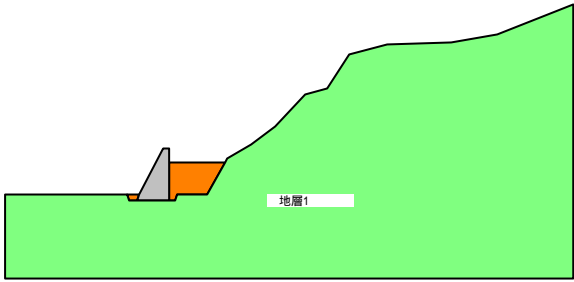
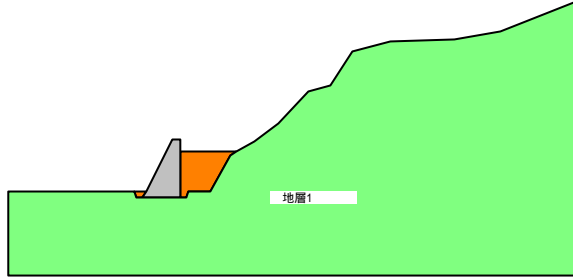
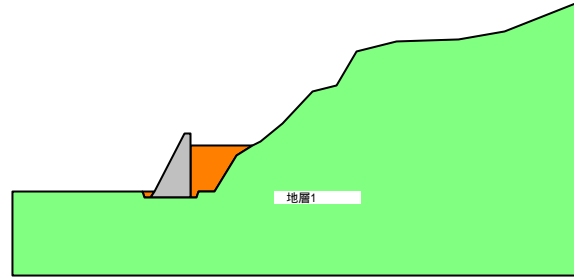


## 重力式擁壁比較検討表

	第 1 案 重力式擁壁 (X=2.0m, H=4.0m)	第 2 案 重力式擁壁 (X=2.5m, H=4.0m)	第 3 案 重力式擁壁 (X=2.0m, H=4.0m)																																																															
概 要 図	ケース名 重力式での概略検討 	ケース名 重力式での概略検討 	ケース名 重力式での概略検討 																																																															
特 徴	3 案中最も経済性に優れるが、家屋と近接することから、施工性に劣る。	家屋とのスペースも確保でき、施工性が向上する。また、第 1 案よりも若干高価となるが、待ち受け式擁壁での配置としては適切である。	天端高さ若干下げ、擁壁の擦り付けを比較的滑らかにした案であるが、土工量(残土処理)が増加し、不経済である。また、家屋とのスペースも少なく施工性に劣る。																																																															
形 状 等	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr><td>擁壁高</td><td>H1</td><td>4.000 m</td></tr> <tr><td>天端幅</td><td>B1</td><td>0.500 m</td></tr> <tr><td>底板幅</td><td>B2</td><td>2.500 m</td></tr> <tr><td>前面勾配</td><td>N1</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>背面勾配</td><td>N2</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>防護柵高</td><td>h</td><td>1.55 m</td></tr> <tr><td>切土高</td><td>CH</td><td>0.514 m</td></tr> </table>	擁壁高	H1	4.000 m	天端幅	B1	0.500 m	底板幅	B2	2.500 m	前面勾配	N1	0.50	背面勾配	N2	0.00	防護柵高	h	1.55 m	切土高	CH	0.514 m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr><td>擁壁高</td><td>H1</td><td>4.500 m</td></tr> <tr><td>天端幅</td><td>B1</td><td>0.500 m</td></tr> <tr><td>底板幅</td><td>B2</td><td>2.750 m</td></tr> <tr><td>前面勾配</td><td>N1</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>背面勾配</td><td>N2</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>防護柵高</td><td>h</td><td>1.55 m</td></tr> <tr><td>切土高</td><td>CH</td><td>0.515 m</td></tr> </table>	擁壁高	H1	4.500 m	天端幅	B1	0.500 m	底板幅	B2	2.750 m	前面勾配	N1	0.50	背面勾配	N2	0.00	防護柵高	h	1.55 m	切土高	CH	0.515 m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr><td>擁壁高</td><td>H1</td><td>5.000 m</td></tr> <tr><td>天端幅</td><td>B1</td><td>0.500 m</td></tr> <tr><td>底板幅</td><td>B2</td><td>3.000 m</td></tr> <tr><td>前面勾配</td><td>N1</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>背面勾配</td><td>N2</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>防護柵高</td><td>h</td><td>1.55 m</td></tr> <tr><td>切土高</td><td>CH</td><td>0.516 m</td></tr> </table>	擁壁高	H1	5.000 m	天端幅	B1	0.500 m	底板幅	B2	3.000 m	前面勾配	N1	0.50	背面勾配	N2	0.00	防護柵高	h	1.55 m	切土高	CH	0.516 m
擁壁高	H1	4.000 m																																																																
天端幅	B1	0.500 m																																																																
底板幅	B2	2.500 m																																																																
前面勾配	N1	0.50																																																																
背面勾配	N2	0.00																																																																
防護柵高	h	1.55 m																																																																
切土高	CH	0.514 m																																																																
擁壁高	H1	4.500 m																																																																
天端幅	B1	0.500 m																																																																
底板幅	B2	2.750 m																																																																
前面勾配	N1	0.50																																																																
背面勾配	N2	0.00																																																																
防護柵高	h	1.55 m																																																																
切土高	CH	0.515 m																																																																
擁壁高	H1	5.000 m																																																																
天端幅	B1	0.500 m																																																																
底板幅	B2	3.000 m																																																																
前面勾配	N1	0.50																																																																
背面勾配	N2	0.00																																																																
防護柵高	h	1.55 m																																																																
切土高	CH	0.516 m																																																																
計 算 判 定	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>擁壁配置</th> <th>労働安全</th> <th>常時</th> <th>常時 (堆積時)</th> <th>地震時</th> <th>地震時 (堆積時)</th> <th>防護柵</th> </tr> <tr> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> </tr> </table>	擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>擁壁配置</th> <th>労働安全</th> <th>常時</th> <th>常時 (堆積時)</th> <th>地震時</th> <th>地震時 (堆積時)</th> <th>防護柵</th> </tr> <tr> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> </tr> </table>	擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>擁壁配置</th> <th>労働安全</th> <th>常時</th> <th>常時 (堆積時)</th> <th>地震時</th> <th>地震時 (堆積時)</th> <th>防護柵</th> </tr> <tr> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> <td>OK</td> </tr> </table>	擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK																					
擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵																																																												
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK																																																												
擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵																																																												
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK																																																												
擁壁配置	労働安全	常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	防護柵																																																												
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK																																																												
概 算 工 事 費	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>工種</th> <th>金額(千円)</th> <th>備考</th> </tr> <tr><td>土工</td><td>352</td><td></td></tr> <tr><td>法面工</td><td>-</td><td></td></tr> <tr><td>擁壁工</td><td>1,389</td><td></td></tr> <tr><td>防護柵工</td><td>127</td><td></td></tr> <tr><td>合計</td><td>1,868</td><td></td></tr> </table> <p style="text-align: right; font-size: small;">工事費は10.0m当りの金額</p>	工種	金額(千円)	備考	土工	352		法面工	-		擁壁工	1,389		防護柵工	127		合計	1,868		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>工種</th> <th>金額(千円)</th> <th>備考</th> </tr> <tr><td>土工</td><td>381</td><td></td></tr> <tr><td>法面工</td><td>-</td><td></td></tr> <tr><td>擁壁工</td><td>1,641</td><td></td></tr> <tr><td>防護柵工</td><td>127</td><td></td></tr> <tr><td>合計</td><td>2,149</td><td></td></tr> </table> <p style="text-align: right; font-size: small;">工事費は10.0m当りの金額</p>	工種	金額(千円)	備考	土工	381		法面工	-		擁壁工	1,641		防護柵工	127		合計	2,149		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>工種</th> <th>金額(千円)</th> <th>備考</th> </tr> <tr><td>土工</td><td>404</td><td></td></tr> <tr><td>法面工</td><td>-</td><td></td></tr> <tr><td>擁壁工</td><td>1,911</td><td></td></tr> <tr><td>防護柵工</td><td>127</td><td></td></tr> <tr><td>合計</td><td>2,443</td><td></td></tr> </table> <p style="text-align: right; font-size: small;">工事費は10.0m当りの金額</p>	工種	金額(千円)	備考	土工	404		法面工	-		擁壁工	1,911		防護柵工	127		合計	2,443										
工種	金額(千円)	備考																																																																
土工	352																																																																	
法面工	-																																																																	
擁壁工	1,389																																																																	
防護柵工	127																																																																	
合計	1,868																																																																	
工種	金額(千円)	備考																																																																
土工	381																																																																	
法面工	-																																																																	
擁壁工	1,641																																																																	
防護柵工	127																																																																	
合計	2,149																																																																	
工種	金額(千円)	備考																																																																
土工	404																																																																	
法面工	-																																																																	
擁壁工	1,911																																																																	
防護柵工	127																																																																	
合計	2,443																																																																	
判 定 総 合																																																																		

# 最 適 擁 壁 検 討 書

## 重力式擁壁工

現 場 名	サンプルデータ
ケース名	重力式での概略検討
備 考	

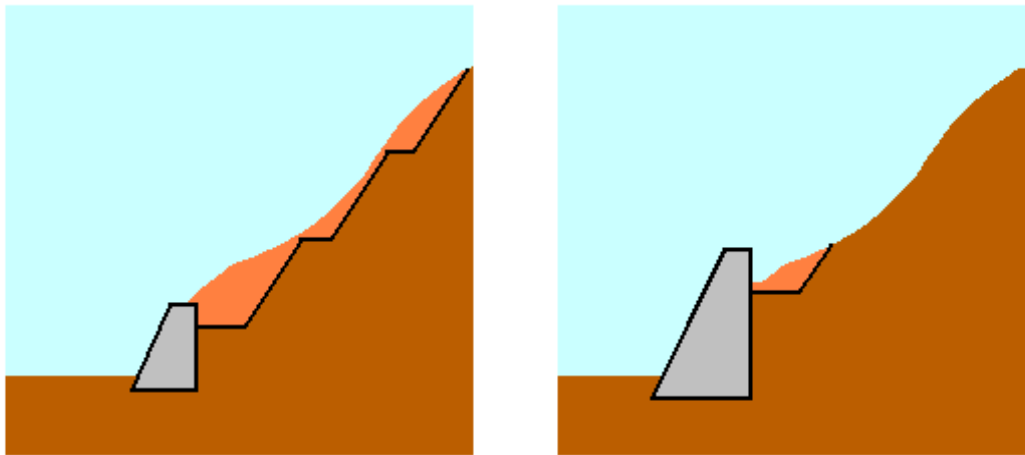
# 目 次

1. 概要
  - 1.1 目的
  - 1.2 検討フロー
2. 検討する断面モデル
3. 検討条件の設定
  - 3.1 基本とする擁壁形状
  - 3.2 掘削・切土の形状
  - 3.3 土圧の考え方
  - 3.4 その他の条件
4. 最適擁壁の検討
  - 4.1 検討方法と範囲
  - 4.2 落石防護柵工についての考え方
  - 4.3 検討結果

## 1. 概要

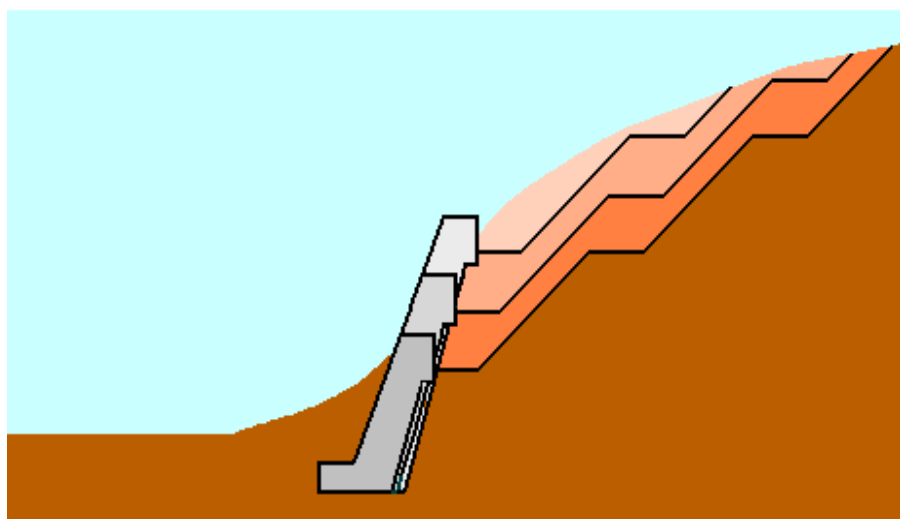
### 1.1 目的

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。そして時として、擁壁工の工事費は安価で済んだものの、土工・のり面工の工事費が膨大となり、総工事費がふくらんでしまっているケースも多い。この問題については従来から経験的な勘によっている場合が多い。



模式図

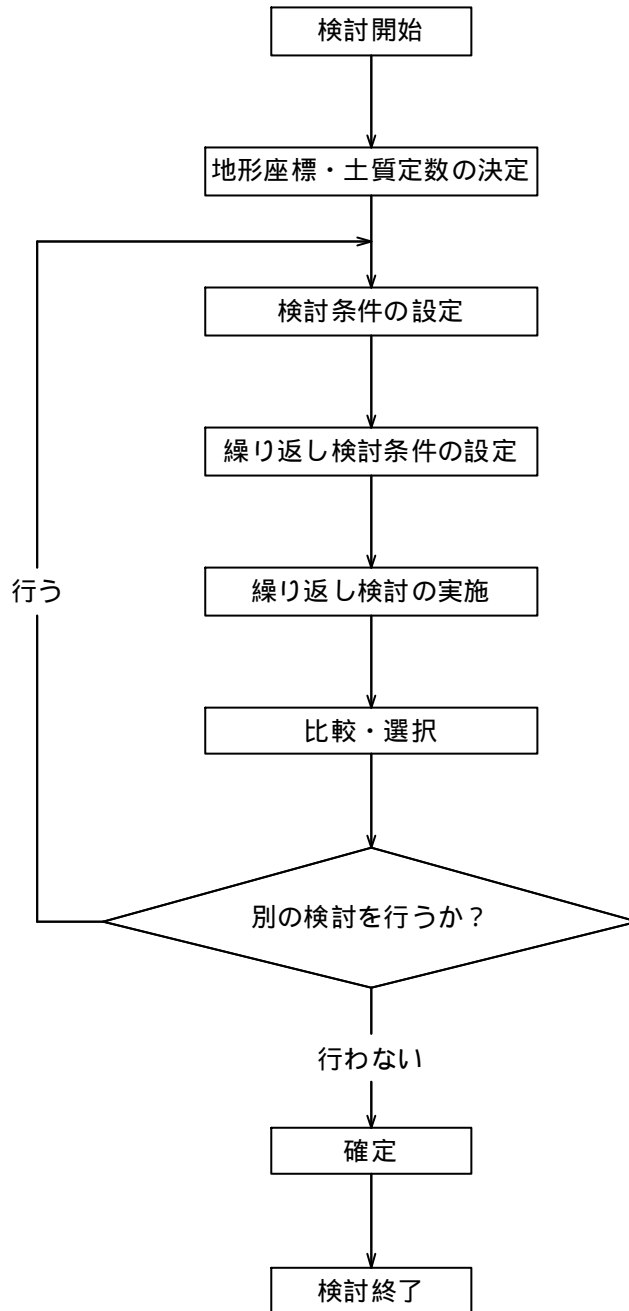
近年は特にコスト縮減が叫ばれている。当検討業務でコスト縮減を考えた場合、擁壁の設置位置や形状は非常に重要な要素である。したがって、「擁壁の設置位置や高さ」と切土のり面」についていろいろなケースを想定した上で、経済的な比較検討を行い、最適の擁壁を計画することを目指す。



模式図

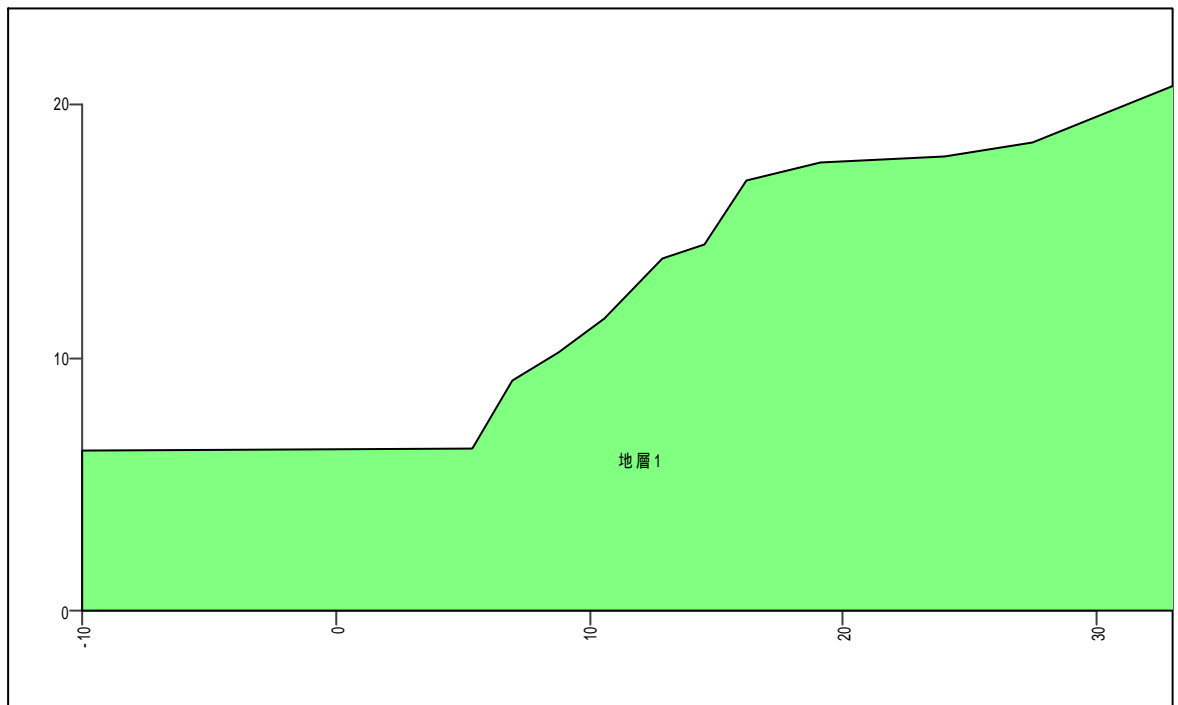
## 1.2 検討フロー

検討は以下のフローで行う。



## 2. 検討する断面モデル

検討する地形断面、地質構成および各層の強度定数を以下のようにモデル化する。



検討する断面モデル

検討断面における土質定数

地層名	土質名	単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	粘着力 $C$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	せん断抵抗角 ( $^\circ$ )
地層1	礫質土	18.0	0.0	35.0

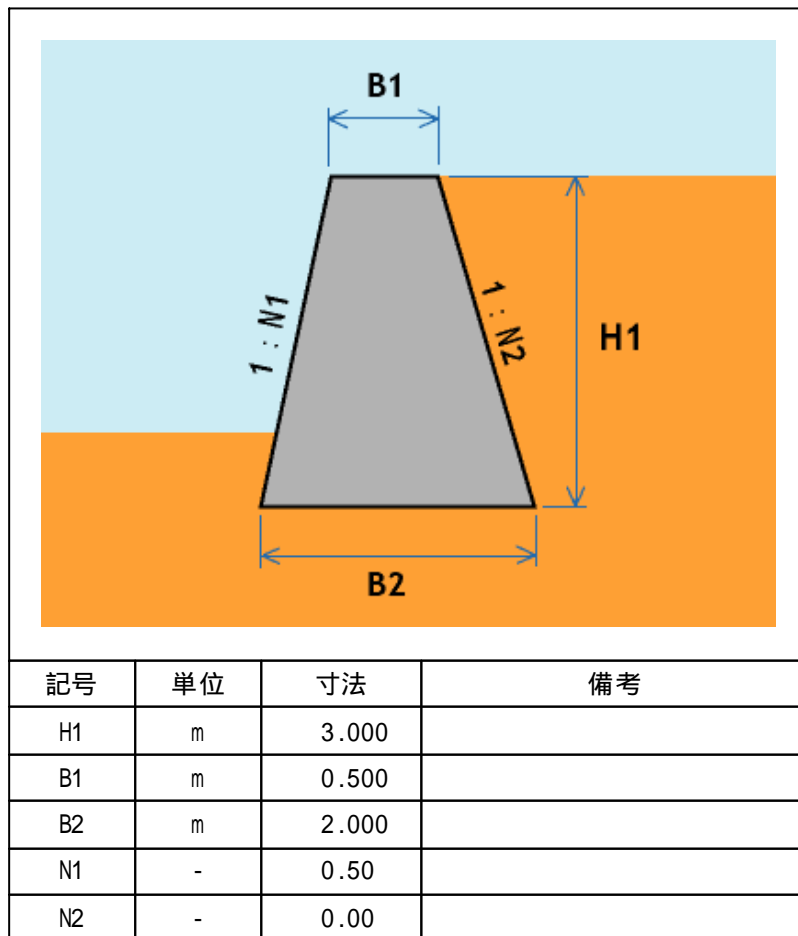
座標の入力データ					
NO.	距離 X(m)	高さ(標高) Y(m)	水位(標高) Yw(m)	ハタ上げ	備考
1	-10.000	6.325			
2	5.317	6.381			
3	6.940	9.123			
4	8.731	10.187			
5	10.578	11.586			
6	12.873	13.937			
7	14.552	14.496			
8	16.175	17.015			
9	19.086	17.743			
10	23.955	17.910			
11	27.425	18.526			
12	33.134	20.765			

### 3. 検討条件の設定

#### 3.1 基本とする擁壁形状

検討する擁壁タイプは重力式擁壁とし、基本とする寸法を以下に記す。

擁壁形状



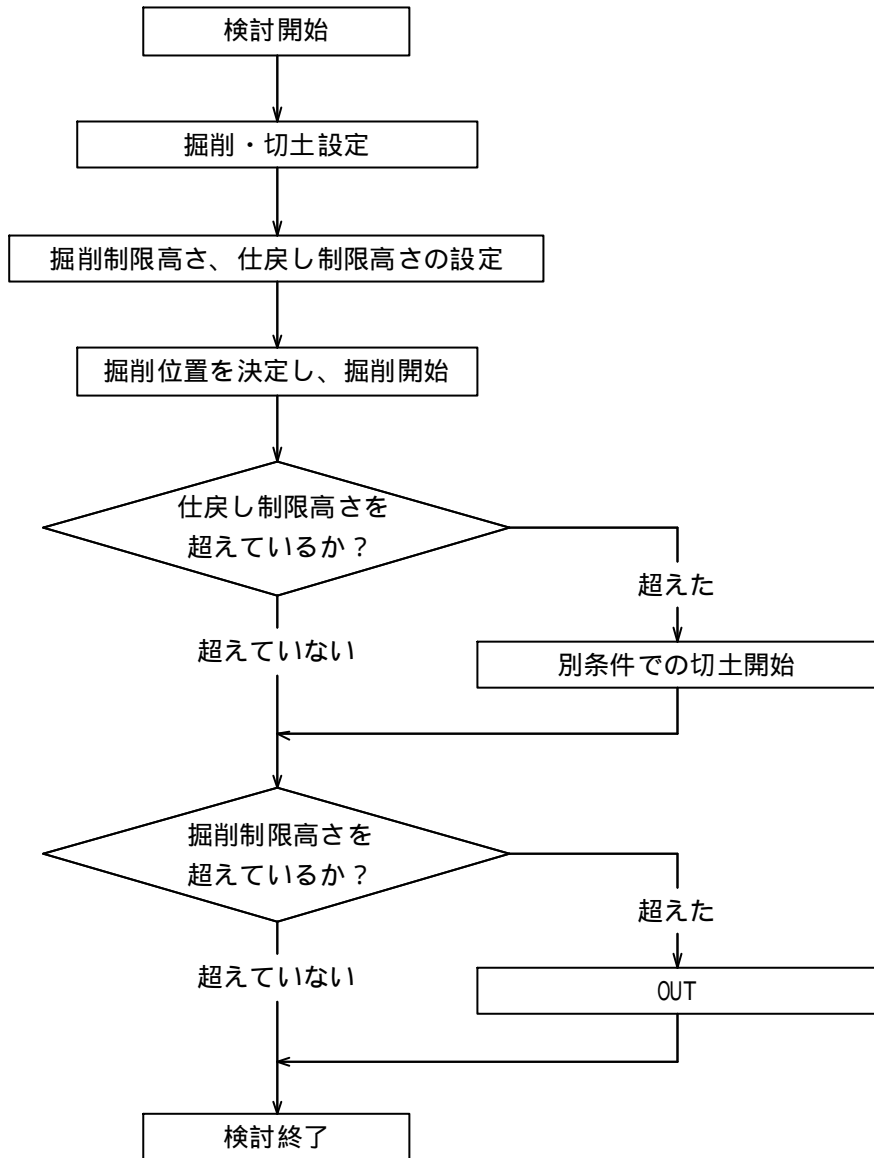


### 3.2 掘削・切土の形状

#### 3.2.1 掘削についての基本的な考え方

擁壁に対して、掘削・切土形状を計画し、土工量を算出する。今回の検討では、労働衛生安全基準による掘削制限高さとし戻し制限高さを考慮する。

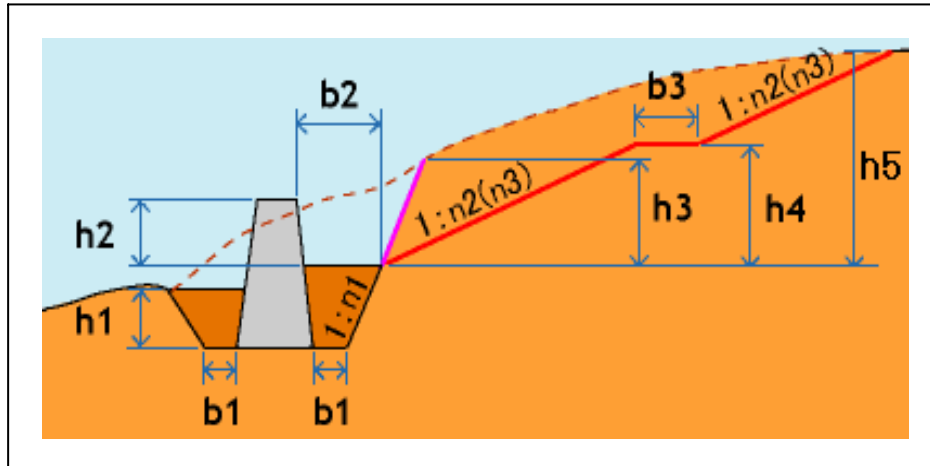
検討は以下のフローで行う。



### 3.2.2 掘削・切土形状

掘削・切土形状、さらには制限高さの条件は、次の値で考える。

擁壁形状



名称	記号	単位	寸法	備考
掘削余裕幅	b1	m	0.500	
ポケット幅	b2	m	-	
小段幅	b3	m	2.000	
掘削勾配	n1	-	0.30	
切土勾配(地層1)	n2	-	1.20	
切土勾配(地層2)	n3	-	-	
擁壁根入れ深さ	h1	m	0.500	
擁壁突出高さ	h2	m	1.000	
仕戻し制限高さ	h3	m	2.000	
切土高	h4	m	5.000	
掘削制限高さ	h5	m	5.000	

### 3.3 土圧の考え方

#### 3.3.1 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、今回の検討では一般的に多く利用されている盛土部土圧にて算出する。

#### 3.3.2 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。

土圧算出に用いる土質定数

土質名	土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	土のせん断抵抗角 (°)
礫質土	18.0	0.0	35.0

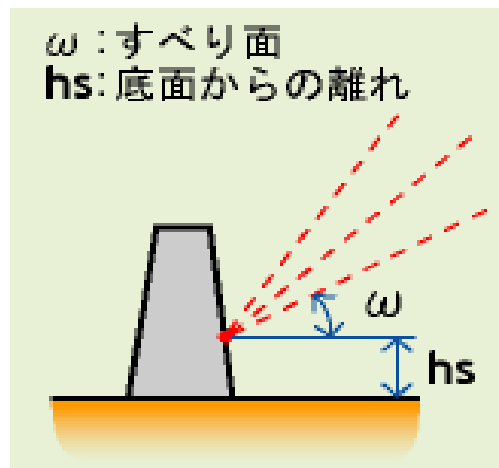
#### 3.3.3 試行くさびの検討範囲

試行くさびの検討範囲は次のように考える。

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	0	70	1

また、試行くさび法の開始点は擁壁底面とする。



試行くさびの模式図

### 3.4 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。

その他の定数・条件

項目	定数・条件		備考
	常時	地震時	
堆積勾配	20 (°)	0 (°)	
粘着力の考慮	考慮しない	考慮しない	
粘着高の考慮	考慮しない	考慮しない	
地下水位の考慮	考慮しない		
壁面摩擦角	$\delta = 2 / 3 (°)$	$\delta = \quad / 2 (°)$	

#### 4. 最適擁壁の検討

##### 4.1 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。設置位置および擁壁高を可変として、擁壁形状と切土量との関係を検討する。

擁壁の設置位置および擁壁高を以下の通りとする。

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	2.500	9.000	0.5

擁壁高の可動範囲

項目	開始高 (m)	終了高 (m)	増加ピッチ (m)
擁壁高	3.000	5.000	0.5

## 4.2 落石防護柵工についての考え方

今回の繰り返し計算では、落石防護柵工を併用することを検討条件の1つとする。

一般に落石防護柵の柵高は落石の跳躍量と地形条件によって決定される。このため、繰り返し計算の過程で擁壁の安定度は確保できても、落石が防護柵を飛び超える場合がある防護柵高の条件を以下に記す。

### 落石防護柵の条件

落石の跳躍量： 2.00 (m)

落石防護柵高： 1.55 (m)

#### 4.3 検討結果

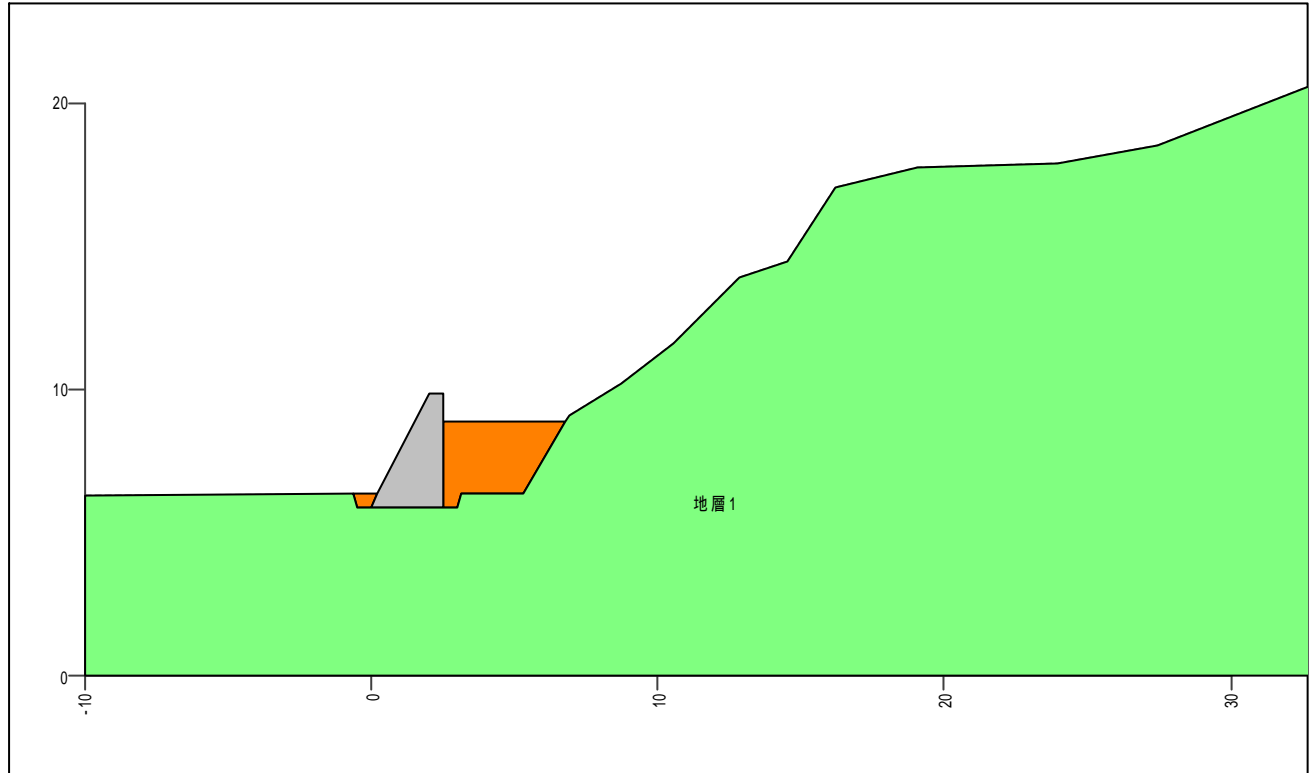
これまでに設定した各条件で繰り返し計算を行った。繰り返し件数を 70 件行った結果、以下の形状が最適であると判断した。

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	2.500	
	Y	m	9.859	
擁壁高	H1	m	4.000	
天端幅	B1	m	0.500	
前面勾配	N1		0.50	
背面勾配	N2		0.00	
落石防護柵高	h	m	1.55	
切土高	CH	m	0.514	

安定計算総括表

現場名	サンプルデータ
ケース名	重力式での概略検討
備考	



重力式擁壁工

検討項目	記号	単位	常時	常時 (堆積)	地震時	地震時 (堆積)
座標	X,Y	m	X = 2.500 , Y = 9.859			
擁壁高	H1	m	4.000			
天端幅	B1	m	0.500			
底板幅	B2	m	2.500			
前面勾配	N1	-	0.50			
背面勾配	N2	-	0.00			
擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0			
裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	18.0			
裏込土のせん断抵抗角		°	35.0			
裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0			
壁面摩擦角	, E	°	23.333		17.500	
地山との境界における壁面摩擦角	', E'	°	-		-	
底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60			
粘着高	Z	m	-		-	
地下水位の考慮	-	-	考慮しない			
堆積勾配		°	-	20	-	0
設計水平深度	kh	-	-		0.15	
滑動に対する安全率	Fs	-	1.5	1.5	1.2	1.2
転倒に対する  e  の許容範囲	-	-	0.416	0.416	0.833	0.833
許容支持応力度	qa	kN/m <sup>2</sup>	300	300	450	450
土圧合力	P, P <sub>E</sub>	kN	19.805	46.440	46.643	55.900
安定度の判定	-	-	OK	OK	OK	OK



# 擁壁工安定計算書

重力式擁壁工

常時

( X = 2.500 , Y = 9.859 )

1. 設計条件

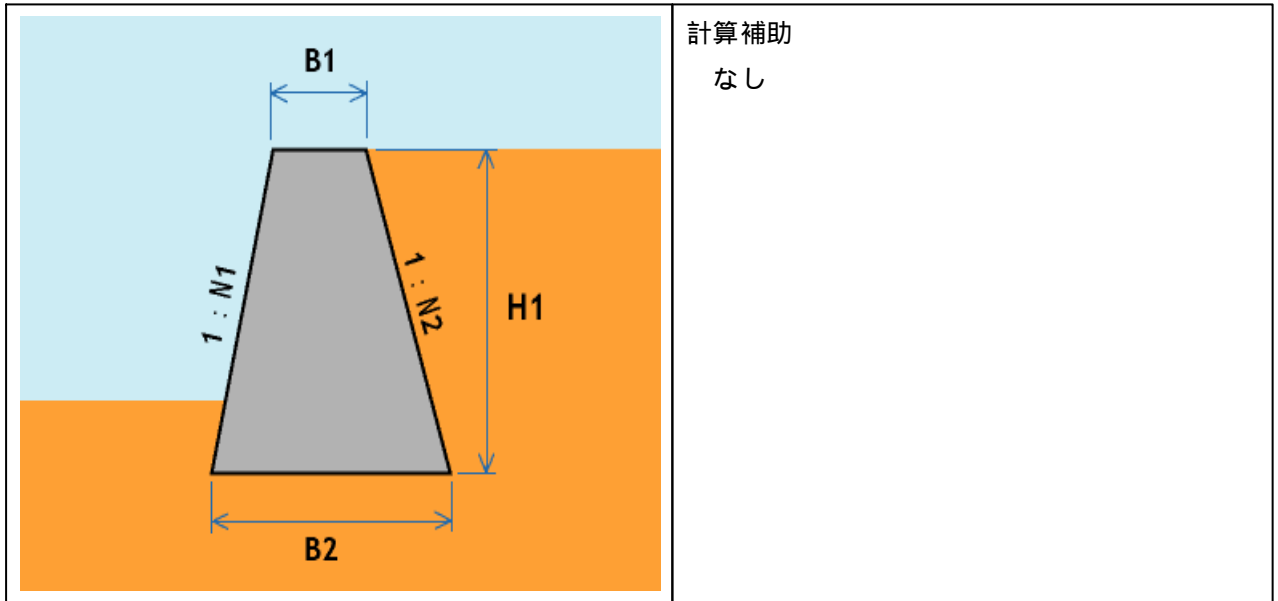
以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(常時)
擁壁形状		H1	m	4.000
		B1	m	0.500
		B2	m	2.500
		N1	-	0.50
		N2	-	0.00
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	18.0
	裏込土のせん断抵抗角		°	35.0
	裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0
その他条件	壁面摩擦角		°	23.333
	地山との境界における壁面摩擦角	'	°	-
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60
	底面と土の付着力	C <sub>B</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.0
	粘着高	Z	m	-
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない
	水の単位体積重量	w	kN/m <sup>3</sup>	9.8
	試行くさび角度		°	0~70(増分ピッチ 1)
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面
その他荷重	-	-	-	
許容値	滑動に対する安全率	Fs	-	1.5
	転倒に対する  e  の許容範囲	-	-	0.416
	許容支持応力度	qa	kN/m <sup>2</sup>	300

2. 自重およびモーメントの算出

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



計算補助  
なし

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

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

擁壁の自重および抵抗モーメント算出

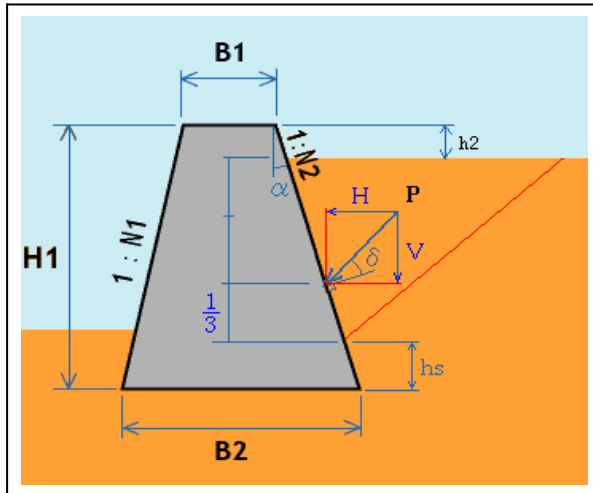
	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
擁壁	6.000	23.0	138.000	1.639	226.182

擁壁の作用位置 X = 1.639 (m)

### 3. 最大土圧の算出

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

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



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 1.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ  $h_2 = 1.000 \text{ m}$ )

$$X = B_2 - N_2 \times Y = 2.500 \text{ (m)}$$

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

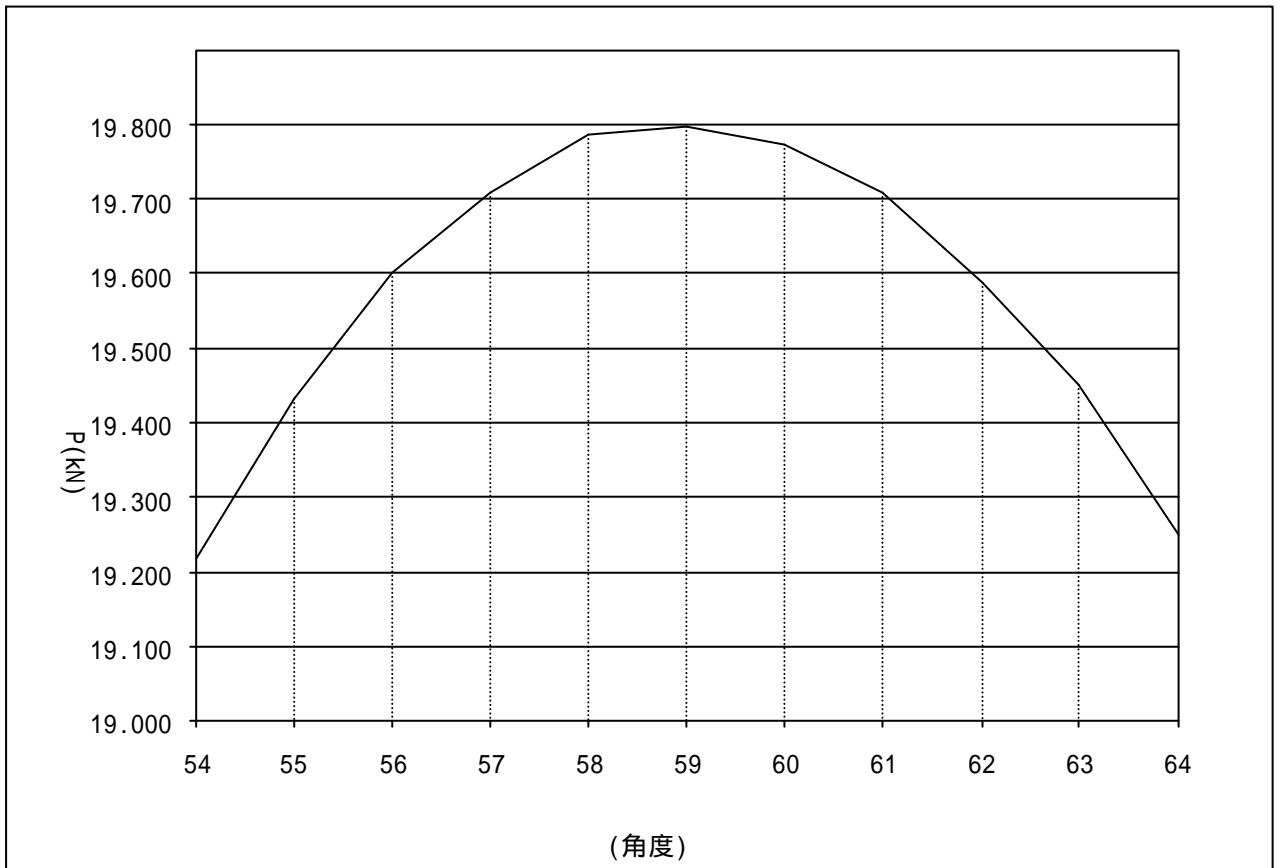
$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\alpha + \phi)$$

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

試行かさび角度  $\alpha$  を  $0 \sim 70$  (°) の範囲において最大土圧合力を求める。

## すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P <sub>V</sub> (kN/m)	水平成分 P <sub>H</sub> (kN/m)	備考
54	19.218	7.612	17.646	
55	19.438	7.699	17.848	
56	19.600	7.763	17.997	
57	19.708	7.806	18.096	
58	19.785	7.836	18.167	
59	19.805	7.844	18.185	最大土圧
60	19.772	7.831	18.155	
61	19.709	7.806	18.097	
62	19.595	7.761	17.992	
63	19.450	7.704	17.859	
64	19.249	7.624	17.675	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 59 (°) のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量  $W$  は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \quad = \quad 2.705 \times 18.0 \\ &= \quad 48.690 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 (m<sup>2</sup>)
- : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

よって、最大となる土圧合力  $P$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\ &= \frac{48.690 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= \quad 19.805 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

- $W$  : 土くさびの重量 (kN/m)
- : すべり面角度 (°)
- : 裏込土のせん断抵抗角 (°)
- : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (°)
- : 壁面摩擦角 (°)

#### 4. 安定計算

##### 4.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	-	-	-
土圧	7.844	2.500	19.610	18.185	1.000	18.185
計	145.844		245.792	18.185		18.185

##### 4.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{245.792 - 18.185}{145.844} = 1.561 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

##### 4.3 滑動に対する検討

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

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{145.844 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{18.185} = 4.8$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

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

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.5 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 4.8 > 1.5 \text{ } \dots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

#### 4.4 転倒に対する検討

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

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.561 \\ &= -0.311 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.311 \text{ (m)}$$

常時の場合、この値が底版中央の底版幅1/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{6} = \frac{2.500}{6} = 0.416 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.311 < 0.416 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

#### 4.5 地盤の支持力に対する検討

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

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

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{145.844}{2.500} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.311}{2.500}\right) \\ &= 15 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{145.844}{2.500} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.311}{2.500}\right) \\ &= 102 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 15 < q_a = 300 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 102 < q_a = 300 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 4.6 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。



# 擁壁工安定計算書

## 重力式擁壁工 常時（堆積時）

( X = 2.500 , Y = 9.859 )

1. 設計条件

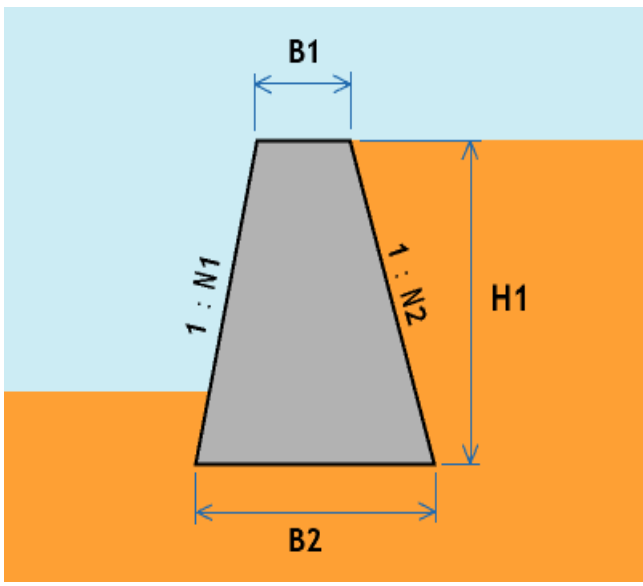
以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(常時・堆積時)
擁壁形状		H1	m	4.000
		B1	m	0.500
		B2	m	2.500
		N1	-	0.50
		N2	-	0.00
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	18.0
	裏込土のせん断抵抗角		°	35.0
	裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0
その他の条件	壁面摩擦角		°	23.333
	地山との境界における壁面摩擦角	'	°	-
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60
	底面と土の付着力	C <sub>B</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.0
	粘着高	Z	m	-
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない
	水の単位体積重量	w	kN/m <sup>3</sup>	9.8
	試行くさび角度		°	0~70(増分ピッチ 1)
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面
	その他荷重	-	-	-
堆積勾配		°	20	
許容値	滑動に対する安全率	Fs	-	1.5
	転倒に対する  e  の許容範囲	-	-	0.416
	許容支持応力度	qa	kN/m <sup>2</sup>	300

## 2. 自重およびモーメントの算出

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

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

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

### 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

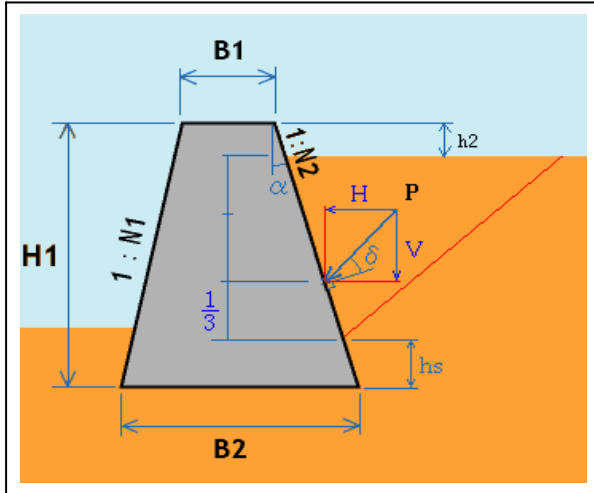
	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
擁壁	6.000	23.0	138.000	1.639	226.182

擁壁の作用位置  $X = 1.639$  (m)

### 3. 最大土圧の算出

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

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



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 1.333 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ  $h_2 = 0.000 \text{ m}$ )

$$X = B_2 - N_2 \times Y = 2.500 \text{ (m)}$$

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

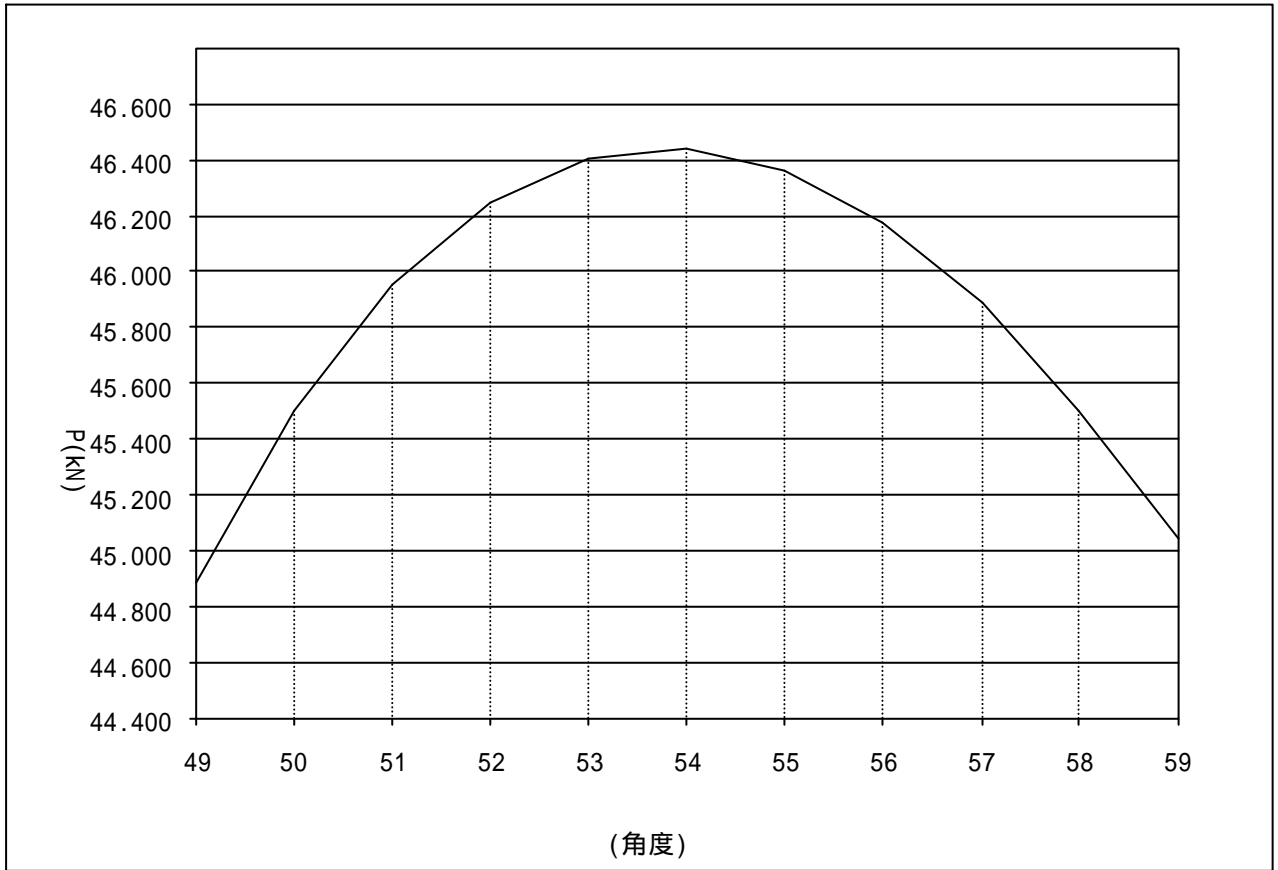
$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\alpha + \phi)$$

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

試行くさび角度  $\alpha$  を  $0 \sim 70$  (°) の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P <sub>V</sub> (kN/m)	水平成分 P <sub>H</sub> (kN/m)	備考
49	44.889	17.779	41.218	
50	45.502	18.022	41.781	
51	45.952	18.200	42.194	
52	46.247	18.317	42.465	
53	46.401	18.378	42.606	
54	46.440	18.394	42.642	最大土圧
55	46.362	18.363	42.570	
56	46.173	18.288	42.397	
57	45.891	18.176	42.138	
58	45.505	18.023	41.784	
59	45.043	17.840	41.359	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 54 (°) 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 7.902 \times 18.0 \\ &= 142.236 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 (m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

よって、最大となる土圧合力  $P$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)} \\ &= \frac{142.236 \times \sin(54 - 35.0)}{\cos(54 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 46.440 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに

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

## 4. 安定計算

### 4.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	-	-	-
土圧	18.394	2.500	45.985	42.642	1.333	56.842
計	156.394		272.167	42.642		56.842

### 4.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{272.167 - 56.842}{156.394} \\ = 1.377 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

### 4.3 滑動に対する検討

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

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{156.394 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{42.642} \\ = 2.2$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

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

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.5 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 2.2 > 1.5 \text{ } \dots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

#### 4.4 転倒に対する検討

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

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.377 \\ &= -0.127 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.127 \text{ (m)}$$

常時の場合、この値が底版中央の底版幅1/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{6} = \frac{2.500}{6} = 0.416 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.127 < 0.416 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

#### 4.5 地盤の支持力に対する検討

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

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

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{156.394}{2.500} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.127}{2.500}\right) \\ &= 44 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{156.394}{2.500} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.127}{2.500}\right) \\ &= 82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 44 < q_a = 300 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 82 < q_a = 300 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 4.6 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。



# 擁壁工安定計算書

重力式擁壁工

地震時

( X = 2.500 , Y = 9.859 )

1. 設計条件

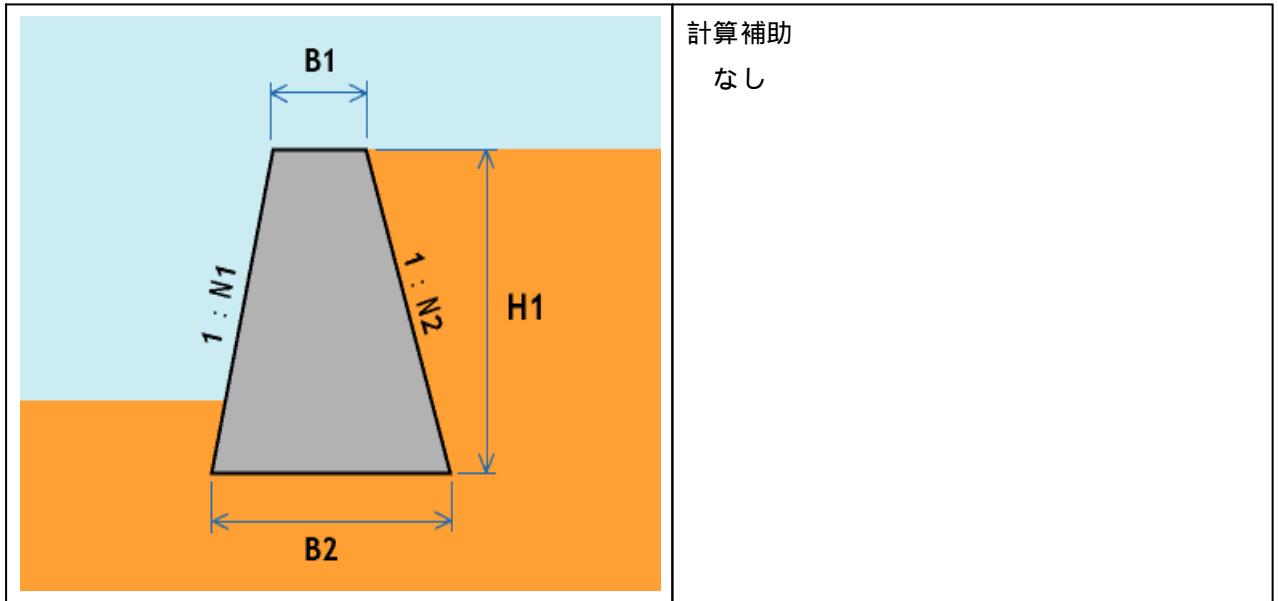
以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(地震時)
擁壁形状		H1	m	4.000
		B1	m	0.500
		B2	m	2.500
		N1	-	0.50
		N2	-	0.00
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	18.0
	裏込土のせん断抵抗角		°	35.0
	裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0
その他の条件	壁面摩擦角	E	°	17.500
	地山との境界における壁面摩擦角	E'	°	-
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60
	底面と土の付着力	C <sub>B</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.0
	粘着高	Z	m	-
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない
	水の単位体積重量	w	kN/m <sup>3</sup>	9.8
	試行くさび角度		°	0~70(増分ピッチ 1)
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面
	その他荷重	-	-	-
	設計水平深度	kh	-	0.15
	地震時合成角		°	8.531
許容値	滑動に対する安全率	Fs	-	1.2
	転倒に対する  e  の許容範囲	-	-	0.833
	許容支持応力度	qa	kN/m <sup>2</sup>	450

## 2. 自重およびモーメントの算出

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



面積	$A = (B1 + B2) \times H1 / 2$
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$
アーム位置 X	$X = B2 / 2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$
水平力	$H = W \times kh$ (kh: 設計水平深度)
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B2) / (B1 + B2) \times H1 / 3$
転倒モーメント	$Mo = H \times Y$

以上の式を用いて算出した結果を次頁にまとめる。

擁壁の自重および抵抗モーメント算出

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

擁壁の作用位置 X = 1.639 (m)

地震時には、擁壁の鉛直力に対して水平方向の地震時慣性力を作用させる。設計水平深度 kh により、地震時合成角 は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 &= \tan^{-1}(kh) \\
 &= \tan^{-1}(0.15) \\
 &= 8.531 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

擁壁の自重および転倒モーメント算出

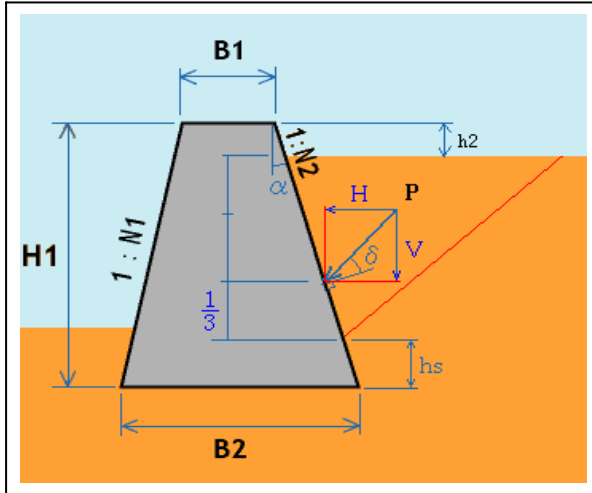
分割番号	鉛直力 V (kN)	設計水平深度 kh	水平力 H (kN)	アーム位置 Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
擁壁	138.000	0.15	20.700	1.556	32.209

擁壁の作用位置 Y = 1.556 (m)

### 3. 最大土圧の算出

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

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



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 1.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ  $h_2 = 1.000 \text{ m}$ )

$$X = B_2 - N_2 \times Y = 2.500 \text{ (m)}$$

また、作用位置での土圧合力  $P_E$  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。

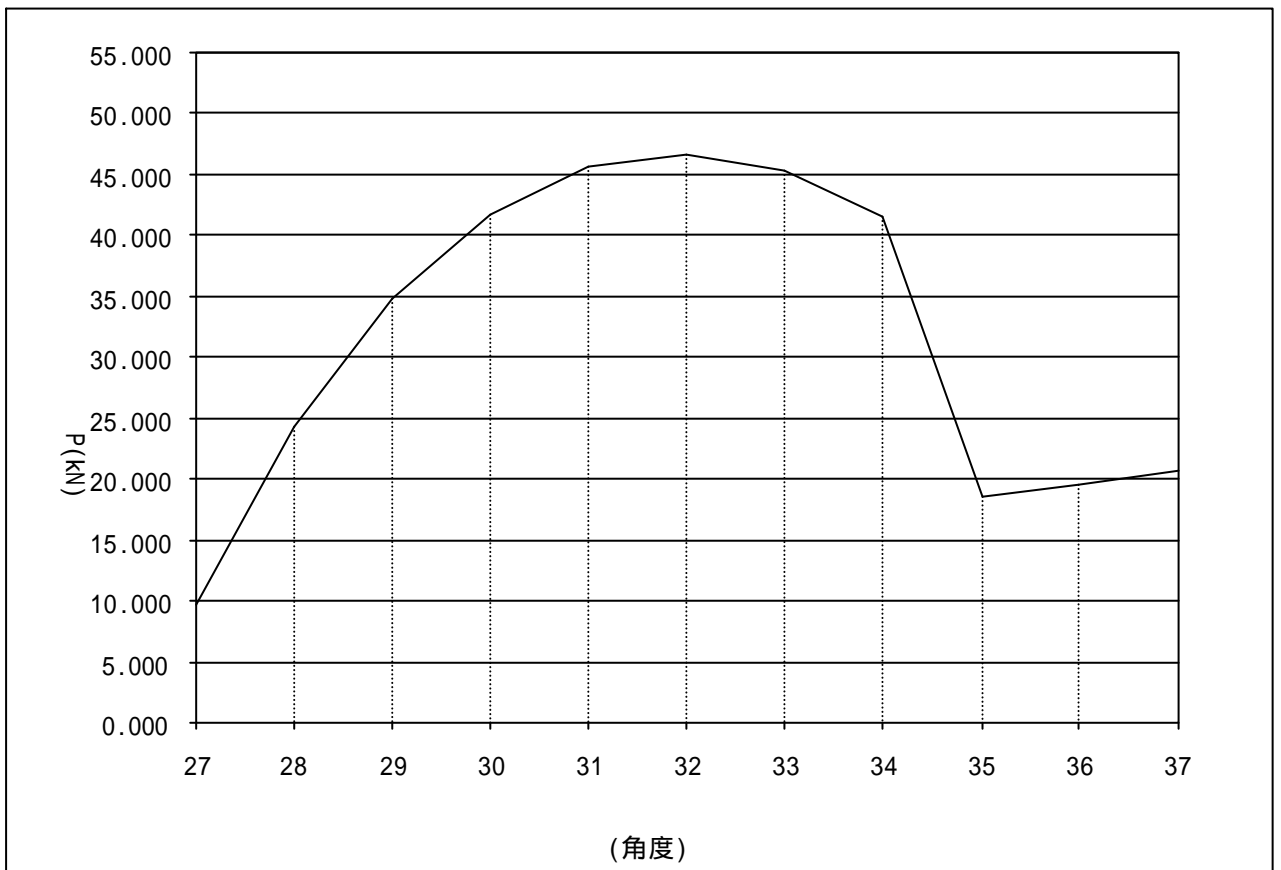
$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P_E \times \sin(\alpha + \phi)$$

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

試行くさび角度  $\alpha$  を  $0 \sim 70 (^\circ)$  の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 $P_E$ (kN/m)	鉛直成分 $P_V$ (kN/m)	水平成分 $P_H$ (kN/m)	備考
27	9.673	2.909	9.225	
28	24.245	7.291	23.123	
29	34.722	10.441	33.115	
30	41.723	12.546	39.792	
31	45.578	13.706	43.469	
32	46.643	14.026	44.484	最大土圧
33	45.194	13.590	43.102	
34	41.502	12.480	39.581	
35	18.549	5.578	17.690	
36	19.469	5.854	18.568	
37	20.616	6.199	19.662	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 32 (°) 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 24.905 \times 18.0 \\ &= 448.290 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 (m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

よって、最大となる土圧合力  $P_E$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P_E &= \frac{W \times \sec \alpha \times \sin(\alpha - \beta + \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta - \epsilon)} \\ &= \frac{448.290 \times \sec(8.531) \times \sin(32 - 35.0 + 8.531)}{\cos(32 - 35.0 - 0.000 - 17.500)} \\ &= 46.643 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに

- $W$  : 土くさびの重量 (kN/m)  
 $\alpha$  : すべり面角度 (°)  
 $\beta$  : 裏込土のせん断抵抗角 (°)  
 $\delta$  : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (°)  
 $\epsilon$  : 壁面摩擦角 (°)  
 $\theta$  : 地震時合成角 (°)

## 4. 安定計算

### 4.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	20.700	1.556	32.209
土圧	14.026	2.500	35.065	44.484	1.000	44.484
計	152.026		261.247	65.184		76.693

### 4.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{261.247 - 76.693}{152.026} \\ = 1.214 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

### 4.3 滑動に対する検討

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

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{152.026 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{65.184} \\ = 1.3$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

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

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.2 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 1.3 > 1.2 \dots \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。



#### 4.4 転倒に対する検討

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

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.214 \\ &= 0.036 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.036 \text{ (m)}$$

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

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

$$|e| = 0.036 < 0.833 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

#### 4.5 地盤の支持力に対する検討

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

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

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{152.026}{2.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.036}{2.500}\right) \\ &= 67 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{152.026}{2.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.036}{2.500}\right) \\ &= 56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 67 < q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 56 < q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 4.6 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。

# 擁壁工安定計算書

## 重力式擁壁工 地震時（堆積時）

( X = 2.500 , Y = 9.859 )

1. 設計条件

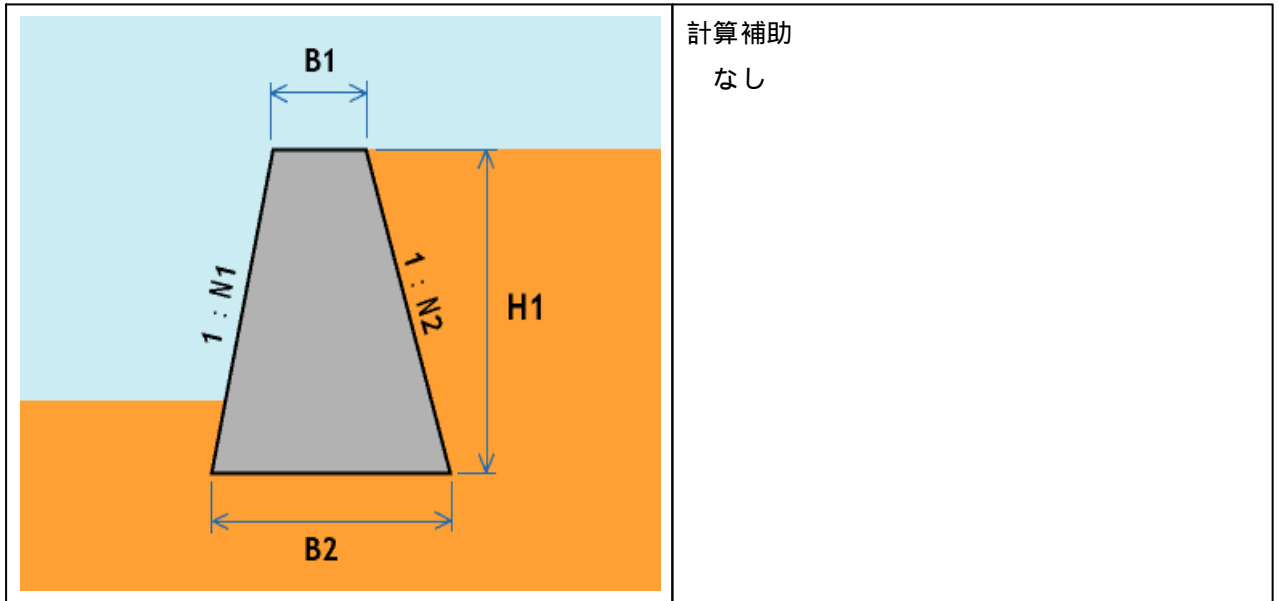
以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(地震時・堆積時)
擁壁形状		H1	m	4.000
		B1	m	0.500
		B2	m	2.500
		N1	-	0.50
		N2	-	0.00
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m <sup>3</sup>	18.0
	裏込土のせん断抵抗角		°	35.0
	裏込土の粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0
その他の条件	壁面摩擦角	E	°	17.500
	地山との境界における壁面摩擦角	E'	°	-
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60
	底面と土の粘着力	C <sub>B</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.0
	粘着高	Z	m	-
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない
	水の単位体積重量	w	kN/m <sup>3</sup>	9.8
	試行くさび角度		°	0~70(増分ピッチ 1)
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面
	その他荷重	-	-	-
	堆積勾配		°	0
	設計水平深度	kh	-	0.15
地震時合成角		°	8.531	
許容値	滑動に対する安全率	Fs	-	1.2
	転倒に対する  e  の許容範囲	-	-	0.833
	許容支持応力度	qa	kN/m <sup>2</sup>	450

## 2. 自重およびモーメントの算出

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



面積	$A = (B1 + B2) \times H1 / 2$
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$
アーム位置 X	$X = B2 / 2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$
水平力	$H = W \times kh$ (kh: 設計水平深度)
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B2) / (B1 + B2) \times H1 / 3$
転倒モーメント	$Mo = H \times Y$

以上の式を用いて算出した結果を次頁にまとめる。

擁壁の自重および抵抗モーメント算出

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

擁壁の作用位置 X = 1.639 (m)

地震時においては、擁壁の鉛直力に対して水平方向の地震時慣性力を作用させる。設計水平深度 kh により、地震時合成角 は次のようになる。

$$= \tan^{-1}(kh)$$

$$= \tan^{-1}(0.15)$$

$$= 8.531 (^\circ)$$

擁壁の自重および転倒モーメント算出

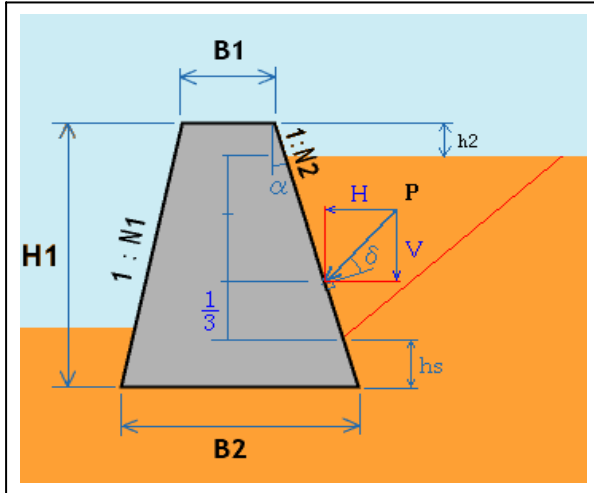
分割番号	鉛直力 V (kN)	設計水平深度 kh	水平力 H (kN)	アーム位置 Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
擁壁	138.000	0.15	20.700	1.556	32.209

擁壁の作用位置 Y = 1.556 (m)

### 3. 最大土圧の算出

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

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



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 1.333 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ  $h_2 = 0.000 \text{ m}$ )

$$X = B_2 - N_2 \times Y = 2.500 \text{ (m)}$$

また、作用位置での土圧合力  $P_E$  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。

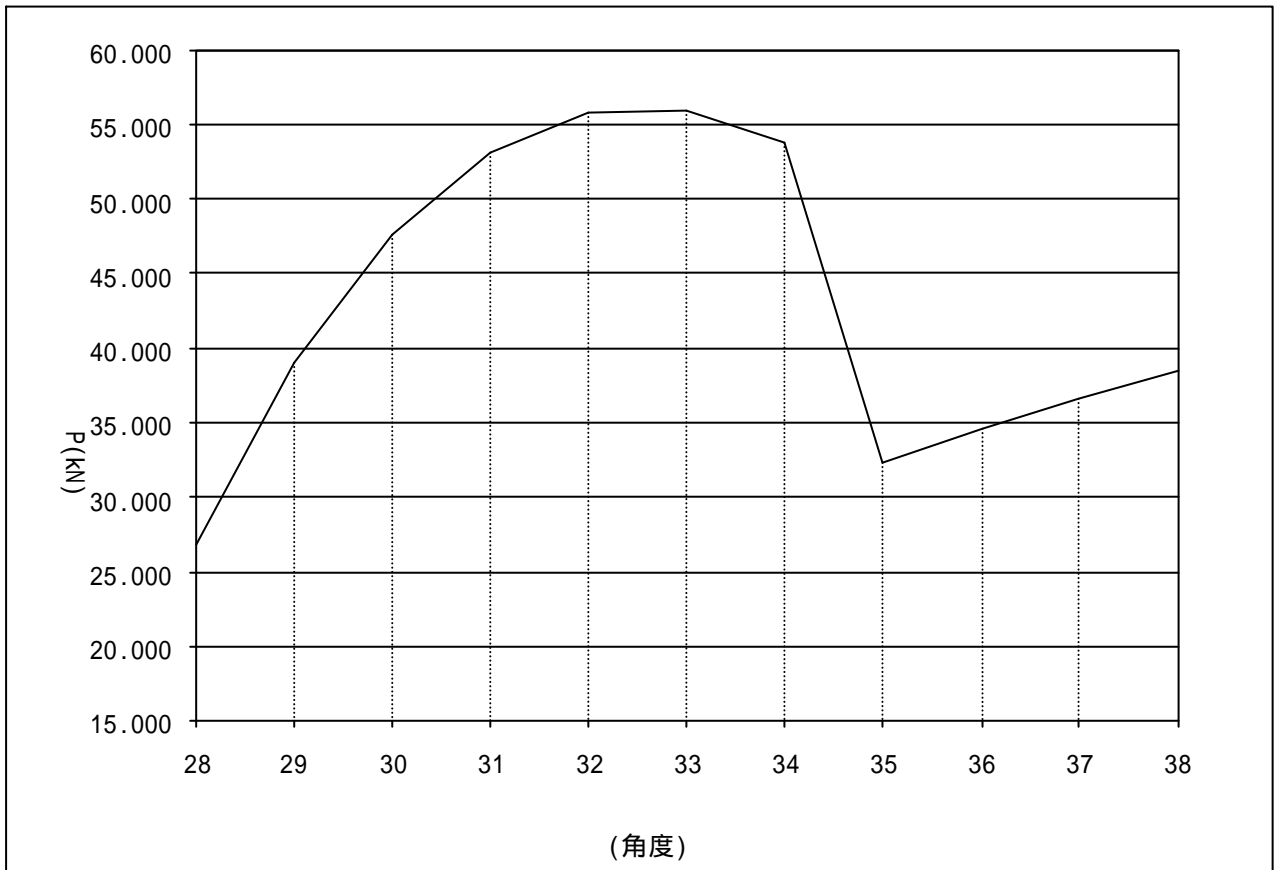
$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P_E \times \sin(\alpha + \delta)$$

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

試行くさび角度  $\alpha$  を  $0 \sim 70$  (°) の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 $P_E$ (kN/m)	鉛直成分 $P_V$ (kN/m)	水平成分 $P_H$ (kN/m)	備考
28	26.849	8.074	25.606	
29	38.992	11.725	37.187	
30	47.638	14.325	45.433	
31	53.113	15.971	50.655	
32	55.776	16.772	53.195	
33	55.900	16.809	53.313	最大土圧
34	53.745	16.161	51.258	
35	32.339	9.725	30.842	
36	34.613	10.408	33.011	
37	36.647	11.020	34.951	
38	38.482	11.572	36.701	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 33 (°) 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。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 25.454 \times 18.0 \\ &= 458.172 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

- $A$  : 土塊面積 (m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

よって、最大となる土圧合力  $P_E$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} P_E &= \frac{W \times \sec \alpha \times \sin(\alpha - \beta + \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta - \epsilon)} \\ &= \frac{458.172 \times \sec(8.531) \times \sin(33 - 35.0 + 8.531)}{\cos(33 - 35.0 - 0.000 - 17.500)} \\ &= 55.900 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに

- $W$  : 土くさびの重量 (kN/m)
- $\alpha$  : すべり面角度 (°)
- $\beta$  : 裏込土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (°)
- $\epsilon$  : 壁面摩擦角 (°)
- $\theta$  : 地震時合成角 (°)



## 4. 安定計算

### 4.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	138.000	1.639	226.182	20.700	1.556	32.209
土圧	16.809	2.500	42.023	53.313	1.333	71.066
計	154.809		268.205	74.013		103.275

### 4.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{268.205 - 103.275}{154.809}$$

$$= 1.065 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

### 4.3 滑動に対する検討

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

擁壁に対する安全率  $F_s$  は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{154.809 \times 0.60 + 0.0 \times 2.500}{74.013}$$

$$= 1.2$$

ここに

$\mu$  : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

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

$B_2$  : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.2 を確保できれば安定と判定する。

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

よって、滑動に対し安定である。

#### 4.4 転倒に対する検討

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

偏心距離  $e$  は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.065 \\ &= 0.185 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.185 \text{ (m)}$$

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

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

$$|e| = 0.185 < 0.833 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

#### 4.5 地盤の支持力に対する検討

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

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

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{154.809}{2.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.185}{2.500}\right) \\ &= 90 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{154.809}{2.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.185}{2.500}\right) \\ &= 35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力  $q_a$  の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 90 < q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 35 < q_a = 450 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

#### 4.6 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。

業務名	サンプルデータ	ケース名	重力式での概略検討	備考		1 / 3
-----	---------	------	-----------	----	--	-------

検討 番号	座標(絶対座標)		擁壁形状				切土高 C <sub>H</sub> (m)	切土法肩 X座標 X (m)	落石防 護柵高 h (m)	判 定				数量(m <sup>3</sup> /10.0m)		工事費 (千円/10.0m)		
	X (m)	Y (m)	擁壁高 H <sub>1</sub> (m)	前面勾配 1:N <sub>1</sub>	背面勾配 1:N <sub>2</sub>	天端幅 B <sub>1</sub> (m)				擁壁配置	労働安全	安定計算	落石 防護柵	掘削量	CO量	全体	土工 法面工	擁壁工
1	2.500	9.859	4.000	0.50	0.00	0.500	0.514	3.154	1.55	OK	OK	OK	OK	18.5	60.0	1,868	352	1,389
2	3.000	10.360	4.500	0.50	0.00	0.500	0.515	3.654	1.55	OK	OK	OK	OK	19.8	73.1	2,149	381	1,641
3	2.500	10.358	4.500	0.50	0.00	0.500	0.515	3.154	1.55	OK	OK	OK	OK	19.8	73.1	2,212	445	1,641
4	3.500	10.861	5.000	0.50	0.00	0.500	0.516	4.155	1.55	OK	OK	OK	OK	21.1	87.5	2,443	405	1,911
5	3.000	10.859	5.000	0.50	0.00	0.500	0.516	3.655	1.55	OK	OK	OK	OK	21.1	87.5	2,517	479	1,911
6	2.500	10.857	5.000	0.50	0.00	0.500	0.516	3.155	1.55	OK	OK	OK	OK	21.1	87.5	2,591	553	1,911

現場名	サンプルデータ
ケース名	重力式での概略検討
備考	

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 CH(m)	切土法肩 X座標(m)	防護柵高 h(m)
2.500	9.859	4.000	0.50	0.00	0.500	0.514	3.154	1.55

計算結果判定						
擁壁配置	労働安全	安定計算結果				落石 防護柵
		常時	常時 (堆積時)	地震時	地震時 (堆積時)	
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

概算工事費(10.0m当り)						
工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額
土工	掘削	バックホウ0.8(0.6)m <sup>3</sup> , 砂質土	m <sup>3</sup>	18.5	165	3,052
	埋戻	埋戻C	m <sup>3</sup>	94.6	1,279	120,993
	購入土		m <sup>3</sup>	76.1	3,000	228,300
				小計		352,345
擁壁工	コンクリート打設	ポンプ車打設	m <sup>3</sup>	60.0	14,152	849,120
	型枠	一般型枠, 無筋・鉄筋構造物	m <sup>2</sup>	84.7	5,930	502,271
	基礎材		m <sup>2</sup>	27.0	1,408	38,016
				小計		1,389,407
落石防護柵工	中間支柱設置	柵高1.55m	本	5.0	14,000	70,000
	ロープ金網設置	柵高1.55m	m	10.0	5,700	57,000
				小計		127,000
				合計		1,868,752

## 面積計算一覽表 (常時)

1 / 4

番号	左辺 (m)	右辺 (m)	(左辺 + 右辺)/2 (m)	幅 (m)	湿潤面積 (m <sup>2</sup> )	水中面積 (m <sup>2</sup> )
1	3.000	0.000	1.500	1.803	2.704	

合計	湿潤(A')					2.704
	水中(Aw')					0.000

## 面積計算一覽表 (常時・堆積時)

2 / 4

番号	左辺 (m)	右辺 (m)	(左辺 + 右辺)/2 (m)	幅 (m)	湿潤面積 (m <sup>2</sup> )	水中面積 (m <sup>2</sup> )
1	4.000	0.000	2.000	3.951	7.902	

合計	湿潤(A')					7.902
	水中(Aw')					0.000

## 面積計算一覽表 (地震時)

3 / 4

番号	左辺 (m)	右辺 (m)	(左辺 + 右辺)/2 (m)	幅 (m)	湿潤面積 (m <sup>2</sup> )	水中面積 (m <sup>2</sup> )
1	3.000	0.323	1.662	4.284	7.120	
2	0.323	0.489	0.406	0.156	0.063	
3	0.489	0.434	0.462	1.791	0.827	
4	0.434	0.679	0.557	1.847	1.029	
5	0.679	1.596	1.138	2.295	2.612	
6	1.596	1.106	1.351	1.679	2.268	
7	1.106	2.611	1.859	1.623	3.017	
8	2.611	1.520	2.066	2.911	6.014	
9	1.520	0.000	0.760	2.573	1.955	

合計	湿潤(A')		24.905
	水中(Aw')		0.000

## 面積計算一覽表 (地震時・堆積時)

4 / 4

番号	左辺 (m)	右辺 (m)	(左辺 + 右辺)/2 (m)	幅 (m)	湿潤面積 (m <sup>2</sup> )	水中面積 (m <sup>2</sup> )
1	4.000	0.312	2.156	5.679	12.244	
2	0.312	0.281	0.297	0.552	0.164	
3	0.281	0.481	0.381	1.847	0.704	
4	0.481	1.342	0.912	2.295	2.093	
5	1.342	0.810	1.076	1.679	1.807	
6	0.810	2.275	1.543	1.623	2.504	
7	2.275	1.113	1.694	2.911	4.931	
8	1.113	0.000	0.557	1.809	1.008	

合計	湿潤(A')		25.455
	水中(Aw')		0.000