

第4章 設計に関する資料

第1節 設計計算例

(1) のり枠工の設計計算例

「フリーフレーム工法 設計・施工の手引き」より抜粋

1) のり面抑制工

緑化基礎工として使用する場合

のり面勾配が1:1.0程度の比較的緩やかなのり面で凹凸が激しく、風化の影響を受け易く、表層が脆弱化しやすい地質に対し、フリーフレーム工の特性(施工性、密着性、連続性など)を活かして、緑化基礎工として使用する。

緑化基礎工および石張基礎工として使用する場合、断面が150×150mm～200×200mm程度で枠スパンが1.15～1.5m程度を標準としている。

〈フリーフレーム工法 F 150, F 200 標準寸法〉

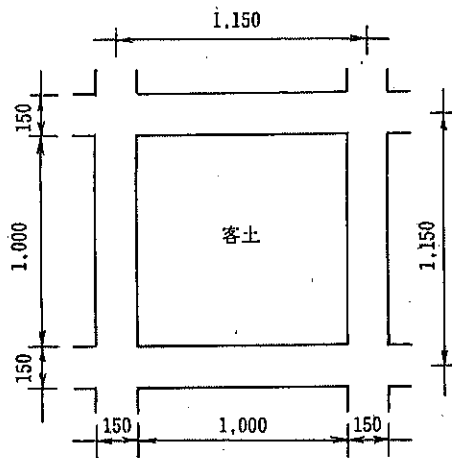


図3・1 〈F 150〉

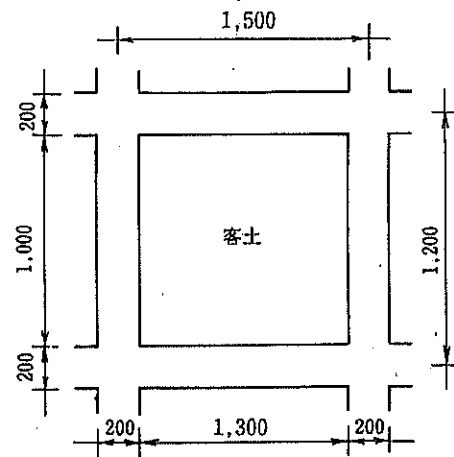


図3・2 〈F 200〉

〈設計計算法〉

緑化基礎工としてプレキャスト枠工の代わりに使用する場合、一般には設計計算を省く場合が多いが、横枠についてプレキャスト枠工と同様な強度検討を行なうと次のようになる。

図 3・3 のような荷重が横枠に等分布荷重として作用すると考え、F 150 (1.15 × 1.15 m) で計算してみる。

F 150

枠のスパン $l=1.15$ m

枠内の寸法 $l'x=l'y=1.00$ m

枠断面の寸法 $b=h=0.15$ m

枠内客土厚 $h'=0.15$ m

モルタルの単位重量 $\gamma_c=23.0$ kN/m³

客土の単位重量 $\gamma_e=18.0$ kN/m³

1 スパン当たりの重量 W

1 スパン当たりの枠の重量 W_1

$$\begin{aligned} W_1 &= (lx + l'y) \times b \times h \times \gamma_c \\ &= (1.15 + 1.00) \times 0.15 \times 0.15 \times 23.0 = 1.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

1 スパン当たりの枠内客土重量 W_2

$$\begin{aligned} W_2 &= l'x \times l'y \times h' \times \gamma_e \\ &= 1.00 \times 1.00 \times 0.15 \times 18.0 = 2.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore W = W_1 + W_2 = 3.81 \text{ kN}$$

横枠に作用する荷重(等分布荷重) w は

$$\begin{aligned} w &= \frac{W \cdot \sin \theta}{l} \quad \text{ただし斜面勾配 } \theta = 45^\circ (1:1.0) \\ &= \frac{3.81 \times \sin 45^\circ}{1.15} = 2.34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

曲げモーメント M_{\max} は

$$M_{\max} = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{2.34 \times 1.15^2}{8} = 0.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F 150 の抵抗モーメントは「のり枠工の設計・施工指針」に準じて設計基準強度を $\sigma_{ck}=15 \text{ N/mm}^2$ とすると表 3・1 の抵抗モーメント $M_r \text{ max}=0.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$ であり $M_r \text{ max} \geq M \text{ max}$ ……OK。

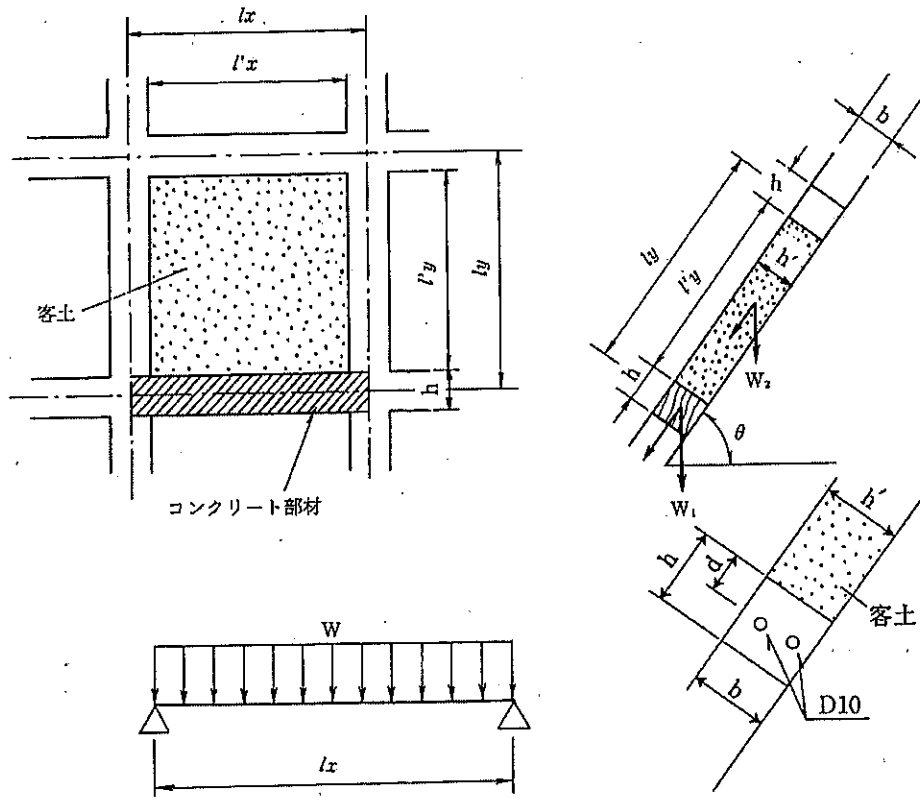


図 3・3 横枠に作用する荷重

表 3・1 抵抗モーメント ($M_r \text{ max}$)

枠幅(b)	(mm)	150
有効高さ(d)	(mm)	75
鉄筋		D-10×2
抵抗モーメント	(kN·m)	0.81

単鉄筋計算 ($\sigma_{cn}=5 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{sn}=160 \text{ N/mm}^2$)

2) のり面抑止工

表層崩壊が懸念される場合

表層が部分的に崩壊すると考えられる場合で、モルタル(コンクリート)吹付工や植生工では永続的な安定が保てないと判断されるとき、または、のり勾配が1:1.0より急で長大のり面であるときには、原則として想定されるすべりに応じて設計計算を行なうか、表3・2、3・3を参考にする。

(1) <のり肩からの直線すべり>

図3・4のような部分的な崩壊が考えられるのり面について、フリーフレーム工でのり面安定を検討する。

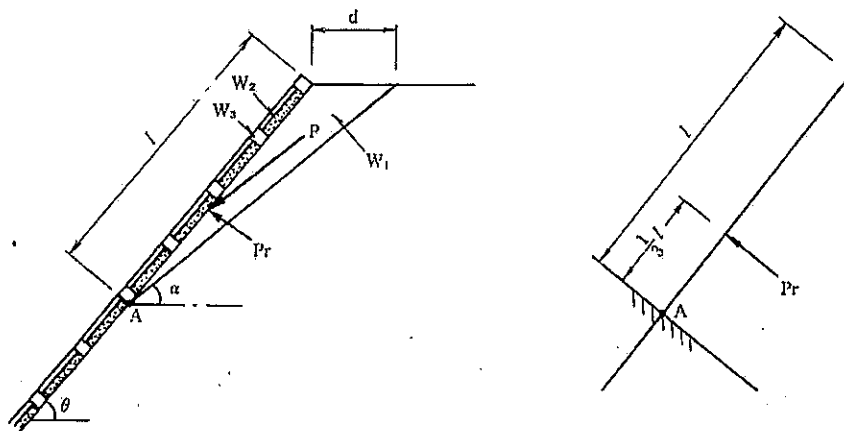


図3・4 のり肩からの崩壊

p. 28, 2.8.1(2)の計算式を用いて、下記条件のケースについての計算結果を表3・2に示す。

(設計条件)

土の単位重量	18.0 kN/m ³
のり枠の単位重量	23.0 kN/m ³
枠内単位重量(植生基材)	14.0 kN/m ³
枠内吹付厚さ	50 mm

吹付モルタルの許容圧縮応力度	5 N/mm ²
鉄筋の許容引張応力度	160 N/mm ²
増加させる安全率	0.2

(2) <のり中間の円弧状すべり>

図3・5のような部分的崩壊が考えられるのり面についてフリーフレーム工でのり面安定を検討する。

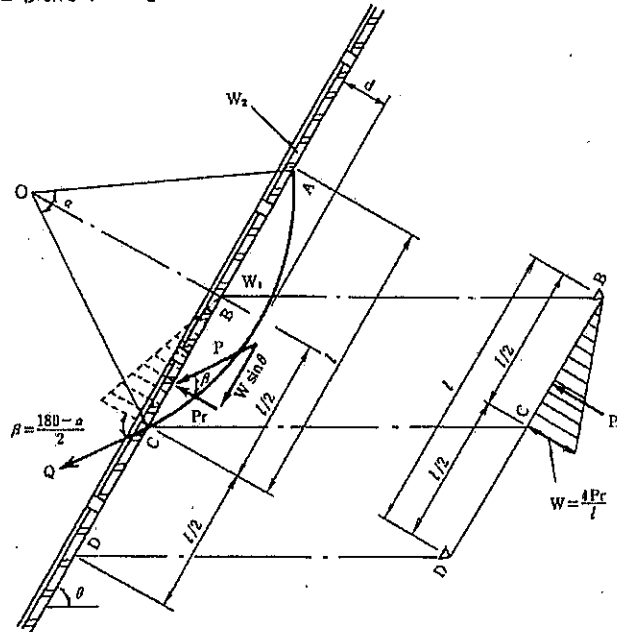


図3・5 のり中間の円弧状すべり

p. 30, 2.8.1(3)の計算式を用いて、下記条件のケースについての計算結果を表3・3に示す。

(設計条件)

土の単位重量	18.0 kN/m ³
のり枠の単位重量	23.0 kN/m ³
枠内単位重量(植生基材)	14.0 kN/m ³
枠内吹付厚さ	50 mm
吹付モルタルの許容圧縮応力度	5 N/mm ²
鉄筋の許容引張応力度	160 N/mm ²
増加させる安全率	0.2

<のり層からの直線すべり>

土の単位重量

のり枠の単位重量

枠内単位重量(植生基材)

植生基材吹付厚さ

吹付モルタルの許容圧縮応力度

鉄筋の許容引張応力度

増加させる安全率

$$\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$$

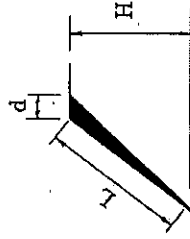
$$\gamma_e = 14.0 \text{ kN/m}^3$$

$$t = 50 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ca} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta F_s = 0.2$$



のり層からの崩壊
(くさび形)

表 3.2 フリーフレーム工で抑止可能な崩壊の規模

のり枠タイプ	L(H) (m)									
	200×200	200×200	300×300	300×300	400×400	400×400	400×400	500×500	500×500	500×500
枠スパン(横×縦)(m)	1.50×1.20	1.50×1.20	2.00×2.00	2.00×2.00	2.50×2.50	2.50×2.50	2.00×2.00	2.00×2.00	3.00×3.00	3.00×3.00
のり勾配 深さ d(m)										
1:0.5 (63.43°)	14.1 (4.4)	12.6 (4.4)	17.2 (5.8)	25.4 (7.7)	36.3 (10.6)	48.2 (14.5)	44.5 (13.7)	73.7 (22.6)	73.4 (22.6)	97.9 (29.7)
1:0.8 (51.34°)	4.9 (2.8)	3.1 (2.2)	3.6 (2.8)	5.0 (3.4)	6.6 (4.8)	8.8 (5.9)	8.5 (5.4)	13.4 (8.0)	13.5 (8.0)	17.5 (10.3)
1:1.0 (45.00°)	2.5 (2.2)	2.5 (2.2)	2.8 (2.7)	3.8 (3.0)	4.8 (3.3)	6.2 (5.2)	6.0 (5.4)	9.0 (6.6)	9.1 (6.6)	11.5 (8.1)
0.50	20.2 (15.8)	15.8 (12.6)	24.7 (19.3)	36.4 (28.4)	51.7 (40.4)	67.8 (52.9)	62.1 (48.5)	105.0 (82.0)	102.4 (80.0)	138.0 (107.8)
1.00	7.0 (5.5)	5.5 (4.4)	8.4 (6.6)	12.4 (9.7)	17.3 (13.5)	23.4 (18.3)	22.0 (17.2)	36.3 (28.3)	36.3 (28.3)	47.8 (37.3)
1.50	4.3 (3.4)	3.4 (2.7)	5.0 (3.9)	7.1 (5.5)	9.5 (7.4)	12.7 (9.9)	12.2 (9.5)	19.4 (15.1)	19.5 (15.2)	25.2 (19.7)
2.00	3.4 (2.7)	2.7 (2.2)	3.8 (3.0)	5.2 (4.1)	6.7 (5.2)	8.7 (6.8)	8.5 (6.6)	12.9 (10.1)	13.0 (10.2)	16.5 (12.9)
0.50	26.2 (18.5)	18.5 (14.4)	31.8 (24.7)	46.8 (36.6)	65.8 (51.8)	87.5 (67.8)	78.5 (61.9)	134.0 (103.8)	129.0 (100.9)	171.0 (132.9)
1.00	9.1 (6.4)	6.4 (4.9)	10.9 (8.3)	16.1 (12.4)	22.4 (17.3)	30.2 (23.5)	28.4 (22.1)	46.9 (36.2)	46.8 (36.1)	61.6 (48.6)
1.50	5.4 (3.8)	3.8 (2.9)	6.4 (4.9)	9.1 (7.0)	12.2 (9.4)	16.4 (12.6)	15.7 (12.1)	25.1 (19.7)	25.2 (19.8)	32.8 (25.8)
2.00	4.1 (2.9)	2.9 (2.2)	4.7 (3.3)	6.5 (4.6)	8.4 (6.3)	11.1 (8.5)	10.7 (8.1)	16.5 (12.7)	16.6 (12.7)	21.3 (16.5)
枠幅 b(mm)	200	200	200	300	300	400	400	400	500	500
有効高さ d(mm)	155	155	155	235	235	315	315	315	410	410
鉄筋 (上下各々)	D10×2本	D10×2本	D10×2本	D13×2本	D16×2本	D13×4本	D16×2本	D16×4本	D16×4本	D19×4本
抵抗モーメント (kN·m)	3.17	3.17	3.17	8.64	12.33	23.06	18.26	30.72	47.12	62.35

単鉄筋計算

(フリーフレーム協会資料)

くのり中間の円弧すべり

土の単位重量

のりすべりの単位重量

すべり内単位重量(植生基材)

植生基材吹付厚さ

吹付モルタルの許容圧縮応力度

鉄筋の許容引張応力度

増加させる安全率

$$\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$$

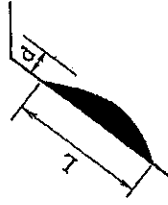
$$\gamma_e = 14.0 \text{ kN/m}^3$$

$$t = 50 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ca} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta F_s = 0.2$$



のり中間からの崩壊
(円弧形)

表 3.3 フリーフレーム工で抑止可能な崩壊の規模

のりすべりタイプ	L(m)									
	200×200	200×200	300×300	300×300	400×400	400×400	400×400	500×500	500×500	500×500
すべり間(横×縦)(m)	1.50×1.20	1.20×1.20	2.00×2.00	2.00×2.00	2.50×2.50	2.00×2.00	2.00×2.00	2.00×2.00	3.00×3.00	3.00×3.00
のり勾配 深さ d(m)	5.1	6.4	10.3	14.6	21.7	21.7	21.7	21.7	37.4	37.4
1:0.5 (63.43°)	2.0	2.4	3.3	4.4	6.1	6.1	6.1	6.1	9.9	9.9
	—	—	—	—	3.7	3.7	3.7	3.7	5.3	5.3
	—	—	—	—	—	—	—	—	4.0	4.0
1:0.8 (51.34°)	5.8	7.2	11.7	16.6	25.0	25.0	25.0	25.0	42.7	42.7
	2.3	2.6	3.7	4.9	6.9	6.9	6.9	6.9	11.3	11.3
	—	—	—	3.1	4.1	4.0	4.0	4.0	5.9	5.9
	—	—	—	—	—	—	—	—	4.4	4.4
1:1.0 (45.00°)	6.4	8.0	13.0	18.4	27.3	27.3	27.3	27.3	46.0	46.0
	2.4	2.8	4.0	5.3	7.5	7.5	7.5	7.5	12.5	12.5
	—	—	—	3.3	4.3	4.3	4.3	4.3	6.4	6.4
	—	—	—	—	—	—	—	—	4.7	4.7
すべり幅 b(mm)	200	200	300	300	400	400	400	400	500	500
有効高さ d(mm)	155	155	235	235	315	315	315	315	410	410
鉄筋 (上下各々)	D10×2本	D10×2本	D13×2本	D16×2本	D13×4本	D16×2本	D16×2本	D16×2本	D16×4本	D16×4本
抵抗モーメント (kN・m)	3.17	3.17	8.64	12.33	23.06	18.26	18.26	18.26	47.12	47.12
									30.72	30.72
									62.35	62.35

単鉄筋計算

(フリーフレーム協会資料)

(2) 擁壁工の設計計算例

「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例 平成 16 年 6 月 全国地すべりがけ崩れ対策協議会」より抜粋

記号一覧

種別	項目	記号	
地形	斜面高	Hs	
	斜面下端から平場の距離	X	
	斜面勾配	θ_u	
	平場の勾配	θ_d	
衝撃力算出諸元	崩壊土砂の衝撃力	Fsm	
	移動の高さ	h sm	
	重力加速度	g	
	土石の容積土砂濃度	C	
	土石等の密度	ρ_m	
	土石等の比重	σ	
	土石の内部摩擦角	ϕ	
	流体抵抗係数	f b	
	堆積土圧算出関係	崩壊土砂堆積高	hd
		崩壊土砂量	V
崩壊幅		W	
土砂捕捉容量		Vh	
土砂堆積容量		Vd	
ポケット高		Hp	
落石防護柵高		Hsg	
空き高さ		ha	
崩壊土砂の自重		Wd	
裏込め土の自重		Wu	
換算載荷荷重		q	
換算土圧係数		Ka	
定数等		コンクリートの単位体積重量	γ_c
	裏込め土の単位体積重量	γ_u	
	崩壊土砂の単位体積重量	γ_d	
	裏込め土の内部摩擦角	ϕ_u	
	基礎地盤の粘着力	C_b	
	基礎地盤の摩擦係数	μ	
	基礎地盤の許容支持力度	qa	
	壁面摩擦角	δ	
	切土面の壁面摩擦角	δ'	
	構造諸元	擁壁高	Hw
天端幅		b	
表法勾配		n	
裏法勾配		m	
底版幅		B	
上部擁壁高		hu	
フーチング厚		tf	
裏法高		h3	
土圧作用高		d1	
裏込め土の高さ		dh	
奥行き土圧作用幅		L	
切土面の勾配		f	
壁面傾斜角		α_w	

種別	項目	記号
安定計算関係	擁壁に作用する衝撃力	F
	裏込め土の土圧	Pud
	崩壊土砂の土圧	Pd
	自重	Wc
	水平合力	H
	鉛直合力	V
	モーメント	M
	合力の作用位置	d
	偏心距離	e
	滑動の安全率	Fs
	地盤反力度	q1, q2
	断面応力度の検討	照査位置
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度		σ_{ca}
コンクリートの許容曲げ引張り応力		σ_{cat}
コンクリートの許容せん断応力度		τ_{ca}
コンクリートの縁断面応力度		σ_1, σ_2
コンクリートのせん断応力度		τ_c
せん断力		S
落石防護柵の検討	断面係数	Z
	崩壊土砂の有効作用幅	Bs
	鋼材の許容引張り応力度	σ_{sa}
	鋼材の許容せん断応力度	τ_{sa}
	ワイヤーロープの荷重作用幅	Lw
	ワイヤーロープの径	ϕ_w
	ワイヤーの破断荷重	Tb
	落石防護柵の根入れ深さ	dn
	かぶり厚	l
フランジ幅	bf	

1)新たに擁壁を設置する場合

2.1 重力式擁壁の設計例

設計計算の詳細は巻末資料1を参照

2.1.1 検討条件

(1) 検討断面

検討断面は下図に示す断面とする。

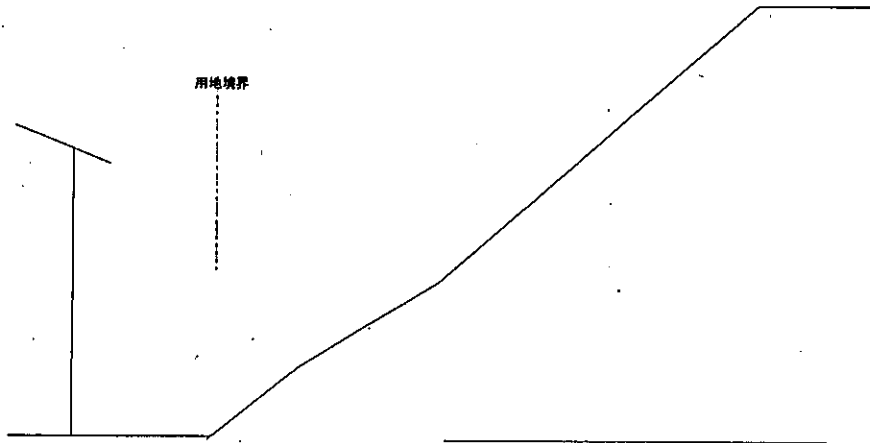


図 2-1 検討断面

(2) 構造形式の選定

重力式擁壁とする。

(3) 設計条件の整理

設計定数は次のとおりとする。

a) 安定計算諸元

本事例では基礎、裏込め土は砂質土とし「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」より、設計定数は下記のとおりとする。(SI単位に変換した値としている。)

裏込め土の単位体積重量	$\gamma_{ud} = 19.0 \text{ kN/m}^3$
裏込め土の内部摩擦角	$\phi_u = 30^\circ$
基礎地盤の粘着力	$C_B = 0 \text{ kN/m}^2$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

基礎地盤の許容支持力度は表 1-2より下記のとおりとする。

基礎地盤の許容支持力度 $q_a = 300 \times 1.5 = 450 \text{ kN/m}^2$

衝撃力緩和係数 α は1.3(3)項より下記のとおりとする。

$$\alpha = 0.5$$

b) 衝撃力算出諸元

本事例では衝撃力の算出に用いる定数は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下記のとおりとする。

移動の高さ	$h_{sm} = 1.0 \text{ m}$	土石等の密度	$\rho_m = 1.8 \text{ t/m}^3$
重力加速度	$g = 9.8 \text{ m/s}^2$	土石等の比重	$\sigma = 2.6 \text{ t/m}^3$
土石等の容積土砂濃度	$C = 0.5$	内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
流体抵抗係数	$f_b = 0.025$		

2.1.2 擁壁設置位置、空き高さの仮定

擁壁を用地境界に配置することとし、空き高さを 1.0m とした下図に示す断面を仮定し、崩壊土砂が捕捉可能かのチェックを行う。

斜面下端から擁壁までの距離 $X=3.0\text{m}$
空きポケット高さ $H_p=1.0\text{m}$
斜面高 $H_s=30.0\text{m}$
落石防護柵高 $H_{sg}=1.5\text{m}$
構造形式 重力式擁壁
天端幅 $b=0.5\text{m}$
表法勾配 $1:0.5$

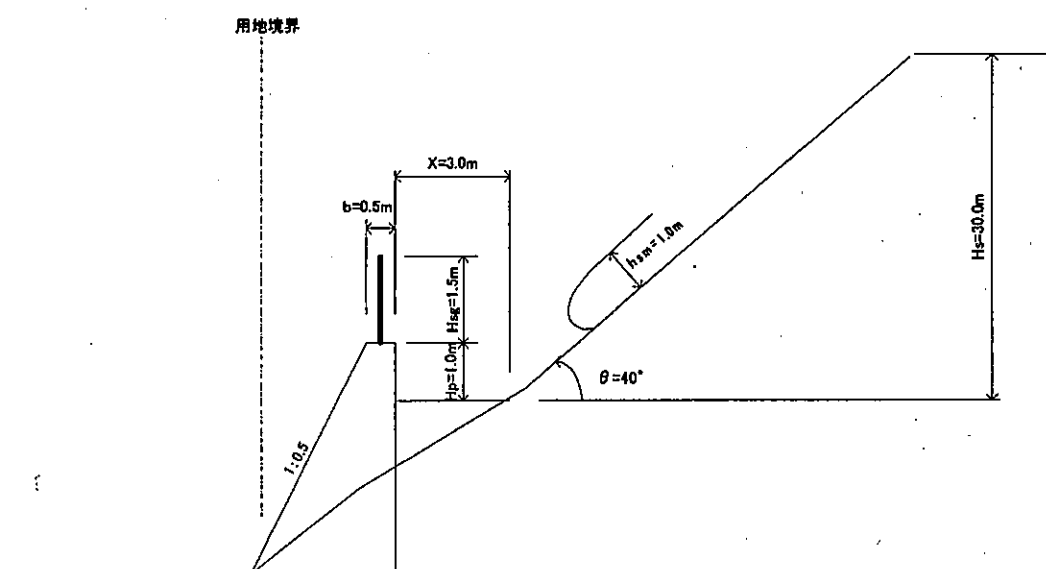
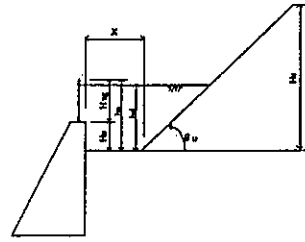


図 2-2 擁壁設置位置、空き高さの仮定

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 $V = \text{240} \text{ m}^3$
 崩壊幅 $W = \text{25} \text{ m}$
 単位幅当たり崩壊土量 $v = V/W = \text{9.6} \text{ m}^3/\text{m}$

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 $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = \text{2.50} \text{ m}$

土砂捕捉容量（擁壁単位長さ当たり） $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta_u) \times h_a / 2$
 $= (2 \times 3.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 = \text{11.23} \text{ m}^2 \geq V = \text{9.6} \text{ m}^2$

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

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

$h_d = \text{2.22} \text{ m}$ 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。

2.1.4 断面の仮定

擁壁断面は下図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。

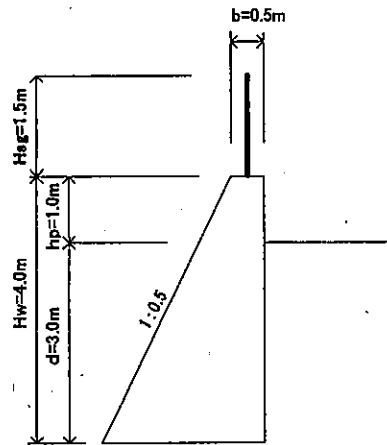


図 2-3 断面形状の仮定

2.1.5 荷重の計算と組み合わせ

安定性の検討は常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時について行う。

荷重の計算の詳細については、巻末資料1.1に示す。なお、常時の安定性の計算については一般的な擁壁の安定性照査と変わらないことからここでは結果のみを示す。

2.1.6 安定性の検討

仮定した断面での安定計算結果は下表のとおりとなっており、不安定となることから安定となるような対策工（断面形状の変更）が必要となる。なお、安定計算の詳細は巻末資料1.1に示す。

表 2-1 安定計算結果一覧（仮定断面）

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 ²)			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	
		0.28	≤	0.42	3.85	≥	1.5	19.2	≤	300	
		○		○		○		○			
衝撃力作用時	衝撃力 (kN/m ²)	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 ²)			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	
		105.10	0.98	>	0.83	1.17	≥	1.0	361.2	≤	
		×		○		○		○			
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 ²)			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	
		2.22	0.11	≤	0.83	1.45	≥	1.2	82.1	≤	
		○		○		○		○			

2.1.7 対策工の検討

仮定した断面では不安定となることから、安定となる断面について検討する。

ここでは、表 1-6での対策工のうち比較的施工が容易と考えられる以下の工法について検討を行う。

- ① 壁高を増す方法
- ② 天端幅を増す方法
- ~~③ 裏法コンクリートを付加する方法~~
- ④ フーチングを付加する方法
- ⑤ 緩衝材を設置する方法

ここでは、比較的施工も容易で安価となる①②④の方法について検討を行う。

⑤衝材の設計方法については巻末資料(参考) に示す。

2.1.8 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①が経済的となっている。
 ①と②の安定計算の詳細については省略する。④の安定計算の詳細は巻末資料の図 1.8に示す。

表 2-2 対策工比較表

形状寸法 (現行形状)	①壁高増し	②天端幅増し	③裏法コンクリート付加	④フーチング付加
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。	裏法部をコンクリートで埋め戻すことにより安定性を増す方法	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	裏型枠が省略できる。	躯体コンクリートの打設のみである。
経済性	コンクリート +0.5m ³ /m	コンクリート +0.6m ³ /m	コンクリート +0.25m ³ /m	コンクリート+0.6m ³ /m
総合判定	◎	○	◎	○

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

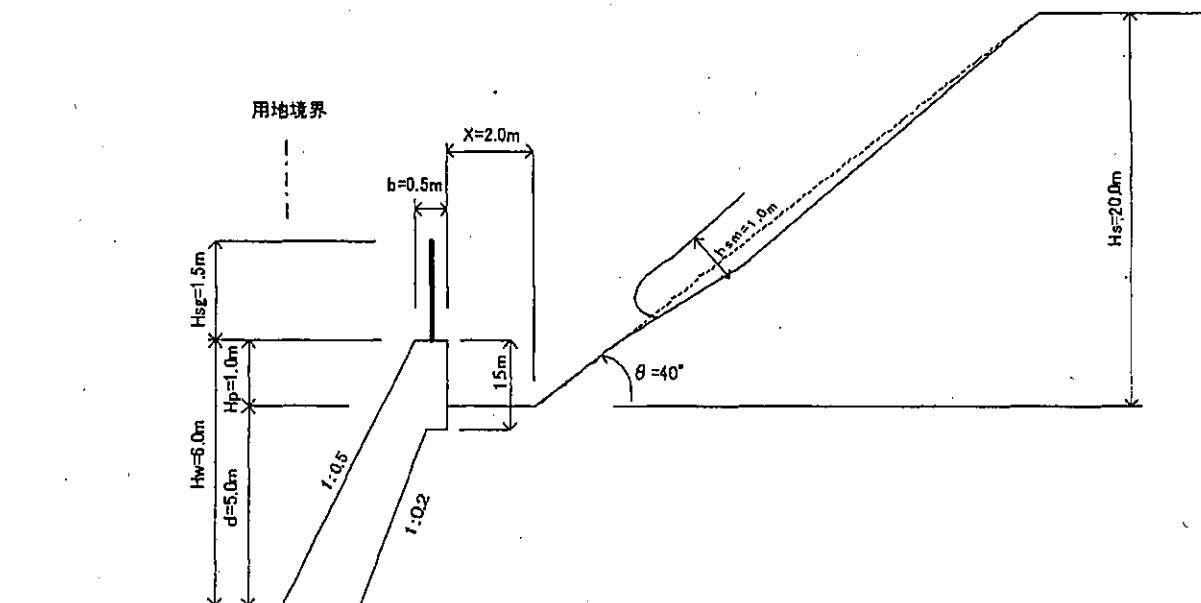


図 2-4 検討断面及び擁壁設置位置、空き高さ、断面の仮定

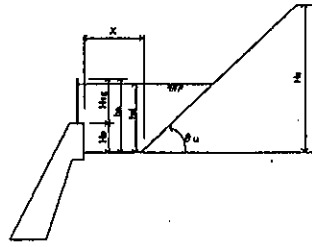
(2) 設計条件の整理

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

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hsm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 $V =$ m³
 崩壊幅 $W =$ m
 単位幅当たり崩壊土量 $v = V/W =$ m³/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） $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta u) \times h_a / 2$
 $= (2 \times 2.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 =$ m² $\geq V =$ m²
 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。

2.2.3 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 ²)			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	>	0.98	2.88	≥	1.5	2204	≤	300	○注1)
		×注1)			○			○			
衝撃力 作用時	衝撃力 (kN/m ²)	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 ²)			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	
		105.60	>	0.77	1.29	≥	1.0	508	>	450	
		×			○			×			
埋戻土圧 作用時	埋戻高 (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 ²)			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	
		2.18	0.03	≤	0.77	1.44	≥	1.2	1008	≤	
		○			○			○			

注1) 斜面側に傾斜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

形状寸法 (現行形状)	①壁高増し	②天端幅増し	③フーチング付加
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 ³ /m	コンクリート +0.6m ³ /m	コンクリート+0.2m ³ /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 コンクリート張工の設計例

コンクリート張工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、既設擁壁も同様に設計を行えばよい。

2.3.1 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図 2-5 のような断面形状で検討を行う。

擁壁高	$H_w = 10.0\text{m}$
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	$H_p = 1.0\text{m}$
落石防護柵の高さ	$H_{sg} = 1.5\text{m}$

構造形式 コンクリート張工

天端幅 $b = 0.5\text{m}$

表法勾配 1 : 0.5

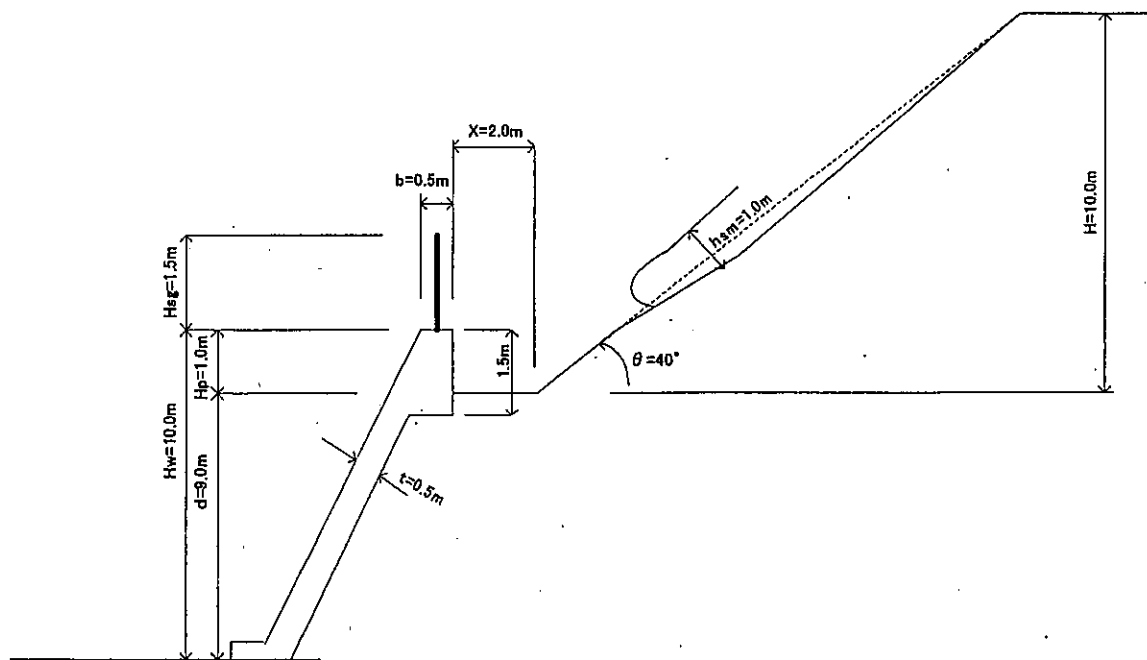


図 2-5 検討断面

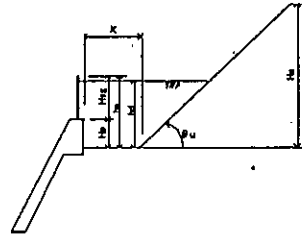
(2) 設計条件の整理

設計定数は1.2(3)と同じとする。

2.3.2 崩壊土砂補足容量の検討

1). 設計条件

斜面高	Hs=	<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	Hp=	<input type="text" value="1.0"/> m (移動の高さhsm以上とする)
落石防護柵の高さ	Hsg=	<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 Hs= 10 mより V= m³
 崩壊幅 W= m
 単位幅当たり崩壊土量 v=V/W = m³/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 ≤ Hs < 10	40	14	2.9
10 ≤ Hs < 15	80	17	4.7
15 ≤ Hs < 20	100	19	5.3
20 ≤ Hs < 25	150	21	7.1
25 ≤ Hs < 30	210	24	8.8
30 ≤ Hs < 40	240	25	9.6
40 ≤ Hs < 50	370	29	12.8
50 ≤ Hs	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 ha=Hp+Hsg = 1.00+1.50= m
 土砂捕捉容量（擁壁単位長さ当たり） Vh= (2・X+ha/tanθu) × ha/2
 = (2×2.00+2.50/tan40°) × 2.50/2= m² ≥ V= m²
 したがって、Vh ≥ 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 (Vd) 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） Vd= (2・X+hd/tanθ) × hd/2
 hdについて解くと

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

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。