

参 考 资 料

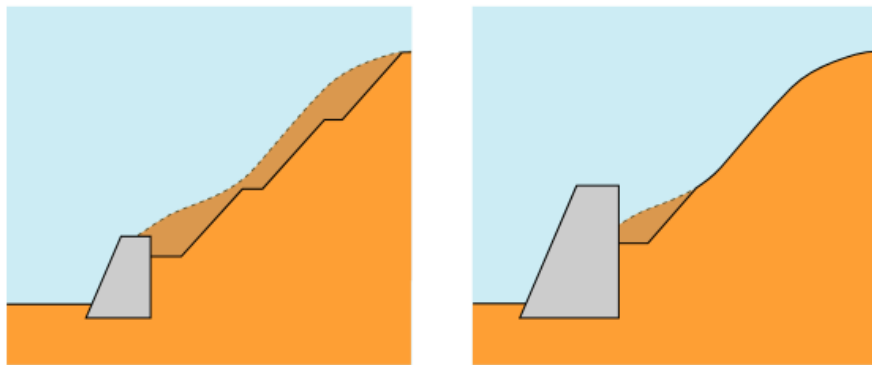
1. 設計計算例

主要工種の設計計算例として、待受式もたれ式擁壁工及び落石防護柵工の計算例を示す。

1. 待受式もたれ式擁壁工

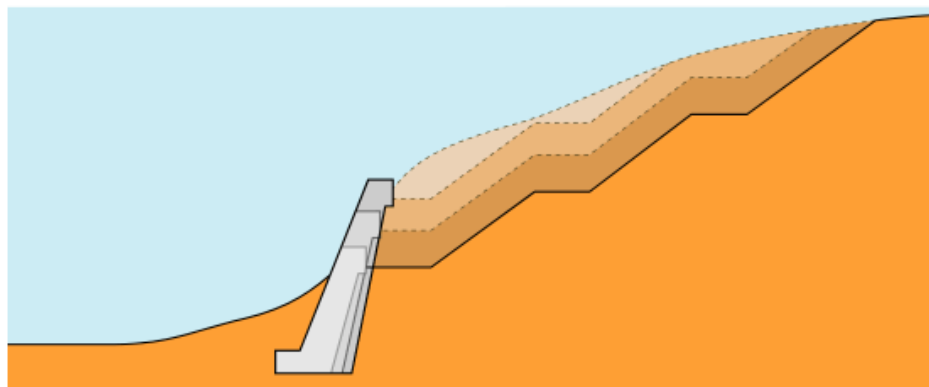
1. 設計概要

一般に背後に山地を抱えた擁壁では、擁壁の造成とともに切土法面が生ずる。多くの場合、擁壁の高さによって切土法面の大きさや形状は大きく左右される。



模式図

近年、コスト縮減が求められるなか、擁壁の設置位置や形状は非常に重要な要素となる。そのため、「擁壁の設置位置・高さと切土のり面」についていろいろなケースを想定し、経済的な比較検討を踏まえ、擁壁の最適案を検討した一例を示す。



模式図

2. 検討条件

2.1 検討する断面モデル

本検討では、斜面下部の地表近くに比較的硬い地盤が分布し、中～上部には崖錘性堆積物の分布する斜面を想定し、斜面法尻にて崩壊土砂を抑える「待受式擁壁」を配置した場合の設計計算を行う。

検討する地形断面、地質構成及び各層の強度定数を以下のようにモデル化した。

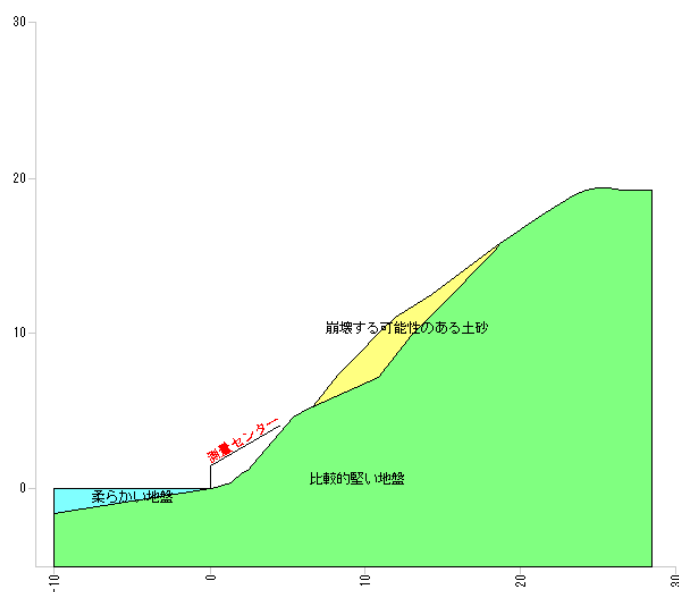


図 検討する断面モデル

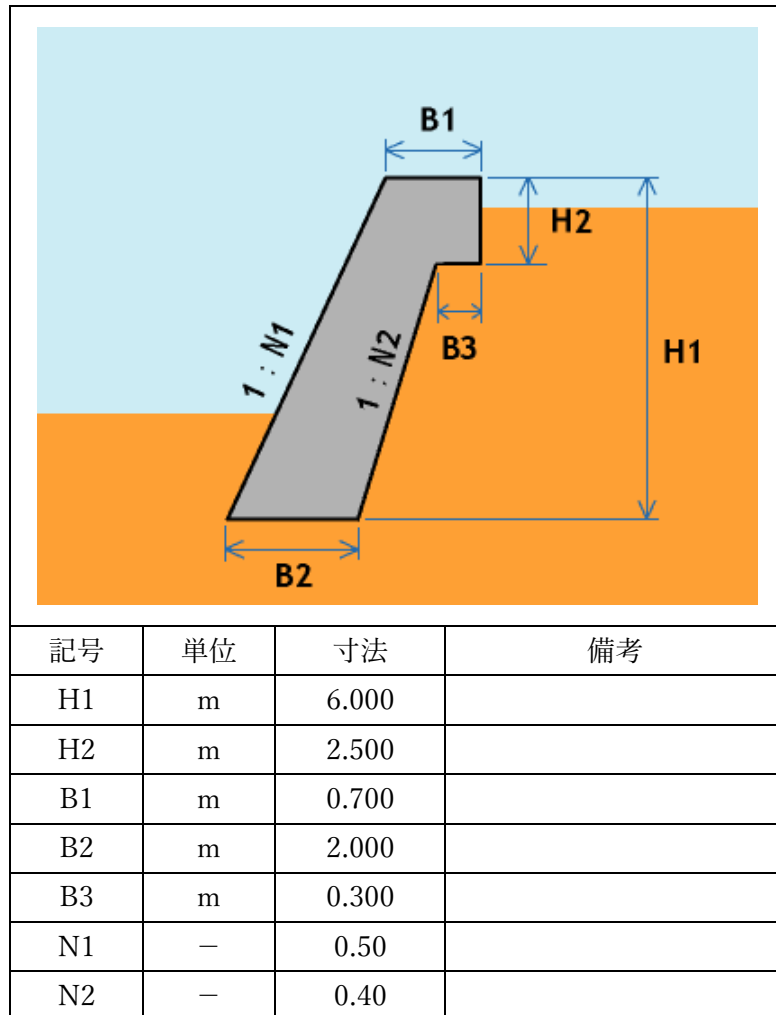
表 検討断面における土質定数

地層名	土質名	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
崩壊する可能性のある土砂	砂質土	18.0	0.0	30.0
比較的硬い地盤	礫質土	20.0	0.0	35.0
柔らかい地盤	砂質土	18.0	0.0	30.0

2.2 擁壁形状の設定

検討する擁壁タイプは待受式もたれ式擁壁とし、基本とする寸法を以下に示す。

表 擁壁形状

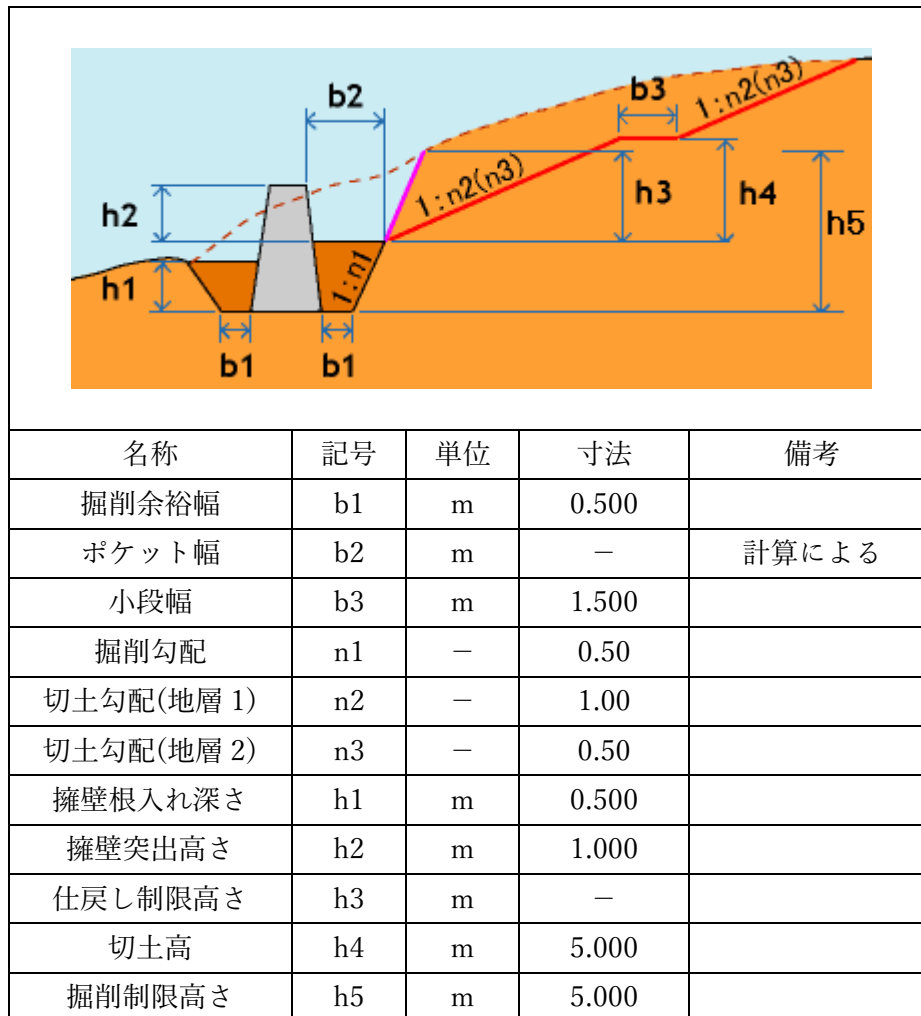


2.3 掘削・切土の形状

擁壁に対して、掘削・切土形状を計画し、土工量を算出する。今回の検討例では、労働安全衛生基準による掘削制限高さを考慮する。

掘削・切土形状の条件は、次の値で考える。

擁壁形状



2.4 土圧の考え方

(1) 土圧の算出方法

土圧は試行くさび法にて算出する。擁壁に作用する土圧は、盛土部土圧と切土部土圧に大別されるが、今回の検討では地山（切土面）が安定していると考え、切土部土圧にて算出する。

(2) 土圧算出に用いる土質定数

土圧算出に用いる土質定数は次のように設定する。

表 土圧算出に用いる土質定数

土質名	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	土のせん断抵抗角 ϕ (°)
礫質土	20.0	0.0	35.0

(3) 試行くさびの検討範囲

試行くさびの検討範囲は次のように考える。

表 試行くさび設定

項目	開始角度 (°)	終了角度 (°)	増加ピッチ (°)
すべり面角度 ω	35	80	1

また、試行くさび法の開始点は擁壁底面から $h_s = 3.5$ m 離れた位置とする。

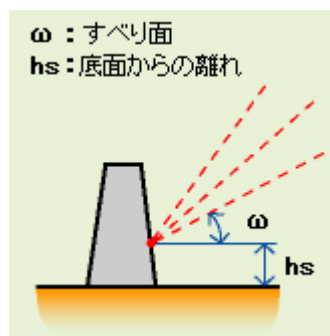


図 試行くさびの模式図

2.5 崩壊土砂の考え方

本検討では崩壊土砂が擁壁に作用する状態を検討する。検討方法は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」(財団法人 砂防フロンティア整備推進機構)から引用する。

崩壊土砂の検討としては、次の3項目について行う。

○崩壊土砂捕捉容量の検討

崩壊が予想される量が擁壁背面に堆積することが可能かどうか

○衝撃力作用時の安定性の検討

崩壊した土砂が擁壁背面に衝突する際の衝撃力によって擁壁の安定が確保できるかどうか

○崩壊した土砂が、擁壁背面に堆積した場合の検討

堆積した土砂の土圧を算出し、擁壁の安定が確保できるかどうか

崩壊土砂に対する条件は次のように設定する。

検討項目	記号	単位	値
土石等の密度	ρ_m	t/m ³	1.8
重力加速度	g	m/s ²	9.81
土石等の比重	σ	—	2.6
土石等の容積濃度	c	—	0.50
流体抵抗係数	fb	—	0.025
土砂等の移動の高さ	hsm	m	0.72
待受け擁壁における衝撃力緩和係数	α'	—	0.5
崩壊土砂の単位体積重量	γ_d	kN/m ³	18.0
崩壊土砂のせん断抵抗角	ϕ_d	°	30.0

なお、単位奥行き当りの崩壊土砂量は下表と断面図から求めた値の小さい方を採用する。

表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

斜面高 (m)	崩壊土砂量 V (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

※ 斜面高が 5m 未満の場合は、5 ≦ H < 10 の値を採用する

2.6 その他の条件

その他、本検討で考慮した定数や条件は以下の通りである。

表 その他の定数・条件

項目	単位	定数・条件		備考
		常時	地震時	
堆積勾配	°	—	—	
粘着力の考慮	—	考慮しない	—	
粘着高の考慮	—	考慮しない	—	
地下水位の考慮	—	考慮しない		
壁面摩擦角	°	$\delta = 2\phi / 3$	—	

3. 最適擁壁の検討

3.1 検討方法と範囲

これまでに設定した各種の条件を用い、繰り返し計算を実施する。擁壁高を固定、設置位置を可変として、擁壁形状と切土量との関係を検討する。

擁壁の設置位置は以下の通りとした。

表 設置位置の可動範囲

項目	開始座標 (m)	終了座標 (m)	増加ピッチ (m)
X 座標	3.500	5.000	0.2
Y 座標	7.000	5.000	-0.1

3.2 安定度が確保できない場合の増強方法

繰り返し条件によって複数のパターンで検討を行うと、基本の擁壁形状で安定度を確保できない場合がでてくる。このような場合、一般的には擁壁の前面・背面勾配を緩くするか、天端幅・底版幅を広くする。今回の検討では、天端幅を可変させて増強を行うものとした。以下にその範囲とピッチを記す。

表 擁壁増強における可変条件

項目	開始幅 (m)	終了幅 (m)	増加ピッチ (m)
天端幅	0.70	1.00	0.20

3.3 落石防護柵についての考え方

本手引きにおいて、擁壁工の標準タイプに定められているとおり、落石防護柵工を併用するものとした。

落石防護柵の柵高は、本手引きで定められているとおり 2.0m とした。

3.4 検討結果

これまでに設定した各条件で繰り返し計算を行った。繰り返し件数を 189 件行った結果、以下の形状が最適であると判断した。

表 最適な擁壁形状と設置位置

項目	記号	単位	決定値	備考
座標	X	m	3.900	
	Y	m	5.400	
擁壁高	H1	m	6.000	
天端幅	B1	m	0.700	
前面勾配	N1	—	0.50	
背面勾配	N2	—	0.40	
落石防護柵高	h	m	2.00	
切土高	C _H	m	4.925	

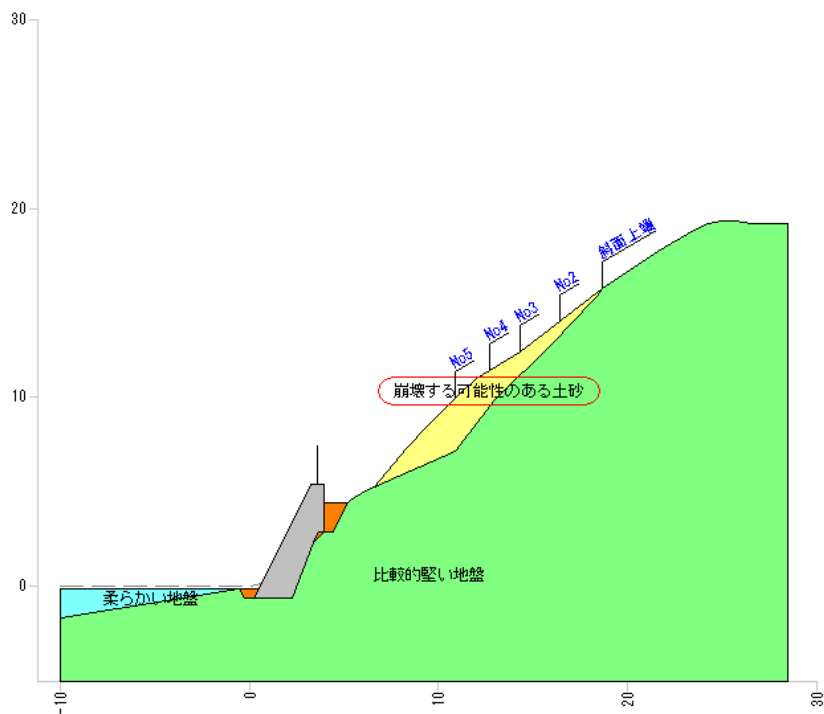


表 検討結果一覧（擁壁の配置が可能なケースのみを表示）

番号	座標(絶対座標)		擁壁形状				切土高 C _H (m)	切土法肩 X座標 X(m)	落石防 護柵高 h(m)	判定					数量(m ³ /10.0m)		工事費(千円/10.0m)		
	X(m)	Y(m)	擁壁高 H1(m)	前面勾配 1:N1	背面勾配 1:N2	天端幅 B1(m)				擁壁 配置	安定 計算	応力度	落石 防護柵	土砂捕 捉容量	掘削量	CO量	全体	土工 法面工	擁壁工
1	4.900	5.600	6.000	0.50	0.40	0.700	5.545	6.422	2.00	○	○	○	○	○	72.5	97.0	3,377	518	2,689
2	5.000	5.600	6.000	0.50	0.40	0.700	5.613	6.557	2.00	○	○	○	○	○	77.6	97.0	3,408	549	2,689
3	4.100	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.107	5.404	2.00	○	○	○	○	○	39.8	97.0	3,184	325	2,689
4	4.300	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.257	5.678	2.00	○	○	○	○	○	48.8	97.0	3,240	381	2,689
5	4.500	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.404	5.952	2.00	○	○	○	○	○	58.5	97.0	3,299	440	2,689
6	4.700	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.541	6.221	2.00	○	○	○	○	○	68.4	97.0	3,359	500	2,689
7	4.900	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.679	6.490	2.00	○	○	○	○	○	78.7	97.0	3,420	561	2,689
8	3.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	4.925	5.112	2.00	○	○	○	○	○	46.5	97.0	3,035	176	2,689
9	4.100	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.245	5.472	2.00	○	○	○	○	○	55.0	97.0	3,264	405	2,689
10	4.300	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.394	5.747	2.00	○	○	○	○	○	64.6	97.0	3,324	465	2,689
11	4.500	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.538	6.019	2.00	○	○	○	○	○	74.6	97.0	3,384	525	2,689
12	4.700	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.676	6.288	2.00	○	○	○	○	○	84.8	97.0	3,446	587	2,689
13	4.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.813	6.557	2.00	○	○	○	○	○	95.3	97.0	3,510	651	2,689
14	3.900	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.160	5.230	2.00	○	○	○	○	○	61.2	97.0	3,280	421	2,689
15	4.100	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.382	5.541	2.00	○	○	○	○	○	70.4	97.0	3,347	488	2,689
16	4.300	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.532	5.816	2.00	○	○	○	○	○	80.4	97.0	3,408	549	2,689
17	4.500	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.673	6.086	2.00	○	○	○	○	○	90.6	97.0	3,471	612	2,689
18	4.700	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.810	6.355	2.00	○	○	○	○	○	101.1	97.0	3,534	675	2,689
19	3.700	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	4.855	4.877	2.00	○	○	○	○	○	67.9	97.0	3,127	268	2,689
20	3.900	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.370	5.335	2.00	○	○	○	○	○	76.3	97.0	3,370	511	2,689
21	4.100	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.519	5.610	2.00	○	○	○	○	○	86.1	97.0	3,431	572	2,689
22	4.300	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.669	5.885	2.00	○	○	○	○	○	96.3	97.0	3,494	635	2,689
23	4.500	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.807	6.153	2.00	○	○	○	○	○	106.7	97.0	3,555	696	2,689
24	4.700	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.945	6.422	2.00	○	○	○	○	○	117.5	97.0	3,621	762	2,689
25	3.700	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.090	4.995	2.00	○	○	○	○	○	82.2	97.0	3,363	504	2,689
26	3.900	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.507	5.404	2.00	○	○	○	○	○	91.5	97.0	3,452	593	2,689
27	4.100	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.657	5.678	2.00	○	○	○	○	○	101.7	97.0	3,515	656	2,689
28	4.300	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.804	5.952	2.00	○	○	○	○	○	112.1	97.0	3,578	719	2,689
29	4.500	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.941	6.221	2.00	○	○	○	○	○	122.9	97.0	3,643	784	2,689
30	4.700	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	6.079	6.490	2.00	○	○	○	○	○	133.9	97.0	3,792	933	2,689
31	3.700	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.325	5.112	2.00	○	○	○	○	○	97.0	97.0	3,453	594	2,689
32	3.900	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.645	5.472	2.00	○	○	○	○	○	107.0	97.0	3,535	676	2,689
33	4.100	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.794	5.747	2.00	○	○	○	○	○	117.4	97.0	3,599	740	2,689
34	4.300	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.938	6.019	2.00	○	○	○	○	○	128.1	97.0	3,664	805	2,689
35	4.500	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	6.076	6.288	2.00	○	○	○	○	○	139.1	97.0	3,730	871	2,689
36	4.700	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	6.213	6.557	2.00	○	○	○	○	○	150.4	97.0	3,879	1,020	2,689

※表中網掛け：最適ケース（経済性で優位なケースを選定）

表 最適ケースの詳細一覧

座標 (絶対座標)		形状データ						
X(m)	Y(m)	擁壁高 H1(m)	前面勾配 1:N1	背面勾配 1:N2	天端幅 B1(m)	切土高 C _H (m)	切土法肩 X座標 (m)	防護柵高 h(m)
3.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	4.925	5.112	2.00

斜面高 H(m)	移動の 高さ hsm(m)	斜面勾配		斜面下端から 擁壁までの距 離 Xb(m)	流速 Vs(m/s)	移動の力 Fsm(kN/m ²)	堆積高 さ hd(m)	単位当 たり 崩壊断面 積 v(m ²)
		$\theta_u(^{\circ})$	$\theta_d(^{\circ})$					
7.033	0.72	43	0	1.278	6.10	48.3	1.84	4.71

		判定	滑動		転倒		支持		
擁壁配置	OK	常時	OK	26.77	1.50	2.106	1.000	153	300
落石防護柵	OK	地震時	-	-	-	-	-	-	-
土砂捕捉容量	OK	衝撃力作用時	OK	6.02	1.00	1.692	0.666	153	450
		崩壊土砂堆積時	OK	4.71	1.20	1.699	0.666	160	450

概算工事費(10.0m 当たり)						
工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額
土工	掘削	オープンカット,軟岩	m ³	46.5	1,300	60,450
	埋戻		m ³	17.7	1,700	30,090
	残土処理		m ³	28.8	3,000	86,400
小計(千円丸め)						176,000
擁壁工	コンクリート打設	ポンプ車打設	m ³	97.0	16,300	1,581,100
	型枠	一般型枠, 無筋・鉄筋構造物	m ²	129.8	8,350	1,083,830
	基礎材	再生クラッシュラン,17.5<t≤20.0	m ²	22.0	1,100	24,200
小計(千円丸め)						2,689,000
落石防護柵工	中間支柱設置	柵高 2.00m	本	3.3	21,700	71,610
	ロープ金網設置	柵高 2.00m	m	10.0	9,850	98,500
小計(千円丸め)						170,000
合計						3,035,000

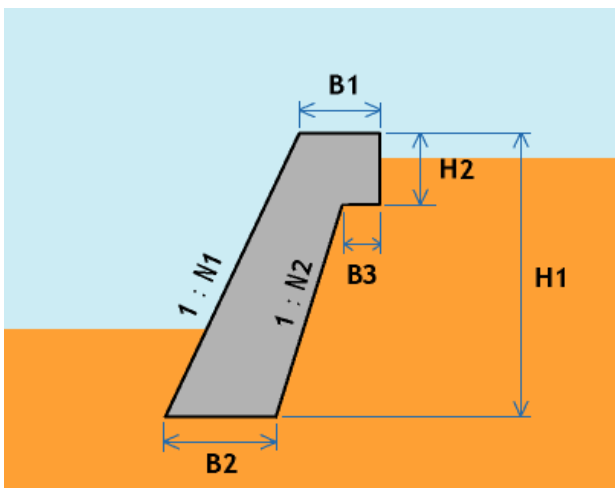
4. 安定計算

4.1 安定計算（常時）

4.1.1 設計条件

以下の条件にて安定計算を行う。

表 設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(常時)	
擁壁形状		H1	m	6.000	
		H2	m	2.500	
		B1	m	0.700	
		B2	m	2.000	
		B3	m	0.300	
		N1	—	0.50	
		N2	—	0.40	
	擁壁の単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.00	
裏込土	裏込土の単位体積重量	γ_t	kN/m ³	20.0	
	裏込土のせん断抵抗角	ϕ	°	35.0	
	裏込土の粘着力	C	kN/m ²	0.0	
その他条件	壁面摩擦角	δ	°	23.333	
	地山との境界における壁面摩擦角	δ'	°	23.333	
	擁壁背面と鉛直面のなす角	α	°	0.000	
	底面と土の摩擦係数	μ	—	0.60	
	底面と土の付着力	C_B	kN/m ²	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	γ_w	kN/m ³	9.8	
	試行くさび角度	ω	°	35~80(増分ピッチ 1)	
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面より 3.5m	
その他荷重	—	—	—		
許容値	滑動に対する安全率	Fs	—	1.50	
	転倒に対する d の許容範囲	—	—	1.000	
	許容支持力度	q_a	kN/m ²	300	

4.1.2 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を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H1 - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B2) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B2) / (b1 + B2) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H1 - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B2 / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

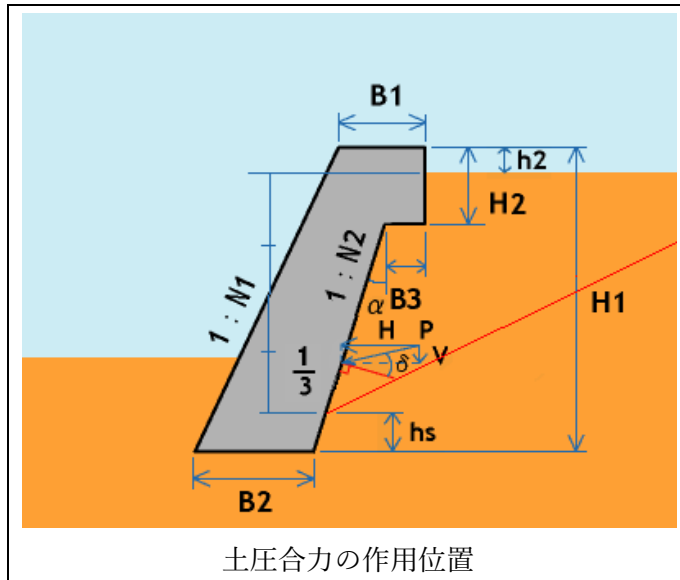
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	6.388	23.00	146.924	1.762	258.880
(2)	3.313	23.00	76.199	2.988	227.683
合計	9.701		223.123		486.563

$$\begin{aligned}
 \text{擁壁の作用位置} \quad X &= \frac{Mr}{V} = \frac{486.563}{223.123} \\
 &= 2.181 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.1.3 最大土圧の算出

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」（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」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。



アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 4.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$Y \geq (H1 - H2)$ の場合

$$X = B_2 + N_2 \times (H1 - H2) + B_3$$

$Y < (H1 - H2)$ の場合

$$X = B_2 + N_2 \times Y$$

よって、 $X = 3.700 \text{ (m)}$

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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

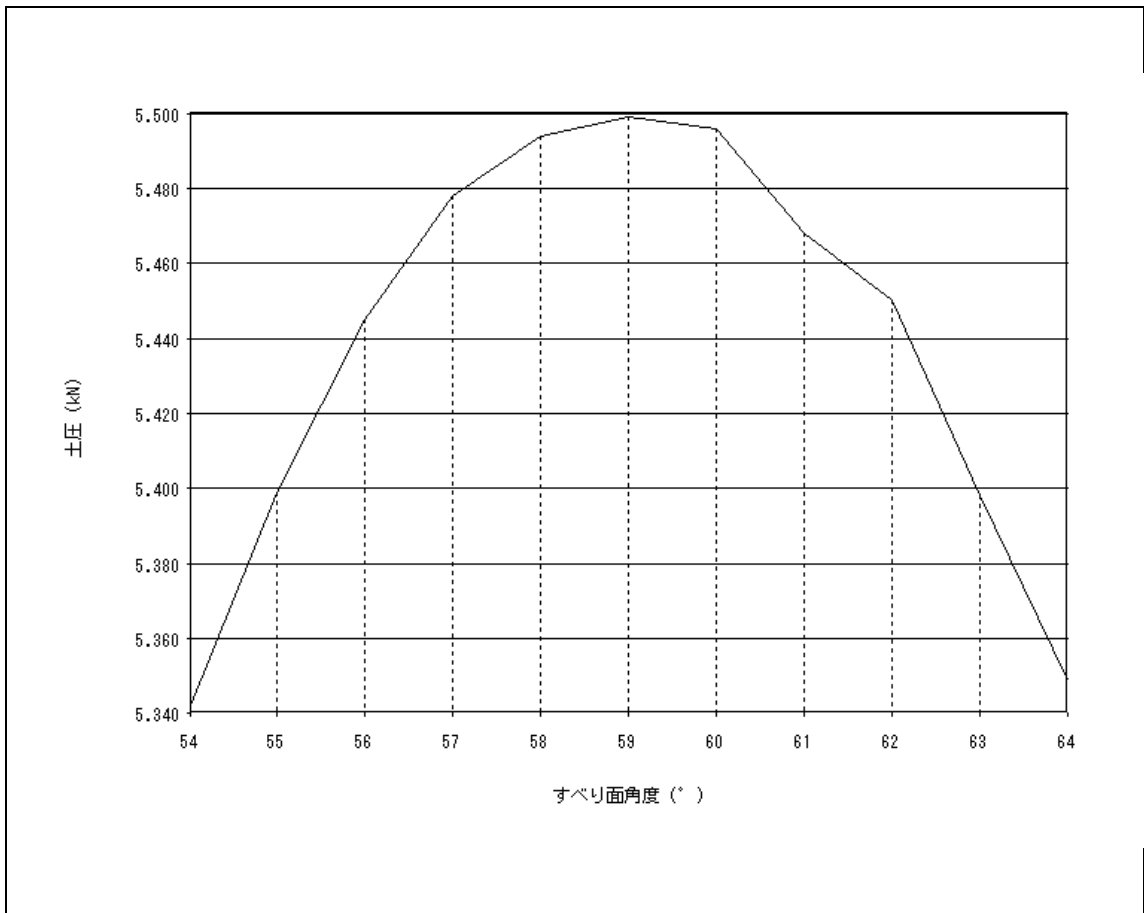


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

4.1.4 安定計算

(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。

表 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	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	2.178	3.700	8.059	5.049	4.000	20.196
計	225.301		494.622	5.049		20.196

(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。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{494.622 - 20.196}{225.301} = 2.106 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

(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。

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \mu + C_B \times B'}{\Sigma H} = \frac{225.301 \times 0.60 + 0.0 \times 0.000}{5.049} = 26.77$$

ここに

μ : 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/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$\begin{aligned} B' &= B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 1.106 \\ &= 0.000 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする}) \end{aligned}$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.50 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 26.77 \geq 1.50 \quad \dots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。
常時の場合、 d の値が擁壁底面幅 $B2$ の $1/2$ より後方 ($d \geq B2/2$) になければならない。

$$d = 2.106 \geq \frac{B2}{2} = 1.000 \dots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 2.106 \\ &= -1.106 \text{ (m)} \\ |e| &= 1.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$Q_t = \frac{(\sum Mr - \sum Mo) - \kappa_d \cdot B2 \cdot \sum V}{B2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot (1 - \frac{\kappa_1}{3})}$$
$$= \frac{(494.622 - 20.196) - 0.56 \times 2.000 \times 225.301}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 55.522 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 225.301 - 55.522 \times \sin(0.000) = 225.301 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_H = \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 5.049 + 55.522 \times \cos(0.000) = 60.571 \text{ (kN/m)}$$

$$q_{v1} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B2} = \frac{2 \times 225.301 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 72.096 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B2} = \frac{2 \times 225.301 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 153.205 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_1 = 0.60$

擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比

$\kappa_d = 0.56$

壁面長

$l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h_2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

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。

$$q_{v2} = 153.205 \leq q_a = 300 \text{ } \dots \text{ OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(6) 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は安定構造物である。

4.1.5 応力度の照査

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、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 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

- N : 軸方向力 (N)
- A : コンクリートの全断面積 (mm²)
- e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)
- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)
- M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)
- γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)
- τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(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	頭部	0.000	2.500	1.950
2	底版	1.000	5.000	1.900



(2) コンクリート部材の許容応力度

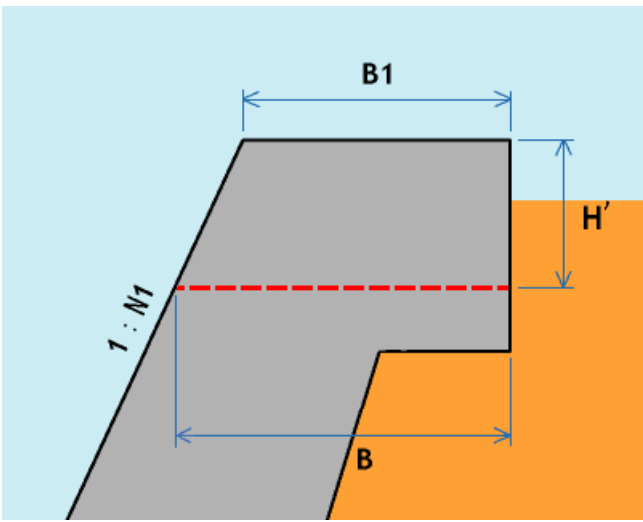
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	4.50	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(N/mm^2)$
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.22	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

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)	$V = W = A \times \gamma_c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$
アーム位置 X	$X = B/2 + N1/2 \times Y$
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。

表 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 ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

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を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 2)

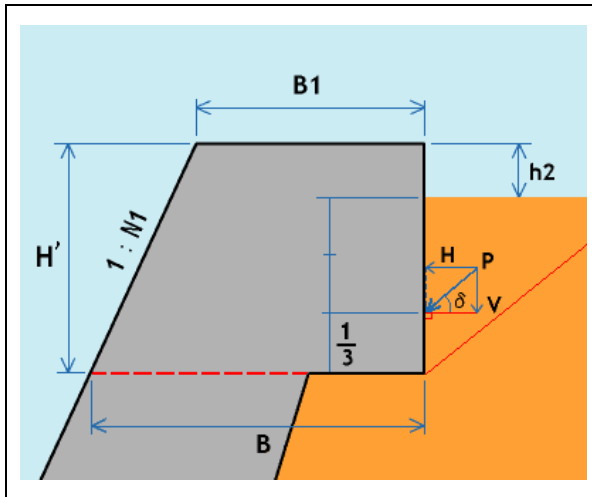
分割番号	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置 $X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 \text{ (m)}$

2) たて壁における最大土圧の算出

検討断面に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(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」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。



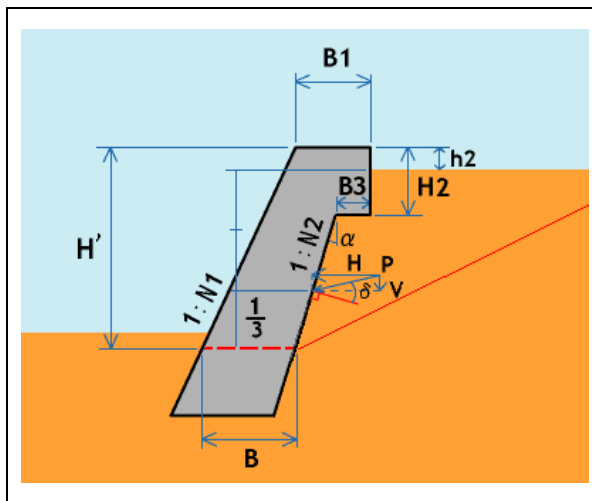
アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = B$$



アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = H' \times N_1 + B_1 \quad (Y \geq H' - H_2 \text{ の場合})$$

$$X = B + N_2 \times Y \quad (Y < H' - H_2 \text{ の場合})$$

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	アーム位置	
			X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.950	0.500
2	5.000	1.900	3.200	3.000

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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

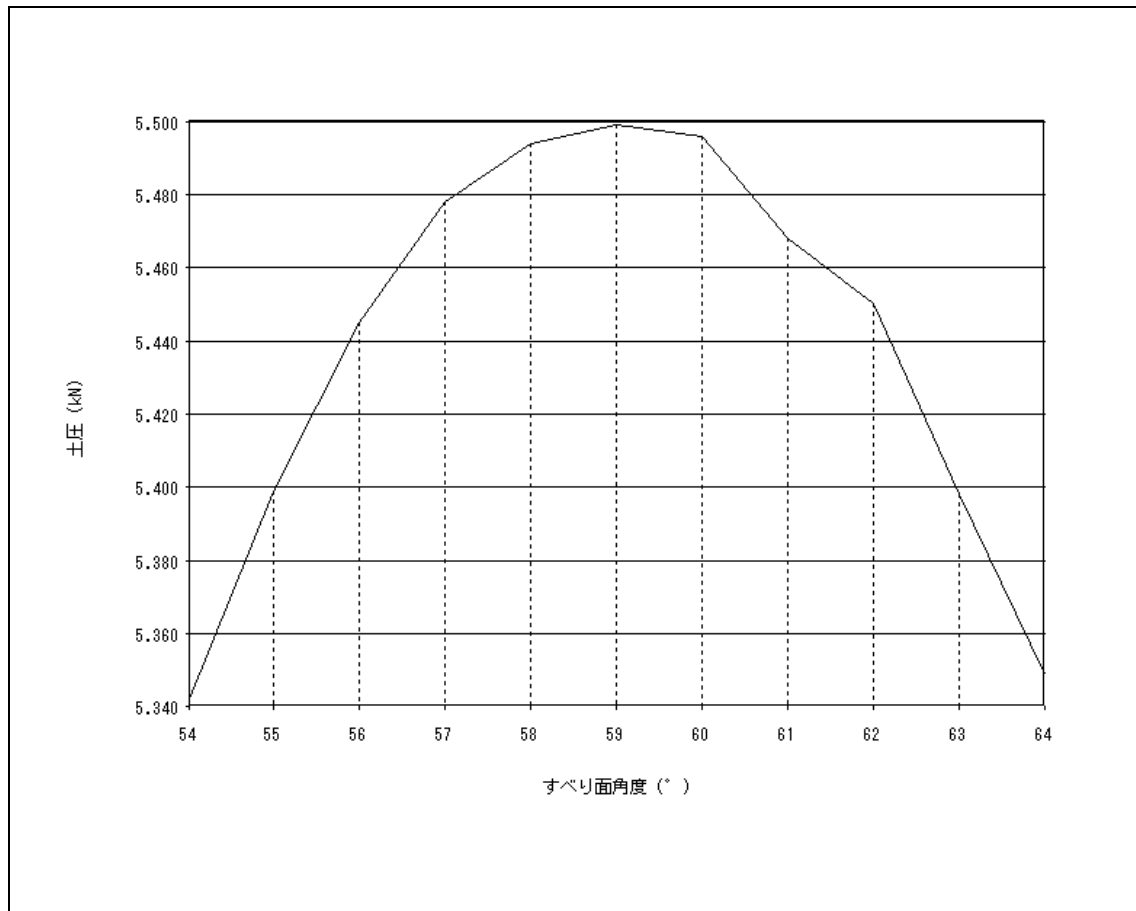


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

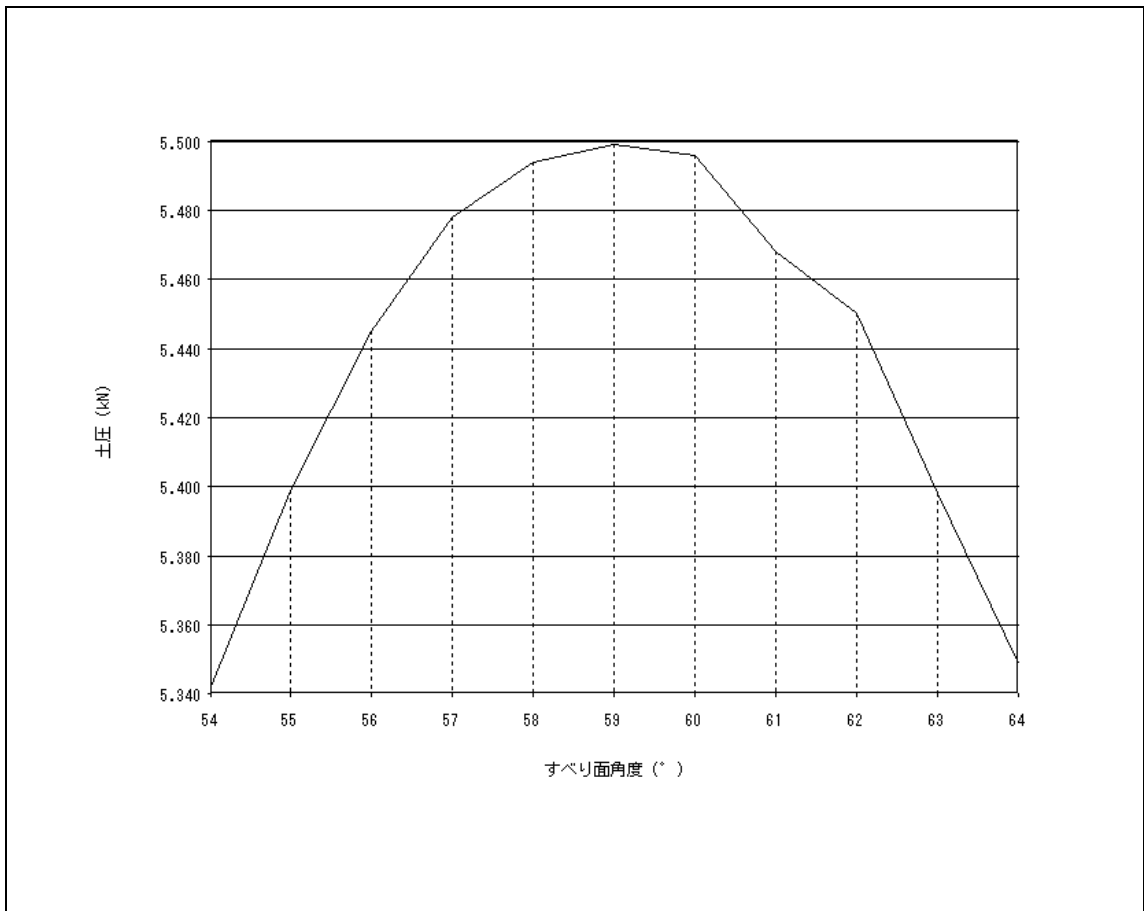


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

3) たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 55.522}{0.60 \times 5.000} = 37.015 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

より、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z_1 (m)	q_t' (kN/m ²)	Q_t' (kN/m ²)	$Q_t'V$ (kN/m ²)	$Q_t'H$ (kN/m ²)	l_{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.500	18.508	41.642	0.000	41.642	0.833	1.950	0.833
2	5.000	1.900	4.000	0.000	55.522	0.000	55.522	3.000	1.900	3.000

$$Z_1 = \frac{(H' - h_2 + hd)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - hd \leq 0 \text{ の時は } Z_1 = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_1 < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_1)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_1 \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_1}{3}$$

【 $Z_1 \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_1 - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_1 : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h_2 : 擁壁突出高さ (m)
- hd : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- $Q_t'V$: 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- $Q_t'H$: 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4) 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	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	2.178	1.950	4.247	5.049	0.500	2.525
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	41.642	0.833	34.688
計	78.377		98.581	46.691		37.213

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{98.581 - 37.213}{78.377}$$

$$= 0.783 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

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	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	2.178	3.200	6.970	5.049	3.000	15.147
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	55.522	3.000	166.566
計	180.451		349.562	60.571		181.713

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{349.562 - 181.713}{180.451}$$

$$= 0.930 \text{ (m)}$$

5) 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。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

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 ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	78.377	46.691	61.368	1.650	0.783	0.042	1.650	26.565	0.000	※2
2	180.451	60.571	167.849	1.900	0.930	0.020	1.900	26.565	21.801	

$$M = \sum Mr - \sum Mo$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

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)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

(検討位置 2)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4.2 安定計算（衝撃力作用時）

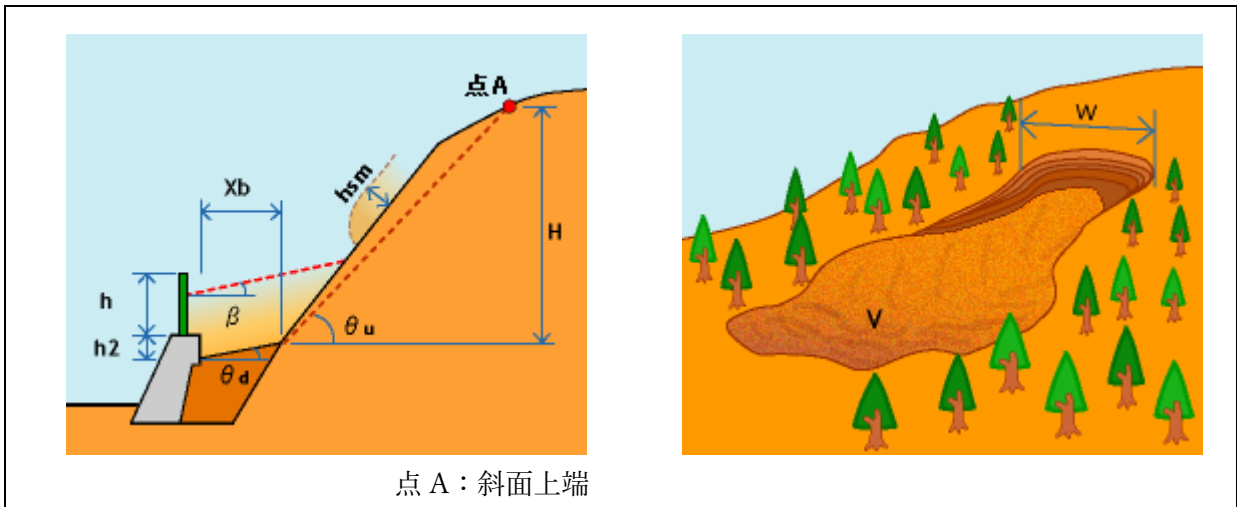
4.2.1 設計条件

以下の条件にて安定計算を行う。

表 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	6.000		
		H2	m	2.500		
		B1	m	0.700		
		B2	m	2.000		
		B3	m	0.300		
		N1	—	0.50		
		N2	—	0.40		
	擁壁の単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.00		
裏込土	裏込土の単位体積重量	γ_t	kN/m ³	20.0		
	裏込土のせん断抵抗角	ϕ	°	35.0		
	裏込土の粘着力	C	kN/m ²	0.0		
その他条件	壁面摩擦角	δ	°	23.333		
	地山との境界における壁面摩擦角	δ'	°	23.333		
	擁壁背面と鉛直面のなす角	α	°	0.000		
	底面と土の摩擦係数	μ	—	0.60		
	底面と土の付着力	C_B	kN/m ²	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	γ_w	kN/m ³	9.8		
	試行くさび角度	ω	°	35~80(増分ピッチ 1)		
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面より 3.5m		
	その他荷重	—	—	—		
許容値	滑動に対する安全率(衝撃・土砂堆積時)	F_s	—	1.00	1.20	
	転倒に対する d の許容範囲(衝撃・土砂堆積時)	—	—	0.666	0.666	
	許容支持力度(衝撃・土砂堆積時)	q_a	kN/m ²	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	7.033
	斜面勾配 *	θ_u	°	43
	斜面下端から平坦部の傾斜度	θ_d	°	0
	斜面下端から擁壁までの距離	Xb	m	1.278
	堆積勾配	β	°	0
	落石防護柵高	h	m	2.00
	擁壁突出高さ	h2	m	1.000
崩壊 土砂 条件	移動の高さ *	hsm	m	0.72
	土砂等の密度	ρ_m	t/m ³	1.8
	土砂等の比重	σ	—	2.6
	土砂等の容積濃度	c	—	0.50
	重力加速度	g	m/s ²	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	α'	—	0.5
	移動時における土砂等のせん断抵抗角	ϕ_k	°	30.0
	崩壊土砂量 *	V	m ³	80.0
	崩壊幅	W	m	17.0
	崩壊土砂の単位体積重量	γ_d	kN/m ³	18.0
	崩壊土砂のせん断抵抗角	ϕ_d	°	30.0
	壁面摩擦角	δ_d	°	20.000
地山との境界における壁面摩擦角	δ_d'	°	20.000	
擁壁背面と鉛直面のなす角	α_d	°	0.000	
試行くさび角度	ω_d	°	30~80(増分ピッチ 1)	

* 複数の値を検討した結果、本ケースで採用した値

4.2.2 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を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H1 - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B2) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B2) / (b1 + B2) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H1 - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B2 / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

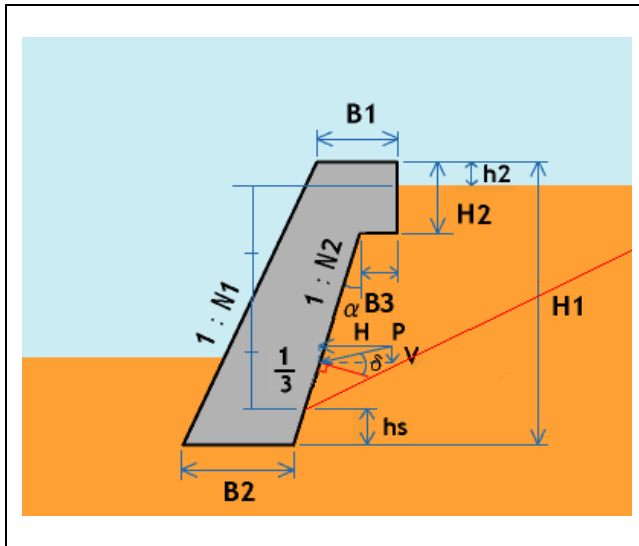
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	6.388	23.00	146.924	1.762	258.880
(2)	3.313	23.00	76.199	2.988	227.683
合計	9.701		223.123		486.563

$$\begin{aligned} \text{擁壁の作用位置} \quad X &= \frac{Mr}{V} = \frac{486.563}{223.123} \\ &= 2.181 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4.2.3 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」（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」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

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h2)}{3} + h_s = 4.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ $h2 = 1.000 \text{ m}$)

$Y \geq (H1 - H2)$ の場合

$$X = B2 + N2 \times (H1 - H2) + B3$$

$Y < (H1 - H2)$ の場合

$$X = B2 + N2 \times Y$$

よって、 $X = 3.700 \text{ (m)}$

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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80^\circ$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

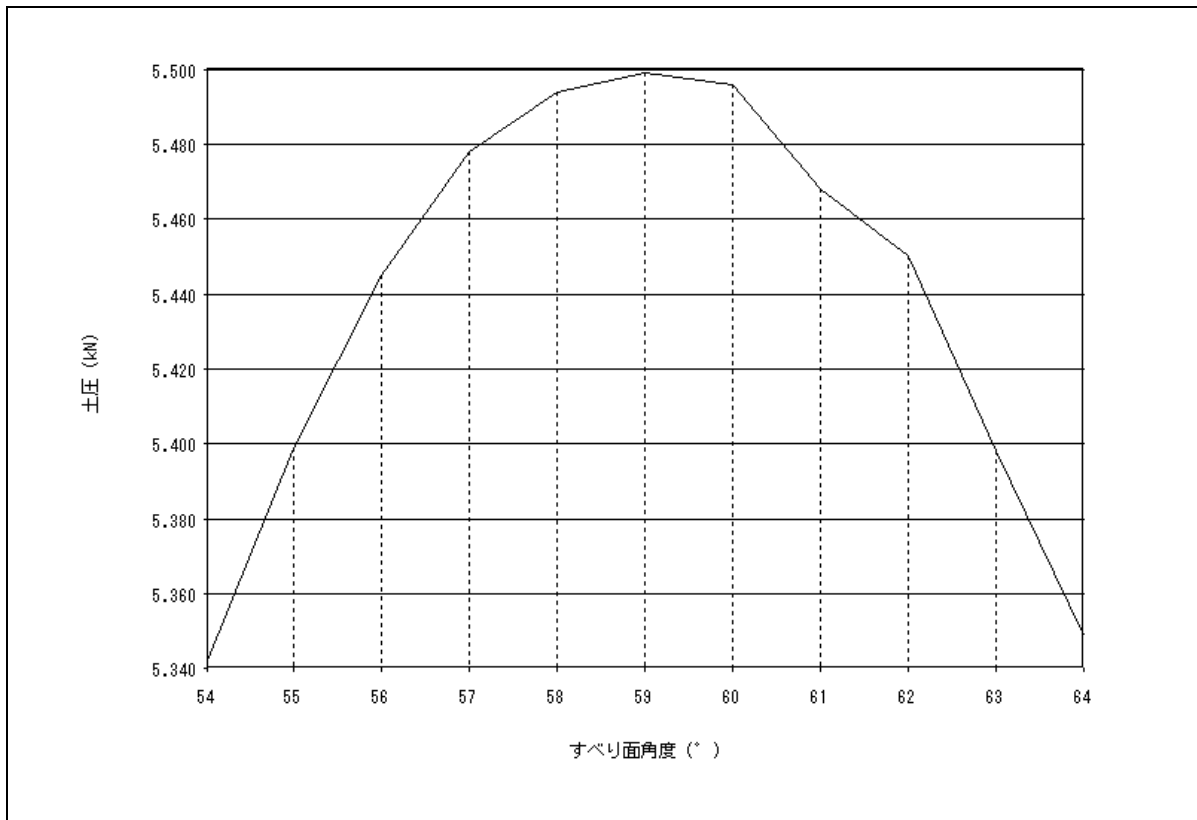


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

4.2.4 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。

$$F = \alpha' \cdot F_{sm}$$

ここに

F : 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m²)

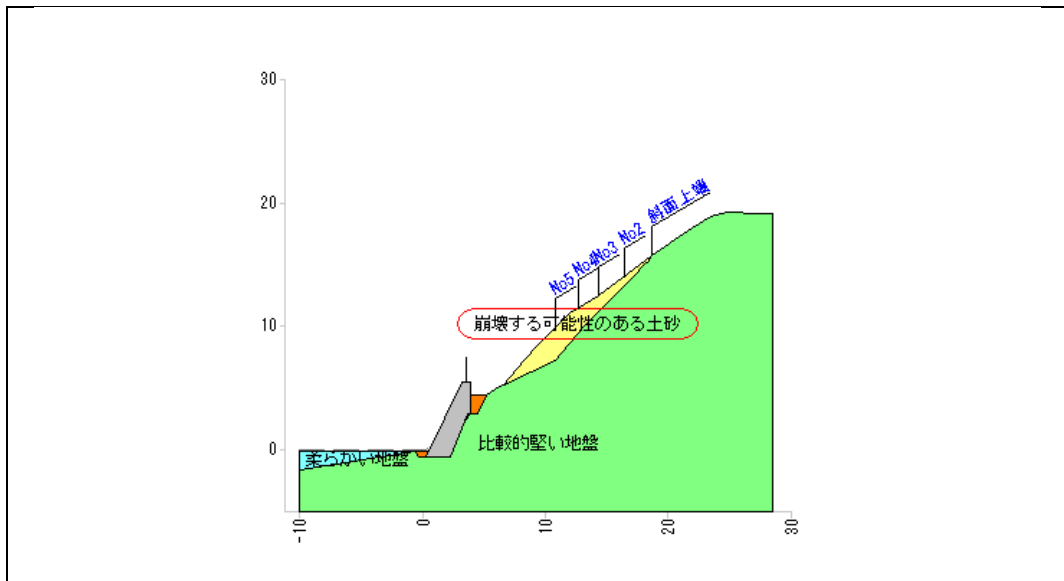
F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

(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)

α' : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数

(1) 移動の力 Fsm の算出

擁壁に作用する移動の力 Fsm は、地点毎に算出し、その中から最大の値を採用する。



番号	採用	地点名称	斜面高 H(m)	崩壊の恐れのある層厚 hp(m)	崩壊深さ D(m)	移動の高さ hsm(m)	斜面勾配 $\theta_u(^{\circ})$	移動の力 Fsm(kN/m ²)
1		斜面上端	11.450	0.000	0.00	0.00	40	0.0
2		No2	9.694	0.702	0.53	0.27	41	22.3
3		No3	8.028	1.222	0.93	0.47	41	40.3
4	○	No4	7.033	1.953	1.43	0.72	43	48.3
5		No5	5.523	2.751	1.98	0.99	44	44.2

移動の高さ:hsm は各地点での想定される崩壊深:D の $\frac{1}{2}$ として以下の式によって算出す

る。

$$D = hp \times \cos \theta_u$$

$$hsm = \frac{D}{2}$$

ここに

hsm : 土石等の移動の高さ (m)

D : 想定される崩壊深 (m)

hp : 崩壊の恐れのある層厚 (m)

θ_u : 崖下端から上端点までの勾配 ($^{\circ}$)

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。
(番号4のケース)

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

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

$$bu = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi_k \right\}$$

$$bd = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi_k \right\}$$

ここに

土石等の密度	ρ_m	=	1.8 (t/m ³)
重力加速度	g	=	9.81 (m/s ²)
土石等の比重	σ	=	2.6
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	ϕ_k	=	30.0 (°)
流体抵抗係数	fb	=	0.025
斜面高	H	=	7.033 (m)
移動の高さ	h_s	=	0.72 (m)
	m		
斜面勾配	θ_u	=	43 (°)
斜面下端から平坦部の傾斜度	θ_d	=	0 (°)
斜面下端から擁壁までの距離	Xb	=	1.278 (m)

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

$$bu = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi_k \right\}$$

$$= \cos(43) \times \left\{ \tan(43) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\}$$

$$= 0.49$$

$$bd = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi_k \right\}$$

$$= \cos(0) \times \left\{ \tan(0) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\}$$

$$= -0.26$$

よって、移動の力 F_{sm} は次のようになる。

$$F_{sm} = \rho_m \cdot g \cdot h_{sm} \left[\left\{ \frac{bu}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot H}{h_{sm} \cdot \sin \theta_u} \right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot Xb}{h_{sm}} \right) \right.$$

$$\left. + \frac{bd}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot Xb}{h_{sm}} \right) \right) \right]$$

$$= 1.8 \times 9.81 \times 0.72 \times \left[\left\{ \frac{0.49}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 7.033}{0.72 \times \sin(43)} \right) \right) \right\} \right.$$

$$\left. \times \cos^2(43 - 0) \right\} \times \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 1.278}{0.72} \right)$$

$$\left. + \frac{-0.26}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 1.278}{0.72} \right) \right) \right]$$

$$= 48.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

また、参考として、流速 V_s は次のようになる。

$$F_{sm} = \rho_m \times h_{sm} \times V_s^2 \text{ より}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{F_{sm}}{\rho_m \cdot h_{sm}}} = \sqrt{\frac{48.3}{1.8 \times 0.72}}$$

$$= 6.10 \text{ (m/s)}$$

(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。

$$\begin{aligned} F &= \alpha' \cdot F_{sm} \\ &= 0.5 \times 48.3 \\ &= 24.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに

$$\text{衝撃力緩和係数 } \alpha' = 0.5$$

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。

$$\begin{aligned} F_H &= F \cdot h_{sm} \text{ (奥行き 1.0m 当たり)} \\ &= 24.2 \times 0.72 \\ &= 17.4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに

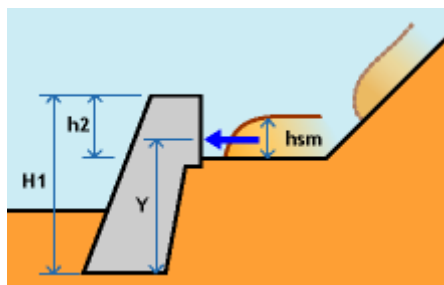
$$\text{移動の高さ } \frac{h_s}{m} = 0.72 \text{ (m)}$$

アーム位置

$$\begin{aligned} Y &= H_1 - h_2 + \frac{h_{sm}}{2} \\ &= 6.000 - 1.000 + \frac{0.72}{2} \\ &= 5.360 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} \text{擁壁高さ } H_1 &= 6.000 \text{ (m)} \\ \text{擁壁突出高さ } h_2 &= 1.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$



4.2.5 安定計算（衝撃力作用時）

（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。

表 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	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	2.178	3.700	8.059	5.049	4.000	20.196
衝撃力	—	—	—	17.400	5.360	93.264
計	225.301		494.622	22.449		113.460

（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。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{494.622 - 113.460}{225.301} = 1.692 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

（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。

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \mu + C_B \times B'}{\Sigma H} = \frac{225.301 \times 0.60 + 0.0 \times 0.616}{22.449} = 6.02$$

ここに

μ : 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/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$B' = B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 0.692$$

$$= 0.616 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする})$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.00 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 6.02 \geq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。
衝撃力作用時の場合、 d の値が擁壁底面幅 B_2 の $1/3$ より後方 ($d \geq B_2/3$) になければならない。

$$d = 1.692 \geq \frac{B_2}{3} = 0.666 \cdots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 1.692 \\ &= -0.692 \text{ (m)} \\ |e| &= 0.692 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$Q_t = \frac{(\sum Mr - \sum Mo) - \kappa_d \cdot B^2 \cdot \sum V}{B^2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot (1 - \frac{\kappa_1}{3})}$$

$$= \frac{(494.622 - 113.460) - 0.56 \times 2.000 \times 225.301}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 32.206 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 225.301 - 32.206 \times \sin(0.000) = 225.301 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_H = \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 22.449 + 32.206 \times \cos(0.000) = 54.655 \text{ (kN/m)}$$

$$q_{v1} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 72.096 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 153.205 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_1 = 0.60$
 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比 $\kappa_d = 0.56$
 壁面長 $l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h_2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

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。

$$q_{v2} = 153.205 \leq q_a = 450 \dots \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(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安定構造物である。

4.2.6 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、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 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

- N : 軸方向力 (N)
- A : コンクリートの全断面積 (mm²)
- e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)
- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)
- M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)
- γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)
- τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(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	頭部	0.000	2.500	1.950
2	底版	1.000	5.000	1.900



(2) コンクリート部材の許容応力度

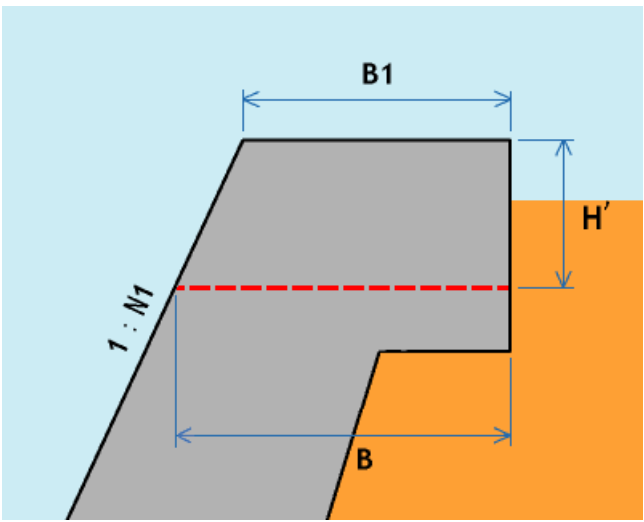
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	6.75	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(\text{N/mm}^2)$ 割増し係数 1.50 (ただし、 τ_{ca} は除く)
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.33	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

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)	$V = W = A \times \gamma_c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$
アーム位置 X	$X = B/2 + N1/2 \times Y$
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。

表 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 ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

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を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 2)

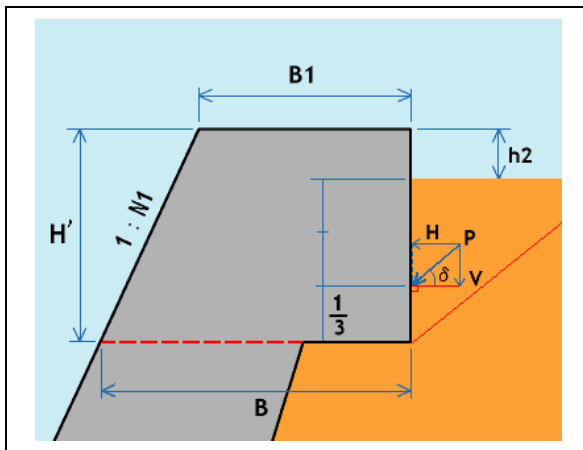
分割番号	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置 $X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 \text{ (m)}$

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切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」（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」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。



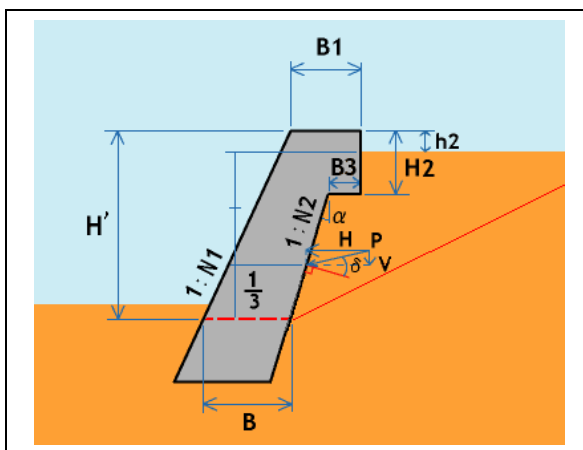
アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = B$$



アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = H' \times N_1 + B_1 \quad (Y \geq H' - H_2 \text{ の場合})$$

$$X = B + N_2 \times Y \quad (Y < H' - H_2 \text{ の場合})$$

検討位置	壁高 $H'(\text{m})$	幅 $B(\text{m})$	アーム位置	
			X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.950	0.500
2	5.000	1.900	3.200	3.000

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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

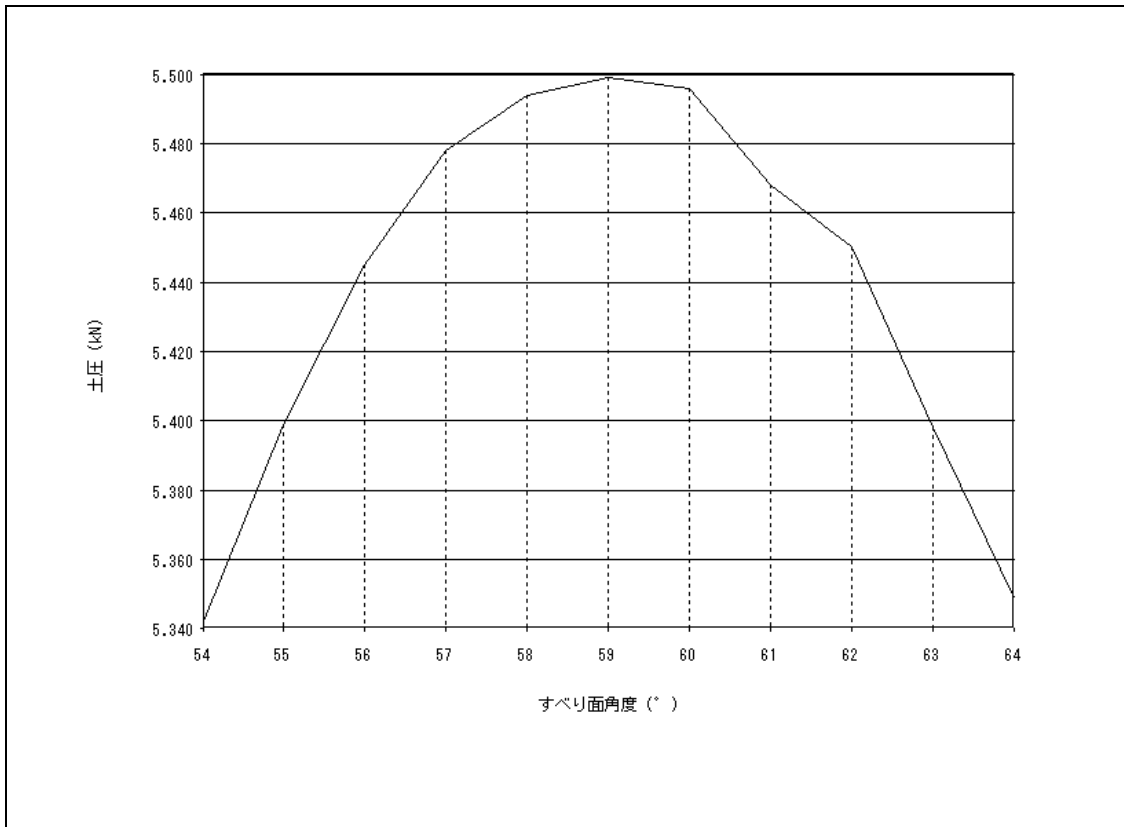


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P_V (kN/m)	水平成分 P_H (kN/m)	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

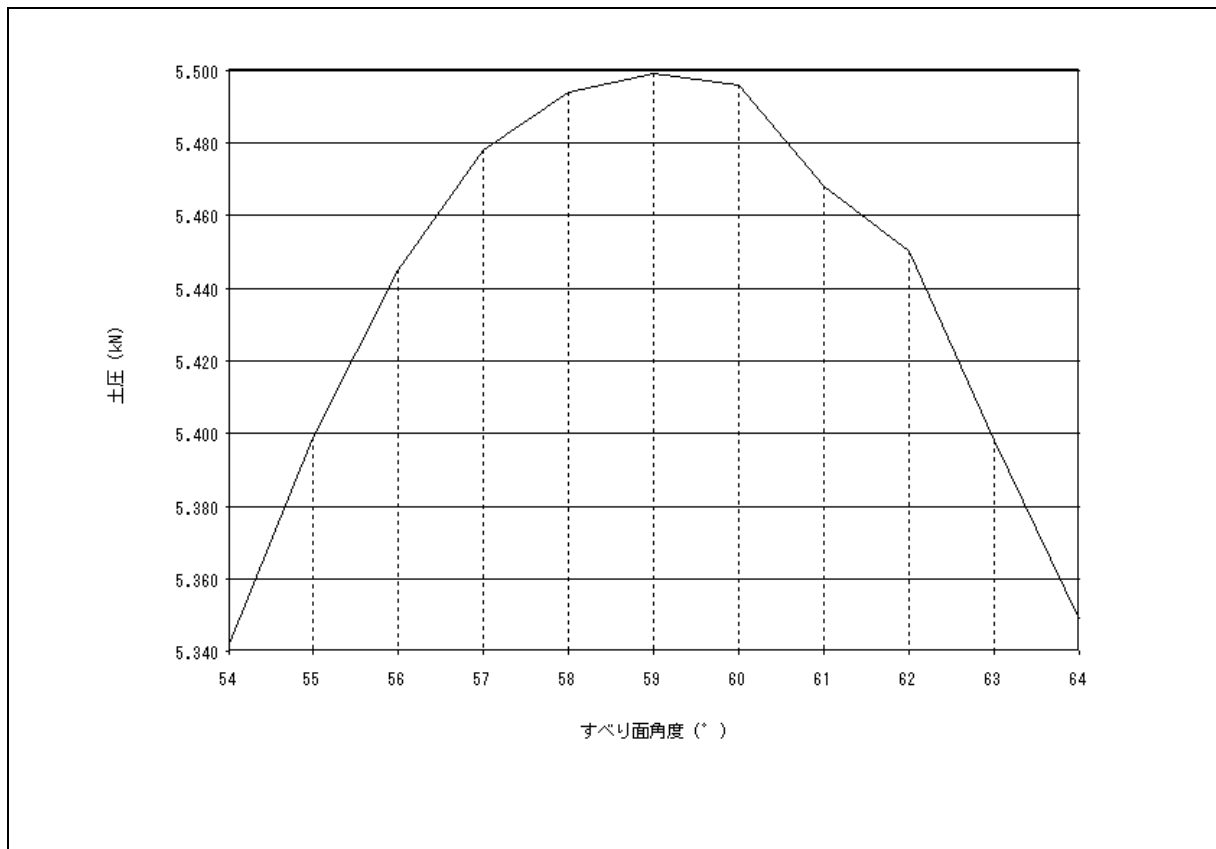


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

3) たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 32.206}{0.60 \times 5.000} = 21.471 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

り、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z_1 (m)	q_t' (kN/m ²)	Q_t' (kN/m ²)	$Q_t'V$ (kN/m ²)	$Q_t'H$ (kN/m ²)	l_{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.500	10.736	24.155	0.000	24.155	0.833	1.950	0.833
2	5.000	1.900	4.000	0.000	32.206	0.000	32.206	3.000	1.900	3.000

$$Z_1 = \frac{(H' - h_2 + hd)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - hd \leq 0 \text{ の時は } Z_1 = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_1 < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_1)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_1 \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_1}{3}$$

【 $Z_1 \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_1 - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_1 : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h_2 : 擁壁突出高さ (m)
- hd : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- $Q_t'V$: 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- $Q_t'H$: 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4) 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	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	2.178	1.950	4.247	5.049	0.500	2.525
衝撃力	—	—	—	17.400	1.860	32.364
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	24.155	0.833	20.121
計	78.377		98.581	46.604		55.010

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{98.581 - 55.010}{78.377}$$

$$= 0.556 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

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	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	2.178	3.200	6.970	5.049	3.000	15.147
衝撃力	—	—	—	17.400	4.360	75.864
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	32.206	3.000	96.618
計	180.451		349.562	54.655		187.629

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{349.562 - 187.629}{180.451}$$

$$= 0.897 \text{ (m)}$$

5) 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。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

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 ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	78.377	46.604	43.571	1.650	0.556	0.269	1.650	26.565	0.000	※2
2	180.451	54.655	161.933	1.900	0.897	0.053	1.900	26.565	21.801	

$$M = \sum M_r - \sum M_o$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

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)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

(検討位置 2)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4.2.7 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。

$$V_d \geq v$$

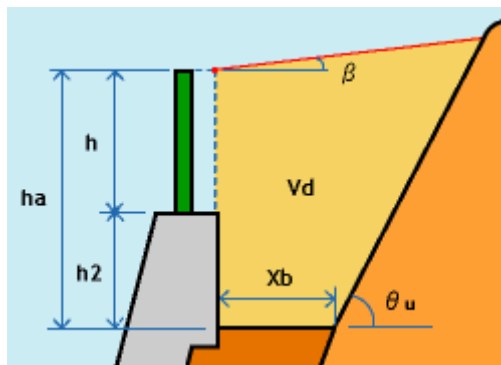
ここに、

V_d : 土砂捕捉容量 (m²)

v : 単位幅当たり崩壊断面積 (m²)

(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	=	1.278 (m)	: 斜面下端から擁壁までの距離
θ_u	=	43 (°)	: 斜面勾配
β	=	0 (°)	: 堆積勾配
h_2	=	1.000 (m)	: 擁壁突出高さ(擁壁の空き高さ)
h	=	2.00 (m)	: 落石防護柵高
h_a	=	3.000 (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。

$$V_d = 9.32 \text{ (m}^2\text{)}$$

※土砂捕捉容量 V_d は、地形から座標計算にて算出した。

(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 $H = 11.450 \text{ m}$ より (11.450 m)

崩壊土砂量 $V = 80.0 \text{ (m}^3\text{)}$

崩壊幅 $W = 17.0 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned} \text{単位幅当たり崩壊断面積 } v1 &= \frac{V}{W} \\ &= 4.71 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

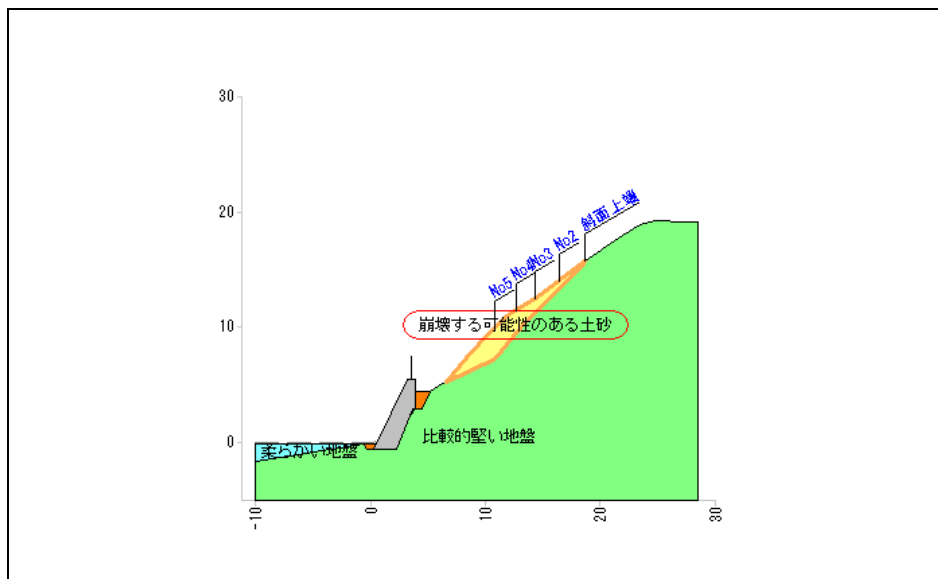
斜面高 (m)	崩壊土砂量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
$5 \leq H < 10$	40.0	14.0
$10 \leq H < 15$	80.0	17.0
$15 \leq H < 20$	100.0	19.0
$20 \leq H < 25$	150.0	21.0
$25 \leq H < 30$	210.0	24.0
$30 \leq H < 40$	240.0	25.0
$40 \leq H < 50$	370.0	29.0
$50 \leq H$	500.0	32.0

※ 斜面高が 5m 未満の場合は、 $5 \leq H < 10$ の値を採用する。

(3) 崩壊断面積の算出(断面図)

崩壊断面積は下図に示した地層の面積とする。

なお、このときの崩壊断面積は $v2 = 16.43 \text{ (m}^2\text{)}$ となった。



(4) 崩壊断面積の決定

今回は、参考表と断面図を比較し、少ない値を崩壊土砂量として採用する。

表 崩壊土砂量の採用値

参考表	断面積	採用値
v1(m ²)	v2(m ²)	v(m ²)
4.71	16.43	4.71

(5) 捕捉容量の判定

崩壊断面積 v と土砂捕捉容量 Vd の関係は次のようになる。

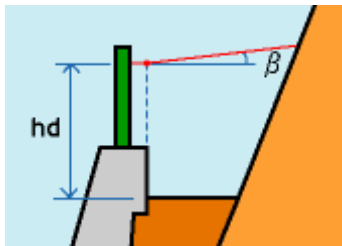
$$Vd \geq v \quad \dots \text{OK}$$

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。

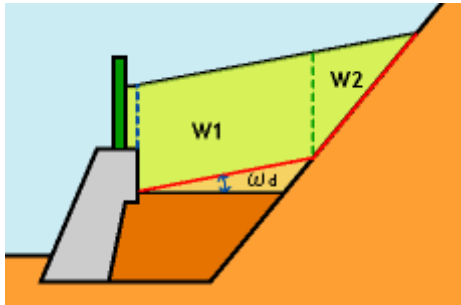
$$hd = 1.84 \text{ (m)}$$

※ 堆積高さ hd は、地形から座標計算にて算出した。



(6) 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。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta_d + \alpha_d)$$

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

試行くさび角度 ω_d を $30 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega_d(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
51	8.845	3.025	8.312	
52	8.926	3.053	8.388	
53	8.987	3.074	8.445	
54	9.027	3.087	8.483	
55	9.049	3.095	8.503	
56	9.061	3.099	8.515	最大土圧
57	9.048	3.095	8.502	
58	9.028	3.088	8.484	
59	8.994	3.076	8.452	
60	8.929	3.054	8.391	
61	8.859	3.030	8.325	

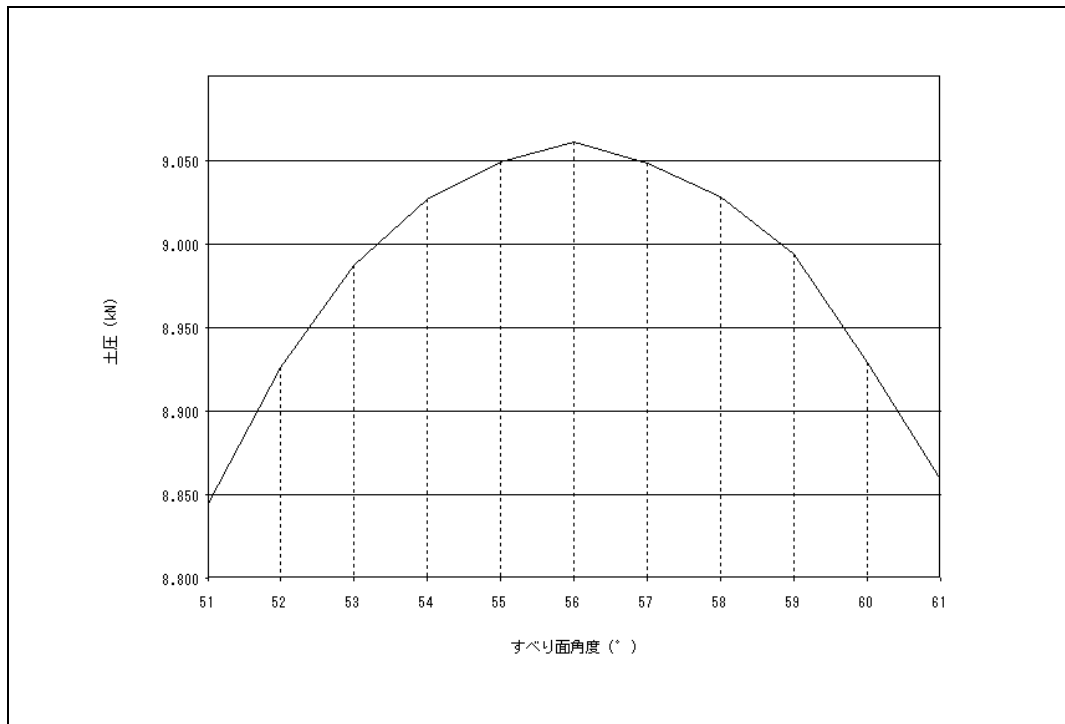


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega_d = 56(^{\circ})$ 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。

$$\begin{aligned} W &= A_d \times \gamma_d = 1.142 \times 18.0 \\ &= 20.556 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega_d - \phi_d)}{\cos(\omega_d - \phi_d - \alpha_d - \delta_d)} \\ &= \frac{20.556 \times \sin(56 - 30.0)}{\cos(56 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= 9.061 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

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

落石防護柵と擁壁部に加わる土圧を分けて考慮することから、土圧係数に割戻し、それぞれに加わる土圧を算定する。

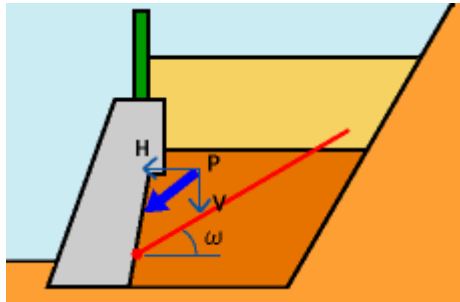
崩壊土砂の土圧係数

$$\text{水平方向 } K_{adh} = \frac{2 \cdot P_H}{\gamma_d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 8.515}{18.0 \times 1.84^2} = 0.279$$

$$\text{鉛直方向 } K_{adv} = \frac{2 \cdot P_V}{\gamma_d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 3.099}{18.0 \times 1.84^2} = 0.102$$

(7) 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」(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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

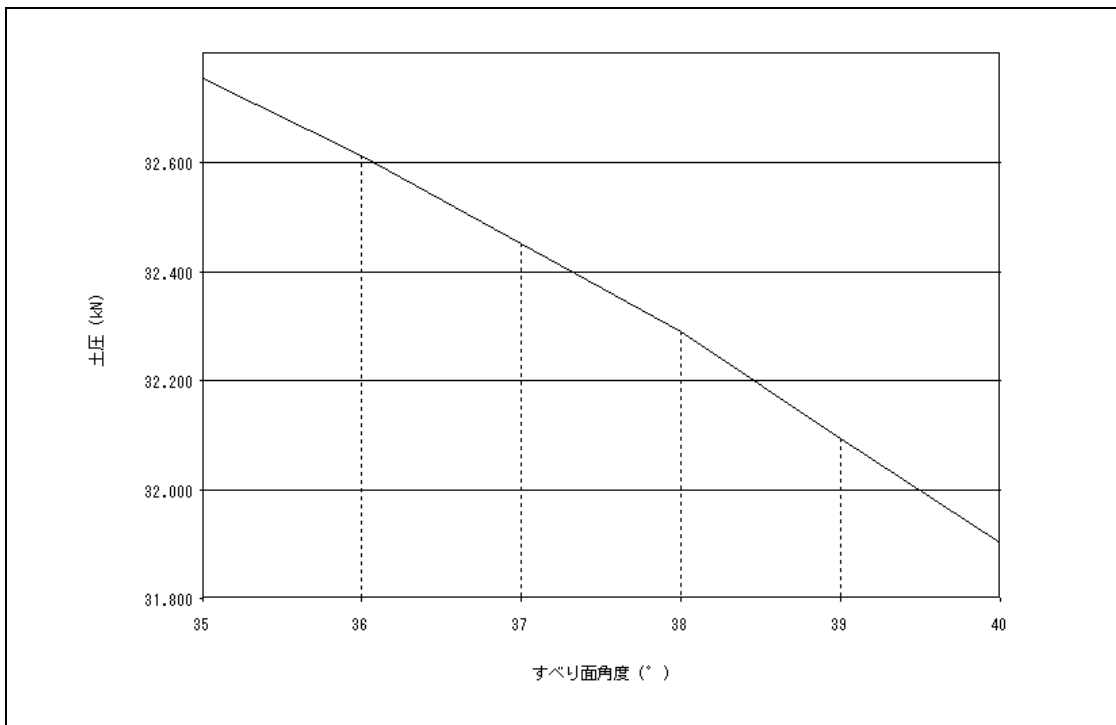


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

- A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)
- A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)
- γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)
- γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \\ X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\lambda = \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 (^\circ)$$

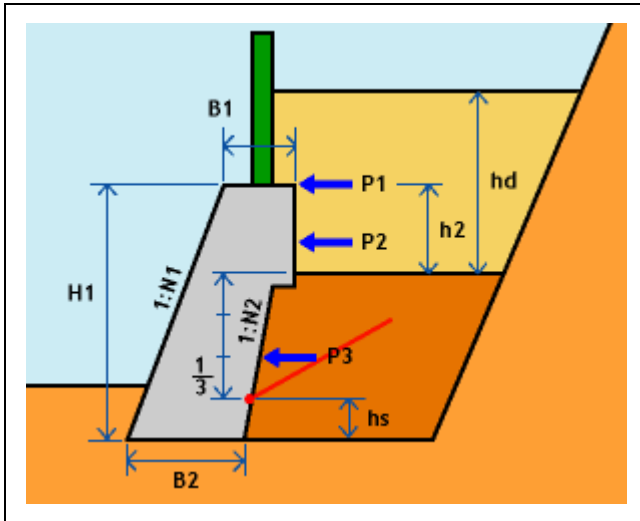
ここに

- W_1 : 土くさびの重量 (kN/m)
- W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)
- ω : すべり面角度 ($^\circ$)
- ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)
- δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)
- δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)
- δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)
 $\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする
- ε : 切土面角度 ($^\circ$)

4.2.8 土圧の集計

裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

土圧の種類	P_V (kN/m)	P_H (kN/m)
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・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(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	3.700	2.398	1.772	6.000	10.632
P2	1.542	3.700	5.705	4.218	5.500	23.199
P2'	0.918	3.700	3.397	2.511	5.333	13.391
P3	9.874	3.700	36.534	21.560	4.000	86.240
計	12.982		48.034	30.061		133.462

<鉛直・水平成分の算出式>

$$P1_V = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P1_H = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

$$P2_V = (hd - h2) \times K_{adv} \times h2 \times \gamma_d \quad P2_H = (hd - h2) \times K_{adh} \times h2 \times \gamma_d$$

$$P2'_V = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P2'_H = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = H1 \quad X_{P1} = H1 \times N1 + B1$$

$$Y_{P2} = H1 - \frac{h2}{2} \quad X_{P2} = H1 \times N1 + B1$$

$$Y_{P2'} = H1 - h2 + \frac{h2}{3} \quad X_{P2'} = H1 \times N1 + B1$$

$$Y_{P3} = \frac{(H1 - h2 - hs)}{3} + hs \quad X_{P3} = B2 + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} \leq H1 - H2 \text{ の場合})$$

$$(hs = 3.5 \text{ m}) \quad X_{P3} = H1 \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} > H1 - H2 \text{ の場合})$$

4.3 安定計算（崩壊土砂堆積時）

4.3.1 安定計算

（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。

表 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	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	12.982	3.700	48.034	30.061	4.440	133.462
計	236.105		534.597	30.061		133.462

（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。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{534.597 - 133.462}{236.105} = 1.699 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

（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。

$$F_s = \frac{\sum V \times \mu + C_B \times B'}{\sum H} = \frac{236.105 \times 0.60 + 0.0 \times 0.602}{30.061} = 4.71$$

ここに

μ : 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/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$\begin{aligned} B' &= B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 0.699 \\ &= 0.602 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする}) \end{aligned}$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.20 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 4.71 \geq 1.20 \quad \dots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。

崩壊土砂堆積時の場合、 d の値が擁壁底面幅 B_2 の $1/3$ より後方($d \geq B_2/3$)になければならない。

$$d = 1.699 \geq \frac{B_2}{3} = 0.666 \cdots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 1.699 \\ &= -0.699 \text{ (m)} \\ |e| &= 0.699 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$Q_t = \frac{(\sum Mr - \sum Mo) - \kappa_d \cdot B2 \cdot \sum V}{B2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot (1 - \frac{\kappa_1}{3})}$$
$$= \frac{(534.597 - 133.462) - 0.56 \times 2.000 \times 236.105}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 34.174 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 236.105 - 34.174 \times \sin(0.000) = 236.105 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_H = \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 30.061 + 34.174 \times \cos(0.000) = 64.235 \text{ (kN/m)}$$

$$q_{v1} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B2} = \frac{2 \times 236.105 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 75.554 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B2} = \frac{2 \times 236.105 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 160.551 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_1 = 0.60$
擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比 $\kappa_d = 0.56$
壁面長 $l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

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。

$$q_{v2} = 160.551 \leq q_a = 450 \dots \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(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。

4.3.2 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、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 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

- N : 軸方向力 (N)
- A : コンクリートの全断面積 (mm²)
- e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)
- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)
- M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)
- γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)
- τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(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	頭部	0.000	2.500	1.950
2	底板	1.000	5.000	1.900



(2) コンクリート部材の許容応力度

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 ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	6.75	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(\text{N/mm}^2)$ 割増し係数 1.50 (ただし、 τ_{ca} は除く)
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.33	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

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)	$V = W = A \times \gamma_c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H'/3$
アーム位置 X	$X = B/2 + N1/2 \times Y$
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。

表 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 ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

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を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

		<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$	
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$	
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$	
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$	
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 2)

分割番号	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置 $X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 \text{ (m)}$

2) たて壁における最大土圧の算出

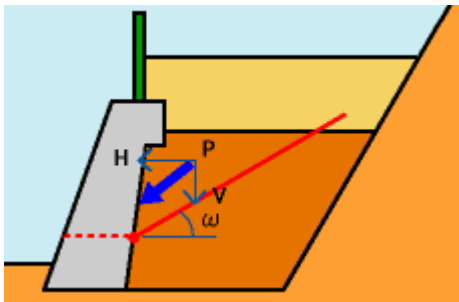
(検討位置 1)

① 崩壊土砂による土圧

崩壊土砂堆積部における土圧は既に算出されている土圧を採用する。

② 壁面全体に作用する土圧

壁面全体に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P_V (kN/m)	水平成分 P_H (kN/m)	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

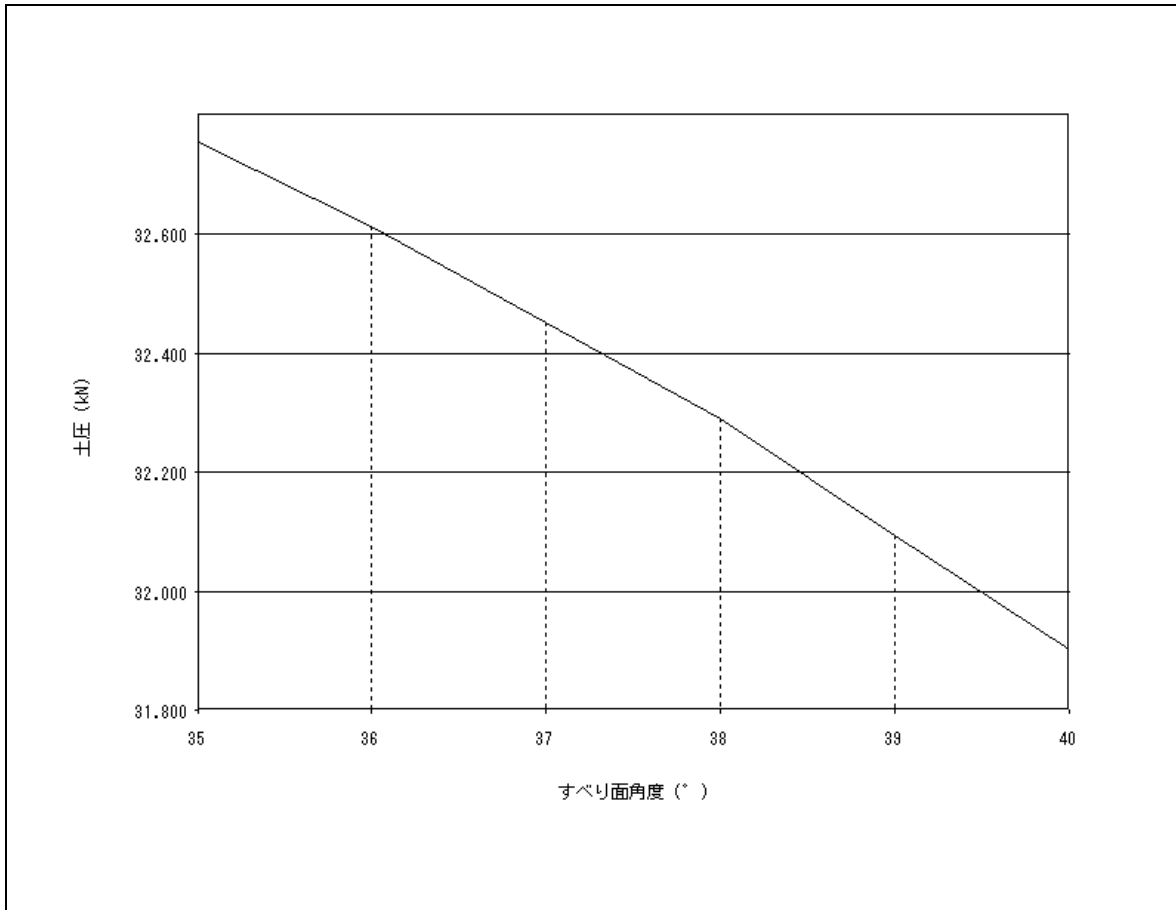


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)

A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)

γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \\ X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)} \\ \lambda &= \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

ここに

W_1, W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり面角度 ($^\circ$)

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)

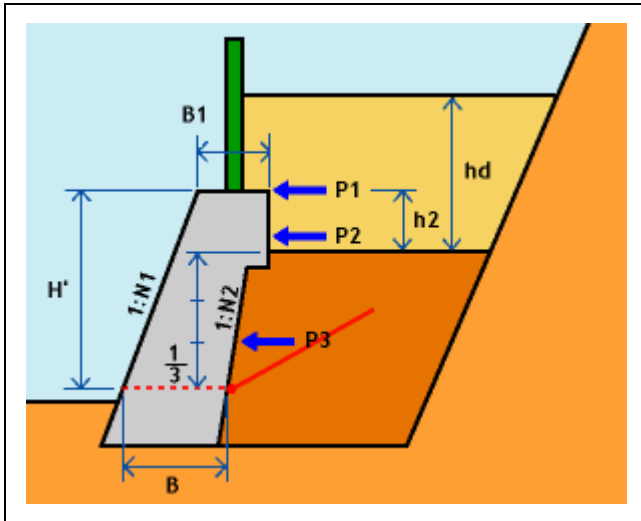
$\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする

ε : 切土面角度 ($^\circ$)

③ 土圧の集計

裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

土圧の種類	$P_V(\text{kN/m})$	$P_H(\text{kN/m})$
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・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(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	1.950	1.264	1.772	2.500	4.430
P2	1.542	1.950	3.007	4.218	2.000	8.436
P2'	0.918	1.950	1.790	2.511	1.833	4.603
P3	9.874	1.950	19.254	21.560	0.500	10.780
計	12.982		25.315	30.061		28.249

<鉛直・水平成分の算出式>

$$P1_v = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P1_H = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

$$P2_v = (hd - h2) \times K_{adv} \times h2 \times \gamma_d \quad P2_H = (hd - h2) \times K_{adh} \times h2 \times \gamma_d$$

$$P2'_v = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P2'_H = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = H' \quad X_{P1} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P2} = H' - \frac{h2}{2} \quad X_{P2} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P2'} = H' - h2 + \frac{h2}{3} \quad X_{P2'} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P3} = \frac{(H' - h2)}{3} \quad X_{P3} = H' \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} \geq H' - H2 \text{ の場合})$$

$$X_{P3} = B + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} < H' - H2 \text{ の場合})$$

※照査位置から試行くさびを開始しない場合の裏込土の作用位置は衝撃力作用時と同値とする。

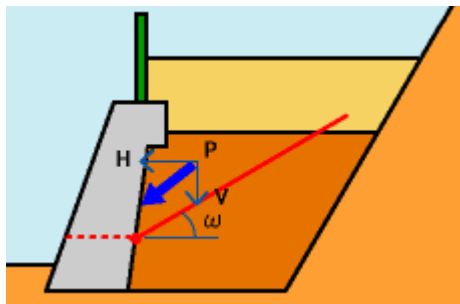
(検討位置 2)

① 崩壊土砂による土圧

崩壊土砂堆積部における土圧は既に算出されている土圧を採用する。

② 壁面全体に作用する土圧

壁面全体に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(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。

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

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

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 P(kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

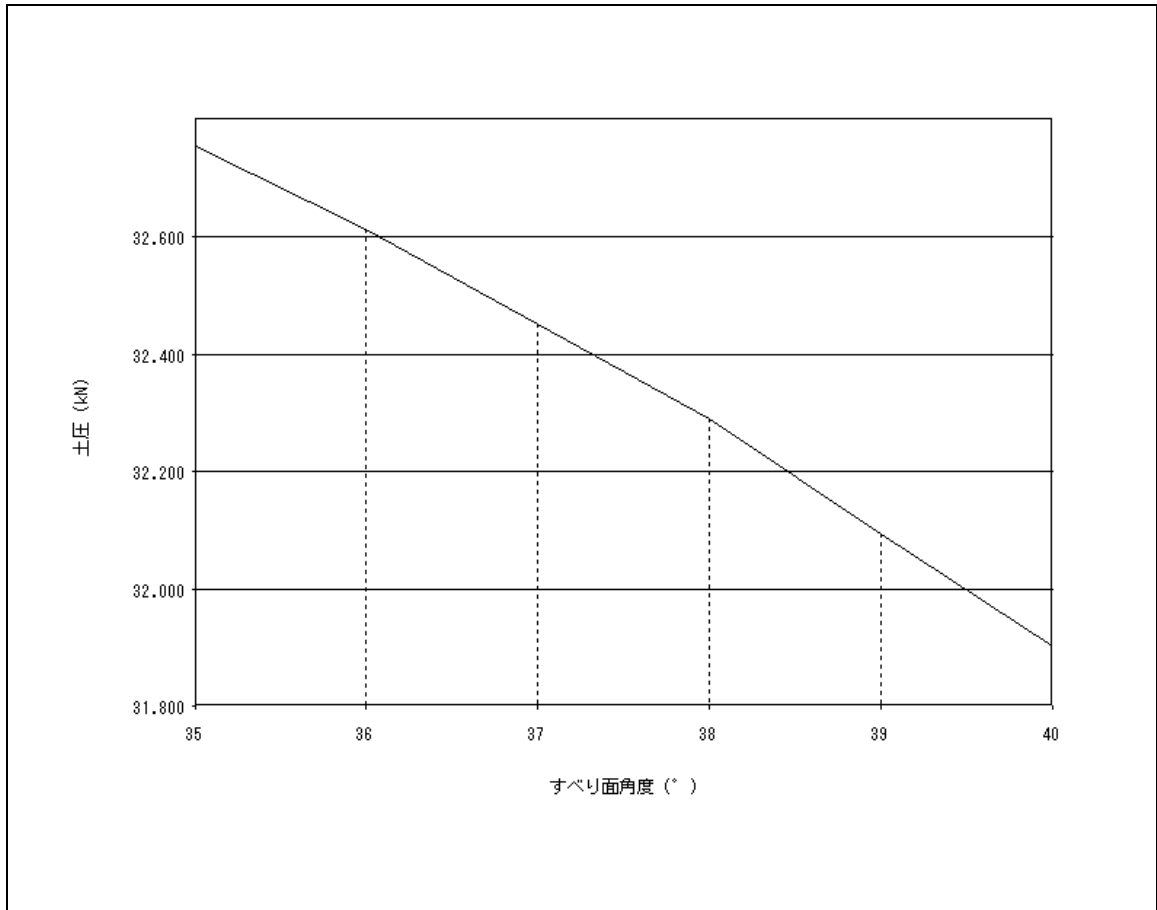


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)

A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)

γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \\ X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)} \\ \lambda &= \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

ここに

W_1, W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり面角度 ($^\circ$)

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)

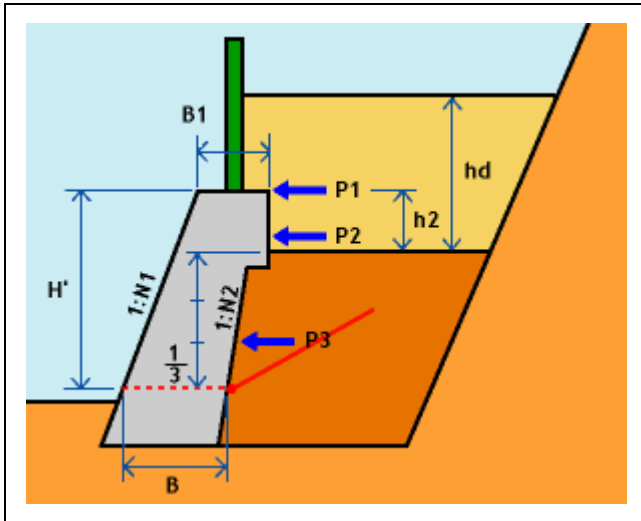
$\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする

ε : 切土面角度 ($^\circ$)

3) 土圧の集計

裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

土圧の種類	$P_V(\text{kN/m})$	$P_H(\text{kN/m})$
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・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(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	3.200	2.074	1.772	5.000	8.860
P2	1.542	3.200	4.934	4.218	4.500	18.981
P2'	0.918	3.200	2.938	2.511	4.333	10.880
P3	9.874	3.200	31.597	21.560	3.000	64.680
計	12.982		41.543	30.061		103.401

<鉛直・水平成分の算出式>

$$\begin{aligned}
 P1_v &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kad_v \times \gamma_d & P1_H &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kad_h \times \gamma_d \\
 P2_v &= (hd - h2) \times Kad_v \times h2 \times \gamma_d & P2_H &= (hd - h2) \times Kad_h \times h2 \times \gamma_d \\
 P2'_v &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kad_v \times \gamma_d & P2'_H &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kad_h \times \gamma_d
 \end{aligned}$$

<アーム位置の算出式>

$$\begin{aligned}
 Y_{P1} &= H' & X_{P1} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P2} &= H' - \frac{h2}{2} & X_{P2} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P2'} &= H' - h2 + \frac{h2}{3} & X_{P2'} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P3} &= \frac{(H' - h2)}{3} & X_{P3} &= H' \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} \geq H' - H2 \text{ の場合}) \\
 & & X_{P3} &= B + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} < H' - H2 \text{ の場合})
 \end{aligned}$$

※照査位置から試行くさびを開始しない場合の裏込土の作用位置は衝撃力作用時と同値とする。

4.3.3 たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 34.174}{0.60 \times 5.000} = 22.783 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

より、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z_1 (m)	q_t' (kN/m ²)	Q_t' (kN/m ²)	$Q_t'V$ (kN/m ²)	$Q_t'H$ (kN/m ²)	l_{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	2.500	3.797	33.225	0.000	33.225	1.548	1.950	1.548
2	5.000	1.900	5.000	0.000	34.174	0.000	34.174	4.000	1.900	4.000

$$Z_1 = \frac{(H' - h_2 + hd)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - hd \leq 0 \text{ の時は } Z_1 = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_1 < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_1)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_1 \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_1}{3}$$

【 $Z_1 \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_1 - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_1 : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h_2 : 擁壁突出高さ (m)
- hd : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- $Q_t'V$: 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- $Q_t'H$: 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4.3.4 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	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	12.982	1.950	25.315	30.061	0.940	28.249
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	33.225	1.548	51.432
計	89.181		119.649	63.286		79.681

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{119.649 - 79.681}{89.181}$$

$$= 0.448 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

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	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	12.982	3.200	41.543	30.061	3.440	103.401
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	34.174	4.000	136.696
計	191.255		384.135	64.235		240.097

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum N} = \frac{384.135 - 240.097}{191.255}$$

$$= 0.753 \text{ (m)}$$

4.3.5 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。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

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 ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	89.181	63.286	39.968	1.650	0.448	0.377	1.650	26.565	0.000	※2
2	191.255	64.235	144.038	1.900	0.753	0.197	1.900	26.565	21.801	

$$M = \sum Mr - \sum Mo$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

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)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ |\sigma_{c2}| &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{cat} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

(検討位置 2)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4.4 落石防護柵の検討

4.4.1 設計条件

堆積高	hd	=	1.84	(m)
擁壁突出高	h2	=	1.000	(m)
天端からの堆積高さ	hd-h2	=	0.84	(m)
崩壊土砂の有効作用幅	Bs	=	3.00	(m)
崩壊土の単位堆積重量	γ_d	=	18.0	(kN/m ³)
土圧係数	Kadh	=	0.279	

4.4.2 荷重計算

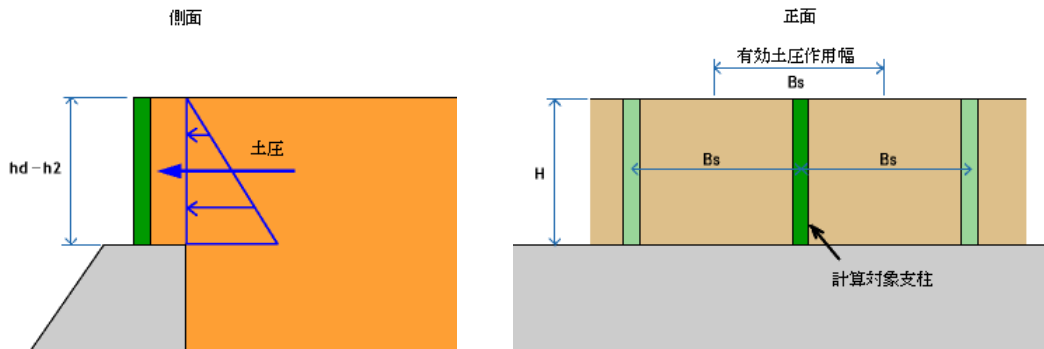
水平方向土圧合力 $Pdh = \frac{1}{2} \times Kadh \times \gamma_d \times (hd-h2)^2 = 1.77 \text{ (kN/m)}$

土圧作用位置 $y = \frac{(hd-d2)}{3} = 0.280 \text{ (m)}$

付け根部での断面力 $S = Pdh \times Bs = 5.310 \text{ (kN)}$

せん断合力

曲げモーメント $M_1 = y \times S = 1.487 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$



4.4.3 使用材料

	使用材料	断面係数 Z	断面積 A
中間支柱	= H- 200× 200×8.0×12	472.0 (cm ³)	63.53 (cm ²)
鋼材の許容引張応力度	σ_{sa} =	210 (N/mm ²)	
鋼材の許容せん断応力度	τ_{sa} =	120 (N/mm ²)	

4.4.4 支柱の断面計算

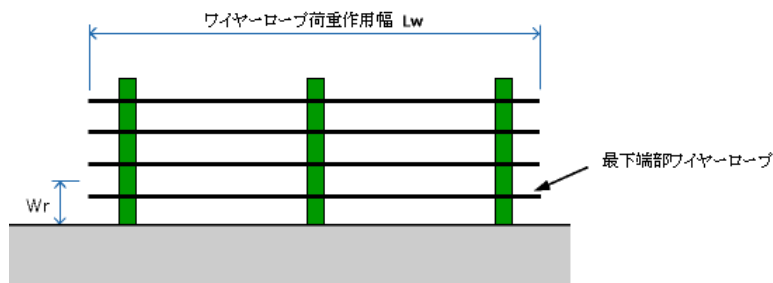
鋼材の引張応力度の照査

$$\sigma_s = \frac{M_1 \times 10^3}{Z} = 3.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

鋼材のせん断強度の照査

$$\tau_s = \frac{S \times 10}{A} = 0.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{sa} = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

4.4.5 ワイヤロープの破断の検討



Wr : 最下端部ワイヤロープが受け持つ土圧範囲

ワイヤロープ規格 $3 \times 7G / 0 \phi 18$

破断荷重 $T_b = 157.0 \text{ (kN)}$

ワイヤロープ荷重作用幅 $L_w = 30.0 \text{ (m)}$

最下端部ワイヤロープが
受け持つ土圧範囲 $W_r = 0.40 \text{ (m)}$

最下端部ワイヤロープ
単位幅当たり土圧 $P_w = W_r \times \gamma_d \times K_{adh} \times \left(\frac{2 \times (hd - h_2) - W_r}{2} \right)$
 $= 1.3 \text{ (kN/m)}$

最下端部ワイヤロープ張力 $T = P_w \times L_w = 39.0 \text{ (kN)}$

$T = 39.0 \text{ (kN)} \leq T_b = 157.0 \text{ (kN)} \dots \text{OK}$

4.4.6 支柱の付け根部の照査

落石防護柵の根入れ深さ	dn	=	850	(mm)
かぶり厚	l	=	250	(mm)
フランジ幅	bf	=	200	(mm)

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = S \times 10^3 \times \left(y \times 10^3 + \frac{dn}{2} \right) = 3743550 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$$\text{コンクリートの面積} \quad A_{sg} = bf \times dn = 170000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートの断面係数} \quad Z_{sg} = bf \times \frac{dn^2}{6} = 24083333 \text{ (mm}^3\text{)}$$

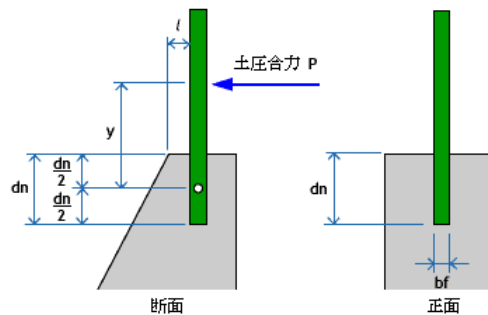
コンクリートの圧縮応力度に対する検討

$$\sigma_c = \frac{S \times 10^3}{A_{sg}} + \frac{M_2}{Z_{sg}} = 0.187 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断強度の照査

$$\tau_c = \frac{S \times 10^3}{(2 \times l \times dn)} = 0.013 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

(許容応力度の割増し係数 1.50)



よって、落石防護柵は安定である。

II. 落石防護柵工

「落石対策便覧 (H29.12)」に基づき、標準タイプの落石防護柵工の設計計算を行う。

1. 設計概要

本県で適用する落石防護柵工の標準タイプに対する設計計算例を示す。

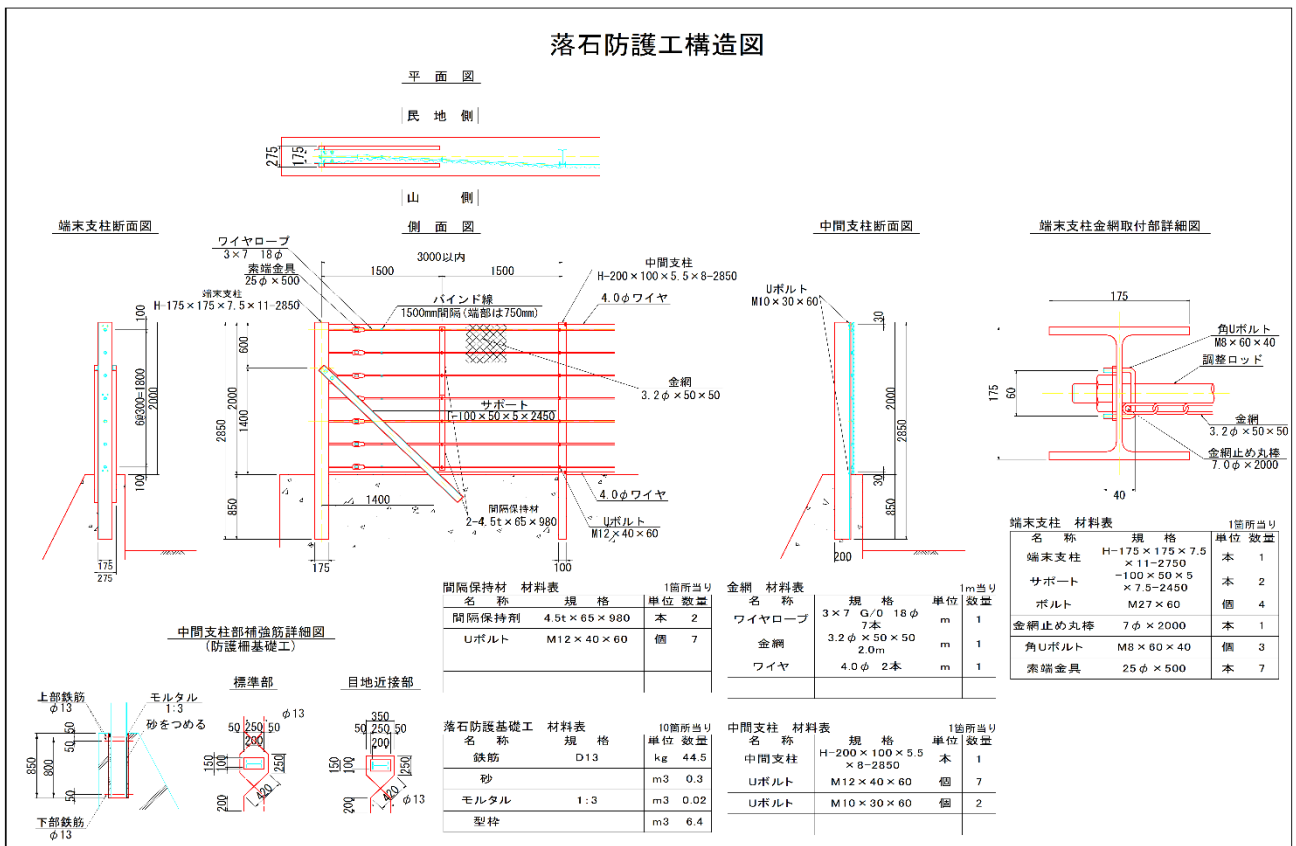


図 落石防護柵の標準タイプ

2. 検討条件

2.1 防護柵仕様（標準タイプ）

落石防護柵高	$h = 2.000 \text{ m}$	
支柱間隔	$a = 3.000 \text{ m}$	
柵全長	$L = 30.000 \text{ m}$	
ワイヤロープ	$3 \times 7G / \text{O} \phi 18$	
断面積	$A = 129.00 \text{ mm}^2$	(落石対策便覧 P184)
降伏応力度	$T_y = 118.0 \text{ kN}$	(落石対策便覧 P184)
支柱	$H - 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	(長さ 2,850mm)
断面係数	$Z = 181.0 \text{ cm}^3$	(部材の断面形状がもつ特性値)
断面二次モーメント	$I = 1810 \text{ cm}^4$	(部材の断面形状がもつ特性値)
降伏応力度	$\sigma_y = 235.0 \text{ N/mm}^2$	(鋼材の許容応力度)

2.2 落石条件

落石の跳躍量	$h_1 = 2.000 \text{ m}$	
斜面勾配	$\theta = 45.000 \text{ }^\circ$	
落下高さ	$H = 30.000 \text{ m}$	
等価摩擦係数	$\mu = 0.25$	(下表参照)

表 斜面の種類と等価摩擦係数 (μ) の値

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の範囲
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩, 角状~丸状: 凹凸中~大, 立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錐, 丸状~角状: 凹凸小~中, 立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錐・巨礫混じり崖錐, 角状: 凹凸大~中, 立木なし~あり	0.35	0.31~

落石重量

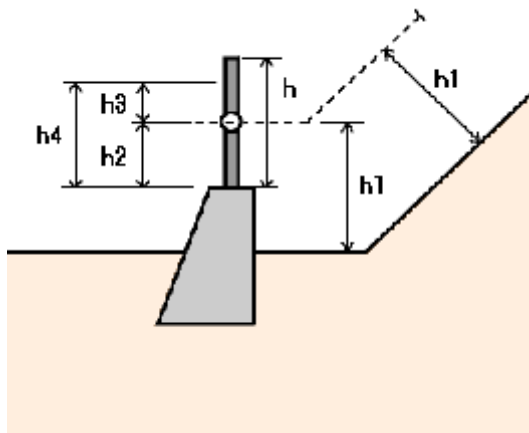
$$\begin{aligned} \text{落石の体積} \quad V &= a^3 \cdot \pi / 6 = 0.6323 \times \pi / 6 \\ &= 0.132 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



$$\text{落石の単位体積重量} \quad \gamma = 26.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{落石重量} \quad m &= V \cdot \gamma = 0.132 \times 26.000 = 3.432 \text{ kN} \\ &\quad (\text{約 } 350\text{kg}) \end{aligned}$$

3. 落石防護柵高の検討



h : 落石防護柵高 (m)

$$h1 = 2.000 \text{ m}$$

$$h2 = 1.000 \text{ m}$$

$$h3 = 1.000 \text{ m} \quad (h2 / 2 = 1.0 \text{ m})$$

$$h4 = 1.000 + 1.000 \\ = 2.000 \text{ m}$$

ここに、

h1 : 落石衝突高 (落石跳躍量) (m)

h2 : 防護柵の根元からの高さ (m)

h3 : 余裕高 (m)

h4 : 必要柵高 (m)

$$h4 = 2.000 \text{ m} \leq h = 2.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4. 防護柵の安定性の照査

落石が防護柵に衝突する場合の安定性の照査は、落石防護柵の可能吸収エネルギー（ E_t ）が落石運動エネルギー（ E_i ）を上回ることを確認することにより行う。

4.1 落石の全運動エネルギー

落石の全運動エネルギーは下式により算出する。

$$E_i = \gamma \cdot (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot H$$

ただし、 $(1 + \beta) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) \leq 1.0$

$$\begin{aligned} (1 + \beta) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) &= (1 + 0.1) \times (1 - 0.25 / \tan 45.0^\circ) \\ &= 0.825 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$E_i = 0.45 \times (1 + 0.1) \left(1 - \frac{0.25}{\tan 45.0^\circ}\right) \times 3.432 \times 30.0$$

$$= 38.224 \text{ kJ}$$

β ：回転エネルギーと線運動エネルギーの比（0.1としてよい）

γ ：速度エネルギー比 $\gamma = 0.45$

※落石が平場に衝突してから防護工に衝突する場合には落石エネルギーの値を0.45倍することができる（落石対策便覧 P.358）

4.2 落石防護柵の可能吸収エネルギーの算定

落石が最大跳躍高で防護柵に衝突するものとして、落石防護柵の可能吸収エネルギー（ E_t ）は、次式により計算する。

$$E_t = E_P + E_R + E_N$$

ここに、
 E_P ：中間支柱の吸収エネルギー
 E_R ：ワイヤロープの吸収エネルギー
 E_N ：金網の吸収エネルギー

なお、落石の衝突位置は、支柱間の中央で防護柵の下端から 1m の位置とし、落石の衝突方向は防護柵に直角とする。

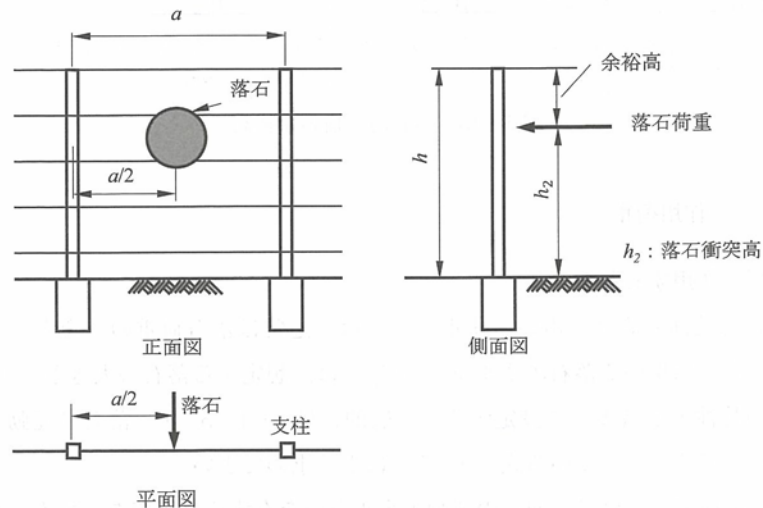


図 落石荷重の作用位置（落石対策便覧 P178）

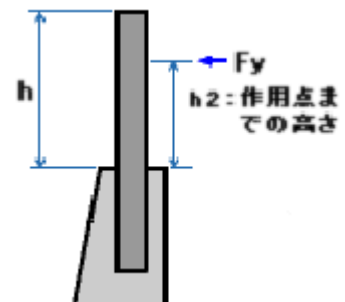
4.2.1 中間支柱及びワイヤロープの吸収エネルギー

中間支柱及びワイヤロープの吸収エネルギーは、「中間支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y 」と「ワイヤロープの降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R 」を比較して算出する。

(1) 中間支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y

$$F_y = \frac{MO}{h_2} = \frac{\sigma_y \cdot Z}{h_2}$$

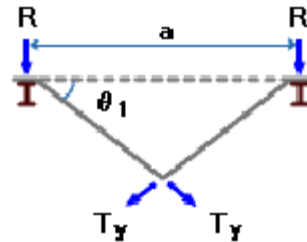
$$= \frac{235.0 \times 181.0 \times 10^3}{1.000 \times 10^3} = 42535 \text{ N} = 42.535 \text{ kN}$$



(2) ワイヤロープに降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R

ワイヤロープに降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R を求める。2本のワイヤロープが共同して働くものとして算定する。

$$\begin{aligned} R &= 2T_y \cdot \sin \theta_1 \\ &= 2 \times 118.0 \times \sin 23.624^\circ \\ &= 94.6 \text{ kN} \end{aligned}$$



ここで、 θ_1 は下式より算出する。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T_y \cdot L}{2E \cdot A} \right) \cos \theta_1 = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{3.0 \times 10^3}{2} + \frac{118.0 \times 30.0 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 129.0} \right) \cos \theta_1 = \frac{3.0 \times 10^3}{2}$$

$$\theta_1 = 23.624^\circ$$

E : ワイヤロープの弾性係数 (N/mm²)

(3) 支柱及びワイヤロープの吸収エネルギー

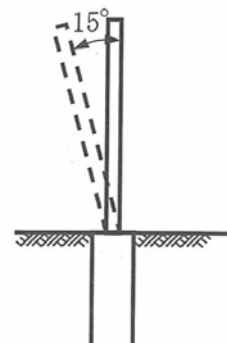
以上までの計算により、「 $R = 94.6 \text{ kN} \cong F_y = 42.535 \text{ kN}$ 」であることから、中間支柱が先に塑性変形するものとして、支柱及びワイヤロープの吸収エネルギーを次のように算定する。

1) 支柱の吸収エネルギー E_p

支柱 (2本分) の吸収エネルギー E_p は下式より求める。

$$\begin{aligned} E_p &= 2F_y \cdot \delta = 2F_y \cdot h_2 \cdot \tan 15^\circ \\ &= 0.54 \cdot h_2 \cdot F_y \\ &= 0.54 \times 1.000 \times 10^3 \times 42.535 \times 10^3 \\ &= 22.968 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 22.968 \text{ kJ} \end{aligned}$$

ここに、支柱の許容最大変位角は 15 度とする。



2) ワイヤロープの吸収エネルギー E_R

ワイヤロープ (2 本分) の吸収エネルギー E_R は下式より求める。

$$E_R = \frac{L}{E \cdot A} (T^2 - T_0^2)$$

ここに、 T : F_y に見合ったロープ張力で次の2式を解いて求める

T_0 : 初期張力 (5.0 kN)

$$T = \frac{F_y}{2 \sin \theta_2}$$
$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E \cdot A} \right) \cos \theta_2 = \frac{a}{2}$$

2式より T を求める。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E \cdot A} \right) \sqrt{1 - \frac{F_y^2}{4T^2}} = \frac{a}{2}$$
$$\left(\frac{3.0 \times 10^3}{2} + \frac{T \times 30.0 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 129.0} \right) \sqrt{1 - \frac{42535^2}{4T^2}} = \frac{3.0 \times 10^3}{2}$$

$$T = 68042 \text{ N} = 68.042 \text{ kN}$$

$$E_R = \frac{30.0 \times 10^3}{1.0 \times 10^5 \times 129.0} (68042^2 - 5000^2)$$
$$= 10.708 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$
$$= 10.708 \text{ kN}$$

4.2.2 金網の吸収エネルギー E_N

金網の吸収エネルギーは、「落石対策便覧 P186」より $E_N = 25.0 \text{ kJ}$ とする。

4.2.3 全吸収エネルギー E_T の計算

$$E_T = E_P + E_R + E_N$$
$$= 22.968 + 10.708 + 25.000$$
$$= 58.676 \text{ kJ}$$

$$E_i = 38.224 \leq E_T = 58.676 \quad \dots \text{OK}$$

5. 基礎によるかぶりの照査

5.1 設計条件

落石荷重	$F_y =$	42.535 kN
落石防護柵高	$h =$	2.000 m
防護柵の根入長	$d =$	0.850 m
支柱のフランジ幅	$b =$	0.100 m
設計基準強度	$\sigma_{ck} =$	18 N/mm ²
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	4.50 N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_a =$	0.33 N/mm ²

5.2 曲げモーメントに対する照査

支柱の根入れ深さの半分の点を中心として回転すると仮定すると、支柱の曲げモーメント M は下式で表される。

$$\begin{aligned}
 M &= F_y \left(h + \frac{d}{2} \right) \\
 &= 42.535 \times \left(1.00 + \frac{0.85}{2} \right) \\
 &= 60.612 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

したがって、支柱基礎の B 点における曲げ圧縮応力度 σ は、

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{F_y}{A} + \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{42.535 \times 10^3}{85000} + \frac{60.612 \times 10^6}{12041667} \\
 &= 5.534 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

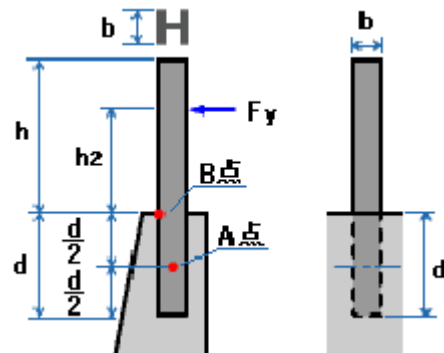
$$A = b \cdot d \text{ (} b \text{ は H 鋼のフランジ幅)}$$

$$= 100 \times 850 = 85000 \text{ mm}^2$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6} \text{ (断面係数)}$$

$$= \frac{100 \times 850^2}{6} = 12041667 \text{ mm}^3$$

となり、 σ がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} より小さければよい。



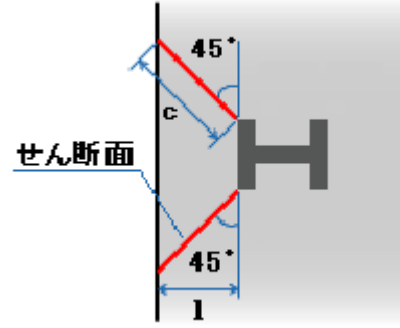
$$\sigma = 5.534 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \times 1.5 = 4.50 \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

5.3 押し抜きせん断に対する照査

落石に対して、擁壁にせん断面が形成されると仮定すると、この場合のせん断面に発生するせん断応力度 τ は下式で表される。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{F_y}{2ld} \\ &= \frac{42.535 \times 10^3}{2 \times 0.20 \times 0.85 \times 10^6} \\ &= 0.126 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \sqrt{2} \cdot l = \sqrt{2} \times 0.20 = 0.283 \text{ m} \\ l &= (0.60 - 0.20) / 2 = 0.20 \text{ m}\end{aligned}$$



この τ がコンクリートの許容せん断応力度 τ_a より小さければよい。

$$\tau = 0.126 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a \times 1.5 = 0.33 \times 1.5 = 0.495 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

6. 落石エネルギー早見表

本県で適用する落石防護柵の標準タイプについて、その適用範囲の早見表を次頁以降に示した。早見表は、種々の条件による落石エネルギーに対して、標準タイプの適用範囲内であるものを着色している。

【落石防護柵の標準タイプ】

本県における落石防護柵の標準タイプは柵高2.0m、擁壁ポケット高1.0mであり、落石衝突高2.0mとすると落石荷重の作用位置は防護柵の根本から1.0mの位置となる。防護柵の部材ごとの規格と吸収可能エネルギーを下表に示す。

表 落石防護柵の標準タイプ

部材	規格	吸収可能エネルギー
中間支柱	<i>H-200×100×5.5×8-2850</i>	<i>22.968kJ</i>
ワイヤロープ	<i>3×7 G/0 18φ</i>	<i>10.708kJ</i>
金網	<i>3.2φ×50×50</i>	<i>25.000kJ</i>
合計		<i>58.676kJ</i>

【落石荷重の計算】

落石エネルギーは、想定する落石の大きさや、斜面の特性等を踏まえて設定し、次式により求められる。

$$E = (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) mgH$$

$$\text{ここに、} (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E：落石の全運動エネルギー

β ：回転エネルギー係数 (0.1 としよよい)

μ ：等価摩擦係数 (下表参照)

θ ：斜面勾配 (°)

m：落石の質量 (t)

g：重力加速度 (m/s²)

H：落石の落下高さ (m)

表 斜面の種類と等価摩擦係数 μ の値

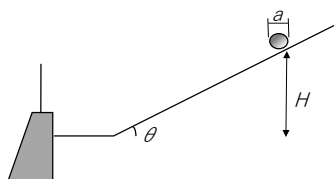
区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ
A	硬岩, 丸状, 凹凸小, 立木なし	0.05
B	軟岩, 丸状~角状, 凹凸中, 立木なし	0.15
C	土砂・崖錐, 角状, 凹凸小~中, 立木なし	0.25
D	崖錐巨礫混じり崖錐, 角状, 凹凸中~大, 立木なし~あり	0.35

【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 30.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	6.89	13.77	20.66	27.55	34.43	41.32	48.21	55.09
	0.6	2.94	11.97	23.95	35.92	47.89	59.86	71.84	83.81	95.78
	0.7	4.68	19.07	38.14	57.21	76.28	95.36	114.43	133.50	152.57
	0.8	6.97	28.40	56.79	85.18	113.58	141.97	170.37	198.76	227.16
	0.9	9.93	40.47	80.95	121.42	161.89	202.37	242.84	283.31	323.78
	1.0	13.62	55.52	111.04	166.55	222.07	277.59	333.11	388.63	444.14
	1.1	18.12	73.85	147.70	221.54	295.39	369.24	443.08	516.93	590.78
	1.2	23.53	95.89	191.77	287.66	383.54	479.42	575.31	671.19	767.08
0.25	0.5	1.69	5.27	10.55	15.82	21.09	26.36	31.64	36.91	42.18
	0.6	2.94	9.17	18.33	27.50	36.67	45.83	55.00	64.17	73.33
	0.7	4.68	14.60	29.20	43.81	58.41	73.01	87.61	102.21	116.81
	0.8	6.97	21.74	43.48	65.22	86.96	108.70	130.44	152.18	173.92
	0.9	9.93	30.99	61.98	92.96	123.95	154.94	185.93	216.92	247.90
	1.0	13.62	42.51	85.01	127.52	170.03	212.54	255.04	297.55	340.06
	1.1	18.12	56.54	113.08	169.62	226.16	282.70	339.24	395.79	452.33
	1.2	23.53	73.41	146.83	220.24	293.66	367.07	440.48	513.90	587.31
0.35	0.5	1.69	3.67	7.34	11.00	14.67	18.34	22.00	25.67	29.34
	0.6	2.94	6.38	12.75	19.13	25.50	31.88	38.25	44.63	51.00
	0.7	4.68	10.16	20.31	30.47	40.62	50.78	60.93	71.09	81.25
	0.8	6.97	15.12	30.24	45.36	60.48	75.60	90.72	105.84	120.97
	0.9	9.93	21.55	43.11	64.66	86.21	107.76	129.32	150.87	172.42
	1.0	13.62	29.57	59.13	88.69	118.26	147.82	177.39	206.95	236.51
	1.1	18.12	39.33	78.65	117.98	157.30	196.62	235.95	275.27	314.60
	1.2	23.53	51.06	102.12	153.18	204.24	255.30	306.36	357.42	408.48

※ 落石防護柵の標準タイプ (柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$) で適応可能な範囲を赤で表示 ($E \leq E_T$)
 ※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減 ($E \times 0.45$) を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

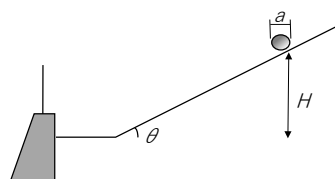
E : 落石の全運動エネルギー (kJ)
 θ : 回転エネルギー係数 (0.1とする)
 μ : 等価摩擦係数
 θ : 斜面勾配 ($^\circ$)
 m : 落石の質量 (t)
 g : 重力加速度 (m/s^2)
 H : 落石の落下高さ (m)

【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 35.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.31	14.62	21.93	29.24	36.55	43.86	51.17	58.47
	0.6	2.94	12.71	25.41	38.12	50.83	63.54	76.24	88.95	101.66
	0.7	4.68	20.24	40.48	60.72	80.96	101.21	121.45	141.69	161.93
	0.8	6.97	30.14	60.27	90.41	120.55	150.68	180.82	210.96	241.09
	0.9	9.93	42.96	85.91	128.87	171.82	214.78	257.74	300.69	343.65
	1.0	13.62	58.92	117.85	176.77	235.70	294.62	353.54	412.47	471.39
	1.1	18.12	78.38	156.76	235.13	313.51	391.89	470.27	548.64	627.02
	1.2	23.53	101.77	203.54	305.30	407.07	508.84	610.60	712.37	814.14
0.25	0.5	1.69	5.98	11.97	17.95	23.93	29.91	35.90	41.88	47.86
	0.6	2.94	10.40	20.80	31.20	41.60	52.00	62.40	72.80	83.21
	0.7	4.68	16.57	33.14	49.70	66.27	82.84	99.40	115.97	132.54
	0.8	6.97	24.67	49.33	74.00	98.67	123.33	148.00	172.67	197.33
	0.9	9.93	35.16	70.32	105.48	140.64	175.80	210.96	246.12	281.28
	1.0	13.62	48.23	96.46	144.69	192.92	241.15	289.37	337.60	385.83
	1.1	18.12	64.15	128.30	192.46	256.61	320.76	384.91	449.06	513.22
	1.2	23.53	83.30	166.59	249.89	333.19	416.48	499.78	583.07	666.37
0.35	0.5	1.69	4.66	9.31	13.97	18.62	23.28	27.94	32.59	37.25
	0.6	2.94	8.10	16.19	24.28	32.38	40.47	48.57	56.66	64.75
	0.7	4.68	12.89	25.79	38.68	51.57	64.47	77.36	90.25	103.15
	0.8	6.97	19.20	38.39	57.59	76.79	95.99	115.18	134.38	153.58
	0.9	9.93	27.36	54.73	82.09	109.45	136.81	164.18	191.54	218.90
	1.0	13.62	37.54	75.07	112.60	150.14	187.67	225.21	262.74	300.27
	1.1	18.12	49.93	99.85	149.78	199.71	249.63	299.56	349.48	399.41
	1.2	23.53	64.83	129.65	194.48	259.30	324.13	388.95	453.78	518.60

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）
 ※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

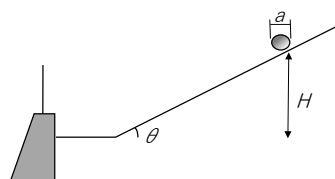
E ：落石の全運動エネルギー（kJ）
 θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）
 μ ：等価摩擦係数
 θ ：斜面勾配（°）
 m ：落石の質量（t）
 g ：重力加速度（ m/s^2 ）
 H ：落石の落下高さ（m）

【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 40.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.64	15.28	22.92	30.56	38.19	45.83	53.47	61.11
	0.6	2.94	13.28	26.56	39.84	53.12	66.40	79.68	92.96	106.24
	0.7	4.68	21.15	42.31	63.46	84.62	105.77	126.92	148.08	169.23
	0.8	6.97	31.50	62.99	94.49	125.98	157.48	188.97	220.47	251.96
	0.9	9.93	44.89	89.79	134.68	179.57	224.46	269.36	314.25	359.14
	1.0	13.62	61.58	123.16	184.74	246.32	307.90	369.48	431.06	492.64
	1.1	18.12	81.91	163.82	245.74	327.65	409.56	491.47	573.38	655.29
	1.2	23.53	106.36	212.71	319.07	425.42	531.78	638.13	744.49	850.85
0.25	0.5	1.69	6.53	13.06	19.60	26.13	32.66	39.19	45.72	52.26
	0.6	2.94	11.36	22.71	34.07	45.42	56.78	68.13	79.49	90.84
	0.7	4.68	18.09	36.18	54.27	72.35	90.44	108.53	126.62	144.71
	0.8	6.97	26.93	53.86	80.79	107.73	134.66	161.59	188.52	215.45
	0.9	9.93	38.39	76.78	115.16	153.55	191.94	230.32	268.71	307.10
	1.0	13.62	52.66	105.31	157.97	210.63	263.28	315.94	368.60	421.26
	1.1	18.12	70.04	140.08	210.13	280.17	350.21	420.25	490.29	560.33
	1.2	23.53	90.94	181.89	272.83	363.77	454.72	545.66	636.61	727.55
0.35	0.5	1.69	5.43	10.85	16.28	21.70	27.13	32.55	37.98	43.40
	0.6	2.94	9.43	18.86	28.29	37.72	47.16	56.59	66.02	75.45
	0.7	4.68	15.02	30.05	45.07	60.09	75.11	90.14	105.16	120.18
	0.8	6.97	22.37	44.74	67.10	89.47	111.84	134.20	156.57	178.94
	0.9	9.93	31.88	63.76	95.65	127.53	159.41	191.29	223.17	255.05
	1.0	13.62	43.73	87.47	131.20	174.93	218.67	262.40	306.13	349.87
	1.1	18.12	58.17	116.34	174.52	232.69	290.86	349.03	407.20	465.37
	1.2	23.53	75.53	151.06	226.59	302.13	377.66	453.19	528.72	604.25

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）
 ※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）
 θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）
 μ ：等価摩擦係数
 θ ：斜面勾配（°）
 m ：落石の質量（t）
 g ：重力加速度（m/s²）
 H ：落石の落下高さ（m）

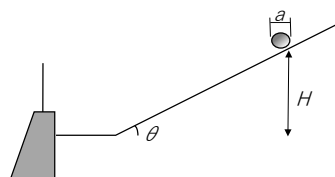
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 45.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.90	15.80	23.70	31.60	39.50	47.41	55.31	63.21
	0.6	2.94	13.74	27.47	41.21	54.94	68.68	82.41	96.15	109.88
	0.7	4.68	21.88	43.76	65.64	87.52	109.40	131.27	153.15	175.03
	0.8	6.97	32.58	65.15	97.73	130.30	162.88	195.45	228.03	260.60
	0.9	9.93	46.43	92.87	139.30	185.73	232.16	278.59	325.03	371.46
	1.0	13.62	63.69	127.39	191.08	254.77	318.46	382.15	445.85	509.54
	1.1	18.12	84.72	169.44	254.16	338.88	423.60	508.32	593.04	677.76
	1.2	23.53	110.00	220.01	330.01	440.01	550.01	660.02	770.02	880.02
0.25	0.5	1.69	6.97	13.94	20.91	27.89	34.86	41.83	48.80	55.77
	0.6	2.94	12.12	24.24	36.36	48.48	60.60	72.72	84.84	96.95
	0.7	4.68	19.31	38.61	57.92	77.22	96.53	115.83	135.14	154.44
	0.8	6.97	28.74	57.49	86.23	114.97	143.72	172.46	201.20	229.94
	0.9	9.93	40.97	81.94	122.91	163.88	204.85	245.82	286.79	327.76
	1.0	13.62	56.20	112.40	168.60	224.80	281.00	337.19	393.39	449.59
	1.1	18.12	74.75	149.51	224.26	299.01	373.77	448.52	523.27	598.03
	1.2	23.53	97.06	194.12	291.18	388.25	485.31	582.37	679.43	776.49
0.35	0.5	1.69	6.04	12.08	18.13	24.17	30.21	36.25	42.29	48.33
	0.6	2.94	10.50	21.01	31.51	42.01	52.52	63.02	73.52	84.03
	0.7	4.68	16.73	33.46	50.19	66.92	83.66	100.39	117.12	133.85
	0.8	6.97	24.91	49.82	74.73	99.64	124.55	149.46	174.38	199.29
	0.9	9.93	35.51	71.01	106.52	142.03	177.54	213.04	248.55	284.06
	1.0	13.62	48.71	97.41	146.12	194.82	243.53	292.24	340.94	389.65
	1.1	18.12	64.79	129.57	194.36	259.15	323.93	388.72	453.50	518.29
	1.2	23.53	84.12	168.24	252.36	336.48	420.60	504.72	588.84	672.96

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T=58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）

θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（°）

m ：落石の質量（t）

g ：重力加速度（ m/s^2 ）

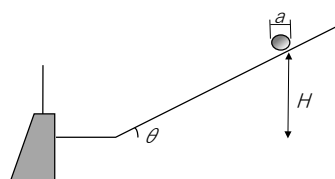
H ：落石の落下高さ（m）

【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 50.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	8.13	16.26	24.39	32.52	40.65	48.77	56.90	65.03
	0.6	2.94	14.13	28.26	42.40	56.53	70.66	84.79	98.92	113.06
	0.7	4.68	22.51	45.02	67.53	90.04	112.55	135.07	157.58	180.09
	0.8	6.97	33.52	67.03	100.55	134.07	167.58	201.10	234.61	268.13
	0.9	9.93	47.77	95.55	143.32	191.09	238.87	286.64	334.41	382.18
	1.0	13.62	65.53	131.06	196.60	262.13	327.66	393.19	458.72	524.25
	1.1	18.12	87.17	174.33	261.50	348.67	435.84	523.00	610.17	697.34
	1.2	23.53	113.18	226.36	339.54	452.72	565.90	679.08	792.26	905.44
0.25	0.5	1.69	7.35	14.70	22.06	29.41	36.76	44.11	51.46	58.81
	0.6	2.94	12.78	25.56	38.34	51.12	63.90	76.68	89.46	102.24
	0.7	4.68	20.36	40.72	61.07	81.43	101.79	122.15	142.51	162.86
	0.8	6.97	30.31	60.62	90.93	121.24	151.55	181.87	212.18	242.49
	0.9	9.93	43.21	86.41	129.61	172.82	216.02	259.23	302.43	345.63
	1.0	13.62	59.27	118.53	177.79	237.06	296.32	355.59	414.85	474.12
	1.1	18.12	78.83	157.66	236.49	315.32	394.15	472.99	551.82	630.65
	1.2	23.53	102.36	204.71	307.07	409.42	511.78	614.13	716.49	818.84
0.35	0.5	1.69	6.57	13.13	19.70	26.26	32.83	39.39	45.96	52.53
	0.6	2.94	11.42	22.83	34.24	45.66	57.07	68.49	79.90	91.31
	0.7	4.68	18.18	36.36	54.55	72.73	90.91	109.09	127.27	145.46
	0.8	6.97	27.07	54.14	81.21	108.28	135.35	162.43	189.50	216.57
	0.9	9.93	38.59	77.17	115.76	154.34	192.93	231.52	270.10	308.69
	1.0	13.62	52.93	105.86	158.79	211.72	264.65	317.58	370.51	423.43
	1.1	18.12	70.40	140.81	211.21	281.62	352.02	422.42	492.83	563.23
	1.2	23.53	91.42	182.83	274.24	365.66	457.07	548.49	639.90	731.31

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）
 ※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）
 θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）
 μ ：等価摩擦係数
 θ ：斜面勾配（°）
 m ：落石の質量（t）
 g ：重力加速度（m/s²）
 H ：落石の落下高さ（m）

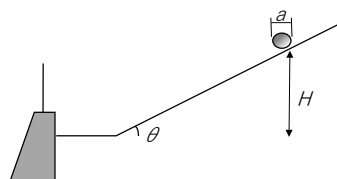
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 60.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.25	0.5	1.69	7.96	15.92	23.88	31.84	39.80	47.76	55.72	63.68
	0.6	2.94	13.84	27.68	41.51	55.35	69.19	83.03	96.87	110.70
	0.7	4.68	22.04	44.09	66.13	88.17	110.21	132.26	154.30	176.34
	0.8	6.97	32.82	65.64	98.46	131.28	164.10	196.92	229.74	262.56
	0.9	9.93	46.78	93.56	140.34	187.12	233.90	280.68	327.46	374.24
	1.0	13.62	64.17	128.34	192.51	256.68	320.85	385.02	449.18	513.35
	1.1	18.12	85.36	170.71	256.06	341.42	426.77	512.13	597.48	682.84
	1.2	23.53	110.83	221.65	332.48	443.31	554.13	664.96	775.79	886.61
0.35	0.5	1.69	7.42	14.84	22.26	29.68	37.10	44.52	51.93	59.35
	0.6	2.94	12.90	25.80	38.69	51.59	64.49	77.39	90.29	103.18
	0.7	4.68	20.55	41.09	61.64	82.18	102.73	123.27	143.82	164.36
	0.8	6.97	30.59	61.18	91.77	122.36	152.95	183.54	214.13	244.72
	0.9	9.93	43.60	87.20	130.81	174.41	218.01	261.61	305.21	348.81
	1.0	13.62	59.81	119.62	179.43	239.24	299.05	358.86	418.67	478.48
	1.1	18.12	79.56	159.11	238.67	318.22	397.78	477.33	556.89	636.45
	1.2	23.53	103.30	206.59	309.89	413.19	516.48	619.78	723.08	826.37

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

E : 落石の全運動エネルギー (kJ)

θ : 回転エネルギー係数 (0.1とする)

μ : 等価摩擦係数

θ : 斜面勾配 ($^\circ$)

m : 落石の質量 (t)

g : 重力加速度 (m/s^2)

H : 落石の落下高さ (m)

2. 通知事項等

平成13年8月27日

関係土木事務所長殿

建設部長

急傾斜地崩壊対策事業に関する用地の権原取得方法等の変更について（通知）

急傾斜地崩壊対策事業については、都道府県は、急傾斜地崩壊防止工事のうち急傾斜地の所有者、管理者若しくは占有者又は急傾斜地の崩壊により被害を受けるおそれのある者が施行することが困難又は不相当と認められるものを施行することとなっています。

しかしながら、平成13年4月1日に施行された土砂災害防止法により、指定区域において住宅を建築するためには防災工事が必要とされ、そのため、土地を無償提供してでも県に防災工事をしてほしい、との要望が増えることが予想される等の状況が生じています。

また、急傾斜地崩壊防止施設（以下「防止施設」という。）に付随する流末排水路について、管理者が不明確であることからトラブルとなる例が見られます。

これらのことから、昭和61年8月28日付け管理課長から部内各地方機関の長あての事務連絡のうち、急傾斜地崩壊防止施設設置契約書第8条第2項及び第3項について別紙1のとおり改め、昭和62年4月9日付け62砂第36号の通知のうち、記の「2 急傾斜地崩壊対策工事について」の(1)及び(3)を下記のとおり改め、(2)及び資料2の「買収」を「権原取得」と読み替えます。

なお、この改正については、平成14年度新規事業着手箇所から適用することとします。

また、土木事務所にあつては関係市町村、地元住民に十分な周知を図ってください。

記

1 防止施設用地の権原取得について

(1) 一般的な方針

土地の権原取得は、原則として、寄付又は使用貸借により行うこととする。

ただし、現に工事を行っている箇所については、その箇所内で均衡を図るため、現に土地の権原を取得している方法で取得することができるものとする。

また、急傾斜地崩壊の危険度が高く緊急に防災工事を行う必要があるにもかかわらず、客観的に見て、寄付又は使用貸借による用地権原の取得が困難である場合等、事業を実施せざるを得ない特殊な事情があるときは、用地権原の取得方法等について建設部長（砂防課）に協議することとする。

(2) 被災箇所

上記(1)にかかわらず、被災した箇所で事業を実施する場合は、土地の権原取得方法は、寄付又は使用貸借に限るものとする。

2 契約書の作成

従来、土地の権原について、契約書を作成することなく施設を設置したため、トラブルとなる例があった。このため、土地の権原に関する事項は、施設の設置工事に着手する前に書面で定めておくこと（書式については、別紙1及び愛知県建設部用地事務取扱要領様式第49号の1、第49号の2、第62号の1及び第62号の2参照）。

3 防止施設に付随する流末排水路について

(1) 流末排水路の整備

防止施設を設置したことに伴い、流末排水路を整備する場合、流末排水路は防止施設の設置により必要となったのであるから急傾斜地崩壊危険区域の内外を問わず、県が施工する。

(2) 流末排水路の管理

流末排水路は、原則として市町村の管理とする。

そのためには、地方自治法第2条第2項及び第3項の規定により、市町村は地域における事務を処理することとされていることから、流末排水路を公共の用に供するものとして整備する必要がある。

したがって、県は、原則として、流末排水路の底地の権原を市町村が取得するなど市町村に流末排水路の管理体制が整い、防止施設の設置後、管理が適正に行われると判断されない限り、防止施設及び流末排水路を設置しないこととする。

市町村の管理とすることが妥当でない場合、既設の流末排水路を整備して利用するときは、その流末排水路の管理者に管理させる。新たに流末排水路を整備するときは、それが防止施設専用の施設であるときは、県がこれを管理する。

上記に該当しない場合は、流末排水路の利用による受益の状況により、土地所有者と協議して管理体制（日常の維持管理は土地所有者、修繕は県等）を定める。

なお、管理体制は、後日のトラブル防止のため、関係者了承のうえ、事業採択前に決定しておくこと。

(3) 管理者を定める時期、方法

従来、管理者を定めることなく、防止施設及び流末排水路を設置したため、設置後、その管理について、トラブルとなる例があった。

そのため、流末排水路の管理に関する事項は、防止施設及び流末排水路の設置工事に着手する前に書面で定めておくこと（書式については、別紙2から5参照）。

担当 砂防課総務・管理グループ（内線2743）

同 傾斜地・防災グループ（内線2747）

急傾斜崩壊防止施設設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設（以下「この施設」という。）のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

（契約の目的）

第1条 乙は、甲の所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第12条の規定による急傾斜地崩壊防止工事を施行し、この施設の設置及び維持管理を行うため、この土地を無償で使用するものとする。

（契約の期間）

第2条 この契約の期間は、契約締結の日からこの施設の存続期間中とする。

（行為制限等）

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。
2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

（土地の引渡、返還等）

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立会いの上、行うものとする。
2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

（契約の承継）

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

（契約に関する紛争等の解決）

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。
2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

（公租公課の負担）

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

（目的外使用等の禁止）

第8条 乙は、この土地を第1条の規定に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 乙は、この施設について善良な管理を行うものとする。

3 甲は、乙がこの施設を使用することができるよう、この土地について善良な管理を行なわなければならない。

(契約締結の費用負担)

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

(契約外の事項)

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については、甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し各自一通を保有する。

年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者

愛知県

事務所長

㊟

郡 町		市 村 地内			
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※この様式は、管理課用地担当において昭和61年8月28日に各土木事務所長に通知されたものである。

(土地所有者、県、市町村の三者契約の場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲、愛知県を乙、市（町・村）を丙として、下記条項により契約を締結する。

記

第 1 条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第 2 条第 2 項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行し、この施設を丙に引き渡すものとし、丙は、その管理を行うものとする。

2 この施設の設置及び管理のため、甲は、この土地を無償で使用させるものとする。

第 2 条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第 3 条 甲は、乙及び丙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙及び丙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第 4 条 この土地の引渡又は返還は、甲乙丙立ち会いの上行うものとする。

2 この土地に乙又は丙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙又は丙において処分することができるものとする。

第 5 条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第 6 条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙及び丙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第 7 条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第 8 条 乙及び丙は、この土地を第 1 条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 丙はこの施設について善良な管理を行なうものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲乙丙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書三通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

㊟

丙 ○○市（町・村）

代表者

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。

※2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で土地所有者の既設排水路を利用する場合)

急傾斜地崩壊防止施設既設排水路使用契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の排水のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第1条 甲は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に存する排水路に乙が急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第2項に規定する急傾斜地崩壊防止施設の水を排出すること（以下「この排水行為」という。）に同意する。

第2条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第3条 甲は、乙の承諾なくこの排水行為に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第4条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第5条 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第6条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第7条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第8条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県

事務所長

㊟

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※ 既設排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で県が流末排水路を設置・管理する場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第1条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第2項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行し、この施設の維持管理を行うため、この土地を無償で使用するものとする。

第2条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立ち会いのうえ行うものとする。

2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第8条 乙は、この土地を第1条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 乙は、この施設について善良な管理を行うものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

㊟

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。

※2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）
並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で県が流末排水路を設置し、土地所有者がその日常管理を、県がその修繕を行う場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第1条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第2項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行するため、この土地を無償で使用するものとする。

第2条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立ち会いの上行うものとする。

2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第8条 乙は、この土地を第1条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 この施設を適切に機能させるための日常的な維持管理については甲が、この施設の修繕については乙が行うものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

㊟

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。

※2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）
並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

24砂第276号
平成25年1月16日

関係建設事務所長殿

砂防課長

市町村が行う急傾斜地崩壊防止工事について（通知）

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（以下「急傾斜地法」という）第13条2項に基づき、市町村が急傾斜地崩壊防止工事を行う場合に、新たに急傾斜地崩壊危険区域（以下「区域」という）の指定が必要となる場合は、原則下記のとおりとします。

記

1. 調査の実施及び費用負担

新たに必要となる区域指定の調査等は市町村が負担し実施するものとする。

2. 区域の指定

区域指定は、急傾斜地法第3条に基づき県が行うが、必要となる書類については市町村が作成するものとする。

また、区域指定の範囲は、市町村の施設計画に基づく範囲とする。

3. 県との協議事項

市町村が行う急傾斜地崩壊防止工事は急傾斜地法第13条2項により、県へ通知を行うこととなっているが、区域指定範囲の根拠ともなる施設計画については、区域指定前に事前に県と協議を行うこととする。

4. 施設の管理

施設管理は市町村が行うものとする。

5. 区域の管理

区域指定後は、急傾斜地法第6条に基づき県で標識を設置する。

区域内行為の許可は、急傾斜地法第7条に基づき県で行う。

市町村管理施設の改変を伴う場合は、申請者に市町村の承諾が必要となる旨伝えること。

担当：業務・管理グループ 河田
保全グループ 鈴木、堤
内線：2750（業務・管理G）
2745、2749（保全G）

< 参 考 >

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律

(昭和四十四年七月一日法律第五十七号)

(急傾斜地崩壊危険区域の指定)

第三条 都道府県知事は、この法律の目的を達成するために必要があると認めるときは、関係市町村長(特別区の長を含む。以下同じ。)の意見をきいて、崩壊するおそれのある急傾斜地で、その崩壊により相当数の居住者その他の者に危害が生ずるおそれのあるもの及びこれに隣接する土地のうち、当該急傾斜地の崩壊が助長され、又は誘発されるおそれがないようにするため、**第七条第一項各号に掲げる行為が行なわれることを制限する必要がある土地の区域を急傾斜地崩壊危険区域として指定**することができる。

(標識の設置)

第六条 都道府県は、急傾斜地崩壊危険区域の指定があつたときは、国土交通省令で定めるところにより、当該急傾斜地崩壊危険区域内にこれを表示する標識を設置しなければならない。

(行為の制限)

第七条 急傾斜地崩壊危険区域内においては、次の各号に掲げる行為は、都道府県知事の許可を受けなければ、してはならない。ただし、非常災害のために必要な応急措置として行なう行為、当該急傾斜地崩壊危険区域の指定の際すでに着手している行為及び政令で定めるその他の行為については、この限りでない。

- 一 水を放流し、又は停滞させる行為その他水のしん透を助長する行為
 - 二 ため池、用水路その他の急傾斜地崩壊防止施設以外の施設又は工作物の設置又は改造
 - 三 のり切、切土、掘さく又は盛土
 - 四 立木竹の伐採
 - 五 木竹の滑下又は地引による搬出
 - 六 土石の採取又は集積
 - 七 前各号に掲げるもののほか、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発するおそれのある行為で政令で定めるもの
- 2** 都道府県知事は、前項の許可に、急傾斜地の崩壊を防止するために必要な条件を附することができる。
- 3** 急傾斜地崩壊危険区域の指定の際当該急傾斜地崩壊危険区域内においてすでに第一項各号に掲げる行為(非常災害のために必要な応急措置として行なう行為及び同項ただし書に規定する政令で定めるその他の行為を除く。)に着手している者は、その指定の日から起算して十四日以内に、国土交通省令で定めるところにより、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。
- 4** 国又は地方公共団体が第一項の許可を受けなければならない行為(以下「制限行為」という。)をしようとするときは、あらかじめ、都道府県知事に協議することをもつて足りる。

(都道府県以外の者の施行する工事)

第十三条 国又は地方公共団体以外の者が急傾斜地崩壊防止工事を施行しようとするときは、国土交通省令で定めるところにより、あらかじめ、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。

2 国又は地方公共団体は、急傾斜地崩壊防止工事を施行しようとするときは、あらかじめ、その旨を都道府県知事に通知しなければならない。

28森保第818号

28砂第347号

平成29年2月1日

関係農林水産事務所長 殿

関係建設事務所長 殿

農林水産部農林基盤局森林保全課長

建設部砂防課長

保安林内で計画する急傾斜地崩壊対策事業の留意事項について

保安林内で計画する急傾斜地崩壊対策事業につきましては、事前に保安林の指定を解除する手続きが必要となります。保安林の指定を解除する手続きは時間を要しますので、下記の留意事項に従って事務所間で協議を行い、早期調整に努めてください。

なお、保安林の指定の解除権限者が農林水産大臣の場合には、まずは林野庁に保安林解除の事前相談を行う必要がありますので、ご承知ください。

記

- ① 地元の要望を十分に把握したうえで、治山事業での対応も含めて、事務所間で協議をすること。
- ② 対応方針が定まらない場合は、協議結果にその旨記載すること。
- ③ 協議結果は、早急に森林保全課及び砂防課へ別途報告すること。

担当 林地保全グループ

電話 052-954-6451

内線 3767

担当 保全グループ

電話 052-954-6559

内線 2745