

2. パラメータ検証のためのサンプル調査

前章では、擁壁にかかる衝撃力の計算根拠となる告示式のパラメータについて、参考文献および統計データをもとに感度分析を行った。告示式で求められる移動の力に対する影響度がパラメータによって異なり、土質性状パラメータよりも現地条件パラメータが与える影響が強い場合が多いことが明らかになった。

一方、土質性状パラメータのうち、流体抵抗係数 f_b が最も影響度の高いパラメータであった。流体抵抗係数が示す土質特性の一つに、崩壊土砂の流動性が挙げられ、流動性の高さに相反して流体抵抗値が高くなるという性質を持つが、衝撃力を求める式には崩壊土砂の流動化のしやすさを示すパラメータは含まれておらず、流体抵抗係数と土砂の流動性を関連付ける指標について検討する必要がある。

ここで、現地において崩壊土砂となり得る潜在的な不安定土層においてサンプリングを実施し、土質試験によって試料の土質性状を調べるとともに、斜面規模や集水面積を調査し、土砂の流動化に関する既往の文献について整理を行った。

2.1. 調査地概要

調査は急傾斜地崩壊防止施設が設置されている斜面を設定し、集水面積の異なる2つの斜面を選定した。それぞれ斜面位置によって土質性状が異なることを想定して、斜面の上部・中部・下部の3箇所です質試験に使用する不攪乱試料を採取した。調査地の土質はいずれも砂質土であり、礫の混入が見られた地点①の長崎県圀地区では試験等は礫の混入を避けて試料を採取した。

表 2.1 調査地概要

	調査地	集水面積 [m ²]	斜面高さ [m]	土質
地点①	長崎県 圀地区	4,856	64	礫混じり砂質土
地点②	福島県 山の神地区	868	27	砂質土

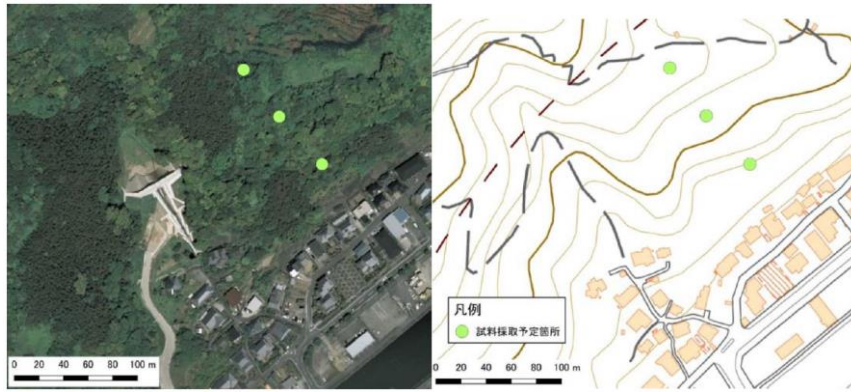


図 2.1 サンプルング位置 (調査地①)



図 2.2 調査地① 土層断面 (左から斜面下部、中部、上部)

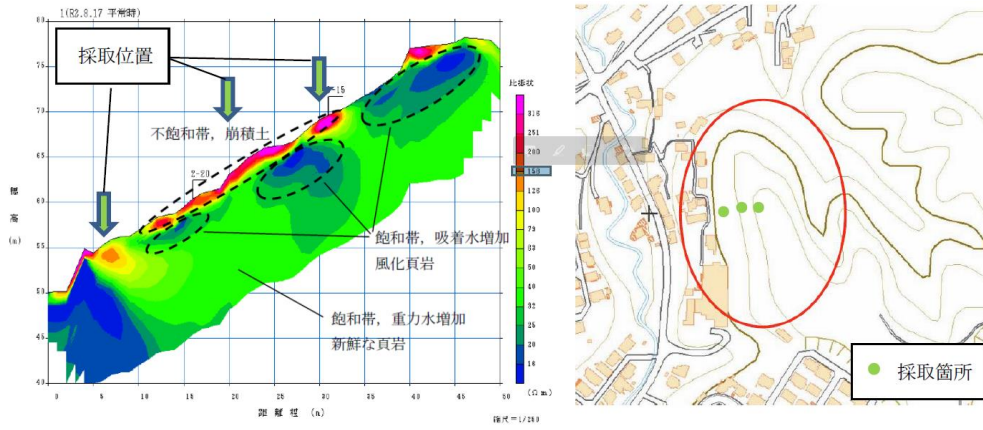


図 2.3 サンプルング位置図 (調査地②)



図 2.4 調査地② 土層断面（左から斜面下部、中部、上部）

2.2. 流動化しやすさの評価

土砂の流動性については 1950 年代より研究が行われており、その土砂動態については Bagnold(1954)が提唱する Grain flow model や、Reynold(1954)が提唱する Entrapped gas model が主流とされていたが、岩屑なだれのような乾いた崩壊が対象であった。1970 年代に入り、土質性状や含水状態の関係で発生機構を説明する Excess porewater pressure model の研究が行われるようになった（矢沢ほか, 1990 など）。これらの研究の流れの中で崩壊土砂の流動性や流動化のしやすさの指標がいくつか提案されてきた。

2.2.1. 概略流動化指標（AMI）

当時はまだ未崩壊斜面の土質から、崩壊した場合の土砂の流動性を推定する手法等は提案されておらず、Ellen and Fleming（1987）によってアメリカ西部で発生した斜面崩壊による土砂の流動化について、土質性状を元に流動しやすさを判定する概略流動化指数（以下、AMI）が提示された（p. 41 に詳述）。

AMI は、飽和時含水比と液性限界の比率で表され、1.0 以上の場合は容易に流動化しやすい状態を表し、0.45 より小さい場合には逆に流動化しない状態を表している。

$$\text{概略流動化指標(AMI)} = \frac{\text{飽和時含水比}}{\text{液性限界}} \quad (6)$$

AMI ≥ 1.0	: 容易に流動化する
1.0 > AMI ≥ 0.45	: 含水比が上昇すると流動化
0.45 ≥ AMI	: 流動化しない

本検討においても各種土質試験結果から、土砂の流動化指標としての適用性を検討するために AMI を算出した（表 2.2）。なお、土質試験については以下の試験を実施した。

- ✓ スランプユーンによるコンシステンシー試験（JIS A 1171 準用）

- ✓ 最小密度・最大密度試験 (JIS A 1224)
- ✓ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202)

表 2.2 土質試験結果と AMI

地区名	試料名	湿潤	乾燥	土粒子	自然	粒度分布				液性・塑性限界試験			算出		
		密度	密度	の密度	含水比	礫	砂	シルト	粘土	液性	塑性	塑性	間隙比	飽和時	A.M.I
		ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	Wn%	%	%	%	%	W _L %	W _P %	I _p	-	%	-
囲	斜面下	1.26	0.98	2.68	29.0	34	25	21	20	55.6	30.1	25.5	1.74	65.0	1.2
	斜面中	1.14	0.93	2.65	17.2	48	14	21	18	49.6	28.2	21.4	1.86	70.2	1.4
	斜面上	1.40	1.13	2.60	24.6	39	12	25	25	47.7	26.0	21.7	1.30	50.1	1.1
山の神	斜面下	1.86	1.53	2.65	22.0	2	52	23	23	31.4	18.4	13.0	0.30	27.7	0.88
	斜面中	1.58	1.35	2.62	17.2	0	53	28	19	37.3	21.8	15.5	0.94	36.1	0.97
	斜面上	1.72	1.38	2.61	24.2	0	48	28	22	33.8	23.2	10.6	0.89	34.0	1.0

土質試験結果から、囲地区の3試料はいずれも1.0を超えており、容易に流動化する判定が得られ、山の神地区においても斜面上方は流動化しやすい判定が得られた。囲地区の土質は巨礫まじりの崖錐堆積物であり、空隙や固結度の低いマトリクスが存在するため間隙比が大きくなりやすく、そのため飽和時含水比が高く算出されている。また、液性限界試験は34~48%含まれる礫分を除去しているため、礫まじり土としては高い液性限界が算出されてしまっている点からも、非常に流動性の高い土質特性を示しているといえる。

一方、山の神地区は砂質の崩土からなるが、砂と細粒分が概ね均等に構成されているため間隙比が小さく、液性限界も一般的な値となっている。

2.2.2. 飽和に必要な降雨量について

各種土質試験で得られた値をもとに、斜面の土層が飽和するのに必要な降雨量を現地集水面積から推定した(表2.3)。また、土層が液性限界に達するのに必要な降雨量についても同様に推定を行った(表2.4)。推定では以下の仮定条件のもとに実施した。なお、実効水量については過去最大と近年(10年以内)で最大の値を併記しているが、本来土層への降雨の流入量と流出量から算出すべき値だが、流出量を求めることが困難な本検討においては、参考値として土壌雨量指数を土層内の含水量とみなした。また、過去最大と近年で最大の実効雨量のときの飽和時含水比および液性限界から、試料のAMI推定値を求めた(表2.5)。

- ✓ 直接降雨は、降った雨がそのまま土層内に留まっている状態とする。
- ✓ 崩壊地の体積は現地斜面の高さ(28 m)をもとに、がけ協資料から崩壊高さ26~30 mのときの崩壊土量(=210 m³)とする
- ✓ 集水面積については、降った雨がすべて集中し、かつ斜面中にとどまり流出しない状態とする。

表 2.3 飽和に必要な降雨量

地区名	試料名	1m ³ あたり			直接降雨	実効水量 ※土壌雨量指数		210m ³ あたり		
		自然 含水量	飽和時 含水量	必要 含水量	必要な 降雨量			必要な 含水量	集水 面積	必要な 降雨量
		(t)	(t)	(t)	(mm)	(mm)	(t)	(m ²)	(mm)	
囲	斜面下	0.28	0.64	0.35	352	332 (1982年7月)	219 (2011年6月)	74	4856	15
	斜面中	0.16	0.65	0.49	491			103	4856	21
	斜面上	0.28	0.57	0.29	288			60	4856	12
山の神	斜面下	0.34	0.42	0.09	87	167 (1977年9月)	165 (2019年10月)	18	868	21
	斜面中	0.23	0.49	0.25	254			53	868	61
	斜面上	0.33	0.47	0.14	135			28	868	33

表 2.4 液性限界に達するのに必要な降雨量

地区名	試料名	1m ³ あたり			直接降雨	実効水量 ※土壌雨量指数		210m ³ あたり		
		自然 含水量	液性限界 時含水量	必要 含水量	必要な 降雨量			必要な 含水量	集水 面積	必要な 降雨量
		(t)	(t)	(t)	(mm)	(mm)	(t)	(m ²)	(mm)	
囲	斜面下	0.28	0.54	0.26	260	332 (1982年7月)	219 (2011年6月)	55	4856	11
	斜面中	0.16	0.46	0.30	300			63	4856	13
	斜面上	0.28	0.54	0.26	261			55	4856	11
山の神	斜面下	液性限界に達する前に飽和				167 (1977年9月)	165 (2019年10月)	液性限界に達する前に飽和		
	斜面中									
	斜面上	0.33	0.47	0.13	133			28	868	32

2 地区の推定結果を整理すると以下のとおりである。

- ✓ 囲地区は山の神地区よりも間隙比が大きいため、飽和に必要な単位面積当たりの実効水量は多くなる。一方、集水範囲に降った雨が一斜面に集中すると仮定した場合、囲地区の集水面積の方が大きいため少ない実効水量で飽和に達すると考えられる。
- ✓ 過去最大の実効雨量の場合、一試料以外（山の神地区斜面中以外）はすべて AMI が 1.0 以上を示した。試料のサンプリングを実施した斜面には小崩壊の跡が複数認められており、これらの崩壊は既往の降雨によって土層の含水比が液性限界に達した発生したものと考えられる。一方で、山の神地区の試料では飽和時 AMI は 1.0 未満であることから、その場合は飽和水量を超える降雨が必要となる（表 2.2）
- ✓ 崩壊の発生メカニズムとして、水分飽和による土層中の間隙率の上昇がせん断強度を低下させ崩壊に至るパターンと、降雨の浸潤による土層中のサクシオン減少が粘着力の低下を起し崩壊に至るパターンが考えられる。規模の小さい急傾斜地での崩壊を考えると後者の場合が多く、土層が飽和する前に液性限界に達する可能性がある囲地区の斜面では、崩壊時に土石の流動化が起きる危険があると推察できる。

表 2.5 過去最大雨量時から推定される AMI

地区名	試料名	近年最大			過去最大				
		実効雨量(mm) ※土壌雨量指数	1m ³ あたり 自然含水量 + 実効水量 (t)	降雨時含水比 (%)	降雨時 A.M.I	実効雨量(mm) ※土壌雨量指数	1m ³ あたり 自然含水量 + 実効水量 (t)	降雨時含水比 (%)	降雨時 A.M.I
圃	斜面下	219 (2011年6月)	0.50	51.4	0.9	332 (1982年7月)	0.62	63.0	1.1
	斜面中		0.38	40.9	0.8		0.49	53.1	1.1
	斜面上		0.50	44.0	0.9		0.61	54.0	1.1
山の神	斜面下	165 (2019年10月)	0.50	32.8	1.0	167 (1977年9月)	0.50	32.9	1.0
	斜面中		0.40	29.4	0.8		0.40	29.6	0.8
	斜面上		0.50	36.1	1.1		0.50	36.3	1.1

2.3. 概略流動化指数と流体抵抗係数

芦田・江頭ほか^bの研究では、粒度調整を行った試料をもとに流路実験を行い、それらの試料の流体抵抗係数は 0.015~0.06 の値の範囲にあるとしている。ここで、物性値から求められる流動化指数と、実験値である流体抵抗係数の関連を検討するため、芦田・江頭ほか^bで報告されている粒度調整試料と概ね同等の試料を複数作成し、液性限界試験、最小最大密度試験、土粒子密度試験を実施し、得られた物性値をもとに AMI を求めた。なお、液性限界試験については、代替試験としてスランプコーンによるコンシステンシー試験結果から換算している (Matsuo et al., 1970)。

使用した試験試料の粒度分布を図 2.5 に示すが、D₅₀ が大きくなるにつれてバランスの偏重した粒度の悪い試料であることがわかる。次にこれらの試料最大密度のときと最小密度の時の AMI を算出した (表 2.6・表 2.7)。

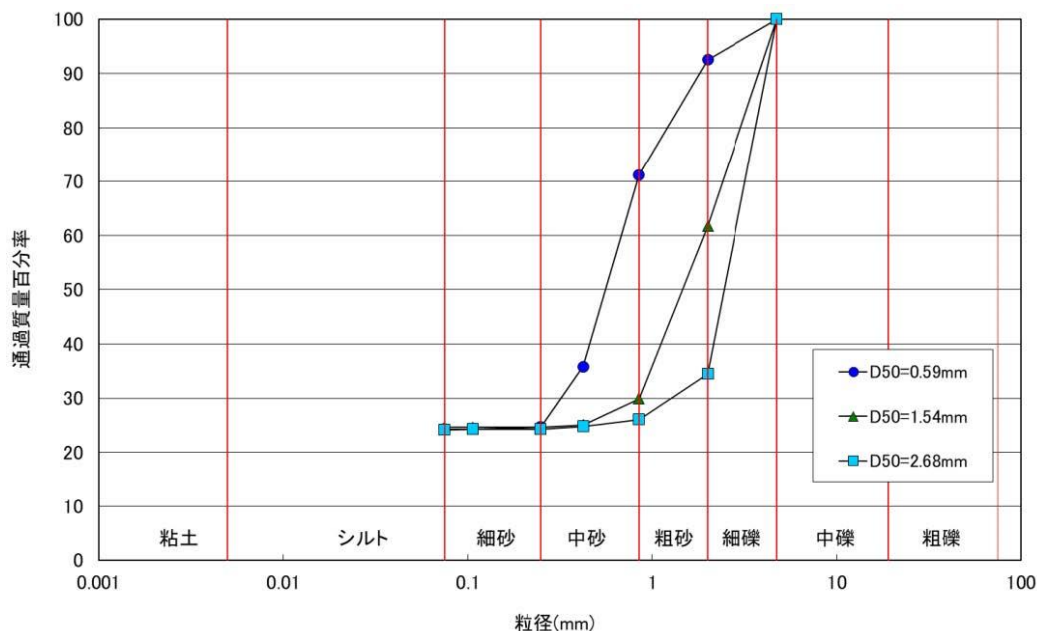


図 2.5 試験試料の粒径加積曲線

表 2.6 最大密度試験結果と AMI

最大密度 (最も密な試料)		土粒子 密度	乾燥密度	間隙比	飽和時 含水比	液性限界	A.M.I
地区名	試料名	g/cm ³	g/cm ³		%	%	
試験砂	D50=0.59	2.63	1.537	0.71	27.0	29.75	0.91
	D50=1.54	2.624	1.248	1.10	42.0	29.31	1.43
	D50=2.68	2.621	0.785	2.34	89.2	29.8	2.99

表 2.7 最小密度試験結果と AMI

最小密度 (最も緩い試料)		土粒子 密度	乾燥密度	間隙比	飽和時 含水比	液性限界	A.M.I
地区名	試料名	g/cm ³	g/cm ³		%	%	
試験砂	D50=0.59	2.63	1.037	1.54	58.4	29.75	1.96
	D50=1.54	2.624	0.804	2.26	86.3	29.31	2.94
	D50=2.68	2.621	0.451	4.81	183.6	29.8	6.16

地盤工学会資料では土質試験試料の乾燥密度の最小最大値は、最小密度で 1.153～1.912 g/cm³、最大密度で 1.519～2.213 g/cm³ と報告がある。本試験では D₅₀ = 0.59 mm のみ範囲内に収まる試料であった。

各試験で得られた AMI の推定値では、最も密に締固めた試料の AMI は 0.91～2.99 であり、最も緩く作成した試料では 1.96～6.16 という値が得られた。このことから、本試験で使用した試料はいずれも AMI が高い傾向にあり、芦田・ほか^bの研究ではかなり流動化しやすい試験試料を用いて実験を行ったことが示唆された。

流体抵抗係数と概略流動化指標に関する検討結果を整理すると以下のとおりである。

- ✓ 擁壁の設計に用いる告示式中の流体抵抗係数は芦田・江頭ほか^bの報告をもとに、実際の災害地に該当する $f_b = 0.025$ を一般的な値として適用している
- ✓ 芦田ほかの実験で f_b の取り得る範囲は 0.015～0.06 に収まると報告があったが、同様の条件下での試験結果では、試料の $f_b = 0.02$ は相当流動化が進んだ状況であることが確認された。
- ✓ 芦田ほかの実験の再現試料で行った試験では、試料の AMI は 2～6 と指標となる 1.0 を大きく上回っていた。
- ✓ AMI は本来崩壊による土石流化のしやすさの判定となるが、1.0 を超える場合は流動化した土砂の到達範囲や流走距離に関する指標を示しているといえる。
- ✓ 芦田ほかを示す流体抵抗係数の取り得る範囲では、AMI は 2 を超える高い値となり、AMI と流体抵抗係数を単純に関連づけることは困難であるといえる。

2.4. 流体抵抗係数の検証結果の整理

2.1～2.3の結果より、流体抵抗係数のパラメータ設定の妥当性について妥当性を考察した。

手引きで示されている流体抵抗係数の取り得る範囲（0.015～0.06）は、崩壊が発生するのに必要な水量以上が必要となるため、集水面積が広く、浸透量が大きくなる必要がある。土層の概略流動化指数 AMI が小さい斜面や、集水範囲の小さな斜面などの土砂の流動化が無視できるような斜面では、一般的な値として $f_b=0.025$ を適用すると移動の力を過大評価している可能性がある。

一方、斜面の規模が小さく、集水量が見込めない現場条件では $f_b > 0.025$ とし、衝撃力を小さく見込んで危険は小さいと判断できる。流動化しないと見込めるような斜面の場合、芦田ほかで報告のある $f_{b\max} = 0.06$ 採用しても危険側への影響は小さいと推測される。

崩壊土砂が流動化しない場合の流体抵抗係数の取り得る範囲や適切な値については、概略流動化指数との関連づけはできなかった。崩壊土砂の流動化と流体抵抗係数の関係把握には、今後水路実験を交えた両者の検討が望ましいといえる。

球磨川氾濫域の急傾斜施設調査

パラメータ検証のための基礎資料とするため、令和2年7月豪雨において球磨川流域で氾濫した地域に設置された急傾斜施設の調査を行った。

河川氾濫により急傾斜施設が浸水した事例として、令和2年8月に実施された球磨川流域の浸水エリアでの調査結果を表2.8に示す。そのうち擁壁工が大きく浸水した箇所は3箇所あり、のNo.5島田地区、No.9堤(A)地区、No.10簞瀬(えびらせ)地区である。

No.5島田地区は擁壁高3.2mに対して5.6mの浸水があった箇所である。擁壁形式は背面に水路が設置されていることから、重力式擁壁と推察される。なお擁壁の打ち継ぎ目にズレが認められたが、浸水の影響については判定不能であった。

No.9堤(A)地区は擁壁高さ2.8～3.5mに対して3.6mの浸水があった。擁壁形状は、施設背面の状況から重力式擁壁と推察される。なお施設や斜面には変状は認められなかった。

No.10簞瀬地区は擁壁高さ6～7mに対して5mの浸水があった。擁壁形状は、擁壁高さからもたれ式擁壁であると推察される。なお、施設や斜面に変状は認められなかった。

この調査では、河川反乱で完全に水没した重力式擁壁および7～8割水没したもたれ式擁壁ともに変状は確認されなかったといえる。

表 2.8 球磨川浸水域急傾斜施設調査 総括表

No.	危険箇所番号	箇所名	所在地	管内図の急傾斜地崩壊危険区域表No.	施設種	施設高※	浸水高※	施設の変状
1	203 I-43	麓町	人吉市麓町麓町	84	擁壁工	6m (カルテ)	1.55m (現地痕跡)	無し
2	203 I-44	田町	人吉市田町田町	2	擁壁工	11~15m (カルテ)	0.8m (住民情報)	無し
3	203 I-30	灰久保(西間下D)	人吉市西間下町西間下	140	擁壁工		無し	
4	203 I-6	中神B	人吉市中神町中神	888	待受式擁壁工	2.5m (現地計測)	1.4m (住民情報)	無し
5	513 I-46	島田	球磨郡球磨村渡島田	613	擁壁工+吹付工	3.2m (現地計測)	5.6m (現地痕跡)	打ち継ぎ目にズレ
6	513 I-26	柳詰	球磨郡球磨村一勝地柳詰	671	擁壁工		0.2m (現地痕跡)	無し
7	513 I-28	宮園	球磨郡球磨村一勝地宮園	467	のり枠工		5m (現地痕跡)	無し
8	513 I-23	大坂間	球磨郡球磨村一勝地大坂間	844	擁壁工, 吹付工	5m (現地目算)	1~2m (住民情報)	無し
9	513 I-7	堤(A)	球磨郡球磨村神瀬堤	841	擁壁工	2.8~3.5m (現地計測~カルテ)	3.6m (現地痕跡)	無し
10	513 I-4	熊瀬	球磨郡球磨村神瀬熊瀬	717	擁壁工	6~7m (カルテ)	5m (現地痕跡)	無し
11	482 I-65	岩屋川内	葦北郡芦北町熊瀬岩屋川内	257	現地に到達できず、未調査			
12	461 I-77	瀬戸石	八代市坂本町川岳瀬戸石	176	擁壁工		無し	
13	461 I-62	下鎌瀬	八代市坂本町鎌瀬下鎌瀬	382	擁壁工	3.2m (現地計測)	2.4m (住民情報)	無し
14	461 I-26	合志野(B)	八代市坂本町荒瀬合志野	403			無し	
15	461 I-14	松崎	八代市坂本町坂本松崎	221	擁壁工		無し	
16	461 I-6	下代瀬	八代市坂本町中谷下代瀬	228	擁壁工		無し	
17	461 I-2	瀬高	八代市坂本町中谷瀬高	603	擁壁工		無し	

※ 施設高は、現地計測または急傾斜地斜面カルテによる
浸水高は、住民からの情報による痕跡計測または調査員の観察による痕跡計測による

【土砂の流動性の指標について】

AMI (Approximate Mobility Index) は土砂の流動しやすさを示す指標であり、山下・石川ほか(1992) や山本・石川ほか(1999) においても、国内の土砂災害事例での土砂動態に関して言及されている。本資料では告示式内に示されている流体抵抗係数 f_b との関連について検討を行っているが、近年の土砂災害で特徴的な土砂の長距離移動現象について、土砂の流動性という視点から改めて考察を行った。

崩壊土砂の流動性に関する既往の研究について、大倉(2004)によって詳しく整理されているが、その中で過剰間隙水圧(Excess Pore-water Pressure)が崩壊の発生および土砂の流動性に大きく関与すると指摘している。平成 30(2018)年北海道胆振東部地震で発生した崩壊の多くは、これまでの降雨などで崩壊がみられなかった緩斜面でも発生し、谷頭斜面だけでなく平衡斜面においても顕著に崩壊がみられた。また、平成 28(2016)年熊本地震で発生した、京都大学火山研究所が所在する高野尾羽根溶岩平頂丘における大規模地すべりにおいても、緩斜面での崩壊と土砂の長距離移動が確認されている。これらは両地域を被覆する降下軽石類付近の崩壊によるものと報告されており(田近, 2018; Kasama et al., 2018 など)、空隙が多い構造上、地震動による組織の崩壊に加え、空隙内に胚胎する水が土砂移動に影響を与えたとしている。また、風化した軽石類は著しく強度低下することが知られており(松倉, 2017)、南九州などではボラと称され、土木や農業に不向きな特殊土壌に近い

特性をもつとされている。これらのような土砂の長距離移動事例について、土質試験結果から AMI の算出を試みた。

山下・石川ほかは、熊本県阿蘇地方で発生した土石流災害において、崩壊地と未崩壊地のそれぞれの試料で土質試験を行い、崩壊が発生した試料の AMI は 1.0 を超え、未崩壊斜面では 1.0 に満たないものの、0.45 以上を示していると報告して。一方、山本・石川ほかでは豪雨による土石流災害において、土石の流送距離が長い場合、下流に向かって土砂の含水比に漸増傾向が見られたと報告しており、土砂の流送プロセス中での物性の変化の可能性について言及している。

AMI は本来土砂の流動しやすさの状態を表す指数として提案されているが、式が示す通り、攪乱試料の含水比を示す分母項と、不攪乱試料の含水比を示す分子項からなり、その式は以下のように一般的な土質試験項目の値に変換可能である。

$$\begin{aligned}
 A.M.I. &= \frac{W_{sat} \text{ (飽和含水比)}}{W_L \text{ (液性限界)}} \\
 W_{sat} &= \frac{M_{water} + (V_{air} \times 1.0)}{M_{soil}} \times 100(\%) \\
 &= \frac{(V_{water} + V_{air}) \times 1.0}{V_{soil} \times \gamma_{soil}} \\
 &= \frac{V_{void} \times 1.0}{V_{soil} \times \gamma_{soil}} = \frac{V_{void}}{V_{soil}} \times \frac{1}{\rho_{soil}} = e \cdot \frac{1}{\rho_{soil}}
 \end{aligned}$$

W_{sat} : 飽和含水比 [%]

M_{water} : 水質量 [m³]

V_{air} : 空气体積 [kg]

M_{soil} : 乾燥質量 [kg]

ρ_{soil} : 土粒子密度 [kg/m³]

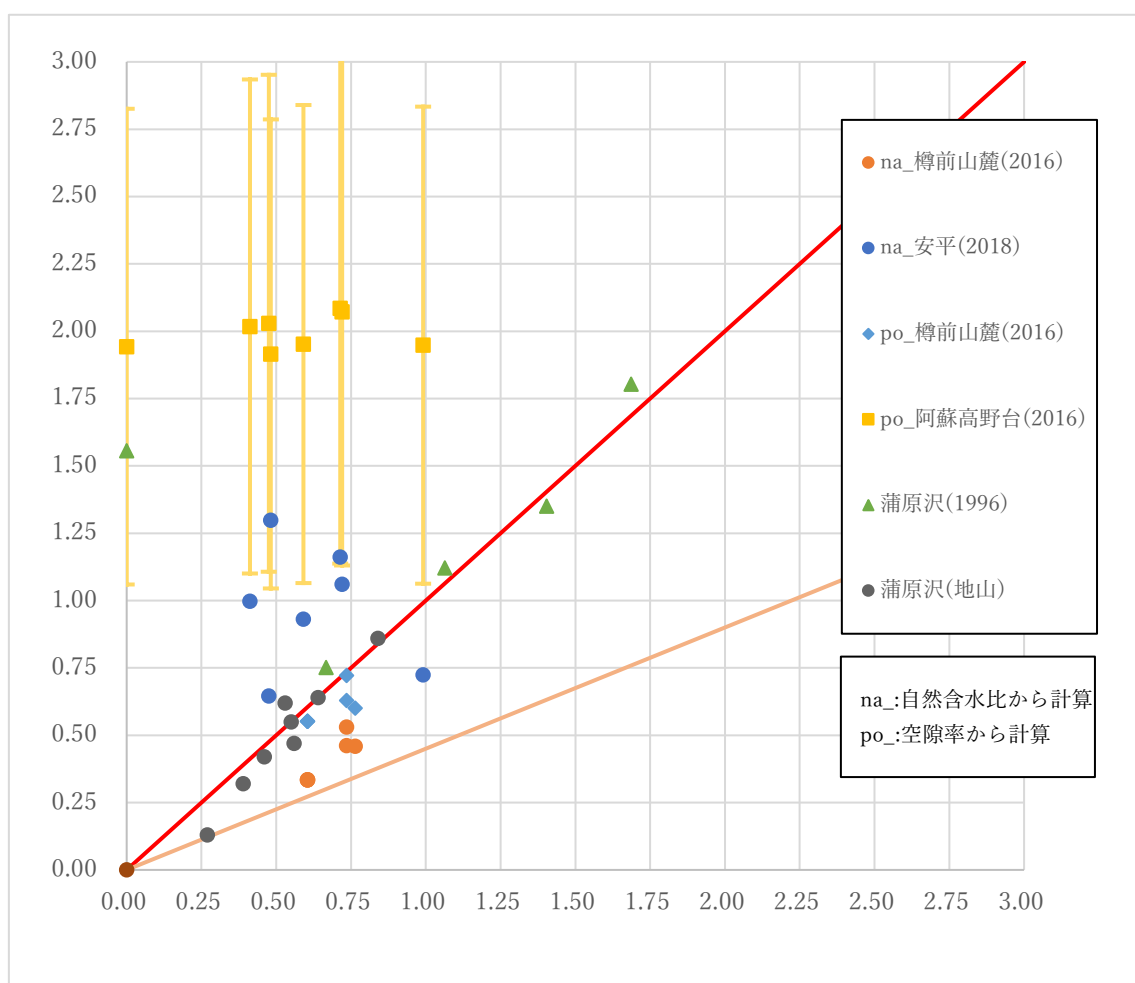
e : 間隙比

※ 1 液性限界 W_L については p. を参考

※ 2 飽和含水比 W_{sat} : 空隙部分も水で飽和した際の含水比。

※ 3 上式は水の質量を 1.0 kg/L と仮定する。

そこで、山下・石川ほかや、山本・石川ほかに加えて、近年の土砂災害で土砂の長距離移動が確認された事例報告を収集し、土質特性をもとに AMI を概算した。間隙比については定量試験を行って場合があるため、土質工学の資料集などから間隙比を引用した。



参考図：土砂災害事例の A. M. I. 換算値
(赤線 : A. M. I.=1.0、橙線 : AMI=0.45)

間隙比等の土質特性が得られていない試料については、試みとして自然含水比を用いて検討を行ったが、飽和含水比よりも小さくなるため必然的に分子項が小さくなる。一方、空隙比 e から求めた AMI は、いずれも大きく 1.0 を超えており、土質的に流動性の高い状態であることが確認できた。また、崩壊した堆積土砂試料から AMI を算出した「樽前麓」は、「安平」と同様の樽前火山降下軽石類主体であるものの、自然含水比計算 AMI・空隙率計算 AMI とともに AMI=0.45~1.0 の状態であり、崩壊によって水が排出されると同時に攪乱により空隙に減少が起きている可能性を示唆しており、崩壊～流送～停止にいたるプロセスには、土石中の排水と攪乱による破壊（圧また、通常降雨などで崩壊する急傾斜地の崩壊だけでなく、緩斜面での崩壊も視野に入れた検討を行う場合、崩壊の発生機構についても整理する必要がある。

これまでの斜面崩壊プロセスに対する理解では、雨水浸透による斜面の強度低下により引き起こされるものとの解釈が大きく、降雨強度や地形・地質などの要因に関する研究は多

く行われてきた。一方、本検討のような地震による崩壊事例では、これまでの降雨による崩壊がわずかだったにもかかわらず、大規模な崩壊が発生しており、かつ土砂が長距離移動している。降下火砕類が被覆する地域では、①地震動によって多孔質組織が破壊・圧搾、②破碎した細粒分による液性限界の減少（AMI 分母項が減少し、流動化しやすい状態へ遷移する）、③破壊部が弱部として伝播し崩壊が発生、④圧縮排水による流送区間の増大、⑤流送中の攪乱により未破壊部が破壊され細粒分増加し（高流動成分の増大）、⑥脱水・細粒分率上昇により流送から停止に移行、という崩壊～流送～停止のプロセスが想定できる。

Ellen & Fleming では、液性限界・飽和含水率ともに 100 %に満たないシルト質～砂質粘性土試料を用いているが、実斜面での土石の流動性を検討する場合、本検討のように軽石類をはじめとする降下火砕物も取り扱う必要がある。今回の検討に用いた土質試料は、いずれも空隙が多い試料のため飽和含水比は高くなる傾向がある。また、液性限界についても、土石の粒度組成によってもコンシステンシーが異なることから、高い液性限界を示すような土質での崩壊事例についても事例収集を行い、AMI 判定のグラフを拡張する意味は大きい。本検討では $AMI=1.0$ を土石の流動化の閾値として扱っているが、今後土質特性や粒度組成のデータが蓄積されることで、高液性限界域や高飽和時間隙比の領域の流動性指標が明らかになると考えられる。さらには芦田・江頭ほかを示す流体抵抗係数との関連を目指し、土質試験から f_b の推定が可能となることが期待できる。