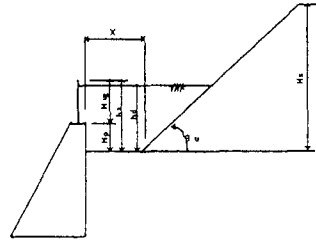


### 2.1.3 崩壊土砂捕捉容量の検討

#### 1) 設計条件

斜面高	$H_s =$	<input type="text" value="30.0"/> m
斜面勾配	$\theta_u =$	<input type="text" value="40.0"/> °
斜面下端から 擁壁までの距離	$X =$	<input type="text" value="3.0"/> m
擁壁の空き高さ	$H_p =$	<input type="text" value="1.0"/> m (移動の高さ $h_{sm}$ 以上とする)
落石防護柵の高さ	$H_{sg} =$	<input type="text" value="1.5"/> m



#### 2) 崩壊土砂量 V

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量(下表参照)より求める。

斜面高  $H_s = 30$  mより  $V =$    $m^3$

崩壊幅  $W =$   m

単位幅当たり崩壊土量  $v = V/W =$    $m^3/m$

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量V ( $m^3$ )	崩壊幅W (m)	V/W ( $m^3/m$ )
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

#### 3) 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めた空き高さ  $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 =$   m

土砂捕捉容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta_u) \times h_a / 2$

$= (2 \times 3.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 =$    $m^2 \geq V =$    $m^2$

したがって、 $V_h \geq V$ より崩壊土砂の捕捉容量が確保されている。

#### 4) 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高( $h_d$ )は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量( $V_d$ )が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める

台形の面積より

土砂堆積容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_d = (2 \cdot X + h_d / \tan \theta_u) \times h_d / 2$

$h_d$ について解くと

$$h_d = \frac{2 \tan \theta_u \left( -X + \sqrt{X^2 + \frac{2V_d}{\tan \theta_u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{より}$$

$h_d =$   mとなる。

以上より、仮定した擁壁設置位置、空き高さでの崩壊土砂の捕捉が可能であることから、安定性の検討を行う。

## 2.2 もたれ式擁壁の設計例

もたれ式擁壁の設計では新設の場合でも、擁壁の設置位置は固定されてしまうことが多いことから、新設擁壁・既設擁壁とも設計手法に大きな違いはない。

以下に新設擁壁の場合の設計例を示すが、既設擁壁も同様に検討を行えばよい。

設計計算の詳細は巻末資料2.1に示す。

### 2.2.1 設計条件

#### (1) 検討断面

ここでは、検討条件として、擁壁設置位置は固定とし、空き高さを 1.0m、断面形状を一般的な形状寸法に仮定した下図のような断面形状で検討を行う。

擁壁高	$H_w=6.0\text{m}$
斜面下端から擁壁までの距離	$X=2.0\text{m}$
空きポケット高さ	$H_p=1.0\text{m}$
落石防護柵高	$H_{sg}=1.5\text{m}$

構造形式 もたれ式擁壁

天端幅  $b=0.5\text{m}$

表法勾配 1:0.5

裏法勾配 1:0.2

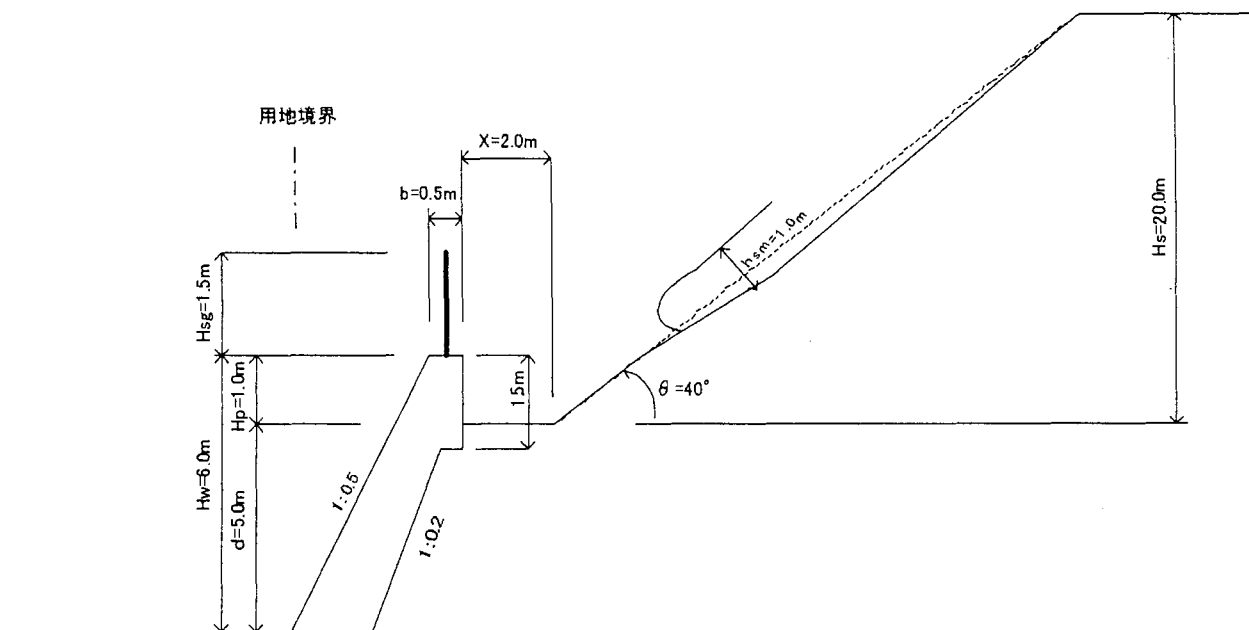


図 2-4 検討断面及び擁壁設置位置、空き高さ、断面の仮定

#### (2) 設計条件の整理

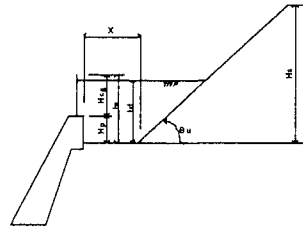
設計定数は1.2(3)と同じとする。

## 2.2.2 崩壊土砂捕捉容量の検討

### 崩壊土砂補足容量の検討

#### 1). 設計条件

斜面高	$H_s =$	<input type="text" value="20.0"/>	m
斜面勾配	$\theta_u =$	<input type="text" value="40.0"/>	°
斜面下端から 擁壁までの距離	$X =$	<input type="text" value="2.0"/>	m
擁壁の空き高さ	$H_p =$	<input type="text" value="1.0"/>	m (移動の高さ $h_{sm}$ 以上とする)
落石防護柵の高さ	$H_{sg} =$	<input type="text" value="1.5"/>	m



#### 2). 崩壊土砂量 V

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量 (下表参照) より求める。

斜面高  $H_s = 20$  mより  $V = \text{150}$  m<sup>3</sup>  
 崩壊幅  $W = \text{21}$  m  
 単位幅当たり崩壊土量  $v = V/W = \text{7.1}$  m<sup>3</sup>/m

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量V (m <sup>3</sup> )	崩壊幅W (m)	V/W (m <sup>3</sup> /m)
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

#### 3). 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めた空き高さ  $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = \text{2.50}$  m

土砂捕捉容量 (擁壁単位長さ当たり)  $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta_u) \times h_a / 2$

$-(2 \times 2.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 = \text{8.73}$  m<sup>2</sup>  $\geq V = \text{7.1}$  m<sup>2</sup>

したがって、 $V_h \geq V$ より崩壊土砂の捕捉容量が確保されている。

#### 4). 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高 ( $hd$ ) は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量 ( $V_d$ ) が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める

台形の面積より

土砂堆積容量 (擁壁単位長さ当たり)  $V_d = (2 \cdot X + hd / \tan \theta_u) \times hd / 2$   
 $hd$  について解くと

$$hd = \frac{2 \tan \theta_u \left( -X + \sqrt{X^2 + \frac{2V_d}{\tan \theta_u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{より}$$

$hd = \text{2.16}$  mとなる。

以上より、仮定した擁壁設置位置、空き高さでの崩壊土砂の捕捉が可能であることから、安定性の検討を行う。

### 2.2.3 断面の仮定

擁壁断面は図 2-4に示すような一般的な形状の断面を仮定し、安定性の評価を行う。

### 2.2.4 仮定断面での安定計算結果

安定計算結果は下表のとおりとなり、衝撃力作用時に不安定となる。

なお、安定計算の詳細については巻末資料2.1に示す。

表 2-3 安定計算結果一覧（現行形状）

安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合 判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.53	>	0.38	2.88	≥	1.5	220.4	≤	300	○注1)
		×注1)			○			○			
衝撃力 作用時	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合 判定
	105.60	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.88	>	0.77	1.29	≥	1.0	506	>	450	×
		×			○			×			
堆積土圧 作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合 判定
	2.16	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.03	≤	0.77	1.44	≥	1.2	1006	≤	450	○
		○			○			○			

注1) 斜面側に偏心していることより無視する。

### 2.2.5 対策工の検討

仮定した断面では不安定となることから、対策工の検討を行う。

対策工としては表 1-7より以下の方法が考えられる。

- ① 壁高を増す方法
- ② 天端幅を増す方法
- ③ フーチングを付加する方法
- ④ 緩衝材を設置する方法
- ⑤ アンカー工、杭工を施工する方法

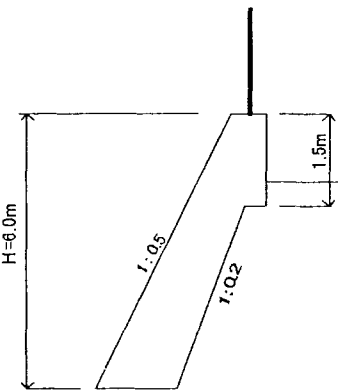
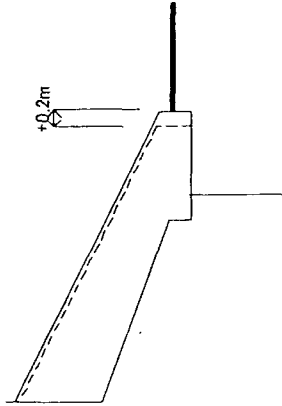
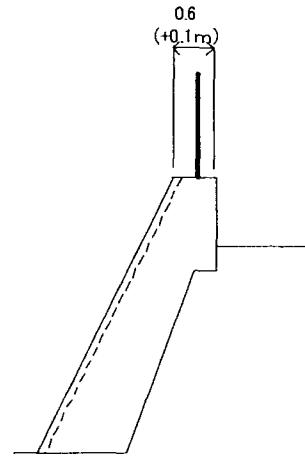
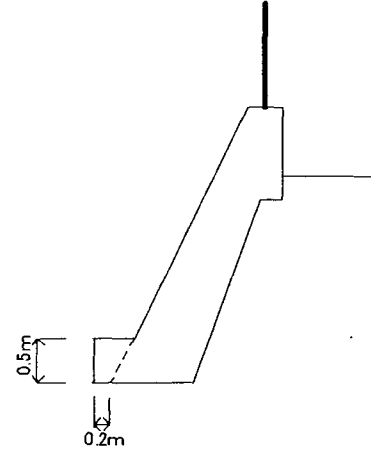
ここでは、比較的施工も容易で安価となる①②③の方法について検討を行う。

④緩衝材の設計方法については巻末資料（参考）に示す。

## 2.2.6 対策工の選定

各工法による安定となる断面は下表のとおりとなり、本ケースの場合③が最も経済的となっている。

表 2-4 対策工比較表

	①壁高増し	②天端幅増し	③フーチング付加
形状寸法 (現行形状) 			
工種概要	壁高を高くして、安定性を増す方法。	天端厚を厚くして安定性を増す方法。	フーチングを付加して安定性を増す方法
施工性	躯体コンクリートの打設のみである。 ○	同左 ○	同左 ○
経済性	コンクリート +0.7m <sup>3</sup> /m △	コンクリート +0.6m <sup>3</sup> /m ○	コンクリート+0.2m <sup>3</sup> /m ◎
総合判定	○	○	◎

安定計算の詳細については標準形状の場合と同様に計算することとし省略する。

### 2.3.2 崩壊土砂補足容量の検討

#### 1). 設計条件

斜面高	$H_s =$	<input type="text" value="10.0"/> m	
斜面勾配	$\theta_u =$	<input type="text" value="40.0"/> °	
斜面下端から擁壁までの距離	$X =$	<input type="text" value="2.0"/> m	
擁壁の空き高さ	$H_p =$	<input type="text" value="1.0"/> m (移動の高さ $h_{sm}$ 以上とする)	
落石防護柵の高さ	$H_{sg} =$	<input type="text" value="1.5"/> m	

#### 2). 崩壊土砂量 V

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量(下表参照)より求める。

斜面高  $H_s = 10$  mより  $V =$    $m^3$   
 崩壊幅  $W =$   m  
 単位幅当たり崩壊土量  $v = V/W =$    $m^3/m$

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V ( $m^3$ )	崩壊幅 W (m)	V/W ( $m^3/m$ )
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

#### 3). 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めた空き高さ  $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 =$   m

土砂捕捉容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta_u) \times h_a / 2$   
 $= (2 \times 2.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 =$    $m^2 \geq V =$    $m^2$

したがって、 $V_h \geq V$ より崩壊土砂の捕捉容量が確保されている。

#### 4). 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高( $hd$ )は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量( $V_d$ )が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める  
 台形の面積より

土砂堆積容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_d = (2 \cdot X + hd / \tan \theta) \times hd / 2$   
 $hd$ について解くと

$$hd = \frac{2 \tan \theta_u \left( -X + \sqrt{X^2 + \frac{2V_d}{\tan \theta_u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{より}$$

$hd =$   mとなる。

以上より、仮定した擁壁設置位置、空き高さでの崩壊土砂の捕捉が可能であることから、安定性の検討を行う。

### 2.3.4 対策工の検討

壁高 10m 全体での衝撃力作用時の安定計算結果は下表のとおりとなっており、安定条件は満たしているが、コンクリートの断面破壊が起こる結果となっている。安定計算の詳細については巻末資料3.1に示す。なお、常時の安定性検討については、自立した地山に補強アンカー等とともに設置されるており、明らかに安定であることから省略する。また、衝撃力作用時の安定計算において、斜面側に偏心する結果となった場合も常時と同様と考えられることから、転倒・支持の安定性は無視する。

表 2-6 安定計算結果一覧（全体構造）

安定計算結果一覧表												
衝撃力作用時	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			断面破壊 の照査	総合 判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値		
		69.20	0.52	>	0.50	2.68	≥	1.0	45.1	>		
×注1)			○			×注1)						

注1) 斜面側に偏心していることより無視する。

表 1-8よりコンクリート張工の断面破壊に対する対策としては下記が上げられる。

- ①鉄筋コンクリート（新設）
- ②鋼材による補強（既設）

ここでは、新設擁壁であることから、鉄筋を配筋し鉄筋コンクリートとして設計を行う。

②鉄筋コンクリートとしたときの必要な鉄筋径とピッチはφ16ctc25cmとなり一般的な鉄筋量となっている。

鉄筋径 φ16  
ピッチ 25cm

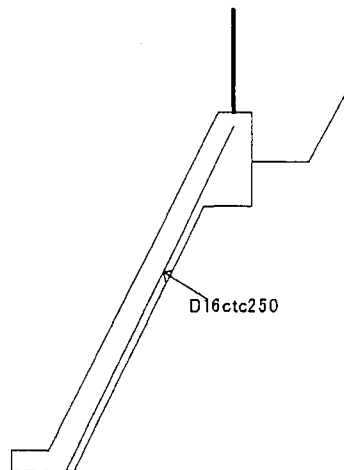
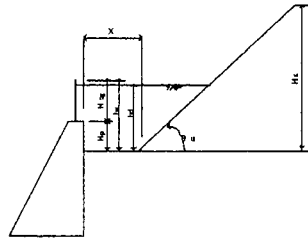


図 2-6 鉄筋コンクリートとしたときの必要な鉄筋量

### 3.1.2 崩壊土砂補足容量の検討

#### 1). 設計条件

- 斜面高  $H_s = 40.0$  m  
 斜面勾配  $\theta u = 40.0^\circ$   
 斜面下端から擁壁までの距離  $X = 2.0$  m  
 擁壁の空き高さ  $H_p = 1.0$  m (移動の高さ  $h_{sm}$ 以上とする)  
 落石防護柵の高さ  $H_{sg} = 1.5$  m



#### 2). 崩壊土砂量 V

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量(下表参照)より求める。

斜面高  $H_s = 40$  mより  $V = 370$  m<sup>3</sup>

崩壊幅  $W = 29$  m

単位幅当たり崩壊土量  $v = V/W = 12.8$  m<sup>3</sup>/m

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V (m <sup>3</sup> )	崩壊幅 W (m)	V/W (m <sup>3</sup> /m)
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

#### 3). 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めた空き高さ  $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = 2.50$  m

土砂捕捉容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta u) \times h_a / 2$

$= (2 \times 2.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 = 8.73$  m<sup>2</sup> <  $V = 12.8$  m<sup>2</sup>

したがって、 $V_h < V$ より崩壊土砂量が溢れる結果となっており、捕捉容量を多くする対策工が必要となる。

#### 4). 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高( $h_d$ )は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量( $V_d$ )が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める

台形の面積より

土砂堆積容量(擁壁単位長さ当たり)  $V_d = (2 \cdot X + h_d / \tan \theta u) \times h_d / 2$

$h_d$ について解くと

$$h_d = \frac{2 \tan \theta u \left( -X + \sqrt{X^2 + \frac{2V_d}{\tan \theta u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{より}$$

$h_d = 3.24$  mとなる。

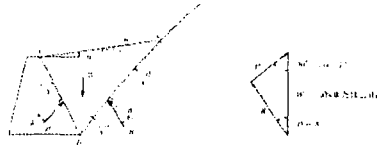
以上より、現況の空き高さでは崩壊土砂の捕捉容量が足りないことから、崩壊土砂の捕捉量を確保する対策が必要となる。



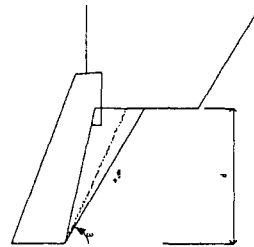
2. 土圧の算定

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

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



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



奥行き土圧作用幅 L =  m

裏込め土高さ dh =  m

裏込め土砂の単位体積重量 γu =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角 φu =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 αw =  =  °

壁面摩擦角 δ =  ° (2/3φ)

切り土面の摩擦角 δ' =  ° (切土面;粗)

切り土面の角度 f =  =  °

すべり角 ω °	土重 Wu kN/m	土圧合力 Pud kN/m	最大値
63.47	71.25	43.24	
64.00	68.52	42.35	

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos(α + δ) = 43.24 × cos(8.73°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin(α + δ) = 43.24 × sin(8.73°) =  kN/m

換算土圧係数

水平方向 Kaudh =  $\frac{2 \cdot Pudh}{\gamma_d \cdot h_d^2}$  =  $\frac{2 \cdot 42.74}{19.0 \cdot 25.0}$  =

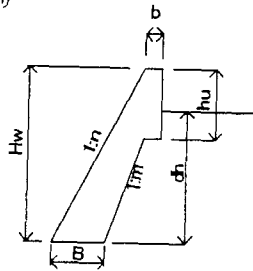
鉛直方向 Kaudv =  $\frac{2 \cdot Pudv}{\gamma_d \cdot h_d^2}$  =  $\frac{2 \cdot 6.56}{19.0 \cdot 25.0}$  =

3. もたれ式擁壁の安定計算例(衝撃力作用)

1) 設計条件

壁高  $H_w = 6.00$  m  
 天端幅  $b = 0.50$  m  
 上部擁壁高  $h_u = 1.50$  m  
 表法勾配  $n = 1 : 0.50$   
 裏法勾配  $m = 1 : 0.20$   
 裏込め土高  $d_h = 6.00$  m

奥行き1.0m当たり



衝撃力  $F_{sm} = 105.6$  kN/m<sup>2</sup>

移動の高さ  $h_{sm} = 1.00$  m

緩和係数  $\alpha = 0.50$

土圧合力  $P_{ud} = 43.24$  kN/m

壁面摩擦角  $\delta = 20^\circ$

基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$

滑動の安全率  $F_s = 1.0$

コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土の単重  $\gamma_d = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

基礎地盤の粘着力  $C_R = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>

地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>

底版幅  $B = 2.30$  m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	$W_c$	次項参照	-	198.38	$x=2.01$	399.17
裏込土圧	$P_{udh}$	2.項参照	42.74	-	$y=1.67$	-71.23
	$P_{udv}$	2.項参照	-	6.56	$x=2.63$	17.27
衝撃力	$F$	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.80	-	$y=5.50$	-290.40
合計(Σ)			95.54	204.94		54.81

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{54.81}{204.94} = 0.27$  m

$|e| = B/2 - d = 2.30/2 - 0.27 = 0.88$  m  $> B/3 = 0.77$  m

②滑動に対する安定性 : .....OUT

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_R \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 204.94 + 0.00 \times 2.30}{95.54} = 1.29 \geq 1.00$  .....OK

③支耐力に対する安定性 :

$|e| = 0.88 \geq 0.385 = B/6$  より三角形分布となる。

$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 204.94}{3 \times 0.27} = 506.0 > 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OUT

$q_2 = 0.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup> .....OK

4) 自重の計算

奥行き1.0m当たり

壁高 Hw =  m

天端幅 b =  m

上部擁壁高 hu =  m

表法勾配 n = 1:

裏法勾配 m = 1:

裏込め土高 dh =  m

下部擁壁高 H-hu =  m

底版幅 B =  m

コンクリートの単重  $\gamma_c =$   kN/m<sup>3</sup>

座標値法によって計算する。

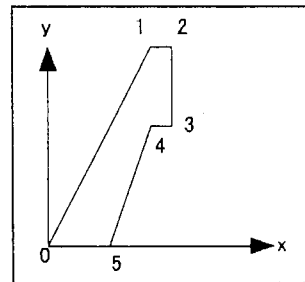
$$A_i = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i,u})$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum (y_{i,u} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i,u} - x_i) (x_{i,u} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i,u} - y_i) (y_{i,u} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_y}{A_i}$$

$$y_c = \frac{G_x}{A_i}$$



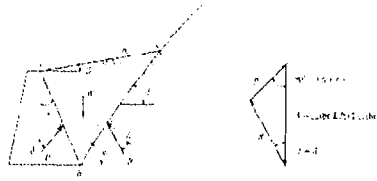
No.	x (m)	y (m)	A	G <sub>y</sub>	G <sub>x</sub>
0	0.000	0.000	0.000	-9.000	18.000
1	3.000	6.000	1.500	0.000	9.000
2	3.500	6.000	2.625	9.188	0.000
3	3.500	4.500	-0.675	0.000	-3.038
4	3.200	4.500	5.175	17.168	-3.038
5	2.300	0.000	0.000	0.000	0.000
0	0.000	0.000	-	-	-
Σ			8.625	17.355	20.925

重量 Wc =  kNm  
 重心位置  $x_c = G_y/A = 2.01$  m  
 $y_c = G_x/A = 2.43$  m

2) 裏込め土による土圧

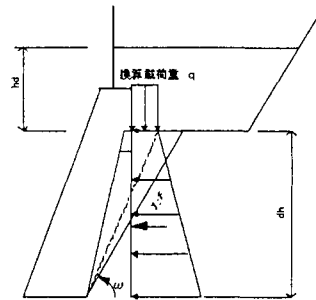
試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

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



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

図 2.7 土圧の計算



奥行き土圧作用幅 B =  m

裏込め土高 d =  m

堆積高 hd =  m

土圧作用高さ dh =  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u =$   kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u =$   °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha =$   =  °

壁面摩擦角  $\delta =$   ° (2/3φ)

切り土面の摩擦角  $\delta' =$   ° (切り土面:粗=φ)

切り土面の角度  $f =$   =  °

すべり角 ω °	土重 Wu kN/m	換算荷重 q kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	70.26	58.32	78.64
64.00	68.52	55.99	76.87

最大値

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos(α + δ) = 78.64 × cos(8.73°) =  kN/m

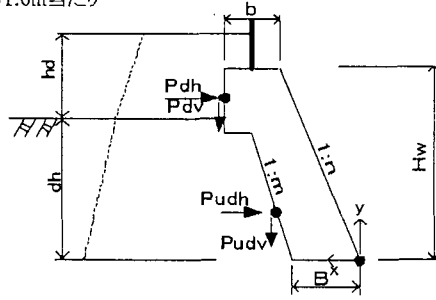
土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin(α + δ) = 78.64 × sin(8.73°) =  kN/m

5. 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

壁高	Hw=	<input type="text" value="6.00"/>	m
天端幅	b=	<input type="text" value="0.50"/>	m
上部擁壁厚	hu=	<input type="text" value="1.50"/>	m
表法勾配	n=1:	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配	m=1:	<input type="text" value="0.20"/>	
裏込め土高	dh=	<input type="text" value="5.00"/>	m
崩壊土砂の堆積高	hd=	<input type="text" value="1.16"/>	m
空きポケット高	Hp=	<input type="text" value="1.00"/>	m
崩壊土砂	水平方向土圧力	<input type="text" value="11.74"/>	
	鉛直方向土圧力	<input type="text" value="4.27"/>	
裏込め土	水平方向土圧力	<input type="text" value="77.73"/>	
	鉛直方向土圧力	<input type="text" value="11.93"/>	
基礎地盤の摩擦係数	$\mu$ =	<input type="text" value="0.60"/>	
滑動の安全率	$F_s$ =	<input type="text" value="1.2"/>	

奥行き1.0m当たり



コンクリートの単重	$\gamma_c$ =	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
崩壊土の単重	$\gamma_d$ =	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
裏込め土の単重	$\gamma_u$ =	<input type="text" value="19.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
基礎地盤の粘着力	$C_b$ =	<input type="text" value="0.00"/>	kN/m <sup>2</sup>
地盤の許容支持力度	$q_a$ =	<input type="text" value="450"/>	kN/m <sup>2</sup>
底版幅	B =	<input type="text" value="2.30"/>	m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN・m
躯体自重	Wc	次項参照	-	198.38	x=2.01	399.17
土圧	Pdh	4.1)項参照	11.74	-	y=5.39	-63.24
	Pdv	4.1)項参照	-	4.27	x=3.50	14.95
	Pudh	4.2)項参照	77.73	-	y=1.67	-129.81
	Pudv	4.2)項参照	-	11.93	x=2.63	31.42
合計(Σ)			89.47	214.58		252.49

3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{252.49}{214.58} = \text{1.18 m}$

$|e| = B/2 - d = 2.30/2 - 1.18 = \text{0.03 m} \leq B/3 = \text{0.77 m}$  .....OK

② 滑動に対する安定性 :

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 214.58 + 0.00 \times 2.30}{89.47} = \text{1.44} \geq \text{1.20}$  .....OK

③ 支持力に対する安定性 :

$|e| = 0.03 \leq 0.385 = B/6$  より台形分布となる。  
 $q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot (1 + \frac{6e}{B}) = \frac{214.58}{2.30} \cdot (1 + \frac{6 \times 0.03}{2.30}) = \text{100.6} \leq \text{450 kN/m}^2$  .....OK

$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot (1 - \frac{6e}{B}) = \frac{214.58}{2.30} \cdot (1 - \frac{6 \times 0.03}{2.30}) = \text{86.0} \leq \text{450 kN/m}^2$  .....OK

4) 自重の計算

奥行き1.0m当たり

壁高  $H_w =$   m

天端幅  $b =$   m

上部擁壁高  $h_u =$   m

表法勾配  $n = 1:$

裏法勾配  $m = 1:$

裏込め土高  $d_h =$   m

下部擁壁高  $H-h_u =$   m

底版幅  $B =$   m

コンクリートの単重  $\gamma_c =$   kN/m<sup>3</sup>

座標値法によって計算する.

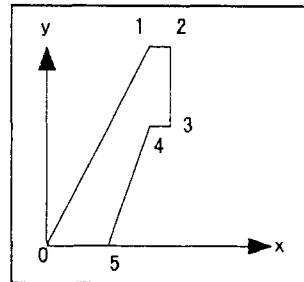
$$A_i = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i,u})$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum (y_{i,u} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i,u} - x_i) (x_{i,u} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum (x_{i,u} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i,u} - y_i) (y_{i,u} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_y}{A_i}$$

$$y_c = \frac{G_x}{A_i}$$



No.	x(m)	y(m)	A	$G_y$	$G_x$
0	0.000	0.000	0.000	-9.000	18.000
1	3.000	6.000	1.500	0.000	9.000
2	3.500	6.000	2.625	9.188	0.000
3	3.500	4.500	-0.675	0.000	-3.038
4	3.200	4.500	5.175	17.168	-3.038
5	2.300	0.000	0.000	0.000	0.000
0	0.000	0.000	-	-	-
$\Sigma$			8.625	17.355	20.925

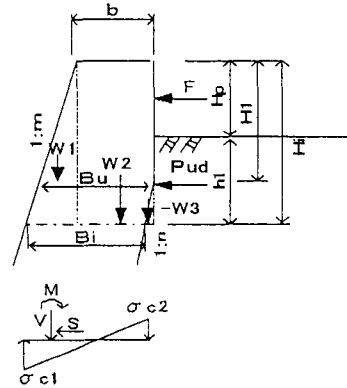
重量  $W_c =$   kN/m  
 重心位置  $x_c = G_y/A =$  2.01 m  
 $y_c = G_x/A =$  2.43 m

6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

1) 設計条件

照査位置	Hi=	<input type="text" value="1.50"/> m (天端からの距離)	奥行きL=1.0m当たり
直壁部	hu=	<input type="text" value="1.50"/> m	
天端幅	b=	<input type="text" value="0.50"/> m	
表法勾配	m=1:	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配	n=1:	<input type="text" value="0.20"/>	
空きポケット高	Hp=	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高	hl=	<input type="text" value="0.50"/> m	
水平方向土圧係数	Ka <sub>uh</sub> =	<input type="text" value="0.18"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数	Ka <sub>uv</sub> =	<input type="text" value="0.028"/> 2.項参照	
裏込め土の単重	γ <sub>u</sub> =	<input type="text" value="19.0"/> kN/m <sup>3</sup>	
衝撃力	F=	<input type="text" value="52.80"/> kN 3.項参照	
コンクリートの単重	γ <sub>c</sub> =	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	



Bu= m  
Bi= m

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

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

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

2) 荷重計算

	計算式	S	V	作用位置	M
		KN	KN	m	KN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.50^2 \times 0.50 \times 23.00$	12.94	0.50	6.47
	W2	$1.50 \times 0.50 \times 23.00$	17.25	1.00	17.25
	W3	$0.00 \times 0.95 \times 23.00$	0.00	0.48	0.00
	W4	$1/2 \times (Bi - Bu) \times (Hi - hu) \times \gamma_c$	0.00	0.00	0.95
土圧	Pudh	$1/2 \times hl^2 \times ka_{uh} \times \gamma_u$	0.43	0.17	-0.07
	Pudv	$1/2 \times hl^3 \times ka_{uv} \times \gamma_u$	0.07	0.98	0.07
衝撃力	F	3.項参照	52.80	1.00	-52.80
合計			53.23	30.25	-29.09

3) 断面計算

$d = \frac{M}{V} = \frac{-29.09}{30.25} = -0.96 \text{ m}$

$e = Bi/2 - d = 1.44 \text{ m}$

コンクリート断面の縁応力度  
 $\sigma_{c1} = V/Bi \cdot (1 + 6e/Bi) = 320.8 \text{ kN/m}^2 = 0.321 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

$\sigma_{c2} = V/Bi \cdot (1 - 6e/Bi) = -257.1 \text{ kN/m}^2 = -0.258 \text{ N/mm}^2 \leq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

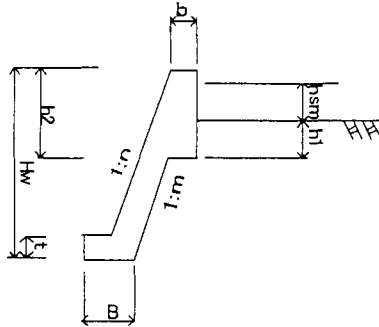
コンクリートのせん断応力度  
 $A = Bi \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$   
 $\tau_c = S/A = 56.0 \text{ kN/m}^2 = 0.057 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

3. 衝撃力作用時の安定計算

1) 設計条件

- 壁高  $H_w = 10.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 上部擁壁高  $h_2 = 1.50$  m
- 表法勾配  $n = 1: 0.50$
- 裏法勾配  $m = 1: 0.50$
- 土圧作用高さ  $h_1 = 0.50$  m
- フーチング厚  $t_f = 1.00$  m
- 空き高さ  $H_p = 1.00$  m

奥行き1.0m当たり



- 衝撃力  $F_{sm} = 69.2$  kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} = 1.00$  m

擁壁効果係数  $\alpha = 0.5$

コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土の単重  $\gamma_d = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

基礎地盤の粘着力  $C_n = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>

基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$

地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>

滑動の安全率  $F_s = 1.0$

底版幅  $B = 1.50$  m

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置	M
		kN	kN	m	kN·m
躯体自重	$W_c$ 次項参照	-	156.69	$x=3.38$	530.32
裏込土圧	$P_{udh}$ 2.項参照	0.57	-	$y=8.67$	-4.94
	$P_{udv}$ 2.項参照	-	0.33	$x=6.50$	2.15
衝撃力	$F$ $\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	34.60	-	$y=9.50$	-328.70
合計( $\Sigma$ )		35.17	157.02		198.83

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{198.83}{157.02} = 1.27$  m

$|e| = B/2 - d = 1.50/2 - 1.27 = 0.52$  m  $> B/3 = 0.50$  m

.....OUT

②滑動に対する安定性 :

斜面側にもたれていることより無視する。

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_n \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 157.02 + 0.00 \times 1.50}{35.17} = 2.68 \geq 1.00$

.....OK

③支持力に対する安定性 :

$|e| = 0.52 \geq 0.25 = B/6$  より三角形分布となる。

また、斜面側に偏心していることから  $X = B - d = 0.23$  m

$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3X} = \frac{2 \times 157.02}{3 \times 0.23} = 455.1 > 450$  kN/m<sup>2</sup>

.....OUT

$q_2 = 0.0 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup>

.....OK