

1. 擁壁の設計に用いられるパラメータに関する文献の収集・整理

1.1. 擁壁に作用する力について

一般的に擁壁に作用する力は自重・土圧・衝撃力の3種類が挙げられ、擁壁設計時の安定性評価を考慮する際にかかる荷重の組み合わせとしては、以下の4つの組み合わせが考えられる。

- ✓ 平常時：自重＋裏込め土圧
- ✓ 地震時：自重＋地震動
- ✓ 衝撃力作用時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による衝撃力
- ✓ 崩壊土砂堆積時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による堆積土圧

これらの中で崩壊土砂による衝撃力については、斜面状況や土質状況等のパラメータが最も多く、擁壁安定性を検討する上で重要であるといえる。崩壊土砂による衝撃力については、技術指針や国土交通省第332号（平成13年3月28日）に示される崩壊土砂の衝撃力を求める算出式（以下、告示式）の中で示されており、擁壁にかかる衝撃力との関係式は以下のとおりである。

$$F = \alpha \cdot F_{sm} \quad (1)$$

F：待受け式擁壁に作用する衝撃力（kN/m²）

F_{sm}：移動の力（告示式に基づく）

α：待受け式擁壁における衝撃緩和係数（α=0.5）

また、式（1）で示されている移動の力については以下の式で求められる。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} \left(1 - e^{-2a \frac{H}{h_{sm} \sin \theta}} \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} e^{-2a \frac{X}{h_{sm}}} + \frac{b_d}{a} \left(1 - e^{-2a \frac{X}{h_{sm}}} \right) \right] \quad (2)$$

F_{sm}：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ（単位：kN/m²）

ρ_m：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度（単位：t/m³）

g：重力加速度（単位：m/s²）

h_{sm}：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ（単位：m）

b_u, b_d：以下の式で求めた値

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

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

θ_u : 急傾斜地の傾斜度

θ_d : 急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度 (単位: 度)

σ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重

C : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度

φ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角 (単位: 度)

H : 急傾斜地の高さ (単位: m)

X : 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離 (単位: m)

a : 以下の式で求めた値

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

f_b : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数

式(2)を構成するパラメータは、急傾斜地の高さ H などの現地地形条件を表す現地条件パラメータ群と、土石の密度 ρ_m など崩壊土砂の物性を表す土質性状パラメータ群から構成されている。また、設計時に計算する際に、一般定な値として使用してよいとされる参考値が(一財)砂防フロンティア整備推進機構「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」(以下、手引きとする)によって提示されている。これらの参考値はいくつかの文献・基準書からの引用であり、設定根拠等について出典やとりうる値を確認するとともに、文献中に示される複数のパラメータが存在する中で、実際の適用性の検討をする必要がある。本章では、パラメータ設定にあたってその参考・示方となる文献の収集を行い、整理を行った。

1.2. 各パラメータのデータ諸元等

式(2)で使用される各パラメータについて、構成するパラメータの種別、手引きで提示される参考値、引用される文献の有無について表 1.1 に整理した。

表 1.1 告示式で用いられるパラメータの諸元

	告示式で示されているパラメータ	種別	手引きの参考値	確認方法	
(1)	土石等の比重 σ	崩壊土砂の 土質性状 パラメータ	2.6	文献	
(2)	土石等の容積濃度 c		0.5		
(3)	土石等の密度 ρ_m		1.8 t/m ³		
(4)	土石等の単位堆積重量 γ		14-20 kN/m ³		
(5)	土石等の内部摩擦角 ϕ		15-40°		
(6)	土石等の流体抵抗係数 f_b		0.025		
(7)	土石等の移動高さ h_{sm}	現地条件 パラメータ	1	統計	
(8)	急傾斜地の高さ H		現地条件 設定条件		参考値
(9)	急傾斜地の傾斜度 θ_u				
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 θ_d				
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X				

1.3. 土質性状パラメータの根拠

表 1.1 で整理した各パラメータのうち、土質特性を示すパラメータ(1)～(6)と(7)土石等の高さ h_{sm} の手引きで示される参考値について、文献や基準書との照査を行い、設定根拠を確認するとともに、パラメータの適用範囲について検討を行った。

なお、文献等の記述内容についてはそれぞれ以下の囲み枠の中に記載している。

: 土砂災害防止に関する基礎調査の手引き中の記述

: 手引きが参照している文献・基準書中の記述

: 本検討で参考にしている文献等の記述

(1) 土石等の比重 σ

土石等の比重とは、土石等の固体部分を構成する重さと水の重さの比であり、固体部分の組成により異なる。一般的な土石等の比重としては、2.6程度が用いられる。

手引きの中では、土石等の比重に関する値の根拠については明示されていないが、他の基準書では以下のように提示されている。

➤ 礫の密度 : 2.6 t/m³、比重 : 2.6

「砂防基本計画指針(土石流・流木対策編)」

➤ 地盤工学会の土質試験基準書である「地盤材料試験の方法と解析」の記載によれば、土の無機質分の主な鉱物は 2.7 t/m^3 であり、我が国の代表的な土粒子の密度は一般的な無機質土であれば $2.6 \sim 2.8 \text{ t/m}^3$ のごく狭い範囲を示す。

「地盤材料試験の方法と解析」地盤工学会

手引きの中では、土石等の比重に関する値の根拠資料について明示されていないが、砂防基本計画指針では単位体積重量が 2.6 t/m^3 と明示されており、地盤工学会の基準書でも一般的な範囲とされる土石等の比重は $2.6 \sim 2.8$ である。提示されている参考値の値は、参照の明示はないものの、他の文献・基準書とも整合しており、適用範囲内の下限値を示している。

(2) 土石等の容積濃度 C

土石の容積濃度とは、土石等における空隙部分を除いた固体部分の容積の割合である。芦田・江頭ほか(1983)による土石等の容積濃度の実験結果によれば、土石等の容積濃度として $0.45 \sim 0.55$ 程度の範囲と報告されており、報告の中の計算では 0.5 が用いられている。

芦田・江頭ほか[°]では実験で得られた流体抵抗係数と理論式を比較して、砂材料の実験値は空隙率 $\lambda=0.4$ ($c=0.6$) を用いて計算した流体抵抗係数よりも大きい値を示しており、この原因として実験値における砂の容積濃度が $c=0.6$ よりも小さくなっていたことが考えられた。また、別途実施した実験後の測定結果からは $0.45 \sim 0.55$ の範囲で収まることが確認され、理論値と概ね一致する。

なお「砂防基本計画指針（土石流・流木対策編）」では、平衡濃度式を用いて以下のよう
に示している。

土石流濃度 C_d については以下の平衡濃度式で表されている。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \varphi - \tan \theta)} \quad (3)$$

σ : 礫の密度 ($2,600 \text{ kg/m}^3$ 程度)

ρ : 水の密度 ($1,200 \text{ kg/m}^3$ 程度)

φ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$) ($30 \sim 40^\circ$ であり一般に 35° を用いてよいとされる)

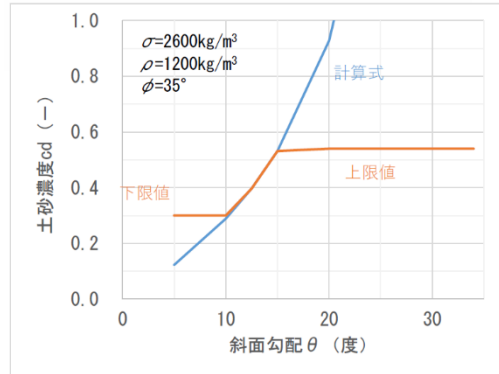
θ : 溪床勾配 ($^\circ$) ※

C^* : 溪床堆積土砂の容積濃度

※土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配 (10°) 以上とする。なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流 200 m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の 200 m 区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に應

じて区間を設定する。

計算式では、計算値(C_d)が $0.9 C^*$ よりも大きくなる場合には、 $C_d=0.9 C^*$ を上限とし、計算値(C_d)が 0.3 よりも小さくなる場合には $C_d=0.3 C^*$ とする。



「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」

ここで砂防基本計画指針において、土石の濃度上限は堆積土砂の容積濃度 0.9 倍程度とされており、一般的な溪流堆積土砂 ($C^*=0.6$) で考えた場合、 $0.6 \times 0.9=0.54$ となり、芦田・江頭ほか（1985）が示した実験結果の値とも整合する。

（3）土石等の密度 ρ_m

土石等の密度とは、土石等の単位体積当たりの質量で、ここでは土石等の平均密度を推定する。土石等の内部の空隙が水で飽和しているとすると、土石等の密度は土石等の比重と土石等の容積濃度より、次式で求めることができるとされている。

$$\rho_m = (\sigma - 1) \cdot c + 1 \quad (4)$$

一方、土石等の密度については、砂防基本計画策定指針において以下のように示されている。

- 土石流の単位体積重量 γ_d は以下の式から求められる。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g \quad (5)$$

σ : 砂礫の密度、 ρ : 水の密度、 C_d : 土石流濃度

- 土石流濃度 C_d については式(3)に以下の式が示されている。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」

土石等の密度については、パラメータとして与えられている手引き中の参考値を用いると求められる。ここでは値の適用範囲に言及されておらず、手引きの中で与えられている参考値をそれぞれ土石等の比重 $\sigma=2.6$ 、土石等の容積濃度 $C=0.5$ として式(4)考えると、水の単位体積重量 $\gamma_w=1.0$ のとき算定される土石等の密度 ρ_m は、表 1.2 と同じ値になる。したがって、表 1.2 で手引きが示す土石等の密度の参考値 $\rho=1.8$ は他のパラメータと照らし

て妥当な設定と判断できる。土石等の比重 σ の一般的な範囲を 2.6~2.8、土石等の容積濃度 C の一般範囲 0.45~0.55 を用いて土石等の密度 ρ_m を計算すると、表 1.2 に示すように 1.72~1.99 の範囲になる。なお、参考値の $\rho_m=1.8$ は表中では 3 番目に小さい値となる。

表 1.2 土石等の密度の計算結果例

		土石等の容積濃度 C		
		0.45	0.5	0.55
土石等の比重 σ	2.6	1.72	1.80	1.88
	2.7	1.77	1.85	1.94
	2.8	1.81	1.90	1.99

単位：-

(4) 土石等の単位体積重量 γ

土石等の単位体積重量は、崩壊土砂の堆積土圧や裏込め土の土圧算定に用いるパラメータとなる。手引きでは以下の文献が引用文献と示されているが、いずれも平成 13 年以降更新変更が加わっているため、以下の表の引用元は更新後のものとした。

道路土工-擁壁工指針- (平成 11 年 3 月)

解表 4-6 土の単位体積重量 (kN/m³)

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
裏込め土 ・盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m³ を差し引いた値としてよい。

「道路土工-擁壁工指針- (平成 24 年 7 月) p. 66」

宅地防災マニュアルの解説 (平成 12 年 5 月)

表Ⅷ.3-2 単位体積重量と土圧係数 (宅地造成等規制法施行令別表第二、一部加筆修正)

土質	単位体積重量 (kN/m ³)	土圧係数
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト、粘土、又はそれらを多く含む土	16	0.50

「宅地防災のマニュアルの解説 (平成 19 年 11 月) p. 311」

道路土工-擁壁工指針-の (解表 4-6) で示す土質ごとの単位体積重量は自然斜面の場合 14

～20 kN/m³となっており、宅地造成マニュアルが示す16～18 kN/m³を内包している。手引きでは表 1.1 で示す14～20 kN/m³という範囲を設定しており、道路土工の（解表 4-6）を参考にした広い範囲を設定したものと見える。

（5）土石等の内部摩擦角 ϕ

内部摩擦角 ϕ は、衝撃力の算出時、裏込め土のせん断強度の算定時に用いられるパラメータである。手引きでは以下の文献が引用文献と示されているが、いずれも平成13年以降更新変更が加わっているため、以下の引用は更新後の表とした。

新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年4月）

表 8-21 土質定数および湿潤単位体積重量の目安

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	
盛	礫および礫まじり砂	縮囲めたもの	20	40	0
	砂	縮囲めたもの	20	35	0
土	砂質土	粒径幅の広いもの	19	30	0
		分級されたもの	19	25	30以下
	粘性土	縮囲めたもの	18	15	50以下
	関東ローム	縮囲めたもの	14	20	10以下
自	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0
		密実でないもの	19	35	0
然	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下
		密実でないもの	17	25	0
地	粘性土	固いもの	18	25	50以下
		やや軟らかいもの	17	20	30以下
		軟らかいもの	16	15	15以下
盤	粘土およびシルト	固いもの	17	20	50以下
		やや軟らかいもの	16	15	30以下
	関東ローム	やや軟らかいもの	14	10	15以下
			14	5 (ϕ_v)	30以下

「新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）p. 203」

※表の参照元は設計要領第一集（土工）（2016年8月）

解表4-5 裏込め土・盛土の強度定数

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c) ^{注2)}
礫質土	35°	—
砂質土 ^{注1)}	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。

注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

引用元：道路土工-擁壁工指針- (平成 24 年 7 月) p. 66

新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (表 8-21) では、せん断抵抗角 (内部摩擦角) として 15~40° の範囲が示され、手引きが示す範囲と一致する。粘性土の場合は 15~25°、砂・砂質土の範囲は 25~35°、礫・礫混じり 35~40° と土質の種類により値の範囲は異なる。一方、道路土工の表 (解表 4-5) では、前述の土質ごとの値の範囲から、粘性土は上限値、砂質土は中央値、礫質土は下限値をそれぞれ採用されている。このことから、新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例が示す値の範囲は、土木設計全般で採用されている内部摩擦角とみなせ、表 1.1 で手引きが示す内部摩擦角と整合している。

(6) 土石等の流体抵抗係数 f_b

土石等の流体抵抗係数とは、土石等が移動する際の抵抗を表す係数で、芦田・江頭ほかによる流体抵抗係数の実験によれば、以下のように報告されている。

粗度のある斜面において土石等がある程度変形が進んだ場合、流体抵抗係数は 0.015~0.06 の範囲にある。また、過去の災害事例に適用した場合、0.025 程度が最も過去の災害を再現することができた。

土塊の空隙が水で飽和している場合は、流体抵抗は斜面に接触している間隙水が滑動に伴ってせん断されるために発生するものと考えられたが、実験結果においても流体抵抗は滑動速度に依存せず、斜面条件に応じて一定値になる傾向があった。例えば粗度なし斜面で 0.03~0.075、粗度のある斜面では 0.15~0.6 という流体抵抗の値を示していた。ただし、数値のばらつきが実験精度によるものか、土塊の材料の違いによるものかは今後の検討課題である。

土塊の変形が無視できるような段階では上記の実験値が参考になるが、変形がある程度進み、土塊の一部が流動化する段階では f_b はかなり小さくなり、上記の実験値の約 1/10 の値を実験では示していた。昭和 58 年 7 月豪雨による山腹崩壊の 2~3 例について崩土の停止距離を検討した際、現地における土塊の変形状態を考慮して $f_b=0.02$ を与えると、停止距

離に関する計算値と実測値は比較的良好に一致した。

芦田・江頭ほか(1984)

流体抵抗係数の定義や実用的な値の適用範囲については、芦田・江頭ほか^aにおいても議論の余地があるとしながら、斜面条件や土質状況によって一定値になる係数であると示唆している。文献から斜面の粗度や傾斜角などの斜面条件や、変形の程度を示す土塊の条件などに規制されることが考えられる。

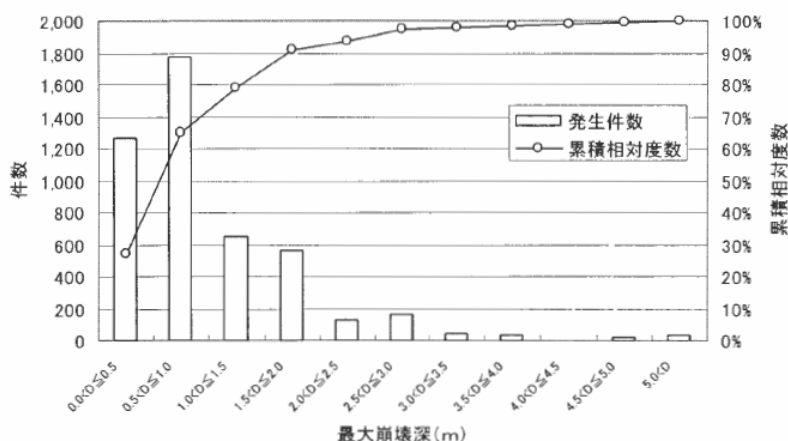
手引きに記載されている流体抵抗係数の値の範囲は0.015~0.06であり、芦田・江頭ほか^bの粗度のある斜面での値の1/10となっている。これは、移動する土石流が「変形がある程度進み、一部流動化した段階では約1/10になる」という報告を適用したものと考えられる。

また、手引き中に提示される参考値 $f_b=0.025$ は、芦田・江頭ほか^aが実験値から推定した値の範囲0.015~0.06の下限値に近い値であるが、芦田・江頭ほか^aでは実際の現象には $f_b=0.02$ が最も実測値と近かったと報告がある。手引き側の検討では $f_b=0.025$ が過去の現象との再現性が良好だったとのことで、値としては調和的である。一方、土石が流動化しない場合の f_b の取りうる値についてなど、検討の余地があるといえる。

(7) 土石等の移動高さ h_{sm}

既往の実験、研究成果によれば、土石等の移動高さは崩壊深の1/2と報告されており、土石等の移動高さは、現地状況や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。なお、推定が困難な場合には、以下に示す災害データによる崩壊深を推定することにより設定することができる。なお、推定が困難な場合には、以下に示す災害データによる崩壊深を参考に設定しても良い。

崩壊深について



参図4-2 最大崩壊深の頻度と累積相対度数

崩壊深については、昭和57年1月から平成6年12月にかけての全国で発生した崩壊災害データをもとに最大崩壊深を指標として整理が行われている。

本法律（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）では、技術的に予知・予測が可能な表層崩壊等による土砂災害を対象としており、深層崩壊等の通常想定できないような大規模な災害は対象としない。このため災害データが保存されているものから、災害の規模が極端に大きいものを除き、最大崩壊深の発生頻度を以下のように整理している。

集計された4,671件のデータのうち、約91%の崩壊深が2 m以下であり、2 mより深いデータは顕著に頻度が小さな値となっている。

これより、がけ崩れ災害データから通常起こりうる急傾斜の崩壊を、最大崩壊深2.0 m以下と考えた場合、土石等の移動の高さは1/2として1.0 m以下に設定できる。

「全国がけ崩れ災害データ」

手引きが示す値の根拠として、崩壊深さと土石の移動高さの2点について、土砂法制定時に収集されたがけ崩れ災害データ（以下、「がけ崩れデータ」）をもとに統計的な根拠が示されている。また、これまで有力な根拠を示す報告例は他になく、土砂法制定時に収集されたデータから示す値として整合性のある値であった。

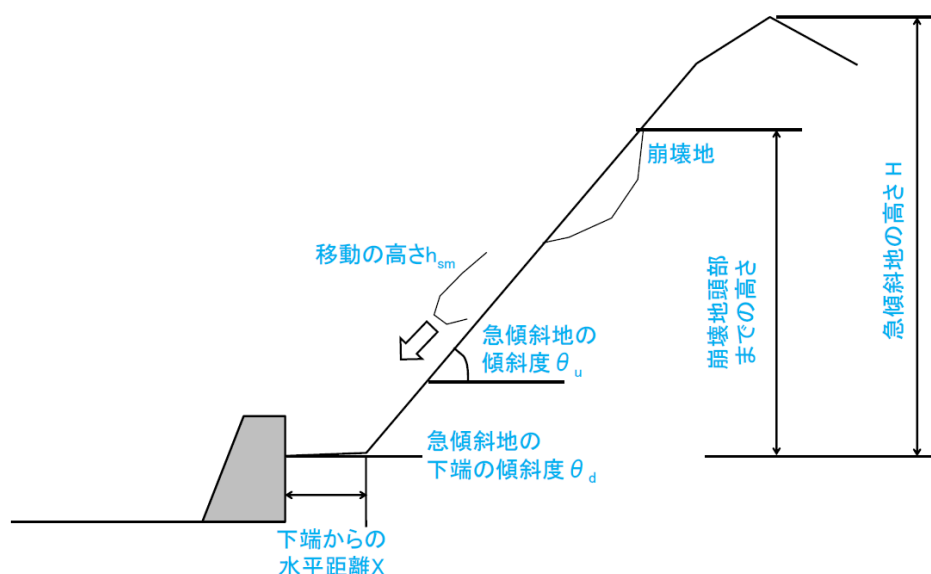


図 1.1 告示式で用いられる地形条件の定義および計測箇所

1.4. 統計データに基づく適用範囲の確認

表 1.1 で示されている参考値については既往文献に基づき「手引き」の中で提示されているが、土石等の移動高さ h_{sm} を除く、(8)～(11)のパラメータについては、現地地形条件であるため参考値は与えられていない(図 1.1)。そこで、国総研「令和元年度 斜面崩壊データ整理業務報告書」に整理されている斜面崩壊のデータ（以下、「斜面崩壊デー

タ」、12,421件)を元に、項目として収集されている(7)土石等の移動高さ、(8)急傾斜地の高さ、(9)急傾斜地の傾斜度について、統計的な検討を行った。なお、このデータは平成30年度までのデータが整理されており、前述の「がけ崩れデータ」の調査・収集期間についても内包されている。

1.4.1. 土石等の高さ(崩壊の深さ) h_{sm}

「手引き」で示される参考値については、これまでの過去の実験や研究の報告から、斜面崩壊深の1/2程度になるという経験則から求められており、「がけ崩れデータ」の統計的特徴から2mの半分である1mという値が得られている。本検討においても、崩壊の深さの1/2を土石等の高さとして整理した。

表1.3が示すように、「斜面崩壊データ」整理結果では、崩壊深については同様の0~50mと幅があり、2.0~2.4m以降から急激にその頻度が減少している。50m等の大きな値は頻度の低い崩壊であり、異常値として扱える。また、最小値である0mについても規模が小さい崩壊で件数も多いため、これら上下端の値については外れ値として検討から外すこととし、上下の5%ずつを除いた10%調整値で再整理を行った(表1.3赤枠内)。

表 1.3 データ整理を行った斜面および崩壊地の統計値

	全データ	累積頻度 5%~95% (上下 5%カット)
統計値	崩壊地深さ[m]	崩壊地深さ[m]
最大	50	3
最小	0	0.1
中央値	0.8	0.8
平均	1.1	0.9
標準偏差	1.5	0.6
データ数	21,421	19,450

表-12.5.1 崩壊の深さ(昭和47年~平成30年)

崩壊の深さ(m)	個数	頻度(%)	相対累積頻度(%)
0.0~0.4	6,154	28.7	28.7
0.5~0.9	5,476	25.6	54.3
1.0~1.4	4,952	23.1	77.4
1.5~1.9	1,627	7.6	85.0
2.0~2.4	1,751	8.2	93.2
2.5~2.9	326	1.5	94.7
3.0~3.4	561	2.6	97.3
3.5~3.9	67	0.3	97.6
4.0~4.4	145	0.7	98.3
4.5~	362	1.7	100.0
計	21,421		

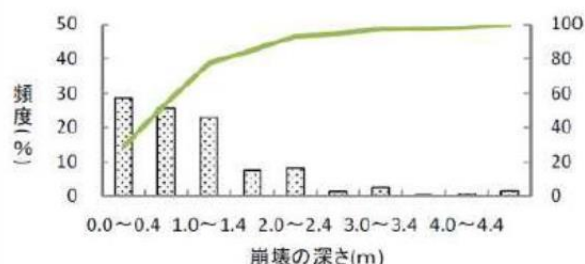


図-12.4.1 崩壊の深さ(昭和47年~平成30年)

図 1.2 斜面崩壊データの崩壊深の整理結果

上下端の5%を除去した場合、統計値はそれぞれ大幅に減少し、前項1.3の参図4-2の

崩壊深分布に近似する。また、「手引き」で崩壊深の安全側の最大値とする 90 パーセンタイル値については、「斜面崩壊データ」では 2.0～2.4 m とやや高い値の範囲を示すものの、「がけ崩れデータ」90 パーセンタイル値の 2.0 m を内包する結果が得られた。「がけ崩れデータ」に収集された崩壊事例数は、平成 6 年までの 4,651 件であるのに対し、新たに収集された「斜面崩壊データ」は約 4 倍の 21,421 件の崩壊事例が収集されており、事例数の増加に関する斜面災害の特性や背景を確認する必要がある。

1.4.2. 急傾斜地の高さ、急傾斜地の傾斜度

「斜面崩壊データ」から、急傾斜地の高さと同様に傾斜度について図 1.1 の定義に基づいて統計データを整理した（表 1.4、図 1.3、図 1.4）。検討の上で、土石等の高さ h_{sm} 同様に外れ値や異常値を検討するためにデータ分布の両端 5 % を除去した 10 % 調整値についても併記し、整理を行った（表 1.4 右赤枠）。

これらのデータは手引きでは参考値が示されておらず、それぞれの平均値では 23.6 m → 19.8 m、斜面勾配については 48.7 ° → 48.3 ° と、全データから調整値にすると減少傾向を示した。

表 1.4 斜面崩壊データの統計値

統計値	全データ		累積頻度 5%~95%	
	斜面高さ[m]	斜面勾配[°]	斜面高さ[m]	斜面勾配[°]
最大	1000	95	70	75
最小	1	0	5	30
中央値	15	45	15	45
平均	23.6	48.7	19.8	48.3
標準偏差	30.4	14.1	13.7	11.6
データ数	23,775	16,509	21,586	14,987

表-11.1.1 斜面の高さ(昭和47年~平成30年)

斜面の高さ(m)	個数	頻度(%)	相対累積頻度(%)
0~9	6,154	25.9	25.9
10~19	7,374	31.0	56.9
20~29	3,943	16.6	73.5
30~39	2,538	10.7	84.2
40~49	1,207	5.1	89.2
50~59	981	4.1	93.4
60~69	432	1.8	95.2
70~79	275	1.2	96.3
80~89	191	0.8	97.1
90~99	99	0.4	97.6
100~	581	2.4	100.0
計	23,775		

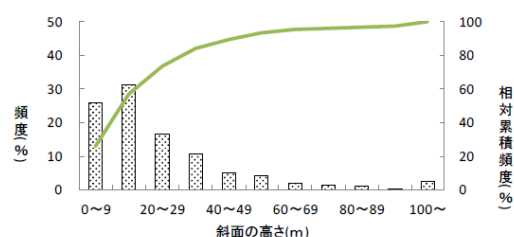


図-11.1.1 斜面の高さ(昭和47年~平成30年)

図 1.3 斜面の高さの分布

表-11.3.1 斜面の勾配(昭和47年～平成30年)

斜面の傾斜度(°)	個数	頻度(%)	相対累積頻度(%)
0～9	15	0.1	0.1
10～19	48	0.3	0.4
20～29	373	2.3	2.6
30～39	3,360	20.4	23.0
40～49	5,305	32.1	55.1
50～59	2,737	16.6	71.7
60～69	2,551	15.5	87.2
70～79	1,489	9.0	96.2
80～	631	3.8	100.0
計	16,509		

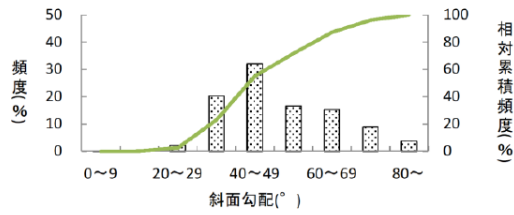


図-11.3.1 斜面の傾斜頻度分布(昭和47年～平成30年)

図 1.4 斜面の傾斜度の分布

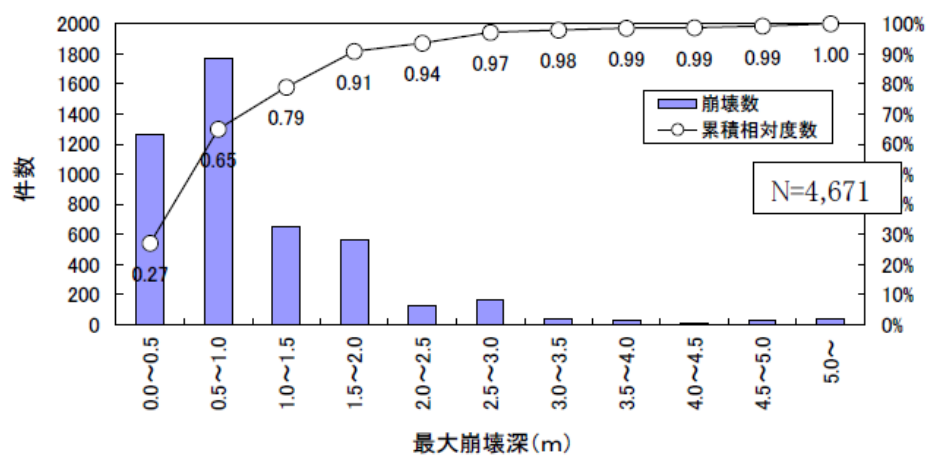
1.4.3. データの重複確認

地形条件パラメータのうち、土石等の高さに用いられる崩壊深については「手引き」でも統計データ参考値が示されており、参考基準値（ここでは累積頻度で91%値）が一致しないものの、「がけ崩れデータ」と「斜面崩壊データ」のヒストグラムは類似したデータ分布を示していた。ここで、それぞれのデータの収録期間、重複等について整理した。

「がけ崩れデータ」は昭和57年1月から平成6年12月までの13年間に全国で発生した「がけ崩れ災害データ」をもとに4,671件の事例が収集されているが、同じ期間における「斜面崩壊データ」のデータ数は6,469件であった（表1.4）。

両者の同期間における崩壊深のヒストグラムを比較すると、2.0m以下のデータ量はいずれも91%となっている（図1.5）。また件数について着目すると、全体として斜面崩壊データが多いものの、相対度数を比較すると「手引き」は0.5m以下が1%多く、1.0～1.5mが1%少ないものの、件数の分布の割合としては概ね同じであった（図1.6、図1.7）。このことから、「手引き」で使用されたデータは「斜面崩壊データ」からある一定の外れ値を除去したものと推察される。

[土砂災害防止法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)]



[令和元年度 斜面崩壊データ整理業務報告書 (国総研)]

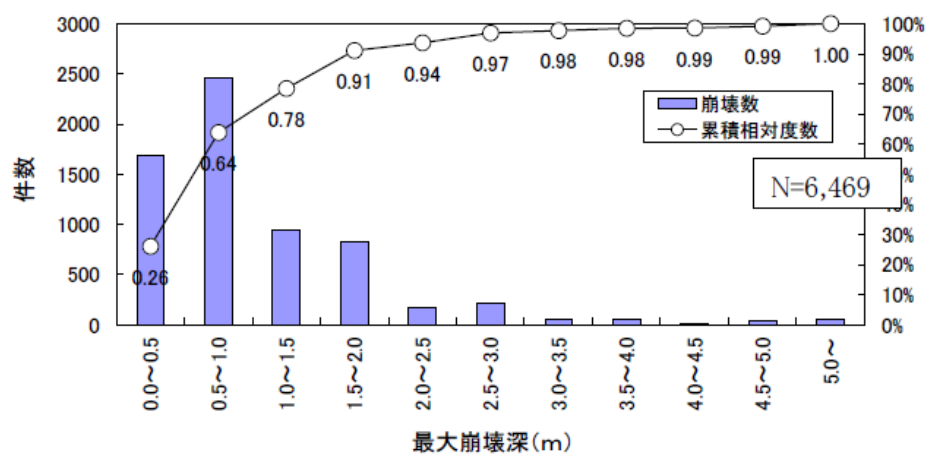


図 1.5 最大崩壊深のヒストグラムと累積相対頻度の比較

[件数の比較]

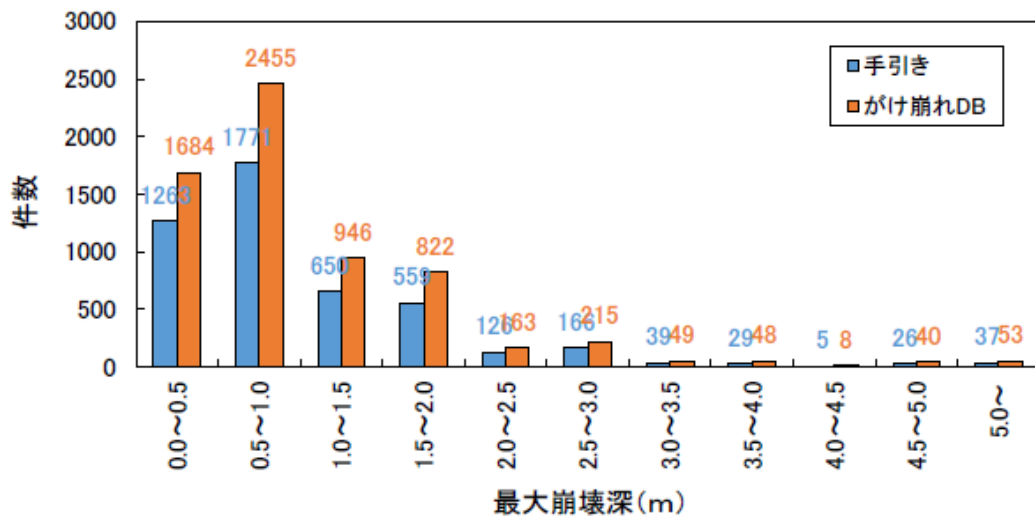


図 1.6 崩壊深別の発生頻度分布

[相対度数の比較]

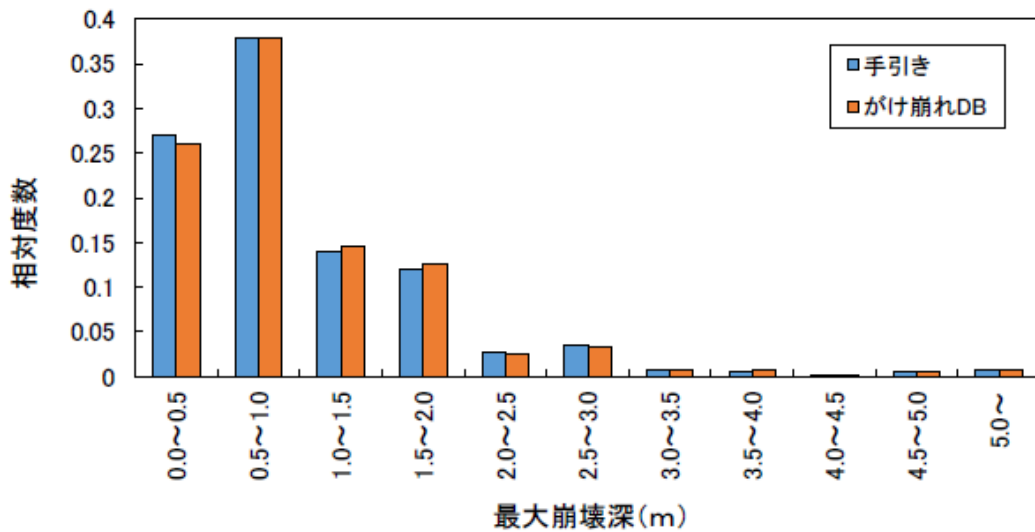


図 1.7 崩壊深別の相対度数分布

※データ収集範囲について

手引きでは凡例「0.0~0.5」と標記され、範囲「 $0.0 < N \leq 0.5$ 」として集計されているのに対して、がけ崩れDBでは、凡例「0.0~0.4」と標記され、範囲「 $0.0 \leq N < 0.5$ 」として集計されているので、両者の比較の際は留意が必要。

1.4.4. 降雨データと崩壊規模の関係について

図 1.5 では「がけ崩れデータ」と「斜面崩壊データ」のデータ分布は調和的であったが、図 1.2 では代表値に差があることがわかる。ここで、土砂災害の起因となる降雨との関連を確認するために、気象庁公開の降雨データ（期間：斜面崩壊データと同期間）を参照にすると、1 時間降水量 50 mm 以上の発生回数は増加傾向にあることがわかる（図 1.8）。同様に「斜面崩壊データ」が示す崩壊の発生頻度も漸増傾向にあり、降水量変化に伴う崩壊頻度の増加は関連があることがわかる（図 1.9）。

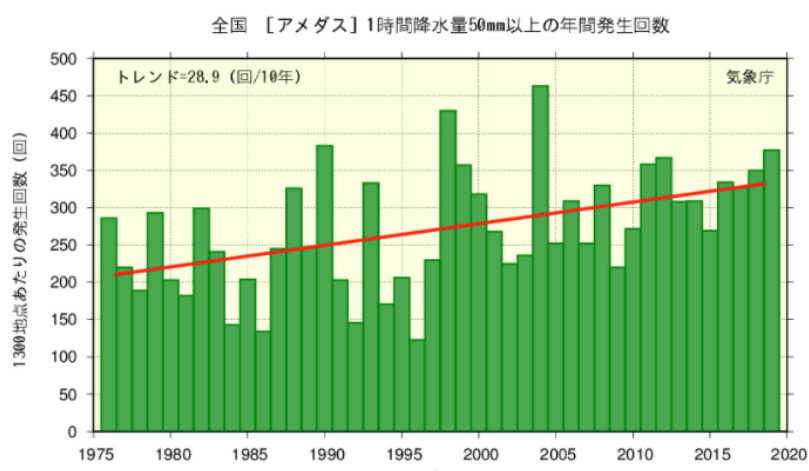


図 1.8 全国の 1 時間降水量 50 mm 以上の年間発生回数の経年変化（1769～2019 年）

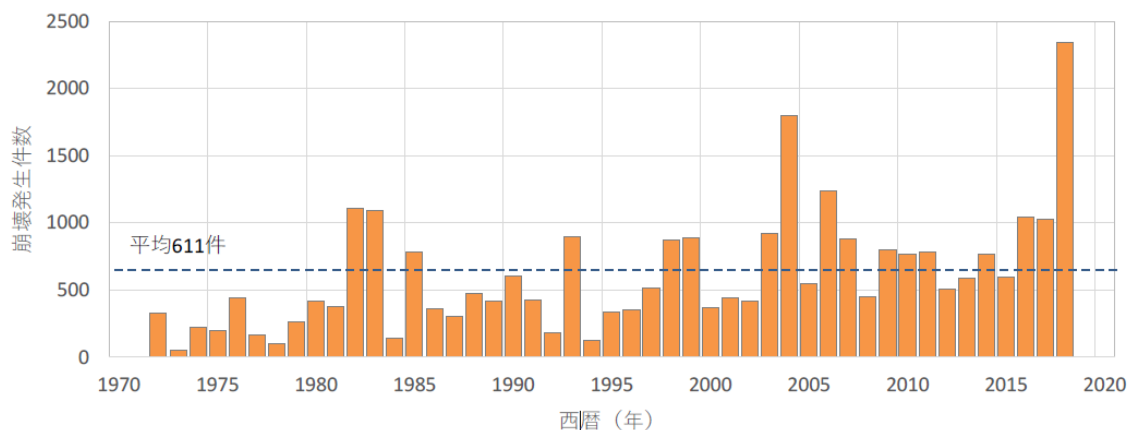


図 1.9 崩壊発生件数の経年変化（1972～2018）

和元年度 面崩壊データ整理業務報告書より

1.4.5. 降雨データと崩壊規模データの推移

降雨データを時系列に整理すると漸増傾向にあることが明らかになり、崩壊発生件数についても若干の変動がありながらも漸増していることがわかった。ここで、斜面崩壊データから、降雨に関する情報として「①発生までの連続雨量」、「②発生時までの日雨量」、崩壊の規模として「③崩壊部分の幅」、「④崩壊部分の深さ」、「⑤崩壊土量」についてデータを収集し整理した。

整理方法は、昭和47年（1972年）～平成30年（2018年）までのデータについて10年ごとに集計し（平成24～30年は7年間）、年平均件数を比較してデータバーを含めて整理した。また、災害発生件数が漸増傾向であり、件数の影響を無視するために集計年度ごとの相対頻度を算出した。

① 発生時までの連続雨量

表1.5に示す連続降雨量別の崩壊発生件数では、連続雨量350mm以上の降雨で発生した崩壊数は、直近の平成24年～30年が最も多く、次いで平成14年～23年が多く、最近では350mm以上の大きな降雨に増加傾向がみられる。

各年度での相対頻度を表1.6に示す。表では各年代の単純平均よりも発生件数が多いものを赤枠で、少ないものを緑枠で囲った。平成24年～30年は250mm以上の連続降雨の割合が増えて、200mm未満のデータが相対的に少なくなっていることがわかる。昭和47年～平成13年は相対的に200mm未満の降雨の割合が多くなっている。

表 1.5 【年代別】発生時までの連続雨量ごとの崩壊の年平均件数

発生時までの連続雨量 (mm)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～50	37	74	66	84	61	321	13.2	13.2
50～100	46	87	82	93	74	381	15.7	28.8
100～150	44	79	99	118	84	423	17.4	46.2
150～200	32	99	55	106	78	369	15.2	61.4
200～250	31	77	47	86	71	312	12.8	74.2
250～300	16	45	25	64	51	201	8.2	82.4
300～350	9	40	20	36	44	148	6.1	88.5
350～400	7	18	11	28	43	106	4.4	92.9
400～450	5	11	9	16	11	51	2.1	95.0
450～500	3	7	4	12	7	32	1.3	96.3
500～	15	11	8	31	26	91	3.7	100.0
計	244.2	546.4	424.2	672.1	550.3	2437		

※平成24年～平成30年は7年間のデータ、

※データ範囲は以上～未満

表 1.6 【年代別】発生時までの連続雨量の相対頻度

発生時までの連続雨量 (mm)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	相対頻度 (%)	累積相対頻度 (%)
0～50	15%	13%	16%	12%	11%	13%	13.2
50～100	19%	16%	19%	14%	13%	16%	28.8
100～150	18%	14%	23%	18%	15%	17%	46.2
150～200	13%	18%	13%	16%	14%	15%	61.4
200～250	13%	14%	11%	13%	13%	13%	74.2
250～300	6%	8%	6%	10%	9%	8%	82.4
300～350	4%	7%	5%	5%	8%	6%	88.5
350～400	3%	3%	3%	4%	8%	4%	92.9
400～450	2%	2%	2%	2%	2%	2%	95.0
450～500	1%	1%	1%	2%	1%	1%	96.3
500～	6%	2%	2%	5%	5%	4%	100.0
計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	

※平成24年～平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上～未満

② 発生時までの日雨量

年代別、日雨量別の崩壊件数では、250 mm以上の降雨は平成14年～23年、平成24年～30年で多くなる傾向がみられるが、昭和57年～平成3年では、300～350 mm、450～500 mmの降雨で最も発生件数が多くなっており、崩壊の発生件数も多くなっている（表 1.7）。

各年度で相対頻度を表 1.8 に示す。その各年度の単純平均より多いものを赤枠、少ないものを緑枠で囲った。昭和57年～平成3年の300～350 mm、450～500 mmが多いものの、傾向として平成14年以降は150 mm以上の日雨量割合が増えていることが確認できる。なお、発生件数の平均値が集計するデータにより若干異なっているが、集計するデータに値がない場合は集計できないため、データの違いによるものである。

表 1.7 【年代別】発生時までの日雨量ごとの年平均件数

発生時までの日雨量 (mm)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～50	58.5	103.7	89.8	87.6	61.1	401	16.5	16.5
50～100	45.3	85.8	95.9	117.5	88.3	433	17.8	34.4
100～150	53.7	84.0	98.1	141.0	104.3	481	19.8	54.2
150～200	32.0	77.4	48.3	114.5	83.6	356	14.7	68.8
200～250	25.3	31.7	41.8	73.1	75.1	247	10.2	79.0
250～300	13.0	35.9	19.6	49.4	51.7	170	7.0	86.0
300～350	7.6	67.1	22.0	27.6	40.9	165	6.8	92.8
350～400	2.0	12.1	9.3	18.5	16.0	58	2.4	95.2
400～450	0.9	6.5	3.2	6.5	7.1	24	1.0	96.2
450～500	1.7	43.1	2.8	8.5	3.9	60	2.5	98.7
500～	5.2	1.2	3.0	12.0	10.6	32	1.3	100.0
計	245.2	548.5	433.8	656.2	542.6	2,426		

※平成24年～平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上～未満

表 1.8 【年代別】発生時までの日雨量の相対頻度

発生時までの日雨量 (mm)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	相対頻度 (%)	累積相対頻度 (%)
0～50	24%	19%	21%	13%	11%	17%	16.5
50～100	18%	16%	22%	18%	16%	18%	34.4
100～150	22%	15%	23%	21%	19%	20%	54.2
150～200	13%	14%	11%	17%	15%	15%	68.8
200～250	10%	6%	10%	11%	14%	10%	79.0
250～300	5%	7%	5%	8%	10%	7%	86.0
300～350	3%	12%	5%	4%	8%	7%	92.8
350～400	1%	2%	2%	3%	3%	2%	95.2
400～450	0%	1%	1%	1%	1%	1%	96.2
450～500	1%	8%	1%	1%	1%	2%	98.7
500～	2%	0%	1%	2%	2%	1%	100.0
計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	

※平成24年～平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上～未満

③崩壊部分の幅

年代別・崩壊部分の幅別の年平均件数では、近年、幅 15m 未満の崩壊件数が増加していることが確認できる。幅 15m 以上は、平成 24 年～30 年で若干減少しているが、発生件数は概ね横ばいとなっている（表 1.9）。また、年度ごとの累積相対頻度でも、年平均件数と同様の傾向がみられる（図 1.10）。

表 1.9 【年代別】崩壊部分の幅の年平均件数

崩壊部分の幅 (m)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～5	16.4	59.2	78.3	172.2	145.6	471.7	18.0	18.0
5～10	65.5	135.4	132.3	234.6	168.6	736.4	28.2	46.2
10～15	59.5	125.6	104.7	154.9	118.6	563.3	21.5	67.7
15～20	34.8	75.7	47.0	62.2	36.3	256.0	9.8	77.5
20～25	30.0	69.9	43.5	58.5	38.4	240.3	9.2	86.7
25～30	10.1	20.7	14.2	13.7	5.7	64.4	2.5	89.2
30～35	14.0	30.8	19.7	30.0	18.9	113.4	4.3	93.5
35～40	3.6	5.8	5.1	3.5	1.1	19.1	0.7	94.3
40～45	6.7	15.8	8.5	9.9	6.3	47.2	1.8	96.1
45～50	1.4	2.0	2.1	0.9	0.3	6.7	0.3	96.3
50～	13.7	22.4	20.4	24.3	15.6	96.4	3.7	100.0
計	255.7	563.3	475.8	764.7	555.3	2614.786		

※平成24年～平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上～未満

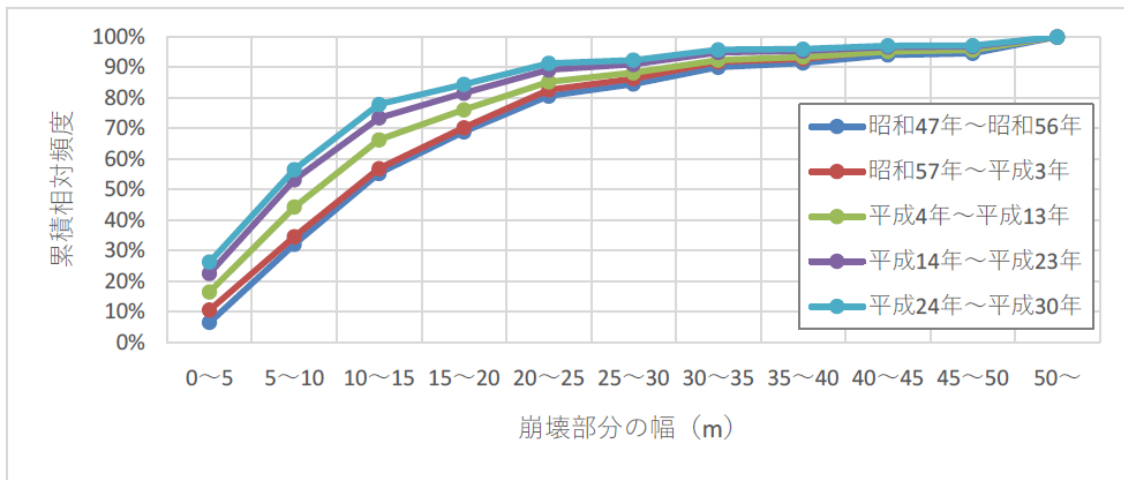


図 1.10 【年代別】崩壊部分の幅の累積相対頻度

③ 崩壊部分の深さ

斜面崩壊データは、昭和 47 年～平成 11 年と平成 12 年以降の 2 期間で収集するデータが異なる。崩壊深については、平成 12 年以降は直接的に収集されていないため、崩壊土砂量を崩壊幅で割ることにより間接的に算出したものが整理されている。

年代別・崩壊部分の幅別の年平均件数は、平成 14 年以降で崩壊部分の深さ 0.5m 未満の事例が大きく増加し、0.5～2.5 m の事例は減少している。2.5 mm 以上事例は、減少傾向に見えるがどの年代も件数が少ないため、大きい崩壊を含む災害等の有無が影響している可能性が考えられる（表 1.10）。

年度ごとの累積相対頻度は、平成 14 年以降は深さ 0.5m 未満が 50 % 以上を占めており、1.5m 以下で、累積相対頻度は概ね 90 % となっている（図 1.11）。

表 1.10 【年代別】崩壊部分の深さの年平均件数

崩壊部分の深さ (m)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～0.5	13.0	57.8	79.9	314.7	214.3	680	30.2	30.2
0.5～1	44.1	154.0	130.0	158.5	87.1	574	25.5	55.6
1～1.5	78.5	177.2	117.8	88.2	47.9	510	22.6	78.2
1.5～2	38.6	63.1	36.2	19.6	7.4	165	7.3	85.5
2～2.5	46.2	63.0	37.8	22.4	8.1	178	7.9	93.4
2.5～3	7.4	11.6	7.0	5.6	1.4	33	1.5	94.9
3～3.5	14.3	18.6	13.5	7.6	3.0	57	2.5	97.4
3.5～4	2.0	2.4	1.4	0.9	0.0	7	0.3	97.7
4～4.5	3.7	3.8	4.2	2.5	0.4	15	0.6	98.3
4.5～5	0.0	0.8	0.1	0.2	0.0	1	0.0	98.4
5～	6.4	7.3	11.5	7.2	3.9	36	1.6	100.0
計	254.2	559.6	439.4	627.4	373.6	2254		

※平成24年～平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上～未満

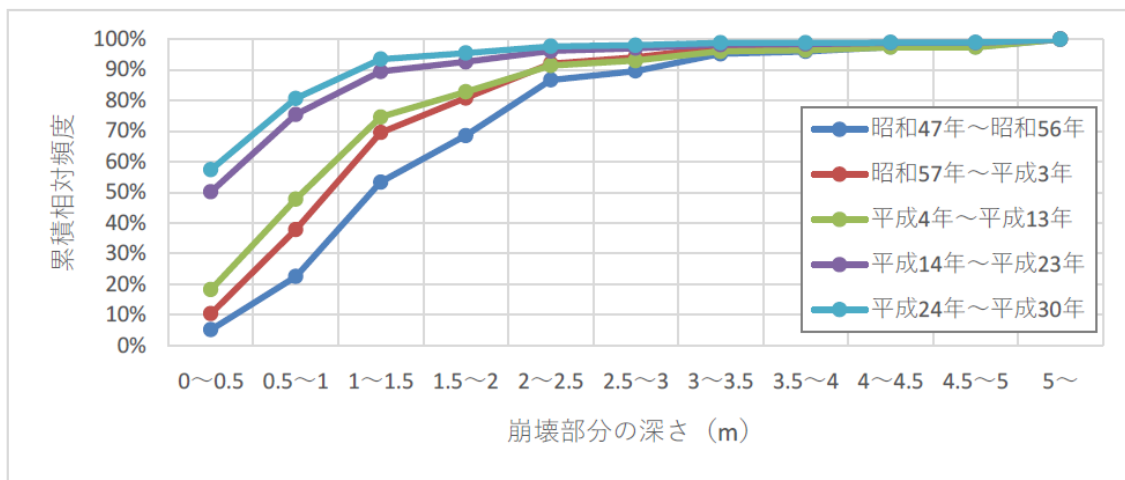


図 1.11 【年代別】崩壊部分の深さの累積相対頻度

⑤崩壊土量

表 1.11 に年代別・崩壊土砂別の年平均件数を示すように、平成 14 年以降で 40 m³未満の土砂量が大きく増加している。崩壊土量 120 m³以上では減少傾向か概ね同じ件数となっている。

図 1.11 に累積相対頻度を示すように、近年になるほど土量 40 m³以下の割合が大きくなっている。また、200 m³未満と 200 m³以上で累積相対頻度の傾向が変化しているが、データ集計範囲が一定でないことが影響したものと考えられる。

表 1.11 【年代別】崩壊土量の年平均件数

崩壊土量 (m ³)	昭和47年～昭和56年	昭和57年～平成3年	平成4年～平成13年	平成14年～平成23年	平成24年～平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積頻度(%)
0～40	85.2	222.9	264.1	451.3	306.1	1,330	56.7	56.7
40～80	47.8	88.5	58.6	70.8	38.6	304	13.0	69.7
80～120	30.0	53.1	37.4	39.2	21.0	181	7.7	77.4
120～160	18.5	33.0	17.2	15.3	10.0	94	4.0	81.4
160～200	5.5	11.6	4.4	3.9	1.9	27	1.2	82.6
200～300	20.9	39.3	19.2	21.0	9.9	110	4.7	87.3
300～500	19.6	43.7	19.1	20.3	8.7	111	4.8	92.1
500～1000	12.8	34.0	15.7	14.9	6.6	84	3.6	95.6
1000～2000	7.1	18.4	8.7	9.3	4.7	48	2.1	97.7
2000～5000	3.7	10.7	5.2	6.3	2.6	28	1.2	98.9
5000～	3.2	6.4	4.8	3.3	7.7	25	1.1	100.0
計	254.3	561.6	454.4	655.6	417.7	2,344		

※平成24年～平成30年は7年間のデータ
 ※データ範囲は以上～未満

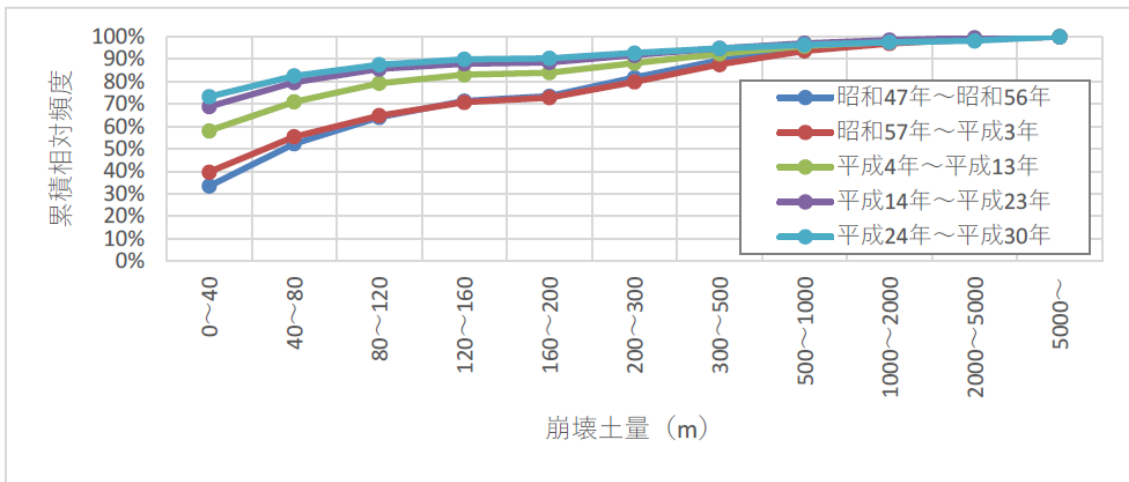


図 1.12 【年代別】崩壊土量の累積相対頻度

1.5. 感度分析によるパラメータの影響度および影響範囲の評価

表 1.1 で示した各パラメータについて、文献調査及び統計データから整理した適用範囲について確認できたが、手引きにおける参考値や算出された統計値では、各パラメータが取りうる値の幅や単位が異なるため、相互影響の度合いが判定できない。そこで、各パラメータの移動の力に対する感度分析を行い、各パラメータを定量化し、影響度の大きさを比較した。

1.5.1. 移動の力への影響評価

表 1.12 に示す手引きの参考値や統計値をもとに、土質性状パラメータは「手引き」の参考値を使用し、現地条件パラメータについては統計データをもとに標準値及び適用範囲（90%調整値）を設定したうえで、感度分析を行った（図 1.13、図 1.14）。

表 1.12 感度分析における標準値と変動範囲

	告示式で示されているパラメータ	種別	手引きの参考値	感度分析の標準値	パラメータの適用範囲	適用範囲の設定根拠	
(1)	土石等の比重 σ	崩壊土砂の土質性状パラメータ	2.6	2.6	2.6 ~ 2.8	文献	
(2)	土石等の容積濃度 c		0.5	0.5	0.45 ~ 0.55		
(3)	土石等の密度 ρ_m		1.8 t/m ³	1.8 t/m ³	1.72 ~ 1.99 t/m ³	計算値	
(4)	土石等の単位堆積重量 γ		14-20 kN/m ³	-	-	ρ_m で代用	
(5)	土石等の内部摩擦角 ϕ		15-40°	30°	15 ~ 40°	文献	
(6)	土石等の流体抵抗係数 f_b		0.025	0.025	0.015 ~ 0.06		
(7)	土石等の移動高さ h_{sm}	現地条件パラメータ	1	1.0 m	0.25 ~ 1.5 m	斜面崩壊データ + 崩壊深の1/2	
(8)	急傾斜地の高さ H		現地条件設定条件	15 m (中央値)	15 m (中央値)	5 ~ 70 m	斜面崩壊データ
(9)	急傾斜地の傾斜度 θ_u			45° (中央値)	45° (中央値)	30 ~ 75°	
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 θ_d			0°	0°	0 ~ 20°	統計データなし
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X			0 m	0 m	0 ~ 5 m	

感度分析における標準値と適用範囲の解析結果について、それぞれ整理すると以下のとおりである。

- ✓ 流体抵抗係数 f_b や内部摩擦角 ϕ 土石の密度 ρ_m など土質性状パラメータによる影響感度は小さく、現地条件パラメータの半分程度であった。
- ✓ 急傾斜地の高さ H 、土石等の高さ h_{sm} 、急傾斜地の傾斜度 θ_u など、現地条件パラメータの初期値を変更すると 96 kN/m² 以上変化することがわかった。
- ✓ 文献や統計データの範囲値を使う場合は中央値を用いて値を設定したが、パラメータ初期値によっては変動の幅が変化する。
- ✓ 急傾斜地傾斜度 θ_u は変動範囲内での分布が凸型のピークを有している。そのため、与える初期値によって移動の力影響量が変化する可能性がある。

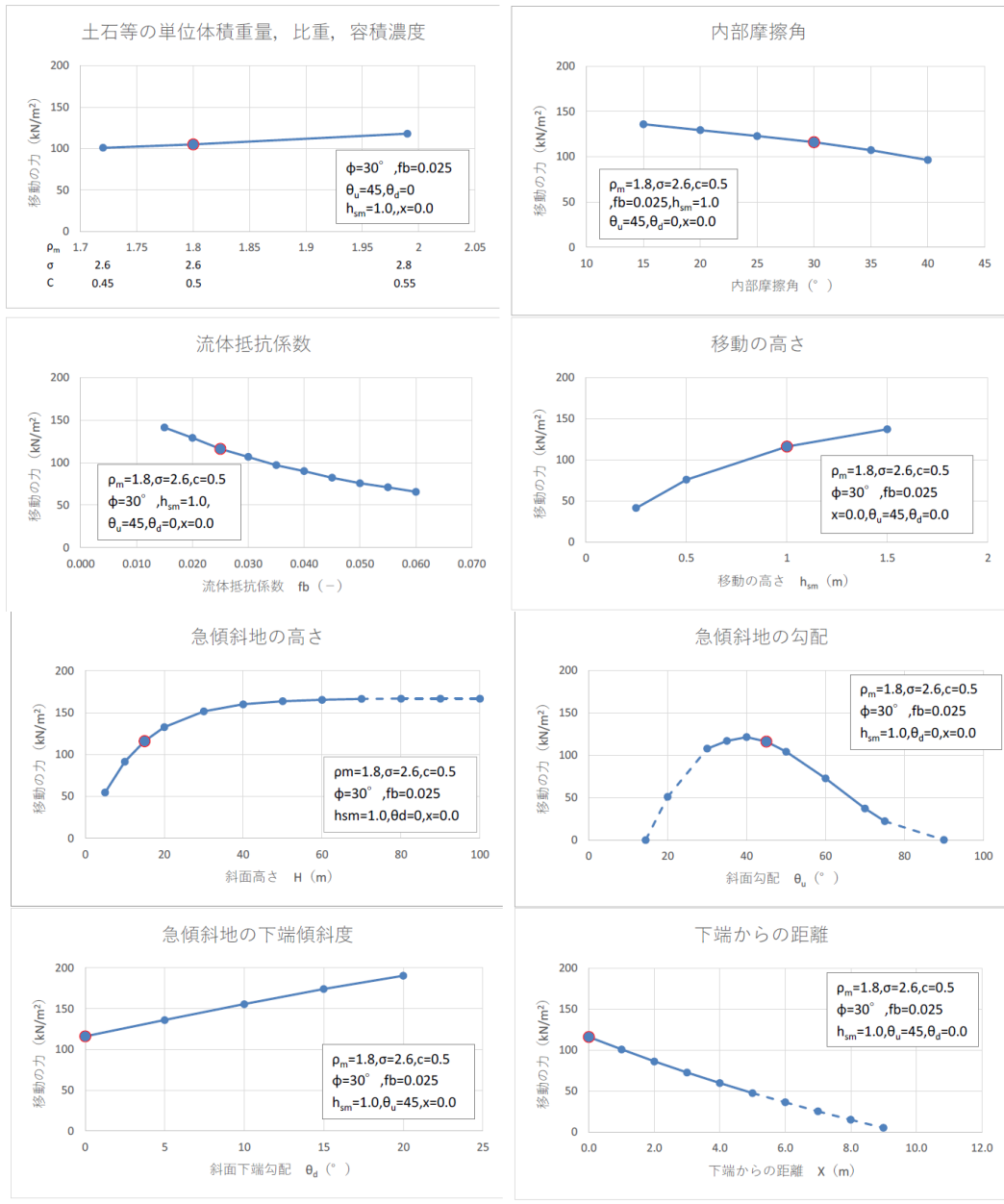


図 1.13 各パラメータの適用範囲における感度分析結果

1.5.2. 統計値を考慮した影響範囲について

感度分析の結果のうち、統計データが存在する土石等の移動高さ h_{sm} 、急傾斜地の高さ H 、急傾斜地の傾斜度 θ_u について、感度分析による影響度と頻度を踏まえて再度整理を行った。

整理方法は感度分析範囲のうち、平均値と標準偏差をもとに $\pm 1\sigma$ の範囲で移動の力に与える影響を評価した、統計データがある告示式の変数の平均値および標準偏差は表 1.13 に

示す通りである。感度分析結果に統計情報による平均値や標準偏差の範囲を追加し図 1.15 に示す。

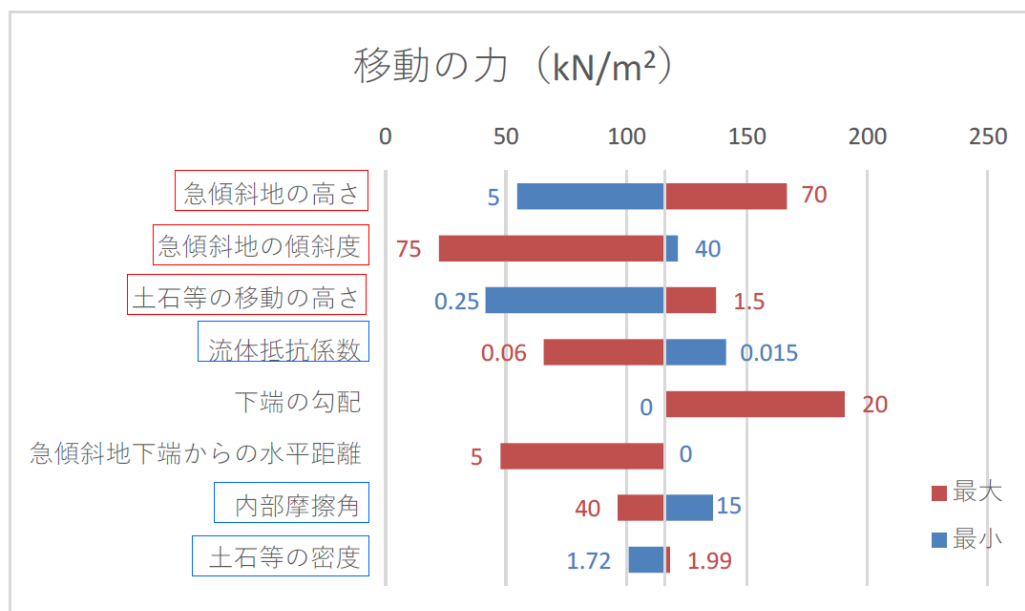
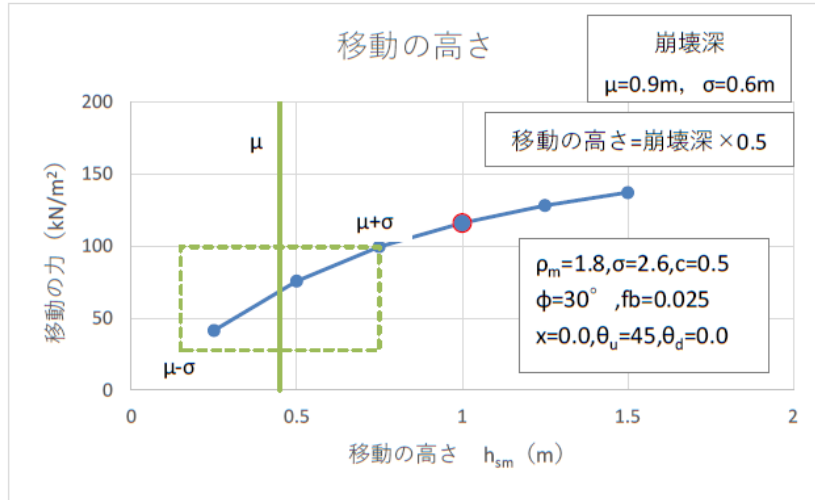


図 1.14 各パラメータの影響度（移動の力に与える影響）

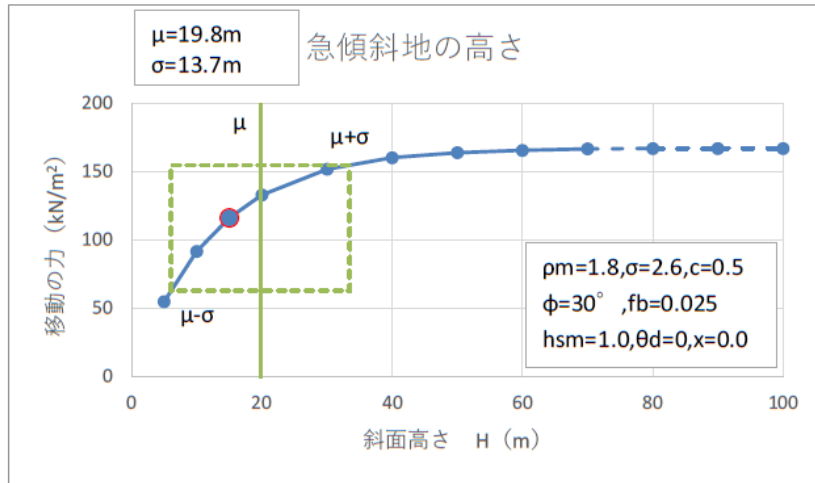
表 1.13 告示式の変数と統計値

告示式の変数	単位	感度分析標準値	平均値 μ	標準偏差 σ	$\mu - \sigma$	$\mu + \sigma$	統計最小値	統計最大値
崩壊の深さ	m	-	0.9	0.6	0.3	1.5	0.1	3
土石等の移動高さ h_{sm} 崩壊の深さ $\times 1/2$	m	1	0.45	0.3	0.15	0.75	0.05	1.5
急傾斜地の高さ H	m	15	19.8	13.7	6.1	33.5	5	70
急傾斜地の傾斜度 θ_d	度	45	48.3	11.6	36.7	59.9	30	75

[土石等の移動高さ h_{sm}]



[急傾斜地の高さ H]



[急傾斜地の傾斜度 θ_u]

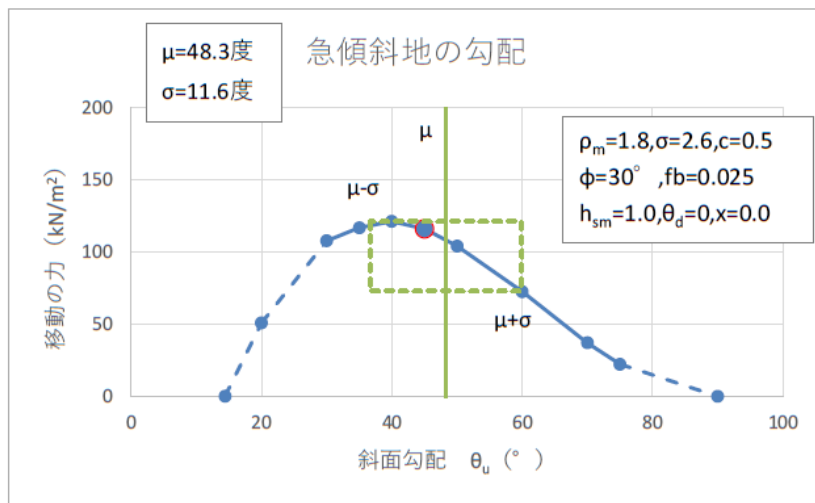


図 1.15 感度分析における平均値±標準偏差の影響範囲

表 1.14 に感度分析による移動の力の変動幅と、その影響順位を示し、分析結果について図 1.16 にまとめた。統計データが利用できる土石等の移動の高さ、急傾斜地の高さ、急傾斜地の傾斜度の3つの地形条件パラメータについては、平均値から標準偏差 $\pm 1\sigma$ の範囲における移動の力の変化の幅を緑のラインで示した。また、各パラメータの表示順は、統計データを考慮しない場合の影響順に上から並べた。

感度分析の結果からは(7)～(9)の3つの地形条件パラメータの影響が大きいという結果が得られたが、データ分布から偏差を考慮すると、(9)の急傾斜地の傾斜度の影響は相対的に小さくなることが確認できた。一方、(1)～(5)の土質性状パラメータは全体的に影響度が低いことが確認されたが、(6)の流体抵抗係数だけは全体に与える影響度が高いことが示された。

表 1.14 パラメータ適用範囲の移動の力への影響度

	告示式で示されているパラメータ	種別	手引きの参考値	感度分析の標準値	パラメータの適用範囲	移動の力の変動幅(偏差考慮)	感度分析による影響順位	偏差考慮による影響順位
(1)	土石等の比重 σ	土質性状 パラメータ	2.6	2.6	2.6 ~ 2.8	17 kN/m ²	8	8
(2)	土石等の容積濃度 c		0.5	0.5	0.45 ~ 0.55			
(3)	土石等の密度 ρ_m		1.8 t/m ³	1.8 t/m ³	1.72 ~ 1.99 t/m ³			
(4)	土石等の単位堆積重量 γ		14-20 kN/m ³	-	-			
(5)	土石等の内部摩擦角 ϕ		15-40°	30°	15 ~ 40°	40 kN/m ²	7	7
(6)	土石等の流体抵抗係数 f_b		0.025	0.025	0.015 ~ 0.06	76 kN/m ²	4	2
(7)	土石等の移動高さ h_{sm}	現地条件 パラメータ	1	1.0 m	0.25 ~ 1.5 m	96(72) kN/m ²	2	4
(8)	急傾斜地の高さ H		現地条件 設定条件	15 m (中央値)	5 ~ 70 m	112(92) kN/m ²	1	1
(9)	急傾斜地の傾斜度 θ_u			45° (中央値)	30 ~ 75°	99(45) kN/m ²	3	6
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 θ_d			0°	0 ~ 20°	75 kN/m ²	5	3
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X			0 m	0 ~ 5 m	68 kN/m ²	6	5

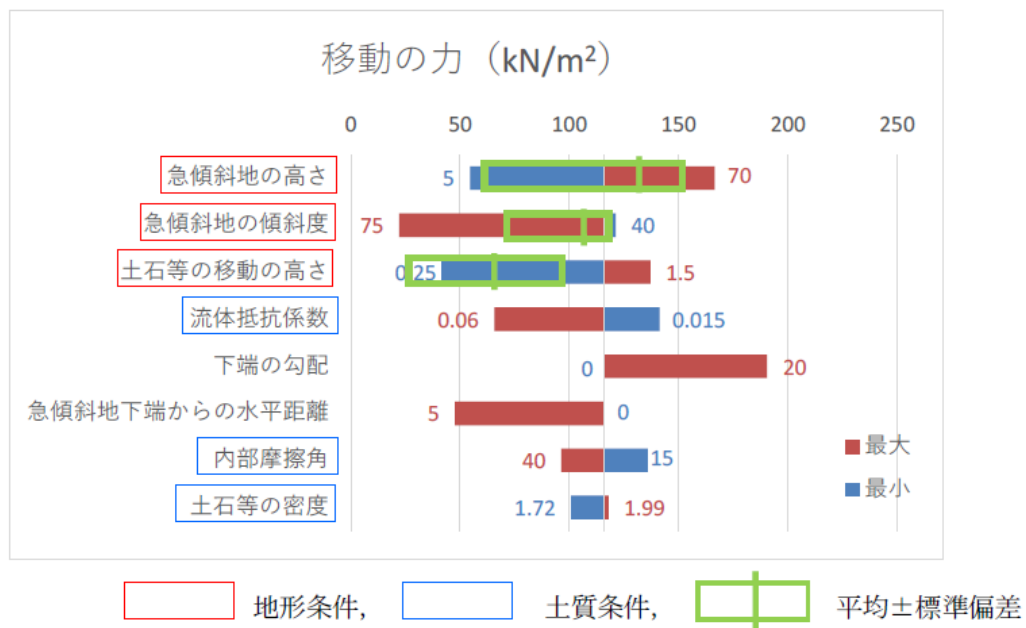


図 1.16 統計的な再整理を行った感度分析結果 (移動の力に与える影響)