

# 擁壁工安定計算書

## 重力式擁壁工

### 衝擊力作用時、崩壊土砂堆積時

( X = 9.979 , Y = 8.500 )

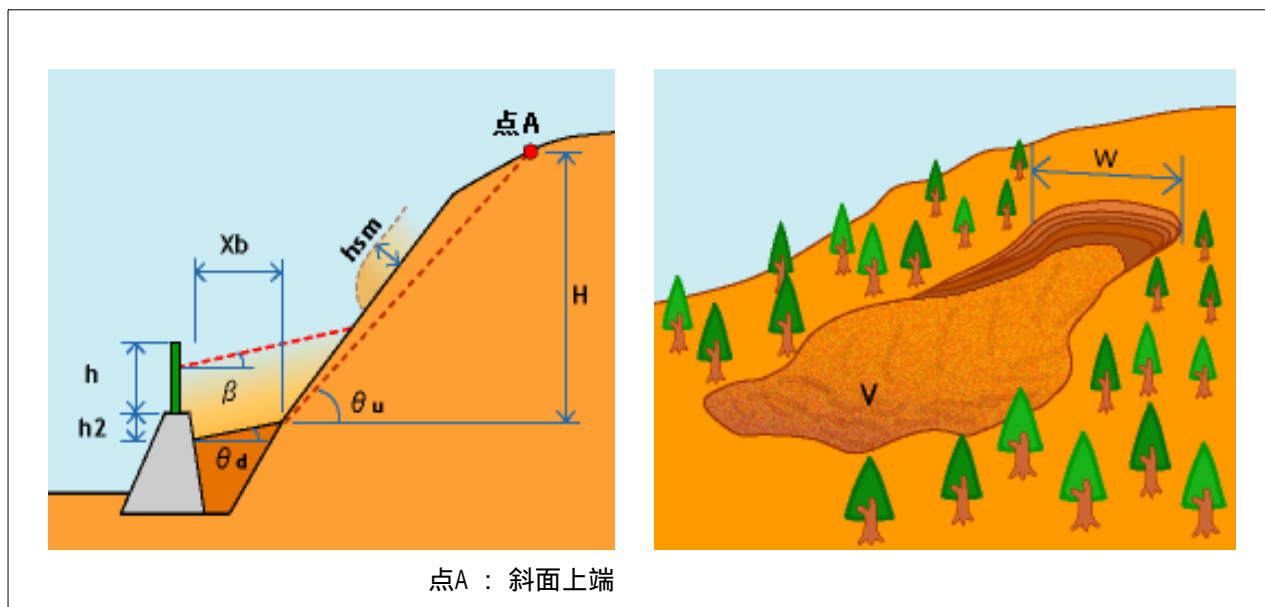
1. 設計条件

以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(衝撃・土砂堆積時)	
擁壁形状		H1	m	4.000	
		B1	m	0.500	
		B2	m	2.500	
		N1	-	0.50	
		N2	-	0.00	
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0	
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	19.0	
	裏込土のせん断抵抗角		°	30.0	
	裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0	
その他の条件	壁面摩擦角		°	20.000	
	地山との境界における壁面摩擦角	'	°	30.000	
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000	
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60	
	底面と土の付着力	C <sub>B</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.0	
	粘着高	Z	m	-	
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない	
	水の単位体積重量	w	kN/m <sup>3</sup>	9.8	
	試行くさび角度		°	64 ~ 80(増分ピッチ 1)	
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面	
その他荷重	-	-	-		
許容値	滑動に対する安全率(衝撃・土砂堆積時)	Fs	-	1.0	1.2
	転倒に対する  e  の許容範囲(衝撃・土砂堆積時)	-	-	0.833	0.833
	許容支持力度(衝撃・土砂堆積時)	qa	kN/m <sup>2</sup>	450	450

また、衝撃力作用時および崩壊土砂堆積時の条件を以下に記す。



検討項目		記号	単位	値(常時)
地形・形状条件	斜面高	H	m	30.000
	斜面勾配	u	°	40
	斜面下端から平坦部の傾斜度	d	°	0
	斜面下端から擁壁までの距離	Xb	m	3.000
	堆積勾配		°	0
	落石防護柵高	h	m	1.50
	擁壁突出高さ	h2	m	1.000
崩壊土砂条件	移動の高さ	hsm	m	1.00
	土砂等の密度	m	t/m <sup>3</sup>	1.8
	土砂等の比重		t/m <sup>3</sup>	2.6
	土砂等の容積濃度	c	-	0.50
	重力加速度	g	m/s <sup>2</sup>	9.81
	流体抵抗係数	fb	-	0.025
	待受け擁壁における衝撃力緩和係数	'	-	0.5
	移動時における土砂等のせん断抵抗角	k	°	30.0
	崩壊土砂量	V	m <sup>3</sup>	240.0
	崩壊幅	W	m	25.0
	崩壊土砂の単位体積重量	d	kN/m <sup>3</sup>	18.0
	崩壊土砂のせん断抵抗角	d	°	30.0
	壁面摩擦角	d	°	20.000
	地山との境界における壁面摩擦角	d'	°	20.000
	擁壁背面と鉛直面のなす角	d	°	0.000
	試行くさび角度	d	°	30 ~ 70(増分ピッチ 1)

## 2. 自重およびモーメントの算出

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

	計算補助 なし
面積	$A = (B1 + B2) \times H1 / 2$
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B2) / (B1 + B2) \times H1 / 3$
アーム位置 X	$X = B2 / 2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

### 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

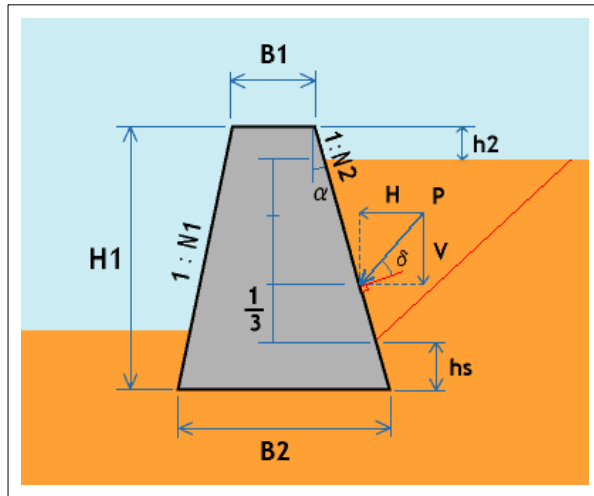
	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 c (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
擁壁	6.000	23.0	138.000	1.639	226.182

擁壁の作用位置  $X = 1.639$  (m)

### 3. 最大土圧の算出（衝撃力作用時）

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工 - 擁壁工指針 P27」（日本道路協会）では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工 - 擁壁工指針 P61」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの1/3の位置に作用する。



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - hs - h2)}{3} + hs = 1.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ  $h2 = 1.000 \text{ m}$ )

$$X = B2 - N2 \times Y = 2.500 \text{ (m)}$$

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

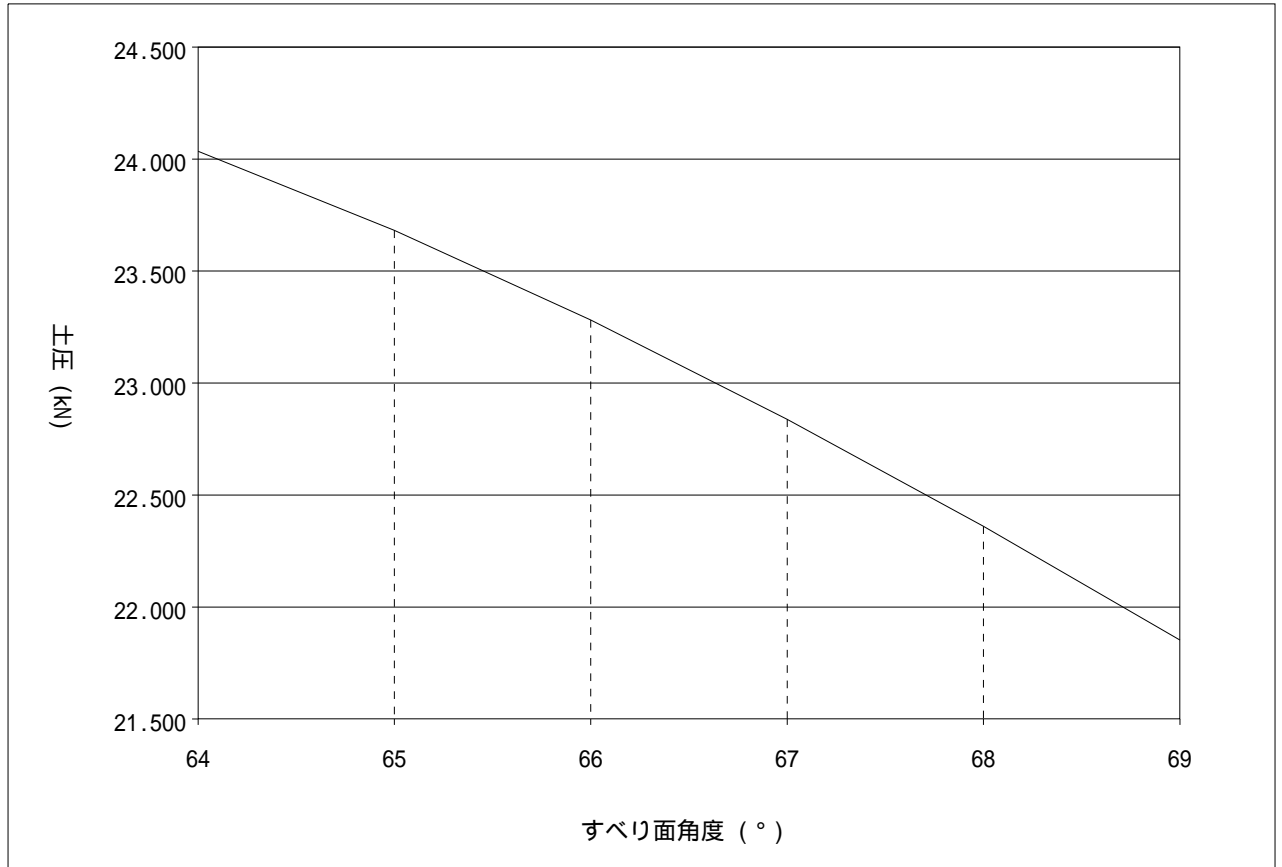
$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin( \quad + \quad )$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos( \quad + \quad )$$

試行くさび角度 を  $64 \sim 80 (^\circ)$  の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P <sub>V</sub> (kN/m)	水平成分 P <sub>H</sub> (kN/m)	備考
64	24.035	8.220	22.586	最大土圧
65	23.682	8.100	22.254	
66	23.282	7.963	21.878	
67	22.838	7.811	21.461	
68	22.361	7.648	21.012	
69	21.852	7.474	20.534	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 64 (°) のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量  $W$  は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \quad = \quad 2.195 \times 19.0 \\ &= \quad 41.705 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 ( $\text{m}^2$ )
- : 土塊の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

よって、最大となる土圧合力  $P$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\ &= \frac{41.705 \times \sin(64 - 30.0)}{\cos(64 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= \quad 24.035 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

- $W$  : 土くさびの重量 ( $\text{kN/m}$ )
- : すべり面角度 ( $^\circ$ )
- : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ( $^\circ$ )
- : 壁面摩擦角 ( $^\circ$ )
- : 地山との境界における壁面摩擦角 ( $^\circ$ )

また、換算土圧係数は次のようになる。

$$\text{水平方向} \quad K_H = \frac{2 \cdot P_H}{\cdot (H_1 - h_2)^2} = \frac{2 \times 22.586}{19.00 \times (4.000 - 1.000)^2} = 0.264$$

$$\text{鉛直方向} \quad K_V = \frac{2 \cdot P_V}{\cdot (H_1 - h_2)^2} = \frac{2 \times 8.220}{19.00 \times (4.000 - 1.000)^2} = 0.096$$

#### 4. 衝撃力の算出

崩壊土砂による衝撃力は、崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用する。  
 擁壁に作用する衝撃力は以下の通りとする。

$$F = \lambda \cdot F_{sm}$$

ここに、 $F$  : 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_{sm}$  : 移動の力 (kN/m<sup>2</sup>)

(国土交通省告示第332号(平成13年3月28日)に示される算出式による移動の力)

$\lambda$  : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数

##### 4.1 移動の力 $F_{sm}$ の算出

移動の力は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」により次式によって算出する。

$$F_{sm} = \rho_m \cdot g \cdot h_{sm} \left[ \left\{ \frac{bu}{a} \left( 1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot H}{h_{sm} \cdot \sin u}\right) \right) \cos^2(u - d) \right\} \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}}\right) + \frac{bd}{a} \left( 1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(c - 1)C + 1} fb$$

$$bu = \cos u \left\{ \tan u - \frac{(c - 1)C}{(c - 1)C + 1} \tan k \right\}$$

$$bd = \cos d \left\{ \tan d - \frac{(c - 1)C}{(c - 1)C + 1} \tan k \right\}$$

ここに、	土石等の密度	$\rho_m$	=	1.8	(t/m <sup>3</sup> )
	重力加速度	$g$	=	9.81	(m/s <sup>2</sup> )
	土石等の比重		=	2.6	(t/m <sup>3</sup> )
	土石等の容積濃度	$c$	=	0.50	
	移動時における土石等のせん断抵抗角	$k$	=	30.0	(°)
	流体抵抗係数	$fb$	=	0.025	
	斜面高	$H$	=	30.000	(m)
	移動の高さ	$h_{sm}$	=	1.00	(m)
	斜面勾配	$u$	=	40	(°)
	斜面下端から平坦部の傾斜度	$d$	=	0	(°)
	斜面下端から擁壁までの距離	$X_b$	=	3.000	(m)



$$a = \frac{2}{(-1)C+1} fb = \frac{2}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times 0.025 = 0.028$$

$$\begin{aligned} bu &= \cos u \left\{ \tan u - \frac{(-1)C}{(-1)C+1} \tan k \right\} \\ &= \cos(40) \times \left\{ \tan(40) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\} \\ &= 0.45 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} bd &= \cos d \left\{ \tan d - \frac{(-1)C}{(-1)C+1} \tan k \right\} \\ &= \cos(0) \times \left\{ \tan(0) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\} \\ &= -0.26 \end{aligned}$$

よって、移動の力  $F_{sm}$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_{sm} &= m \cdot g \cdot h_{sm} \left[ \left\{ \frac{bu}{a} \left( 1 - \exp\left( \frac{-2 \cdot a \cdot H}{h_{sm} \cdot \sin u} \right) \right) \cos^2(u - d) \right\} \exp\left( \frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{bd}{a} \left( 1 - \exp\left( \frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}} \right) \right) \right] \\ &= 1.8 \times 9.81 \times 1.00 \times \left[ \left\{ \frac{0.45}{0.028} \times \left( 1 - \exp\left( \frac{-2 \times 0.028 \times 30.000}{1.00 \times \sin(40)} \right) \right) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times \cos^2(40 - 0) \right\} \times \exp\left( \frac{-2 \times 0.028 \times 3.000}{1.00} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{-0.26}{0.028} \times \left( 1 - \exp\left( \frac{-2 \times 0.028 \times 3.000}{1.00} \right) \right) \right] \\ &= 105.1 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

また、参考として、流速  $V_s$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_{sm} &= m \times V_s^2 \text{ より} \\ V_s &= \sqrt{\frac{F_{sm}}{m}} = \sqrt{\frac{105.1}{1.8}} \\ &= 7.64 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

## 4.2 衝撃力 F の算出

擁壁に作用する衝撃力は次のようになる。

$$\begin{aligned} F &= \gamma \cdot F_{sm} \\ &= 0.5 \times 105.1 \\ &= 52.6 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、 衝撃力緩和係数  $\gamma = 0.5$

擁壁背面には、 衝撃力 F に崩壊土砂の高さを乗じた力が水平力として擁壁に作用する。

$$\begin{aligned} F_H &= F \cdot h_{sm} \quad (\text{奥行き}1.0\text{m当り}) \\ &= 52.6 \times 1.00 \\ &= 52.6 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

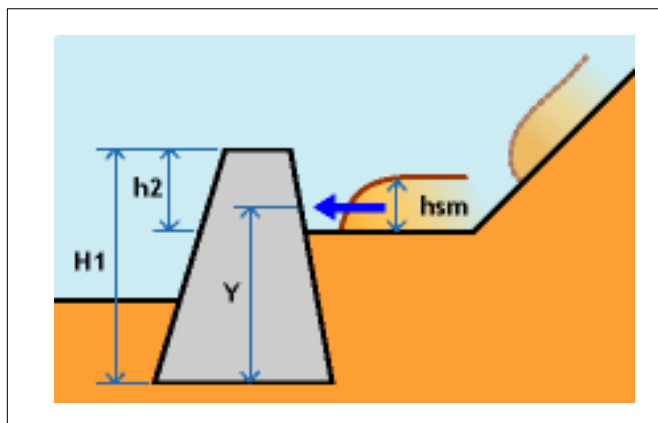
ここに、 移動の高さ  $h_{sm} = 1.00 \quad (\text{m})$

### アーム位置

$$\begin{aligned} Y &= H_1 - h_2 + \frac{h_{sm}}{2} \\ &= 4.000 - 1.000 + \frac{1.00}{2} \\ &= 3.500 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに、 擁壁高さ  $H_1 = 4.000 \quad (\text{m})$

擁壁突出高さ  $h_2 = 1.000 \quad (\text{m})$



## 5. 安定計算（衝撃力作用時）

### 5.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	-	-	-
土圧	8.220	2.50	20.550	22.586	1.00	22.586
衝撃力	-	-	-	52.600	3.500	184.100
計	146.220		246.732	75.186		206.686

### 5.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{246.732 - 206.686}{146.220} \\ = 0.274 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

### 5.3 滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{146.220 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{75.186} \\ = 1.1$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

$C_B$  : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.0 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 1.1 > 1.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

#### 5.4 転倒に対する検討

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 0.274 \\ &= 0.976 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.976 \text{ (m)}$$

衝撃力作用時の場合、この値が底版中央の底版幅2/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{3} = \frac{2.500}{3} = 0.833 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.976 > 0.833 \quad \dots \text{ OUT}$$

よって、転倒に対し不安定である。

#### 5.5 地盤の支持力に対する検討

擁壁に作用する鉛直力は支持地盤によって支持されるが、支持地盤の支持力が不足すると底版のつま先またはかかどが支持地盤にめり込むような変状を起こす恐れがある。

合力作用点が底版中央の底版幅1/3の外にあるため、地盤反力度  $q_1$  は次式にて算出する。

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{2 \times V}{3 \times d} = \frac{2 \times 146.220}{3 \times 0.274} \\ &= 356 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 356 \quad q_a = 450 \quad \dots \text{ OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 5.6 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は衝撃力作用時において不安定構造物である。

## 6. 応力度の照査（衝撃力作用時）

応力度の照査は、たて壁について行う。擁壁の検討断面において、その断面より上部に作用する土圧、自重、その他外力等により生じる応力度がコンクリートの許容応力度以下となるように設計する。

（たて壁）

検討断面において、コンクリート断面の縁応力度  $c_1$  およびせん断応力度  $c_2$  が次式を満足するように設計する。

$$\left. \begin{array}{l} c_1 \\ c_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \left\{ \begin{array}{l} c_a \\ c_{at} \end{array} \right.$$

$$c = \frac{S}{A} \quad c_a$$

ここに、

N	:	検討断面より上の単位幅当たりの鉛直力(軸力)	(N/mm)
$c_a$	:	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
$c_{at}$	:	コンクリートの許容曲げ引張応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
B	:	検討位置における幅	(mm)
e	:	偏心距離	(mm)
S	:	検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力	(N)
A	:	検討断面の単位幅当たりの断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c_a$	:	コンクリートの許容せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )

## 6.1 検討位置

擁壁形状の任意点による応力度の照査を行う。検討する位置は次のとおりとする。

たて壁の検討位置				
検討位置	基準となる位置	離れ (m)	壁高 $H'$ (m)	幅 B (m)
1	天端	1.500	1.500	1.250



## 6.2 コンクリート部材の許容応力

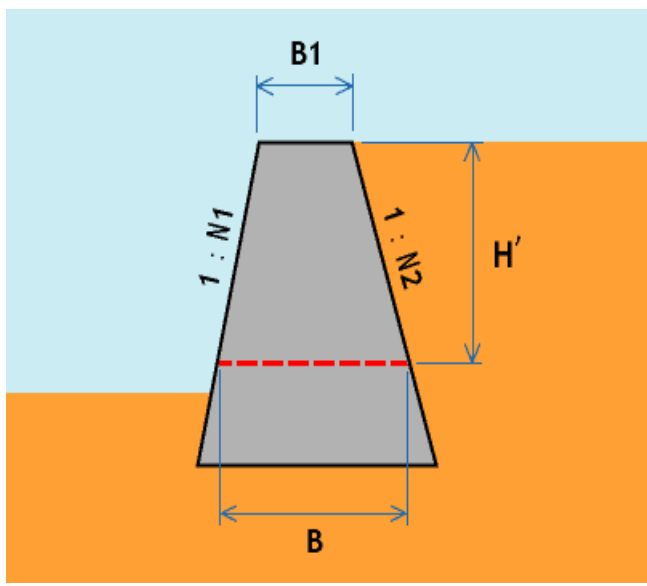
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
許容曲げ圧縮応力度	ca	6.75	設計基準強度 $c_k = 18$ (N/mm <sup>2</sup> ) 割増し係数 1.50
許容曲げ引張応力度	cat	0.33	
許容せん断応力度	ca	0.49	

## 6.3 たて壁の検討

## 6.3.1 たて壁の自重計算

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

		計算補助 なし
面積	$A = (B1 + B) \times H' / 2$	
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$	
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$	
アーム位置 X	$X = B/2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$	
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

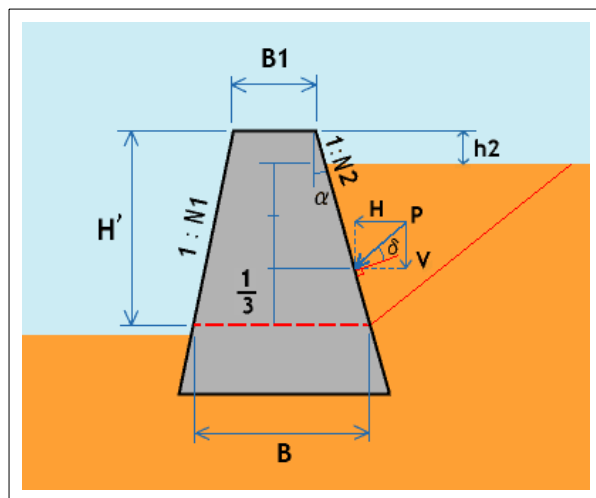
## 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 1)

面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 c (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
1.313	23.0	30.199	0.786	23.736

擁壁の作用位置  $X = 0.786$  (m)

### 6.3.2 たて壁における最大土圧の算出（衝撃力作用時）

検討断面に作用する土圧は、すでに算出されている土圧係数を用いて計算する。  
土圧合力は、土圧分布下端より分布高さ1/3の位置に作用する。



アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3}$$

(擁壁突出高さ  $h_2 = 1.000 \text{ m}$ )

$$X = B - N_2 \times Y$$

検討位置	壁高 $H'$ (m)	幅 $B$ (m)	アーム位置	
			$X$ (m)	$Y$ (m)
1	1.500	1.250	1.250	0.167

また、作用位置での土圧合力  $P$  は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = \frac{1}{2} \times (H - h_2)^2 \times K_V \times$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = \frac{1}{2} \times (H - h_2)^2 \times K_H \times$$



### 6.3.3 たて壁における断面力の集計

検討位置における、荷重(断面力)の集計は次のようになる。

(検討位置1)

荷重名称	軸力 N (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	せん断力 S (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	30.199	0.786	23.736	-	-	-
土圧	0.228	1.250	0.285	0.627	0.167	0.105
衝撃力	-	-	-	52.600	1.000	52.600
計	30.427		24.021	53.227		52.705

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{N} = \frac{24.021 - 52.705}{30.427} \\ = -0.943 \text{ (m)}$$

### 6.3.4 たて壁の応力度照査

応力度の判定は、断面力集計から行う。

$$\left. \begin{matrix} c1 \\ c2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \left\{ \begin{matrix} ca \\ cat \end{matrix} \right.$$

$$c = \frac{S}{A} \quad ca$$

検討位置	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN・m)	検討位置の幅 B (m)	つま先からの離れ d (m)	偏心距離 e (m)	単位幅の断面積 A (m <sup>2</sup> )	備考
1	30.427	53.227	-28.684	1.250	-0.943	1.568	1.250	

$$M = Mr - Mo$$

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

$$A = B \times 1.0m$$

上表より検討位置での判定は次のようになった。

(検討位置1)

$$\begin{array}{ll} c1 = 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} & ca = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK} \\ |c2| = 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} & cat = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK} \\ c = 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} & ca = 0.49 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK} \end{array}$$

## 7. 崩壊土砂捕捉容量の検討

崩壊土砂が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積する。

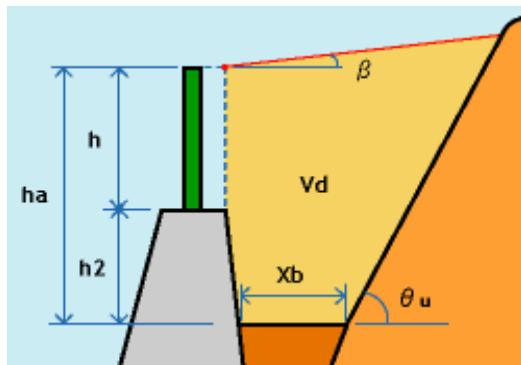
したがって、崩壊土砂が溢れることのないよう、崩壊土砂量を十分に捕捉できる空間を確保する。よって、次式を満足するようにする。

$$V_d \geq v$$

ここに、  $V_d$  : 土砂捕捉容量 (m<sup>2</sup>)  
 $v$  : 単位幅当たり崩壊断面積 (m<sup>2</sup>)

### 7.1 土砂捕捉容量の算出

土砂捕捉容量  $V_d$  は、以下のモデルにて算出する。



$X_b$	=	3.000 (m)	: 斜面下端から擁壁までの距離
$\theta_u$	=	40 (°)	: 斜面勾配
	=	0 (°)	: 堆積勾配
$h_2$	=	1.000 (m)	: 擁壁突出高さ(擁壁の空き高さ)
$h$	=	1.50 (m)	: 落石防護柵高
$h_a$	=	2.500 (m)	: 落石防護柵高さを含めた空き高さ

よって、土砂捕捉容量は次のようになる。

$$V_d = 11.23 \text{ (m}^2\text{)}$$

土砂捕捉容量  $V_d$  は、地形から座標計算にて算出した。

## 7.2 崩壊断面積の算出

崩壊断面積は全国の斜面崩壊データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土砂量(下表参照)より求める。

斜面高  $H = 30.000 \text{ m}$  より

$$\begin{aligned} \text{崩壊土砂量} & V = 240.0 \text{ (m}^3\text{)} \\ \text{崩壊幅} & W = 25.0 \text{ (m)} \\ \text{単位幅当たり崩壊断面積} & v = V / W \\ & = 9.60 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

斜面高 (m)	崩壊土砂量 $V$ ( $\text{m}^3$ )	崩壊幅 $W$ (m)
5 $H < 10$	40.0	14.0
10 $H < 15$	80.0	17.0
15 $H < 20$	100.0	19.0
20 $H < 25$	150.0	21.0
25 $H < 30$	210.0	24.0
30 $H < 40$	240.0	25.0
40 $H < 50$	370.0	29.0
50 $H$	500.0	32.0

## 7.3 捕捉容量の判定

崩壊断面積  $v$  と土砂捕捉容量  $V_d$  の関係は次のようになる。

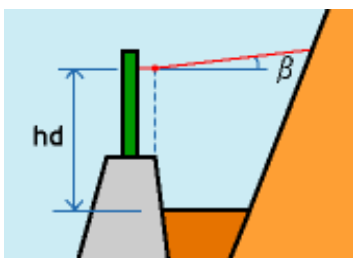
$$V_d \quad v \quad \dots \quad OK$$

よって、崩壊土砂量に対して捕捉容量を確保しており安全である。

また、崩壊土砂の堆積高さは次のようになる。

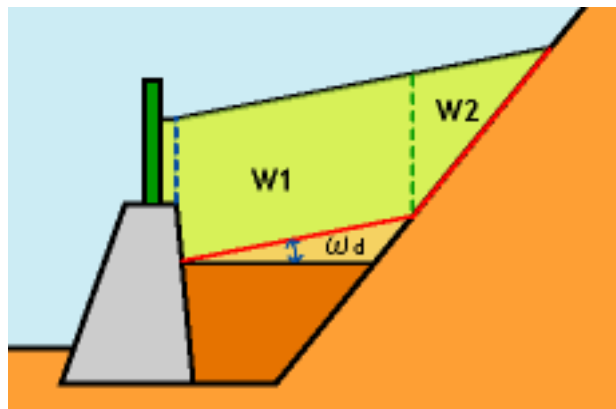
$$h_d = 2.22 \text{ (m)}$$

堆積高さ  $h_d$  は、地形から座標計算にて算出した。



#### 7.4 崩壊土砂による堆積土圧の算出

崩壊土砂の土圧を試行くさび法(切土部土圧)にて算出する。



また、作用位置での土圧合力  $P$  は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

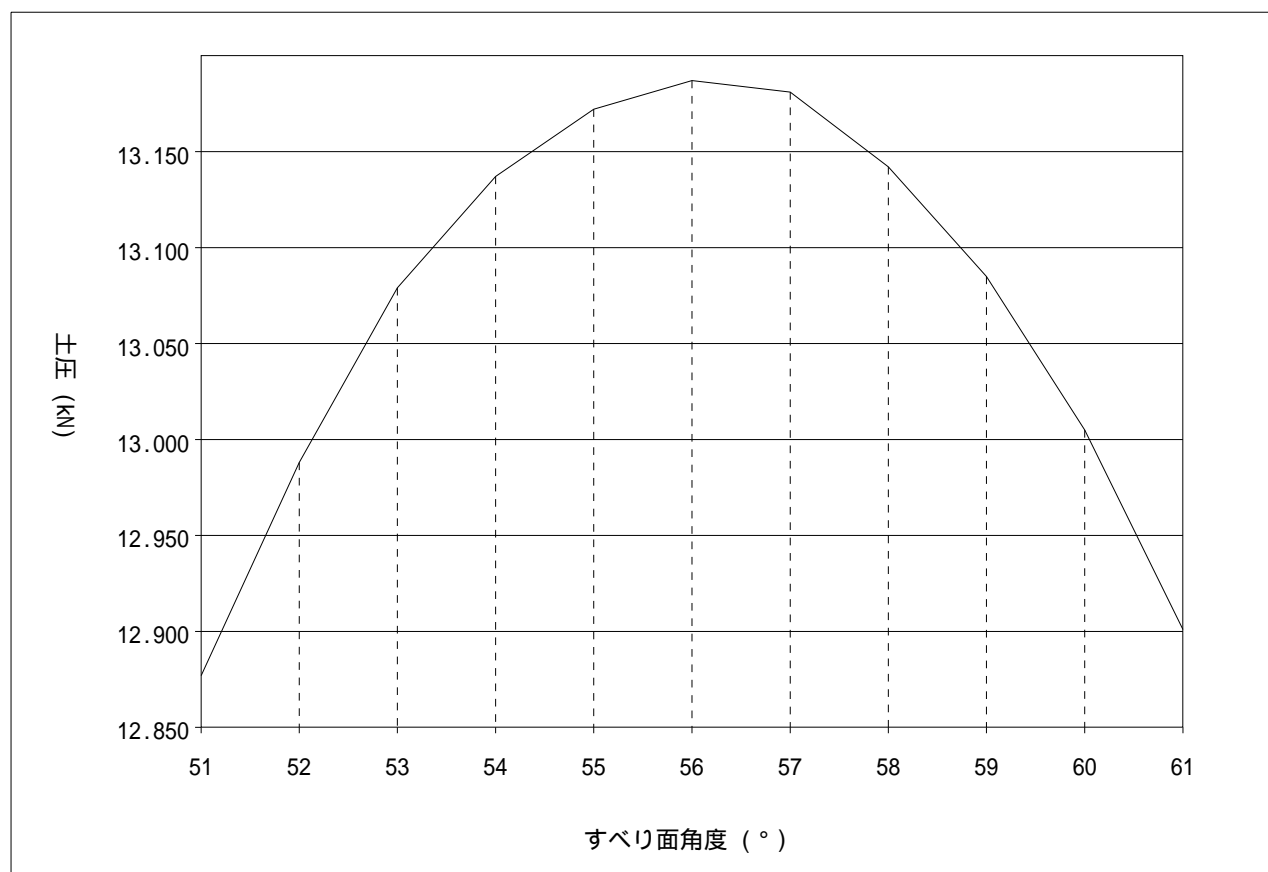
$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin(\alpha + \delta)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\alpha + \delta)$$

試行くさび角度  $\delta$  を  $30 \sim 70 (^{\circ})$  の範囲において最大土圧合力を求める。

## すべり面角度と土圧

すべり面角度 d (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P <sub>V</sub> (kN/m)	水平成分 P <sub>H</sub> (kN/m)	備考
51	12.877	4.404	12.100	
52	12.988	4.442	12.205	
53	13.079	4.473	12.290	
54	13.137	4.493	12.345	
55	13.172	4.505	12.378	
56	13.187	4.510	12.392	最大土圧
57	13.181	4.508	12.386	
58	13.142	4.495	12.349	
59	13.085	4.475	12.296	
60	13.005	4.448	12.221	
61	12.901	4.412	12.123	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度  $d = 56 (^\circ)$  のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量  $W$  は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A_d \times \gamma_d = 1.662 \times 18.0 \\ &= 29.916 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A_d &: \text{崩壊土砂の土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma_d &: \text{土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力  $P$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta - \theta)} \\ &= \frac{29.916 \times \sin(56 - 30.0)}{\cos(56 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= 13.187 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \alpha &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \beta &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \theta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

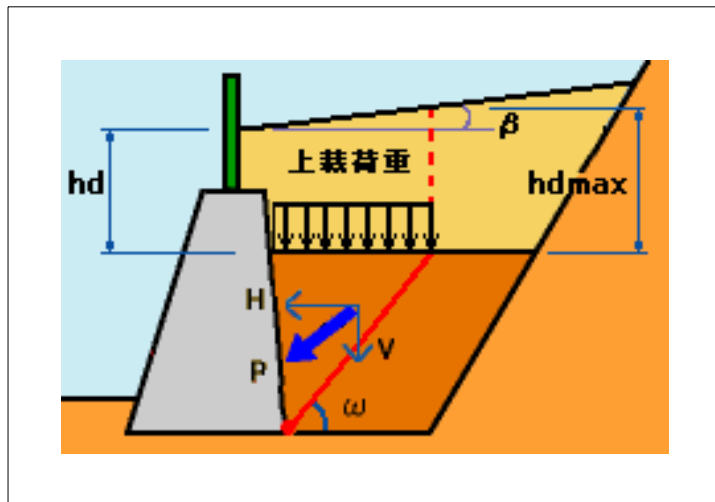
崩壊土砂の土圧係数

$$\text{水平方向} \quad K_{adh} = \frac{2 \cdot P_H}{d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 12.392}{18.0 \times 2.22^2} = 0.279$$

$$\text{鉛直方向} \quad K_{adv} = \frac{2 \cdot P_V}{d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 4.510}{18.0 \times 2.22^2} = 0.102$$

## 7.5 壁面全体に作用する土圧の算出

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工 - 擁壁工指針 P27」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。



土圧合力の作用位置

また、作用位置での土圧合力  $P$  は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin(\theta + \omega)$$

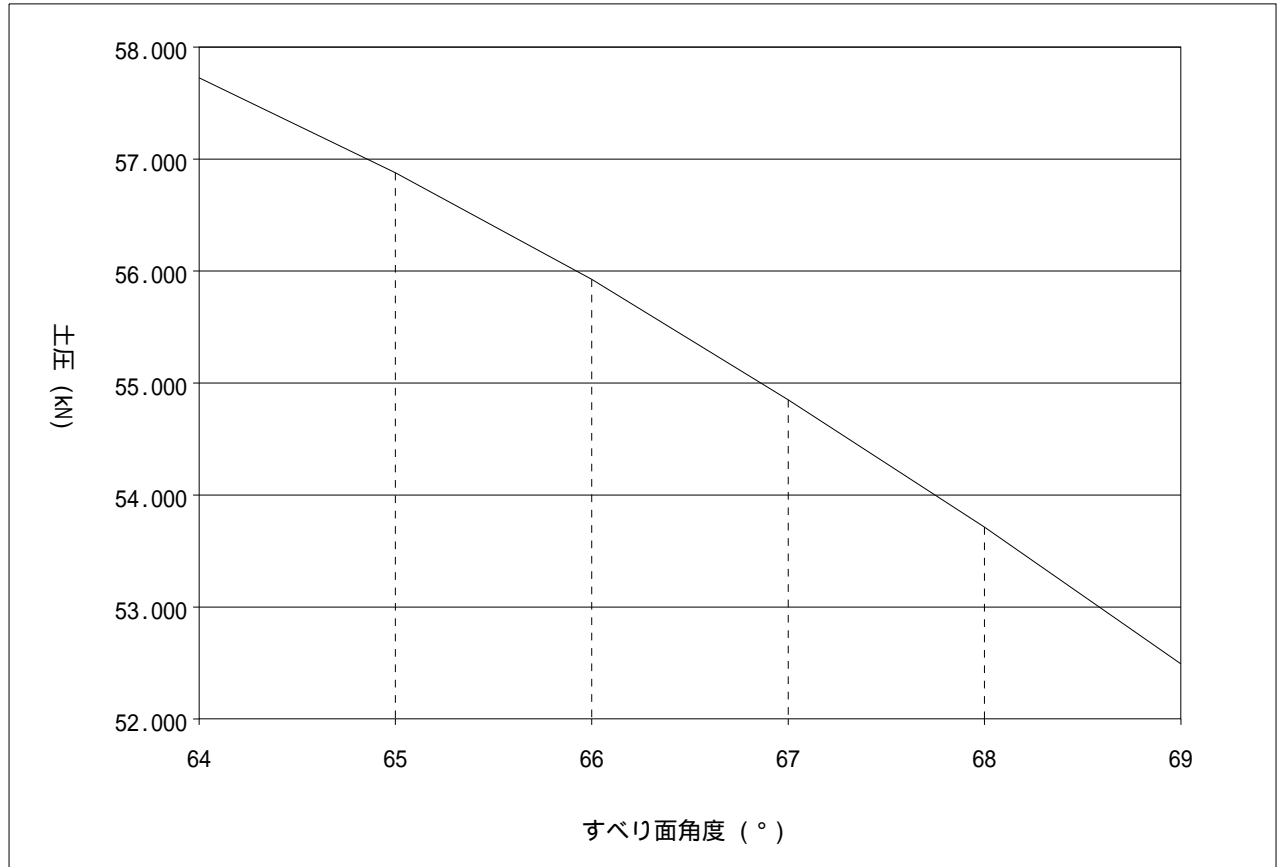
$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\theta + \omega)$$

試行くさび角度  $\omega$  を  $64 \sim 80$  ( $^\circ$ ) の範囲において最大土圧合力を求める。



## すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P <sub>V</sub> (kN/m)	水平成分 P <sub>H</sub> (kN/m)	備考
64	57.727	19.744	54.246	最大土圧
65	56.878	19.453	53.448	
66	55.927	19.128	52.554	
67	54.850	18.760	51.542	
68	53.713	18.371	50.474	
69	52.492	17.953	49.326	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 64 (°) のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量  $W$  は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma + A_d \times \gamma_d + qd = 2.195 \times 19.0 + 0.000 \times 18.0 + 0.000 \\ &= 41.705 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 ( $\text{m}^2$ )
- $\gamma$  : 土塊の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $A_d$  : 崩壊土砂の土塊面積 ( $\text{m}^2$ )
- $\gamma_d$  : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) ( $\text{kN/m}^3$ )

裏込土の土圧は、崩壊土砂重量を上載荷重  $qd$  に換算して計算する。  
このときの換算荷重は次のようになる。

$$\begin{aligned} qd &= hd \times \gamma_d \times bd = 0.000 \times 18.0 \times 0.000 \\ &= 0.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに

- $hd$  : 崩壊土砂の堆積高(m)
- $\gamma_d$  : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) ( $\text{kN/m}^3$ )
- $bd$  : 崩壊土砂の載荷幅 (m)

よって、最大となる土圧合力  $P$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)} \\ &= \frac{41.705 \times \sin(64 - 30.0)}{\cos(64 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= 57.727 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

- $W$  : 土くさびの重量 ( $\text{kN/m}$ )
- $\alpha$  : すべり面角度 ( $^\circ$ )
- $\beta$  : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ( $^\circ$ )
- $\delta$  : 壁面摩擦角 ( $^\circ$ )
- $\theta$  : 地山との境界における壁面摩擦角 ( $^\circ$ )

なお、裏込土の土圧から、鉛直・水平成分の土圧係数を算出する。

裏込土の土圧係数

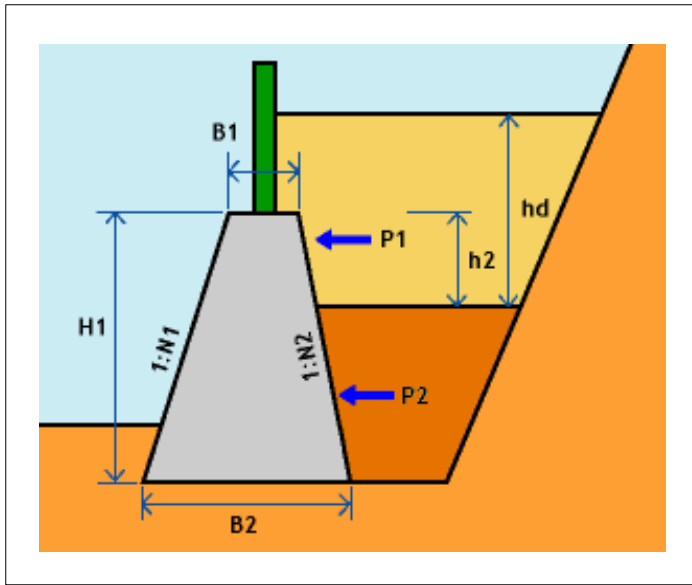
$$\text{水平方向} \quad K_H = \frac{2 \cdot P_H}{\cdot (H_1 - h_2)^2} = \frac{2 \times ( 54.246 - 12.392 )}{19.00 \times ( 4.00 - 1.00 )^2} = 0.490$$

$$\text{鉛直方向} \quad K_V = \frac{2 \cdot P_V}{\cdot (H_1 - h_2)^2} = \frac{2 \times ( 19.744 - 4.510 )}{19.00 \times ( 4.00 - 1.00 )^2} = 0.178$$

## 8. 土圧の集計

各土圧を計算した結果、次のようになる。

土圧の種類	$P_v$ (kN/m)	$P_H$ (kN/m)
壁面全体に作用する土圧	19.744	54.246
崩壊土砂による土圧	4.510	12.392



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (kN)	転倒モーメント Mo (kN・m)
P1	4.510	2.500	11.275	12.392	3.740	46.346
P2	19.744	2.500	49.360	54.246	1.000	54.246
計	24.254		60.635	66.638		100.592

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = (H1 - h2) + \frac{hd}{3}$$

$$X_{P1} = B2 - Y_{P1} \times N2 \quad (Y_{P1} < H1 \text{ の場合})$$

$$X_{P1} = H1 \times N1 + B1 \quad (Y_{P1} > H1 \text{ の場合})$$

$$Y_{P2} = \frac{(H1 - h2)}{3}$$

$$X_{P2} = B2 - Y_{P2} \times N2$$

## 9. 安定計算（崩壊土砂堆積時）

### 9.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	-	-	-
土圧	24.254	2.50	60.635	66.638	1.51	100.592
計	162.254		286.817	66.638		100.592

### 9.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{286.817 - 100.592}{162.254}$$

$$= 1.148 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

### 9.3 滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{162.254 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{66.638}$$

$$= 1.4$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

$C_B$  : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.2 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 1.4 > 1.2 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

#### 9.4 転倒に対する検討

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$e = \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.148$$

$$= 0.102 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.102 \text{ (m)}$$

崩壊土砂堆積時の場合、この値が底版中央の底版幅2/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{3} = \frac{2.500}{3} = 0.833 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.102 < 0.833 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

#### 9.5 地盤の支持力に対する検討

擁壁に作用する鉛直力は支持地盤によって支持されるが、支持地盤の支持力が不足すると底版のつま先またはかかどが支持地盤にめり込むような変状を起こす恐れがある。

合力作用点が底版中央の底版幅1/3の中にあるため、地盤反力度  $q_1$ 、 $q_2$  は次式にて算出する。

$$q_1 = \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{162.254}{2.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.102}{2.500}\right)$$

$$= 81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{162.254}{2.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.102}{2.500}\right)$$

$$= 50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 81 \quad q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 50 \quad q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 9.6 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は崩壊土砂堆積時において安定構造物である。

## 10. 応力度の照査(崩壊土砂堆積時)

応力度の照査は、たて壁について行う。擁壁の検討断面において、その断面より上部に作用する土圧、自重、その他外力等により生じる応力度がコンクリートの許容応力度以下となるように設計する。

(たて壁)

検討断面において、コンクリート断面の縁応力度  $c_1$  およびせん断応力度  $c_2$  が次式を満足するように設計する。

$$\left. \begin{array}{l} c_1 \\ c_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \left\{ \begin{array}{l} c_a \\ c_{at} \end{array} \right.$$

$$c = \frac{S}{A} \quad c_a$$

ここに、

N	:	検討断面より上の単位幅当たりの鉛直力(軸力)	(N/mm)
$c_a$	:	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
$c_{at}$	:	コンクリートの許容曲げ引張応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
B	:	検討位置における幅	(mm)
e	:	偏心距離	(mm)
S	:	検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力	(N)
A	:	検討断面の単位幅当たりの断面積	(mm <sup>2</sup> )
$c_a$	:	コンクリートの許容せん断応力度	(N/mm <sup>2</sup> )



## 10.1 検討位置

擁壁形状の任意点による応力度の照査を行う。検討する位置は次のとおりとする。

たて壁の検討位置				
検討位置	基準となる位置	離れ (m)	壁高 $H'$ (m)	幅 B (m)
1	天端	1.500	1.500	1.250



## 10.2 コンクリート部材の許容応力

コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
許容曲げ圧縮応力度	ca	6.75	設計基準強度 $c_k = 18$ (N/mm <sup>2</sup> ) 割増し係数 1.50
許容曲げ引張応力度	cat	0.33	
許容せん断応力度	ca	0.49	

### 10.3 たて壁の検討

#### 10.3.1 たて壁の自重計算

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

計算補助  
なし

面積	$A = (B1 + B) \times H' / 2$
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$
アーム位置 X	$X = B/2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 1)

面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 c (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
1.313	23.0	30.199	0.786	23.736

擁壁の作用位置 X = 0.786 (m)

#### 10.3.2 たて壁における最大土圧の算出

検討位置による土圧については、安定計算で算出した土圧係数を使用する。

##### 崩壊土における土圧係数

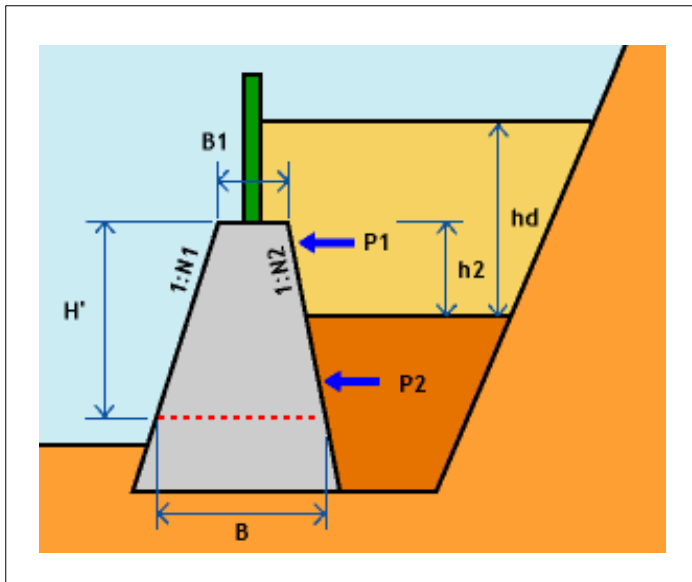
- 水平方向    Kadh = 0.279
- 鉛直方向    Kadv = 0.102

##### 裏込土における土圧係数

- 水平方向    KH = 0.490
- 鉛直方向    Kv = 0.178

(検討位置1)

本検討位置では、裏込土および崩壊土砂部の土圧係数を採用する。



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (kN)	転倒モーメント Mo (kN・m)
P1	4.524	1.250	5.655	12.375	1.240	15.345
P2	2.151	1.250	2.689	5.884	0.250	1.471
P2'	0.423	1.250	0.529	1.164	0.167	0.194
計	7.098		8.873	19.423		17.010

<鉛直・水平成分の算出式>

$$P1_V = \frac{1}{2} \times hd^2 \times K_{adv} \times \gamma$$

$$P1_H = \frac{1}{2} \times hd^2 \times K_{adh} \times \gamma$$

$$P2_V = hd \times K_{adv} \times (H' - h2) \times \gamma$$

$$P2_H = hd \times K_{adh} \times (H' - h2) \times \gamma$$

$$P2'_V = \frac{1}{2} \times (H' - h2)^2 \times K_{v'} \times \gamma$$

$$P2'_H = \frac{1}{2} \times (H' - h2)^2 \times K_{H'} \times \gamma$$

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \times hd + (H' - h2)$$

$$X_{P1} = H' \times N1 + B1 \quad (Y_{P1} > H' \text{ の場合})$$

$$X_{P1} = B - Y_{P1} \times N2 \quad (Y_{P1} < H' \text{ の場合})$$

$$Y_{P2} = \frac{1}{2} \times (H' - h2)$$

$$X_{P2} = B - Y_{P2} \times N2$$

$$Y_{P2'} = \frac{1}{3} \times (H' - h2)$$

$$X_{P2'} = B - Y_{P2'} \times N2$$

## 10.3.3 たて壁における断面力の集計

検討位置における、荷重(断面力)の集計は次のようになる。

(検討位置1)

荷重名称	軸力 N (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	せん断力 S (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	30.199	0.786	23.736	-	-	-
土圧	7.098	1.250	8.873	19.423	0.876	17.010
計	37.297		32.609	19.423		17.010

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{N} = \frac{32.609 - 17.010}{37.297}$$

$$= 0.418 \text{ (m)}$$

## 10.3.4 たて壁の応力度照査

応力度の判定は、断面力集計から行う。

$$\left. \begin{matrix} c1 \\ c2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \left\{ \begin{matrix} ca \\ cat \end{matrix} \right.$$

$$c = \frac{S}{A} \quad ca$$

検討位置	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN・m)	検討位置の幅 B (m)	つま先からの離れ d (m)	偏心距離 e (m)	単位幅の断面積 A (m <sup>2</sup> )	備考
1	37.297	19.423	15.599	1.250	0.418	0.207	1.250	

$$M = Mr - Mo$$

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

$$A = B \times 1.0m$$

上表より検討位置での判定は次のようになった。

(検討位置1)

$$c1 = 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$c2 = 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$c = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 0.49 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \quad \text{OK}$$