

場所打 L 型擁壁安定計算書

H=4500

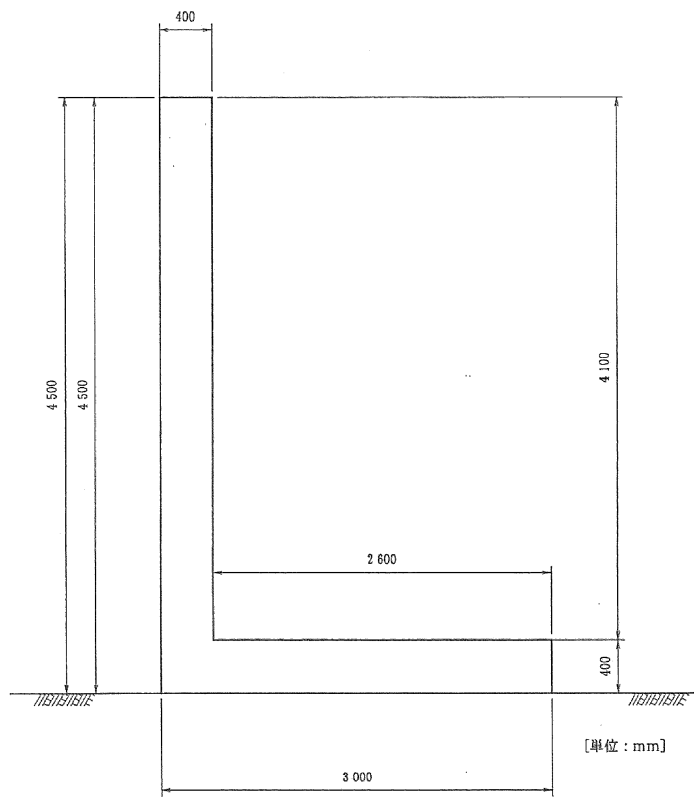
(教育施設)

データ名 : L型H450-B300.arwi
タイトル : 豊洋台擁壁安定計算 - 4
コメント : H-4.5m, B-3.0m

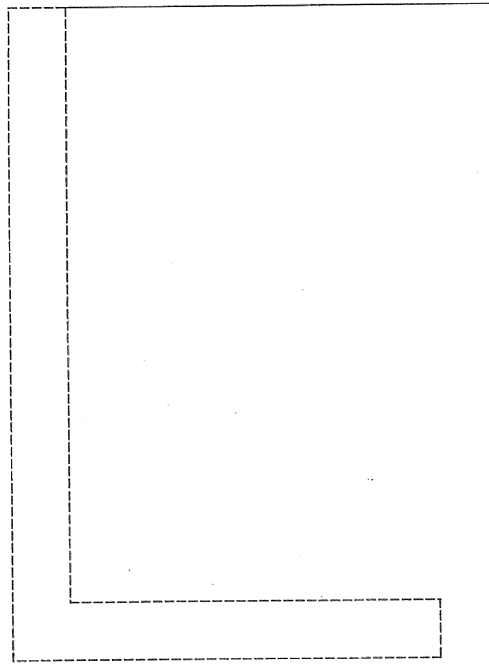
1章 設計条件

1.1 形式 『L型-A (直接基礎)』

1.2 形状寸法
1.2.1 躯体形状寸法



1.2.2 背面土砂形状寸法



1.3 使用材料

【コンクリート】	無筋コンクリート	:	σ_{ck}	=	18 (N/mm ²)
	鉄筋コンクリート (堅壁)	:	σ_{ck}	=	24 (N/mm ²)
	鉄筋コンクリート (底版)	:	σ_{ck}	=	24 (N/mm ²)

【鉄筋】 種類 : SD295

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)
前面土砂 : 30.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
	鉄筋コンクリート	24.500	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	18.000	18.000
	前 面	18.000	18.000
水	躯体浮力算出用		9.800
	土砂浮力 算出用	背面土砂	9.000
		前面土砂	9.000
E P S		—	

【設計 震 度】 軀 体 : Kh = 0.15
 土砂(背面) : Kh = 0.15
 (前面) : Kh = 0.15

1.4 載荷荷重

荷重 状態	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)	
			始端側	終端側
常時荷重	0.400	∞	10.000	10.000

その他荷重
 考慮しない

1.5 土砂

・土砂形状

擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
前趾土砂高さ	(m)	0.000

・土砂の取扱い（前面土砂）

荷重状態	鉛直力	水平力
常時荷重	無視	無視
地震時荷重	無視	無視

1.6 水位

・フーチング底面からの高さ(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
常時荷重	水位無し	0.000	0.000	——	——	——
地震時荷重	水位無し	0.000	0.000	——	——	——

1.7 浮力

・浮力を考慮しない

1.8 土圧

- ・土圧作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	背面土砂			前面土砂
	安定計算時	断面計算時	切土	
常時	0.000	20.000	——	——
地震時	21.586	15.000	——	——

- ・土圧を考慮しない下面からの高さ 0.000 (m)
- ・土圧の仮想背面は土-土
- ・仮想背面(縦壁背面)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

1.9 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

1.10 基礎の条件『直接基礎』

1.10.1 許容せん断抵抗力算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 c (kN/m ²)	0.00
擁壁底版と基礎地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	0.500

1.10.2 安全率および最大地盤反力度データ

荷重状態	転倒に対する許容偏心量 e_B / B	滑動に対する安全率	最大地盤反力度 (kN/m ²)	鉛直支持力算出時の安全率
常時	1 / 6.00	1.50	300.00	3.00
地震時	1 / 3.00	1.20	450.00	2.00

1.11 各部材の許容応力度と安定計算許容値

(1) 鉄筋コンクリート部材

〔許容応力度の基本値〕

(N/mm²)

引張 応力度	荷重の組合せに地震の影響を含まない場合	一般部材	180
		水中部材	160
	荷重の組合せに地震の影響を含む場合		

(N/mm²)

部 材 種 類	荷 重 状 態	割 増 係 数	コンクリート曲げ 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋 引張応力度 σ_{sa}	せん断応力度	
					τ_{a1}	τ_{a2}
縦壁	常時荷重	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
(一般)	地震時荷重	1.50	12.000	270.000	0.580	2.550
底版	常時荷重	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
(一般)	地震時荷重	1.50	12.000	270.000	0.580	2.550

(2) 安定計算許容値

荷 重 状 態	割 増 係 数	転倒に対する 許容偏心量 e_B / B	滑動に対する 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)	鉛直支持力 算出時の 安全率
常時荷重	1.00	1 / 6.00	1.50	300.00	3.00
地震時荷重	1.50	1 / 3.00	1.20	450.00	2.00

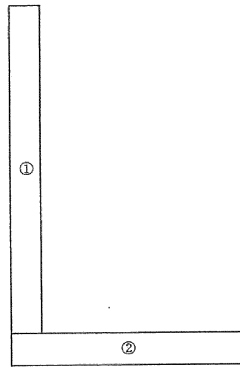
2章 安定計算集計

集計計算は擁壁の奥行き1m当たりで行う。
また、計算上の座標原点はつま先とし、集計後に底版中心の外力に換算する。

2.1 自重・荷重
常時荷重
水位無し

・ 躯体自重および土砂自重

躯体または土砂を分割し、各要素の重量およびつま先からの距離 (x i, y i) を求めて、自重および重心位置を算出する。



躯体自重

躯体の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma=24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i=\gamma \cdot V_i$

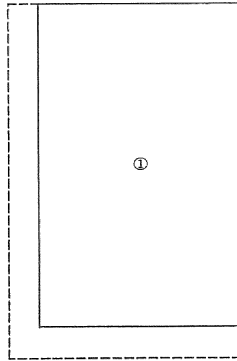
躯体の重心位置

$$x = \frac{\sum (W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} = \frac{52.136}{69.580} = 0.749 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum (W_i \cdot y_i)}{\sum W_i} = \frac{104.321}{69.580} = 1.499 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i(\text{m}^3)$	重量 $W_i(\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i(\text{m})$	$y_i(\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$0.400 \times 4.100 = 1.640$	40.180	0.200	2.450	8.036	98.441
②	$3.000 \times 0.400 = 1.200$	29.400	1.500	0.200	44.100	5.880
Σ	2.840	69.580	——	——	52.136	104.321

背面土砂自重



背面土砂の重量と重心位置 背面土砂の単位重量 $\gamma=18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i=\gamma \cdot V_i$

背面土砂の重心位置

$$x = \frac{\sum (W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} = \frac{326.196}{191.880} = 1.700 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum (W_i \cdot y_i)}{\sum W_i} = \frac{470.106}{191.880} = 2.450 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$2.600 \times 4.100 = 10.660$	191.880	1.700	2.450	326.196	470.106
Σ	10.660	191.880	—	—	326.196	470.106

自重の集計
鉛直力
作用位置

$$x = \Sigma (W \cdot x) / \Sigma W = 378.332 / 261.460 = 1.447 \text{ m}$$

	重量 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W・x
躯体	69.580	0.749	52.136
背面土砂	191.880	1.700	326.196
合計	261.460	——	378.332

・地表面載荷荷重

鉛直力

No	左端強度 q1 (kN/m ²)	右端強度 q2 (kN/m ²)	作用幅 L (m)	重量 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W・x
①	10.000	10.000	2.600	26.000	1.700	44.200
Σ	—————	—————	—————	26.000	—————	44.200

作用位置

$$x = \Sigma (W \cdot x) / \Sigma W = 44.200 / 26.000 = 1.700 \text{ m}$$

なお、L は考慮すべき上載荷重の作用幅

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

x はつま先から合力作用点までの距離とする。

・土圧

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） $x_p = 3.000 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.500 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 0.000^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$

すべり角（ ω ）に対する土砂重量（W）、土圧力（P）

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
59.0	109.507	27.039	136.546	75.689
60.0	105.222	25.981	131.203	75.750
61.0	101.023	24.944	125.967	75.689

土圧力が最大となるのは、
 $\omega = 60.0^\circ$ のとき $P = 75.750 \text{ kN}$
 である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{131.203 \times \sin(60.0^\circ - 30.0^\circ)}{\cos(60.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 75.750 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置はつぎのようになる。

水平成分
 $P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 75.750 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 75.750 \text{ kN}$

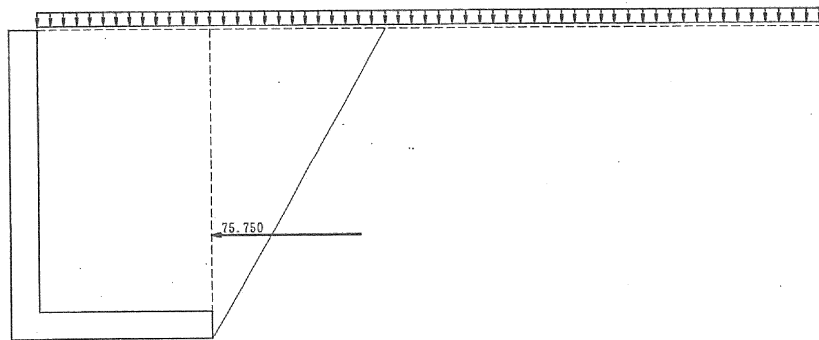
鉛直成分
 $P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 75.750 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 x &= x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m} \\
 y &= y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

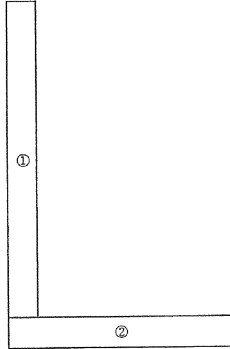
・土圧図



地震時荷重
水位無し

・ 躯体自重および土砂自重

躯体または土砂を分割し、各要素の重量およびつま先からの距離 (x i, y i) を求めて、自重および重心位置を算出する。



躯体自重

躯体の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

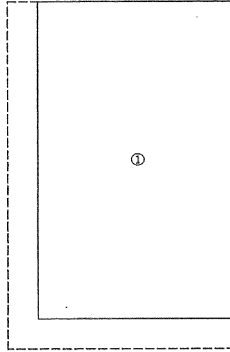
躯体の重心位置

$$x = \frac{\sum (W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} = \frac{52.136}{69.580} = 0.749 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum (W_i \cdot y_i)}{\sum W_i} = \frac{104.321}{69.580} = 1.499 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$0.400 \times 4.100 = 1.640$	40.180	0.200	2.450	8.036	98.441
②	$3.000 \times 0.400 = 1.200$	29.400	1.500	0.200	44.100	5.880
Σ	2.840	69.580	——	——	52.136	104.321

背面土砂自重



背面土砂の重量と重心位置 背面土砂の単位重量 $\gamma=18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i=\gamma \cdot V_i$

背面土砂の重心位置

$$x = \frac{\sum (W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} = \frac{326.196}{191.880} = 1.700 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum (W_i \cdot y_i)}{\sum W_i} = \frac{470.106}{191.880} = 2.450 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$2.600 \times 4.100 = 10.660$	191.880	1.700	2.450	326.196	470.106
Σ	10.660	191.880	—	—	326.196	470.106

自重の集計

鉛直力
作用位置

$$x = \Sigma (W \cdot x) / \Sigma W = 378.332 / 261.460 = 1.447 \text{ m}$$

	重量	作用位置	モーメント
	W (kN)	x (m)	W · x
躯体	69.580	0.749	52.136
背面土砂	191.880	1.700	326.196
合計	261.460	—	378.332

水平力

作用位置

$$y = \Sigma (H \cdot y) / \Sigma H = 86.164 / 39.219 = 2.197 \text{ m}$$

	重量	水平震度	水平力	作用位置	モーメント
	W (kN)	kH	H (kN)	y (m)	H · y
躯体	69.580	0.15	10.437	1.499	15.648
背面土砂	191.880	0.15	28.782	2.450	70.516
合計	261.460	—	39.219	—	86.164

・土圧

土圧は地震時慣性力を考慮した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） $x_p = 3.000 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.500 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 地表面が水平面となす角度 $\beta = 0.000^\circ$
 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kH = \tan^{-1} 0.15 = 8.531^\circ$
 壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin (\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos (\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin 30.0^\circ \times \sin (8.531^\circ + 17.258^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 30.0^\circ \times \cos (8.531^\circ + 17.258^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 21.586^\circ$$

$$\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin (\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin (0.000^\circ + 8.531^\circ)}{\sin 30.0^\circ} = 17.258^\circ$$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$
 すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W) , 土圧力 (P)

すべり角 ω ($^\circ$)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
46.0	175.997	0.000	175.997	74.241
47.0	169.951	0.000	169.951	74.306
48.0	164.099	0.000	164.099	74.265

土圧力が最大となるのは,
 $\omega = 47.0^\circ$ のとき $P = 74.306 \text{ kN}$ である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin (\omega - \phi + \theta)}{\cos (\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$
$$= \frac{169.951 / \cos 8.531^\circ \times \sin (47.0^\circ - 30.0^\circ + 8.531^\circ)}{\cos (47.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 21.586^\circ)}$$
$$= 74.306 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分，鉛直成分，作用位置はつぎのようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos (\alpha + \delta) = 74.306 \times \cos (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 69.094 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin (\alpha + \delta) = 74.306 \times \sin (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 27.337 \text{ kN}$$

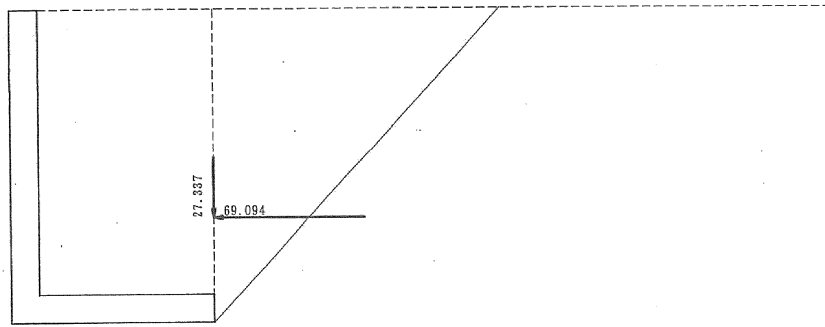
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

・土圧図



2.2 作用力の集計

常時荷重

水位無し

つま先に関する作用力の集計をすると、つぎのようになる。(奥行き1m当たり)

区分	鉛直力 Vi(kN)	水平力 Hi(kN)	アーム長		モーメント	
			xi(m)	yi(m)	Vi·xi	Hi·yi
自重/地震時慣性力	261.460	—	1.447	—	378.332	—
地表面載荷々重	26.000	—	1.700	—	44.200	—
土圧	0.000	75.750	3.000	1.500	0.000	113.625
その他の荷重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計	287.460	75.750	—	—	422.532	113.625

・つま先に関する作用力

$$\text{鉛直力 } V = 287.460 \text{ (} 574.920 \text{) kN}$$

$$\text{水平力 } H = 75.750 \text{ (} 151.500 \text{) kN}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= \sum V_i \cdot x_i - \sum H_i \cdot y_i = 422.532 - 113.625 \\ &= 308.907 \text{ (} 617.814 \text{) kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

・底版中心に関する作用力

$$\text{鉛直力 } V_c = V = 287.460 \text{ (} 574.920 \text{) kN}$$

$$\text{水平力 } H_c = H = 75.750 \text{ (} 151.500 \text{) kN}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M_c &= V \cdot \frac{B}{2} - M = 287.460 \times \frac{3.000}{2} - 308.907 \\ &= 122.283 \text{ (} 244.566 \text{) kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

地震時荷重
水位無し

つま先に関する作用力の集計をすると、つぎのようになる。(奥行き1m当たり)

区分	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		モーメント	
			xi (m)	yi (m)	Vi · xi	Hi · yi
自重/地震時慣性力	261.460	39.219	1.447	2.197	378.332	86.164
地表面載荷々重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	27.337	69.094	3.000	1.500	82.011	103.641
その他の荷重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計	288.797	108.313	—	—	460.343	189.805

・つま先に関する作用力

$$\text{鉛直力 } V = 288.797 \quad (\quad 577.594) \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H = 108.313 \quad (\quad 216.626) \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= \sum V_i \cdot x_i - \sum H_i \cdot y_i = 460.343 - 189.805 \\ &= 270.538 \quad (\quad 541.076) \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

・底版中心に関する作用力

$$\text{鉛直力 } V_c = V = 288.797 \quad (\quad 577.594) \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H_c = H = 108.313 \quad (\quad 216.626) \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M_c &= V \cdot \frac{B}{2} - M = 288.797 \times \frac{3.000}{2} - 270.538 \\ &= 162.658 \quad (\quad 325.315) \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

3章 安定計算結果

3.1. 躯体の安定

常時荷重

水位無し

・転倒に対する検討

$$\text{合力の作用位置 } d = M / V = 308.907 / 287.460 = 1.075 \text{ m}$$

$$\text{許容偏心距離 } e_a = B / 6.00 = 0.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{偏心距離 } e &= B / 2 - d = 3.000 / 2 - 1.075 \\ &= 0.425 \leq e_a = 0.500 \text{ m} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

M : つま先に関するモーメント

V : 鉛直力

B : 底版幅

・滑動に対する検討

$$\begin{aligned} F &= \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{287.460 \times 0.50 + 0.00 \times 2.150}{75.750} \\ &= 1.897 \geq 1.50 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

V : 鉛直力

μ : 底版と基礎地盤の間の摩擦係数

C : 底版と基礎地盤の間の粘着力

B : 底版幅

H : 水平力

・地盤反力度に対する検討

$$\text{地盤反力度の作用幅 } x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \times 1.075 = 3.225 > B = 3.000 \text{ m} \dots \text{台形分布}$$

地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{V}{B} + \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{287.460}{3.000} + \frac{6 \times 122.283}{3.000^2} \\ &= 177.342 \leq 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\min} &= \frac{V}{B} - \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{287.460}{3.000} - \frac{6 \times 122.283}{3.000^2} \\ &= 14.298 \leq 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

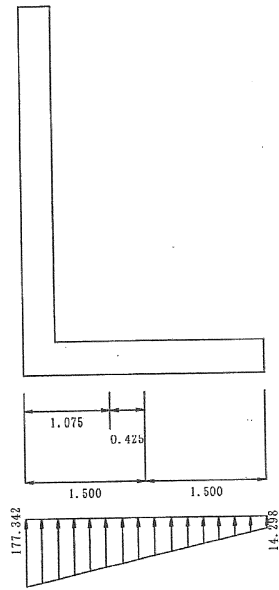
d : 合力の作用位置 (つま先から)

B : 底版幅

V : 鉛直力

M_c : 底版中心に関するモーメント

・地盤反力度の図



転倒に対する安定性

場所打L型擁壁 H=4.500mタイプ

$$F_s = M_r / M_o \geq 1.5$$

$$= 422.532 / 113.625$$

$$= 3.72 \geq 1.5 \quad \dots \quad 0.K$$

F_s : 安全率

M_r : 転倒に抵抗しようとするモーメント

M_o : 転倒させようとするモーメント

※ 諸数値については、構造計算書 (P20参照)

地震時荷重
水位無し

・転倒に対する検討

$$\text{合力の作用位置 } d = M / V = 270.538 / 288.797 = 0.937 \text{ m}$$

$$\text{許容偏心距離 } e_a = B / 3.00 = 1.000 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{偏心距離 } e = B / 2 - d &= 3.000 / 2 - 0.937 \\ &= 0.563 \leq e_a = 1.000 \text{ m} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

M : つま先に関するモーメント
V : 鉛直力
B : 底版幅

・滑動に対する検討

$$\begin{aligned} F &= \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{288.797 \times 0.50 + 0.00 \times 1.874}{108.313} \\ &= 1.333 \geq 1.20 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

V : 鉛直力
 μ : 底版と基礎地盤の間の摩擦係数
C : 底版と基礎地盤の間の粘着力
B : 底版幅
H : 水平力

・地盤反力度に対する検討

$$\begin{aligned} \text{地盤反力度の作用幅 } x &= 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \times 0.937 = 2.811 \leq B = 3.000 \text{ m} \\ &\dots \text{ 三角形分布} \end{aligned}$$

地盤反力度

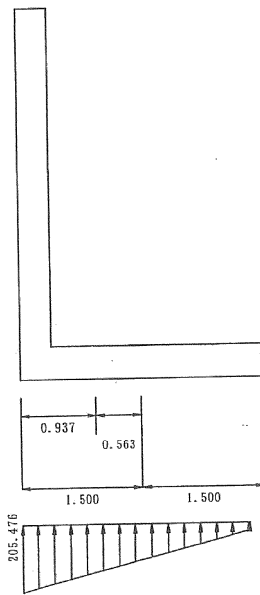
$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{x} = \frac{2 \times 288.797}{2.811} = 205.476 \leq 450.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$$

$$q_{\min} = 0.0$$

ここに、

V : 鉛直力

・地盤反力度の図



4章 縦壁の設計

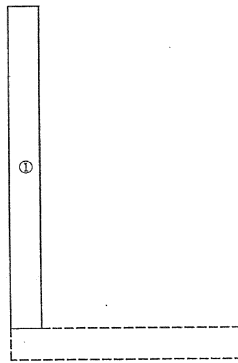
4.1 縦壁基部の設計

なお、断面設計は縦壁の奥行き1m当たりで行う。

4.1.1 自重・荷重

常時荷重
水位無し

・自重



縦壁の重量と重心位置 縦壁の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

基部前面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 8.036 / 40.180 = 0.200 \text{ m}$$

$$y = \sum (W_i \cdot y_i) / \sum W_i = 82.369 / 40.180 = 2.050 \text{ m}$$

設計断面中心からの重心位置

$$x' = x_0 - x = 0.200 - 0.200 = 0.000 \text{ m}$$

(x_0 は基部前面と設計断面中心の水平距離)

$$y' = y = 2.050 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$0.400 \times 4.100 = 1.640$	40.180	0.200	2.050	8.036	82.369
Σ	1.640	40.180	—	—	8.036	82.369

・土圧

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の下端位置 (設計断面中心からの距離) $x_p = 0.200 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.100 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = 2/3 \phi = 20.000^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
55.0	105.934	28.709	134.643	57.120
56.0	102.046	27.655	129.701	57.170
57.0	98.249	26.626	124.875	57.118

土圧力が最大となるのは,
 $\omega = 56.0^\circ$ のとき $P = 57.170 \text{ kN}$ である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{129.701 \times \sin(56.0^\circ - 30.0^\circ)}{\cos(56.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 57.170 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分, 鉛直成分, 作用位置はつぎのようになる。

水平成分 $P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 57.170 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 53.722 \text{ kN}$

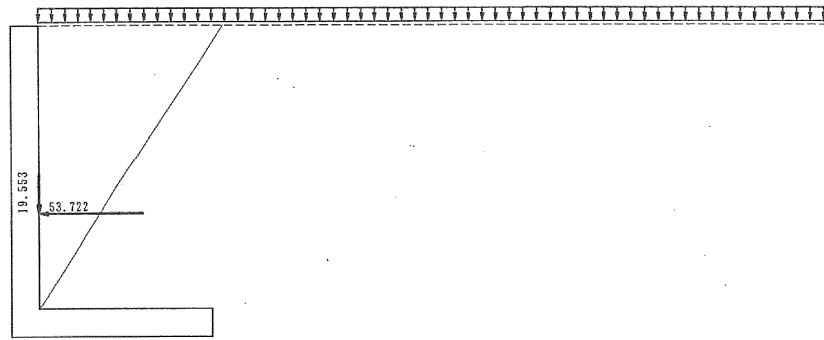
鉛直成分 $P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 57.170 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 19.553 \text{ kN}$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.100}{3} = 1.367 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 x &= H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.367 \times \tan 0.000^\circ - 0.200 = -0.200 \text{ m} \\
 y &= y_p + H_o = 0.000 + 1.367 = 1.367 \text{ m}
 \end{aligned}$$

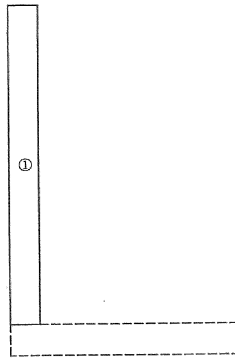
・土圧図



なお、断面設計は縦壁の奥行き 1 m 当たりで行う。

地震時荷重
水位無し

・自重



縦壁の重量と重心位置 縦壁の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

基部前面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 8.036 / 40.180 = 0.200 \text{ m}$$

$$y = \sum (W_i \cdot y_i) / \sum W_i = 82.369 / 40.180 = 2.050 \text{ m}$$

設計断面中心からの重心位置

$$x' = x_0 - x = 0.200 - 0.200 = 0.000 \text{ m}$$

(x_0 は基部前面と設計断面中心の水平距離)

$$y' = y = 2.050 \text{ m}$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
①	$0.400 \times 4.100 = 1.640$	40.180	0.200	2.050	8.036	82.369
Σ	1.640	40.180	—	—	8.036	82.369

縦壁の地震時慣性力

$$H = W \cdot k \cdot h = 40.180 \times 0.150 = 6.027 \text{ kN}$$

・土圧

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の下端位置 (設計断面中心からの距離) $x_p = 0.200 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.100 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 15.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kH = \tan^{-1} 0.15 = 8.531^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

すべり角 ω ($^\circ$)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
48.0	136.222	0.000	136.222	61.613
49.0	131.514	0.000	131.514	61.619
50.0	126.947	0.000	126.947	61.546

土圧力が最大となるのは,
 $\omega = 49.0^\circ$ のとき $P = 61.619 \text{ kN}$ である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin (\omega - \phi + \theta)}{\cos (\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$
$$= \frac{131.514 / \cos 8.531^\circ \times \sin (49.0^\circ - 30.0^\circ + 8.531^\circ)}{\cos (49.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 15.000^\circ)}$$
$$= 61.619 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分，鉛直成分，作用位置はつぎのようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos (\alpha + \delta) = 61.619 \times \cos (0.000^\circ + 15.000^\circ) = 59.519 \text{ kN}$$

鉛直成分

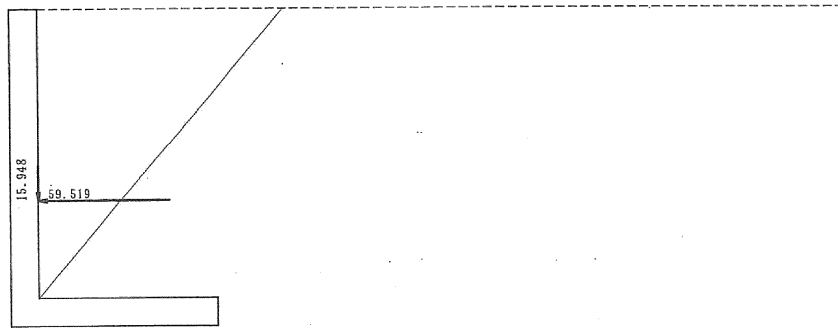
$$P_v = P \cdot \sin (\alpha + \delta) = 61.619 \times \sin (0.000^\circ + 15.000^\circ) = 15.948 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.100}{3} = 1.367 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.367 \times \tan 0.000^\circ - 0.200 = -0.200 \text{ m}$$
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.367 = 1.367 \text{ m}$$

・土圧図



4.1.2 断面力の集計
 常時荷重
 水位無し

設計断面位置 縦壁基部

区分	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		モーメント	
			xi (m)	yi (m)	Vi · xi	Hi · yi
自重/地震時慣性力	40.180	—	0.000	—	0.000	—
土圧	19.553	53.722	-0.200	1.367	-3.911	73.438
その他の荷重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計	40.180	53.722	—	—	0.000	73.438

ただし、xi は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+），
 yi は設計断面位置からの高さ

設計断面力
 鉛直力による偏心モーメントを考慮した設計断面力は、次のようになる。
 曲げモーメント $M = \sum H_i \cdot y_i + \sum V_i \cdot x_i = 73.438 + 0.000 = 73.438 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 せん断力 $S = \sum H_i = 53.722 \text{ kN}$

地震時荷重
水位無し

設計断面位置 壁基部

区分	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		モーメント	
			xi (m)	yi (m)	Vi · xi	Hi · yi
自重/地震時慣性力	40.180	6.027	0.000	2.050	0.000	12.355
土圧	15.948	59.519	-0.200	1.367	-3.190	81.362
その他の荷重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計	40.180	65.546	——	——	0.000	93.718

ただし、xi は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、
yi は設計断面位置からの高さ

設計断面力

鉛直力による偏心モーメントを考慮した設計断面力は、次のようになる。

曲げモーメント $M = \sum H_i \cdot y_i + \sum V_i \cdot x_i = 93.718 + 0.000 = 93.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$
せん断力 $S = \sum H_i = 65.546 \text{ kN}$

4.1.3 断面計算

常時荷重
水位無し

算定条件
設計位置 縦壁基部
断面の幅 $B = 100.0$ cm
断面の高さ $H = 40.0$ cm
曲げモーメント $M = 73.438$ kN·m
せん断力 $S = 53.722$ kN

引張側

鉄筋段数 1 段

鉄筋段数	かぶり (cm)	鉄筋径(断面積) (cm^2)	鉄筋本数 (本)	鉄筋量 (cm^2)
1 段目	7.0	D25 (4 5.067)	4.00	20.268
2 段目	—	—	—	—
合 計				20.268

必要鉄筋量 13.719 cm^2

応力度
コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 4.395 \leq \sigma_{ca} = 8.000$ N/ mm^2 ... OK
鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 124.168 \leq \sigma_{sa} = 180.000$ N/ mm^2 ... OK
コンクリートのせん断応力度 $\tau = 0.163 \leq \tau_a = 0.390$ N/ mm^2 ... OK

地震時荷重
水位無し

算定条件
設計位置 縦壁基部
断面の幅 $B = 100.0 \text{ cm}$
断面の高さ $H = 40.0 \text{ cm}$
曲げモーメント $M = 93.718 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力 $S = 65.546 \text{ kN}$

引張側

鉄筋段数 1 段

鉄筋段数	かぶり (cm)	鉄筋径(断面積) (cm^2)	鉄筋本数 (本)	鉄筋量 (cm^3)
1 段目	7.0	D25 (@ 5.067)	4.00	20.268
2 段目	—	—	—	—
合 計				20.268

必要鉄筋量 11.585 cm^3

応力度
コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c = 5.609 \leq \sigma_{ca} = 12.000 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 158.457 \leq \sigma_{sa} = 270.000 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 $\tau = 0.199 \leq \tau_a = 0.580 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

4.1.4 最小鉄筋量
常時荷重
水位無し

最小鉄筋量は、はり部材として算定する。

作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする。

ひびわれモーメント $M_c = Z_c (\sigma_{bt} + N / A_c) = 51.031 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
ここに、

Z_c : コンクリート部材の断面係数

$$\left(= \frac{B \cdot H^2}{6} = \frac{1000.0 \times 400.0^2}{6} = 26666666 \text{ mm}^3 \right)$$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度

$$\left(= 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3} = 1.914 \text{ N/mm}^2 \right)$$

N : 軸方向力

A_c : コンクリート部材の断面積

$$\left(= B \cdot H = 1000.0 \times 400.0 = 400000.0 \text{ mm}^2 \right)$$

曲げモーメントの1.7倍 $1.7 \cdot M = 1.7 \times 73.438 \times 10^6 = 124.845 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$

以上より、

$1.7 \cdot M > M_c$ なので終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする $A_{smin} = 5.322 \text{ cm}^2$

地震時荷重
水位無し

最小鉄筋量は、はり部材として算定する。

作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする。

ひびわれモーメント $M_c = Z_c (\sigma_{bt} + N / A_c) = 51.031 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
ここに、

Z_c : コンクリート部材の断面係数

$$\left(= \frac{B \cdot H^2}{6} = \frac{1000.0 \times 400.0^2}{6} = 26666666 \text{ mm}^3 \right)$$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度

$$\left(= 0.23 \sigma_{ck} = 0.23 \times 24 = 1.914 \text{ N/mm}^2 \right)$$

N : 軸方向力

A_c : コンクリート部材の断面積

$$\left(= B \cdot H = 1000.0 \times 400.0 = 400000.0 \text{ mm}^2 \right)$$

曲げモーメントの1.7倍 $1.7 \cdot M = 1.7 \times 93.718 \times 10^6 = 159.320 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$

以上より、

$1.7 \cdot M > M_c$ なので終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする $A_{smin} = 5.322 \text{ cm}^2$

5章 かかと版の設計

5.1 かかと版付け根位置の設計

設計断面位置：かかと版付根

5.1.1 自重・荷重

常時荷重

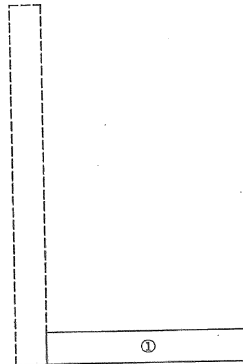
水位無し

かかと版自重

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量および設計断面からの距離 (x_i) を求めて、自重および重心位置を算出する。
計算はかかと版の奥行き 1 m 当たりで行う。

かかと版の重量と重心位置

かかと版の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



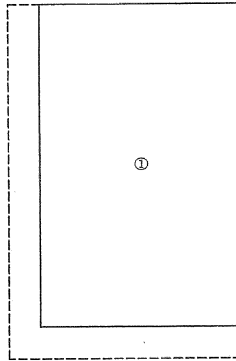
設計断面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 33.124 / 25.480 = 1.300$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.600 \times 0.400 = 1.040$	25.480	1.300	33.124
Σ	1.040	25.480	—	33.124

背面土砂の重量と重心位置

背面土砂の単位重量 $\gamma = 18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



設計断面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 249.444 / 191.880 = 1.300$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.600 \times 4.100 = 10.660$	191.880	1.300	249.444
Σ	10.660	191.880	—	249.444

自重の集計

作用位置

$$x = \Sigma (V \cdot x) / \Sigma V = 282.568 / 217.360 = 1.300$$

	自重 V (kN)	作用位置 x (m)	モーメント V · x
かかと版	25.480	1.300	33.124
背面土砂	191.880	1.300	249.444
合計	217.360	———	282.568

・地表面載荷荷重

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 33.800 / 26.000 = 1.300 \text{ m}$$

なお、L は考慮すべき上載荷重の作用幅

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

x は設計断面位置から合力作用点までの距離とする。

No	左端強度 q1 (kN/m ²)	右端強度 q2 (kN/m ²)	作用幅 L (m)	重量 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W・x
1	10.000	10.000	2.600	26.000	1.300	33.800
Σ	—————	—————	—————	26.000	—————	33.800

・土圧

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） $x_p = 3.000 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.500 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 0.000^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W) , 土圧力 (P)

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
59.0	109.507	27.039	136.546	75.689
60.0	105.222	25.981	131.203	75.750
61.0	101.023	24.944	125.967	75.689

土圧力が最大となるのは,
 $\omega = 60.0^\circ$ のとき $P = 75.750 \text{ kN}$
 である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{131.203 \times \sin(60.0^\circ - 30.0^\circ)}{\cos(60.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 75.750 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分, 鉛直成分, 作用位置はつぎのようになる。
 水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 75.750 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 75.750 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 75.750 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 x &= x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m} \\
 y &= y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 0.000}{2.600} = 0.000 \text{ kN/m}$$

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

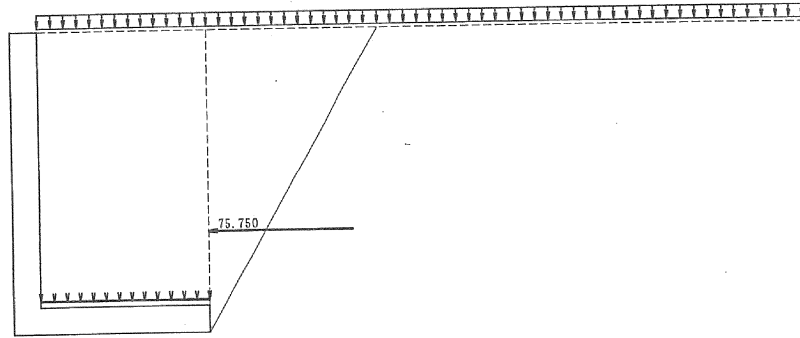
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot p_v \cdot L = P_v = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{2}{3} \cdot L = \frac{2}{3} \times 2.600 = 1.733 \text{ m}$$

・土圧図



設計断面位置：かかと版付根

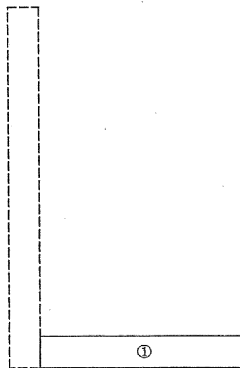
地震時荷重
水位無し

かかと版自重

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量および設計断面からの距離 (x_i) を求めて、自重および重心位置を算出する。
計算はかかと版の奥行き 1 m 当たりで行う。

かかと版の重量と重心位置

かかと版の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



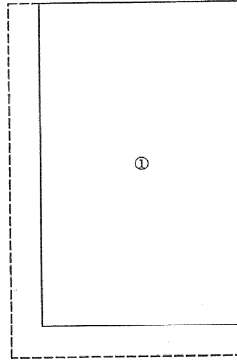
設計断面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 33.124 / 25.480 = 1.300$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.600 \times 0.400 = 1.040$	25.480	1.300	33.124
Σ	1.040	25.480	—	33.124

背面土砂の重量と重心位置

背面土砂の単位重量 $\gamma = 18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



設計断面からの重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 249.444 / 191.880 = 1.300$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.600 \times 4.100 = 10.660$	191.880	1.300	249.444
Σ	10.660	191.880	—	249.444

自重の集計

作用位置

$$x = \Sigma (V \cdot x) / \Sigma V = 282.568 / 217.360 = 1.300$$

	自重 V (kN)	作用位置 x (m)	モーメント V · x
かかと版	25.480	1.300	33.124
背面土砂	191.880	1.300	249.444
合計	217.360	———	282.568

・土圧

土圧は地震時慣性力を考慮した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） $x_p = 3.000 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.500 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 地表面が水平面となす角度 $\beta = 0.000^\circ$
 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k H = \tan^{-1} 0.15 = 8.531^\circ$
 壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin (\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos (\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin 30.0^\circ \times \sin (8.531^\circ + 17.258^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 30.0^\circ \times \cos (8.531^\circ + 17.258^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 21.586^\circ$$

$$\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin (\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin (0.000^\circ + 8.531^\circ)}{\sin 30.0^\circ} = 17.258^\circ$$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$
 すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W)、土圧力 (P)

すべり角 $\omega (^{\circ})$	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
46.0	175.997	0.000	175.997	74.241
47.0	169.951	0.000	169.951	74.306
48.0	164.099	0.000	164.099	74.265

土圧力が最大となるのは、
 $\omega = 47.0^\circ$ のとき $P = 74.306 \text{ kN}$ である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin (\omega - \phi + \theta)}{\cos (\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$
$$= \frac{169.951 / \cos 8.531^\circ \times \sin (47.0^\circ - 30.0^\circ + 8.531^\circ)}{\cos (47.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 21.586^\circ)}$$
$$= 74.306 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分，鉛直成分，作用位置はつぎのようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos (\alpha + \delta) = 74.306 \times \cos (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 69.094 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin (\alpha + \delta) = 74.306 \times \sin (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 27.337 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 27.337}{2.600} = 21.028 \text{ kN/m}$$

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

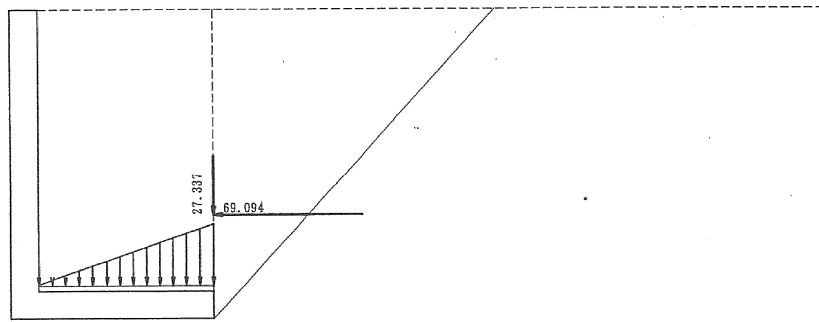
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot p_v \cdot L = P_v = 27.337 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{2}{3} \cdot L = \frac{2}{3} \times 2.600 = 1.733 \text{ m}$$

・土圧図



27.337
69.094

5.1.2 地盤反力

常時荷重
水位無し

地盤反力度の分布形	台形分布
つま先版での地盤反力度	$q_1 = 177.342 \text{ kN/m}^2$
かかと版での地盤反力度	$q_2 = 14.298 \text{ kN/m}^2$
地盤反力度の全作用幅	$B = 3.000 \text{ m}$
設計断面位置より前方の 地盤反力度の作用幅	$L = 2.600 \text{ m}$

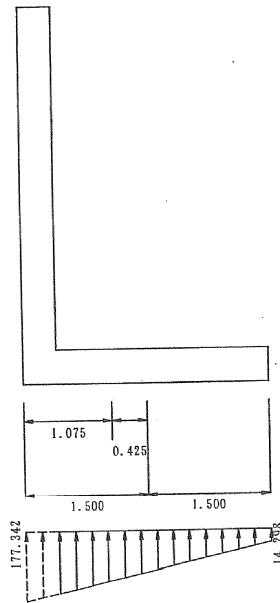
設計断面位置での地盤反力度 $q_3 = 155.603 \text{ kN/m}^2$

地盤反力

$$Q = \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = \frac{1}{2} \times (14.298 + 155.603) \times 2.600 = 220.871 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = 0.940 \text{ m}$$



地震時荷重
水位無し

地盤反力度の分布形
つま先版での地盤反力度
かかと版での地盤反力度
地盤反力度の全作用幅
設計断面位置より前方の
地盤反力度の作用幅

三角形分布
 $q_1 = 205.476 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$
 $B = 2.811 \text{ m}$
 $L = 2.411 \text{ m}$

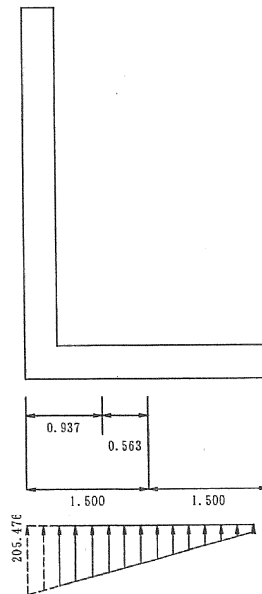
設計断面位置での地盤反力度 $q_3 = 176.237 \text{ kN/m}^2$

地盤反力

$$Q = \frac{1}{2} \cdot (q_3 + q_2) \cdot L = \frac{1}{2} \times (176.237 + 0.00) \times 2.411 = 212.454 \text{ kN}$$

作用位置（設計断面位置より）

$$x = 0.804 \text{ m}$$



5.1.3 断面力の集計

常時荷重
水位無し

設計断面位置：かかと版付根

区分	鉛直力	アーム長	モーメント
	V_i (kN)	x_i (m)	$V_i \cdot x_i$
自重	217.360	1.300	282.568
地表面載荷々重	26.000	1.300	33.800
土圧	0.000	1.733	0.000
地盤反力	-220.871	0.940	-207.531
合計	22.489	—————	108.837

設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum V_i \cdot x_i = 108.837 \text{ kN}\cdot\text{m}$
(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 73.438 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_1 < M_3$ なので、 $M = M_1 = 73.438 \text{ kN}\cdot\text{m}$

地震時荷重
水位無し

設計断面位置：かかと版付根

区分	鉛直力	アーム長	モーメント
	V_i (kN)	x_i (m)	$V_i \cdot x_i$
自重	217.360	1.300	282.568
土圧	27.337	1.733	47.384
地盤反力	-212.454	0.804	-170.742
合計	32.243	———	159.210

設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum V_i \cdot x_i = 159.210 \text{ kN}\cdot\text{m}$
(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 93.718 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_1 < M_3$ なので、 $M = M_1 = 93.718 \text{ kN}\cdot\text{m}$

5.1.5 最小鉄筋量
常時荷重
水位無し

最小鉄筋量は、はり部材として算定する。

作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする。

$$\text{ひびわれモーメント } M_c = Z_c (\sigma_{bt} + N / A_c) = 51.031 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

Z_c : コンクリート部材の断面係数

$$\left(= \frac{B \cdot H^2}{6} = \frac{1000.0 \times 400.0^2}{6} = 26666666 \text{ mm}^3 \right)$$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度

$$\left(= 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3} = 1.914 \text{ N/mm}^2 \right)$$

N : 軸方向力 (= 0.0 N)

A_c : コンクリート部材の断面積

$$\left(= B \cdot H = 1000.0 \times 400.0 = 400000.0 \text{ mm}^2 \right)$$

$$\text{曲げモーメントの1.7倍 } 1.7 \cdot M = 1.7 \times 73.438 \times 10^6 = 124.845 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

以上より、

$1.7 \cdot M > M_c$ なので終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする $A_{smin} = 5.811 \text{ cm}^2$

地震時荷重
水位無し

最小鉄筋量は、はり部材として算定する。

作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする。

$$\text{ひびわれモーメント } M_c = Z_c (\sigma_{bt} + N / A_c) = 51.031 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

Z_c : コンクリート部材の断面係数

$$\left(= \frac{B \cdot H^2}{6} = \frac{1000.0 \times 400.0^2}{6} = 26666666 \text{ mm}^3 \right)$$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度

$$\left(= 0.23 \sigma_{ck} = 0.23 \times 24 = 1.914 \text{ N/mm}^2 \right)$$

N : 軸方向力 ($= 0.0 \text{ N}$)

A_c : コンクリート部材の断面積

$$\left(= B \cdot H = 1000.0 \times 400.0 = 400000.0 \text{ mm}^2 \right)$$

$$\text{曲げモーメントの1.7倍 } 1.7 \cdot M = 1.7 \times 93.718 \times 10^6 = 159.320 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

以上より、

$1.7 \cdot M > M_c$ なので終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で
大きい方とする $A_{smin} = 5.811 \text{ cm}^2$

5.2 せん断検討位置[1]の設計

設計断面位置：かかと版付根から 0.300 m

5.2.1 自重・荷重

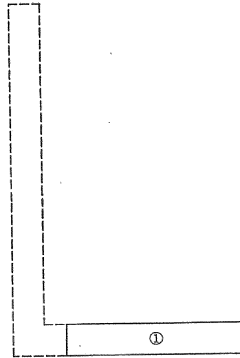
常時荷重
水位無し

かかと版自重

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量および設計断面からの距離 (x_i) を求めて、自重および重心位置を算出する。
計算はかかと版の奥行き 1 m 当たりで行う。

かかと版の重量と重心位置

かかと版の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



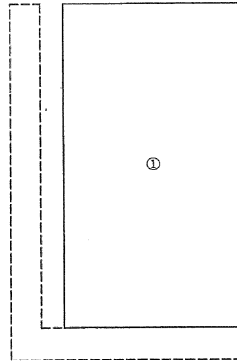
設計断面からの重心位置

$$x = \frac{\sum (W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} = \frac{25.921}{22.540} = 1.150$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.300 \times 0.400 = 0.920$	22.540	1.150	25.921
Σ	0.920	22.540	—	25.921

背面土砂の重量と重心位置

背面土砂の単位重量 $\gamma = 18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



設計断面からの重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 195.201 / 169.740 = 1.150$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.300 \times 4.100 = 9.430$	169.740	1.150	195.201
Σ	9.430	169.740	—	195.201

自重の集計

作用位置

$$x = \Sigma (V \cdot x) / \Sigma V = 221.122 / 192.280 = 1.150$$

	自重 V (kN)	作用位置 x (m)	モーメント V · x
かかと版	22.540	1.150	25.921
背面土砂	169.740	1.150	195.201
合計	192.280	———	221.122

・ 地表面 載荷荷重

作用位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 26.450 / 23.000 = 1.150 \text{ m}$$

なお、L は考慮すべき上載荷重の作用幅

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

x は設計断面位置から合力作用点までの距離とする。

No	左端強度 q1 (kN/m ²)	右端強度 q2 (kN/m ²)	作用幅 L (m)	重量 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W · x
1	10.000	10.000	2.300	23.000	1.150	26.450
Σ	—————	—————	—————	23.000	—————	26.450

・土圧

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） $x_p = 3.000 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.500 \text{ m}$
 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 $\phi = 30.0^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 0.000^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.0^\circ \sim 80.0^\circ$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)			土圧力 P (kN)
	土砂	上載荷重	合計	
59.0	109.507	27.039	136.546	75.689
60.0	105.222	25.981	131.203	75.750
61.0	101.023	24.944	125.967	75.689

土圧力が最大となるのは,
 $\omega = 60.0^\circ$ のとき $P = 75.750 \text{ kN}$
 である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{131.203 \times \sin(60.0^\circ - 30.0^\circ)}{\cos(60.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 75.750 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分, 鉛直成分, 作用位置はつぎのようになる。

水平成分
 $P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 75.750 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 75.750 \text{ kN}$

鉛直成分
 $P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 75.750 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 x &= x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m} \\
 y &= y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 0.000}{2.600} = 0.000 \text{ kN/m}$$

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 $L_1 = 0.300 \text{ m}$
設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.300 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{0.000}{2.600} \times 0.300 = 0.000 \text{ kN/m}$

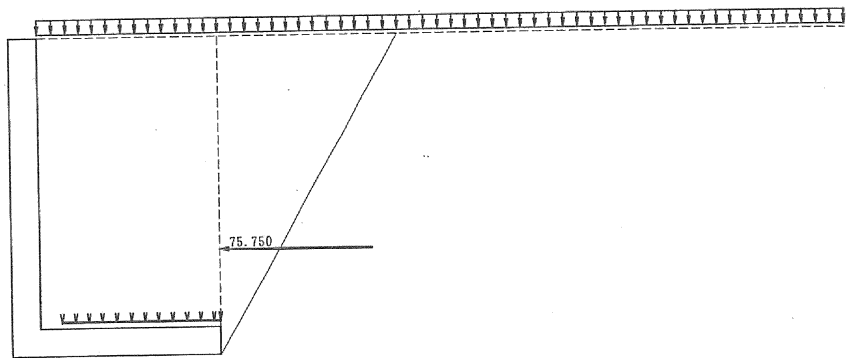
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 2.300 = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 0.000}{0.000 + 0.000} \times \frac{2.300}{3} = 0.000 \text{ m}$$

・土圧図



設計断面位置：かかと版付根から 0.300 m

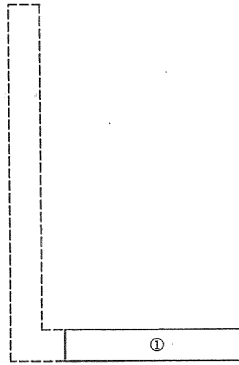
地震時荷重
水位無し

かかと版自重

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量および設計断面からの距離 (x_i) を求めて、自重および重心位置を算出する。
計算はかかと版の奥行き 1 m 当たりで行う。

かかと版の重量と重心位置

かかと版の単位重量 $\gamma = 24.500 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



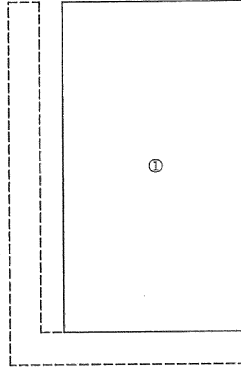
設計断面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 25.921 / 22.540 = 1.150$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.300 \times 0.400 = 0.920$	22.540	1.150	25.921
Σ	0.920	22.540	—	25.921

背面土砂の重量と重心位置

背面土砂の単位重量 $\gamma = 18.000 \text{ kN/m}^3$, 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$



設計断面からの重心位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 195.201 / 169.740 = 1.150$$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i$
①	$2.300 \times 4.100 = 9.430$	169.740	1.150	195.201
Σ	9.430	169.740	—	195.201

自重の集計

作用位置

$$x = \Sigma (V \cdot x) / \Sigma V = 221.122 / 192.280 = 1.150$$

	自重 V (kN)	作用位置 x (m)	モーメント V · x
かかと版	22.540	1.150	25.921
背面土砂	169.740	1.150	195.201
合計	192.280	———	221.122

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin (\omega - \phi + \theta)}{\cos (\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$
$$= \frac{169.951 / \cos 8.531^\circ \times \sin (47.0^\circ - 30.0^\circ + 8.531^\circ)}{\cos (47.0^\circ - 30.0^\circ - 0.000^\circ - 21.586^\circ)}$$
$$= 74.306 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分，鉛直成分，作用位置はつぎのようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos (\alpha + \delta) = 74.306 \times \cos (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 69.094 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin (\alpha + \delta) = 74.306 \times \sin (0.000^\circ + 21.586^\circ) = 27.337 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.500 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 27.337}{2.600} = 21.028 \text{ kN/m}$$

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 $L_1 = 0.300 \text{ m}$
設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.300 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{21.028}{2.600} \times 0.300 = 2.426 \text{ kN/m}$

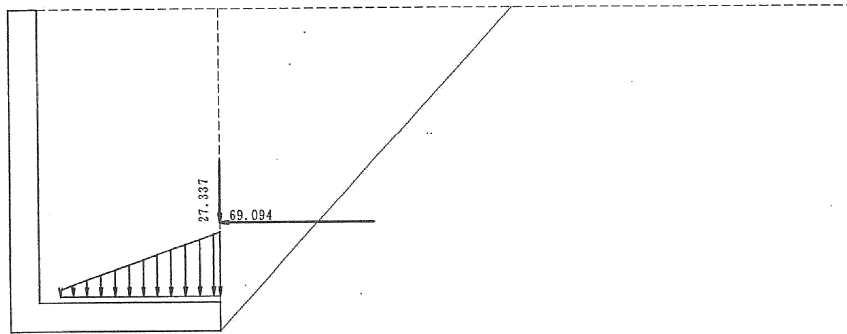
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (2.426 + 21.028) \times 2.300 = 26.973 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{2.426 + 2 \times 21.028}{2.426 + 21.028} \times \frac{2.300}{3} = 1.454 \text{ m}$$

・土圧図



27.837
69.094

5.2.2 地盤反力

常時荷重
水位無し

地盤反力の分布形
つま先版での地盤反力度
かかと版での地盤反力度
地盤反力の全作用幅
設計断面位置より前方の
地盤反力の作用幅

台形分布
 $q_1 = 177.342 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 14.298 \text{ kN/m}^2$
 $B = 3.000 \text{ m}$
 $L = 2.300 \text{ m}$

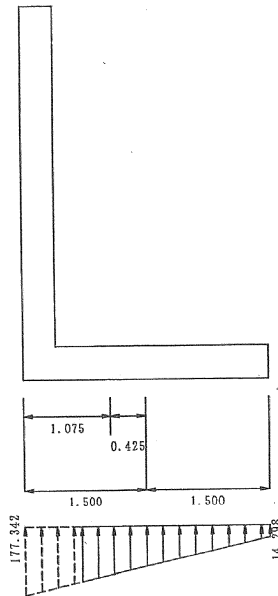
設計断面位置での地盤反力度 $q_3 = 139.298 \text{ kN/m}^2$

地盤反力

$$Q = \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = \frac{1}{2} \times (14.298 + 139.298) \times 2.300 = 176.636 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = 0.838 \text{ m}$$



地震時荷重
水位無し

地盤反力度の分布形
つま先版での地盤反力度
かかと版での地盤反力度
地盤反力度の全作用幅
設計断面位置より前方の
地盤反力度の作用幅

三角形分布
 $q_1 = 205.476 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$
 $B = 2.811 \text{ m}$
 $L = 2.111 \text{ m}$

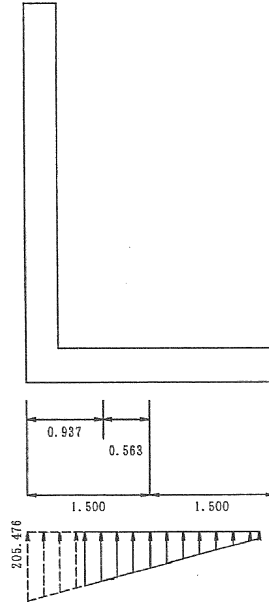
設計断面位置での地盤反力度 $q_3 = 154.308 \text{ kN/m}^2$

地盤反力

$$Q = \frac{1}{2} \cdot (q_3 + q_2) \cdot L = \frac{1}{2} \times (154.308 + 0.00) \times 2.111 = 162.872 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = 0.704 \text{ m}$$



5.2.3 断面力の集計

常時荷重
水位無し

設計断面位置：かかと版付根から 0.300 m

区分	鉛直力 Vi (kN)	アーム長 xi (m)	モーメント Vi·xi
自重	192.280	1.150	221.122
地表面載荷々重	23.000	1.150	26.450
土圧	0.000	0.000	0.000
地盤反力	-176.636	0.838	-148.027
合計	38.644	———	99.545

設計断面力

せん断力 $S = \sum V_i = 38.644 \text{ kN}$ (かかと版は上側引張)

地震時荷重
水位無し

設計断面位置：かかと版付根から 0.300 m

区分	鉛直力 Vi (kN)	アーム長 xi (m)	モーメント Vi·xi
自重	192.280	1.150	221.122
土圧	26.973	1.454	39.219
地盤反力	-162.872	0.704	-114.608
合計	56.381	———	145.734

設計断面力

せん断力 $S = \sum V_i = 56.381 \text{ kN}$ (かかと版は上側引張)

5.2.4 断面計算

常時荷重
水位無し

せん断応力度に対する検討

設計位置	かかと版付け根から	0.300 m
断面の幅	B = 100.0	cm
断面の高さ	H = 40.0	cm
せん断力	S = 38.644	kN

平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{38.644 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0}$$
$$= 0.129 \leq \tau_a = 0.390 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

ここに,

b : 断面の幅 (= 100.0 cm)

d : 断面の有効高 (= 30.0 cm 上側引張)

S : 断面に作用するせん断力 (= 38.644×10^3 N)

地震時荷重
水位無し

せん断応力度に対する検討

設計位置 かと版付け根から 0.300 m
断面の幅 B = 100.0 cm
断面の高さ H = 40.0 cm
せん断力 S = 56.381 kN

平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{56.381 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0}$$

$$= 0.188 \leq \tau_a = 0.580 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここに,

b : 断面の幅 (= 100.0 cm)

d : 断面の有効高 (= 30.0 cm 上側引張)

S : 断面に作用するせん断力 (= 56.381 × 10³ N)