

5. 外部・内部特性の評価技術

5.1 安全率を地形から評価する

1. 既往基準の安全率

1.1 既往基準の動いている地すべりの安全率

既往の各基準^{1)~8)}による動いている地すべりの現況安全率の一覧表を表-1に示した。過去、地すべりでは「活動中の地すべりでは20%程度安全率を増加させることで安定することが多い」という経験値により、逆算法による土質強度を用いて $F_s=1.0$ を1.2に20%UPさせるという手法がなされてきた。しかし、本来、動いているものが止まると考えれば、 $F_s=0.84$ から1.2倍し $F_s=1.01$ になることを意味し、 $F_s=0.84$ スタートが本来の姿であるので、現在の地すべり対策は限界設計をしているという現実がある。大昔、渡先生にその質問を投げかけた答えは、国家予算のためという回答であった。つまり、20%UPは不確かなものであるため、過大になるか、過小になるか不明であり、外科ではなく臨床医として状況に応じて追加対策を行なう臨床学的手法で国家予算を考慮しながら経済的で現実的な対策を行う、というのが地すべり対策の基本思想であった。

ピタリと止まる対策をするのであれば $F_s=0.84$ スタートだが、そのスタートが0.84なのか、0.90なのか誰もわからない。また、 $F_s=0.84$ から1.20までUPする場合は43%の安全率増加になる。

ただNEXCOは地すべりの区分に応じて、 $F_s=0.90\sim 0.99$ まで設定する手法を古くから採用しており、21%～33%UPの対策手法を取っている。高速道路という基幹ライフラインの重要性による。

また、近年は活動状況に応じて $F_s=0.95\sim 1.00$ とすることが多くなり、災害手帳による継続移動 $F_s=0.95$ 、降雨断続移動 $F_s=0.98$ 、原則 $F_s=1.00$ という現状安全率で、20%～26%UPという対策が一般的となってきた。

ただ、臨床学的な限界設計としての評価であることは間違いない。地すべりが止まると誰も思っていないのだ。

1.2 既往基準の動いていない地すべりの安全率

既往の各基準^{1)~8)}による動いていない地すべりの現況安全率の一覧表を表-1に示した。

NEXCOでは地すべりの区分に応じて、 $F_s=1.00\sim 1.10$ まで設定する手法を古くから採用しており、9%～20%UPの対策手法を取っている。

また、道路土工では $F_s=1.05\sim 1.15$ という幅のある設定になっている。「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書p11」⁹⁾によれば、「逆算結果では安全率が1.05～1.15程度であったと思われるものが多い」という記載が

表-1 既往基準による現状安全率の設定

基 準 ・ 指 針 等		現 況		計 画		区分
		地すべりの活動状況	Fs	保全対象・重要度等	PFs	
「建設省河川砂防技術基準(案)同解説・計画編」 建設省河川局 1997 p84～85 ¹⁾		一般的	1.00	重要	1.20	河川・砂防
				応急対策	1.05～1.10	
地すべり防止技術指針及び解説 国土交通省砂防部 独立行政法人土木研究所 H20年 P52 ²⁾		現在の活動状況に応じて	0.95～1.00	保安対象の重要	1.10～1.20	
				応急対策	1.05～	
「平成27年災害手帳」 一般社団法人全日本建設技術協会 平成27年7月、P396～398 ³⁾		原則的	1.00	河川砂防技術基準(案)同解説・計画編に従い	1.10～1.20	災害
		降雨等に伴って継続的に変動	0.98	重要な道路、河川あるいは人家などに重大な影響	1.2	
		継続的に変動	0.95	応急工事	1.00～1.05	
「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」 (社)日本道路協会 H21.6 P400～403 ⁴⁾		現在活動中	0.95～1.00	状況により	1.05～1.20	道路
		現在活動していない	1.05～1.15	通常	1.2	
地すべりおよび斜面崩壊の防止対策の調査手法に関する研究 (財)高速道路調査会 1977 p143 ⁵⁾ 設計要領 第1集 土工 保全編 中 日本高速道路(株)(平成28年8月)p2-18 ⁶⁾	現在動いている	粘質土地すべり	0.90～0.93	目標	1.2	高速道路 NEXCO
		崩積土地すべり	0.93～0.95			
		風化岩地すべり	0.95～0.99			
		岩盤地すべり	0.99			
	動いて休止している		1.00～1.05			
	地すべり地形がある箇所	粘質土地すべり	1.00～1.03			
		崩積土地すべり	1.03～1.05			
		風化岩地すべり	1.05～1.10			
		岩盤地すべり	1.1			
	施工中に発生した場合 その施工段階を1.0		1.0			
土地改良事業計画設計基準計画 農地地すべり防止対策 基準書・技術書 農林水産省(平成16年3月)P39～174 ⁷⁾		滑動状況に応じて	0.95～1.00	①家屋、道路、鉄道、河川・公共施設	1.2	農地
				②農地が主たる対象の場合	1.10～1.15	
				③林地等が主たる対象の場合	1.1	
治山技術基準 解説地すべり防止編 (平成15年5月)林野庁 P150～160 ⁸⁾		滑動状況に応じて	0.95～1.00	保安対象の重要性 危険度による	1.1～1.20	林野

表-2 切土・盛土で動いた施工前の旧地形による現状安全率の設定⁹⁾

安全率	定数項	湧水		小構造		地質年代		断面斜面形		遷急線		誤差	合計
Fs=	1.155	無	0.132	流れ	0.03	四新三	-0.035	凸	-0.029	有	0.033	0.05	max
		有	-0.041	他	-0.128	古三中	0.089	直	0.119	無	-0.106	0	ave
						古生	-0.038	凹	0.047			-0.05	min
								複	-0.061				

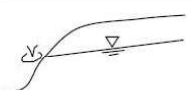
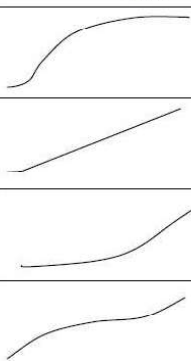
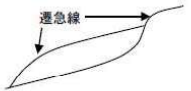
地形・地盤条件			Fs=1.155 誤差±0.05	
湧水		有り	-0.041	
		無し	+0.132	
小構造		流れ壁	+0.030	
		その他	-0.128	
地質年代	第四紀・新第三紀		-0.035	
	古第三紀・中生代		+0.089	
	古生代		-0.038	
断面形状		凸型	-0.029	
		直線型	+0.119	
		凹型	+0.047	
		複合型	-0.061	
遷急線		有り	+0.033	
		無し	-0.106	

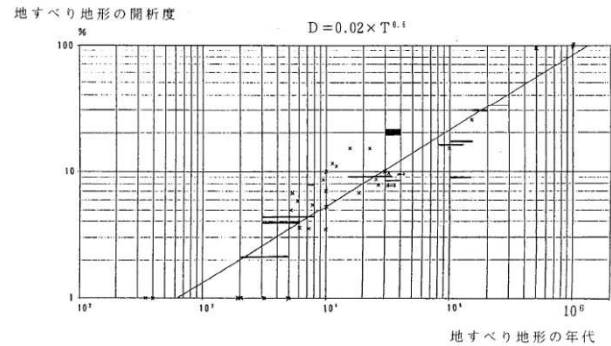
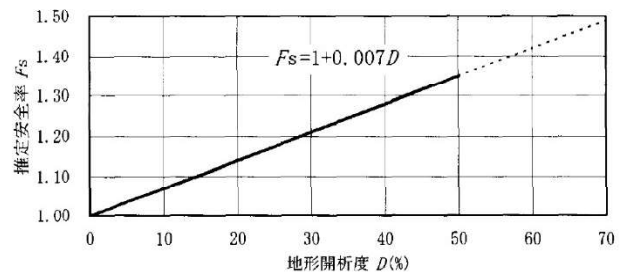
図-1 土工で動いた旧地形による現状安全率の設定⁹⁾

あり、それらのデータに基づくものと推定される。このように幅のある安全率の表示があるとき、多くの技術者は平均値ではなく最低値をとることが多い。Fs=1.05～1.15 なら 1.05 とする。間違いではないが、状況により適切に評価する勇気を持ちたいものである。

2. 地すべり地形による安全率

2.1 切土・盛土で動いた地すべりの安全率

高速道路調査会の「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書」⁹⁾によれば、78 の事例で、切土・盛土で動いた地すべりに対し、切土・盛土で地すべりが発生する時点の安全率を Fs=1 とし、スベリ面深度から c を決定しφを逆算し、土工をする前の地形に戻した旧地山の安全率を算定した。また、その箇所の湧水・小構造・地質年代・断面斜面形・遷急線の地形項目で多変量解析を行い表-2 および図-1 に示す式を提示した。道路の切土・盛土で動く地すべりを考えるとき、有力な式になると考えられる。

図-2 地すべり形成年代と開析度¹⁰⁾図-3 開析度と安全率¹¹⁾

2.2 地すべりの開析度と安全率

柳田ら(2005)¹⁰⁾によると、全国の地質年代が判明している 46 か所の地すべり地の開析度を地形解析し、地すべり形成年代と開析度に式(1)の相関があることを示した。その相関図を図-2 に示す。

$$D=0.02T^{0.4} \quad (1)$$

ここで、D：開析度(%),

T：地すべり形成年代(年前)

稲垣ら(2005)¹¹⁾は、16 か所の地すべり断面が、河川浸食により不安定化しているとし、河川浸食後を Fs=1 とし、河川浸食前の安全率と河川浸食による開析度の相関式(2)を示した。その相関図を図-3 に示す。

$$Fs=1+0.007D \quad (2)$$

ここで、D：開析度(%),

Fs：河川浸食前の旧地形安全率

この式が誤解しやすいのは Fs が旧地山地形の安全率で、動いている現在の安全率ではないという点である。つまり動いていない地すべり地形のみ評価できる。

そこで、式(1)による 500,000 年前の地すべりの開析度 52.3%の安全率 $Fs = 1.368$ からそれぞれ低下する進行開析度と安全率低下量を求め、図-4 と式(3)に示した。

$$\Delta Fs = 0.007 \Delta D \quad (3)$$

ここで、 ΔD ：進行開析度(%),

ΔFs ：安全率低下量

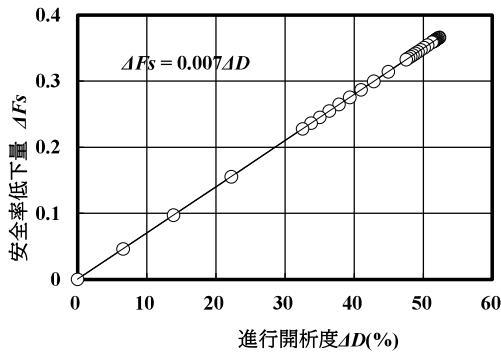


図-4 進行開析度と安全率低下量

つまり、表-2 で求めた現況安全率に対し、切土などで失われる進行開析度 ΔD から求めた安全率低下量 ΔF_s を引くことで、切土後の安全率が予測できることになる。例えば、表-2 で $F_s=1.15$ であり、切土で欠落する開析度が 20%であった場合は $\Delta F_s=0.14$ で $F_s=1.15-0.14=1.01$ となる。しかし切土で欠落する開析度が、25%の場合 $\Delta F_s=0.175$ なので、 $F_s=1.15-0.175=0.975$ となり、地すべりが発生することになる。式(3)は、切土などによる開析進行に対して有効な指標になる。

3. AHP 法の地すべり地形による安全率

3.1 AHP 法の評価点と安定度評価

1.1 章の図-6 で示した現地 62 箇所「不安定斜面」の AHP 評価点の頻度分布は、中間 40～50 点を中心に分布した。現地は現状で確定変動以上の著しく移動している地すべりはなく、地すべり防止区域でもない。そのため、「不安定斜面」とはいえ、道路土工などで設定されている「現在活動していない風化岩地すべりは現状の安全率 $F_s=1.05\sim 1.15$ 」¹³⁾に相当すると考えられる。

「動いていない地すべり： $F_s=1.05\sim 1.15$ 」の評価は、高速道路調査会(1985)⁸⁾において $F_s=1.02\sim 1.21$ のデータ分布の中でほとんどが $F_s=1.05\sim 1.15$ に分布していたことによる。現地データもほぼ同様に $F_s=1.0\sim 1.20$ の分布のなかで、 $F_s=1.05\sim 1.15$ にほとんどが分布すると考えると、表-3 のようになる。その場合、AHP 評価点数が 70 点で $F_s=1.05$ 、30 点で $F_s=1.15$ と考え、式(4)が導かれる。式(5)は高速道路調査会(1985)⁹⁾による式を地形要素のみで再構成した F_s の修正式になる。

AHP 評価点数による安全率

$$F_s=(90-A)/400+1 \quad (4)$$

A:AHP 評価点数

高速道路調査会(1985)⁹⁾の地すべり地形安定度評価の地形項目限定の修正式

$$F_s=1.148+T+D+S\pm 0.05 \quad (5)$$

T:地質年代

- 0.035 : 第四紀, 新第三紀
- +0.089 : 古第三紀, 中生代
- 0.038 : 古生代

表-3 AHP 評価点数区分と安全率

AHP評価点数A	安定度	目安としてのAHP評価点数とFs案
～10	E: かなり安定	-----10 $F_s=1.20$
10～30	D: 多少安定	-----30 $F_s=1.15$
30～50	C: 僅かに安定	-----50 $F_s=1.10$
50～70	B: 僅かに不安定	-----70 $F_s=1.05$
70～90	A: 多少不安定	-----90 $F_s=1.00$
90～	AAかなり不安定	

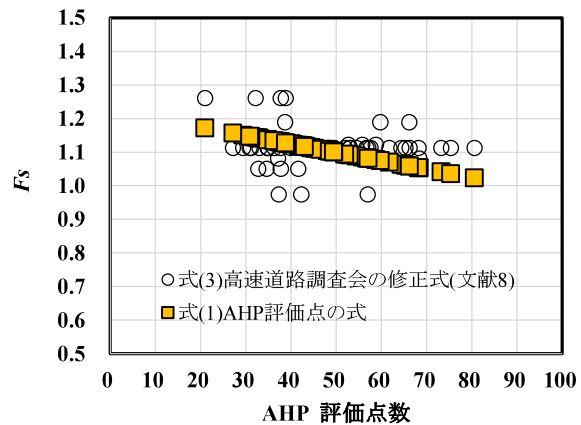


図-5 AHP 評価点数と安全率

D: 断面斜面積

- 0.029 : 凸型斜面
- +0.047 : 凹型斜面
- +0.119 : 直型斜面
- 0.061 : 複合斜面

S: 遷急線

- +0.033 : 遷急線あり
- 0.106 : 遷急線なし

図-5 は AHP 評価点数と高速道路調査会(1985)⁹⁾の式(5)に 1.1 章の現地の不安定地形を当てはめた F_s の分布図と、AHP による式(4)の F_s の分布図である。式(5)の F_s 分布のほぼ中央に AHP の F_s 式(4)が分布し、明確な相関があるとはいえないものの、AHP が大きくなると F_s が小さくなる調和的な分布を示している。これらから、現在明確には動いていない「不安定斜面」に対し、AHP 評価点数と式(4)の安全率 F_s は、式(5)などと調和的であり、目安としては、概ね妥当と考えられる。

3.2 地すべり地形発達過程の安定度評価

地すべり地形発達史を考慮した区分として細分したものを図-6 に示した。地すべり発達期を初期, 中期, 活性期, 後期, 解体期の 5 期に区分し、更に 9 段階に細分した。図-6 での小分類の評価点がない箇所は、左右の平均値またはどちらかの値を採用した。

地すべり地形発達期		地すべり初期		地すべり中期		地すべり活性期		地すべり後期		地すべり解体期
地すべり地形発達段階		1	2	3	4	5	6	7	8	9
【Ⅰ】 地すべりの 発達段階	(a) 地すべり地形明瞭度 (13.96)		→		→		→		→	
	(1) 地すべり形状初期 (4.33)			(2) 地すべり形状ややあり (8.06)		(3) 地すべり形状明確 (13.96)		(4) 地すべり形状解体 (4.32)		
	(b) 滑落崖領域 (21.12)		→		→		→		→	
	(3) 集水地形勾配化 (6.33)			(1) 滑落崖のみ (12.16)		(2) 背後段差あり (21.12)		(3) 集水地形勾配化 (6.33)		(4) 地表の侵食 (4.48)
【Ⅱ】 地すべり活動 の新しさ	(c) 移動体内微地形鮮明度 (21.11)		→		→		→		→	
	(4) 小凹凸微地形不明瞭 (3.51)			(1) 段差地形点在 (11.34)		(2) 明瞭段差地形多数 (21.11)		(3) 小凹凸微地形点在 (6.55)		(4) 小凹凸微地形不明瞭 (3.51)
	(d) 移動体舌端部 (10.56)		→		→		→		→	
	(1) 前面前縁急斜面あり (10.56)			(2) 凹凸面あり (5.13)		(3) 移動体のみ (3.28)		(4) 地表の侵食 (1.95)		
【Ⅲ】 地すべりの ポテンシャル	(e) 地すべり全体開放度 (7.99)		→		→		→		→	
	(1) 下部のみ開放 (2.74)			(2) 側部一部および下部開放 (岩など) (4.75)		(3) 側部および下部開放 (岩など) (7.99)				
	(f) 移動体下部の勾配 (6.98)		→		→		→		→	
	(1) 移動体平均勾配より著しく急 (6.98)			(2) 移動体平均勾配よりやや急 (4.15)		(3) 移動体平均勾配と同じ (2.40)		(4) 移動体平均勾配よりゆるい (1.42)		
(a) 地すべり地形明瞭度		4.33	6.20	8.06	11.01	13.96	10.75	7.53	4.32	4.32
(b) 滑落崖領域		6.33	9.25	12.16	16.64	21.12	13.73	6.33	5.41	4.48
(c) 移動体内微地形鮮明度		3.52	7.43	11.34	16.23	21.11	13.83	6.55	5.04	3.52
(d) 移動体舌端部		10.56	10.56	7.85	5.13	4.21	3.28	2.62	1.95	1.95
(e) 地すべり全体開放度		2.74	3.41	4.08	4.75	6.37	7.99	7.99	7.99	7.99
(f) 移動体下部の勾配		6.98	6.98	5.57	4.15	3.28	2.40	1.91	1.42	1.42
AHP合計		34.46	43.82	49.05	57.91	70.04	51.97	32.93	26.12	23.68
補正(河川に面する+8.64)		43.10	52.46	57.69	66.55	78.68	60.61	41.57	34.76	32.32
AHPによるFs		1.12	1.09	1.08	1.06	1.03	1.07	1.12	1.14	1.14

図-6 地すべり地形発達過程

図-6 の配置按分について、地すべり初期、中期、活性期、後期に案分したのが「地すべり地形明瞭度」と「移動体舌端部」「移動体下部の勾配」で、その細分の1～8については、他の地形バランスを考慮し配置した。

「滑落崖領域」は、地すべり初期では「(3)集水地形勾配化」程度の変状はあると判断し、その後、滑落崖の発達に伴い(1)～(4)を地すべり中期、活性期、後期、解体期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

「移動体内微地形鮮明度」は、地すべり初期では変状の少ない「(4)小凹凸微地形不明瞭」程度と判断し、その後の地すべりの発達に伴い(1)～(4)を地すべり中期、活性期、後期、解体期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

「地すべり全体開放度」は、「(4)下部閉塞(ボトルネック)」のみが地すべり発達過程とは別の地形要素であるため除外し、地すべりの発達に伴い(1)～(3)を地すべり初期、中期、活性期に案分し、細分の位置は他の地形バランスを考慮し配置した。

図-6 の AHP 評価点の各段階の分布図を図-7 に示した。また図-8 の F_s は、「末端の侵食状況」が地すべり発達過程に対応しないため除外していたが、算定のため河川に面するとして「(2)河川または海岸線」に対応させ +8.64 とし追加合計し、 F_s を試算した。

図-7 に示す中分類の「(a)地すべり地形明瞭度」「(b)滑落崖領域」「(c)移動体内微地形鮮明度」については地すべり活性期の段階 5 が最も AHP 評価点数が高かった。これは、滑落崖を含む地すべり内部地形については、地すべり活性期の中間時期が最も不安定という判断があると考えられる。

図-7 で示す中分類の「(d)移動体舌端部」「(f)移動体下部の勾配」については地すべり初期の段階 1～2 が最も高く、「(e)地すべり全体開放度」については地すべり後期～解体期の段階 7～9 が高くなる傾向を示した。つまり、地すべり初期では舌端部に不安定な特徴があり、全体の開放度は徐々に不安定化していく傾向となっている。

それらの合計の評価点の安全率は図-8 となり、地すべり活性期の段階 5 が最も安全率が低い結果となっている。

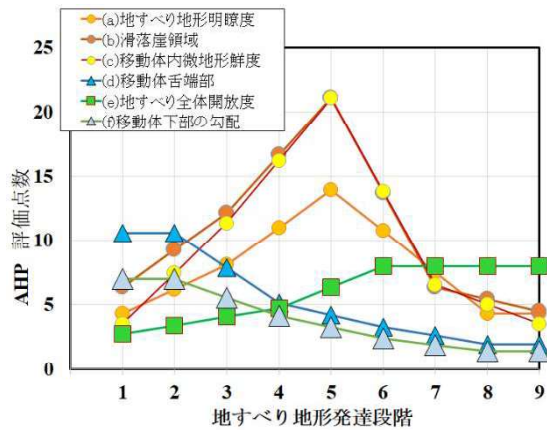
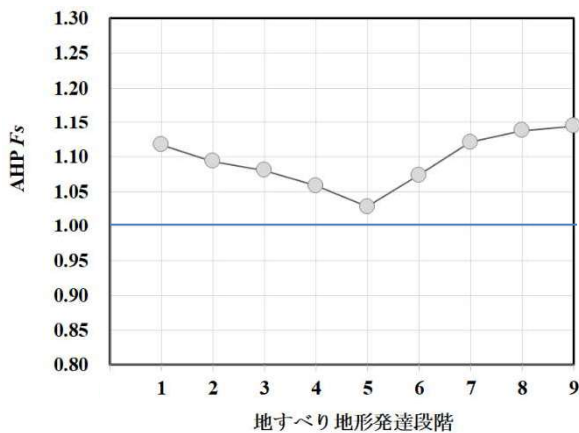


図-7 地すべり発達段階と個別項目の AHP 評価点数

図-8 地すべり発達段階の合計 AHP · F_s

その値は大きく 3 種類（舌端部地形変化，地すべり地内地形変化，全体の拘束力）のバランスで評価していることが考えられ，地すべり地形発達過程では複雑に相互影響し，単一の関係ではないことが推定された。

3.3 衛星 SAR の安定度評価

衛星 SAR による地すべり変位について 1.4 章に示したが，AHP 評価点と SAR 変位量に相関があることが認められている。式(4)により AHP 評価点から安全率 F_s が求められるので，衛星 SAR による地すべり各ブロックの平均絶対量 $v(\text{mm/y})$ と F_s の相関を示したのが図-9 である。

その相関式は図-13 の式(6)のラインと近似していることが判る。

菅原(2003)¹⁴⁾はクリープ性地すべりによる移動速度と安全率のデータをまとめ，式(6)を示した。また，べき乗式の式(7)を提案し，その定数 A と n は下記となる。

$$F_s = 1.0 - 0.11 \log v \pm 0.05 \quad (6)$$

ここで， F_s ：安全率， v ：移動速度(cm/d)

$$F_s = 1/(v/A)^{1/n} \quad (7)$$

ここで，定数 $A=1.01$ ， $n=22.7$

今回，そのデータに他のデータ^{15)~19)}を加え，衛星 SAR による「うごめき量」も追加しまとめると，図-10 に示すように「うごめき量」は，ちょうど国内のデータの延

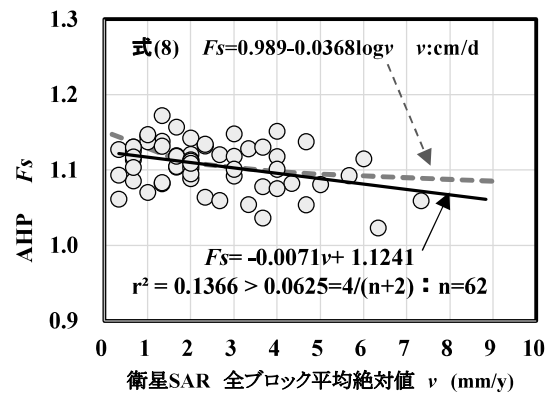
図-9 全ブロック「うごめき量」と AHP F_s

表-4 移動速度と各種基準対比表

藤原 ²⁰⁾ 地すべり区分	警戒避難 管理基準 ²¹⁾	移動量 v (cm/d)	国内の 式(8) F_s	菅原 の式(6) F_s
変動C 潜在		0.002	1.09	1.27
変動B 準確定		0.01	1.06	1.20
変動A 確定	注意	0.1	1.03	1.10
	警戒	1	0.99	1.00
	避難	4.8	0.96	0.93
	立ち入り禁止	24	0.94	0.86

表-5 各データの c 及び ϕ

項目	斜面 角度	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	備考
Selborne(Cooper 1998)菅原(2003) ¹⁴⁾	26.6	不明	不明	
Salledes(Pouget 1985)菅原(2003) ¹⁴⁾	10	0	10	
St Barbara 鉱山(Delia 1980)菅原(2003) ¹⁴⁾	11	0	11	
Jezerka 鉱山(Rozsypal 1988)菅原(2003) ¹⁴⁾	15	不明	不明	
Smreka 鉱山(Mandzie 1988)菅原(2003) ¹⁴⁾	30	20	22	
(2D)Peltonダム公園 $V=1; F_s=1$ (Cornforth 1991)菅原(2003) ¹⁴⁾	5	不明	不明	
(3D)Peltonダム公園 $V=1; F_s=1$ (Cornforth 1991)菅原(2003) ¹⁴⁾	不明	不明	不明	
国道328号線(堀 1993)菅原(2003) ¹⁴⁾	30	不明	不明	
高速道路八戸線(藤野 1989)菅原(2003) ¹⁴⁾	不明	20	9.5	
和歌山四万十(宇都ら 2011) ¹⁵⁾	不明	25	17.9	
長野第三紀凝灰岩(石田ら 2011) ¹⁶⁾	不明	8.5	23.5	
群馬崩壊土(若井ら 2021) ¹⁷⁾	不明	5	15	
コスタニエック(濱崎ら 2016) ¹⁸⁾ 【ダンパーモデル】	不明	0	9	ダンパーモデル
三波川帯(木村 2022) ¹⁹⁾	35	不明	不明	
古生層 SAR(木村ら 2024) ²²⁾ 【AHP法+SAR】	30	不明	不明	AHP法

長線上に分布していた。この国内のデータの相関式は下式となる。

$$F_s = 0.989 - 0.0368 \log v \quad (8)$$

$$F_s = 1/(v/A)^{1/n} \quad (9)$$

ここで，定数 $A=1.01$ ， $n=62.5$

図-10 において，菅原(2003)¹⁴⁾の式(6)は国外のデータが主体で，国内のデータのみをまとめた式(8)と大きく勾配が異なる結果となった。ただし，菅原の式も今回の式も $F_s=1$ ， $v=1\text{cm/d}$ 付近を通過している点が共通で，べき乗式では定数 $A=1.01$ が同じであった。

それらの式の比較のため，藤原(1994)²⁰⁾による伸縮計の移動速度の指標と，丸山ら(1994)²¹⁾による警戒避難の管理

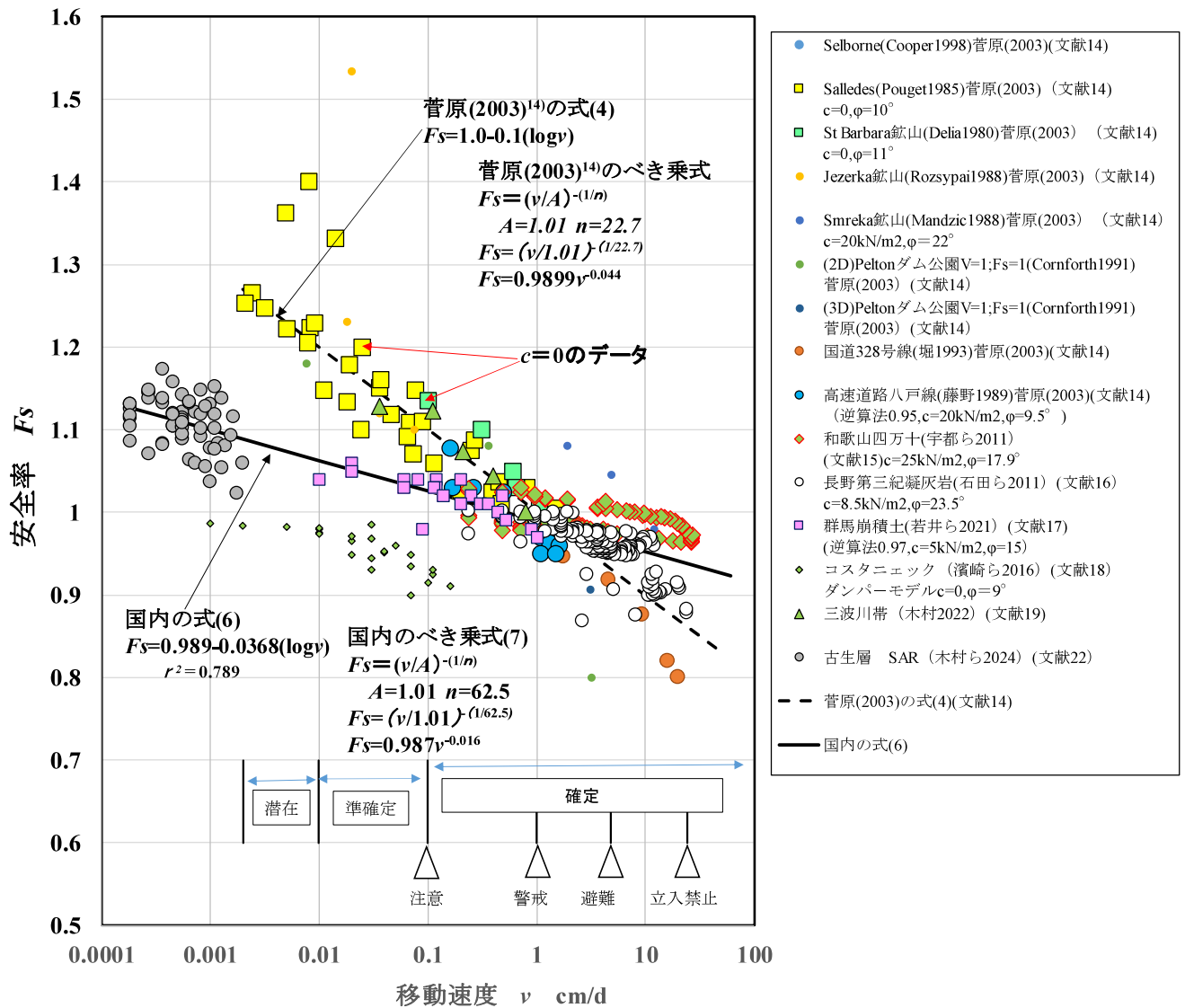


図-10 移動速度と安全率の相関

基準値に対し、安全率で比較したのが、表-4 及び図-10 である。

表-4 では変動 C の潜在変動に対し、式(6)では $F_s=1.20 \sim 1.27$ で 1.2 以上を示し安定となってしまうが、式(8)では $F_s=1.06 \sim 1.09$ であり 1.2 未満で不安定な状況と判断できる。菅原(2003)¹⁴の式が潜在～準確定変動レベルの移動速度において、安全率が $F_s=1.2$ 以上の高すぎる F_s になるのは、相関式の勾配が大きいことによる。その理由は表-5 で示すように、 $c=0$ の強度設定のデータに大きく左右されているためと考えられる。 $c=0$ の場合、地下水変動に敏感に反応し、水位低下に応じて安全率が c がある場合より大きくなるためと推定される。日本での適用は、逆算法で c と ϕ の両方を考慮するため、式(8)の方が、日本の安全率の実情に合う設定になっていると考えられる。なお、濱崎ら(2016)¹⁸のデータが $c=0$ でも勾配が小さいのは、ダンパーモデルの解析のためと推定される。

(執筆責任者 木村隆行)

参考文献

- 1) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，pp.84-85，1997.
- 2) 国土交通省砂防部，独立行政法人土木研究所：地すべり防止技術指針及び解説，p.52，2008.
- 3) (社)全日本建設技術協会：平成 27 年災害手帳，pp.396-398. (社)日本道路協会，道路土工，切土・斜面安定工指針，pp.400-403，2009.
- 4) (財)高速道路調査会，地すべりおよび斜面崩壊の防止策の調査手法の関する研究，p.143，1977.
- 5) 中日本高速道路(株)：設計要領第 1 集土工保全編，p.2-18，2016.
- 6) 農林水産省：土地改良事業計画設計基準，農地地すべり防止対策基準書・技術書，pp.39-174，2004.
- 7) 林野庁：治山技術基準解説地すべり防止編，pp.150-160，2003.
- 8) (財)高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書(日本道路公団委託)，pp.11-80，

- 1985.
- 9) 柳田誠，長谷川修一：地すべり地形の年齢-地すべり地形の形成から消失するまでの時間，第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp591-594.2005
 - 10) 稲垣秀輝，大久保拓郎，長谷川修一，矢田部龍一：古期地すべりの安定性，地盤工学会，土と基礎，7 月号，pp17-19，2005.
 - 11) 森脇寛，佐々木良宣：斜面安定解析による地すべり地形斜面の危険度評価，日本地すべり学会，地すべり学会誌，Vol.44，No1，p p 25-32，2007.
 - 12) 社団法人日本道路協会：道路土工，切土工・斜面安定工指針，pp.402-403，2009.
 - 13) 菅原紀明：クリープ性地すべり斜面の安全率と地表の移動速度，応用地質技術年報，No.23，pp.3-17，2003.
 - 14) 宇都忠和，石田孝司，本間広樹，武士俊也：急速な変位を示す地すべりのひずみ速度と安全率との相関を検討した事例について，第 46 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1985-1986，2011.
 - 15) 石田孝司，宇都忠和，本間広樹，武士俊也，細川謙一，南澤正幸：地すべりの変位速度と安全率の変化に関する検討事例について，第 60 回砂防学会研究発表会講演集，pp.150-151，2011.
 - 16) 若井明彦，小谷健太，大澤宗一郎，Deepak Raj Bhat，相楽渉：安全率とすべり速度の経験則を粘性定式化に応用した地すべり運動の有限要素シミュレーション，日本地すべり学会，地すべり，Vol.58，No.1，pp.1-15，2021.
 - 17) 濱作英作，丸井英明，吉松弘行，加藤猛士，古谷元，王純祥：地すべり移動速度を予測するためのダンパー質点系モデル，日本地すべり学会，地すべり，Vol.53，pp.128-133，2016.
 - 18) 木村隆行：タマに役立つ土質と地質の話，p.35，2022.
 - 19) 藤原明敏：地すべり調査と解析(改訂版)，理工図書，p.95，1994.
 - 20) 丸山清輝，小嶋伸一：移動観測による地すべり斜面の管理基準値，日本地すべり学会，地すべり，第 31 巻，第 1 号，pp.45-51，1994.
 - 21) 木村隆行，八野祐二，古川猛，伊達裕樹，松井章弘，西垣誠：AHP 法を用いた 14 人の熟練地質技術者による不安定斜面の評価，地盤工学会中国支部，地盤と建設，Vol.42，No.1，pp.53-62，2024.

5.2 N 値で表層崩壊箇所を評価する

1. 中国地方の土砂災害状況

N 値で表層崩壊箇所を評価する考え方は、下野³⁾らが過去に述べている。本論の内容を踏まえ以下に記述する。中国地方の土砂災害に関する傾向分析は、砂防便覧のデータ¹⁾と国土交通省の土砂災害情報²⁾を使用し、局地的集中豪雨の発現が顕著である 2002 年（平成 14 年）から 2011 年（平成 23 年）までの 10 年間でまとめ図-1 になる。図-1 では、前半の 5 年間と後半の 5 年間で、明らかに崖崩れと土石流が増大していることがわかる。

また、土砂災害危険箇所指数 a' は、各県が公表している土砂災害危険箇所数(n')を各地方面積 $A(\text{km}^2)$ で除し、 1.0km^2 あたりを統計単位としたものだが、それを図-2 に示す。

$$a' = (n'/A) \times 1.0 \quad (1)$$

中国地方は、土砂災害危険箇所指数 a' が 1 位となっており、四国より多いことがわかる。その理由として、過去の降雨等による浸食形成が小さく崩壊免疫性が小さいことから年々増大する未経験の豪雨で崩壊が生じやすいこと、花崗岩や流紋岩風化土で砂状になりやすい地質範囲が多く供給源となる領域が広いこと、山裾まで住宅地が近接し被災しやすくなっていることなどが考えられる。

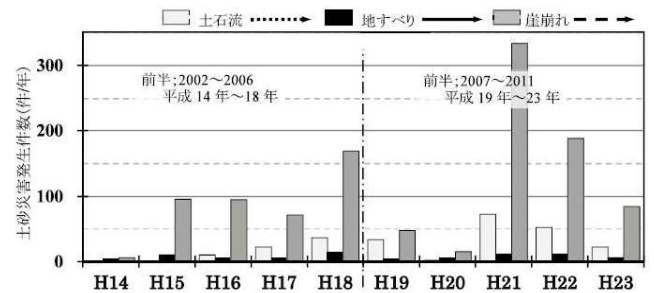


図-1 H14～H23 中国地方土砂災害発生件数³⁾

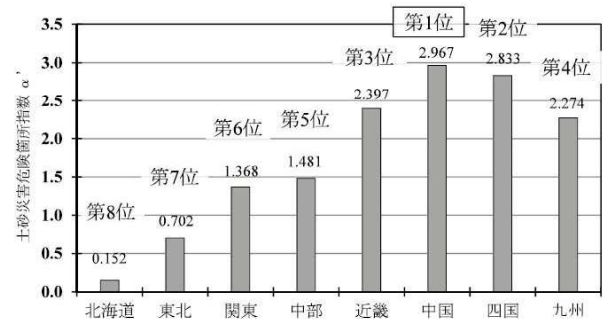


図-2 地方別土砂災害危険箇所指数 a' ³⁾

2. 中国地方の高速道路斜面災害状況

下野(2016)³⁾によると、中国地方の高速道路切土・盛土の斜面構造（段数）の分析結果では、図-3 に示すように段数が多いほど多く、頻度が 5%を超えるのは、盛土で 2 段以上、切土で 4 段以上になる。いずれも 5 段程度がピークで 10～15%の頻度となるが、より長大法面になると減少傾向になるのは、事前～事中对策など安定化の対応が検討され、処置されているためと推定される。

また、図-4 に示すように、盛土のり面の災害割合は、供用後 5 年までが多く、5 年以降は切土のり面の方が多いという傾向がある。切土のり面は、掘削後の風化作用により、年々脆弱化する傾向にあることが原因すると考えられる。

切土・盛土のり面の災害発生割合は、いずれも供用年数が 13 年経過するまでその不安定さが継続する。切土・盛土のり面である人工斜面は、地形・地質やのり面形状に対する総合的な検討に基づいて設計され、浸食劣化を防止する保護工を含めて適正な管理に基づき施工することが前提になっており、崩壊が地形改変を伴う施工後の不安定さに影響を受けていることが大きいことに繋がっている。

自然斜面の災害発生割合は、供用年数が 11 年経過する

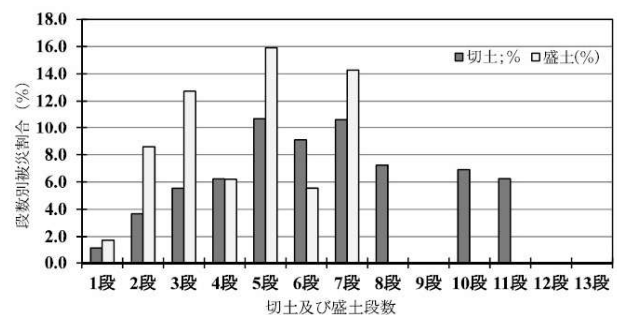


図-3 段数別の被災状況³⁾

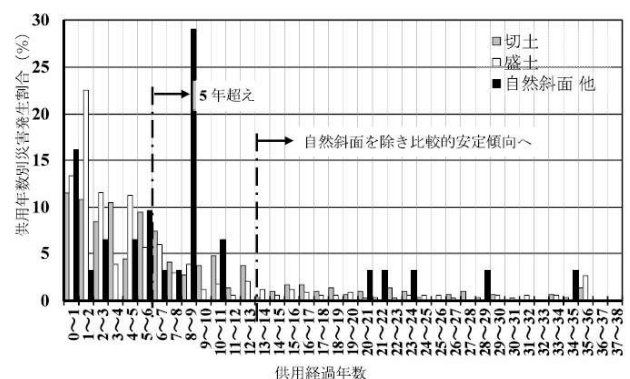


図-4 高速道路供用年数別災害発生頻度%³⁾

表-1 被災該当地山と被災履歴なし地山の深度別平均 N 値

深度 (GL-m)	被災該当地山の N 値						被災履歴なし地山の N 値					
	平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考		平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考	
					中央値	最頻値					中央値	最頻値
-1.0	9.065	6.400	0.706	537	8.0	5.0	12.317	10.560	0.857	8,550	9.0	3.0
-2.0	12.743	7.969	0.625	487	11.0	9.0	16.205	11.848	0.731	7,135	13.0	6.0
-3.0	14.957	9.360	0.626	441	13.0	7.0 12.0	18.692	12.422	0.665	5,930	16.0	7.0
-4.0	17.393	9.934	0.571	405	15.0	12.0	19.980	12.532	0.627	4,898	18.0	12.0
-5.0	18.679	10.429	0.558	336	17.0	6.0 10.0 11.0 14.0 15.0	21.128	12.681	0.600	4,044	19.0	12.0
-6.0	20.672	11.539	0.558	299	18.0	13.0	21.969	12.627	0.575	3,366	20.0	15.0
-7.0	21.249	11.002	0.518	253	19.0	17.0	22.700	12.652	0.557	2,802	21.0	21.0
-8.0	22.612	10.977	0.485	227	20.0	17.0	23.437	12.370	0.528	2,260	22.0	22.0
-9.0	23.108	12.050	0.521	204	21.0	15.0	24.309	12.217	0.503	1,913	24.0	15.0
-10.0	23.343	10.599	0.454	175	22.0	15.0	25.157	12.195	0.485	1,587	24.0	18.0
計	—	—	—	3,364	—	—	—	—	—	42,485	—	—
-5.0 m 迄 平均	14.048	9.386	0.668	2,206	12.0	8.0	16.856	12.283	0.729	30,557	14.0	3.0
-10 m 迄 平均	16.789	10.779	0.642	3,364	14.0	8.0	18.643	12.674	0.680	42,485	16.0	6.0

※ハッチング部は、平均 N 値が小さい方を示す

表-2 被災該当地山と被災履歴なし地山の地質分類別平均 N 値

地質分類	被災該当地山の N 値						被災履歴なし地山の N 値					
	平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考		平均値	標準偏差	変動係数	データ数	参考	
					中央値	最頻値					中央値	最頻値
①	13.977	9.901	0.708	620	12.0	8.0	15.900	12.284	0.773	18,491	13.0	3.0
②	12.532	8.770	0.700	391	10.0	5.0	17.214	12.210	0.709	2,219	14.0	5.0
③	15.394	9.332	0.606	665	13.0	11.0	18.593	12.150	0.653	5,566	16.0	6.0
④	13.946	9.091	0.652	278	12.0	8.0	19.164	11.998	0.626	1,743	16.0	8.0
⑤	13.135	8.968	0.683	252	11.0	5.0	18.122	12.063	0.666	2,538	15.0	6.0

※① 新生代:末固結堆積層

② 新生代:火山岩・(火山) 砕屑岩の堆積層

③ 中生代後期～新生代初期:花崗岩類

④ 中生代:砕屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)

⑤ 古生層(砕屑岩, 火成岩の堆積層)

※ハッチング部は、平均 N 値が小さい方を示す

つまり、規模が大きい地すべり性崩壊になりやすい久利層・関門層群・塩基性岩類と、規模は小さいが多数の崩壊を生じやすい花崗岩類という特徴がみられる。

このなかで、中国地方の 30% 近くを占め代表的な地質である花崗岩類の規模に着目すると図-8 のようになる。

災害発生件数は、切土のり面と自然斜面を合わせて 99 件である。被災規模は小さいものが多く 100m³ 以下が 66.7% であり、このうち、切土のり面災害の半数は 50m³ 以下であった。比較的軽微な土砂流出が多くを占めているが、99 件のうち、自然斜面災害は 9 件であり、自然斜面災害 9 件中 6 件は、600m³ を超える大規模な土石流であった。

3. 中国地方の斜面災害と標準貫入試験結果

表-1 は、被災該当地山と被災履歴なし地山の N 値発現頻度を深度別に比較したものである。平均 N 値は両方とも深度の増加に従って大きくなり、バラッキが小さくなっている。深度別平均 N 値は、全て被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。深度-5.0m 迄の平均 N 値と深度-10.0m 迄の平均 N 値を比較すると、その差は 2.808 と 1.854 であり、深度-5.0m 迄の差の方が大きい。変動係数は、被災履歴なし地山の方が大きい。中央値は、平均 N 値と同様に全ての深度において、被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。一方、最頻値はその大小関係が一定ではなく、

表-3 被災該当地山の深度別 1σ 上限 N 値

深度 GL- (m)	平均 N 値	標準偏差 σ	1σ 上限 N 値 (整数)	データ総数; n	1σ 未満 データ数; n ₁	1σ 以上 データ数	1σ 未満 データ確率; y [*]
-1.0	9.065	6.400	16.0	537	463	74	86.22%
-2.0	12.743	7.969	21.0	487	403	84	82.75%
-3.0	14.957	9.360	25.0	441	372	69	84.35%
-4.0	17.393	9.934	28.0	405	333	72	82.22%
-5.0	18.679	10.429	30.0	336	275	61	81.85%
計	—	—	—	2,206	1,846	360	83.71%

$$※ y(\%) = (\Sigma n_1 / \Sigma n) \times 100$$

表-4 全地質に対する被災該当地山の深度別 N_{DL} 値

深度 GL- (m)	平均 N 値	危険限界 N 値		データ総数; n	N _{DL} 値未満 データ数; n ₂	N _{DL} 値以上 データ数	N _{DL} 値未満 データ確率; y [*]
		計算値	N _{DL} 値				
-1.0	9.065	17.294	18	537	486	51	90.50%
-2.0	12.743	20.806	21	487	403	84	82.75%
-3.0	14.957	24.317	25	441	372	69	84.35%
-4.0	17.393	27.828	28	405	333	72	82.22%
-5.0	18.679	31.339	32	336	284	52	84.52%
平均	14.048	22.561	23	2,206	1,835	371	83.18%

$$※ y'(\%) = (\Sigma n_2 / \Sigma n) \times 100$$

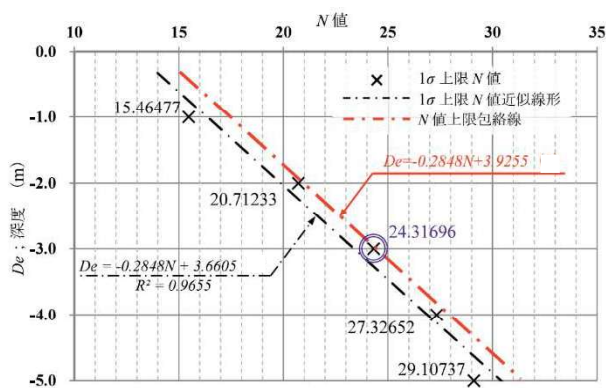
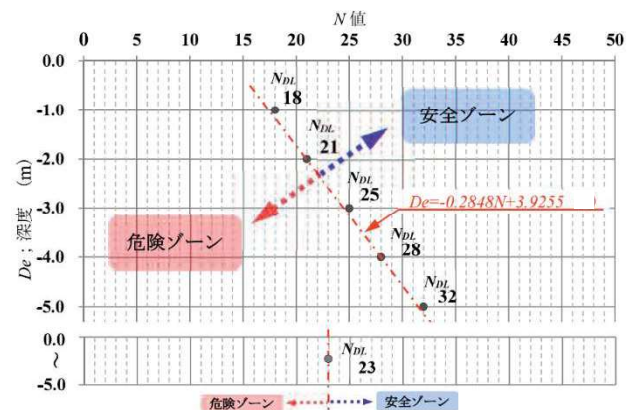


図-9 深度別 1σ 上限 N 値とその上限包絡線

図-10 全地質の深度別 N_{DL} 値

平均 N 値や中央値と違う結果になった。

各深度の N 値分布形状は高い側に裾を引く歪みを持った分布を示し、「中央値<平均値」の関係が成り立っている。従って、この高い値側に裾を引く歪み部分にバラッキが含まれている。被災該当地山の N 値と被災履歴なし地山の N 値の違いを分析するためには、安全側の設定となる中央値よりもバラッキを多く含む平均 N 値が適切と判断した。

表-2 は、5 つに区分した地質分類毎にまとめたものである。平均値、中央値は、いずれの地質分類においても被災履歴なしの地山の N 値が被災該当地山の N 値を上回っている。平均 N 値及び中央値に対する被災該当地山と被災履歴なしの地山の差は、新生代の未固結堆積層以外は同じような開きになっている。

ここで、被災該当地山に対する 5m までの深度別 1σ 上

限 N 値を求めたものを表-3 に示した。図-9 は、その 1σ 上限 N 値を包括するラインとして、平均値の勾配のまま全 1σ N 値を包括するラインを求めたもので、式(3)になる。その上限包絡線で与えられる N 値を危険限界 N 値 (N_{DL}) とし、図-10 および式(4)で示した。

$$De = -0.2848N + 3.9255 \quad (3)$$

$$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848 \quad (4)$$

ここで、

De : 深度 (GL-m) N : N 値 N_{DL} : 危険限界 N 値

また、地質別の N_{DL} の算定式と N_{DL} 値を表-5 に示し、表-6 に、未災害の「被災履歴なし地山」データに占める N_{DL} 値未満の確率と、「被災該当地山」データに占める N_{DL} 値未満の確率を示した。

表-5 被災該当地山の地質別 N_{DL} と算出式

地質区分	深度 GL- (m)	N_{DL} 値	N_{DL} 値未満※ データ確率: y'	N_{DL} 値の算出式
①	-1.0	17	93.92%	$N_{DL} = (-De + 2.5539) / 0.2185$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	83.46%	
	-3.0	26	86.51%	
	-4.0	30	83.61%	
	-5.0	35	87.91%	
	平均	24	82.57%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
②	-1.0	19	90.53%	$N_{DL} = (-De + 5.5816) / 0.3652$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	87.21%	
	-3.0	24	88.75%	
	-4.0	27	83.33%	
	-5.0	29	91.38%	
	平均	23	86.70%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
③	-1.0	19	91.30%	$N_{DL} = (-De + 3.6977) / 0.2607$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	22	83.44%	
	-3.0	26	82.95%	
	-4.0	30	82.35%	
	-5.0	34	81.90%	
	平均	24	82.40%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
④	-1.0	20	97.10%	$N_{DL} = (-De + 3.9008) / 0.2564$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	24	88.89%	
	-3.0	27	81.03%	
	-4.0	31	91.49%	
	-5.0	35	92.68%	
	平均	25	85.60%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
⑤	-1.0	19	87.50%	$N_{DL} = (-De + 6.6702) / 0.4132$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	87.04%	
	-3.0	24	85.42%	
	-4.0	26	84.44%	
	-5.0	29	82.93%	
	平均	23	84.13%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出
全地質	-1.0	18	90.50%	$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848$ (※ N_{DL} 値は切上げ整数値)
	-2.0	21	82.75%	
	-3.0	25	84.35%	
	-4.0	28	82.22%	
	-5.0	32	84.52%	
	平均	23	83.18%	※GL0～-5.0m までの平均深度から算出

※① 新生代;未固結堆積層

※ N_{DL} 値未満データ確率(%) $y' = (\Sigma n_2 / \Sigma n) \times 100$

② 新生代;火山岩・(火山)砕屑岩の堆積層

③ 中生代後期～新生代初期;花崗岩類

④ 中生代;砕屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)

⑤ 古生層(砕屑岩, 火成岩の堆積層)

表-6 被災該当地山と被災履歴なし地山に占める N_{DL} 値未満確率

深度 GL- (m)	N_{DL} 値未満 DB 確率					
	①新生代;未固結 堆積層	②新生代;火山岩 (火山)砕屑岩堆 積層	③中生代後期～ 新生代初期 花 崗岩類	④中生代 砕屑 岩, 火山岩堆積 層(花崗岩類以外)	⑤古生代 古生層 (砕屑岩, 火成 岩堆積層等)	全地質
-1	93.92%	90.53%	91.30%	97.10%	87.50%	90.50%
	75.07%	74.70%	75.18%	71.92%	70.00%	74.40%
-2	83.46%	87.21%	83.44%	88.89%	87.04%	82.75%
	71.15%	66.10%	64.95%	59.72%	61.11%	67.62%
-3	86.51%	88.75%	82.95%	81.03%	85.42%	84.35%
	73.65%	61.72%	64.07%	66.67%	65.29%	68.21%
-4	83.61%	83.33%	82.35%	91.49%	84.44%	82.22%
	75.91%	71.69%	69.58%	70.28%	65.40%	70.97%
-5	87.91%	91.38%	81.90%	92.68%	82.93%	84.52%
	81.12%	65.83%	73.49%	75.71%	71.30%	74.98%
0-5	84.03%	86.70%	82.41%	85.61%	84.13%	83.18%
平均	73.41%	67.01%	67.07%	67.41%	66.51%	69.30%

※ 上段;被災該当地山, 下段;被災履歴なし地山

表-7 地質別 0～5m 平均 N_{DL}

地質区分	GI-(m)に対する N_{DL} 値 (N_{DL} 値は四捨五入)						摘 要 (N_{DL} 値の算出式)
	-1.0	-2.0	-3.0	-4.0	-5.0	平均値	
① 新生代; 未固結堆積層	17	21	26	30	35	24	$N_{DL} = (-De + 2.5539) / 0.2185$
② 新生代; 火山岩・(火山) 砕屑岩の堆積層	19	21	24	27	29	23	$N_{DL} = (-De + 5.5816) / 0.3652$
③ 中生代後期～新生代初期; 花崗岩類	19	22	26	30	34	24	$N_{DL} = (-De + 3.6977) / 0.2607$
④ 中生代; 砕屑岩・火山岩等の堆積層(花崗岩類以外)	20	24	27	31	35	25	$N_{DL} = (-De + 3.9008) / 0.2564$
⑤ 古生層(砕屑岩, 火成岩の堆積層)	19	21	24	26	29	23	$N_{DL} = (-De + 6.6702) / 0.4132$
全地質	18	21	25	28	32	23	$N_{DL} = (-De + 3.9255) / 0.2848$

※平均は GI.0～5.0m までの平均深度から算出

のり面全体の健全性や予防保全のための防災対策検討等の実務に N_{DL} を使用した場合を考えると, 0～5m までの平均値から算出した N_{DL} を使用することが適切であると考えられる. 表-7 にその平均 N_{DL} を示す.

0～5m の平均値は $N=23\sim25$ であり, それ以下のゆるい土質を切土する場合, 崩壊するリスクが高くなるという有効な指標になると考えられる.

表層が風化土や土砂に覆われることが多い地山は, 基本的に表層はゆるく N 値が低い地山がほとんどである. つまり, ほとんどすべてが崩壊する要素を持つ. その中で少しでも, 崩壊するリスクを持つ地山を事前に把握できることは有意義と考える. 特に N 値という汎用性の高い指標で判断できるメリットは高い.

データ数から考えると, 表-8 のようになり, N_{DL} 未満で不安定になる可能性がある斜面は $23,011/32,763 \div 70\%$ であり, かなりの斜面がリスクを内在していると考えられ, それらを事前に把握し, より詳細な調査検討にとりかけられる 1 次スクリーニングとして, 有効と考える.

表-8 全地質のデータ割合

データ数	合計	被災該当地山	被災履歴なし地山
全体	32,763	2,206	30,557
N_{DL} 未満	70.23% 23,011	83.18% 1,835	69.30% 21,176
N_{DL} 以上	9,752	371	9,381

なお, 2013 年 4 月から 2015 年 3 月までに切土のり面及び自然斜面で発生した斜面災害 20 件を対象に被災該当地山の平均 N 値と N_{DL} の検証を行った結果, 0～5m までの平均値から算出した N_{DL} に対し, 全地質で全ての深度で平均 N 値が N_{DL} を下回っていた. このことは, この指標の有効性を示唆しているものと考えられる.

(執筆責任者 下野宗彦)

参考文献

- 1) (社)全国治水砂防協会: 砂防便覧 平成 20 年度版, pp.50-55, 2008.
- 2) 国土交通省: <http://www.sabo.or.jp/saigai/2011saigai.htm>, 土砂災害情報. 2011.
- 3) 下野宗彦: 中国地方における高速道路の斜面災害と地盤特性に関する研究, 山口大学, 理工博甲第 685 号, 博士請求論文, pp31-115, 2016.
- 4) (社)日本道路協会, 道路土工, 切土・斜面安定工指針, pp.123-190, 2009.
- 5) 奥園誠之: 斜面防災 100 のポイント, pp.172-173, 2006.

5.3 傾斜センサと土壌水分センサで斜面を評価する

1. はじめに

斜面災害は突発的かつ局所的に発生する自然災害の一つであり、人的・物的被害を未然に防ぐためには、平常時からのモニタリングと危険兆候の早期把握が非常に重要である。

特に、降雨や融雪といった水の供給によって土壌に含まれる水分量が増加すると、間隙水圧の上昇や土のせん断強度が低下し、結果として斜面の安定性が損なわれることにつながる。したがって、土壌水分の時系列的な変化を継続的に観測することは、斜面崩壊のリスクを定量的に評価するうえで不可欠な手段となっている。

従来、斜面防災における監視指標として、雨量が広く用いられてきたが、雨量はあくまで大気からの水の供給量を示すものであり、地中における水分の分布や蓄積状況を直接的に反映するものではない。一方で、土壌水分量の測定は、実際の地盤の水分量を定量的に捉えることができるため、災害発生の兆候を捉える指標の一つとして利用することが可能である。また、土質や地形条件によっては、同じ降雨量であっても土中の水分量の変化が大きく異なるため、斜面リスク管理に土壌水分計測を活用することは可能であると考えられる。

さらに、斜面の安定性を評価する上では、水分変化に加えて、実際の地盤の動きそのものを把握することも重要である。傾斜センサは地表や浅層部における微小な変位を継続的に監視することが可能であり、わずかな傾斜変化から斜面の変状を捉えることができる。

このように、土壌水分センサと傾斜センサを併用することにより、斜面内部の水分環境と表層の変位挙動の両面を総合的に評価することが可能となり、精度の高い斜面監視が実現できる。

本報では、以上の背景を踏まえ、両センサを用いた複合的なモニタリング手法について、実際の観測事例をもとにその有効性を検討する。

2. 斜面管理システムの概要

斜面管理システムの概要を図-1 に示す。本システムは、通信モジュールが組み込まれた測定器本体、傾斜センサ、土壌水分センサ、雨量計、および電源から構成されている。

写真-1 に傾斜センサ、土壌水分センサを示し、写真-2 に測定器本体を示す。

測定器本体は地中に打設した杭に固定し、傾斜センサは地中に設置し、斜面鉛直ならびに水平方向の地表面の変動を傾斜角として計測する。土壌水分センサは傾斜センサと同様に地中に埋設し、土壌水分の変化を体積含水

率として計測する。

計測データは NB-IoT 通信を通じてクラウドに保存され、関係者間での計測データの共有を可能としている。

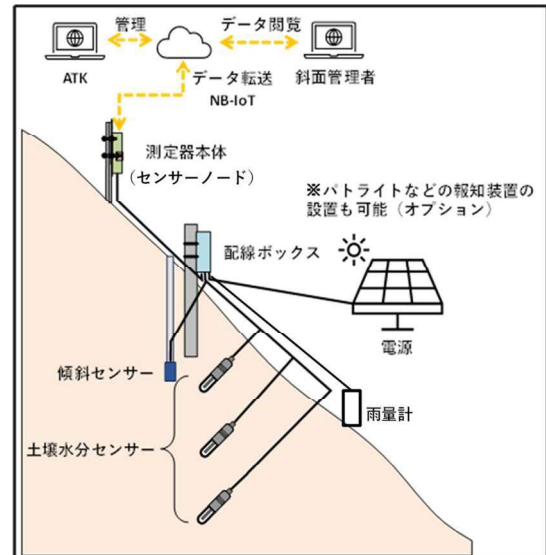


図-1 計測システム概念図



写真-1 傾斜センサプロブ（上）
土壌水分センサプロブ（下）



写真-2 測定器本体

3. 計測事例

3.1 設置箇所

設置状況を写真-3 に示す。設置箇所は、徳島県内の地すべり地帯である。観測システムの設置位置は、風化泥質片岩や風化砂質片岩を主体とする自然斜面であり、斜面勾配は 1:1.5～1:1.0 程度でやや不安定な斜面である。

雨水浸透の過程を詳細に把握するため、傾斜センサの他に、土壌水分センサを深度 10cm、30cm の 2 深度に設置した。現地に設置したソーラーパネルを電源とした。



写真-3 計測システム設置状況

3.2 計測結果

本サイトでは、2022 年 7 月 12 日から計測を開始した。観測期間中、9 月の豪雨時に傾斜センサで傾斜角の変動を捉えていたが、その後は比較的安定した状況が続いていた。しかし、2022 年 3 月 23 日に傾斜角の大きな変化を捉えた。その状況を以下に示し、図-2 に当日の時系列データを示す。サイト近傍の観測所データによると、現地は当日 8:00 頃から時間雨量最大 4mm 程度の降雨があった。現地に設置した土壌水分センサでも同時刻から体積含水率の増加が確認されており、現地でも降雨があったものと想定される。このような降雨の下、11:00 頃、斜面直交方向である Y 軸方向の傾斜角がわずかに増加し始め、センサが谷側へ傾斜し始める挙動が確認された。14:00 頃には、谷側への傾斜角が更に増加するとともに、傾斜角速度も徐々に大きくなり、傾斜変位が速度を増しつつ変位が増してきたと想定される。その後、17:00 頃に Y 軸方向の傾斜角が 50° 以上まで一気に急増し、斜面変位を予見させる変化が確認された。17:00 以降は、傾斜角や角速度の数値がばらつき、傾斜センサが不規則に動いている状況が継続していたものと想定される。

後日、現地確認した結果、写真-4 に示す表層崩壊が発生しており、崩壊範囲は斜面幅約 5m、延長約 10m であった。

なお、当社のセンサは崩壊によって谷側に流下されていることが確認された。

傾斜角および角速度の変動、および後日確認した現地状況から、現地では表層崩壊が発生し、その発生時間は 17:00 頃で、斜面崩壊は 18:30 頃まで継続的に発生していたと想定される。

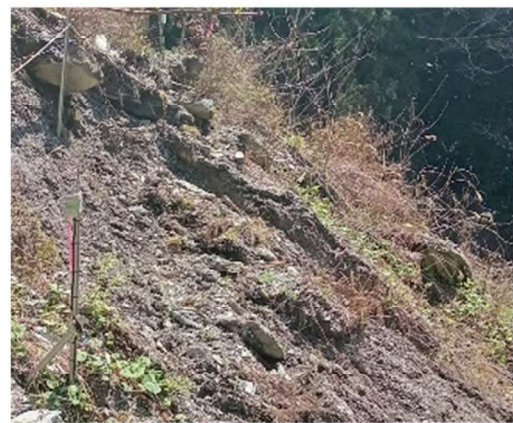
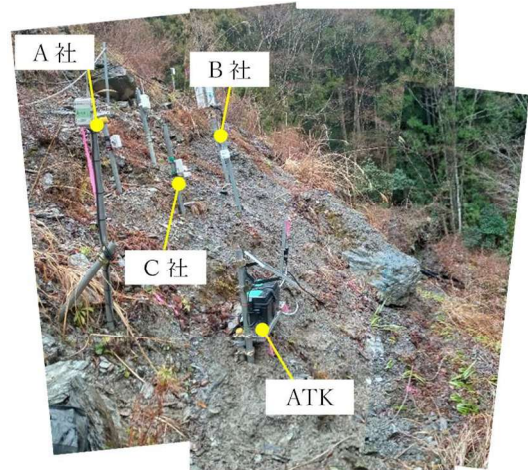


写真-4 観測システム設置箇所状況
(上：崩壊前 2023/3/2 下：崩壊後 2023/3/28)

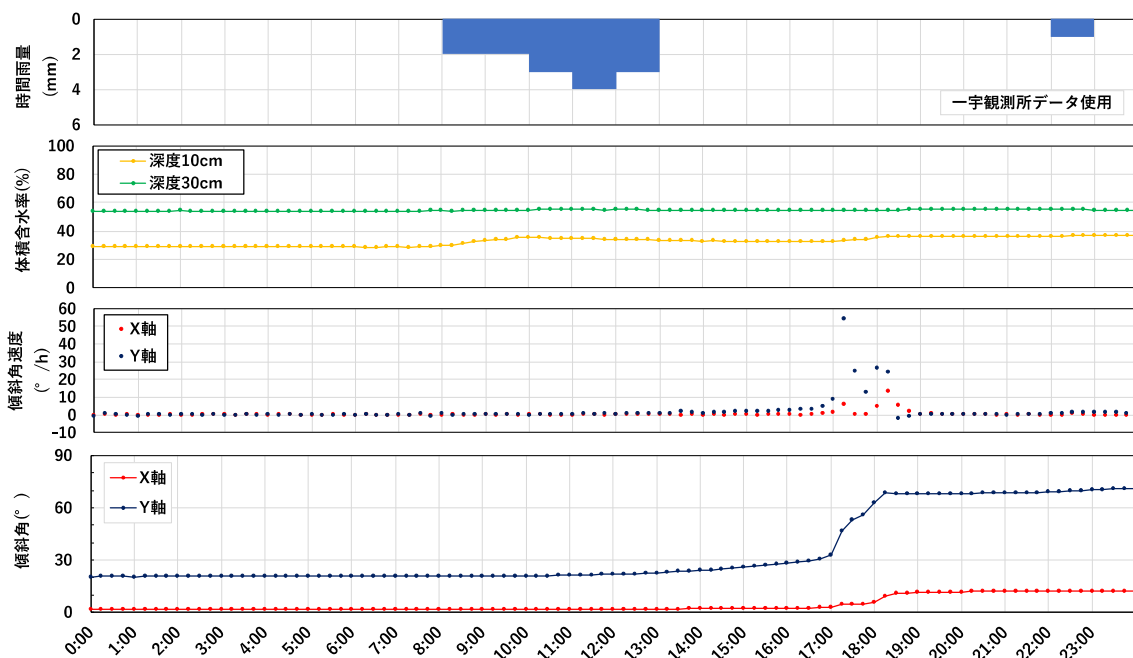


図-2 計測結果 (2023/3/23)

4. 考察

今回、斜面崩壊前後の計測データを取得することができた。そのため、得られたデータを基に、「クリープ」をキーワードにして斜面崩壊時の計測値の変化について考察する。

一般に、地すべり・斜面の崩壊はさまざまなパターンがある。これらの崩壊予測を行う一つの考え方としてクリープ変形の考え方がある。クリープ変形の考え方は、**図-3** に示す土砂や岩石のクリープ試験の結果から得られるクリープ曲線に基づいており、クリープ曲線はひずみの進行に応じて、1次から3次クリープまでの3つの領域に区分される。

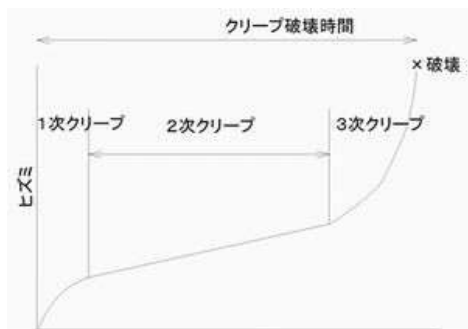


図-3 クリープ曲線模式図¹⁾

一般的に地すべりや斜面崩壊は、1次クリープや2次クリープ段階でクリープが停止した場合には崩壊までは至らず、崩壊に至る場合には1次から3次クリープまで連続した曲線形状をとる場合が多い。

この考え方を本サイトに適用してみると、斜面崩壊まで至った本サイトは3次クリープまで進行していたものと想定される。

そこで、福囿による表面移動速度の逆数を用いた予測法²⁾を参考にして今回の崩壊事例を当てはめてみた。すなわち、移動速度の逆数と時間の関係で斜面崩壊を示すという試みである。具体的には、傾斜角速度の逆数と時間の関係を求め、角加速度の逆数が1次～3次クリープの動きを示すかどうかを試行した。試行結果を**図-4**に示す。

これによると、今後検討を重ねる必要はあるが、**図-3** に示す一連のクリープ曲線様が確認され、1次クリープ

から3次クリープへの変化が角加速度の逆数の傾きで捉えられた可能性があると考える。

5. まとめと今後の課題

今回、地すべり地に傾斜センサおよび土壌水分センサを設置し、斜面変位と体積含水率の経時変化をモニタリングした。その結果、降雨強度に応じた体積含水率の変化や斜面変位の状況が明らかとなり、管理手法を検討する上で、非常に有益な情報を得ることができた。

今後の課題として予測手法の確立が挙げられるが、崩壊予測手法の一つとして、再帰型ニューラル・ネットワーク(RNN(Recurrent Neural Network))を活用した計測データの異常値把握に挑戦したいと考えている。

すなわち、日々の体積含水率や傾斜角、傾斜角速度の時系列データ(情報)を基に、「通常の変化の傾向」を学習することで、従来の予想範囲を逸脱した「異常傾向」を判定する手法である。

この判定方法が確立し、1次クリープ発生直後に警報を発出することができれば、1次～2次クリープを避難に必要なリードタイムとして、安全な避難につながる可以考虑。

(執筆責任者 片山輝彦)

参考文献

- 1) 斎藤迪孝: 第3次クリープによる斜面崩壊時期の予知、地すべり, Vol. 4, No. 3, pp. 1-8, 1968.
- 2) 福囿輝旗: 表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊時刻の予測法, 地すべり, Vol. 22, No. 2, 8-13, 1985.

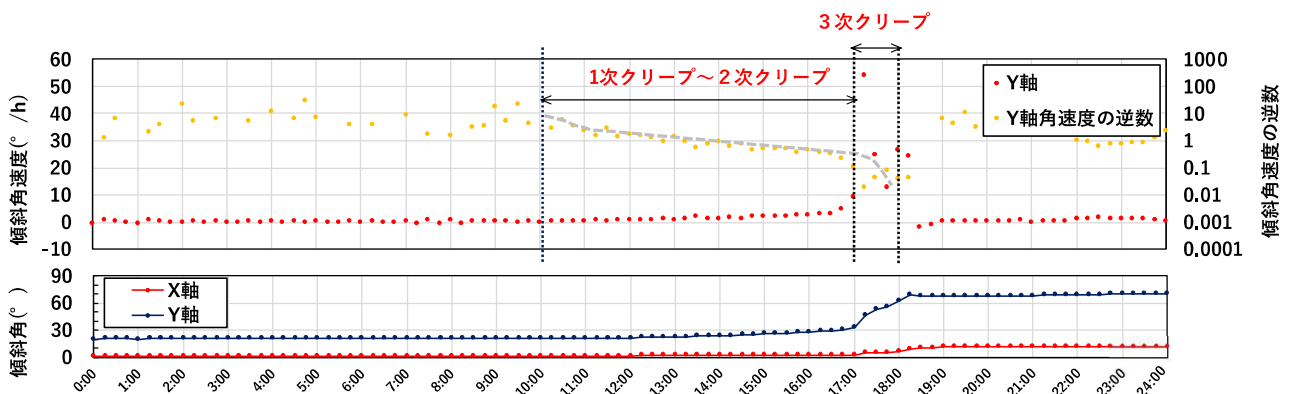


図-4 計測結果を基にした崩壊前後の傾斜角速度の変化 (2023/3/23)

5.4 降雨強度を評価する

1. はじめに

雨量データは、気象予測、治水・利水計画、農業活動、都市計画、防災対策など幅広い分野で活用されている。

こうした中、例えば図-1 に示す我が国の土砂災害の発生件数は近年増加傾向にあり、迅速かつ効率的な事前防災としての災害対策を加速化するうえで、降雨強度を評価する技術の向上は不可欠である。

2. 降雨に関連する気候変動の概要

2.1 気温の変化

日本の年平均気温は、図-2 に示すとおり長期的には100年あたり1.40℃の割合で上昇しており、特に1990年代以降は高温となる年が頻出している²⁾。

これにより、気温が上がれば、大気は海洋や地表から蒸発した水分を多く含み、大雨や集中豪雨が起きやすい状態になる。

2.2 降雨量の変化³⁾

2.2.1 年平均雨量

中国地方5県の気象庁5地方気象台における年間雨量の経時変化を図-3 に示す⁴⁾。

5地方気象台の年間平均雨量を比較すると、山陰側の鳥取および松江が多く、山陽側の岡山、広島および下関が少ない傾向にある。山陽側では、東側の岡山から西側の広島、下関へ向けて多くなっている。また、5地方気象台の年間雨量の経時的な変化をみると、いずれも多雨と少雨を繰り返しており、両者の変動幅に顕著な特徴は認められない。つまり、年平均雨量については、顕著な増大傾向はないと考えられる。

2.2.2 1時間雨量50mm以上の発生回数

全国的にみると、1時間雨量50mm以上の発生回数は、図-4 に示すとおり1976～1985年の10年間から2010～2019年の至近10年間で平均約1.4倍に増加している⁵⁾。そこで、図-5 に中国地方5県の1970年代以前に観測が開始された観測所を対象とした1時間雨量50mm以上の発生回数を整理し、比較した⁴⁾。

まず、中国地方5県の合計でみると、1976～1985年の10年間における1時間雨量50mm以上の発生回数は95回程度、2010～2019年では190回程度と2.0倍に増加している。次に、県別でみると、島根県は横ばい、岡山県1.5倍、鳥取県2.5倍、広島県3.0倍、山口県3.5倍に増加している。以上のとおり、島根県を除く4県では、全

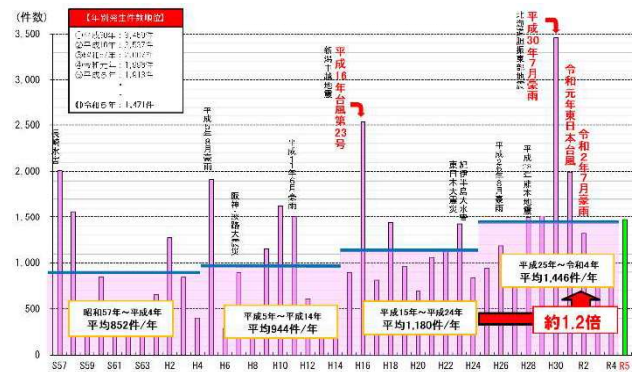


図-1 我が国の土砂災害発生件数の推移¹⁾

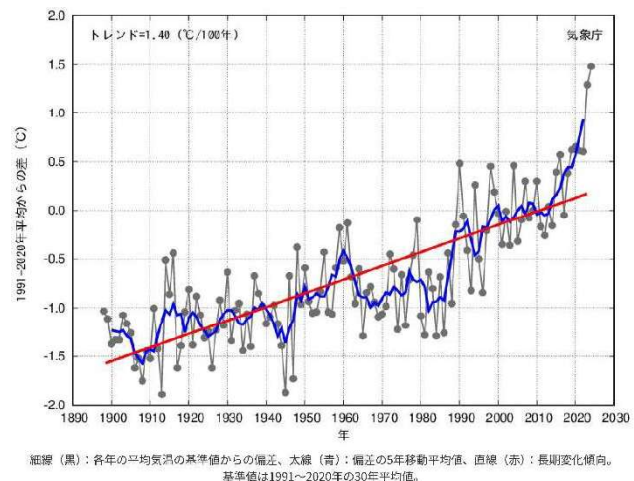


図-2 我が国の年平均気温偏差の水位²⁾

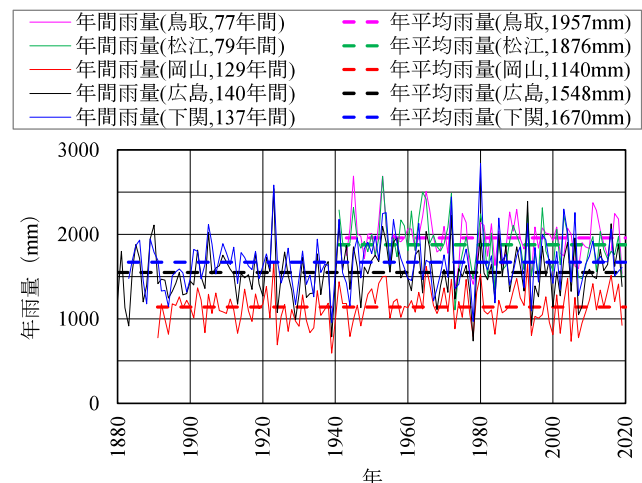
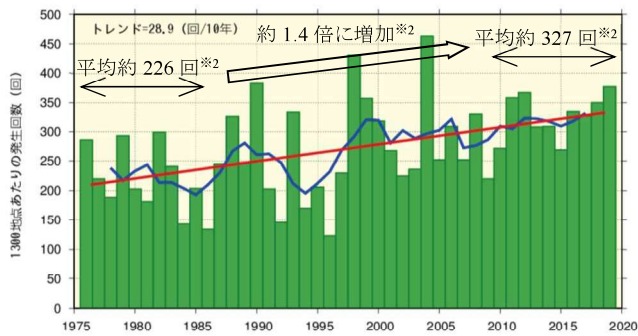


図-3 中国地方5地方気象台の年間雨量の経時変化⁴⁾

国平均の1.4倍を上回っており、1時間雨量50mm以上の発生回数に顕著な増大傾向が認められる。



※1: 赤線は長期的変化傾向, 青線は5年移動平均値を示す。
 ※2: 10年間の平均発生回数, 増加倍率(矢印を含む)は加筆

図-4 全国の1時間雨量50mm以上の発生回数⁵⁾

2.2.3 観測史上最大雨量

気象庁は、2015年9月関東・東北豪雨以降、観測史上1位を更新した観測所とその雨量を整理・公開している。その至近年の気象事例で1位を更新した雨量観測所数は、表-1に示すとおりである⁴⁾。観測史上1位更新観測所数は、3気象事例のみで280観測所以上にのぼり、全国約1,300観測所のうちの約22%を占めている。また、6時間以内の短期雨量よりも12時間以上の長期雨量の方が、更新観測所数が多いことが特徴として挙げられる。

次に、中国地方5県の気象庁全122雨量観測所を対象とした観測史上最大雨量の発生時期と観測所数の関係を図-6に示す⁶⁾。このうち、2018年7月豪雨で観測史上最大値を更新した観測所数を表-2に示す⁷⁾。

図-6に示す観測史上最大雨量の更新観測所数は、1～72時間雨量のいずれも近年増加傾向にある。更新観測所数の中で2010～2019年は、1～6時間雨量は50観測所程度、12,72時間雨量では約60観測所、24～48時間雨量では約70観測所まで増加している。

なお、24～72時間雨量では、図-6の2010～2019年における更新観測所数の約7割が、表-2の2018年7月豪雨で観測史上最大値を更新した観測所になり、その大半は広島県と岡山県の観測所で発生している。また、表-1に示す全国の更新観測所数の約4割を占めている。

以上のとおり、近年は、前節の1時間50mm以上の雨量の発生回数に加えて、12～72時間の長期雨量も増大傾向にある。

2.2.4 旬毎の気象庁全観測所雨量の総和⁷⁾

2018年7月豪雨が発生した7月上旬の気象庁全観測所雨量の総和は、20万7527mm(1観測所あたり約215.3mm)で、1982年以降の旬ごとの最大総雨量とされてきた。しかしながら、熊本県球磨川等の氾濫を引き起こした2020年7月豪雨では、総和雨量20万8308mm(1観測所あたり216.1mm)となり、2年で前記豪雨記録が更新された。

今後、西日本から東日本の広い範囲にわたって、この2豪雨のような豪雨が増加することにより全国的な土砂災害等の激甚化が懸念され、降雨強度を評価する技術の更なる向上が期待される。

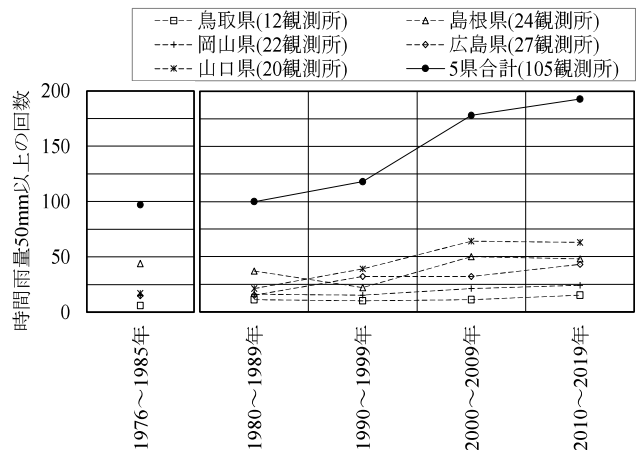


図-5 中国5県の1時間雨量50mm以上の発生回数⁴⁾

表-1 観測史上1位を更新した全国の雨量観測所数⁶⁾

最大雨量の時間	2018年7月豪雨 [岡山県高梁川水系 真備川氾濫他]	2019年10月 東日本台風 [長野県信濃川水系 千曲川氾濫他]	2020年7月豪雨 [熊本県 球磨川氾濫他]
1時間	14	9	15
3時間	16	40	17
6時間	31	89	18
12時間	49	120	20
24時間	77	103	30
48時間	125	72	40
72時間	123	53	40

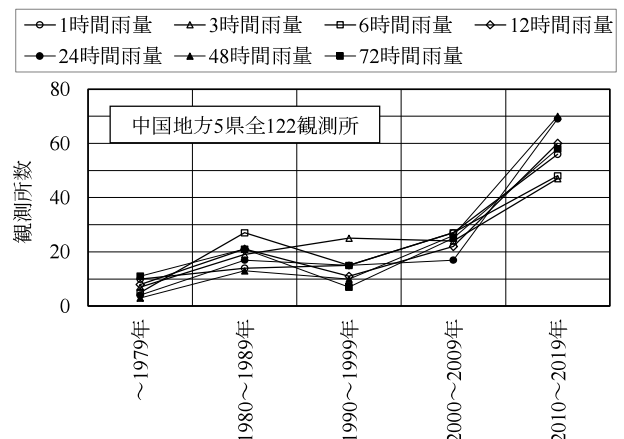


図-6 観測史上最大雨量の発生時期と更新観測所数⁶⁾

表-2 観測史上最大雨量更新観測所数(2018.7豪雨)⁶⁾

最大雨量の時間	鳥取県 (全16観測所)	島根県 (全27観測所)	岡山県 (全25観測所)
1時間	0	0	1
3時間	0	0	1
6時間	0	0	6
12時間	0	0	10
24時間	1	0	14
48時間	4	0	20
72時間	4	0	15
合計	9	0	67

最大雨量の時間	広島県 (全33観測所)	山口県 (全21観測所)	合計 (全122観測所)
1時間	1	2	4
3時間	3	1	5
6時間	8	0	14
12時間	17	0	27
24時間	21	1	37
48時間	25	3	52
72時間	23	3	45
合計	98	10	184

3. 降雨量の観測技術

3.1 アメダス（地域気象観測システム）⁸⁾

気象観測は、1875 年 6 月に東京気象台で開始された。その後、地上における気象データを自動で観測・伝送するアメダスの運用が、1974 年に開始された。また、運用開始後も、精度の高い機器への置き換えや設置場所の環境整備が進み、より正確な観測値の取得に取り組まれてきた。

アメダスは、約 17km 間隔で全国に約 1300 箇所設置されており、このうちの約 840 箇所は降雨量に加えて風向・風速、気温、湿度等を観測しているほか、雪の多い地方の約 330 箇所では積雪深も観測されている。

3.2 気象レーダー⁸⁾

1954 年に気象レーダーが導入されたことにより、アメダスでは測定できない広域の降雨情報を面的に捉え、広範囲の降雨量推定できるようになった。その後、1972 年には、ほぼ全国をカバーする観測網が完成し、1976 年には C バンドレーダー網、2005 年には C バンドドップラーレーダーへの更新、2020 年には C バンド二重偏波ドップラーレーダーへの更新といった観測精度向上が図られている。

気象レーダー観測は全国 20 箇所で行われており、これによる日本全国の降雨強度の分布は、リアルタイムの防災情報や降水短時間予報や降水ナウキャストといった予報の作成に用いられている。

また、防災科学技術研究所は、2003 年度に X バンド MP レーダーによる観測を開始し、その後国土交通省が観測対象範囲が約 80km の半径の都市域を主とした全国 39 箇所での観測網を整備した⁹⁾。これにより、約 250m メッシュの雨量情報を高頻度・高解像度で配信が可能となった。

3.3 線状降水帯の水蒸気観測網⁸⁾

気象庁の線状降水帯に関する情報は、2021 年 6 月から「顕著な大雨に関する気象情報」として提供が開始された。その後、大雨の予測技術の向上に伴って、2022 年 6 月からは半日前からの予測情報、2023 年 5 月からは観測情報を最大 30 分前倒しして発表する運用が開始され、段階的に情報の改善が図られている。これにより、線状降水帯の発生・進路予測精度が向上し、局地的集中豪雨による被害軽減が期待される。

なお、線状降水帯の定義は、「次々と発生する発達した雨雲（積乱雲）が列をなした、組織化した積乱雲群によって数時間にわたってほぼ同じ場所を通過または停滞することで作り出される、線状に伸びる長さ 50～300km 程度、幅 20～50km 程度の強い降水をともしう雨域」とされている。この言葉は、2014 年 8 月豪雨による広島土砂災害をきっかけに広く知られるようになった。

4. 今後の課題

土砂災害等の降雨に起因した災害の発生予測には、適正な降雨強度の評価が必要不可欠であり、現状における課題を下記に挙げる。

- (1)気候変動による降雨パターンの変化予測
- (2)今後の気温上昇と降雨強度増加の予測
- (3)山間部などの観測空白地域における局地的な豪雨や都市型ゲリラ豪雨の把握に向けた観測点の充実
- (4)狭範囲の局所的な降雨強度の変動予測
- (5)短時間の降雨強度の変動予測
- (6)レーダーメッシュの解像度と精度の向上
- (7)X バンド MP レーダーと C バンドレーダーの統合利用
- (8)リアルタイムデータの処理と活用
- (9)各種雨量データの整合性検証
- (10)上記(1)の設計用降雨強度への反映
- (11)設計に考慮するタイムスケールの適正化
- (12)設計に考慮する降雨確率の適正化
- (13)上記(1)に伴う地盤への降雨浸透量の把握

（執筆責任者 笹井友司）

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部：土砂災害の現況について、p.2, 2024.
- 2) 気象庁 web：https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/temp/an_jpn.html（入手日：2025.9.20）
- 3) 木村隆行、笹井友司、井上誠、西垣誠：激甚化する地盤災害の技術課題と展望、地盤と建設、地盤工学会中国支部、Vol.38, No.1, pp.9-18, 2020.
- 4) 気象庁 web：<https://www.data.jma.go.jp/obd/stat/etrn/index.php>（入手日：2020.8.28）
- 5) 気象庁：気候変動監視レポート 2019, p.39, 2020.
- 6) 気象庁 web：https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html（入手日：2020.8.25）
- 7) 気象庁観測部：「令和 2 年 7 月豪雨」の観測記録について（報道発表）、2020.
- 8) 気象庁 web：<https://www.jma.go.jp/jma/index.html>（閲覧日：2025.9.20）
- 9) 土屋修一、山地秀幸、川崎将生：XRAIN 雨量観測の実用化技術に関する検討資料、国総研資料第 909 号、pp.1-5, 2016.

5.5 地震力を評価する

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した阪神淡路大震災による人的被害は、死者 6,434 名、行方不明者 3 名、負傷者 43,792 名であった。また、住家被害は全壊約 105,000 棟で半壊約 144,000 棟、その他高速道路や新幹線の高架橋等の倒壊・落橋や液状化による港湾関係施設の沈下といった第二次世界大戦後最悪の被害をもたらした。

この震災は、現行の各種耐震基準改訂のきっかけとなったものであり、本稿では震災後の耐震設計（地震力の評価法等）に関して私見も含め述べてみたい。

2. 阪神淡路大震災後数年の大きな動き

まず、各種基準類について、阪神・淡路大震災の翌年 1996 年から 1999 年にかけて道路橋、鉄道、港湾、水道・下水道といったあらゆる施設の耐震設計や耐震対策に係る基準の大幅改訂がなされた。

次に、阪神・淡路大震災を契機とした地震に対する調査について、国立研究開発法人防災科学技術研究所（以降、「防災科研」と記載）では、被害を及ぼすような強い揺れを確実に記録するための強震動観測網として、K-NET（Kyoshin Network：全国強震観測網）を全国約 1000 箇所、KiK-net（Kiban Kyoshin Network：基盤強震観測網）を全国約 700 箇所に設置・整備し、1996 年 6 月から運用開始している²⁾。なお、K-NET は、建造物が破壊に至る震動を捉えることを目的としているため、大半は地震計が地表に設置されている。また、KiK-net は、地震防災対策の推進を目的に、観測用井戸の地表と地中（井戸底）の双方に地震計が設置されている。この他、気象庁で全国約 670 箇所、地方公共団体で全国 2,900 箇所において、地震観測がなされている（図-1）³⁾。

また、1995 年 7 月には、地震に関する調査研究の成果を社会に伝え、政府として一元的に推進する特別な機関として地震調査研究推進本部が現文部科学省に設置され、地震に関する調査・観測の計画や前記の調査・観測の成果に基づく地震活動の評価と評価結果を公開する役割を担っている（図-2）⁴⁾。

3. 阪神淡路大震災後の耐震設計法の変化

阪神淡路大震災後、「供用期間中に発生する確率が高い」地震としてレベル 1 地震動、「供用期間中に発生する確率は低いが非常に強い」地震としてレベル 2 地震動が導入

●：気象庁 ●：地方公共団体 ●：国立研究開発法人防災科学技術研究所

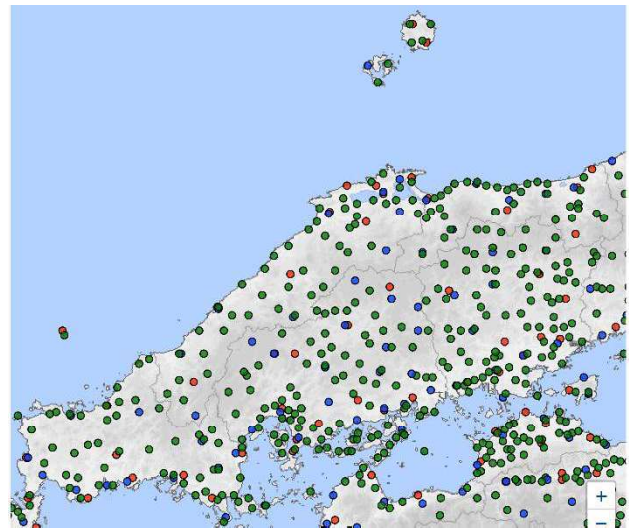


図-1 地震観測点（中国地方）³⁾

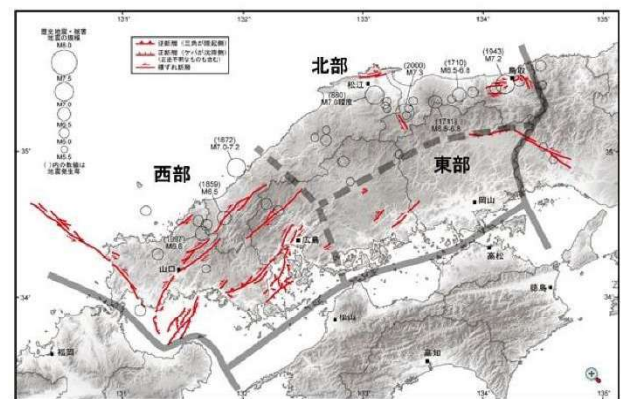


図-2 評価結果公開例（中国地方活断層の長期評価）⁴⁾

されるようになり、前者は「施設の健全性を損なわない」こと、後者は「所期の機能を保持する」ことを目標に耐震設計が行われるようになった（例えば⁵⁾。また、レベル 1 とレベル 2 の地震動レベルに応じて許容する被災程度を設定・規定する耐震性能設計が取り入れられるようになり、性能要求にあわせて許容応力度法、地震時保有水平耐力法、限界状態設計法を選択し耐震照査がなされるようになった。

耐震設計の方法としては静的解析法と動的解析法に大別され、レベル 1 地震動に対しては一般的に静的解析法が用いられるが、レベル 2 地震動に対しては阪神淡路大震災後のコンピュータの目覚ましい発展と相まって、動的解析法が採用されるようになった。静的解析法は、震度法（固有周期を考慮しない）、震度法（固有周期を考慮）、震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮）、地震時保有水平耐力法、応答変位法等に細分化される。また、動的解析法は、大きく線形解析法（全応力）、等価線形解析法

(全応力)、非線形解析法(有効応力)に分けられる。

まず、3つの解析法に関する概要について、線形解析法は荷重と変形が比例関係にある岩盤のような弾性体(線形)材料のみのモデルに適用される手法である。等価線形解析法は、盛土・埋土のような非線形材料を等価な線形材料に近似し、周波数領域で線形解析を繰り返すことで非線形現象を簡易に考慮する方法である。この解析法は、あまり大きなひずみが生じないモデルや地震動に対して適用される手法である。非線形解析は、荷重の増減による材料の挙動変化(塑性変形、残留変形)を考慮し、より忠実な再現が必要となる大ひずみが生じるモデルや地震動に対して適用される手法である。次に、全応力と有効応力の違いについて、全応力は外力と直接釣り合う応力を対象とするのに対し、有効応力は土質材料の挙動を支配する粒子間力に影響を与える間隙水圧を除いた、粒子の結合力を表す応力を対象とする。このため、過剰間隙水圧の変化を考慮する必要がある砂質地盤等を対象とした液状化解析では、非線形解析法(有効応力)を用いるのが望ましい。

4. 強震動の予測手法

地震調査研究推進本部では、地震調査委員会で作られる強震動評価に関する検討結果から、強震動予測手法の構成要素である震源断層パラメータの設定、地下構造モデルの作成、強震動計算、予測結果の検証について、現時点で最適と判断される手法や考え方を適宜改訂し、改訂のポイントも含めレシピとして取りまとめ、公開している⁹⁾。

また、独立行政法人(現国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所)港湾空港技術研究所では、港湾施設の耐震性能照査に用いるレベル2地震動の算定方法についての研究成果^{例えば7)}を公開するとともに、その詳細についてアドバイスもいただける。

5. 地震動の予測・再現に係る最近の研究動向

地震調査研究推進本部における最新の「震源断層を特定した地震の強震動予測手法(レシピ)」の改訂は、2020年3月になされている⁹⁾。この改訂では、浅部・深部統合地盤モデルがある場合の地盤増幅率の評価について、表層地盤と工学的基盤での平均S波速度AVSの評価に用いるS波速度と工学的基盤上面のS波速度として、地域特性を考慮することで精度向上が図られている。

その他には、例えば2024年1月1日に能登半島北部を震源としたMj7.6の地震を対象に、経験的グリーン関数法によるフォワードモデリング手法を用いた検討を行い、地震動の再現精度向上に向けた震源モデルの構築に取り組んだ研究事例⁸⁾がある。

また、地表地震断層を伴った2014年長野県北部地震を対象に、地表面の変位に着目した動力学的断層破壊シミュレーションの初期応力条件の設定について検討された研究事例⁹⁾もある。

6. 山岳トンネルの耐震設計

近年のコンピュータの目覚ましい発展により、各種構造物や地盤の耐震評価に動的解析が多く用いられるようになった。こうした中で山岳トンネルは、基本的には過去の地震による被害発生状況等の経験に基づき、適用する支保工、二次覆工厚等が設定されているのが現状である。

山岳トンネルの耐震設計に関する文献¹⁰⁾でも、「山岳トンネルは以下等を踏まえると、耐震性の検討は過去の地震被害事例の分析結果に基づき、経験的に行わざるを得ない状況である。」と記載されている。

- (1)地質や構造に問題がない場合には耐震性の良い構造物(基本、無筋構造)である。
- (2)地震被害メカニズムについて不明な点が多い。
- (3)解析的設計手法が確立されていない。

これにより、山岳トンネルの耐震設計は、特殊条件(大断面、扁平断面、未固結地山内の小土被り区間等)の場合にのみ実施されているのが実状である。

また、前記文献には、表-1に示す過去の地震による被害発生要因が整理されている。既設トンネルでは、二次覆工への変状発生やトンネル内への湧水の有無、土被り等の把握はできるものの、表-1に示す全要因の把握は困難である。こうした中で、表-1に挙げられている「推定地震断層からの水平距離5km以内」は、建設時の施工記録や点検記録等がない場合におけるトンネル(坑口部を除く)の被害発生・耐震診断の可否検討において非常に有用な情報である。また、推定地震断層としての判定は、既往文献¹¹⁾より図-3に示すフローに従って行うことができる。なお、図-3の「水平距離5km以内」については、他文献¹²⁾においても、新潟県中越地震で大きな被害を受けた箇所が震央からの水平距離が約5km以内の範囲に位置していたとの理由から、トンネル対策箇所の選定目安とされている。

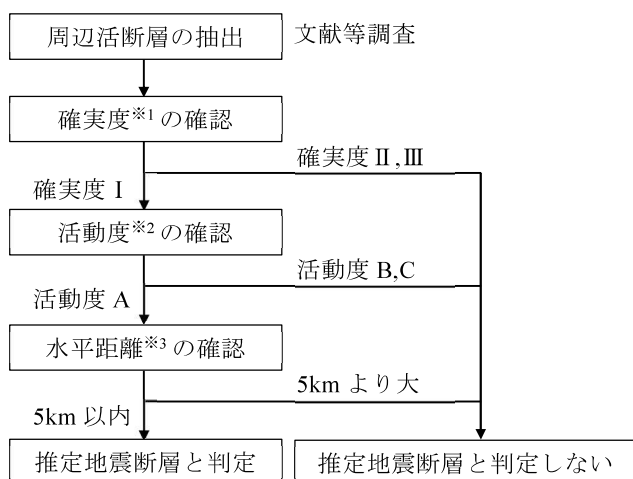
上記のとおり、特殊条件に該当しない一般的な山岳トンネルでは、耐震設計が実施されない。これは、筆者のこれまでの経験によると、一般的なモデル底面から地震動(加速度波形)を入力する地盤-トンネル連成の動的解析では、二次覆工厚が過去の経験に基づく厚さで足りなくなるうえに、無筋構造では耐震安全性を確保できない結果になるためと考える。上記(3)の「解析的設計手法が確立されていない。」は、このことを指すと推察される。山岳トンネルは、掘削に伴うトンネル周辺のゆるみ状態や、アーチクラウン上部の空洞の有無といった不確実性要因が多いことも原因と考えるが、外力(地震動)として一様加振となる加速度を入力している影響も否めない。

また、特殊条件の場合にのみ実施されている耐震設計も、現状においては静的解析法が採用されている。

以上のとおり、山岳トンネルを対象とした動的解析技術が確立されていないのは、解析技術者のはしくれとして不本意であり、今後動的解析による設計手法確立に向けた研究に取り組みたい。

表-1 過去の地震による被害発生要因¹⁰⁾

地形・地質的要因	構造的要因
・坑門・坑口等の小土被り区間 ・地山不良区間（断層破碎帯等） ・建設時の大量湧水や切羽崩落による施工中断箇所 ・地質急変箇所（支保パターン変更） ・地すべり地や偏圧地形箇所 ・断層交差箇所 ・推定地震断層からの水平距離 5km 以内等	・覆工背面空洞 ・巻厚不足 ・覆工の老朽化 ・インバートなし等



※1：確実度を以下のとおり分類する¹³⁾。

確実度Ⅰ：活断層であることが確実なもの。位置、変位の向きが明確である。

確実度Ⅱ：活断層であると推定されるもの。位置、変位の向きも推定できるが、確実度Ⅰと判定できる決定的な資料に欠けるもの。

確実度Ⅲ：活断層の可能性はあるが、変位の向きが不明なもの。川や海の浸食による崖、浸食によってリニアメントが形成された疑いの残るもの。

※2：活動度を以下のとおり分類する¹³⁾。Sは第四紀の平均変位速度(m/千年)

活動度 A：1≦S<10

活動度 B：0.1≦S<1

活動度 C：0.01≦S<0.1

※3：地図上で計測したトンネルとの最短距離

図-3 推定地震断層の判定フロー

7. 今後の課題

- (1)動的地盤特性の調査精度向上
- (2)強震動予測精度の更なる向上
- (3)簡易・安価で高精度な強震動観測計器の開発
- (4)液状化予測等に係る動的解析技術等の更なる高度化
- (5)発地震や新知見への既存施設のバックフィット
- (6)今年度能登半島で発生した地震・豪雨複合災害リスクの考慮
- (7)復旧性向上を考慮した耐震設計技術の開発と設計基準類への反映

(執筆責任者 笹井友司)

参考文献

- 1) 内閣府：阪神・淡路大震災の概要と被害状況，pp.3-9，1995.
- 2) 防災科学技術研究 web：<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>（閲覧日：2025年9月27日）
- 3) 気象庁 web：<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/jishin/intens-st/index.html>（閲覧日：2025年9月27日）
- 4) 地震調査研究推進本部 web：<https://www.jishin.go.jp/about/introduction/>（閲覧日：2025年9月27日）
- 5) 財団法人沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集（上巻），pp.15-1，1999.
- 6) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），2020.
- 7) 野津厚，菅野高弘：港湾におけるサイト増幅特性を考慮したレベル2地震動の算定事例，No.1146，pp.6-11，2006.
- 8) 池田隆明，岩田直樹，笹井友司，高橋裕徳，志賀正崇：2024年能登半島地震の震源モデルの検討，第44回地震工学会発表会論文集，2024.
- 9) 津田健一，宮腰淳一，岩田直樹，笹井友司，松井章弘，東圭太：動力学的断層破壊シミュレーションによる地表地震断層を伴った2014年長野県北部地震の応力条件の検討，日本地震学会2023年度秋季大会予稿集，S08-06，2023.
- 10) 公益社団法人土木学会：トンネルの地震被害と耐震設計—山岳・シールド・開削トンネル—，トンネル・ライブラリー第33号，2023.
- 11) 国立研究開発法人土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム：山岳トンネルの地震時挙動と耐震対策に関する研究報告書，土木研究所資料第4358号，pp.5-2-5-5，2017.
- 12) 北川一希，水野光一朗，安田武道，鈴木尊，藤井幹生：JR東日本における既設山岳トンネルの耐震対策に関する技術資料の制定，インフラメンテナンス実践研究論文集，Vol.2，No.1，pp.269-278，2023.
- 13) 活断層研究会：新編日本の活断層，p.309，1991.

5.6 飽和土の力学特性を評価する

1. はじめに

斜面安定等に関する飽和度の力学特性の研究は、ほとんど変わっていないのが現状である。新しい盛土指針が近年中に出されそうになっているが、耐震や豪雨に対しては、それほど変化はしていない。ここは、数値解析について論述する。

2. 斜面安定度の評価

現在でも斜面崩壊の判定は、円弧すべり等によってなされている。しかも定常状態の地下水面を予測（本当かどうかがよくわからない水面の予測）して、地下水面下の領域は飽和状態であるので、飽和状態でのせん断係数を用いている。また、地下水面より上部は、不飽和状態のせん断係数を用いている。安定の評価は重力だけを考えている。本当に不思議な評価手法である。地下水は移動していて、それによって斜面内の土粒子に浸透水圧が作用することに関しても、地下水位の水位差だけで評価している程度である。しかも多くは2次元で評価している。

このような2次元の斜面の評価は、鉄道や道路盛土のような線状の盛土では十分かもしれないが、自然斜面であれば、地盤内に3次元の難透水層があり、その上部に厚さが未知の風化層があるため、当然3次元で評価すべきであると考えられる。しかし、斜面内の状況に関する調査はきわめて高価であるため、ほとんど実施していない。

また、斜面内には、地下水が流れているため、地下水が集まってくる斜面内の最も危険な場所を対象に、斜面の安定を評価すべきである。斜面安定は3次元より2次元の方が危険側を評価するので、斜面においても2次元で評価すべきとの意見もあるが、地下水が地下で集水する斜面内の谷筋では、他の所より早く地盤内が不飽和領域から飽和領域になりやすく、斜面の部分的な崩壊が発生すると、全体的に崩壊しやすくなる。斜面の法尻では、浸透する浸透水の勾配が緩くなるが、地下水が地表面に流出しようとするため、浸透水圧の作用する方向が斜面の外側になる。このため斜面の法尻が崩壊する。この法尻が最初に崩壊すると、斜面全体が逐次に崩壊し、その状況は豪雨が続く限り、斜面上部に逐次崩壊していく。

3. 飽和土の3次元の数値解析等について

飽和土の圧密に関しての3次元解析に関しての解析は、まだそれほど一般的になされていない。千葉外環での半地下高速道路の3層の地盤沈下や地下水の流動阻害についての力学的な数値解析についても、地盤変形と地下水流動のカップリング解析は、疑似3次元解析で実行した。関西新空港の二期の地盤沈下解析に用いたコードと同じコードを使った。土の構成式は、各層に対して室内実験での非線形の圧密特性を用いての解析で対応した。

4. おわりに

一日でも早く、量子コンピュータによる3次元の浸透と力学をカップリングしたプログラムが自由に使えるコードがほしい。

九州の北薩トンネルの工事での地上から100m下のトンネル周囲岩盤のリング状の止水(100m×3m)の力学解析を実施するのに、米国製のプログラムを購入して(2014年当時で約200万円)対応した。解析の中身が見えないソフトで不安であったが一度解析をして、グラウト区間と円形グラウトの幅を決定して、施工した。

トンネルに流出してくる地下水が自然由来のヒ素を0.1ppm含んでおり、下流の出水市の水道水源を守るために実施した。グラウト前は、傘を用いていたトンネル内は、傘なしで仕事ができるようになり、一次・二次覆工にも100m上の水圧が作用しない状況になった。完璧なグラウトと満足していた。しかし、2023年近くからの南海トラフの移動等が始まり、トンネル周囲の花崗岩にも影響があり、止水グラウトにかかる水圧や、中央ドレーンの排水流量も増していた。流量がどれくらいになると、再対策をどのようにするかを事前に検討しておくべきであったが、それができていないので、トンネルの床板があり、側壁の一部が破壊された。

日本の地盤は動いているから、このようなことが起こることがわかった。動いている日本の止水対策は、もう少し余裕のある柔軟な対策をすべきと反省している。

新しい耐久性のある止水材と、その施工法を開発してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

一方、孔水位の変化速度が計測可能な程度の透水性を有する地盤では、孔内水位の時間的変化から透水係数を算出する「非定常法」が用いられる。

単孔を利用した現場透水試験では、試験区間周辺の透水係数を評価することが可能である。正確な透水係数を得るため、試験区間の孔壁保護と試験孔の十分な洗浄が極めて重要であり、常に指摘されていることである。試験区間の孔壁が試験中に維持できない場合は、測定用パイプを用いることで、試験区間を確保する。ボーリング掘削時の泥水洗浄が不十分であると、孔壁に泥膜が残り目詰まりを起こし、実際よりも小さい透水係数値が得られる結果となることから、試験前には清水を用いて、十分な洗浄が必要となる⁴⁾。

進士・松岡ら⁵⁾は単孔式透水試験について、調査方法から解析法まで網羅的に言及している。彼らは立石らの研究から、測定管設置時における非定常法の回復法と注水法の透水係数を比較しており、十分な洗浄が実施されていない場合、注水法は回復法よりも小さな透水係数値を示すが、十分に洗浄を行った場合は両者で同等の値が得られることを示した。現場透水試験において、孔壁洗浄が如何に重要であることを示した結果である。また、地盤の透水係数が $10^{-5} \sim 10^{-3}$ m/s 程度の場合、試験時の水位差増加により試験区間の孔壁崩壊や孔底部のボーリングが生じやすく、この対策として、西垣⁶⁾は試験区間の保孔のためのスクリーン管設置例を示し、その後、二重管打込み式現場透水試験等⁷⁾が開発されている。

地盤調査法では、試験区間長 L 、試験孔径 D について $L/D > 4$ となるように試験孔を形成するよう規定されている。しかし、進士ら⁹⁾は、この条件の理論的背景について整理し、この比率は理論式の簡略化過程で導入された可能性がある」と指摘している。彼らの研究によれば、理論式を用いて計算する場合、試験区間長と試験孔径の関係は $L/D \leq 4$ でも適用可能であることを指摘した。これは実務上重要な知見であり、崩壊しやすい砂質地盤では試験孔を長く確保することが困難な場合でも、試験区間を短くして理論式により透水係数を求めることが可能であることを示している。

3. 地下水面より上の現場透水試験

原位置透水試験より求められる透水係数は図-1.2 に示すように4つに区別されている⁸⁾。地盤工学会基準(JGS1319-2017)で定められている地水面より上の地盤を対象とした現場透水試験で測定される透水係数は現場飽和透水係数と呼ばれている。普段は不飽和の状態で地下水より上にある地盤も、降雨や雪により、地下水が上昇し、地下水面下となる場合もあり、豪雨の発生に伴う地すべりや河川堤防の浸透破壊では、現場飽和透水係数が重要なパラメータとなる。地下水面より上の地盤では降雨が降った場合、間隙中の空気が地盤内に閉じ込めら

れ、完全に排除することができない場合があるため、地下水面より下の地盤や室内試験が対象とする完全な飽和状態と区別するため「現場飽和状態」と定義されている。この試験法は、図-3 に示すように地表面で実施する方法と試験孔で実施する方法に分かれているが、どの試験法も試験水を注水し、試験区間周辺を飽和状態に近い状態を保ち、定常浸潤流量と浸潤水頭より、現場飽和透水係数を求める。地盤内の初期飽和度及び封入空気の影響は、測定時間及び計測値に影響を与える。西垣ら⁹⁾は、注水試験前に CO₂ ガスを注入して、間隙空気を CO₂ ガスで置換し、試験水を試験区間に浸潤させた時に CO₂ ガスが試験水に溶解し、より飽和に近い状態での透水係数を求める方法を提案している。

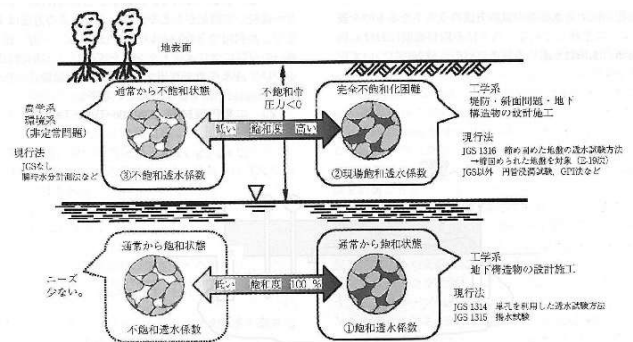


図-2 原位置試験で評価される透水係数⁸⁾

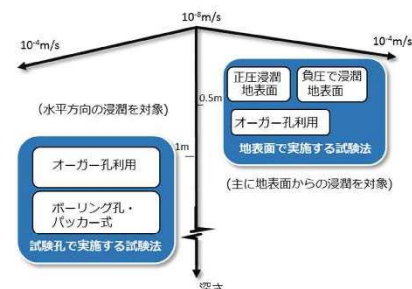


図-3 地下水面より上を対象とした透水試験方法⁸⁾

地下水面より上の地盤を対象とした現場透水試験は定常状態に到達するまで、注水を実施する必要がある。定常状態に達するまでの時間は対象地盤の透水係数によって異なる。現場飽和透水係数 $2.1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ の豊浦砂では、約 1 時間で定常状態となる。一方で、現場飽和透水係数 $2.3 \times 10^{-6} \text{m/s}$ シラスでは 72 時間注水しても浸潤流量は低下し続けると報告されている⁸⁾。透水係数が低いと定常状態に達するまで長時間を要し、実務に適用する上では非効率的である。砂礫地盤のように透水性が良い地盤を対象とする場合、大量の注入水が必要となり、試験を困難にしている原因の一つである。そこで、非定常時の流量及び水位変動を利用して、現場飽和透水係数を推定する方法が検討されている。竹下ら¹⁰⁾は、地表面を対象とした現場透水試験として、プレッシャーインフィルトローメータ (Guelph Pressure, GPI) 法にて、変水位で浸潤させ、浸潤用円筒内水位の時間的変化を計測する簡易型変水位

透水試験を実施した。この試験では浸潤用円筒内の水位低下速度がほぼ一定になるまで複数回連続して実施し、浸潤水位の低下速度から浸潤流量を計算し、現場飽和透水係数を求め、定常法と同程度の値となることを現地実験で確認した。また、土木研究所のチーム^{11),12)}は、竹下らと同様な試験機器にて、図-4の試験装置を用いて、図-5のように5~6回の注水を繰り返し、注水した水位の低下速度を浸潤流量として、現場飽和透水係数を測定する方法を提案している。

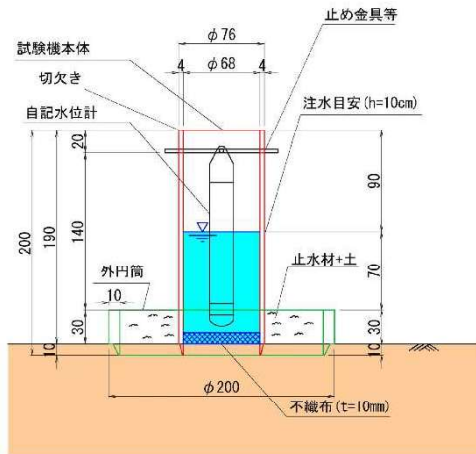


図-4 地下水面より上を対象とした透水試験方法¹²⁾

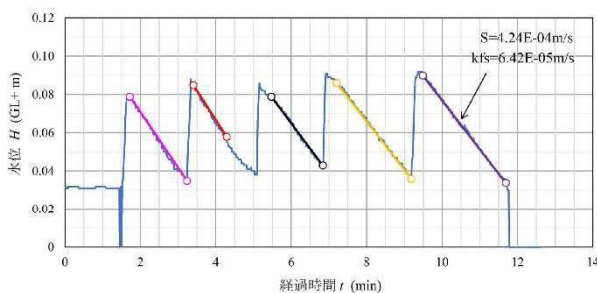


図-5 現場飽和透水試験の算定例¹²⁾

4. 岩盤の透水性の把握

岩盤の透水性を求める試験としては、「ルジオン試験(JGS1323)」,「注水による岩盤の透水試験方法(JGS1322)」がある。両試験法は似ているが、ルジオン試験を求めると、透水係数をもとめるという点で、両試験の目的は異なる。ルジオン試験は飽和・不飽和に関係なく注水試験を実施するのに対して、注水による岩盤の透水試験方法は地下水面より下方の飽和した岩盤を対象としている点が異なる。また、ルジオン試験は段階的注水圧力を上げて、0.98MPa時点の単位長さ当たり注水流量をルジオン値とする試験であるのに対して、注水による岩盤の透水試験方法では岩盤の変形・破壊をできるだけ小さくするため、低圧で注水を行うことが必要である¹³⁾。

ルジオン試験の方法は、ダム基礎地盤の透水性を統一的に評価するため、「ルジオンテスト技術指針・同解説」¹⁴⁾に定められている。2006年に改定された技術指針は硬

岩地盤だけでなく、軟岩に対し試験を実施する上での留意点も考慮されており、硬岩から軟岩まで幅広くダム基礎地盤に適用できる。

山口ら¹⁵⁾¹⁶⁾は、ダムの軟岩地盤にルジオン試験を適用するにあたり、風化軟岩では明瞭な亀裂などの水みちが発達していないこと多く、ルジオンテストの注入圧力などの試験仕様が必ずしも強度の小さい軟岩地盤には適していないこと、限界圧力発生後の透水性を評価することで、透水性を実際よりも課題に評価した場合が多くみられることを指摘し、軟岩では、24 時間程度の長時間透水試験を実施することで、より実際に使い状況で適切な透水性を評価できることを示した。また、山口ら¹⁷⁾は浸透流解析を組み合わせることで、長時間でなく 2 時間程度の短時間の原位置試験を組み合わせることで、透水性を評価する方法を提案している。

岩盤の透水性は岩盤の亀裂の発達状況によって、隣接する試験区間でも透水性が数オーダー変わることも多い。ルジオン試験は深度方向に複数の試験区間を設けて実施し、**図-6**のように岩盤の透水性分布を示すルジオンマップを作成する。ルジオンマップにより、平面的、深度的な広がりなど、透水性分布が表現されているが、ルジオン試験の結果はボーリング孔周辺の局所的な透水性を測定していることには留意する必要がある。

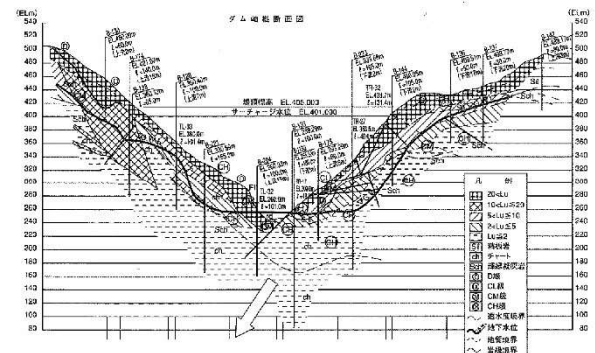


図-6.2 ルジオンマップの一例

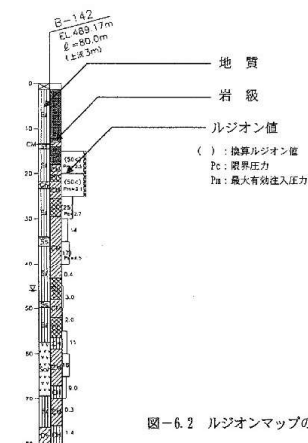


図-6 ルジオンマップの一例¹⁴⁾

才田ら¹⁸⁾は、花崗岩岩盤の透水性評価において、ルジオンテストに加えて、複数孔の揚水試験を用いることで岩盤の平均的な透水性を評価した。また、土原ら¹⁹⁾はマルチトレーサー試験を実施し、観測孔で確認された破過

曲線を解析することで、対象地域の岩盤斜面における地下水流動が地形から判読される動水勾配よりも卓越した亀裂面に支配されていると考察した。

田村ら²⁰⁾は、図-9 に示すように岩盤斜面において、比抵抗トモグラフィと比抵抗映像法を実施して、深部の地下水をとらえるには、比抵抗トモグラフィが適していると評価した。また、時系列測定によって降雨に対応した比抵抗の変化を解析、地下水浸透過程の映像化を試みて、差分解析により、浅層地下水には降雨の浸透速度が場所によって異なると評価した。

これらの既往研究は、単孔のルジオンテストに加えて、複孔を用いる揚水試験やトレーサー試験、比抵抗トモグラフィにより、岩盤の総合的な透水性を評価する上で有効であることを示している。

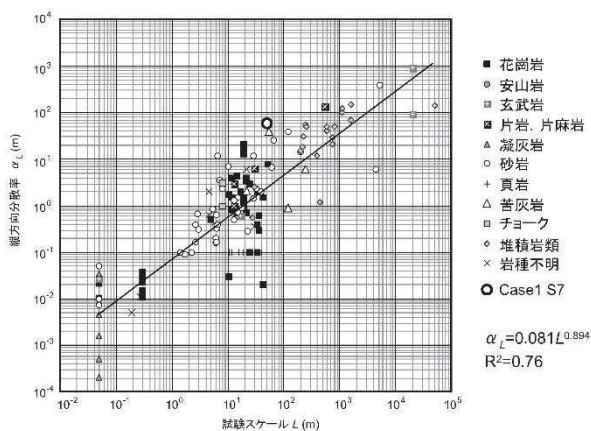


図-7 亀裂性岩盤における縦方向分散率と試験スケール¹⁹⁾

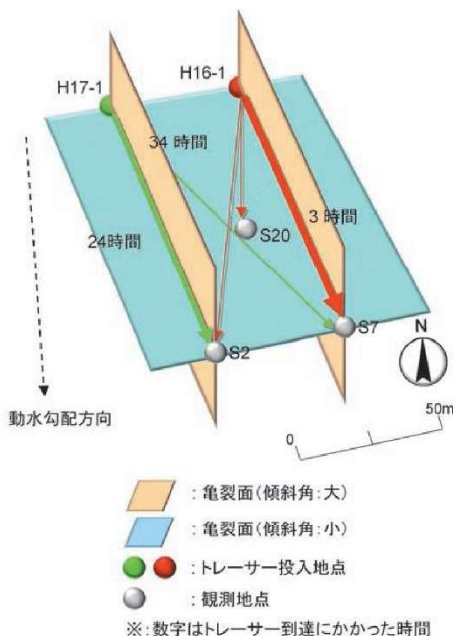


図-8 岩盤斜面冠頭部における亀裂内地下水流動方向概念図¹⁹⁾

5. おわりに

飽和地盤の浸透特性の評価は、河川堤防、ダム、地下水面下の根切り工事など、建設工事の事前調査として実施されてきた。しかし、令和2年の熱海市伊豆山土石流災害を契機に施行された令和5年度に盛土規制法では、溪流等に対する盛土を行う谷埋め盛土の場合には、3次元浸透流解析が実施することが求められる。防災・維持管理の観点から、地盤の透水性を適切に評価することが重要となっている。

本稿では、飽和地盤の浸透を評価すると題して、現場透水試験、地下水より上の透水試験、ルジオンテストを対象にレビューした。単孔を用いる透水試験は比較的容易に試験を実施することは可能であるが、その結果は、試験区間周辺の局所的な透水性である。地盤の透水性を面的、平均的に把握するためには、揚水試験やトレーサー試験を組合わせて、総合的に調査することが求められる。

(執筆責任者 菅野雄一)

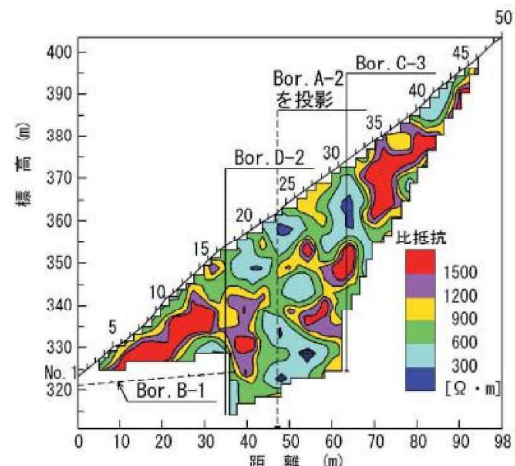


図-9 比抵抗トモグラフィの測定例²⁰⁾

参考文献

- 1) 地下水を知る編集委員会:入門シリーズ34 地下水を知る,社)地盤工学会, p.6, 2008. 地盤太郎, 土質花子:地盤工学と土質力学, 地盤と建設, Vol.20, No.1, pp.1-10, 2002.
- 2) 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会:地盤調査の方法と解説一二分冊の1— 公)地盤工学会, p.471, 2013.
- 3) . 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会:地盤調査の方法と解説一二分冊の1— 公)地盤工学会, p.472, 2013.
- 4) 高坂信章:原位置地下水調査法の留意点と建設現場での活用 9. 講座を終えるにあたって, 地下水学会誌, 第64巻第1号, pp.134, 2022.
- 5) 進士喜英,松岡永憲:原位置地下水長法の留意点と建

- 設現場での活用 4. 単孔式透水試験, 地下水学会誌, 第 62 巻第 1 号, pp.89-111, 2020.
- 6) 西垣誠: 単孔式原位置透水試験法の諸問題 (1986a), 地下水と井戸とポンプ, 28(5), pp1-13, 1986.
 - 7) 復建調査設計(株): 打込み式現場透水試験, 特許 2015-34106 号.
 - 8) (社) 地盤工学会: 新規制定地盤工学会基準・同解説 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法 (JGS1319-2017), 2018.
 - 9) 西垣誠, 菅野雄一, 藤田貴文, 真木直也, 西田宣一: 不飽和地盤を対象とした現場飽和透水試験法に関する課題の抽出と改良に関する考察, 地下水学会誌, 第 60 巻第 3 号, pp.289-304, 2018.
 - 10) 竹下裕二, 三木愛実, 池田結: 簡易型変水透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.77, No.3, pp.314-324, 2021.
 - 11) 上田和也, 石原雅規, 佐々木哲也: 地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法における地下水位の検証, 第 56 回地盤工学研究発表会, 2021.
 - 12) 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム: 地表面における非定常浸透による簡易現場透水試験方法 (案), 国立研究開発法人土木研究所, 2024.
 - 13) 地盤工学会 地盤調査企画・基準委員会: 地盤調査の方法と解説一二分冊の 1 ― 公) 地盤工学会, p.592, 2013.
 - 14) 財) 国土技術研究センター: ルジオンテスト技術指針・同解説, (株) 大成出版社, p.14, 2006 年.
 - 15) 山口嘉一, 狩生亮: 長時間透水試験による軟岩地盤の透水性評価と基礎処理の合理化, 令和 2 年度ダム技術研究所調査研究活動報告 (1), pp.2-7-2-10, 2020.
 - 16) 山口嘉一, 坂本博紀: ダムの貯水により飽和する不飽和地盤の透水性の合理的評価法(1), 土木技術資料 54-10, pp.34-37, 2012.
 - 17) 山口嘉一, 坂本博紀: ダムの貯水により飽和する不飽和地盤の透水性の合理的評価法(2), 土木技術資料 54-11, pp.24-27, 2012.
 - 18) 才田進, 濱里 学, 飯島 康夫: ルジオンテストと揚水試験による花崗岩岩盤の浸水性評価に関する考察, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 土木学会地下空間研究委員会 編 12 pp.61-68, 2007.
 - 19) 土原健雄, 菊池茂史, 大塚文也, 吉本周平, 石田聡, 今泉眞之: 亀裂性構造を考慮した岩盤斜面をながれる地下水流動特性, 農工研技報 207, pp.93-108, 2008.
 - 20) 田村栄治, 金山清一, 長谷川修一, 鶴田聖子: 岩盤斜面における浅層地下水と深層地下水の挙動, 日本地すべり学科誌, vol.44, No.2, pp. 103-110, 2007.

5.8 不飽和土の力学特性を評価する

1. はじめに

不飽和土の力学特性に関する第 5 回の欧州会議 (5th European Conference on Unsaturated Soils and Biotechnology applied to Geotechnical Engineering : EUNSAT2025 + BGE) が、2025 年 9 月 1 日から 3 日にポルトガルの首都リスボンで開催された。足利大学の西村友良先生からその情報をいただいた。

2. EUNSAT の内容

全体の発表は 90 編とコンパクトな会議である。会議は、4 つのテーマについて議論された。

- (1) Field Studies and Engineering Applications
- (2) Theoretical and Numerical Models
- (3) Experimental Evidence and Techniques
- (4) Studies on Coupled Phenomena

以下に、各テーマの最近の研究を紹介する。

- (1) 現場の技術者の応用に関しては、13 編の発表があった。原位置におけるモニタリングによる浅い地すべりの予測のための降雨の多因子閾値。
- (2) 理論モデルと数値モデルでは、25 編の発表があった。その中でも、運動学的硬化モデルを用いた不飽和土の挙動のモデル化や、不飽和斜面の崩壊に及ぼす降雨浸透による間隙水圧分布の影響、不飽和土の液状化時の応答解析。
- (3) 実験的証拠と技術は 35 編の発表があった。吸引圧と間隙水圧を考慮した不飽和土のクリープ変形、不飽和圧縮土のせん断弾性率に及ぼす放水特性の影響、新しく開発した吸引制御システムを用いた不飽和膨張土の流体力学的性質に関する研究等は、興味深い発表である。
- (4) 連成現象に関する研究では 17 編の発表があった。その中でも、降雨による浅層斜面の地すべり対策としての消石灰とグアーガム (増粘安定剤) の併用についてと、生体高分子マイクロカプセルと砂改良での添加剤の評価は興味深い研究である。

3. おわりに

日本の中で、不飽和土に関する三軸セルがどれだけ稼働しているのだろう。また、考えられない豪雨がいつ降るかが予測されない状況であるが、斜面への降雨による斜面崩壊を予測するために、どれだけ現場で地質を調査

して、各層の不飽和土の力学特性や浸透特性が調査されているのだろうかと思う。

DAS により不飽和かつ飽和斜面内の地層構成が、人体の X 線のごとく可視化できるようになってきている。その各層の浸透特性や力学特性を求めるには、まだ、原位置でのボーリングが必要である。そのためには、斜面の各所にボーリング機器を運ぶためにモノレールを設置する必要がある。将来は、ボーリングマシンが山を歩いてサンプリングしてこれようになるが、まだまだ時間がかかりそうだ。大阪万博で空飛ぶタクシーができると期待したが、日本製の空飛ぶタクシーもまだ実用化していない。

こんな中で、家屋の裏山の斜面を診断するためにはどうすれば良いかを考えた。その結果、LP や DAS で危険と判明した場所に対しては、その上流に大きな滑車と強靱な鉄のザイルを連携ドーンで運び上げ、高価なモノレールを使わずに、ボーリングに必要な機器や機材を山麓のモーターで運び上げるしかないと考えている。このシステムは、地層調査から崩壊防止工事、そして、対策をモニタリングし、対策が老朽化した後の再対策にまで、あるいは、山麓の住民がいなくなるまで必要である。

現有のボーリングシステムを軽量化した LWCPT (軽重量の CPT) & サンプリングシステムを、NEXCO の総合研究所の補助で試作して、岡山大学の半田山の山麓で実施して、その性能を確認している。しかし、LWCPT を用いてのサンプリングは試料の孔径が小さいため、現有の力学試験装置ではまだまだ改良しなければならない課題がある。斜面内の物性を探索する安価なシステムがほしい。

また、不飽和状態の斜面の崩壊予測には、斜面内の間隙水圧と間隙空気圧の計測をして、それらの斜面内の挙動を予測する数値解析システムが必要である。これに関しては、圧縮空気 of 岩盤内へのエネルギー備蓄の中川加明一郎氏の研究がある¹⁾。しかし、一般的な降雨の浸透を二相流で実施する解析ソフトも、一般的ではない。このような二相流に関する 2 次元での解析は、40 年前に研究し、その数値解析の妥当性に関しては、フランスの Grenoble 大学で室内試験結果と比較して確認をした²⁾。この二相流での 2 次元解析に関する解析手法は、3 次元解析まで拡張しているが、まだ、一般的な課題に適用はされていない。また、その解析に必要な不飽和土の透気・透水特性を、中性子線を用いて室内計測する研究もなさ

れている³⁾。

不飽和状態の斜面や岩盤内に降雨や表浸水が浸透しないように、天然のベントナイトをアルコールや薄い塩水で膨潤させないようにして、植栽がある斜面の表面等にベントナイト層を構成する研究発表も、既になされている⁴⁾。

自然斜面の崩壊だけではなく、不飽和土による盛土に関しても、従来の盛土の締固め基準を超えた新しい締固め基準が、九州の筑後川水系の小石原川のロックフィルダムである小石原ダムで実施されている^{5), 6), 7)}。この施工は、重機があるからできる施工であるが、この基準をさらに開発していただいたい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 中川加明一郎：間隙水流の連成挙動解析と地盤工学問題への適用に関する研究，京都大学博士論文，p.135, 1989.
- 2) 河野伊一郎，西垣誠，浅間康史：有限要素法による水と空気の二相浸透流解析，土質工学研究発表講演集，Vol.19, pp.1371-1374, 1984.
- 3) 西垣誠，瀬尾昭治：非定常法による不飽和土の透気係数の室内での計測法に関する研究，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.70, No.1, pp.83-95, 1989.
- 4) 西垣誠，小松満，見掛信一郎，田岡洋，中島朋宏：エタノールを用いたベントナイトスラリーの亀裂性岩盤へのグラウト効果，土木学会論文集，No.764, III-67, pp.221-233, 2005.
- 5) 坂本博紀，福島雅人，日野浩二：小石原川ダムにおけるコア盛立の高度化・合理化の検討，ダム技術，No.390, pp.52-65, 2019.
- 6) 坂本博紀，小林弘明，龍岡文夫：遮水性盛土の地盤剛性指標に基づく締固め管理，土木学会論文集 C(地圏), Vol.76, No.3, pp.221-234, 2020.
- 7) 坂本博紀，龍岡文夫，曾田英揮，小林弘明：締固めエネルギーと飽和度を重視した遮水性盛土の締固め管理，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.70, No.1, pp.43-58, 2021.

5.9 不飽和土の浸透特性の求め方

1. はじめに

3次元での地盤内の地層構造モデルの構築が、DAS等の物理探査によって可能になってきている。しかし、その各地層のせん断特性や浸透特性を求めるには、今日では、不攪乱の試料を現地（原位置）から採取して、室内試験で求める必要がある。

原位置で不攪乱の試料を不攪乱状態で採取することは不可能であるため、できるだけ乱さない試料を採取して、その試料から物理試験のための供試体を作成して、表-1の室内試験を実施する必要がある。

表-1 地盤の浸透特性

(1) 疑似飽和透水係数	k_{os}
(2) 不飽和浸透特性	
(a) 水分特性曲線	$\theta - \phi$
(b) 不飽和透水係数	$\theta - k_w(\theta)$
(3) 飽和透気係数	k_a
(a) 不飽和透気係数	$\theta - k_a(\theta)$

ここで、 θ ：土の体積含水率、

ϕ ：圧力水頭、

$k_w(\theta)$ ：体積含水率と不飽和透水係数、

$k_a(\theta)$ ：体積含水率と不飽和透気係数。

2. 間隙空気圧

2.1 間隙空気圧を考慮した地下水の浸透

不飽和土および飽和度の水の浸透特性や力学特性に関しては、中間報告書で論述した¹⁾。ここでは、実際に現場で降雨の浸透状況を斜面内に設置した際に、現行で実施しているような地盤内の「間隙水圧」の変化だけをモニタリングしているだけでは、説明ができない数値を得ることになることを示して、間隙空気圧の計測の必要性を論述する。

また、降雨等のように上部からの降雨が浸透する現象では、地盤内の間隙空気の影響があり、降雨浸透が、地下水だけを対象としている現状の数値解析手法の結果と異なる挙動をして、現状の地下水（単一相）だけを対象とした数値解析の限界に遭遇する。

降雨の浸透による斜面崩壊の予測解析は、地盤内の間隙空気圧を無視した方が、降雨の浸透が速くなり、斜面崩壊を検討する際には危険側の状況を予測している考えられる。危険性を検討するには、一相流の解析で十分であると判断してきた。

しかし、これからは、斜面内の地層構造が明確になってくると、斜面内の地層構造によって、降雨が浸透して

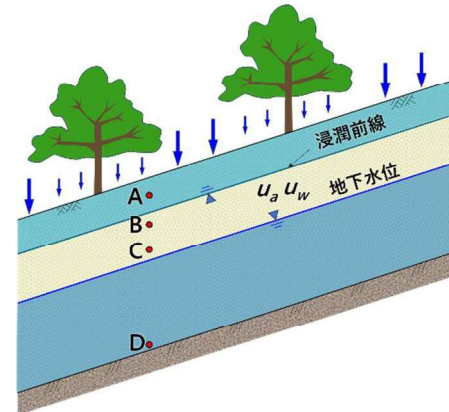


図-1 斜面内への降雨の浸透

きても、斜面内の空気が斜面内にトラップされ、斜面の表面内の浸透した地下水が斜面内に浸透するのではなく、地表面の薄い層の中で飽和して、薄い表層の地すべりのような崩壊を示すことが起こるかもしれない。

したがって、降雨等の浸透を議論する時には、土の透気係数（ k_a ）が体積含水率（ θ ）によってどのように変化するかのデータを求める必要がある。当然、降雨浸透による斜面崩壊を予測するには、以下の事項をモニタリングする必要がある。

- (1) 降雨の浸透によって土壌内の体積含水率がどれだけ増加してくるのか。
- (2) 土壌水分量の増加によって斜面内の各地層のせん断特性がどこまで減少してくるのか。不飽和土の体積含水率と粘着力の関係。
- (3) 土壌水分量の増加によって斜面内の単位体積重量がどれだけ変化するのか。
- (4) 土壌水分量の増加により飽和領域が形成されると、斜面内に地下水位が形成され、斜面内の地下水流により下流方向に移動しようとするにより、斜面内に「浸透水圧」が作用して斜面がいつそう危険になるため、斜面内の圧力水頭（ ϕ ）の分布状況をモニタリングする必要がある。
- (5) 斜面内の圧力水頭の変化は、斜面内の複数点での間隙水圧（ u_w ）の変化まで計測する必要がある。
- (6) 不飽和領域の負の圧力水頭（ ϕ ）の値は、間隙内の空気圧（ u_a ）の変動に影響を受けるため、当然、間隙空気圧の計測が必要になる。

$$U_c = U_a - U_w \quad (1)$$

ここで、

U_a ：地盤内の間隙空気圧、

U_w ：地盤内の間隙水圧、

U_c : 地盤内のマトリックサクション.

降雨が斜面内を浸透する時には、図-1 に示すように上部から浸潤前線が降下してくる.

この時、 u_a の値がある限界値 (Air Entry Value, AEV) 以上になると、図-2 に示すように間隙空気が浸潤前線の飽和に近い層内を打ち破るように空気が上部にリークして行く. この時に斜面内の A, B, C 点での間隙空気圧 (u_a), 間隙水圧 (u_w), を計測すると、図-3 のような結果を得る.

地盤内への浸潤前線の様子をもっと詳細に検討すると、図-4 のように、浸潤前線の先端の間隙空気圧がある限界圧以上にあると、間隙空気が飽和に近い浸潤領域の中を空気がリークしてくる. この時の間隙空気圧を Air Entry Value と定義している. この値は、同じ土でも密度によって異なる値である.

したがって、斜面内では降雨による水が斜面内に浸透して行き、浸潤前線より下位の地盤内の間隙水圧を大きくしていくが、間隙空気圧が AEV 以上になると、土粒子間で構成されている間隙水の毛管圧を打破して、間隙空気が土粒子間を上昇してくる挙動を示す. この間隙空気のリークによって間隙空気圧が低下すると、浸潤前線が降下し、再び下位の地層の間隙空気圧が上昇すると、間隙空気は浸潤前線を打破して地表面にリークして行く (図-3 参照). 浸潤前線では、間隙空気と浸潤水との間でこのような現象が繰り返されて、浸潤前線は下位に浸透して行く (図-4 参照).

ここで、図-5 の各パラメータは以下である.

$$\phi = u_w / \gamma_w,$$

$$\theta = V_w / V,$$

$$\phi_{cr} : \text{限界毛管上昇高.}$$

この AEV は斜面を構成している土の水分特性曲線 (PF 曲線) で、斜面内を構成しているすべての土に対して求める必要がある.

2.2 透気特性の求め方

従来の透気試験の方法は、そのほとんどが定常法であった. しかし、定常法では供試体を作成する際に、供試体内の含水状態を均一にすることが困難である.

特に、高含水状態での不飽和土の透気係数を求めることは、線状降水帯のような豪雨での地盤内の地下水の挙動を定量的に評価して、斜面や堤体内の 2 相流の挙動をモニタリングした結果から、土砂災害の危険度を予測することが可能であるため、きわめて重要である.

地盤内での二相流の挙動を考慮するためのパラメータの求め方については、不飽和透水係数と透気係数を同時に求める研究はすでになされている²⁾. しかし、2025 年のメルボルンの IAH でも、ほとんど室内でのこの種のパラメータについての発表はなされなかった.

2.3 地表層の透水性、粘着力の改善技術

透気係数に関しては、地表面近くにベントナイトアル

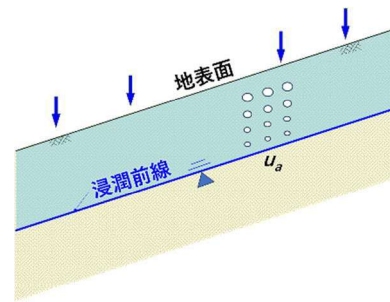


図-2 間隙空気のリーク

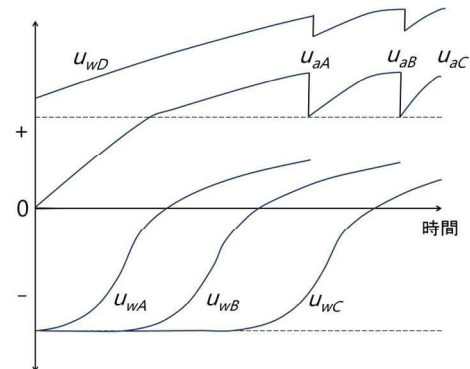
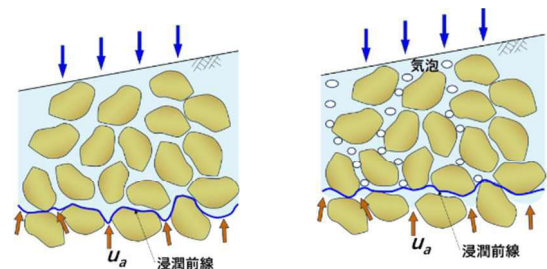


図-3 降雨時の各計測点での間隙水圧 (u_w), 間隙空気圧 (u_a) の挙動



(a) 降雨の浸潤状況 (b) 間隙空気のリーク状況

図-4 間隙空気のリークの詳細図

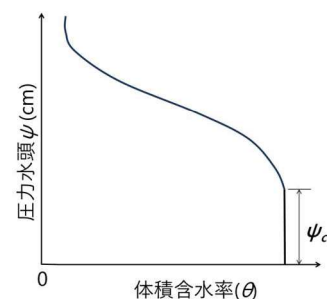


図-5 土の p F 曲線

コール懸濁液を注入あるいは散布すると、降雨の斜面内への浸透流量が少なくなり、間隙空気の地表へのリークが少なく、地表層の AEV が大きくなって、間隙空気の漏洩が小さくなり、降雨の浸透がいつそう困難になる.

地盤内に降雨や河川水が堤防に浸透する際には、地盤内での水の浸透と間隙空気の挙動を取り扱う必要があることは、古くより多くの研究がなされている³⁾.

3. おわりに

斜面浸透に最も大切な不飽和土の浸透は、きわめて重要であるが、我が国の学会でも、あまり研究発表はなされていない。学会でも、これに関しての特別なグループが構成されていない。

今後は、斜面内の地層が可視化できるようになったので、地盤工学会等でこの分野の新しい研究グループを再構成してほしい。

(執筆責任者 西垣誠)

参考文献

- 1) 統合物性モデル技術研究組合 2022 年 8 月研究発表会講演集, https://www.imtera.or.jp/download/file/2022_kouensyu_1.pdf
- 2) 西垣誠, 瀬尾昭治: 非定常法による不飽和土の透水係数の室内での計測法に関する研究, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.70, No.1, pp.83-95, 1989.
- 3) 山崎和也・久楽勝行, 堤防への浸透と堤体の安定性, 土木研究所報告, No.145, 1972, pp.41-71.

5.10 不飽和土の室内試験に関する国内外の現状（メモ）

1. まえがき

土質力学、環境地盤工学が取り扱う盛土、道路盛土、鉄道盛土、河川堤防、造成地、宅地造成、処分施設などの土構造物は不飽和状態であり、人々の身近に存在し、インフラ整備施設として社会・経済には不可欠である。土砂災害の減災・防災の観点からは、不飽和状態の土壌、土砂、斜面が豪雨浸透で土石流、斜面崩壊を起こし、地震時に地割れ、側方流動などの甚大な被害とともに財産・人命を奪い去っている。土砂災害は必ずしも飽和地盤に限らず不飽和地盤において破壊が起きており、室内試験による不飽和土の工学的性質の解明の重要性が存在する。

土は飽和土と不飽和土に区別される。本来、土、土壌は土粒子、間隙で構成され、飽和土は土粒子と間隙水の2相である。不飽和土は間隙が間隙水と間隙空気を含むので、土粒子と合わせて3相構造である。微細な粘土粒子に限定すると粒子表面に電気的結合の吸着水膜を構成の一部として加味すると4相となる。

理論上、不飽和土の間隙内の粒子接点に間隙水が付着し表面張力によってメニスカスを形成し、負の間隙水圧が存在する。（負の）間隙水圧と間隙空気圧の差からサクションと称される応力が定義され、不飽和地盤の力学問題、浸透問題、環境問題に関係する安定性評価に用いられている。

相数が違うことから飽和地盤の解明手法に比べ不飽和地盤の工学的解明は、測定項目および影響因子数が増えかつ便宜性から離れる。また、室内試験においてもサクション制御・測定を考慮することから測定技術の備えと質的向上が不可欠である。

地盤材料試験の方法と解説（社団法人地盤工学会）によると、不飽和土に関する試験法としては、不飽和土の三軸圧縮試験方法（JGS 0527）、土の保水性試験方法 JGS 0151-2000 がある。この学会規準・規格以外には不飽和土としての取り扱いの試験方法が制定されていない。不飽和地盤の安定性評価に密接に関連する圧密試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験、透水試験、土の繰返し非排水三軸試験法、地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法についてサクション制御・測定を導入した試験方法ではないことから、試験者が独自で測定することとなる。

2. 本稿の趣旨

土質力学・地盤工学に関する理論・原理、経験式および測定手法・方法の大半は飽和土である。その一方で地球上の表層の大部分を覆う不飽和地盤は、実務上、地盤工学技術者が設計、施工、管理に関わりが多い。しかし、設計指針にはサクションを考慮した不飽和土の有効応力解析や不飽和地盤の透水係数評価などを考慮していない。不飽和土に関わる室内試験は測定制御に長時間が要する、装置・測定機器の整備に高額な設備費用を要することが課題視されまた、試験者の育成体制不十分を背景に人材不足も深刻である。現状が今後も続くと不飽和土の工学的理論と実務との乖離が拡大し、土構造物が本来有する耐久性などの能力を反映されていない設計手法が適用され続け、結果と

して工事費用軽減、管理体制の見直しへのアプローチが実現されない。

本メモは①国内における不飽和土の試験法の概略。②室内試験を利用した国内の不飽和土の工学的性質に関する研究の現状。③海外の不飽和土の工学的性質に関する研究の経緯。④海外の不飽和土の工学的性質に関する研究の現状。についてとりまとめる。

3. 国内の不飽和土に関する試験方法

地盤材料試験の方法と解説（社団法人地盤工学会）において、サクション制御・測定を詳細に説明している規格・基準は不飽和土の三軸圧縮試験方法（JGS 0527）、土の保水性試験方法 JGS 0151-2000 である。

不飽和地盤の挙動と評価（社団法人地盤工学会：平成 16 年）に理論、経験式、解析方法、試験装置、現場への対応がとりまとめられ、実務で不飽和地盤に関わる技術者やこれから不飽和土の理論などを学ぶ方々に最適な技術者向け書籍である。初版から 20 年が経過し、熱的作用、化学物質移動を含めた環境問題解決の技術的解法 20 年間の試験方法の進展などについて追記が必要かと考えられる。

4. 国内の不飽和土に関する研究

限定的であるが地盤工学研究発表会、土木学会全国大会、シンポジウムにおいて、不飽和土関係のセッションにおいて、真実探求の精神を背景に活発な発表および議論が行われており、学術・研究の一領域であることの証明である。

研究対象は土の水分保持曲線の迅速な把握、水分保持曲線のモデル開発。画像処理を用いた粒子間の水分保持分布の評価、サクション変化による力学的性質の変化、不飽和土の構成式モデルの開発。膨張性材料の浸透・膨潤特性が印象的である。他に不飽和供試体の繰返し三軸試験、液状化挙動解明への試みも見受けられ、今後の研究の進展が期待される。一方、過去 3 年程度であるが、セラミックディスクを用いた不飽和土の三軸圧縮試験に準じる試験結果からの考察・数値シミュレーションは非常に少ないといえ、言い換えると、セラミック板を用いたサクション制御・測定試験実施は行わず、不飽和土の力学挙動や降伏面の検証に重きを置く研究成果が多数を占めている。

5. 海外の不飽和土に関する研究の経緯

第 1 回不飽和土国際会議（First International Conference on Unsaturated Soils）は 1996 年フランス・パリで開催された。2023 年には第 8 回不飽和土国際会議がギリシャ・ミロス島で開催された。ISMGE は、27 年間を通じて、以下の世界各地で不飽和土国際会議を開催し、不飽和土の研究技術の普及に努めてきた。開催地は以下の通りである。Hong Kong (2018), Sydney (2014), Barcelona (2010), Phoenix (2006), Recife (2002), Beijing (1998) and Paris (1995)。

第 1 回不飽和土国際会議開催以前は、International Conference on Expansive soils として、第 1 回 1965 年から第

7回 1992年の27年間、開催されている。Expansive soils から Unsaturated soils に表記が変更された点に深い意味があり、不飽和地盤の工学的解明の重要性が世界中も科学者、技術者にとって必要とされた証である。

第1回不飽和土国際会議 Proceedings には、サクシオンを応力変数として明記し、不飽和土の有効応力とせん断強さ、圧縮性、透水性、降伏応力の拡張にも論じている。特に、海外各国にて、サクシオン制御・測定システムを導入した不飽和土のせん断強さ試験装置の完成度が高く、結果解釈の一定の理解が進展していた。

6. 海外の不飽和土に関する研究の現状

現在の海外における不飽和土に関する研究の主な項目名称に限ってみると、第1回不飽和土国際会議開催の頃と大きく異なることはなく、不飽和土の工学的特性（せん断強さ、体積変化、保水性）、試験方法・試験装置、構成式の開発、実施工例などである。

一方で、研究内容の変化は顕著である。環境問題、放射性廃棄物地層処分、繰り返し載荷特性、熱的問題である。中心的存在であったセラミックディスクを使用したサクシオン制御・測定を伴う不飽和土のせん断強さ解明の室内試験報告は少なくなり、紙面から姿を消し去っているといえる。代わって、高サクシオンを扱う蒸気圧法による湿度制御の活用がベントナイトなどの膨張性材料の変形性などの精査に用いられている。

その背景には理由があり、不飽和土の有効応力を評価した数値解析モデルの進歩である。不飽和地盤や土構造物の安全性予測の完成度を着実に向上させていると考えられる。少なくとも一定の妥当性の理解の中で予測できる状況であると。実務上、不飽和地盤を対象とする解析業務の必要性が存在しても、便宜的な仮定が技術者に満足度を付与し、不飽和室内試験の貢献度を消し去っているといえる。

7. まとめ

不飽和土のせん断強さ、体積変化、透水性、熱的特性、化学物質移動、動的強度・変形特性は当然、実務上、必要であり、今後も地盤工学・環境地盤工学の技術者の方々はその認識されていると思う。一方で不飽和土の室内試験の汎用性拡大の波が起きない理由としては、不飽和土の室内試験結果の用途が限定的であることが考えられる。せん断強さを定める強度定数とサクシオンの関係を確立するなど、複数の特性を相互に見極める技術的俯瞰姿勢が必要であると考える。

（執筆責任者 西村友利）

