斜面災害のリスク低減に関する研究委員会

報告書

令和4年3月

公益社団法人地盤工学会関西支部

1.	はじる	りに.	•••••		1-1
2.	部会	1 活	動報	告	2-1
	2.	1	モ	ニタリング技術の用途(対象)と計測精度	2-1
	2.	1.	1	はじめに	2-1
	2.	1.	2	斜面規模に応じた計測精度と計測方法(機器)の選択	2-9
	2.	2	斜	·面災害のリスク低減に有用なモニタリング技術	. 2-15
	2.	2.	1	プラスチック光ファイバーを利用したセンサーと画像処理アプリを用いたモニ	-タリ
			ング	ゲ技術	. 2-15
	2.	2.	2	GNSS による斜面監視技術	. 2-60
	2.	2.	3	SAR、レーザー、定点カメラの画像解析による斜面変位の抽出技術	. 2-67
	2.	2.	4	LPWA を活用したモニタリング機器	2-77
	2.	2.	5	ON/OFF 式傾斜感知器を用いた地盤の可視化	. 2-83
	2.	3	モ	ニタリングに基づくデータ解析手法	. 2-95
	2.	3.	1	デジタルツインによる土中の水の状態の推定	. 2-95
	2.	3.	2	擬似飽和、現場飽和現象に着目した斜面の健全性評価指標	2-107
	2.	3.	3	体積含水率に着目した表層すべり面推定手法	2-117
	2.	3.	4	斜面崩壊検知のための計測機器の精度について	2-127
3.	部会》	2 活	動報	告	3-1
	3.	1	はし	じめに	3-1
	3.	2	斜面	面安定対策工の合理的な設計に向けて	3-2
	3.	2.	1	はじめに	3-2
	3.	2.	2	設計における合理化とは	3-3
	3.	2.	3	現行設計指針類の整理	3-5
	3.	2.	4	斜面安定対策工における現行設計手法の整理	. 3-19

	3.	2.	5	すべり面の強度定数設定の妥当性に関する検討	3-95
	3.	2.	6	おわりに	3-158
	3.	3	被害	軽減を目的にした対策工法の検討	3-162
	3.	3.	1	はじめに	3-162
	3.	3.	2	平成 30 年 7 月西日本豪雨災害における対策工法評価と対策工の課題	3-163
	3.	3.	3	現状の課題解決に向けて	3-169
	3.	3.	4	応急対策工とセンサの設置事例	3-184
	3.	3.	5	まとめ	3-206
	3.	4	WG	3(危険度評価手法の活用検討 WG)報告	3-209
	3.	4.	1	はじめに	3-209
	3.	4.	2	危険度評価手法に関する文献の整理	3-211
	3.	4.	3	土砂災害ハザードマップの現状と課題	3-246
	3.	4.	4	土砂災害警戒区域指定への危険度評価手法の活用	3-259
	3.	4.	5	まとめ	3-279
	3.	5	まと	Ø	3-280
	3.	5	まと	め	3-280
4.	3. 部会:	5 8:	まと 「 技術	め 所情報の普及と教育」の取り組み	3-280 4-1
4.	3. 部会 : 4.	5 3 : 1	まと 「 技術 はじ	め 5情報の普及と教育」の取り組み めに	3-280 4-1 4-1
4.	3. 部会 4. 4.	5 B : 1 2	まと 「 技術 はじ 住民	め 「情報の普及と教育」の取り組み めに 	3-280 4-1 4-1
4.	3. 部会 : 4. 4.	5 3 : 1 2 2.	まと 「 技 休 はじ 1	め	3-280 4-1 4-1 4-1
4.	3. 部会 : 4. 4. 4.	5 3: 1 2 2. 2.	まと 「 技 は に 日 2	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-3
4.	3. 部会 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2 2. 2. 2.	まと 「 技 は 住 1 2 3	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3
4.	3. 部会 : 4. 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2. 2. 2. 2.	ま 技 は住 1 2 3 4	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3 4-3 4-9
4.	3. 部会: 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2. 2. 2. 2. 2. 2.	ま 技 は住 1 2 3 4 5	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3 4-3 4-3
4.	3. 部会 : 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2.	ま 技 は住 1 2 3 4 5 6	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3 4-9 4-12 4-12 4-17
4.	3. 部会: 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2.	ま 技 は住 1 2 3 4 5 6 7	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3 4-3 4-3 4-12 4-12 4-12 4-12 4-12
4.	3. 部会: 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4. 4.	5 3: 1 2 2. 2. 2. 2. 2. 2. 3	ま 技は住1234567豪で	め	3-280 4-1 4-1 4-1 4-3 4-3 4-3 4-12 4-12 4-12 4-17 4-21 達方法

:じめに	1	3.	4.
E民と共同で作成するハザードマップ4-22	2	3.	4.
砂災害に対する早期避難促進のための動画コンテツ作成・配信およびその他の普	4	3.	4.
h	及		
節のまとめ	5	3.	4.
かと今後の課題	ま	4	4.

付録 京都府綾部市安国寺裏におけるモニタリング観測

	氏名		▲	備考
1	赤嶺 辰之介	サンコーコンサルタント株式会社	3.4.2	
2	芥川 真一	神戸大学大学院	1. 2.2.1. 6. 7	委員長
3	飯田将史	ヒロセ補強土株式会社		
4	石川昌幹		3.2.4(1), 3.3.2	
5	石田優子	立命館大学	225	
6	伊藤和也	東京都市大学		
7	岩佐百人	株式会社藤井基礎設計事務所	331 334 5	
8	浦谷 啓太	株式会社建設技術研究所		
9	式圏史	国土防災技術株式会社		2021.4-2022.3
10	大畑拓也	株式会社違池組	323	
11	小田和広	大阪産業大学	231 付録	
12	小野尚哉	国際航業株式会社		
13	结原 职中	は、たちに、ないたい、	334 5 6	
14	此宗 主义			
15	片山政和	株式会社日建設計シビル	332	
16		神古大学大学院	321326	
17	소서 치소		3.2.2	
18	本藤 政則			
10	太月 時間			
20	小泉牛五		224 222 222 6	했스1 했스트
20	小汞 主告	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	2.2.7, 2.3.2, 2.3.3, 0	
21	小母一次石	こりに開選工体式支払	3.2.4(4)	
22	小林 茶島	<u> </u>		
23	小松夏一	林式去社建設技術別元別 世式会社ケーニノービー	2.2.4(2)	
24	小仏光一	株式去社/ - / 1 - L	3.2.4(3) A C	立 ふっ 立 ふ 三
20	小山 備史		4, 0	하조? 하조Ծ
20	敗日 和之	一般別団広へエネ研究センター	01.004	
2/	世界兄大		2.1, 2.3.4	
28	化漆浆	株式会社/ リノス成本位エンシー/ リンク 国際結業性学会社		
29	化脉 沙 此田 占扫		2.1, 2.2.2, 2.2.3,	
30	米田 早前	林式会社KANSUナジノス		
31	朱田 項		3.2.4(0)	0000 4 0000 0
32	延藤 義勝	四日本旅各数退休式安任		2020.4-2022.3
33	药不 茶之 古场 原士			
34	高橋 厚心	体式会社KANSUナクノス		
35	谷垣 勝久	ダーフキ建士	3.2.4(2)	
36	· 個上 徹 →			
3/	江野 裕之	サンコーコンサルダント株式会社	3.4.2	
38	工任信一			
39	厭臊111/8 一	71下上耒休式云江	3.3.1	
40	鳥居 宣之	神戸市立工業高等専門学校	3.1, 3.4.1, 3.4.2, 3.4.3, 3.4.4, 3.5, 6	部会2 部会長
41	永川 勝久	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	3.4.2. 3.4.3	
42	西浦清貴	株式会社オリエンタルコンサルタンツ	3.3.2	
43	野並腎	神戸市立工業高等専門学校	3.2.5	
44	野村 貢	株式会社建設技術研究所		
45	原田紹臣	三井共同建設コンサルタント株式会社	3.2.4(5)	
46	平岡 伸隆	独立行政法人労働安全衛生総合研究所	3.4.2	
47	深川良一	立命館大学		
48	藤本 将光	立命館大学	6	部会1 副部会長
49	町島祐一	ー・ペーン・ 株式会社レーザック		
50	森泰樹	西日本旅客鉄道株式会社		2018.4-2020.3
51	面角 浩典	四十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二十二		2018.4-2019.3
52	午野 晴彦	中央開発株式会社		
53	山口充	株式会社鴻池組	3.2.2. 3.2.3	

斜面災害のリスク低減に関する研究委員会 委員会名簿(2022年3月末時点)

1. はじめに

全国に数十万箇所あるとされる危険斜面の内,その多くが関西地域にも存在し,それらはこれまでに 体験したことのないような豪雨や地震の際に不安定化し,未曾有の災害を起こしかねないというリスク を孕んでいる.このような状況は,今に始まったことではなく,以前から指摘されてきたにも関わらず, そのリスクを広い範囲で把握し,それを低減する対策が十分に講じられてきたとは言えない.その背景 には,対策を実施するための費用不足や技術情報の普及活動の遅延があり,その為,時間的・場所的に 予測困難な自然災害が発生した際に,必要な対策が取られていない斜面で毎年のように,尊い財産と人 命が失われる事例が絶えない状況が続いている.

この課題解決に取り組むために、本研究委員会では、斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価 研究委員会(委員長:深川良一・立命館大学、平成 27~29 年度)の成果を引き継いだ上で、産官学の 技術者・研究者が結集し、1)斜面災害に関するリスクを低減するための情報収集と分析に関する技術 (Keywords:モニタリング、データマイニング、情報発信、IoT、AI など)、2)斜面補強対策に関する 技術(Keywords:法面補強工、地盤改良、環境防災など)、3)リスク低減に関する技術情報の普及と教 育等(Keywords:防災教育、技術者教育、斜面防災モデル地区、市民参加型モニタリングなど)につい て最新の情報を共有し、実務に供し得る新しい価値を生み出すことを目指した研究委員会活動を 2018~ 2021年度の期間にわたって、3 部会体制で展開してきた.本報告書はその成果を取りまとめたものであ る.

> 斜面災害のリスク低減に関する研究委員会 委員長 芥川 真一

2. 部会1活動報告

2.1 モニタリング技術の用途(対象)と計測精度

2.1.1 はじめに

現在斜面上の変位や,斜面内部の変位を計測するために用いられている手法を図-2.1.1¹⁾⁻¹⁷に示す。 地表面上に設置して地表面変位を計測する手法(機器)である「地表面変位計測手法」と,斜面内に掘 削したボーリング孔の中に設置し,斜面内の変位を計測する「地中変位計測手法」に分けて掲載してい る。また計測データのサンプリング周期や計測時間間隔,精度(感度),計測可能な変位量,計測規模や 耐用年数は標準的と思われる数値を掲載している。よって同じ計測手法(機器)の中でも,この数値の 範囲外の仕様を持つものもあることに留意する。また傾斜計は基本的に機器の傾きの変化を計測するも のであり,変位を計測するものではない。しかし「地中変位計測手法」の中で,地すべり地のすべり面 の検出のために頻繁に使われる「孔内傾斜計」では,傾斜計を入れたプローブの長さと傾斜計で計測し たプローブの傾きの変化から,「変位」を求めることが一般的である。よってここでは様々な傾斜計も, それを 50cm のプローブ内に設置したと仮定し,プローブの長さと傾斜の変化から変位を求めることと し、計測する項目をすべて「変位」で統一した。

「地表面計測手法」は大別して、伸縮計のように地表面に計測機器を設置し、機器自体が変位を計測 する接触型の方法と、レーザー変位計のように、変位を計測する箇所にターゲットを設置し、それに向 けて計測装置からレーザー等を発射し、ターゲットへの到達時間から距離を計測する、リモートセンシ ング(非接触)型の手法がある。リモートセンシング型については、レーザー変位計やGNSS、光波測量 のように対象個所に反射板やアンテナを設置し、計測装置から射出された電磁波の到達時間を計測する 方法と、地上型レーザーや SAR、航空機等のレーザー測量と衛星 SAR のように、対象個所の地表面から の反射波を直接計測する方法がある。基本的には反射板やアンテナを使用する前者の方が計測精度は高 いが、一点毎に計測する必要があるのに対して、後者は広範囲を面的に計測できる。また後者について は、反射波の処理の若干の時間を要するので、その分サンプリング周期や計測時間間隔が長くなる。特 にレーザー測量や衛星 SAR の場合は、扱うデータも非常に大きいことと、変位を求めるには異なる2時 期の計測が必要だが、航空機や衛星の場合は、その間隔を短くすることは難しいことには注意を要する。 前者の場合は、計測データはリアルタイムで記録されると考えてよいため、サンプリング周期も短い。

「地中変位計測手法」については、いずれもボーリング孔内に設置するものである。地中伸縮計のみ ボーリング孔底部のアンカーと、地上に設置した伸縮計の回転センサーとの間のワイヤーの長さを計測 するものであるが、その他はすべてボーリング孔内のある深さの孔壁の変形を計測するものである。孔 内傾斜計(挿入型及び埋設型)とパイプ傾斜計は、ボーリング孔内のある深さのケーシングの傾きを計 測するものであるが、パイプ歪計は、ボーリング孔に細い塩ビパイプを挿入し、その曲がりを計測する。 ボーリング孔が傾いている個所では、パイプは曲がるので、ボーリング孔の変形を計測できる。歪ゲー ジをパイプ側面の相対する 2 箇所以上に貼るので、同じ深さでは片方は「伸び」を、他方では「縮み」 を計測し、このことからその深さでケーシングが曲がったことがわかる。ただしパイプ歪計ではボーリ ング孔壁の「曲がり」の程度は相対的に分かるが、定量的な数値は求められないことに留意する。孔内 傾斜計(挿入型)のみ人力での計測が必要であり、そのため計測時間間隔も異なる2時期の計測時期の 差となる。

以上のように変位の計測手法には様々な方法があり,各々異なる計測時間間隔や変位の計測精度を有 することが分かった。ここで計測手法の選択のために,それらの計測手法を,変位の計測精度や計測時

2-1

横横 「「「」」」」 「「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」 「」」」」」 「」」」」」」 「」」」」 「」」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」 「」」」 「」」」」 「」」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」 「」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」 「」」 「」」 「」」」 「」」 「」」 「」」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」」 「」 「		 中部語計 (ネットワーク型) 中部語計 (ネットワーク型) イン・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	レーサー変位計 「「」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」」」 「」」」」」」」	諸密型頃報計 諸密型頃報計 指密型領報計 指密型領報計 前面の指表の面列に複数置し、斜面素動発生時における地表面の傾斜に変調をおして、至ゲーン式・差動トランスは・サーボロの傾斜 前面の代表の面介である。 代表的な測定方式として、至ゲーン式・差動トランスは・サーボロの傾斜 前面の代表の面の約約時に変換強し、斜面素動発生時における地表面の傾斜 前面の代表の面の約約時における地表面の傾 前面の代表の面の約約時における地表面の 前面の代表の面の約約時における地表面の 前面の代表の面の約約時における地表面の 前面の代表の面のに表面の 加入 北方法の原料とのにいた。 10 10 10 10 10 110 110 110 110 110 110 110 110 110 110 10 110 10
	短所	①済落崖や側方進上的などの不動点が明瞭な場合のみ測定可。 ②い動物や日本による続けた動がある。 ③電圧が不安定な場合、調作動するう。 ④インバー総方向の1次元計測である。 ④インバー総方向の1次元計測である。 ⑤積雪坂での計測は雪囲い等が必要。	①滑落崖や側方崖上部などの不動点が明瞭な場合のみ測定可。 ②反射体の自主が強くとして知る。 ③インパー線方向の1次元計測である。 ④気温や湿度によって揺らぎが発生することがある。	 ①病面の移動量(変位)が測定できない ご得回びキロない変に認定できない ③気温によって揺らざが発生するにとがある。 ③機器がMENS型と比へ高面 ⑤人書な破納重が測定できない

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(1)1)-17)

GNSS(キネマテック手法)	 Low power contramption transmission in source of the system Low power contramption transmission Low power contramption Low power contrest contrest contramption Low power contrest c	のINSS専用の人工衛星から送信される電波を1秒毎に受信し、不動点の 位置及び複数の移動点間の相対位置を三次元的に測定する(相対測 位)。 特に誘惑度を要求される計測の場合、相対測位法の中でもキネマティソ 特に測定者用い、時茶列続計処理を高度化することで3mm程度の構度で確 統計測を行うことが出来る。	3	変位量(mm)	1秒以下	533	±3mm	8	~ 2000m	5年~10年	①mm単位の三次元計測が可能 こ親親点自己や領益がなても裁測可能(無線通信の場合は必要) ③気象状況に左右されず製調可能 会オーバーレンジなら計測可能 ⑤機械的稼動能がないためメンテナンスフリーである。	①伸縮計と比べてリアルタイム性に劣る。 ②GNSSセンサー上空視界を確康する必要有 ③スタテックと比較して計測構度がやや劣る
GNSS(スタティック手法)		のISS専用の人工商業の心達信される電波を30秒時に受信し、不動点の 位置及び複数の移動点間の相対位置を三次元的に測定する(相対測 位)。 時に高額度を要求される計測の場合、相対測位法の中ではスタティック 特に高額度を要求される計測の場合、相対測位法の中ではスタティック 技巧を用い、時系列補計処理を高度化することで1mm程度の鎬度で運 続計測を行うことが出来る。	e	変位量(mm)	1時間	1時間	±1mm	8	~ 2000m	5年~10年	①mm単位の三次元計測が可能 ②観測点の二本の投動がでても裁測可能 ③気象状況に左右されず観測可能 ④オーバーレンジなら計測可能 ⑤振械的稼動部がないためメンテナンスフリーである。	①リアルタイム性に劣る ②CINSSセンサー上空視界を確保する必要有 ③CINSSセンサー上空視界を確保する必要有 ③不動点と移動点間の距離(基線長)が1500m程度を超えると精度が低 下
MEMS型傾斜計		創面の任義の箇所に建築設置し、約面設発生時における地表面の資 経量を測定することにより、移動上境の資料状況や崩壊学生の有無を調 べるものである。 べるものである。 本品に示した非常感性病計がは来まり利用されてきたが、大きな領約が 消産できなない、機能が高価という問題を有していたことから、多点計測 学、崩壊後が出して利用するには不向ですの。 の間盤を解決するため、たま この問題を解決するため、たまな価の加にのElectro Monanical Sortemus)型加速度計を利用した領斜センサが斜面の崩壊検知機器とし て利用されている。	2	角度(度)	1秒	1分~1時間	土0.5度	土30度	I	3年~5年(電池交換は半年程度)	①リアルタイム性に優れ、崩壊す前の斜面には震適。 ②変動有能と約とずに主意位置に設置可能 ③確而でも計測できる。 ③確而でも計測できる。 ④ンーラーパネルやケーブルが不要で設置やゲーク回収が容易 ⑤振器本体が安価	①鉄面の移動量(変位)が測定できない。 ②税留を社たい変位取は満定できない。 ③彼いたない変位取まに満定できたい ③彼いたな縮減量は測定できない(職場後的回き) ④気温によって語らぎが発生することがある。
/	न्द्र		久元	種別	グ周期	間隔	(度)	変位量	漠	数	上しての	短所
	構成區	櫒	測定のシ	変位測定	サンプリン	計測時間	精度(感	計測可能な	計測規	耐用年		存

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(2)1)-17)

 自動追尾型光波測量 	光波測量	・10-12テーション 測定点にターゲット(ブリズム・反射抜等)を設置し、トータルステー 産標値を得る。 から発射される電波を反射させて距離と角度を測定し座標値を得え 、設定されたスケ から発射される電波を反射させて距離と角度を測定し座標値を得え る。	3	変位量(mm)	2秒	数時間	±5mm(視準距離による)	8	~ 200m	5年~10年	①実績が多く、三次元の変位計測が可能 ①実績が多く、三次元の変位計測が可能 ②計測点が多くても計加ストの増加が少ない はmm単位の計測 ④計測点とトータルステーション間の距離が短い場合はmm単位 前面配能	①リアリタイムでの運転は米市 ①リアリタイムでの運転は米市 ②露面帯や聴発生時には半層に考えなると(鹿な100m以上)、 = ジエし、雑飯が約(③とークリスドーンョノイの距離が過ぐなるど(鹿な100m以上)、
またして、 1000000000000000000000000000000000000	自動追尾型光波測量	調定点にターゲット(プリズム・反射被等)を設置し、トーク から発射される電波を反射させて阻縮と角度を測定し歴 自動計測プログラムをセットしたPCと通動させることで、 ジュールに彼い測定を行い、データをHDD内に保存する。	3	変位量(mm)	1秒以下	1時間	±5mm(視準距離による)	±50cm(視準距離による)	~200m	5年~10年	①実績が多く、三次元の変位計測が可能 にアリンムと設置が容易 ③計測点が多くても非測コストの強加が少ない ④計測点とトータルステージョン間の距離が短い場合は が可能	 ①リアルタイム性に劣る ②降雨時や霧発生時には計測できない ③下ーションとの距離が遠くなると(概ね100ml)
改	/	● ●	の次元	」定種別	ング周期	副間隔	(感度)	さな変位量	! 規模]年数		日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(3)1)-17)

C * C 四 授	SARia SARia At 20 B Millio Mil	地表面の変位によって人工衛星から地表面までの距離が変わることから 日にも「電気の住用のすけた観測する主たである。 れた軌道の上を巡回し、渡鶴的に同じ場所から電波を発射していること から、地磁が下や地すっいなど斜面に変位があった場合、1回目の観測 と回目の観測の強視の位相のすれを用い、干渉られ採杯を行ことで、 レーダー照射方向の変位量を測定するものである。	1(成分分解することで2次元も可)	変位量(mm)	11日~ ※衛星による	11日~ ※衛星による	数mm~	∞ (2回目観測との変位差が数mm~10数cm以内であることが条件)	観測幅30km~200km(1ツーン) ※衛星による	5~7年	①高構度 り定期的にデータが取得されており、過去の変位が分かる 2)悪気候時・夜間の計測可能 3)悪気保時・夜間の計測可能 ④広域かつ面的な変動が計測できる	①取得変位量の方向が限定(衛星視線方向に対する遠近) 2数が超起方点現後の変化に許価困難 3環境シイズ(へ添張・電雑層など)が乗りやすい 3環境シイズ(へ添張・電雑層など)が乗りやすい 2急峻な地粉・高層建築物の陰は解析不能 5種生成は解析困難(南重によっては可能)
四原 計 - 、 □パニマ/券中社		レーザスキャナ・GNSS -IMUの3つの技術を組み合わせ、地震まで達した しーザ光の位置に、いど声がいる業田する、レーザ光を1時間に50000- 100.00回発射することで、地表で80~60cm以下の間隔で計測付す間。 計測点のレーザスポットの大きさは計測高度1,000mで直径が約30cm、計 測高度2,000元を約000元を12よる。 製油高度2,000元で約500cmによる。 変位者抽出し、変位方向と量をヘウトルとして出力する。	m	変位量(mm)	飛行回数による	飛行回数による	10cm∼	8	数km2~数百km2	1	①3次元変位量を面的かつ高分解能に解析可能 C連進なの読者をおけてに、 30進わが空位方向によらず解析安定性に優れる 30進形や変位方向によらず解析安定性に優れる G機種・条件によっては水面下計測も可能	①鉄析構度はデータに依存 ②データ収集体が高った「機体運航費用のウェイトが大きい) ③計測に時間がかかる ④構度確保のために現地でのGCP測量が必要 ④構度確保のために現地でのGCP測量が必要
		送信アンテナより対象物に向けて放射状に発射される電波の反射波を、 レールと意め、受信アンテルが設信し、その反射波を合成開口処理する ことで、対象物を面的に測定する方法。 変位観測を行うによ、1回目の観測と2回目の観測の電波の拉組のずれ を用い、干渉SAR時折を行ことで、レーダー照射力向の変位量を測定す るものである。	1(成分分解することで2次元も可)	変位量(mm)	5分	10分~1時間	数mm	∞(2回目観測との変位差が数mm~数cm以内であることが条件)	数m~4km	不明	①面的変位量を連続で高精度に取得可能 ②攻間の適用可能 ③遠隔操作可能(要通信設備)	①取得変位量の方向が限定(電波照射方向に対する通近) ご相性をかわけによる解析不能領域あり ③水蒸気の影響を受けやすい。 ④機材が比較的大規模 ⑤蓮相につきり約計・電気料用の申請が必要 (⑤園水での長期達輸送用に困難や必要)
		制化	次元	定種別	バ周期	間隔	感度)	な変位量	垷橂	年数		短所
	兼	₩ 単	測定の	変位測5	サンプリン	計測時間	精度(県	計測可能	計測法	耐用4		持度

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(4)1)-17)

		地中変位計測手法		
/	/	地中伸縮計	孔内傾斜計(挿入型)	孔内傾斜計(埋設型)
構成	प्व		中国 (人 1 (人 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	 第44章 (10) 第44章 (10) 第14章 (10)
整		すべり面以深の固定点と地表面の2点間距離の変化を計測フィヤをかし て湖定、記録することにより、上頃の多動状況を調べるものである。地表 伸縮計と同じ計器を用いることができる。	米ーリング孔にガイドバイフを埋設し、ガイドバイブの破納変化を30cm ビッチに調約でする。 地山渓鶴の各渓酸の金渓地度、変位方向を測定し、すべり面の特定とす べり面変位測定ができる。 挿入式の場合は、卍ロに巻取器を設置し、記録器と制御装置、通信機器 を設置することで自動化が可能である。	ボーング丸に感給計センサーを複数面挿入しモルケル等で充填して価 定する。感知時センサーで保護を設置だすることで、地壁の値鉄変化を 声する。地山深船のを深閉の変化は進度、変位方向を測定し、すくり面 の特定とすべり面変は計測ができる。 の特定とすべり面変は計測ができる。 建設型の場合は、記録器と斟掃装備、通信機器を設置することで自動化 が可能である。
測定の多	で元	-	2	2
変位測定	種別	変位量(mm)	変位量(mm)	変位量(mm)
サンプリング	グ周期	1秒	1秒	1秒
計測時間	間隔	1分~1時間	1分~1時間	1分~1時間
精度(感)	度)	±1mm	0.02mm	0.01mm
計測可能な	変位量	±50cm	25cm(ガイド管へ挿入可能な場合)	8cm(1区間あたり)
計測規	模	GL-1m∼GL-50m	GL-1m~GL-50m	GL-1m~GL-50m
1911年	数	3年~5年	5年(メンテナンス必要)	3年~5年
	■ ■ ■	①構造が単純なためメンテナンスが容易 三天候に左右されない ③事前に埋設しておくと、孔内模斜計やバイブ歪計が計測限界となって も切音(利用)が可能	 ①すべり面の変位と方向(XYの二次元)を測定可能 ②実績に多く、高緒をでもっろ ③既存のガイド、イブ(ボーリング1)を利用できる ③既存のガイド、イブ(ボーリング1)を利用できる ④すべり面の深度・変位量が得られる。 	 ①すべり面の変位と方向(XYの二次元)を測定可能 ②各種工事現象にの実績が多い ③既存のガナジ・ゾイ(ボーリング引、を利用できる ③既存のガナジ・バイ(ボーリング引、を利用できる ④すべり面の深度・変位量が得られる。
待阂	短所	①機器導入コストが発生 ②ボーリング援制が必要(上記費用とは別) ③深度毎の変位量を把握することができない	①自動化するには、巻取り器や制御装置等々の付帯設備が多く必要で 高価。 ご得入式の自動化の事例は比較的少ない、 ③機械式稼動のため1回ノ昇程度の点検が必須である。 ③機械式稼動のため1回ノ昇程度の点検が必須である。 (日巻取器等の付待服成相大支ィ信定)、(2億の対力が大きい) (日変地の一番が製の市参加者えると計測で指となる)	①比較的高価。 ①比較的高価。 2世段ビンサーが欲聞しても取着えが不可 20世サーが欲聞しても取着えが不可 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3. 3.

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(5)1)-17)

パイプ傾斜計		孔内儀解計やバイブ査計と同様、地中変動が観測できる。 1月候解計やいて中いる機能はよいい空のMENSの重力が加速度計用いること で、理診型の引内検索計よりも安価に変化計測が可能である。 また、歪計と同じ、同じボーリング孔で孔内境線と光位を回時に計測が 可能である。さらに、10m毎に万位センサを装着することで境斜方向の算 出が可能である。	2	変位量(mm)	(4)	5分~24時間	4mm	45度(35cm程度)	GL-1m~GL-60m	5年	①積雪期・融雪期の連続観測が可能 ②mm単位の変位量が計測できる ③測定限界が大きい ⑤外位観測も同じ観測孔で行える	①バイブ金計と比べると高価 ②世録建ついら、設置被視ら国吹きない(ロガーは流用可能) ②セリサーがな師しても取着えが不可 ④既存ポーリングが使用できない
パイプ歪計	ADDRESS FOR A	塩ビバイプに歪ゲージを貼り付け、ボーリング孔に挿入して、モルタルや めで間能ありを。地盤の投いを値じいくのごの正分量に「後い」 歪み量 で、変化の美生位置や変化の進行度合いを特定できる。ただし、歪み を変位量に換算することは難しい、盗ゲージの簡隔は在意だが、1mビッ 子類度の間隔で記書することが多い。 さお、地山積強士に並っが多い。 さお、地山積強士に並っが多い。 さお、地山積強士に並っが多い。 さお、地山積強士に並っが多い。 され、地山積強士にがっ するネイリングセンサや、輪力を測定するロックホルト軸力計と呼ばれる センサもある。	-	歪量(マイクロストレイン)	健1	1分~1時間	変位計測不可、測定範囲は土10cm程度	$\pm 20,000 \mu$ st	GL-1m~GL-50m	3年~5年	①構造がシンプルで、すべり面深度の採知に優れる ②自動計測が比較的容易、安価 ③孔内検給計よりも測定範囲が広い	①変位量がわからない ②政障時に後旧できない
/	ন		天元	種別	グ周期	間隔	度)	変位量	橂	数	長	短所
	構成图	整	測定の%	変位測定	サンプリン	計測時間	精度(感	計測可能な	計測規	耐用年	1	夺政

図-2.1.1 斜面の変位を計測する手法(6)¹⁾⁻¹⁷⁾



^{*} 傾斜計については、孔内傾斜計と同様に長さ50cmのプローブに傾斜計を設置したと仮定し、「角度」を「長さ」に換算して示した。 (ア) 精密傾斜計の変位検知精度±0.02度⇒±0.17mm、(イ)MEMS型傾斜計の変位検知精度±0.5度⇒±4.36mm



図-2.1.2 斜面計測機器の「変位の計測精度」と「計測時間間隔」¹⁾⁻¹⁷⁾

図-2.1.3 斜面計測機器の計測可能変位量と計測時間間隔 1)-17)

間間隔の観点から整理しておくこととする。図-2.1.2¹⁾⁻¹⁷⁾は横軸に「変位量出力に至る計測時間間隔」 を,縦軸には「変位の計測精度」を取り,各手法を整理したものである。横軸の「変位量出力に至る計 測時間間隔」のうち, それが 10 日を超える手法については, 計測機器の機械的な仕様から決まるわけ ではなく,例えば航空/ヘリ/ドローンレーザーは,プラットフォームとなる飛行機等の次の航行までの 時間であり, 孔内傾斜計 (挿入型) は, 人力での計測のために, 次に現場に来訪するまでの時間である。 このように「計測精度」には「変位」に関する精度と,「時間」に関する精度があり,その両方を考える 必要があることがわかる。例えば変位の計測精度は高いが、計測時間間隔が長い方法は、表層崩壊を起 こすような小規模な斜面の計測に適しているかというと,変位の計測精度は十分であるが,計測時間間 隔が長すぎて短時間の急激な変位をとらえることができない、ということがありうる。次に横軸は先と 同じ「変位量出力に至る計測時間間隔」とし、縦軸を「計測可能変位量」とした場合を図-2.1.3¹⁾⁻¹⁷⁾に 示す。縦軸の「計測可能変位量」の下限は変位の計測精度に等しく、上限は計測可能な変位量である。 縦軸の「計測可能変位量」を見ると,接触型の計測機器の方が小さく,リモートセンシング型の方が大 きい。リモートセンシング型では,計測原理上はほとんどが無限大まで計測できることとなっているこ とに留意が必要である。また横軸の「変位量出力に至る計測時間間隔」は、人力での計測が必要な孔内 傾斜計(挿入型),地上型 SAR(手動)と地上型レーザー(手動),そしてプラットフォームを人力で操 縦する必要のある航空/ヘリ/ドローンレーザーでは,同じ現場を人が再訪するまでの期間で決まってく る。ここでは現在一般的な再度の来訪までの期間としているが、短くすることが可能であることに留意 する。

2. 1. 2 斜面規模に応じた計測精度と計測方法(機器)の選択

それでは表層崩壊が発生するような比較的小規模な斜面では、どの方法で計測したらよいのであろう か?または斜面規模に応じた最適な変位の計測精度や計測時間間隔が決まるはずであり、それに適した 計測方法があるのではないだろうか。ある一つの方法で、小規模な表層崩壊から大規模な地すべりまで 計測できる、と考えるのも合理的でないと考えられる。斜面の規模に応じた、必要な変位の計測精度と、 計測時間間隔の目安が付けられると、対象斜面の規模に応じて、どの変位計測方法を採用したらよいか、 という選択を助けるものとなる。

ここではまず,斜面の規模に応じた変位の計測精度と,計測時間間隔を導く。そして次に今後斜面モ ニタリングの対象として考える,表層崩壊の発生が予想されるような,比較的規模の小さな斜面の計測 に適した計測方法の仕様について検討する。

(1) 斜面の規模に対応した変位計測間隔

1) 変位計測精度

まずは斜面の規模と変位の計測精度(以降「変位計測精度」とする)の関係を求める必要がある。こ れに関する検討例はほとんどなく,特に表層崩壊のような小規模斜面を対象とした場合は,砂質模型斜 面での計測データを用いて,崩壊までの変位を正確に計測できるための,変位計測精度を検討した渡邉 等¹⁸⁾の報告があるのみである。彼等の報告では,斜面の規模として「崩壊までの変位」を取り上げてお り,「崩壊までの変位」と「変位計測精度」の関係が検討されている。彼等によると,崩壊までの変位を 正確に計測するためには,「崩壊までの変位」で正規化した「変位計測精度」の値が0.05より小さいこ とが必要であるとしている。この条件を用いて必要な「変位計測精度」と「斜面の規模」の関係を求め るために,まずは「崩壊までの変位」と「斜面長」の関係を検討した。この検討のために,渡邉等の論

			斜面勾配	崩壊深(cm)	斜面長 (cm)	崩壊まで の変位 (cm)	崩壊まで の時間(s)
		測線1-上	41.0	100.0	1800.0	26.8	4080
富津		測線2-中	39.0	80.0	1800.0	20.43	8880
		75cm	30.0	50.0	600.0	7.193	2300
	00115	160cm	30.0	50.0	600.0	6.658	2700
	2011年	200cm	30.0	50.0	600.0	5.106	4529.9
		300cm	30.0	50.0	600.0	2.522	1980
	2010年	300cm	30.0	50.0	600.0	4.036	3900
	2000年	150cm	30.0	50.0	600.0	17.02	5330
NIED	2009年	300cm	30.0	50.0	600.0	24.806	11110
		30-100	30.0	50.0	600.0	1.858	1686
		30-300	30.0	50.0	600.0	3.022	4674
	2000年	30-500	30.0	50.0	600.0	3.106	1658
	20084	40-100	40.0	50.0	600.0	7.518	3150
		40-300	40.0	50.0	600.0	10.881	5490
		40-500	40.0	50.0	600.0	12.133	1740
		1-25cm	40.0	12.0	100.0	5.7142	8300
		1-55cm	40.0	12.0	100.0	7.8688	8980
		1-85cm	40.0	12.0	100.0	7.5531	7810
		2-25cm	40.0	12.0	100.0	6.3397	2920
高知大		2-55cm	40.0	12.0	100.0	7.4626	3180
		2-85cm	40.0	12.0	100.0	8.3745	3090
		3-25cm	35.0	12.0	100.0	5.6908	7150
		3-55cm	35.0	12.0	100.0	5.9986	6130
		3-85cm	35.0	12.0	100.0	7.675	7060
	01_土讃線		48.0	1000.0	10100.0	39.1047	216000
	02_浅虫		35.0		8500.0	191.9	33120
PW/RI	03_高場山		35.0	2500.0	15100.0	115.64	1850400
	15_宇井		45.0	2000.0	15700.0	36.908	2437200
	24_東横山		43.0		19900.0	189.5	7860
	33_門島		48.0	1700.0	11800.0	38.24	1242000
	西金				8700.0	180	
	生田				2000.0	23	
	防災科研-1				400.0	2.2	
	防災科研-2				4.0	8	
森脇	防災科研-3				320.0	6.4	
1111111	防災科研-4				600.0	4.5	
	防災科研-5				400.0	4	
	防災科研-6				400.0	6	
	防災科研-7				780.0	6.5	
	鉄道総研				100.0	1.6	

表-2.1.1 収集した斜面崩壊事例一覧 18)-22)



図−2.1.4 「斜面長」と「崩壊までの変位」の関係

文¹⁸に使用された,高知大学と防災科学技術研究所(以降 NIED と略称)の共同で実施した大型模型斜面,高知大学が実施した小型模型斜面¹⁹,そして NHK と日本地すべり学会が共同で実施した千葉県富 津市での現地斜面²⁰⁾,そして土木研究所がまとめた地すべりの崩壊時の計測事例²¹⁾のうち,斜面長が すべり面までの深さより十分大きな「すべり」形態で崩壊したと思われる事例を用いて,「崩壊までの変 位」と「斜面長」を読み取った。また森脇²²⁾が収集した現地及び模型斜面での事例も使用した。これら の一覧を表-2.1.1 に示す。この中で NIED のデータにおいては,「崩壊までの変位」と「崩壊までの時 間」を,変位曲線が第3次クリープを示し始めた時点としていることに留意する必要がある。これらの データから,「斜面長」と「崩壊までの変位」の関係をまとめ,図-2.1.4 に示す。ばらつきは大きいが, 以下の線形の回帰直線を引くと,最も R²が大きいため,この式で両者の関係を近似することとする。

 $sd_f = 0.0076L + 6.461$

(2.1.1)

上式で *sd*: 崩壊までの変位(cm), *L*: 斜面長(cm)である。なお後者については,崩壊部のみでなく,斜 面全体の長さとした。森脇²²⁾が同様な式を提案しているので,それも図中に示している。森脇の式より 求めた「崩壊までの変位」がやや大きいものの,「斜面長」が小さい場合はほぼ同様である。このことは 今回求めた式の妥当性を示していると考える。

次に渡邉等より,斜面上の地表面変位の計測のためには,「変位計測精度 / 崩壊までの変位」 <0.05 が必要である。先に求めた「斜面長—崩壊までの変位」にこの条件を加えると,「斜面長」に対応した「変 位計測精度」の上限値を求めることができる。「変位計測精度」を Δsd として,上記の式(2.1.1)を Δsd / $sd_{\rm f}$ =0.05 に代入して整理すると,以下の「変位計測精度 Δsd (cm)」と「斜面長 L(m)」の関係が得られ る。

 $\Delta sd = 0.038L + 3.23$

(2.1.2)

上記を図示したのが図-2.1.5 である。表層崩壊のような比較的小規模な崩壊が予想される,「斜面長」が 10m 程度の場合では,必要な「変位計測精度」は 5mm 程度であることがわかる。

2) 計測時間間隔

次に「計測時間間隔」について検討する。渡邉等の検討結果より、必要な計測時間間隔についても「計



図-2.1.5 「斜面長」と「変位計測精度」の関係

測時間間隔 Δt / 崩壊までの時間 t_{of} が 0.05 より小さいことが、変位の計測に必要である。よって上記 の「変位計測精度」の場合の検討と同様に、まずは斜面の規模と「計測時間間隔 Δt 」の関係を検討した。 上記表-2.1.1 を元に「斜面長 L—崩壊までの時間 t_{of} 」の関係を求めたが、データのばらつきが非常に 大きく、「斜面長」が大きいほど崩壊までの時間が小さくなるという、非現実的な関係が求められた。デ ータのばらつき故 R^2 は非常に小さく、相関関係が低かった。よってこの関係を使用することは断念し た。今回の検討では、表層崩壊が発生するような比較的小規模な斜面規模を主な対象として考えている ことから、表-2.1.1 の中の「富津」の現地斜面での崩壊実験における崩壊までの時間を取り上げること とする。「富津」では 2 箇所での計測事例が取り上げられ、「崩壊までの時間」が各々4,080 秒と 8,880 秒である。「富津」の場合は「斜面長」が 18m であるが、「NIED」も「斜面長」が 6m であり、実際の がけ崩れを起こす斜面と同等なスケールである。「NIED」の場合は「崩壊までの時間」が 1,500~11,100 秒程度であり、「富津」の場合と同程度である。以上より「富津」の「崩壊までの時間」を丸めた 4,000~8,000 秒を今回の検討の「崩壊までの時間」とする。以下に「計測時間間隔 Δt 」と「崩壊までの時間 t_{of} の 関係を再掲する。

 $\Delta t/t_{tof} = 0.05$

(2.1.3)

上式の「崩壊までの時間 tof」に 4,000~8,000 秒を代入すると,表層崩壊の計測に必要な「計測時間間 隔 Δt」は 200~400 秒となる。

(2) 表層崩壊規模の斜面の計測に必要な計測精度

表層崩壊が発生するような比較的小規模の斜面の変位の計測に必要な精度と、それに適した計測手法 について検討する。図-2.1.6は先の図-2.1.2を元に、縦軸の「変位計測精度」に、上記の式(2.1.2)で 示した「変位計測精度—斜面長」の関係より求めた「斜面長」を対応させて表示した。

そして表層崩壊の発生する小規模な斜面の「斜面長」の上限を 20~30m 程度とし、また先に求めた「計 測時間間隔」の 200~400 秒を用いると、本図の黄色で塗られた範囲がその範囲に該当する。この範囲 内が表層崩壊の計測に適した「変位計測精度」と「計測時間間隔」の両方を備えた計測方法である。「変 位計測精度」では、「地上型レーザー」や「航空/ヘリ/ドローンレーザー」以外のリモートセンシング手 法も該当するが、「計測時間間隔」が大きすぎる。本検討では、表層崩壊が発生するような小規模な斜面 の変位の計測に適した「変位計測精度」と「計測時間間隔」の両方を有する手法は、伸縮計のように接

2-12



図-2.1.6 計測時間間隔と変位計測精度,斜面長の関係。黄色ハッチ部は表層崩壊発生斜面の規模 に対応する部分。

触型で直接変位を計測する機器であるということになった。

2.1 参考文献

- 1) 観測機器とその適用性:地すべり観測便覧, (一社)斜面防災対策技術協会, pp. 77-327, 2012.
- 2) 伸縮計・地中伸縮計:オサシ・テクノス株式会社. https://www.osasi.co.jp/products/item/detail/15, 2021.
- 3) レーザー変位計:明治コンサルタント株式会社 https://www.meicon.co.jp/service/research/merex-d.php, 2021.
- 4) 精密傾斜計:株式会社東京測器研究所.https://tml.jp/product/transducers/kb-ab_ac.html, 2021.
- 5) MEMS型傾斜計:明治コンサルタント株式会社. https://www.meicon.co.jp/service/research/measurement/merex-cr.php, 2021.
- 6) GNSS (スタティック手法):地すべり観測便覧, (一社)斜面防災対策技術協会, pp. 188-200, 2012.
- 7) GNSS(キネマテック手法):藤原優他:RTK-GNSSによる地盤変位計測の高速道路法面への適用性に関する検証,土木 学会論文集F3 76巻1号, pp. 18-31, 2020.
- 8) 自動追尾型光波測量:株式会社トプコン. https://www.topcon.co.jp/positioning/products/product/ts00/MS-AXII_J.html, 2021.
- 9) 光波測量:株式会社トプコン.https://www.topcon.co.jp/positioning/products/product/ts00/GM-100_J.html, 2021.
- 10) 地上型レーザ:リーグルジャパン株式会社. http://www.riegl-japan.co.jp/product/terrstrial/riegl-vz-4000.html, 2021.

- 11) 地上型SAR: 17GHz 帯地上設置型合成開ロレーダーの周波歇有効利用技術に関する調査検討会: 17GHz帯地上設置型 合成開ロレーダーの周波数有効利用技術に関する調査検討報告書, 2013.
- 12) 航空機/ヘリ/ドローンレーザー測量:西井綾子他:複数時期の航空レーザ測量データを用いた変動斜面末端部とす べり面発達の推定,日本地すべり学会誌 56巻2号, pp. 87-94, 2019.
- 13) 衛星SAR: 佐藤弘行他: ALOS/PALSARデータを用いた時系列干渉SAR解析による5基のロックフィルダムの外部変形計
 測, 土木学会論文集F3 73巻1号, pp. 1-14, 2017.
- 14) 孔内傾斜計(挿入型):独立行政法人土木研究所他:地すべり地における挿入式孔内傾斜計計測マニュアル,
 pp.107-168, 2010.(ISBN978-4-8446-0758-8)
- 15) 孔内傾斜計(埋設型):株式会社東京測器研究所.https://www.tml.jp/node/369, 2021.
- 16) パイプ歪計:オサシ・テクノス株式会社. https://www.osasi.co.jp/products/item/detail/16, 2021.
- 17) パイプ傾斜計:明治コンサルタント株式会社. https://www.meicon.co.jp/service/research/measurement/dr-clip.php, 2021.
- 18) 渡邉聡,岩田直樹,中井真司,笹原克夫:砂質模型斜面における崩壊検知のための計測機器の精度について,地盤 工学ジャーナル, Vol. 13, No. 2, pp. 111-121, 2018. https://doi.org/10.3208/jgs. 13.111
- 19) Katsuo Sasahara: Velocity and Acceleration of Surface Displacement in Sandy model Slope with Various Slope Conditions, N. Casagli et al. (eds.), Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk, ICL Contribution to Landslide Disaster Risk

Reduction, pp. 315-320, 2021, DOI 978-3-030-60311-3_37.

- 20) 落合博貴, 笹原克夫, 小山祐介:千葉県富津市の自然斜面における現地崩壊実験, 第58回日本地すべり学会研究発表会概要 集, 2019.
- 21)国立研究開発法人土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム:地すべりのひずみ及びひずみ速度の経時変化による崩壊の切迫性評価と地すべりの崩壊事例,土木研究所資料第4378号,2018.
- 22) 森脇寛: 地表面移動量を指標とする地すべり斜面の崩壊危険度評価, 地すべり, Vol. 38, No. 2, pp. 115-122, 2001.

2.2 斜面災害のリスク低減に有用なモニタリング技術

2.2.1 プラスチック光ファイバーを利用したセンサーと画像処理アプリを用いたモニタリン グ技術

(1) はじめに

豪雨に起因する土砂災害による死者をゼロにするという国家的目標を達成するためには、土砂災害の 予兆を捉えるためのモニタリング方法論を根本的に見直すことによって、そのシステム導入コストを徹 底的に抑える必要がある.

このような状況において人的被害を最小限に抑えるためには、土砂災害の危険性が指摘される範囲に 住居するすべての住民が、近接する斜面の危険性を正確に把握できるようなオンサイトでリアルタイム なモニタリングをきめ細かく実施することが必要であると考えられる.本項では、プラスチック製光フ ァイバー(Plastic Optic Fiber,略称 POF)を利用し、①電気ではなく光でモニタリングとデータ転送を実 施し、②画像処理機能を有したアプリソフトで斜面防災に関する光情報を分析するという、これまでに は存在しなかった全く新しいタイプのモニタリング手法を紹介する.

POF を使用したモニタリングの構想図を図-2.2.1.1 に示す. 土砂災害の予兆に関連するデータはす べて光データとして収集されるため,これを画像処理で分析するアプリケーションソフトを開発して個 人所有のモバイル機器にインストールすれば自分の命を守るためのモニタリングを自宅で実施できる ことになり,将来的には危険斜面をモニタリングするシステム導入コストを大幅に抑えることができる 可能性がある.



図-2.2.1.1 POF を使用したモニタリングの構想図

POF を用いたモニタリングは計測点ごとに 1~2 本のケーブルを必要とし、計測点からデータ分析場 所までの距離はおよそ 200m 程度以内にすることが推奨されるなどの制限はある.しかしながら、POF は切断・連結・接着などのハンドリングが容易であり、多様な計測対象を考慮した治具を作製すること が可能である.また、材料単価は 1m あたり 50 円程度と低く抑えられることなどのメリットがある.

市販されている POF には様々な仕様のものがあり、その断面の例を図-2.2.1.2 に示す.実際のモニ タリングにあたっては、目的に応じたサイズや保護被覆の有無を選択してモニタリングシステムを構築 することになる.なお、本項で扱う実験ではすべて直径が 1mm(物理的・化学的耐久性を有したポリエ チレン被覆を有する場合の外径は 2.2mm)の POF を使用した.使用した POF の使用は表-2.2.1.1 に示 す通りである.



図-2.2.1.2 POFの断面図(単位:mm)

品番		PGS-CD1001-22-E						
シース	外径	2.20mm						
(被覆部)	材料	ポリエチレン						
	径	0.98mm						
コア	材料	ポリメチルメタルクレート						
	屈折率	1.49						
	径	1.00mm						
クラッド	材料	フッ素含有ポリマー						
	屈折率	1.41						
光学構造		ステップインデックス						
開口数(NA)		0.50						
透光率(at650nm)(dB/m)		≦0.18						
曲げ許容半径		9mm						
最大受光角		60°						
常用使用可能温度		-55~70°C						

表-2.2.1.1 使用した POF の仕様¹⁾

ただし,開口数 (NA) は光ファイバーに伝達可能な光を入射・出射することができる最大の入射角を 表しており,ファイバー端面の媒体の屈折率をn (大気の場合 n=1) とするとき,以下の式(2.2.1.1)によ り定義される²⁾.

 $NA = n \sin \theta_{in max} = \sqrt{n_{core}^2 - n_{clad}^2}$

(2.2.1.1)

POF を用いたセンシングでは、基本的に計測の対象となっている事象の変化を光の変化(明るさや色 合い)として捉えて、それを POF 専用データロガー等で記録することになる.

これまでに開発してきた POF センサーの例 ^{3),4),5),6)}を図-2.2.1.3 に示す.計測対象箇所に自然光など が存在する場合には1本の POF を使用し,任意物質に反射・透過するなどした光をモニタリングするこ とが可能であり,1本の POF 先端部周辺で起こるあらゆる事象が計測対象になる(SINGLE fiber sensor). 計測対象に光がない場合(暗部や地盤内部など)では1本目の POF を光供給目的で使用し,任意物質など により反射した光を2本目の POF が反射光をモニタリングすることが可能である(TWIN fiber sensor). また,1本目の光供給用 POF と2本目の受光用 POF を向かい合わせに配置することで,ギャップ間の 透過光やギャップ周辺の任意物質による反射光をモニタリングすることが可能である(GAP fiber sensor). さらに,2本の POF を先端部で接着し,それぞれ45°の角度に切断した状態(RR fiber sensor)にする ことで,2つの切断面における光の反射(Reflection)・屈折(Refraction)の現象を利用することによって,水 の検知や凍結・融解といった周辺物質の屈折率が変化する現象をモニタリングすることが可能である.



図-2.2.1.3 これまでに開発してきた POF センサー

これらのセンサーを使用することで、光の入射、遮断、透過、反射、屈折などの物理現象がセンサー 周辺環境と相互作用することによって、様々な情報を得ることができる.これらは、土粒子、地下水、 表面流、樹木、排水関連インフラなどの動き、傾き、色の変化などに関連するものであり、土砂災害の 危険度を評価するために利用できるものである.さらに、簡単な構造の治具を POF 先端に装着すること によって変位や傾斜の定量的な評価も可能となる.モニタリングした光の明るさ・色は POF に送り込ま れ、データロガーに接続することによって様々な現象に関するデータを記録することができる.また、 POF の光データは後述する画像処理アプリによっても処理することが可能であり、それによってモニタ リングコストを大幅に低減できる可能性がある.以下に、2018~2020 年度の期間に神戸大学で実施した POF を利用したセンシングと画像処理アプリによるデータ分析の例⁷についてその概要を述べる.

(2) モバイル機器を利用する基本的方法(1本の POF を対象とした方法)

1) 光データの考え方

近年のモバイル機器はほとんどの機種が小型カメラを内蔵している. さらに, レンズの小型化によって, カメラが光を取り入れる部分の大きさがおおよそ 2mm 程度のものが多く, このサイズが POF の外径 2.2mm(POF 本体の直径は 1mm で被覆を含める場合)に近いことから, 光データを持ち帰った POF を 直接カメラに当てることによって, それをモバイル装置内のアプリソフト ⁹で分析することが可能となる.

ここで開発したアプリソフトでは、複数の POF を同時に分析することが可能であるが、まずはカメラ が捉えた画像の中心部分(大きさにして 1 辺 100 ピクセルの正方形)で認識している光の成分を平均する ことで 1 本の POF が捉えた光データを分析する方法を述べる.記録する光データは赤(R)、緑(G)、青(B) の三原色の成分とそれらの成分から算出される光強度(Light Intensity=SQRT(R²+G²+B²))と、色相(S)、 明度(V)を加えた 6 項目が表示される.色相と明度の値は以下の変換式(2.2.1.2)~(2.2.1.5)で関係づけられ ている⁸⁾. なお, (R), (G), (B)の値は 0~255 の値, 光強度は 0~441.6 の値, 色相(H)は 0~360 の値, 明度(V)は 0~100 の値をとる.

(R)が最大の場合	$H = 60 \times ((G - B) \div (MAX - MIN)$	(2.2.1.2)			
(G)が最大の場合	$H = 60 \times ((B - R) \div (MAX - MIN) + 120$	(2.2.1.3)			
(B)が最大の場合	$H = 60 \times ((R - G) \div (MAX - MIN) + 240$	(2.2.1.4)			
$V = (MAX \div 255) \times 100$					

ただし, MAX, MIN はそれぞれの計測値における(R), (G), (B)の最大値と最小値を示している.

このアプリソフトをモバイル機器(アンドロイド OS 搭載のスマートフォン,またはタブレット)に インストールし,計測を実施する.基礎実験ならびに現場実証実験における計測においては, ALLDOCUBE の iPlay7T を使用した.使用したタブレットの主な仕様を以下の表-2.2.1.2 に示す.

CPU	Unisoc SC9832E				
RAM	2GB				
ROM	16GB				
ディスプレイ	6.98"720*1280IPS				
電池	3.8V/2800mAh				
キンヨ	背面:200万画素				
	前面: 30 万画素				
	スタンバイ:20日程度				
バッテリー	オーディオ再生:8時間連続再生				
	ビデオ再生:4.5 時間連絡再生				

表-2.2.1.2 使用したデバイスの主な仕様

光データの計測に際しては、カメラ起動時の画像の中心部分に POF の端面が位置するように設置するか、直接カメラに当てる必要がある.本項の実験では POF 固定の容易性から固定治具を 3D プリンターで作成し、POF の端面がカメラ部に直接当たるように設置したうえで計測を実施した (写真-2.2.1.1).



写真-2.2.1.1 固定治具に POF を挿入した様子

ここでは、画像処理機能の確認実験を実施するとともに、傾斜計測と砂試料内の水の計測において、 光専用データロガーと画像処理アプリのそれぞれで計測を行い、計測データを比較することで POF セ ンサーを利用した光データの計測におけるアプリソフトの実用性について検討する.

アプリソフトを使用した計測においては、光の色の変化を指標として捉える場合においては色相を使 用し、光の強さを指標として捉える場合においては光専用データロガーと同様に光強度を使用する.た だし、画像処理機能の確認実験においては計測精度の比較を容易に行うため、明るさの程度を0から100 で数値化することのできる明度(V)を使用して検討した.

2) 画像処理機能の確認実験

本項では、使用を検討しているアプリソフトの基本性能を確認することを目的として、光の強さの指標である明度(V)ならびに光の色の指標である色相(H)について基礎実験を実施した.基礎実験では、任意の状態に設定した光を受け取った場合、設定値に対して計測値にどのような差異が生じるかについて検討した.

実験時の様子を写真-2.2.1.2 に示す.(R),(G),(B),(H),(S),(V)の各成分の大きさを数値単位で設定し,PCの画面上に表示できるサイト⁸⁾を利用し,任意の設定値を表示した画面に全長 2mの POFの端面を直接当てて,反対側の端面をモバイル機器のカメラ部に接続し計測することで設定値と計測値を比較する方法をとった.



写真-2.2.1.2 PC 画面上に表示された光をタブレットで計測する様子

光の強さの指標である明度(V)について画像処理機能を確認することを目的として, PC 画面上に表示 した設定値と計測値の比較を行った. R=G=B となるような白色光において明度(V)のみを0から100ま で10ずつ増加させていく過程を一定時間計測し,平均値を計測値として算出した.

計測値の平均値と設定値を比較した結果を図-2.2.1.4 に示す.実験による計測値では設定値にほぼ比例した変化が確認できた.ただし,光が弱い(V≤20)場合に計測値は明度(V)が十分に低下しなかった.また,光が強い(V≥70)場合には設定値よりも計測値が大きく上回り,V≥90 においては計測値が上限である V=100 に達した.これは,スマートフォンのカメラ機能では光が強すぎる,または光が弱すぎる場合,画面に表示される光が自動的に調整される機能を有していることが要因であると考えられる.このことから,画像処理アプリによる計測に際しては,読み取る光の強さを明度(V)が 20 から 70 程度になるように光量を調整することが望ましいと考えられる.



図-2.2.1.4 明度(V)における PC 画面の表示との比較結果

明度(V)における実験と同様に,光の色の指標である色相(H)について画像処理機能を確認することを 目的として,PC 画面上に表示した設定値と計測値の比較を行った.V=100,S=100の条件において,色 相(H)を0から330まで30ずつ増加させていく過程を一定時間計測した.

計測値の平均値と設定値を比較した結果を図-2.2.1.5 に示す.設定値を0から30ずつ増加させるに 伴い,計測値においても概ね比例して増加することが確認できた.特に,H=0,30,60,330(赤色付近) においては設定値に極めて近い計測値が得られた.また,計測値は90≤H≤270の範囲においてH=180(青 色)に近づく傾向がみられたが概ね設定値に比例した変化が確認できた.H=180(青色)に近づく要因につ いては今後の検討が必要である.



図-2.2.1.5 色相(H)における PC 画面の表示との比較結果

3) アプリソフトを使用した傾斜計測

ここでは画像処理機能の基本性能を確認できたところで, POF を用いた実際の計測における光専用デ ータロガーによる計測とアプリソフトによる計測の計測性能の比較を下げ振り式傾斜計(天井から吊る した長さ 700mm の POF に光を入射し,その先端に取り付けられた錘の中心位置が,光を取り込む POF を設置している底盤中心とずれる様子を捉えるもの)を使用して行った.

実験時の状況を写真-2.2.1.3 に示す.計測装置の天井部から吊り下げている光源用 POF と,基盤部 中心に設置している受光用 POF が正対するようにキャリブレーションしたのち,傾斜を発生させてい く過程における光強度の変化を光専用データロガーとアプリソフトのそれぞれで計測した.光源には光 の弱いライトを採用し,計測装置の上部から光を入射したうえで計測を実施した.



写真-2.2.1.3 計測時の様子

光専用データロガーを使用した実験結果を図-2.2.1.6 に、アプリソフトを用いた計測結果を図-2.2.1.7 にそれぞれ示す. 比較的弱めの光源をしたことにより、光専用データロガーによる計測値の変 化量は200程度となり、傾斜ステージを操作して少しずつ傾斜を発生させていったところ、それにした がって光強度が低下する様子が確認できた. アプリソフトによる計測においても、傾斜の発生に伴って 光強度が低下する様子が確認できた. また、傾斜ステージは手動での操作であるためそれぞれの計測時 の挙動を完全に同じにすることはできず、経過時間による計測精度の比較を行うことはできなかった.



図-2.2.1.6 光専用データロガーによる光強度の計測結果



図-2.2.1.7 アプリソフトによる光強度の計測結果

4) アプリソフトを使用した砂試料内の水の検知

アプリソフトを使用して砂試料内の水の検知を行うことが可能であるかについて光専用データロガ ーでの実験結果との比較を通じて検討した.

実験時の状況を写真-2.2.1.4 に示す. この実験では砂試料内に2本のRR センサーを先端の位置が一 致するように並べて挿入しており、そのうち1本を光専用データロガーに接続し、他方をモバイル機器 のカメラ部分に接続した.2本のRR センサーは近接するようにして設置していることから、水の到達 するタイミングなど先端の水分状況は同様であると考えられる.この砂試料にスポイトを用いて注水す る過程を同時に計測開始することによって、アプリソフトにおいて正確な計測を行うことができれば、 光専用データロガーと同様の挙動が確認できると予想される.



写真-2.2.1.42本のRRセンサーによる光強度計測の様子

光専用データロガーによる光強度の計測値とアプリソフトによる光強度の計測値を図-2.2.1.8 に示 す.光専用データロガーによる計測と同様に、アプリソフトによる計測においても経過時間 115s 付近で 低下することが確認できた.



図-2.2.1.8 双方の計測手法における光強度の比較

(2) 複数の POF センサーを同時に分析する方法

1) マルチチャンネル方式の基本的考え方

ここで,複数の POF からの光データを同時に処理する方法 "マルチチャンネル方式"について紹介する.マルチタイプにおける計測では,1台のデバイスにおいて数百チャンネルの同時計測が可能となり, 計測コストの大幅な削減が期待できるほか,多点計測が必須となる実地計測においてもより実用的な計 測手法になりうると考えられる.

そこで、本項ではマルチタイプによる計測の概要を示すとともに、多点計測にあたって検討が必要な 項目に関する機能確認実験を実施した.また、後述する現場実証実験において使用するカラーフィルタ ーを用いた計測について、カラーフィルターを透過・反射させた光データの計測について、マルチタイ プの計測手法を利用した基礎実験を実施した.

マルチタイプによる複数点の計測では、シングルタイプの計測と同様に POF が持ち帰った光データ をカメラに映すことによってそれをモバイル装置内のアプリソフトで分析する. 複数の POF を一度に 計測するにあたっては、 POF をプレートに挿入することで固定し、カメラに映すことにより POF が持 ち帰った光データを分析する.

計測に使用するプレートの例を**写真-2.2.1.5** に示す.一定間隔で POF を挿入したプレートを使用する. プレートには四隅のうち3点にマーカーを設置することでそれを認識し,その領域内を指定した数値N で等間隔のグリッド(N×N)に分割する.



写真-2.2.1.5 計測に使用するプレートの例

光データの計測では、各グリッド内の平均値をそれぞれの計測値として算出する.アプリソフト使用 時のデバイス画面を**写真-2.2.1.6**に示す.画面下部分には任意のチャンネルの計測値が表示され、画面 表示を変更することでグラフ表示が可能ほか、任意のチャンネルにおける計測値を csv ファイルに保存 することも可能であり、光専用データロガーによる計測と同等の機能が備わっている.



写真-2.2.1.6 使用時のデバイス画面

2) マルチチャンネル方式における基本性能確認実験

マルチタイプを使用して実際の計測を行うにあたって,基本性能を確認するため基礎実験を実施した. はじめに,シングルタイプと同様に(R),(G),(B),(H),(S),(V)各成分の大きさを PC の画面上に表示 できるサイトを利用し,任意の設定値と計測値の比較を行った.実験にあたっては,実地計測を実施す る際に POF を長距離使用することが想定されるため,計測に使用する POF においても数種類の総延長 のものを用意し,総延長による計測値の比較も行う. また、マルチタイプによる計測ではグリッド内の平均値を計測値として算出するため、より正確な計 測を実施するためにはグリッドの大きさをなるべく小さくし、グリッド内に占める POF の割合を大き くすることが望ましい.これを踏まえてここでは、グリッドがなるべく小さくなり手作業により作製可 能なサイズとして、各グリッドの一辺が 4mm または 5mm のプレートを使用した.このようなプレート を使用した際に POF から届けられる光が強い場合、光がグリッドの外に漏れ出し周辺グリッドの計測 値に影響与えてしまうといったことが確認できた(写真-2.2.1.7).このような現象を踏まえて、各グリ ッドの一辺が 4mm である表示板を使用した際に、光の強さの程度によって周辺グリッドにどのような 影響が生じるかについて定量的に検討した.



|写真-2.2.1.7 グリッド外に光が漏れ出す様子

光の色の指標である色相(H)について画像処理機能を確認することを目的として,PC 画面上に表示した設定値と計測値の比較を行った.V=100,S=100の条件において,色相(H)を0から330まで30ずつ増加させていく過程を計測した.また,総延長による光の減衰に関して検討するために,5m,100m,そして使用が推奨される最大値である200mを用意し,さらに現場実証実験で使用することが想定される30mと60mの2本についても計測を行った.計測時におけるPOFの配置は研究室内では長距離を確保することができなかったため,写真-2.2.1.8に示している通り5mの直線距離を確保して曲率半径25cmでPOFを周回させた.



写真-2.2.1.8 POF の配置状況

計測にあたって使用した POF 挿入プレートと計測時のデバイスの様子を**写真-2.2.1.9** に示す. 40mm×40mm のスペースに 10 列×10 行で POF を挿入するための貫通穴をあけたプレートを使用し, 各 POF からの光が他の計測値に影響のないよう, 1 マス以上の間隔をあけて POF を挿入した.本項の計測 では,データサンプリングインターバルを5秒に設定して計測を実施したのち, POF を挿入したグリッ ドにおける計測結果を取りまとめる.



(a) 計測に使用した POF 挿入プレート



(b) 計測用のデバイス 写真-2.2.1.9 POF 挿入プレートと計測時のデバイスの様子

各総延長の POF による計測値を図-2.2.1.9 に示す. 横軸に PC 画面上に表示した光の色相(H)の値を, 縦軸に各 POF による色相(H)の計測値を示している.5m での計測結果は黒色点線で示したシングルタイ プによる計測とほぼ同様の計測値をとり,POF の総延長が大きくなるにつれてシングルタイプによる計 測値からの差異が確認できた.



図-2.2.1.9 総延長ごとによる色相(H)の設定値と計測値の比較

計測時におけるそれぞれの明度(V)を表-2.2.1.3 に示す. 5m の総延長において, PC 画面上に表示した光の明度(V)と比較して小さい値をとった.これは,本画像処理アプリではグリッド内の光の平均値を計測値として算出しており,計測に使用したプレートでは1つのグリッド内の面積が16mm²であり,直径1mmのPOFが占める割合は約5%である.このことから,明度(V)に関しては本来の1/20程度の計測値として算出されることが予測され,設定値が(V)=100 であったことと比較して計測値は平均するとV=5.8程度となることからも整合性が確認できる.

また,総延長が大きくなるにつれて計測される光の強さが減少しており,各成分の測値を比較すると 特に R 成分が大幅に減少することが確認できた.本実験結果においても 0≦H≦60 ならびに 300≦H≦ 330 の R 成分を含む範囲においては総延長が大きくなるにしたがって設定値からの差異が生じているこ とが確認できる.このことから,総延長が大きい場合での計測に際しては,光の強さを大きくすること や R 成分(赤)を含む色を使用しないなどといった調整が必要であると考えられる.

	PC画面上の色相(H)の設定値												
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330
総延長ごとの (V)の計測値	5m	5.1	5.1	5.9	5.5	5.5	5.9	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	4.7
	30 m	2.4	2.0	4.7	4.3	4.3	4.3	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	3.1
	60 m	0.4	0.8	2.7	2.4	2.4	2.7	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	1.6
	100 m	0.0	0.0	0.8	0.8	0.8	0.8	2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	0.8
	200 m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0

表-2.2.1.3 総延長ごとによる各計測時での明度(V)の計測値

画像処理アプリのマルチタイプを使用して複数点の計測を行うにあたって, POF から届く光が周辺の グリッドに与える影響について検討した.前回と同様の表示板を利用し,左上のグリッドに POF を挿入 した(写真-2.2.1.10の白枠部).挿入した POF は,光源を入射するもう一方の端面との中間に光の強 さを調節できるような治具を接続している.これにより,POF によってプレートに届く光の強さを調節 することが可能となる.また,POF を挿入した以外の穴には裏面を黒のシートで覆い,室内灯を消灯す ることで POF から漏れ出した光以外の影響を可能な限り小さくした.

基礎実験においては、POF を挿入した周辺の4つのグリッドを測点1から4として計測を行った(写 真-2.2.1.10の枠内1~4).また、POFからの光による影響が極めて小さいグリッドとの計測値を比較 するため、POF を挿入したグリッドから最も離れて位置するグリッドを測点5として計測を行い(枠内 5)、POF からの光の状態における各測点での計測値の比較を行う手法をとった.



写真-2.2.1.10 実験に使用したプレートにおける測点

POF を挿入したグリッドにおける明度(V)が 100 となる状態から計測を開始し,目測にて明度(V)を 5 程度ずつ低下していくように光の強さを調節していった.

実験結果を図-2.2.1.10 に示す. 横軸に POF を挿入したグリッドでの明度(V)をとり, POF を挿入し たグリッドの明度(V)において測点 1 から 5 で計測された計測値を縦軸に示した. POF からの光が最大 値である場合において, POF を挿入した隣接したグリッドでは明度(V)が 80 以上となった. また, POF を挿入したグリッドから離れた測点 5 においては, POF を挿入したグリッドの明度(V)に依存せず, 明 度(V)が 3 以下と非常に小さい値となった. これにより, 近接しているグリッドでは POF による光の影 響を受けていることが確認できる. POF の光を小さくしていくにしたがって, 周辺のグリッドにおいて も明度(V)が低下していき, 50 以下になると隣接するグリッドにおいても明度(V)が 10 を下回る結果と なった. このことから, 隣接するグリッドにおいて影響する明度(V)を 10 以下に抑えることを前提とし た場合, 今回の計測に利用したサイズの表示板の場合においてはグリッド内の明度(V)を 50 以下が正確 な計測に適切な光の強さとなることが確認できた.


図-2.2.1.10 POF からの光の程度による各測点における明度

後述する現場実証実験において使用する傾斜計や伸縮計では、カラー反射板やカラーフィルターを設置し、計測項目の変状によって生じた受光用 POF との相対変位による光データの変化によって検知する.そこで、本項では受光用 POF と2 種類の計測手法において機能確認実験を実施した.

4) カラー反射板を利用する方法

カラー反射板による計測の概要を図-2.2.1.11 に示す.計測装置に設置したカラー反射板から 1mm 程度のギャップを介して光源用 POF と受光用 POF を配置し,供給した光源を反射させて色を読み取る仕様とした.カラー反射板は中心部から青,水色,緑,黄色,赤の5色が同心円状に配置されており,その半径は 3mm からそれぞれ 3mm ずつ増加していき,最も外周に位置する赤色の半径は 15mm となる.



図-2.2.1.11 カラー反射板による計測手法の概要図

本計測手法で使用した POF センサーの模式図を図-2.2.1.12 に示す. 内径が 3mm のパイプに 7本の POF を挿入した. このセンサー先端に極めて近い位置にカラー反射板を設置することにより,周囲の 6 本の POF から光を供給し,反射された光を中央に位置する POF で受け取る仕様とした.



図-2.2.1.12 POF セノリーの能直図

機能確認実験におけるカラー反射板と POF センサーの設置状況を**写真-2.2.1.11** に示す.カラー反射 板を万力で固定し,カラー反射板から 1mm のギャップを介して POF センサーを設置した.この POF セ ンサーは 3 軸方向において微小な変位を発生させることができる複合軸ステージに設置しており, 0.5mm 単位での微小変位の調整が可能である.



写真-2.2.1.11 固定したカラー反射板と POF センサーを設置したステージ

また,カラーフィルターによる計測による概要を図-2.2.1.13 に示す.計測装置に設置したカラーフィルターに対して,カラーフィルターをまたいで正対するように 2 本の POF を配置する. 片側の POF から光を照射することにより,カラーフィルターを透過した光を他方の POF が読み取るような仕様とした.カラーフィルターの色の配置と寸法はカラー反射板と同等である.



図-2.2.1.13 カラーフィルターによる計測手法の模式図

機能確認実験におけるカラーフィルターと POF センサーの設置状況を写真-2.2.1.12 に示す.光源用 POF と受光用 POF を 30mm のギャップを介して正対するように固定し,その間に複合軸ステージに設 置したカラーフィルターを受光用 POF から 1mm 離れた位置に設置した.カラーフィルターは片面がシ ールとなっており,写真-2.2.1.13 に示す通り計測に使用する際には透明な樹脂製プレートに貼り付け たうえで使用する.



写真-2.2.1.12 POF センサーとカラーフィルターの設置状況



写真-2.2.1.13 カラーフィルターの使用例

双方の計測においては図-2.2.1.14 に示す測線の通り, 受光用 POF の中心部がカラー反射板の縁部で ある始点と同じ高さになるように配置した.そこから複合軸ステージを使用し, 受光用 POF がカラー反 射板・カラーフィルターのそれぞれと向かい合う位置を,中心部に向け 0.5mm ごとに近づける過程を中 心部に到達する 15mm まで行い, それぞれにおいて光データの計測を実施した.

実験時の様子を**写真-2.2.1.14**に示す.室内灯を消灯した状態で計測を実施し,光源用 POF にはライトによって光を供給した.光データの計測に際しては、マルチタイプにて設定したグリッドの一つを使用した.



図-2.2.1.14 測線の模式図



写真-2.2.1.14 計測時の状況

カラー反射板での計測による始点からの変位量と色相(H)の計測値を図-2.2.1.15 に示す. 図における 変位量の目盛上部には、各変位量において読み取ると考えられるカラー反射板の色を示している. 各色 の境界面付近においては隣の色への移行により計測値が変動し、それ以外の範囲においては計測値が横 ばいになることが予想される.

計測結果を見ると、変位量が 3~4mm、6~7mm、9~10mm、12~13mm のそれぞれ境界面付近と考え られる 1mm 程度の範囲において色相(H)の変化が確認できた.これは、境界面付近においては隣の色で 反射した光も受け取ることから、微小変位においては受け取る色の割合が段階的に変化していくため、 それにともなって色相(H)も段階的に変化していくと考えられる.上記以外の受光用 POF 付近の色が変 化しない範囲においては計測値に大きな変動はなく、境界面から離れた箇所においては同一色の光デー タを計測することができた. したがって,各色の境界面は色相が変化していく範囲の中心に位置しているとすると,計測時における微小な誤差はあるものの,境界面からおよそ 0.5mm の範囲においては色相が段階的に変化していく と思われる.



図-2.2.1.15 変位量における色相の計測値

次に,カラーフィルターでの計測による始点からの変位量と色相(H)の計測値を図-2.2.1.16 に示す. 図における変位量の目盛上部には,カラー反射板の計測結果と同様に各変位量において読み取ると考え られる色を示している.

計測結果を見ると、カラー反射板による計測と同様に、変位量が3~4mm、6~7mm、9~10mm、12~ 13mmのそれぞれ境界面付近である1mm程度の範囲において色相(H)の変化が確認できた.上記以外の 受光用 POF 付近の色が変化しない範囲においては、カラー反射板による計測と比較して多少の変動は あるものの、概ね安定した光データを計測した.また、変位量0mmにおいて、変位量1~3mmと比較 して色相(H)の計測値が大きくなっているのは、カラーフィルターを透過せずに受光用 POF に届く光に よる影響が大きいことが要因であると考えられる.

双方の計測手法から,受光用 POF とカラー反射板・カラーフィルターとの相対変位による色の変化を 色相の計測値から把握することが可能であり,境界面付近においてはより微細に変動を計測することが 可能である.





4) 神戸大学工学部斜面での実証実験について

POF センサーを利用した計測装置での試作・基礎実験における結果を踏まえて、斜面防災への実運用 を想定した現場実証実験を実施し、様々な事象に対してのパフォーマンスについて検証する.

本実験では,以下の図-2.2.1.17 に示す神戸大学内の危険斜面地において,本計測手法で提案する計 測項目(傾斜,地盤の変位,土中における水分の検知,排水関連設備の健全度)に関する計測装置を設 置した.各計測装置から POF を経由して届けられた光データを,前述したモバイル機器を用いたマルチ タイプの計測手法を使用して,各計測項目からの光データの計測を行った.



図-2.2.1.17 実験エリア

各計測装置の設置位置ならびに POF 敷設経路を図-2.2.1.18 に示す.法肩面に2種類の傾斜計を設置 し、斜面中腹の拓けた地点に伸縮計ならびに地下水位計を設置した.また、斜面を縦断する排水溝の一 部において排水設備の健全度を計測することを目的とした計測装置を設置した.また、セブンイレブン 工学部店裏側を計測用デバイス設置位置とし、各計測装置から延伸した POF を計測用デバイスに接続 する.計測に際しては、計測用デバイスと POF を固定し、カメラ起動時に POF を映し出すことができ る POF 集約ボードを使用する.また、POF 集約ボードは設置した百葉箱を使用して保護する.この百葉 箱の前扉部はアクリル製であり、計測状況を容易に確認することが可能である (写真-2.2.1.15).

POF はデータ分析用デバイスから法肩面に沿って延伸し, ②と表示している傾斜計の設置位置付近で 約 1m の曲率半径で左折させ, 斜面中腹に位置する計測装置までさらに延伸した.本実験で使用する最 長の POF は, ⑤と表示している排水溝設備関連の計測に使用する POF であり, その総延長は 60m 程度 である.



図-2.2.1.18 計測装置の設置位置と POF 経路



(a) コンパクト POF 集約ボードの使用例と表示画面



(b) 設置した百葉箱 写真-2.2.1.15 データ分析用デバイス設置位置の様子

POF の敷設状況を写真-2.2.1.16 に示す. POF の敷設にあたっては腐食や野生動物による損傷を防止 するため、全長 54m の保護管(コルゲート管)の中に POF ケーブルを通して配線した.2本のコルゲー ト管には POF をそれぞれ 35 本と 50 本ずつ通しており、35 本の POF を通したコルゲート管を伸縮計付 近(図-2.2.1.18 の③)に、50 本の POF を通したものを排水関連設備の計測地点付近(図-2.2.1.18 の ⑤)まで敷設した.さらに、排水関連設備の計測地点においては、コルゲート管の終着地点から各計測 装置までコルゲート管と比較して切断などの加工が容易な CD 管を使用し、各計測装置付近まで POF を さらに敷設した.なお、傾斜計に使用する POF に関しては、保護管を通さずそのまま配線した.



(a) コルゲート管の敷設状況



(b) CD 管の敷設状況 写真-2.2.1.16 POF の敷設状況

現場実証実験における傾斜計測については, POF センサーを用いた2種類の傾斜計を使用し,実地運用における様々な事象に対するパフォーマンスについて比較・検討した.

1 つ目の傾斜計として、下げ振り式の傾斜計を設置して計測を実施した.基礎実験においては天井か ら光源用 POF を吊り下げて、基盤部に設置した受光用 POF との祖応対変位によって傾斜の発生を検知 し, 傾斜の発生に伴い光強度の低下が確認できた. しかしながら, POF を天井から吊り下げることにおいては, 耐久性や周辺温度による伸縮・膨張が懸念されるほか, 2本の POF の相対変位による計測では 一定量の光源を供給し続ける必要がある. そこで, 基礎実験において使用した下げ振り式傾斜計からの 変更を施した.

現場実証実験に使用した下げ振り式傾斜計の模式図を図-2.2.1.19 に示す. 基礎実験では天井から POF を吊り下げていたが,現場実証実験においては POF をワイヤーに変更し,その先に樹脂製の錘に 繋いだ.また,錘の基盤部と向かい合っている面には,同心円状に5色の色を配置した透過性のカラー フィルターを取りつけた.樹脂製の錘は半透明であるため,自然光がカラーフィルターを透過し,基盤 中心部に設置した受光用 POF が受け取る.これにより,傾斜が発生した場合に受光用 POF と錘部分の 相対変化が発生し,透過するカラーフィルターの色が変化する仕様とした(以下,傾斜計①と表記).



図-2.2.1.19 傾斜計の模式図

計測部の詳細を写真-2.2.1.17 に示す.取り付けたカラーフィルターは 3mm ピッチの円周で色が配置されている.設置した傾斜計の天井部からカラーフィルターまでの距離は1160mm であるため,計算上 1/387(rad)すなわち約 0.15 度の傾斜が発生することで受光用 POF が読み取る光が変化する.受光用 POF は貫通穴を有したねじに挿入し,接着したうえで基盤部に設置した.



写真-2.2.1.17 計測部の詳細

下げ振り式の傾斜計①に加えて,異なる手法による傾斜計測について検討した.使用する傾斜計の模 式図を図-2.2.1.20に示す.樹脂製の丸パイプに支持部と錘を取り付け,上部にカラー反射板を設置し た.計測装置の保護には単管を使用し,単管の上部から光源用・受光用 POF を備えた POF センサーを 挿入した.これにより,光源用 POF により入射された光がカラー反射板において反射し,受光用 POF が光を受け取る.装置下部の重量(W1)が約 900g であるのに対して,装置上部の重量(W2)は約 100g であ り,装置の重心は支点よりも下に位置する.そのため,単管に足場を通すための治具を設置し,そこか ら足場を渡すことで計測装置が直立する仕様とした(写真-2.2.1.18).下げ振り式傾斜計と同様に傾斜 が発生することによって計測装置の上部と受光用 POF に相対変位が生じ,反射により受光用 POF が受 け取る光の色が変化するといった仕様とした(斜計②と表記).





写真-2.2.1.18 計測装置の詳細

光源用・受光用 POF 挿入口には、内径が 3mm のパイプに 7本の POF を挿入した POF センサーを使 用する. このセンサー先端に極めて近い位置に、計測装置に取り付けたカラー反射板が位置することに より、周囲の 6本の光源用 POF から光を供給し、反射された光を中央に位置する受光用 POF で受け取 る. カラーフィルターは、2.4mm ピッチの円周で色が配置されている. 支持部からカラーフィルターま での長さは 870mm であり、計算上 1/362(rad)すなわち約 0.15 度の傾斜が発生することで受光用 POF が 読み取る光の色が変化する.

なお,計測部における POF センサーはあらかじめ作成したものを取り付けているため,計測用デバイ スから延伸した POF と POF センサーを接続する必要がある. それぞれの POF を接続するにあたって は,直径 2.2mm の POF ケーブルがちょうど挿入できる部材(スペーサー)に 2本の POF が密接するよ うに挿入し,接着剤を使用することで固定した(**写真-2.2.1.19**).



写真-2.2.1.19 POFの接続状況

現場設置の概要を図-2.2.1.21 に示す.計測地点に設置するにあたって単管を打設し,その単管に4 点で傾斜計を固定することができる固定用治具を2つ設置した.この固定用治具を使用し,下げ振り式 傾斜計のカラーフィルターの中心部が基盤部の受光用 POF と正対するように調整したうえで傾斜計を 固定した(写真-2.2.1.20).



図-2.2.1.21 傾斜計の現場設置における概要図



写真-2.2.1.20 傾斜計の設置状況

POF センサーを利用した伸縮計についての概要を図-2.2.1.22 に示す. 伸縮計と移動杭とインバー線 で接続し、2 地点の相対変位について計測を行う. インバー線は計測装置部において滑車を通り、約 1kg の金属製錘を接続する. また、滑車部には透明な樹脂プレートを接着しており、樹脂プレートには透過 性のカラーフィルターを装着している(図-2.2.1.22 赤枠部). このカラーフィルター変動を、ギャップ を介して配置した 2 本の POF を使用することよって透過した光の色変化として計測する. これにより、 地盤の変動によって計測装置と移動杭との間に変位が生じた場合に滑車が回転し、透過するカラーフィ ルターの色が変化する仕様とした.



図-2.2.1.22 伸縮計の模式図

伸縮計の計測装置の使用例を写真-2.2.1.21 に示す.計測用装置に取り付けたカラーフィルターは, 5 色の色が 3 種類のサイズで配置されており,滑車部の回転に呼応して動くようになっている.本計測 に際しては 3 種類の中で最も大きなサイズのカラーフィルターを使用する.滑車の直径が 18mm である ことに対して最も大きなサイズのカラーフィルター部の直径は 44mm であり,滑車の回転量に対してカ ラーフィルター部は約 2.4 倍の回転量となる.このことから,滑車が約 3mm 回転することでカラーフィ ルターが 7mm 回転し,受光用 POF が読み取る色が変化する.実験時には計測装置に保護キャップを被 せて計測を実施した.



写真-2.2.1.21 計測装置の使用例

現場設置の概要を図-2.2.1.23 に示す. 伸縮計収納単管と移動杭単管の2地点に単管を打設し,伸縮 計収納単管の上端に計測装置を設置して2地点をインバー線で接続した. このインバー線は保護管(塩 ビ管)の内部を通し保護する. 保護管支え杭は保護管支え杭をおよそ2m間隔に打設して固定した.



図-2.2.1.23 伸縮計の現場設置における概要図



写真-2.2.1.22 伸縮計の設置状況

土中の水分計測に使用する計測装置を**写真-2**.2.1.23 に示す.水分検知に優れている RR センサーを 一定間隔に設置した計測装置を地盤内に挿入することによって,計測地点における水分到達点を定量的 に把握することを目的とした.



写真-2.2.1.23 RR センサーを一定間隔で取り付けた計測装置

現場設置の概要を図-2.2.1.24 に示す. 地盤内に 65cm の深さで穴をあけ,その中に計測装置を挿入 する形式をとった. 計測装置に取り付けた RR センサーは最下点から 5cm の位置から 10cm 間隔ごとに 5 箇所設置している. そのため,地表面からの深度 60cm, 50cm, 40cm, 30cm, 20cm, 10cm の 5 点にお ける水分の有無を検知することが可能である. また,計測装置の地表面に現れている部分に関しては, 保護パイプ(塩ビパイプ)を取り付けた (写真-2.2.1.23).

なお、計測装置はあらかじめ研究室で作成したものを現場に設置しており、計測装置に使用した POF とデバイス設置位置から延伸した POF については傾斜計における POF センサーと同様に、それぞれの POF を接続する形式をとった.



図-2.2.1.24 計測装置の現場設置における概要図



写真-2.2.1.24 設置状況

実験エリア内の排水溝において,排水溝内の堆積物の検知ならびに,排水溝接続面における変位の計測を実施した.エリア内における排水溝の実験状況を**写真-2**.2.1.25 に示す.排水溝の所定の位置において落ち葉などの堆積物を除去したのち,堆積物を検知する測線を2箇所設けた.また,接続面における変位計測を2点設け,それぞれにおいて計測を実施した.



写真-2.2.1.25 排水溝における POF センサーの設置状況

堆積物の検知における POF の設置状況を写真-2.2.1.25 に示す.安定した光供給を行うため,受光用

POF に対して光供給用 POF をギャップを介して配置することによって、ギャップ間の堆積物の有無を 明瞭に示すことができるような仕様とした. 排水溝には2つの測線を設け、それぞれの測線においてギ ャップを介して配置した POF センサーを排水溝底面から測点①~⑤として5箇所設置することにより、 堆積物の程度を段階的に把握する. POF を排水溝側面に設置するにあたっては、内径が被覆付き POF と 同じであるスペーサーを計測するポイントに接着したのち、それぞれに POF を挿入することにより固 定した.

計測に際しては,2つの測線のうち斜面下側に位置する側線においては,光源用 POF に光を供給した うえで計測を実施し,他方の測線においては光源用 POF に光を供給せず自然光による計測を実施した.



写真-2.2.1.26 POFの設置状況

排水溝接続面における POF の設置状況を写真-2.2.1.27 に示す. 接続面の相対変位に関しても POF の 設置にあたっては,排水溝の接続面をまたいで 2 本の POF が正対するよう,2mm 程度のギャップを介 してスペーサーを接着したうえで POF を挿入することにより固定した.



写真-2.2.1.27 POFの設置状況

現場に設置した計測装置における 20 測点に関して,アプリソフトにて計測ができるように POF 集約 ボードに接続したうえで,2021 年 1 月 20 日 11:40 から同月 22 日 17:40 の 54 時間にかけて,60 秒のデ ータサンプリングインターバルで計測を実施した.なお,本計測における計測項目と光データを計測す る POF センサーの製作に使用した POF の本数内訳は表-2.2.1.4 の通りである.

計測項目	概要	計測する POF の本数
傾斜計測	傾斜計2種…各1測点	2本
変位計測	伸縮計1種…1測点	1本
土中の水分計測	RR センサー…5 測点	5本
出水則す乳供	堆積物の有無の検知…5 測点×2 測線	10本
7F小民理议佣	接続面における変位計測…2 測点	2本

表-2.2.1.4 計測項目と計測する POF の本数

計測実施時のデータ分析用デバイス設置位置の状況を写真-2.2.1.28 に示す.デバイスの表示画面に は 20 本の POF から届けられた光が表示されており、グリッド内に収まっていることが確認できる.現 在の計測様式においても、最大 900 本の POF からの光を一度に計測することが可能である.従来の光デ ータロガーによる計測では POF の最大計測可能本数は 8 本であることからも、大幅なコストカットが 可能であるといえる.



(a) 計測時の様子



(b) 挿入した POF とデバイスの表示画面 写真-2.2.1.28 データ分析用デバイス設置位置の状況

光源用 POF による光の供給が必要である計測項目(カラー反射板を用いた傾斜計,伸縮計,地盤に挿入した RR センサー,排水溝接続面の変位における計測,排水溝における堆積物検知の 2 つの測線のうち一方)については LED サーチライトを使用して光を供給した.実験時の様子を写真-2.2.1.29 に示す.光源用 POF をプレートに挿入し,その上から LED サーチライトで光を照射した.



写真-2.2.1.29 光源用 POF への光供給の様子

なお、本計測においては計測デバイスと LED サーチライトへ外部からの電源供給が必要である. それぞれへの電源供給については、セブンイレブン神戸大学工学部店の西側壁面に設置されている商用電源を使用した(写真-2.2.1.30).



写真-2.2.1.30 使用した商用電源

また、本実験による計測は短期間であり、計測期間内に地盤変動や排水溝関連設備の急激な環境変化 が期待できない. そのため、計測二日目(2021 年 1 月 21 日)において人為的に計測装置周辺の環境を操 作することにより、変状を発生させた場合の光データを計測した. 各計測装置においてそれぞれの操作 を操作①~操作⑨とし、発生させた時刻と内容を表-2.2.1.5 に示す.

計測項目	操作名	時刻	内容				
佰 刽 卦①	操作①	1/21 13:17	初期状態から 1/300(目測)の傾斜を発生				
	操作②	1/21 17:12	初期状態から 1/150(目測)の傾斜を発生				
価約卦の	操作③	1/21 13:23	初期状態から 1/300(目測)の傾斜を発生				
19月末十日(2)	操作④	1/21 17:17	初期状態から 1/150(目測)の傾斜を発生				
仙婉乱	操作⑤	1/21 13:28-13:30	移動杭を操作(変位量 3mm)				
1中74月7日	操作⑥	1/21 13:30-13:32	移動杭を操作(変位量 6mm)				
土中の RR センサー			降雨予定のため操作なし				
出出来	操作⑦	1/21 13:36	測点①②に落ち葉を堆積				
19F/八·冉·旺利利	操作⑧	1/21 17:20	測点①②③④に落ち葉を堆積				
北水港拉結五にわけ			一方の GAP センサーにおいて光源用				
排小曲抜就面にわり 	操作⑨	1/21 17:21	POF を取り除く(光を受け取らない状態と				
る友性			する)				

表-2.2.1.5 人為的に変状を発生させるため実施した操作の時刻と内容

それぞれの計測項目における光データの計測結果を以下に示す.ただし,22日10:57~13:16において 計測が停止してしまい,期間内において計測データを取得することができなかった.

傾斜計①における各計測日の時刻ごとの計測値を図-2.2.1.25 に示す. 傾斜計①では,カラーフィル ターを透過した自然光を読み取るため,受け取る自然光が極端に小さくなる 17:00 から 8:00 までの計測 値は省略している. なお,実験期間における日照時間は表-2.2.1.6 の通りである.

小刻みな変動や一日を通じた変化はみられるものの計測開始からは H=200 程度の計測値を維持し,操作①を実施した 21 日の 13:17 から計測値が低下し H=180 程度の計測値をとった. さらに操作②実施後の 22 日においては H=160 前後の計測値となり,さらに計測値が低下していることが確認できる.

前述のカラーフィルターによる基礎実験の結果を参照すると、受光用 POF と正対して位置している カラーフィルターは、H=200 では青、H=180 では水色、H=160 では水色と緑の境界付近であると考えら れ、これは受光用 POF とカラーフィルターの中心部が正対するようセンタリングした場合において、操 作①と操作②により発生した傾斜により生じる受光用 POF とカラーフィルターの相対変位の理想値と 概ね一致する.





表-2.2.1.6 実験期間における日照時間

(気象圧アメタスホームページより	気象庁アメダス	ホームペ-	ージより
------------------	---------	-------	------

		時刻(時)における日照時間(h)																						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
20日	\square	\square		\square	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	\geq		\smallsetminus	\square
21日	\square	\square		0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	\geq		\smallsetminus	\square
22日	\square	\square		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		$\overline{\}$			\times	\square

実験時における計測部の変化を**写真-2.2.1.31** に示す.操作①・操作②を実施するにしたがって受光用 POF とカラーフィルターに相対変位が生じていることがしていることが目視においても確認できる.



写真-2.2.1.31 実験時の様子(写真左から操作前,操作①実施後,操作②実施後)

また,傾斜計②における時間ごとの計測値を図-2.2.1.26に示す.計測開始以降 H=180の計測値をとっており,4.4.2項のカラー反射板による基礎実験の結果を参照すると,水色付近の光を読み取っている

と考えられる.操作③と操作④を実施したが,計測値に変化は確認できなかった.実験期間において計 測装置内の状況を確認できず,実験終了後に確認したところ破損などのトラブルはなかった.考えられ る要因としては,計測装置の支持部ならびにその足場は手作業での作製であり変状を正確に反映できて いない可能性があることから,計測装置の仕様などについて再度検討が必要であると考えられる.



図-2.2.1.26 実験期間における時刻ごとの光強度の計測値

伸縮計における時間ごとの計測値を図-2.2.1.27 に示す.カラーフィルターの5色のうち,緑色の中 心部を受光用 POF の正面に配置し実験を開始した.操作⑤ならびに操作⑥を実施することに従って,計 測値の変化を確認することができた.しかし,操作時における計測値を詳細に確認したところ,操作⑤ と操作⑥における段階的な変化を確認することはできなかった.

実験終了後,計測装置を確認したところ,受光用 POF は緑色と水色の境界面付近を読み取っていた. 前述のカラーフィルターによる基礎実験の結果と比較すると,H=180 付近は水色,H=155 は水色と緑色 の境界面付近を示しており,操作後における計測値はカラーフィルターの状態と一致するものの,操作 前における計測値はカラーフィルターによる基礎実験の結果と差異が生じた.これは,それぞれの3 原 色の成分を比較すると,現場実証実験での計測において赤(R)成分が大幅に減少していたことから,POF の長距離伝達による赤(R)成分の減衰が原因であると考えられる.





時間ごとの RR センサーによる計測値を図-2.2.1.28 に示す.計測開始直後は光源の微調整から変動 がみられたが,その後はそれぞれ一定値をとった.また,実験期間における神戸市の降水量を表-2.2.1.7 に示す.それぞれの計測値において降雨が確認された 22 日 8 時以降においても光強度に変化がなかっ た.そこで,22 日 20:30 から 24 日 6:30 までの期間においてさらに計測を実施した.

追加の計測では,深度 60cm および深度 50cm において 23 日の 20:30 ごろから光強度の低下が確認で きた.神戸市における降水量と比較すると,23 日 20 時は雨量がピークに達した直後の時間帯であり, 降雨による地下水位面の上昇により作用したと考えることもできるが,土壌水分計を同地点に設置し双 方の計測データを比較するなど RR センサーの計測精度を評価する必要がある.また,RR センサーは2 本の POF を接着剤で接着し手作業にて先端をカットしており,本計測においても開始時から光強度に

2-54

差異が見受けられるように、センサー毎に性能差が生じることが避けられない.使用時においては接着 部が外れてしまなどのケースも見られることから、計測精度向上のためにはセンサー作製方法の改善な ど、性能を向上させる必要もあると考えられる.



(a) 20 日から 22 日における光強度の計測値





表-2.2.1.7 実験期間における降水量

(気象庁アメダスホームページより)

	時刻(時)における降水量(mm)																							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
20日	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21日	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22日	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.0	1.0	0.5	0.0	0.5	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23日	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	1.0	1.5	1.0	1.5	2.0	0.5	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	2.5	3.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.0
24日	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	\geq			$\overline{\ }$		\searrow	\geq	\searrow		\searrow	$\overline{\ }$	\searrow	\searrow	\searrow	\nearrow	\nearrow	\geq	\searrow

排水溝に設けた測線1ならびに測線2において,実験期間における測線の様子を**写真-2.2.1.32**に示 す.操作⑦と操作⑧では落ち葉を所定の測点を覆うように堆積させた.



写真-2.2.1.32 実験時の様子(写真左から操作前,操作⑦実施後,操作⑧実施後)

実験期間における時刻ごとの光強度の計測値を図-2.2.1.29 に示す.光源用 POF から光を供給してい ない測線1では、日中の時間帯において、自然光を受け取る様子が記録されている.日中の時間帯にお ける自然光に加えて光源用 POF から光を供給した測線2 においては、夜間においても光を受け取る様 子が記録されている.双方の測線において、操作⑦および操作⑧を実施するにしたがって光強度の計測 値が急激に低下し、以降光を受け取らなくなることが確認できた.なお、測線1の測点④において、3 日目に光強度が記録されているのは、降雨による落ち葉が流れ出し障害物がなくなったためであった.



(b) 側線2における計測結果 図-2.2.1.29 実験期間における時刻ごとの光強度の計測値

また,排水溝接続面に設置した2つの測点について,実験期間における時刻ごとの光強度の計測値を 図-2.2.1.30に示す.各測点において光源用 POF から供給された光に加えて,間隙から入る自然光の影 響が記録されていることがわかる.操作⑨において測点①の光源用 POF を取り除いたことにより,光強 度が大幅に低下し,その後は自然光を受け取る様子が確認できた.本実験での操作は急劇な変化であっ たため,光強度の変化を明確に確認することができた.しかしながら,間隙からの太陽光による計測値 への影響が確認できることから,微細な変状の検知を実施するためには,ギャップ部分をゴムチューブ など伸縮可能な素材で覆うことなどにより,周囲の光を遮断するなどの作業が必要となると考えられる.



図-2.2.1.30 実験期間における時刻ごとの光強度の計測値

(4) おわりに

本項では斜面防災を想定した POF センサーの利用と,モバイル機器の画像処理機能を用いた新しい アプリソフトの適用可能性について検討した.その結果,提案する方法によって斜面防災に係る重要な データを低コストで取得できることを示した.また,システム導入費のコストカット化により,従来技 術と比較して広範囲・高密度における計測が可能となることで,提案する新手法が将来的には斜面災害 の減災に大きく貢献できる可能性があることが分かった.

2.2.1 参考文献

- 1) TORAY 光ファイバ素線ホームページ:<u>https://www.electronics.toray/products/raytela/rayt_03.html</u> 2021.1.13 アクセス
- 2) ファイバーラボ株式会社ホームページ: <u>https://www.fiberlabs.co.jp/tech-explan/about</u> 2021.1.15 アクセス
- 3) 芥川真一: 光ファイバーを利用したアナログ式 Off-Site Visualization の有効利用, On-Site Visualization のす すめ, 土木技術, 第72巻11号, pp.83-87, 2017.11.
- 4) 芥川真一: 光ファイバーを利用したデジタル式 Off-Site Visualization による任意変状の定性的評価, On-Site Visualization のすすめ, 土木技術, 第73巻1号, p.82-87, 2018.1
- 5) 藤井宏和, 芥川真一: 光ファイバーを利用したデジタル式 Off-Site Visualization による定量的評価, On-Site Visualization のすすめ, 土木技術, 第73巻3号, p.83-87, 2018.3
- 6) 芥川真一:光の屈折率の違いに注目した光ファイバーセンシング, On-Site Visualization のすすめ, 土木技術, 第 73 巻 5 号, p. 60-64, 2018.5
- 7) 井上雅之:斜面防災を想定した POF センサーの適用に関する基礎的研究,神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻, 修士論文, 2020.3.
- 8) PEKO STEP ホームページ: <u>https://www.peko-step.com/tool/hsvrgb.html</u> 2020.11.25 アクセス
- 9) 芥川真一・林稔・松村匡樹・土本真史:特願 2020-065363,状態変状検知装置,状態変状検知方法および状態変状検 知プログラム,2020.3.

2. 2. 2 GNSS による斜面監視技術

(1) GNSS による斜面監視技術の概要

GNSS の測位技術の進歩

GNSS(Global Navigation Satellite System)を用いた変位計測は、地すべりや切土のり面などの地表面変位を3次元かつmm単位の精度で計測できる手法として多くの現場で利用されている.

従来までの GNSS を用いた計測手法 ¹⁻³は, GNSS 測位の中でも最も精度が良いスタティック測位と よばれる方法で実施されてきた.本方法は,数秒~30 秒毎に得られた衛星からの電波(位相)を1時間 分蓄積し,最小二乗計算等で1時間に1点の変位量を求めることから,地盤変動を把握するために必要 な計測精度は得られる半面,1時間以内の変位が把握できないという問題を有していた.

しかし近年,米国の GPS (Global Positioning System)衛星だけでなく,我が国の準天頂衛星 (QZS) や欧州の Galileo 衛星,ロシアの GLONASS 衛星など,利用可能な GNSS 衛星が増えてきたことと, 測量や重機コントロールに利用されている RTK (Real Time Kinematic:リアルタイムキネマティック) 測位と呼ばれる解析手法が高度化したことにより,地盤の変位計測においても RTK 測位が利用可能に なってきた.そのため,従来の GNSS 計測ではリアルタイム性の面から不向きであると認識されていた, 小規模崩壊や3次クリープに至った斜面の計測にも GNSS が適用できるようになってきた.

そこで、本節では、新たに開発された RTK-GNSS 機器の概要を示すとともに、実証実験を通じて確認された当該システムの性能を示す.

なお,従来手法であるスタティック測位を用いた GNSS による変位計測技術の概要については,「斜 面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価委員会」報告書等 460において詳述されているので参照さ れたい.

2) RTK による GNSS 測位の方法

GNSS 測位は、衛星から送られてくる電波を GNSS アンテナで受信し、センサ本体またはサーバー 上で解析処理を行うことでセンサ位置の座標を求める手法である.

GNSS 測位は、(スマートフォンなどに組み込まれている)単独測位と相対測位(DGPS,スタティ ック測位、キネマティック測位など)に大別されるが、地盤の変位計測には、1km以内に設置した2つ (基準点と観測点)の GNSS アンテナで4個以上の GNSS 衛星を同時に観測し、基準点と観測点の距 離の差(行路差L)を求める相対測位と呼ばれる手法が用いられている.





さらに,相対測位の内,電波の位相(θ)を用いて行路差Lを求める方法を干渉測位法と呼び,スタ ティック測位および RTK 測位は干渉測位法に分類される.

行路差 $L = (N + \theta) \times \lambda$

(2.2.2.1)

N:整数値バイアス

θ:位相(角度)

λ: GNSS 電波の波長(L1 波では約 19cm)

ここで, GNSS 衛星の電波の波長(L1帯: 19.029 cm, L2帯: 24.421 cm)は既知であり,その波の 位相は GNSS アンテナで波長の約 1/100 の精度(約 2 mm程度)で測定されるため,整数値バイアスを 確定することができれば,基準点と観測点の距離の差(行路差 L)を求めることができる.

スタティック測位と RTK 測位の違いは,整数値バイアスの決定方法であり,スタティック測位は衛 星の時間的位置の変化,つまり1時間の間に GNSS 衛星が移動することを利用して求めるのに対し, RTK 測位は基準点と観測点のセンサを測量者が入替え作業を行った後に測位を開始する方法で行われ てきたため,自動計測には適していなかった.

しかし,近年,オンザフライ法という多数の衛星電波やコードで利用して整数値バイアスを確定する 方法が一般化したことにより,簡単かつ高精度に RTK 測位ができるようになった.

(2) RTK-GNSS を用いた地盤変位計測システム

1) RTK-GNSS センサの開発⁷⁾

RTK-GNSS による地盤変位計測システムは、多衛星(GPS, QZSS, GLONASS)を用いて RTK 測 位を行っている.本システムは、GNSS アンテナおよび受信機、920MHz 帯を用いた無線伝送装置、ソ ーラー電源装置、LTE 回線が組み込まれているため、自動計測に必要な機能が全て付与されているオー ルインワン構成となっている.また、小型化、低消費電力化、ケーブルレス化により、設置工事の省力 化やメンテナンスコストの削減も期待できるシステムである.

図-2.2.2.2,写真-2.2.1に RTK-GNSS による地盤変位計測システムの構成を示す.計測対象地点に 観測局 GNSS センサ(以下観測局)を複数台設置し,基準局 GNSS センサ(以下基準局)を観測局の 1km程度以内の不動地盤でかつ,電波(920MHz帯)が観測局に送信できる位置へ1点設置する.それ により,基準局の既知座標と位相から観測局の位置座標をリアルタイムに求める仕組みとなっている.

具体には、基準局で取得した位相データは各観測局にリアルタイムで無線送信する. 各観測局では、 基準局で得られた位相と自らの観測局で得られた位相とを用いた RTK 測位計算を個々のセンサ内部 (エッジ処理)で行い、自らの観測局位置座標を逐次求める. 各観測局で得られた位置座標は上記無線 を用いて基準局に送信し、基準局の近傍に設置した通信アダプタ(LTE 端末)を介して、クラウドサー

バーへ送信する方式となっている.

スタティック測位では位相データの取得から座標値の出力までに1時間以上を必要としていたが,本 RTK-GNSS システムではエッジ処理を行うことで,5分間隔の頻度で座標値を得られることがメリッ トである.なお,観測局のセンサ内部では1秒~30秒間隔で座標値が取得されているが,通信速度や 消費電力,後述する誤差処理演算などを行う関係上,システムへの座標値の表示頻度(LTE回線を用い たデータのアップロード頻度,計測時間間隔)は5分毎となっている.

2-60

また,斜面計測に必要な変位量はクラウドサーバー上に構築された WEB システムにて,時系列グラ フやベクトル表現の形で確認することができる.



図-2.2.2.2 RTK-GNSS 地盤変位計測システムの基本構成図



写真-2.2.2.1 RTK-GNSS 地盤変位計測システムの機器構成

2) RTK-GNSS センサの誤差処理手法

RTK 測位より得られる座標値の計測精度は数 cm 程度と大きいため, GNSS センサ内で求めた座標値 をそのまま斜面の変位計測結果として利用することができない.そのため,当該システムにおいては, RTK 測位結果をクラウドサーバー側で統計処理(母集団移動平均法)や誤差処理(恒星日差分法)を 行うことによって計測精度をmm単位まで向上させている.

母集団移動平均法とは,得られた座標値を平滑化する手法で,直近のn個の座標値を重み付けせず単 純平均する方法である. RTK の測位結果には,GNSS 衛星の幾何学的配置に伴う誤差が大きく発生す るが,衛星は約1日(23時間56分)周期で同じ衛星配置を繰り返しているため,母数を1日分の時系 列データとすると,その母数にはあらゆる衛星配置の誤差を含むこととなる.したがって,1日分の時 系列データの母数は,統計的推測をする上で有意となり,計測精度が最尤推定値となる.母集団移動平 均法はこれらを利用して,RTK 測位で得られた数 cm 程度のバラつきを有する座標値から,統計処理に よって 2mm 程度の変位を検知できる精度まで向上させることができる.ただし,母集団移動平均法は, 変位検出において母数のデータ分の時間遅れを伴うことから,突発的な変位に対し正確な変位量を迅速 にできないという短所がある.

一方,恒星日差分法は,得られた座標値と同じ衛星配置の過去座標値との差分をとることで衛星配置 誤差を相殺する手法である.母集団移動平均のような統計処理が必要ないことから「リアルタイム性」 に優れているという特徴があるが,過去座標値に変位がある場合においては絶対変位量とならないこと, 変位検知は cm レベルが限界であること,恒星日差分法に統計処理を行えば 2 mm程度の微小な変位も検 知可能となるが,統計処理を行う場合には,変位発生後に得られる数十分~1時間程度の座標値が必要 となりリアルタイム性が低下することに注意が必要となる.

以上より, RTK の解析結果ついては, それぞれの誤差処理手法の特質を利用し, 組み合わせた上での評価する必要がある.



図-2.2.2.3 母集団移動平均と恒星日差分法の時系列グラフの比較(強制変位実験結果)

図-2.2.2.3 には、母集団移動平均法と恒星日差分法の時系列グラフを示す. 母集団移動平均法のグラフの青点は RTK センサで得られた座標値で、赤線は母集団移動平均値を示している. 母集団移動平均 法のグラフでは、強制変位を北方向 5mm に与えた際に、母数の時間(1日)を要して±1mm の精度で 5mm にすり寄っている。一方、右図に示した恒星日差分法のグラフ(赤点)によれば、ほぼリアルタ イムで 5mm の強制変位を検出している.

(3) 現場実験に基づく RTK-GNSS の性能検証⁸⁾

1) 実証実験方法

RTK-GNSS 地盤変位計測システムの有効性を確認するため、以下の3つの高速道路のり面において 現地実証実験を実施した.実証実験は,表-2.2.2.1 に示す異なる設置環境や観測条件に,開発した RTK-GNSS センサを設置し, 30 秒毎に得られた座標値に対し,計測時間間隔5分毎に母集団移動平 均法と恒星日差分法を実施した場合の計測精度と変位応答性等を求めた.また,GNSS アンテナを強制 的に変位させ,当該システムが有する変位検知精度を把握する実験を行った.

- ① 山陽道 木津地区(切土)
- ② 上信越道 新井山地区(切土)
- ③ 長野道 四賀バスストップ(盛土)



⁽a) 山陽道 木津地区(切土)

(b) 上信越道 新井山地区(切土)



(c)長野道 四賀 BS (盛土)写真-2.2.2.2 GNSS センサ設置状況

表-2221 GNS	SS センサ諸元
------------	----------

箇所	観測局	センサ	天空率	基礎形式	備考
	G-1	GPS	-	三脚固定	旧式センサ
 \- - -	G-2	GPS	-	打ち込み式	旧式センサ
不澤 (切土)	G-3	GPS	-	アンカー固定	旧式センサ
	G-4	GPS	-	打ち込み式	旧式センサ
	G-5	GNSS	-	アンカー固定	
	G-1	GNSS	64.8%	アンカー固定	
	G-2	GNSS	52.5%	アンカー固定	
新井山	G-3	GNSS	62.1%	アンカー固定	
(切土)	G-4	GNSS	55.9%	アンカー固定	
	G-5	GNSS	52.9%	アンカー固定	
	G-6	GNSS	74.0%	アンカー固定	
	G-1	GNSS	70.2%	打ち込み式	
	G-2	GNSS	64.1%	打ち込み式	
四貨BS (成十)	G-3	GNSS	77.6%	カードレール固定	
	G-5	GNSS	70.8%	打ち込み式	
	G-6	GNSS	66.9%	打ち込み式	



写真-2.2.2.3 強制変位実験冶具

2) 実証実験結果

①GPS と GNSS の比較(木津地区)

木津地区では GPS センサ(G-1~G-4)と GNSS センサ(G-5)を設置し,標準偏差を指標にそれぞ れの計測精度を比較した(表-2.2.2.2.).座標値および恒星日差分法では GPS 衛星以外の衛星データも 取得できる GNSS センサが優位で,上空視界が悪い地点などの場合には,GPS よりも高精度に計測で きることが明らかとなった.なお,母集団移動平均法では明瞭な差は認められなかった. ②強制変位実験結果

強制変位実験は,写真-2.2.2.3 に示す強制変位治具を用いて行った.強制変位治具は冶具のボルトの 開閉によって水平 2 方向(NS. EW 方向)と垂直方向に強制的に変位を与えることが可能な機構であ る.この治具に GNSS センサを設置し,任意の強制変位を与えてその変位が検出できるかどうかを検証 した.

表-2.2.3のとおり,強制変位実験では、1mm,2mm,2.5mm,4mm,5mmの水平変位と2mm,5mmの 鉛直変位を強制的に与えて母集団移動平均値と強制変位量との差異を比較した.強制変位量に対する母 集団移動平均値は、±1mm以内の誤差であり、高い計測精度を有していることが実証された.

図-2.2.2.3の右図に示す恒星日差分法のグラフによれば、 30 秒あたりの恒星日差分値には±5 mm程度のバラつきが残る. そのため変位発生直後に mm 単位レベルの変位検知は困難であるが, cm 単位レベルの変位であれば計測時間間隔の5分で検知できる可能性があることが分かった. また,本恒星日差分値に統計処理を施した場合,複数の恒星日差分値が得られた数10分~1時間以内に,母集団移動平均と同等の5 mm程度の変位が検知できることも明らかとなり,恒星日差分法は高い変位応答性を有することが認められた.

以上より,当該 RTK-GNSS 地盤変位計測システムは,即時性を有するとともに,地盤変位計測に必要な mm 単位の変位を検知できるシステムであることが明らかとなった.

観測局 (センサ)		座標値 (mm)		恒	星日差分 (mm)	`法	母集団移動 平均法(mm)			
	NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD	
G-3 (GPS)	12. 78	10. 24	38. 47	5.67	5. 40	13. 39	0. 08	0. 13	0. 10	
G-5 (GNSS)	6. 82	7.86	17.36	4. 77	5.66	11. 52	0. 19	0. 16	0. 14	

表-2.2.2.GPS センサ(G-3)とGNSS センサ(G-5)の標準偏差

箇所	実施日	観測局	3	歯制変 位	観洮	則結果※
	2015/12/01	G-1	W	5 _{mm}	5.6mm	(+0.6 _{mm})
	2013/12/01	G-2	E	2. 5 _{mm}	2.8 _{mm}	(+0.3 _{mm})
+ ' +	2016/01/19	G-1	S	1 _{mm} ×4 ⊡	3.4 _{mm}	(-0.6 _{mm})
へ洋 (切土)	2010/01/10	G-5	Ν	2mm × 2 ⊡	3. 2 _{mm}	(-0.8 _{mm})
(9)上/	2016/01/26	G-5	Ν	2mm × 2 ⊡	3.4 _{mm}	(-0.6 _{mm})
	2016/10/10	G-2	S	5_{mm}	4.8 _{mm}	(-0. 2 _{mm})
	2010/10/19	G-5	E	5 _{mm}	4.9 _{mm}	(-0.1 _{mm})
	2017/02/24	G-1	E	2 _{mm}	2. 5 _{mm}	(+0.5 _{mm})
	2017/02/24	G-5	W	5_{mm}	5.5 _{mm}	(+0.5 _{mm})
新井山	2017/02/20	G-1	E	1 _{mm} ×2 ⊡	2. 1 _{mm}	(+0.1 _{mm})
(切土)	2017/03/30	G-5	W	2 _{mm}	1.8 _{mm}	(-0. 2 _{mm})
	2018/02/07	G-1	D	5 _{mm}	4. 5 _{mm}	(-0.5_{mm})
	2010/02/07	G-5	D	2 _{mm}	2. 0 _{mm}	(0.0 _{mm})
	2017/02/24	G-5	Ν	2 _{mm}	1.6 _{mm}	(-0.4_{mm})
四賀BS	2017/02/24	G-6	Ν	5 _{mm}	5. O _{mm}	(0.0 _{mm})
(盛土)	2017/03/30	G-5	Ν	1 _{mm}	1. O _{mm}	(0.0_{mm})
	2017/03/30	G-6	Ν	1mm×5 ⊡	4. 7 _{mm}	(-0.3 _{mm})

表-2.2.2.3 強制変位実験結果

* 強制変位から 24 時間後の母集団移動平均値, () 内の数値は強制変位量との差分値

2.2.2 参考文献

- 1) 松田浩朗・安立寛・西村好恵・清水則一: GPSによる斜面変位計測結果の平滑化処理法と変位計測予測手法の実用性の検証, 土木学会論文集, No. 715/III-60, pp. 333-343, 2002.
- 2) 岩崎智治・原口勝則・佐藤渉・増成友宏・内田純二・清水則一: GPS を用いた自動変位監視のための Web システムの開発, 日本地すべり学会誌, Vol. 49, No. 4, pp. 174~185, 2012.
- 3) shamen-net研究会 編集委員会: 【新】知っておきたいGPS/GNSSのはなし, 2019.
- 4) 地盤工学会関西支部斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価委員会:委員会報告書,2018
- 5) 斜面防災対策技術協会 地すべり観測便覧編集委員会:地すべり観測便覧, 2012.
- 6) ダム工学会計測管理研究部会:フィルダムの変位計測に関するGPS利用マニュアル, 2014.
- 7) 武石朗,飯島功一郎,江川真史,室井翔太,横田聖哉,藤原優:衛星測位を利用した次世代地すべり検知システム,第23回 GPS/GNSSシンポジウム2018, pp. 132-136, 2018.
- 8) 江川真史,飯島功一郎,武石朗,原口勝則,佐藤匠,室井翔太,横田聖哉,藤原優:RTK-GNSS による新たな地盤変位計測シ ステム開発に向けた取り組み,2019 年度砂防学会研究発表会,2019.

2. 2. 3 SAR、レーザ、定点カメラの画像解析による斜面変位の抽出技術

衛星画像に代表されるリモートセンシングとは,対象物を非接触で計測する手法で,航空レーザ計測 やカメラによる画像解析,前述した GNSS もリモートセンシング手法の1種である.

従来までのリモートセンシング技術は,接触型のセンサ(物理的に計測するセンサ)と比較して精度 が悪く斜面や地盤計測には不向きであったが,センサの空間・時間分解能の向上や,誤差処理手法の向 上などにより,防災やインフラの維持管理にも利用されつつある.

そこで本節では、リモートセンシング手法の中でも注目を浴びている、衛星 SAR、レーザ計測、定点 カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出技術を紹介する.



図-2.2.3.1 各種リモートセンシング手法の概念

(1) 衛星 SAR による斜面監視技術の概要

1) 衛星 SAR の特徴

衛星 SAR (Synthetic Aperture Radar: 合成開口レーダー)とは、人工衛星に搭載されたマイクロ波 センサを用いて電波を地表に照射し、地表に反射して戻ってきた電波(後方散乱波:図-2.2.3.2)を同 衛星で受信し、合成開口処理を行うことで、対象物の大きさやおおまかな距離、地表面の性質を測定す る手法である¹⁾.

SAR 衛星では電波強度ならびに電波の位相を面的に測定しており,地上に観測設備は不要である.また,データは昼夜や天候に左右されずに得られ,かつ,衛星によってはユーザーがリクエストせずとも 全球を対象に月2回~年数回の頻度で定期的に取得しているため,任意地点の過去~現在までの面的な 変化を,ユーザーが必要と判断したタイミングで得ることができるという特徴も有している.



図-2.2.3.2 後方散乱の概念(左)および後方散乱を示す SAR 強度画像の例(右)²⁾
このような特徴を活かし、衛星 SAR は、豪雨災害発生時における被害箇所の抽出や、広域地盤変動 (地殻変動や火山の山体膨張、地盤沈下等)の観測に活用されている¹⁾⁻³⁾.また、近年では、ダムや橋 梁などの大規模構造物や、斜面の変位観測にも当該技術が活用できないか検討が進みつつある⁴⁾.

2) 衛星 SAR による斜面変位の抽出手法

①利用できる SAR 衛星

現在運用されている SAR 衛星のうち、干渉 SAR 解析と呼ばれる変位抽出が可能な衛星の代表例をあ げる(表-2.2.3.1). SAR 衛星は、電波の波長により L バンド(約 24cm), C バンド(約 6cm), X バ ンド(約 3cm)に区分され、波長が長いほど樹木を電波が透過しやすくなる.そのため、樹木の多い斜 面部での変位観測としては、我が国が打ち上げている L バンド SAR 衛星の「ALOS-2」が適している.

衛星名	運用 開始	波長	空間 分解能	運用国
ALOS-2	2014	L	2. 5m	日本
COSMO-SkyMed	2007	Х	3m	イタリア
RADARSAT-2	2007	C	10m	カナダ
Sentinel-1	2014	C	20m	欧州
TerraSAR-X	2007	Х	3m	ドイツ

表-2.2.3.1 干渉 SAR 解析が可能な SAR 衛星の代表例



出展:https://iss.jaxa.jp/shuttle/flight/sts99/mis_principle_1.html

②衛星 SAR を用いた斜面変位の抽出手法

干渉 SAR 解析(InSAR または DInSAR)とは、地表面の変位により人工衛星から地表面までの距離が変わることで生じる「電波の位相のずれ(位相差)」を観測する手法である。人工衛星は決められた軌道の上を巡回し、定期的に同位置から電波を発射していることから、斜面に変位があった場合には1回目の観測と2回目の観測の距離変化が位相差として表される(図-2.2.3.3).





出展:http://www.gsi.go.jp/uchusokuchi/sar_mechanism.html

図-2.2.3.3 干渉 SAR で得られる地表の変位

ここで、位相差は0から2π(=0度から360度)の情報で得られることとなる.この位相差に波長の長さ×1/2を掛けることで変位量へと変換する.(2時期の位相差は衛星と地表の「マイクロ波の往復距離の変化」を表すため、衛星と地表面の間の変位量を得るには1/2をかける必要がある)

2-67

なお、使用する SAR の電波の波長によって位相差が示す変位量は異なるが、Lバンド SAR の場合で あれば、位相差 360 度が約 12cm(波長の 1/2)を示す。そのため、干渉 SAR に用いる 2 時期の観測の 間で 12cm 以上の急激な変位が発生した場合には、位相が 360 度以上となり、正しい変位量が得られな いことに注意が必要である(ただし、図-2.2.3.4 に示すような隣り合う場所で緩やかな変位が生じる場 合には、位相に空間的な連続的が保持されるため 360 度以上となっても変位検出が可能である).



図−2.2.3.4 干渉画像と色調変化を利用した変位量表示

③干渉 SAR による斜面変位を評価する場合の留意点

干渉 SAR を用いて斜面変位を評価する場合には、SAR 特有の誤差要因や計測原理を踏まえる必要がある、以下に干渉 SAR の誤差要因と留意点 3を列挙する.

- ・電波入射方向の1次元(衛星に近づく・衛星より遠ざかる)の変位しか取得できない(準東西方向 と準鉛直方向の合成ベクトル)
- ・急峻斜面,稜線・高層建築物の裏側などでは地形効果を受け解析することができない(フォアショ ートニング・レイオーバー・レーダーシャドウ)
- ・位相の空間的な連続性が壊れる崩土や土石流、水域、冠雪では干渉ができず、変位が取得できない
- ・電離層,水蒸気,基線長(2時期の衛星の距離),植生,DEMの位置ずれ等により誤差が発生する

3) 衛星 SAR による斜面変位の抽出事例⁵⁾

検討対象は、斜面の測量や現地調査により変動あるいは変状が確認されている貯水池周辺斜面とした. 解析に用いた SAR データは、ALOS・2 で 2014 年から 2018 年までの約 4 年間で観測した計 12 シー ンのデータ(高分解能モード,空間分解能 3m,観測偏波 HH)である.解析誤差として現れる地形縞 の除去に必要となる数値地形モデル(DEM)は、航空機レーザで取得・作成されたデータを利用した. ①多時期の干渉ペアを用いたスタッキング解析方法

干渉 SAR 解析の中でも最も簡易な解析手法は、2 時期(例えば 2014 年と 2018 年)のデータのみを 用いて位相差を求める方法だが、この方法は誤差が十分に除去できないことが多い.特に植生が繁茂す る斜面の場合には誤差が大きくなることから、本事例ではスタッキング解析と呼ばれる多時期(2014 年 ~2018 年までに観測された全 12 シーン)の SAR データを用い、4 年間の変位量を把握した.

具体には、斜面変位が発生した場合の位相差は斜面下方向に年々累積するが、誤差の位相差はランダムになることが予測される.スタッキング解析ではこれを利用して、多時期の干渉 SAR 解析結果を平均化し変動速度を求めることで、不規則に発生する誤差を軽減し、累積して発生する変位を抽出する. ②局所入射角によるマスク

当該地は急峻な山間部であるため、山が倒れこむレイオーバーや、山の影に当たるレーダーシャドウ が発生し、図-2.2.3.5(a)に示すような計測結果にノイズが現れる.そこで、これらの影響を除去するた め、DEM と衛星の軌道情報から局所入射角を計算(図-2.2.3.5 (b))し、誤差の大きな領域をマスク処 理することで、SAR で観測できる領域の斜面変動を抽出した.



図-2.2.3.5 局所入射角よるノイズの除去

③スタッキング解析による斜面変位の抽出結果

スタッキング解析の結果を、図-2.2.3.6 に示す.北行軌道右側観測(西側から電波を照射した観測) では、斜面上部が衛星から遠ざかる傾向が見て取れる.この場合は、沈下または東への移動と判断でき る.また、南行軌道右側観測(東側から電波を照射した観測)では斜面上部が沈下または西側へ移動し ていると判断できる.一方で、南行軌道の斜面下部は衛星に近づく傾向がみられることから隆起または 東への移動と考えられる.双方の結果から、斜面上部は沈下傾向、斜面下部は東への平行移動あるいは 隆起傾向と判読できる. なお、本変動は当該地における他の地すべり調査結果と調和的であり、かつ、 図-2.2.3.6 に示した変動領域の境界付近で、段差等の変状も確認されている⁶.

このように、異なる視線方向の解析結果を評価することで、沈下および東西方向の移動ベクトルの分離が可能となった.また、スタッキング解析を行うことで、誤差を低減化することができ、斜面変動と思われる結果のみを抽出することができた.

衛星 SAR は過去から現在までの面的な変位を,非接触に取得できる方法であることから,益々利活 用が進むことが予測される.ただし,衛星 SAR は,地すべりに代表される大規模な(100m×100m 程 度の)斜面変位を mm~cm 単位で抽出できる手法であるが,表層崩壊に代表される小規模(10m×10m 程度)かつ変位量が数十 cm 以上に及ぶ斜面変位を捉えることは,衛星 SAR が保有する空間分解能お よび検出変位感度の面から困難であることに注意が必要である.



北行軌道観測

南行軌道観測

図-2.2.3.6 スタッキング解析結果

(2) レーザによる斜面監視技術の概要

1) 航空(セスナ・ヘリコプター), UAV レーザの特徴

固定翼(セスナ)や回転翼(ヘリコプター)などの航空機,UAV(Unmanned Aerial Vehicle)を用 いた航空レーザ測量とは,航空機から地上に向けてレーザを照射し,地表面で反射したレーザ光が航空 機に戻ってくるまでの時間を計測することで,航空機と地表面との距離を求め,その距離と航空機の位 置座標(航空機に搭載された GNSS やジャイロのデータ)から地表面の三次元座標を取得する方法であ る.地表面 1m² 当たりに照射されるレーザ点密度は,対地高度やレーザ照射機器により異なるが,一般 的には 1~400 点/m²程度のオリジナルデータが得られ,オリジナルデータにフィルタリング処理を施す ことによって地表面の 3 次元点群座標(グラウンドデータ)や DEM(数値標高モデル)を得ることが できる.

なお,我が国の場合,複数時期の DEM データが既に取得されていることが多く,データを新たに取得せずとも,後述する解析技術により斜面変位が抽出できる可能性がある.



図-2.2.3.7 各航空機の対地高度とレーザ照射イメージ⁷⁾

2) 航空レーザ, UAV レーザによる斜面変位の抽出手法

レーザによる斜面変位の抽出方法は、2 時期 DEM データの差から変位を抽出する方法で、ここでは 2 つの抽出手法を示す.

①標高差分解析を用いた斜面変位の抽出手法

複数時期に計測した航空レーザ測量の標高データを差分演算し、2時期の標高差(変化量)を求める 方法である.斜面崩壊, 渓床の侵食・堆積などの土砂量算出や大きな地形変動を定量的に評価するため に用いられる.しかし,層すべりのような標高の変化が少ない崩壊形態の場合には,この解析での詳細



図-2.2.3.8 標高差分解析の模式図

②変位ベクトル解析(3D-GIV)を用いた斜面変位の抽出手法

複数時期に計測した航空レーザ測量の DEM (数値標高モデル)を地形面傾斜量図等に画像化 (256 階調の輝度値に変換)し、一定エリアの輝度値の相互相関係数が最も高い地点を変位発生後に移動した地点とみなして変位ベクトル (水平変位量および鉛直変位量)を求める粒子画像流速測定法 (PIV: Particle Image Velocimetry)を応用した手法である⁸⁾.

本手法は、対象地域の面的な地表面変動を把握することが可能で、前出の標高差分解析で把握できない水平方向の移動量も抽出することができる。特に地すべりや深層崩壊など数10 cm ~数 m オーダーの3次元変位を広い範囲で抽出する場合に有効である。

③航空, UAV レーザによる斜面変位を評価する場合の留意点

レーザ用いた斜面変位の抽出手法における留意点を以下に列挙する.

- ・本手法の計測精度は DEM データの精度に大きく左右される
- ・標高差分解析は、2時期の同じ座標値における標高差分値であり、水平移動を伴う斜面の場合、厳密には沈下量(鉛直ベクトル)ではない
- ・変位ベクトル解析は、画素の 1/10 の大きさで追跡できるが、DEM の格子が大きい場合には、検知 可能な変位量も大きくなる(1mDEM の場合は 10 cmの変位検出が限界)
- ・原型をとどめない崩壊や土石流、グラウンドデータが取得できない冠雪では変位が取得できない



図-2.2.3.9 変位ベクトル解析(3D-GIV)の模式図

(3) 定点カメラを用いた画像解析による斜面監視技術の概要

1) 定点カメラによる画像解析手法の特徴

近年,カメラより得られる豊富な画像情報の中から必要な情報のみを抽出し,その情報を数値データ に変換する画像解析技術が様々な分野で活用され目覚ましい進歩を遂げている.現在,斜面の変動監視 分野においても, CCTV や WEB カメラ等の定点カメラを用いた画像データを用い,斜面の変位や崩壊 検知を行うための技術開発が行われている.

前述した GNSS は、斜面監視技術として利用が進んでいるものの、点の変位データしか得られない. 一方、SAR やレーザ計測は面的な変位データと画像情報が得られるが、計測時間間隔が長いことから斜 面監視としては不十分である.さらに、これらの変位抽出技術は安価になりつつあるとは言え、一定の コストがかかることも課題として残る.

定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出技術は、カメラ本来の機能である遠隔目視確認の ための画像情報に加え、画角内で発生した斜面変動を面的な変位データとして取得できる安価な方法で ある.そのため、カメラならびに画像解析技術の更なる高精度化・低コスト化が進むと、今後、斜面監 視技術の主流となりうる可能性がある.

2) 定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出手法

定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出方法は、先に示したレーザ計測を用いた変位ベクトル解析を応用した手法で、以下にその画像解析手法を示す.

①定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出手法

定点に設置したカメラで撮影した連続画像を用い PIV 法による画像解析にて変位解析を行う.具体 には,1時期目の画像の一部を矩形で切り出し,2時期目の画像においても同じ位置をスタートとして, 設定した走査領域内を1 画素ずつずらして,1時期目と2時期目の画像の濃淡パターンの類似度を相 関係数として評価し,最も相関が高い場所を変位ベクトルとして抽出する方法である(図-2.2.3.11).

また,崩壊等により地表面の形状が大きく変化した場合,1時期目の濃淡パターンが2時期目の走査 領域から見つからず,相関係数は低く示される.これを利用して,相関係数の低い領域を「崩壊等の土 砂移動が発生した場所(地表面にかく乱が発生した箇所)」として抽出することも可能である.

なお,カメラで得られる変位量の単位はピクセル (pix) となる.これは,カメラから撮影対象まで の距離に応じて1 画素あたりの変位量が変化するためである.ピクセルから実変位量 (mm) を得るに は換算式が必要で,定点カメラ撮影画像に映り込んだ地物の投影面における実距離を,航空レーザ測 量やオルソフォトなどのその他測定方法を用いて多数サンプリングし,距離に応じた画素数の変化を 近似式として取得するなどの方法がある⁹.

②定点カメラを用いた画像解析による斜面変位を評価する場合の留意点

定点カメラを用いた画像解析による斜面変位を評価する際における留意点を列挙する.

- ・利用する定点カメラや CCTV によっては、画像位置補正や、ズーム補正、輝度値補正などのノイ ズ処理が必要である
- ・画素の1/10の大きさで追跡可能だが、対象物が遠方の場合、検知可能な変位量も大きくなる

・原型をとどめない崩壊や土石流,グラウンドデータが取得できない冠雪では変位が取得できない (ただし,崩壊の検知は可能である)



図-2.2.3.10 定点カメラを用いた画像解析による変位抽出の流れ



図-2.2.3.11 定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出手法

3) 航空レーザおよび定点カメラを用いた画像解析による斜面変位の抽出事例⁹⁻¹⁰⁾

姫川水系浦川流域の金山沢源頭部では,明治 44 年の稗田山大崩壊をはじめ大規模な土砂移動が繰 り返し発生し,近年も降雨や融雪より斜面移動や土石流が頻発している.今後の土砂移動予測のため には,斜面移動状況を継続的に把握することが求められるが,変動範囲が広範であること,変動量が極 めて大きく立ち入りには危険を伴うこと,豪雪地帯であること等から,一般的に用いられる現地計測 手法(伸縮計・孔内傾斜計・GNSS等)を適用することが難しい.そのため,変動斜面内に立ち入らず に,斜面移動を遠方から面的に把握できる手法をとして,航空レーザおよび定点カメラによる画像解 析による遠隔モニタリング手法を用いて当該地の変位量を長期的・面的に把握した事例を示す. ①航空レーザを用いた斜面変位を抽出事例

2017 年6月上旬から7月下旬にかけて, D・E ブロック境界部付近で10万m3程度の斜面崩壊

発生・崩土が流出し, 渓床に堆積した. これは6 月末から7 月初旬の梅雨前線による豪雨により発生 した現象と考えられる. この現象を引き金に, D ブロック末端に接していた C ブロック末端の変動が 活発化したことが以降の航空レーザを用いた変位ベクトル解析より確認された. また, A ・B ブロッ クにおいても 1m~5m/年の継続した水平変動が確認された(図-2.2.3.12).

②定点カメラによる画像解析を用いた斜面変位を抽出事例

本解析においては,野外撮影用定点カメラ「ハイクカム SP4G」を用いて撮影をした. 同カメラは最 大 1,200 万画素(約 4,000×3,000 pixel)の画像を設定したスケジュールに従い定期的(本事例では 1 時間毎)に撮影し,携帯通信網を利用して撮影画像を電送する機器である.

画像解析によって土砂動態を評価した結果,2018 年7 月初旬に発生した時間雨量 100m を超える 集中的な降雨により著しい斜面変動が発生し,その変動は7 月 20 日まで継続したことが2 ケ所のカ メラ画像から確認された(図-2.2.3.13).更に,8 月に連続雨量 80mm を超える降雨で斜面変動が確 認され,その後の 50mm 程度の降雨でも斜面崩壊や土石流が頻発する様子が画像解析から確認された.

定点カメラを用いた画像解析の精度検証を行うため、E ブロック側岸の斜面変位量を航空レーザ測量および UAV 計測を用いた変動ベクトル解析(3D-GIV)で求め、同日に撮影した定点カメラ画像を用いた画像解析結果と比較した. 定点カメラ画像解析および UAV・航空レーザ測量による変位ベクトル解析結果は、いずれでも 2m 程度の平均的な変動が観測され、かつ、4m 程度の最大変位量を示していることから、概ね整合的であり、定点カメラによる画像解析を用いた斜面変位の抽出方法は有用であると考えられる(図-2.2.3.14).



図-2.2.3.12 航空レーザを用いた変位ベクトル解析結果(2017/7/20~2017/9/30)



図-2.2.3.13 定点カメラを用いた変位ベクトル解析結果(2018/7/3~2018/7/22)



図-2.2.3.14 E ブロック側岸の変位量算出結果比較

2.2.3 参考文献

- 1) 国土交通省国土地理院:干渉SARパンフレット,2017.3.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所:災害時における合成開口レーダ (SAR)の散乱変化事例解説集, 2021.4.
- 3) 環境省:地盤沈下等における衛星活用マニュアル. https://www.env.go.jp/press/104084.html, 2021.
- 4) 佐藤弘行,佐々木隆,金銅将史,小堀俊秀,小野寺葵,山口嘉一,佐藤渉,虫明成生,本田謙一:ALOS/PALSARデータを用い

た時系列干渉SAR解析による5基のロックフィルダムの外部変形計測, 土木学会論文集F3, Vol. 73, No. 1, pp. 1-14, 2017.

- 5) 佐藤渉, 虫明成生, 佐藤匠, 山口恭子, 浅田典親, 本田謙一, 引地慶多, 佐藤弘行, 清水則一: 衛星SAR データのスタッキ ング解析による貯水池周辺斜面の変動抽出, 令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会, CS9-30, 2019.
- 6) 佐藤弘行,石川亮太郎,金銅将史:衛星SAR データを活用した貯水池周辺斜面の変動領域の抽出に関する検討,令和元年度 土木学会全国大会第74回年次学術講演会,CS9-28, 2019.
- 7) 公益社団法人日本測量協会 女性の技術力向上委員会:ソクジョの会 e ラーニング. https://www.jsurvey.jp/jgelearning.pdf, 2021.
- Sakae Mukoyama: Estimation of ground deformation caused by the Earthquake (M7.2) in Japan, 2008, from the Geomorphic Image Analysis of high resolution LiDAR DEMs, Journal of Mountain Science, Vol.8, No.2, pp. 239-245, 2011.
- 9) 佐藤匠, 久保毅, 室井翔太, 佐藤渉, 石田孝司, 石田哲也, 浅野未来, 坂井咲香: 定点カメラによる斜面変状モニタリング手法, 2019 年度砂防学会研究発表会, pp. 367-368, 2019.
- 10) 石田哲也,浅野未来,佐藤匠,久保毅,西村智博,室井翔太,向山栄:金山沢源頭部の土砂移動とその面的なモニタリングに ついて,平成30年度砂防学会研究発表会,pp.717-718,2018.

2. 2. 4 LPWA を活用したモニタリング機器

(1) はじめに

公社)地盤工学会関西支部,斜面災害のリスク低減に関する研究委員会,部会1(モニタリング部会) では,斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価手法の確立を目指して,主に(1)斜面災害のリ スク低減に有用なモニタリング技術の開発,(2)モニタリングに基づくデータ解析手法に関する調査 研究を行ってきた。本節では当部会で研究対象としている京都府綾部市,安国寺測線1に設置したLPWA 子機によるデータ送信手法について取り纏めた。

(2)現行のデータ送信手法

ここでは後述する LPWA を利用した新たなデータ送信手法との比較のために,現在運用している動態 観測システムの通信概要と課題を述べる。図-2.2.4.1 は現在運用しているメッシュ型ネットワークによ る子機(センサのデータを収集する機器のこと)の通信方式を示している。この無線技術は,子機同士 が通信できる特徴を持っており,子機の位置が基地局から離れたとしても,他の子機を中継してデータ を基地局へ送信することができる¹⁾。対象斜面に設置する子機の数が多ければ多いほど,子機間の通信 ネットワークは強固になるため安定した通信が行える。また,子機同士が通信できることから通信距離 の制約を受けることなく観測したいエリアを自在に設定できるという長所がある。一方,図-2.2.4.2(a) に示すように対象斜面に設置する子機の数が少ない場合,或いは基地局と子機がカスケード接続(数珠 つなぎに通信)するような環境下ではメッシュ型ネットワークの特長が活かせないという短所がある。 安国寺測線1の場合,子機の台数が3台と少ないことからこの条件に該当することがわかる(図-2.2.4.2(b)参照)。



図-2.2.4.1 メッシュ型ネットワークによる動態観測システム



図-2.4.2.2 メッシュ型ネットワークによる動態観測システム

(3) LPWA を利用した新たなデータ送信手法

今回評価を行った子機は、近年普及が進んでいる LPWA を採用したものである。LPWA とは Low Power Wide Area ネットワークの略で、低消費で広いエリアでの通信が可能な無線通信方式のことをいう。具 体的には、メッシュ型ネットワークにおける子機間の通信距離が見通し(山間部)で 200m 程度である のに対し、LPWA は数 km の通信が可能である。この違いはデータ通信量の違いにあり、一般的に、よ り多くのデータを送信できることと、遠くまでデータを送信できることとはトレードオフの関係にある。 つまり、LPWAの場合、メッシュ型ネットワークと比べてより遠くにデータを送信することができるが、 一度に送信できるデータ量はメッシュ型ネットワークが 250kbps に対し, 100bps 程度と僅かであるとい う特徴をもつ。具体的には、水位や雨量、変位、土中水分などのデータ送信は可能であるが、画像デー タ等の送信は不可能である。この LPWA は大きく 2 つのタイプにわけることができ、一つはユーザーが 主体となって基地局を設置するタイプと、もう一つは図-2.2.4.3に示す事業者が主体となって基地局を 設置するタイプである。前者は図-2.2.4.1に示すメッシュ型ネットワークと同様,ユーザー自らが現場 に子機と基地局を設置し、その通信ネットワークを構築する方式である。これに対し、後者は携帯電話 会社と同様,LPWAのサービスを提供する事業者が各地に基地局を設置し,独自の通信網を構築する方 式である。前者は閉じた通信ネットワークを構築できることからセキュリティの面で有利であるものの, ユーザー自身が基地局の設置、メンテナンスをする必要がある。一方、後者は基地局を他のユーザーと 共有することになるため、機密性の高い情報を送信する際には注意が必要であるが、基地局の設置、運 用、メンテナンスは事業者によって行われるというメリットがある。



図-2.2.4.3 事業者主体の LPWA による動態観測システム

(4)利便性の比較

ここでは事業者主体の LPWA による観測システム(LPWA システムとする)と、現行の観測システム (現行システムとする)の設置、メンテナンス性の違いを評価する。図-2.2.4.4 は子機の設置位置が決 まっている前提で、現地で動態観測システムを構築するための作業工程を示したフロー図である。現行 システムの場合、最初に基地局の設置可能な場所を、子機との通信環境や日照条件から選定する必要が ある。次に、子機、基地局間の通信試験を行い、基地局の設置、子機の設置を経て、WEB上でのデータ 確認を行うことで完了する。一方、LPWA システムの場合、予め WEB上で対象地が通信エリア網に入 っているかどうかを確認する。現地での作業は子機を設置し、WEB上でのデータを確認することで完 了する。表-2.2.4.1 は両システムの現地で必要なメンテナンス項目を示している。大きな違いは、基地 局のメンテナンスの時間を見積る必要がない点が挙げられる。子機のメンテナンスは概ね共通している が,通信トラブル等が発生した場合,現行システムだと基地局と子機,それぞれの故障の可能性を精査 する必要があるが,LPWA システムは子機のみの故障の可能性を精査すればよいため,トラブル対応が 迅速に行える利点がある。



事業者主体のLPWAによる観測システム

エリア網確認	子機 センサ 設置		WEBデータ 受信確認		作業 完了
--------	-----------------	--	----------------	--	----------

図−2.2.4.4 動態観測システム構築のための作業工程

表-2.2.4.1 機器メンテナンス

現行シ	LPWAシステム	
基地局	子機	子機
電源回りの草刈り バッテリー交換 本体の不具合対応	バッテリー交換 本体の不具合対応	電池交換 本体の不具合対応

(5) 安国寺測線1における LPWA システムの適用

ここでは上述の事業者主体の LPWA システムを安国寺測線1 に適用した事例を紹介する。採用したの は京セラコミュニケーションズが展開している Sigfox ネットワーク用の無線モジュールを実装した子 機(L-Watch, EW) および WEB 観測プラットフォーム(EW)である。図-2.2.4.5 に子機および子機と 接続可能なセンサ類を示している。子機には3つのチャンネルがあり、例えば図-2.2.4.6 に示すように 土中水分計を3 深度に設置する、或いは雨量計、土中水分計、水位計を接続するといった選択が可能で ある。子機本体には変形を検知するための傾斜計と15分間隔で約1年分の計測が可能なバッテリーが 内蔵されている。

まず子機の設置に当たり,通信エリア網の確認を行った。図-2.2.4.7 は安国寺周辺の基地局(Sigfox) の通信環境を示した図になる。図中の青,緑,赤はそのエリアからそれぞれ1,2,3 地点の基地局と通 信可能であることを示している。通信できる基地局の数が多いほど通信の安定性が高まることになる。 安国寺は緑色エリアにあることから,比較的通信環境が良いことがわかる。図-2.2.4.8 は安国寺測線1 における LPWA システムの概略図を示した図である。図-2.2.4.8 より,現地に土中水分計(SM-150T, Delta-T)を設置し、単管に固定した LPWA 子機に接続するだけでデータが基地局に送信され、クラウ ドサーバーを介して WEB 画面で観測することができる。図-2.2.4.9 は現行システムと LPWA システム から受信されたデータの観測画面を示している。現行システムでは基地局の電源にソーラーパネルと蓄 電池を利用しているが、冬季に曇天が継続すると電圧低下によるデータ欠損が生じることがある。図中 の ID3,4 は図-2.2.4.2(b)の中腹、下部に設置した現行システムにおける子機のデータ欠損の状況を示 している。これに対し ID5 は LPWA 子機のデータを示しているが、データの欠損は見られない。自前で 基地局を設置する場合は予めこのようなデータ欠損に対する対策を準備する必要があり、この点におい ても LPWA システムに優位性がみられる。一方、今回用いた LPWA システムの場合、1 日のデータ送信 回数が 140 回までという制限がある。現行システムではこういった通信制限がないことから、緊急時に 細かな時間間隔でデータ送信が必要な場合には現行システムに優位性がある。



図-2.2.4.5 LPWA 子機と接続可能なセンサ類 図-2.2.4.6 LPWA 子機に接続するセンサの組合せ例



図-2.2.4.7 基地局との通信環境





図-2.2.4.9 現行システム&LPWA システムから受信されたデータの WEB 観測画面

(6)まとめ

本節では近年普及が進んでいる IoT の一つである LPWA を用いたデータ送信手法の適用事例につい て取り纏めた。得られた知見は以下の通りである。

- ・ 事業者主体の LPWA 子機を用いることで、現場に基地局を設置する必要がなくなることから現行 システムに比べて設置やメンテナンス性に優位性があることが確認された。
- 一方,提供される通信規格によっては1日のデータ送信回数に制限があるため,目的に応じた通信 規格を選択することが望ましい。参考として,表-2.2.4.2に現在利用可能な通信規格の一例を示 す²⁾。

規格	Sigfox	LoRaWAN	ZETA	ELTRES	EnOcean
通信距離	30~50Km程度	15km 程度	15km	100km 以上	数十m~200m
周波数帯	920MHz	920MHz	920MHz	920MHz	920MHz
チャンネル帯域幅	上り:100Hz 下り:800Hz	125kHz	2kHz	2kHz 200kHz 上りのみ	
通信速度	上り:100bps 下り:600bps	$300 bps \sim 100 kbps$	300, 600, 2400bps	6.35kbps上りのみ	125kbps
通信方向	ほぼ上り単方向	1方向または双方向	双方向	送信機からの上りのみの 1方向	1方向または双方向
管理団体	Sigfox	LoRa Allaiance	ZiFiSense社	ソニー	EnOcean
基地局	あり	あり	なし	あり	なし
1回の通信データ量	上り:最大12バイト 下り:8バイト固定	11~242バイト	プロトコルによる	16バイト	14バイト
送信頻度	上り:140回/日 下り:4回/日	無制限	無制限	送信タイミングは固定, 最小間隔1分	無制限

表-2.2.4.2 LPWA 無線通信規格

2.2.4 参考文献

- 1) 小泉 圭吾・藤田 行茂・平田 研二・小田 和広・上出 定幸:土砂災害監視のための無線センサネットワークの実用 化に向けた実験的研究,土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.69, No.1, pp.46-57, 2013.
- 2) 5G時代!無線モジュール規格別プログラム集,インターフェース, No.522, 2020.12.

2. 2. 5 ON/OFF 式傾斜感知器を用いた地盤の可視化

(1)0N/0FF 式傾斜感知器の概要

表層崩壊を対象として斜面をセンシングにより監視し、閾値を超えると警報を出すシステムが開発されてきた。代表的なものに、MEMS等で計測した情報を通信網でPCに集約して異常を検知し、インターネットを介して警戒情報を配信するものや、異常を検知するセンサとそれを可視化する装置を組み合わせて単体で設置できる装置等がある。これらのシステムは小型化、省電力化、高精度化に加え、設置の容易さや、維持管理の省力化、低価格化等が課題とされてきた。日本では全国で急傾斜地法による急傾斜地崩壊危険区域や土砂災害防止法による急傾斜地崩壊警戒区域(2020年9月30日時点で418,203箇所)が指定されている。崩壊の危険度が高い斜面は、過去の崩壊の統計資料に基づき主に地形により抽出されているが、指定区域内の斜面のどこが、どのような規模で、いつ崩れるかは予測できない。斜面の動態をできるだけ多くの地点で捉えるモニタリングによる防災手法は、いつ、どこが崩れるかの予測に有効な手段とされるものの、実際に危険区域に指定された斜面の対策法として普及していない。

そこで、モニタリングによる防災対策を普及させるために、①全国の危険斜面に実装可能なコストで、 ②維持管理の必要がなく、③環境への負荷が少ないという3点を満たす機器として、ON/OFF式傾斜感 知器を着想した。一般に計測機器は電力を必要とするが、斜面付近での電力確保は初期設置時の課題と なり維持管理の必要性が生じることから、計測しないこととした。当該感知器はセンサを使用せず、ネ ットワークを構築せず、単体で動作し、平常時は電力が必要なく、重力を利用して設計角度に達した傾 斜変動を感知すると通電し、可視化する。装置は図-2.2.5.1に示すとおり、傾斜感知部と可視化装置か ら成る。傾斜感知部では、伝導の振子球を寸切又は電線を用いて伝導円筒の中央に吊り下げ、伝導円筒 には可視化装置につながる電線を取り付けておく。可視化部には LED 電球やブザー等の可視化装置を 電源(試作機では単4乾電池)を用い、傾斜感知部と回路になるように電線を接続する。傾斜感知部は 土中に埋設し、可視化装置は地上の視認性のよい場所に取り付ける。所定の設計角度まで地盤が傾斜変 動すると、振子が伝導円筒に接触し、回路が成立して可視化される仕組みである(図-2.2.5.2)。吊り 下げ長さや振子の直径を変更することで可視化させる角度は設計範囲内で容易に変更することができ る。複数の設計点灯角度毎に LED 電球の色を変えて設置すれば、段階的に傾斜度を感知することがで きる。地盤が変動しない間は電池は自然放電以外に消耗せず、基本的に維持管理の必要はない。



図-2.2.5.1 ON/OFF 式傾斜感知器の概要

図-2.2.5.2 可視化の仕組み

この装置の弱点は、地盤の傾斜変動は捉えられる ものの傾斜速度が不明であること、また継続的な変 形を捉えられないことである。図-2.2.5.3 に示す クリープ変形曲線において、崩壊を予測するにはひ ずみ速度が経時的に増加する 3 次クリープを捉え る必要があるが、提案する装置で捉えた傾斜変動は、 どの時点の挙動か判別できず、「いつ」よりも「ど こで」の予測に適する。よって、この装置の利用方 法としては以下の3点が考えられる。



1. 崩壊に至るかどうかに関わらず、動いた事実を以て警戒・避難の対象とする斜面の抽出

2. センシングによるモニタリングの対象とするべき斜面の抽出

3. 小学生を対象とした防災教育への利用

1 については、1 次クリープの場合も含めて崩壊の可能性が少しでもある斜面を抽出し、可視化され たらとにかくその場から離れる行動を取るための利用方法である。ここでは「空振り」という考え方を やめ、万一に備えて警戒避難し、何もなければ良かったという考えを醸成する必要がある。2 について は、即崩壊に至らない場合、より詳細に地盤の挙動を計測することで、いつどこが崩壊するかの予測に つなげるという利用方法である。3 については、この装置で使う通電の仕組みが小学3年生の理科「電 気の通り道」の学習内容と合致し、地域の災害や防災を考えることが小学3、4 年生の社会「生きる力」 の学習内容と合致することから、小学3、4 年生の総合学習の題材として適すると考える。小学生は避 難訓練が身に着く年齢であり、義務教育により全国民への周知も図れ、その親への波及効果も期待でき る。実際に、キット化した装置を組み立ててモノづくりを体験し、砂山に埋めて放水し崩壊現象を見て 学び、光ったら斜面から離れる避難行動をとるという一連の防災授業のツールとして適当と考えられる。

(2) 0N/0FF 式傾斜感知器試作機の製作コスト

ON/OFF 式傾斜感知器は、市販のパーツを組み立てて試作機を作成し、動作確認をするところから開 発を始めた。改良を重ねる中での代表的な試作機(第1~4号)の概要と材料費を以下に、内訳を別表 2.2.1 に示す。第1号試作機は原理を教えるための防災教育には使えるが、実用には精度を担保できな い。第2号試作機以降は、全長 60mm~245mm のものまで試作したが、ここでは比較のために全長 100mm のコストを示す。ただし、金額は1円未満を切り上げた税別の概算とし、パイプ切断や各パー ツの加工費、またはんだおよびビニールテープ等の少量の消耗品費は含めない。各パーツの加工は、立 命館大学工作センターの協力を得た。

1) 第1号試作機

第1号試作機(図-2.2.5.4)は、カメラのフィルムケースに切断 したアルミパイプをセットし、蓋の中央に開けた穴から市販の伝導球 (鉄球,アルミ球,真鍮球)を電線で吊り下げて可視化装置と接続し た。また、粘性水溶液を満たした容器に感知器本体を吊り下げて、設 計限界までは繰返し変動が捕捉できるようにした繰返し型も試作し た。簡易土槽に埋設して動作試験を行い、地盤傾斜による点灯を確認



図-2.2.5.4 第1号試作機

した。1 機当たり材料単価は 603 円 (アルミ球型) ~685 円 (真 鍮球型) であった。

2) 第2号試作機

第2号試作機(図-2.2.5.5)は、フィルムケースの代わりに塩 ビパイプをくりぬいて外筒容器とした。また振子球はアルミ棒を 短い弾丸型に加工し、寸切で吊り下げることとした。振子の支点 部はベアリング構造とし、振子の動作を妨げないよう接続する導 線は細い電線を使用した。蓋と底はパッキング構造で密閉性を高 めた。可視化装置は市販の透明ケースに収めた。第2号試作機で は動作検証試験の他、室内掘削実験および降雨実験を行い、崩壊 前の点灯を確認した。1機当たり材料単価は1,276円であった。

3) 第3号試作機

第3号試作機(図-2.2.5.6)は、外側円筒に市販の塩ビパイプ を用いることでコストを下げ、かつ長尺製品の製作を容易にした。 また振子支点のベアリング構造部において、半球の回転で摩擦が 生じ動作不良が生じやすいため、モーメントを増大させるように 振子球の材質をアルミから単位質量の大きいステンレスに変更し た。第3号試作機では室内掘削実験、降雨実験および現地実験を 行い、地盤の傾斜に伴う点灯状況を調査した。1機当たり単価は 1,013円であった。

4) 第4号試作機

第3号試作機で改良を試みた振子支点部の摩擦抵抗による動作 不具合が,振子球の質量増加だけでは解消できなかったため,第4 号試作機では振子球の吊り下げを寸切からシールド線に変更し, 支点部はベアリング構造からシーリングで固定する方式とした

(図-2.2.5.7)。この改良による摩擦低減効果は動作検証試験により確認された。また、外部円筒と内部円筒を外側からナットとネジで固定し、その間に電線を挟んで通電させる構造から、外ネジとナットの腐食防止と配線保護を目的として感知器上部から内部円筒に配線して銅テープで固定する構造に変更した。1 機当たり単価は 895 円であった。

以上の試作機作成を通して,ON/OFF 式傾斜感知器はシンプル な構造とすることで精度向上と製作の簡素化を図り,1機あたり 千円以内の材料費と小学生にも組立可能な設計を実現した。加工 手間や組立費等により実際の製作単価は上がるが,大量生産や部 材の変更等によりコストダウンの余地があると考える。



図-2.2.5.5 第2号試作機 (上:動作試験,下:振子部)



図-2.2.5.6 第3号試作機 (上:室内実験,下:現地実験)



(3) 0N/0FF 式傾斜感知器の精度

地すべり地の地表面傾斜を計測して動態を把握する調査は昭和 28 年頃から始まったとされる ¹⁾。近 年では、内村ら²⁾ や藤谷ら³⁾等が浅層崩壊に対して 1m 程度の杭を地盤に挿入し、崩壊や有害な変状が 起きるときの傾斜変位の特徴を見出し、傾斜計測データを崩壊予測につなげようと、各地の計測事例や 実験事例を分析している。しかし、崩壊時の計測データを取得することは難しく、より多くの事例収集 と分析が望まれている。現状では傾斜角速度によって警戒・避難を判断するための公的機関による管理 基準値は無く、西江ら⁴⁾が提案する以下の基準が参考にされることが多い。

①0.01°/hr を越えた場合には注意喚起

②0.1°/hrを越えた場合には早期警報

ON/OFF 式傾斜感知器は,前述したとおり傾斜角は感知するが,その速度は感知できない。警戒すべき地盤の傾斜変動角度の閾値については,今後検討していくべき課題である。ここでは,設計点灯角度を 0.2°とした第3号試作機を経時的に傾けたときの点灯状況について精度検証実験を行った。また動作を円滑にするために改良した第4号試作機を用いて設計点灯角度を 0.5°, 1.0°, 1.5°にした場合についても実験した。ON/OFF 式傾斜感知器は 360°の傾斜を感知するが,実験は8方位で行った。

1)精度検証実験1:第3号試作機(傾斜速度毎秒0.5°,毎秒0.5')

実験には、設計点灯角度 0.2°の第3号試作機を用い、水平実験台に設置したゴニオステージの上に 感知器を載せ、できるだけ等速でステージを傾斜させて、可視化(点灯)した時点の傾斜角度と設計点 灯角度とを比較し、精度を検証した。目標傾斜速度は、毎秒 0.5°と 60 (5′とし、各方位で3回ずつ 実施し、平均値を取った。また材料や加工の精度による個体差を検証するため、2 つの試作機(No.1, No.2)を用いた。実験用試作機の諸元を表-2.2.5.1 に、実験の模式図を図-2.2.5.8 に、実験結果を表 -2.2.5.2 および図-2.2.5.9 に示す。No.1、No.2 ともに設計点灯角度 0.2°に対して実際の点灯角度は 0.17~1.00°のレンジがあり、方位によってバラつきがあることが見て取れる。この原因として、①伝 導円筒や振子球の接触不良、②振子支点部の摩擦抵抗、③振子設置位置の円心からのずれ等の不具合が 考えられる。また同じ方位でも3回の実験でばらつきが見られるのは、傾斜ステージを手動で動かして いることによる傾斜速度の違い等、実験条件の精度が影響している可能性がある。傾斜速度に着目する と、No.1 では速い傾斜速度(0.5°/s)の方が設計点灯角度に近い角 度で点灯している。しかし、No.2 では速い傾斜速度(0.5°/s)の方が精度が良い方位もあり、傾斜速 度と点灯角度(可視化精度)に明確な関係は見られない。本実験結果から、実用化に向けて感知対象と する傾斜角度・傾斜速度を検討し、さらに精度を向上させる必要があると考えられた。

表-2.2.5.1 精度検証実験第3号試作機諸元

	本体長	本体直径	振子直径	ネジ棒鋼長	設計点灯角度
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(°)
No.1	245.0	32.0	20.5	203.1	0.2
No.2	175.0	32.0	21.0	131.4	0.2

表-2.2.5.2 精度検証実験第3号試作機結果

	平均点灯角度(°)		標準	偏差	変動係数		
	5°/s	5'/s	5°/s	5'/s	5°/s	5'/s	
No.1	0.55	0.41	0.21	0.13	0.38	0.33	
No.2	0.64	0.43	0.18	0.22	0.28	0.50	





2) 実験 2: 第3,4 号試作機(傾斜速度毎秒 0.025°)

実験1では手動による傾斜速度のバラつきが実験結果に影響を及ぼしたと考えられたため、実験2で はゴニオステージにモーターを取り付けて ARDUINO UNO を用いて等速で傾斜するように制御し、実 験精度の向上を図った。傾斜速度は、内村ら²が 0.01~0.1°/hr 程度の継続的な傾斜速度が観測される 場合に斜面崩壊のリスクが高まるとしていることから、毎秒 0.025°とした。設計点灯角度は、0.5°、 1.0°、1.5°の3ケースとし、振子支点部は第3号のベアリング型と第4号のシーリング固定型とした。

試作機の個体差によるバラつきを無くすため実験には同 ー感知器を用い,設計点灯角度は振子長を変更して調整 した。また,振子部は寸切とベアリングだけを取り外し, シールド線に変えてシーリング固定した。実験に用いた 試作機の諸元を表-2.2.5.3 に,実験結果を図-2.2.5.10 および表-2.2.5.4 に示す。ベアリング構造では方位によ っては点灯角度が大きいものがみられ(最大点灯角度 6.3°),原因として傾斜速度が遅いために摩擦抵抗の影 響がより大きく出たと考えられた。3 ケースとも振子部 をシールド線のシーリング固定に改良することにより精 度は向上し,8 方位のバラつきも小さくなった。しかし 振子が振れやすくなったことで,初期動作時の衝撃等に より設計点灯角度より低い角度で点灯する現象や,点灯 後に点滅したり消灯したりする不安定な状態も確認され た。

表-2.2.5.3 精度検証実験2第3,4号試作機諸元

	本体長	本体直径	振子直径	振子長	設計点灯角度
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(°)
1	245.0	32.0	18.5	194.5	0.5
2	245.0	32.0	18.5	94.3	1.0
3	245.0	32.0	18.5	60.9	1.5



	平均点灯角度(°)		標準偏差			変動係数			
	0.5°	1.0°	1.5°	0.5°	1.0°	1.5°	0.5°	1.0°	1.5°
ベアリング型	2.09	3.15	3.58	1.29	2.21	1.19	0.62	0.70	0.33
シーリング固定	0.71	1.26	1.38	0.26	0.51	0.81	0.37	0.41	0.59

表-2.2.5.4 精度検証実験(振子改良)結果

精度検証実験を通じて,点灯精度の向上と点灯状態の安定化が課題として抽出された。改良すべき点 としては,屈曲特性を考慮した吊下げ材(シールド線)の選定,振子支点部の固定方法,電気伝導体の 材質変更(アルミやステンレスから銅メッキ等通電しやすい材料への変更),接触部の機構(接触面に かみ合わせ機構を設ける等)が挙げられる。

(4) ON/OFF 式傾斜感知器の室内実験

1) 室内掘削実験

切土斜面掘削時の崩壊感知を目的として,室内掘削試験を4回実施した。土槽は内寸幅500mm,奥行1500mm,高さ910mmの鋼製型枠に真砂土(ρd=1.322g/cm³,ρdmax=1.763g/cm³,wopt=15%)をDc=75%で締固めた。1回目の実験で使用した感知器は第2号試作機全長60mmのもの3個で,それぞれ設計角度1.0°,3.0°,5.0°で点灯するように設定した。図-2.2.5.11に示すように掘削面から150mmに感知器中心を合わせて均等に配置し,本体の45mmを土槽に埋設した(写真-2.2.5.1)。また,中央の設計角度1.0°の感知器の変動のみ,レーザー変位計を用いて測定した。変位計測の結果を図-2.2.5.12に示す。実験は、短辺の型枠を取り外し、感知器が崩壊に巻き込まれるまで掘削し,可視状況を確認した。底部付近からオーバーハング状に人力で少しずつ掘り進めたところ、感知器を含む土塊の背面で亀裂が広がり、クリープ変形を経て、トップリング破壊したが、感知器は崩壊前には点灯せず、崩壊しながら点灯が確認された。その原因として、前兆現象としての変位を捉えるには感知器の設



計点灯角度が大きかったことや、緩慢な動きや微小な変形では振子支点部の摩擦抵抗が大きく、振子が 動作しなかった可能性が考えられた。崩壊2回目の実験では設計角度1.0°のみ埋設し直し、掘削を進 めた。1回目と同様に感知器を含む土塊の背面で亀裂が広がり、感知器が点灯して1秒後に崩壊した。 3回目は、振子支点部の摩擦抵抗による動作不良を改良するため、振子を質量の軽いアルミ球からステ ンレス球に変更し,回転モーメントが大きくなるように振子長を長くした第3号試作機2機と第2号試 作機 2 機を用いた。感知器の諸元を表-2.2.5.5 に,設置位置を図-2.2.5.13 に,実験の様子を写真 -2.2.5.3に示す。実験は、土槽を構成する型枠を段階的に取り外して崩壊させ、動きが止まったら掘削 して、感知器の可視状況を確認した。短辺の型枠の上段を外すと同時に崩壊が始まり、感知器①が約 2.0°傾斜した時点で点灯し、傾いた状態を保持した。感知器②は約 40.0°傾斜した時点で点灯し、5 秒後に崩落した。ビデオ判定および目視では土の変状は確認できなかったが、中央に埋設した傾斜計で 2次クリープを捉えている間に③が点灯した。この時,崩落から9分33秒経過後で,③は崩壊面から 約 500mm 離れていた。2 次クリープが収束し、動きが無くなったため型枠の中段、下段を外し、順次 掘削を進めた。感知器①と③は、ネジの取り外しや、型枠の取り外し作業による振動が与えられると、 点灯の状態が消灯⇔点滅⇔点灯と変化した。④は埋設前の動作確認では点灯していたが、実験中は点灯 しなかった。3回目,4回目の実験からは、1)設計点灯角度を小さくすると微小な変形による傾斜も感 知できる可能性があること,2)僅かな揺れで振子が接触するため振動により点灯すること,3)接触不良 が起こりやすく、一度点灯しても点滅したり消灯したりすることが明らかとなった。

	試作機	全長	埋設深	設計点灯角度	点灯色
		(mm)	(mm)	(°)	
1	第3号	182.5	100	0.2	緑
2	第3号	185	100	0.2	緑
3	第2号	65	50	0.1	青
4	第2号	65	50	0.1	赤

表-2.2.5.5 室内掘削実験(3回目)使用感知器





写真-2.2.5.3 室内掘削試験(3回目)

図-2.2.5.13 感知器設置位置平面図(1回目)

2) 室内降雨実験

豪雨時の斜面崩壊感知を目的として,室内降雨実験を3回実施した。モデル斜面は幅 100cm,奥行 154cm,高さ90cm,傾斜角40°で,基盤層を想定した台の上に真砂土(ρ_d=1.40g/cm³,ρ_s=1.54g/cm³, w=10%)を用いて作成した(図-2.2.5.14)。実験は,降雨強度,降雨時間,感知器の種類と設置位置 を変えて,Case1~Case3の計3回行った。感知器は第2号試作機の全長60mm,100mm,第3号試 作機の 175mm, 245mm を使用し,設計点灯角度はすべて 0.2°とした。各ケースの降雨条件を表 -2.2.5.6 に示す。Case1 は,比較的短時間の高強度降雨による崩壊を,Case2 はある程度弱い降雨強度 で降った後に強めの降雨による崩壊を,Case3 は先行降雨の後の比較的高強度降雨による崩壊を意図し ている。Case1 のモデル斜面を図-2.2.5.14 に示す。Case1 では 13 個の感知器を設置した。崩壊開始 時の傾斜可視状況を写真-2.2.5.4 に示す。底面非排水条件で法先に表面流が貯留する構造のため,降雨 開始後約 2 分程度で法尻の表面浸食が始まった。その後,法肩に向かって進行性崩壊が発生した。崩壊 部に設置した感知器は,崩壊以前に点灯したものと崩壊後に点灯したもの,不具合で点灯しないものが あり,崩壊に至るまでの点灯の状況として①安定的点灯,②弱い点灯,③点灯したり消灯したりの繰り 返しが見られた。Case2 では感知器を斜面の上段,中段,下段に設置し,上段の感知器の1つに1軸傾 斜計を斜面上下方向と水平方向に2 機取り付けた。崩壊開始時の傾斜可視状況を写真-2.2.5.5 に,傾斜 計の計測角度と感知器の点灯状況を図-2.2.5.15 に示す。感知器が崩壊約 4 時間前の傾斜時に点減し始 め,約 3 時間前から安定的に点灯したことから,設計点灯角度以上に傾斜が大きくなっていったことで 接触状態が安定し,継続的に点灯したものと考えられる。Case3 の崩壊形態や感知器の点灯状況も Case1,2 と同様であったが,先行降雨の時点で点灯した感知器は崩壊するまで 9 時間以上経過している ことから,実際には降雨が降りやめば崩壊に至らなかったケースの可能性がある。

表−2.2.5.0 至内降雨美颖(降雨余↑	件	.)
-----------------------	---	----

	時間雨量	バルブ圧力	降雨時間
Case-1	20mm	0.85Mpa	崩壊まで
	10mm	0.1MPa	4時間
Case-2	10mm	0.2MPa	1.5時間
	10mm	0.6MPa	崩壊まで
	10mm	0.1MPa	7時間
	10mm	0.2MPa	1.25時間
0	10mm	0.1MPa	35分
Case-3	0mm	0.0MPa	30分
	10mm	0.1MPa	40分
	20mm	0.85Mpa	崩壊まで





写真-2.2.5.4 崩壊開始時の可視状況(Case-1)

図-2.2.5.14 室内降雨実験モデル斜面



写真-2.2.5.5 崩壊開始時の可視状況



図-2.2.5.15 室内降雨実験 Case2 傾斜と可視化

室内降雨実験では,設置位置や機器の不具合等で点灯しなかったものを除いて,感知器は崩壊収束前 に傾斜を捉えて可視化できた。反応の良さでは245mmの長いものが適していた。また長さに関わらず 点滅等の状況が確認され,安定的に点灯させる改良が必要である。設計点灯角度を小さくすれば僅かな 傾斜で点灯し,その後崩壊に至らない可能性が高まり,設計点灯角度を大きくすれば崩壊直前に点灯し 警戒避難に十分な時間的余裕が取れない可能性が高まる。何を捉えて可視化するかの検討が必要である。

(5) 傾斜感知器の展望

ON/OFF 式傾斜感知器は、京都府綾部市安国寺の境内斜面と神戸市有野の崩壊斜面に設置し、現地実験を実施している。ただし、実地盤では室内実験の模擬斜面のように簡単には動かないため、まだ動作検証には至っていない。

ここでは、振子式の傾斜感知器について報告したが、同様の機能をもつ安価な装置は他にもある。例 えば、近年イギリスの小学生に無償配布されたプログラミング教材のマイクロビットに、傾斜したら光 る命令を入力すれば、それだけで傾斜感知器として利用できる。今後センサの省電力化や小型化、コス トダウンが進むと考えられ、誰でも簡単にセンサを扱えるようになれば、民家の裏山に個人で感知器を 設置することも容易になる。その際必要となる、効果的に崩壊の予兆を捉えることができるセンサの設 置位置や深度、計測項目と計測精度、閾値が持つ意味等の情報を整理する必要がある。

2.2.5 参考文献

- 1) 渡正亮:地すべり調査における地盤傾斜計の利用方法について,地すべり, Vol.7, No.4, pp.27-32, 1971.
- 2) 内村太郎, 東畑郁生, 王林, 山口弘志, 西江俊作: 斜面の傾斜変位の監視による崩壊の早期警報, 地盤工学会誌, Vol.62, No.2, Ser.No.673, pp.4-7, 2014.
- 3) 藤谷久,山口弘志:地盤伸縮計、傾斜センサー及びネットワークカメラによる被災斜面の監視事例,第6回土砂災 害に関するシンポジウム論文集,pp.113-118, 2012.
- 4) 西江俊作,王林,山口弘志,内村太郎,東畑郁生,笹原克夫:斜面崩壊の早期警報に関する最近の事例,地盤工学会誌, Vol.62, No.2, Ser.No.673, pp.4-7, 2014.

別表2.2.1 (ON/OFF式傾斜感知器試作機材料費)

第1号試作機							
パーツ	使用部材	数量	金額(円)			備考	
①外側円筒	カメラフィルムケース	1個	0				
②内部円筒	アルミ丸パイプφ30	100mm	25		※市販のものは被膜除去の必要あり		
③振子球	アルミ球φ20	1個	288			真鍮球¢20:370円/個	
④導線	赤黒SPコード	1m	40				
⑤可視化	LED電球	1個	100				
⑥電力	電池ホルダー単4型	1個	40				
⑦電力	単4乾電池長寿命品	1個	110				
小計			603		(685(真鍮球使用の場合)	
	•						
			第2~4	号試作機			
			第2号	第3号	第4号		
パーツ	使用部材	数量	金額(円)	金額(円)	金額(円)	備考	
①外側円筒	アクリル棒φ300	100mm	330	—	_	内部くり抜き加工	
①外側円筒	塩ビパイプ呼び径25	100mm	—	26	26		
②内部円筒	アルミ丸パイプ <i>φ</i> 25	80mm	67	67	67		
③振子球	アルミ棒φ20	1個	26	—	_	短い弾丸型に加工	
③振子球	ステンレス棒φ20	1個	-	67	67	短い弾丸型に加工	
④振子	寸切M3	85mm	200	200	_		
⑤振子支点部	アルミ棒φ6	1個	3	3	-	お椀型にベアリング加工	
④振子,導線	シールド線AWG28×2C	1m	—	—	200		
⑤導線固定	銅テープ(両面通電)	1枚	—	—	10		
⑥振子支点部	アクリル板5mm厚	1個	11	11	11	中央をベアリング加工	
⑦ナット	M3	3個	15	15	-	導線固定	
⑧ネジ	M3×12mm	1個	5	5	-	内外円筒の固定と導線接続	
9導線	耐熱電子ワイヤーAWG32	2m	105	105	_	延長1m×2本	
⑩蓋と底	アクリル棒¢300, 5mm厚	2個	34	34	34	はめ込み加工	
⑪蓋と底	ゴムパッキン	2個	100	100	100	1機あたり蓋と底で2個	
⑫可視化	LED電球	1個	100	100	100		
⑬可視化	防水用透明ケース	1個	130	130	130	LED電球と電池の防水保護	
⑭電力	電池ホルダー単4型	1個	40	40	40		
⑮電力	単4乾電池長寿命品	1個	110	110	110		
*設置時	水準器	1個	400	400	400	鉛直設置の確認用(製作費に含めない)	
*設置時	本体防水用ジップロック	1枚	25	25	25	(製作費に含めない)	
小計			1 276	1 013	895		

2.3 モニタリングに基づくデータ解析手法

2.3.1デジタルツインによる土中の水の状態の推定

(1) はじめに

現在、モニタリングデータとコンピュータシミュレーションをリアルタイムに関連付け、問題の解決 を図るデジタルツインやサイバー・フィジカルシステムが世界的に注目を浴びている。図-2.3.1.1 は筆 者らが提案する斜面への雨水浸透の問題におけるデジタルツインを示している。デジタルツインは、実 物(フィジカル空間)のレプリカ(複製)をコンピュータ上(サイバー空間)に作成するものである。 実物とレプリカを双子とみなすことからコンピュータ上の双子という意味でデジタルツインと呼ばれ る。斜面への雨水浸透問題におけるデジタルツインでは、実物とは斜面中の水の状態のことである。こ れは、土壌水分計による体積含水率、テンシオメータによる土壌水分吸引水頭、地下水位計による地下 水位などの現地計測結果によって把握される。一方、レプリカとは飽和・不飽和浸透流解析によるシミ ュレーションモデルのことを指す。この両者を双子にするということは、現地計測が行われる毎に飽 和・不飽和浸透流解析によるシミュレーションモデルを現地計測結果に適合するように修正することで ある。具体的には、シミュレーションモデルにおけるパラメータや境界条件を逐次修正する。修正され たシミュレーションモデルは実物との双子であるので、計測する物理量の空間的な広がりや計測されて いないもしくは計測が困難な物理量を明らかにすることが出来る。さらに、降雨の予測を用いれば、シ ミュレーションモデルによって、土中の水の状態を予測することができる。これは、斜面崩壊の危険度 の予測に繋がる。

本項では、斜面への雨水浸透の問題におけるデジタルツインについて、適用例を中心に紹介する。まず、飽和・不飽和浸透流解析の基礎式と同定すべきパラメータについて説明する。次に、飽和・不飽和 浸透流解析によるシミュレーション結果と現地計測結果を連携させ、シミュレーション結果を修正する

方法であるデータ同化の手法について 考察する。さらに、土質特性や計測す る物理量に関わらずデジタルツインは 可能であることを適用事例を通じて明 らかにする。続いて、データ同化を行 う間隔がパラメータの同定精度に及ぼ す影響について明らかにするとともに、 データ同化の間隔を延ばすことの意義 について考察する。最後に、計測され なかった物理量の推定事例として、体 積含水率の現地計測からの地下水位の 推定を紹介する。



図-2.3.1.1 雨水浸透問題におけるデジタルツイン

(2) 飽和・不飽和浸透流解析の基礎式と同定すべきパラメータ

本研究では、シミュレーションモデルとして赤井らの方法心による飽和不飽和浸透流解析を用いてい

る。不飽和土中の水の流れの支配方程式は次式で与えられる。

$$C \cdot \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\psi) \cdot \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right\}$$
(2.3.1.1)

ここに、Cは式(2.3.1.2)で表される比水分容量である。

$$C = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \tag{2.3.1.2}$$

ここに、 θ は体積含水率、 ψ は土壌水分吸引水頭である。式(2.3.1.1)における tは時間、kは不飽和透水 係数である。不飽和透水係数 kは水の状態(θ や ψ)によって変化する。この θ と ψ の関係を表現するモ デルが水分特性曲線モデルであり、 θ や ψ から不飽和透水係数 kを算出するモデルが不飽和透水係数モデ ルである。水分特性曲線モデルとしては式(2.3.1.3)に示す van Genuchten モデル²⁾を、不飽和透水係数 モデルとしては式(2.3.1.4)に示す Mualem モデル³を用いる。

$$S_{e} = \frac{\theta - \theta_{r}}{\theta_{s} - \theta_{r}} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha \cdot \psi)^{n}} \right\}^{1 - \frac{1}{n}}$$
(2.3.1.3)

$$k = k_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{n}{1 - S_e^{n-1}} \right)^{1 - \frac{1}{n}} \right\}^2$$
(2.3.1.4)

ここに、 S_e は有効飽和度、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、 α とnは水分特性曲線の形状を 与えるパラメータ、 k_s は飽和透水係数である。以上、同定すべきパラメータは θ_s 、 θ_r 、 α 、nと k_s の5 種類である。デジタルツインでは現地計測結果に適合するようにそれらを同定する。

(3) 粒子フィルタによるデータ同化アルゴリズム

代表的なデータ同化手法には、①4次元変分法(アジョイント法)、②アンサンブルカルマンフィルタ、 ③粒子フィルタがある^{4),5)}。①は非逐次型、②と③は逐次型のデータ同化手法である。本項では、デー タ同化手法として③粒子フィルタを使う。この手法は、実装が極めて容易であり、非線形性が高い問題 にも適用が可能であるという利点を持つ。一方、粒子と呼ばれるシミュレーションを多数行わなければ ならないので、コンピュータの性能に依存するという欠点も有している。そのため、比較的小規模な問 題への適用が適している。以下では、粒子フィルタの代表的なアルゴリズムを3つ紹介し、それぞれの 利点と欠点を考察する。

図-2.3.1.2 は SequentialImportance Sampling (以下、SIS)によるデータ同化のアルゴリズムを概念 的に示している 6,7。図中、色の異なる 7 つの玉は粒子を示している。先に述べたように粒子とはシミ ュレーションであるので、色の違いは異なるパラメータのセットを用いていることを示している。SIS では、(a)1 期先予測、(b)フィルタリングという 2 つの計算ステップをからなる。まず、(a)1 期先予測で は、時刻 t-1から tまでのシミュレーションが行われる。それぞれの粒子では異なるセットのパラメー タを用いているので予測結果は当然異なる。得られた7つの予測値を観測値と比較する。図では、赤色 の玉で表される粒子が最も観測値に近く、次いで橙色の玉で表される粒子が続く。黄色と紺色で示され る粒子は観測値と大きく外れている。この比較結果を持って(b)フィルタリングが行われる。この過程で は、観測値に対する粒子の適合度に基づき、ベイズの定理によって各粒子が持つ重みが計算される。図 ではその重みを玉の大きさで表している。つまり、観測値に近い赤色と橙色の玉は大きく、逆に、観測 値に大きく外れている黄色と紺色の玉は小さい。このようにして得られた重みを使って、予測値の重み 付き平均を計算すれば、観測値に近い予測値(アンサンブル予測値)を得ることが出来る。また、重み の頻度分布から、観測値に適合するパラメータを確率的に求めることができる。このように、SIS はア ルゴリズムが簡単であるので、様々な問題に対する適用が容易である。また、シミュレーション(粒子) とデータ同化のそれぞれの過程が独立しているので、シミュレーションには市販のソフト等を活用する こともできる。また、異なるパラメータのセットによるシミュレーションという粒子の持つ物理的意味 も明確である。一方で、観測値と大きく外れた粒子も常に計算しなければならいことから計算効率が悪 い。また、重みを適切に計算するためには、非常に多くに粒子が必要になる。さらに、パラメータの使 用する範囲を事前に絞り込んでいく必要もある。加えて、シミュレーションモデルが適切でなく、デー タ同化を行う毎に粒子のもつ重みが変化してしまう場合、パラメータを明瞭に求めることが困難である。

図-2.3.1.3 は Sampling Importance Resampling (以下、SIR)によるデータ同化のアルゴリズムを示 している⁸。SIR では、(a)1 期先予測、(b)フィルタリング、(c)リサンプリングという3つの計算ステッ プからなる。このうち、(a)1 期先予測と(b)フィルタリングは SIS と同様である。(c)リサンプリングで は、重みが大きい粒子は複製され、逆に重みが小さい粒子は消滅する。このよう手続きを行うことで粒 子の数によって観測値に対する粒子の適合度を表現することが出来る。SIS に比べ、SIR ではリサンプ



図-2.3.1.2 SIR のアルゴリズム



図-2.3.1.3 SIS のアルゴリズム

リングのプロセスが加わることにより複雑化するが、SISと同様にシミュレーションとデータ同化のそ れぞれの過程が独立しているので、シミュレーションには市販のソフト等を活用することもできる。ま た、粒子の持つ物理的意味も SIS と同様である。加えて、消滅させた粒子の計算は行わなくても良いの で効率的である。一方で、重みの計算が不適切な場合、限られた特定の粒子ばかりが複製される退化と いう現象が起こる。退化が起こるとデータ同化結果を確率論的に評価することが困難になり、データ同 化を適切に行うこと出来なくなる。また、予め粒子が消滅することに備えて多くの粒子を用意しておく ことも必要である。さらに、一旦消滅した粒子を復活させることは出来ないため、観測値に最も適合す る粒子が途中で異なってしまうような場合、データ同化が行えなくことも起こりえる。

図-2.3.1.4 は Merging Particle Filter (以下、MPF)によるデータ同化のアルゴリズムを示している ^{9),10),11)}。MPF では、(a)1 期先予測、(b)フィルタリング、(c)リサンプリング、(d)マージングという 4 つの計算ステップからなる。

(a)1 期先予測と(b)フィルタリ ングは、SIS および SIR と同 様である。(c)リサンプリング において SIR と同様に重みに 応じて粒子を複製することに なるが、複製後の粒子の総数 が粒子数×M になるようにす る。図では粒子数が 7 つ、M が 3 の合計 21 個になっている。 そのため、重みの大きい赤色 の玉は 5 個、橙色の玉は 4 個 となり、逆に重みの小さい黄



図-2.3.1.4 MPF のアルゴリズム

色の玉や紺色の玉は1個である。(d)マージングでは、21個の粒子を*M*の3個ずつの7組にし、それ ぞれの組毎に重みつき和を行う。その結果、更新された7個のシミュレーションモデルが再度作成され る。具体的には、同定すべき5種類のパラメータ毎に上記のプロセスを行う。このようにして更新され たパラメータは、観測値に近い粒子(赤色や橙色の玉)のパラメータの特徴が強く反映される。この手 順を繰り返せば、観測値を適切に再現できるパラメータが自律的に調整される。なお、説明では*M*を3 にしているが、採用する重み付き平均の方法に基づき変化させることも可能である。

MPF では、SIS にみられるような観測値と大きく外れた予測値をもたらす粒子がなく、また、SIR にみられる消滅する粒子もないことから、比較的少ない粒子であってもデータ同化を適切に行うことが 出来るので計算の効率が良い。また、観測値に最も適合する粒子が途中で変わったとしても、それを自 律的に追従できるので、安定的にデータ同化が可能である。一方、解析プログラム内に MPF の計算過 程を組み込むことが必要になるので、市販のソフト等をそのまま使うことは出来ない。また、粒子のも つパラメータは予測値が観測値に適合するように自律的に更新されていくので、個々の粒子そのものに は物理的な意味がない。つまり、現在に到達するまでに経てきた履歴の影響を粒子は考慮出来ない。こ のことは、例えば、弾塑性のような現在の状態が履歴に依存する材料には適用出来ない。

(4) デジタルツインの適用性

一口に斜面といっても、自然地山を掘削して作られる切土、人工的に土を盛って作る盛土がある。また、斜面を構成する土質も粘性土から礫質土まで地質的に多種多様である。さらに、土中の水分状態を 観測するには、土壌水分計を用いて体積含水率を計測する方法とテンシオメータによって土壌水分吸引 水頭を計測する方法の2つに大別される。本項では、デジタルツインのコアとなるデータ同化について、 土質や計測項目に関わらずパラメータの同定が可能であることを明らかにする。

解析対象は、九州地方のまさ土の切土斜面(以下、Y 斜面)^{12), 13),14}、中国地方のまさ土の切土斜面 (以下、H 斜面)^{13),15}、中国地方の粘性土の切土斜面(以下、O 斜面)¹⁶⁾、近畿地方の自然斜面(以下、 T 斜面)¹⁷⁾の4斜面である。Y 斜面、H 斜面および O 斜面では体積含水率、T 斜面では土壌吸引水頭が 現地計測された。適用するデータ同化アルゴリズムは SIR である。

図-2.3.1.5~2.3.1.8 はそれぞれ Y 斜面、H 斜面、O 斜面および T 斜面におけるデータ同化結果を示 している。いずれの斜面においてもデータ同化結果は降雨による体積含水率や土壌吸引水頭の変化を適 切に再現できている。特に、H 斜面にみられるような体積含水率の急激な増減、逆に O 斜面のような降 雨終了後の体積含水率の漸減といった浸透挙動が大きく異なっていても適切に浸透挙動を再現できて いる。図-2.3.1.9 と 2.3.1.10 は同定されたパラメータから計算された水分特性曲線と不飽和透水係数 と体積含水率の関係をそれぞれ示している。データ同化結果は観測値を適切再現していることから、観 測が行われたそれぞれの土質特性に応じた水分特性曲線と不飽和透水係数を適切に同定できていると 考えられる。

(5) デジタルツインにおけるデータ同化間隔の意義

観測が行われる現場には電源は供給されていないのが普通であるで、ソーラーパネルやバッテリーが 必須である。加えて、斜面の監視はリモートでリアルタイムに行うことが一般的になってきているので、 通信のための電源が必要であるし、またデータ通信にかかるコストも無視し得ない。したがって、限ら れた電源を有効利用し、費用を押さえたモニタリングを行うためには、観測とその結果の通信の間隔を 出来るだけ長くする必要がある。一方、観測間隔を長くすればリアルタイムモニタリングの意義がなく なる。そこで、データ同化によって同定されたパラメータを用いたシミュレーションを観測と組み合わ せる、いわゆるデジタルツインによる斜面モニタリングの可能性について考察する¹⁸⁾⁻²¹⁾。



図-2.3.1.7 再現解析結果(O斜面)

図-2.3.1.8 再現解析結果(T斜面)



図-2.3.1.9 水分特性曲線

図-2.3.1.10 不飽和透水係数と体積含水率の関係

研究の対象斜面は、九州地方に位置する高速道路沿いの切土斜面である。地質的には、花崗岩が基盤であり、表層土はマサ土である。現地では、深度 30cm、70cm および 100cm の地点に土壌水分計を設置し、10分間隔で体積含水率を計測した。また、雨量計も設置し、同じ間隔で計測を行った。図-2.3.1.11 は解析期間中の降雨を示している。解析対象とした降雨は平成 30年7月豪雨であり、豪雨前の 2018/6/21 から豪雨後の 7/20 の 30 日間を解析期間とした。日雨量が 100mm 程度の降雨が数回あった後、7/6 に 338mm/day の非常に強い降雨が観測された。

図-2.3.1.12 と 2.3.1.13 はそれぞれデータ同化間隔が 10min および 240min における体積含水率の 経時変化を示している。ここで、データ同化間隔が 240min のケースは、10min の間隔の計測とは別に 240min の間隔の計測を行ったのではなく、10min の間隔の計測の 240min 毎の計測値を仮想的な計測 結果としたものである。データ同化間隔に関わりなく計測値とデータ同化結果はよく一致している。

図-2.3.1.14 と 2.3.1.15 はそれぞれデータ同化間隔が 10min および 240min における水分特性曲線のパラメータの一つである飽和体積含水率の頻度

分布を示している。初期値(緑)の0.55以上が多 いのは、0.55以上の飽和体積含水率をもつ粒子が すべて含まれているためである。それを除けば、 粒子の初期値を乱数によって決定しているため、 頻度はほぼ均等である。データ同化間隔に関わら ずデータ同化開始から2日経過した 6/23 までの データ同化によって0.48~0.50にほとんどの粒子 が集中している。特に6/28以降、それぞれの頻度 分布ともに大きな変化はない。つまり、データ同 間隔が240分までであれば、その影響はほとんど ない。また、他のパラメータについても同様の結 果が得られている。



図-2.3.1.11 解析期間中の降雨

今回の事例では、6/28 までの頻度分布とその後の頻度分布では、中央値にほとんど変化がなかった。 このことは、6/28 以降は、シミュレーションモデルの修正をしなくても、この現場の雨水浸透挙動をシ ミュレートできることを示している。また、6/28 まではほとんど降雨がなかった。つまり、排水過程の 体積含水率の減少の計測値を使ったデータ同化によってシミュレーションモデルを同定でき、それは 300mm/day を越える降雨時の体積含水率の増加挙動、すなわち、吸水挙動をシミュレートできること を示している。つまり、降雨さえ適切に予測することが出来れば、同定されたシミュレーションモデル によって土中の水の状態を予測出来る。

図-2.3.1.16 はデータ同化とシミュレーションの関係を示している。いま、時刻 *t*-1 においてデータ 同化が行われとする。次のデータ同化が行われる時刻 *t*までの間は時刻 *t*-1 において修正されたパラメ ータによる予測シミュレーションが実施されることとなる。この事例では 240min の間隔でデータ同化

0.55

0.45

★ 約 0.35 0.35

0.25

0.15

6/21

·計測値(上層)

- 計測値(下層)

6/25

6/29

・計測値(中間層)



図-2.3.1.14 飽和体積含水率の頻度分布の経時変 化(データ同化間隔10min)(中間層)





(データ同化間隔 10min)

図-2.3.1.15 飽和体積含水率の頻度分布の経 時変化(データ同化間隔 240min)(中間層)

7/3

月日

7/7

7/11

7/15

·同化(上層)

·间化 (下層)

同化 (中間層)





(データ同化間隔 240min)

が行われたことから、240min 先の予測シミュレーションが高い精度で実施されたことが分かる。ここで、気象庁の土砂キキクルの判定におけるリードタイムは2時間を目安としている²²⁾。この事例では、 そのリードタイムを上回る4時間先の土中の水の状態が予測可能であることを示している。つまり、計 測間隔を延ばしてもデジタルツインと組み合わせ ることにより、高い精度で現地の土中の水の状態の 監視だけでなく、近未来予測が可能であることを示 している。それは、斜面防災にとって非常に有用で あることは言うまでもない。

(6) 体積含水率からの地下水位の推定

デジタルツインの効用として、現地計測では計測 されなかった物理量や計測が困難な物理量を推定 できるというメリットがある。本項では体積含水率 の現地計測に対するデジタルツインによって、計測 を行わなかった地下水位の推定を行っている。そし





て、地下水位の発生メカニズムの考察に基づき推定結果の妥当性を検証している 23)。

本項で解析対象としたのは、近畿地方に位置する道路沿いの盛土のり面である²⁴⁾。盛土は主に真砂土 で構成されている。土壌水分計の設置位置は地表面から深度 40cm、80cm および 100cm とした。また、 雨量計も計測地点に設置した。いずれも計測間隔は 10 分である。

図-2.3.1.17 は本研究で研究対象とした降雨期間における体積含水率と 10 分間雨量の経時変化を示 している。研究対象とした降雨の総雨量は 437.5mm であった。また、降雨の継続時間が 73.5 時間であ り、前半は降雨量が多く後半は少ないことから、前半が強めの長雨であったと判断される。体積含水率 は、①上昇、②一時的な平衡状態、③再上昇、④再度の平衡状態および⑤漸減している。①は深度が浅 いほど、②は深度が深いほど、⑤は深度が浅いほど開始が早い。体積含水率のこのような挙動のメカニ ズムを現地計測結果のみから解釈することは容易ではない。

図-2.3.1.18 は計測値とデータ同化結果の比較を示している。図中、実線が現地計測値を、破線がデ ータ同化解析の結果を示している。また、凡例の平均値とは 500 個の粒子による平均値、標準偏差とは 同じく 500 個の粒子による標準偏差である。深度 40cm については、図-2.3.1.17 の②の区間における 体積含水率が 0.05 近くデータ同化解析結果の方が大きい値を一時的に示したこと、③の区間において ピーク値に至る過程が十分に再現できていないこと以外は、計測値とデータ同化結果で体積含水率の経

時変化は概ね一致している。深度 80cm に関して は、⑤の区間の 6000 分以降において、データ同 化結果の方が体積含水率の低下が遅い点を除け ば、計測値とデータ同化結果で体積含水率の経時 変化は概ね一致している。深度 100cm に関して は、②や③の区間の計測値とデータ同化結果は大 きな差がある。但し、この点を除けば両者の経時 変化は概ね一致している。



図-2.3.1.17 体積含水率と10分間雨量の経時



図-2.3.1.18(a) 計測値とデータ同化結果の比 較

図-2.3.1.19 はデータ同化結果から推定される 地下水位の経時変化を示している。地下水位は約 3400分で発生し、その後、急激に上昇する。約3700 分でピーク値の約40cmの深度に達し、ほぼ平衡 状態となる。約4500分まで深度約40cmの地下水 位を保った後、時間の経過とともに単調に地下水 位は低下している。地下水位の発生は、降雨前半 の強度の強い降雨によってではなく、後半の比較 的弱い降雨に起因している。つまり、前半の降雨 によって擬似飽和状態が形成され、その後の降雨 によって地下水位が形成された。また、降雨強度 が弱いにもかかわらず地下水位の形成からピーク に達するまでは非常に急である。

図-2.3.1.20 は体積含水率と地下水位の経時変 化を併せて示している。体積含水率がほぼフラッ トになる時刻が深度にかかわらずほぼ同じである のは、地下水位が急上昇しているためである。つ まり、体積含水率の経時変化がほぼフラットにな るということは、土が完全に飽和したことを示し ており、これはその深度が地下水位下に入ったこ とを示している。推定される地下水位のピークは 深度約 40cm である。このことは地下水位がほぼ ピークに達した時点で深度 40cm の位置の体積含 水率がフラットになっていることからも裏付けら れる。また、地下水位が約 40cm より下がると深 度 40cm の位置の体積含水率も急減している。深



図-2.3.1.18(b) 計測値とデータ同化結果の比

較

0.5 0.4 体積含水率 (cm³/cm³) 0.2 0.1 0分間雨量 (mm/10min) 10分間雨量 (mm/10min) 計測(100c ---解析(平均值) 解析(平均值-標準偏差) 解析(平均值+標準偏差) 雨量 0 0 2000 4000 6000 8000 10000 時間 (min) (c)深度 100cm

図-2.3.1.18(c) 計測値とデータ同化結果の比

較



図-2.3.1.19 推定された地下水位の経時変化


度 100cm の位置の体積含水率が急減する時刻と地下水位が約 100cm の深度を下回るそれとはほぼ一致 している。

以上のことから、図-2.3.1.17における①~⑤の区間における水の状態について考察すれば、①では、 雨水の浸透に伴う体積含水率の増加、②では、地下水位が到達するまでの擬似飽和状態、③では、地下 水の発生から地下水位の上昇、④では、地下水位の平衡状態への到達、⑤では、雨が止んだことにより、 雨水の供給がなくなったことによる地下水位の低下となる。そして、①~③の区間では不飽和状態、④ の区間では飽和状態、⑤の区間では不飽和状態である。このように、デジタルツインによって計測され たもの以外の物理量を推定することによって現象のメカニズムの理解が容易になる。

(7) まとめ

本項では、実物(フィジカル空間)とそのレプリカ(サイバー空間)を密接に関連させ問題を解決す るデジタルツインの斜面への雨水浸透問題への適用について、事例を中心に説明した。以下に本項にお ける主な知見を取り纏める。

- デジタルツインの根幹技術である粒子フィルタによるデータ同化のアルゴリズムのうち、SIS や SIR はシミュレーションとデータ同化プロセスを完全分離できるので、市販の解析ソフト等をシミ ュレーションモデル(粒子)として活用できるの。つまり実装が極めて容易である.一方で、MPF はシミュレーション自体にシミュレーションモデルの修正プロセスを組み込む必要があるので、実 装は容易ではないが、アルゴリズムは自律的なシミュレーションモデルの修正を可能にしているの で、効率的かつ効果的である。
- ・ 粒子フィルタによるデータ同化は、土質の種類や計測値の種類に関係なく適用が可能である。
- データ同化間隔が240min程度であれば、データ同化の精度に及ぼすデータ同化間隔の影響は極めて少ない。また、次のデータ同化が実施されるまでの間は予測シミュレーションとなるので、同定されたシュミュレーションモデルは240min程度までは高い精度で土中の水の状態を予測することが可能である。
- 体積含水率の現地計測結果に基づくデジタルツインから計測されなかった地下水位の挙動を推定 することが出来る。

2.3.1 参考文献

- 赤井浩一・大西有三・西垣誠:有限要素法における飽和-不飽和浸透流の解析,土木学会論文報告集, No. 264, pp. 87-95, 1977.
- van Genuchten, M.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, Research Report, No. 78-WR-08, Princeton Univ., 1978.
- Mualem, Y.: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, Water Resources Reserch, Vol. 12, pp. 513-522, 1976.
- 4) 中村和幸・上野玄太・樋口知之:データ同化:その概念と計算アルゴリズム,統計数理,第53巻,第2号, pp.211-229,

2005.

- 5) 上野玄太: 粒子フィルタとデータ同化, 統計数理, 第67巻, 第2号, pp.241-253, 2019.
- 6) 村上章・西村伸一・藤澤和謙・中村和幸・樋口知之:粒子フィルタによる地盤解析のデータ同化,応用力学論文集, Vol. 12, pp. 99-105, 2009.
- 7) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾:粒子フィルタによる土壌水分特性パラメータの同定に対するリサンプリングの影響,土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.72, No.2(応用力学論文集 Vol.19), pp. I_63-I_74, 2016.
- 8) 樋口知之:予測にいかす統計モデリングの基本, pp. 37-93, 2011.
- 9) 中野慎也・上野玄太・中村和幸・樋口知之: Merging Particle Filter とその特性,統計数理, 56/2, pp. 225-234, 2008.
- 10) 樋口知之,上野玄太,中野慎也,中村和幸,吉田亮:データ同化入門一次世代のシミュレーション技術一,朝倉書
 店,pp.101-135,2013.
- 11) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・藤本彩乃・越村謙正:現地計測に基づく浸透解析モデルのデータ同化に対する融 合粒子フィルタの有用性の検証,土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.73, No.2(応用力学論文集 Vol.20), pp.I_45-I_54, 2017.
- 12) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・臼木陽平:現地計測結果に基づく土壌水分特性パラメータ同定に関する粒子フィルタの適用,土木学会論文集 C, Vol. 72, No. 4, pp. 354-367, 2016.
- 藤本彩乃・小田和広・伊藤真一・越村謙正:粒子フィルタによる土壌水分特性パラメータの実用的な推定方法に関する研究,土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 73, No. 2(応用力学論文集 Vol. 20), pp. I_105-I_113, 2017.
- 14) 藤本彩乃・伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・櫻谷慶治:粒子フィルタによる土壌水分特性パラメータの推定におけ る観測ノイズの影響,第52回地盤工学研究発表会,pp.1971-1792,2017.
- 15) 藤本彩乃・伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・櫻谷慶治:まさ土切土斜面の土壌水分特性推定における粒子フィルタの適用性,土木学会第72回年次学術講演会,III-142, pp.283-284, 2017.
- 16) 大段恵司・伊藤真一・藤本彩乃・小田和広・小泉圭吾・櫻谷慶治:粘土質シルトで構成される切土斜面における土 壌水分特性のデータ同化,土木学会第72回年次学術講演会,III-143, pp. 285-286, 2017.
- 17) 藤本彩乃・伊藤真一・小田和広・横川京香・鳥居宣之・藤本将光・小山倫史:サクションの現地計測結果に基づく 粒子フィルタによる土壌水分特性パラメータの推定,第53回地盤工学研究発表会,pp.2023-2024,2018.
- 18) 中森祐輔・小田和広・伊藤真一・小泉圭吾・堤浩志:2018 年 7 月豪雨時における雨水浸透に対するサイバー・フィジカルシステムの適用性, 第 55 回地盤工学研究発表会, DS-8-10, 2020.
- 19) 加藤諒・綾部大吾・清水大雅・小田和広・堤浩志・伊藤真一・小泉圭吾:雨水浸透のデジタルツインにおけるシミ ュレーション予測とアンサンブル予測の比較,土木学会第75回年次学術講演会,III-414, 2020.
- 20) 河原慎治・小田和広・伊藤真一・小泉圭吾・堤浩志:雨水浸透モデルの同定おけるデータ同化間隔を延長することの影響,第56回地盤工学研究発表会,12-5-4-04,2021.
- 21) 河原慎治・小田和広・伊藤真一・小泉圭吾:デジタルツイン的発想に基づく雨水浸透シミュレーションモデルの同 定におけるデータ同化間隔の影響, Kansai Geo-Symposium 2021 発表論文集, pp. 134-139, 2021.
- 22) 気象庁: 土砂災害警戒情報・土砂キキクル (大雨警報 (土砂災害) の危険度分布), https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/doshakeikai.html, (last accessed: 2021/07/03)

- 23) 小田和広・小泉圭吾・伊藤真一・堤浩志:土壌雨量指数とデータ同化によって再現された豪雨時の斜面内の水の状態との関連性, Kansai Geo-Symposium 2021 発表論文集, pp. 58-63, 2021
- 24) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・西村美紀・檀上徹・酒匂一成:融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解 析モデルの推定手法の提案,土木学会論文集C,76/1,52-66,2020.

2.3.2 擬似飽和,現場飽和現象に着目した斜面の健全性評価指標

(1) はじめに

公社)地盤工学会関西支部,斜面災害のリスク低減に関する研究委員会,部会1(モニタリング部会) では,斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価手法の確立を目指して,主に(1)斜面災害のリ スク低減に有用なモニタリング技術の開発,(2)モニタリングに基づくデータ解析手法について調査 研究を行っている。本節では当部会で研究対象としている京都府綾部市,安国寺測線1でのモニタリン グ結果を基にその評価手法の一例を取り纏めた。

(2) 既往の評価手法

図-2.3.2.1 は模型斜面実験結果に基づき, 深度方向の体積含水率の変化と斜面表層変位の関係を模式 化した図である。



図-2.3.2.1 模型斜面実験結果に基づく浸透と変形の関係

降雨強度が一定の場合,降雨開始後,浅部から順に体積含水率が上昇し,一時的に平衡状態になる。 これは不飽和状態下の鉛直一次元浸透が卓越している場合において,斜面内の任意点における水の流入 量と流出量が一時的にバランスした状態を示しており,この時点の体積含水率を擬似飽和体積含水率 (IQS: Initial Quasi-Saturated Volumetric Water Content)と定義している¹⁾。その後,水位の発生とともに 体積含水率は深い地点から順に現場飽和 (FS: Field Saturated Volumetric Water Content) に向けて再上昇 し,それによって変位発生,崩壊に至ることがわかる。このことから,IQS を超えなければ変形は発生 しない,つまり体積含水率が IQS に到達する時点をモニタリングすることで,降雨による変形を未然に 予測できる可能性がある。一方,ここで示した模式図は降雨強度が一定条件下での現象を表しており, 実際の斜面では降雨強度が時々刻々変化するため,それに応じて IQS も変化する。IQS とは上述した通 り,不飽和状態下において,水の流入量と流出量がバランスした状態のことを指す。流入量と流出量が バランスする際には,鉛直方向での体積含水率や圧力水頭が定常状態を示しており,このことは式 (2.3.2.1)に示す通り,流入量である降雨強度と浸透能を表す土中の不飽和透水係数が等しい状態にある ことを示している。

 $RI = k_{IQS} \tag{2.3.2.1}$

ここで、RI は降雨強度、k_{IQS}は体積含水率が IQS に到達し、一定となった時点の土中の不飽和透水係数である。つまり、IQS とは、一定降雨強度下における体積含水率のピーク値を示しており、その値はその地盤における不飽和透水係数と体積含水率の関係で示すことができる。ここで Mualem-VG モデルを 例とすると、RIと IQS の関係は式(2.3.2.2)で示される。

$$RI = k_s \times \{(IQS - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)\}^{0.5} \left\{ 1 - \left(1 - \{(IQS - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)\}^{\frac{n}{n-1}}\right)^{1 - \frac{1}{n}} \right\}^2$$
(2.3.2.2)

ここで k_s は飽和透水係数, n は水分特性曲線の形状を与えるパラメータ、 θ_r は残留体積含水率、 θ_s は飽 和体積含水率である。ただし、 $k(\theta)$ は飽和透水係数 k_s を上限とするため、式(2.3.2.2)が成立する条件 はRI $\leq k_s$ であり、RI > k_s の場合、理論的には IQS はその地点の飽和体積含水率 θ_s で一定となる。一方、 実斜面において地盤が完全飽和に至ることは無く、間隙にある程度の封入空気を残した状態が飽和度の 上限値となることから、この状態を完全飽和に対し、現場飽和 2)と呼んでいる.従って、実斜面で式 (2.3.2.2)が成立する条件は $RI \leq k_{fs}$ であり、 $RI > k_{fs}$ の場合、IQS はその地点の現場飽和体積含水率 θ_{fs} で 一定となることに注意が必要である.ここでk_{fs}は現場飽和透水係数である.この Mualem-VG モデルに 基づく式(2.3.2.2)が斜面内の任意点における水分特性を反映しているとするならば、この地点の水分特 性パラメータを同定することで、時々刻々変化する降雨強度に対する IQS を求めることが出来る.小泉 ら¹⁾はこの関係性を基に、現場における時々刻々の降雨強度の変化を考慮したIQS指数を提案し、高速道 路沿い斜面に適用することで、その有用性を検証した。その結果、浅い地点における体積含水率が擬似 飽和に到達した時刻をリアルタイムに検知でき、それによってIQS指数が通行止め準備の指標として利 活用できる可能性を示した。一方、ここでは IQS から先の浸透挙動である水位の発生、上昇については 触れられておらず、IQS に到達してから現場飽和、水位発生までの時間的な余裕などの評価は行われて いない。これに対し、Komatsu ら³はIQS指数に加え、体積含水率が現場飽和に達したかどうかを判断す る FS 指数を提案し、岡山市北区にある半田山東側の自然斜面に適用し、その有用性を検証した。本稿 ではこれらの指標を参考に,安国寺測線1斜面の健全性を評価するための手法を検討した。

(3) モニタリングデータ

図-2.3.2.2 は安国寺測線1 におけるセンサ設置概要を示している。観測開始は 2019 年 5 月 10 日であ るが,設置した土壌水分計の馴染みの影響を考慮し,本稿での解析対象期間は 2019 年 10 月 1 日~2020 年 5 月 4 日とした。土壌水分計は,図に示す斜面下部,中腹のそれぞれ 3 深度に設置し,傾斜計は子機 に実装した。また,雨量計は斜面中腹の平地に設置した。各データは 10 分間隔で記録され WEB 画面上 で閲覧できるシステムが構築されている。また,斜面下部,中腹の深度 110cm にロガータイプの水位計 を設置した。なお,両地点における水位計と土壌水分計の設置間距離は水平距離で 1m 以内である。水 位の計測間隔は 2019 年 10 月 1 日~11 月 13 日までは 1 時間間隔, 2020 年 1 月 17 日~5 月 4 日までは 10 分間隔である。なお,2019 年 11 月 14 日~2020 年 1 月 16 日までのデータは欠損している。

図−2.3.2.3, 図−2.3.2.4 は斜面下部および中腹の体積含水率と斜面下向きの傾斜計の経時変化,図 -2.3.2.5 は降雨と水位の経時変化をそれぞれ示している。

図-2.3.2.3, 図-2.3.2.5 より, 斜面下部における体積含水率の動きを見ると, 降雨に応じて体積含水 率が上昇下降を繰り返している。また, 深度ごとに絶対値の違いはあるが, その変動幅は概ね等しい。 なお,この期間に水位の発生は確認されていない。次に図-2.3.2.4,図-2.3.2.5より,斜面中腹におけ る体積含水率の動きを見ると,降雨に応じて体積含水率が上昇下降を繰り返しているが,斜面下部とは 異なり,深度ごとの変動幅やその動きに違いがみられる。また,この期間の複数の降雨イベントで水位 の上昇が確認された。そこで,本稿では水位が確認された斜面中腹を対象とし,水位と体積含水率の関 係から斜面の健全性を評価するための手法を検討する。



図-2.3.2.2 センサ設置概要





(4) 解析対象

本節では、斜面中腹の計測データを使って、深度方向の体積含水率の動きから、崩壊の要因となる水 位の上昇を予測する手法を検討する。図-2.3.2.6 は 10 月 12 日~14 日までの深度ごとの体積含水率と 降雨の経時変化を示している。この図より、降雨によって浅い地点から順に体積含水率が上昇し、それ ぞれが一時的に平衡状態に達している。その後、10 月 12 日 17 時頃に深度 80cm のみの体積含水率が再 び上昇し、一旦低下するが、その後再び上昇し平衡している。この動きが降雨強度の変化に伴う鉛直下 向きの浸透能の変化であれば、深度 20cm の体積含水率が先に上昇するはずであるがその動きはみられ ない。従って、この上昇は不飽和状態下の鉛直下向きの浸透によるものではなく、擬似飽和からの再上 昇、つまり水位形成による毛管上昇を含む、上向きの水の流れによる反応であることがわかる。なお、 この時点の深度 20cm の体積含水率は擬似飽和状態を示しているものと推察される。一方、深度 100cm の体積含水率に着目すると、深度 80cm のような再上昇は見られないが、体積含水率の上昇度合いが相 対的に大きいことがわかる。このことは、降雨によって浸潤面が深度 100cm に達した後、この深度付近 に飽和帯が形成され、擬似飽和を経ることなく一気に現場飽和状態に達したことが要因であると推察さ れる。このような現象は模型斜面実験においても確認されており 4、図-2.3.2.1に示す概念図でいうと、 深層の体積含水率の動きがそれに該当する。これを裏付けるデータとして、図-2.3.2.7 は斜面中腹の深 度 110cm に設置した水位計の変化を示している。この結果より、この期間に水位が深度 65cm まで上昇

していることが

わかる。このことは深度100cm,深度80cmが順に現場飽和体積含水率に達したこと,すなわち深度100cm で飽和帯が形成され,深度80cmまで水位が上昇したことを示す図-2.3.2.6の結果と整合する。なお, 深度80cm,100cmの土壌水分計と水位計の反応には時間差がみられる。これは設置位置の違いによる という見方もできるが,土壌水分計が現場飽和体積含水率を示したとしても、そこから直ちに水位が形 成されるわけではなく、先に毛管力の影響等で上昇する可能性を考慮すると、ある程度の時間差を持っ て水位が発生するという見方もできる。次節ではこの点に着目して考察を行っている。以上を纏めると、 斜面中腹の深度100cmにおける体積含水率の動きを捉えることで、水位上昇につながる飽和帯の形成を 予測できる可能性が示された。



図-2.3.2.6 体積含水率と降雨強度の経時変化



(5) データ評価手法

ここでは、体積含水率が擬似飽和を示したタイミングを検知するIQS 指数に加え、体積含水率が現場 飽和を示したタイミングを検知するFS指数³⁾(Field Saturated Index)を使って、斜面の健全性を評価す る手法を検討する。IQS指数の推定には小泉ら²⁾の手法を採用し、FS 指数は計測された現場飽和体積含 水率を基に推定する。IQS指数および FS 指数の作成には 2019 年 10 月 1 日~2020 年 2 月 21 日の約 5 カ 月分のデータを使用し、評価は 2019 年 2 月 22 日~2020 年 5 月 4 日の約 2 カ月のデータを使って行った。



図-2.3.2.8 降雨イベントごとの降雨強度の最大値とそれに対応する体積含水率のピーク値

図-2.3.2.8 は深度 20cm における降雨イベントごとの降雨強度の最大値とそれに対応する体積含水率 のピーク値をプロットした図である。これは、(2) で述べた IQS が降雨強度に応じた体積含水率のピ ーク値を表しているという考え方に基づく。計測データ数が増えれば各降雨強度における体積含水率の ピーク値がIQSに近づくことを利用し、この上限線を使ったIQS指数の推定手法が提案されている¹⁾。式 (2.3.2.3)はこの考え方に基づき、図-2.3.2.8 で得られた上限線を結ぶ近似曲線から算出した深度 20cm に おける降雨強度とIQSの関係を示した式である。ここでは、IQSの下限値として対象期間における体積含 水率の最小値を 10 分間降雨強度 0mm (対数で近似しているため、便宜上 0mm/10min≒0.001mm/10min) として設定した。

 IQS = 1.7426 × ln(RI) + 44.509
 (2.3.2.3)

 ここで, RIは 10 分間降雨強度, IQSは降雨強度に応じた体積含水率のピーク値を示している。この関係

 式から式(2.3.2.4)に示すIQS指数を求める。ここでIQS指数とは, IQSと観測される体積含水率との割合か

 ら算出される無次元値である。

$$iQS = \theta/\theta_{IQS} \tag{2.3.2.4}$$

ここで、iQSはIQS指数、 θ は深度 20cm における体積含水率の観測値、 θ_{IQS} は IQS を示している。IQSを 超えなければ変形が発生しないという既往の研究成果¹⁾を基に解釈すると、IQS指数が 1.0 以下であれば 変形は発生せず、1.0 を超えれば飽和帯の形成、水位の上昇により変形が発生する可能性があると解釈 できる。ただし、図-2.3.2.1 に示した通り、深度 20cm のIQS指数が 1.0 を超える前に、深部にある深度 100cm が先に現場飽和に達する。そこで、期間中に深度 100cm の体積含水率が現場飽和を示した値を利 用して、式(2.3.2.5)に示すFS指数 ³⁾を作成した。

$$iFS = \theta/\theta_{fs} \tag{2.3.2.5}$$

ここでiFSはFS指数, θ_{fs} は対象期間中に観測された深度 100cm における現場飽和体積含水率の平均値, θ は深度 100cm における体積含水率の観測値を示している。この式からFS指数が 1.0 未満であれば深度 100cm は不飽和状態下, 1.0 に到達すると現場飽和によって飽和帯が形成され,水位の上昇により変形 が発生する危険性があると解釈できる。以上を纏めると,浅部である深度 20cm のIQS指数と,難透水層 が存在する深度 100cm におけるFS指数の変化を捉えることで,表層崩壊の誘因となる水位の上昇を予測 できる可能性がある。

図-2.3.2.9 は深度 20cm におけるIQS指数の経時変化,図-2.3.2.10 は深度 100cm におけるFS指数の経時変化をそれぞれ示している。図中に示す①~⑦はIQS指数,FS指数の何れか,または両方が 1.0 に到達した時点を



図-2.3.2.9 深度 20cm における IQS 指数の経時変化



図-2.3.2.10 深度 100cm における FS 指数の経時変化



図-2.3.2.11 水位の経時変化

示している。一方,図-2.3.2.11 は同期間における水位の経時変化を示している。これらの図より,深度 20cm が擬似飽和に到達した①~⑦の降雨イベントのうち③,⑤,⑥,⑦で深度 100cm が現場飽和に 到達した。また,図-2.3.2.11 より,このうちの⑤~⑦で水位上昇が確認された。このことから,IQS指数,FS指数が 1.0 に到達したかどうかを検知することで,水位発生の危険性を予測できる可能性が示さ

れた。表-2.3.2.1は⑤~⑦のIQS指数が1.0に到達した時刻をゼロとした時の,FS指数=1.0,水位>-1.0m, 水位が最高値を示すまでに要した時間をそれぞれ表している。⑤の結果を見ると,IQS指数=1.0に到達 した3時間40分後にFS指数=1.0に達し,その4時間後に水位が上昇し始め,最高水位に到達したのが 15時間10分後,その水位は-0.79mであった。

	IQS指数=1.0	FS指数=1.0	水位>-1.0m	最高水伯	<u> </u>
<u>(5)</u> 4/1	0:00	3:40	7:40	15:10	-0.79m
6 4/13	0:00	-0:30	1:40	4:50	-0.50m
⑦ 4/18	0:00	1:00	2:30	4:00	-0.45m

表-2.3.2.1 IQS 指数=1.0 に到達した時刻をゼロとしたときの FS 指数=1.0, 水位>-1.0m, 水位が最高 値を示すのに要した時間

一方,⑥の結果を見ると,IQS 指数=1.0 と FS 指数=1.0 はほぼ同時刻で,その後1時間 40 分で水位が上 昇し始め,最高水位に到達した4時間 50 分後,その水位は-0.50m であった。⑦についても⑥と同様, 深度20cm が擬似飽和(IQS 指数=1.0)に達してから1時間後に深度100cm が現場飽和(FS 指数=1.0) に達し,その2時間半後には水位が上昇し始め,僅か90分で-0.45m に達していることがわかる。

(6) ユーザー目線の情報発信方法

以上の結果より、同一の観測地点であっても、降雨強度や地盤の状態によって擬似飽和、現場飽和から水位上昇までに要する時間は異なり、この時間が極めて短い場合があることが確認された。住民避難にはそれなりの時間が必要であることから、水位のみをモニタリングするだけでは間に合わない可能性も考えられる。従って、前もって水位発生の予兆を捉えることができれば、避難準備の目安として、住民の視点に立った情報発信が可能になると考えられる。ここでは IQS 指数および FS 指数を用いることで、その可能性を検討する。

図-2.3.2.12 は図-2.3.2.11 から明瞭に水位が確認できる 5 つの降雨イベントを抽出し, IQS 指数=1.0 に到達した時点をゼロとした時の, FS 指数=1.0, 水位>-1.0m を示すまでに要した時間を示した図である。 この図より, 4/13 と 4/18 に着目すると, IQS 指数=1.0 から FS 指数=1.0 に到達する時間が僅かな場合は, その後の水位上昇開始までの時間も短いことがわかる。一方, 10/25, 4/1 の場合, IQS 指数=1.0 から FS 指数=1.0 に到達するまでの時間は比較的長く, その後の水位上昇開始までの時間も相対的に長いことが わかる。このことから, IQS 指数のみでは, その後の水位上昇の有無を予測することは出来ないが, FS 指数と組合せることで, 現場飽和状態から比較的早いタイミングで水位が上昇し始めるのかどうかを予 測できる可能性が示された。また, 今回の事例では, 擬似飽和から水位が上昇し始めるまでに少なくと も 1.67 時間, 現場飽和から水位が上昇始めるまでに 1.50 時間の余裕があることから, 避難や通行止め 準備を行うための時間的余裕は確保されており, これらの指標が住民の視点に立った情報源となりうる 可能性が示唆された。一方, 10/13 の事例のように, IQS 指数=1.0 から FS 指数=1.0 に到達する時間が短 いものの, 水位発生までの時間が長い事例なども存在することから, 事例を増やすことで本手法の妥当 性や利活用方法を検討していく必要がある。

(7)まとめ

本節では京都府綾部市にある安国寺測線1をモデル斜面とし、(公社)地盤工学会関西支部、斜面災 害のリスク低減に関する研究委員会部会1の検討課題の1つである、表層崩壊に対するモニタリングに 基づくデータ評価手法について検討を行った。得られた知見は以下の通りである。

本稿では降雨による表層崩壊の危険性をある程度の時間的余裕を持って予測するために、体積含水率の挙動に着目した評価手法を検討した。ここでは、不飽和状態下において、降雨強度とそれに対して



図-2.3.2.12 水位が確認された5つの降雨イベントにおける, IQS 指数=1.0 に到達した時点をゼロとした時の, FS 指数=1.0, 水位>-1.0m を示すまでに要した時間

浸透可能な体積含水率の最大値の関係を表す IQS 指数と、現場飽和状態を表す FS 指数を用いることで、表層崩壊の誘因である水位の発生を検知できる可能性が示された。

・ また、IQS 指数と FS 指数を組合せることで、現場飽和状態から比較的早いタイミングで水位が上昇し始めるのかどうかを予測できる可能性が示された。今回の事例では、擬似飽和から水位が上昇し始めるまでに少なくとも 1.67 時間、現場飽和から水位が上昇始めるまでに 1.50 時間の余裕があることから、避難準備を行うための時間的余裕は確保されており、これらの指標が住民の視点に立った情報源となりうる可能性が示唆された。

謝辞:本研究は科研費科研費補助金(19K04599)の一部を使って行った。ここに記して謝意を表します。

2.3.2 参考文献

- 小泉圭吾・堤浩志・小田和広・伊藤真一・小松満:擬似飽和体積含水率に着目した現場計測データに基づく豪雨時ののり面監視手法に関する研究,地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集,pp.287-291,2019.
- 2) 森井俊広,井上光弘,竹下祐二:プレッシャーインフィルトロメータ法を用いた土の原位置透水試験法,農業土木学 会論文集, No.204, pp.149-158, 1999.
- Komatsu, M., Koizumi, K.: A validation of shallow slope failure monitoring method based on the field soil moisture observation, 10th Int. Conf. on Geotechnique, Construction Materials and Environment, 2020.

 4) 小泉圭吾・櫻谷慶治・小田和広・伊藤真一:体積含水率に着目した降雨時の斜面の健全性評価に関する実験的研究, 第32回日本道路会議,4009,2017

2.3.3 体積含水率に着目した表層すべり面推定手法

(1) はじめに

近年、気候変化に伴う自然災害が多発している。特に突発的かつ局所的に発生する斜面災害はここ数 年増加傾向にあり、その対策が課題として挙げられている。現行のソフト対策として、時間雨量、連続 雨量、土壌雨量指数など、雨量を指標とした種々の基準が設けられているが、斜面崩壊の危険性を個別 に評価することは難しい。一般に斜面崩壊は地形、地質特性を表す素因と、雨や地震などの誘因が組み 合わさることで発生する物理現象であるため、雨量に基づく基準のみでは個別の評価ができないという のがその理由である。これに対し、斜面への雨水浸透や水位の発生、変形を直接モニタリングすること で、個々の斜面の健全性を診断するための研究が進められている。例えば、斜面変形に着目し、変位、 ひずみ速度から崩壊時刻を予測する手法 1)・2),傾斜計の角度変化から崩壊を予測する手法 3)・4)が提案さ れている。また,土中の間隙水圧から崩壊を予測する手法 5,体積含水率から斜面の健全性を評価する 方法のつなどが提案されている。これらの研究は主として表層斜面を対象としており、崩壊の要因とな るすべり面の深度推定には一般に Na 値が用いられている ®。一方,Na 値はあくまで地盤の締まり具合 や硬さを表す指標であることから、実際に水位が発生するかしないかを直接推定できるわけではない。 従って、すべり面を精度よく推定するためには、Na 値から得られる情報に加え、地盤の透水性、保水性 を評価するための指標が求められる。そこで本研究では、現在モニタリングに使用している土壌水分計 の計測結果に着目し、この結果を使って斜面内の透水性、保水性を評価することですべり面の存在とそ の深度を推定する手法を検討した。本稿で述べるすべり面とは表土層と基盤との境界層のことと定義す る。それゆえ、定義されたすべり面が実際のすべり面と整合するかは議論しない。

(2) すべり面の予測手法

ここでは砂質土の斜面を対象に、体積含水率の変化からすべり面を推定する手法を検討する。任意の 斜面において、降雨後、土中内の雨水が下方へと浸透していく過程において、すべり面を形成するよう な透水性の悪い層がある場合、すべり面の上層では水分が下層に排水できず浸潤面が停滞することで水 位が形成されるものと考えられる。図-2.3.3.1 はすべり面が存在する場合と存在しない場合の、降雨直 後からある時間までの深度ごとの体積含水率の減少速度を概念的に表した図である。同図における、"す べり面あり"の場合、浅い深度の水分は重力によって下方へ浸透するが、すべり面付近やその直上では 飽和帯や毛管水帯が形成されることから、深度が深くなるに従って体積含水率の減少速度は相対的に遅 くなることが予想される。従ってすべり面の上層を構成する砂質土の毛管水帯の高さが小さいと仮定す ると、深度ごとの体積含水率の減少速度を直線で結び、減少速度がゼロとなる深度にすべり面が存在す る可能性が考えられる。一方、"すべり面なし"においても、浅い深度に比べて深度が深いほど上方から の水分供給により体積含水率の減少速度は遅くなることが予想されるが、その差は"すべり面あり"より も小さく、時間経過と共に、両者の違いが明瞭になる可能性が考えられる。

(3) 解析による予測手法の妥当性の検証

図-2.3.3.1 に示す仮説の妥当性を検証するため、すべり面を模擬した一次元解析モデルを作成し、飽和-不飽和浸透流プログラム(HYDRUS)を用いて評価した。







図-2.3.3.2 解析モデル

表-2.3.3.1	解析に用いたパラメー
-----------	------------

	(Case1	Case2		
	上層	下層	上層 下層		
	0.57	(1) 0.57*10 ⁰		(1) 0.074*10 ⁰	
k		(2) 0.57*10 ⁻¹	0.074	(2) 0.074*10 ⁻¹	
ĸs		(3) 0.57*10 ⁻²	0.074	(3) 0.074*10 ⁻²	
		(4) 0.57*10 ⁻³		(4) 0.074*10 ⁻³	
θr	0.153	0.034	0.065	0.034	
θ_{s}	0.430	0.460	0.410	0.460	
α	0.085	0.016	0.075	0.016	
n	1.60	1.37	1.89	1.37	

1)解析による予測手法の妥当性の検証

図-2.3.3.2 に解析モデルを示す。ここでは層境界(すべり面と仮定する)を深度 120cm とし、すべ り面あり、なしを模擬するために上・下層の透水係数に差を設けた。具体的には、表-2.3.3.1 に示す 2 ケースの解析モデルを用意し、上層に対して下層の透水係数を 1 倍、1/10 倍、1/100 倍、1/1000 倍の 4 パターン設定し、下層の透水係数が小さい方がすべり面ありに分類される。上層の透水係数は一般的な マサ土が持つと思われる大よその透水係数の上限と下限を想定して設定し、それ以外の水分特性パラメ ータは既往の文献等を参考に設定した。また、観測深度は実斜面におけるセンサの設置位置に合わせて、 深度 20cm、80cm、100cm とした。降雨強度は 30mm/h とし、浸潤面が境界層に到達した時点で終了 した。その後、各観測深度における体積含水率が減少し始めた時点を起点とし、12 分後、32 分後、60 分後と時間間隔を変化させて、各経過時間における体積含水率の減少速度を算出し、図-2.3.3.1の概念 図を基に推定されるすべり面深度(以下、推定すべり面深度とする)について評価を行った。

2) 解析結果と考察

図-2.3.3.3は Case1-(1)~(4)の体積含水率の減少速度の経時変化を示している。なお,層境界に飽和 帯が形成されたことにより,減少速度が負の値(上向きの速度)を示した場合,その減少速度は便宜上 ゼロとしてプロットする。これらの図より,すべり面の深度は時間経過と共に変化しており,図-2.3.3.1 の概念図のように一義的に決まらないことが確認できる。Case1-(1)~(3)では,60分経過後の推定すべ り面深度が層境界である120cmと概ね一致するが,時間が経過するにつれてその深度は深い方(図中 矢印)へと変化しており,その変化度合いは Case-(1),(2),(3)の順に小さくなることがわかる。一方, Case1-(4)では,60分経過後の推定すべり面深度は120cm付近を示すが,時間経過と共にその深度は浅 い方(図中矢印)へと変化している。このことから,下層の透水性が低くなると,時間経過と共に推定 されるすべり面深度が浅い方へと変化していくことがわかる。



図-2.3.3.3 Case1 における体積含水率の減少速度の経時変化

図-2.3.3.4 は Case2-(1)~(4)の体積含水率の減少速度の経時変化を示している。図-2.3.3.3 と同様, 減少速度が負の値(上向きの速度)を示した場合,その減少速度は便宜上ゼロとしてプロットする。 Case2-(1),(2)では,時間経過と共に推定すべり面深度は深い方へと変化するのに対し,Case2-(3),(4) では浅い方へと変化しており,図-2.3.3.5の Case1 と同様の傾向を示した。そこでこれらの関係を明 らかにするために,図-2.3.3.5,図-2.3.3.6 に Case1-(1)~(4)および Case2-(1)~(4)における推定すべ り面深度の経過時間ごとの変化をそれぞれ示す。グラフ線の色の違いは,下層の透水性の違いを表して いる。このグラフ線の各点が時間ごとに推定されるすべり面の深度変化を示しており,右に行けば行く ほど時間が経過していることを示している。



図-2.3.3.4 Case2 における体積含水率の減少速度の経時変化



図-2.3.3.5 Case1 における推定されるすべり面深度の経時変化



図-2.3.3.6 Case2 における推定されるすべり面深度の経時変化

図-2.3.3.5 より,経過時間が 60 分までは下層の透水係数に関係なく推定されるすべり面深度はほぼ 同一の値を示し,また時間経過と共にその深度が深くなる傾向が確認された。その後, 120 分,180 分と時間が経過するにつれて推定されるすべり面深度に違いが見られることがわかる。具体的には,下 層の透水係数が大きな Case1-(1),(2)では,時間経過と共に推定すべり面深度が深くなる傾向がみられ る。これに対し, Case1-(3)のように透水係数が小さくなると傾きが緩やかになり,推定すべり面深度が 層境界である 120cm 付近に近づいている傾向がみられる。また Case1-(4)のように更に透水係数が小さ くなると,時間経過と共に推定すべり面深度が層境界よりも浅い方へと変化していることがわかる。こ

2-120

れは層境界に到達した浸潤線によって飽和帯が形成され,毛管水帯の影響で深度 100cm の減少速度が 負の値(上向きの速度)に変化したことが原因である。これらの結果を基に図-2.3.3.6の結果を解釈す ると,図-2.3.3.5と同様,下層の透水係数が大きな Case2-(1),(2)では,時間経過と共に推定すべり面 深度が深くなる傾向がみられ,逆に下層の透水係数が小さい Case2-(3),(4)では,層境界と概ね一致す る 120 分後の推定すべり面深度を最下点とする下に凸の分布傾向が見られた。

以上の結果を考察すると,推定されるすべり面深度の経時変化を捉えることで,層境界の有無,すな わちすべり面あり,なしの判別が可能であり,またすべり面ありと判別された場合の深度は時間経過と 共にグラフの傾きがゼロに近づいた時点の深度,或いは下に凸のグラフの最下点付近の深度である可能 性が示唆された。

(4) 実斜面での推定手法の検証

ここでは、現場計測結果を基に、(3)で提案したすべり面深度の推定手法の妥当性を検証する。対象 斜面の概要を表-2.3.3.2に示す。対象斜面は京都府綾部市にある安国寺の裏山斜面に位置している。こ のエリアでは 2014 年の集中豪雨により崩壊が発生した。そのため風化土が残っている斜面を対象に斜 面の健全性を評価するためのモニタリングを行っている。雨水浸透を把握するために土壌水分計,水位 計を斜面のり尻(SL-A)、中腹(SL-B)に設置した。既往の研究に基づき、3つの土壌水分計を深度方 向に設置する。土壌水分計,水位計の設置深度は各地点の Nd 値を基に決定した。各センサの設置状況 を図-2.3.3.7に示す。また雨量を観測するための雨量計を対象エリアに設置した。対象地点の土の物性 を表-2.3.3.1に示す。



表-2.3.3.2 対象斜面の概要



図-2.3.3.7 センサ設置情報

乾燥密度 $ ho_d({}^g/_{cm^3})$	1.46
湿潤密度 $ ho_t({}^g/_{cm^3})$	1.87
土粒子密度 $ ho_s({}^g/_{cm^3})$	2.911
自然含水比 w(%)	27.7
礫分 (%)	16.8
砂分 (%)	43.3
シルト分 (%)	17.6
粘土 (%)	22.3
最大粒径(mm)	19
透水係数 (^m /s)	$1.06 imes 10^{-9}$

表-2.3.3.3 土の物性値

図-2.3.3.8、図-2.3.3.9 は SL-A、SL-B における降雨と体積含水率,水位の経時変化を示している。 降雨と体積含水率の計測間隔は 10 分,水位の計測間隔は 60 分である。体積含水率はメーカーの校正式 を使って算出しているため、相対変化のみに着目する。図-2.3.3.8 より、降雨に応じて各深度の体積含 水率が深度の浅い 20cm、80cm、100cm の順に上昇し、同じく 20cm、80cm、100cm の順に下降して いる。これは土中内の透水性がよく不飽和状態下にある、つまり水位が発生していないことを示してい る。水位計の結果からも、観測期間中に境界層に水位が発生する傾向は見られなかった。一方、図 -2.3.3.9 では降雨によって深度の浅い 20cm、80cm、100cm の順に上昇するが、深度 20cm に比べて 深度 80cm と 100cm の体積含水率値が相対的に大きな値を示している。特に深度 100cm においてはそ の上昇幅が 20cm、80cm よりも大きい。水位計が反応した時点の深度 100cm の体積含水率が平衡状態 を示していることも加味して考察すると、この時点で既に現場飽和状態を示していることが読み取れる。 また、深度 80cm の体積含水率が平衡状態を示したタイミングと水位計が 80cm を示したタイミングが 概ね一致していることから、この時点の深度 80cm は現場飽和状態にあることを示している。





図-2.3.3.9 SL-B における体積含水率,降雨強度,水位の経時変化

(3)の解析手法に基づき,降雨後,各観測深度における体積含水率が減少し始めた時点を起点とし,時間間隔を変化させて体積含水率の減少速度を算出した。図-2.3.3.10,図-2.3.3.11 は SL-A, SL-B における経過時間ごとに推定されるすべり面の深度変化を示したグラフである。図-2.3.3.10 より, SL-A における推定深度は時間経過と共に深い方へ変化し,またその推定地点も深い位置を示している。 一方,図-2.3.3.11 より,SL-B における推定深度は時間経過に関わらず変化が小さく,その推定地点は 深度 100cm 付近を示している。そこでこれらの関係を明らかにするために図-2.3.3.12 に SL-A, SL-B における推定すべり面深度の経過時間ごとの変化をそれぞれ示す。

この図より, SL-A は時間経過と共に深い深度へと変化していることがわかる。この傾向は図-2.3.3.5 の Case1-(1), (2), 図-2.3.3.6の Case2-(1), (2)と同様であり,表層崩壊が懸念されている浅層にすべ り面が存在しないことを意味している。一方, SL-B は経過時間に関わらず深度 110cm 前後で推定深度 が一定となっている。このことは,深度 110cm 付近にすべり面が存在する可能性を示唆しており,この傾向は図-2.3.3.5の Case1-(3)と同様である。





図-2.3.3.12 SL-A, SL-B における推定されるすべり面深度の経時変化

(5) まとめ

本研究では、降雨後の土中の体積含水率の減少速度からすべり面の存在と深度を予測する手法を解析 的に検討した。また、実斜面にこの手法を適用することで、その有効性を検証した。得られた知見は以 下の通りである。

- ・ 飽和-不飽和浸透流解析結果を基に,推定されるすべり面深度の時間変化を分析することで,「すべ り面あり」と「すべり面なし」を判別できる手法を考案した。
- 本手法から,推定されるすべり面深度の時間変化の傾きが経過時間とともにゼロに近づく深度がすべり面深度と一致することがわかった。
- 本手法の妥当性を、実斜面での観測値に基づいて検証した。その結果、水位計や土壌水分センサを 用いた観測データから推定したすべり面深さが、本手法で推定したすべり面深度と一致することを 確認した。
- これらの結果から、深度方向に設置した土中水分計の観測データを分析することで、すべり面の有 無と、すべり面があると判定された場合の深度を予測できる可能性が示唆された。
- ・ 一方,ここでの検証結果をすべり面としているが,厳密には点での評価であり,面(線)での評価について は今後の課題である。

謝辞:本研究は科研費科研費補助金(19K04599)の一部を使って行った。ここに記して謝意を表します。

2.3.3 参考文献

- 1) 斉藤迪孝:斜面崩壊時刻予測のためのクリープ曲線の適用について、地すべり、Vol.24、No.1、pp.30-38、1987.
- 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発生時刻の予測法,地すべり,Vol.22, No.2, pp.8-13, 1985.
- Uchimura, T. Towhata, I. Wang, L. Nishie, S. Yamaguchi, H. Seko, I. Qiao, J. Precaution and early warning of surface failure of slopes using tilt sensors, Soils and Foundations, Vol.55, No.5, pp.1086–1099, 2015.
- 4) 石澤友浩・酒井直樹・諸星敏一・福囿輝旗: 傾斜計を用いた斜面崩壊時の地中内部変位計測による崩壊予測の有効性, 日本地すべり学会誌, Vol.50, No.6, pp.256-2671, 2013.
- 5) 笹原克夫・石澤友浩:砂質模型斜面上の異なる位置における変位と地下水位のモニタリングに基づく表層崩壊発生時 刻の予測, Vol.11, No.1, pp.69-83, 2016.
- 6) 小泉圭吾・堤浩志・小田和広・伊藤真一・小松満:擬似飽和体積含水率に着目した現場計測データに基づく豪雨時ののり面監視手法に関する研究,地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集, pp. 287-291, 2019.
- 7) Tohari, A. Nishigaki, M. Komatsu, M.: Laboratory rainfall-induced slope failure with moisture content measurement, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.133, No.5, pp.575-587, 2007.
- Koizumi K. Sakuradani K. Oda K. Komatsu M. Ito S., Relationship Between Initial Quasi-Saturated Volumetric Water Content and Rainfall-Induced Slope Deformation Based on a Model Slope Experiment. Journal of GeoEngineering, Vol. 13, No. 4, pp. 179-187. 2018.

2.3.4 斜面崩壊検知のための計測機器の精度について

(1) はじめに

社会インフラのメンテナンスのために「モニタリング」技術の活用が議論されている。背景には、公 共事業により整備された膨大な数のインフラストラクチャーが老朽化していることがあり、2012 年 12 月の中央高速道路の笹子トンネルの天井板落下事故¹⁾のように、破損による事故も発生し始めているこ とがある。このような老朽化したインフラストラクチャーのメンテナンス、特に点検の省力化・省人化 のために、近年急速に発達した非破壊検査、センサー技術、ICT 技術を活用しようとする取り組みが、 内閣総理大臣の発言²⁾に端を発し、政府一体として行われる³⁾ようになり、国土交通省もモニタリング 技術の活用推進のための取り組み¹⁾⁴⁾を行っている。道路や鉄道、住宅地などの建設のために斜面を切 土・掘削あるいは、盛土をすることが多く、切土・盛土のり面の数も膨大であるが、それらの劣化によ る不安定化や崩壊の発生を把握するためにモニタリングは有効である。また、土工に伴うのり面の変状 だけでなく、地すべりなどの自然斜面の変状や崩壊の検知・予知にも、モニタリングは有効である。

斜面防災分野では、古くから斜面の変位や地下水位計測に基づく崩壊発生予測や、斜面の不安定度の 評価の取り組みがなされている。この中で計測に基づく崩壊発生予測手法としては、変位計測に基づく 斎藤⁵の方法や福囿⁶の方法が知られており、斜面計測及び監視の実務でも成果を挙げている。例えば 福囿⁶によると、土の破壊までの時間-変位の関係は、図-2.3.4.1のように初期段階で変位速度が減少 する第1次クリープ段階、それに引き続いて変位速度が一定の第2次クリープ段階、そして破壊直前に 変位速度が増加する第3次クリープ段階が認められるという。また、第3次クリープ段階において、変 位速度と変位加速度が以下の式(2.3.4.1)で表されることを模型斜面の変位計測から導き、この関係を 用いて崩壊発生時刻の予測を行う方法を提案した。

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = a \left(\frac{dx}{dt}\right)^2$$

(2.3.4.1)

ここで, x: 地表面変位, t:時間, a およびα:実験定数である。



図-2.3.4.1 土の時間-変位関係⁷⁾

斎藤⁵の方法は,第2次クリープ段階と第3次クリープ段階における時間-変位関係を表す実験式を 導き,それをもとに崩壊時刻の予想を行うものである。これらの方法は,のり面・斜面の表面の変位を 伸縮計などにより計測し,そのデータのみを用いて実施できる。計測装置の設置は地表面のみであるた め,地中の掘削を伴う地下水位計測などに比べて簡便にできるという利点がある。なお,地表の変位や 変形の計測に基づく崩壊発生時刻の予測手法については、多くの研究者^{8)9)10)11)12)13)14)15)16)から提案され ているが、いずれも図2.3.4.1の第3次クリープ段階における時間-変位関係の実験式に基づくもので あり、斎藤や福囿の方法と類似の方法と見なせる。また、国土交通省の「社会インフラのモニタリング 技術活用推進検討委員会」¹⁷⁾によると、国土交通省の事業として実施されているモニタリングでは、コ ンクリートの橋梁・岸壁・護岸などや鋼製の橋梁、のり面・斜面共に、接触式のセンサーで「変位」を 計測する事例が多いとしている。これは、構造物の劣化による変状は、構造物の変形となって現れる、 という考えに立脚するものであると考えられる。以上のことから、のり面・斜面の変状の検知や崩壊予 測のための計測としては、「変位・変形」の計測が重要と考える。}

変位の計測のための計測装置としては、伸縮計、変位計が従来より良く用いられている。また、GPS¹⁸⁾ や光波測量¹⁸⁾¹⁹⁾を用いた変位量の計測や、光ファイバセンサを用いた斜面上の変位の水平二次元的な測 定²⁰⁾、InSAR など、リモートセンシングによる広範囲の変位量の計測技術²¹⁾が提案され、GPS や光波測 量による変位量計測は、日本国内でも既に地すべり地での変位量の観測などのための標準的な手法とな っている²²⁾。その他異なる2時期の航空レーザー測量の結果より、地すべりの変位量を求める試み²³⁾も 行われているが、数m程度以上の変位量を示す場合にその移動を判別できる程度の計測精度であり、表 層崩壊のように、より小さな変位量の計測を要求される場合には適用が難しいと考える。InSAR などの リモートセンシング手法による変位計測も、変位計などの精度と比べると粗く、大規模な地すべりの中 長期間の比較的大きな移動量の計測などが対象と考えた方が良い。実務で崩壊検知や崩壊予測の対象と なる斜面は、道路のり面などの比較的小規模な斜面が多いため、航空レーザーやInSAR などの非接触で の計測の適用は限られると考える。いずれにしても多くの異なる手法で斜面の変位が計測されるが、そ れぞれの手法によって計測可能な最小の変位や計測できる時間間隔が異なっており、対象とする斜面の 規模や崩壊の種類によって、変位の計測に必要な最小の変位(以降変位計測間隔と呼ぶ)と計測の時間 間隔(以降計測時間間隔と呼ぶ)が異なると考えられる。

近年は MEMS(Micro Electoric Mechanical System)を用いた傾斜計²⁴⁾や,ひずみ棒¹¹⁾,そしてネイリン グセンサ²⁵⁾などによる斜面表層部のひずみ計測が提案され,特に MEMS 傾斜計は実務にも使用され始 めている。これらは斜面表層部の変形を計測するものであり,斜面の変位の計測と同様に扱いうるが, 本論文では対象としない。

上記の事情を背景として、本検討では特に基盤上の表土層が崩壊するタイプである「表層崩壊」を対象とした。変状の検知と崩壊発生予測のための変位の計測に必要な変位計測精度と、計測時間間隔の検討については、筆者の一人が(国研)防災科学技術研究所と共同で実施した、人工降雨下の模型斜面の、崩壊までの変位計測データ²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾を用いた。

(2)研究方法

本検討では,詳細な計測が行われている大型模型実験の伸縮計による計測データを用いて,様々な機器,異なる計測精度を想定して,計測機器の精度を検証し,変位計測間隔と計測時間間隔の違いによる 崩壊予測精度への影響を評価することとした。崩壊予測手法としては第3次クリープ段階における時間 -変位関係の実験式が用いられていることから,本検討では第3次クリープ段階のデータに着目し,そ の前処理としてデータの抽出作業を行った。また,計測機器の精度の検証手法としては,計測データの 再現性で評価することとした。以下に検討手順を示す。

計測データの整理

② 第3次クリープ区間の抽出

③ 変位計測間隔と計測時間間隔で間引いたデータの作成

④ 再現性の評価

なお,本検討では,「滑落崖が現れ,それまでゆっくり動いていた土塊が急速に移動した時」を崩壊と 定義した。

1) 模型実験

本検討では, 笹原らが防災科学技術研究所所有の大型降雨実験施設内で平成 20~23 年に斜面勾配を 変えて実施した計 5 回の斜面崩壊実験の伸縮計による地表面変位の観測記録を用いた。表-2.3.4.1 に各 実験条件の比較を示す。本検討対象とした実験は, 斜面勾配, 散水強度, 地盤条件, 計測時間間隔の条 件がそれぞれ異なる。

実験 No.	斜面 勾配	散水強度 mm/hour	地盤条件	伸縮計の設 置位置(cm)	計測時間 間隔(秒)
1	30°	50	間隙比:0.60~0.61 75, 160, 200, 含水比:6.5~7.8% 300, 450		10
2	30°	50	データなし	300	60
3	30°	30	間隙比:0.65~0.68 含水比:3.7~4.4%	150, 300	10
4	30°	50	間隙比:0.70~0.73 含水比:7.9~8.3%	100, 300, 500	10
5	40°	50	間隙比:0.71~0.77 含水比:8.1~8.3%	100, 300, 500	30

表-2.3.4.1 崩壊実験の実施条件

図-2.3.4.2 に実験 1 の模型斜面の全景を、図-2.3.4.3 に模型斜面の側面図と伸縮計の設置位置を示 す。水平部は長さ 300cm,幅 150cm,厚さ 50cm であり、斜面部は長さ 600cm,幅 150cm,厚さ 50cm で ある。模型斜面の地表面と底面は平行で、その傾斜は 30°である。斜面部は傾斜 30°であるため鉛直 方向の深さは 57.7cm となる。模型斜面には筑波山まさ土を用い、土層は一層の厚さ 20cm ごとに水平 に敷均し、人力で踏み固めて作製した。また土層と底面の間のスリップを防ぐため、縦断方向 50cm ご とに高さ 0.1cm、厚さ 0.2cm で長さ 150cm の鉄板を、土槽底面を横断するように設置した。



実験1における模型のせん断変形に伴う斜面方向の地表面変位は,斜面下端から75cm,160cm,200cm, 300cm,450cmの位置の地表面に移動杭を設置し,それらと模型斜面上端に固定した伸縮計との間の距 離の変化と定義した。伸縮計のデータ取得間隔は10秒,伸縮計の計測精度は0.01cmである。実験の結 果,斜面下端から450cmの計測データは,崩壊時においても変位量が計測精度以下(0.005cm)であっ たため検討の対象外とした。

崩壊の形状については、各実験とも崩壊頭部はほぼ垂直で、崩壊面は実験装置の底面で生じており(図-2.3.4.3 参照)、崩壊内の伸縮計の設置面は平行に移動した。崩壊は土塊がまとまって移動しているため、同時に崩壊した土塊の範囲内に伸縮計の移動杭が設置してあれば、それらの動きはほぼ同様と見なすことができる。表-2.3.4.2 に各実験の崩壊概要を示す。実験1の450cm は崩壊土塊の外側にあるため、本検討の対象外となるが、これ以外の伸縮計データについては、移動形態がほぼ同様であるため、同種の検討が可能であると考える。

-			
	実験	伸縮計の	41/5月 11/14
	No.	設置位置	期級形状
		75cm	
		160 cm	
	1	200 cm	400cm より下部がまとまって移動
		300 cm	
		450 cm	
		300 cm	(1 回目) 350cm より下の土塊がまとまって移動
			(2 回目) 350~400cm の土塊がまとまって移動
	2		(3 回目)400~500cm の土塊がまとまって移動
			(4 回目) 500~550cm の土塊がまとまって移動
	2	150 cm	(1 回目)430cm より下の土塊がまとまって移動
	د	300 cm	〔その後〕430~460cm の間が二次的に移動
		100 cm	
	4	300 cm	最上部から斜面全体がまとまって移動
		500 cm	
		100 cm	
	5	300 cm	最上部から斜面全体がまとまって移動
		500 cm	

表-2.3.4.2 各実験の崩壊概要

2)計測データの整理と第3次クリープ区間の抽出

伸縮計の計測精度は 0.01cm であるが,計測データにはこれより細かな数値が記録されている。そこ で,検討に用いるデータは,全データから計測精度 0.01cm 以上の変位が増加した場合にデータを抽出 し,計測精度 0.01cm 以下しか変位が増加していないデータや,変位が減少したデータは棄却した。

次に, 第3次クリープ区間では速度が増加することから,加速度が正となる区間を第3次クリープ区間として抽出した。図−2.3.4.4 に実験1の斜面下端から300cmの位置(以降,実験1-300cmと略記する)の変位及び変位加速度の経時変化を示す。変位速度vは,抽出した現在の時刻(*t_i*)と直前の時刻(*t_i*)の2時刻の変位データ(*l_i*), (*l_{i-1}*)から式(2.3.4.2)により算定した。

$$v = \left(\frac{l_i - l_{i-1}}{t_i - t_{i-1}}\right)$$
(2. 3. 4. 2)

なお,変位速度は現在の時刻(*t*)と直前の時刻(*t*-*i*)の平均的な速度であるため,対応する時刻(*t*-)は2 時刻の中間時刻となる。

2-129

$$t'_i = \left(\frac{t_i - t_{i-1}}{2}\right)$$
(2. 3. 4. 3)

変位加速度(dv/dt)_iは、2時刻(t_i)、(t_{i-1})の速度データ(v_i)、(v_{i-1})から、式(2.3.4.4)により算定した。 ($\frac{d_v}{d_v}$) _($v_i = v_{i-1}$) (2.3.4.4)

$$\left(\frac{a_V}{d_t}\right)_i = \left(\frac{v_i - v_{i-1}}{t'_i - t'_{i-1}}\right)$$

変位加速度に対応する時刻(t")は、変位速度に対応した2時刻(t')、(t'_r)の中間時刻となる。

$$t''_i = \left(\frac{t'_i - t'_{i-1}}{2}\right)$$

(2.3.4.5)



図-2.3.4.4 第3次クリープ開始時点(実験1-300cm)

変位の経時変化をみると、実験開始8,600秒~8,700秒以降に変位速度が増加しており、この区間を第3 次クリープ区間とみなすことができる。しかしながら、地表面変位の経時変化を詳細にみると細かな増 減を繰り返しており、変位加速度がマイナスとなるデータも点在する。このように、一見第3次クリー プに見える区間でも速度が増減しており、第3次クリープ開始時刻を定義するのは容易ではない。そこ で本検討では、変位加速度データが概ねプラスとなる区間を第3次クリープ区間として抽出できるよう に、変位加速度の移動平均を取り、移動平均値がプラスの区間を抽出することとした。移動平均を取る 個数については、変位加速度が連続してマイナスを示すデータがほぼ1,2ステップであったことから、 変位加速度がマイナスのデータが1つ、2つあっても増加傾向を評価できるように、安全側をみて当該 ステップより前5ステップの平均値とした。この結果、実験1-300cmでは、図-2.3.4.4 に見られるよう に 8,660 秒以降を第3次クリープ区間として抽出した。

他の計測データについても、同様に移動平均加速度を用いて第3次クリープ区間を抽出した結果を表 -2.3.4.3に示す。第3次クリープ開始から崩壊までの変位量は、実験1-75cmでは1cm以下となってい るが、実験1、3、4は概ね1~3cm程度となっている。一方、実験5は6cm以上と崩壊までの変位量が 大きい。第3次クリープ開始点から崩壊までの時間は、実験3-300cmのように、3,000秒を超える長い ものもあるが、概ね500~2,000秒程度で崩壊が発生している。このように、同様の土質条件であっても 実験条件により変位量や崩壊までの時間は大きく異なっている。なお、崩壊までの時間と変位の間には 明瞭な関係はみられない。

実験	伸縮計の	崩壊までの	崩壊までの
ケース	設置位置	変位量(cm)	時間(秒)
	75cm	0.47	940
	160cm	1.22	2,050
1	200cm	1.34	640
	300cm	1.64	560
	450cm	計測精度以下	-
2	300cm	3.61	1,740
2	150cm	1.93	1,750
3	300cm	2.61	3,150
	100cm	1.69	1,280
4	300cm	2.63	1,630
	500cm	2.88	1,320
	100cm	6.66	1,260
5	300cm	9.76	1,350
	500cm	11.29	1,350

表-2.3.4.3 第3次クリープ開始以降の崩壊までの変位量と時間

図-2.3.4.5 及び図-2.3.4.6 に、検討に用いた実験 1-300cm と実験 5-300cm の第 3 次クリープ区間の 変位と変位加速度の経時変化を示す。実験 1-300cm は崩壊直前に急激に変位が増加する特徴を有し、崩 壊直前の変位加速度は 1.0~2.0×10⁻³cm/s² となる。一方、実験 5-300cm は緩やかに変位が増加する特徴 を有し、変位加速度は崩壊直前では 1.0~3.0×10⁻⁴cm/s² となり、実験 1-300cm と比べると 1 オーダー程 度小さい。変位加速度の値は実験 1-300cm では概ねプラスで崩壊に近づくに従って増加するが、実験 5-300cm は崩壊直前までプラス、マイナスを繰り返し、崩壊直前で増加する。この実験 5-300cm の挙動は、 変位の経時変化が単調に増加し、崩壊に近づくに従って変位速度が徐々に増加しているように見えるが、 細かには変位速度が増減を繰り返す「揺らぎ」が大きいことを示している。実験 2, 3, 4 の変位加速度 の経時変化は、実験 5 と同様にプラス、マイナスを繰り返し、崩壊直前で増加する傾向となっている。





3) 計測精度の異なるデータの作成

抽出した第3次クリープ区間のデータをもとに,異なる変位計測間隔と計測時間間隔で間引き,この 間引いたデータ群が間引く前の変位曲線をどれほどの精度で再現できているかを評価する。再現性の評 価は, **式** (2.3.4.6) に示すデータのばらつきを評価する手法である二乗平均平方根誤差(RMSE: Root Mean Square Error)を用いた。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (F_i - A_i)^2}$$
(2. 3. 4. 6)

ここで、N:対象データ数、 F_i :時刻 t_i における計測変位、 A_i :間引いたデータから推定される時刻 t_i における変位であり、 F_i - A_i は誤差を示す。図-2.3.4.7 にデータ抽出方法と誤差計算のイメージ図を示す。変位計測間隔の検討を例にすると、第3次クリープ区間のデータが 0mm、0.2mm、0.5mm、1.2mm であり、変位計測間隔が「0.5mm」の場合は、変位計測間隔以上の「0mm、0.5mm、1.2mm」というデータが抽出される。つまり、0.5mm の倍数以外のデータが抽出されるとともに、0.5mm に満たないデータは間引かれる。間引いたデータ群に時刻 t_i のデータがない場合には、時刻 t_i 前後の間引いたデータより 按分により算定する。RMSE は、計測データ群と間引いたデータ群が一致する場合には 0 となり、値が 小さいほど間引いたデータ群のばらつきが小さい、すなわち計測精度が高いと評価する。

変位計測間隔の評価に当たっては、一般的な計測機器の精度が伸縮計で 0.01cm, 拡散レーザー変位計 で 0.2cm, 地上型レーザープロファイラで約 0.5cm, GNSS(Global Navigation Satellite System)で約 1~3cm (計測頻度 1 回/30 秒)である²⁹⁾ことから、これらを参考に変位計測間隔を 0.05cm, 0.1cm, 0.2cm, 0.5cm 及び 1.0cm としてデータの間引きを行った。データの間引きに当たっては、第 3 次クリープ開始時刻を 基準として、前抽出ステップから変位計測間隔以上の変位が生じたデータを順次抽出するため、崩壊発 生時のデータが必ずしも抽出されるわけではない。このようなケースでは、RMSE は、第 3 次クリープ 開始時刻から最終抽出時刻までのデータを用いて計算した。

計測時間間隔の評価では、第3次クリープ開始から崩壊までの時間が560秒~3,150秒であることから、計測時間間隔を60秒、120秒、180秒、300秒、600秒としてデータの間引きを行った。データの間引きに当たっては、第3次クリープ開始点から計測時間間隔で間引くと、実験1-300cmのような崩壊発生直前で急激に速度が増加する場合には、計測時間間隔が大きいと崩壊直前のデータを抽出できない。本検討は、崩壊を検知するための計測精度を検証することを目的としていることから、崩壊直前のデータを抽出する必要がある。このため、計測時間間隔の検討では、崩壊発生時刻を基準として、時間を遡って計測時間間隔で間引きを行った。



図-2.3.4.7 異なる計測間隔で間引いた変位データ 図-2.3.4.8 異なる計測間隔で間引いた変位データ データの比較(実験1-300cm) データの比較(実験5-300cm)

(3) 計測精度の違いに対する検討

図-2.3.4.7 及び図-2.3.4.8 にそれぞれ実験 1-300cm 及び実験 5-300cm の計測データを用いて異な る変位計測間隔で間引いた結果を示す。第3次クリープ開始時刻から崩壊時までの変位量が小さい実験 1-300cm では、変位計測間隔が 0.2cm より小さいと、計測精度 0.01cm の時間 – 変位曲線とほぼ重なっ ている。しかし、実験では地表面変位の小さい段階から速度が大きく増加しているため、変位計測間隔 が 0.5cm より大きくなると計測データとの乖離が大きくなり、実測の時間 – 変位曲線を再現できていな い。崩壊時の変位が大きい実験 5-300cm では、いずれの変位計測間隔でも観測期間を通して実測の時間 – 変位曲線をよく再現できている。これは、実験 1-300cm と異なり速度の急激な増加がないため、変位 計測間隔が粗くなってもデータ取得数が減らず、乖離が目立たないものと考えられる。

図-2.3.4.9 に実験 1-300cm と 5-300cm の変位計測間隔と RMSE の関係を示す。実験 1-300cm では、 変位計測間隔が 0.2cm より大きくなると RMSE の直線の傾きが急になっており、これは図-2.3.4.7 の 再現性の悪さと整合している。一方、変位計測間隔によらず良く再現している実験 5-300cm では、 RMSE の増加は実験 1-300cm ほど顕著ではない。



表-2.3.4.4 実験ごとの崩壊までの変位量と変位計測 間隔ごとの RMSE

	崩壊ま	変位計測間隔(cm)				
実験 ケース	での変 位量	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0
, , ,	(cm)	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0
1-75cm	0.47	0.01	0.02	0.07	_	-
1-160cm	1.22	0.00	0.01	0.03	0.15	0.63
1-200cm	1.34	0.00	0.01	0.02	0.15	0.60
1-300cm	1.64	0.00	0.01	0.02	0.13	0.36
2-300cm	3.61	0.00	0.01	0.03	0.09	0.48
3-150cm	1.93	0.00	0.01	0.03	0.14	0.44
3-300cm	2.61	0.01	0.01	0.04	0.15	0.45
4-100cm	1.69	0.00	0.00	0.01	0.05	0.16
4-300cm	2.63	0.00	0.01	0.01	0.05	0.12
4-500cm	2.88	0.00	0.00	0.01	0.03	0.07
5-100cm	6.66	0.00	0.00	0.01	0.03	0.07
5-300cm	9.76	0.00	0.00	0.01	0.01	0.06
5-500cm	11.29	0.00	0.00	0.01	0.02	0.06

図-2.3.4.9 異なる変位計測間隔と RMSE の 関係(実験 1-300cm 実験 5-300cm)

表-2.3.4.4 と図-2.3.4.10 に各実験ケースにおける崩壊までの変位量と変位計測間隔を変えた場合の RMSE を示す。なお,験1-75cm は崩壊までの変位が0.47cm であるため,変位計測間隔0.5cm, 1.0cm ではデータの抽出ができず RMSE を記載していない。RMSE は変位計測間隔が粗いほど大きくなる傾向があるが,同一の変位計測間隔でも実験条件の違いや伸縮計の設置箇所によって RMSE は大きく異なり,特に崩壊までの変位量が大きいほど RMSE が小さくなる傾向がみられる。また,図-2.3.4.10 に見られるように,崩壊までの変位量が4cm 以下の実験で,変位計測間隔が0.2cm 以上の場合には特に RMSE が大きい。そこで,変位計測間隔を崩壊までの変位で除して正規化した値「変位計測間隔/崩壊変位」と RMSE の関係を整理した。 図-2.3.4.11に「変位計測間隔/崩壊変位」とRMSEの関係を示す。ここで、図-2.3.4.11(a)は変位 計測間隔ごとに整理したもので、図-2.3.4.11(b)は実験ケースごとに整理したものである。図-2.3.4.11(a)に見られるように、変位計測間隔が小さいデータ群ほどグラフの左下側にプロットされて いる。「変位計測間隔/崩壊変位」が減少するとRMSE が減少する傾向となるが、「変位計測間隔/崩壊変 位」が 0.05 を下回る領域では、「変位計測間隔/崩壊変位」の減少に伴う RMSE の近似曲線の傾きが急 になっている。また、全実験ケースについて時間-変位曲線を比較したところ、「変位計測間隔/崩壊変 位」が 0.05 以下となる変位計測間隔で間引いた時間-変位曲線は、実測の曲線をよく再現できてい た。このことから、本実験結果の範囲では、第 3 次クリープ区間で「変位計測間隔/崩壊変位」が 0.05 以下となれば、計測データの再現性が高くなるものと考えられる。図-2.3.4.11(b)に示す実験ケース ごとにみると、崩壊までの変位量が比較的大きな実験 2、5 はデータ群の上側に分布し、比較的小さな 実験 1、4 はデータ群の下側に分布する傾向がある。実験 2、5 のように崩壊までの変位が大きいケー スでは、同一の変位計測間隔で計測したケースではデータ取得数が多くなり、計測精度が高くなると 考えられる。しかし、他のケースと比べ実験 2、5 の RMSE が大きくなっているということは、変位加 速度が増減することによるデータの揺らぎの影響が大きいものと考えられる。







図-2.3.4.11 「変位計測間隔/崩壊変位」と RMSE の関係

実験 ケース	崩壊までの 変位量(cm)	0.05 以下となる 変位計測間隔(cm)
1-75cm	0.47	0.02
1-160cm	1.22	0.06
1-200cm	1.34	0.07
1-300cm	1.64	0.08
2-300cm	3.61	0.18
3-150cm	1.93	0.10
3-300cm	2.61	0.13
4-100cm	1.69	0.08
4-300cm	2.63	0.13
4-500cm	2.88	0.14
5-100cm	6.66	0.33
5-300cm	9.76	0.49
5-500cm	11.29	0.56

表-2.3.4.5 「変位計測間隔/崩壊変位」が0.05以下となるのに必要な変位計測間隔

表-2.3.4.5 は、「変位計測間隔/崩壊変位」が 0.05 以下となるにはどの程度の変位計測間隔が必要か 示したものである。必要な変位計測間隔には幅があるが、多くのケースでは崩壊までの変位量が 1~ 3cm 程度であり、その場合は 0.05~0.15cm の変位計測間隔があれば、「変位計測間隔/崩壊変位」が 0.05 以下となることを示している(全 13 ケース中 8 ケース)。つまり、土層深が 50cm 程度のまさ土模 型斜面の場合には、変位計測間隔が 0.05~0.15cm 程度であれば時間-変位曲線の再現性が良いことに なる。

2) 計測時間間隔

図-2.3.4.12 及び図-2.3.4.13 にそれぞれ実験 1-300cm 及び実験 5-300cm のデータを異なる計測時間 間隔で間引いた結果を示す。ここで、横軸は第3次クリープ開始時刻からの時間、縦軸は第3次クリ ープ開始時点からの地表面変位を示している。実験 1-300cm では、計測時間間隔の短い 120 秒でも崩





壊直前の再現性が低いが,実験 5-300cm では,600 秒だと再現性が低いものの,300 秒以下では再現性 が高い。このことから,崩壊直前に変位が急増する場合や変位速度が大きい場合には,小さな計測時 間間隔が必要であることが分かる。

表-2.3.4.6 と図-2.3.4.14 に各実験において計測時間間隔を変えた場合の RMSE を示す。いずれの実験データも、計測時間間隔が大きいほど RMSE は大きくなる傾向がある。なお、実験 1-300cm は崩壊までの時間が 560 秒であるため、計測時間間隔 600 秒ではデータの抽出ができず RMSE を記載していない。また、実験 2 は実験時の計測時間間隔が 60 秒であったため、RMSE を記載していない。

安殿	崩壊ま	計測時間間隔(秒)				
美破 ケース	での時 間(秒)	60	120	180	300	600
1-75cm	940	0.04	0.09	0.13	0.17	0.23
1-160cm	2,050	0.05	0.12	0.18	0.26	0.39
1-200cm	640	0.09	0.18	0.26	0.38	0.59
1-300cm	560	0.08	0.20	0.30	0.54	—
2-300cm	1,740		0.10	0.09	0.09	0.44
3-150cm	1,750	0.00	0.02	0.03	0.10	0.39
3-300cm	3,150	0.01	0.02	0.04	0.13	0.45
4-100cm	1,280	0.01	0.03	0.05	0.10	0.21
4-300cm	1,630	0.00	0.01	0.03	0.06	0.14
4-500cm	1,320	0.01	0.03	0.04	0.10	0.20
5-100cm	1,260	0.03	0.07	0.10	0.16	0.40
5-300cm	1,350	0.03	0.07	0.11	0.18	0.48
5-500cm	1,350	0.03	0.09	0.13	0.21	0.53

表-2.3.4.6 実験ごとの崩壊時間と計測時間間隔に対する RMSE



図-2.3.4.14 計測時間間隔ごとの崩壊までの時間と RMSE の比較

図-2.3.4.15 に実験 1-300cm と 5-300cm の計測時間間隔と RMSE の関係を示す。実験 1-300cm で比較 的実測曲線の再現性の良い計測時間間隔 60 秒の RMSE は 0.08 であるのに対して,実験 5-300cm で実測 曲線の再現性が良い 300 秒の RMSE は 0.18 であり,実測曲線の再現性が劣る 600 秒の RMSE は 0.48 で あるなど,実測曲線の再現性の良い,悪いを計測時間間隔と RMSE の数値からのみで判断することは困 難である。一方,図-2.3.4.14 に見られるように,同一の計測時間間隔とした場合,崩壊までの時間が 長いほど RMSE が小さくなる右下がりの傾向が見られ,崩壊までの時間が短い場合には RMSE が大き くなり,再現性が悪くなる傾向がある。ただし,ばらつきが大きいため,変位計測間隔と同様に,計測 時間間隔を崩壊までの時間で除して正規化した値「計測時間間隔/崩壊までの時間」と RMSE の関係を 整理した。



図-2.3.4.15 異なる計測時間間隔と RMSE の関係(実験1-300cm, 実験5-300cm)



図-2.3.4.16に「計測時間間隔/崩壊までの時間」とRMSEの関係を示す。ここで、図-2.3.4.16(a)は 計測時間間隔ごとに整理したもので、図-2.3.4.16(b)は実験ケースごとに整理したものである。図-2.3.4.16(a)に見られるように、計測時間間隔が小さいデータ群ほど、グラフの左下側にプロットされお り、「計測時間間隔/崩壊までの時間」が減少するとRMSE が減少する傾向となるが、「計測時間間隔/崩 壊までの時間」が 0.05 を下回る領域では、「計測時間間隔/崩壊までの時間」の減少に伴う RMSE の近似 曲線の減少が急になっている。また、全実験ケースについて時間-変位曲線を比較したところ、「計測時 間間隔/崩壊までの時間」が 0.05 以下となる計測時間間隔で間引いた時間-変位曲線は、実測の曲線を よく再現できていた。このことから、本実験結果の範囲では、第3次クリープ区間で「計測時間間隔/崩 壊までの時間」が 0.05 以下となれば、計測データの再現性が高くなるものと考えられる。図-2.3.4.16 (b)に示す実験ケースごとにみると、変位計測間隔の検討で RMSE が小さかった実験 1 がデータ群の上 側に分布する傾向がある。これは、データ抽出箇所の違いが影響したものと考えられる。実験 1 のよう に崩壊までの時間が短く崩壊直前に急激に変位が増加するケースでは、変位計測間隔の検討のように、 変位増加量が少ない第3次クリープ前半のデータが間引かれる割合が多い。一方、第3次クリープ後半 のデータの間引きが少ない場合は RMSE が小さくなるが、計測時間間隔の検討のように、第3次クリー プ後半のデータの間引きが多い場合は RMSE が大きくなるものと考えられる。

表-2.3.4.7は、「計測時間間隔/崩壊までの時間」が 0.05 となるにはどの程度の計測時間間隔が必要か を示したものである。必要な計測時間間隔には幅があるが、多くのケースでは崩壊までの時間が 500~ 2000 秒程度であり、その場合は 25~100 秒の計測時間間隔があれば、「計測時間間隔/崩壊までの時間」 が 0.05 以下となることを示している(全 13 ケース中 11 ケース)。つまり、土層深が 50cm 程度のまさ 土模型斜面の場合には、計測時間間隔が 25~100 秒程度であれば時間-変位曲線の再現性が良いことに なる。

実験	崩壊まで	0.05 となる
ケース	の時間(秒)	計測時間間隔(秒)
1-75cm	940	47
1-160cm	2,050	103
1-200cm	640	32
1-300cm	560	28
2-300cm	1,740	87
3-150cm	1,750	88
3-300cm	3,150	158
4-100cm	1,280	64
4-300cm	1,630	82
4-500cm	1,320	66
5-100cm	1,260	63
5-300cm	1,350	68
5-500cm	1,350	68

表-2.3.4.7 「計測時間間隔/崩壊までの時間」が0.05以下となるのに必要な計測時間間隔

(4) まとめ

大型砂質模型斜面の崩壊実験で計測された地表面変位を用いて,異なる変位計測間隔,計測時間間隔 で間引いたデータ群が間引く前の時間-変位曲線をどの程度の精度で再現できているかを評価した。検 討により得られた知見を以下に示す。

- 1) RMSE が大きく増加する箇所では、RMSE の数値と再現性の悪さは整合するが、計測データのばらつきの影響により、計測精度と RMSE の関係のみから実測の時間-変位曲線の再現性の良し、悪しを評価することはできないことが分かった。
- 2) 変位計測間隔の検討では,変位加速度が増減することによるデータの揺らぎがあるケースで RMSE が大きくなる。計測時間間隔の検討では,崩壊までの時間が短く崩壊直前に急激に変位が増加する ケースで RMSE が大きくなる。
- 3) 変位計測間隔については、変位計測間隔を崩壊までの変位で割って正規化した数値が 0.05 以下と なると計測データの再現性が高いことが分かった。これは、土層深が 50cm 程度のまさ土模型斜面 の場合には、変位計測間隔を 0.05cm~0.15cm とすることで、崩壊前の時間-変位曲線を的確に計 測できる可能性を示唆している。
- 4) 計測時間間隔についても、崩壊までの時間で割って正規化した数値が 0.05 以下となると計測デー
タの再現性が高いことが分かった。これは、土層深が 50cm 程度のまさ土模型斜面の場合には、計 測時間間隔を 25 秒~100 秒とすることで、崩壊前の時間-変位曲線を的確に計測できる可能性を示 唆している。

上記のことから,崩壊までの変位量や時間に応じた適切な計測精度がある可能性が示唆された。ただ し、本検討は、大型砂質模型斜面のデータに基づく結果であることから、自然斜面への適用に当たって は、別途検討が必要と考えられる。

最近,斜面上の変位のみならず,斜面内の地下水位の計測データも用いて,崩壊発生時刻の予測を行 うハイブリッド予測が筆者の一人により提案されている²⁷⁾²⁸⁾が,このような方法に必要な計測精度や計 測時間間隔は,変位のみの計測とは異なることが考えられる。このようなハイブリッド予測に必要な計 測精度などの検討は今後の課題とする。本検討結果が,崩壊時刻の予測に必要な計測精度で観測できる 機器の開発・発展・適用に繋がることを期待したい。

なお本稿は地盤工学ジャーナルに既発表済み30の内容を再編集して作成したものである。

2.3.4 参考文献

- 1) 国土交通省:国土交通省社会インフラのモニタリング技術活用推進検討委員会第1回資料1,平成25年10月18日.
- 2) 内外情勢調査会成長戦略第三弾スピーチ, 平成25年6月5日.
- 3) 科学技術イノベーション総合戦略, 平成25年6月7日.
- 4) 国土交通省社会資本の老朽化対策会議 当面講ずべき措置,平成25年3月.
- 5) 斉藤迪孝:土質工学におけるレオロジー 7.2斜面崩壊予測,土と基礎, Vol. 29, No. 5, pp. 77-82, 1981.
- 6) 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発生時刻の予測法,地すべり, Vol. 22, No. 2, pp. 8-13, 1985.
- 7) 斉藤迪孝:斜面崩壊時刻予測のためのクリープ曲線の適用について-崩壊予測の批判に答えて-,地すべり, Vol.24, No.1, pp.30-38, 1987.
- 8) Komamura, F. : Time Dependent Behavior of Soil during Direct Shear Creep, 地すべり, Vol.17, No.4, pp.20-27, 1981.
- 9) 大村寛, 土屋智: すべり面拡大モデルによるクリープ現象の解析, 地すべり, Vol. 25, No. 1, pp. 1-6, 1988.
- 10) 菅原紀明:地表面傾斜計を用いた岩盤斜面の安定度評価法の提案,応用地質技術年報,No. 20, pp. 87-101, 2000.
- 11) 玉手聡, 堀智仁, 三國智温, 伊藤和也, 吉川直孝, 末政直晃: 斜面の浅い部分のせん断ひずみ計測による崩壊予兆の把 握に関する大型模型実験, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 69, No. 3, pp. 326-336, 2013.
- 12) Varns, D. J.: Time-deformation relations in creep to failure of earth materials, Proc. of 7th Southeast Asian Geotechnical Conference 2, pp.107-130, 1982.
- Crosta, G.B. and Agliardi, F.: Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements, Can. Geotech. Jour., Vol. 40, pp. 176-190, 2003.
- 14) Voight, B.: A relation to describe rate-dependent material failure, Science 243, pp. 200-203, 1988.
- 15) Xiao, J.-Q., Ding, D.-X., Xu, G. and Jiang, F.-L.: Inverted S-shaped model for nonlinear fatigue in rock, Int. Jour. of Rock Mechanics & Mining Science 46, pp. 643-548, 2009.
- 16) Bozzano, F., Mazzanti, P.: Assessing of failure prediction methods for slope affected by human activities, Landslides and Engineered Slopes: Protecting Society through Improved Understanding (Proc. of 11th Int. and 2nd North American symposium on landslides and Engineered Slopes, Banff, Canada, 3-8 June 2012). CRC Press/Balkema, Leiden, pp. 1465-1471, 2012.
- 17) 国土交通省:国土交通省社会インフラのモニタリング技術活用推進検討委員会,第1回参考資料3,平成25年10月17日.
- Crosta, G.B. and Agliardi, F.: Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements, Can. Geotech. Jour., Vol. 40, pp. 176-190, 2003.
- 19) 樋口佳意,藤澤和範,藤平大,大川滋,下村博之,坂田岳生:地すべり末端の崩壊斜面における地盤変位の計測手法の 開発,日本地すべり学会誌,Vol.44,No.6,pp.385-392,2008.
- 20) 独立行政法人土木研究所:光ファイバセンサを活用した道路斜面モニタリングに関する共同研究報告書「光ファイバセンサを活用した斜面崩壊モニタリングシステムの導入・運用マニュアル(改訂版)」,独立行政法人土木研究所,2007, 160pp.
- 21) 水野敏美:地上設置型合成開口レーダーによる斜面変動監視, (公社)日本地すべり学会関西支部シンポジウム「安価 なセンサ時代」論文集, pp. 56-73, 2013.
- 22) 土佐信一,伊藤克己, 菅沼健, 及川典生, 武石朗,山崎考成: GPS を用いた地すべり計測-データの取得から活用まで -,日本地すべり学会誌, Vol. 50, No. 4, pp. 168-175, 2013.

- 23) 下河敏彦, 稲垣秀輝, 千田良道, 松田匡司, 鈴木浩二: 航空レーザー測量の DSM で抽出された地すべり危険斜面の現地 検証, 日本地すべり学会誌, Vol. 50, No. 4, pp. 26-32, 2013.
- 24) 西江俊作,王林,内村太郎,笹原克夫:多点における傾斜角の常時計測による斜面崩壊監視システムの概要と事例,基 礎工, Vol. 43, No. 11, pp. 40-43, 2015.
- 25) 壇上徹,酒匂一成,岩佐直人,QUANG Nghiem Minh,酒井直樹,深川良一:新たな地盤変位計測に向けたネイリングセン サの設置効果の検証,地盤工学ジャーナル,Vol.9, No.1, pp. 15-28, 2014.
- 26) Sasahara, K. and Sakai, N.: Shear Deformation Development and the Increase of Pore Pressure due to Rainfall Infiltration in Sandy Model Slope under Different Inclination, Int. J. of GEOMAT, Vol. 1, No. 1 (Sl. No. 1), pp., 64-70, Oct. 2011.
- 27) 笹原克夫,酒井直樹:地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく斜面崩壊発生予測,地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.671-685, 2014.
- 28) 笹原克夫,石澤友浩:砂質斜面上の異なる位置における変位と地下水位のモニタリングに基づく表層崩壊発生時刻の予 測,地盤工学ジャーナル, Vol. 11, No. 1, pp. 69-83, 2016.
- 29) 岩崎智治, 原口勝則, 佐藤渉, 増成友宏, 内田純二, 清水則一: GPS を用いた自動変位監視のための Web システムの開発, 日本地すべり学会誌, Vol. 49, No. 4, pp22-33, 2012.
- 30) 渡邉聡, 岩田直樹, 中井真司, 笹原克夫: 砂質模型斜面における崩壊検知のための計測機器の精度について, 地盤工学 ジャーナル, Vol. 13, No. 2, pp. 111-121, 2018.

3. 部会2活動報告

3.1 はじめに

斜面・のり面対策工などの「ハード対策」の諸技術は,設置したり,性能を向上させたりすれば,即 減災効果を発揮することが可能となる技術であり,我が国での斜面防災・減災の中心的役割を担ってき た.一方,兵庫県南部地震(1995)以降,「ハード対策」のみでは限界があるとの認識が高まってきた ことや広島豪雨災害(1999)を契機に制定された「土砂災害防止法」を受けて,斜面防災・減災対策と しての「ソフト対策」への期待度が高まってきた.

「ハード対策」は、一般的に、構築に際し、多くの費用や時間が必要であること、人間活動の拡大に 伴い、対策を実施すべき「危険箇所」が増加し、整備が追いつかない状況にあること、想定を超えるよ うな外力や異なる崩壊メカニズムの際には機能しない可能性があることなどの課題が挙げられる.一方、 「ソフト対策」の諸技術は、設置・性能向上をしただけでは、直接的には減災につながらず、保全の対 象者に認知・活用されてはじめてその効果が発揮されるといえる.

斜面対策部会(部会2)では、このような背景から、産学の技術者・研究者が結集し、斜面災害軽減 のための技術(「斜面・のり面対策工等の構造物による被害軽減技術」と「構造物によらない被害軽減技 術」)についての最新の情報を共有し、実務に供し得る新しい価値を生み出すことを目指した研究活動 を展開することを目的として研究活動を行ってきた.具体的には、部会内に以下の3つのWGを立ち上 げて活動をおこなってきた.

WG1:合理的な対策工法の検討(ハード対策) WG リーダー:加藤(神戸大) WG2:被害軽減を主目的とした対策工法の検討(ハード対策) WG リーダー:岩佐(藤井基礎設計) WG3:危険度評価手法の活用検討 WG(ソフト対策) WG リーダー:鳥居(神戸高専) 次章以降に,各WG で行った研究活動について報告する.

3.2 斜面安定対策工の合理的な設計に向けて

3.2.1 はじめに

地盤とそれにかかわる構造物の設計の考え方の歴史は意外に古く、18世紀頃から始まっている。土圧 理論について、クーロンが1773年に、ランキンが1857年にすでに論文を発表している。当時、土質力 学は確立されていなかった。クーロンは軍隊勤務の間に、構造力学の問題を含む各種の問題の1つとし て、擁壁の土圧問題の考え方を発表した。ランキンは、熱力学、弾性学、流体力学の分野に才能を発揮 しており、1855年にグラスゴー大学の土木工学講座の教授に就任し、その後、土圧論を発表している。 その他の、現在よく用いられている設計法として、斜面および支持力に関するものが挙げられる。斜面 に関しては、フェレニウスがストックホルム王立工科大学で水工学の教授として在任中、1927年にフ ェレニウス法の原点となる論文を発表している。また、支持力に関しては、テルツアギーが1942年に 著書の中で、浅い基礎に関する支持力理論を表し、さらにマイヤーホッフが1951年に深い基礎の支持 力に関する論文を発表している。

現在,我々が設計で用いている理論は,新しいものでもすでに70年前に発表されたものであること に,驚かざるおえない。科学の発展にもかかわらず,これらの理論が基本的に尊重されている背景には, 理論がある程度実務的問題をカバーしているだけではなく,実務に携わる技術者により,理論の拡張(修 正)がなされていることが考えられる。ランキンは,グラスゴー大学の教授就任講義「工学における理 論と実際の調和」において,「純粋な科学的な知識,純粋な実務上の知識,それと理論と実務の調和の理 解から生じる知識があり,この3番目の中間的な知識が技術者にとって最も重要である。」と述べてい る。「調和」という言葉は,理論と実務との間のギャップが存在することを意味しており,「理論と実務 の調和の理解から生じる知識」とは、「理論と実務のギャップを合理的に埋めるための知識」であると理 解することができる。

本節は、当委員会の部会2の WG1 での議論の結果をまとめたものである。その議論の中心となったのは、「合理的な設計」とは何かであった。この答えを求めて、「理論と実務のギャップを合理的に埋める設計」とは何かを議論し、合理性には経済的な合理性も含むとの見地を加え、各実務担当者が、現在担当している分野での合理的な設計に関する内容を表-3.2.1.1 のようにまとめたものである。

項番号	タイトル		執筆者
3.2.1	はじめに	加藤	正司(神戸大学大学院)
3.2.2	設計における合理化とは	山口	充(鴻池組)
3.2.3	現行設計指針類の整理	山口	充・大畑 拓也 (鴻池組)
3.2.4(1)	地すべり・崩壊のモデル化	石川	昌幹 (川崎地質)
3.2.4(2)	地盤定数の設定	谷垣	勝久(タニガキ建工)
3.2.4(3)	グラウンドアンカー工	小松	晃二 (ケーティービー)
3.2.4(4)	地山補強土工	小西	成治(ヒロセ補強土)
3.2.4(5)	法枠工	原田	紹臣 (三井共同建設コンサルタント)
3.2.4(6)	抑止杭工	柴田	靖(戸田建設)
3.2.5	すべり面の強度定数設定の妥当性に関する検討	野並	賢 (神戸市立工業高等専門学校)
3. 2. 6	おわりに	加藤	正司 (神戸大学大学院)

表-3.2.1.1 本設の内容と執筆者

3. 2. 2 設計における合理化とは

合理化という言葉の定義は、様々な解釈があるものの一般には以下のようである。

定義1:ものごとを道理にかなうようにすること、もっともらしく理由づけすること

定義2:能率を向上させるためにムダを省くこと

我々技術者が設計業務を遂行する上での合理化とはどのようなことか,本節のキーワードでもある合 理化の定義について少し考察を加えてみたい。

まず,設計のインプット段階となる各種設計条件の設定について考えてみたい。斜面安定解析を実施 する上で必要となる条件として、すべり形状の設定や規模、土の単位体積重量やせん断強度(c,φ) といった土質定数など,解析結果に影響する様々なパラメータを事前に設定し、現状の安定度の評価や 対策工の検討など一連の設計を行っている。こうしたパラメータは、基本的には現位置での土質調査に より設定されているのが基本であるが、調査位置におけるピンポイントでの代表値であるため、どこま で全体を俯瞰した状況を表現しているか、また調査によらず各種指針類に規定の値を引用したり、逆算 法によりc、φを決定している場面も多くみられるのが現状である。対象とするすべり形状や土質定数 の真の姿というものを考えた場合、実務的に設定してるインプット条件との乖離は否めない状況になっ ていると考えられ、こうした状況は地盤が持つバラつきとして、通常は評価されている。

また,設計のアウトプットを算出する解析手法についても,最近のパソコン性能の飛躍的な向上により,複雑な計算も短時間で処理できる状況ではあるものの,現状の設計指針では簡便法による2次元安定解析が主流となっている。実際のすべり形状は3次元的な効果も考慮することができ,実務的に行っている安定解析との差が生じていることも想定される(一般的には,3次元的なすべり面側部のせん断抵抗が加味されることを考慮すると,2次元解析の方が安全側の結果を与えていると予想される)。

こうした,実務的な設計手法と現実の(真の)姿について,上述の合理化の定義に当てはめて考察すると,表-3.2.2.1のように整理されるのではなかろうか。

	言葉の定義	設計における合理化とは
		設計段階でいかに不確実さを排除するか?
		→本質を反映した合理的な設計手法の確立
定義1	道理にかなう ようにする	・調査箇所を増加させるなど、面的な地盤調査の実施
		・詳細土質試験に基づいたインプットデータの設定
		・計算モデルの高度化(3 次元 FEM 解析など)
		限られた予算や期限の中でいかに安全な設計を行うか?
		→ムダのない効率的な設計の実施
定義 2	ムダを省く	・安全率による地盤が持つバラつきへの担保
		・経験則に基づく設計仕様の設定
		・簡易な計算モデルによる評価の実施

表-3.2.2.1 斜面安定の設計における合理化の定義

斜面安定の設計における合理化という意味では,前述の定義1,定義2の両側面を持ち合わせている ものと考えられる。定義1の側面として道理にかなうという部分から,設計を行う上でいかに不確実さ を排除した,真の姿に限りなく近づけた設計を行うことが出来るか,すなわち本質を反映した合理的な 設計手法を確立するということが考えられる。そのためには,設計対象となるフィールドにおいて,調 査点数を増加させるなど,全体を俯瞰した面的なデータを取得することや,各種室内土質試験に基づい た精度の高い地盤定数の設定,実際のすべりモデルを反映した計算モデルの高度化などが必要になると 思われる。こうした,本質を反映した設計を行うことで,効果的な斜面安定の評価が可能になるととも に,必要最低限のスペックで対策工の計画が可能になるなど,信頼性の高い経済ベースの合理的な設計 の遂行が可能になる。しかし,昨今の少子高齢化の社会情勢を背景に予算的な制約が大きいことや,発 災時に緊急性を要求されるなど短期間で結果を求めていかなければならないなど,実施する上でのハー ドルが高いのが現状であり,将来的にもこうした情勢は続くものと予想される。

一方,定義2の無駄を省くという側面から,限られた予算や期限内でいかに安全を担保した設計を行 うか,ムダのないすなわち合理的な設計をいかに行うかということが考えられ,これは上記定義1とト レードオフの関係にある。地盤が持つバラつきに対して,安全率を考慮することで安定性を担保するこ とや,これまで安全が確認されている設計仕様を経験則として引用すること,また簡易な計算モデルに より安定性を評価するなど,大筋では現状の実務で行われている内容に近いものである。一方で,不確 実さに対して余剰な安全性を含有していることも否めず,こうした部分のムダを軽減していくことによ り合理的な設計や対策工の計画が可能になるものと考えられる。

以上をもとに、図-3.2.2.1に斜面安定の設計における合理化のイメージを整理する。



図-3.2.2.1 斜面安定の設計における合理化のイメージ

昨今の局地的な豪雨や巨大地震の発生など、想定外の設計外力が作用する情勢に鑑みた時に、これま でにない発想で真の合理的な設計を考えていくことが、我々技術者に求められてきているのではなかろ うか。すなわち、トレードオフにある設計の合理化という定義に対し、これらを融合した、言い換える とこの2つのギャップを埋めるための、新たな設計の考え方を模索していく必要があるように考えられ る。本節では、こうした設計の合理化に関して、斜面安定対策工における主要工種別に現行の設計手法 の整理を行うとともに、設計の合理化にむけた方向性や課題について整理していくこととする。

3.2.3 現行設計指針類の整理

(1) 各工種別の設計指針一覧

斜面安定対策工は、多岐にわたる工種が存在しその設計手法についても、工種別にさまざまに整理さ れているのが現状である。表-3.2.3.1に、設計の一般事項および代表的な斜面安定対策工に関連する基 準書の一覧を示す。非常に多様な基準書が存在するものの、設計の基本的な部分については共通する点 も多い。多くの設計では、現状の安定性を評価した上で、計画安全率との対比を行うとともに、不足す る安定度に基づく必要抑止力を算定し、最適な対策工の設計を行うこととなる。設計の一般事項では、 すべり面形状や土質定数の設定など設計条件に関する事項や、安定度を評価するための安定計算手法に ついて整理されている基準書が多い。個別の対策工に関する設計については、対策工に関連する各種企 業団体から発行されているが、特に道路協会およびNEXCO基準書で幅広く整理されていることが特 徴的である。

種別	基準名	発行企業団体	発行年月
	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)	(公社)日本道路協会	2009/6
	設計要領第一集 土工建設編(令和2年7月版)	東·中·西日本高速道路㈱	2020/7
	令和2年災害手帳	(一社)全日本建設技術協会	2020/6
	建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編[Ⅱ]	(公社)日本河川協会	1997/10
4.0	土地改良事業計画設計基準計画 農地地すべり防止対策	農林水産省農村振興局	2004/3
一般	地すべり防止技術指針及び同解説	国土交通省砂防部	2008/4
	新・斜面崩壊防止工事の設計と実例急傾斜地崩壊防止工 事技術指針	(一社)全国治水砂防協会	2007/9
	災害復旧事業における地すべり対策の手引き	(公社)全国防災協会	2006/5
	公共土木施設の災害申請工法のポイント	(一社)全日本建設技術協会	2015/6
	治山技術基準解説 地すべり防止編 (平成 25 年版)	(一社)日本治山治水協会	2013/10
	設計要領第一集 土工建設編 (令和2年7月版)	東・中・西日本高速道路㈱	2020/7
のり枠工	のり枠工の設計・施工指針(改訂版第3版)	(一社)全国特定法面保護協会	2013/10
	のり面保護工に関する質疑応答集	(一社)全国特定法面保護協会	2000/5
	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)	(公社)日本道路協会	2009/6
ガラウンド	設計要領第一集 土工建設編 (令和2年7月版)	東・中・西日本高速道路㈱	2020/7
クノリント	グラウンドアンカー設計施工マニュアル	(一社)日本アンカー協会	2013/6
	グラウンドアンカー設計・施工要領	中日本高速道路㈱	2007/9
	グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説	(公社)地盤工学会	2012/11
년 111년	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)	(公社)日本道路協会	2009/6
り 上	切土補強土工法設計・施工要領	東・中・西日本高速道路㈱	2007/1
们出上上	地山補強土工法設計・施工マニュアル	(公社)地盤工学会	2012/3
	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)	(公社)日本道路協会	2009/6
抑止杭工	設計要領第一集 土工建設編 (令和2年7月版)	東・中・西日本高速道路㈱	2020/7
	新版 地すべり鋼管杭設計要領	(公社)日本地すべり学会	2003/6

表-3.2.3.1 斜面安定対策工に関連する基準書一覧

(2) 各指針類の比較

斜面安定対策工の設計指針における具体的な記載事項について,各工種の設計法が,比較的詳細に記載されている道路土工切土工・斜面安定工指針(以降,道路協会指針と称す)及び設計要領第一集土工建設編,切土補強土工法設計・施工要領(以降,NEXCO指針と称す)により比較を実施した。表-3.2.3.2に,比較を行った工種及び基準の一覧を示す。

工 種	比較基準
設計の一般車頂	道路土工 切土工·斜面安定工指針(平成 21 年度版) (公社)日本道路協会 2009/6
成司 (·) 放争項	設計要領第一集 土工建設編(令和2年7月版) 東・中・西日本高速道路㈱ 2020/7
ガラウンドマンカニエ	道路土工 切土工·斜面安定工指針(平成 21 年度版) (公社)日本道路協会 2009/6
///////////L	設計要領第一集 土工建設編(令和2年7月版) 東・中・西日本高速道路㈱ 2020/7
初十建改十二	道路土工 切土工·斜面安定工指針(平成 21 年度版) (公社)日本道路協会 2009/6
97上冊74上上	切土補強土工法設計·施工要領 東·中·西日本高速道路㈱ 2007/1

表-3.2.3.2 比較検証を実施した工種及び基準一覧

<u>設計の一般事項</u>(表-3.2.3.3 参照)

①地すべりモデルの作成方法

地すべりモデルの設定が安定解析の精度に大きく支配されるとして,両基準ともその作成方法につい て記載されている。調査結果に基づいて,すべりの変動や規模,深さ,すべり方向,地下水状況を把握 し,検討する地すべりモデルを設定することとしている。

なお,道路協会指針では,路線沿いの地すべり危険度について,図−3.2.3.1のように整理されており, これらに基づいて対策計画を立てるよう明示されている。

区安定	地すべりの変状・地形特性	地すべり変動	道路土工に対する留意点		変ラ	動 ンク	F	日変 (ma	位 量 n)	累積変位値 (mm/月)	0	定方向- 累積傾[()	活動性等
分度		*			変	動。	1	1 mm ļ	以上	10 mm以上		頁 著	ř Ťi	5発に運動中
	斜面に地すべりによろ亀羽 陥没 隆起		A REAL PROPERTY OF A		変	動	>	0.1~	1 mm	$2\!\sim\!\!10$ mm	4	や顕著	着	爰慢に運動中
	小崩壊等が発生しているもの、路面や擁		and the second sec		変	動(2	0.02~	0.1 mm	0.5~2 mm	4	ややあり	ź	継続観測が必要
	壁、水路等に地すべり性の亀裂や隆起等 が発生しているもの、あるいは過去に地	変動 a	原則として路線を避けるが、やむを得な		変	動。	1	0.1 ш	■以上	な し (断続変動)	Ť	r L	月	局部的な地盤変動, その他
A	すべり等の次告が完全した記録や確かな 伝承があり、地すべり対策工が施工され ていないもの等、今後人為的な改変がな くても道路等に直接の被害を及ぼす可能	変動 b	い場合は計画女生半確保できるような 対策工を検討する。	;	※日	変位	量と累り	積変位量 (量をあわせて 解表 11ー6	変動ランク 傾斜変動の利	を考慮	する。 その特徴	ų.	
	性の大きいもの 明瞭な地すべり活動は認められないが、 滑落崖が分布する等。明らかな地すべり			i te tudi	変 ラン	動 ク	日 平 変 動	2 均 h 量 砂)	累積変動値 (秒/月)	[傾斜量の 傾向の?)累積 有無	傾斜道 向と の相	重動方 也形と 関性	活動性等
	地形(崩積土、風化岩地すべり)を示し、	亦動。	地すべり頭部の盛土や末端部の切土を	変	動	a	5秒1	以上	100 秒以上	顕	著	あ	ŋ	活発に運動中
В	地形的にも地すべり発生の素因を有する	20, 20, 0	正及び対策工の実施を検討する、やわを	发	勤	b	1~5	5秒	30~100 秒	やや顕	[著	あ	9	緩慢に運動中
	もので、人為的な環境変化を直接の誘因		得ない場合はその安全率を一時的に	変	動	С	1秒	以下	30 秒以下	ややあ	0	あ	ŋ	継続観測が必要
	または地すべり災害発生後、地すべり対 策工を実施したもの		5%まで低下させることができる。	変	動	d	3秒1	以上	な し (断続変動)	な (断続変	し 動)	な	L	局部的な地盤変 動,その他
С	地すべり地形を示すが、清落崖等の徴地 形が不明瞭なもの	変動 c を生じ る可能	Bに準ずる	~	※日	変動	量と累利	遺変動量	まをあわせて	変動ランクる	を考慮す	する。		

図-3.2.3.1 地すべりの安定度判定¹⁾

②安定計算手法

スライス分割法による簡便法により安定計算を行うこととし,所定の安全率の評価と対策工の必要性 について検討を行うことしている。NEXCO 指針に基づく安定解析の手順を,図-3.2.3.2 に整理する。



凶 5.2.5.2 女足解的 07

③土質定数の設定

安定解析に用いる各種土質定数は,可能な限り土質試験結果に基づき決定するものとなっているが, それによりがたい場合は,一般値や逆算法により設定するよう整理されている。

単位体積重量については、両指針とも $\gamma = 18.0$ kN/m³としている。せん断強度については、 $c-tan\phi$ 関係図から逆算法により設定することとなっており、c固定、 ϕ 逆算法または ϕ 固定、c逆算法について 整理されている。c固定法について、道路協会指針ではすべり面の平均鉛直層厚により設定することと なっている一方、NEXCO指針ではすべり面の最大層厚により設定することとなっており、両者に差が 生じている。また、 ϕ 固定法については、道路協会指針では全国各地の道路土工に伴う切土によって発 生した風化岩の地すべり例から逆算法により求めた ϕ の平均値が整理されており、この ϕ からcを逆算 するよう整理されている。

また現況斜面の安全率については、地すべり活動の有無により整理されており、活動中の地すべりについて、道路協会指針では岩種によらず $Fs=0.95\sim1.00$ とし、NEXCO 指針では岩種に応じて 0.90~0.99 としている。活動停止中の地すべりについては、両者とも地すべり区分に応じて安全率が整理されている(道路協会指針; 1.03~1.10, NEXCO 指針; 1.00~1.10)。

<u>グラウンドアンカーエ</u>(表-3.2.3.4~表-3.2.3.7参照)

両基準共に,基本的な設計の考え方には共通する点が多く,特にNEXCO指針の方がより詳細に記載 されているようである。

④必要抑止力の計算

アンカー仕様を決定する上で最も重要な情報となる必要抑止力(アンカー抑止力)の計算について, 両基準とも計画安全率が確保できる必要抑止力を算出し,そこから決定されるアンカー抑止力は,アン

3-7

カーの引き留め効果と締め付け効果を考慮して求まることとなる。なお,NEXCO 指針ではアンカーの 維持管理の必要性や,過去の施工実績をもとに,設計アンカー力の上限の目安として 800kN 以下が望 ましいと記載されている。

②設計アンカー力

設計アンカー力は、アンカーの許容引抜き力、テンドンの拘束力、許容引張力のうち、最小値として 設定することとしている。

③アンカーの許容引抜き力

アンカー定着部の周面摩擦抵抗力として評価されるもので,基準となるアンカーの周面摩擦抵抗値に ついては,両指針とも「グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説」(公社:地盤工学会)に基づき設 定されている。なお,NEXCO指針では,特徴的な定着地盤についてアンカー体長を長くしても極限引 抜き抵抗が増加しなかった事例があるとのことで,注意を要するとの記載がある。

④テンドンの拘束力

テンドンとグラウトの付着強度により評価されるもので,グラウトの設計基準に応じて許容付着応力 度が設定されている。

⑤テンドンの許容引張り力

テンドンの極限引張り力,および降伏引張り力に対して評価されるもので,各引張り力に低減率を乗 じて評価される。

⑥アンカー配置上の構造細目

アンカーを配置する上での構造細目として、アンカーの打設角度(傾角、水平角)や、配置(配置間隔)に関する規定が記載されている。特に、NEXCO指針の方が詳細に整理されている。

<u>切土補強土工</u>(表-3.2.3.8~表-3.2.3.11 参照)

グラウンドアンカー工と同様に、おおむね一致した考え方となっており、NEXCO 指針の方がより詳細に記載されているようである。

①計画安全率

両指針とも本設,仮設における計画安全率が設定されており,NEXCO 指針での仮設安全率は,施工時の状況に応じて設定する安全率が記載されている。

②安定計算式

補強材の抑止力を含めた安全率が,計画安全率以上となるよう補強材の仕様を決定するよう規定され ている。補強材の抑止力は,移動土塊から受ける許容引抜き抵抗力,不動地山から受ける引抜き抵抗力, 補強材の許容引張力のうち,最小のものとして評価する。

③移動土塊から受ける許容引抜き抵抗力(抜け出し抵抗力)

これまでの崩壊例のパターンから,移動土塊の抜け出しとみられる崩壊が見受けられることを踏まえ て規定されるもので,NEXCO指針には評価にあたっての参考式が紹介されている。また,両指針とも, 吹付枠相当以上ののり面工を用いた場合は,検討を無視してよいとしている。

④補強材の引抜き抵抗力

補強材と注入材の許容付着力,および地山と注入材の周面摩擦抵抗のうち,最小のものして評価する としている。極限周面摩擦抵抗の推定値について,道路協会指針では NEXCO 指針を参照して設定して いる。また、NEXCO 指針において、本設で使用する場合は、腐食代 1mm を補強材の公称径に対して 考慮するよう規定されている。

⑤補強材の許容引張力

補強材の許容引張応力度として規定されている。

⑥経験的設計法に基づく仕様

崩壊対策として標準勾配で切土したときに、深さ 2m 程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩落が予測 される場合に限り、安定計算を書略した経験的設計諸元として整理されたものである。両指針とも同一 の仕様が規定されているが、道路協会指針では NEXCO 指針を参照して設定している。 ⑦補強材の配置間隔

NEXCO 指針では、補強効果が十分に発揮できるよう、適切な感覚で補強材を配置するよう規定されている。高強度を有する補強材を少ない本数で施工するほうが経済的となるが、間隔が大きくなると中抜け等の問題を生じることから、一般的な配置間隔を規定しているものである。なお、道路協会指針ではこの項目に関する特別な記載はない。

⑧補強材の打設角度

効果的な補強材の打設角度は、安定計算上の補強材の効果が最大となる角度以外に、ひずみの方向性 や地盤の種類等に影響を受けるとして、こうした事象を考慮して適切な角度で打設するよう規定されて いる。設計の目安としては、一般に法面勾配が急な場合は、概ねのり面に対して直角方向で良いとして いるが、のり面勾配が緩い場合や粘性土地盤の場合は、十分な補強効果を得るために打設角度を小さく とる方がよいとしている。なお、道路協会指針ではこの項目に関する特別な記載はない。 ⑨補強材長さ

補強材の長さは、施工性、経済性を十分に検討した上で決定するよう規定されている。最大長さに関 する工学的な根拠はないとされているが、ドリルタイプの削孔機で削孔可能な長さがおおよその目安と なっている(5.0m程度が一般的)。また、最下段付近の補強材の最小長さについて、NEXCO独自の実 物大実験の結果より、短すぎると掘削後の二次的付加力(地震力など)に対して耐久性が劣る可能性が 懸念されるため、その長さを 2.0m程度としている。なお、道路協会指針ではこの項目に関する特別な 記載はない。

3-9

	なに国家院がの 安定解析の 特定は、 すべり面の形状等の では、調査結果をもとに十分検討を行う必要がある。 すべい面に作用する間隙水圧は、 ポーリング孔内等で確認された地下水位を間隙水圧にかえて計算に反 映する。 地すべりの変動、規模、地下水位状況などを把握し、検討する地すべり断面を決定する。 安定計算は、スライス分割法による簡便法を用いて行うものとし、計算式は次式を標準とする。 $F_{s} = \frac{2N - U \tan \phi + e^{-\Sigma} t}{2T}$ N : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) T : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) T : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の重力による絵称(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の手力(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の重力による絵が(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の手の力の割片の重量(LNNm)(Wr.sold) U : 分割片の手の子の面白(Mr) (Wr.sold) U : 分割片の手の子の面白(Mr) (Wr.sold) U : 54 = D = D = D = D = D = D = D = D = D =	1) fluctivitie1 figting1 figting <td< th=""></td<>
く、こく、「HANGANANANANANANANANANANANANANANANANANAN	加すべり調査結果を用いて、地すべりの発生の可能性のある平面的範囲、すべり面の深さ、すべり方向を 想定した地すべりプロックを設定する。 (1)地すべりプロックの分割 iv)すべり面の位置と形状 (1)地すべりプロックの分割 iv)すべり面の位置と形状 (1)地な空いプロックの分割 iv)すべり面の位置と形状 (1)地盤等高線図の作成 地すべりプロックの主測線 上で行う。 レベーカかのスライズに分割して行う。 $t < t = 2 {c + 1 + (W - u \cdot b) cos a \cdot tan b}/2 W \cdot sin a · · · · · C + c + 2 * 2 * 2 * 2 * 2 * 2 * 2 * 2 * 2 * 2$	 (1) 順位体積重 (1) 順位体積重 (1) 第位体積重 (1) 第位体積重 (1) 第(1) 第(1) 第(1) 第(1) 第(1) 第(1) 1 (1) 第(1) 第(1) 第(1) 1 (1) 第(1) 第(1) 1 (1) 第(1) 第(1) 1 (1) 第(1) 第(1) 1 (1) 1<!--</th-->
ц Ц	地 市 大 が 力 法 安 定 計 算 手 法	土質定数の設定
第四		設計の一般事項

表-3.2.3.3 各企業体別の斜面安定対策工の設計手法一覧(その1)

D 2-1)
₽ V
各企業体別の斜面安定対策工の設計手法一覧
3.4
2

法一覧(その 2-1) 	設計要領第一集 土工建設編(令和2年7月版);NEXCO	 ◆抑制工を考慮し、斜面の安定において所定の計画安全率を確保するよう計算する。 ◆抑制工を考慮し、斜面の安定を図るための抑止工としてのアンカーの数量や規模を決定する指標であ り、アンカーの安全者ではないの安定を図るための抑止工としてのアンカーの数量や規模を決定する指標であ り、アンカーの安全者ではないない。 ・アンカーの法に引起する場合には、抑制工分も加供して アンカーの決損する必要抑止力を考慮しなければならない。 ・アンカーの分担する必要抑止力が考慮しなければならない。 ・アンカーの力加止力は、地下水排除工たどの抑制工を作用して計画する場合には、抑制工分も加供して おける安全率を設定する場合には、無約なに登録計画推断面ばかりでなく、仮影時の斜面裾部や基礎 推測はおよび切し進捗を対策工の進捗のがけが果た考慮して水める。 ◆アンカー加止力は、パンパーの引展強をを利用して、地すっの上現が活動する不安定地形について確認と対象 副き留め効果:オーシの目に強力を通信と力を増大させ、すーシッ批防治能力だのを行う含留かる効果 ▲アンカーの引に対する重信に力を増大させ、すーシッ批が活動するのを引き留め効果 ▲エアンカーの加に対する重信に力を増大させ、すーシッ批が活動するのを引き留かる効果 ▲エアンカーの目に対する重信に力を増大させ、すーシッ批が指針するのを引き留かる男子 ▲エアンカーの目に対する重信になど増大させ、すーシッ比が活動するのを引き留かる男子 ●エアンカーの目に対する重信になどもし、(RNim) ●エアンカーの目に対する重信になどなも ●エアンカーの目に対する重信になどの引き留の効果 ●エアンカーの目に対する重信に力を増大させ、すーシッ比が活動するのを引き留かるの果 ●エアンカーの目に対する重信に力を増大させ、すーシットの ●エアンカーカの目に対しているの ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ●エアンカーカの相関 ■エアンカーカの相関 ■正対するであること、実施 調査者集までは約70%が 800kN 以下にすること ●いいいい下にすること ●いいいいいいいいいい下にすること ●いいいいい下にするこ ●いいいいい下にすること ●いいいいい下にするこ ●いいいいいいいい下にするこ ●いいいいい下にするこ ●いいいいい下にするこ ●いいいいい下にするこ ●いいいいい下にするこ ●いいいいい下にするこ ●いいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいい下にするこ ●いいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいい	 ○3 許容アンカーカは設計アンカーカ以上とし、以下のうち最も小さい値とする。 ①アンカーの許容引扱さカ(Tag) ③テンドンの許容引張りカ(Tas) ③テンドンの許容拘束力(Tab) ③テンドンの許容引張りカ(Tab) ③テンドンの部容約束力(Tab) ※テンドンの3撮い折い。 ※テンドンの3撮い折い。 ※テンドンの3撮い折い。 ※テンドンの3撮い折い。 ※テンドンの3撮い折い。 ※テンドンの3撮い折い。 ※テントの40001 第ペアンカーの 第ペアンカーの 第ペアンカーが 第ペアンカーがの 第ペアンカーがの 第ペアンカーが 第ペアンカーが 第ペアンカーが 第ペアンカーがの
表-3.2.3.4 各企業体別の斜面安定対策工の設計手	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版);(一社)日本道路協会	計画安全幸を得るための単位奥行きあたりの必要アンカー抑止力の計算 $F_{5} = \underline{\Sigma cr + \Sigma (W-urb) \cos a \cdot \tan \phi + \Sigma T \cos(a + \theta) + \sin(a + \theta) \tan a)}{\Sigma W \cdot \sin a}$ $T_{5} = \underline{\Sigma cr + \Sigma (W-urb) \cos a \cdot \tan \phi + \Sigma T \cos(a + \theta) + \sin(a + \theta) \tan a)}{\Sigma W \cdot \sin a}$ $\Sigma c. t. (参図 11-3 参照),$ $F_{5} : 安全華$ C. t. t. (参図 11-3 参照), $F_{5} : 安全華$ C. t.	必要アンカーカ(Tri)と, アンカー配置計画から決定される 1 本あたりの設計アンカーカ(Td)は, 以下 項目を満足しなければならない。 (i)設計アンカーカ(Td)は, アンカーの極限引抜力(Tug)を安全率(Is)で除した許容引抜力(Tag) であること。 Td≦Tag=Tug/fs (ii)設計アンカーカ(Td)は, テンドンあるいはテンドンに取付けた拘束具と周辺グラウトとの付着力, I 力もしくは支圧抵抗力等から求まるテンドンの許容拘束力(Tab)以下であること。 Td≦Tab (ii)設計アンカーカ(Td)は, 引張鋼材の強さから求まる許容引張り力(Tas)以下であること。 Td≦Tas
	項目	必要特正力の計算 (アンカー物止力)	設計アンカー力 (許容アンカー力)の設定
	種別	グラウンドアンカーの設	

	t設編(令和2年7月版);NEXCO	引抜き力(ITw)をもとに ,表2-18 の安全率を考慮のうえ決	こ対する安全率(f)(地盤工学会 ² を一部修正)	2.5	置地盤の摩擦切れ,設置地盤の支圧破壊やせん断破壊などの	0刀であり,引抜き試験により求まることを原則とする(「5		(2-21)	(KN)		摩擦抵抗(N/mm ²)	蛇紋岩や膨潤性の岩盤, 新第三紀泥岩, 凝灰岩に施工したアンカーでは, 軟岩と判 断される岩盤でも周面摩擦抵抗が	0.3MN/m [*] 権度, 風化が通行した石薙の極 譃た何では 0.2MN/m ² 以下の強康しか得	いれず、アンカー体長を長くしても極限引	抜き抵抗力が増加しなかった例があるので、	注息を要する。新界二約以降の洗着にひ いては、下図を参考に設計を行う。		(Smm a. 4. 0	2] n/N)n	0 C 0 C 0 C 0 C	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	M0.0 単 相 十 任 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	光 四 四 元 (1) 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	5 治 常 市 市 市 市 二 二 日 日 二 二 日 日 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二	1004年)	図2-74 地質年代と周面摩擦抵抗の関係		
覧(その 2-2)	設計要領第一集 土工建	許容引抜力 (Tag) の計算 アンカーの許容引抜き力 (T _w) は, アンカーの極限 定する。	表2-18 アンカーの極限引抜き力(<i>I</i> w)に 「	アンカー	アンカーの極限引抜き力(Tue)は、アンカー体と設	回歴朱午による こノノガーに参同的な破壊が圧しる時の		$I_{\rm ug} = \pi \cdot a_{\rm A} \cdot \ell_{\rm a} \cdot \tau$	いいに、 Ine: : / / ガーのを取り抜き力(dA :アンガー体径 (mm) ℓ _a :アンガー体長 (m)	r :アンカー体と地盤との周面	周面摩擦抵抗 5 は、引抜き試験をもとに 算定するが, 緊急性を伴い試験が実施で きない場合は下表を用いる。	表2-16 アンカー体と地盤との周面摩擦抵抗(地盤工学会 ²) ま お C な ⁶⁶ ⁶⁶ ¹¹ ¹¹ ¹¹ ¹¹ ¹¹ ¹¹	6 単 2 値 竣 / 周回傳察的穴 (MN/m ⁻¹) 激 1.5 ~ 2.5 参 1.5 ~ 2.5	地勝 長 治 1.0 ~ 1.5 1.9 ~ 1.0 ~ 1.0 ~ 1.0	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	受 梁 11 - 20 0.11 - 0.12 一 1 - 0.12 - 0.15 -	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	N 20 0.18 2022 初 30 0.73 2 0.72	值 40 0.35 0.35 50 0.3 0.4 0.4	粘性土 1.0c (小社社営力)	(共) 甘田太人人としておよろにならなどのなどのないので、「「「」」	HT MATTENN シン 「NA)のノークを配用的に搬用したものでのの。 洋) 悲鬱区分は「福工になける「十・撃・値」 区なりは一体」 おい	11、11番目が12、12日についる。11・45、92」の21日、女しない。 注)泥岩、縦灰岩等の場合は岩質区分から示される最小値よりもよらに小さい	摩擦抵抗しか得られない場合がある。				
表-3.2.3.5 各企業体別の斜面安定対策工の設計手法一員	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版);(一社)日本道路協会	許容引抜力(Tag)の計算 $T_{ag} = \frac{1}{f_s} r \cdot \pi \cdot d_A \cdot l_a$ (参 8-3)	ここに, T_{ag} :許容引抜力 (kN) f : 完全率	。 (a) 仮設構造物に用いる場合 1.5	(b) 一般構造物に用いる場合 ・一時的描重(短期描重) を母けスアンカーの場合	$1.5 \sim 2.0$	・常時の荷重(長期荷重)を受けるアンカーの場合	2.5	r :アンカー体と地盤との周面摩擦抵抗(kN/mǜ)で 参表 8-12 によ	る」、アンカー体径で一般に、アンカー体の冷然直径とする(m)	1a :アンカー体長(m)	周面摩擦抵抗 < については基本調査試験(引抜き試験)を行って決定するのが原則であるが、工事 規模の小さな場合や仮設等で早急に施工しなければならない場合は、下表を用いることがある。	参表 8-16 アンカーの周面摩擦抵抗(参考文献 9)の表を一部修正)	地 盤 の 種 類 周辺摩擦抵抗 (N/mil)	● 品 1.5~2.5	出 盤 取 石 1:0~1:5 国化岩 0.6~1.0	<u> </u>		安全 (1.17~0.25 (1.17~0.25 (1.17~0.35	40 0.35∼0.45	50 0.45~0.70		N 20 0.18~0.22	砂 值 30 0.23~0.27	50 0.30×0.35	粘性土 (cは粘着力)			
	項目												設計アンカーカ	許容引抜き力:Tag															
-	種別										Ĭ,	ラウンド	- N	ンセ	<	6	影	1 1110											



	同にがの	※特に記載
項目	アンカー傾角と水平角	アンカーの間隔と配置
種別	グラウ	ンドアンカーの設 計

=法一覧(その 3-1)	切土補強土工法設計•施工要領(2007 年 7 月);NEXCO	 (1)補強斜面の計画安全率 (1)補強斜面の計画安全率は、永久と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする。 煮 4.4.1 補強斜面の計画安全率 素 4.4.1 補強斜面の計画安全率 (長期) 下sp^{*(1)} ≥1.20 小久(長期) 下sp^{*(1)} ≥1.05, 1.10 ※1)永久の計画安全率下。321.20は、本線等の永久のり面、埋戻し後地表に残る永久のり ※1)永久の計画安全率に、①掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全 本をFsp≥1.06とし、②最下段の補強材設置後から埋戻し前までの存置期間の計画安全 率をFsp≥1.10とする。 	Fe ^a 世・人山 ○ (計画安全事) ここに、胎: 土境の形式モーメント (KN・m(n)) ここに、胎: 土境の形式モーメント (KN・m(n)) Mu: 土堆の子・シャー (KN・m(n)) Mu: 土堆の子・シャー (KN・m(n)) Mu: 土堆の子・シャー (KN・m(n)) Mu: 土堆の子・シャー、シント (KN・m(n)) Mu: 日本のいの主体 (M) Mu: 日本のいの目前 (M) Mu: 日本のの話日 (M) Mu: 日本のの話日<
表-3.2.3.8 各企業体別の斜面安定対策工の設計す	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版);(一社)日本道路協会	F _s :計画安全率 (本設=1.2, 仮設=1.05~1.10)	$F_{2p} \leq \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - u \cdot b) \cos a \cdot \tan \phi + P_T}{\sum W \cdot \sin a} \qquad ($
	項目	計 西 安 奉	安計
-	種別		切士補強士工の設計

一覧 (その3-2)	切土補強土工法設計•施工要領(2007 年 7 月);NEXCO	これまでの切上補強土施工済のり面の崩壊例のパターンを調べてみると、移動土塊の抜け出し と見られる崩壊が見受けられる。これは、上記の引張り力のうちTrank不足していることに起因 しているとみられるものである。ところで、一般にTranを定着長Liのみにより算出するとTrank小 さな値となり過大な設計となることが多いが、補強材がのり面工に結合されている場合、Trankt 流着長以外にものり面工の影響を強く受け、Tranの増大に寄与するので、こののり面の効果を十 分に考慮することが必要である。したがって、適切なのり面工を組み合せ、これを考慮すること によって合理的な設計を行うことができる。 以上を考慮して本指針では吹付枠工相当以上ののり面工を用いた場合にはTranの検 計が必要な場合などは、定着の状況やのり面工を考慮して適切な力法によりTranを解乱し てよいものとした。ただし、上記に含まないのり面工をの時かる場合や重要度が高く特にTranの検 討が必要な場合などは、定着の状況やのり面工を考慮して適切な力法によりTranを評価し、許容 補強材力を算出しなければならない。このときTranの評価法については明確な基準はないが、 (式 4.1.6)を参考にできる。 Tran= $\frac{1}{1-\mu}$ ・Li・ta Trans= $\frac{1}{1-\mu}$ ・Li・ta UILを参加したければならない。このときTrano評価法については明確な基準はないが、 (式 4.1.6)を参考にできる。	$\label{eq:products} \begin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$
表-3.2.3.9 各企業体別の斜面安定対策工の設計手法	道路土工 切土工·斜面安定工指針(平成 21 年度版);(一社)日本道路協会	のり面工に吹付枠工相当以上のものを用いた場合にはT1 ^m の検討を無視して よいが, 仮設時の安定も十分考慮する必要がある。 ※具体的な計算式は明示されていない。	$T2_{pa} = \Sigma L2 \cdot t_{a}$ (参 8 - 7) ここに、L2 : 不動地山における定着長 (m) t_{a} : 許容付着強度 (= min[t_{pa} , t_{aa}]) (kN/m) t_{aa} : 地山と注入材 2 の許容付着力 (= r_{p} , $\pi \cdot D$]/ F_{a}) (kN/m) t_{aa} : 地山と注入材 2 の許容付着力 (= r_{p} , $\pi \cdot D$]/ F_{a}) (kN/m) t_{aa} : 補強材 と注入材 2 の許容付着力 (= r_{p} , $\pi \cdot D$]/ F_{a}) (kN/m) T_{p} : 地山と注入材 2 の許容付着力 (= r_{p} , $\pi \cdot D$]/ F_{a}) (kN/m) T_{p} : 地山と注入材 2 の許容付着広力 (参表 8 - 19 参照) (kN/m) T_{aa} : 補強材と注入材 2 の許容付着応力 (参表 8 - 19 参照) (kN/m) T_{aa} : 補強材と注入材 2 の許容付着応力 (参表 8 - 20 参照) (kN/m) T_{aa} : 補強材と注入和 2 許容付着応力 (参表 8 - 20 参照) (kN/m) T_{aa} : 補強材E (m) T_{aa} : 補強材 2 (m) T_{aa} : 補強材E (m) T_{aa} : 補強材 2 (m) T_{aa} : 補強材 2 (m) T_{aa} : $\pi_{magnetinentent N}$ T_{aa} : $\pi_{magnetinentent N}$ e^{2} ($\pi_{magnetinentent N}$) ($\pi_{magnetinentent N}$ ($\pi_{magnetinentent N}$) T_{aa} : $\pi_{magnetinentent N}$ T_{aa} : $\pi_{magnetinentent N}$ e^{2} ($\pi_{magnetinentent N}$) ($\pi_{magnetinentent N}$) ($\pi_{magnetinentent N}$) T_{aa} : $\pi_{magnetinentent N}$ ($\pi_{magnetinentent N}$) ($\pi_{magnetinetent N}$) ($\pi_{magnetinentent N}$) ($\pi_{magnetinete$
	項目	抜け出し抵抗力 (TIpa)	引抜き抵抗力 (T2pa)
-	種別		切士補強士工の設計

〔 その 3-3)	切土補強土工法設計•施工要領(2007 年 7 月);NEXCO	 (2)補強材の許容引張応力度 永久の場合の補強材の許容引張応力度は、表4.4.2とする。また、仮設の場合の補強材の 許容引張応力度は、永久の1.5倍とする。 表 4.4.2 補強材の許容引張応力度 (N/mn²) (本通対の種類 SD345 (14.2 補強材の推算 SD345 		
表-3.2.3.10 各企業体別の斜面安定対策工の設計手法	道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版);(一社)日本道路協会	※切土補強土工の項目では特に記載なし	経験的設計法は、崩壊対策として標準勾配で切上をしたときに、深さ2m程度 の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩落が予測される場合に限って適用してよい。 安定計算を省略した経験的設計諸元を参表 8-18 に示す。	※特に記載なし
	項目	補強材の許容引張力 (Tsa)	瀬敷も認いた様	補強材の配置間隔
	種別		切土補強土工の設計	

-覧(その 3-4)	切土補強土工法設計•施工要領(2007 年 7 月);NEXCO		4. 6. 3 補強材長さ	補強材長さは、施工性および経済性を十分に検討の上決定しなければならない。一般的に、 補強材長さは 2.0~5.0mとする。	【解説】 補強材の長さに上限を設ける工学的な視聴は無いように思える。補強材が長くなると大きな軸 力が発生しやすくなるため、それに見合った補助材を使う必要がある。 しかし、補強材が長く、ボーリングマシンを用いて利礼を行うと、施工性と経済性でアンカー 工に劣ってくると思われる。したがって現実的には、ドリルタイプの例孔機で利孔可能な長さが 補強材の最大長をとなってくると考えられる(参考資料 - 1 参照)。また、最下段付近の補強材 の最小長之は、会社で行われた実物大実験の結果から、施す者ると細胞(後の二次的付加力 (地震 力など)に対して耐人性が劣る可能性があることが判明している。したかって、補強材の最小長 さは2 m程度とする。 設計構成で補強材長さに、1つの設計断面(あるいはのり面1段程度)の中で変化させないの が一般的である。しかし、不動展が十分に付着力のある岩盤の場合 (例えば、図 2.2.5 に示す「傾 意味時点で補強材長さない」のの設計断面(あるいはのり面1段程度)の中で変化させないの が一般的である。しかし、不動展が十分に付着力のある岩盤の場合 (例えば、図 2.2.5 に示す「傾 発盤との節積土の防爆」や「流れ趣のす」、 り」等は、補強材長さなの場合があ さまた。施工中あるいは施工長に親調データ ないきまたらが。 は、5 のを観知データ のが一般的である。しかし、不動展が十分に付着力のある岩盤の場合 (例えば、図 2.2.5 に示す「傾 が上記を参考に寄せれるた」 ないきまたの前後したりちます。 10)等は、補強材長さなの確定の挑戦」や「流れ趣のす」 ないまかのである。しかし、不動展がも分にはのり面1段程度)の中で変化させないの が一般的である。しかし、不動展がも分に がった。 また。施工中あるいは施工長に利用である活動の ないまかのが ないままたい。 これ中からいに施工役のからたい なった。施工中からいた」 なった。他に中からない なった。新材板長さなの場合がある。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なった。 なったからの なった。 なった。 なった。 なったい
表-3.2.3.11 各企業体別の斜面安定対策工の設計手法・	道路土工 切土工·斜面安定工指針(平成 21 年度版);(一社)日本道路協会	淡特に記載なし			※年に記載なし
	項目	補強材の打設角度			構造の立ち
	種別	切土油	四	қ -1 -	1の 設 計

- 3. 2. 4 斜面安定対策工における現行設計手法の整理
- (1)地すべり・崩壊のモデル化
- 1)地すべり・崩壊のモデル化の重要性

検討モデル(地すべり形状、崩壊形状)にミスがあると、以下の問題が発生する。

- ・抑止力算出の間違い
- ・不動地盤の設定ミス
- ・地すべり、崩壊部の不安定化(部分崩壊も含む)
- ・対策工の破損

上記,問題が発生すると,災害の誘発や維持管理上支障が発生する。そのため,合理的な設計を行う には、手戻り防止を考慮すると、検討時に地すべり・崩壊モデルを適切に設定することは重要となる。

2) 地すべり・崩壊のモデル作成時検討項目

地すべり・崩壊モデル作成時には、以下の項目について確認を行う。その上で各項目での確認結果を 基に総合的に設定を行うことが重要となる。

図-3.2.4.1に検討フロー(参考)を示す。

なお,図-3.2.4.1 は目安であり、「地形解析」と「分布地質・地質構造解析」等の順番は、現場状況 に合わせ適宜変更することが望ましい。

- 地形解析結果
- ·分布地質,地質構造解析結果
- ・ボーリング調査,孔内計測等の各種調査結果
- ・平面的な崩壊規模と崩壊深さの妥当性
- ・対象地すべり、崩壊部の上方等にさらに規模の大きい地すべり、崩壊の可能性の有無
- ・適切な地下水位の設定



図-3.2.4.1 地すべり・崩壊モデル検討フロー(参考)

3)地すべり,崩壊形状の予測

a)地質、風化性状からの予測

崩壊形状の事例を図-3.2.4.2、表-3.2.4.1に、地すべりを図-3.2.4.3、表-3.2.4.2に示す。



図-3.2.4.2 切土のり面における地山条件と崩壊形態例³⁾



表-3.2.4.1 岩盤崩壊の発生形態⁴⁾

図-3.2.4.3 地すべりの断面形状 5)

地すべり形状,崩壊形状は,未固結堆積物・強風化層では円弧すべりや複合すべりが発生しやすい。 風化層~新鮮岩では,地質構造,割れ目の影響を受けやすく,崩壊の場合は平面すべり,クサビすべり やトップリング等が発生しやすく,地すべりの場合は複合すべり椅子型すべり,船底型地すべり等が発 生する。

そのため、地すべり形状、崩壊形状の設定では、対象地の地形、分布する地質、地質構造、風化状況 について調査確認することが重要となる。

- ・強風化部では割れ目沿いに風化が進行すると共に、岩芯部でも土砂化が進行している場合が多い。 そのため、風化が進行した斜面では、無数の割れ目が形成されると共に土砂状となっているため 円弧すべりや複合すべりが発生しやすい(図-3.2.4.2の土砂部参照)。
- ・新鮮部〜風化部では岩芯が硬質でも割れ目が発達している場合が多い。岩芯部と比較し、割れ目沿いの強度は低いため、斜面に新鮮部〜風化部の岩盤が分布している場合には、割れ目沿いに崩壊しやすい。
- ・流れ盤の場合は、崩壊では、平面すべりやクサビすべり崩壊が、地すべりでは椅子型地すべりが 発生しやすい。また、受け盤や高角度割れ目が発達する場合は、崩壊では、トップリング崩壊や バックリング崩壊が、地すべりでは船底型地すべりが発生しやすい(図-3.2.4.2、表-3.2.4.1、図 -3.2.4.3 参照)。

以下に地すべり形状検討時の留意事項について示す。

不安定土塊は地質の分離面に規制される場合が多いので直線的な地すべり面形状が主体となる。 たとえば流れ盤の層理面に規制された平面すべりや,2組の分離面に支配されたクサビ崩壊などで ある。

単一円弧すべりは強度的に均質とみなせるような地質条件に限定される。具体的に適用できる対 象は崩積土や風化帯等の一部と考えられる。

すべり頭部については、引っ張り亀裂であるので、断面的には直線で近似することが多くの場合 妥当と考える

すべり面形状を円弧で近似するのは複合すべり面の末端等,一部に限定すべきである。(上野将司 2004)⁶⁾

N				
分類特徴	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩積土地すべり	粘性土地すべり
平面型	馬蹄型,角型	馬蹄型,角型	馬蹄型,角型,沢型, ボトルネック型	沢型, ボトルネック 型
微地形	凸状尾根地形	凸状台地形 単丘状凹状台地形	多丘状凹状台地形	凹状緩傾斜地形
すべり面型	椅子型, 舟底型	椅子型, 舟底型	階段状, 層状	階段状, 層状
おもな土塊の 性質(頭部)	岩盤または弱風化岩	風化岩(亀裂が多い)	礫混り土砂	巨礫, または礫混り 土砂
おもな土塊の 性質(末端部)	風化岩	巨礫混り土砂	礫混り土砂,一部粘 土化	粘土, または礫混り 粘土
運動速度	2.0cm/日以上	1.0~2.0cm/日程度	0.5~1.0cm/日程度	0.5cm/日以下
運動の継続性	短時間突発性	ある程度断続的(数 十~数百年に1度)	断続的(5~20年に 1回程度)	断続的(1~5年に 1回程度)
ブロック化	1ブロックが多い	末端部,側面部に2 次的地すべり発生	頭部がいくつかに分 割され, 2~3ブ ロックになる	全体が多くのブロッ クに分かれ相互に関 連し合って運動
予知の難易	非常に困難,綿密な 踏査と精査を必要と する	1/3,000~1/5,000 地形図で確認できる	1/5,000~1/10,000 地形図でも確認でき る 地元での聞き込み等 も有用	地元での聞き込み等 により容易に確認で きる
一般的な斜面	ー般に台地部がある が不明瞭である 凸形斜面に多く鞍部 から発生する	明瞭な段落ち,帯状 の陥没地と台地を有 する 大きく見れば凹形だ が主要部は凸形を呈 する	滑落崖を形成しその 下に沼,湿地等の凹 部がある 頭部にいくつかの残 丘があり,凹形斜面 に多い	頭部に不明瞭な台地 を残し大部分は一様 な緩斜面,沢状の斜 面である
おもな地質と 構造	断層,破砕帯の影響 を受けるものが多い	結晶片岩地帯,新第 三紀層に広く分布す る 断層,破砕帯の影響 あり	結晶片岩地帯,新第 三紀層に広く分布	新第三紀層に最も多 く,御荷鉾破砕帯な どの構造線沿いにも 一部見うけられる

表-3.2.4.2 地すべりの型分類 ⁷⁾

b) 船底型地すべりの場合

船底型地すべりが予測される場合には,図-3.2.4.4 に示す関係式も参考となる。

例: すべり面の内部摩擦角が φ = 20° と予測される場合

θを頭部滑落崖がすべり面となす角度とす ると

θ =45° + φ / 2=45+20/2=55°
 ここで、θ:頭部滑落崖がすべり面となす角度
 φ:地すべり土塊の内部摩擦角



4) モデル断面の設定時確認事項

a)地形解析

地すべりや崩壊は、地すべり地形内や河川の旧水衝部等で発生している場合がある。そのため、検討 対象とする地すべり、崩壊地では、事前に地形解析を行っておけば、地すべりや崩壊の発生要因や範囲 予測に有効な判断材料となる。

地形解析では,対象地区の空中写真や地形図を使用する。レーザープロファイラー(LP図)は微地形 が反映されており,使用できればより精度の高い予測を行うことが可能となる。

最近では、地理院地図/GSI Map/国土地理院 HP で、傾斜量図や陰影起伏図を閲覧可能となっている。 この傾斜量図や陰影起伏図は、基盤地図情報(数値標高モデル)から作成された「標高タイル(基盤地 図情報数値標高モデル)」を利用した 5m メッシュの航空レーザ測量由来のもの(以下「DEM5A」)、 5m メ ッシュの写真測量由来もの(以下「DEM5B」)、10mメッシュの2万5千分の1地形図等高線由来のもの

(以下「DEM10B」) があり, DEM5A が無い場合 は, DEM5B を利用し, 両方無い場合は DEM10B を利用している。⁷⁾

DEM5A や DEM5B で示された傾斜量図や陰影 起伏図が閲覧可能な場合,地すべりはある程 度予測できる場合がある。

図-3.2.4.5は、傾斜量図で地すべり地形を 予測した事例で、図-3.2.4.5で示した箇所で は、現地で活動中の地すべりを確認した。



図-3.2.4.5 傾斜量図で予測した地すべりの例^{9を編集)}

b)地質構造

地すべり,崩壊形状は地質構造を反映している場合がある(図-3.2.4.2 IV V c-1~c-4 参照)。

そのため,対象斜面と地質構造の関係について確認することはモデル断面作成には有効である。具体 的な方法としては,現地にてクリノメーター等で地質構造の確認を行う。

現地で露頭が無く地質構造を確認できない場合でも、地形解析を行い地質構造由来の地形(ケスタ地 形等)を確認するか、地質調査総合センターの地質図福で対象地の地質構造について確認しておくと、 ある程度予測することが可能となる。

c) 風化性状

強風化している場合には、円弧すべりや複合すべり、風化〜新鮮岩盤の場合は、クサビすべりや平面

すべり,複合すべりが発生しやすい。また,地す べりの場合,写真-3.2.4.1に示すように風化層と 新鮮岩の境界にすべり面が形成されている場合が ある。

そのため、モデル断面の予測のため、斜面内の 風化性状の確認は重要となる。

d) 各観測データからの予測

地すべりの場合, 孔内傾斜計やパイプひずみ計 の観測データがある場合には, 変位箇所について 確認を行いモデル断面設定の資料として使用す る。すべり面の判定では, ボーリングコア観察で 確認した破砕区間と対比することが重要となる。



写真-3.2.4.1 すべり面位置例:→すべり面

5) モデル断面設定時の規模

a) 地すべりを構成する地質,長さ,幅からの予測

地すべりの場合,図-3.2.4.6~図-3.2.4.8に示すように,過去の事例から地すべり幅や長さからある 程度の規模を予測することは可能である。そのため,調査時には,構成地質,地すべり種別,長さ,幅 から最低限確認すべき深度を設定して調査を実施し,すべり面の位置を特定することが重要となる。

また,以下の指摘にあるように,ボーリング調査では,最初の1本は地すべり幅の1/3の深度までは 確認することが望ましい。

地すべりブロックの層厚が推定不可能な場合は、原則として1本当たりの長さを地すべりブロック 幅の1/3程度と仮定し、掘進結果を参考にして長さを調整する。¹⁰⁾



図-3.2.4.6 地すべりブロックの幅及びすべり面深度の関係¹¹⁾







図-3.2.4.8 地すべり斜面長と地すべり層厚 の関係¹²⁾

b) 陥没帯(緩斜面)からの推定

地形解析結果や地表踏査から、斜面上部に緩斜面(陥没帯)が確認できる場合には、以下の関係式からすべり面深度を想定でき、モデル断面設定時の参考となる¹³⁾。









ただし、長期的に地すべり滑動が継続すると、図-3.2.4.9 に示す関係は崩れるため、適用できる条件は 陥没帯の形成初期に限られるという指摘があり注意が 必要となる。¹¹⁾

●陥没帯と、すべり面深度(D)との関係.

Wo≒D Wo:陥没帯の幅(m)

D:すべり面深度

Wo≒D

Wo:陥没帯の幅(m)

D:すべり面深度

Wo≒50mの場合, D≒50mとなり, すべり面深 度は, おおよそ 50m程度と想定される。

6) ボーリングコアを用いたすべり面の推定

高品質コアボーリングの場合,ボーリングのコアは破砕のため砂状化,粘土状に変化した部分が流出 することが無く採取できているため,破砕構造が確認できる。そのため,高品質ボーリングコアの場合, すべり面の推定では,図-3.2.4.10,表-3.2.4.3 が参考となる。

そのため、災害地の現場では、調査実施時には、高品質ボーリングを実施することも有効と考えられる。



図-3.2.4.10 地すべり移動体および断層岩類の破砕度区分¹⁴⁾

記号			構成物質		粉度公 左		指스西	塂泩
		破砕の状態	角礫の中央粒径	基質の量	和反力扣		液口凹阱坦	
地すべり	きすべり 断層		地すべり・断層共通		地すべり	断層	地すべり	断層
CI	CI	粘土~砂	粘土~	砂	は由め主		場合によってあり	
Cr4	Sh4		2–5mm	60%以上	建机			
Cr3	Sh3	角礫岩	5-15mm	30-60%				
Cr2	Sh2		15mm以上	30%未満	不违结	油结	なし	あり
Cr1b		開口割れ目を細粒物が充填			小注机	建机		
Cr1a		開口割れ目						

表-3.2.4.3 地すべり移動体および断層岩類を構成する破砕岩類の識別と破砕度区分¹⁴⁾

また,通常のボーリングコアでも,熟練ボーリングオペレーターが実施したコアの場合,同様の構造 を確認できる場合があるため,通常ボーリングコアでも図-3.2.4.9,表-3.2.4.3 は参考となる場合があ る。

7) モデル断面形状推定時の注意事項

災害時等に崩壊や地すべりが確認された場合には、目に見える崩壊や割れ目が明瞭な地すべり部のみ に注意がいってしまい、その部分のみの対応を行いがちとなってしまう。

しかし,図-3.2.4.11,図-3.2.4.12 に示すように,その崩壊部が地すべり側部や地すべりの一部である場合があり注意が必要となる。

そのため,崩壊や地すべり発災時には,斜面内の地すべり地形等に留意し上方や下方の斜面について も地表踏査等で確認を行い,適切な対策範囲の設定,対策工検討のためのモデル断面(主測線や副測線) の設定を行うことが重要となる。





図-3.2.4.12 地すべり背後に顕在化した大規模な不安定斜面¹⁶⁾

8) 崩壊対策時の規模設定例(初生地すべり,未崩壊部分の検討の場合)

初生地すべりや未崩壊部分の検討では、想定する地すべりや未崩壊部分の規模の想定が難しい。

その場合,周囲の類似斜面や類似地質が分布している場所での地すべり・崩壊事例や地すべり・崩壊 地形が参考となる場合がある。

また,そのような類似事例がない場合には,図-3.2.4.13 が参考となる。

図-3.2.4.13 は切土のり面で標準勾配での施工が困難な場合に使用されているフローで、土砂の場合 には円弧すべりを、軟岩・硬岩の場合には、標準勾配との差分を直線すべりとし検討している。



図-3.2.4.13 斜面安定工法の外力算定フロー¹⁷⁾

9) 地下水位設定例

地すべり・崩壊の誘因が斜面内の間隙水圧の上昇と想定される場合には、モデル断面の設定では、 地下水位の設定が重要となる。しかし、対策工検討時には地すべり滑動時や崩壊発生時と比較し地下 水位が低下している場合が多く、地すべり滑動時、崩壊発生時の地下水位を再現することは難しい。

そのため,発災後の現地踏査結果や,ボーリング調査結果,地下水位観測結果を基に地下水位を総 合的な観点から想定する必要がある。

a) 現地踏査結果からの予測

発災直後に現地踏査が実施できる場合には、崩壊地内等で湧水を確認できる場合がある。また、湧水 が確認できなくても、図-3.2.4.14 に示すように水みちであるパイプホールが滑落崖付近に確認できる 場合があり、モデル断面での地下水位設定の参考となる場合がある。



図-3.2.4.14 崩壊地内のパイプホール跡分布図

b)地下水位観測結果からの予測

地下水位観測結果, 孔内傾斜計観測結果やパイプひずみ計観測結果がある場合には, そのデータを基 に災害時の降水量と観測時の降水量を比較しながら, それぞれの安全率を考慮した上で地下水位設定を 行う。

c)安定計算からの予測

ボーリング調査時の掘進時孔内水位変化と,対象地区の現地踏査結果に基づく現状安全率を基に,発 災時の地下水位を予測する場合がある。

その時は、ボーリング掘進時孔内水位と現地の湧水状況から、その時の現状安全率と地下水位を設定 し、安定解析により、地すべり滑動もしくは崩壊時の臨界安全率**まで地下水位を再現し、対策工検討 に反映させる。

現状安全率の設定では,表-3.2.4.4 が参考となる。

分類 運動	岩盤すべり	風化岩すべり	崩積土すべり	粘質土すべり
運動停止中	1.10	1.05~1.10	1.03~1.05	1.00~1.03
滑動中	0.99	0.95~0.99	0.93~0.95	0.90~0.93

表-3.2.4.4 地すべり区分に応じた安全率¹⁹⁾

※臨界安全率(Fc):ぎりぎりの安定を保っている状態の斜面安全率 (F=1.0)。この状態対応の間隙水圧を臨界間隙水圧という。¹⁸⁾

(2) 地盤定数の設定

1) 斜面における堆積物と岩盤

斜面における堆積物と岩盤は、不均質な土砂・岩塊、節理・断層等の地質的不連続面や風化・変質部 を含むため、一般に極めて複雑で不均一な構成となっている。しかも降雨や地震あるいは経年的な風化 によって、斜面や切土のり面は徐々に強度を失い、不安定となっていくものである。

斜面上部に分布する不安定な堆積物の種類には、以下の表-3.2.4.5のようなものが挙げられる。

種別	説明
崖錐堆積物	斜面から剥離した岩屑類や土砂が下部斜面に順次堆積した淘汰の良いもの
崩積土	風化物が斜面下方に移動・堆積した岩塊や角礫混じりの非常に淘汰の悪いもの
古期崩積土	古い時代に移動・堆積した岩塊や角礫混じりの非常に淘汰の悪いもの
土石流堆積物	降雨により岩塊や土砂が泥流と共に流れ下る現象によって山麓に堆積したもの
古期土石流堆積物	古い時代に岩塊や土砂が泥流と共に流れ下る現象によって山麓に堆積したもの
岩屑堆積物	日照や結氷など、斜面クリープや崩壊、地すべりなどで砕かれた岩屑状のもの
移動岩塊	斜面崩壊や地すべりなどにより元の位置から移動し、停止した岩塊状のもの

表-3.2.4.5 斜面堆積物の種類

斜面における岩盤の種類には、以下の表-3.2.4.6のようなものが挙げられる。これらの岩盤は、地表 にさらされて水や空気などの作用により、岩石・岩盤中の鉱物がルーズな含水物質に変化し、物理的風 化作用や化学的風化作用,生物的風化作用により,硬質な岩盤から亀裂の多い岩盤(CL 級岩盤)や軟 質な岩盤(D級岩盤)に経年的に岩盤劣化していく。また、断層沿いでは破砕帯となる例も多い。

	衣⁻3.2.4.0 口平列島 ♡ 取小限必要と考えられる右梩名 ²⁰					
成因別	成因別細分	岩種名				
火成岩	火山岩	流紋岩 デイサイト 安山岩 玄武岩				
	深成岩	花崗岩 石英閃緑岩 閃緑岩 斑糲岩 橄欖岩 蛇紋岩				
堆積岩	砕屑岩	礫岩 砂岩 シルト岩 泥岩 頁岩 粘板岩 千枚岩				
	火山性砕屑岩	凝灰角礫岩 凝灰岩 溶結凝灰岩 溶岩				
		緑色凝灰岩(新第三系) 緑色岩(先新第三系)				
	生物岩	石灰岩				
	化学的沈殿岩	チャート				
	蒸発岩	(日本列島では未発見)				
変成岩	熱変成岩	ホルンフェルス				
	広域変成岩	結晶片岩(礫質片岩・砂質片岩・泥質片岩・珪質片岩等)				
		片麻岩				

2) 地盤定数の推定方法

地盤定数は本来,土質試験や岩石試験により求めることが望ましいが,斜面の場合,多くは N値からの推定値を用いることが多い。以下の表-3.2.4.7 に N値からの推定表と推定式を示す。

種別	土砂部の推定表と推定式	岩盤部の推定表と推定式
単位堆積重量γt	道路土工-擁壁工指針-	軟岩・調査・設計・施工の基本と事例-
	[H24 年版] P66	[H13 年版] P84
	日本道路協会:道路土工-盛土工指針-	
	[H22 年版] P101	
	のり枠工の設計・施工指針	
	[H25 年版] P38	
粘着力 c	地盤工学会:地盤調査の方法と解説-	NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕
	二冊分の 1 [H25 年版] P308~309	[H25 年版] P4-10
	日本道路協会:道路土工-盛土工指針-	NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕
	[H22 年版] P101	[H25 年版] P4-12
せん断抵抗角φ 地盤工学会:地盤調査の方法と解説・		NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕
	二冊分の 1 [H25 年版] P305~306	[H25 年版] P4-10
	日本道路協会:道路土工-盛土工指針-	NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕
	[H22 年版] P101	[H25 年版] P4-12

表-3.2.4.7 №値からの推定表と推定式

3)単位堆積重量γtの推定

土の単位体積重量(yt)は本来,乱れの少ない試料等を採取して実測値を採用するのが望ましいが, 室内土質試験を実施していない場合は,道路土工-擁壁工指針に示されている以下の表-3.2.4.8 を用い て,単位体積重量の推定を行うことが多い。

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの	
	砂及び砂礫	18	20	
自然地盤	砂質土	17	19	
	粘性土	14	18	
曲コを上	砂及び砂礫	20		
表込め上	砂質土	19		
• 湓 上	粘性土	1	8	

注) このとき、地下水位以下にある土の単位重量は、

それぞれの表中の値から 9 kN/m3を差し引いた値としてよい。

土の単位体積重量(yt)は道路土工-盛土工指針-に示されている以下の表-3.2.4.9 を用いて推定を行 うこともある。下記の推定表では、*N* 値の目安は、固いもの(*N*=8~15)、やや軟らかいもの(*N*=4~ 8)、軟らかいもの(*N*=2~4)とされている。

3	種 類	1448273	状 態	単位体積 重量 (kN/m ³)	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/㎡)	地盤工学 会基準 ^{注2)}	
	礫および礫 まじり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}	
成	7.6	締め固めたも	粒径幅の広いもの	20	35	0	121	
THE	49	の	分級されたもの	19	30	0	101	
±	砂質土	締め固めたも6		19	25	30以下	{SF}	
	粘性土	締め固めたもの	0	18	15	50以下	$\{M\}, \{C\}$	
	関東ローム	締め固めたもの	D	14	20	10 以下	{V}	
	-	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	101	
	偨	密実でないもの	いものまたは分級されたもの 18 35		35	0	(G)	
	礫まじり砂	密実なもの		21	- 40	0	{G}	
		密実でないもの	密実でないもの		35	0		
		密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	121	
	砂	密実でないもの	りまたは分級されたもの	18	30	0	(0)	
自		密実なもの	CHICKER AND AND AN ADDRESS	19	30	30以下	(er)	
妖	砂質土	密実でないもの		17	25	0	(SF)	
3118		固いもの(指て	ご強く押し多少へこむ) ^{注1)}	18	25	50 以下	17 Rock	
地	粘性土	やや軟らかい 入) ^{注1)}	もの (指の中程度の力で貫	17	20	30以下	$\{M\}, \{C\}$	
'm.		軟らかいもの	(指が容易に貫入) ^{注1)}	16	15	15 以下	and said the state	
		固いもの(指で	で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	17	20	50 以下	Contraction of the second	
	粘土および シルト	やや軟らかい 入) ^{注1)}	もの(指の中程度の力で貫	16	15	30 以下	$\{M\}, \{C\}$	
	20433	軟らかいもの	(指が容易に貫入) ^{注1)}	14	10	15 以下	BI DI BILC	
	関東ローム			14	$5(\phi_u)$	30以下	{V}	

表-3.2.4.9 設計時に用いる土質定数の仮定値²²⁾

注1);N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4) 注2);地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

また,のり枠工の設計・施工指針に示されている以下の表-3.2.4.10を用いて,土や岩盤の単位体積 重量(γt)の推定を行うことも行われる。

名 称	単位体積重量(kN/m³)
礫質土	$18.0 \sim 20.0$
砂質土	17.0~19.0
粘性土	16.0~18.0
ローム	14.0
風化岩	18.0~22.0
軟岩	$22.0 \sim 24.0$
硬岩	24.0~26.0

表-3.2.4.10 材料の単位容積重量 23)

岩盤の単位体積重量(γt)は、軟岩-調査・設計・施工の基本と事例-に示されている「岩盤区分と密度-間隙率の関係」の図-3.2.4.15を用いて推定を行う。



図-3.2.4.15 岩盤区分と密度-間隙率の関係²⁴⁾

4) 土の粘着力 c とせん断抵抗角 φ の 推定

粘性土は、乱れの少ない試料を採取して室内土質試験による実測値を採用するのが望ましいが、室内 土質試験を行っていない場合は*N*値から粘着力cを推定することもある。

室内土質試験の一軸圧縮試験結果を用いる場合は、粘着力 cu=qu/2 で求め、やむを得ず標準貫入試験のN値から粘性土の粘着力 c を求める場合は、(公社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説 [H25.3] P308 ~309 より、大崎の式 qu=40+5N(N \leq 4)と、竹中・西垣・奥村の式 qu=25N~50N(N>4)より、粘着力 c を推定する。

<i>N</i> ≦4の場合	N>4の場合
cu = 20 + 2.5N	$cu = 12.5 \sim 25N$ $\approx 12.5N$

ただし、斜面の土の粘着力(c)は、すべり面の層厚や安定解析の逆算によって設定することが多い。
土のせん断抵抗角(φ)は,地盤工学会:地盤調査の方法と解説-二冊分の 1-に示されている以下の **表-3.2.4.11**を用いて推定を行うことが多い。

NT lik		内	部摩擦角φ((度)	
/W 1位 (相対密度)	Terzaghi • Peck	Meyerhof	Dunhum	大崎*1	道路橋 ^{※2}
0~4 (非常に緩い)	28.5>	30>	①粒子丸·	:	
4~10 (緩 い)	28.5~30	30~35	粒度一様 √ <u>12N</u> +15		
10~30 (中 位 の)	30~36	35~40	(2)粒子丸・ 粒度良 √12N + 20	$\sqrt{20N} + 15$	$\begin{array}{c} \sqrt{15N} + 15 \\ (N \ge 5) \end{array}$
30~50 (密 な)	36~41	40~45	③粒子角 粒度一様		
>50 (非常に密な)	>41	>45	$\sqrt{12N} + 25$		

表-3.2.4.11 №値と内部摩擦角の関係²⁵⁾

※1:建築基礎構造設計指針に引用されている。

※2:道路橋示方書1996年版以前で採用されていた。

土の粘着力(c)とせん断抵抗角(φ)は,道路土工-盛土工指針-に示されている以下の表-3.2.4.12を 用いて推定を行うこともある。

3	種類	1012213	状 態	単位体積 重量 (kN/m ³)	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/㎡)	地盤工学 会基準 ^{注2)}
	礫および礫 まじり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}
成	756	締め固めたも	粒径幅の広いもの	20	35	0	191
auc	49	Ø	分級されたもの	19	30	0	101
±	砂質土	締め固めたもの	D B C mark had shirt	19	25	30以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの	0	18	15	50以下	$\{M\}, \{C\}$
	関東ローム	締め固めたもの	0	14	20	10 以下	{V}
	rear	密実なものまた	とは粒径幅の広いもの	20	40	0	101
	偨	密実でないもの	りまたは分級されたもの	18	35	0	101
	1. 1. 1. 1. 10 Th	密実なもの		21	- 40	0	101
	礫まじり砂	密実でないもの		19	35	0	(0)
	71	密実なものまた	とは粒径幅の広いもの	20	35	0	(c)
	49	密実でないもの	りまたは分級されたもの	18	30	0	101
自		密実なもの	Contractor I and the State of	19	30	30以下	(CE)
鈌	砂質土	密実でないもの		17	25	0	(Sr)
3118	1-1-1 x = - 14	固いもの(指て	・強く押し多少へこむ) ^{注1)}	18	25	50 以下	- Thinks
地	粘性土	やや軟らかい。 入) ^{注1)}	もの(指の中程度の力で貫	17	20	30以下	${M}, {C}$
'm:		軟らかいもの	(指が容易に貫入) ^{注1)}	16	15	15 以下	and sold in the
		固いもの(指て		17	20	50 以下	
	粘土および シルト	やや軟らかい 入) ^{注1)}	もの(指の中程度の力で貫	16	15	30 以下	$\{M\}, \{C\}$
	20033	軟らかいもの	(指が容易に貫入) ^{注1)}	14	10	15 以下	IN DEBRIC
	関東ローム	Stor - Fritering B		14	$5(\phi_u)$	30 以下	{V}

表-3.2.4.12 設計時に用いる土質定数の仮定値²²⁾

注1);N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4) 注2);地盤工学会基準の記号は、およその目安である。 N値による粘着力(c)の各種の推定式を用いて,土砂部の粘着力(c)を推定した。以下の図−3.2.4.16 と表−3.2.4.13 に N 値によるせん断抵抗角の比較図と比較表(土砂部)を示す。

下記の推定式で土砂部の粘着力(c)を推定すると、2.00~4.31 倍違うことが判明した。砂分や礫分の 混入の割合や粘性の強さ、構造物の重要度などを評価し、適切な推定式を用いることが望ましい。



図-3.2.4.16 №値による粘着力推定の比較図(土砂部)

							N値					
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
	Terzaghi•Peck qu=12.5N cu=12.5N/2	0	31	62	93	125	156	187	218	250	281	312
粘着力c(kN/m ²)	大崎 qu=40+5 N cu=(40+5 N)/2	20	32	45	57	70	82	95	107	120	132	145
	竹中・西垣・奥村 qu=25N~50N(N>4) cu=25N/2	0	62	125	187	250	312	375	437	500	562	625
	最小値	0	31	45	57	70	82	95	107	120	132	145
	最大値	20	62	125	187	250	312	375	437	500	562	625

表-3.2.4.13 №値による粘着力推定の比較表(土砂部)

N 値によるせん断抵抗角(φ)の各種の推定式を用いて、土砂部のせん断抵抗角(φ)を推定した。 以下の図-3.2.4.17 と表-3.2.4.14 に N 値によるせん断抵抗角の比較図と比較表(土砂部)を示す。

下記の推定式で土砂部のせん断抵抗角(φ)を推定すると、1.26~1.45倍違うことが判明した。粒度 や細粒分の混入の割合,構造物の重要度などを評価し、適切な推定式を用いることが望ましい。



図-3.2.4.17 №値によるせん断抵抗角推定の比較図(土砂部)

						N	値				
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
	Terzaghi•Peck φ=0.3 <i>N</i> +27	28	30	31	33	34	36	37	39	40	42
	Meyerhof $\varphi = (5/6)N + 26.7 (4 \le N < 10)$ $\varphi = (1/4)N + 32.5 (10 \le N \le 50)$	30	35	36	37	38	40	41	42	43	45
-	Dunhum ①粒子丸・粒度一様 _{φ=(12N)^{0.5}+15}	22	25	28	30	32	33	35	36	38	39
	Dunhum ②粒子丸・粒子良 φ=(12 <i>N</i>) ^{0.5} +20	27	30	33	35	37	38	40	41	43	44
せん断抵抗角Φ(°)	Dunhum ③粒子角・粒度一様 φ=(12N ^{)0.5} +25	32	35	38	40	42	43	45	46	48	49
	大崎 (20 <i>N</i>) ^{0.5} +15	25	29	32	35	37	39	41	43	45	46
	道路橋 q=(15 <i>N</i>) ^{0.5} +15	23	27	30	32	34	36	37	39	40	42
	最小値	22	25	28	30	32	33	35	36	38	39
	最大値	32	35	38	40	42	43	45	46	48	49

表-3.2.4.14 №値によるせん断抵抗角推定の比較表(土砂部)

5) 岩盤の粘着力 c とせん断抵抗角 φ の推定

岩盤の粘着力(c)とせん断抵抗角(φ)は,設計要領第二集〔橋梁建設編〕の「換算 N値による場合の測定例」の表-3.2.4.15 内の式を用いて推定を行う。なお,同方法を適用できる範囲は標準貫入試験の換算 N値が 300以下(すなわち,50回打撃時の貫入量が 5cm 以上)である。

		砂岩・礫岩 深 成 岩 類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝 灰 角 礫 岩	備考
粘着力 (kN/m ²)	換 算 N 値 と 平均値の関係	15. 2N ^{0. 327}	25. 3N ^{0. 334}	16. 2N ^{0. 606}	
	標準偏差	0. 218	0. 384	0. 464	・Log 軸上の値
せん断	換算N値と	5. 10LogN	6. 82LogN	0. 888LogN	
抵抗角	平均値の関係	+29.3	+21.5	+ 19.3	Log の底は 10
(度)	標準偏差	4. 40	7.85	9. 78	

表-3.2.4.15 換算 №値による場合の測定例²⁶⁾

また,原位置試験や室内試験が困難な場合には,換算 N値と地盤定数との相関関係より導き出された 設計要領第二集の以下の表-3.2.4.16を用いる場合もある。

	岩	粘板	湯(ダム	サイトの例)		花崗岩(2	上四連絡橋基礎	楚の例)
		c (kN/m	²)	φ (°)		c (kN	/m ²)	φ (°)
	級	範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表値
	В	2,250~2,750	2, 500	40~50	45	1, 500~2, 500	1, 500	45
硬 岩	Сн	1, 750~2, 250	2, 000	35~45	40	1,000~2,000	1, 000	40
	Си	750~1, 750	1, 250	35~45	40	500~1,000	500	40
軟	CL	250~ 750	500	30~40	35	100~1,000	100	37
岩	D	100 以下	0	20~30	.25	0~ 500	0	30~35

表-3.2.4.16 強度定数の測定例 27)

N値による粘着力(c)の各種の推定式を用いて, 岩盤部の粘着力(c)を推定した。以下の図−3.2.4.18 と表−3.2.4.17 に N 値によるせん断抵抗角の比較図と比較表(岩盤部)を示す。

下記の推定式で岩盤部の粘着力(c)を推定すると、3.87~11.57 倍違うことが判明した。岩種や風化の状況、構造物の重要度などを評価し、適切な推定式を用いることが望ましい。



図-3.2.4.18 N値による粘着力推定の比較図(岩盤部)

	_						N値					
		0	10	20	30	40	50	100	150	200	250	300
	Terzaghi•Peck qu=12.5N cu=12.5N/2	0	62	125	187	250	312					
	大崎 qu=40+5N cu=(40+5N)/2	20	45	70	95	120	145					
	竹中・西垣・奥村 qu=25N~50N(N>4) cu=25N/2	0	125	250	375	500	625					
粘着力c(kN/m ²)	砂岩・礫岩・深成岩類 c=15.2N ^{0.327}	0	32	40	46	50	54	68	78	85	92	98
	安山岩 25.3 <i>N</i> ^{0.334}	0	54	68	78	86	93	117	134	148	159	170
	泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩 c=16.2N ^{0.606}	0	65	99	127	151	173	263	337	401	459	513
-	最小値	0	32	40	46	50	54	68	78	85	92	98
	最大値	20	125	250	375	500	625	263	337	401	459	513

表-3.2.4.17 №値による粘着力推定の比較表(岩盤部)

N 値によるせん断抵抗角(φ)の各種の推定式を用いて、岩盤部のせん断抵抗角(φ)を推定した。 以下の図-3.2.4.19と表-3.2.4.18 に N 値によるせん断抵抗角の比較図と比較表(岩盤部)を示す。

下記の推定式で岩盤部のせん断抵抗角(φ)を推定すると、1.75~2.45倍違うことが判明した。岩種 や風化の状況、構造物の重要度などを評価し、適切な推定式を用いることが望ましい。



図-3.2.4.19 №値によるせん断抵抗角推定の比較図(岩盤部)

						N	値				
		10	20	30	40	50	100	150	200	250	300
	Terzaghi•Peck φ=0.3 <i>N</i> +27	30	33	36	39	42					
	Meyerhof $\varphi = (5/6)N + 26.7 (4 \le N < 10)$ $\varphi = (1/4)N + 32.5 (10 \le N \le 50)$	35	37	40	42	45					
	Dunhum ①粒子丸・粒度一様 φ=(12 <i>N</i>) ^{0.5} +15	25	30	33	36	39					
	Dunhum ②粒子丸・粒子良 _φ =(12 <i>N</i>) ^{0.5} +20	30	35	38	41	44					
	Dunhum ③粒子角・粒度一様 φ=(12N) ^{0.5} +25	35	40	43	46	49					
eνanany()	大崎 ₍₂₀ N) ^{0.5} +15	29	35	39	43	46					
	道路橋 _{\$\phi = (15N)^{0.5}+15}	27	32	36	39	42					
	砂岩・礫岩・深成岩類 φ=5.10Log <i>N</i> +29.3	34	35	36	37	37	39	40	41	41	41
	安山岩 φ=6.82Log <i>N</i> +21.5	28	30	31	32	33	35	36	37	37	38
	泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩 φ=0.888LogN+19.3	20	20	20	20	20	21	21	21	21	21
	最小値	20	20	20	20	20	21	21	21	21	21
	最大値	35	40	43	46	49	39	40	41	41	41

表-3.2.4.18 №値によるせん断抵抗角推定の比較表(岩盤部)

特に岩盤の地盤定数推定で、NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の 式(φ=0.888LogN+19.3)を用いる場合には、十分な留意が必要である。

この「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の推定式は、主として橋梁基礎の地盤定数を推定するための式で ある。この「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の推定式を用いると、下記の比較図に示すように粘着力(c) は最大で 513kN/m²と非常に大きく、せん断抵抗角(φ)は最大で 21°と非常に小さくなる傾向がある ことから、斜面の安定解析ではあまり用いられない。



図-3.2.4.20 N値による粘着力・せん断抵抗角推定の比較図(岩盤部)

同じ設計要領第二集の以下の**表**-3.2.4.19 では, CL 級の粘板岩のせん断抵抗角(φ)は 30~40°で, 平均値は 35°となっている。崩積土や崖錐などの緩い斜面堆積物のせん断抵抗角(φ)も通常は 25° 以上であり,大きな粘着力(c)を見込むとはいえ,岩盤のせん断抵抗角(φ)としては小さすぎる。

粘板岩,頁岩,泥岩などの泥質岩は、山腹などの斜面において、完全に粘土化せずに、亀裂の発達に より主に礫状となることが多い。このため、斜面の安定解析などで、上記の推定式を用いる場合には、 以下の岩石の風化特性等を参考に、完全に粘土化している泥質岩のみに「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」 の推定式を用いるなどの配慮が必要である。

	岩	粘板	岩(ダムサ	ナイトの例)		花崗岩(本	四連絡橋基礎	雄の例)
		c (kN/m	2)	φ (°)	c (kN/	m ²)	φ (°)
	級	範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表值
	В	2,250~2,750	2, 500	40~50	45	1, 500~2, 500	1, 500	45
硬岩	CH	1, 750~2, 250	2, 000	35~45	40	1,000~2,000	1, 000	40
	C _N	750~1, 750	1, 250	35~45	40	500~1,000	500	40
軟	CL	250~ 750	500	30~40	35	100~1,000	100	37
岩	D	100以下	0	20~30	.25	0~ 500	0	30~35

表-3.2.4.19 強度定数の測定例²⁷⁾

粘 板 岩 頁 岩 泥 岩	葉→砂→粘土 ×	粘板岩は礫・砂を経て粘土になるが、 買岩・泥岩は直接粘土になることが多い。 風化層は厚い。	大
砂岩	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	古生層,中生層のものは確から砂へ, 第三紀層のものは直接砂へ。	やや大
珪 岩 チャート	基岩→岩塊→礫 ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	風化しにくく、礫または砂粒として残る。 風化層は薄い。	小
凝 灰 岩	基岩→岩塊→礫 、 砂→粘土	古生層,中生層のものは風化しにくいが, 第三紀のものは粘土化しやすく,モンモリ ロナイトなどの地すべり粘土になる。	大
片 麻 岩 結晶片岩	基岩→岩塊→礫→砂 \ 粘土	片理面から剥離して細粒化する。 片麻岩は風化層が厚い。	大
-			

図-3.2.4.21 岩石の風化特性(一部抜粋)²⁸⁾

6)標準のり面勾配での地盤定数

一般的な切土のり面において,精度の高い地盤定数を求めて有意な安定計算ができる場合は,均一な 土砂等を除きほとんどないと考えてよい。したがって,一般的な場合においては,**表-3**.2.4.20の標準 値を参考として調査ボーリング結果や付近の崩壊状況を総合的に判断し,のり面勾配を決定している。

地	山の土質	切土高	勾配
硬 岩			1:0.3~1:0.8
軟 岩			$1: 0.5 \sim 1: 1.2$
砂	密実でない粒度分布の悪い もの		1:1.5~
	密またもの	5m以下	$1: 0.8 \sim 1: 1.0$
砂 質 十		5~10m	$1: 1.0 \sim 1: 1.2$
N A L	密実でたいもの	5m以下	$1: 1.0 \sim 1: 1.2$
		5~10m	$1: 1.2 \sim 1: 1.5$
and the second state of the second state	密実なもの,または粒度分	10m以下	$1: 0.8 \sim 1: 1.0$
砂利または岩塊	布のよいもの	10~15m	$1: 1.0 \sim 1: 1.2$
混じり砂質土	密実でないもの、または粒	10m以下	$1: 1.0 \sim 1: 1.2$
	程度の分布の悪いもの	10~15m	$1: 1.2 \sim 1: 1.5$
粘性土		10m以下	$1: 0.8 \sim 1: 1.2$
岩塊または玉石	to the construction of the second	5m以下	$1:1.0 \sim 1:1.2$
混じりの粘性土	and a second	5~10m	$1: 1, 2 \sim 1: 1, 5$

表-3.2.4.20 切土に対する標準のり面勾配²⁹⁾

なお、中部地方整備局道路設計要領〔第4章土工〕の以下表では、切土勾配の標準値の他、砂質土の N値の参考値(密実なもの:N値20を超える、密実でないもの:N値20以下)も示されている。

	上所工术业所	道路土工 切	土斜面安定工指針	1-005	滩	居
лещ ()	工員及び地員	切土高 (m)	勾配(割)	保	平	ĩ胆
一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一	硬岩		1.0.2 . 1.0.9		0.3	
一	中硬岩		1.0. 5 ~1.0. 8	0.5		
あ り	軟岩Ⅱ		1:0 5~1:1 2		0.7	
- \$\$\	軟岩 I		1.0. 5 ~1.1. 2		1.0	
石小	密実でない粒度分布の		1:1 5~		1 0	
119	悪いもの		1.1.5		1.0	
	密まれたの	5m 以下	1:0.8~1:1.0		1.0	
动 质 十	名夫なもの	$5m\sim10m$	1:1.0~1:1.2		1.0	
119 頁 上	密実でないもの	5m 以下	1:1.0~1:1.2		1 9	
	名美しないもの	$5m\sim10m$	$1:1.2\sim 1:1.5$		1. 2	
	密実なもの	10m 以下	1:0.8~1:1.0			
砂利又は	又は粒度分布の良いも の	10m~15m	1:1.0~1:1.2		1.0	
岩塊混り砂質土	密実でないもの	10m 以下	1:1.0~1:1.2			
	又は粒度分布の悪いも の	10m~15m	1:1.2~1:1.5		1.2	
粘性土等		10m 以下	1:0.8~1:1.2		1.2	
岩塊又は玉石		5m 以下	1:1.0~1:1.2		1 9	
混りの粘性土		5m~10m	1:1.2~1:1.5		1.2	

表-3.2.4.21 切土勾配³⁰⁾

注1:砂質土(参考値)

密実なもの・・・・・・N 値 20 を超える

密実でないもの・・・・N値20以下

そこで各標準のり面勾配における粘着力を,仮定安全率 Fs=1.20 で逆算して求めることとした。 なお,のり面勾配「1:1.2,1:1.0」の切土の場合は"土砂の円弧すべり"を想定し,「単位体積重量 (yt):18kN/m³,直高:7.0m,小段幅:1.5m」,のり面勾配「1:0.8,1:0.5」の切土の場合は"岩盤の 直線すべり"を想定し,「単位体積重量(yt):22kN/m³,直高:7.0m,小段:1.0m」とした。 各のり面勾配における粘着力逆算のモデルを,以下の図-3.2.4.22,図-3.2.4.23 に示す。



図-3.2.4.22 各のり面勾配における粘着力逆算のモデル(土砂部, 左図1:1.2, 右図1:1.0)



図-3.2.4.23 各のり面勾配における粘着力逆算のモデル(岩盤部, 左図1:0.8, 右図1:0.5)

各標準のり面勾配「1:1.2, 1:1.0, 1:0.8, 1:0.5」における粘着力を仮定安全率 Fs=1.20 で逆算 した結果を, 想定される粘着力として以下の表-3.2.4.22 にまとめる。

	表-3.2.4.22 切土	に対するのり面勾配	と想定される粘着力	(kN/m^2)	
せん断抵抗角	"土砂の円	弧すべり"	"岩盤の直線すべり"		
(φ)	γt:18kN/m³, 直高	: 7.0m, 小段幅 : 1.5m	γt:22kN/m³, 直高	j:7.0m,小段:1.0m	
	1:1.2	1:1.0	1:0.8	1:0.5	
25°	7.58	9.27	4.43	7.01	
30°	5.09	6.90	3.82	6.46	
35°	2.84	4.63	3.15	5.84	
40°	0.98	2.65	2.39	5.15	

表-3 2 4 22 切土に対するのり面勾配と想定される粘着力

以上の結果,上記表より,"土砂の円弧すべり"の場合は,のり面勾配「1:1.2,1:1.0」の切土で, 「1~9 kN/m²」程度の粘着力(c)を、"岩盤の直線すべり"の場合は、のり面勾配「1:0.8、1:0.5」 の切土で、「2~7 kN/m²」程度の粘着力(c)を見込むこともできることがわかった。

斜面において粘着力(c)を逆算で求めることができないケースなどには、上記の切土モデルを用いた 粘着力(c)を参考に粘着力(c)を推定することもできる。

8) 蛇紋岩類の岩質区分と実績のり面勾配

蛇紋岩は風化が速く、割れ目が多い岩として注意を要する地質である。特に、スメクタイトのような 膨潤性粘土鉱物を含む場合は、掘削後の吸水膨張により急激に強度低下を来たし、崩壊することがある。 そのため、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」に示す切土の施工実績の検討に基づき、表-3.2.4.23の 蛇紋岩質区分に応じて、図-3.2.4.24のような安定のり面勾配の目安が示されている。

	あまり片理が発達していないもの(塊状)			片理が発達しているもの(片状)					0		○ ● 協根	あのり両	
区分	龟裂間隔	岩の見かけ	ハンマーの打撃	区分	亀裂間隔	岩の見かけ	ハンマーの打撃		<u>00</u> 0-	0		△不安	を定のり面 協変 小クラック
1	50~10cm	カンラン石は全て 蛇紋石に変化して いるが、まだカン ラン岩等の組織構 造を残し、色は暗 褐色が多い。	 普通程度の打撃に よって、割れ目に 沿って割れる。打 診によって澄んだ 音、時に少し濁っ た音を出す。 	1	50~10cm	片理面間隔は粗 で、片理面は密着 してはがれづら い。	 普通程度の打撃で 割れる。割れ目は 片理面にあまり関係なく、塊状に割れることが多い。 	a	70°-	0 0 1:05	△ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	。 (小) (小) (小) (小) (小) (小) (小) (小)	かる。1999995 全なのり面 安定側
2	10~2cm 亀裂開口	原組織はほとんど 認められない。色 は脱色して帯褐色 であることが多	普通程度の打撃で 割れる。打診に よって澄んだ音、 濁った音を出す。	2	10~2cm			t T 2	ວ ສ 50°- ຈ	0	° ° • • 1:1.0		
МЗ		¥ 0	容易に小片になっ て割れる。	S3	10~2cm	片理面間隔は3~ 30mmで、はがれや すい。	容易に小片になっ て割れる。	首 (良	e 40 -	0	0 000 0	1:1.2 0 0 1:1.4	° 1:1.3 ° 1:1.5
M4		風化または破砕に よって、礫状部と 基質部に分かれ る。基質粒度は砂 〜粘土サイズに なっている。	容易に崩れ、一部 ハンマーの先端が 突き刺さる。岩は もろく指先で容易 に壊れる。	S4		片理面間隔は非常 に薄く1~5mm程 度。粘土質で、水 を含むと軟弱にな る。	容易に崩れ、一部 ハンマーの先端が 突き刺さる。岩は もろく指先で容易 に壊れる。		20°- 10°-	安定	创 0 10 20	0 0	0 10 20
5	ほと	↓ とんど砂分の入らな	 い軟質粘土 	5	ほと	↓ とんど砂分の入らな	▶ い軟質粘土		9J土 高加	2 2 2 10 20 2	$\begin{array}{c c} \lambda & \lambda \\ \lambda & \lambda \\ 10 & 20 \end{array}$	$\begin{array}{c c} \tilde{i} & \tilde{i} \\ \tilde{i} & \tilde{i} \\ 10 & 20 \end{array}$	$\begin{array}{c} 2 \\ 2 \\ 10 \\ 20 \end{array}$
6		ラテライト質:	土壌	6		ラテライト質:	土壤	Å E	岩質 区分	1	2	M3, S3	M4, S4

表-3.2.4.23 蛇紋岩質区分 31)

図-3.2.4.24 蛇紋岩類の岩質区分と実績のり面勾配³¹⁾

9)応力開放による地盤定数の低減,DH級岩盤評価の妥当性

長大切土法面下部で露出する DH 級岩盤, 特に三波川結晶片岩類の DH 級岩盤は岩盤劣化のスピード が速く, 切土による応力解放や, 雨水・スレーキングなどの物理・科学的風化により短時間で脆弱化し, 調査ボーリング等の地質調査で当初想定していたよりも岩級が大きく低下することが多い。このような 事項から三波川結晶片岩類域での長大切土法面における岩盤劣化・岩級低下の事例を示し, 応力開放に よる地盤定数の低減, 長大切土法面における DH 級岩盤評価の妥当性などについての考察を行う。

① 事例その1

台風豪雨により,新設道路法面に亀裂等の変状が生じた。モルタル吹付には多くの縦割れ亀裂が確認 され,法枠工法尻のU型側溝も斜面の押出しで屈曲し,新設道路の側部には"盤ぶくれ"が見られた。 このため法枠工の法尻に押さえ盛土を行って変状を抑えた。



|写真-3.2.4.3 被災状況写真(左:U型側溝の屈曲,中央:吹付の縦割れ亀裂,右:法尻の押さえ盛土)

業務地の岩盤は亀裂が多く、圧縮 され, 破砕した岩盤であったため, 応 力解放や雨水,スレーキングなどの 影響を受け易く, 切土したことによ り,斜面が応力開放され,軟岩が風化 土砂に急速に劣化していったと考え られる。同じ測線において, 切土前と 被災後に調査ボーリングを実施した が、下図に示すように切土前と被災 後のD 層の層厚は被災後の方がかな り厚くなっている。このように風化 岩 (DM~DH 級岩盤) にように元々 亀裂が多く,脆弱化しているような 岩盤は,一旦応力開放すると急速に 緩みやすい特性がある。そのため,被 災後、グラウンドアンカー等の法面 対策が必要となった。



図-3.2.4.25 切土による岩盤劣化の断面図

② 事例その2

道路新設工事の法面施工中に表層崩壊や亀裂などの変状があちこちで生じた。これは主に地質構造に 起因し,破砕帯・盛土層を含む現地の地質が非常に複雑なため,設計時に想定された標準の切土勾配や 法面補強工法などが実際の現場と適合していなかったことが変状の要因と考えられた。

切土後の調査ボーリング結果から、当初設計時に想定していた切土面周辺部の岩盤が急速に劣化し、 岩級が大きく低下していることが確認された。これには以下のような理由が考えられる。

・ 本斜面には、断層や地下水等の影響により破砕・変質し、脆弱化した岩盤が元々分布していた。

- ・ 亀裂が多く, 圧縮され, 断層で破砕され, クリープした岩盤(主に DH 級岩盤) であった。
- ・ 応力解放や雨水、スレーキングなどの影響を受け易く、表層が DL 級に急速に劣化していった。

切土前・切土後の調査ボーリング結果から判明した表層の岩盤劣化(DH 級岩盤→DL~DM 級岩盤) の状況を以下の図に示す。最下部の小段において最大 4.00m 程度の岩盤劣化が確認された。



図-3.2.4.26 切土による岩盤劣化の断面図(縦断方向)

表層の岩盤劣化(黒色部が泥質片岩,緑白色部が緑色片岩の破砕帯),法面補強対策(鉄筋挿入工)の 施工,法面工完成の写真を以下に示す。チェックボーリング実施後,法面補強等の再検討を実施した。 「鉄筋挿入工+張コンクリート板」の当初設計から逆巻で施工が可能な「鉄筋挿入工+吹付法枠工」の 変更設計に,最下段の法面対策を変更した。この法面補強対策工で,本工区の施工が無事に完了した。 ただし,施工中に湧水が多い箇所があり,その湧水箇所には横ボーリング工を施工し,水を抜いた。



写真-3.2.4.4 現場状況写真(左:表層の岩盤劣化,中央:法面補強対策の施工,右:法面工完成)

切土による岩盤劣化の対策箇所と法面補強対策(鉄筋挿入工+法枠工)を下記の図に示す。



図-3.2.4.27 切土による岩盤劣化の対策箇所 図-3.2.4.28 法面補強対策(鉄筋挿入工+法枠工)

③ まとめ・教訓

以上の長大切土法面における岩盤劣化の事例から、下記のことを教訓としてまとめる。

- ・ 破砕帯は切土により劣化しやすいので、当初の岩級を低減するか、標準切土勾配を緩くする。
- 特に長大のり面で最下部に断層破砕帯が出現する場合は、応力解放が大きいので要注意である。
- ・長大のり面の最下段で切土の勾配を立てることは、岩盤が脆弱な場合(D~CL級)は避ける。
- ・ 調査ボーリングで軟岩が 3m 以上続いたとしても、計画路床下までは確認を行うべきである。
- ・ 変状が発生した場合に、チェックボーリングと法面補強等の再検討を行うことは有益である。

(3) グラウンドアンカーエの設計

1) グラウンドアンカーエの現行設計法

グラウンドアンカー工(以下,アンカーという)の現行設計フローを図-3.2.4.29³²⁾に示す。(公社) 地盤工学会発行「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012」(以下,基準書という) に示されている同図では,アンカー体と地盤の極限周面摩擦応力度(以下,極限周面摩擦応力度という) が確認されていない時点で仮設計を実施後,基本調査試験の引抜き試験(以下,引抜き試験という)か ら得た極限周面摩擦応力度を用いて基本設計を実施することとしている。一方,通常の実務においては, 図-3.2.4.30 に示すとおり仮設計は行わずに基本設計に着手し,引抜き試験では設計で用いた極限周面 摩擦応力度の安全性のみ確認し,確認後すぐに本施工を実施している。ときに,引抜き試験で十分な極 限周面摩擦応力度が得られなかった場合に限り,再設計を実施している。ここでの引抜き試験は設計の 確認を主目的とし,設計に用いた極限周面摩擦応力度に対して 10~20%大きめの値を確認した時点で 試験を終了し,引抜きまでは行わない。

基準書に示された設計フローが実施されない理由として、次のことが挙げられる。

- 一般に引抜き試験の本数は1~数本と少なく、搬入出、仮設工事等を考慮すると引抜き試験だけでの実施は経済的ではない。
- 一般に引抜き試験は本数が少なく工事費が小額であるにもかかわらず手間がかかるため、引抜き 試験だけでの工事発注では対応するアンカー施工業者が少ない。
- ・地盤調査とアンカーでは削孔機械が異なり、調査ボーリング孔を利用して得られた極限周面摩擦
 応力度はアンカーで削孔した場合の値と異なる。
- 極限周面摩擦応力度は地盤固有の値と考えられているが、実際は施工方法、施工者の技術レベルで大きく変化しているのが実状であり、供用アンカーの施工業者が実施した方が安全である。

図-3.2.4.31³²⁾は、基準書に示されている供用アンカーの基本設計のフローである。以下に、この基本設計の項目のうちアンカー自体に関する各項目の説明を示す。ここでは、地すべり、斜面崩壊対策としてのアンカー(以下、斜面アンカーという)に対象を限定する。



図-3.2.4.29 アンカーの設計フロー(例)³²⁾ 図-3.2.4.30 実施されているアンカーの設計フロー

a)アンカー配置の決定

アンカーの横間隔は,一般に 1.5m 以上 4.0m もしく は 5.0m 以下とされている。アンカーの最小間隔を 1.5m 未満とする場合は,グループ効果を考慮する必要がある が,グループ効果を考慮した斜面アンカーの設計方法は 確立されていない。基準書に示されているグループ効果 を考慮したアンカーの低減率³³は,1977年に東京で開 催された第9回国際土質基礎工学会議の第4専門分科会

「Ground Anchor」で議長を務めた Habib (仏) が 1989 年に発表した鉛直アンカーの土塊重量に基づく方法³⁴⁾ であり,斜面アンカーへの適用は難しい。

一方,アンカーの最大間隔は文献により異なるが,土 塊の中抜け等を考慮して 4.0m もしくは 5.0m とされて いる。北海道開発局道路設計要領³⁵⁾では,最大間隔は少



図-3.2.4.31 供用アンカーの基本設計(例)³²⁾

なくともすべり層の厚さよりも短いことと規定し、受圧板間の土塊の中抜け、アンカー体設置地盤の強度、アンカー力が破壊面に有効に伝わるような配置等を総合的に検討し決定することとしている。

アンカーの縦間隔は、横間隔と同様にグループ効果を考慮して 1.5m 以上とする。のり面上での間隔 を 1.5m とした場合でも、アンカー傾角によってはアンカー体の最小間隔が 1.5m 未満となることがあ るので注意する。最大間隔についての規定はみられないが、一つののり面に少なくとも 2 段以上のアン カー配置が望ましく、1 段配置の場合では千鳥配置とする。

アンカー傾角は、水平面より-5°~+5°の範囲を避ける。アンカーを-5°~+5°の範囲に打設すると 残留スライムやグラウト硬化時に生じるブリーディングによりアンカー引抜き力(以下,引抜き力とい う)が低下する危険性が高まる。以前は-10°~+10°の範囲を避けることとしていたが、施工技術の進 歩、材料の品質向上を理由に 2000 年頃より-5°~+5°の範囲に変更している。ただし、アンカー自由 長(以下,自由長という)が短い、孔曲がりにより削孔精度が確保し難い地盤状況等の場合は、アンカ ー傾角を水平に近づけることで引抜き力が低下する危険性があり注意を要する。

アンカー体の最小土被り厚について,基準書では図-3.2.4.32 を示し,対象とする地盤が土砂で構成 されている場合と断りを入れたうえで,最小土被り厚を 5.0m 以上確保することが望ましいとしている。 その理由として構造系全体の安定の他に,注入中のグラウトの漏れの防止や引抜き力を得るための上載 圧の確保が挙げられている³⁶⁾。一方,岩盤の場合での土被り厚に関する規定がないため,堅固な岩盤等 でグラウトの上部への漏れや上載圧の確保に問題がない場合でも,最小土被り厚を 5.0m 未満とするに は別途説明により発注者等の了解を得る必要がある。

すべり面の形状を考慮したアンカー配置, 傾角について は, **3)アンカーの配置と角度**で詳述する。

b)設計アンカーカの算出

設計アンカー力は必要アンカー力から算出する。斜面ア ンカーでの必要アンカー力は,①締め付け効果,②引き止 め効果,③締め付け・引き止め両効果の3ケースのうち適



図-3.2.4.32 アンカー体の最小土被り厚³⁰⁾

切な抑止効果を選定し,安定計算から得られた必要抑止 力を基に算出する。最も多いケースは、③締め付け・引 き止め両効果を考慮した設計であるが,効果の選定方法 は文献により異なる。締め付け効果,引き止め効果につ いては、2)必要アンカーカの算出で詳述する。

表-3.2.4.24 テンドンの低減率³⁸⁾

荷重状態	テンドン極限 引張り力に対して	テンドン降伏 引張り力に対して
常時	0.60	0.75
地震時	0.80	0.90

設計アンカー力は 1000kN/本程度以下が望ましい。計算で 1000kN/本を超える許容引抜き力が得られ る場合でも、アンカー力の応力分布はアンカー体全長に均一に生じることはなく、局部的な応力が過大 となり破壊する危険性もある。したがって,設計アンカー力が 1000kN/本を超える場合は,慎重な検討 を必要とする。 アンカー体長を 3.0m から 3.3 倍の 10.0m に増加させたときの増加引抜き力が 1.6〜2.0 倍であった複数の事例を基にしたグラフが,基準書に示されている³⁷⁾。

c) テンドンの設計

テンドンとは、引張り力を伝達する部材として組み立てられたものをいう。テンドンに使用される引 張り材は主に PC 鋼材であるが,腐食環境等により連続繊維補強材を使用することもある。テンドンの 許容引張り力は設計アンカー力以上とし, PC 鋼材を使用する場合は極限引張り力と降伏引張り力に対 して表-3.2.4.24³⁸に記した各低減率を乗じて求める。同表は基準書に示された値であるが、(一社)日 本建築学会発行「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説(2018年)」では異なる値を示している。

アンカーの削孔径は設計上のアンカー体径とみなされるが、施工時のトラブルを考慮してテンドンの 最大外径と削孔ツールスの最小内径とのクリアランスが 10mm 以上確保できる削孔径を選定する。した がって、テンドンによりアンカーの削孔径が決定され、削孔径は経済性に大きく影響する。

d)アンカー頭部の設計

アンカー頭部とは、定着具と支圧板のことをいう。定着具と支圧板はテンドンの軸に対して直角な面 となるようにし、その部材は各アンカーメーカーで異なるが、力学的に所要の強度を十分に満足するも のを選定する。

支圧板の設計は、設計アンカー力等を用いて、台座 (受圧構造物)に応じて実施する。鋼製台座の場合は 側板の支点間隔, コンクリート製の場合は支圧応力度 と箱抜き管の径,鋼製受圧板の場合は補強リブの位置 と箱抜き管の径を基に,必要な辺長と厚さを算出する。

e)アンカー体と自由長の設計

アンカー体長は 3.0m 以上かつ 10.0m 以下を原則と している。38)

アンカー体長は、アンカーの許容引抜き力と許容拘 | 東力が設計アンカー力以上となるように設計する。基 準書による表-3.2.4.25³⁸⁾の極限周面摩擦応力度を基 に極限引抜き力を求め, 表-3.2.4.26³⁸⁾の安全率により 許容引抜き力を求める。表-3.2.4.25 の極限周面摩擦 応力度は、1975年以前のチューブ加圧方式等も含めた グラウトを加圧注入してアンカー体を造成した試験結

地盤の種類			極限周面摩擦応力度 (N/mm ²)
	硬	岩	$1.50 \sim 2.50$
படது	軟	岩	$1.00 \sim 1.50$
石监	風亻	匕岩	$0.60 \sim 1.00$
	土 丹		$0.60 \sim 1.20$
		10	$0.10 \sim 0.20$
	N 値	20	$0.17{\sim}0.25$
砂礫		30	$0.25{\sim}0.35$
		40	$0.35{\sim}0.45$
		50	$0.45{\sim}0.70$
		10	$0.10 \sim 0.14$
砂		20	$0.18{\sim}0.22$
	N 値	30	$0.23 {\sim} 0.27$
		40	$0.29 \sim 0.35$
		50	$0.30 \sim 0.40$
粘性土			1.0 c (cは粘着力)

表-3.2.4.25 極限周面摩擦応力度³⁸⁾

表-3.2.4.26 極限引抜き力に対する安全率 38)

荷重状態	安全率
常時	2.5
地震時	$1.5 \sim 2.0$

果から得た値から更新されておらず, 通常,供用アンカー施工前の引抜き試 験による確認が行われている。

テンドンとグラウトの付着強度から アンカーの許容拘束力を求める場合は, テンドン見掛けの周長と基準書に示さ

衣-3.2.4.2/ 計谷付有心力度 ^{∞%} (N/mm ²)						
グラウトの設計基準強度 引張り材の種類	24	30	40以上			
PC 鋼より線 多重 PC 鋼より線	0.8	0.9	1.0			
異形 PC 鋼棒	1.6	1.8	2.0			

れている表-3.2.4.27³⁸⁾の許容付着応力度を用いる。テンドン見掛けの周長は、アンカー体部のPC 鋼材の外周等から求める。

自由長は 4.0m 以上を原則とする³⁸⁾。

自由長は、アンカー体が設計で想定した地盤に確実に設置できる長さとし、安全側に余裕長を考慮し て決定する。余裕長は一般に 1.0~3.0m としている。また、アンカー体上部において所要の土被り厚が 確保される自由長の長さとする。

北海道開発局道路設計要領³⁹⁾等に,アンカー体長,自由長の長さは 0.5m ラウンドと記されている。 (一社)日本アンカー協会でも,施工管理における煩雑さを避けてミスを防ぐために,アンカー体長, 自由長の長さは 0.5m ラウンドを推奨している。

2) 必要アンカーカの算出

a)アンカーカの作用位置

斜面アンカーの現行設計法は、アンカー力の作用位置をすべり面とアンカー軸の交点としている。こ

の設計法に対して山上ら⁴⁰は,アンカー力の作用 位置が地表面であることから,地表面における集中 荷重がすべり面に対して大きく分散して作用する 設計法を提案している(図-3.2.4.33)。山上らは, 現行設計法が過大なアンカー力を与える危険性を 指摘し,自らが提案する設計法によれば論理的根拠 を何ら損なうことなく非円形すべり面場に適用で きるとしている。

また,近藤ら⁴¹⁾は,安定計算時のスライスを用 いて,アンカー頭部設置位置のスライスにアンカー 力を導入させ,スライス境界にバネを用いた斜面安 定解析法を提案している(図-3.2.4.34)。

幅 500mm 程度ののり枠,あるいは幅 1.0~3.0m の独立受圧板を反力体として導入するアンカー力 は地盤内で拡散し,深部にあるすべり面に伝達され る応力は微量となる。この微量な応力を積分すると 設計アンカー力相当になるとも考えられるが,応力 分布域,地下水による有効応力の低下等を定量的に 評価することは困難である。また,山上ら,近藤ら



図-3.2.4.33 アンカーカの作用点⁴⁰⁾



図-3.2.4.34 アンカーカの作用する模式斜面⁴¹⁾

による提案から約 20 年を経ているが、すべり面とアンカー軸の交点をアンカー力の作用位置とする設 計法が極限平衡法においては一般的である。したがって、すべり面とアンカー軸の交点にアンカー力を 集中荷重として作用させる現行設計法に基づいて、以下の説明を行う。

すべり面とアンカー軸の交点にアンカー力を集中荷重として作用させる考え方は、地山補強土工(鉄 筋挿入工)と一致する。ただし、地山補強土工が変位に伴って抑止力を発揮する受動的補強メカニズム であるのに対し、アンカーは、プレストレスの導入によりに残存緊張力までは主動的補強メカニズムで 変位を抑制し、残存緊張力を超えると地山補強土工と同様に変位に伴って緊張力が増加する受動的補強 メカニズムとなる。

b)アンカー効果(機能)

斜面アンカーの効果には締め付け効果と引き止め効果があり、両効果はすべり面とアンカー軸の交点 に作用するアンカー力の分力から算出する。(社)日本道路協会発行「道路土工 切土工・斜面安定工指 針(平成 21 年度版)」では図-3.2.4.35 を示し、次のとおり説明している⁴²⁾。

- 締め付け効果 $T \sin(\alpha + \theta) \tan \phi$ … すべり面における垂直力を増加させ、せん断抵抗力を増大さ せる(ここに、 α :アンカー傾角、 β : すべり面の角度)。
- 引き止め効果 $T\cos(\alpha + \theta)$ …すべり滑動力を減殺する。

アンカー効果の選定により設計アンカー力は大きく変化するが、その選定方法の細部については基準、 指針類で統一されていない。一般に共通している考え方を次に示す。

- ・両効果を考慮するが、アンカー緊張力の保持ができることを締め付け効果の条件とする(アンカ ・緊張力が保持できない場合、締め付け効果は考慮しない)。
- ・締め付け効果を考慮して所定の安全率を確保するためには、設計アンカーカの100%が常時作用している必要がある⁴³⁾。
- 引き止め効果は、締め付け効果よりも優先して検討されるべきである⁴³⁾。
- すべり面とアンカーの交角(α + θ)(以下,アンカー交角という)が垂直に近い場合は,締め付け効果を重点的に考慮し,引き止め効果は小さくなるため,安全側に考えてこれを無視する。
- ・逆に、アンカー交角が小さい場合は、引き止め効果を重点的に考慮し、締め付け効果は小さくなるため、安全側に考えてこれを無視する。

また、締め付け効果におけるすべり面に有効な垂直応力の伝達に関しては、次の懸念事項がある。

- 移動土塊がアンカー力により圧縮、圧密変形をするとすべり面での有効な垂直応力が低下する。
- 上記理由により、移動土塊が粘性土や崩積土あるいは亀裂に富んだ風化岩盤で構成されているような場合に締め付け効果を期待することは 難しい⁴⁴⁾。

3-52

- すべり面が深い場合にも締め付け効果を期 待することは難しい⁴⁴。
- すべり面の地盤が飽和状態のとき、過剰間 隙水圧により有効な垂直応力が低下する、 あるいは有効な垂直応力の発生が遅れる。
- c)最も効果的なすべり面とアンカーの交角 締め付け,引き止め両効果を考慮したときのア



ンカー効果 $sin(\alpha + \theta) tan \phi + cos(\alpha + \theta)$ について, すべり面の内部摩擦角 ϕ とアンカー交角 ($\alpha + \theta$) による変動を表-3.2.4.28 に示し, その結果を図-3.2.4.36 (a) のグラフにした。アンカー交角は 0°~90°の範囲, すべり面の内部摩擦角は 0°~45°の範囲とし, 両値とも 5°ずつ変化させて算出した. さらに, 図-3.2.4.36 (b) には締め付け効果 $sin(\alpha + \theta) tan \phi$ のみを考慮した場合, 図-3.2.4.36 (c) には引き止め効果 $cos(\alpha + \theta)$ のみを考慮した場合のアンカー効果をグラフに示した。

締め付け,引き止め両効果を考慮した場合,表-3.2.4.28 と図-3.2.4.36 (a) からすべり面の内部摩 擦角とアンカー交角が等しいときに最大のアンカー効果が発揮されることがわかる。アンカー効果の確 認および検討をせずに経済性最優先の設計が行われているのが実状であるが,アンカー効果を認識した うえでアンカーの設計・施工にかかわるべきである。特に円弧すべり等で各段のアンカー効果が変わる 場合は,現場でのアンカー位置の変更等に迅速に対応するためにも,各段のアンカー効果を認識してお く必要がある。

表-3.2.4.28 には、アンカー効果が1を超えるケースも示されている。アンカー効果が1を超えると アンカーカ以上の効果が発揮されることとなるが、アンカー効果1(アンカーカ=アンカー効果)を上 限として設計している事例もあり、1を超えるアンカー効果の可否については、現場状況等を考慮して 決定すべきである。

締め付け効果のみを考慮した場合は、図−3.2.4.36 (b) からすべり面の内部摩擦角が 45°でアンカー 交角が 90°のときにアンカー効果が 1 の最大を示し、アンカー力とアンカー効果が等しくなることがわ かる。アンカー交角を 90°よりも大きくするとすべり方向の分力が発生するので、注意が必要である。

引き止め効果のみを考慮した場合は、図-3.2.4.36(c)から実際にはありえないがアンカー交角 0°のときにアンカー効果が1の最大を示し、アンカー力とアンカー効果が等しくなる。締め付け効果を無 視するのですべり面の内部摩擦角に影響されず、図-3.2.4.36(c)のとおりグラフは1本の曲線となる。

	-									
内部摩擦角 アンカー交角	φ=0°	φ=5°	φ=10°	φ=15°	φ=20°	φ=25°	φ=30°	φ=35°	φ=40°	φ=45°
$\alpha + \theta = 0^{\circ}$	<u>1.000</u>	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
$\alpha + \theta = 5^{\circ}$	0.996	<u>1.004</u>	1.012	1.020	1.028	1.037	1.047	1.057	1.069	1.083
$\alpha + \theta = 10^{\circ}$	0.985	1.000	<u>1.015</u>	1.031	1.048	1.066	1.085	1.106	1.131	1.158
$\alpha + \theta = 15^{\circ}$	0.966	0.989	1.012	<u>1.035</u>	1.060	1.087	1.115	1.147	1.183	1.225
$\alpha + \theta = 20^{\circ}$	0.940	0.970	1.000	1.031	<u>1.064</u>	1.099	1.137	1.179	1.227	1.282
$\alpha + \theta = 25^{\circ}$	0.906	0.943	0.981	1.020	1.060	<u>1.103</u>	1.150	1.202	1.261	1.329
$\alpha + \theta = 30^{\circ}$	0.866	0.910	0.954	1.000	1.048	1.099	<u>1.155</u>	1.216	1.286	1.366
$\alpha + \theta = 35^{\circ}$	0.819	0.869	0.920	0.973	1.028	1.087	1.150	<u>1.221</u>	1.300	1.393
$\alpha + \theta = 40^{\circ}$	0.766	0.822	0.879	0.938	1.000	1.066	1.137	1.216	<u>1.305</u>	1.409
$\alpha + \theta = 45^{\circ}$	0.707	0.769	0.832	0.897	0.964	1.037	1.115	1.202	1.300	<u>1.414</u>
$\alpha + \theta = 50^{\circ}$	0.643	0.710	0.778	0.848	0.922	1.000	1.085	1.179	1.286	1.409
$\alpha + \theta = 55^{\circ}$	0.574	0.645	0.718	0.793	0.872	0.956	1.047	1.147	1.261	1.393
$\alpha + \theta = 60^{\circ}$	0.500	0.576	0.653	0.732	0.815	0.904	1.000	1.106	1.227	1.366
$\alpha + \theta = 65^{\circ}$	0.423	0.502	0.582	0.665	0.752	0.845	0.946	1.057	1.183	1.329
$\alpha + \theta = 70^{\circ}$	0.342	0.424	0.508	0.594	0.684	0.780	0.885	1.000	1.131	1.282
$\alpha + \theta = 75^{\circ}$	0.259	0.343	0.429	0.518	0.610	0.709	0.816	0.935	1.069	1.225
$\alpha + \theta = 80^{\circ}$	0.174	0.260	0.347	0.438	0.532	0.633	0.742	0.863	1.000	1.158
$\alpha + \theta = 85^{\circ}$	0.087	0.174	0.263	0.354	0.450	0.552	0.662	0.785	0.923	1.083
$\alpha + \theta = 90^{\circ}$	0.000	0.087	0.176	0.268	0.364	0.466	0.577	0.700	0.839	1.000

表-3.2.4.28 内部摩擦角に対するアンカー交角による効果の違い(両効果考慮の場合)

※ 下線(太字)は、各内部摩擦角においてアンカー効果が最大となる値を示している。







(b) 締め付け効果のみ考慮



(c) 引き止め効果のみ考慮

図-3.2.4.36 アンカー交角と効果の関係

3) アンカーの配置と角度

a)必要アンカーカ算出に用いるすべり面の角度

必要アンカー力算出に用いるアンカー交角を求めるときのすべり面の角度(以下,計算用すべり面角 度という)としては,単純平均角度もしくは作図平均角度が一般的である。

単純平均角度とは、アンカーとすべり面の交角の全段合計をアンカー段数で割った値からアンカー傾 角を差し引いた値であり、作図平均角度とは、最上段アンカーと最下段アンカーのすべり面との2交点 を結んだ直線の角度である。アンカーの配置、すべり面の形状等によっては、計算用すべり面角度は決 定方法により若干異なり、必要アンカー力にも差が生じる。

各段のアンカー交角が異なる場合はアンカー効果も各段で異なるため、アンカー効果の全段平均から 逆算でアンカー交角を求めて計算用すべり面角度を決定する(以下、アンカー効果に基づく角度という) 方法もある。各計算用すべり面角度については、c)円弧すべりの場合で計算例を挙げて詳述する。

b) 直線すべりの場合

一般にアンカー傾角は、アンカー全段で同じ角度とされる。したがって、直線すべりの場合のアンカ 一交角は全段同一となり、計算用すべり面角度は作図平均角度、単純平均角度で同じ値となる。

直線すべりの場合,アンカー軸との交点位置のすべり面の内部摩擦角が同じであれば,設置位置によるアンカー効果の違いは生じず,アンカー設置位置の上部および下部斜面において十分な安定が確保で きるアンカーの配置とする。安定計算における引張り(滑動)領域スライスへのアンカー設置を避け, 圧縮(抵抗)領域スライスにアンカーを設ける傾向にある。

c)円弧すべりの場合

円弧すべりの場合は、アンカー各段でアンカー効果が異なる。アンカー効果はすべり面の内部摩擦角 とアンカー交角の関数であり、アンカー効果の傾向を認識したうえで適切なアンカーの配置とする。図 -3.2.4.37 に示すように、アンカー効果を考慮して上下段でアンカーの疎密を変える方法もある。表 -3.2.4.29 に示すとおり、下段アンカーの効果が上段アンカーに比べて大きいことから、図-3.2.4.37 では下段アンカーの鉛直方向の間隔を小さくして密な配置にしている。表-3.2.4.29 から最上段と最下 段のアンカー効果に2倍程度の差があることがわかる。各段のアンカー交角が変化する円弧すべり等の 場合では、縦方向のアンカー位置が変わるとアンカー効果が増減するので、現場では注意が必要となる。

図-3.2.4.37を用いて、各計算用すべり面角度について計算例を挙げて説明する。

単純平均角度は、アンカーとすべり面の交角の全段合計をアンカー段数で割った値からアンカー傾角 を差し引いて求める。図-3.2.4.37より、単純平均角度は(89.89°+82.96°+71.09°+63.58°+54.97°+ 48.35°+40.97°)/7本-30.0°=34.5°である。

作図平均角度は,最上段アンカーと最下段アンカーのすべり面との2交点を結んだ直線の角度であり, 図-3.2.4.37より 35.4°である。

すべり面の内部摩擦角が 30.0°の場合の締め付け,引き止め両効果を考慮したアンカー効果の全段平 均を求めると,表-3.2.4.29 に示すとおり 0.912 となる。このアンカー効果から得られるアンカー交角 は 67.8°,アンカー傾角 30.0°を差し引くとアンカー効果に基づく角度は 37.8°となる。

図-3.2.4.37 の検討断面における,単純平均角度,作図平均角度,アンカー効果に基づく角度の各計 算用すべり面角度によるアンカー効果の違いを表-3.2.4.30 に示す。同表より,単純平均角度に対して アンカー効果に基づく角度ではアンカー効果が4%程度小さく,単純平均角度から算出した設計アンカ ー力では各段のアンカー効果を足し合せても所要の安全率を満足しないことがわかる。



図-3.2.4.37 円弧すべりの場合の各段アンカー交角と作図平均角度

段数	アンカー交角	締め付け効果	引き止め効果	両 効 果
1	89.89°	0.577	0.002	0.579
2	82.96°	0.573	0.123	0.696
3	71.09°	0.546	0.324	0.870
4	63.58°	0.517	0.445	0.962
5	54.97°	0.473	0.574	1.047
6	48.35°	0.431	0.665	1.096
7	40.97°	0.379	0.755	1.134
	6.383			
		0.912		

表 3.2.4.29 各段のアンカー効果と平均値

※ すべり面の内部摩擦角を 30° として計算している。

表 3.2.4.30 各計算用すべり面角度によるアンカー効果の違い

	単純平均角度	作図平均角度	アンカー効果に基づく角度		
アンカー傾角	30.0 °	30.0 °	30.0 °		
すべり面角度	34.5 °	35.4 °	37.8 °		
アンカー交角	64.5 °	65.4 °	67.8 °		
両効果	0.952 (1.000)	0.941 (0.989)	0.912 (0.959)		

※ すべり面の内部摩擦角を 30°として計算している。

※ 両効果の()内数値は、単純平均角度を1.000としたときの比率を示している。

d) 椅子形, 船底形すべりの場合

図-3.2.4.38 に椅子形すべりにアンカーを設置した検討断面の一例を示す。通常,椅子形すべりや船 底形すべりにおいては、すべり面の低角度部にアンカーを設置し、アンカーにせん断力が作用する危険 性が指摘される背もたれ部などへの設置を避ける。すべり面の低角度部にアンカーを設置するため、ア ンカー交角は小さく、引き止め効果が主に発揮されることになる。この場合、アンカーが斜面の下方に 集中するため、想定すべり面より上方での他のすべり面の伏在、アンカー力導入による新たなすべり面 の発生等について検討しておく必要がある。実際、アンカー設置のり面において、想定すべり面より上 位の別のすべり面での崩壊事故が発生している。



図-3.2.4.38 椅子形すべりにアンカーを設置した検討断面の例

4) グラウンドアンカーエの破断, 飛出し事故

以前は、地すべり地形を呈する斜面の地震による再滑動は非常に稀との認識であったが、2004年10 月に発生した新潟中越地震[気象庁マグニチュード(以下,Mj)6.8,モーメントマグニチュード(以 下,Mw)6.6]では塩谷神沢川地すべりをはじめ数多くの再滑動がみられ、2008年6月の岩手・宮城 内陸地震(Mj7.2,Mw6.8~6.9)、2011年3月の東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)、2016年4月の熊 本地震(Mj7.3,Mw7.0)でも崩壊性地すべりの発生が報告されている。

このような従前の認識が覆される事例が全国各地でみられ、大地震、台風、局地的な集中豪雨等による斜面崩壊を引き起こす外力が以前よりも増大していることが懸念されている。アンカーにおいても、 写真-3.2.4.5~写真-3.2.4.12 に示すような大地震、台風、集中豪雨等による破断あるいは飛出し事故 が全国各地で発生している。

写真-3.2.4.5,写真-3.2.4.6⁴⁵は 2008 年の岩手・宮城内陸地震によるアンカーの飛出し状況,写真-3.2.4.7,写真-3.2.4.8⁴⁶は 2011 年の東北地方太平洋沖地震の余震(2011 年 4 月, Mw 7.0) による アンカーの破断状況,写真-3.2.4.9は 2016 年の熊本地震によるアンカーの飛出し状況をそれぞれ示し ている。また,写真-3.2.4.10は 2009 年 10 月の台風 18 号による和歌山県におけるアンカーの飛出し, 写真-3.2.4.11,写真-3.2.4.12⁴⁷は 2020 年 7 月の豪雨による宮崎県における状況である。

山本ら⁴⁵⁾によると,2008年の岩手・宮城内陸地震ではアンカーの破断した切土のり面付近の水平方 向の加速度は1000gal程度と推定され,856本中92本のアンカーの破断が報告されている.**写真** -3.2.4.6にみられるように、アンカーが破断したのり面部分と破断しなかったのり面部分で約55cmの 相対変位が生じていることからも、想定を超える大きな地震力によりアンカーが破断したと考えられる。 岩手・宮城内陸地震より前は、施工不良が原因とされる事例以外は地震によるアンカーの事故は報告さ れていなかったが、地震による再滑動地すべりと同様、2011年の東北地方太平洋沖地震、2016年の熊 本地震でも過大な外力によるアンカーの事故が報告されている。

アンカーの事故形態としては、①アンカー体は引抜けていないがテンドンが破断している、②テンド ンは破断していないがアンカー体が引抜けている、③アンカー体、テンドン共に健全であるが、アンカ ー頭部に破損がみられる等のケースがあるが、大災害時には①アンカー体は引抜けていないがテンドン が破断しているケースが多くみられる。

現行のアンカー設計法では、1) グラウンドアンカーエの現行設計法に記述したとおり、地盤からの アンカー体引抜けには 2.5 倍(常時)の安全率を設定しているのに対し、テンドン破断強度は低減率を 0.6 (常時) としていることから安全率は 1.67 である。アンカー体引抜けとテンドン破断では安全率に 差があるうえに地盤の設計極限周面摩擦応力度を安全側に設定する傾向があり,両極限値にはさらに大 きな差が生じている。地震あるいは豪雨等により想定を超える外力が作用したときに,アンカー体が引 抜けないでテンドンが破断するケースが多いのも当然といえる。



写真-3.2.4.5⁴⁵⁾ アンカー飛出し (岩手・宮城内陸地震)



写真-3.2.4.7⁴⁶⁾ アンカーのり面の崩壊 (東北地方太平洋沖地震)



写真-3.2.4.9 アンカー飛出し(熊本地震)



写真-3.2.4.6⁴⁵⁾ アンカーが破断したのり面部分 の相対変位(岩手・宮城内陸地震)



写真-3.2.4.8⁴⁶⁾ アンカー破断に伴う受圧板の 落下(東北地方太平洋沖地震)



写真-3.2.4.10 アンカー飛出し(2009年台風18号)



写真-3.2.4.1147) アンカー飛出し(2020年7月豪雨) 写真-3.2.4.1247)



写真-3.2.4.12⁴⁷⁾ アンカー飛出し(2020年7月豪雨) 写真-3.2.4.11のアンカー飛出し箇所の拡大

5) グラウンドアンカーエの合理的な設計とは

アンカーの設計においても他の工法と同様に経済性が最重視され、必要とされる設計条件を満たせば 少しでも安価となる諸元のアンカーが採用される。最近は、アンカーの計算と同時に経済性の比較がで きるソフトウェアが流通しており、アンカー傾角の施工許容誤差が±2.5°あるにもかかわらず、アンカ ー傾角 1.0°ごとの照査等過度な経済比較が実施されているケースも見受けられる。

外力の増大が懸念される最近の状況では,経済性を考慮したうえで安全に対する余力の確保が望まれる。アンカーの合理的な設計とは,安全性と経済性の調和であり,ただ単に経済性を追求したものではなく,理論に基づいた安全に対する余力を確保した設計にすべきと考える。

例えば、アンカーの設計条件が次のように与えられた場合、

・設計アンカー力 Td=100 kN/本
 ・自由長 lf=7.0 m

アンカー体設置地盤の極限周面摩擦応力度 τ =1 MN/m²=1000 kN/m² (軟岩の最小値³⁸⁾)

アンカー体長 la は 3.0m 以上かつ 10.0m 以下の原則 ³⁸⁾から最小値の 3.0m となり,アンカーの極限引 抜き力は Tug= τ ・ π ・dA・la=1000kN/m²× π ×0.09m×3.0m=848kN/本 (dA:アンカー体径) と なる。2 年以上供用するランク A アンカーとして安全率 fs=2.5 (常時)を確保すると,アンカーの許 容引抜き力は Tag=Tus/fs=848kN/本/2.5=339kN/本となる。

一方, テンドンの許容引張り力 Tas (常時) は, 極限引張り力 Tus の 0.6 倍もしくは降伏引張り力 Tys の 0.75 倍の小さい方の値とされている³⁸⁾。設計アンカー力 Td が 100kN/本であることから ϕ 12.7mm PC 鋼より線の 1 本使用とし, テンドンの許容引張り力は Tas=0.6・Tus=0.6×183kN/本=110kN/本 となる。上記設計条件に対して, 通常実施されている設計結果を表-3.2.4.31 に示す。

表-3.2.4.32 に、テンドンの引張り力とアンカーの引抜き力の比率を示す。現行の経済性重視の設計 では、テンドンの極限引張り力 Tus がアンカーの極限引抜き力 Tug の 0.22 倍であっても、これに関す る検討は行われない。仮に、地震あるいは豪雨等により想定の 2 倍に相当する 200kN/本程度の荷重が このアンカーに作用した場合、極限引抜き力 Tug は 4 倍以上の安全率を保持しアンカー体は引抜けない が、テンドンは確実に破断に至ることになる。

ここで、アンカーの長さ(自由長 lf=7.0m、アンカー体長 la=3.0m)、削孔径(ϕ 90mm)等の仕様 は変えず、テンドンの PC 鋼より線(ϕ 12.7mm)を 2 本増の 3 本にした場合、材料費は 15 千円程度増 額(某アンカーメーカー)となるが、テンドンの許容引張り力は 3 倍の 330kN/本に増大し、アンカー

設計条	設計条件および結果の項目		
弐111 友 /中	設計アンカー力 (Td)	100 kN/本	
設計条件	極限周面摩擦応力度(τ)	1000 kN/m ²	
	アンカー体長(la)	3.0 m	
	アンカー体径(d _A)	90 mm	
	極限引抜き力(T ug)	848 kN/本	
設計結果	許容引抜き力(Tag)	339 kN/本	
	極限引張り力(Tus)	183 kN/本	
	降伏引張り力(Tys)	156 kN/本	
	許容引張り力(Tas)	110 kN/本	

表-3.2.4.31 通常実施されているアンカーの設計

表-3.2.4.32	テンドンの引張りカとアンカーの引抜き力の比率
1, 0, 2, 1, 02	

対比強度	比率
極限引張り力/極限引抜き力	Tus/Tug = 183/848 = 0.22
降伏引張り力/許容引抜き力	Tys/Tag = 156/339 = 0.46
許容引張り力/許容引抜き力	Tas/Tag = 110/339 = 0.32

の許容引抜き力 339kN/本と同程度になる。このようにアンカー直接工事費の1割未満の増額で許容ア ンカー力が3倍となり、テンドンの引張り力と1アンカーの引抜き力のつり合いが保たれる場合がある。 外力の増大が懸念される状況におけるアンカーの合理的な設計とは、現場の状況を把握したうえで安全 性と経済性を考慮し、発注者と設計者が協議を進めながら実現すべきものと考える。

我が国のアンカーの設計法は、1976年に(社)土質工学会(現 地盤工学会)が我が国最初のアンカ ー基準書「アース・アンカー工法」を作成して以降、ほとんど変わっていない。斜面アンカーの設計法 についても(社)日本道路協会発行「道路土工ーのり面工・斜面安定工指針(1986年)」から大きな変 化はない。また、アンカーの設計は、次に示す古くからの慣習に基づいて実施されている。

- アンカー傾角は、全段同じ角度とする。
- 設計アンカー力は、アンカー効果に関係なく全段同じ値とする。
- アンカー体の最大長さは、地盤に関係なく 10.0m とする。
- グループ効果を考慮するときのアンカー間隔は、地盤に関係なく 1.5m とする。
- アンカー体の必要な土被り厚は、地盤に関係なく 5.0m とする。
- 定着時緊張力は、自由長の長さやアンカー効果に関係なく全段同じ値とする。
- アンカー設計時には、施工時の許容誤差を考慮しない。

・引き止め効果、締め付け効果は、0(考慮しない)か100(考慮する)で選定する。

上記は,アンカーの安全性,効率性,経済性等を考慮した場合,必ずしも最善とは限らない。今後, アンカーの設計に関する既存の方法・規則を検証し,安全を最優先しつつ合理的な設計を追究する必要 がある。

(3)地山補強土工の設計について

1) 地山補強土工の構造と特徴

地山補強土工法とは,鉄筋などの棒状補強材を地中に多数設置し,補強土の原理にもとづいて,補強 材が持つ引張り抵抗力や曲げ抵抗力などにより,地盤の安定化を図ることを目的とした工法である。

斜面に挿入された補強材は、地盤の変形に伴って受動的に補強材抵抗力を発揮し、地盤の変形(主に伸びひずみ)を拘束することで斜面を安定させる。抵抗力を発揮する補強材には、鉄筋やロックボルトなど様々な形状のものがある。

地山補強土工は、削孔方法と補強芯材の差異により大別することが可能である。地盤工学会「地山補 強土工法設計・施工マニュアル」⁴⁸⁾ならびに NEXCO「切土補強土工法設計・施工要領」⁴⁹⁾によれば、 補強芯材は棒鋼、パイプ、PC 鋼材が用いられており、一般的には異形棒鋼が多いとされている。自穿 工ボルトなど特殊材料を選定する場合は、単に材料の特性値で決まるというよりも施工方法(削孔方法) との組み合わせで決められている。

また,使用される補強材の形状により,ネイリング(鉄筋挿入工,ロックボルト工),マイクロパイ リング(網状鉄筋挿入工,ルートパイル工),ダウアリングに大別される。基本原理や設計の考え方は 基本的に同じであるが,構造仕様に違いがあるので各工法の特徴,施工性等を考慮しなければならない。

特に削孔方法の違い(補強材の造成方法)が工事費に大きく影響するので、地山の条件を十分に把握した上で工法選定する必要がある。

2) 工法の分類と適性

地山補強土工法の分類名称については、文献や一般的な呼称により異なる場合があるが、本報告書では地盤工学会による分類名 500を用いるものとする。(図-3.2.4.39 参照)

ネイリング,マイクロパイリング,ダウアリングの3種類について,各工法の基本的な補強材諸元を 以下に示す。

ネイリング(Nailing) (鉄筋補強土工法)

ネイリングとは、曲げ剛性の小さな補強材を地山に配置し、補強材の引張り力によって地山を補強す る工法の総称であり、補強材として鉄筋を使用することが多いので、一般的には鉄筋挿入工法やロック ボルト工法と呼ばれている。

鉄筋は D22~D32mm, 削孔径は \u03c9 42~ \u03c9 90mm, 補強材長は 5m程度までの実績が多い。 この補強材諸元からも分かるように,対象とする崩壊規模は表層~小規模崩壊であり,軟岩斜面など比 較的に硬質な地盤で発生する崩壊に対して適用される。

マイクロパイリング(Micropiling)

マイクロパイリングとは、ネイリングよりも曲げ剛性の大きな補強材を使用し、補強材の引張り抵抗 の他に、曲げ抵抗、せん断抵抗および圧縮抵抗によって地山を補強する工法の総称であり、ルートパイ ル工法がこれに相当する。

削孔径はφ90~φ300mm,鉄筋は D22~D51mm,補強材長は 4m以上の実績が多い。軟弱土を除くあら ゆる地山に適用でき,ネイリングよりも深い位置で発生する小・中規模の崩壊規模に対して適性が高い。

ダウアリング(Dowelling)

ダウアリングとは、太くて短い剛な補強材を地山に打設し、補強材のせん断および圧縮抵抗により地

山を強化する工法をいい、撹拌混合杭による補強材築造が特徴といえる。

削孔径はφ300~400mm 程度とかなり太く,芯材はφ35mm 程度の PC 鋼棒や FRP ロッドが使用される。 補強材長は1~8m 程度である。

この工法は地盤改良の要素もあり,既設盛土など緩い地盤の切り取りに適しているが,岩盤,礫,玉 石混じり土などの硬質な地盤には不向きである。



区 5.2.4.59 地田補强工工公07月段

3)施工概要と削孔方式の選定

①施工方法

地山補強土工法は、プレストレスを導入するアンカー工とは異なり、地山の変形に伴って発生する補 強材力によって地山を安定させる工法である。補強材の効果を十分発揮させるためには掘削初期の緩み を抑えることが重要であり、掘削後長期にわたって無処理で放置しないことが施工にあたっての基本で ある。このため掘削工を伴う場合には、原則として逆巻き施工で補強材1段ごとに掘削し、モルタル吹 付け等の仮設のり面工施工後、補強材打設を行う。

②削孔方式

削孔方法としては、レッグドリル、クローラドリル等のロッド削孔、ボーリングマシン(ケーシング併 用)、自穿孔タイプ等がある。

[「]地山補強土工法に関するシンポジウム,発表論文集」50)より抜粋 一部加筆修正



スキッドタイプ (定置式)



図-3.2.4.40 ボーリングマシンの例

NEXCO²⁾では、レッグドリルとロッド削孔が標準的であり、削孔径もφ42mm~φ65mm、削孔長2m~5m(機種によっては7mが限度)までが大半となっている。これは、対象とする地盤が孔壁の自立性がよい比較的に締まった地盤であり、崩壊の規模も表層崩壊程度を対象としているためである。

孔壁の自立性が悪い地盤では、ボーリングマシン(ケーシング併用)を用いる必要性が生じ、削孔長が 長い場合やロッド削孔が困難な場合も同様にボーリングマシン(ケーシング併用)を用いることになる。 削孔径は φ 90mm,削孔長 7m 程度以上となっている。

なお,自穿孔式ボルトは注入材充填の不確実性が懸念されることから,仮設目的に限定されている。 削孔方式を選定するには,対象とする地盤の状況や孔壁の自立性,削孔長などから削孔径を決定する ことになり,経済性にも大きく反映される事項であるため,合理的な設計を行う上でも重要なことであ る。しかしながら,孔壁が自立するかしないかの判断については,ある程度の施工経験が必要であり, 設計段階での判断が難しい要因でもある。

現状の運用としては、事前調査において密実な土砂地盤であることが判明して場合、5m迄がロッド 削孔選定の目安となっている。また、岩盤であっても亀裂が発達していれば孔壁自立は不確実となる。 地盤特性の確認とコア採取率(RQD)などで、適宜判断しなければならない。

削孔方法の選定は、NEXCOの設計・施工要領 ⁴⁹⁾の他に、(社)全国特定のり面保護協会による「ロックボルト工標準積算資料」⁴⁾にも削孔機械の選定フロー(図−3.2.4.41 参照)や適用範囲(表−3.2.4.33 参照)が紹介されているが、孔壁の自立性についての指標は明記されていない。

また,自然斜面,切土のり面,維持管理目的など目的別適性に関する比較,地質や崩壊形態と配置設計 との関連性,施工費等も研究課題と考える。



図-3.2.4.41 削孔機械選定の目安⁵¹⁾

			削孔径 (mm)	土質別限界削孔長(m)						
削孔方法		足場作業		砂質土 粘性土	礫質土	玉石混 じり土	軟岩	硬岩	備考	
孔壁が白		ロープ足場	$42 \sim \!\!\!\!\sim \!\!\!\!\!\!\!\!\!\!\sim 46$	2.0	_	_	2.0	2.0		
	さく岩機	単管足場	$42 \sim \!\!\!\!\sim \!\!\!\!\!\!\!\!\!\!\sim 46$	3.0	_	_	3.0	3.0		
	クローラドリル (空気式非搭乗式)	—	65	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	鋼材は 標準タイプを	
· ·	バックホウ式ドリル	—	65	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		
す	クレーン式ドリル	—	65	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	使用	
る場合	ホーリングマシン (軽量型)	単管足場	65	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0		
	ボーリングマシン (ロータリーパーカッ ション式)(単管)	単管足場	90	7.0	7.0	7.0	_	_		
孔壁が自立しない場合		ロープ足場	$42 \sim 52$	2.0	2.0	2.0	2.0	—		
	さく宕機	単管足場	$42 \sim 52$	3.0	2.5	2.5	3.0	—	鋼材は	
	クローラドリル (空気式非搭乗式)	—	$42 \sim 52$	4.0	4.0	4.0	4.0	_	自穿孔タイプ を使用	
	バックホウ式ドリル	—	$42 \sim 52$	5.0	5.0	5.0	5.0	—		
	クレーン式ドリル	—	$42 \sim 52$	5.0	5.0	5.0	5.0	—		
	ボーリングマシン (軽量型) (ケーシング併用)	単管足場	65~90	7.0	7.0		_	—	鋼材は 標準タイプを	
	ボーリングマシン (ロータリーパーカッ ション式)(二重管)	単管足場	90	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	使用	

表-3.2.4.33 削孔機械の適用範囲51)

注1:さく岩機は,現場状況に応じてハンドハンマ 20kg 級とレッグハンマ 30kg 級を使い分ける.

注2:クローラドリル,バックホウ式ドリル及びクレーン式ドリルは,高能力のドリフタや長いガイドセルを使用すれば 7.0mまで削孔可能であるが、この場合は別途に積算する。

4) 安定解析方法

補強斜面の安全率は、スライス分割法による極限釣り合い安定解析法による。

$$Fs = \frac{\Sigma \mathbf{c} \cdot \mathbf{l} + \Sigma \cos \alpha \cdot \tan \phi + P_r}{\Sigma \mathbf{W} \cdot \sin \alpha} \quad (3. 2. 4. 1)$$

ここに, Fs:安全率

Pr:補強材の抑止力 (kN/m) (=Tm· $\cos \beta$ + Tm· $\sin \beta$ · $\tan \phi$) Tm:補強材の設計引張力 (= λ ·Tpa) β :補強材とすべり面のなす角度 (°) ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°) λ :補強材の引張り力の低減係数 (=0.7) Tpa:補強材の許容引張り耐力 (kN/m) (=min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}])

また、補強材の許容引張り耐力については、式(3.2.4.2)および式(3.2.4.3)を用いて算出する。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \Sigma L_1 \cdot t_a \quad (3. 2. 4. 2)$$
$$T_{2pa} = \Sigma L_2 \cdot t_a \quad (3. 2. 4. 3)$$

ここに、L1:移動土塊における定着長(m)

L2: 不動地山における定着長(m)

- μ:のり面工低減係数(**表-3.2.4.33**参照)
- ta :許容付着強度(kN/m²)

 $(=\min[t_{pa}, t_{ca}])$

- tpa:地山と注入材の許容付着力
 - $(=[\tau_{p} \cdot \pi \cdot D] \cdot Fsa)$ (kN/m)
- τp: 地山と注入材との周面摩擦抵抗

D : 削孔径 (m)

Fsa:周面摩擦抵抗の安全率

(本設=2, 仮設=1.5)

tca:補強材と注入材の付着力

 $(= \tau \mathbf{c} \cdot \pi \cdot \mathbf{d}) (\mathbf{k} \mathbf{N}/\mathbf{m})$

τc:補強材と注入材の許容付着応力

(表-3.2.4.35参照)(kN/m²)

d:補強材径(m)

のり面保護工タイプ	μ	備考
植生工のり面	0	
コンクリート吹付工	$0.2 \sim 0.6$	
のり枠工	0.7~1.0	
擁壁類	1.0	連続した板タイプのり面工

表-3.2.4.33 のり面エタイプと低減係数μの目安49)

表-3.2.4.34 極限周面摩擦抵抗の推定値 (N/mm²)⁴⁸⁾⁴⁹⁾

地盤の種類			極限周面摩擦抵抗		
	硬岩		1.20		
山。	軟 岩		0.80		
石盛	風化岩		0.48		
	土 丹		0.48		
	N 値	10	0.08		
		20	0.14		
砂礫		30	0.20		
		40	0.28		
		50	0.36		
	N 値	10	0.08		
		20	0.14		
砂		30	0.18		
		40	0.23		
		50	0.24		
粘性土			0.8 imes c		

c:粘着力

表-3.2.4.35 注入材と異形鉄筋の許容付着応力 (N/mm²)^{49/52)}

注入材の設計 基準強度 鉄筋の種類	18	24	30	40以上
異形鉄筋	1.4	1.6	1.8	2.0

地山補強土工法の設計方法は、基本的に極限釣り合い法に基づいたものであり、各基準書いずれもス ライス分割法による安定解析法が示されている。安定計算において補強効果は抑止力として考慮される が、補強材の補強効果には、補強材の引張り補強、せん断補強、曲げ補強があり、これらが複合した形 態で作用していると考えられている。各基準書いずれも引張り補強のみを考慮した設計法としており、 式(3.2.4.4)に示す抑止力として表される。

 $P_r = Tm \cdot \cos\beta + Tm \cdot \sin\beta \cdot \tan\phi \quad (3. 2. 4. 4)$

ここに、 Pr: 補強材の抑止力

- Tm:補強材の設計引張力
- β :補強材とすべり面のなす角度
- T_{pa}:補強材の許容引張り耐力

 $(=\min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}])$

ここで、補強材の許容引張り耐力(Tpa)は、図-3.2.4.42に示すように、補強材が移動土塊から受ける許容引き抜き抵抗力(T₁pa)、不動地山から受ける許容引き抜き抵抗力(T₂pa)、補強材の許容引張り力(Tsa)のうち最小のものを用いることとされている。このうち、T₁paにはのり面工の種類に応じた低減係数が採用されている。



図-3.2.4.42 補強材の引張り耐力 1)

したがって、補強材の抑止力についてのパラメータをまとめると、以下の様に大別される。 1) 地盤に関するもの

- - すべり面の土の内部摩擦角度:φ
 - すべり面と水平のなす角: α
 - ・土の周面摩擦抵抗力: τ
- 2) 補強材諸元に関するもの
 - ・削孔径:D
 - ・補強材の径:d
 - ・補強材の種類:Tsa
 - 補強材の打設角度:θ
 - ・補強材と注入材の許容付着応力:τc
- 3)のり面工の種類に関するもの
 - のり面工低減係数:μ

5) 表面工と補強材配置に配慮した合理的設計法

地山補強土工法における補強効果は,変形に伴って受動的に補強材に抵抗力を発揮させて地山の変形 を拘束することにある。このため,補強効果の大小は補強材との相対的な変形性に大きく依存する。 補強材の配置が地山強度に対して適正であることをもって,変位に対する配慮と考えているので,杭 やアンカー工法のように材料強度に依存した設計手法とならないよう留意しなければならない。

表面工の種類と特性

表面工は,地山表層の浸食や風化を防止する機能に加えて,補強材との連結による相互作用により 補強材に効率的に引張抵抗力を発現させて,表面工に作用する土圧により地山に加わる拘束圧および 補強材に発揮される引張力によって地山の変形を拘束する機能も有する。

表面工の機能や役割に応じて,壁面材,支圧板,のり面保護材の3つに大別できる。(図-3.2.4.43 参照)



図-3.2.4.43 補強材の引張り耐力¹⁾

② 表面工の選定

表面工の選定は、求められる機能や地盤特性、のり面整形の有無と勾配により、適切に選定すると 良い。(表-3.2.4.36 参照)表の工法分類は、のり面勾配とのり面整形の有無で以下の通り区分されて いる。

- ・切土安定化工法 標準勾配よりも急勾切土のり面
- ・切土補強土壁工法 鉛直から1:0.3 程度までの急勾配切土のり面
- ・地山安定化工法 自然斜面ならびに盛土のり面,標準勾配以上の緩いのり面

赵华 台七	種 別	表面材	工法分類			
①戌]巳			切土安定化	切土補強土壁	地山安定化	
	壁面材グレード I: 全体安定に寄与する 構造物	コンクリー トー体壁		\bigcirc		
補強材引張力の発揮と力学		格子枠	0	\bigcirc	\bigcirc	
的な安定効果 を期待	壁面材グレードⅡ: 主として補強材間の すり抜け防止に寄与 する構造物	吹付け	0		\bigcirc	
		繊維補強土	\bigtriangleup	_	\bigcirc	
地山に拘束圧	支圧板	独立受圧板	0	_	0	
を与え補強材 引張力の発揮		簡易支圧板	0	—	\bigtriangleup	
を補助		その他	\bigtriangleup	—	\bigcirc	
表層の侵食等 を防止	のり面保護材	植生材			\bigtriangleup	
○:よく用いられる。 △:まれに用いられる。 — :実績は少ない。						

表-3.2.4.36 注入材と異形鉄筋の許容付着応力⁴⁸⁾

③ 補強材の配置と配置間隔

補強材の配置位置は、補強対象である斜面全体に均等に配置するとともに、掘削施工時の安定性を 考慮した配置とすることを基本とする。想定された崩壊面は最大形状のものが用いられる場合が多い が、不安定領域内において様々な崩壊面発生の可能性を秘めており、その集合体を想定崩壊面として 取り扱っていることとなる。補強材の配置区間を設定する場合に、このことを念頭に入れて配置計画 しなければ、斜面全体の安定が図ることができない場合があるので留意しなければならない。

図-3.2.4.44 に補強材配置例を示すが、一般には正方形配置を基本とすることが多い。設計上奥行 間隔を大きくしても安定性を確保できる場合には長方形配置とするが、配置間隔は1.5m を最大とす ることが望ましい。のり面内の小崩落が予想される場合には、千鳥配置とすることで小崩落を防止す ることができる。



図-3.2.4.44 補強材の配置例¹⁾

鉛直方向の配置間隔については,水平方向の配置間隔と同じとしてよい。切土を伴う場合,地山 は一時的に無補強状態となるため,切土高さは地山の自立高さを越えないよう配慮する必要がある。 また,鉛直間隔は段階施工時の一回当たりの切土高さとなるので,施工性の面も勘案して決定しな ければならない。



図-3.2.4.45 段階施工と補強材鉛直間隔の関係 1)

④ 補強材の配置が表面工に及ぼす影響

補強材配置が大きい場合,あるいは矩形断面配置(全段等長配置)とした場合,補強材一本が受持 つ補強材反力が大きくなるため,表面工に要求される支持力や剛性も大きくなる。

表-3.2.4.37に補強材間隔,補強材作用力が表面工に及ぼす影響と留意点を示す。

切土補強土壁工法のように,剛な壁面工を選定する場合には,補強材と壁面工は一体化しているため, すべり土塊の補強材からの抜出し破壊モードは発生しないが,壁面部材の発生断面力が大きくなる。 このため,適用する壁面工の断面剛性と補強材間隔・作用力を勘案して,合理的な設計を行うことが 重要である。

表面材の種類		影響と留意項目
壁面材 (壁面工)	コンクリートー体壁格子枠吹付け繊維補強土	 ・補強材間隔が大きい場合や,壁面材端部の補強材を支点とする片持ち長が長くなる場合,壁面材の発生断面力(曲げモーメント・せん断力)が大きくなる。 ・壁面材に作用する土圧や円弧すべり起動力に対して,現実的な部材となるように補強材間隔を決定する。
支圧板	独立支圧板 簡易支圧板	 ・補強材間の地盤の部分崩壊(三次元的崩壊)がないよう, 「5.4 解説(2)」を参考に補強材間隔を設定する。 ・補強材からのすべり土塊の抜出し崩壊がないよう,抜出し 土塊側の補強材抵抗力および支圧板支持力を考慮した 補強材間隔を設定する。
のり面保護材 (のり面保護工)		 ・補強材間の地盤の部分崩壊(三次元的崩壊)がないよう, 「5.4 解説(2)」を参考に補強材間隔を設定する。 ・補強材からのすべり土塊の抜出し崩壊がないよう,抜出し土塊側の補強材抵抗力を考慮した補強材間隔を設定する。

表-3.2.4.37 補強材間隔・作用力が及ぼす表面エへの影響と留意点⁴⁸⁾
(5)「のり枠工の設計」について

1) 要求される性能

従来の「のり枠工の設計」における課題等にあたって、先ず、のり枠工及び付帯する中詰工に対して 求める一般的な要求性能⁵³⁾を表-3.2.4.38に整理する。表-3.2.4.38に示すとおり、のり枠工に要求さ れる性能は、主に「のり面の安定を図るために必要とされる性能」、「緑化工等の基礎工として求められ る性能」、「環境に適応するために必要とされる性能」に分類される。なお、「のり面の侵食や表層すべり 崩壊の発生を防止する必要がある地質」に対しては「十分な抑止機能を発揮する性能」を、風化などの 影響を受けて表層が脆弱化しやすい地質に対しては「緑化工や石張工の基礎としての性能」及び「環境 に適応する性能」がそれぞれ要求される。また、のり枠工は「吹付枠工」、「プレキャスト枠工」、「現場 打ちコンクリート枠工」に大別され、各工種はそれぞれの特徴しており性能が異なるため、のり面の状 況や要求される性能を十分に考慮して選定を行う必要がある。一方、中詰工に要求される性能は、主に 「のり面の侵食防止や風化による表層部の脆弱化を抑制する性能」、「環境に適応する性能」、「のり枠工 の併用工法として要求される性能」に分類される。

なお、一般的な、のり枠工に要求される性能の区分を表-3.2.4.39に示す。

工種	満足させるべき要求性能
のり枠工	のり面の安定を図るために必要とされる性能
	緑化工等の基礎工として求められる性能
	環境に適応するために必要とされる性能
中詰工	のり面の侵食防止や風化による表層部の脆弱化を抑制する性能
	環境に適応する性能
	のり枠工の併用工法として要求される性能

表-3.2.4.38 のり枠工の要求性能 53)

表-3.2.4.39 のり枠工に要求される性能の区分⁵³⁾

性能区分	内容
	のり枠工:のり面の安定や緑化工等の基礎工としての構造物として要求さ
生合性能	れる性能
<u>女主性能</u>	<u>中詰工</u> :構成材料が流出や崩壊することがなく、あるいは一部欠損しても
	目的とする安全が確保できるような性能
第三者影響度に関わる性能	のり枠工:第三者に有害な影響を与えない性能
	のり枠工:供用期間中において、構造物の機能が確保出来るための耐久性
新 力 树 能	能
的久性能	中詰工:のり面の状況に応じて必要とされる機能を維持するための耐久性
	能
美観・景観に関わる性能	のり枠工:美観・景観および環境保全の観点から要求される性能

2) 工法の選定

① のり枠工の種類と選定時における留意点

のり枠工の工法については、切土又は盛土ののり面保護工として、これまで各種の工法が提案されている(表-3.2.4.40)。なお、のり枠工に要求される性能を満足させるため、「現地の土質条件」や「のり面の規模」、「使用目的」、「施工の容易性」等の諸条件に応じて工法を選定し、のり面の保護を確実に達成するために要求性能を満足させる必要がある。

のり枠工の適用範囲については,表-3.2.4.41 に示すとおり,一般的に「植生工のみでは,侵食・表 層すべり等に対処できない場合」あるいは「植生基盤材を安定保持しなければならない場合」や「のり 面を被覆するための石材等を固定保持する場合」,「鉄筋挿入工やグランドアンカー工の支承構造物を必 要とする場合」があり,原則として,「それ自体では土圧に抵抗しない構造」として取り扱うものとして いる。

	工種	施工法	枠の材料	枠の形状
吹付枠工		のり面に型枠を設置し、モル	モルタル	按了
		タルで吹付施行する工法	(コンクリート)	俗丁
プ	プレキャスト		プレキャスト	格子、多角円、
レキ	コンクリート枠工	て相制日の地の如けたのりて	コンクリート	その他
ャ ス ト 枠 軽量枠工 工		上	鋼板	
	軽量枠工	上く祖み立くる上伝	金網	
		プラスチック		
現場打ちコンクリート		のり面に型枠を設置し、コン		
		クリートポンプ等でコンクリ	コンクリート	格子
		ートを打設する工法		

表-3.2.4.40 各種のり枠工の材料、形状、施工法の特徴⁵³⁾

表-3.2.4.41 のり枠工の工種と適用条件⁵³⁾

工種	適用条件
プレキャスト	・のり面表層の侵食防止や緑化を目的として設置される土砂、植生土のう、石材等を
枠 工	安定する目的で用いる場合に適用する
	・プレキャスト枠工と同様の施工目的のほか、表層すべりを抑制する目的で用いる場
	合に適用する。
	・ただし、枠が連続していないものについては、枠単体で表層すべりの抑制目的に適
	用できない。
	・枠の安定確保と中詰材の抜出し防止のため、1:1.0より緩やかな勾配ののり面に適
	用するのが一般的である。
現場打ち コンクリート 枠 工	・プレキャスト枠工と同様の施工目的のほか、比較的に平滑なのり面における表層す
	べりの抑制を目的とする場合に適用する。
	・土圧が作用する箇所に使用する場合には、別途、安全性の照査を行う必要がある。
	・完成後の沈下等が問題となる盛土のり面に用いない。

② 中詰工の種類と選定時における留意点

中詰工は、「のり面表層部の侵食防止」、「風化抑制」、「周辺環境へ適応する性能」が要求されるため、 「現場条件」や「切土・盛土の区分」、「緑化の必要性」、「浸透水・湧水の状態」、「のり面の勾配」等を 考慮して選定(表-3.2.4.42)する必要がある。

一般的に、盛土のり面における中詰工の選定の目安としては、次のとおりである。

- ・盛土は土砂や岩砕ズリ等から構築され、勾配は1:1.5より緩やかなものが一般的であり、緑化を必要 とする場合は、土砂詰工、植生土のう積工、植生シート工、種子散布工、客土吹付工、植生基材吹付 工等から、緑化目標や導入植物、土質、土壌硬度等に応じて適切な工法を選定する。
- ・片切,片盛区間では,盛土面に湧水が存在することが多い。そのため,それらの湧水により,土砂詰 工等の侵食や流出が予想される場合には,あらかじめ,地下水排除施設等を設置し,緑化工,空石張 工,または透水性コンクリート工を適用して,早期に湧水をのり面外に排出する。
- ・盛土材が侵食を受けやすい砂質土の場合には、緑化工として全面被覆が可能な工法を選定する。なお、 空石張工では枠の下部等に空洞ができ、枠自体の破壊につながりやすいので、張石の間詰材として粒 度の良い切込み砂利等を使用する。

次に、切土のり面における中詰工の選定の目安としては、一般的に次のとおりである。

- ・切土のり面は、土砂、レキ質土、軟岩、硬岩等から構築され、勾配は1:1.5より急なものが一般的で あり、緑化を必要とする場合は、緑化目標や導入植物、土質、土壌硬度等に応じて適切な工法を選定 する。
- ・のり面勾配が1:1.2より緩い土砂のり面の場合には、一般的に、土砂詰工、種子散布工、植生基材吹 付工等を適用して緑化する。
- ・のり面勾配が1:1.2~1:1.0の締まった土砂や節理の多い岩の場合には,一般的に植生土のう積工や 客土吹付工,植生基材吹付工等を適用して緑化する。
- ・のり面勾配が1:1.0より急な岩質のり面の場合には、一般的に、のり面への接着性が強い植生基材吹 付工等を適用して緑化する。

工種	特徴
土砂詰め	枠内に土砂を詰める工法
土のう積工	土のうに土砂を詰め、枠内に敷き並べる工法
客土吹付工	枠内に種子・肥料等を混入した客土を 1~3cm 程度の厚さで吹き付ける工法
空石張工	枠内に栗石、粗石等を詰める工法
平板ブロック張工	枠内にプレキャストコンクリート板を敷き並べる工法
練石張工	枠内に栗石、粗石等を詰め、間隔をコンクリートで充填する工法
コンクリート張工	执内に租根打たコンクリート(またけエルタルゆけ)な打測する工法
(モルタル吹付含)	杆内に現場打 らコング リート (またはモルタル 吹付) を打蔵 りる工法
透水性コンクリート	枠内に透水性コンクリートを打設する工法
植生基材吹付工	枠内に植生基材を 3~10cm 程度の厚さで吹き付ける工法

表-3.2.4.42 中詰工の種類とその特徴⁵³⁾

3)設計

① 設計の基本

のり枠工の設計における一般的な「設計の原則」及び「構造解析」を表-3.2.4.43 に、使用目的に応 じた荷重条件を表-3.2.4.44 にそれぞれ示す。表-3.2.4.43 に示されるとおり、のり枠設計においては、 限界状態を「終局限界状態」、「使用限界状態」、「疲労限界状態」に区分して検討する。ただし、のり枠 構造では、一般的に繰り返し荷重や変動荷重の影響が小さいと考えられるため、「疲労限界状態」の照査 を省略することが多い。ここで、終局限界状態は、供用期間中に 1~2 回の頻度で生じることが想定さ れる最大荷重に対応する限界状態であり、構造物の安全性に関わる限界状態である。一方、使用限界状 態は「通常の使用性」や「機能確保」、「耐久性」に関連する限界状態とし、「使用性」あるいは「耐久性」 の照査に用いる。

構造解析においては、「のり枠構造の形状」や「作用荷重」及び「支持条件」について適切にモデル化 する必要がある。ただし、表層すべりに対する一般的な解析モデルは、のり枠構造を2次元として横枠 の効果を考慮していない。しかしながら、これまでの設計実績を有し簡便で実用性があるため、抑止工 を併用する場合の構造解析では、「単純梁」としてモデル化することが一般的である。

項目	内容
設計の原則	・自然条件や現地調査等に基づき、のり枠工の種類、機能とその適用範囲を考慮し設定さ
	れた要求性能を満足することを確認しなければならない。
	・供用期間中に限界状態に至らないことを照査しなければならない。
	・限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。
	・ただし、のり枠構造には、繰り返し荷重や変動荷重の影響が殆ど無いと考えられるため、
	一般的に疲労限界状態の照査は省略することがある。
	・また、使用目的から、供用時において常に大きな外力を受けていることがないため、使用
	限界状態に対する照査
構造解析	・のり枠構造の形状や、作用荷重及び支持条件を適切にモデル化しなければならない。
	・なお、一般的に、抑止工を併用する場合は単純ばりとしてモデル化される場合が多い。

表-3.2.4.43 のり枠工設計の概要 53)

表-3.2.4.44 荷重条件 53)

使用目的	作用する荷重
緑化柵として用いる場合	・のり枠と中詰材の自重
	・すべり土塊の荷重
抑制工として用いる場合	・のり枠と中詰材の自重
	・抑止工により生ずる地盤反力

② 設計における考え方

a) のり肩からの崩壊に対する荷重の算出例

のり枠工の力学的性能の照査は、一般的に、終局限界状態及び使用限界状態に対して行うことを標準 とし、照査に用いる各材料の設計基準強度(特性値)は、のり枠工の種類に応じて適切に定められる。 なお、のり肩からの崩壊の場合における具体的な照査内容(荷重設定、作用荷重、枠断面の検討内容)

等を表-3.2.4.45に,作用荷重モデルを図-3.2.4.46に示し,一般的に,下記の計算式で照査する。

$P = \varDelta F_s \cdot W \cdot \sin \alpha$	(3. 2. 4. 5)
$P_r = P \cdot \sin \left(\theta - \alpha \right)$	(3. 2. 4. 6)
$P_d = \gamma_f \cdot P_r$	(3. 2. 4. 7)

ここに、 ΔF_s は増加させる安全率、Pはのり枠工に作用するすべり面方向の荷重、 P_r はのり枠と直交する方向に作用する荷重、 P_d は設計荷重、 γ_f は荷重係数、Wはすべり土塊等の重量、aはすべり面角度、 θ はのり面傾斜角である。

表-3.2.4.45 のり肩からの崩壊の場合における照査内容⁵³⁾

項目	内容
荷重設定	・想定されるすべり土塊、中詰材、縦枠と横枠の自重とする。
	・のり枠工の設計で考慮する荷重 P は、荷重のすべり面方向の分力に、増加させる安全
作 用 荷 重	率 <i>ΔF</i> sを乗じたものとする。
	・縦枠に作用する荷重 Prは、Pののり枠工と直交する方向の分力とする。なお、その作
	用位置は、土塊の長さのℓの1/3とする。
	・設計荷重 Pdは、Prに荷重係数を乗じたものとする。
枠断面の検討	・縦枠の一部を図-3.2.4.46に示すような片持ちばりとし、縦枠とすべり線との交点を固
	定点として検討する。



図-3.2.4.46 のり肩からの崩壊の場合の作用荷重モデル⁵³⁾

b)のり中間からの崩壊に対する荷重の算出例

のり中間からの崩壊の場合における具体的な照査内容(荷重設定,作用荷重,枠断面の検討内容)等 を表-3.2.4.46に,作用荷重モデルを図-3.2.4.47に示し,一般的に,下記の計算式で照査する。

$P = \varDelta F_s \cdot W \cdot \sin \alpha$	(3. 2. 4. 8)
$P_r = P \cdot \cos \left((180^\circ - \alpha) / 2 \right)$	(3. 2. 4. 9)
$P_d = \gamma_f \cdot P_r$	(3. 2. 4. 10)
$w=4P_r/\varrho$	(3. 2. 4. 11)

ここに、 ΔF_s は増加させる安全率、Pはのり枠工に作用するすべり面方向の荷重、 P_r はのり枠工と直交 する方向に作用する荷重、 P_d は設計荷重、 γ_f は荷重係数、Wはすべり土塊等の重量、aはすべり面角 度、 θ はのり面傾斜角、wは最大となる三角形分布荷重、 ϱ は円弧すべり弦長である。

表-3.2.4.46 のり中間からの崩壊の場合における照査内容⁵³⁾

項目	内容
荷重設定	・想定されるすべり土塊、中詰材の自重とする。
作用荷重	・のり枠工の設計で考慮する荷重 P は、荷重のすべり面方向の分力に、増加させる安全
	率 <i>ΔF</i> sを乗じたものとする。
	・縦枠に作用する荷重 Prは、Pののり枠工と直交する方向の分力とする。
	・設計荷重 Paは、Prに荷重係数を乗じたものとする。
枠断面の検討	・縦枠の一部を図-3.2.4.47に示すような単純ばりとし、作用分力をスパン中央で最大、
	交点でゼロとなる三角形分布荷重に置き換えて検討する。



図-3.2.4.47 のり肩からの崩壊の場合の作用荷重⁵³⁾

4)維持管理

のり枠工の維持管理は、供用期間を通じて適切な時期に実施して所要の性能を維持させるため、「点 検」、「調査」、「補修」、「補強」の一連の作業を繰り返して実施することが重要である。なお、維持管理 に際しては、のり枠工の「力学的性能」、「耐久性能」、「美観・景観に関わる性能」を考慮して維持管理 レベルを設定し、「点検」、「劣化予測」、「対策」等を適切に行いながら、その水準を維持していくことが 重要である。

① 点検

のり枠工の劣化や変状の状態を的確に把握するために,適切な点検方法及び計画を定めて,実施する 必要がある。ここで,一般的な,のり枠工の点検の種類を表-3.2.4.47に示す。なお,のり枠工の補修, 補強に対する要否の判定等にあたっては,被災・変状履歴,補修・補強履歴等の情報が参考となるため, 点検の結果,判定の経緯及び結果,補修・補強工事の内容,施工状況等を適切に記録しておくことが必 要である。

点検の項目や頻度は,保全対象施設や重要度,のり枠工の種類,劣化・変状の程度,第三者に対する 影響度,環境条件,維持管理の難易度等を考慮して決定するのが重要である。

また,近年では,目視調査と併用させて,「熱赤外線映像法を用いた老朽化調査」,「LP 測量を用いたのり面変位計測」等が提案されており,調査精度の向上や効率化が有効である。

種類	内容
防災点検	・落石・崩壊発生の恐れのある斜面等について、その箇所の把握と対策事業計画の策定等
	を目的として実施するもの。
	・地形や地質等の斜面状況、既設対策工の効果、災害履歴等を専門技術者等により詳細に
	点検する。
道路土工	・道路土工構造物という人工構造物に対して健全性の診断を行うことを目的に実施するも
構造物点検	のであり、自然斜面や地山の変状そのものに対する診断・評価は本点検では実施しない。
日常点検	・道路パトロール車等から視認可能な範囲を目視で点検するもので、変状の早期発見を目
	的に実施するもの。
定期点検	 ・できる限り細部にわたり点検するもので、年1回程度あるいは現場条件に応じて、数年
	に1回程度の比較的長い間隔で実施するもの。
臨時点検	・地震や降雨等の後に実施し、日常点検または定期点検を補完するために、必要に応じて
	実施するもの。

表-3.2.4.47 点検の種類

② 変状と対策工法

のり枠工は、一般的な単独のコンクリート構造物と異なり、地山の状況と密接な関係にあることを考慮して、補修・補強工法を選定することが重要である。なお、補修は「劣化や変状の進行抑制」、「コン クリートの剥離片の落下による第三者への影響の除去」、「中詰材の部分詰め替え(ただし、局部的には らみだしている場合)」、「湧水処理」等で、耐久性を回復することを目的としている。一方、補強は耐荷 性能が低下したのり枠工の「性能回復や向上」を目的としている。

のり枠工の劣化や変状は,背面の地山風化,外力等に起因するもの,当初の設計条件が適切でなかったこと等に起因する可能性があるため,十分に調査を行う必要がある。一般的なのり枠工本体の調査・ 点検時における着眼点等を表-3.2.4.48 に示す。

工種	工種 着眼点 原因		対策・対応方法等		
		乾燥収縮、プラスチッ クひび割れ	・幅、長さなどの観察の継続		
	枠の亀裂	過大な荷重の作用 設計、施工に起因する 要因	・原因の解明、度合いの検討を行って 補強処置		
吹付枠工、	枠下部の空洞	水による洗掘	 ・充填(モルタル等)、水の処理、背 面空洞充填 		
現場打ちコン クリート枠工	枠表面の剥離	凍害、老朽化、 中性化	・原因、状態に応じた的確な処理 ・含浸材塗布による中性化抑制		
	枠のはらみ出し	異常な土圧の作用	・度合に応じた対策工の検討または再 施工		
	エフロレッセンス	コンクリート中の水酸 化カルシウムが水に溶 けて、大気中の炭酸ガ スを吸収して発生	・基本的に白華を防止することは不可 ・再構築が基本		
モルタル吹付工	ひ び 割 れ	乾燥収縮、プラスチッ クひび割れ、広範囲に わたるモルタルの滑動	 ・短繊維混入モルタル吹付による増厚 ・含浸材(浸透性コンクリート強化防水材)の塗布 ・ズレ止め鉄筋の打設 		
	背面空洞	浸食、吸い出し	・背面空洞充填 ・ズレ止め鉄筋の打設		

表-3.2.4.48 のり枠工の点検の着眼点と対策・対応方法の目安

5)「のり枠工の設計」等に関する今後の課題

点検結果に基づく考察

近年,道路土工構造物である斜面対策工の維持管理において,既設「のり枠工」の変状が報告されている(例えば,写真-3.2.4.13)。なお,写真-3.2.4.13に示されるとおり,一般的に,斜面対策工の変状については,構造物自体の変状と背面地山の変状(例えば,風化や浸食)等に分類される。

そこで、従来までの「のり枠工の設計」等における今後の課題に関して抽出するために、近年に実施 された施設点検結果(道路土工構造物点検結果)を用いて分析し、維持管理における現状を踏まえて、 考察するものとする。なお、ここで対象とする点検結果については、近年において新たに制定⁵⁴⁾された 道路土工構造物点検要領(案)⁵⁵⁾に基づいて実施された結果 4)を用いる。また、点検は全国(北海道か ら沖縄まで)において実施された結果(盛土・切土を対象にした道路土構造物全点検箇所:約2,000箇 所、のり枠点検箇所:約500箇所)である。

先ず,全ての道路土工構造物の点検結果(約2,000箇所)に関して報告された施設の完成年度(経過 年数)と健全性⁵⁵⁾(IからIVまで)の割合との関係⁵⁶⁾によると,1960年までに構築された施設につい ては,全ての施設において変状が報告されている。しかしながら,橋梁等の構造物において一般的に見 られる,完成後からの経過年数の違いが健全性に与える影響(例えば,経過年数が長くなるに伴って, ⅢやIV等の措置段階の割合が増加する傾向)は,確認されていないと報告⁵⁶⁾されている。一方,年代に 応じて,建設工事数のバラツキがあることが示されており,これらのバラツキが健全性に与える顕著な 影響はないと報告されている⁵⁶⁾。

これらの分析結果より,完成後からの経過年数と健全性との関係において明確な関係性が見られない 要因の一つとして,道路土工構造物における変状発生の有無については,環境条件(例えば,降雨条件, 地質,排水条件)等の違いによる影響が大きいものと考えられる。今後,更なる検討が望まれる。





写真-3.2.4.13 既設のり枠工における変状の事例

次に,道路土工構造物の点検結果において,「のり枠工」(ただし,対象施設数:約500)の変状発生 有無について,切土及び盛土毎に,それぞれ,図-3.2.4.48 に示す。図-3.2.4.48 (左)に示すとおり, 切土におけるのり枠工は施設全体の約3分の1程度に変状が確認されている。一方,図-3.2.4.48 (右) に示すとおり,盛土は約半数の施設において変状が確認されている。

ここで、のり枠工における変状の種類を図-3.2.4.49 に示す。図-3.2.4.49 に示すとおり、枠工構造 (例えば、コンクリート部材)自体の変状は全体の約4分の1程度しか存在しておらず、変状の多くは、 その他(例えば、盛土材料や切土地山の枠内や背面地山の侵食等)の変状によるものであった。なお、 排水条件の違いにより、一般的に、切土地山の風化速度と比較して、盛土材(ただし、細粒分)の流出 や侵食速度の方が早いことが想定され、これらの違いについても影響を受けたものと推測される。

これらの結果より,のり枠工における変状の多くは,比較的に堅硬な構造物(例えば,コンクリート 構造)が,経年的な切土地山の風化や盛土材流出等に対応出来ずに変状として発生するものと考えられ る。今後,これらの岩や土砂の経年的な変化等は,橋梁構造物等との管理水準の整合に向けた道路土工 構造物の性能規定化に向けた検討(例えば,耐久性能)において重要な課題であると考えられる。

のり枠変状の有無(切土のり面)







図-3.2.4.48 のり枠エにおける変状有無の状況(点検結果:約500施設)



※「その他」の変状:枠内や背面地山の侵食

図-3.2.4.49 のり枠エにおける変状の種類(点検結果:約500施設)

② 今後の課題

a) のり枠工と地山との密着性

前述に示した**写真-3.2.4.13**において見られるのり枠工崩落等の要因の一つとして、のり枠工背面に おける地山の風化や盛土材の流出等の時間的な変化による影響を受けやすいこと(例えば、地山とのり 枠工との境界部におけるせん断破壊)が考えられる。これらより、切土地山や盛土材の流出によるのり 面における経年的な「耐久性」の変化による影響が懸念される。

ここで、施工時におけるのり枠工をのり面(例えば、切土や盛土等)に固定させる現行の設計手法に 関して、参考として図-3.2.4.50及び表-3.2.4.49に示す。図-3.2.4.50や表-3.2.4.49に示されるとお り、現行の一般的な設計手法においては、施工前における地山等の状況を考慮して、モルタル吹付け施 工時における部材固定に必要な固定部材(主アンカーや補強アンカーの径や長さ)を設定することとな っている。なお、供用後も地山地形の条件(例えば、地山の起伏が少ない)等の場合、一般的に、これ らの固定部材が密着性に影響すると考えられる。しかしながら、供用後において懸念される一般的な背 面地山の風化や流出等による影響が十分に考慮されていないことが考えられるため、今後、環境条件(例 えば、地質の種類、排水条件)や細粒分盛土材の流出等を考慮した設計手法の確立が望まれる。

凹凸のある切土のり面



風化部のある斜面



図-3.2.4.50 のり枠工(フリーフレーム)における固定部材(アンカー)の概要図 57

フレーム	主アンカ	'(mm)	補助アン	カー(mm)	はみマンカーは田大粉		
種類	径	長さ	径	長さ	mm / ノノー 使用本数		
F150	D16	500	D10	300	挫 执のひ り 木		
F200	D16	750		400	傾住のみ2本		
F300	D19	800	DIA	500	横枠のみ3本		
F400		800	D13	700	横枠のみ 3~4本		
F500		1 000	D1(800	世れのひょす		
F600		1,000	D10	800	傾作のみ4平		

表-3.2.4.49 使用するアンカーの種類との概要⁵⁷⁾

b) 耐久性能の照査にあたっての設計耐用期間の設定

近年,道路土工構造物と同様に道路施設(構造物)の一つである橋梁の設計において,性能規定を考慮した設計手法が示されるとともに,表-3.2.4.50 に示すとおり,橋梁の設計供用期間が具体的(100年)に示された⁵⁸⁾。これらの背景等を受け,道路土工構造物に関しても,性能規定を考慮した設計へ方向性が示された⁵⁴⁾。また,のり枠工の性能規定化に向けた耐久性能照査方法⁵³⁾も提案されている(表-3.2.4.51)。表-3.2.4.51 に示されるとおり,設計時において,「のり枠工が施工される地域の特性」,「供用期間(設計耐久期間)」及び「要求性能」について考慮する必要がある。一方,照査項目としては,「中性化」,「塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食」,「凍結融解」等について提案されている。

ここで、のり枠工の「供用期間」の設定について、道路ネットワーク機能確保の観点より、橋梁(で 設定されている期間(100年⁵⁸⁾)を流用することが考えられる(**表**-3.2.4.50))。しかしながら、写真-3.2.4.13 や図-3.2.4.41 等に示されるとおり、一般的に、土工構造物はコンクリート等の人工的な構造 物と比較して、比較的に供用後早期に変状が発生するとともに、環境条件の違い等により、一般的に将 来における経年的な変状予測は困難であると考えられる。

これらより、切土地山や盛土本体(岩や土砂)と一体で管理するのり枠工の性能規定化に際しては、 更なるきめ細かな維持管理を併用した設計が必要であると考えられ、今後、これらの考え方の整理が急 務な課題であると考えられる。

部材等の種別	部材等の設計耐久期間		
橋の設計供用期間期間中の更新を前提としない部	橋の設計供用期間とする		
材等			
橋の設計供用期間中の更新を前提とする部材等	橋の設計供用期間を超えない範囲で適切に定める		

表-3.2.4.50 橋梁における部材等の種別と設計耐久期間の組み合わせの標準⁵⁸⁾

※設計供用期間の標準:100年

分類	項目	内容		
吹付モルタルの	吹付モルタルの 耐久性能照査に おいて考慮する点	のり枠工が施工される地域の特性 (環境条件、気象条件等) 供用期間 要求性能		
耐久性能照查	照查項目	 中性化 塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食 凍結融解 その他の耐久性能 		

表-3.2.4.51 のり枠における耐久性能照査¹⁵⁾

c) 美観・景観に係わる性能照査における照査方法

のり枠工に要求される性能の一つとして, 表-3.2.4.39 に示されるとおり,「美観・景観に係わる性能」 が示されている⁵³⁾。ここで, 表-3.2.4.52 に,一般的なのり枠工における美観・景観に係わる性能照査 内容¹⁾を示す。これらに示されるとおり,のり枠工は,周辺の景観と調和する様に,「違和感の少ない 構造物に計画」することが望まれ,枠内を緑化することにより、「のり枠構造物の違和感を軽減」するこ とが期待される。さらには,「動植物の生育・生息環境を保全」する観点からも緑化の推進が望まれてい る。

しかしながら、これらの「調和」や「違和感」等の評価については、一般的に「定性的」手法で評価 されることが多く、評価者によって検討結果が異なることが懸念される。そのため、アカウンタビリテ ィーの観点より、「定量的」なのり枠工における美観・景観の性能照査方法の確立が必要である。なお、 景観要素の一つである色彩に関しては、定量的に評価手法の一部が提案されている ^{58)、59)}。

項目			内容	
美観・景観の照査における原則			る原則	周辺環境への適合性を考慮した照査
			景観保全	
照査時における着眼点		眼 点	表化	
			動植物の生育・生育環境の保全	
			周辺環境との調和	
印辺	照查項目		Ħ	風景の一部として違和感なく存在しうる工夫
7R			① 頃 日 第三者に不安感や圧迫感を与えるような形状・配置・色	
			緑化、植生の永続性、安定性	

表-3.2.4.52 のり枠工における美観・景観に関する性能照査の内容⁵³⁾

謝辞

のり枠工の変状に関する写真収集に際して、甚大なるご協力を頂いた三田和朗氏に感謝します。

(6) 抑止杭工の設計

1) 斜面安定対策工における抑止杭の位置づけ

一般に,抑止杭工は,地すべり対策工の抑止工として,グラウンドアンカー工と併記されている 600が, 地すべりの滑動力が大きく,杭工では所定の計画安全率 (P.Fs)の確保が困難な場合で,基礎地盤が良 好な場合に計画される深礎杭等の大口径杭の場合は,「杭工」とは別に「シャフト工」として分類される 場合もある 61)。

抑止杭工の位置づけを地すべり対策工の分類として、図-3.2.4.51に示す。



図-3.2.4.51 地すべり対策工の分類^{60)に加筆}

2) 抑止杭工の現行設計法

抑止杭工のうち杭工の設計法については、(公社)日本地すべり学会監修「新版地すべり鋼管杭設計要領」³⁾に詳しい。以下にその概要を記述する。

設計法の種類と設計式の選択

地すべり抑止杭の設計式として、くさび杭、補強杭、せん断杭、抑え杭の4つの設計手法がある。こ れらの設計理論は、せん断杭を除いて地盤反力が杭のたわみに一次比例するとした Y.L.Chang の考え 方をもとに、極限平衡法による斜面安定解析理論から推定される必要抑止力が杭に作用した場合の内部 応力と最大たわみを計算し、内部応力やたわみの許容値を超えないように、必要な杭間隔を求めるもの である。

同一の基本理論をもとにした設計理論であるにも関わらず,異なる設計理論が存在するのは,それぞ れの適用条件や仮定条件が異なるためで,それらの仮定条件の代表的なものとして以下が挙げられる。

- ・作用外力の分布型
- ・杭谷側の有効抵抗力の有無
- ・地すべり移動を考慮するか否か など

機能から見た杭の種類を図-3.2.4.52, 各計算式の特徴を表-3.2.4.53, 各計算式の比較表を表-3.2.4.54, 地すべり抑止杭設計式選択の参考例を図-3.2.4.53 に示す。





	特。徵
くさび杭	移動層と不動層が相対的に変位する場合の杭の挙動を解析するもので、杭と移動層が一体となっ て移動し、すべり面に発生する杭のせん断抵抗力および抵抗曲げモーメントによって地すべりが安 定化するというものである。 すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。慢性的な地
	すべり移動が繰り返されている場合や地すべりの女正度かざわめて低くなる場合の設計に適する。
補強杭	安定状態にある地すべりをより安定化させる理論で、杭を弾性床上の梁として考える。そのために 杭谷側移動層が杭を介して伝わる力を受けても、杭谷側移動層単独の安全率が全体の計画安定率 以上になるように設計される。 地すべり推力は三角形分布荷重としているが、せん断力検定はせん断杭と同一方法を採用してい る。杭谷側の移動層が極めて安定しており、地すべり全体の安定率も十分確保されている状態の設 計に用いる。
せん断杭	すべり面での杭せん断抵抗力のみで地すべりを安定化させる理論で,杭のたわみやモーメント分 布に関しては全く考慮されない。 すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。
抑え杭	杭谷側の移動層による支持が期待できない場合の設計式で、すべり面より上を片持ち梁として、不動層はその他の設計式と同様に Y.L.Chang の理論に基づいて解析する。 一般に地すべり推力はすべり面深度の 1/3~1/2 の深度に集中荷重として与える。

表-3.2.4.54 各計算式の比較表

		くさび杭	補強杭	せん断杭	抑え杭	
地す 与え	べり推力の 方	すべり面のせん断力	三角形分布荷重 /(すべり面集中荷重)	すべり面のせん断力	三角形分布荷重 ~等分布荷重	
必要 の有	をする杭谷側 効抵抗力	必要抑止力×0.7以上 (1.0未満:移動層の変形 係数を低減)	必要抑止力×1程度以上	必要抑止力×1以上	必要としない。	
地す する	での活動に関 仮定条件	杭設置後移動層が変位し た場合を想定	杭谷側の移動層が変位し ないと想定	地すべりの動きとは無関 係	地すべりの動きとは無関 係	
たわ (くさ ≒30	み量の目安 で杭=1、β <i>1。</i> D場合)	1	0.1	計算されない	10	
	せん断力 S	0	○ (検定は別理論)	0	0	
検定項目	曲げ モーメント M	0	0	Х	0	
	たわみ δ	△ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	0	×	△ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	
	受働破壊		×	0	0	
有劾抵抗力		0	○ (F _d 検定で代用) ○		 △ (必要としないが、小さいこ とを確認)	
杭間隔池	β1 _e :/]\	M/δ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	Μ/ δ	S	M/δ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	
次定要因	β1 _e :大	M/δ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	S	S	M/δ (杭周辺構造物等に影響 の場合許容変位を考慮)	
杭間 な大	隔の一般的 小関係	やや小	やや大~大	t	小	

(日本地すべり学会監修「新版地すべり鋼管杭設計要領」をもとに作成)



図-3.2.4.53 地すべり抑止杭設計式選択の参考例

Fs:現状の安全率 Fp::計画(目標)安全率

- 注1) 杭谷側の有効抵抗力 Ru と水平負担力 Hu の大小関係を調べる。
- 注 2) 活動中の地すべり、または融雪期や大雨の度に活動する地すべりは活発な地すべりであり、抑制工を先行させる必要がある。
- 注3) 岩盤地すべりのように杭周辺の地盤が十分に堅固な地層であれば、曲げ破壊の危険性は小さくなると思われる。

② 各杭の設計手順

以上に示した各杭の設計手順を図-3.2.4.54~図-3.2.4.57 に示す。



図-3.2.4.54 くさび杭の設計手順



図-3.2.4.55 補強杭の設計手順



図-3.2.4.56 抑え杭の設計手順



図-3.2.4.57 せん断杭の設計手順

③ シャフトエの設計 2)

シャフト工は、径 2.5~6.5mの立坑を不動土塊まで掘り、これに鉄筋コンクリートを充填したシャフトをもって杭に変える工法である。地盤等の条件により大口径の機械削孔を行うことが困難な場合や、 曲げ杭では地すべりの滑動力に抵抗できない場合にシャフト工を用いる。立坑掘削中の施工の安全管理 に留意する必要がある。また、掘削中の排水処理を十分に行うために、事前に地下水や湧水に対する調 査、検討を十分に行う必要がある。

シャフト工は,対象となる地すべり地の地形及び地質等を考慮し,所定の抑止力が得られるよう設計 するが,シャフトに所定の抑止力を作用させた場合の内部応力に対するシャフトの安定性を検討すると ともに,シャフトより上部の移動層における受働破壊,基礎地盤の破壊,シャフト間土塊の中抜けが生 じないように検討する。

なお,シャフト工のような大口径構造物を曲げ杭として設計するか,力を受けても変形しない剛体杭 として設計するのかの判定は,一般に次式により行っている。

β 1 ≤2 の場合は剛体杭 (ケーソン)として設計する。

 $\beta 1 > 2$ の場合は曲げ杭として設計する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}}$$

K:根入れ部地盤の横方向地盤係数(kN/m[°])

d:シャフトの外径 (m)

1: すべり面からのシャフトの根入れ長(m)

E:シャフトの弾性係数(kN/m²)

I:シャフトの断面二次モーメント (m⁴)

3) 設計上の留意点⁶²⁾

杭設計に関しては、①杭体、②作用外力、③地盤条件の仮定を前提条件としているが、設計上の留意 点として、杭山側移動層の受働破壊が挙げられる。

特に地すべり末端部に杭を設置する場合や浅いすべりに対しては、図-3.2.4.58 に示すように杭山側 に生成される受働破壊面に沿ってすべりが発生する場合があるため、杭の種類および配置等慎重な検討 が必要となる。また、杭谷側についても規模は小さくなるものの、すべりが発生するおそれがあること から、安定計算等により確認する必要がある。



図-3.2.4.58 杭山側移動層の受働破壊の検討図

4)設計上の課題⁶²⁾

抑止杭工に関し,以上のように設計法の概要を整理した。設計法として多くの採用実績もあり,合理 的な設計法であるが,同時に以下のような課題も挙げられている。

・三次元的な杭配置に対して二次元断面での解析で対応している。

・静的安定理論である極限平衡法と動きをともなう抑止杭の挙動を組み合わせている。

・地層を移動層と不動層の2層区分と仮定し、それぞれ均一であるとしている。

・たわみによる周辺地盤の破壊、移動土塊の塑性変形など実際の多くの現象が考慮されていない。

3. 2. 5 すべり面の強度定数設定の妥当性に関する検討

(1)検討の位置づけ

斜面安定対策工の現行設計手法に関する課題と対策法を検討するにあたっては,以下のアプローチ 方法などが考えられる。

- 現行の設計方法もしくは対策工の仕様が適正でなく、必要な性能が得られないもの(長期的な信頼性不足や抑止力不足による変形の継続、部材の破損など)に対し、新技術の導入により所定の性能が発揮できる方策を検討する。
- 2) 現在の技術水準では、要求される仕様を十分に満足できないことがある設計条件(すべり面の設定など)に対して、新技術の導入などにより新たな手法の提案を検討する。
- 3)現行マニュアルに沿った設計・施工法で、力学的、経済的な観点から不合理な点が指摘されるもの(すべり面の強度逆算法など)に対し、問題点の指摘と別手法による検討を通じて、合理的な設計手法を検討する。

このうち本稿では,3)のアプローチ方法に基づき,すべり面の強度定数設定手法がアンカー工の諸元 に与える影響を検討するものである。

(2) 検討方針

1)現行の物性値設定方法と課題の抽出

道路事業で地すべりが確認された場合,変状を抑えるためにアンカー工などの抑止工が適用される。 その際に地すべり土塊およびすべり面のモデル化を行い,安定計算を実施する。現行の技術指針ではス ライス分割法による簡便法を推奨しており,計算式は以下のとおりである^{63),64)}。



F_s= Σ{c · l+(W-u·b) cos a · tan ø}/ΣW· sin a · · · · · · (解 11-2)
ここに, F_s : 安全率
c : 粘着力 (kN/m²)
ø : せん断抵抗角 (度)
l : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
u : 間隙水圧 (kN/m²)
b : 分割片の幅 (m)
W : 分割片の重量 (kN/m)
a : 分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線
と鉛直線のなす角 (度)

解図 11-21 地すべり安定計算に用いるスライス分割の例

図-3.2.5.1 地すべり計算に用いるスライス分割の例と計算式⁶³⁾

地すべりの安定解析結果の信頼性は、①すべり面の形状、②すべり面のせん断強度定数、の精度によ って決まる。後者について、せん断強度の設定は土質試験による方法もしくは逆算法のうちいずれかが 採用される。参考のため、土質試験による設計定数と試験方法の考え方 65),660と、結果の適用方法の例を 表-3.2.5.1, 図-3.2.5.2, 図-3.2.5.3 に示した。通常,費用と労力をかけて室内強度試験を実施すれば、 標準貫入試験など原位置試験からの推定値や一般値を用いるよりも物性値の設定精度が向上する。ただ し、地すべりに関しては繰返し一面せん断試験など、室内試験で得られたせん断定数(粘着力 c, せん 断抵抗角♦)をそのまま用いて安定解析を実施した場合、現状安全率が極端に小さく評価されることが ある。すなわち、すべり面の強度を限定された地点で採取された室内試験が代表値となり得ないことが ある。これは、地すべりは複雑な地層構造を有することが多いことや変位の分布が一様でないことに起 因して、すべり面の強度が多様に変化することが主な理由と考えられる。また、乱れや応力開放などに よって原位置よりも粘着力が減少している可能性もあり、このような試験機構に起因する問題も現行の 技術では対応が難しい。そこで実務的には、別途求めたすべり面に対して、表-3.2.5.2に示すように粘 着力 c をすべり土塊の垂直層厚により求め、せん断抵抗角¢を逆算して求める手法が主流である。強度 試験結果とすべり土塊の層厚の関係から経験的に導かれた方法 67)であるが,層厚〜粘着力 cの関係の物 理的意味が不明瞭である。しかし、簡便であることや、実績のある手法であるため、これまで斜面対策 の検討に貢献している。

しかしながら,現行の強度定数設定方法に従い,粘着力 c を求めて tan φを逆算する手法ですべり面の 強度を求め,アンカー工を施工した場合においても,アンカー工の頭部破損など,変状がみられる場合 がある。すべり面や地下水位の設定が不適切なことに起因すると想定されるが,逆算で求めた強度定数 が現況を反映していない可能性もある。



図-3.2.5.3 室内試験結果をすべり面に適用する際の考え方⁶⁰

Hib	形	抛すべり地形	を示さない		カナベカ地形を示			
ボー1	ルー	AE 9 - 9 AE/0	1 地 タ こう 地力を 45 9					
テストピッ すべり面等の分離面が		すべり面等の分離面があろ						
トの観察 全く見られない								
周辺部も含			1					
めたま	也すべ	無		有				
りの	履歴							
地すべり移 変状す		変状する恐れがな	活動の徴候が	活動の休止し	移動量が小さ	移動量が大きく		
動状況		V 2	ない	た古い地すべ	く断続的に活	活動中の地すべ		
				9	動中の地すべ	9		
		ピーク改産	中胆硷库	今会時ル強度	り 市開設庫	麻闷盐店**		
192	炎	レーク強度	中间强度 7 - 7	元王轶后强度	中間强度	7天宙强度		
	H L	d d'	$R = \frac{\tau_{\rm p} - \tau_{\rm s}}{\tau_{\rm p} - \tau_{\rm s}}$		$R = \frac{\tau_s}{\tau_s - \tau_r}$			
5	虫 存	υ _p , γ _p	$\overline{c} = R c^{+} (1 - R) c^{-}$	C_{s}, ϕ'_{s}	$\vec{c} = R c' + (1-R) \vec{c}$	c'_{r}, ϕ'_{r}		
2	Ē	d'_{dp}, ϕ'_{dp}	$\tan \phi' = R \tan \phi$	(通常ける=0)	$\tan \phi' = R \tan \phi'$.	(通常ける=0)		
3	汝		$+(1-R)\tan\phi_{n}$	(Jumia C, -0)	$+(1-R)\tan\phi'$	(Jamia Cr. 0)		
			- · · ·	すべり面を含む	日さたい試料	I		
弒	試 料 乱さない試料			フラリー試料 スラリー試料				
				プレカット試料				
	白	原位置の強度を明ら	っかにすることが	原則				
	然	UU三軸, <u>CU</u> 三軸	h CU 三軸	繰返し一面も	しん断 繰返し-	・面せん断*(定体		
	斜	CD三軸		*(定体積又は	:定圧) 積または	:定圧)		
	[H]				リング回	転せん断**		
		垂直応力減少のため 一一一一十	りに吸収膨張を起	すので、除荷に	伴 つ 吸 収 圧 密 を さ	させたせん断試験		
土	切	CU 二聉	上稲訊駛	CU 二軸, 编词 1 一面开 4 断				
啠	土			*(定体積又は定圧)				
52	斜面							
試	(H)							
験		or over the 1 lot has an 2 .	1 1					
注		垂直応刀増加のため	のに圧密圧縮を起	こすので、圧密	に伴うせん断強	度増加率を試験		
14	感斜	CU 二軸	上釉码缺	CU 二軸 編近1 一面出	線返し 様辺け定	面でん町(正体)		
	±.			*(完休藉又け	定正) リング同	1年116年11月11日		
	のエー			()_H-IgXIa		144 270 41		
	下面							
R, R	:残留	· 係数	τ_: 4	 完全軟化強度				
$\overline{\tau}$:すべ	り面の平均せん断強	度 <i>て</i> : t	ピーク強度				
T _r	:残留	強度	(参考)	な献 6)を一部修正)			
*	:くり	返し一面せん断には対	定体積と定圧の両 静	式験法があり,前者	は試験器が複雑で	コントロールが		
	必要	であるが,試験は後者	に比較して短時間	で終了する。また	,地すべり地形をテ	示すため, すべり		
	面変	位は大きいと推定され	いるので、繰返しー	面せん断試験が必	要である。			

表-3.2.5.1 道路斜面の安定性評価のための設計定数と土質試験法⁶³⁾

** :残留強度を求めるには、せん断変位が 10 cm以上となるような試験が必要である。

20

25

すべり面の平均鉛直層厚(m)	粘着力 c KN/m ²
5	5
10	10
15	15

20

25

表-3.2.5.2 粘着力 c の経験値⁶³⁾

図-3.2.5.4 には土質試験結果を地すべり面の強度定数設定に用いる場合に生じる問題をフロー形式 で示した。このように、土質定数の推定精度を向上させるための室内試験結果が無駄となると、調査の 必要性に対する信頼が失われることとなり、ひいては調査技術の低下をもたらし、すべり面の推定精度 まで影響を及ぼす恐れがある。斜面安定対策に係る技術動向としてそのような事態を招くことは望まし いものではなく、極力調査結果が活用されるような方策を検討する必要がある。そのためには土質力学 の知見に立ち帰り、現行設計法の課題を抽出して、適切なアプローチを行うことが考えられる。



図−3.2.5.4 土質試験結果を地すべり面の強度定数設定に用いる場合の問題

手始めとして、地すべり面のせん断強度の評価事例を以下に示す。地すべり面の地質は一般に、粘土 化していることが多い。地すべり粘土の強度特性に関する実験的検討はこれまでにも行われており、そ の例として図-3.2.5.5に様々な地質帯の塑性指数と残留せん断抵抗角との関係を示した⁶⁸⁾。これより、 地質によって�r'の分布や、IPとの関係にばらつきが認められるものの、塑性指数 IPが高い高塑性な粘土 ほど�r'が低い傾向がある。これは高塑性な粘土ほど、モンモリロナイトやイライトなど、粒子形状が扁 平な粘土鉱物が多く含まれており、地すべりのような大きなせん断変形を受けると粒子長軸方向の配向 がすべり面と並行となり、粘土鉱物の割合にせん断抵抗角が大きな影響を受けるためと考えられる。な お、地すべり粘土の強度試験の実施は経済的、工期の制約が大きいが、液性・塑性限界試験などの物理 試験は比較的容易に実施可能である。

次に,種々の地質の地すべり粘土に対して実施したせん断抵抗角の一覧を表-3.2.5.3 に示す ⁶⁹⁾。地 質および岩種によって取り得る¢の値の範囲があることが示されている。逆説的にいえば,滑動中の地 すべりの¢がここに示されている値から大きく外れる場合は,現況を適切に反映していない可能性があ る。特に対策工としてアンカー工を採用した場合,一般値よりも大きな¢を採用するとこれに比例して 発揮される締付け効果を過大に見込む恐れがある ⁷⁰⁾。したがって,危険側の評価を行うこととなる。逆 に,cを大きく見込むことによって¢を過小評価すると,過大な緊張力を与える可能性がある。

一方,粘着力の影響因子は応力履歴や土被り圧,続成作用,せん断変位量などがあり,それらが相互 的に影響を及ぼしながら原位置に応じた境界条件で強度を発揮していると考えられる。しかしながら, 原位置と応力条件および境界条件の異なる室内試験でその値を求めることは困難であることを踏まえ ると,せん断抵抗角よりも粘着力を逆算で求める方が合理的であるといえる。



図-3.2.5.5 様々な地質帯の塑性指数と残留せん断抵抗角との関係⁶⁾

表-3.2.5.3 すべり面せん断抵抗角と地質⁶⁹⁾

~~	医王	$arphi'_{min}$	ϕ'_{\max}	ϕ'_{AVG}	n
地質①		4.94	15.76	9.27	4
地質②	•	3.46	12.83	6.22	30
地質③	0	2.93	23.54	9.29	20
地質④	•	2.84	9.67	4.81	10
地質⑤	•	3.00	9.66	5.21	12
地質⑥	\diamond	5.06	7.75	6.22	10
地質⑦	Δ	20.25	32.35	26.93	15
地質⑧	Δ	21.54	26.61	24.08	2
地質⑨		10.10	13.67	11.89	2
地質⑪		8.42	21.97	15.99	19
	地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地 地	地質① □ 地質② ● 地質③ ○ 地質④ ● 地質⑤ ● 地質⑥ ◇ 地質⑦ △ 地質⑧ ■ 地質⑨ ■	地質① □ 4.94 地質② ● 3.46 地質③ ○ 2.93 地質④ ● 2.84 地質⑤ ● 3.00 地質⑥ ◇ 5.06 地質⑦ △ 20.25 地質⑧ △ 21.54 地質⑨ ■ 10.10 地質⑪ ▲ 8.42	 地質① 山質② 4.94 15.76 地質② 3.46 12.83 地質③ 2.93 23.54 地質④ 2.84 9.67 地質⑤ 3.00 9.66 地質⑥ 5.06 7.75 地質⑦ 20.25 32.35 地質⑧ 21.54 26.61 地質⑨ 10.10 13.67 地質⑩ 8.42 21.97 	 地質① 山質② 4.94 15.76 9.27 地質② 3.46 12.83 6.22 地質③ 2.93 23.54 9.29 地質④ 2.84 9.67 4.81 地質⑤ 3.00 9.66 5.21 地質⑥ 5.06 7.75 6.22 地質⑦ △ 20.25 32.35 26.93 地質⑨ 10.10 13.67 11.89 地質⑩ 8.42 21.97 15.99

※地質(2),(4),(5)の群と,地質(1),(8)の群は,それそれ土質特性に差れ

同一記号で表記する。

※φ'mm:最小值, φ'max:最大值, φ'AVG:平均值, n:試料数

2)本検討の目的

以上の予備検討をまとめると,以下のようである。

- 粘着力を土被り圧から設定し、すべり面のせん断抵抗角を逆算的に求める手法は一定の成果を上 げているものの、得られるせん断抵抗角
 ・や、粘着力 c~土塊層厚 d の逆算関係の物理的意味を 検討した事例はあまり見られない。
- 2) 大変形を受けているすべり面で発揮されるせん断抵抗角々は粘土鉱物の組成に大きな影響を受けるため、地盤調査によって把握できる粘土の物理特性等を反映することにより、適切な値を推定することが可能である。
- 3) 逆算で得られたせん断抵抗角 φ が過大に評価している場合,締付け効果を見込んだアンカー工の 設計では危険側の検討を行う恐れがある。

1)について、地すべりに関する検討は地質的特徴や地形などの個別の条件を強く反映させるものであ るため、地すべり断面の形状を試行的に変化させて計算を行い、その結果に基づき物性値設定方法の妥 当性の考察を行うという手法が採用された事例は少ない。すなわち、このことに取り組むことにより、 地すべり安定解析で採用する強度定数の物理的意味を見出せる可能性がある。

2)および3)について、実務的な対応という観点に立つと、粘着力cを層厚dで設定し逆算せん断抵抗 角 φ によって得られる強度定数と、物理的意味が明確なせん断抵抗角 φ を設定し粘着力 c を逆算して得 られる強度定数とで、アンカーの必要緊張力や施工費の差を把握しておけば、強度定数の設定に有益な 情報をもたらすと考えられる。

それらを踏まえ本稿では、以下の目的のため、数値実験的な手法による検討を実施する。

- 既往の強度定数設定方法を適用し、すべり土塊の形状を試行的に変化させた安定計算を実施する。
 その結果から逆算で得られるせん断抵抗角や、すべり土塊層厚~粘着力の関係の物理的意味を考察する。
- ② c層厚・φ逆算法と, φ固定・c逆算法による安定計算を実施し, 一般値と逆算値のかい離の原因や, φ固定・c逆算法を適用する方が合理的となる事例を指摘する。
- ③ 断面形状や強度定数設定方法の違いによる必要アンカー力や施工費を比較することにより、アン カー工設計時の強度定数設定に際して補完的な情報を提供する。

(3) c 固定・φ逆算法による強度定数に関する検討

斜面対策工を実施するようなすべりを対象としたすべり面の強度定数設定の妥当性を検証するため, 現行の強度定数設定方法を適用し,すべり土塊の形状を試行的に変化させた安定計算を実施した。

1)検討条件の整理

c 固定・φ逆算の現行法で強度定数を求めた際に得られるせん断抵抗角φと地すべり形状の関係を把握 するため,地すべり形状を試行的に変化させた安定計算を行う。粘着力cは地すべり土塊の平均層厚 dave から表-3.2.5.3より算出する。

地すべり形状は一般的な地すべりを網羅することを念頭に、図-3.2.5.6のように設定する。すべり面および地表面の形状は、層理面に沿ってすべり面が形成されることや、断面作成の労力の都合を踏まえ バイリニアな形状で与えることとする。



すべり土塊の形状を試行的に変化させる条件は以下のとおりとする。

- ① すべり面の底辺幅 W:10m, 30m, 50m
- ② 地すべり形状の前面高さH:10m, 25m, 40m
- ③ すべり面の角度α:5°, 10°, 20°, 30°
- ④ 斜面勾配 β :50°,60°,70°

以上より試算する断面数は、4×3×3×3=108 断面とする。ここで、次項で示す平均勾配が小さいす べり面は地層境界に沿って移動する地すべり的なものを想定している。平均勾配が大きいものはのり面 の掘削に伴って風化層が節理面などに沿って崩壊するようなすべりを想定している。いずれも抑止工施 工の対象となり得るのり面であり、実現象を反映したすべり土塊形状の検討を行っているといえる。

3-102

その他の条件は以下のとおりである。

- 現況の地すべりの安全率 Fsは道路土工を参考に、滑動中の地すべりとして 1.0 とする。これは、 せん断抵抗角が物理特性に応じた一定値を示す条件は大変形を受けた、滑動中の地すべりである という想定に基づくものである。
- ・ 地すべり土塊の単位堆積重量は指針 63)を参考に 18kN/m²とする。
- 地下水位は地すべりの重要なファクターであるが、今回は検討を簡単にするため影響を見込まないこととする。

検討断面形状はすべり面の底辺長 W と地すべり形状の前面高さ H 毎にグルーピングを行った。次節 で行う計算結果の整理は,図-3.2.5.7 に示す地すべり土塊の高さ Htot,地すべり土塊の幅 Wtot,地すべ り土塊の平均層厚 dave,すべり面の平均角度αave,に着目して行う。

図-3.2.5.8(a), (b)に土塊の面積 A と高さ Htot, 幅 Wtot 関係を示す。これより,幅広い面積および 高さ,幅を有した地すべり形状を対象として検討を行うことがわかる。図-3.2.5.9(a) ~ (b)までにすべ り土塊の幅 Wtot と地すべり土塊の高さ Htot,地すべり土塊の平均層厚 daveの関係を示す。図-3.2.5.10(a) ~ (b)までにすべり土塊の幅 Wtot,地すべり土塊の平均層厚 dave~すべり面の平均勾配αave の関係を示 す。本節巻末の付図-3.2.5.1(a) ~ (g)までに検討断面図を示す。



図-3.2.5.7 試算する地すべり形状



図-3.2.5.8 地すべり土塊の面積~地すべり土塊の高さ・幅の関係



図-3.2.5.9 すべり土塊の幅~すべり土塊の高さ、すべり土塊の平均層厚の関係



図-3.2.5.10 すべり土塊の幅,地すべり土塊の平均層厚~すべり面の平均勾配の関係
2) 検討結果

表-3.2.5.4 に試算結果の取りまとめを示すとともに、図-3.2.5.11(a)~(d)までに粘着力を逆算して 得られるせん断抵抗角の値に着目した試算整理結果グラフを示した。(a)がすべり土塊の幅 Wtot~すべ り土塊の高さ Htot 関係,(b)がすべり土塊の幅 Wtot~すべり土塊の平均層厚 dave 関係,(c)がすべり土塊 の幅 Wtot(m)~すべり土塊の平均勾配 ave 関係,(d)がすべり土塊の平均層厚 dave~すべり土塊の平均勾 配 ave 関係であるが,これらのグラフで,逆算せん断抵抗角の値毎にプロットを変えることで,計算結 果の傾向を読み取ることとした。この結果に基づき,①層厚~粘着力の物理的意味,②試験値と逆算値 のかい離の理由とその対応策,について考察を行った。

図-3.2.5.11(a), (b)より, すべり土塊の幅 Wtot~すべり土塊の高さ Htot 関係・すべり土塊の平均層 厚 dave 関係と逆算せん断抵抗角φの間に傾向が見られない。一方,図-3.2.5.11(c),(d)より,逆算せん 断抵抗角φはすべり土塊(すべり土塊の幅 Wtot・すべり土塊の平均層厚 dave)の形状に拘らず,すべり土 塊の平均勾配 αave とおおむね一致していることがわかる。これより,粘着力をすべり土塊の平均層厚× kN/m³の関係を用いて求めた場合,地下水がなく安全率 Fs=1 となる条件では,逆算せん断抵抗角とす べり土塊の平均勾配が一致することがわかった。図-3.2.5.12 に粘着力を逆算して得られるせん断抵抗 角φ~すべり土塊の平均勾配 αave 関係を示したが,上記のことが確認できる。このことは,すべり土塊 が非常に小さい垂直応力下でかつ,粘着力がない条件で安定するために発揮すべきせん断抵抗角が,す べり面の平均勾配と一致することを示している。この角度がもつ物理的意味は不明であるが,安息角(粒 状体を積み上げたときに自発的に、崩れることなく安定を保つ角度と定義される。地すべり粘土の安息 角を求めることはできないが,砂の安息角は限界状態のせん断抵抗角に近い値を示すとされている)に 近いと解釈すれば,すべり面の値としては大きく外れていないと考えられる。

次に,試験値が現象を説明できない(過小な安全率を与える場合がある)ことについて,今回の検討 結果から指摘できることを以下に挙げる。図-3.2.5.13 に模式図を示した。

逆算法は粘着力がない状態ですべり面が発揮すべきせん断抵抗角の最小値となるという考察は,前提 条件としてすべり面の強度の一様性を仮定している。したがって計算で設定するせん断抵抗角は,すべ りを誘発するすべり面先端付近のすべり面のせん断抵抗角と,異なる地層を横切るすべり線で発揮され るせん断抵抗角の案分として評価していることとなる。このため,試料採取対象となる地すべり粘土分 布箇所のせん断抵抗角は逆算せん断抵抗角勾配よりも小さくなり,その室内試験結果をすべり面全体に 適用すると,過小な安全率を与えることとなる。したがって,すべり面の強度が一様でない地すべりに 対し,地すべり粘土分布箇所を横切るアンカー工を施す場合は,逆算せん断抵抗角を用いると危険側の 設定になる可能性がある。この場合,逆算値よりも試験値(一般値)を用いて,cを逆算するのが安全 側の検討となる。

また、すべり土塊形状が鉛直方向に伸張している L=10m,H=25m, L=10m,H=40m に着目すると、逆 算¢は 40°を超える大きな値になっていることがわかる。粗粒土の残留時のせん断抵抗角は 35°程度に なることを踏まえると、かなり大きな値となっている。アンカー工の締付け効果はすべり面の¢の大き さに比例するめ、逆算¢を用いるとアンカー張力を過大に評価する可能性が高い。

なお、上述のように粘着力の逆算に用いたすべり土塊の層厚は道路土工にならって平均層厚としたが、 最大層厚を採用した場合、逆算せん断抵抗角は平均勾配よりも小さくなり、すべり土塊の平均勾配≒逆 算せん断抵抗角とならないことに留意されたい。



図-3.2.5.13 過大なアンカー荷重を設定する恐れのある地すべり例

本目のまとめは以下のとおりである。

- 道路土工の手法に倣って粘着力をすべり土塊の平均層厚×kN/m³の関係で設定し、せん断抵抗角 ◆を逆算したところ、地下水位がない場合はすべり土塊の形状に拘らず、すべり土塊の平均勾配 αaveとおおむね一致することが示された。このことから、逆算せん断抵抗角は、粘着力がない状態 ですべり面が発揮すべきせん断抵抗角の最小値と解釈できる。
- 2) 逆算値と一般値を比較することにより、平均層厚から求めた粘着力の妥当性や、すべり線の設定 根拠の確認に利用できる可能性がある。
- 3) 逆算で得られるせん断抵抗角は、すべりを誘発する先端付近の地層のせん断抵抗角と、異なる地層を横切るすべり線で発揮されるせん断抵抗角の案分として評価していることが、地すべり粘土で得られるせん断抵抗角で安定計算を実施すると過小な安全率を与える一因になり得ることを述べた。地すべり粘土を横切るアンカー工は、試験結果を用いる方が妥当なこともある。
- 4) 切土後のすべり土塊の形状で逆算を行うとせん断抵抗角を過大に評価する可能性が高いため、一般値を見越したせん断抵抗角および粘着力の設定を行う必要がある。







図-3.2.5.11 粘着力を逆算して得られるせん断抵抗角の値に着目した試算整理結果



図-3.2.5.12 粘着力を逆算して得られるせん断抵抗角φ~すべり土塊の平均勾配 α_{ave}関係

表-3.2.5.4 試算結果一覧

	断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の 角 度 α(°)	斜面勾 配β(°)	すべり 土塊の 幅(m)	すべり 土塊の 高さ(m)	すべり 土塊の 面積 (m2)	すべり 土塊の 平均層 厚(m)	すべり 土塊の 平均勾 配(°)	層厚か ら換算 した粘 着力 (kN/m2)	c=0の せん断 抵抗角 ∮(゜)	c=0 <i>0</i> tan <i>φ</i>	<i>φ=</i> 0の 粘着力 c (kN/m²)	層厚か ら換算 したわの ときの の	φ =10° のとき のc (kN/m²)	φ =15° のとき のc (kN/m ²)	φ =20° のとき のc (kN/m²)	φ =25° のとき のc (kN/m ²)	φ =30° のとき のc (kN/m ²)	φ =35° のとき のc (kN/m²)		
	1-1	10	10	5	50	18.39	10.87	92.7	5.04	17.6	5.04	23.7	0.438	26.9	19.6	16.0	10.4	4.5	-	-	-	503.9	116.3
	1-2	10	10	0 <u>5</u> 0 5	60 70	15.77	10.87	94.9 96.8	6.02 7.10	17.1	6.02 7.10	20.1	0.365	24.7	15.4	12.8	6.6 0.6	- 0.1	-	-	-	402.7 274.8	129.9
	1-4	10	10	10	50 60	18.39	11.76	85.2	4.63	21.2	4.63	26.6	0.502	27.9	22.7	18.1	13.0	7.7	2.0	-	-	539.9 479.9	107.5
W=10m .H=10	1-6	10	10	10	70	13.64	11.76	93.6	6.86	19.8	6.86	19.8	0.36	25.3	14.7	12.9	6.5	-	-	-	-	384.3	142.7
m	1-7 1-8	10	10	20	50 60	18.39	13.64	69.5 79.0	3.78	28.2	3.78	32.5	0.638	27.4	28.8	22.4	15.9	11.8	7.4	2.6	-	560.7	89.5
	1-9 1-10	10	10	20	70	13.64	13.64	86.8 51.6	6.36 2.80	28.1	6.36 2.80	28.5	0.543	33.1 23.1	23.7	22.3	16.8	10.9	4.7	- 6.3	- 2.7	568.7 498.9	135.4
	1-11	10	10	30	60	15.77	15.77	66.7	4.23	36.2	4.23	38.5	0.796	31.5	34.6	24.5	20.9	17.1	13.0	8.6	3.8	629.4	97.6
	2-1	10	25	i 30	50	30.98	25.87	231.6	5.79	30.2	5.79	37.0	0.752	59.1	32.4	46.5	40.0	33.2	25.9	18.0	9.3	2200.9	319.1
	2-2 2-3	10	25 25	5	60 70	24.43 19.10	25.87 25.87	237.4 242.0	9.71 12.67	33.5 34.7	9.71 12.67	41.6 34.2	0.887	65.5 56.5	37.1 27.8	52.5 41.8	45.7 34.2	38.6 26.2	31.1 17.7	22.9	- 13.8	2169.1 1604.4	378.0
	2-4	10	25	10	50	30.98	26.76	213.0	6.88	32.7	6.88	40.8	0.863	56.0	37.1	44.6	38.6	32.4	25.7	18.5	10.6	2101.7	294.2
W=10m .H=25	2-5	10	25	10	70	19.10	26.76	234.0	12.25	35.7	12.25	37.0	0.937	59.8	30.9	45.8	38.6	30.9	22.8	14.0	4.3	1748.3	450.3
m	2-7 2-8	10	25	20	50 60	30.98 24.43	28.64	173.6 197.5	5.61 8.08	36.6	5.61 8.08	43.0 46.4	0.932	48.0 61.6	39.5 42.3	38.9 51.2	34.2 45.9	29.3 40.2	24.0 34.2	18.3	20.5	1836.2 2113.9	242.6 319.3
	2-9	10	25	20	70	19.10	28.64	216.9	11.36	42.1	11.36	42.6	0.919	64.4	37.1	52.0	45.6	38.9	31.7	23.9	15.3	1974.3	422.9
	2-10	10	25	30	60	24.43	30.77	126.9	6.82	40.7	6.82	49.7	1.179	54.9	41.0	46.7	42.4	38.0	33.2	28.0	22.3	1942.8	275.7
	2-12 3-1	10	25	30	70 50	19.10 43.56	30.77 40.87	197.5 370.6	10.34 8.51	46.9	10.34 8.51	48.1 43.7	1.115 0.956	65.2 71.3	43.2	54.9	49.5 51.3	43.9 44.1	37.9 36.5	31.4	24.3	2093.8 3907.9	394.4 529.7
	3-2	10	40	5	60	33.09	40.87	379.8	11.48	41.6	11.48	48.9	1.148	84.8	44.8	71.8	65.0	57.9	50.4	42.2	33.1	4122.1	645.3
	3-3	10	40	10	50	43.56	40.87	340.8	7.82	37.9	7.82	40.0	0.977	66.7	40.8	54.7	48.4	41.8	34.9	27.3	18.9	3670.9	487.9
W=10m	3-5 3-6	10	40	0 10	60 70	33.09 24.56	41.76	359.3 374.3	10.86 15.24	43.0	10.86 15.24	49.8 50.2	1.184	82.2	45.8	70.0	63.6 67.2	56.9 60.3	49.8 52.9	42.1	33.6	4019.5 3755.3	611.7 803.6
,H=40 m	3-7	10	40	20	50	43.56	43.64	277.8	6.38	40.5	6.38	45.7	1.023	55.9	42.2	46.3	41.3	36.0	30.4	24.4	17.6	3115.3	400.9
	3-9	10	40	20	70	24.56	43.64	347.0	14.13	50.2	14.13	53.3	1.342	86.2	48.3	74.9	69.0	62.8	56.3	40.3	41.2	3836.3	751.8
	3-10 3-11	10	40	0 30 0 30	50 60	43.56 33.09	45.77	206.2 266.7	4.73	43.3 48.7	4.73	47.1 53.6	1.075	42.3	43.7 50.0	35.4	31.8 52.5	28.0 47.9	24.0 43.0	19.6 37.6	14.8	2396.6 3312.8	301.8
	3-12	10	40	30	70	24.56	45.77	315.9	12.86	53.3	12.86	56.5	1.511	82.9	51.9	73.2	68.2	62.9	57.3	51.2	44.5	3789.3	696.2
	4-2	30	10	5	60	35.77	12.62	284.8	7.96	7.4	7.96	9.7	0.132	19.9	5.9) –	-	-	-	-	-	498.6	331.7
	4-3 4-4	30	10	0 5 0 10	70 50	33.64 38.39	12.62	290.4 255.6	8.63 6.66	6.8 12.7	8.63	8.3 15.3	0.145	17.8 27.1	4.3	9.7	- 0.6	-	-	-	-	373.4 890.4	351.9
W=30m	4-5 4-6	30	10	10	60 70	35.77	15.29	269.5	7.53	12.2	7.53	14.4	0.256	27.7	10.6	8.6	-	-	-	-	-	849.0	316.4
,H=10 m	4-7	30	10	20	50	38.39	20.92	208.4	5.43	22.0	5.43	24.1	0.447	33.5	20.5	20.3	13.4	6.2	-	-	-	1261.2	244.1
	4-8 4-9	30	10	20	60 70	35.77	20.92	237.0 260.3	6.62 7.74	21.8	6.62	23.6	0.437	38.5 41.6	19.9 18.8	23.0	14.9 15.0	6.4 5.5	-	-	-	1386.0	288.0 329.3
	4-10 4-11	30	10	30	50	38.39	27.32	154.7	4.03	31.2	4.03	32.8	0.643	31.4	29.3	22.8	18.3	13.6	8.6	3.2	-	1303.6	192.1
	4-12	30	10	30	70	33.64	27.32	237.0	7.04	31.1	7.04	32.3	0.631	49.6	28.4	35.7	28.5	21.0	12.9	4.2	-	1927.2	319.0
	5-1 5-2	30	25	i 5	50 60	50.98 44.43	27.62	694.9 712.1	13.63 16.03	15.3 14.6	13.63 16.03	20.4	0.372	64.7 59.6	16.4 12.9	34.0 26.0	18.1 8.6	- 1.4	-	-	-	3203.4 2571.8	855.4 945.3
	5-3 5-4	30	25	i 5	70	39.10 50.98	27.62	726.1	18.57	13.0	18.57	13.6	0.241	49.9 69.4	8.6	13.4	- 27.1	- 12.0	-	-	-	1774.1	1053.3
W=30m	5-5	30	25	10	60	44.43	30.29	673.6	15.16	18.8	15.16	21.4	0.392	69.5	17.0	38.3	22.0	5.0	-	-	-	3225.7	899.5
,H=25	5-6 5-7	30	25 25	i 10 i 20	70 50	39.10 50.98	30.29 35.92	701.9 520.9	17.95	17.5 26.8	17.95	18.1 30.4	0.327	64.2 71.2	13.3 26.7	29.6 49.8	11.6 38.7	- 27.1	- 14.6	- 1.2	-	2637.1 3937.6	1024.4 659.8
m	5-8 5-9	30	25	20	60 70	44.43	35.92	592.4 650.6	13.33	26.9	13.33	29.3	0.561	82.1	25.2	56.3	42.9	28.8	13.9	-	-	4181.1	810.5 974.0
	5-10	30	25	30	50	50.98	42.32	386.7	7.58	34.3	7.58	37.0	0.753	61.3	33.4	47.0	39.5	31.7	23.4	14.3	4.3	3617.2	510.3
	5-11 5-12	30	25	i 30	60 70	44.43	42.32	500.0	11.25	35.0 34.8	11.25	37.1	0.756	83.4 98.7	33.2	63.9	53.8	43.2	31.9 34.8	19.7	6.2	4578.1 5115.1	/14.6 927.9
	6-1 6-2	30	40	5	50 60	63.56 53.09	42.62	1111.9	17.49	21.6	17.49	30.0	0.578	112.5	26.0	65.8	60.3 45.9	41.6	21.7	0.1	-	7818.9	1440.2
	6-3	30	40	5	70	44.56	42.62	1161.8	26.07	20.4	26.07	19.3	0.351	84.6	13.6	42.1	20.0	-	-	-	-	4251.6	1895.0
W-20m	6-4 6-5	30	40	10	50 60	63.56 53.09	45.29	1022.5	20.30	24./	16.09 20.30	32.2 28.9	0.63	111.6	28.3	80.4	64.1 57.2	47.1	29.0	- 9.3	-	7895.9 6983.0	1329.9
,H=40	6-6 6-7	30	40	10	70	44.56	45.29	1123.0 833.5	25.20	24.3	25.20	23.5	0.434	99.5 102.8	18.0	59.1	38.1	16.1 52.4	- 38.3	- 22.9	- 5.9	5426.9 7552.3	1840.5
m	6-8	30	40	20	60	53.09	50.92	947.8	17.85	31.9	17.85	35.2	0.706	118.8	31.0	89.1	73.7	57.5	40.3	21.6	1.0	7882.3	1394.5
	6-9 6-10	30	40	30	50	44.56 63.56	50.92	618.7	9.73	31.7	9.73	41.1	0.613	83.0	26.4	66.2	57.5	49.8	29.3	28.0	- 16.3	6362.4	845.4
	6-11 6-12	30	40	30	60 70	53.09 44.56	57.32 57.32	800.0 947.8	15.07 21.27	38.5 39.0	15.07	41.5 39.4	0.884	114.2 134.1	37.5 34.6	91.4	79.6	67.2 74.6	54.0 57.9	39.6 39.8	23.7	8011.1 8709.1	1217.9 1642.3
	7-1	50	10	5	50	58.39	14.37	463.3	7.93	6.3	7.93	8.5	0.149	19.0	5.0	-	-	-	-	-	-	699.4	501.8
	7-3	50	10	, 5 I 5	50 70	53.64	14.37	4/4./	8.51 9.02	6.0 5.7	8.51 9.02	7.8	0.136	16.9	4.2	-	-	-	-	-	-	480.1	525.5
W-50	7-4 7-5	50 50	10	10	50 60	58.39 <u>55</u> .77	18.82 18.82	426.0 449.1	7.30	<u>11.2</u> 10.9	7.30	13.2 12.6	0.234	<u>26.8</u> 27.7	9.7	6.6 5.8	-	-	-	-	-	1247.5 1225.5	465.7 <u>5</u> 01.8
w=∋0m ,H=10	7-6 7-7	50	10	10	70	53.64	18.82	467.9	8.72	10.7	8.72	11.8	0.21	27.7	8.2	4.4	- 19 5	- 4.0	-	-	-	1162.2	535.7
m	7-8	50	10	20	60	55.77	28.20	394.9	7.08	20.9	7.08	22.4	0.413	40.9	18.6	20.4	14.0	4.2	-	-	-	2188.2	458.5
	7-9 7-10	50 50	10	20	70 50	53.64 58.39	28.20 38.87	433.8 257.8	8.09 4.41	20.6	8.09 4.41	21.6 31.7	0.396	44.5 34.2	18.0 28.3	24.7	14.4 19.4	3.6	- 8.4	- 2.2	-	2324.5 2111.4	516.3 312.5
	7-11	50	10	30	60	55.77	38.87	333.3	5.98	30.5	5.98	31.7	0.617	45.2	28.2	32.2	25.5	18.5	11.0	2.9	-	2713.8	414.1
	8-1	50	25	5	50	70.98	29.37	1158.2	16.32	10.4	16.32	14.0	0.249	57.8	10.1	16.9	- 30.0	-	-	- 2.8	-	3433.6	1351.6
	8-2 8-3	50 50	25	5	60 70	64.43 59.10	29.37 29.37	1186.9 1210.2	18.42 20.48	9.6 8.6	18.42 20.48	12.2 10.0	0.216	53.9 46.7	8.1 5.6	9.9	-	-	-	-	-	2805.5 2014.3	1456.2 1572.6
	8-4	50	25	10	50	70.98	33.82	1065.1	15.01	14.8	15.01	18.1	0.326	68.5	14.3	31.4	12.2	-	-	-	-	4460.5	1251.6
W=50m .H=25	8-6	50	25	10	70	59.10	33.82	1169.8	19.79	14.3	19.79	14.7	0.299	66.2	10.4	28.5		-	-	-	-	3593.8	1531.5
m	8-7 8-8	50 50	25	20	50 60	70.98 64.43	43.20 43.20	868.2 987.3	12.23 15.32	23.6 23.4	12.23 15.32	<u>26.2</u> 25.5	0.491 0.477	78.5 90.4	22.5 21.6	50.3 57.0	35.6 39.6	20.3 21.4	3.9	-	-	5685.3 6164.9	<u>1050.1</u> <u>12</u> 57.7
	8-9 8-10	50	25	20	70	59.10 70 99	43.20	1084.4	18.35	22.8	18.35	24.1	0.448	97.0	20.0	58.8	39.0 43.2	18.2	- 223	- 10.7	-	6273.7	1464.5
	8-11	50	25	30	60	64.43	53.87	833.3	12.93	32.3	12.93	34.2	0.68	95.8	30.5	70.9	58.0	44.5	30.1	14.5	-	7173.9	1120.0
	8-12 9-1	50 50	25	30	70 50	59.10 83.56	53.87 44.37	987.3 1853.2	<u>16.71</u> <u>22</u> .18	32.2 14.9	<u>16.71</u> <u>22</u> .18	<u>33.4</u> <u>1</u> 9.7	0.66 0.359	113.8 102.6	29.4 15.7	83.4 52.2	67.6 26.0	51.0 -	33.4	14.2	-	8188.4 8235.4	1409.0 2271.1
	9-2 9-2	50	40	5	60	73.09	44.37	1899.0	25.98	14.1	25.98	16.8	0.303	94.7	12.4	39.6	11.0	-	-	-	-	6620.8	2503.9
	9-3 9-4	50	40	10	70	04.56 83.56	44.37	1936.3	29.99	12.6	29.99	23.2	0.234	/9.4	8.3	65.2	41.5	- 16.6	-	-	-	45/9.5	2182.1
W=50m	9-5 9-6	50	40	10	60 70	73.09	48.82	1796.4 1871.6	24.58	18.3	24.58	20.9	0.382	111.2	16.6	59.9	33.2	- 5.3	-	-	-	8403.2 6903.4	2382.9
,H=40 m	9-7 9-9	50	40	20	50	83.56	58.20	1389.2	16.62	26.5	16.62	30.0	0.577	114.9	26.3	79.8	61.5	42.4	22.0	-	-	10358.9	1752.6
	9-9	50	40	20	70	64.56	58.20	1735.1	26.88	25.9	26.88	28.9	0.552	132.5	24.8	90.2	65.4	45.1 38.7	10.2	-	-	10826.2	2148.2
	9-10 9-11	50	40	30	50 60	83.56 73.09	68.87 68.87	1031.1 1333.3	12.34 18.24	34.1	12.34 18.24	36.7	0.745	99.5 135.0	33.1	75.9	63.7	50.9 69.3	37.2	22.4	6.0	9581.5 12133.2	1356.7 1895.7
1	9-12	50	40	30	70	64.56	68.87	1579.7	24.47	34.5	24.47	35.5	0.714	159.9	31.2	120.4	99.9	78.4	55.5	30.6	3.1	13583.4	2454.3

(4) 強度定数設定方法と断面形状の関係に関する検討

3章では粘着力cを層厚dで設定し逆算せん断抵抗角φによって得られる強度定数に関する検討を行ったが、ここでは、物理的意味が明確なせん断抵抗角φを設定し、粘着力cを逆算して求め、両者の強度定数の比較を行った。検討に際しては、強度定数の傾向と断面形状の関係に着目した。

1)検討条件の整理

図-3.2.5.13(a), (b)にそれぞれ c 層厚・φ逆算法(従来法)と, φ固定・c 逆算法の物性値設定過程模 式図を示した。φ固定・c 逆算法について, せん断抵抗角φは物理的意味が明確な方法で設定した。底面 のせん断抵抗角φ₁はすべり面の勾配に一致するとした。すなわち, 底面のせん断抵抗角はすべり面の勾 配よりも小さな値とならないとして, すべり面で発揮される最小のせん断抵抗角を評価した。なお, 地 すべり粘土は 2.1 節でみたように粗粒土と比べてかなり小さなφを示しており, φ₁の設定値と符合してい る。背面のせん断抵抗角φ₂について, すべり面は地層を破砕しながら横断して生じることが一般的であ り, このことを考慮して礫質土の残留時のせん断抵抗角であるφ=35°とした。



計算断面形状は3章で設定した通り、①すべり面の底辺幅W:10m,30m,50m,②地すべり形状の 前面高さH:10m,25m,40m,③すべり面の角度α:5°,10°,20°,30°,④斜面勾配β:50°, 60°,70°として,試算する断面数を4×3×3×3=108断面とした。

上記の条件で安全率 Fs=1 とし、 c 層厚・ φ逆算法については 3 章と同じく粘着力 c を平均層厚から求め、 φを逆算した。 φ固定・c 逆算法について、まず φ成分のみの計算を実施し、Fs=1 にするための不足抑止力をすべり面長で割って粘着力を逆算した。なお、両手法ともすべり土塊の単位体積重量は同じであるため、同一断面形状の起動力は同じ値となる。

2) 検討結果

図-3.2.5.14(a) ~ (c) までにすべり土塊の形状諸元と必要抑止力 Pnの関係を示した。起動力は断面形 状と単位体積重量で決まるため、必要抑止力(起動力の0.2倍)は強度定数に拘わらず同じ値となる。 これより、土塊形状が大きくなると概ね必要抑止力も大きくなることがわかる。ただしすべり面の角度 やすべり面長なども影響因子となるため、同じ土塊幅や平均層厚、面積でも必要抑止力にばらつきが生 じている。図-3.2.5.15(a)、(b)には、すべり土塊の面積 A~必要抑止力 Pnの関係のプロットを、断面 形状からせん断抵抗角に変えたものを示した。これより、せん断抵抗角が大きいとすべり面の勾配がき つくなるため、同じ面積であれば起動力が大きくなる傾向がわかる。なお、横軸を土塊幅や平均層厚に したものでは、面積ほどの明確な傾向は確認されなかった。

図-3.2.5.16(a), (b)は設定方法の違いによる強度定数の対比図を示した。(a)はせん断抵抗角, (b)は 粘着力 c である。また, ø固定法のøはアンカー工が横切る土塊底面のせん断抵抗角ø1を比較対象とし た。図-3.2.5.16 より, ø逆算法の方がøの設定値は概ね大きいのに対し粘着力は逆の傾向となり, ø固 定法の方が大きくなっている。

図-3.2.5.17(a),(b)は抵抗力(Fs=1.0であるため起動力と同じ)と,粘着力 c 成分が抵抗力に占め る割合を強度定数設定毎に示した。同様に、図-3.2.5.18(a),(b)は抵抗力~せん断抵抗角¢成分が抵抗 力に占める割合を強度定数設定毎に示した.図-3.2.5.17(a),(b)より,すべり土塊形状が水平方向に伸 張している W=30m,H=10m, W=50m,H=10m に着目すると、c 層厚¢固定法の方が c 成分の占める割合 が大きくなっている。これ以外の断面は概ね逆の傾向となっており、鉛直方向に伸張している W=10m,H=25m,W=10m,H=40m はその傾向が明確で、断面形状によって傾向に差があることがわか る。一方図-3.2.5.18(a),(b)より、¢成分は上記と逆の傾向となっている。これより、アンカー工の締 付け効果はすべり面の¢の大きさに比例するが、強度定数の設定方法によって必要アンカー張力に違い が生じる。また、断面形状も物性値設定方法の違いによる必要アンカー張力に大きな影響を与えること が示された。すなわち、概ね¢固定 c 逆算法の方が¢成分は小さいため、必要アンカー張力は大きくなる が、水平方向に伸張している断面形状では傾向が異なることに留意する必要がある。

図-3.2.5.19(a),(b)は強度定数設定方法の違いによる c 成分, φ成分の抵抗力を比較したものである。 図-3.2.5.19(a)より,W=30m,H=10m,W=50m,H=10mを除いてφ固定 c 逆算法の方が c 成分は大きく なっている。一方、図-3.2.5.19(b)より、φ成分の抵抗力は c 成分よりも概ね大きく、ばらつきも小さい ことがわかった。また、すべり土塊形状が鉛直方向に伸張しているすべり土塊(L=10m,H=25m, L=10m,H=40m)ほど物性値設定方法によるφ成分の差が大きく、必要アンカー張力の違いに反映される ものと考えられる。

	7	ς-υ.	Z. J.	J	小开	心不	見、	·도논	₽Ψ╚	
	断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の 角 度 α(°)	斜 面 勾 配β(°)		すべり面の 長さL(m)	¢固定時 のc成分 の抵抗力 (kN/m)	逆算c値 (kN/m ²)	必要抑止 力(kN/m)
	1-1	10	10	5	50	399.5	23.09	220.7	9.56	124.0
	1-2	10	10	5	50	278.0	21.59	254.0	10.71	106.5
	1-4	10	10	10	50	444.3	23.21	203.1	8.75	129.5
W=10m	1-5	10	10	10	60	363.0	21.70	240.5	11.08	120.8
.H=10	1-6	10	10	10	70	312.8	20.80	214.2	10.30	105.4
m	1-7	10	10	20	50	484.4	23.70	211.9	7.00	129.9
	1-9	10	10	20	70	505.1	21.28	199.0	9.35	140.2
	1-10	10	10	30	50	444.9	24.60	123.0	5.00	113.5
	1-11	10	10	30	60	548.4	23.09	178.6	7.73	145.5
	2-1	10	10	30	/0	643./ 1516.9	22.19	180.8	8.15	164.9
	2-2	10	25	5	60	1106.6	38.91	1440.5	37.03	509.4
	2-3	10	25	5	70	681.8	36.64	1387.0	37.85	413.9
	2-4	10	25	10	50	1473.5	42.79	922.4	21.56	479.1
W=10m	2-6	10	25	10	70	857.6	36.76	1341.0	36.48	439.8
,11–23 m	2-7	10	25	20	50	1326.7	43.28	752.1	17.38	415.7
	2-8	10	25	20	70	1234.4	39.51	1243.8	30.34	486.7
	2-10	10	25	30	50	1072.6	44.18	558.3	12.64	326.1
	2-11	10	25	30	60	1206.6	40.41	1011.9	25.04	443.6
	2-12	10	25	30	70	1356.3	38.15	1131.9	29.67	497.7
	3-2	10	40	5	60	2043.0	56.23	2763.4	49.15	953.4
	3-3	10	40	5	70	1304.9	52.61	3204.1	60.91	901.6
	3-4	10	40	10	50	2508.8	62.37	1650.0	26.45	832.1
W=10m	3-5	10	40	10	70	1461.6	52.72	3097.3	40.40	926.4
,н=40 m	3-7	10	40	20	50	2170.9	62.86	1345.3	21.40	703.4
	3-8	10	40	20	60	1981.1	56.83	2299.2	40.46	856.0
	3-9	10	40	30	/0 50	1699.6	63.76	28/1./	15.66	540.1
	3-11	10	40	30	60	1837.0	57.74	1941.0	33.62	755.7
	3-12	10	40	30	70	1871.2	54.11	2614.3	48.31	897.2
	4-1	30	10	5	60	576.5	43.17	253.8	6.09	166.2
	4-3	30	10	5	70	504.0	40.76	221.3	5.43	145.1
	4-4	30	10	10	50	976.8	43.52	203.3	4.67	236.2
W=30m	4-5	30	10	10	70	924.6	42.01	240.8	5./3	233.2
,H=10	4-7	30	10	20	50	1339.4	44.98	165.9	3.69	300.9
m	4-8	30	10	20	60	1462.2	43.47	211.8	4.87	335.0
	4-9	30	10	20	70	15/3.3	42.57	199.1	4.68	354.4
	4-11	30	10	30	60	1748.5	46.19	178.8	3.87	385.4
	4-12	30	10	30	70	2065.1	45.28	181.1	4.00	449.2
	5-1 5-2	30	25	5	50	2678.1	62.75	1380.7	22.00	811.8
	5-3	30	25	5	70	1441.1	56.72	1386.3	20.95	565.6
	5-4	30	25	10	50	3109.3	63.10	1270.5	20.14	875.7
W=30m	5-5 5-6	30	25	10	60 70	2620.2	59.33	1505.0	25.37	824.9
,H=25	5-7	30	25	20	50	3561.5	64.56	1035.9	16.05	919.1
m	5-8	30	25	20	60	3667.9	60.79	1323.7	21.77	998.6
	5 - 9 5 - 10	30	25	20	70	3823.7	58.53	1244.0	21.25	1013.7 825.1
	5-11	30	25	30	60	4175.7	63.51	1117.0	17.59	1058.5
	5-12	30	25	30	70	4910.7	61.25	1132.3	18.49	1208.4
	6-1 6-2	30	40	5	50 60	5762.0	82.33	3497.1	42.48	1851./
	6-3	30	40	5	70	2595.7	72.68	3550.9	48.86	1229.1
	6-4	30	40	10	50	6009.1	82.68	3216.7	38.91	1844.9
W=30m	6-5	30	40	10	60 70	4686.4	73.03	3852.7	50.26 47.03	1/08.2
,H=40	6-7	30	40	20	50	6033.0	84.14	2622.6	31.17	1731.0
	6-8	30	40	20	60	5888.5	78.11	3388.3	43.38	1855.2
	6-10	30	40	20	70	5261.3	74.49	1946.5	42.75	1441.6
	6-11	30	40	30	60	6369.4	80.83	2859.6	35.38	1845.8
	6-12	30	40	30	70	7452.8	77.21	2898.6	37.54	2070.5
	7-2	50	10	5	50 60	980.8	61.74	220.4	3.48	240.6
	7-3	50	10	5	70	807.8	60.83	221.3	3.64	205.7
	7-4	50	10	10	50	1509.3	63.83	203.9	3.19	342.9
W=50m	7-6	50	10	10	50	1486.0	61.41	241.3	3.87	345.6
,н=10 m	7-7	50	10	20	50	2194.6	66.26	165.9	2.50	472.4
	7-8	50	10	20	60	2434.8	64.76	211.9	3.27	529.5
	<u>7-1</u> 0	50	10	30	50	2041.6	70.79	123.2	1.74	484.8
	7-11	50	10	30	60	2948.9	69.28	179.0	2.58	625.8
	7-12	50	10	30	70	3486.9	68.38	181.4	2.65	733.9
	8-2	50	25	5	60	2672.4	79.06	1580.4 1589.3	20.10	852.7
	8-3	50	25	5	70	2200.6	76.80	1386.3	18.05	717.5
	8-4	50	25	10	50	4440.6	83.41	1271.5	15.24	1142.8
W=50m	8-6	50	25	10	70	3782.4	77.38	1342.9	17.36	1024.8
,п-25 m	8-7	50	25	20	50	5699.3	85.84	1036.1	12.07	1346.9
	8-8 8-9	50	25	20	60 70	6494.0	82.08	1323.8	16.13	1484.5
	8-10	50	25	30	50	5677.6	90.37	769.1	8.51	1289.3
	8-11	50	25	30	60	7176.2	86.60	1117.7	12.91	1658.4
	8-12 9-1	50	25	30	70	8464.4	84.34	1133.0	13.43	2101 5
	9-2	50	40	5	60	5054.2	96.38	4070.5	42.23	1825.5
	9-3	50	40	5	70	3811.0	92.76	3550.6	38.28	1472.2
	9-4	50	40	10	50	8171.3	102.99	3254.5	31.60	2285.3
W=50m	9-6	50	40	10	70	<u>6172</u> .9	93.34	3436.5	36.82	1921.6
,⊓=40 m	9-7	50	40	20	50	9459.0	105.43	2652.5	25.16	2422.4
	9-8 9-9	50	40	20	60 70	9777.8	99.40	3388.6	34.09	2633.5
	9-10	50	40	30	50	8969.2	109.95	1969.0	17.91	2187.5
	9-11	50	40	30	60	11168.5	103.92	2860.4	27.52	2806.3
ļ	9-12	50	40	30	70	13137.9	100.30	2899.8	28.91	3207.5





図-3.2.5.15 すべり土塊の面積 A~必要抑止力 Pnの関係



図-3.2.5.16 設定方法の違いによる強度定数の対比図



図-3.2.5.17 強度設定方法毎の抵抗カ~抵抗カに占める c 成分の割合の関係



図-3.2.5.18 強度設定方法毎の抵抗カ~抵抗カに占めるφ成分の割合の関係



図-3.2.5.19 定数設定方法の違いによる c 成分および φ 成分毎の抵抗力の関係

(5) 強度定数設定方法とアンカーカおよび施工費の関係に関する検討

(4) で得られた計算結果に基づき,強度定数の設定に有益な情報を示すことを目的として,強度定数の設定方法の違いが必要アンカー力及び施工費に与える影響を検討した。

1)検討条件の整理

(1) アンカーエを用いる場合の安全率式

のり面にアンカー工を用いる場合の安全率 Fs は「道路土工のり面工・斜面安定工指針」に従い, <u>締</u>付け効果と引止め効果の両方を見込む次式で求める。

$$F_{s} = \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum T_{d} \{\cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha}$$

- ここで、 W : 分割片の全重量(kN)
 - 1 :分割片で切られたすべり面の長さ(m)
 - *c* : 粘着力(kN/m²)

 - *u* :間げき水圧(kN/m²)
 - *b* :分割片の幅(m)
 - *α*:分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(°)
 - *T*_d : アンカー耐力 (kN)
 - *θ* :アンカー鋼材と水平線のなす角度(°)

(2) すべり面のせん断抵抗角

これまでの検討に従い、①粘着力 c を平均層厚から求め<u>せん断抵抗角 ϕ を逆算</u>する場合、②地すべり 底面のせん断抵抗角をすべり面の勾配 α =5°, 10°, 20°, 30° とし、背面のせん断抵抗角を ϕ =35° (礫質土の残留状態の値)として粘着力を逆算した場合の 2 種類とする。

(3) アンカー打設ピッチと受圧板の選定

アンカー打設ピッチは 1.5m 以上あればグループ効果を考慮しないでよいとされており、この間隔を 確保する。また、昨今の施工事情から<u>受圧板に PC 製プレキャスト製品(PUC 受圧板)を用いる</u>ことと する。両者の条件を考慮し、プレキャス受圧板で採用されている <u>2.5m 四角を採用</u>する。

(4) 地盤支持力および設計アンカーカ

地盤の許容支持力は表-3.2.5.6を参考に、常時 100kN/m², 300kN/m²の2種類とする。

設計アンカー力について、アンカー力に等しい反力が受圧板接地面積に等分布荷重として作用する場合、その許容支持力(等分布荷重強度 W')は地盤の許容支持力(q)以下にする必要がある。そこで、設計アンカーカ Ta(kN)を受圧板接地面積 A(m²)で除した等分布荷重強度が地盤の許容支持力以下となるよう にアンカー緊張力を設定する。本検討では、受圧板接地面積をプレキャスト受圧板の面積とした。表-3.2.5.12 にプレキャスト製品受圧板仕様一覧を示した。

表-3.2.5.6(a) 地盤の許容支持力 (NEXCO グランドアンカー設計・施工要領 p83 より)

	甘菜物品の種類	常時	地震時	目安	とする値	/# *	
	基礎-N/建筑	(kN/mi)	(kN/m)	N値	一軸圧縮強度 (kN/mn ³)	1/88/15	
	き裂の少ない均一な硬岩	1000	1500	—	10以上		
岩盤	き裂の多い硬岩	600	900	—	10以上		
•	軟岩、土丹	300	450	—	1以上		
n	密実なもの	600	900	_	—		
。 層 <	密実でないもの	300	450	_	_	標準貫入試験のN値 が15以下の場合には、	
砂地	密なもの	300	450	30~50	—	基礎地盤CU(小週	
質盤	中位なもの	200	300	15~30	_		
粘	非常に硬いもの	200	300	15~30	0.2~0.4		
性土地	硬地の	100	> 150	8~15	0.1~0.2		
	中位のもの	50	75	4~8	0.05~0.1		
	アンカーピ	 ッチ 2.5n	n imes 2.5 m				
	受圧板の面	積を既製	品より選	定(2.13.2	.52, $5.51m^2$)しアンカー緊	脹力を求める
7	いカーピッチの5m	×9.5m					
ノ	シルービッチ 2.5m · 圧板の両積を脛制!	i ヘ 2.0 m こ ト り 遅 🤋	ेट (११२०	$2.52m^2$	アンカー駆	馬力を求める	
X	川山似り回復と防殺ロ	旧より迭ん	E (2.13.2	2.02III ⁻) (ノノノノ 宗	K/J C 木 V O	

設計アンカー力の最大値は、許容支持力および受圧板の面積により以下のようになる。

	受圧板面積 2.12m ²	受圧板面積 3.52m ²	受圧板面積 5.51m ²
	(クロスタイプ)	(セミスクエアタイプ)	(スクエアタイプ)
許容支持力100kN/m ²	212kN	352kN	$551 \mathrm{kN}$
許容支持力300kN/m ²	636kN	1030kN(規格荷重)	(使用せず)

表-3.2.5.6(b) 設計アンカーカの最大値一覧

(5) アンカーエの打設角度

アンカーエは<u>のり面に直行</u>するように打設する。すなわち, $\theta = 90^{\circ} - 70^{\circ} = \underline{20^{\circ}}, 90^{\circ} - 60^{\circ} = \underline{30^{\circ}}, 90^{\circ} - 50^{\circ} = \underline{40^{\circ}}$ の3種類で検討する。

(6) アンカーエの段数

最大アンカー緊張力以内のアンカー緊張力で設計した場合に,必要抑止力が確保できる段数とする。 また,受圧板設置箇所より上部を抜けるすべりを抑えるためと,応力集中による変形を避けるため,地 すべり土塊の高さに対して 1/3 程度以上の高さとなるよう,設置段数を確保することとする。したがっ て,H=10mの地すべりは<u>最低 2 段</u>,H=25mの地すべりは<u>最低 4 段</u>,H=40mの地すべりは<u>最低 6 段</u>を 確保する。

(7) テンドンとグラウトの許容付着応力度

「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 」P.76 を参考に、ランク A、PC 鋼(多重 PC)より 線、グラウト設計基準強度 24N/mm²として $\tau_b=0.80(N/mm^2)$ とする。

表-3.2.5.7	テンドンとグラウトの許容付着応力度	Ē
(グラウンド	アンカー設計・施工基準 同解説より)	

		許容	讨着応力	度		(N/mm^2)
			ク゛	FZ		
			18	24	30	40以上
引	ランクB	PC鋼より線 多重PC ″	1.00	1.20	1.35	1.50
張 材		異形PC鋼棒	1.40	1.60	1.80	2.00
村の種類	ランクA	PC鋼より線 多重PC <i>"</i>		0.80	0.90	1.00
枳		異形PC鋼棒		1.60	1.80	2.00

仮設の許容付着応力度は、PC鋼より線・多重PCより線は永久の1.5倍、 異形PC鋼棒は、永久と同じとした。

出典: グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.76 (平成24年5月31日版 地盤工学会)

(8) アンカーの周面摩擦抵抗

「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 」P.78 を参考に, 岩盤・風化岩もしくは土丹, 砂礫の N 値 50 の地盤の摩擦抵抗の値である<u>τ =0.60(N/mm²)=600(kN/m²)</u>とする。

H	盤の種類	î	摩擦抵抗	(N/mm^2)
	硬	岩	1. 50 ~	2.50
படற்க	軟	岩	1.00 \sim	1.50
石盛	風化	2岩	0.60 \sim	1.00
	土	丹	0.60~	1.20
		10	0.10 \sim	0.20
	Ν	20	0.17 \sim	0.25
砂礫		30	0.25 \sim	0.35
	値	40	0.35 \sim	0.45
		50	0.45 \sim	0.70
		10	0.10~	0.14
	Ν	20	0.18 \sim	0.22
砂		30	0.23 \sim	0.27
	値	40	0.29 \sim	0.35
	<u></u>	50	0.30 \sim	0.40
K-1++			1.0	С
TTT.L.			(cは粘え	()

|表-3.2.5.8 アンカーの周面摩擦抵抗(グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説より)

出典: グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.78(平成24年5月31日版 地盤工学会)

(9) 引抜けに対する安全率

「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説」 P.77 を参考に、Fs=2.5 とする。

表-3.2.5.9 アンカーの極限引抜きカに対する安全率

(グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説より)

		安全率
ランクB		1.5
	(常 時)	2.5
フンクA	(地震時)	$1.5 \sim 2.0$

出典: グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.77(平成24年5月31日版 地盤工学会)

(10) アンカー長制限

アンカー体長は「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 」に従い<u>下限値 3.0m, 上限値 10.0m</u> として 0.5mピッチで切り上げて設定する。

アンカー自由長は「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 」に従い<u>下限値 4.0m</u>として設定する。

アンカー体打設余裕長は1.0mとする。

(11) テンドンの許容荷重とアンカー削孔径

テンドンの許容荷重およびアンカー削孔径は,採用するアンカーの種類および緊張力によってきまる ため,これに従った設定を行う。今回,**表-3**.2.5.10,**表-3**.2.5.11 に従った設定を行う。 表-3.2.5.10 テンドンの種類と許容荷重(KTB アンカー協会 HP より)

アン	~カー種類			用许胜	引張荷	降状荷		許容荷重	In a the
アンカー名 称	PC 鋼材 種類	PC 鋼 材 本数	PC 阿 材 函面 積 (mn)	单位頁 量 (Kg/m)	重 Tus (kN)	重 Tys (kN)	試願時 0.90× Tys (kN)	常時 0.60× XTus (kN)	地震時 0.90× Tys (kN)
K5-1H		1	98.71	0.774	183	156	140.4	109.8	140.4
K5-2H		2	197.4	1.548	366	312	280.8	219.6	280.8
K5-3H		3	296.1	2.322	549	468	421.2	329.4	421.2
K5-4H		4	394.8	3.096	732	624	561.6	439.2	561.6
K5-5H		5	493.6	3.870	915	780	702.0	549.0	702.0
K5-6H	$\phi~12.7~{ m mm}$	6	592.3	4.644	1098	936	842.4	658.8	842.4
K5-7H	SWPR7B	7	691.0	5.418	1281	1092	982.8	768.6	982.8
K5-8H		8	789.7	6.192	1464	1248	1123.2	878.4	1123.2
K5-9H		9	888.4	6.966	1647	1404	1263.6	988.2	1263.6
K5-10H		10	987.1	7.740	1830	1560	1404.0	1098.0	1404.0
K5-11H		11	1085.8	8.514	2013	1716	1544.4	1207.8	1544.4
K5-12H		12	1184.5	9.288	2196	1872	1684.8	1317.6	1684.8
アン	ノカー種類	PC 鋼	PC 鋼材断面	単位質	引張荷 重	降状荷 重	試験時	許容荷重 常時	地震時
アン アンカー名 称	 ノカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数	PC 鋼材断面 積 (md)	単位質 量 (Kg/m)	引張荷 重 Tus (kN)	降状荷 重 Tys (kN)	試験時 0.90× Tys (kN)	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN)	地震時 0.90× Tys (kN)
アン アンカー名 称 K6-1H	 ノカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70	単位質 量 (Kg/m) 1.101	引張荷 重 Tus (kN) 261	降状荷 重 Tys (kN) 222	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8
アン アンカー名 称 K6-1H K6-2H	 ノカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数 1 2	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70 277.4	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202	引張荷 重 Tus (kN) 261 522	降状荷 重 Tys (kN) 2222 444	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H	 ノカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数 1 2 3	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70 277.4 416.1	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303	引張荷 重 Tus (kN) 261 522 783	降状荷 重 Tys (kN) 2222 444 6666	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-4H	 クカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70 277.4 416.1 554.8	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404	引張荷 重 Tus (kN) 261 522 783 1044	降状荷 重 Tys (kN) 2222 444 6666 888	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-4H K6-5H	 ノカー種類 PC 鋼材 種類 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505	引張荷 重 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-4H K6-5H K6-6H	✓カー種類 PC 鋼材 種類	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5 6	PC 鋼材断面 積 (㎡) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606	引張荷 重 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-4H K6-5H K6-6H K6-6H K6-7H	 クー種類 PC 鋼材 種類 4 15.2mm SWPR7B 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5 6 7	PC 鋼材断面 積 (mi) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2 970.9	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606 7.707	引張荷 重 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566 1827	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332 1554	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6 1096.2	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-4H K6-5H K6-6H K6-6H K6-7H K6-8H	 クー種類 PC 鋼材 種類 φ 15.2mm SWPR7B 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5 6 7 8	PC 鋼材断面 積 (mi) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2 970.9 1109.6	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606 7.707 8.808	引張荷 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566 1827 2088	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332 1554 1776	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4	許容荷重 常時 0.60× XTus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6 1096.2 1252.8	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-3H K6-5H K6-5H K6-6H K6-7H K6-8H K6-9H	 クー種類 PC 鋼材 種類 φ 15.2mm SWPR7B 	PC鋼 材本数 1 2 3 4 5 6 7 8 9	PC 鋼材断面 積 (mi) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2 970.9 1109.6 1248.3	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606 7.707 8.808 9.909	引張荷 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566 1827 2088 2349	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332 1554 1776 1998	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2	許容荷重 常時 0.60× 次Tus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6 1096.2 1252.8 1409.4	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-3H K6-5H K6-5H K6-6H K6-7H K6-8H K6-9H K6-10H	 クー種類 PC 鋼材 種類 φ 15.2mm SWPR7B 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10	PC 鋼材断面 積 (mi) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2 970.9 1109.6 1248.3 1387.0	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606 7.707 8.808 9.909 11.010	引張荷 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566 1827 2088 2349 2610	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332 1554 1776 1998 2220	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2 1998.0	許容荷重 常時 0.60× 次Tus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6 1096.2 1252.8 1409.4 1566.0	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2 1998.0
アンカー名 称 K6-1H K6-2H K6-3H K6-3H K6-5H K6-5H K6-6H K6-7H K6-8H K6-9H K6-10H K6-10H	 クー種類 PC 鋼材 種類 φ 15.2mm SWPR7B 	PC 鋼 材 本数 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11	PC 鋼材断面 積(mi) 138.70 277.4 416.1 554.8 693.5 832.2 970.9 1109.6 1248.3 1387.0 1525.7	単位質 量 (Kg/m) 1.101 2.202 3.303 4.404 5.505 6.606 7.707 8.808 9.909 11.010 12.111	引張荷 Tus (kN) 261 522 783 1044 1305 1566 1827 2088 2349 2610 2871	降状荷 重 Tys (kN) 222 444 6666 888 1110 1332 1554 1776 1998 2220 2442	試験時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2 1998.0 2197.8	許容荷重 常時 0.60× 次Tus (kN) 156.6 313.2 469.8 626.4 783.0 939.6 1096.2 1252.8 1409.4 1566.0 1722.6	地震時 0.90× Tys (kN) 199.8 399.6 599.4 799.2 999.0 1198.8 1398.6 1598.4 1798.2 1998.0 2197.8

削孔径 φ(mm)	PC鋼材 種 類	常時の許容引張力:Tas(kN) 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900 2000	アンカー 名 称	鋼材本数 (本)
90		109.8 219.6 329.4	K5-1H K5-2H K5-3H	1 2 3
115	¢12.7mm SWPR7B	439.2 549.0 658.8 768.6	K5-4H K5-5H K5-6H K5-7H	4 5 6 7
135		878.4 988.2 1098.0 1207.8 1317.6	K5-8H K5-9H K5-10H K5-11H K5-12H	8 9 10 11 12
90		156.6 313.2 469.8	K6-1H K6-2H K6-3H	1 2 3
115		783.0	K6-4H K6-5H	4 5
135	¢15.2mm SWPR7B	939.6 1096.2 1252.8 1409.4	K6-6H K6-7H K6-8H K6-9H	6 7 8 9
165		1566.0 1722.6 1879.2	K6-10H K6-11H K6-12H	10 11 12

表-3.2.5.11 アンカーエ削孔径一覧(KTB アンカー協会 HP より)

(12) プレキャスト受圧板の仕様

プレキャスト受圧板については,施工実績の多い PUC 受圧板の仕様を参考に設定した。受圧板に作 用する荷重が規格荷重以内に収まるよう,プレキャスト受圧板のタイプとアンカー工の段数を設定して いる。

				規格荷重	受圧面積	質量			主要	寸 法	(mm)		
ポーズ てんしょう ボード	呼	び名		(kN)	(m²)	(t)	L	A	В	C	Н	Hı	Ha
			35	340		1.21					300	225	
			45	450		1.97					350	228	
		200	60	600	1.74	1.07	1900	600	413		000	200	_
			80	800		1.59					400	288	
			100	1030		1.82					450	338	
クロスタイプ(C)			35	340		1.39	_				300		
	NPC		45	450		1.56	0.400	000	050	20	350	200	
	EPC	250	60	600	2.12	1.00	2400	600	350	30	400	050	
			100	1020	6	2.10	_				400	200	
			35	340		1.57					300	300	
			45	450		1.07	_				000	200	
		300	60	600	2.47	1.74	2900	600	350	280	350	200	_
			80	800		2.05					400	250	
			100	1030		2.36	-				450	300	
		1	24	240		1.21				-	300	225	
		200	36	360	1.74	1.37	1900	600	413		350	238	—
			47	470		1.59					400	288	
	NBC		24	240		1.39					300	200	
	ERC	250	36	360	2.12	1.56	2400	600	350	30	350		
			47	470		1.83					400	250	
			24	240		1.57				100 J	300	200	
		300	36	360	2.47	1.74	_ 2900	600	350	280	350		
-		-	47	470		2.05	_				400	260	
セミスクエアタイプ(SS)			35	340		1.39					330	200	120
		200	45	450	2 20	1.42	1950	800	250		250	200	130
		200	80	800	2.30	1.43	1800	000	000		400	250	150
			100	1030		1.96	_				450	300	200
			35	340	3.52	1.83					300		
			45	450		0.00	_		350		050	200	130
	NPSS	250	60	600		2.00	2350	600		30	350	10459032085	100000
	EPSS		80	800		2.33					400	250	150
			100	1030		2.77					450	300	200
LB-			35	340		2.44					320		
			45	450		2.61					370	200	130
		300	60	600	4.99		2850	600	350	280			
			80	800		3.03	_				420	250	150
			100	1030		3.66					470	300	200
スクエアタイプ(S)			35	340		1.74					330	200	120
		200	45	450	3.40	1.70	1950	600	250		250	200	130
		200	80	800	3.42	1.78	- 1000	000	000		400	250	150
			100	1030		2.65	_				450	300	200
			35	340		2.48					300		
			45	450		2.10	-					200	130
	NPS	250	60	600	5.51	2.65	2350	600	350	30	350		
ΛL	EPS		80	800		3.08					400	250	150
			100	1030		3.77					450	300	200
LBJ			35	340		3.45					320		
			45	450	and another	3.62					370	200	130
г ^с т		300	60	600	8.11	0.02	2850	600	350	280	1000		
			80	800		4.20	_			420	250	150	
			100	1030		5.22					470	300	200

(13) まとめ

アンカー工の検討条件をまとめると以下の通りである。

アンカーエを用いる場合の安全率式

$$F_{s} = \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum T_{d} \{\cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha}$$

$$W: \Rightarrow \frac{1}{2} \text{ by } \sin \alpha$$

$$W: \Rightarrow \frac{1}{2$$

※背面を横切るアンカーは締付け効果のみを考慮することになるため, 底面を横切るアンカーとは発揮できる抑止力が異なる.

図-3.2.5.20 アンカーエ設定条件一覧

2) 検討結果

表-3.2.5.13 に検討条件一覧をまとめた。以下に,設定物性値の違いによる必要アンカー力の比較と 施工費の比較についての考察を行った。

	断面数	強度定数設定条件	地盤の許容支持力
検討条件1	108 断面	c 層厚・ ¢逆算法	100kN/m ²
検討条件2	108 断面	♦固定・c 逆算法	100kN/m ²
検討条件3	108 断面	c 層厚・ ¢逆算法	300kN/m ²
検討条件 4	108 断面	♦固定・c 逆算法	300kN/m ²

表-3.2.5.13 検討条件一覧

(1) 必要アンカーカの比較

図-3.2.5.21(a), (b)に強度定数設定方法毎に整理した許容支持力 100kN/m²における必要アンカー カ~必要抑止力の関係を示した。同様に、図-3.2.5.22(a), (b)に許容支持力 300kN/m²における必要ア ンカーカ~必要抑止力の関係を示した。いずれの断面においても必要抑止力に比例して必要アンカー力 も大きくなっているが、強度定数の設定方法により必要アンカー力に差がみられ、がo構ね小さくなるo 固定・c 逆算法の方が c 層厚・o逆算法よりも必要アンカー力が概ね大きくなることがわかる。次に、同 ーの強度定数設定方法で許容支持力の違いに着目すると、o 固定・c 逆算法で W=30m,H=40m と W=50m,H=40m の一部で結果の違いが見られ、許容支持力 100kN/m²の必要アンカー張力が大きくな った。これはすべり層背面を横切るアンカー工の有無によるものである。すなわち、許容支持力 100kN/m²の方がアンカーエ1本あたりの抑止力は小さくなるため、アンカーエの本数が増える。その 結果、待受け効果が発揮できず抑止力が小さい背面を横切るアンカーエが必要となる。このため必要ア ンカー張力の差が生じた。c 層厚・o逆算法で差が見られなかったのは、ob面に・c 逆算法よりアンカー 工の本数が抑えられ、背面を横切るアンカーエが不要だったためである。

図-3.2.5.23 に許容支持力 300kN/m²における強度定数設定方法の違いによるアンカー張力対比図を 示した。上述の通り、 φ固定・c 逆算法の方が必要アンカー張力は大きいことが明確であり、こちらの方 がφを小さく設定していることが反映されている。表-3.2.5.14 に断面パターン毎のアンカー張力比を示 したが、すべり土塊形状によって値が異なり、すべり土塊形状が鉛直方向に伸張しているものほど大き くなっており、全ての断面の平均値は 1.13 であった。

図-3.2.5.24(a) ~ (c) には許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の形状諸元と、 φ固定法のアンカ 一張力をφ逆算法のアンカー張力で除したアンカー張力比の関係を示した。(a)はすべり土塊の幅 W_{tot}, (b)はすべり土塊の平均層厚 d_{ave}, (c)はすべり土塊の面積 A を横軸としてアンカー張力 T_dと比較してい る。これより、同じ形状諸元であればすべり土塊形状が鉛直方向に伸張しているものほどφ固定・逆算 c 法のアンカー張力が大きくなる傾向あり、最大では 1.6 倍程度となる。

図-3.2.5.25(a), (b)にはせん断抵抗角毎にプロットした許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の面積 A~アンカー張力の比の関係を示した。(a)は c 層厚・ φ逆算法のφ, (b)はφ固定・c 逆算法のφ₁である。これより, c 層厚・φ逆算法において同一の面積では逆算φが大きいほど, アンカー張力比も大きくなることが確認できた。図-3.2.5.24の傾向を踏まえると, すべり土塊形状が鉛直方向に伸張してい

るものほど逆算φが大きくなることが反映されている。一方, φ固定・c 逆算法のφ₁はアンカー張力比の 間に相関は見られなかった。



図-3.2.5.21 許容支持力 100kN/m² における必要アンカーカ~必要抑止力の関係



図-3.2.5.22 許容支持力 300kN/m²における必要アンカー張力~必要抑止力の関係



図-3.2.5.23 許容支持力 300kN/m²における強度定数設定方法の違いによる必要アンカーカ対比図

断面形状	φ固定 T _d /φ逆算 T _d
W=10m,H=10m	1.12
W=10m,H=25m	1.26
W=10m,H=40m	1.48
W=30m,H=10m	1.00
W=30m,H=25m	1.09
W=30m,H=40m	1.17
W=50m,H=10m	0.98
W=50m,H=25m	1.03
W=50m,H=40m	1.08
平均	1.13

表-3.2.5.14 断面パターン毎の必要アンカーカ比一覧(許容支持力 300kN/m²)



(c) すべり土塊の面積 A~必要アンカーカの比

図-3.2.5.24 地盤反力 300kN/m²におけるすべり土塊の形状諸元と必要アンカーカの比の関係



図-3.2.5.25 許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の面積 A~必要アンカーカの比の関係

(2) 施工費の比較

検討断面全て(108 断面×強度定数 2 ケース×地盤許容支持力 2 ケース=432 断面)において,1) に示した条件でアンカー工の計算を行い,削孔径,アンカー長,受圧板タイプ等の仕様を設定した。そ して,**表**-3.2.5.15 に示した単価に基づき,延長 10m あたりの概算施工費の算出を行った。

名称	数量	単位	単価	備考
	各層の長さ×アンカー本数		ϕ 90mm : 10,600	
削孔工(砂礫層)			φ115mm : 13,200	
			ϕ 135mm : 16,000	
고 \ 뉴 _ 뉴 ː 괾 슈 . 括] ː		+	400kN未満: 3,500	
アフカー加工・租立、挿入工	アンガー本数		1100kN未満: 3,500	
注入打設工	π/4×削孔径 (m) ² ×削孔長 (m) ×注 入材料割増率×アンカー本数	m3	52, 000	割増率 2.2
緊張・完善・頑部処理工	アンカー大数	本	400kN未満: 10,300	
来派·足省·頭印処理工			1300kN未満: 13,100	
ボーリングマシン移設	(段数+1)÷段数×延長 ^{≫1} ÷実施延 長		41, 000	
足場(設置・撤去)エ	足場面積(1段分) ^{※2} ×延長 ^{※1}	空m3	3, 400	控え長4.5m
			K5–2H : 3, 700	
			K5-3H: 4,100	
			K5-4H : 5, 900	
			K5–5H : 6, 300	
引張材材料費	アンカー長	m	K5-6H : 6,800	
			K5–7H : 8, 200	
			K5-8H : 9,800	
			K5-9H: 11,100	
			K5-10H : 12, 100	
その他材料費	アンカー本数	本	25, 000	
			NPC250-35 : 144,000	
			NPC250-45 : 158,000	
			NPC250-60 : 178,000	
		個	NPSS250-35 : 190,000	
			NPSS250-45 : 205,000	
兴口指封料	マンカーオ物		NPSS250-60 : 233,000	
文江极的科員	アンガー本奴		NPSS250-80 : 263,000	
			NPSS250-100 : 320,000	
			NPS250-45 : 273,000	
			NPS250-60 : 313,000	
			NPS250-80 : 340,000	
			NPS250-100 : 411,000	
		個	NPC250 : 17, 500	
受圧板設置費	アンカー本数		NPSS250 : 20,000	
			NPS250 : 23, 300	
法面吹付け工費	打設面積	m2	1, 700	

表-3.2.5.15 アンカー工単価表

表-3.2.5.16(a) ~ (d) までに各検討条件におけるアンカー工に関する計算結果一覧を,表-3.2.5.16 (e) に比較検討結果一覧を示した。

図-3.2.5.26(a)~(i)までに、c 層厚・φ逆算法で地盤の許容支持力 300(kN/m²)における(検討条件

3) アンカー工の延長 10m あたりの直接施工費内訳一覧を示した。これより、いずれの断面でも受圧板 材料費が最も高額であり、ついで削孔費となっている。このことは、断面形状に拘わらず設計アンカー 力が大きくなり許容支持力を超え、受圧板の設置枚数や削孔本数が増えることになれば、施工費も増え ることを意味している。逆説的にいえば、物性値の設定方法の違いにより断面あたりの必要アンカー張 力が大きくなっても、1 本あたりの設計アンカー張力を大きくすれば施工費を抑制することができると いえる。また、W=10m,H=10m や W=30m,H=10m など比較的規模の小さい地すべり土塊では足場工や 受圧板設置費の占める割合が相対的に高いもの、W=30m,H=40m や W=50m,H=40m など地すべり土 塊が大きくなるにつれ、注入打設工や引張材材料費が高額になる傾向がみられる。なお、他の検討条件 も同様の傾向であることを確認している。

図-3.2.5.27(a),(b)には c 層厚・φ逆算法(検討条件1,3)による必要抑止カ~アンカー工直接施工 費の関係を,図-3.2.5.29(a),(b)にはφ固定・c 逆算法(検討条件2,4)による必要抑止カ~アンカー 工直接施工費の関係を示した。必要抑止力が大きくなれば施工費は多くなるが,許容支持力100kN/m² の方が近似直線の傾きが大きく,必要抑止力に対する施工費が高い。また,物性値の設定方法の違いに よる傾きに大きな差がない。これより,物性値の設定方法による違いよりも地盤の許容支持力の違いの 方がアンカー施工費に影響を与えることがわかった。この傾向は,許容支持力が小さいと設計アンカー 力も小さくなるため,打設本数を増加しなければいけないことを反映したものである。なお,許容支持 力100kN/m²のプロットがよりばらついているのは,1)で述べたように背面を横切るアンカー本数の 違いによる影響である。図-3.2.5.28,図-3.2.5.30にそれぞれの物性値設定方法による許容支持力 100kN/m²と許容支持力300kN/m²の施工費の比較結果を示したが,地すべり土塊の規模が大きい,す なわち設計アンカー力が大きなものほど,両者の差が大きくなる傾向が確認できる。

図-3.2.5.31 に許容支持力 300kN/m²における, 強度定数設定方法の違いによるアンカー工施工費対 工費も多くなる傾向がある。図-3.2.5.32(a),(b)に許容支持力 300kN/m²における断面パターン毎の φ 固定 T/φ 逆算 T と φ 固定 CC/φ 逆算 CC の比較を, 表-3.2.5.17 に断面パターン毎の必要アンカー力 比およびアンカー施工費比一覧を示した。図-5.12(a)は断面形状毎にプロットを変えたもの、図-5.12(b) は φ 固定の必要アンカー張力 T 毎にプロットを変えたものである。図-3.2.5.32(a) より, W=10m のよ うな比較的小さな規模の断面において,従来のφ逆算法で求める施工費からφ固定法を採用することに よる施工費の増加割合は、必要アンカーカの増加割合ほど大きくない。一方 W=50m のような比較的大 きな断面では,必要アンカー力に比例して施工費も多くなることがわかる.図-3.2.5.32(b)のように必 要アンカーカ毎に整理すると,必要アンカー力が小さい断面ほど φ 固定 Γ / φ 逆算 Γ よりも φ 固定 CC /φ逆算 CC の方が小さくなる傾向が明確となる。これは、PC 鋼材の本数を増やすのみで物性値の違い による必要アンカー張力の増加量に対応できるため、材料費のわずかな上昇しか発生しないためである。 一方, W=50m の断面のように必要抑止力が大きくなると, c 層厚・ φ逆算法でも設計アンカー力がほぼ 最大値に達しているため、両者の比はあまり変わらないか、条件によってはアンカー本数の増加によっ て施工費の比の方が大きくなる。このため、強度定数の設定方法の違いによる必要アンカー張力の増加 割合は、そのまま施工費の増加割合になる。なお、全ての断面の平均値は1.07であった。

図-3.2.5.33(a)~(c)に許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の形状諸元とアンカー工施工費の 関係を示した。図-3.2.5.24 には縦軸をアンカー張力の比としたものを示しているが、これと同様の傾 向となっており、同じ形状諸元であればすべり土塊形状が鉛直方向に伸張しているものほど¢固定・逆 算 c 法のアンカー施工費が大きくなる傾向あり,最大では 1.4 倍程度となる。

図-3.2.5.34(a), (b) に許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の面積 A~アンカー工施工費の比 の関係を示した。図-3.2.5.25の縦軸をアンカー張力の比としたものと同様の傾向となっており, c 層 厚・φ逆算法において同一の面積では逆算φが大きいほど施工費の比も大きくなるが, φ固定・c 逆算法 のφ₁は施工費の比の間に相関は見られなかった。

 φ 固定 T_d/ φ 逆算 T_d 断面形状 φ 固定 CC / φ 逆算 CC W=10m,H=10m 1.121.00W=10m,H=25m 1.261.11 W=10m,H=40m 1.481.15W=30m,H=10m 1.00 1.00 W=30m,H=25m 1.091.07W=30m,H=40m 1.171.14W=50m,H=10m 0.98 1.00W=50m,H=25m 1.031.06W=50m,H=40m 1.081.07平均 1.131.07

表-3.2.5.17 断面パターン毎の必要アンカーカ比およびアンカー施工費比一覧 (許容支持力 300kN/m²)



図-3.2.5.26 アンカーエ直接施工費内訳一覧(c層厚φ逆算,地盤の許容支持力 300(kN/m²))



図-3.2.5.26 アンカーエ直接施工費内訳一覧(c層厚φ逆算,地盤の許容支持力 300(kN/m²))



図-3.2.5.28 c 層厚・φ逆算法における許容支持力 100kN/m²と許容支持力 300kN/m²の施工費の比較



図−3.2.5.30 *ϕ*固定・c・逆算法における許容支持力 100kN/m²と許容支持力 300kN/m²の施工費の比較



図-3.2.5.31 許容支持力 300kN/m²における強度定数設定方法の違いによるアンカーエ施工費対比図



図-3.2.5.32(a) 断面パターン毎のφ固定 T_a / φ逆算 T_aとφ固定 CC / φ逆算 CC の比較(許容支持力 300kN/m²)



図-3.2.5.32(b) 断面パターン毎の φ 固定 T_d / φ 逆算 T_d と φ 固定 CC / φ 逆算 CC の比較(許容支持力 300kN/m²)


図-3.2.5.33 地盤反力 300kN/m²におけるすべり土塊の形状諸元とアンカーエ施工費の比の関係



図-3.2.5.34 許容支持力 300kN/m²におけるすべり土塊の面積 A~アンカーエ施工費の比の関係

表-3.2.5.16(a) アンカーエ計算結果一覧(c 層厚φ逆算,地盤の許容支持力 100(kN/m²))

	断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の角度 α(°)	斜面勾 配β(°)	アンカー ピッチ(m)	地盤の許 容支持力 (kN/m2)	アン カー打 設角 α(゜)	受圧板の 名称 (PUC受 圧板)	受圧板の 面積 (kN/m2)	受圧板 の 高さ(m)	アンカー 段数(本)	背面に入 るアン カー段数 (本)	逆算 の単位奥 行きあた りアン カー張力 (kN/m)	逆算 <i>φ</i> 時 のアン カー張カ (kN)	必要地盤 支持力 (kN/m2)	支 力 確 で か	<mark>アンカー</mark> 体径(削 孔径) (mm)	定着 長(m)	断面当た り総アン カー長(m)	PC鋼材 種類	PC鋼 材本 数	概算工事費 (円/10m)
	1-1	10 10	<u>10</u> 10	5	50 60	2.5	100	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	129.3	161.7	76.3	0	90	3	18.1	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,224,000 3,405,000
	1-3	10	10	5	70	2.5	100	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	85.8	107.3	50.6	0	90	3	23.1	φ 12.7mm	2	3,701,000
W=10m	1-5	10	10	10	60	2.5	100	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	121.8	152.2	71.8	ŏ	90	3	18.6	φ12.7mm	2	3,343,000
,H=10	1-6 1-7	10	10	20	70 50	2.5	100	20 40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	105./	132.1	62.3	0	90	3	20.6	φ12./mm φ12.7mm	2	3,547,000
m	1-8	10	10	20	60 70	2.5	100	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	135.6	169.5	79.9	00	90	3	17.1	φ 12.7mm	2	3,251,000
	1-10	10	10	30	50	2.5	100	40	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	114.0	142.5	67.2	ŏ	90	3	16.6	φ12.7mm	2	3,132,000
	1-11 1-12	10	10	30	60 70	2.5	100	30	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	132./	165.8	78.2	0	90	3	16.6	φ12./mm φ12.7mm	2	3,221,000
	$\frac{2-1}{2-2}$	10	25	5	50	2.5	100	40	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	4	2	517.9	323.7	92.0	00	90	5	52.7 58.7	φ 12.7mm	3	8,191,000
	2-3	10	25	5	70	2.5	100	20	NPS250-45	5.51	0.35	4	3	610.6	381.6	69.3	ŏ	115	4.5	62.4	¢12.7mm	4	11,654,000
W-10	2-4 2-5	10 10	25 25	10	50 60	2.5	100	40	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	4	2	484.0	302.5	85.9	0	90	4.5	49.2	φ12.7mm φ12.7mm	1 3	7,971,000
,H=25	$\frac{2-6}{2-7}$	10	25	10	70	2.5	100	20	NPS250-45 NPSS250-35	5.51	0.35	4	3	593.4	370.9	67.3	00	115	4.5	59.9 40.2	φ 12.7mm	4	11,446,000
m	2-8	10	25	20	60	2.5	100	30	NPSS250-35	3.52	0.3	4	1	394.6	246.6	70.1	ŏ	90	4	47.2	¢ 12.7mm	3	8,023,000
	2-9 2-10	10	25	20	70	2.5	100	20 40	NPSS250-35 NPC250-35	3.52	0.3	4	2	275.6	298.3 172.2	84./	0	90	4.5	55.2 34.2	φ12./mm φ12.7mm	2	8,687,000
	$\frac{2-11}{2-12}$	10	25 25	30 30	60 70	2.5	100	30	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	4	1	340.2	212.7	60.4	0	90	3.5	40.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	7,547,000
	3-1	10	40	5	50	2.5	100	40	NPS250-45	5.51	0.35	6	4	891.5	371.5	67.4	0	115	4.5	80.1	φ12.7mm	4	15,815,000
	3-2	10	40	5	70	2.5	100	20	NPS250-45 NPS250-45	5.51	0.35	6	4	908.4	353.2	68.7	0	115	4.5	87.6 95.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	17,573,000
	3-4	10	40	10	50 60	2.5	100	40	NPSS250-45 NPSS250-35	3.52	0.35	6	4	824.4	343.5	97.6	0	115	4	74.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	13,686,000
W=10m .H=40	3-6	10	40	10	70	2.5	100	20	NPS250-45	5.51	0.35	6	5	866.7	361.1	65.5	Ŏ	115	4.5	91.6	φ12.7mm	4	17,282,000
m	3-7	10	40	20	50 60	2.5	100	40 30	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	6	3	660.1	267.5	76.0	0	90	4.5	76.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	12,373,000
	3 - 9 3 - 10	10	40	20	70	2.5	100	20	NPSS250-35 NPC250-35	3.52	0.3	6	4	737.7	307.4	87.3	0	90	3.5	88.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	13,369,000
	3-11	10	40	30	60	2.5	100	30	NPSS250-35	3.52	0.3	6	3	555.2	231.4	65.7	Ö	90	3.5	64.3	φ12.7mm	3	11,585,000
	3-12 4-1	10 30	40	30	70 50	2.5	100	20 40	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	6	3	619.4 228.6	258.1	/3.3	0	90	4.5	20.6	φ12./mm φ12.7mm	3	3,779,000
	4-2 4-3	30 30	10	5	60 70	2.5	100	30	NPSS250-35 NPC250-35	3.52	0.3	2	0	189.3	236.6	67.2	0	90	3.5	20.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	3,868,000
	4-4	30	10	10	50	2.5	100	40	NPS250-45	5.51	0.35	2	0	294.8	368.5	66.9	Ŏ	115	4.5	20.2	¢ 12.7mm	4	4,779,000
W=30m H=10	4-5 4-6	30	10	10	60 70	2.5	100	20	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	2	0	263.2	293.9	93.5	ő	90	4.5	22.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	1 3	4,138,000
m	4-7 4-8	30 30	10	20 20	50 60	2.5 2.5	100 100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	2	0	365.0 364.1	456.3	82.8	8	115 115	5.5 5.5	21.7 22.2	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	5,282,000 5,413,000
	4-9	30	10	20	70	2.5	100	20	NPS250-45	5.51	0.35	2	0	359.7	449.6	81.6	Õ	115	5.5	23.7	¢ 12.7mm	5	5,302,000
	4-10	30	10	30	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	2	0	344.3	430.4	88.9	0	115	6	20.7	φ12.7mm	1 5	5,456,000
	4-12 5-1	30 30	10 25	30 5	70 50	2.5 2.5	100	20 40	NPS250-60 NPS250-45	5.51 5.51	0.35	2	0	424.8 887.5	531.0 443.7	96.4 80.5	0	115 115	6.5 5.5	24.2 80.75	φ12.7mm φ12.7mm	5	5,664,000
	5-2	30	25	5	60	2.5	100	30	NPS250-60 NPS250-45	5.51	0.35	4	0	740.1	462.5	83.9	00	115	5.5	70.4	φ 12.7mm	5	12,957,000
	5-4	30	25	10	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	952.9	476.5	86.5	ŏ	115	5.5	74.25	¢12.7mm	1 5	14,789,000
W=30m	$\frac{5-5}{5-6}$	30 30	25	10	60 70	2.5	100	30 20	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	4	0	856.5	465.2	97.2	0	115	6.5 5.5	69.4 79.4	φ12./mm φ12.7mm	5	12,872,000
,⊓-25 m	5-7 5-8	30 30	25	20	50 60	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	5	0	982.6	491.3	89.2 90.4	0	115	6	67.75	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	14,237,000
	5-9	30	25	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	983.4	491.7	89.2	Ŏ	115	6	91.25	φ 12.7mm	5	16,657,000
	5-10 5-11	30	25	30	50 60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	992.7	496.3	97.3	ŏ	115	6.5	67.75	φ12.7mm φ12.7mm	1 5	14,460,000
	5-12 6-1	30 30	25 40	30	70 50	2.5	100	20 40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	5	0	1089.0	544.5	98.8	0	115	6.5	79.25	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	15,637,000
	6-2	30	40	5	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	9	3	1938.6	538.5	97.7	Ŏ	115	6.5	235.15	φ12.7mm	5	35,594,000
	6-4	30	40	10	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1747.3	546.0	99.1	0	115	6.5	152.3	φ12.7mm	1 5	26,473,000
W=30m	6-5 6-6	30 30	40	10	60 70	2.5 2.5	100	30 20	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	10	1	1743.0 2149.9	544.7	98.9	0	115	6.5 6.5	183.8	φ12.7mm φ12.7mm	1 5 1 5	29,503,000 42,551,000
,H=40 m	6-7	30	40	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1630.9	509.7	92.5	0	115	6	124.3	φ 12.7mm	5	24,095,000
	6-9	30	40	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	9	2	1912.2	531.2	96.4	Ö	115	6	213.65	φ12.7mm	5	34,130,000
	6-10 6-11	30	40	30	50 60	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1353.2	483.3	87.7	0	115	6	89.45	φ12./mm φ12.7mm	5	19,450,000 24,451,000
	6-12 7-1	30 50	40	30	70	2.5	100	20	NPS250-60 NPS250-45	5.51	0.35	9	0	1766.8	490.8	89.1	0	115	6	176.15	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	30,945,000
	7-2	50	10	5	60	2.5	100	30	NPSS250-35	3.52	0.3	2	0	262.2	327.7	93.1	Ŏ	90	5	23.6	φ 12.7mm	3	4,057,000
1	7-3 7-4	50 50	10 10	5 10	/0 50	2.5	100	20 40	NPS250-35	3.52	0.35	2	0	221.1	2/6.4	/8.5	0	90 115	4.5 4.5	26.1 32.55	φ12./mm φ12.7mm	4	4,295,000 7,318,000
W=50m	7-5 7-6	50 50	10	10	60 70	2.5	100	30 20	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	2	0	398.3 362.4	497.8	90.4 82.2	0	115 115	6 5.5	24.7 25.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	5,625,000 5,791.000
,H=10 m	7-7 7-9	50	10	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	3	0	592.0	493.3	89.5	Ő	115	6	35.05	φ 12.7mm	5	8,095,000
1	7-9	50	10	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	3	0	583.2	486.0	88.2	ŏ	115	6	41.05	\$ 12.7mm	5	8,858,000
	7-10 7-11	50 50	10 10	30	50 60	2.5 2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	3	0	572.3 649.4	476.9	86.6 98.2	0	115	5.5 6.5	32.55 36.55	φ12.7mm φ12.7mm	5	7,883,000 8,356,000
	7-12	50	10	30	70	2.5	100	20	NPS250-45	5.51	0.35	4	0	702.1	438.8	79.6	00	115	5.5	51.4	φ 12.7mm	4	10,782,000
	8-2	50	25	5	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	946.7	473.3	85.9	ŏ	115	5.5	97.75	φ12.7mm	1 5	17,007,000
	8-3 8-4	50 50	25 25	5	70 50	2.5	100	20 40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	4	0	756.8	473.0	85.8	0	115	5.5	90.4 122.45	φ12.7mm φ12.7mm	1 5 1 5	14,816,000
W=50m	8-5 8-6	50 50	25	10	60 70	2.5	100	30	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	6	0	1215.5	506.5	91.9	0	115	65	118.1 115.25	φ 12.7mm	5	20,464,000
,H=25 m	8-7	50	25	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1568.1	490.0	88.9	ŏ	115	6	123.8	φ12.7mm	5	24,053,000
	8-8 8-9	50 50	25	20	60 70	2.5	100	30 20	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1568.8	490.2	89.0	0	115	6	147.8	φ12.7mm φ12.7mm	5	29,569,000
1	8-10 8-11	50 50	25	30	50 60	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	7	0	1434.4	512.3 513.4	93.0	8	115 115	6	89.45 123.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	19,450,000 24,409.000
<u> </u>	8-12	50	25	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	9	0	1787.3	496.5	90.1	ŏ	115	6	176.15	φ 12.7mm	5	30,945,000
	9-1 9-2	50 50	40 40	5	50 60	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	9	0	1931.2	527.1	95./	0	115	6.5 6.5	248.65	φ12.7mm φ12.7mm	5	36,741,000
1	9-3 9-4	50 50	40	5	70 50	2.5	100	20	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	7	0	1521.1 2510.2	543.3 523.0	98.6 94.9	8	115 115	6.5	221.45 277.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	31,252,000 43,862.000
W=50m	9-5	50	40	10	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	11	0	2253.5	512.2	93.0	ŏ	115	6	297.35	φ 12.7mm	5	44,335,000
,H=40 m	9-0 9-7	50	40 40	20	50	2.5	100	20 40	NPS250-60	5.51	0.35	12	0	2422.6	504.7	91.6	0	115	6.5	437.2 226.7	φ12.7mm φ12.7mm	1 5	39,531,000
	9-8 9-9	50 50	40	20	60 70	2.5	100	30	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	13	0	2642.3 2608.9	508.1 543.5	92.2		115 115	6.5	307.05 348.2	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	48,620,000 50,864,000
1	9-10	50	40	30	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	11	0	2290.0	520.4	94.5	0	115	6.5	164.35	φ 12.7mm	5	32,553,000
	9-12	50	40	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	13	0	2900.0	517.9	94.0	ŏ	115	6	344.9	\$12.7mm	5	54,125,000

表-3.2.5.16(b) アンカーエ計算結果一覧(φ 固定 c 逆算, 地盤の許容支持力 100(kN/m²))

	断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の角度 α(°)	斜 面 勾 配β(°)	アンカー ピッチ(m)	地盤の許 容支持力 (kN/m2)	アン カー打 設角 α(゜)	受圧板の 名称 (PUC受 圧板)	受圧板の 面積 (kN/m2)	受圧板の 高さ(m)	アンカー 段数(本)	背面に入 るアン カー段数 (本)	逆算c時 の単位奥 行きあた りアン カー張力 (kN/m)	逆算c時 のアン カー張力 (kN)	必要地盤 支持力 (kN/m2)	支 力 確 で か	<mark>アンカー</mark> 体径(削 孔径) (mm)	定着 長(m)	断面当た り総アン カー長(m)	PC鋼材 種類	PC鋼 材本 数	概算工事費 (円/10m)
	1-1	10	10	5	50 60	2.5	100	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	161.3	201.6	95.1	0	90	3.5	19.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	3,286,000
	1-3	10	10	5	70	2.5	100	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	89.4	111.7	52.7	Ö	90	3	23.1	φ 12.7mm	2	3,701,000
W=10m	1-4	10	10	10	50 60	2.5	100	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	137.4	171.7	98.2	0	90	3.5	18.1	φ 12.7mm	2	3,224,000
,H=10	1-6 1-7	10 10	10 10	10 20	70 50	2.5	i 100 i 100	20 40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	110.5 159.3	138.1	65.1 94.0	0	90 90	3.5	20.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	3,547,000 3,193,000
m	1-8 1-9	10	10	20	60 70	2.5	100	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	152.1	190.2	89.7	00	90 90	3	17.1	φ 12.7mm	2	3,251,000
	1-10	10	10	30	50	2.5	100	40	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	128.3	160.4	75.7	Ŏ	90	3	16.6	φ 12.7mm	2	3,132,000
	1-12	10	10	30	70	2.5	100	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	145.5	190.0	85.8	0	90	3	17.1	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,332,000
	2-1 2-2	10 10	25 25	5	50 60	2.5	i 100 i 100	40	NPS250-45 NPS250-45	5.51 5.51	0.35	4	2	686.0 649.1	428.7	77.8	0	115 115	5	52.9 58.9	<u>φ12.7mm</u> φ12.7mm	4	10,568,000 11,247,000
	2-3 2-4	10	25	5	70	2.5	100	20	NPSS250-35	3.52	0.3	4	3	543.9 648.3	339.9	96.6	00	115	4	60.2 51.4	φ 12.7mm	4	10,155,000
W=10m	2-5	10	25	10	60	2.5	100	30	NPS250-45	5.51	0.35	4	2	640.8	400.5	72.7	0	115	5	56.4	φ 12.7mm	4	11,039,000
,H=25	2-6 2-7	10	25	20	70 50	2.5	i 100	40	NPS250-45 NPSS250-35	5.51	0.35	4	3	528.6	359.9	93.9	0	115	4.5	42.2	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	8,318,000
	2-8 2-9	10 10	25 25	20	60 70	2.5	i 100 i 100	30	NPSS250-45 NPS250-45	3.52	0.35	4	1	561.8 564.0	351.2	99.8	8	115 115	4.5	49.4 55.4	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	9,323,000
	$\frac{2-10}{2-11}$	10	25	30	50	2.5	100	40	NPSS250-35	3.52	0.3	4	0	368.7	230.4	65.5	Ö	90	3.5	36.2	φ 12.7mm	3	7,151,000
	2-12	10	25	30	70	2.5	100	20	NPSS250-35	3.52	0.3	4	1	503.3	314.6	i 89.4	0	90	4.5	51.7	φ12.7mm	3	8,467,000
	3-1 3-2	10 10	40 40	5	50 60	2.5	i 100 i 100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	6	4	1227.2	511.3	92.8	0	115 115	6.5	89.1 99.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	17,735,000 18,893,000
	3-3	10	40	5	70	2.5	100	20	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	6	5	1217.2	507.2	92.0	00	115	6	104.1	φ 12.7mm	5	19,516,000
W=10m	3-5	10	40	10	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	6	4	1219.1	507.9	92.2	ŏ	115	6	93.1	φ 12.7mm	5	18,341,000
,H=40	3-6	10	40	20	50	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-45	5.51	0.35	6	3	928.3	386.8	92.8	0	115	4.5	69.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	14,899,000
	3-8 3-9	10 10	40	20	60 70	2.5	i 100 i 100	30	NPS250-45 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	6	3	1055.6	439.8	79.8	0	115 115	5.5	83.1 95.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	16,532,000 18,753,000
	3-10	10	40	30	50	2.5	100	40	NPSS250-35	3.52	0.3	6	2	656.2	273.4	67.2	0	115	3.5	55.8	φ 12.7mm	3	11,416,000
	3-12	10	40	30	70	2.5	100	20	NPS250-45	5.51	0.35	6	3	1005.1	418.8	76.0	0	115	4.5	81.6	φ12.7mm	4	16,516,000
	4-1 4-2	30 30	10 10	5	50 60	2.5	i 100 i 100	40	NPSS250-35 NPSS250-35	3.52	0.3	2	0	236.7	295.9	84.0 67.9	0	90 90	4.5	20.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	3,779,000 3,931,000
	4-3 4-4	30 30	10	5	70	2.5	100	20	NPC250-35 NPS250-45	2.12	0.3	2	0	153.8	192.3	90.7	00	90 115	3.5	24.1	φ 12.7mm	2	3,763,000
W=30m	4-5	30	10	10	60	2.5	100	30	NPSS250-35	3.52	0.3	2	0	265.2	331.5	94.2	0 0	115	4	20.6	φ 12.7mm	4	4,244,000
,H=10 m	4-0 4-7	30	10	20	50	2.5	100	40	NPS250-55	3.52	0.35	2	0	369.1	461.4	83.7	0	90	4.5	23.0	φ12.7mm φ12.7mm	5	5,282,000
	4-8 4-9	30 30	10 10	20	60 70	2.5	i 100 i 100	30	NPS250-60 NPS250-45	5.51 5.51	0.35	2	0	363.5 354.4	454.4	82.5	0	115 115	5.5 5.5	22.2 23.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	5,413,000 5,302,000
	4-10 4-11	30	10	30	50	2.5	100	40	NPS250-45	5.51	0.35	2	0	338.1	422.7	76.7	0	115	5	18.7	φ 12.7mm	4	4,677,000
	4-12	30	10	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	2	0	414.0	517.5	93.9	0	115	6	23.2	φ12.7mm	5	5,579,000
	5-1 5-2	30	25 25	5	50 60	2.5	i 100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	5	0	1055.7 809.1	527.8	95.8 91.8	0	115	6.5	85./5	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	13,127,000
	5-3 5-4	30 30	25 25	5	70 50	2.5	i 100	20	NPS250-45 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	4	0	599.6	374.8 469.1	68.0 85.1	8	115 115	4.5	86.4 95.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	13,653,000 18,245,000
W=30m	5-5 5-6	30	25	10	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	938.0	469.0	85.1	0	115	5.5	88.75	φ 12.7mm	5	16,244,000
,H=25 m	5-7	30	25	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	6	0	1127.4	469.8	85.3	ŏ	115	5.5	81.6	\$ 12.7mm	5	17,098,000
	5-8 5-9	30 30	25 25	20 20	60 70	2.5	i 100 i 100	30	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	5	0	1083.5 1013.7	541.8	98.3	0	115 115	6.5	79.25	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	15,437,000 16,657,000
	5-10 5-11	30	25	30	50 60	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	5	0	932.8	466.4	84.6	0	115	5.5	57.25	φ 12.7mm	5	13,345,000
	5-12	30	25	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	6	0	1113.7	464.0	84.2	Ŏ	115	5.5	95.6	φ 12.7mm	5	18,795,000
	6-2	30	40	5	50 60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	9	4	1952.4	517.1	93.8	0	115	6.5	235.15	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	44,287,000 35,594,000
	6-3 6-4	30 30	40 40	5	70 50	2.5	i 100 i 100	20	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	7	3	1464.8 2432.5	523.1 506.8	94.9 92.0	0	115 115	6.5	203.45 261.2	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	29,722,000 42,460,000
W=30m	6-5 6-6	30	40	10	60 70	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	10	3	2069.0	517.2	93.9	00	115	65	243.5	φ 12.7mm	5	38,032,000
,H=40 m	6-7	30	40	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	10	0	2123.4	530.8	96.3	ŏ	115	6.5	174.5	φ 12.7mm	5	31,728,000
	6-8 6-9	30	40	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	9	2	2062.6	515.6	93.6	0	115	6.5	205	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	34,763,000 34,512,000
	6-10 6-11	30 30	40 40	30	50 60	2.5	i 100 i 100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	8	0	1629.8 1845.8	509.3 512.7	92.4	0	115 115	6	105.3 146.15	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	22,483,000 28,037,000
	6-12	30	40	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	9	0	1908.2	530.1	96.2	Ô	115	6.5	180.65	φ 12.7mm	5	31,328,000
	7-2	50	10	5	60	2.5	100	30	NPSS250-35	3.52	0.35	2	0	259.6	324.5	92.2	ğ	90	5	23.6	φ12.7mm	3	4,057,000
	7-3 7-4	50 50	10 10	5 10	70 50	2.5 2.5	100 100	20 40	NPSS250-35 NPS250-45	3.52 5.51	0.3	2	0	218.1	272.6	66.7	0	90 115	4.5 4.5	26.1 32.55	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	4,295,000 7,318,000
W=50m	7-5 7-6	50 50	10	10	60 70	2.5	100	30	NPS250-60 NPS250-45	5.51 5.51	0.35	2	0	393.0 356.2	491.3	89.2	0	115 115	5.5	24.7 25.7	φ 12.7mm	5	5,625,000 5,471.000
,H=10 m	7-7 7-9	50	10	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	3	0	579.5	482.9	87.6	0 0	115	6	35.05	φ 12.7mm	5	8,095,000
	7-9	50	10	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	3	0	568.2	473.5	85.9	ŏ	115	5.5	39.55	φ12.7mm	5	8,731,000
	7-10 7-11	50 50	10 10	30 30	50 60	2.5	i 100 i 100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	3	0	548.1 625.8	456.7 521.5	82.9 94.6	0	115 115	5.5 6.5	32.55 36.55	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	7,883,000 8,356,000
	7-12	50 50	10	30	70	2.5	100	20	NPS250-45 NPS250-60	5.51	0.35	4	0	676.4	422.7	76.7	0	115	5	49.4	φ 12.7mm	4	10,615,000
	8-2	50	25	5	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	5	0	980.9	490.4	89.0	Ŏ	115	6	100.25	φ 12.7mm	5	17,220,000
	o-3 8-4	50	25	5 10	70 50	2.5	100	20 40	NPS250-60	5.51	0.35	4	0	1469.2	4/5.4	95.2	Ō	115	5.5 6.5	90.4	φ12.7mm	5	22,549,000
W=50m	8-5 8-6	50 50	25 25	10	60 70	2.5	i 100 i 100	30	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	6 5	0	1257.8	524.1 537.0	95.1 97.5	8	115 115	6.5 6.5	121.1 115.25	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	20,719,000 18,693,000
,н=25 m	8-7 8-8	50	25	20	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1652.2	516.3	93.7	000	115	6	123.8	φ 12.7mm	5	24,053,000
	8-9	50	25	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	8	0	1547.5	483.6	87.8	ŏ	115	6	180.8	φ 12.7mm	5	29,569,000
	8-10 8-11	50 50	25 25	30 30	50 60	2.5 2.5	100	40	NPS250-60	5.51 5.51	0.35	7	0	1457.6	520.6	94.5 94.1	0	115 115	6	89.45 123.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	24,409,000
	8-12 9-1	50 50	25 40	30	70 50	2.5	100	20	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	9	0	2732.9	491.5 525 6	89.2 95.4	0	115	6.5	176.15 353.06	φ 12.7mm	5	30,945,000 51,948.000
	9-2	50	40	5	60	2.5	100	30	NPS250-60	5.51	0.35	10	0	2099.9	525.0	95.3	Ó	115	6.5	294	φ 12.7mm	5	42,320,000
	9-4	50	40	10	50	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	14	0	2937.9	524.6	95.2	0	115	6.5	352.4	φ 12.7mm	5	53,578,000
W=50m	9-5 9-6	50 50	40 40	10 10	60 70	2.5 2.5	100 100	30 20	NPS250-60 NPS250-60	5.51 5.51	0.35	12	1	2453.3	511.1 517.2	92.8 93.9	0	115 115	6 6	342.2 332.5	φ 12.7mm φ 12.7mm	5 5	49,873,000 45,990,000
,H=40 m	9-7 9-8	50	40	20	50	2.5	100	40	NPS250-60 NPS250-60	5.51	0.35	14	0	2971.5	530.6	96.3	0	115	6.5	284.9	φ 12.7mm	5	47,846,000
	9-9	50	40	20	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	13	0	2680.0	515.4	93.5	ŏ	115	6	390.05	φ 12.7mm	5	56,188,000
	9-10 9-11	50	40	30	50 60	2.5	100	40	NPS250-60	5.51	0.35	12	0	24/3.0	539.7	93.5	0	115	6.5	254.55	φ12.7mm	5	44,163,000
	9-12	50	40	30	70	2.5	100	20	NPS250-60	5.51	0.35	14	0	2956.0	527.9	95.8	0	115	6.5	351.9	¢12.7mm	5	54,720,000

表-3.2.5.16(c) アンカーエ計算結果一覧(c層厚φ逆算,地盤の許容支持力 300(kN/m²))

math math <th< th=""><th></th><th>断面 番号</th><th>すべり面 の 底 辺 長W(m)</th><th>地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)</th><th>すべり面 の 角 度 α(°)</th><th>斜面勾 配β(°)</th><th>] アンカー) ピッチ(m)</th><th>地盤の許 容支持力 (kN/m2)</th><th>アン カー打 設角 α(゜)</th><th>受圧板の 名称 (PUC受 圧板)</th><th>受圧板の 面積 (kN/m2)</th><th>受圧板の 高さ(m)</th><th>アンカー 段数(本)</th><th>背面に入 るアン カー段数 (本)</th><th>逆算 ϕ 時 の単位奥 行きあた りアン カー張力 (kN/m)</th><th>逆算<i>¢</i>時 のアン カー張力 (kN)</th><th>必要地盤 支持力 (kN/m2)</th><th>支 力 確 で う か</th><th><mark>アンカー</mark> 体径(削 孔径) (mm)</th><th>定着 長(m)</th><th>断面当た り総アン カー長(m)</th><th>PC鋼材 種類</th><th>PC鋼 材本 数</th><th>概算工事費 (円/10m)</th></th<>		断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の 角 度 α(°)	斜面勾 配β(°)] アンカー) ピッチ(m)	地盤の許 容支持力 (kN/m2)	アン カー打 設角 α(゜)	受圧板の 名称 (PUC受 圧板)	受圧板の 面積 (kN/m2)	受圧板の 高さ(m)	アンカー 段数(本)	背面に入 るアン カー段数 (本)	逆算 ϕ 時 の単位奥 行きあた りアン カー張力 (kN/m)	逆算 <i>¢</i> 時 のアン カー張力 (kN)	必要地盤 支持力 (kN/m2)	支 力 確 で う か	<mark>アンカー</mark> 体径(削 孔径) (mm)	定着 長(m)	断面当た り総アン カー長(m)	PC鋼材 種類	PC鋼 材本 数	概算工事費 (円/10m)
		1-1	10	10	5	50	2.5	300	40	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	129.3	161.7	76.3	0	90	3	18.1	¢12.7mm	2	3,224,000
Image: 1 Image: 2		1-2	10	10	5	70	2.5	5 <u>300</u> 5 300	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	85.8	107.3	50.6	ŏ	90	3	23.1	φ12.7mm	1 2	3,701,000
Photo Photo <th< td=""><td></td><td>1-4 1-5</td><td>10</td><td>10</td><td>10</td><td>50</td><td>0 <u>2.5</u> 0 2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 300</td><td>40</td><td>NPC250-35 NPC250-35</td><td>2.12</td><td>0.3</td><td>2</td><td>0</td><td>134.4</td><td>168.0</td><td>79.2</td><td>0</td><td>90</td><td>3</td><td>17.1</td><td>φ12.7mm φ12.7mm</td><td>2</td><td>3,162,000 3,343,000</td></th<>		1-4 1-5	10	10	10	50	0 <u>2.5</u> 0 2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	134.4	168.0	79.2	0	90	3	17.1	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,162,000 3,343,000
A A A A A A A A A A A A A A A A A	,H=10	1-6	10	10	10	70	2.5	5 <u>300</u>	20	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	105.7	132.1	62.3	0	90	3	20.6	φ 12.7mm	2	3,547,000
Ter 1	m	1-8	10	10	20	60	2.5	5 <u>300</u>	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	135.6	169.5	79.9	ŏ	90	3	17.1	φ12.7mm	2	3,251,000
Ter 1		1-9 1-10	10	10	20	70	2.5	5 <u>300</u> 5 300	20 40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	134.4	167.9	79.2	0	90	3	18.6	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,424,000 3,132,000
Here		1-11	10	10	30	60	2.5	5 <u>300</u>	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	132.7	165.8	78.2	00	90	3	16.6	φ 12.7mm	2	3,221,000
No. 1 2 1 2 <th2< th=""> 2 2 2</th2<>		2-1	10	25	5	50	2.5	5 <u>300</u>	40	NPC250-35	2.12	0.3	4	2	517.9	323.7	152.7	0	90	5	52.7	φ12.7mm	1 3	7,453,000
Image: state Image: state<		2-2 2-3	10	25 25	5	60	2.5	5 <u>300</u> 5300	30	NPC250-35 NPC250-45	2.12	0.3	4	2	507.4 610.6	317.1 381.6	149.6	0	90 115	4.5	58.7 62.4	φ12.7mm φ12.7mm	1 <u>3</u> 14	9,813,000
Physical PhysicaPhysicaPhysicaPhysical Physical PhysicaPhysicaPhysicaPhysicaPhy		2-4	10	25	10	50	2.5	5 <u>300</u>	40	NPC250-35	2.12	0.3	4	2	484.0	302.5	142.7	0	90	4.5	49.2	φ12.7mm	3	7,233,000
Image Image <t< td=""><td>W=10m H=25</td><td>2-5</td><td>10</td><td>25</td><td>10</td><td>70</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 <u>300</u></td><td>20</td><td>NPC250-35</td><td>2.12</td><td>0.3</td><td>4</td><td>3</td><td>593.4</td><td>370.9</td><td>174.9</td><td>0</td><td>115</td><td>4.5</td><td>59.9</td><td>\$12.7mm</td><td>1 4</td><td>9,392,000</td></t<>	W=10m H=25	2-5	10	25	10	70	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	20	NPC250-35	2.12	0.3	4	3	593.4	370.9	174.9	0	115	4.5	59.9	\$12.7mm	1 4	9,392,000
No. No. <td>m</td> <td>2-7 2-8</td> <td>10 10</td> <td>25 25</td> <td>20</td> <td>50 60</td> <td>2.5</td> <td>5 <u>300</u> 5 300</td> <td>40</td> <td>NPC250-35 NPC250-35</td> <td>2.12</td> <td>0.3</td> <td>4</td> <td>1</td> <td>372.7 394.6</td> <td>232.9</td> <td>109.9</td> <td>0</td> <td>90</td> <td>3.5</td> <td>40.2</td> <td>φ12.7mm φ12.7mm</td> <td>3</td> <td>6,665,000</td>	m	2-7 2-8	10 10	25 25	20	50 60	2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	4	1	372.7 394.6	232.9	109.9	0	90	3.5	40.2	φ12.7mm φ12.7mm	3	6,665,000
Partial Partial <t< td=""><td></td><td>2-9 2-10</td><td>10</td><td>25</td><td>20</td><td>70</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 300</td><td>20</td><td>NPC250-35 NPC250-35</td><td>2.12</td><td>0.3</td><td>4</td><td>2</td><td>477.3</td><td>298.3</td><td>140.7</td><td>00</td><td>90</td><td>4.5</td><td>55.2 34.2</td><td>φ 12.7mm</td><td>3</td><td>7,949,000</td></t<>		2-9 2-10	10	25	20	70	2.5	5 <u>300</u> 5 300	20	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	4	2	477.3	298.3	140.7	00	90	4.5	55.2 34.2	φ 12.7mm	3	7,949,000
P 10 </td <td></td> <td>2-11</td> <td>10</td> <td>25</td> <td>30</td> <td>60</td> <td>2.5</td> <td>300</td> <td>30</td> <td>NPC250-35</td> <td>2.12</td> <td>0.3</td> <td>4</td> <td>1</td> <td>340.2</td> <td>212.7</td> <td>100.3</td> <td>ŏ</td> <td>90</td> <td>3.5</td> <td>40.7</td> <td>¢12.7mm</td> <td>2</td> <td>6,809,000</td>		2-11	10	25	30	60	2.5	300	30	NPC250-35	2.12	0.3	4	1	340.2	212.7	100.3	ŏ	90	3.5	40.7	¢12.7mm	2	6,809,000
No. A		3-1	10	40	30	50	2.5	5 300 5 300	20 40	NPC250-35 NPC250-45	2.12	0.35	4	4	396.4	371.5	175.2	0	90	4.5	47.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	13,054,000
No. 1 0		3-2	10	40	5	60	2.5	5 <u>300</u> 5 300	30	NPC250-45 NPC250-45	2.12	0.35	6	4	847.8	353.2	166.6	0	115	4.5	87.6	φ 12.7mm		13,946,000
Inter Inter <th< td=""><td></td><td>3-4</td><td>10</td><td>40</td><td>10</td><td>50</td><td>2.5</td><td>i 300</td><td>40</td><td>NPC250-45</td><td>2.12</td><td>0.35</td><td>6</td><td>4</td><td>824.4</td><td>343.5</td><td>162.0</td><td>0 0</td><td>115</td><td>4</td><td>74.1</td><td>φ 12.7mm</td><td>4</td><td>12,555,000</td></th<>		3-4	10	40	10	50	2.5	i 300	40	NPC250-45	2.12	0.35	6	4	824.4	343.5	162.0	0 0	115	4	74.1	φ 12.7mm	4	12,555,000
The second seco	W=10m	3-5 3-6	10	40	10	70	2.5	5 300 5 300	20	NPC250-35 NPC250-45	2.12	0.35	6	4	i 798.2	332.6	170.3	0	115	4.5	80.8 91.6	φ12.7mm φ12.7mm	4	14,521,000
1 1 1 1 2 2 0 4 1 2 0	,11=40 m	3-7 3-8	10	40	20	50	2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	6	3	642.0	267.5	126.2	0	90	4.5	65.8 76.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	10,305,000
p-11 10 40 20 1		3-9	10	40	20	70	2.5	300	20	NPC250-35	2.12	0.3	6	4	737.7	307.4	145.0	Ŏ	90	5	88.8	¢12.7mm	3	12,262,000
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		3-10	10	40	30	60	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	30	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	6	3	555.2	231.4	92.8	ŏ	90	3.5	64.3	φ12.7mm φ12.7mm	1 3	9,585,000
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		3-12 4-1	10 30	40	30	70	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	20 40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	6	3	619.4 228.6	258.1	121.7	0	90	4.5	75.3	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	11,412,000
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		4-2	30	10	5	60	2.5	5 <u>300</u>	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	189.3	236.6	111.6	Ŏ	90	3.5	20.6	φ12.7mm	3	3,499,000
m-ban-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> m-ban-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> m-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 2010<="" p=""> m-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> m-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> m-bar 2010 <pm-bar 2010<="" p=""> <pm-bar 20100<="" 2010<="" pm-bar="" td=""><td></td><td>4-4</td><td>30</td><td>10</td><td>10</td><td>50</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u></td><td>40</td><td>NPC250-45</td><td>2.12</td><td>0.35</td><td>2</td><td>0</td><td>294.8</td><td>368.5</td><td>173.8</td><td>ŏ</td><td>115</td><td>4.5</td><td>20.2</td><td>φ12.7mm</td><td>4</td><td>3,859,000</td></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar></pm-bar>		4-4	30	10	10	50	2.5	5 <u>300</u>	40	NPC250-45	2.12	0.35	2	0	294.8	368.5	173.8	ŏ	115	4.5	20.2	φ12.7mm	4	3,859,000
M = 0 C = 7 S01 S12 C = 300 Performance S12 C = 300 Performance S12 C = 300 Performance S12 C = 300 S12 S12 <t< td=""><td>W=30m</td><td>4-5 4-6</td><td>30</td><td>10</td><td>10</td><td>60 70</td><td>2.5</td><td>5 300 5 300</td><td>30</td><td>NPC250-35 NPC250-35</td><td>2.12</td><td>0.3</td><td>2</td><td>0</td><td>263.2</td><td>293.9</td><td>155.2</td><td>0</td><td>90</td><td>4.5</td><td>22.6</td><td>φ12./mm φ12.7mm</td><td>3</td><td>3,626,000</td></t<>	W=30m	4-5 4-6	30	10	10	60 70	2.5	5 300 5 300	30	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	263.2	293.9	155.2	0	90	4.5	22.6	φ12./mm φ12.7mm	3	3,626,000
Image: Provide state Providesttate Provide state P	,n-10 m	4-7 4-8	30 30	10	20	50	2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	2	0	365.0	456.3	215.2	0	115 115	5.5 5.5	21.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	4,202,000
i i		4-9	30	10	20	70	2.5	300	20	NPC250-45	2.12	0.35	2	0	359.7	449.6	212.1	Ŏ	115	5.5	23.7	¢ 12.7mm	5	4,382,000
+12 33 10 30 72 25 30 21 033 2 0 4444 210 35 124 033 24 04 244 033 244 244 033 244 137 244 137 244 137 135 <th< td=""><td></td><td>4-10</td><td>30</td><td>10</td><td>30</td><td>60</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 <u>300</u></td><td>30</td><td>NPC250-60 NPC250-60</td><td>2.12</td><td>0.35</td><td>2</td><td>0</td><td>344.3</td><td>430.4</td><td>203.0</td><td>ő</td><td>115</td><td>6</td><td>20.7</td><td>φ12.7mm φ12.7mm</td><td>1 5</td><td>4,084,000</td></th<>		4-10	30	10	30	60	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	30	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	2	0	344.3	430.4	203.0	ő	115	6	20.7	φ12.7mm φ12.7mm	1 5	4,084,000
N Sol		4-12 5-1	30 30	10	30	70	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	20	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	2	0	424.8	531.0	250.5	0	115	6.5	24.2	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	4,584,000
1 1		5-2	30	25	5	60	2.5	300	30	NPC250-60	2.12	0.35	4	0	740.1	462.5	218.2	Ö	115	5.5	70.4	φ 12.7mm	5	10,796,000
N=30 S-3 S-3 S-2 S-3 S-3 S-3 S-2 S-3 S-3 <td></td> <td>5-3 5-4</td> <td>30</td> <td>25</td> <td>10</td> <td>50</td> <td>2.5</td> <td>5 <u>300</u> 5 <u>300</u></td> <td>40</td> <td>NPC250-43</td> <td>2.12</td> <td>0.35</td> <td>4</td> <td>0</td> <td>952.9</td> <td>595.6</td> <td>280.9</td> <td>0</td> <td>115</td> <td>4.5</td> <td>61.4</td> <td>φ12.7mm</td> <td>1 6</td> <td>9,977,000</td>		5-3 5-4	30	25	10	50	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	40	NPC250-43	2.12	0.35	4	0	952.9	595.6	280.9	0	115	4.5	61.4	φ12.7mm	1 6	9,977,000
	W=30m	5-5 5-6	30 30	25 25	10	60 70	0 <u>2.5</u> 0 <u>2.5</u>	5 <u>300</u> 5 300	30 20	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	4	0	856.5 744.4	465.2	252.5		115	6.5 5.5	69.4 79.4	φ12.7mm φ12.7mm	5	10,711,000
i=0 39 25 20 72 300 72 300 72 <th7< td=""><td>,n-25 m</td><td>5-7 5-8</td><td>30 30</td><td>25 25</td><td>20</td><td>50</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 300</td><td>40</td><td>NPSS250-80 NPSS250-80</td><td>3.52</td><td>0.4</td><td>4</td><td>0</td><td>982.6</td><td>614.1</td><td>174.5</td><td>0</td><td>115</td><td>7.5</td><td>57.6 63.6</td><td>φ 12.7mm φ 12.7mm</td><td>6</td><td>10,998,000</td></th7<>	,n-25 m	5-7 5-8	30 30	25 25	20	50	2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	982.6	614.1	174.5	0	115	7.5	57.6 63.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	6	10,998,000
11 23 22 23 230 23 230 24 240 240 243 2 111 33 512 111 33 512 1111 1111 111		5-9	30	25	20	70	2.5	300	20	NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	983.4	614.6	174.6	Õ	115	7.5	73.6	¢ 12.7mm	6	12,725,000
1-12 30 25 30 70 23 300 40 322 0.4 4 0 1930 <t< td=""><td></td><td>5-11</td><td>30</td><td>25</td><td>30</td><td>60</td><td>2.5</td><td>5 <u>300</u> 5 <u>300</u></td><td>30</td><td>NPSS250-80</td><td>3.52</td><td>0.35</td><td>4</td><td>0</td><td>992.7</td><td>620.4</td><td>176.3</td><td>0</td><td>115</td><td>7.5</td><td>57.6</td><td>φ12.7mm</td><td>1 6</td><td>11,176,000</td></t<>		5-11	30	25	30	60	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	30	NPSS250-80	3.52	0.35	4	0	992.7	620.4	176.3	0	115	7.5	57.6	φ12.7mm	1 6	11,176,000
b c 30 40 5 60 25 300 20 wetsee 5.2 0.4 6 0 15728 6373 111 C 115 7.5 1398 0.127mm 7.2 27.1100 m		5-12 6-1	30	25 40	30	50	2.5	5 300 5 300	20 40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	1089.0	680.6	193.4 208.3	0	115	8.5	65.6	φ12./mm φ12.7mm	7	12,398,000 20,279,000
e-d 30 40 10 58 2.5 300 40 10 19 2.5 300 40 10 59 2.2 300 300 40 10 50 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 8 11.3 <th11.3< th=""> <th11.3< th=""> <th11.3< th=""></th11.3<></th11.3<></th11.3<>		6-2 6-3	30 30	40	5	60	2.5	5 <u>300</u> 5 300	30	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	6	2	1529.6	637.3	181.1	0	115	7.5	139.9	φ 12.7mm φ 12.7mm		21,379,000 25,781,000
W-300 m m m m m m m m m m		6-4	30	40	10	50	2.5	i 300	40	NPSS250-80	3.52	0.4	6	0	1747.3	728.1	206.8	0	115	8.5	113.9	φ12.7mm	7	19,491,000
m 6-2 30 40 20 25 300 40 40 40 40 40 40 22 300 40 40 22 300 40 40 20 66 10 103 1030 0 115 85 1334 61 27 193 20 44 6 10 1030 103 20 41 30 40 23 40 40 40 40 30 60 23 300 40 60 113 331 41 41 77 71 413 40 77 71 413	W=30m H=40	6-6	30	40	10	70	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	20	NPSS250-80	3.52	0.4	6	1	1595.9	665.0	188.9	0	115	8	159.9	\$12.7mm	7	24,255,000
Image: bit of the second sec	m	6-7 6-8	30 30	40	20	50	2.5	5 <u>300</u> 5 300	40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	6	0	1630.9 1683.0	679.5 701.2	193.0	0	115	8.5	97.4	φ12.7mm φ12.7mm	7	17,965,000
i=1 30 40 30 60 2.5 300 30.9 99.2 0.4 6 0 197.6 Q 115 3 96.2 0.12.7mm 7 118.18.500 97.1 50 10 50 2.5 300 40.19729-43 2.12 0.33.2 0 114.4 Q 115.5 11.3 0.12.7mm 3.988.000 7-2 50 10 50 2.5 300 2019729-35 2.12 0.3 2 0.221.1 27.64 0.30.4 Q 90 4.5 2.61 0.12.7mm 3.3888.00 7-3 50 10 0.6 2.5 300 301972929-35 2.12 0.35 2 0.982.4 453.0 2.13 0.115 6 2.47 0.12.7mm 4.462.00 7-5 50 10 0.2 5 30.0 0.041972929-33.2 0.088.0 0.115 6 2.47 0.12.7mm 5 2.77 0.75 50.0 <td></td> <td>6-9 6-10</td> <td>30 30</td> <td>40</td> <td>20</td> <td>70</td> <td>2.5</td> <td>5 <u>300</u> 5 <u>300</u></td> <td>20</td> <td>NPSS250-80 NPC250-60</td> <td>3.52</td> <td>0.4</td> <td>6</td> <td>0</td> <td>1681.6</td> <td>563.8</td> <td>199.0</td> <td>0</td> <td>115</td> <td>8.5</td> <td>133.4</td> <td>φ 12.7mm φ 12.7mm</td> <td>7</td> <td>21,804,000</td>		6-9 6-10	30 30	40	20	70	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	20	NPSS250-80 NPC250-60	3.52	0.4	6	0	1681.6	563.8	199.0	0	115	8.5	133.4	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	21,804,000
information		6-11	30	40	30	60	2.5	5 <u>300</u>	30	NPSS250-80	3.52	0.4	6	0	1585.0	660.4	187.6	Ŏ	115	8	96.9	φ12.7mm	7	18,185,000
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		6-12 7-1	30	40	30	50	2.5	5 300 5 300	40	NPC250-45	3.52	0.4	2	0	313.1	391.4	184.6	0	115	8.5	21.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	3,984,000
V=50m 7-4 50 10 10 50 2.5 300 40 NP220-00 2.1 0.35 2 0 443.4 554.3 201.4 0 115 6.5 24.2 0.12.2mm 6 4455.00 1-0 7-7 560 10 10 70 2.5 300 20 NP220-00 2.1 0.35 2 0 482.4 453.0 210.2 0 115 6 2.57.9 61.2.7mm 7 569.000 7-8 50 10 20 60 2.5 300 20 Nessee 3.52 0.4 2 0 583.0 735.0 208.8 0 115 8.5 2.88 012.7mm 7.5 560.000 7-10 50 10 30 60 2.5 300 20 Nessee 3.52 0.4 2 0 649.4 1115 8.5 2.88 012.7mm 7.5 560.000 115 8.5 2.88		7-2 7-3	50 50	10	5	60	2.5	5 <u>300</u> 5 300	30	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	262.2	276.4	154.6	0	90	4.5	23.6	φ 12.7mm φ 12.7mm		3,688,000 3,926,000
W=500 T=		7-4 7-5	50	10	10	50	2.5	i 300	40	NPC250-60	2.12	0.35	2	0	443.4	554.3 497 9	261.4	000	115	6.5	24.2	φ 12.7mm	6	4,462,000
n 1 / 7 / 3 / 3 / 3 / 3 / 3 / 3 / 3 / 3 / 3	W=50m ,H=10	7-6	50	10	10	70	2.5	5 300	20	NPC250-60	2.12	0.35	2	0	362.4	453.0	213.7	ğ	115	5.5	24.7	¢ 12.7mm	5	4,711,000
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	m	/-/ 7-8	50 50	10 10	20 20	50 60	2.5 2.5	300 300	40 30	NPSS250-80	3.52 3.52	0.4	2	0	592.0 588.0	735.0	210.2	0	115 115	9 8.5	28.8 28.3	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	5,698,000 5,740,000
7-11 50 10 30 60 2.5 300 30 wesser-wess		7-9 7-10	50 50	10	20	70	2.5	5 <u>300</u> 5 300	20 40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	2	0	583.2	729.0	207.1	0	115	8.5	29.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	5,960,000
Image: Print is the standard in the sta		7-11	50	10	30	60	2.5	300	30	NPSS250-80	3.52	0.4	2	0	649.4	811.8	230.6	Ö	135	8	26.9	φ 12.7mm	8	6,108,000
W=50m 8-2 50 25 50 25 50 25 70 2.5 300 20 NPC250-60 2.12 0.35 4 0 756.8 73.0 223.1 0 115 75 76.4 \$12.655.000 B=4 50 25 10 50 2.5 300 40 MPC250-60 2.12 0.35 4 0 756.8 473.0 223.1 0 115 5.5 90.4 \$12.7mm 8 13.557.000 B=5 50 25 10 60 2.5 300 30 PMC250-90 3.52 0.4 4 0 126.4 0 115 8 8.96 \$12.7mm 7 14.618.000 B=7 50 25 20 50 2.5 300 30 PMC250-90 3.52 0.45 4 0 1568.1 980.1 278.4 0 135 10 73.8 \$12.7mm 16.825.000 30		8-1	50	25	5	50	2.5	5 300 5 300	40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	1147.8	877.0	249.3	0	135	8.5	70.6	φ12.7mm φ12.7mm	7	12,522,000
W=50m B=-4 50 25 10 50 21.5 10.1 11.6 11.5 12.5 11.5 12.5 11.5 12.5 11.5 12.5 11.5 12.5 11.5 12.5 </td <td></td> <td>8-2 8-3</td> <td>50 50</td> <td>25</td> <td>5</td> <td>60</td> <td>2.5</td> <td>i 300</td> <td>30</td> <td>NPC250-60 NPC250-60</td> <td>2.12</td> <td>0.35</td> <td>4</td> <td>0</td> <td>946.7 756 P</td> <td>591.7 473 0</td> <td>279.1 223 1</td> <td>0</td> <td>115</td> <td>5.5</td> <td>76.4</td> <td>φ 12.7mm</td> <td>6</td> <td>11,459,000</td>		8-2 8-3	50 50	25	5	60	2.5	i 300	30	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	4	0	946.7 756 P	591.7 473 0	279.1 223 1	0	115	5.5	76.4	φ 12.7mm	6	11,459,000
W=50m B ⁻³ 50 23 10 60 2.3 300 300 300 300 332 0.4 4 0 12133 193.7 213.8 0 113 9 7.93.6 012.71mm 1 13.33.300 H=25 B -7 50 25 20 50 2.5 300 20 Messae-10 3.52 0.4 4 0 168.9 668.4 189.0 113 8 89.6 012.71mm 7 14.806.000 B=7 50 25 20 60 2.5 300 20 Messae-10 3.52 0.45 4 0 1568.8 980.5 278.5 0 135 10 73.8 012.7mm 9 16.892.000 B=10 50 25 300 20 Messae-100 3.52 0.45 4 0 1643.0 102.69 271.7 135 9.5 88.8 012.7mm 9 13.745.000		8-4	50	25	10	50	2.5	300	40	NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	1364.1	852.5	242.2	Ö	135	8.5	67.8	¢ 12.7mm	8	13,557,000
B-7 50 25 20 50 2.5 300 40 45 4 0 1568.1 980.1 278.4 0 135 10 67.8 61.27mm 9 14.806.000 B-8 50 25 20 60 2.5 300 30 1952000 3.52 0.45 4 0 1568.8 980.5 278.5 0 135 9.5 81.8 61.27mm 9 16.892.000 B-10 50 25 30 50 2.5 300 20 Messac-100 3.52 0.45 4 0 1548.3 967.7 274.8 0 135 9.5 88.8 612.7mm 9 16.795.000 B-12 50 25 30 60 2.5 300 20 Messac-100 3.52 0.45 4 0 1643.0 1026.9 29.17 0 135 9 9.225 \$12.7mm 9 19.802.000 19.802.000 16.983.6 253.9 0 135 9.5 12.81 \$14.32 \$12.7mm 9	W=50m .H=25	8-6	50	25 25	10	70	2.5	5 300	20	NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	1069.5	668.4	189.9	Ŏ	115	8	89.6	\$ 12.7mm	7	14,618,000
8-9 50 25 20 70 2.5 300 20 Messace-100 3.52 0.45 4 0 1548.3 967.7 274.9 0 135 9.5 81.8 \$\pm12.7mm 9 16.795.000 8-10 50 25 30 60 2.5 300 40 Messace-100 3.52 0.45 4 0 1434.4 896.5 254.7 0 135 9.5 88.8 \$\pm12.7mm 13.745.000 8-12 50 25 30 60 2.5 300 20 Messace-100 3.52 0.45 4 0 1643.0 026.9 9.17 0 135 9 92.25 \$\pt12.7mm 9 19.802.000 135 9 92.25 \$\pt12.7mm 9 19.802.000 16.0 19312 804.7 22.60 135 8 1432 \$\pt12.7mm 9 25.312.000 19.41.8 \$\pt12.7mm 8 25.601.000 135.2 0.45	m	8-7 8-8	50 50	25 25	20	50 60	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	40	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	4	0	1568.1 1568.8	980.1 980.5	278.4 278.5		135 135	10	67.8 73.8	φ <u>12.7mm</u> φ <u>12.</u> 7mm	9	14,806,000 15,692,000
b b< b< b< b< <td></td> <td>8-9</td> <td>50</td> <td>25</td> <td>20</td> <td>70</td> <td>2.5</td> <td>300</td> <td>20</td> <td>NPSS250-100 NPSS250-100</td> <td>3.52</td> <td>0.45</td> <td>4</td> <td>0</td> <td>1548.3</td> <td>967.7</td> <td>274.9</td> <td>0</td> <td>135</td> <td>9.5</td> <td>81.8</td> <td>φ 12.7mm</td> <td>9</td> <td>16,795,000</td>		8-9	50	25	20	70	2.5	300	20	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	4	0	1548.3	967.7	274.9	0	135	9.5	81.8	φ 12.7mm	9	16,795,000
B-12 OU ZS OU ZS OU ZS OU SS2 O.45 S1 O 135 9 92.25 \$\phi\$12.mm 9 18.002.000 9-1 50 40 5 50 2.5 300 40 Messac-100 3.52 0.45 6 0 2319.3 966.4 274.5 O 135 9 92.25 \$\phi\$12.mm 9 25.012.000 9-2 50 40 5 60 2.5 300 30 Messac-100 3.52 0.45 6 0 191.2 804.7 228.6 O 135 8 143.2 \$\phi\$12.mm 8 26.601.000 9-4 50 40 10 50 2.5 300 30 Messac-100 3.52 0.45 6 0 152.1 63.8 180.1 O 115 7.5 179.9 \$\phi\$12.mm 9 26.834.000 9-4 50 40 10<		8-11	50	25	30	60	2.5	5 300	30	NPSS250-100	3.52	0.45	4	0	1643.0	1026.9	291.7	ŏ	135	10.5	69.8	\$ 12.7mm	10	15,499,000
y 9-2 50 40 5 60 2.5 300 30 Messace-100 3.52 0.45 6 0 1931.2 804.7 228.6 O 135 8 143.2 \$\phi 12.7mm 8 26.601.000 9-3 50 40 5 70 2.5 300 20 Messace-100 3.52 0.45 6 0 1521.1 633.8 180.1 O 115 7.5 179.9 \$\phi 12.7mm 8 26.601.000 9-4 50 400 10 60 2.5 300 40 Messace-100 3.52 0.45 6 0 1251.02 896.5 254.7 O 135 9 144.15 \$\phi 12.7mm 9 26.934.000 9-5 50 40 10 60 2.5 300 20 Messace-100 3.52 0.45 6 0 125.9 135.9 135.7 \$\phi 12.7mm 9 26.934.000		8-12 9-1	50 50	25 40	30	70 50	2.5 2.5	300 300	20 40	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52 3.52	0.45	5 6	0	1787.3 2319.3	893.6 966.4	253.9 274.5	0	135 135	9.5	92.25 128.21	φ 12.7mm φ 12.7mm	9	19,802,000 25,312,000
y=50 52 70 50 100 100 100 110 100 110 100 110 100		9-2	50	40	5	60	2.5	300	30	NPSS250-100 NPSS250-80	3.52	0.45	6	0	1931.2	804.7	228.6	0	135	8	143.2	φ 12.7mm	8	26,601,000
W=50rt H=40 y=-7 50 40 10 60 2.5 300 20 Messac-100 3.52 0.45 61 0 225.5 939.0 266.8 0 135 9.5 139.7 \$12.7mm 8 29.9 35.0 0.45 61 0 225.35 939.0 266.8 0 135 9.5 139.7 \$12.7mm 8 29.9 35.00 35.2 0.45 61 0 195.8 816.2 231.9 0 135 8.5 163.7 \$12.7mm 8 29.153.000 m 9-7 50 40 20 50 2.5 300 40 Messac-100 3.52 0.45 7 0 26.12.1 99.29 26.05 0 135 9.5 129.15 \$412.7mm 9 29.153.000 9-8 50 40 20 60 2.5 300 30 Messac-100 3.52 0.45 7 0 2642.3 943.7 <td></td> <td>9-4</td> <td>50</td> <td>40</td> <td>10</td> <td>50</td> <td>2.5</td> <td>5 300</td> <td>40</td> <td>NPSS250-100</td> <td>3.52</td> <td>0.45</td> <td>7</td> <td>0</td> <td>2510.2</td> <td>896.5</td> <td>254.7</td> <td>ŏ</td> <td>135</td> <td>9</td> <td>144.15</td> <td>¢12.7mm</td> <td>9</td> <td>28,883,000</td>		9-4	50	40	10	50	2.5	5 300	40	NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2510.2	896.5	254.7	ŏ	135	9	144.15	¢12.7mm	9	28,883,000
m 9-7 50 40 20 50 2.5 300 40/μessas-i0i 3.52 0.45 7 0 2612.11 932.9 265.0 ○ 135 9.5 129.15 \pi 12.7mm 9 2.7114.000 9-8 50 40 20 60 2.5 300 30/μessas-i0i 3.52 0.45 7 0 2642.3 943.7 268.1 ○ 135 9.5 127.165 \pi 12.7mm 9 23.289.000 9.9 50 40 20 70 2.5 300 20 \ms sase-i0 3.52 0.45 7 0 2642.3 943.7 264.7 ○ 135 9.5 173.15 \pi 12.7mm 9 92.895.000 9-10 50 40 30 50 2.5 300 40 \ms sase-i0 3.52 0.45 7 0 264.7 ○ 135 9.5 173.15 \pi 12.7mm 9 23.2895.000 9-11	W=50m	9-5 9-6	50 50	40 40	10	60 70	2.5	5 300 5 300	30 20	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52 3.52	0.45	6	0	2253.5	939.0	266.8 231.9	0	135 135	9.5 8.5	139.7 163.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	9	26,934,000 29,153,000
9-9 50 40 20 70 2.5 300 20 Image: New Sector 7 0 2608.9 931.7 264.7 0 135 9.5 173.15 \$\phi\$12.7mm 9 32.895.000 9-10 50 40 30 50 2.5 300 40 Image: New Sector 3.52 0.45 6 0 2290.0 954.1 271.1 0 135 9.5 173.15 \$\phi\$12.7mm 9 32.895.000 9-11 50 40 30 50 2.5 300 40 Image: New Sector 3.52 0.45 6 0 2290.0 954.1 271.1 0 135 9.5 123.71 \$\phi\$12.7mm 9 21.478.000 9 11 50 40 30 60 2.5 300 32.985.000 3.52 0.45 7 0 264.68 5 135 9.5 123.71 \$\phi\$12.7mm 9 21.478.000 135	m	9-7 9-8	50 50	40	20	50	2.5	5 <u>300</u> 5 <u>300</u>	40	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2612.1	932.9 943.7	265.0		135	9.5 9.5	129.15	φ 12.7mm φ 12.7mm	9	27,114,000 29,608.000
<u> </u>	m	9-9 9-10	50 50	40	20	70	2.5	5 300 5 300	20	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2608.9	931.7	264.7	0	135	9.5	173.15	φ 12.7mm	9	32,895,000
9-12 50 40 30 70 25 300 20 PSS20-10 3.52 0.45 8 0 200.0 0.06 2 2575 0 125 0 172 6 410.7 - 0 24 606 0.00		9-11 9-12	50	40	30	60	2.5	i 300	30	NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2646.8	945.3	268.5	Ŏ C	135	9.5	129.15	φ 12.7mm	9	27,426,000

表-3.2.5.16(d) アンカーエ計算結果一覧(φ固定 c 逆算,地盤の許容支持力 300(kN/m²))

	断面 番号	すべり面 の底辺 長W(m)	地すべり 形 状 の さH(m)	すべり面 の 角 度 α(°)	斜面 勾 配β(°)	アンカー ピッチ(m)	地盤の許 容支持力 (kN/m2)	アン カー打 設角 α(゜)	受圧板の 名称 (PUC受 圧板)	受圧板の 面積 (kN/m2)	受圧板の 高さ(m)	アンカー 段数(本)	背面に入 るアン カー段数 (本)	逆算c時 の単位奥 行きあた りアン カー張力 (kN/m)	逆算c時 のアン カー張力 (kN)	必要地盤 支持力 (kN/m2)	支 力 確 で か	<mark>アンカー</mark> 体径(削 孔径) (mm)	定着 長(m)	断面当た り総アン カー長(m)	PC鋼材 種類	PC鋼 材本 数	概算工事費 (円/10m)
	1-1	10	10	5	50	2.5	300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	161.3	201.6	95.1 72.2	0	90	3.5	19.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	3,286,000
	1-3	10	10	5	70	2.5	300	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	89.4	111.7	52.7	Ő	90	3	23.1	φ12.7mm	2	3,701,000
W-10m	1-4	10	10	10	60	2.5	300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	137.4	171.7	98.2	0	90	3.5	18.1	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,224,000 3,343,000
,H=10	1-6 1-7	10	10	10	70	2.5	300 300	20 40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	110.5	138.1	65.1 94.0	0	90	3.5	20.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	3,547,000
m	1-8	10	10	20	60	2.5	300	30	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	152.1	190.2	89.7	Ŏ	90	3	17.1	¢ 12.7mm	2	3,251,000
	1-9	10	10	30	50	2.5	300	40	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	140.8	1/6.0	83.0	0	90	3	18.6	φ12.7mm φ12.7mm	2	3,424,000
	1-11 1-12	10 10	10 10	<u>30</u> 30	60 70	2.5	300	30 20	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	145.5 152.0	181.9	85.8 89.6	0	90	3	16.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	2	3,221,000 3,332,000
	2-1	10	25	5	50	2.5	300	40	NPC250-45	2.12	0.35	4	2	686.0	428.7	202.2	Õ	115	5	52.9	φ 12.7mm	4	8,727,000
	2-2	10	25	5	70	2.5	300	20	NPC250-45	2.12	0.35	4	3	543.9	339.9	160.3	0	115	5	60.2	φ12.7mm φ12.7mm	4	9,408,000
	$\frac{2-4}{2-5}$	10	25	10	50	2.5	300	40	NPC250-45 NPC250-45	2.12	0.35	4	2	648.3	405.2	191.1	0	115	5	51.4 56.4	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	8,603,000
W=10m ,H=25	2-6	10	25	10	70	2.5	300	20	NPC250-45	2.12	0.35	4	3	575.9	359.9	169.8	Ŏ	115	4.5	59.9	φ 12.7mm	4	9,605,000
m	2-7	10	25	20	60	2.5	300	30	NPC250-45 NPC250-45	2.12	0.35	4	1	528.0	351.2	165.6	Ö	115	4.5	42.2	φ12.7mm φ12.7mm	4	8,569,000
	2-9 2-10	10 10	25 25	20	70	2.5	300	20 40	NPC250-45 NPC250-35	2.12	0.35	4	2	564.0 368.7	352.5 230.4	166.3	0	115 90	4.5	55.4 36.2	φ12.7mm φ12.7mm	4	9,229,000 6.413,000
	$\frac{2-11}{2-12}$	10	25	30	60	2.5	300	30	NPC250-35	2.12	0.3	4	1	479.5	299.7	141.4	0	90	4.5	44.7	φ 12.7mm	3	7,127,000
	3-1	10	40	5	50	2.5	300	40	NPC250-60	2.12	0.35	6	4	1227.2	511.3	241.2	0	115	6	89.1	φ12.7mm	1 5	14,494,000
	3-2 3-3	10 10	40 40	5	60 70	2.5	300	30	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	6	4	1260.1	525.1 507.2	247.7 239.2	0	115 115	6.5	99.6 104.1	φ12.7mm φ12.7mm	5	15,652,000
	3-4	10	40	10	50	2.5	300	40	NPC250-60	2.12	0.35	6	4	1146.0	477.5	225.2	0	115	6	86.1	φ 12.7mm	5	14,239,000
W=10m .H=40	3-5	10	40	10	70	2.5	300	20	NPC250-60	2.12	0.35	6	4	1219.1	511.6	239.6	0	115	6	100.6	\$ 12.7mm	5	15,978,000
m	3-7 3-8	10	40	20	50 60	2.5	300	40	NPC250-45 NPC250-45	2.12	0.35	6	3	928.3 1055.6	386.8 439.8	182.5 207.5	0	115 115	4.5 5.5	69.1 83.1	φ 12.7mm φ 12.7mm	4	12,138,000 13,771,000
	3-9	10	40	20	70	2.5	300	20	NPC250-60 NPC250-35	2.12	0.35	6	4	1146.8	477.8	225.4	000	115 QA	6	95.1	φ 12.7mm	5	15,512,000
	3-11	10	40	30	60	2.5	300	30	NPC250-45	2.12	0.35	6	3	889.0	370.4	174.7	ŏ	115	4.5	70.6	¢12.7mm	4	12,530,000
	3-12 4-1	30	40	30 5	50	2.5	300	40	NPC250-45 NPC250-35	2.12	0.35	2	3	236.7	295.9	139.6	0	90	4.5	20.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	3,410,000
	4-2 4-3	30 30	10 10	5	60 70	2.5	300 300	30 20	NPC250-35 NPC250-35	2.12	0.3	2	0	191.2 153.8	239.0	112.7 90.7	0	90 90	4	21.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	3	3,562,000 3,763,000
	4-4 4-5	30	10	10	50	2.5	300	40	NPC250-45 NPC250-35	2.12	0.35	2	0	303.7	379.6	179.0	0	115	4.5	20.2	φ 12.7mm	4	3,859,000
W=30m .H=10	4-6	30	10	10	70	2.5	300	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	233.3	291.6	137.6	ŏ	90	4.5	23.6	φ12.7mm	3	3,769,000
m	4-7 4-8	30 30	10	20 20	50 60	2.5	300 300	40	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	2	0	369.1 363.5	461.4 454.4	217.6 214.3	0	115 115	5.5 5.5	21.7 22.2	φ12.7mm φ12.7mm	1 5 1 5	4,202,000 4,333,000
	4-9 4-10	30 30	10	20	70	2.5	300 300	20 40	NPC250-45 NPC250-45	2.12	0.35	2	0	354.4 338.1	443.0	209.0	0	115 115	5.5 5	23.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	4,382,000
	4-11	30	10	30	60	2.5	300	30	NPC250-60	2.12	0.35	2	0	385.4	481.8	227.2	0	115	6	22.7	φ12.7mm	5	4,376,000
	5-1	30	25	5	50	2.5	300	40	NPSS250-80	3.52	0.00	4	0	1055.7	659.8	187.4	ŏ	115	8	68.6	φ12.7mm	7	12,337,000
	5-2 5-3	30	25	5	60 70	2.5	300	30 20	NPC250-60 NPC250-45	2.12	0.35	4	0	809.1 599.6	505.7 374.8	238.5	0	115	6 4.5	72.4	φ12./mm φ12.7mm	4	10,966,000
	5-4 5-5	30 30	25 25	10	50 60	2.5	300	40	NPSS250-80 NPC250-60	3.52	0.4	4	0	1125.8 938.0	703.6	199.9 276.5	0	115 115	8.5	67.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	12,245,000
W=30m ,H=25	5-6	30	25	10	70	2.5	300	20	NPC250-60	2.12	0.35	4	0	767.5	479.7	226.3	Ŏ	115	6	81.4	φ12.7mm	5	11,890,000
m	5-8	30	25	20	60	2.5	300	30	NPSS250-80	3.52	0.4	4	0	1083.5	677.2	192.4	ŏ	115	8	65.6	φ12.7mm	7	12,238,000
	5-9 5-10	30 30	25 25	20	70 50	2.5	300	20 40	NPSS250-80 NPC250-60	3.52	0.4	4	0	<u>1013.7</u> 932.8	633.6 583.0	180.0 275.0	0	115	7.5	73.6	φ12.7mm φ12.7mm	6	9,038,000
	5-11 5-12	30 30	25 25	30	60 70	2.5	300	30	NPSS250-80 NPSS250-100	3.52	0.4	4	0	1058.5	661.6 696.0	187.9	0	115 115	8.5	59.6 67.6	φ 12.7mm φ 12.7mm		11,682,000
	6-1	30	40	5	50	2.5	300	40	NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	2408.0	1003.3	285.0	Õ	135	10	131.71	φ 12.7mm	10	26,252,000
	6-3	30	40	5	70	2.5	300	20	NPSS250-80	3.52	0.4	6	2	1425.4	593.9	168.7	0	115	9	148.9	φ12.7mm φ12.7mm	6	22,996,000
	6-4 6-5	30 30	40 40	<u>10</u> 10	50 60	2.5	300	40	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	2371.8	988.2 809.4	280.7 229.9	0	135	10	123.2	φ12.7mm φ12.7mm	9	24,721,000 25,192,000
,H=40	6-6	30	40	10	70	2.5	300	20	NPSS250-80 NPSS250-100	3.52	0.4	6	1	1594.0	664.2 884 7	188.7	00	115	8	159.9	φ 12.7mm	7	24,255,000
m	6-8	30	40	20	60	2.5	300	30	NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	2013.0	838.8	238.3	ŏ	135	8.5	113.7	¢12.7mm	8	23,276,000
	6-9 6-10	30	40	30	50	2.5	300	40	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52	0.4	6	0	1629.8	679.1	192.9	0	115	9	86.4	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	16,947,000
	6-11 6-12	30 30	40 40	<u>30</u> 30	60 70	2.5	300 300	30 20	NPSS250-80 NPSS250-80	3.52 3.52	0.4	6	0	1845.8 1908.2	769.1	218.5 225.9	0	135 135	8	96.9 110.4	φ 12.7mm φ 12.7mm	8	20.035.000 21.798.000
	7-1	50	10	5	50	2.5	300	40	NPC250-45	2.12	0.35	2	0	312.9	391.1	184.5	0	115	5	21.7	φ 12.7mm	4	3,984,000
	7-3	50	10	5	70	2.5	300	20	NPC250-35	2.12	0.3	2	0	218.1	272.6	128.6	0	90	4.5	26.1	φ12.7mm	1 3	3,926,000
W=50m	7-4 7-5	50 50	10	10	50 60	2.5	300	40	NPC250-60 NPC250-60	2.12	0.35	2	0	440.8	551.0 491.3	259.9	0	115	6.5	24.2 24.7	φ12./mm φ12.7mm	1 5	4,462,000 4,545,000
,H=10	7-6 7-7	50 50	10 10	10	70	2.5	300 300	20 40	NPC250-60 NPSS250-80	2.12	0.35	2	0	356.2 579.5	445.3 724.4	210.0 205.8	0	115 115	5.5 8.5	25.7 27.8	φ 12.7mm φ 12.7mm	5	4,711,000 5,605,000
m	7-8	50	10	20	60	2.5	300	30	NPSS250-80	3.52	0.4	2	0	574.5	718.2	204.0	0	115	8.5	28.3	φ 12.7mm	7	5,740,000
	7-10	50	10	30	50	2.5	300	40	NPSS250-80	3.52	0.4	2	0	548.1	685.1	194.6	ŏ	115	8	26.8	φ12.7mm	7	5,513,000
	7-11	50 50	10	30	60 70	2.5	300	30	NPSS250-80 NPSS250-100	3.52	0.4	2	0	625.8	782.3	222.2	0	135	8.5	26.8	φ12./mm φ12.7mm	8	6,098,000
	8-1 8-2	50 50	25	5	50	2.5	300	40	NPSS250-80 NPC250-60	3.52	0.4	4	0	1244.0 980.9	777.5	220.9	0	135	7.5	68.6 78.6	φ 12.7mm φ 12.7mm	8	13,646,000
	8-3	50	25	5	70	2.5	300	20	NPC250-60	2.12	0.35	4	0	760.6	475.4	224.2	Ö	115	5.5	90.4	φ 12.7mm	5	12,655,000
W=50	8−5	50 50	25 25	10 10	50 60	2.5	300 300	40 30	NPSS250-80	3.52	0.45	4	0	1469.2	918.2	260.9	0	135	9.5	/1.8	φ12./mm φ12.7mm	9	15,511,000
,H=25	8-6 8-7	50 50	25 25	10	70	2.5	300 300	20 40	NPSS250-80 NPSS250-100	3.52	0.4	4	0	1074.0	671.3 826.1	190.7	0	115	8.5	89.6 80.75	φ 12.7mm φ 12.7mm	7	14,618,000
m	8-8	50	25	20	60	2.5	300	30	NPSS250-100	3.52	0.45	4	0	1610.8	1006.7	286.0	Ŏ	135	10	73.8	φ12.7mm		15,987,000
	8-9 8-10	50 50	25 25	20 30	/0 50	2.5	300 300	20 40	NPSS250-100	3.52	0.45	4	0	1547.5	967.2	2/4.8	0	135	9.5	81.8 58.8	φ12./mm φ12.7mm	9	13,745,000
	8-11 8-12	50 50	25 25	<u>30</u> 30	60 70	2.5	300 300	30 20	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52 3.52	0.45	5	0	1658.4 1769.3	829.2 884.6	235.6 251.3	0	135 135	8.5	80.75 92.25	φ 12.7mm φ 12.7mm	8	17,825,000
	9-1	50	40	5	50	2.5	300	40	NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2732.9	976.0	277.3	0	135	10	162.16	φ 12.7mm	9	31,008,000
	9-3	50	40	5	70	2.5	300	20	NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	1560.7	650.3	248.6	Q	135	9 6.5	149.2	φ12./mm		26,869,000
W-50	9-4 9-5	50 50	40	10	50 60	2.5	300	40	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	8	0	2937.9 2453.3	918.1 1022.2	260.8 290.4	0	135	9.5 10.5	177.1 145.7	φ 12.7mm φ 12.7mm	9	34,461,000 28,224,000
,H=40	9-6 9-7	50	40	10	70	2.5	300	20	NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	2013.9	839.1	238.4	0	135	8.5	163.7	φ 12.7mm	8	29,153,000
,H=40 m	9-8	50	40	20	60	2.5	300	30	NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2857.5	1020.5	289.9	ŏ	135	10.5	154.65	φ12.7mm	10	31,052,000
	9-10	50	40	30	50	2.5	300	40	NPSS250-100	3.52	0.45	6	0	2473.0	1030.4	292.7	ŏ	135	9.5	101.7	φ 12.7mm	10	22,592,000
	9-11 9-12	50 50	40 40	30 30	60 70	2.5 2.5	300 300	30 20	NPSS250-100 NPSS250-100	3.52	0.45	7	0	2806.3 2956.0	1002.3 923.8	284.7	0	135 135	10 9.5	132.65	φ 12.7mm φ 12.7mm	10	28,370,000 35,078,000

	断面 番号	すべり面 の 底 辺 長W(m)	地すべり 形 状 の 前 面 高 さH(m)	すべり面 の 角 度 α(°)	斜面 勾 配β(°)	逆算c Td/逆算 Ø Td (100kN/ m2)	逆算c Td/逆算 ∮ Td (300kN/ m2)	逆算c Td/逆算	逆算c Td/逆算	・ 逆算c CC/逆 算 <i>φ</i> CC (100kN/ m2)	逆算c CC逆算 φ CC (300kN/ m2)	逆算c CC/逆 算 <i>φ</i> CC (100kN/ m2)パ ターン毎	逆算c CC/逆 算 <i>φ</i> CC (300kN/ m2)パ ターン毎	逆算φ CC: 100kN/ m2/300 kN/m2	逆算c CC: 100kN/ m2/300 kN/m2	逆算 <i>φ</i> CC: 100kN/ m2/300 kN/m2 パターン 毎	逆算c CC: 100kN/ m2/300 kN/m2 パターン 毎	 c層厚時 の割 の割 	c 層厚 ゆ 逆 抵抗 力に占 め る の 割 合	c 層 厚 時 抗 占 成 の 割 の 一 、 の 割 ー 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	c 層 厚 時 前 に 占 の 割 っ の 割 っ 、 知 二 の 割 っ 、 の 割 っ 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の 、 の る の 割 に ら の る の 割 に ら の る の 割 っ こ ら の ろ の 割 っ つ ろ の 割 っ ろ の 割 っ ろ の 割 っ ろ ろ の 割 っ ろ ろ の 割 っ ろ ろ の 割 っ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ の う ろ つ ろ ろ の う ろ つ ろ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ つ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ つ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ ろ		 φ 箇算時 の 道算時 カに占 め るの割 合 	 	
	1-1	10	10	5	50 60	1.25	1.25			1.02	1.02			1.00	1.00			0.188	0.812			0.356	0.644		
	1-3	10	10	5	70	1.04	1.04			1.00	1.00			1.00	1.00			0.348	0.652			0.525	0.475		
W-10m	1-4 1-5	10	10	10	50 60	1.24	1.24			1.02	1.02			1.00	1.00			0.166	0.834			0.314	0.686		
,H=10	1-6	10	10	10	70 50	1.05	1.05			1.00	1.00			1.00	1.00			0.271	0.729			0.406	0.594		
m	1-8	10	10	20	60	1.12	1.12			1.00	1.00			1.00	1.00			0.158	0.842			0.302	0.698		
	1-10	10	10	30	50	1.13	1.13			1.00	1.00			1.00	1.00			0.192	0.808			0.283	0.783		
	1-11	10 10	10 10	30 30	60 70	1.10	1.10	1.12	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.134	0.866	0.19	0.81	0.246	0.754	0.33	0.67
	2-1	10	25	5	50	1.32	1.32			1.29	1.17			1.10	1.21			0.127	0.873			0.398	0.602		
	2-2	10	25	5	70	0.89	0.89			0.87	0.98			1.19	1.05			0.148	0.852			0.500	0.434		
W-10-	2-4 2-5	10	25 25	10	50 60	1.34	1.34			1.31	1.19			1.10	1.21			0.123	0.877			0.385	0.615		
,H=25	2-6 2-7	10	25	10	70	0.97	0.97			1.00	1.02			1.22	1.19			0.205	0.795			0.610	0.390		
m	2-8	10	25	20	60	1.42	1.42			1.16	1.18			1.10	1.09			0.131	0.869			0.493	0.507		
	2-9 2-10	10	25	20	70 50	1.18	1.18			1.27	1.16			1.09	1.20			0.176	0.824			0.519	0.481		
	2-11 2-12	10	25	30	60 70	1.41	1.41	1 26	1.26	1.04	1.05	1 15	1 1 1	1.11	1.10	1 1 1	1 1 4	0.124	0.876	0 15	0.85	0.456	0.544	0.48	0.52
	3-1	10	40	5	50	1.38	1.38			1.12	1.11			1.21	1.22			0.119	0.881			0.404	0.596		
	3-2 3-3	10	40	5	70	1.49	1.49			1.13	1.12			1.19	1.21			0.135	0.865			0.580	0.420		
	3-4 3-5	10	40	10	50 60	1.39	1.39			1.28	1.13			1.09	1.23			0.117	0.883			0.397	0.603		
W=10m ,H=40	3-6	10	40	10	70	1.42	1.42			1.11	1.10			1.19	1.20			0.176	0.824			0.679	0.321		
m	3-7	10	40	20	50 60	1.45	1.45			1.31	1.18			1.11	1.23			0.114	0.886			0.383	0.617		
	3-9 3-10	10	40	20	70 50	1.55	1.55			1.40	1.27			1.09	1.21			0.164	0.836			0.626	0.374		
	3-11	10	40	30	60	1.60	1.60	1 4 9	1.49	1.32	1.20	1.24	1 15	1.11	1.22	1 1 2	1.21	0.123	0.877	0.14	0.96	0.514	0.486	0.53	0.47
	4-1	30	10	5	50	1.02	1.02	1.40	1.40	1.00	1.00	1.27	1.10	1.11	1.11	1.12	1.21	0.343	0.657	0.14	0.00	0.242	0.758	0.00	0.47
	4-2 4-3	30	10	5	70	0.99	0.99			1.02	1.02			1.00	1.10			0.400	0.600			0.306	0.694		
	4-4 4-5	30 30	10	10	50 60	1.03	1.03			1.00	1.00			1.24	1.24			0.246	0.754			0.172	0.828		
W=30m ,H=10	4-6	30	10	10	70	0.99	0.99			1.00	1.00			1.10	1.10			0.308	0.692			0.193	0.807		
m	4-7 4-8	30	10	20	60	1.00	1.00			1.00	1.00			1.26	1.26			0.162	0.838			0.110	0.890		
	4-9 4-10	30 30	10	20	70 50	0.99	0.99			1.00	1.00			1.21	1.21			0.186	0.814			0.112	0.888		
	4-11	30	10	30	60	0.98	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1 1 7	1 1 7	0.134	0.866	0.25	0.75	0.093	0.907	0.17	0.02
	5-1	30	25	5	50	1.19	1.19	1.00	1.00	1.08	1.23	1.00	1.00	1.44	1.24	1.17	1.17	0.142	0.838	0.25	0.75	0.081	0.660	0.17	0.03
	5-2 5-3	30 30	25 25	5	60 70	1.09	1.09			1.01	1.02			1.20 1.16	1.20 1.16			0.269	0.731			0.452	0.548		
	5-4 5-5	30	25	10	50 60	1.18	1.18			1.23	1.23			1.48	1.49			0.181	0.819			0.290	0.710		
W=30m .H=25	5-6	30	25	10	70	1.03	1.03			1.01	1.00			1.18	1.18			0.280	0.720			0.366	0.634		
m	5-8	30	25	20	60	1.15	1.15			1.20	1.06			1.29	1.40			0.144	0.838			0.225	0.735		
	5-9 5-10	30 30	25 25	20	70 50	1.03	1.03			1.00	1.00			1.31	1.31			0.192	0.808			0.245	0.755		
	5-11 5-12	30	25	30	60 70	1.07	1.07	1.09	1.09	1.01	1.05	1 10	1.07	1.29	1.26	1.28	1 3 3	0.135	0.865	0.20	0.80	0.211	0.789	0.30	0.70
	6-1	30	40	5	50	1.33	1.37		1.00	1.40	1.29		1.07	1.56	1.69	1.20	1.00	0.156	0.844	0.20	0.00	0.378	0.622	0.00	0.70
	6-2 6-3	30	40	5	60 70	0.62	0.87			1.00	1.08			1.66	1.55			0.206	0.794			0.513	0.487		
	6-4 6-5	30	40	10	50 60	1.39	1.36			1.60	1.27			1.36	1.72			0.144	0.856			0.349	0.651		
W=30m ,H=40	6-6	30	40	10	70	0.79	1.00			0.78	1.00			1.75	1.36			0.253	0.747			0.473	0.527		
m	6-8	30	40	20	60	1.30	1.30			1.32	1.25			1.34	1.42			0.127	0.873			0.303	0.635		
	6-9 6-10	30 30	40	20	70 50	1.02	1.08			1.01	1.01			1.57	1.56			0.191	0.809			0.349	0.651		
	6-11	30	40	30	60	1.16	1.16	1 1 1	1 17	1.15	1.10	1 1 2	1 1 4	1.34	1.40	1.52	1.47	0.132	0.868	0.19	0.92	0.310	0.690	0.39	0.62
	7-1	50	40	5	50	1.08	1.00		/	1.00	1.09	1.13	1.14	1.00	1.44	1.02	1.4/	0.418	0.541	0.18	0.02	0.280	0.817	0.38	0.02
	7-2 7-3	50 50	10	5	60 70	0.99	0.99			1.00 1.00	1.00 1.00			1.10 1.09	1.10 1.09		L	0.466 0.533	0.534			0.225	0.775 0.785		L
	7-4 7-5	50	10	10	50	0.99	0.99			1.00	1.00			1.64	1.64			0.272	0.728			0.119	0.881		
W=50m .H=10	7-6	50	10	10	70	0.99	0.99			0.94	1.00			1.24	1.24			0.316	0.684			0.140	0.873		
m	/-7 7-8	50 50	10 10	20 20	50 60	0.98	0.98			1.00	0.98			1.42 1.46	1.44 1.46			0.167	0.833			0.070	0.930		
	7-9 7-10	50 50	10	20	70	0.97	0.97			0.99	1.00			1.49	1.46			0.182	0.818			0.070	0.930		
	7-11	50	10	30	60	0.96	0.96	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.37	1.37	1.00	1.0-	0.132	0.868	0.07	0.70	0.057	0.943	0.10	0.00
	8-1	50	25	30	50	0.96	1.08	0.98	0.98	0.98	1.05	0.99	1.00	1.67	1.56	1.36	1.35	0.137	0.863	0.27	0.73	0.049	0.951	0.12	0.88
	8-2 8-3	50 50	25 25	5	60 70	1.04	1.04			1.01	1.02			1.48	1.48	<u> </u>		0.342	0.658			0.373	0.627		<u> </u>
	8-4	50	25	10	50	1.08	1.08			1.01	1.06			1.64	1.57			0.219	0.781			0.223	0.777		
W=50m .H=25	8-6	50	25 25	10	70	1.03	1.03			1.00	1.15			1.28	1.34			0.291	0.749			0.272	0.728		
,20 m	8-7 8-8	50 50	25 25	20	50 60	1.05 1.03	1.05 1.03			1.00	1.19 1.02			1.62 1.69	1.37 1.65	L	L	0.156 0.169	0.844			0.154 0.178	0.846		L
	8-9	50	25	20	70	1.00	1.00			1.00	1.00			1.76	1.76			0.189	0.811			0.161	0.839		
	8-11	50	25	30	60	1.02	1.02			1.00	1.15			1.42	1.42			0.127	0.865			0.135	0.865		
	8-12 9-1	50 50	25 40	30 5	70 50	0.99	0.99	1.03	1.03	1.00 1.25	1.00 1.23	1.00	1.06	1.56 1.64	1.56 1.68	1.52	1.45	0.147	0.853	0.23	0.77	0.118	0.882	0.22	0.78
	9-2	50	40	5	60	1.09	1.09			1.15	1.03			1.38	1.55			0.274	0.726			0.446	0.554		+
	9-4	50	40	10	50	1.03	1.03			1.22	1.19			1.52	1.55			0.378	0.816			0.462	0.715		
W=50m ,H=40 m	9-5 9-6	50 50	40 40	10 10	60 70	1.09 0.85	1.09 1.03			1.12 0.79	1.05 1.00			1.65 2.00	1.77 1.58			0.221	0.779			0.357	0.643		
	9-7 9-8	50	40	20	50	1.14	1.14			1.21	1.17			1.46	1.51	<u> </u>	<u> </u>	0.145	0.855			0.219	0.781		
	9-9	50	40	20	70	1.03	1.03			1.10	1.00			1.55	1.71			0.192	0.808			0.238	0.762		
	9-11	50	40	30	60	1.08	1.08		1.0-	1.09	1.05			1.52	1.57			0.124	0.876			0.180	0.820		

表-3.2.5.16(e) 比較検討結果一覧

(6)まとめ

本項の検討では,現行の地すべり安定計算で常用されるせん断抵抗角の物理的意味を把握すべく, すべり土塊の形状を試行的に変化させた安定計算を実施し,その結果から逆算で得られるせん断抵抗 角や,すべり土塊層厚~粘着力の関係の物理的意味を考察した。あわせて,c層厚・φ逆算法と,φ固 定・c逆算法による安定計算を実施し,断面形状や強度定数設定方法の違いがアンカーカや施工費に与 える影響を検討した。結果の概要は以下のとおりである。

- 逆算法によりすべり面の粘着力 cをすべり土塊の平均層厚×kN/m³の関係を用いて求めたせん断抵 抗角¢は、地下水がなく安全率 Fs=1 となる条件では、すべり土塊の平均勾配がほぼ一致する。こ のことは、すべり土塊が非常に小さい垂直応力下でかつ、粘着力がない条件で安定するために発揮 すべきせん断抵抗角¢が、すべり面の平均勾配と一致することを示しており、安息角に近い値と考 えられる。
- 2. 底面のせん断抵抗角¢をすべり面の勾配とし、背面のせん断抵抗角¢を礫質土の残留せん断抵抗角 として粘着力 cを逆算する方法と、従来からの c層厚¢逆算法による安定計算結果の比較から、概 ね前者の方法で設定した方が設定値は小さくなり、鉛直方向に伸長した断面ほどその差は大きくな る。
- 3. 強度定数の設定方法により同じ不足抑止力であっても必要アンカー力に差が生じ、 Ø固定・c 逆算法 の方が c 層厚・ Ø逆算法よりも概ね大きくなる。断面形状の影響はØ 成分と同じ傾向であった。
- 断面形状に拘わらず、施工費に占める受圧板材料費と削孔費の占める割合は高いものであった。したがって、必要アンカー工張力が大きくなり許容支持力を超えアンカー段数が増えれば、急激に施工費が増える。
- 5. 設計アンカー力の支配的要因である地盤の許容支持力は,強度定数の設定方法よりも施工費に影響 を与える。また,地すべり土塊の規模が大きいものほど,許容支持力の違いによる施工費の差は大 きくなる。
- 6. 従来のø逆算法からø固定法を採用しても、設計アンカーカに余裕のある比較的小規模な断面では、 施工費はそれほど増加しない。一方、設計アンカーカがほぼ最大値となるような比較的大きな断面 ではアンカー張力の増加量と施工費の増加量がほぼ比例する。









付図-3.2.5.1(f) 試算断面一覧(L=30m, H=40m) S=1:1,500











付図-3.2.5.1(g) 試算断面一覧 (L=50m, H=10m) S=1:1,500





3.2.6 おわりに

本節では、「理論と実務のギャップを合理的に埋める設計」に関して、現在第一線で活躍している技術 者が、実務で直面している問題を意識して、設計に関する内容をまとめた。内容的には、斜面に関する いくつかの構造物・設計を対象としており、土木構造物全般を対象とできなかった点が残念である。「合 理的な設計」とはどのような構造物にも問題とされる視点であり、今後、対象を広げた展開がみられる ことを期待したい。

なお、現在の設計において、原典の理論では対応されていない(無視された)、土質力学上のいくつ かのポイントがある。一つ目は、設計にすべり面が仮定されていても発揮されるせん断強度はピーク強 度であり、かつ「すべり面上のすべての点で同時に発揮されている」としている点である。これは、地 盤を構成している材料が剛塑性体であるとすることから生じており、実際の地盤材料で生じる破壊は、 『進行性破壊』であることとは、全く対応していないことになっている。さらに、すべり面は、厚さゼ ロとして理論を展開しており、実際のすべり面が『せん断帯』と呼ばれる厚さを持つ層であることはな

った考慮されていない。

これらの内容については、現在も様々な研究が進められており、今後、理論的な考察も設計への使 用に堪えうるレベルになることが予想される。すなわち、設計に関する理論が発展し、それにより設計 の精度が向上発展していくことが予想される。本節の内容は、その途上の一場面に注目したものである と位置づけられる。なお、本節で掲載された図表・設計の考え方が、今後、実務の設計に少しでも役に 立つことを、執筆者一同で願っている。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会:道路土工 切土工-斜面安定工指針, pp. 370, 384, 386, H21. 6.
- 2) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱:設計要領 第一集 土工 建設編, pp2-26, R2.7
- 3) 奥園誠之:防災地質の現状と展望(第2章斜面崩壊),応用地質第28巻特別号, pp. 39, 1987.
- 4) (公社)日本道路協会:道路土工 切土工-斜面安定工指針, pp. 22, H21. 6.
- 5) (財)国土開発技術研究センター編: ひ訂新版貯水池周辺の地すべり調査と対策, pp. 10, 古今書院, 2010
- 6) 上野将司: 切土のり面の設計・施工のポイント, pp63-64, 理工図書, 2004
- 7) 地すべり災害復旧技術研究会:災害復旧事業における地すべり対策のてびき, pp. 14,社団法人全国防災協会,H18.5
- 8) 林拙郎:自然環境保全のための砂防保全学入門-土砂災害の予知と防災-, pp178, 電気書院, 2008
- 9) 地理院地図/GSI Map/国土地理院, https://maps.gsi.go.jp/
- 10) 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同解説, pp13, H20.4
- 11) 上野将司: 切土のり面の設計・施工のポイント, pp. 71, 理工図書, 2004
- 12) 日本応用地質学会編:山地の地形工学, pp. 167, 古今書院, 2000
- 13) 上野将司: 危ない地形・地質の見極め方, pp. 69, 日経BP社, 2012
- 14) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之:地すべり移動体を特徴づける破砕岩-四万十帯の地すべりを例として-, 応用地質,第52巻,第6号, pp. 242, 2012
- 15) 中日本道路高速株式会社: グラウンドアンカー設計・施工要領, pp. 30, H19.9
- 16) 上野将司: 切土のり面の設計・施工のポイント, pp. 63-64, 理工図書, 2004
- 17) JH日本道路公団:長大切土のり面の縮小化工法に関する手引き, pp. 78, H9.3
- 18) 地すべり安定解析用強度決定法に関する委員会:地すべり安定解析強度決定法-実務における新たな展開をめざして

-,(社)地すべり学会東北支部, pp. 154, 2001

- 19) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱:設計要領 第一集 土工 建設編, pp2-27, H28.8
- 20) (公社)日本地すべり学会編:地すべり一地形地質的認識と用語, pp.115, 2004
- 21) (公社)日本道路協会:道路土工-擁壁工指針-, pp.66, 2012
- 22) (公社)日本道路協会:道路土工-盛土工指針-, pp.101, 2010
- 23) (一社)全国特定法面保護協会:のり枠工の設計・施工指針(改訂版第3版), pp.38, 2013
- 24) (一社)土木学会: 軟岩-調査・設計・施工の基本と事例-pp.84, 2001
- 25) (公社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説-二冊分の1, pp.305, 2013
- 26) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱:設計要領第二集〔橋梁建設編〕, pp. 4-10, 2013
- 27) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱ : 設計要領第二集〔橋梁建設編〕,pp. 4-12, 2013
- 28) 鹿島出版社:土木技術者のための現地踏査, pp.202, 1997
- 29) (公社)日本道路協会:道路土工-切土工·斜面安定工指針-, pp.136, 2009
- 30) 中部地方整備局: 道路設計要領〔第4章 土工〕, pp.4-9, 2014.9
- 31) (公社)日本道路協会:道路土工-切土工·斜面安定工指針-, pp. 142, 2009
- 32) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, p. 63, 2012.
- 33) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, pp. 155-156, 2012.
- 34) P.Habib : Recommendations for The Design, Calculation, Construction and Monitoring of Ground Anchorages, 1989.
- 35) 国土交通省北海道開発局:令和2年度北海道開発局道路設計要領 第2集道路付帯施設 第5章グラウンドアンカー工, p. 2-5-
 - 3, 2020.

- 36) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, pp. 65-66, 2012.
- 37) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, pp. 160-161, 2012.
- 38) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, pp. 67-78, 2012.
- 39) 国土交通省北海道開発局:令和2年度北海道開発局道路設計要領 第2集道路付帯施設 第5章グラウンドアンカー工, p. 2-5-4, 2020.
- 40) 山上拓男・山川治: 斜面安定工におけるアンカーカの新しい算定法. 土と基礎 vol. 38 No. 5, pp. 51-56, 1990.
- 41) 近藤観慈・林拙郎・河邉洋:斜面安定に用いるアンカー工の配置に関する解析的研究. 砂防学会誌 Vol. 50 No. 5, pp. 12-20, 1998
- 42) (社) 日本道路協会:道路土工-切土工・斜面安定工指針(平成21年度版). pp. 291-293, 2009.
- 43) 東·中·西日本高速道路(株):設計要領 第一集 土工 建設編. pp. 2-86~2-89, 2020.
- 44) 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同解説. P.113, 2008
- 45)山本彰・伊藤武志・横山真至・太田親・藤原宗一:岩手・宮城内陸地震によるグラウンドアンカーの被害について. 土木学 会第64回年次学術講演会講演論文集, 127-128, 2009.
- 46) 國生・佐々木・小柳・斎藤・佐藤:東北地方太平洋沖地震のいわき市の斜面崩壊・断層、那須烏山市の斜面崩壊. http://www.civil.chuo-u.ac.jp/lab/doshitu/eq_reports/2011/tohoku_taiheiyou_2011.5.02.pdf, 2011.
- 47) 宮崎県:県管理の公共土木施設の主な被災状況. https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kanri/kurashi/bosai/fuusuigai/20200707_1.html, 2020.
- 48) (公社)地盤工学会:地山補強土工法設計・施工マニュアル,平成23年8月.
- 49) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱:切土補強土工法設計・施工要領, 平成19年1月
- 50) 地盤工学会・地山補強土工法に関する研究委員会:地山補強土工法に関するシンポジウム,発表論文集,平成8年
- 51)(社)全国特定法面保護協会:ロックボルト工標準積算資料
- 52) (公社) 日本道路協会:道路土工-切土工・斜面安定工指針,平成21年6月.
- 53) (一社) 全国特定法面保護協会:のり枠工の設計・施工指針,平成25年10月.
- 54) (公社) 日本道路協会:道路土工構造物技術基準·同解説,平成29年3月
- 55) 国土交通省 道路局 国道·技術課:道路土工構造物点検要領, 平成30年6月
- 56) 国土技術政策総合研究所:道路土工構造物定期点検に関する整理業務,令和2年2月
- 57) フリーフレーム協会:全訂新版 フリーフレーム工法,令和2年7月.
- 58) 原田 紹臣,豊田 康晴,松本 隆,影山 博幸,近藤 雅義:砂防えん堤の色彩計画に関する研究,年次学術講演会講 演概要集 第4部, Vol.63 IV-181, pp.361-362, 2008.
- 59) 原田紹臣他:道路事業のグリーンインフラ整備における修景効果の計測に関する一考察,土木学会論文集(投稿 中)
- 60) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱:設計要領 第一集 土工 建設編, pp. 2-29~2-46, 2016.
- 61) (独) 土木研究所:土木研究所資料 地すべり防止技術指針及び同解説. pp.58-66, 2007.
- 62) (公社)日本地すべり学会監修、(一社)斜面防災対策技術協会発行:新版地すべり鋼管杭設計要領. pp.29-100, 2016.
- 63) (公社)日本道路協会: 道路土工 切土工-斜面安定工指針第11章地すべり対策, pp.369-438, 2009.
- 64) 東日本高速道路㈱ 中日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱ : 設計要領 第一集 土工 建設編, pp.3-19-3-51, 2014.
- 65) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 一面せん断試験, pp.-, 2017.
- 66) 九田敬行,三田地利之,石橋正弘,伊藤裕之:地すべり安定解析用強度パラメータ決定における繰り返し一面せん断試験の

適用, 土木学会第57回年次学術講演会講演集, pp.633-634, 2002.

- 67) 渡 正亮,小橋澄治:地すべり・斜面崩壊の予知と対策,山海堂,1987.
- 68) 山崎孝成・眞弓孝之・由田恵美:高純度粘土鉱物のリングせん断特性-すべり面粘土との対比-,日本地すべり学会誌, Vol.37, No.2, pp.30-39, 2000.
- 69) 眞弓孝之, 柴崎達也, 山崎孝成: すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.15-24, 2003.
- 70) 地盤工学会編: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 2012.
- 71) (一社)日本アンカー協会編: グラウンドアンカー設計施工マニュアル, 2013.

3.3 被害軽減を目的にした対策工法の検討(WG2報告)

3.3.1 はじめに

近年異常降雨や地震により、土砂災害が多発しており、その人的・経済的損失は計り知れ ない。このような状況の中、様々な対策工法(ハード対策)が適材適所で施工されて、高い 効果を発揮している。また警戒・避難等に関する情報発信などのソフト対策も充実してきて おり、ソフト対策による効果も整理されつつある。しかしこれらの対策が実施されても、今 後さらなる気候温暖化や地殻活動活発化により土砂災害をゼロにすることはできないが、 被害を低減して、災害による死亡者をゼロにすること等はできると考える。

そこで、過去の災害での対策工について自助・共助・公助の観点で整理すると表-3.3.1.1 のように示すことができる。

	代表的対策工	自助	共助	公助
ソフト対策	災害予知・予測	\bigtriangleup	\bigtriangleup	0
	(個人過去経験含む)			
	警戒発令 (情報発信)	—	\bigtriangleup	0
	警戒 (避難準備)	0	0	0
	避難	0	0	0
	危険箇所抽出・公表	—	\bigtriangleup	0
	危険箇所理解	0	0	\bigtriangleup
ハード対策	予防対策	—	—	0
	二次災害防止対策	—	—	0
	(仮設工)			
	恒久対策	—	—	0
	維持管理	—	\bigtriangleup	0
			(草刈り等協力)	

表-3.3.1.1 代表的対策工の位置づけ

(注)○:主体的、△:従属的、-:ほとんど関知しない

これまでの対策は、行政から与えられたモノの中で、個人の命・財産の安全性を確保して きた。特にハード対策は行政主体に実施されており、ソフト対策は近年になって個人や地域 グループでの活動が行われている。しかし過去の土砂災害では、これらの総合的な結果とし て死傷者ゼロになった事例もあり、ハード対策とソフト対策と分けて評価するのではなく、 これらを総合的に整理して、その中に自助・共助・公助を位置付けて、土砂災害に対応して いく必要があると考える。

それは、自分自身の健康管理を行うことと同一であり、その対象が生活している地域の斜 面になったに過ぎない。モニタリング技術とソフト/ハード対策を組み合わせて、「日常的 な管理(データに基づく予知予測や危険度判定、危険箇所認識)」、「変状後の応急対策とそ の経過観察」、「恒久的対策とその維持管理」を含めた総合的技術体系(斜面クリニカルテク ニック)を整備して実行することで、被害低減化対応ができると考えられる。本章では、こ の技術体系の中でも応急対策工に着目して、今後の対策工のあり方について整理した。

3.3.2 平成30年7月西日本豪雨災害における対策工法評価と対策工法の課題

(1)対策工法の評価

平成 30 年西日本豪雨では、対策工が実施されていたことにより、保全対象への被害を未 然に防止し、被害の軽減に効果を発揮した。対策工が実施されていたことによる評価は、過 去の災害と比較することで検証することができる。

1) 六甲砂防事務所管内における砂防事業の効果

国土交通省より発表されている砂防事業の効果事例¹⁾によれば、兵庫県神戸市では、死 者・行方不明者 695 名等の大惨事をもたらした昭和 13 年 7 月の阪神大水害の直後から、直 轄砂防事業により集中的に砂防堰堤 545 基等を整備し、その結果として平成 30 年西日本豪 雨では阪神大水害と同程度の降雨が発生したにもかかわらず、重大な人的被害等は発生せ ず、被害を未然に防止できたと推定されている。砂防事業が行われず、砂防施設の整備が施 されなかった場合、阪神大水害と同様の災害が発生すれば資産だけで約 2 兆円の被害であ ったと想定されており、これまでの整備金額約 2,900 億に対して、高い整備効率であったこ とが分かる。



泥に埋もれた神戸の住宅(神戸市東灘区本山) そごう百貨店前の神戸市三宮交差点を洗う激流
 図-3.3.2.1 阪神大水害の被災状況²⁾



図-3.3.2.2 被害状況の比較¹⁾

また、現在も六甲山グリーンベルト事業として、良好な都市環境、風致景観、生態系及び 種の多様性の保全・育成や、樹林の整備・管理を進め健全なレクレーションの場の提供、設 備整備による斜面の安定化を図り土砂災害の防止、山際への無秩序な市街地化の拡大を防 止する整備目標を掲げて整備を進めている。平成30年西日本豪雨においては、斜面災害を 防止するために実施された斜面対策工により、斜面崩壊を防止したと考えられ、対策工とし て評価することができる。



|図-3.3.2.3 斜面対策工の事例(左:吹付法枠工、右:ワイヤー連結型地山補強土工)

2) 広島県内の砂防事業における効果

広島県においても同様な試算¹⁾ が行われており、これまでの砂防 堰堤の整備により、資産約1,000億 円の被害を防止したとされてい る。広島県では、過去にも大きな土 砂災害が発生しており、砂防関連 4法のうち、急傾斜地法、土砂災害 防止法が制定されるなど、国の土 砂災害防止施策への影響を与えて いる。これまでの土砂災害を防止 する砂防施設の整備を進めていた が、平成30年西日本豪雨による甚 大な被害を受けて、国・県・市町が



連携を図り、緊急的な砂防・治山事 業の施工箇所、工事内容の事業計画 図-3.3.2.4 砂防堰堤による土石流・流木補足事 例¹⁾

に関して調整を進め、平成 31 年 1 月 29 日に「平成 30 年 7 月豪雨災害 砂防・治山施設整 備計画(緊急事業)」を公表し、新たな整備を進めている。

(2)対策工法の課題

平成30年西日本豪雨では、対策工が実施されていたことにより、未然に土砂災害を防止 した事例があったが、一方で未整備であった斜面においては土砂災害が多数発生した。ここ では、対策工法の実施に当たっての課題についてまとめる。

1) 要対策箇所の増加と整備率の課題

国土交通省砂防部の公表³によれば、平成14年度末時点での全国の土砂災害危険個所は、 土石流危険渓流等が約 89,000 渓流、地すべり危険箇所が約 11,000 箇所、急傾斜地崩壊危険 箇所等が 113,000 箇所にのぼり、土砂災害危険箇所等は約 21 万箇所とされている。一方で、 整備済となっている箇所は図-3.3.2.5 の通り、全体で約 2 割程度であり整備率の低さが課 題となっている。この理由は、都市化の進展に伴い宅地が都市域周辺の山麓部まで広がり、 整備を行った斜面に対して土砂災害危険箇所の方が増加傾向にあるためである。なおこの 状況を考慮して、平成 13 年に土砂新法が施行され、幾多の改定がなされて現在に至ってい る。





2) 斜面災害防止工事の優先度確定の課題

限られた予算の中で、斜面災害を防止する設備の整備を行うため、整備の優先度を検討す る必要がある。前述のように、山麓斜面まで住宅が広がることで、整備対象となる斜面は増 加しており、優先度の確定が難しいことが課題となっている。特に、平成30年西日本豪雨 では土砂災害警戒区域に指定されていない斜面で被災が確認されており、災害時にどこが 崩れるか詳細に特定することが難しい。斜面対策設備の整備に当たっては、被災する斜面が 不明確であることを踏まえ、整備の優先度を確定するために、詳細な地盤調査の実施や、調 査結果に基づくスクリーニングを行うことが重要である。

3) 災害発生後の課題

平成30年西日本豪雨を始め、大規模な災害が発生すると、多くの被災した斜面が発生する。被災した斜面は、災害復旧工事により対策を実施するが、その多くの斜面においては、 被災直後の工事着手が難しく、応急復旧のまま長期間置かれることが課題である。被災斜面 の長期間の放置は、二次災害を発生させる恐れや、近隣住民に不安感を与える。

応急復旧には、斜面崩壊の場合には、崩壊した土砂の撤去、大型土のうによる抑止、ブル ーシートによる被覆等が実施される。このような崩壊後の応急対策工から、斜面状況のデー タを得ることができれば、放置期間の安全性の確認や、その後の対策工の決定に向けて効果 があると考えられる。

(3) 応急対策工のあり方

大規模な斜面災害のあとに実施される応急対策工は、二次災害の発生を防止するために 実施されるが、短期間に行われるため、対策として十分であるかを検証されることなく実施 されていることが多い。

1)現在の行われている応急対策の事例

斜面災害における災害後の応急対策工は、道路や民地へ流入した土砂の撤去を行い、大型 土のうやブルーシートにより被覆する対策が主に行われる。



図-3.3.2.6 斜面対策工の事例(左:大型土 嚢+ブルーシート、右:ブルーシートのみ)

規模の小さな崩壊については、ブルーシート のみによる被覆がよく用いられる。ブルートに より、降雨が直接斜面へ浸透することを防止す る効果が期待される。

また崩壊に規模により、斜面のさらなる崩壊 が予想される場合には、H 鋼による仮設防護柵 の設置や、モルタル吹付け工による被覆が実



図-3.3.2.7 土砂捕捉柵の設置例

施される。このようなケースは、斜面の崩壊を抑止または、崩壊しても斜面下部の保全対象 へ影響を与えないように保全する効果が期待される。渓流部など、砂防堰堤等の施設を整備 する際には、工事期間が長くなること及び施工中の安全対策⁵⁾からも斜面の上部に土砂捕捉 柵などを設置するケースもある(図-3.3.2.7参照)。

対策工	目的	施工方法
ブルーシートによる被覆	降雨等による浸食防止	ブルーシートを人力で斜面に敷設
		し、アンカーピンや土のう袋で固
		定する。
大型土のうの設置	斜面の二次崩壊の防止	主に 1t 土のうを斜面前面に設置
		する。耐候性土のうが使用される
		ケースもある。
モルタル吹付けによる被	降雨等による浸食防止	セメントと細骨材からなるモルタ
覆	及び表面崩壊の防止	ルを吹付機によりエア搬送し、斜
		面へ吹付ける。厚みは数 cm である
		ことが多い。
仮設防護柵の設置	斜面の二次崩壊からの	地山を掘削し、コンクリートや埋
	保全	め戻し土で H 鋼を固定し、支柱間
		に木矢板や鋼矢板を設置する。
土砂捕捉柵の設置	斜面崩壊土砂の捕捉	補強材を反力した支柱を設置し
		て、ワイヤケーブルと金網を全面
		に取り付ける。エネルギーを吸収
		する機能を備えたものが多い。

表-3.3.2.1 応急対策工の事例

2) 応急対策工の課題

応急対策工を実施するに当たっては、以下の課題がある。

- ・応急対策工の設計と設置基準
- ・応急対策の効果判定
- ・応急対策工の有効設置期間

応急対策工は、災害が発生した直後に、資材や機材を現場に搬入して施工されるため、明 確な設計基準がなく、また施工できる方法も限定され、経験に基づく施工となっている。恒 久対策が実施されるまでの期間の斜面の安全を確保する必要があるが、明確な適用期間な どは特に規定されていない。そのため、長期間放置され、表面のブルーシートの紫外線劣化 が進行しているケースも散見される。 3)応急対策の見える化に向けて

ブルーシート等を被覆する応急対策を実施した際には、降雨等による地表面からの雨水 の浸透を防止できる一方で、斜面の変状が目視により確認しにくくなる。また、被覆面の上 部からの雨水浸透を防止できるが、周囲の地表面流の流入や地中の浸透流等の流入がある のかといったブルーシートの遮水効果を定量的に評価した事例はない。

ブルーシートを敷設した斜面の変位や含水量等のデータを得ることで、応急対策工の見 える化につながると考えられる。また、ブルーシートによる仮設養生期間の地山のモニタリ ングは、その後の対策工検討の有用なデータとして活用されることが期待される。

3.3.2 参考文献

- 1) 国土交通省 HP:https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/koukajirei_jigyo.pdf(2020.12.5 閲覧)
- 2) 神戸市HP: https://www.city.kobe.lg.jp/a43553/kurashi/machizukuri/river/suigaisonae/02kako_02.html (2020.12.5閲覧)
- 3) 国土交通省 HP : https://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/doshasaigai_kikenkasho.html (2020.12.11閲覧)
- 4) 土木学会 HP: https://www.jsce.or.jp/committee/bousaiishiki/data/dosya_01.pdf (2020.12.11 閲)
 覧)
- 5) 労働安全衛生法 第二編安全基準 第12章

- 3.3.3 現状の課題解決に向けて
- 3.3.3.1 現在の斜面防災の評価
- (1) 災害の実態

我が国の国土は、その87%が山地および台地からなり、自然災害の中でも土砂災害による被害が毎年のように発生している。この土砂災害の歴史については明治時代以降に発生した斜面崩壊発生件数の履歴として、例えば図-3.3.1.1に示すような報告もある¹⁾。



図-3.3.3.1.1 明治時代以降に発生した斜面崩壊発生件数^{1)に加筆}

この図より判るように、伊勢湾台風(1959年)をはじめとする巨大災害の発生時には、 数万件の斜面崩壊が発生している。一方、1950年代より現在に至る約70年間において、 斜面崩壊件数はある程度の減少傾向は確認されるものの、図-3.3.3.1.2に示す通り近年 10ヵ年の年平均の土砂災害発生件数は約1,100件となっている。



1 件の風水害による死者・行方不明者数に関しても、明治時代以降の数字として図-3.2.3.1.3 に示す報告もある。1950 年代までは頻繁に 1000 名以上の死亡者が生じている ことが分かる。特に 1930~1950 年代にかけては数千人規模の死亡者を生じるような大災 害が発生している。1960 年以降の死亡者は 1000 人未満/件に減少し、近年においては数十 人/件程度にまで減少している。図-3.3.3.1.4 に示す通り近年 10 ヵ年の土砂災害による 死亡者・行方不明者数は 2~161 人であり平均で 46 人となっており、平成 30 年豪雨被害 を除けば、規模が大きな豪雨災害においても 100 人未満となっている。



図-3.3.3.1.3 明治時代以降に発生した風水害一件あたりの死亡者数^{1)に加筆}



図-3.3.3.1.4 近年 10 ヵ年の年平均の土砂災害による人的被害数^{2)に加筆}

以上より、近年までの数十年間においては斜面崩壊件数ならびに土砂災害による人的被 害は減少傾向にあるものの、防災施設の整備(ハード対策)や避難警戒体制の整備(ソフ ト対策)が進められている近年においても、未だ多くの斜面崩壊と、それに起因する災害 によって多くの尊い人命が失われている。

(2) 斜面災害に対する取組みの実態

我が国においては古くから斜面崩壊をはじめとする土砂災害に対して様々な取り組みが なされてきた。図-3.3.3.1.5に我が国における土砂災害に対する取組みの概要を示す。

戦前より法整備による斜面災害対策工の整備推進と危険箇所の周知や避難警戒態勢の強 化が進められると共にハード対策における技術開発も進められている。ハード対策につい ては社会資本整備に充てられる予算が社会経済動向に左右されつつも、順次進められてい るところである。しかしながら、崩壊防止工事が概成済みの急傾斜地崩壊危険箇所は、平 成 29 年度末時点において約 28%である³⁾ことが示唆するように、ハード対策に偏重した 土砂災害対策のみで災害を効果的、短期的に防止するのは現実的ではないことが分かる。 特に近年においては、3.1.1においても述べたように地球規模の気候変動に起因す る極めて強い降雨強度の雨や観測記録を更新する積算雨量に達する雨が発生する状況の もと、前もっていかに安全に避難するか、また土砂災害が発生するような降雨の予測をい かに高精度に実施するかが問われている。



図-3.3.3.1.5 我が国における土砂災害に対する取組みの概要

(3) 斜面災害に対する取組みの課題

法整備の下でのハードおよびソフト対策による"土砂災害(斜面崩壊)による人的被害 を「ゼロ」である"状態を「100点の防災対策」と定義した場合、上述した現状を踏まえ ると、現状の防災対策は一定の成果を出しつつも、その達成度は決して高くない。そのよ うな状況を踏まえて、本稿においては現状を「70点」と評価した。

これを今後10年程度の期間において、70点から80点への評点向上を図ることを目標と して、その目標達成のために必要とされる知見の収集と深化により、これまでに斜面防災 の分野においては利活用されていない既存技術の有効活用について検討した。

ここで検討に際して考慮すべき課題として大きく以下の2項目が挙げられる。

①地球規模の気候変動に起因する対策工に対する外力の増大への対応②迅速な整備を可能とする経済性と分かりやすさ

以下に各課題に関して具体的に述べる。

①地球規模の気候変動に起因する対策工に対する外力の増大への対応

表-3.3.3.1.1 に 20 世紀末に対する 21 世紀末での降雨量変化倍率を示す。これによれ ば、地球温暖化の影響により、今後、各地では現在よりも降雨量は増加すると予測され ている。このことから、既に対策工が整備されている箇所において、設計条件を上回る 外力が作用し、所定の安全率を確保できない可能性がある。

表-3.3.3.1.1 20世紀末に対する 21世紀末での降雨量変化倍率 4)

		降雨継続時間12時間以上	降雨継続時間12時間未満
4℃上昇 (DCD2 5)		1.3	1.4
(RCP8.5)	北海道、九州北西部	1.4	1.5
	その他の地域	1.2	1.3
2℃上昇 (RCP2.6)		1.1	1.1
(暫定値)	北海道、九州北西部	1.15	1.15
	その他の地域	1.1	1.1

※ 降雨量変化倍率は、おおむね 20 世紀末に対する 21 世紀末の状態を表す。なお、2℃上昇相当 の降雨量変化倍率については、RCP2.6 では 2040 年頃以降の気温上昇が横ばいとなることから、 2040 年ごろの目標としての活用が可能。

※ 現在気候の実験期間は、d4PDF(5 km,SI-CAT)が 1980~2011年(中間年 1995 年)、d4PDF(5 km,yamada)が 1951~2010年(中間年 1980 年)であり、中間年でみると 15 年の差があるが、現在の治水計画では主に戦後以降のデータを対象としているため、d4PDF(5 km,yamada)の実験期間である 1951~2010 年を基準とする。なお、1951~1980 年を基準とすると、d4PDF(5 km,SI-CAT)の降雨量変化倍率は約 0.02 倍低く評価されているが、それも考慮した上で上表のとおりとする。

※ 4℃上昇時における降雨継続時間 12 時間未満の値は、3時間未満では適用できない。

②迅速な整備を可能とする経済性と分かりやすさ

前述したように、急傾斜地崩壊危険箇所に対する崩壊防止工事の整備率は 30%未満で ある。一方、毎年のように局所的な豪雨や積算雨量に換算すると、極めて多量の降雨が 発生しており、いかに迅速に効果的な防災対策の拡充を図るかが喫緊の課題である。こ のことから、同じく前述のようにハード対策に偏重した防災対策は現実的ではなく、ソ フト対策との有機的な連携による対策が求められる。

これは限られた社会資本整備予算内で可能な限り広範に整備を進めることと、保全対象である住民が単なる警戒避難の通知を受け取る側ではなく、自らが土砂災害に対する 関心を持ち、整備される対策を利用する立場であることを意識するような仕組み作り(自助・公助をベースとした仕組み作り)が必要であることと換言できると考える。

(4) 80 点の防災対策を実現するための方策

以上の課題認識のもと、気候変動の影響を考慮しつつ、早期に効果的な斜面災害対策を 充実させるための具体的な取り組み方針は以下のように整理されるものと考えられる。

	斜面災害に対する取組みの課題	80 点の防災対策を実現するための方策
1	地球規模の気候変動に起因する 対策エに対する外力の増大への 対応	 ・被災のメカニズムを踏まえた経済的かつ効果的な対策方法を抽出する ・対策工を後から追加することよって抑止力等の対策効果を追加できるようにする
2	迅速な整備を可能とする経済性 と分かりやすさ	 応急対策が後の恒久対策への支障とならないことに加え、恒久対策の実施に際しても利活用されるような対策方法を採用する 応急対策に併せて斜面の動きなどを継続的に監視し、その結果を恒久対策整備の優先順位付けや避難警戒活動に利用する

表-3.3.3.1.2 斜面災害対策の課題と具体的な取り組みの方策

次項より、上述した方策に関する具体的な取り組みについて詳述する。

- 3.3.3.2 被害軽減を目的にした新しい技術分野の提案
 - これからの対策は、以下の項目を考慮した対応策を検討していくことが重要と考える。
 - ・応急対策工の配置は、恒久対策工配置計画に活かせるように考慮すること。
 - ・恒久対策工検討時には、今後の地球温暖化に伴う外力の増加を考慮すること。
 - ・応急対策工施工時にモニタリングを併用すると共に、そのモニタリング結果を基に対象箇所の評価を行えるようにする。併せて対策工優先順位を設定できるようにすること。
- (1) 応急対策工~恒久対策工実施時
- 1) 従来対策工検討時

応急対策工検討時には恒久対策工を視野にいれ、応急対策工も恒久対策工に生かせる ように検討を行う。

a)地すべり対策の場合

恒久対策工として、抑止工にアンカー工や抑止杭工、抑制工に横ボーリング工が想定 される場合に、応急対策工として横ボーリング工を実施する場合には、抑止工を考慮し た配置とする。

<例1>

抑止工と横ボーリング工(抑制工)が配置上交差すると予測される場合には、横ボー リング工を通常計画される図-3.3.3.2.1(左図)に示すように放射状に配置するのでは なく、図-3.3.3.2.1 (右図)のように平行配置とする。



図-3.3.3.2.1 横ボーリング配置図の例 5)

b) 崩壊対策の場合

応急対策工として大型土嚢を施工した場合に、恒久対策工に補強土壁工を計画する と、現状では、一旦、大型土嚢を撤去したのちに補強土壁を施工するが、この手戻りを 防止する⁶。

<例 2>

応急対策工として押え盛土工を施工し、恒久対策工として補強土壁工を検討する場合 には、手戻りの防止を目的として以下の対応を行う例が紹介されており参考となる⁶⁾。 手順① 図-3.3.3.2.2 に示すように大型土嚢に補強材をあらかじめ設置する。

手順② 補強土壁施工時に、予め設置した補強材を接続し(図-3.3.3.2.2)、大型土嚢 を残置した状態で腹付け盛土を構築し、補強土壁工を施工する。(図-3.3.3.2.3)



図-3.3.3.2.2 補強材連結概要図 6)



図-3.3.3.2.3 応急対策工(大型土嚢)と恒久対策工(補強土壁)施工概要図⁶⁾

(2) 今後の外力増加、地質の不確実性を考慮した設計段階での考え方

1) 恒久対策工検討時

地球温暖化に伴う「外力の増大」や地質の不連続性により、当初設定した「崩壊モデ ル規模」を越える崩壊や地すべりが今後発生する可能性がある。

以上から、対策工検討時には、対象箇所の不確実性を考慮することも重要となる。

対策工検討時に、最初から、対策工配置条件を密にすると、追加対策工の配置が困難 となる。今後は、そのようなことがないように対策工配置計画時には、将来に追加対策 工を配置する可能性を考慮することも重要となる。具体的には個々の対策工の間隔をあ けておく等の検討を行うことも1手法として考えられる。 <例 3>

アンカーエの場合、設置間隔は、地盤の性状等から 1.5m 以上~4.0m以下にするのが 一般的である⁷⁾。

その点を考慮し、当初配置時には、ある程度間隔を空けてアンカーを配置することも 重要となる。

図-3.3.3.2.4 は、当初左図のようにアンカー工を配置し対策していた切土のり面で、 その後、地すべりが拡大し亀裂が発生した。追加対策工として、抑制工として横ボーリ ング工を配置し、追加アンカー工を増し打ちした事例である。既設アンカー工は 2.4m 間隔で施工されており、右図に示すように、追加アンカー工と既設アンカー工は 1.7m 間隔で配置可能であり施工が可能であった。このように、アンカー工検討時には、アン カー間隔を空けておくと、その後の対応が検討しやすくなる。



図-3.3.3.2.4 既設アンカーエ(左図)に追加アンカーエを配置した例(右図)

2) 台風の大型化等に伴う、今後の外力の増大を考慮した設計

(維持管理段階を考慮した設計)

災害時の対策工検討時には、地下水位設定は、災害発生時の間隙水圧条件を再現する ことは困難な場合が多い。しかし、今後、外力の増加を考慮すると、災害発生時の間隙 水圧を上回る外力が斜面内に発生する可能性がある。

そのため,誘因が豪雨時の間隙水圧の上昇である場合,地下水排除工配置は絶対条件 とし,地下水位低下効果を安定解析には反映しないことも有効な手法として考えられる。 3) 応急対策エやモニタリングを併用した斜面対策の考え方

線状降水帯や、大型台風等に伴う大規模土砂災害は広域に及ぶ。そのため、今後、す べての災害箇所に一律に恒久対策工を実施することは困難となることが懸念される。 以上から、今後の対応策として、以下の方法も考慮することが重要と考えられる。

 応急対策工+モニタリングにより、まず、全災害箇所の対策を行い、モニタリング データより優先度を決めて恒久対策を行う。

②恒久対策工は重要箇所から実施する。

③今後,外力の増大により、従来の安全箇所も危険箇所に変化するリスクがあるため、 危険箇所への住宅等の立地ができないようにする。また、流域治水の考え方を土地開 発に反映させる。

ただし、②については、現在すでに各学会、委員会等で、豪雨時や地震時を対象とし た危険度評価手法が提示され、国、自治体においても、重要交通網、人口密集地、災害 時要配慮者施設等、保護対象の重要度なども踏まえて、順次対策工を行っているところ である。

また,③については、宅地・土地開発等の法令に影響することでもあることから、最 も重要であるものの、時間を要する。

そのため、現時点で対応しうる①に関しての提言を行う。

(a) 応急対策工について

応急対策工は,現状として,崩壊が発生した箇所や,今後崩壊の恐れのある個所など に適用されている。

ただし,現設計手法で,応急対策について明確に示した基準はなく,地すべりに対す る応急対策が示されている程度であるが,実施されている工法としては,以下が一般的 である。

	対策工	目的	施工方法					
1	ブルーシートによ る被覆	降雨等による浸食防止	ブルーシートを人力で斜面に敷設 し,アンカーピンや土のう袋で固 定する。					
2	大型土嚢の設置	斜面の二次崩壊の防止	主に 1t 土嚢を斜面前面に設置す る。耐候性土嚢が使用されるケー スもある。					
3	モルタル吹付けによ る被覆	降雨等による浸食防止 及び表面崩壊の防止	セメントと細骨材からなるモルタ ルを吹付機によりエア搬送し,斜 面へ吹付ける。厚みは数 cm であ ることが多い。					
4	仮設防護柵の設置	斜面の二次崩壊からの 保全	地山を掘削し, コンクリートや埋 め戻し土で H 鋼を固定し,支柱間 に木矢板や鋼矢板を設置する。					
5	土砂捕捉柵の設置	斜面崩壊土砂の捕捉	補強材を内包した支柱を設置し て,ワイヤケーブルと金網を前面 に取り付ける。エネルギーを吸収 する機能を備えたものが多い。					
6	仮排水工	斜面表面もしくは内部 の積極的な排水	ブルーシートやサニーホース,排 水管などを設置する。必要に応じ て,打ち込みの排水管や暗渠の設 置も考えられる。					

表-3.3.3.2.1 応急対策工の事例

応急対策工の中でも、①、②は容易に施工できること、小規模な崩壊に対する仮設対 策として有効であることから、広く用いられており、全災害箇所への適用も容易である。

また,災害箇所は降雨や,周辺表層水の流入などを要因とする再崩壊,崩壊の拡大が よく発生することから,応急対策の適用期間が長期となる可能性のある場合には,積極 的な排水を促すための⑥の対策や,流末の整備が望ましい。

③~④に関しては、すでに崩壊土砂の排土などが実施された後に施工されるもので、 ⑤に関しては、恒久対策として用いられていることもある。
(b) モニタリングについて

斜面のモニタリングに用いられるセンサーの種類と、得られる情報としては、以下の ようなものが考えられる。

センサー種類	概要	得られる情報
ひずみゲージ	接着した構造物のひずみを電気信号に変換 することで,対象の伸縮を計測することが できる。 コンクリート,鋼材等の構造物に設置する 必要がある。	対策工の変形等
傾斜計 (加速度計)	物体の傾いた角度に比例し,センサー出力 は,そのまま傾斜角として利用できる。 物体に加わる加速度を検出するので,重力 方向だけでなく,前後, 左右方向の動きも 検出できる	対象箇所の傾斜 傾斜増加量等 地表面の傾斜等
圧力計	油圧による直接計測や, データロガー等に よる計測がある。	アンカー力等
水圧計	水路等の流水水圧を計測するものと,地下 水の間隙水圧を計測するものがある。	排水対策の流水水圧 間隙水圧
土壤水分計	土壌内の誘電率から含まれる水分量を計測 する。	土壤飽和度等
張力計	ワイヤーの引張り力を計測する。ワイヤー 間に連結させて用いるのが一般的である。	ネット・ワイヤー等の 張力等
流量計	流速から断面流量を図るものや, 直接断面 を計測するものなどがある。	排水対策における流水 量の確認

表-3.3.3.2.2 斜面のモニタリングに用いるセンサーの種類

ここで示したモニタリング手法は、比較的容易なものであるが、定期的な計測データ の取得が必要であり、自動計測のシステム構築に費用が掛かる場合もあることから、計 測箇所の選定,重要度に応じた設置が必要となる。 (c) 応急対策エとモニタリングの併用

併用を検討するにあたって参考として,恒久対策工とモニタリングの併用の例を示す。 これは継続的な維持管理や,現場状況の把握を目的として実施,計画されているもの で以下のような組み合わせが実施,もしくは検討されている。

				セ	ンサー	ンサー例								
対策工	モニタリングのポイント	ひずみ ゲージ	傾斜計	圧力計	水圧計	土壤水 分計	張力計	流量計						
ネイリング	補強材本体の変形の進行 を確認し,すべり力を把 握。	0												
	地表部や,すべり面の変 形を直接確認し安定性, 進行性を把握。		0											
グラウンド	プレストレス力を確認す ることで,構造物安定性 把握。			0										
アンカー	地表部や, すべり面の変 形を直接確認し安定性, 進行性を把握。		0											
	補強材本体の変形の進行 を確認し,すべり力を把 握。	0												
ネイリング	ネット張力を確認するこ とで変形状況を把握。						〇 (ネット)							
キネット	地表部や, すべり面の変 形を直接確認し安定性, 進行性を把握。		0											
水路・ます	水深や流量の増加を把握 し,降雨との関係から地 下水位の変動を予測。 また,間隙水圧を把握す ることで,有効応力の把 握。				0									
	流路周辺の地盤の含水量 を把握し,地表付近の地 下水位の変動を把握。					0								
排水パイプ	流量の増加を把握し,降 雨との関係から地下水位 の変動を予測。							0						
	流路周辺の地盤の含水量 を把握し,地表付近の地 下水位の変動を把握。					0								
その他	斜面の変形を樹木間のワ						\bigcirc							
(樹木をワ	イヤー張力にて把握。						(ネット)							
イヤー連 結)	地表部や,すべり面の変 形を直接確認し安定性, 進行性を把握。		0											

表-3.3.3.2.3 恒久対策工に用いられるセンサー例

(傾斜計(加速度計)は斜面全体の変位を観測するものであるため、斜面安定化対策と併用されている事が多い。また、土壌水分計は地表付近の飽和度が把握できるものであるため、排水工法との併用により、地表面付近の地下水位に伴う安定度の確認に活用できると考えられる。

一般的にモニタリングは,対策工検討前の機構解析時や不安定斜面を対象とした安全 管理,恒久対策後の維持管理や経過観察を必要とする地滑りなどで用いられているもの である。しかし,規模の小さな崩壊等での簡易な応急対策工と併用される場合は少ない。

ただし,近年の大規模,広域に及ぶ豪雨災害の増加により,技術者不足,限られた予 算等の関係から恒久対策では対処しきれず,規模の小さな崩壊や重要度の低い箇所では, ブルーシートによる被覆等の応急対策のみを余儀なくされることが多い。また,応急対 策実施後,短中期的には,そのまま放置されている事例も少なくない。

そのため、応急対策箇所の維持管理、応急対策から恒久対策への更新タイミングの評価など、モニタリングと応急対策工を併用して斜面の安定度(変位の進行の有無等)を確認・評価することが重要であると考える。

前記した各応急対策工との組み合わせ例を表-3.3.3.2.4表-3.3.3.2.5に示す。

	モニタリングの	の			センサー例									
	ポイント		ひず	<i>b</i> . T		±.	т.	· -						
対策工	ポイント	監視対象	, みゲージ	傾 斜 計	水圧計	壌 水 分 計	荷重計	流量計						
- * * *	被覆により見えない部分	斜面変形		0										
フルーシート	の地下水位,間隙水圧の 変動の把握や 地表面の	キャト・シート			0									
	変形の進行の把握。	地下小扒优				0								
大型+のうの	土嚢背面の崩壊土砂及び 未崩壊斜面部の変形の進	斜面変形		0										
設置	行と、地下水位、間隙水	苦大专			0									
	圧との関係の把握や,背 面斜面安全性の把握	地下水松				0								
	被覆により見えない部分 の地下水位,間隙水圧の	吹付の変形	0											
モルタル吹付	変動の把握や、地表面の 変形の進行の把握。	斜面変形		0										
けによる被覆	また,モルタル自体の崩 壊の恐れがあるため,対				0									
堫 策 認	策工の構造についても確 認が必要。	地卜水状况				0								

表-3.3.3.2.4 応急対策工で利用できるセンサー例 (その1)

			センサー例												
	モニタリングのポ <i>·</i>	イント	ひず			±									
対策工	ポイント	内容	, みゲージ	傾 斜 計	水 圧 計	壌 水 分 計	荷 重 計	流量計							
仮設防護柵の 設置	H鋼等の変形量の把握に よる耐荷重に対する安全	柵の変形	0												
	性の把握や背面地表面の 変形の進行の把握。	斜面変形		0											
土砂捕捉柵の	土砂の捕捉状況に対する ネットの張力の把握や,	ネットの変形					0 (※)								
設置	背面地表面の変形の進行 の把握。	斜面変形		0											
	仮排水周辺の地下水位, 間隙水圧の変動の把握。	苦叶冬年沿			0										
仮排水工	排水量と降雨との関係か	20 T /JN1/171/L				0									
i đ	ら斜面への浸透の状況の 推定。	表流水						0							

表-3.3.3.2.5 応急対策工で利用できるセンサー例 (その2)

※ネットに設置し、張力を計測する。

3.3.3 参考文献

- 1)多田泰之・三森利昭・大丸裕武・小山敢・河合隆行:過去100年間の森林と土砂災害の変化,平成22年 度砂防学会研究発表会概要集,pp.32-33,2010.
- 2) 国土交通省ホームページ:

https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h30dosha/h30doshasai2.pdf

- 3) 全国治水砂防協会:「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 -急傾斜地崩壊防止工事技術指針-」(令和元 年5月), p.2, 2019.
- 4) 国土交通省/気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会:気候変動を踏まえた治水計画のあり方提
 言, p. 14, 令和元年10月.
- 5)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同解説, pp93, H20.4.
- 6) 宮武裕昭・澤松俊寿・井上玄己:大規模な土砂災害に対応した新しい災害復旧技術の実大実験,土木技 術資料 59-2, pp32-37, 2017.2.
- 7) 社団法人全国防災協会:災害復旧事業における地すべり対策の手引き, pp77, H18.5.

3.3.4 応急対策エとセンサの設置事例

(1) 概要

豪雨によって多数の斜面崩壊が発生する事例が頻発している。斜面崩壊した箇所は、恒久対策が施 工されるまで、応急対策として**写真−3.3.4.1**に示すような被覆工(ブルーシート)が設置される場合が 多い。

この被覆工は、崩壊地をブルーシートで覆うため、設置後の降雨時などによる崩壊地内の状態や滑落 崖上部あるいは隣接斜面の異常を把握することが困難となる。さらに、ブルーシートの劣化から当初期 待した効果が発揮されなくなる場合も考えられる。その点を改善するために、発災後に実施される応急 対策であるブルーシートと組み合わせて、センサをシート内(崩壊地)や周辺地盤に設置することで、 水分や変形の状況を"見える化"することができる。こうすることで、応急対策の効果の確認、地山の 変状やその変化傾向などを知ることができる。この情報は住民へ警戒避難情報や数多くある崩壊地の変 状の進行度合いを個々に把握し、恒久対策の優先順位を決定したりすることが可能になると考えられる。

ここでは、応急対策とセンサの設置を行い、崩壊地における被覆工の効果を現地ならびに二次元飽 和・不飽和浸透流解析で確認するとともに、今後の応急対策工とセンサを組合せた新しい考え方につい て述べる。



写真-3.3.4.1 被覆工設置事例

(2)対象地の概要

対象地は、図-3.3.4.1 に示す兵庫県神戸市北区有馬町唐櫃に位置する南西向きの斜面傾斜角 25~35 度の自然斜面である。地質は、兵庫の地質 いによると六甲花崗岩で、尾根部に花崗岩の露岩が認められる。また、崩壊地内には花崗岩が風化したマサ土が分布していた。対象地には、2014 年 8 月豪雨、2018 年 7 月豪雨で崩壊した崩壊地が複数個確認できた。2014 年 8 月豪雨によって崩壊した崩壊地は、明瞭な谷地形が認められない、いわゆる 0 次谷斜面で発生した表層崩壊で、幅 10m 程度、深さ 0.5~3m 程度の大きさがほとんどであった。



(3) 被覆工の効果(事前解析)

現地に応急対策を設置,現地計測するにあたり,事前に2次元飽和、不飽和浸透流解析を用いて,被 覆工の効果やセンサ設置箇所について検討を加えた。

1)浸透流解析モデル

飽和・不飽和浸透流解析(解析コード:Dtransu-2D・EL)³を用いた。ここで検討する解析モデルは, 図-3.3.4.2 に示すモデルとした。このモデルは,現地踏査,土層観察,崩壊後の地形測量,簡易動的コ ーン貫入試験を行った結果に基づいて設定している。モデルの土層は,地表から A0 層、A 層(根系侵入 あり)、B 層(根系侵入なし)および基盤層の4 層とした。なお,水位は,現地でわずかであるが湧水が認 められるため,地盤内は湧水ポイントの高さ 620m を水位固定境界,解析モデル左端部は,地表面を



3-185

水位固定境界とした。また,被覆工は,図に示すように滑落崖を10m 覆う場合(以降,対策1)と崩壊 地全体を覆う場合(以降,対策2)を想定し,解析を行った。ここで,被覆工がある範囲は,降雨が浸 透しない境界条件とし,被覆工下流部に被覆工部に降った降雨を入力することで,被覆工を流下する水 を考慮した。

2)浸透パラメータを設定

浸透パラメータは、既往検討および試験値を参考として表-3.3.4.1に示すように設定した。

地盤区分	透水係数(m/s)	有効間隙率	比貯留係数(1/m)
A0層	5.00E-05	0.38	1.30E-03
A層	1.00E-04	0.38	1.00E-03
B層	1.00E-04	0.38	1.00E-03
基盤	1.00E-06	0.38	3.30E-06

表-3.3.4.1 浸透パラメータ4)

3) 降雨入力条件

解析に用いる降雨は、通常の降雨ではなく、災害が発生した降雨を想定し、この降雨時に被覆工が ある場合、どのような浸透となるか確認することとした。

はじめに、初期水位を設定するために、長期雨量データが公開 ⁵されている調査地近傍の観測所(有 馬川)の観測データを用いた。また、災害時の雨量データについては、当該箇所の解析雨量を用いた。 次に、STEP1 として、有馬川の観測データから年平均降水量 1,705mm の 1%にあたる 17mm を降雨浸 透量として定常計算を実施し、初期状態を作成した。次に、STEP2 として、STEP1 の状態から有馬川 の観測データである 2014 年 6 月 1 日から 7 月 31 日までの日雨量を入力し、2 ヶ月間の非定常計算を 実施し、8 月 1 日の地盤内水分状況を推定した。さらに、STEP3 として、STEP2 の状態から解析雨量 を用いて 2014 年 8 月 1 日 0 時から 8 月 11 日 0 時までの時間雨量を入力し、災害発生時の地盤内水分 状況を推定した。

4)浸透流解析結果と考察

被覆工の有無や配置区間の違いによる地盤内水分状況の違いについて、図-3.3.4.2 に示す 3 つの箇 所,滑落崖直下(以降,抽出点1),崩壊地中腹部(以降,抽出点2),崩壊地法尻部(以降,抽出点3) における飽和度の時系列変化を図-3.3.4.3 に示した。この図から抽出点1は、対策1,2ともに飽和度 10%程度で降雨による飽和度の上昇もわずかである。一方,無対策の場合は、降雨に連動して、飽和度 が最大70%程度まで上昇している。つぎに、抽出点2では、対策1の場合は、降雨に連動して、飽和度 が上昇しやすく、無対策よりも飽和度が高くなる時刻がある。対策2の場合、飽和度10%程度でほぼ変 化がない。このことから、対策1は、遮水した水が被覆工の下流に集中し、飽和度が無対策に比べて高 くなりやすく、またその変化も大きい結果となっている。抽出点3では、対策1は、降雨量が少ない場 合、無対策と同様の挙動を示しているが、まとまった降雨を受けると無対策より飽和度が上昇しやすい 結果となっている。対策2の場合、抽出点1,2と同様の傾向を示している。

解析的な検討であるが、崩壊地をすべて覆う対策2の場合、崩壊地内の土層の飽和度の上昇が押さえ

られ,浸透防止の効果が高いことが確認できた。対策1のように滑落崖と崩壊地中腹部を覆うだけでは, 被覆した直下の崩壊地の飽和度が高まりやすく,崩壊地内の急傾斜地にある土砂が再移動する可能性が あると言える。 100

事前解析で得られた結果を検証する ために,現地では,被覆工内ならびに 外に土壌水分センサを設置すること で,被覆工の防水効果ならびに被覆工 下流部への影響について確認すること とした。





図-3.3.4.3 時間雨量と飽和度の経時変化の比較 4)

(4) 被覆工の現地施工とセンサの設置

1) 被覆工の設置箇所の概要

設置箇所は、図-3.3.4.1に示した兵庫県神戸市北区有馬町唐櫃に位置する自然斜面である。被覆工を 設置する崩壊地は、事前検討した崩壊地4の直近で、北に50m程度離れた箇所であり、2014年8月豪 雨によって崩壊している(図-3.3.4.4 参照)。崩壊発生源における崩壊幅 10m, 崩壊深さは, 崩壊前の航 空レーザ測量の結果との対比から 0.75~1.89m と考えられる。崩壊後の最大傾斜角は 43 度である。花 崗岩地域で見られる表層層崩壊型の崩壊である。崩壊地の縦断図を図−3.3.4.5に示した。



※測量凶は, 兵庫県提供

6)

図-3.3.4.4 被覆工設置斜面の状況(被覆工, センサ設置後)



図-3.3.4.5 崩壊地の縦断図(調査位置)⁶⁾

2)崩壊地周辺における調査

崩壊地周辺において,測量(平面,縦断)と簡易動的コーン貫入試験ならびに滑落崖付近で崩壊した 土層と同様の深度で乱れの少ない試料の採取を行い,物理試験,室内透水試験を行った。

3) センサ設置位置における調査

事前に実施した解析 4)では,被覆工の効果を確認するため,被覆する箇所の上部,下部ならびに被覆 工内の飽和度の変化を調べ,センサ設置を行う箇所が提案されている。そこで,事前検討結果を踏まえ て,センサ設置は,図-3.3.4.4 に示す C-1 (崩壊地中央,被覆工内側,林外),C-2 (崩壊地上部,被覆 工外側,林内),C-3 (崩壊地下部,被覆工外側,林外),R-1 (崩壊地側部,被覆工外側,林外) におい て,簡易動的コーン貫入試験を実施して,設置場所の検討を行った。ここでは,C-1,C-2,C-3の3箇 所について,設置前に行った簡易動的コーン貫入試験を図-3.3.4.6 に示した。この図に示すように,C-2 では深さ 1.7m まで Nd<10 が分布している,一方,C-1,3 (崩壊地内) では崩壊地中央部で深さ 0.8m, 下部で深さ 0.3m 程度まで Nd<10 が分布しており,斜面下部ほど Nd<10 の出現深度が浅くなってい る。



図-3.3.4.6 センサ設置位置における簡易動的コーン貫入試験結果とセンサ設置深度⁶⁾

4) 被覆工の設置

被覆工の設置は,崩壊地発生源を覆うことを目的として,崩壊地の大きさを基にブルーシート(材質: ポリエチレン,厚さ:0.16mm,質量:117g/m²)を長さ10m,幅10mを2枚,長さ5.4m,幅7.2mを 1枚,シート固定を目的にPP(ポリプロピレン)ロープを200mとラスピンL型(φ16,L=400mm) を30本,土のう袋30枚,準備した。

ブルーシートは、ポリエチレンなどの合成樹脂製のシートのことで、工事現場の資材を覆ったり、周囲

を囲って埃の飛散を防いだり,床などの汚れを守ったりするなど,様々な用途に用いられている。また, ブルーシートの厚みは#3000や3000番などのように表記され,番号は基準的なサイズである3.6×5.4m の重さを表している。#3000は,製品重量が約3000g(3kg)のブルーシートをさし,#の番号が大きい ほど厚く,耐久性のあるブルーシートである7⁻。ブルーシートはある程度の防水性はあるが,メーカに おける防水試験などはほとんど行われていない。また,紫外線による劣化によって,破れやすくなるこ ともあり,図-3.3.4.7に示すように#の番号によっておおよその耐久期間が示されている。この図から 番号が大きいほど耐久期間が長いが,その効果は1年程度となっている。メーカによっては,耐久性や 劣化防止などの工夫された商品も市販されている。今回,現地に設置したブルーシートは,#3000ブル ーシートより軽量で2年相当の耐候性のある製品[®]を選定した。



ブルーシートの耐久期間の目安(国産品)

図-3.3.4.7 ブルーシートの耐久期間の目安⁷⁾

設置の手順は次のとおりである、まず、ブルーシートがなるべく平滑に設置できるように崩壊地内の 倒木の除去を行った。つぎに、崩壊地中央から 10m×10m のブルーシートを広げ、滑落崖上部と端部が ブルーシートで覆えるように位置を決め、設置した、設置にあたっては、ブルーシートのジョイントホ ールにラスピンを手やハンマーを使って刺し、シートを地山に固定したり、シート端に土のうを置いた り、人が手で引張ったりして、設置位置の微調整を行いながら固定した。なお、崩壊地直近の樹木の影 響で崩壊地を覆えなかった箇所があるため、もう1枚 (10m×10m) のブルーシートに切り込みを入れ、 樹木の周りを囲み、先に設置したブルーシートに被せるように設置した。さらに、崩壊地の下部付近で 上部のシートの下に1m 程度重なるように 5.4m×7.2m のブルーシート敷き込み、簡易動的コーン貫入 試験箇所 C-3 の上部まで被覆した。最後に、ブルーシートが浮いたり、捲れたりしないようにするため に、PP ロープで巻きつけた土のうを設置した。この際、土のうが落下しないよう土のうとは反対側の PP ロープは上部の樹木の幹にしっかり巻きつけた。設置前後の状況を写真-3.3.4.2 に示した。この図 に示すように、滑落崖を含む崩壊地をブルーシートで被覆できたと言える。このシートの設置には、お およそ6人で5時間程度(崩壊地の倒木処理は別日に実施済み)の作業であった。



(a)被覆工設置前(倒木除去後)



(b)被覆工設置直後 写真-3.3.4.2 被覆工設置前後の状況⁶⁾

5) センサの設置

図-3.3.4.4に示すように被覆工の内外の浸透状況と降雨の関係を把握する目的で,崩壊地下流側に気 象観測装置(POTEKA,明星電気),また図-3.3.4.4のC-2(崩壊地上部,シート外側,林内),C-1(崩壊 地中央,シート内側,林外),C-3(崩壊地下部,シート外側,林外),R-1(崩壊地側部,シート外側,林内), C-2'(崩壊地上部,シート外側,林内,凹地形)に土壌水分センサ(EC-5,meter 社製)を設置した。C-1,C-2,C-2',R-1のセンサ設置深度は,0.2m,0.4m,0.6m,0.8mの4深度,C-3に関しては,深度 0.4m付近から基盤層(Nd>10)が現れたため,0.2mと0.4mの2深度にセンサを設置した。合わせて, 被覆工の降雨浸透防止効果を把握するため,タイムラプスカメラ(BCC100,Brinno)で撮影し,シート 上を流れる表面流の観察を行った。 つぎに,表層の傾斜計を計測するために傾斜計(バラマキ型傾斜計,オサシ・テクノス)を崩壊地上 部と崩壊地内に設置した。合わせて,傾斜による危険度を見える化できる ON-OFF 型簡易傾斜計⁹⁾を 崩壊地上部に設置した。 被覆工の劣化診断,被覆工内への流水の侵入を確認するため, POF センサ¹⁰⁾ を設置した。

(5) モニタリング結果と考察

土壌水分の観測結果を整理し、考察を加える。計測値整理期間は 2019 年 9 月 7 日から 2021 年 3 月 1 日(C-3 のセンサのみ 2019 年 10 月 26 日から)までである、また、雨量は 10 分間雨量を示している。

図-3.3.4.8 に C-1~C-3 の体積含水率の変化と時間雨量の関係を示す。なお、ここでの体積含水率は 土壌水分計から出力される電圧値をメーカが公表している校正式を使って変換した。従って、この値自 体は現地斜面の物性値と必ずしも一致しないため、絶対値での議論はせず相対的な変化にのみ着目して 考察を行うこととする。

図-3.3.4.8 (a) に示すように C-2 は、降雨イベントの度に体積含水率の上昇が認められた。体積含水率の反応は、基本的には浅い深度から順に反応し、基本的な降雨浸透は鉛直であると言える。また深度 0.2m と 0.4m の挙動はほとんど同様であるが、深度 0.6m、 0.8m と深度が深くなるにつれて、深度 0.2m と 0.4m に比べ緩やかな反応になっている特徴が認められた。

図-3.3.4.9のように体積含水率の反応順が深度方向と一致しないパターンも確認できた。これは、当該箇所が樹林内の観測結果であることから、樹木の影響を強く受けた結果と考えられる。本調査地近傍の別の崩壊地では、植生の影響がない崩壊地内において同様の方法で体積含水率を計測しているが、ここでは体積含水率の変化は深度方向順となっている。このことから、当該箇所の計測値は、樹木の樹幹流¹¹⁾や根系の分布状況などに影響され、体積含水率の変化が不均質化したものと推察している。今後さらに計測、検討する必要がある。

図-3.3.4.8 (b)に示すように C -1 は,基本的に降雨イベントに対応した体積含水率の変化は認めら れず,全体的に乾燥していっている。ただ,計測期間の中で,被覆工内の体積含水率のゆるやかな上昇 が認められた,図-3.3.4.10に示すように C-2 の深度 0.2m が最大値(2019/10/25 10:30)を示した降雨イ ベントの 30 時間後(2019/10/26 16:30)に,深度 0.6m,深度 0.8m の体積含水率が僅かに上昇した。この ことから,被覆工を設置した崩壊地では,被覆工による浸透防止効果によって,深度 0.4m までは浸透 水を遮断し,乾燥しているが,一方で,深度 0.6m,深度 0.8m では,被覆工の浸透防止効果で深度 0.4m と同様に乾燥するが,降雨規模によっては,被覆工設置箇所より上流から被覆工内の深度 0.6m,深度 0.8m の土層を湿潤させるような水の動きがあると考えられる。

図-3.3.4.8 (c)に示すように C-3 は、降雨と連動し、体積含水率が上昇し、その変化が崩壊地上部に 比べて大きい。これは、被覆工上の表面水が C-3 付近に集まり、土中内に浸透しているためと推察され る。タイムラプスカメラの映像からも被覆工上の落ち葉が下流に向かって流下している様子が捉えられ ている。

このことから,被覆工下部において,急傾斜地で崩壊土砂が不安定に堆積しているような箇所では, シート上の表面水が集中し,崩積土の飽和度が高まりやすく不安定化しやすいと考えられる。

以上のことから,事前解析で予測したとおり,現地計測結果から被覆工の浸透防止効果が確認できた。



図-3.3.4.8 計測結果 (2019/8/20~2021/3/1) 6) にデータ追加



図-3.3.4.9 C-2の計測結果(2019/10/12~13)⁶⁾



図-3.3.4.10 C-2, C-1の計測結果 (2019/10/25~28)⁶⁾

(6) 被覆工の有無、設置範囲ならびに劣化に関わる解析的検討

(4) に示した測量,調査結果ならびに計測結果をもとに2次元飽和・不飽和浸透流解析を行い,現地 状況を再現できるようパラメータスタディを行い,最適な解析モデルを基本として,被覆工の有無,被 覆工の崖上の延長の違い,被覆工が劣化することによって,地盤内への降雨浸透が進む場合を想定して, 解析的に検討した。

1) 飽和・不飽和浸透流モデルによる計測結果の再現検討

現地計測結果を基に,飽和・不飽和浸透流解析(解析コード:Dtransu-2D・EL)³⁾を用いて,C-1に 緩やかな反応が認められた 2020 年 3 月 25 日から 4 月 25 日までの地盤内の水分状態を再現した。

(a)浸透流解析モデル

浸透流解析モデルは、崩壊前の地形、崩壊後の地形、現地踏査、土層観察、さらに簡易動的コーン貫 入試験の結果などをもとに図-3.3.4.11 に示すとおりとした。地盤区分は、地表から A0 層(植生層)、 A 層(根系侵入あり)、B 層(根系侵入なし)、表層(崩壊地内の撹乱された土層)および基盤層の5層とし た。なお、基盤層はモデル化せず、B 層下面を不透水境界、モデル上端を不透水境界およびモデル下端 を浸出点境界とした。また、被覆工設置範囲は地下水が地表面から流出することを考慮し浸出点境界、 その他の地表面は降雨浸透境界とした。



(b) 浸透パラメータの設定

数値解析を実行するにあたり,浸透パラメータを設定した。水理定数は, A 層で B 層境界付近の試料を用いた室内試験結果や既往検討を参考に設定し,崩壊土層については,体積含水率の実測値の経時 変化に整合する鉛直方向を水平方向の 1/100 とする異方性を考慮した。崩壊範囲の表層については崩壊 時の乱れを考慮し,異方性なし,基盤は不透水基盤とした。解析に用いた浸透パラメータを表-3.3.4.2 に示した。また,被覆工の下流には,被覆工に降った降雨を浸透させた。

生态	地园夕	透水係	数(m/s)	进 书
地盘区力	地層石	水平Kh	鉛直Kv	1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1
A0	植生層	5.0E-05	5.0E-05	自然状態の表層0.1m
表層	崩壊地内表層	1.0E-04	1.0E-04	崩壊範囲の表層0.1m(ゆるみを考慮)
A層	崩壊土層	1.0E-04	1.0E-06	根系侵入あり(異方性考慮)
B層	崩壊土層	1.0E-04	1.0E-06	根系侵入なし(異方性考慮)
基盤層	基盤層	_	-	不透水

表-3.3.4.2 浸透パラメータ 6)

(c)降雨入力条件

入力降雨は、現地で観測された雨量データを用いた。

解析は,STEP1 として地表面に水位が分布する状態から計算を開始し,2019 年 9 月 7 日から 2020 年 3 月 24 日までの日雨量を入力し,3 月 25 日の地盤内水分状況を推定した。次に,STEP2 として,STEP1 の最終結果を初期状態として,2020 年 3 月 25 日 0 時から 4 月 24 日 23 時までの時間雨量を入力し,地盤内の水分状況を推定した。

(d)考察

解析から得られた体積含水率と C-1, C-2 の深度 0.6m, C-3 の深度 0.4m の計測結果を図-3.3.4.12 に示した。絶対値や降雨に伴う鋭敏な反応,特に被覆工内の C-1 では絶対値が大きく異なり再現できていないが,体積含水率の上昇,低下の傾向は概ね表現できていると言える。

図-3.3.4.12(a)は、C-2の深度 0.6m の計測結果と解析結果の比較である。この図に示すように、計 測値は、降雨に伴って鋭敏な反応を示している。一方、解析では、鋭敏な反応は表現できていない。こ れは、先に計測値の考察で述べたように、計測値は樹木の影響を強く受けており、土材料の透水特性で は表現できない挙動と考えられる。つぎに被覆工内の C-1 の深度 0.6m の計測結果と解析結果を図-3.3.4.12(b)に示した。この結果から、解析では、体積含水率の上昇が5回(3月29日22時から、4月 2日14時から、4月14日14時から、4月19日2時から、4月20日16時から)認められる。計測で も同様に、非常にわずかで緩やかな上昇であるが5回(3月29日5時から、4月1日16時から、4月 13日4時から、4月18日5時から、4月20日3時から)認められる。解析とは絶対値や時間的なズレ が認められるものの、シート内における体積含水率の上昇の回数が一致している。

つぎに,被覆工下部の C-3 の深度 0.4m の解析結果と計測結果を図-3.3.4.12(c)に示した。この図に 示すように概ね同様の挙動となっていることから,被覆工に降った降雨が被覆工上を流下し,浸透する ものと崩壊土層内を浸透する 2 つの流れによって,体積含水率が上昇しているものと考えられる。 以上の結果,絶対値や鋭敏な反応,特に被覆工内の C-1 では絶対値が大きく異なっており,解析で表 現するこが難しいが,概ね現地計測結果の傾向を解析的に表現できることが確認できた。なお,この解 析結果から崩壊地内の絶対値の違いが顕著である。この原因は,植生層の有無,保水性の違いなどの透 水パラメータの設定に課題がある可能性もあるため,引き続き検討を行う必要がある。



図-3.3.4.12 計測結果と解析結果の比較((2020/3/25~2020/4/25))⁶⁾

2)解析的検討ケース

検討ケースは,表-3.3.4.3 のとおりとした。ここで,被覆工を設置した基本ケースを C111 として, 崖上のシート延長を 0.5m, 1.0m に伸ばすことでどの程度の違いがあるか検討する C121, C131,被覆 工の劣化をイメージして,シート設置箇所の有効降雨強度を 5%,15%,30%を増加させ,どの程度違い があるか検討する C112, C113, C114,被覆工を施工しなかった場合を想定した C211 の7ケース実施 した。ここで,有効降雨強度が 0%のとき,地盤内への降雨浸透がない,被覆工ですべて遮水される状 態を仮定し,有効降雨強度が 100%のとき,降った降雨が地盤内へすべて浸透する境界条件とした。

CASE	シート有無	シートシート上ビート学シート(m)(有効降雨強度)								
C111		基本ケース								
C121		0.5	0.00							
C131	方	1.0								
C112	- H		0.05							
C113		0.2	0.15							
C114		0.2	0.30							
C211	無		1.00							

表-3.3.4.3 検討ケース一覧

解析に入力した降雨は、当該箇所が崩壊した平成26年8月豪雨とした(図-3.3.4.3参照)。また、被 覆工の崖上延長を変化させたC121、131について、浸透防止効果のみを確認することを目的に実施し た。そのため、被覆工延長が伸びた0.5m、1.0mに降った降雨については、解析結果に与える影響が小 さいと考え、無視している。

2) 被覆工の有無

図-3.3.4.13 は、被覆工の有無による飽和度の変化の比較である。図-3.3.4.13(a)では、被覆工の有 無の違いがほとんど現れていない。これは、被覆工背後の斜面条件が影響しており、大きな違いとなら ないものと考えられる。次に図-3.3.4.13(b)に示すように被覆することで、崩壊が発生するような豪雨 であっても飽和する時刻を遅らせることがわかる。特に最後の降雨が降り始めるまで、飽和度は変化せ ず 80%程度を維持している。一方、図-3.3.4.13(c)に示すように僅かな降雨によって、飽和度の上昇、 降下が繰り返されている。これは、C-3箇所が被覆工下流であることから、小さな降雨であっても被覆 工上に降った降雨によって飽和度が上昇しやすいためと考えられる。また、8月9日の降雨の場合は、 被覆工に降った降雨と合わせて、下流側からの飽和度の上昇にも影響され飽和度が高い状態が継続する と考えられる。

計測結果と解析結果の比較で述べたとおり,解析による被覆工内の飽和度は,実際の計測値より高い 結果となっていた。このことを勘案すると,今回解析した結果も実際の飽和度より高い傾向を示してい る可能性があり,被覆工なしの場合に比べて被覆工による防水効果が高い可能性がある。



3) 設置範囲

図-3.3.4.14 は、被覆工の崖上の長さを 0.2m、0.5m、1.0m に変化した場合における飽和度の変化の 比較である。ここで、崖上の長さ 0.2m が標準ケースで、被覆工を施していない C211 も比較のため表 示している。この図-3.3.4.14(a)に示すように、被覆工の崖上の被覆長の違いによって、飽和度の上昇 時刻が遅れている。覆うほど、飽和度の上昇が抑えられている。

図-3.3.4.14(b)に示すように崖上からの被覆長さが長いなるほど、C-1における飽和度の上昇時刻が 遅れ結果となっているが、大きな違いは認められない。

図-3.3.4.14(c)に示すように、崖上からの被覆長さの違いは殆どないことがわかる。

この検討の結果,崖上からの被覆長さが長いなるほど飽和度の上昇時間が遅くなるが,被覆工内や下 流側でのその違いは,僅かである。このことから,被覆工は,崩壊地ならびに滑落崖を覆っておけば, ある程度の降雨では崩壊地内の飽和度の上昇を抑えるのに十分な効果があると言える。



図-3.3.4.14 被覆工の被覆長さの違い(滑落崖上部)による飽和度の比較

4) 被覆工の劣化

図-3.3.4.15 は、被覆工の防水効果が低下(有効降雨強度 0%, 5%, 15%, 30%に変化, 大きいほど 劣化していることを示す)した場合における飽和度の変化の比較である。ここで, 有効降雨強度 0%が 標準ケースで, 被覆工を施していない C211(有効降雨強度 100%)も比較のため表示している。

図-3.3.4.15(a)に示すように覆工の有無の被覆工の劣化による違いがほとんど現れていない。これは、 被覆工背後の斜面条件が影響しており、大きな違いとならないものと考えられる。

図-3.3.4.15(b)に示すように劣化が進むと飽和度の上昇時刻が早くなる傾向が認められる。ここでどの程度被覆工の劣化が飽和度の上昇に違いを与えるか、さらに詳しく調べた。具体的には、被覆工内の解析結果の内、最大飽和度が抑えられるケースの最大飽和度を基準に、その飽和度に達する時間をそれぞれのケースで求めた。また、被覆しないケース C211 がその飽和度に達する時間を1として、他のケースを比で表した(図-3.3.4.16)。その結果、劣化していないケース C111 は、被覆しないケース C211 の 2.38 倍を示す。劣化が 5%、15%、30%と進むにつれ、2.36 倍、2.18 倍、1.87 倍と減少する。この図を外挿すると劣化が 50%程度になると、被覆しないケースと同等程度となることが推察できる。

図-3.3.4.15(c)に示すように、被覆工下流側では被覆工の劣化による飽和度の変化は小さいと言える。 ただし、降雨量が多くなると被覆工が劣化すると劣化しない場合と比べて飽和度が高い状態が継続する 時間が長くなっている。これは、被覆工内に浸透した水が上流側からゆっくり降下してくるためと考え られる。





図-3.3.4.16 被覆工劣化の違いによる飽和度到達時間の比較

5)解析的検討結果のまとめ

以上,解析的に評価の結果,被覆することで,被覆工内は崩壊が発生するような豪雨であっても飽和 する時刻を遅らせる効果があることが明らかになった。また,計測結果と解析結果の比較で述べたとお り,解析による被覆工内の飽和度は,実際の計測値より高い結果となっていたことを勘案すると,今回 解析した結果も実際の飽和度より高い傾向を示している可能性があり,被覆工なしの場合に比べて被覆 工による防水効果が高い可能性があると考えられる。

っぎに,被覆工の崖上の長さを 0.2m, 0.5m, 1.0m に変化した場合,崖上からの被覆長さが長いなる ほど飽和度の上昇時間が遅くなるが,被覆工内や下流側でのその違いは,僅かであった。このことから, 被覆工は,崩壊地ならびに滑落崖を覆っておけば,ある程度の降雨では崩壊地内の飽和度の上昇を抑え るのに十分な効果があると言える。

被覆工の防水効果が低下(有効降雨強度0%,5%,15%,30%に変化)した場合,防水効果が低下す ると被覆工内の飽和度の上昇時刻が早くなる傾向が認められた。また,被覆工の劣化が有効降雨強度と して評価できると考えた場合,劣化が進む(防水効果が低下)ことで,被覆工内の飽和度の上昇する時 間が早くなり,50%程度となると被覆しない場合と変わらない状態になると考えられた。 (7) まとめ

1)まとめ

崩壊地に被覆工を設置後,約半年が経過しているが,計測結果から被覆工の雨水浸透防止効果が継続 的していることを確認できた。引き続き,計測を継続するとともにセンサのキャリブレーションなどを 行い,被覆工の性能評価を行いたい。つぎに,被覆工の設置範囲を変えた場合や被覆工の浸透防止効果 が低下した場合について解析的に評価をした結果,崩壊が発生するような豪雨の場合,被覆工の効果は 限定的である結果となった。ただし,被覆工を施さない場合と比較すると,ある飽和度に達する時間の 比で 2.38 倍飽和度が高まる時間を遅くする効果があることがわかった。また,被覆工の上流側の長さ の違いによる影響はほとんどなく,滑落崖を被覆しておけば良いことがわかった。また,被覆工が劣化 すると被覆しない状態に近づき,劣化が有効降雨強度 50%程度となった場合,被覆しない場合と変わら ない状態になると推察できた。

本検討は、一つの断面における解析的評価を行ったものである。そのため、基盤深度が深い場合など を想定した解析による評価など行ういつようがある。また、実際のブルーシートの遮水性能を確認する 必要がある。

今後は、崩壊地における応急対策工の一つである被覆工の設置に関わる手引き、性能評価方法についてとりまとめていきたい。将来的には、劣化診断するセンサの組み合わせなど2)で示す活用方法について引き続き検討¹²⁾する必要がある。

2)活用方法案1(センサとして活用)

シート内の水分や地下水位の状態を把握できるセンサを設 置することで,水分状態や地下水位が高まった際に図-3.3.4.17 に示す OSV 技術 13)などを活用して, 住民などへ警 戒情報として知らせることができる。またセンサで計測し, データを蓄積することで、土中水分の変化が蓄積される。こ のデータを活用して,応急対策工の効果の確認や浸透を抑制 する対策工、あるいは地中内の水を排除する対策工等の恒久 対策工の選定が実態に基づいて行える可能性がある。つぎに 地山の変形を計測する図-3.3.4.18 に示す傾斜センサを応急 対策シート周辺の不安定な地山に設置することで、斜面監視 の基準値14)に基づき,警戒避難情報を発令することができる。 センサ配置案を図-3.3.4.18(左)に示した。この図に示すよ うに不安定土塊部と崩壊部について水分ならびに傾斜センサ を設置し,計測結果を OSV 技術で見える化したものである。 このように多点で計測することで、崩壊地ならびにその周辺 の変化を捉えることが可能であると考える。



(a) 光る変位計 (LEDS)



(b) 光るコンバーター (LEC)



(c) 光る傾斜計 (LEIS)

図-3.3.4.17 光るセンサ¹³⁾

3)活用方法案2(斜面崩壊に対する抑制効果があるセンサの活用)

シートの端部を固定する材料に工夫を加えることも考えられる。例えば、シートを固定するアンカーにネイリングセンサ¹⁵⁾を用いることで、地中内の傾斜を計測するとともに、地山補強土として、僅かで

はあるが斜面の崩壊を抑制させる効果 ¹⁵⁾を持たせることができ る。センサ配置案を図-3.3.4.18(右)に示した。この図に示すよ うに、ブルーシートを固定するネイリングセンサとその計測結果 を OSV 技術で見える化したものである。

4)活用方法案3(対策工の優先度評価)

活用方法案 1,2 で述べたセンサから得られる情報をもとに被災 後の斜面の変状が進行するような箇所に追加のセンサ設置や応急 対策を実施する判断に活用できる。さらに、広域で多数の応急対



図-3.3.4.18 地表傾斜計の例¹³⁾

策を実施した箇所に対して,被災後の変状の進行度合いを個々に把握することで,恒久対策の優先度を 決定したり,規模の大きな崩壊地内であっても,複数個のセンサを設置することで,特に危険な箇所を 把握し,データに基づき優先的に対応する箇所を特定したりすることが可能となる。さらに,対策後も 継続的にセンサでモニタリングすることで,恒久対策工の効果確認にも活用できると考える。



図-3.3.4.19 被覆エとセンサ配置案⁸⁾

3.3.4 参考文献

国土地理院HP:

http://maps.gsi.go.jp/#15/34.777684/135.235049/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k010u0t0z0r0s0m0f1, (2019.5.18 閲覧)

- 2) 兵庫県土木地質図編纂委員会:兵庫の地質, 1996.
- 3) 西垣誠・菱谷智幸・橋本学・河野伊一郎: 飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関 する研究, 土木学会論文集, No. 511, Ⅲ-30, pp. 135-144, 1995.
- 4) 鏡原聖史・鳥居宣之・岩佐直人・坂東聡:崩壊地の調査事例ならびに被覆工の降雨浸透防止効果, Kansai Geo-Symposium 2019, pp. 166-171, 2019.
- 5) 国土交通省:水文水質データベース, http://www1.river.go.jp/ (2019.5.19閲覧)
- 6) 鏡原聖史・坂東聡・鳥居宣之・岩佐直人・芥川真一:崩壊地に設置した被覆工の雨水浸透防止効果, Kansai Geo-Symposium 2020, pp. 221-226, 2020.
- 7) 土木建材.com:https://www.kensetsu-shizai.com/products/list.php?category_id=86, (2021.1.4閲覧)
- 8) 萩原工業合成樹脂製品ポータルサイト:https://hagihara-pls.com/productview/product-161/ (2021.1.4閲覧)

- 9) 石田優子・平岡伸隆・繁田知美・深川良一:斜面多点監視を可能にする省電力低価格な傾斜感知器の開発,第54回地盤工学 研究発表会, pp. 1971-1972, 2019.
- 10) 芥川真一・井上雅之・鏡原聖史:プラスチック光ファイバーセンサーを利用した斜面モニタリングの一例,第55回地盤工学 研究発表会,DS-9-07,2020.
- 11) 梁偉立:樹木の存在が斜面水文過程に与える影響,京都大学学位論文, 2009.
- 12) 鏡原聖史・岩佐直人・石川昌幹・金村和生・片山政和・歳藤修一・西浦清貴・鳥居宣之・芥川真一:センサを併用した応急 復旧工の提案-侵食防止シート-,第54回地盤工学研究発表会, pp. 1973-1974, 2019.
- 13) 公益社団法人地盤工学会関西支部:斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価研究委員会報告書,2018.
- T. Uchimura I. Towhata Lin Wang S. Nishie H. Yamaguchi I. Seko Jianping Qiaoc : Precaution and early warning of surface failure of slopes using tilt sensors, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1087-1100, 2015.
- 15) 檀上徹・酒匂一成・岩佐直人・QUANG Nghiem Minh・酒井直樹・深川良一:新たな地盤変位計測に向けたネイリングセンサの設置効果の検証,地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 1, pp. 15-28, 2014.

3.3.5 まとめ

(1) 今後の土砂災害動向と対策技術

1) 今後予想される土砂災害動向

これまで様々なハード対策工の提案や技術革新、災害対策基本法や土砂新法ならびに土砂災害 警戒情報の発表などによるソフト対策の充実によって、土砂災害発生件数は大幅に減り、被害も 軽減されてきた。

一方近年の降雨形態は約 30 年前と異なり、短時間に大量の降雨になる形態に変わってきてお り、気候変動が進行すればさらに過激化する可能性があると推定される。またそれに伴い土砂災 害の形態も変化することが予想される。例えば短期間に大量の降雨が降ると、斜面上部の遷急線 付近のゼロ次谷地形箇所からの斜面崩壊をきっかけとして流木・土砂が一緒になった土石流によ り、市街地・道路・鉄道・河川へと被害が広域に拡大している事例が挙げられる。また小段排水 路などの排水施設の劣化や機能不全や対策工範囲外の自然斜面の崩壊によって、人家、道路・鉄 道に被害がおよぶことが推定されるとともに、累積雨量及び時間雨量の増加により、このような 現象が、多数発生することが懸念される。

2) 今後必要な対策技術

前述した土砂災害の将来動向を考慮し、土砂災害による被害者ゼロを達成するためには、さら なるハード対策とソフト対策の連携が必要であり、それがうまく機能している「医療技術」を参 考にした、斜面防災技術体系(「斜面クリニカルテクニック構想」)を提案する。

現斜面防災技術を、この技術体系の観点で整理すると、「応急対策工とモニタリングを組み合わせた技術」が未確立領域であることがわかった。そこでワーキンググループでは応急対策工として、災害発生後に設置されることが多いブルーシートによる被覆工に着目し、令和元年からモニタリングとの組み合わせ効果について神戸市北区有野町の自然斜面崩壊地にて検証している。 その結果下記効果があることがわかった。

 被覆工の効果

通常時の降雨において、高い降雨浸透防止効果が認められる。さらに、解析による評価の 結果、崩壊が発生するような豪雨条件では、被覆工内の地盤が飽和する時刻を遅らせる効 果があると考えられた。

被覆工の設置範囲

解析による評価の結果、崩壊地全体を覆うことで、降雨浸透防止効果が高いことが推定さ れた。一方、崩壊地上部から中腹まで被覆した場合は、被覆工下部で急激な飽和度の上昇 が発生することが想定され、現地計測からも確認できた。また、崩壊地の崖上からの被覆 長さの違いについて、解析的に検討した結果、崖上から被覆する長さが長くなるほど被覆 工内の地盤が飽和する時間が遅くなるが、その違いは、僅かであった。このことから、被 覆工は、崩壊地ならびに滑落崖を覆っておけば、ある程度の降雨では崩壊地内の飽和度の 上昇を抑えるのに十分な効果があると考えられた。

③ 被覆工の劣化による性能低下 解析による評価の結果、防水効果が低下すると被覆工内の飽和度の上昇時刻(時期)が早 くなる傾向が認められた。 以上、被覆工設置箇所を土壌水分センサや地表面傾斜計でモニタリングすることにより、性能低 下状況や、斜面の変動状況を把握することで、恒久対策実施時期の適正化や優先度の設定などが可 能となるものと考えられる。

今後も継続してモニタリングを行い、下記2点について明らかにしていくとともに、モデル箇所 を増やして本技術の確立を図っていく予定である。

・被覆シート+モニタリング技術による危険度警戒区域の危険度レベルの見える化

・被覆シート+モニタリング技術による恒久対策レベルの設定

(2) 斜面クリニカルテクニック構想

平成 11 年 6 月に発生した広島土砂災害をきっかけに、それまでハード対策主体であった土砂災 害対策にソフト対策を充実させることを目的に、「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」(通称:土砂新法)が平成 13 年 4 月に施行された。すでに全国で土砂災害警 戒区域が指定されており、この数年の土砂災害発生箇所と土砂災害警戒区域設定範囲の妥当性も高 いことがわかっている。したがって、この土砂災害警戒区域からハード対策を順次行っていけば良 いが、土砂災害警戒区域はあくまで住民に対する危険度の周知と避難行動を促す制度であり、ハー ド対策実施に関する判定基準は設定されていない。

一方土砂災害防止対策費用は限定されることから、土砂災害による被害を減らす(死傷者ゼロを 目指す)ためには、対策工実施の優先度を整理しておく必要がある。そこで対策実施に関する判定 基準として、緊急医療技術に採用されている優先度判定の仕組みに着目し、土砂災害警戒区域の危 険度レベルに応じて、自助・共助・公助の視点を取り入れ、さらに「ソフト対策(経時観察)」と「ハ ード対策(応急対策・恒久対策)」を組み合わせた技術体系「斜面クリニカルテクニック構想」を、 表-3.3.5.1に提案する。

母陛		斜面対策分野										
	权陷	現在の状況	将来の適用イメージ	対応事例	丶参考╱ 医原刀野							
1	異常なし	定期的な調査 (基礎調査)	定期的な調査 (簡易なモニタリング活用)	 ・高須町、京丹波町の地域住民 による日常モニタリング (部会3活動参照) 	・定期検診							
2	モニタリング	一次《审陆上	土砂災害警戒区域などでの詳細な危険箇所判断、変状有無把握 ソフト:警戒・避難判断、移転判断など ハード:優先対策(応急対策、恒久対策)判断	 ・安国寺の崩壊地周辺部のモニタ リング(部会1活動参照) ・土砂災害警戒区域評価 (部会2WG3活動参照) 	 ・異常時の診断 ・変状早期発見による 処置判断 							
3	モニタリング+簡易対策工	一人交营防止	 変状箇所・危険箇所に対して、応急処置を行い、経過観察実施。 ・速やかな対策実施 ・警戒・避難行動への活用 ・恒久対策工への実施判断、優先度判断への活用 	・部会2WG2アクション (有馬の例)	 ・薬服用、簡易処置による経過観察 ・抜本的処置移行判断 							
4	対策工	恒久対策	レベル分けした恒久対策・・・対策工の性能明確化 ・抑制工 ・抑止工・・・変形許容型 ・・・変形非許容型	・主要対策工性能評価 (部会2WG1活動参照)	・抜本的処置 (入院、手術等)							
5	対策工+モニタリング	維持管理	維持管理 ・・・要求性能劣化評価の補修・補強対策 想定外荷重や挙動への対応 ・・・対策工が想定外挙動示す場合の補強対策	・グラウンドアンカー緊張力 モニタリング等	・抜本的処置後の 経過観察							

表-3.3.5.1 斜面クリニカルテクニック構想

この構想の実現にあたっては、「防災教育」・「地域防災活動」の活用を図るとともに「斜面技術 者育成」「税制優遇」などの体制等を整備することが必要と考えられる。

さらにモニタリング結果をビッグデータ化することにより、気象・地形・地質・植生・土地利用・ 対象構造物などを考慮したAI化を推進することで、斜面個々の特性に応じた土砂災害対策を行う ことが可能になると推定される。

3. 4 WG3(危険度評価手法の活用検討WG)報告

3.4.1 はじめに

日本は山地や丘陵地が国土の約7割を占めており,斜面の麓付近や谷の出口など,土砂災害の起こり やすい場所にも多くの人々が住んでいる.さらに,雨が短期間にまとまって降る特徴を持っており,毎 年1,000件以上の土砂災害が発生している.

地盤工学会関西支部が行った神戸市域を対象とした平成 30 年 7 月豪雨災害調査結果から,ハード対策がなされている斜面での被害事例は少なく,土砂災害による被害軽減のためにはハード対策を中心とした斜面災害対策が不可欠である.しかしながら,ハード対策の整備率は 30%程度と遅れているため,ハード対策施工に限られた予算と時間を有効的に活用していくためには危険箇所の定量的な危険度評価結果に基づいて整備を行っていく必要があると考えられる.

1999年6月29日に広島市,呉市等を襲った6.29広島災害を契機に,ハード対策だけでなく警戒避 難体制の充実などのソフト対策を展開していく必要性が認識され,2002年4月に「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」(通称:土砂災害防止法)が施行された.この法律は, 土砂災害の恐れがある区域を明らかにし,警戒避難体制の整備,一定の開発行為の制限などの対策を推 進しようとするものである¹⁾.各都道府県ではこの法令に基づき,基礎調査を実施し,土砂災害の恐れ がある区域などを把握したうえで,土砂災害警戒区域(イエローゾーン)及び土砂災害特別警戒区域(レ ッドゾーン)の指定を行なっている.なお,土砂災警戒区域は,土砂災害の種類毎に土石流の警戒区域, 急傾斜地の崩壊の警戒区域,地すべりの警戒区域に分類して指定されている.このような警戒区域の指 定により,土砂災害に対応した警戒避難体制を重点的に整備すべき区域が明確になるとともに,警戒区 域内の土地に住んでいる住民の土砂災害に対する危険性の認知レベルが高まることが期待されている.

国土交通省²によると,2019 年 3 月末時点では全国で 57 万 4 千件が土砂災害警戒区域に,42 万 8 千件が土砂災害特別警戒区域に指定されている(図-3.4.1参照).

2017年の土砂災害発生件数(1,514件)において土砂災害防止法の区域指定の対象とならない箇所を除く 1,272件のうち,全体の 77%が警戒区域内で発生しており,土砂災害の被害の範囲がほぼ正確に



図-3.4.1 全国の土砂災害警戒区域の指定状況の推移(国交省データ3)より作成)2)

想定されていることが国土交通省より報告されている.一方,佐藤・海原³⁰によると岡山県防災砂防課 から提供されたデータから,被害の大きい場所を中心に,人的被害,人家被害等の状況と被災箇所の位 置を踏まえて選定した被災箇所計 52 箇所のうち,30 箇所(58%)が土砂災害危険箇所の被災であり, そのうち1箇所を除いて家屋被害および土砂流出はすべて警戒区域内であり,ほとんどの土砂災害警戒 区域内で流出土砂が留まり,範囲外に被害が及ばなかったことから,土砂災害警戒区域の信頼性が高い ことを述べている.しかし,調査箇所の半数弱にあたる22 箇所(42%)が土砂災害危険箇所ではない 箇所の災害であり,ハザードマップのあり方については議論の余地は大いにあるとしている.

このように、土砂災害発生箇所における土砂災害警戒区域の指定状況の報告にはばらつきがみられて おり、土砂災害警戒区域外での土砂災害の発生は、住民にとっては事前に土砂災害発生の危険性を認識 していなかった場所での発生となるため、場合によっては土砂災害発生前の避難が行えずに人的被害を 引き起こす危険性を有しているといえる.このような問題が起こる原因の一つとして、現行の土砂災害 警戒区域の指定方法が斜面崩壊発生の素因である地形情報のみで、土質パラメータや誘因が十分に考慮 されていないためであると考えられる.したがって、斜面災害による被災を軽減させるためには、地域 の特性を考慮した指定基準を導入(例えば、力学モデルに基づく基準)し、土砂災害警戒区域の指定を 行っていく必要があると思われる.

以上の背景から本 WG では、以下の検討を行うこととした.

1)斜面災害の危険度評価手法に着目し,主に2000年以降に各学会の学会誌等で報告されている危険 度評価手法にかかわる文献を収集し,整理表を作成するとともに傾向をまとめ,危険度評価手法に関 する課題や精度向上のための必要な要因(条件)を整理した.

2)毎年繰り返される土砂災害の減災,防災にむけて,各自治体により土砂災害警戒区域の設定やハ ザードマップが整備され,ある一定の効果を上げている一方で,昨今の気象の激甚化に伴い,あらた な課題が浮き彫りになってきている.ここでは,最近の土砂災害発生事例と土砂災害警戒区域の指定 状況を整理しその課題を明らかにする.

3) 土質パラメータや誘因である降雨による地下水位の変化を考慮に入れることのできる危険度評価 手法を活用した土砂災害警戒区域指定の方法について検討する.

3.4.1 参考文献

- 1) 国土交通省河川局水政課,砂防部砂防計画課:土砂災害防止法令の解説-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, pp.5-17, 2003.
- 2) 国土交通省:全国の土砂災害警戒区域等の指定状況推移(2019 年 3 月末時点), http://www.mlit.go.jp/river/sabo/sinpoupdf/shiteisuii_190331.pdf, (2019 年月 27 日閲覧).
- 3) 佐藤丈晴,海原荘一:平成 30 年 7 月豪雨による岡山県における土砂災害,砂防学会誌, Vol.71, No.4, pp.30-37, 2018.

3. 4. 2 危険度評価手法に関する文献の整理

(1) はじめに

ここでは、斜面災害の危険度評価(予測)手法について、これまでの研究・検討内容を文献に基づき、 整理した.

文献は、地盤工学会・土木学会・砂防学会・地すべり学会・自然災害学会・応用地質学会が発行する 主に 2000 年以降に発行されたジャーナルを対象とした.学会ごとに、危険度評価手法にかかわる文献 を収集し、整理表を作成すると共に傾向をまとめた.

土砂災害を軽減させるためには,斜面災害の危険度評価(予測)手法の精度向上を図ることが不可欠 である.3.4.2章では,既往文献を整理し,危険度評価手法に関する課題や精度向上のための必要な要因 (条件)を明らかにした.

なお,各文献は,危険度評価に関する下記項目について,該当の有無を確認し,整理表に〇印を記入した.

- 目的(現状の評価,予測(時間,場所,規模))
- ② 対象の災害(深層崩壊,土石流を含める)
- ③ 評価·予測項目(時間,場所,規模(災害規模))
- ④ 対象範囲(空間スケール;広域・局所(対象地域))
- ⑤ 対象時間(時間スケール;事前(時間対象外)・直前(リアルタイム))
- ⑥ 対象斜面(のり面・自然斜面)
- ⑦ 対象地質(土砂(風化岩を含む)・岩盤)
- ⑧ 誘因(降雨,地震,降雪(融雪))
- 評価・予測手法(数値解析,解析・評価)
- ⑩ 解析・評価データ(地形データ,降雨,地震,表土層厚,地下水位,透水係数,強度,植生)
- ① 検証(危険度評価手法の検証;過去の災害など)
- ② 対応・対策(評価結果の活用;モニタリング,対策工,避難)

文献整理に際し、下記事項に留意した.

- 対象範囲;「局所(地域)」は箇所が限定された斜面などが該当する.六甲山系の流域などの場合は「広域」に区分した.
- 誘因 降雨;「観測雨量」は雨量計による観測,「解析雨量」は気象庁のレーダー観測と雨量計による観測を組み合わせた雨量(分布)をさす.
- 解析・評価データー表土層厚;「地形」は地形区分からの推定,「試験」は簡易貫入試験結果等 を活用したことを意味する.「地形・地質」は地形区分に基づく推定に地質情報を考慮した場合 に該当する.
- 植生;まったく考慮していなければ「考慮せず」に区分した.
- 各項目で「その他」を選択した場合、できるだけ内容がわかるように備考欄等に記載した.

(2) 既往文献の整理

1) 地盤工学会

地盤工学会の文献は、主に「地盤工学会誌」、「地盤工学ジャーナル」を対象とした.また、一部関連 する発表論文集も収集の対象とした.収集文献のリストを表-3.4.1に、整理表を表-3.4.2に示す.

地盤工学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では,表-3.4.3に示すような傾向がみられた.

項目		傾向										
目的	危険場所の予	測,危険度(時間)の予測が主体となっている										
対象の災害	多くは崩壊(表層崩壊)で,次いで落石・岩盤崩壊が多い										
評価・予測項目	「時間」,「場	所」が主体で,「規模」に関わる評価が殆どない										
対象範囲	「広域」ある	いは、ある地域(「局所」)を対象としている										
対象時間	「事前」が主	体となっている										
対象斜面	ほとんどが自	まとんどが自然斜面となっている										
対象地質	土砂(風化岩 象災害が「落	を含む)が多い. 対象範囲が「広域」の場合の一部や対 石・岩盤崩壊」の場合は岩盤が対象となっている										
誘因	「降雨」が主	「降雨」が主体で、落石・岩盤崩壊では地震も対象となっている										
評価予測手法	表層崩壊では 出解析や安定 続面を考慮し	,数量化理論で抽出した災害因子に基づく方法,雨水流 解析による予測手法が多い.岩盤崩壊では岩盤の不連 た安定解析などがある										
	地形データ	DEM が多く、LP 図や地形図・空中写真の利用もある										
	降雨	観測雨量,解析雨量の活用が多い										
解析・評価データ	表土層厚	地形からの推定や簡易貫入試験値の利用が多い										
	地下水位	計測(実験)値の適用が多い										
	物性値	一般値の利用が多いが、試験値の採用も見られる										
	植生	一部で植生、間伐等が考慮されている										
検証	「過去の災害	」による検証が実施されている場合が多い										
対応・対策	雨量データを ードマップへ の展開が見ら	·用いたリアルタイム危険度評価システムの構築やハザ ・の反映,危険な岩盤斜面のスクリーニング手法として れる										

表-3.4.3 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(地盤工学会)

地盤工学会では、主として降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)および落石・岩盤崩壊を対象とし、危険場所の予測や危険度(時間)を評価・予測する手法が検討・研究されている傾向がある.地すべりや 土石流災害を単独で対象とし、危険度評価したものや規模に関わる予測手法の研究は少ない.

ここでは、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)、落石・岩石崩壊、大規模崩壊(深層崩壊)を対象に危険度評価(予測)手法の現状をまとめ、表-3.4.4に整理した.また、課題についても記載した.

これらの資料に基づき、地盤工学会における、斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題をま とめると以下のようになる.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計的モデル、力学的モデルによる手法が多い.
 モニタリング(模型実験、現地計測)による評価手法の検討が行われているのも特徴的である.
- ② 統計的モデルでは主に数量化理論 II 類を用いて、斜面崩壊実績などから抽出した影響因子に基づく危険度評価が行われている.地質・土質区分や地形・雨量特性だけでなく、地質構造や水文特性を要因因子に反映させることが課題となっている.
- ③ 力学モデルでは雨水流出解析や斜面安定解析などにより、崩壊場所や崩壊時間の予測が行われている。特に三次元的な地下水流入の影響や土層分布(不均質性も含む)をどのように評価するかが課題となっている。
- ④ モニタリングによる手法については、異なる土質・地下水条件下での適用性や手法の汎用性の検 証が望まれる.
- ⑤ 被害範囲評価に関する解析・検討は少ない.
- ⑥ 過去の災害や対策施設の有無などに基づく検証が行われ(降雨を誘因とするケース),各評価手 法の妥当性が証明されている.
- ⑦ 評価手法の検討結果に基づき、リアルタイム危険度評価システムや危険箇所スクリーニング手法の構築、ハザードマップへの反映などの展開が見られる.

(地盤工学会)
ポリスト
収集文商
表-3.4.1

備考	地盤工学会誌	地盤工学会誌	地盤工学会誌	地盤工学会誌	地盤工学会誌	地盤工学会誌	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	地盤工学ジャーナル	シンボジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	シンポジウム発表論文集	地盤工学シンポジウム	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会	地盤工学研究発表会
年	2013	2016	2018	2018	2018	2018	2006	2006	2009	2010	2013	2013	2013	2013	2016	2017	2018	1991	1997	1997	2003	2006	2009	2009	2009	2009	2014	1996	2001	2004	2011	2011	2014	2016	2016	2017
* • 号	61,9	54,4	36,6	<u> 36,8</u>	<u> 36,8</u>	<u> 36,9</u>	1,3	1,3	4,1	0, 1	9,1	8,2	0 0	8,4	11,1	12,1	13,4	1	1		1	1	1		1	1		1	-		1	1	1	1		
ジーペ	6-9	4-7	32-35	18-21	22-25	8-11	33-43	57-69	47-57	159-168	119-131	311-328	489-504	579-595	69-83	425-438	297-308	199-206	29-32	39-44	85-90	141-148	287-290	291-294	379-384	389-394	127-134	269-270	2479-2480	2179-2180	1995-1996	1997-1998	1831-1832	1867-1868	1981-1982	823-824
タイトル	深層崩壊の特徴と発生場の予測九州を例にして	2014年台風11号の豪雨によって六甲山系で発生した崩壊の特徴	ハイパースペクトルデータの崩壊危険度評価への適用に関する研究	2017年九州北部豪雨時の斜面崩壊分布と水理解析による統計的再現性について	平成28年台風第10号により苦手県で発生した土石流・斜面崩壊の特徴と豪雨時の斜面災害リスク評価	機械学習を用いた1kmメッシュごとの鈴面崩壊に対する危険度評価	GIS をデータベースとしたロジット解析による危険斜面の対策優先順位付け	降雨時の斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地モニタリング	ポーリングコアから得られるデータを利用した岩盤斜面のスクリーニング手法の提案	降雨を考慮した斜面の崩壊危険度評価に関する考察	地盤調査と斜面安定解析に基づく土砂災害危険渓流の豪雨時危険度評価	2008.7 浅野川豪雨災害に基づく斜面崩壞ハザードマップと今後の防災課題に関する提案	兵庫県北西部地域における2009 年台風9 号による山腹斜面崩횿の実態と	降雨時における斜面表層崩壊を再現する簡易解析モデルの提案	砂質模型斜面上の異なる位置における変位と地下水位のモニタリングに基づく崩壊発生時刻	地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく斜面崩壊発生予測	送電用鉄塔周辺斜面の地震時崩壊危険箇所抽出フローの構築	自然斜面の崩壊危険度判定事例データベースへのS-P表の適用	一地盤情報データベースを用いた斜面崩壊危険度の予測	大甲山系山麓を対象とした豪雨による斜面崩壊危険度の評価	年間破壊確率を用いた降雨時の斜面危険度評価	分布型水循環モデルを活用した降雨時の斜面崩壊危険度評価	北九州市を対象とした土壌雨量指数と実効雨量の土砂災害危険度	現地計測結果に基づく降雨による危険度指標と土中の間隙水圧の関係について	ロジットモデルによる地域特性を考慮した山地危険度評価	主成分分析とニューラルネットワークを用いた降雨時斜面の崩壊危険度評価	リアルタイム雨量データを用いた危険渓流・斜面の危険度評価手法の開発	斜面危険度評価に関する研究	リ スクマネージメント理論を用いた斜面の危険度評価	3次元衛星画像を用いた斜面危険度分布に関する基礎的研究	現場貫入試験による調査と解析に基づいた個別渓流・斜面の豪雨時危険度評価に関する研究	リアルタイムハザードマップ作成における斜面崩壊確率算出に関する研究	7・13 新潟福島水害の事例解析による広域斜面危険度予測手法の基礎的研究	地震時残留変位量を用いた斜面崩壊危険度評価に関する基礎的研究	危険斜面における地下水位測定を基にした危険度推定に関する検討	表面移動速度の逆数を用いた法尻掘削斜面における斜面崩壊予測手法の検討
著者 (複数の撮合は、00で)	地頭薗隆	鏡原 聖史の	内田 敦ら	登坂 博行ら	大河原 正文ら	伊藤 真一心	小嶋 正樹ら	酒匂 一成ら	小嶋 正樹ら	上出 定幸の	三編二二日の	西野 迫壱の	鏡原 聖史の	浅野 嘉文の	笹原 克夫ら	笹原 克夫ひ	小早川 博亮ら	広兼 道幸ら	仲宗根 典子ら	沖村 孝	鳥居 宣之ら	対藤 泰久の	大久保 佳美ら	酒匂 一成い	杉井 俊夫ら	里見 知昭ら	矢葺 健太郎ら	北園 芳人ら	吉田 一鳴の	国 敬人の	三編二年一の	中国 大輝ら	中川 新地の	篠田 昌弘ら	近藤 健太ら	南出 奏の
No.	-	2	ო	4	5	ဖ	7	00	ი	10	11	12	13	44	15	16	17	6	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	6-8 8	が新における地部地質の通いによる変層崩壊の特徴と活法部におけるEC・ジリカ遺長の計測、微地時利潤(ソリープ地 物)による波層崩壊の予測、	GISを用いた地形解析,風向きの影響について言及。 ハイバースペクトリのグラロよる植生 タイプを区分。崩壊地との比較により崩壊危険度評価への適用性を確認。	GTFLOWSして山地内の地下水道を展開。解析によって得られた米圧と昇地点・安全厚低下地点上印地的利潤による 路場面所の北欧に解析の壁台住を構成。	資産災害養生前のDEMを使った発展の要説み・地下水解析を行い、提供力の強度、発産安全年の底下などを算出。解析にはGETPLのMSを使用。	tron-かジュ県 位で他形確保。4.8回休暇、15回休暇(840分前35 第四里、土場所屋田鉄)を表現し、後端学習(アルゴリズム、0507)による46前面は低の市鉄成 評価の道田性を発配。	道道路が図における対策の優先感位をつけるためのロジットモデル解析。防災専門家による点検結果に含まれるキー つした経緯感覚してなる認識を通じますのは優生が構築。適用した、対策の含構の中本家質はして、数計手払いの主体を検証。 かったのまれるはないなどであるのですが、お前的でもののものである。それのでも、また手ものこそがならず。	れよいアス ほす物を来くたきの主にあっておいしては弱いました。 またのまた。 コアティルトは彼ですたら別れのあらの間外に上で絵画のが住宅を設計。 コアティルトは彼ですたら以鼻密角のデーシャースを構築するとともに、簡易安定性評価手法につうジリティ評価融能を付	加し、信欲な皆識有面の機略的なスクリーニング手法を開発 高速道路8日後8いのり切土は面・胃後角面を対象に抽出した各素因と土壌所置指数により就量化理論面面で危険度を詳 高速道路850の切土は面・胃後角面を対象に抽出した各素因と土壌所置指数により就量化理論面面で危険度を詳	組、素原評量には第二記録、進品 線力ルティ利用。 整量物約コーン素入試験、室内開研 法政策後、時間法委務計でマサエの詳問の送送 通程を除まえた地下水位高計算 式を作成し、開集 現在実改え低気の安全者の絶對 院になど推進。	2007年注意月上に資金の条件が第について、発展は装装用のデータれ、GISによる影響因子の油出とデータ処理を行い、 数量化を提供用いて自然的層の時は、ゲードなッグを作め、	2008年全国19号の客雨河道,通去の原料木製香地で防煤が多く発生,不能乱算料と低圧一面せん新足能の結果から上記線は非常活动。	よの最大体育を2~3メータとした2%があ約5~後的役組成発射に基づき土の泉大体別に診断等の地下水位を再現できる簡優な自己的一も下水位設備を含むた。	専興戦 認祥 面に一部 後郎 で数大を行い、異なる位置にも 下火伐とも 表面を位の間係を計測。 時間、 も下火位、 も表面 彼位の 回帰 れより原 後条 は時刻を予想。	砂質模型時間に軟大を与えて崩壊させた実験データを適用。地表面変位と地下水位の計測に基づき、GLDIS法で崩壊 単純的を予測。	活新層のプロセスソーン、原稿的語、出着の皿に存得た. 地質時代による広境検討、気配技編、地面動物層(過大水平達 度による中域検討に基づき前量原稿(色換個所を抽出	専門家による斜面崩壊危険度判定パターンをS-P-表で整理し、危険度評価に影響する判定パターンを評価。	地設情報データベースの作成と前谋事例に基づく危険度点数を用いて自面崩壊危険度分布図を作成。	主地的用於足(內理工 产品值虫の效果)。64年的"它考虑」。 她就能的性值 のばうつきと専務の地域的性を考慮した年期後後編 率を指編とした利益色放成計算手法を提案。	分析医外環環モデルから計算した表示主体の他和能力浸透液の地下水位を3次元16-4-4-4-50の安定解析式に適用。	土壤兩量指数上突的兩量による土砂災害発生予測の妥当性と兩指標の地域特性を評価。	雨量社とサレンオメービによる戦闘、実め雨量を用いたた敏気を確定と生中の食の間寒大日の食ら間寒た腎ら、	単位新面級「メッシュを作成し、ロジットモデルで山地危険度評価モデルを構築、繊維、土壌薬、開鉄、地関等の特殊を 考慮。	340歳退鉄県に施づき、PCAを用いて発用に伴う開始火圧の変動関係を把握した上でニュートラルキットワークを使って 硝硫合酸医を評価する手法を提案。	31の検討と開発した階級は後期務務時手法、スクリプトの利用等により、雨量データに広じてリアルタイムに対象選択の交 金字合計算し、14日間線上に表示。	19とほぼ同口内容。 地蔵を読品とする斜面前線におけるリスクの算出手法を提示。	3次元データから代クセル法で地術を表現。	貫入試験や室内試験の結果と1次元浸透抗解析に基づき、安定解析を行い、误抗の危険度を評価。	降雨による浸水耐合の変化に応じた見かけの粘着力を導入した安全事算定式とリアルタイムハイザードマップ。	GGを整理した諸条件と地すべり発生面所の調達性を分析。 地震時発展の安全を用いて利用的場合放成の評価。	実測確と結構の関係をモデル化し、解析問題から過去の利用内地下水を推定し、その最大権を危険度制定基準とした。	法民權的許面における斜面的場子很年法。斜面移動速度と斜面的場時刻との間違性在評価。機型実験。				
-----------------------	---	---	--	--	--	---	--	---	--	--	--	---	---	---	---	---	--	---	---	---	---	--	---	--	---	--	----------------------	--	--	--	---	--				
4 W W	「遊離(HINEや進行規制) な業工										0						0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0 0		0	0	0 0		0				
14	11 性の評画手去がモニタリング					0	0	0	_	0					0				0			0		0	0	0	0		0		0					
0.99	過去の災害			0		-		0	C	>	0	0	0		-	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0			0	0 0	0					
	主教庫せずその他	0	0		0	0		0 0	0 0	0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0				
	補考虑		0	0					~	<u> </u>	0	0						0	0				0			0				0						
	性試験値その世								5	0	0	0	0							0					0	0		0			0	-				
	3. 送算 (毛毛 王)			_															0 0										0							
~	数試験值(節台信)																								0			0	0							
御御	水水文観測結果																			0																
も除す	その他																0		0	0							+		0		+	-				
= 第(1	(実験)							0		0	0			0	0							0		0			0				0					
· 新 の 記 記	- 東水モデル 地間数モデル									0			0						0						0		+	0			0	\vdash				
教父の	厚地形・地質										0						0	0								0				0						
BU-7-2				-				0		0		0							0	0		0		0	0	0	+	0	0		0	\square				
	シミュレーション波形																		Ť																	
E (116) -	电相变多 型震度法							(0																	0	+					<u> </u>				
2 第 (1)	その他								0					0	0				0								0			Ť	0	-				
後度	第7日 11日 11日 11日 11日 11日 11日 11日 11日 11日 1			0	0	0		_		0									0			~		_	0			0								
0 紀	- 新州市里		0	0				0 0	0	,	0		0						0		0	0		0	0	-		0	0	0	0	-				
影災害	「地形図・空中写真	0	0						C	0							0		0			0		0	0			0			0					
「「「「」」	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1		0	0	0	0	0				0	0	0			0		0		0			0			0	0		0	0 0	-	-				
-345	その他		0				0	0 0	0 0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0		0		0 0			0	0 0	0	0				
*6	# 「 ● ● 「モートセンシング	0		-					_			0															0			_						
	\$P\$***********************************	0	0	0	0	0		0	C		0	0				0			0			0		0	0			0								
10.00	「地形判該			0	0	0	0		0		0			0	0	0							0			_	\square									
2.00	1. 土砂移動			Ŭ	0					,	0			0	0	0							Ŭ							Ŭ	Ŭ					
20	(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)		0				FT		F										0	0			0				0					\square				
	安定解析数式信息专作者							(0	0									0	0					0		+	0	0		-					
⊢	浸透流解析						FT			0			0											_	0		Π	0								
E	〒0年 2126年		Ш				0																0									Ĕ				
10	4 5 10	<u> </u>		_	0	_	0	0	0		<u> </u>	0				0		0	0 0		_	~	0	~	0	0		0		0		P				
8	at その他(不明含む) ま m	0		0	0	0	0	5		, 0	0	0		0	0			0	0 0	0	0	J	0	0	0			0	0	-	0	\vdash				
115	1.1.2.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1	0				0	0	0	0 0		6	-		-		0		~		6	6	6	0	6	-		0	~	_	0 0		0				
ŧ	その他 (また) (現化岩合む)		0 0	0	0	°	0	0	0	0	0	0	l °	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0 0	0	0				
1.61 782	1. 自然斜面	0	0 0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0 0	0	0				
8 to	(盤土)			-					-	,			<u> </u>				\vdash										+		$\left \right $			\vdash				
10	夏その他											0																		0						
1001	「重作(リアルタイム)	0	0 0	0		0	0	0		0	0		0	0	0	0		0	0 0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0				
	その他			Ľ		Ŭ							Ľ				Ľ				-						Ĺ	2	~		Ĺ					
18	(1) 「「「「「」」 「「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「	0	0 0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0 0	0	0				
100	その他						Ŭ										0				Ŭ					0				Ĩ						
2. 3hr	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	0	0 0	0	0	0	0			0	0	0	0			0		0	0 0	0	0		0		0	0		0	0	0.0	0	P				
10.00				Ľ				0				5	0	0	0	5			<u> </u>		~	0	<u> </u>	0	5		Ľ	5				0				
	11.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1	<u> </u>														0									0			0								
E 100 CO	2 地すべり	0		-		-							-			0											0			0		\vdash				
8	*************************************					0	0	(0 0							0							0				0			0		0				
⊢	その 他 前場 (表層崩壊)		0 0	0	0	°	0	0	-	0	0	0	l °	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	- ⁰	0	0				
	災害事例報告		0									0																								
20	1.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2.2						0		0	0	<u> </u>		<u> </u>					0	0 0		0		0		0		+	0				Н				
- [先該度(時間)							Ĩ	-	Ŭ			0	0	0		Ľ	5	Ŭ		~	0		0	5			5	<u> </u>			0				
L	危険場所の予測	0	0	0	0	0			C		0		0			0							0				0									
1	文教書号	-	9 9	4	ND I		5		o 9	=	12	13	2	5	9	17	≌	5	21 20	22	33	24	22	8	27	8 8	8	3	33	8 8	8	8				

2) 土木学会

土木学会の文献は,主に「土木学会論文集」が対象となり,収集文献のリストを表-3.4.5に,整理表 を表-3.4.6に示す.

土木学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では、表-3.4.7に示すような傾向がみられた.

項目		傾向												
目的	危険度(対象	箇所),危険度(時間)の予測(評価)が主体												
対象の災害	崩壊(表層崩	壊)と落石が多い												
評価・予測項目	「時間」が主	体で他に「対象箇所の安定度(危険度)評価」など												
対象範囲	「広域」ある	いは、ある地域(「局所」)を対象												
対象時間	「事前」と「	直前(リアルタイム)」が主体												
対象斜面	自然斜面との	り面(盛土と切土)が対象												
対象地質	主に「表層崩壊」では土砂(風化岩を含む)が対象 「降雨」が主体で,常時の安定性を検討している事例も多い													
誘因	「降雨」が主体で,常時の安定性を検討している事例も多い 統計的手法を用いたものや,モニタリングを活用したものが多く,解													
評価予測手法	統計的手法を用いたものや,モニタリングを活用したものが多く,解 析的検討は少ない(地震を対象としたもののみ)													
	地形データ	地形図・空中写真の利用が多い												
	降雨	概ね観測雨量を活用												
解析・評価データ	表土層厚													
	地下水位													
	地下水位 物性値 一般値の利用が多い													
	植生 ほとんどが考慮していないが、一部で考慮している													
検証	「過去の災害」による検証が実施されている場合が多く,実物大実験 との比較検証の事例もみられる													
対応・対策	との比較検証の事例もみられる 研究成果をハザードマップ(リスクマップ)に活用しようとしている 研究が多い													

表-3.4.7 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(土木学会)

土木学会では,降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)および落石を対象とし,危険度(対象箇所),危険 度(時間)を評価・予測する手法が検討・研究される傾向がある.

ここでは、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)を対象に危険度評価(予測)手法の現状をまとめ、表

-3.4.8 に整理した.また,課題についても記載した(地震時の検討については,表-3.4.9 に簡単にまとめた).

これらの資料に基づき,土木学会における,斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題をまと めると以下のようになる.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計的手法を用いたものや、モニタリングを活用したものが多く、解析的検討は見られなかった。
- ② 統計的手法では,様々な統計的手法が使われており,がけ崩れ発生限界雨量線(CL)の設定を目 指した研究や斜面の危険度を評価しようとした研究が主体である.
- ③ 鉄道や道路斜面を対象とした研究事例も多い.
- ④ 一部の研究では、誘因を考慮には入れているが、多くは地形や地質などの素因に基づく評価であり、誘因の評価がなされていないように思われる。
- ⑤ モニタリングによる危険度評価では、計測機器の設置場所の選定が重要である.
- ⑥ 過去の災害についての検証が多く行われ,各評価手法の妥当性が検証されている.
- ⑦ 地震を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計モデルと力学的(物理)モデルを用いた検討が行われており、実用化に向けて、無被害事例を対象とした検証や他地域への適用性の検証を課題に挙げている。

		表-3.4.5 収集文献リスト(土木学会)				
No.	著者 (複数の場合は, 00ら)	$\mathcal{A}\mathcal{I}$ F.N	<i></i> ページ	楼 •	年	備考
Ļ	菊池英明ら	n時間幅雨量を用いた切土のり面の豪雨時の崩壊予測精度に関する一考察	55-66	644	2000	土木学会論文集
0	倉本和正ら	急傾斜地における斜面要因を考慮したがけ崩れ発生限界雨量線の設定手法に関する研究	207-220	658	2000	土木学会論文集
ო	倉本和正ら	斜面要因を考慮した斜面毎の非線形がけ崩れ発生限界雨量線の設定方法とその崩壊予測精度	67-81	707	2002	土木学会論文集
4	小島尚人ら	衛星リモートセンシングデータを導入したシラス自然斜面の崩壊危険箇所評価精度の向上	165-176	707	2002	土木学会論文集
വ	佐藤丈晴ら	DEAを用いたがけ崩れにおける警戒避難基準雨量の設定	153-163	707	2002	土木学会論文集
9	野口達雄ら	鉄道沿線の軟岩斜面の安定性評価手法	149-158	742	2003	土木学会論文集
2	野口達雄ら	鉄道沿線の硬岩斜面の安定性評価手法	71-86	763	2004	土木学会論文集
00	日外勝仁ら	数量化理論II類および自己組織化マップによる岩盤斜面危険度評価法に関する研究	51-60	771	2004	土木学会論文集
o	桑野健ら	岩盤崩壊のリスク評価に向けたハザードマップ作成に関する研究	901-912	63•3	2007	土木学会論文集C
10	里見知昭ら	主成分分析を用いた降雨に対する重要文化財後背斜面のリアルタイム崩壊危険度評価	564-578	65 • 2	2009	土木学会論文集C
11	布川修ら	統計的手法による鉄道盛士と切士の降雨による崩壊土量の概略予測手法	728-744	65•3	2009	土木学会論文集C
12	布二参ら	鉄道の降雨時運転規制を考慮した斜面崩壊の発生頻度期待値算出方法	78-88	66 • 1	2010	土木学会論文集C
13	布川修ら	鉄道沿線斜面の降雨時リスク評価に基づく防災対策の意思決定方法	160-173	67 • 1	2011	土木学会論文集C(地圏工学)
44	本城勇介ら	岐阜県飛騨圏域を対象とした道路斜面危険度評価	299-309	67•3	2011	土木学会論文集C(地圏工学)
15	深田隆弘ら	線路への影響評価に基づく落石リスクマップの作成手法	199-212	68 • 1	2012	土木学会論文集C(地圏工学)
16	深田隆弘ら	振動計測に基づく斜面上転石の落石危険度評価方法の提案	140-151	69 • 1	2013	土木学会論文集C(地圏工学)
17	玉手聡ら	施工時斜面における浅い部分のせん断ひずみ計測による崩壊監視の検討	213-225	70 • 2	2014	土木学会論文集C(地圏工学)
18	浦原章裕ら	打音測定法による岩塊の安定性評価の検討	108-118	71.2	2015	土木学会論文集C(地圏工学)
19	小泉圭吾ら	降雨時の表層崩壊に対する高速道路通行規制基準の高度化に向けた基礎的研究	93-105	73 • 1	2017	土木学会論文集C(地圏工学)
20	矢部満ら	観測データとタンクモデルを利用した表層崩壊発生時の間隙水圧推定法について	141-156	73•2	2017	土木学会論文集C(地圏工学)
21	平岡伸隆の	斜面掘削中の動態モニタリングによる退避判定の検討	355-367	73•4	2017	土木学会論文集C(地圏工学)
22	篠田昌弘ら	広域的な地震時斜面崩壊危険度図の作成方法	177-191	74 • 2	2018	土木学会論文集C(地圏工学)
23	澤田亮の	事例分析による盛士の地震時崩壊形状に関する予測手法の検討	88-98	76 • 1	2020	土木学会論文集C(地圏工学)
24	長尾和之ら	被災のり面データに基づく東北地方の豪雨による高速道路のり面の崩壊素因の評価の試み	235-253	76 • 3	2020	土木学会論文集C(地圏工学)

4.5 収集文献リスト	(土木学会)
4.5 収集5	2献リスト・
	4.5 収集文

			先續	ニューラルネットワーク, n時間幅雨量	重判別分析·発生限界兩量線	RBFネットワーク	多変量解析モデル、衛星熱赤外域情報	包絡分割法(DEA)	数量化Ⅱ類	数量化Ⅱ類	数量化 II 類, 自己組織化マップ(SOM)	多変量解析	主成分分析	数量化Ⅱ類	限界兩量,崩壊発生確率	限界兩量,崩裝発生確率	ロジスティック回帰分 析	縦伯シミュフーション	摄動計測	せん断ひずみ計測	打音測定法	土壤水分量計測	タンクモデル、間隙水圧	斜面動態観測	地震時残留変位量	数量化工類	切土および盛土のり面の健全性評価	
日本	N K	遊	雑(HMや通行規制)		0	0	0	0				0	0		0	0		0		0		0		0				
七末	S I I I I	₩ ₩	マーシング	_							-							0	0	0	0	0		0		_	F	
Lea	H	쇰	の評価手法										0						0	0	0	0		0				
ž	\$	通	ち也去の災害	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0					0		0	0	0	
	ł	₩ ₩	考慮せず	0							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0	0	
	ļ	垣	考慮		0	0	0		0	0																		
		B -1	武演直その他	_					_		_							_	0				0			_	H	
		部馬	逆算																									
	ļ		一般値(既往値)															0							0			
		へ係数	水文現則結果試驗値							_	_									_							H	
		* 透	一般值																									
		臼	その他										_															
4	~	Ж Ч	對数モデル計測(実験)							_			0			_				_							H	
Ì		Ħ	集水モデル																									
10.1		署厚	地形・地質																									
10.97	t.	表土	地形	_						-	-					-		_		_		-					H	
	ľ	<i>a</i>	シミュレーション波形																									
		北部	震度法	_																							L	
	ł		その他	_						-	_										0	0			0	_	H	
		匮	シミュレーション降雨																									
		鼝	解析雨量	_		_																					L	
	ł	Ŗ	地形図・空中写真 観測雨量	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	_	_	_		-	0		_	0	0	
		ーデジ	」 c. 図																									
L		뷤	o u Σ															0		0					0	Ц	H	
		甸	リモー トセンシングその の	_			0	-	-	-	-					-		0				-				-	H	
		計・計	地表地質踏査																									
ť	Ŕ	鼺	也多川素地形・地質要因				0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							0	0	
181	- 1X/		その他	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0	0					0	
.用:1		垢	土砂移動																									
Ĩ	-	值解	也雲な客辞 地形解析(地形量)	_					-	-	_					-		_		_						-	\vdash	
		数	安定解析	_															0						0	-		
L			浸透流解析									_						_										
	-	隆を	m 6 句	_					_	-	_	0				-		0	0	0	0	-		0			H	
出版	162	뷤	K	L	E		E		E		E		E		E		E				E				0	0	┛	
	-	路.		0	0	0		0					0	0	0	0	0					0					0	
11 th 20	* 151	岩	盤(不明合む)	0	⊢		⊢		0	0	0	0	╞		⊢		-		\vdash		0		\vdash		Н		Н	
4	š K	H	砂(風化岩含む)		0	0	0	0					0				0	0	0	0				0	0		0	
H	Ę	ψ γ	※ 算面の他		0	0	0	0	0	0	0	0	0		-		_	0	0	0	0		$\left \right $	0	0		Н	
444 42	であっ	国	切土 A free free free free free free free fre	0	f		Ĕ	Ē	Ĕ	Ĕ	Ĕ	Ē	f	0	0	0	0		ť	H	Ē	0	H		É		0	
-13	Ì	<u>e</u>	盛土											0	0	0	0					0				0	0	
104.00	in they	もそ	前(リアルタイム)の他	0	0	0	⊢	0	⊢	H	⊢	F	0	F	⊢	H	-		\vdash	0	-	0	0	0	Η		Н	
8 7	8 .X	册	·桓	Ĕ	É	Ĺ	0	É	L	E	L	0	É	0	0	0	0	0	0	Í	0	É	Ĕ		0	0	0	
ŧ	1212	ψ	6 色		_																_							
1 1 1 1	N W	包围	咳 (地域)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Ш	ПĶ	4	6 名		L		Ĺ	Ĺ	Ó	0	Ó		Ĺ		Ó	0	0	0	0		0	Ĺ			É	0	0	
21.181.25	- 1X/	見	岐									0		0													Ц	
		事業	182. 201	0	0	0		0	⊢	\vdash	⊢		0	F	⊢	\vdash	┝		\vdash	0	┝	0	0	0	0		Н	
	1	H	石流		Ē															Ì								
	し、火回	ť	ポペリ 規模崩壊(深層崩壊)		\vdash		\vdash		\vdash		L		\vdash		\vdash				Н				\vdash				Н	
と母さ	う 家 い	封披	石・岩盤崩壊うくり	-	⊢	F	⊢	F	0	0	0	0	⊢	F	⊢	F	0	0	0	H	0	F	Η		Н		Н	
ľ	`	壃	壊(表層崩壊)	0	0	0	0	0					0	0	0	0	0			0		0	0	0	0	0	0	
ľ		*	雪香別吸生								_								H				\square		Ц		Н	
ş	5	被ジ	害範囲・土量評価	H	⊢		╞					0	╞	0	\vdash		-	0	\vdash		-		Η		Η		Н	
a	n	危	険度(対象箇所)						0	0	0		0		0	0	0	0	0	0	0				0		0	
		毛毛	険度(時間)	00	0	0	0	0	⊢	\vdash	⊢		0		⊢	\vdash	-		\vdash	0	-	\vdash	0	0	0	0	Н	
┢		ų	文戦春亭間も見見のう沢	_	~.	~	-	10		~	~		0	-	2	3	4	2	9	7	8	6	0	-	2	3 6	4	
L			L. / HEF, MAR mik	ſ	1 ~	Ľ,	ľ	ſ″'	ſ	Ľ^	r"	5,	Ē	-	ГÉ	Ē	÷	-	÷	-	ŕ	17	Ń	2	2	2	~	

表-3.4.6 斜面災害の危険度評価(予測)手法に関する文献の整理表(土木学会)

	備考	n時間幅雨量	斜面毎にCLを設定	土砂災害警戒情報の考え方			衛星熱赤外域情報の使用			(宋本元 4日 中)	2年年5.万兄 巾リ				避難勧告・解除等のタイミングの機銃設定		通行規制基準	
	他の手法など																	
価(予測)手法の現状と課題(土木学会)	課題および検討内容	実際の降雨継続中での適用性の検証が課題	他地域への適用性が課題	土砂災害警戒情報のCL設定の考え方	他地域への適用性が課題(斜面崩壊の素因である地形地質 ★★★●)	Pもあう き形な若紹たがら夢困に丼しく指領をせい。薬田ら頃値よ	のここのだやしった四下書く、三国にの、四国で三国になられたいない	地形や地質などの素因に基づく評価であり. 誘因の評価が	なされていない	頻度期待値は、斜面間の相対的な比較に適用はできるが、	絶対値としての利用には精度の評価が必要	対策工の優先施工順位に適用可能	対策工の優先施工順位に適用可能	地形や地質などの素因に基厶へ評価であり. 誘因の評価が なされていない	計測機器の設置場所の選定が必要	11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-	al numera o stellen i o state o so state o serie o serie o serie so state o serie so serie serie serie serie se	計測機器の設置場所の選定が必要、実斜面での適用性の検 証が必要
の危険度評(文献	1(2000)	2(2000)	3(2002)	5(2002)		4(2002)	(0006)11	(6007)11	(0100/01	(0102)21	13(2011)	14(2011)	25(2020)	10(2009)		20(2017)	21(2017)
表-3.4.8 降雨を誘因とする斜面災害	内容	豪雨時のリアルタイム予測システム	がけ崩れ発生限界雨量線(CL)の設定	がけ崩れ発生限界雨量線(CL)の設定	がけ崩れ発生限界雨量線(CL)の設定		崩壊危険箇所の推定	発達成十・古十姓百の記幕十冊・四茶咒雑ケメ単	※温道二、ツエが用ツ別教工里、ジ注作品で」が	剑而心晶墙 癸牛病审批结体 6 偷山	許固い朋徳先生残良粉は喧い鼻山	鉄道沿線斜面の降雨時リスク	道路斜面リスク	道路斜面危険度評価	豪雨時のリアルタイム予測システム		疑似飽和体積含水率による降雨規制基準	タンクモデルを用いた間隙水圧推定
	モデル・手法	ニューラルネットワーク	重判別分析	RBFネットワーク	包絡分析法(DEA)		多変量解析モデル)度 ***=ル II 都	处里し 祝		限界雨量に基づく危険度評価		ロジスティック回帰分析	素因分析	主成分分析	PE	xix 土壤水分量計測	タンクモデル
	誘因							統計的モデルによる危険、	里樹				影響	547 - 1440		キーターングデナス金属	にしていた。	
	災害									朣	壞	(表	層 崩 壊)				

	備考										
	他の手法など										
(1) 手法の現状と課題(土木学会)	課題および検討内容	無被害事例を対象とした検証	他地域への適用性の検証								
度評価(予測	文献	23(2020)	22(2018)								
表-3.4.9 地震を誘因とする斜面災害の危険)	容	盛土の崩壊発生の要因(地形条件・盛土高さ・盛 土形状・盛土材料・基盤傾斜など)を数量化 II 類 を用いて、危険度判定のルールを検討	ニューマーク法(簡便法と詳細法)を用いて地震 時の残留変位量を算定								
	デル・手法	¹ 地形・地質特性などを用いて崩壊 - 発生条件を求める - - - -	地震時残留変位量								
	÷	統計的モデル	力学的(物理)モデル								
	談因	ー 一 単 男									
	災	表層	『 崩 壊								

3) 砂防学会

砂防学会の文献は、主に「砂防学会誌」が対象となり、収集文献のリストを表-3.4.10 に、整理表を 表-3.4.11 に示す.

砂防学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では,表-3.4.12 に示すような傾向がみられた.

項目		傾向										
目的	危険場所の予	測,危険度(時間)の予測が主体										
対象の災害	崩壊(表層崩	壊)が主体で次いで大規模崩壊(深層崩壊)が多い										
評価・予測項目	「時間」,「場	所」が主体で他に「地形的特徴評価」など										
対象範囲	「広域」ある	いは、ある地域(「局所」)を対象										
対象時間	「事前」が主	体										
対象斜面	ほとんどが自	然斜面を対象										
対象地質	災害により異 崩壊」では岩	なり,「表層崩壊」では土砂(風化岩を含む),「大規模 盤が対象										
誘因	「降雨」が主	体										
評価予測手法	崩壊(表層崩 組み合わせが 読が多い 実効雨量や土 危険度評価手 モニタリング	壊)については,浸透流(雨水流出)解析・安定解析の 多く,大規模崩壊(深層崩壊)では,地形解析・地形判 空壌雨量指数を用いて地下水位の変動を予測するなどの 法も検討されている や水質を指標とした評価も見られる										
	地形データ	DEM あるいは、地形図・空中写真の利用が多い										
	降雨	概ね観測雨量,解析雨量を活用										
解析・評価データ	表土層厚	地形から推定か簡易貫入試験値の利用、あるいは両方										
	地下水位	概ね集水・関数モデルから算出										
	物性値	一般値の利用が多いが、試験値の採用も見られる										
	植生	ほとんどが考慮せず										
検証	「過去の災害	」による検証が実施されている場合が多い										
対応・対策	にとんど記載されておらず, モニタリングや対策工について, ふれら れているものが若干みられる											

表-3.4.12 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(砂防学会)

砂防学会では、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)および大規模崩壊(深層崩壊)を対象とし、危険 場所の予測や危険度(時間)を評価・予測する手法が検討・研究される傾向がある.地すべりや土石流 災害を単独で対象とし、危険度評価したものは少ない.

ここでは、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)と大規模崩壊(深層崩壊)を対象に危険度評価(予測) 手法の現状をまとめ、表-3.4.13 に整理した.また、課題についても記載した(地震時の検討について は、表-3.4.14 に簡単にまとめた).

これらの資料に基づき,砂防学会における,斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題をまと めると以下のようになる.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、力学的モデルの活用が盛んに行われているが、 種々空間データ取得の困難さや複雑な水文過程(基岩内地下水など)をどのように評価するかが 課題となっている.
- ② 大規模崩壊(深層崩壊)は、誘因(降雨・地震)にかかわらず、主に地形情報を用いた危険箇所の抽出が行われている.力学的(物理)モデル等を活用した危険度評価はあまり行われておらず、 危険箇所の危険度評価(優先順位の評価)が望まれる.
- ③ 災害の種類にかかわらず、地質や地質構造についての検討が少なく、また、危険度手法にこれら の検討を考慮したものが見られない.
- ④ 被害範囲評価に関する解析・検討は少ない.
- ⑤ 降雨を指標とした危険度評価については、土壌雨量指数や実効雨量などを用いた定量的な危険度 評価の検討が進められている.
- ⑥ 過去の災害についての検証が多く行われ、各評価手法の妥当性が証明されている.全体的に汎用 性が課題となっている.
- ⑦ 地形・地質特性に基づいた危険度評価と災害履歴との関連性から危険地域を抽出するような検討 が進められている。

		表-3.4.10 収集文献リスト(砂防学会)	,			
No.	著者 (複数の場合は, 00ら)	タイトル	ぎーペ	0 D	年	備考
Ļ	平松晋也の	雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究	5-15 43	3 • 1 1	₩ 066	砂防
2	笹原克夫ら	■ 「降雨による急勾配砂質土斜面崩壊予測のためのパラメーターに関する研究	11-19 53	3.3 2	000	吻学会誌
ო	坂口哲夫ら	資料解析による表層崩壊の地形特徴	21-29 52	t • 1 2	2001 탄	吻学会誌
4	小杉賢一朗ら	表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討	21-32 55	5.3 2	002 H	吻守会誌
വ	地頭薗隆	深層崩壊	60-66 58	3•3 2	005 14	防学会誌
9	地頭薗隆の	深層崩壊発生場予測法の提案-鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にして-	5-12 56	9.2 2	000 H	防学会誌
7	作田健ら	類似分析とニューラルネットワークを用いた山地源頭部斜面崩壊確率推定法	3-14 60	0.4 2	007 R	吻好学会誌
∞	小山内信智ら	既住崩壊事例から作成した地震時斜面崩壊発生危険度評価手法の中越地震への適用	60-65 56	9.6 2	007 私	吻好学会誌
б	内田太郎ら	場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響	23-31 62	2.1 2	₩ 600i	吻好学会誌
10	執印康裕ら	降雨特性及び工質強度特性が表層崩壊発生場に与える影響−宮川上流域−	39-46 62	2 · 3	1600	吻学会誌
11	沖村孝の	■ 豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築	4-12 63	3.6 2	010	吻守会誌
12	篠崎嗣浩の	ロジスティック回帰モデルを用いた災害発生危険度の活用に関する研究	14-21 63	3 • 1 2	010 程	吻学会誌
13	秋山浩一ら	土層厚の計測密度が表層崩壊の発生予測に及ぼす影響	3-10 62	t • 1 2	011 股	吻好学会誌
14	藤本将光ら	数値標高モデル(DEM)の空間分解能の違いが斜面安定解析に及ぼす影響	3-10 62	t•3	011 탄	吻学会誌
15	小杉賢一朗ら	地形に依存した雨水流動追跡に基づく表層崩壊発生予測の問題点	27-38 65	5 • 1 2	012	防学会誌
16	黒岩知恵の	地形形状と森林伐採や植裁状況を考慮した崩壊予測に関する研究	12-20 65	5.3	012 型	防学会誌
17	土志田正二	大規模崩壊発生危険箇所の推定における地すべり地形分布図適用の可能性	52-55 65	5.3 2	012 R	吻好学会誌
18	國友優ら	土砂災害緊急情報における「時期情報」の精度向上に関する一提案	3-11 65	5.6 2	013 8	防学会誌
19	武澤火湾の	起伏量を用いた地震による崩壊危険度と規模の評価	22-29 65	5.6 2	<u>013</u> 10	防学会誌
20	木下篤彦ら	六甲山系におけるリアルタイムハザードマップシステムの構築	15-22 66	5 • 1 2	013 <u>R</u>	吻学会誌
21	小杉賢一朗ら	関数モデルを用いた深層崩壊の要因となる基岩地下水位変動の解析	21-32 66	5 • 4 2	<u>:</u> 013)防学会誌
22	小杉賢一朗	斜面崩壊の誘因となった降雨の評価手法	12-23 67	7.5 2	015 8	防学会誌
23	秋山怜子ら	簡易な水文モデルを用いた崩壊発生時刻予測手法	3-13 68	3.2 2	015 8	奶学会誌
24	佐藤丈晴ら	ラフ集合を用いた土砂災害危険度評価手法の提案	3-11 69	9.1 2	016 砂)防学会誌
25	秋山怜子ら	崩壊発生時刻予測手法による2013年7月山口・島根豪雨の再現と長期間雨量データによる検証	11-18 69	9.5 2	017 전	吻学会誌
26	執印康裕ら	実効商量の概念を用いた分布型崩壊概念モデルによる降雨指標と表層崩壊の関係について 一東京都伊豆大島を事例として一	3-14 66	9.6	017 <u>8</u>	防学会誌
27	佐藤丈晴ら	確率降雨量の概念を考慮した発生限界雨量線の設定方法	24-32 69	9.6 2	017 砂	吻学会誌
28	海原社一の	ラフ集合による深層崩壊発生の重要要因と発生・非発生条件の抽出	10-19 70	0.12	017 전	吻学会誌
29	今泉文寿ら	大規模土砂移動に伴う災害の特徴整理、影響範囲の予測、対策に向けた課題	20-30 70	0.12	017	防学会誌
တ္ထ	藤本将光ら	京都市清水寺境内斜面における水文観測	43-47 70	0.2 2	017 砂	奶学会誌
31	執印康裕ら	確率年を用いた単一降雨指標による土砂災害発生危険度の評価について	28-34 71	.1	018	必防学会誌
32	吉野弘祐ら	斜面の力学的安定評価による深層法愛発生斜面・範囲の予測可能性の検討	13-19 71	• 4	018)防学会誌
gg	田中健貴の	高精度地形データを用いた深層崩壊斜面の地形的特徴に関する研究	3-10 71	• 5 2	019 전	吻学会誌
84 84	執印康裕の	割面崩壊発生時刻に影響を与える降雨条件の確率年を用いた評価について	3-11 72	2 · 1 2	019 段	吻学会誌
35	堤大三ら	ストリームチューブによる地形分割を基にした表層崩壊解析手法	3-13 72	2.2 2	019 程	吻学会誌
36	林拙郎ら	土砂災害に関する大雨の豪雨度と崩壊個数の関係	15-20 72	2.4	019 私)防学会誌
37	体藤丈晴ら	現地での水質分析による斜面崩壊リスク評価の可能性	37-43 72	2.5 2	020	奶学会誌
œ	執印康裕ら	現行の土砂災害システムの枠組みから導入される確率年による土砂災害発生危険度の評価について	40-44 73	3•1 2	020	奶学会誌
99 9	野村康裕ら	地質特性ごとの土砂災害危険度評価に適した降雨指標に関する一考察	42-47 73	8.2	020	防学会誌
40	松田昌之ら	土砂災害危険度に関する主題図に基づく地形・地質特性のラスター化手法の検討	15-24 73	3.3 2	020	吻学会誌

(小小)	
・(初)時	
Ц Ч	
集文献	
Ø Ø	
941	

作 章	表層崩壊を対象に不飽和浸透流解析を用いて雨水の山腹斜面表土層内への浸透・流下過程に着目 した崩壊発生モデルを提案した。	実験ガンミュフーション。多度土倉酒を放棄 砂原土房面の総議者を厳してい、本公分とレケーが依定し、繊維空間には勉強酸、物塩空間にはお表 密度工を指のおんらの名論をしてい、本公分とレケーが依定し、繊維空間には勉強酸、物素空間にはお表	既存の論文の地形特性を数値化し、地震と豪雨によって発生しやすい地形特徴をだ量化した(NN).	プロック集合モデルを7年間に渡り森林渓流に適用し渓浜内の複物体点の地下水位の再現性を行い、 モデルの有用性と影功雨量に高く66歳度判定との間違に考察を加えた。	態児島県針原川の深層崩壊について発生場の予測のための取り組みを紹介	深勝前導色線和査術曲出する因子に尾根的の纏み面分布、地層境界の分布、淡淡鏡断方向におけ る深清水の波量、EC、SIO2濃度の変化点、湧水の分布を提案	NNを用いた崩壊確率予測システム(素因・降雨)	地形と地震動を用いた地震時の崩壊発生危険箇所の評価	物理モデルの実測値による検証、簡易モデルでも実測値を使えば精度は高くなる。	表層崩壊発生場に降雨強度と粘着力の影響が大きいことを宮川上流域を対象に論じている.	物性値は昭和42年災害の再現解析による	統計解析 (災害発生の確率値で土砂災害の危険性を評価)	土層厚の計測密度が崩壊発生予測に与える影響を研究、土層厚の計測密度を崩壊幅程度とした場合、良好な危険度評価が得られた、	DEMの精度が表層崩壊発生予測に与える影響を評価	表層崩壊の直接的な諸因となる土層内の地下水位変動が、基治内の地下水の影響を強く吸している ことを証明、モアルの安単体設定や再現構成に着目するだけではなく、水文プロセスと崩壊発生プロ 七スを発血に下降市るることが重要である。	斜面勾配、時間雨量を組み込んだ崩壊面積予測率の式に斜面勾配、降雨量、森林伐採や植栽状況 <u>をのデータを取得して流域内の崩壊面積の再現を行った</u> .	2011年紀伊半島豪雨災害について地滑り地形分布図と大規模崩壊箇所は概ね-数	断線約二降沢のある地域における土石泥発土と降雨量・降沢量との関係から危険度評価手法を提来 (ロジスナイク回帰が折、01股池)	地震による斜面崩壊の発生危険度と起伏量の関係性を分析	リアルタイム土砂災害予測情報の構築、格子生成は修正デローニ分割法	深層前境時の地下水位上昇の予測を開数モデルで計算し実際の前境地で良い適合を得た. 2.地下水位の既住最大壇を超える路雨の新しい評価手法を提案し、5つの災害事例で適用	地下水位の上昇過程をといいれて、簡易な水文モデルによる崩壊発生時刻予測手法を提案。2009年7月に山口県防府市で発生した素層崩壊に適用した。	22単台によって急減時地的機化の設置所の前面が場合設置が送去提案。 は中SLDFRAによってまたことがないまたすので用すイベントに対する加減温所・時刻の再現、長期間 問題デーンドごがする加減者生・影響との分割可能はを給け	実効時重を考慮した分布型師磲モテルの指標値の有効性を検討 RBFN バラメータを検討し、xy 平面上で等危険度を示すRBFN出力値線を提案	地形、地質、降水量の要因を考慮したラフ集合による深層崩壊の発生解析	上を砂酸山に芋が変融的の食気に削りた、「まや砂酸」たが、の酸素を取引 ま水を身めの上す砂球のの酸素・剤のたかの地方大変動の作用。 ド南のた金油の汚垢も未んして、車・の時時は細ので浸漉、精細にこは雨量は飲の確率年、機細に 「時間間&量の確立年をとめ病点を下年とする2次元が同上に自言されるスネープラインによって指数を 選出	深層消滅の内容現を発置の記と比減等に堪じき、力学的評価を実施、消度は崩壊・非感染発展が適 合するパラメーターを検討	LPデータによる斜面の配と固有値比から深層崩壊発生箇所を推定 斜面崩壊発生の防雨気性を主導用能となったの防管量があるといきお コレロームをユーメキャルの中にかけるたちまの部分のかかがあるが低いのかがあるが	大行了————————————————————————————————————	確率年による土砂災害発生危険度評価 土壌雨量指数を求めるタンクモデルバラメーターの変更がCLIに与える影響について検討	土砂災害危険度を評価する手法として、全国を網羅する3種の区域をラスター化して、災害履歴との 関係を検証
な 対策工 対理整整(Ⅰ>> や運行規制)																					0					0					
対モニタリング		0																								0					
検過去の災害 証 <u>他の前毎手</u> 法	0			0	0	0	0	0	0		0	0	0		0	0	0		0	0	00	0	00	00	0	0	0	0	000	0	0
その他																															
植ちま生考虑せず	0	0	0		0	0		0	0	0	0		0	0		0		0	-	0	0	0	0	9	0	0	0	0		H	
その他			L				Ľ																Ŭ	Η			0			Η	
黄芪鲸值	0								0					0								0	0	Π							
一般値 (既住庫)	┣—			0	\vdash	_	\vdash			0	0		0		0				-	0		0						++		Η	F
数試験值	0			0						-	-		-	0	-					_		0	0	-							
<u>表</u> 一段直 水水文観刹結果					0				0	0	_		0	0	~					0		0				0					
そのも ま一般値											-	_	0	0	0					0		0		-							⊢
(実験)		0											-													0					
デ地関数モデル				0					0	0	_			0	~					0	00	0		0							_
許厚地形・地質 御力モラル				0							-	-		0	0					0								H			⊢
新電賞敏				0					0				0	0	0							0	0					(
き きょう ノヨノ支 多き きょう	0								0	0	0		0							0		0		+							⊢
豊富度法																															
観測波形																															
その他			<u> </u>		_				<u> </u>	0	_		0	0						0											⊢
隆府雨量											0	0	0	0						0										0	
観測雨量	0			0			0		0	0			0		0	0		0		0	00	0	0	00	0	0 0		00	00	0	
「地形図・空中写真」					0	0						_					0			0			0	+	0	0					┣──
割 の m M が し m M	0			0				0		0	0	_	0	0	0	0			0			0	0	0			0				
その他						0																									
評し モートセンシング							0																								⊢
					0	0						_	0					0					0		0		0			0	\vdash
电 地形判読					0	0										0	0		0							0		0	0		
in 11 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2												0													0						_
課			0					0				_							0								0	0			
数地震応答解析											_		_		_							_					_				
受透流解析安定解析	0			0					0	0	0	_	0	0	0					0		0	0				0				⊢
その他	-			-					_	-	-		-	-	-					-											
医性管	1				F		F	0																П				$+ \top$	H	П	
<u>** ***</u>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	F	0	00	0	00	00	0	000	0	000	000	00	0
質その他(不明含む)							0	0				0						0					0	П				0			0
 第 1 1	0	0	-	0	0	0	Η		0	0	0		0	0		0	0		-	0	00	0			0		0	0		+	
<u>。</u> その也	Ŭ	0							Ŭ	Ŭ	Ĭ		<u> </u>	Ŭ		-						0		Ŭ				<u> </u>			
統自然斜面	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	00	0	00	0	0	00 0	0	000	000	00	0
(2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2)					-							_																			-
間その他																					0					0		00	000		
(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)		0								0	0	0								0						0 0				00	⊢
囲その他		0	0									-	0	0								0		Ĭ		0				00	-
像 局所 (地域) 範	0			0	0				0				0	0	0			0			00	0	0	00		0	0	0			
対広域			0	0		0	0	0		0	0	0				0	0		0	0			0	+	0	0		0	000	00	0
測現根	0		Ľ				Ĕ												Ĕ					0		-					
価格所	0	-						0	0	0	0	-	0	0	0		0			0		0	0	0	0	-	0	0			0
土石流群開		0			H		Н		-	0	0	0		0	Ų			0	\vdash	0	0	υ	╽╽╴╎	0		0		0	0	00	F
<u>災</u> 大規模前垓(深層崩壊) 害					0	0											0		0		00			Ĺ	0	0	0	00			0
象手 ちょうちょう	E						П	0	-	П	Д								Ē					П						П	0
前壊(表層前表)対落石・岩盤崩壊	0	0	0	0		_	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0 0			00 0		0		00	0
その他	Ĕ	-	Ť	0	Η		0	5	Ĕ	0	-	-	-	-	-				Ĕ	5	00	~		00		0		ΗŤ	1 T	-	Ē
災害事例報告					0																			П							
目 (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	I						H																	Н		0	0	+++			
危険度 (時間)	0	0			H		H		-		0	0		0	0			0	F	0	0	0	0	0		0	0	0	0	00	
危険場所の予測	0		0			0		0	0		0		0	0	0	0	0			0		0	00	0	0		0	0	0		0
文献番号	1 - 1	~	~	4	5	9	~	~	6	10	=	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	23	25	26	28	31	32	34	36	38	40

表-34.11 斜面災害の危険度評価(予測)手法に関する文献の整理表(砂防学会)

			表-3.4.13 降雨を誘因	日とする斜面	「災害の危険度評価(予測)手法の現状と課題(砂防学会)		
災害 説	5 (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	モデル・手法	路尺	文献	課題および検討内容	他の手法など	備考
		地形・地質特性などを用いて崩壊発 せる社を歩めス	表層前壞発生の要因(斜面勾配・機断形・縦断形・通急線 の存在・崩壊の発生位置と深さ)をNNを用い、危険度判定 のルールを検討	3(2001)	崩壊に関与する要因の言語記述の定量化、一般人に分かりやすい危険度判定の ルール構築	横算雨量の陽値設定など	
		0 0 C 3 L 1 X T	地形・降雨データを用いたNNによる斜面崩壊確率予測シス テム	7(2007)	素因データの種類・誘因データの精度不足		
		実効雨量を用い、地下水位上昇の誘 因となって降雨を評価	地下水位の既往最大値を評価するための実効雨量を用いた 隆雨評価	22(2015)	降雨の既往最大値の算定(期間の設定方法)	・十歳雨量指数と各タンク貯留量の既往最大値	
	統計的モデル(降雨・地形 条件等と崩壊発生場所との 関係から崩壊発生条件を求	短期・長期降雨指標を組み合わせた 単一降雨指標IRPIを提案	機動に土壌雨量信数の確率年、縦軸に1時間雨量の確率年を 後期によりまたする2次元空間上にスネークラインを描画	31(2018)	東京都伊豆大鳥のみの事例、他地域での検証が必要	と確率年との比較から降雨余件を評価(文献) 34(2019) ・参雨度(先行雨量とトリガー雨量との関係)	・植生については、過去の災害を対察に朗壊 面積率と植生(種類、樹高、樹木密度など) との関係を数量化手法で解析することなどが 行われている。
	める手法)	確率年による土砂災害発生危険度評 価	土壌理量指数と1時間機算重量を用いた時時の建年年の算出 (現行の土砂災害警戒システムで採用の連携業に対する6 限解析)	38(2020)	広境への通用	を用いた上の定音を生まま」(文献596 (2019)) ・上線雨量指数を求めるタンクモデルバテメー ターの変更がCLに与える影響について検討(文 数39(2020))	・風倒木による被害など、斜面条件の変化が 崩壊を誘発する場合がある。
崩壊(ラフ集合を用いた危険度評価	急値対地崩壊依核箇所カルテデータを用いて、崩壊発生・ 非発生の地形地質要因に基づいたルールを抽出し、危険度 を評価	24(2016)	趙嚢発生・非発生ルールの採用条件の曖昧さ	ロジスティック回帰モデルを用いた危険度評価 (文献12(2010))	
表層崩	E		飽和側方流モデル(沖村1985) ⁴¹⁵¹ を用いたリアルタイムハ ザードマップンステム	11(2011)			
嵌)	カ竿的(物理) モデル (数値振高モデル/空間分 *== /= / / - / - ***	雨水流出解析(地下水位計算)+斜面 安定解析により, 危険場所および時	地鉄水・不飽和地下水を通切に評価し、流出および崩壊予 測の構成向上を図ったリアルタイムハサードマップシステム [(リチャーズ式を組み込ん注筆三次元キデル)	20(2013)	 ・地下本のの現代社、実効価値に基づく応報度判定との 関連について存益 (文部A42002) ・降雨特社、土質油度が削壊換生場に与える影響を検討(文献10(2009)) ・上層県、地転、砂吐歯の実営値設定が削減箇所予測に、与える影響を検討 (文献9(2009)) -土層県の計測密度が解析に及ばす影響を検討(文献) (文献)(13(011)) 	ストリームチューブ(他形に沿う流線で流域を、分割した際の目のようにより)のませんである。	・基当内地下水が崩壊を誘発するメカニズム はバインの発送、道水による不安定化、高 い地下水仏など(社ん勝張雄ではないメカニ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	市宝モナル/ノロシン米日 モデル)	間を予測	H-SLIDERに地下水位の上昇過程を取り入れた簡易な水文モデルによる前壊発生時刻予測	23(2015)	・DEMのメッソコサイズが解析に及ばす影響を検討(文献14(2011)) ・土廠内の地下水位変動に基治内地下水が影響していることを検照(文献 15(2012)	いとJuydatやいがりの変通即乗の光生山直を併析、臨界すべり面解析法を利用(文献35(2019))	イム 5回破い先生する場合がある) ・植生の効果は土の粘着力の補強強度として 組み込む場合がある.
			実幼雨量の概念を用いて、地下水位変動計算を実施する力 学的モデル	26(2017)	- ・モアルの安正氏症で中現現底に酒目 9 3.5.15 にはなく、ホメノロモスと前 接発生プロセスを独立に評価することが重要(文献15(2012))		
	単弦やとエーアンコケーエ	2007 D55	模型実験による砂質土地盤の崩壊発生時間のモニタリング 手法検討	2(2000)	崩壊予測に有効な前兆現象は地形・土質条件により異なる。	(Inconc)rce神子) 原图理理论子 田子好好的	
	トーメンノントキの厄沢原		雨量・間除水圧等の水文観測(モニタリング)と地形デー タを用いた土砂災害リスク評価	30(2017)	種々の観測手法を組み合わせた現地モニタリングの継続	(1070岁)(2月11日),1月1日,1月1日,1月1日,1月1日,1月1日,1月1日,1月1日	1
		深層崩壊発生場の条件として、厚い 	免険斜面抽出の因子として、0字谷利面と脚部の緩やかな凸 地形の組み合わせ、渓淡水の流量・EC・SiO2濃度を抽出	5(2005)			
ж		風代物の存在と地下水の巣中に着目し、これを抽出するための因子を見出し、これを抽出するための因子を見出し、発生場の予測を提案	他陵弟国を抽出する因子として、廃県郎の磯岸面分布、地 屋境界の分布、渓流縦断方向における渓流水の流量、EC、 SIO2温度の変化点、湯水の分布を抽出	6(2006)	的確な危険箇所抽出因子の検討と発生時期の予測	既在60.188~5.986分布因] ば6.夜風所予測に有効(文献17(2012))	発生時期の子淵に渓流の水質(EC他)変化が 有効となる可能性がある。
現模協	統計的モデル(降雨・地形	深層崩壊斜面の地形的特徴を検討 し,崩壊発生の範囲を推定	LPデータを用い、深層崩壊範囲内の地形を斜面勾配と固有 値比から抽出	33(2019)	深層崩壊に関連する欲地形の分析が行われていない	I	
£ 壊 (洸 ₪ 22	条件等と崩壊発生場所との 関係から崩壊発生条件を求 ある手法)	2 うフ集合を用いた危険度評価(崩壊発生場の予測)	地形条件と降雨条件から、深層崩壊の発生・非発生を兆入 る重要要因らつ(斜面方位、標高差、所層からの距離など) を把握し、レーレを抽出	28(2017)	前載発生・非発生ルールの汎用性	I	危険度を直接求めるものではないが、深層崩 壊発生・非発生の評価検討には有用
題 歳)		第2章 - 少不上寺 、「田々重里安重	深層崩壊に影響する基岩内地下水位を実効降雨を用いた関 数モデルで予測	21(2013)	多くの地域における豪雨時の基岩内地下水位変動データの収集と解析	I	基岩内地下水位変動を決める要因は地質的特 徴の影響が大きい
		★2011年まで100~10~17日~17~202 因となって路雨を評価(地下水位変 動築坊)	地下水位の既住最大値を評価するための実効雨量を用いた 路雨評価	22(2015)	隆雨の既住最大値の算定(柳間の設定方法)	土壌雨量指数と各タンク貯留量の既住最大値と 確率年との比較から陸雨条件を評価 (文献 34(2019))	深層崩壊では、地下水位の既往最大道磁過を 示す実効耐量の半減期が表置崩壊より大きい (陥雨強度よりも積薄雨量の影響が大)
	力学的(物理)モデル	深層崩壊の危険度を斜面勾配と比高 等に基づき、力学的評価を実施	天然ダムの側岸崩落モデルを深層崩壊に適用 強度は崩壊・非崩壊斜面が遠合するパラメーターを検討	32(2018)	崩壊前後の詳細な地形データから斜面勾配と比高等を整理し、解析に利用 単純化した斜面形状モデルのみで適用	I	-

				表-3.4.14 地震を誘因とする斜面災害の危険	<u> </u>	則)手法の現状と課題(砂防学会)		
災	誘因	Ψ	デル・手法	丧	文	課題および検討内容	他の手法など	備考
			地震特性などを用いて崩壊	表層崩壊発生の要因(斜面勾配・横断形・縦断 形・遷急線の存在・崩壊の発生位置と深さ)をNN を用いて,危険度判定のルールを検討	3(2001)	崩壊に関与する要因の言語記述の定量化、一般 人に分かりやすい危険度判定のルール構築		崩壊は凸型斜面、尾根で発生しやすい
表 層 崩 壞	地震	統計的モデル(地形・地質 条件と崩壊発生場所との関 係から崩壊発生条件を状め る手法)	発生条件を求める	現在地震時の崩壊実績から、評価、地形・地質の 要素と崩壊地分布との関係に基づく斜面崩壊発生 危険度評価(崩壊発生確率判別式)	8(2007)	地すべりの発生危険度の予測には適合しない.	・ 物理モデル(FEMなど) ・ 簡易な物理モデル (Newmark法など)	斜面勾配、斜面の凹凸(平均曲率)、最 大加速度に基づき、崩壊発生確率を求め る判別式を算出
			起伏量を用いた崩壊危険度と規模 の評価		19(2013)			起伏量は崩壊規模を評価する指標として 使える.
(深層崩壞)大規模崩壞	地震	統計的モデル(地形条件と 崩壊発生場所との関係から 崩壊発生条件を求める手 法)	起伏量を用いた崩壊危険度と規模 の評価	斜面の大きさを示す指標として起伏量を用い、これと斜面崩壊危険度との関係を分析	19(2013)	・起伏量の増大に伴い崩壊発生割合が増加する 傾向が確認されるが、種々地域における汎用性 が課題 ・起伏量の算定に用いるDEMメッシュサイズの 違いによる危険度評価への影響	I	起伏量の計測スケールが広い場合は,大 規模崩壊の発生場の予測に適する.

4)地すべり学会

地すべり学会の文献は、主に「地すべり学会誌」が対象となり、収集文献のリストを表-3.4.15 に、 整理表を表-3.4.16 に示す. なお、統計モデル・力学モデル・計測技術の提案や、過去の災害事例の計 測結果や統計的な特徴についてまとめた論文であっても、それらを用いた斜面災害の危険度評価手法ま で言及していない論文や課題としている論文については、集計から除いた.

地すべり学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では,表-3.4.17 に示すような傾向がみられた.

項目		傾向
目的	危険場所の予	測,危険度(時間)の予測が主体
対象の災害	地すべりを対	象とした研究が多い
評価・予測項目	地形データ等	から場所を予測する研究が多い
対象範囲	「広域」ある	いは、ある地域(「局所」)を対象
対象時間	「事前」が主	体
対象斜面	ほとんどが自	然斜面を対象
対象地質	土砂(風化岩	を含む)を対象としたものがほとんどであった
誘因	「降雨」 が主 った	体だが,地すべりが多いので明確な対象はないものもあ
評価予測手法	地すべりの場	所について地形によって評価するものが多い
	地形データ	DEM あるいは、LP 図の利用が多い
	降雨	概ね観測雨量を活用
解析・評価データ	表土層厚	ほとんどが考慮せず
	地下水位	実験的な検討で計測しているものが多い
	物性値	ほとんどが考慮せず
	植生	ほとんどが考慮せず
検証	「過去の災害	」による検証が実施されている場合が多い
対応・対策	ほとんど記載 ものが若干み	されておらず, モニタリングについて, ふれられている られる

表-3.4.17 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(地すべり学会)

地すべり学会ではその名の通り、地すべりを対象とした研究が多い.地形図を利用した地すべり箇所の判定を試みた研究が多いが、モニタリングによる危険度評価に関する研究も一定数みられた. ここでは、地すべりを対象に危険度評価(予測)手法の現状を表-3.4.18 にまとめる.

これらの資料に基づき、地すべり学会における、斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題を まとめると以下のようになる.

- 降雨と地震の両方を対象とした地すべりの危険度評価は、広域の地形データを用いた統計的モデルの活用が行われている.これらの手法は測量データの精度に依存するため、技術の進歩とともに精度の向上が期待される.
- ② 降雨による地すべりの危険度評価は、モニタリングによる崩壊時間の評価が盛んに行われている. 計測を実施した限定した斜面での結果となるので、他地点で適用した場合の有効性が課題になる.
- ③ 地震による地すべりの危険度評価は、広域な地形データを統計的モデルによって処理して危険箇所を抽出した研究が行われている.また、力学的モデルでは安定解析手法を広域に一斉に適用して評価する手法によって危険箇所や、崩壊の規模を検証した研究がある.
- ④ 斜面崩壊や土石流に比べ、規模が大きく、現象が緩慢な地すべりを対象としているため、広域な 地形データを地形解析によって危険箇所や規模を特定し、その特定した場所でモニタリングによ る時間の予測が有効であると考えられる.

No.		イィング	ふーシ	影	年	備考
-	林 一成心	一地形・地質解析と有限要素解析の連携による地震時の地すべり危険度評価手法	1-11	48, 1	2011	也すべり学会誌
2	岩崎 智治の	│GPSを主体とした大規模地すべり発生時の計測システムの構築	100-106	48, 2	2011	也すべり学会誌
m	吉松 弘行ら	パターン識別解析による地すべりダムの決壊予測	326-333	48, G	2011	也すべり学会誌
4	森脇寛	地すべり 地形斜面の 地震時危険度 評価と崩壊 予測システムの構築	305-317	48, G	2011	也すべり学会誌
ഹ	ハス バートルら	ロジスティック回帰分析を用いた既存地すべり地形の地震時の危険度評価	12-21	49, 1	2012	也すべり学会誌
ဖ	 在藤	SAR干渉画像を用いた地すべり地表変動の検出について	61-67	49, 2	2012]	也すべり学会誌
7	岩崎 智治の	GPSを用いた自動変位監視のためのWebシステムの開発	174-185	49, 4	2012	也すべり学会誌
ω	中埜 貴元ら	宅地盛土における地震時滑動崩落に対する安全性評価支援システムの構築	164-173	49, 4	2012	也すべり学会誌
ത	林 一成ら	直下型地震による地すべりダム発生危険度のゾーニング法	259-266	49, 5	2012	也すべり学会誌
10	吉松 弘行ら	│地塊の破壊条件を考慮した安定化有限要素法による地すべりの到達範囲予測	313-321	49, G	2012]	也すべの学会誌
11	土在 信一の	「GPSを用いた地すべり計測 -データの取得から活用まで-	168-175	50, 4	2013 1	也すべの学会誌
12	篦藤 雅志の	山形県七五三掛地すべりにおける自動観測システムの構築と改良	160-167	50, 4	2013	也すべり学会語
13 13	石澤 友浩ら	模型実験による斜面変位速度の経時変化と崩壊予測手法に関する検討	268-278	50, 6	2013	也すべり驴会誌
14 4	石澤 友浩の	傾斜計を用いた斜面崩壊時の地中内部変位計測による崩壊予測の有効性	256-267	50, 6	2013	也すべの学会誌
15	濱崎 英作の	GISに基づく斜面変動予測評価のためのバッファ移動解析と過誤確率分析法 -2008年岩手・宮城内陸地震での事例研究	51-59	52, 2	2015	也すべの学会誌
16	林 一成の	/バッファ移動解析と過誤確率分析法を用いた地震地すべりの危険度評価モデルの構築	60-66	52, 2	2015 3	也すべり学会誌
17	勘田 益男ら	斜面形状を考慮した落石跳躍量の予測方法の提案	247-254	52, 5	2015	也すべり学会誌
1 8	山岸 宏光の	最近の豪雨崩壊および既往の地すべりにおける地形・地質要因のGIS解析	282-292	52, 6	2015	也すべり学会誌
19	新井場 公徳ら	土砂災害地での応急対応活動における危険性管理	46-53	54, 2	2017	也すべり学会誌
20	佐藤 丈晴の	事前通行規制基準雨量における時間雨量基準の設定方法	205-208	54, 5	2017	也すべり学会語
21	杉井 良平ら	地すべりのひずみ及びひずみ速度の経時変化による崩壊の切迫性評価	259-268	54, 6	2017	也すべり学会誌
22	植村 昌一心	盤土斜面の崩壊危険度評価手法に関する研究	1-12	55, 1 ଅନ୍	2018	也すべり学会誌
23	菊地 輝行の	三次元点群データを用いた急斜面の維持管理における変動解析	65-71	55, 2	2018	也すべり学会誌
24	佐藤丈晴	降雨データの頻度分布に基づいた事前通行規制基準の設定事例	178-181	55, 4	2018	也すべり学会誌
25	石田優子の	地下水排除工前後の地下水変動特性の分析	166-171	55, 4	2018	也すべり学会誌
26	神原 規也	地すべり変位速度と孔内水位・タンクモデル貯留高間の指数関数的相関関係を示す一事例の研究	25-31	56, 1	2019	也すべり学会誌
27	笹原克夫	高知県小島地すべりにおける異なる深さのせん断帯の変位量増加に対する降雨の影響の相違	59-68	56, 2	2019	也すべり学会誌
28	高岡 千郎	亀裂間隔と動摩擦角が崩壊岩塊の到達距離に及ぼす影響に関する研究 一道路沿いの亀裂性岩盤斜面を対象とした数値解析一	77-86	56, 2	2019	也すべり学会誌
29	笠井 美青	地表粗度指標を用いた最適化ホットスポット分析による活動的な地すべり斜面の抽出	115-123	56, 3	2019	也すべり学会誌
90 90	潮地 輝行の	深層学習による崩壊・非崩壊地の自動判読手法の開発	255-263	56, 5	2019	也すべり学会誌
ю 1	北橋 鴛屮の	岩国地区国道2号沿い斜面の昭和期からの災害記録の統計分析と危険度評価の検証について	273-282	56, 5	2019	也すべり学会誌
32	高見 智之ら	多時期ILiDAR-DEMを活用した斜面変動解析と評価	295-305	56, 6	2019	也すべり学会誌
gg	榎田 充哉	新極値の発生危険度を用いた斜面災害発生危険度評価	54-58	57,2	2020	也すべり学会誌
70	莒十 淋び	(いつにはなぇなっとシュー、シカ回帰は「 トス和塾生自知知日本村における事優は特合係度分布	00-00	<u> て て て て し </u>		オイシの学会は

(砂防学会
⊥
К
\Box
収集文献
വ
Σ.
4
ကု
裹

		横續			地すべりダムの決壊予測				自動監視webシステム開発				GPSデータ	自動観測システムの構築				林丁學師員	洛口哒碰重	救助活動中の危険度評価											平成23年台風12号の被害データでの検証	1979年に行われた危険度評価を災害データを用いて検証		降雨極値による危険度評価	WOE法およびロジスティック回帰による統計的手法
紙衣い	関 】 友も	≪工 靴(H Μや通行規制)			0			_	_	_			_							0	0		0	-	0	+	+	┥		+		-	_	+	
故日	也も	の評画手去							00			0	00	00	0	0	_					0		_		0	00	2			_	_	_	_	
쳖	過+	本の災害	0	0	0	0	0	0		0	0				Ĭ	Ĭ	0	С	С	0)	0						(o	С	0	0	0	0	0
	1H 14	考慮せずい			0	0		_	0		-	0	0	0	0	0	-			0	0	0		-	0	0	+	(С	+		0			
	摲	考慮																										1							
	度	試験値その他																						+			-	+							
	潤	逆算				0				0		0												_	_					_			_		
	数	試験値「煮行(毘谷信)	Ŭ																																
	减水伊	一殺値水文観測結果				-					_			-								_	_	-	-		-	+	+	+			_		
	诌	その他		_									0		_	0												ļ							
ñ	北水水	関数モデル 計測(実験)		0		-		_			-		0	-	0	0	+					_	_		-		0	╉	+	+					
年曲	74 Ini.	步 》,也互兼水モデル																					0												
解析。	三十三日	試験 批冊・社会																									C	5							
	表	シミュレーション波形地形												_			_					_	_	_	_	_	-	+	_		_	_	_	_	
	地震	震度法				0				0																		1							
		その他観測波形	0					_			_	0		_			-					_	_	+	-	-	-	┥	+	+	-	-	-	0	_
	降雨	マミュレーション降雨																										-							
		観測商量		0					0				0	0	0	0					0		0		0	0	00	5						0	0
	データ	地形図・空中写真		0	0			0									_						_	0	-	0	0		_	_	0	_	0	_	0
	甚 示	0 W Z	0			0	0			0	0						0	С	C	>				Ĭ					(С	Ŭ	0	Ŭ		
	宦	リモー トセンシング その他		0	0				0		_		0	0	0	0					0		_	-	-	0	00	5	+			-	_	0	0
	析·評	地表地質踏査																										0	С						_
お手町	解	地形判読 地形・地質要因																	С)				0					0	С	0	0	0		0
肥子・里		モツ多切その他																0	2			0		0	0										
計畫	解析	地形解析(地形量)	0			0	0										(С						0				1							0
	数位	安定解析地震応答解析	0			0		_		0		0		_			-						_	-	-		+		С	+	_	-	_	-	
		浸透流解析																					0					1							
K	陸二	M S 右		0		-		0		_	_			-			-			0)	0	-	+	+	-	+	╉	(р	-	0	0		
*	₩ 把 ii		0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0			0	С	C	0		0	0	0					0	0 n	0	0	0	0	0
御	ま () ()	S 也(不明含む) ◎			0													C	D	0			0					1				Ŭ		Ŭ	
社業社	生き	砂(風化岩合む)	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	С	С	>	0	0	0	0	0	0	00		o c	с С	0	0	0	0	0
周	γ (《 本 旧 2 名			0			0	0		_	0	0	0	_	0				0		0									_		_		0
対象数	面	切土						0	0		0					0) D									T							
Tra I	6	盛土								0				_			_		C		>		0	_	_		_	+		-	0		_	_	
象時	直	則(リアルタイム)					_		0	-		-	0	0	0	0					0	0	0		0	0	00	Þ			_	_	_	_	
μ Έ	その事	S も E	0				0	0		0	0	0		-			00										+	1		5		0	0	0	0
対象部	L[1]	xx 作(地域)		0	0		_	0	0	0	0	0	0	0	0	0			C	0	0	0	0	0		0	(2	D	-	_		_	_	0
	そ の	S 毛	Ľ		E			J										1		0			5			╡		t	ľ	1	5	J	5	J	5
上海	場視	د بر	0		F	0	0	0		0	0	0		0				o C	о С				0	0	0	ļ	ſ	0		o ol	0	0	0	0	0
配合	盘∎	<u>a</u>	Ĺ	0	0	Ĺ			0				0	0	0	0			Ţ		0	0	0		0	0	00		ſ	1					
鲁	₩ 1	祝養崩壊(深層崩壊) 七清	H		0		\mid				Η				Η		(С	+	0				-	υ	+	0	┥	+	+	0	0		0	
\$03	*** '	すべり	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	q		0	C	C	0		0	1	0		0	00	5	-	Э	0	0	0		
Ķ	また	吸(表層崩壊)	L		L	E			0	0					0	0	0	D C	0		0		0		0			ľ	1		0	0		0	0
	災 # そ (nm車座報告 の他 	Ĥ		Ĺ		H							H	H		-			0				-		0	0	ſ	ſ	-		-		-	
5	被 电	き範囲評価			E							0						C	D	ľ						-	-	(С	╡					
•	也论	恢度 (時間) 恢度 (対象箇所)	\mathbb{H}	0	0		0		0		Ч		0	0	0	0	+		+	\vdash	0	0	0	-	0	0	00	5	+	+		+		+	
	危险	候場所の予測	0			0		0		0	0			0			0	С	С	0			0	0				ļ	(С	0	0	0	0	0
L		文献番号	-	2	٣	4	2	9	7	8	6	10	11	12	9	14	15	9	18	6	20	21	22	23	24	25	26	3	28	29	30	31	32	ŝ	34

表-3.4.16 斜面災害の危険度評価(予測)手法に関する文献の整理表(砂防学会)

$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	ŧ		ţ					÷ŧ
Reference Control Contro Control Control <	割	誘因 モナル	・手法	24条	又献	課題および検討内容	他の手法など	備考
$ \left \begin{array}{cccc} & 1 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{2$		統計的モプレ(降雨・地形条件等と崩 神容エョボットの間がよい加速なエタル	広域の地形データから危険箇所につ	地表粗度指標を用いた最適化ホットスポット分析、 による危険箇所評価	29(2019)	活動度のような時間的な要素を考慮する場合は複数回の航 空レーザー測量結果を要する	I	
$\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{\frac{1}$		⊗光土参/JC 20(高/k/2) 20)場後光土米1. 降雨 を求める手法)	いて評価	過去に実施された危険度評価の検証	31(2019)	測量技術の向上によって精度の高い評価が可能となった	-	
The function for the section of the sectin of the section				複数回計測されたLiDAR-DEMによる斜面変動解 析による危険箇所の評価	32(2019)	I	I	
$ \frac{1}{2} + 1$		岩臓 士珍ら(を苗) エルニ (考結菌はエル	90	いずみおよびひずみ速度による危険度評価	21(2017)	水の影響が考慮されていない	-	
Note: Control manual services Contro		ンコテロン (約7年7) にノノル (女Merchan こ ノル/空間分布型モデル/プロック集合モデル)	モニタリングによる危険度(時間) の評価	UAVによる複数回のレーザー測量によって計測した対象斜面の地形データの変動解析による危険度 ? 評価	23(2018)	リアルタイムで計測できないため、早期警報システムなどを 構築することができない	I	
비 100000 000000000000000000000000000000000000	••••••	統計的モデル(降雨・地形条件等と崩 壊発生場所との関係から崩壊発生条件 を求める手法)	広域の地形データから危険箇所につ いて評価	地形・地質要因のGIS解析による危険箇所の評価	18(2015)	地形だけでなく表層地質、植生、気象条件を考慮する場合、その重み付けが難しい。	I	
Name Participation Control Contro Control Control		_		GPS自動計測機器による地すべり変位計測システレ	2(2011)		-	
		- 40			7(2012)	GPSの誤差補正と閾値の設定	-	
小「加田の地理モデル/フロック集合で T=> 1 Control (Carbon Mark) Control (Car		降雨 力学的(物理)モデル(数値標高モデ	トーケニン・ジョートマケの合作 (n+m)		11(2013)		-	
Full アル) Onther Tare Location Control Section Langestic La Sectis Le Manilie La Sectis La Manilie La Manilie La Sectis La Manilie La Manila Manilie La Manila Manilie La Manili La Manilis		ル/空間分布型モデル/ブロック集合モ	七一タリンクによる厄映度(時间) (前年	計測した商庫指標と地下水位による庖庾及評価	(8102)92	1011 近における自刻田の蕪談 #44日(#44 4 ごうき … = ご デジ #1 4 − 1 =	-	
1 日本の 5823の九内病時1による3620m3に単いであれいいいのかれいいいであれいいいであれいいいであれいいいであれいいいいいいのかれいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいいい	뷖	デル)	日本語での	計測した変位速度、地下水位、降雨重から鼻田したタンクモデル貯留高による危険度評価	26(2019)	変位重の増加などに伴うせん酔痩皮レベルの街下か考慮されていない	I	
1 1	tor °<			多段式の孔内傾斜計による変位量と降雨量による 危険度評価	27(2019)	他地点における有効性の確認	I	
변하면 1 (QRR) - 바타유유류 2 (QRR) - 사타유슈류 2 (QRR) - 수소 유비· - 신뢰· - (QRR)	5			崩壊地、非崩壊地の標高偏差、縁辺侵食率を用い たロジスティック回帰によって判定	5(2012)	地震時には既存地すべり地以外でも地すべりが発生しており、初生地すべりについても検討していく必要がある。	I	
#計的モデル (職所・地形条件等と間 成長的モデル (職所・地形条件等と間 ま変生場所との関係から崩壊注を構 を求める手法) とで評価 地震 とで評価 地震 地震 かいて評価 地震 かいて評価 地震 かいて評価 地震 かいて評価 地震 たで評価 かいて評価 たたい たい たい たい たい たい たい たい たい た				絵西亦単公本図 Y DEM ボークを用いた事まがに		1	也震地すべりの堆積高と	
を求める手法) ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・		統計的モデル(降雨・地形条件等と崩 壊発生場所との関係から崩壊発生条件	広域の地形ゲータかっ危険箇所につ	み国変脚が市園とCENがナーメを用いてものタベリ ダム発生場所の地形的特徴を検討。地上開度と上 流の集水面積を併用することで構度が向上する。	9(2012)	10000m2程度以下の規模の地すべりが対象であり、より大 7 規模は検証が必要	記地形の地上開度の関係 こよって地すべりダム発 E時の堤高の予測	地すべりダム
地震 ロール・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・		を求める手法)		800×→ノ大文分数館駅×昇降すてミジラSI5	15(2015)	1	I	
地すべり到達範囲の予測 Mohr-Coulombの破壊基準による地すべり地地の 移動速度に依存する土質速度の変化特性を導入する必要が - 力学的(物理) モデル(数値標高モデ 地方(1) 運範囲の予測 破砕活動化の判定によって地すべり移動地塊の到 100(2012) ある - 力学的(物理) モデル(数値標高モデ 運動田の予測 運動田の予測 運動田の予測 運動田の予測 運動田の予測 運動田の予測 20012) ある -		地骤		oioovvvvv area classeetta and voicev	16(2015)	加速度や膿度などの誘因の検討や、過去の地震地すべりに 関する教師データが十分に得られない地域への適用方法に ついて検討が必要	I	
カテ的 (物理) モナル (数確標高モテ ル/空間分布型モデル/ブロック集合モ 数値解析による危険箇所および規模 地形斜面の崩壊・非崩壊を一斉に評価 4(2011) 度の距離減衰、鉛直方向の加速度、地震動の周波数特性に デル) の評価 地形・北宮解析と者限要素法の連携による危険度「1、2011」 ついて検討する必要がある。 地形・地賃解析と者限要素法の連携による危険度 1(2011) 他地点における有効性の確認 -			地すべり到達範囲の予測	Mohr-Coulombの破壊基準による地すべり地塊の 破砕流動化の判定によって地すべり移動地塊の到 準範囲の予測	10(2012)	移動速度に依存する土質強度の変化特性を導入する必要が ある	I	
のstrum 地形・地質解析と有限要素法の連携による危険度 ₁ (2011) 他地点における有効性の確認 -		力字的(物理)モナル(数値標高モナ ル/空間分布型モデル/ブロック集合モ デル)	数値解析による危険箇所および規模 ・ ****	円弧すべりを用いた安定解析によって各地すべり 地形斜面の崩壊・非崩壊を一斉に評価	4(2011)	土質強度の決定方法、すべり面形状の決定方法、地震加速 度の距離減衰、鉛直方向の加速度、地震動の周波数特性に ついて検討する必要がある。	I	
			o a⊨lm	地形・地質解析と有限要素法の連携による危険度 評価	1(2011)	他地点における有効性の確認	I	

5) 自然災害学会

自然災害学会の文献は,主に「自然災害科学」が対象となり,収集文献のリストを表-3.4.19 に,整理表を表-3.4.20 に示す.

自然災害学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では,表-3.4.21 に示すような傾向がみられた.

項目 傾向 目的 危険場所の予測、危険度(時間)の予測が主体 対象の災害 崩壊(表層崩壊)が主体で次いで土石流が多い 評価・予測項目 「時間」、「場所」が主体 「広域」を対象 対象範囲 対象時間 「事前」が主体だが「直前(リアルタイム)」もある 対象斜面 自然斜面を対象 対象地質 土砂(風化岩を含む)が対象のものがほとんど 誘因 「降雨」が主体 統計モデル、力学的(物理)モデル、降雨指標を用いたものに分けら 評価予測手法 れる 地形データ DEM が多い 降雨 概ね観測雨量,解析雨量を活用 地形からの推定が多い 表土層厚 解析・評価データ 地下水位 集水モデルや他のモデルから算出 物性値 一般値の利用が多いが、試験値の採用も見られる ほとんどが考慮せず 植生 検証 「過去の災害」による検証が実施されている場合が多い 対応・対策 ほとんど記載されておらず、一部の論文で避難方法に言及

表-3.4.21 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(自然災害学会)

自然災害学会では、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)および土石流を対象とし、危険場所の予測や 危険度(時間)、崩壊規模(到達範囲)を評価・予測する手法が検討・研究される傾向がある.ただし、 崩壊(表層崩壊)を対象として崩壊規模(到達範囲)の評価を行っている研究はみられない. 以下では、降雨を誘因とした斜面災害の危険度評価(予測)手法の現状をまとめ、表-3.4.22 に整理 した.また、課題についても記載した.

これらの資料に基づき,自然災害学会における,斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題を まとめると以下のようになる.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計的モデルや力学的モデルならびに降雨指標 を用いて危険度を評価する研究が行われている.
- ② 力学モデルでは、広域を対象とした際の表土層厚などの入力物性値の設定方法が課題であるいと いえる.
- ③ 降雨指標を利用した手法では、崩壊発生時刻の予測はできるが特定の崩壊発生場所ができない.
- ④ 崩壊(表層崩壊)を対象として、被害範囲の評価の検討を行った事例はない.
- ⑤ 過去の災害についての検証が多く行われ,各評価手法の妥当性が証明されている.ただし,他の 災害への適用など,汎用性が課題となっている.
- ⑥ 近年,解像度の高い DEM を使用した研究例が行われてきている. 今後も詳細な DEM を活用した研究事例が増えると思われる.

	年	001 自然災害科学	001 自然災害科学	004 自然災害科学	008 自然災害科学	016 自然災害科学	016 自然災害科学	018 自然災害科学	018 自然災害科学
	卷•号	19•4 2	20 • 1 2	23•3 2	27 • 1 2	34 • 4 2	35•3 2	37•3 2	37•5 2
	ページ	477-491	78-87	415-432	69-83	285-294	65-77	295-311	107 117
表–3.4.19 収集文献リスト(自然災害学会)	タイトル	数値標高モデルに基づく豪雨による斜面崩壊危険度予測 -長崎市を事例対象として-	地盤情報データベースの作成と斜面崩壊予測への応用	分布型流出モデルを用いた表層崩壊危険域のリアルタイム予想	数値地理情報と降雨極地データを利用した土砂災害発生確率モデルの構築	伊豆大島および阿蘇地域における土砂災害発生に関する実効雨量式の係数特性	京都府亀岡市千歳町を対象とした土石流による影響範囲とソフト対策の検討	単一のXバンドMPレーダーとCバンドレーダーを活用した山地域における土砂災害危険度推定	異なる地形データを用いた土石流の到達範囲の検討-扇状地の土地 利用を考慮して-
	著者 (複数の場合は, 00ら)	メ田奥徳の	北園芳人	三隅良斗の	三越清樹の	林拙郎の	中谷加奈ら	渡邉彩花の	中谷加奈ら
	No.	-	2	ო	4	5	9	7	00

(自然災害学会)
К
収集文献リ
3.4.19

	卷	50m DEM	25mDEM. データベース	50m DEM. 分布流出型モデル	再現期間毎の降雨極値、多重ロジスティック回帰分析	実効雨量式	10mDEM. 土石流数値シミュフーション	X、ベンドMPレーダ ーとC、ベンドレーダ 一の併用	0.5mDEM, 土石流数値シミュレーション		
搬た	遊難(HMや通行規制)						0				
5	友紙日										
豕	也の平面手去モニタリング	_	_				_	0	_	_	_
極間	過去の災害性の言体言法	0	0	0	0	0	0	0	0	_	
	その他										
	生考慮せず	0	0	0	0	0	0		0		
	^理 考慮								_		
	ま 试 途 直 そ の 他	-		0		-	-		-		
	透逆算自己	-				\vdash			-		
	一般値(既往値)	0	L	L	L	F	F				Η
	数試験值		ſ	0			ſ				
	<u>秋</u> 水文観測結果								L		Ц
	その也	0	⊢		0		⊢	-	H		Н
	と計測(実倹) 位 きのれ	F	⊢	F	-		⊢		⊢		\vdash
Ŕ	「関数モデル」								-		
ド	ま水モデル	0		0							
酷き	厚地形・地質										
解料	理試験	_		0							
	えんしょう ション支 多進形	0	_	0					_	_	_
	濃雲度法	-	-			⊢	-		-	_	
	観測波形	-	-							-	
	その他	0						0			
	雨シミュレーション降雨						0		0		
	22. 解析雨量			0	~	_					
	<u>今也》到,置户享集</u> 额溃底量		-		0	0			_	_	_
	 本 冊 図 · 50 日 四 · 10 · 10 · 10 · 10 · 10 · 10 · 10 ·	-	-			\vdash			0	_	
	<u>掲</u> □ □ Σ	0	0	0			0		0		
	その他										
	評 回 モー トセンシング										
	新 <u>地表地質踏査</u>	_			0					_	
玉法	也乡り走 領地形・地質要医		0		0		-		_	_	
予測	その他	-		0	0	0					
庫	土砂移動						0		0		
品	解地形解析(地形量)	0	0								
	数地震応答解析	_		_							
	安定解析	0	_	0	0		_		_		
-	その也 うぷぷ香お		-		0	-	-		-	-	
В	隆雪								-		
影	地震										
L	丝雨	0	0	0	0	0	Ō		Ō		
相関	その他(不明含む)	F	-		C		-				Ц
数数	土砂(虱七台舎ンンギ剤	0	0	0	0	0	0		0		Η
Ê	その他	Ĕ	Ĕ			F	F		F		Η
御祭	自然斜面	0	0	0	0	0	0		0		
厳 友	り 面切土		Ĺ								
L	の盛土	L	L		_		L				Ц
記書	宣介(ノアレヌイ・1 /その性	-	⊢	0	-	0	-	0	-		\vdash
幡友	事前	0	0		0	0	0	0	0		Η
Ħ	その他	L									Π
象簡	局所 (地域)						0		0		
灰	広域	0	0	0	0	0	L	0			Ц
引通目	現奠その性	-	⊢		-	-	0	-	0	-	Η
14	場所	0	0	0	-	F	Ĕ		Ĕ		Η
世世	推開	Ė	Ĺ	0		0	t	0	F		Π
	土石流				0		0	0	0		
災場	大規模崩壊(深層崩壊)	L	Ĺ	Ĺ		Ĺ	Ĺ		Ĺ		Ц
後9	un un and un unix 地すべり	⊢	L		0		-		_		
灰	前表(表層前表)タモ・毛盤静場	0	0	0	C	0	⊢	0	\vdash		Н
⊢	その他	Ĕ	Ĕ			Ĕ	⊢		H		Η
	災害事例報告		Γ				Γ				
ЦШ.	被害範囲評価						0		0		
ш	怎会更、各月, 危険度(対象箇所)		L				0	_	0		Ц
	を食暑折の予測者防度(時間)			0	0	0	⊢	0	-		H
⊢	~ ほよ 言 の う 淡	F	Ē		2			-	-	-	_
L	77 南著長	[- 1	(°	4	ſ	ື	Ê	3	5	Ť

<u></u> Ακ
1N-
袖
*
慭
表
理
鍸
6
流
NO NO
to.
ĒЖ
닢
ガ
<u> </u>
燾
۳£
俥
骷
躞
72
Å.
-
**
層
椉
8
4.5
Ϋ́.
表

国内 (1) <th></th> <th>5手法など 備考</th> <th>数量化 II 類 25m DEMを使用</th> <th></th> <th>擊废評価 50m DEMを使用</th> <th>分布型流出<i>モデル</i> 50m DEMを使用</th> <th>実効雨量</th> <th>合成降雨(X.ミンドMPワーダーとC.ミンド ワーダー)</th> <th>到達範囲への構造物の有無の影響</th> <th>UAV による解像度0.5 mの地形データ</th>		5手法など 備考	数量化 II 類 25m DEMを使用		擊废評価 50m DEMを使用	分布型流出 <i>モデル</i> 50m DEMを使用	実効雨量	合成降雨(X.ミンドMPワーダーとC.ミンド ワーダー)	到達範囲への構造物の有無の影響	UAV による解像度0.5 mの地形データ
通貨 施設 あ-3.4.2 額面を取出する内面設定単の下の 第1.4.2 額面を取出する内面設定単の 20101 条件等と加速先生時形との 生産中を求める 生産中を求める 天小・手法 文献 力学的(物型) モデル・統 法法所有法定が 生産中を求める (2000) 第10日モデル キャー・拡 たきが助いたの (2000) 第10日モデル キャー・北市 (2000) (2000) 第10日モデル 市・北市 (2000) (2000) 第10日モデル 市小 市小市 (2000) 第10日モデル 市小 (2000) (2000) 第 カードの (2000) (2000) 第 カード (2000) (2000) 第 (2000) (2000) (2000) 第 (2000) (2000) (2000) 第 (2000) (2000) (2000) (2000) (2000) (2000)	5.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1	課題および検討内容 他・	地形や地質などの素因に基づく評価であり、誘因の評価が なされていない	日本列島全域(解像度1km)に対する土砂災害の発生確率 モデルを評価 災害実績との検証が必要	実降雨でなく,一様降雨を与えて過去の災害検証 広域を対象とした際の表土層厚などの入力物性値の設定方 要因の影 法が課題	不飽和浸透過程の導入ならびに入力物性値の設定方法が構 度向上への課題	土砂災害警戒情報と同様に、詳細な崩壊発生場所の特定に は至っていない	土砂災害警戒情報と同様に、特定の崩壊発生場所ができな い	土石流の発生タイミングを組み込むことが今後の課題	詳細なDEMを使用することで計算精度は向上するが、その 一方で計算コストも増大してしまうのが課題
通数 参・3-4.22 時間を販品とする約面で書 第 約3 ************************************	の危険度評値	文献	2(2001)	⊭ 4(2008)	1(2001)	3(2004)	5(2016)	7(2018)	f 6(2016)	8(2016)
 活 該囚 加市111 - 1 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2	表-3.4.22 降雨を誘因とする斜面災害	内容	地盤情報データベースによる危険度評価(発生境 所予測)	広域を対象とした再現期間毎の土砂災害発生確3 を評価	飽和側方流モデル(沖村1985) ¹² を用いた広域を 対象とした危険度評価(発生場所予測)	広域を対象としたリアルタイム型危険度評価(発 生時間・場所予測)	実効雨量式による土層崩壊の発生予測(時刻)	合成降雨	土石流の到達範囲予測とソフト対策(避難のタイ ミング)の検討	土石流の到達範囲予測
 「「「「「」」」」 「「」」」 「「」」」 「」」」 「」」」<th></th><td>モデル・手法</td><td>地形・地質特性などを用いて崩壊発 生条件を求める</td><td>浸透解析(二次元飽和不飽和浸透解析)+発生確率モデル(多重ロジスティック回帰分析)</td><td></td><td>雨水流出廃が(地下水位計算)+約面 安定解析により、危険場所および時間・規模を予測</td><td>実効雨量</td><td>「「ダー」を「「「」」を</td><td></td><td>土石派教価シニュアーション</td>		モデル・手法	地形・地質特性などを用いて崩壊発 生条件を求める	浸透解析(二次元飽和不飽和浸透解析)+発生確率モデル(多重ロジスティック回帰分析)		雨水流出廃が(地下水位計算)+約面 安定解析により、危険場所および時間・規模を予測	実効雨量	「「ダー」を「「「」」を		土石派教価シニュアーション
き、 消表 (た 育 消 表) し 」 (1 に 1 作 1 作 2 作 2 作 2 作 2 作 2 作 2 作 2 作 2 作		Ŧ	1011日1 / // / / (1411) - 12// 条件等と崩壊発生場所との 問係もい話は怒牛冬州をま	力学的(物理)モデル+統 計的モデル		力学的(物理)モデル	除品技種な利田			力学的(物理)モデル
		000000000								

6) 応用地質学会

応用地質学会の文献は,主に「応用地質学会誌」が対象となり,収集文献のリストを表-3.4.23 に, 整理表を表-3.4.24 に示す.

応用地質学会の斜面災害危険度評価手法に関する研究・検討では,表-3.4.25 に示すような傾向がみられた.

表-3.4.25 斜面災害危険度評価手法に関する文献の傾向(応用地質学会)

項目		傾向
目的	危険場所の予 出を行い,そ	測, 危険度(対象箇所)の予測主体:類似地形地質の抽の結果をもって, 今後のリスク低減に活用とする.
対象の災害	崩壊 (表層崩 が多い.また なお,最近は	壊)が圧倒的に多く、次いで地すべり、落石・岩盤崩壊 、土石流による事例も少ないが報告がある. 、地震災害があり大規模崩壊の報告が増えている
評価・予測項目	「場所」が主	体
対象範囲	局所(地域)z る文献が見ら	が主体であるが、その地域まで拡大して広域的に検討す れる.
対象時間	発生した事象	に対した検討が主体
対象斜面	自然斜面が圧	倒的に多く、のり面(盛土と切土)が僅かに報告
対象地質	主に「表層崩 質の岩盤も対	壊」では土砂 (風化岩を含む) が主体であるが, 基盤地 象とする.
誘因	「降雨」が主	体であるが,最近は「地震」が多い
評価予測手法	数値解析は全 最近は LP デ たリスク評価	体に少ないが,地形解析(地形量)が比較的多い. ータを活用した地形判読(微地形判読)や GIS を用い がみられる.
	地形データ	いずれの論文も地形図・空中写真の利用が多い,昨今 LP データを活用する場合が多い.
	降雨	概ね観測雨量を活用
解析・評価データ	表土層厚	一部現地試験を活用
	地下水位	災害発生報告が多いため、実測水位の計測は少ない
	物性恒	事例少なく一般値もしくは逆鼻の利用 一部に拡化評価を加快また時間軸の検討に拡化を利
	植生	用する場合がある.
検証	「過去の災害	」による検証が実施されている場合が多い
対応・対策	研究成果を同 る. 災害事例: る.	種条件の他地区,他地域への展開に活用する傾向があ を研究し,将来的にハザードマップへの利用が念頭にあ

応用地質学会では,降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)および落石を対象とし,危険度(対象箇所), 危険度(時間)をローカルな地形地質的条件を他地区,他地域への危険度(場所)を予測しようとする 傾向が認められる.

ここでは、降雨を誘因とした崩壊(表層崩壊)を対象に危険度評価(予測)手法の現状をまとめ、表 -3.4.26 に整理した.また、課題についても記載した(地震時の検討については、表-3.4.27 に簡単にま とめた).

これらの資料に基づき、応用地質学会における、斜面災害の危険度評価(予測)手法の特徴と課題を まとめると以下のようになる.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関する事例報告が非常に多い.災害箇所の地形地質的素因 を空中写真やDEMやLPデータ等を用い分析し,現地調査結果と合わせた地形地質解析により, 災害の原因を明らかにする.その結果を用い,他地区・地域において,類似する崩壊危険性が無いか,またその結果のハザードマップへの適用への将来性等を議論,検討課題とするものが多い.
- ② 最近は、地震災害の報告が多く認められるが、とりまとめ方針は、①で述べた降雨の場合と類似する.
- ③ 植生と絡めた論文が少ないが見られる.根系の防災効果や崩壊履歴(サイクル)の検討されている.
- ④ 全体に数値解析による危険度評価報告は少ないが、地形地地質的要因の統計的分析(データベース含)に基づき多変量解析(数量化解析第Ⅱ類)やフラクタル性の検討等が見られた.また、崩壊地形の解析結果から崩土到達範囲の確率予測を行うものが見られた.
- ⑤ 最近は,解析を行うにあたっては,精密なLPデータや数値地図を用いた地形解析をベースにGIS ツールを用いた論文が多い.また,その結果のハザードマップへの適用を睨んだ検討結果である.
- ⑥ 地形地質の見える化技術として 3D 化モデルも少ないが見られた.
- ⑦ 少ないが、斜面モニタリングや実験による再現性の検討(気液二層流解析)が見られた.
- ⑧ LP データの整備が国を中心に進められており、地形を三次元的に表現した赤色立体図や CS 立体図、傾斜区区分図を用いた地形解析技術の高度化も進められ、そこに衛星を活用した干渉 SAR による地盤変動を重ねた危険度評価予測なども報告が増えていくと考えられる.
- ⑨ 今後,ディープラーニングを活用した AI 技術によるさらなる高度化が進められていくと考えられる.

No *	著者 (複数の場合は、○○ら) ▼	タイトル	^~- ▼	巻•▼	
1		昭和45年7月1日の集中豪雨による王葉県南部の災害について	29-50	12.1	1971
2	中川正里ら	1011-0-17110-0-2010年10-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0	199-211	12•4	1971
3	<u>- 111111111111111111111111111111111111</u>		21-28	20.1	1979
4	<u> </u>		22-34	21.3	1980
5	河西香丰		207-215	21 • 4	1980
6	田山芸則		7-17	23.1	1082
7	佐々大藤人ら	新田式高の方でころ10万法について 注ビス(本重員杯の方1)1 図面高値の相増と発生物に関するフラクタル。	99-109	32.3	1001
8	能大洋大		188-105	32.4	1001
ä	(県小井)(本) 井 ト 大 巻 ら		123-132	33.3	1002
10	瀬戸阜政博ら	初後の重わらわけ手法と数量化理論を任用した名前境発生策所の分析	274-283	34 • 6	1994
11	佐口木蒔人ら	画像の主体1070年からである東京に生活をからした時間が成立上面がの方が	205-217	35.5	1004
12	直公语		57-63	37.1	1006
13		11111日本でで、「1111日の11日本では21日本では11日本で	374-383	37.5	1996
14	照信本編	大山江は後にのける時間的な子がの方にののの意見を図り計画	196-206	40.4	1000
16	短行禾螺	他主の違いによる混固力の方式で計固度な	206-215	40.4	1000
16	「相望乃降」	1990年日周45にある油園売日月20月での友信朋友の存成	316-321	40.5	1999
17	<u> 二</u> 市内り		102-112	40.0	2000
10	相坦乃降	広見示用10mにプロ9つ国に10円00次信用後の行気 20国は加生いたえ公式における土屋様とと実際設備	20-27	41.2	2000
10	ゆりま	39回約19日本再対場合における上部時度と次層時度 毎日食用水再対場合における上部特徴にか用	101 112	42 1	2001
19	近々不	鹿穴両宗礼田部地長にありる林林の崩壊防止対未	214 219	42.2	2001
20	相坦乃脾		314-310	42.5	2001
		周辺地層石な層の酸のと計画内部への時小の反応一切症状を全人間ナータを用いた検討一	270-203	45.0	2002
22	<u> </u>	同志電石器料面にのける加工型運転凹礁率で別の支料面への週刊 0004年第2月回転地帯にとたちる地球への、気能した、その影響と詳細料時度内	135-144	40.3	2004
23		2004年初海宗中暦地震にとてなり出りパリ・加速力11一ての加速と評細刊読手例一	140-102	40.5	2005
24	福田創也ら	衣眉朋様による別上110年戦団雄やア渕子段の開発 一般にしいたは、「ないないない」 、「ないないないないないないないないないないないないないないないないないないない	205-279	40.0	2005
25	尸選男人り 日本広田地所営会転泊県内林沖地亜田地理本国	2011年1月11日1月11日1日1日1日1日日日日日日日日日日日日日日日日日日日	100,000	48•2	2007
20	日本心用地頁字云和海県中越冲地震境地調賞団	2007年7月和海県中枢沖地震の交告系記詞算報告	192-202	48.4	2007
21	M 務 低 ち し 	3次元モデルを用いた心理監測算リスジ計画事例	299-303	48.0	2008
28	大島反紀ら	国連科国政者テーダベースを用いた政告特性力析	304-311	48.6	2008
29	同国広ち	GISを活用した数量化理論による科面崩壊パサートマック作成手法の開発と適用	2-12	49.1	2008
30	法井健一ち	事例 万 何により 明ら か に なう に 蔵 立 の 国 連 科	281-298	54.6	2014
31	松澤具ら	石石の風化程度および削剥削線に支配された表層崩壊発生場一和泉僧群の事例一	64-76	55 • 2	2014
32	相坦秀輝	激品化する気象現象に係わる火田頑琪での豪雨災害などの特徴と課題	279-289	55.6	2015
33		日本の山地斜面における豪雨に起因した斜面崩壊・土石流の発生頻度	325-333	55.6	2015
34	相坦秀輝	2016年熊本地震による斜面工砂災害の特徴および活動増どの関係とその後の豪雨災害	188-196	58.3	2017
35	Takeshi KUWANO5	Quantitative Hazard Evaluation of Slope Disaster Inspection on Roads in the Kingdom of	166-177	<u>58•3</u>	2017
36	相理秀輝ら	建報行集 境境問題への挑戦(6) 災害に起因する境境破壊の軽減	265-272	48.5	2007
37		深層崩壊の場所の予測と学後の研究展開について	200-209	56.5	2015
38	潮戸島政博ら	斜面災害発生地点における素因分析+	22-30	33 • 2	1992
39	石田純平ら	斜面安定解析への二相流解析適用に関する基礎的研究	263-272	59.5	2018
40	古村反明ら	断裂による分断に起因りる斜面崩壊発生機構 あるいいが出たしたとした。	485-494	59.6	2019
41	松澤良	ある火山岩地域で発生した崩壊の地質構造とタイミング一平成29年7月九州北部豪雨災害の事例―	466-471	59.6	2019
42	神原規也ら	深層崩壊の誘因による分類と地形的素因の特徴	56-68	60 • 2	2019
43	金秀俊	設立の北海道の豪雨や豪雪による土砂災害事例	128-131	60.3	2019
44		半成30年北海道胆振果が地震に伴う斜面崩壊	1/2-179	60.4	2019
45	木下博久ら	谷密度を指標とした流域スケールにおける斜面崩壊危険度評価手法の検討	472-484	59.6	2019
46		山梨県北部、風化花崗岩における初生地すべりの変位率と内部構造	2-11	53 • 1	2012
47	桑野 健ら	多変量解析 による岩盤崩壊物質の到達範囲の検討	31-41	45 · 1	2004
48	林信雄ら	宮崎県耳川流域塚原地点で発生した深層崩壊の内部構造に関する地質学的検討	290-306	55.6	2015
49	古閑美津久ら	2005年 台風14号 による宮崎県鰐塚 山北麓 および 北郷 町広渡川上流 の崩壊 ・土石流	232-241	47•4	2006
50	小侯新重郎	遷急線分布による岩盤斜面の初生地すべり発生場の推定と変動に先立つ現象	230-238	56.5	2015
51	局見智之	細密DEMを活用した地形解析に基づく重力変形斜面の類型化	210-218	56•5	2015
52	小坂英輝	バランス断面法による岩盤斜面の初生地すべり地形とその変位率	219-229	56•5	2015
53	加藤靖郎ら	岩盤重力変形の認定:フィールドおよびコア観察	157-164	56•4	2015
54	土井一生ら	重力変形斜面の地震時挙動の観測一新しい加速度センサー・傾斜センサーー体型プローブを用いて一	94-101	58・2	2017
55	菊地輝行ら	S-DEMデータを利用した地すべり地における変動ベクトル解析技術の開発	277-288	57.6	2017
56	石川昌幹ら	平成23年台風12号による三重県熊野酸性火成岩類における土砂災害の状況報告	317-324	55•6	2015
57	野崎 保	地すべり因子と地すべり発生ブロセス―地すべりの初生と評価に関する研究小委員会における議論か引	168-175	52 • 5	2011

表-3.4.23 収集文献リスト(応用地質学会)

			表-34.24 幹面以著の危険度評値(予選)+法(応用)	地間字角)
目的 文章の没書 計	▲·予測項目 対象範囲 	对象時間 对象斜面 对象地贯 勝因 群伍·予澍·		
11 1 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	「「「「「」」」である。	* 변 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	11 時代11 年 10111日 1月1日 1月1日 1月1日 1月1日 1月1日 1月1日 1月	1 2 2 2
本 構 度 高 市 市 ・ く 検 派 に ・ く 検 派 に ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ く 検 派 に ・ ・ ・ く 検 派 に ・ ・ ・ く 検 派 に ・ ・ ・ 、 ・ ・ く か 派 に ・ ・ く か 派 に ・ ・ く か 派 に ・ ・ く か 派 に ・ ・ ・ 、 ・ ・ ・ ・ 、 、 、 ・ ・ ・ ・ 、 、 、 ・ ・ 、 、 、 ・ ・ ・ 、 、 ・ ・ ・ ・ 、 、 ・ ・ ・ ・ 、 ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・	考 (1	(第十十葉書) 後、一般、「「「「「」」」を見ている。	2 形象市の「PR当た」の進度に形象市火数速の街文業後岸線の画像市の詳述、	
大(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(9 (誓)	II (2000) II (2000	2.2.2.12:11.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.	9// 28
勝慶祖 委 (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)		タイン (小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小小	(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	
(養)			(次) (次) (次) (次) (次) (次) (次) (次) (次) (次)	2 m ()
1				1. はため国家についたがある場合はおいたは、他はの国家のおおからいたいには、日本におけたに国际に満分的にのかった「加加に書かす」にいいついた。回には家ののなな建築についた構築、 市体の国家のについていたがあるが高いないのは、他はの国家のなどがないたいでした。当時におけていたので、 市体の日本ののないでいたが、たまたいからのあるがあり、日本のからのないたいであった。
				、 建酸酸盐 化合成酶 的人名英格兰 的复数化合成 化合成合成 化合成合成 化合成合成 化合成合成 化合成合成合成 化合成合成合成合合成合成合合成合成合成合成
				の実成的にいたがないないなどまた。Machard Machard Provinces かったいないないないないないないない。 多生変化しての含素、相互体がやいていてまたのかららい現在は変化したいないなどすのはないないないないないないないないないないない。 ので、こので、こので、こので、こので、こので、こので、こので、こので、こので、こ
0	0	0		唐朝家たとの分析前部は2012年間編まや地形は教室回じっいたデータの離社と統計的分析を行らっている。1961年第第第二連要編編 英国職の地国関係を作用した教師家になるエーブジート 自身を100階について特徴では
6 0 0 0	00			一部一部分,在这种面貌的有限表示就在我的资格下了272万以有关单人人。明治,也是一译的是单心地说的次要因之间说我说不会生意的资格在不是有的门袋说一个前面的灯口和目前才会上在我的 ————————————————————————————————————
0	0			開爆跳の分析を利止地営業時に主要をおいて全国レイルで成点。野火治地を加生た数するにとを目的なして高鉄的に次の内容を移討
0	0	0		- 19557月11月4日には全体化で変換するの重要領形体が発行に変換なの変化がタインログの商業常体体体体はたに行わた。れたにより基金酸化がタイン型に適体成体のでは、通知基金の第三による最後化がターンダ の酸白酸酸の酸化、
10 0	0	0 0		- 谷間時間における表面相違の予測に見するために地防地度調査,物間におする結果変動のモニタリング等を行いる領域に置のマスムーブメントの通程を検定
11 0	0			電気性によどれ酸化では、目的では、日本の、低気が低いたが、ためとは、こ本が用いたが、ためには、日本の、低気が、水気、いた、の、低気、(ロン・ビング)が、低気(国の、ロン・ビンボン)が、低いた、、 電気(低気)、「いた、1313 間時が高い、日本)からのないない、いた、いた、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、
12 0 0 0				の金属の「「「「「「」」」の「「」」」では、「」」の「「」」」では、「」」の「」」では、「」」の「」」では、「」」の「」」の「」」では、「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」
4 F	0 0			1980年月月間の中国の市政会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会会
				■ 2条項目的各方の目標をの職権関係のなり電気機構成を行動するためとないまでは、単価値によっても非常価値にはないたの構造のためと対応になったが、 2条額目的各方の目に広島県の広島市と約用において、長端目では参加いま業用によっても対応業が発生し、3の余名のためが出た。2年20年2月、2月、2月、2月、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、2日、
15 0	0	0	00	単総額の分析する時代で発出した。 自体はないないないには自体の目的にあったの様により活わらなどが用他を留いは検出が描出している体合が多い作用間にわたる先行時間に続いての集中表面は表現の高級大都を一気に能れたせて簡単に呈ったものと考えられるこ のたりのようなど言葉によりなどは他のの読んは美いな温祉が全意的に用用を意図した「発生したのや考えられる、
5 0 0	0			(第二日の)にたいますでは高速にはないたいまた。日本の目的であいたいないに見ていたいたいないたいたいないたいないたいないないないないないないないないないない
17 0 0 0 0	0	0		そうロニンロシュロス服装着電配器構工の液物能分の装置のられていたる支援体の低低者工の空船の停留性能に支援の低級干物組分すご用法構成点の理由なご実施のみま物能やすご用きの実施にした口容値値の研究物組の 400×19分離 のみま物組 コロは材料 ゴロス得自己子口分り指否含粒面の物組 シス4次 つロバラ倍きアメニモイドが発展工の生ますが最佳での生ます。 のみま物組 コロは材料 ゴロス得自己子口分り指否含粒面の物組 シス4次 つロバラ倍きアメニモイドが発展工の生ます。
18 0 0 0	0			1.1997年間以上時下至人口により日本的商品の開始。此後、東京大学会、日本市会社会社会、日本市会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社会社
0	0			1 1 1日の主人の主人の主人の主人の主人の主人の主体は東京の主体のの分別の以前を対象に非国の法語による他下入活動を可能ですることを目的に電気性変化によるモージングを行った。新た点原料ののその有体の変化が有差す 1855年に国本学校内に素明に成功的を代表した自然東京の正規がの分別の以直接を対象に非国の法語による他下入活動を可能ですることを目的に電気性変化によるモージングを行った。非た。原料ののその人間体の変化が有差す
0	0 0			のためには、「最終業品」としたに最新価格では、「などの設備機械」におり、特徴の特徴があり、10回転かの置かから第日した。5-54にしたのが各体験を使用するために「のためによる体験者が単加水」時景入10回時ははに などの時代のD22、構造機械を行った。 となどの時代のD22、構造機械を行った。 とないのは、ことのため、 のののので、 ののので、 のののので、 ののののので、 のののので、 ののので、 のののので、 ののので、 のののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 のののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののので、 ののののののので、 のののののののの
2	0			がたいます。 1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.
000000000000000000000000000000000000000	0	0		
				の調査者は現在ににはおすべいのやく業業はしたがあた的ないなん。たいには国家のの商業業務が有限でお津面の許な総理部に発出しに勝大くがである。 の 課題は実践にあいた。はは美の時代の素素を開まったインク協会のの計算数は、10人の素がする。 5. 文本組織の主要は素は、「「インジョウの語」が同志では、「スネインド語のの命』、「美国の語語のんだいた」、1-1、中心の認識が高の自主がで、「ス本語の副書音なに認った」+1-5
23 0 0 0 0	0 0	0 0 0 0 0 0		网络主动植物医植物 不利用于经
27 000000000000000000000000000000000000	0 0			1974年1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日
28	0			コンパンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コンド・コ
27 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0			振行型事業について調査では1985年1月1日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日
	0			1 近日の10月1日 1日 1
31 0 0	0			人山間地での赤原が黒などさんり物数
32 0 0 0 0 22 0	0			■ 目前指載 生活合衆生殖医 1 2016時指示と必要生気気を分散
35 0 0 0 0 0 0	0 0			7一ついなはのの機能構成に扱いていた。パークと1回における出産計画現在では「環境性変弱を持つ出計」「集土なび済石・転石の状況」「計画な配」が特に他意識変を大きぐする要認であい、土砂料画用県在では「政ト盤」」「料面な配」が、増すべい 「では「数すっい設計」が利用した整合えないた。
0 0 0	0	0		发前二起因好各语跳锦锦像的靴纸,不动魄的独在A.A.I.L.掉语宝安心肝得乎该不协会的他为合意就是他们听る上本动魄の奥特全我的二级之口上在通じ了手的医学の上当口实面の少位小镜全成魄材的"官飞。
37 0	0	00000		展開市場の実施に送んいた。奥生場所の地質・地形的特徴、応じの発生物数についてのとり手とめ
38 O O	0			有關災害務生地点(1517-8天服3549年
0	0	0 0 0 0 0 0 0	0	国政協会の保護者事業が必然に出版業者を発展した。営业税業業会の調整業者、の金融、調整成分の修繕を考慮した。当用総理者にたべ、共の活動に回避なの管護部業を作る。最高に度大力というに対応が無なの商産等 日本社業者であるのようには国政部体が優かの時度が批評用生用に、書作たらる国産者でした。許正、通過に直顧実験が全体した切場の同時がを発展し、自然の国境国所治安で国際大臣がよび開設良死日が生たする高級を行うたという とれて、これらが学校的な方を読みまたが最高のを留かだ計算用です。そのためにあるのは、一部に、通道に直顧実験が会社した切場の同時がを発展し、自然の国境国所治安で国際大臣がよび開設良死日が年大子の最終があったと
40 0	0			主部長・内部院長の修正地街・施設特性を開始合わせることには含またので、用格会生物能は手術がの予測が可能
41 0 0	0	0		平成25年7月の公式未営業務定により公式出営時間に発生した3箇所の原稿についた、原稿の発生メタイはソグ1階重・環境的100公式についた貸計 中成25年7月の公式未営業務定
42 0	0			1. 「「「「「」」」」」「「」」」」」」」」「「」」」」」」」」」」」」」」」
5 2 0 0				本語の10年10月1日までの1日までの1日までの1日までの1日までの1日までの1日までの1日までの
45 0	0			「「「「「「「」」」では「「」」」では、「」」では、「」」、「」」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、」、「」、
45 0 0 0	0			山麓県支持の風化で現俗を対象に、代表的な盛み地図の町内目の特徴を記憶し、盛み岩窟の切生地すべいに正る重力度内絶理をまたわた
47 0 0	0 0			総裁制体の回流装置出して 見通し内分 片飛校舎を知り上げる回達範囲にお罪するの子もよいじその等り度合いコンドで多変重体的の1コである政重を理論的後途範囲に使わらたりともに三段連邦の存準の予測の可能性にコンドで考察
	0			医医胆酸素白白素 医尿纤维子 4.00%二氟化合物 化合物 化合物 化合物 化合物 化合物 化合物 化合物 化合物 化合物
				的复数,这些人的人的人,这些人的人,也是不能是有什么,你是不过少这样?" 你是不过的意思?"唐武鹏来说到了 这些时候的话题,这些人们有些人的人,也是不过是这些人,你是不过少这样?" (1995年1),是这一个人们的意思?唐武鹏来说到了
				・航空レーナ学園から体験会社の各種店になる時間にや地帯加た物を特徴し、物物的の時料を13-2により、成業から店舗されて考生地特別特徴をおし体単純価値に配成 ・航空レーナ学園から体験会社の各種店になる時間にく地帯加た物を特徴し、物物的の時料を13-2により、成業から店舗会社で考生地防約物をおし体単純価値に配成
				「常成の時間が、日本の主要のの主要」である時間があった。そので、東京の主要のでは、日本の主要の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の 日本の主要では、日本の主要の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要では、日本の主要
54 O	0	00000	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	■力能が発展や治ナメリプロックの高級からがられたからたが、防衛政力ナーに発行力ナーを減少し、一体部プレーンが解決。1 - e x の高額部分、単分数が建築の水浴が加込品に入水く多キーまた、2000年の
0	0 0			りかったデーターの実施の部分に調査では、Partic Address Tarter Address Control Address Organic Environment Control Environment Address Addre
	0			
	-			

			1 07.F.C - XE	. 그 [이 62] 고, 6년화	4.2014日火日の1014人民計画(J.2017)ナルインないへにありました。 1.001年日火日			- E
災害	談囚	モアル・手法	となっていた。	文献	課題および検討内容	他の手法など	備考	- 1
		地形・地質特性などを用いて崩壊発 生条件を求める(地震も同様の手	 ・災害発生値所の地形・地境特性に関する希羅要因(和面石) ・酸素生物(中) ・酸酸(中) ・酸酸(中) ・酸酸(市) ・酸酸(市) ・酸酸(酸) ・酸酸(酸) ・酸酸(酸) ・酸(酸) ・酸(酸) ・酸(酸) ・酸(酸) ・ 	1) 1971 34) 2017等 多数	 ・災害現場を対象に出表面も質諧査を行い、地形地質的特徴をまとめ、過去の町見との原以性を比較する論 ・文が多い、許今は、詳細な地形デーダ(LPデータ)を活用した微地形解析やGISを用い、地形地質的要因を ビ評価する論文が多くなっている。 	現地地表地質踏査結果に数値解析やGIS.A1な を組み入れる手法 時間軸を組み入れた前境周期性からのアプロ -チあり。		1
		Ĥ	 災害事例分析(表層前境のみならず、各種災害のデータ ベースを用いた災害特性分析) 	30) 2014	・災害的に変状や災害の履歴があった箇所の崩壊、変状、強風化部や新しい時代の地質などの軟質な地山か うなる切上のり面の崩壊、変状、小規模な集水地形による崩壊、土砂流山、道路・水路等の集水による崩壊 などがあり、これらの事例が今後の防災上の留意点になると考えられる。	I	データの蓄積が重要	<u>, , , , , , , , , , , , , , , , , , , </u>
			・北形地質特性から軟量化理論()現(多変量解析)	6) 1982	 ・表層厚とその分布形能ならびに関連する地形地質要因についてデータの集計と検討的分析を行なっていもの。 も、さらに未属厚と主要関連要因間の相互関係を利用して、表層厚とマスムーブメント発生との関係について詳述素 	っとになるデータの信頼性や構度により、その ・とになるデータの信頼性がある。 手価が変化する可能性がある。	・岩盤崩壊合む	
崩 壊	統計的モデル(隆雨・地升 条件等と崩壊発生場所との 関係から崩壊発生条件を引 関係から崩壊発生条件を引 める手法)	※ 備合組織を用いた空間意識実績や の 既況が定しの整備状況や心影響以下 の 既況が定しの整備状況や心影響以下 を 相当し、 約款原評価に回訳	・豪雨による斜面前端の前線最大幅と前端数の関係にフラク タル任を導入し地的、地質・植生、降雨重等の地域的な要 因と前端現像や発生数の関係を定置的に表現して、斜面防災 に利用することを検討	7) 1991	島根県の三醇変成岩を主体とする調査地において、豪 雨による時間前線の価を値数の分布および地形・地質 ・植生・降雨量の顕系を検討した結果、アラウタル性があることが判明した。今後は、土砂谷動の多様性を 種生・降雨量の顕系を検討した結果、アラウタル性があることが判明した。 一般了し、なぜ、フラクタル住を有するか原因を考えていく必要がある。	I		
(表層崩	影響		・活機関係力産土型油品未進ポリたなよ見通し存在の公布痛 を兼領にも提供した数。からに、小の施果に基人が、レンダム ウェークにする進土型油素団の描述中語ンパリアーションに した。人が数計	24) 2005	・地震の場合は、地域はは認めなれなかったが、降雨の場合、地形状況により差か生じることが判明した、この結果に進るすが面前後による見通しに明めのお布護率を応用した結果、通去の事刻と整合的であった。今後、表麗部県のCゲードマップ作成の有効。	I		r
羲)		機械学習による狭域メッシュでの誘 限と素因を考慮した危険度評価	地形地質的要因に関する多変重解析を行い、その結果をもと に、危険度評価(前端的中半)のメッシュ解析。 GISを活用した数量化理論 GISを活用した数量化理論	13) 1996 29) 2008	(1)標高(2)展高・最低標点(3)積約角(4)領約方向(5)約面形状(6)地價(7)土地被覆状況(8)料種・林今(9)間 担 壊状況をテータベース化し数値化目鏡解析 ・崩壊素臼(地質)煮約角度,攝断形式,集水面積,土地利用等)の空間分布をGISを利用して数量化理論解析に必要 GI なアイン(1991実設)がの空間分布を作成。====================================	虚数を値指報データベースの充実と斜面崩壊 手測システムの実用性の向上 ISとの融合 LSとの融合 エーラルネットワークによる崩壊箇所予測の		(
		土壌雨量指数と実効雨量を用いた土 砂災害発生予測	土石流の危険度評価において、タンクモデルによる解析事例 あり。	5) 2018	■ XX車口を開催しまっを呼りていたの目的をそと使命アケアゴニンノファロシンプートイノアとFFX、 商子・学生の主要のないとしての気候、植生条件についてまとめ、おらに現在提案されている上方道発生の危険度の判定方法 いっといたもまとも必要	0,2,1,C	-	
	力学的(物理)モデル (数値標高モデル/空間分 布型モデル/ブロック集合 モデル)	雨水流出解析(地下水位計算)→斜面 東光解析などにより、危険場所およ び時間を予測	1 開設空気の影響を考慮する気液二相流解析手法を用いて、置 内模型実験の再現解析	39) 2018	過去に向回定害が発生した現場の再現終所を実施し、約面の崩壊前所近傍で開除水圧および開除空気圧が増 大する結果が得られたことから、これらが有効応力を減少させることが斜面の不安定化を引き起こす要因の 一つとなる	I		1
			谷原科園における表層前線の予測に資するために,地形地質 調査,陥帯に対する傾斜変動のモニタリング等を行い,谷頭斜 面のマスムーブメントの過程を推定	11) 1994	・表面クリーブの定量的評価を試みるために、陥雨変化に伴う表層のサクションと傾斜角度をモニタリング。	I		r
	モータリングによる危険ほ	度採曲	電気発展法。TDR法により擁得の透透増加につい て調査し,弾性波探査屈折法,簡易實入試験により風化による : 緩み境の調査	21) 2002	地下水泥動の可祝化と風化花南岩の二次的風化の実態とメカニズムに関する考察	I	1	
落 て	降雨 統計的モデル 地震 (降雨・地震・地形条件等 ・ Mi # & A + HEF ・ A + HEF ・ A + HEF A	地形・地質特性、地震動などを用い 等 て崩壊発生条件を求める	 ・災害発生個所の地形・地賃特性に関する各種要因(斜面の) 配・機断形・縦断形・遷急線の存在・植生など)から崩壊の 発生条件を評価 	23) 2005 34) 2017等	・確而と同様に営者現場を対象に地表面地質調査を行い、地形地質的特徴をまとめ、過去の知見との類似性を比較する論文が多い。昨今は、詳細な地形データ(LPデータ)を活用した微地影解析やGISを用い、地形地質的要因を評価する。	T		1
白,地貫	 C 開後光士後70 C C 188 FW C 前線発生条件を求める引降雨 協調 	* 数量化理論を用いて斜面崩壊実績や 再設対策工の整備状況から影響因子 を抽出し、危険度評価に反映	崩土到達範囲の確率予測手法を実際の道路斜面で使用する場合の有効性を検証すため、 合の有効性を検証するため、本予測手法により予測した到達 範囲と、実際の崩壊の崩土到達範囲との比較を行った。	22) 2004	多変量統計解析による施士到達範囲確率予測手法を岩盤崩壊についても提案(表層崩壊は24)2005参照)。	岩盤崩壊のGISを利用したハザードマップシス テム		
二前 壊	降雨 地震 地震	岩盤斜面の不連続面を考慮した安定 解析により斜面の危険度を評価	総盤が確の到途範囲として、見通しの命と形教角を取り上げ、 到途範囲してきまする因子およりぞの時を得合いについて、多 変態解析のコンである数量は電線線を適用し続けを行った ともに、到途館目の確定的が出っいても常	47) 2004	・崩壊物質の到達範囲データに改置や開始現を適用、定置的な到達範囲予測は岩盤崩壊におけるOISハザー ドマップを作成する上で今後、極めで有効な資料となりうる。	個別要素法(DEM)d)や不連続変形法(DDA)d)		r
大規(深一	1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.	所 深語語識別主導の来れてして、地下 の 水の葉中を出出するための因子や特 でもでにある。	 ・深層崩壊の実績に基づいて、発生場所の地質・地形的持 説、および発生危険度についてとりまとめ 	37) 2015	確示:進力領面変形のタイプを分類し、これに料面上部の小能の有無、斜面下部の崩壊の有無などの地形的 特徴を加速して発生的数度を4.段階に区分、 地震:、発生前の斜面不安定化過程がいくつか認められる、1.0目は化学的風化、2.0目は難力約面変形、 3.0目は単前に地すンリが対岸に演算し、その後下部を優負などによって切断され、不変定化している場合、 4.0目は地震時にポイが地下から強出して発生する地すべりである	ı		
模崩壊置崩壊)	める手法)	く発生場の予測を提案	深層崩壊発生の素因を評価する際に重要な地質構造	48) 2015	顕現あよびボーリングコアを用いた絵曲構造の詳細観読品来を進に、角礫岩を角礫化の道庁の程度により5 しに区分、 粘土や明瞭な面構造は認められない角礫岩産処層は地下浅部で重力によるひずみの集中によって 形成された破壊構造	I	観察のポイント明示	r
	北震	リングによる危険度評価	重力変形斜面や地すイリブロックの地震時の準動を明らかに するため、加速度センサーと傾斜センサーを組み込んだ新し い一体型プローブを開発。	54) 2017	1-6 hzo 地震動力、重力変形約面の緩み境の不安定性促進に大きく寄与。斜面の安定性の評価や災害軽減に向けて重要な知見となる	I		, I

(3)まとめ

斜面災害の危険度評価(予測)手法について,文献に基づき,これまでの研究・検討内容をまとめる と以下のようになる.

斜面災害の危険度評価(予測)手法は、広域モデルから危険箇所を抽出し、絞り込み、という流れで 行われるのが理想的で、さらに、保全対象を含めたリスクの定量評価に基づき、ソフト対策のための最 適な危険度評価手法が選定されるべきと考える.

- 降雨を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計的モデルと力学的モデルを利用し、崩壊発生 条件を求める検討が盛んに行われている。検討結果に基づき、リアルタイム危険度評価システムや 危険箇所スクリーニング手法の構築、ハザードマップへの反映などの展開が見られる。
- ② 統計的モデルでは斜面崩壊実績などから抽出した影響因子に基づく危険度評価が行われている.地 質・土質区分や地形・雨量特性だけでなく、地質構造や水文特性を要因因子に反映させることが課 題である.
- ③ 力学的モデルでは、広域を対象とした際の表土層厚など、種々空間データ取得の困難さや複雑な水 文過程(基岩内地下水など)をどのように評価するかが課題となっている.
- ① 大規模崩壊(深層崩壊)は、誘因(降雨・地震)にかかわらず、主に地形情報を用いた危険箇所の 抽出が行われている.力学的(物理)モデル等を活用した危険度評価はあまり行われておらず、危 険箇所の危険度評価(優先順位の評価)が望まれる.
- ⑤ 降雨による地すべりの危険度評価は、モニタリングによる崩壊時間の評価が盛んに行われている. 計測を実施した限定した斜面での結果となるので、他地点で適用した場合の有効性が課題になる.
- ⑥ 地震による地すべりの危険度評価は、広域な地形データを統計的モデルによって処理して危険箇所を抽出した研究が行われている.なお、力学的モデルでは安定解析手法を広域に一斉に適用して評価する手法によって危険箇所や、崩壊の規模を検証した研究がある.
- ⑦ 地震を誘因とする崩壊(表層崩壊)に関しては、統計モデルと力学的(物理)モデルを用いた検討 が行われており、実用化に向けて、無被害事例を対象とした検証や他地域への適用性の検証を課題 に挙げている。
- ⑧ 降雨と地震の両方を対象とした地すべりの危険度評価は、広域の地形データを用いた統計的モデルの活用が行われている.これらの手法は測量データの精度に依存するため、技術の進歩とともに精度の向上が期待される.
- ⑨ 災害の種類にかかわらず、地質や地質構造を考慮した検討が少なく、また、危険度手法にこれらの 検討を含んだものが見られない。
- ⑩ 被害範囲評価に関する解析・検討は少ないが、崩壊地形の解析結果から崩土到達範囲の確率予測を 行うものが見られた。
- ① 降雨を指標とした危険度評価については、土壌雨量指数や実効雨量などを用いた定量的な危険度評価の検討が進められている。崩壊発生時刻の予測はできるが崩壊発生場所の特定ができない。
- 12 過去の災害についての検証が多く行われ、各評価手法の妥当性が証明されているが、全体的に汎用 性が課題となっている. 複合災害(降雨・地震が同時に誘因となる場合など)についての対応の必 要性も課題である.
- 13 地形・地質特性に基づいた危険度評価と災害履歴との関連性から危険地域を抽出するような検討が

見られる.

- ④ モニタリング(模型実験,現地計測)による評価手法の検討も行われており,異なる土質・地下水 条件下での適用性や手法の汎用性の検証が望まれる.また,計測機器の設置場所の選定が重要である.
- (5) 解像度の高い DEM を使用した研究例が行われてきている. LP データの整備が国を中心に進められている現状を踏まえると、地形を三次元的に表現した赤色立体図や CS 立体図、傾斜区分図を用いた地形解析技術の高度化も進められ、そこに衛星を活用した干渉 SAR による地盤変動を重ねた危険度評価予測などの報告も増えていくと考えられる.
- 16 全体に植生を絡めた論文が少ないが、根系の防災効果や崩壊履歴(サイクル)の検討がされている.
- ① 今後、ディープラーニングを活用した AI 技術により、さらなる高度化が進められていくと考えられるが、研究レベルを実務レベルに適用することが必要である。

3.4.3 土砂災害ハザードマップの現状と課題

(1) はじめに

毎年繰り返される土砂災害の減災,防災にむけて,各自治体により土砂災害警戒区域の設定やハザー ドマップが整備され,ある一定の効果を上げていると考えられる.その一方で,昨今の気象の激甚化に 伴い,あらたな課題が浮き彫りになってきた.

ここでは、最近の土砂災害発生事例と土砂災害警戒区域との関連性を中心に現状と課題を整理し、その改善策について考察する.

(2) 最近の土砂災害発生事例での土砂災害警戒区域の指定状況

1) 2017年の土砂災害発生箇所と土砂災害警戒区域の指定状況

国土交通省 いによると、2017年の土砂災害発生件数(1,514件)において土砂災害防止法の区域指定の対象とならない箇所を除く 1,272 件のうち、全体の 77%が警戒区域内で発生しており、土砂災害の被害の範囲がほぼ正確に想定されていることが報告されている(図-3.4.2参照).



図-3.4.2 土砂災害警戒区域の指定状況の割合¹⁾

2) 平成 30 年 7 月豪雨災害と土砂災害警戒区域の指定状況

平成 30 年 7 月豪雨により,西日本を中心に記録的な大雨が降り,これにより死者 223 名,行方不明 者 8 名,家屋の全半壊等 20663 棟,家屋浸水 29766 棟の極めて甚大な被害が広範囲で発生した.この うち,土砂災害による死者・行方不明者の被災位置が特定できたのは,2019 年 8 月 15 日 13:00 時点で 107 名であり,うち,約 9 割 (94 名)は土砂災害警戒区域内等で被災していたことが報告されている ²⁾.

西村ら³⁰は、岡山県内の斜面崩壊箇所7箇所で現地調査を行い、そのうち事前の防災情報が発信され たのは6箇所であり、提供されている事前の防災情報の精度は高く、命を守る行動をとる際に十分活用 できる情報であるとしている.

一方で、佐藤・海原4によると岡山県防災砂防課から提供されたデータから、被害の大きい場所を中

心に、人的被害、人家被害等の状況と被災箇所の位置を踏まえて選定した被災箇所計 52 箇所のうち、 30 箇所(58%)が土砂災害危険箇所の被災であった.そのうち 1 箇所を除いて家屋被害および土砂流 出はすべて警戒区域内であり、ほとんどの土砂災害警戒区域内で流出土砂が留まり、範囲外に被害が及 ばなかったことから、土砂災害警戒区域の信頼性が高いことを述べている.しかし、調査箇所の半数弱 にあたる 22 箇所(42%)が土砂災害危険箇所ではない箇所の災害であり、ハザードマップのあり方に ついては議論の余地は大いにあるとしている.

3) 平成 30 年 7 月豪雨による神戸市内の土砂災害発生場所における土砂災害警戒区域の指定状況

神戸市建設局から民有地の斜面で発生した土砂災害発生箇所一覧を入手し、土砂災害発生箇所(73箇 所)における土砂災害警戒区域の指定状況について、土砂災害発生箇所と土砂災害警戒区域を Google Earth上で重ね合わせることで整理した結果について報告する. なお、神戸市が把握している民有地で の土砂災害発生箇所には、住宅家屋などの保全対象がない場所での崩壊なども含まれていたので、これ らを除いた 47 箇所を調査対象とした.

神戸市内の土砂災害発生箇所における土砂災害警戒区域の指定状況をまとめた結果を図-3.4.3 に示 す. なお,図中には,土砂災害警戒区域(Y区域)ならびに土砂災害特別警戒区域(R区域)以外に砂 防三法(砂防法,地すべり等防止法,急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律)で指定されてい た区域も示している.

図-3.4.3より,平成30年7月豪雨により神戸市内の民有地で発生した土砂災害発生箇所は,土砂災 害警戒区域や砂防三法指定地といった土砂災害が起こる危険性が高いと想定されていた場所で約8割発 生していたといえる.このうち,土砂災害特別警戒区域に指定されていた4箇所では,住宅付近で斜面 崩壊が発生し,崩土が建物に到達するなどの被害が発生していたことから,神戸市内の土砂災害警戒区 域の指定は土砂災害のリスクを示す重要な情報として概ね的確であったといえる.



|図-3.4.3 神戸市内の土砂災害発生箇所における土砂災害警戒区域の指定状況

しかしながら、8箇所は土砂災害警戒区域外、つまり住民は事前に土砂災害発生の危険性を認識して いなかった場所で発生しており、このうち半数の4件(ただし、1件は既崩壊の崩土によるもの)にお いては建物まで崩土が到達するなどの被害(図-3.4.4 a)、b)参照)が発生していた.これらの地域の中 には、斜面傾斜30°未満や高さ5m未満といった現行の指定基準に満たない場所も含まれていた.この ような指定基準に満たない箇所については、指定基準を引き下げての指定は、土砂災害警戒区域をいた ずらに増やすことにつながるため、現状は難しいと思われる.したがって、「現在、土砂災害警戒区域に 指定されていないということが、直ちにその場所の土砂災害に対する安全性を保証するものではないと いうこと」も行政は住民に周知しておく必要性があるといえる.

一方、土砂災害警戒区域内で発生した事例において、課題がみられた事例について以下に示す.
 垂水区 S 地区の事例では、図-3.4.4 c)に示すように、崩壊の発生源は、警戒区域外に位置しているが、崩壊土砂が警戒区域内に流出したため、住宅が被災した.また、図-3.4.4 d)に示すように、兵庫区 T 地区では土石流の堆積域として想定されていた土砂災害警戒区域内で斜面崩壊が発生していた.つまり、土砂災害警戒区域内で発生した斜面崩壊であったが、当初の想定とは異なるメカニズムの崩壊であったといえる。同じような土石流の土砂災害警戒区域内で斜面崩壊が発生していた事例が2 件あった.



a) 土砂災害警戒区域外での発生事例 (垂水区 S 地区)



b) 災害直後の土砂流出状況(北区 T 地区)



図−3.4.4 土砂災害発生箇所の状況

以上の結果から,平成 30 年 7 月豪雨により神戸市内の民有地で発生した土砂災害発生箇所における 土砂災害警戒区域の指定状況は国土交通省の報告に近い割合を示し,土砂災害警戒区域の指定は概ね的 確であったといえる.一方で,土砂災害警戒区域の指定条件に当てはまらない箇所でも災害が発生して いた場合や土砂災害警戒区域内であっても,想定メカニズムとは異なる形態で土砂災害が発生していた 場合などもあった.近年の降雨形態の変化に伴い,これまで被災するリスクが低かった緩い傾斜でも土 砂災害が起こる可能性がある.したがって,斜面災害による被災を軽減させるためには,土砂災害警戒 区域に指定されていない箇所でも,降雨によっては土砂災害が発生する危険性を有していることを住民 に周知する必要がある.さらに,現行の全国一律の指定基準ではなく,地域の特性を考慮した指定基準 を導入(例えば,力学モデルに基づく基準)し,土砂災害警戒区域の指定を行っていく必要があると思 われる.

4) 令和元年東日本台風及び低気圧等に伴う大雨と土砂災害警戒区域の指定状況

当災害は、国土交通省 社会資本整備審議会の答申:近年の土砂災害における課題等を踏まえた土砂 災害対策のあり方について⁵⁾詳しくまとめられている.以下は、その答申から重要と考えられる知見を 抽出し、まとめる.

①土砂災害に関する集計を開始した昭和 57 年以降,台風に伴う土砂災害としては,過去最多の発生 件数を記録(図-3.4.5 a)参照).

②人的被害発生個所(死者・行方不明者)における土砂災害警戒区域の指定状況では,約半数は土砂災害警戒区域に指定される等事前に土砂災害の危険が公表済(図-3.4.5 b)参照) .





また,人的被害と人家被害発生箇所について,同様の分析を行った結果,人的被害(死者・行方不明者・負傷者)および 人家災害(一部破損以上)が生じた 259 箇所のうち112箇所の約4割で土砂災害 警戒区域に指定されていない状況が明ら かになった(図-3.4.6 参照).

さらに,土砂災害警戒区域の指定がされ なかったことを分析すると,以下の点が 明らかになったと記述されている.



図-3.4.6 令和元年東日本台風及び低気圧等に伴う被害発生状況(2)⁵⁾

- パターン①:現地調査を含む基礎調査中であり、土砂災害警戒区域の指定に至っていなかったもの(37 箇所、全体の約 1 割)
- パターン②:基礎調査の地形図判読では、箇所を把握することは困難であったが、より詳細な地形データの活用により抽出できる可能性があるもの(51 箇所、全体の約 2 割)
- パターン③:現在の土砂災害警戒区域の指定基準(急斜面かつ明瞭な地すべり地形が認められる箇所や、明瞭な谷地形がある箇所)に該当しないもの(24 箇所、全体の約 1 割)

(3) 最近の災害で明らかになった課題

前述した結果から,昨今の災害と土砂災害警戒区域との関係について,繰り返しになるが国土交通省 社会資本整備審議会の答申⁶⁾を参考に具体例を示しながら課題をまとめる.この答申では,土砂災害警 戒区域設定に関するもの,ハザードマップに関するもの,土砂災害警戒情報等に関するもの,警戒避難 体制等に関するものと多角的に分析されている.

1) 土砂災害警戒区域設定に関する課題

1. 指定手続中箇所での災害(図-3.4.7参照)

平成 31 年 3 月末時点において,基礎調査は約 94%完了しているが,その指定は約 86%で あり,指定の手続に時間を要している都道府県がある.土砂災害警戒区域指定状況の地域差が浮 き彫りになったと考える.

2. 指定当時に使用した地形図判読では困難(図-3.4.8参照)

調査に用いる地形図のデータを高度化することで、土砂災害警戒区域の抽出精度を向上させる ことが可能な場合がある.使用する地形図の高度化が課題である.

3. 指定基準に満たない箇所での災害(図-3.4.9,図-3.4.10参照)

一定数は土砂災害警戒区域の指定基準に満たない条件で土砂災害が発生しており、これらのほ ぼ全て(24 箇所のうち、23 箇所)は大雨特別警報が発表された市町村で発生している. 被災箇 所の科学的知見の蓄積と指定基準の技術改良を考えていく必要がある.


図-3.4.7 指定手続き中箇所の災害事例 5)



図-3.4.8 指定当時に使用した地形図判読では困難な災害事例 5)



図-3.4.9 指定基準に満たない箇所での災害事例(1)5)



図-3.4.10 指定基準に満たない箇所での災害事例(2)⁵⁾

2) ハザードマップに関するもの

土砂災害警戒区域などが指定された後,ハザードマップの作成が完了していない市町村があり,住民 等が土砂災害の危険を認知できない環境があった可能性がある.図-3.4.11,12 は平成 30 年 7 月豪雨に よる被災でのアンケートの結果であるが,正しく認識されたのは約 2 割という報告である.







図-3.4.12 土砂災害警戒区域の認知状況⁵⁾

3) 土砂災害警戒情報等に関するもの

平成 30 年 7 月豪雨や令和元年東日本台風などに伴い発生した土砂災害において,各々約 7 割,8 割の土砂災害警戒情報が発表されていた.そのうち,土砂災害が発生しなかった市町村は,各々6 割,7 割であり,空振率は決して低いとは言えず,今後改善の余地があると考えられる(図-3.4.13 参照).



a) 平成 30 年 7 月豪雨時の土砂災害警戒発表情報と災害発生箇所の割合



b) 令和元年東日本台風などに伴い発生した土砂災害警戒発表情報と災害発生箇所の割合 図-3.4.13 土砂災害警戒情報発表と災害発生の関係⁵⁾

4) 警戒避難体制等に関するもの

前述した情報が整備されたとしても、正しく行動しないと避難時に被災することが十分考えられる. 避難する時期、手法など地域ぐるみで日ごろからの防災活動が重要と考える.

(4)課題に対する対応方針

前述の(3)で明らかになった点を踏まえ,さらなる防災,減災の高度化に向けて以下に示す方針で 引きつづき取り組んでいく必要があると考える.抽出された上記3点の課題に関しては,以下の対応方 針で進めることが答申で示されている.

【土砂災害警戒区域等に関するもの】

- ① 土砂災害警戒区域等の早期指定が必要.
- ② 今後の基礎調査においては、より詳細な地形図データの活用が必要.

③ 土砂災害等の現状把握および分析を行い、継続的な技術的検討に努める.

特に,③に関しては,現地のローカルな地形地質素因,そして避難体制などが起因していると考えられ,引き続きデータの蓄積を行い今後の防災事業への知見を高めていく必要があると考える.

また,このように行政は土砂災害警戒区域の指定やハザードマップの整備等を行っているが(知らせ る取り組み),同時に我々市民としても積極的に自分の住居などの地形地質を知ろうとすることも重要 であり,我々専門技術者は,一般市民へ働きかける取り組みが重要と考える(参考:地形地質リスクの 見える化⁷⁾).その際,地形地質の「見える化」とともに各種センサーを利用した危険を感知できるセン サーの開発などDX(デジタルトランスフォーメーション)を活用した技術の利用や活用も望まれる.

さらに,昨今の測量技術の進歩により②に示すより詳細な地形図データが入手可能となっている.基礎調査が完了した後においても,二巡目以降としてさらに指定精度を上げていく取り組みも重要であると考える.

【土砂災害警戒情報等に関するもの】

・ 関係機関と気象庁が連携した危険降雨量等の定期的な見直し

【避難行動】





地すべり地形、深層崩壊跡地形などの判読が容易

参考図:地形地質の見える化 上段:地形地質リスクの代表例: 下段:CS立体図(LPデータ処理):CS立体図を用いた地形判読 https://www.slideshare.net/osgeojapan/csfoss4g-2017-tokyo 図-3.4.14 CS立体図を用いた地形判読⁷⁾ (5) まとめ

近年の気象の激甚化に伴い,災害発生頻度が高まることが予想される.また,地震との複合災害を想 定した土砂災害警戒情報やハザードマップの適正な運用も考えておく必要がある.

少子高齢化に伴う厳しい財政事情の下でのハード対策の整備は費用的,時間的に困難な状況であり, 危険度や社会的重要性が高い箇所箇所からの優先度をつけた対応が望まれる.

また,ハザードマップの整備や土砂災害警戒区域の指定,高齢者などの災害弱者など防災・減災といった観点からのソフト対策が重要な役割を担うと考えられる.

現在,新型コロナウィルス感染症リスクが高まる中,ハード・ソフトへの新しい対応(new normal) も考えておく必要がある(図-3.4.15 参照)⁸⁾.

これらの取り組みを持続的に発展させていくためには、環境整備(たとえば生態系を活用した防災・ 減災⁹⁾ や地域循環共生圏¹⁰⁾の整備など)を含めた自然との共生、住民参加型のアドプト制度等の活用 等、多種多様な観点から整備を行い、防災・減災のさらなる高度化と持続可能な取り組みが重要と考え られる.





図-3.4.15 新型コロナ感染症に配慮した土砂災害への取り組み⁸⁾

3.4.3 参考文献

- 国土交通省:平成 29 年の土砂災害発生箇所における土砂災害防止法の区域指定状況, http://www.mlit.go.jp/river/sabo/sinpoupdf/shiteijoukyou(saigai)_2017.pdf, (2019年12月27日閲覧).
- 2) 国土交通省:平成 30 年 7 月豪雨災害の概要と被害の特徴, https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/hazard_risk/dai01kai/dai01kai_siryou2-1.pdf, (2019 年 12 月 27 日 閲覧).
- 3) 西村伸一,竹下裕二,柴田俊文,小松満,珠玖隆行,金秉洙:平成30年7月豪雨における岡山の土構造物及び斜面の災害,地盤工学会誌, Vol.67, No.7, pp.18-21, 2019.
- 4) 佐藤丈晴,海原荘一:平成 30 年 7 月豪雨による岡山県における土砂災害,砂防学会誌, Vol.71, No.4, pp.30-37, 2018.
- 5) 国土交通省:近年の土砂災害における課題等を踏まえた土砂災害対策のあり方について 答申 検証結果等 令和
 2年3月 社会資本整備審議会

https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/mizukokudo03_sg_000159.html_ (2021年2月23日閲覧)

6) 国土交通省:近年の土砂災害における課題等を踏まえた土砂災害対策のあり方について 答申 令和 2年3月 社 会資本整備審議会

https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/mizukokudo03_sg_000159.html (2021年2月23日閲覧)

- 7) 国土交通省:総力戦で挑む防災・減災プロジェクト~いのちとくらしを守る防災減災~
 https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/img/browse_relation.pdf (2021年2月23日閲覧)
- 8) CS 立体図を用いた地形判読 https://www.slideshare.net/osgeojapan/csfoss4g-2017-tokyo (2021年2月23日閲覧)
- 9) 国土交通省:新型コロナ観点からの土砂災害に備えた取り組み https://www.mlit.go.jp/river/sabo/torikumijisshi.pdf (2021年2月23日閲覧)
- 10) 環境省:生態系を活用した防災・減災に関する考え方

https://www.env.go.jp/nature/biodic/eco-drr.html (2021年2月23日閲覧)

11) 環境省:地域循環共生圏の概要

https://www.env.go.jp/seisaku/list/kyoseiken/index.html (2021年2月23日閲覧)

3. 4. 4 土砂災害警戒区域指定への危険度評価手法の活用

(1) はじめに

前述したように、土砂災害警戒区域に指定されていない地域でも土砂災害が発生している.このよう な問題が起こる原因の一つとして、現行の土砂災害警戒区域の指定方法が斜面崩壊発生の素因である地 形情報のみで、土質パラメータや誘因が十分に考慮されていないことが挙げられる.そこで、本項では 土質パラメータや誘因である降雨による地下水位の変化を考慮に入れることのできる危険度評価手法 を活用した土砂災害警戒区域指定の方法について検討する.

(2) 危険度評価手法の概要

危険度評価手法として,兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システム ¹⁾に採用されている沖村・市川²⁾の手法を用いることとする.以下にその概要を示す.

表層崩壊発生危険度評価手法の1つである沖村・市川²⁰モデルは,表層崩壊の発生に影響を及ぼ すと考えられている傾斜・集水性・表土層深分布の3要因を同時に考慮し,広域を対象とした表層 崩壊の発生危険度を定量的に評価することができる手法である.この手法では,数値標高モデル

(DEM)上の単位格子(図-3.4.15(a)参照)ごとに地形(傾斜),土質物性値,降雨(地下水位) 等のデータを入力することにより,経時的に変化する降雨量を外力として各単位格子の危険度を浸 透流解析(集水モデル)に基づいて求められた地下水位と有効応力法による無限長斜面安定解析を 実施することで,降雨に伴って刻々と変化する斜面崩壊の危険度(安全率)を定量的に評価してい る.集水モデルは,連続の式(1)及びダルシーの法則の式(2),(3)により構成されている.

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r \tag{1}$$

$$q_x = hkI_x \tag{2}$$

$$q_{\nu} = hkI_{\nu} \tag{3}$$

ここで、h:見かけの地下水位(m)、q:単位時間あたりの単位幅流量(m²/h)、I:動水勾配、r: 有効降雨(地下水位上昇に直接寄与する降雨)強度(m/h)、k:透水係数(m²/h)、 λ :有効間隙率

式(1), (2), (3)より hを求めるべく,本研究では一辺が 10m の正方形に分割されたセルを使用する(図-3.4.15 (b)参照).時刻 tにおけるセルの中心の地下水位をh⁽⁰⁾,時刻 t+Δt におけるセルの中心の地下水位をh⁽¹⁾と表すと,図-3.4.15 (b)のような地下水の流れがある場合は,式(1)より式(4)が得られる.さらにΔtを単位時間とすると,式(5),(6)が得られる.

$$h^{(1)} = h^{(0)} + \frac{(q_1 + q_2 - q_3 - q_4) \Delta t}{a \cdot \lambda} + \frac{r \cdot \Delta t}{\lambda}$$
(4)

$$h^{(1)} = h^{(0)} + \frac{(q_1 + q_2 - q_3 - q_4)}{a \cdot \lambda} + \frac{r}{\lambda}$$
(5)

$$q_i = h^{(0)} k I_i \tag{6}$$

ここで, q_i(i = 1~4):各断面の単位時間当たりの単位幅流量(m²/h), I_i(i = 1~4):各方向の動 水勾配, a:メッシュ間隔(m)



図-3.4.15 集水モデルの概念図

無限長斜面安定解析では、地下水位の上昇に伴う単位体積重量の増加、間隙水圧の上昇、すなわち有 効応力の低下を求め、単位格子ごとの安全率の変化を式(3)、(4)、(5)を用いて算定する(図-3.4.16 参 照).

$$Fs(t) = \frac{C_s + C_r + A(t) \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi}{B(t)\sin\beta \cdot \cos\beta}$$
(7)

$$A(t) = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h(t) + \gamma_t \cdot (H - h(t))$$
(8)

$$B(t) = \gamma_{sat} \cdot h(t) + \gamma_t \cdot (H - h(t)) \tag{9}$$

ここで、Fs(t):t時間における安全率、H:基岩面からの表土層深(m)、h(t):t時間における 基岩面からの地下水位(m)、 C_s :土の粘着力(kN/m²)、 C_r :根系による粘着力(kN/m²)、 φ : 土の内部摩擦角 (度)、 γ_{sat} :土の飽和単位体積重量(kN/m³)、 γ_t :土の湿潤単位体積重量(kN/m³)、 γ_w :水の単位体積重量(kN/m³)、 β :斜面勾配(度)



図-3.4.16 無限長斜面安定解析モデルの概念図

(3) 土砂災害ハザードマップの作成

平成 30 年 7 月豪雨により神戸市内の土砂災害警戒区域外で土砂災害が発生した斜面を対象に前述した危険度評価手法を適用し,事前に該当箇所の抽出(土砂災害ハザードマップの作成)を行えるかを検証する.対象とした斜面は,図-3.4.17 に示す平成 30 年 7 月豪雨により土砂災害警戒区域外で土砂災害が発生した A 地区, B 地区, C 地区を検証対象地とした.



図-3.4.17 対象地域 (Google map より)

検証対象地の概要

以下に地区ごとの崩壊地の位置と被災状況や現在の状況を示す.

<A 地区>

A 地区では, 擁壁上の法面が崩壊し, 道路へ流れ込む被害が発生した(図−3.4.18 参照). 崩土により, 宅地3件において, 人や車の出入りが困難になるなどの被害が見受けられた. 砂防学会関西支部災害調 査団報告書³⁾によると,本来は源流部付近の土砂生産元と隣接する土地であるが,人工改変によりもと の地形や土砂移動の特徴が見えにくくなっていたこと,開発による切土や擁壁などの影響で地下水の流 動が変化したことが推測されている. A 地区の地質は花崗岩である.

<B地区>

B地区では,全体延長 33mの崩壊が起き,被害家屋は半壊1件,一部被災2件が発生した.崩壊斜面上部の市道から越流水が斜面に流入し,崩壊が発生したと考えらる(図−3.4.19参照). B地区の地質は段丘層である.

<C 地区>

C 地区では, 駐車場裏の斜面が幅 10m, 高さ 10m 崩壊し, 駐車場に土砂が流出した (図−3.4.20 参照). C 地区の地質は大阪層群である.



(a) 崩壊位置 (Google map より)



(b) 災害直後の土砂流出状況①³
 (c) 災害直後の土砂流出状況②³
 図−3. 4. 17 A 地区の被災状況



(a)崩壊位置 図-3.4.18 B地区の被災状況





(b) 災害直後の土砂流出状況⁴⁾
 (c) 崩壊地の現在の様子
 図−3.4.18 B 地区の被災状況(つづき)



(a) 崩壊位置



(b) 2019 年 8 月の崩壊地の様子 ⁴⁾ 図-3 4 19

(c) 現在の崩壊地の様子

・危険度評価

前述した手法を用いて,平成 30 年 7 月豪雨の再現計算を行った. なお,崩壊地を含む自然斜面を抽 出し,解析範囲とした. 図-3.4.20 にそれぞれの地区ごとの解析範囲を示す. DEM の基本格子のサイ ズは,対象地域における表層崩壊の一般的な大きさである 100m²を考慮して 10m とした. なお, DEM は,兵庫県が公開している「全県土分の高精度 3 次元データ」 5 を利用することとした.



(a) A 地区



(b) B 地区 図-3.4.20 対象地域の解析範囲



(c) C 地区 図-3.4.20 対象地域の解析範囲(つづき)

土の単位体積重量,土の飽和単位体積重量,土の有効粘着力(樹木根系による効果も含むもの),土の 有効内部摩擦角,有効間隙率,透水係数などといった地盤の物性値について,対象地域内の地質区分毎 に既往の研究成果⁶⁾や兵庫県で作成している土砂災害防止法基礎調査マニュアル等⁷⁾を参考に設定した.

表−3.4.26 に解析に用いた地盤物性値を示す.

地盤物性値データと同様に,対象区域内の地質区分毎に沖村ら⁶⁰が提案した傾斜と表土層深の関係式 である層厚式(図-3.4.21 参照)を参考に表土層深を設定した.なお,解析に用いる表土層深のデータ は DEM の格子点上のデータである必要があるが(図-3.4.22 参照),表土層深を求めるための傾斜は DEM の中心で算定される.そのため,表土層深算定に用いる傾斜角として,5m ずらした DEM データ から傾斜角を算出し表土層深を求めることとした.

入力降雨データとしては、対象地区のレーダアメダス「1時間降水量解析値」(解析雨量)⁸を使用し、 解析ステップが 10 分ごとであるため、時間雨量を 6 分割し、10 分間降水量として用いることとした. 入力降雨データを図-3.4.23 に示す.

	A地区	B地区	C地区		
土の単位体積重量 y _w (kN/m ³)	17	16	16		
土の飽和単位体積重量 $y_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	19	19	19		
土の有効粘着力 $c_{\rm s}({ m kN/m^2})$	L.	5	5		
(樹木根系による効果も含む)	Ð				
土の有効内部摩擦角 $arphi(ar{ m g})$	31	31	30		
有効間隙率	0.35	0.35	0.35		
透水係数 $k(\text{cm/s})$	0.056	0.056	0.056		

表-3.4.26 地盤物性值 7)











(a) A 地区 図-3. 4. 23 平成 30 年 7 月豪雨の降雨データ(解析雨量⁸⁾)



(b) B 地区



(c) C 地区 図-3.4.23 平成 30 年 7 月豪雨の降雨データ (解析雨量[®])(つづき)

図-3.4.24 に、A 地区における危険度評価結果として、崩壊地で初めて安全率が1を下回った降雨開始から21時間後の安全率と地下水位の分布を示す.図より、A 地区では安全率が1を下回る基本格子と崩壊地が一致しており、危険度評価が正しく行われていることが確認できた.

図-3.4.25 に、B 地区における危険度評価結果として、崩壊地での安全率が最小値となった降雨開始 から 34 時間後の安全率と地下水位の分布を示す.図より B 地区での崩壊地での斜面崩壊発生を評価す ることはできず、「見逃し」となる結果となった.この原因として、前述したように当該地区では、崩壊 地上部の道路面を流下する雨水が斜面内に流出していた可能性が現地調査から考えられる.つまり、実 際は解析結果よりも地下水位が高かったことが想定され、その結果、崩壊発生につながったのではない かと考えられる.

3-267

図-3.4.26 に、C 地区における危険度評価結果として、崩壊地での安全率が最小値となった降雨開始 から 57 時間後の安全率と地下水位の分布を示した.図より、C 地区でも B 地区と同様に、崩壊地での 斜面崩壊発生を評価することはできず、「見逃し」となる結果となった.この原因としては、発生した崩 壊規模に対して計算格子サイズが大きすぎるため、傾斜を実際より小さく算定したと考えられる.



(b)地下水位分布 図-3.4.24 A地区の危険度評価結果

100

200 m

10

1.4 - 1.5

1.2 - 1.3

1.3 - 1.4



(b) 地下水位分布 図-3.4.25 B地域の危険度評価結果



(b) 地下水位分布 図-3.4.26 C地域の危険度評価結果

そこで、図-3.4.27 に示すように、10mDEM と 5mDEM の傾斜分布図を求めた.図より、 5mDEM では 10mDEM に比べ斜面傾斜を詳細に表すことができており.崩壊地付近では 5mDEM では 45°以上 だが、10mDEM では 35-40°であったことが確認できる.



(a) 10mDEM

(b) 5mDEM

図-3.4.27 傾斜分布図

(4) ハザードマップの作成

ここでは、実被害を再現できた A 地区を対象に災害発生前に事前に斜面崩壊地を抽出する(ハザード マップの作成)ことができるかを検証する.

斜面崩壊地の抽出に用いる降雨は、対象地域の降雨特性を考慮に入れたシミュレーション降雨波形を 用いる必要がある.シミュレーション降雨波形の作成のため、まず対象地域の過去の降雨データを用い て気象庁の連続雨量の定義 9を参考に、図-3.4.28 に示すような 0mm 以下が 24 時間以上継続すると累 積雨量が終了し、0 にリセットすることを条件として、「一連の降雨」を抽出することとした.具体的に は図-3.4.29 ならびに表-3.4.27 に定義される降雨指標 ¹⁰⁾を求めて「一連の降雨」の降雨特性を行うこ ととした.具体的には、自己組織化マップ(以下 SOM とする)¹¹⁾を用いて、対象地域の過去の降雨デ ータから複数の「一連の降雨」を抽出し、これらの降雨指標を用いてパターン分類をすることで対象地 域の降雨特性を分析し、シミュレーション降雨波形の作成を行った.SOM は高次元のデータの中に存 在する傾向や相関関係の発見などが可能であり、SOM の一つであるトーラス型 SOM¹²⁾を用いることと した.各降雨指標の物理的意味を以下に示す.

Tc/T_A:降雨集中位置は「一連の降雨」に対して,降雨のピーク時刻がどの位置に存在するかを示した 指標である.*Tc/T_A*の値が大きくなるほどピークが後方に位置する事を示し,0から1/3を前方集中位置, 1/3から2/3を中央集中位置,2/3から1を後方集中位置とした.

R_B/R_A:先行降雨率は「一連の降雨」の中で *R_A*(一連の降雨の降水量)に対して *R_B*(ピーク時刻 1 時間 前までの降水量)が占める割合を示した指標である.

 $R_D/R_A:$ 降雨集中度は「一連の降雨」の中で, R_A (一連の降雨の降水量)に対して R_D (ピーク時刻±1時間雨量)が占める割合を示したものになり,降雨形態が集中豪雨に近くなることを意味している.

(*R_B/R_A*)*(*R_D/R_A*):強雨率は *R_B/R_A*(先行降雨率)と *R_D/R_A*(降雨集中度)を乗じたものであり,強雨率の値 が大きくなるほど,ピーク時刻までに多い降雨が降り尚且つピーク時刻にも強い降雨が発生し,危険性 が高い降雨であることを示している.



図-3.4.28 連続雨量の条件の例



A: 一連の降雨, B: ピーク時刻 1 時間前までの降雨, C: ピーク時刻までの降雨, D: ピーク時刻±1 時間の降雨

図-3.4.29 降雨指標定義¹⁰⁾

Τ _Α	ー連の降雨の継続時間(hr)
Tc	ピーク時刻までの降雨の継続時間(hr)
R _A	ー連の降雨の降水量(mm)
R _{MAX}	ー連の降雨の最大時間雨量(mm)
R _B	ー連の降雨のピーク時刻までの降水量(mm)
R_D	ー連の降雨のピーク時刻±1時間の降水量(mm)
T_{C}/T_{A}	降雨集中位置
R_B/R_A	先行降雨率
R_D/R_A	降雨集中度
$(R_B/R_A) * (R_D/R_A)$	

表-3.4.27 降雨指標定義 10)

シミュレーション降雨波形の作成方法の手順を以下に示す(図-3.4.30参照).

①SOM で分類されたグループ内での降雨指標を平均化し、四捨五入する.

②TAから降雨継続時間を決定する.

③Tcからピーク時刻を、RMAXから最大時間雨量を決定する.

④(R_D-R_{MAX})/2からピーク時間±1時間の雨量を決定する.

⑤降雨開始時刻からピーク時刻-1時間までの時間雨量は、これらが指数関数的に増加し、その合計値が *R*Bと等しくなるようなな値とする.

⑥⑤と同様にピーク時刻+1時間から降雨終了までの時間雨量は、これらが指数関数的に減少し、一連の降雨の累積雨量が R_Aと等しくなるような値とする.



図-3.4.30 シミュレーション降雨波形の作成手順

用いた降雨データは,前述したA地区のレーダアメダス「1時間降水量解析値」(解析雨量) ®データ であり,1時間降水量解析値のうち2006年から2019年の14年間とし,累積雨量100m以上の降雨と した.図-3.4.31に示すようにSOMによって過去の「一連の降雨」はa,b,cの3つのグループに分 けることができるといえる.各グループの降雨指標をまとめたものを表-3.4.28に示す.



図-3.4.31 SOM による降雨分析結果

	グループ a	グループb	グループ c		
T_A	45	47	121		
T_C	20	41	92		
R_A	128	133	226		
RMAX	17	39	23		
R_B	55	64	136		
R_D	33	63	47		
降雨集中位置	0.444	0.872	0.760		
先行降雨率	0.430	0.481	0.602		
降雨集中度	0.258	0.474	0.208		
強雨率	0.111	0.228	0.125		

表-3.4.28 グループごとの降雨指標

それぞれの降雨波形の特徴をまとめると、a は降雨集中位置が中央にあり、強雨率が低い降雨であり 危険度があまり高くない降雨、いわゆる「中央集中弱雨型」である.b は降雨集中位置が後方にあり、 *R*MAX が大きい降雨、いわゆる「後方集中豪雨型」である.c は降雨集中位置が後方にあり、*T*A が 145 時 間と長く降り続ける降雨、いわゆる「後方集中長雨型」である.シミュレーション降雨波形の作成方法 にしたがって作成したシミュレーション降雨波形を図-3.4.32 に示す.



(a) グループ a



(b) グループb図−3.4.32 シミュレーション降雨波形



(c) グループ c図−3.4.32 シミュレーション降雨波形(つづき)

シミュレーション降雨波形を入力した場合の危険度評価結果を図-3.4.33 に示す.これらより,いず れのシミュレーション降雨波形を用いても崩壊地での安全率が1.0を下回っており,危険度評価手法を 用いることで,現行の土砂災害警戒区域指定では抽出することができなかった崩壊地を崩壊発生前に土 砂災害警戒区域として抽出することが可能であるといえる.



(a) グループ a 図-3.4.33 シミュレーション降雨波形を用いた危険度評価結果



(b) グループ b



(c) グループ c 図-3.4.33 シミュレーション降雨波形を用いた危険度評価結果(つづき)

(5) まとめ

表層崩壊危険度評価手法が土砂災害警戒区域の指定に活用できるかの検討を行うため、入力データ として実際に崩壊した際の降雨と地域の降雨の特徴を反映したシミュレーション降雨波形や、土質デ ータを用いて危険度評価を行った.以下に結果をまとめる.

①表層崩壊危険度評価手法は自然斜面を対象としているので,道路などからの流入する降雨などがある場合,「見逃し」が発生しうる.

②DEM の大きさなど,設定の仕方では斜面の特徴を十分に捉えることが出来ず,「見逃し」が発生し うる.

③表層崩壊危険度評価手法により、土砂災害警戒区域外で発生した崩壊を評価することが可能な地区 を示すことが出来た.

④対象地域の降雨特性を考慮したシミュレーション降雨を用いることで,現行の土砂災害警戒区域指 定では抽出することができなかった崩壊地を崩壊発生前に土砂災害警戒区域として抽出することが可 能であることを示せた.

3.4.4 参考文献

- 1) 例えば、沖村孝、鳥居宣之、尾﨑幸忠、南部光広、原口勝則:豪雨による土砂災害を対象としたリ アルタイムハザードシステムの構築、砂防学会誌、63-6、p.4-12、2011.
- 2) 沖村孝・市川龍平:数値地形を用いた表層崩壊危険度の予測法,土木学会論文集,358/Ⅲ-3, pp.69-73, 1985.
- 3) 砂防学会関西支部災害調査団報告書:平成 30 年 7 月 5~6 日に神戸市で発生した土砂災害, <u>http://www.jsce-kansai.net/wp-content/uploads/2018/09/h30typhoon7 report 7.pdf</u>, (2021年1月 17 日閲覧).
- 4) 桑本すみれ:平成 30 年 7 月豪雨による神戸市内の被害状況からみた土砂災害警戒区域指定のあり 方に関する検討,神戸市立工業高等専門学校卒業研究, 34p., 2020.
- 5) G 空間情報センター:兵庫県_全域 DEM (2010 年度~2018 年度), <u>https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/2010-2018-hyogo-geo-dem</u>, (2021 年 1 月 17 日閲覧).
- 6) 沖村孝・中川渉・北田憲嗣・伊藤正美・嵯峨根朋子:兵庫県下酸性火山岩類分布地域における表層 崩壊機構と崩壊予測モデル化,建設工学研究所論文報告集,第 58 号, pp.73-92, 2016.
- 7) 兵庫県砂防課:土砂災害防止法基礎調査マニュアル(案)(その1), p.急傾-17-47, 2005.
- 8) 気象業務支援センター:解析雨量,<u>http://www.jmbsc.or.jp/jp/offline/cd0100.html</u>,(2021年1月27日閲覧)
- 9) 国土交通河川局,気象予報部,国土交通省国土技術政策総合研究所:国土交通省河川局防砂部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定方法(案),2005.
- 10) 松本歩:国道の事前通行規制区間における降雨特性を考慮したシミュレーション降雨波形の作成, 神戸市立工業高等専門学校卒業研究,23p.,2018.
- 11) T.コネホン:自己組織化マップ(徳高平蔵,岸田悟,藤村喜久郎訳)、シュプリンガー・フェアラーク 東京,1996.
- 12) 大北正昭, 徳高平蔵, 藤村喜久郎, 権田英功: 自己組織化マップとそのツール, 丸善出版, pp.43-53, 2012.

3.4.5 まとめ

本章では、危険度評価手法の活用検討 WG の活動として行った検討事項について述べた.以下に、得られた結果をまとめる.

○斜面災害の危険度評価(予測)手法について,これまでの研究・検討内容を文献に基づき,整理した. なお,文献は,地盤工学会・土木学会・砂防学会・地すべり学会・自然災害学会・応用地質学会が発行 する主に 2000 年以降に発行されたジャーナルを対象とし,学会ごとに,危険度評価手法にかかわる文 献を収集し,整理表を作成すると共に傾向をまとめた.斜面災害の危険度評価(予測)手法は,広域モ デルから危険箇所を抽出し,絞り込み,という流れで行われるのが理想的で,さらに,保全対象を含め たリスクの定量評価に基づき,ソフト対策のための最適な危険度評価手法が選定されるべきと考える.

○土砂災害ハザードマップの現状と課題

最近の土砂災害発生事例と土砂災害警戒区域との関連性を中心に現状と課題を整理し、その改善策に ついて考察した.近年の気象の激甚化に伴い、災害発生頻度が高まることが予想され、これまで被災す るリスクが低かった緩い傾斜でも土砂災害が起こる可能性がある.したがって、斜面災害による被災を 軽減させるためには、土砂災害警戒区域に指定されていない箇所でも、降雨によっては土砂災害が発生 する危険性を有していることを住民に周知する必要がある.また、少子高齢化に伴う厳しい財政事情の 下でのハード対策の整備は費用的、時間的に困難な状況であり、危険度や社会的重要性が高い箇所箇所 からの優先度をつけた対応が望まれる.したがって、現行の全国一律の指定基準ではなく、地域の特性 を考慮した指定基準を導入するなどして、土砂災害警戒区域の指定を行っていく必要があると思われる. また、地震との複合災害を想定した土砂災害警戒情報やハザードマップの適正な運用も考えておく必要 がある.

○土砂災害警戒区域指定への危険度評価手法の活用

対象地域の降雨特性を考慮したシミュレーション降雨を用いることで,現行の土砂災害警戒区域指定 では抽出することができなかった崩壊地を崩壊発生前に土砂災害警戒区域として抽出することが可能 であることを示せた.しかし,危険度評価手法において考慮できていない要因(道路からの流入水,DEM の格子サイズよりも小さな崩壊など)に起因するような崩壊を事前に把握するのは難しい.

3.5 まとめ

斜面対策部会(部会2)の研究活動で得られた成果を以下に示す.

現在の設計において、原典の理論では対応されていない(無視された), 土質力学上のいくつかのポイントがある. 一つ目は、設計にすべり面が仮定されていても発揮されるせん断強度はピーク強度であり,かつ「すべり面上のすべての点で同時に発揮されている」としている点である. これは、地盤を構成している材料が剛塑性体であるとすることから生じており,実際の地盤材料で生じる破壊は,『進行性破壊』であることとは、全く対応していないことになっている. さらに、すべり面は、厚さゼロとして理論を展開しており、実際のすべり面が『せん断帯』と呼ばれる厚さを持つ層であることはなった考慮されていない. これらの内容については、現在も様々な研究が進められており、今後、理論的な考察も設計への使用に堪えうるレベルになることが予想される. すなわち、設計に関する理論が発展し、それにより設計の精度が向上発展し、「合理的な設計」につながるといえる.

土砂災害の将来動向を考慮し、土砂災害による被害者ゼロを達成するためには、さらなる「ハード対 策」と「ソフト対策」の連携が必要であり、それがうまく機能している「医療技術」を参考にした、斜 面防災技術体系(「斜面クリニカルテクニック構想」)を提案した.現斜面防災技術を、この技術体系の 観点で整理すると、「応急対策工とモニタリングを組み合わせた技術」が未確立領域であり、応急対策工 として、災害発生後に設置されることが多いブルーシートによる被覆工に着目し、自然斜面崩壊地にて 本手法の有用性を検証した.また、この構想の実現にあたっては、「防災教育」・「地域防災活動」の活用 を図るとともに「斜面技術者育成」・「税制優遇」などの体制等を整備することが必要と考えられる.

斜面災害の危険度評価(予測)手法は、広域モデルから危険箇所を抽出し、絞り込み、という流れで 行われるのが理想的で、さらに、保全対象を含めたリスクの定量評価に基づき、「ソフト対策」のための 最適な危険度評価手法が選定されるべきである。斜面災害による被災を軽減させるためには、土砂災害 警戒区域に指定されていない箇所でも、降雨によっては土砂災害が発生する危険性を有していることを 住民に周知する必要現行の全国一律の指定基準ではなく、地域の特性を考慮した指定基準を導入するな どして、土砂災害警戒区域の指定を行っていく必要があるといえる。その一例として、物理モデルを用 いた危険度評評価手法を適用することで、現行の土砂災害警戒区域指定では抽出することができなかっ た崩壊地を崩壊発生前に土砂災害警戒区域として抽出することが可能であることを示した。

4.「部会3:技術情報の普及と教育」の取り組み

本章では、「地盤工学会関西支部 斜面災害のリスク低減に関する研究委員会 部会3:技術情報の普及 と教育」で取り組んできたものを紹介する。

4.1 はじめに

中山間部の集落は、土砂災害の警戒区域に指定されている場所が多く、土石流や地すべりなどの土砂 災害のリスクも高い。また、住民の少子高齢化が進み、平素から脆弱性が高まっている集落も多い。こ うした集落の地域防災力の向上のためには、各地区内の「共助」、各個人の「自助」を中心に地域防災 を「日常化」する必要がある¹⁾。そのためには、住民が身の回りの斜面災害リスクを正しく認知し、行 政からの情報などの「公助」に過度に依存することなく、どのように斜面災害リスクと向き合うかにつ いて専門家を交えて議論し、住民が自らで検討する必要がある。

そこで、福井市高須町において、地域防災活動の日常化を図るべく、住民を対象としたヒアリング調 査および専門家による現地踏査の結果をもとに崩壊危険度の高いと考えられる斜面に視覚的に優れた 低コストで簡易な OSV 観測機器を導入することで、専門的な知識を持たない住民が危険斜面を計測・ 監視し、住民が日常とは異なる異変にいち早く気付ける仕組み(以後、「住民参加型斜面計測・モニタ リングシステム」と呼ぶ)を構築し運用してきた。4.2節では、OSV 観測機器を用いた住民参加型斜面 計測・モニタリングの構築・運用の方法について詳述するとともに、住民参加型斜面計測・モニタリン グシステムの構築・運用後に実施した住民に対するヒアリング調査の結果および観測記録の分析結果を もとに、住民自らが斜面計測・監視に関わることが、「自助」、「共助」の観点から高齢住民の防災意識 の変容や日常的な地域防災活動の確立による地域防災力の向上にどのように寄与するのかについて考 察する。

また,豪雨時の土砂災害に関わる防災情報である「土砂災害ハザードマップ」および「土砂災害警戒 情報」(それぞれ「どこ」および「いつ」に関わる防災情報)は,豪雨時に土砂災害発生の危険度が非 常に高まったとき,住民の早期警戒・避難の判断の参考となる重要な情報である。しかし,行政がこれ らの情報を出しても,必ずしも住民の早期避難行動に結びついていないのが現状である。

そこで,4.3節では,京都府船井郡京丹波町において,土砂災害に対する住民の防災意識および地域 防災力の向上を目的として2019年6月より実施しているさまざまな取り組みを紹介する。具体的には, 住民と共同で作成するハザードマップ,町内に独自に設置した雨量計による局所的な雨量観測,土砂災 害に関わる住民向け動画コンテンツの作成・配信などである。これらの取り組みを通して,住民が土砂 災害に関する知識を習得し,防災情報を正しく理解するとともに,身近に発生する様々な危険事象と気 象データを関連付けることで,住民自らがそれぞれの「避難スイッチ」(住民が自ら避難を開始する基 準)を設定し,早期避難に繋げることができると考えられる。

4.2 住民参加型斜面計測・モニタリングシステムの構築-福井市高須町の事例

4.2.1 福井市高須町の概要

福井県福井市にある高須町を調査・計測対象とした。高須町は,福井市の中心部から北西に約20km 離れた高須山(標高438m)の中腹に位置する農村集落であり,世帯数38戸,65歳以上が44人(69人 中)と約64%を占める限界集落である(2019年6月現在)²⁾。なお,65歳以上が人口の50%を超える 集落を「限界集落」と呼び,中でも65歳以上が人口の70%以上を占める集落は「危機的集落」と呼ば れる。集落内の活動は比較的盛んであり棚田オーナー事業や小学校の農業体験等の活動を行っており福 井市の中山間地域モデル集落に選定されている³)。高須町に通じる道路は2本のみであり,道幅約4m 程度の狭い市道である。標高200m程の比較的高地に位置する高須町の道路は,斜面に囲まれた山林道 路であり斜面崩壊などの発生により寸断され,地区全体が孤立する可能性がある。また,図-4.2.1.1に 示すように,町全体が大きな地すべり地形の中にあり,急傾斜地に関する土砂災害特別警戒区域や警戒 区域も集落のあちこちに存在し,一部は土石流危険区域に指定されている。実際に,集落に通じる生活 道路や地区内の林道,田畑の崩壊が度々発生しており,近年の集中豪雨の発生頻度の高まりを受けて, 住民の一部で危機意識が高まってきている。

高須町の集落付近の地質は新第三系の荒谷層が主であり、その岩相は、凝灰質の砂岩、泥岩、シルト 岩が主体であるが、その基底と中部に安山岩火砕岩を、また、局所的に流紋岩軽石火山礫凝灰岩〜凝灰 岩を挟む⁴ (図-4.2.1.2 参照)。



図-4.2.1.1 高須町の土砂災害ハザードマップ



図-4.2.1.2 福井市周辺の地質^{4)に加筆}

4.2.2 住民参加型斜面計測・モニタリングの考え方

住民参加型斜面計測・モニタリングシステムの構築にあたり、考慮すべきポイントとして以下の3つ が挙げられる、すなわち、1)可視化、2)日常化、3)主体的関与である。まず、「可視化」とは、危険 度の「見える化」のことであり、専門知識を有しない住民でも計測・モニタリングの原理を理解できる 簡易な観測機器を用い、住民に斜面の危険度をわかりやすい形で示すことである。次に「日常化」とは、 防災訓練のように定期的に行うというのではなく、住民自らが日常から斜面計測・モニタリングを行う ことで、日常とは異なる斜面の「異変」に気付くことであるそのためには、住民自らが日常から無理な く斜面計測・モニタリングを行えるように簡易な計測・モニタリングの方法を提案するとともに、斜面 計測・モニタリングという行為をいかに日常生活の一部として紛れ込ませる工夫が必要である。最後に

「主体的関与」とは、より多くの住民が日常的な斜面計測・モニタリングに主体的に関わることで、「自助」を意識するとともに防災意識を高めていくということである。なお、日常とは異なる斜面の「異変」 に気付いた場合には、防災情報を一方的に受信する側であった住民が、逆に情報を発信する側にもなり うることを意識する必要がある。図-4.2.1.3 に住民参加型防災活動における考え方をまとめる。



図-4.2.1.3 住民参加型防災活動の3つのポイント

4.2.3 OSV 計測機器を用いた危険個所の監視

(1) 計測機器の種類および計測原理

計測・モニタリングにあたり、高価で精緻なものでかつ専門的知識が必要とするものではなく、住民 自らが日常的に計測・モニタリングに関わり、日常とは異なる「異変」に気付くということを目的とし た低コストで簡易かつ視覚的に優れた計測機器である「OSV (On-Site Visualization) センサ」^{5),6)}を採用 した。OSV センサは、計測対象物に変化が生じた瞬間に変化を視認でき、任意変状をリアルタイムで可 視化できる装置である。本研究では、1) 筒状の装置を斜面に設置し、傾斜の変化に応じて先端の光の色 が変化する傾斜計 (曙ブレーキ工業社製のポケットに入るサイズの発光型傾斜計, Light Emitting Inclination Sensor/POCKET,以下「POCKET」と表記する),2) 斜面に鏡を設置し、定点から鏡を覗き、 見える景色に変化があるとその斜面に異変が起きていることを確認できる「SOP (Single Observation Point)」、3) 斜面崩れの恐れがある斜面に棒を一直線に立て、定点から見ると棒が一直線上に1 本に見 えるが、斜面に変化が生じると棒が数本に見える「見通し棒」の三種類を採用した⁷⁾。電力を使用しない「見通し棒」および「SOP」は基本的にメンテナンスフリーであるという特徴を有する。以下に個々の観測装置の概要について述べる。

1) POCKET (ポケットに入るサイズの発光型傾斜計)

「POCKET」とは、固定傾斜計と光デバイスを合体した装置であり、設定した基準に応じて頭部の 色が変化する(図-4.2.3.1 参照)。今回の計測では、擁壁の傾斜や斜面の傾斜を計測する位置に配置 し、装置の頭部で発光する色を観察することで計測場所の安全性を確認する方法を採用した。電源と して、通常、乾電池を使用するが、今回の計測においては、電源交換の手間を無くすとともに長期間 計測を可能にするため、ソーラーバッテリーを利用する自己発電型の機構に変更した(図-4.2.3.1 参 照)。なお、POCKET は、本体内部にデータ収録機構を内蔵しており(1 時間ピッチ、データ容量約 1.5 ヶ月程度)、計測結果の収集を行えば、発光による監視以外に傾斜データをデジタルデータとして 保管・管理できる。



図-4.2.3.1 POCKETの概要

2) SOP

SOP (Single Observation Point) は、鏡(反射鏡)を利用して形状変化を視覚的に捉える方法である (図-4.2.3.2 参照)。計測の方法は、変状を起こさない安定した場所に光源を設置し、さらにその光 を同じく安定した場所から計測者が視覚確認する。初期段階での計測地点の鏡は、計測者が鏡に映っ た光を視認できるように方向を調整する。計測地点が変状を起こし鏡が回転や移動した場合、鏡の中 の光源の画像は、初期状態から動く。そのことから、計測者は、計測地点の変状を視覚的に把握する ことができる。さらに、変状が大きい場合、反射光は、鏡面からはみ出てその画像が見えなくなる場 合もある。なお、理論的には計測者と鏡の距離、鏡と光源の距離などから鏡の回転角などを計測可能 であるが、鏡の角度調整や計測点間距離などの現場調整によって、計測結果評価に技術を要する。そ のため、今回の計測においては、計測者が専門知識を有しない住民であるため、光が動いたか否かという観点で監視・モニタリングを行うことにした。

3) 見通し棒

「見通し棒」は、覗き窓を取り付けた基準ポールと変位を計測する観測ポール(数本)を一直線上 に並べ、基準ポールからの見通しで観測ポールの動き(ずれ)を確認するという方法である(図 -4.2.3.3参照)。 すなわち、斜面や路肩の変位が発生すると、観測ポールが倒れたりずれたりするた め、基準ポールからの見通しが一直線でなくなり、住民が視覚的に斜面や路肩の変状に気付くという 仕組みである。なお、観測ポールの挙動を定量的に把握する場合は、設置当初の取り付け位置を測量 しておき、変状が発生した際に再度測量を行うことで定量的に変位量を確認できる。



図-4.2.3.2 SOPの計測原理



図-4.2.3.3 見通し棒の計測原理

(2)高須町内の OSV 計測機器の設置場所

住民へのヒアリング調査および地盤工学の専門家による踏査の結果 ⁷により,危険箇所と判断した 箇所(高須町へのアクセス道(市道)沿いの斜面で2地点,農道沿いの斜面1地点,小学校の裏の崖, 住宅の裏の急斜面3地点)について,計測機器の設置を行った(図-4.2.3.4参照)。今回選定した6 地点の計測箇所の位置は図-4.2.3.4中の①~⑥で示す。

1)市道沿いの谷側斜面の変形監視(①)

本計測箇所は、生活道路となっている市道であり、道路幅 4m 以下の舗装道路は、山側の擁壁と谷 側の斜面崩壊が懸念されている。そこで、市道谷側の路肩部にポールを用いた計測装置を設置した(**写 真-4.2.3.1**参照)。路肩は、谷側斜面の天端近くに位置しており、斜面の変形によりこの部分が崩れ 道路を寸断する可能性がある。計測位置の道路線形は直線に近いため、ポールの通りを見通すことが できると考え、ポールによる通り計測方法を採用した。なお、観測ポールは路肩に設置しているガー ドレールの支柱に取り付けた。ただし、斜面変位の影響を受けてはならない基準ポールは、斜面から 外れた場所でかつガードレールの支柱から離して設置した。斜面の変形計測は、基準ポールに設置し た覗き窓から実施し、観測ポールの通りが直線を保持しているかどうかを計測する。

2) 市道沿いの谷側擁壁の変形監視(②)

市道のカーブ部(上記①の市道の延長)で谷側の擁壁天端はすでに谷側に倒れ込むように変形して おり,舗装道路も一部ひび割れが生じていることから,計測機器を設置した(写真-4.2.3.2a~e 参照)。 設置場所は,カーブ部であることから観測ポールのような通りを見通す計測はできないため,ここで は,SOPによる変状計測を行うことにした。計測場所は,比較的広いカーブの路肩に設置し,そこか ら反射鏡(ミラー)を視認できるようにした。計測板の中心部には直径 5mm 程度の覗き穴を設置し, 計測者は,この覗き穴を通し,ミラーに映る計測板の赤と黄色の表示を確認する。設置時は,覗き穴 を覗くとミラーに計測板の表示が映るように調整している。計測板の背面には覗き穴を中心にして放 射状に変位確認線を描いており,擁壁に変位が発生した場合,覗き穴からどれくらい目をずらしたら ミラーに映った表示板が確認できるかを計測する。なお,計測板背面に引いた変位確認線は,そのと きのズレの方向と距離を計測する目安である。

3) 棚田付近の斜面変形計測(④)

棚田は、高さ4~5mの高さの高台にあり、高台から急傾斜の斜面が続いている。近接する家屋は、その斜面に沿うように建っており、そこに居住する住民は、棚田斜面の崩壊を懸念している。また、ヒアリング調査においても町内の危険箇所として認識されている(図-4.2.1.1 参照)。そこで、棚田の斜面の変形計測は、SOPを用いて実施することにした。棚田下の家屋に近い畦道を選び、そこに SOP 用の鏡(反射鏡)を3カ所設置した。SOPに用いる光源(小型のLEDライト)と計測点は小学校のプール横および棚田下の家屋の脇にそれぞれ設定し、3箇所のうち2カ所の反射鏡に映るLED光については小学校のプール横に設置した計測点から、残りの1ヵ所については棚田下の家屋の脇から確認できるように反射鏡の角度を調整した。写真-4.2.3.3a~dに初期設定状態の計測点と反射鏡の平面的な位置関係や計測場所の全景を示す。計測は、光源位置にLEDライトを設置し反射鏡の光が視認できるかどうかを確認する。計測精度は、計測点から反射鏡までの距離が70m程度あるため、反射鏡の角度変化が約0.05度で光源がミラーに映らなくなる程度である。住民の計測は、反射鏡に映る光が見えるかどうかを記録することにした。


図-4.2.3.4 高須町内における OSV 観測機器の設置場所



写真-4.2.3.1 「見通し棒」を用いた変形計測の様子



写真-4.2.3.2 市道における SOP を用いた変形計測の様子, a) 擁壁の様子, b) ミラーの設置状況, c) 計測板前面, d) 計測板背面, e) のぞき穴からのミラーの監視状況見通し棒」を用 いた変形計測の様子



写真-4.2.3.3 SOP による棚田付近の斜面の変形計測の様子,a) 民家裏の棚田斜面の様子(住宅側からみた様子),b) 同(棚田側からみた様子),c)計測点とミラーの位置関係,d) SOP 計 測の概念(平面図)

4) 農道沿いのブロック積み擁壁,小学校体育館背面のブロック積み擁壁および住宅背面斜面の変形 監視(③,⑤,⑥)

農道沿いのブロック積み擁壁は、かつて転倒破壊が発生した場所である。転倒破壊後、擁壁天端よ り上の斜面は地盤改良により強度の増大が図られているが、過去に崩壊があった場所であること、道 路奥には個人の畑や棚田があり、少ないながらも人通りがある場所であるため、計測箇所として選定 した(写真-4.2.3.4a参照)。町内唯一の小学校は現在廃校状態にあるが、その体育館は住民の集会場 所として使用されている。さらに、災害発生時などには一時的な避難場所に使われる可能性もある。 現在、体育館の裏にはブロック積み擁壁があり、擁壁より上部は自然の斜面が迫っている。擁壁には 常時地下水が漏水している状況が見られ、斜面に流れる地下水の漏出場所になっている。体育館と擁 壁の離隔が 1.5m 程度であるため、降雨時の出水と擁壁の崩壊などにより、体育館が被害を受ける恐 れが考えられる。そこで、体育館に沿ったブロック積み擁壁の変形を計測することにした(写真 -4.2.3.4b 参照)。

町内には、住宅の背面に高さが2階建ての屋根を越える斜面があり、過去の降雨により、斜面が崩 れ土砂が家に流入した箇所がある。そこに居住する住民は斜面崩壊を懸念していることから、この斜 面を計測箇所として選定し、居住する住民を中心に斜面の変形を計測できるようにした(写真 -4.2.3.4c参照)。

これらの計測箇所については,擁壁および斜面の変形を計測するため POCKET を用いた傾斜計測を行 うこととし、3 地点の計測箇所とも太陽光パネルを利用し計測器の電源を確保した。POCKET は、傾 斜により計測器頭部の光の色が変化するようになっているため、それぞれの擁壁や斜面に変位が生じ た場合、その色によって状況を視覚的に判断することができる。今回、POCKET の点灯色は、傾斜角 の変化がない場合は緑色、傾斜角が 0.2°, 0.4°変化するとそれぞれ黄色、赤色となるように設定し た。なお、設定した色と角度の閾値については、過去の斜面崩壊実験結果 ⁸を参考に設定した。なお、 発光色の変化を住民が確認した場合、別途斜面傾斜の計測や測量を行い斜面の異常を照査することと した。なお、小学校体育館背面のブロック積み擁壁は、奥行きが長いため、POCKET を 3 カ所設置し た。



写真-4.2.3.4 POCKET による斜面の変形計測の様子, a) 農道沿いのブロック積み擁壁(③), b) 小 学交体育館背面のブロック擁壁(⑤), c) 住宅背面の斜面(⑥)

4.2.4 住民の「主体的」かつ「日常的」な斜面計測・モニタリングに向けた方策

2017年11月中旬にすべてのOSV 計測機器の設置が完了し、11月26日に町内の自主防災組織のメ ンバー(自治会長,自警団長,組長)向けに計測機器の使用に関する説明・見学会を実施した⁷。計 測・モニタリングの体制(計測者や計測頻度など)については、専門家から指示や要望はせずに、自 主防災組織のメンバーに決定していただいた。決定した当初は、月に一度の計測であれば、自主防災 組織のメンバーおよび防災班の責任者ですべての計測機器に計測機器設置からついて無理なく、十分 管理できるという見通しであった。しかし、実際は、ほとんど計測・モニタリングは実施されておら ず、計測・モニタリングの体制はほとんど機能していないという状況であった。この要因として、「決 められた人間が決められたときに計測・モニタリングを行い記録する」という方法では、任された人 にとっては、防災活動の一環とはいえ、新たに余計なタスクが課されたこととなり、最初のうちは取 り組んでいても徐々に負担に感じるようになり、モチベーションの低下やマンネリ化を招くことにな ることが挙げられる⁷。

特に,2018年10月12~13日に実施した戸別訪問調査(第2回)では,在宅していた9名から回答 を得ることができた。その際、「簡易観測機器に関しては、POCKET,見通し棒は観測の方法も容易で 視覚的にわかりやすいが、SOPは計測の原理は分かるものの扱い方がよくわからない」、「(斜面観測・ モニタリング自体が)本当に役に立つのかまだ実感がわかない」といったネガティブな意見も聞かれ たが、一方で、観測活動に使命感と喜びを見出していた80歳代の女性もいた。降雨のたびに SOPで 自宅裏の崖を観測しており、その行為を「孫に自慢している」との証言を得た。新たに与えられた役 割に対して、きわめてポジティブな意欲を示している好例であるといえる。また、集落には毎週2回、 生活協同組合の移動販売車が小学校前に訪れる。そのタイミングにあわせて観測するようにしている 住民もいた。このように、町内の住民の行動パターンや生活のリズムをより詳細に把握することで、 上記以外にも大の散歩や畑仕事のついでに機器のそばを通るときに観測機器を見るといったように 日常生活の中で無理なく斜面観測・モニタリングに関わることができる住民が少なからずいるという ことがわかった。また、これらの変化を観察するかぎり、将来的に住民主体の観測体制が根をおろし、 "習慣づけ(日常化)"できるポテンシャルがあることもわかった。

そこで,以下に挙げるように,住民自らが「主体的」かつ「日常的」に斜面観測・モニタリングを 実施できるような仕組みを導入した。

(1) IC カードリーダーを用いた観測記録の管理

観測結果の記録方法については、機器設置当初は手書きの計測記録台帳を「計測記録台帳への記載 が煩雑である」といった意見も聞かれたっことから、より多くの住民が日常的に高頻度で計測・監視 が行えるよう大幅な簡略化を図る必要があった。そこで、ICカードおよびカードリーダーを用いた観 測記録の管理を検討した(図-4.2.4.1参照)。観測に当たっては、全てのOSV 計測機器において、観 測者が観測結果として「異常なし」あるいは「異常あり」のICカードをOSV 観測機器のそばに配置 したカードリーダー((株)システムギアダイレクト製)にかざすこととした。なお、小学校裏に設 置した POCKET については、3 機のうち1 機でも黄色あるいは赤色を表示した場合、「異常あり」と することとした。ICカードは次節で述べる「高須あんしん感測隊」(日常とは異なる斜面の異変を感 じ取ってもらうという意味を込めて「観測」ではなく「感測」という言葉を用いた)の構成メンバー に配布するとともに、感測隊の構成員以外の住民が観測できるように、計測機器のそばにも ICカー ドを配置した。ICカードには12桁の ID が刻印されており、カードの ID と配布・配置先を対応付け ることで、観測記録(「だれ」が「いつ」計測をしたのか)を蓄積・管理できるようにした。なお、IC カードおよびカードリーダーを用いた観測結果の記録は 2019 年 4 月 27 日から開始した。

(2)「高須あんしん感測隊」の結成

高須町内には、日常生活の中で無理なく斜面観測・モニタリングに関わることができる住民が少な からずおり、そのような住民に斜面計測・モニタリングにおいて中心的な役割を担っていただくこと とした。具体的には、先述の 80 歳代の女性、高須町内の事情を熟知している民生委員の女性、自宅 裏に斜面があり計測・モニタリングに興味を示された女性など、計4名の女性を構成員とする「高須 あんしん感測隊」を結成することとした。上記の4名の女性には、個人用のICカード(「異常なし」 と「異常あり」の二枚一組)を常時持ち歩いてもらい、町内に設置した計測機器のそばを通った際に は、斜面の観測を行い、ICカードリーダーを用いて観測結果を記録してもらうこととした。なお、2019 年4月27日に、「高須あんしん感測隊」の結成・任命式を高須町集落センターにて行い(写真-4.2.4.1 参照)、構成員の4名の女性には、ICカード、任命状、「高須あんしん感測隊〜3つの心得」とともに カードリーダーの取り扱いマニュアル(図-4.2.4.2参照)を配布し、現地にて斜面観測方法および観 測結果の記録方法の確認を行った。





図-4.2.4.1 観測記録用 IC カードおよびカードリーダー.





写真-4.2.4.1 「高須あんしん感測隊」任命式の様子.



図-4.2.4.2 「高須あんしん感測隊~3つの心得」とカードリーダーの取り扱いマニュアル

(3)「手作り新聞・たかすいかす」による防災情報の伝達

危険斜面の計測・モニタリングとあわせて,住民の防災意識や地域防災力の向上を目的として,月 1回程度の頻度で,学生が中心となって「手作り新聞・たかすいかす」を発行し,住民に配布してい る(2019年6月末時点で第15号まで発行)。「たかすいかす(高須の知恵を生かすという語呂合わせ)」 では,防災活動に関連する記事のみならず,高須町の魅力や地域に根付く生活の知恵といった情報も あわせて掲載している。図-4.2.4.3に2019年6月発行の第14号,および第15号の紙面を示す。第 14号では,「高須あんしん感測隊」任命式の様子や斜面の安全確認の方法について,第15号では,小 学交体育館背面のブロック擁壁に設置した POCKET の説明および観測方法についてそれぞれ記事に した。今後,他の OSV 観測機器 (SOP や見通し棒)についても同様に掲載し,多くの住民に認知し ていただき,計測・モニタリングに主体的に関与できるよう促したいと考えている。なお,2021年5 月31日時点で第34号まで発行した。



図-4.2.4.3 「手作り新聞・たかすいかす」2019年6月第14号および第15号の紙面

4. 2. 5 OSV 機器の観測状況(機器設置から現在まで)

2020年4月27日~2020年7月16日までにICカードリーダーに残された記録をもとに観測地点ご との計測・モニタリングの状況について述べ,住民の斜面計測・モニタリングへの取り組み状況を分 析する。なお,ICカードリーダーには「いつ」,「誰が」観測を実施したのかが記録されている。

(1)市道沿いの谷側斜面の変形監視(①)

市道沿いの「見通し棒」(図-4.2.3.4 中の①)では、自警団長、前自治会長を中心に週1~2 回程 度の定期的な観測が継続的に行われており、これまで変状・異常は確認されていない。また、まとま った降雨があった場合、降雨後に確認が行われていたこともあった(例えば、2019年7月27日など)。 その間、IC カードリーダーが故障した期間(2019年8月)があったが、代替機により週1~2回程度 の定期的な観測は継続されていた。

(2) 市道沿いの谷側擁壁の変形監視(2)

市道沿いの擁壁に設置した SOP (図-4.2.3.4 中の②) においては,設置当初は観測地点のボード計 測板の中心部には直径 5mm 程度の覗き穴を設置し、計測者は、この覗き穴を通し、ミラーに映る計 測板の赤と黄色の表示を確認することとしており、設置時は、覗き穴を覗くとミラーに計測板の表示 が映るように調整していた。しかし、擁壁の傾斜や沈降に伴う変位が進行し、設置当初の覗き穴の位 置からはミラーに映った表示板が確認できず、明らかに設置当初と見え方が異なることが報告された。 2020 年 12 月 17 日時点では,写真-4.2.5.1 に示すように, 覗き穴から真下に 30~40cm 程度低い位置 からミラーに映った表示板を確認することができる。専門家による測量を実施した結果,数 mm 程度 の擁壁の沈下や傾斜に伴う変状の進行や舗装のひび割れの開口が確認された。以上のことから、本計 測箇所においては、日常とは異なる「異変」に気付くための計測から、変位量を定量的に把握するた めの計測に移行した。すなわち、住民が簡易に変位量を定量的に計測できる方法として、舗装のひび 割れ計測用の鋲(3 側線,それれぞれ3 か所)および見通し棒(2 方向)を新たに設置した(2019 年 9月13日に設置完了,写真-4.2.5.2a, b参照)。また,擁壁の変位を定量的かつ視覚的に捉えるため にレーザー距離計および照射板を設置した(2019 年 12 月 17 日に設置完了, 写真-4.2.5.3a, b 参照)。 これらの新たに設置した機器に対する観測体制については、基本的に自治会長が定期的に観測を行う こととし, 記録の方法については, 変状の進行の有無のみならず変位量を記録する必要があり, IC カ ードリーダーと記録台帳の併用を検討中である。また、2020年6月10日より新たに固定傾斜計を擁

壁に設置し、専門家によるリアルタイムモニタリングも併せて開始した(写真-4.2.5.4 参照)。新た に設置した計測機器の配置を図-4.2.5.1 に示す。



写真-4.2.5.1 傾斜・沈下が進行する市道沿いの擁壁と SOP



写真-4.2.5.2 新規追加の計測機器,(a)ひび割れ計測用の鋲,(b)見通し棒





写真-4.2.5.3 簡易かつ定量的な計測のための計測機器,(a)レーザー距離計,(b) 照射板



 写真の説明

 0211
 紫常働から覗いた写真 0213

 0214
 ボール全気(下から) 0215

 0215
 飯(株落側) 0217

 0216
 気(中次) 0217

 0219
 レーザー直離計治長 0220

 0211
 既設ボール状況 0220

 0212
 既設ボール状況 0220

 0213
 成設ボール状況 0220

 0214
 88.5

 45.5
 43.4

 下方側
 104.4

 80.5
 43.4

 下方側
 104.4

 0.6
 ポール 人名店 ターゲット取付治具

写真-4.2.5.4 傾斜計とデーターロガー

図-4.2.5.1 新たに設置した計測機器の位

(3) 農道沿いのブロック積み擁壁の変形監視(③)

農道沿いのブロック積み擁壁に設置した POCKET (図-4.2.3.4の③)では,前自治会長を中心に週1 ~2 回程度の定期的な観測が継続的に行われていた。また,まとまった降雨があった場合,降雨後に確認が行われていたことも確認されている(例えば,2019年7月27日など)。2019年8月31日まで「変状あり」と「変状なし」が混在していたが,後のヒアリング調査により,カードを2枚重ねてタッチしていたことが判明し,記録方法を再度確認した。また,これまでに住民が変状・異常を察知したということはなかったことも確認した。POCKET はデータ収録機構を内蔵しており,1時間ごとに傾斜のデータを記録しており,収集した擁壁の傾斜データを分析したところ,これまで傾斜の値が閾値(0.2°および0.4°)を超えることはなかった。

(4)棚田付近の斜面変形計測(④)

棚田, プール横の SOP (図-4.2.3.4 中の④) では感測隊メンバー2 名を中心に週1回程度の観測が行われていた。しかし, 観測者により「変状(異常)のあり・なし」の判断が分かれており, 鏡の見方, 「変状あり」の判断の統一が必要である。 2019 年 7 月中旬以降観測が行われておらず, 後のヒアリン グ調査で,「鏡に当たる光を確認することが難しい」,「計測方法・変状ありの判断が難しい」,「プール 横の畦道は高齢者にはアクセスが困難である」などの意見が聞かれた(写真-4.2.5.5 参照)。70m 先に 設置した鏡がわずかに動いても観測地点では大きく鏡の見え方が変化するため, SOP を用いた長距離観 測の限界とも考えられる。一方, 棚田下の住民である感測隊員は, 自宅横から棚田を見上げる形で定期 的に高頻度の観測(ほぼ毎日確認している月もあった)を行っており, 記録もノートに記述する形で詳 細に残されていた(写真-4.2.5.6 参照)。これまでのところ, 斜面に変状や異常は確認されていない。

(5)小学校体育館背面のブロック積み擁壁の変形監視(⑤)

小学校裏の POCKET (図-4.2.3.4 中の⑤) は、感測隊メンバー2 名を中心に週1回程度の観測が行われていた。2019 年 5 月 21,28 日の観測において、3 ヶ所の設置のうち真ん中の1 つが「変状・異常あり(黄色)」と記録されていた。機器の分析をしたところ、5 月 20 日の 11 時に 0.2°(黄色を点灯する数値)を超え、6 月 2 日に傾斜がさらに 0.05~0.1°増大したことがわかった(図-4.2.5.2 参照)。高須町で独自に設置している気象観測の結果によると、5 月 19~20 日にかけて、降雨は観測されておらず、最





写真-4.2.5.5 棚田・プール横の SOP の様子

写真-4.2.5.6 感測隊員による観測



図-4.2.5.2 小学校裏の POCKET (真ん中のもの)の計測記録



図-4.2.5.3 気象観測装置の記録(2020年5月20日11時頃)

大瞬間風速 10m/s 以上の強風が吹いており,強風による揺れや折れた木の枝が接触するなどしたことが 変状の原因であると考えられる(図-4.2.5.3 参照)。6月2日の13時40分にも,約0.1°程度傾斜が変 化しているが,この時は,降雨も強風も観測されていない。6月22日に専門家が擁壁や側溝などを詳細 に調査し,斜面の異常や変状がないことを確認した。その後,斜面の異常は観測されていないが,9, 10,11月には配線が動物にかじられ断線していた(計測機器が故障しているという異常は住民により記録されていた)。その後,獣害を防ぐための対策(例えば,配線をカバーで覆うなど)を施し,復旧したものの度々電気系統(太陽光発電用パネルからの電力の供給など)の故障などに見舞われており,観測記録は9月28日を最後に長期間途絶えていたが,2020年2月に2回,3月,6月,7月にそれぞれ1回ずつ観測記録が残されていた。ヒアリング調査において,そばを通るたびに小学校裏のPOCKETを確認しているという住民は多いが,ICカードで記録を残すというところまでいっていないことがわかった。

(6)住宅背面斜面の変形監視(⑥)

住宅裏の POCKET (図-4.2.3.4 中の⑥) は感測隊メンバーによる 2~3 日に1度(週に2,3回程度) と高頻度な観測が継続的に行われている。観測開始当初は IC カードの2枚重ねにより記録が混在する ケースが度々あったが、これまで斜面の変状や異変は確認されていない。一方、POCKET に内蔵のデー タ収録機構で収集された傾斜データを分析したところ、これまで傾斜の値が閾値(0.2°および 0.4°)を 超えることはなかったものの、2020年5月24日の8時50分および9時10分に約0.1°傾斜の変化が確 認されている(図-4.2.5.4参照)。この時の気象観測装置の計測結果をみると、降雨・強風ともに観測 されておらず、動物の接触などが考えられる(図-4.2.5.5参照)。



図-4.2.5.4 住宅裏の POCKET の計測記録



図-4.2.5.5 気象観測装置の記録(2020年5月24日9時頃)

4. 2. 6 住民の防災意識の変化について(ヒアリング調査の結果より)

2019年11月2日~3日,2020年11月2日および12月4日に,高須町の町民に対し,防災意識や, 観測機器に関しての意見,日頃の取り組みの現状について聞き取り調査を実施し,計測機器が身近にあ ること,あるいは斜面の計測・監視に関わることによって防災意識にどのような変化があるのかを検証 した。

(1) 2019 年 11 月 2 日~3 日のヒアリング調査

1) 住民対象の聞き取り調査結果

訪問面談方式で17世帯17名の方から回答を得ることができた(ただし,定住している総世帯数は約40である)。回答者は70代,80代で半数を占めており、50代以下は1名のみであった(詳細な内訳は,50代以下が1名,60代が5名,70代が8名,80代が3名である)。

観測機器を設置したことを知っている人は、17名中15名おり、「高須あんしん感測隊」が結成された ことを知っている人も14名いた(図-4.2.6.1参照)。観測活動の参加具合に関しては、17名中12名が 「機器を使って観測してみたことがある」と答えた。そのうち9名は、ICカードリーダーを使って一度 はタイムスタンプを残していた(図-4.2.6.2参照)。また、どのような機会に観測しているか尋ねると、 「自宅から畑に向かう道中にあるため観測が習慣になっている」,「台風直後や強風の次の日に心配にな り観測した」,「誘われて観測した」などの回答があった。観測活動の感想を聞くと,「最初は新しいもの に対する違和感で,面倒に感じていたけど最近は習慣化した」,「土砂崩れや田んぼの水が心配なので, この取り組みをすることによって安心する」というポジティブな意見がある一方で,「観測しても動き がない」,「異変がないことが続くばかりなので,だんだん意識も下がってくる」,「今は責任感が強い人 だけがやってくれている面がある」,「自分の家のためなら動けても,集落のために動くというのは難し い」という,モチベーションの低下を懸念する意見も出された。

一方,OSV を導入した住民参加型の斜面観測活動に対する評価は,17 名中 16 名が肯定的であった(図-4.2.6.3 参照)。「この取り組みは続けて欲しい」,「観測することで安心する」,「良いことだと思う。一番怖いことは崖崩れなので,その危機情報をキャッチ出来るから」などの声が寄せられた。すでに「異常をキャッチしたらどこに通報したらよいのか」といった具体的な質問も住民から出ており,浸透度・認知度が高まる中で,着実に防災意識が向上しているものと考えられる。

2) 高須あんしん感測隊員の聞き取り調査結果

感測隊員3名には、隊員としての活動による意識変容などを確認した。まず、「防災力」の変化があったか尋ねると、3名全員が1年前と比べて「高まった」と回答した。「日常的に観測することで防災力が上がっている」と答えた人もいて、観測活動に手応えを感じていることがわかった。しかし、「感測隊の活動のことを誰かに話したり尋ねられたりしましたか」という質問に対しては、「話題にはならない」、「通りかかった時に観測機器の使い方を教えているが、感測隊のことを聞かれたことはない」とのことで、まだ注目度はさほど高くないようである。ところで、観測機器が故障した際には、即座に感測隊員同士で連絡を取り合っていたことがわかった。以上のことから、「感測隊」として任命することで、

今後の展望に関して、「もっと若い人をリクルートしなければ」という意見や、「自宅裏の斜面に危険 を感じるため、観測機器を増設して欲しい」という提案もあり、この点からしても、防災意識の高まり を確認することができた。



図-4.2.6.1 観測活動の認知度

| 図-4.2.6.2 住民の観測活動への参加の程度



図-4.2.6.3 観測活動の日常化に対する評価(質問:日頃から観測することについての評価は?)

(2) 2020 年 11 月 2 日の質問紙調査および 12 月 4 日のヒアリング調査

2020 年度の調査では、新型コロナウイルス感染対策のため、郵送式での質問紙調査と、「高須あんし ん感測隊」に所属している 3名に限定したヒアリング調査を実施した。質問紙調査では、コロナ禍を配 慮して、用紙を自治会長経由で集落内の各家庭に全戸配布していただいた。無記名式で、設問に対する 回答を記入いただいたあと、回答用紙を封入して大学宛に個人で返送するように依頼した。一方、ヒア リング調査は、「高須あんしん感測隊」に対して町の集落センターにて実施した。なお、コロナ禍であ るため、十分な距離を保ち、手指の消毒、マスク着用、体温の測定など、感染症 対策を徹底した。

1) 住民対象の質問紙調査の結果

2020年11月2日に実施した質問紙調査では、集落内の各家庭に全35部を配布し、計25通の返答を 得ることができ、回収率は、約70%であった。回答者は70代以上が半数を占めており、50代以下は3 名であった(詳細な内訳は、50代が3名、60代が6名、70代が4名、80代が7名、90代以上が2名、 無回答3名であった)。

斜面観測の取り組みについて知っている人は、25 名中 19 名(76.0%) おり、「高須あんしん感測隊」 について知っている人も 15 名(60.0%) いた(図-4.2.6.4 参照)。このことは、簡易観測活動の認知度 は集落内で着実に高まっていることを示している。しかし、自分自身が観測機器を使ったことがある か尋ねたところ、 yes の回答 は 、 わずか 4 名 しかいなかった(16.0%)。この回答者のうち少なく とも 3 名は「高須あんしん感測隊」であったことから、役割を観測活動の参加具合に関しては、任じら れた人以外 で「自分も試しに活動してみよう」と取り組みの輪が広がるような気運は、残念ながら生 まれていないことが確かめられた(図-4.2.6.5 参照)。

高須集落における斜面観測活動に対する住民の評価(期待度を把握するため,『日常的に斜面を観測すると,土砂災害の予兆がわかるかもしれません。こうした取り組みを,どのように思いますか?』と



ある
 ●説明会の時だけ使用
 ●ない
 ●無回答

図-4.2.6.5 住民の観測活動への参加の程度

尋ねた。その結果,活動に意義を感じている人のほうが大半を占めていることがわかった。ただし,取り組みの認知度自体が8割弱に留まっていることから,評価の数値をそのまま鵜吞みにすることはできない。「わからない」という回答があることや,「どちらかといえば意義を感じない」と回答している人が1名いたことにも,しっかりと向き合う必要があるだろう。

2) 高須あんしん感測隊員の聞き取り調査結果

「高須あんしん感測隊」のメンバー4名中,3名に聞き取り調査をおこなった。1名につき30~60分 程度,2種類のアクションに関しての評価を尋ねた。まず,観測活動に関しては,みな,「感測隊」の 任命状を自宅に飾ってくださっていて,自分のペースで取り組みを持続していた。毎週2回,日課とし て点検しているという人や,雨が降ったときには必ず見ているという人もいた。また,この活動を通し て,「日頃から何気なく通り過ぎていたところ(斜面)に目がいくようになった」,「観測することが好 きになった」というポジティブな意識変容があったことがわかった。ひとりは,観測用の機材を扱って いることを「ときおり集落に遊びに来る孫に自慢している」と教えてくれた。しかし,観測機器の使用 感について尋ねたところ,誰も監視していない観測点があることがわかった。理由は「サイトの足元が 1段あがっていて滑りやすいため(あぶない)」ということであった。そして3名とも口をそろえてプ ロジェクトの問題点としてあげていたのは,自分自身も含めた集落全体の「高齢化」であった。やはり, 観測点に足を運ぶなどのからだを動かす作業を根気よく続けることは、高齢者にとっては荷が重いよう である。そこで、今後の活動の方向性について何か良いアイデアがないか尋ねたところ、「もっと若い 人に参画してほしい」、「活動に関わっていない人たちを積極的に誘い込んでいくことが必要だと思う」 との意見が得られた。

4.2.7 本節のまとめ

OSV 観測機器の導入により、町内の斜面崩壊の危険度をわかりやすい形で可視化するとともに、住民 が日常的にかつ主体的に観測に関与できる仕組みとして、「高須あんしん感測隊」を組織し、IC カード リーダーの導入による観測記録の簡素化を図った。また、「手作り新聞・たかすいかす」を発行し、斜 面防災に関する活動の様子について取り上げることは、住民の斜面計測・モニタリングに対する認知度 の向上に大きな役割を果たしている。その結果、住民が協力をして斜面計測・モニタリングを日常的に かつ定期的に実施している様子がうかがえる。しかし、棚田付近の SOP では、観測方法や異常・変状の 有無の判断が住民にとって難しいといった問題が提起され、観測そのものが停止してしまっている。ま た、小学校裏の POCKET では、観測機器が獣害や電気系統の故障などに度々見舞われ、住民の目に触れ る機会は最も多いが、観測記録が残されていないといった課題がある。POCKET のように電気を使用す る計測機器は、落雷、断線や電力供給部分の不具合などが発生するため、定期的にメンテナンスを行う 必要がある。将来的には、メンテナンスにかかる費用や労力の観点から、メンテナンスフリーの計測機 器とすることが望ましく、SOP や見通し棒は電力を一切使用しないという点で有利であるといえる。SOP による長距離計測については、鏡の大きさを大きくするなどして見やすくするとともに、容易に変状の 有無が判断できるような工夫が必要である。

「感測隊」を組織したことによって,隊員の団結力が向上する副次的な効果を認めることができたが, しかし集落全体でみると,観測を"人任せ/隊員任せ"にする逆機能が起きていることも見出せた。ま た,異変が起こらない状況が続くため,近い将来には飽きてしまうことが懸念される。これらの打開策 として,住民の観測活動を後押しする催し,例えば,観測活動に熱心な人を表彰することを企画するな ど,この体制を補強する施策が求められる。そして理想としては,全住民が感測隊員となって OSV によ る日常的な観測が"特別なことではなくなる"ほどに定着するとよいだろう。そのためには,今後,OSV 機器のユーザビリティを増す際にも,もっと住民の声を聴きフィードバックするなど,協働性を高めて いくことが必要かつ重要である。

4.3 豪雨時における住民の早期避難行動促進のための土砂災害に関わる防災情報の伝 達方法に関する検討-京都府船井郡京丹波町の事例

4.3.1 はじめに

平成 30 年 7 月豪雨(西日本豪雨災害)において,中国・四国地方の中山間地を中心に大きな被害が 出たが,集落全体に急傾斜地や土石流の危険個所が多数存在する京都府船井郡京丹波町上乙見地区にお いても,地区にアクセスする道路は崩壊した土砂によっていたるところで寸断された。また,土石流や 住宅裏山の崩壊により土砂がなだれ込み,家屋や田畑に大きな被害が発生したが人命にかかわる被害は 出なかった(写真-4.3.1.1参照)。これは,大雨の特別警報の発令や町役場からの避難指示の発出前に, 地区内に入った地元消防団員が集落の全住民に避難を呼びかけたことにより住民の早期避難が実現し たためであることが報告されている⁹。

本節では、京都府船井郡京丹波町において、土砂災害に対する住民の防災意識および地域防災力の向 上を目的として 2019 年 6 月より実施しているさまざまな取り組みを紹介する。具体的には、住民と共 同で作成するハザードマップ、町内に独自に設置した雨量計による局所的な雨量観測、土砂災害に関わ る住民向け動画コンテンツの作成・配信などである。これらの取り組みを通して、住民が土砂災害に関

4-21



写真-4.3.1.1 平成30年7月豪雨における京都府船井郡京丹波町上乙見地区における土石流・がけ 崩れによる被害

する知識を習得し,防災情報を正しく理解するとともに,身近に発生する様々な危険事象と気象データ を関連付けることで,住民自らがそれぞれの「避難スイッチ」(住民が自ら避難を開始する基準)を設 定し,早期避難に繋げる方策を検討した。

4.3.2 住民と共同で作成するハザードマップ

牛山は、1999~2018年に発生した土砂災害について、土砂災害による犠牲者が発生した位置と土砂災 害危険個所の関係を調べ、土砂砂災害犠牲者のほとんど(87%)はハザードマップなどで示された危険 箇所付近で発生していることを示した¹⁰。また、国土交通省によれば、平成30年7月豪雨においても、 土砂災害による犠牲者のうち約90%は土砂災害警戒区域内等で被災している¹¹⁾。このことは、ハザード マップにおいて想定されていることがほぼ想定通りに発生していることを意味しており、日常から、居 住地周りの土砂災害危険個所についてハザードマップを通して認知し、豪雨時に「いつ」「どのような」 行動をとるべきかを考えておくことが重要であることを示している。一方、河川の氾濫による洪水・浸 水などによる犠牲者と浸水想定区域についての関係も同様に調査されており、浸水想定区域土砂災害と 異なり浸水想定区域付近での犠牲者は41%程度にとどまっている。これは、浸水想定区域の指定作業が 大河川を中心に行われており、中小河川では整備が十分に行われていないためであるとしている¹⁰。

平成30年版防災自書によれば、ハザードマップの整備状況として、「洪水ハザードマップ」および「土 砂災害ハザードマップ」を公表している市町村はそれぞれ全市町村の98%、83%である¹¹⁾。京丹波町に おいても、住民に対して「京丹波町・防災ハザードマップ」¹²⁾が配布されており、①大雨時の情報(大 雨・洪水に関する注意報・警報、河川の水位情報)、②大雨時の避難(避難の心得、水平・垂直避難)、 ③大雨について(内水・外水氾濫、雨の強さ・降り方と災害の危険性)、④土砂災害(土砂災害の種類 と前兆現象、土砂災害警戒情報)、⑤日常の備え(風水害への備え、自助・共助・公助)、⑥避難所の種 類と役割などの基本情報とともに、各地区における土砂災害警戒・特別警戒区域の範囲や浸水想定に基 づいた浸水深の分布、避難所などの施設の位置情報などが地図上に示されており、避難情報の種類(避 難準備・高齢者等避難開始,避難勧告,避難指示)と取るべき行動もあわせて明記されている(図-4.3.1.1 参照)。

しかし、ハザードマップの認知度は必ずしも高いといえず、住民の早期避難などに十分に活用されて いるとはいえないのが現状であり、ハザードマップの住民認知・住民理解に関して依然として多くの課 題があることが指摘されている¹³⁾。ハザードマップの住民認知に関する課題は、「マップを知らない」、 「見たことがない」といった「周知」関するものと「マップの存在は知っているが持っていない」、「配

4-22

布されたがどこにあるかわからない」といった「保有」の課題に分類できる。一方,ハザードマップの 住民理解に関する課題として,「マップに記載されている情報が多すぎる」,「記載内容が専門的すぎる」 といった「内容のわかりやすさ,見やすさ」に関するものと「避難所が遠すぎる」,「避難所が被災する 可能性がある」,「避難経路に多くの危険がある」といった「記載内容と実態の整合性」に関するものが ある ⁵。こういった課題を解決するためには,住民にハザードマップの作成の意図をわかりやすく伝え るための工夫やの配布・周知方法の工夫が必要である。一方で,住民の意見をハザードマップに反映さ せるということも重要である。

そこで、2019年7月15日に、京丹波町質美地区の住民を対象として、住民と地区のハザードマップ を共同で作成し、住民一人ひとりが知っている情報を出し合い、地区内の危険個所・避難経路などを含 めた地域の実状を再確認した(写真-4.3.2.1a,b参照)。その結果、町より配布されたハザードマップ(図 -4.3.1.1c参照)には記載のない地区内の危険箇所や避難経路に関わる数々の情報が出された。以下に その代表的なものを示す。①大雨の際、側溝の水が溢れ、道路が冠水することがあり、避難をするには 危険である、②大雨の際、斜面対策工の一部の排水パイプから常に雨水が流出している、③大雨の際、 家の前の河川の水位が上昇して危険を感じることがある、④避難する際、川を横断せねばならず、大雨 で増水していると危険である、⑤近所にため池があり、決壊しないか心配である、などである。また、 多くの住民が危険であると指摘する住宅裏の急傾斜の崖の存在(当該箇所は「土砂災害警戒区域」とし てハザードマップにすでに描かれている)も確認できた(写真-4.3.2.1c)。現在、洪水のハザードマッ プにおいては、大河川のみ洪水時の浸水想定がなされており、中小河川については、浸水想定の検討が なされていないケースが多い。しかし、昨今の大雨による洪水被害を鑑みれば、早急に中小河川につい



図-4.3.1.1 京丹波・防災ハザードマップ, a) 表紙, b) 上乙見地区, c) 質美地区



写真-4.3.2.1 a) ハザードマップ作成のための議論・情報共有の様子, b) 住民と共同で作成した ハザードマップ, c) 多くの住民が指摘した地区内の危険個所(住宅裏の崖)

ても浸水想定の検討および浸水想定区域図の明示が必要になってくると思われる。このように,住民が 主体的にハザードマップの作成に関わり,住民の意見を反映したオリジナルのハザードマップを作成す ることで,自分たちのまちの再発見・防災に関する地域の課題の発見につながるとともに,地域コミュ ニティの活性化,災害に強い地域防災力が生まれていくと考えられる。

4.3.3 局所気象観測および防災気象情報の共有

京丹波町内には、気象庁が設置したアメダスの雨量計が2箇所(須知,本庄),京都府が設置した雨 量計が5箇所(井脇,高屋川橋,和知川橋,細谷,畑川ダム)存在し,雨量を実測している。また、国 道・府道沿いには異常気象時通行規制区間が存在し、テレメータシステムによる雨量観測が行われてい る。一方、土砂災害警戒情報は、レーダーによる解析雨量(雨量の予測値)を用いて土壤雨量指数を算 出し、縦軸に60分間積算雨量、横軸に土壌雨量指数をプロットすることでスネーク曲線を描き、土砂 災害発生基準線(CL: Critical Line)との関係から土砂災害の発生危険度を判定している。しかし、解析 雨量と実測雨量は必ずしも一致せず、特に降雨強度の大きな場合に解析雨量は実測雨量との誤差が大き くなることが指摘されている¹⁴⁾。また、雨量の実測は空間的に限られた場所でしか行われておらず、局 所的大雨(ゲリラ豪雨)のように狭い範囲(数 km²)で発生する降雨を捉えることは難しいと考えられ、 ある地点の雨量をその最寄りの雨量計で実測したもので代表させることには限界がある。したがって、 降雨の現況を正確にかつリアルタイムに把握するためには、空間的に高密度に雨量計を配置し雨量を実 測することが望ましい。

そこで,2019年6月下旬より,京丹波町内の2つの地区(質美・上乙見地区)に気象観測装置を設置 し,局所雨量観測を開始した。なお,気象観測においては,明星電気(株)が提供する「超高密度気象 観測・情報提供サービス」である POTEKA¹⁵⁾を利用した。

(1)局所雨量観測の結果およびその分析

京丹波町内の2つの地区(質美・上乙見地区)で新たに取得した雨量データをもとに、土壌雨量指数 を算出し、縦軸に 60 分間積算雨量、横軸に土壌雨量指数をプロットすることでスネーク曲線を描いた。 また, 京都府から提供された京丹波町内の3次地域区画(1km×1km, 3次メッシュ)ごとに定義された 土砂災害発生基準線(CL: Critical Line)を用いて土砂災害発生危険度の評価を行った。図-2 に上乙見・ 質美地区で実測した雨量データを用いて描いたスネーク曲線と気象庁および京都府が設置したそれぞ れの地区に最寄りの雨量計による実測雨量をそれぞれ用いて描いたスネーク曲線を比較したものを示 す。ただし、比較した雨量計測期間は、それぞれ 2019 年 6 月 27 日~2020 年 4 月 30 日(気象庁のアメ ダスによる実測雨量との比較), 2019 年 6 月 27 日~2019 年 10 月 31 日(京都府が設置した最寄りの雨 量計による実測雨量との比較)とした。本図より、上記期間において、土砂災害発生危険度を著しく高 めるような降雨はいずれの雨量計測地点においても観測されていないことが分かる(実際,上記期間内 に土砂災害警戒情報の発表はなかった)。また、質美地区で実測した雨量は、気象庁および京都府が設 置した雨量計で観測されたものと傾向が異なる、すなわち、気象庁、京都府の実測雨量よりも大きな値 をとることが分かる(図-4.3.3.1a,b参照)。一方,上乙見地区で実測した雨量は,気象庁および京都府 がそれぞれ本庄、細谷に設置した雨量計で観測されたものと同様の傾向を有することが分かる(図 -4.3.3.1c,d 参照)。このことは、上乙見地区の実測雨量は、気象庁および京都府が設置した最寄りの雨 量計で代表させることができるが、質美地区においては、これらで代表させることは難しく、局所的に 雨量計測することの重要性が示された。



図-4.3.3.1 異なる雨量データを使用して評価したスネーク曲線の比較, a) 質美とアメダス(本庄・ 須知), b) 質美と京都府(井脇), c) 上乙見とアメダス(本庄, 須知), d) 上乙見と京都 府(細谷)

(2)住民への防災気象情報の提供および「避難スイッチ」としての活用方法

大雨により土砂災害の発生危険度が高まった場合、気象庁・都道府県から土砂災害警戒情報が発表さ れる。近年、災害の発生危険度は「警戒レベル」という形で5段階の数値で表現されるようになり、こ の「警戒レベル」に応じて住民がとるべき行動が明示されている^{16,17}。例えば、土砂災害警戒情報は「警 戒レベル4」と位置づけられ、地元の自治体が避難勧告・指示を発令する目安となる情報であり、住民 には速やかな避難が求められるレベルであるとされている。一般的に、土砂災害警戒情報が発表されれ ば、自治体は避難勧告・指示の発令を検討し、住民に周知することとなる。しかし、防災気象情報を受 け取る側である住民は、気象庁・都道府県かたの土砂災害警戒情報の発表や自治体からの避難勧告・指 示といった最終判断の結果のみを報道や各機関のホームページなどから受け取ることになっており、こ れらの判断に至った経緯・プロセスや科学的根拠が必ずしも住民に明示されることはない。近年、報道 において「土砂災害の発生危険度」や「斜面の中の水分の状態」を表す地図と称して「土砂災害警戒判 定メッシュ情報」を提示するケースが増えてきているが、土砂災害の危険度評価の方法(具体的には、 土壌雨量指数と60分間積算雨量を用いたスネーク曲線や土砂災害発生基準線の設定など)については、 必ずしもわかりやすい形で住民に提示できているとはいえない。逆に、土砂災害の発生危険度をその評 価・判断方法も含めてわかりやすい形で住民に明示することができれば、住民はそれらを早期避難の判 断の基準である「避難スイッチ」として利用することができると考える。

以下では、住民の早期避難のための判断基準である「避難スイッチ」を POTEKA による現地雨量観

測結果を活用して設定する方法について検討した。図-4.3.3.2 に京丹波町質美・上乙見地区において実 測した雨量を用いて算出した累加雨量(あるいは連続雨量)および土壌雨量指数の推移を示す(ただし, 本図では期間を2020年6月1日~30日とした)。まず,「避難スイッチ」の設定方法として,累加雨量 (あるいは連続雨量)を用いる方法が考えられる。すなわち,累加雨量(あるいは連続雨量)のがある 値(閾値)に到達すれば避難を開始することを決めておくという方法である。この場合,過去の被災事 例や身の周りで発生した危険事象がどのくらいの累加雨量(あるいは連続雨量)で発生したのかを記録 し,データとして蓄積しておかなければならない。実際,上乙見地区において,家の前の川の水位があ る高さまに到達すれば避難を開始するという独自のルールを設定しておられる住民がおられた。この場 合,累加雨量(あるいは連続雨量)と河川水位の関係が分かれば,雨量計測結果のみで,早期避難の判 断を行うことができることになる。

次に、土壌雨量指数に閾値を設け、「避難スイッチ」として設定する方法について述べる。先述の累加雨量(あるいは連続雨量)は、降雨が終了すれば、頭打ちとなり、ある一定時間経過の後リセットされることから、先行降雨の影響や降雨終了後の斜面内の雨水浸透状況を表現でず、降雨時の斜面の危険度を的確に表現することができない。一方、土壌雨量指数は、降った雨が土壌中に水分量としてどれだけ溜まっているかを、直列3段タンクモデルを用いて数値化したものであり、降雨が終了しても、斜面から排出される水についても評価ができることから、降雨終了後の斜面内の雨水浸透状況をより的確に表現することができる(降雨が終了すると、斜面内から排水され土壌雨量指数は低下していく)(図-4.3.3.2参照)。したがって、土壌雨量指数そのものは相対的な土砂災害危険度を示した指標であるが、土壌雨量指数を大雨警報等の判断基準と比較することで土砂災害発生の危険度(重大な土砂災害が発生するおそれがあるかどうかなど)を判断することができる。また、これらの判断基準は過去の土砂災害発生時の土壌雨量指数を調査した上で設定しており、地盤の崩れやすさの違いなども判断基準には一定程度反映させることができる。ただし、斜面内への雨水浸透メカニズムやタンクモデルに関する基礎知識に関する住民の理解が必要不可欠であり、理解促進に向けたわかりやすい説明が求められる。

最後に、土砂災害警戒情報が発表される仕組みと同様の方法で、現地での実測雨量を用いて土砂災害 発生危険度を評価する方法を示す(ここで、土砂災害警戒情報はレーダーによる解析雨量を用いている ことに留意する)。図-4.3.3.3に京丹波町内の2つの地区(質美・上乙見地区)における,2020年6月 1日~30日のスネーク曲線を示す。本図より、当該期間において土砂災害発生危険度を著しく上昇させ る降雨は観測さなかったことが分かる。また,本図に示すようにスネーク曲線と土砂災害発生基準線(CL) の位置関係から、現状の土砂災害発生危険度が明示的に示されることになり、この情報を住民に時々 刻々提供することで,住民が現状の土砂災害発生危険度を把握し,早期避難行動に結びつけることがで きると考える。図中の緑,黄,赤の領域はそれぞれ「これまで土砂災害が発生したことのない領域(今 後も土砂災害が発生する確率が低い領域)」、「これまで土砂災害が発生したことはないが、短時間に強 い雨が来るといつ土砂災害が発生してもおかしくない領域」,「これまでに土砂災害が発生したことがあ る領域」と表現することができ,現在どの領域にいるかを確認するとともに,1 時間後,2 時間後に黄 色や赤の領域に達するか否かを判断できれば、「避難スイッチ」を設定することができると考える。な お、質美・上乙見地区では、緑と黄色の領域の境界は土壌雨量指数の値がそれぞれ 137, 133 であり、 これらの値も早期避難のための判断の目安となる。ただし、実測雨量を用いてスネーク曲線を描く限り、 1 時間後, 2 時間後の予測はできないため,予測にはレーダーによる解析雨量を用いざるを得ない。解 析雨量の値を事前に取得することは,住民にとっては極めて困難である。一方, POTEKA では,地区内

4-26

の登録メンバーに対しては、降雨発生状況に関する情報(降雨強度、時間雨量、連続雨量など)をメー ル配信しており,6時間先までの雨雲の様子や降雨予測結果を閲覧することができる(図-4.3.3.4参照)。 したがって,1時間後,2時間後に高降雨強度の雨雲が接近してくるのかどうかを確認することになる。



図-4.3.3.2 2020 年 6 月 1 日~30 日の累加雨量および土壌雨量指数の推移, a) 質美地区, b) 上乙 見地区



図-4.3.3.3 2020年6月1日~30日におけるスネーク曲線, a) 質美地区, b) 上乙見地区



図-4.3.3.4 POTEKAの画面

4.3.4 土砂災害に対する早期避難促進のための動画コンテンツ作成・配信およびその他の普 及活動

現地で雨量を実測することの意義および実測した雨量をもとに「避難スイッチ」を設定する方法を住 民にどのようにわかりやすく伝えるかについては依然として重要な課題である。以下には、これまで取 り組んできたさまざまな普及活動について紹介する。

まず,2019年8月19~20日に、質美地区の小学生を対象とした交流イベントを開催し、雨量計の仕 組みや雨量計測と計測した雨量の活用方法について解説をした。数名の小学生は夏休みの課題として取 り上げられるとともに、交流イベントや雨量計の解説の様子は京丹波町のケーブルテレビ制作の「京丹 波ウィークリー」で取り上げられた(8月24日放送)(図-4.3.4.1a参照)。また、広報誌「安心ほっと 便り」おいても交流イベントの様子や雨量観測プロジェクトについて取り上げ、広く情報の共有・周知 を図っている(図-4.3.4.1b参照)。また、「土砂災害危険度の判定と早期警戒・避難基準の設定(初級・ 中級・上級編)」と題して 3.2 節で述べた内容について,住民向けの番組を京丹波町ケーブルテレビと共 同で制作していく予定である。2020年4月以降,新型コロナウィルス(COVID-19)の感染拡大のため、 府県間の移動の制限などにより現場での調査・研究活動が十分に行えない状況にあるが、その間、オン ライン授業などで利用されている Zoom などを用いた動画コンテンツの作成も開始した(図-4.3.4.1c 参照)。ここでは、「土砂災害に関する理解を深めるための簡単な実験動画」と題してすでに6回のシリ ーズ(①斜面を構成する土ってなんだ?②土の強さって何? 一摩擦力、③土の強さって何? 一粘着力、 ④雨が降ると斜面はなぜ壊れる?⑤斜面が崩れるのを防ぐには? 一斜面補強対策、⑤斜面を測るって 何? 一計測・モニタリング方法)を企画している。



b)

図-4.3.4.1 さまざまな普及活動, a) 小学生との交流イベント, b) 広報誌「安心ほっと便り」, c) Zoom による動画配信

4.3.5 本節のまとめ

本節では、京都府船井郡京丹波町において、土砂災害に対する住民の防災意識および地域防災力の向 上を目的として 2019 年 6 月より実施しているさまざまな取り組みを紹介した。今後も、これらを通し て、引き続き自治体・住民との連携を深め、住民への情報の周知と共有を図るとともに、豪雨時におけ る住民の早期避難行動促進のための土砂災害に関わる防災情報の伝達方法について検討していく予定 である。

参考文献

- 1) 矢守克也: 増補版〈生活防災〉のすすめ―東日本大震災と日本社会, ナカニシヤ出版, 2017
- 2) 福井市田:「福井市人口統計」(http://www.city.fukui.lg.jp/sisei/tokei/jinko/jinkoutoukei.html, 2019年6月20日閲覧)
- 3) 辻祐介・川本義海・上村祥代:過疎集落における共助型地域輸送活動に関する研究-福井市高須町を対象として-.第42回 土木計画学研究発表会,土木計画学研究・講演集,42,講演番号42(CD-ROM),2010
- 4) 鹿野和彦・山本博文・中川登美雄・駒澤正夫:福井地域の地質,地域地質研究報告5万分の1地質図幅金沢(10),独立行政法 人産業技術総合研究所,地質調査総合センター,第47号,NJ-53-12-16,18-4,2007
- 5) 芥川真一:光源や光路に工夫して変状を可視化する方法,土木技術,第72巻,9号,pp. 94-98,2017
- 6) OSV研究会HP:http://www.osv.sakura.ne.jp/index.html (2019年6月20日閲覧)
- 7) 小山倫史・近藤誠司・小林泰三・芥川真一・佐藤毅・中田勝行・下嶋一幸:山間地域における住民参加型斜面監視・モニタ リングシステムの構築.第61回地盤工学シンポジウム発表論文集,論文番号5-2, pp. 151-158, 2018
- 8) 豊澤康男・伊藤和也・Tamarkar S. B. ・有木高明・国見敬・西峰敦志・大久保智美:高精度の傾斜計を用いた斜面崩壊の動 態観測・崩壊予知システムの開発,労働安全衛生総合研究所特別研究報告,NO.35, pp. 91-106, 2007
- 9) 矢守克也:空振り・FACPモデル・避難スイッチー豪雨災害の避難について再考する-,消防防災の科学, No. 134, pp. 7-11, 2018
- 10) 牛山素行:洪水・土砂災害ハザードマップの意義と注意点,国民生活, No. 94, pp. 11-15, 2020
- 11) 内閣府田:ハザードマップの整備状況,平成30年度防災白書(http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h30/honbun/3b_6s_48_00.html, 2020年7月31日確認)
- 12) 京丹波町HP: 防災ハザードマップ (https://www.town.kyotamba.kyoto.jp/0000000272.html, 2020年7月31日確認)
- 13) 榎村康史:洪水ハザードマップの住民認知・理解向上に向けた改善に関する研究,土木学会論文集D3, Vol. 68, No. 5(土 木計画学研究・論文集第29巻),I_103-I_110, 2012
- 14) 櫻谷慶治, 窪田上太郎, 小泉圭吾, 小田和広: レーダー・アメダス解析雨量の高速道路防災への適用性について, Kansai Geo-Symposium 2016, 地盤工学会
- 15) 明星電気(株)HP:超高密度気象観測・情報提供サービス (POTEKA) (https://www.nankai-densetsu.co.jp/poteka/, 2020 年7月31日確認)
- 16) 気象庁HP:防災気象情報と警戒レベルとの対応について (https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/alertlevel.html, 2020年7月31日確認)
- 17) 内閣府田: 避難勧告等 に関する ガイドラン ① (避難行動・情報伝達編)
 (http://www.bousai.go.jp/oukyu/hinankankoku/pdf/hinan_guideline_01.pdf, 2020年7月31日確認)

5. 斜面クリニカルテクニック

5.1 はじめに

図-5.1.1 は、これまでの土砂災害対策に対する評価と人的被害"ゼロ"に向けた取り組みのイメージ を示している. 終戦の年昭和 20 (1945) 年 9 月 17 日~19 日に日本を縦断した枕崎台風によって、死者 2,473 名、行方不明者 1,283 名、負傷者 2,452 名もの被害が発生した. 戦争直後でもあり、特に原爆に よる被災地広島市では 2,000 名もの死者・行方不明者だったことを考えると、土石流・斜面崩壊などが 多数発生したと推定される. その後狩野川台風(昭和 33 (1958) 年)・伊勢湾台風(昭和 34 (1959) 年) 等の台風や諫早豪雨(昭和 32 (1957) 年)を経て昭和 36 (1961) 年に災害対策基本法が施行され、そ の後、平成 13 (2001) 年に土砂災害警戒区域における土砂災害対策防止対策推進に関する法律(以下、

「土砂新法」と記す.)など災害に対する予防・応急対応・復旧復興のための法律が制定されている.一 方土砂災害を抑制・抑止する対策技術として様々な商品や工法が開発されている.さらには天気予報も 観測精度が向上して気象情報から災害発生危険度を伝達するシステムが構築されており,現在では洗濯 物の乾き具合・傘の持参等一般生活の中で広く活用されている.しかし,毎年1,000件以上もの土砂災 害が発生しており,近年の異常気象も影響して土砂災害発生件数は増加している.気象状況が今後ます ます過激化することが予測¹⁾されており,土砂災害も激甚化し,それに伴って災害形態も変化して,こ れまで以上に人的被害が増加することが予想される.

本委員会では、土砂災害予防に対するこれまでの対策に対する評点を 70 点とした.この評点に対し ては様々な意見・疑問があると思われるが、少なくとも様々なハード対策や法律整備・情報提供等のソ フト対策によって土砂災害が予防され人的被害が減少してきた事実を考えると、これまでの対策は課題 があるものの及第点はあるとした.



図-5.1.1 これまでの土砂災害対策の評価と人的災害"ゼロ"対応イメージ

特に平成11(1999)年広島災害をきっかけにして整備され平成13(2001)年に施行された「土砂新 法」はハード対策からソフト対策へシフト変更を促したことによって,住民自らが行動させるシステム を提供したことは高く評価すべき点であると考えている.

しかし依然として「人的被害"ゼロ"」は達成できていない.人的被害"ゼロ"を達成するためには, これまでのハード対策ストックの老朽化対策と並行して,IT 技術活用・危険度伝達技術のさらなる発 展・耐久性向上や維持管理を前提とした材料開発等が必要と考えられる.しかし災害対策に対する予算 は限られていることから,個別な技術開発だけでは困難であり,ハードとソフトの有機的連携などの総 合的な技術対応を図っていかなければならない.

5.2 自助・共助・公助による防災対応

これまでの斜面対策は、吹付のり枠工や擁壁工等のハード対策が主体に行われてきたが、平成13(2001) 年に新たに施行された「土砂新法」によって全国で土砂災害警戒区域が設定され、土砂災害ハザードマ ップとして公開されている.このハザードマップは、気象庁からの防災気象情報や、行政からの避難警 戒情報とともに住民の避難行動に結び付けられている.一般の方が避難行動に移るためには、警戒区域 の意味、避難のキッカケを与える危険度情報や避難行動等に関する防災教育が多くの地域で実施されて いるが、避難するべき危険な状態が迫っているにも関わらず避難行動に移れていない事例が多いのも事 実²である.

現在,多くの地域において住民が,地域の災害リスク,避難行動,防災気象情報や避難情報を共有化 することで,日頃から住民意識に防災を取り入れ,避難時・避難先生活・避難先から帰宅時のフォロー が地域として実行されており,最近の防災対策は,行政と専門技術者だけで対応するのではなく,「一般 住民」・「地域」を取り入れた取り組みが広がっている.

図-5.2.1 は、自助(住民)・共助(地域)・公助(行政)の有機的な防災連携イメージである.これまでは「公助」主体だった防災対策が、前述したように「共助」と「自助」を考慮し、交点に専門技術者が存在することで、3つの輪が有機的に連携し合うことになる.

ここで注意が必要なのは、自助・共助は、避難に関する内容で説明されることが多いが、図-5.2.1 では「裏山の日常観察」、「情報弱者への危険度情報提供」というハザードマップや防災教育で知り得た危険箇所について自らが観察を行い、その情報を周囲に提供するという、より積極的な活動を記している点にある.この危険箇所としては、自分達の住んでいる箇所の『裏山』、すなわち土砂災害危険区域に含まれている「斜面」や「のり面」が対象になる.この『裏山』の状態を日常的に住民や地域の方々が観察することで、防災意識の向上と共に、避難・警戒行動のキッカケにつながると考えている.



図-5.2.1 自助・共助・公助の有機的な防災連携イメージ

5.3 斜面クリニカルテクニックの概要と課題

住民による裏山観察というと安全性の精度や避難判断などで間違いが発生するのではないかという 意見もある.しかし裏山観察が,私たち自身の健康を,朝起きた時の体調,体重計測,体温計や血圧計 による体調管理と同じであると考えるとどうだろうか.

現在,防災気象情報で1kmメッシュ毎の土壌雨量指数や,1kmメッシュ毎の表面雨量指数・流域雨 量指数で危険度伝達が行われており,この斜面を群として整理する手法は,公助の立場からすれば非常 に有効な手段である.

一方で 68 万箇所近い土砂災害警戒区域が指定されつつある中,ハザードマップ等を活用した防災教 育を進めていくと,自分の裏山の安全性を知りたくなるのも必然と考える.裏山を個性のある人格と捉 え,私たちと同様に日常的健康管理を裏山に当てはめて行う仕組みを構築することで,住民や地域の防 災意識がより高まるとともに,警戒・避難も速やかに行うことが期待できる.この仕組みを本委員会で は「斜面クリニカルテクニック構想」と命名し,斜面災害リスクを低減させる一つの枠組みとして検討 した.

表-5.3.1 に、「斜面クリニカルテクニック構想」を示す. この表に示すように、レベル0は、医療分 野においては、個人の日常的な健康管理であり、ジョギング、食事・睡眠管理、体温計や体重計測など である.一方,斜面対策分野でこれに相当するのは,日常的な裏山観察で,不安定な樹木の伐採,排水 溝の掃除・対策構造物の状況観察,斜面湧水状況の確認,道路沿いの斜面パトロール等の行為に当たる. 次に、レベル1は、医療分野においては、定期検査・健康診断で、斜面対策分野では定期的に実施され る行政による斜面基礎調査に相当する.レベル2は、医療分野においては、異常があった場合に最寄り の医院や病院で行う詳細診察や検査であって、斜面対策分野では、変状があることから専門家による現 地踏査がこれに相当する.このレベル2でお医者さんは薬の提供や簡単な処置を施すことになるが、斜 面対策では、専門家が簡易な調査、モニタリング計測や簡易対策工(大型土のう、簡易な土留工、防水 シート設置など)などの提案、実施を行う.本委員会で議論を行ったモニタリングと簡易対策工を併用 する方法が一般的に広まれば、レベル2の段階で提案、実施を行うのが良いと考える、レベル3は、医 療分野、斜面対策分野ともにレベル2時に実施した事柄で経過観察を行う段階である.レベル4では経 過観察から明らかに容態が悪化するなどした場合で、医療分野で言う手術に相当する. 斜面対策分野で は、変状が進行あるいは、崩壊が発生した状態で、原因の詳細調査を実施して、必要な対策工(排水工、 抑盛土工、切土工等の抑制工やのり枠工やグラウンドアンカー工等の抑止工などによる恒久対策)が行 わる段階である、レベル5は、医療分野では、治療後の経過観察に相当する、斜面対策分野では、対策 を施した箇所における維持管理行為に相当する.まさに裏山を見守って対策を立てていく過程は、医療 行為と同じである.

しかし,医療の場合は,最寄りのお医者さん・拠点となる医療センターを含めた地域医療連携が確立 されているのに対し,斜面対策分野では,最寄りのお医者さんに相当する技術者や相談窓口が見出せず, また地域防災の拠点となる組織も明確でない.さらには日常健康管理で使用している体温計・血圧計に 相当する簡易なセンサーや判断できる閾値も明確でないなど,斜面クリニカルテクニックを実用化する までには様々な課題がある.

本委員会では, 部会1・部会2・部会3においていろいろな視点で検討がなされ, 一般向けや行政、 管理者, 技術者向けに提言をまとめている. その中に, 「斜面クリニカルテクニック構想」という新しい 考え方を提案している.

段階	医療分野	斜面対策分野
0	・日常の健康管理 例えば,ジョギング,食事・睡眠管 理,体温計や体重計測等	 ・日常の裏山観察 例えば、不安定な樹木の伐採、排水溝の掃除・対策構造物の状況観察、斜面湧水状況の確認、道路沿いの斜面パトロール等
1	・定期検査・健康診断	 ・斜面基礎調査 例えば、定期的に実施される行政による斜 面基礎調査等
2	 検査時に異常診断 医師による詳細な診察や検査等 	• 専門家による現地踏査 簡易な調査,モニタリング計測や簡易対 策工等の提案,実施等
3	・ 薬服用,簡易処置による経過観察 抜本的処置移行判断	・モニタリング, モニタリング+簡易対策 経過観察
4	• 抜本的処置 入院、手術等	• 恒久対策 抑制工,抑止工等に加えて対策工の効果 確認のためのモニタリング等
5	・抜本的処置後の経過観察	 ・斜面,施設の維持管理 斜面変動,地下水や対策工等のモニタリングも含めた点検

表-5.3.1 斜面クリニカルテクニック構想

参考文献

- 1) 釜江陽一・川瀬宏明:地球温暖化により「大気の川」由来の「経験したことのない大雨」が増える,筑波大学・気象 庁気象研究所プレスリリース,2022.1.18
- 2) 中央防災会議災害時の避難に関する専門調査会:災害時の避難に関する県庁課題 防災・災害情報,中央防災会議 「災害時の避難に関する専門調査会第6回資料」

http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/saigaijihinan/6/pdf/shiryou_5.pdf(2022.02.06閲覧)

6. 斜面災害のリスク低減を目指した委員会提言

公益社団法人地盤工学会関西支部の斜面災害のリスク低減に関する研究委員会では,斜面災害に関す るリスクを低減するための情報収集と分析に関する技術,斜面安定化対策に関する技術,リスク低減に 関する技術情報の普及と教育等について最新の情報を共有し,実務に供し得る新しい価値を生み出すこ とを目指して研究活動を実施してきた。本研究委員会では,斜面災害による人的被害をゼロとすること を目指し,議論を重ね,斜面災害のリスク低減を目指した委員会の提言を以下のとおりまとめた.

6. 1 斜面災害のリスクを低減させた社会

斜面災害のリスクを低減した社会を構築するためには,斜面が崩壊した際に,崩壊した土砂や木,落 石などが到達する場に居合わせないようにし,身の安全を確保することが重要である。そのためには, 自分と崩壊箇所,崩壊土砂の位置,移動状況に関する情報を知り,もし,自分がその影響下に居る場合 は,その外力に対して安全な場所に避難することができれば,身の安全は確保される。

このことから,斜面災害リスクの高いすべての場所において,斜面など斜面災害のリスクを感知でき るモニタリングと外力に対応した施設を計画的に整備して,住民自らリスクが高まったことを知り,行 動を起こせる仕組みを構築できる社会とすることを,土木分野の人達だけではなく多様な分野の人達と 協力して目指すべきである。また,斜面災害のリスクが高まっている緊急時,その場所にいる人々の情 報をもとに,直接避難の指示を伝えたり,助けが必要であれば,救援,救助したりできるような災害時の 情報伝達の仕組みを構築するべきである。

本研究委員会では,住民が日常的に斜面を監視し,危険と感じる斜面では,さらに定期な診断(モニ タリング)を通して,対策工の整備,維持管理までを体系的に行う「斜面クリニカルテクニック」を提 案している。

「斜面クリニカルテクニック」は、医療技術(定期検診,異常診断,経過観察,抜本的処置,経過観 察)を参考に斜面に適用した考え方で、ソフト対策(経過観察)とハード対策(応急対策,恒久対策) を組み合わせた技術体系である。この考え方を住民が専門家と一緒になって、日常的に斜面を監視し、 危険と感じる斜面災害リスクの高いすべての場所に展開することで、平時、異常時の挙動、規模などを 把握し、適切な対処方法を選択し、さらに対処方法が有効に作用しているか、不足する場合の対応など 長期的に診断、更新ができ、その情報を共有できるサイクルとなっている。

「斜面クリニカルテクニック」の考え方を基礎に住民,行政・施設管理者・研究者・技術者などの関係者が,一緒になってモニタリングシステムの構築,警戒避難体制への利用,防災,減災施設の整備,斜面災害リスクを低減した土地利用,それらの考え方を実装するための法整備など,議論していく必要がある。

6.2 斜面災害のリスクを低減させるために(一般向け)

(1)斜面災害にあわないためには

斜面災害の場合,斜面が崩壊した際に,崩壊した土砂や木,落石などが到達する場に居合わせないようにし,身の安全を確保することが重要である。しかしながら,全国で毎年のように斜面災害が発生している。これは,斜面災害の現象が複雑で,現在の技術水準では,災害が発生しうる広い対象領域の内, どの斜面がいつ,どのように崩壊し,どこまで影響を及ぼすかを正確に予測できいないためである。こ のような中で,これまでの知見に基づき,斜面災害のリスクが高そうな箇所を予め調査し,降雨によっ て危険度が高まっている情報を発信して,斜面災害による人的被害を少なくするよう日夜,研究,技術 開発,情報伝達などについて議論が進められている状況である。

ここでは、我が国で災害に会いやすい状況下にあることを改めて紹介する。

我が国は、地形、地質、気象などの自然的条件から、台風、豪雨、洪水、土砂災害、地震、火山噴火 6 などによる災害が発生しやすく以下の特徴がある^{1)加筆・一部 2021 年 10 月時点の数値に修正}。

1) 台風,豪雨

我が国は、おおむね温帯に位置し、春夏秋冬のいわゆる四季が明瞭に現れる。そして、四季の様々な 気象現象として現れる台風、大雨、大雪などは、時には甚大な被害をもたらすことがある。春から夏へ の季節の変わり目には、梅雨前線が日本付近に停滞し、活動が活発となって多量の降雨をもたらす。ま た、夏から秋にかけて、熱帯域から北上してくる台風は、日本付近の天気に大きな影響を及ぼしており、 毎年数個の台風が接近(年平均 11.7 個 ²)、上陸(年平均 3.0 個 ²)し、暴風雨をもたらしたり、前線の 活動が活発となって大雨を降らせたりする。

アメダス観測記録の整理結果から、1 時間降水量 50mm 以上及び 80mm 以上の短時間強雨の年発生 回数は全国でともに増加している。その増加は,統計期間の最初の 10 年間(1976~1985 年)平均で は 1,300 地点あたり約 226 回だったが、最近の 10 年間(2011~2020 年)平均では約 334 回と約 1.5 倍に増加している。日降水量 200mm 以上及び,日降水量 400mm 以上の大雨の年間日数も増加傾 向が現れている³⁾。このように近年の降雨は,短時間雨量,大雨の発生する回数が過去と比較して増加 しており,土砂災害となるリスクが高まっていると言える。

2) 洪水, 土砂災害

我が国は、その急峻な地形ゆえに、河川は著しく急勾配であり、ひとたび大雨に見舞われると急激に 河川流量が増加し、洪水などによる災害が起こりやすくなっている。特に、洪水時の河川水位より低い 沖積平野を中心に人口が集中し、高度な土地利用が行われるなどの国土条件の特徴と相まって、河川の 氾濫等による被害を受けやすい。また、我が国は、急峻な山地や谷地、崖地が多い上に、地震や火山活 動も活発である等の国土条件に、台風や豪雨、豪雪に見舞われやすいという気象条件が加わり、土石流、 地すべり、がけ崩れ等の土砂災害が発生しやすい条件下にある。特に、近年の林地や傾斜地又はその周 辺における都市化の進展など土地利用の変化と相まって、土砂災害による犠牲者は、自然災害による犠 牲者の中で大きな割合を占めている。

3) 地震, 津波, 火山災害

地震の震源と火山のほとんどは、ともに地球上の特定の場所に帯状あるいは線状に細長く分布してい る。これらの分布と世界のプレートの分布を比較すると、地震の震源や火山の集中しているところのほ とんどにはプレートとプレートの境界がある。我が国は、海洋プレートと大陸プレートの境界に位置し ているため、プレートの沈み込みにより発生するプレート境界型の巨大地震、プレートの運動に起因す る内陸域の地殻内地震などが発生している。また、四方を海に囲まれ、海岸線は長く複雑なため、地震 の際の津波による大きな被害も発生しやすい。さらに、我が国は、環太平洋火山帯に位置し、全世界の 約7%にあたる 111の活火山が分布している。

このような特徴のある場で,平成 30 年 7 月豪雨のように,広域で長時間,強い降雨が降り続くと, 斜面崩壊が同時に多発し,合わせて,洪水,土砂洪水氾濫など複合的な災害となり,甚大な被害が発生 した。

国土交通省 4によると洪水浸水想定区域や土砂災害警戒区域において,避難行動を促す情報が発令されていたにもかかわらず,人的被害が多く発生したと報告されている。

このことから、多くの市民が危険と認知されている場所で、豪雨による急激な危険度の増大によって、 身の安全を確保できずに被災した可能性が高いものと推察される。

(2) 斜面災害のリスクを低減するには

斜面災害のリスクを低減するには、斜面災害のリスクが予想される場所から距離をおいて生活するの が最良の策である。あるいは、リスクが高まる際にその場から遠ざかることで、斜面災害に遭うリスク は大きく低減できる。その意味では、斜面災害のリスクが高い場所やリスクが低い、少しでも安全な場 所を知ることが大変重要である。

現在,都道府県によって,地形,地質,土地利用状況等を踏まえて,区域指定及び土砂災害防止対策 に必要な机上及び現地調査を実施(机上で地形図・航空写真等を用いて土砂災害のおそれのある箇所を 抽出し,現地調査により区域の範囲を設定)して,その結果を公表している。土砂災害警戒区域は,急 傾斜地の崩壊,土石流,地すべりの現象に応じた区域設定を行っている。急傾斜地の崩壊は,傾斜度が 30°以上である土地が崩壊する自然現象,土石流は,山腹が崩壊して生じた土石等または渓流の土石等 が水と一体となって流下する現象,地すべりは,土地の一部が地下水などに起因して滑る自然現象また はこれに伴って移動する自然現象である。

これらの現象が発生しやすい箇所について、土砂災害警戒区域ならびに土砂災害特別警戒区域が指定, 公表され周知が図られており、一定の効果を発揮している。ただ,行政が認識している危険箇所以外に おいても災害が発生している事例が報告されている。例えば,近年,傾斜地にある住宅地で,排水や構 造物の不備などで土砂災害警戒区域の要件に当てはまらない崖でも崩壊が発生しているケースや地形 改変で切土した宅地において切土斜面の上部の小規模な谷から土砂が流出したケース 50などが確認され ている。このように土砂災害警戒区域やその要件に当てはまらないような斜面地であっても人工改変さ れた場所では,排水施設や防災施設が複雑化し,また,その機能の維持が十分行われていないことが原 因の一つであると考えられる。したがって,現行の(全国同一基準の)地形情報に基づいた警戒区域の みでは,必ずしもすべての斜面の危険箇所,被害想定を表しているものではないことを認識しておく必 要がある。さらに、防災施設もある条件の下で設計されたものであることから,近年の異常気象時のよ うに設計条件を上回る外力が作用した場合は、想定される性能を発揮できない場合があることも認識し ておく必要がある。また、警戒区域は、土地利用の変化や近年の災害の実態などを考慮し、見直しが行 われていくものと考えられるため、毎年豪雨が予想される前に最新の情報を確認しておく必要がある。 さらに、排水施設や防災施設についてもその機能を維持していくために、掃除や点検などを行い、豪雨 への備えを整えるような取り組みが重要であると言える。

つぎに、斜面災害のリスクが高まる情報として、気象庁と都道府県が共同で発表する土砂災害警戒情報のがある。この土砂災害警戒情報は、大雨警報(土砂災害)の発表後、命に危険を及ぼす土砂災害がいつ発生してもおかしくない状況となったときに、市町村長の避難指示の発令判断や住民の自主避難の判断を支援するよう、対象となる市町村を特定して警戒を呼びかける情報で、都道府県と気象庁が共同で発表している。この情報は、気象観測と予測をもとに発表されており、その精度、解像度は、年々向上している。さらに、気象庁では、大雨による土砂災害発生の危険度の高まりを、地図上で1km四方の

領域(メッシュ)ごとに5段階に色分けして示す情報(土砂キキクル(大雨警報(土砂災害)の危険度 分布))を公表のしている。この情報は、常時10分毎に更新されており、大雨警報(土砂災害)や土砂 災害警戒情報等が発表されたときには、土砂キキクル(大雨警報(土砂災害)の危険度分布)により、 どこで危険度が高まっているかを把握することができる。この情報を活用して、自分のいる環境に応じ た行動を起こすことができると言える。ただ、この情報は、降雨から予測可能な土砂災害のうち、避難 指示等の災害応急対応が必要な土石流や集中的に発生する急傾斜地崩壊を対象としており、個別の災害 発生箇所・時間・規模等を詳細に特定することまではできない点、また、技術的に予測が困難である斜 面の深層崩壊、山体の崩壊、地すべり等は、土砂災害警戒情報の発表対象ではない点に注意が必要であ る。

これらの情報に基づき、斜面災害のリスクが高まった際に安全な場所で、リスクが低くなるまで過ご すことで、斜面災害に巻き込まれるリスクを低減できると考えられる。ただ、避難のタイミングによっ ては、すでに道路冠水や暴風等のために、安全な場所への移動に伴い命に危険を及ぼす状況となってい る場合もあるため、少しでも命が助かる可能性が高い行動(近隣の頑丈な建物の2階以上の、崖や渓流 からなるべく離れた部屋に退避するなど)を取ることが重要である。

これまでの経験,観測,予測技術に基づいて,斜面災害のリスクの高まりを知ることができるように なってきており,斜面災害のリスクから遠ざかることでリスクを低減することができると言える。ただ し,これまでの経験以上の豪雨や発生予測が難しい地震,火山などによる斜面災害によるリスクを低減 するためには,自分の住んでいる地域の地形,地質状況からローカルのハザードマップを別途,作成し, 安全な場所やそこへの避難計画を立て,実際に避難訓練を行うなど,日頃から防災意識を高めるための 取り組みが大切であると言える。

斜面災害のリスクを低減するには、上述した対処を地域の実情も鑑みながら持続的に進めていく必要 がある。持続的に進めていくためには、専門家がサポートする形で、住民が土砂災害に関する知識を習 得し、防災情報を正しく理解するとともに、身近に発生する様々な危険事象と気象データを関連付ける ことで、住民自らがそれぞれの「避難スイッチ」(住民が自ら避難を開始する基準)を設定し、早期避難 に繋げることができるような仕組みを整えるべきである。さらに、住民自らが斜面計測・監視に関わる ことで、「自助」、「共助」の観点から住民自らの防災意識の変容や日常的な地域防災活動による地域防災 力の向上につながる可能性があり、このような取り組みが各地で広まることが望まれる。

最後に,土砂災害から命を守るためには,以下を知っておくことが大変重要であるとともに,これま で述べた状況下で発信されている防災情報に対して,ぜひとも寛容であってほしい。

- ▶ 自分の住んでいる土地を知る(ハザードマップなどで確認)
- > 気象情報,気象予報に注意する
- 自らが周辺の斜面と関わり、日常を知り、それぞれの「避難スイッチ」をもち、「避難スイッ チ」が入ったら、危険な場所から避難する(命を守るための適切な行動をとる)
- 斜面の異変に気づいたら、行政や専門家(有料)に相談する

自分の住んでいる土地周辺の土砂災害ハザードマップや地形改変の変遷は,以下より調べる事ができる。

6-4

ハザードマップポータル

https://disaportal.gsi.go.jp/

時系列地形図閲覧サイト「今昔マップ on the web」 https://ktgis.net/kjmapw/

気象情報、気象予報は、いろいろな方法があるが、以下より知ることができる。

あなたの街の防災情報

http://www.jma.go.jp/bosai/#pattern=default

斜面にかかわる無料(初回のみ)のご相談先は、以下のようなところがある。

一般社団法人地盤品質判定士会関西支部部事務局

<u>https://hanteishi.org/kansai/soudan/</u> (2019 年 12 月 2 日現在)

6. 3 斜面災害のリスクを低減させるために(行政・施設管理者・研究者・技術者向け)

住民の命を斜面災害から守る(リスクを低減させる)ために,行政,施設管理者,研究者,技術者が 協力して,斜面災害時のハザードマップの高度化と災害リスクの変化を見える化し,合理的な対策工, 被害軽減を主目的とした対策工の整備などを進めていく必要がある。

(1) 斜面災害のハザードマップの高度化

現在,土砂災害警戒区域等をハザードマップとして公開することで危険箇所の周知が図られきてはい るが,警戒区域以外の場所でも災害が発生している事例が報告されており,警戒区域の指定には,現行 の(全国同一基準の)地形情報のみだけではなく,地盤工学的アプローチ(土砂災害危険度評価手法) による指定方法が必要である。土砂災害危険度評価手法の評価精度向上には,詳細な地形データや空間 的な地盤情報データなどを活用する必要がある。そのためには,全国で詳細な地形情報や地盤内情報, 対策工の整備情報などを集約して,その情報に基づき行政界や施設管理境界のないシームレスなハザー ドマップの整備を目指す必要がある。また,斜面災害は,表層崩壊,地すべり,土石流などがさまざま なメカニズムで発生しているため,メカニズムに応じた適切なハザードを評価した上で,斜面災害のハ ザードマップを統合,整備することも必要である。そのためには,斜面災害メカニズムの理解が重要で, 現地における斜面動態をモニタリングして,地表面,地盤内などの状況を知り,斜面災害のメカニズム の解明や災害が発生した際の被害予測などの研究が重要である。

斜面災害ハザードマップをベースに,地域の斜面災害リスクについて,住民,関係者が共通認識を持 つことで,都市計画(土地利用の規制,誘導)や防災施設整備優先度(安全な場所の創出)などが進み, 斜面災害リスクが低減できる土地利用を目指して,戦略的な土地利用と施設整備計画を行政や施設管理, 住民が一緒になって考えることができる環境整備をすすめることが大切で,これまでの事後対策から予 防保全対策への転換が必要である。

加えて,高度化したハザードマップの見せ方や使い方,定期的な更新などにも工夫が必要である。具体的には,気象庁の「キキクル」のように日頃から気象情報を確認するサイトに,最新のハザードマップが重ねて表示され,自分の場所,避難所,避難ルートなどが総合的に確認でき,災害が発生した箇所やその対応がなされた箇所など最新の情報が確認できる動的なマップができれば,一般の人にも有益であると考えられる。また,同様に,日頃から確認しているサイトで,大雨に見舞われた場合の被害想定なども合わせて表示できると,より効果的であると考えられる。

斜面災害のハザードマップの高度化に向けて、以下を進める必要がある。

- 斜面災害メカニズムを考慮した斜面災害ハザードマップの整備
- ➢ 行政界,施設管理境界のないシームレスで動的なハザードマップの整備
- 斜面災害や洪水氾濫,土砂洪水氾濫などのハザードマップに基づく土地利用,防災施設整備計 画,事後対策から予防保全対策への転換
- > 気象情報サイトで日常的に閲覧できる動的なハザードマップの整備

(2) 斜面災害リスクの見える化

斜面災害リスクの高まりは、河川水の増加などと異なり、地盤内の状態が見えない場所で進行するという特徴がある。現在は、土砂災害警戒情報のように過去の経験に基づいて斜面災害のリスクの高まりを見える化していると言える。この状況からさらに、発展させるためには、数多くの斜面内の情報収集を行うために IoT、リモートセンシング、モバイル端末等を活用したモニタリング技術の普及、運用、土砂災害の検知に特化したセンサーの開発が必要である。それらのデータを分析することで、モニタリングデータに基づく近未来予測手法の確立を目指す必要がある。斜面崩壊の危険性が高まっている状態を多くのデータに基づき、信頼性の高いしきい値で評価する必要がある。さらに、その情報を伝達(Society5.0)するためには、ユーザー目線による情報発信手法の開発も必要である。

斜面災害リスクの見える化は、まだまだ発展途上の技術であり、本研究委員会の報告書の中で紹介し ているように、電源を用いないモニタリング手法、SAR、レーザー、カメラの画像から斜面変形を抽出す る技術、LPWA を用いたモニタリング技術、その場で変化を確認できる OSV 技術なども提案され、モニタ リング技術の研究開発が進められている。さらに、観測結果から斜面の健全度を評価する方法や、すべ り面を推定する方法、斜面崩壊検知に必要な計測機器の精度向上など、学会などで議論しながら社会実 装に向け引き続き取り組む必要がある。また、対策工の効果をモニタリングすることで、維持管理と合 わせて、斜面災害リスクの高まりを見える化(ソフト対策)する新しい考え方もある。また、斜面に特 化した監視、計測技術のみならず、地域での課題、関心事とマッチした監視、計測技術について検討し ていく必要がある。

多くの斜面監視データの取得を進め、さまざまな斜面災害リスクの見える化に関する取組みとハザー ドマップとが連携、活用されることで、斜面災害のリスクが低減されると考えられる。

斜面災害リスクの見える化を進展させるためには、以下を進める必要がある。

- 斜面内の情報収集: IoT, リモートセンシング, モバイル端末等を活用したモニタリング技術の普及,運用,土砂災害の検知に特化した有効で安価なセンサーの開発
- データを分析:モニタリングデータに基づく近未来予測手法の確立ならびに安全性評価のためのしきい値の整備
- > 伝達:ユーザー目線による情報発信手法の開発
- ハザードマップと連携したモニタリング情報の活用(既存対策工の効果確認も含めて)
- > 住民自身が設置,管理,運営できる斜面安全監視の仕組みとそれを普及する活動

(3) 合理的な対策工, 被害軽減を主目的とした対策工の整備

防災施設の設計は、効率的な対策工の構造を決めるために設計手法が整備されたもの(道路や鉄道管 理者、行政などの成功、失敗事例などの知見の集約)で、さまざまな条件のばらつきが安全率に包含さ れていると想定される。しかしながら今後、気候変動によって想定外力が増加することが予想され、そ のような外力の増加を見込んだ設計基準や方法の整備も考えていく必要がある。さらに現行設計で考慮 される機会の少ない地下水位の影響について、対策工を検討する上で合理的に反映させていくことも必 要である。そのためには施設建設前の斜面のモニタリングデータと施設整備後のモニタリングデータか ら施設の健全性を評価できるような計画、調査、設計、維持管理手法の整備が望まれる。

また、これまで防災対策(ハード対策とソフト対策)では、災害対策に関する法規整備と着実な「ハ ード対策」の実施により、土砂災害による被害・災害犠牲者の低減が図られているが、近年の異常な降 雨形態に伴って、土砂災害発生件数が増加している状況にある。さらに、今後の気候変動による降雨形 態の激甚化と共に災害形態・規模の変化が予想されるが、土砂災害・災害犠牲者をさらに減らすために は、ハード対策とソフト対策の有機的連携が必要である。ここで、ハード対策とソフト対策の有機的連 携として、ハード対策とソフト対策の総合的な対策システム:「斜面クリニカルテクニック」を本委員会 で提案している。「斜面クリニカルテクニック」は、医療分野で実施されている「定期検診、異常診断、 経過観察、抜本的処置、経過観察」の考え方を斜面に適用したもので、ソフト対策(経過観察)とハー ド対策(応急対策、恒久対策)を組み合わせた技術体系である。現在の対策工は、災害を防ぐための機 能が重視されているが、災害から被害を軽減させる対策工は、設計で想定している外力を超えるような 場合に完全に災害を防ぐものではなく、土砂崩壊はあるが、モニタリング技術と斜面崩壊防止対策の複 合的な工法で、変形などの危険情報をモニタリング技術によって早期に感知して、避難するための時間 を確保する機能を持った対策工をイメージしている。現状、このような機能を有した対策工がないこと から、実用化されていないのが実態である。

この考え方を適用すれば、広域で多数の斜面災害が発生した際、発災後に「モニタリング+簡易対策 工」を行ない、経過観察結果を踏まえて、恒久対策の優先度を判断したり、異常状態となれば、警戒避 難に資する情報を発信したりするなどの二次災害防止を図る仕組みを新たに導入することができると 言える。ただ、「斜面クリニカルテクニック」は未成熟な技術であるため、「モニタリング+簡易対策工」 技術確立を整備する側の行政、施設管理者も含めて社会実装するための取り組みが必要である。まずひ とつのモデルケースを実施し、その有効性について検証しつつ、社会に認知され、実装されるような努 力が必要である。

最後に、ハザードマップの高度化、斜面災害リスクの見える化と合わせて、合理的な対策工、被害軽 減を主目的とした対策工の整備、斜面クリニカルテクニックの考え方を融合させることが望まれる。

合理的な対策工、被害軽減を主目的とした対策工の整備に向け、以下を進める必要がある。

- 今後,気候変動によって想定外力が増加することが予想され、そのような外力の増加を見込ん だ設計基準や方法の整備も考えていく必要がある
- 現行設計で考慮される機会の少ない地下水位の影響について、対策工を検討する上で合理的に 反映させていく必要がある
- 施設整備前の斜面のモニタリングデータと施設整備後のモニタリングデータから施設の健全 性を評価できるような計画,調査,設計,維持管理手法の整備が望まれる
- ハード対策とソフト対策の有機的連携として、ハード対策とソフト対策の総合的な対策システム:「斜面クリニカルテクニック」の技術確立と社会実装
- ハザードマップの高度化、斜面災害のリスクの見える化と合わせ、合理的設計、被害軽減主目的な対策工の整備をすすめる
参考文献

1) 内閣府:平成18年版防災白書,

http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h18/bousai2006/html/honmon/hm01010101.htm, 2021/9 閲覧

- 2) 気象庁: <u>https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/statistics/average/average.html</u>, 2021/10 閲覧
- 3) 気象庁:気候変動監視レポート 2020, 2021.
- 4) 国土交通省: https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/hazard_risk/dai01kai/dai01kai_siryou2-1.pdf, 2021/9 閲覧
- 5) 公益社団法人地盤工学会関西支部 平成 30 年 7 月豪雨災害調査団:斜面災害調査箇所報告, http://www.jsce-kansai.net/wp-content/uploads/2018/09/h30typhoon7_report_2.pdf, 2021/9 閲覧
- 6) 気象庁:https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/doshakeikai.html, 2021/9 閲覧

7. おわりに

この研究委員会活動が開始されて間もない 2018 年 7 月に西日本豪雨が発生し、斜面災害などによっ て多くの人命が失われた.斜面災害による人的被害はそれだけにとどまらず、日本及び世界の各地で尊 い命が失われ続けている.これまでに人類が体験して来た過去の自然災害から得た教訓や、今後想定さ れる災害への対策を強化するための提言などは、それらが実際の現場で生かされてこそ有意義なものと なる.同様に、本研究委員会で得られた成果や提言についても、それが社会で実際に使われて初めて意 味のあるものとなるが、それを実現する過程は容易ではない.

21 世紀の文明社会においても、未だに斜面災害によって人命が失われ続けているのは、「人命を守る 方法を知らない、あるいは分からない」のが本質的な原因ではなく、むしろ「人命を守る方法は分かっ ているが、それを実行するための予算がない、人が足りない、仕組みがない、法律もない」ことの方が 重大な要因であると考えることもできる.この現状を打開し、豪雨などを起因とする斜面災害から人命 を守るためには、すでに開発されているリスク低減のための技術(モニタリング技術、斜面対策技術な ど)をより低コストで実施可能となるようにすること、斜面災害のリスクを低減する方法に精通した人 材を育成すること、また、それらの人材を効果的に登用することによって地域ごとの安全・安心を具現 化する活動を組織化し、その活動を継続的に展開することが当たり前となるような法整備と予算措置が 必要である.

2012 年 12 月に発生した笹子トンネルの天井板崩落事故後に交通インフラの5 年ごとの点検業務が義務化された.このような国レベルでの対応が斜面災害の分野においても具体化されることが望ましいが, それには相応の時間を要する.国等の行政側の斜面災害リスク低減対策の加速的進展を期待しつつも, 我々は自助の範囲内で出来ることから始め,豪雨などによる斜面災害から人命を守るための技術開発や 現場実証を今後も継続的に展開し,最終的には斜面災害発生時においても誰も命を落とさないという高度な斜面防災システムを完成させねばならない.本報告書がその挑戦プロセスの一助となることを願っている.

> 斜面災害のリスク低減に関する研究委員会 委員長 芥川 真一

付録

京都府綾部市安国寺裏におけるモニタリング観測

1章 序論

1.1 研究の背景と目的

平成26年9月4日から9月5日にかけての集中豪雨によって,京都府綾部市および福知山市 他で豪雨被害が生じた.この豪雨による人的被害としては,綾部市で負傷者が1名あった.福知 山市と綾部市で計16,641世帯,39,887人に悲観勧告が行われた.建物被害として,綾部市で4件 の一部損壊,6件の床上浸があった.また,床下浸水も綾部市,福知山市,宮津市および与謝野 町で起こった.さらに,綾部市では停電も2回生じた.交通に関する被害としては,いくつかの 道路で,崩土による通行止め,片側交互通行が余儀なくされた.また,鉄道も9月5日にいくつか の路線で運転の見合わせが行われた.

この集中的な降雨により,京都府綾部市安国寺裏の山腹斜面の3箇所で表層崩壊が発生した. 地盤工学会関西支部「斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価研究委員会(平成27年~平 成30年)」(以下,動態モニタリングの委員会)および「斜面災害のリスク低減に関する研究委員 会(平成30年~令和3年)」(以下,斜面リスクの委員会)では,豪雨防災面の視点から,斜面の 状態の計測方法,評価方法について調査研究を進めるとともに,それらの結果の安国寺の豪雨防 災への協力を目的として,様々な視点から研究活動を進めている.

本研究では、現地計測のうち、尾根に挟まれ、土砂が堆積した凹部斜面における現地計測、特に、土中水分量と地下水位の挙動に着目し、それらの特徴的な挙動を明らかにするとともに、そのような挙動が起こるための土質的条件について考察する.さらに、両者の相互関係に基づく雨水の斜面への浸透と地下水位の発生メカニズムを考察する.さらに、2018年7月豪雨時における現地計測結果の解釈を通じ、この斜面が崩壊に至るシナリオについて推定する.

1.2 論文の構成

本研究の背景と目的

2章 安国寺周辺の地質

安国寺裏山周辺における過去の崩壊の痕跡を明らかにし、地質学的な観点から崩壊の要因 について考察

3章 計測地点の土質

安国寺裏山斜面の現地調査と室内実験の結果

4章 斜面のモニタリング

設置したモニタリングシステムについて紹介する.

5章 モニタリング期間の降雨

アメダスポイント,解析雨量のどちらの降雨データが安国寺の降雨として妥当か比較検討 6章 モニタリング結果

設置したモニタリングの結果についての紹介

7章 豪雨時における地下水位の発生メカニズム 6章の地下水位のモニタリング結果をもとに地下水位の挙動の考察

¹章 序論

8章 体積含水率の特性

6章の体積含水率の結果をもとに体積含水率の挙動の考察

9章 斜面崩壊のメカニズム

これまでの結果や考察をもとに崩壊メカニズムの考察

10章 結論

1章から9章までの目的と考察のまとめ

2章 安国寺周辺の地質

2.1 概要¹⁾

調査地では、平成26年9月5日の集中的な降雨により、京都府綾部市安国寺裏の山腹斜面の3 箇所で表層崩壊が発生した。図-2.1.1 は平成26年9月4日から9月5日にかけての同地区におけ る解析雨量を示している。アメダス綾部では、平成26年9月5日1:00~5:00 に時間最大雨量 81mm,累積雨量214mmが記録されている。特に9月5日は、4時間という短い間に集中的な豪 雨に見舞われている。9月5日の豪雨は、京都府綾部市を中心として生じた局所的なものである。 但し、綾部市では、4軒の一部損壊、6軒の床上浸水、約87軒の床下浸水があった。また、いく つかの道路では、崩土による通行止め、片側交互通行が余儀なくされた.



図-2.1.1 平成 26 年 8/9~9/5 までの解析雨量 1)

2.2 安国寺裏山の崩壊地の分布²⁾

(1) 現地踏査による崩壊地の分布状況

本委員会では、平成27年11月と平成28年7月に安国寺の周辺斜面の現地踏査を行った.安国 寺は、標高150-160mの山体に形成された開析谷の末端に位置している。山地には、南西と南東に 伸びる細長い尾根筋が見られ、各々、南東・南西向きの斜面が形成されている。安国寺は、南東 側の河川沿いに形成された段丘面と開析谷との境界に建設されている。

安国寺を取り巻く斜面には,新旧 11 箇所の崩壊地が確認された。図-2.2.1 は安国寺裏周辺斜面に おける崩壊地の分布を示している。崩壊地は近年に崩壊したものと崩壊跡とに区分して図-2.2.1 中 に記載した。加えて,同図には,LP 図 ³の地形判読で検出された崩壊地形も併せて記載した。図 -2.2.1 は 11 箇所の崩壊地について現地で確認された特徴をそれぞれの斜面毎に示している。崩壊 地①~③は平成 26 年の豪雨による崩壊である。崩壊地③は,治山事業で滑落崖の法面保護工,山 腹工が施工済みである。崩壊地④と⑤は,崩壊面や崩積土の分布状況から,同じ豪雨もしくは近 年に発生した崩壊と考えられる。全体には,斜面上方の遷急線付近に滑落崖や滑落跡があり,下 部斜面に幅 10m 程度の細長い移動土塊や崩積土が分布する傾向がある。



図-2.2.1 崩壊地分布図(H.21計測のLP図に加筆)³⁾

番号	崩壊の形態	特徴
1)	表層崩壞	・崩壊面に風化はんれい岩が露出.地質構造は受け盤.
	H26.8~9	表層の強風化岩の崩壊
		・集水地形.湧水あり
2	表層崩壊	・崩壊面に風化はんれい岩が露出.地質構造は受け盤.
	H26.8~9	表層の強風化岩の崩壊
		・尾根斜面における旧崩壊地の再崩壊
3	谷部の崩壊	・弱い凹状の集水地形で下方は旧崩積土が分布する
	H26.8~9	地形を呈する.
		・崩壊背後斜面に地すべりすべり性の土塊が残存.
4	崩積土の再崩壊	・旧崩積土砂の再崩壊.
	H26.8~9	・末端部の崩積土砂の状況から,新しい崩壊と推定.
5	崩壊地の表層の	・旧地形図に崩壊後があり,その再崩壊と推定.
	再崩壊	
6	地すべり性の崩	・細長い形状で地すべり性の移動土塊が分布し,表層
	壊と表層の二次	が再崩壊している.
	的崩壊跡	・末端部は非常に湿潤.
$\bigcirc \sim \oplus$	崩壊跡と旧崩積	・幅 10m 内外で細長い旧崩積土.
	土・移動土塊	・移動土塊が分布.
		・遷急線付近の滑落多い.

表-2.2.1 崩壊地の特徴 1)

2.3 裏山斜面の地質

現地踏査を行った結果,安国寺裏の斜面は過去から現在まで小規模な崩壊が繰り返されている ことが判明した。当該地における表層崩壊箇所の崩壊深度は1[~]2mで,地すべり性の移動土塊につ いても層厚は数 m 程度と薄い(土塊幅から推定)。 周辺山地には,斑状組織を持つ緑灰色の岩と 緻密な暗緑灰~黒灰色の岩とが分布する。岩石鑑定の結果,斑状組織を持つ緑灰色の岩は「はん れい岩」,暗緑灰~黒灰色の岩は「緑簾石角閃岩」に分類された。はんれい岩は,周辺山地の大半 を占め,緑簾石角閃岩は局所的に分布する。なお,産総研シームレス地質図⁴によると,構成地質 は「古生代ペルム紀の舞鶴層群夜久野コンプレックスの苦鉄質深成岩類」とされ,また,産総研 (旧地質調査所)の図幅「舞鶴」⁵⁾では,「中粒ないし粗粒角閃岩(片麻状変成角閃石斑糲岩<ハ ンレイ岩>)塊状変成斑糲岩を含むことあり」とされている。

崩壊地①,②,⑤では、崩壊斜面にはんれい岩が露出している(写真-2.3.1)。これらは、風化を受けた軟岩の状態で分布している。はんれい岩の露頭では、岩盤の生成時から移動時に形成されたと考えられる弱い片状構造が確認される。これらの構造は、斜面に対して受け盤状に分布している。崩壊面の露頭は、片状構造や節理等の割れ目が網目状に入るが、割れ目は概ね密着している(写真-2.3.2)。

斜面の表層に分布する強風化した土砂状岩盤は,粘土化が進んでいる (写真-2.3.3)。 はんれい岩 の主要な構成鉱物である角閃石やかんらん石等の有色鉱物は、化学的風化や熱水変質により緑泥 石やスメクタイトといった膨潤性の鉱物に変化しやすいと言われている。緑泥石やスメクタイト を多く含む土や岩で構成される斜面は、膨潤性により崩壊が発生しやすくなる。崩壊斜面に残存 していた(へばりついていた)土砂状の強風化岩について,X線回折(定性分析)を行った。その 結果,構成鉱物は主に角閃石であり,膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトを含有することが確認







写真 - 2.3.1 崩壊地②の全景 1) された。

のはんれい岩¹⁾

写真 - 2.3.2 崩壊地②の崩壊面 写真 - 2.3.3 崩壊地①の強風化 した土砂状のはんれい岩 ¹⁾

2.4 地質的見地からの崩壊の要因

平成26年の夏に、安国寺に近接する3斜面(崩壊地①~③)において崩壊が発生した。崩壊地 ④と⑤も、同時期に崩壊した可能性が高い。現地踏査の結果、表層崩壊箇所は浅層の強風化した 土砂状のはんれい岩が崩れたものであることが明らかになった。地すべり性の移動土塊は、層厚 数 m の風化はんれい岩と下部の弱風化部との境に形成されたものと考えられるが, 移動土塊の風 化程度については、現地踏査では確認できていない。なお、崩壊地①~③では、以下の地形条件 についても崩壊の要因となったことが考えられる。

・崩壊地①;斜面上部が集水地形で雨水が集中しやすい。崩壊面に湧水が確認されたことから, 水みちによる地下水の供給も想定される。

・崩壊地②; LP 図より崩壊地形が検出され,周辺斜面を巻き込んで再度,崩壊したことが推定 される。

・崩壊地③:斜面上部に地すべり性の移動土塊が残存しており、LP図で判読される下方斜面の 旧崩積土の分布から、平成26年の崩壊以前に崩壊が発生していたものと考える。平成26年の 崩壊は、旧移動土塊分布域の再崩壊と推定される。崩壊前から谷状の地形が形成されているこ とから、雨水が集中しやすい状況にあったことも崩壊要因の一つと考えられる。

当該地における表層崩壊①と②の要因は,膨潤性粘土鉱物を含む土砂状強風化岩が表層に分布す ること、この下位に割れ目が密着した難透水層の岩盤が分布することが挙げられる。一般に、膨 潤性粘土鉱物を含む土は、その含有量が多いとせん断強度が低くなると言われている。今回は、

スメクタイト含有量まで求めていないが, X 線の定性分析では, スメクタイトが強風化土砂の主 要鉱物として検出されている。地すべり性の崩壊、その再崩壊については、現地踏査でその要因 を明らかにすることはできていない。いずれにしてもはんれい岩の風化特性が崩壊に深く関与し ていると考えられる。

3章 計測地点の土質

3.1 概要

ここでは,豪雨によって表層崩壊が発生した斜面に対し現地調査,室内試験を行った結果を述べる.

3.2 現地調査の結果⁶⁾

安国寺裏斜面のうち,斜面崩壊の危険性やそれが安国寺の面屋に及ぼす影響を考慮し,2014 年9月4~5日の豪雨によって表層崩壊が発生した斜面崩壊地の隣接地を動態モニタリングの検 討測線として選んだ。図-3.2.1は崩壊地,検討測線の位置ならびに試料採取位置を示している。 なお、ベースとなる等高線は,崩壊する前の航空レーザー測量データ³⁾をもとに作成した ImDEM を利用して作成した。検討測線を設定した斜面は,高さ14.0m,地表面傾斜45°と非常に 急である。この測線上で簡易動的コーン貫入試験を9箇所実施した。図-3.2.2は,簡易動的コー ン貫入試験測定箇所における貫入抵抗値Nd≦5,Nd≦10,Nd≦20を示す深度を結んだ断面図であ る。この図から尾根付近で貫入抵抗値ごとに深さの違いが認められるものの,斜面内ではNo.1-3 付近を除きほぼ同じ深さで0.5~2.7mであった。このことから,ほぼ同じ深さで貫入抵抗値が急 増していると言える。貫入抵抗値が急増する深さは,2014年9月4~5日の豪雨で発生した表層 崩壊の深さとおよそ一致していることから,崩壊基盤面と呼ぶこととする。つぎに崩壊基盤面の 深さの変化に着目すると地表面から同深度で分布するのではなく,凹凸が認められる。このこと から崩壊基盤面が不透水境界となり,そこがすべり面となると仮定すると,すべり面の傾斜が約 62°や逆にほぼ水平となる場所があるなど,複雑な崩壊基盤面の形状となっている。



図-3.2.1 調査検討測線と試料採取位置¹⁾



3.3 室内試験の結果¹⁾

崩壊した土層の物理,浸透および 強度特性を把握するために,崩壊基 盤面の上部の土層($N_d \le 10$ が分布す る土層)からネイルサンプリング法 を用いて乱さない試料の採取を行 った。また,試料採取地周辺でコア カッター法による湿潤単位体積重 量の把握を行った。表-3.3.1 は試験 結果を示している。採取した試料の 土質は,土粒子の密度が大きいとい う特徴がある。礫分が 16.8%,砂分 43.3%,シルト分 17.6%および粘土 分 22.3%という細粒分含有率が約 40%を占める粒度特性を有してい ることから,粘性土質礫質砂に分類

			-	表-3	.3.1	室内試験綜	吉果一覧 1)		
試料名						ネイルサンプリング位置			
乾	燥	密	度	$ ho_{ m d}$	${\rm g/cm^3}$		1.46		
湿	潤	密	度	$ ho_{\rm t}$	g/cm^3		1.87		
土	粒	子	密	度	$\rho_{\rm s}~{\rm g}/{\rm c}$	cm ³	2.911		
自	然	含	水	比	$w_{\rm n}$ %		27.7		
間	隙	比	е				0.994		
			礫		分	%	16.8		
粒 度 特 性		砂		分	%	43. 3			
		シ	ル	ト 分	%	17.6			
		粘	土	分	%	22. 3			
			最	大	粒 径	mm	19		
分 類			分	頖	名		粘性土質礫質砂		
			分	類	記号		SC s G		
飽和透水係数 ks (cm/min)					0.314				
	金庫	内音	『摩擦	尾角 φ	(°)	35.8			
セん断強度		粘着	 着力c	(kPa)		21.4			

される。一方,室内飽和透水試験を行った結果,飽和透水係数は 0.314(cm/min)という極めて透水 性が高いことが確認できた。これは,試料に亀裂があるため、その亀裂を注水が浸透したことが 原因であると推定される。つぎに,せん断強度を把握するために一面せん断試験 7 (ϕ =6cm× H=4cm, せん断隙間 0.2mm, せん断速度 0.1mm/min)を実施した。一面せん断試験では,内部摩 擦角は 35.8 度、粘着力は 21.4kPa が得られた。

4章 斜面のモニタリング

4.1 概要

ここでは、L.2 測線の土の性質と設置したモニタリングシステムについて紹介する.

4.2 L.2 測線の地質とモニタリング機器の設置

平成 29 年 5 月 18 日に L.2 測線にモニタリング機器を設置した.地中変位計については, 6 月 20 日に設置した.機器の設置に先立ち,本委員会の大阪大学グループで実施された簡易動的コーン貫入試験(以下,簡易貫入試験という)結果から土層断面図(図-4.2.2)を作成し,モニタリング 機器の設置位置及び設置深度を検討した.モニタリング機器の設置位置図を図-4.2.1に示す.以下 に,モニタリング機器の設置方針を述べる.

①土層区分

簡易貫入試験のグラフでは地表から深度方向に徐々に値が増加し, Nd=5 前後でしばらく安定して Nd=10 前後のゾーンがあり Nd=20 に達する傾向が見られる. Nd=10 前後のゾーンは値のバラツキ が大きい. A-2~B-3 の区間は, 概ねこのような傾向にある. Nd 値の分布傾向から, Nd≒5 と Nd ≒10 及び Nd=20 の土層区分線を記載した.

②表層崩壊を発生させやすい土層の評価

当該崩壊地は,地すべり性の崩壊土砂が厚く堆積している. B-3 孔, B-4 孔付近には新しい崩壊が 発生しており,下部斜面の Nd≦5 の土層は薄い.ここから,近い将来,表層崩壊を発生させやす い土は Nd≦5 の土層と考えられる.

③地下水位観測孔設置のための不透水性地盤の評価

表層崩壊に対する不透水性地盤の評価は難しく,地下水位観測孔設置の基本方針としては,表 層崩壊を発生させやすい軟弱な Nd ≦5 の土層と地すべり性の移動土塊と考えられる Nd=10 もし くは 20 以上の両者で計測しておくことが望ましいと判断した. Nd=10 と Nd=20 の境界深度は近 い.

④傾斜計,地中変位計,地下水位観測地点の選定

傾斜計は,Nd≦5の土層が厚いB-3孔より上部斜面に5点配置した.傾斜計の設置位置として, 地すべり性崩壊跡の滑落崖直下,B-3付近の末端部ならびに地形と土層の変化点の3点を選定した.

地中変位計は,地すべり性の崩積土の形成後の崩壊と考えられる滑落崖の上部斜面, B-3 孔付近に 設置した.

地下水位計は、地形・その他の観測配置、湧水点等の情報から、3地点を選定し. W-2,W-3 については浅層と深層の2本の観測孔を設置する方針とした.



図-4.2.1 モニタリング機器の設置位置平面図



図-4.2.2 土層断面図(V:H=1:2)

4.3 地下水位観測孔の設置と土の特性

地下水位観測孔は、 φ60~90mm のハンドオーガーを用いて掘削を行い、VP50 の PVC 管を 挿入して仕上げた(図-4.3.1). L2 測線の土は Nd 値が低い割に粘性が強いため、ハンドオーガー の掘削は GL-2.0m が限界であった. GL-2.0m 以深については、代替作業として単管の打込みで孔 径を確保し PVC 管を挿入した. 掘削時には、0.5m もしくは土層が変化するたびに土を採取し、物 理試験を実施した.また,前述した土層の境界において注入法の現場透水試験を実施した.その 結果を表-4.3.1 に一覧する.

測線2の土は、細粒分が多い礫混じり粘土質砂である.土粒子の密度は、地山構成層がマフィックなはんれい岩で輝石、かんらん石等の比重の高い鉱物が多いことが反映された高い値である.透水係数は、K=9×10⁻⁶~1×10⁻⁵m/s(礫・砂優勢のW-1を除く)と中位~低めの値である.

地点	深度	粒度(%)					土粒子	自然含	液性限	塑性限	現場透水 試験	准书
		礏	砂	シルト	粘土	細粒 分	の密度	水比%	界%	界%	透水係数 m/s	1997 - 1997 1997 - 1997
W-1	0-0.5m	36.5	51.6	8.5	3.4	8.5	2.953	12.0	-	-	4.20E-05	
	00.5m	12.5	47.2	22.1	18.2	22.1	2.874	23.4	52.8	27.4		
₩-2'	0.5-1.0m	10.5	41.8	24.2	23.5	24.2	2.864	24.9	53.3	27.6		
	1.0-1.3m	7.1	34.5	27.4	31.0	27.4	2.856	26.2	66.5	27.3	1.55E-05	W-2
	1.5-2.0m	2.0	15.6	37.9	44.5	37.9	2.842	31.1	61.3	26.8		
	2.5-2.8m	17.1	51.6	20.3	11.0	20.3	2.941	21.2	46.5	24.4	1.32E-05	
	0-0.5m	15.1	34.2	27.9	22.8	27.9	2.811	34.9	74.7	31.7		
₩-3'	1.0-1.4m	3.9	15.6	34.8	45.7	34.8	2.858	36.4	68.3	31.2	9.42E-06	W-3
	1.4-1.5m	3.2	16.1	39.6	41.1	39.6	2.965	36.2	53.0	28.5		
	2.0-2.5m	7.4	17.8	41.1	33.7	41.1	2.907	32.7	59.3	28.5		
	2.8-3.0m	6.7	21.4	32.6	39.3	32.6	2.909	33.8	59.8	26.5	1.39E-05	

表-4.3.1 L.2 測線の土の物理特性と透水係数

4.4 モニタリング機器の選定と設置

モニタリング機器として下記を選定,設置した. ① 土壌水分計付傾斜計(K-1~5):図-4.4.1 ・崩壊検知センサー「感太郎」;中央開発㈱製 センサーモジュール 二軸傾斜計(X・Y) 測定範囲:-30°~+30°

分解能:0.02°

・土壌水分計 FDR 式(ECH2O プローブ) EC-5
; METER 社(旧社名: Decagon Devices)製
・設置,通信方法

地中に 0.6m の L 型鋼製杭を打ち込み, 傾斜セン サーを添わせて埋設した. 土壌水分計は, GL-0.2m の深度に横向きに差し込んだ. 傾斜データは, 土壌 水分データと併せて, 無線モジュールから基地局に 1 時間ごとに送信される設定とした.

② 多段式地中変位計(KT-1):図-4.4.2 ・簡易型多段式孔内傾斜計「K太」中央開発㈱製 深さ方向に50cm毎の土層のせん断変位を計測で きる計測器である.簡易貫入試験のコーンを先端 に設置し、GL-3mまで埋設した.



図-4.4.1 土壌水分計付傾斜計の設置状況図



図-4.4.2 多段式地中変位計の構造図

③地下水位計(W-1~3, W-2',3'); S&DL mini-応用地質㈱製を設置した.設置深度は孔底付近 とした.

機器の設置状況を写真-4.4.1,2 に示す.地下水位以外の計測データは携帯端末を介してサーバーに配信する設定とした.当初,1回/10分の配信としていたが,晩秋から日照時間が短くなった

ことで電圧の急激な低下が生じたため、1回/1時間の送信に切り替えた(機器の内部メモリーに10 分間隔のデータは保存されている).山地のモニタリングでは、電圧確保が課題である.



写真-4.4.1 モニタリング機器の設置状況写真



写真-4.4.2 基地局の設置状況写真

5章 モニタリング期間の降雨

5.1 概要

地盤工学会関西支部の「斜面災害のリスク低減に関する研究委員会(委員長:芥川真一神戸大 学教授)」では、斜面災害のリスク評価手法の開発を目指して、京都府綾部市安国寺裏の自然斜面 において土中水分量や地下水位の斜面動態モニタリングを行っている.多数の斜面崩壊の痕跡が あるモニタリングサイトにおいて、それらの要因を考察するためには、斜面崩壊を引き起こした 過去の雨量を把握する必要がある.入手可能な過去の雨量記録としては、近隣のアメダス綾部お よび気象庁解析雨量が存在する.アメダス綾部の雨量は実際に計測されたものであるが、安国寺 とは距離的に離れているという欠点がある.一方、解析雨量は安国寺を含むメッシュの雨量であ

るが,現実の雨量ではないという欠点がある.そこで,本研究で は,地下水位を変動させる程度の降雨を対象として,安国寺の降 雨として妥当と考えられるものについて考察する.

5.2 安国寺とアメダス綾部の位置関係

図-5.2.1 は安国寺とアメダス綾部との位置関係を示している. 安国寺は京都府の中央北寄りに位置する綾部市に存在する臨済 宗の寺院である.安国寺とアメダス綾部のある綾部市街地とは直 線距離にして 7km 弱離れているため,特に局所的な豪雨の場合, 降雨のタイミングのズレや雨量が異なることが予想される.



図-5.2.1 安国寺とアメダス 綾部との位置関係

5.3 雨量の観測結果

図-5.3.1 は 2019 年 5 月 1 日から 2020 年 10 月 12 日までの 60 分間積算雨量を示している. 60 分間積算雨量は,現地に設置した雨量計によって 10 分間隔で計測されたものを正時の間隔で積算して求めた.



図-5.3.1 現地雨量計による 60 分間積算雨量

5.4 地下水位計の設置位置と地下水位

図-5.4.1 は地下水位の観測機器の設置状況を示している¹⁾. 図-3 中の W-1 から W-3 は地下水位計の設置位置を示している. 不透水層が比較的浅く出現する W-1 を除き, W-2 および W-3 では異なる深度に 2 つの地下水位計をそれぞれ設置した.

図-5.4.2 は 2019 年 5 月 1 日~2020 年 8 月 31 日ま での W-2'および W-3'における地下水位の経時変化を 示している. W-2'において,一部の期間を除き 5 月 半ばから 10 月半ばまで地下水位の変動が無い.これ は,W-2'の設置深度 2.8m まで地下水位が上昇しなか ったためである

5.5 地下水位上昇時における降雨の比較

図-5.5.1 は, 6 月の W-3'の 地下水位上昇時付近おける 60 分間積算雨量の経時変化 の比較を示している.6月19 日の2時頃のアメダス綾部に おける雨量の経時変化は,安 国寺で計測された雨量の経時

変化とほぼ一致している. なお、解析雨量も 安国寺の雨量の値と同じ挙動を示している が雨量の大きさに関しては安国寺とアメダ ス綾部の雨量に比べると小さく、乖離があ る。また、6月18日の10時頃と6月19日 13時以降の雨量の大きさに差はほとんど見 られない。このように解析雨量で雨量が小さ くなるのは、雨量を求める数値解析では、短 期的な集中豪雨を再現しにくいことが挙げ られる。

図-5.5.2 は、7月25日のW-2'とW-3'の地下 水位上昇時付近おける60分間積算雨量の経 時変化の比較を示している.アメダス綾部に おける雨量の経時変化は安国寺の雨量の経時 変化とほぼ一致している.こちらも7月25 日の3時頃では、解析雨量は6月の雨量と同 じく安国寺の雨量とアメダス綾部の雨量と同 じ挙動をしているが雨量の値は小さくなって



図-5.4.1 観測機器の設置状況(V:H=1:2)¹⁾







図-5.5.2 雨量の比較(7月)

いる。但し、地下水位に影響を与えない小さな雨量の時は、アメダス綾部よりも解析雨量の方が 安国寺の雨量とほぼ同じ大きさの値になっている箇所も見られる。

図-5.5.3 は,7月24日~7月27日の10分 間雨量の経時変化の比較を示している.な お,解析雨量は正時の時間雨量を6等分す ることによって10分間雨量に換算してい る.60分間積算雨量と同様にアメダス綾部 の10分間雨量の経時変化は,安国寺の10 分間雨量の経時変化とほぼ一致している. また,小さな雨でもタイミングはズレてい るが安国寺の雨量とアメダス綾部の雨量は 同じ大きさをしている.解析雨量の経時変



図-5.5.3 雨量の比較(7月)

化において,形状が台形になっているのは、10分間雨量を時間雨量の6等分としているためである.解析雨量の経時変化は,安国寺の10分間雨量の経時変化とはタイミングに若干のズレがある. これに加え,絶対量が大きく異なっている.つまり,実際の雨は細かな降雨の強弱があるが,解 析雨量ではそれを表現出来ていない.

5.6 まとめ

本研究では、京都府綾部市安国寺の雨量としてのアメダス綾部の雨量と解析雨量の適用性について検討した。本研究によって得られた主な知見は下記の通りである。

1)アメダス綾部における 60 分間積算雨量および 10 分間雨量の経時変化は,豪雨時の雨量 の絶対値を除けば,安国寺における雨量の経時変化とほぼ一致する.

2) 解析雨量における 60 分間積算雨量および 10 分間雨量は、その経時変化において安国寺 における雨量の経時変化とタイミングに多少ズレがあることに加え、絶対量が小さい.

3) 安国寺における雨量としてはアメダス綾部のおけるもので代用できる.

4)60分間積算雨量は解析雨量でも安国寺の雨量とある程度同じ値を観測することができ るが10分間雨量に関しては細かい雨の強弱が表現できない.

6章 モニタリング結果

6.1 概要

図-6.1.1 は測線②における観測機器の設置状況を示している⁸⁾. 測線②の斜面は両側を尾根に挟まれた細長い形状をしており,端部付近には滑落崖(B-3 と B-4 の間)を有している。滑落崖の存在はこの斜面が過去に崩壊した経験があることを示唆している。また,この斜面の末端部は湿潤



図-6.1.1 土層断面と観測機器の設置状況(V:H=1:2)⁸⁾

状態であるため、地下水が存在していることが想定される。それらを考慮し、斜面の滑動を計測 するための土壌水分計付き傾斜計を5ヶ所(K-1~K-5)に設置した。土壌水分計の設置深度は20cm である。さらに、地下水位計を3ヶ所(W-1~W-3)に設置した。なお、図-6.1.1中のW-2とW-2' およびW-3とW-3'はそれぞれ同じ地点に設置された深度の異なる地下水位計である。

6.2 2017年と2018年における降雨の特性

図-6.2.1 は 2017 年 5 月 19 日から 11 月 01 日まで,図-6.2.2 は 2018 年 3 月 1 日から 10 月 31 日 までの時間雨量をそれぞれ示している。但し、2017 年の雨量は現地に設置した雨量計、2018 年の 雨量はアメダス綾部によるものである。約 40mm/hr 以上の降雨に着目すると、2017 年では 7/17 22:00 の 39.75mm/hr の一度だけある。一方、2018 年では、7/7 3:00 と 8/24 1:00 の 52mm/hr、9/20 21:00 の 44.5mm/hr および 9/9 13:00 の 41.5mm/hr の四度である。これらのうち、52mm/hr を観測し た 2018/7/7 の降雨は平成 30 年 7 月豪雨のものであり、30mm/hr 以上の降雨が前後して数度観測さ れている。

6.3 2017年と2018年における現地計測結果

図-6.3.1 と図-6.3.2 は、2017 年と2018 年の地下水位と体積含水率の現地計測結果をそれぞれ示している。2017 年では、W-2'とW-3'ともに地下水位の上昇・下降は6回起こっている。これらのうち、9/18 にはW-2'で-0.55m、W-3'で-0.23m まで、また、10/22 にはW-2'で-0.13m、W-3'で-0.17mまで地下水位が上昇している。一方、体積含水率について、K-2 では、9/18 までは複数の降雨があったにも拘わらず体積含水率の顕著な増加は二度しか計測されていない。9/18 以降では、体積含水率は約 45%~52%の間で降雨に連動して頻繁に増減を繰り返すようになっている。但し、10/22~23にかけての地下水位を顕著に上昇させた降雨に対しては、体積含水率はほとんど変動していない。K-3 では、降雨に連動して体積含水率は約 30%~40%の範囲で増減を繰り返している。但し、地下水位の上昇が顕著であった 9/18 と 10/22~23 の降雨では、体積含水率が 60%を越えていることが特徴的である。K-4 と K-5 では、両者の体積含水率はほぼ同じ挙動をしている。それらの値は、約 55%~65%の間であり、降雨に連動して増減を繰り返している。

2018年では、W-2'とW-3'ともに地下水位の上昇は13回認められる。13回の地下水位の上昇の うち、7/7にはW-2'で-0.06m、W-3'で-0.18mまで、また、9/9にはW-2'で-0.55m、W-3'で-0.31mま で地下水位が上昇している。一方、体積含水率について、K-2 では、4 月までは体積含水率は約 50%であり、降雨があっても大きく変動していない。その後、7月までは顕著な降雨があればそれ に連動して体積含水率は増減している。7/5に約 50%まで急増するが、それ以降は約 32%まで減少 している。その後、9/9に 50%を越えるまで急増している。K-3 では、7/7を除き降雨に連動して 体積含水率が約 25%~35%の範囲で増減している。但し、7/7には体積含水率は 60%を越えて急増 している。K-4 と K-5 では、7月中旬から9月初旬を除き、両者はほぼ同じ挙動を示している。ま た、2017年と同様に両者の体積含水率は、約 55%~65%の間であり、降雨に連動して増減を繰り返 している。但し、7月中旬から9月初旬の間、K-4 は約 36%、K-5 は約 32%まで低下している。

以上,2017年と2018年のいずれもW-2'とW-3'の地下水位の上昇は比較的強い降雨の後に起こっている。W-3'に関する既往の検討から連続雨量で約40mm以上になれば地下水位が発生することが分かっている⁹。W-2'とW-3'の挙動はほとんどの降雨においてほぼ一致するので,W-2'における地下水位の発生にも既往の検討結果が適用できると考えられる。K-3,K-4およびK-5の体積含水率の増加は地下水位の発生よりも頻繁に起こる。K-3 はK-4およびK-5よりも通常時の体積含水率は小さいが,2017/09/17~18,2017/10/22~10/23および2018/7/4~7/7の三つの降雨では、いずれも約65%に達している。体積含水率が約65%に達するようなことが起こらない点他,K-2はK-3,K-4およびK-5とは異なる挙動をしている。なお、2018年の7月中旬から9月初旬の間、体積含水率が急減しているのは、酷暑によって土中の水分の蒸発によるものと考えられる。



図-6.2.1 時間雨量(2017/5/19~2017/11/1) 付録-17



図-6.3.1(b) W-3'の地下水位, K-4とK-5の体積含水率の経時変化(2017/5/19~2017/11/1)



図-6.3.2(a) W-2'の地下水位, K-2とK-3の体積含水率の経時変化(2018/3/1~2018/10/31)



図-6.3.2(b) W-3'の地下水位, K-4とK-5の体積含水率の経時変化(2018/3/1~2018/10/31)

7章 豪雨時における地下水位の発生メカニズム

7.1 概要

前章で説明した地下水位と体積含水率の観測結 果の中で,地下水位が地表面付近まで上昇し,かつ, 体積含水率が顕著な増加を見せた,2017/09/17~18, 2017/10/22~10/23 および 2018/7/4~7/7 の三つの降雨 に着目する。

7.2 地下水位と降雨の関係

図 -7.2.1 は 2017/09/15~18, 図 -7.2.2 は 2017/10/22~10/23, 図-7.2.3 は 2018/7/4~7/7 までの時 間雨量と地下水位の変動をそれぞれ示している。 2017/09/17~18 の降雨では、地下水位は降雨開始の 数時間後に急激に上昇している。そして,時間雨 量のピークの数時間後に地下水位がピークに達し 急激に下降している。それらのタイミングについ て, W-2'と W-3'にはほとんど差がない。 2017/10/21~23の降雨でも、降雨開始の数時間後に 地下水位は上昇しはじめる。W-2'では、時間雨量 がピークに達した数時間後に地下水位もピークに 達し, 直後に下降している。一方, W-3'は尖った ピークを持たない。地下水位の上昇や地下水位が ある程度まで下降した時のタイミングには W-2' と W-3'の間にはほとんど差がない。2018/7/4~7/7 では、地下水位の上昇・下降は三回起こっている。 一回目と二回目の上昇・下降, 三回目の上昇のタイ ミングには W-2'と W-3'とで違いはほとんど無い。 三回目の W-2'は時間雨量が小さくなると地下水位 は直ぐに下がるが、W-3'は降雨が弱まってもしばら く高い水位を保っている。

7.3 地下水位の発生メカニズム

以上,2018/07の三回目の降雨における W-3'を除き,地下水位は時間雨量と連動して上昇・下降する。 このことから,まず,地下水位の上昇は雨水の一次



元浸透によって支配されると考えられる。また, W-3'と W-2'の地下水位の下降のタイミングがほ ぼ一致していることから,斜面に沿う地下水の流下がほとんど起こっていないと考えられる。こ のことは,この斜面には完全な不透水層が存在しないことを示唆している。つまり,雨水による 浸透水量が透水性の低い地層の浸透能を越えた場合に地下水位が発生し,その逆になれば地下水 位は低下するものと考えられる。ここで、2018/07の三回目の降雨では、浸透水量が透水性の低い 層の浸透能を越えた状態が継続したため、浸透できなかった地下水が斜面に沿って下方へと流下 したことによって降雨が弱まった後も W-3'の地下水位が保たれたものと考えられる。

8章 体積含水率の特性

8.1 本章の目的

斜面災害のリスク評価手法の開発を目指して,過去に顕著な斜面崩壊が発生した京都府綾部市 安国寺裏斜面において斜面動態モニタリングを行い,体積含水率の特徴的な挙動と土質特性について考察する.

8.2 降雨と体積含水率の関係

図-8.2.1は2017/09/15~18,図-8.2.2は2017/10/22~10/23,図-8.2.3は2018/7/4~7/7までの時間雨量

と体積含水率の変動をそれぞれ示している。 2017/09/17~18の降雨では、K-2の体積含水率は降雨 が終了した後に徐々に増加している。K-3 の体積含 水率は降雨のピーク時とほぼ同時に急増しはじめ, 数時間後に約63%のピークに達し、直後に急減して いる。K-4 と K-5 の体積含水率は 9/16 の弱い降雨に 対して一度増加している。その後, K-3 と同様に降 雨のピーク時とほぼ同時に急増しはじめ、数時間後 に約 65%のピークに達し、直後に急減している。K-3, K-4 および K-5 における体積含水率の増加開始, ピーク時, 急減するタイミングはほぼ一致している。 2017/10/22~10/23の降雨では, K-2の体積含水率は降雨 の開始後の 10/21 にわずかに増加した後、ほとんど変 動していない。K-3 の体積含水率は降雨の開始直後か ら増加しはじめ、10/22 16:00 頃に急増し、数時間後に 約 65%に達している。その後、降雨のピークを挟んで その値を保った後に,降雨の終了直前に急減している。 K-4 と K-5 の体積含水率は降雨の開始直後の 10/21 に 多少増加し、その後、K-3と同じく 10/22 16:00 頃から 増加し,約64%に達している。そして,K-3と同様に降 雨のピークを挟んでその値を保った後に、降雨の終了 直前に減少している。K-3, K-4 および K-5 の増加や 減少しはじめるタイミングはほぼ一致している。 2018/7/4~7の降雨では, K-2の体積含水率は約40%で あったのが 7/5 の 19:00 に約 53%まで増加し、その後 はほとんど変化していない。K-3の体積含水率は30% 弱であったのが 7/5 に約 35%まで増加し, ほぼその値 を 7/7 の 2:00 まで保っている。その後,約 66%まで急 増,約40%まで急減,再び約57%まで急増,直後に約 33%まで急減し,再び約57%まで急増,直後に約33%



(2017) 00, 10 00, 10,

60



(2017/10/20~10/23)



まで急減し、その値を保っている。K-4 の体積含水率は 7/4 の降雨によって約 52%から約 55%ま で増加した後、小さな増減を繰り返し、やがて 7/6 の 16:00 に約 60%まで増加している。23:00 に 一度減少するがすぐに約 64%まで増加し、7/7 の 16:00 に約 55%まで減少している。K-5 の体積含 水率は 7/5 に約 52%から約 59%まで増加した後は、7/6 の 16:00 に約 62%まで増加するまでは変動 は大きくない。7/6 の 23:00 に一度減少するがすぐに約 62%まで増加し、7/7 の 16:00 に約 57%ま で減少している。K-3、K-4 および K-5 のいずれのいずれの堆積含水率も 7/7 0:00 に 60%を増加し ている。但し、その後、K-4 と K-5 の挙動はほぼ一致しているのに対し、k-3 は異なっている。 以上、ほとんどの場合、降雨の開始直後、体積含水率が一度増加している。図-6.3.1 と図-6.3.2 か ら分かるように、これらの 60%に達しないような体積含水率の増加は頻繁に起こっている。した がって、これらは雨水の浸透によるものであると考えられる。一方、60%を越える体積含水率の増 加の挙動は、時間雨量との関係だけでは説明しがたい。

8.3 体積含水率と地下水位の関係

図-8.3.1 は 2017/09/15~18, 図-8.3.2 は 2017/10/22~10/23, 図-8.3.3 は 2018/7/4~7/7 の体積含水率と 地下水位の変動をそれぞれ示している。2017/09/17~18 の降雨では, K-2 の体積含水率は, W-2'の 地下水位がピーク値を示した後に徐々に増加している。K-3 の体積含水率は W-2'の地下水位の変 動と同期して上昇・下降している。K-4 と K-5 の体積含水率も W-3'の地下水位の変動と同期して 上昇・下降している。2017/10/20~23 の降雨では, K-2 の体積含水率は W-2'の地下水位の変動の影 響を受けていない。K-3 の体積含水率は W-2'の地下水位が約-0.6m に達すると急増しはじめ, 地 下水位が約-0.4m になると約 63%になりほとんど変化しなくなる。地下水位が下降し,約-0.5m に 達すると体積含水比は減少はじめている。K-4 と K-5 の体積含水率は W-3'の地下水位が約-0.5m に達すると体積含水比は減少はじめている。K-4 と K-5 の体積含水率は W-3'の地下水位が約-0.5m に達すると体積含水比は減少はじめている。K-4 と K-5 の体積含水率は 7/5 の W-2'の地下水位の第一回目の上昇と同時に増加し約 52%に達している。但し,その後,地下水位が 変動してもほとんど変動していない。K-3 の体積含水率は 7/5 の W-2'の地下水位の第一回目の上 昇の前に約 35%まで増加している。その後,一回目の地下水位の下降,二回目の地下水位の上昇・ 下降の影響を受けずにほとんど変動していない。第三回目の上昇に同期して体積含水比は急増し, 約 65%のピークに達している。その後は、地下水位の変動に同期して増減している。K-4 と K-5 の



図-8.3.1(a) W-2'における体積含水率と 地下水位の変動(2017/09/15[~]09/18)



図-8.3.1(b) W-3'における体積含水率 地下水位の変動(2017/09/15[~]09/18)



図-8.3.2(a) W-2'における体積含水率と 地下水位の変動(2017/10/20~10/23)



図-8.3.3(a) W-2'における体積含水率と 地下水位の変動(2018/7/4[~]7/7)



図-8.3.2(b) W-3'における体積含水率と 地下水位の変動(2017/10/20~10/23)



図-8.3.3(b) W-3'における体積含水率と 地下水位の変動(2018/7/4[~]7/7)

体積含水比は W-3'の地下水位の第一回目の上昇・下降の影響をほとんど受けていない。第二回目 の上昇時,地下水位が約-0.7m に達すると地下水位と同期して増加しはじめ,約 62%に達してい る。その後,減少するが,第三回目の上昇に合わせて再度増加し,約 64%に達している。最終的 に地下水位の下降に同期して減少している。

8.4 体積含水率から想定される斜面の特性

K-3, K-4 および K-5 の体積含水率が約 65%に達するのは、地下水位が地表面付近に達し、少な くとも土壌水分計の設置深度(深度 20cm)までの地盤が飽和したためと考えられる。つまり、地 下水位の計測だけでなく体積含水率の計測によっても地下水位が地表面付近にまで上昇したこと が確認できる。また、同じ安国寺の裏山の測線①の体積含水率の計測結果に基づくデータ同化に よって推定される飽和時の体積含水率は 84.3%~62.8%である¹⁰ことから体積含水率の計測は適切 であったと判断される。ところで、この斜面の土の粒度は礫から粘土まで満遍なく分布している にも拘わらず約 65%という大きな飽和時の体積含水率を有している¹¹⁾。これは、風化等の効果に よって団粒状・塊状などの土壌構造が発達しているためであること考えられる。そして、この空 隙の大きさが高い浸透能をもたらしていると考えられる。つまり、図-7.2.1 に特に顕著なように降 雨強度が大きい場合に降雨のタイミングと多少ずれて地下水位が一挙に上昇することは雨水が大 きな空隙を通って浸透するためである。また、K-3、K-4 および K-5 と W-2'と W-3'の位置はいず れも異なっているが地表面付近まで地下水位が上昇するタイミングの違いがほとんど無いことは、 この斜面では雨水の浸透から地下水位の発生・上昇が均等に起こっていると考えられる。これは この斜面の透水性の均一性を示唆している。なお、K-2の体積含水率は約50%であり、図-8.3.1、 図-8.3.2 および図-8.3.3 に示すように地下水位の上昇に同期してないことから K-2 では地下水位が 土壌水分計に影響を与える深度まで達していないことが示唆される。

9章 斜面の崩壊メカニズム

第7章の図-7.2.3の第3回目の地下水位の上昇・下降では、地下水がW-2'からW-3'に流下した と考えられる.この測線②の斜面ではW-3'より下方に滑落崖が存在しており、これが排水境界と なることでこの部分、特に滑落崖の下部から地下水が排出されると考えられる.地下水の排出孔 付近では細粒分の流出などから益々土壌構造が高位となり、やがて崩壊に至ると予想される.そ の際、この斜面の土壌構造が高位であることから崩壊に対してはいわゆる粘りがあまりないと考 えられるため、一挙に崩壊が進むものと考えられる.つまり、この斜面では、短期間の集中豪雨 よりも地下水位を生じさせる程度の強度の雨が長期間継続した場合に崩壊に対する危険度が増す と考えられる.

10章 結論

1章

目的:全章を通じて安国寺裏山斜面のうち,過去の崩壊の痕跡と考えられる崖を有する斜面(測線②)の崩壊メカニズムを考察する.

2章

目的:安国寺裏山斜面における過去の崩壊痕跡を明らかにし、地質学的な観点から崩壊の要因に ついて考察する.

まとめ:表層崩壊箇所は浅層の強風化した土砂状のはんれい岩が崩れたものであることが明らか になった。

地すべり性の崩壊,その再崩壊については,現地踏査でその要因を明らかにすることはできていない。

いずれにしてもはんれい岩の風化特性が崩壊に深く関与していると考えられる。

3章

目的:豪雨によって表層崩壊が発生した斜面に対し現地調査,室内試験を行った結果を述べる. まとめ:室内試験の結果より採取した試料の土質は,土粒子の密度が大きいという特徴がある。 礫分が16.8%,砂分43.3%,シルト分17.6%および粘土分22.3%という細粒分含有率が約40%を占 める粒度特性を有しており,粘性土質礫質砂に分類される。

4章

目的:設置したモニタリングシステムについて紹介する.

まとめ:測線②には,土壌水分計付傾斜計を K-1~5 の位置に,地下水位計を W-2',~3'の地点に 設置した.

5 章

目的:アメダスポイント,解析雨量のどちらの降雨データが安国寺の降雨として妥当か比較し検討する.

まとめ:

アメダス綾部における 60 分間積算雨量および 10 分間雨量の経時変化は、豪雨時の雨量の絶対 値を除けば、安国寺における雨量の経時変化とほぼ一致する.

解析雨量における 60 分間積算雨量および 10 分間雨量は、その経時変化において安国寺における雨量の経時変化とタイミングに多少ズレがあることに加え、絶対量が小さい.

安国寺における雨量としてはアメダス綾部のおけるもので代用できる.

60 分間積算雨量は解析雨量でも安国寺の雨量とある程度同じ値を観測することができるが 10 分間雨量に関しては細かい雨の強弱が表現できない.

6章

目的:設置したモニタリングより地下水位と体積含水率の結果を紹介する.

まとめ:地下水位の上昇が顕著であった 9/18 と 10/22~23 の降雨では,体積含水率が 60%を越え ていることが特徴的である。K-4 と K-5 では,両者の体積含水率はほぼ同じ挙動をしている。 それらの値は,約 55%~65%の間であり,降雨に連動して増減を繰り返している。

7章

目的:地下水位の挙動の考察をする。

まとめ:雨水による浸透水量が透水性の低い地層の浸透能を越えた場合に地下水位が発生し、その逆になれば地下水位は低下するものと考えられる。2018/07の三回目の降雨では、浸透水量が透水性の低い層の浸透能を越えた状態が継続したため、浸透できなかった地下水が斜面に沿って下方へと流下したことによって降雨が弱まった後も W-3'の地下水位が保たれたものと考えられる。

8章

目的:体積含水率の特徴的な挙動と土質特性について考察する.

まとめ: 斜面の土は礫から粘土まで幅広い粒度分布を持っているにもかかわらず,約65%という 大きな飽和時の体積含水率を有している。このことは高位の土壌構造を持っていることを示唆し ている。

9章

目的:斜面崩壊のメカニズムを考察する

まとめ:測線②の斜面では地下水が滑落崖から継続的に排出させるような長雨の場合に崩壊 に対する危険度が高まる.

※デジタルデータの提供を希望する場合は、地盤工学会関西支部に申し込んでください.

参考文献

- 小田和広他:京都府綾部市安国寺裏斜面におけるモニタリング計測器配置の検討, Kansai Geo-Symposium 2017, pp.212-217, 2017.
- 2) 矢野晴彦, 笹原克夫, 辻野裕之: 斜面動態モニタリングに関する地質調査 京都府綾部市安 国寺裏斜面を対象として-, 第52回地盤工学研究発表会, pp.1831-1832, 2017.
- 3) 国土交通省近畿地方整備局河川部:管内河川等リスク評価基礎資料作成業務,2009.
- 4) (国研)産業技術総合研究所:20万分の1日本シームレス地質図
- 5) 工学技術院地質調査所:5万分の1地質図幅「舞鶴」,1961.
- 6) 鏡原聖史,笹原克夫,小田和広,小泉圭吾,小山倫史,藤本将光,片岡沙都紀:斜面動態モニ タリングに関する現地調査・試験-京都府綾部市安国寺裏斜面を対象として-,第52回地盤 工学研究発表会,pp.1833-1834, 2017.
- 7) S. Shibuya, T. Mitacchi and S. Tamate : Interpretation of direct shear box testing of sands as quasisimple shear, Geotechnique, Vol.47, 1997
- 8) 小田和広・矢野晴彦・鏡原聖史・深川良一・片岡沙都紀・小泉圭吾・小山倫史・笹原克夫・辻 野裕之・藤本将光・伊藤真一・大段恵司:京都府綾部市安国寺裏斜面におけるモニタリング 計測器配置の検討,地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集,pp.212-217,2017
- 9) 近藤慎太郎・小田和広・矢野晴彦・小泉圭吾・伊藤真一:綾部市安国寺裏斜面における動態 モニタリング結果の考察,地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集, pp.147-150, 2019
- 10) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・横川京香・鏡原聖史:京都府綾部市安国寺裏斜面における 現地計測結果を用いたデータ同化,第53回地盤工学研究発表会,pp.307-308, 2018
- 11) 地盤工学会関西支部:斜面動態モニタリングに基づく斜面安定性評価研究委員会報告書,2018

	斜面災害のリスク低減に関する研究委員会報告書
	公益社団法人地盤工学会関西支部
編集者	斜面災害のリスク低減に関する研究委員会
	委員長 芥川 真一
	公益社団法人地盤工学会関西支部
発行者	大阪市中央区谷町1丁目5番7号
	ストークビル天満橋 801 号室
	Tel (06)6946-0393 Fax (06)6946-0383

発行年月 令和4年3月