

参考資料

崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮したけ崩れ対策
に関する検討

参考資料

崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮したかけ崩れ対策に関する検討

ここでは、5章で示した方法により急傾斜地における崩壊する恐れがある層厚の面的分布が明らかとなった場合のかけ崩れ対策手法について検討する。崩壊する恐れがある層厚の面的な分布は、

- ① 「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律(以下、「土砂法」と呼ぶ)」による土砂災害特別警戒区域(以下、「特別警戒区域」と呼ぶ)の設定
- ② 待受け式擁壁等の急傾斜地崩壊対策施設の設計

などに活用できると考えられる。しかしながら、①の土砂法の特別警戒区域設定においては、崩壊深の面的な分布を考慮しても、考慮しなくても特別警戒区域の設定精度(かけ崩れにより被災した家屋が「特別警戒区域」内に含まれる確率及び「特別警戒区域」内の家屋がかけ崩れにより被災する確率)に影響を及ぼさないことがすでに明らかにされている(小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹(2005) かけ崩れによる家屋被災範囲の設定手法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料 No.225)ので、ここでは検討から除外する。

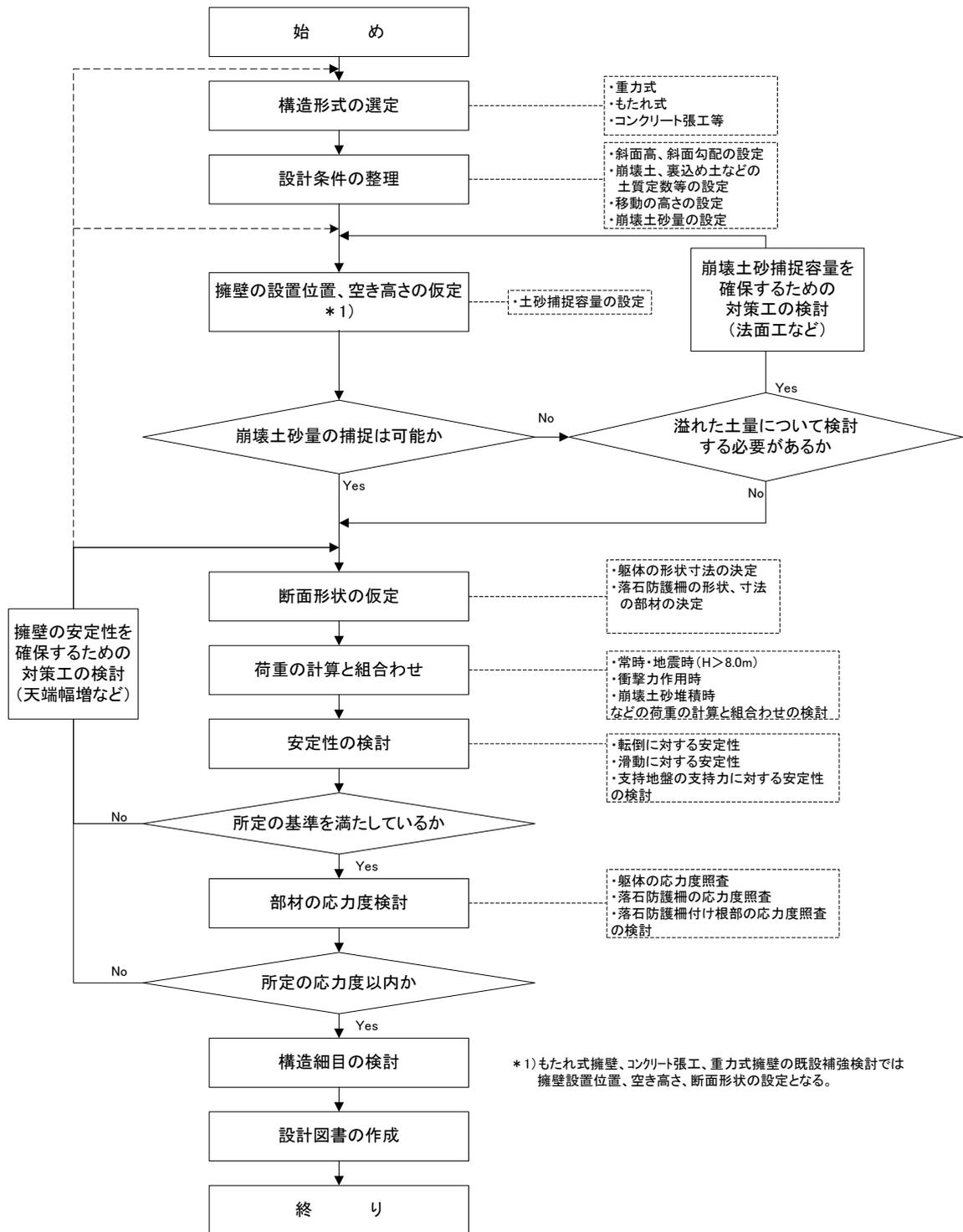
ここでは、急傾斜地崩壊防止工事の1つで、崩壊した土砂を斜面直下で受け止め、人家等の保全対象に崩壊土砂が到達しないようにする目的で設置される待受け式擁壁の設計を例に「崩壊する可能性がある層厚の面的分布」の情報の活用方法について検討することとする。

A1 崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮した待受け擁壁の設計手法の提案

近年、全国地すべりがけ崩れ対策協議会(2004)『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』(以下、「待受け擁壁の設計計算事例」と呼ぶ)に示されているように、待受け式擁壁の設計に際しても、崩壊土砂が擁壁に衝突する際の力を考慮することができるようになってきた。参考図1には、「待受け擁壁の設計計算事例」に示されている衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計に関するフローを示す。参考図1に示されているように、待受け擁壁の設計にあたっては、

- (1) 崩壊土砂量の捕捉量の検討(仮定した空き空間と崩壊土砂量を比較し擁壁が崩壊土砂量を捕捉可能か検討する。)
- (2) 安定性及び部材の応力度の検討(常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時(必要に応じ地震時)の外力に対する擁壁の安定性、部材の応力度を検討する。)

を行う必要がある。



参考図 1 衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計に関するフロー 『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』より

A 1.1 崩壊土砂量の捕捉量の検討

設計に用いる崩壊土砂量は「待受け擁壁の設計計算事例」において、

崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は、参考表1に示す全国の斜面災害データ(4671件)での斜面高さ毎に区分した崩壊土量(累積度数90%となる値)を参考とすることができる。

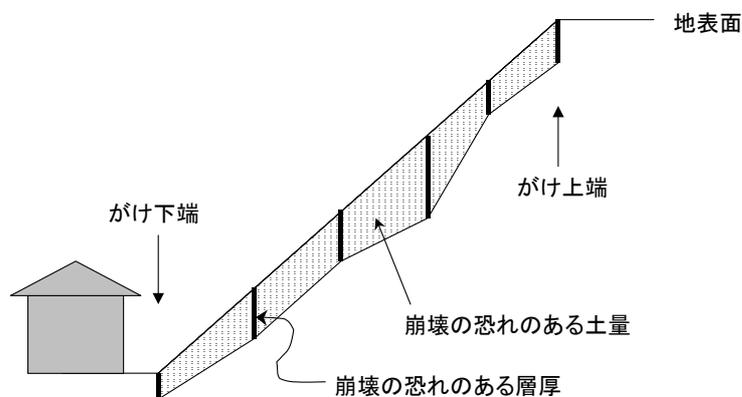
参考表1 斜面高さ毎の崩壊土量

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

崩壊幅は、全国の斜面災害データ(4671件)から崩壊土砂量と崩壊幅の関係について求めた近似式($W=3.94V^{0.336}$)に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。

とされている。

一方、5章で示した調査結果に基づくと、崩壊する恐れのある層厚の面的分布は把握できるが、崩壊発生位置及び範囲までは特定することができない。そこで、単位幅当たりの崩壊する恐れのある土砂量(V_p)は、安全側となるよう、参考図2に従い斜面全体が崩壊すると仮定して、崩壊する恐れのある層厚の合計とする。その上で、参考表1の値と比較し、小さい方の値を用いることとする。



参考図2 崩壊土量算出の概念図。図中の鉛直の太線は各点における崩壊する恐れのある層厚(h_p)を示す。網掛けの面積が単位幅当たりの崩壊の恐れのある土量(V_p)である。

A 1.2 安定性・部材の応力度の検討

「待受け擁壁の設計計算事例」において、安定性・部材の応力度を検討する外力の組み合わせは以下のとおりであるとされている。

- | | | |
|------------|--------|------------|
| 1) 常時 | ①裏込め土圧 | |
| 2) 地震時 | ①裏込め土圧 | ②地震時慣性力 |
| 3) 衝撃力作用時 | ①裏込め土圧 | ③崩壊土砂の衝撃力 |
| 4) 崩壊土砂堆積時 | ①裏込め土圧 | ④崩壊土砂の堆積土圧 |

このうち、①裏込め土圧、②地震時慣性力は崩壊深及び崩壊土砂量の影響を受けない。④の崩壊土砂の堆積土圧は崩壊土砂量の影響を受ける。そこで、④の堆積土圧を求める際に用いる崩壊土砂量は A1.1 で示した方法に従うこととする。

一方、③崩壊土砂の衝撃力は崩壊深の影響を受ける。「待受け擁壁の設計計算事例」において、

擁壁に作用する衝撃力は

$$F = \alpha \cdot F_{sm} \quad \text{式 1}$$

ここに、 F ; 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m^2)

F_{sm} ; 移動の力(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) (kN/m^2)

α ; 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha = 0.5$) 崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位(回転変位、水平変位)や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。衝撃力緩和係数はこの様な点を考慮し、被災実態にもとづき検討した値である。

とするとされている。さらに、国土交通省告示第 332 号において、急傾斜地の崩壊土砂の移動による力 (F_{sm}) は、次の式に従い計算するとされている。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm})) \right] \quad \text{式 2}$$

上式における変数は以下に示すとおりである。

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

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

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

b_u, b_d ; b の定義式に含まれる θ にそれぞれ θ_u, θ_d を代入した値

x ; 急傾斜地の下端からの水平距離(m)

- H ;急傾斜地の高さ(m)
 h_{sm} ;急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ(m)
 θ ;傾斜度(°)
 θ_u ;急傾斜地の傾斜度(°)
 θ_d ;当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(°)
 注)建築物は通常敷地を平坦に造成して建築するのが普通であることから、原則として $\theta_d=0$ とする(ただし、傾斜度を有したまま建築することが明らかと判断される場合には、その傾斜度を用いて計算するものとする)。
 ρ_m ;土石等の密度(t/m^3)
 g :重力加速度(m/s^2)
 σ :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重
 c :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度
 f_b :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数
 ϕ :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角(°)

ここで、急傾斜地の下端からの水平距離(x)、当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(θ_d)、土石等の密度(ρ_m)、重力加速度(g)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重(σ)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度(c)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数(f_b)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角(ϕ)を一定と仮定すると、式2より、急傾斜地の崩壊土砂の移動による力は、急傾斜地の高さ(H)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ(h_{sm})、急傾斜地の傾斜度(θ_u)の3つ変数の関数となり、以下の式で表すこととする。

$$F_{sm}=f(h_{sm}, H, \theta_u) \quad \text{式 3}$$

また、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さは『土砂災害防止に関する基礎調査の手引き』(砂防フロンティア整備推進機構、2001)において、崩壊深の1/2とされており、移動する土石等の移動の高さは、近隣での過去の災害実績等から崩壊深を推定することにより設定することができる。そこで、式3は以下のようなになる。

$$F_{sm}=f(D/2, H, \theta_u) \quad \text{式 4}$$

ただし、Dは崩壊深(m)とする。

ここで、参考図3に示すように、貫入試験の実施点をがけ下端から順に地点1、地点2…地点nとし、測点iの崩壊の恐れのある層厚、測点とがけ下端との標高差、測点とがけ下端を結んだ直線と水平面がなす角度をそれぞれ、 $h_{p,i}$ 、 H_i 、 θ_i とする。測点iにおける想定される崩壊深(D_i)は

$$D_i = h_{p,i} \cos \theta_i \quad \text{式 5}$$

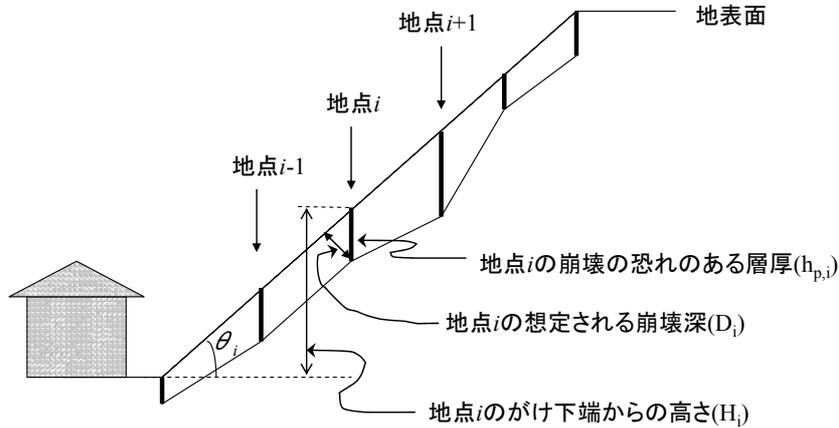
で求まる。

また、測点iで厚さ $h_{p,i}$ の土層が崩壊した結果生じる土石により生じる移動の力($F_{sm,i}$)は、式4におけるDに D_i を、Hに H_i を、 θ に θ_i を代入することによって求めることができる。すなわち、測点iで生じた崩壊土砂の移動による力($F_{sm,i}$)は

$$F_{sm,i} = f(h_{p,i} \cos \theta_i / 2, H_i, \theta_i) \quad \text{式 6}$$

とする。その上で、待受け式擁壁の設計に用いる急傾斜地の崩壊土砂の移動による力 (F_{sm}) は各測点の調査結果に用いて算出した $F_{sm,i}$ の最大値を用いることとし、式 7 で求まる値とする。

$$F_{sm} = \max(F_{sm,1}, F_{sm,2}, \dots, F_{sm,n}) \quad \text{式 7}$$



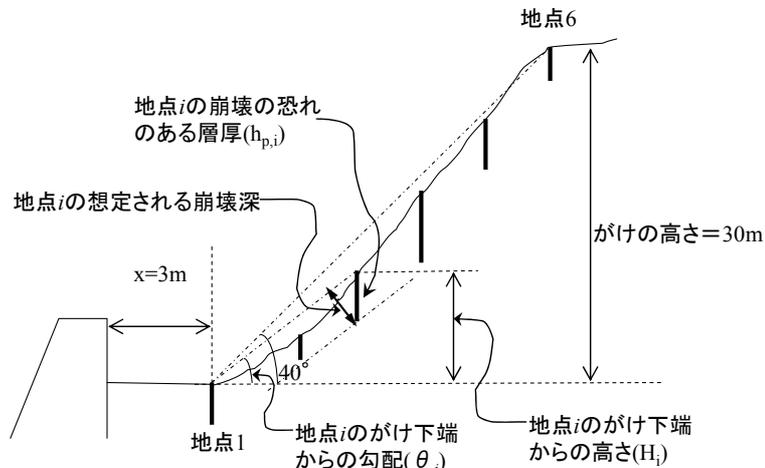
参考図3 調査斜面の模式図

A2 崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮した擁壁に作用する衝撃力の計算事例

A 2.1. 検討条件

ここでは、参考図4に示すような断面を仮定し計算を実施する。計算に用いる変数は下記に示すように仮定し、計算を実施する。本斜面において、簡易貫入試験を実施し、参考表2に示したように崩壊の恐れのある層厚分布が設定できたとする。

なお、この条件は「待受け擁壁の設計計算事例」における 20 ページに示されている条件と同じである。すなわち、「待受け擁壁の設計計算事例」における 20 ページに示されている計算（具体の計算は巻末資料の 3 ページ）を、本資料で示した手法を用いることにより崩壊の恐れのある層厚の空間分布が参考表 2 のように求まった状態を仮定している。



参考図3 検討斜面の模式図

重力加速度	$g=9.8 \text{ m/s}^2$
土石等の密度	$\rho_m=1.8\text{t/m}^3$
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	$fb=0.025$
急傾斜地の下端からの水平距離	$x=3.0 \text{ m}$
当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度	$\theta d=0^\circ$

参考表2 計算条件

	標高差 (m)	水平距離 (m)	崩壊の恐れ のある層厚 (m)	勾配 ($^\circ$)
地点1	0	0	1	0
地点2	7	10	0.8	35.0
地点3	13	19	2.2	34.4
地点4	20	26	2.1	37.6
地点5	26	29	1.8	41.9
地点6	30	35.8	1.4	40.0

A 2.2. 算出結果

A 2.2.1 崩壊土砂量

A1.1 で示した手法に従い、斜面全体が崩壊すると仮定し、単位幅あたりの崩壊する恐れのある土砂量を算出すると $45.7(\text{m}^3/\text{m})$ となる。この値は参考表1から求まる単位幅あたりの崩壊土量 $9.6(\text{m}^3/\text{m})$ (「待受け擁壁の設計計算事例」の 22 ページ参照)より大きい。そこで、A1.1 で述べたように、崩壊土砂量は、参考表1から求まる $9.6(\text{m}^3/\text{m})$ を用いることとする。

(2) 移動の力

次に、各測点で生じた崩壊土砂の移動による力 ($F_{sm,i}$)を A1.2 の手法に従い算出する。算出結果を参考表 3 に示した。参考表 3 に示したように、 $F_{sm,i}$ の最大値は、測点 4 において生じた崩壊土砂の移動による力で 73.0 kN/m^2 をであった。そこで、 $F_{sm}=73.0 \text{ kN/m}^2$ とする。

参考表3 移動の力の算出結果

	想定される崩壊深 (m)	移動の高さ (m)	移動速度 (m/s)	移動の力 ($F_{sm,i}$) (kN/m^2)
地点1	1.00	0.50	0	0.0
地点2	0.66	0.33	1.64	4.8
地点3	1.82	0.91	5.82	61.0
地点4	1.66	0.83	6.37	73.0
地点5	1.34	0.67	5.76	59.7
地点6	1.07	0.54	4.81	41.6