

2025 年度 山口応用地質研究発表会

# 発表要旨集

2025 年 5 月 22 日

山口大学

山口大学理学部附属地質技術者教育センター

山口大学理学部地球圏システム科学科

山口県地質調査業協会

# 目 次

## 口頭発表

- 0S-1. 山口県岩国市における斜面崩壊と土壌構造 . . . 1  
○宮本新平〈山口大学・中電技術コンサルタント〉, 太田岳洋, 辻 智大, 竹田  
拓己〈山口大学〉, 黒木貴一〈関西大学〉, 森川寛之〈中電技術コンサルタン  
ト〉
- 0S-2. 過去の土石流堆積物を断層構造と誤認した事例 . . . 5  
○岡谷実冶子, 鬼村雅和〈U I Cコンサルタント〉
- 0S-3. 地すべり観測業務の事例紹介～回帰現象の観測～ . . . 7  
○木山拓海, 上野考弘, 吉原和彦〈トキワコンサルタント〉
- 0S-4. Understanding Geological Hazards Linked to Bobonaro Mélange Lithology  
Towards the Infrastructural Development in Timor-Leste . . . 9  
○Oktoviano Viegas Tilman de Jesus<sup>1</sup>, Shinichiro Nakashima<sup>2</sup>〈Yamaguchi  
University〉
- 0S-5. 橋梁基礎岩盤における地質リスク 橋台基礎部に出現した空洞の事例 . . . 13  
○小井戸一浩, 大園宣明, 木下博久〈復建調査設計〉
- 0S-6. 孔内水位の変動と実効雨量との相関に基づく水理地質構造の推定 . . . 19  
○太田岳洋〈山口大学〉, 仙石南々海〈山口大学・現熊谷組〉, 内田篤貴, 千鳥  
雅由〈日本物理探鑛〉

## ポスター発表

- PS-1. 道路法面で発生した岩盤すべりのメカニズム及び対策工 . . . 25  
○石本裕己, 井藤理一郎, 田河翔大, 松原友輝, 平本貴一〈宇部建設コンサルタント〉
- PS-2. 萩市須佐地域の地形・地質発達過程 . . . 29  
大和田正明, ○太田岳洋, 江島圭祐, 楮原京子, 辻智大〈山口大学〉
- PS-3. 山口県北部に分布する阿武層群における N 値および地盤工学的性質の関係 . . . 31  
○梶原一輝, 鈴木素之, 軸屋雄太〈山口大学〉
- PS-4. 礫混じり粘土のすべり面における礫の配向性が強度特性に与える影響 . . . 37  
○武田龍征, 鈴木素之, 軸屋雄太〈山口大学〉
- PS-5. ボーリングコアが伸びる現象についてボアホールカメラを用いた検証 . . . 43  
○藤井貴之, 民部雅史, 西岡俊裕, 末田雄樹〈サンヨーコンサルタント〉
- PS-6. 2016 年熊本地震で発生した地震時地すべりを対象とした斜面安定性評価における残留強度の適用性に関する一考察 . . . 46  
○高原蒼, 鈴木素之, 武田龍征, 軸屋雄太〈山口大学〉
- PS-7. 令和 6 年能登半島地震で発生した崩壊斜面の地形的特徴と地震動の関係に関する考察 . . . 51  
○瀧本真理, 太田岳洋〈山口大学〉

## 山口県岩国市における斜面崩壊と土壌構造

○宮本新平<sup>1)2)\*</sup>・太田岳洋<sup>1)</sup>・辻 智大<sup>1)</sup>・竹田 拓己<sup>1)</sup>・黒木貴一<sup>3)</sup>・森川寛之<sup>2)</sup>

1) 山口大学, 2) 中電技術コンサルタント, 3) 関西大学

\* E-mail: smiyamot@cecnet.co.jp

### Landslide and soil structure in Iwakuni City, Yamaguchi Prefecture

Shimpei Miyamoto<sup>1)2)\*</sup>, Takehiro Ohta<sup>1)</sup>, Tomohiro Tsuji<sup>1)</sup>, Takumi Taketa<sup>1)</sup>, Takahito Kuroki<sup>3)</sup>, Hiroyuki Morikawa<sup>2)</sup>

1) Yamaguchi University, 2) Chuden Engineering Consultant, 3) Kansai University

\* E-mail: smiyamot@cecnet.co.jp

キーワード：斜面崩壊, 土壌構造, アプライト, 微地形

Keywords: Landslide, Soil structure, Aplite, Microlandform

#### 1. はじめに

一般に我が国で発生する斜面崩壊の多くは表層崩壊とされており、その割合は約90%とされている<sup>1)</sup>。また、表層崩壊による土砂は、下流の谷底に分布している土砂を巻き込みながら土石流に成長し、それが下流に被害を与える事例が多く報告されている。一方で、平成30年7月豪雨において岩国地域で多数発生した表層崩壊については、その標高、斜面方位、植生など発生の際に偏りがあることが報告されている<sup>2)</sup>。

そこで、本研究では、表層崩壊が多数発生した岩国地域において、土壌の形成過程、性状を、その地形条件や基盤岩の産状とともに明らかにすることにより、表層崩壊が発生しやすい「地形・地質および土壌の条件」について検討する。

#### 2. 地形・地質概要

調査対象地域の位置、地形および空中写真を図-1に示す。

調査地域は山口県岩国市の南部に位置し、標高345mの栢形山から北～北北東方向に延びる標高100-200m程度の尾根や谷が分布する地域に位置する。

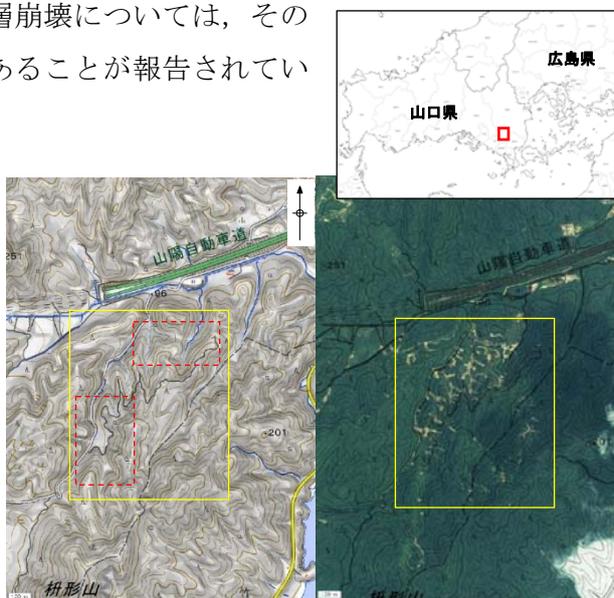


図-1 調査地域の地形および空中写真  
(地理院地図を用いて作成)

5mDEM による地形解析の結果、崩壊は①標高 120-180m 間で、②傾斜 30-40° 間で、③西から北向きの斜面方向において特に多いことが報告されている<sup>3)</sup>。

地質は、中生代白亜紀の広島花崗岩類の粗粒～細粒黒雲母花崗岩および花崗斑岩が分布し、岩脈類としてアプライトが分布する (図-2)<sup>4)</sup>。

### 3. 研究手法

本研究では、土壌と基盤岩を同時に観察できる林道沿いの露頭および崩壊地の源頭部を中心に地表地質踏査を実施した。土壌の層位区分は、堀 (2021)<sup>5)</sup>に従い、区分した。また、別途 UAV レーザードローン計測によって得られた、オルソ空中写真と 0.1mDEM による詳細な地形データ (南エリア (東西 250m, 南北 365m), 北エリア (南北 185m, 東西 375m) : 図-1 赤破線) を用いて判読を実施し、土壌構造、微地形と斜面崩壊発生の有無を確認し、これらの関連について検討した。



図-2 調査地域の地質図<sup>4)</sup>  
(地理院地図を重ねて表示)

## 4. 調査結果

### 4.1 地形判読結果

判読は、頂稜、上部谷壁、下部谷壁、低地に大区分し、そこに旧崩壊地、旧崩落堆、崖錐、崩壊地、崩落堆を区分した (図-3)。全体的な地形は東西方向で見ると、東が急傾斜、西が緩傾斜の非対称となっている。また旧崩壊地と旧崩落堆が繰り返され階段状地形を示す場所が多い。これらは、基盤の節理構造に制約された斜面崩壊やクリープなどの地形発達過程が影響していることを示している。

### 4.2 地表地質踏査結果

地表地質踏査は、崩壊地、旧崩壊地を除いて、上部谷壁、下部谷壁および頂稜を中心に実施した。

微地形区分と土壌の発達程度の関係について、結果は以下の通りである。調査地点の位置は図-3に、地点①～⑥の露頭簡易柱状図を図-4に図示した。

- ・上部谷壁の崩壊地源頭部 (地点①, ②) では、A 層, B 層, C 層が分布し、B 層が厚く、2.0m 以上の層厚を有する。また、B 層中に角礫を多く含む BC 層を含む場合がある。地点②では、厚い B 層中に炭質物の薄層や複数の堆積面が確認された。
- ・上部谷壁の非崩壊斜面 (地点③, ④) では、A 層, B 層, C 層が分布するが、B 層は 1.0m

程度の層厚で、BC層を伴う。

- ・下部谷壁の崩壊地源頭部（地点⑤）では、A層、BC層、C層が分布する。BC層は1.0m程度の層厚で分布し、B層は分布しない。BC層中に複数のパイピング孔が確認される。
- ・下部谷壁の非崩壊斜面（地点⑥）では、A層、B層、C層が分布するが、B層は1.0m程度の層厚で、BC層を伴う。
- ・頂稜（地点⑦、⑧）では、土壌層は薄く、ほとんど分布しない。一部でアプライト脈（幅30cm程度以下、NNE-SSW走向、高角度）が見られる場合がある。

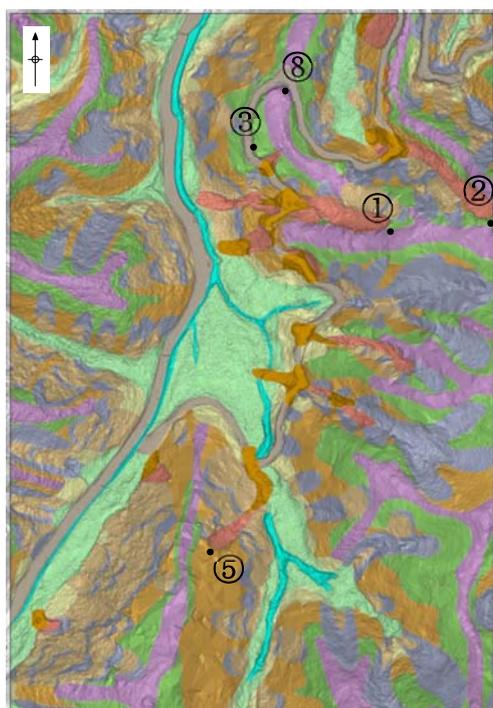


図-3 地形判読結果および調査位置（判読範囲は図-1の赤破線）

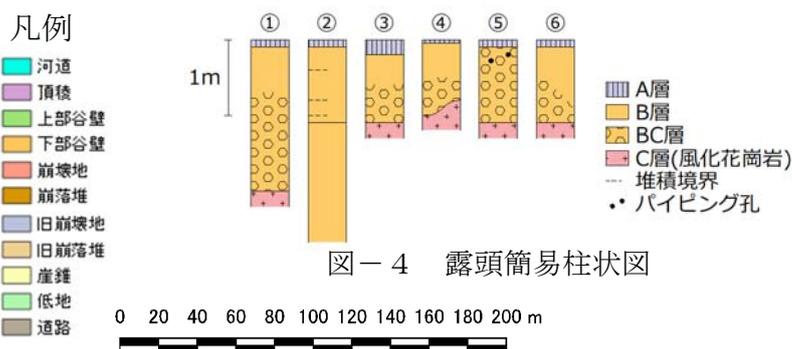
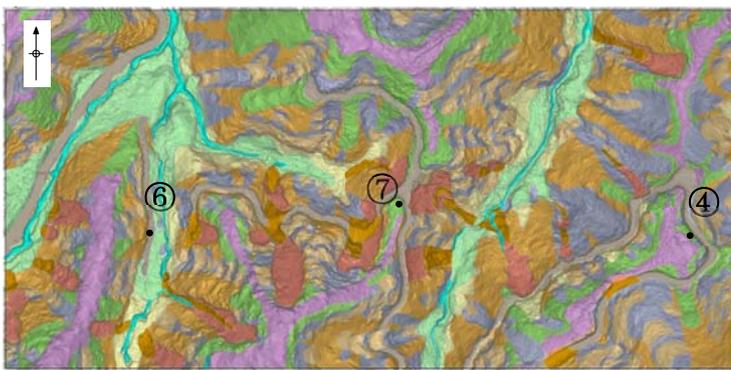


図-4 露頭簡易柱状図



## 5. 考察

本調査地域では、土壌層は、崩壊が発生した上部谷壁斜面において厚く、崩壊が発生していない上部谷壁斜面や下部谷壁斜面では薄い傾向であった。

また、上部谷壁における厚い土壌層では、旧地表面を示すと思われる炭質物の薄層や、B層内の複数の堆積面が認められるとともに、BC層のような粗い異地性と思われる堆積物も伴う。このことは、厚い土壌層が、クリープや小規模な崩壊などによって形成されたことを示唆している。

さらに地点②の溪流では、崩壊後の溪流内において基盤岩の凹凸に対応すると考えられる、複数の階段状の微地形が確認された。この微地形の方向は基盤岩内の高角度割目の方向と調和的であり、本調査地域で旧崩壊地と旧崩落堆が繰り返す階段状地形が発達していることも

考慮すると、斜面に見られる土壌層は、基盤岩の性状（割目方向等）に規制された土砂の移動とともに発達・形成されていると考えられる。

## 6. まとめ

本調査結果をまとめると以下の通り。

- ①上部谷壁斜面に発達している厚い土壌層は、斜面物質の移動により形成されたと考えられる。
- ②地形に見られる階段状の旧崩壊地と旧崩落堆の繰り返しは、基盤岩の性状と調和的で、基盤岩の性状が土砂の移動に影響を与えていると考えられる。

## 7. 今後の予定

今後は、①微地形（比高）と土壌層厚の関係整理、②貫入岩分布の把握、③年代測定（もしくは火山灰分析）、④くさり礫の含有状況整理、等を実施し、土壌の発達過程や基盤岩の性状を把握し、表層崩壊の素因となる諸条件を明らかにしていきたい。

## 引用文献

- 1) 稲垣秀輝・大野博之（2007）：災害に起因する環境破壊の軽減，応用地質，Vol.48，No.5，265-272.
- 2) 松尾香穂・太田岳洋（2020）：GIS解析による斜面災害への地生態学的アプローチ，日本応用地質学会 令和2年度研究発表会発表論文集.
- 3) 黒木貴一・太田岳洋・木山拓海（2022）：平成30年7月豪雨の斜面崩壊と微地形－岩国地区を例に－，日本応用地質学会 中国四国支部 令和4年度研究発表会発表論文集，51-56.
- 4) 東元定雄・濡木輝一・原郁夫・佃栄吉・中島隆（1983）：岩国地域の地質．地域地質研究報告（5万分の1地質図幅），地質調査所，79p.
- 5) 堀大才（2021）：樹木土壌学の基礎知識，講談社，169p.

## 過去の土石流堆積物を断層構造と誤認した事例

○岡谷実治子<sup>1)\*</sup>・鬼村雅和<sup>1)</sup>

1) U I C コンサルタント

\* E-mail: m.okatani@ube-ic.co.jp

A case of misidentification of past debris flow deposits as fault structure.

Miyako Okatani<sup>1)\*</sup>, Masakazu Onimura<sup>1)</sup>

1) UIC Consultant

\* E-mail: m.okatani@ube-ic.co.jp

キーワード：山口，低地，阿武層群，ボーリング，沖積層

**Keywords:** Yamaguchi, lowland area, Abu Group, Boring, Alluvium

### 1. はじめに

山口県萩市における道路整備事業に関連して実施されたボーリング調査において、既往の地質調査結果と比較し、より浅部に基盤岩が分布する箇所が確認された。得られたボーリングコアの観察において、基盤岩上部に未固結堆積層を巻き込む断層破碎帯の様な構造が認められたため、この構造については活断層の可能性があると判断し、関連資料を取りまとめた。しかしながら、当該地層が活断層である可能性がある場合、今後の道路整備事業に重大な影響を及ぼすことが懸念された。そこで、当該ボーリングコアで確認された地質構造の成因について再検討を行った。

### 2. 断層であると考えた理由

#### 2.1 ボーリング調査から判断された結果

本地域ではこれまで多数のボーリング調査が実施されており、既往の調査結果に基づくと、基盤岩は概ね平坦に分布し、その上位には厚い新生代第四紀完新世に堆積した未固結堆積層が水平に分布しているとされてきた。しかしながら、今回の調査により得られたボーリングデータでは、基盤岩が従来 of 想定よりも約 16.0 m 浅部に認められ、その上部には約 1.7 m にわたって、未固結堆積物および貝殻片を多量に巻き込んだ破碎様構造を呈する地層が確認された。さらに、既往文献においても本地域に断層の存在が報告されていることから<sup>1)</sup>、本調査におけるコア観察結果および基盤面の不陸形態を踏まえ、当該地層は比較的規模の大きい断層(未固結堆積物を巻き込んでいるため、数十万年前以降に活動した活断層)に起因する可能性が高いと考え報告を行った。しかし、その後の照査において、この結果のみで断層と判断するには根拠が乏しく、他の地質構造の可能性があると判断され再検討を行うこととした。図 1 に、今回のボーリング調査で得られた断層と思われたコア写真を示す。

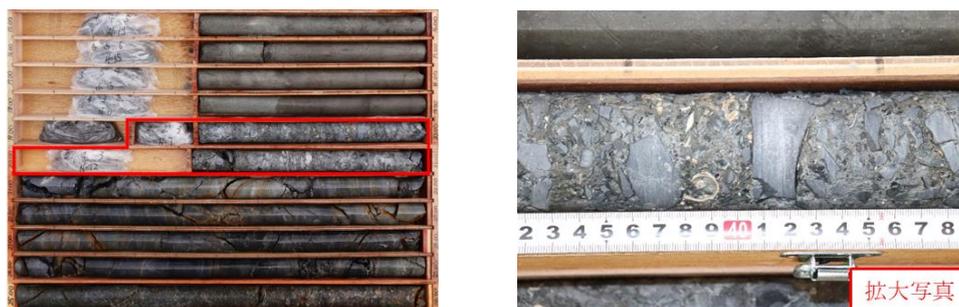


図1 ボーリングコア写真

## 2.2 再検討の方法

- ・この地区で掘削された既存のボーリングコアの再観察。(同一の地層の有無の確認)
- ・破碎様コアの正確な分布深度や傾きを確認するため地層の三次元化。(走向傾斜の確認)
- ・微動アレイ探査を用いての広域的な地質構造の確認。(基盤岩分布)

## 3. 再検討結果

既存のボーリングコア観察においては、同様の地層が複数箇所で観察された。分布位置ならびに深度をもとにコンター図を作成してみたが、明瞭な断層面を示すような特徴的なコンターを確認することはできなかった。次に、追加のボーリング調査に基づいて作成された三次元断面図では、地層の分布を示す走向傾斜は極めて急峻な地層面となり、現在の地表に分布する露頭との整合性を得ることができなかった。同様に、微動アレイ探査の結果からも、断層を示唆するような地形的構造は確認されなかった。

これらの調査結果を総合的に考察した結果、当該地層が断層構造に由来する可能性は低いと判断された。代わりに、当該地層は地層形成当時に存在していた、突出した旧尾根地形に沿って局所的に堆積した旧崩積土、すなわち土石流に起因する堆積物である可能性が高いと解釈できた。この見解が、現時点において最も合理的かつ整合的であると考えられる。

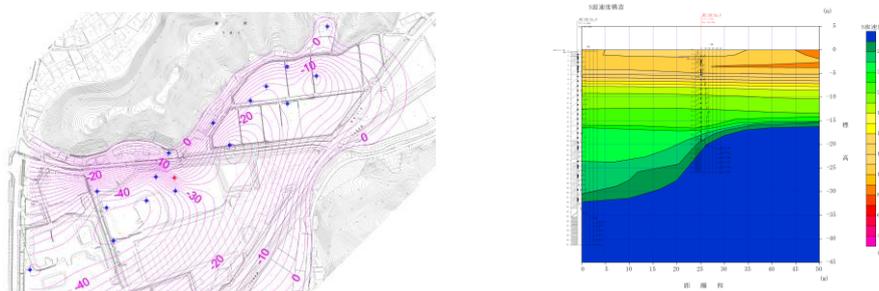


図2 Surferでの岩盤境界線作成図(左図)および微動アレイ探査結果(右図)

## 引用文献

- 1) 亀谷敦, 今岡照喜, 井川寿之(2008): 山口県萩市江崎付近の白亜紀火山岩類の層序・構造, 山口県立山口博物館研究報告, 第34号, 7-16.

## 地すべり観測業務の事例紹介 ～ 回帰現象の観測 ～

木山拓海<sup>1)\*</sup>・上野考弘<sup>1)</sup>・吉原和彦<sup>1)</sup>

1) トキワコンサルタント株式会社

\* E-mail: t.kiyama@tokiwack.co.jp

### Introduction to Landslide Observation Operations ～ Observation of Regression Phenomenon ～

Takumi Kiyama<sup>1)\*</sup>, Takahiro Ueno<sup>1)</sup>, Kazuhiko Yoshihara<sup>1)</sup>

1) Tokiwa Consultant

\* E-mail: t.kiyama@tokiwack.co.jp

キーワード：地すべり観測，孔内傾斜計，降雨，回帰現象

Keywords: Landslide Observation, Inclinometer, Rainfall, Regression Phenomenon

#### 1. はじめに

本業務の対象の地すべりブロックは、平成 26 年度に地すべり防止区域に指定され、それ以降地すべり観測および、地すべり対策工の施工が実施されている。主な対策工は横ボーリング工、明暗渠工等の抑制工である。本発表は、令和 5 年度に施工された明暗渠工の効果を確認することを目的とした地すべり観測業務の事例紹介である。

#### 2. 地形地質概要

当該地は緩やかな丘陵地形の南側斜面に位置している。

山口県地質図<sup>1)</sup>より当該地には中生代トリアス紀の周防変成岩が分布している。既往ボーリング調査より、本ブロックの地層構成は上位から崩積土(粘性土主体)、強風化泥質片岩、泥質片岩から構成されていることが明らかとなっており、コア観察からすべり面が設定されている。以下に本ブロックの地質推定断面図を示す。斜面の上位に観測孔 B-6、下位に B-7 が位置する。

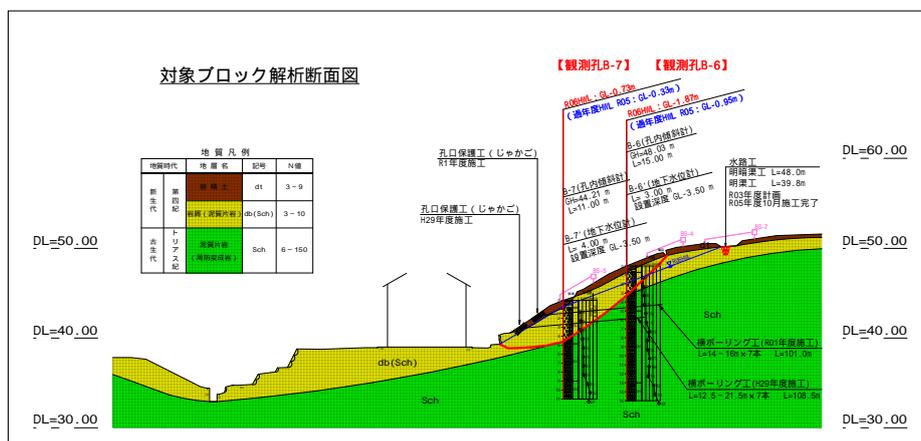


図 2-1 対象ブロック地質推定断面図

### 3. 調査結果

地表踏査により、頭部の開口亀裂、中段の滑落崖、末端部の擁壁に新たな変状の進展は確認されなかった。また、降雨時に横ボーリング工、明暗渠工ともに排水を確認した。

孔内水位観測結果から、B-6、B-7ともに通常時は孔底以下に水位が存在し、日雨量128mmを記録した7月11日に最高水位を記録した。また、雨量観測結果から、観測期間中の降雨は2014年以降2番目に多く、年間降雨量は2014年以降最多を記録した。このことから本年度は雨の多い年であったといえる。

孔内傾斜計観測結果を図3-1、図3-2に示す。B-6、B-7ともに既往の報告と同様に降雨に伴って谷側へ変動した後、地下水位の低下に伴って山側へ回帰する変動が確認された。最大累積変位量はB-6で2.646mm、B-7で3.265mmとなった。最終累積変位量は両孔ともに-0.1~-0.4mmとなり、初期値よりも山側へ回帰する結果となった。

### 4. 考察

本ブロックの概成基準は「対策工施工後に明瞭な地すべり変動がみられないこと」、「変動量が日：0.03mm、年：10mm以下となること」である。孔内傾斜計観測結果より、日変動量は例年から超過する傾向がみられるが、例年からB-6、B-7ともに谷側へ変位した後、山側へ回帰する傾向がみられるため、明瞭な地すべり変動ではないと判断した。また、孔内水位観測結果より、最高水位は極端に降雨の少ない年を除き過去最低となり、既設対策工の効果を確認することができたといえる。以上のことから対象ブロックは安定状態であるとして概成と判断した。

### 5. 引用文献

- 1) 山口地学会(2012)：山口県地質図第3版(15万分の1)

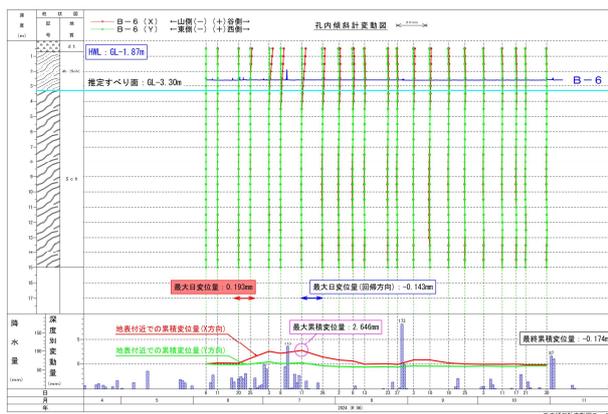


図 3-1 B-6 孔内傾斜計変動図

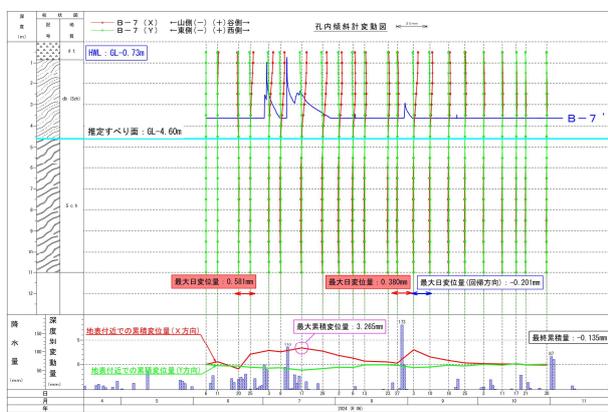


図 3-2 B-7 孔内傾斜計変動図

# Understanding Geological Hazards Linked to Bobonaro Mélange Lithology Towards the Infrastructural Development in Timor-Leste

○ Oktoviano Viegas Tilman de Jesus<sup>1,2)\*</sup>, Shinichiro Nakashima<sup>2)</sup>

1) Yamaguchi University, 2) Institute of Geoscience of Timor-Leste

\*Email: ovtilmandejesus@gmail.com, f003wdw@yamaguchi-u.ac.jp

## Abstract

Landslides and slope failures are geological hazards that pose significant challenges to the infrastructural development in Timor-Leste due to the geological complexity and the widespread occurrences of Bobonaro Mélange lithology. The lithology of Bobonaro Mélange consists dominantly of scaly clay matrix, shale, sandstone, limestone, broken formation, and volcanic materials, which are characterized by weak, deformable, and expansive from a high content of smectite clay, exposing a high susceptibility to deformation under natural factors such as rainfall, seismic events, and anthropogenic influences including deforestation and man-made slope cuts. The Bobonaro Mélange is a synorogenic deposit of Late Miocene in age, which has a wide distribution across Timor Island and Banda Arc. Originally, the unit was interpreted as a gravity-slide deposit and then later redefined as a tectonic mélange and Diapiric Mélange formed through subduction, collision and accretion. This unit's instability is exacerbated through the seismic activity and high moisture content, contributing to numerous geological hazard occurrences in the country. This study investigates the geological hazards linked to Bobonaro Mélange lithology and its implication towards the infrastructure development in Timor-Leste, and through the analysis of its composition, structure, and behavior this research aims to provide a geological and geotechnical understanding to improve infrastructural planning and design. The recommendations in this study include conducting pre-construction geotechnical surveys, implementing the proper slope stability measures against the Bobonaro mélange lithological unit, developing landslide susceptibility and hazard maps, and establishing an early warning system. Moreover, it is advocated for revision of the construction practices in the country, by incorporating the hazard assessment into planning and the development of tailored building codes for risk mitigation. The unit also is unsuitability as construction material underscores the need for an alternative strategy, alongside increased research studies, capacity strengthening, and community engagement, to foster resilient and sustainable infrastructure in Timor-Leste.

キーワード：地質学、地すべり、ボボナロ メランジュ、持続可能性、東ティモール

**Keywords:** *Geology, Landslide, Bobonaro Mélange, Sustainability, Timor-Leste*

## 1. Introduction

Timor-Leste is a newly formed country situated in Southeast Asia, facing several challenges in infrastructural development due to its geological complexity, particularly the widespread occurrences of the Bobonaro Mélange lithology (Figure 1). This lithological unit is a part of the synorogenic deposit and in recent publication points to a Late Miocene age (Keep and Haig, 2007, 2010; Barber, 2013; Tate et al., 2014), which is widely distributed across Timor Island and Banda Arc. The Bobonaro Mélange has a mixed lithology that consists of a scaly clay matrix, shale, sandstone, limestone, broken formations, and volcanic materials. The Bobonaro mélange matrix mixed facies with Pleistocene foraminifera derived from the soft strata of the Viqueque Group and is often associated with landslip/landslide (Audley-Charles, 2011). These characteristics lead to the occurrences of geological hazards such as slope failures and landslides, which are exacerbated by geological processes including heavy rainfall intensity and earthquakes, as well as man-made interventions like deforestation, slope cuts and excavations. This paper intends to investigate the

geology and geotechnical properties of the Bobonaro Mélange lithology, its influence in contributing to geological hazards, and provide general insights for sustainable infrastructural planning and resilience in Timor-Leste.

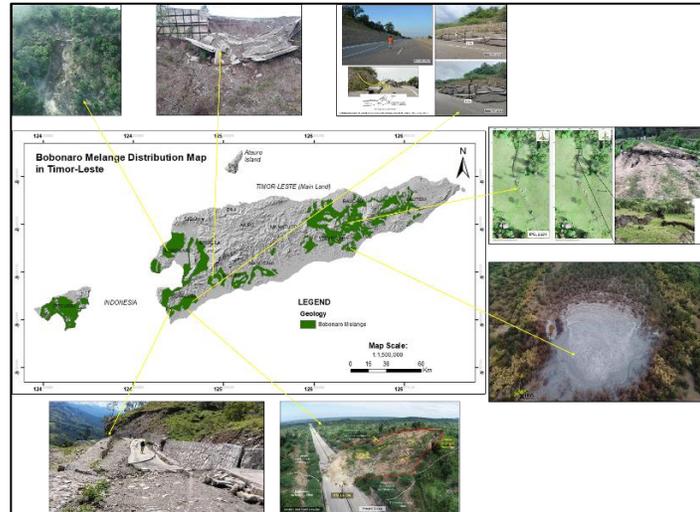


Figure 1: Distribution Map of Bobonaro mélange lithology in Timor-Leste, with geological hazard and landslide case studies

## 2. Methods

The methodology of this study applied a multi-disciplinary approach to investigate the Bobonaro mélange and associated hazards (Figure 2), including literature review, by compiling the existing geological and geotechnical data related to the Bobonaro mélange, its composition, structural nature, and behavior in the Timor-Leste and Banda Arc context. On the other hand, field observations are conducted fieldworks in Bobonaro mélange distribution areas to observe the lithological characteristics, slope instability, and landslide activity, as well as visual observation involving the plane failure identification and structural deformation of the unit. Moreover, laboratory testing conducted soil and rock sample tests to identify the mineralogical composition, shear strength, and expansiveness through X-ray diffraction (XRD) and geotechnical laboratory testing methods. Furthermore, data analysis correlates the frequency of landslides with the environmental and natural factors such as rainfall, earthquakes, and satellite image analysis from the previous and historical data. Finally, the landslide maps and geotechnical modelling were developed by incorporating computer-simulated slope stability analysis in different scenarios to evaluate the mélange mechanical response and for mitigation against the landslide and slope failures.

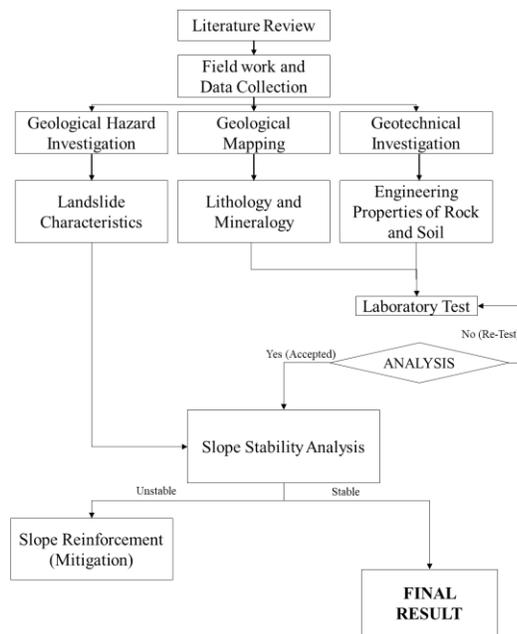


Figure 2: Conceptual Framework of the study

### 3. Results and Discussion

The Bobonaro mélangé is originally called "Bobonaro Scaly Clay" and was first interpreted as a gravity slide deposit (*olistostromal*) formed during the uplift of the Timor orogen (Audley-Charles, 1965, 1968; Carter et al., 1976). (Hamilton, 1979) reinterpreted it as a tectonic mélangé; hence, it is formed through the tectonic activities of subduction, collision, and accretion. Diapirs and active mud volcanoes appear extensively on all the Banda Outer Arc islands between Seram and Timor (Barber A J 2013). Matrix clays of the Bobonaro mélangé from Timor-Leste are mostly composed of bentonitic clay with 35% average smectite (Audley-Charles, 1965). In West Timor most of the samples analyzed have more than 70% expandable clay, with more than 65% being smectite (Harris, 1998). The main mineralogical phases of the lower than 63  $\mu\text{m}$  size fraction achieved by XRD were dominated by kaolinite, illite, smectite and mixed-layered illite-smectite (Lisboa et al., 2019). This unit has a structural complexity due to the high smectite content, which contributes to the low shear strength and high susceptibility to deformation in external forces. On the other hand, frequent seismic activity on Timor Island also destabilizes the Bobonaro mélangé, while the rainfall intensity increases the moisture content, reducing the cohesion of the soil and triggering landslide occurrences. Moreover, anthropogenic activities, such as deforestation and improper slope cuts during road construction, cause the slope failure by modifying the natural slope.

Field investigation and laboratory tests show that the unit exhibits significant variability in its mineral composition and mechanical behavior. The laboratory analysis resulted in the conclusion that the soil is Silty Sand (SM), which consists of 74.15% sand, 25.44% gravel, and 0.41% of fine materials, with a low plasticity index:  $PI = 2.91\%$ . The moisture content of 8.45% advocates a dry condition, where the dry soil conditions can have several implications such as reduced volume of the soil material due to the shrinkage. Additionally, the result of Slake Durability test at cycle 2 resulted 6.31%, where it is suggested that very low classification, and the soil exhibits poor slaking durability, and it is prone to the disintegration by water. Furthermore, the clay soil, which dominates, promotes plastic deformation, whereas the interbedded sandstone and limestone generate the discontinuities that trigger the plane failures.

#### 4. Conclusion

The instability of the Bobonaro mélange provides a critical challenge towards the infrastructural projects, including roads, bridges, buildings and other basic infrastructures. The landslides and slope failures have persistently disrupted the transportation networks and impacted communities, particularly in rural areas where the geotechnical investigation during construction is often inadequate. The combination of high smectite content and structural complexity increases susceptibility to landslide and slope failures, which are generated by rain, seismic events, and anthropogenic factors. Additionally, the inappropriate characteristics of mélange lithology with low-strength properties and expansiveness used as construction material necessitate an alternative source of other appropriate materials. The study provides the geological and geotechnical approach of the mélange, suggesting pre-construction studies, geological hazard mapping, slope stabilization measures and policy changes. Through the adoption of these actions, Timor-Leste can build a strong, sustainable and resilient infrastructure, reducing landslide risks and ensuring economic sustainability in the long run.

#### References

- Audley-Charles, M. G. (1965). A Miocene gravity slide deposit from eastern Timor. *Geological Magazine*, 102, 267–276.
- Audley-Charles, M. G. (1968). *The Geology of Portuguese Timor*. Geological Society of London.
- Audley-Charles, M. G. (2011). Tectonic post-collision processes in Timor. Geological Society, London, Special Publications, 355, 241-266.
- Barber A J. (2013) The origin of mélanges: Cautionary tales from Indonesia *J. Asian Earth Sci.* 76 428–38
- Barber A J, Tjokrosapoetro S and Charlton T R. (1986) Mud volcanoes, shale diapirs, wrench faults, and melanges in accretionary complexes, Eastern Indonesia *Am. Assoc. Pet. Geol. Bull.* 70 1729–41.
- Carter, D.J., Audley-Charles, M.G., & Barber, A.J. (1976). Stratigraphical analysis of an island arc-continental margin collision in eastern Indonesia. *Journal of the Geological Society*, 132(2), 179-198.
- Carter, A., et al. (2003). Sedimentology of the Bobonaro Mélange. *Journal of Asian Earth Sciences*.
- Haig, D.W., E. McCartain. (2007). Carbonate pelagites in the post-Gondwana succession (Cretaceous – Neogene) of East Timor\*. School of Earth & Geographical Sciences, University of Western Australia, 35 Stirling Highway, Crawley, WA 6009, Australia. *Australian Journal of Earth Sciences* (2007) 54, (875 – 897).
- Haig, D.W., McCartain, E., Keep, M., & Barber, L. (2007). Re-evaluation of the Cablac Limestone at its type area, East Timor: Revision of the Miocene stratigraphy of Timor. *Journal of Asian Earth Sciences*, 30(4), 683–698.
- Hamilton, W. (1979). Tectonics of the Indonesian region. US Geological Survey Professional Paper, 1078.
- Harris, R.A., Sawyer, R.K., Audley-Charles, M.G., (1998), Collisional melange development: Geologic associations of active melange-forming processes with exhumed. *Tectonics*, 17 (3), 458-479.
- Keep, M., & Haig, D.W. (2010). Deformation and Exhumation in Timor. Distinct stages of a young orogeny. *Tectonophysics*, 483(1-2), 93-111.
- Lisboa, J.V.V., Silva, T.P., de Oliveira, D.P.S., Carvalho, J.F., (2019), Mineralogical and geochemical characteristics of the Bobonaro mélange of western East Timor: provenance implications. *Comunicações Geológicas*, 106, I, 35-49.
- Tate, G.W., Hall, R., & White, L.T. (2014). Resolving spatial heterogeneities in exhumation and surface uplift in Timor-Leste: Constraints on deformation processes in young orogens. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 15(12), 5061–5084.
- Varnes, D. J. (1978). Slope Movement Types and Processes. *Landslides: Analysis and Control*.

## 橋梁基礎岩盤における地質リスク 橋台基礎部に出現した空洞の事例

○小井戸一浩<sup>1)\*</sup>・大園宣明<sup>1)</sup>・木下博久<sup>1)</sup>

1) 復建調査設計

\* E-mail: k-koido@fukken.co.jp

### Geological risks in bridge foundation rocks. Example of a cavity in a bridge foundation.

Kazuhiro Koido<sup>1)\*</sup>, Nobuaki Osono<sup>1)</sup>, Hirohisa Kinoshita<sup>1)</sup>

1) Fukkenchousasekkei Co.,Ltd

\* E-mail: k-koido@fukken.co.jp

キーワード：地質リスク、粘板岩、空洞、360°カメラ、三次元モデル

Keywords: Geological risk, Slate, Rock cavern, 360° camera, 3Dmodel

#### 1. はじめに

地質や地盤は複雑さや不均質性があり、地下を直接確認することが難しいため、地質や地盤には大きな不確実性が残る。この不確実性に起因した事故や事業のコスト増大、事業の遅延といった影響のことを地質・地盤リスクという。本事例は、橋梁の詳細設計段階において、当初想定されていなかった地質リスクが出現したため、その対応を行ったものである。

#### 2. 本事例の目的

調査地は、国道のバイパスが計画されている地域であり、整備済みの高速道路とバイパスの接続部であるランプ橋が、本事例の調査対象である。本事例では、このランプ橋の橋台と橋脚の設計に必要な地盤情報を取得するため、地質調査を行っていた。

A1 橋台部の調査中に空洞が出現したため、追加調査、地質解析により、空洞の成因、ボリューム等を推定し、発注者と設計業務へ情報共有しながら対応方針を検討した事例となる。

#### 3. 地形・地質概要

調査地域は粘板岩と花崗岩類が分布しており、両者の地質境界（貫入関係及び断層関係）付近に位置している。調査の対象であるランプ橋の位置には、北側の斜面部に粘板岩が分布し、平地部に沖積層が分布している（図1）。

この地域の粘板岩は、泥質海底地すべり堆積物、正常堆積の泥岩層、塊状砂岩層を主体とし、砂岩泥岩互層や珪質頁岩層等を伴う地層中に、チャートからなる異地性岩体を多く挟有する特徴がある。

また、ランプ橋の北東～南西方向には活断層が通過しており（図1）、全体に基盤岩が破碎質である。この活断層の最新活動時期は、約1万—1万1千年前<sup>1)</sup>とされている。

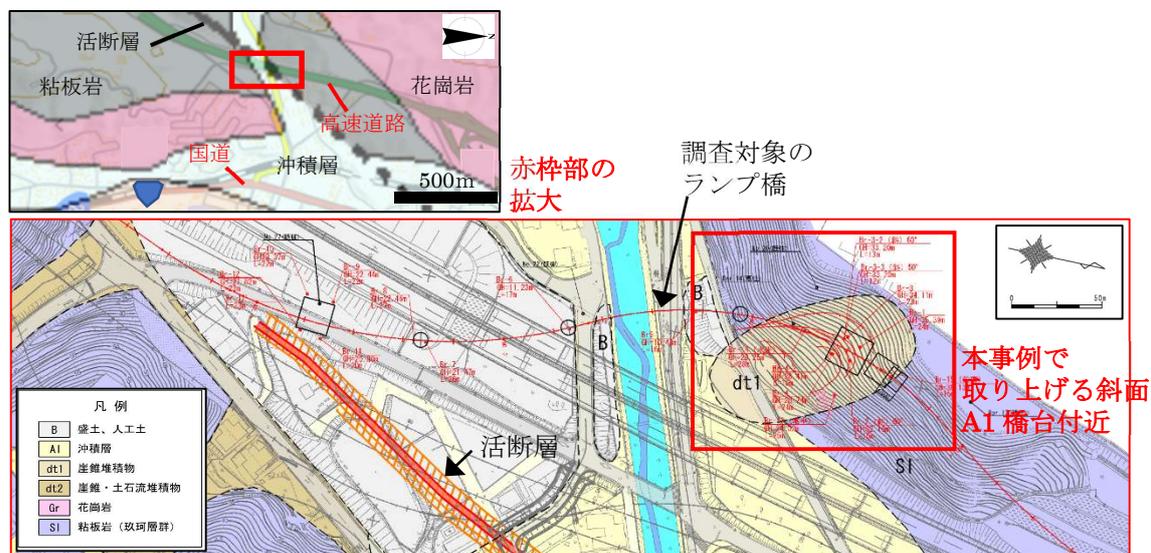


図1 調査地周辺のシームレス地質図<sup>2)</sup>と計画平面図

#### 4. 空洞出現時の状況

A1 橋台は斜面上に位置し、空洞出現前は4隅の位置でボーリング調査を計画していた（図2）。4隅のボーリング調査地点のうち、斜面最上部の Br-1 地点に最初に入場し、この Br-1 地点の粘板岩を掘進中に空洞が出現した（写真1）。

空洞が確認された Br-1 地点のボーリングコア状況を図2に示す。空洞は、GL-9.70～13.00mに確認され、周辺の粘板岩は、N値が150回（換算N値）～貫入不能であり、部分的に破碎部は存在するが、概ね軟岩相当であった。

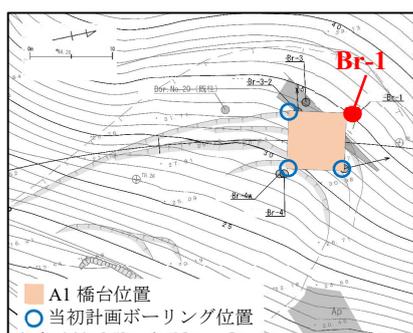


図2 調査地点を示した平面図

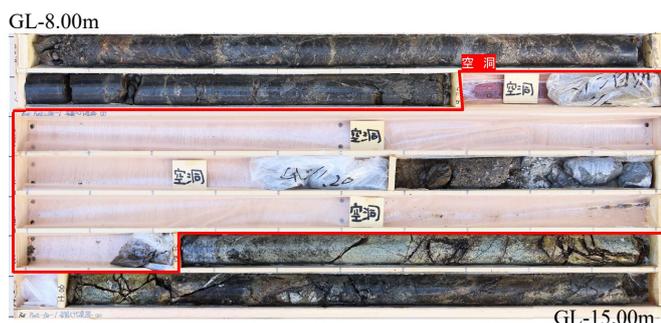


写真1 Br-1 地点のコア写真  
(空洞：GL-9.70～13.25m)

#### 5. 空洞出現後の対応

空洞の状況が、設計業務へ大きく影響すると想定されたため、①地表踏査、②360°カメラによる孔内観察、③追加ボーリング調査により、下記を把握することを発注者へ提案した。

- ・細粒分の抜け落ち（コアロス）等の可能性はないか
- ・空洞であれば、方向、幅、深度、延長の把握

・空洞の状態と地質的特性からボリュームを把握

空洞の方向やボリュームによっては、基礎径の検討や、橋台位置の変更検討が必要となる。空洞の性状を把握するとともに、関係者へスムーズに情報共有し、対応を行った。

(1) 地表踏査

当該斜面は粘板岩から構成される。周辺露頭の状況から、層理面は高角であり、斜面に対してやや差し目の方向に発達していた (図3)。また、斜面には、比高数十 cm の小崖が発達していた (図3)。このため、地表踏査時点には、空洞の成因をトップリングの傾動による可能性と推定した (図4)。

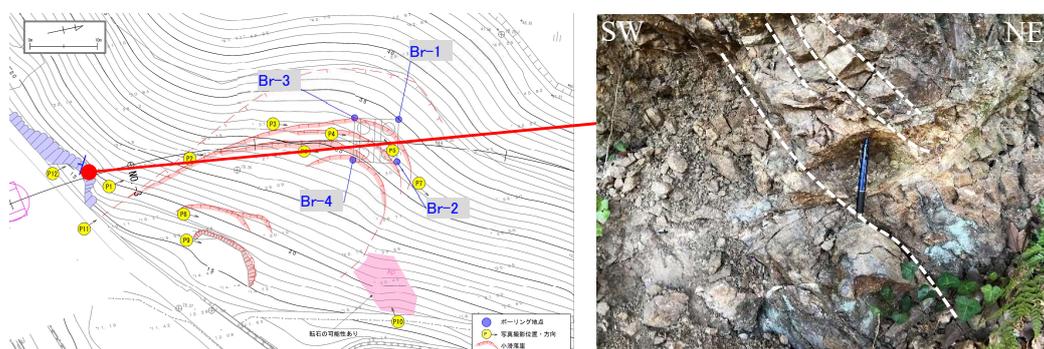


図3 当該斜面周辺の粘板岩露頭 (白点線が層理面)

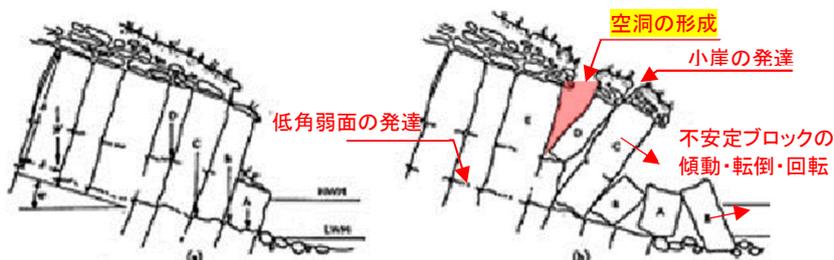


図4 トップリング崩壊・傾動の模式図 (ブロックトップリング)<sup>3)</sup>

(2) 360° カメラによる孔内撮影

この調査業務と並行して詳細設計業務も発注されていたため、空洞出現時は速報性が求められた。このため、市販されている 360° カメラを用いて、空洞が出現した Br-1 地点の孔内観察を行った。この孔内観察により、コアロスではなく、空洞が存在していることが確認された。実際の孔内の撮影状況を写真2に示す。写真2の右側は孔壁を成しているのに対し、空洞部は孔壁を成さず、空間が広がっている状況であった。

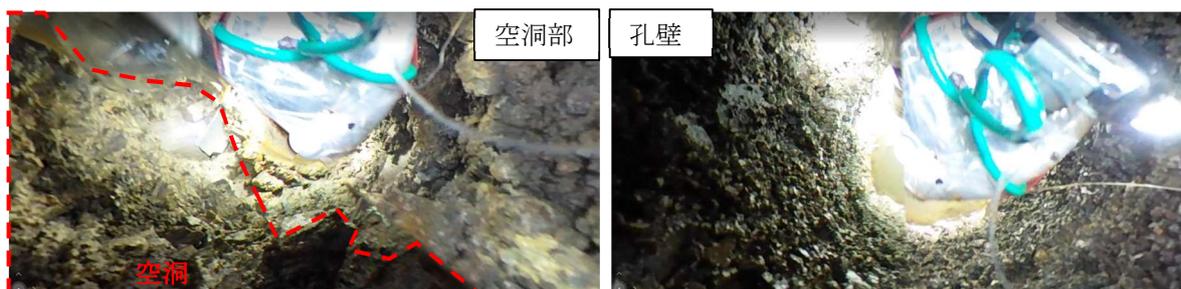


写真2 360° カメラによる孔内観察状況

### (3) ボーリング調査

空洞の成因、方向、幅、延長等の検討、橋台位置変更候補箇所の地質状況把握のため、鉛直ボーリング5本 (Br-1も含む)、斜めボーリング3本、水平ボーリング2本を実施した。ボーリング調査地点を図6に示す。

ボーリング調査の結果、図6に赤色の丸で示した位置で、岩盤内に空洞もしくは雑多な礫種が存在する土砂が分布していた。雑多な礫種からなる土砂部は、砂岩、粘板岩、アプライト等の雑多な亜円～亜角礫を含んでおり、全体に茶褐色を呈す (写真3)。岩盤内には破碎帯による土砂部も存在するが、破碎帯の土砂部は粘板岩起源の岩片や土砂で構成される。この違いから、雑多な礫種の亜円～亜角礫を呈す茶褐色の部分を空洞充填堆積物と推定した。

空洞及び空洞充填堆積物の周辺は、多亀裂部や破碎部が集中し、脆弱となっていた。この脆弱部にはしばしば大理石やアプライトを伴う。これは、周辺に分布する花崗岩 (火成活動) の貫入に伴う熱変成や、熱水による変質の痕跡と考えられる。脆弱部に含まれる細粒分の X線回折分析の結果、熱水変質によって生成されたとみられるモンモリロナイト等の粘土鉱物が検出された。また、岩石試料の薄片観察の結果、石灰岩の大理石化も顕著であった。これらのことから、地山の基盤岩は、初生的に脆弱部を有していたと考えられる。空洞を確認した Br-1 地点の GL-9.40～9.70m 付近は、空洞の上盤を成す部分と考えられ、この区間には破碎部と考えられる礫混じり土が残存している。空洞形成前はこの破碎物が充填していた状態と推定される (写真4)。

また、当該斜面は斜面形状や規模に対して地下水位が比較的高く、渇水期においても標高 22m 付近 (Br-1 地点) で一定であった。これは、細粒分に富む脆弱部が遮水層となり、その背後が高水位を保っているとみられる。空洞は基盤岩中に初生的に分布していた破碎部 (細粒分) が、地下水の影響によって流出した跡である可能性が考えられる。

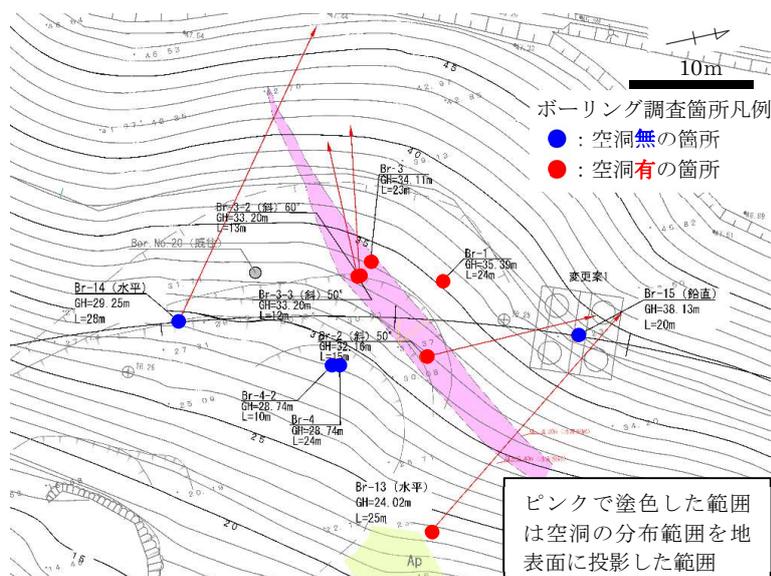


図6 ボーリング調査地点を示した平面図  
 (→は水平、斜めボーリングの方向と平面的延長を表す)

○Br13-3(斜め 50°)GL-3.60~7.60m : 空洞充填堆積物  
GL-2.00m

○Br-13(水平)L=13.40~14.30m : 空洞充填堆積物  
GL-10.00m

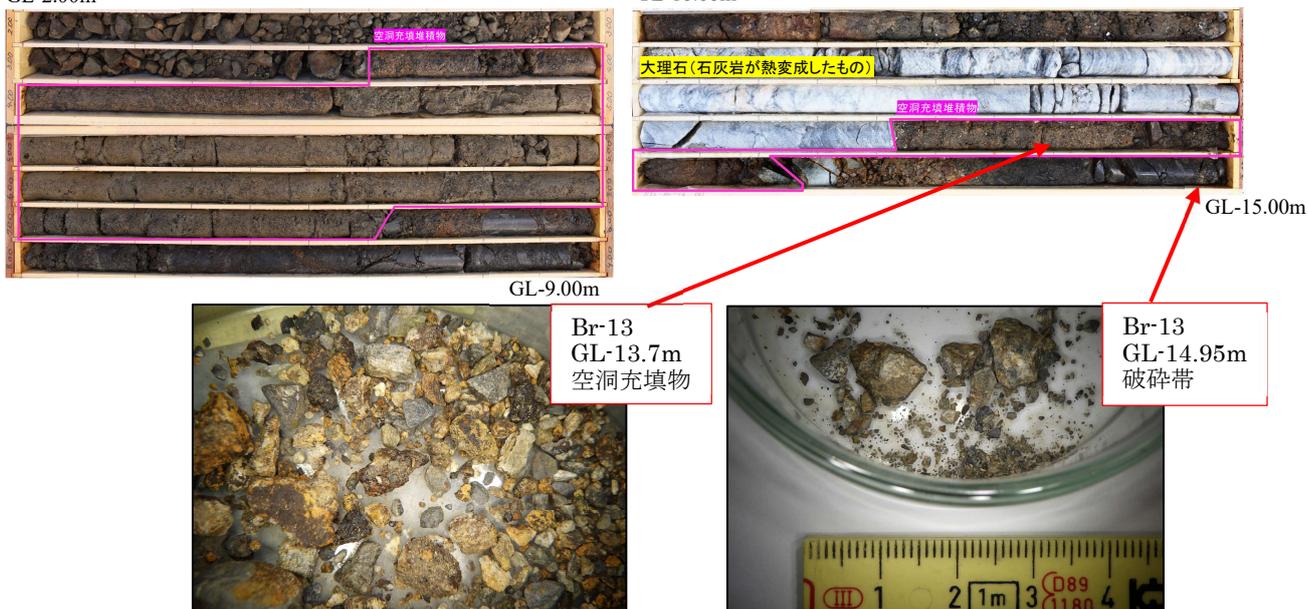


写真3 空洞充填堆積物と推定したボーリングコアの例と礫種状況

## 6. 調査結果を基にした空洞の成因検討

各調査結果から得られた空洞周辺の性状を以下にまとめる。

- ・空洞の分布範囲は、斜面に対して高角度の受け盤方向であった (図7)。
- ・当該斜面に小崖は存在するが、業務中に地すべり性の変位は確認されなかった。
- ・粘板岩は破碎質で脆弱化し、活断層の影響 (ダメージゾーン) を受けていると考えられる。
- ・空洞周辺に大理石 (結晶質石灰岩) が存在し、スメクタイト等の粘土鉱物が多く確認される。花崗岩による熱変成や、熱水変質により、粘板岩は変質していた状態と推定される。
- ・空洞周辺は、熱水変質等による「化学的風化」、活断層変位に伴う「物理的 (力学的) 風化」の両方を受けていた状態と考えられる。
- ・既往調査では、大理石等の変成岩を確認した報告がないことから、顕著な変質作用は当該斜面周辺の局所的なものと考えられる。
- ・当該斜面の地下水位は、斜面形状や規模に対して比較的高水位であり、空洞付近である。

以上より、空洞及び空洞充填堆積物は、「熱水変質や断層活動といった地質的素因を背景とし、初生的に形成されていた基盤岩中の脆弱部 (細粒分) が、最近の斜面変動や地下水流動によって流出した跡」と推論した。

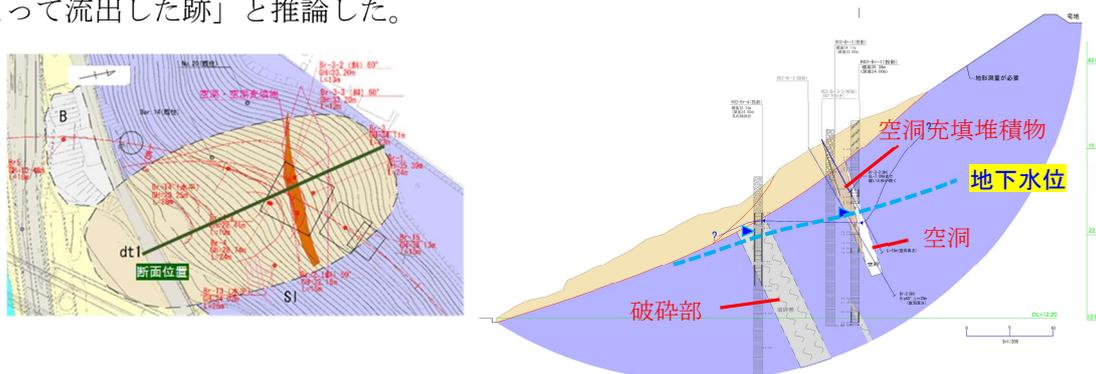


図7 空洞周辺の推定地層断面図

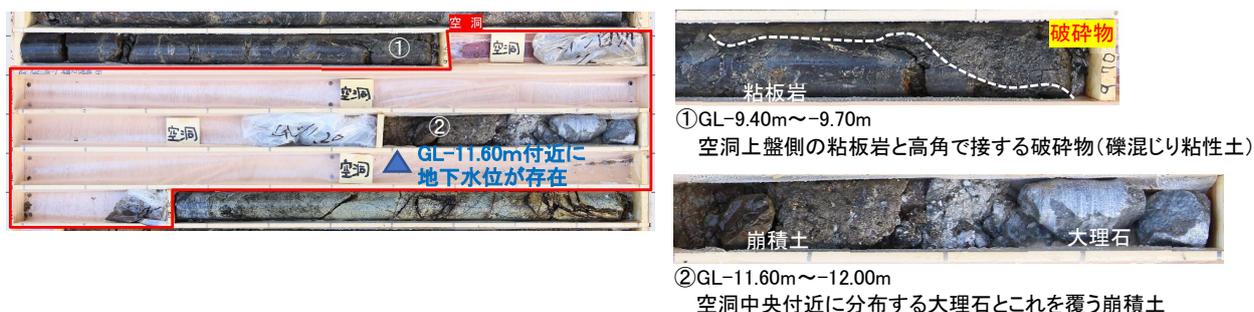


写真4 Br-1地点の空洞周辺の特徴

## 7. 三次元モデルによる空洞の分布範囲検討及び関係者への情報共有

空洞と空洞充填堆積物の分布範囲を二次元で表現するには限界があり、分布を検討するための補助ツール、及び関係者への情報共有を目的として三次元モデルを作成した(図8)。

三次元モデル作成時に検討した空洞の三次元的特徴を以下に示す。

- ・ 平面的な分布方向(走向)は、概ねN70°Eである。西側への延長は、Br-14で見かけの層厚が0.1m程度と薄くなるため、西側の端部付近と見られる。東側への延長は、Br-13において、見かけの層厚が0.9m程度であるため、さらに東方に連続すると考えられる。
- ・ 断面的な分布は、斜面に対して高角の受け盤で、上盤側の傾斜が約70°、下盤側の傾斜が45°~70°である。開口幅は、地表付近が約3.5m、空洞中央付近が約1mと見積もられる。
- ・ 深さ方向の分布は、上盤側面と下盤側面の交線深度(”くさび”の先端深度)から推定し、道路計画センター付近では地表下約10mの深さにあると見られた。

設計業務への影響を把握するため、空洞の分布範囲と橋台の基礎部の離隔のチェックを行った。設計からは深礎の先端から3D(6m)は離す必要があるという情報を受け、変更案1の橋台位置で離隔のチェックを行った。変更案1ではその条件を満足することができなかったため、変更案2の位置まで橋台位置を変更する方針となった。

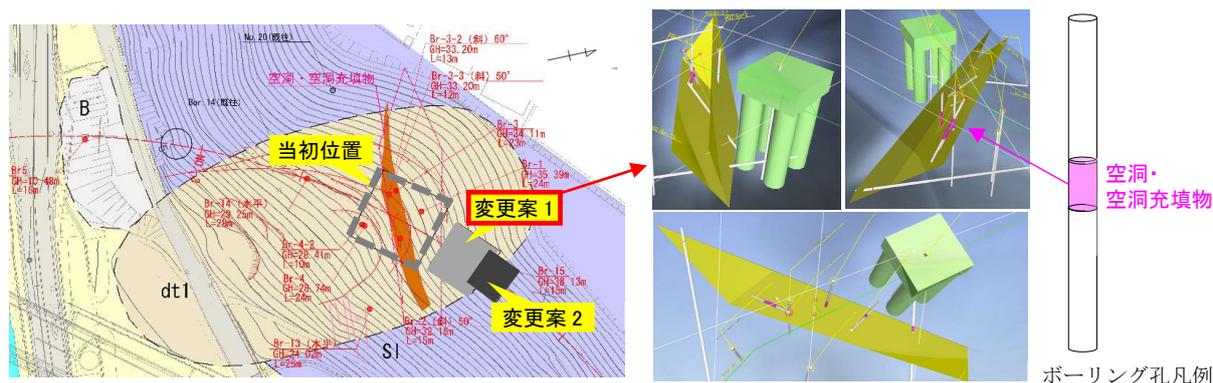


図8 橋台と空洞の位置関係を示した三次元モデル

## 引用文献

- 1) 産業技術総合研究所：活断層データベース <https://gbank.gsj.jp/activefault/>
- 2) 産業技術総合研究所：地質図ナビ <https://gbank.gsj.jp/geonavi/>
- 3) 上野将司(2012)：トッピング斜面変動の調査と対策，応用地質技術年報 No.31, 26.

## 孔内水位の変動と実効雨量との相関に基づく水理地質構造の推定

○太田岳洋<sup>1)\*</sup>・仙石南々海<sup>2)</sup>・内田篤貴<sup>3)</sup>・千鳥雅由<sup>3)</sup>

1) 山口大学, 2) 山口大学 (現: 熊谷組), 3) 日本物理探鑛

\* E-mail: takohta@yamaguchi-u.ac.jp

### Estimation of Hydrogeological Structure based on the Correlation between Groundwater Level Fluctuation and Effective Rainfall

Takehiro Ohta<sup>1)\*</sup>, Nanami Sengoku<sup>2)</sup>, Atsuki Uchida<sup>3)</sup>, Masayoshi Chidori<sup>3)</sup>

1) Yamaguchi University, 2) Kumagai Gumi, 3) Nippon Geophysical Prospecting

\* E-mail: takohta@yamaguchi-u.ac.jp

#### Abstract

The purpose of this study was to investigate the cause of an uninduced landslide that occurred on April 11, 2018, in Yabakei, Nakatsu City, Oita Prefecture, Japan. To this end, the hydraulic and geological structure of the target slope was estimated based on the effective rainfall half-life that best reproduced fluctuations in groundwater levels observed in monitoring wells. This estimation was then verified using two-dimensional electrical resistivity surveys. Groundwater levels were measured at 11 observation wells installed within and around the landslide area. Effective rainfall during the observation period was calculated using rainfall data spanning 100 and 500 days, and the half-life that most accurately reproduced groundwater fluctuations at each well was identified. The results indicated that the aquifer in the target area consists of three distinct layers, with an additional aquifer distributed within the landslide debris. Furthermore, by extending the total rainfall observation period to 500 days, it was possible to estimate the distribution of two aquifers based on measurements taken with full-depth screened wells.

キーワード: 未誘引地すべり, 耶馬溪火砕流堆積物, 水理地質, 実効雨量

**Keywords:** Non-triggered Landslide, Yabakei Pyroclastic Flow Deposits, Hydrogeology, Effective Rainfall

#### 1. はじめに

九州の斜面では、特に大雨の後、キャップロック構造を有する斜面で土砂崩れが頻繁に発生する。これらの斜面は、上層は溶岩や溶結凝灰岩、下層は火砕岩から構成されている場合が多い。これらの層間の透水性の顕著な違いが地下水の流れに大きな影響を及ぼすため、斜面の安定性に影響を与えることが考えられる<sup>1)</sup>。

2018年4月11日、大分県中津市耶馬溪で誘因のない地すべりが発生し、4軒の住宅が破壊され、6名が死亡した。顕著な降雨や地震活動などの明らかな誘因がなかったため、早期警戒情報は発令されなかった。これまでの調査では、この地すべりは風化や有効応力の減少など、地下水に関連するプロセスによる岩盤の継続的な弱化が原因とされている<sup>2)3)</sup> (耶馬溪金吉地

区地すべり原因調査委員会, 2018 ; 仙石・太田, 2023). 耶馬溪地域では, 火砕流堆積物の溶結部と非溶結部からなる火砕流台地が川によって侵食され, キャップロック構造を呈する急斜面が形成されている.

地すべりに寄与した可能性のある水文地質条件を明らかにするため, 地すべり地とその周辺に設置された 11 本のボーリング孔において, 実効降雨の半減期 ( $T_H$ ) を分析した. 本論では, その空間分布を用いて地下水理構造を推定した結果を報告する.

## 2. 実効雨量の定義

実効雨量は, 観測時刻における単位観測時間雨量に, それ以前の全観測期間 ( $n$ ) における各観測時刻における単位観測時間雨量の減衰係数をかけた雨量を加算した雨量と定義され, 浸透した降雨が地下に滞留する時間を考慮して, 観測時刻における土中の水分量を反映した量と考えられる. 定義式 <sup>4)</sup>は

$$R = a^1 R_0 + a^2 R_1 + a^3 R_2 + \dots + a^{n+1} R_n \quad (1)$$

$$a = \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{1}{T_H}} \quad (2)$$

となり,  $R$ が実効雨量,  $R_0$ は観測時刻の雨量,  $R_n$ は $n$ 単位観測時間前の雨量,  $a$ は減衰係数,  $T_H$ は半減期である.

今回の耶馬溪斜面での水理地質構造を考える際には, 実効雨量による検討例の多い降雨災害に対する短時間の降雨特性ではなく, 長期の地下水流動を考慮するために, 単位観測時間を 1 日とした. この時, 半減期も日単位となる.

実効雨量を求める際には, 再現する水量, 例えば河川水量やボーリング孔水位, の変動を最も再現できる半減期と全観測期間 ( $n$ )を求める必要がある. 一般に, 全観測期間は(1)式の  $a^{n+1}$ が十分小さな値となる期間長とする必要があり, 例えば十分小さい値を $10^{-3}$ と考えると, 期間長は半減期の約 10 倍となる.

## 3. 実効雨量の定義

耶馬溪斜面のボーリング孔水位を再現することを目的に, 全観測期間長 100 日の場合と 500 日の場合の半減期 1 日~100 日における 2018 年 5 月 15 日から 10 月 31 日の実効雨量を計算した (図 1). 図 1 から, 半減期が大きくなると全観測期間長により実効雨量の差が大きくなることがわかる. 全観測期間長が 100 日の場合, 半減期が約 60 日以上になると実効雨量の上昇量が小さくなるが, 全観測期間長が 500 日の場合は半減期によらず実効雨量の上昇量があまり変化しない. これは, 半減期 60 日以上の場合には全観測期間長 100 日では期間長が不足していることを表している.

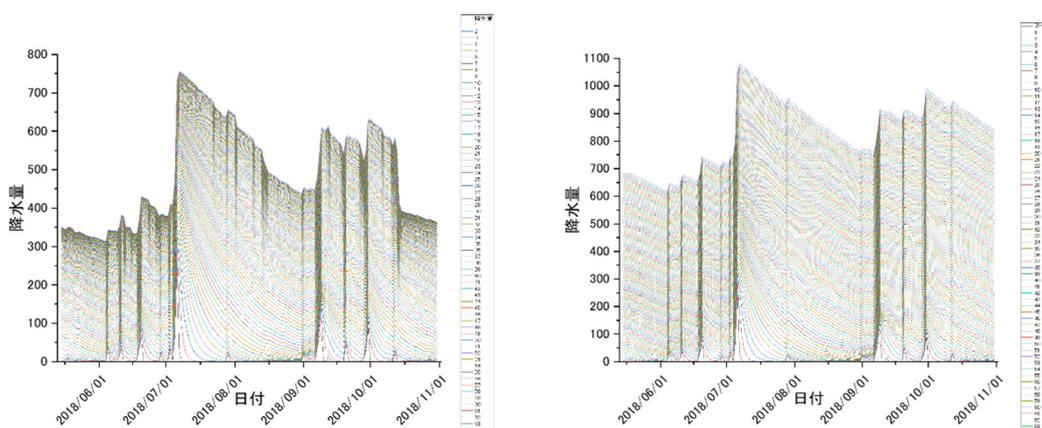


図1 全観測期間長 100 日 (左) と 500 日 (右) の半減期 1~100 日の実効雨量水位

#### 4. 半減期ごとの実効雨量とボーリング孔水位との相関係数の算出

##### 4.1 全観測期間 100 日とした場合

全観測期間長を 100 日とし、アメダスポイント耶馬溪で観測された日雨量を用いて、半減期 1~100 日それぞれの実効雨量を求めた。算出された 100 ケースの実効雨量変化パターンと各ボーリング孔の水位変動の相関係数を求めた結果を図 2 に示す。図から、それぞれのボーリング孔が相関係数の極大値をそれぞれ有することがわかる。この極大値を示す半減期の時の実効雨量モデルが水位変動を最も再現するモデルとなる。11 孔のうち 9 孔で最大の相関係数が 0.7 を超えており、比較的再現性がよいと判断できる。一方で、BV30-5 孔は最大の相関係数が 0.1 未満であり、まったく再現できない。また、11 孔中 8 孔で相関係数が最大となる半減期が 15 日以下であり、全観測期間長を 100 日としても問題はないと判断できる。相関係数が最大となる半減期が最も大きいのは、BV30-7 孔で 52 日である。

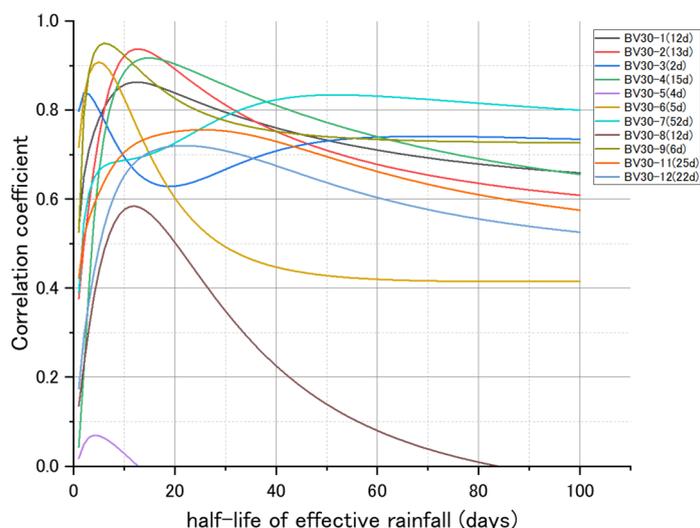


図2 全観測期間長 100 日の場合の実効雨量の半減期とボーリング孔水位との相関係数

## 4.2 全観測期間 500 日とした場合

前節で述べた全観測期間を 100 日とした場合では、BV30-7 孔において実効雨量と地下水位との相関係数が最大となる半減期が 52 日となった。この半減期に対して、観測期間が 100 日では 100 日前の雨量の影響が十分小さいと判断できないため、全観測期間を 500 日として同様の計算を行った。計算から得られた各ボーリング孔水位の半減期と相関係数の関係を図 3 に示す。全観測期間 100 日の場合と同様に、11 孔のうち 9 孔で最大の相関係数が 0.7 を超えており、比較的再現性がよいと判断できる。

全観測期間を 500 日とした場合、同一孔においても相関係数が高くなる半減期が複数認められる場合がある。例えば BV30-5 孔、BV30-8 孔では明瞭に相関係数がバイモーダルを示し、短い半減期よりも長い半減期 (100 日以上) のほうが大きい相関係数を示す。BV30-2 孔、BV30-4 孔では、20 日未満の半減期で相関係数のピークを有し、それよりも長い半減期でも相関係数が大きく減少せず、80 日よりも長い半減期での相関係数が大きい。BV30-11 孔、BV30-12 孔は明瞭な相関係数のピークを示さず、半減期 20 日以上でほど同様の相関係数を示す。これらのことは、観測孔によっては複数の帯水層の水位変動を観測していることを示唆する。観測孔のスクリーン配置についての詳細は不明であるが、一般的に地すべり地における地下水位観測の場合、全層にスクリーンを設置する場合が多い。そのため、降雨応答の異なる複数の帯水層がある場合は、図 2 に示すような実効雨量の半減期と地下水位との相関係数の分布になることが予想される。

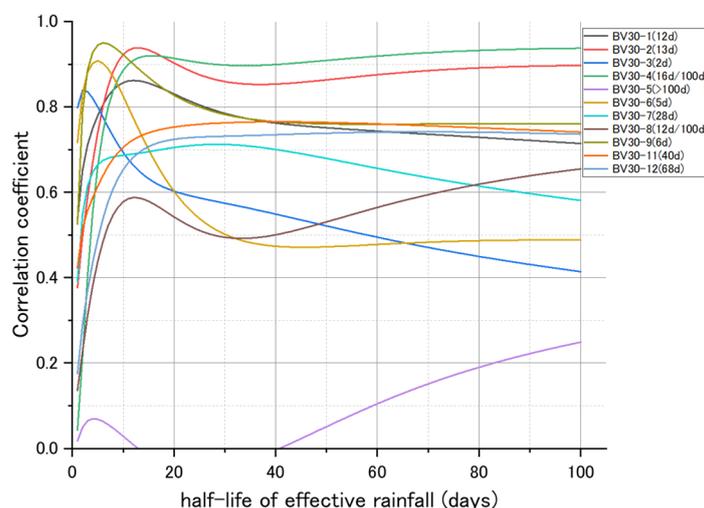


図 3 全観測期間長 500 日の場合の実効雨量の半減期とボーリング孔水位との相関係数

## 5. ボーリング孔水位変動を再現する半減期の相違による帯水層の推定

### 5.1 各ボーリング孔における水位変動を再現する半減期

表 1 に 4 章で求めた各ボーリング孔における地下水位変動と最も相関係数の大きな半減期

とその相関係数及び観測期間長を示す。観測期間長を 500 日とした場合は前述の通り相関整数がバイモーダルを示すため、相関係数の最大ピークの値の時の半減期と 2 番目に大きなピーク相関係数となる半減期を示す。

表 1 地下水位変動と最も相関係数の大きな半減期とその相関係数及び観測期間長

	n(days)	100	500	
			1st	2ed
BV30-1	T <sub>H</sub> (days)	<b>12</b>	12	-
	R	<b>0.863</b>	0.862	-
BV30-2	T <sub>H</sub> (days)	13	<b>13</b>	-
	R	0.937	<b>0.939</b>	-
BV30-3	T <sub>H</sub> (days)	<b>2</b>	<b>2</b>	-
	R	<b>0.838</b>	<b>0.838</b>	-
BV30-4	T <sub>H</sub> (days)	15	<b>100</b>	<b>16</b>
	R	0.917	<b>0.938</b>	<b>0.920</b>
BV30-5	T <sub>H</sub> (days)	<b>4</b>	<b>100</b>	<b>4</b>
	R	<b>0.069</b>	<b>0.249</b>	<b>0.069</b>
BV30-6	T <sub>H</sub> (days)	<b>5</b>	<b>5</b>	-
	R	<b>0.908</b>	<b>0.908</b>	-
BV30-7	T <sub>H</sub> (days)	<b>52</b>	28	-
	R	<b>0.834</b>	0.712	-
BV30-8	T <sub>H</sub> (days)	12	<b>100</b>	<b>12</b>
	R	0.584	<b>0.655</b>	<b>0.588</b>
BV30-9	T <sub>H</sub> (days)	<b>6</b>	<b>6</b>	-
	R	<b>0.950</b>	<b>0.950</b>	-
BV30-11	T <sub>H</sub> (days)	25	<b>40</b>	-
	R	0.756	<b>0.765</b>	-
BV30-12	T <sub>H</sub> (days)	22	<b>68</b>	-
	R	0.720	<b>0.742</b>	-

## 5.2 実効雨量半減期の相違から推定される耶馬溪斜面の帯水層分布

図 5 に 3 断面での各観測孔の深度分布、地下水位、半減期と推定地質断面を地質柱状図とともに示す。BV30-9 孔は崩壊斜面より山側の耶馬溪火砕流堆積物中に設置されており、観測された水位もその堆積物中に分布することから、耶馬溪火砕流堆積物中の帯水層の水位を観測していると考えられる。半減期が 6 日と比較的短時間であるため、耶馬溪火砕流堆積物層は比較的透水係数が大きいことが推定される。また、相関係数が 0.95 と高いことから、単一の帯水層の水位を観測していると考えられる。BV30-3 孔、BV30-6 孔はそれぞれ半減期が 2 日、5 日と短く、崩積土塊に設置されているため、これらの水位は崩積土塊中の地下水位を表していると考えられる。これらも相関係数がそれぞれ 0.838、0.908 と高いことから、崩積土塊中の単一の帯水層を反映していると考えられる。BV30-5 孔の第 2 ピークの半減期 4 日も、非常に相関係数は低いものの崩積土塊中の地下水の影響を反映していると考えられる。

BV30-1 孔、BV30-2 孔の第 1 ピークと BV30-4 孔、BV30-8 孔の第 2 ピークは 12~16 日の半減期を示し、いずれも地下水位が耶馬溪層上部の凝灰角礫岩層に分布する。BV30-8 孔以外は相関係数が 0.9 前後と高く、この凝灰角礫岩層の地下水位の挙動を示していると考えられる。

一方、BV30-7 孔は半減期が 52 日と上記した観測井に比べて明瞭に大きな半減期を示す。さらに BV30-4 孔の第 1 ピークは 100 日以上で相関係数も 0.938 と非常に高く、BV30-5 孔、BV30-8 孔の第 1 ピークは相関係数はやや低いながらも 100 日以上を示す。これらの観測孔は孔底が耶馬溪層下部凝灰質砂岩あるいは宇佐層群凝灰角礫岩に位置する。これらの下位層には半減期の大きい帯水層、つまり透水係数の低い帯水層が分布していることが推定される。崩壊地外に設置された BV30-11 孔及び BV30-12 孔はそれぞれ半減期が 40 日、68 日であり、耶馬溪層上部凝灰角礫岩層よりも明瞭に大きな値を示していることから、これらの水位も耶馬溪層下部以深の帯水層を判定している可能性が考えられる。

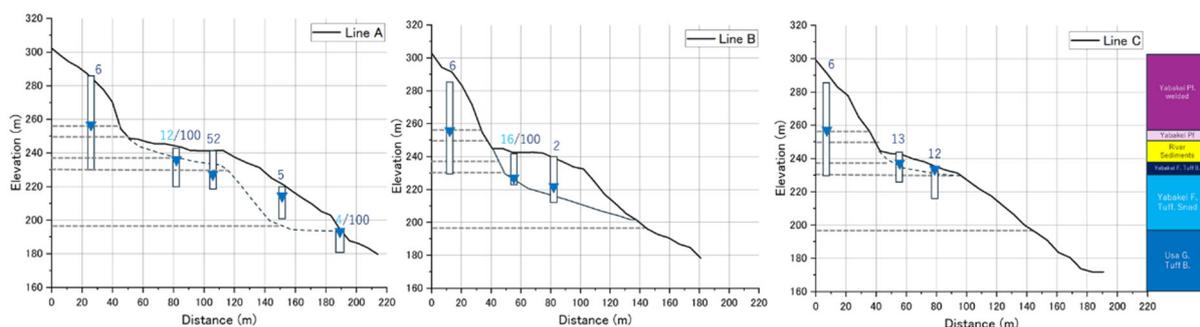


図 5 各観測孔の深度分布、地下水位、半減期と推定地質断面、地質柱状図

## 6. まとめ

耶馬溪斜面において未誘発地すべりが発生した地点の水理地質構造を明らかにするため、観測井における有効降雨量の半減期を算出した。その結果、耶馬溪斜面には 3 つの異なる帯水層が存在し、さらに地すべり土塊中にも帯水層が存在することがわかった。

## 引用文献

- 1) Ohta, T., Sengoku, N., Sueda, Y., Yamashita, J., Hamamoto, K., Eguchi, S and Takimoto, M. (2024): Caprock structure to control landslides in volcanic rock fields, 5th Conference on SLOPE TECTONICS, pp.30.
- 2) 耶馬溪町金吉地区山地崩壊原因究明等検討委員会(2018)：平成 30 年(2018 年)4 月に中津市耶馬溪町で発生した山地崩壊について最終報告概要，  
[https://www.pref.oita.jp/uploaded/life/2030665\\_2349099\\_misc.pdf](https://www.pref.oita.jp/uploaded/life/2030665_2349099_misc.pdf)
- 3) 仙石南々海, 太田岳洋(2023): 強度低下に伴う重力変形による斜面崩壊の解明—2018 年耶馬溪斜面崩壊—, 日本応用地質学会令和 5 年度研究発表会講演論文集, pp.45-46.
- 4) 高橋良輔, 角野拓真, 東条かおり, 岡崎慎一郎(2022): 実効雨量を用いた河川水位予測のための機械学習モデルの構築と局所洗掘の進展に応じた橋脚の残存耐力評価, AI・データサイエンス論文集, Vol.3, no.J2, pp.1053-1058.

## 道路法面で発生した岩盤すべりのメカニズム及び対策工

○石本裕己<sup>1)\*</sup>・井藤理一朗<sup>1)</sup>・田河翔大<sup>1)</sup>・松原友輝<sup>1)</sup>・平本貴一<sup>1)</sup>

1) 宇部建設コンサルタント

\* E-mail: h-ishimoto@ukcnet.co.jp

### Mechanism of rockslide that occurred on roadslope and slope stabilization works

Hiromi Ishimoto<sup>1)\*</sup>, Riichiro Ito<sup>1)</sup>, Shouta Tagawa<sup>1)</sup>, Yuki Matsubara<sup>1)</sup>, Kiichi Hiramoto<sup>1)</sup>

1) Ubekensetsu Consultant

\* E-mail: h-ishimoto@ukcnet.co.jp

キーワード：岩盤すべり，地質調査，構造物調査，法面对策工

Keywords: Rockslide, Geological Survey, Dtructures Survey, Slope stabilization work

#### 1. はじめに

令和5年6月30日から7月1日にかけての梅雨前線豪雨により、道路法面内に岩盤すべりが発生した。岩盤すべりにより道路法面の法枠工、鉄筋挿入工及びグラウンドアンカー工等の構造物、並びに道路面が被災した。本報告では、既設の鉄筋挿入工及びグラウンドアンカー工等の構造物に変状を与えたメカニズム、並びに法面復旧設計事例を紹介する。

#### 2. 調査計画の立案・実施

図1に示す調査計画を立案し実施した。また、既存地質調査・設計資料を収集した。

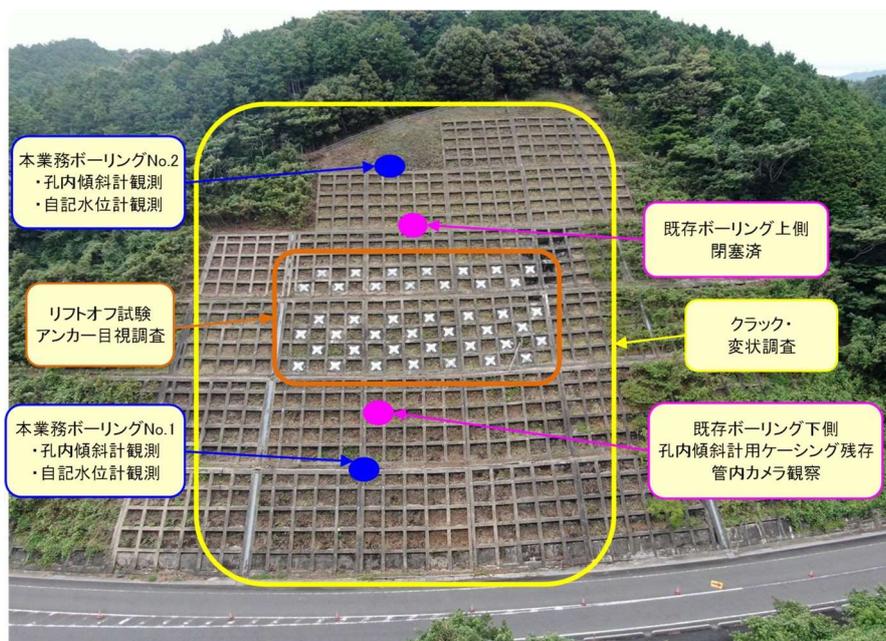


図1 調査位置図.

### 3. 調査結果概要

#### 3.1 変状箇所及び岩盤すべり範囲

変状箇所は図2の通りである。道路法尻の道路面が隆起し、法面では法枠工の損傷、グラウンドアンカー工の健全性の消失、並びに下から2段目小段付近の沈下が認められた。また、すべりの側部の岩盤では亀裂沿いの緩みが認められた。

今回発生した岩盤すべりを小すべり、既設グラウンドアンカー設計時の地すべりを大すべりと仮称する(図3)。岩盤すべりに伴う変状を抽出して小すべりの範囲を特定した。

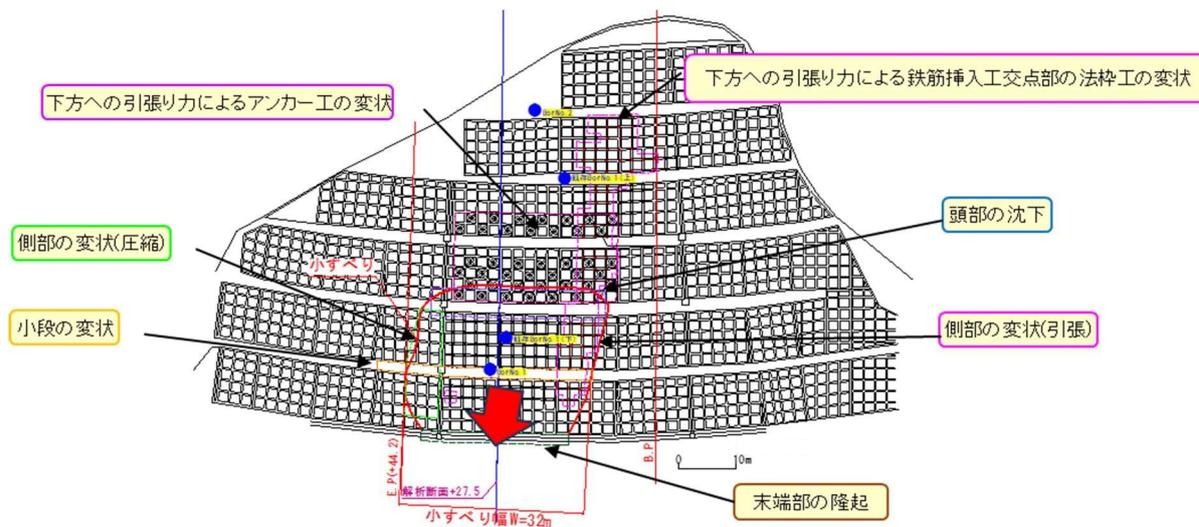


図2 岩盤すべり範囲特定根拠図(法面展開図に加筆).

#### 3.2 地質想定断面図

被災箇所の地質は古生代ペルム紀大田層群の砂岩主体とする。既存地質調査及び本調査ボーリングで、また、小すべりの断面形状については、地表部の変状、調査ボーリングコア No.1の鏡肌を伴う破碎帯、下側既存ボーリング孔内傾斜計観測孔の閉塞の深度に基き決定した。

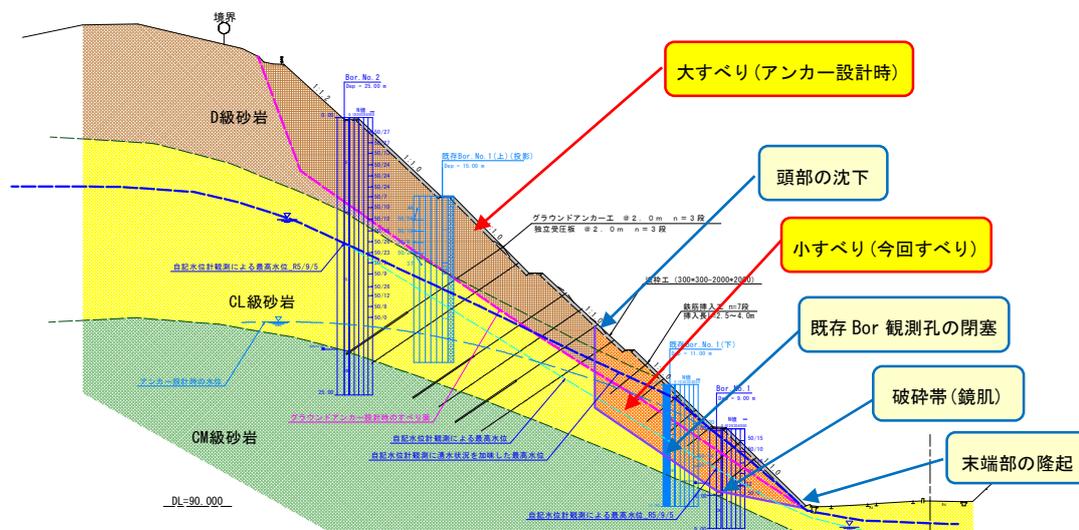
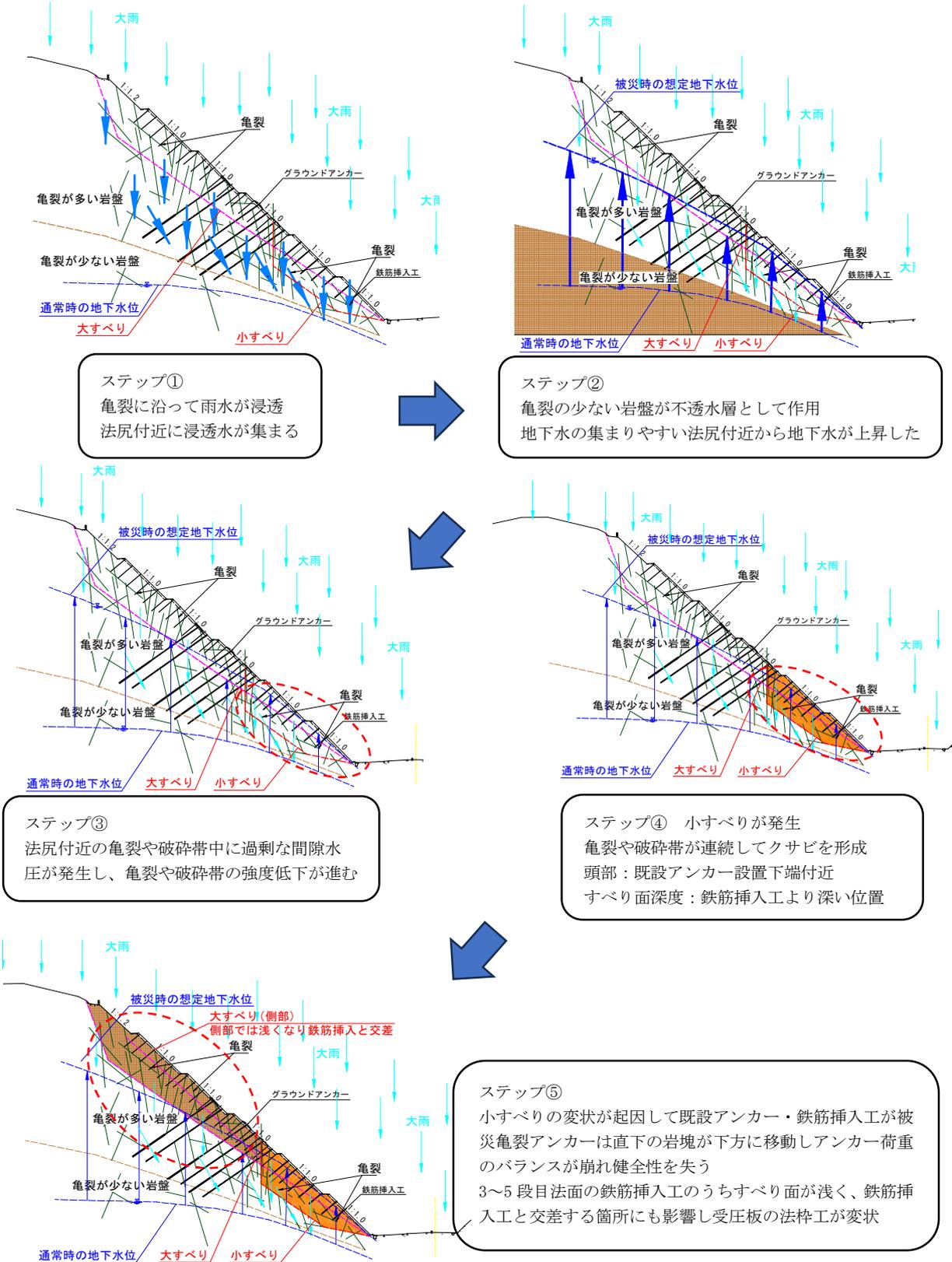


図3 被災時の降雨状況.

#### 4. 被災のメカニズム

変状の状況、地質調査結果及び各観測結果に基づき、以下の様な被災のメカニズムを想定した。





## 萩市須佐地域の地形・地質発達過程

大和田正明<sup>1)</sup>・太田岳洋<sup>1)\*</sup>・江島圭祐<sup>1)</sup>・楮原京子<sup>1)</sup>・辻 智大<sup>1)</sup>

1) 山口大学

\* E-mail: takohta@yamaguchi-u.ac.jp

### Geographical and geological evolution of the Susa area, Hagi City, Yamaguchi

Masaaki Owada<sup>1)</sup>, Takehiro Ohta<sup>1)\*</sup>, Keisuke Eshima<sup>1)</sup>, Kyoko Kagohara<sup>1)</sup>, Tomohiro Tsuji<sup>1)</sup>

1) Yamaguchi University

\* E-mail: takohta@yamaguchi-u.ac.jp

キーワード：萩市，須佐地域，地形解析，地質と地質構造，防災

**Keywords:** Hagi city, Susa area, Geomorphological analysis, Geology and geological structure, Disaster prevent

#### 1. はじめに

山口県の萩市須佐湾周辺は，高山を構成する斑レイ岩やホルンフェルスや屏風岩など地質の博物館とも呼べる地形・地質資源が豊かな地域である。また，その多様な地形・地質は，地域に暮らす人々の生業の基礎となって衣食住の恵みをもたらした。特に江戸時代には高山と入り組んだ湾が天然の良港となり，北前船の寄港地として国内流通や経済を支えてきた。このように須佐湾周辺地域は，地形・地質からもたらされる豊かな文化や歴史的側面を有している。一方で，地形・地質の特徴や特性から明らかにできる災害リスクもある。実際，1026年の万寿地震の際には，津波が発生したとの記録もある。

そこで本研究では，「須佐湾」周辺の地形・地質の成り立ちについて検討し，その発達過程を明らかにする。その上で，斜面崩壊や地震・津波被害の痕跡の抽出，地下水分析を通して，生活環境の保全や地質の博物館と呼ばれるこの地域の安定的な発展に資する知見を取得し，それを活かした地域おこしを検討する。本研究は「令和6年度山口学（山口大学）」の研究助成を受けた。

#### 2. 検討課題

- ・地形解析/海底地形解析：公開情報を用いて GIS により地形を解析する。
- ・活断層推定/浸水域推定：地形解析及び海底地形解析に基づき，活断層の分布の可能性を検討する。また，地形解析から予測される津波による浸水域を算出する。
- ・不安定地形抽出：地形解析から，豪雨や地震により崩壊する可能性のある不安定地形を呈する斜面を抽出する。
- ・津波対策：推定した津波浸水域から，津波災害の可能性とその対策を検討する。

- ・斜面防災対策：抽出された不安定地形斜面に対して、斜面の形成過程を考慮して効果的な対策法を検討する。
- ・岩相区分/地質形成史解明：地質調査から岩相区分図を作成と鍵層の年代を測定し、地質形成史を明らかにする。
- ・地下水分析：岩相分布に対応した湧水試料を採取し、水質を分析する。
- ・水資源保全：地下水分析結果と地質形成史から、水資源の現状と保全の在り方を検討する。
- ・生活環境の保全：水資源保全、津波対策、斜面防災対策を総合し、生活環境の保全方法を検討する。

### 3. 結果

**地形解析・斜面変動**：1976年撮影の空中写真を用いて、過去の斜面災害履歴を示す滑落崖跡やガリー地形、クリープ、リニアメントを判読した。また、2013年山口・島根豪雨の際の発災箇所を発災直後に撮影された空中写真より抽出した。岩相分布との関連性を考慮すると、2013年の斜面災害は須佐中心街南北の山地で多発しており、特に南側に分布する安山岩分布域の急峻な山地において斜面災害が顕著であった。また北東側の火砕岩分布域で発生した斜面崩壊は中心街における災害規模を増大させた。一方、須佐中心街周辺の山地にはガリー地形が発達する。江戸時代と現在の街の分布と比較すると、須佐地域では1820年以降に多くの水害記録が残され、これらの災害によって生じた地形が街並みに反映されていると推定される。東部の江崎周辺では滑落崖跡やクリープ変形地形が多数認められた。これらの斜面変動地形は、昨年の能登半島地震においても多く認められており、江崎周辺の斜面変動地形も当該地域で過去最大の地震と推定される1026年の万寿地震の際に生じた可能性がある。

**地質形成過程**：地表踏査から地質の分布とその3次元的広がりを明らかにした。調査地域の中で最も古い時代に形成した岩石（火山噴出物）は白亜紀（約92 Ma）に形成され、その上位に累重する須佐湾周辺の地層（須佐層群）は、火山活動に伴って形成された。特に豊岩に代表される須佐層群は直径20 kmのカルデラ噴火形成時に堆積したと推察される。

**地下水分析**：萩市須佐高山における水道水源の深井戸から地下水の水質を分析した。深井戸の地質は須佐層群の砂岩であり、高山斑レイ岩貫入時に熱変成を受け硬質となっている。地下水はその硬質な砂岩の破砕帯部に存在する。採取された地下水のpHは7.1、電気伝導率(EC)は319  $\mu\text{S}/\text{cm}$ 、総溶存固形物量(TDS)は211 mg/Lであった。本地下水のECは県内の水道水源井戸で採取された地下水の中でも高く、相島地域の地下水を除くと最大である。そのため、溶存イオン量も高く、水質としてはCa-HCO<sub>3</sub>型を呈する。また、Feは8,002  $\mu\text{g}/\text{L}$ 、Mnは199.3  $\mu\text{g}/\text{L}$ と含有量が高く、県内の他の地下水に比べて1-3桁大きい。これは、近接して分布する高山斑レイ岩の影響と推定される。

## 山口県北部に分布する阿武層群における N 値および地盤工学的性質の関係

○梶原一輝<sup>1)\*</sup>・鈴木素之<sup>1)</sup>・軸屋雄太<sup>1)</sup>

1) 山口大学

\* E-mail: f019vew@yamaguchi-u.ac.jp

### Relationship between N-values and geotechnical properties of the Abu Group in the northern part of Yamaguchi Prefecture

Kazuki Kajihara<sup>1)\*</sup>, Motoyuki Suzuki<sup>1)</sup>, Yuta Jikuya<sup>1)</sup>

1) Yamaguchi University

\* E-mail: f019vew@yamaguchi-u.ac.jp

キーワード：N 値，物理・化学特性，スレーキング，切土

**Keywords:** N-values, Physical and Chemical Properties, slaking, cut

#### 1. はじめに

国土交通省中国地方整備局において山陰道の  
大井・萩道路の建設が目下進められている。大  
井・萩道路は山口県萩市椿から萩市大井を結ぶ  
延長 11.1 km の自動車専用道路である(図 1)<sup>1)</sup>。

山口県北部にはスレーキング特性を有する阿武  
層群が分布しており，切土後に変状，更には崩壊  
の発生が懸念されている。また，スレーキングし  
やすい土を盛土材料に使用すると，盛土造成後  
に水の浸透を受けて強度低下や圧縮沈下を起  
す恐れがある<sup>2)</sup>。このことから，阿武層群のスレ  
ーキング特性などの地盤工学的性質を解明する  
ことが重要になる。既往の研究<sup>3)</sup>では，阿武層  
群の地質特性はほとんど解明されておらず，特  
にスレーキング特性は必ずしも十分に解明す  
るには至っていない。本文では，阿武層群にお  
ける N 値と地盤工学的性質の関係を検討した  
結果について述べる。



図 1 試料採取場所

(基図は Google map を利用)

#### 2. 阿武層群における N 値の深度分布

図 1 に試料採取場所を示している。本研究では，No.1, 2 の 2 地点で実施されたボーリング調査から得られたコアサンプルを使用した。No.1 では深度 8.5m と 9.5m 付近で 2 試料を採

取し (試料 A, B と称す), No.2 では深度 1.5m と 3.5m 付近で 2 試料を採取した (試料 C, D と称す). ここで, 図 2 に標準貫入試験から得られた N 値の深度分布を示す. No.1 では深度が大きいほど N 値が大きくなり地盤が硬くなるが, No.2 では N 値はあまり変化せず, 地盤の硬軟の変化はあまりみられない. また, No.1 では N 値が最大で 35 以上になるが, No.2 では最大でも 15 程度であり, No.1 と比較して地盤が軟質で風化が進行しているといえる. また, 試料採取深度の N 値を線形補完して求めたところ, 試料 A の採取位置では 23.4, 試料 B では 33.2, 試料 C では 8.9, 試料 D では 14.4 となった.

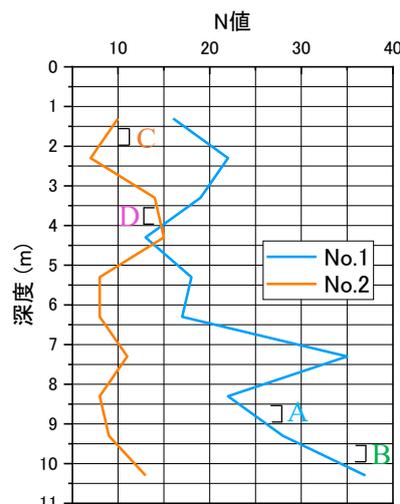


図 2 標準貫入試験の結果

### 3. 初回および繰返しスレーキング試験

試料 A~D に対し初回および繰返しスレーキング試験を実施した. 以下に試験手順を記載する. ①供試体を透明のガラス容器に入れ, 全質量を測定する. ②24 時間以上風乾させた後, 40±5°C で 48 時間炉乾燥する. ③容器の水面が供試体の最上部より 10mm 程度上になるまで供試体を水浸させる. ④水浸によって生じる供試体の形状変化を, 水浸直後, 30 分, 1, 2, 4, 6 および 24 時間経過時点で目視により確認し, 試料 A, B に対しては図 3 に示す区分図<sup>4)</sup>のタイプ A, 試料 C, D に対してはタイプ B にしたがってスレーキング区分を判定する. このとき, 水浸 24 時間経過後のスレーキング区分をスレーキング指数とする. ⑤排水し, 試料を水切りする. ⑥水切りした供試体を 110±5°C で, 質量が一定になるまで炉乾燥し, 全質量を測定する. また, 水浸と炉乾燥のプロセスである上記の③~⑥を 1 サイクルとし, 繰返しスレーキング試験では 5 サイクル実施した. 写真 1~4(a), (b) に試料 A~D のスレーキング試験時の状態を, 図 4(a), (b) に初回のスレーキング試験の結果を, 図 5(a), (b) に繰返しスレーキング試験の結果を示す. 初回のスレーキング試験では, 水浸直後に試料 A, B, D はスレーキング指数 3 を, 試料 C は 2 を示し, それ以降区分の変化はなかった. 繰返しスレーキング試験では, 全ての試料でスレーキング指数が 1 段階上がった. 試料 A, B, D は 2 サイクル目にス

区分	0	1	2	3	4
A					
	変化なし.	割れ目が少しできるが供試体の原形を保っている.	全体に割れ目が多数でき, 幾つかの岩片にわかれる. 供試体の原形はおおむね判別できる.	全体が細粒化し, 供試体の原形は判別できない. 泥状化の進行は顕著でない.	全体が泥状化.
B					
	変化なし.	割れ目が少しできるか, 周辺が少し崩れる. 供試体の原形を保っている.	周辺がかなり崩れ, 供試体の原形は判別が難しい.	周辺がほとんど崩れ, 粒子の分離が顕著. 供試体の原形はほとんど判別できない.	全体が砂状化.

A: 泥岩・凝灰岩 (細粒) によくみられるタイプ  
B: シルト岩・砂岩・凝灰岩 (粗粒) によくみられるタイプ

図 3 スレーキング区分<sup>4)</sup>

れ, 試料 A, B に対しては図 3 に示す区分図<sup>4)</sup>のタイプ A, 試料 C, D に対してはタイプ B にしたがってスレーキング区分を判定する. このとき, 水浸 24 時間経過後のスレーキング区分をスレーキング指数とする. ⑤排水し, 試料を水切りする. ⑥水切りした供試体を 110±5°C で, 質量が一定になるまで炉乾燥し, 全質量を測定する. また, 水浸と炉乾燥のプロセスである上記の③~⑥を 1 サイクルとし, 繰返しスレーキング試験では 5 サイクル実施した. 写真 1~4(a), (b) に試料 A~D のスレーキング試験時の状態を, 図 4(a), (b) に初回のスレーキング試験の結果を, 図 5(a), (b) に繰返しスレーキング試験の結果を示す. 初回のスレーキング試験では, 水浸直後に試料 A, B, D はスレーキング指数 3 を, 試料 C は 2 を示し, それ以降区分の変化はなかった. 繰返しスレーキング試験では, 全ての試料でスレーキング指数が 1 段階上がった. 試料 A, B, D は 2 サイクル目にス

レーキング指数が 4 になった. 試料 C は 2 サイクル目にスレーキング指数が 3 になったが, その後は 5 サイクル目においても, スレーキング指数 3 のまま変化せず, 泥状化までは至らなかった. 試料 C, D のように同じ地点の試料であり, N 値は試料 C の方が試料 D より低いにもかかわらず, スレーキング指数は小さくなった. N 値にかかわらず, スレーキングの進展に差がみられるため, 試料の物理・化学特性の違いがスレーキング特性に現れている可能性が考えられる.



写真 3(a) 試料 A の浸水 30 分後の状態



写真 3(b) 試料 A の浸水 2 サイクル後の状態



写真 4(a) 試料 B の浸水 30 分後の状態



写真 4(b) 試料 B の浸水 2 サイクル後の状態



写真 5(a) 試料 C の浸水 30 分後の状態



写真 5(b) 試料 C の浸水 2 サイクル後の状態

#### 4. スレーキング特性と N 値および物理・化学特性の関係

##### 4.1 スレーキング特性と N 値の関係

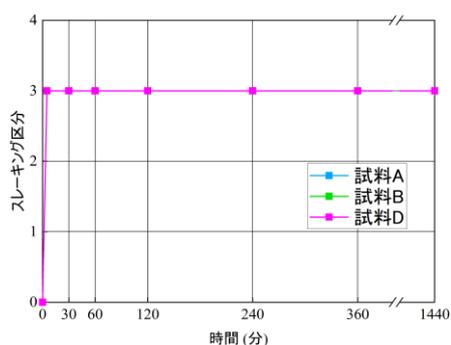
図 6 に N 値と試料 A~D のスレーキング指数と N 値の関係を示す. ここに示す試料 A~D のスレ



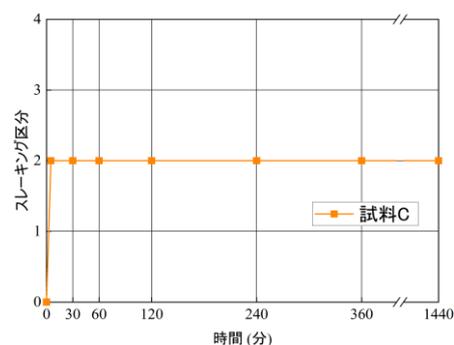
写真 6(a) 試料 D の浸水 30 分後の状態



写真 6(b) 試料 D の浸水 2 サイクル後の状態



(a) 試料 A, B, D



(b) 試料 C

図 4 1 サイクル目の試験結果

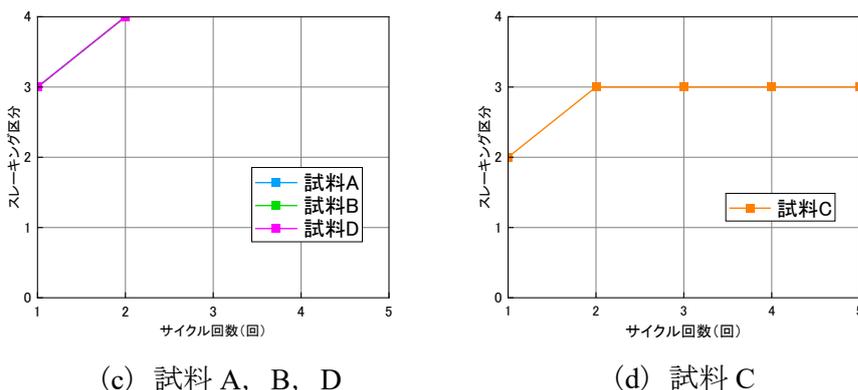


図5 繰り返しスレーキング試験結果

レーキング指数は、2 サイクル目でスレーキング区分の進展が変化しなくなったため、2 サイクル目のスレーキング指数の値とした。なお、阿武層群固有の傾向かどうか調べるため、神谷ら<sup>5)</sup>による関門層群のボーリングコア試料のデータも加えて比較する。関門層群の場合、N 値が 30 程度を境に、それよりも大きいと区分 3、小さいと区分 4 を示している。一方、阿武層群の場合、N 値が最小の 8.9 である試料 C がスレーキング指数 3 を示し、N 値が最大の 33.2 である試料 B が 4 を示すという結果となった。また、N 値が 30 以上の硬い層であっても、試料 B はスレーキング指数 4 を示していることから、阿武層群では、N 値が高くてもスレーキングが顕著な試料があることが判明した。そのため、現時点で得られたデータからは、スレーキング特性を N 値のデータのみで推定するのは困難である。今後更なる調査が必要である。

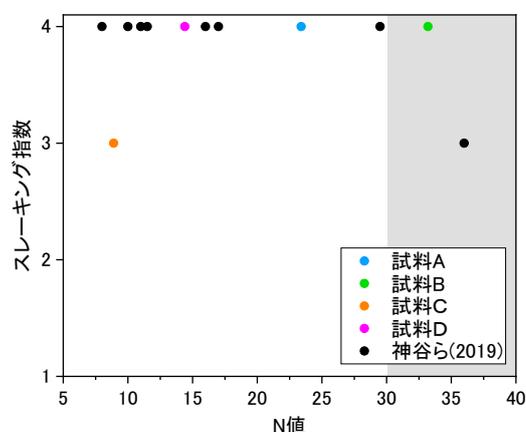


図6 スレーキング指数と N 値

#### 4.2 スレーキング特性と物理・化学特性の関係

試料 A~D に対して、物理試験として、土粒子の密度試験 (JIS-A-1202)、土の粒度試験 (JIS-A-1204)、土の液性限界・塑性限界試験 (JIS-A-1205) を実施し、化学試験として、土の強熱減量試験 (JIS-A-1203)、土懸濁液の pH 試験 (JIS-A-1202) を実施した。表 1 に試料 A~D と神谷ら<sup>5)</sup>の物理・化学試験の結果を、図 7 に粒径加積曲線を示す。これらの試験結果から、試料の物理・化学特性の違いがスレーキング特性に与える影響を検討する。

土粒子の密度試験の結果をみると、試料間で土粒子の密度に大きな差はみられず、スレーキング特性との相関はみられなかった。

次に、土の粒度試験の結果をみると、均等係数、細粒分含有率とスレーキング指数の間に相関はみられなかった。しかし、曲率係数や $2\mu\text{m}$ 以下の土粒子(粘土)の含有率が高い試料ほどスレーキングしやすいことがわかる。粘土分が多い試料ほどスレーキングしやすくなった要因としては、粘土分が多い試料は水分を吸って体積が増大するため<sup>6)</sup>、スレーキング指数が高くなったと考えられる。

次に、土の液性・塑性限界試験の結果をみると、液性限界や塑性指数が低い試料ほどスレーキングしやすいことがわかる。試料 A, B, D のような液性限界が低い試料は、水分が多くなると液状になりやすいため、スレーキング指数が高くなったと考えられる。また、塑性指数が低い試料は乾燥強さや粘性が低く<sup>7)</sup>、乾燥や水分の変動に対して脆弱であるため、スレーキングしやすいとも考えられる。

最後に、土の強熱減量試験の結果より、強熱減量とスレーキング指数の間に相関はみられなかった。また、土懸濁液の pH 試験の結果より、pH とスレーキング指数の間にも相関はみられなかった。ただし、今後更なる試料を追加して検討を重ねる必要があることに留意したい。

## 5. おわりに

本研究では、阿武層群を対象として、N 値や物理・化学特性の違いがスレーキング特性にどのように現れるかについて調べた。その結果を以下に要約する。

(1) N 値が最小の試料 C がスレーキング指数 3 を示し、N 値が最大の試料 B が 4 を示したこ

表 1 物理・化学試験結果

試料	A	B	C	D	神谷ら(2019)
土粒子の密度 $\rho_s$ (Mg/m <sup>3</sup> )	2.604	2.602	2.598	2.642	2.734
均等係数 $U_c$	7.3	5.3	23.8	43.6	-
曲率係数 $U_c$	1.02	0.60	0.24	0.49	-
細粒分含有率 $F_c$ (%)	84.4	78.0	59.0	48.2	-
$2\mu\text{m}$ 以下の土粒子の含有率 (%)	9.5	7.5	5.9	6.1	-
液性限界 $w_L$ (%)	35.9	36.4	47.6	44.5	39.2
塑性限界 $w_p$ (%)	29.6	27.9	21.8	21.4	22.7
塑性指数 $I_p$	6.3	8.5	25.8	23.1	22.7
土質分類	ML	ML	CL	CL	CL
強熱減量 $L_i$ (%)	4.1	2.8	5.1	6.5	-
pH	7.8	7.7	7.7	6.7	-
スレーキング指数	4	4	3	4	4

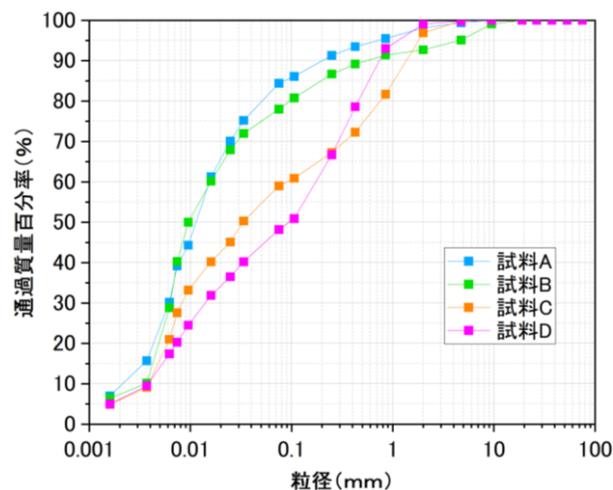


図 7 粒径加積曲線

とから、現時点のデータをみる限り、阿武層群では N 値によるスレーキング特性の推定は難しいといえる。

- (2) 均等係数, 細粒分含有率とスレーキング指数の間に相関はみられなかったが, 曲率係数が高く, 粘土分が多い試料はスレーキングしやすい結果が得られた。
- (3) 液性限界や塑性指数が低い試料ほどスレーキングしやすい結果が得られた。
- (4) 土粒子の密度, 強熱減量, pH などの指標とスレーキング特性との相関は低いとみられる。

## 謝辞

本研究は国土交通省山陰西部国道事務所の受託研究の一環として実施したものである。ここに記して、関係各位に感謝の意を表す次第である。

## 引用文献

- 1) 国土交通省：一般国道 191 号(山陰自動車道)大井・萩道路に係る新規事業採択時評価, <https://www.cgr.mlit.go.jp/sanindo/progress/yamaguchi/02/index.html> (2025 年 3 月 30 日参照)。
- 2) 田窪裕一, 大岸敏正, 奥村隆文, 門田圭司 (2012): スレーキングによる泥岩法面の崩壊事例, 四国地方整備局技術研究報告, 1-6.
- 3) 土木学会地盤工学委員会・地盤工学中国支部 (2013): 平成 25 年 7 月山口・島根豪雨災害現地調査結果報告書, 8-10.
- 4) 地盤工学会 (2020): 地盤材料試験の方法と解説(第 1 回改訂版), 296-319.
- 5) 神谷知佳, 鈴木素之, 太田岳洋, 河内義文 (2019): 関門層群における強風化安山岩のスレーキング特性と切土斜面表層の脆弱化に関する検討, 地盤と建設, 37, 99-106.
- 6) 日本粘土学会 (2009): 粘土ハンドブック(第 3 改訂版), 粘土の性質, 4-6.
- 7) 地盤工学会 (2022): 土質試験基本と手引き(第 3 回改訂版) 第 5 章 土の液性限界・塑性限界試験, 地盤工学会, 41-50.

# 礫混じり粘土のすべり面における礫の配向性が強度特性に与える影響

○武田龍征<sup>1)</sup>・鈴木素之<sup>1)\*</sup>・軸屋雄太<sup>1)</sup>

1) 山口大学

\* E-mail: msuzuki@yamaguchi-u.ac.jp

Influence of Gravel Orientation on Strength Characteristics on Slip Surface of Gravelly Clay

Ryusei Takeda<sup>1)</sup>, Motoyuki Suzuki<sup>1)\*</sup>, Yuta Jikuya<sup>1)</sup>

1) Yamaguchi University

\* E-mail: msuzuki@yamaguchi-u.ac.jp

キーワード：リングせん断試験，残留強度，粘土，礫

Keywords: Ring Shear Test, Residual Strength, Clay, Gravel

## 1. はじめに

滑動と停止を繰り返す再活動地すべりでは、すべり面を構成する粘土粒子がせん断方向に配向し、それに伴いせん断抵抗がピークを越え漸次低下し残留状態に達している。再活動地すべりのすべり面粘土を対象とした残留強度特性については、鈴木ら<sup>1)</sup>をはじめ数多くの研究が行われてきた。一方で、すべり面の発達過程で見られる礫混じり粘土で構成されるすべり面に関する研究はほとんど行われておらず、礫がすべり面の強度に及ぼす影響は明らかになっていない。また、すべり面粘土の粘土粒子の配向は、粘土粒子の形状に依存することが確認されている<sup>2)</sup>。そのため、礫も同様にその形状に応じて回転や移動することが予想され、礫混じり粘土においては粘土粒子とともに礫粒子もすべり面に対して向きを変えられらる。しかしながら、粘土内における礫の配向やそれに伴うせん断特性の変化は殆ど解明されていない。そこで本研究では、礫分含有率を変化させた粘土供試体に対しリングせん断試験を実施するとともに、X線CTスキャンによる観察を行い、せん断面とその近傍における礫の配向とそれに伴うせん断特性の変化を評価し、すべり面近傍に存在する礫が粘土の強度特性に与える影響を考察した。

## 2. 試料の性質

### 2.1 カオリンの性質

本研究に用いた試料は工業用粘土のカオリン ( $\rho_s = 2.607 \text{ Mg/m}^3$ ,  $w_L = 60.7\%$ ,  $I_p = 36.1$ ,  $F_{\text{clay}} = 50.4\%$ ) である。また、粉末X線回析試験の結果より、試料はパイロフィライト、石英から成るパイロフィライト質ろう石であり、カオリナイトやセリサイト等を伴って産出する。

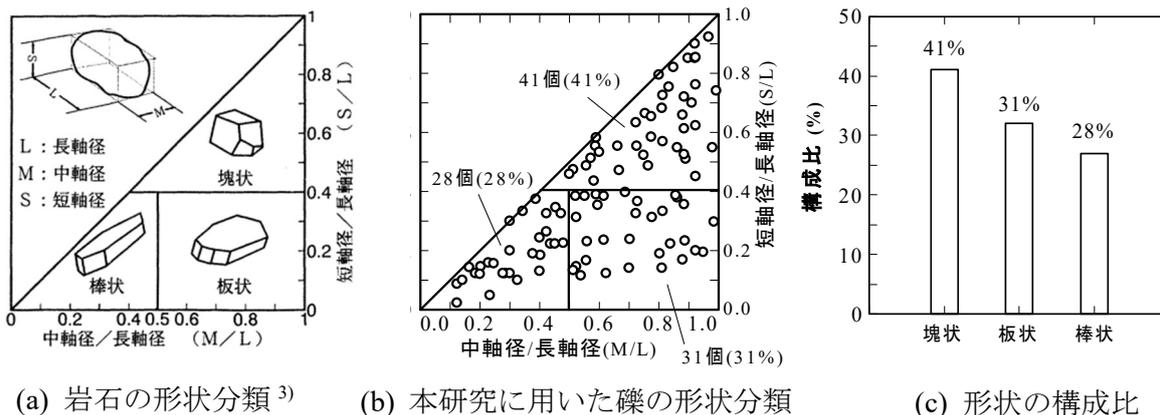


図1 礫の形状分類

## 2.2 礫の性質

本研究に用いた礫は泥質ホルンフェルスの単粒度碎石（粒径 2.5~4.75 mm，比重 2.72，吸水率 1.93 %）である。礫をランダムに 100 個抽出し，岩石の分類基準<sup>3)</sup>に基づいて形状分類を行った。図 1 にその結果を示す。各形状の構成比は塊状が 41 %，板状が 31 %，棒状が 28 % であり，形状に大きな偏りはないといえる。

## 3. 圧密定圧リングせん断試験

### 3.1 試験方法

図 2 に本研究に用いたリングせん断試験装置の模式図を示す。試料は含水比が 1.5 倍となるように純水を加え練り返した後，所定の礫分含有率（粘土の乾燥質量比の 10 % もしくは 20 %）に相当する礫を添加し再度練り返した。練返し試料は試験時の圧密応力 $\sigma_c$ の 85 % の応力で別の圧密槽で予圧密した。供試体を予圧密試料から切り出し，トリミング法により外径 10 cm，内径 6 cm，高さ 2 cm の環状に成形した。図 2 に示すように，供試体は下部リングの多孔板から高さ 1 cm の位置でせん断される。本研究では，礫分含有率 0 %，10 %，20 % の 3 通りに変えた供試体に対して，1 時間圧密を行った後，せん断隙間  $d=0.1$  mm，せん断速度  $\dot{\delta} = 0.1$  mm/min を固定し，垂直応力  $\sigma_N = 98, 147, 196, 245, 294$  kPa の 5 通りで変化させた計 15 ケース試験で実施した。せん断時は垂直力，せん断力，垂直変位，周面摩擦力を測定した。試験では供試体にせん断変位を 400 mm (10 rad) 与えた。

### 3.2 礫分含有量がせん断特性に与える影響

図 3 (a)~(c)，図 4 (a)~(c) のそれぞれに礫分含有率ごとに  $\sigma_N$  を変化させた場合のせん断応力  $\tau$  とせん断変位角  $\theta$  の関係，垂直変位  $v$  と  $\theta$  の関係を示す。ただし，

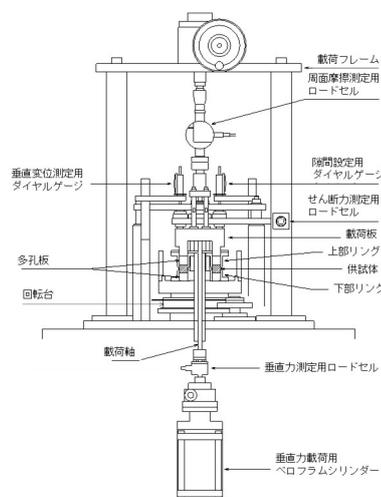


図2 リングせん断試験装置 (模式図)

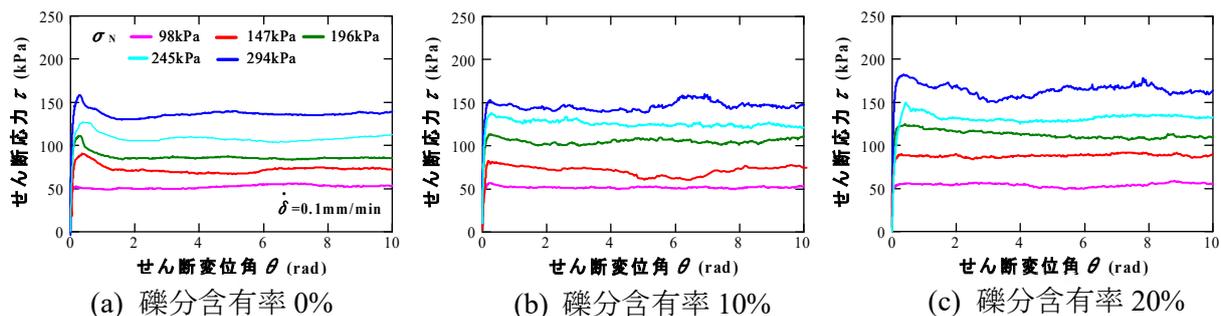


図3 礫分含有率が異なる場合の $\tau - \theta$ 関係

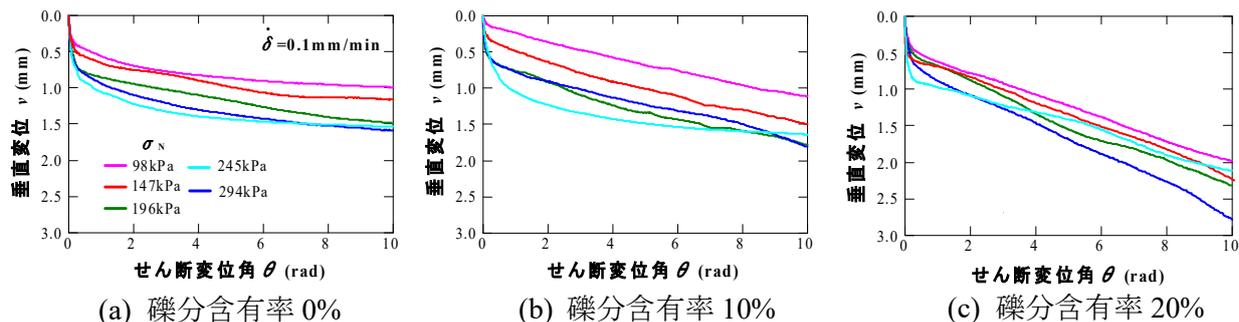


図4 礫分含有率が異なる場合の $v - \theta$ 関係

$v$ は収縮を正とした。図3に示すいずれのケースにおいても、せん断開始直後に $\tau$ はピーク値をとり、その後低下し残留状態へ移行している。このとき $\sigma_N$ が高くなるほど $\tau - \theta$ 関係は上方に位置している。さらに礫未混入土の(a)では残留状態において $\tau$ がほぼ一定になるのに対し、礫混入土の(b), (c)では残留状態においても一部で $\tau$ が増減しており、礫の接触や移動の発生が示唆される。また、礫分含有率の増加によって $\tau$ は全般的に増大し、ピーク時と残留状態における $\tau$ の差が小さくなる傾向が認められた。図4に示す $v - \theta$ 関係においては、ほとんどのケースで $\sigma_N$ が高いほど供試体が収縮する傾向が確認された。礫未混入土の場合、せん断開始直後に $v$ が急激に増加し、その後は緩やかに変化した。その一方、礫混入土は単調に収縮し続けた。この原因としては、せん断により供試体内部に形成されていた礫の骨格構造が変化し、その間隙を粘土が充填したことによるものと考えられる。図5(a)~(c)に示す $\tau - \sigma_N$ 関係にはピーク時および残留状態の強度線を示しており、図内に強度線から得られたピーク時および残留状態の内部摩擦角 $\phi_p, \phi_r$ , 粘着力 $c_p, c_r$ をそれぞれ記載した。図6, 図7にそれぞれ図5より得られた $\phi, c$ と礫分含有率の関係を示している。図6より、礫分含有率の増加に伴いピーク時、残留状態ともに $\phi$ が増大していることがみてとれる。これはせん断面の礫同士の接触や回転・移動がせん断に抵抗したことによると考えられる。一方、図7より礫分含有率の増加に伴って $c_p$ が減少していることがわかる。これは、せん断面付近に存在した礫がせん断初期はせん断抵抗の発現に寄与していたが、せん断の進行に伴う礫の移動・回転によってその寄与度合いが減り、それが粘着力の低下となって現れたと考える。なお、粘土の残留状態において

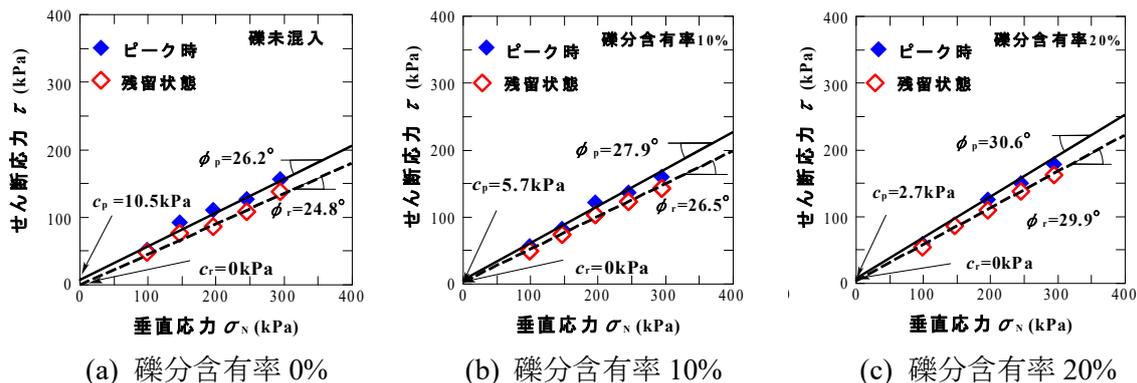


図5 礫分含有率ごとのピーク時および残留状態の強度線

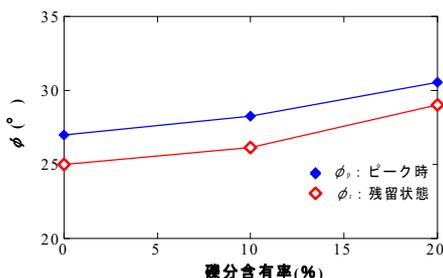


図6 礫分含有率と内部摩擦角の関係

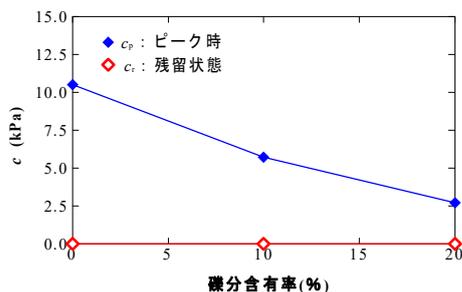


図7 礫分含有率と粘着力の関係

せん断面が形成されて粘土粒子が完全に配向すると、粘着力は消失すると考えられるため、 $c_r$ はいずれもゼロとなった。

#### 4. X線CTスキャンによる礫の配向評価

リングせん断試験の結果から、礫分が粘土のせん断挙動に影響を及ぼし、礫分含有率が内部摩擦角を増加させ、逆に粘着力を減少させることが分かった。この結果がせん断面に存在する礫の配向の変化によるものであることを確認するために、X線CTスキャンによる画像観察を行った。

##### 4.1 X線撮影条件

X線CT装置は inspexio SMX-225CT を用い、撮影条件は管電圧 160 kV、管電流 40  $\mu$ A、ボクセルサイズ 0.116 mm、ビュー数 600、積算枚数 5 枚である。測定原理としては、X線管より供試体に X 線を照射し、供試体を透過した X 線の強度を検出器で計測し画像化するというものである。せん断前後で同一の供試体を観察し、せん断試験条件が  $\sigma_N = 196$  kPa、 $\dot{\delta} = 0.1$  mm/min の供試体を用いた。また、せん断前後で観察位置が変化しないようリングせん断試験において供試体に与えるせん断変位を 500 mm (12.5 rad) とした。CT スキャナの撮影データは CT データの解析・可視化システムに取り込み、供試体の X 線吸収量を画像の輝度に反映させて 3 次元画像を取得した。

##### 4.2 礫の配向の定量評価

せん断前後の CT 画像を用いて、せん断面に存在する礫の長軸とせん断面がなす角の変化

を数値化し、礫の配向の変化を調べた。今回、既往研究<sup>4)</sup>では実際のすべり面粘土の層厚が1～数mmと非常に薄いと報告されていることを考慮し、せん断面の観察範囲を決定した。具体的には、せん断面の上下1mmを観察範囲としており、図8に示すように対象範囲の礫の長軸とせん断面がなす角度（各象限ごとに $0^\circ < \theta < 90^\circ$ の範囲）に加え、範囲内に存在す

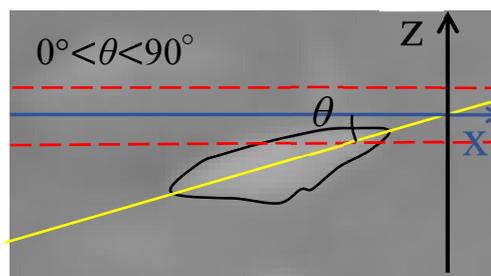
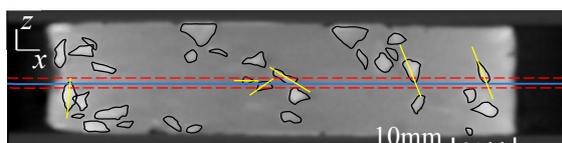
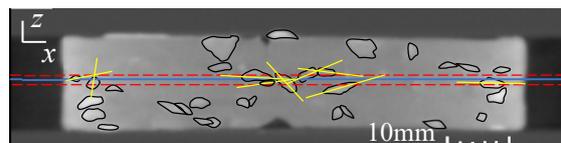


図8 配向角度の決定方法

る礫の数の変化を計測した。なお、礫の形状を明確にするためCT画像で白く映し出された礫のコンターを黒線で縁取るとともに、計測範囲内の礫の長軸を黄線で示した。図9、図10(a)、(b)にそれぞれ礫分含有率10%、20%のせん断前後の供試体を横方向から観察したCT画像を示す。図内に示す青直線はせん断面の位置であり、赤の点線の内部が評価範囲である。せん断後は、礫分含有率に関係なく、礫はせん断面付近にせん断方向に配向していた。図11、図12にそれぞれ図9、図10に示したせん断面と礫の長軸方向がなす傾きの変化を示した。長軸線はx-z座標内における最大範囲まで延長している。せん断面の上側に存在した礫は第1、第2象限に、せん断面の下側に存在する礫は第3、第4象限に記載した。礫分含有率10%のケースでは、せん断前の礫の長軸の傾きの平均値は $39.8^\circ$ であったが、せん断後は $19.4^\circ$ となり、せん断面に対し平行になるように回転したことがわかる。また、礫分含有率20%のケースにおいても同様に、せん断前が $46.7^\circ$ 、せん断後が $17.6^\circ$ となり、せん断面に対して角度を変えており、角度変化は礫分含有率20%の方が大きかった。礫量が多いほど配向が生じやすくなっていることから、配向によって生じた礫同士の接触や移動により内部摩擦角が増大したと考えられる。せん断面に分布する礫の量も変化しており、礫分含有量にかかわらず、せん断後にせん断面に分布する礫の数が多かった。そのため、配向された礫はせん断面に存在

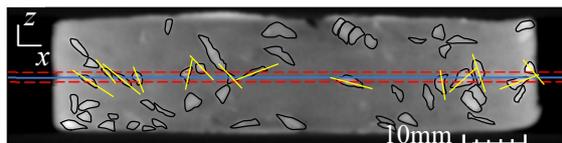


(a) せん断前

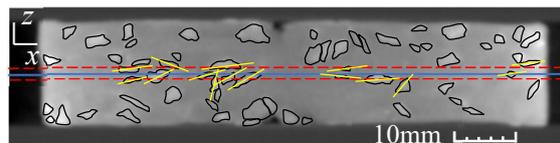


(b) せん断後

図9 礫分含有率10%のせん断前後のCT画像

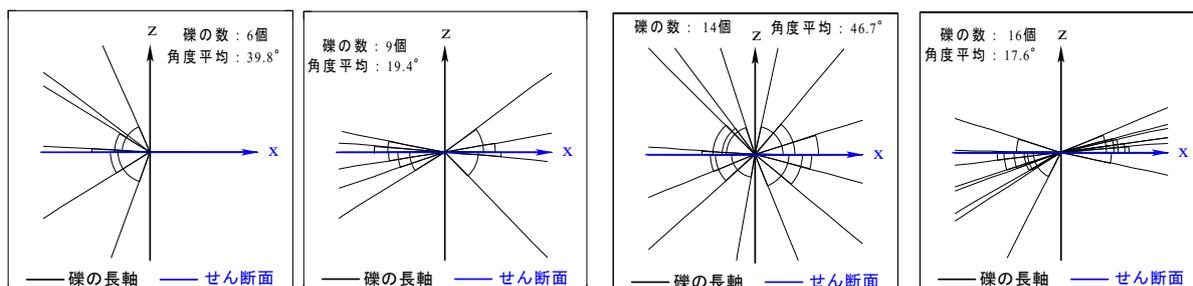


(a) せん断前



(b) せん断後

図10 礫分含有率20%のせん断前後のCT画像



(a) せん断前

(b) せん断後

(a) せん断前

(b) せん断後

図 11 礫分含有率 10%における礫の長軸方向の傾きの変化

図 12 礫分含有率 20%における礫の長軸方向の傾きの変化

し続け、せん断中のピーク時のみならず残留状態においても強度に影響を及ぼしていると推察される。また、せん断面に存在する礫の量が多くなることにより、礫自体の強度が礫混じり粘土の強度に支配的になり、粘土に起因する粘着力が大きく減少したと考える。

## 5. 結論

本研究で得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 礫分含有率の増加が粘土のせん断挙動に影響を及ぼし、内部摩擦角を増大させ、逆に粘着力を減少させた。また、礫を含む供試体は単調に収縮し、ピーク強度と残留強度の差が小さくなった。
- 2) せん断前後の礫の長軸方向の角度変化から、礫はせん断中にせん断面に沿うように配向し、その後はせん断面に存在し続けることが分かった。
- 3) 礫はせん断応力とせん断変位の関係のピーク時の強度だけでなく、残留状態にいたるまでせん断中に常に作用し続ける。

## 引用文献

- 1) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩 (1995) : リングせん断試験における粘土の残留強度とせん断変位の関係, 土木学会論文集, 575, III-40, 386-387.
- 2) Skempton, A.W. (1985) : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Géotechnique, 35, 1, 3-18.
- 3) 氏平増之, 細谷昭悟, 高貝暢浩, 小川健太, 小野修司 (1996) : 岩石の形状分類法および形状と重量推定値の関係, 資源と素材, 112, 3, 140-146.
- 4) 山崎孝成 (2011) : すべり面の構造とせん断強度研究の現状と課題, 日本地すべり学会誌, 48, 3, 125-138.

## ボーリングコアが伸びる現象についてボアホールカメラを用いた検証

○藤井貴之<sup>1)\*</sup>・民部雅史<sup>1)</sup>・西岡俊裕<sup>1)</sup>・末田雄樹<sup>1)</sup>

1) サンヨーコンサルタント

\* E-mail: t.fujii@sanyo-ct.co.jp

キーワード：岩盤ボーリング，ボアホールカメラ，ボーリングコア，  
Keywords: Bedrock boring, Borehole camera, Drill core

### 1. はじめに

ボーリング調査によるコア試料の採取において、地上に取り出したコア試料が応力解放によって伸長する現象は、地質技術者において広く知られているところである。特に岩盤ボーリングについては、地中内では密着していた亀裂が開口しコアの伸長が生じているものと推定されているが、本発表ではボアホールカメラによる孔内観察結果とコア試料を比較し、コア状況と伸長程度を検証した結果を報告する。

### 2. 地形地質概要

調査地周辺は背後に 400m 程度の中起伏山地が控える山地形となっている。全体として急勾配の斜面を形成しており、尾根部と谷部の比高差が大きく、平坦地はほとんど分布しない。これらのことから、調査地周辺は堆積物の被覆が少ない堅硬な岩盤が分布しているものと推定される。

地質としては中生代白亜紀の関門層群下関亜層群下部層（堆積岩優勢層）が分布する。



図1 調査位置図

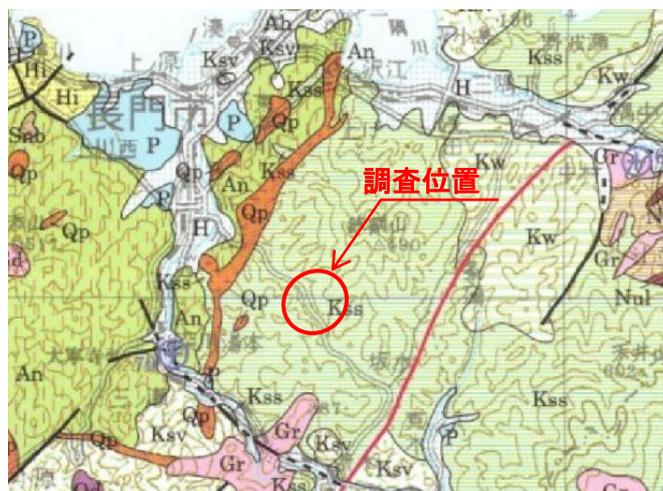


図2 調査地周辺の地質図<sup>1)</sup>

### 3. 調査仕様および調査箇所現地状況

ボーリング調査は図3に示す岩盤切土法面上で実施した。ボーリング掘削孔径は66mmで掘削長はL=50mである。ボアホールカメラは「応用計測サービス㈱」製の「OBI2 ボアホールカメラ」を使用した。



図3 ボーリング実施位置

### 4. 調査結果

ボーリング調査の結果、地質としては石英斑岩（深度0.0～16.7m）、安山岩質凝灰岩（深度16.7～50.0m）が確認された（図4～図6）。コアは全体として亀裂が発達しているが、深度が深くなるにつれて状態が良くなっていく傾向が認められる。岩級区分としては、深度0.0～35m程度までがCL級主体、深度35～45m程度がCM級主体、深度45m以深はCH級主体である。



図4 CL主体区間コア(深度15～18m)



図5 CM主体区間コア(深度35～38m)



図6 CH主体区間コア(深度45～48m)



図7 ボアホールカメラ画像(区間長2.5m毎)

### 5. ボーリングコア伸長検証結果

深度0～30m程度まではコアの亀裂が非常に多いにもかかわらず、コアの伸長はほとんど認められない。深度30m付近から徐々にコアの伸長が確認され始め、反対に深度45m以深ではコアの伸長はほとんど確認されなくなった。全体として40cm程度のコアの伸長が確認されたが、伸長量の90%程度が深度30～45m区間で生じたことが判明した。

左から15m～区間、35m～区間、45m～区間

## 6. 検証結果考察

深度が比較的浅い区間(深度 30m 以浅)においては土被りが小さいため、応力解放によるコアの伸長が小さいものと推定される。一方、比較的深い区間(深度 45m 以深)においては、土被りが大きいが亀裂自体が少ないため、コアの伸長が小さい。結果として、ある程度の土被りがあり、亀裂・風化脈等の不連続面が多い中間区間(深度 30~45m 区間)が最もコアの伸長が大きくなったと考えられる。

## 7. 今後の展望

コアの伸長量は土被りと不連続面の分布状況(分布密度・配向性等)に関係するものと推定される。今後データを集積すれば、原位置における岩盤の物性を把握するための指標として活用できるのではないかと考えている(例えば、トンネル設計時に必要な「地山強度比」の目安を把握できる等)。

## 引用文献

- 1) 山口県地質図第3版(15万分の1)および同説明書(2012), 山口地学会

## 2016年熊本地震で発生した地震時地すべりを対象とした 斜面安定性評価における残留強度の適用性に関する一考察

○高原蒼<sup>1)\*</sup>・鈴木素之<sup>1)</sup>・武田龍征<sup>1)</sup>・軸屋雄太<sup>1)</sup>

1) 山口大学

\* E-mail: f023vew@yamaguchi-u.ac.jp

### A Consideration on the Applicability of Residual Strength for Slope Stability Assessment of Earthquake-induced Landslide Occurred in the 2016 Kumamoto Earthquake

Soh Takahara<sup>1)\*</sup>, Motoyuki Suzuki<sup>1)</sup>, Ryusei Takeda<sup>1)</sup>, Yuta Jikuya<sup>1)</sup>

1) Yamaguchi University

\* E-mail: f023vew@yamaguchi-u.ac.jp

キーワード：リングせん断試験，残留強度，斜面安定，ニューマーク法

Keywords: Ring shear test, Residual strength, Slope stability, Newmark method

#### 1. はじめに

近年，我が国では，大規模地震に起因する地すべりや斜面崩壊が頻発しており<sup>1)</sup>，被害の軽減や防止に向けた対策を考えるには，地震時の斜面の安定性評価を行うことが重要である。2016年熊本地震で発生した地すべりは，すべり面に存在する火山噴出物特有の軽石層が強度低下したことで発生したと考えられ，すべり面ではピーク強度から残留強度に移行する間のせん断強度が動員される<sup>2)</sup>。したがって，地震時の地すべり斜面の安定性を評価するには，すべり面の土の残留強度を考慮することが重要となり，そのためには連続的に大変位までせん断可能なリングせん断試験が有効であると考えられる<sup>3)</sup>。そこで本研究では，2016年熊本地震において南阿蘇村高野台地区で発生した地すべりを対象に，現地で採取した土試料に対してリングせん断試験を行い，ピーク強度と残留強度を取得した。さらに，ピーク強度のみを適用する手法と，ピーク強度に加えて残留強度を適用する手法により，滑動変位量をそれぞれ算定し，両者の比較から残留強度の適用性を検証した。

#### 2. リングせん断試験

図1に試験装置の模式図を示す。供試体は内径60mm，外径100mm，高さ20mmの環状であり，下部リングの多孔板から高さ10mmの位置でせん断される。測定項目は垂直力，せん断力，垂直変位，周面摩擦力である。

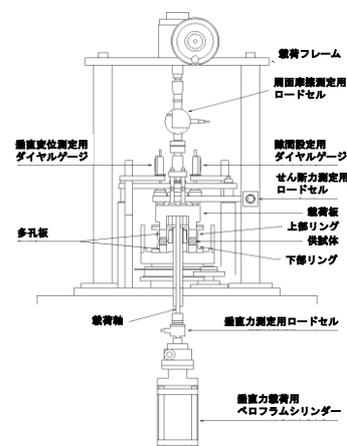


図1 リングせん断試験装置の模式図

表 1 土試料の基本物性値および状態量

	含水比 $w$ [%]	土粒子密度 $\rho_s$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	湿潤密度 $\rho_t$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	乾燥密度 $\rho_d$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	間隙比 $e$	飽和度 $S_r$ [%]
原粒度試料	67.4	2.40	0.87	0.52	3.64	44.6
調整後試料	67.4	2.53	0.87	0.52	3.64	44.6

本研究に用いた試料は、南阿蘇村高野台地区で採取した、すべり層となった草千里ヶ浜火山降下軽石である。表 1 に土試料の基本物性値および状態量を、図 2 に粒径加積曲線を示す。なお、原粒度試料とは原位置で採取した試料、調整後試料とは原粒度試料のうち 425  $\mu\text{m}$  ふる

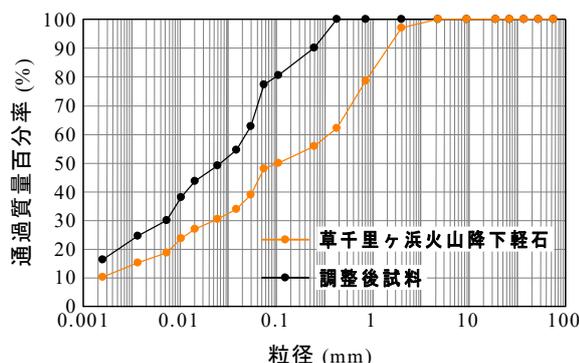


図 2 草千里ヶ浜火山降下軽石の粒径加積曲線

いを通過した試料である。今回、すべり面における細粒分の性質をより際立たせるため、調整後試料を用いて実験を行った。調整後試料の状態量に関しては、原位置と同じ状態量になるよう調整した。本試験では突固め法により供試体を作製した。試験手順を以下に示す。試料を原位置と同じ含水比に調整し、原位置と同じ乾燥密度になるよう、リングせん断容器内で突き固めた。次に、せん断容器のアクリル水槽に注水し、24 時間浸水することで供試体を飽和させた。その後、所定の圧密応力  $\sigma_c$  で圧密し (圧密時間は 3 $t$  法を用いて 60 min と決定)、 $\sigma_c$  と同じ垂直応力  $\sigma_N$  のもとでせん断した。このときのせん断速度は 0.1 mm/min とした。また、 $\sigma_N$  は 98, 147, 196, 245 kPa に設定した。

### 3. リングせん断試験結果と斜面安定性評価

図 3 にリングせん断試験から得られたピーク状態でのせん断応力  $\tau_p$  および残留状態でのせん断強度  $\tau_r$  の強度線を示す。残留強度の決定法として、鈴木ら<sup>4)</sup>の方法を用いた。この強度線は、試験の実測値に対し近似線を引いたものであり、これより、ピーク状態での粘着力  $c_p = 8.3 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角  $\phi_p = 35.4^\circ$ 、残留状態での粘着力  $c_r = 0 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角  $\phi_r = 30.1^\circ$  となった。

南阿蘇村高野台地区を無限長斜面と仮定し、震度法を用いて式(1)により地震時の安全率  $F_{S,E}$ 、式(2)により降伏震度  $k_y$  を計算した。この時、鉛直震度はゼロとした。ここに、 $\beta$  は斜面の勾配、 $H$  は

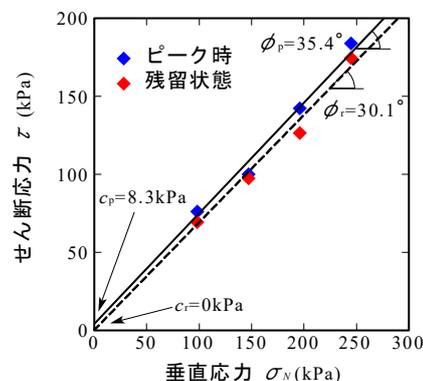


図 3 リングせん断試験による強度線

降下軽石層までの層厚,  $\gamma_t$  は平均の湿潤単位体積重量,  $c$  は粘着力,  $\phi$  は内部摩擦角である。本研究においては, 熊本地震被害に関する緊急報告書<sup>5)</sup>を参考に,  $\beta$  を  $15^\circ$ ,  $H$  を  $8.0$  m に設定した。

$$F_{S,E} = \frac{c + \gamma_t H \cos \beta (\cos \beta - k_y \sin \beta) \tan \phi}{\gamma_t H \cos \beta (\sin \beta + k_y \cos \beta)} \quad (1)$$

$$k_y = \frac{c + \gamma_t H \cos \beta (\cos \beta \tan \phi - F_{S,E} \sin \beta)}{\gamma_t H \cos \beta (F_{S,E} \cos \beta + \sin \beta \tan \phi)} \quad (2)$$

その結果, 平常時 ( $k_y=0$ ) の安全率  $F_S$  はピーク強度を適用した場合,  $F_S=3.14$  となり, 安全率  $1.0$  を大きく上回った。次に, 式 (2) において,  $F_{S,E}=1.0$  として  $k_y$  を求めると,  $k_y=0.482$  であり, これに重力加速度を乗じて得られる降伏加速度は  $472$  Gal (震度  $6$  弱に相当<sup>6)</sup>) となった。次に, 残留強度を適用した場合,  $F_S=2.16$  となり, ピーク状態が過ぎた後の強度低下により安全率が大きく低下することが明確となった。また, 残留強度を適用した場合,  $k_y=0.270$  となり, 降伏加速度は  $265$  Gal (震度  $5$  強に相当<sup>6)</sup>) となった。

#### 4. ニューマーク法による滑動変位量の算定

次に, ニューマーク法を用いて滑動変位量を算定した。計算に用いた地震波形<sup>7)</sup> (図 4) は南阿蘇村高野台地区から約  $11$  km 離れた熊本県大津町の地表面付近で観測されたものであり, NS 方向の地震加速度を用いた。また, 図 4 にはリングせん断試験から得られたピーク強度と残留強度から計算した降伏加速度をそれぞれ示している。地震加速度が降伏加速度を超えた瞬間に, すべり土塊は剛体としてすべり運動を開始すると考え, 地震加速度が降伏加速度を超過しているすべり加速度を時間領域で二階積分することで, 滑動変位量  $I$  を計算した (式 (3), 式(4))。

$$I = \eta' \iint (k_h - k_y) g dt \quad (3)$$

$$\eta' = \cos \beta + \tan \phi \sin \beta \quad (4)$$

ここに,  $k_h$  は NS 方向の水平震度,  $k_y$  は降伏震度,  $\beta$  は斜面の勾配,  $\phi$  は内部摩擦角である。なお,  $\phi$  は地震加速度が, ピーク強度から計算した降伏加速度を初めて超える瞬間まで  $\phi_p = 35.4^\circ$  を用い, それ以降は  $\phi_r = 30.1^\circ$  を用いた。計算の結果, 滑動変位量 (図 5) は  $14.4$  m となった。熊本地震被害に関する緊急調査報告書<sup>5)</sup>によると, 現地の変位量は  $10$  m 以下と報告さ

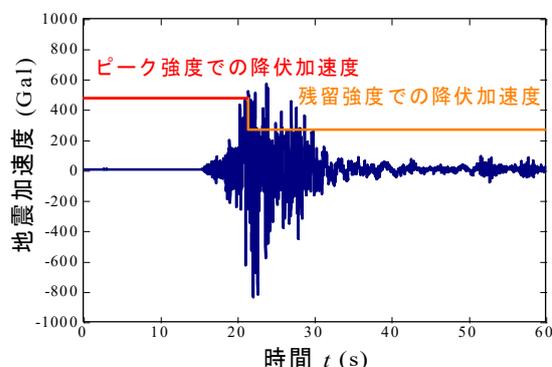


図 4 地震波形と降伏加速度

れている。ここで、ピーク強度から計算された降伏加速度のみを適用して滑動変位量を算定すると、滑動変位量はたかだか 0.04 m となった。これらの結果より、せん断変形が進行して、ピーク強度から強度低下した残留強度を用いることで、計算した滑動変位量が実際の値に近くなった。一方、笠間ら<sup>2)</sup>が行った算定によると、滑動変位量はおおよそ 1.84 m であった。これは、本研究では攪乱試料に対してせん断試験を実施

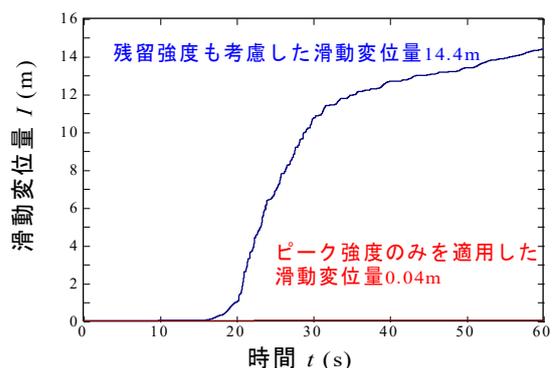


図5 滑動変位量

したのに対し、笠間ら<sup>2)</sup>の研究では不攪乱試料に対して試験を実施したこと、繰返し一面せん断試験とリングせん断試験における残留強度の評価の違いに起因すると考えられる。

## 5. おわりに

本研究では、2016年熊本地震において地すべりが発生した南阿蘇村高野台地区を対象に、斜面安定性評価と残留強度を適用した滑動変位量の算定を行った。その結果、平常時においてピーク強度から計算した安全率は3.14であるが、残留強度から計算した安全率は2.16であったことから、安全率に及ぼす強度低下の影響が大きいことが明確となった。さらに、ニューマーク法を用いて滑動変位量を算定したところ、ピーク強度のみを適用した場合の滑動変位量は0.04 mであったが、残留強度を適用した場合には14.4 mの滑動変位量が算出された。このことから、ピーク強度から強度低下を生じる土質に対しては、残留強度を考慮した斜面安定性評価が重要である。本研究では突固め試料を用いたが、今後は不攪乱試料に対するリングせん断試験を実施し、不攪乱試料と再構成試料の違いを解明していく必要がある。

## 謝辞

試料の採取にあたり、南阿蘇村役場および京都大学火山研究センター大倉敬宏教授にご協力いただいた。また、中濃耕司氏に試料採取作業にご協力いただいた。また、地震波形は国立研究開発法人防災科学技術研究所が提供するデータを活用した。この場をお借りして、支援・協力いただいた関係者各位に深く感謝の意を表明する。

## 引用文献

- 1) 国土交通省 (2020) : 2020年国土交通白書, 自然災害の頻発・激甚化

<https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/r01/hakusho/r02/pdf/np101100.pdf>. (閲覧日: 令和7年4月7日).

- 2) 笠間清伸, 山縣史朗, 田中大貴, 古川全太郎, 安福規之 (2018): 南阿蘇村高野台地区に分布する火山灰質地盤の地震時安定性評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.3, pp.171-181.
- 3) 金子雅博, 神山惇, 下野宗彦, 秦二郎, 鈴木素之 (2021): 再滑動地すべりの安定性評価におけるリングせん断試験と逆算法による強度定数の比較—供用開始後 40 年が経過した切土のり面の地すべり事例—, 地盤工学ジャーナル, Vol.16, No.1, pp.49-61.
- 4) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩 (1997): リングせん断試験における粘土の残留強度とせん断変位の関係, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.141-158.
- 5) 砂防学会平成 28 年熊本地震に係る土砂災害緊急調査団 (2016): 平成 28 年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書, JSECE Publication No.80, pp.27-28.
- 6) 気象庁: 震度と加速度, 周期および加速度と震度 (理論値) の関係, <https://www.jma.go.jp/jma/kishou/kyoshin/kyoshin/kaisetsu/comp.html>. (閲覧日: 令和 7 年 4 月 3 日) .
- 7) 防災科学技術研究所 (2025): NIED K-net, KiK-net, 国立研究開発法人防災科学技術研究所, doi:10.17598/NIED.0004.

## 令和 6 年能登半島地震で発生した崩壊斜面の地形的特徴と 地震動の関係に関する考察

○瀧本真理<sup>1)\*</sup>・太田岳洋<sup>1)</sup>

1) 山口大学

\* E-mail: e044vcv@yamaguchi-u.ac.jp

### A Study of the Relationship between Topographic Features of Landslide Slopes and Seismic Ground Motions during the 2024 Noto Peninsula Earthquake

Mari Takimoto<sup>1)\*</sup>, Takehiro Ohta<sup>1)</sup>

1) Yamaguchi University

\* E-mail: e044vcv@yamaguchi-u.ac.jp

キーワード：令和 6 年能登半島地震, 斜面崩壊, 地形, 地震動

**Keywords:** the 2024 Noto Peninsula Earthquake, landslide, topography, seismic motion

#### 1. はじめに

令和 6 年 1 月 1 日, 能登地方を震源とするマグニチュード 7.6 の地震が発生し, 能登半島北東部にあたる輪島東~珠洲市において斜面崩壊が多発した. 特に, 新第三紀層に分類される栗蔵層 (流紋岩質火砕岩) 及び法住寺層 (珪質・珪藻質シルト岩) との境界, 飯塚層 (珪質・珪藻質シルト岩), 宝立山層 (デイサイト質火砕岩) において集中的に崩壊が発生した. 川邊 (2009) によると, 地震による斜面崩壊は地質・地形などの素因に加えて, 誘因である地震動特性が影響を及ぼすとされている<sup>1)</sup>. 過去に発生した地震性斜面崩壊に関して, 斜面の地質・地形的特徴を考察した事例は報告されているが, 地震動特性と地形・地質を複合的に検討された例は少ない. 本報告では, 輪島市東~珠洲地区において, 前述の地質体で発生した斜面崩壊を対象に, 斜面の地形・地質的特徴を明らかにするとともに, 令和 6 年能登半島地震における地震動との関連性について考察を行う.

#### 2. 解析対象地域

図 1 に輪島東~珠洲地区の解析対象範囲の 5 万分の 1 地質図幅<sup>2)</sup>及び斜面崩壊発生域の分布を示す. 本地域は主に古第三紀の高洲山層 (安山岩溶岩), 新第三紀の宝立山層 (デイサイト質火砕岩), 東印内層 (砂岩・礫岩), 法住寺層 (珪質・珪藻質シルト岩), 栗蔵層 (流紋岩質溶岩・火砕岩), 飯塚層 (珪質・珪藻質シルト岩) が分布し, 東西方向に複数の褶曲軸が発達する. 5 万分の 1 地質図幅によると, 法住寺層, 栗蔵層, 飯塚層の層理面の走向はおおよそ東西方向であり, 南もしくは北に 20 度前後傾斜するとされる. その他の地質では層理面の走

向傾斜の方向に傾向は見られない. 今回解析を行うのは, 崩壊の多発した栗蔵層, 宝立山層, 法住寺層, 飯塚層である.

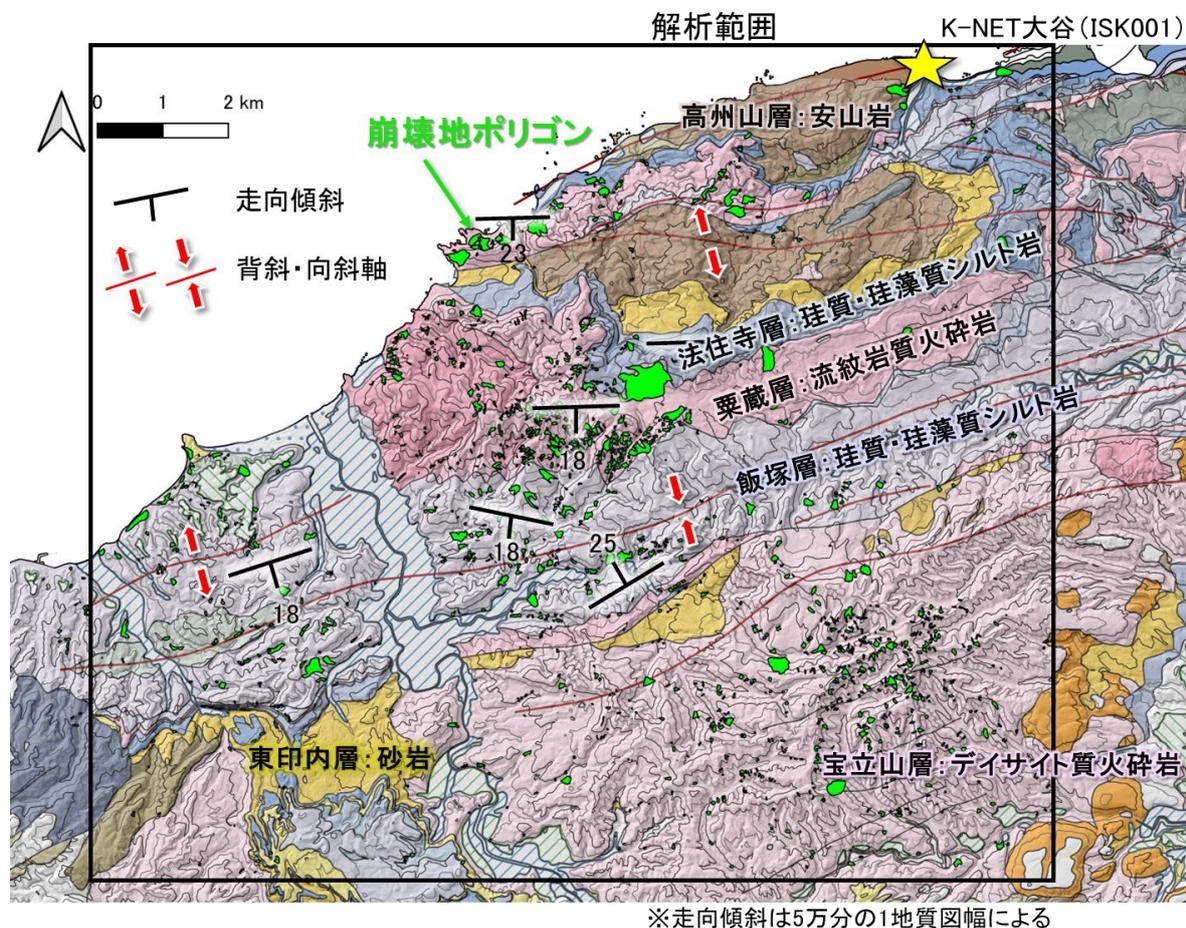


図1 輪島東～珠洲地区の5万分の1地質図幅及び崩壊地の分布

### 3. 手法

発災後に撮影された空中写真 (2024年4月撮影)<sup>3)</sup>より崩壊発生域ポリゴンの抽出を行った. 発災前 (2016年) に作成された 10m DEM データ (基盤地図情報ダウンロードサービス) より斜面の傾斜量, 傾斜方位図を作成し, 抽出した崩壊地ポリゴンに基づいて面積率の算出を行い, 崩壊地の地形的特徴について地質体ごとに評価を行った. 地震動は解析対象範囲近傍の地震動として, K-NET 大谷 (ISK001) で観測された強震データをダウンロードし, 地震動の方向について評価を行った.

### 4. 結果

#### 4.1 地形解析

図2に, 各地質 (栗蔵層, 宝立山層, 飯塚層, 法住寺層) における崩壊発生域の斜面方位の

面積率を示す。また、崩壊地の地形特性を明確化するために、解析範囲全域における斜面方位の面積率も併せて示す。すべての地質において、崩壊地では北東向き斜面の割合が低い傾向を示した。地質別には以下のような傾向が認められた。

- ・ 栗蔵層：北西および南～南東向き斜面の割合が高い。
- ・ 宝立山層：南向き斜面の割合がやや高い。
- ・ 飯塚層：北西および南向き斜面の割合が高い。
- ・ 法住寺層：北、東、南西向き斜面の割合が高い。

図3に、各地質体における崩壊発生域の傾斜量の面積率を示す。全ての地質体において、傾斜量が20～25°の範囲でピークが見られ、より急傾斜地において崩壊が発生しやすい傾向が確認された。

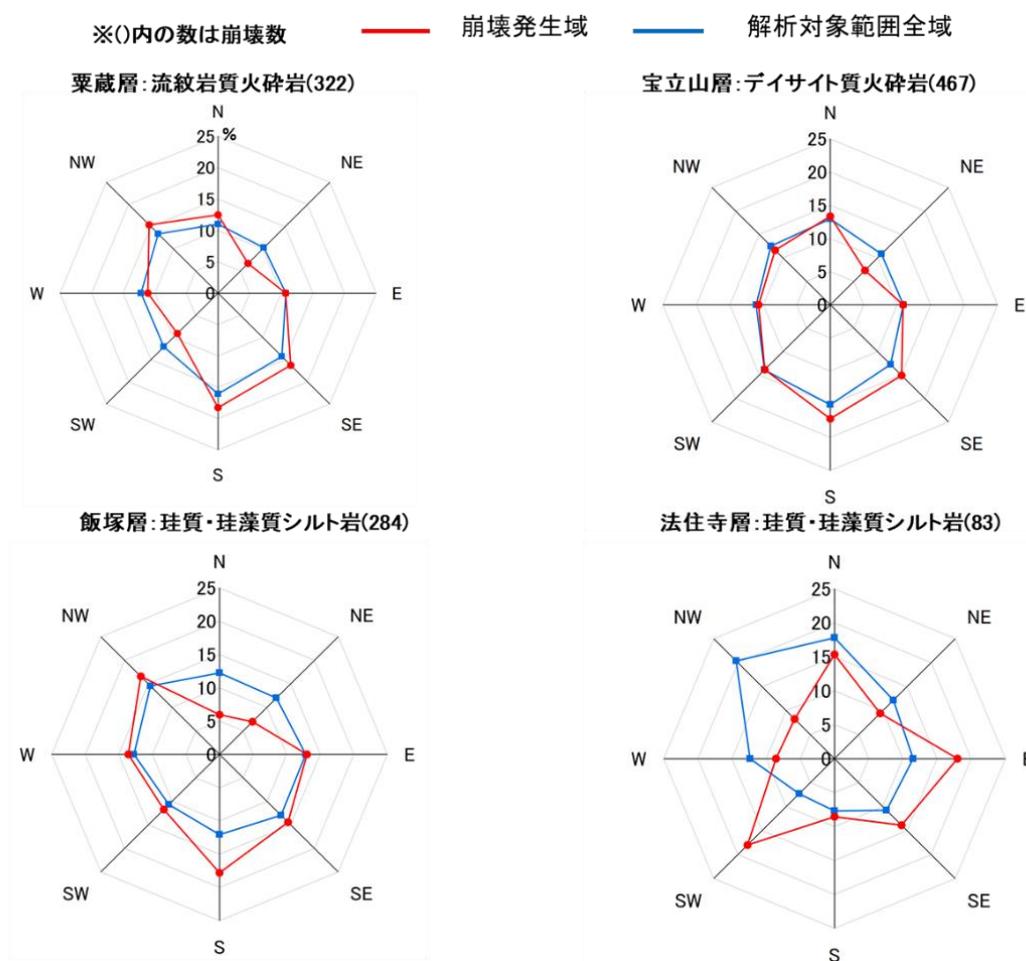


図2 崩壊地及び解析範囲全域の斜面方位の面積率

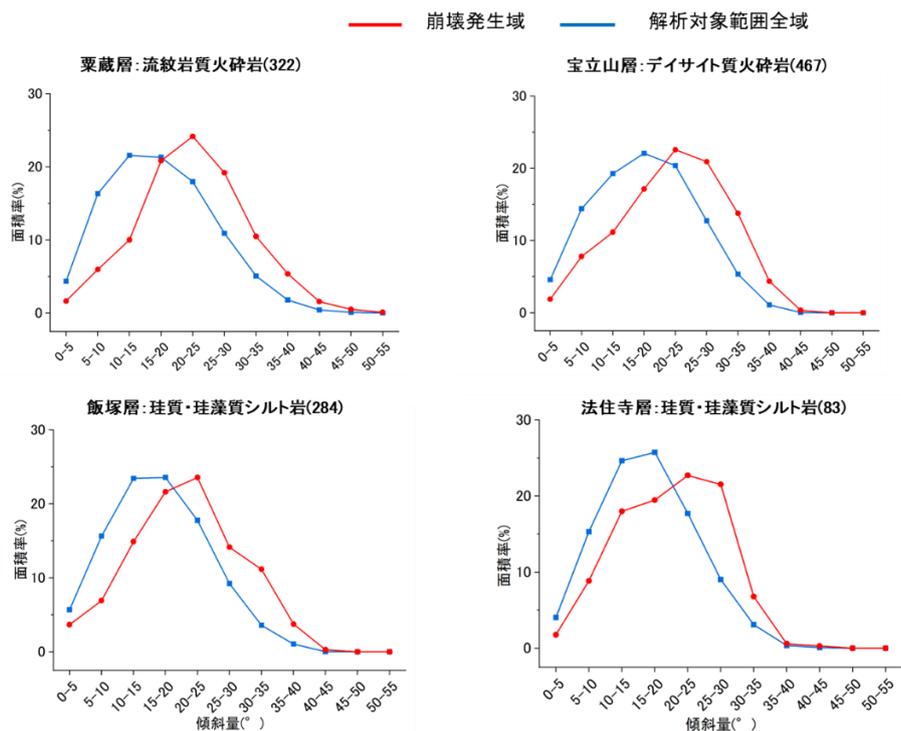


図3 崩壊地及び解析範囲全域の傾斜量の面積率

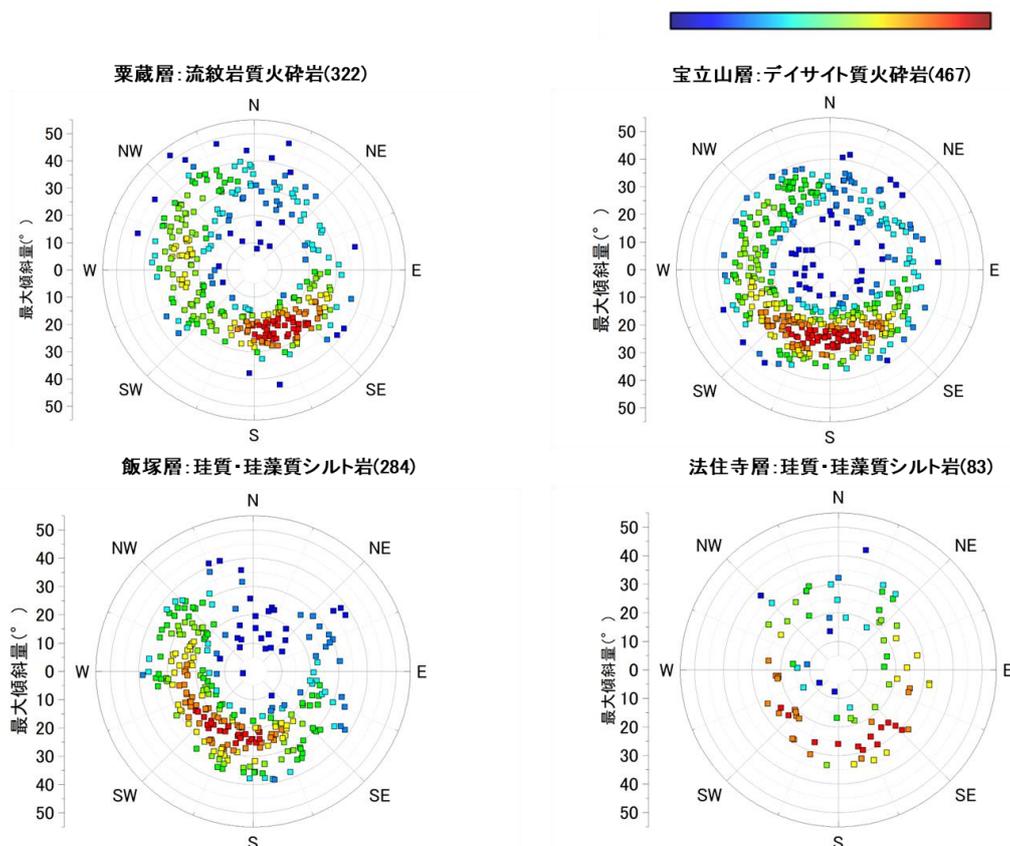


図4 崩壊斜面の斜面方位と斜面の最大傾斜量の関係を表したヒートマップ

図 4 に、各崩壊地ポリゴンにおける斜面方位の平均値と斜面の最大傾斜量の関係を示したヒートマップを示す。地質別に以下のような傾向が認められた。

- ・栗蔵層：南東～南西向き斜面の最大傾斜量が 20～30°である一方で、北西向き斜面では最大傾斜量 20～40°とより急傾斜である。
- ・宝立山層：斜面方位による最大傾斜量の違いは見られず、最大傾斜量は 20～40°である。
- ・飯塚層：南西向き向き斜面では最大傾斜量が 10～30°と比較的緩傾斜であるのに対し、それ以外の斜面では 10～40°とより急傾斜である。
- ・法住寺層：崩壊数が少ないため、明確な傾向は確認できない。

#### 4.2 地震動特性

解析範囲近傍の地震動として、K-NET 大谷 (ISK001) (図 1 の星印) で観測された強震動より作成した三成分 (NS, EW, UD) の加速度波形および水平方向の particle motion を図 5 に示す。K-NET 大谷では、鉛直方向と比較して水平方向でより大きな加速度が観測されており、W 方向において最大加速度 1,429gal が観測された。水平方向の particle motion では、国土地理院の震源断層モデルの走向 (N53.3° E) <sup>4)</sup> に対して直交方向に複数回の大きな揺れが認められる。

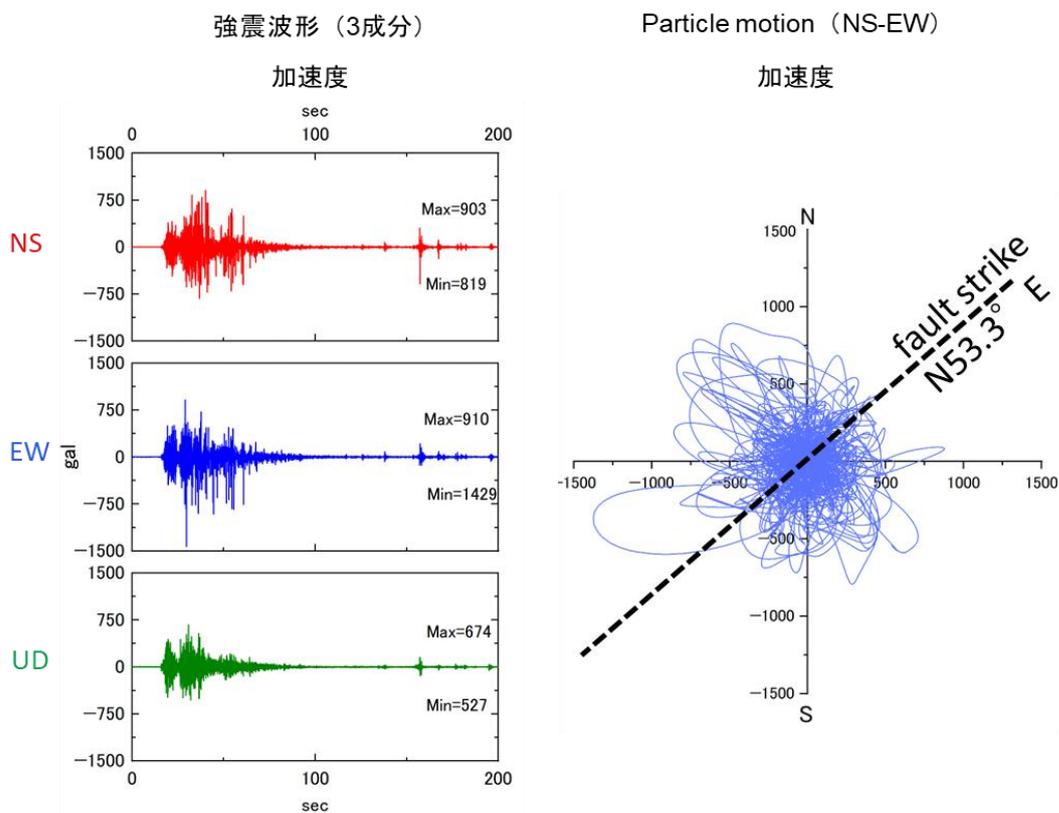


図 5 K-NET 大谷 (ISK001) における加速度波形及び particle motion

## 5. 考察

崩壊が発生した斜面の地形的特徴（斜面方位、傾斜量）と地質構造（層理面）、地震動の卓越方向について以下の考察を行った。法住寺層は崩壊数が少なく地形的特徴に傾向が得られないため、今回は記述しない。

- ・栗蔵層：南東、西～北西向き斜面で崩壊がより多発し、地震動の卓越方向と一致する。北西向きよりも急傾斜な斜面で崩壊が多発したのは、北側の海岸崖で崩壊が多発した影響によると考えられる。また、栗蔵層の層理面の傾斜方向である南向き斜面においても崩壊が多発しており、層理面の方向も影響したと考えられる。
- ・宝立山層：北東向き以外のすべての斜面方位で崩壊が多発した。K-NET 大谷の観測点と距離が離れていることから、地震動方向との関係性を考察することは難しい。宝立山層における層理面の走向傾斜方向にはばらつきがあり、斜面方位にも明瞭な傾向が表れなかった可能性が高い。
- ・飯塚層：北西～南西～南東向き斜面で崩壊が多発し、地震動の卓越方向と部分的に一致する。飯塚層の層理面の傾斜方向である南向き斜面で崩壊が多発したが、同様に層理面の傾斜方向である北向き斜面では崩壊が少ない傾向を示し、一部の斜面では地質構造が影響した可能性が高い。

各地質で発生した崩壊について、斜面方位と地震動との関連性が示唆される特徴も見られたが、K-NET 大谷との距離が離れている宝立山層では関連性を考察することは困難であった。また、本地域には斜面方位に関係なく旧地すべり地形が広く分布しており、地質構造が変動している可能性も高いため、不安定地形や斜面形状等も指標として考慮するべきであると考えられる。

## 引用文献

- 1) 川邊洋 (2009) : 斜面災害発生に影響を与える地震動の諸性質, 森林科学, 56, 23-26
- 2) 産総研地質調査総合センター(2002): 5 万分の 1 地質図幅「珠洲岬, 能登飯田及び宝立山」GIS データ
- 3) 令和 6 年能登半島地震 能登地区 正射画像(2024 年 4 月 5 日 ~ 4 月 26 日撮影)<https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html>
- 4) 国土地理院 : 2024 年 1 月 1 日令和 6 年能登半島地震の震源断層モデル (暫定)  
<https://www.gsi.go.jp/common/000255958.pdf>

山口大学理学部附属地質技術者教育センター

山口応用地質研究発表会事務局：太田岳洋

〒753-8512 山口県山口市吉田 1677-1

TEL: 083-933-5753 FAX: 083-933-5753

E-mail: [takohta@yamaguchi-u.ac.jp](mailto:takohta@yamaguchi-u.ac.jp)