平成 30 年 4 月中津市耶馬渓町金吉梶ケ原地区における

斜面崩壊と今後の問題点



平成 30 年 4 月 正面から見た斜面崩壊の様子

2018年7月

(公益社団法人)地盤工学会

平成 29 年 7 月九州北部豪雨地盤災害調査団 先遣隊調査メンバー

平成 30 年 4 月中津市耶馬渓町金吉梶ケ原地区における 斜面崩壊と今後の問題点

(公益社団法人)地盤工学会

目次

はじめに	1
1. 斜面崩壊の概要	
2. 地 形	
3. 地 質	6
4. 調査・分析結果	
4.1 耶馬溪崩壊地周辺の気象と過去の地震履歴	
4.2 γ線探査による崩壊地内の地質的弱線(断裂構造)の影響	
4.3 原位置および室内試験結果	
4.3.1 崩壊表層土の基本的特性と水理・力学特性	
4.3.2 簡易原位置試験による強度定数の推定	
4.3.3 簡易動的コーン貫入試験および X 線回折分析	
4.3.4 耶馬溪崩壊地より採取した変質安山岩の簡易スレーキング試験結果	
5. 崩壞形態	
5.1 崩壞実態調査	
5.2 地すべり地形と地質	
6. 想定される崩壊メカニズム	
7. まとめと今後にむけた提言	

はじめに

平成 30 年 4 月 11 日未明に,大分県中津市耶馬溪町金吉で大規模な斜面崩壊が発生しました。この崩壊により山の斜面が幅約 200m,高さ約 100mにわたって崩壊し,崩壊地の下の民家 4 棟が土砂にのまれ,3世帯 6 人の方々の尊い命が奪われました。この場を借りて,亡くなられた方々へ深い哀悼の意を表しますとともに,被災者の皆様にも心よりお見舞い申し上げます。

斜面崩壊が生じた現場は、昨年3月に大分県により「土砂災害警戒区域」に指定されていた場所であ るが、当初、ほとんど雨が降っていない状況下での突然の崩壊にその原因の究明が強く望まれた。その ため、公益社団法人地盤工学会では、昨年の九州北部豪雨地盤災害調査団を中心とする調査チームを立 ち上げ、本災害に対する地盤工学的調査研究の重要性を鑑み、現地調査を行った。チーム全体としての 現地調査は、平成30年4月30日(月)に実施するとともに、各メンバーが独自に現地に入り検討を進め てきた。

残念ながら、現地においてボーリングなどの詳細な地盤調査を行うことができなかったことから、あ くまでも地表からの踏査、地表部付近のサンプリングによる実験、さらには、崩壊地周辺で過去に行わ れた様々な調査データや崩壊時に得られた各種データを元に検討を行った。このように限られた条件下 ではあるものの、現時点で考えられる範囲内でその崩壊メカニズムについて調査団メンバーで意見交換 を行いながら、様々な観点から検討を行った。さらに、これらの結果を受けて、今後の課題と将来への 提言を行うこととした。

なお,調査団メンバーは次ページに示す通りである。また,本報告書の作成にあたり,国土交通省九 州地方整備局,大分県,中津市などから貴重な資料の提供をいただき厚く御礼申し上げます。さらに, (株)パスコ,アジア航測(株),国際航業(株),中日本航空(株)の航測会社各社からも資料提供をいただき ました。重ねて御礼申し上げます。

この調査報告結果が、今後の同様な斜面崩壊の現場にて利活用され、同様の災害が二度と起こらないことを強く願います。

(九州大学 安福 規之, 三谷 泰浩)

・先遣隊調査メンバーリスト

	氏名	所属機関名
団長	安福 規之	九州大学
リーダー	三谷 泰浩	九州大学
団員	有留 千博	㈱ダイヤコンサルタント
	池見 洋明	九州大学
	大嶺聖	長崎大学
	甲木善徳	日本地研(株)
	工藤 宗治	大分工業高等専門学校
	佐藤 静流**	基礎地盤コンサルタンツ㈱
	佐藤 秀文	平成地研㈱
	濵田 雅彦**	基礎地盤コンサルタンツ㈱
	半田 義人**	㈱ダイヤコンサルタント
	福田直三	復建調査設計㈱
	藤白隆司	㈱福山コンサルタント
	村上哲	福岡大学
	矢ヶ部 秀美	NPO 法人研究機構ジオセーフ
	山下浩二	基礎地盤コンサルタンツ㈱
	吉村 辰朗**	明大工業(株)
協力メンバー(学生)	Adel Alowaisy	九州大学
	佐藤竜樹	長崎大学
	出口資門	長崎大学

*:団員は50音順で示している。**:九州北部豪雨地盤災害調査団以外のメンバー

1. 斜面崩壊の概要

大分県中津市金吉梶ケ原地区で規模の大きな斜面崩壊が発生し,斜面下にあった梶ケ原地区の集落を 破壊し,金吉川の河道付近まで土砂が流れ下っている。



写真-1.1 金吉梶ケ原地区の斜面崩壊(福岡大学村上教授撮影)

崩壊は耶馬渓溶結凝灰岩層が形成する急崖下の斜面で発生している。写真で滑落崖の上の自然斜面が 直に近い崖を形成していて植生が広葉樹からなるのがわかる。滑落崖下には多数の杉が頭を斜面上に向 けて倒れ込んでいる。また斜面中腹からは黄褐色の地下水が湧出して金吉川に流れ込んでいる。

崩壊土砂が金吉川の一部を埋めており,集落に渡る橋の右岸に大量に堆積している(写真-1.1)。 全体の崩壊の規模は,幅約 160m,滑落崖から崩壊土砂の末端部までの水平距離が約 220m,形成され ている滑落崖の高さは 15m~20m である。



写真-1.2 正面からの全景



写真-1.3 少し上流からの全景

調査時点(平成 30 年 4 月 30 日)での全景写真を写真-1.2 および写真-1.3 に示す。集落のあった周辺の土砂が撤去され、大型土嚢による応急対策が進められていた。

(NPO法人研究機構ジオセーフ 矢ヶ部秀美)

2. 地 形

調査地は中津市の南西部の日田市に近い耶馬渓町金吉地先にある。一級河川山国川の支川の金吉川の 左岸側斜面で合流点からは約2.7km上流に当たる。河川沿いには国道212号から分岐した県道平原耶馬 渓線が通っている。調査地の近くには耶馬渓ダムや景勝地の耶馬渓がある。



図-2.1 崩壊地周辺の広域地形図(国土地理院 地形図に加筆)

図-2.1 を見ると国道 212 号の南北および耶馬渓ダムの南の鹿熊岳の南北とで地形が大きく異なってい ることがわかる。北側は釣鐘山,鹿熊岳,木ノ子岳,烏帽子岳のような独立した峰の山体からなってお り,古い火山の地形をしている。それに対して崩壊地のある南側は頂きが平坦な火砕流台地が広がって いる。この地形は約 100 万年前の火山活動で形成された耶馬渓溶結凝灰岩から構成される地形であり, この層は,今回の崩壊にも関係している。

なお、地質と関係するが、崩壊地の北側にある鹿熊岳に中津日田道路の中津 3 号トンネル(L=3km) が開削されており、詳細な地質調査や切羽の観察が実施されている(中津土木事務所 WEB 参照)。



図-2.2 崩壊地周辺の地形 (国土地理院 地形図)

崩壊地の周辺は,頂きが平坦な火砕流台地からなっている。崩壊のあった金吉梶ケ原地区の両岸とも に開析は進むものの標高は350m~400m前後の面が残留した地形となっている。

崩壊地の金吉川は右岸側にある深く開析された谷からの扇状地性の堆積物で左岸側に圧迫され、大き く蛇行して梶ケ原地区の左岸側が攻撃斜面になっている。

火砕流台地の縁辺は溶結凝灰岩のなす急崖となっており,その崖下には落石が集積した落石堆が形成 されている。



写真-2.1 崩壊地周辺の地形(福岡大学村上教授撮影)

(NPO法人研究機構ジオセーフ 矢ヶ部秀美)

3. 地 質

崩壊地周辺は新第三紀中新世〜鮮新世の火山活動によって形成された安山岩溶岩,玄武岩質安山岩溶 岩および火砕岩からなっている。いわゆる豊肥火山岩類の分布地域である。

豊肥火山岩類は噴出源,例えば英彦山,釣鐘山,八面山などによって岩相が異なっている。また溶岩の間には凝灰角礫岩,火山礫凝灰岩などの火山から噴出堆積した火砕岩や火山休止期の堆積層である耶 馬渓層(凝灰質砂,シルト,軽石)などが挟まれている。調査地近くの耶馬渓には観光資源である凝灰 角礫岩が形成した奇岩の連続露頭があるが,崩壊地周辺には出現していない。

山頂が平坦な火砕流台地を形成する地層は,おおよそ100万年前に噴出堆積した耶馬渓火砕流堆積物 で柱状節理の発達した溶結凝灰岩とその下位には非溶結部を伴っている。

また山国川沿いには約9万年前の阿蘇4火砕流堆積物の溶結凝灰岩が分布しているが,崩壊地周辺に は観察されない。



図-3.1 調査地付近の地質図(産総研地質図ナビに加筆)



写真-3.1 宇佐層群中の変質安山岩



写真-3.2 網目状に変質した安山岩

	表層地質岩相区分	分	調査地域の層序比較			
地質時代	岩相区分名	(地層名)	松本ほか(1984)	大分県(1972)		
完新世	泥・砂および礫()	中積層)	沖積層	冲積層		
更	扇状地堆積物					
新	火山砕屑岩-4(降	可蘇火砕流堆積物)	阿蘇火砕流堆積物	阿蘇溶結凝灰岩		
101 HH	段丘堆積物		段丘堆積物			
	火山砕屑岩-3(耳	邓馬溪火砕流堆積物)	耶馬溪火砕流堆積物	耶馬溪溶結凝灰岩		
	安山岩質岩石-4(八面山安山岩類)	A4 Axx 1 1 1 1 1 4 4 7	MAC 1644- 3050 1.4.4		
催	安山岩質岩石-3((釣鐘山安山岩類)	妙理山女山石矪			
m1			黒法師層] 巩案俗石		
新	安山岩質岩石-2(宮園安山岩類)	宮園安山岩類			
171	火山砕屑岩-2	砂岩・シルト岩		耶馬澤層上部層		
世	(下毛層の凝灰角 礫岩)	安山岩質岩石一1 (下毛層の溶岩部)	下毛層	耶馬溪層下部層		
	火山砕屑岩-1(7	「毛層の変質部)		宇佐層群		

表-3.1 崩壊地付近の地質層序表

表-3.1 に調査地付近の地質層序表を示す。耶馬渓溶結凝灰岩の下位の豊肥系火山岩類の区分は調査機関および調査者によって異なるが、今回は大分県の地質図の層序(1972)を用いる。崩壊地の基盤岩は 宇佐層群中の変質した安山岩で、当地域では最も古い火山岩類である。

写真-3.1 に崩壊地で湧水している付近に露出する節理の発達した変質安山岩を示す。変質安山岩の未 変質部は斜長石角閃石の大きな斑晶が目立つ粗粒の安山岩溶岩である。板状節理なども見られ、変質部 は網目状に変質が進み脆弱化していることが多い。また、著しく変質した箇所では、灰白色〜緑灰色の 粘土が斑状に生成していることがある(写真-3.4)。調査地の変質安山岩は比較的粗粒で脆弱化している 箇所(写真-3.3)も見かけるが、斜面中腹に残留しているブロックには塊状で堅硬緻密な部分が見られ る(写真-3.2)。



写真-3.3 粗粒な多斑晶質の変質安山岩 写真-3.4 粘土化した変質部 *変質安山岩は斜長石や角閃石の粗粒の斑晶が観察できる。写真-3.3 の岩質は脆弱質である。

宇佐層群の変質安山岩を覆って火山休止期の堆積岩類である耶馬渓層が分布している。崩壊地では, 滑落崖に広く露出している。凝灰質の砂層,シルト層,円礫層や軽石層など多様な岩相の成層した地層 である(写真-3.6)。



写真-3.5 滑落崖に連続する耶馬渓層



写真-3.6 層理面をもつ堆積層 * 下位から均等な砂層,軽石層,円礫層

耶馬渓層は火山休止期の湖沼堆積物と考えられており, 鹿熊岳周辺では 200m 近い層厚を有している。ここでは上位の耶馬渓溶結凝灰岩の非溶結部との間に不整合で古期崖錐堆積物が挟まっており, 安山岩角礫や玉石を主体としたルーズな層である(写真-3.5)。



写真-3.7 滑落崖上の耶馬渓溶結凝灰岩



写真-3.8 溶結部と非溶結部との境界





写真-3.10 非溶結部

* 滑落崖上の斜面は急勾配で更に上部の溶結凝灰岩の急崖へと続いている。

耶馬渓火砕流堆積物は、下位の耶馬渓層の堆積岩類または古期崖錐堆積物を覆って分布している。下 位層の直上には約 3m の固結した非溶結部が連続して観察される。ハンマーの打撃で容易に割れる程度 の硬さをもち、節理はなく不透水層のように見える(写真-3.10)。

耶馬渓溶結凝灰岩は, 堅硬緻密な岩質をもち, ハンマーの打撃でも容易に割れないほどの硬さである。 柱状節理や不規則な節理が発達しており, 崩壊土砂の中には 5m 以上の大きさの岩塊も認められる(写 真-3.7~写真-3.9)。ただ, 今回の調査で滑落崖の直上の溶結凝灰岩の崖を観察すると, 古い苔等が付着 しており, 元々あった溶結凝灰岩からなる崖面はほとんど崩壊していないことがわかった。

溶結凝灰岩の急崖の下の斜面には厚い落石堆が認められるが,今回の崩壊では下位層のすべりに伴っ てこの層が崩れ落ちて,土砂と一緒に溶結凝灰岩の巨岩塊を斜面脚部へ供給している。



写真-3.11 向かって左側自然斜面の落石堆

写真-3.12 向かって右側自然斜面の落石堆

(NPO法人研究機構ジオセーフ 矢ヶ部秀美)

4. 調査・分析結果

4.1 耶馬溪崩壊地周辺の気象と過去の地震履歴

(1) 過去の気象の状況

耶馬溪崩壊地周辺における降水量の過去の状況について,既存データを用いて分析する。用いたデー タは,耶馬渓地域雨量観測所(中津市耶馬渓町大島)で計測された 2008 年 4 月から 2018 年 4 月までの 月別降水量である。図-4.1.1 に観測所位置図を図-4.1.2 にそのデータを示す。月別降水量の期間最大値は 平成 24 年 7 月九州北部豪雨時の 947mm であり,昨年の平成 29 年 7 月九州北部豪雨時では 484.5mm と 最大値よりも小さい。前年にあたる 2017 年からとりわけ降水量が多いとは言えず,強いて言うならば, 月降水量が 400mm を上回る年が 2 年続いた程度である。図-4.1.3 は同観測所における 1976 年から 2017 年までの年降水量の経年変化を示している。長期的な降水量の推移においても近年顕著に変動したこと は認められない。

以上のことから、当該地域における降水量を見る限り、異常降水があったということは確認できない。



図-4.1.1 崩壊地および観測所位置図



図-4.1.2 耶馬渓地域雨量観測所で観測された月降水量の推移

(気象庁 HP の過去の気象情報のページを利用 http://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/ obsdl/index.php)



図-4.1.3 耶馬渓地域雨量観測所における年降水量の推移

(気象庁 HP の過去の気象情報のページを利用 http://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/ obsdl/index.php)

(2)近年の地震履歴

崩壊地近傍における2つの地震観測点(中津市耶馬溪町(防災科研),中津市山国町(地方公共団体)) で観測された震度3以上の地震について,2008年以降で調査した。調査データは,気象庁提供の震度デ ータベース検索(http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php)を用いた。表-4.1.1 はその検索 結果である。

最近の地震では、平成28年熊本地震における震度4が最大であり、2017年や2018年に入ってから震度3以上を観測した地震は無かった。

地震の	震央地名	緯度	経度	深さ	М	最 大	耶馬溪町	山国町
発生日時						震度	震度	震度
2016/04/16	熊本県熊本地方	32°51.7′N	130°53.9′E	11km	M5.9	6弱	3	3
01:45:55.4								
2016/04/16	熊本県熊本地方	32°38.9′N	130°42.5′E	11km	M5.3	4	3	2
01:30:51.9								
2016/04/16	熊本県熊本地方	32°45.2′N	130°45.7′E	12km	M7.3	7	4	4
01:25:05.4								
2016/04/14	熊本県熊本地方	32°44.5′N	130°48.5′E	11km	M6.5	7	3	3
21:26:34.4								
2014/03/14	伊予灘	33°41.5′N	131°53.4′E	78km	M6.2	5強	4	2
02:06:50.8								
2009/09/16	大分県西部	33°22.3′N	130°54.9′E	12km	M3.5	3	3	2
21:38:04.6								
2009/08/31	大分県西部	33°22.5′N	130°54.7′E	12km	M3.9	3	3	2
21:11:40.0								
2009/06/25	大分県西部	33°22.1′N	130°53.5′E	12km	M4.7	4	4	3
23:03:56.7	1							
2008/09/03	大分県西部	33°22.5′N	130°53.9′E	13km	M4.0	3	3	2
23:32:07.6								

表-4.1.1 崩壊地周辺で観測された過去の地震による震度(震度3以上)

(3)まとめ

当該地域における,過去の月降水量および年降水量の推移を調査した結果,異常な降水は認められない。また,地震による作用も平成28年熊本地震以降,震度3以上を記録した地震は確認できない。 このことから,当該地域の降水や地震は,これまで経験した状況であったと判断することができる。

(福岡大学 村上 哲)

4.2 γ線探査による崩壊地内の地質的弱線(断裂構造)の影響

(1)調査の目的

崩壊の要因の一つとして,地質的弱線(断裂,破砕帯,変質帯,変形帯等)の分布(走向)・規模(断 層場幅)を定量的に把握する目的で,断層破砕帯の調査手法であるγ線探査を実施した。

(2)崩壊地周辺の地形とリニアメント

崩壊地周辺は、図-4.2.1(a)、(b)に示すように周辺を 1000m 前後の山々に囲まれた比較的平坦な地形に 位置する。火山性砕屑岩(非容結)の二次堆積層(湖成層)形成環境をみることができる。崩壊地周辺 の台地の標高は約 400m、また、河川侵食された低地は約 200m であり、崩壊地の標高差は約 200m であ る。鎌城台地の畜産業者にヒアリングしたところ、「降雨後まもなく雨水は地下に浸透し、地表は乾く。 また、降雨時に谷に水は流れるが、通常では水はない。350m から 500m の井戸ボーリングによって生活 水としている。井戸掘削中の岩盤からは、地下水は確認されなかった。」とのことであった(図-4.2.1(c))。



(a) 等高線図(地理院地図に加筆)

(b) 段彩図



(c) 3D 地形図(地理院地図に加筆) 図-4.2.1 崩壊地周辺の地形の特徴

図-4.2.2 は、崩壊地周辺の地形判読により把握したリニアメントを示したものである。 共役の複数のリニアメントが崩壊地を囲む傾向がみられる。このリニアメントを考慮して崩壊地におい て γ 線探査を行うこととした。



図-4.2.2 地形判読による崩壊地周辺のリニアメント

(3) γ 線探査方法

1) 原理と測定機器

岩石は放射性核を有するため微弱な放射線(γ線)を発しており,その固有値は異なる。例えば、塩 基性岩類(緑色岩等)は2~5(×10²µSV/h),第三紀の堆積岩類(砂岩・頁岩等)は5~7(×10²µSV/h), 中古生代の堆積岩類(砂岩・頁岩等)は10~12(×10²µSV/h),酸性火山岩類(流紋岩等)は8~10(×10²µSV/h),花崗岩類は12~22(×10²µSV/h)程度である。これらの値は、測定条件(風化・地形等)によ って違いが生じるため、異常値を検出するためには同一測定条件で値を比較する必要がある。地表地質 踏査で分布地質が同一と判断され、同一測定状況で測定した場合には、地質の異常帯(断裂・断層破砕 帯・熱水変質帯等)や地盤破砕箇所(地すべりの滑落崖、亀裂等)において異常値が検出される。測定 機器は、写真-4.2.1に示すシンチレーションサーベイメータ TCS-172B(アロカ社製)である。測定 方法は、トータルカウント法である。各測点の計測は、5回計測して平均をとり、その計測の値とした。 γ線測定結果図は縦軸にγ線強度、横軸に測定点の位置で整理する。放射線の単位は×10²µSv/hで ある。



写真-4.2.1 γ線探査機器:シンチレー ションサーベイメータ TCS-172B



図-4.2.3 γ 線測定で検出した断層場幅 (平面図)

2) 断層場幅(断裂幅)の求め方

断層場において帯磁率と γ 線測定を行なった場合,断層活動による変形・破断の痕跡(断層ガウジ, 断層角礫,断層岩,亀裂帯)において異常値が検出される。この断層近傍において認められる帯磁率と γ 線異常帯を断層場とした。 γ 線測定の測点間隔は図-4.2.3 に 1m~3m とし, γ 線強度異常値が出現した 地点では 10cm 間隔で測定することによって, γ 線強度異常値範囲(断層場)を詳細に求めた¹⁾。この測定 法で異常値範囲境界点(α 点)を求め,測線より 50cm~1m 程(ほぼ尾根道の幅)シフトさせて同様境界点 (β 点)を 10cm オーダーで求め, α 点と β 点を結んだ方向を破砕帯の走向とした。走向に直交する γ 線強 度異常値範囲を断層場幅(断裂幅)と定義した。

(4)調査結果

図-4.2.4 は、地形判読をもとに崩壊地内の上部において 3 測線のγ線探査位置を示したものである。また,調査に よって確認された主断裂 A-1,およびこれに共役する崩壊 左端の断裂 A-2,右端の断裂 C および崩壊の中央部に位置 する古い断裂 B が、上述の方法によって。の地点におい て確認された。

各断裂の調査結果は以下に示す。

1) 断裂 A-1・A-2

A 測線は崩壊部上部左端に設定し,測線長は25m である。測点間隔は1m である。写真-4.2.2~写真-4.2.5 に γ 線探査状況を示す。



図-4.2.4 γ線探査で確認された断裂の分布



写真-4.2.2 A 測線(終点側から起点を写す)



写真-4.2.3 A 測線(起点側から折点を写す)

γ線測定結果図(図-4.2.5)の縦軸にはγ線強度(×10⁻²μSV/h),横軸には測点(m)を示した。γ線強度分 布から地質を反映している測定値を破線で囲んだ。A測線上に見られる地質は凝灰角礫岩である。



写真-4.2.4 断裂 A-1(3.5m~7.1m 付近)

写真-4.2.5 断裂 A-2(17.3m~22.1m 付近)



図-4.2.5 γ 線測定結果(A 測線)

表-4.2.1 と表-4.2.2 に測定結果をまとめた。断裂幅および方向は A-1 では 2.2m, N40°E, A-2 では 1.8m, N40°W であった。

分布地質	測線区間	平均值	標準偏差				
凝灰角礫岩①	0.0m~3.4m	8.55	0.35				
凝灰角礫岩①	7.2m~17.2m	8.34	0.28				
凝灰角礫岩①	22.2m~25m	8.46	0.21				

表-4.2.1 A 測線に分布する地質の γ 線強度 (×10⁻² μ Sv/h)

表-4.2.2 A 測線の γ 線異常値区間と断層場幅の規模・方向

測線名	地質的弱線名	異常値区間	断層場幅(断裂幅)	方向(走向)
A 測線	断裂 A-1	3.5m~7.1m	2.2m	N40°E
A 測線	断裂 A-2	17.3m~22.1m	1.8m	N40°W

2) 断裂 B

B 測線は図-4.2.4 に示す崩壊中央部で主測線 A-1 方向に設定した。写真-4.2.6 および写真-4.2.7 に γ線探査状況を示す。測線長は 10m, 測点間隔は 1m である。



写真-4.2.6 B 測線(起点側から終点を写す)

写真-4.2.2 断裂 B(2.4m~5.5m 付近)

図-4.2.6 はγ線測定結果図である。γ線強度分布から地質を反映している測定値を破線で囲んだ。B測線上に見られる地質は凝灰角礫岩である。



図-4.2.6 γ 線測定結果(B 測線)

表-4.2.3 と表-4.2.4 に測定結果をまとめた。断裂 B の幅および方向は 3.1m, N40°W であった。

表	-4.2.3	B測線に分布す	る地質の	γ 線強度	$(\times 10^{-2} \mu \text{Sv/h})$	
						_

分布地質	測線区間	平均值	標準偏差
凝灰角礫岩②	0.0m~2.3m	6.16	0.39
凝灰角礫岩2	5.6m~10m	6.20	0.30

表-4.2.4 Β測線の γ線異常値区間と断層場幅の規模・方向

測線名	地質的弱線名	異常値区間	断層場幅(断裂幅)	方向 (走向)
B 測線	断裂 B	2.4m~5.5m	3.1m	N40°W

3) 断裂 C

C 測線は図-4.2.4 に示す崩壊右端部で主測線 A-1 方向に設定した。写真-4.2.8 および写真-4.2.9 に γ線探査状況を示す。測線長は 7m, 測点間隔は 1m である。



写真-4.2.8 C 測線(起点側から終点を写す)

写真-4.2.9 断裂 C(2.5m~4.2m 付近)

N40°W



図-4.2.7 γ 線測定結果 (C 測線)

図-4.2.7 はγ線測定結果図である。γ線強度分布から地質を反映している測定値を破線で囲んだ。B測線上に見られる地質は凝灰角礫岩である。

表-4.2.5 と表-4.2.6 に測定結果をまとめた。断裂 C の幅および方向は 1.6m, N40°W であった。

分布地質	١		測線区間	平均值	標準偏差	
凝灰角礫岩② 0.0m~2.4m			0.0m~2.4m	5.86	0.24	
凝灰角礫岩①			4.3m~7m	0.21		
表−4.2.6 C測線の γ 線異常値区間と断層場幅の規模・方向						
測線名	地質的	2質的弱線名 異常値区間		断層場幅(断裂幅)	方向 (走向)	

1.6m

2.5m~4.2m

表-4.2.5 C測線に分布する地質の γ 線強度 ((×10 ^{-∠}	μ Sv/h)
-----------------------------	--------------------	-------------

(5)調査結果の考察

断裂 C

1) 高湿潤層の確認

C測線

γ線探査を実施する場合,地山表面を約10cm 掘削する。平成30年4月30日のA測線の調査では17.2mの地点およびその近傍がその他の調査地点とは異なり,高湿潤な状態であった。A測線の 断裂に沿って地下水が供給されている可能性が示唆された。



写真-4.2.10 A 測線 17.2mで確認された地山の高湿潤状態



H30.4.30γ線調査

H30.6.14調査

```
写真-4.2.11 追加調査時に確認された斜面の崩れと湿潤な状態
```

一方,平成 30 年 6 月 14 日の追加調査時点では湿潤とした範囲近傍の斜面が崩れており,ほかよりも湿潤な状態が観察された。

2) B 測線および C 測線の γ 線異常値の範囲に見られた塊状の堆積物

B 測線および C 測線における γ 線探査で異常値を示した断裂 B (写真-4.2.7) および断裂 C (写真-4.2.9) において,周辺の堆積状況とは異なる塊状堆積物が見られた。また,6 月 14 日の再調査時には 写真-4.2.12 に示すように断裂 C は崩落した土砂によって埋没して塊状堆積物は確認ができなかっ たが,断裂 B は確認できた。断裂 B の塊状堆積物は周辺より色調が異なり,含水比が高いように観察 された。



写真-4.2.12 6月14日の再調査時の断裂B(左)と断裂C(右)の状況 19

3) 断裂による堆積層の形成過程と崩壊地周辺の地下水状態の推察

上記の調査結果から崩壊地における堆積層の形成過程を図-4.2.8 のように断裂箇所の侵食,凹状地 形の形成,崩壊堆積物の埋没として推察してみた。





また,断裂部においては周辺地盤より新しい堆積物が含まれるなど,相対的に透水性が高いことが 推察されることから,図-4.2.9 に示すように主断裂および共役断裂に囲まれた土塊周辺に地下水包 蔵体が形成され,不安定な状態にあった可能性が推察される。







図-4.2.10 断裂と湧水・湿潤箇所・ぬかるみ箇所との関連性

図-4.2.10 は調査時に確認された湿潤箇所,ぬかるみ箇所および湧水地点と断裂の関連性についてまとめたものである。

なお,崩壊地の左右には、写真-4.3.13 に示すように湧水が確認されている。また,崩壊地にあたる 民家では生活用水を湧水で賄っていたとの地元の話がある。断裂に沿って地下水流動が当該地に存 在していたと考えられる。



写真-4.2.13 崩壊地の左右の湧水箇所(平成30年6月14日)

4) 不安定な兆候と避難について

当該地では、これまで山地災害危険地区に指定して治山工事を行っている(写真-4.2.14)。ここでは約 1ヶ月前ころから落石など不安定な兆候があったとの情報がある。被災者としては、対策工事が行われて いること、雨が降っていないこと、また、夜間であり大崩壊を予想できなかったことなど、避難行動への意 識に繋がらず、悲惨な結果になったと推察される。今回のような稀ともいえる崩壊現象が類似地形・地質 条件で発生しうるということを認識し、崩壊の前兆に対して調査し、警報などによって事前に避難するた めのソフト的対応を周知・認識することが重要と考える。



写真-4.2.14 崩壊地における治山対策の表示と残存した防護工

(明大工業㈱ 吉村辰朗・復建調査設計㈱ 福田直三)

参考文献

 吉村辰朗・大野正夫:断層破砕帯における帯磁率異常に伴うγ線量の変化,物理探査,65,3,151-160,2012.

4.3 原位置および室内試験結果

4.3.1 崩壊表層土の基本的特性と水理・力学特性

大分県中津市耶馬溪町で発生した斜面崩壊箇所におい て,現地のいくつかのサイトでの表層崩積土および風化 土層の基本的な性質,簡易的な強さ,透水性ならびに水 分保持特性を理解するために,乱した試料の採取,乱さ ない状態でのサンプリング,山中式土壌硬度計を用いた 表層貫入試験,現地簡易透水試験ならびに乱さない試料 を用いた水分特性試験などを行った。ここでは,その結 果を報告する。

(1) 採取地点の状況

写真-4.3.1.1は,試料採取した地点を崩壊斜面上に示したものである。湧水箇所を挟んで向かって右側を地点①と③,右側を地点②とした。また,地点④は,源頭部のフラットな箇所であり,地点⑤は源頭部の斜面部分である。写真-4.3.1.2に示すように地点⑤では下端から60cm程度のB1,100cm程度のB2,180cm程度のB3で試料を採取した。採取日は,現地調査を行った2018年4月30日(月)である。

写真-4.3.1.3は,地点①,②,⑤(B1,B2,B3)で採取した 試料の様子を示している。いずれの地点の試料もかなり風 化が進行し,土質化が顕在化していることが伺える。

(2) 現地実験の様子と実験概要

写真-4.3.1.4は,原位置での試験の様子を示している。地 点①の写真は,簡易なインフィルトロメータを使った現地 透水試験の様子と乱さない試料の採取状況をそれぞれ示し ており,地点②の写真は,山中土壤硬度計を使って表層の 地盤の抵抗性を調べている状況を示している。

図-4.3.1.1は、崩壊斜面中腹の位置①と③で採取した試料 の粒度分布を示している。なお、粒度試験をする際には、 ビニール袋に詰めた原試料を1.0mの高さから15回落下させ たものを基準試料としてその後の粒度分析を行っている。

崩壊斜面の先端部に近いと推察される位置①と③の表層 では、ほぼ同じ粒度分布であり、平均粒径D₅₀が0.73-0.88mm、均等係数Uc=9~10程度の礫質砂に分類され た。

表-4.3.1.1は,原位置および室内で行った試験の結果 を位置ごとでとりまとめたものである。表中には,位置



写真-4.3.1.1 試料採取した地点の位置



写真-4.3.1.2 地点⑤の採取位置



写真-4.3.1.3 採取した試料の様子



写真-4.3.1.4 原位置での試験の様子

①と③で行った現地での簡易透水試験の結果が示 されているが,10⁴から10⁻³(cm/s)程度の飽和透水係 数が求まっており,表層土の透水性は比較的大きい と言えよう。また,採取した不かく乱試料を用い て調べた同じ位置での表層土の初期飽和度は 90%程度を示し,表層地盤の初期飽和度はかなり 高いことが知れる。

(3) 試験結果と考察

・湿潤単位体積重量 γ_t :図-4.3.1.2は、位置①、③、 ④で採取した乱さない試料から得られ表層土の湿 潤単位体積重量 γ_t (kN/cm³)を示したものであり、 17.4~16.6 (kN/cm³)の範囲に分布している。位置③ の γ_t (kN/cm³)が相対的には最も小さいことがわか る。また、表4.3.1.1からわかるように①と③の表層 土の間隙比は、それぞれ0.991と1.214であり、この 位置での表層地盤は、かなり土質化が進行していた ことが推察される。

・自然含水比w_n:位置①,③,⑤(B1,B2,B3)で採取 した試料の含水比(自然含水比)を比較したものが, 図-4.3.1.3である。位置③で自然含水比が41%程度と最 も高く,次いで位置①の35%程度,位置⑤では,22-26%程度であることがわかる。この結果から何れの 位置の自然含水比も20%を超えていることや,特に 崩壊斜面中位に位置する①と③では自然含水比が 40%近い状態で存在していることがわかる。

・山中式土壤硬度計から推定される圧縮強度:図-

表-4.3.1.1 試験結果のまとめ

Location	(kN/cm^3)	Gs	Li (%)	$\stackrel{W_n}{\%}$	k (cm/s)	q _u Range (kPa)	q _{uavg.} (kPa)	e _o	S _r (%)
3	16.6	2.654	5.83	41.2	8.444*10-4	50-190	110	1.214	90.1
1	17.38	2.619	5.25	34.5	1.131*10-3	120-370	240	0.991	91.1
(5) B1 B2 B3		2.754 2.618 2.620	5.36 3.65 2.39	26.2 22.1 22.2		280 - 325 185 - 185 185 - 555	285 185 270		
4	16.93					205 - 280	225		
2						20-20	20		



図-4.3.1.1 崩壊斜面中腹の位置①と③で 採取した試料の粒度分布



図-4.3.1.2 湿潤単位体積重量の比較

4.3.1.4は,各位置での山中式硬度計で測定した抵抗値(貫入量)を示している。図中には,貫入量を換算のための図¹⁾を使って一軸圧縮強度に置き換えた値を表示している。なお,示している数値は,貫入量の平均値から求めたものとなっている。この図から,表層の各位置での山中式硬度計で算定された一軸 圧縮強度は,20-285 kPaの広範囲に分布していることがわかる。また,算定された一軸圧縮強度を比較すると②の位置の強度が20kPaと極端に小さく,不安定な崩積土として残積している可能性が考えられる。次いで③で110kPaであり,相対的に抵抗値が小さくなっていることがわかる。





図-4.3.1.4 各位置で測定した抵抗値

・強熱減量と換算一軸圧縮強度:図-4.3.1.5は、強熱減量Liと換算一軸圧縮強度quの関係をまとめたものである。強熱減量は、風化の程度を表現する指標として利用されることがあり、この値が大きいと風化の程度も大きいことを表す指標と考えられている。この結果から、まず、今回調べて位置の試料の強熱減量は、2.4~5.8%の範囲であり、強熱減量が大きくなると換算一軸圧縮強度が小さくなる傾向が見受けられた。位置③の強熱減量Liが最も大きく、換算一軸圧縮強度も最も小さい結果となっている。図-4.3.1.6は、強熱減量Liと山中式硬度計の貫入量の関係をまさ土で調べた結果²⁾と比較して示している。図中のカッコ内には換算一軸圧縮強度quが与えられている。強熱減量の増加に伴って貫入量が低下する傾向は、まさ土の場合も同様であることがわかる。

図-4.3.1.7は,強熱減量Liと試料に含まれる細粒分の関係を,過去のまさ土を対象に調べた結果と比較 ^{2/3)}して示している。この図から,強熱減量が増加すると細粒分も増加する傾向にあることが読み取れる。 また,当該斜面の表層土①と③の「強熱減量」は総じて大きいものの,細粒分は5%程度と同程度の強熱 減量のまさ土のそれと比べると少ない結果となっている。





4.5.1.7 強烈派重と試料に含まれる 細粒分の関係

とめたものである。含水比とサクションの関係,飽和度とサクションの関係,体積含水率とサクション の関係を示している。これらの図から,次のようなことが言える。

1)自然含水比状態(42%程度)でのサクション値は14kPa 程度であり,空気侵入値は4.2kPa程度である。 2)初期の飽和度は90%程度と意外に大きい。完全に飽和化すると,14kPaのサクションが消失することに なる。

(4)まとめ

現地および室内での実験を通して、以下の結果を得た。

- 崩壊斜面の先端に近い位置①と③の表層では、ほぼ同じ粒度分布を示し、表層土は、平均粒径:0.73-0.88mm, U_c=9~10程度の礫質砂に分類された。また、現地で求めた飽和透水係数は、10⁻⁴~10⁻³(cm/s) オーダーであった。
- 2) 調査した表層土の湿潤単位体積重量は,17.4~16.6(kN/cm³)の範囲で分布。間隙比は0.99-1.21程度, 初期飽和度は90%程度,初期サクションは14kPa程度であった。
- 3) 表層の各位置での山中式硬度計で算定された圧縮強度は、20-285 kPaの広範囲に分布した。算定され た一軸圧縮強度を比較すると②の位置(不安定土塊がまだ多く残っている位置)の強度が20 kPaと極 端に小さい。
- 4)風化度の指標として利用されることのある「強熱減量」と換算一軸圧縮強度の間には相関が見受けられる。同一の斜面で比較すると、「強熱減量」が大きくなるに伴い、山中式で評価する硬度は、小さくなる傾向が見られる
- 5) ③の表層位置で採取した不かく乱試料から求めた水分保持曲線から空気侵入値は4.2kPa程度と算定 される。初期間隙比1.2程度,初期の飽和度90%程度,初期含水比は40%と表層土は多くの水を含ん だ状態にある。また,飽和化すると,14kPaのサクションが消失する可能性のあることを示した。

(九州大学 安福規之・Adel Alowaisy)

参考文献

- 1) 菊池・岡・水谷:高炉水砕スラグ硬化促進工法の現場適用性の検討,港湾空港技術研究所報告,第49 巻,第2号,2010.
- 村田・兵動・安福:風化度に着目したまさ土の圧縮・せん断特性,土木学会論文集,第382号/III-7, pp131-140,1987.
- 3) 笠間・古川・矢ヶ部:花崗閃緑岩地帯における深層風化に関する現地調査報告(その1), 地盤工学 会誌, Vol.66, No.8, 2018(掲載決定).
- A.Alowaisy, N.Yasufuku, R.Ishikura, R.Yamamoto, M.Hatakeyama: Validation of the continuous pressurization method apparatus by the conventional staged pressurization method [axis-translation technique].
 平成29年度土木学会第72回年次学術講演会, pp.55-56, 2017.

4.3.2 簡易原位置試験による強度定数の推定

耶馬溪崩壊地の ∨ 字谷の奥部に位置する湧水周 辺の変質安山岩(青灰色)と ∨ 字谷の左側の変質 安山岩(褐色)の2箇所を対象に現場試験を実施し た。

原位置強度を簡易に測定する手法として、ポー タブルコーン貫入試験とスパイラル杭の引抜試験 を用いた強度定数の推定法が提案されており¹⁾,平 成29年7月の九州北部豪雨で被害が生じた風化斜 面でも適用された²⁾。今回の調査でも崩壊斜面の風 化部において、その適用を行った。

本試験で用いるコーン貫入試験機は、ポータブ ルコーン貫入試験機の上部に荷重計(デジタルフ ォースゲージ:容量1kN,精度1N)を接続したも のとなっている。試験方法は、荷重計にロッドとコ ーンをつけ、表層から50mm貫入する。数回試験 を行い、貫入力をコーン断面積で除した値の平均 値を地表面の支持力とする。

また、本試験で用いるスパイラル杭は先端が螺 旋状になっている金属杭である(GT スパイラル社 製のテントペグ)。通常の杭では引き抜きの際に杭 と土の間の摩擦抵抗を測定することになるが、ス パイラル杭はすべり面の金属部分と土が接する面 積が小さいため、近似的に土のみの摩擦を測定し ていると仮定する。試験方法は、貫入する深さを変 えてそれぞれの引抜力のピーク値を杭の周面積で 除して周面摩擦と貫入深さの関係を求める。周面





図-4.3.2.1 コーン貫入・引抜試験の説明図

図-4.3.2.2 調査箇所の全景と調査箇所

摩擦力は貫入深さの影響を受けるため、貫入深さがゼロに相当する値を地盤の粘着力とする。

コーン貫入・引抜試験の説明図を図-4.3.2.1 に示す。コーン貫入試験では一般に用いられるコーン(先端角 30°,断面積 314 mm²)を使用し、引抜き試験ではスパイラル杭(杭の長さ 220mm,直径 25mm)を用いた。いずれも斜面に対して垂直に挿入する。コーン貫入試験は数回試験を行い、貫入量 50mmの 貫入抵抗力の平均値をコーン断面積で除した値を地表面の支持力とする。引抜試験は貫入深さを変えて、 それぞれの引抜き力のピーク値を杭周面積で除して周面摩擦力と貫入深さの関係を求める。周面摩擦力 は貫入深さの影響を受けるため、貫入量がゼロに相当する値を地盤の粘着力とする。テルツァーギの浅 い基礎の支持力公式で根入れ深さをゼロとし、コーン貫入試験から得られる支持力と引抜き試験から得 られる粘着力を代入してせん断抵抗角 φ を逆算により求める。

 $q = \alpha c N_c + \beta \gamma_t B N_r + \gamma_t D f N_q \qquad \dots \qquad (4.1)$

ここで、q: 全般せん断の極限支持力度、B: 基礎底面の最小幅、 D_f (=0): 根入れ深さ c: 粘着力 $\gamma_i:$ 土の単位体積重量、 $N_c, N_r, N_q:$ 全般せん断破壊の支持力係数、 α (=1.3)、 β (=0.3): 形状係数 調査箇所の全景と調査箇所を図-4.3.2.2 に示す。コーン貫入・引抜き試験を実施した地点は、V 字谷の 奥部に位置する湧水周辺の変質安山岩(青灰色)とV 字谷の左側の変質安山岩(褐色)の2箇所である (図-4.3.2.3, 図-4.3.2.4)。図-4.3.2.5 および図-4.3.2.6 にコーン貫入試験およびスパイラル杭引抜き試験 の現場試験の実施状況を示す。これらの現場試験は一つの地点において 30 分程度の時間で行うことが できる。

原位置でポータブルコーン貫入試験を実施する場合は、同じ地点でも貫入する場所によって値にばら つきが生じるため、それぞれの地点で最大6回まで計測して、その平均値を求める。



図-4.3.2.3 V字谷の奥部湧水周辺の調査箇所 (青灰色)



図-4.3.2.4 V字谷の左側の調査箇所 (褐色)



(a) 青灰色部 (b) 褐色部 a) 青灰色部 (b) 褐色部 (b) 褐色部 (c) 褐色部 (c) 褐色部 (c) 褐色部 (c) 褐色部 (c) 褐色部 (c) マー4. 3. 2. 5 ポータブルコーン貫入試験の実施状況 図−4. 3. 2. 6 スパイラル杭引抜試験の実施状況

図-4.3.2.7 にスパイラル杭引抜試験結果を示す。場所と深さによってばらつきが見られるが、数回行う ことで平均をとり、直線近似を行う。杭の根入れ深さが深くなるほど引抜力が大きくなることがわかる。 これは、土の内部摩擦角が影響していると考えられる。そのため、切片の値がそれぞれの地点の粘着力 と推定される。



図-4.3.2.7 スパイラル杭引抜試験の試験結果

表-4.3.2.1 に各地点の調査結果とコーン貫入・引抜試験による強度定数の推定値を示す。強度推定結果から、青灰色部の粘着力は 9.9kN/m²、内部摩擦角は 39.8°の値が得られた。一方、褐色部の粘着力は 31.1kN/m²、内部摩擦角は 33.7°の値が得られた。いずれの箇所も内部摩擦角は 30°以上である。また、青灰色部の粘着力は褐色部よりも小さな値を示しており、湧水により風化が進んでいると考えられる。

表-4.3.2.1 ポータブルコーン貫入試験とスパイラル杭引抜試験による強度定数の推定値

地点	湿潤密度 (g/cm³)	コーン貫入 抵抗 <i>qc</i> (kN/m ²)	引抜き試験 による粘着 力 c (kN/m ²)	支持力公式よ り逆算した内 部摩擦角 <i>φ</i> (°)
青灰色部	1.64	946	9.9	39.8
褐色部	1.73	1694	31.1	33.7

(長崎大学 大嶺 聖)

参考文献

- 1) 大嶺聖・杉本知史・田中栄一:コーン貫入試験とスパイラル杭の引抜試験による各種地盤材料の強度推定,第28回廃棄物資源循環学会研究発表会, pp.415-416, 2017.
- 2) 大嶺聖・山下浩二・藤白隆司:花崗閃緑岩地帯における深層風化に関する現地調査報告(その2), 地盤工学会誌, 2018年8月号(投稿中).

- 4.3.3 簡易動的コーン貫入試験および X 線回折分析
- (1) 簡易動的コーン貫入試験

大分県中津市耶馬溪町で発生した斜面崩壊箇所において、現地の崩積土および風化土層厚を確認す るため、簡易動的コーン貫入試験を実施した(図-4.3.3.1)。試験概要について、以下に示す。

- ・質量 5kg のハンマーを 50cm の高さから自由落下させ, コーンを 10cm 貫入させるのに要した打撃回数 Nd 値を 求める。
- ・自重沈下の場合は、その貫入深さを記録し、10cmごと の打撃回数と貫入深さの関係を整理する。
- ・10回の打撃による貫入量が2cm未満の場合には試験を 中止する。



図-4.3.3.1 簡易動的コーン貫入試験状況

また,Nd 値および換算N値は「地盤調査の方法と解説」(2009年(社)地盤工学会)に基づき,打撃回数 N, 貫入量之h(cm)として次式より算出した。

> Nd 值=10N/(乙h) ... (4.2)

換算 N 值=Nd/1.5 ... (4.3)

調査地点は崩壊地内のV字谷西側斜面および滑落崖直下の緩斜面の 2 地点である(図-4.3.3.2, 図-4.3.3.3)



図-4.3.3.2 簡易動的コーン貫入試験位置図



図-4.3.3.3 簡易動的コーン貫入試験位置図 (アジア航測(株)作成の赤色立体図に加筆)

○試験結果

図-4.3.3.4 に示すように⑥地点では地表面~深 度 1.41m まで Nd 値≦5(換算 N 値≦3)の比較的緩 い土砂が分布する結果が得られた。また、①地点 の地表面~深度 2.30m 間および No.2 地点の深度 1.41m~4.80m 間では 5<Nd 値<50(4<換算 N 値 <33)の範囲で値を変動させながら推移している ことがわかる。増減を繰り返しながらではあるが, 徐々に Nd 値(換算 N 値)は高くなる傾向にある。



○まとめ

図-4.3.3.4 簡易動的コーン貫入試験結果の比較

簡易動的コーン貫入試験結果と現地の露頭状況を対比させると、表-4.3.3.1の土層分類の通り Nd≦5 が表土および崩積土,5<Nd 値<50 が地山風化部(図-4.3.3.5,図-4.3.3.6),Nd≧50 が地山未風化部(図-4.3.3.7)になると考えられる。風化部において Nd 値が変動するのは、現地露頭写真(図-4.3.3.8)を見ても 分かるように地山の火山砕屑岩中に含まれる礫が一因となっている可能性が想定される。

名称	Nd值	特徴	層厚	地層区分					
A層	5以下	滑落崖直下の表層部	1.4m	崩積土					
B層	6~49	Nd値が増減を繰返しながら徐々に増加	2.3~3.4m	風化部					
C層	50以上	急激にNd値が増大	-	未風化部					

表-4.3.3.1 調査地の土層分類



図-4.3.3.5 ①地点付近に露出する風化火山砕屑岩 図-4.3.3.6 ⑥付近に露出する風化火山砕屑岩 (B層に相当する)



(B層に相当する)



図-4.3.3.7 崩壊地頭部に露出する未風化火山砕屑岩 (C層に相当する)



図-4.3.3.8 滑落崖に露出する耶馬渓層

(2) X線回折分析

図-4.3.3.9 に示す2 試料について, X線分析(粉 末回折法)として, それぞれ全岩分析と定方位分 析を行った。なお,分析を行った2 試料は福岡 大学の村上教授より提供いただいたものであ る。

表-4.3.3.2 分析試料リスト

番号	試料名	備考
1	1	青灰色
2	\overline{O}	褐色



図-4.3.3.9 試料採取位置図

○分析方法

X線分析は粉末回折法を適用した。以下に、試料調整および分析方法を述べる。

1) 試料調整

試料が均一になるように粉砕し,試料を風乾した後,必要量を取り分けX線分析用試料とした。 分析試料は全岩粉末試料と定方位試料の2種類を以下の要領で作成した。

- 全岩粉末試料:+分乾燥した試料をメノウ乳鉢で丹念に粉砕・磨砕した。粉末の粒度の目安は 素手で極少量を触ってみてザラつき感が無い程度の微粉末である。この粉末を配向しないように ガラスホルダーに充填し分析を行った。
- ② 定方位試料:試料を蒸留水中で攪拌・分散させ、水簸により2µm以下の粘土粒子を分離したのち、遠心分離機で濃集させ回収した。この懸濁試料をスライドガラスにペースト後、風乾し、配向させた状態で分析を行った。

2) X線分析(粉末回折法)

X線分析は、全岩分析(不定方位分析)と定方位分析(無処理、エチレングリコール処理)の2 種類を実施し、構成鉱物の種類と量比を明らかにした。

① 全岩分析

試料中の主要構成鉱物種の同定を行うため全岩分析を行った。この分析法は岩石粉末試料に X線を照射し、鉱物ごとに特有の回折X線のピークパターンを測定・解析して、鉱物の同定を 行うものである。鉱物種の同定には、JCPDS(Joint committee on diffraction standards)が刊行し ている X線粉末回折データファイルを参照した。

以下に全岩粉末試料および石英標準試料に対する分析条件を示す。

分析条件

X 線管球	:	Cu
管電圧	:	40 kV
管電流	:	15 mA
走查範囲	:	$2\theta = 2^{\circ} \sim 40^{\circ}$
サンプリング幅	:	0.01°
走査速度	:	20°/分

② 定方位分析

試料中に含まれる粘土鉱物をより正確に同定するため定方位分析を行った。この分析法は層 状珪酸塩鉱物である粘土鉱物の底面反射を強調させて測定・解析し、鉱物の同定を行うもので ある。

以下に定方位試料に対する分析条件を示す。

分析条件

X線管球	:	Cu
管電圧	:	40 kV
管電流	:	15 mA
走查範囲	:	$2\theta = 2^{\circ} \sim 20^{\circ}$
サンプリング幅	:	0.02°
走査速度	:	10°/分

なお,スメクタイトなどの膨潤性鉱物の同定のために,測定には風乾したままの無処理のものと エチレングリコール処理を行ったものの2段階で実施した。

3)構成鉱物量の算出手法

粘土鉱物を厳密に定量することは、試料間での結晶度や配向性の相違などの問題から一般に困難 と考えられている。しかしながら、地熱地帯における変質帯調査においては変質鉱物の量を半定量 的に把握する手法として、林(1979)によって石英指数が提案され活用されている。本解析では、 この手法を適用した。

4) 石英指数(林, 1979)

石英指数(QI)は、試料中に含まれる鉱物の最強X線強度Im(cps)を同じ条件下で測定した純粋な石英の最強X線強度Iq(cps)との百分率で表わしたものである。なお、最強X線強度の計測には全岩粉末試料のX線分析結果を使用する。

石英指数 (QI) =
$$\frac{Im}{Iq} \times 100$$
 … (4.4)

この石英指数は、石英のみについては試料中の含有量(重量%)を意味するものの、他の鉱物については相対的な量比を意味している。ただし、その鉱物の純粋な最強 X 線強度 *lp*(cps)が分かれば次式によって、その鉱物の含有量 Cm が計算できるという便利さをもつ。

鉱物の含有量 Cm(wt%)=QI ×
$$\frac{lq}{lp}$$
 … (4.5)

○分析結果

X線分析結果を表-4.3.3.3の一覧表に示す。 以下に各試料についての分析結果を述べる。

			全岩	分析(石英打	皆数)	定方位分析			※スメクタ	
番号	試料名	石英	クリストバル石	長石	角閃石	スメクタイト※	スメクタイト	ハロイサイト	イライト	イトは結晶
										度が低いた
1	1	2.3	1.1	1.6		23.8	0	0	0	め, 石英指
										数は積分強
2	\bigcirc	0.9		1.0	<0.2	26.0	0	0	0	度より求め
										た。

表-4.3.3.3 X線回折分析結果一覧表

i) ①地点

全岩分析においては、スメクタイトが主として検出され、少量のクリストバル石、石英および長石 が認められた。

定方位分析においては、スメクタイトのピークが顕著に認められ、イライトおよびハロイサイトの ピークも見られた。エチレングリコール処理後にはスメクタイトおよびハロイサイトの膨潤によるピ ークシフトが認められた。

ii) ⑦地点

全岩分析においては、スメクタイトが主として検出され、微量の石英、長石および角閃石が認めら れた。

定方位分析においては、スメクタイトのピークが顕著に認められ、イライトおよびハロイサイトの ピークも見られた。エチレングリコール処理後にはスメクタイトおよびハロイサイトの膨潤によるピ ークシフトが認められた。

以上より両試料ともに変質が著しく、大部分がスメクタイトに変質していることが分かった。スメク タイトは一般的に地すべり粘土内に多く含まれると知られており、今回試料を採取した地点付近に地す べり面が存在する可能性が考えられる。

また,上に記したように,変質が著しいため原岩の詳細な検討は困難であるが,残存する鉱物はデイ サイト質ないし安山岩質の火山岩または火砕岩などに含まれるものである。

(基礎地盤コンサルタンツ 濱田雅彦)

4.3.4 耶馬溪崩壊地より採取した変質安山岩の簡易スレーキング試験結果

耶馬溪崩壊地の∨字谷の奥部に位置する湧水地点の周辺では、色調の異なる変質安山岩が確認されている。湧水地点の上部は褐色を呈しているが、下部は青灰色の色調である。この2種類の安山岩は変質作用を受け脆い状態にあることが現地においても確認できる。崩壊土砂中に存在した岩(写真-4.3.4.1)に示すこの2種類の岩について、表面から剥がすように試料を採取した。採取試料のうち最大直径 2~3cm 程度の粒子群を取り出し、これらを浸漬させるスレーキング試験を実施した。



写真-4.3.4.1 試料採取地点

実験における観察結果は以下のとおりである。

写真-4.3.4.2:実験に使用した試料を示したものである。左側が褐色試料,右側が青灰色試料である。両 試料とも採取後,ビニル袋に入れて保存したものである。現地で既に大気に接しており,気乾状態と考 えられる。

写真-4.3.4.3:水道水により浸水させた状態。

写真-4.3.4.4:浸水後,容器に蓋をして,振とうさせた後の状態。

写真-4.3.4.5:浸透後,蒸発皿に移した状態。多くの粒子はスレーキングにより細粒化している。特に, 褐色試料はそれが顕著であり,青灰色試料の一部は,粒子径は小さくなったものの大きな粒子形状を有 しているものが残った。

写真-4.3.4.6:3時間炉乾燥後の状態(褐色試料)ほぼすべてが細粒化している。

写真-4.3.4.7:3時間炉乾燥後の状態(青灰色試料)一部大きな粒子として残る。

写真-4.3.4.8:青灰色試料の大きな粒子だけを取り出したもの。

写真-4.3.4.9:写真-4.3.4.8 を上部より撮影。微視的なクラックが粒子にあることが目視でも観察できる。 写真-4.3.4.10:再浸水後の状態。細粒化が生じ、ほとんど大きな粒子は残っていないようである。



写真-4.3.4.2 試料の初期状態



写真-4.3.4.4 振とう後静置状態



写真-4.3.4.6 炉乾燥後(褐色試料)



写真-4.3.4.8 炉乾燥後試料 (大きい粒子のみ)



写真-4.3.4.3 水浸状態



写真-4.3.4.5 蒸発皿へ移した後の状態



写真-4.3.4.7 炉乾燥後(青灰色試料)



写真-4.3.4.9 炉乾燥後試料 (大きい粒子のみ)



写真-4.3.4.10 炉乾燥後試料 (大きい粒子のみ)の再浸水

以上のように、現地より採取した2種類の色調を呈する変質安山岩の試料について、簡易なスレーキ ング試験を実施した。その結果、褐色試料では浸水によりほとんどすべてが細粒化し、青灰色試料では 一部が大きな粒径として残留するものの、炉乾燥を経て、褐色試料同様すべてが細粒化するという結果 となった。これらから、試料は乾湿繰り返しにより細粒化が促進されやすい岩であることが分かる。

したがって、このスレーキング特性が今回の崩壊に寄与した可能性も考えられる。また、乾湿の繰り 返しにより岩石の劣化が促進されたことも十分考えられることから、降水量の多さだけでなく、少ない 期間についても十分留意する必要がある。特に、今回の崩壊前の 2017 年 11 月から 2018 年 2 月は、図 4.1.2 に示すように月降水量は少ない期間であり、乾燥側の繰り返し効果が助長された可能性も否定でき ない。

(福岡大学 村上 哲·九州大学 池見洋明)

5. 崩壊形態



アジア航測(株)による自主計測

図-5.1.1 崩壊地の赤色立体画像 (アジア航測公開)



写真-5.1.1 Aブロックを滑落崖上から望む

写真-5.1.3 中央部の約70°の平滑な滑落崖

5.1 崩壊実態調査

崩壊後の赤色立体位画像を図-5.1.1 に示す。崩壊後の 斜面の形状から図に示す通りAからDまでの4ブロック に区分できる。

Aブロックは 20m 前後の滑落崖とその崖下に広がる 緩傾斜面で滑落崖下から水平距離で 50m ほどある。滑落 崖方向へ倒れた杉が多密集しているゾーンである(写真 -5.1.1)。平坦ではなく,むしろ滑落崖に向かって逆勾配 をしている様相を呈する。また,Dブロック方向へは二 次崩壊で凹地が形成されている。またCブロック方向へ も陥没地形に近い凹地が認められる。このブロックは微 地形的には回転したような形状をしているように見える。

比高差が約 20m の滑落崖は,写真-3.5 (p.8 掲載),写 真-5.1.2,写真-5.1.3 に示すようにほぼ直線的な形状をし ており,シャープな平滑な面を見せている。



写真-5.1.2 A ブロック中央より左の滑落崖

滑落崖には下位から耶馬渓層の堆積岩類,古期崖錐 堆積物,耶馬渓溶結凝灰岩の非溶結部および落石堆が 出現している(写真-3.5,写真-3.10(p.8 掲載))。その 上に今回は崩壊に至っていないが,不安定化した不規 則な節理の発達した溶結凝灰岩が急崖をなしており, 更に上の尾根筋に連続的に分布する柱状節理の発達す る岩体へ連なっている(写真-3.9(p.8 掲載))。

Aブロックの表面は写真-5.1.4 や写真-5.1.5 のように, 溶結凝灰岩の巨岩塊と崩壊土砂からなる凹凸の激しい 状態で,杉の倒木が覆い重なっている。





写真-5.1.6 Aブロック先端, Bブロック頭部



写真-5.1.5 A ブロック表面の段差・凹凸



写真-5.1.7 Aブロック先端部





写真-5.1.8 AブロックとBブロック境界

写真-5.1.9 Aブロック先端の特異な土塊

Aブロック先端部は岩塊まじりの土砂が変質安山岩の上にのしかかり,Bブロックのクサビ崩壊で崩落した形態を示す。溶結凝灰岩の岩塊に混じって滑落崖では下位に分布している古期崖錐堆積物や耶馬渓層の岩塊が観察できる(写真-5.1.9)。またBブロックとの境界から湧水している(写真-5.1.8)。

Aブロックの末端部はBブロックからDブロックまで3筋に分かれており、そのブロックの間には下 位の塊状で堅硬な変質安山岩が不動岩盤として露出している(図-5.1.1)。 Bブロックは、写真-5.1.10 および写真-5.1.11 に示すように、変質安山岩層にある節理や小断層などの 不連続面を境にクサビ状にすべった様相を呈している。特に向かって左側には平滑な面が露出しており、 表面は黄褐色で弱く節理が残っているが、塊状で比較的堅硬な岩盤である(写真-5.1.11 および写真-5.1.12)。それに対してクサビのもう一方の面のCブロック側の上部は少し脆弱質(写真-5.1.11)ではあ るが、下部には塊状の変質安山岩が露出している(写真-5.1.13)。Aブロックとの境界付近からは調査時 点でも湧水が見られた。湧水箇所周辺には、青灰色~黄褐色の粘性の強い粘土層(写真-5.1.15)が認め られるほか、おそらく変質安山岩の変質帯で緑灰色粘土化した角礫まじり粘土層(写真-5.1.14)が観察 される。



写真-5.1.10 Bブロックの全景



写真-5.1.12 板状節理が見える変質安山岩



写真-5.1.14 境界付近の移動土塊の一部



写真-5.1.11 左側面は硬質,右側面は脆弱質



写真-5.1.13 右側面脚部の塊状の岩盤



写真-5.1.15 湧水箇所の粘土層

Cブロックは,推定では移動していない塊状の変質安山岩で,Aブロックからの移動土塊で覆われている。その一部が二次的に表層崩壊を起こして崩れ落ちている。移動土塊は不安定な状況で残留しており,既に新たな開口クラックが観察され(写真-5.1.18),頭部の表面は崩壊土砂,岩塊および倒木で凹凸が激しい表面となっている(写真-5.1.19)。



写真-5.1.16 Cブロックの全景



写真-5.1.17 脚部に露出する塊状の変質安山岩 *表面に植生が残っており動いていないと考えられる。



写真-5.1.18 新たな開ロクラックが生じた側面



写真-5.1.19 Cブロックの頭部表面

DブロックはAブロックの移動土塊が引き起こした表層崩壊である。図-5.1.1 から元々AブロックからDブロック方向へ向けての沢地形があったことがうかがえ,移動土塊はその沢地形を削剝しながら崩落して,斜面の中腹から脚部にかけて堆積している(写真-5.1.21,写真-5.1.23)。



写真-5.1.20 Dブロック全景



写真-5.1.22 削剝されたDブロック側部



写真-5.1.21 Dブロックの脚部



写真-5.1.23 中腹に残留する移動土塊

(NPO法人研究機構ジオセーフ 矢ヶ部秀美)

5.2 地すべり地形と地質

図-5.2.1 に調査対象箇所周辺の地質と滑落崖と移動体(地すべり土塊)からなる地すべり地形(防災 科学技術研究所による空中写真地形判読)の分布状況を示す。

崩壊地が位置する金吉川,並石川沿いの谷地形の両岸斜面には,下位に豊肥火山岩類(宇佐層群の変 質安山岩と堆積岩類の耶馬溪層),その上位に耶馬渓溶結凝灰岩が分布する。

地すべり地形は、この谷地形にのみ検出されており他には見られない。また、ほとんどの地すべり移 動体の滑落崖は、豊肥火山岩類と耶馬溪溶結凝灰岩の境界付近に位置しており、今回の崩壊形態と類似 している。

これらのことから、今回の崩壊は地すべり性の崩壊が繰り返し発生していた一連の斜面の一部で発生 したものであり、豊肥火山岩類の分布が地すべり性崩壊の素因の一つとなっていると考えられる。





地形は「地理院地図」,地質は「20万分の1日本シームレス地質図 V2」, 、地すべり地形は「J-SHIS 地すべり地形分布図」を基に作成

(福山コンサルタント 藤白隆司)

6. 想定される崩壊メカニズム



写真-6.1 崩壊前の空中写真(国土地理院)

崩壊前の空中写真を写真-6.1に示す。この写真からは以下のことが読み取れる。

- ① 杉の植林が行われていたのはAおよびDブロックで、樹齢の長いのはAブロックの植林である。
- ② BブロックおよびCブロックの植生は民家に近いところは広葉樹林または竹林で上部は杉の疎林である。植林がなされていないことを考えると、Cブロックは元々塊状の変質安山岩が露出していた可能性ある。
- ③ Bブロックの中央部は元々少し凹地形をしており湧水があった可能性がある。岩塊・玉石からなる 崖錐堆積物が薄く堆積しており植林には適していない箇所だったと想定される。
- ④ 民家裏にはλ型の落石防護柵工が段違いで1列設置されていた。この工事は平成4年、5年に実施 された治山事業で、この工事により崩落箇所の上部にあった崖錐はある程度取り除かれ、吹き付 けコンクリートによる山腹の安定化処理が施工されている。平成4年は落石防止柵工、平成5年 は、落石防止柵工、岩盤線の変更、山腹工の変更、崩土除去と記されているが、詳細な工事内容 は不明である(図-6.1)。



図-6.1 平成4年,5年実施の治山工事台帳抜粋(国土交通省九州地方整備局提供)

工事の現況写真をみると、今回の崩落で現れていたように見えるV字の谷は、崩落現場写真にみら れる大きなV字谷よりやや右側に位置していたように見える。(崩壊時に現れたV字谷は、上段の落石 防止柵工の上ではないか?と思われる)現地調査の際に、崩壊面の残積土がコンクリートで覆われた ような形跡が見られたのは、この時に実施された山腹工の残骸の可能性がある。

崩壊地の推定模式断面図を図-6.2に示す。



図-6.2 崩壊地の模式断面図 *図-5.1.1のAブロック, Bブロックを通る主測線断面

今回の規模の大きな崩壊は、上部斜面のAブロックが変質安山岩と堆積岩層である耶馬渓層との境界 での滑りと考えられる。耶馬渓層と変質安山岩層との境界は不明であるが、Bブロックの湧水箇所付近 であると想定される。

頭部滑落崖の状況から,厚い耶馬渓層が円弧すべりに近い形の崩壊か,層理面に沿った直線すべりを 起こした可能性が高い。どちらにせよ比較的深いすべりである。

- ① 耶馬渓層は半固結状態の凝灰質砂層、シルト層、円礫層および軽石層などからなっており、崩壊地での想定では約70m程度の層厚を持っている。滑落崖でも、この層が比較的シャープな面でずれている。耶馬渓層の最近の知見からは、鹿熊岳を貫通させた中津3号トンネルでこの層を堀削中に切羽に断層破砕帯を伴わないシャープな断層が出現し両側の地層が大きくずれていたことを確かめている。この滑落崖の平滑な面は耶馬渓層を切る小断層の可能性が高い(γ線による不連続面の探査結果と調和的)。
- ② また、耶馬渓層中には軽石質凝灰岩が介在していることがわかっており、現場でも1枚の軽石層(写真-3.6(p.8 掲載))を確認している。滑落崖のこの層は比較的含水が少なく固結度が高い状態であったが、深い位置に別の軽石層が挟まっており、地下水により軟弱化し、すべり面となっている可

能性がある。その場合,滑落崖を形成する小断層と軽石層の層理面をすべり面とする直線すべりが 想定される。

- ③ Bブロックの湧水箇所付近には、明らかに下位の変質安山岩にしかない緑泥石化した層や粘性の強い黄褐色の粘土層等が観察されている。また、変質安山岩の破砕されたブロックが押し出されたような状態で堆積している等、地層境界付近の変質帯が地下水によって更に脆弱化~軟弱化してすべり面を形成したことが想定できる。そして、Bブロックの崩壊によって、Aブロックのすべり面近くで破砕された土塊や岩塊が湧水箇所付近で観察できるようになったものと推定する。
- ④ この緑灰色の粘性土や黄褐色の粘性土は、4.3.3節で報告した通り、X線回折の結果、スメクタイト が卓越しておりすべり粘土の可能性がある。また、昭和 62年の日田市大山町で発生した「山際地す べり」のX線回折結果を表-6.1に示すが、スメクタイトはすべり面位置のみに卓越し、その周りの 風化帯では検出されていない。この結果から考えて、今回のすべり面がこの緑泥化した粘性土や黄 褐色の粘性土なら、スメクタイトの卓越した薄層の分布(耶馬溪層と変質安山岩との地層境界)が大 きな鍵になると考えられる。

	11. INI	スメクタイト				戱	物 組	成 **			
No.	位 置 (cn)	のビーク 強度	<i>አኦሳ</i> ሃናት	171}	石英	長石	刘ス拟行イト	カオリナイト	緑泥石	树萝衬木	角閃石
1	+ 50	5.5	0	Δ	Δ	Ø			Δ		Ø
2	+ 40	4.0	Δ	Δ	0	Ô			Δ		0
3	+ 30	3.5	Δ	Δ	Δ	0			Δ		Δ
4	+ 20	3.5	Δ	Δ	Δ	0			Δ		0
5	+ 10	5.5	0	Δ	Δ	٢			Δ		0
6	すべり面	9.0	٢	Δ	Δ	Δ					Ô
7	- 10	3.5		Δ	\triangle ?	0					
8	- 20	3.0	Δ	Δ	0	0					?
9	- 30	2.5	△?	?	\triangle ?	۵				0	
10	- 40	3.5	Δ	Δ	0		Δ		?		
11	- 50	6.0	0	Δ	Δ	Δ	Δ				

表-6.1 山際地すべりのすべり面 X 線回折結果表

表I-4-17 SW-9杭X線回折結果一覧表

* Na 6 (深度60m)を0とし、上側を+とし、下側を-とする。 ** ◎:多風 〇:皆通, △:少風, △?:若干, ?:微風

注1) 大分県「山際地すべり」記録誌より抜粋

注2) すべり面は堆積岩と古期安山岩の層境界付近で、今回のすべりとほど同位置と推測される。

⑤ 図-6.3 に地盤高変動量解析結果図を示すが、すべり頭部に当たる A ブロックは地盤が 20m 程度沈

降し、中腹より下方は大きく次の3つの形態を示している。

- (1) 崩壊中央部の B ブロックは、V字崩壊箇所で-4m~-8m の土砂移動量である。V 字崩壊箇所 以外は-2m~+1m で、土砂移動量はかなり少ない。
- (2) 図面左側に位置する D ブロックは,周辺部で+2m,ブロック内で-1~-2m となっている。このブロックは崩壊した土塊が元々の凹状地形に沿って,周辺を削り取りながら流れ落ちたと推測される。
- (3) 反対側の C ブロックは、全体に標高が高くなり、場所によっては+10m 程度堆積している。 主の崩壊堆積域は斜面下方であるが、C ブロックも同様に堆積域と推測され、図-6.1 の治山 工事部分を埋めていると考えられる。
- (4) B ブロックのV字崩壊箇所は、下方ブロックで特徴的な崩壊となっている。今回の大きな

すべり崩壊とは別に、単独でくさび状に抜け落ちたものと推測される。

(5) B, C ブロックの直上付近は当該斜面の遷急線となっている。この遷急線付近は標高が+1m ~+4m 高くなっている。これは,現地確認から崩壊土砂が流下しきれず残積したものでは なく,地山のようである。この部分は地すべり地形で言う「脚部」になった可能性がある。





次に,主断面における2次元極限平衡法で斜面の安定性を検証する。安定計算式は式(6.1)とし,有効応力条件下でのc, φを想定した計算を行っている。解析条件は次のとおりである。

$$Fs = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \dots (6.1)$$
(記号説明省略)

<解析条件>

- (1) 図-6.2 に示すように耶馬溪層を通過する円弧すべりとし、繰り返し計算を実施する。
- (2) すべり面には間隙水圧が生じていると考えられるが、地下水位の位置は不明であり今回の計算では 間隙水圧 u は無視することとした。
- (3) すべり面は前述したようにスメクタイトで構成される「すべり粘土」で薄層であるが、その存在位 置は現時点で不明である。よって、この計算では耶馬溪層全体が「すべり粘土」と仮定して計算す る。なお、斜面対策工検討の詳細調査では、「すべり粘土」の薄層の存在を把握する必要があろう。
- (4) 耶馬溪層の地盤定数は 4.3.2 節で得られた定数と,図-6.2 のすべり面を Fs < 1.0 と仮定した逆算法で 得た定数で計算を実施する。地盤定数は表-6.1 の 3 ケースとし,図-6.4 の c-tan φ 関係図に設定値を 示す。図-6.4 より地盤定数 1,地盤定数 2 は安全率が高くなることが予想される。

	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 <i>ϕ</i> (°)	記事
地盤定数1	30	33	4.3.2 章で実施した調査
地盤定数 2	0	40	結果からの推定値
地盤定数3	60	20	逆算法での推定値

表-6.1 計算に用いる地盤定数(案)



図-6.4 c-tan φ 関係図

<解析結果>

計算結果を,図-6.5 最小安全率の斜面の安定計算結果図と図-6.6 繰り返し円弧すべり計算の集積図に示す。

- (1) 図-6.5 に示す地盤定数3の最小安全率すべり面は,現地のすべり頭部位置等を表現出来ている。地 盤定数1および地盤定数2の最小安全率すべり面は,遷急線(のり肩)付近からのすべりとなってお り,現地の状態を反映していない。
- (2) 図-6.5 に示す地盤定数3のすべり面の安全率はFs=0.93であるが、このすべり面に地盤定数1、2を 与えると安全率はFs=1.23、1.38とかなり高くなる。内部摩擦角 φ が 30°以上と大きくなると大き なすべりは発生しない結果となる。
- (3) 図-6.6 に地盤定数2と地盤定数3の安全率集積図を示すが、地盤定数2の計算結果に示すように内 部摩擦角 φ が大きくても粘着力 c が無いと表層剥離程度の崩壊は発生しやすい。
- (4) 逆に地盤定数3の計算結果に示すように内部摩擦角φが小さく粘着力cが大きいと、斜面表層部での安定性は高くなるが、深い位置で大きなすべりが発生するような結果が得られる。すべり面の位置は内部摩擦角が一定であるなら粘着力の大きさに関与すると考えられる。
- (5) 地表面付近をすべり面粘土と仮定した地盤で実施した試験値は、内部摩擦角 φ が 30°以上であった。計算には間隙水圧を考慮していないため安全率は実際とは異なるが、すべり面の位置と形状に はあまり差が生じないはずであり、地中内部に相対的に物性値の小さい「すべり粘土」の薄層のよ うな弱層の存在が示唆される。
- (6) 今回の安定計算では耶馬溪層全てを「すべり粘土」として試算しているが、「すべり粘土」は下位の変質安山岩との地層境界付近に薄層で存在することが予想されている。このように、ある深さに弱部としてすべり面的な層が存在すると、例えば、地下水が関係した弱層の風化や劣化などによって強度定数などの物性値が部分的、あるいは層の全体が進行的に低下していた可能性があり、最終的にAブロック内で力のバランスがとれなくなり、今次の崩壊に至ったといった一つの見方ができる。今後、崩壊メカニズムや斜面対策工検討の詳細調査が実施されると考えられるが、層境界の勾配やすべり面の物性値を把握することに努めた調査・試験が肝要と考える。
- (7) A ブロックの大きなすべりと B ブロックのくさび状の V 字崩壊との関係は、今回の安定解析結果 を参考にすると、A ブロックにおいて大きな崩壊が発生した後にすべり末端の圧縮地盤部で2次的 に剥離崩壊した結果 V 字崩壊が生じたものと推定される。

48



図-6.5 繰り返し円弧すべり計算による最小安全率円弧



7. まとめと今後にむけた提言

今回の崩壊は,降雨や地震との直接的な関係がなく発生した。最近,溶結凝灰岩が絡んだタイプの比較的規模の大きな崩壊が鹿児島県の大隅半島で発生している。そのうち国道220号垂水市深港地区の崩壊は,国土交通省によって崩壊の瞬間がビデオに撮影されたことで有名である。その崩壊の状況では,柱状節理の発達する溶結凝灰岩の下部の非溶結部や下位の凝灰岩が常時の地下水の影響を受けて脆弱化していたことが問題のように見える。すなわち,溶結凝灰岩がキャップロック構造を持っていて雨水を貯留し,下位の地層を風化変質させる役割を果たし,強度がある閾値より弱くなると下位層が破壊し,それに引きずられて溶結凝灰岩急崖が崩落するという現象である。

ただし、今回の場合は下位の耶馬渓層と呼ばれる堆積岩類が何らかの条件で脆弱化して深いすべりを 発生させ、斜面に堆積していた溶結凝灰岩の岩塊を主体とする落石堆を崩落させたものである。その何 らかの条件の中に、溶結凝灰岩のキャップロック構造とその雨水の貯留が関係しているものと考えられ る。また、火砕流台地縁辺部が抱える問題として、溶結凝灰岩の侵食によって下位層が除荷作用によっ て風化変質が助長されるということが挙げられる。今回の崩壊でも斜面表面に近い耶馬渓層全体が脆弱 化していた可能性も考えられる。

崩壊形態やメカニズムについては,調査ボーリング等の今後の詳細調査の結果を待つ必要があるが, 発災時の変状状態からは比較的深い地すべりが上部斜面で発生していることは確かである。

今回の崩壊地の問題としては、斜面中腹の残留するAブロックのすべりが今後の集中豪雨などで動き 出さないかを監視していく必要があることである。調査ボーリング等の詳細調査を行なって崩壊機構を 明確にするとともに、具体的な地すべり防止対策を講じる必要があろう。すべり面が深いことから、巨 額の工事費がかかることが予想され、場合によっては集落の安全な場所への集団移転も検討すべきかも しれない。AブロックやCブロックにも10m以上の厚さをもった今回の移動土塊が残留しており、その 処置(巨岩塊が混じっている)には急傾斜面での作業を考慮した十分な仮設工の検討を行う必要がある (少なくとも待ち受け的な工法では対応できない)。また、斜面下部には、大きな巨石を含む土塊が堆積 しており、上部に崩積した土砂の動きを抑制しており、河道の回復を行う際の施工に際しては、十分に 注意を要する。

今後の火砕流台地縁辺部の危険性の把握を行う場合,溶結凝灰岩からなる崖面の変状(オーバーハン グ,浮石および脚部の圧縮性亀裂の有無等)を把握するだけではなく,斜面中腹に堆積している落石堆 の厚さや地下水の有無などを把握すべきである。また,溶結凝灰岩の下位の地層が地下水で風化しやす い層かどうかのチェックもした方が良い。基本的に火砕流台地縁辺部は,侵食とともに徐々に後退して いく地形を呈する。台地部の地形の侵食の程度は場所によって異なり,侵食が著しい部分は凹部を呈し, 谷を形成しているが,凸部が残存している箇所については,今回のような崩壊の危険性が高いと考えら れる。このように広域的な台地地形の形状にも着目して崩壊の可能性の高い箇所を推定すべきである。 さらに,地元への聞き込みによる過去の崩壊履歴や最近の変状の有無などをまとめることも大切である。 技術的には,過去の崩壊履歴のチェックには、今回も用いたが微地形の変化を容易に判断できる航空レ ーザによる計測が非常に有効である。