

2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

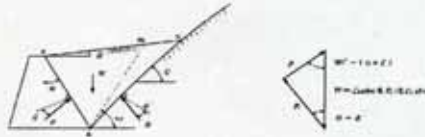


図 2-7 試行くさび土圧の算定

ここに、
 W: 土くさびの重量 (kN/m)
 P: 土圧合力 (kN/m)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
 δ' : 切り土面におけるすべり摩擦角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 (°)

奥行き土圧作用幅 $L = 1.0$ m

土圧作用高 $d_1 = 2.0$ m

裏込め土砂の単位体積重量 $\gamma_u = 19.0$ kN/m³

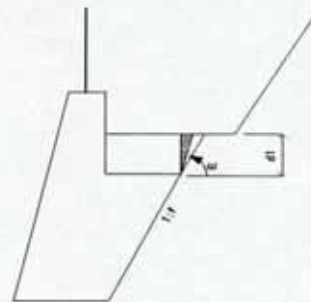
裏込め土砂の内部摩擦角 $\phi_u = 30$ °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 $\alpha_w = 0$ °

壁面摩擦角 $\delta = 0$ ° (= $\beta = 0$; β 地表面傾斜角)

切り土面の摩擦角 $\delta' = 30$ ° (切土面: 粗)

切り土面の角度 $f = 1:0.5 = 63.47$ °



すべり角 ω °	土重 W_u kN/m	土圧合力 P_{ud} kN/m	
63.47	19.00	12.55	最大値
64.00	18.56	12.51	

土圧合力 $P_{ud} = 12.55$ kN/m

土圧水平力 $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.55 \times \cos(0.00^\circ) = 12.55$ kN/m

土圧鉛直力 $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.55 \times \sin(0.00^\circ) = 0$ kN/m

換算土圧係数

水平方向 $K_{audh} = \frac{2 P_{udh}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 12.55}{19.0 \cdot 4.0} = 0.330$

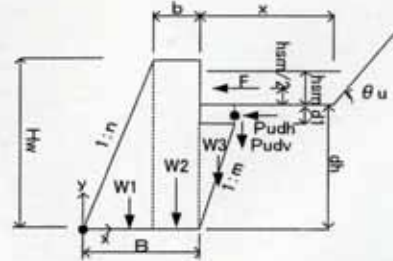
鉛直方向 $K_{audv} = \frac{2 P_{udv}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 0.00}{19.0 \cdot 4.0} = 0.000$

3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高 $H_w = 4.00$ m
- 天端幅 $b = 0.50$ m
- 表法勾配 $n = 1: 0.50$
- 裏法勾配 $m = 1: 0.50$
- 裏法高 $h_m = 1.00$ m
- 裏込め土高 $d_h = 3.00$ m
- 平場の距離 $x = 3.00$ m
- 斜面勾配 $\theta_u = 40.00^\circ$
- 移動の力 $F_{sm} = 105.1$ kN/m²
- 移動の高さ $h_{sm} = 1.00$ m
- 持ち受け擁壁における
衝撃力緩和係数 $\alpha = 0.5$
- 土圧の算出方法 既行ききび(切土側土圧)
- 基礎地盤の摩擦係数 $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率 $F_s = 1.0$



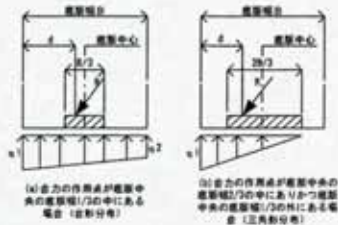
- コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³
- 裏込め土の単重 $\gamma_u = 19.0$ kN/m³
- 基礎地盤の粘着力 $C_b = 0.00$ kN/m²
- 地盤の許容支持力度 $q_a = 450$ kN/m²
- 底版幅 $B = 2.50$ m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	$x=2.25$	103.50
	W3	$1/2 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.0 \times 23.0$	-	5.75	$x=2.67$	15.35
裏込め土重		$(3.00 - 1.00) \times 1.0 \times 0.5 \times 19.0$	-	19.00	$x=2.75$	52.25
裏込め土圧	Pudh	2項参照	12.55	-	$y=1.67$	-20.92
	Pudv	2項参照	-	0.00	$x=3.00$	0.00
衝撃力 F		$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.55	-	$y=3.50$	-183.93
合計(Σ)			65.10	162.75		88.61

3) 安定計算

- ① 転倒に対する安定性 : $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{88.61}{162.75} = 0.54$ m
 $|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 0.54 = 0.71$ m $\leq B/3 = 0.83$ mOK
- ② 滑動に対する安定性 :
 $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 162.75 + 0.00 \times 2.50}{65.10} = 1.50 \geq 1.00$ OK
- ③ 支持力に対する安定性 :
 $|e| = \frac{0.71}{2 \times 162.75} \geq 0.415$ = B/6より三角形分布となる。
 $q1 = \frac{162.75}{3 \times 0.54} = 200.93 \leq 450$ kN/m²OK
 $q2 = 0.00 \leq 450$ kN/m²OK



4. 堆積土圧の算定

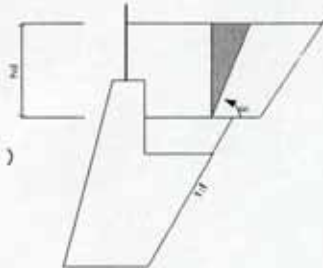
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行くさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、
 W: 土くさびの重量 (kN/m)
 P: 土圧合力 (kN/m)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 (°)



奥行き土圧作用幅 L = m

崩壊土砂の堆積高さ hd = m

崩壊土砂の単位体積重量 γd = kN/m³

崩壊土砂の内部摩擦角 ϕd = °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 αw = °

壁面摩擦角 δ = ° (= $\beta = 0$; β 地表面傾斜角)

すべり角 ω °	土重 Wd kN/m	土圧合力 Pd kN/m
59.00	26.69	14.79
60.00	25.64	14.79
61.00	24.61	14.78

最大値

土圧合力 Pd = kN/m

土圧水平力 Pd_h = Pd · cos($\alpha + \delta$) = 14.79 × cos(0.00°) = kN/m

土圧鉛直力 Pd_v = Pd · sin($\alpha + \delta$) = 14.79 × sin(0.00°) = kN/m

2)裏込め土による土圧

試行くさび法(切土部土圧)により求める。
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

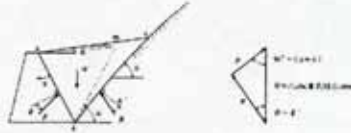
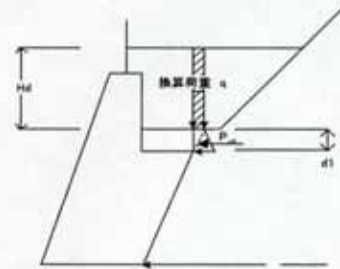


図 2-1 土圧計算の考え方

ここに、
 W:土くさびの重量(kN/m)
 P:土圧合力(kN/m)
 α :壁背面と鉛直面のなす角(°)
 δ' :切り土面におけるすべり摩擦角(°)
 δ :壁面摩擦角(°)
 ω :仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L = m

土圧作用高 d1 = m

崩壊土砂の堆積高 hd = m

裏込め土砂の単位体積重量 γ_u = kN/m³

裏込め土砂の内部摩擦角 ϕ_u = °

崩壊土砂の単位体積重量 γ_d = kN/m³

土圧作用面と鉛直面のなす角度 α_w = °

壁面摩擦角 δ = ° (= $\beta = 0$; β 地表面傾斜角)

切り土面の摩擦角 δ' = ° (切土面:粗 = ϕ)

切り土面の角度 f = = °

すべり角 ω °	土重 Wu kN/m	換算荷重 q kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	19.00	39.86	38.90
64.00	18.56	38.96	38.78

最大値

土圧合力 Pud = kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos($\alpha + \delta$) = 38.90 × cos(0, 00°) = kN/m

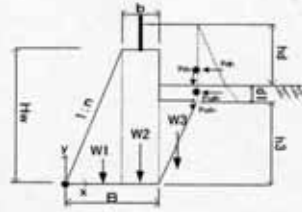
土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin($\alpha + \delta$) = 38.90 × sin(0, 00°) = kN/m

5. 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高 $H_w = 4.00$ m
- 天端幅 $b = 0.50$ m
- 表法勾配 $n = 1: 0.50$
- 裏法勾配 $m = 1: 0.50$
- 裏法高 $h_3 = 1.00$ m
- 土圧作用高 $d_1 = 2.00$ m
- 崩壊土砂の堆積高 $h_d = 2.22$ m
- 空きポケット高 $H_p = 1.00$ m
- 崩壊土砂
- 水平方向土圧力 $P_{dh} = 14.79$
- 鉛直方向土圧力 $P_{dv} = 0$
- 裏込め土
- 水平方向土圧力 $P_{udh} = 38.9$
- 鉛直方向土圧力 $P_{udv} = 0.00$
- 基礎地盤の摩擦係数 $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率 $F_y = 1.2$



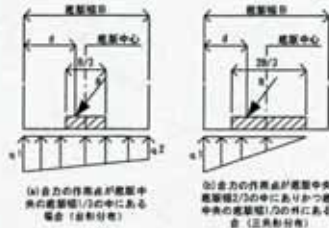
- コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³
- 崩壊土の単重 $\gamma_d = 18.0$ kN/m³
- 裏込め土の単重 $\gamma_u = 18.0$ kN/m³
- 基礎地盤の粘着力 $C_b = 0.0$ kN/m²
- 地盤の許容支持力度 $q_n = 450.0$ kN/m²
- 底版幅 $B = 2.50$ m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	$x=2.25$	103.50
	W3	$1/2 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.0 \times 23.0$	-	5.75	$x=2.67$	15.33
裏込め土重		$(2.00 \times 19.00 + 2.22 \times 18.0) \times 0.5 \times 1.0$	-	38.98	$x=2.75$	107.20
土圧	P_{dh}	4.1)項参照	14.79	-	$y=3.74$	-55.31
	P_{dv}	4.1)項参照	-	0.00	$x=3.00$	0.00
	P_{udh}	4.2)項参照	38.90	-	$y=1.67$	-64.83
	P_{udv}	4.2)項参照	-	0.00	$x=3.00$	0.00
合計(Σ)			53.69	182.73		228.25

3) 安定計算

- ①転倒に対する安定性 : $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{228.25}{182.73} = 1.25$ m
- $|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 1.25 = 0.00$ m $\leq B/3 = 0.83$ mOK
- ②滑動に対する安定性 :
- $F_y = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 182.73 + 0.00 \times 2.50}{53.69} = 2.04 \geq 1.20$ OK
- ③支持力に対する安定性 :
- $|e| = \frac{0.00}{182.73} \leq \frac{0.415}{6 \times 0.00} = B/6$ より台形分布となる。
- $q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{182.73}{2.50} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.00}{2.50}\right) = 73.1 \leq 450$ kN/m²OK
- $q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{182.73}{2.50} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.00}{2.50}\right) = 73.1 \leq 450$ kN/m²OK



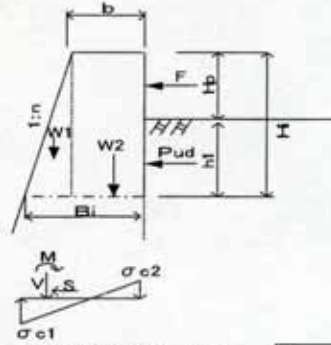
6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

ここでは、例として裏込め土地表面での計算結果を示すが、実際は天端から底面までの各点での照査を行う必要がある。

1) 設計条件

照査位置 $H_i =$	<input type="text" value="1.00"/> m (天端からの距離)	奥行き $L = 1.0$ m 当たり
天端幅 $b =$	<input type="text" value="0.50"/> m	
表法勾配 $n = 1:$	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配 $m = 1:$	<input type="text" value="0.00"/>	
空きポケット高 $H_p =$	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高 $h_1 =$	<input type="text" value="0.00"/> m	
水平方向土圧係数 $K_{a\text{dh}} =$	<input type="text" value="0.33"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数 $K_{a\text{dv}} =$	<input type="text" value="0"/> 2.項参照	
裏込め土の単重 $\gamma_u =$	<input type="text" value="23.0"/> kN/m ³	
衝撃力 $F =$	<input type="text" value="52.55"/> kN	
コンクリートの単重 $\gamma_c =$	<input type="text" value="23.0"/> kN/m ³	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} =$ <input type="text" value="18"/> N/mm ²



$B_i = 1.00 \text{ m}$

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49 \text{ N/mm}^2$

2) 荷重計算

	計算式	S	V	作用位置	M
		KN	KN	m	KN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.00$	5.75	0.33	1.92
	W2	$1.00 \times 0.50 \times 23.00$	11.50	0.75	8.63
土圧	Puh	$1/2 \times h_1^2 \times k_{a\text{dh}} \times \gamma_u$	0.00	0.00	0.00
	Puv	$1/2 \times h_1^3 \times k_{a\text{dv}} \times \gamma_u$	0.00	0.00	0.00
衝撃力	F	3.項参照	52.55	0.50	-26.28
合計			52.55	17.25	-15.73

3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{-15.73}{17.25} = -0.91 \text{ m}$$

$$e = B_i/2 - d = 1.41 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度 $\sigma_{c1} = V/B_i \cdot (1 + 6e/B_i) = 163.4 \text{ kN/m}^2 = 0.164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$
 OK

コンクリートのせん断応力度 $\sigma_{c2} = V/B_i \cdot (1 - 6e/B_i) = -128.9 \text{ kN/m}^2 = -0.129 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$
 OK

コンクリートのせん断応力度 $A = B_i \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$
 $\tau_c = S/A = 52.6 \text{ kN/m}^2 = 0.053 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$
 OK