令和元年度研究発表会

講演論文集

2019年10月24日～10月25日

シティホールプラザ　アオーレ長岡

一般社団法人 日本応用地質学会

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-14
お茶の水桜井ビル
TEL 03-3259-8232

一般社団法人　日本応用地質学会　令和元年度研究発表会

共　　催：公益社団法人 日本地下水学会
　　公益社団法人 日本地すべり学会
　　公益社団法人 物理探査学会

協　　賛：一般社団法人 全国地質調査業協会連合会
　　北陸地質調査業協会
　　一般社団法人 新潟県地質調査業協会
　　新潟応用地質研究会

日　　時：令和元年 10 月 24 日（木）　9：40～17：35
　　10 月 25 日（金）　9：00～16：40

会　　場：シティホールプラザ アオーレ長岡（ホール A，ホール B・C，協働ルーム）
　　〒940-0062　長岡市大手通 1-4-10　TEL. 0258-39-2500

費　　用：参加登録料 3,000 円（学生 1,000 円），講演論文集 5,000 円（学生 2,000 円）
　　（いずれも一般非会員は＋1,000 円，学生非会員は＋500 円）

プログラム：

【前日】10 月 23 日（水）

日程	時　間	ホール D		
午後	18:00～20:00	アースサロン		

【第 1 日】10 月 24 日（木）

日程	時　間	第 1 会場 （ホール A）	第 2 会場 （ホール B・C）	ポスターセッション （協働ルーム 1・2・3）
午前	9:40～10:40 （第 1 会場 9:55～）	地層処分 座長：竹村貴人	環境地質 座長：外山　真	10:00 以降 ポスター展示
	10:50～12:30	開会式・特別講演（ホール A） 特別講演 「越後平野の変遷と新潟のラムサール条約 “ 湿地都市認証 ” の可能性」 大熊　孝（新潟大学名誉教授）		
昼休み				
午後	13:30～14:30	ポスターセッション　コアタイム　（協働ルーム 1・2・3）		
	14:40～15:55	災害地質(1) （日本地すべり学会共催） 座長：土志田正二	測量・計測(1) （物理探査学会共催） 座長：松澤　真	（ポスター展示）
	16:05～17:35	災害地質(2) （日本地すべり学会共催） 座長：西山賢一	測量・計測(2) （物理探査学会共催） 座長：日外勝仁	

18:00 ～　意見交換会

【第2日】10月25日（金）

日程	時　間	第1会場 （ホールA）	第2会場 （ホールB・C）	ポスターセッション （協働ルーム1・2・3）
午前	9:00～10:30	地下水 （日本地下水学会共催） 座長：風見健太郎	特別セッション2 日本応用地質学会の 将来を考える 座長：和田里絵	（ポスター展示）
	10:40～12:25	地形・地質一般 座長：濱田崇臣	土木地質(1) 座長：宇田川義夫	
昼休み				
午後	13:30～15:00	特別セッション1 北海道胆振東部地震など による土砂災害(1) 座長：重野聖之	土木地質(2) 座長：嶋本敬介	16:00までにポスター を撤収してください
	15:00～16:40 （第2会場 15:10～）	特別セッション1 北海道胆振東部地震など による土砂災害(2) 座長：田近　淳	土木地質(3) 座長：山本浩之	

研究発表会プログラム（○印は講演者）

【 口 頭 発 表 】

第1日［10月24日（木）］第1会場

【 地層処分　9：55–10：40 】

1　地下浅部の酸化帯および帯水層にかかわる情報整備……1
○西尾　光，三枝博光（原子力発電環境整備機構），鐙　顕正（大林組），加藤涼介（ダイヤコンサルタント），海作一幸（東電設計）

2　ベントナイト鉱床中の炭酸カルシウム球状コンクリーションの産状と応用 － ベントナイトの長期挙動アナログとして －……3
○吉田英一（名古屋大学），大江俊昭（東電設計），伊藤雅和（クニミネ工業）

3　第四紀テフラのU-Pb年代測定（その6）：　中越地域の第四紀テフラ……5
○伊藤久敏（電力中央研究所），村松敏雄（元新潟大学）

【 災害地質(1)　14：40–15：55 】（日本地すべり学会共催）

4　山体重力変形における空中写真判読による経年変化について……7
○菊地輝行（開発設計コンサルタント），大八木規夫，金子　誠（深田地質研究所），秦野輝儀（電源開発）

5　放射性炭素年代測定（AMS法）を用いた紀伊山地における深層崩壊地の発生年代推定方法……9
○小川内良人，横山　修（国土防災技術），木下篤彦，田中健貴（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）

6　大規模斜面崩壊に認められる四万十付加体の地質構造制約……11
○木村克己（深田地質研究所）

7　四万十帯の大規模地すべりの機構解析と災害関連事業を活用した災害復旧事例……13
○西川　徹，北村暢章，公文海斗（第一コンサルタンツ）

8　高知県本山地域の三波川帯白滝ユニットに発達する地すべりを規制する地質・地形……15
○横山俊治（深田地質研究所・荒谷建設コンサルタント），遠藤俊祐（島根大学）

【 災害地質(2)　16：05–17：35 】（日本地すべり学会共催）

9　崩壊メカニズムに基づく大規模崩壊の相対的な安定性の評価手法……17
○長谷川　淳，西金佑一郎（鉄道総合技術研究所），富樫陽太（埼玉大学），内藤直人，湯浅友輝，倉上由貴，山本昌徳（鉄道総合技術研究所）

11　2014年長野県北西部の地震による白馬村神城堀之内区の地盤変状とその原因……19
○塩野敏昭（北信ボーリング），信州大学震動調査グループ

12　平成30年耶馬渓町斜面崩壊の詳細地形解析……21
○土志田正二（消防庁消防研究センター）

13　チベット高原南縁および東縁における河川侵食による巨大地すべりの発生……23
○千木良雅弘（京都大学），Zhao Siyuan（西南交通大学），Tsou Ching-Ying（弘前大学），Xiyong Wu（西南交通大学）

14　市民向けアウトリーチに向けた火山災害イベントの継続期間に関する情報整理……25
○小坂英輝，瀬崎章太郎（環境地質）

第1日［10月24日（木）］第2会場

【 環境地質　9：40–10：40 】

15　杷木断層に近接する乙石川支流のシリカフラックスと河川堆積物の分布……27
○池見洋明（日本文理大学），津山貴裕（九州大学）

17　最終処分場における埋立廃棄物等の力学的特性……29
○大野博之（環境地質），登坂博行（地圏環境テクノロジー），山内一志（建設工学研究社），宮原哲也（日本環境衛生センター），大山隆弘（電力中央研究所），磯部有作（イメージアイ），陳　友晴（京都大学），打木弘一（基礎地盤コンサルタンツ）
18　西大阪地域における，地下水の帯水層の分布と特徴について　－再生熱エネルギー利用を見据えた検討－……31
○北田奈緒子，伊藤浩子，藤原照幸（地域地盤環境研究所），西垣　誠（岡山大学）

【 測量・計測(1)　14：40–15：55 】（物理探査学会共催）
19　急崖岩盤斜面のUAV撮影写真を基にした三次元地形モデルの構築（その2）……33
○日外勝仁，山崎秀策，倉橋稔幸（寒地土木研究所）
20　ドローン搭載グリーンレーザーによる陸域・浅海域の同時詳細可視化……35
○原口　強（大阪市立大学），冨井隆春（アミューズワンセルフ）
21　2軌道の干渉SARによる大所地すべりの変動検出……37
○平田諒次，田中康博，蚊爪康典，瀬戸秀治，井原拓二（応用地質）
22　空中重力偏差法探査による表層密度推定……39
○水谷滋樹（川崎地質）
23　衛星SARを利用した法面変状計測事例……41
○吉川　猛，野口ゆい（基礎地盤コンサルタンツ），鎌田裕介（三次河川国道事務所），古関潤一（東京大学），清田隆，竹内　渉（東京大学生産技術研究所），柳浦良行（基礎地盤コンサルタンツ）

【 測量・計測(2)　16：05–17：35 】（物理探査学会共催）
24　自己組織化マップを用いた自動地形分類の試み……43
○伊東快起（首都大学東京），松岡俊文（深田地質研究所），小田義也（首都大学東京）
25　路盤下地中レーダ探査の機械学習による自動解釈におけるデータの処理法について……45
○磯　真一郎，松岡俊文（深田地質研究所）
26　鉱床探査的手法を取り入れたトンネル区間の鉱化変質帯予測……47
○外山　真，小森谷　隆（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），浦越拓野（鉄道総合技術研究所），井上佳紀（JX金属探開）
27　熊本県益城町の布田川断層帯における深部ボーリングFDB-1孔の地質と岩盤物性……49
○澁谷　奨（京都大学，地圏総合コンサルタント），佐渡耕一郎，相澤明宏（地圏総合コンサルタント），林　為人（京都大学）
28　浅部物理探査と稠密コア試料分析による液状化サイトの統合地質解析……51
○稲崎富士（土木研究所，（現）産業技術総合研究所）

第2日［10月25日（金）］第1会場

【 地下水　9：00–10：30 】（日本地下水学会共催）
29　地下水観測井を活用した地下水・地下熱環境評価　1. 庄川扇状地における地下温度変化の特徴と要因……53
○宮越昭暢（産業技術総合研究所），林　武司（秋田大学），平野智章（日本工営）
30　地下水観測井を活用した地下水・地下熱環境評価　2.関東平野中央部における地下熱環境の把握と地中熱利用……55
○濱元栄起，八戸昭一（埼玉県環境科学国際センター），宮越昭暢（産業技術総合研究所），林　武司（秋田大学），小泉　謙（日本工営）
31　溶存フロン濃度および安定同位体トレーサーの変動から見た熊本地震前後の湧水湧出系の変化……57
○井手　淨（芝浦工業大学），細野高啓（熊本大学），利部　慎（長崎大学），深水慶介（大福コンサルタント），徳永貴大（サンコーコンサルタント），嶋田　純（熊本大学）
32　大阪平野における地下水流動系……59
○井川怜欧（産業技術総合研究所），益田晴恵，新谷　毅，三田村宗樹（大阪市立大学）
33　火砕流台地に設置した地下水観測井における流向流速観測……61
○久保田富次郎（農研機構）

34　地層（帯水層）中の水みちを検出する多点温度検層装置の開発……63
○後藤和幸（アサノ大成基礎エンジニアリング），鈴木　誠（千葉工業大学），竹内真司（日本大学）

【 地形・地質一般　10：40-12：25 】
35　微量な方解石セメントを持つアレナイト質砂岩の風化メカニズム……65
○松澤　真（パシフィックコンサルタンツ），千木良雅弘（京都大学）
36　関門層群における強風化安山岩の土質特性および法面安定に関する研究……67
○神谷知佳，鈴木素之，太田岳洋（山口大学），河内義文（ケイズラブ）
37　濃尾平野西部の沈降について……69
○小松原　琢（産業技術総合研究所）
38　和歌山県南部，那智川流域に分布する熊野層群の風化……71
○西山賢一（徳島大学），後　誠介（和歌山大学）
39　小田川の地形条件と堤外地の2018年の土砂堆積……73
○黒木貴一（福岡教育大学），品川俊介（土木研究所），松多信尚（岡山大学）
40　北陸電力志賀原子力発電所1号機敷地内旧Bトレンチ壁面露頭について……75
○佃　栄吉（産業技術総合研究所）
41　北海道白糠町刺牛付近の地すべりの原因についての一考察……77
○竹下　徹（北海道大学），加地広美（北海道大学/OYOインターナショナル）

【 北海道胆振東部地震などによる土砂災害（特別）(1)　13：30-15：00 】
42　地震による土砂災害の応用地質学的課題：2018年北海道胆振東部地震から……79
○田近　淳（ドーコン）
43　厚真町日高幌内川地すべりに伴う河道閉塞の特徴について……81
○早川智也，濱原能成，清水龍来，寺口慧介，松山洋平，石崎俊一（日本工営），倉橋稔幸（寒地土木研究所）
44　厚真町日高幌内川地すべりの移動体内部の地質状況とすべり面の特徴……83
○戸田英明，富岡　敬，西塚　大（ドーコン），清水龍来（日本工営），安元和己（ドーコン），倉橋稔幸（寒地土木研究所），高貝暢浩（日本工営），木崎健治（きざき技術士事務所），田近　淳（ドーコン）
45　2018年北海道胆振東部地震によるショロマ地すべりの地質調査……85
○阿部大志（日本工営）
46　平成30年北海道胆振東部地震により発生した土層すべりと岩盤すべり……87
○伊東佳彦（北電総合設計，寒地土木研究所名誉研究監），山崎秀策，西原照雅，倉橋稔幸（寒地土木研究所）
47　2018年9月6日北海道胆振東部地震による斜面災害のGISによる地形・地質解析……89
○山岸宏光（シン技術コンサル），岩橋純子（国土地理院）

【 北海道胆振東部地震などによる土砂災害（特別）(2)　15：00-16：40 】
48　地形発達史的観点からみた北海道胆振東部地震による斜面崩壊の発生場……91
○石丸　聡，廣瀬　亘，川上源太郎，輿水健一，小安浩理，高橋　良，加瀬善洋（北海道立総合研究機構），田近　淳（ドーコン），千木良雅弘（京都大学）
49　北海道胆振東部地震によるテフラの高速地すべり機構の提案……93
○雨宮和夫（防災地質工業），中川雄平（北海道胆振総合振興局）
50　平成30年北海道胆振東部地震における切土・盛土のり面の被害について……95
○倉橋稔幸（寒地土木研究所）
51　航空レーザ計測データおよび衛星SAR画像解析を用いた2018年北海道胆振東部地震による被害状況と地域特性 97
○重野聖之，横田彰宏（明治コンサルタント），西村智博，向山　栄，本田謙一，佐藤　匠（国際航業）
52　地震時斜面災害の地形地質条件ー2018年北海道胆振東部地震とこれまでの地震災害ー……99
○高見智之（国際航業）
53　地震による土砂災害の特徴と防災・減災対応……101
○稲垣秀輝（環境地質）

第2日 [10月25日 (金)] 第2会場

【 日本応用地質学会の将来を考える (特別)　9 : 00-10 : 30 】

54　データ解析からみえる日本応用地質学会の今後 103
○日本応用地質学会将来構想委員会準備会
55　実学としての応用地質学とその基盤となる技術者教育 105
○応用地質学教育普及委員会
56　日本応用地質学会が20年後も存続するため 107
○長谷川修一 (香川大学)
57　ダイバーシティ推進と日本応用地質学会の将来 109
○ダイバーシティ推進準備会

【 土木地質(1)　10 : 40-12 : 25 】

58　微動探査による関東・東海地域の新旧扇状地のS波速度構造 111
○松山尚典, 谷田貝　淳, 稲垣賢亮 (応用地質), 先名重樹, 藤原広行 (防災科学技術研究所)
59　3次元屈折法弾性波探査による山岳鉄塔地質調査の高精度化の取組み 113
○佐藤　礼, 山田信人, 赫　伸仁 (日本地下探査), 林　和男, 佐藤　進, 藤本　潤 (中電技術コンサルタント)
60　地下流水音探査の室内実験例 115
○池邊紘美, 鵜澤貴文, 柚原隆英 (環境地質)
61　地下流水 音探査の現地調査事例と斜面対策 117
○鵜澤貴文, 池邊紘美, 柚原隆英 (環境地質)
62　大規模土地開発における災害事例 119
○赤井静夫, 塩野敏昭, 小林保男, 赤井理一郎, 室田真宏 (北信ボーリング)
63　海外ダム基礎掘削面における本邦岩盤分類基準とGeological Strength Indexによる統合的岩盤評価の適用性 121
○上田広和, 清水公二, 吉津洋一 (ニュージェック), 田渕貴久, 村上嘉謙, 筒井勝治, 瀬岡正彦 (関西電力), 青坂優志 (NNP1PC)
64　内務省初代地質職, 高田昭の研究業績 123
○脇坂安彦 (ダム技術センター)

【 土木地質(2)　13 : 30-15 : 00 】

65　地質技術者リスクとその回避に関する考察 125
○佐々木靖人 (土木研究所)
66　リスクマネジメントにおける地質の不確実性に関する考察 127
○宇田川義夫 (フジタ)
67　土木事業における地質・地盤リスクマネジメントの現状の手法とその課題 129
○植田　律, 阿南修司, 佐々木靖人, 梶山敦司 (土木研究所)
68　掘削発破による三次元切羽前方探査の開発 131
○中谷匡志, 山本浩之 (安藤ハザマ), 今村杉夫, 太田賢治, 高橋　亨 (4Dジオテック)
69　トンネル掘削時の発破音と弾性波による切羽安定予測手法について 133
○大沼和弘, 中谷匡志 (安藤ハザマ)
70　トンネル施工実績からみた空中電磁法による地質調査の評価 135
○濵田好弘, 尾畑　洋 (熊谷組)

【 土木地質(3)　15 : 10-16 : 40 】

71　トンネル掘削における3次元連続発破弾性波トモグラフィ 137
○中島　亮, 石濱茂崇, 青木宏一, 濵田好弘 (熊谷組)
72　GB-SARを用いたトンネル切羽肌落ちの監視について 139
○井ノ口拓郎, 中谷匡志, 山本浩之, 河野友紀, 富井啓輔 (安藤ハザマ), 佐藤源之 (東北大学)
73　岩石の乾湿および乾湿凍結融解繰り返しによる物性値の変化 141

○河村祥一，嶋本敬介，川越　健（鉄道総合技術研究所）
74　岩石材料評価のための風化・熱水変質程度の定量化と鉱物学的検討　～花崗岩を例として～ 143
○市來孝志，山上順民（大成建設）
75　洋上風力発電事業における海底地盤調査　－石狩湾新港 WF－ その 1 145
○野路通雅，知本康男（基礎地盤コンサルタンツ）
76　洋上風力発電事業における海底地盤調査　－石狩湾新港 WF－ その 2 147
○知本康男，野路通雅（基礎地盤コンサルタンツ）

【ポスターセッション】

コアタイム　第 1 日［10 月 24 日（木）］13：00～14：00

【 北海道胆振東部地震などによる土砂災害（特別） 】

P1　航空レーザ計測データおよび衛星 SAR 画像解析を用いた 2018 年北海道胆振東部地震による家屋・地盤被害の把握 149
○向山　栄，西村智博，本田謙一（国際航業），重野聖之，横田彰宏（明治コンサルタント），佐藤　匠（国際航業）
P2　北海道胆振東部地震が誘発した厚真町本郷地区の緩斜面変動 151
○前原恒祐，伊藤和伯，磯貝晃一，原田卓弘（開発調査研究所）
P3　北海道胆振東部地震により発生した岩盤すべりの分布と分類：高解像度 DEM による地形判読と現地踏査結果 153
○山崎秀策（寒地土木研究所），伊東佳彦（北電総合設計），西原照雅，倉橋稔幸（寒地土木研究所）
P4　北海道胆振東部地震により二風谷ダム貯水池近傍斜面で発生した岩盤すべりの移動体地形分類 155
○富岡　敬，人見美哉，安元和己，戸田英明，田子義章，森本直矢，田近　淳（ドーコン）
P5　厚真町日高幌内川地すべり押し出し部の物質構成と内部構造 157
○寺口慧介（日本工営），田近　淳（ドーコン），木崎健治（きざき技術士事務所），石崎俊一（日本工営），倉橋稔幸（寒地土木研究所）

【 災害地質 】（日本地すべり学会共催）

P6　衛星画像による災害状況把握の可能性 159
○下村博之，渋谷典幸，小俣雅志，本多泰章，宮崎真由美，野田敦夫，武田大典（パスコ）
P7　人工衛星画像による 2018 年インドネシア　スラウェシ島地震により発生した斜面崩壊等の把握 161
○寶楽　裕，杉本　惇，秋山佳輝，小俣雅志（パスコ）
P8　航空レーザデータ等を活用した斜面・法面点検技術の効果 163
○王　てい，小野尚哉，田中貴人，阿曽沼和義，徳岡杜香，藤木三智成（国際航業），西山　哲（岡山大学），橋中　瞳，倉光泰樹（奈良県）
P9　ハイパースペクトルカメラによる火山性土壌の含水状態の把握 165
○小野秀史，藤原康正，嶋　将志（エイト日本技術開発）
P10　Aso-4 分布域における豪雨時の斜面崩壊モデルの検討 167
○末田雄樹，太田岳洋（山口大学）
P11　広島県南部の高田流紋岩中の赤色粘土帯を伴う熱水変質脈 169
○平田康人（電力中央研究所）
P12　風化率と斜面崩壊形態の相関 171
○木村隆行，沼　知之，二木重博，工藤健雄（エイト日本技術開発），與那城稔，井上　真（ウエスコ）
P13　火山災害時の自然由来重金属類調査を目的とした簡易迅速測定法の評価 173
○渡辺俊一，小野秀史，齋藤晴紀（エイト日本技術開発），天野順行（エクスランテクニカルセンター）
P14　降雨予測情報を活用した局地的な短時間豪雨での浸水・氾濫に対する減災手法　－鉄道沿線での検討例－ 175
○浦越拓野，川越　健，渡邉　論，馬目　凌，福原隆彰，高見和弥，尾崎尚也（鉄道総合技術研究所）
P15　断層変位の確率論的評価について–2016 年熊本地震および 2014 年長野県北部地震– 177
○井上直人（地域地盤環境研究所）

【 地下水 】（日本地下水学会共催）

P16　九重火山周辺の湧水水質と火山地質の関係……179
○久保佑佳，太田岳洋（山口大学）
P17　宮古島平良地域の塩水化について……181
○風見健太郎，渡辺俊一，齋藤晴紀（エイト日本技術開発），兼島方昭，上地琢也（宮古島市）
P18　仙台市宮城野区新浜地区における地下水の水質の特徴と滞留時間の推定値－2019年1月の調査結果－……183
○藪崎志穂（総合地球環境学研究所），柴崎直明，山本怜南（福島大学）
P19　アナログデータを用いた熊本地震における地下水位変化の解析……185
○山中知茂，細野高啓（熊本大学），井手　淨（芝浦工業大学）
P20　福島第一原子力発電所事故に伴う放射性セシウムの移行に関する検討……187
○竹内真司（日本大学），林　武司（秋田大学），藪崎志穂（総合地球環境学研究所），鈴木弘明（日本工営）

【 環境地質 】

P21　自然由来重金属等含有土砂対策としての不溶化剤の比較……189
○嶋　将志，東口陽子，石川敦代（エイト日本技術開発）
P22　色彩測定による砒素簡易分析の指標……191
○石川敦代，嶋　将志（エイト日本技術開発）
P23　“愚者の黄金”にみる物質循環と岩石・水圏との相互作用……193
○長谷川怜思，山本　晃，樋口明良，堀内瀬奈（八千代エンジニヤリング）
P24　ハンドヘルド蛍光エックス線分析計を用いた自然由来重金属汚染土壌の溶出特性評価……195
○ブンニャパロム　ナンタナ，丸茂克美（富山大学）

【 地形・地質一般 】

P25　一般公開地形解析図を用いた地形判読の技術提案……197
○清水勇介，生沼洋祐，下河敏彦（環境地質）
P26　風化を模擬した溶解実験による砂岩・泥岩・溶結凝灰岩の組織変化……199
○濱田崇臣，清水洋平，濱田　藍，楠原文武，大山隆弘（電力中央研究所）
P27　基盤岩の段差を覆う礫層の構造に関する検討（その2）……201
○田中姿郎，野原慎太郎，相山光太郎（電力中央研究所），田村友識（山口大学）
P28　地質柱状図群のN値と岩相分布からみた世田谷層の分布とその形成に関する考察……203
○小林友亮，内藤尚輝，竹村貴人，遠藤邦彦（日本大学）
P29　帯磁率による粘土粒子の作る構造異方性の定量化に関する実験的研究……205
○内藤尚輝，明石康平，竹村貴人（日本大学）
P30　強風化部で認められるマンガン酸化物の詳細観察……207
○中田英二（電力中央研究所），太田岳洋（山口大学）
P31　平成30年西日本豪雨による山口県岩国市における土砂災害の地形と植生の関係……209
○松尾香穂，太田岳洋（山口大学）
P32　愛媛県宇和島市吉田町ため池決壊と住民の避難行動……211
○野々村敦子（香川大学），稲垣秀輝（環境地質）
P33　鉄道トンネル等が建設された天井川の特徴～ジオ鉄目線で考える～……213
○上野将司，藤田勝代（深田研ジオ鉄普及委員会），深田研ジオ鉄普及委員会
P34　AIを活用した地形表現図の鮮明化……215
○北村啓太朗，落合達也（アジア航測）
P35　過去の写真と現状の三次元計測に基づく荒島石の侵蝕速度の検証……217
○朽津信明，栁沼由可子（東京文化財研究所）
P36　比高マップの有効性と課題　–地形形成プロセス解析の観点から–……219
○小林　浩（朝日航洋）
P37　青野山火山群雲井峰の噴出物の特徴……221
○岡澤大市，太田岳洋（山口大学）

【 地層処分 】

P38　長期浸漬環境下での吹付けコンクリートと花崗岩質岩石の境界面の変化……223
○竹村貴人（日本大学），松井裕哉（日本原子力研究開発機構），斎藤　亮，多田浩幸（清水建設），岩崎昌浩，三島俊一（デンカ），佐藤治夫（岡山大学）
P39　スイス・モンテリ地下研究所での間隙空気圧測定……225
○長田昌彦（埼玉大学），竹村貴人（日本大学），富樫陽太，五嶋壮太（埼玉大学）

【 測量・計測 】（物理探査学会共催）

P40　地表に埋設した光ファイバーを用いた分散型音響センシング（DAS）による表面波探査……227
○山内泰知（ダイヤコンサルタント），山口隆志，笠原順三（エンジニアリング協会），杉本芳博，川島裕貴（ダイヤコンサルタント），窪田健二（電力中央研究所），羽佐田葉子（大和探査技術）

【 土木地質 】

P41　アンカーに変状が現れた法面での健全度調査事例……229
○柏原真太郎，西　俊憲（基礎地盤コンサルタンツ）
P42　礫と基質で構成される弱層のせん断強度評価手法に関する検討……231
○西塚　大（土木研究所（現）ドーコン），矢島良紀（土木研究所），松尾達也（土木研究所（現）水資源機構），阿南修司（土木研究所）
P43　複合降伏モデルを用いた節理性岩盤の地震時浸透流解析……233
○堀川滋雄，佐々木　猛，越谷　賢（サンコーコンサルタント），福嶋　繁，小原義之（日本原子力研究開発機構）
P44　高品質ボーリングコア採取に向けてのコア取扱の一事例……235
○松下芳浩，青木道範，新山雅憲，濱本拓志，亀高正男，伊藤靖雄（ダイヤコンサルタント）
P45　谷地形解析によるゆるみ岩盤斜面の抽出に関する検討……237
○松尾達也（土木研究所（現）水資源機構），矢島良紀，阿南修司（土木研究所）
P46　土層強度検査棒による地盤のせん断強度評価に関する考察……239
○矢島良紀（土木研究所），山本定雄，金井哲男（応用地質），法水　哲（日本工営），浅井健一（土木研究所）
P47　地層の深さ変化の面的調査へのサウンディングの適用性の検討……241
○浅井健一（土木研究所）
P49　計測機器と画像処理技術との連係による動態観測システムの開発……243
○石濱茂崇（熊谷組），佐藤源之，菊田和孝，泉　佑太（東北大学），江口秀典，山上直人（九州地方整備局），北沢俊隆（熊谷組）
P50　空洞等を含む溶岩を基礎とする建築物の支持層確認への削孔検層の適用……245
○賓谷　周，井ノ口拓郎，山本浩之，阿部勇治（安藤ハザマ）
P51　トンネル施工時の振動による岩盤崩壊リスクと安全管理……247
○江川千洋，星野海斗（キタック），久保田陽介（新潟県土木部）
P52　反射法弾性波による切羽前方の定量評価と適用事例……249
○山本浩之，中谷匡志，山岸明弘，坊澤慎太郎（安藤ハザマ）
P53　山岳トンネル完成後の盤ぶくれの地質的要因分析……251
○嶋本敬介，川越　健（鉄道総合技術研究所）
P54　山岳トンネル坑内における台風通過時のメタンガス濃度上昇現象について……253
○和田卓也，戸本悟史，長谷川清史，橋本和茂，若本達也（建設技術研究所）
P55　泥岩の乾燥度変化に伴うスレーキング特性について……255
○石田良二，上間綾乃（ジェイアール総研エンジニアリング）

1. 地下浅部の酸化帯および帯水層にかかわる情報整備

Knowledge capture of the oxidized zones and aquifers in the shallow subsurface

○西尾光，三枝博光（原子力発電環境整備機構），鐙顕正（大林組），
加藤涼介（ダイヤコンサルタント），海作一幸（東電設計）
Hikaru Nishio, Hiromitsu Saegusa, Kensho Abumi, Ryousuke Katou, Kazuyuki Kaisaku

1. はじめに

放射性廃棄物の地層処分システムの長期安全性を確認するためには，廃棄体の埋設場所及びそこから生活圏までの放射性物質の移行を評価する必要がある．そのためには，地下深部から浅部に至る領域で放射性物質の移行に影響を与える地質構造などのモデル化が重要である[1]．このうち地下浅部においては，放射性核種の移行挙動に影響を及ぼす酸化帯や帯水層が分布することから，これらの分布傾向などを考慮する必要がある．しかしながら，これらにかかわる情報を体系的に整理したデータベースや，それに基づき酸化帯及び帯水層の分布傾向を整理した事例は存在しない．

以上のことから，本検討では酸化帯や帯水層にかかわる文献資料を全国規模で収集し，酸化帯や帯水層の分布傾向を整理・統合した．

なお，本検討では，地下浅部において酸素を多く含んだ地下水の浸透と反応により，還元状態の岩盤中の鉱物が酸化された領域を「酸化帯」，地下浅部において地層を構成する粒子間の空隙が大きく，かつ地下水で飽和されている地層を「帯水層」と呼ぶこととする．

2. 文献資料の収集・整理

国立情報学研究所の CiNii や科学技術振興機構の J-stage などで検索可能な学術論文，及び日本原子力研究開発機構や電力中央研究所などの研究報告書などの文献資料を収集した．また，収集した文献資料に基づき，酸化帯の厚さや帯水層の透水係数といった数値情報などを整理した．

3. 地質環境条件ごとの酸化帯と帯水層の分布傾向

収集した文献資料数は，酸化帯は 291 件，帯水層は 223 件であり，これらに記載されている数値情報などをデータベース化した．さらに，数値情報は地質環境条件ごとに整理し，酸化帯や帯水層の分布傾向などを検討した．その結果を以下にまとめる．

(1) 岩盤区分ごとの酸化帯の分布傾向

地下水の移行経路の観点から岩盤を多孔質媒体と亀裂性媒体に区分し酸化帯の分布傾向を検討した．

泥岩などに代表される多孔質媒体では，酸素を含む地下水が表層土壌を通過する際に，微生物が有機物を分解し，酸素を消費するとともに，二酸化炭素を生成する．二酸化炭素は地下水に溶けて炭酸となり，酸素は酸化しやすい鉱物を酸化させ，酸化帯が形成される．地下水面よりも浅部では空気と接しやすく酸化されやすいため，酸化フロント（酸化帯の下限深度）は，地下水面付近に形成される（図-1 左図）．また，岩盤中に黄鉄鉱などの硫化鉱物が分布する場合には，酸化に伴い硫酸が生成され，それを含んだ地下水がさらに深部に浸透し，炭酸塩を溶解して溶解帯が形成される．また，溶解帯の下位の還元的な岩盤部との境界に溶解フロントが形成される[2~6]．

花崗岩などに代表される亀裂性媒体における酸化帯では，応力開放や断層運動による割れ目帯に沿って地表付近から酸化的な地下水が地下深部まで到達し，酸素が地下水中の鉄（Ⅱ）イオンなどを酸化し，水酸化鉄を生成する．そのため，多孔質媒体と比較して深部まで酸化帯が不規則に分布する傾向がある[7~9]（図-1 右図）．

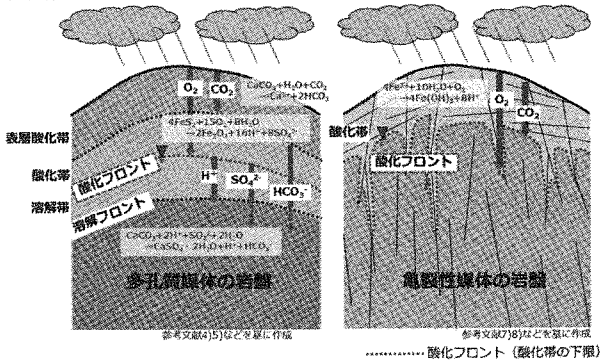


図-1 岩盤区分ごとの酸化帯の分布傾向

(2) 岩種ごとの酸化帯の厚さと地形との関係

地形を山地，丘陵，平地，沿岸海域に区分し，岩種ごとの酸化帯の下限深度と地形との関係について分析した．既往報告[10~11]では，酸化帯は山地で厚く，平地で薄い傾向があるとされており，本検討でもほとんどの岩種において山地，丘陵，平地，沿岸海域の順に酸化帯の厚さが減少する傾向が確認できた（図-2）．

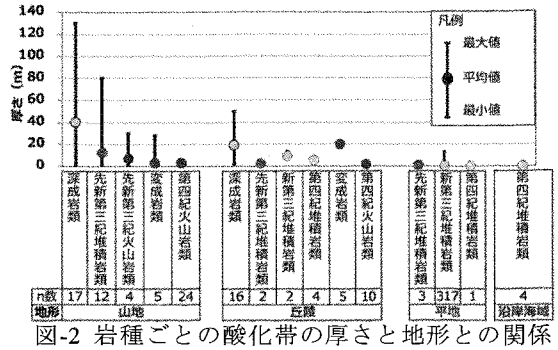


図-2 岩種ごとの酸化帯の厚さと地形との関係

(3) 帯水層の分布傾向

地下水の涵養域である山地では，風化が進む山頂部や尾根部に降水が浸透し，地下水となって標高の低い谷部へ流動し，湧出している[12]．このように不飽和帯が形成されている山頂部や尾根部における浅部の帯水層の分布は限定的である．一方，流出域である平地や沿岸海域では，地下水盆の中に帯水層が分布している[13]．安全評価では，放射性物質の地下水を通じた移行経路における地質環境と生活圏との接点を GBI（Geosphere-Biosphere Interface）と呼び，河川や湖沼，海底などが想定されている．また，多くの文献においては，帯水層は水理地質構造（帯水層単元）に基づき区分されており，区分ごとに透水係数などの水理学的特性データが記載されている．本検討ではこれらの帯水層を「個別帯水層」と呼ぶこととする（図-3）．

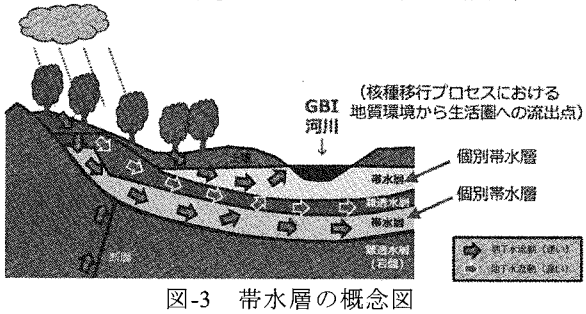


図-3　帯水層の概念図

(4) 帯水層の厚さと透水係数との関係

第四紀堆積岩類における個別帯水層の厚さは，1m から 400m と幅広い結果となったが，概ね 30m までのデータが多く，平均値は 25m であった．新第三紀堆積岩類は，帯水層の厚さについて報告している文献が限られ情報が少ない．また，透水係数を統計処理した結果，第四紀堆積岩類は 10^{0}m/s から 10^{-12}m/s オーダーの幅広い値を示し，最頻値は 10^{-4}m/s オーダーである．対して新第三紀堆積岩類の最頻値は 10^{-7}m/s オーダーであり，3 オーダー以上低い値を示すことが確認できた（図-4）．

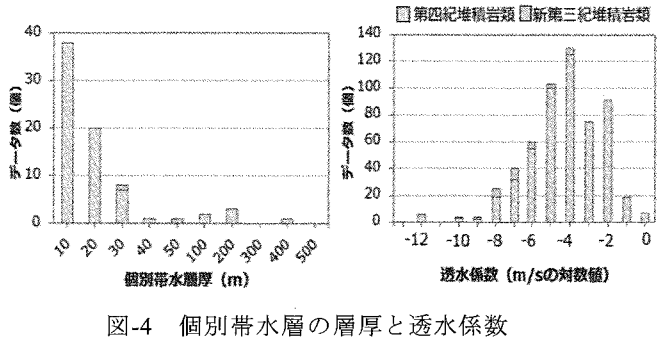


図-4　個別帯水層の層厚と透水係数

(5) 地下浅部における地質環境の概念モデルの構築

上述の検討結果に基づき，地理的条件や岩種を考慮したうえで，涵養域から流出域までの広域的な地下水流動場における酸化帯及び帯水層の分布傾向を表現した概念モデルを構築した（図-5）．涵養域である山地は深成岩類が分布し，割れ目沿いに酸化帯が深部まで達する．流出域である平地や沿岸海域では，第四紀堆積岩類が分布し，それが帯水層となっており，酸化帯の厚さは山地や丘陵と比較して薄い．

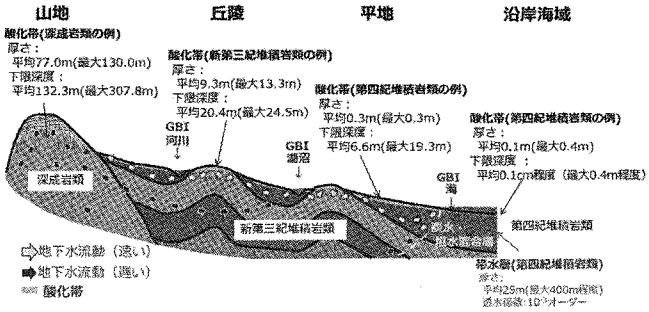


図-5 地下浅部における地質環境の概念モデル

4. まとめと今後の取り組み

本検討を通じて，全国規模の文献資料を収集し，地形や岩種に応じた酸化帯の分布傾向や帯水層の透水性に関して体系的な検討を実施した．本検討の成果は，地質環境の長期変遷を考慮したモデル化技術の整備や生活圏及び GBI における放射性物質の移行挙動の評価の信頼性向上に向けた検討に反映する予定である．

文献

1) 地層処分研究開発調整会議（2018）：地層処分研究開発に関する全体計画．
2) 千木良（1998）：泥岩の化学的風化，-新潟県更新統灰爪層の例-，地質学雑誌，第 94 巻．
3) 千木良（1998）：砂岩の風化メカニズム（その 2），電力中央研究所報告．
4) 千木良（1992）：建設工事における風化・変質作用の取扱い方，土と基礎，第 40 巻．
5) 大山ほか（2010）：幌延における堆積岩の特性研究（その 2），電力中央研究所報告．
6) 大山ほか（2011）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発（その 2），電力中央研究所報告．
7) 西本ほか（2008）：地下深部花崗岩の変質プロセス解析，応用地質，第 49 巻．
8) 赤川ほか（2004）：花崗岩割れ目周辺の酸化還元反応と二次的物質移動現象，地質学雑誌，第 110 巻．
9) 吉田（2012）：岩盤中の透水性亀裂とその長期的挙動，地学雑誌，第 121 巻．
10) Yokota and Iwamatsu (1999) : Weathering distribution in a steep slope of soft pyroclastic rocks as an indicator of slope instability, Engineering Geology, vol.55.
11) 注連本ほか（2014）：放射性廃棄物地層処分に対する超長期の安全評価への反映を目的とした風化帯に関する情報の整理，JPGU 予稿集．
12) 駒田・石橋（1992）：建設工事における風化・変質作用の取り扱い方 7，土と基礎，第 40 巻．
13) 萩原ほか（2002）：日本列島の第四紀地質特性，JAERI-Review 2002-024，日本原子力研究所．

2. ベントナイト鉱床中の炭酸カルシウム球状コンクリーションの産状と応用
－ ベントナイトの長期挙動アナログとして －

Occurrence of spherical carbonate concretion in bentonite layer and its application
- An analogue of long-term stability of bentonite characteristics -

○ 吉田英一（名古屋大学），大江俊昭（東電設計），伊藤雅和（クニミネ工業）

○ Hidekazu Yoshida (Nagoya Univ.), Toshiaki Ohe (TEPSCO), Masakazu Ito (Kunimine Industries)

1. はじめに

地層処分では、多重バリアの１つとしてベントナイトが選択されている．その理由は，ベントナイト中のモンモリロナイト−水反応に伴う膨潤性による止水性能と，モンモリロナイトの放射性元素の吸着性能が期待されるからである．とくに膨潤性は，処分ピット周辺岩盤の透水性割れ目や空隙をシーリングし，廃棄物体への地下水のアクセス並びに漏れ出た放射性元素の拡散を抑制するものとして重要視されている．

ベントナイトはNa型とCa型とに大別され，膨潤性に優れるのはNa型のものである．これはNa型では，Na^+イオンによる単位層間の電気的引力が弱いためにNa^+イオンと水分子が水和しやすく，粘土鉱物の単位層まで分離する（距離が広がる）ことによる．このNa型ベントナイトに対して，Ca型は膨張性能の劣ることが知られている．これは，Ca^{2+}イオンによる粘土鉱物中の単位層同士の電気的引力が強く，水分子とは水和するものの単位層の分離が抑えられるからである．

地層処分では，Na型を用いるとしているものの地下坑道の安全確保のみならず，とくにTRU廃棄物処分の場合，地下空間および処分ピットや処分坑道内に大量のコンクリートを用いざるを得ない．したがって，このコンクリートから，長期に渡って溶出するCa^{2+}イオンが溶出することは避けられず，Na型ベントナイトとのイオン交換反応によりCa型へと変化させ，初期の機能を喪失させるのではないかとの指摘がなされている．

本研究では，このNa型ベントナイトのCa^{2+}イオンとの反応に伴う長期的挙動のアナログとして，とくにCa型ベントナイトへと変化するのかどうかを把握することを目的に，月布のベントナイト層中から産出する炭酸カルシウム球状コンクリーションを用いて，その長期的反応変化の調査を行った．

2. 調査内容

山形県大江町月布付近には，新第三紀中新世の堆積性のベントナイト鉱床が広く分布している．このベントナイト層中からは直径数センチ～数十センチの炭酸カルシウム（カルサイト）を主成分とする球状コンクリーションの産出が確認されている（写真-１）．この球状コンクリーションは，海底に堆積した細粒～泥質の堆積物中に普遍的に産出することが確認されており，近年，その形成速度が非常に速いこと，また生物起源の炭素との反応によって海底堆積物中で球状に形成されることが明らかとなっている[1~3]．

調査では，これらのベントナイト層中の球状コンクリーションの産状調査，岩石薄片による観察のほか，このカルサイトの球状コンクリーション中の本来Na型ベントナイトであったモンモリロナイトが，コンクリーション中にトラップされ長期に渡って保持されることによってCa型へと変化しているのかどうかを確認するための鉱物および各種化学分析を行った．

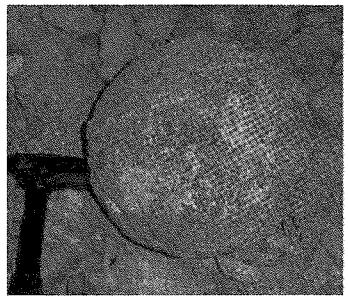
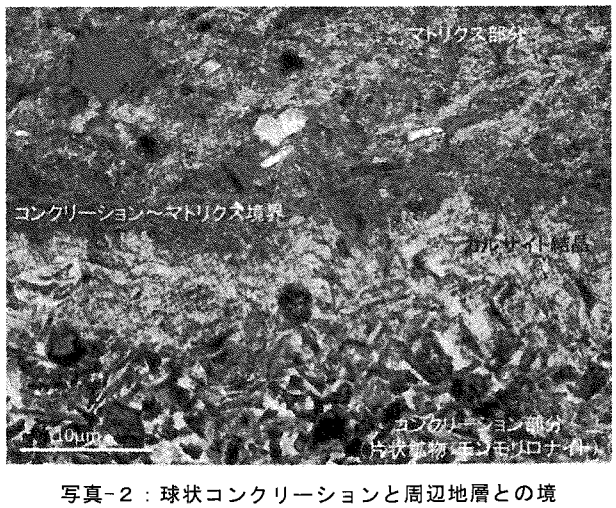


写真１：ベントナイト層中から産出する球状コンクリーション

3. 結果と考察

ベントナイト層中のカルサイトコンクリーションは非常に丸く，周辺の地層との境界も明瞭である．このコンクリーション部分の炭素同位体（δ13C）の分析結果は有機炭素成分由来を示唆し，これまでの他の海底堆積層中で確認されているカルサイト主成分のコンクリーションと同じ傾向を示す．海底堆積層中のコンクリーションの形成速度は非常に速いことが既に示されており，球状コンクリーションが，ベントナイト層の堆積後速やかに，モンモリロナイトを主成分とする粘



写真−２：球状コンクリーションと周辺地層との境界部分の偏光顕微鏡写真

土鉱物を取り込みつつ成長・形成されたことを示す.

このことは,偏光顕微鏡による薄片観察においても確認することができる(写真-2).コンクリーションと周辺の地層の境界は明瞭で,コンクリーション中のモンモリロナイトと思われる板状鉱物の周辺の空隙は,カルサイトで充填されている.

このコンクリーションおよび周辺マトリクスの成分分析の結果,コンクリーション部分には周辺マトリクスよりも7倍近いCaが含まれていることが確認されており,これまでの分析結果ではコンクリーション中の$CaCO_3$は約 40wt%である.さらに今回,これらのコンクリーションと周辺のベントナイト層中の浸出陽イオン量及び含有モンモリロナイト層間陽イオン量の測定を行った(表-1:分析表)結果,含まれるモンモリロナイトの量に応じて陽イオン交換容量に差があるものの,周辺マトリクス(外周付着物)とコンクリーション(A',B ,C')とでは,含まれているモンモリロナイトのNa^+イオン量に対する陽イオン交換容量はほとんど差がないことが示された.このことは,炭酸カルシウムを主成分とするコンクリーション中のモンモリロナイトが,コンクリーション形成時~形成後もCa^{2+}イオンとの交換反応を行わずに長期に Na 型を維持していることを示すものである.

コンクリーション各部位の浸出陽イオン量及び含有モンモリロナイト層間陽イオン量測定結果

試料名(部位)		外周付着物	A'	B	C'
水 分	(%)	9.1	3.6	3.5	4.0
N数	点	2	1	2	1
測定重量	g	0.500	2.000	2.000	2.000
浸出陽イオン量【酢酸アンモニウム法】(meq/100g)	Na^+	82.7	29.1	29.9	27.5
	K^+	4.9	1.6	1.5	1.0
	Mg^{2+}	6.2	6.0	3.5	4.3
	Ca^{2+}	14.1	99.1	97.5	93.1
	Total	107.9	135.9	132.3	125.9
N数	点	2	2	2	2
測定重量	g	0.500	1.000	1.000	1.000
層間陽イオン量【改良SFSA法】(meq/100g)	Na^+	66.7	24.3	25.9	26.4
	K^+	0.4	0.1	0.2	0.3
	Mg^{2+}	1.7	0.9	0.6	0.8
	Ca^{2+}	5.5	5.0	4.3	5.9
	Total	74.3	30.3	31.0	33.4
陽イオン交換容量(meq/100g)	-	102.8	34.2	32.5	29.4

今回行ったベントナイト層中に産出する球状コンクリーションの分析から,モンモリロナイトの Na 型と Ca 型との長期的な相互反応プロセスと挙動に関するアナログ的な予察調査として,ベントナイトが長期的にもCa型へと変化しにくい可能性を示す結果が示された.もしこれが地層処分場でのベントナイト-コンクリート相互作用として,実際の環境でも期待できる現象であるならば,多重バリアシステムの長期的な機能保持の観点からも非常に有用となる知見と言える.

今後,このアナログの適用性も含め,ベントナイト中の炭酸カルシウム球状コンクリーションを用いた Na 型及びCa型ベントナイトの長期挙動に関する知見の蓄積を行っていく予定である.

3. 文献

1) Yoshida, H., Ujihara, A., Minami, M., Asahara, Y., Katsuta, N., Yamamoto, K., Sirono, S., Maruyama, I., Nishimoto. S. & Metcalfe. R. Early post-mortem formation of carbonate concretions around tusk-shells over week-month timescales. *Scientific Reports* 5:14123 | doi: 10.1038/srep14123 (2015).

2) Yoshida, H., Yamamoto, K., Minami, M., Katsuta, N., Sirono, S. & Metcalfe, R. Generalized conditions of spherical carbonate concretions formation around decaying organic matter in early diagenesis, *Scientific Reports* 8:6308 | doi: 10.1038/s41598-018-24205-5 (2018).

3) Yoshida, H., Asahara, Y., Yamamoto, K., Minami, M., Katsuta, N. & Metcalfe, R. $^{87}Sr/^{86}Sr$ age determination by rapidly formed spherical carbonate concretions. *Scientific Reports* 9:1003 | doi: 10.1038/s41598-019-38593-9 (2019).

3. 第四紀テフラのU-Pb年代測定（その6）：　中越地域の第四紀テフラ

U-Th-Pb dating for Quaternary tephras (part 6): tephras in the Chuetsu region

○伊藤久敏（電力中央研究所），村松敏雄（元新潟大学）
Hisatoshi Ito, Toshio Muramatsu

1. はじめに

第四紀テフラ（特に広域テフラ）の噴出年代は，火山活動の履歴評価に有用であるだけでなく，断層の活動性評価においても重要であり，放射性廃棄物の地層処分を行う上でも，高精度な第四紀テフラの年代測定のニーズは高い．発表者は，レーザーアブレーション誘導結合プラズマ質量分析計（LA-ICP-MS）を用いたテフラのU-Th-Pb年代測定結果を報告し，その有用性を議論してきた．これまでに，約10万年前に噴出したとされる洞爺テフラについて，U-Pb法とU-Th法による同時年代測定が可能であることを示すとともに[1,2]，約10万年前に噴出したとされる鬼界-葛原テフラ（K-Tz）が分布する屋久島にて，K-Tzとその下位の2枚のテフラのU-Pb年代測定を行い，K-Tzを噴出した鬼界カルデラのマグマ活動履歴について新たな知見が得られたことを報告した[3,4]．さらに，房総半島の第四紀テフラについてU-Pb年代測定を行い，これまで報告されていたフィッション・トラック（FT）年代に比べ，格段に高精度な年代が得られたことを報告した[5,6]．また，北アルプスの河川砂から得られたジルコンのU-Pb年代測定により，広域テフラと北アルプスの火山活動との関連性を議論した[7][8]．今回，日本応用地質学会研究発表会が長岡で開催されることもあり，中越地域の第四紀テフラのジルコンU-Pb年代測定結果について報告する．

2. 中越地域の第四紀テフラ

新潟県中越地域には更新世前期から後期にかけて多くのテフラが分布し，そのうち，いくつかは広域テフラとして，房総半島の上総層群中のテフラとも対比されている．これらのテフラの年代測定は，主にジルコンのFT法により実施されてきた[9][10][11]．今回，ジルコンのU-Pb年代測定を行ったのは，以下のテフラである．なお，テフラの名前は一般的に使われている名前もしくは採取地の地名を用いた．テフラ名の後に採取位置（緯度，経度）を両括弧内に示した．

HK10 (37.770600,139.139480)：　新潟市秋葉区の新津丘陵の県道脇の崖に分布する厚さ100cmのパミス質テフラ．魚沼層群中部層のSK110や房総半島の上総層群Kd25に対比される[10]．

大平タフ(37.536321,139.013641)：　新潟県三条市大平に分布する厚さ80cmの泥質なテフラ[11]．

Og-tf (37.524763,138.725942)：　新潟県出雲崎町大字小釜谷に分布する厚さ14cmのテフラ．大阪層群のピンクタフに対比される．

横倉タフ(36.989297,138.547758)：　長野県栄村横倉の林道の崖（標高507m）のローム層．全体的に泥質だが，黒雲母の濃集する層準から採取．北アルプス起源の上宝テフラ（KMT）に対比される[11]．

君帰タフ(37.077919,138.865723)：　新潟県南魚沼市君帰に分布する厚さ40cmのパミス質テフラ[11]．

小栗山タフ(37.065297,138.849442)：新潟県南魚沼市小栗山に分布するカミングトン閃石を含む厚さ100cmのテフラ[11]．

SP4 (37.108090,138.836010)：　新潟県十日町の清水峠付近に分布する桝形山溶岩直上の黒雲母含有パミス質テフラ．桝形山溶岩の下位に小栗山タフが位置する[12]ことから，SP4は小栗山タフよりも若い年代が期待される．

3. 年代測定実験

電力中央研究所の所有するLA-ICP-MS装置を用い，U-Pb年代測定を行った[4]．レーザーアブレーションには波長213nmのNd-YAGレーザー（New Wave Research UP-213）を，ICP-MSには二重収束型質量分析計（Thermo Fisher Scientific ELEMENT XR）を用いた．レーザー径は30μmもしくは40μmとし，各試料20粒のジルコンを測定した．結果の再現性を確認するために，大平タフについては2回測定を行った．なお，U-Pb年代（^{238}U-^{206}Pb年代）を求めるにあたり，鉛汚染の補正を行うとともに，ジルコンがマグマから晶出する際に生じるUとThの放射非平衡の補正を実施した．この際のマグマのTh/U比は3.0と仮定した．

4. 年代測定結果

年代測定結果を表-1に示す．

表-1. ジルコンのU-Pb年代測定結果.

Tephra name	Age (Ma)		MSWD, n
	$^{206}Pb/^{238}U$	2σ	(n=number of grains)
HK10	1.65	0.06	MSWD=3.8, n=17
大平タフ	1.09	0.07	MSWD=2.7, n=12
大平タフ	1.13	0.05	MSWD=1.4, n=16
Og-tf	1.05	0.08	MSWD=3.6, n=16
横倉タフ	0.70	0.04	MSWD=4.1, n=17
君帰タフ	0.48	0.05	MSWD=6.9, n=16
小栗山タフ	0.46	0.06	MSWD=2.8, n=18
SP4	0.68	0.09	MSWD=2.9, n=15

大平タフについては，2回とも約1.1 Maを示し，再現性の良い結果が得られた．MSWD (mean square weighted deviation)が1よりもかなり大きい君帰タフや横倉タフは個々のジルコンの年代値のバラツキが相対的に大きく，異質ジルコンを含む可能性はより高いと判断される．

5. 考察とまとめ

HK10のU-Pb年代（1.65±0.06 Ma）は，FT年代（1.63±0.4 Ma）[10]と一致し，信頼性は高いと考えられる．なお，年代値誤差は，U-Pb年代，FT年代ともに2σで示す．本テフラの給源は北アルプスとされており，町田・新井[13]の大峰テフラ（Omn）に相当し，魚沼層群のSK110や上総層群のKd25で層厚100cm以上とされている．

大平タフは2回の測定結果を合わせて再計算すると，1.11±0.04 Ma (MSWD=1.9, n=28)が得られる．本テフラは，0.59±0.18 MaのFT年代が得られており[11]，今回約0.5 Maが得られた小栗山タフと同じと予想されていたが，それよりは明らかに古い年代を示した．統計的に除外された1粒子からは0.56±0.19 Maが得られたため，この粒子が本質ジルコンである可能性は排除できないが，大平タフの噴出・堆積年代が約1.1 Maである可能性は高いと思われる．

Og-tfのU-Pb年代（1.05±0.08 Ma）は，約1.0 Maとされる大阪層群のピンクタフの年代と一致し，良好な年代が得られた．

横倉タフのU-Pb年代（0.70±0.04 Ma）は，KMTの噴出・堆積年代（約0.62 Ma）[14]よりもやや古いが，U-Pb年代がマグマからジルコンが晶出した年代を示し，晶出年代≧噴出年代，であることを考えると矛盾のない年代が得られた．

君帰タフと小栗山タフは同一のテフラと考えられており[11][12]，それぞれ，0.48±0.05 Ma，0.46±0.06 Maと誤差の範囲内で一致した．小栗山タフのFT年代（0.53±0.16 Ma）[11]よりは高精度の年代が得られた．

SP4のU-Pb年代（0.68±0.09 Ma）は，約0.5 Maの君帰タフよりも若干古い年代を示し，層序と一致しない結果が得られた．約0.7 Maの年代値と黒雲母を含有することから，横倉タフと同様にKMTと同一の可能性が考えられ，その場合，SP4は二次堆積したテフラである可能性が考えられる．

文献

1) 伊藤久敏（2014）：第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その2）．日本応用地質学会平成26年度研究発表会講演論文集，pp.107–108.

2) Ito, H. (2014): Zircon U–Th–Pb dating using LA-ICP-MS: Simultaneous U–Pb and U–Th dating on the 0.1 Ma Toya Tephra, Japan. J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 289, pp. 210–223.

3) 伊藤久敏（2015）：第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その3）．日本応用地質学会平成27年度研究発表会講演論文集，pp. 33–34.

4) Ito, H., Uesawa, S., Nanayama, F. and Nakagawa, S., (2017): Zircon U–Pb dating using LA-ICP-MS: Quaternary tephras in Yakushima Island, Japan. J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 338, pp. 92–100.

5) 伊藤久敏（2016）：第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その4）．日本応用地質学会平成28年度研究発表会講演論文集，pp. 33–34.

6) Ito, H., Nanayama, F. and Nakazato, H. (2017): Zircon U–Pb dating using LA-ICP-MS: Quaternary tephras in Boso Peninsula, Japan. Quat. Geochronol., Vol. 40, pp. 12–22.

7) 伊藤久敏（2017）：第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その5）．日本応用地質学会平成29年度研究発表会講演論文集，pp. 45–46.

8) Ito, H., Spencer, C.J., Danišík, M. and Hoiland, C.W., (2017): Magmatic tempo of Earth's youngest exposed plutons as revealed by detrital zircon U-Pb geochronology. Scientific Reports, 7: 12457.

9) 村松敏雄・林　正栄（1991）：六日町西方地域の第三系～第四系及び凝灰岩のフィッション・トラック年代．新潟県地学教育研究会誌，No. 25, pp. 99-104.

10) 村松敏雄（2007）：新潟市新津丘陵に分布する凝灰岩及び火山岩のフィション・トラック年代．フィッション・トラックニュースレター，No 20，pp. 44-47.

11) 村松敏雄（2019）：新潟県中越地域に分布する更新世中期火山灰層の放射年代．新潟県地学教育研究会誌，No. 49，pp. 21-28.

12) 魚沼丘陵桝形山溶岩研究グループ（2019）：新潟県魚沼丘陵南部の地質－特に第四系桝形山火山岩体について－．新潟県地学教育研究会誌，No. 49，pp. 43-56.

13) 町田　洋・新井房夫（2011）：新編火山灰アトラス－日本列島とその周辺，東京大学出版会，336p.

14) Suzuki, T. (2008): Analysis of titanomagnetite within weathered middle Pleistocene KMT tephra and its application for fluvial terrace chronology, Kanto Plain, central Japan. Quaternary International, Vol. 178, pp. 119–127.

4. 山体重力変形における空中写真判読による経年変化について

Study of the secular change by aerial photo interpretation in mountain body gravity deformation

○菊地輝行（株式会社開発設計コンサルタント）
大八木規夫，金子誠（深田地質研究所）秦野輝儀（電源開発株式会社）
Teruyuki KIKUCHI, Norio OYAGI, Makoto KANEKO, Teruyoshi HATANO

1．はじめに

平成23年の紀伊半島豪雨では，数10万m^3の大規模な岩体が，短時間で崩壊する深層崩壊が発生した．これらの深層崩壊は，地形解析や現地調査が実施され崩壊メカニズムが検証された[1)など]．着目点は，崩壊前の地形図から末端崩壊，不規則凹凸，ガリーが確認されていることである．これらの地形的特徴は重力変形を示すもので，長期間におよび変形が進行していると推測できる．このような重力変形現象を時系列的にとらえることは，今後の深層崩壊現象の予察に役立つと考える．本研究では，紀伊半島豪雨で崩壊した赤谷の深層崩壊に対して，1948～2012年間の5時期の空中写真の判読を行った．その結果，定性的ではあるが経年的な変形の進行が認められたので報告する．

2．判読手法

対象地では表-1に示すように1948年の米軍から始まって、国土地理院や奈良県撮影による空中写真が2012年5月の災害後まで数回にわたり撮影されたものが存在している．これらの64年間にわたる斜面の経年変化を追跡判読することで、時系列比較判読[2)]が可能である．

表-1 判読に用いた画像の一覧

No.	撮影年月	撮影計画機関	色調	縮尺
①	1948年11月	米軍	白黒	1/40,000
②	1976年6月	国土地理院	カラー	1/15,000
③	1994年5月	奈良県	白黒	1/16,000
④	2004年5月	奈良県	白黒	1/16,000
⑤	2011年4月	NTT空間情報	カラー	1/10,000
⑥	2012年5月	NTT空間情報	カラー	1/5,000

3．判読結果

対象地は図-1 に示す紀伊半島新宮川水系十津川上流域に位置する．平成23年紀伊半島豪雨では，十津川上流域は総雨量600mm に達し，深層崩壊が38箇所で発生している[3)]．対象地の地質は中～古生代の四万十帯美山層群の砂岩・泥岩が混在して分布する地域である．赤谷崩壊斜面における災害前の多時期の空中写真判読から得られた斜面の変形状況から，図-2 に示すように，A，B，C，およびDの4つの領域に区分した．領域Aは上位から下位へ変形の状態の違いによって，A1，A2，およびA3の亜領域に細分出来る．なお，領域C（右（北）側下部）には少なくとも3段の微小滑落崖と緩斜面および前方への膨らみ（横断形は凸形）の組合わさった地形が認められる．その上限はGL 670m付近で

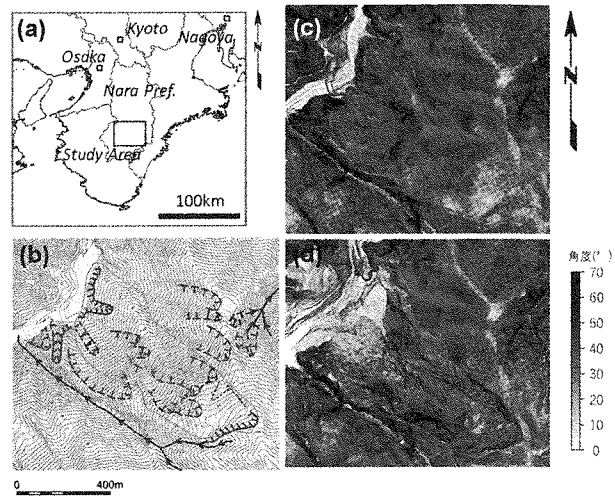


図-1 赤谷深層崩壊の概要[3)に加筆]
（a 概略位置，b 崩壊前の微地形判読図，
c 崩壊前の傾斜量図，d 崩壊後の傾斜量図）

ある．これら各領域および亜領域は力学的には独立ではなく，相互に関連し合って，安定を保っていると考えられる．したがって，いずれかの領域が変形・変位・運動すれば，他の領域にも影響を及ぼすことになる．

4．崩壊発生に関する考察

上記の判読結果から，赤谷崩壊の長期的な変形の進行は次のように考察する．

(1)図-2 に示すA～Dの4つの領域の中で，領域Bは1948年の空中写真で既に明瞭な崩壊面を示しており，それ以前に移動体の大部分を崩壊等で失っている．この領域は，赤谷の攻撃斜面に相当し，河川による側方浸食が，過去の崩壊の要因と考える．

(2)領域Bでの削剥が進行し，すぐ上方に位置する領域Aでは変形，すべりによる変位が進行し，A1～A3の分化が進行した．

(3)領域Aの変形荷重は，主に領域Cの支持力に依存する状態であった．そのため，領域Cでは領域Aからの応力を受け，変位・変形が進行すると考えられる．しかし，2011年までは領域Aの変形は，図-3，写真A-1948，-1994に示すように滑落崖が存在するのみで，2011年になって間隙が確認できた．

(4)2011年の空中写真では，領域Cの下端2箇所に崩壊跡が認められる（図-3，写真C参照）．また，この領域の中段付近に多数の亀裂や副次的滑落崖状の小崖が認められる．

(5)2011年豪雨時には，前年までの変形に加えて，大きな入力を受けたことによって，領域Cの全体が不

安定となり，上位の領域Aとともに滑落した．

(6)領域Cの崩壊発生に対する直接の要因としては次の3つが考えられる．①山体上部からの地下水圧上昇，②領域Aからの荷重の増加，および，③領域C下部に対する河川の側方浸食などである．

以上，赤谷地点の判読結果から時系列な発達過程を推定した．各領域の輪郭は必ずしも明瞭ではないが，領域Cにおける赤谷の攻撃斜面の崩壊や，領域Aの滑落崖付近の変形の影響による植生の変化は明らかである．このような部分的な変動の進行は，地すべりの発達過程の進行中の段階であると考える．このような斜面の変形ステージは，大八木[4]，菊地ほか[3]による地すべり発達過程の遷移期Ⅱに相当すると考えられる．漸移期Ⅱは，対象斜面の一部に小さい変形が生じているが，変動部分全体がまだ基岩から分離していない漸移期でも後期に位置するものである．全体の輪郭となる構造がまだ形成されていない重力変形が明瞭化し，不規則凹凸・小崖地形・末端崩壊が顕著な特徴を有している．

5．結論

大規模崩壊の発生場所の予測を目的として、赤谷の崩壊を災害前の5時期に撮影された空中写真を用いて、時系列比較判読をおこなった。その結果、ある程度の変位・変形が進行中であったことが明らかになった。今後は、地域的にも時間的にも調査範囲を広げ発達過程を明らかにするとともに，航空レーザ計測データなど定量的な手法との整合性を試みる．

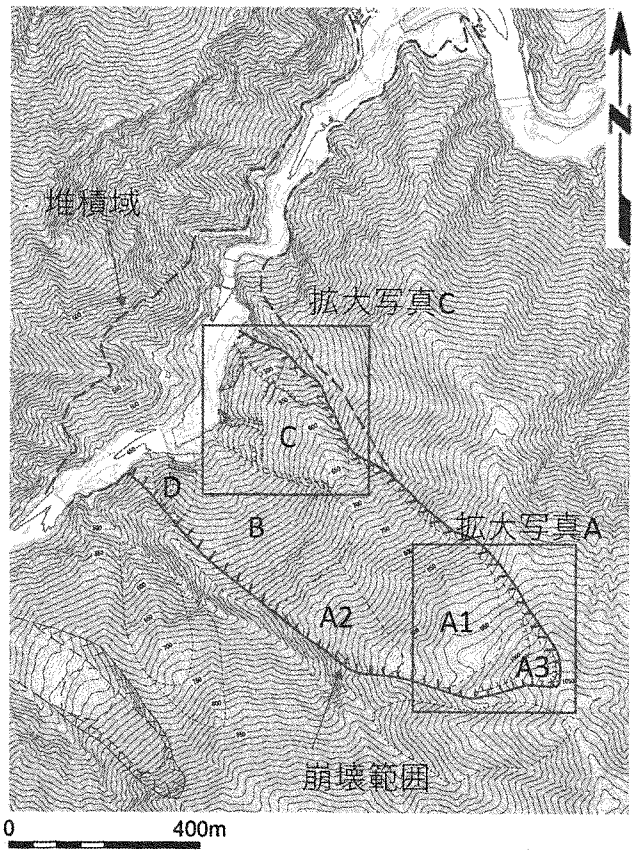


図-2 赤谷深層崩壊の地すべり領域

6．謝辞

崩壊前の地形図は，近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所が所有する航空レーザ計測データを用いました．貴重なデータを提供いただき心より感謝いたします．

文献

1) Chigira, M., Tsou, C.-Y., Matsushi, Y., Hiraishi, N., and Matsuzawa, M.（2013）: Topographic precursors and geological structures of deep-seated catastrophic landslides caused by Typhoon Talas, Geomorphology vol.201, pp.479-493.

2) 羽田野誠一・大八木規夫（1986）: 斜面災害の発生しやすい場所（場所の予測）－地形的位置．高橋・大八木他（編）: 斜面災害の予知と防災，白亜書房，526p.

3) 菊地輝行・秦野輝儀・西山哲（2019）: 平成23年台風12号における崩壊・非崩壊地に関する地形的特徴の検証，地すべり学会誌，Vol.56, No.4, pp.141-152.

4) 大八木規夫（2018）:「地すべり地形の判読法-空中写真をどう読み解くか-」増補版，近未来社，pp.9-22.

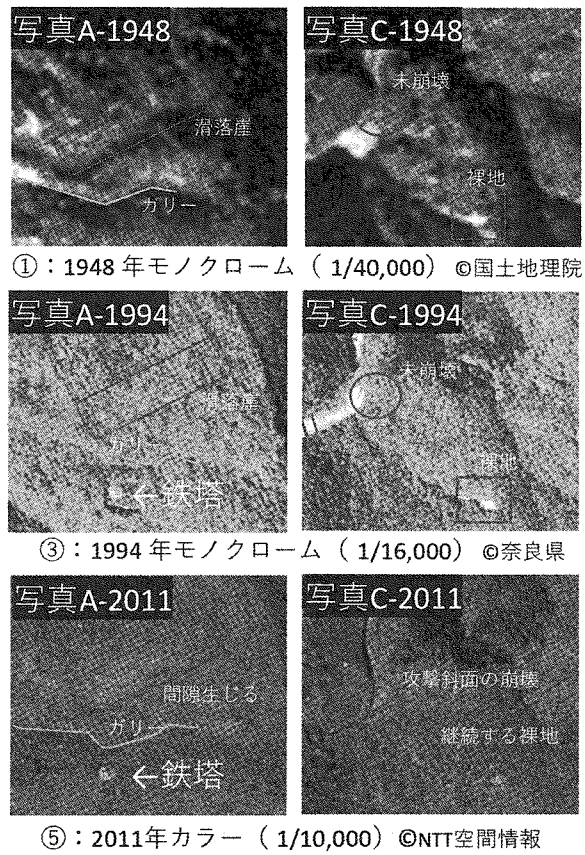


図-3 各年代の空中写真の領域拡大図

005. 放射性炭素年代測定（AMS法）を用いた紀伊山地における深層崩壊地の発生年代推定方法

The research about the frequency of the deep-seated landslides by carbon dating in Kii mountain area.

○小川内良人，横山　修（国土防災技術株式会社），
Yoshito Ogawauchi, Osamu Yokoyama
木下篤彦，田中健貴（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）
Atsuhiko Kinoshita, Yasutaka Tanaka

1. はじめに

紀伊山地では過去に繰り返し深層崩壊が発生しているが，深層崩壊対策を計画するにあたっては，事業の優先順位や施設規模の検討が必要であり，深層崩壊発生頻度の把握が重要である．しかしながら，過去に深層崩壊が発生した年代を特定する古文書や文献等が少ないことから，発生頻度の把握が難しい．地すべりや土石流については，放射性炭素年代測定[1]やテフロクロノロジー，年輪年代測定などの研究が行われているが，深層崩壊の事例はまだ少ない．

本研究では，紀伊山地における深層崩壊跡地を対象に，LPデータを利用して深層崩壊跡地を判読し，崩壊堆積物中の炭化物の年代測定を行った。その結果から，崩壊発生頻度の推定を行った。また，崩壊1イベントあたりの土砂量の推定を行った．

2. 調査方法

2.1 深層崩壊跡地の判読

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所が所有する図-1に示す範囲のLPデータと深層崩壊跡地の地形判読データを利用して，2011年紀伊半島大水害，1953年有田川水害，1889年明治十津川大水害等の崩壊地，それらより古い深層崩壊跡地に分類した．

また，深層崩壊跡地は時間の経過とともに侵食により滑落崖が不明瞭となり，深層崩壊発生の年代に差が生じていると考えられるため，滑落崖輪郭の明瞭の程度に着目し，深層崩壊跡地を①輪郭明瞭，②輪郭不明瞭に再分類した．崩壊跡地の輪郭の判読にあたっては，石井ら（2016）[2]の判読例を参照した．判読した崩壊跡地は，1ha以上の面積の箇所で合計815箇所である．

2.2 試料採取箇所の選定方法および試料採取方法

試料採取箇所は，崩壊跡地周辺に崩壊堆積物が残存していると推定される堆積段丘面付近とした（図-2）．箇所ごとに深層崩壊跡地の上流側や下流側および対岸のいずれかに堆積段丘面が形成されているか微地形判読を行い，対象箇所を選定した．今回は，判読した箇所の内，アクセス考慮して現地調査箇所を14箇所選定し（図-1），崩壊土砂および堆積段丘面周辺で，炭化物の有無を目視で調査した．炭化物が細粒で個別に採取できない場合や有機物が含まれていそうな粘土質および砂質の堆積物があった場合は，パイプ型打ち込み式サンプラーを利用して土壌を採取した．現地調査した14箇所の内，11箇所から合計28試料を採取した．

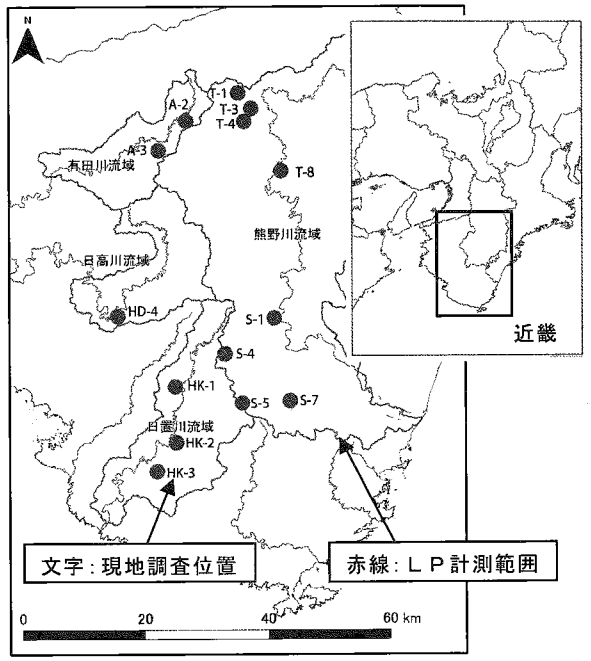


図-1　地形判読範囲（図中の文字は現地調査位置）

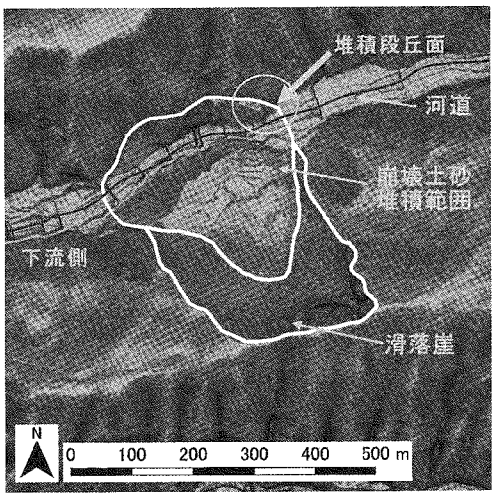


図-2　対象箇所の微地形判読図

2.3 ^{14}C 年代測定方法（AMS 法）

^{14}C 年代測定は，微量な試料でも分析可能な AMS 法を採用し，加速器をベースとした ^{14}C-AMS 専用装置

(NEC 社製)を使用して ^{14}C の計数, ^{13}C 濃度($^{13}C/^{12}C$), ^{14}C 濃度 ($^{14}C/^{12}C$) の測定を行った. 得られた ^{14}C 年代測定値について, 実年代に近づけた暦年較正年代を算出した. 暦年較正年代の計算には, IntCal13 データベース (Reimer et al. 2013) [3]を用い, OxCalv4.2 較正プログラム (Bronk Ramsey 2009) [4]を使用した.

3. 年代測定結果

3.1 暦年較正年代による崩壊発生年代の採用方法

崩壊発生年代を推定するために, 本研究では次の考え方で崩壊発生年代を採用した.

対象地では, 深層崩壊発生の年代を示す古文書等が無く崩壊発生年が不明であった. そのため, 可能性のある年代値をできるだけ広く採用するために暦年較正年代の 2 標準偏差 (2σ 値) を採用した.

3.2 ^{14}C 年代 (AMS 法) による崩壊発生年代

分析結果では, 11 箇所の調査対象地で採取した 28 試料の内, 10 箇所の 23 試料から 1889 年明治十津川大水害より古い暦年較正年代が得られた. これらの暦年較正年代の結果を表-1 に示す.

採用した年代区間の概略年代は, 滑落崖明瞭な崩壊跡地で AD700 年代 1 箇所, AD1300 年代 3 箇所, AD1400 年代 1 箇所, AD1500 年代 1 箇所, AD1700 年代 2 箇所である.

4. 崩壊発生頻度と生産土砂量の推定

年代測定結果から, 滑落崖が不明瞭な崩壊跡地は, 紀元前年代に発生したと推定される. 一方, 滑落崖明瞭な崩壊跡地は AD700 年～AD1700 年代までの間で, ほぼ 100～200 年周期の頻度で, 約 1000 年で 5 回の崩壊イベントが発生したと推定された. よって, 滑落崖が明瞭な崩壊跡地の崩壊土量 5 回で割った結果を 1 イベント当たりの崩壊土量として推定した. 崩壊土砂量は, 流域内の判読された崩壊跡地に対し, グゼッティ式を用いて全発生土砂量を推定した. この結果, 神納川流域や川原樋川流域で崩壊 1 イベント毎の生産土砂量が多い傾向にある (図-3). 崩壊発生頻度と崩壊規模から, 深層崩壊発生の影響が大きい流域を抽出する手法として可能性が示唆される.

5. まとめ

本研究では, 紀伊山地で広範囲に実施された LP データや深層崩壊跡地判読結果を利用して深層崩壊跡地を分類し, 年代測定を実施した.その結果, 調査対象箇所の 10 箇所から 23 試料について, 1889 年明治十津川大水害より古い ^{14}C 年代を得ることができ, 崩壊発生頻度としておよそ 100～200 年の間隔で深層崩壊が発生している可能性が示唆された. 今回は, 採取箇所が限定的で深層崩壊跡地で 1 試料しか ^{14}C 年代が得られていない場合もある. 今後, 深層崩壊跡地で複数の試料から ^{14}C 年代を得る事例を増やして, 測定年代値の採用方法や崩壊発生頻度の活用方法の検討が必要である.

表-1 暦年較正年代の採用値

箇所名	崩壊跡地分類	地質帯	2σ 暦年較正年代 (1950 年－calBP)
T-1	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,677～1,776
T-3	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,680～1,764
T-8	滑落崖明瞭	中・古生代	AD695～881
S-4	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,287～1,394
A-2	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,299～1,409
HD-4	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,446～1,623
HK-1	滑落崖明瞭	古第三紀	AD1,416～1,449
HK-3	滑落崖明瞭	古第三紀	AD1,282～1,391
A-3	滑落崖不明瞭	中・古生代	BC29,625～29,209
HK-2	滑落崖不明瞭	古第三紀	BC23,612～23,176

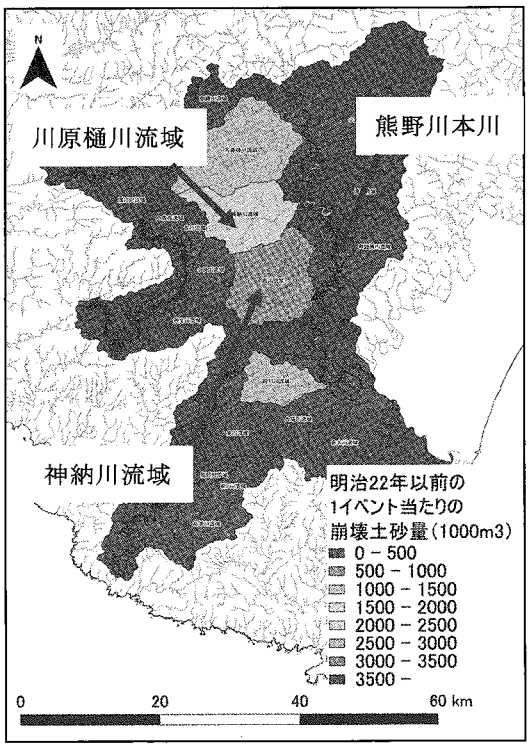


図-3 明治十津川災害より古い崩壊発生跡地の崩壊 1 イベント当たりの崩壊発生土砂量

文 献

1) 西山賢一・若槻 強 (2014) : 和歌山県那智川流域における土石流の発生頻度, 地形, 第 35 巻 4 号, p.351-366

2) 石井靖雄・西井稜子・武田大典 (2016) : 航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読用地図の作成と判読に関する手引き (案), 土木研究所資料, No.4344, p.1-38

3) Bronk Ramsey,C.2009 Bayesian analysis of radiocarbon dates, Radiocarbon 51(1), 337-360

4) Reimer, P.J.et al. 2013 IntCal13 and Marine13 radiocarbon age calibration curves, 0-50,000 years cal BP, Radiocarbon 55(4), 1869-1887

6. 大規模斜面崩壊に認められる四万十付加体の地質構造制約

Structural constraints of the Shimanto Accretional Complexes recongnized in deep-seated landslides

○木村克己（深田地質研究所）
Katsumi Kimura (Fukada Geological Institute)

1. はじめに

大規模斜面崩壊（以下，深層崩壊）のすべり面は斜面下数 10m 以上に達するため，その発生は地質構造との関係が重要であるとされ，千木良(1995)は斜面と層理面の向き・傾斜度との関係から崩壊の様式を整理．細分している．このように，従来一般に深層崩壊との関係でとりあげられる地質構造は層理面である．しかし，スラストや各種の断層複合構造が発達した付加体岩類では，層理面は，断層複合構造内で断続的であったり，方位が分散したりで，斜面崩壊の物性境界としては意味をなさないことが少なくない．そのため，付加体のどういう地質構造が滑りや崩壊を規制しているのかを具体的に明らかにする必要がある．本講演では，紀伊半島四万十帯の白亜系美山層の地質構造と 2011 年台風 12 号豪雨で発生した多数の深層崩壊との関係，および赤石山脈の四万十帯白亜系の地質と「赤崩」（木村ほか, 2013）と間ノ岳南東斜面のアレ沢の崩壊（西井・木村, 2017）との関係を検討し，深層崩壊を規制している付加体の地質構造の特徴について考察する．なお，本講演の一部は，2017 年 12 月防災科研主催の土砂災害予測に関する研究集会で発表している（木村, 2018）．

2. 四万十付加体の地質概略

四万十帯の付加複合岩類の多くは，主に砂岩・頁岩の陸源堆積岩と海洋プレート起源のチャート・玄武岩類から構成され，デュープレックスで多重に累積し，順序外スラストに伴う脆性的な重複変形を被った複雑な地質構造をなす．デュープレックスを構成する砂岩頁岩互層は，付加体底部での継続的なせん断変形により，内部の分岐断層でスライス化され，露頭規模のスケールでも P-Y 構造様の構造を呈することが多い．そのため，構造的に連続する最も主要な脆弱帯は，規模の大きいデュープレックスを画するスラストや順序外スラストなどの主スラストとそれに随伴する泥質な脆性せん断帯である．そのため深層崩壊においては主要な滑り面の候補になる．主スラストの姿勢は付加体の地質構造を規定し，地質図では層序の単元を画すようにマッピングされる．一方，堆積岩の層理面は，主スラストとは数 10° 異なる傾斜を示すことが多い．こうした付加体の構造以外では，付加後に形成された層理面に直交する広域節理や高角度の横断断層系が，深層崩壊発生に関係している．

図 1 に模式的に示すとおり，深層崩壊の滑り面の活動性に関しては，主スラストと斜面との幾何学的関係が重要である．そこで，模式的に，主スラストがほぼ水平な場合（低角度型），35 度前後で卓越する山地斜面の傾斜に平行する場合（中角度型），高角度な場合（高角度型）とに 3 区分して，以下検討する．

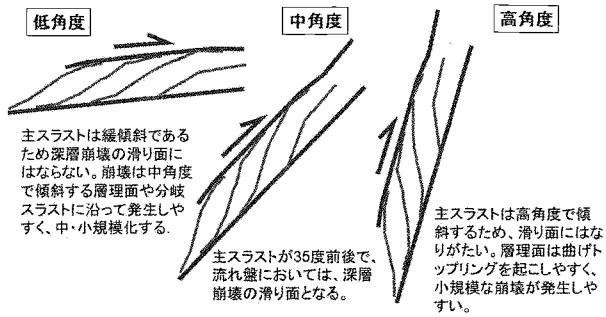


図 1　深層崩壊の滑り面との関係を考慮したデュープレックスの内部構造と主スラストの 3 区分の模式図
→：スラストの移動方向を示す．

3. 深層崩壊とその発生地点の地質構造

2011 年台風 12 号豪雨で紀伊半島四万十帯の美山ユニットで発生した深層崩壊の大半は流れ盤型であり，北傾斜スラストとそれに随伴するせん断帯付近で滑った事例が多数知られている（図 2；奈良県, 2011；地盤工学会ほか, 2011 など）．主スラストの姿勢は図 1 の中角度型にあたる．十津川村北部の長殿北の深層崩壊と地質断面図を図 3 に示す．

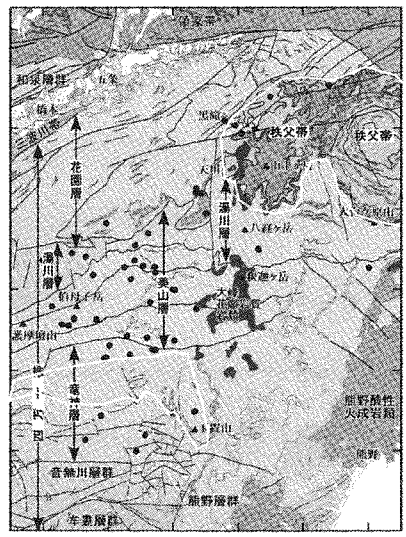


図2　紀伊半島中央部の地質図（奈良県(2011)の図に加筆）
・：2011年深層崩壊地点、白枠：主スラストが低角度の姿勢を示す地域（本文参照）

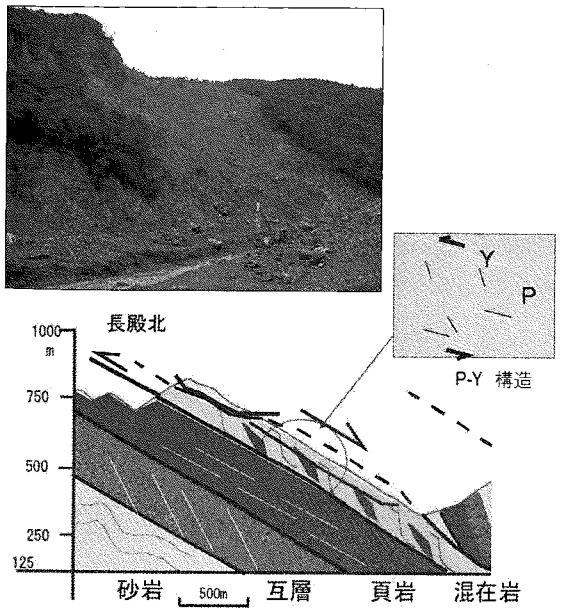


図 3　奈良県十津川村北部，長殿北方の深層崩壊地（上：写真，2011 年 9 月 25 日撮影）とその南北地質断面図（下）

長殿北の地質断面図（図 3）は，他の深層崩壊地の地質構造を代表するものであり，深層崩壊の滑り面となったスラストの傾斜は流れ盤斜面の傾斜に近い平均 35° 程を示し，層理面の傾斜はより高角である．一方，図 2 に白枠で示す北部の秩父帯分布域付近や竜神層の構造は，主スラストは水平から北傾斜 15 度と低角であり，2011 年豪雨の事例では高角断層沿いの破砕帯で発生した事例が知られているだけである．両地域では主スラストは深層崩壊のすべり面として機能していない．

赤石山地北部の四万十帯北帯は，主スラストが高角度に傾斜している地域であり，図 1 の高角度型にあたる．大井川上流の赤崩の巨大崩壊地では，60~90 度の急斜する主スラストは，異なる岩相境界面をなしているが，その大半の下方末端部は地下に延び安定した状態であり重力性のクリープ変形を示さない．一方，主スラストで囲まれた岩相ユニット内では小断層や層理面が機能した小規模な流れ盤滑りやバックリング崩壊が生成している（図 4，木村ほか,2013）．

赤石山地の赤崩れおよび間ノ岳のアレ沢（西井・木村，2017）では，主要なスラストの傾斜はほぼ垂直であり，地すべり岩体の滑りに対しては障害となる．一方，互層の層理面と節理およびデュープレックス内部の分岐スラストは，40 度前後が卓越しており，斜面方向に傾斜する中･小規模の滑り面として機能している．

4. まとめ

紀伊半島北部と赤石山地北部の四万十付加体を例として，付加体を特徴づける主スラストとそれに随伴する脆弱な泥質せん断帯が深層崩壊の滑り面として重要な構造であることを指摘した．そして，主スラストの姿勢について低角度，中角度，高角度の 3 つに分類し，実際の深層崩壊の事例と比較することで，深層崩

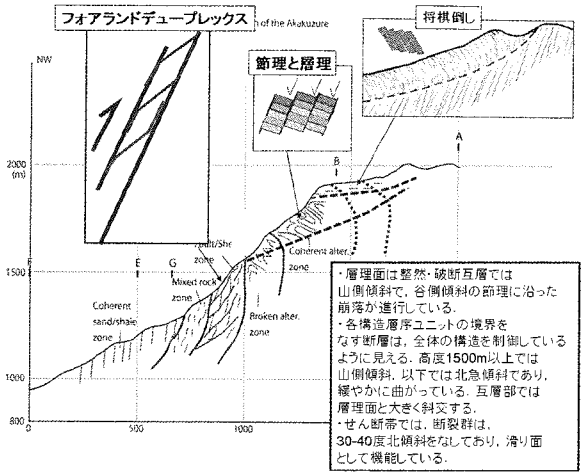


図 4　大井川上流の赤崩の崩壊地の北西−南東方向の地質断面図（木村ほか, 2013 の図に加筆）

紀伊半島では，四万十帯北帯の大部分において，主スラストが北方へ中角度で傾斜し流れ盤にあたる北斜面において，深層崩壊が多数発生している．一方，北部の秩父帯や竜神ユニットの構造は，主スラストは低角型であり，深層崩壊のすべり面としては機能せず，深層崩壊の分布は限られている．赤石山地北部の四万十帯北帯は，主スラストは高角型であるため斜面に沿った滑りの障害となっている．一方，小断層や層理面が機能した小規模な流れ盤滑りやバックリングに伴う小・中規模の崩壊が生成しやすい状態にある．

主スラストの傾斜角と地形との関係に基づく低角度，中角度，高角度の 3 つの分類は，付加体分布域における流れ盤における深層崩壊の発生様式とその頻度を評価する上で，有効な指標であると考えられる．

文献

1)　千木良雅弘(1995)：風化と崩壊，近未来社．
2)　地盤工学会・応用地質学会・地質学会・関西地質業協会(2011)：平成 23 年台風 12 号による紀伊半島における地盤災害合同調査団の調査報告書．地盤工学会
https://www.jiban.or.jp/?page_id=2501
3)　木村克己・今泉文寿・西井稜子・大八木規夫・井口隆・池田　宏(2013)：大井川上流域の「赤崩」の付加体地質学．地質学会講演要旨．p. 299.
4)　奈良県(2011)深層崩壊マップ　監修　深層崩壊研究会．
5)　西井稜子・木村克己(2017)：付加体の地質構造が大規模崩壊の発達に及ぼす影響：南アルプスアレ沢崩壊の例，防災研研究資料, No. 418, pp. 53-54.

07. 四万十帯の大規模地すべりの機構解析と災害関連事業を活用した災害復旧事例

Example of disaster recovery using mechanism analysis and disaster-related projects of a large-scale landslide in the Shimanto belt.

○西川徹，北村暢章，公文海斗（(株)第一コンサルタンツ）
Toru Nishikawa, Nobuaki Kitamura, Kaito Kumon (Daiichi Consultants Co.,Ltd)

1. はじめに

平成26年8月豪雨により高知県の四万十帯古第三系が分布する地域において，幅 180m，長さ 160m の地すべりにより延長 200m の道路が被災した．調査の結果，この地すべり（以下，災害地すべり）は最大深度 50m で活動しており，その背後に幅 700m，長さ 500m，深さ 50m 以上の大規模地すべりが存在していることが明らかとなった．そこで，災害復旧事業は再度災害防止の観点から災害関連事業として，大規模地すべりを迂回する道路トンネルを計画し採択に至った．

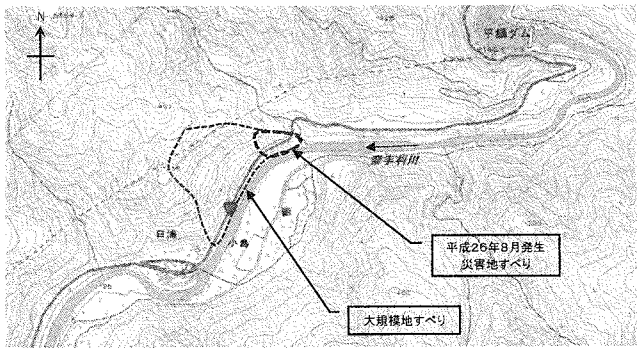


図-1　大規模地すべり周辺の地形図

2. 災害地すべりの災害復旧調査の結果

災害地すべりについて災害復旧計画に必要な地表地質踏査，調査ボーリング，斜面動態観測等を実施した．

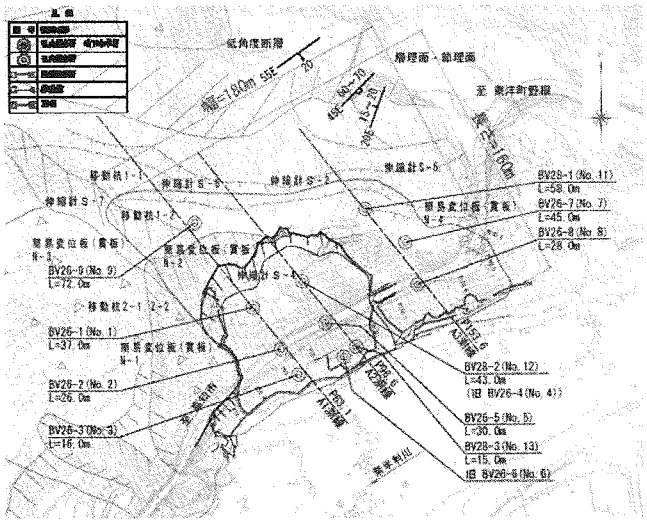


図-2　災害地すべりの調査位置図

地すべりの輪郭は，上流側の側方崖から頭部の二重山稜状の凹みには新たな段差を伴う開口クラック（段差 0.1～0.5m 程度）が認められ，容易にその範囲を確定することができた．下流側の側方上部及び末端部は地表面の変状が不明瞭であったが，斜面動態観測の結果を含めて総合的な判断から地すべり移動体の規模は幅 180m×長さ 160m×深度 50m と確定した．

地すべり周辺の主な地質構造は，砂岩泥岩互層の層理面が N20° E，20° N，節理面は N45° E，60° S と N60° W，40° S の 2 方向があり，地すべり斜面に対し層理面が低角度の受け盤，節理面が流れ盤となっている．また地すべりの背後斜面に位置する谷沿いの露頭において，すべり面と連続性が推定される低角度断層（N55° E，20° S）を確認することができた．

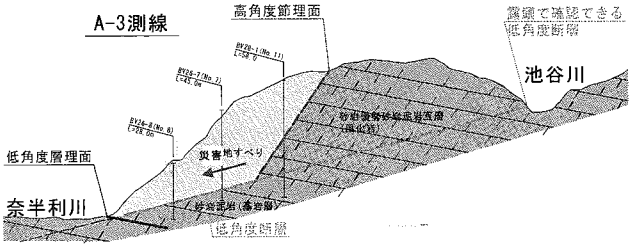


図-3　災害地すべりA3測線地質断面図(最上流側断面)



写真-1　すべり面と連続性が推定される低角度断層

地すべり深度は，調査ボーリングと孔内傾斜計観測から，最大深度 50m と確定した．地すべり発生当初から継続的に観測していた BV26-1 孔の孔内傾斜計について，累積変位量と累積降雨量との相関性を整理した結果，1)降雨とともに変位が累積している，2)地すべり発生当初は変位累積量が大きい（1 次クリープ相当），3)豪雨を経験すると変位累積量が大きくなる（3 次クリープ相当），4)滑動に伴う地すべり移動体内の地下水構造変化（地下水低下）により変位が緩慢となる，などの特徴が認められた．

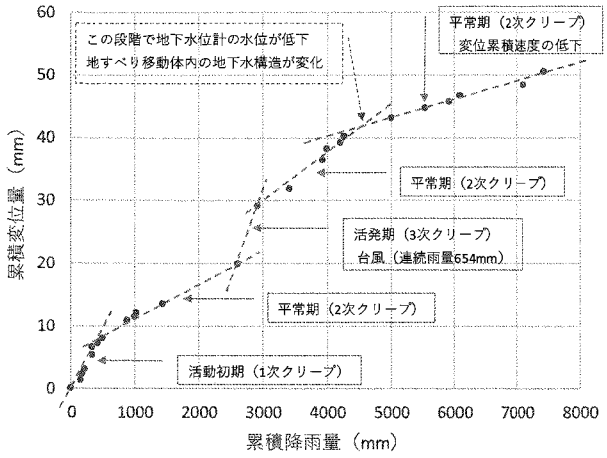


図-4　BV26-1 孔内傾斜計累積変位と累積雨量相関図

3.　斜面変動による特異な直線状微地形の分布

大規模地すべりの頭部付近には，平坦面や二重山稜状の陥没帯など，斜面変動により発生したと推定される微地形が複数分布している．地表踏査の結果，これらの微地形の多くは直線状を呈し，その方向は大きくふたつに区分され，N70° W 方向は上流側側方崖，N50° E 方向は頭部滑落崖と大規模地すべりの輪郭と調和的である．また，これらの方向は前述した基盤岩の節理面とも概ね一致する．

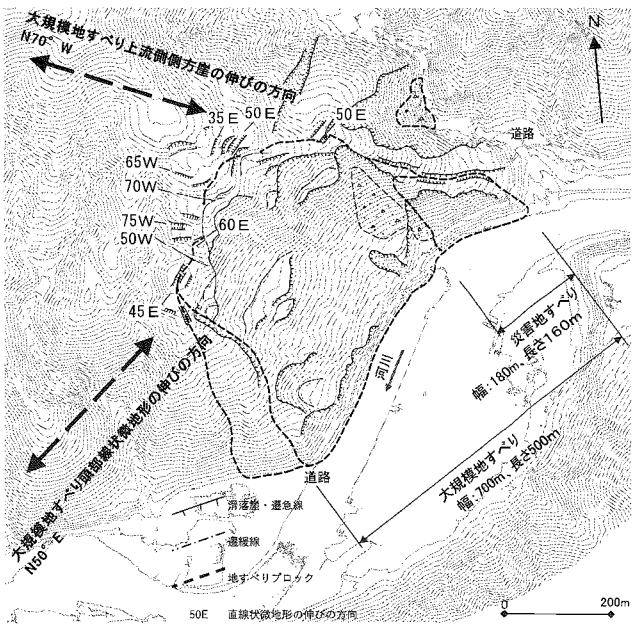


図-5　直線状微地形の調査ルートマップ略図

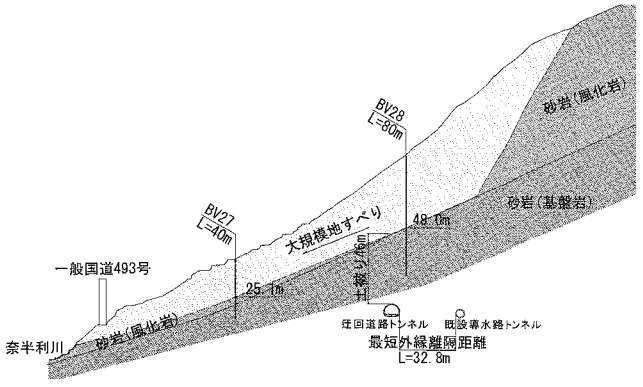


図-6　大規模地すべり地質断面図

4.　大規模地すべりの機構解析

地すべり頭部に分布する直線状微地形は，その特異な特徴から堆積・浸食作用で形成されたものではなく，大規模地すべり活動時に，節理面に沿って岩盤が分離したものと推定される．大規模地すべりは，前述した低角度断層をすべり面とし，節理面を頭部の分離面として発生したものと推定される．誘因としては 1)末端部の河川浸食，2)豪雨，3)巨大地震などが推定される．

災害地すべりは，頭部の二重山稜の存在から，経年的に滑動していた大規模地すべり上流側端部の残存土塊が，今回の豪雨を誘因として発生したと考えられる．

5.　災害関連事業を活用した災害復旧事業

5.1　災害地すべりの復旧工法（親災）の検討

復旧工法は一般的な地すべり災害の基準に準じて，現状安全率を 0.98，計画安全率を 1.20 とし計画した．工法は 4 案を比較検討し，施工性と経済性に優れる滑落崖整形工＋アンカー工＋地下水排除工とし，その災害復旧費は約 30.9 億円（親災の災害費）となった．

5.2　災害関連事業のルート検討とトンネル計画

災害地すべりの背後には大規模地すべりが分布し，被災した 200m 区間についてのみ復旧したとしても，再度災害が発生する可能性がある．そこで，未災箇所を含む一連の道路について災害復旧事業費（親災の災害費）に改良費を加えた災害関連事業により復旧することとした．災害関連事業のルートは大規模地すべりによる被災を回避するものとし，3 案比較の結果，道路防災上の安全性と経済性に優れ，用地等の制約が少なく災害関連事業として 3 カ年での事業完成が可能な地すべりを迂回するトンネルルート（トンネル延長 913m）とした．その事業費は，43.3 億円となった．

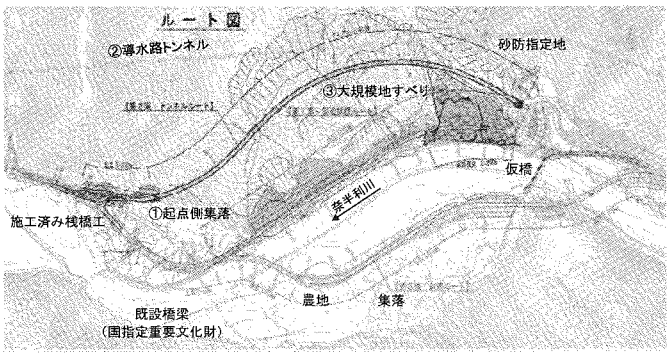


図-7　災害関連事業ルート検討図

6.　おわりに

今回，地表踏査により地すべり頭部に残存した特異な直線状微地形の伸びの方向を把握したことにより，地すべり発生の素因のひとつとして基盤岩の節理面の存在を推定することができた．この災害関連事業は，地すべり災害である親災の災害復旧事業費 30.9 億円に，改良費である関連工事費 12.4 億円を加えた，全体事業費 43.3 億円の改良復旧事業である．自然災害が多発化，甚大化する傾向にある近年，本稿が今後の災害復旧事業の参考になれば幸いである．

8. 高知県本山地域の三波川帯白滝ユニットに発達する地すべりを規制する地質・地形

Geologic and geomorphic control of landslides in Shirataki Unit of Sanbagawa Belt in the Motoyama district, Kochi Prefecture

○横山俊治（深田地質研究所・荒谷建設コンサルタント），遠藤俊祐（島根大）
Shunji Yokoyama, Shunsuke Endo

1. はじめに

本論文は，1:50000 地質図幅「本山」の作成を目的に，平成 25～29 年にかけて実施された野外調査と室内研究に基づくものである．三波川帯は，本山図幅の北半部に分布する白亜紀高圧変成コンプレックスで，その分布域の南縁部に帯状に細長く分布する木能津ユニットとその構造的上位に広く分布する白滝ユニットのほか，白滝ユニットの上位に小分布する，三波川主変成作用の前にエクロジャイト相変成作用を被った大己屋山ユニットの 3 ユニットからなる．

本論文では，白滝ユニットに発達する地すべりを研究対象とする．はじめに，地すべり発生を規制する可能性の高い地質因子と地形因子を抽出し，それら因子に規制された地すべりの分布はどのような特徴をもつかを予見した．その上で，予見された地すべり分布の特徴が，実際の地すべり分布にどのように現れているかを検討した．

地すべり地形の検出は，国土地理院発行の 1:25000 地形図・C SI-75-12 モノクロ空中写真（1975 年 11 月 1 日～11 月 25 日撮影）・アジア航測株式会社作成の赤色立体図（10m メッシュ）の判読によって行った．

2. 白滝ユニットの地すべりを規制する地質条件

2.1 結晶片岩中の片理に起因した岩盤特性

白滝ユニットを構成する岩石は片理の発達で特徴づけられる結晶片岩であるが，原岩の種類によって片理を形成する鉱物種と岩石組織が異なり，それによって剥離性に差がでている．その結果，強い剥離性をもつ泥質片岩は地すべりのすべり面になり易く，剥離性に乏しい苦鉄質片岩や珪質片岩は地すべりの滑動を妨げるように働く．卓越する片理は WNW-ESE～ENE-WSW 走向で，北に 30～40° 傾斜である．地すべりは片理に規制され，片理の姿勢から，北斜面で流れ盤地すべりが多発すると予見される．

2.2 岩相組合せ（各岩相の占有率）の地域性

白滝ユニットを，岩相組合せによって，泥質片岩主体の 3 領域と厚い珪質片岩層に区分した．まず，ユニットを横切って北から南に流れる立川川を挟んで西部地域と東部地域に分けた．

さらに西部地域は，ほぼ 100%珪質片岩が占める厚い珪質片岩を挟んで，その北側の領域 I と南側の領域 II とに分けた．領域 I は，泥質片岩（60～75%）中に，珪質片岩（6～10%）や苦鉄質片岩（18～30%）の薄層を多数挟在するのが特徴である．一方，領域 II は，全域で泥質片岩（ほぼ 100%）が分布する．

東部地域は，泥質片岩（87～93%）を主体とし，珪質片岩（2～11%）と苦鉄質片岩（2～4%）を挟在する．この地域を領域 III とした．各岩相の占有率には偏りがあって，中・南部ほど泥質片岩の占有率が高い．

泥質片岩が地すべりのすべり面になり易いことを考えると，泥質片岩の占有率の高い領域ほど，地すべり発生率が高くなると予見される．

3. 白滝ユニットの地すべりを規制する地形条件

3.1 非対称山稜

白滝ユニットに特徴的な地形は尾根を挟んで両側の斜面の勾配が異なる非対称山稜である．多くの非対称山稜では，南斜面が急傾斜で北斜面が緩傾斜である．斜面勾配の違いだけでなく，北斜面（緩傾斜側の斜面）で谷密度が低いのも非対称山稜の特徴である．非対称山稜の尾根の長さは約 1～2 km 程度のものが多いが，白滝ユニットの北縁には，領域 I から領域 III にかけて延びる非対称山稜が発達している．非対称山稜の斜面と片理の姿勢との関係をみると，北斜面が流れ盤側で，南斜面が受け盤側になり，北側斜面で流れ盤地すべりが多発すると予見される．

3.2 尾根の標高と線状凹地

尾根の標高が地すべり発生に影響している可能性がある．三波川帯を含む付加体の地すべりは，尾根の不安定化が原因となって発生することが多く，その結果，地すべりの滑落崖は急峻な尾根付近に形成され，しかもすべり面は斜面末端の河床にまで達することなく，河谷斜面の途中に顔を出す場合が多い [1) 2)]．尾根の不安定化の証拠のひとつは尾根付近の裂け目の存在で，大小さまざまなスケールのものが発達している．そのうち，規模の大きなものは裂け目に挟まれた中央部が陥没し，典型的な線状凹地を形成している．四国山地全域をみると，尾根の標高が高くなるほど，線状凹地の発生頻度は高くなり，線状凹地の分布域で地すべりが多発している [3)]．標高の高い尾根ほど，地すべりの発生率が高くなると予見される．

4. 各領域の地すべりの発生率

片理の姿勢と地すべりの滑動方向との関係に基づいて，地すべりをつぎの3タイプに分類した．地すべり地形がつくる最大傾斜方向を地すべりの滑動方向とし，地すべりの滑動方向と地すべり地形の周辺で測定されている片理の傾斜方向との関係から，片理の傾斜方向を挟んで左右 45° の範囲に滑動している地すべりを流れ盤地すべり，流れ盤地すべりの正反対の領域で滑動している地すべりを受け盤地すべり，残りの領域で滑動している地すべりを中立盤地すべりとして機械的に分類した．

白滝ユニットで検出された地すべりの総数は419である．流れ盤地すべり・受け盤地すべり・中立盤地すべりの発生率（単位面積当たりの発生数（個数／km^2））を領域ごとに整理した（表1）．

表 1　白滝ユニットの領域ごとにみた地すべりのタイプ別発生率

地すべりのタイプ	領域別地すべり発生率（個数／km2）			
	領域 I	厚い珪質片岩	領域 II	領域 III
流れ盤地すべり	1.41	0.75	0.66	1.53
受け盤地すべり	0.14	0.38	0.17	0.39
中立盤地すべり	0.57	0.47	0.73	0.67
領域全体	2.12	1.6	1.56	2.59

泥質片岩の占有率が高い領域 I，II，IIIだけでなく，厚い珪質片岩でも，流れ盤地すべりの発生率が受け盤地すべりのそれを大きく上回っている．特に，領域 I から領域IIIの北部にかけて，流れ盤地すべりの発生率が高く，それが領域 I とIIIの領域全体の地すべり発生率も押し上げている．

ところが，泥質片岩の占有率が特に高い領域 II では，流れ盤地すべりの発生率も領域全体の地すべり発生率も低く，それは厚い珪質片岩より低い結果となった．そして，中立盤地すべりが流れ盤地すべりよりも高い発生率を示した．

5. 考察　実際の地すべり分布に，予見された地すべり分布の特徴はどのように現れているか

流れ盤地すべりの発生率が受け盤地すべりのそれを大きく上回ったのは，地すべり発生が片理に強く規制された結果で，予見通りである．強い剥離性をもつ泥質片岩の占有率が特に高い領域 II では，当然，流れ盤地すべりが多発し，それが領域全体の地すべり発生率を押し上げると予想していたが，現実は違っていた．

泥質片岩はほかの岩相に比べて，強い剥離性をもつ片理を形成しているが，同時にその片理を曲げる鉛直の軸面をもつ延性変形段階の最終期にあたる Du 褶曲[2)]もよく発達している．しかし，Du 期には珪質片岩や苦鉄質片岩はコンピテントに振る舞うので，これらの岩相を多数挟在する領域 I では，泥質片岩の Du 褶曲が押さえられ，平滑な片理が広がる．これが，領域 I で流れ盤地すべりが多発するひとつの要因である．同様のことは領域IIIの北部でも言える．

それに対して，領域 II はコンピテントにふるまう地層がないので，Ds 期の線構造の方向とほぼ一致した褶曲軸をもつ Du 期の褶曲が泥質片岩に発達している[2)]．地すべりのすべり面形成の観点からみると，片理の最大傾斜方向に滑動しようとしている地すべりにおいては，褶曲の存在は滑動の妨げになり，その結果，流れ盤地すべりの発生率を下げ，領域全体の地すべり発生率も低下させた．しかしながら，滑動の妨げになる褶曲の存在は，褶曲構造を乗り越えあるいは破壊しつつ滑動するよりも，褶曲軸に沿った滑動の方が起きやすい状況を生じた．これが，線構造の落しの方向に滑動した中立盤地すべりの発生率を上げた要因である．

領域 I から領域IIIの北部にかけて，泥質片岩の片理の平滑性のほかに，流れ盤地すべりの発生頻度が高くなったもうひとつの要因は，標高の高い尾根をもつ非対称山稜の存在で，予見した通りである．

領域 I から領域IIIの北部に分布する非対称山稜の尾根は急峻で標高が高いので，地形効果によって地震動が増幅して裂け目が発生し易い．繰り返し発生した南海地震が裂け目を規模の大きな線状凹地に成長させ，裂け目に浸透した雨水は泥質片岩中にすべり面を醸成した[4)]．

標高が高いことで斜面長は長くなる．標高の高い非対称山稜の北斜面には，片理と平行～準平行の長大斜面が誕生し，多くの規模の大きな流れ盤地すべりを発生させた．

文献

1)脇田浩二・宮崎一博・利光誠一・横山俊治・中川昌治（2007）伊野地域の地質．地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅）．産総研地質調査総合センター，140 p.

2)青矢睦月・横山俊治（2009）日比原地域の地質．地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅）．産総研地質調査総合センター，75 p.

3)布施昌弘・横山俊治（2004）四国島の線状凹地の分布とその特徴．日本地すべり学会，第 43 回日本地すべり学会研究発表会講演集，p. 561–564.

4)横山俊治（2013）なぜ，西南日本外帯で降雨時あるいは地震時に深層崩壊が多発するか？日本地すべり学会誌，vol. 50，p. 1-6.

9. 崩壊メカニズムに基づく大規模崩壊の相対的な安定性の評価手法

A Method to Evaluate Relative Stability about Deep-Seated Landslide Based on a Collapse Mechanism

○長谷川淳・西金佑一郎（鉄道総合技術研究所），富樫陽太（埼玉大学），
内藤直人・湯浅友輝・倉上由貴・山本昌徳（鉄道総合技術研究所）
Atsushi Hasegawa, Yuichiro Nishikane,Yota Togashi,
Naoto Naito, Tomoki Yuasa, Yuki Kurakami, Masanori Yamamoto

1. はじめに

大規模な斜面崩壊が発生する可能性がある斜面の安定性を評価することを目的として，これまで筆者らは，実際に大規模な崩壊が懸念された斜面において得られた面的な地山の強度分布や斜面の動態観測結果から，斜面の内部構造を推定し，模型実験や数値解析により崩壊メカニズムを検討してきた[1), 2), 3)]．

本稿では，これまでの検討結果をふまえ，大規模な斜面崩壊を解析するのに適した手法の検討と，数値実験により斜面の相対的な安定性評価を試みた結果について記述する．

2. 対象斜面のモデル化と再現解析

大規模な斜面崩壊を解析する手法の適用性を確認するため，対象斜面[1)]の変状の再現解析を行った．解析には，大変形，すべり，再接触などの挙動を扱うことができる三次元有限差分法解析プログラム（ITASCA社製 FLAC3D）を用いた．斜面の二次元モデルは，対象斜面の表面形状，すべり面深さ，クラックの位置をもとに作成した．また，地山の強度分布から，すべり面以浅の粘板岩の風化部に相当する層を「弱層」，すべり面以深の比較的新鮮な粘板岩に相当する層を「基盤層」と定義した．解析パラメータのうち弱層については，対象斜面から採取した岩塊を用いて別途実施した一面せん断試験結果等を用い，基盤層は剛体とみなせる値とした（表－1）．また，すべり面の初期強度は弱層と同じ値に設定し，すべり面の粘着力を徐々に低下させて斜面の挙動を追った．

解析結果を図－1に示す．モデル内の斜面の上部～中部にかけて斜面の変位が大きくなっており，これは対象斜面で見られた地中変位の傾向と類似する（図－1左）．また最大せん断ひずみは，すべり面および崩壊頭部において大きくなる（図－1右のA，B）が，崩壊頭部のやや下方および斜面中部においても，鉛直方向にせん断ひずみが大きい箇所が認められる（図－1右のC，D）．対象斜面においては斜面中に複数の亀裂が発生していたが，本解析結果はこれと調和的であり，明瞭なすべり面が形成されている場合でも，斜面中に複数のすべり面が形成される可能性を示唆していると考えられる．以上のように，対象斜面の特徴を解析で再現できたことから，再現解析で用いた三次元有限差分法プログラムは大規模な斜面崩壊を解析する手法として適用できると考える．

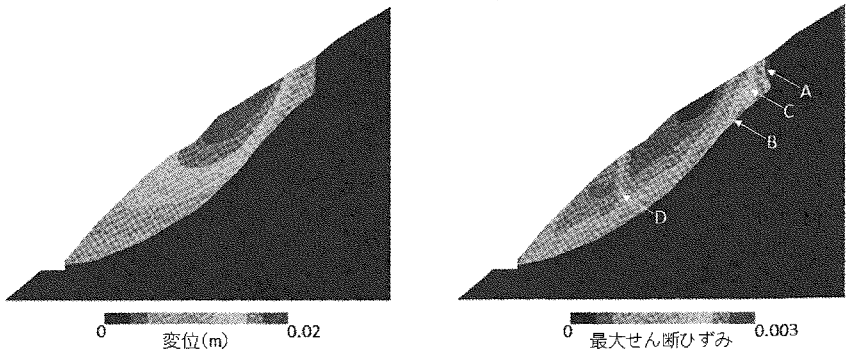
3. 類型化斜面の数値実験

対象斜面では「斜面下部～末端部の崩壊」と「斜面の亀裂」が見られたが，これらは斜面の変動にともない地表面に不規則な凹凸が発生している斜面において斜面の不安定さを示す変状であり，これらの有無によって崩壊危険度が変わると考えられている[2)]．そこで，これらの変状を初期条件とし，その組合せによる斜面の安定性の差異について，解析的に検討した．

解析モデルにおける崩壊長さ，弱層と基盤層の物性，すべり面形状は対象斜面を基に設定し，斜面の初期条件として「頭部亀裂（対象斜面の亀裂に相当）」と「脚部浸食（対象斜面の斜面下部～末端部の崩壊に相当）」の有無を与え，類型化した斜面モデルを作成した．ここですべり面は，勾配の異なる2つの直線でモデル化

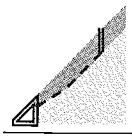
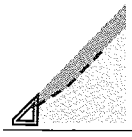
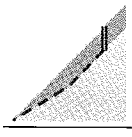
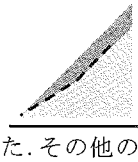
表－1　解析パラメータ

	弱層	基盤層	すべり面
垂直剛性(N/m)	–	–	1.0×10^{8}
せん断剛性(N/m)	–	–	0.25×10^{8}
密度(kg/m^3)	2.3×10^{3}	2.3×10^{3}	–
粘着力(N/m^2)	2.0×10^{6}	2.3×10^{8}	c
内部摩擦角(deg)	14.7	89	φ
ヤング率(N/m)	2.6×10^{8}	2.6×10^{10}	–
ポアソン比	0.3	0.3	–



図－1　対象斜面の再現解析結果
（左）崩壊直前の変位分布，（右）崩壊直前の最大せん断ひずみ分布

表 - 2　斜面モデルごとの崩壊時の粘着力

	頭部亀裂	脚部浸食	崩壊時粘着力 (N/m^2)
	あり	あり	5.8×10^4
	なし	あり	5.6×10^4
	あり	なし	4.9×10^4
	なし	なし	4.6×10^4

した.その他の解析条件は第 2 章と同様である(表 - 1).

本解析でも，すべり面の粘着力の初期値を弱層と同じ値とし，これを徐々に低減させることで斜面を崩壊させた．表 - 2 に各ケースにおける崩壊時のすべり面の粘着力（以下，崩壊時粘着力と称する）を示す．ここで，崩壊時粘着力が高い方（表 - 2 の上段の方）が相対的に安定性が低いことを示している.この結果は，脚部浸食が斜面の不安定化に大きく影響すること，頭部に亀裂が生じている場合は，亀裂がない場合に比べ斜面の安定性が低下した状態であることを示している．また，いずれのケースにおいても弱層は変形し，斜面にはらみ出し状の変状が発生した.

4. 斜面の安定性評価

前章までの結果から，斜面の崩壊過程では斜面表面にはらみ出し状の変状が生じること，「脚部浸食」は斜面の不安定化に大きく影響すること，「頭部亀裂」は斜面の滑動の結果生じる地形だが斜面の不安定化にも影響することがわかった．これらの地形は，既往研究[4]において，大規模崩壊が発生する前の斜面に特有とされる地形と一致する.

そこで，これらは大規模崩壊の発生が懸念される斜面において重要な地形や変状であると考え，次の①～③に示す、着目すべき「変状地形」として定義した.

①斜面の不規則な凹凸やはらみ出し（斜面の変動を示唆する地形）

②斜面下部～末端部の浸食や崩壊（斜面の安定性に影響する地形）

③斜面上部の亀裂（斜面の変動によって生じ，斜面の安定性にも影響する地形）

そして，これらの変状地形の組合せによって大規模崩壊に対する斜面の安定性評価表を作成した(表 - 3).

表 - 3　大規模崩壊に対する斜面の安定性評価（暫定案）
（岩盤中にすべり面が形成され、斜面末端部まで大規模に崩壊する懸念がある斜面を対象）

着目すべき「変状地形」 ①斜面の不規則な凹凸やはらみ出し ②斜面下部～末端部の浸食・崩壊 ③斜面上部の亀裂		「変状地形」②・③の有無（斜面の安定性に影響）		
		②と③あり	②または③あり	なし
「変状地形」①の有無 （斜面の大規模な変形を示唆）	あり	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
	なし	Ⅰ～Ⅱ	要現地確認※	Ⅲ～安定

※地山の強度低下状況等によって安定性が変わるため地形判読のみでは評価が困難

相対的な安定性の区分
Ⅰ：安定性が非常に低い（詳細な調査の実施が望ましい．適宜計測・監視）
Ⅱ：安定性が低い（概略の現地踏査を行い、詳細な調査の要否を判断）
Ⅲ：安定性が比較的高い（斜面の状態変化を適宜確認）

ここで，解析上では②斜面下部～末端部の浸食や崩壊（脚部浸食）よりも③斜面上部の亀裂（頭部亀裂）の方が斜面の不安定化への影響が小さくなったが，崩壊時粘着力の差が小さいこと，また実際の斜面においては，②または③のいずれが認められる斜面が崩壊した事例がある[4]ことから，②斜面下部～末端部の浸食や崩壊と③斜面上部の亀裂との間には寄与度の大小をつけず，いずれかが認められる場合は斜面の安定性が低下していると判断した.

また，斜面の滑動の規模によっては，①斜面の不規則な凹凸やはらみ出しが明瞭に認められない可能性もあることから，①が認められず，②・③の両方が認められる場合は斜面の安定性が低下している可能性が高いこと，①が認められず，②・③のいずれかが認められる場合は，地山の強度低下状況や，亀裂や浸食・崩壊の規模等によっては斜面の安定性が変わるため地形判読のみでは評価が困難であると考え，現地踏査が必要とした．なお，本表については，対象斜面での観察、計測結果にのみに基づいており，評価方法の汎用性を確認する必要があることから「暫定案」とした.

文献

1) 長谷川淳ほか：大規模な斜面崩壊についての実験的検討，日本応用地質学会平成 30 年度研究発表会講演論文集，pp.155-156，2018

2) 富樫陽太ほか：大規模崩壊にいたる岩盤斜面の遠心模型実験とその変形メカニズム，地盤工学ジャーナル，No.14，Vol.2，pp.77-93，2019

3) 倉上由貴ほか：弱層及び弱層内すべり面強度が大規模斜面崩壊挙動に及ぼす影響，地盤工学研究発表会，Vol.54，pp.1939-1940，2019

4) 西金佑一郎ほか：大規模崩壊の発生箇所に認められる地形的特徴-崩壊前の DEM データを用いた地形判読結果-，第 14 回岩の力学国内シンポジウム講演集，講演番号 053，2017

11. 2014年長野県北西部の地震による白馬村神城堀之内区の地盤変状とその原因

Damages of the ground from the 2014 Naganoken-Hokuseibu Earthquake,and there geotechnical causes in Horinouchi, Hakuba Village Nagano Prefecture, central Japan

○塩野 敏昭（㈱北信ボーリング），信州大学震動調査グループ
Toshiaki Shiono, Shinshu University Ground Motion Research Group

1. はじめに

2014年11月22日の長野県北西部の地震(M6.7)では，震央に近い白馬村，小谷村などで大きな被害が生じたが，なかでも白馬村神城堀之内区では全壊や半壊など甚大な家屋被害と共に地盤と構造物の変状が集中した．

堀之内区では，1847年善光寺地震など他地域が震源の地震でも周辺地域より甚大な被害が繰り返し発生している(山浦ほか，2015)．このため堀之内区付近には他地域より地震被害が大きくなる条件があると考えられる．

今回の地震で堀之内区付近に被害が集中した原因としては，軟弱地盤によるとする報告(地震工学会，2015)や神城断層の断層面が低角東傾斜のために上盤側に被害が集中したとする報告(廣内，2015)等がある．

本研究では，堀之内区の本村を中心に地形面区分や第四系の層序と地盤物性について，現地調査と室内試験および分析などを行い，地盤と構造物の変状のメカニズムや被害が集中した原因について考察した．

2. 堀之内区の地形と地質

堀之内区周辺の地形は，標高の高い順にL1a面，L1b面，L2面の三つの段丘面と沖積面および山地からなる（図-1）．各段丘面の形成年代は，年代測定や火山灰分析結果を総合してL1a面が2万年前，L1b面が5,000年～8000年前，L2面は4,000年前程度と推定される．

L1b面とL2面の堆積物は，厚さ約4mで，締りの緩い砂質土層や腐植土層および締りの良い砂礫層などからなる．

段丘堆積物の下位には，更新世の神城湖成層と大峰帯が分布する（図-2）．神城湖成層は，締りの良い粘性土，砂質土，礫質土から構成され，本村における層厚は17～40m以上である．大峰帯は主に溶結凝灰岩からなる基盤岩であり，山地にも露岩している．

いづれの地層も被圧地下水を胚胎しており，各層の地下水頭はL1b面でGL＋0.0～＋0.1 m以上，L2面で部分的にGL+0.1m以上，大峰帯はGL+4m以上である．

また，これらの段丘面および段丘堆積物と神城湖成層との境界は，堀之内区の南側を西流する谷地川に向かって緩やかに傾斜している．

3. 堀之内区の地盤と構造物の変状

堀之内区で発生した地盤と構造物の変状は，沖積面の水田における噴砂（P-1），L1b面における盛土と側溝や擁壁などの変状（P-2，3）およびL2面における道路盛土と側溝の変形やマンホールの抜け上がりを伴う埋戻土の変状などである（図-3）．

4. 被害の地盤工学的原因

L1b面とL2面を構成する段丘堆積物のうち，砂質土のN値は1～11を示し，細粒分含有率は35%以下または塑性指数IPが15以下，D50が10mm以下でかつD10が1mm以下，さらに，粒径加積曲線は港湾の技術上の基準における液状化の可能性がある範囲に該当する．

以上のことから，高い地下水頭を有する段丘堆積物の一部が地震により液状化し，支持力を失って側方流動したことが地盤変状等の主な要因であり，それが家屋被害の増大にも関わった可能性があると考えられる．

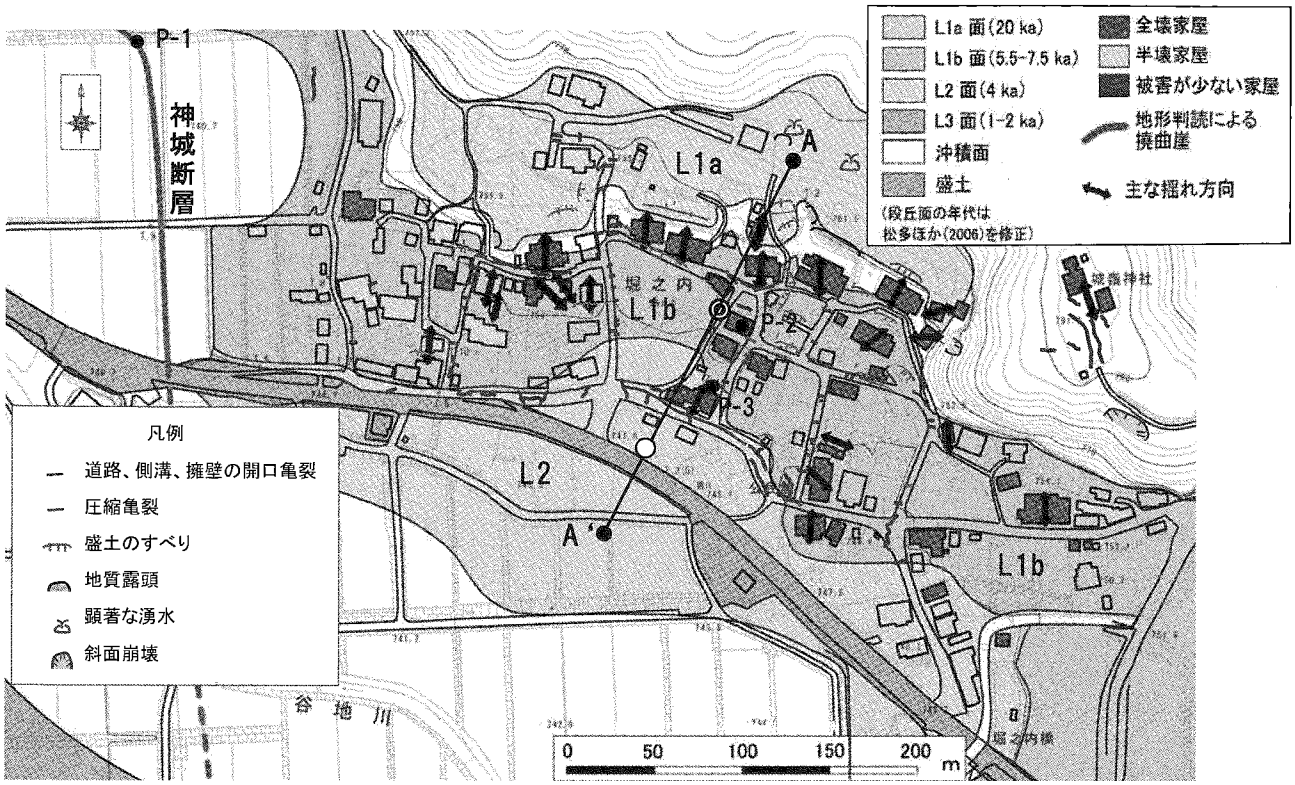
5. 今後の課題

堀之内区付近で周辺地域より激しい揺れが生じた原因は未解明であるが，地形的な条件や未知の活構造の影響などが考えられる．

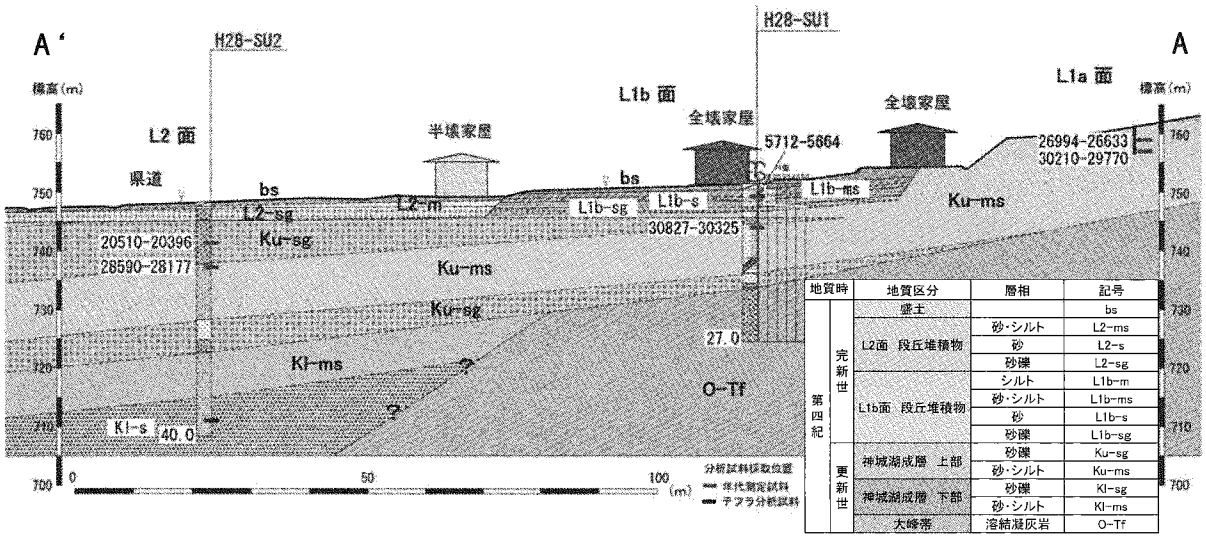
本調査グループでは，震央を含む地殻変動の顕著な地域を高戸山ブロック（津金ほか，2017）と呼び，その南縁にあたる堀之内区を流れる谷地川に沿うNW-SE方向の活構造の有無に着目して調査を継続中である．

文献

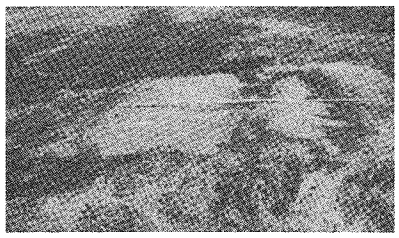
1) 日本地震工学会（2015）：2014年長野県北部の地震に関する調査団報告，2014年長野県北部の地震に関する調査団．
2) 廣内ほか（2015）：2014年11月22日長野県北部の地震（長野県神城断層地震）に伴う地表変位と活断層，活断層研究，41号，i～ii．
3) 山浦ほか（2015）：歴史地震から見た長野県北部の震害の特徴，日本地質学会第122年学術大会講演要旨．
4) 津金ほか（2015）：2014年長野県北西部地震における地殻変動の要因-神城断層と小谷-中山断層がつくるポップアップ構造，日本地質学会第122年学術大会講演要旨．



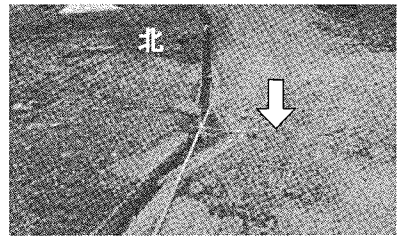
図－1　堀之内区本村の被害・地形面区分・ボーリング地点（◎H28-SU1，○H28-SU2）



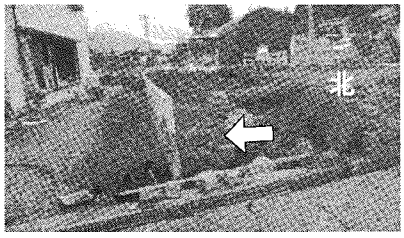
図－2　堀之内区本村の地質断面図



P-1　水田の噴砂



P-2　側方移動による水路の屈曲



P-3　擁壁の側方移動

図－3　堀之内区の地盤と構造物の変状（図－1の●印地点）

12. 平成30年耶馬渓町斜面崩壊の詳細地形解析

Detailed geomorphological analysis of Yabakei landslide, 2018

○土志田正二(消防庁消防研究センター)
Shoji Doshida

1. はじめに

平成30年4月11日，大分県中津市耶馬渓町で大規模な斜面崩壊(耶馬渓地すべり)が発生した(図-1A). (公社)日本地すべり学会では，県の要請により調査団を現地に派遣して調査を実施し，災害の原因究明や復旧に関する施策立案に協力してきた[1]. 筆者は地すべり学会調査団として現地調査に参加し，詳細な地形データを用いた解析から本災害の特徴について考察を行った. また，地形解析結果を踏まえた救助活動時における安全管理についての考察も行った.

耶馬渓地すべりは，降雨や地震などの特別な誘因が無く発生し，6名の死者を出す甚大な被害を及ぼした土砂災害である. 本災害は斜面崩壊の発生危険度評価，予測に関しても重要な事例である.

2. 使用した地形データ

本研究において解析に用いた崩壊発生後の地形データは，中日本航空(株)より提供頂いたUAVレーザデータである. UAVレーザデータは災害発生2日後の4月13日に測量されたものであり，0.1mメッシュで作成されている(図-1B). 災害発生前の地形データは，国土地理院基盤地図情報の5mメッシュデータを用いた(図-1C). これらの災害前後の地形データを比較し，差分値を算出するなどの解析を行った.

3. 解析結果

3-1. 災害前後の数値地形データの差分

耶馬渓地すべりの災害前後の数値地形データの差分図を図-2左図に示す. 寒色系が侵食部，暖色系が堆積部を示している. 図中の赤星印は，4/13に撮影された中日本航空オルソ画像で湧水が確認された箇所と，4/27,28の地すべり学会調査団の現地調査時に湧水が確認された箇所を示している.

耶馬渓地すべりの災害前後の断面図を図-2右図に示す. 滑落崖頭部から崩壊末端までは，高度差約112m，水平移動距離約220mであり，見かけの摩擦角は27.0°であった. 緩やかな見かけの摩擦角は土砂移動に水が関与している可能性が高いことを示しており，災害直後に滝が流れるような水音を聞いたという現地ヒアリングの結果にも合致している. また現地踏査の結果，湧水地点より下部地域の露頭は動いていないこと，湧水地点は地下水の接触により粘土化した柔らかい地層が露出していたことから，すべり面は湧水地点周辺にあると考えられた. 倒木の向きから，本崩壊は回転(スランプ)型の地すべりであると想定されたが，一本だけ直立したままの杉が残っていたため現地での解釈が難しかった. しかし，後のボーリングデータの結果から本崩壊はスランプ型地すべりであり，杉が直立で残ったのは偶然だったと推測された. 湧水地点付近では，楔型のすべり面を持つ崩壊も発生していた.

3-2. 詳細地形データを用いた地形分類

UAVレーザデータおよび差分図を用いて作成した地形分類を図-3左図に示す. 地形は11に分類され，(1), (2)が侵食部，(3)～(10)が堆積部，(11)は不動域である. 侵食部と堆積部・不動域に分けて土砂収支を算出した結果，堆積量が1.67%増のみとなっており，土砂収支の整合性は取れた. (2)の副滑落部は，上部の地すべり堆積物が無いことから，(1)の地すべり発生後に，二次崩壊として発生した可能性が高いと推測される. また(3)の右岸滑落部は，馬蹄形状の崩壊地形であるが，災害前後の差分値が小さいため，(1)の堆積土砂が，そのまま滑落した可能性が高い. よって(5)の右岸流送部は(1)の崩壊土砂である二次堆積物が残った箇所であり，再滑動の危険性は高い.

4. 救助活動時の安全管理

大分県森林保全課(2018)[1]において耶馬渓地すべりは，2つの地すべりブロック(1及び4)と，2つの崩壊(2及び3)に分類されている. 耶馬渓地すべりにおいて実際の捜索救助活動は堆積部(6～10)で実施されていた. 例えば，救助活動が難航した主堆積部中央(7)における活動において警戒すべきは，崩壊地である副滑落部(2)と地すべりブロックである左岸流送部(4)である. 具体的には(2)では湧水が観察され，さらなる滑動への注意が必要であった. (4)は(1)により滑動してきた土砂が堆積しており落石の危険性がより高い地域と推測される. 一方，主滑落部(1)の滑落崖は，救助活動現場で影響を与える可能性は低いと考えられる. 以上のように，災害前後の地形データの比較ならびに災害発生後の詳細地形データを用いた地形分類をすることにより，安全な救助活動を行うために何に気を付けるべきかを明確にすることができる.

謝辞

本研究に用いたUAVレーザデータは，中日本航空(株)より提供頂きました.

文献

1) 大分県森林保全課(2018)：H30 森保第1号梶ヶ原地区調査測量設計委託業務(大分県中津市耶馬渓町大字金吉字梶ヶ原)報告書，平成30年12月.

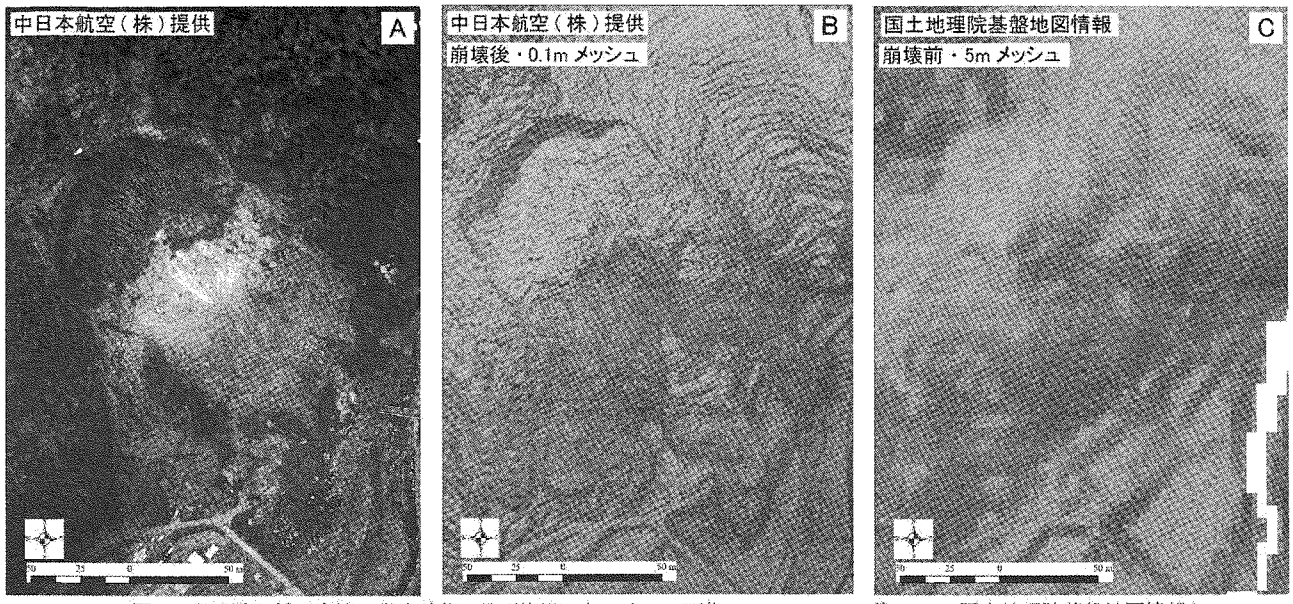


図 -1 耶馬渓町斜面崩壊の災害前後の地形情報 （A：オルソ画像， B：UAV レーザー，C：国土地理院基盤地図情報）

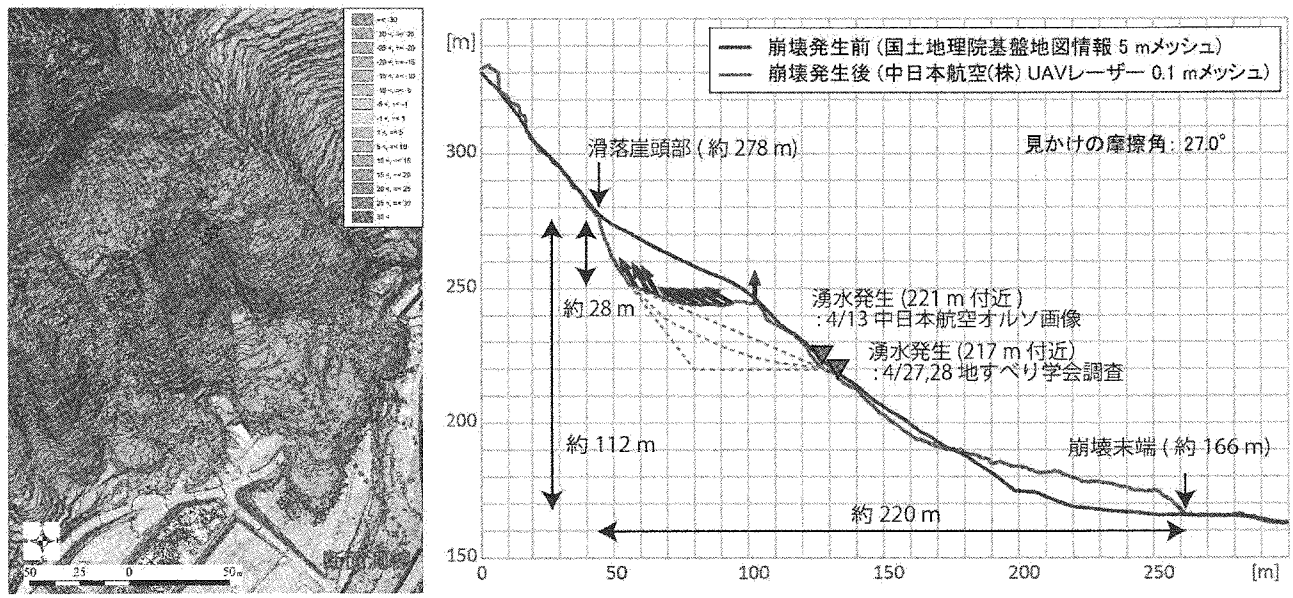
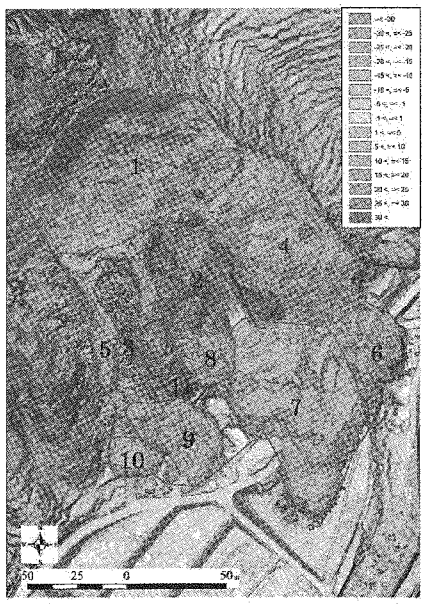


図 -2 耶馬渓町斜面崩壊の崩壊前後の差分図（左図）と比較断面図（右）



Id	面積 [㎡]	名称	差分値 平均 [m]	侵食・堆積 土砂量 [㎥]
1	6,417.6	主滑落部	8.94	57,373.4
2	2,239.4	副滑落部	0.89	1,993.1
3	1,447.5	右岸滑落部	-0.03	-43.4
4	4,377.8	左岸流送部	-3.90	-17,073.3
5	1,302.9	右岸流送部	-1.63	-2,123.7
6	1,252.9	主堆積部東	-5.51	-6,903.7
7	4,618.6	主堆積部中央	-5.97	-27,573.2
8	733.3	主堆積部西	-2.63	-1,928.7
9	1,405.3	右岸堆積部東	-2.37	-3,330.6
10	502.3	右岸堆積部西	-2.03	-1,019.6
11	1,037.0	不動域	-0.35	-362.9

※ 侵食域を＋，堆積域をーとする。

侵食土砂量
ID:1, 2
59,366.5 ㎥

堆積土砂量
ID:3～11
−60,359.1 ㎥

土砂収支
1.67%増

図 -3 耶馬渓町斜面崩壊の詳細地形分類（左図）と侵食・堆積土砂量算出（右表）

13. チベット高原南縁および東縁における河川侵食による巨大地すべりの発生

Gigantic landslides induced by river incision in the southern and the eastern margins of the Tibetan Plateau

○千木良雅弘（京都大学），Zhao Siyuan (Southwest Jiaotong Univ.), Tsou Ching-Ying (Hirosaki Univ.), Xiyong Wu (Southwest Jiaotong Univ.)

1. はじめに

ユーラシア大陸へのインドプレートの衝突によって，チベット高原南縁にはヒマラヤ山脈，東縁には眠山山脈等の世界の屋根ともいうべき山脈が形成されている．これらの山脈は，現在も盛んに隆起しているとともに，氷河や河川による侵食とマスムーブメントによって地形が形成されている．

本研究では，重力斜面変形と崩壊を，山地斜面の河川侵食に対する応答として，ネパールヒマラヤのカリガンダキ川流域，および四川省眠山山脈の眠江流域で調査研究した．ALOS 衛星の PRISM 画像および ALOS AW3D の数値地形データ（DEM）を用いて上記両地域の地形解析と現地調査を行った．その結果，両方の山地ともに，多くの巨大地すべりが，遷急点の上流への遡及と斜面の下部切断によって斜面が不安定化して生じたことが明らかになった．

2．ネパールヒマラヤ　カリガンダキ川流域

カリガンダキ川は，ハイヒマラヤを横断して南に流れ，その流下方向は，北西－南東方向で北東に傾斜する面構造に斜交している（Yoshida and Upreti, 2014）．カリガンダキ川には，２つの顕著な遷急点が Kalopani と Talbagar に存在する（図１）．これらのうち，Talbagar の遷急点は，その下流左岸側，つまり受け盤斜面に遷急線を伴っている．そして，この遷急線に沿って４つの巨大崩壊地が並んでいる（図１の T, K, G, Ga）．これらのうち，Talbagar の崩壊を除く３つの崩壊地は２雲母片麻岩の曲げトップリングに先行されていたいことがわかった．これら４つのいずれの崩壊も，遷急点の上流への遡及に伴って下部切断を受けた斜面が不安定になって発生したものである．右岸側の流れ盤斜面では，遷急線は形成されていない．これは，２雲母片麻岩が河川の下刻に追随して座屈タイプの重力変形をしているためである（図１の Ka, Ti, D, S, Gu）．

Kalopani の遷急点は，Lete の巨大な斜面崩壊堆積物によるものであり（図１の L），ここから上流のカリガンダキ川は広い川底を持つが，ここから下流は狭い峡谷となっている（Fort et al., 2010）．この崩壊堆積物は高さ 500m に及ぶ巨大な高まりを作っており，かつてモレーンと考えられていたこともある．この高まりの南東の縁には，北東－南西方向に数 100m 続く一見基盤岩の片麻岩が露出している．しかしながら，この片麻岩露頭には，開口割れ目を多数含む個所も含まれており，巨大な崩壊堆積物であることがわかる．また，この高まりの縁には岩石なだれ堆積物が分布している．この崩壊は，堆積物の南西側にある北向きの流れ盤斜面に由来すると推定される（Fort et al., 2010）．この斜面上部の尾根には，現在も複数の線状凹地が配列しており，また，斜面下部では片麻岩が座屈している様子が認められた．カリガンダキ川対岸の堆積物の下には，岩石化した石灰岩モレーン表面に氷河の擦痕が認められ，この崩壊が氷河の侵食を受けた谷に発生したことがわかる．つまり，Talbagar よりも下流の崩壊とは履歴が異なるように思われる．

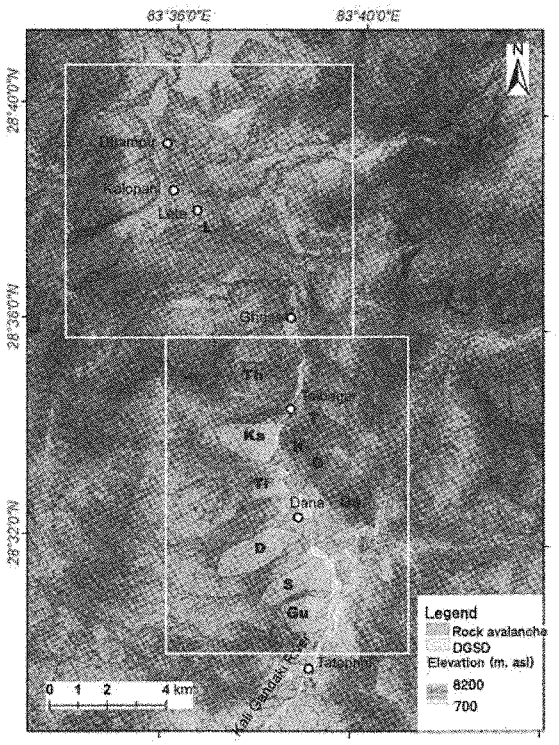


図１．カリガンダキ川流域の地形と崩壊，重力変形斜面の分布．崩壊地などに付した略号の説明は省略するが，L は Lete，T は Talbagar の崩壊である．地形イメージは AW3D の DEM を用いて作成した．

2．中国眠山山脈　眠江流域

眠江は，チベット高原東縁の眠山山脈を流れ，龍門山断層を横断して四川盆地に至っている．龍門山断層よりも上流側には２つの顕著な遷急点が認められる．これらの遷急点よりも下流側の谷壁斜面には，これらの遷急点が上流側に遡及した結果としての遷急線が認められる．遷急線は斜面を下部切断し，それによって斜面が不安定になり，重力変形したり，崩壊したりしている（図２）（Zhao et al., 2019）．

遷急点の上流への遡及に対する斜面の応答は，河川と地質構造との関係に応じて異なっている．両者が大きく斜交している場合には，重力斜面変形は一般的には生じていないが，巨大な崩壊が複数起こっている．これらは，層理面と節理面による楔形の崩壊，および谷方向にプランジする終局に起因する崩壊である．眠江流域で最も巨大な畳渓（Diexi）の崩壊は，前者である．

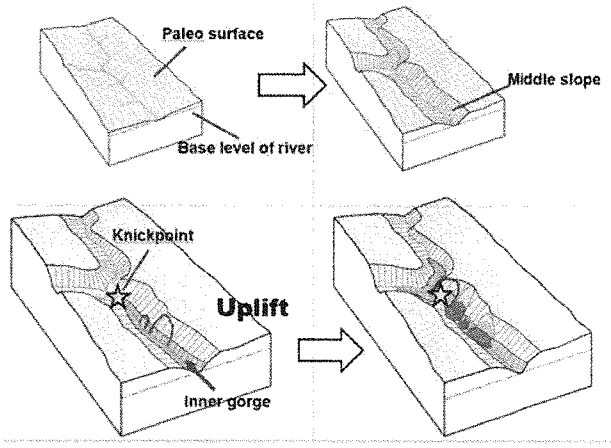


図 2　遷急点の上流への遡及に伴う斜面の不安定化と崩壊の発生を示す模式図（Zhao et al., 2019）．

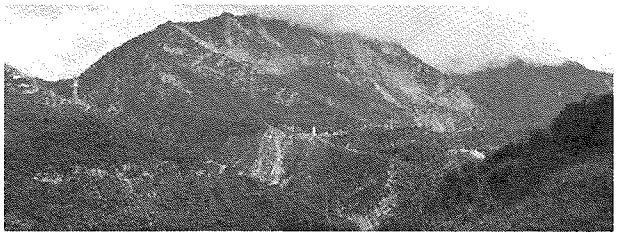


図３　畳渓の崩壊．最下部に見える湖は，この崩壊によるせき止め湖．崩壊の発生は有史前であるが，1933年の地震によって再度崩壊し，新たに堰止湖を形成したが，その後決壊し，下流に甚大な被害を及ぼした．

3．終わりに

世界の屋根ともいわれるチベット高原南縁および東縁の急峻な山脈では，いずれも河川の下刻による遷急点の形成と，上流への遡及，さらに，それに伴う遷急線の形成によって下部切断された斜面の重力斜面変形と崩壊が一般的に起こっていることが明らかになった．さらに，これらの現象は，河川の方向と地質構造とを明確に反映しており，山脈を削り出す素材の重要性を示している．

文献

Fort, M., Cossart, E. & Arnaud-Fassetta, G. 2010. Hillslope-channel coupling in the Nepal Himalayas and threat to man-made structures: The middle Kali Gandaki valley. Geomorphology, **124**, 178-199, doi: 10.1016/j.geomorph.2010.09.010.

Yoshida, M. & Upreti, B.N. 2014. Geology and Natural zhazards along the Kaligandaki Valley, Nepal - Provisional Second Edition -. *Guidebook for Himalayan Trekkers*. Field Science Publishers, Hashimoto, Japan, 122.

Zhao, S., Chigira, M. & Wu, X. 2019. Gigantic rockslides induced by fluvial incision in the Diexi area along the eastern margin of the Tibetan Plateau. Geomorphology, **338**, 27-42, doi: 10.1016/j.geomorph.2019.04.008.

14. 市民向けアウトリーチに向けた火山災害イベントの継続期間に関する情報整理

Information related with Duration of volcanic disaster events for outreach

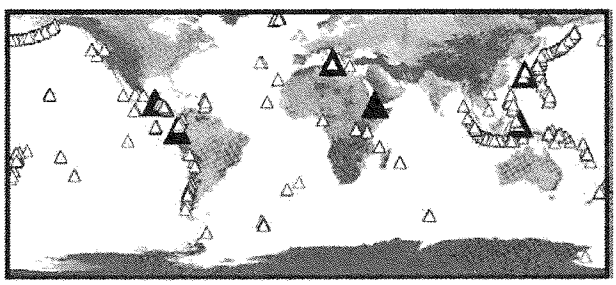
○小坂英輝，瀬崎章太郎（㈱環境地質）
Hideki Kosaka, Shotaro Sezaki

1. はじめに

アウトリーチでは，火山活動のマイナス面がプラス面と密接に関係していることを伝える必要がある．地域や市民がプラス面を享受するには，復旧・復興が必要であるが，その中で噴火災害の“長期化”が問題となることが多い．しかし，噴火後を含めた災害の“長期化”については資料が少ない．そこで本研究では，市民向けアウトリーチの中で火山災害イベントの継続期間に関する情報提供を行うことを目的とし，噴火の継続時間について情報整理を行い，噴火後の災害期間について空中写真を用いて土地利用や植生回復の程度を調査した．

2. 調査方法

噴火の継続期間：スミソニアン協会による噴火データベース [1] を用いて，世界を対象とした過去 100 年間（1919～2019 年）の噴火位置と噴火継続期間に関するデータを収集した（**図－1**）．西村（2018）[2] によると，同データに基づく VIE 1～4 の噴火継続期間のピークは 100～1000 日間の中にある．本研究では，VEI 1～5 の噴火における噴火継続期間について，長期的な傾向を示すために 365 日（年）間単位のヒストグラムを作成し，100～1000 日間の詳細を調べるために，30 日（月）間単位のヒストグラムを作成した．



図－1　収集した火山噴火イベントデータの分布

▲：噴火の継続期間 50 年以上

△：噴火の継続期間 50 年未満

噴火後の災害継続期間：2019 年の空中写真を集約した Google Map の画像を用いて，噴火災害痕跡（火砕流・降灰，溶岩流等），噴火後の噴火災害痕跡（土石流，河床上昇），植生変化と土地利用について判読した．画像の精度から，判読対象は VEI 4 以上とした．ここで，噴火災害跡とは，噴火そのものの痕跡ではなく，大きな環境の変化が生じた範囲を示すものである．

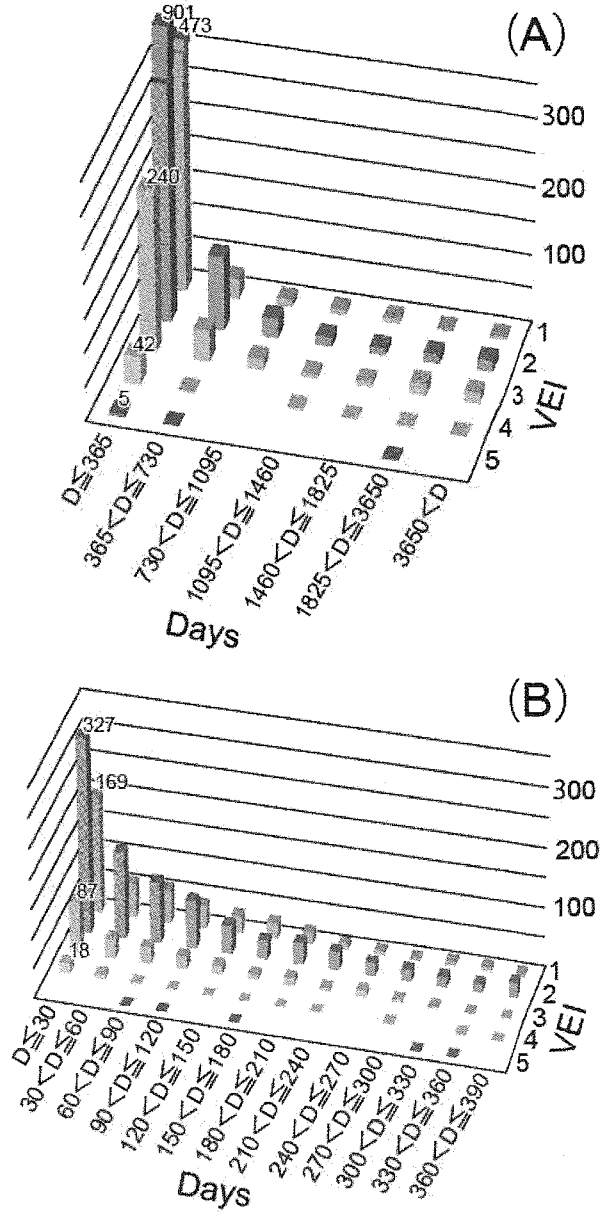
3. 調査結果

噴火の継続期間：年単位でみた噴火継続期間の頻度は，長期間なものほど減少し，3 年間（1095 日間）を超えると横ばいとなる傾向が認められる（**図－2A**）．月単位でみた噴火継続期間の頻度は，長期間なものほど減少し，6 ヶ月間（180 日間）を超えると横ばいとなる傾向が認められる（**図－2B**）．これらの傾向は，火山爆発指数（VEI）の規模とは殆ど関係していない．よって，噴火の継続期間は，長いものほど著しく少なくなる傾向をもつという法則が噴火規模とは関係なく成り立つ一方で，一部の火山ではその法則が成り立たないことを示す．

噴火後の災害継続期間：植生の回復傾向は，火砕流・降灰跡地で早く，溶岩跡地で遅い（**図－3**）．火砕流・降灰跡地は，低緯度～中緯度地域での植生変化をみると，噴火から概ね 5 年後以降に草地が出現し，15 年後以降に草地に全体が被覆され，35 年後以降に高木に被覆される．ただし，植生回復にとって厳しい気象・地形条件をもつ山頂高標高部，高緯度地域や砂漠・氷河が発達するところでは，植生回復に時間がかかる．溶岩跡地は，火砕流・降灰跡地と比較して，植生が回復しにくく，噴火後 50 年経過しても，全体が植生に被覆されない．溶岩跡地の植生回復については，伊豆大島の研究成果があり，スコリア砂が認められるところでイタドリとコケ類が繁茂するが，1950 年溶岩（噴火後約 50 年経過）においても植生の被覆率は 10～30%で，土壌の形成が殆ど認められない（稲垣，1998）[3]．

噴火後の災害が長期化する理由として，火山噴出物による河床上昇が挙げられる．噴火の規模と概ね対応する火砕流・降灰跡の規模と河床上昇跡の火口からの距離を調べた結果（**図－4A**），河床上昇が生じる距離は，火砕流・降灰跡より長い．また，噴火後 50～100 年経過しても，河床上昇跡が残されている状況である．

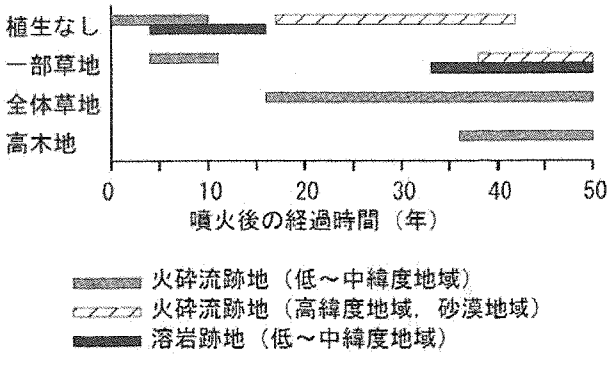
復興の目安を得るために，火砕流・降灰跡地と集落から火口中心までの距離とのプロット図を作成した結果，火砕流・降灰跡地より火口から離れたところでは，噴火後 5 年以内で集落の形成が可能であることが分かった（**図－4B**）．中長期的な土地利用として再検討を要するが，噴火後 20 年～50 年以降では，集落が火砕流・降灰跡地内に形成されるケースが認められた．



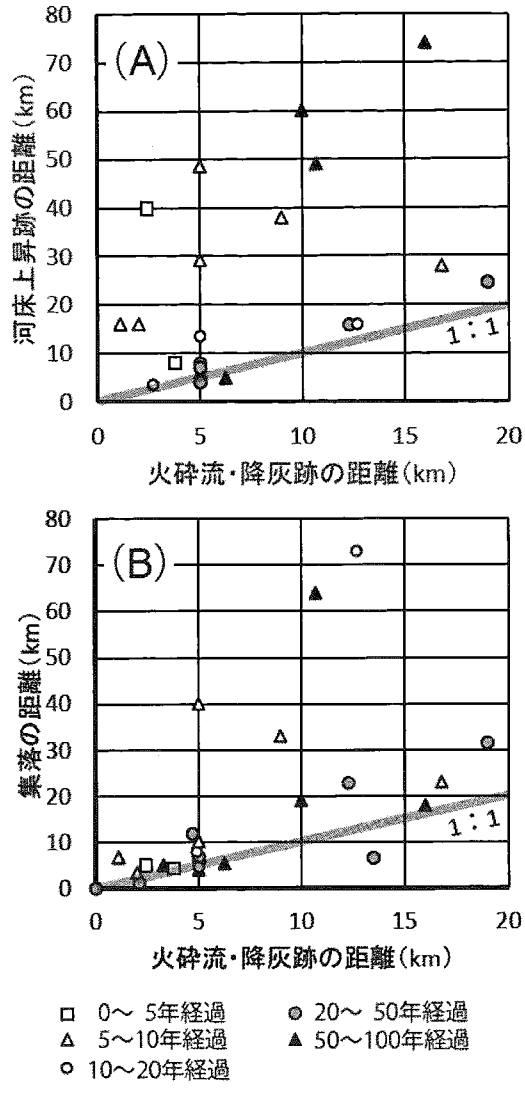
図－2　噴火の継続期間（縦軸：頻度）

A：365 日（年）間隔のヒストグラム

B：30 日（月）間隔のヒストグラム



図－3　噴火後の植生回復



図－4　噴火後の河床上昇跡と集落の変化

A：河床上昇跡の変化

B：集落の変化

4. おわりに

噴火の継続期間は，約半年以内で頻度が減少する傾向をもち，一部の火山ではその傾向から外れて，数 10 年以上あることが分かった．噴火後（VEI 4 以上）の災害期間では，植生の回復は火砕流・降灰跡地で 15 年以上，溶岩跡地で 50 年以上かかり，復旧・復興は噴火による環境変化が少ない火口から 5～20 km 離れたところで 5 年以内に可能であることが明らかとなった．これらの結果に対して応用地質学的に要因を明らかにし，アウトリーチに生かしたい．

文献

1）https://volcano.si.edu/search_eruption.cfm（2019 年 7 月）

2）西村太志（2018）：噴火発生頻度の時空間的特徴．火山，Vol.64, No. 2, pp.53-61.

3）稲垣秀輝（1998）：火山工学会研究小委員会第一分科会「大島現地検討会報告書」．土木学会，15p.

15. 杷木断層に近接する乙石川支流のシリカフラックスと河川堆積物の分布

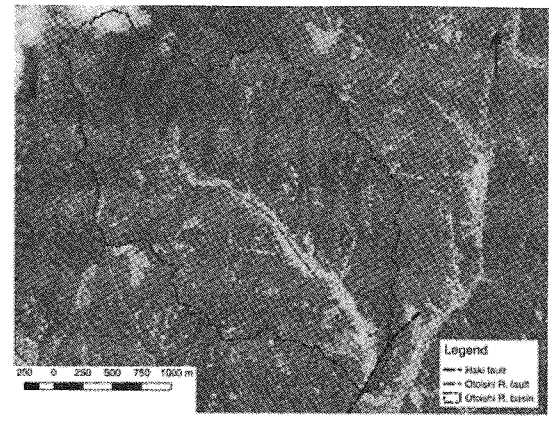
Silica fluxes and River Sediments of Otoishi River Branches Adjacent to the Haki Fault

○池見洋明（日本文理大学），津山貴裕（九州大学大学院）
Hiro Ikemi, Takahiro Tsuyama

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部において記録的な豪雨が発生した．これにより福岡県乙石川流域では山地斜面から大量の土砂や流木が生産され，下流域に甚大な被害を発生した．筆者らは災害直後から，乙石川流域における土砂供給のメカニズムを解明するために，乙石川流域の地形解析，洪水・河川堆積物の調査およびの河川のシリカフラックスの分析を行っている．

本報告では、既報の地形解析およびシリカフラックスの分布[1), 2)]に加えて，乙石川支流の河川堆積物調査結果から，乙石川流域における土砂動態に関する考察を行う．



図−1　乙石川流域の位置

2. 乙石川流域の地形・地質

図−1 で示す乙石川は赤谷川の右岸支流で北西−南東方向の河道で，三郡山地南部の広蔵山，小岳山、米山を分水嶺にもつ．流域面積は 5.9km^2 と小規模で，21 の支流から構成されている．この支流の流域（サブ流域）は方向に規則性があり，北西−南東の本流に対し，左岸では南北，右岸で東西方向を示している．また，乙石川沿いに形成する谷底平野は，上部，中部，下部にある狭窄によって，二つにくびれた特徴的な形状を呈している．

地質は主に中・古生代の結晶片岩と中生代の花こう岩類から構成され，上流に結晶片岩が，花こう岩類は下流域に分布する．中生代花崗岩体は，北部九州において，脊振山体，三郡山体など広範囲に分布する．同岩体は格子状の谷地形の発達が空中写真で確認できるほど発達する．乙石川流域の谷地形の特徴もこれに類似する．

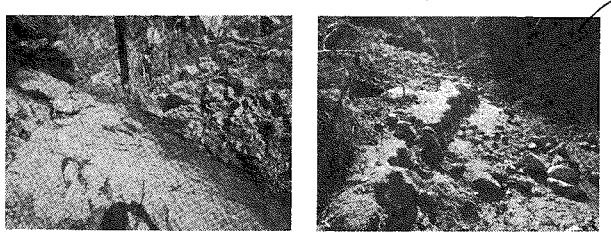
今回の谷底平野での浸食により，乙石川流域の上中流の狭窄部で新たに鉛直成分をもつ横ずれの断層が発見された（以下，乙石川断層）[3)]．この断層は乙石川の河道方向と同じ、北西−南東の走向をもち、10m 以上の破砕帯を伴うことが明らかとなっている．また乙石川が合流する赤谷川沿いには，北東−南西方向の右横ずれ断層である杷木断層が分布する．この杷木断層は西山断層帯に区分され，最新活動時期は 5,500 年前と報告されている[4)]．

乙石川流域の地形形成はこの断層群によって影響をうけていると考えている．A. C. Whittaker[5)]は断層による変位量を流域の地形変化点の後退具合から定量的に見出そうと試みている．これは断層の変位量によって，その後形成される流域の浸食量や地形が異なるという仮説に基づいている．今回発見された乙石川断層の活動時期は明らかではない．しかし，これまでの調査[1),2)]では，乙石川流域の右岸と左岸の流域地形や支流のシリカフラックスにおいて異なる特徴を示していることがわかっている．

3. 乙石川支流の堆積物調査と観察結果

出水期に現地で確認できた流出点をもとに，地理情報システム（GIS）を用いて乙石川流域を 21 のサブ流域に分割した．本発表では乙石川本流に対し東西のサブ流域をそれぞれ左岸，右岸で区分する．各サブ流域単位で調査を行ったが，復旧工事等の理由により全 21 支流のうち 15 支流を踏査した．調査地点では斜面や河岸，河床の地質や堆積物の記載を行った．サンプリングは，1 つのサブ流域につき上・下流の複数個所において，スコップ等で表面の堆積物を深さ 10 cm 以上取り除いて行った（合計 63 箇所）．調査期間は 2018 年 5 月から 12 月の間で，延べ 2 週間程度実施した．

乙石川流域の右岸・左岸ともサブ流域下流付近の谷壁で古い土石流堆積物を多く確認した。土石流堆積物は数十 cm ほどの巨礫を無構造に含む基質支持の堆積物である。一方，右岸の下流谷壁の一部に層厚 40 cm の砂層を挟む河川堆積物が確認できた。写真−1 は今回の調査で得られた典型的な 2 つの河床状況の写真である。写真左は岩盤河床に 20 cm 以下の礫と砂から構成される堆積物が薄く覆う状況となっている。この河床は左岸・右岸に関係なく確認できる。一方，右の写真は右岸の数ヶ所で確認した沖積の河川で，細礫〜砂が河床や河岸では厚さ 30cm 程度で広範囲に堆積してい

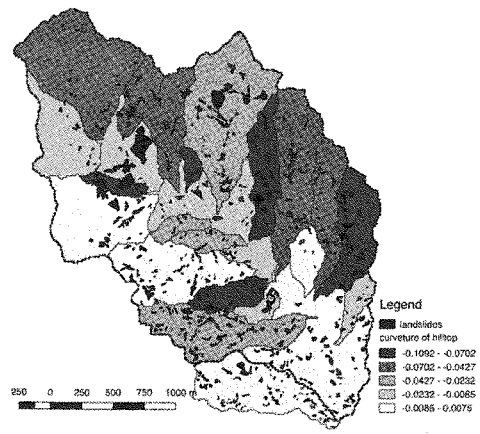


写真－1　観察された岩盤河床（左）と沖積の河床（右）

る．このように河川堆積物が連続して分布するような河床は左岸では確認できていない．なお粒度分析の結果については紙面の関係で別の機会に報告したい．

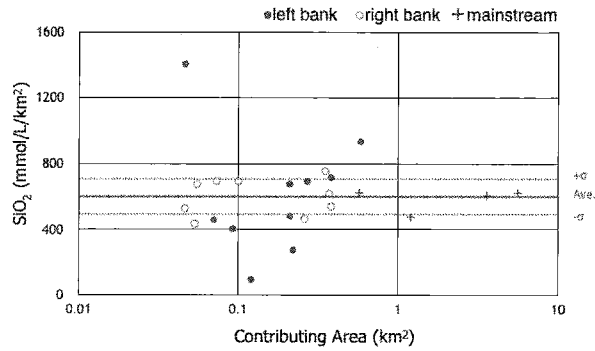
4. 左岸・右岸における土砂動態

これまでの研究 [1),2)]では，災害前の航空機レーザ測量データから作成した詳細 DEM を用いて地形解析を行い，特に各サブ流域の尾根地の曲率について検討した．図－2には，地形解析により求めた乙石川流域の尾根地の曲率∇z^2の空間的分布を示す．凸が∇z^2は負となる．その結果，右岸のサブ流域で高く，左岸で低い傾向を示している．



図－2　尾根地の曲率の空間分布

また各支流から溶出されるシリカフラックスの分布からも左右の差異が確認できた [1),2)]．図－3は各サブ流域の面積(km^2)と流量と濃度で計算したシリカフラックス(mol/day/km^2)の関係を示した．右岸のシリカフラックスは，流域面積に関係なく幅の狭いレンジを示すのに対して，左岸のシリカフラックスは幅広いレンジを示し，特に流域面積が小さい流域でばらつきが大きくなる結果を示した．図中には右岸支流の測定値の平均値±σ値を示した．本流のシリカフラックス(+)は概ね，この範囲にプロットされた．



図－3　流域面積とシリカフラックスの関係

それぞれの詳細は既往の報告 [1), 2)]があるので省略し以下に結論だけを示す．乙石川の左岸と右岸は異なる地形形成プロセスを経験し，その結果，河川水が形成される経路が異なっていることが示唆された．

今回の河床の現地調査から，右岸は左岸に比べて沖積河床が形成されやすい流域地形であることが確認できた．この結果はこれまでの地形解析結果と整合的である．また山地斜面から流れてきた土砂が，右岸では流域に定常的に蓄積されて下流へ供給されているとすれば，シリカフラックスの結果もうまく説明できる．一方，左岸では今回の豪雨などによりパルス的に下流へ排出されているものと考えられる．

5. まとめ

本研究では，乙石川支流において斜面および河床の堆積物の調査を実施した．その結果，河床状況に差異が確認できた．この観察と既往の地形解析およびシリカフラックスの分析結果 [1), 2)]から乙石川流域における右岸と左岸の土砂動態の違いを考察した．今後，右岸・左岸における土砂動態および断層運動との関係を定量的に評価するためには両岸の河川水の形成過程をより明確にする必要があろう．

文献

1) Ikemi, H. Nakanishi, R., Baba A., Okajima Y., and Mitani Y. (2018): Process-base topographical and geochemical approaches to rainfall-induced landslides adjacent to tectonic faults, AEG News (AEG 61st Annual Meeting/IAEG XIII Congress – Program with Abstracts), Vol.61, No.4, pp.142.

2) 池見洋明，中西隆之介，馬場亮，肘井敬明，岡島裕樹，三谷泰浩(2018): 平成29年九州北部豪雨災害による乙石川流域の洪水堆積物とシリカフラックスの分布, pp.191-196.

3) 矢田純，矢野健二，山本茂雄，細矢卓志 (2017): 【速報】平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害 乙石川断層(仮称)に伴う断層破砕帯と多量の土砂流出の地質的素因の可能性，http://www.jseg.or.jp/kyushu/, (2019.8.8 閲覧)

4) 堤浩之，吉岡敏和，向井理史，堀川滋雄，村田和則 (2016): 西山断層帯嘉麻峠区間の変位地形と第四紀後期の活動性，活断層研究, 45, pp.21-35

5) Whittaker, A. C. (2012): How do landscapes record tectonics and climate? Lithosphere, Vol.4, No.2, pp.160-164

17. 最終処分場における埋立廃棄物等の力学的特性

Characteristics of Landfilled Wastes at Final Disposal Site

○大野博之（環境地質）,登坂博行（地圏環境テクノロジー），山内一志（建設工学研究社），
宮原哲也（日本環境衛生センター），大山隆弘（電力中央研究所），磯部有作（イメージアイ），
陳友晴（京都大学），打木弘一（基礎地盤コンサルタンツ）
Hiroyuki Ohno, Hiroyuki Tosaka, Kaduyuki Yamauchi, Tetsuya Miyahara,
Takahiro Ohyama, Yusaku Isobe, Youqing Chen, Koichi Utsugi

1. はじめに

廃棄物層の力学物性や透水性は，最終処分場の適正な設計や維持管理において，重要な要素となり，最終処分場埋立地の力学的安定性や生化学的安定化に大きく影響することが知られている．

これまで，その一般的な物性は，「全国都市清掃会議編：廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領-2010 改訂版（以降、〔最終処分場整備の要領〕と呼ぶ）」に示される土質定数事例（全国都市清掃会議，1989）や焼却灰の土質試験結果例（1989～1999 の論文等報告）などが用いられてきている．また，「公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団編(2013)：不法投棄等現場の堆積廃棄物の斜面安定性評価方法，大成出版社」で，産業廃棄物不法投棄等現場における平成 22 年～24 年度の試験結果が示され，不法投棄等現場などの廃棄物においては，重要な物性情報となっている．

しかし，実際に最終処分場を設計（あるいは維持管理）する場合，これら従来の試験結果では，対応しきれない場合も生じつつあるのが現状である．例えば，埋立廃棄物には、これまで示されている焼却灰の他に，石膏ボードや焼却されない廃棄物なども埋め立てられる最終処分場もあり，これまで示されている焼却灰を中心とした埋立廃棄物とは種類が異なる場合も見受けられる．

一方，有効利用を目的として廃棄物を溶融したスラグ（溶融スラグ）は，これまで埋戻し・盛土材などとして利用されることは多くはなかったものの，今後の利用価値を高める上でも，その物性の把握は重要な情報となると考えられる．

陸上最終処分場の場合，通常の土質材料の盛土と同様に，盛土管理を行い適切な力学物性を確保する必要もあると考えられる．これまでは，通常の盛土のように“品質規定方式による締固め管理”については，最終処分場整備の要領には特に規定がなく，これまでの実績である工法規定方式（転圧回数による規定。通常 5～6 往復）で埋立廃棄物による盛土が造成されてきた．これまで，これらの廃棄物盛土は災害による被害もなく，安全なものであったが，盛土高は 10～15m と比較的低いものが多い．しかし，埋立廃棄物による盛土高が 50m を超えるような大規模化をしていけば，大規模盛土宅地 [1]のように大規模地震で崩壊する恐れもないとは言えない [2]．こうした状況を鑑み，安定した埋立盛土を廃棄物で形成する場合の締固めの方法についても示す必要がある．これにより，最終処分場の安定的な貯留機能の確保が可能となる．

ここでは，以上のことから，いくつかの廃棄物試料を採取し，各種の室内土質試験を行った事例を示す．

2. 試験内容

試験を行う廃棄物としては，管理型最終処分場に埋め立てられる予定で，まだ埋め立てられていない焼却灰と破砕不燃ごみを実施した．後者の破砕不燃ごみは，石膏ボードを含むガラスくず・コンクリートくず及び陶磁器くず，木くず，金属くず，廃プラスチック類などから構成される．

試験は，地盤工学会基準に則り，物理試験として，土粒子の密度試験，土の含水比試験，土の粒度試験，土の液性限界・塑性限界試験，土の湿潤密度試験を，せん断試験として，土の三軸圧縮試験（CUB），土の繰返し非排水三軸試験（液状化強度試験），土の一軸圧縮試験を，また，土の締固め試験，土の透水試験を実施した．

3. 試験結果

表-1 に，今回の試験結果の一部を一覧として示す．また，図-1 に破砕不燃ごみ 1 の締固め試験結果を，図-2 に破砕不燃ごみ 1 の液状化強度試験結果を示す．ここで，破砕不燃ごみ 2 は覆土としてマサ土を用いた場合に，破砕不燃ごみ 1 に対してマサ土がどの程度の影響を与えるかを見たものである．

この試験結果にみられるように，破砕不燃ごみ及び焼却灰（主灰）は，最適含水比を基にした調整含水比において，透水係数が 1×10^{-7}m/sec 前後と低く，有効応力における粘着力や内部摩擦角も比較的大きい．これらは，過去の焼却灰の物性と同程度である．

一方，どの程度の液状化の恐れがあるのかも検討したが，破砕不燃ごみ及び焼却灰については，液状化強度比 RL20 が 0.57 以上と大きなものであることも分かった．

詳細に図-1 を見ると，破砕不燃ごみでは，持ち込み状態で極めて乾燥しており，通常の土とは異なり含水比を上げた直後一度乾燥密度が低下し，その後に増加

して通常の土と同様な山形の含水比－乾燥密度曲線を示す．一軸圧縮強度は，破砕不燃ごみ 1 では，W=25.0%は測定不能(供試体に自立性がなく，試験実施できず)，W=37.5%で 155.6 kN/m^2，W=44.0%で 108.3 kN/m^2，W=52.0%で 82.2 kN/m^2 と最適含水比よりもやや乾燥側の 37.5%で最も高い強度となった．この傾向は，通常の土の強度特性と類似する．したがって，最適含水比よりもやや乾燥側の含水比で三軸圧縮試験等を行うのが良いと判断できる．その三軸圧縮試験等の調整含水比は，表-1 に示す通りである．

産業廃棄物の管理型最終処分場においては，破砕不燃ごみや焼却灰が埋め立てられることが多い．表-1 の結果からは，通常の埋立廃棄物であれば，最適含水比よりもやや乾燥側の含水比で締固めを行いながら埋め立てれば，砂質盛土と同程度以上の廃棄物盛土を形成することができることがわかる．ただし，通常の土質材料の盛土と同様に，適切な集排水が行われていなければ，大規模地震等で崩壊する可能性はある．

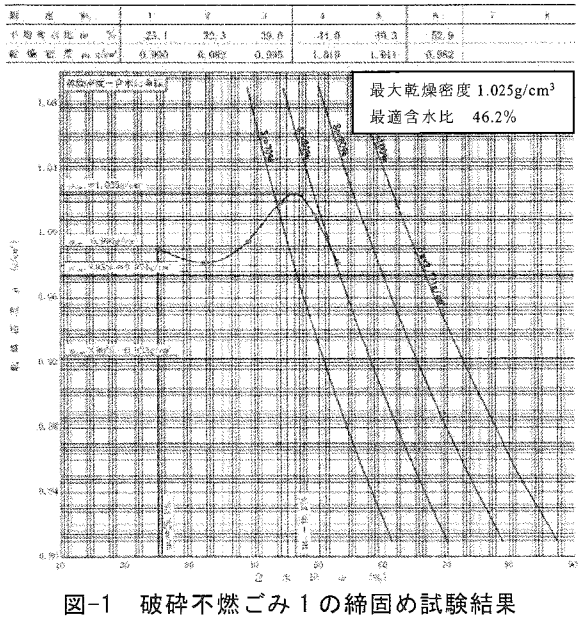


図-1 破砕不燃ごみ 1 の締固め試験結果

4. おわりに

以上示したように，破砕不燃ごみや焼却灰では，安定性に問題はない．しかし，最終処分場には，様々な廃棄物が埋め立てられる．今回はその一部の物性のみを示したにすぎない．今後，溶融スラグを含めたより多くの廃棄物についての物性を把握し，より安全な最終処分場の設置・維持管理のための資料を提供できればと考えている．

なお，本研究は，日本応用地質学会廃棄物処分における地質環境調査･解析手法に関する研究小委員会(第Ⅲ期）の研究の一環として実施したものである．

謝辞

廃棄物等の試料の提供にあたっては，九州大学の島岡隆行教授，中山裕文准教授，小宮哲平助教をはじめ各機関より多大なご協力を頂いた．ここに深謝の意を表する．また，本室内試験では，株式会社田中土質基礎研究所のご協力を頂いたうえ，試験結果についての解釈に際しご助言を頂いた．ここに謝意を表する

表-1 廃棄物等の試験結果

	破砕不燃ごみ 1	破砕不燃ごみ 2	焼却灰（主灰）
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.771	2.804	3.143
地盤材料の分類名	礫まじり細粒分質砂	礫まじり細粒分質砂	礫まじり細粒分質砂
最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm^3	1.025	1.092	1.258
最適含水比 ω_{opt} %	46.2	41.7	36.3
以下の試験結果の調整含水比 %	37.5	35.0	30.0
湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.363	1.469	1.470
透水係数 K ×10^{-7} m/sec	1.08	1.86	0.588
粘着力 C' kN/m^2	17.1	35.2	31.1
内部摩擦角 ϕ' °	40.41	33.60	39.47
液状化強度比 RL20	0.580	0.571	0.678

破砕不燃ごみ 2；マサ土：廃棄物＝1：6（体積比）

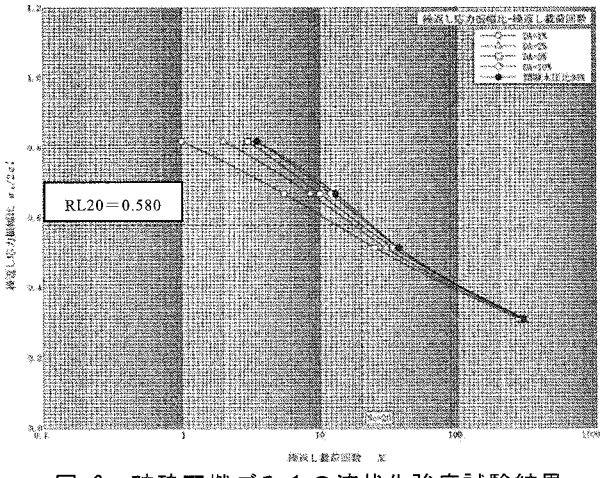


図-2 破砕不燃ごみ 1 の液状化強度試験結果

廃棄物が時間で物性はどう変わる？

文献

1) 門田浩一・本橋あずさ・佐藤真吾・三嶋昭二(2015)：活動崩落被害を受けた仙台市造成宅地の再現解析及び被害予測の課題，地盤工学会誌，第 63 巻，第 10 号，pp.32-35.

2) 大野博之・磯部有作・山内一志・山中稔・稲垣秀輝（2019）：最終処分場における大規模盛土状廃棄物の地震応答，第 54 回地盤工学会研究発表会講演論文集，pp.2159-2160.

18. 西大阪地域における，地下水の帯水層の分布と特徴について

－再生熱エネルギー利用を見据えた検討－

Distribution and characteristics of groundwater aquifers in the Nishi-Osaka area

-Examination of the use of regenerative heat energy-

○北田奈緒子，伊藤浩子，藤原照幸（地域地盤環境研究所），西垣誠（岡山大学）

Naoko Kitada, Hiroko Ito, Teruyuki Fujiwara, Makoto Nishigaki

1. はじめに

大阪平野のうち上町台地より西側では，海水準変動の繰り返しに伴う複数の粘土層が層状に堆積し，粘土層間の砂礫層は豊富な地下水が賦存する被圧帯水層を形成している．近年，特に大阪市内においては、再生熱エネルギーとしての地下水利用プロジェクトが推進されるなど，地下水の有効利用についての検討が進められている．我々は，NEDO 再生熱エネルギー利用に関する研究の一環として，西大阪地域の地下水特性と流動性についての検討を行ったので，その内容を報告する．

2. 背景と目的

大阪平野には厚い地層が堆積しており，その中に蓄えられた豊富な地下水が利用されている．近年では，過剰揚水による地盤沈下や塩水化などの問題に伴って，一部の地域では揚水規制が実施されているが，一方で地中熱利用などを視野に入れた，地下水利用に対する期待は非常に大きく，かつポテンシャルも高い．本研究では NEDO「再生可能エネルギー熱利用技術開発／再生可能エネルギー熱利用のポテンシャル評価技術の開発/都市域における，オープンループシステムによる地下水の大規模熱源利用のための技術開発」（研究代表者：北田奈緒子）の一環として，地下水の広域的な特性を把握することを目的に 3 年間の水質観測を実施するとともに，観測井構築時の採取試料から各帯水層の特性の把握を行い，ボーリングデータベースを用いた帯水層分布の推定などを実施した．

対象とした帯水層は，完新統の粘土層(Ma13)の下位に分布する砂礫層（第 1 被圧帯水層：Dg1）と，最上位更新統の粘土層(Ma12)の下位に分布する砂礫層（第 2 被圧帯水層：Dg2)である。観測井には，水位計と温度計を設置して連続測定した．水質については 2016～2018 年の年 4 回，計 12 回，採水し，主成分組成の分析を実施した．また，採水時には，鉛直方向の水温測定を実施し，その特性を把握した．観測点は，新しく構築した観測井を含めて 10 地点で観測を行った（図 - 1）．

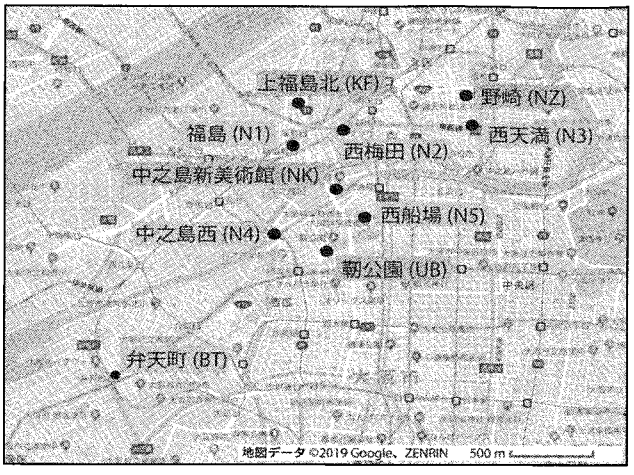


図 - 1　各観測井の位置図（ピンクの地点は，本検討のために新規に構築した観測井）

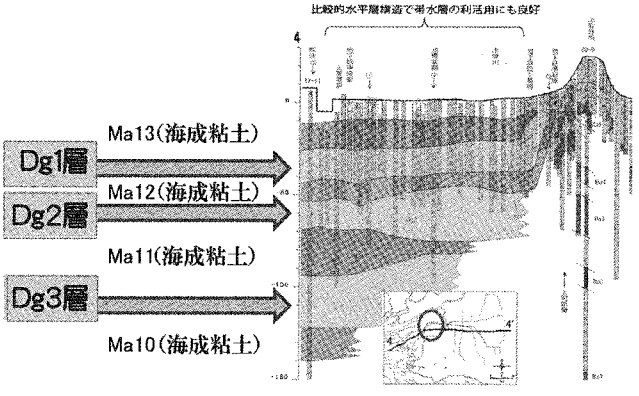
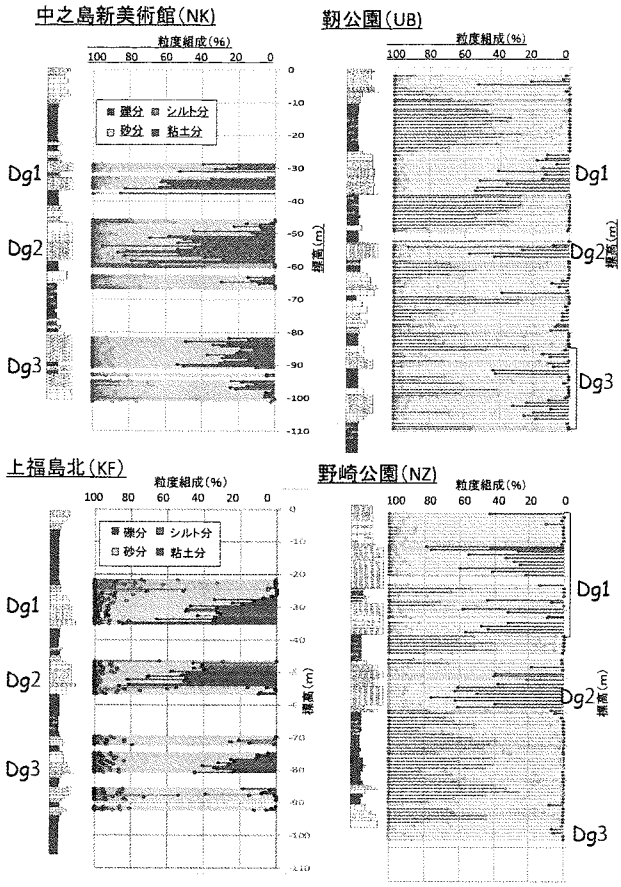


図 - 2　西大阪地域の地下断面図

3. 測定の結果とその特徴

3.1 対象地層について

検討対象の西大阪地域は，河川のデルタ堆積物（砂や礫）と温暖期に海水面下で堆積した海成粘土層が交互に堆積している（図 - 2）．各海成粘土層はほぼ水平に厚く堆積しているため，遮水層となっているが，大阪平野中央部の上町台地付近で殲滅するため，各帯水層が重合する可能性がある．各被圧帯水層は海成粘土層間に分布するが，すべてが粗粒というわけでもなく，部分的にシルトや粘土が含まれる場合もある．そのために，新規に構築する観測井では，オールコアサンプリングを実施して，各帯水層部の特徴について検討を行った．



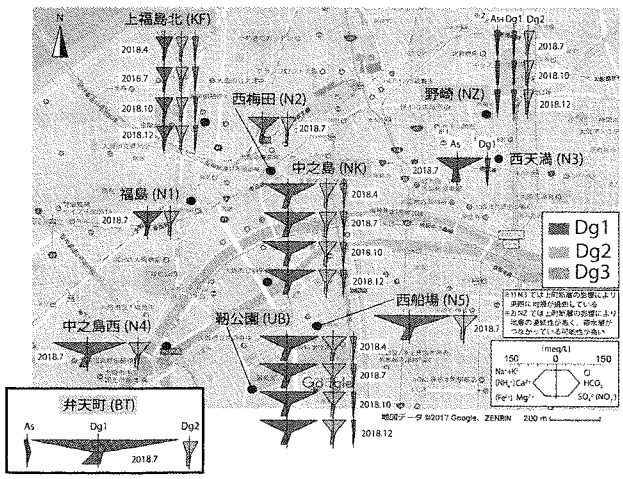
図－３　新しく構築した観測井の柱状図と構成粒子

新しく構築した観測井では，柱状図作成のための観察と粒度分析を実施した．図－３には各地点の柱状図と観察の結果より決定した各 Dg 層の部分を示した．特徴として，Dg 層中においても礫の卓越する部分と砂が卓越する部分があり，透水性に差異があると考えられる．

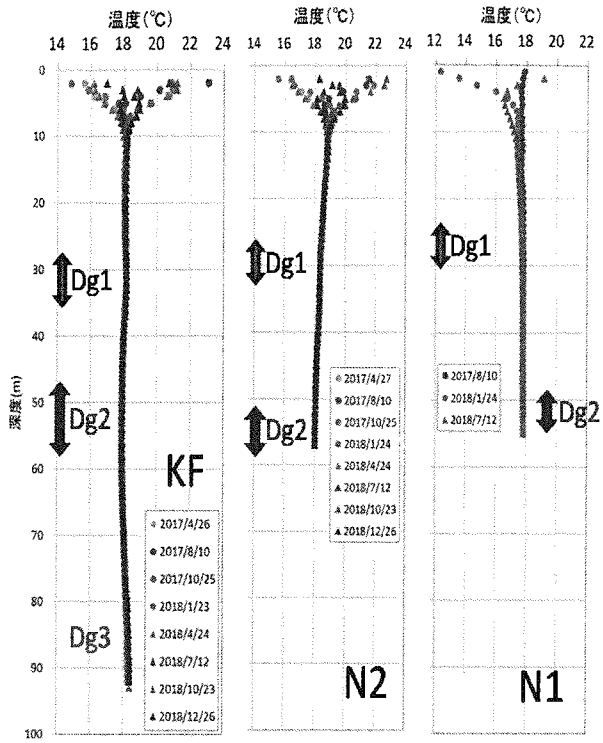
3.2　水質や温度の特性について

Dg1～Dg3 層の地下水位・水質・水温のモニタリング調査を実施し，データ解析と考察を行って，それぞれの特徴や熱利用時における留意点を抽出した．その結果，１）水質組成が各帯水層で異なる，２）地下水位は地点ごとの違いがほとんどなく，顕著な季節変動も見られない，３）GL-10m 以深の水温は年中通してほぼ一定（18℃程度）であることが明らかになった（図－４，図－５）．

以上の結果より，当該地では以下のような特徴があると結論できる．



図－４　主成分分析結果（2018 年度分）



図－５　地下水温の鉛直変化（一例）

・ATES の利用に適した停滞性の地下水である
・帯水層ごとに水質が異なるため，揚水・還水に伴う周辺環境への影響を把握しやすい
・Dg1 層の水位低下は沖積粘土層の圧密の要因となり得るため，地盤沈下のリスク回避の観点から ATES 利用には適さない．つまり，Dg1 層と Dg2 層が不透水層で遮水されている地域のみが ATES 利用の適地となる

19. 急崖岩盤斜面のUAV撮影写真を基にした三次元地形モデルの構築(その2)

Building 3D Terrain Model based on UAV Photograph for Steep Rock Slope -Part 2-

○日外勝仁，山崎秀策，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
Katsuhito Agui, Shusaku Yamazaki, Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

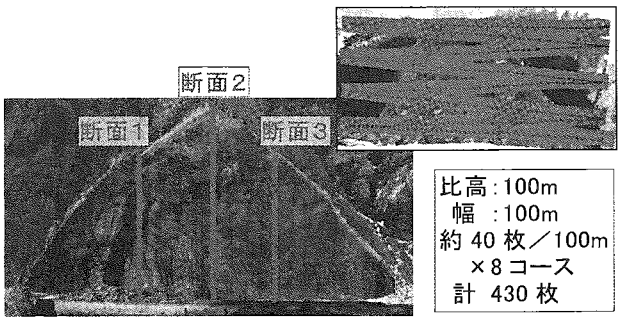
本研究は，岩盤斜面形状や亀裂分布の情報に基づき，崩壊が想定される危険ブロックの形状・規模を正確に推定することにより，岩盤崩壊斜面の点検・対策の精度向上に資することを目的としている．これまでに，筆者らは，無人航空機撮影（Unmanned Aerial Vehicle, 以下UAV）の画像から地形モデルを作成するUAV-SfM（Structure from Motion）技術を用いて，オーバーハングがあり金網の施工されているような急崖岩盤斜面に適した三次元地形モデルの構築条件を現地検証し，高分解能な撮影が必須であることが明らかにしてきた[1)]．

そこで，本報告では，分解能以外の条件（撮影角度，撮影枚数，焦点距離など）を様々に変えて地形モデルを構築し，金網の下の地形再現性を比較検証したので，その結果を述べる．

2. 方法

2.1. 撮影角度における比較

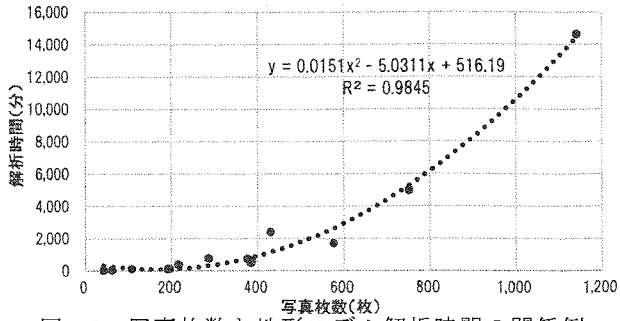
以前の検討[1)]で，1画素に写る撮影対象物の大きさ，則ち分解能が10mm以下の細かさの撮影であれば，金網表面ではなく，岩肌自体がモデル化され易いこと，また，撮影角度によって，微地形再現の有無が変わることが示された．そこで今回は，極端に地形再現性の悪くなる場合を回避する方法として，前回と同じ図－1の金網が施工された岩盤斜面を対象に，異なる1方向のみの撮影ではなく，異なる方向の撮影を混ぜた写真から地形モデルを構築し，差異を検証した．



図－1　検証対象の金網施工斜面とUAV撮影軌跡図

2.2. 撮影枚数とラップ率における比較

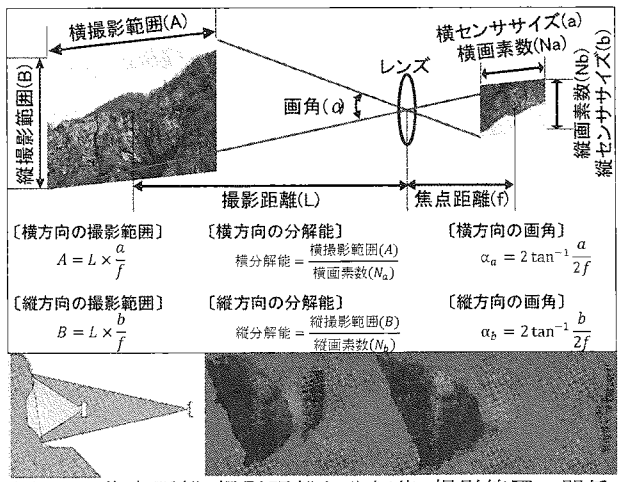
一般に撮影枚数が多い方が地形再現性も高いと推察されるが，撮影枚数が増えると図－2に示すように解析時間も長くなるため，撮影枚数とラップ率の関係に留意しつつ，異なる撮影枚数における構築地形モデルの差異を検証した．



図－2　写真枚数と地形モデル解析時間の関係例

2.3. 異なる焦点距離における比較

カメラ撮影における対象物の撮影範囲は，撮影距離と焦点距離（視野角）によって求められる．同じ1点を複数位置から撮影する際は，視野角が大きいと撮影される射線の角度幅も大きくなるため，図－3のように，異なる焦点距離（15mm･45mm）のレンズで同じ撮影範囲･分解能となるように撮影距離を調整して撮影した場合の構築地形モデルの差異を検証した(表－1)．



図－3　焦点距離･撮影距離と分解能･撮影範囲の関係

表－1　焦点距離を変えた撮影条件と点群密度

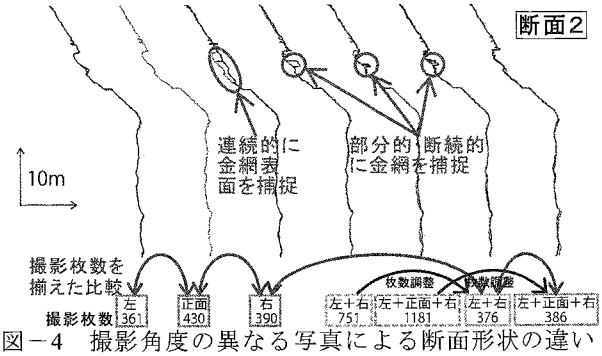
カメラ	レンズ	撮影方向（仰角）	シャッター速度	ISO	写真点数	点群密度（点/m²）
X5S	15mm	水平	1/400	100	403	5369
	45mm				371	5829

3. 結果

3.1. 撮影角度のバラツキの違いによる地形再現性

正面と左右30度の3方向からの写真を元に，単一及び混在方向写真による地形モデル断面形状を図－4に示す．単一方向では，右30度のみで金網表面を多く捉えているのに対し，撮影方向を混在することで，全体的には金網捕捉部分の割合は減り，改善が見られる．

また，撮影枚数を間引いて 400 枚弱程度に揃えた比較では，予想と異なり，枚数の少ない方が金網捕捉の比率が小さい結果となったため，次節で，写真枚数と地形モデル構築状況について，詳しい検証を行った．



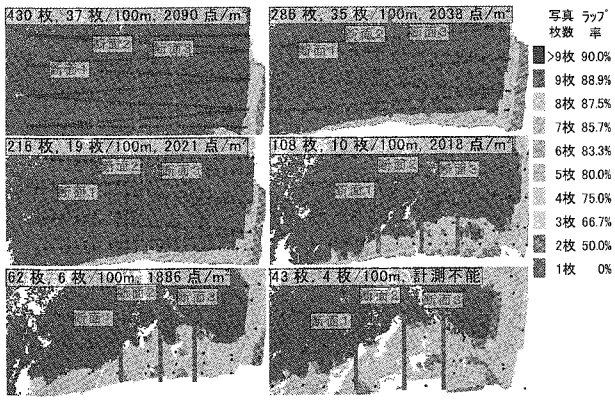
図－4　撮影角度の異なる写真による断面形状の違い

3.2. 撮影枚数とラップ率の関係

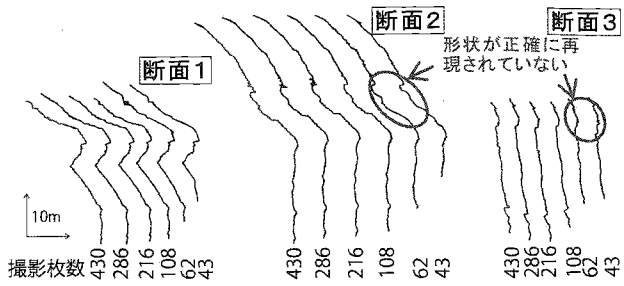
図－1 に示す全 430 枚の写真から，数枚おきに間引くことで撮影枚数を違えた場合（430･286･216･108･62･43 枚）のラップ率の違いを図－5 に示す．ラップ率は撮影枚数が 216 枚までは概ね 80%と以上となっている．写真が 108 枚になるとカメラとの距離が近い斜面脚部にラップ率が 20%程度となる範囲が出始め，43 枚では斜面中腹部までラップ率 40%未満の範囲が及んでいる．また写真が 43 枚では斜面中腹や脚部に，モデルの空白域が散見されるようになる．

Agisoft Photoscan を用いた地形モデル構築解析の際に，点群密度を[高]設定としているため，撮影枚数が 108 枚以上の 4 ケースにおいては，点群密度が 2000 点/m^2 強でほぼ等しくなり，図－5 に示すモデル充足状況や，図－6 に示す地形モデル縦断面形状もそれほど差がない結果となった．

このことから，地形モデル構築には，点群密度が 2000 点/m^2 以上となる撮影枚数があれば，十分と思われる．ちなみに，写真が 108 枚の時の，水平 1 列のサイドラップ率は 50%以上と低い値となっている．最下段は垂直ラップを見込みづらいだけではなく，斜面の脚部で撮影距離が近くなり 1 回の撮影範囲も狭まる場合が多いため，撮影密度を上げるなどの工夫が必要と思われる．



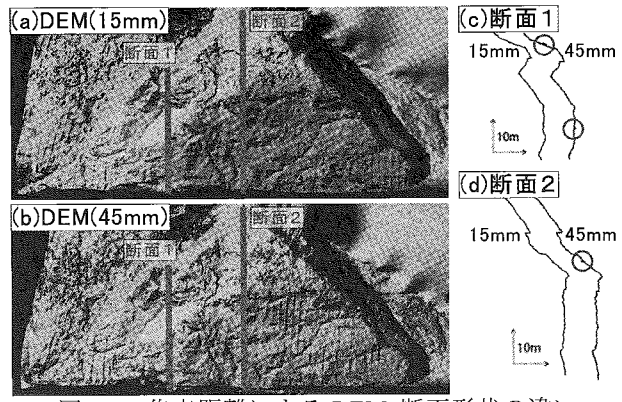
図－5　撮影枚数･ラップ率によるモデル充填状況



図－6　撮影枚数による断面形状の違い

3.3. 焦点距離の違いによる地形再現性

地形モデル断面形状については，全体的な形状はほぼ変わらないものの，望遠側(45mm)では，青丸箇所で示す棘状の乱れが多くみられ，DEM 図においても，金網の影響がやや強く出ている(図－7)．このことから，撮影範囲やラップ率を等しく撮影するのであれば，広角側のレンズの方が，金網施工斜面の微地形の再現性は高くなると思われる．



図－7　焦点距離による DEM･断面形状の違い

4. まとめ

金網やオーバーハングのあるような急崖岩盤斜面を対象とした UAV-SfM 手法による地形モデル構築の際の留意点は以下にまとめられる．

- 撮影設定から定まる撮影範囲を事前に把握した上で，ラップ率が高くなるような 1 点を複数回捉えられる撮影を行い，特徴点を偏りなく高密度（2000 点/m^2）で生成できるようにすることが必要となる．
- その撮影の際，最下段は，ラップ率が低くなり易いので，撮影密度を上げるなどの工夫が望まれる．
- その上で，金網の下の岩肌の形状を把握するためには，分解能が 10mm になるまで接近し，焦点距離の短い広角側で，オーバーハングの下端部などで死角が生じないように撮影することが望ましい．

文献

1) 日外勝仁・角田富士夫・倉橋稔幸（2018）：急崖岩盤斜面の UAV 撮影写真を基にした三次元地形モデルの構築，平成 30 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.1-2.

20. ドローン搭載グリーンレーザーによる陸域・浅海域の同時詳細可視化

Simultaneous Detailed Visualization of Land and Shallow coastal area, Using by Drone mounted Green LiDAR

○原口　強（大阪市立大学），冨井隆春（amuse oneself Inc.）
Tsuyoshi Haraguchi, Takaharu Tomii

1. はじめに

写真測量から LiDAR 測量へのシフトにより樹木に覆われた森林下の地形が直接計測され，詳細な地形が可視化できるようになった．さらに点群密度の高いドローン搭載型 LiDAR 測量は，微細な地形や木々の形状までの計測を可能にした．

しかし，現状の近赤外レーザースキャナは，水中や黒い対象物・濡れた表面などが計測出来ない（図-1）．一方，波長 532nm のグリーンレーザーだと水中も計測可能（図-2）となる．

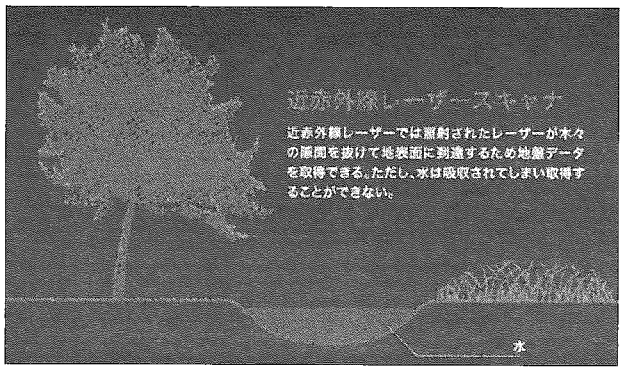


図-1 近赤外レーザースキャナの特徴

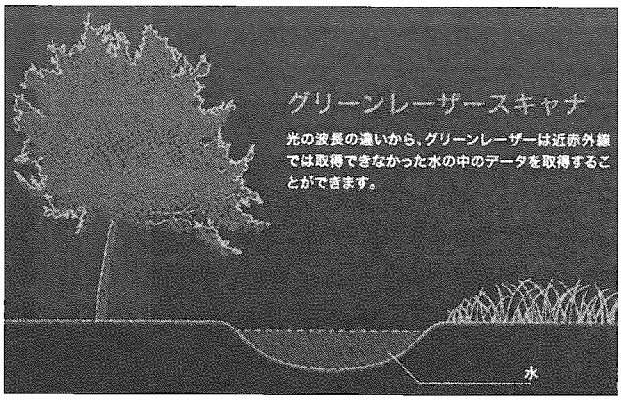


図-2 グリーンレーザースキャナの特徴

このような背景から，自らが操作可能で，低高度・低速移動でデータ取得可能な「ドローン搭載型グリーン LiDAR システム（TDOT GREEN）」が開発された 1)．ここでは，その概要を示すと共にドローン搭載グリーンレーザーによる陸域・浅海域の同時詳細可視化事例を紹介する．

2. 機器の概要と計測手順

使用した機器（図-3）はペイロード 3kg 以上の汎用型ドローンに搭載が可能で，容易に装・脱着ができる．その仕様は表 1 の通りである．

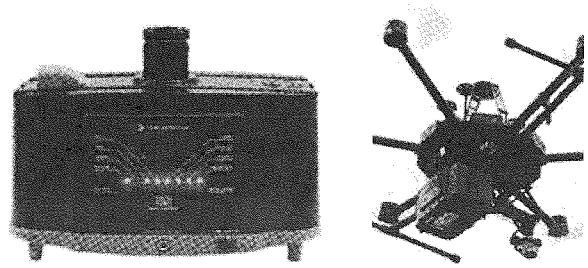


図-3 ドローン搭載 LiDAR システム

表-1 ドローン搭載型 LiDAR の仕様

最長測定距離	≧10% 158 m ≧60% 300 m over
精度	≧10% ± 15 mm ≧60% ± 5 mm
レーザーパルスレート	60,000Hz／秒
エコー切り替え	1st / Last / 1st & / 4echo
スキャン速度	30走査/秒
レーザー波長	532±1nm
ビーム拡がり角	0.3mrad
レーザークラス	「アイセーフ機能」参照
作動温度範囲	0～+40℃
寿命	10,000時間
重量	2.6kg（本体のみ／アンテナ除く）

計測は「鳴き砂」の浜として知られる琴引浜で実施した．国の天然記念物に指定された我が国でも数少ない自然海 岸の一つである．日本海に面し，この時期の潮位変動量が 20 cm 以下と少ない．計測は，陸域から浅海域までの砂浜海岸を同時計測するプラン（図-4）で海岸線と平行に飛行・計測（図-5）した．

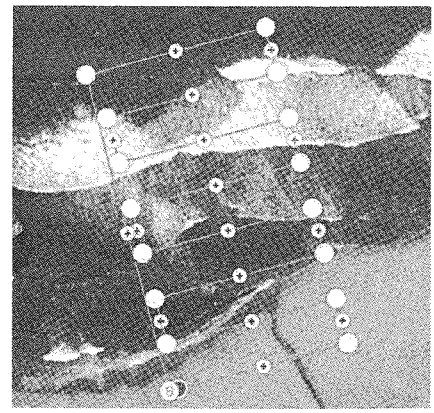


図-4 フライトプラン

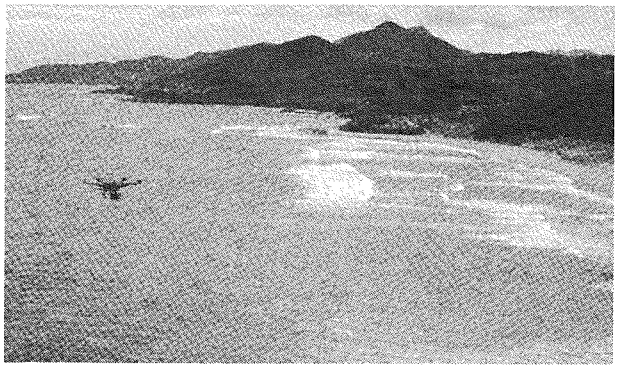


図-5 琴引浜沖での計測

3. 計測結果

計測結果から描いた断面の一部(図-6 図-7)を示す．海面形状（図-7）も捉えており，海底地形も確認できる。海水の透明度が高かった今回のケースでは，最大水深 8.6m までの地形が計測できている（図-6）．

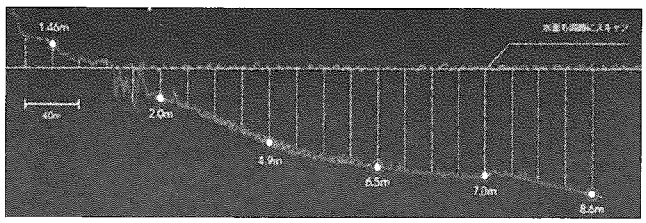


図-6 岸沖方向の計測断面

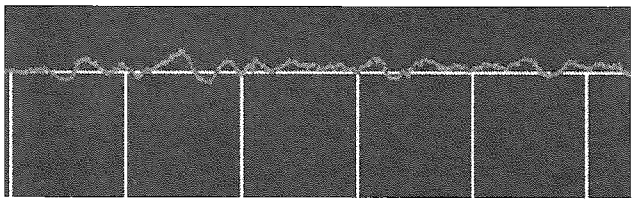


図-7 可視化された海面

計測区間全体でみると，河口域から浅海域の地形の全貌（図-8）が詳細に可視化されている。具体的には，河川の河床は可視画像では見えない（図-9）が計測ではその形態も確認でき，汀線も可視化されている。汀線付近は波立つだめに一部データが乱れているが，波打ち際のステップ構造の段差も捉えている。海域をみると，バーや岩礁やの形態も確認できる。岩礁部では細かな 3D 形状（図-10）も計測できている。

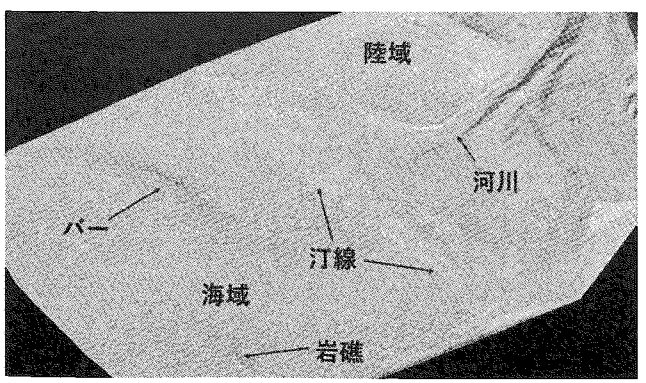


図-8 砂浜海岸の可視化された地形

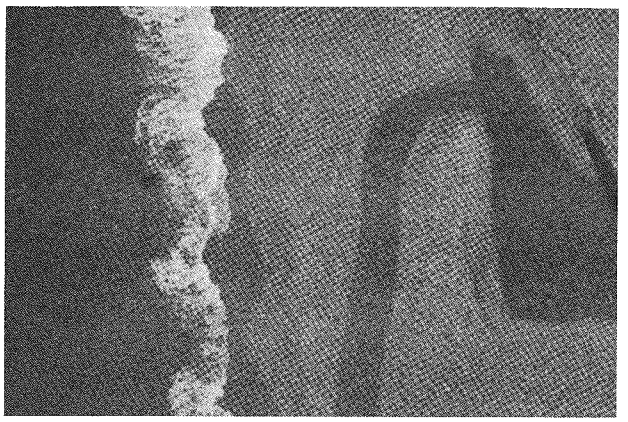


図-9 可視画像では見えない河床

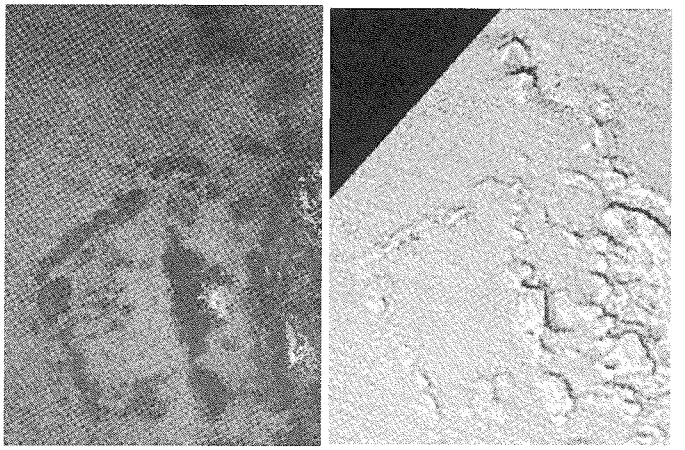


図-10 岩礁部の可視画像（左）と 3D 画像

3. まとめ

沿岸域において，海陸を同時に３次元化できるドローン搭載型グリーン LiDAR 計測を実施した結果，陸域から海域までの海浜地形をシームレスに可視化することが可能となった．蛇行する河川の形状と水面下の地形，海陸境界の汀線部分，波打ち際の急激深くなるステップ地形，さらに遠浅の地形と沖合のバー地形が可視化された。今後は複数回の計測の比較から，海底バーの移動のモニタリング計測も十分可能である．

同様の技術に，航空機に実装され，陸・浅海域を同時に計測できる ALB（Airborne Laser Bathymetry）がある．ALB は，広範囲を短時間に取得できる優れたシステムである．しかし，航空機では高度 600ｍを時速 200km で移動しながらの計測のため，高パルスレートでも平方メートルあたり最大 20 点程度の点群密度が限界で，センチメートル精度の詳細な地形把握は不可能である．さらに航空機に数億円規模の LiDAR 機器を搭載しての計測となるため，一回あたりの計測費が高価となる．

本文で紹介したドローン搭載型グリーン LiDAR システムは，取り扱いが容易かつ高精度のポイントクラウドを取得できることから、沿岸域の計測手法の有力な手法になると期待される．

文献

1） https://amuse-oneself.com/service/tdotgreen

21. 2軌道の干渉SARによる大所地すべりの変動検出

Displacement Patterns of Oodokoro Landslides Detected by Two Orbits InSAR

○平田諒次，田中康博，蚊爪康典，瀬戸秀治，井原拓二（応用地質）
Ryoji Hirata, Yasuhiro Tanaka, Yasunori Katsume, Syuji Seto, Takuji Ihara (OYO co.)

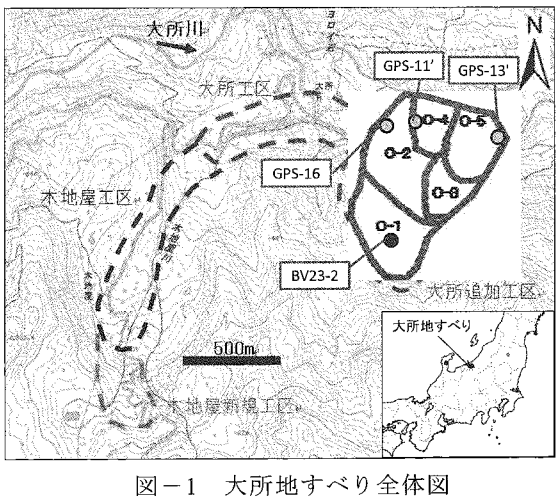
1. 干渉SAR

1992年から宇宙開発事業団によって運用開始された地球資源衛星JERS-1によって，Lバンドの合成開口レーダ（Synthetic Aperture Radar：SAR）の利用が始まった．その後，宇宙航空研究開発機構による陸域観測衛星のALOSの運用を経て，現在運用中の後継機であるALOS-2にもLバンドのSARが搭載されている．衛星搭載型のSARは地表からの反射波を面的に得る技術であり，レーダの波長別にXバンド，Cバンド，Lバンド等の種類がある．このうち，LバンドのSARは植生透過能力が高く，植生が深い日本の国土の観測に適している．

2時期のSAR画像により地表の変動を検出する干渉SAR（InSAR）を用いることにより,地すべりの等の地盤変位の把握が期待できる．InSARによる変動観測は，GPSのように機器を設置する必要が無く，孔内観測のような変動検出限界が無い．さらに，変動領域を面的に検出することができるという特性を持つ．

2. 大所地すべり

大所地すべりは，新潟県糸魚川市大所地区で姫川と合流する大所川の右岸に位置する（図-1）．大所地すべりは4つの工区に区分されており，その内，上流側の木地屋新規工区，木地屋工区，大所工区の3工区は集水井などの対策工の効果により変動は沈静化している．一方，その下流側に位置する大所追加工区では，地すべり頭部（O-1ブロック）の孔内傾斜計（BV23-2）では変位は認められていない（大塚ほか，2017[1]）ものの，下部域(O-2, 4, 5ブロック)のGPS観測（GPS-11', 13', 16）では継続的な変位が確認されている[2]．



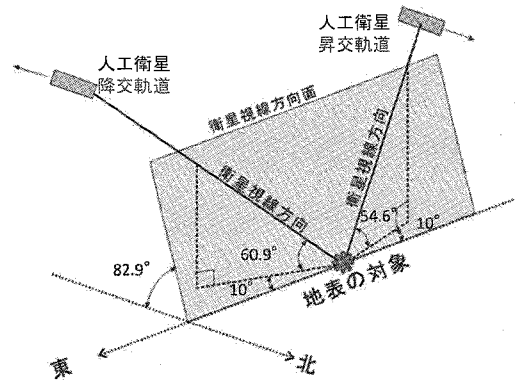
図－1　大所地すべり全体図

そこで，大所地すべりの変動の面的な把握を目的とし，ALOS-2のSAR画像を用いてInSARを実施した．

3. 使用したSAR画像と解析方法

SARを搭載した衛星の公転軌道と地球の自転により，昇交軌道と降交軌道という2軌道でのSAR画像の撮影が可能となっている．本稿では，両軌道のSAR画像でInSARを実施した．画像の撮影日は昇交軌道が2014/9/19と2015/6/26，降交軌道が2014/9/19と2015/11/15である．地形データには国土地理院による5mメッシュの数値標高モデルを用いた．

InSARによって検出される変動量は衛星視線方向の1次元成分のみである．変動方向の検証のため，図-2に示した幾何学配置を用いて，InSAR結果を上下方向，東西方向の変位速度に成分分解し，大所追加工区の変位を観測しているGPSと比較した．



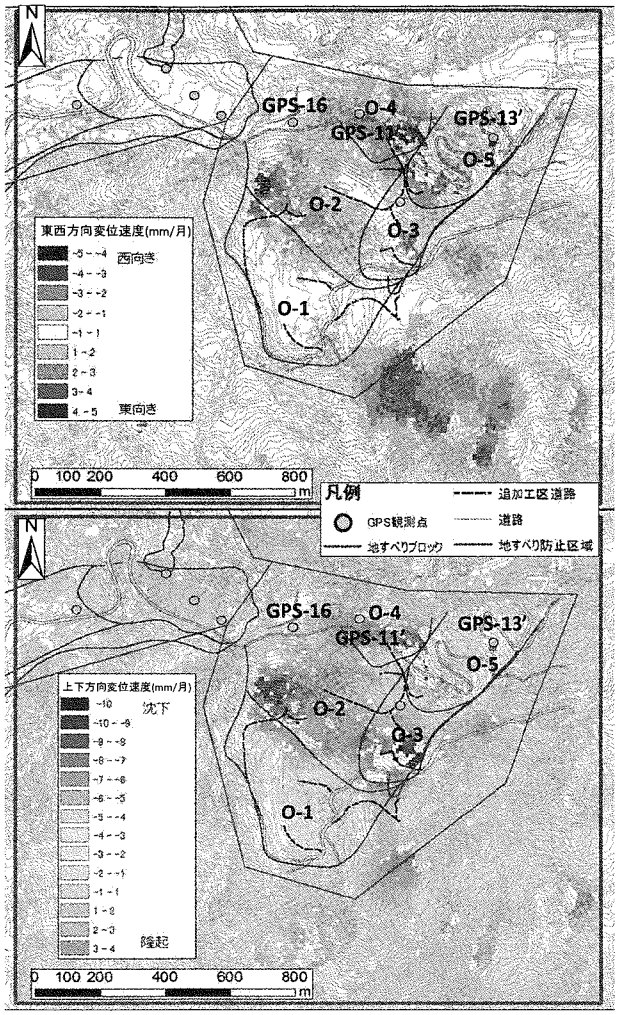
図－2　成分分解に使用した角度
(日本測地学会2015[4]に加筆)

4. 解析結果

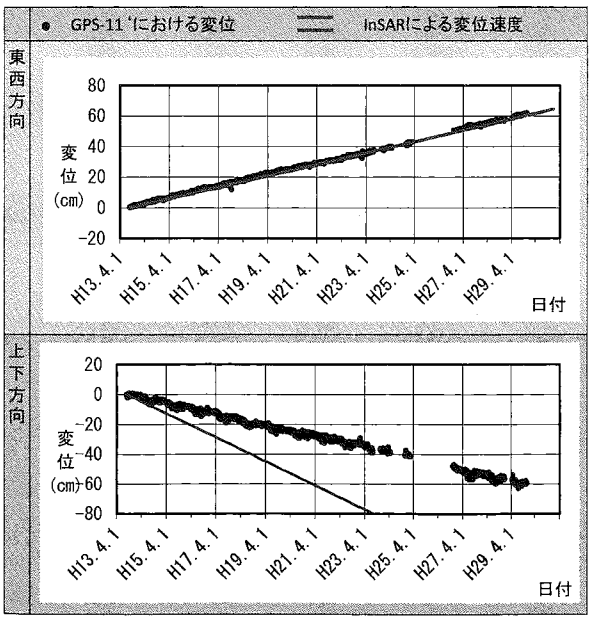
昇交軌道のInSARにおいて，大所追加工区のO-2, O-3, O-4, O-5ブロックで顕著な変動が検出された．また，それぞれのInSARにおいて，O-1ブロックと他工区には顕著な変動は現れなかった．さらに，降交軌道のInSARでは，O-1ブロックの南東斜面にこれまでに認識されていない変動を検出した．

両軌道のInSAR結果を用いた成分分解の結果，大所追加工区のO-2, O-3, O-4, O-5において東向き、沈下の変動が見られた（図-4）．また，成分分解による変動速度は，GPS-11', 13', 16において，GPSと同様の変動方向を示した．東西方向においては,両者は調和的であったが，上下方向においてはInSARの方が速い沈

下速度が算出された．比較例として GPS-11'の変位観測と InSAR による GPS-11'付近での変動速度の比較を図-5 に示す．



図－4　InSAR 結果の成分分解による変位速度分布図
(上：東西方向　下：上下方向)



図－5　GPS-11'による変位と InSAR による変動速度

5. 考察

両軌道の InSAR において木地屋新規工区，木地屋工区，大所工区に顕著な変動は現れていない．そして，大所追加工区においては，O-1 ブロックは東西成分も上下成分も他のブロックに比べて変位が小さい（図-4）．これは，O-1 ブロックの孔内傾斜計による観測結果と調和的である．

成分分解による東西方向の変位速度は GPS の変位と一致しているが，上下方向は，GPS の結果より大きな沈下を示した．InSAR と GPS の変位速度差の一因として，大気中の水蒸気量の不均質性が挙げられる．

6. 課題と展望

L バンドの InSAR が地すべりの変動域の検出と変位速度の把握に活用できる可能性を示した．ただし,成分分解による上下変位速度と GPS の上下変位に見られた差については,今後検証が必要である．2 時期の SAR 画像に基づく InSAR 解析では,解析画像に含まれるレーダの大気遅延等の誤差の影響が残るため GPS 等の観測結果との比較に十分な分解能は得難い状況にある．今後,InSAR よりも変動検出精度の高い干渉 SAR 時系列解析[4]による成分分解を行うことで，変動検出精度の向上が望まれる．

文献

1）大塚洋之，桐生朋，廣木和雄，(2017)：大所地すべりにおける地すべり活動と縦型伸縮計の周期的変位，第 56 回日本地すべり学会研究発表会講演集，15 - 16.

2）新潟県糸魚川地域振興局（2019）．平成 30 年度大所地区防災・安全（地すべり対策）GPS 観測システム検討委託 報告書

3）日本測地学会（2015）．測地学 Web テキスト，http://www.geod.jpn.org/web-text/part3_2005/yarai/yarai-8.html.

4）Alessandro F.，C Prati.，F Rocca.，A. Rucci（2009）．A New Algorithm for Processing Interferometric Data-Stacks: SqueeSAR. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing. 2011, vol. 49, pp. 3460-3470.

22. 空中重力偏差法探査による表層密度推定

Estimation of Surface-Layer's Density by Airborne Gravity-Gradient Survey

○水谷滋樹（川崎地質株式会社）
Shigeki Mizutani

1. はじめに

ヘリコプターによる空中重力偏差法探査は，短時間に細かい間隔にて広範囲な測定が可能で，空間的に高密度なデータが取得できる．重力偏差値は，測定点と質量異常点との距離の逆数の3乗と質量異常値の積に比例する．このため低飛行高度にて取得のデータは，表層の密度変化を顕著に反映している．

著者は，測定データと地形(DEM)データから計算の応答データ間との相関性解析から直接表層密度変化を算出する HGGS(Horizontal Gravity Gradient Stack)法重力偏差法探査解析 [1] を考案した(特許第6468606号)．

平成30年9月6日に発生の北海道胆振東部地震では勇払郡厚真町を中心に大規模な土砂崩れの被害を被った．崩壊面積は推定約13.6 ㎢，土砂崩れのすべり面は降下軽石層が関係していると報道されている．周辺の地表は，支笏カルデラ形成時や恵庭岳・樽前山等火山噴火により噴出・堆積した火山灰や軽石などのテフラ層等低密度層から成り，不安定な地質構造である．

地形的な高所でかつ急傾斜地において表層が顕著な低密度層に覆われている地域を掌握できれば地滑り対策や防災上有益と考えられる．空中重力偏差法解析を地滑り被災地にて試みた．

2. HGGS法重力偏差法探査解析概要

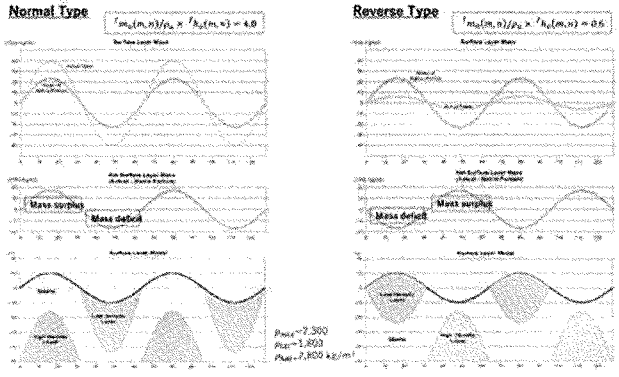
重力偏差法探査は本邦においては主に地熱資源評価を目的として実施されている．重力偏差値は地下の質量変化に応答するが，変化のない一定値には応答しない．地表凹凸が小さい地域では一定な飛行高度でデータ取得できる．一方，多くの地熱資源賦存地域は山岳部にあり一定に保つ事が難しい．従って取得データには地表凹凸の影響が顕著に出る．一定な密度値にて補正する事例も多いが，山岳部では表層密度が大きく変化していることから適切な処理でない．その対処として考案されたのが本解析である．

解析では測定面から下方に一定距離離れた面を表層底面とし，地形(DEM)との間を表層と想定している．単位密度と想定した表層に起因する水平重力偏差応答データ(以下“応答データ”)と測定データとの相関性から表層密度を求めている．

その際，ある地点を中心にある一定の小さな範囲を設定し，応答データと測定データ間の線形相関性からその範囲内の密度を算出，次に隣の地点移り同様な処理を行う等々連続的な相関性解析(Moving Window Analysis，略称“MWA”)を実施し，検討地域全体の表層密度分布を推定している．

測定データには表層質量変化の影響のみならず深部質量変化の影響も含まれる．そのため測定データから深部の影響を低減，表層の影響を強調するHGGSフィルターを考案した．一般的には測定重力データから質量異常深度を一義的には求められない．水平重力偏差データではその応答関数が4象限型であること，ピークやトラフを形成する質量異常点からの乖離が深度により変化する点を利用しフィルターを設計している．

測定データにHGGSフィルターを施したデータと応答データに同様なフィルターを施したデータ間のMWAにて得られる値は，波数領域においては表層質量と地表凹凸との比である．



図－1　測定/応答データ

図－1の左図ではこの比が4，右図では0.6の事例を示し，それぞれNormalタイプ，Reverseタイプと命名している．ここで基層(Matrix)密度を 2,300 kg/m³，低密度層密度を 1,800 kg/m³ および高密度層密度を 2,800 kg/m³ とする．

左図について，上段の図は測定値(赤)と Matrix 密度値を前提とした応答値(青)を示す．中段の図は両者の差を示す．地形的に高所では正値，即ち質量過剰であり，一方低地では負値，質量欠損となっている．更に，下段は断面図を示している．この様な事例は一般的でNormalタイプと命名したが，地形的高所では硬い岩石が残り質量過剰，低所では沼地等が形成され質量欠損となる．

一方，右図はその正反対の Reverse タイプを示し，地形的高所には低密度層が，低所には高密度層が形成

する．即ち，水分を多量に含んだ火山灰や軽石層が地形的高所に残り，低所では渓流等流速の早い水流により浸食が進み基盤等硬い岩石が露出していることに対応している．

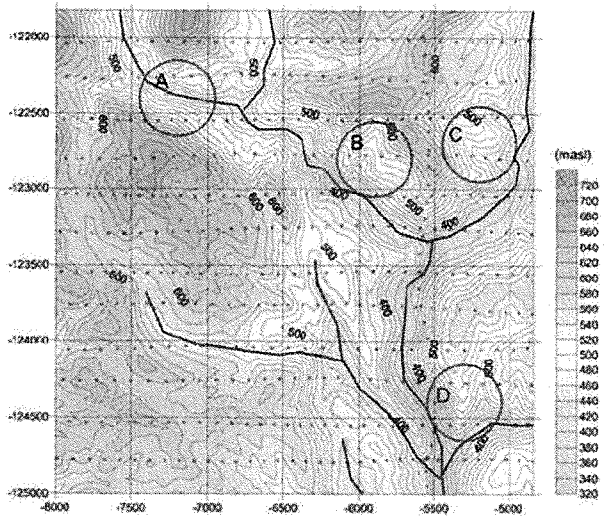
以上はある波数（波長）についての説明であり，あらゆる波数について重ね合わせて検討地域全体の質量過剰と欠損分布図が作成できる．

3. 解析事例

平成 20 年岩手・宮城内陸地震において河道閉塞のあった宮城県北西部湯ノ倉地区周辺を解析した．この地域では独立行政法人石油天然ガス・金属鉱物資源機構(JOGMEC)が地熱資源賦存調査を目的に 2015 年，データを取得した．飛行高度約 150m，測定点間隔約 3m，測線間隔 125～250m である[2]．

図－2 に検討地域を示す．地表標高データとして国土地理院数値地図 10m メッシュ(標高)DEM データ[3]をベースに，平成 14 年国土交通省告示第 9 号に基づく原点北緯 40 度，東経 140 度 50 分とする平面直角座標系番号 10 を採用し，Kriging 法にて 25m 間隔のグリッド化を行った．

赤丸は河道閉塞が発生した箇所(北西から反時計回りに A：湯浜，B：湯の倉，C:川原小屋沢および D：温湯地域)を示す[4]．青線は渓流を示す．



図－2　DEM 図

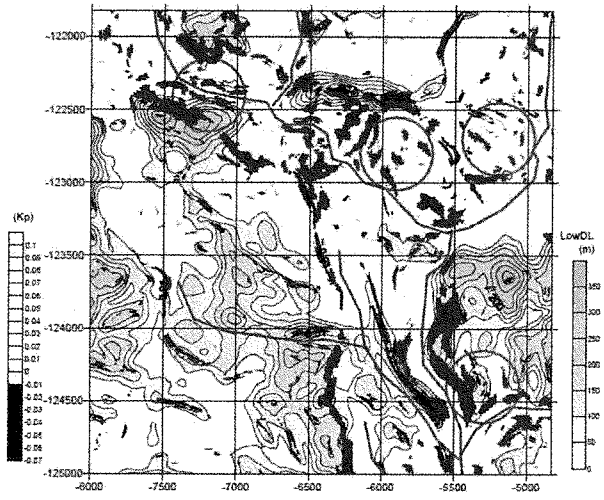
地形的凸部に低密度層(テフラや風化が進み，かつ高水分含有層)が載り，その側面近くでは急傾斜面を形成している地域は地滑り危険地域と想定でき，防災の観点から注意を要する箇所ではないかと思料する．そのため本解析結果に加え，急傾斜面や地形的凸部を計量化し合わせて表示し図－3 に取りまとめた．

低密度層厚部を緑色で示す．表層密度モデルとして，基層密度を 1.8g/cm3，低密度層は 1.3，高密度は 2.3 を想定した．

DEM 図より各グリッドにおける勾配を計算し，40 度以上の地点を急傾斜分布域として赤色にて示した．

地形的凸部をプロファイル曲率 Kp で数量化し，-0.01 未満を青色で示した．

以上から箇所 B および C は既に低密度層は流されている一方，箇所 A 渓流右岸および箇所 D 同左岸，或いは箇所 B の北西部や箇所 D 北部の低密度層厚域は顕著で依然注意を要する地域と思われる．特に，箇所 A 及び D では，渓流に沿って低密度層が残っている河岸や，既に浸食され高密度層が露出している河筋が認められる．



図－3　解析結果

3. まとめと謝辞

重力偏差データから低密度表層域を推定できる．その結果は，地すべり危険地域の予備的な篩分けに役立ち，防災の観点においても有効であることが期待できる．

本検討で用いた重力偏差及び DEM データは JOGMEC 並びに国土地理院により公開のデータを使用させて頂きました，ここに謝意を表します．

文献

1) 水谷滋樹（2009）：重力偏差データの HGGS 法表層密度推定，地形補正解析方法及び弾性波探査解釈との対比，日本地熱学会誌，Vol.40，No.1，pp.45-75.
2) JOGMEC（2015）：平成 27 年度　地熱資源ポテンシャル調査のための広域空中物理探査報告書.
3) 国土地理院 HP（2015）：基盤地図ダウンロードサービス　数値標高モデル　10m メッシュ.
4) 国土交通省砂防部(2008)：平成 20 年の土砂災害.

23. 衛星SARを利用した法面変状計測事例

Slope deformation measurement by using satellite SAR

○吉川猛（基礎地盤コンサルタンツ），野口ゆい（基礎地盤コンサルタンツ），鎌田裕介（三次河川国道事務所）

Takeshi Yoshikawa, Yui Noguchi, Yusuke Kamata

古関潤一（東京大学），清田隆（東大生研），竹内渉（東大生研），柳浦良行（基礎地盤コンサルタンツ）

Junichi Koseki, Takashi Kiyota, Wataru Takeuchi, Yoshiyuki Yagiura

1. はじめに

広域の道路土構造物の点検・維持管理における技術的課題には，「構造物の変状履歴に関して築造当時からのデータベースがない」，「点検は目視点検が主流であり年度毎に点検技術者が異なることが多く，変状の進行度を定量的に把握することが困難」などがある．

筆者らは，これらの課題を解決するため，衛星SAR差分干渉技術の活用を考えた．この方法により道路土構造物の変状を広域的かつ定量的に確認することが可能となり，維持管理の効率化を図ることができると考える．例えば，吉川ほか2018[1)2)]では軟弱地盤上に施工された高速道路盛土の道路面沈下の時系列履歴を精度よく把握できることを示し，野口ほか2018[3)]では高速道路に被害を及ぼす法面背後の地すべり土塊の範囲を精度よく把握できることを示した．本事例では以下に示す方法により衛星SAR差分干渉技術の適用性を検討した．①実際に変状している法面を対象として解析を行い，変状範囲の抽出を試みる．②SARの解析から得られた衛星視線方向の変位を法面主測線（検討断面）方向の変位に変換し，法肩を測点とした定点測量による変位との比較し制度を確認する．③法面主測線方向の変位を利用して地すべり線の推定を行い，変状規模の推定を行う．以下，３つの検討結果について報告する．

2. 調査対象地および解析方法

調査対象地は尾道自動車吉舎IC下り線オフランプの法面である．対象法面では，施工中（2012年度頃）から変状が発生・進行しており，供用後の2017年度には防護柵，大型土嚢を設置する緊急対策を実施している．付近には，火山活動に起因した安山岩質の火砕岩または溶岩や堆積岩類の備北層群が分布しており，変状は備北層群の分布域で発生している．

解析は衛星SAR差分干渉解析技術のうち時系列解析手法の一つであるSBAS（Small Baseline InSAR）解析を，北向軌道・南向軌道両方に対して行った．次に，両軌道の解析結果を合成・投影し，任意方向（法面主測線方向）の変位（水平・鉛直）を推定した．定点測量の変位も法面主測線方向に投影し，両者の比較を行った．また，地すべり線の推定には（独）土木研究所ほか2013[4)]による地すべり線推定プログラムを使用した．

3. 解析結果

（1）変状範囲の抽出

図－1に吉舎IC下り線オフランプ法面付近の解析結果を示す．法面中央付近の濃青で示された部分は変状が進んでいると推定される部分である．図中の赤点線は踏査より決められた変状範囲である．両者を比較すると，濃青の部分と赤点線で囲まれた範囲がほぼ同じ領域を示しており，SBAS解析により法面の変状範囲を精度良く推定することができた．

（2）任意方向（法面主測線方向）の変位抽出

図－2に法面測線の位置を示す．法面直行方向に4本の測線を設定し，各測線に3箇所の測点を設定した．図－3に定点測量による法面変位とSBAS解析より推定した法面変位の比較図を示す．変位が-50mm～50mmの範囲では平均誤差8.98mmであり，両者は調和的な傾向を示す．一方，変位が-50mm以下もしくは50mm以上の範囲では平均誤差70.23mmであり，実測値の方が大きく両者の乖離が大きい結果となった．乖離の理由としては，法枠が地山から剥離，ずれ落ちした可能性あるいはどこかのタイミングでレーダ波長を越える大きな変位が生じていた可能性が挙げられる．法枠のずれ落ちについては，SARの解析で得られる変位はあくまでも衛星視線方向の変位（衛星から離れる，近づく）であるため，法面斜面方向の動きを把握できず，実変位よりも小さな値を出力した可能性がある．また，レーダ波長を越える大きな変位については，仮にこの事象が生じていた場合，解析では，実変位よりもひと波長分小さな値を出力した可能性がある．

（3）地すべり線の推定

地すべり線指定結果を図－4に示す．実際の地質調査により決定された地すべり線と解析により推定された推定地すべり線を比較すると，両社はほぼ一致していることが認められる．

4. まとめ

衛星SAR差分干渉解析技術の利用により，法面の変状範囲やすべり線の推定が可能であることが分かった．これを平時の維持管理に活用することで，いち早く変状の発生や変状規模の想定が可能となり，詳細調査の計画立案や対策工の検討が従来よりも効率的かつ効果

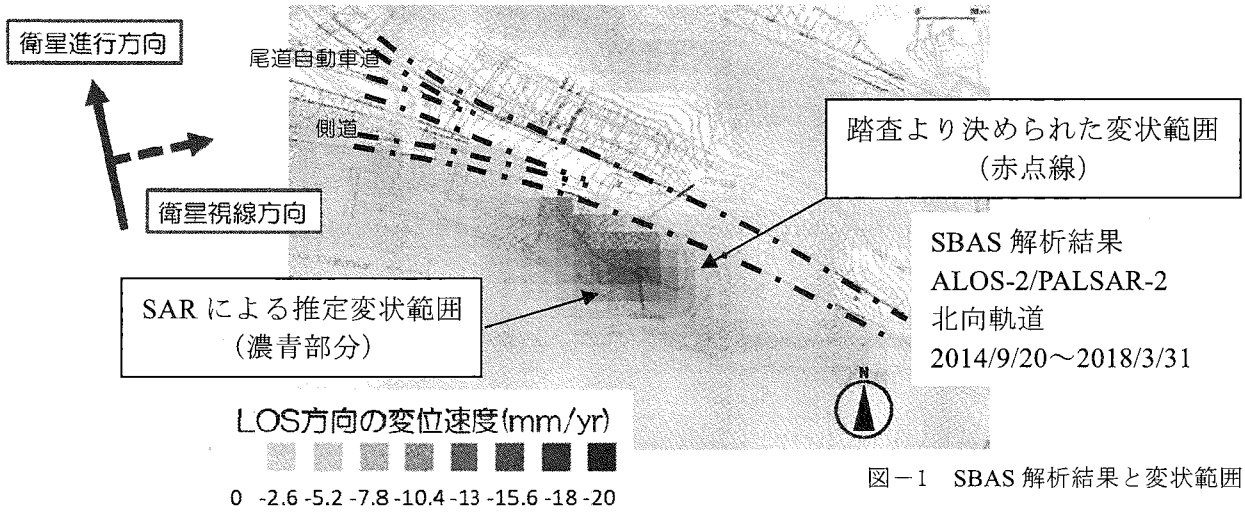
的に行うことができると考える．

また，北向軌道および南向軌道の結果を利用した変位の抽出は，従来，東西および鉛直方向に限った利用が主であったが，今回，任意方向であっても精度良く変位抽出が可能であることを示した．

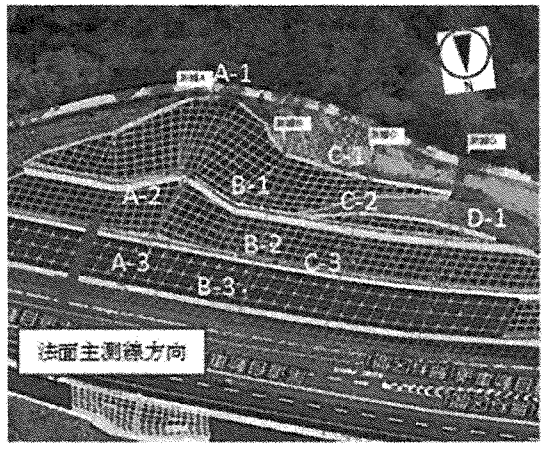
謝辞：本研究は，国土交通省道路局が設置する新道路技術会議における技術研究開発制度により，国土交通省国土技術政策総合研究所の委託研究「リモートセンシング技術を活用した道路土構造物の維持管理の効率化に関する研究開発」で行われたものです．

文献

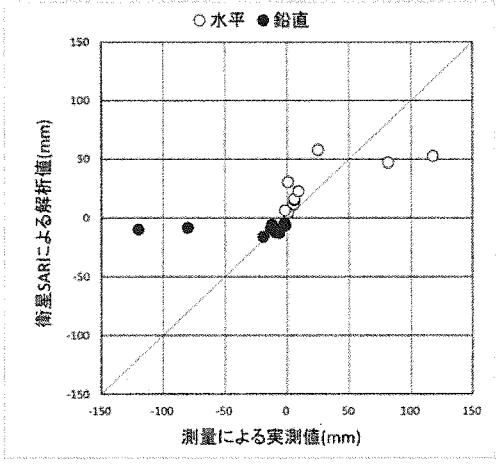
1) 吉川ほか（2018）：SAR を利用した軟弱地盤地域における高速道路路面沈下量の把握，第 53 回地盤工学研究発表会，pp.1111-1112.
2) 吉川ほか（2018）：SAR を利用した軟弱地盤地域の高速道路路面変位状況の把握，土木学会第 73 回年次学術講演会，pp.219-220.
3) 野口ほか（2018）：SAR を利用した地すべり土塊および道路変状の推定，第 53 回地盤工学研究発表会，pp.1113-1114.
4) （独）土木研究所ほか（2013）：地表面変位計測による地すべり規模推定システムに関する共同研究報告書.



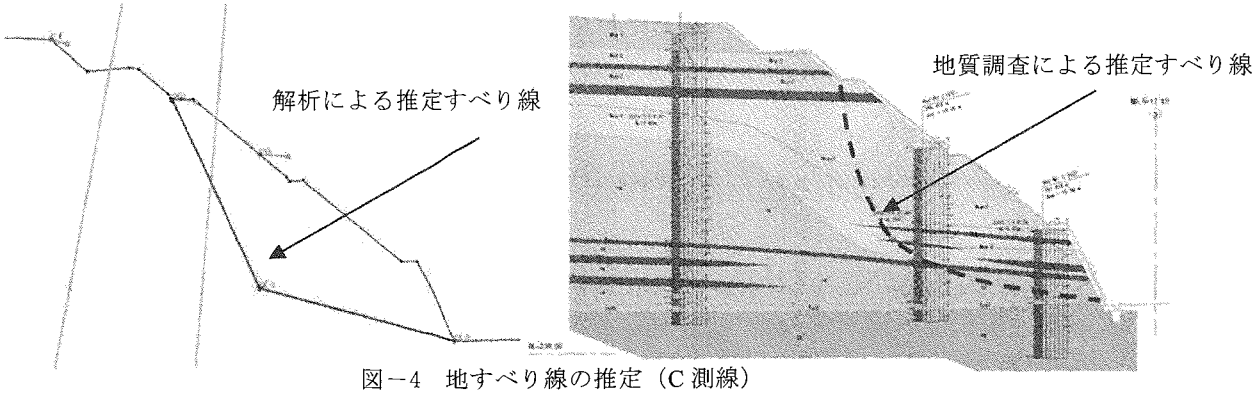
図－1　SBAS 解析結果と変状範囲の比較



図－2　法面測線および測点の位置



図－3　定点測量による変位と SBAS 解析値の比較



図－4　地すべり線の推定（C 測線）

左：解析による推定地すべり線　右：地質調査による推定地すべり線

24. 自己組織化マップを用いた自動地形分類の試み

Geophysical Method for Detecting Fracture Zones

○伊東快起（首都大学東京），松岡俊文（深田地質研究所），小田義也（首都大学東京）
Yoshiki Ito, Toshifumi Matsuoka, Yoshiya Oda

1. はじめに

地すべりや土砂災害などの地形による危険箇所を把握するためには，地形図から専門技術者による地形判読をもとに行われており，時間がかかるため対象地域が限られる．一方で，世界的にも DEM(デジタル標高データ)が整備されつつあり，自動的に地形特徴量を算出する方法が数多く提案されている研究では，ニューラルネットワークの一種と見られている自己組織化マップを用いて，地形特徴量を利用した地形の自動地形分類を試み，また自己組織化マップのマップ型の違いによる学習の影響を調べた．

2. SOM の概要

自己組織化マップ SOM(Self-organizing Map)は，コホネンが 1979 年に発明したニューラルネットワークの 1 種である．SOM の特徴は，類似した特徴を持つデータを近くに，異なったデータを遠くに配置するマップを作成することが可能である．SOM の計算過程は，初期マップの作成をし(A)，入力データと近い勝者ベクトルの探索を行う(B)．探索後，近傍ユニットの学習を行う(C)．これら A～C の演算を繰り返すことにより似たベクトルが近く，異なったベクトルがマップ上の離れた位置に配置され，クラスタが形成される．クラスタリングは kmeans 法を用いて分類をおこなった．

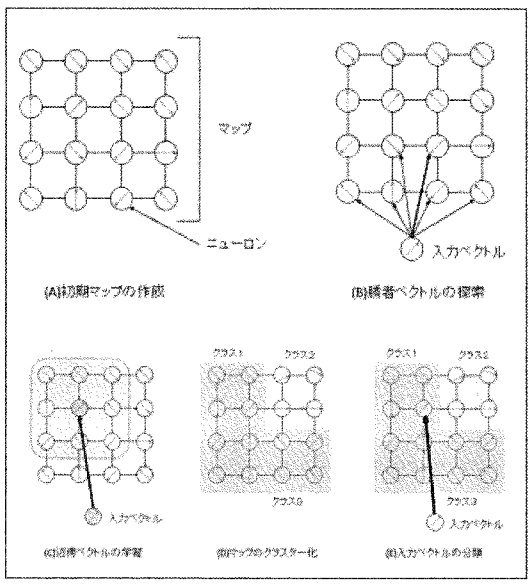


図 - 1　自己組織化マップ　計算

また，通常の SOM では，入力データは 2 次元平面の長方形に写像される．しかし，この場合は，2 つの問題を抱えている．[1] ①マップの 4 隅に形成されるクラスタ同士の相互関係が分からないこと．②境界があると写像の形成に歪みをもたらすことである．この問題を解決するために，SOM で写像される面が，端のないトラバース型の面上へのマップが提案されている．本研究では，通常の 2 次元長方形マップとトラバース型マップの 2 種類の結果を比較検討した．

3. 地形分類方法

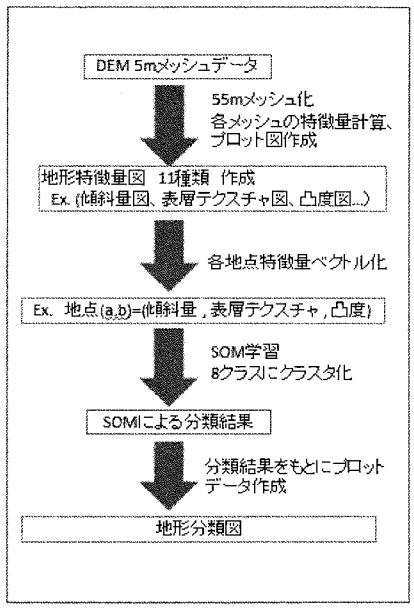
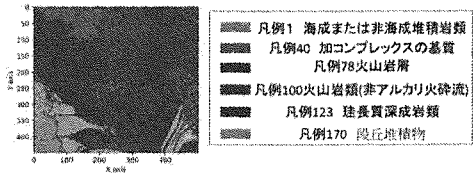


図 - 2　地形分類

4. 地形特徴量のパターン

本研究の対象地域は，長野県と山梨県の県境に位置する八ヶ岳の南部の地域(南北約 20km×東西 22km)である．DEM データは，国土地理院の基盤地図情報の 5m メッシュを 55m 間隔で切り出しデータとして用いた．地形特徴量は酒井他(2014)が行った算出方法を用いた．傾斜量は斜面の傾き，表層テクスチャは地形のきめの程度(凹凸)を表す指標である．さらに入力情報として，地質図の情報も利用した．地質図は産総研地質調査総合センターの日本シームレス地質図を用いた．[2) 3)]

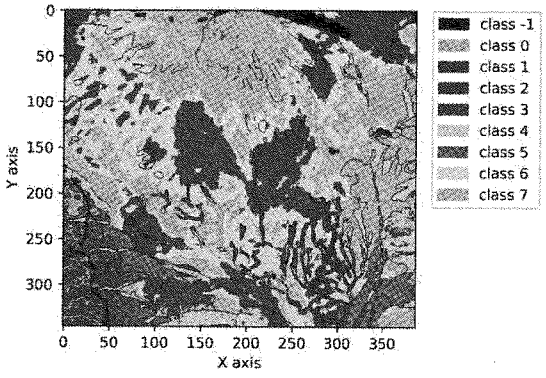
(1)　入力データ：傾斜量，表層テクスチャ，地質図
(2)　入力データ：傾斜量，表層テクスチャ，凸度



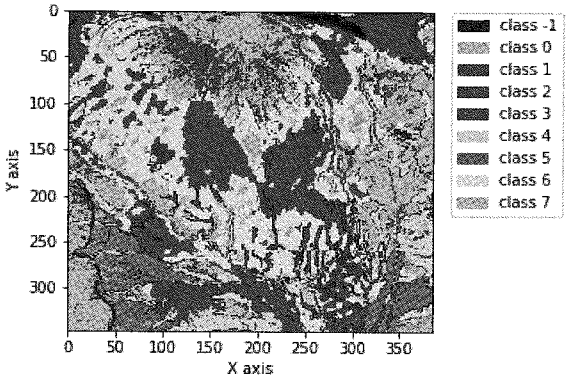
図－3　地質図

4. 地形分類結果

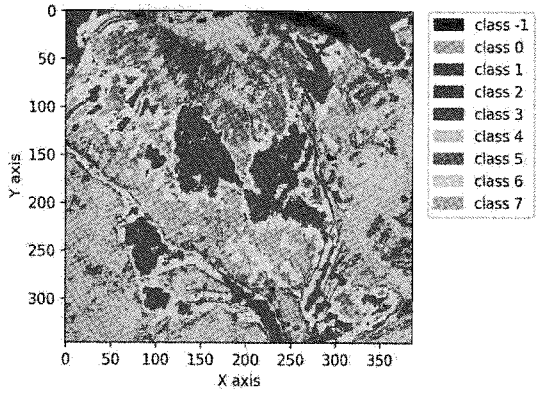
以下に地形分類結果を示す．図―5から図－8は，SOM による分類結果をもとにクラスをプロットした図である．また，クラス-1 は，データ欠損区間である．



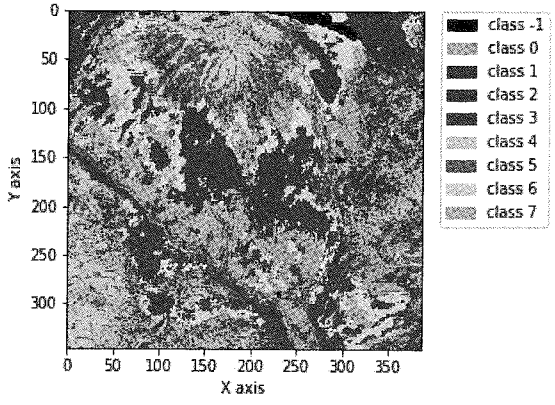
図－5パターン(1)トロイドマップ地形分類



図－6パターン(1)平面マップ地形分類



図－7 パターン(2)トロイドマップ 地形分類



図－8 パターン(2)平面マップ 地形分類

6. 考察

パターン(1)とパターン(2)において，傾斜量，表層テクスチャが共に低いメッシュは，トロイドマップと2 次元長方形マップによる影響が共に小さかったと考えられる．

パターン(1)の地形分類結果は，標高値の高い山岳地帯において，トロイドマップは平面マップと異なる地形分類が行われていた．クラス分類されているメッシュが谷か尾根の場合，平面の場合明確に現れているものがあるが，トロイドマップでは，同クラスのメッシュとして分類されているものがあった．これは，トロイドマップは端がない面であるが，端が存在する 2 次元長方形へのマッピングの影響が出ているものと考えられる．

7. まとめ

トロイドマップは，地形特徴量が高いメッシュの地域で，2 次元長方形のマップの分類と異なるクラスタリングが行われた．地形特徴量の値が低いメッシュでは，大きな影響を与えないが，値が大きいメッシュではトロイドマップの影響は大きく，分類に変化が生じた．

8 参考文献

1 徳高平蔵編 大北正昭編 藤村喜久郎編
自己組織化マップとその応用 シュプリンガージャパン(2007)

2 酒井 利啓，松岡 稔幸， 天野 健治：
幌延地域を対象とした 10m グリッド数値標高モデルを用いた精密地形解析図の作成
JAEA-Data/Code 2014-005

3 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2 (産総研地質調査総合センター，データ更新日:2019 年 3 月 22 日，https://gbank.gsj.jp/seamless/)

25. 路盤下地中レーダ探査の機械学習による自動解釈における データの処理法について

A study on data set preparation of machine learning to detect cavities underneath the roads

○磯真一郎，松岡俊文（深田地質研究所）
Shinichiro Iso, Toshifumi Matsuoka

1. はじめに

地中レーダ探査は地表の送信アンテナから電磁波を発信し，同じく地表に置かれた受信アンテナで，地層境界や埋設されている物体（空洞を含む）によって反射された電磁波を受信することにより，地下の状態を把握する物理探査の一手法である[1]．近年，データ取得システムの発達により，大量のデータが短時間で取得され，解釈すべきデータが著しく増大している．一方，解釈はもっぱら技術者による目視によって行われており，これにかかる多大な労力と時間を削減するために，様々な自動解釈方法が考案されてきた．今日では，画像中の物体認識で大きな成果を上げている深層学習を用いた手法が複数提案されるようになった[2,3,4,5,6]．深層学習は一般に，大量のデータを用いて反復学習することでその判定能力を高める．しかしながら，地下に関するデータを扱う地球科学分野では，取得されたデータのうち，興味の対象となる「答え」が判明しているデータは極めて少ないことが多い．路盤下探査における地中レーダデータでも同様であり，取得データのほとんどは興味の対象とならない埋設物の反射が存在しない箇所であり，探査対象である空洞を含むデータは僅かしか含まれない．

本研究では，一般的な物体認識分野で定評のあるAlexNet[7]を地中レーダデータの自動解釈のために用いた．画像化した地中レーダ二次元断面図から教師データおよび検証データを作成した．その学習データ構成を事前に工夫する手法を適用し，取得されたデータ中でも特に少ない「空洞」を判別するために有効であるかについて実験結果を報告する．

2. 学習モデル

AlexNetはKrizhevsky et al. (2012)による畳み込みニューラルネットワークを用いた8層の深層学習モデルである．入力には227×227画素とRGBの3チャンネルの画像データを用いる．続く，第1層では，高さ11，幅11，チャンネル3の畳み込みを，4画素ごとに移動しながら入力画像に適用する．一種の画像フィルタである畳み込みに用いられるカーネルの数は96個としていることから，55×55×96の出力を得，ランプ関数であるReLUによる活性化を行った後に，2画素ごとに移動しながら3×3の範囲で最大値を採用する最大プーリングを行っている．第2，3，4，5層においても畳み込みを行う．畳み込みの最終層である第5層では3×3×192のフィルタ256個により畳み込みが行われる．6，7層は全結合層であり，第8層の出力層ではSoftmax関数を用いている．本学習システム全体で約6000万個のパラメータを含んでいる．先行研究では，双曲線反射の有無だけを判定する2クラス問題として実装をしたが[8]，本研究では，出力層では本来の双曲線状の反射波形の有無だけではなく，さらに反射波形が空洞によるものか，空洞以外によるものかを判別する3クラス分類として計算機上に実装した．

3. データセット

前述のように，採用した学習モデル（AlexNet）に合わせた教師データ（ラベル付き画像）を作成した．

同一地中レーダシステムによって計測された3測線のデータを用いた．本地中レーダシステムは，20チャンネルにてプロファイル測定を移動方向へ1 cmごとに行っている．1チャンネルのデータは測線によって異なるが，深さ方向に330点，移動方向に27000点程度である．サンプル間隔はそれぞれ0.098ナノセカンド(ns)，1.0センチメートル(cm)である．

この測線データから一つの画像として抽出した範囲は，対象となる双曲線状の反射波全体をとらえるよう65×65点の正方形とし，深さ方向に6.4 ns，移動方向に65 cmに相当する．この画像はAlexNetに合わせるため227×227画素にバイキュビック補間により拡大し，画像ファイルとして教師データセットとした[8]．画像データは，埋設物（空洞以外），埋設物（空洞），非埋設物と3つのグループ（クラス）に分類する．これらの教師データのうちから，各学習開始時にランダムにデータを抽出し，そのうちの80%を学習（訓練と検証）に，残りの20%をテスト用に配分した．検証データは学習の進捗を確認する以外には用いない．

表－1　データの個数

データ数	非埋設物	埋設物	空洞
学習データセット（訓練，検証）	3344	1461	70
テストデータセット	836	365	18
合計	4250	1896	158

表－1に示すように，3つの分類するグループ（クラス）のラベルを，「非埋設物」，「埋設物」，「空洞」とした．学習用のデータセットの各クラスの画像の数は「非埋

設物」3344 個，「埋設物」1461 個，「空洞」70 個となり，そのうちの 70%を実際の学習（訓練）に，30%を検証に用いる．テスト用のデータセットでは，それぞれ 836 個，365 個，18 個となる．探査の対象である「空洞」データの個数は 1.4%程度にすぎない．

4. 学習データセットの再構成と学習の実行

Yan et al.(2015)にならい，学習データセットの各クラスのデータ数を等しくするようデータの再構成をおこなった [9]．すなわちデータ数の最も少ない「空洞」のクラスと同数になるよう「埋設物」と「非埋設物」のクラスからデータをランダムに選んだデータセットを作成し，全てのデータ数（この場合非埋設物のデータ数）を学習で用いるようランダムにデータを選択し転移学習を繰り返し継続して実施する．本研究の場合，学習データを各クラスの 70 個のうち 70%を訓練に，残り 30%を検証に用いる．また，比較の為，データ数を非均衡のまま学習を実行した学習ネットワークを利用して学習を実行する．いずれもデータセット以外の学習率などのハイパーパラメータは同一である．

5. 評価方法

機械学習でよく用いられる予測結果の評価尺度の一つである F 値を評価指標に用いた．F 値は，1 に近い値ほど良い指標とされている [10]．本研究では，F 値は各々の適合率(再現率)と再現率との調和平均で求め，これらの値をデータセットを再構成しない場合の学習ネットワークを用いた場合の予測結果と比較する．

6. 結果・議論

各クラスのデータ数を等しくし転移学習を繰り返し行った場合（均衡）と，非均衡のまま全てのデータについて学習を行った場合（非均衡）について試験を実施した F 値の結果が以下の表－2 である．

表－2　学習データセットの構成の違いによる F 値

	試行1	試行2	試行3	試行4	試行5	平均値
均衡	0.9139	0.9618	0.9471	0.9508	0.9476	0.9442
非均衡	0.7345	0.8049	0.8829	0.8917	0.8767	0.8381

5 度の試行による F 値の平均値は，おおよそ 0.1 ポイント，比で約 8 パーセント，いずれも「均衡」の場合が「非均衡」の場合よりも良い成績を示している．これにより，学習データ中の各クラスのデータ数を均衡させ転移学習を繰り返し適用する手法が，地中レーダによる空洞探査において有効であることを示した．データ数が非均衡になりがちな地球科学関連のデータで有意義な手法であると考える．

今後は，計算量などの違いにも考察を加え，非均衡データをより効率的に扱う手法を検討したい．

文献

1) 物理探査学会(2016)：物理探査ハンドブック増補改訂版，第 9 章地中レーダ, 559-581.

2) 磯真一郎・齋藤　章・尾西恭亮・松岡俊文 （2016）：物理探査学会第 135 回（平成 28 年度秋季）学術講演会講演論文集，77-79.

3) 山下善弘・鴨下智裕・深津卓弥・長谷川修(2017)：機械学習を用いた地中レーダによる舗装道路下空洞箇所の自動抽出の試み,物理探査学会 第 136 回（平成 29 年度春季）学術講演会講演論文集, 17-20.

4) 鈴木敬一・今井利宗・山田茂治・島田孝司・上田昌伸 (2018)：AI 技術を用いた GPR データによる空洞判定の試み，第 28 回非開削技術研究発表会論文集, 121-126.

5) 石塚師也・磯真一郎・尾西恭亮・松岡俊文 （2018）：畳み込み深層学習および自己符号化器を用いた地中レーダ画像からの物体検出,日本地球惑星科学連合 2018 年大会予稿.

6) Ishitsuka, K, Iso, S., Onishi, K., Matsuoka, T., (2018): Object Detection in Ground-Penetrating Radar Images Using a Deep Convolutional Neural Network and Image Set Preparation by Migration, International Journal of Geophysics, Article ID 9365184, 8.

7) Krizhevsky, A., Sutskever, I. and Hinton, G. E. (2012)：ImageNet Classification with Deep Convolutional Neural Networks, Advances In Neural Information Processing Systems, 1-9.

8) 磯 真一郎, 石塚 師也, 尾西 恭亮, 松岡 俊文, カラー画像化された地中レーダに対する深層学習, 物理探査, 2019, 72 巻, p. 68-77

9) Yan, Yilin ; Chen, Min ; Shyu, Mei-Ling ; Chen, Shu Ching. / Deep Learning for Imbalanced Multimedia Data Classification. Proceedings - 2015 IEEE International Symposium on Multimedia, ISM 2015. Institute of Electrical and Electronics Engineers Inc., 2016. pp. 483-488.

10) Chinchor,N. (1992): MUC-4 Evaluation Metrics, in Proc. of the Fourth Message Understanding Conference, 22–29.

26. 鉱床探査的手法を取り入れたトンネル区間の鉱化変質帯予測

Prediction of mineralized zone in tunnel section by methods of mineral exploration

○外山真，小森谷隆（鉄道・運輸機構），浦越拓野（鉄道総研），井上佳紀（JX 金属探開）
Makoto Toyama, Takashi Komoriya, Takuya Urakoshi, Yoshinori Inoue

1. はじめに

山岳トンネルの建設において，自然由来の重金属等を含む発生土の対策を効率的に行うためには，物質の種類，分布状況，賦存量などを的確に把握することが重要である．本発表では，北海道南西部の静狩鉱山に近接する北海道新幹線内浦トンネルにおいて（**図-1**），トンネル掘削に先立ち IP 法電気探査をはじめとする鉱床探査的手法を取り入れ，トンネル区間の重金属等の分布に着目した地山の評価を行ったのでその結果を報告する．

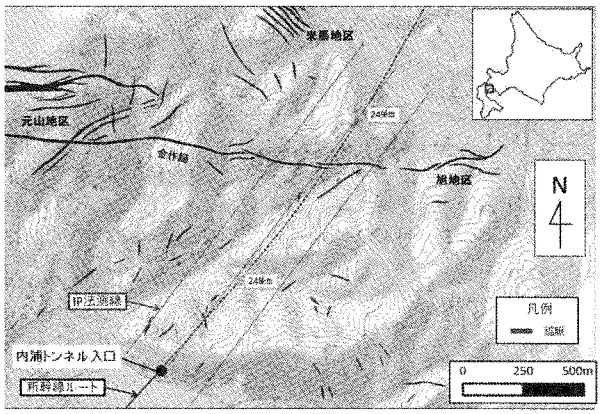


図-1　調査範囲および鉱脈分布図

2. 調査範囲の地質概要

調査範囲の地質は，新第三紀から第四紀に噴出した火山堆積物が主体で，部分的に石英安山岩が貫入している（**図-2**）．

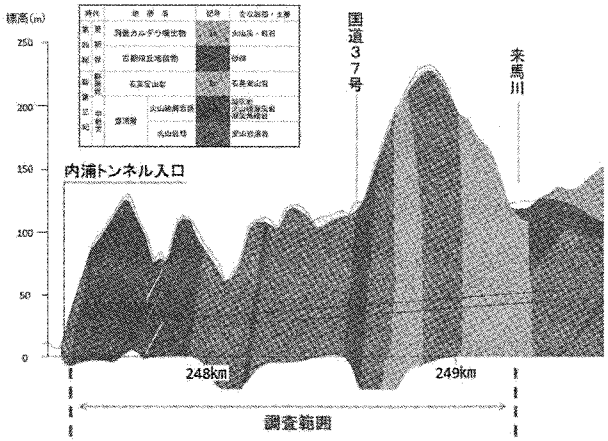


図-2　地質縦断図

静狩鉱山の鉱床は，それらの岩石を母岩とする浅熱水性の含金銀石英脈である [1]．発見された鉱脈は数十条にも達するが，これらのうち主要なものは 20 条前後であり，内浦トンネルは，大規模に開発された元山地区と東部の旭地区の間を抜けるように計画されている．

3. 調査手法

3-1. 地表踏査

鉱物脈，変質帯および黄鉄鉱の分布を把握するために地表踏査を行った．本地域の変質過程として，既往地質調査結果等から，原岩である安山岩や凝灰角礫岩が，まずプロピライト変質作用を受けて緑色を呈し，次いで熱水による脱色化・珪化・造岩鉱物の粘土鉱物化，黄鉄鉱の鉱染に伴う鉱化作用を受けて白色を呈するようになったと考えられる．このことを考慮して，変質の分類は，①非変質，②緑色変質，③白色変質の３つに区分した．

3-2. ボーリングコアの評価

通常のコア観察に加えて，変質の区分と黄鉄鉱の有無を観察した．また，全含有量試験および溶出量試験を実施した．

3-3. IP 法電気探査

トンネル位置での比抵抗値と充電率を把握するために，トンネル縦断方向に 3 測線（測線延長 1.9 km，測定間隔 0.1 km）で IP 法電気探査を実施した．

3-4. 地化学探査

地化学元素の分布状況を把握することを目的として地化学探査を実施した．地化学探査は，岩石露頭の有無にかかわらず採取可能な土壌地化学探査とし，想定される静狩鉱山の鉱脈及び変質帯周辺では，採取箇所の密度を増加させた．分析方法は，ICP 発光分光分析および ICP 質量分析を用い，51 種類の含有量測定を行った．

4. 調査結果

4-1. 地表踏査

地表踏査では石英脈を 2 条確認したほか，248 km付近では一定の広がりをもつ白色変質帯が分布していた．また，黄鉄鉱は白色変質に伴って産出する傾向があることが確認された．

4-2. ボーリングコアの評価

ボーリングコアを用いた溶出量試験の結果，As が溶出量基準を超過する箇所はなかったが，Se の溶出量が基準を超過する箇所があった．変質区分の結果と比較するとこれらの超過箇所は白色変質と判定された箇所であった．また，硫黄含有量が 2wt.%を超える箇所は白色変質に分類される箇所に多かった．

4-3. IP 法電気探査

調査範囲の比抵抗は，全般的に 100～1,000 ohm-m の範囲にあった．調査範囲の主な岩石が一般的に高比抵抗である安山岩質であることから，同範囲の岩石は変質を受け，全体的に低比抵抗化していると考えられる．地表部には，部分的に酸化によると考えられる 100 ohm-m 以下の低比抵抗域が認められた．充電率は，調査範囲中央部に 20mV/V 以上を示す高充電率ゾーンが捉えられ，高充電率域が浅部から深部にまで分布していることが明らかとなった．

4-4. 地化学探査

元素の含有量測定結果をもとに，各元素間の相関関係を検討して 3 つのグループ分け（マンガン，セレン，ヒ素）を行った．石英脈・方解石脈を反映していると考えられるマンガングループと，主として黄鉄鉱を反映していると考えられるセレングループは鉱化変質帯を示す指標として適していると判断された．ヒ素グループは，高異常値が点在し空間的な分布を示さないことから，鉱物脈及び鉱化変質帯の分布を示す指標としては適さなかった．

5. 重金属等の分布に着目した地山の評価

以上の結果を考慮して，調査範囲を 5 つの区間に分けて評価した（図-3）．

区間①は，充電率が概ね 10mV/V 程度と低い値で一定であり，既往の調査結果からも黄鉄鉱がほとんど認められないことから，重金属等を胚胎する地山である可能性は小さいと考えられる．

区間②は，充電率が徐々に高くなっていくことから，徐々に黄鉄鉱の量が多くなる地山と考えられる．

区間③は，充電率が高く比抵抗の値が相対的に低いこと，ボーリングコアでも白色変質が確認されたことから，重金属等を胚胎する地山である可能性に注意を要する区間と考えられる．

区間④は，充電率が相対的に高い区間から徐々に中程度の区間になり，鉱物脈及び鉱化変質帯の分布から，徐々に鉱物脈が多くなっていく区間と考えられる．

区間⑤は，既往調査において鉱物脈が多く分布していることが確認されている．充電率は相対的に中程度の値であるが，ボーリングでは全体的に鉱物脈が多く，部分的に黄鉄鉱が認められた．そのため，鉱物脈周辺の脈際の変質が顕著な区間と考えられる．同区間のコアを用いた溶出量試験では溶出量基準を超える元素は無く，化学分析においても硫黄含有量は概ね 1wt.%以下であった．比抵抗の値も地山表層部以外は比較的高い値を示している．これらのことから，熱水変質を脈沿いに受けているが，変質に伴う黄鉄鉱は酸化により溶脱していることが可能性として考えられる．

6. おわりに

鉱床探査的な手法を取り入れることで，トンネル区間の鉱化変質帯の分布を相対的ではあるが推定することができた．今後のトンネル掘削の結果もふまえて，今回の調査結果をさらに検証する必要がある．

文献

1) 藤原哲夫・松井公平（1963）：静狩鉱山の金銀鉱床，北海道地下資源調査資料，No.86, pp.1-43.

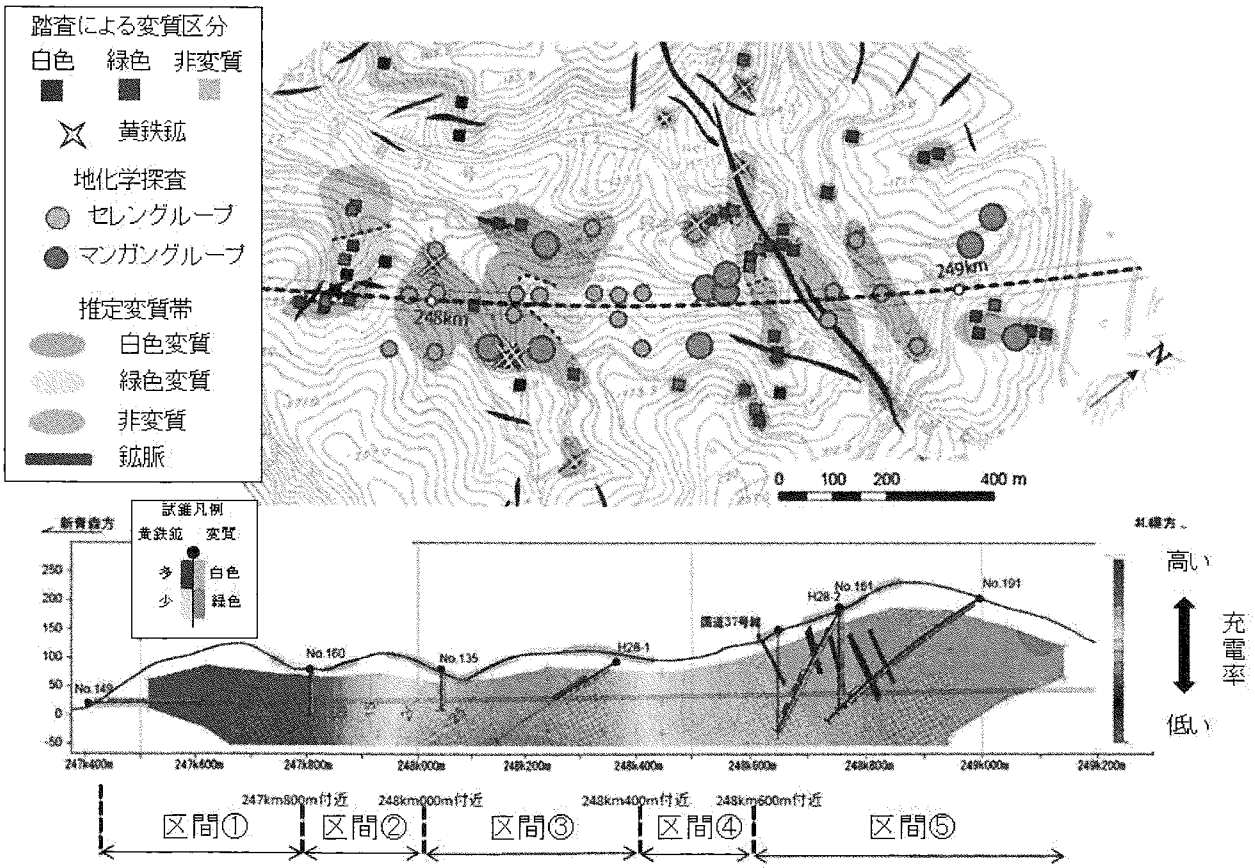


図-3　重金属等の分布に着目した地山の評価

27. 熊本県益城町の布田川断層帯における深部ボーリング FDB-1 孔の地質と岩盤物性

Geology and Rock Physical Properties of Deep Borehole FDB-1 in the Futagawa Fault Zone of Mashiki-machi, Kumamoto Prefecture

○澁谷奨（京都大学，地圏総合コンサルタント），
佐渡耕一郎，相澤明宏（地圏総合コンサルタント），林為人（京都大学）
Susumu Shibutani, Koichiro Sado, Akihiro Aizawa, Weiren Lin

1. はじめに

2016 年 4 月 16 日の熊本地震（Mw7.0）の際に，熊本県益城町では布田川断層帯に沿って右横ずれ変位が最大となる地表地震断層が出現した．布田川断層帯では，熊本地震の際に深部流体が上昇してきた可能性があることが報告されている[1]．そのため，熊本県益城町において，深部の水理地質構造を明らかにすることは，布田川断層沿いの地下水流動や阿蘇山を含む阿蘇火山帯における深部流体の循環の解明に寄与することが期待される．

益城町の堂園地区では，熊本地震後に布田川断層の断層試料採取および断層周辺の応力状態を把握するため，断層を貫通する学術ボーリング FDB-1 孔（以下，FDB 孔）が深度 691.7m まで掘削された[2]．FDB 孔では，深度 301.9～691.7m 区間のコア試料採取，深度 301.9～665.7m 区間で物理検層が実施されている．

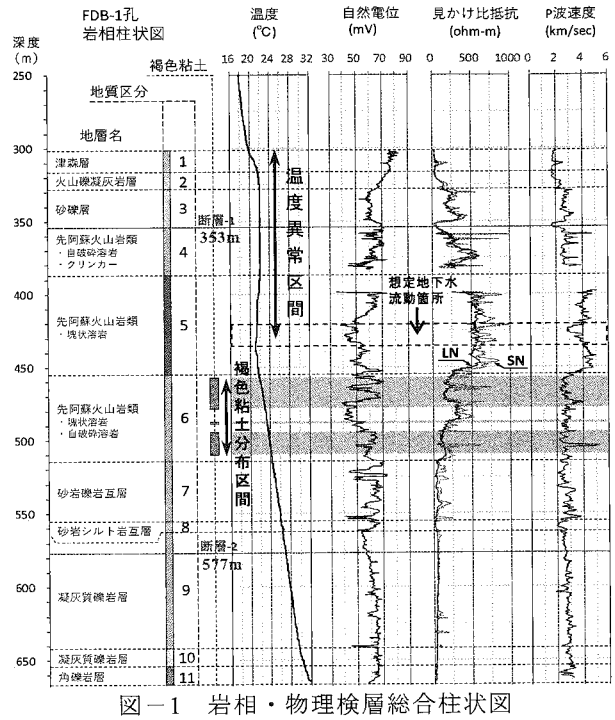
著者らは，FDB 孔掘削サイトが，布田川断層沿いおよび阿蘇火山帯周辺の深部水理地質構造を明らかにする場所として非常に重要であると考え，FDB 孔掘削完了後から FDB 孔を利用して研究を行っている[3),4)]．本発表では，FDB 孔のコア試料と物理検層データを利用し、地下水流動箇所を抽出することを念頭に，調査地の地質と岩盤物性（比抵抗、自然電位、P 波速度）の相関性，温度分布について検討した結果を報告する．

2. 地質の概要

調査地の FDB 孔掘削サイトは，阿蘇カルデラの西側約 12km に位置し，阿蘇火砕流堆積物（Aso-4，Aso-3）や下陳礫層，津森層，木山変成岩類が地表に分布する．調査地周辺での深度方向の地質分布は，深度 200m 付近までは出現する地質が確認されているが，深度 200m 以深の詳細については明らかにされていない．

本発表では，FDB 孔で物理検層が実施された深度 301.9～665.7m 区間を対象に，岩種と岩相の違いから計 11 の地質区分に分けた（図－1）．深度 301.9m 以深の地質は，上位より半固結の砂岩・シルト岩からなる津森層（地質区分 1），下陳礫層に類似する礫層（2-3），安山岩質の火山岩からなる先阿蘇火山岩類（4-6），年代未詳のラハール堆積物と考えられる半固結の礫岩・砂岩・泥岩（7-10），角礫岩（11）からなる．

布田川断層は，深度 353～577m の区間で確認されたとされている[2]．断層と関係すると想定される亀裂沿いに存在する条線を伴う褐色粘土が深度 457～510m 区間に分布することが認められた．この区間は，先阿蘇火山岩類（以下，Pre-Aso と呼ぶ）の塊状溶岩・自破砕溶岩が分布する地質区分(6)に対比される．



図－1　岩相・物理検層総合柱状図
（京都大学[2]より改訂）

3. 物理検層の概要

FDP 孔では，深度 301.9m まで 5inch ケーシングが挿入された後，深度 666.2m までワイヤーライン掘削により径 98.4mm（HQ）で掘削した段階で，物理検層が実施された．測定は，掘削泥水（イージードリル，ベントナイト：泥水比抵抗 52.1Ω・m）が存在する条件下で，計 2 回行われた．1 回目は孔壁崩壊の影響で深度 301.9～384.0m 区間，2 回目は深度 398.5m まで掘削ロッドを挿入し深度 398.5～666.2m 区間で実施された．物理検層の種目は，温度検層，電気検層，音波検層，孔径検層，BHTV（ボアホールテレビュア）検層で，本発表では温度と比抵抗，自然電位，P 波速度の岩盤物性に着目して議論する．

京大 2017

4. 考察

(1) 温度分布の特異性

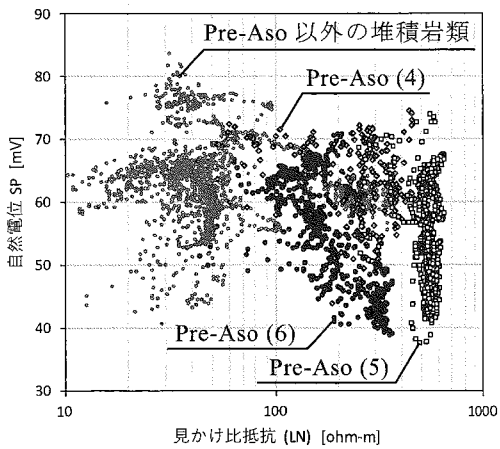
温度検層は地下水面（約 44m）下から深度 666.2m の区間において，分解能 0.07℃で実施されている[2]．

測定結果から，深度 300m 以浅と深度 455m 以深の地温勾配は 40℃/km 程度であるが，深度約 300～430m では温度が概ね一定となる温度異常が見られる（図－1）．この温度分布の特徴は，孔内水が掘削泥水の条件下で確認されたものであるが，掘削影響がなくなったと考えられる 1 年後の孔内温度測定でも同様の特徴が確認されている[3]．また，温度異常は，母岩の熱伝導率の変化によって形成されたものではないことが明らかにされており[4]，地下水流動の影響が考えられる．さらに，温度異常は褐色粘土分布区間の直上に位置し，断層の存在が地下水流動と関係している可能性がある．

(2) 自然電位と見かけ比抵抗の関係

電気検層は電流電極－電位電極間隔が 25cm のショートノルマル（SN），100cm のロングノルマル（LN）の 2 通りで実施された．自然電位（SP）は，電気検層と共に測定されている[2]．

ここでは，地下水流動箇所を抽出するため，比抵抗と SP を用いて検討を行った．比抵抗は岩盤性状の指標として，比抵抗（SN）より孔壁奥の岩盤性状を反映する比抵抗（LN）を用いた．孔内水の SP は，同じ地質条件下で，孔内泥水に地下水が流入してきた場合に低下すると言われており，地下水流動箇所の指標として用いた．SP と比抵抗の相関性を見るため，全深度の検層データを基に図－2 の相関図を作成した．先阿蘇火山岩類（Pre-Aso (4)～(6)）は，概ね 100ohm-m 以上の比抵抗を示す．Pre-Aso (5)の塊状溶岩では SP が低下している箇所が多数見られ，Pre-Aso (6)の塊状溶岩・自破砕溶岩では高比抵抗ほど SP が低下する相関が見られる．この結果は，地下水流動が高比抵抗の硬質岩に形成された亀裂と関係することを示唆している．

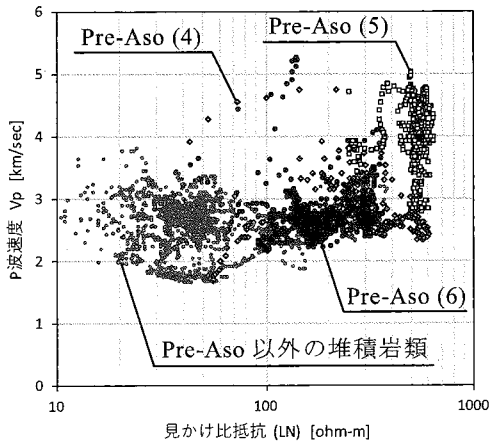


図－2　自然電位－比抵抗相関図

高比抵抗の岩盤で SP が低下する傾向が顕著に見られた区間は，温度異常区間内の下部の深度 420～435m，褐色粘土分布区間の深度 475～490m であった．

(3) P 波速度と見かけ比抵抗の関係

比抵抗（LN）と岩盤の硬軟や亀裂の多少などの指標として使用される P 波速度との相関を図－3 に示す．Pre-Aso (5)は Vp=2.5～5.0km/sec の幅広い範囲の値を取るのに対し，Pre-Aso (6)では Vp=2.0～3.5km/sec の値を示し，Pre-Aso 以外の堆積岩類より低い～同じ程度の P 波速度で比抵抗との明瞭な相関は見られない．この結果は，Pre-Aso (6)の区間の岩盤に亀裂が多く分布していることを反映していると考えられる．



図－3　P 波速度－比抵抗相関図

5. まとめ

FDB 孔では，温度異常の存在から地下水流動との関係が想定され，その影響は地温勾配を変化させるほど強いと考えられる．想定される顕著な地下水流動箇所は，布田川断層が分布する範囲で，深度約 420～435m 区間（温度異常区間内の下部）が挙げられる．

地下水がやってきたとの記載

文献

1) Sano et al.（2016）: Groundwater helium anomaly reflects strain change during the 2016 Kumamoto earthquake in Southwest Japan, Scientific Reports, 6, 37939.

2) 京都大学（2018）: 平成 29 年度原子力施設等防災対策等委託費（追加ボーリングコアを用いた断層破砕物質の分析）事業 報告書：ボーリングコア及びボーリング孔を用いた応力測定 ②布田川断層 (3/3), https://www.nsr.go.jp/nra/chotatsu/yosanshikou/itaku_houkoku_h29.html, 208p.

3) Lin et al.（2019）: Temperature depth profile in a 700 m deep vertical borehole in Aso volcanic zone, JpGU, MIS02-12.

4) Sano et al.（2019）: Thermal property measurements of core samples retrieved from Futagawa fault drilling, JpGU, MIS02-P05.

28. 浅部物理探査と稠密コア試料分析による液状化サイトの統合地質解析

Integrated Geoscientific Investigations of a Liquefied Site combining Near Surface Geophysics with Core Analyses

○稲崎富士（土木研究所，(現)産業技術総合研究所）
INAZAKI Tomio (PWRI/AIST)

1. はじめに

物理探査は4次元（3次元空間+時間）での空間物性構造を把握することが可能な最も優れた現場計測技術の一つであり，地球科学分野や資源分野では広く活用されているが，我が国の土木地質分野では活用されているとは言い難い．その原因として物理探査技術者が計測手法や解析手法は重視するものの結果断面の解釈には興味を抱かない，あるいは初めから解釈を放棄する傾向があることを挙げることができる．一方土木地質分野においても断面モデルの構築やその解釈に必要とされる基礎知識不足やスキルの低下が深刻化している[1]．

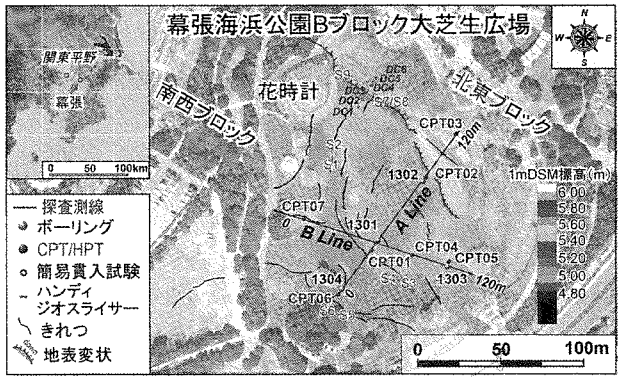
ここではオールコアボーリングと採取コア試料の稠密分析に浅部物理探査を組み合わせた液状化地盤の総合地質解析事例を紹介し，それが浅部の不均質地盤構造の把握に極めて有効であったことを紹介する．

2. 調査対象サイト

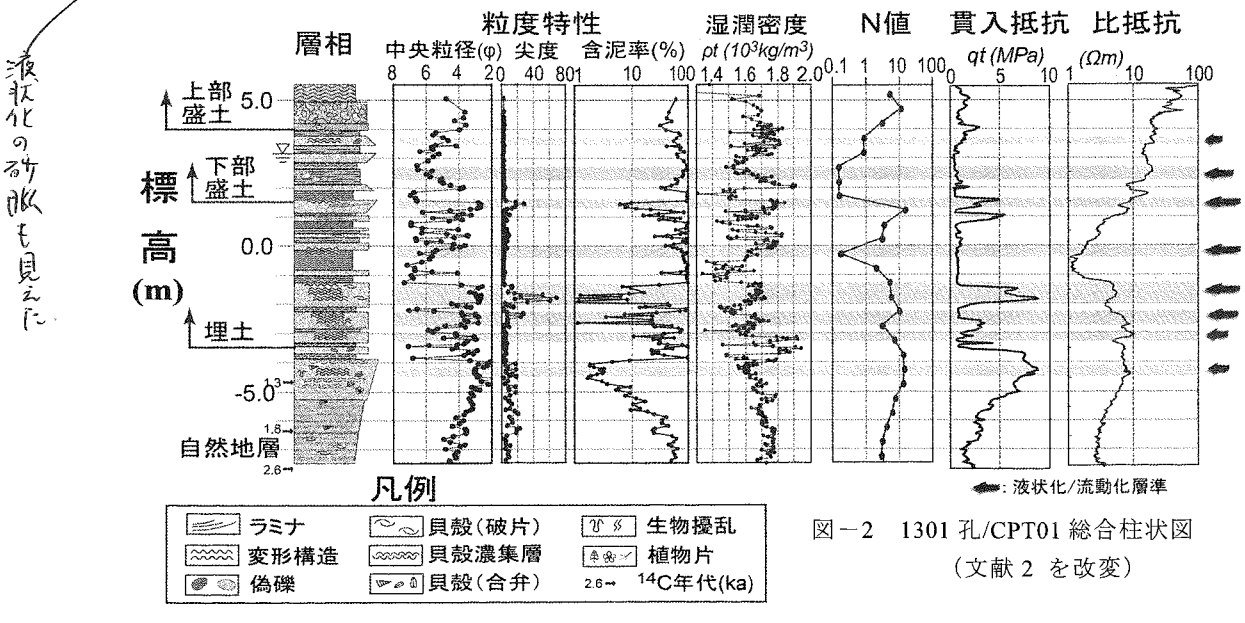
本総合地質解析の対象地は，JR海浜幕張駅の近傍にある幕張海浜公園Bブロック大芝生広場である（図－1）．このサイトでは2011年東北地方太平洋沖地震の際に大規模な液状化が発生し，その発達過程が動画撮影されWEB上で公開されていた．この公園内の4地点でオールコアボーリングを，7地点でCPT/HPT，液状化砂脈部9地点でハンディジオスライサーによる試料採取に加え，6点で群列簡易貫入試験を実施した．また2測線で浅部物理探査を実施した[2]．このようにボーリング・サウンディングと物理探査とを総合的に実施したことが本調査の特徴である．なお採取コア試料の分析結果については文献2)，3)で，物理探査結果については文献2)で詳述しており、本報ではそれらを基に新たに実施した当該サイトの空中写真判読に基づく埋立て過程の追跡，表層地盤の不均質構造の再解析と液状化に対する不均質構造の影響についての検討結果を報告する．

3. 空中写真判読および総合柱状図再解釈

千葉日報社が撮影し販売している県下の空中写真のうち，1967年から1987年にかけて当該地区を撮影したものを入手し，600dpiでスキャンしたのちGoogle Earth Pro®に取り込んで簡易オルソ化処理を施し重ね合わせて埋立て過程を追跡した．その結果当該サイトの北東側と南西側とでは埋立ブロック・時期が異なる



図－1　調査サイト位置図　（文献2に加筆）



図－2　1301孔/CPT01総合柱状図
（文献2を改変）

こと，両ブロック間に認められた約 70cm の比高は造成当時から存在していたこと，南西側ブロックの埋立ては 1976 年 2 月以降に開始され 1979 年当時にはその一部が水面上に露出していたこと，などがわかった．さらに 1981 年から 1983 年にかけてはそれまでのサンドポンプ工法による埋立てに加えて重機等による撒き出し・水中盛土が実施された形跡を見出した．そこでその層準を下部盛土として分割区分した．

図－2 に再解釈した 1301 孔/CPT01 の総合柱状図を示す．コア試料では上部盛土は褐色ブロック状を呈し，容易に識別することができた．一方下部盛土内には水中堆積を意味するラミナや互層が発達し，さらに砂層だけでなく細粒層中にも変形構造が見出された．この構造は，液状化時に細粒層の流動化も発生したことを示唆するものである．埋土層と自然地層の境界は標高 -3m 付近にある．自然地層中には保存状態の良い貝化石や生物擾乱構造が見出されるのに対し，埋土層は層相の上下および側方変化が顕著で，特に下部の砂層には液状化変形構造が発達する．50cm 間隔で測定したものの，標準貫入試験の N 値プロファイルは液状化層・流動化層を識別するだけの空間分解能を有していないことが示されている．また含泥率が大きな層準でも液状化・流動化していること，尖度(4 次モーメント)が 7.5 以上の層準は基本的に液状化構造が認められること[4]，などが示されている．

4. 物理探査断面再解釈・まとめ

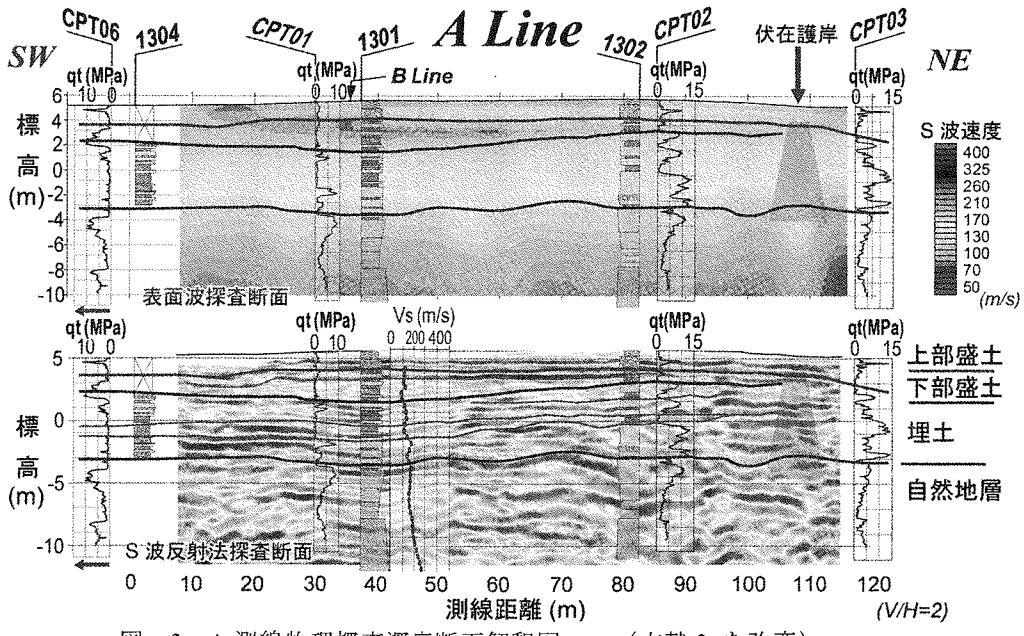
時系列空中写真判読と千葉県北部の埋立地造成資料等を参考にし，調査サイトで実施した物理探査データを再処理し浅部断面を再構築して解釈しなおした．その際，当該サイトの埋土・盛土層はその形成過程を反映して層相の側方変化が著しいこと，したがって通常の層相追跡による断面解釈手法が有効ではないこと，人工地層では物性境界・層相境界と等時間境界とは一致しないこと，を考慮した．

A 測線の S 波速度層構造断面(上)と高分解能 S 波反射法深度断面(下)上に柱状図・CPT プロファイルほかを投影した再構築解釈断面図を図－3 に示す．測線距離 110m 付近には埋立時の護岸が伏在しており，その左右では地盤物性構造が不連続になっている．埋土と下部盛土との境界は 1980 年 2 月当時の埋立地地形とほぼ対応する．液状化・流動化層準に比定される低 S 波速度部は下部盛土層と対応していることがわかる．側方変化が著しく柱状図・CPT プロファイルの対比は困難であったが，高分解能反射断面上では伏在護岸部から SW 方向にゆるく傾斜する埋土・盛土層中の層準を追跡することができた．

浅部物理探査を組み合わせて総合的に解析することにより，1 次元のボーリング調査では把握することが困難な人工地層中の不均質構造や浅部自然地層内の局所的構造も把握することが可能となり，液状化層準の識別と把握にも有効であることを示した．

文献

1) 稲崎富士(2001)：地質工学分野における物理探査の適用・解釈を巡る諸問題，日本応用地質学会シンポジウム予稿集, 61-70.
2) 稲崎富士(2013): 液状化被災地における物理探査および地質学的総合調査：千葉県幕張海浜公園での浅部地盤調査例，物理探査, 66, 45-56.
3) 稲崎富士(2012)：オールコア試料解析による液状化層の同定と内部不均質構造の把握，第 47 回地盤工学研究発表会講演集，1593-1594.
4) 稲崎 富士(2012)：液状化サイト採取コア試料の堆積学的特徴評価，第 22 回環境地質学シンポジウム講演論文集，155-160.



図－3　A 測線物理探査深度断面解釈図　　（文献 2 を改変）

29. 地下水観測井を活用した地下水・地下熱環境評価
1．庄川扇状地における地下温度変化の特徴と要因

Integrated evaluation of groundwater and subsurface thermal environments utilizing observation well network
1. characteristics and causes of changes in subsurface temperature in the Shogawa River Alluvial Fan

○宮越昭暢（産総研），林　武司（秋田大学），平野智章（日本工営）
Akinobu Miyakoshi, Takeshi Hayashi, Tomonori Hirano

1. はじめに

地下温度は地下水環境評価における優れた指標の一つであり，地下水流動だけでなく，人間活動や気候変化などの影響を記録している。例えば，地球温暖化や都市化に伴う地表面温度上昇や地下構造物からの排熱は，地下温度を上昇させる。地下温度の上昇は特に都市域で顕著であり，都心部と郊外に明瞭な温度差が確認されることが多い[1]。また，地下水開発に伴う地下水流動の変化も，地下温度分布に影響を与える。すなわち，地下温度分布は地下水流動に伴う熱移流の効果を反映するため，地下水開発に伴う地下水流動の変化が地下温度分布に表れる。例えば，関東平野北部の事例では，1960～70 年代測定の地下水温と 2010 年測定の地下温度の比較から，深度 100m 以深の地下温度に変化が認められている[2]。水理水頭分布との対比から，地下温度の変化は地下水開発深度周辺で生じており，地盤沈下対策と揚水量の減少等，地下水開発状況の変化に応じた地下水流動の変化の影響が地下温度分布に反映されたと考えられている。

様々な自然・人為的影響により，多様な時空間スケールで変化する地下水環境を把握するうえで，地盤沈下・地下水位観測井の活用が期待されている。本学会の地下水研究部会では，広域地下水ワーキンググループ（以下，WG）において，従来よりも詳細に地下水環境を評価するための統合的評価手法の開発への活用を念頭に置き，地下温度の評価指標としての特性把握に取り組んでいる。観測井は帯水層別の水理水頭分布とその変化を把握するのに重要であるだけでなく，揚水を実施していない観測井において地下温度プロファイルを測定することで，精度の良い地下温度観測に活用できる。また，地下温度プロファイルの繰り返し観測や地下温度モニタリングを併用することで，長期的な変動傾向を把握するだけでなく，短期的もしくは即応的な地下水環境変化の検出にも活用することも期待できる。

本研究は，気候や都市化の程度，地下水開発状況などの異なる富山県庄川扇状地および埼玉県平野部を対象として，既往の地下水観測井網を活用した地下温度プロファイルの繰り返し観測ならびに地下温度モニタリングを実施することにより，地下温度の変動特性を明らかにし，それらの要因を検討することを目的とする。庄川扇状地では，高透水性の扇状地堆積物が厚く分布して庄川からの地下水涵養が大きい一方で，積雪や消雪用の地下水利用など季節的な変化がある。埼玉県平野部では，より複雑な地下地質構造や地下水開発史を有し，地域によって大きな差異がある。本 WG では，両地域の地下水・水文地質データを比較検討し，地下水・地下熱環境に認められる都市化や地下水開発の影響抽出と評価を試みる。本発表では，庄川扇状地における調査成果の一部を報告する。

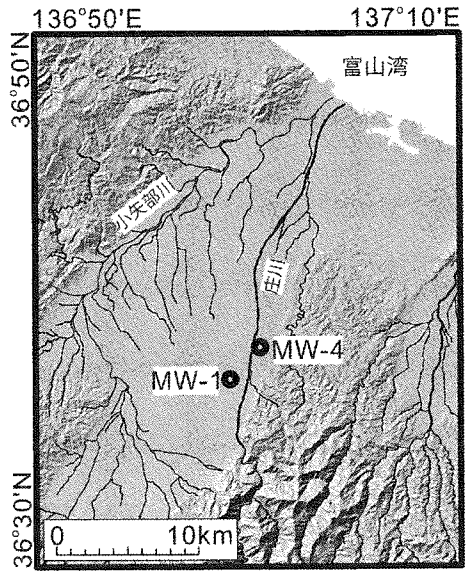


図-1　研究対象地域　観測井位置図

2. 研究方法

2018 年 1 月より，国土交通省北陸地方整備局富山河川国道事務所が所管する富山県砺波市内の地下水観測井 MW-1 および MW-4 において，サーミスタ温度計（分解能：0.01℃）を用いて地下温度プロファイルの繰り返し観測を実施している。MW-1 は庄川の左岸側，MW-4 は右岸側の地域に位置する（図－1）。両地点には，深度の異なる観測井が各 4 本設置されているが，本研究では NW-1：200m 井，150m 井，93m 井，50m 井，NW-4：136m 井，90m 井，50m 井において観測している。また，地下温度の微細な変動を把握するために，MW-1：93m 井の深度 30m および 40m に高分解能（0.001℃）の自記温度計を設置し，2018 年 5 月よりモニタリング（1 時間間隔）を開始した。

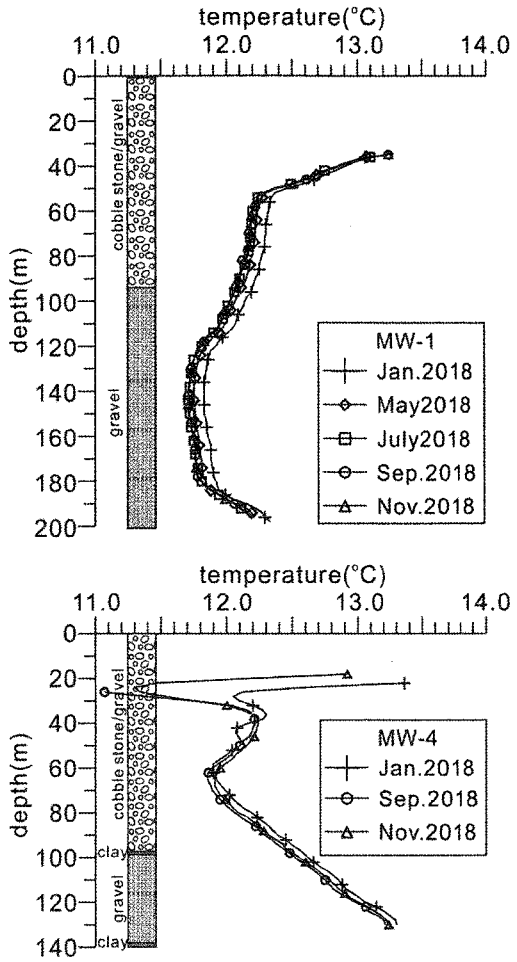


図-2　地下温度プロファイル（2018 年）と柱状図 [3)]

3. 地下温度プロファイルの変化

図－2 に，MW-1（200m 井）および MW-4（136m 井）における 2018 年の地下温度プロファイル繰り返し観測結果と柱状図 [3)]を示す。MW-1 では 2018 年 1 月，5 月，7 月，9 月，11 月の計 5 回，MW-4 では 2018 年 1 月，9 月，11 月の計 3 回，観測を実施した。

MW-1 の地下温度プロファイルは，深度 50m 以浅では深度に伴う温度低下が大きいが，深度 50m 以深では深度による温度変化が相対的に小さい。柱状図によれば，全体として礫層を主とする扇状地堆積物層であり，特に深度 55m 付近および 150m 付近で透水性が高い [3)]。両深度付近では深度による温度変化が特に小さく，地下水流動が活発であることが窺える。これに対して MW-4 では，全体として深度による温度変化が大きく，MW-1 とは異なる特徴を有する。庄川は本地域の主要な地下水涵養源の 1 つであり，MW-1 と MW-4 の地下温度プロファイルの特徴の違いは，庄川の右岸・左岸地域における地下水流動の差異を示唆している。

地下温度プロファイルの繰り返し観測結果では，MW-1 および MW-4 ともに，深度 50m 付近より深部において季節的な変動が認められた。2018 年の観測結果では，両地点ともに 1 月の温度が高く，9～11 月に低い。地下温度に見られる季節的な変動は，庄川河川水と地下水の関係を示していると考えられる。

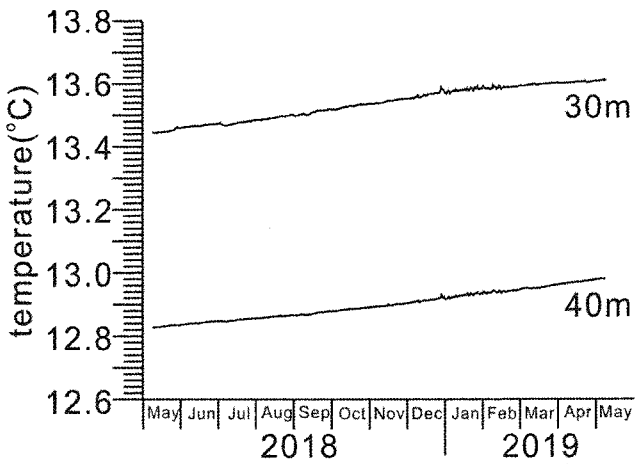


図-3　モニタリング結果　MW-1（93m 井）

4. 地下温度モニタリング

地下温度モニタリング結果を図-3 に示す。2018 年 5 月以降，両深度ともに，地下温度は連続的に上昇しているが，上昇率は緩やかに変動しているようである。また冬季（12～2 月）には，他の季節にはみられない変動が観測されている。今後もモニタリングを継続し，これらの変動の特徴やメカニズムについて検討していく予定である。

5. まとめ

庄川扇状地における地下温度プロファイルの繰り返し観測結果と地下温度モニタリング結果から，地下水・地下熱環境評価を試みた。庄川の右岸・左岸地域では，地下温度プロファイルの形状や季節変動の特徴に差異が認められ，地下水流動の違いを反映していると考えられた。今後も調査を継続し，地下温度プロファイルやそれらの季節変動について詳細な検討を行うとともに，河川の流量や水温等のデータと比較を行い，地下水涵養・流動機構についても検討を進める予定である。

謝辞：国土交通省北陸地方整備局富山河川国道事務所には，本研究の実施に際して，観測井の使用や情報提供，現地調査等，多大なご協力を頂きました。ここに記して，厚く御礼を申し上げます。

文献

1) 宮越ほか（2006）：地下温度からみた東京低地における地下水環境変化の評価，応用地質，47，5，pp.269-279.
2) 宮越ほか（2016）：関東平野北部における地下温度の高温域の構造と変化，地下水学会誌，58，1，pp.47-62.
3) 国土交通省北陸地方整備局富山河川国道事務所（私信）：観測所台帳（MW-1，MW-4）

30. 地下水観測井を活用した地下水・地下熱環境評価

2. 関東平野中央部における地下熱環境の把握と地中熱利用

Integrated evaluation of groundwater and subsurface thermal environments utilizing observation well network

2. Thermal environments and application to ground source heat exchanger system in the central part of the Kanto plain

○濱元栄起（埼玉県環境科学国際セ），八戸昭一（同），宮越昭暢（産総研），林武司（秋田大），小泉謙（日本工営）

Hideki Hamamoto, Shoichi Hachinohe, Akinobu Miyakoshi, Takeshi Hayashi, Ken Koizumi

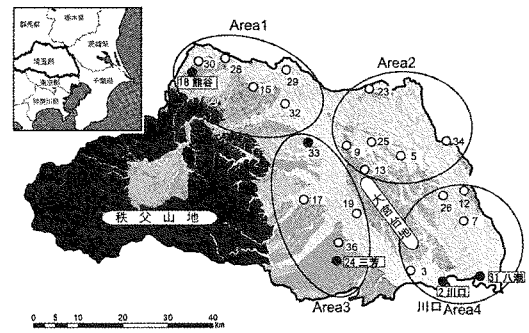
1. はじめに

地下の熱環境は，地下深部を起源とする地殻熱流量や地下水流動，地表面における土地利用など様々な要因の影響を受けている．そのため地下温度情報からこれらの要因を知る手掛かりとして活用することができる．さらには，地中熱エネルギーの活用という観点から地下温度情報の重要性が指摘されている．

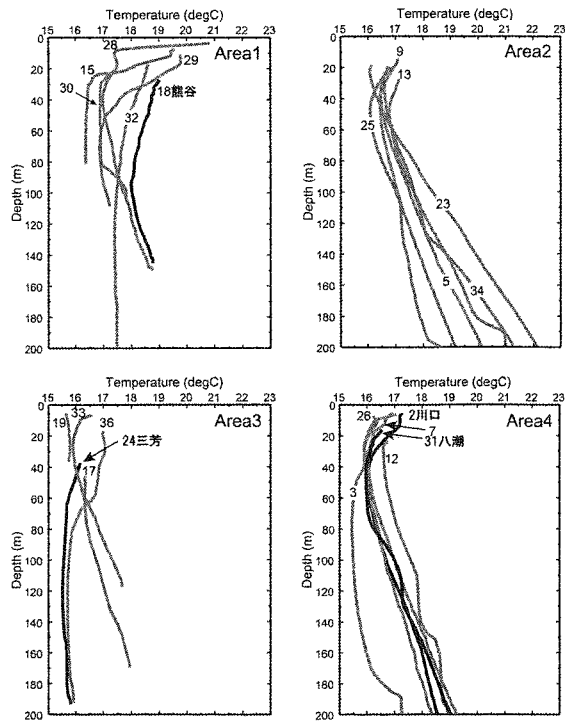
本研究では，関東平野中央部（埼玉県）を対象としこれらの議論を行った．関東平野は国内で最大の人口を擁し，古くから農業用水や工業用水など各種の水源として地下水が大量に利用されてきた．その結果として地下水位や地盤沈下などを引き起こしてきたが1960年代以降に施行され揚水規制によって，近年では多くの地域で地下水位の回復や地盤沈下が収まりつつある．そのような歴史的な経緯もあり，同地域には地下水位や地盤沈下の監視を目的とする観測井が多数設置されている．これまでこれらの観測井では，本来の地下水位や地盤変動の監視に加え，温度検層や地下水質の分析も行われてきた[1)2)]．

2. 関東平野における地下温度検層結果と解釈

本研究では関東中央部に位置する埼玉県内 23 地点で温度検層の一斉調査を2012年度に実施した（図－1および図－2）[3)]．さらにこれらの23地点のうち4地点（2川口，31八潮，18熊谷，24三芳）では，経年的な温度分布の変化を調べるため年1回の温度検層と特定の深度での長期連続温度計測を継続している．温度検層結果に着目すると地表から数十メートルの深度までの浅層の温度分布に着目すると，ほぼ全ての地点において地表付近で温度上昇傾向が見られた．これは地球温暖化や都市のヒートアイランド，土地利用の違いなど主に人間活動による影響を反映していると解釈している．一方，これらの影響が小さくなる深度 100m以深の地温勾配に着目すると埼玉県北東部地域（23羽生や34幸手）で約 40mK/m であり，関東平野における平均的な値に比べると高い．これとは対照的に台地や丘陵地に位置する18熊谷や36川越などでは，概ね100m以深で地温勾配は小さい．これらの地域は，涵養域に位置していると考えられ，地表から地下への熱輸送で特に熱移流効果が大きく地温勾配が小さくなったためと解釈している．例えば18熊谷における浅層の長期温度データからも地下の温度変化は，地表面からの熱伝導だけでなく，地下水流動による影響も受けていると思われる結果が得られた．ただし，地表から地下への垂直方向だけでなく，水平方向の地下水による熱輸送も関係している可能性がある．



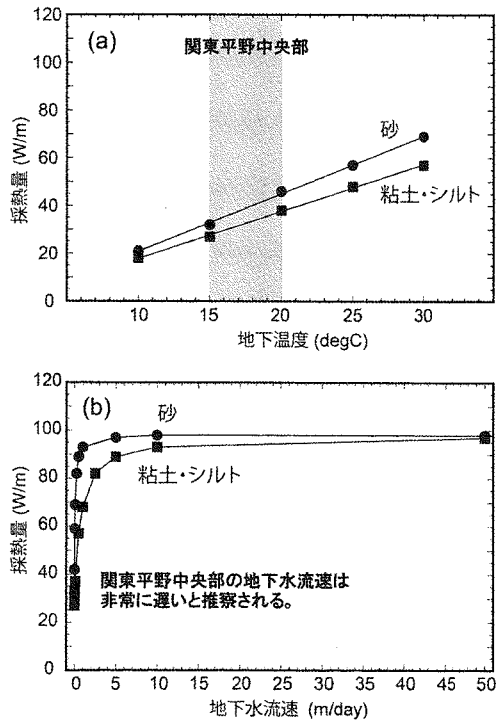
図－1 関東中央部における温度検層測定地点[3)]



図－2 関東中央部における温度分布[3)]

3. 地中熱利用への考察

地下温度は地中熱利用システムの活用という点においても重要である．このシステムは，地下を熱源として，夏は冷熱源として，冬は温熱源として利用するものであり，その採熱効率は現場の地質や地下水流動特性とともに地下温度にも依存する．そのため，広域的な地中熱の利用可能量の把握や設置時における採熱計算を行う際に地下温度や地下水流速による効果を考慮する必要がある．そこで本発表では，クローズド式を対象として，各要因がシステムの採熱量に及ぼす影響を数値シミュレーションで評価した（図－3）[3]．その結果、暖房利用を想定した場合，地下温度が 15℃の場合と 20℃の場合を比較すると効率は 20℃の場合、約 35%大きくなることが分かった．本研究対象地点においても地域的に 5K の差異が生じていることから，地下温度の違いによって地域的にも効率の違いが生じると推察される．また、地下水流速については流速が速ければ効率が高くなる傾向にあることが分かった．ただし比例関係ではなく 5m/day 程度を上限として一定値に達する．ただし関東平野中央部の地下水流速は非常に小さいと推察される。以上のような結果は地中熱ポテンシャルマップの作成にも反映させることで地下温度や地下水の効果を考慮した評価が可能となる．このようなマップは，地中熱利用システムの導入を検討している一般の方や事業者，行政など幅広い分野で活用され今後の高精度化や様々な地域への適用が期待されている。



図－3 地下温度や地下水流速の採熱量への効果 [4]

4. まとめ

関東平野中央部（埼玉県）を対象として地下温度調査を行い，各地域の地下熱環境を明らかにしつつある．地下温度はその場所の地殻熱流量や地表面温度変動，熱物性などに加えて，地下水による影響を大きく受けていることが分かった．例えば台地や丘陵地など涵養域では，下方への地下水流動によって温度勾配が小さい傾向にあり，地下水流動と地下温度との密接な関連が見られた．地下温度は地中熱利用システムを利用するうえで地質や地下水流動（地下水流速）とともに効率を左右する主要な要因である．本発表では，地下温度や地下水流速が地中熱利用システムの効率に及ぼす影響を数値シミュレーションによって示した．その結果，暖房を想定した運転時には地下温度が高く地下水流速が速い地域で地中熱利用システムの効率が高くなる可能性が示された．このような結果は地中熱ポテンシャルの評価を行う際にも有用な情報となる．

謝辞

地下温度調査は，JSPS 科研費「関東平野における地下熱汚染の把握と将来予測（24710040）」，産総研，秋田大，埼玉県との共同研究「埼玉県平野部の地下水環境に関する研究」で実施した．また，解析や解釈は，JSPS 科研費「浅層型地中熱システムのための適地評価手法の開発～リモートセンシングの活用～（19K12436）」，JSPS 科研費「都市域地下熱環境の持続性評価に向けた地下温暖化の実態解明と定量評価（19K12364）」，JSPS 科研費「極小微動アレイ探査を応用した高密度地下水位モニタリングによる地下水・湧水評価（19K12365）」で実施した．本研究の一部は応用地質学会地下水研究部会の活動の一環として各部会員の専門的観点から議論し助言を頂いた．ここに記して謝意を表します．

文献

1) 林武司・内田洋平（2004）：水文環境図 No.3 関東平野，産総研地質調査総合センター．

2) 宮越昭暢・内田洋平（2001）：関東平野における地下温度分布と地下水流動系，地質調査研究報告，第 52 巻，6/7 号，pp. 253-290.

3) 濱元栄起・白石英孝・八戸昭一・石山高・佐竹健太・宮越昭暢（2014）： 地中熱利用システムのための地下温度情報の整備とポテンシャルの評価，物理探査, Vol. 67, No. 2107-118.

4) Hamamoto H., Miyashita Y., Tahara D. (2018) : Evaluation of the Shallow Geothermal Potential for a Ground-Source Heat Exchanger: A Case Study in Obama Plain, Fukui Prefecture, Japan., The Water-Energy-Food Nexus. Global Environmental Studies. Springer, Singapore.

31. 溶存フロン濃度および安定同位体トレーサーの変動から見た熊本地震前後の湧水湧出系の変化

Changes of the spring discharge system after the Kumamoto earthquake examined by the chlorofluorocarbons and stable isotope tracer.

○井手　淨（芝浦工業大学），細野高啓（熊本大学），利部　慎（長崎大学），深水慶介（大福コンサルタント），徳永貴大（サンコーコンサルタント），嶋田　純（熊本大学）

Kiyoshi Ide, Takahiro Hosono, Makoto Kagabu, Keisuke Fukamizu, Takahiro Tokunaga, Jun Shimada

1. はじめに

2016 年 4 月 14，16 日に発生した最大震度 7 の地震に端を発する熊本 - 大分地域での一連の地震活動では，甚大な人的・物的被害をもたらした．またこの地震により新たに発生した亀裂が地表で多数確認されている．熊本地域は元来，高い浸透能と保水性に富む有能な地下水帯水層を有し[1]地下水利用が活発である．そのため発生した表層亀裂は，地域の地下水環境に影響を及ぼしていることは想像に難くない．事実この地震の後，平野帯での地下水位の低下[2]，阿蘇地域で熱水を含む地下水の亀裂を通じた湧昇[3]が確認され，それぞれメカニズムの考察と共に報告されている．湧水は地下水面が地表と接する部分で発生する．そのため，地震に伴う地下水環境の変化は湧出環境にも変化を及ぼしていると推察される．そこで地下水涵養後の組成変化要因が無い酸素・水素安定同位体と，涵養年代毎に異なる濃度を有し帯水層中での化学的安定性が高い溶存フロン濃度を主に用いて，熊本地震前後の湧水湧出系の変化を検討した．

2. 地域および調査手順

調査地域および調査対象は，有明海に隣接する熊本平野とそこから東北東方向に広がる阿蘇カルデラ，さらに九重高原地域まで繋がる約 2000 km^2 の領域に分布する湧水である．これらの湧水は 2016 年の熊本地震以前（2009 年）にも筆者らにより採水・分析が行われており，地震以降の 2017 年に再び採水調査を実施した．現地採水では 125ml のポリ瓶（安定同位体比および一般水質測定用）と，ガラス瓶（溶存フロン濃度測定用）に採水した．溶存フロン濃度測定用の試料採取については，大気の混入や採水器材からのフロン汚染を防ぐ方法[4]に準拠している．持ち帰った水試料の酸素・水素安定同位体比は，同位体平衡法により置換し，安定同位体比質量分析計(Delta-V, Thermo scientific 製)により測定した．溶存フロン濃度については，Purge & Trap 法で水試料から捕集・濃縮したガスを ECD 検出器付のガスクロマトグラフ(GC2014, 島津製作所製)にて測定した．さらに溶存イオン濃度について，重炭酸イオン濃度はアルカリ度滴定法(pH4.8)，残りの 7 項目(Na^+, K^+, Ca^{2+}, Mg^{2+}, Cl^-, SO_4^{2-}, NO_3^-)についてはイオンクロマトグラフ(Compact IC 761, Metrohm 製)にて分析した．湧水の安定同位体比は，涵養源における降雨標高を示す指標として利用される．一方溶存フロン濃度は，湧水が涵養した時点における大気中濃度を示す．そのため，大気フロン濃度の経年変化との対比により，湧水が涵養した年代を推定することが可能である．溶存イオン濃度は地下水流動環境（地質，流動距離）や表層における土地利用状況(例えば農業地域における化学肥料)を反映する．

3. 結果および考察

熊本地震以降（2017 年）の湧水の酸素・水素安定同位体比は地震以前より低くなる傾向にある．特に酸素同位体比は熊本地震以前の値から 0.3‰以上の低下が見られ，湧水によっては最大 1.1‰の低下を示した（図 - 1）．安定同位体比は，涵養時における蒸発濃縮のような動的分別，深部マグマ流体起源の地下水のような天水起源以外の水の寄与によっても変化する。しかしこれらはいずれも同位体比が上昇する方向に遷移するため，低下現象の説明がつかない．加えて阿蘇外輪山西麓斜面内部のトンネル掘削現場から採取した湧水の安定同位体比と，近傍湧水の同位体比の変化傾向からは，より高標高を涵養源とする山体内部の低い同位体組成地下水が混合したことを示唆する傾向を示した．

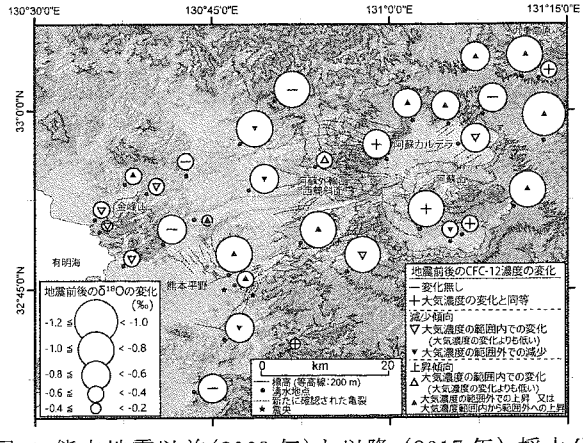


図-1 熊本地震以前(2009 年)と以降（2017 年）採水分析値より求められた酸素安定同位体比および溶存フロン(CFC-12)濃度の変動（Ide et al., 2019[5]を元に作成）

湧水中の溶存フロン（CFC-12）濃度は，涵養時の大気濃度を反映する．熊本平野北西の金峰山に分布する湧水（中央値 493 pptv）は，阿蘇カルデラ外輪山西麓斜面の湧水（中央値 337 pptv）と比較して，溶存フロン濃度が高い傾向を示した．これらの入力となる大気中フロン濃度は 1990 年代中盤にピークを迎えるまでは単調増加傾向を示し，以降は横ばいから若干の減少傾向に転じている．このことからはつまり，金峰山系の湧水は，阿蘇カルデラ外輪山系の湧水より近年に涵養した流動規模の小さい地下水が湧出しているといえる．このように地震以前の溶存フロン濃度は，山体における帯水層の地形や地質条件から想定される経路長や透水性の違いを反映していると考えられる．その一方で，局所的な地表の人為活動により大気濃度を超過する場合も湧水によっては見られる．地震以前（2009 年）に測定された湧水のうち，熊本平野や阿蘇カルデラの住宅地に近い湧水 12 地点では，大気濃度を超過する傾向が認められた．これらは局所的な溶存フロンの付加によるものと考えられる．

上述した局所的付加のケースを除けば，湧水中フロン濃度の起源は原則，涵養時の大気濃度である．つまり 2009 年から 2017 年における湧水中溶存フロン濃度の変化は，地下水流動環境に変化が無い場合には大気濃度の時間変化を反映して上昇ないし横ばいの傾向を示すことが予想される．この予想に対し測定結果から判明した溶存フロン濃度の変化は，10 地点の湧水において，単純な濃度低下もしくは，大気濃度の履歴から想定さる濃度上昇量よりも低い傾向となった．このことは湧水を形成する既存の地下水よりも古く，より長い流動経路を有する帯水層から流出した地下水が混合していることを意味する．これは安定同位体比の低下傾向ともよく整合する．逆に溶存フロン濃度の上昇を示した湧水も見られており，表層付近における近年の地下水の寄与や地表でフロン濃度の付加を受けた水の混入が考えられる．ただし安定同位体比の傾向も鑑みると，これら表層付近の水が湧水の湧出経路に混入した量は相対的には小さい．

上述した通り，安定同位体比や溶存フロン濃度は熊本地震前後において顕著な変化が見られた．一方，一般水質項目については，目立った変化を示した地点はほとんど見られなかった．ただし硝酸イオンや硫酸イオン濃度が減少する傾向を示した地点が，数は少ないものの確認されており，フロン濃度が低下した地点と同一であった．このことは流動経路の異なる地下水が混入したことを示すフロン濃度の結果と整合している．

4．まとめ

各種トレーサー（安定同位体，溶存フロン）を主に用いて熊本地震前後における湧水湧出系の変化を見た結果，2017 と 2009 年に採水した分析値では安定同位体比は，総じて地震後に低い傾向を示した．湧水中のフロン濃度の変化は，同位体比と異なり一律ではないものの，流動経路が異なる地下水が地震後の湧水湧出系に寄与していることが示された．溶存イオン濃度は多くの地点では顕著な差が現れなかったが，変化が見られた一部の地点は各種トレーサーの検討内容を支持する結果が得られた．このことは，一般水質項目では様々な要因で地震後の水文変化を顕著に捉え難い場合でも，溶存フロン濃度や安定同位体比といった化学トレーサーではその変化が見えることを示唆している．

このような地震による湧水の湧出系変化をもたらすメカニズムは複数の既往研究で議論・検討がなされてきた．今回の熊本地震におけるケースでも，湧水の変化から推察されるメカニズムを現在国際学術誌に投稿中 [5]である．ここでは詳述を省くが，山体中の帯水層の透水性上昇に伴う地下水の解放によるものや，平野部での亀裂帯の発生や地震動に起因する表層付近の水（不飽和層中の土壌水）の地下水への侵入などが考えられる．

文献

1) 嶋田純，2014. 水理地質構造と地域の水利用を巧みに利用した地下水保全 — 熊本地域における広域的な持続的地下水管理の取組 —. 水循環 貯留と浸透 94, 15-18.

2) Hosono, T., Yamada, C., Shibata, T., Tawara, Y., Wang, C. - Y., Manga, M., Rahman, A.T.M.S., Shimada, J., 2019. Coseismic groundwater drawdown along crustal ruptures during the 2016 Mw 7.0 Kumamoto earthquake. Water Resour. Res. 2019WR024871. https://doi.org/10.1029/2019WR024871

3) Hosono, T., Hartmann, J., Louvat, P., Amann, T., Washington, K.E., West, A.J., Okamura, K., Böttcher, M.E., Gaillardet, J., 2018. Earthquake-induced structural deformations enhance long-term solute fluxes from active volcanic systems. Sci. Rep. 8. https://doi.org/10.1038/s41598-018-32735-1

4) IAEA, 2006. Use of Chlorofluorocarbons in Hydrology, International Atomic Energy Agency. vienna.

5) Ide, K., Hosono, T., Kagabu, M., Fukamizu, K., Tokunaga, T., Shimada, J., 2019. Changes of groundwater flow systems after the 2016 Mw 7.0 Kumamoto earthquake deduced by stable isotopic and CFC-12 compositions of natural springs, Journal of hydrology (under review).

32. 大阪平野における地下水流動系

Groundwater flow system in Osaka Plain

○井川怜欧（産業技術総合研究所），益田晴恵（大阪市立大学），新谷　毅（大阪市立大学），三田村宗樹（大阪市立大学）
Reo Ikawa, Harue Masuda, Tsuyoshi Shintani, Muneki Mitanura

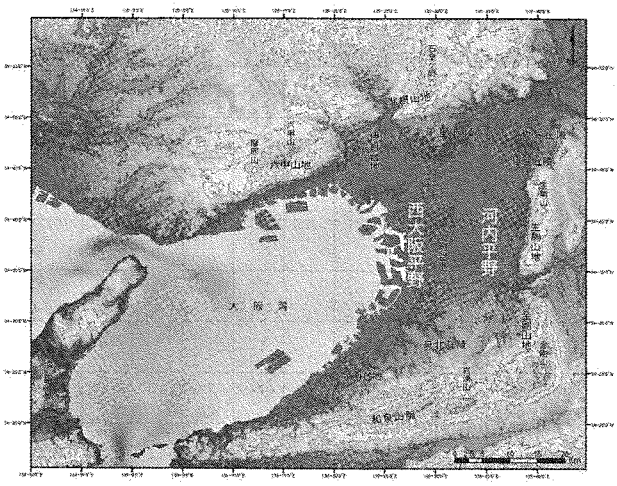
1. はじめに

大阪平野は西日本最大の経済圏を包括しており，厚く堆積した後期更新世から完新世にかけての地層中には複数の帯水層が挟在し，豊富な地下水を湛えている．一方で，1950～60年代にかけての過剰揚水により，地盤沈下や塩水化などの多くの地下水障害を生じてきており，現在も多くの自治体で揚水規制が掛けられている．しかしながら，現在の地下水を取り巻く環境は大きく変化しており，地中熱システムの利用など，これまでの量や質といった観点に加えて，温度や流速など様々な地下水の関連する項目が資源として注目されている．

大阪平野に関する地下水の既存研究[1) 2) 3) 4)]は数多くあるが，平野全体かつ基盤岩を含めた地下水を対象とした資料や論文は井川ほか（2019）[5)]と Shintani *et al.*(2019)[6)]のみである．そこで，本研究では，水文環境図「大阪平野」に掲載されているデータを用いて，大阪平野における地下水流動系の検証を改めて行った．

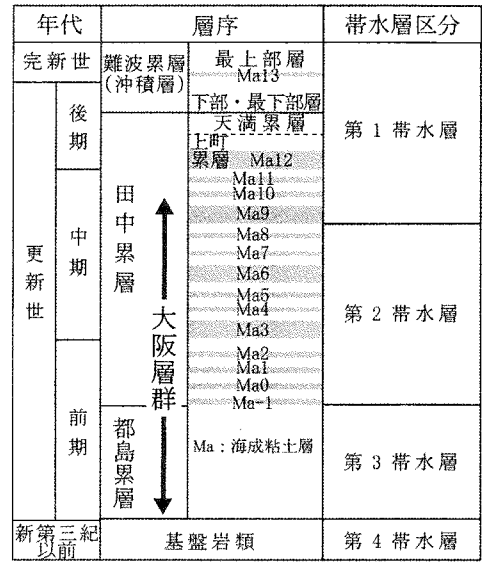
2. 研究対象地域

研究対象地域である大阪平野は，大阪湾の東側に位置しており，周囲を標高300～500m程度の六甲－北摂山地，生駒山地，金剛山地，和泉山脈に囲まれており，山麓部には，伊丹台地，千里丘陵，枚方丘陵，寝屋丘陵，泉北丘陵，泉南台地などが分布している．泉北丘陵の一部は北に延びて上町台地として大阪平野を東西に区切っている．便宜的に，西側を西大阪平野，東側を河内平野と呼ぶ（図-1）．



図－1　大阪平野の地形図

標高 100mを超える地域には基盤岩が露出しており，それより低標高の地域では，鮮新世後期～第四紀の堆積物が分布している。図－2 は平野内に堆積している第四紀層の層序と本研究でも用いた帯水層区分を示したものである（井川ほか，2019）[5)]．



図－2　大阪平野における層序と帯水層区分

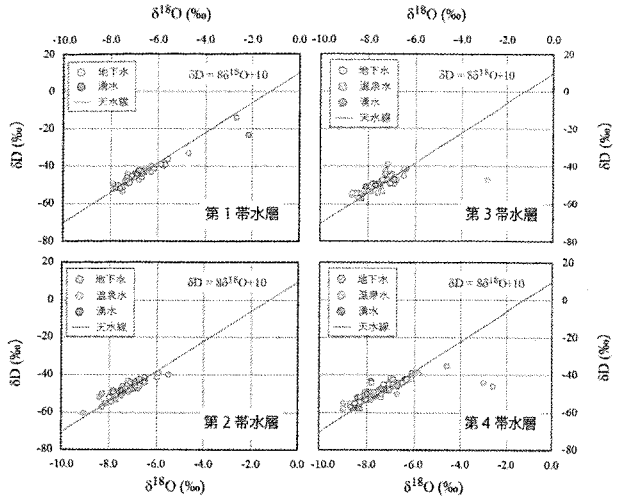
大阪平野全体を対象とした地下水流動研究は中屋ほか（2009）[2)]や，Shintani *et al.* (2019)[6)]があげられるが，本研究とは帯水層区分が異なる．前者では，海成粘土層である Ma13，12，9 を難透水層とし，第四紀堆積物を 4 つの帯水層に区分した．後者は，第 1 および第 2 帯水層の区分は本稿と同じであるが，Ma-1 より下の層を基盤岩も含めて一つの帯水層として定義し，3 つの帯水層に区分している．

3. データセット

本研究で用いたデータは，井川ほか（2019）[5)]においてまとめられている既存研究[1) 2) 3) 4)]のものを用いた．Shintani *et al.* (2019)[6)]のデータは井川ほか（2019）[5)]よりも公開日が遅かったため，含まれていない．今回用いたデータセットは水文環境図「大阪平野」（https://gbank.gsj.jp/WaterEnvironmentMap/contents/osaka/osaka.htm）からダウンロードが可能である．

4. 結果と考察

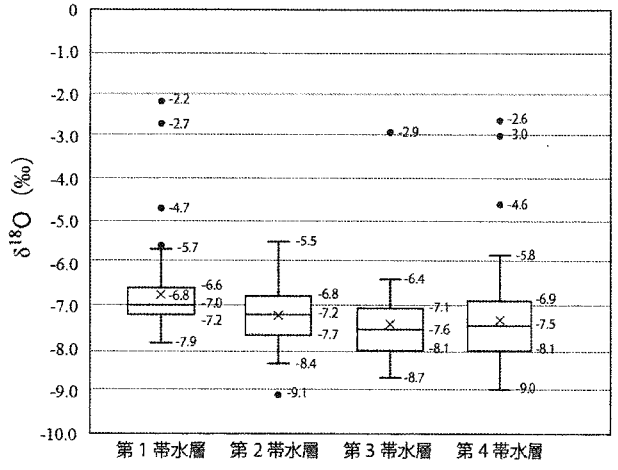
図－3 にデータセットから作成した各帯水層における湧水，地下水，温泉水の δ ダイヤグラムを示す．



図－3　大阪平野の各帯水層における δ ダイヤグラム

全体的な傾向として，第 1 帯水層から第 4 帯水層にかけて同位体比は軽い方向へとシフトしている。また第 1 帯水層では，沿岸部の塩水侵入を受けた地下水や蒸発による同位体分別を受けた湧水を除く大半の地下水が天水線上にプロットされる。これは，地下水の主な涵養源が降水であることを意味している。この結果は Shintani *et al.* (2019)[6] においても支持されている。第 2 帯水層以深では，温泉水を中心に軽い同位体比をもつ水の存在が確認され，また第 3 や第 4 帯水層の一部の温泉水には水－岩石反応による同位体分別の影響や非天水起源の水の存在が確認される。

図—4 に各帯水層の水試料における酸素同位体比の箱ひげ図を示す。



図－4　各帯水層における水試料の
酸素同位体比の箱ひげ図

本図からも大阪平野における温泉水や湧水を含む地下水の同位体比は帯水層が深くなるごとに軽い値をもつことが明瞭に見て取れる。第 4 帯水層について第 3 帯水層よりも大きな値を取るのは，この帯水層が上述したように，周辺低山地の降水起源の地下水などを含み，必ずしも平野深部のみの地下水の値を反映したものではないためである。井川ほか（2019）では既存研究[2),7)]をもとに標高 100m 以上の山地とそれ以下の平野部における降水の酸素同位体比の閾値を-7.5‰と定義している．これに基づくと，第 1 帯水層中の地下水の大半は平野部の降水によって涵養されていることが明らかである．既存研究[5) 6)]により動水勾配が小さく、かつ厚い第四紀堆積物が存在する平野では、地下水の鉛直方向の流動は制限され、最終氷期やそれ以前の降水によって涵養された地下水が存在する可能性が指摘されている。第 2 帯水層以深の地下水で-7.5‰以下の軽い同位体比を持つ地下水についても，山地降水による涵養の影響を受けやすい山麓部を除き，このような古い降水によって涵養された地下水である可能性がある。一方で，1950～60 年にかけての過剰揚水による粘土層からの間隙水の絞り出しの影響も指摘されており[7)]，今後，希ガスや放射性同位体を用いて地下水年代を明らかにしていくことが，大阪平野の地下水流動系を明らかにする上で非常に重要である．

5．まとめ

水文環境図「大阪平野」のデータセットを用いて，大阪平野の地下水流動特性の把握を試みた．その結果，帯水層深度に伴う明瞭な同位体比の低下傾向が明らかとなり，各帯水層で異なる地下水起源をもつことが明らかとなった．

文献

1) 大阪府（2008）：大阪府温泉資源保護に係る検討委員会報告書.

2) 中屋眞司・三田村宗樹・益田晴恵・上杉健司・本舘佑介・日下部　実・飯田智之・村上浩爾（2009）：環境同位体と水質より推定される大阪盆地の地下水の涵養源と流動特性，地下水学会誌，Vol.51, No.1, pp.15-42.

3) 牧野和哉・益田晴恵・三田村宗樹・貫上佳則・陀安一郎・中屋眞司（2010）：水質から見た大阪市内とその周辺の地下水涵養源，地下水学会誌，Vol.52, No.2, pp.123-168.

4) 小林正雄・島野安雄・利部　誠（2013）：名水を訪ねて（103）大阪の名水，地下水学会誌，Vol.55, No.4, pp.363-376.

5) 井川怜欧・益田晴恵・新谷　毅・三田村宗樹（2019）：水文環境図 No.11「大阪平野」，産業技術総合研究所地質調査総合センター.

6) Shintani T., Masuda H., Okazaki K., Even E. Ono M., and Marui A. (2019): Characterization of groundwater based on δ^2H, $\delta^{18}O$ and Cl^- concentration beneath the Osaka Plain, Southwest Japan, Geochemical Journal, Vol.53, pp.235-247.

7) 益田晴恵編（2011）：都市と水資源と地下水の未来，京都大学学術出版会，pp120-130

33. 火砕流台地に設置した地下水観測井における流向流速観測

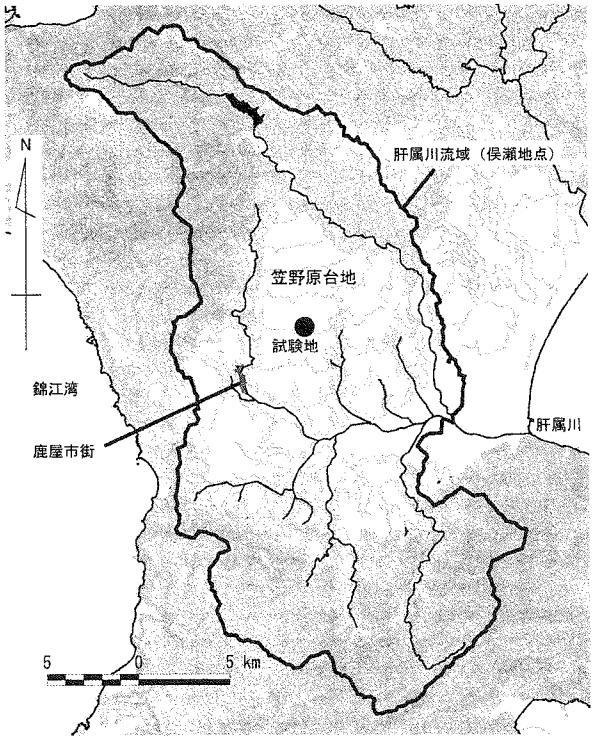
Groundwater flow measurement in an observation well on a pyroclastic flow plateau

○久保田富次郎（農研機構）
Tomijiro Kubota

1. はじめに

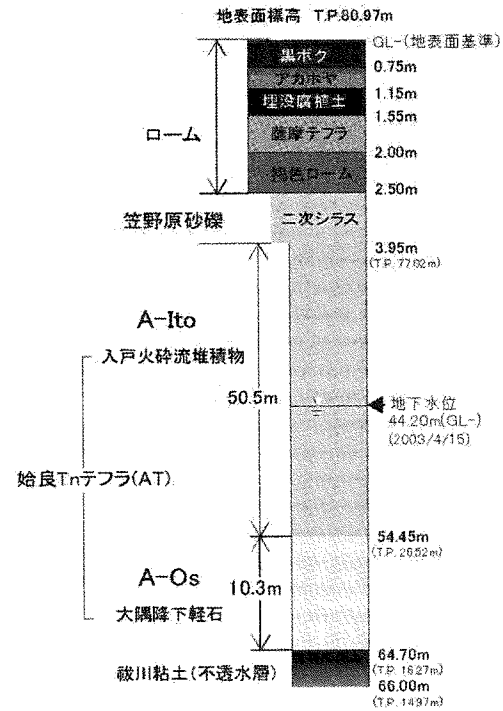
農業・畜産地域における地下水硝酸態窒素汚染の実態把握のため、演者らは、1990 年代末より鹿児島県の肝属川流域において、水文水質調査を実施している。その一環として、2003 年に火砕流台地の第一帯水層をターゲットとした地下水観測井を掘削し、当時、CCD カメラを用いた粒子追跡型の単孔式流向流速計により、流向流速の観測を行った。その後、約 15 年の間を空けて、2018 年から 2019 年にかけて、同一の観測井において地下水流速の観測を行った。本研究では、この 2 時期における地下水流向流速観測の結果と比較を中心に報告する。

2. 調査地区



図－1　調査地区

本調査で使用した観測井は，鹿児島県鹿屋市の笠野原台地上にある（図－1）。本観測井は、約 2.9 万年前に発生した姶良カルデラの噴火以前の地表面である古期ローム層または祓川粘土層を難透水基盤とし、その上に堆積した姶良 Tn テフラ下部に形成した第一帯水層の観測を目的に 2003 年に設置りされた（図－2）。地下水位は GL-44m 程度にあり、帯水層厚は約 20m である。観測井は、VP65 塩ビパイプを孔壁保護管として使用しており、ストレーナーを第一帯水層全体をカバーする GL-34.2～65.7m の範囲に設置した。ストレーナー部の開口率は 5.3%で、塩ビパイプの外周方向に一列につき 16 個、直径 5mm の開孔を設け、それらを鉛直方向 1.25cm 毎に千鳥状に配した。ストレーナーの外周には、防虫網を巻き針金で固定している。なお、ストレーナーには 3.95m 毎に 0.1m 程度の無孔の接続部がある。



図－2　観測井地点の地質柱状図

3. 地下水流向流速の観測

本観測井において、単孔式地下水流向流速計を用いて、2003 年および 2019 年に現地調査を実施した。2 回の調査ともに、水中カメラで地下水流とともに移動する微粒子を追跡することで移動速度および方向を測定するタイプの流向流速計を用いた。

2003 年の調査では、CTIS 社（当時）（現東建エンジニアリング）製の単孔式流向流速計 PZ1005 を用いた。本機は、所定の深度に固定した水中 CCD カメラで水中を移動する粒子を動的に観察し、計器付属のタッチペンで任意の粒子の移動を追跡することで、粒子の移動速度と方向を算定する。調査は、2003 年 12 月 10 日に実施された。

2019 年の調査では、Geotech 社製 AquaVision

Colloidal Borescope（以下、AVCB）を用いた。本機も水中カメラで捉えた移動粒子の流向および流速を測定する計器であるが、PZ1005 と異なるのは、PZ1005 が一つの粒子を観測者が目で追跡し観測値を得るのに対して、AVCB では、映像をリアルタイムで PC に取り込み、粒子画像流速測定法(PIV)による処理を行い、複数粒子を同時に追跡することで、準リアルタイムで多量の観測値の蓄積ができるという特徴がある。現地調査は 2019 年 3 月 16 日に実施した。

4. ２タイプの流向流速計の特徴

粒子追跡型流向流速計は、水中で観察される粒子が地下水流の流れと同期していることが観測の前提条件となる。AVCB の場合、観測可能な粒子の最小サイズは 10μm とシルトの粒径範囲であり、最大サイズはカメラの視野に入る範囲(2.7-2mm)となっているが、粒径が大きく質量の大きな砂粒子などでは重力の影響が大きいため、比較的流速が小さい地下水流とともに安定的に移動しているとは考えにくい。従って、実際には、最小サイズに近い粒径をもつシルト粒子を追跡しているものと考えられる。

PZ1005 は、単一粒子を肉眼で追跡するため、粒子を取り違える可能性はほとんどない。一方で、移動速度が特に速い場合には付属のタッチペンでは追跡できないため、本機のみでの対応は困難である。そのため、映像を別途録画し、PC 等に取り込むなどして別途解析を行う必要がある。

AVCB は、設定が適切であれば、PIV により省力的かつ短時間に多数の観測値の取得が可能となり、強力なツールとなり得る。実際に PZ1005 での現地観測では、1 深度当たり 1～最大 24 組の観測値に限られたが、AVCB では、約 30 分間で 83 あるいは 2671 組という多量の観測値が取得された。

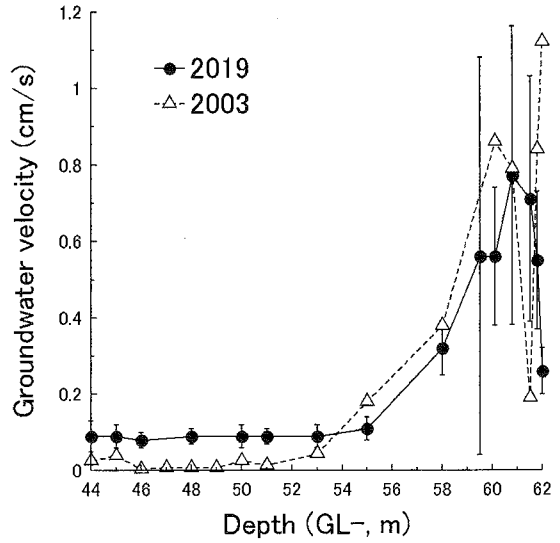
さらに、PZ1005 は、本機のみでは、移動速度が速い粒子の追跡が困難であるが、AVCB では、比較的早い粒子の自動追跡も可能である。

しかし、AVCB は、観測井内の水の状態の変化（おそらく濁度や観測粒子の性状等）に応じて、パラメータ調整が必要となる場合があり、その設定にはある程度の経験やスキルを要する。

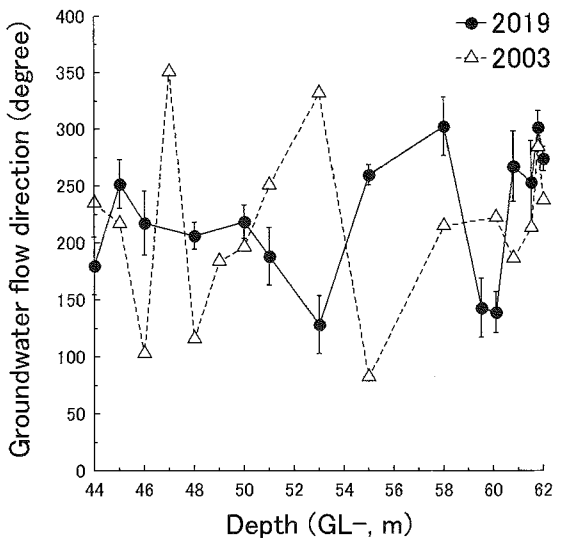
5. 観測結果

観測結果を図－３および図－４に示す。

2019 年の調査においては、できる限り 2003 年と観測深度を一致させて、観測井内の流向流速の観測を行った。まず、観測井内の流速分布（図３）について見ると、2003 年と 2019 年における流速鉛直プロファイルは、上層の入戸火砕流堆積物内では流速が 0.004～0.07cm/s 程度、下層の大隅降下軽石層内では、0.2～1.1cm/s 程度となり概ね一致した。少し詳しくみると、上層では、2003 年の流速は、2019 年より相対的に低かったが、下層では概ね同様の傾向であった。2019 年の AVCB による観測では、エラーバーが標準偏差を表しているが、上層では比較的安定していたものの、下層では大きなバラツキが見られた。　2 時期の観測値の比較から、本観測井では、2019 年の測定結果は、2003 年のものと大差なく、この間、孔内洗浄等を行っていないにもかかわらず、長期にわたって観測井内の水が安定的に流動していることが推察された。



図－３　地下水流速の観測結果



図－４　地下水流向の観測結果

また、流向観測（図－４）では、深さや調査時期の違いによりバラツキが大きいものの、概ね 120～270°の範囲にあり、広域の地下水等深線図から推察される流動方向との矛盾は小さいことが確認された。

参考文献

１）久保田富次郎　他（2005）：水質環境と水循環からみた笠野原台地の水文地質特性、農工研技報、203、81-100.

34. 地層(帯水層)中の水みちを検出する多点温度検層装置の開発

Development of Multi-point Temperature Logging System for Searching a Water Channel in Sedimentary Layer

○後藤和幸（株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング），鈴木　誠（千葉工業大学）,竹内真司（日本大学）
Kazuyuki Goto, Makoto Suzuki, Shinji Takeuchi

1. はじめに

同一帯水層内で汚染物質の移行評価のためにトレーサー試験を実施する場合，同一地層（帯水層）において周囲よりも流速の大きな水平的な流れ，すなわち水みちの深度を正確に特定することが必要不可欠である．本装置は，トレーサー試験時に使用する観測孔のスクリーン（1m長）を対象にトレーサー検出センサの適正な設置深度を求めるため，棒状ヒーターとその棒状ヒーターを深度方向に複数のパッカーで仕切り，仕切られた区間毎の温度測定が可能な多点温度検層装置を開発した．計測の特長としては，観測孔や試錐孔内の地下水全てを加温もしくは温水で置換するのではなく，対象層のみを加温して計測する点，そして，自然状態および揚水状態それぞれにおいてヒーターによる地下水の加熱開始後からの水温計測と，ヒーター停止後からの水温計測をすることで，自然状態と温度変化を加速させた揚水状態の差から水みちを検出する点である．本報では，装置の構造と特長および実際に計測したデータを用いた解析方法について報告する．

なお，この検層装置開発は文部科学省「英知を結集した原子力科学技術・人材育成推進事業　廃止措置研究・人材育成等強化プログラム」の採択課題「福島第一原子力発電所構内環境評価・デブリ取り出しから廃炉までを想定した地盤工学的新技術開発と人材育成プログラム（地盤工学会）」による成果の一部である．

2. 多点温度検層装置の構造と検層方法

帯水層の水みちを深度毎に細かく検出する方法としては，孔内に温水を注水し，その後注水した温水変化から地下水の流入出深度を特定する多点温度検層[1]が知られている．しかし，本調査地で通常方法の検層を実施するには，地下水の平衡水位がGL-6mと低く，透水係数が10^{-4}m/secオーダーと透水性の良いこと，また自然状態での地下水のダルシー流速が約5×10^{-7}m/secと非常に低速[2]であることから通常の手法では温水が地盤内に深く浸透し検層に時間がかかると判断した．そのため，本装置は地上から温水を注入するのではなく，原位置で地下水を温めるヒーターにより，多点で温度検層を実施する方法を用いた装置を開発することとした．また，ヒーターにより原位置で地下水を温めると，ヒーターに沿って密度流が発生するため，各温度センサと温度センサの間は，スポンジパッカーで密度流を抑える構造とした（図－1）．

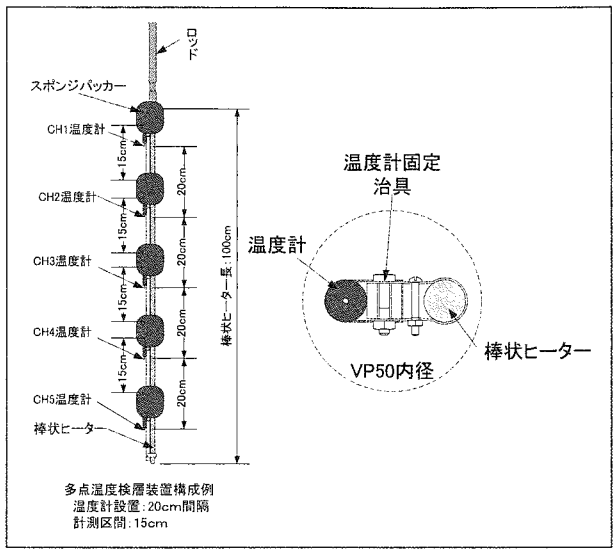


図-1　多点温度検層装置の概念図

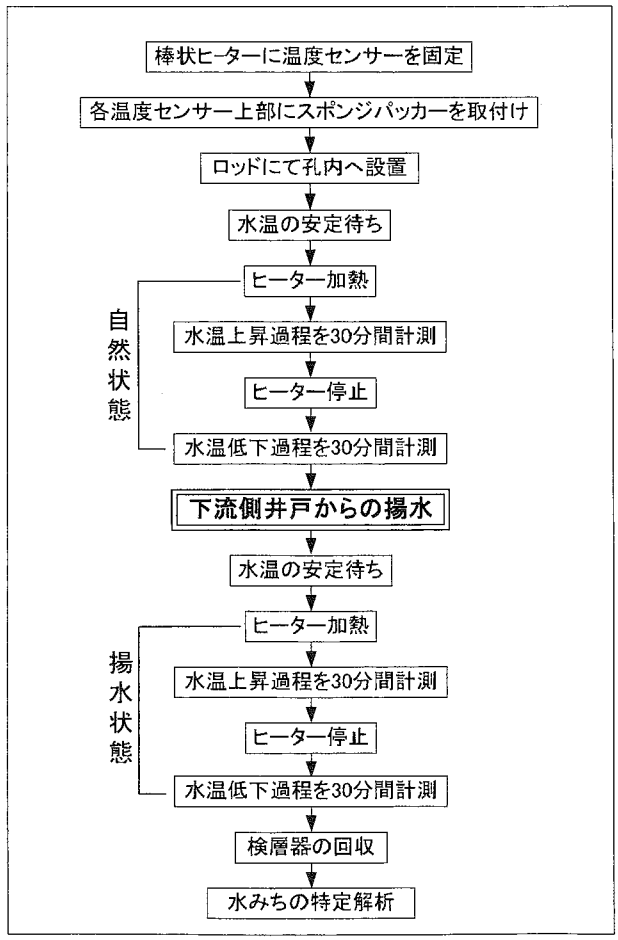


図-2　温度検層方法のフロー

検層方法は，図-2 に計測方法のフローに示すように自然状態での計測と近傍の試験孔から揚水しながら計測する条件を組み合わせ地下水の温度上昇過程と温度下降過程を比較する方法とした．この方法は，計測時間を任意に設定できる（ここでは 30 分を一単位とした）ことから計測時間が自然流速に依存せずに短縮でき，水みちを判断しやすくすることが出来た．解析方法は，自然状態と揚水状態の水温変化の差から水みちを検出する．

以下に本装置の特長および仕様を示す．

- 温水を投入せず，原位置で加熱
- 自然状態時の温度変化と揚水状態での温度変化から水みちを検出する
- VP50 観測孔に設置可能
- 熱対流を防ぐパッカー構造
- 最大 6 台の温度計を設置
- スクリーン長 1m に対応
- 温度計測範囲：0℃～110℃
- 水深：20m に対応（耐圧の変更可）

3. 検層結果

検層は，先に記したトレーサー試験のために掘削された試験孔の 1，3，4 孔のスクリーン深度で実施した（図-3）．また，揚水条件での検層では試験孔 5 より 20L/min で揚水した．図-3 で示す 4 本の試験孔は，自然状態での地下水の流向の方向に配置されており，上流側が試験孔 1 で下流側が試験孔 5 である．

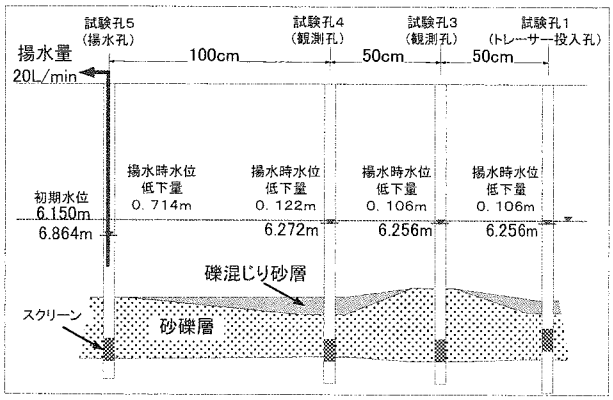


図-3　検層を実施した試験孔位置の概念図

試験孔 4 における検層事例に基づいて水みち深度の検層結果を説明する．試験孔 4 のスクリーンは砂礫層下端深度より 20cm 深く設置されているため，スクリーンの GL-11.50～GL-12.30m 間に対し 20cm 間隔で CH5，CH4，CH3，CH2 の 4 つの温度計を設置し使用した．

図-4 は図-2 のフローに従って実施した時の CH2～5 の温度計の経時変化を加熱開始 0 秒に合わせて整理した結果である．

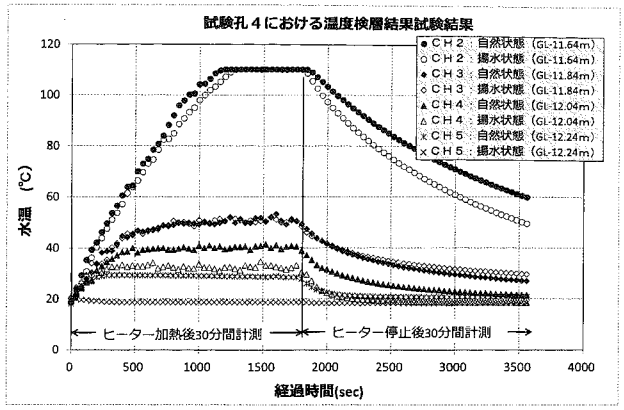


図-4　試験孔４における多点温度検層結果

図-4 より，自然状態の水温変化と揚水状態での水温温変化に差異が現れたのは，砂礫層下端の CH5 と CH4 の温度計であった．特に CH5 温度計は，自然状態のヒーター加熱時に約 11℃水温が上昇したにもかかわらず，揚水状態での水温上昇は計測できなかった．この結果は，CH5 温度計のある GL-12.24m付近は優位な水みちが存在することを示している．また，CH4 温度計も自然状態で 22℃上昇に対し，揚水状態では 14℃となり，約 8℃の水温上昇が抑えられたことから，この GL-12.04m付近も水みちと判断した．他の CH3 と CH2 は自然状態と揚水状態での温度変化に差は生じていなかった．同様な解析を実施することで，揚水孔である試験孔 5 を除く 3 本の試験孔のスクリーン内で水みちの深度を特定することができた．

3. まとめ

この検層結果に基づいて設定した水みち区間にトレーサー試験装置のトレーサー検出センサを各孔に設置することで，トレーサー試験時のトレーサー移動を捉えることが可能となった．また検層に要した時間は，流速の遅い対象層においても，3 本の試験孔を 2 日間という短時間で終了できることも確認できた．

本装置は，工事による汚濁の事前調査や，地下水汚染等の調査に対し，岩盤はもとより未固結層においても多点温度検層の適用が可能である．さらに，下流孔から揚水する加速度試験を用いることで正確な水みち深度を短時間で検出探査可能な方法であることが確認実証された．

文献

1) 竹内篤雄（1996）：温度測定による流動地下水調査法，古今書院， pp.278～316.
2) 齋藤裕己・ほか 4 名（2017）：試験井戸を用いた地下水による物質移行の検討，第 53 回地盤工学会研究発表会，D-04 0467 pp.931-932.

35. 微量な方解石セメントを持つアレナイト質砂岩の風化メカニズム

Weathering mechanism of arenite sandstone with sparse calcite cement content

○松澤　真（パシフィックコンサルタンツ），千木良雅弘（京都大学防災研究所）
Makoto Matsuzawa, Masahiro Chigira

1. はじめに

日本の中古生代の堆積岩のように続成作用の進んだ硬質砂岩は緻密で硬質であるため，風化しにくく，厚い風化帯を形成することはないと考えられていたが，松澤ほか[1]により，白亜紀系和泉層群の砂岩泥岩互層分布域で，厚い風化帯が形成されている事，また，強風化した岩盤上の土層にて豪雨時に表層崩壊が多発する事が明らかとなった．筆者らは，このように厚い風化帯を形成する硬質砂岩の形成メカニズムを明らかにすることを目的とした．前報[2]において砂岩の風化に伴う変化について報告したが、本稿では、追加調査・考察に基づき明らかとなったアレナイト質砂岩の風化メカニズムを報告する。

2. 調査地点・方法

調査地点は，愛媛県新居浜市の採石場であり，白亜系和泉層群の砂岩優勢砂岩泥岩互層が 42° 傾斜している．掘削から半年以内の掘削面で，中粒砂岩単層の風化状況を観察し，同一層準の中粒砂岩単層から，松澤ほか[1]の風化区分による強風化から 2 試料，中風化から 5 試料，弱風化およびそれ以上に新鮮な岩石から 9 試料採取した．泥岩は，砂岩の試料採取位置に隣接する箇所から，強風化砂岩の隣で 1 個，中風化砂岩の隣で 2 個，弱風化砂岩の隣で 2 個，最も深部の新鮮岩の隣で 1 試料を採取した．なお，掘削前の地表から 2m の土層は切土されており採取は出来なかったため，異なる層準であるが，地表部の土層として，強風化した岩盤，クリープにより岩石の構造が乱れているクリープ層(S-c)，完全に岩石の構造が無くなった残積土層(S-r)の 3 層から採取した．また，採石場と同様な砂岩優勢層が分布し，2004 年の豪雨時に表層崩壊が発生した崩壊地脇の斜面においても，S-c，S-r の 2 層から採取した．採石場および崩壊地脇のクリープ層と土層試料は，直径 50mm，高さ 51mm のステンレス採土缶（DIK-115）により，乱さない状態で採取した．まず，砂岩試料の切断研磨片を作成し，岩石の色，岩石の硬さを指標とし，風化程度を簡易的に新鮮な岩石から 6 つ(Zone Ⅰ～Ⅵ)に区分した．次に，それぞれの密度，間隙率，および間隙径分布の測定，顕微鏡観察，XRD 分析，XRF 分析および色彩値測定を行った．泥岩は，XRD 分析，XRF 分析，色彩値分析のみを行った．また、土層から採取した試料では乱さない状態で透水試験を行い，さらに粒度組成を分析した．

3. 調査結果

観察と分析の結果によれば，新鮮な砂岩には，厚さ 1 ㎜以下の方解石脈が層理面に高角に交わって 10～30cm 間隔で発達し，また，砂岩粒子の間隙に方解石が膠結物質として 0.6%含まれていた．さらに，この砂岩と隣接する泥岩は，それぞれ約 1～3%の黄鉄鉱を含んでいた．各風化帯の特徴的な変化を以下および図-1 に示す．

1) アレナイト質砂岩の風化に伴う変化

Zone I⇒Zone II：岩石の色が暗灰色から灰色に変化する．方解石粒子および方解石脈が消失し，緑泥石も消失する． 10～500μm 程度の大間隙が増加する．

Zone II⇒Zone III：岩石の色が灰色から灰白色に変化する．黄鉄鉱がわずかに減少し，鉄も減少する．小間隙(0.01～0.1μm)が増加し，全間隙，開放間隙ともに増加するが，開放間隙の増加率がより高くなる．これに伴い，弾性波速度も若干低下している．

Zone III⇒Zone IV：岩石の色が灰白色から灰褐色に変化する．黄鉄鉱が消失し，ゲーサイトが生成されると推定される．肉眼の観察においても，色がわずかに褐色化していることがわかる．弾性波速度は，引き続き低下する．

Zone IV⇒Zone V：岩石の色が灰褐色から黄灰色に大きく変化する．小間隙が拡大したことにより 0.1～1μm の中間隙が増加する．これに伴い，ほぼ全ての間隙が開放間隙となる．弾性波速度も急激に減少する．V 以降の割れ目付近には褐色の被膜が形成される．露頭における砂岩と泥岩の位置関係から，泥岩は，砂岩の Zone IV と V の境界付近で硫黄が消失し，微量に含まれる方解石も消失すると推定される．

Zone V⇒Zone VI：岩石の色の変化は少ないが，指先で崩す事ができるようになる．弾性波速度，かさ密度が急激に低下するなど，岩石の劣化程度が大きい．これは，中間隙(0.1～10μm)，大間隙(10μm～)の増加に伴うものと推定される．Zone VI の中では，地表に向けて間隙がさらに増加し，かさ密度が 2.30 g/cm³から 1.72 g/cm³ と著しく減少し，全間隙率も増加する．このゾーンの表層近くの岩石のかさ密度は 1.72 g/cm³で，その上の S-c でのかさ密度 1.57 g/cm³と大きく変わらないので，ほぼこの Zone VI の中で砂粒子への分離が終了するものと推定される．粘土鉱物としてバーミキュライトが生成される．また，カオリナイトは新鮮な岩石にもわずかに含まれているが，Zone VI の中で増加

する．

Zone VI ⇒S-c：岩片が岩盤面上からはがれてクリープする．それに伴って岩石の元の構造が失われ，風化岩石が砂に移り変わる．わずかなかさ密度の減少と全間隙率の増加が起こる．雲母が減少し，バーミキュライトが増加する．場合によっては，土から細粒分が失われ，土の骨格構造が脆弱化するものと推定される．土の骨格構造が脆弱化した脆弱層[3]では，水の透水に伴って著しい体積が減少するコラプス沈下[3]がおこる．

S-c⇒S-r:岩石の元の構造が完全に失われ，かさ密度，全間隙率が減少する．雲母が消失し，バーミキュライトがさらに増加する．

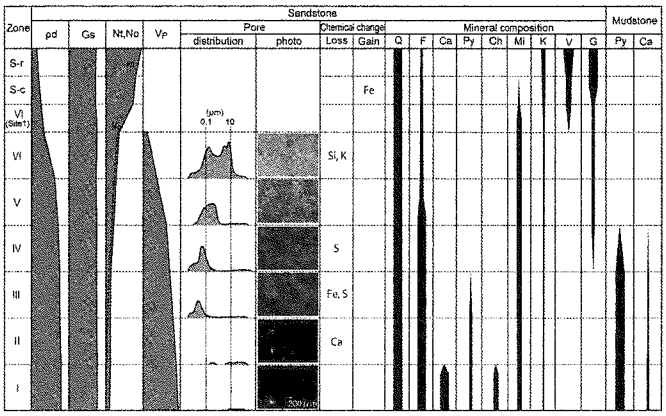


図-1 物理的性質，化学組成，および鉱物組成の風化ゾーンに対応した変化を示す模式図
(ρd：乾燥かさ密度，Gs：固相密度，(b) Nt：全間隙率，No：開放間隙率，(c)Vp：P 波速度，Q: Quartz, F: Feldspar, Ca: Calcite, Py: Pyrite, Ch: Chlorite, Mi: mica clay minerals, V: Vermiculite, G: goethite)

5. まとめ

方解石セメントを微量に含む石質アレナイト質砂岩の風化帯を鉱物，化学，物理学的性質の面から多面的に分析した．その結果，風化メカニズムは連鎖的なものであり，初期の方解石セメントの溶解によって粒子間が開口することが最も重要であり，その後は粒子間の間隙が連結・拡幅して砂岩砂粒子が分離していくことが主たる風化作用であることがわかった(図－2)．これは，ワッケ質砂岩と大きく異なる点である．

微量な方解石セメントを含む砂岩の風化帯は，深部から Zone I(新鮮)，Zone II(方解石脈および微量な方解石セメントが溶解，緑泥石が消失)，Zone III(鉄が溶脱)，Zone IV(黄鉄鉱が消失)，Zone V～V I (砂粒子の分離)に分帯される．このような帯状構造の形成は，砂岩に含まれる黄鉄鉱の酸化による硫酸の形成と，その深部への浸透によって始まる．硫酸は砂岩内を浸透し，方解石脈を溶解して割れ目を開口させるとともに，岩石基質の方解石を溶解する．方解石の溶解した部分では，緑泥石もともに消失するが，方解石の溶解に起因するアルカリ状態のために鉄はまだ溶脱されない．この Zone II の上の Zone III では，浸透してくる酸性の水によって鉄が溶脱される．ここで，ほとんどの間隙が連結し，砂粒子子が間隙に面するようになる．その後，鉄の溶脱帯よりも浅部で砂岩中の黄鉄鉱も消失し，酸化帯が形成され，間隙が広がり，岩石の機械的分解が急激に進む．岩石の間隙率は増加し，密度が低下し，弾性波速度も著しく低下する．さらに一部の土層では細粒分が流失して構造が脆弱な脆弱層が形成され，豪雨による崩壊の発生の素因となるコラプス沈下が発生しやすい状態が形作られる．

上記の風化メカニズムは，日本の多雨地帯で生じた風化研究事例から明らかになったものであるが，アレナイト質砂岩に方解石セメント，緑泥石，黄鉄鉱が含まれている場合に湿潤地域で起こる風化メカニズムに共通したものと想定することができる．

文献

1) 松澤　真ほか（2014）：岩石の風化程度および削剥前線に支配された表層崩壊発生場：和泉層群の事例，応用地質，Vol.55，No.2，pp.64-76.

2) 松澤　真，千木良雅弘(2018)：方解石の溶解を起因とした砂岩の連鎖的風化―白亜系和泉層群の砂岩優勢層を対象として―，日本応用地質学会平成 30 年度研究発表会要旨集, p.2

3) 小山　敢(2005): 風化花崗岩斜面の表層崩壊発生に関与するコラプス沈下，日本森林学会誌，Vol.87，No.6，pp.457-464.

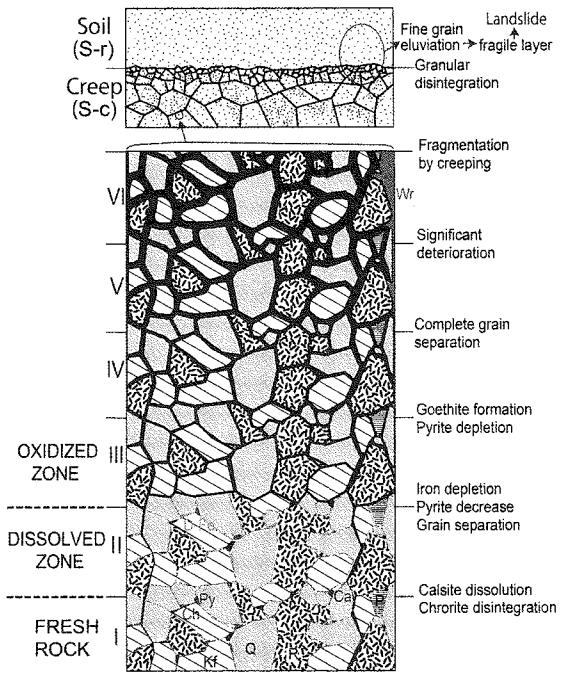


図-2　アレナイト質砂岩の風化の模式図
(Q: Quartz，Kf: K-feldspar，P: Plagioclase，Ca: Calcite，Py: Pyrite，D-Fe :溶解性鉄，Wr: 風化被膜．Zone I ～ VIは顕微鏡スケール，Soil と Creep は露頭スケール)

謝辞：現地調査および試料の採取の許可を頂きました西日本砕石株式会社様，および水銀圧入式ポロシメーターを使用させて頂いた電力中央研究所の中田英二氏、(株)セレスの渡辺雅一氏にお礼お申し上げます．

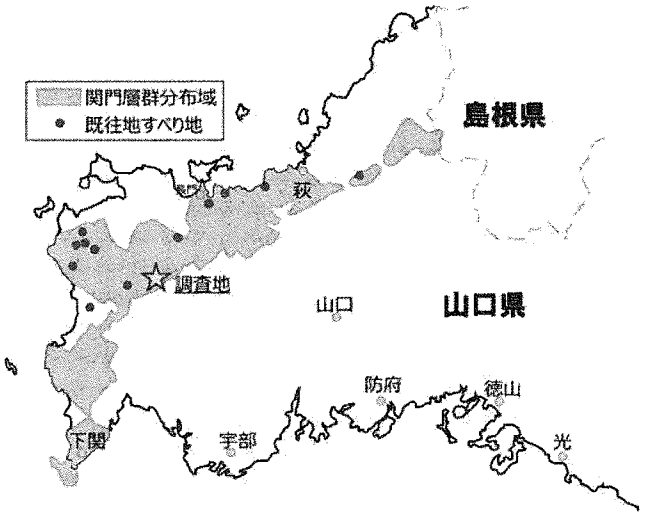
36. 関門層群における強風化安山岩の土質特性および法面安定に関する研究

Study of Soil Property and Stability of Cut Slope in Strongly Weathered Andesite of Kanmon-Group

○神谷知佳（山口大学大学院創成科学研究科），鈴木素之（山口大学大学院創成科学研究科）
太田岳洋（山口大学大学院創成科学研究科），河内義文（ケイズラブ）
Chika Kamiya, Motoyuki Suzuki, Takehiro Ohta, Yoshifumi Kochi

1. はじめに

山口県西部から北部には白亜紀前期の関門層群が広く分布する（図－1）．本層群は砕屑岩からなる下部の脇野亜層群と火山砕屑岩および火山岩からなる上部の下関亜層群で構成される．Kochi ら [1]が関門層群のうち強風化した地層からなる斜面を切土施工中あるいは施工後に発生した崩壊例を報告しているように，これまでに関門層群に起因する崩壊が施工における安全性や経済性に影響を与えてきた．しかし，いまだに崩壊リスクを事前に評価する手法は確立されていない．したがって，切土前に崩壊や変状のリスクを抽出し，適切な対策を提案・実施するために，まずは考慮すべき因子を絞り込んでいくことが重要な課題といえる．本文では，関門層群分布域において今後長大切土が予定されている箇所にて強風化した安山岩が認められたため，その試料を用いた土質特性と切土法面の安定について検討した．本文ではその結果と考察を報告する．



図－1　関門層群分布域と既往崩壊地および調査位置

2. 周辺の地形地質

調査地周辺は標高差 100m 程度の低丘陵が広がり，広域には北東-南西方向に尾根が発達しており，目立った急峻な地形は見られない．また，調査地の東側には南北方向に河川が流れている．調査地の広域的な地質は山口県下関市～萩市にかけて広く分布する白亜系の関門層群である（図－1）．調査地周辺には安山岩およびデイサイト質～流紋岩質凝灰岩の火山岩優勢層からなる下関亜層群上部層（Ksv）が分布する [2]．火山岩優勢層は場所毎に風化の程度が異なり，調査対象地域では風化が著しく，露頭では褐色の粘性土が認められる．

3. 検討手法

強風化安山岩の基本的な土質特性を把握するために，一般的な土質特性として土粒子の密度試験，土の含水比試験，土の湿潤密度試験，土の液性限界・塑性限界試験，土の粒度試験より，湿潤密度，乾燥密度，土粒子の密度，自然含水比，間隙比，飽和度を求めた．

強風化安山岩の強度定数を求めるために圧密定圧一面せん断試験を実施した．供試体は，調査地周辺の自然斜面を 1m 程度ベンチカットし，周囲を成形したのちリングを直接打ち込んで採取した試料を用いた．試験条件はせん断速度 0.02mm/min，垂直応力 σ_v は 50kPa, 100kPa, 150kPa の 3 パターンにて実施し，粘着力 c_d および内部摩擦角 ϕ_d を求めた．

また，切土後の状態変化を確認するためにスレーキング試験を実施した．試験に用いた試料は，山口河川国道事務所より提供されたボーリングコアから任意の深度の試料を 3cm 程度切り出したものを使用した．現場により近い条件を再現するために地盤工学会より提唱されている岩石のスレーキング試験方法（案）[3]に従い実施した．

4. 試験結果

4.1 物理試験

物理試験結果の一覧を表－1に示す．土の自然含水比は S-1, 2 で 55.5%，S-7, 8 で 36.2%であった．粒度分布 S-1, 2 の粘土，シルト分が 98%，S-7, 8 の粘土，シルト分は 85.9%を占めていた．全体的に細粒分が多く，粒径 0.01～1.0mm に集中している．S-1, 2 の試料における地盤材料の工学的分類としては粘土（高液性限界）（CH）に分類された．S-7, 8 の分類は，砂まじり粘土（低液性限界）（CL）に分類された．

4.2 一面せん断試験

図－2に示すせん断応力 τ とせん断変位 D の関係において，初期垂直応力 σ_{vo}=100kPa の場合，D=4mm 付

表－１　物理試験結果一覧

試料番号（深さ）			S-1,2 (8.00~10.00m)	S-7,8 (21.00~23.00m)
一般	湿潤密度	ρ_t g/cm^3	1.690	1.861
	乾燥密度	ρ_t g/cm^3	1.087	1.366
	土粒子の密度	ρ_t g/cm^3	2.741	2.734
	自然含水比	w_n %	55.5	36.2
	間隙比	e	1.522	1.001
	飽和度	S_r %	100.0	98.9
粒度	石分 (75mm以上)	%		
	礫分 (2~75mm)	%	0.0	0.0
	砂分 (0.075~2mm)	%	2.0	14.1
	シルト分 (0.005~0.075mm)	%	42.6	51.8
	粘土分 (0.005mm未満)	%	55.4	34.1
	最大粒径	mm	0.250	0.425
コンシステンシー特性	液塑性限界	w_L %	63.7	39.2
	塑性限界	w_p %	30.0	22.7
	塑性指数	I_p	33.7	16.5
分類	地盤材料の分類名		粘土（高液性限界）	砂まじり粘土（低液性限界）
	分類記号		(CH)	(CL-S)

近でτはピークを示したが，σ_{vo}=50kPa とσ_{vo}=150kPa の場合，τは明瞭なピークを示さなかった．一方，垂直変位ΔH と D の関係においては，σ_{vo}=50kPa と 100kPa の場合，D=2mm 辺りからΔH がほぼ一定となるのに対して，150kPa の場合，そのような挙動は見られなかった．いずれにしても体積が減少する負のダイレイタンシーのみを示す結果となった．

図－３に示す応力経路から決定した破壊線の強度定数は，供試体の締り具合は比較的緩い傾向であるものの，c_d=40kPa，ϕ_d=35°であった．

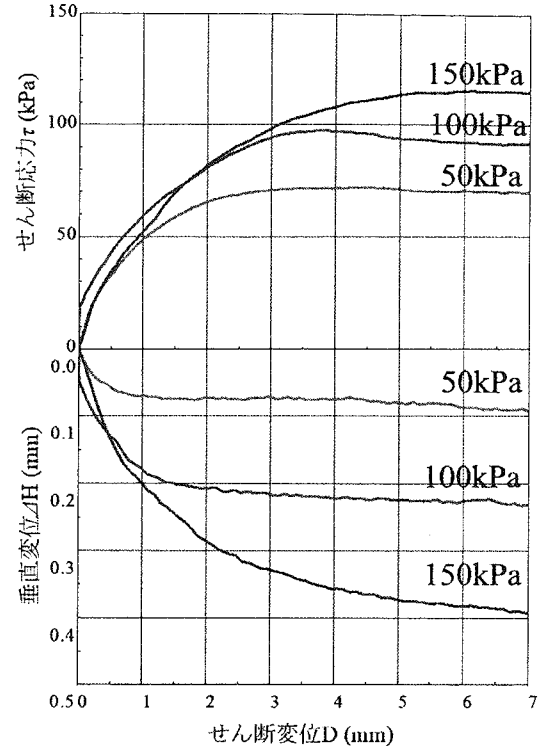
4.3 スレーキング試験

提供されたコアより強風化した安山岩が認められた任意の深度のサンプルに対してスレーキング試験を実施した．水浸してから数分～60 分間で，多くのサンプルがほぼ砂状になってしまい，24 時間後には完全にコアの形状が分からないスレーキング区分 4 に達した．これらの結果は，のり面環境において降雨や地下水位の上昇による表土の流出・崩壊を示唆すると考えられるため，切土後はのり面を長時間放置せず，なるべく早く法面保護工を施したほうが安全であるといえる．

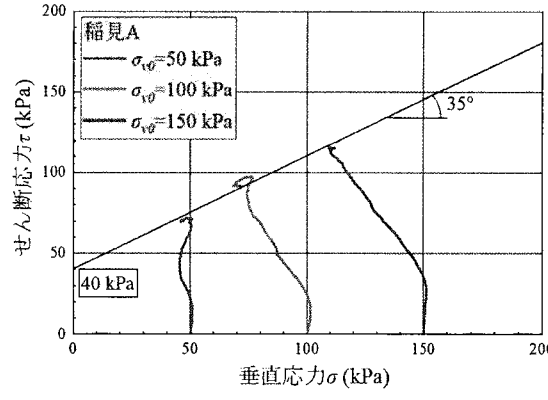
5. まとめ

本研究から得られた結果を以下に要約する．

1) 強風化安山岩の自然含水比は 36.2~55.5%で比較的高く，地盤材料の工学的分類では，浅い深度では粘性土（CH），より深い深度では砂まじり粘性土（CL-S）であり，全体的に細粒分に富む．
2) 一面せん断試験より得られた強度定数は c_d =40kPa，ϕ_d= 35°であった．
3) スレーキング試験では，水浸させてから 60 分後にスレーキング区分 4 に達した．また，切土における法面は降雨等により短時間で強度が低下する可能性が想定されるため，切土後の法面は自然含水比が大きく変化する前に，なるべく早く保護工を施したほうが安全である．



図－２　せん断応力・垂直変位～せん断変位関係



図－３　せん断応力～垂直応力関係

参考文献

1) Kochi, Y., Yamamoto, T., Suzuki, M. and Nishikawa, T., Characteristics of landslide and failure with their countermeasures in Kanmon-group slopes, Yamaguchi prefecture, Western Japan (2009) : Journal of the Japan landslide society, Vol.41, No.2, pp.84-93.
2) 西村裕二郎，今岡照喜，金折裕司，亀谷敦（2012）：山口県地質図 第３版（15 万分の 1）説明書，山口地学会．
3) 地盤工学会基準案：岩石のスレーキング試験方法および岩石の促進スレーキング試験方法（2005）：土と基礎，Vol.53，No.11.

37. 濃尾平野西部の沈降について

Subsidence in the western part of the Nobi Plain, central Honshu.

小松原琢（産業技術総合研究所）
Taku Komatsubara

1. はじめに

濃尾平野は地下水くみ上げに伴って大きく沈下し（たとえば桑原ほか, 1977[1]），1961 年以降平野全域で水準測量が繰り返し行われている．その結果，1982 年の地下水揚水規制以降 30 年以上経過し地下水位が回復した現在でも，平野西部は 1cm//年の速度で沈降していることが明らかになった（東海三県地盤沈下調査会，2017[2])）．その原因について検討する．

2. 濃尾平野の地質構造と平野沈降に関わる地殻変動

濃尾平野は，厚さ 1000m 余りの西傾斜した第四系によって埋積されている（桑原，1985[3]；須貝・杉山，1998[4]）．その西縁は養老-桑名断層系に画されており，この断層の活動が平野の傾動沈下を引き起こした主因と考えられている（桑原，1968[5]）．養老-桑名断層系は，西暦 1586 年の天正地震時に活動したことが，史料地震学的にも地質学的にも確認されている（たとえば岡田, 2011[6]）．しかし，第四系が最も大きく沈降している愛知県弥富市には天正地震前に建てられた建物が現存するほか，濃尾平野西部には数基の古墳が現存し，数か所の遺跡で古代・中世の遺構面が深度 1m 以浅に出現する．以上から，天正地震時に濃尾平野西部は大きく（1m 以上）沈降しなかったと考えられる（小松原, 2019[7]）．

ところで鳴橋ほか (2004)[8] は，桑名断層の断層直上と直下のボーリングに関して，年代-標高ダイアグラム（堆積曲線）を作成している．このダイアグラムから，断層活動が生じていない期間において，断層直下で 1～2mm/年の，直上において 1mm/年程度の沈降運動が生じていることを読み取ることができる．この非地震時の沈降量は，断層運動による上下変位量（単位変位量は数m，断層活動間隔は約 1000 年）と比較して無視できない大きさである．

3．濃尾平野西部における非地震性沈降

上記の非地震性沈降速度は，濃尾平野西部の古代・中世生活面の深度（0～0.9m）と矛盾しない．また，この速度は水準点改測より得られた最近 10 年間における沈降速度と比較すると約 1 桁小さい．

最近 10 年間に大きく沈降している場所（木曽三川沿い）は，昭和中期以降の沈降中心（日光川下流右岸）の約 10km 西に位置し，活発な揚水が行われた場所から離れている（東海三県地盤沈下調査会, 2017[2]）．また，かつて地盤沈下が激しかった日光川右岸地域は，現在隆起に転じており，地盤の収縮が今も継続しているとは考え難い．

以上から，現在（地下水位がほぼ安定した平成 20 年ごろ以降）濃尾平野西部で継続している地盤沈下は，地下水くみ上げの影響ではなく自然の非地震性地殻変動に伴うものではないかだろうか．

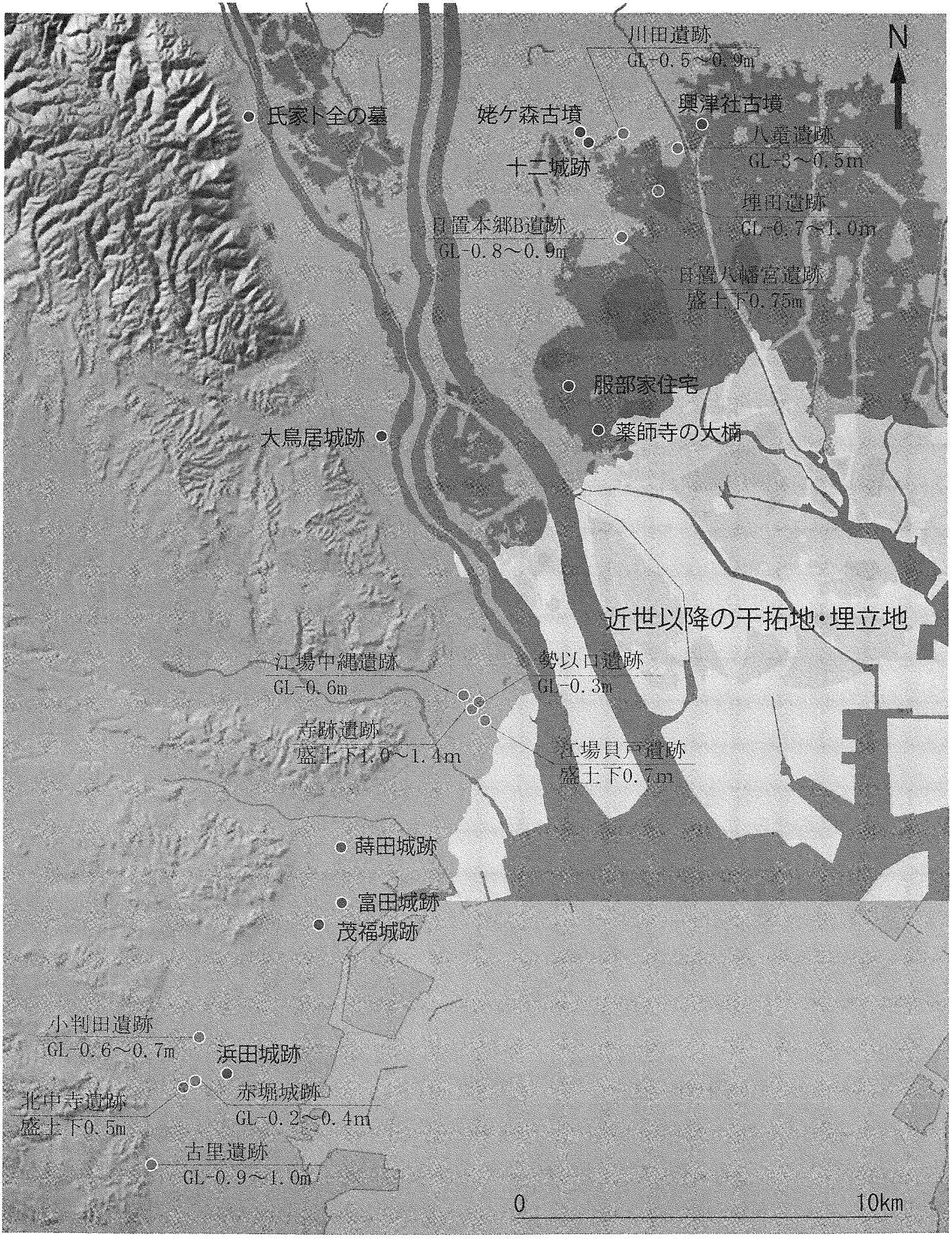
この点を明らかにするため，明治期以降の水準測量資料解析を行ってさらに議論を深めたい．

謝辞

重要文化財服部家住宅関係者の皆様，自治体の埋蔵文化財調査関係者の皆様および東京大学の須貝俊彦博士には多くのご教示をいただきました．厚く御礼申し上げます．

文献

1) 桑原徹・植下協・板橋一雄 (1977)：濃尾平野の地盤沈下，土と基礎，Vol.25，No.6，pp.53-60.
2) 東海三県地盤沈下調査会 (2017)：平成 28 年度における濃尾平野の地盤沈下の状況，国土地理院 HP（https://www.gsi.go.jp/chubu/H29_jiban.html）2019 年 6 月 28 日閲覧
3) 桑原徹 (1985)：3 章濃尾平野の地下水盆，東海三県地盤沈下調査会編「濃尾平野の地盤沈下と地下水」pp.35-76,
4) 須貝俊彦・杉山雄一 (1998)：大深度反射法地震探査による濃尾平野の活構造調査．活断層・古地震調査研究報告書（平成 9 年度）EQ98/1，pp.55-95.
5) 桑原徹 (1968)：濃尾盆地と傾動地塊運動．第四紀研究，Vol.7，No.4, pp.235-247.
6) 岡田篤正 (2011)：天正地震とこれを引き起こした活断層．活断層研究，No. 35, pp.1-13.
7) 小松原琢 (2019)：濃尾平野西部における天正地震時の沈降に関する検討，平成 30 年度沿岸域の地質・活断層調査研究報告，印刷中.
8) 鳴橋龍太郎・須貝俊彦・藤原治・栗田泰夫 (2004)：完新世浅海堆積物の堆積速度の変化からみた桑名断層の活動間隔，第四紀研究，Vol. 43，No. 5，pp.317-330.


川田遺跡
GL-0.5～0.9m
N
氏家卜全の墓
姥ケ森古墳
興津社古墳
八竜遺跡
GL-3～0.5m
十二城跡
埋田遺跡
GL-0.7～1.0m
日置本郷B遺跡
GL-0.8～0.9m
日置八幡宮遺跡
盛土下0.75m
服部家住宅
薬師寺の大楠
大鳥居城跡
近世以降の干拓地・埋立地
江場中縄遺跡
GL-0.6m
勢以口遺跡
GL-0.3m
寺跡遺跡
盛土下1.0～1.4m
江場貝戸遺跡
盛土下0.7m
蒔田城跡
富田城跡
茂福城跡
小判田遺跡
GL-0.6～0.7m
浜田城跡
赤堀城跡
GL-0.2～0.4m
北中寺遺跡
盛土下0.5m
古里遺跡
GL-0.9～1.0m
0
10km

38. 和歌山県南部，那智川流域に分布する熊野層群の風化

Rock properties changes of Kumano Group due to weathering distributed in the Nachi River, Wakayama Prefecture, Japan

○西山賢一（徳島大）・後　誠介（和歌山大）

Ken-ichi NISHIYAMA and Seisuke USHIRO

1. はじめに

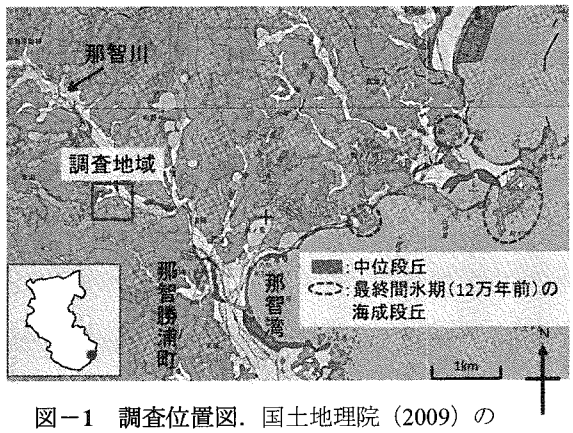
和歌山県南部には，複数段の海成段丘が分布することが知られており，南海トラフ巨大地震に伴う地震性地殻変動の観点から研究されてきた．一方，年代が既知の段丘の場合，段丘離水後の長期間にわたって進行してきた岩石の風化に伴う物性変化を検討することができる．筆者らは，和歌山県南部を流れる那智川流域において，のり面掘削で現れた中位段丘とその基盤をなす堆積岩を見出し，段丘離水後に進行した堆積岩の風化について検討した．なお，段丘堆積物を構成する花崗斑岩礫の風化に関しては別に報告する[1]．

2. 地形・地質概要

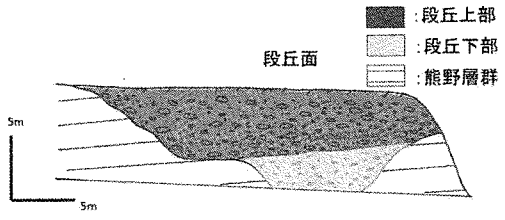
那智川は，世界遺産・熊野参詣道が通過する大雲取山地から太平洋に注ぐ河川で，2011 年台風 12 号豪雨では，主として花崗斑岩が分布する山地斜面で表層崩壊起源の土石流が多発した．那智川の流域は，下部中新統の陸棚堆積岩類である熊野層群と，それに貫入した中期中新世の熊野酸性岩類からなる．南の太地地域の太平洋沿岸に海成段丘が発達し，那智川流域にも河成段丘がわずかに分布する（図－1）．

3. 対象とした段丘の層相と年代

対象露頭は那智川河口から約 3km 上流に位置し，那智川と支流の金山谷川との合流地点に隣接する．段丘面の標高は約 80m，那智川河床からの比高は約 60m である．段丘堆積物は上下 2 層に区分でき，上部は花崗斑岩礫を主体とした礫支持型の亜円礫層（厚さ 4～5m），下部は熊野層群の砂岩・泥岩礫からなる礫支持型の亜角礫層（厚さ 2m 程度）からなる（図－2）．段丘堆積物（上部）は花崗斑岩分布域を流域に持つ那智川の本流性堆積物，段丘堆積物（下部）は熊野層群分布域のみを流域に持つ那智川の支流性堆積物とみなされる．両者ともほぼ礫層からなり，海棲化石や海成砂層・シルト層などを含まないため，河成段丘と推定される．この段丘は，比高や開析程度から，最終間氷期（MIS5e，約 12 万年前）の海成段丘に対比可能である[2]．



図－1　調査位置図．国土地理院（2009）の土地条件図に加筆



図－2　熊野層群と，それを覆う中位段丘堆積物

4. 熊野層群の層相と風化の特徴

段丘堆積物の下位には，熊野層群の含礫泥岩～砂岩泥岩互層が分布している．含礫泥岩は，径数 cm～最大で数 m に及ぶ多様な大きさの角礫を多く含み，基質部分は泥岩からなる．当露頭は妙法鉱山に隣接することから，のり面にしばしば高角の節理に沿う鉱化帯・変質帯が認められる．含礫泥岩には，段丘堆積物の基底から約 3m 下位に明瞭な風化フロントが認められ，それより上位は褐色を呈する強風化帯，下位は青灰色を呈する弱風化～新鮮帯となる．この風化帯は，中位段丘堆積物が堆積した約 12 万年前から現在までに形成されてきたとみなされる．一方，砂岩泥岩互層では，段丘堆積物の下位ののり面に風化フロントは観察されず，強風化帯の厚さは約 5m 以上と厚い．

筆者らは 2014 年以降，露頭観察を継続している．その結果，含礫泥岩にみられる風化フロントより下位にあたる弱風化～新鮮帯の岩盤で顕著な表面剥離・落下が進行してきており，のり面の測定できた部分で，5 年間で最大約 1m に達する岩盤表面の剥離・後退が進行している．

5. 調査・分析方法

熊野層群の含礫泥岩が観察できる林道のり面を対象として，肉眼観察に基づく風化程度を把握するとともに，のり面の岩盤表面を対象とした色彩測定，シュミットハンマー測定（R 値）・土壌硬度測定・針貫入測定を行い，さらにのり面から採取した試料を用いた比重・間隙率測定（水浸法による）を行った．また，未風化と見なせる那智川の河床に堆積していた熊野層群の泥岩礫を採取し，色彩・比重・間隙率を測定し，のり面での含礫泥岩の測定値と比較した．

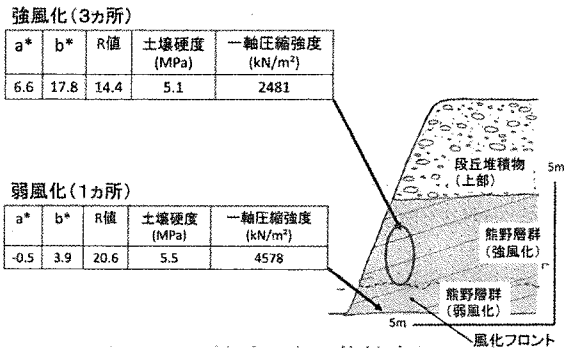
6. 計測結果と考察

熊野層群の弱風化～新鮮帯と強風化帯を境する風化フロントは，段丘堆積物の下位では，12 万年間の風化によって厚さ 3m ほど地下深部へ向かって進行した．黄色程度を示す b*値は，強風化帯で 17.8 と著しく高く，風化フロントを境として弱風化～新鮮帯では 3.9 に急減した．赤色程度を示す a*値も，強風化帯で 6.6 と高く，弱風化～新鮮帯では－0.5 と低くなった（図－3）．強度を表す R 値，土壌硬度，針貫入強度（一軸圧縮強度に換算）は，いずれも弱風化～新鮮帯では高く，強風化帯では低下する傾向が認められた．水浸試験の結果，強風化泥岩には明瞭な変化は見られず，弱風化泥岩のみが泥状に変化する顕著なスレーキングが生じた．

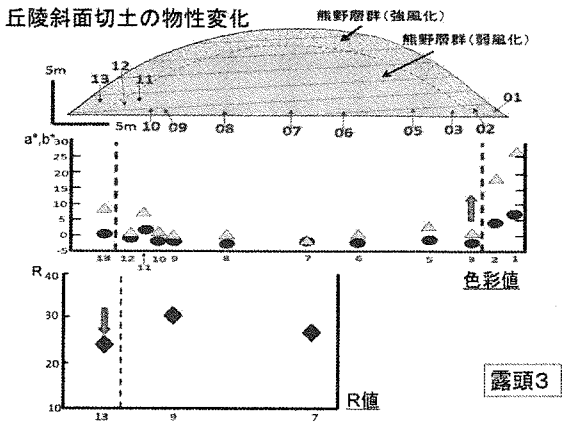
一方，段丘近傍の丘陵頂部を掘削したのり面（露頭 3）では，掘削前の旧地表面から約 2m 岩体内部に，旧地表面と調和的な形状の風化フロントが観察された（図－4, 5）．強風化部では a*値，b*値が高く，弱風化～新鮮帯では顕著に低い．一方，R 値と土壌硬度は，風化フロント部分で急変しているのではなく，弱風化～新鮮帯内部での測定点ごとの差異が大きい．

風化に関する初期値を持つとみなせる現河床礫と，段丘を構成する岩盤の弱・強風化帯とを比較すると，a*値は順に 0.5，0.2，8.4，b*値は 0.2，3.9，23.2 となり，12 万年間の風化により褐色化が進行している．一方，見かけ比重は 2.6，2.2，1.7 と低下し，有効間隙率は 6.8，16.0，24.7%と増加した．

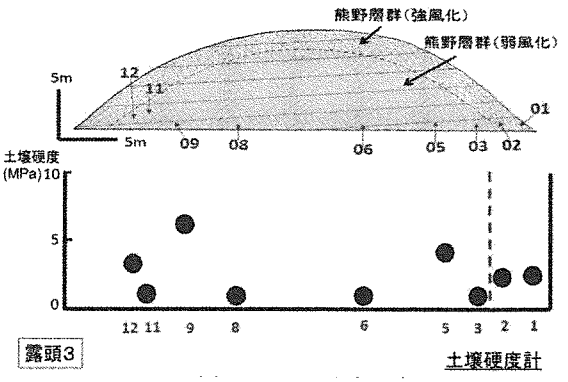
以上の結果から，段丘の離水後の 12 万年間に及ぶ風化によって含礫泥岩内の深さ約 3m 部分にまで風化フロントが形成され，風化フロントより浅部では褐色化が進行していること，風化フロントより深部において顕著なスレーキングに伴う岩盤表面のはく離が生じること，が判明した．



図－3　熊野層群と，それを覆う中位段丘堆積物の層相と計測結果



図－4　丘陵の切土斜面における熊野層群の風化程度（色彩値 a*，b*と R 値）．
○：a*値，△：b*値，◇：R 値．01～13 は測定位置（01～02 と 13 は強風化帯，03～12 は弱風化～新鮮帯）．
グラフ中の破線は側線における風化フロントの位置．
矢印上向きは強風化帯で値が急増，下向きは値が急減することを示す．



図－5　丘陵の切土斜面における熊野層群の風化程度（土壌硬度値）．
01～12 は測定位置（01～02 は強風化帯，03～12 は弱風化～新鮮帯）．グラフ中の破線は側線における風化フロントの位置．

文献

(1) 西山賢一・後　誠介（2019）和歌山県南部，那智川流域に分布する中位段丘堆積物の風化．日本地質学会第 126 年大会講演要旨集，印刷中．

(2) 国土地理院（2009）1:25000 土地条件図「那智勝浦」．

39. 小田川の地形条件と堤外地の2018年の土砂堆積

Landform condition of Oda river and sediment deposition of riverside land in 2018

○黒木貴一（福岡教育大学），品川俊介（土木研究所），松多信尚（岡山大学）
Takahito Kuroki, Shunsuke Shinagawa and Nobuhisa Matta

1. はじめに

地形縦断曲線や河川縦断曲線は，設定した測線における水平延長 x と鉛直高さ y を投影した折れ線グラフで表現される．たとえば河川縦断曲線では傾斜変換点や曲率に注目して地質[1)]，気候変動[2)]，河川プロセス[3)]，斜面崩壊[4)]，テクトニクス[5)]などが議論されてきた．この測線に幅を持たせ範囲とし，範囲代表点の河川延長 x と平均標高等 y を投影した折れ線グラフを用いた地形量分析も試行された．これまで那珂川，御笠川，鬼怒川などの解析を通じて，内水氾濫，漏水，溢流，破堤などの被害箇所・範囲で，特に高水敷の地形量の地形縦断曲線に特徴が見え易いことを確認した．

本研究では，2018年7月豪雨災害の生じた高梁川支流の小田川を対象に，フリーの GIS を使用し既存情報を活用して地形縦断曲線を解析し，その特徴と被害との空間関係さらに土砂堆積について検討した．

2. 研究方法

1)研究対象地域と解析区間

図-1 は小田川下流の研究対象地域を示す．下流から1-104 の解析区間(延長 200m，幅 400m)を準備した．解析区間ポリゴンは，QGIS でライン描画，バッファ作成，自動ポイント形成，ポリゴンのライン変換，ライン交点のポイント形成，自動点間ライン形成，ポリゴンのライン切断，テーブル結合を活用し作成した．

2)地形区分に使用したデータ

国土地理院の数値地図 25000(土地条件)と基盤地図情報の数値標高モデル 5m メッシュを活用して地形を区分した．区分は水部，高水敷，低地，低位面，微高地，山麓斜面，山地，人工改変地，堤防である．

3)被害情報の整理

国土交通省中国地方整備局の「平成 30 年 7 月 5 日からの梅雨前線に伴う大雨に対する対応について」(http://www.cgr.mlit.go.jp/emergency/index9.htm)(2018 年 10 月 25 日閲覧)にある，第 3 回高梁川水系小田川堤防調査委員会の資料から決壊，法くずれ，越水，漏水の地点を把握し，それらを解析区間に対応付けた．

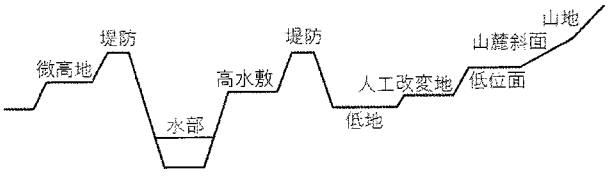


図-2　地形区分のモデル

4)地形量解析の方法

解析区間毎の地形区分別に，平均標高と面積を計算し，比高や体積などに関する地形縦断曲線を描画した．

5)土砂堆積の観察

高水敷に残された平均的な土砂を凡そ 1km 間隔で観察した．土砂は砂とシルトに区分し層厚を計測した．土砂層厚の変化を各地形縦断曲線と比較した．

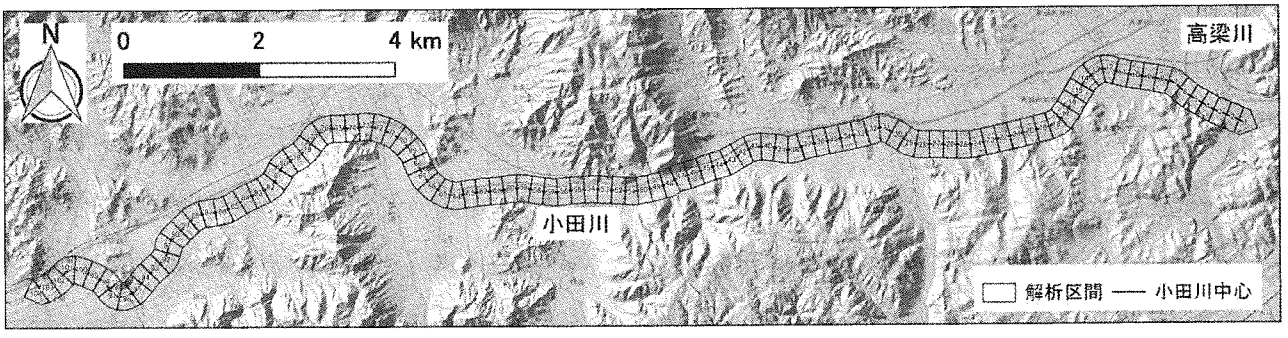


図-1　研究対象地域と解析区間

3. 地形縦断曲線とその特徴

図-3 は水部に対する比高による地形縦断曲線で，その下位に決壊，法くずれ，越水，漏水別に被害の生じた区間を付す．被害の集中した区間を A 地区(区間 9，10)，B 地区(区間 18～29)，C 地区(区間 38～46)，D 地区(区間 81～87)に区分する．曲線の特徴として，被害地区では堤防や高水敷の水部との比高は小さいが，その上流側では高水敷の比高が大きい．またその比高は被害地区付近では上流から下流へ急速に小さくなる．低地に対する高水敷の比高は，負の値を示す地点が多いが，被災地区の直上流では比高が小さいか，高水敷の方が高い．これらの場所では高水敷に堆積が進行中

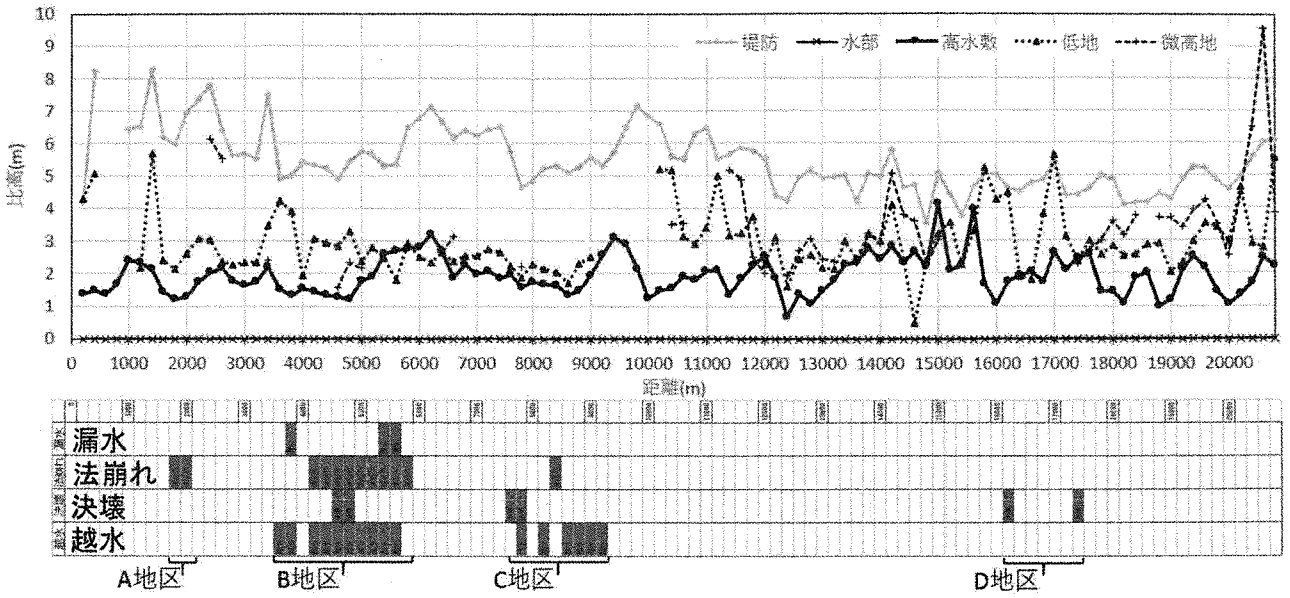


図-3　水面に対する比高による地形縦断曲線

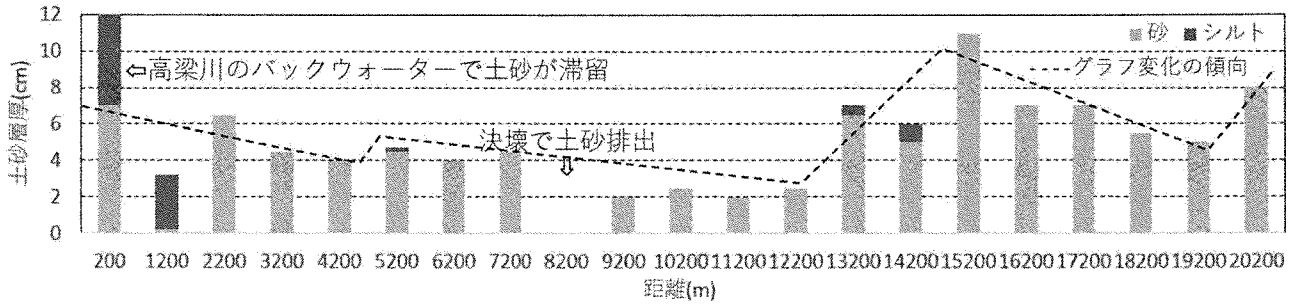


図-4　洪水による土砂堆積状況

である可能性がある．さらに堤外体積に関する地形縦断曲線では，被害地区は周囲より値が小さく流下能力が周辺より小さい区間であると推測される．これら地形縦断曲線の特徴は，高水敷の比高変化の背景と，その特徴を堤防の弱点指標にどう用いるかに関し検討の余地があることを示す．

4. 2018年7月豪雨による土砂堆積

図-4は，2018年7月豪雨時の洪水で高水敷に残された土砂を砂とシルトに分け，5区間の約1km間隔でその層厚を示した．洪水の土砂堆積は，2か所の不自然な場所を除き，高水敷比高とほぼ同じ変化傾向を持つ．このため今回の洪水は，高水敷をこれまでと同じ傾向で発達させたと思われる．200m付近の土砂は高梁川のバックウォーターで土砂が流入し滞留し極端に厚く残され，8200m付近に土砂が見られないのは，堤防決壊で堤内に土砂が排出された原因が考えられる．

4. まとめ

小田川の河川被害と堤外地形との関係を河川縦断曲線の形状から検討した結果，以下の4点を整理できる．

1)被害地区は，水部と高水敷の比高の大きい区間の下流にあり，堤外体積の小さい区間で生じた．

2)被害地区では堤防と高水敷の比高が小さい．ただ高水敷の比高は被害地区に入り下流へ急速に小さくなる．

3)高水敷は低地との比高が大きい被害地区の上流で発達中であり，天井川に近づいていると考えられる．

4)今回の洪水による土砂堆積は，高水敷をこれまでと同じ傾向で発達させた．

謝辞

本研究では，東京地学協会の調査・研究助成金(平成30年7月豪雨災害関連緊急調査・研究)「倉敷市真備における水害の経緯解明と住民の避難行動 (研究代表者：松多信尚)」，科学研究費の基盤研究(C)「未離水部認定の再検討と高精度化に関する評価・展開(研究代表者：黒木貴一)」を利用した．記して謝意を表す．

文献

1)池田 宏(1970)：三重県，朝明川・三滝川・内部川の河床縦断形について．地理学評論，vol.43，pp.148-159．2)早川裕一(2003)：DEMを用いた山地流域における河床遷急区間の分布特性解析．日本地理学会発表要旨集，no.64，p113．3)佐藤壮紀・須貝俊彦(2005)：木曽三川における河床礫径と地形・水理の関係．日本地理学会発表要旨集，no.67，p207．4)黒木貴一・福塚康三郎・野口貴至(2006)：斜面地形形成による河川縦断曲線の変化とその特徴．応用地質，vol.46，pp.311-319．5)大上隆史(2016)：養老山地および鈴鹿山地の東斜面における河床勾配の比較．日本地理学会発表要旨集，no.89，p176．

40. 北陸電力志賀原子力発電所1号機敷地内旧Bトレンチ壁面露頭について

Geological Interpretation of B-trench walls at No.1 Site, the Shika Nuclear Power Plant

○佃　栄吉（産業技術総合研究所地質調査総合センター）
Eikichi Tsukuda, Geological Survey of Japan, AIST

1. はじめに

原子力規制委員会は平成25年6月に定めた「敷地内及び敷地周辺の地質・地質構造調査に係る審査ガイド」などに基づき，「厳格」な審査を行っている．断層の活動性評価についてみると，電力事業者の判断と規制委員会（有識者会議）の評価が大きく異なる事例が多くみられるようになってきた．ここでは北陸電力志賀原子力発電所の敷地内破砕帯評価の事例として，その経緯も含めて少し詳しく考察したい．

2．トレンチ調査法

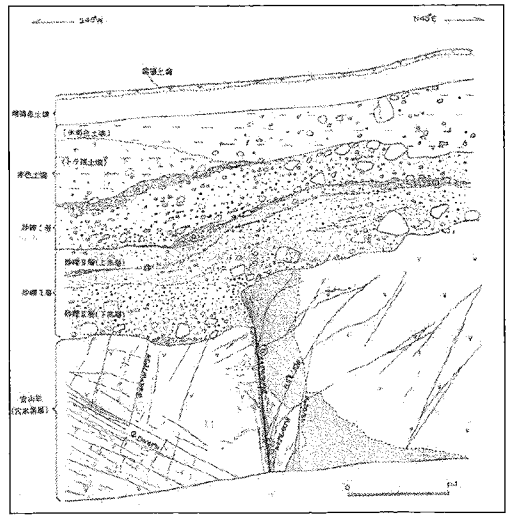
日本の活断層研究は1976年に活断層研究会が発足したことにより，急速に進展した．大学や地質調査所の組織的研究体制が充実し，1978年にはトレンチ調査法が導入され，より積極的な研究が展開されるようになった．1980年にはその成果の記念碑となる「日本の活断層－分布と資料」が東大出版会から出版された．トレンチ調査法による活断層研究は1985年ごろには広くその技術は社会に普及されている[1)]．北陸電力志賀原子力発電所の安全評価のためのトレンチ調査はこのような時代背景の下で実施されている．

断層の性状（ずれのセンス，活動時期の特定など）を地質学的に把握するため，トレンチ調査は目的に合わせて理想的な露頭を創出し観察を行う手法として積極的に取り入れられてきた．その評価には地形発達史や構造発達史の知識が極めて重要となる．調査の成果の一つであるスケッチ図は解釈図であり，断層の破断状況や堆積物の粒子を一つ一つ描けばいいわけではない．トレンチ内外の地質現象を読み取るために「仮説・検証」を繰り返して結論を導き出す．地質研究者・技術者には経験に基づいた高い能力が要求される．地層の年代情報（テフラ，環境情報も含む）の取得，活動履歴の読み取り・解釈により断層の活動性が導かれる．ただし，様々な条件の下で，最適なトレンチ調査地点を選定できるかどうかが，成果に大きく影響することを留意すべきである．

3．志賀原子力発電所敷地内破砕帯の検討

上記のような活断層調査手法が充実されていく中，志賀1号炉の建設に伴う安全審査について1987年1月～11月に1次審査が行われ，敷地予定地でトレンチ調査が実施されている．敷地内に発達している最も規模の大きいS-1シーム（厚さ1cm程度の粘土層）に関して，実際に旧A，Bトレンチで直接壁面を観察して評価がなされている．なお，「シーム」は後に述べる原子力規制委員会の評価では「破砕帯」と表現されている．1987年12月～1988年8月には原子力安全委員会による2次審査が実施され，この際にも旧A，Bトレンチの中に審査委員が入り直接壁面を観察して評価している．その結果，1988年8月に国の安全審査書に「シームについては，その延長上で中位段丘面を構成する段丘堆積物に変位・変形が認められないことから，いずれも安全評価上活動性に関して問題となるものではないと判断する．」と記述され，これを受けて，志賀1号炉の建設が始まり，観察が使われたトレンチは消滅している．

その後，志賀2号炉の安全審査にあたり，1997年5月～1998年4月に行われた1次審査ではBトレンチのスケッチに基づいて審査が行われた．さらに1998年4月～1999年3月にかけて，原子力安全委員会による2次審査が実施され，Bトレンチ北西壁面のスケッチ（図－1）などに基づく評価が行われている．発表者（佃）は原子力安全委員会の専門委員としてこれに参加している．その後，平成11年（1999年）4月に国の審査書が交付され，シームに関してほぼ1号機と同様な審査内容が公表されている．



図－1　志賀発電所S-1シーム評価のための旧Bトレンチ北西壁面スケッチ[3)]

2011年東北地方太平洋沖地震での福島原子力発電所の事故のあと1年4か月後の2012年7月に開かれた原子力安全・保安院での耐震バックチェック地震・津波に関する意見聴取会（敷地内破砕帯の評価）において，I委員から「この結果は，安全審査及びバックチェックを通過しているのか．拝見すると，これぞまさ

に典型的な活断層が炉心の下を通っている代表的な例ではないかと思う．よくこういうものが審査を通ったと，ちょっとあきれている.」という厳しい内容のコメントがのべられた．これは報道でもすぐに取り上げられ，当時の原子力安全・保安院は北陸電力に追加調査を指示し，北陸電力は敷地内破砕帯に関連する調査を実施した．

2013 年 12 月 19 日に北陸電力は追加調査を取りまとめ「最終報告書」を提出し，それを受けて 2014 年 2 月に原子力規制委員会の「有識者会合」で 2016 年 3 月 3 日まで延べ 9 回の会合で審議された．2015 年 11 月 20 日には有識者会合でまとめた評価書案について，第三者の視点から，科学的，技術的見地に基づいているか確認するために，より多くの専門家の意見を聞く場としてピアレビューが実施された．その後，2016 年 4 月に最終的な評価書（以下，「評価書」）が公表されている[2]．

4．「評価書」の検討

S-1 破砕帯に関する旧 A,B トレンチの評価が決定的に重要である．現在は確認することができないので，当時のデータ・判断が重要となる．発表者が行った志賀 2 号炉の 2 次審査の際にはトレンチでの検討は不可能で，B トレンチ北西面のスケッチなどにより S-1 破砕帯の評価を検討した．そのスケッチ（図－1）は一見，上載層の堆積後の断層運動を想起させるものではあったが，海岸部での波浪による差別的浸食の後，砂礫層に覆われ段差が埋積されたもので，S-1 の将来の活動性はないものとの総合的判断を了承した．そのため，2012 年の原子安全・保安院意見聴取会での議論（上述）は全く意外であった．志賀 1 号炉の建設前のこのトレンチ調査では多くの地質専門家が調査し，現地審査が行われ，トレンチ露頭で詳細な検討が行われている（写真 - 1）．



写真 - 1　志賀 1 号炉原子力安全委員会の 2 次審査の際の B トレンチ現地調査．写真中央は堆積物中の変位・変形を見る故垣見俊弘氏[3]．

S-1 が上位の堆積層に変位・変形を与えているかが重要ポイントとして検討されている．その結果はスケッチ（図－1）に反映されているとおり，S-1 破砕帯の上位に変位・変形は認められない．地質の専門家は地層の状態を観察することに徹底して注力する．複数の専門家がそれを見逃すはずとは思えないし，残っている写真でも全く変形を認めることはできない．しかし，この当時の重要なトレンチの観察は「審査書」ではなぜか評価されていない．また，ピアレビューでの重要な指摘[4]も無視されている．B トレンチ北西壁の形態的印象だけで実証性のない議論が進み，最後まで評価全体に影響している．S-1 の南東部での追加トレンチ調査では後期更新世以降の活動が明確に否定され，「有識者会合」もこれを追認している．しかし，A, B トレンチサイトの活動性が否定できないとして，追加トレンチサイトから北西側の 800m 弱のみを活動区間として評価している．筆者にはとても奇異に感じられる．「否定できない」ということで可能性の低い議論を積み上げた結果に見え，学術論文としては成立しないものとなっている．

5．おわりに

この事例のように，判断した露頭が消失するなり，判断が分かれることを想定すると，社会的に関心の高い原子力安全にかかわる断層活動性評価の品質保証（信頼性）に関して，観察者が正確に個々の判定経緯を確実に記録しておくことの重要性を改めて示す教訓である．また，過去の現象や時間を扱う地質調査では，常に不確実性と向き合わなければならない．認識論的不確実さ（Epistemic Uncertainty）を最小限にするために，時として膨大な時間と費用を要する場合があるが，リスクを軽減するために必要であれば，発注者には十分説明しておく必要がある．

敷地内及び敷地周辺の地質・地質構造調査 に係る審査ガイド（平成 25 年 6 月原子力規制委員会.）に「将来活動する可能性のある断層等の認定」に関する基本方針として，(１)「将来活動する可能性のある断層等」は，後期更新世以降（約１２～１３万年前 以降）の活動が否定できないものとすること，とある．科学者・技術者は安易にこの「否定できない」という議論はすべきでない．科学的に可能性が高いものは何かを議論すべきであろう．

文　献

1) 「活断層研究」編集委員会（1986）：特集　日本の活断層発掘調査（その 1），活断層研究，No.3, pp.1-4.

2) 原子力規制委員会　志賀原子力発電所敷地内破砕帯の調査に関する有識者会合（2016）：北陸電力株式会社志賀原子力発電所の敷地内破砕帯の評価について，150p.

3) 北陸電力株式会社（2014）：北陸電力志賀原子力発電所式内破砕帯に関する追加調査　コメント回答.

4) 原子力規制委員会（2015）：北陸電力志賀原子力発電所の知識内破砕帯の調査に関する有識者会議ピアレビュー会合議事録（平成 27 年 11 月 20 日）.

41. 北海道白糠町刺牛付近の地すべりの原因についての一考察

A Hypothesis for Causes of Land-slides at Sashiushi, Shiranuka-town, Hokkaido

○竹下　徹（北海道大学），加地広美（北海道大学/OYOインターナショナル）

Toru Takeshita (Hokkaido University), Hiromi Kaji (Hokkaido University/Oyo International)

1. はじめに

地すべりの原因は多岐にわたると言われているが，突然地すべり面が形成されることは困難であり，長い準備期間が必要である過程であると想像される．容易に考え付くことは，岩盤中に弱面が形成され，そこが最終的に地すべり面となり地すべりを引き起こすのであろう．したがって，地すべりの遠因は長期間にわたる地質学的過程にあり，その地域の構造発展史を研究することは地すべりの研究にとって重要である．本発表では，地すべりが弱面である断層を利用して生じた一例を紹介し，この断層がいつ，どのようなテクトニクスで生じたのか考察する．

2. 方法

本研究は，釧路市西方の白糠町刺牛付近の丘陵地に生じている地すべりについて，地質調査と地すべり面を貫いたボーリング（明治コンサルタント（株）が実施）コア中の微細構造観察に基づき，地すべりの原因について考察する．さらに，地すべりの原因となった思われる断層が何時，どのようなテクトニクスで形成されたのか，褶曲および断層の幾何学的解析を行って解析する．ボーリングコアに見られた断層（固結した断層ガウジ）については，SEM-EDS観察により詳しい変質鉱物の分布を解析したほか，粉末X線回折により厳密に変質鉱物を同定した．

3. 地質概説

白糠丘陵には浦幌層群（ジルコンFT年代，39.06±0.23 Ma，片桐ほか，2016[1]）が分布している．本地域の浦幌層群は主としてアルコース質砂岩で構成され，少量の泥岩を挟む．また，本層群は白糠地質図幅（鈴木，1958[2]）および今回の野外調査により，ほぼ南北方向の軸を持ち，波長1 km以下の褶曲を繰り返す構造を示す．πポール図に基づく予察的な褶曲軸方向の解析（図1）に基づくと，褶曲軸は南北からやや北北西—南南東方向で，白糠地質図幅で示される北北東—南南西の褶曲軸の方向とやや異なる．さらに，白糠地質図幅ではこれまで調査地域に北北東—南南西方向の断層が発達することが示されていたが，これまでの我々の調査では断層露頭を把握するに至っていない．しかし，調査地域の東部では，鮮新世とされる火山礫凝灰岩（厚内累層[2]）が広く露出するが，それは不整合で浦幌層群の上に載っているというよりも，撓曲ないしは断層で浦幌層群と接していると地質調査に基づき推察される．

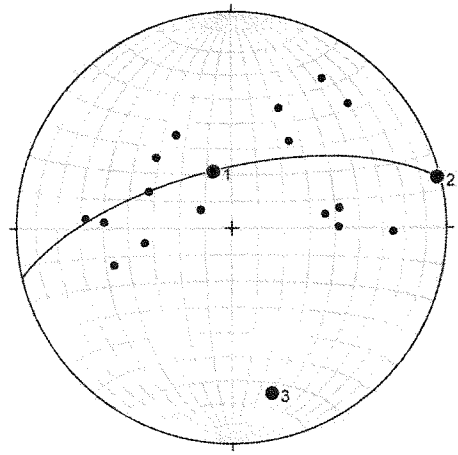


図1　層理面のπ-pole図（N=16）

ボーリングコアを構成する泥岩中には地すべり面付近に中程度の角度で傾斜する複合面構造を伴う断層が発達しており，面構造に沿ってイライトや緑泥石の成長が観察される．したがって，本地すべりは地質時代に熱水活動を伴う褶曲・断層活動によって出来た弱面が、現在地すべり面として再活動して生じたと推察される．

4. 微細構造観察および各種分析

ボーリングコアを構成する泥岩中の複合面構造が顕微鏡下で詳しく観察された（図2）．地すべり面に近接する泥岩には，イライトの配列によって示される複合面構造が網目状に発達している．これらの面構造は，それぞれRutter (1986)[3]のR1, PおよびY面のいずれかと推察されるが，現段階ではそれぞれの面構造が何面に相当するのか同定出来ていない．

複合面構造を含む薄片のSEM-EDS非破壊分析に基づき，面構造に沿って成長している細粒の鉱物はイライトであると同定された．また，緑泥石もSEM-EDS分析によって同定された．さらに，X線回折分析でもイライトと緑泥石が同定されたほか，少量のスメクタ

イトの存在が示された（図３）．イライトと緑泥石は200-300 ℃, スメクタイトは 100 ℃の温度条件で形成されと考えられる．現在，イライトのポリタイプ分析を行っており，より詳しい形成温度条件を解析中である．

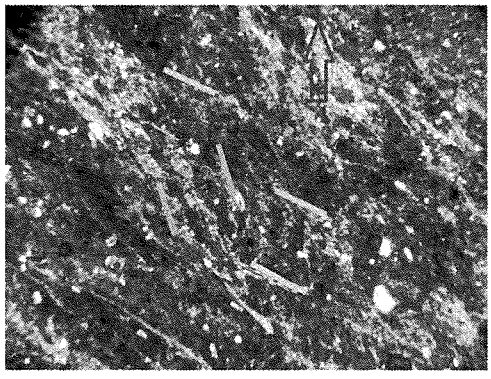


図２　断層ガウジ中の複合面構造．紫色と黄色線で描いた２組の面構造が認められる．赤矢印はボーリングコアの上方向を示す．

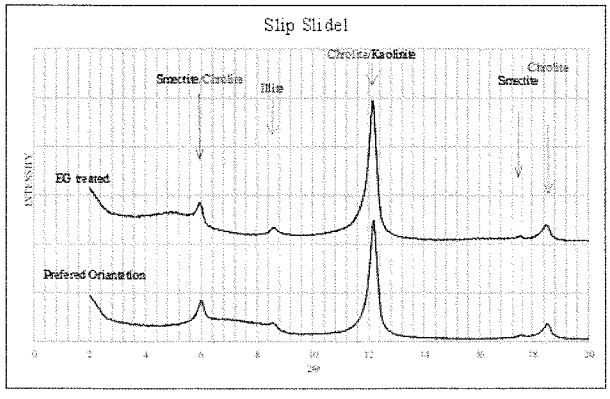


図３　X 線回折による断層ガウジ中の粘土鉱物の同定

5. 考察

5.1. 熱水変質を伴う断層形成とその時期

浦幌層群は主として浅海成層のアルコース質砂岩で構成され，その全層厚は 750 m[2] にすぎない．したがって，埋没による温度増加で断層近傍の比較的高温の温度条件を説明することは出来ず，イライトや緑泥石形成には断層に沿う熱水の浸透が必要と考えられる．

また，浦幌層群は釧路炭田を胚胎し，炭質物に富んでいる．今後，断層破砕帯から得られた炭質物のビトリナイト反射率測定を計画しており，断層に沿う温度増加を検討する予定である．さらに今後，熱水活動による温度上昇と時期を推定するため，熱水変質を受けた断層破砕帯からジルコンを抽出し，ジルコンのフィッショントラック年代の若返りを解析することを計画している．

5.2. 地形と地すべりの関係

今回の刺牛付近の地すべりは断層を利用して出来た可能性が強いが，北海道太平洋岸の広い地域を見ると，南北方向の稜線が卓越しており，地すべりはこれらの地形に支配された急斜面で発生していることが多い可能性がある．昨年９月に北海道胆振東部地震の際に発生した地震性地すべりにおいて，その原因については火山灰が粘土鉱物化し，摩擦係数が低下したことが強調されている．一方で，広域的な地すべりは地形に強く支配されて生じたように思われる．胆振東部地域でも稜線の方向は北北西—南南東方向で，この地形は中新世の地層が北北西—南南東方向の軸で褶曲を繰り返していることに起因する（松野・石田,1960[4]）．したがって，白糠町刺牛地域は胆振東部地域と距離的にはかなり離れているが，第三系が作る地質構造とそれに支配された北北西—南南東方向の稜線を持つ地形は両地域で共通しており，地すべりは地形に支配されて稜線の両側で多く生じている可能性がある．

6．結論

本論文では，北海道白糠町刺牛付近の地すべりが既存の断層を利用して生じたことを議論した．本断層は，当地域の褶曲形成と同時期に形成され，断層に沿って熱水が浸透しイライトや緑泥石が 200-300 ℃程度の温度条件で形成され，複合面構造に沿って配列したと考えられる．イライトや緑泥石等の層状ケイ酸塩鉱物は底面に沿う摩擦係数が低く，断層部分の強度が低下して将来的にここが地すべり面として利用されたと考えられる．

予察的ではあるが，北海道太平洋岸の第三系より構成される山地に生じている地すべりは，地震性のものを含め北北西—南南東方向に稜線が伸びる地形に支配されている可能性があり，この地形は第三系堆積後に東西短縮によって生じたと推察される．

文献

1）片桐貴浩・成瀬　元・平田岳史・服部健太郎（2016）：北海道東部に分布する浦幌層群に含まれる細粒凝灰岩層の U–Pb 年代，地質学雑誌，Vol.50，No.9，pp.495-503.

2）鈴木泰輔（1958）：5 万分の 1 地質図幅「白糠」および同説明書．北海道開発庁,38p.

3）Rutter, E. H., Maddock, R. H., Hall, S. H. and White, S. H.（1958）:Comparative microstructures of natural and experimentally produced clay-bearing fault gouges, Pure and Applied Geophysics, Vol. 124, Issue 1-2, pp. 3-30.

4）松野久也・石田正夫（1960）：5 万分の 1 地質図幅「早来」および同説明書．北海道開発庁, 35p.

42. 地震による土砂災害の応用地質学的課題:2018年北海道胆振東部地震から

Geological problem for earthquake-induced landslide disaster from case of 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake

○田近　淳（株式会社ドーコン）
Jun Tajika

1. はじめに

2018年北海道胆振東部地震（以下，胆振東部地震）により発生した土砂災害は明治以降最大（面積）の土砂災害となった（国土交通省）．被災地は第四紀テフラが被覆する新第三紀堆積岩山地・丘陵であり，これらの地質的な特性がこのような甚大な災害に関与したと考えられる．この講演では特別セッション「北海道胆振東部地震などによる土砂災害」における議論の導入として，斜面変動の概要を報告するとともに，それぞれの現象について，すべり面の形成メカニズム，再活動性の問題，予測可能性など，応用地質学が解決しなければならない課題について考える．

2. 発生した斜面変動

厚真地域で発生した発生した斜面変動は，斜面構成物質（地質）により大まかに3タイプに区分できる[1]．これに札幌など都市周辺の造成地の斜面変動を加えると4タイプになる（図-1）．

新第三紀堆積岩類の分布地域では層面に沿って滑る岩盤並進すべり（rock block slide）や岩石崩落（rock fall）が発生した．岩盤すべりの代表例が日高幌内川，ショロマ川，むかわ町ルベシベ川右岸などの成層泥岩・硬質泥岩の地すべりである．平取町二風谷ダムの右岸でも礫岩砂岩の並進すべりが発生した．いずれもすべり面の傾斜（層理面）は数度～15°と緩く，多くは既存の地すべり地形やその隣接地で発生している．岩盤すべりの末端が山腹斜面に位置する場合は移動体の一部が崩落した（ルベシベ川）．

多くの犠牲者を出したのは降下火砕物のスライドである．厚真地域の斜面をマントルベッディングで覆う樽前d降下火砕物（Ta-d：9ka，以下テフラの年代は中川ほか[2]による．層厚1～2m）とそれより後の樽前テフラ（Ta-c,-b）と黒色土壌からなる土層（合わせて1.5～3m）が，Ta-d基底直上附近をすべり層としてスライド（すべり）したものである．Ta-dは風化し灰色部分にはハロイサイトが形成されている[3]．Ta-dが薄い場合や下位に恵庭a（En-a:19－21ka），支笏第1（Spfa-1：ca.46ka）などのテフラの風化火山灰土がある場合にはそれらにすべり層が形成されている．これらはVarnesの分類ではその粒度からdebris slide（またはsoil slide，一部はdebris flow）であるが，ここでは成層した降下火砕物を強調するため，「テフラ層すべ

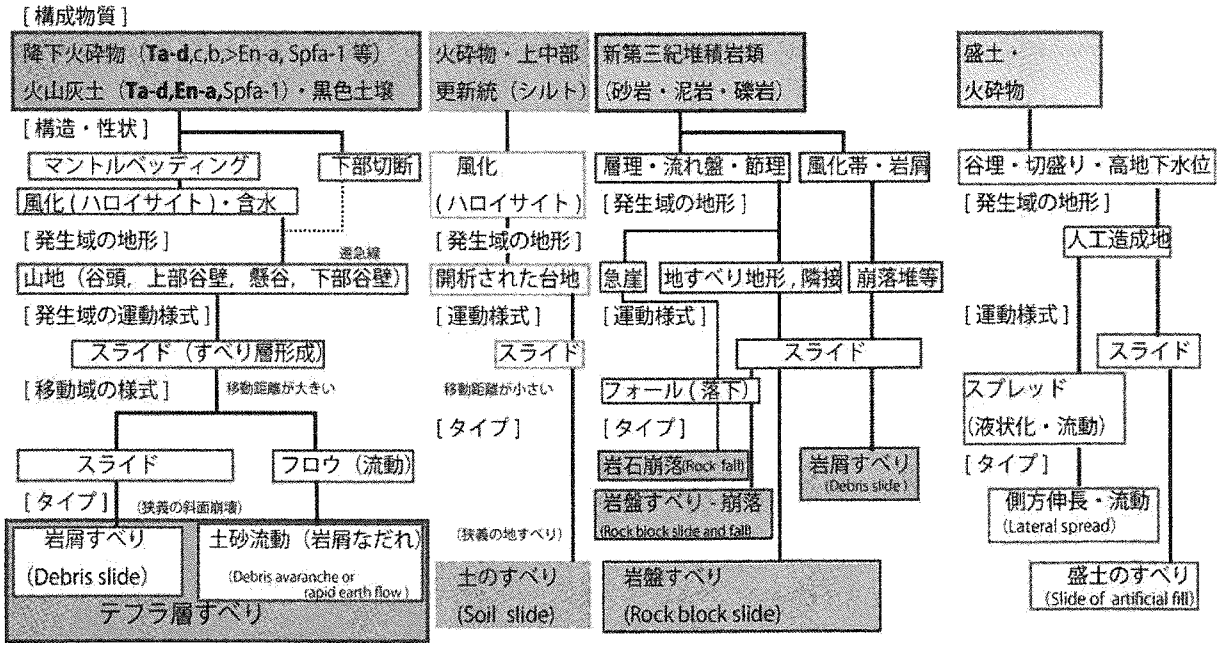


図-1　胆振東部地震で発生した主な斜面変動の斜面構成物質と運動様式による分類[1]

り」と呼ぶ[4]．一見流動化したものも十分に水に飽和しているわけではなく，流れ山状に分離している．

Ta-dはこの地域の斜面が作られた晩氷期の地形を覆って堆積しており，あらゆる斜面が流れ盤で，かつ風化が進んでいた．また，自然状態や人工的なテフラ層の下部切断も認められ，地震動に対して脆弱になっていたといえる[5]．

厚くテフラに被覆された段丘や丘陵の造成地では，土層のすべりが発生した．厚真町などの代表的な例では，造成地のいたるところで亀裂や陥没が発生し，住宅も大きな被害を受けた．当初は地震時によくある谷埋め盛土の地すべりと推定していた．しかし最近の調査によれば，すべり面（層）は風化火山灰土のほか，Spfa-1，クッタラ第1（Kt-1），支笏スコリア（Ssfa：60ka）などに覆われた段丘堆積物中の砂質シルトにもあることがわかってきた．このシルトはテフラの風化物からなり，テフラ層すべりと一括することもできるが，移動体の大部分が発生域に残存している（すなわち，狭義の地すべり）ことから別に考慮が必要である．

なお，周知のとおり札幌市清田区などの谷埋め造成地では火山灰土の液状化による斜面変動が顕著であった[6]．なかでも里塚1条1～2丁目の陥没，開口亀裂，バルジ状隆起と流出した火山灰質砂の状況は，2003年十勝沖地震の際に端野町協和で発生した，屈斜路火砕流堆積物に由来する谷埋め盛土のラテラルスプレッド[7]に酷似する．

3. おもな論点

地震によって発生する斜面変動のタイプは被災地域の地質・地形条件によって異なってくる．最近の地震地すべりに関する経験（例えば，（公社）日本地すべり学会[8]）によれば，今回の斜面変動はある程度の規模の内陸地震が発生すればほとんど必ず起こると予想された変動であった．しかし，それぞれの応用地質学的課題が解決されているわけではない．主なものだけでもいくつか列挙してみると，次のとおりである．

岩盤並進すべりは新第三紀堆積岩地域では最も一般的なタイプである．これが，どのような場所でどの層準や岩相にどのようなすべり面が形成され，なぜ何100mも滑動できるのか．また，滑動した移動体はどのように傷つき，どう破壊されるのか．

テフラ層すべりは1968年十勝沖（八戸地方），2011年東北地方太平洋沖（白河丘陵），2016年熊本（阿蘇）の各地震などで多くの人的被害を出している．しかしなぜ，明治以降最大の規模となったのか．問題となるテフラはどこにどのように分布するのか．テフラのどのような性質がこのようなスライドを引き起こすのか．降水の影響をどのように考えればいいのか．

地震で発生した狭義の地すべりが再活動するのか．これも古くて新しい問題であるが，どう考えるべきか．胆振東部地方を含む石狩低地帯南部では，Spfa-1以上のテフラ中にしばしばノンテクトニックな断層（亀裂）が発達し，それらは累積性があることが知られている[9]．胆振東部地域の厚いテフラを載せた土のすべりは経験的には地震時再活動の可能性は大きい．

地震による土砂災害の場合，人的被害を避ける方策として事前避難を前提にすることはできない．2階以上を寝室をするなど，日頃からの安全空間での生活が必要である[5]．人命を守るために，このような全面的な崩壊にどのように立ち向かえばよいのか？活発なご議論を期待する．

文献

1) 田近淳（2019）：胆振東部地震によって発生した斜面変動の分類，平成31年度（公社）日本地すべり学会・北海道地すべり学会研究発表会予稿集，pp.21-24.

2) 中川光弘・宮坂瑞穂・三浦大助・上澤真平（2018）：西南北海道，石狩低地帯におけるテフラ層序学：支笏-洞爺火山地域の噴火履歴，地質雑，Vol.124，pp.473-489.

3) 千木良雅弘・田近淳・石丸聡（2019）：2018年胆振東部地震による降下火砕物の崩壊：特に火砕物の風化状態について，京都大学防災研究所年報，Vol.62，（投稿中）.

4) 石丸聡・廣瀬亘・川上源太郎・高橋良・輿水健一・小安浩理・加瀬善洋・千木良雅弘・田近淳（2019）：北海道胆振東部地震により厚真周辺で多発した斜面崩壊：地形発達史的に見たテフラ層すべりの発生場．地形，（投稿中）.

5) 田近淳・雨宮和夫・千木良雅弘・石丸聡・小池明夫・金秀俊・木崎健治・山根幹生（2019）：2018年北海道東部地震による降下火砕物の地すべりの形態と被害，日本地球惑星科学連合2019年大会予稿，HDS-14-02.

6) 廣瀬亘・加瀬善洋・川上源太郎・小安浩理・卜部厚志（2018）：平成30年北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強振動による被害（速報）．北海道地質研究所報告，No.90. pp.15-32.

7) Ito, Y., Yamashita S., Suzuki, T., and Hirata, H.(2006): Gentle-slope movements induced by the 2003 Tokachi-oki Earthquake, in Kyowa area of Tanno Town, Hokkaido, Japan., Jour. Japan landslideSoc. Vol. 42, No.2, pp.103-111.

8) （公社）日本地すべり学会（2011）：地震地すべり．302p.

9) ノンテクトニック断層研究会（2016）：ノンテクトニック断層-識別方法と事例．近未来社．248p.

43. 厚真町日高幌内川地すべりに伴う河道閉塞の特徴について

The Large Landslide by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquark in Hidakahoronai, Atsuma

○早川智也，濱原能成，清水龍来，寺口慧介，松山洋平，石崎俊一（日本工営），倉橋稔幸（国立研究法人寒地土木研究所）

Tomoya Hayakawa, Yoshinari Hamahara, Ryuku Sshimizu, Keisuke Teraguchi, Yohei Matsuayama, Shunichi Ishizaki, Toshiyuki Kurahashi

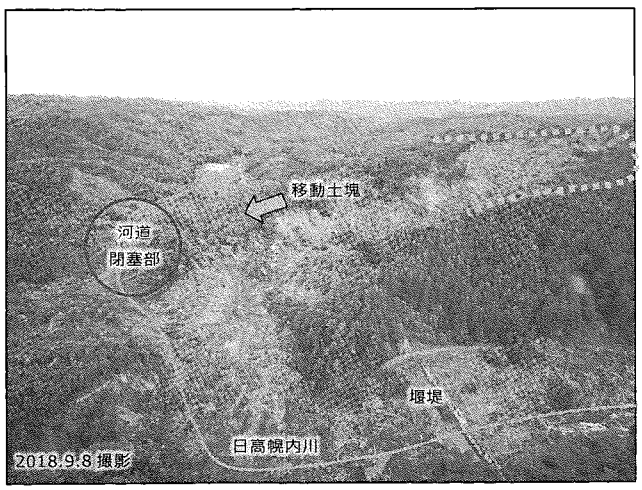
1. はじめに

平成３０年北海道胆振東部地震にともない、基盤岩上に堆積していた火山灰層を主とした表層崩壊が多数発生し、甚大な被害が発生したところである（小山内ほか 2019[1]）。一方、基盤岩が移動したケースが、明瞭なものだけでも４箇所程度確認されており、その中でも日高幌内川における河道閉塞箇所は最大規模ということができる。日高幌内川河道閉塞は湛水位の変動等が進行しており、その監視観測が実施されている。また、移動土塊の地質調査も進められているところであり、基盤岩は軽舞層の砂泥互層とされている（5 万分の 1 地質図幅）。そこで本報告は、日高幌内川河道閉塞箇所の概要を示すとともに、移動土塊の地質的状況を報告する。

2. 日高幌内川河道閉塞箇所の概要

河道閉塞は右岸側の尾根が日高幌内川を塞ぐかたちで移動したことにより発生している。9 月 11 日～12 日計測の LP データから、河道閉塞箇所における越流開始点標高は EL=133m 程度で、元河床からの比高差約 52m 程度であり、河道閉塞箇所上流の流域面積 9.75km2、湛水容量 13×106m3 と見積もられた。

図－1 は 2018.9.8 に撮影したものである。右下に見える堰堤付近が湛水域内では最も標高が低く EL=89m 程度であり、2018.9.6 発災後 2 日目では湛水がほとんどないことがわかる。

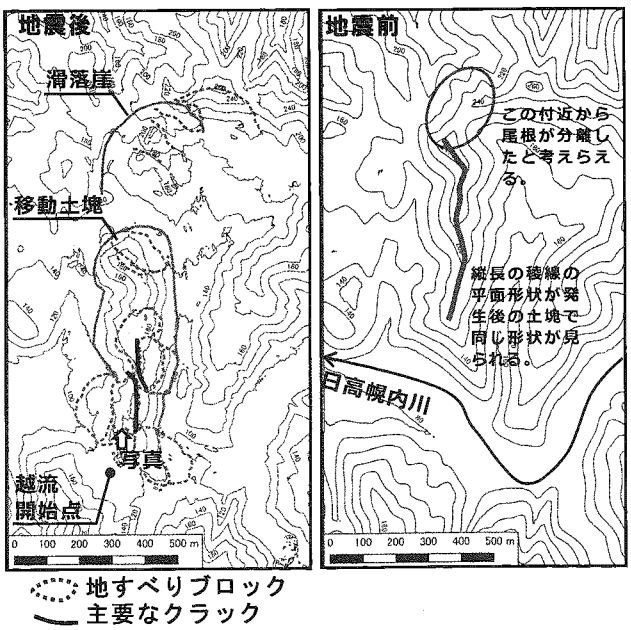


図－1 日高幌内川地すべりに伴う河道閉塞

3. 移動土塊の性状

図－2 に発災前後の地形変化を示した。発生前は谷底平野内を日高幌内川が流れ、右岸側に中央の長さ約 850m、幅約 400m の尾根地形が分布していた。発生後の地形は滑落崖から移動土塊が分離して、左岸の斜面に衝突して停止していると見受けられ、その移動量は 350m 程度である。地震前は、縦長の尾根地形がみられ、発生前後を比較すると、図－2 右図の丸印で示す鞍部地形付近から分離したと考えられる。その鞍部地形を含めた尾根全体の地形は顕著な地すべり地形とは判読できず、この土塊の移動は地震を誘因とした初生的なものである可能性が高い。縦長の尾根の平面的な稜線の形状は発生後の土塊にも概ね保たれており、地形形状を保ったまま移動したと推定される。

また、図－2 に移動土塊内の主要なクラックを示した。それらは移動方向に対して平行に分布している（写真－1）。例えば、2004 年新潟県中越地震による東竹沢地すべり（山邉ほか,2010[2]）や 2008 年岩手・宮城内陸地震による荒砥沢地すべり（山科ほか 2008[3]）などの地震による主要な地すべりでは移動方向に対して直行方向にクラックが分布するが、日高幌内川地すべりではそれらと異なる特徴を有する。

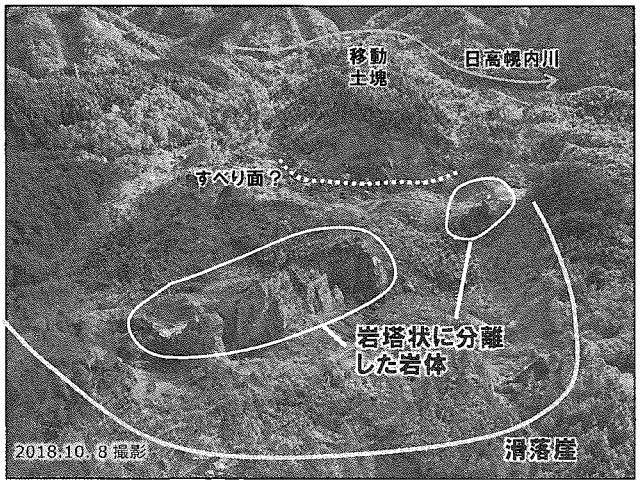


図－2 移動土塊平面図



写真－1　土塊の移動方向と平行に入る開口クラック

図－3 に移動土塊を滑落頭部からみた写真を示した。移動土塊には立木が多くみられること、移動土塊の露頭が塊状の岩盤層であることから、移動前の地質構造を保つ程度に乱れが小さく、一体構造のまま平面的に滑動したと考えられる。また、滑落頭部付近には、岩塔状に分離した岩塊が見られ、元の尾根が移動しきれず取り残されたように見える。移動土塊全体のすべり面は比較的平滑な面を使って移動したと考えられ、移動土塊頭部の露頭の下端付近に相当する可能性が高い。図－4 に移動土塊頭部の露頭写真を示した。土塊は砂泥互層を主体とし、その層理面の傾斜は移動方向に 10° 傾斜している。



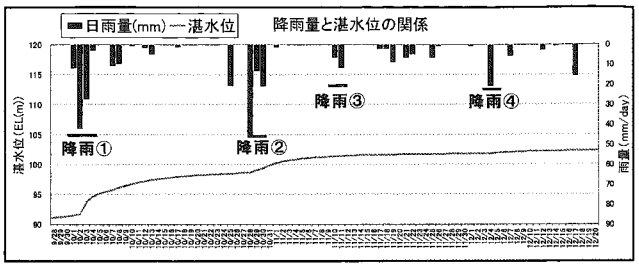
図－3　滑落頭部から移動土塊を望む



図－4　移動土塊頭部露頭

4. 湛水位等の観測

水文観測については、国土交通省により湛水位、雨量、湛水位への流入及び流出流量等の実測を行っている。図-5 に 2018 年 9 月 28 日～2018 年 12 月 20 日までの降雨量と湛水位の観測値を示す。降雨に連動して湛水位が上昇傾向であることが読み取れる。



図－5 降雨量と湛水位の関係（2018 年）

5. おわりに

本報告では、日高幌内川河道閉塞箇所の特徴について移動土塊の性状の観点から整理した。

・移動土塊については、地震前においては顕著な地すべり地形が判読できない尾根で発生しており、地震に伴い初生的に発生した土塊の移動であったと考えられる。

・移動土塊は地形形状及び地質構造を保つ程度に乱れが小さく、対岸に衝突して停止していると見受けられる。

文献

1）小山内信智，海堀正博，山田孝，笠井美青，林真一郎，桂真也，古市剛久，柳井清治，竹林洋史，藤浪武史，村上泰啓，伊波友生，佐藤創，中田康隆，阿部友幸，大野宏之，武士俊也，田中利昌，小野田敏，本間宏樹，柳井一希，宮崎知与，上野順也，早川智也，須貝昂平（2019）：平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol.71，No.5，p.54-65

2）山邊康晴・丸井英明・吉松弘行・山本悟（2010）：新潟県中越地震によって東竹沢・寺野地区に発生した地すべりダム，日本地すべり学会誌，Vol. 47,No.6, pp.41-52

3）山科真一・山崎勉・橋本純・笠井史宏・我妻智浩・渋谷研一（2009）：岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり，日本地すべり学会誌，Vol. 45,No.5, pp.42-47

44. 厚真町日高幌内川地すべりの移動体内部の地質状況とすべり面の特徴

Fractured rock facies of slip surface in rockslide induced by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake in Hidakahoronai, Atsuma

○戸田英明，富岡　敬，西塚　大（ドーコン），清水龍来（日本工営），安元和己（ドーコン），倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所），高貝暢浩（日本工営），木崎健治（きざき技術士事務所），田近　淳（ドーコン）

Hideaki Toda, Kei Tomioka, Dai Nishizuka, Ryuku Shimizu, Kazumi Yasumoto, Toshiyuki Kurahasi, Nobuhiro Takagai, Kenji Kizaki, Jun Tajika

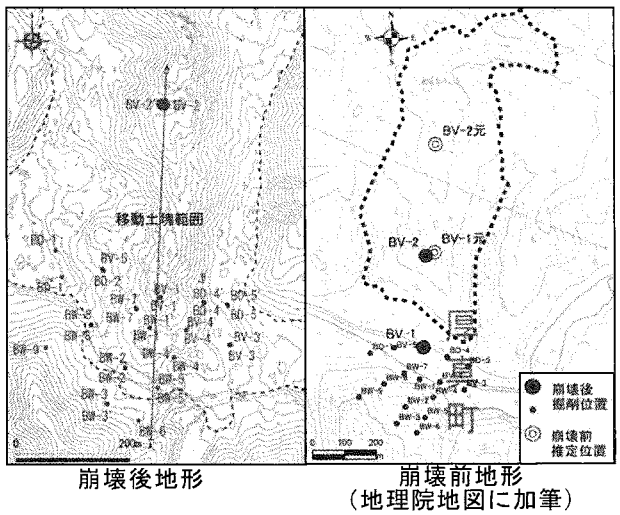
1. はじめに

平成 30 年北海道胆振東部地震に伴って発生した日高幌内川地すべりは推定水平移動距離約 350m の大規模な岩盤すべりで[1)]，河道閉塞を生じたことから国土交通省北海道開発局による対策工検討および地すべり性状の把握のため，ボーリング調査が実施された．

地震で発生した低角の地すべりは新潟中越地震や岩手宮城内陸地震などで報告[2)]があるが，岩盤すべりのすべり層について岩盤の破砕された状況等，詳細な実態は明確ではない．今回の調査で 1 箇所ではあるが，移動体の中心でボーリングを実施し，今回の岩盤すべりで生じたすべり層と想定される砂～シルト質の破砕部が確認されたことから，その実態について報告する．

2. 調査の概要

岩盤すべりは新第三紀の砂岩泥岩互層からなる軽舞層で発生した．ボーリング調査は図-1 に示すように地すべり移動体で 14 箇所実施しているが，BV-2 以外は地すべりの末端部にあたる旧河床部と移動体が対岸に乗り上げた斜面で実施している．なお，BV-2 は本孔と水位観測孔として 2m 離れて掘削した BV-2'孔いずれも高品質コアを採取しており，BV-2'孔のすべり層付近のコア半割標本および薄片観察，X 線回折，化学分析を行った．



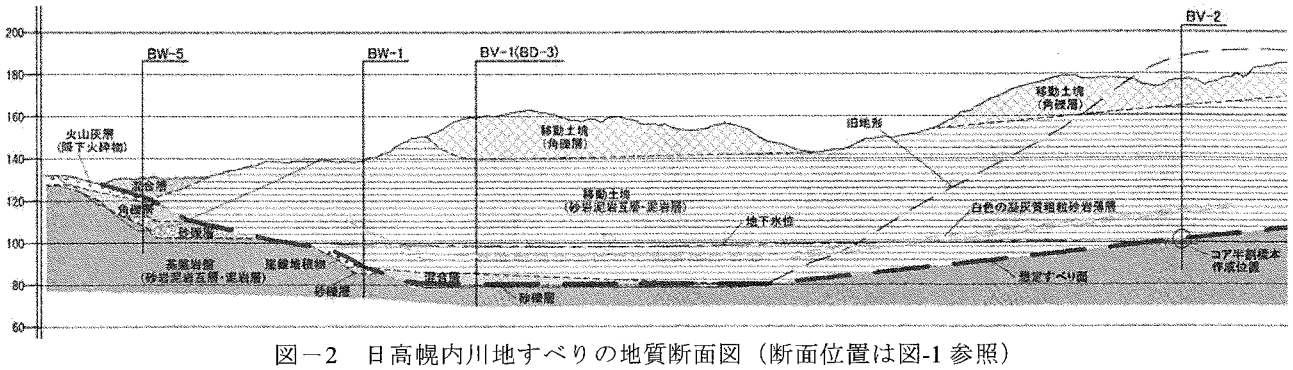
図－1　ボーリング調査箇所図

3. 日高幌内川地すべりの地質状況

岩盤すべりの発生箇所は背斜軸付近にあたり，地質構造は非常に緩いことや移動形態から南への緩傾斜の流れ盤すべりであることが推定される．ボアホールカメラによる砂岩泥岩互層の葉理面や Bv-2 で確認された想定すべり面は南に 10 度程度傾斜している．図-2 に Bv-2 から地すべりの末端にかけての地質断面図を示すが，Bv-1 および Bv-2 で確認された移動体と基盤岩の境界から推定されるすべり面も南に緩く傾斜する．

移動体の地質は上部が角礫層であるが，下部の砂岩泥岩互層は灰色の付加体起源の砂岩泥岩岩片と石英長石からなる細粒～微粒砂岩とシルト岩の互層を主体とし，黒色の中粒砂粒径を主体とする凝灰質砂岩を伴う．また，砂岩泥岩互層には黄白色の石灰質コンクリーション(ノジュール)や白色の中粒砂岩や凝灰質砂岩の薄層を挟在する．移動体内部でもこれらの薄層は連続が追跡でき，移動体の主要部では南に緩く傾斜し，対岸に衝突したすべりの末端では北傾斜になる．破砕度区分の結果，移動体の中心となる Bv-2 では無破砕主体で上部の角礫層および下部のすべり層付近以外はほとんど破砕されていない．

日高幌内川の旧河床部と左岸斜面に移動体が乗り上げた地すべり末端部では移動体本体と基盤の間に混合



図－2　日高幌内川地すべりの地質断面図（断面位置は図-1 参照）

層が河床部で厚さ約 1m 程度，最末端で約 8m 確認される．混合層は崖錐堆積物や河床堆積物と斜面の降下火砕物が混じり合ったもので，表土，降下火砕物，砂礫層と砂岩泥岩礫が混在した堆積物である．地すべりの末端では日高幌内川の左岸斜面まで持ち上げられており，一部は移動土塊の砂岩泥岩互層中に挟まれて複雑に分布することが確認されている[3]．

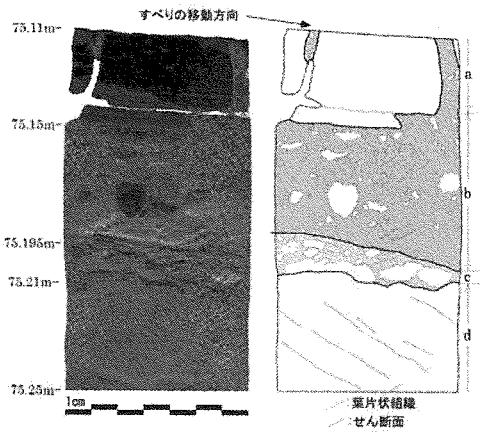
4. 岩盤すべりのすべり層付近の特徴

移動体の中心付近で掘削したBV-2およびBV-2'で深度 75m 付近に破砕した砂質部が 15cm 程度とそれに伴う変形ゾーンがその上下に認められ，この区間が今回の地すべりにより生じた変形破砕部である．

BV-2 の深度 75.17～75.29m 間で礫混じりの破砕した砂質部が認められたが，上位の岩盤との境界は少し開口していており，若干乱された状態で採取された．

BV-2'の深度 75.15～75.21m 間では上下に比べて，やや軟質な破砕した砂質部が認められ，上下の比較的硬質な岩盤との境界はほとんど乱されていない状態で採取された．そこで，この破砕部を含む深度 75.03～75.35m 間のコアを石膏により周囲を固定して半割コア標本と薄片を作製して，詳細な観察を実施した．なお，コアの CT スキャン撮影によりすべり方向を推定して半割の切断面を決定した．75.11～75.25m の半割コア標本を図-3 に示す．

破砕した砂質部とそれに伴う変形ゾーンは深度



図－3　BV-2'孔のすべり面（層）のコア半割標本のスキャニング画像とコアスケッチ

75.03～75.25m の区間にあり，コア切断面と薄片による観察により，上位から a～d の 4 つの領域に区分される．化学分析結果と X 線回折による鉱物同定を併せた各領域の特徴を表-1 に示す．このうち，b 領域と c 領域がやや軟質な基質と礫から構成されている．

c 領域には地すべりに伴う礫の配列や葉理とせん断面が観察され，基質のシルト岩は d 領域のシルト岩から遷移しており，d 領域との境界面も不規則である．これに対して，b 領域は礫に回転や基質に礫の外形に沿った粒子に若干の配列は認められるが，基質を構成する破砕された砂質部にせん断変形や全体が流動した形跡は認められない．このため，c 領域は基盤岩の上部のせん断変形を強く受けた部分で，b 領域が今回の地すべりで生じたすべり層と考えられる．

鉱物組成や化学組成から b 領域は a 領域のようなガラス質な凝灰質砂岩が破砕されて形成された可能性が高い．b 領域の破砕された砂質部が a 領域の割れ目に注入している状況から，地すべり発生時には凝灰質砂岩が破砕され高間隙水圧下で液状化したと推測される．

5. まとめ

①今回の地震により厚さ約 80m の岩盤すべりのすべりが約 350m ほぼ水平に移動した．②移動体の深さ 75m 付近にすべり層を認めた．③すべり層は厚さ 10cm 以下の凝灰質砂岩の破砕部からなり，変形やすべり層全体の流動による構造は認められない．④このすべり層は凝灰質砂岩が破砕され液状化したことにより形成されたと考えられる．

文献

1) 早川智也ほか（2019）：厚真町日高幌内川地すべりに伴う河道閉塞の特徴について，令和元年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集

2) 例えば，山科ほか(2009)：岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり，日本地すべり学会誌，45，392-397

3) 寺口慧介ほか(2019)：厚真町日高幌内川地すべり押し出し部の物質構成と内部構造，令和元年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集

表－1　日高幌内川地すべり BV-2'のすべり層付近の特徴

		粒径	岩相	破砕または変形状況	全岩化学組成 $\frac{FeO+MgO}{SiO_2+K_2O+Na_2O}$	主要粘土鉱物	領域境界
	a領域 深度75.03mから分布	中～細粒砂	スメクタイト化した黒色の火山ガラスを主とする凝灰質砂岩 0.1～0.5mmの石英・長石・角閃石を含み、火山ガラスは0.8×0.2mmと扁平でほぼ水平に伸長している	高角の幅数mmから1cmの割れ目が生じ、b領域から砂質部が注入している	0.206	スメクタイト	
すべり層	b領域	微粒～細粒砂	径2～14mmの礫混じりの砂からなる。基質は領域aの凝灰質砂岩と同様の鉱物組成からなるが、火山ガラスは領域aに比べて細かく、成層構造も認められない	礫に回転や基質の砂質部に礫の外形に沿った粒子の配列が若干認められるが、基質の砂質部にせん断変形を示す構造、級化や全体が流動していた構造は認められない	0.168	スメクタイト	明瞭
	c領域	礫混じりシルト	シルト岩基質に径3mmから1cm以上の石灰質コンクリーション・凝灰質砂岩礫とd領域と同質のシルト岩基質からなる	礫はすべり方向に斜交した約10°の葉理や礫の配列、すべり方向に約20°のせん断面が認められる砂岩礫とシルト岩基質の境界は砂粒が砕けたように不鮮明な場合が多い	少量で不均質なため、実施していない		明瞭 不規則 不明瞭
	d領域	微粒砂混じりシルト	珪藻を含むシルト岩 岩片が多く、石英・長石・角閃石・絹雲母を含む 成層構造は不明瞭であるが、生痕と思われる有色の微晶質部がほぼ水平に挟在	30°のせん断構造R1面が認められる 領域cとの境界付近は領域cの砂岩がシルト岩中に引き伸ばされている箇所も認められる	0.118	緑泥石	

45. 2018年北海道胆振東部地震によるショロマ地すべりの地質調査

Investigation report of rock slide move in Shorma by 2018 Hokkaido Eastern Iburi earthquake.

○阿部大志（日本工営）
Taishi Abe

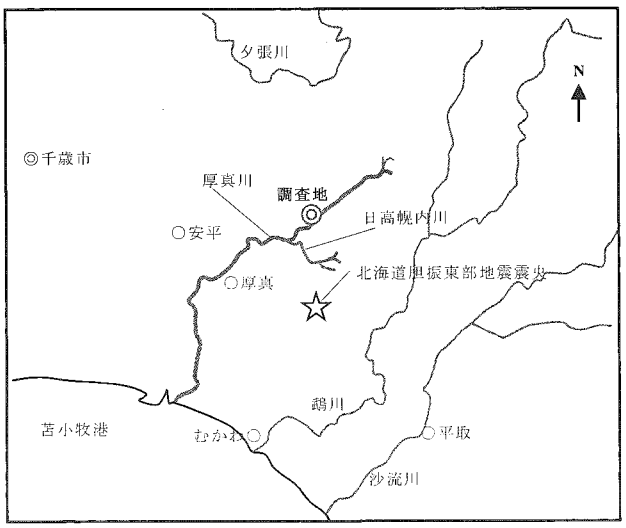
1. はじめに

2018年9月6日3時7分北海道胆振地方中東部において，マグニチュード6.7の地震[1)]が発生し，胆振地方で最大震度7を観測した．この地震により，数多くの土砂災害が生じている．

本稿では，厚真川上流のショロマ沢の右岸側で発生した幅約270m，奥行き400mの地すべりを災害復旧事業の対象として調査ボーリングした一部を報告するものである．

2. 調査地の概要

図－1は調査地の位置を示した図である．本調査の対象地は，北海道勇払郡厚真町の厚幌ダムの貯水地周辺斜面であり，北海道胆振東部地震の震央から約10km北に位置している．



図－1　調査位置

周辺の地質は基盤岩として新第三紀中新世の堆積岩が分布し，これらを被覆して第四紀層の火山灰が分布している．

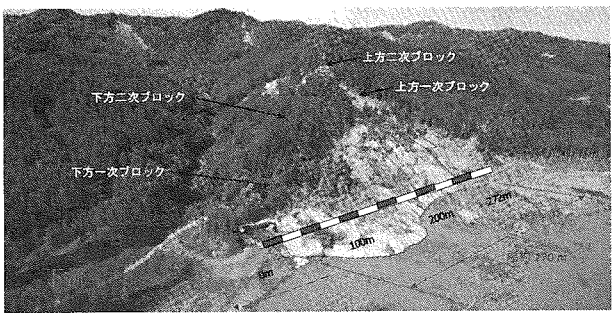
堆積岩類は下位から振老層，軽舞層が整合で堆積しているとされる．対象の地すべりは，軽舞層の分布する箇所に位置する．

軽舞層の岩相は硬質頁岩層，砂岩・泥岩互層，礫岩層に3区分され，主体の岩相は硬質頁岩層とされている．基盤はNNW-SSE方向に褶曲構造のあるショロマ向斜とされており，ショロマ沢に流れ盤となっている．

3. 調査ボーリング

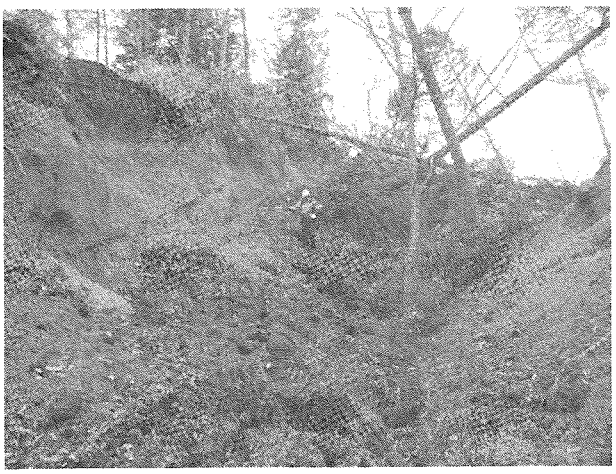
3.1 地すべり災害とブロック区分

図－2は地震後に調査対象斜面をUAVで空中斜め撮影した写真に地すべりブロックを描いたものである．地震前には地すべり地形はなく尾根状地形であり，地震によってショロマ沢に面した斜面に滑落崖や分離崖が形成され，地すべりが発生していた．



図－2　地すべり災害状況[2)]に加筆

この地すべりによってショロマ沢沿いに並走していた道路はショロマ沢へ押出され崩落していた．写真－1は下方ブロックの滑落崖・分離崖の状況である．



写真－1　滑落崖・分離崖の状況

写真－2は破壊して押し出された橋梁の状況である．地すべり右翼の側方にあった橋長60mの橋梁は地すべり土塊によって上流側下部工が移動したため，上部工が曲げ・座屈して破壊していた．崩落した土砂は桁下の貯水池空間を埋塞し，貯水容量を減少させていた．



写真 - 2　橋梁の破壊状況
（移動土塊側から下流方向望む）

被災前後の地形変化および踏査により把握した地すべり変状から主要なブロックを約 20mの縦方向の沈下が生じている上方ブロックと約 50m横方向の移動が生じた下方ブロックに大別した．各ブロックは地割れや段差の地表変状から１次，２次ブロックと区分した．

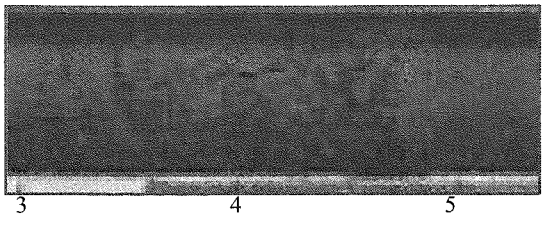
3.2　調査ボーリング

下方の地すべりブロックで実施した１本目の調査ボーリングのコア写真の一部を図－３および図－４に示した．すべり面調査ならびに詳細なコア観察をするため，削孔径はφ86 ㎜，高品質のコア採取を実施した．

ボーリング削孔長は，地すべりの幅と層厚の関係や河床付近までを限度の目安として深度 50m とした．調査ボーリングに先立って地盤伸縮計にて地すべりの挙動を監視しながらの作業を実施した．

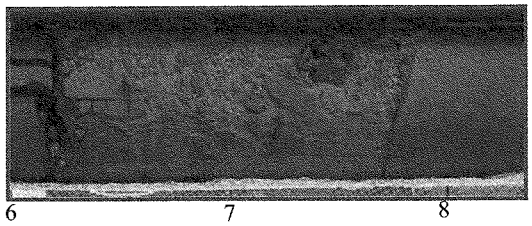
ボーリングコアでは，地表から深度 1.75m までが火山灰であり，以深が軽舞層となり GL-10m までが褐色に風化した岩片状のコアであった．10m 以深のコアは新鮮色となり，コアも短棒状ないし棒状のコアが主体であった．ブロックは岩盤を主体としていることが確認された．

図－３は GL-18.3~18.5m 前後のコアで比較的破砕が著しい区間である．この GL-18.5m 付近よりも以深では短棒状ないし棒状のコアが主体となった．



図－３　調査ボーリング BV-1 コア（GL－18.5m 付近）

GL-35.4~35.6m に高角度～縦亀裂が観察され，GL-36.2～36.8m に亀裂が多く破砕状となる区間が確認された．特に図－４に示す GL-36.6~36.8m のコアでは浅い深度の GL-18.5m 付近の破砕したコアでは確認されなかった岩片が細粒化し角礫状のコアが観察された．なお，GL-36.8m～50m では棒状コアとなり破砕や風化の著しい区間を確認することはなかった．



図－４　調査ボーリング BV-1 コア（GL－36.8m 付近）

すべり面深度を地すべり幅の 1/7～1/10[4] とした場合，推定されるすべり面の深度は統計的に GL-38.5～27.0m とされる．

BV-1 では GL-36.8m の頁岩の上位に強破砕され岩片状～粘土化した部分が認められた．統計的な推定値および観察結果から BV-1 の推定すべり面を GL-36.8m とした．

4. まとめ

現在，調査地周辺の斜面は崩落などの土砂災害箇所が多数存在しており，対象の地すべりブロックへのアプローチは厳しいが，災害復旧工事に向けて調査等を継続して実施している．

地震により発生した岩盤地すべりのブロック概要と調査ボーリングによって採取したコア観察について報告した．

謝辞

本報告をとりまとめるに際しては，北海道胆振総合振興局室蘭建設管理部苫小牧出張所厚幌ダム災害復旧工事監督員詰所から，災害に関する現場写真などの資料を提供いただきました．ここに感謝の意を表します．

文献

1) 気象庁（2018）：平成 30 年北海道胆振東部地震について(第５報)報道発表，気象庁地震火山部，pp1-6.
2) 矢野明（2019）：胆振東部地震における災害復旧事業申請について，北海道立総合研究機構環境・地質研究本部調査研究成果発表会要旨集，p.7.
3) 松野久也・石田正夫（1960）：５万分の１早来地質図幅,北海道開発庁，35p.
4) 日本地すべり学会東北支部（2001）：地すべり安定解析用強度決定法,地すべり安定解析用強度決定法に関する委員会,pp50-51.

46. 平成30年北海道胆振東部地震により発生した土層すべりと岩盤すべり

Rockslides and earth slides by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake

○伊東佳彦（北電総合設計，寒地土木研究所名誉研究監），山崎秀策（寒地土木研究所），西原照雅（寒地土木研究所），
倉橋稔幸（寒地土木研究所）
Yoshihiko Ito, Shusaku Yamazaki, Terumasa Nishihara, Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

平成30年9月6日に発生した北海道胆振東部地震（以下，胆振東部地震）は厚真町で震度7，安平町とむかわ町で震度6強を記録し，6,000か所以上[1]という多数の地すべりを引き起こした．地すべりのほとんどは斜面に沿って分布していたテフラと土壌等がすべった土層すべりであるが，岩盤すべりも200か所以上発生している[2]．

土層すべりの性状や発生機構は，テフラ層（主にTa-d層，En-a層）の性状や分布と関連づけられて整理・理解が進みつつある[3),4),5)]．しかし，岩盤すべりについては個別の対策は着実に行われているが，岩盤すべり全体の分布・性状や発生機構の理解は十分とは言えない．今後の防災・減災には過去の地すべりの分類，性状や発生機構の研究が重要であるが，柳井(1989)[6]や田近他(2016)[7]が認められる程度である．

国土交通省北海道開発局は胆振東部地震発生6～9日後（9月12～15日）に航空レーザ測量を実施している．筆者らはそのデータを基に作成された厚真町周辺の地形図(DEM)を用いて，地すべり地形判読を実施した．これまでの調査結果の報告[2),8),9)]に加え，今回，胆振東部地震で発生した新たな地すべりと過去の地すべりとの関係に着目して検討を行ったので報告する．

2. 調査内容

水平解像度0.5mのDEMから作成した陰影起伏図を基に，胆振東部地震で発生した地すべり（岩盤すべりおよび土層すべり）と過去の地すべり（同）による地形を判読し検討を行った．

3. 調査結果

厚真町のウクル川流域における胆振東部地震で発生した地すべり，および過去の地すべりと考えられる地形の判読結果を表-1に示す．表には文献[10),11)]による当該地域の地すべりの個数も併せて示した．

文献[10),11)]と今回の判読では地すべり地形の判読基準や読取り方法（文献は航空写真の判読が中心）が異なるため地すべり地形数の単純な比較はできないが，今回，非常に多くの岩盤すべり地形が判読されたことがわかる．岩盤すべりに較べると土層すべりの個数が少ないが，これは後者の地形が残りにくいためと考えられ，実際はより多数発生していたと思われる．

表-1 ウクル川流域の地すべり個所数

	今回	過去
土層すべり	多数	15か所
岩盤すべり	40か所	45か所
山岸編(2012)[10]	—	4か所
防災科学技術研究所(2010)[11]	—	9群17か所

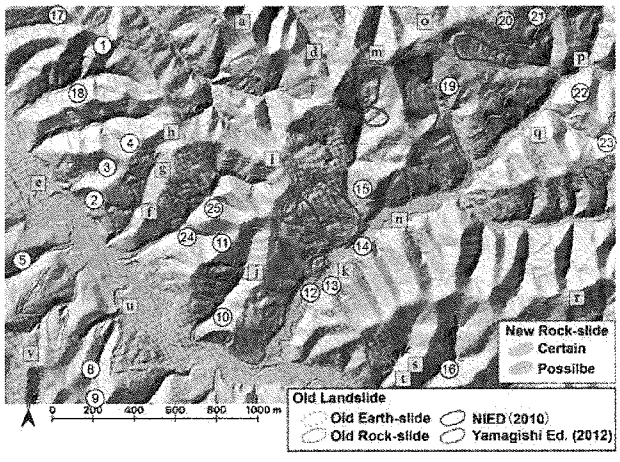


図-1 厚真町ウクル川中流域の岩盤すべりの分布
○数字は北海道胆振東部地震による新たな岩盤すべり，□数字は過去の岩盤すべりを示す

3. 1 岩盤すべり

ウクル川中流域における岩盤すべり等の判読例を図-1に示す．②，③は現地調査により岩盤すべりであることを確認しており，その結果を参考に周辺の岩盤すべりの確からしさを評価している．山岸編(2012)[10]は1，oを，防災科学研究所(2010)[11]は1，m，oをそれぞれ抽出している．

3. 2 土層すべり

過去の土層すべりの判読例を図-2および図-3に示す．図-2は厚真町桜丘集落付近の過去の土層すべりの痕跡であり，近傍には胆振東部地震による土層すべりが認められる．図-3は厚真町ウクル川支流における地すべり地形判読結果である．過去の土層すべりと考えられるものが5カ所，近傍には過去の岩盤すべりと考えられる地形が2カ所判読された．岩盤すべりか土層すべりかの判別は，地すべり体が尾根を越えているか，あるいは滑落部の深さで行っているか等で行っている．

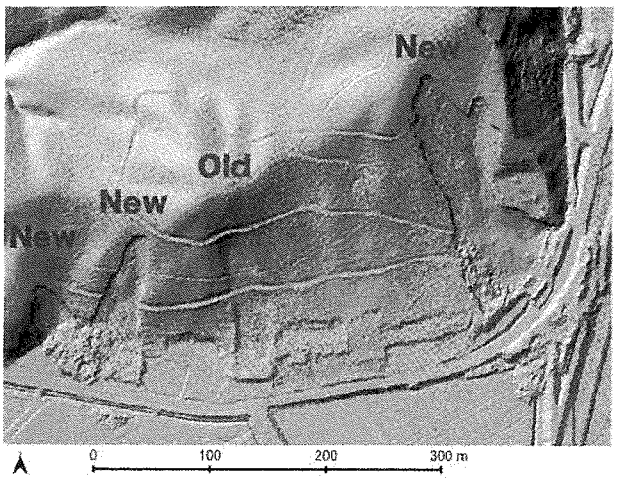


図-2 過去の土層すべり地形の例（厚真町桜丘付近）

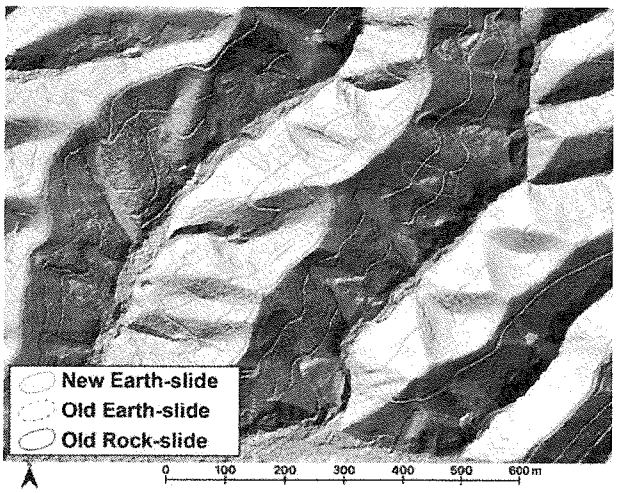


図-3 過去の土層すべり地形（オバウス沢川沿い）

3．3 土層すべりと岩盤すべりの分布

胆振東部地震による土層すべりは厚真川以北にも多数分布しているのに対し，岩盤すべりは震源近くに多く厚真川以北の分布は少ない．また，現地調査を実施した日高幌内川およびウクル川流域の岩盤すべりでは泥岩が流れ盤となっており，地すべり発生箇所と地質構造との関係性が深いと考えられる．

ウクル川流域では，過去の土層すべりはテフラが厚く分布すると考えられるオバウス沢川流域に多い．過去の岩盤すべりはウクル川中流域や石油沢流域に多く分布し，既存地質図[12]と対比すると流れ盤構造や断層近くと対応している傾向にあった．今回発生した岩盤すべりもウクル川中流域や石油沢で多く発生しており，これらの地域が岩盤すべりの発生しやすい地質構造にあると考えられる．

3．4 高精度 DEM を用いた地すべり判読活用の重要性

DEM による地すべり判読は，従来行われている航空写真の立体視による地すべり判読に較べて簡便でばらつきも少ない．高精度 DEM の活用により地すべりの読み取り精度は格段に向上することが本地域でも確認された．今後，地すべり災害の防災・減災に向けた高精度 DEM の積極的，体系的な活用が望まれる．

謝辞

レーザー測量結果の利用について便宜をいただいた北海道開発局の担当者の方々に厚くお礼申し上げます．

文献

1) 喜多耕一(2018)：2018 年 9 月 6 日発生北海道胆振東部地震正射画像のトレース，https://github.com/koukita/2018_09_06_atumatyou.
2) 伊東佳彦，山崎秀策，倉橋稔幸，藤浪武史，西原照雅（2019a)：斜面災害，寒地土木研究所月報特集号，pp. 15-21.
3) 田近淳(2019)： 胆振東部地震によって発生した斜面変動の分類，平成 31 年度日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp. 21-24.
4) 知本康男，戸田英明，磯貝晃一(2019)： 斜面被害多発地帯補区域の土層すべりの概要，平成 31 年度日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp. 29-32.
5) 岡孝雄(2019)： 2018 年胆振東部地震に関わる第四紀学諸問題：地形面区分，崩壊した斜面堆積物の地域差および活構造など，令和元年度日本応用地質学会・北海道応用地質研究会研究発表会後援予稿集，vol. 39，pp. 9-12.
6) 柳井清治(1989)：テフロクロノロジーによる北海土中央部山地斜面の年代解析，地形，vol. 10，no. 1，pp. 1-12.
7) 田近淳，大津直，乾哲也(2016)：成層した降下火砕堆積物からなる地すべり移動体の内部構造と形成過程：石狩低地東縁，厚幌 1 遺跡の例，地質学雑誌，vol. 122，no. 1，pp. 23-3.
8) 伊東佳彦，山崎秀策，倉橋稔幸，藤浪武士，西原照雅(2019b)：2018 年北海道胆振東部地震で発生した地すべりのレーザ地形図判読，平成 31 年度日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp. 43-46.
9) 伊東佳彦(2019)：平成 30 年北海道胆振東部地震報告―テフラ地帯の斜面崩壊―，日本応用地質学会令和元年度特別公演およびシンポジウム予稿集，pp. 38-44.
10) 山岸宏光編(2012)：北海道の地すべり地形デジタルマップ.
11) 防災科学技術研究所(2010)：1:50,000 地すべり地形分布図第 46 集「札幌・苫小牧」および第 47 集「夕張岳」.
12) 北海道開発庁(1960)：5 万分の 1 地質図福説明書「早来」.

47. 2018年9月6日北海道胆振東部地震による斜面災害のGISによる地形・地質解析

Geomorphological and Geological GIS Analyses of the Landslides by Hokkaido Eastern Iburi Earthquake on September 6th 2018

○山岸宏光（(株)シン技術コンサル）
Hiromitsu Yamagishi (Shin Engineering Consultant Co.Ltd)
岩橋純子(国土地理院)
Junko Iwahashi Geospatial Information of Authority, Japan

1. はじめに

2019年9月6日早朝の北海道胆振東部地震による斜面災害については,いち早く国土地理院がオルソ画像を公開した.当日朝の各種空撮画像がおびただしい崖崩れが山陵全体に発生したため，社会的にも大きなインパクトを与え,国内はもとより海外でも大きな反響があった.この地震による斜面災害には多くの研究者や研究機関により調査がなされて,海外雑誌にも続々と発表された．それらには筆者が本稿を書いた2019年8月時点でも，地震に関するものが多いが，斜面災害に関するものも,広瀬ほか(2018)，Osanai et. al (2019)，Yamagishi and Yamazaki (2018)，Wang et., al (2019)などがある．また，本研究発表会でも,多くの現地踏査についての報告があるので,本講演では国土地理院のオルソ画像による判読，地貌図(CBZ)による修正・追加判読結果をもとに,これまで入手できたGISデータを活用して,地形・地質に関するGISの解析結果の概要を報告する.

2. 地理院オルソ画像とCBZの判読結果

斜面災害の発生した丘陵・山地の面積は20kmX20kmであり,発生した地形や地質条件を探るため,まず国土地理院のオルソ画像判読により,発生したランドスライドを認定した.その際,発生源の地形や地質条件をさぐる目的で,scarpのみを拾った。結果はオルソ画像のみで8200箇所(3月時点)であったが.その後，地貌図(CBZ；北海道林務部による50cm解像度のLP dataを(株)シン技術コンサルが2m_DTMを元にした作成した)により，影部分の判読が可能となり,森林も抹消した画像であるため,追加・修正して10120箇所(6月時点)が判読できた.その結果，すべてのランドスライドを,1）スプーンタイプ(S-type),2)平滑タイプ(P-type),3）地滑りタイプ（j-type）に区分した（図-1）.とくに，地滑りタイプは空中写真では森林が邪魔して判読が困難であったが,CBZによって,400か所以上の新たな地すべりの崩積土が判読された.

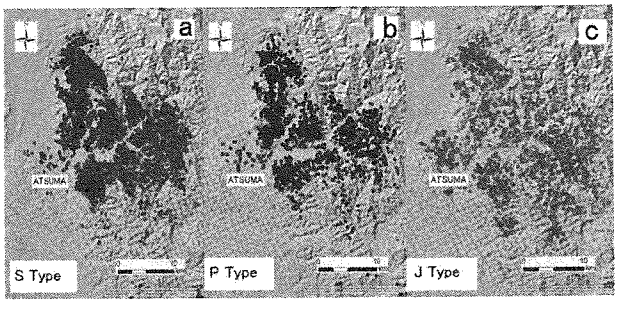


図-1 各タイプごとのランドスライド分布(a. スプーンタイプ, b. 平滑タイプ, c. 地滑りタイプ

3 解析に使用したデータ

ラスターデータ

1)地理院によるオルソ画像(高解像度)
2)地理院基盤地図情報標高データ 10m_DTM，5m_DTM
3)5万分の1地質図(「産総研地質図類ダウンロード」から)「追分」,「紅葉山」,「早来」,「穂別」,「富川」,「鵡川」を入手した.
4)北海道林務部による2m_DTM，およびそれにもとずく地貌図（CBZ）

ベクターデータ

1)デジタルマップ 北海道地方土木地質図および同説明書（北海道土木地質データ集作成委員会編2017）による20万の1レベル地質図
2)北海道の地すべり地形デジタルマップ(山岸ほか,2012)の5万分の1レベルの地すべり地形分布図
3）恵庭岳と樽前山のテフラマップ（広瀬 亘氏提供）

4．地形・地質のGIS解析

GISソフトはArcGIS10.2を利用して,以下の解析を行った.

4.1 DEMを使った地形解析

1)発生前の10_DTMを使ったランドスライドの発生した標高(elevation)の計算.

2) 発生後の 2m_DTM を使ったランドスライドの発生した傾斜(slope)の計算. S タイプとPタイプのランドスライドは傾斜 25-35 度くらいの傾斜にピークがある(図-2)。発生前の 5m_DTM と比較した結果, 正確な対比はしていないが発生後には上部斜面の傾斜は最大 5 度程度急になった可能性がある(図-3).

3) ランドスライドの発生した傾斜方向(Aspect)の計算を実施した.結果として,原地形が,東向きよりも西向き斜面 (時計回り 210-270 度にピークがある) に多い傾向があり,ランドスライドも同様の傾向があった.

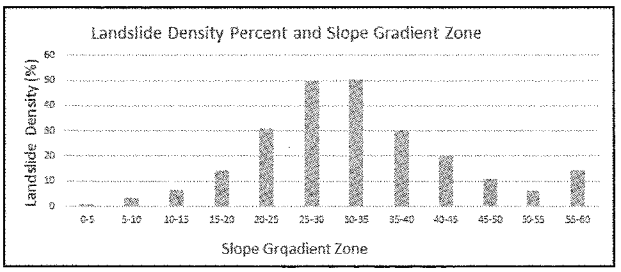


図-2 発生前の傾斜度分布の単位あたりのランドスライド数.

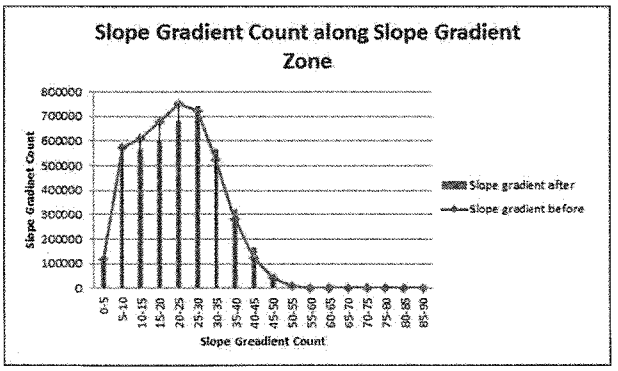


図-3 発生前の 5m_DTM と発生後の 2m_DTM (セルサイズを 5m に変換して) と比較した傾斜度カウント数の比較.

4.2 5 万分の 1 地質図(ラスター) を使った地質解析

1) 5 万分の 1 地質図の走向・傾斜をポイントデータとして読み取り,それらを属性データとして追加し,それらを Spatial Analyst の IDW で等傾斜分布とランドスライドの地滑りタイプの関係を探った(図-4a, 4b).

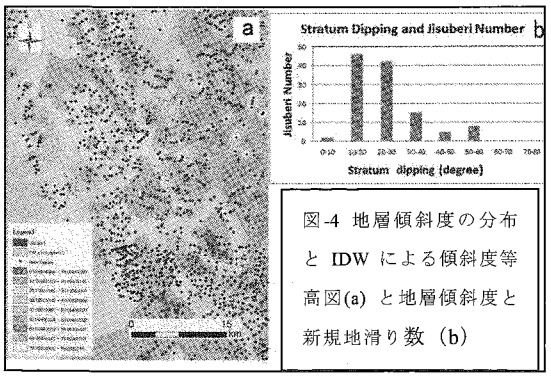


図-4 地層傾斜度の分布と IDW による傾斜度等高図(a) と地層傾斜度と新規地滑り数 (b)

4.3 デジタル土木地質図(ベクター)やテフラマップを使った地質解析

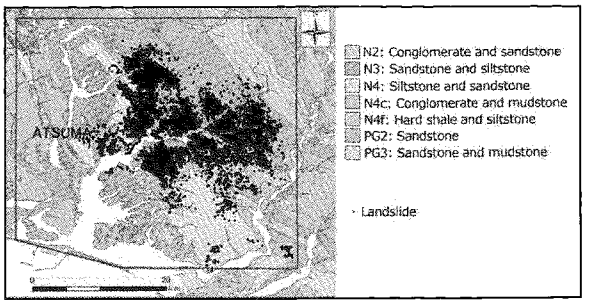


図-5 北海道土木地質図(ベクター)とランドスライド分布. 凡例の N 系は主に新第三紀層, P 系は古第三紀層

1) 地層(岩相)のポリゴンごとのランドスライドの数や面積の占有率の計算などを実施した(図-5, 6).結果として,新第三紀層の砂岩シルト岩層 (N3) に集中することが分かった(図-7).

2) 樽前山と恵庭岳からのテフラ分布とランドスライドの関係を検討した。

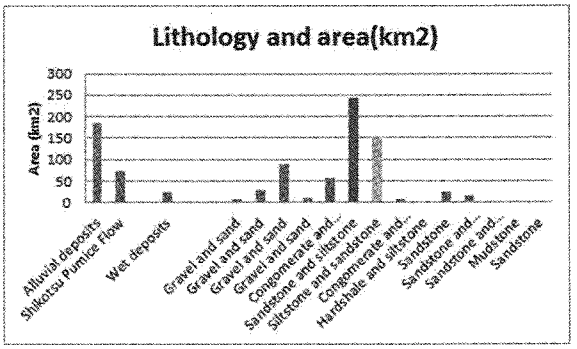


図-6 地層の岩相と占有面積

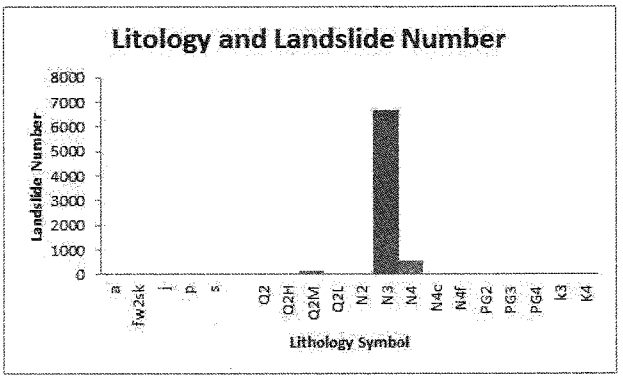


図-7 地層の岩相とランドスライド数

4. 考察と結論

1) ランドスライドは標高 100-200m に多く発生した.

2) 原地形の傾斜度は, 25-35 度で 2004 年中越地震による崩壊の発生と類似している.また,傾斜度の分布では発生後は上部斜面の傾斜度のピークは浸食のため最大 5 度程度急になった可能性がある. 3) J-タイプは新第三紀の地層の傾斜が緩い(10-20 度) 地域で発生し, 古い地すべりと同じ傾向. 4)全体として,ランドドスライドは基盤の新第三紀層 N3 の地層分布に多い. 5) また,それらは全体の分布は火山灰 Ta_d と En_a の厚い地域に多い傾向がある.

48. 地形発達史的観点からみた北海道胆振東部地震による斜面崩壊の発生場

The sources of landslides caused by the Hokkaido Eastern Iburi Earthquake from the view of geomorphic development

○石丸　聡，廣瀬　亘，川上源太郎，輿水健一，小安浩理，高橋　良，加瀬善洋（北海道立総合研究機構），
田近　淳（ドーコン），千木良雅弘（京都大学）
Satoshi ISHIMARU, Wataru HIROSE, Gentaro KAWAKAMI, Ken'ichi KOSHIMIZU, Hiromichi KOYASU,
Ryo TAKAHASHI, Yoshihiro KASE, Masahiro CHIGIRA and Jun TAJIKA

1. はじめに

2018 年 9 月 6 日に，北海道胆振地方中東部の深さ 37km を震源とした M6.7 の北海道胆振東部地震が発生した．この地震により震度 7 や 6 強を記録した厚真町やその周辺の丘陵地で斜面崩壊が多発し，多くの犠牲者を出した．Varnes の分類[1]に従えば，“岩盤すべり”や“落石”も震源に比較的近い地域では発生したが，その大多数は火山軽石・火山灰等の火山噴出物（以下、テフラと呼ぶ）を主体とする“岩屑すべり”であった．本発表では，このようなテフラ層を主体とする岩屑すべりを“テフラ層すべり”と呼ぶことにする．

近年発生した斜面災害において，地震特有の斜面崩壊が社会的に注目されている．地震による斜面崩壊が，どのような地形場あるいは丘陵斜面物質（表層地質）で発生するのかを検討することは，今後の防災・減災を検討する上で重要なテーマとなっている．本発表では，地形発達史的観点から斜面崩壊の発生しやすい地形場や表層地質について検討し，その特徴を提示する．

2. 斜面上のテフラ

斜面災害の多発地域には，テフラ層や腐植土層を主とする層厚 2m 以上の土層が丘陵斜面を覆う．これらのテフラは，主に西方約 50km の支笏カルデラおよびその周辺の火山を給源とする．斜面上に見られる主なテフラ層は下位から支笏カルデラ起源の Spfa1（約 4.2 万年前），カルデラの北に位置する恵庭岳起源の En-a（約 2 万年前），カルデラの南に位置する樽前山起源の Ta-d（約 9 千年前）である．崩壊多発地の北側には En-a，南側の地域には Ta-d が厚く分布しており，今回の地震によるテフラ層すべりの土塊のほとんどは，この両テフラを主体とする．

3. 地形と地質

斜面崩壊が多発した厚真町から安平町北東部にかけて，新第三系中新統が広く分布する．東から西に向かって，基本的に下位から振老層（川端層相当）の礫岩砂岩互層，軽舞層の頁岩や砂岩泥岩互層，萌別層の礫岩・砂岩・シルト岩が露出する．厚真川中流域の高丘から幌内付近にかけては，北北西－南南東方向を軸とする複数のドーム状構造を伴う褶曲が見られる[2]．

丘陵の地形は，最終氷期の周氷河環境のもとで形成された緩斜面が発達する[3]．緩斜面化した稜線部の標高は，厚真川の最上流部の標高 500m 程度から西へ高度を下げ，厚真市街地付近では 100m 程度となる．厚真市街地の上流側 3～4km 区間の丘陵斜面では，頂部の緩斜面が比較的広く分布し，開析段丘状の地形となる．なお，丘陵の微地形については，次の章で詳しく述べる．

4. 斜面地形とその形成過程

崩壊分布域の丘陵は標高 50～500m で，稜線部は緩斜面となる[3),4)]．河川・沢沿いの谷壁斜面は，下部の谷壁斜面が上部にくらべると急傾斜となり，その間に遷急線が連続的に形成される．田村（1996）の丘陵斜面の微地形分類[5]に基づき，この遷急線より上位の斜面を上部谷壁斜面（図-1 の c），下位の斜面を下部谷壁斜面（図-1 の g）と呼ぶ．一方，これらの谷壁斜面に入り込む浅い 0 次谷において，その谷頭部に形成される凹型斜面を谷頭凹地（図-1 の f），あるいは上部谷壁凹斜面（図-1 の d）と呼ぶ．

最終氷期の北海道は，標高の低い地域も含め周氷河環境となり，丘陵斜面上は凍結融解によるソリフラクション（土壌匍行）が卓越して地表付近の物質は面的に緩慢な移動を続けた[6]．そのため Spfa1 や En-a など，この時期に斜面上を覆ったテフラ層は，水平に近い斜面や堆積域となる斜面を除けば，斜面傾斜方向に移動

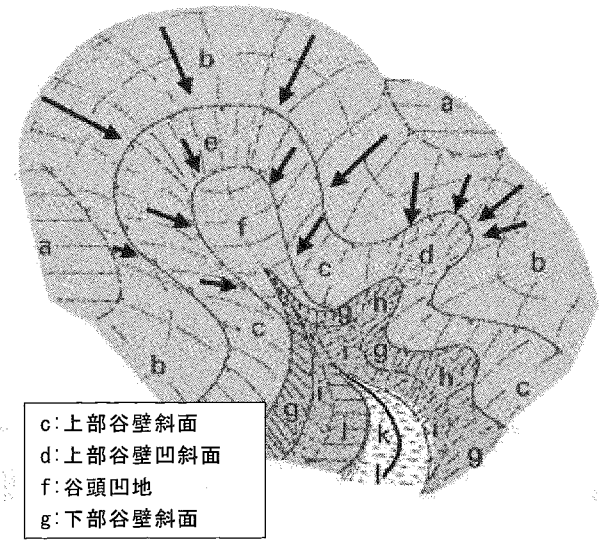


図-1　丘陵斜面の微地形（田村（1996）を改変）．黒矢印は最終氷期の活発な斜面表層移動を示す．

し，その結果，面的に削剥されていった[4]．

晩氷期から完新世初頭にかけて，気候が温暖化するとともに豪雨頻度も増加したことで，斜面表層の面的な移動が低減したのに対し，河川の下刻・側刻に伴う斜面浸食が活発となり，斜面下部に位置する下部谷壁斜面が形成・発達した．そのため，谷幅の狭い支流河川沿いの下部谷壁斜面においては，浸食により Ta-d 層が欠如していることが多い．一方，下部谷壁斜面に Ta-d 層が残る斜面では，Ta-d 層が岩盤を直接もしくは薄い斜面堆積物を伴い覆っていることが多く，このことは Ta-d 降下前後は下部谷壁斜面の浸食が活発な時代であったことを示唆する．

一方，丘陵斜面の前面において最終氷期以前に離水した段丘面上は，背後からソリフラクション等により移動してきた表層物質の堆積場となり，山麓緩斜面が形成されている．そのため，最終氷期に降下したテフラ層，あるいはそれらテフラ起源の火山灰土が斜面堆積物に狭在する場合がある．

5. 斜面崩壊の発生場

斜面崩壊の発生要因としてテフラ層の厚さが強く関与する．すなわち，厚くテフラに覆われる斜面の地形的特徴を検討すれば，斜面崩壊の発生場となりやすい箇所を抽出することが可能となる．ここで，田村(1996)の丘陵斜面の微地形分類[5]に基づき，どのような微地形に各テフラが残存し，斜面崩壊が発生したのか検討する．

5.1 Spfa1 層の崩壊

Spfa1 層の堆積が見られるのは，段丘面やその背後の山麓緩斜面を除けば，尾根にあたる頂部平坦面のみである．このことは，4 万年以上前に降下したテフラが，氷期中の凍結融解によるソリフラクションにより面的な削剥が活発となったため，緩傾斜の頂部平坦面にしか残存し得なかったことを示唆する．Spfa1 はこのような安定的な斜面上にしか厚く残らないため，これらを主体とする崩壊はほとんど発生しなかったと推測する．

5.2 En-a 層の崩壊

安平川上流の谷頭凹地では，丘陵斜面上に残ることの少ない En-a 層が厚く堆積し，主な崩壊源となった．En-a の降下した約 2 万年前は最終氷期の最寒冷期にあたり，それ以前の亜間氷期のやや温暖で流水の影響を受け不安定だった谷頭部が安定化した時代であった．この時代はソリフラクションが卓越し，丘陵斜面は面的な表層物質の移動が盛んな時期にあたるが，谷頭凹地では周辺斜面から移動してきた斜面物質の堆積場となり，En-a 層が浸食されずに残存したものと考えられる．崩壊後の航空レーザーデータによると，En-a がテフラ層すべりの主体となる北側地域では，尾根に囲まれた谷頭凹地や上部谷壁凹斜面など谷頭を崩壊源とするものが多く見られる．谷頭の斜面下方には谷が続くため，斜面の高い位置で発生した崩壊土砂は谷を流下し，速度が速く破壊力の高いものとなる．

5.3 Ta-d 層の崩壊

Ta-d 層を起源とする崩壊は，Ta-d 層の厚く分布する南側地域では丘陵の上部から下部まで，田村（1996）分類[5]のほとんどの微地形において発生している．約 9 千年前に降下した Ta-d は，晩氷期以降に浸食が活発となった河道付近の斜面や 40° 以上の急斜面を除けば，おおむね丘陵斜面全体を覆っている．厚真川本流沿いにおいては，下部谷壁斜面を中心として斜面崩壊が発生している．厚真川本流沿いの場合，下部谷壁斜面でも Ta-d 層が浸食されずに残っていたのは，比較的斜面の傾斜が緩く，谷幅が広いため側方浸食も受けにくいためと考えられる．ただし，一部の斜面では過去の地震等により，Ta-d 層が斜面上に残存しない箇所もある[7]．一方，支流河川沿いでは，下部谷壁斜面で Ta-d 層は薄いため，上部谷壁斜面が崩壊の主体となるものが多かった．支流河川沿いにおいて下部谷壁斜面に Ta-d 層が薄かったり残っていない箇所があるのは，河道に近いために側方浸食を受けやすく，また比較的急傾斜のため削剥されたものと考えられる．Ta-d 層は，下部谷壁斜面の一部を除くと，丘陵斜面をほぼ全面覆うことから，ある程度の厚さ(層厚約 1m 以上)があり，傾斜が急（約 30 度以上）であれば，崩壊はどこでも起こりうるものと考えられる．

文献

1) Varnes, D. J.（1978）: Slope movement types and processes, In Landslides: Analysis and control, Transportation Research Board Special Report, 76, 11-33.
2) 松野久也・石田正夫（1960）: 5 万分の 1 地質図幅説明書「早来」, 北海道開発庁, 35 p .
3) 清水長生（1989）: 夕張山地南部・日高山脈西部における最終氷期から完新世初頭にかけての斜面安定性の垂直的変遷, 第四紀研究, 28, 159-170.
4) 柳井清治（1989）: テフロクロノロジーによる北海道中央部山地斜面の年代解析, 地形, 10, 1-12.
5) 田村俊和（1996）: 微地形分類と地形発達—谷頭部斜面を中心に—, 水文地形学, 古今書院, 177-189.
6) 小疇　尚（1983）: 氷河・周氷河地形からみた日本の最終氷期, 地球, 43, 13-19.
7) 田近　淳ほか（2016）: 成層した降下火砕堆積物からなる地すべり移動体の内部構造と形成過程：石狩低地東縁, 厚幌 1 遺跡の例, 地質学雑誌, 122, 23-35.

本研究において，文部科学省科学研究費助成金「平成 30 年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査（代表：北海道大学)」の一部を使用した．

49. 北海道胆振東部地震によるテフラの高速地すべり機構の提案

Mechanism of rapid-landslide of Tefuras induced by Hokkaido Iburi-tobu Earthquake

○雨宮和夫（防災地質工業㈱），中川雄平（北海道胆振総合振興局林務課）

Kazuo AMEMIYA (Bosai Chishitsu Kogyo Co.), Yuhei NAKAGAWA (Hokkaido Gov. IBURI Gen. Subpref. Bu.)

1. はじめに

本地震によるテフラの高速すべりは、移動体がほぼ水平になるまで移動堆積した。一方で，本地震まで Ta-d （9ka）[1]堆積時から Ta-d 以上の地層は斜面上に大半が残っていた。この現象を解くため，土質試験による解析結果を報告する。同時に緩傾斜（＜10°）発生域に残る移動体の再滑動を検討した。さらに，特定の層準にすべり面ができた原因についても提案する．

また，最近見つかった，地形傾斜がごく緩く，変動量 1m 以下の広義の地すべりで，境界が火山灰質の段丘堆積物などにある例についても触れる．

2. 地震直後のすべりの特徴

地震直後の観察では，Ta-d 基底付近をすべり層とするすべりは次の特徴があった [2]． **a.** すべり面に，厚さ 2cm ほどのすべり層が残され，水が染み出した跡が見られた．**b.** すべり層は，発生 2 日ではクリーム状で著しくすべりやすく，クリーム状であった．**c.** 堆積した移動体は，ほぼ発生源の地質構成・構造を保存していた．

3. 土質試験

すべり層と不動域の物理特性試験，力学試験をおこなった．地山の軽石は，密度などは砂置換法で，力学特性は、“土検棒”でおこなった．表－1，2 にその結果を示す．強度パラメーター（C,φ）の値は，すべり層，地山ともに大きな差はなく，シラスの既存の知見に比してやや小さい値を示した．また，地山の Ta-d とこれを材料とするすべり層では，含水比が 174→73% と著しく低下していることがわかった．

表－1　各種物理試験結果

	箇所	密度			含水比		
		最大	最小	平均	最大	最小	平均
Ta-d すべり層	桜丘（朝日）	1.862	1.344	1.546	107.4	39.4	73.3
Ta-d	桜丘（朝日）	0.712	0.970	0.801	212.0	114.2	174.1
Ta-d粘土	桜丘（朝日）	1.196	1.139	1.174	208.6	162.8	183.5
黒ボク Ta-d上位	桜丘（朝日）	1.075	1.019	1.053	95.4	92.6	94.1
En-a rework	幌里北	1.264	1.156	1.224	197.2	158.0	181.0
En-a rework	幌里北	1.719	1.603	1.650	45.0	30.0	38.5

表－2　一面せん断試験結果

	全応力		有効応力	
	C_{cu} (kN/m²)	ϕ_{cu}°	C' (kN/m²)	ϕ' °
桜丘2 すべり層1	30.7	14.1	2.1	34.3
桜丘2 すべり層2	13.7	15.8	3.3	35.4
桜丘2 黒ぼく	8	14.9	1.9	29.6
桜丘2 粘土	0.8	14.9	0.3	26.6
幌里北 恵庭粘土上	2.7	16.8	0.6	30.2
幌里北恵庭 粘土下	15	10.7	5.3	27.6

4. 安定計算

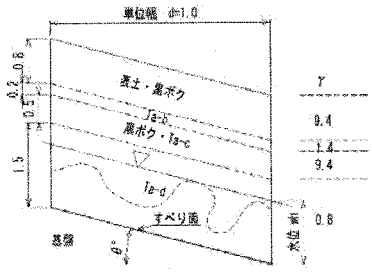
得られた C，φ の値を用いて，Ta-d堆積面傾斜と地下水位を変えて安定計算をおこなった（図－1）．土検棒と一面せん断試験結果が近いのですべり層の値を用いた．

単位長さの切片の安定計算式

$$Fs=\frac{(\sum N_i-\sum U_i)\cdot\tan\varphi+\sum C\cdot l_i}{\sum T_i}$$

ここに、

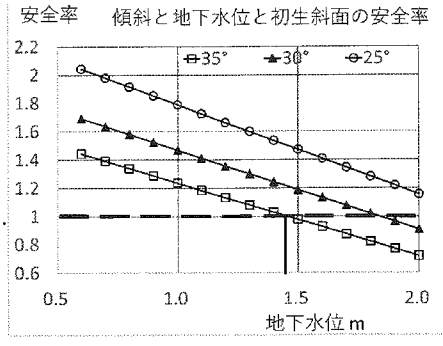
Fs ；安全率
N_i ；切片 i の質量 Wi のすべり面垂直ベクトル
T_i ；切片 i の質量 Wi のすべり面方向ベクトル
U_i ；切片 i の間隙水圧
l_i ；切片 i のすべり面長さ
φ ；すべり面の内部摩擦角
C ；すべり面の粘着力



図－1　安定計算式と計算模式図

4. 1. 被災前の自然斜面

傾斜 35° から 20° までの結果を図－2 に示す．9ka 安定していたのは，地下水位が 1.4m 以上には上昇しなかったためであることがわかった．

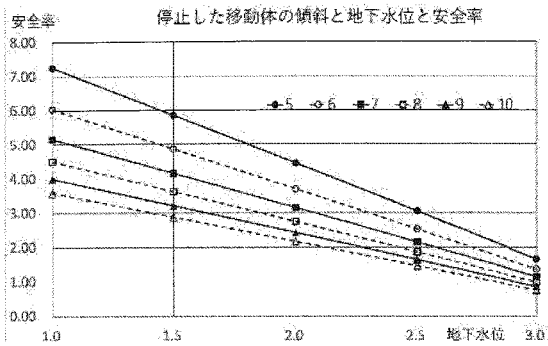


図－2　初生斜面の傾斜と地下水位と安全率

4. 1. 途中で停止した移動体の安定

傾斜 7° 以下の場合，地下水位が地表なで達しても滑動しない（図－3）．

5. 本地震によるすべりの機構

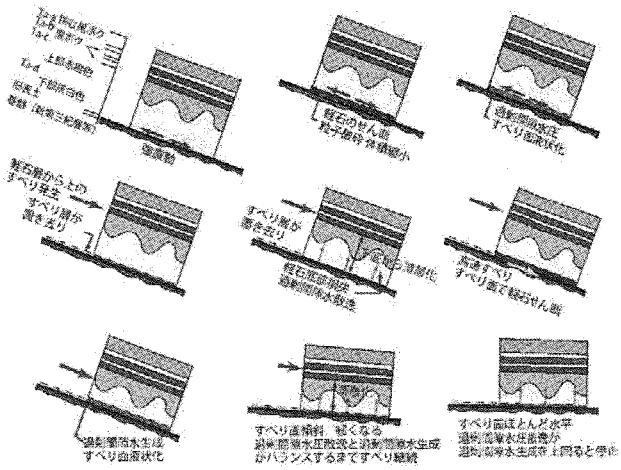


図－3　停止移動体の傾斜と地下水位と安全率

移動体がほぼ水平になるまで停止しなかった機構としてすべり面液状化[3]がある．強振動→軽石破砕→過剰間隙水発生→せん断抵抗の急減→すべり→位置エネルギー→運動エネルギーによる軽石破砕→過剰間隙水発生，となり過剰間隙水の散逸が新たな過剰間隙水の生成を上回るまで高速すべりが継続する（図－4）．

6．すべり前後の物質移動とすべり面液状化

すべり面液状化を物質の収支から検討した．すべり



図－4　軽石層底面付近でのすべり面液状化による高速すべり機構概念図[2]

前後で固体粒子の質量が不変だと仮定した結果体積が42%に圧縮し，45%の水が絞り出された（図－5）[4]．これが過剰間隙水となり，すべり面液状化が発生した．

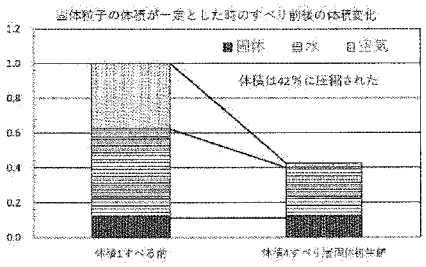


図-5　すべり後の体積の変化

7．すべり面が特定の層準に形成された原因

7．1．風化・粘土化の空間構成

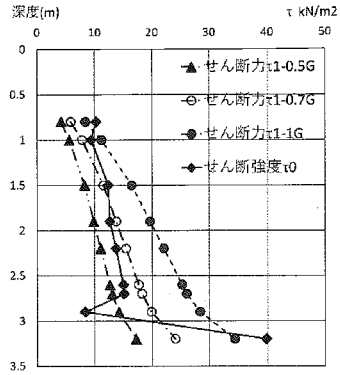
Ta-d 上位の降下火砕物（Ta-c，Ta-b）[1]，黒ボクにはハロイサイトはなかった．Ta-d は，上部で一部あり，下部の灰色部では出現しない場合とする場合があった．下部の灰白色粘土帯は多量に出現する．これが下底近くでせん断強度が最も小さい原因となっている．

7．2．せん断強度と地震動のせん断力の関係

深度方向にせん断強度（τ_0）と，地震力によるせん断力（τ_1）を求めた（図－6）[4]．Ta-d の下底部でせん断力に対してせん断強度が特に小さくなっている．

地層	深度 m	層厚 m	γ kN/m3	C kN/m2	φ°
表土 黒ボク	0.80	0.80	10.5	① 1.9	29.6
Ta-b	1.00	0.20	14	② 0	40
黒ボク	1.50	0.50	10.5	① 1.9	29.6
Ta-d	3.00	1.50	8.0	② 7 ③ 1 ② 0 ④ 0.8	17 30 33 14.9
礫岩			20	⑤ 20	30

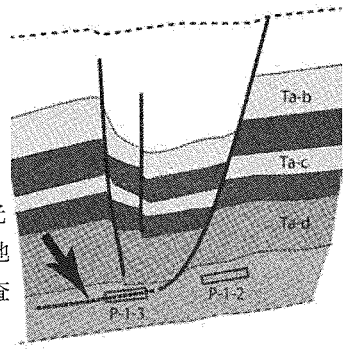
① 一面せん断試験　② 土質試験　③ 間隙圧　④ 静的貫入　⑤ 参考値



図－6　深度方向のせん断強度 τ_0 とせん断力 τ_1

8．段丘堆積物などに“すべり面”をもつ緩傾斜地での変位量が小さい斜面変動（地すべり）

この斜面変動は，傾斜が 5° 前後で，冠頭部に陥没帯をもち，延長数 10m，変位量が 1m 以下である．ピット内では陥没帯の正断層は火山灰質の段丘堆積物などの上面付近の“すべり面”に向かって傾斜角が緩くなり，厚さ 2cm 程度の軟弱な“すべり面”に連続する（図－7）．“すべり面”は明確なせん断面がない．強振動による強度低下でせん断帯を形成し変位した可能性もあるが，火山灰質土のすべり面液状化の可能性もある．



図－7　陥没帯下のせん断面から連続する“すべり面”黒矢印

文献

1）古川竜太・中川光弘(2010)：「樽前火山地質図」，産総研地質調査総合センター．

2）雨宮和夫・中村 研・田近 淳(2018)：*U-P-3 北海道胆振東部地震による高速地すべり機構（速報）．日本地質学会第 125 年学術大会つくば特別大会講演要旨．

3）大塚悟・鵜飼恵三・若井明彦(2012)：「地震地すべり」，社団法人日本地すべり学会，pp140-150.

4）雨宮和夫（2018）：北海道胆振東部地震による土（岩屑）の高速地すべり機構と安定度．平成 31 年度(公社)日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp39-42.

50. 平成30年北海道胆振東部地震における切土・盛土のり面の被害について

Damage Types of Cut Slopes and Embankments by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthqukake

○倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

平成 30 年北海道胆振東部地震で震度6弱以上の強い揺れが観測された，厚真町・安平町・むかわ町・平取町・日高町等では，道路や宅地等の多くの切土・盛土のり面が被災した．そこで，本報告では，これらの地域で18箇所の切土･盛土のり面の被害状況を現地調査し，のり面被害の発生形態を分類した．

2. 調査方法

地震発生直後の9月6日から北海道開発局の要請により被災地域へ現地入りし，延べ12日間にわたり厚真町・安平町・むかわ町・平取町・日高町の18箇所の切土のり面と盛土のり面を調査した．次章に主な調査事例を示し，崩落・表層崩壊・すべり等の運動形態とすべり面位置から切土・盛土のり面における被害の発生形態を分類した．

3. 調査結果

3.1 切土のり面の被害

3.1.1 厚真町美里地区の被害

厚真町美里地区では宅地裏の切土のり面表層のTa-d層が崩壊していた（写真-1）．のり頭付近にTa-dとTa-bの火山灰層が堆積していたが，崩壊の主体はTa-d層であった．のり面は切り放しで，植生がある以外に対策はなされていなかった．



写真-1 切土のり面における火山灰層の表層崩壊（厚真町美里地区，平成30年9月9日撮影）

3.1.2 むかわ町二宮地区の被害

むかわ町二宮地区の二宮神社参道の切土のり面で切土のり面に被害が認められた．参道背後の車道に約35mにわたり落差30cmの段差が認められたほか，参道の切土にはらみ出しも認められた．車道周辺の露頭では円礫を含む砂礫層が観察されたことから，段丘縁の切土のり面がすべりにより被災したと考えられる．

3.1.3 厚真町富里地区の被害

厚真町富里地区の浄水場裏の切土のり面で幅約500mにわたり土層すべりが発生した（写真-2）．Ta-d層をすべり面としていた．



写真-2 厚真町富里浄水場の切土のり面の土層すべり（厚真町提供）

3.1.4 厚真町厚真ダム周辺の被害

厚真ダム左岸の道道における切土のり面背後の自然斜面で土層すべりが発生していた（写真-3）．のり枠工により対策されていた道道の切土のり面自体に変状は認められなかったが，背後の自然斜面がTa-d層の基底をすべり面として土層すべりを発生させていた．切土のり面にもTa-d層は連続して分布すると推定されたが，土層すべりの末端はのり頭に止まっていた．

一方，厚真ダム右岸の新第三紀川端層の砂泥互層の切土のり面では，岩盤の風化部が亀裂に沿って剥離し吹付コンクリートとともに崩落していた（写真-4）．

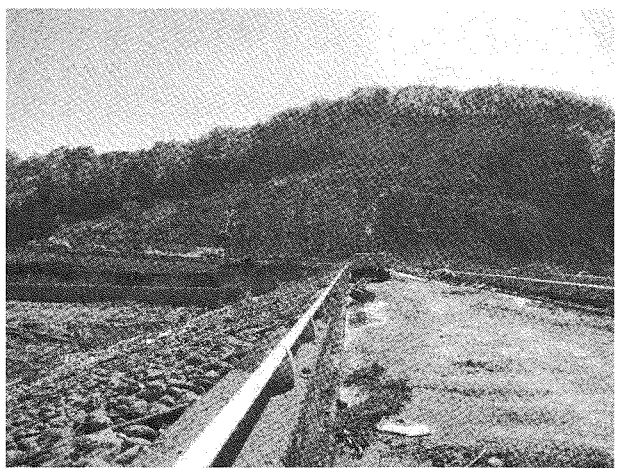


写真-3 厚真ダム左岸の切土のり面背後の土層すべり（平成30年10月4日撮影）

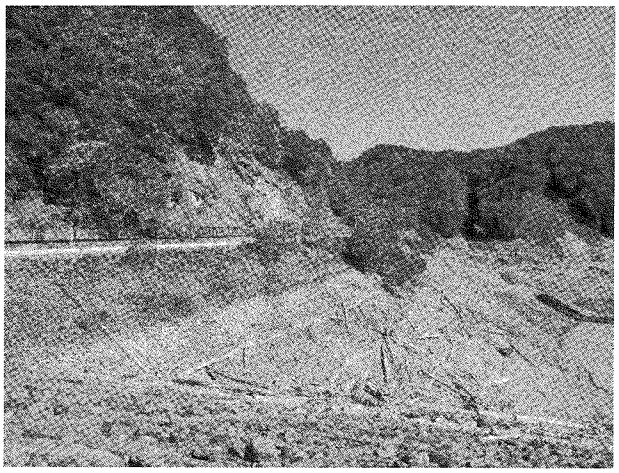


写真-4厚真ダム右岸の切土のり面における剥離による崩落（平成30年10月4日撮影）

3.2 盛土のり面の被害

3.2.1 安平町早来北進地区の被害

安平中学校のグランドの高さ約5mの盛土でのり頭と切り盛りの境界に亀裂，のり尻にはらみ出しが認められた．

一方，安平中学校から直線で150m離れた斜面に造成された盛土では，盛土下のTa-d層を境に土層すべりが発生し，盛土が約15m移動していた（写真-5）．

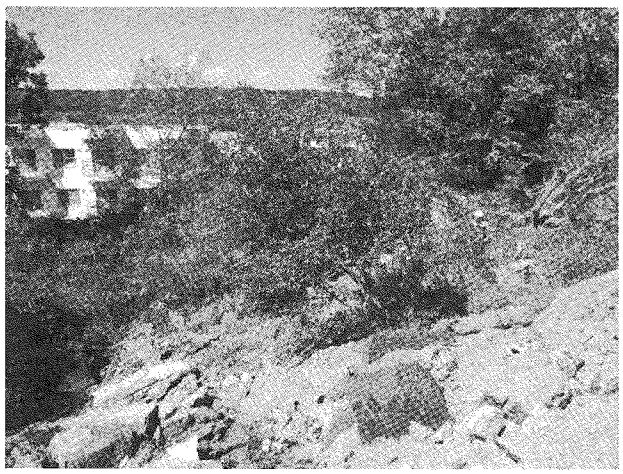


写真-5　土層すべりによる盛土被害（安平町早来北進地区，平成30年9月19日撮影）



写真-6自然地盤の変形に伴う盛土沈下による被害（厚真町美里地区，平成30年9月9日撮影）

3.2.2 厚真町美里地区の被害

盛土に段差を伴う複数の方向の亀裂が生じていたほか，のり尻の自然地盤に盛り上がりが認められた．盛土下の軟弱な自然地盤の変形に伴い，盛土の沈下により生じたと推定される（写真-6）．

4. 切土・盛土のり面被害の発生形態分類

運動形態を崩落・表層崩壊・すべり・沈下に分けて，切土のり面被害の発生形態を4つのタイプに，盛土のり面被害の発生形態を4つのタイプに分類した（図-1）．さらにすべりでは，すべり面の位置により細分した。特にTa-d層がすべり面となり，土層すべり発生させ，切土・盛土のり面を崩壊させていた．自然斜面の土層すべりでは，すべり面となる火山灰層としてTa-dのほかにEn-a, Spfa-1の存在も指摘されている[1]．今後は，これらの火山灰層の分布域でも切土・盛土のり面の調査を行う必要がある．

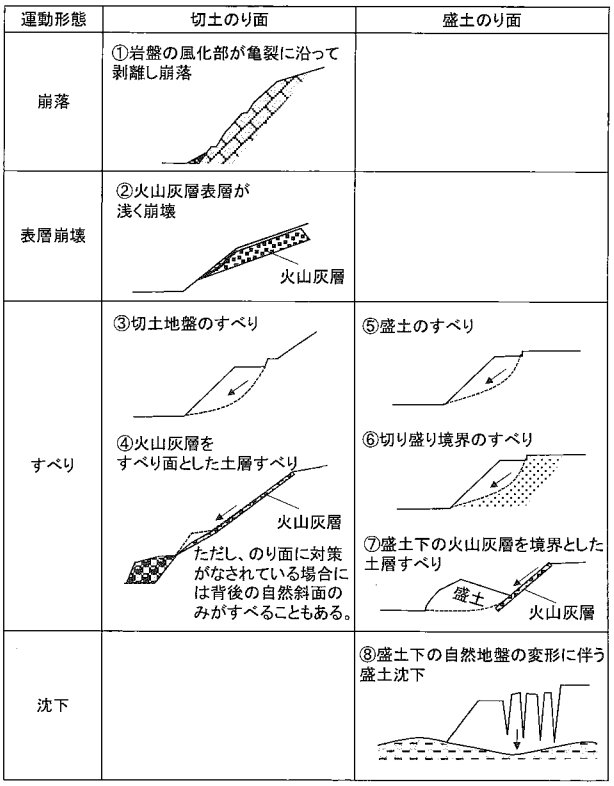


図-1 切土・盛土のり面被害の発生形態分類

5. まとめと今後の課題

本調査の結果，崩落・表層崩壊・すべり・沈下の運動形態とすべり面の位置から切土・盛土のり面被害の発生形態を併せて8つのタイプに分類した．今後はすべり面となる可能性のあるEn-a，Spfa-1の火山灰層の分布域でも切土･盛土のり面の調査を行う必要がある．

文献

1) 知本康男・戸田秀明・磯貝晃一(2019)：6．斜面被害多発地帯北域の土層すべりの概要，平成31年度（公社）日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表解予稿集，pp.29-32.

51. 航空レーザ計測データおよび衛星 SAR 画像解析を用いた 2018 年北海道胆振東部地震による被害状況と地域特性

Local characteristics and grand deformation in Sapporo City at the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake confirmed by InSAR analysis and airborne laser measured data

○重野聖之，横田彰宏（明治コンサルタント㈱），
西村智博，向山 栄，本田謙一，佐藤 匠（国際航業㈱）
Kiyoyuki Shigeno, Akihiro Yokota,
Tomohiro Nishimura, Sakae Mukoyama, Kenichi Honda, Takumi Sato

1. はじめに

平成 30 年（2018 年）9 月 6 日未明に発生した北海道胆振東部地震では，勇払郡厚町などで多くの崩壊が発生したほか，札幌市清田区をはじめ広範囲で地盤変位が発生し，多くの建物が被害を受けた．これら自然災害で生じた被害を迅速に把握することは，救急活動を円滑にし，減災を進める上で重要である．雲や夜間でも観測できる合成開口レーダ（SAR）を用いた干渉 SAR 解析は，広範囲で地表形状の微小な変位を抽出し，表層地盤や建物に被害が発生した可能性がある場所を迅速に検出することができる（向山ほか，2019 など）．

我々は衛星 SAR 画像より広域な被災状況を把握し，顕著な変位が観測された札幌市清田区清田・豊平区平岸，東区伏古ほかにおいて，衛星 SAR 画像による地表面変位箇所の妥当性と変位の原因解明を目的に，地震前後の航空レーザ計測データの解析および現地踏査による地盤変位量の把握，古地図，空中写真判読等から，被害状況や地形・地盤特性について検討を行った．

2. 地形判読および現地踏査結果

■東区伏古地区

伏古地区では，豊平川の旧河道やその周辺の低地に沿って集中的に最大 5cm 程度の地盤沈下が生じ，基礎杭工の上に建てられたビルなどでは躯体が抜け上がるなどの被害が生じた（図-1，図-2，図-3）．

低地より約 3m 高い自然堤防にあたる地域ではほとんど被害が生じていない（図-3）．

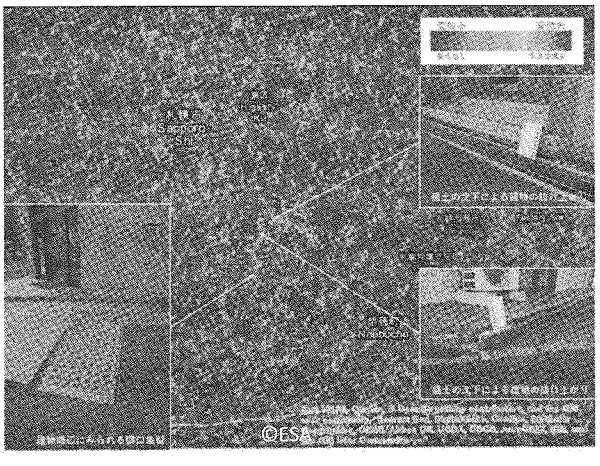


図-1 東区伏古地区における衛星 SAR 画像解析による地盤変位の推定図と 9 月の現地状況

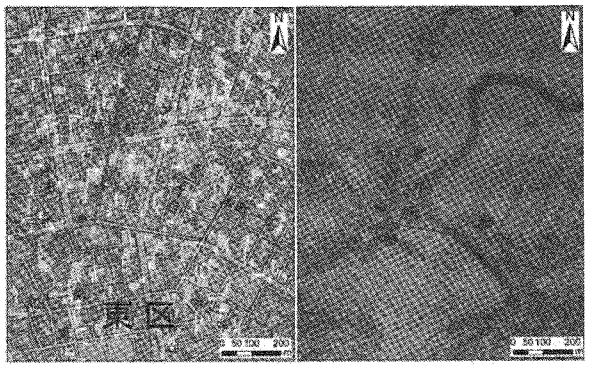


図-2 東区伏古地区の航空レーザ計測データによる地盤変位の推定図(背景に国土地理院地図を利用)と空中写真(国土地理院の 1960 年代空中写真)

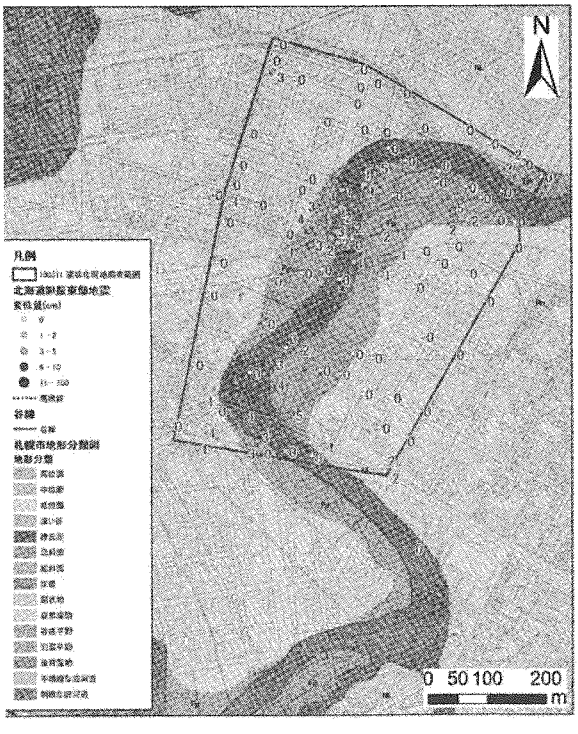


図-3 東区伏古地区の地形分類図および地盤変位量図(背景に国土地理院地図を利用)

■豊平区平岸地区

平岸地区では，望月寒川などの谷底部およびその周辺の斜面を人工改変（主に盛土）した住宅地に最大 5cm 程度の沈下ないし亀裂が集中的に生じ，周辺の建物や構造物に被害が生じた（図-4，図-5）．

変位は旧谷底部に集中しており，元々段丘面（火砕流堆積面）にあたる地域ではほとんど被害が生じていない（図-5）.



図-4　豊平区平岸地区の航空レーザ計測データによる地盤変位の推定図(背景に国土地理院地図を利用)と空中写真(国土地理院の 1960 年代空中写真)

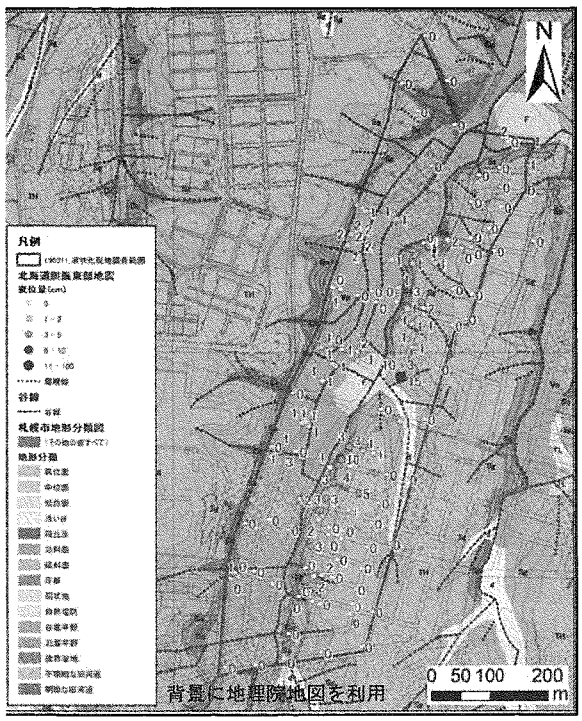


図-5　豊平区平岸地区の地形分類図および地盤変位量図(背景に国土地理院地図を利用)

■清田区美しが丘地区

清田区では里塚など大きく陥没した住宅地などが盛んに報道されていたが，これら以外にも広い範囲で数十 cm オーダーの沈下や亀裂が発生し，建物や構造物に大きな影響が生じていた（図-6，図-7）.

これらの変位は旧谷部周辺に集中しているように見える（図-7）.

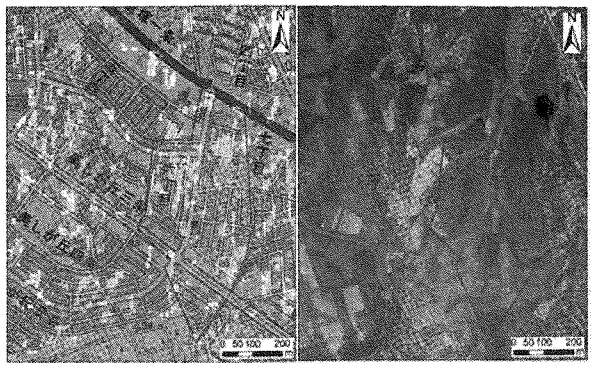


図-6　清田区美しが丘の地盤変位の推定図(背景に国土地理院地図を利用)と空中写真(国土地理院の 1960 年代空中写真)

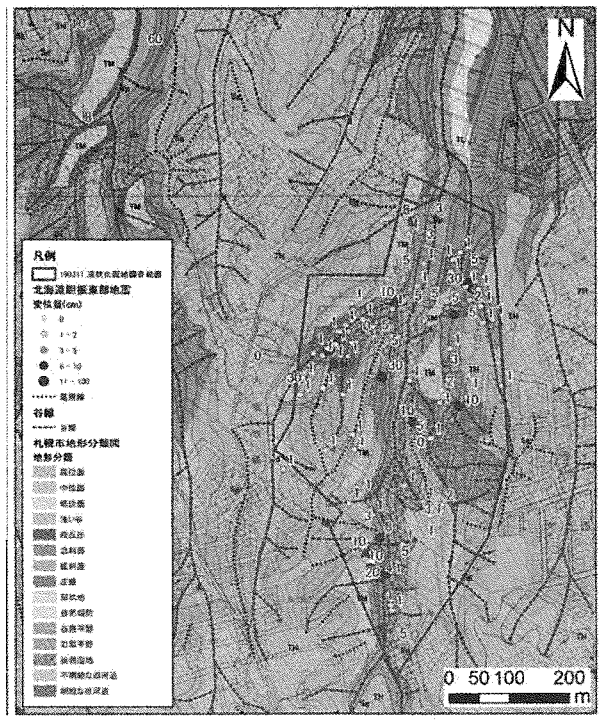


図-7　清田区美しが丘の地形分類図および地盤変位量図(背景に国土地理院地図を利用)

3. 被害状況と地域特性

調査の結果，航空レーザ計測データおよび衛星 SAR 画像解析で大きな変位が推定された箇所は，現地踏査によって確認された被害箇所と相関が高いことが明らかとなった。また被害は旧河道や谷底平野およびその周辺斜面の人工改変地であることが読み取れ，今後も解析と現地検証の事例を積み重ね，解析精度の向上と解析結果の特性の把握に努める必要がある.

文献

1）向山 栄，本田謙一，西村智博（2019）：衛星 SAR や航空レーザ計測データを用いた地震時の家屋・地盤被害の把握技術，地盤工学会誌，Vol. 67，No. 3

52. 地震時斜面災害の地形地質条件

－2018 年北海道胆振東部地震とこれまでの地震災害－

Geological and topographic setting on co-seismic landslide

-2018 Hokkaido Iburitobu Earthquake and other past co-seismic hazard-

○高見智之（国際航業株式会社）

Tomoyuki Takami

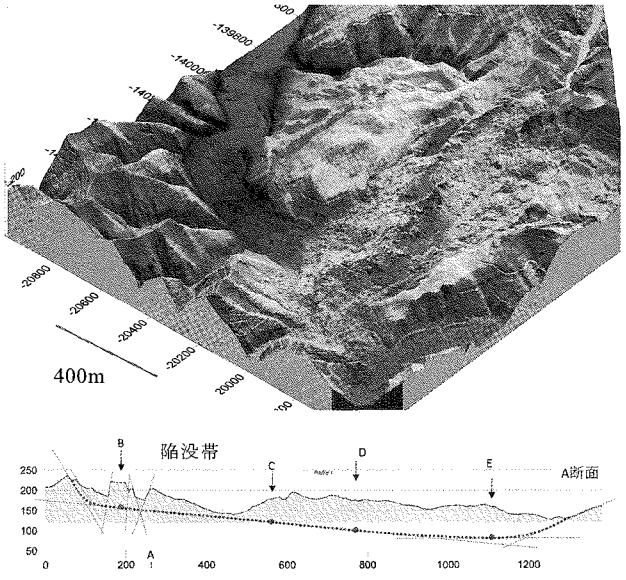
1. はじめに

2019 年北海道胆振東部地震では，厚真町及びその周辺地域に多数の斜面災害が発生した．その特徴は，火山灰層分布地に集中した表層崩壊・地すべり・アースフロー[1]と，新第三紀砂岩泥岩互層分布地での規模の大きい岩盤すべり[2),3)]であった．この二つの特徴的な災害形態について，胆振東部地震での災害事例と過去の事例を比較し，地形地質条件を考察した．

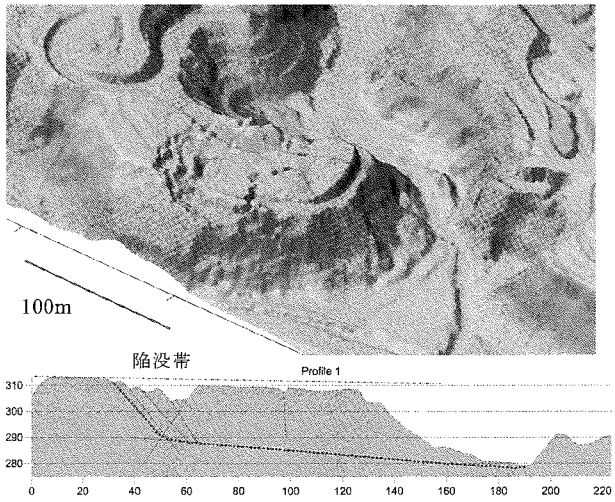
2. 地震時の岩盤すべり事例

2018 年北海道胆振東部地震では，厚真町の日高幌内川流域で規模の大きい岩盤すべりが発生した．南北に延びる尾根状の山体（長さ約 1200m，幅約 400m）が約 360m スライドして対岸に衝突している．移動体の主部をなす中下部ブロックはほぼ一体となって移動し，移動体の上部は鉛直の亀裂で分離した岩峰状の分離ブロックが残存して二次的に岩盤崩壊が生じている（図－1）．すべり面の勾配は約 6 度[4]とされていて砂岩泥岩互層の層理面の傾斜に相当する．

2008 年岩手・宮城内陸地震での磐井川流域の祭畤（まつるべ）地区でも半島状に突き出た河岸段丘部（長さ約 120m，幅約 100m）が約 11m スライドし，対岸に



図－1　2018 年胆振東部地震時の岩盤すべり（日高幌内川流域）の鳥瞰図と推定断面図（国際航業㈱計測 LiDAR-DEM から作成）



図－2　2008 年岩手・宮城内陸地震時の岩盤すべり（磐井川流域祭畤地区）の鳥瞰図と推定断面図（同左）

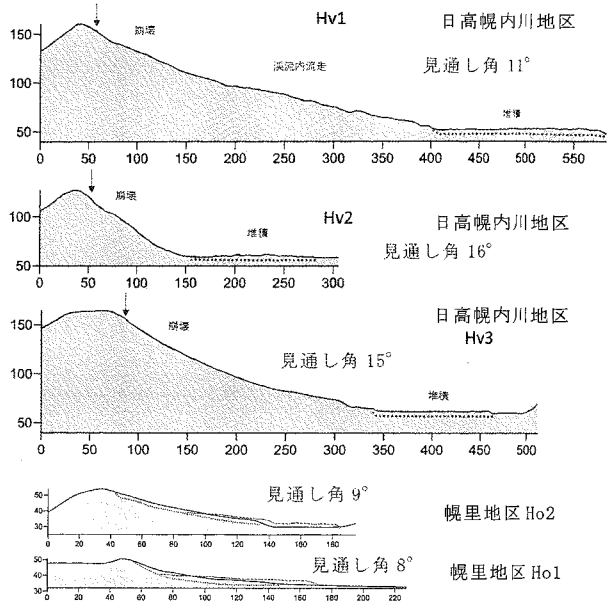
河床堆積物を押し出すとともに河床岩盤隆起が生じた．このすべり面の勾配は約 8 度とされ，砂岩泥岩互層の層理面の傾斜に相当する．

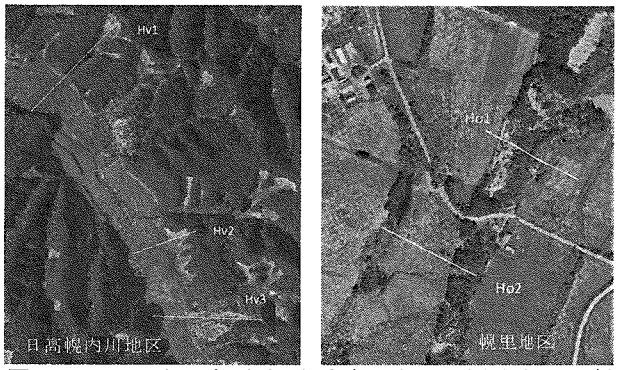
この二つの岩盤すべりは，発生前の地形に小崖地形などの重力変形を示唆するものが見られないこと，新第三紀砂岩泥岩互層の物性が異なる層境界が緩い流れ盤をなし，尾根型斜面～台地状地形で側方から先端部が明瞭な遷急線を持って浸食されて，側方～先端の地形的拘束がないという共通点である．また，直下型内陸地震の震央から近く（数km）短周期が卓越した強震動を受けたことも共通する．

3. 地震時の火山灰層斜面災害の事例

2018 年北海道胆振東部地震では厚真町周辺地域の火山灰層分布地で斜面災害が多発した．樽前火山からの降下軽石層が層状にマントルベディングした斜面において Ta-d 基底付近ですべりが発生したものが多い．発生斜面の地質条件は類似しているが，崩土の移動～堆積は多様な形態を示す[1), 5)]．急斜面崩壊型や緩斜面シート状滑動型などに類型化され，発生区の傾斜や下方の沖積低地，河川の有無などで移動形態と移動距離が異なる（図－3）．

2016 年熊本地震でも阿蘇地区において類似の火山灰層の斜面災害が発生し，マントルベディングした火山灰層のスライド～フローが生じた．形態は多様であ



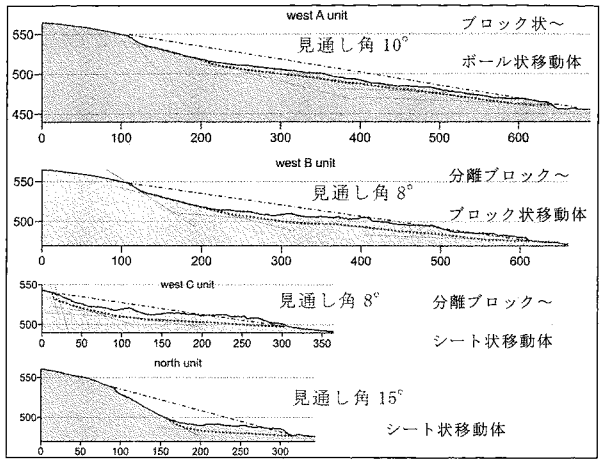


図－3　2018 年胆振東部地震時の火山灰層分布地の斜面災害事例の断面形状（国際航業㈱計測 LiDAR-DEM（幌内川）地理院 5mDEM(幌里)から作成）と正射影図と断面位置（地理院地図正射影図から引用加筆）

り，崩土の移動距離は下方の地形地質によって異なる．移動体先端から滑落冠頭部までの見通し角は 8 度から 20 度で，崩土の流動性が大きいものが多いと思われる．

4．まとめ

地震時の斜面災害は地形地質条件によって支配され，類似の災害は発生頻度が少ない．しかし，類似の災害の共通する地形地質条件（表－1）からリスク斜面を評価し災害形態を推定すること，さらに過去の災害跡と推定される周辺の類似の地形を評価することが防災を考える上で重要と思われる．



図－4　2016 年熊本地震での火山灰層の斜面災害（阿蘇地区）の断面形状

文献

1）高見智之（2019）：平成 30 年北海道胆振東部地震で生じた火山灰層斜面災害の類型，日本応用地質学会ホームページ．

2）伊東佳彦ほか（2019）：2018 年北海道胆振東部地震で発生した地すべりのレーザ地形図判読，日本地すべり学会北海道支部北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp.43-46.

3）高見智之・橋本修一（2019）：平成 30 年北海道胆振東部地震による岩盤地すべり災害，日本応用地質学会ホームページ．

4）戸田英明ほか（2019）：日高幌内川岩盤すべりのすべり面調査，日本地すべり学会北海道支部北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp.51-54.

5）田近　淳（2009）：胆振東部地震によって発生した斜面変動の分類．日本地すべり学会北海道支部北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集，pp.21-24.

表－1　災害の類型化と地形地質条件

変動の類型	地形条件	地質条件	災害形態	代表事例
層理面並進型初生変動	台地状尾根型斜面で、先端～側方が浸食され空間的に解放されている。ケスタのディップスロープで側方～先端が解放された斜面。	層理面などシャープな不連続面が7～30度の流れ盤を形成。褶曲に伴う構造性の節理面や小断層など、層理面に直交する分離面があり、板状～方状のブロックになりやすい。新第三紀砂岩泥岩互層の褶曲帯で事例が多い。	尾根型斜面の伸びの方向に流れ盤を形成し、ほぼ層理面の傾斜方向に岩盤が一体となって滑動する。移動体頭部の引張領域では分離崖や山向き小崖が形成される。先端部は対岸斜面に衝突し乗り上げる場合や、河床部の隆起を伴う場合がある。	・2004年中越地震（一ツ峰沢地区） ・2007年中越沖地震（聖ヶ鼻地区） ・2008年岩手宮城内陸地震（一関市祭畤地区） ・2011年いわきの地震（上釜戸地区） **・2018年胆振東部地震（日高幌内川流域）**
降下火山灰層滑動流動型	5～30度の緩傾斜谷型斜面～平滑斜面。火山灰層が二次堆積した谷底緩斜面が滑動する場合がある。渓流流域内の多数の崩壊からの崩土が合流して渓流内を長距離流動する場合がある。	降下軽石層や火山灰質粘性土が層状に堆積（マントルベディング）する。風化した降下軽石層下底付近ですべりが発生する事例が多い。	発生斜面の勾配や下方斜面の地形条件によって多様な形態を示す。 ・緩斜面シート状滑動型 ・崖錐斜面滑動型 ・氷河状谷底堆積物滑動型 ・急斜面表層崩壊型 ・扇状地形成アースフロー型 ・渓流長距離流動型	・1968年十勝沖地震（八戸周辺） ・2011年東北地方太平洋沖地震（葉ノ木平） ・2016年熊本地震（阿蘇地区） **・2018年胆振東部地震（厚真町周辺地区）**

53. 地震による土砂災害の特徴と防災・減災対応

Characteristics of sediment related disasters caused by earthquakes and disaster prevention and mitigation measures

○稲垣　秀輝（㈱環境地質）
Hideki Inagaki

1. はじめに

最近発生した熊本地震や北海道胆振東部地震で、多くの土砂災害が発生して住民生活の大きな脅威になった。本発表は、筆者が実際に調査した北海道胆振東部地震，熊本地震，東北地方太平洋沖地震，岩手・宮城県内陸地震そして新潟県中越地震などの事例を中心として，火砕物に係わる土砂災害がどのような場所で起こっているかを概観する。さらに，豪雨による火砕物の斜面崩壊との比較を試み，これらの成果をまとめ，地震時を含む火山地域での土砂災害に対する防災・減災対応について述べる．

2. 北海道胆振東部地震

北海道胆振東部地震では，大きく分けて火砕物によるすべりと大規模岩盤地すべりが発生した．特に，厚真町吉野地区などで発生した樽前火砕物（Ta-d）のすべりが多かった（写真-1）．ここでは，斜面にマントリングした火砕物はどの斜面でも流れ盤になるので，崩壊が多発する特徴があり，流出土砂が高速になることに留意したい．



写真-1 すべり面になった樽前火砕物（Ta-d）

3. 熊本地震

2016年4月に活断層である布田川断層が活動し，熊本県を中心に大きな地震被害が発生した．熊本地震による斜面土砂災害を4つのタイプの自然斜面崩壊と2つのタイプの人工斜面崩壊に分類した．その後，2016年6月までの期間に豪雨による災害の拡大を含めて，たびたび現地調査を繰り返し，被災地域の斜面災害の実態を把握することができた．

これらの斜面変動は，活断層の両側の10ｋｍ以内で発生しており，特に活断層の近隣箇所では規模の大きな崩壊を含んでいた．また，斜面崩壊のうち含水量の多い火山灰・軽石層のものでは，崩壊土砂が泥流化した．崩壊箇所の周辺には地表段差などの崩壊拡大要因が認められる箇所があり，余震やその後の豪雨による被害拡大や新規の斜面災害が起こっていることもわかった．特に，同年6月豪雨では崩壊が拡大し，泥流堆積物を巻き込み崩壊土砂が土石流化しているものが多かった．特に，火山灰・軽石層をすべり面とする表層崩壊が特徴的であった（図-1）．

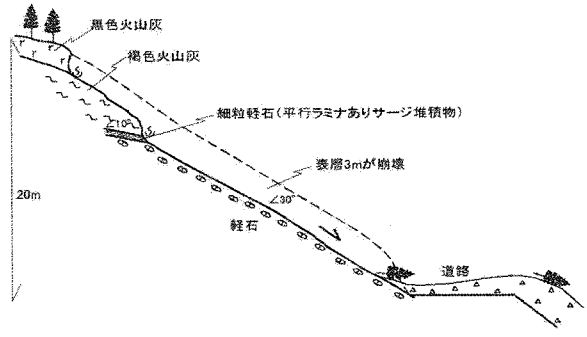


図-1 軽石・火山灰層の表層崩壊 [1)]

4. 東北地方太平洋沖地震

東北地方太平洋沖地震では多くの斜面崩壊が発生したが，火砕物のすべりの代表例として福島県白河市葉ノ木平地すべりがある．

葉ノ木平地すべりは，高速で移動したもので，この地すべりが高速で移動したことにより，10家屋13名の方が犠牲になった．現地調査の中で，軽石層がすべり面になり，高速地すべりによってブラストが発生したことがわかった（図-2）．この時の土砂の移動速度は等価摩擦係数から求めてみると18m/sと高速であった．

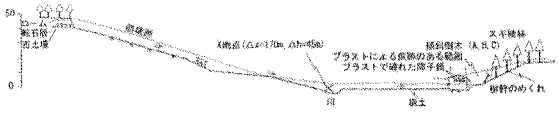


図-2　葉ノ木平地すべりの断面図 [2)]

5. 岩手・宮城内陸地震

岩手・宮城内陸地震では，荒戸沢の大規模岩盤地すべりが注目されたが，火砕物のすべりも多く発生している．特に，栗駒山の崩壊は，東栗駒山の山頂東側斜面のドゾウ沢谷頭で発生した．この崩壊はそのまま土石流化して下流の駒の湯まで到達し，数名の犠牲者を出した（図-3）．

ここには安山岩溶岩の下に火砕物の凝灰角礫岩が15～20°の流れ盤で分布している．この熱水変質した凝灰角礫岩をすべり面として崩壊し，そのまま土石流へ移行し，渓流沿いに流下している．すべり面からは，8月中旬でも湧水があり，変質した火砕物である凝灰角礫岩を遮水層として地震時，安山岩内に融雪による多量の地下水が胚胎したことが，すべりの発生やすべ

りから土石流となった誘因であった．

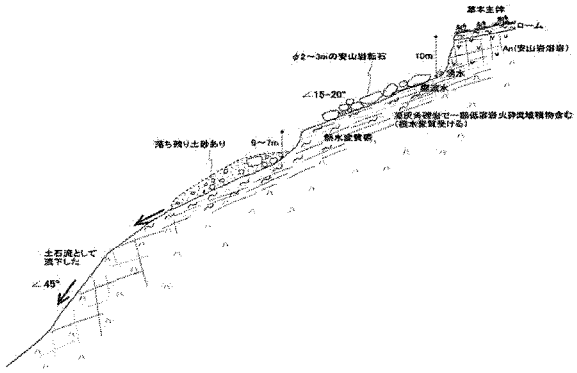


図-3　流れ盤火砕物よる崩壊断面図

6. 新潟県中越地震

2004 年 10 月新潟県中越地震が発生した．ここでの調査対象の横渡地すべりは，岩盤層すべりからなり，移動体のシルト岩盤のクラックにすべり面となった火砕物である凝灰岩層（凝灰質砂岩）からのサンドダイクが発見された（図-4）．

すべり面からのサンドダイクの発生は，地震時に斜面のシルト岩に挟まれた凝灰岩層内で，すべりのせん断に伴う過剰な間隙水圧が発生したことを示し，その岩盤が高速で滑り出すきっかけを作ったことを示している．この間隙水圧の発生については，先行降雨の影響でパミスを含み空隙の多い凝灰岩層が地下水で飽和していたことも関連している．

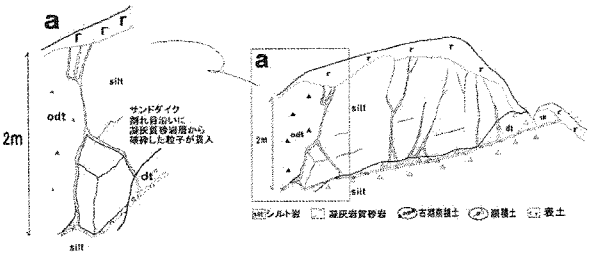


図-4 すべり面の凝灰岩で発生のサンドダイク [3]

7. 豪雨による土砂災害との比較

火砕物が含まれる火山地域での土砂災害としては，近年の局地的な多量の降雨が誘因といえるものが多い．豪雨災時の斜面崩壊が，火山地域特有の地形・地質に基づく表層崩壊が主であり，特に浸食に弱い火砕物層は斜面に平行に堆積しており豪雨時に集水地形や凹型斜面で崩壊しやすい．また，規模の大きな災害としてはキャップロック型の崩壊があり，この場合にも火砕岩類の上面にすべり面があることが多い．

それに対して，地震時の崩壊箇所の地形的な特徴としては遷急線付近の凸型斜面が多かった．また，地質的な特徴としては先に述べたように，火砕物を含む凝灰岩類や火山灰・軽石層などを素因とする崩壊がある．そして，火砕物の崩壊土砂は泥流化し，長距離移動したものが多かった．特に地震前に先行降雨があるとこの傾向が大きくなる（表-1）．

表-1　火山地域での土砂災害の特徴 [4]

全般	全国の約1/4の面積を占め、土砂災害に弱い
火山噴火二次災害	火山噴火に伴う二次災害として、噴火後の地表の不安定土砂量の増加や地表の浸透性の低下に関連する後続豪雨による土砂災害が急増する
地震時	地震時、軽石層などの火山砕屑物層をすべり面とする斜面崩壊や地すべりが発生しやすく、先行雨量があった場合は被害が大きくなる
豪雨時	火山地域の地質・地質構造上から豪雨時に火山灰層等の表層崩壊が多発する
	キャップロック型の大規模な崩壊が発生する。この場合には下流部で想定を越える被害が発生することがある
	反復した、土砂災害が発生しやすい
	根系層崩壊を発生しやすい
	崩壊した土砂が、土石流や泥流として遠く遠くまで流下し、被害を広げる
	流木を含むことが多く、被害を大きくする
	災害廃棄物として流木が多い
	広い溶岩流の分布斜面では、土砂災害防止法の警戒地域の適用外で土砂災害が発生することがある

8. 地震時の土砂災害に対する防災・減災対応

火砕物を含む火山岩類の分布は，北海道地方と東北地方から北陸，山陰，フォッサマグナに連なるグリーンタフ地域・伊豆諸島と九州地方に集中している．そして，我国における火山地域の範囲は，国土の 1/4 を占めている（表-2）．この火山地域では，火山噴火災害の他，地震時や降雨時に土砂災害が発生しやすく，先に述べたように地震時に火砕物をすべり面とする土砂災害に留意する必要がある．そして，地震前の先行雨量が多い斜面では，地震時の土砂災害が大きくなることを知っておいて欲しい．

また，火山噴火に伴う火山性地震においても斜面崩壊は発生することが多く留意したい．

表-2　新第三紀以降の火山岩類等の分布割合 [4]

火山性の地盤	面積km^2	割合
新第三紀以降の火山岩類	65,205	17.3%
新第三紀以降の火砕流堆積物	21,253	5.6%
新第三紀以降の貫入岩類	1,766	0.5%
第四紀を中心とした火山岩屑・テフラ	8,333	2.2%
合計	96,557	25.5%

9. おわりに

近年都市近郊での火山地域への宅地が進みつつある．このような火山山麓緩斜面や，土石流や土砂災害によって形成された谷沿いの斜面は，さまざまなタイムスケールのもとに形成された地形で，自然災害の繰り返しによって形成されたものも含まれる．このような火山地域では，人々の生活スタイルはそれぞれの自然災害を念頭に入れたものでなくてはならない．そこでは，時間の概念を入れた土地利用や生活様式が重要となる．

参考文献

1) 稲垣秀輝 (2017): 2016 年熊本地震による斜面土砂災害の特徴および活断層との関係とその後の豪雨災害，応用地質，vol.58,no.3,pp188-196

2) 稲垣秀輝 (2014): ブラストの発生した高速地すべり，日本地すべり学会誌，vol.51,no.1,pp21-24

3) 齋藤華苗・稲垣秀輝 ・小坂英輝・大八木規夫(2011): 中越地震で発生した横渡地すべりにおける過剰間隙水圧の発生根拠としてのサンドダイクの発見，日本地すべり学会誌，vol.48,no.4,pp21-28.

4) 稲垣秀輝 (2015) :激甚化する気象現象に係わる火山地域での豪雨災害の特徴と課題，応用地質，vol.55,no6,pp279-289.

54. データ解析からみえる日本応用地質学会の今後

Near Feature of the Japan Society of Engineering Geology based on data analysis.

日本応用地質学会将来構想委員会準備会※（日本応用地質学会）

1. はじめに

日本応用地質学会は、過去 61 年間にわたって比較的順調に発展してきたが、今世紀初頭をピークとして会員数は漸減傾向にあり、また学会を取り巻く環境は厳しくなりつつある。

そこで、学会の現状を分析し、近未来における学会の姿を予測するとともに、会員の意見を基に活動方針作成の指針となる基礎資料を提示することを目的として、2018 年度後期より理事会内に「将来構想委員会準備会」という時限作業部会が設けられている。この作業部会は、現在会員や関連組織へのアンケート聴取を中心とする活動を行っている。ここでは会員名簿分析から得られた知見について中間報告する。

なお、本稿執筆時点（2019 年 7 月）では会員アンケートは未回収であるが、研究発表会までにアンケート回答を分析し、その結果も紹介する。また、アンケート結果は適宜学会で報告し、取りまとめ方針について議論した上で整備していく。活発なご議論を乞う。

2. 2004 年と 2019 年の会員データにみる会員の動向

ここでは、冊子体で配布された最後の会員名簿である 2004 年名簿と、2019 年 5 月末時点の会員データ（非公開）を比較して、会員数推移を予測し、活動を維持・発展させるために必要な視点について提案する。

2004 年名簿は、総会員数がピークに近い時代の会員状況を示しているだけでなく、安定成長の時代が終焉し、1993 年雲仙普賢岳噴火や 1995 年兵庫県南部地震を契機として自然災害を強く意識する現代型の社会へと転換していった時代状況を反映したものであること、および当時の新卒層が現代の中堅を担っている世代であること、といった点で大変興味深い検討対象である。

図-1 に両期の年齢別会員構成を示す。図に示されるように、30 代~50 台後半の年齢層では 2004 年時の方が現在より会員数が多い。一方 60 歳以上のシニア層の会員数は増えている。また、現代の年齢別会員数は 40 代後期と 50 代後期で極大となる 2 峰型を示すが、この傾向は 2004 年当時の 30 台後半世代の会員が少ないことに対応した現象といえる。このような会員状況は、①定年後再雇用の機会が増えたことに伴って、現代では 60 歳台以上のシニア層が活発に学術活動を行うようになったこと。②若手～中堅世代会員が減った背景には、応用地質学関係就業者や地質学を学ぶ学生が減少しているためだけでなく、インターネットの普及により学会に入会しなくても知識が得られるという雰囲気が広まったこと、を反映している可能性が高いと考えられる。なお、若手の中でも 20 代に限ってみると、会員数は大きく減少しているとは言えない。これは、一部の大学などで最近積極的に学生会員入会を勧誘していることと関係している可能性がある。

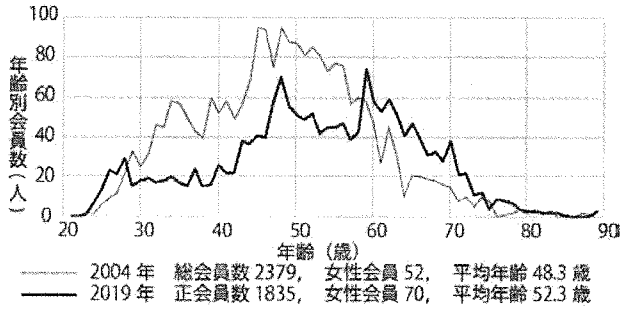


図-1　2004 年と 2019 年における年齢別会員数比較

図-2 に 2004 年名簿に記された入会時の年齢を示す。当時は現代より大学院進学者数が少なかったため、そのまま現代にあてはめることはできないが、20 代後半で入会した人の割合が最も高く（24 歳~28 歳で入会した人は全体の約 1/3）就職後ないし大学院進学後数年で入会する人が多いことが読み取られる。一方、40 代～50 代で入会している人も全体の 20%近くを占め、実務経験を積んでから入会する人も少なくない。

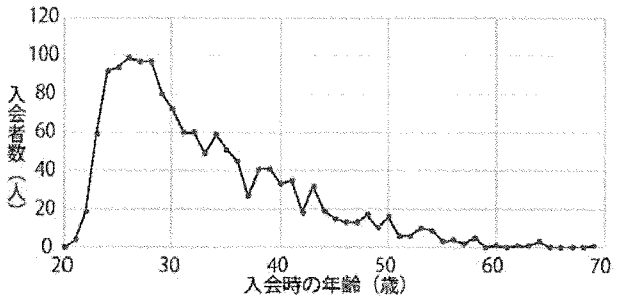


図-2　2004 年名簿にみられる入会時の年齢

図-3 に現代の女性会員の比率を年齢別に示す。図に示されるように、30 代前半より若い世代では女性会員が概ね 20%以上の比率を示し、中でも若い年齢層ほど女性比率が高くなる傾向がある。これは、応用地質学関係就業者と地球科学専攻学生中の女性比率がともに上昇していることと密接に関係すると考えられる。

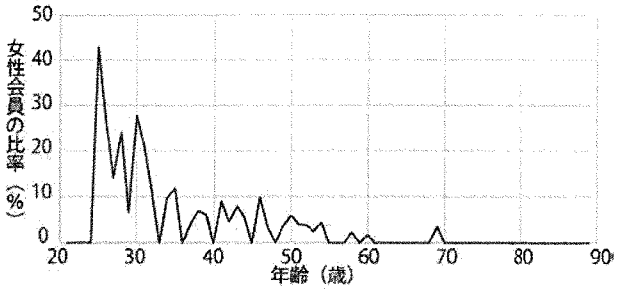


図-3　2019 年における年齢別女性会員比率

3．会員数の近未来予測

次に会員（正会員）数の推移予測を試みる。

本会の会員数は 2002 年をピークとして 2003 年から 2017 年まで減少し続けてきたが、最近 2 年間は 1800 人台で安定している。この傾向は将来も続くのだろうか？実は現在年齢別会員数のピークは 59 歳にあり、今後 5～10 年以内に定年を迎える年齢層が多数を占める。このため、近未来には再度減少に転じる恐れが高い。

図-4 に 2 例の会員数推移予測を示す。①27 歳以下の世代は 2019 年と同数の会員が新規入会、28~49 歳では 2019 年時点の会員よりさらに各年齢層で 0.2 倍の会員が新規入会、60 歳以上では現在の会員の 50%が退会、と仮定した場合（現状の会員動向に基づいて推定した場合）、②27 歳以下の世代は 2019 年と同数の会員が入会、28~59 歳では現会員がそのまま会員としてとどまり新規入退会なし、60 歳以上では 60%が退会、と仮定した場合、の 2 例について試算する。5 年後（2024 年）の会員数は、現状推移に基づく推定では現状比 84%、悲観的推定では同 73%、10 年後には前者と後者でそれぞれ 81%、70%となる。いずれにしても、ボランテイア的な人のはたらきによって学会活動が支えられていることを考慮すると、今後ますます学会運営環境が厳しくなると予想される。

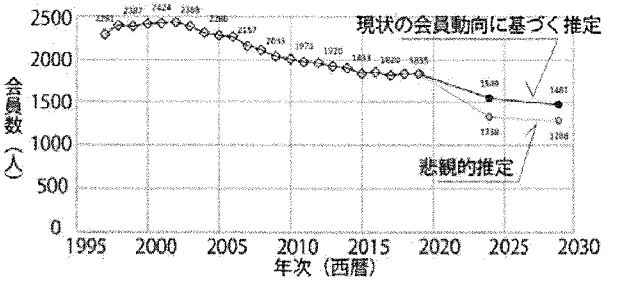


図-4　会員数(正会員数)の推移予測

4．学会活性化への提案

以上のように、なりゆきに任せていると今後も会員が減少することが避け難い。しかし、会員動向を読むと、悲観的な要素ばかりでもないことに気が付く。

第 1 は熟練技術者・研究者層が長く学会で活躍する傾向が顕著になっている点である。このことは、シニア層により長く学会で活躍していただける環境を整えることによって、学会の活性化のみならず、技術の継承や学界の社会貢献、そして何よりも当人とって充実した技術者・研究者人生を送っていただけることに、本学会が貢献できる可能性を示すものと期待される。

第 2 に若手会員の動向である。20 代だけでみると、2004 年時点と現在とでは学会員数に大差はない。その原因は今後解析するとして、インターネットの限界と可能性について触れる。前述のようにインターネットの普及は学会にとって脅威でもあるが、逆に応用地質学の魅力を広く伝えるための有効なツールであることは間違いない。インターネットは「知識」を得るツールとしては利便性が高く有効であろう。しかし、医学や地球科学分野のように総合判断力が求められる分野の技術者・研究者に求められるものは、断片的な知識を大量に持つことではなく、しっかりとした知的基礎に立って問題を洞察する能力であり、そこに斯学の面白さがある。この点から、インターネットで検索可能な知識だけで応地質学を理解することは本質的に困難と言える。逆にインターネットでは得られない知的基礎力や経験・教訓といった現場知の重要性、魅力をアピールできるなら、インターネットは学会にとって脅威ではなく、若手勧誘の有力なツールになるのではなかろうか。この点については、さらに検討を要するが、会員情報からは本会がまだまだ発展していく可能性があることを読み取ることができることを強調したい。

第 3 に女性を含む多様性を重視することの重要性である。図-3 に示される女性比率の上昇は、社会の変化を映し出した必然的なものである。したがって、女性など今までマイノリテイーであった層に、より活動しやすい環境を整えることは、新規入会者を迎え入れるための要件である。さらに、社会の多様化への対応という受け身の面だけでなく、新たな考え方や価値を生み出す舞台としての学会の存在意義という観点から、多様な人材が活躍・交流できる環境を整えることは、より積極的な意義をもつと言えよう。

以上の 3 点は、今後の学会活動活性化のために押さえておくべき点と言って間違いないだろう。

5．お願い

アンケート分析に当たって必要な論点・課題や学会活性化のための提案など、さらに多くの点についてご意見を賜りたいと考えています。次回以降の研究発表会・シンポジウムにも、ご参加・ご議論くださいますようお願い申し上げます。

※日本応用地質学会将来構想委員会準備会

大沼和弘・長田昌彦・小俣雅志・木方建造・小松原琢(文責)・清水公二・原弘・向山栄・和田里絵

55. 実学としての応用地質学とその基盤となる技術者教育

Engineering Geology as practice science, and the necessity of introductory engineering education

応用地質学教育普及委員会
Education and Spread Committee of JSEG

1. はじめに

日本応用地質学会では，学会員を対象にした講習会や見学会等を頻繁に開催しており，当委員会もその一環として地質技術の入門講座を担当してきた（表-1）．こうした会員向け教育普及活動は分野の裾野拡大を通じて学会の発展に資するであろう．

講習会等への参加は基礎的地質学を身に付けて実務に取り組む技術者には技術力アップにつながるが，そうでない人には必ずしもは効果的でない．このため，会員向け教育では初級，上級といった区分だけでなく，会員の経験や立場に応じて内容や方法，進め方を工夫すべきであり，とくに入門段階では学問分野の枠組みを示し，その理解の上で系統的に進めるべきであろう．このようなことから，当委員会では入門講座の実施と並行して学問体系としての「応用地質学」の枠組みについても議論を重ねてきた[1~3]．

2．応用地質学会が主催する“教育”

2.1 講座，講習会，見学会などとその対象

現在，当学会内で実施されている技術者教育は対象者によっていくつかに区分できる．①地質学知識に乏しい非会員向けの普及教育，②地質系新入社員向けの入門教育，③実務経験豊富な会員向けの技術力アップ教育，④研究グループ内の専門技術教育，⑤支部会員向けの多彩な技術教育，などである．

このうち，当委員会の担当は①～②であり，アウトリーチ活動の側面もあるが[4]，主体は会員向け教育である．また研究部会と他組織との共催で実施されている「応用地質技術実践講座」は③～④である．その他，支部などでも様々な教育がなされており，これらは学会としても教育の重要性が認識されていることを反映している．

2.2 教育普及委員会が実施してきた入門講座

当委員会の入門講座は「ボーリングコアの見方」を中心として１泊２日または２泊３日で実施してきた（表-1）．各回の受講生数は14～34名であった．

一連の講座ではコア観察だけでなく，講義として応用地質学の立場，ボーリング調査を含めた地質調査の意義，岩盤の概念と区分方法等を概説し，露頭観察なども含めた実習を行い．岩盤ボーリング柱状図の作成・提出を課している．受講生6～7名に対し，講師１名が指導する体制をとっている．実施後のアンケート結果では内容や指導方法は比較的好評であった[4]．

表-1 応用地質学教育普及委員会が実施した入門講座の内容

	実施期間		実施場所	内容	参加者数	共催・協力など
第１回	2015.7.31-8.1	1泊2日	群馬県八ッ場ダム（施工中）	講義，ボーリングコア観察・柱状図作成，火砕岩露頭観察	26名	フィールドの達人企画委員会と共催，国交省の協力
第２回	2016.9.1-2	1泊2日	栃木県大谷石採石場	講義，ボーリング・コア観察・柱状図作成，凝灰質砂岩などの露頭観察	34名	川崎地質（株）の協力
第３回	2017.5. 18-19	1泊2日	茨城県小山ダム（完成）	講義，ボーリングコア観察・柱状図作成，花崗岩露頭観察	32名	茨城県の協力
第４回	2017.11.22	日帰り	神奈川県J-POWER茅ヶ崎研究所	講義，室内土質試験の基礎試験見学と実習	14名	J-POWERの協力
第５回	2018.5.27-29	2泊3日	茨城県小山ダム（完成済み）	講義，ボーリングコア観察・柱状図作成，花崗岩風化露頭	32名	茨城県の協力
第６回	2019.5.21-23	2泊3日	岐阜県瑞浪超深地層研究所	講義，ボーリングコア観察・柱状図作成，新第三系露頭観察	29名	中部支部と共催，日本原子力研究開発機構（JAEA）・瑞浪超深地層研究所の協力

3．教育のための「応用地質学」の枠組み

3.1「応用地質学」の基本機能

「応用地質学」を，地質学を基にして社会課題の解決に資する分野[1),5)]と規定すれば，それは社会と地質学をつなぐシステムでなければならない（図-1）．“社会課題にどのように取り組み”，解決のために“地質学をどのように活かすべきか”がポイントである．前者は他分野の人々との意思疎通を高めて課題を的確に把握するためのインターフェイス機能．後者は地質学の強みである時間的・空間的スケール内での自由な行き来とそれにかかわる情報変換機能である．一方，これらを進めようとすれば，少なくとも，国内で取り扱われている純粋の地質学にも補足すべき内容が多い．風化・劣化現象，斜面運動や地下水，岩盤の地質学的取り扱いなどである．

このようにみれば，「応用地質学」は機能として３つの基本要素より構成されると考えられる．(a)地質学以外の分野の人々との意思疎通を高めるためのインターフェイス，(b)時間的・空間的なスケールや精度・信頼度等のとらえ方の違いを基にした情報変換，(c)既存の地質学で不十分な箇所の補足，である[2),3),5)]（図-1）．

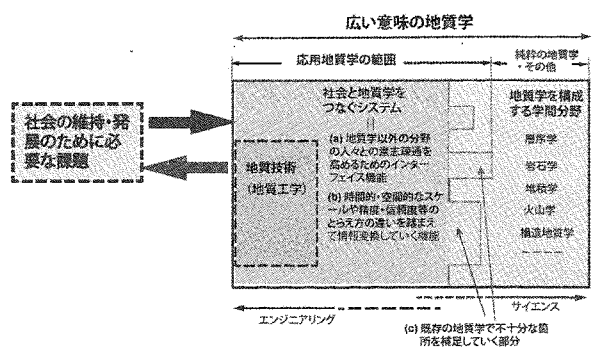


図-1 社会と地質学をつなぐ「応用地質学」の範囲とそれに含まれるべき基本要素(a),(b),(c)[2),4)].

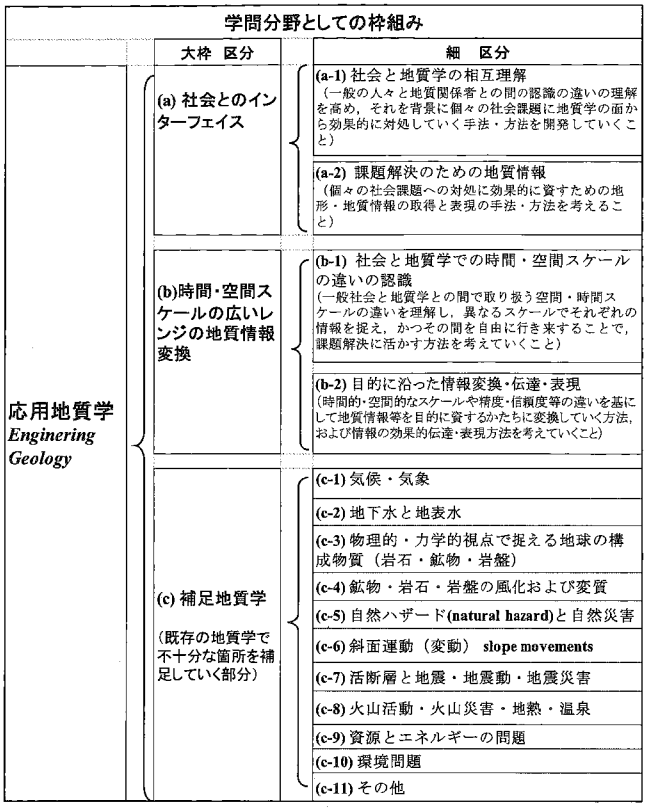


図-2　学問分野としての「応用地質学」の枠組み試案

(a),(b),(c)を基本要素とすれば，「応用地質学」の枠組みと内容は図-2 のようなものであろう．入門講座のボーリングコア観察や柱状図作成は地質調査として細区分(a-2)に該当する．

3.2 「応用地質学」分野の全体像

「応用地質学」の周辺分野として「資源地質学」や「土木地質学」，「防災地質学」，「環境地質学」などが存在し，これらは，「応用地質学」の構成要素として捉えられることもある．しかし，これらの分野も，内容的にはいずれも社会と地質学を結びつける位置にあり，地質学を背景に社会課題解決に資する「応用地質学」の基本機能を有している（図-3）．すなわち，資源，土木，防災，環境のように要求課題の違いを反映して特化しているものの，いずれも社会課題に対処する「応用地質学」に他ならず，それらを重ね合わせたものが「応用地質学」の全体ということになる（図-3）．

技術者教育を進めるに際してこのような「応用地質学」の全体像と枠組みを提示すれば，入門段階でも各構成要素の立場は理解しやすいであろう．

4．教育を通じた学会の将来

近年，当学会も他学会と同様に会員の年齢構成が大きく変化し，かつ地質系の教育を受けていない人のウェイトが高まるなど，会員構成は多様化してきた．こうした状況をみれば，学会の将来に向けて「応用地質学」分野全体に関する技術者教育の必要性はますます高まっていくと考えられる．会員構成と会員の立場や経験などに細かく対応した複数の教育プログラムを準備しなければならないであろう．

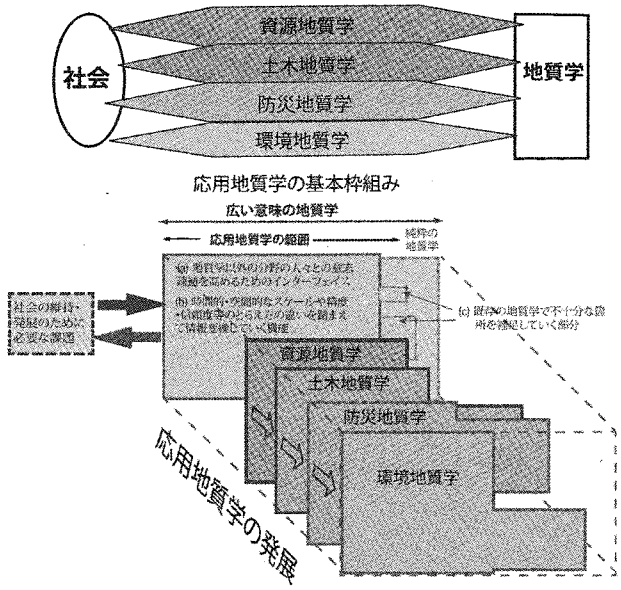


図-3「応用地質学」に関連した「資源地質学」，「土木地質学」，「防災地質学」などの位置づけとそれらを含めた「応用地質学」の全体像

入門コースでは学問分野の全体像を示すことが重要としたが，会員構成の多様化を考慮すれば，それ以外でも学会内外で応用地質学分野の全体像と立場を説明していくことの意義は大きい．「応用地質学」分野で実施する多重的な教育の積み重ねが，長期的には分野の裾野を広げるとともに研究推進に大きく資すことになるであろう．

文献

1) 日本応用地質学会 応用地質学教育普及委員会（2014）地質技術者全体のレベルアップと応用地質学の社会的認知を得るための取組み，日本応用地質学会研究発表会，ポスター発表資料，2p.
2) 日本応用地質学会 応用地質学教育普及委員会（2016）応用地質学教育普及委員会活動報告－応用地質学の体系化，日本応用地質学会研究発表会，ポスター発表資料，2p.
3) 日本応用地質学会 応用地質学教育普及委員会（2018）応用地質学教育普及委員会活動報告－学問分野としての「応用地質学」の体系化の試み（その２），日本応用地質学会研究発表会，ポスター発表資料，2p.
4) 応用地質学教育普及委員会（2017）応用地質学教育普及委員会活動報告－アウトリーチ活動，ポスター発表資料，2p.
5) 横田修一郎・永田秀尚・小嶋 智（2018）今日の「応用地質学」が果たすべき役割，地質学雑誌，Vol. 124, p.867-876.

56. 日本応用地質学会が 20 年後も存続するために

What should we do for survival of JSEG toward 2040?

○長谷川修一（香川大学）
Shuichi Hasegawa (Kagawa University)

1. はじめに

20 年後の 2040 年を見据えると，令和の時代は厳しい冬の時代になると予想される．このまま人口減少が進めば，2040 年には，3 人の現役世代が，2 人の高齢者を支える超高齢化社会になると警告されている（河合，2019）．また，首都直下型地震と南海トラフ地震が 20 年後に終わっている確率は 50%程度であるなら，20 年後の日本は少子高齢化の社会が巨大複合災害に襲われ，これまでの衰退から一挙にアジアの最貧国に落ちぶれる可能性がある．山ほどニーズがあってもお金と専門技術者がなければ，どうすることもできない．

日本社会の発展と衰退と共に，日本応用地質学会は発展し，今衰退しつつある．となると，この 20 年間日本を衰退に導いた病魔に気が付き，果敢に治療をはじめ，健全の日本社会を取り戻すことが先ず必要だと考える．そのために日本応用地質学会と会員が，何を考え，行動したらいいのかを考えてみたい．

2．日本応用地質学会は日本の発展と共に成長し，日本の衰退と共に消滅の危機を迎えた

日本応用地質学会が創立された 1958 年は，大東亜戦争の「冬」の時代が終わり，ようやく戦後の高度成長が緒に就いた春の始まりある．その後河川整備，多目的ダムの建設，大型電源開発，新幹線・高速道路の整備などの公共投資が民間の投資を促進し，10 周年に当たる 1968 年の国民総生産（GNP）米国に次ぐ世界第 2 位の経済大国になる．その 10 年後の 1979 年にはハーバード大学のヴォーゲル教授に『ジャパン・アズ・ナンバーワン』と評されるまでになった．

創立 30 年迎えた 1988 年はバブル最盛期で，この年に青函トンネルによって本州と北海道が，瀬戸大橋によって本州と四国がつながった．まさに夏を謳歌していた時代だった．しかし，平成のバブル崩壊後，日本人の自信喪失に追い打ちをかけたのが，1995 年の阪神・淡路大震災．震災後，復旧復興需要によって GDP が大きく伸びたにもかかわらず，村山内閣は，財政の非常事態宣言をして，政権を放棄した．それを受けた橋本内閣は，行財政改革，金融ビックバン，消費税増税をなし遂げ，1998 年に金融危機を自ら招いてしまいました．創立 40 周年は，そのような逆風の中で，を迎えることになり，これ以降会員減少の下り坂に入る．

その後，日本は緊縮財政を国是とし，“無駄”な公共投資をやめて，海外へ投資を積極的に勧めるグローバリストが主導する小泉構造改革によって，名目 GDP は世界 2 位（2000 年）から世界 16 位（2006 年）に陥落し，国債残高は 500 兆円(2000/9)から 830 兆円(2006/9)に増えた．また，1998-2008 年に日本の銀行から 220 兆円が海外へ流出（投機）したが，創立 50 年目の 2008 年に引き起こされたリーマンショックで大損した．

2009 年に民主党政権が誕生し，「コンクリートから人へ」と緊縮財政と公共事業削減を強化した矢先に，2011 年の東日本大震災が発生．民主党政権は，TPP と消費税増税の道筋をつけて 2012 年にお役御免になり，そのミッションを安倍内閣が引き継ぐ．アベノミクスの異次元の金融緩和は海外の金融市場を利するだけで，国内の実体経済を活性化するには至らず，国土強靭化を旗頭に期待された財政出動も，財務省の緊縮財政路線の堅持のため不発．成長戦略の目玉が TTP と構造改革．平成の時代は，冬への備えにすべき「秋」の収穫物を奪い取られ，創立 60 年を迎えた平成 30 年に，日本を売り渡す種々の法整備が着々と進んだ．

創立 61 周年の 2019 年から令和の御代になった．今日本が抱える国難は人口減少で，その最大の要因は東京一極集中である，これから日本は歴史上初めての人口減少，経済縮小の時代を生き抜かなければならない（河合，2019）．しかも，更なる国難である首都直下地震や南海トラフ地震が今後 20 年以内に発生する確率は 50%程度とされる．令和は，冷たい「冬」の時代になることを覚悟しなければならない

創立 70 周年，80 周年に日本がどのようになっているかは巨大地震災害次第ではあるが，現在の会員の年齢構成から 10 年後は存続の危機に直面し，下手をすると 20 年後は消滅しているかもしれない．日本応用地質学会は日本経済の発展と共に成長し，日本経済の衰退とともに消滅の危機を迎えている．そうならば，これは学会として取りうる目先の対処療法で克服できる問題ではなく，日本社会の病理を認識したうえで，日本社会を再生する政策転換が必要ではないだろうか．

3．前内閣官房参与の救国の提言

前内閣官房参与の藤井聡京都大学教授は「令和日本・再生計画」のなかで，日本は 30 年後にはアジアの

貧国の一つにまで凋落すると警鐘し，その原因をデータに基づき分析している．藤井（2019）によれば，平成の 20 年間日本を世界で唯一経済成長しない国にしたのは，財務省による緊縮財政路線（プライマリーバランス優先，消費税増税）とグローバリズムを推進するための構造改革である．これが車の両輪にように機能して，富を国民から吸い上げ，国内から海外に移転することに成功した．そのための政策の一つが，公共投資の抑止である．政府のインフラ投資総額は，民主党政権時より，安倍政権時になって縮小し，科学技術投資額も同様である（国立大学も財務省の兵糧攻めで疲弊して，国際的な科学成果論文も低下の一途である）．

その上で，日本再生のための令和八策を以下のように提案している．

第一策：「国民・国際主義」の復権
第二策：「反緊縮」の確立
第三策：反グローバル化・反構造改革を通じた「保護・連帯」の強化
第四策：「分産・協調社会」の構築
第五策：内務における「統治性」の回復
第六策：対米自立を起点とした「自律・独立」の確保
第七策：外務における「勢力均衡」の探求
第八策：「文化伝統」の再認識

これらは，特別に新しいことではなく，そのほとんどは，その意図と結果を深く考えずに，平成の時代に放棄したものである．藤井教授は，「ついては真実に気がついた国民各位においては，ぜひとも，自分だけが知ってしまったという責任を放棄せずに，できる範囲で，その責任を全ういただきたいと，思う．」と訴えている．また、坂の上零（2017）は，技術立国でありながら，衰退している日本は，日本病に感染しているからだと警告している．日本病の典型的な症状は，「1 人 1 人は善良な普通の人だが，集団になると愚かになる特徴があり，最も大事な問題を集団で無視して，何もないかのように振る舞い，結局何もしない選択をしてしまう症状」だという．思い当たる所がないだろうか．

4．日本応用地質学会・会員として何をするのか

日本社会の健全な発展なしに，日本応用地質学会の発展はありえない．従ってまず，衰退の病原菌である緊縮財政，グローバリズム，構造改革を排除する意識改革（洗脳解除）と同時に病原菌をはびこらす日本病の体質改善を，覚悟をもって行う必要がある．その上で，日本地質学会再生の種を今からまかなければならないであろう．以下は，藤井（2019）の令和八策に対応する活動項目案である．

第一策：「国民・国際主義」の復権
IAEG アジア地域におけるプレゼンスを落とさない．
第二策：「反緊縮」の確立
・若手の入会，育成に資金を惜しまない．そのために田中基金の有効活用を促進する．
第三策：反グローバル化・反構造改革を通じた「保護・連帯」の強化
・グローバル化・構造改革を推進する法律等の廃止し、公共投資を推進し、国内産業を保護する政策への転換を全面的に支援する．
第四策：「分産・協調社会」の構築
・選択と集中（東京一極集中）から多様性と分散（本社機能の地方移転）によるレジリエンスの確保
・応用地質学視点による国土（計画）学の構築
第五策：内務における「統治性」の回復
・日本的経営の再評価（船井幸雄の経営学）
・日本要用地質学会も家族的経営（特に支部）
第六策：対米自立を起点とした「自律・独立」の確保
・日本国内優先と国際協調とのバランス
第七策：外務における「勢力均衡」の探求
・IAEG における東南アジア・南アジアとの連携
第八策：「文化伝統」の再認識
・防災，ジオパークなどのアウトリーチ活動を通じた社会貢献と新分野の開拓

5．持続可能な日本応用地質学会を目指して

日本社会の持続可能な発展のためには，2015 年 9 月の国連サミットで採択された「持続可能な開発のための 2030 アジェンダ」にて記載された 2016 年から 2030 年までの国際目標である「持続可能な開発目標（SDGs）」をうまく活用する必要がある．SDGs は 17 のゴール・169 のターゲットから構成され，地球上の誰一人として取り残さない（leave no one behind）ことを誓っている．SDGs は発展途上国のみならず，先進国自身が取り組むユニバーサル（普遍的）なもので，日本としても積極的に取り組んでいる（SDs 推進本部, 2019）．

SDGs の達成のためには，業界，監督官庁だけでなく，地域に密着した国民へのアウトリーチが重要である．ジオパークや地域の防災まち歩き等のアウトリーチ活動を通じて，小中高生とその保護者に応用地質学と地質調査・地質コンサルタント業務への関心を高めだけでなく，緊縮財政，グローバリズム，構造改革が日本を衰退させ、持続不可能な社会を造ってきたことに気が付いてもらう工夫が必要であろう．

参考文献

1) 河合雅司（2019）：河合雅司の未来の透視図，ビジネス社，111p.
2) 藤井聡（2019）：令和日本・再生計画，小学館新書，253p.
3) 坂の上零（2017）：あなたも間違いなくかかっている死に至る日本病，ヒカルランド，305p.
4) SDs 推進本部(2019)：拡大版 SDs アクションプラン 2019 https://www.mofa.go.jp/mofaj/gaiko/oda/sdgs/pdf/actionplaa2019.pdf (2019 年 8 月 8 日閲覧)

57. ダイバーシティ推進と日本応用地質学会の将来

Revitalization of the Japan Society of Engineering Geology by Diversity Promotion

ダイバーシティ推進準備会※（日本応用地質学会）
Preparatory committee for Diversity and Inclusion

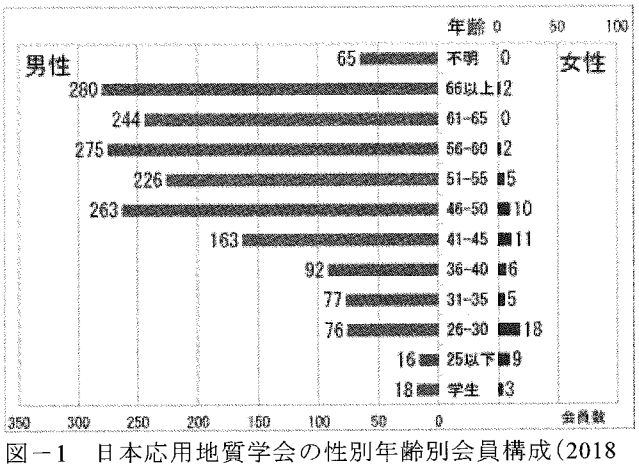
1. はじめに

1999年の「男女共同参画社会基本法」の公布・施行，2000年の「男女共同参画基本計画」の閣議決定や日本学術会議の声明「日本学術会議における男女共同参画の推進について」などの流れを受け，理工系学協会において男女共同参画を推進するための組織が次々と設立された．そして，2002年にはそれらの連携を目的とした男女共同参画学協会連絡会（以下，連絡会と表記する）も設立された．男女共同参画から始まった学協会の取組みは，2006年頃からは性別だけではなく，人種や年齢，宗教や価値観なども含めたより広いダイバーシティという概念で捉えられるようになり[1]，現在は，連絡会に加盟する106の理工系学協会中70団体がダイバーシティ推進のための組織を持つに至っている[2]．日本応用地質学会も，2016年からのアース・サロンの開催を皮切りに，2018年にはダイバーシティ推進準備会を発足し検討を開始した．

本論では，日本応用地質学会のダイバーシティの現状と今後行うべき施策について，会員データやアース・サロンでの意見交換，会員アンケートの結果を基に論じる．

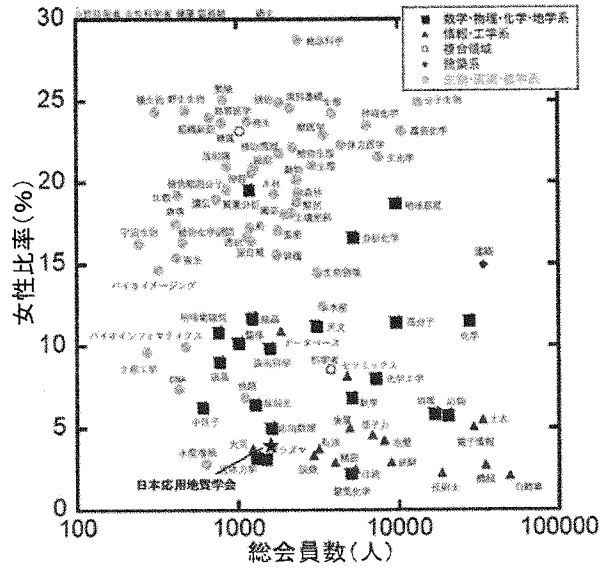
2. 日本応用地質学会の現状と課題

まず，2018年5月時点の当学会の性別別年齢構成を図－1に示す．50代以上の男性が多い一方，女性・若手が少ない極めて偏った会員構成であることが読み取れる．この偏りに対し無策であった場合，20～30年後には，会員数は現在の半分以下となってしまう可能性がある．学会の衰退は学問の衰退と同義であり，極めて危機的な状況にある．



図－1　日本応用地質学会の性別年齢別会員構成（2018年5月時点）

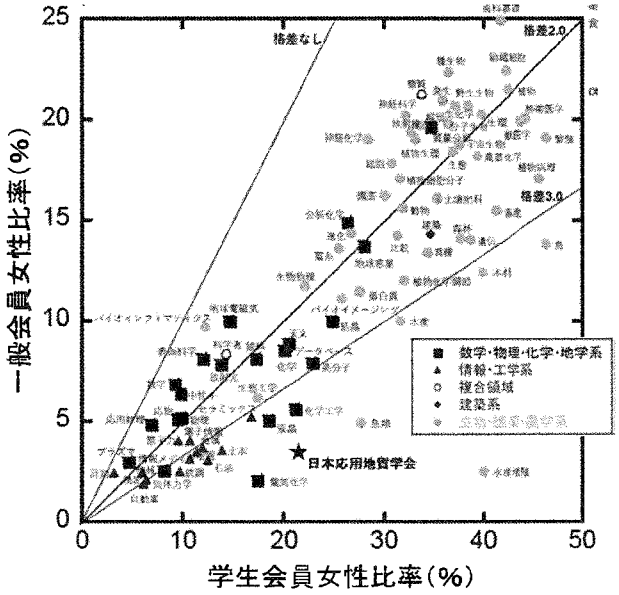
次に，日本の科学技術分野全体の課題となっている男女共同参画については様々なデータが公開されているので，それらとの比較により当学会の女性会員の現状を説明する．図－2は，連絡会に加盟する学協会の総会員数に対する女性比率（一般会員＋学生会員）を示している[2]．この図に当学会の2019年5月末における総会員数1858人と女性比率4%をプロットすると星印の位置となる．平成28年に閣議決定された「第5期科学技術基本計画」（平成28～平成32年度）[3]では，第4期基本計画が掲げた女性研究者の新規採用割合に関する目標値（自然科学系全体で30%，理学系20%，工学系15%，農学系30%，医学・歯学・薬学系合わせて30%）の達成推進を目標として掲げているが，当学会の女性比率は目標値に遠く及ばない．



図－2　日本応用地質学会ならびに連絡会加盟団体における女性比率と総会員数との関係（連絡会2017年度調査結果[2]に当学会のデータを追記）

図－3は，一般会員と学生会員の女性比率の差を示している．学生会員を「その学問を学ぶことを志した女性」，一般会員を「その分野でなんらかの職を得ることができた女性」とみなし，その分野の技術・研究職の門戸が女性に対してどれだけ開かれているかの指標としている[2]．当学会は，一般会員と学生会員の比率差が最も大きい範囲にプロットされる．母数が少ないため解釈には慎重を要するものの，応用地質学分野は，女性が職を得て学会を継続するにあたりなんらかの障

壁があることが推測される．言い換えると，女性会員増加・継続に必要な背景（条件）として，応用地質学を学んだ女子学生がこの分野で職を得ることに魅力を感じること，性別に係らず職の門戸が開かれていること，職が継続できる環境が整っていることが必要であると考えられる．この条件は女性だけではなく若手会員の増加・継続にも共通するものであろう．学会のみならず産官学が協力し業界全体で取り組むべき課題である．



図－3　日本応用地質学会ならびに連絡会加盟団体における一般会員と学生会員の女性比率の差（連絡会2017年度調査結果[2]に当学会のデータを追記）

3. 日本応用地質学会で進めるべき施策

はじめに断っておくが，ダイバーシティ推進は，人権の尊重を土台に，多様な人材が活躍可能な環境を整えるための取り組みであり，学会員減少の歯止めの手段ではない．ダイバーシティ推進により魅力のある学会が実現され，その結果として会員増加は見込まれるものの，会員増加自体を目的とした活動ではないことに留意願いたい．

2.で述べた課題には，学会単独ではなく業界全体で取り組むべきものもあるが，本章では，産官学が集う場である「学会」が主体となって取り組むべき活動について説明する．他学会の実績を基に[4]，学会として行うべきダイバーシティ推進活動の例を表－1 に示す．

一方，2018年度に開催したアース・サロンの参加者アンケートでは，若手の学会参加促進，男女共同参画，シニア活動継続の順に感心が高い[5]．これらを勘案し，かつ，当学会の歴史と特徴に沿ったダイバーシティ推進活動を早急に検討したいと考えている．

表－1　ダイバーシティ推進のための活動の例

分野	活動例
学会員への意識の浸透・定着	研究発表会におけるセッションの開催，学会 HP や学会誌を介した活動紹介
マイノリティ同士のネットワークの形成	アース・サロンなどの催し
学会活動参加のための環境整備	減免制度，託児所設置，研究発表会の多言語対応
意思決定への関与	理事会や各種委員会へのマイノリティの登用
マイノリティのクリティカルパス形成のための学協会連携	他学会との情報共有，催しの共催
次世代育成	小～中高生を対象とした出前講座

4. おわりに

日本応用地質学会の目的のひとつである応用地質学に関する調査研究の一層の進展と技術の進歩普及のためには，多様な人材が集い活躍できる学会＝学問の多様化や多様な価値の創出が可能な学会を実現する必要がある．ダイバーシティ推進はこれを実現するための活動である．ダイバーシティ実現の成功の鍵は2つある．ひとつは，マイノリティの要望（ボトムアップ）と学会の意思決定層の対応（トップダウン）の連携，もうひとつは，技術系・運営系の委員会あるいは支部－本部などの学会内組織間の連携と協力である．これらを実現するための具体策について，特別セッションでの活発な議論をお願いしたい．

※日本応用地質学会 ダイバーシティ推進準備会
[代表]木方建造，[幹事]清水公二，[委員]向山栄・伊藤久敏・小俣雅志・蚊爪康典・北田奈緒子・清﨑淳子・原弘・和田里絵（文責）

文献

1) 一小路 武安(2016)：日本におけるダイバーシティ概念の社会的受容 —新聞記事データの分析から—，経営論集，Vol.88, pp.29-42.
2) 男女共同参画学協会連絡会(2017)：2017年学協会連絡会女性比率調査，＜https://djrenrakukai.org/enquete.html#ratio＞（参照 2019.8.7）
3) 内閣府：第5期科学技術基本計画＜https://www8.cao.go.jp/https://www8.cao.go.jp/cstp/kihonkeikaku/index5.html＞（参照 2019.8.7）
4) 地盤工学会男女共同参画・ダイバーシティに関する委員会(2015)：地盤工学会を多様な人材の宝庫とするために－ダイバーシティ推進における課題と取り組み－，地盤工学会誌，Vol.63 No.7, pp.18-21.
5) ダイバーシティ推進準備会(2018)：第3回アース・サロン開催報告，応用地質，Vol.59, No.5, P.412.

58. 微動探査による関東・東海地域の新旧扇状地のS波速度構造

Subsurface shear wave velocity structures of alluvial-fans by Microtremor survey in Kanto and Tokai regions, Japan

○松山尚典・谷田貝淳・稲垣　賢亮（応用地質㈱）・先名重樹・藤原広行（防災科学技術研究所）
Hisanori Matsuyama, Yatagai Atushi, Yoahiaki Inagaki (OYO Corp.), Shigeki Senna, Hiroyuki Fujiwara (NIED)

1. はじめに

防災科研では，総合科学技術・イノベーション会議のSIPで，関東・東海・熊本地域について，約1kmの間隔で総計約26，000箇所の微動観測（極小アレイ）を実施し，地震動の増幅，建物・人的被害に影響の大きい地下浅部の弾性波速度（S波速度，以下Vs）のデータを取得している．このデータを用いて，従来の地盤モデル構築手法[1)]を改善し，強震動予測に用いる地震基盤から地表までの広域・広帯域周波数対応の統合地盤モデルの構築が行われている[2)]．

このデータは，均等に配置された同一の調査・解析手法によるものであり，個別に実施された検層や試験に伴う手法や観測者の違いによる物性値評価のばらつきは極力排されている．ここでは，このような微動探査データを用いて，統一した手法・視点で関東・東海地域の新旧の扇状地を構成する地盤のS波速度造を評価した事例について報告する．

2. 代表的な扇状地におけるS波速度構造

松山ほか(2019)[3)]では，微動探査で得られた波長40mの位相速度(C40)を地表から地下30mまでの平均波速度（AVS30）とみなし[4),5)]，この値の微地形区分ごとの特徴，堆積環境や地形の形成時代による相違を報告した．本報告でもこの値を指標として用いる．

東海地域の代表的な扇状地である大井川・天竜川の両河川の現在の扇状地におけるC40の分布は，上流から下流に向かってC40が小さくなる傾向を明瞭に示す(図-1，図-2)．これは，扇状地を形成する礫層が上流部ほど粗粒であることに対応すると考えられる．また，天竜川の東西に分布する磐田原台地と三方が原台地は後期更新世に形成され，その後に離水し氷期の海水準低下により下刻された開析扇状地とされており，天竜川沿いの新しい扇状地で分断されているが[6)]，微動探査によるC40の分布傾向は両台地で連続的である(図-3)．これは，物性値分布の面から両台地が元は一つの扇状地であったことを示唆している．

3. 扇状地のS波速度構造の地域的な傾向

関東・東海地域を河川流域別ないし後背地となる丘陵・山地別に区分し，地域区分ごとの扇状地のC40の傾向をみると，両地域ともに堆積物の供給源である山地からの距離が短いほどC40が大きい傾向がみられる（図-4）．特にC40が大きい地域は，関東では，北関東と秩父地域（地域o,p,q,r），東海では，愛知県・岐阜県の山麓部である(地域 A1,G2,G3)．また，防災科研のJ-SHISで用いられている250mメッシュの微地形区分[7)]で「砂礫質台地」とされている地域のかなりの部分は，後期更新世に形成され，その後に離水した扇状地であるが，この砂礫質台地についても，山地からの距離が短いほどC40が大きい傾向がみられる(図-5)．

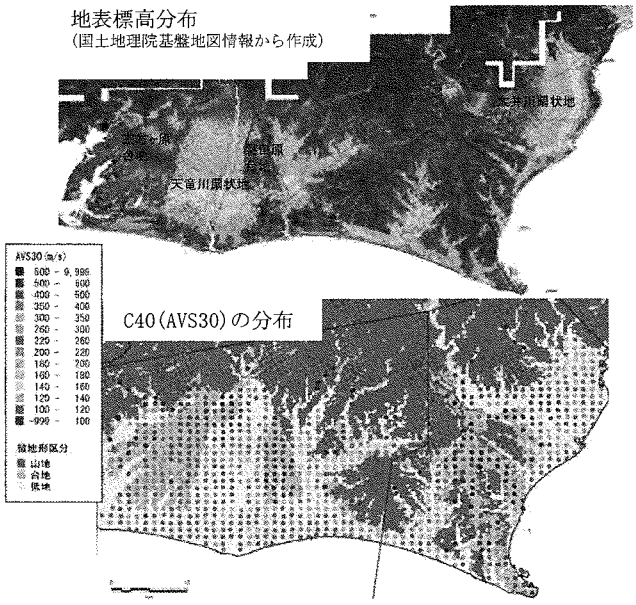


図-1　大井川・天竜川流域の扇状地のC40の分布

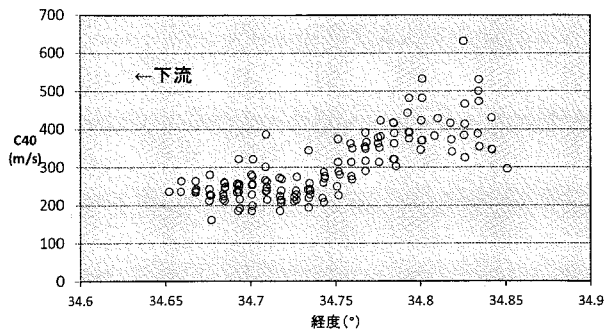


図-2　現在の天竜川扇状地の上下流方向のC40分布

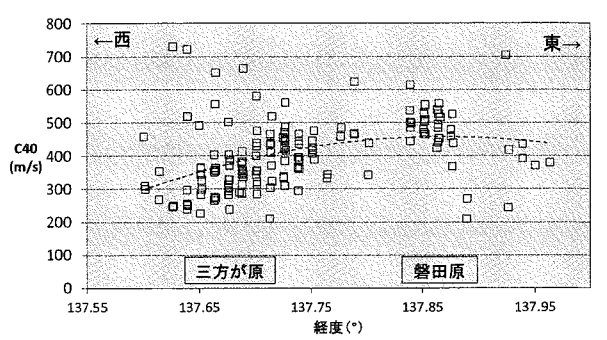
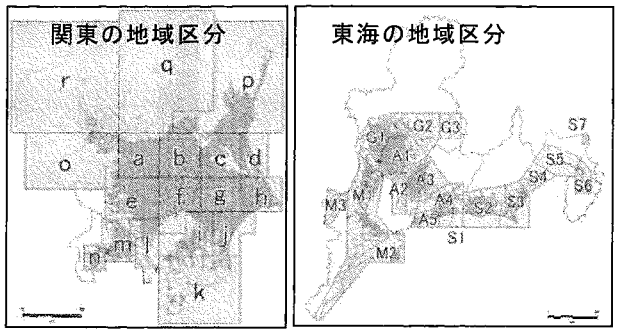
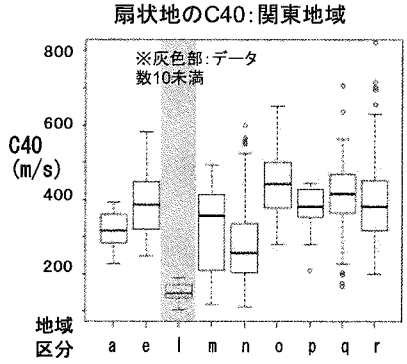


図-3 三方が原・磐田原の東西方向のC40分布





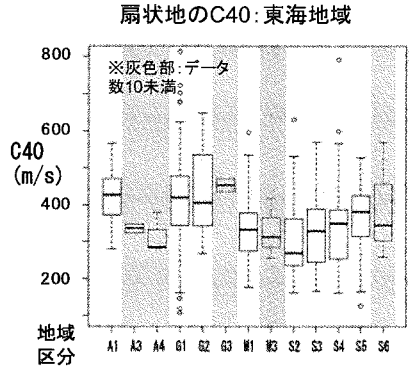
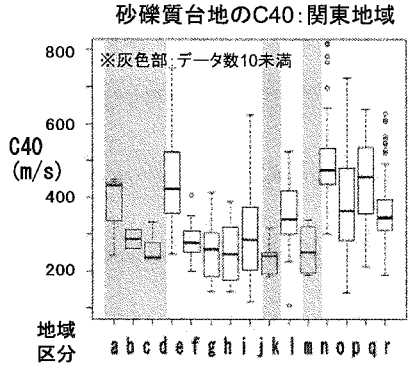


図-4　扇状地の C40 の地域的傾向



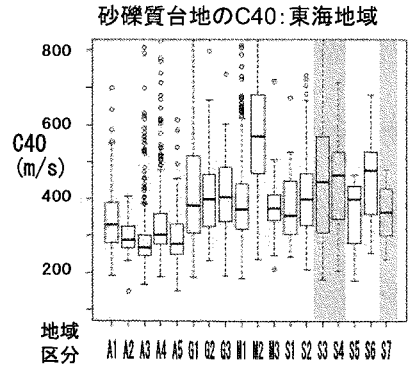


図-5　砂礫質台地(離水扇状地)の C40 の地域的傾向

4. まとめ

粗粒な砂礫層を主体とする新旧の扇状地における従来のボーリング調査主体の地盤調査では，N値 50 以上を連続 3~5 回確認して「工学的基盤」とみなしている場合が多い．また，それ以深は「N値 50 以上」という評価で一括されている．広域の地盤モデル作成にあたって，従来はこのような情報をもとにN値から S 波速度を推定するという手法が採用されてきたが，これは，明らかに地盤の S 波速度の推定方法としては不確実性が大きいものである．微動探査では，このような限界を超えた深度までの地盤状況が把握できる．また，より簡便で効率的な手法であるため，同一手法で稠密・均質な配置で調査を行うことが可能である．

本報告では，関東・東海地域の新旧の扇状地を例にこのような微動探査のデータが地盤の S 波速度構造の評価に有効であることを示した．ここで使用したデータは，地震時の強震動予測のための地盤モデルを作成する目的で得られたものであるが，構造物の設計・施工のための地盤評価においても有益な基礎情報となる．防災科研では，今後これらのデータを基に広域の地盤モデルの作成方法をさらに改良していく予定である．

謝辞

本報告は，総合科学技術・イノベーション会議による SIP「レジリエントな防災・減災機能の強化」の⑤「リアルタイム被害推定・災害情報収集・分析・利活用システム開発」の成果を用いたものでるある．

文献

1) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2017)：「地下構造モデル作成の考え方」に基づいて作成された関東地方の浅部・深部統合地盤構造モデル説明資料.
2) 先名ほか(2017)：強震動評価のための浅部・深部統合地盤モデルの構築，第 52 回地盤工学研究発表会論文集，878.
3) 松山ほか(2019)：微動探査で得られる AVS30(C40)の特性に基づく強震動予測のための地盤の類型化，第 54 回地盤工学研究発表会論文集，937.
4) 紺野・片岡(2000)：レイリー波の位相速度から地盤の平均 S 波速度を直接推定する方法の提案，土木学会論文集 No. 647/I-51, 415-423.
5) 長尾・紺野(2002):常時微動アレー観測に基づく表層地盤の平均 S 波速度推定精度に関する研究，土木学会論文集 No. 696/1-58, 225-235.
6) 武藤(1987)：天竜川下流地方，三方が原・磐田原台地の地質--現在の開析扇状地からの解釈--,地質学雑誌,93,4,259-273,日本地質学会.
7) 若松・松岡(2013)：全国統一基準による地形・地盤分類 250m メッシュマップの構築とその利用,日本地震工学会誌,,18,33-38,日本地震工学会.

59. 3次元屈折法弾性波探査による山岳鉄塔地質調査の高精度化の取組み

A Study of improvement of seismic refraction survey for pylon construction in mountain areas

○佐藤礼，山田信人，赫伸仁（日本地下探査），林和男，佐藤進，藤本潤（中電技術コンサルタント）
Rei Sato, Nobuto Yamada, Nobuhito Terashi, Kazuo Hayashi, Susumu Sato, Jun Fujimoto

1. はじめに

鉄塔の基礎設計にあたり，事前の地質調査において地山の弾性波速度を求める手法として，屈折法弾性波探査がある．筆者らはこれまでも，塔芯位置を中心として直交する2測線の2次元屈折法弾性波探査を適用し，さらに振源波形にS波を採用することにより高精度化を図ってきた．一方で，2次元屈折法弾性波探査は弾性波の通過経路(波線経路)が測線の鉛直下方のみであるとみなしているため，調査地点が急傾斜地に配置された場合には，波線経路が測線の鉛直下方以外となることによる解析精度の低下が生じる可能性がある．このため2次元解析を適用した際には，測線の交点直下における速度分布の不一致などの解析誤差が懸念される．これらを改善するべく，本報告では3次元屈折法弾性波探査の有用性について，実データの解析および数値実験による検討を行った．

2. 3次元屈折法弾性波探査の有用性検討

本報告では，山岳部における地質調査のさらなる高精度化を目的として，

① 比較的単純な傾斜構造を示す調査地点で取得された，2次元屈折法弾性波探査実データの解析
② 複雑な傾斜構造を示す調査地点を仮定した，想定速度モデルを使用した3次元数値実験

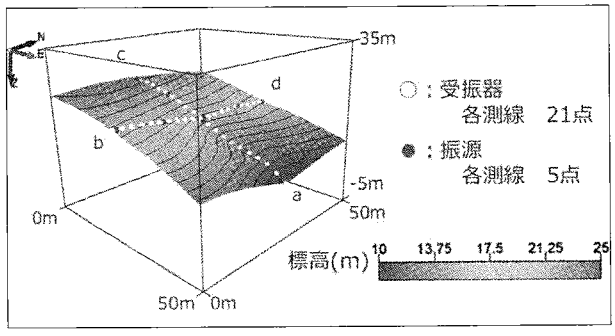
の2点について，2次元解析結果および3次元解析結果の比較を行い，3次元屈折法弾性波探査の有用性を検討した．

2次元解析および3次元解析には，走時トモグラフィ解析に，相関距離を導入した速度モデルの修正などの要素を加えた解析技術[1]を適用した．

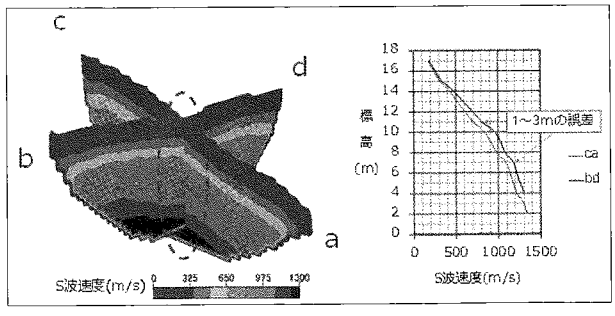
2.1 比較的単純な傾斜構造における実データ解析

実データは，比較的単純な傾斜構造を示す調査地点で取得された．2測線はそれぞれ水平距離50m，受振器は2.5m間隔に21点設置し，振源は測線を等分するように5点設置した(図－1)．各測線の測定は個別に行い，それぞれの測定データに対して2次元解析を適用した．3次元解析についても2次元測定で得た実データを用いたが，各測線について個別に解析して得た2次元断面を重ね合わせるのではなく，3次元速度モデルを利用して両測線の測定データを統合的に解析した．

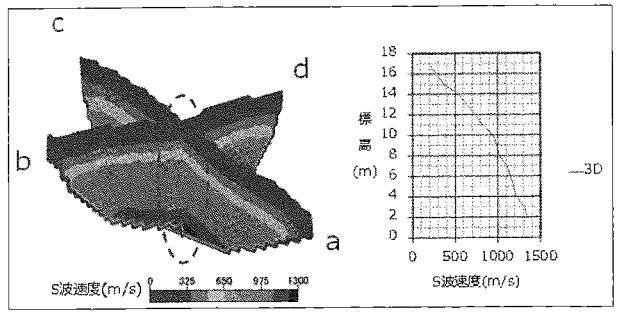
2次元解析結果(図－2左)では，黒破線で囲まれた2測線の交点直下においてそれぞれの速度分布が相違しており，標高にして1～3mの誤差がある(図－2右)．一方，3次元解析結果(図－3)では交点直下の速度分布は一致している．これらのことは，当例のような比較的単純な傾斜構造においても，個別の2次元解析では測線の交点直下において速度分布が相違する可能性があることに加え，従来通りの2次元測定データに対して3次元速度モデルを利用した統合解析を適用することで，この問題が改善されることを示している．



図－1　地形および測線配置



図－2　左：2次元解析結果の重ね合わせ表示
右：交点直下における標高と速度のグラフ

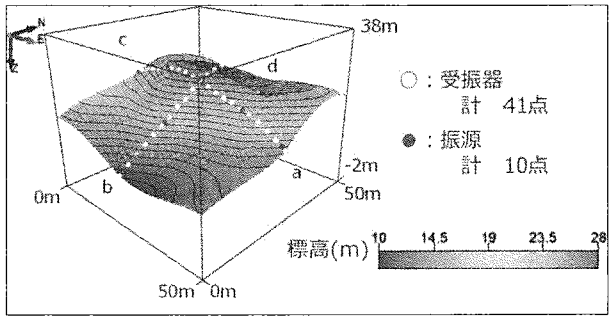


図－3　左：3次元解析結果，
右：交点直下における標高と速度のグラフ

2.2 複雑な傾斜構造における数値実験

数値実験では，複雑な傾斜構造を示す調査地点を仮定し(図－4)，想定速度モデルとして表層速度 100m/s から基盤速度 1300m/s までの多層構造を仮定した(図－5)．測線から外れた位置に尾根部が存在し，その直下に向かって基盤深度が徐々に浅くなる構造とした．測定配置は，測定の省力化の観点から，受振点と起振点を面的に多数設置するメッシュ状の配置ではなく，2.1 と同様に直交する 2 測線を仮定した(図－4)．ただし，各測線の測定を個別に行うのではなく，両測線の全ての起振による波形は，設置された全ての受振点で取得される．

3 次元解析結果のうち，ca 測線断面と bd 測線断面(図-6 中，右)をみると，尾根部直下に向かって基盤深度が徐々に浅くなる構造が精度よく再現されている．このことから，3 次元測定および 3 次元解析を適用することにより，複雑な傾斜構造においても精度の高い解析結果を得られることが確認できた．



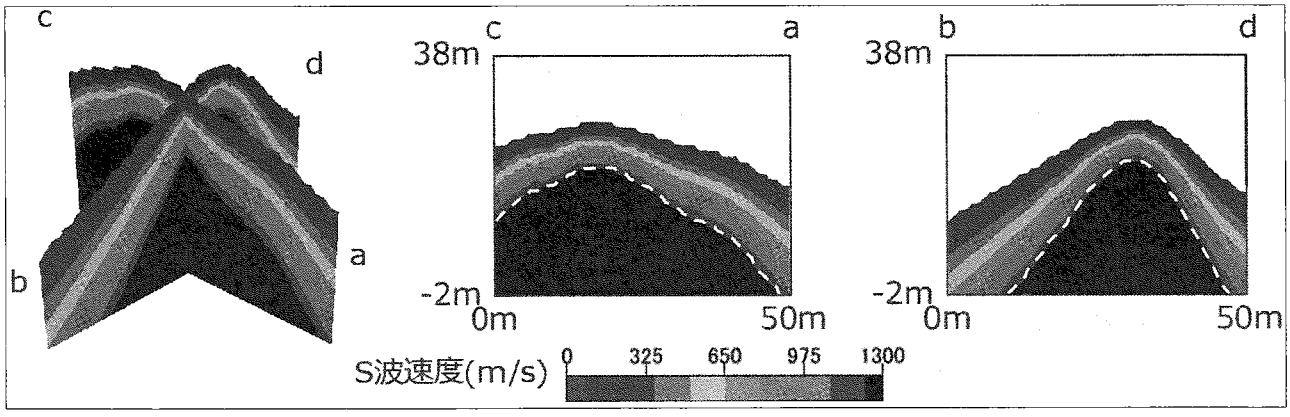
図－4 複雑な地形および測線配置

3. まとめと今後の展望

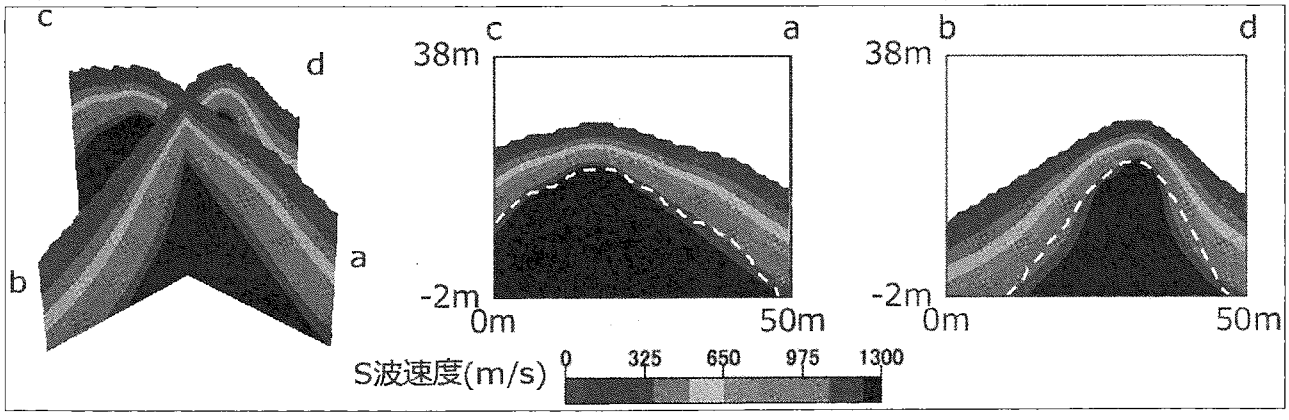
本報告では，山岳部のような傾斜構造において 2 次元屈折法弾性波探査を実施する場合の問題点に対して，3 次元屈折法弾性波探査の適用による改善の効果を検討した．その結果，2 次元測定で得られた実データに対して 2 次元解析を適用すると，両測線の交点直下において速度分布に 1～3m 程度の誤差が生じるが，3 次元解析を適用することでこれが改善されることを確認した．また，複雑な傾斜構造を仮定した 3 次元数値実験において，3 次元解析の適用により，想定速度モデルを精度よく再現できることを確認した．今後は，3 次元測線配置の検討に加え，3 次元測定による実データの取得および実データに対する 3 次元解析の適用について検討を進めたい．

文献

1) 佐藤ほか（2018）：「HD(高精細)トモグラフィ」の導入と適用例，物理探査学会第 138 回学術講演会論文集，1-4.



図－5 想定速度モデル(左：3 次元表示，中：ca 測線断面，右：bd 測線断面，白破線：想定速度モデルにおける基盤層上面の解釈線)



図－6 3 次元解析結果(左：3 次元表示，中：ca 測線断面，右：bd 測線断面，白破線：想定速度モデルにおける基盤層上面の解釈線)

60. 地下流水音探査の室内実験例

Example of laboratory experiment for underground hydrosonic method

○池邊紘美，鵜澤貴文，柚原隆英（環境地質）
Hiromi Ikebe, Takafumi Uzawa, Takahide Yunohara

1. はじめに

斜面対策工では水抜き工が対策の鍵となることが多く，その調査手法としてボーリング探査や 1m 深地温探査[1]等が挙げられる．それらの手法と比較して，測定器が軽量で測定時間も短く，多点で測定が可能な地下流水音探査が開発され，山地の調査で利用されている．

地下流水音探査は，地中の音を加速度センサーで受信し，その音を直接聞く，あるいは波形を解析することで水みちを抽出するものである．しかし，この手法は音圧の大きさで評価するために騒音が多い都市斜面での適用は難しい．

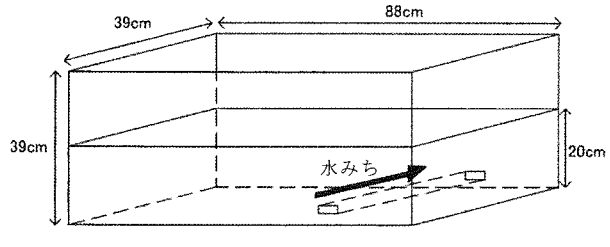
そこで，本発表では都市斜面での適用を目的として室内で模型を用いて取得した波形を解析し，水みちの判断基準について議論する．

2. 実験方法

実験は小型の模型を用いて測定を行った（図－1）．

測定機器（GAS-03）は，低い周波数を除去するローカットフィルター（200，300，400 Hz）と高い周波数を除去するハイカットフィルター（600，800，1200Hz）を備えており，それぞれのフィルターを組み合わせることで不要な周波数を除去することが可能である．

そこで，騒音下での水みちの判断に最も有効な周波数フィルターの設定を調べるために，周波数フィルターの組み合わせ（計 16 通り）それぞれで，道路沿いの騒音下において流水があるときとないときの 2 パターンの測定を行い，1 回の測定で得られる 60 個の値（PD 値）と PD 値から算出される代表値（D 値）を比較した．



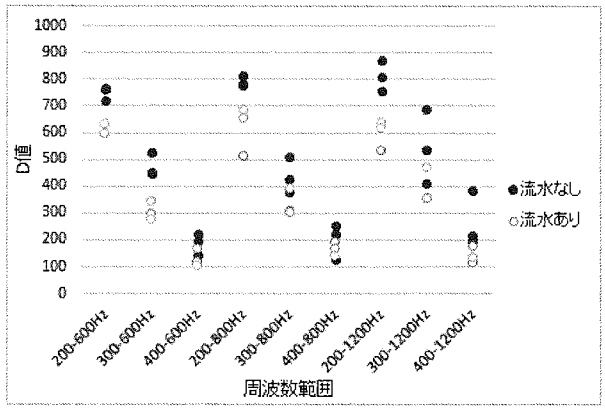
図－1　実験装置の構成

模型は長さ 88cm，幅 39cm，深さ 39cm，のプラスチック製のケースに深さ 20cm まで砂を入れ，深さ 17cm の位置に水みちを模した半割のパイプを設置した．パイプには細～中礫を敷き詰めた．流量はすべて同一で 0.15L/min とした．

3. 実験結果・考察

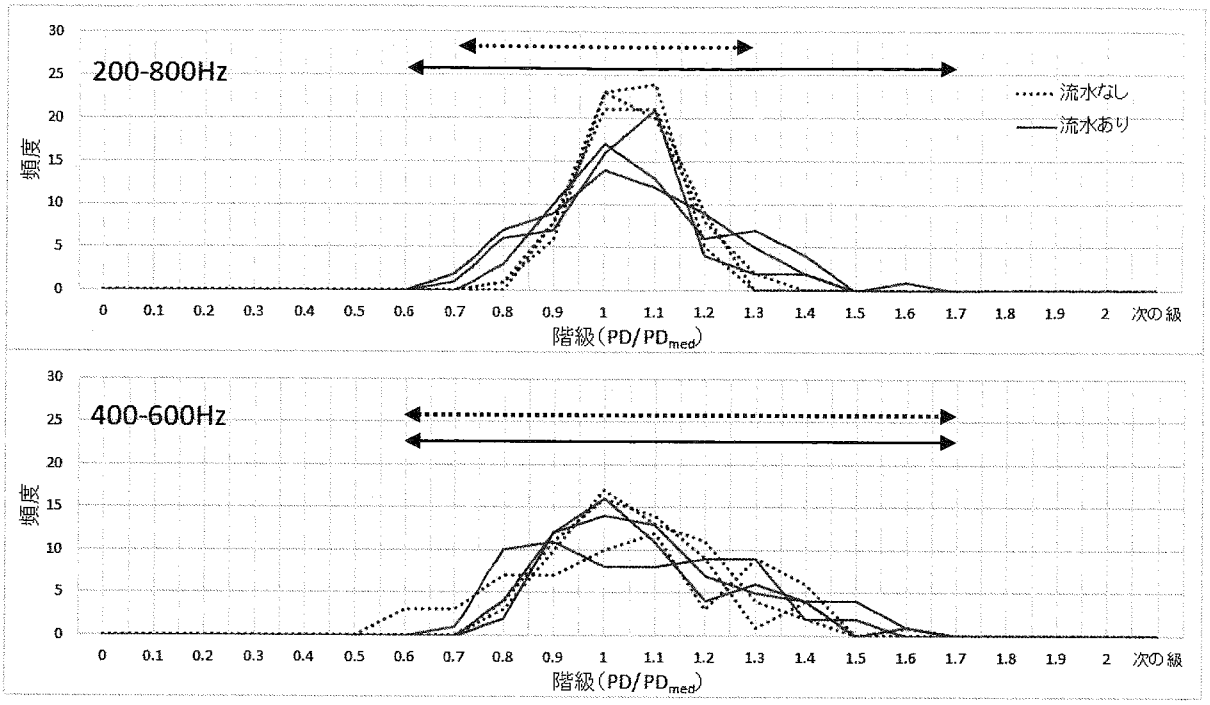
実験による測定結果を図－2 に示す．

図－2 によると，騒音の低減にはローカットが有効で，ローカットと D 値に負の相関がある．これは，主な騒音が低い周波数（例えば車は 100～500Hz）であることを示している．また，流水の有無で比較すると，いずれの周波数カットでも流水の D 値が高い値を示さない．これは，水みちの発する振動（気泡の破裂音）が，騒音と同じ周波数の範囲にあることを示している．したがって，騒音下において，D 値による水みち判定が難しいことがわかる．



図－2　流水の有無による周波数と D 値の関係

ここで，PD 値のばらつきを比較すると，ローカット 300Hz 以下の条件において，流水ありの結果が相対的にばらついている（図－3）．図－3 は，各実験の PD 値の大きさの違いを除外して比較するために，PD 値をその測定で得られる PD 値の中央値で除した値（PD/PD_{med}）を横軸にしたヒストグラムである．図－3 によると，200～800Hz の測定では，流水がない場合 PD 値は中央値の 0.7～1.3 倍の範囲にある．一方，流水がある場合では，中央値の 0.6～1.7 倍の PD 値が得られ，相対的にばらついていることがわかる．400～600Hz の測定条件では，流水の有無に関わらず PD 値は中央値の 0.6～1.7 倍の範囲にばらつき，流水の有無を判定できない結果となった．



図－3　周波数カットによるばらつきの違い

4. 解析法の検討

実験結果より，水みちは音圧のばらつきが大きく，ばらつきを調べることで水みちを判定できる．ばらつきの指標は，標準偏差や変動係数等があるが，エラー値に弱く，多点でのデータ処理の作業性から適さない．そのため，エラー値の影響を小さくし，ばらつきを評価する方法を検討した．

その結果，図－4 に示すように，横軸を PD/ PD_{med} とした累積相対度数グラフから得られる面積（S）の大きさを求め，ばらつきを評価することで，水みちの位置を判定する手法を考えた．PD 値のばらつきが大きいほど S が大きくなり，水みちの位置を評価できる．

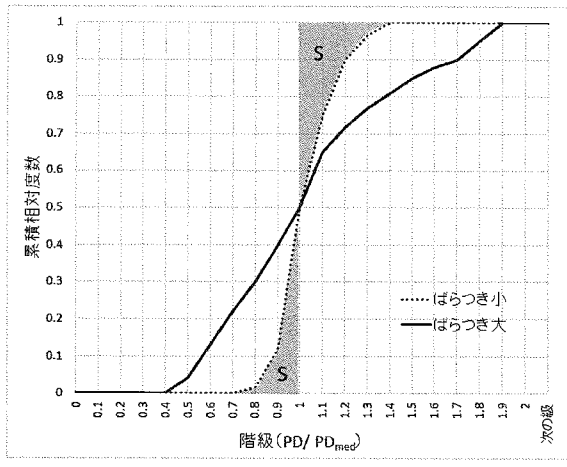
表－1　ばらつきの指標

ばらつきの指標	備考
標準偏差，変動係数	エラー値に弱い
ジニ係数	変化が小さく判別が困難
累積相対度数グラフから得られる面積	簡易に計算でき，水みちの有無と調和的

5. 解析法の適用

200～800Hz における流水ありの測定結果による面積（S）は 1.2～1.4，流水なしでは 0.7～0.8 であり，水みちの有無を判断できた．一方，400～600Hz における面積（S）は流水ありで 1.4～1.7，流水なしで 1.2～1.8 と明瞭な差がみられず，水みちの有無を判別できない．

したがって，水みちを測定する際は，周波数の下限フィルターは 400Hz 未満の設定にすることが適当であると考えられる．



図－4　ばらつき評価の概念図

6. まとめ

地下流水音探査の室内実験より，以下のことがわかった．

・騒音下において，D 値による水みち判定は難しい．

・水みちの PD 値は，水みちがない PD 値と比較してばらつきが大きい．

・累積相対度数グラフから得られる面積でばらつきを比較することで，騒音下において水みちの位置を判定することが可能である．

文献

1) 竹内篤雄（2013）：地下水調査法，古今書院，pp.13.

2) 多田泰之・藤田正治・堤大三・小山敢・河合隆行（2006）：地下流水音による地中水みち経路の推定，水工学論文集，Vol.50，pp.283-288.

61. 地下流水音探査の現地調査事例と斜面対策

Case study of underground hydrosonic method and slope stability measures

○鵜沢貴文（環境地質），池邊紘美（環境地質），柚原隆英（環境地質）
Takafumi Uzawa, Hiromi Ikebe, Takahide Yunohara

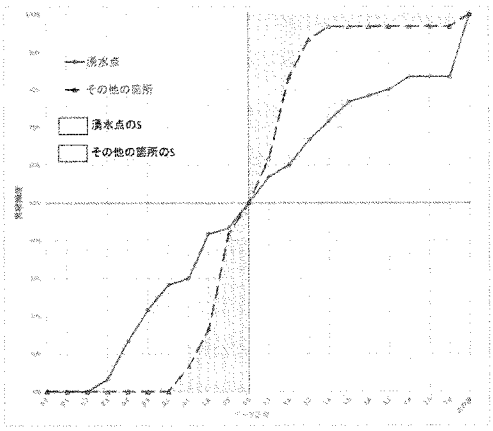
1. はじめに

斜面対策工では，水抜き工が鍵となることが多いが，その効果を高めるための水みち調査法の一つに地下流水音探査がある．地下流水音探査機は，水みちの気泡破裂音等を音圧としてとらえて，水みち位置を評価できる．軽量で測定時間も短いため，多点で測定が可能で，かつ調査費用が抑えられる調査手法であるが，音圧の大きさで評価するために騒音が多い都市斜面での適用は難しかった．

ここでは地下流水音探査の室内実験から得られた解析手法を都市周辺の現地で適用し，水みちの評価を試みた．また，地下流水音探査を用いた斜面調査と対策工を検討する．

2. 室内試験結果と解析法

模型を用いた室内実験結果や実際の湧水点での測定結果から，水みちでは音圧のばらつきが大きいことがわかった．この値のばらつきを評価するために，累積相対度数グラフから得られる面積（S）の大きさを求めて比較し，水みちを評価した（図－1）．ここでは，同一調査地内で，騒音による測定値の大きさの違いを除外するために，1回の測定で得られる60個の値（PD値）を，その中央値で除して解析した．



図－1　ばらつき評価の概念図（面積Sが大きいほどばらつきが大きい）

3. 実験結果の現地への適用結果

室内試験結果の現地へ適用性の確認のために，騒音が少ない場所の湧水周辺および，騒音がある場所での湧水周辺で地下流水音を測定した．

①騒音が比較的小さい場所での解析結果

調査を実施した緑地公園は，住宅地の中心にあるが，交通量が多い道路からは200～300m程度離れていて，騒音は比較的小さい．下末吉台地の開析谷付近に位置し，地質は下位から上総層群，下末吉層，関東ローム層である．湧水はガリー頭部の上総層群上面から常時あるほか，下方の道路法面で4箇所に湧水している．これらの湧水は下末吉層と上総層群との境界から湧出した水と考えられる．

地下流水音測定の結果を図－2に，断面図を図－3に示す．測定値のD値は下流の湧水位置と良い相関があるが，谷の頭部側ではD値の変化が不明瞭になる結果が得られた．これは谷の上部ほど，標高が高く上総層群の上面にある水みちからの距離が大きくなるためと考えられる．ここで，室内実験結果による解析を適用すると，湧水点でのSが高くなり，現地で整合的であるほか，D値では不明瞭であった谷の上部でも水みちが確認できる．また，水みちが谷の下部で複数条に分かれるように分布していることもわかる．

②騒音がある場所での解析結果

調査地は住宅街の中心にあり，湧水点が部分的に緑地に整備されている場所に認められる．武蔵野台地の開析谷に位置し，地質は下位から上総層群，武蔵野礫層，関東ローム層であり，武蔵野礫層と上総層群の境界付近から湧水している．主要な道路からは150m程度離れているが，測定点近くはポンプとその動力のエンジンが稼働していて，地下流水音測定に対して騒音になっていた．

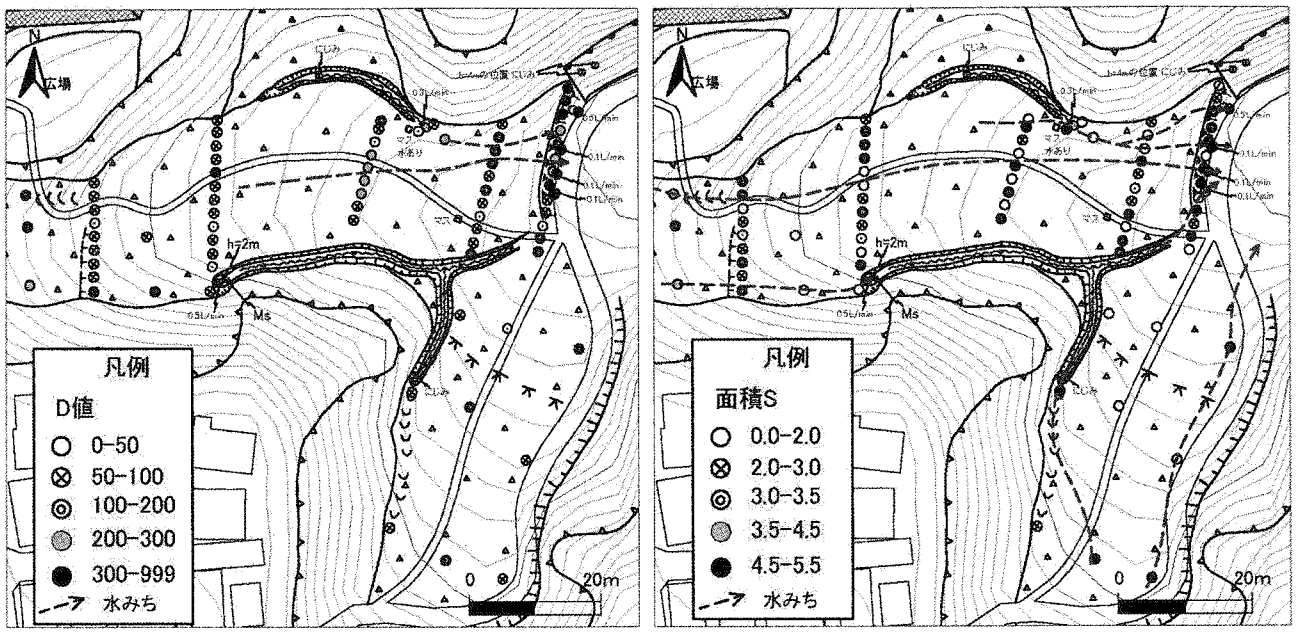
地下流水音測定の結果，測定値のD値は，ポンプからの騒音の影響を受けてポンプ付近で高くなり，離れると低くなった。そのため，湧水位置と整合しない結果が得られた．ここで，室内実験結果による解析を適用すると，湧水点付近でSが高くなり，現地と整合する結果が得られたほか，水みちの方向が示された．

このように，調査地点内でD値が大きく変化する場合でも本解析手法を用いることにより，水みち位置を評価できた．

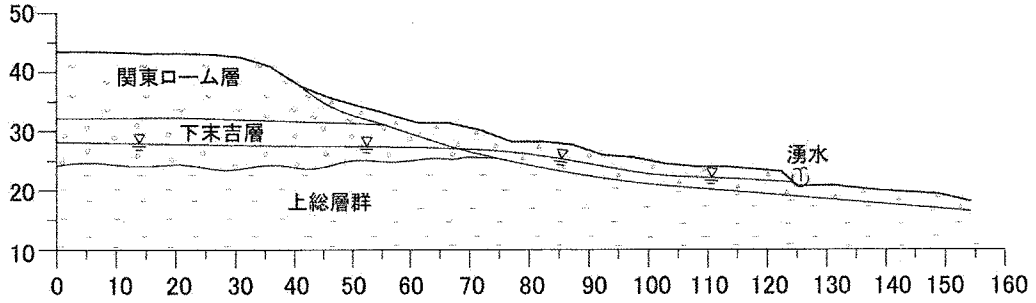
4. 本手法を用いた斜面調査と対策工の検討

騒音がある都市斜面でも，水みち位置を評価できることを示した．ここでは，特に都市斜面の調査，対策に着目する．

都市斜面での豪雨土砂災害の発生の有無は，地域の地形・地質や気象などの自然条件と，造成時期や条例



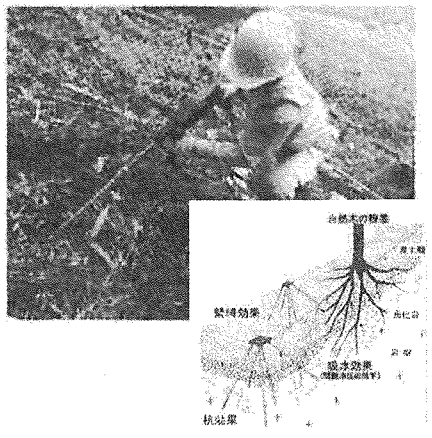
図－2　D値（左）と面積S（右）による水みち解析結果



図－3　調査地の断面図

などの法的規制などの社会条件によって異なってくる．そのため斜面崩壊形態をタイプ分けすることが重要となる．例えば，調査例で挙げた上総層群と下末吉層の境界では湧水が多く，元々崩れやすい構造を持っていて，崩壊土砂は水を含むため遠くまで移動し危険の範囲が広がる．そのため，このような条件の斜面では，地下流水音探査により水みち位置を決め，経済的に効率よく水抜き対策を計画することが可能になる．

都市斜面での特徴である狭隘な土地での対策では，横ボーリング等の対策が難しい場合があり，地下流水音探査結果で得られた水みち位置に，水抜きが可能な鉄根打設工法（図－4）やPDR工法により豪雨時の水圧を効率よく軽減する施設配置を検討したり，湧水を塞ぐことなく施工できるフトンカゴ工等の施工位置を検討することが可能となる．



図－4　狭隘な土地での水抜きを狙った斜面対策の例（鉄根打設工法）

5. まとめ

地下流水音探査の室内実験結果を現地に適用した結果，以下のことがわかった．

・測定値のばらつきを比較することで，騒音が多い都市斜面でも水みち位置を精度よく推定できる．

・騒音が少ない場合でも，測定値のばらつきを比較することで水みちの位置が明確になった．

・解析結果で得られる水みちを狙って対策することで，対策工の効果を高めることができる．特に都市斜面では，狭隘な土地での調査・対策・コスト等に対応する必要があり，本手法は有効な手法になると考える．

文献

1）多田泰之（2008）：地下流水音を用いた崩壊発生場所の予測について．水利科学，No.304，pp. 83-115．

2）鵜澤貴文・稲垣秀輝（2017）：都市斜面おける土砂崩壊形態の分類とその特徴－横浜市・川崎市を中心として－．平成29年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，pp.127-128．

62. 大規模土地開発における災害事例

Disaster samples on large scale land developments

○赤井静夫，塩野敏昭，小林保男，赤井理一郎，室田真宏（株式会社北信ボーリング）
Shizuo Akai, Toshiaki Shiono, Yasuo Kobayashi, Riichirou Akai, Masahiro Murota

1. まえがき

山地・丘陵における大規模土地開発では，切り土や盛り土による大規模な土地の形状変更が実施される．これらの土地造成前に適切な地質調査・設計が実施され，慎重な施工が実施されれば造成後の安全は保たれるが，実際には安易な地質調査・設計・施工が横行し，各地で土砂災害が発生している．

2. 今回の報告事例

今回の事例報告は，ゴルフ場と福祉施設における地すべり災害と大規模住宅団地における液状化による沈下災害である．

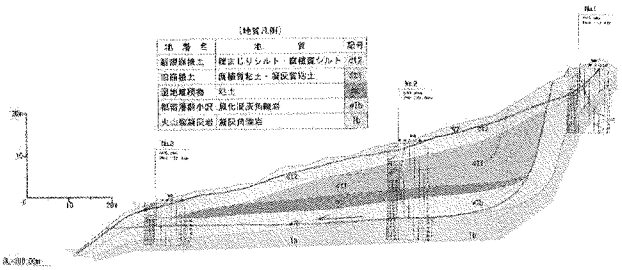
2-1. ゴルフ場造成地における地すべりの事例

中部地方の約 40 年前に建設された C ゴルフ場付近は新第三系の凝灰質軟岩からなる低山地帯であり，掘削が容易である事から尾根部を切土し，ゴルフコース幅が不足する所では切土部からの軟岩や風化軟岩からなる谷埋め盛り土が実施された．



頭部滑落崖を東から見る

約 4 年前にゴルフコース南側の谷埋め盛り土部で地すべりが発生し，頭部切土による対策工法を実施したが，ボーリング等で滑り面を確認せず，地下水位を考慮しない設計による切土量不足を原因として約2年後に再び地すべりが発生した．2 回目の地すべり発生後のボーリング孔内水位観測により地すべり地内の地下水位は恒常的に浅い事，パイプ歪計観測により明瞭なすべり面が確認された．



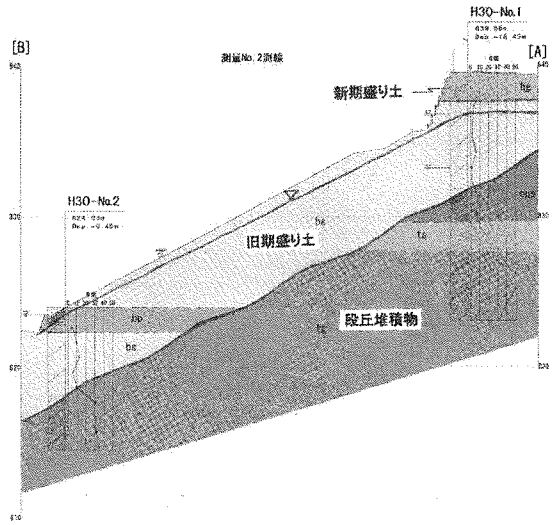
ゴルフ場開発前地形図と空中写真判読により古いやや規模の大きな地すべり跡地の存在が把握された．この様な箇所の谷埋め盛土は古い地すべりの再移動を考慮した設計が必要であった．

盛り土は角礫まじり凝灰質粘性土からなり，締固めも不十分である事がボーリング調査で判明し，盛り土底面および盛り土内には間隙水圧抑制工は存在しない．

2-2. 福祉施設造成地における地すべりの事例

約30年よりも前に，中部地方山地内の西向き緩斜面で切り盛りにより運動場が建設され，約30年前に福祉施設進出に伴い更なる切り盛りにより敷地は拡張された．

山地の地質は花崗岩からなるが，造成地の緩斜面には段丘堆積物が分布する．運動場建設時の盛り土材は段丘堆積物から供給されたが，福祉施設建設時の盛り土材は敷地東側山地を切土した風化花崗岩からも供給された．



運動場造成時は約 1：1.5 勾配で盛り土が施工された．福祉施設建設時に敷地北半部（谷側）の旧盛り土天端に最大 7 段のフトン篭を勾配約 1：0.4 で施工し，背後に最大 5mの盛り土面の嵩上げを実施した．

盛り土の標準貫入試験のN値は 4 程度であるので，フトン篭が沈下すると共に孕み出しも各所で発生し，これらフトン篭の変状に伴い，フトン篭背後の敷地に円弧状の沈下・クラックが各所に発生した。



最大 7 段のフトン篭の変形

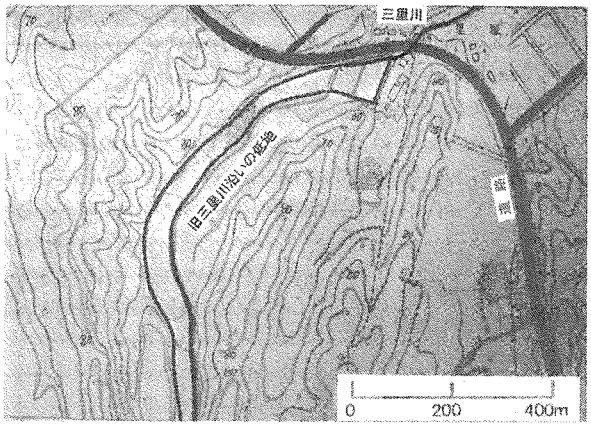


フトン篭背後の盛り土は沈下

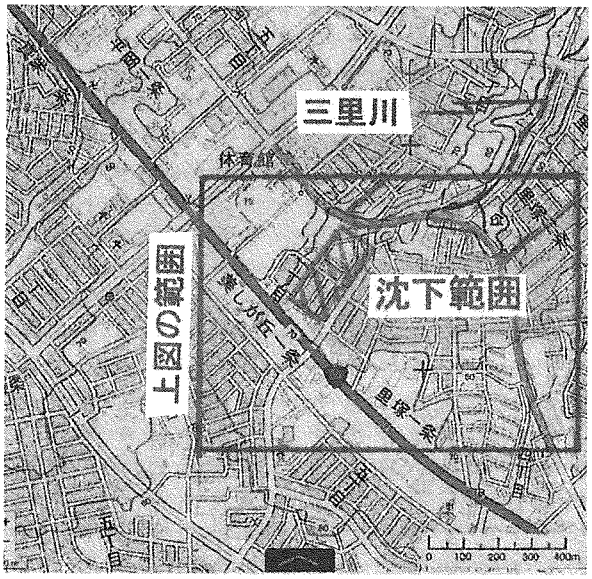
2-3. 大規模住宅団地造成地における液状化事例

「2018 年胆振東部地震」（M6.7、札幌市清田区は震度 5 強）では札幌市清田区里塚の約40年前に造成された住宅団地の谷埋め盛り土部で著しい沈下現象が発生した．里塚付近は火山灰台地であり，台地を削り込んだ三里川が存在していた．

台地の高所を切土し，三里川流路に最大約20mの谷埋め盛



1965 年札幌市作成の S=1/2,500 地形図より引用加筆



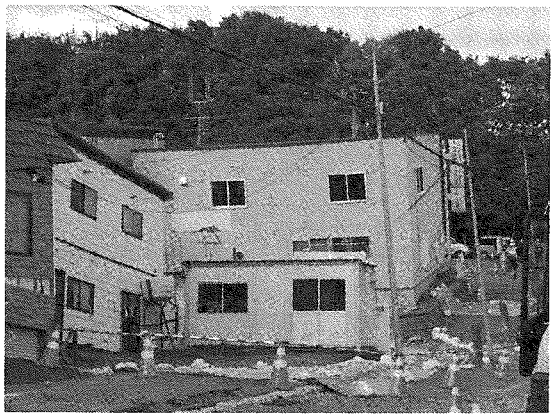
国土地理院電子国土地図より部分引用加筆

土をして平坦ないしは緩傾斜地を造成して住宅団地とした．団地南部の造成面は高く，北部は低所にある既存道路への接続のため下り勾配となっている．

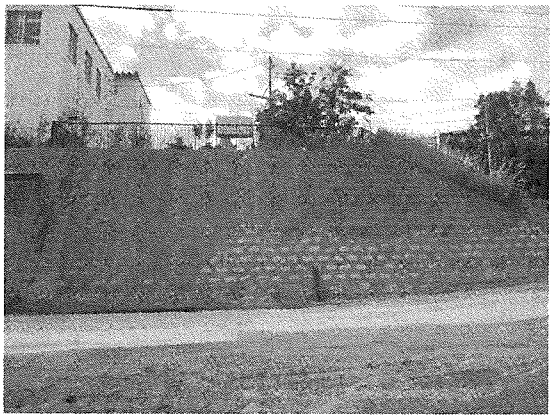
団地南西約 30km の支笏カルデラから供給された軽石質火山灰が台地を構成している．谷埋め盛り土材は台地表面に存在した軽石質の粒径が揃った細～中粒砂が使用された．この盛り土材は飽和すると容易に液状化する土である．

三里川旧流路の谷埋め盛り土部で激しい沈下現象が発生し，住宅は旧流路方向に大きく傾斜した．三里川旧流路上の地表面で液状化による地下水や液状化砂の噴出は，種々の報告・報道では記載されていないが（上水道管の破裂を除く），北部の低所で大量の土砂が噴出して噴出土砂が団地内と道路に最大 40～50cm 堆積した．

上記の状況を総合すると谷埋め盛り土底部で液状化が発生し，液状化した土が谷下流へと側方流動し，北部の谷埋め盛り土の層厚が薄い所で液状化した土が一気に噴出した事により，谷埋め盛り土部が激しい沈下を生じたものと推定された．また，谷埋め盛り土底部における地下水排除工法が不備であった事も指摘される．



旧流路は写真中央を左右に通過し，流路方向に建物は沈下する



擁壁背後で噴出した大量の土砂は壁面を伝い流下し，堆積した

3. 大規模土地造成における問題点

大規模土地造成においては，主に経済性から切り盛りのバランスが重視され，良質で無い切土材をそのまま盛り土材に使用する事例が多い．盛り土材の液状化や間隙水圧上昇防止には地下水排除工法が必要であるが，今回の事例では全くないしは不十分な設計・施工しか実施されていない．

今回の事例は 30～40 年前の施工であるが，近年においても同様な施工事例が存在しないか，十分に注意する必要がある．近年は都市の土地利用が飽和状態となり，地盤条件が悪い所に施設が建設される事例が多く，弱者の施設建設に際しては特に慎重にすべきである．34 年前の長野市地附山地すべりにおける老人ホームの 26 名にも及ぶ死者の教訓を忘れてはならない．

文献

1) 植村 武・山田哲雄編（1993）：「日本の地質 4 中部地方 I」，共立出版，p 93.

2) 天竜川上流工事事務所監修（1984）：「天竜川上流域地質図」,社団法人中部建設協会.

3) 土居繁雄ほか（1966）：1/5 万地質図幅 石山, ,北海道地下資源調査所.

4) 地盤工学会平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団:「平成 30 年北海道胆振東部地震による液状化被害」 https://www.jiban.or.jp/wp-content/uploads/2018/../ni-shimura_watabe_20181002.pdf.

5) 信州大学自然災害研究会（1986）：「昭和 60 年長野市地附山地すべりによる災害」信州大学.

63. 海外ダム基礎掘削面における本邦岩盤分類基準と Geological Strength Index による統合的岩盤評価の適用性

Application of the Integrated Rock Mass Evaluation using GSI system and the Japanese Rock Classification on Excavated faces of an Overseas Gravity Dam

○上田広和・清水公二・吉津洋一（ニュージェック），
田渕貴久・村上嘉謙・筒井勝治・瀬岡正彦（関西電力），青坂 優志(NNP1PC)
Hirokazu Ueda, Koji Shimizu, Yoichi Yoshizu, Takahisa Tabuchi, Yoshikane Murakami, Shoji Tsutsui, Masahiko Seoka, Yushi Aosaka

1. はじめに

我が国におけるダムを対象とした岩盤分類は，田中の方法（電中研式）と岡本・安江の方法（土研式）を骨子とし，原位置岩盤試験等の結果から岩盤物性値との関連付けを行うことを原則としている．これに対し海外の岩盤分類基準は，1990 年代以降，E. Hoek らが Geological Strength Index (GSI)を考案し[1]，世界的に普及が進んできている．この GSI の最大の特徴は，岩盤強度理論と岩盤分類が結びついている点であり，これまでの経験的な工学的裏付けや原位置試験による確認を経ずとも，岩盤物性値の推定を可能にする．筆者らは，海外の重力式ダム地点の基礎掘削面において本邦の岩盤分類と GSI を併用し，両者の評価手法の違い，原位置せん断強度値と理論強度値の比較を行い，両者の長所を生かした岩盤評価の可能性について検証したので，この結果を報告する．

2. Hoek-Brown 破壊基準と GSI について

E. Hoek と Brown E.T.は室内三軸圧縮試験の結果から，岩石のせん断破壊は非線形式で表せるとした[2]．

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{0.5} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，σ_1': 最大有効応力，σ_3': 最小有効応力，σ_c: 一軸圧縮強度，m_i: 岩石の岩質定数．

岩盤中の不連続面は'傷'であり，傷が増えることでインタクトの状態から強度が低下する．岩盤の破壊基準は(1)式を変形した(2)式で表せられる．

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad \cdots\cdots (2)$$

ここで，m_b: 岩盤の岩質定数，s, a: 岩盤の特徴で決まる定数．

(1)(2)式は，従来の Mohr-Coulomb 破壊基準と一線を画す考え方であり，Hoek-Brown（H-B）破壊基準と呼ばれる．(2)式の定数 m_b, s, a は岩盤不連続面の間隔と状態によって決まる．不連続面を指標化したものが GSI である．

3. 調査地点の地質・岩盤状況と調査手順

調査地点は，東南アジアで建設中の重力式ダムであり，基礎岩盤は白亜系の浅海性正常堆積物で構成される．ダム敷内では局所的に褶曲構造が存在し，褶曲運動に伴う低角度弱層や亀裂帯が一部で発達する．本地点における岩盤要素区分の組み合せと電中研式岩盤分類の岩級区分との対応表を表－1 に示す．調査は掘削面の 5m×5m を最小単位としたグリッドにおいて代表的な岩盤要素と GSI を決定した．GSI は E. Hoek らが推奨する以下の式から算出した．

$$GSI = 1.5 Jcond_{89} + RQD/2 \quad \cdots\cdots (3)$$

ここで $Jcond_{89}$ は，Bieniawski が 1989 年に更新した RMR の割れ目状態に関する評点である[3]．岩盤分類と並行して，シュミットロックハンマー反発度試験と，簡易弾性波測定（応用地質㈱製ハンディビュア McSEIS-3 を使用）を補足的に行った．

表－1　対象地点掘削面の岩盤要素区分の組合せと岩盤分類における岩級区分の関係

割れ目間隔	硬軟区分																				
		A（硬）				B（やや硬）				C（中硬）				D（軟）				E（極軟）			
	割れ目状態	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
I		B	CH			CH	CM			CM	CM										
II		CH	CM	CM		CH	CM	CL		CM	CL	CL			CL	CL					
III		CH	CM	CM		CM	CM	CL		CL	CL	CL	D		CL	D	D				
IV								CL				D	D			D	D				D

［硬軟区分］
A：ハンマーの打撃で反発して澄んだ金属を発するが，強打で割れる(qu=80-120MPa)
B：ハンマーの打撃でやや鈍い金属音を発し，強打で割れる(qu=40-80MPa)
C：ハンマーの打撃で鈍い金属音を発し，中程度の打撃で容易に割れる(qu=10-40MPa)
D：ハンマーの打撃でバラバラに砕ける．ねじり鎌では整形不可(qu=1-10MPa)
E：ハンマーのピックが刺さる．ねじり鎌で容易に整形できる(qu < 1MPa)
※qu：一軸圧縮強度

［割れ目間隔］
I：100 cm以上
II：30～100 cm
III：5～30 cm
IV：5 cm以下の角礫状

［割れ目状態］
a：新鮮密着．ただし割れ目面のみが弱く風化している場合がある．
b：割れ目沿いの岩塊に風化が及び，挟在物をフィルム状(1 mm以下)に挟む場合がある．
c：割れ目沿いの岩塊に風化が及び，挟在物を厚く（数mm）挟む．
d：厚い挟在物（10 mm以上）ないし開口状．割れ目として識別できない角礫状，砂状，粘土状の状態も含む

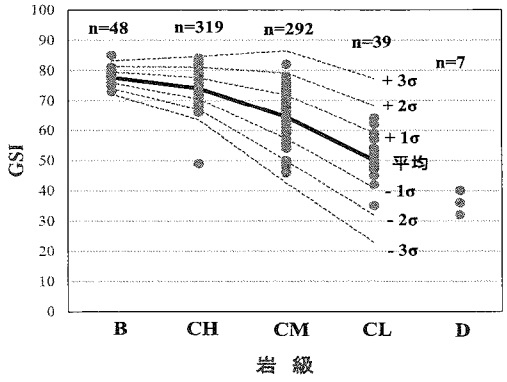
4. 本邦岩盤分類と GSI との関係

各岩級における GSI 値は，平均値は岩盤が劣化するに従って減少する傾向が明瞭である(図 - 1)．一方，B 級岩盤では GSI のばらつきが小さいものの，CH 級岩盤，CM 級岩盤の順にばらつきが拡大する．特に CM 級岩盤は GSI 値の最大－最小値の差が 40 に達する．CL 級岩盤についても GSI の差が 30 程度であり，サンプル数の少ない D 級岩盤を除いて低位の岩級では GSI の取り得る範囲が大きい傾向を示す．

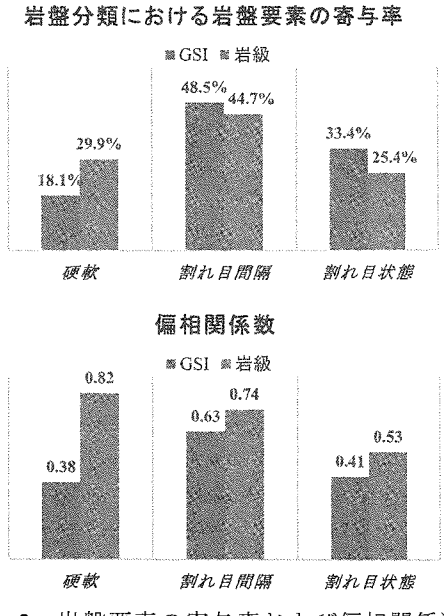
岩盤要素を説明変数，岩級と GSI を目的変数として数量化理論 1 類による多変量解析を実施した．岩盤分類に対する岩盤要素の寄与率は，岩級，GSI 共に割れ目間隔において高いが，GSI の方が割れ目間隔と性状の寄与率が岩級よりも高い．岩級は硬軟の寄与率が高く，硬軟との偏相関係数は特に高い．GSI は割れ目間隔と性状に比べて硬軟との相関が悪い(図 - 2)．

5. 岩盤せん断強度の比較

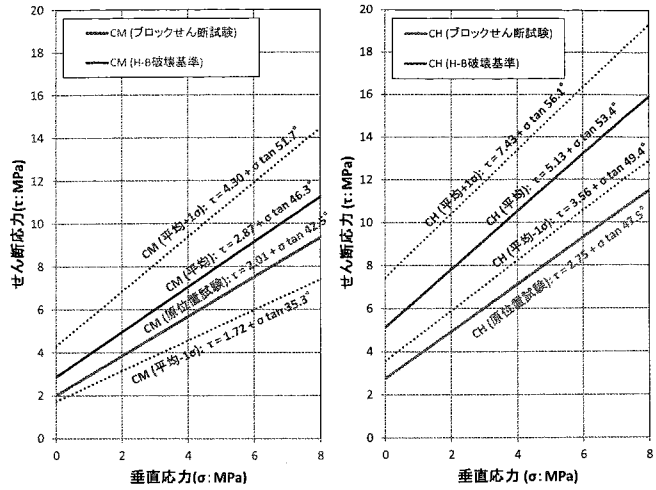
本地点では，CM 級岩盤と CH 級岩盤を対象にブロックせん断試験が行われており，試験結果に基づくせん断強度が設計に採用されている．この結果と，GSI



図－1　対象地点の岩級と GSI との関係



図－2　岩盤要素の寄与率および偏相関係数



図－3　原位置試験結果と H-B 破壊基準計算値の比較

の平均値および±1σ から Hoek-Brown 破壊基準により計算したせん断強度値とを比較した(図 - 3)．CH 級岩盤の破壊包絡線は GSI 平均－1σ でも，設計せん断強度を上回っている．一方 CM 級岩盤では，GSI 平均値が設計せん断強度を上回るものの，GSI 下限値での破壊包絡線は設計せん断強度を下回る結果となった．

6. まとめ

海外重力式ダムの基礎掘削面において，本邦岩盤分類と GSI を併用して岩盤評価を行った結果，以下の知見が得られた．

- GSI は割れ目間隔と，割れ目性状から判定する指標であるため，硬軟の寄与率は低い．一方で，岩盤判定の中で固結度（ハンマーでの打診）に重きを置く岩級は，硬軟と高い相関性を示す．岩級と GSI の統計上の差異は，岩盤に対する工学的思想の違いを反映していると思われる．
- CM 級岩盤，CL 級岩盤では GSI の取り得る範囲が広い．表 - 1 から，両者の岩盤要素組み合せの数が多いことに起因する．岩級を GSI に対応付ける上で，GSI 値のばらつきと，岩級間のバッファー帯を最小化する最適な岩盤要素の定義，および組み合せ方法が課題である．
- H-B 破壊基準から，せん断強度を算定する上でのパラメータは GSI だけではないため，諸条件個別の詳細な検討が今後の課題であるが，H-B 破壊基準のせん断強度と，原位置試験によるせん断強度とを比較した結果，大きな齟齬がないことが分かった．

文献

1) Hoek, E. (1994) : Strength of rock and rock masses, News Journal ISRM, Vol.2 (2), p.4-16.

2) Hoek E. and Brown E.T. (1997) : Practical estimates of rock mass strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech., Abstract, Vol. 34, p.1165-1186.

3) Bieniawski, Z. T. (1989) : Engineering rock mass classifications, New York: Wiley.

64. 内務省初代地質職，高田昭の研究業績

Research Results by Akira Takada as the First Geologist in the Ministry of Home Affairs

○脇坂安彦（ダム技術センター）
Yasuhiko Wakizaka

1. はじめに

我が国における土木地質学の創設期の地質技術者としては，1923年（大正12年）に鉄道省に入省した渡邊貫（1898～1974年）が最も著名である．渡邊の鉄道省入省の1年前の1922年に高田昭は内務省に初代の地質職として入省している．高田は土木地質学関連の著書を著していないため，渡邊に比べると現在では無名に近い．しかし，多方面にわたる研究業績を残しており，創設期の土木地質学に貢献している．ここで高田昭の研究業績について概観してみる．

2. 高田昭の経歴

高田昭は1898年（明治31年）5月10日に伊賀上野（現・三重県伊賀市）で生まれている．伊賀上野の中学から第八高等学校を経て，東京帝国大学理科大学地質学科に入学した[1]．1922年に理学部地質学科を卒業後，1922年（大正11年）4月22日付で内務省土木局第一技術課に技手として採用された．以降の経歴は次の通りである．

- 1922年（大正11年）9月30日：土木試験所開設とともに第四科に発令
- 1924年（大正13年）4月5日：技師に昇任
- 1924年（大正13年）11月7日：第四科長に昇任
- 1938年（昭和13年）8月15日：地質試験科長
- 1947年（昭和22年）7月21日：退官（最終官職は土木試験所第四部長）

開設当時の土木試験所は，第一科，第二科，第三科および第四科から構成されていた．当時の第四科の所掌は非瀝青質材料と地質であり，科長は技師の林助一であった[2]．その後，土木試験所の組織は道路試験科，構造物試験科，河川試験科，港湾試験科，地質試験科，化学試験科，コンクリート試験科，基礎試験科，機械科および庶務科に改組され[2]，高田は初代の地質試験科長となった．

土木試験所退官後は，（株）間組に技術部長，顧問などとして勤務し，1987年に逝去した．

3. 高田昭の研究業績

3.1 土木試験所報告

高田昭の研究成果は，主に土木試験所報告に発表されている．表-1は土木試験所報告に掲載された高田の論文の一覧である．土木試験所報告は1925年に第1号が発行された不定期の刊行物である．

表に示した高田の研究成果の分野は，セメント（表-1の番号1, 2, 20），コンクリート・モルタル（9, 11, 15），ブロック（3, 10），砂利・砂（4, 5, 7, 13），砕石（8, 18），石材（6, 12），舗装（16, 19）およびその他（14, 17, 21）に分類することができる．その他以外は全て材料関係であることが特徴である．材料関係の研究がほとんどを占めているのは，土木試験所の前身が道路改良および道路材料試験を所掌として1921年（大正10年）に設置された道路材料試験所であることによっていると考えられる．以降，分野ごとに成果の概要を述べる．

表-1　土木試験所報告に掲載された高田昭の研究成果

番号	著者	題名	号	ページ	発行年
1	三木栄三・高田昭・稲生謙次・小田重久・大和田亮	急硬性セメントに関する試験	9	1-44	1927
2	高田昭・細山角三	ソリデチットの対圧強度に関する試験	9	45-54	1927
3	高田昭・眞崎季隆・船山晴雄	ブロックに関する試験	9	55-59	1927
4	高田昭	高知県黒瀧川産砂に関する試験	9	60-70	1927
5	高田昭	多摩川産砂利及砂に関する調査	9	71-93	1927
6	高田明・眞崎季隆・船山晴雄	石材類試験成績	9	94-100	1927
7	高田明・眞崎季隆・船山晴雄	常願寺川産砂に関する試験	11	79-98	1928
8	高田昭	舗装工事用サーフェースヒーターの砕石に及ぼす影響に関する試験	11	61-77	1928
9	高田昭	標準砂モルタルの強度に及ぼす火山灰及石粉の影響（予報）	12	87-97	1929
10	高田昭	舗装用鋳鉄ブロック磨耗試験	13	85-89	1929
11	高田昭	現場打混凝土の耐圧試験報告	15	77-112	1930
12	高田昭・眞崎季隆	工事用石材試験成績	16	81-110	1930
13	高田昭	鬼怒川上流改修工事用角礫凝灰岩、砂利及砂に関する試験	18	79-96	1930
14	高田昭	東京山手赤土の弾性的性質に関する試験（第一）	20	1-26	1931
15	高田昭	標準砂モルタルの強度に及ぼす石粉の影響	21	129-142	1931
16	高田昭	高田馬場簡易舗装の路床土質に関する試験	22	111-124	1932
17	高田昭	大和川筋亀ノ瀬地辷に関する調査（第一）	23	143-201	1932
18	高田昭	砕石の摩損率に関する一試験	24	79-81	1933
19	高田昭・眞崎季隆	本邦産舗装用石材	24附録	1-58	1933
20	高田昭	ポートランドセメントの凝結後に於ける溶解物のpHに就て	32	141-148	1935
21	高田昭	王泊堰堤の漏水の温度及水素イオン濃度	32	149-159	1935

3.2 セメントに関する研究

（表-1の）番号1は純セメント，混合セメント並びにこれらを用いたモルタル，コンクリートの各種試験を行ったもので，急硬性ポルトランドセメント，アルミナセメントおよび通常ポルトランドセメントには初期強度，強度増加割合に相違はあるが，1年後の強度には大きな際はないとされている．

番号2はソリデチットと浅野セメントの耐圧強度などを比較したもので，両者の耐圧強度と水量との関係，耐圧強度は同程度であるとされている．

番号20はコンクリートの性質に及ぼす水の影響を試験したもので，セメントの未硬化のものと硬化後のものとの溶解状態はかなり異なっていることなどが述べられている．

3.3 ブロックに関する研究

番号3は歩道舗装用のソリデチットブロックおよびマグネシアブロックの試験を行ったもので，耐水性を施したマグネシアブロックはソリデチットブロックに比べても摩耗量は少なく，歩道用ブロックとして使用に適すると述べている．

番号10は舗装用鋳鉄ブロックの摩耗抵抗を花崗岩と比較したもので，突起部の最大高さを定めることができれば，花崗岩ブロックを対照として突起部の面積を決定できるとされている．

3.4 砂利・砂に関する研究

番号4は高知県営水力電気黒瀧川水路工事にコンクリート用骨材として使用予定の黒瀧川産砂の適否を判定するための試験を行ったもので，浸透性に富むが，配合によっては耐水性となるとされている．

番号5は多摩川産砂利，砂の品質と分布状況を把握するために行われた調査である．

番号7は常願寺川砂防堰堤工事にコンクリート用細骨材として使用予定の常願寺川産の4種の砂（2種は火山砂）の適否を判定するために行った試験で，火山砂を使用したモルタルおよびコンクリートは他の砂を使用したものに比べ，常に高強度を示すとされている．

番号13は鬼怒川上流改修の一環の洪水調節用堰堤の地盤工事に使用予定のコンクリート用砂利・砂について行った試験で，分解した凝灰岩を多量に含む砂利を使用すると強度・耐久性が劣るので，男鹿川砂利の使用を避け，湯西川または合流点よりも下流の砂利を使用すべきとされている．

3.5 砕石に関する研究

番号8は路面に敷設した砕石を乾燥させるためにサーフェースヒーターの使用による砕石（黒雲母花崗岩，輝石安山岩）の強度に及ぼす影響を試験したもので，花崗岩では構成鉱物の粒度によって影響は一定ではなく，300～500℃以上に熱すると強度に変化がある，安山岩は1000℃程度に加熱しても強度への影響はないとされている．

番号18は市場の砕石を用いて摩擦抵抗と大きさとの関係などを試験したもので，砕石の摩擦抵抗はその大きさと相関すること，粒度20mm以上のものでは砕石の摩損率と標準石質試験による摩損率との間には一定の関係があるとされている．

3.6 石材に関する研究

番号6は岩石，鉱滓，砂利，砂，石粉に関して比重，吸水率，摩損率，摩損係数，硬度，靭性および締合力などについて表形式でまとめたものである．

番号12は土木工事用岩石・鉱滓に関する試験を行ったもので，供試岩石の鉱物組成・組織などが詳述されるとともに比重，吸水率，摩損率，摩損係数，硬度，靭性および締合力が表形式でまとめられている．

3.7 コンクリート・モルタルに関する研究

番号9は標準紗モルタルの強度に火山灰，石粉が及ぼす影響を試験したもので，これらをセメント重量の10～20%置換した場合には，耐圧強度に好影響を現すとされている．

番号11は小牧堰堤，祖山堰堤，城堰堤および東京市の8箇所の橋梁に使用中のコンクリートの耐圧試験を行ったものである．

番号15は番号12の続報である．セメント重量の10～20%を石粉で置換した場合の強度増加は，密度に対する影響が原因であるとされている．

3.8 舗装に関する研究

番号16は実地比較試験を目的とした高田馬場簡易舗装の路床土質に関する試験を行ったもので，路床土壌の物理的性質を考察する際には，その地質的関係を明らかにする必要があることなどが述べられている．

番号19は舗装用石材および鉱滓の試験結果（比重，吸水率，摩損率，摩損係数，硬度，靭性，締合力，圧縮強度）を岩種ごとにまとめたものである．

3.9 その他の研究

番号14は東京に分布する赤土の弾性的性質を試験したもの，番号17は亀ノ瀬地すべりの調査結果を述べたもの，番号21は玉泊堰堤の漏水の水温・水素イオン濃度について述べたものである．

4. おわりに

内務省初代地質職，高田昭が土木試験所報告に発表した論文に基づき研究業績の概要について調べた．土木試験所の前身の関係から土木材料関係の研究が多い．

国立研究開発法人土木研究所の阿南修司上席研究員には，高田昭の経歴についてご教示頂いた．

文献

1) 小野寺透(19)：高田昭氏を悼む，応用地質，第28巻，pp. 152-153.
2) 建設省土木研究所(1972)：土木研究所50年史，pp. 323-324.

65. 地質技術者リスクとその回避に関する考察

Consideration on the Avoidance of Risks Connected with Engineering Geologists

○佐々木靖人（(国研) 土木研究所）
Yasuhito Sasaki

1. はじめに

近年、国土交通省の事業において地質リスク調査検討業務が試行されるなど、地質リスクマネジメントが注目されている。しかし地質技術者のスキル不足や人為ミスでリスクを見逃せばその導入効果は乏しく、リスクが発現すれば瑕疵を問われる可能性もある。地質技術者に起因するリスクを論じることはパンドラの箱かもしれないが、これによりむしろ地質技術者の重要性を明確にし、地質技術者リスクの低減方法を考察することで、来るリスクマネジメント時代に備えたい。

2. 地質技術者リスクの位置づけ

2.1 人為リスクの位置づけ

小松田(1997)[1]は地盤に関わる工事事故について、「ほとんどが人為的である」としている。JIS Q 31000[2]によると、リスク源とは「それ自体又は他との組み合わせによって、リスクを生じさせる力を潜在的に持っている要素」である。これに照らせば、地質的素因とともに、リスクを助長する不適切な対応（をする者）もリスク源となる。Clayton (2001)[3]も「スキル不足の技術者」を「ハザード」（≒リスク源）に含めている。

2.2 地質技術者リスクの位置づけ

基本は「地質技術者が関与しない状態での事業リスクレベルを基準とし、地質技術者が関与することによるリスクの増減分」（定義 A）を「地質技術者リスク/ベネフィット」とよぶべきである。しかし多くの地質技術者はボランティアではない。その場合、「職業技術者として通常期待される役割を果たす場合のリスクレベルを基準としたときの、当該地質技術者の関与によるリスクの増減分」（定義 B）との考えもある。それでは職業技術者として期待される役割とは何であろうか。

過去の地質災害にかかる裁判においては、予見可能性が争点となっている。これから類推すれば地質技術者に期待される役割は、「地質技術を用いて合理的に予見可能な地質リスクを予見すること」であり、換言すれば「地質技術を用いて通常予見可能なリスクの予見作業を怠ることによるリスクの増減分」（定義 B'）が地質技術者リスクとみなされる可能性がある。

2.3 地質技術者の予見と責任

国土交通省の公共工事標準請負契約約款 18 条によると、工事現場の地質、湧水等が設計図書に示された条件と一致しない場合や、予期することのできない特別な状態が生じて設計等の変更が行われたときは発注者側の負担となる。また清水(2005)[4]によると、国際標準契約約款（FIDIC）においても、予見不可能（not foreseeable）の場合は契約エンジニアの査定に基づき追加コストが認められるという。それは、地質は複雑であり容易には予見しがたいという基本認識があるためと思われる。この考えは先の定義 A に近い。しかしリスクマネジメントの導入により、定義 B や B'に近い考えが大きくなる恐れがある。そこで地質技術者の責任の範囲を整理するため、リスクを、「予見の合理性」と「発生の蓋然性」の視点で下記のように分類した。

①地質的に合理的に説明でき、かつ発生の蓋然性が高い、ないし低くないと推定されるリスク
②地質的に不合理（ありえない）と説明でき、したがって発生しないと推定されるリスク
③地質的に合理的である（または不合理ではない）が、発生の蓋然性は低いと推定されるリスク
④現在の情報からは合理性や発生の蓋然性が判断できないリスク（追加調査が必要なものなど）

地質技術者にとって①②は合理的に予見可能なリスクである。いっぽう③は、裁判では「蓋然性が低くとも予見可能であり瑕疵がある」とされることもあり得るが、③④の取り扱いは事業者の判断事項であり、地質技術者が事業者に正しく情報を伝えていれば、③④は地質技術者の責任の範囲外である。すなわち地質技術者の責任とは、上記①～④のどのリスクなのかを明らかにするために下記を遂行することである。

α.知識、技術、情報を適切に活用した合理的な予見
β.予見の合理性（根拠）の説明
γ.発生の蓋然性の説明
δ.予見の不確実性と限界の説明
ε.予見の合理性や確実性を高める方策の説明

地質技術者に求められる責任とは「遂行責任」（responsibility）であり「結果責任」（accountability）ではない。上記を適切に行っていれば、たとえリスクが発現しても責任を問われるべきでない。何故なら地質リスクの予見とは、製品の製作のように技術により確実にできることではなく、「そもそも困難なこと」を期待されているのであり、打率 3 割のバッターをクビにすべきでないのと同じである。

3. 地質技術者リスクの要因分類

とはいえ、打率を上げる努力は必要である。そこで地質技術者リスクの要因の類型化を試みた。

a.単純ミス型：計算ミス、図面や数値の転記ミス等
b.知識・経験不足型：地質等について通常有すべき知識・経験の不足により誤った判断をするもの
c.マニュアルまかせ型：マニュアル通りの検討のみで終始し、通常有すべき知識や経験を活用しないもの、また現場特有の状況等を考慮しないもの
d.データ過信・近視眼・強引型：明らかに少ない・一面的・局所的・一時期等のデータから、データ過信または近視眼により、あるいはデータ不良を認識しつつも強引に、誤った判断をするもの
e.経験過信型：過去の経験を過信し、地質や現場の相違を無視して過去と同様に対応するもの
f.楽観型：地質の不確実性の大きさやリスクの大きさを考慮せず、楽観的なデータや平均的なデータを重視して偏った判断や誤った判断をするもの
g.無責任・説明不足型：部下を適切に指導しない、地質調査結果の重要なポイントを関係者に適切に伝達しない（または隠ぺいする）など、通常責任をもって実施すべき事項が不十分なもの
h.現場同情型：現場への愛着や関係者への同情から、無意識に関係者が期待する結論を導き出すもの
i.忖度型：発注者や上司等に忖度して意識的に関係者が期待する結論を導き出すもの
j.指示隷属型：発注者、上司等から誤った内容を指示され、議論することなくそのまま実行するもの
k.地質技術者不在・ミスマッチ型：地質技術者自体が配置されていない（地盤技術者のみ、地盤技術者も不在等）、当該業務に適した技術を持った地質技術者が配置されない、など
l.業務仕様不足型：発注された地質調査業務の仕様や内容が不十分で、求められる精度の調査ができない、地質的な解析・考察を実施する余地がないなど、リスクの十分な検討・抽出に至らないもの

上記のうち、h-j は地質技術者のみの責によるものではないが地質技術者の心構えに関わる要因である。また k,l は地質技術者のスキル不足によるものではない（すなわち地質技術者リスク源ではない）が、地質技術者に関わる要因であり、地質技術者の提案により場合によっては改善可能なものである。

4. 地質技術者リスクの防止策に関する考察

リスクを防止するには、教本や ppt スライドを用いたミスのパターンとその防止策の講習が挙げられる。

たとえば、「地質リスク防止ガイドブック-地質技術者編-」といった教本を制作し、地質的リスク源とともに、3 章の a～l の要因について陥りやすいパターンの例と防止方法を記述することなどが考えられる。

また、まずは共通編、あるいは事業者編、設計技術者編、施工技術者編等の制作も考えられる。地質リスクは事業の計画時や施工時など地質技術者の関与が薄い時期に生じやすいので、地質技術者以外へのメッセージを教本に組み込むことも重要である。

さらに、事業種毎の編（地すべり編、ダム編、トンネル編等）といった区分けも考えられ、むしろこの方が制作・活用しやすいかもしれない。

たとえば地すべりの地質調査段階で技術的に陥りやすいミスとして、下記のようなものがある。

①地すべり地形の見落とし、見誤り
②複数ブロック（背後ブロック・末端ブロック等を含む）の存在の見落とし
③すべり面/複数のすべり面の存在の見落とし等
④すべり面と他の弱層の見間違い
⑤地すべりとゆるみの見間違い
⑥不良コアの取り扱いや解釈の誤り
⑦孔内変動計測による変位個所の見誤り
⑧地下水位の見誤り
⑨すべり面のつなぎ方の誤り
⑩すべり面とブロックのマッチングの誤り
⑪ブロック形状の見誤り
⑫すべり方向の見誤り　　等

教本では、上記①～⑫等に対し、下記α～γを解説することで、類似のミスの気づきや防止が期待できる。

α.陥りやすいミスのパターン
β.ミスが生じる理由
γ.ミスを防ぐための知識や手法

これらは指針類の副読本として活用できる。なお、上記のような教本は、産学官が連携して作成することが望ましい。それはそれぞれの立場・視点から人為リスクの発生原因を多面的に分析できるからである。

5. おわりに

地質技術者リスクの概念整理を試み、リスク防止策の一例を提案した。センシティブな課題であるが、リスクの原因検討やリスク防止・軽減に向けて議論が深まり、リスク防止策につながることを期待する。

文献

1) 小松田精吉(1997)：地盤に関わる工事事故の原因論-事故予防工学をめざして-,新潟応用地質研究会誌,Vol.48,pp.9-14.
2) JIS Q 31000 (2019) または ISO 31000(2018)：リスクマネジメント-指針,（一財）日本規格協会.
3) C.R.I.Clayton : Managing Geotechnical Risk – Improving Productivity in UK Building and Construction, *Institution of Civil Engineers and Thomas Telford Ltd*, 2001.（一般社団法人 全国地質調査業協会連合会 訳: ジオリスクマネジメント,古今書院,2016.）
4) 清水国夫(2005)：“unforeseeable”への備え,応用地質,Vol.46,No.4,p.189.

66. リスクマネジメントにおける地質の不確実性に関する考察

A Study on the Uncertainty of Geology in Risk Management

○ 宇田川 義夫（フジタ）
Yoshio Udagawa

1. はじめに

ダムやトンネルの建設工事において，地質リスクは「地質リスク事象の発生確率×影響度の大きさ」で定量的評価がなされるが，「地質リスク事象の発生確率」は「地質リスク要因の存在確率×地質リスク事象の生起確率」で表される．

地質調査の目的は，「地質リスク要因の存在確率」を明確にし，「地質リスク事象の生起確率」を低減させることにあると言えるが，「地質の不確実性」がそれを困難なものにしている．

地質の不確実性の源は次のように分類することができる[1]．

(1) 固有の空間的，時間的ばらつき
(inherent spatial and temporal variability)
(2) 測定エラー（秩序的あるいは無秩序的）
(measurement errors (systematic or random))
(3) モデルの不確実性(model uncertainty)
(4) 荷重の不確実性(load uncertainty)
(5) 不作為(omissions)

また，これらの不確実性は，偶然性(aleatory)あるいは認識性(epistemic)として類型化できる．

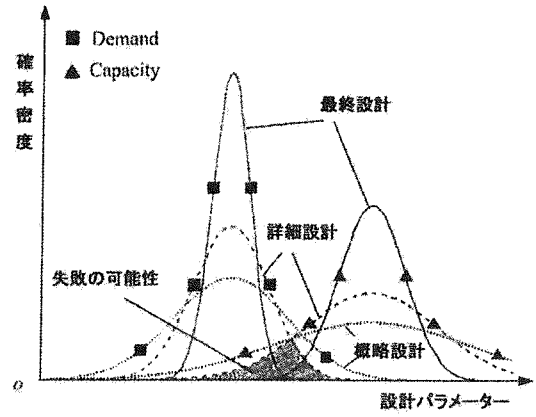
偶然の不確実性(Aleatory uncertainty)は，不連続面の数および方向性，圧縮強度といった地質パラメータの空間的なランダム性に対応しており，減少することができない乱雑性あるいは変動性のことである．不連続面分布，地質の力学的・水理学的特性は，自然の変動性の良い例である．

一方，認識の不確実性(Epistemic uncertainty)は，地質に関する基礎的知識と問題のいくつかの側面の把握力の限界から生じる．この例として，不適切な解析モデルの使用も含まれる．この認識の不確実性は，追加ボーリング調査など，追加情報が利用可能な場合には減少させることができる．

2. 確率論的リスク解析[1]

確率論的リスク解析は，最も広く地質工学において利用されてきた定量的リスク分析手法（一般には，破壊のリスク）である．

図-1 に示すように，一般的な確率論的リスク解析手法においては，確率密度関数を評価する．荷重，応力，あるいは地下水圧といった設計パラメータは，図-1 において“Demand”として示される．土や岩石の強度，よくせん断強度が採用されるが，図-1 において“Capacity”として示される．



図－1　失敗の可能性が許容レベルまで最小限になるまでのプロジェクトの開発中の不確実性低減の図

この図は，概略設計から詳細設計，そして最終設計へと，設計パラメータの知識を拡充する，さらなる調査の結果によって改善する，そして破壊確率を減らすという，設計プロセスの進展を示している．

ここで，外力が抵抗力を超えた時の破壊確率は次式のように表現される．

$$p_f = P_r(R \le S) = P_r(R - S \le 0) = P_r[G(X) \le 0] \qquad (1)$$

ここで，R；Capacity の抵抗力，S；外力あるいは Demand，G(X)；限界状態関数（G(X)＝0 の時に安全と不安全の境界を示す）．

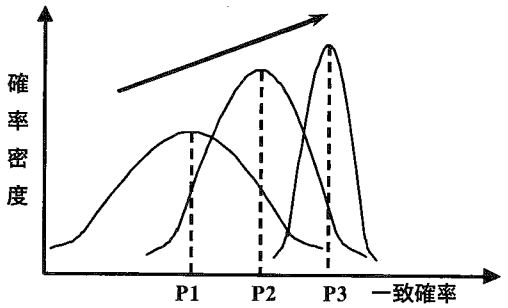
安全係数(FOS)は，FOS＝R/S として計算される．ここでは R と S は，Capacity と Demand それぞれの平均値もしくは代表値である．

3. 調査段階での地質の不確実性の低減

地質調査が進み，概略設計，詳細設計，最終設計と進展するに従い認識の不確実性は低減し，図-1 に示すように，“Demand”と“Capacity”の分散（標準偏差は小さくなり），失敗の可能性（図-1 の正規分布が重なり合う部分）は小さくなっていく．

地質調査では，できる限り的確な地質分布と力学的物性値の範囲を把握するために，調査位置と調査数量を決める．ここで視点を変えて，調査段階に応じた調査数量 ni と一致確率 P（地質分布の予想が実際のものと合っている確率）を考えると，図-2 に示すように，概略調査，詳細調査，補足調査と段階を追うにしたが

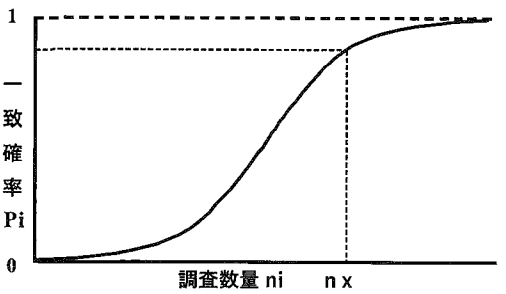
って，一致確率 P の分布が変化するものと考えられる．ここで，P の分布は“一致しているか一致していないか”なので，二項分布に従い，期待値 Pi，分散 Pi (1－Pi)/ni，標準偏差$\sqrt{\text{Pi}(1-\text{Pi})/\text{ni}}$である．



図－2　調査段階の進展（n＝1,2,3）に伴う一致確率の確率密度分布 P の変化

調査数量 ni と一致確率の期待値 Pi の関係をシグモイド関数に近似すると，図-3 に示すようになると考えられる．ここで，ni と Pi の関係は次式で示される．

$$P_i = 1/(1+e^{-a\times ni}) \qquad (2)$$



図－3　調査数量 ni と一致確率 Pi の関係

調査の費用対効果を考慮すると，一致確率 Pi が 1 に近くなる調査数量 nx が目標となる．

調査の進展に伴い，地質の不確実性を低減し，地質リスクを低減するためには，最低限の調査数量 nx が存在するものと考えられる．

4. 施工段階での地質の不確実性の低減

調査対象が，ダム基礎岩盤などのように，ある領域に限定されている場合には，上記のような考えが適用できる．しかしながら，トンネルなどの線状構造物では，予測の対象が絶えず前方へと移動するような領域となるため，異なった考え方が必要となる．

すなわち，施工段階での掘削時におけるトンネル切羽から得られる地質情報を加味しながら，地質の不確実性を低減し，リスクマネジメントをおこなっていかなくてはならない．

「地質リスク事象の発生確率」は「地質リスク要因の存在確率×地質リスク事象の生起確率」で表されるので，地質リスク事象の発生確率を Poc，地質リスク要因の存在確率を Pex，地質リスク事象の生起確率を Pev とすると，Poc＝Pex×Pev となる．

ここで，Pex＝$\alpha\times\beta\times\gamma$（$\alpha$：地域係数，$\beta$：地質体係数，$\gamma$：地質要因別係数，$0<\alpha,\beta,\gamma\leqq 1$），Pev＝$\eta\times$（Acs×Lt×Sc／Ms）（$\eta$：$0<\text{Pev}\leqq 1$ となるための補正係数，Acs：トンネル断面積，Lt：トンネル長さ，Sc：掘削速度，Ms：対策工（トンネル支保工、補助工法など））とすると，地質リスク事象の発生確率は Poc＝Pex×Pev＝$\alpha\times\beta\times\gamma\times\eta\times$（Acs×Lt×Sc／Ms）となる．

$\alpha\times\beta\times\gamma\times\eta$ は対象地点で一定値を取り，Acs と Lt は対象トンネルで固有の値となるため，地質リスク事象の発生確率 Poc は Sc／Ms に比例することになる．

すなわち，掘削速度 Sc をなるべく遅くし，対策工（支保等）Ms を大きくすれば，地質リスク事象の発生確率 Poc は小さくなる．

この場合，対策工の費用対効果を考慮しながら，最適な掘削速度 Sc と対策工 Ms が目標となる．

5. おわりに

現在のリスクマネジメントの主流は，地質リスク要因別のリスクマトリックス表（発生確率と影響度のマトリックス）を作成し，マネジメントしていく方式である．しかしながら，この方式では，発生確率と影響度の評価において判定者の主観が入り，定量的というよりはむしろ定性的な評価になっている．

地質の不確実性を低減するほど，合理的な地質リスクマネジメントに結びつくものと考えられる．

このためには，トンネル建設プロジェクトにおいて，海外で適用が試みられている「動的ベイジアンネットワーク(DBN : Dynamic Bayesian Networks)」[2] という新しい確率モデルの適用が有効である．

この DBN モデルでは，施工段階でのトンネル掘削における地質観察データの追加により，リスク推定の更新をおこない，地質調査データの不足による「認識の不確実性」を低減するのに有効である．

参考文献

1) 宇田川義夫（2019）：地質工学 －ジオドクターの処方箋 －，デザインエッグ社，pp151-152.（E. T. Brown（2012）：Risk assessment and management in underground rock engineering — an overview, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 4 (3): pp.193-204.）

2) 宇田川義夫（2019）：トンネル建設プロジェクトのリスクマネジメント，デザインエッグ社，174p.（原著：Olga Špačková（2012）：Risk Management of Tunnel Construction, PhD's thesis, 164p.）

67. 土木事業における地質・地盤リスクマネジメントの現状の手法とその課題

Current Methods and Issues for Geological and Geotechnical Risk Management on Construction Projects

○植田　律，阿南修司，佐々木靖人，梶山敦司（土木研究所）
Ritsu Ueda, Shuji Anan, Yasuhito Sasaki, Atsushi Kajiyama

1. はじめに

平成 28 年 11 月に発生した福岡市地下鉄延伸工事における道路陥没 [1]は，地質・地盤の不確実性の影響が顕在化した事例として社会に大きなインパクトを与えるものとなった．これを受けて，社会資本整備審議会・交通政策審議会「地下空間の利活用に関する安全技術の確立に関する小委員会」が発足し，その答申において「地盤リスクアセスメントの技術的手法の確立」の必要性が指摘された [2]．土木事業ではこのような重大な事故やトラブルを防ぐにあたって，地質・地盤リスクに対する技術体系の確立は喫緊の課題となっている．これに伴い，土木研究所では，土木事業における「地質・地盤リスクマネジメント」の体系の構築を目的とした研究を平成 30 年度よりスタートさせ，佐々木 [3]は，この取り組みを紹介するとともに，上記陥没事故の教訓と改善点について述べている．本報文では，事業で行われている地質・地盤リスクを低減する手続きについて各種指針・マニュアル等の記載を確認し，現在実施されている手法とその課題を整理した．

2. 地質・地盤リスクとは

リスクの定義は，ISO31000:2018（JIS Q 31000:2019 リスクマネジメント－指針）によれば「目的に対する不確かさの影響」とされる．

地質・地盤の情報は，土木事業の進捗に応じて増大していくという特徴があるが，直接全容を把握できない地下を対象とする以上，構想，計画，設計，施工および維持管理の各段階において少なからず不確実性が存在する．この「地質・地盤の不確実性」は，事業においてコストや工期，環境等，様々な方面に影響を及ぼす可能性がある．すなわち，本報文における地質・地盤リスクは，ISO にあてはめて「当該事業の目的に対する地質・地盤の不確かさの影響」と定義する．

3. 指針・マニュアルにおけるリスク関連の記載状況

地質・地盤リスクマネジメントでは，「リスク特定」を行い，特定されたリスクに対して「リスク分析・評価・対応」し、リスクの「情報共有・伝達」を行うことが重要である．各事業や構造物の指針・基準類およびそれに準ずる図書，各事業のマニュアル類においては，「リスク」という表現ではなくとも，リスクマネジメント的手法に関する記載が多く存在し，従前からこれらの書籍の手法により，事業の中で経験的に地質・地盤リスクアセスメント・マネジメントが行われてきた．その一例を表-1 および以下に示す．

① リスク要因の抽出

事業の計画段階における，問題となる地形や地山を避ける等の事業上のコントロールポイントへの配慮や，避けられない場合の検討・対策の必要性を，多くの指針・基準類で指摘している．また，外部の有識者へ助言を求めることを提言している．これらは，事業の早い段階でのリスク特定，および回避によるリスク対応を示すものとなっている．

② 調査計画の策定

多くの指針・基準類において，リスクの特定・分析や，その後の低減等の対応を決定するための情報を得

表-1　指針・基準類およびマニュアル類におけるリスクマネジメントに関する記載の例

事業・構造物	リスク要因の抽出	調査計画の策定	リスク情報の共有・伝達	事業における意思決定
道路全般	・地形・地質条件を考慮したか[4] ・高度な技術的判断が必要となる場合は，外部の有識者等に助言を求める[4]	—	—	・各段階での意思決定のタイミングを規定[5]
道路土工	・道路計画時のコントロールポイントへの配慮[6] ・設計・施工上問題となりやすい岩質[6]	・各段階で適切な調査計画の立案[6]	・調査・設計・施工・維持管理段階における情報の共有化が必要[7]	—
トンネル	・路線選定上問題となるコントロールポイントを検討[8] ・不良地山：膨張性，湧水，未固結，地熱・温泉・ガス，山はね，偏土圧，地すべり[8]	・各段階に応じて順次，系統的に調査を実施[8]	・情報伝達不足による事前調査と施工実績との地山評価の違い[9]	—
橋梁	・地盤変動の影響を避けられる架橋位置とする[10] ・軟弱地盤，液状化，斜面崩壊等，断層について検討[10]	・できるだけ早い段階から調査項目や実施時期を検討[10] ・設計の進捗に合わせて計画的に実施[11]	・以降の調査、設計に適切に引き継ぐことが重要[11]	—
ダム	・ダム計画にとって大きな課題となる事項はできるだけ予備調査段階で検討[12]	・綿密な調査計画を策定し地形・地質情報を取得[13]	・事業区域や各サイトの地質情報の水平展開[13] ・段階ごとの判断や課題の明確化[13]	—

る目的で，各段階での適切な調査計画を策定することが必要であることが示されている．

③　リスク情報の共有・伝達

情報伝達不足により調査段階と施工段階で評価が異なる例もあり，地質・地盤の不均質性や不確実性に関する情報の共有化や引継ぎの重要性は，多くの指針・基準類で示されている．

④　事業における意思決定

各地整・開発局の設計便覧[5]等には，道路事業の流れが記載されており，いつ，どのような意思決定を行うかが規定されている．

4. 実運用上の課題

現状，土木事業においては，各事業・各構造物の指針やマニュアル等により地質・地盤に関する留意点等を考慮した設計や施工が実施されている．しかし，リスクマネジメントに関する記載が不足する，または具体的でないことから，リスクマネジメントが暗黙のうちに行われる場合や，着実に実行されない場合がある．これにより地質・地盤リスクが顕在化した事例が多く存在する．指針・マニュアル類の整理結果から考えられる課題として以下のようなものが挙げられる．

①　リスク要因の抽出における課題

地質・地盤リスク要因は多種多様であるが，その抽出作業は，地質・地盤技術者の知識や経験（ノウハウ）に依るところが大きい．また，地表地質踏査は面的な地質情報を得るために有効な調査であり，その重要性も指針等に示されているが，一般的な地質調査業務では，地表地質踏査が含まれないことが多く，適切なリスク要因の抽出が行われていない．

②　調査計画の策定における課題

指針・基準類には調査計画の重要性や調査項目は記載されているものの，策定方法については詳細に記載されていない．調査計画の策定には，対象地毎の地質・地盤リスク要因と設計上の要求性能を把握することが前提となるが，上記①と同様に地質・地盤技術者のノウハウに依るところが大きい．また，調査計画策定は業務においては解析等調査に含まれるが，事業の流れの中にどう組み込むかが明確でない．

③　リスクの情報の共有・伝達における課題

調査段階などにおいて地質・地盤の不確実性を認識していたにも関わらず，施工時にリスクが顕在化する場合がある．これは，事業の次段階へのリスク情報の伝達不足が原因であることが多い．すなわち，事業の円滑な遂行においては，リスクに関する情報共有が極めて重要となる．指針・基準類には，地質調査記録の保存，活用に関する記載は多いものの，具体的にどうやって関係者間で情報を共有するかが示されていない．

④　事業での意思決定における課題

事業の流れの中で誰が何を根拠に意思決定を行うかを明確にすることが，リスクの取り扱いの点で非常に重要であるが，それらの点についての具体的な記述は確認できない．

⑤　リスク対応の手法における課題

上記①～③のように地質情報の質や量，情報の共有化などリスクの特定や評価の面だけではなく，悲観的な設計の採用等のリスク対応も実際には経験的に行われている可能性がある．しかし，このような手法は既存の指針・基準類には具体的なものは示されていない．

5. まとめ

指針・基準類やマニュアル類には，地質・地盤リスクマネジメントに関する記載や規定が認められる．一方で，その重要性が指摘されていても，具体的手法や根拠が示されていない場合も多い．また，技術者のノウハウにより経験的に行われているリスクマネジメントも存在する．今後，地質・地盤リスクマネジメントの体系化には，記載される項目の技術的な補完と経験的手法（暗黙知）の形式化などが必要となる．

文献

1) (国研)土木研究所（2017）：福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会報告書，p.2－1.
2) 社会資本整備審議会・交通政策審議会（2017）：地下空間の利活用に関する安全技術の確立に関する小委員会　答申，pp.8-9.
3) 佐々木靖人（2019）：地質・地盤リスクマネジメントに関する動向と研究，建設マネジメント技術，Vol.399，pp.29-36.
4) 国土交通省道路局（2013）：構想段階における道路計画策定プロセスガイドライン，pp.25-28.
5) 国土交通省近畿地方整備局（2012）：設計便覧（案）第3編　道路編，pp.1－2-1－5.
6) (公社)日本道路協会（2009）：道路土工要綱，p.13.
7) (公社)日本道路協会（2009）：道路土工　切土工・斜面安定工指針，p.31.
8) (公社)日本道路協会（2003）：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp.10-72.
9) (公社)土木学会（2007）：トンネルライブラリー18号 より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて，p.24.
10) (公社)日本道路協会（2017）：道路橋示方書・同解説　I 共通編，pp.14-15.
11) (公社)日本道路協会（2015）：杭基礎設計便覧，pp.45-61.
12) (一財)ダム技術センター（2005）：多目的ダムの建設　第2巻　環境・調査I編，p.97.
13) (一社)ダム工学会（2012）：総説 岩盤の地質調査と評価，pp.12-285，古今書院.

68. 掘削発破による三次元切羽前方探査の開発

Development of Three Dimensional Reflection Method by Excavation Blast as Exploration Ahead of Tunnel Face

○中谷匡志，山本浩之（安藤ハザマ），今村杉夫，太田賢治，高橋亨（4D ジオテック）
Masashi Nakaya, Hiroyuki Yamamoto, Sugio Imamura, Kenji Ota, Toru Takahashi

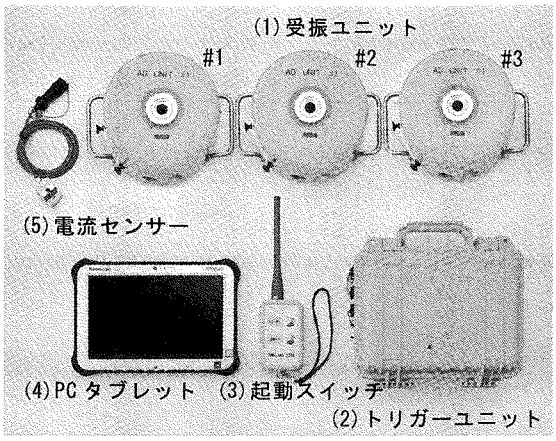
1. はじめに

山岳トンネル施工時における切羽前方探査技術として「トンネルフェイステスター（TFT 探査）」の開発を進めている[1]．本システムは，掘削発破を起震源とした反射法弾性波探査であり，切羽前方 150m までの反射面の位置を予測するものである．ここで，得られた不連続面のトンネルとの交差角を把握することは，切羽の安定性を評価する上で重要となる．そこで，本システムによる三次元切羽前方探査を検討し，実際のトンネル工事において，探査用の発破を起振源とする従来手法（TSP303）との比較検証実験を行った．本稿では，開発したシステムの概要と検証結果について報告する．

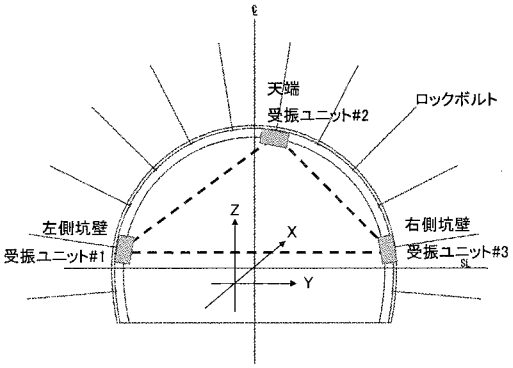
2. 三次元反射法弾性波探査システム

探査システムの構成を図－1 に示す．計測機材は，(1) 受振ユニット 3 台，(2) トリガーユニット，(3) 起動スイッチ，(4)PC タブレットから構成される．ここで，受振ユニットには 3 成分地震計のほか，データロガーやバッテリー，トリガー信号用のアンテナなどが格納されている．トリガーユニットは，(5)電流センサーにより発破回路に非接触で設置され，発破点火時の電気信号を検知すると，トリガー信号を受振器に無線で送信する．起動スイッチは，発破前に点火所などの遠隔地から無線操作することで，計測機材の起動を行う．また，計測中は機材を移設することなく，必要なデータ数が蓄積されるまで同一地点で計測が行なう．ここで，受振ユニットは，同一測点上の左右の坑壁および天端の 3 箇所に設置する．さらに，各受振ユニットで計測された波形データを合成することで，反射面から伝搬する反射波の方向を把握することが可能となる．なお，計測する 3 成分は，トンネル軸（X），横断方向（Y），鉛直方向（Z）とする．配置レイアウトを図－2 に示す．

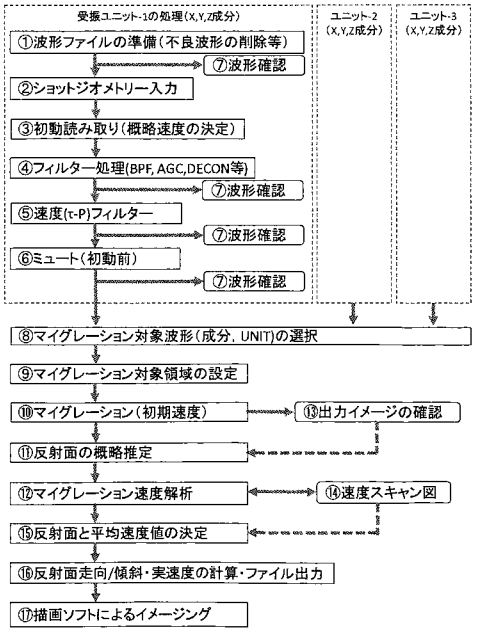
解析は，各受振ユニットにおいて，24 データが蓄積された段階で行う．解析フローを図－3 に示す．最初に，各ユニットにおける 3 成分波形について，初動走時から直達波の速度を算出するとともに，反射波を強調する信号処理を行う．次に，成分ごとに合成波を生成し，直達波の速度を用いてマイグレーションを行い，切羽前方の反射面をイメージングする．さらに，反射波の速度解析を行い，反射面を境界とする区間の平均速度を算出する．また，明瞭な反射面については，反射エネルギーが最大となる反射点を接点とし，反射面を描画することで三次元地質構造を把握することが可能となる．なお，三次元のイメージングには可視化ソフトの Voxler®を使用する．



図－1　探査システムの構成



図－2　受振ユニットの配置レイアウト



図－3　解析フロー

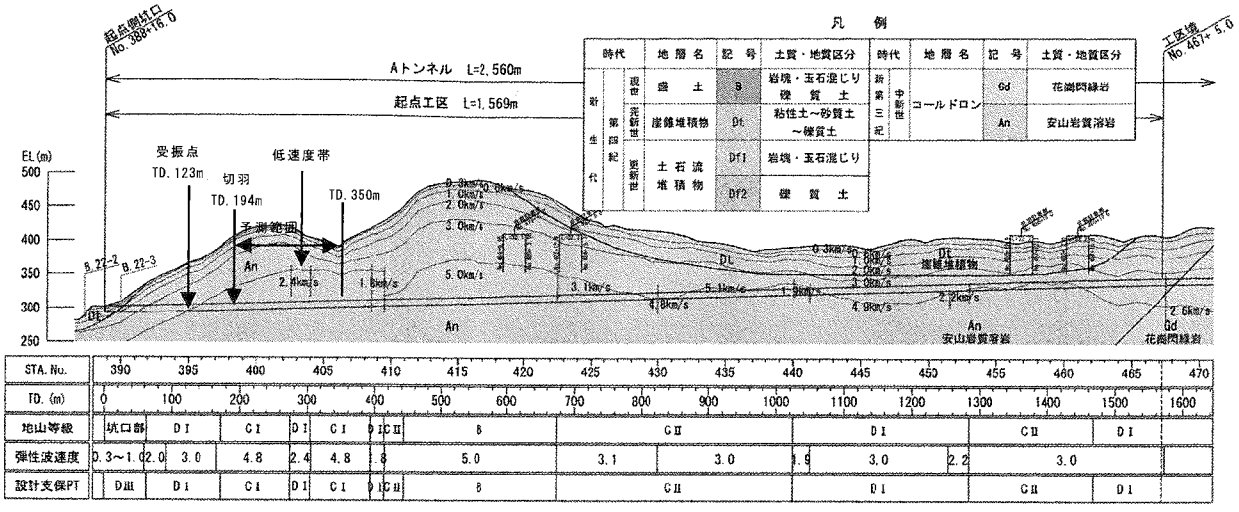


図 - 4　トンネル地質縦断図

3. 検証実験

実験を行った工事は，NATM で建設される延長 2,560m の道路トンネル起点工区（L=1,569m）である．トンネルを構成する地質は新第三紀安山岩質溶岩で，トンネル基面上部に崖錐堆積物が分布する．また，地表からの屈折法弾性波探査によると，実験区間の弾性波速度は 3.0～4.8km/s であり，切羽前方 80m 程度に低速度帯が想定されていた．地質縦断図を図-4 に示す．

実験は，TD.123m を受振点とし，左右の坑壁と天端に受振ユニットを設置した．また，従来手法の TSP303（Amberg 社製）についても，同じ測点に受振器を設置し，同時に計測を行った．なお，TSP303 の受振器については，左右の坑壁に 2 箇所ずつ受振孔（L=2.0m，4m 間隔）を削孔し，岩盤内部に受振器を設置した．起振源は，TD.142～178m 区間の右側の坑壁に発破孔を 24 箇所削孔し（L=1.8m，約 1.5m 間隔），孔内で 100g の含水爆薬と瞬発雷管を用いて起爆した．計測は，本手法および TSP303 で同時に行い，データ記録後，発破を繰り返し，反射波データを取得した．解析は，両手法によるソフトウェアを用いて行い，切羽前方において把握された反射面について比較を行った．

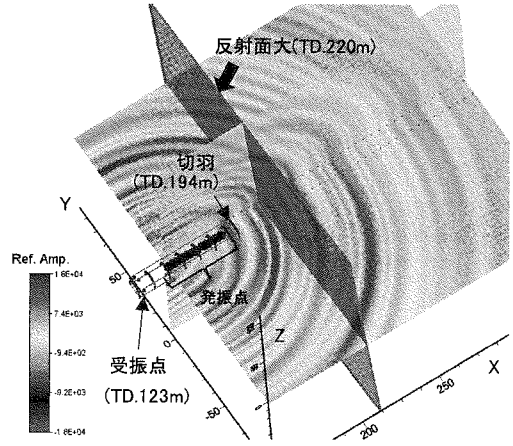


図 - 5　本手法によるイメージング結果

4. 解析結果

直達波の速度は，本手法で Vp=4.4km/s，TSP303 で Vp=4.6km/s であり，同様の結果が得られた．次に，両手法による反射面のイメージングを図－５と６に示す．図－５より，本手法では切羽前方 26m 程度に明瞭な反射面が確認され，高角度の傾斜を有しトンネル軸とほぼ垂直に交差する結果が得られた．また，図－６の TSP303 では，切羽前方 34m 付近に同様の地質構造を有する反射面が確認された．これに対し，実際の掘削では，切羽前方 24m で湧水を伴う 3m 程度の崩落が発生した．以上より，両手法による解析から，実際の地質状況に合致した予測結果が得られているものと考えられる．

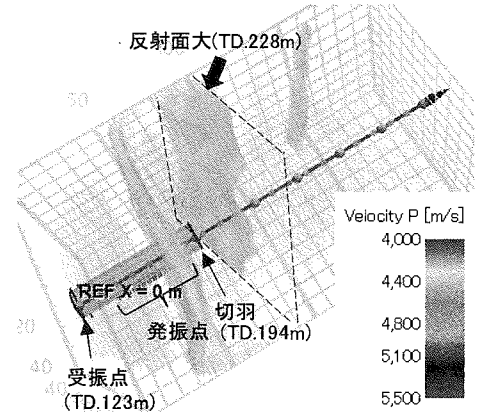


図 - 6　TSP303 によるイメージング結果

5. おわりに

今回の検証から，実用性に特化した本システムについて，切羽前方 30m 程度の反射面に対して，従来手法である TSP303 と同程度の精度を有する結果が得られた．今後は，様々なトンネル工事において検討を進め，予測精度について検証を進めていく計画である．

文献

1)　中谷匡志，他（2016）：トンネル掘削発破で発生する弾性波を用いた切羽評価手法と切羽前方探査の検討，土木学会論文集，Vol.72，No.2，pp.53-66.

69. トンネル掘削時の発破音と弾性波による切羽安定予測手法について

Evaluation method for tunnel face stability by using sound and elastic wave occurred excavation blasting

○大沼和弘，中谷匡志（安藤ハザマ）
Kazuhiro Onuma, Masashi Nakaya

1. はじめに

山岳トンネル建設工事において，掘削作業中の切羽からの肌落ちにより労働災害が発生することがある．このため，厚生労働省は「山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドライン[1]」を示すとともに，トンネル工事の施工者は各種の災害防止対策を実施している．しかしながら，切羽からの肌落ちによる労働災害を撲滅するには至らず，労働者を肌落ちから防護する手法とともに，肌落ちなどの発生を合理的に予測する手法の開発が求められている．

TFT 探査は，トンネル掘削発破で生じる弾性波を掘削の進行に伴って連続的に測定し，トンネル坑内の弾性波速度分布を把握するとともに，切羽前方の地質変化を予測する手法である．ここで，地山を伝播する弾性波は切羽の地質状況により周波数特性が変化することから，筆者らは弾性波のスペクトログラムによる切羽評価手法[2]を開発してきた．

一方，トンネルの発破音については，トンネル作業員が異常と感じた場合，切羽の安全を確保するため，点検を強化するなどの対応が行われてきた．しかし，発破音については，騒音の観点からの研究は多数あるものの，発破音と切羽の岩盤状況との関係を定量的な評価する研究はほとんど知られていない．

TFT 探査ではジオフォン（28Hz、Geospace 社製）をトンネル坑壁に設置したロックボルトに機械的に固定するため，坑内を伝播する発破音も測定できる．このため，筆者らは発破音と弾性波の周波数特性について検討してきた[3]．今回，トンネル掘削発破の発破音と弾性波の周波数特性から，切羽安定状況の予測手法を検討したので，結果を報告する．

2. 検討トンネルの概要

TFT 探査を実施したトンネルは，トンネル延長が 1,194m，内空断面積が 50.4m^2 の道路トンネルであり，主に発破により掘削が行われた．トンネル施工前に行われた地質調査から，トンネルを構成する地質は中生代白亜紀花崗閃緑岩を主体とし，終点側の一部に新生代新第三紀に形成された細倉層細粒凝灰岩が分布するものとされた．設計段階における地質縦断図を図-1 に示す．

3. 発破音及び弾性波の周波数特性

TFT 探査において記録される波形データの例を図-2 に示す．ここで，横軸は時刻，縦軸は振幅を示し，サンプリング周波数を 44.1kHz，量子化ビット数を 24bit とし，原則として掘削発破の全数を記録している．

測定結果では，発破点火後，地山を伝播した弾性波がまず記録され，その後坑内を伝播した発破音が記録

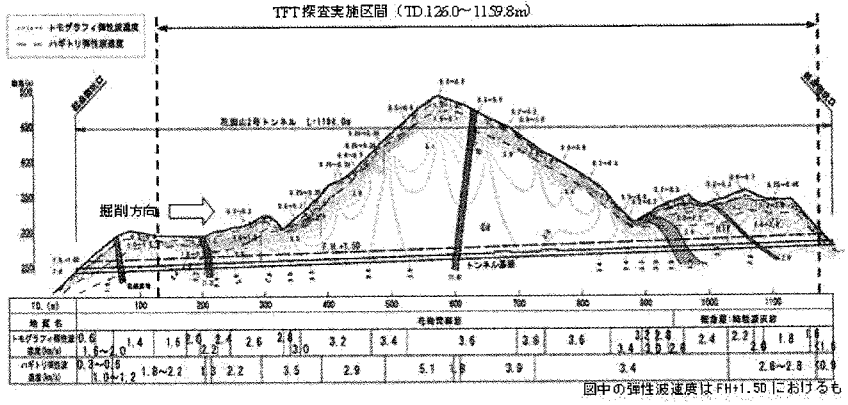


図-1　トンネル地質縦断図[4]

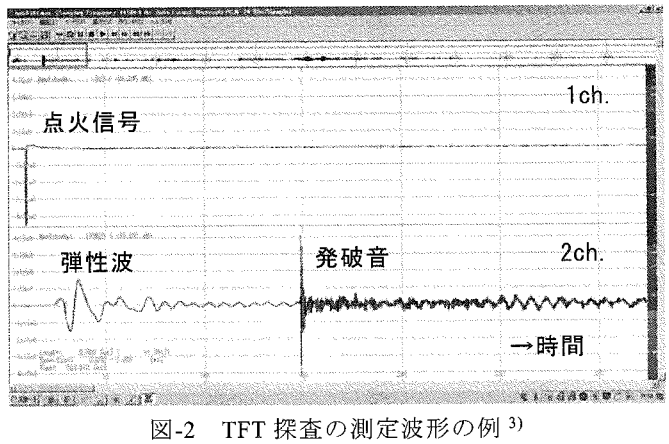


図-2　TFT 探査の測定波形の例[3]

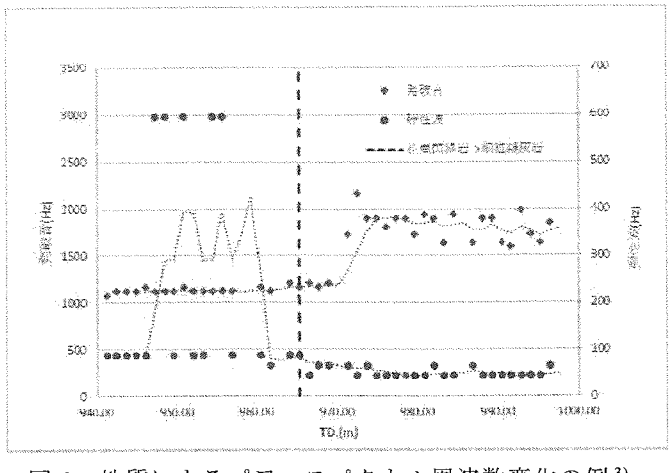


図-3　地質によるパワースペクトル周波数変化の例[3]

されている．弾性波では比較的低周波成分が卓越するのに対し，発破音では高周波成分が卓越し，測定波形から明瞭に判別できる．

トンネル支保パターンが同一であるが，切羽の地質が変化する区間における掘削発破の発破音と弾性波のパワースペクトル周波数の変化の例を図-3 に示す．ここで，各切羽の距離程を横軸，パワースペクトル周波数を縦軸とし，発破音のパワースペクトル周波数の分布を◆，弾性波のパワースペクトル周波数の分布を●で示している．また，折線は 5 切羽の移動平均値を示している．図-3 の例示では，花崗閃緑岩から細粒凝灰岩への地質変化に伴い，発破音及び弾性波のパワースペクトル周波数が変化していることがわかる．

4. 切羽安定予測手法

切羽の地質状況が変化しない場合は，連続する切羽で測定された弾性波及び発破音のパワースペクトル周波数は著しく変化しないことが考えられる．一方，掘削発破による弾性波及び発破音のパワースペクトル周波数の変化は，測定条件などの影響を受け，切羽の安定評価において考慮する必要がある．このため，直前切羽の安定状況を確認した上で，連続する切羽で測定した弾性波及び発破音のパワースペクトル周波数を比較する評価フロー（図-4）と判定マトリックス（表-1）を用い，掘削発破を行ったトンネル切羽の安定状況の変化が把握する手法を提案する．

本手法では，測定された弾性波及び発破音に対し FFT 解析を実施し，パワースペクトル周波数を把握する．次に，前回の発破で得られた値と比較し，式(1)，(2)により，それぞれに，成立する場合を一致，成立しない場合を不一致と判定する．

$$|f_i| \leq |f_{i-1} + \alpha| \quad \cdots (1)$$

$$|F_i| \leq |F_{i-1} + \beta| \quad \cdots (2)$$

fi：切羽 i における発破音パワースペクトル周波数

Fi：切羽 i における弾性波パワースペクトル周波数

ここで，α 及び β は一致を判定する閾値であり，評価開始時点では 0 とし，その後取得されるデータに基づき適切な閾値を設定するものとする．

さらに，切羽の地質安定状況が変化する可能性を表-1 により評価する．ここで，弾性波のパワースペクトル周波数と発破音のパワースペクトル周波数がともに不一致の場合には切羽安定状況が変化する可能性が大きいと評価する．一方，どちらも一致する場合には切羽の安定状況が変化する可能性が小さいと評価する．

また，本手法はトンネル内に携帯型のパーソナルコンピュータで解析可能であり，トンネル坑内の警報や警告灯などとシステム化することにより，トンネル作業員などに対し容易に切羽安定状況の変化を知らせることが可能である．

今後，本手法のシステム化を通じ，切羽の安全管理，特に肌落ち災害防止に活用することで，トンネル切羽における肌落ちなどによる労働災害の発生防止に貢献できるものと考えている．

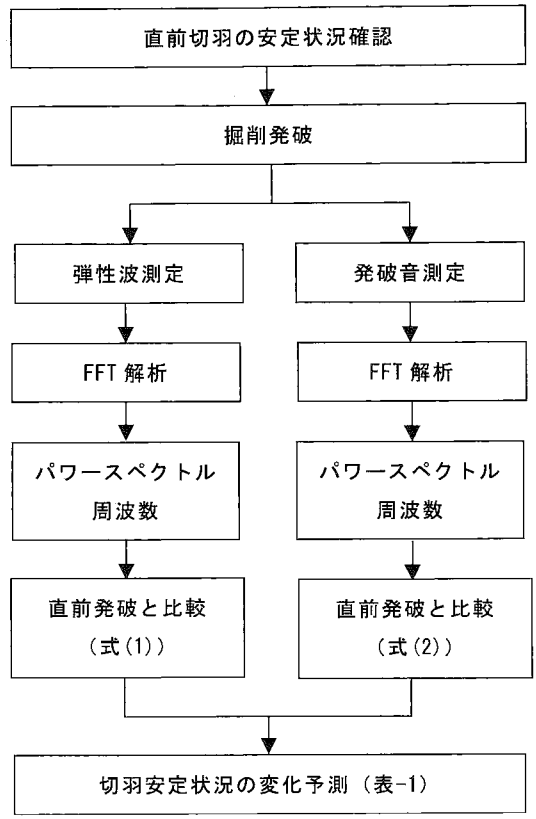


図-4　評価フロー

表-1　切羽の安定状況が変化する可能性

		発破音パワースペクトル	
		一致	不一致
弾性波パワースペクトル	一致	小	中
	不一致	中	大

※大，中，小は相対評価

引用文献

1) 厚生労働省労働基準局長(2018)：山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドライン，基発 0118 第 1 号，https://www.mhlw.go.jp/file/06-Seisakujouhou-11300000-Roudoukijunkyokuanzeneiseibu/0000149302.pdf.（2019 年 2 月 26 日閲覧）

2) Onuma, K. et al.（2018）：Evaluation Method for Rock Condition by Spectrogram of Seismic Waves Generated at Tunnel Excavation Blasting，IAEG XIII

3) 大沼和弘他（2019）：トンネル掘削時の発破音と弾性波による切羽状況のリスク評価手法について，土木学会令和元年度学術講演会，VI-296

4) 中谷匡志他（2016）：トンネル掘削発破で発生する弾性波を用いた地山評価手法と切羽前方探査の検討，土木学会論文集 F1（トンネル工学），vol.72，No.2，pp.53-66.

70. トンネル施工実績からみた空中電磁法による地質調査の評価

Evaluation of Geological Survey by Helicopter Electromagnetic Method based on Tunnel Construction Results

○濵田好弘，尾畑　洋（熊谷組）
Yoshihiro Hamada, Hiroshi Obata

1. はじめに

山岳トンネルの掘削において，断層・破砕帯，風化・変質領域などの不良地質箇所を事前に効率よく把握・評価することは，施工時の突発湧水や切羽崩壊の回避に資する．上記のリスク低減策として，施工段階で実施する水平先進ボーリングは，最も精度よく地質状況を把握でき，水抜きの効果が期待できる．ただし，コストや工程を鑑みると，事前に地山性状を広域的に把握することが必要と考える．

今回，トンネル延長は約 4.7km，最大土被りは約 280m となるAトンネルにおいて，ヘリコプターを利用した空中電磁法による地質調査（以下，空中電磁探査と称す）を実施した．その解析結果とAトンネルの施工実績との間に良好な関係がみられたため，以下に報告する．

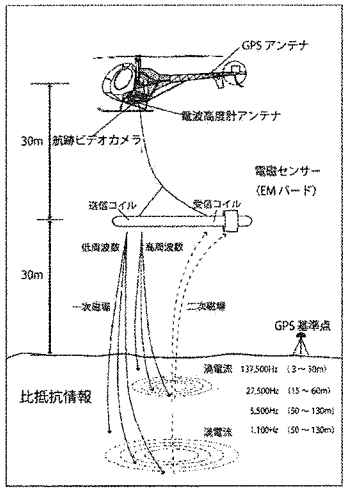
2. 空中電磁探査概要

空中電磁探査法は地下の電気比抵抗を測定する電磁探査法の一種である．ヘリコプターを用いて空中から人工的に交流磁場を発生させ，それにより地中に電磁場が誘導される電磁誘導現象を利用し，地盤の広範囲の三次元的比抵抗を求める（図-1）．本探査の得失として，地表からのアクセスが悪い地域や広範囲の比抵抗分布を短時間の現地調査で把握する場合は有効な手法であるが，二次元比抵抗探査と比較すると可深深度は小さい．また，適用条件として，航空法でヘリコプターの運航許可申請が認可される地域に制限され（地上の物件から最低安全高度として 300m 確保），測定に影響する電磁ノイズのレベルが高い市街地では，解析が困難となる [1]．

近年，空中電磁探査法を用いた比抵抗解析技術は，比抵抗値の解析精度の向上と共に微細な比抵抗構造に着目した解析表示技術が可能となった．加えて，トンネル施工実績やボーリング調査結果を反映することで精度の高い地山評価が可能となったことから，トンネルの施工実績を反映して新規トンネルの地山評価を実施した事例が報告されている [2]．

3. 空中電磁探査方法と結果

図-2にトンネル計画高における比抵抗スライス断面図および比抵抗縦断図を示す．探査範囲と飛行測線としては，トンネル線形中心を基準線とし 50m 間隔で両側に 2 本ずつ，計 5 本（W=200m）で実施した．なお，



図－1　空中電磁探査の概要図 [2]

ヘリコプターに GPS を搭載することで，飛行測線からの離脱を極力避け，データの品質確保に努めた．ここで，一般的に探査結果の解釈においては，本探査単独では定性的な評価を行い，定量的な評価は他の試験結果を組み合わせた際に試用されることから [1]，本報告でも同様の評価を実施した．

比抵抗スライス断面図では，工事起点側～TD2000m 付近にて，比抵抗コンターの分布を元に，計 10 条の不連続面の方向を類推できた（図-2 A～J）．

比抵抗縦断図では，周辺よりも相対的に低比抵抗となり，深度方向に続く比抵抗の垂れ下がり部（以下，「低比抵抗」と称す）が確認できた（図-2 ①～⑧）．両図面より，B と①，C と②，D と③，E と⑤，G と⑥，H,I と⑦，J と⑧に対応があるものと考える．

4. トンネル施工実績との比較

Aトンネルは，設計図書によれば，主に中生代の閃緑岩類や新第三紀の火山岩類の掘削が想定されており（図-2），2017 年 12 月から掘削を開始し，2019 年 7 月末時点で約 1900m の掘削が完了している．

地質は，工事起点側～TD1400m 付近は閃緑岩を主体とし，TD1400m 付近以降は安山岩が分布する．岩級区分は，設計図書では CH 級～CM 級岩盤主体の掘削が想定されていたが，実際は CL 級岩盤が切羽にて多く確認され，一部では D 級分布域も認められた．なお，切羽では 11 箇所で断層（破砕帯）を確認した（図-2 ア～サ）．現時点で，全般に設計時の支保パターンよりも 1 ランク以上重い支保構造を採用している（図-2）．

上記のトンネル施工実績と空中電磁探査結果を比較

し，「低比抵抗」毎に坑内湧水量から予想される突発湧水，岩級区分，実施支保パターン，断層（破砕帯）との対応を整理する（表-1）．

突発湧水においては，「低比抵抗」5箇所で坑内湧水量の急激な増加（50m³/h以上）がみられた．本探査は体積含水率の大きい箇所を捉えやすいことから，地下水賦存域の把握に効果的と考える．

岩級区分においては，「低比抵抗」4箇所でCL級岩盤が分布していた．本探査は，亀裂質で間隙比が大きい箇所を捉えやすいことから，亀裂質な岩盤や風化・変質の影響が大きい箇所の把握に効果的と考える．

実施支保パターンにおいては，「低比抵抗」3箇所でDⅠパターンを採用した．ただし，支保パターンの選定においては，本探査で把握できる風化・変質の程度や割れ目間隔，湧水の有無の他に，切羽・素掘面の状態や強度，水による劣化などの評価区分を含めて支保パターンを選定するため，他の探査と組み合わせて評価を行うことが必要であると考える．

断層（破砕帯）においては，「低比抵抗」⑦付近で実施した水平先進ボーリングにて，一部で粘土状コアとなり，断層（破砕帯）を事前に確認し，切羽でも遭遇した．その他，「低比抵抗」4箇所にて分布域が概ね一致するが，実際の切羽で確認した断層（破砕帯）の幅は1m未満であったことから，本探査の解析精度では本探査単独で断層（破砕帯）の分布と関連づけることは困難と考える．

以上より，地下水賦存域や粘土分布域といった地盤情報や，相対的に不良な評価となる岩級区分（CL級岩盤）を捉える箇所においては，本探査とトンネル施工実績との間に良好な関係がみられた．

5. まとめと今後の展望

空中電磁探査結果は，地下水や粘土分布域に関連した情報や相対的に不良となる岩級区分箇所に想定においては，トンネル施工実績と概ね良い対応を示したことから，信頼性が高いと考える．今後のトンネル掘削では，前方地山を予測するうえで有用な結果であった本探査結果とともに，その他の前方探査結果（弾性波探査，水平先進ボーリング，削孔検層など）を組み合わせて，更なる前方地山予測の高精度化を実現し，施工に反映させたいと考える．

文献

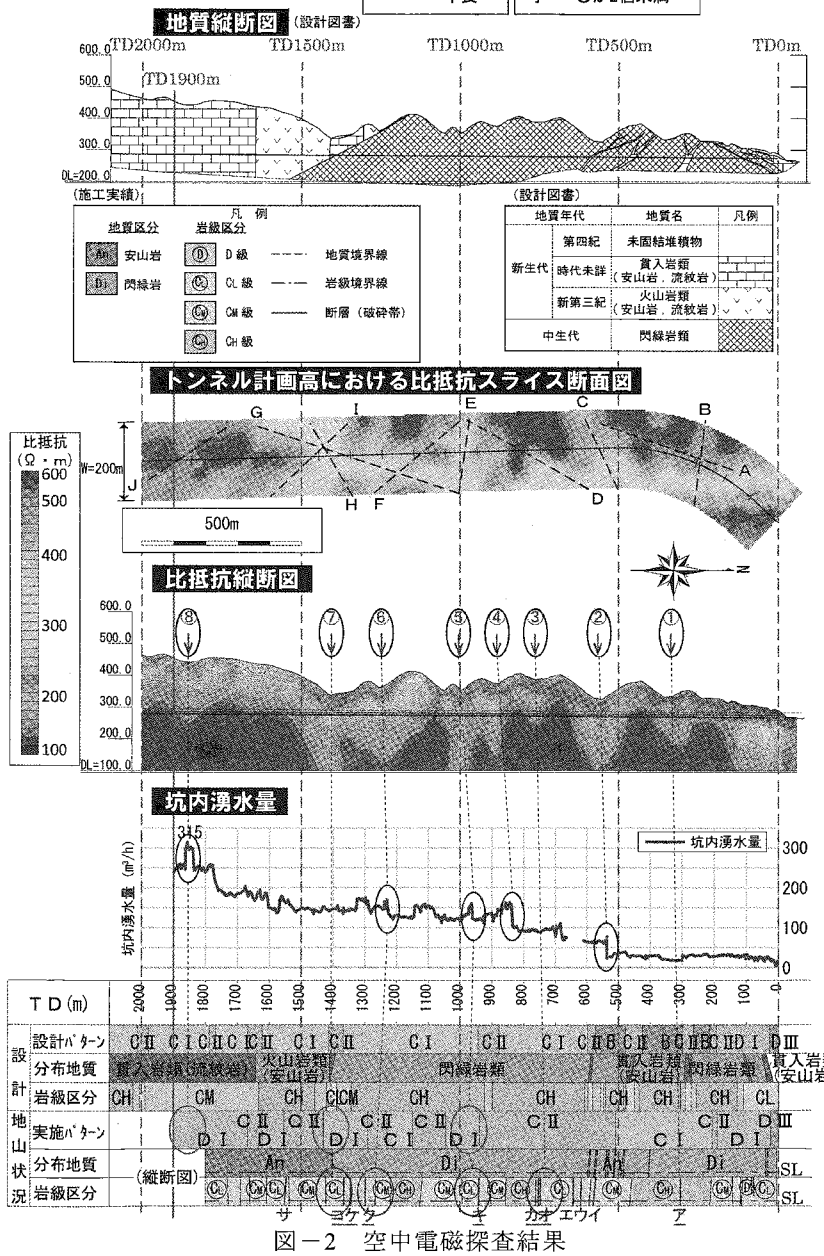
1) 物理探査学会（2008）：新版　物理探査適用の手引き－土木物理探査マニュアル2008－，pp.249-263.

2) 杉本利英・河戸克志・酒井英男（2010）：空中電磁探査法を用いた花崗岩類熱水変質帯のトンネル地山評価，トンネル工学報告集第20巻,pp.259-266.

表－1　探査結果と施工実績との対応表

		評価項目			
		突発湧水	岩級区分	実施支保パターン	断層（破砕帯）
低比抵抗	①	×	×	×	△
	②	○	×	×	×
	③	×	○	×	△
	④	○	×	×	×
	⑤	○	○	○	△
	⑥	○	○	×	△
	⑦	×	○	○	○
	⑧	○	×	○	×
総合評価		優	優	良	可

評価項目（定性的評価）		総合評価	
○	良好	優	○が4個以上
△		良	○が2個以上
×	不良	可	○が2個未満



図－2　空中電磁探査結果

71. トンネル掘削における3次元連続発破弾性波トモグラフィ

Seismic 3D tomography by continuous blasting on tunnel construction

○中島亮，石濱茂崇，青木宏一，濵田好弘（熊谷組）
Ryo Nakajima, Shigetaka Ishihama, Koichi Aoki, Yoshihiro Hamada

1. はじめに

弾性波探査は，地表付近で人工的に発生させた弾性波を地表に設置した受振器で測定し，地下の速度構造を求める探査法である．近年では，探査領域を取り囲むように地表やボーリング孔等を起受振点として配置することで，より大深度の速度構造を高精度に把握できる弾性波トモグラフィが利用されるようになってきた．

筆者らは，トンネル建設現場において発破掘削時に発生する弾性波を地表の受振器で測定することで，工程に影響せず，地表からトンネル深度までの速度構造を精度よく把握できる連続発破トモグラフィを実施してきた[1]．本トンネルにおいてもこれまでトンネル線形上の地表部で発破弾性波を受振して，トンネル縦断方向の2次元探査を実施しており，実際の地山状況と概ね整合的な結果が得られている．今回はこれまでの手法に加えて，トンネル線形の横断方向の複数箇所に設置した受振器で発破弾性波を測定し，掘削サイクルに影響を与えず簡易的に実施できる地山の3次元速度構造解析を試みたため，以下に報告する．

2. 調査地の地形・地質概要

図-1に今回探査を実施したトンネルの地質縦断図の一部を示す．本トンネルは延長約4.7kmで，標高470m程度までの山地に位置している．周辺は，基盤岩として中生代の閃緑岩と新第三紀の火山岩が分布し，その上位を第四紀の堆積物が覆っている．また，閃緑岩には時代不明の安山岩及び流紋岩が貫入している．

調査地周辺はトンネル線形に対し直交方向に尾根や沢が発達している（図-2）．地質は閃緑岩（硬岩）で，深部まで風化の影響を強く受けており，その土被りは80~110mほどである．

3. 探査手順

①トンネル線形上で弾性波を受振しやすい谷部，かつアクセスが容易な地点を受振点として選定した．

②GPS時刻同期した受振器を，トンネル線形上1点とその左右離隔約35mの2点の計3点の地表面に設置した．起振側計器も同様に，坑外にてGPS同期を行なった後，坑内の発破器に発破信号検知センサを取り付け，発破時刻を取得した．

③今回の探査は1週間ほど実施し，発破掘削に伴う弾性波を19回測定した．

④測定データから起受振点間の走時を取得し，トモグラフィ解析を実施した．解析範囲はすべての起受振点を含むように，トンネル横断方向（X）70m×縦断方向（Y）40m×鉛直方向（Z）150mの範囲を設定した．

⑤解析時は，トンネル線形上で実施済みの連続発破弾性波トモグラフィにより得られた2次元の速度分布を地表高に合わせてトンネル直交方向に10m間隔で拡大し，初期値として設定した．解析にはKisoSeis3D（基礎地盤コンサルタンツ（株）社製）を用いた．

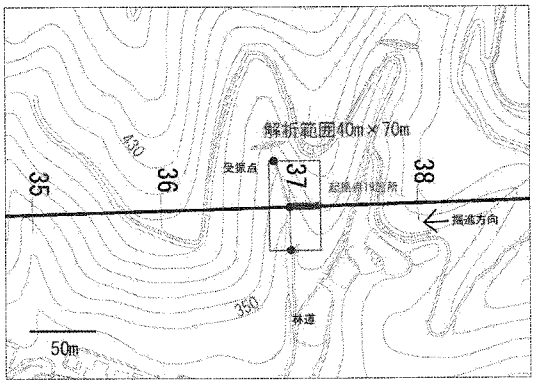


図-2 解析範囲平面図

4. 解析結果と切羽前方予測

トモグラフィ解析の結果（速度ブロック図，XYZ断面図）を図-3~6に示す．トンネル計画高付近の弾性波速度は，2.0km/sから5.6km/s以上までの速度分布を示す．

トンネル線形上において，Y=25~40付近はおおよそ2.0~4.0km/s程度の低い弾性波速度となっているが，Y=0~25付近は4.0km/s以上の相対的に高い弾性波速度を示しており，特にY=0~5，15~25付近は5.0km/s以

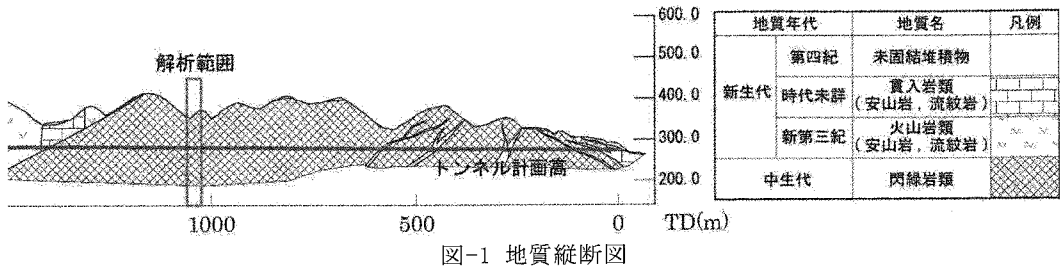


図-1 地質縦断図

上と高い値を示す（図-4，6）．しかし，Y=5~15 付近にはトンネル線形に対して鉛直方向に低速度帯が連続している（図-4）．

解析結果から予想される切羽前方の地山状況は，Y=0~25 付近は比較的硬質で良好な地山状況であるものの，Y=10 付近にトンネル線形に対し直交方向の脆弱な地質構造が発達している可能性がある．また Y=25~40 付近の地山は，Y=0~25 付近よりも概ね軟質で，一部弾性波速度 2.0km/s 前後を示す脆弱な地山状況となる可能性がある．

5. 実際の地山状況

地山状況は支保パターン，岩質，不連続面の方向に着目し，評価した（図-6）．

トンネル掘削時の支保パターンは，Y=0~23 付近までＤＩパターン，Y=23 付近でＣⅡパターンへ変更を行なった．地質は，調査区間全体を通して切羽には全面閃緑岩が占め，その岩質は縦断方向に 5cm~1m の間隔で節理を伴い，一部風化の影響を受け褐色化している．Y=0~30 付近は節理沿いに褐色化しているものの，比較的新鮮な硬質部が主体的である．ただし Y=10 付近は，岩芯は硬質だが，切羽全面が褐色化しており，脆弱化している．Y=30~40 付近においても切羽は全面的に風化が進行し，強度低下が確認されている．不連続面の方向は，トンネル線形と低角度で交わり，切羽進行方向に対し右側から左側へ変化する走向のものが多く，傾斜は概ね高角度である．Y=30 付近にはトンネル直交方向に節理が発達しており，その節理沿いは強風化により脆弱化する．

6. トモグラフィ解析結果と地山状況の比較・考察

弾性波トモグラフィ解析の結果と実際の地山状況を比較し（図-6），探査の有効性を検討した．

支保パターンがＤＩパターンからＣⅡパターンへ変更となる Y=23 付近で弾性波速度 5.0km/s 以上となっているため，パターン変更点と解析結果は整合的である．しかしＤＩパターン施工区間よりＣⅡパターン施工区間の方が概ね弾性波速度が小さく，支保パターンと解析結果の整合性は良くない．一方，岩質に着目すると，相対的に弾性波速度の大きい Y=0~25 付近で概ね新鮮で硬質な地山が分布しており，相対的に弾性波速度の小さい Y=25~40 付近より岩盤の強度低下が確認されている．さらに脆弱な地質構造が予想された Y=10 付近で，顕著な褐色風化が見られている．不連続面の方向に関しては，トンネル線形に低角度で交わり切羽進行方向右側から左側へ移動する不連続面が卓越しているが，速度分布図にはトンネル直交方向に連続する速度帯が数か所みられる．

これらのことから，弾性波トモグラフィ解析の結果は，硬軟や風化の程度といった岩質と概ね整合的であるが，支保パターン及び不連続面の方向との整合性は良好とはいえない結果となった．探査結果と岩質が概ね整合的であった理由として，十分なデータ数を用いて解析した 2 次元探査の結果を応用して初期値を設定したことが挙げられる．一方，支保パターンは岩質のみでなく，切羽面の安定性や湧水など様々な要素を考慮して決定するものであるため，探査結果と一致しなかった可能性がある．実際，ＤＩパターン施工区間はＣⅡパターン施工区間と比較して，弾性波速度が大きく，実際の岩質も概ね良好であったものの，切羽からの湧水量が若干多く，それに伴い地山の緩みや肌落ちが発生している．また，解析結果において速度帯はトンネル直交方向に連続しており，実際の不連続面の方向と一致しない結果となった理由は，2 次元速度分布をトンネル直交方向に拡大する方法で初期値を設定したことや，トンネル縦断方向に比べ横断方向の弾性波データが少ないことによるものと考える．

今回は，試行的に簡便な 3 次元速度構造の把握を目的として，起受振点を含め 70×40m の限られた平面区間にて 19 回の発破データで解析を行なった．今後，探査範囲を広げ，より遠くから長期間多くの発破データを得ることで，トンネル計画高付近を通過する弾性波が増え，探査精度の向上が期待できる．また，探査地域の地形に依るが，受振点の設置位置をトンネル横断方向だけでなく，平面的に配置することで 3 次元の地質構造をより正確に捉えられる可能性がある．

文献

1） 片山政弘，石濱茂崇，青木宏一（2015）：掘削発破振動弾性波を利用した切羽前方探査の現場適用事例，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.131-132.

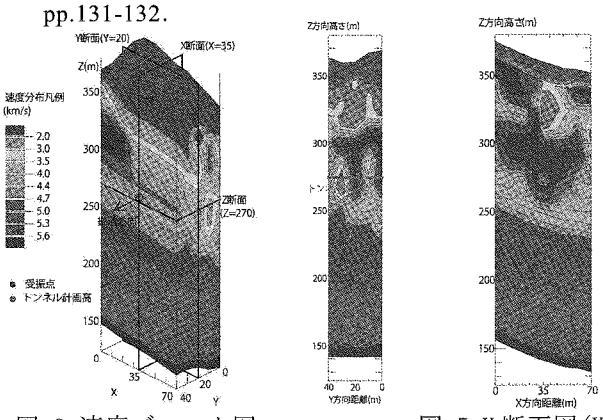


図-3 速度ブロック図　　図-5 Y 断面図(Y=20)

図-4 X 断面図(X=35)

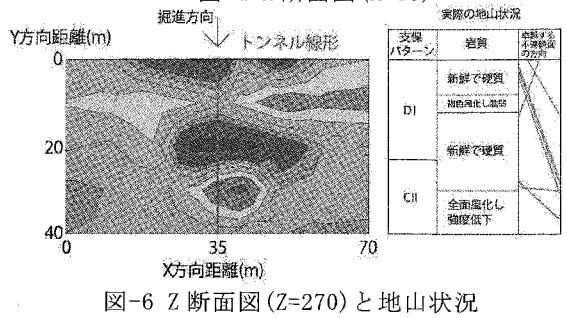


図-6 Z 断面図(Z=270)と地山状況

72. GB-SARを用いたトンネル切羽肌落ちの監視について

Verification of Monitoring of Tunnel Face Stability by Using GB-SAR

○井ノ口拓郎，中谷匡志，山本浩之，河野友紀，富井啓輔（安藤ハザマ），佐藤源之（東北大学）
Takuro Inokuchi, Masashi Nakaya, Hiroyuki Yamamoto, Tomoki Kawano, Keisuke Tomii, Motoyuki Sato

1. はじめに

山岳トンネルの施工中の切羽においては，小規模な落石であっても災害となる可能性があり，様々な対策がなされているが，完全な事故防止には至っていない．事故防止への現場での取組として，切羽監視責任者による常時監視やコンクリートの鏡吹き付けによる地山の緩み防止等の災害防止策が行われている．また，補助的な肌落ち事故防止策として，切羽の変状を把握するためにレーザー距離計などによる計測が行われている．しかしながら，この計測手法の問題として，切羽面上の代表点の計測であることから，離散的な結果となり，変状の見逃しが考えられる．このような問題に対し，地上設置型合成開口レーダ（GB-SAR）は，面的な計測が可能であり，切羽の面的な挙動が検知可能と考えられる．そこで，実際の山岳トンネル工事においてGB-SARを用いた切羽計測の手法の検討を行った．本稿では計測概要と実験結果について報告する．

2. GB-SAR（地上設置型合成開口レーダ）について

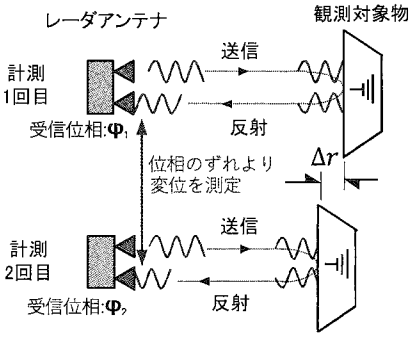
合成開口レーダ（SAR：Synthetic Aperture Radar）は，アンテナ位置を変えながら計測を行うことで，小さなアンテナを用いて仮想的に大きな開口面を作り出し，アンテナ移動方向（クロスレンジ方向）の高分解能を実現しているレーダである．また，干渉SARと呼ばれる解析手法により，アンテナ移動方向と直交する方向（レンジ方向）の変位を数㎜の精度で検知することができる．図－1に干渉SARの計測概念図を示す．[1)]

GB-SARは，SARの小型簡易型を地上に設置したレーダである．トンネル切羽の肌落ち監視では，瞬時に挙動を把握できることが求められる．よって，本事例ではリアルタイム計測が可能なGB-SARの切羽監視用途への適用可能性を検証するために計測を実施した．

3. 実験で使用したGB-SARシステム

本実験に使用したGB-SARシステムの諸元を表－1，システム全景を写真－1，計測状況を写真－2に示す．

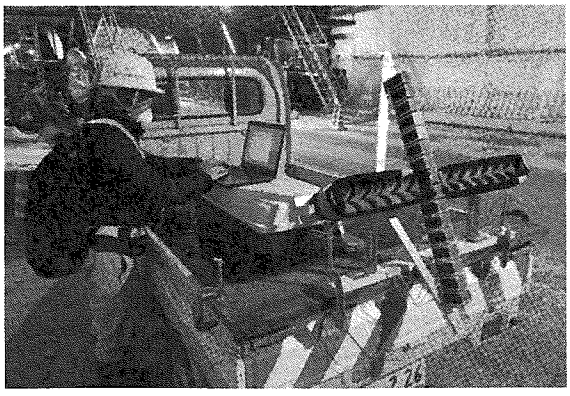
本システムは，汎用用途向けに設計されたもので，アンテナ，送信機およびスイッチ等から構成される．アンテナの縦横配置により，計測データを3次元画像として処理することが可能である．アンテナをスイッチングすることでアンテナを可動させずに合成開口長を広くしている．中心周波数帯は4.25～5.25GHzであり，レンジ方向の分解能は理論上15㎜程度となる．また，サンプリング頻度は1/72Hzで，データ処理時間を含め，2回の計測の差分で変位量を処理するために必



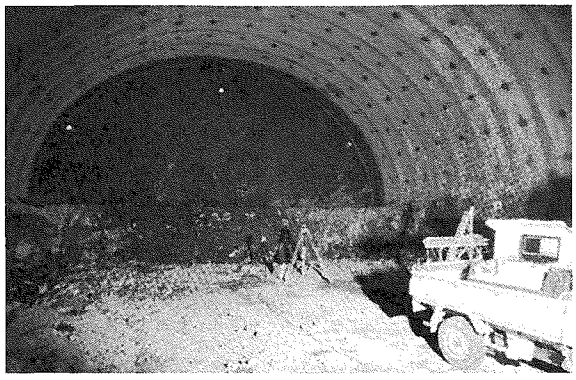
図－1　干渉SARによる変位検知概念図

表－1　GB-SARシステムの諸元

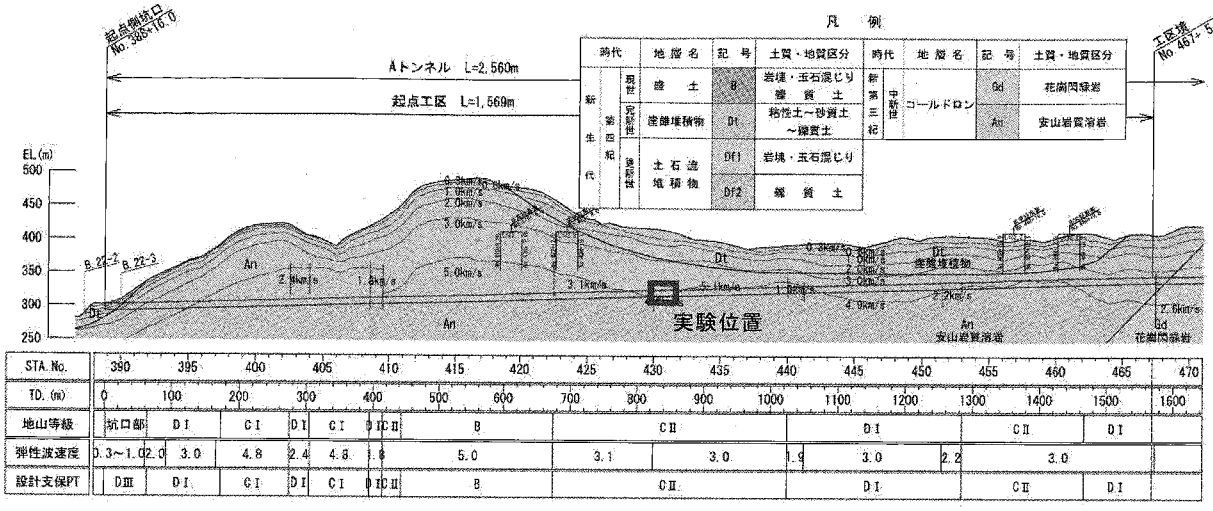
	5GHz Cross-MIMO radar
中心周波数(GHz)	4.25～5.25
変調方式	SFCW
アンテナ形式	Vividアンテナ アレー
合成開口長	1m
波長	6cm
サンプリング頻度	1/72Hz



写真－1　実験に使用したGB-SAR



写真－2　計測状況



図－2　トンネル縦断図

要な時間は 7 分間程度である．

4. トンネル現場での検証実験

検証実験を行った現場は，NATM で建設される延長 2.56 km，断面積 78m²（幅約 13m，高さ約 8m）の道路トンネルである．地質縦断図を図－2 に示す．トンネルを構成する地質は新第三紀中新世の安山岩を主体とし，実験実施区間の TD．820m 付近の切羽は全体に暗褐色に風化し，割れ目間隔は 10～50 cm程度で，支保パターンはCⅡ-b であった．なお，地山からの顕著な湧水等は見られなかった．

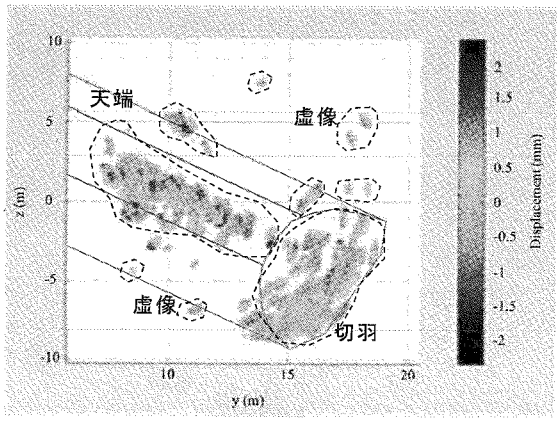
実験は，掘削ズリ出し直後において切羽面を 7 分間程度の計測と，コンクリートを吹付け後において切羽面を 16 時間連続計測の 2 つの条件で実施した．

5. 計測結果

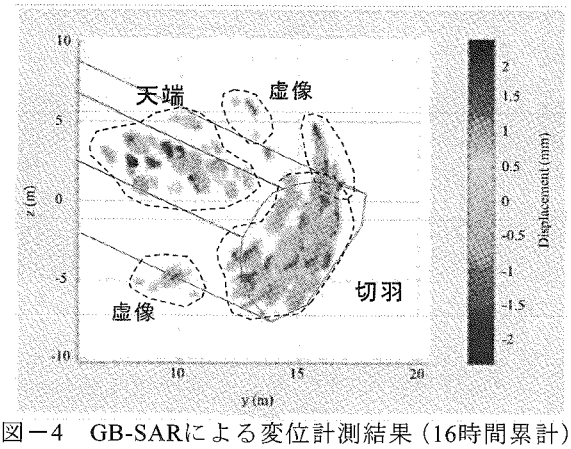
7 分間計測結果を図－3 に，16 時間計測結果を図－4 に示す．図－3 より 7 分間計測では，所々に橙～赤色で表示される変位量 1 ㎜以上の箇所が認められる．しかし，計測中の切羽付近では増加傾向を示す顕著な肌落ちはなく，計測結果と現場状況は整合しない．これは計測回数が少なく，ノイズを除去できていないことが原因と考えられる．次に，図－4 より 16 時間の計測では，全体に水～青色で表示される 1 ㎜以下程度の押出しと解釈される範囲を主体とし，局所的に橙色で表示される地山が窪んだと解釈できる箇所がみられる．以上より 2 つの条件での計測条件を比較すると 16 時間計測は 7 分間計測と比較して，計測結果のバラツキが少ない．これは 7 分計測と比べ計測回数が多くノイズの影響を除去し計測精度が向上したためと考えられる．

6. おわりに

今回の検証から，計測回数が少ない場合は計測ノイズを除去できずバラツキが大きくなるが，計測回数を増やすことでノイズを除去できることが確認できた．そこで GB-SAR システムのスイッチを改良し，計測とデータ処理間隔を 1 秒間に数回程度に高速化することで，リアルタイム計測が可能であると考えられる．また，クロスレンジ方向の精度に影響するアンテナ開口幅は 1m で切羽の監視は可能と判断した．今後は，レンジ方向の精度を高めるために肌落ち監視に適した周波数帯での検証，現場での運用を容易にするためにアンテナ開口幅の小型化に関する検証，および湧水や粉塵による計測結果への影響の検証等を実施し，切羽の監視に適したシステムの開発を進める計画である．



図－3　GB-SARによる変位計測結果（約7分間）



図－4　GB-SARによる変位計測結果（16時間累計）

文献

1)　中谷ほか（2018）：大規模土工における地上設置型合成開口レーダによるのり面計測，土木学会第 73 回年次学術講演会，資料Ⅵ-676，pp1351-1352.

73. 岩石の乾湿および乾湿凍結融解繰り返しによる物性値の変化

Change of Physical Properties in Cycles of Drying-Wetting and Freezing-Thawing on Rocks

○河村祥一，嶋本敬介，川越健（鉄道総合技術研究所）
Shoichi Kawamura, Keisuke Shimamoto, Takeshi Kawagoe

1. はじめに

岩盤からなる自然斜面や切取のり面の崩壊，落石の発生等を予測する場合には，岩石の風化の進行を考慮する必要がある．風化に伴う岩石の強度劣化に着目した研究は多くなされているものの [1]，物理的風化および化学的風化の進行速度に関しては未だ不明な点が多い．そこで，本研究では，岩石の物理的風化速度の定量化を目的とした研究の一環として，乾湿繰り返し試験および乾湿凍結融解繰り返し試験を実施した．また，各試験後の供試体の物性を測定し，岩石の劣化の進行と各物性の関係を調べた．

2. 試験方法

2. 1 試料

本研究では来待砂岩を直径 50mm，高さ 100mm に整形した円柱形供試体を用いて試験を実施した．作成した供試体から測定した，試験前の物性値を表 1 に示す．

表 1　試験に使用した来待砂岩の初期の物性値
（3 供試体の平均値）

湿潤密度	一軸圧縮強さ	$E_{t,50}$	P 波速度	S 波速度
g/cm^3	MPa	GPa	km/s	km/s
2.01	36.5	7.08	2.68	1.59

2. 2 乾湿繰り返しおよび乾湿凍結融解繰り返し

岩石の劣化を強制的に進行させるために，乾湿繰り返し試験および乾湿凍結融解繰り返し試験を実施した．

乾湿繰り返し試験は，供試体を 24 時間炉乾燥させた後に 96 時間の吸水を行うことを 1 サイクルとして実施した．また，乾湿・凍結融解繰り返し試験については，乾湿繰り返し試験の吸水の後に凍結融解の実施を加えたものを乾湿・凍結融解繰り返し試験の 1 サイクルとした．なお，凍結融解の環境条件については JIS に準拠して実施した．

以上の劣化を進行させた供試体について，超音波伝播速度測定，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験を JGS の規格に準拠して行い，劣化の進行と物性値の変化を調べた．なお，サイクル数は最大 10 回とした．

3. 結果

3. 1 超音波伝播速度測定

岩石の劣化に伴う超音波伝播速度の変化を捉えるにあたり，劣化前の供試体について，吸水率と超音波伝播速度の関係を調べた．ここでは 672 時間の吸水過程の直後に，192 時間の自然乾燥過程を設け，吸水率の変化と超音波伝播速度の変化を調べた（図 1，図 2）．結果から，S 波速度は吸水率が高いほど小さくなるが，P 波速度は吸水率に対して下に凸の関係となった．これは，P 波に関しては吸水率の増加に伴い岩の強度が低下する一方で，空隙が水で充填されると全体の圧縮に対する抵抗性が大きくなるためと考えられる [2]．

各繰り返し試験における超音波伝播速度の変化を図 3 に示した．P 波・S 波速度ともにサイクル数に対して減少する傾向が認められた．P 波速度値の減少は，乾湿のみを繰り返す場合と比べて，乾湿・凍結融解繰り返しの方が大きい．また，4 回までのサイクルにおいて比較的急激な速度値の減少が認められた．一方で，S 波速度は各繰り返し試験間の速度値の差異は小さい．

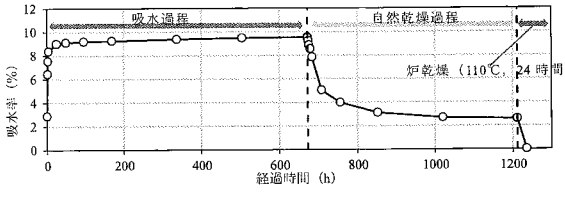


図 1 吸水過程と乾燥過程における吸水率変化

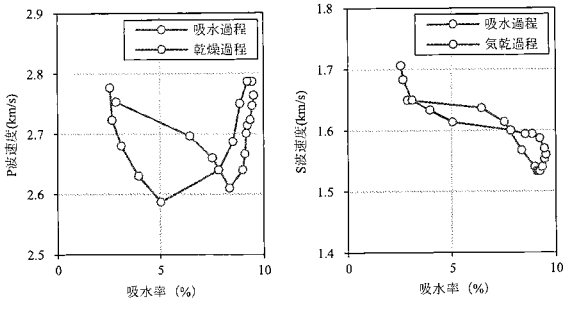


図 2　吸水率と超音波伝播速度の関係

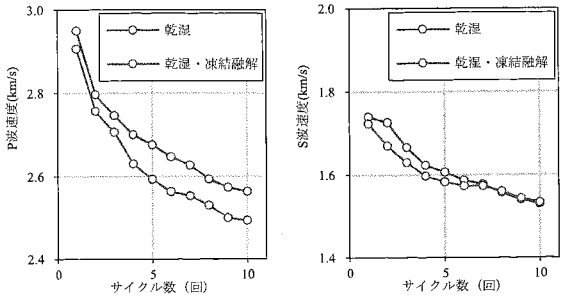


図 3　サイクル数と超音波伝播速度の関係

3．2 一軸圧縮試験

劣化を進行させた岩石について一軸圧縮試験を実施し，サイクル数と一軸圧縮強さの関係を図 4，サイクル数と変形係数の関係を図 5 に示した．なお，一軸圧縮試験では，最大のサイクル数が 6 回となっている．

一軸圧縮強さは，サイクル数の増加に対して，減少傾向が認められるが，ばらつきが大きい．また，乾湿繰り返しと，乾湿・凍結融解繰り返しの結果を比べても，ばらつきが大きく，明瞭な傾向の差異は認められない．

変形係数についても，サイクル数の増加に対して，減少傾向が認められる．また，一軸圧縮強さよりもばらつきが小さく，傾向を評価しやすい．また，乾湿繰り返しと，乾湿･凍結融解繰り返しの結果を比べると，このサイクル数の範囲では明瞭な差は認められない．

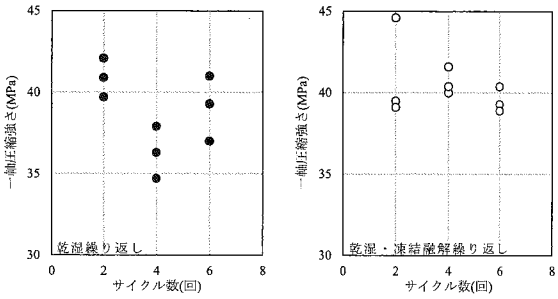


図 4　一軸圧縮強さ

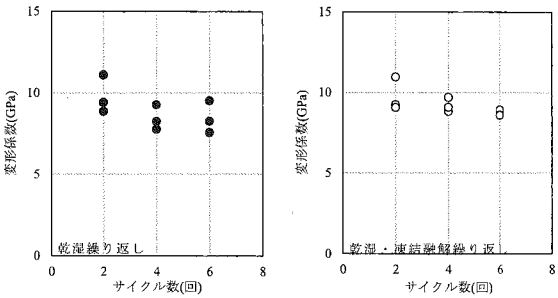


図 5　変形係数

3．3 三軸圧縮試験

劣化を進行させた岩石について，側圧を 3 MPa，6 MPa，12 MPa として三軸圧縮試験を実施した．その結果から得られた，サイクル数と粘着力・内部摩擦角の関係を図 6 に示した．粘着力，内部摩擦角ともに，サイクル数に伴う変化の傾向は不明瞭であり，ばらつきが大きいものと考えられる．

また，破壊時の軸差応力と，変形係数を図 7，図 8 に示した．破壊時の軸差応力は概ね減少傾向を示し，また乾湿・凍結融解繰り返しは乾湿繰り返しと比べて低い軸差応力を示した．変形係数はサイクル数 2 から 4 にかけて急激な減少を示すものの，それ以上のサイクル数に伴う変化は不明瞭である．

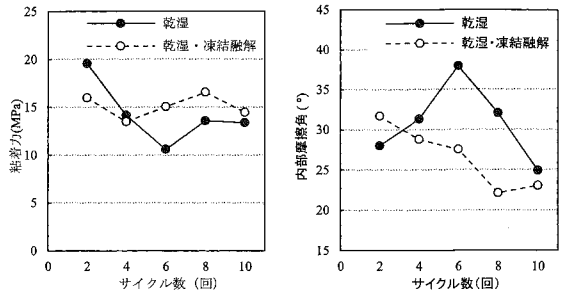


図 6　粘着力と内部摩擦角

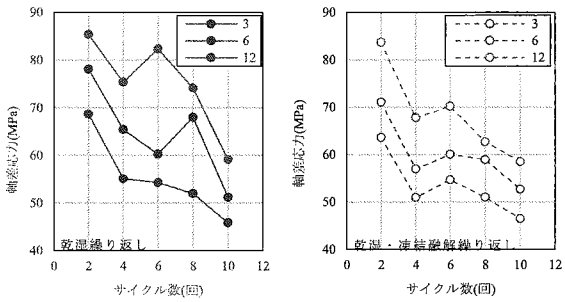


図 7　軸差応力（凡例は側圧（MPa））

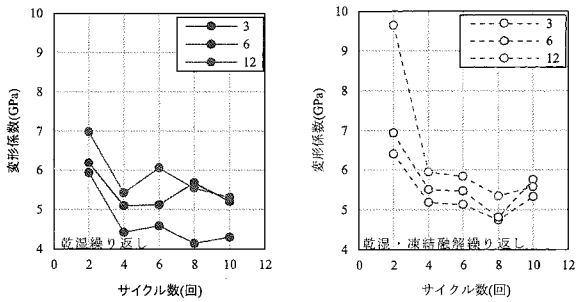


図 8　変形係数（凡例は側圧（MPa））

4．まとめ

乾湿繰り返しおよび乾湿・凍結融解繰り返しの二通りの方法で，岩石を強制的に劣化させて，超音波伝播速度測定，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験を実施することで，劣化に伴う各物性値の変化を調べた．試験結果から，超音波伝播速度と一軸圧縮試験から求めた変形係数については，各繰り返し劣化試験のサイクル数に伴って減少する傾向を示した．一方で，一軸圧縮強さや，三軸圧縮試験から求めた粘着力・内部摩擦角はばらつきが大きいため，劣化の傾向を捉えづらい結果となった．

文献

1) 日下部祐基，伊東佳彦，阿南修司（2010）：岩石の乾湿繰返しによる強度低下の定量化に関する検討，寒地土木研究所月報，No.688，pp.23-29.

2) 八木則夫，石井義明（1969）：土または岩石における超音波伝播速度とその力学特性，京大防災研究所年報第 12 号 B，p77-88

74. 岩石材料評価のための風化・熱水変質程度の定量化と鉱物学的検討
～花崗岩を例として～

Quantifying the degree of weathering and hydrothermal alteration and mineralogical study for evaluating the rock material

○市來孝志・山上順民（大成建設）
Takashi ICHIKI, Masahito YAMAGAMI

1. はじめに

ダム施工現場においては，様々な岩石が利用されており，目的に応じてその品質管理が求められている．筆者らは，表-1 に示すような分析装置を用いることで，岩石材料の風化や熱水変質の程度をオンサイトで把握し，簡易・迅速かつ定量的に評価する方法を開発してきた[1]．ここでは安山岩と花崗岩を対象に，オンサイトでの分析値である色彩値，帯磁率，成分量と JIS 法に基づく乾燥密度，吸水率それぞれとの相関性を確認した．しかし，岩種により高い相関性を示す物性値は異なった．安山岩については乾燥密度や吸水率と帯磁率および Ca(カルシウム)成分量が高い相関性を示した．花崗岩については帯磁率の相関性は低いが，色彩値と Ca 成分量が乾燥密度や吸水率と高い相関性を示した．

本稿では風化や熱水変質を被った花崗岩を対象に，物性値の大小と岩石中の鉱物学的特徴との関連性を明らかにすることを目的とした．花崗岩を対象とした研究は色彩値[2]，帯磁率[3]等，多数報告されているため，ハンドヘルド蛍光 X 線分析計（以下，成分分析計とする）による成分量の増減と構成鉱物量比および化学組成量の増減について報告する．特に図-1 中の No.2 や No.3 試料のように，乾燥密度が低いにも関わらず，Ca 成分量が高い値を示すものがあり，この原因を明らかにして評価精度を高めることが重要である．

2. 試験方法

本検討では，乾燥密度や吸水率が既知の供試体を用いた．なお，花崗岩は新鮮な岩石から風化および熱水変質を被ったものを採取した．以下の試験を行った．

① 成分分析計による成分量の測定
② 岩石薄片による顕微鏡観察および鉱物モード測定
③ EPMA による斜長石の鉱物化学組成分析
④ 全岩化学組成分析

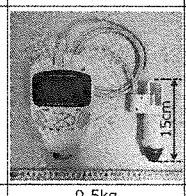
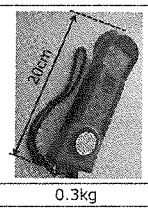
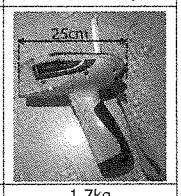
名称	色彩計	帯磁率計	ﾊﾝﾄﾞﾍﾙﾄﾞ蛍光X線分析計
装置			
重量	0.5kg	0.3kg	1.7kg
測定時間	約10秒	約5秒	30～60秒
測定量	明るさL, 赤味a, 青味b	帯磁率 (=誘導磁気/磁場)	化学成分量(wt%)

表-1　オンサイトでの計測に用いた分析装置の例

①の測定に際しては，オンサイトで簡易・迅速に岩石の成分量を得ることを目的に，1 試料につき約 30 秒の測定を行った．また方解石等の鉱物脈の分布箇所を避けて測定した．②の測定は構成鉱物の種類，産状，量比の把握のため行った．モード測定は 1 試料につき約 500 点とした．③の測定は斜長石中の Ca 成分量の分布の把握のために行った．Ca 成分量は，An%=100×Ca/(Ca+Na+K)により求めた値を用いた．④の分析は岩石の平均的な化学組成の把握と成分分析計による局所的な化学組成との関連性の確認のため行った．

3. 試験結果

コンクリート用砕石に求められる乾燥密度 2.5g/cm³ 以上(JIS A 5005)を基準値として，花崗岩をグループ A から C の 3 つに区分した．なお，グループ B と C は斜長石の化学組成分布に基づき分類した．図-1 に各グループの Ca 成分量の範囲を示し，表-2 に鉱物学的特徴をまとめた．なお，図-1 中の No.1 は乾燥密度が 2.5g/cm³ 以上であり，グループ A に入る試料であるが，変質鉱物の割合や斜長石の化学組成の結果から，B に加えることとした．前述の No.2 と No.3 は B に区分された。

次に，グループ A～C の特徴を述べる．Ca 成分量は大局的にはグループ B が C よりも高い．また変質した斜長石および黒雲母の割合は A，B，C の順番で増加した．さらに斜長石の化学組成は表-2，図-2 に示すようにグループ中 A が最も高い An%を示し，C は最も低い値を示した．グループ B では A と C の両方の特徴である 2 つの An%の組成分布が得られた．

次に成分分析計と全岩化学組成による成分量の関

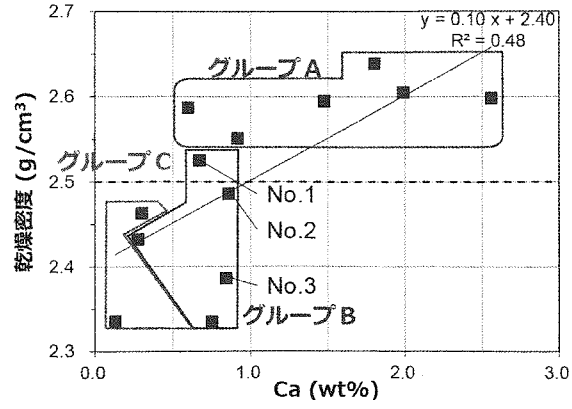


図-1　Ca 成分量と乾燥密度の関係
(文献[1]の図にデータ追加・加筆)

表-2　乾燥密度に基づく花崗岩のグループ分けとその鉱物学的特徴

グループ名		A	B	C
乾燥密度		≧2.5g/cm^3	<2.5g/cm^3	
化学組成 (Ca成分)		0.6-2.6 wt%	0.27-0.86 wt%	0.13-0.30 wt%
構成鉱物量比 (モード組成)		斜長石(38-51%), 石英(27-40%), アルカリ長石(15-26%), 黒雲母(4-6%)	斜長石(38-47%), 石英(21-41%), アルカリ長石(8-30%), 黒雲母(3-9%)	斜長石(39-51%), 石英(22-32%), アルカリ長石(15-35%), 黒雲母(5-6%)
変質鉱物の割合 (変質) ÷ (新鮮+変質)		変質した斜長石(2-43%), 変質した黒雲母(37-96%)	変質した斜長石(15-68%), 変質した黒雲母(68-100%)	変質した斜長石(23-85%), 変質した黒雲母(100%)
変質鉱物		セリサイト, カオリナイト, 炭酸塩鉱物, 緑泥石	セリサイト, カオリナイト, 炭酸塩鉱物, 緑泥石, バーミキュライト	セリサイト, カオリナイト, 炭酸塩鉱物, 緑泥石, バーミキュライト
粒径	斜長石 (長径)	1.0-5.0mm	1.0-4.0mm	1.0-4.5mm
	石英	0.5-5mm	0.5-5mm	0.5-5mm
	アルカリ長石	1.5-7mm, 最大径10-15mmの試料を含む	1-5mm, 最大径10-20mmの試料を含む	1-5mm
	黒雲母 (長径)	0.2-1.5mm	0.2-2.5mm	0.2-2.5mm
斜長石の化学組成(An%)		An22-36%, 最頻値An26-30%	An4-18%, An22-36%, 最頻値An26-30%	An0-8%, 最頻値An0-2%
フラクチャーの有無		なし	あり	あり

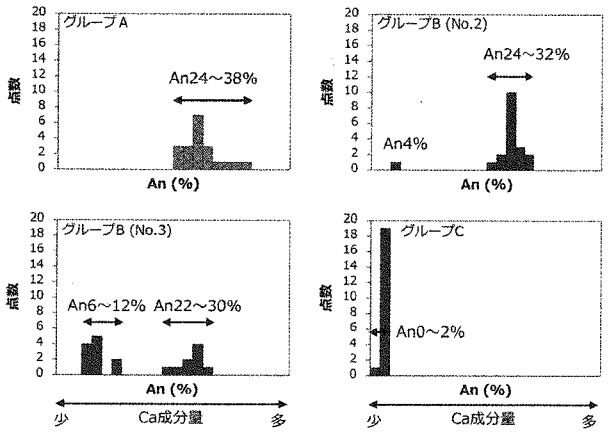


図-2 グループごとの代表的な斜長石の化学組成のヒストグラム

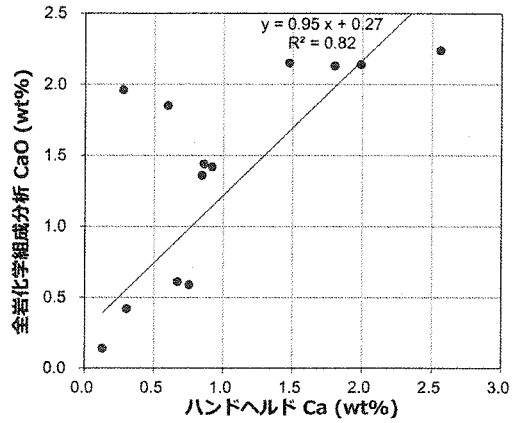


図-3 Ca 成分量と CaO 成分量の関係

係を検討した．図-3 に Ca 成分量と CaO 成分量の関係を示す．図中赤丸で示した試料は，それぞれ著しく高い Si 成分量と K 成分量を示し，測定時に石英やアルカリ長石の影響を大きく受けたものと考えられるため相関性の検討からは除外した．これを見ると，両者は良い相関を示すことがわかった．

4. 考察

4.1. 風化・熱水変質による鉱物変化と Ca 成分の関係

グループ A，B，C の順番で岩石の Ca 成分量は減少する．また，同様の順番で斜長石の Ca 成分量も減少する．このことから，風化・熱水変質を被ることで，岩石中の Ca 成分量は減少すると考えられる．同時に斜長石中の Ca 成分量の減少と，斜長石からセリサイト等の Ca 成分に乏しい鉱物への置換が考えられる．

またグループ B に属する No.2 や No.3 試料では，斜長石の化学組成が 2 つの範囲を示す．低い Ca 成分量は個々の斜長石のコア部分から得られており，このことから，風化・熱水変質を免れたリム部分が存在すると考えられる．また，これらの試料では顕微鏡観察にてひび割れ状の亀裂が開口し，ネットワーク状に生じていることが確認されており，乾燥密度の低下を促進しているものと考えられる．以上のことから，図-1 で示すように，乾燥密度が低いにも関わらず高い Ca 成分量を示すものは，風化を免れた斜長石中のリム部分を成分分析計で測定したことによると考えられる．

4.2. 測定方法に関する考察

成分分析計の測定径は φ8mm であり，測定する岩石中の鉱物粒径を考慮する必要がある．本検討で対象とした花崗岩では，表-2 で示すようにグループ A，B のアルカリ長石の最大径が 10-20mm のものが観察された．条件次第では，アルカリ長石単独の測定となり，著しく高い K 成分の分析値が得られることが考えられる．測定後速やかに分析値を確認し，異常に高い成分量の結果等が得られた場合には，再測定が望まれる．

5. まとめ

本検討で用いた花崗岩は風化・熱水変質を被ることで，岩石中および斜長石中の Ca 成分量が減少した．岩石全体と斜長石の風化・熱水変質の程度が異なる場合には，測定条件次第で低い乾燥密度を示すにも関わらず高い Ca 成分量が得られることがわかった．

今後はこれら鉱物学的特徴を考慮して計測に臨み，オンサイト評価法の適用現場を増やしていきたい．

文献

1) 市來孝志ほか(2015)：ダム施工現場における簡易かつ迅速な岩石材料の評価 花崗岩と安山岩についての検討事例，大成建設技術センター報，第48号，26.

2) 磯野陽子ほか(2013)：可視・近赤外分光による花崗岩類岩石コアの測定と強度特性の対比，日本応用地質学会 平成 24 年度研究発表講演論文集，111-112.

3) 歌田実 (2003): 六甲花崗岩類の変質作用—鉱物変化と帯磁率変化—，地学雑誌，112(3), 360-371.

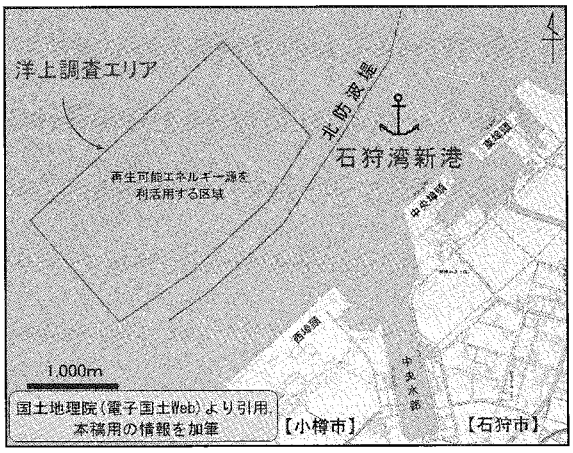
75. 洋上風力発電事業における海底地盤調査 －石狩湾新港 WF－ その 1

Offshore Soil Investigation for Ishikari Bay New Port Offshore Wind Farm – part1

○野路 通雅，知本 康男（基礎地盤コンサルタンツ株式会社 北海道支社）
Michimasa Noji, Yasuo Chimoto

1. はじめに

電源開発事業（洋上風力発電）として 2016 年から 2018 年にかけて石狩湾新港の海域において地盤調査を実施した．調査箇所は図－1 に示す北防波堤から沖側の洋上にあたり，「再生可能エネルギー源を利活用する区域」として計画されているエリアである．本エリアにおける地盤調査は，大別して①音波探査，②ボーリング調査，③CPT（電気式コーン貫入試験）調査である．本稿（その 1）では，先行して実施した②ボーリング調査で確認した地盤状況を報告する．



図－1 調査位置図

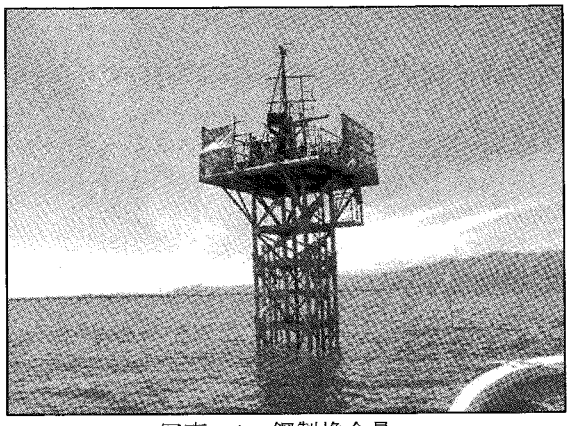
2. 海上調査の概要

このエリアにおいて土木地質的な海底地盤調査は初めてであり，計 9 箇所のボーリング調査から海底面下深度 155m までの地層分布を確認した．海域の水深は，16m～22m であり，ボーリング調査には鋼製櫓 3 基を用いた[1]．ボーリング調査の実施項目は，標準貫入試験，PS 検層，孔内水平載荷試験，サンプリングおよび室内試験である．調査時期は，比較的穏やかな気象海象条件となる 7 月～8 月に実施した．

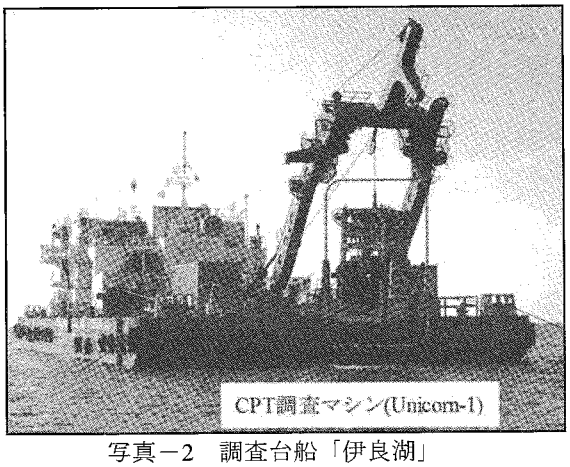
また，CPT 調査は，深田サルベージ建設株式会社所有の調査台船「伊良湖」ならびに調査船「Investigator」を使用した．調査台船「伊良湖」では，海底着座型 CPT 調査マシン（Unicorn-1）により深度 60m までの地盤情報を取得した．写真－1 には，今回使用した鋼製櫓を，写真－2 には，調査台船「伊良湖」を示す．

3. 地盤構成の予察

調査エリアにおける既往地盤情報は音波探査等の調査結果に限られる．そのため，陸域(西埠頭や中央埠頭)における地盤情報（土層構成）を整理・検討した上で，北防波堤箇所の公開ボーリングデータを用いて作成した地質断面図（図－2）などを参考に対象海域へ外挿する形で調査エリアの地盤構成を予察した[2]．予察結果を以下に記す．

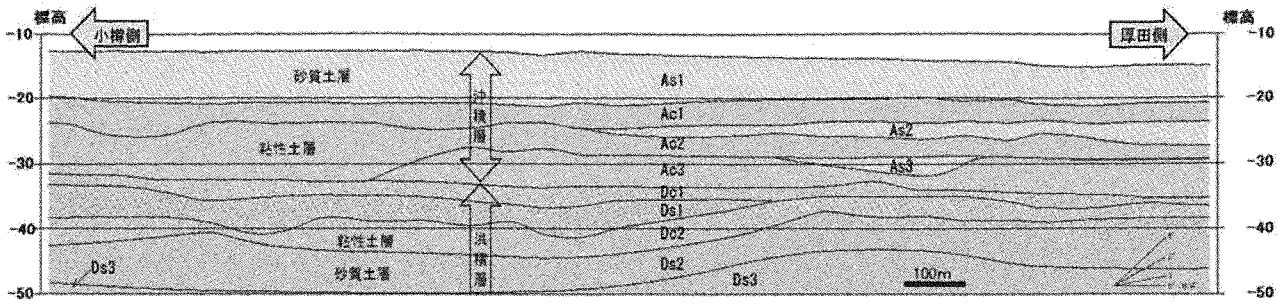


写真－1 鋼製櫓全景



写真－2 調査台船「伊良湖」

沖積層は，表層より砂質土層（As 層）が発達しており，その下位に粘性土層（Ac 層）が分布している．表層の砂質土層（As 層）は陸側で厚いが，沖側に向かって層厚は薄くなる[3]．また，沖積層の基底面は，陸域で標高-30m であるが，沖側に向い緩やかに標高を下げ，北防波堤の厚田側では標高-36m となる．つぎに，洪積層は，砂質土層（Ds 層）および粘性土層（Dc 層）の互層からなり，標高-50m 付近に分布する Ds3 層（$N > 30$）が構造物の支持層となる[4]．



図－2　北防波堤沿いの地質断面図

4. 確認事項

調査サイトの地盤構成を汀線に平行および直交する方向にそれぞれ3断面ずつ作成し，図－3のパネルダイアグラムにまとめた．地盤構成は便宜上，沖積層と洪積層の2層構造で表示した．本調査で得られた知見[5]を以下に記す．

- 調査エリアの陸側(北防波堤側)の水深は約16m～19mで，沖側で21m～22mとなる．
- 海底面の表層地盤として広く砂層が分布しているが，沖側へ向かって層厚を減じる．
- 沖積層は砂質土層と粘性土層が互層しており，本エリアでの層厚は14m～18mと陸域に比べて薄い．
- 沖積層と洪積層の境界面は標高-35m～-44mにあり，北北西方向に緩く傾斜している．
- 深度65mより浅部の地層は複数のボーリング地点で側方分布の連続性を確認している．
- 洪積層も同様の互層地盤であり，本エリアでは層厚139m以上を確認している．
- 本サイトは石狩川の河口に近いため，同一土層内において層相の側方変化が認められる．
- ^{14}C や火山灰の屈折率測定から地層年代を判定し，地盤構成の精度を向上している．

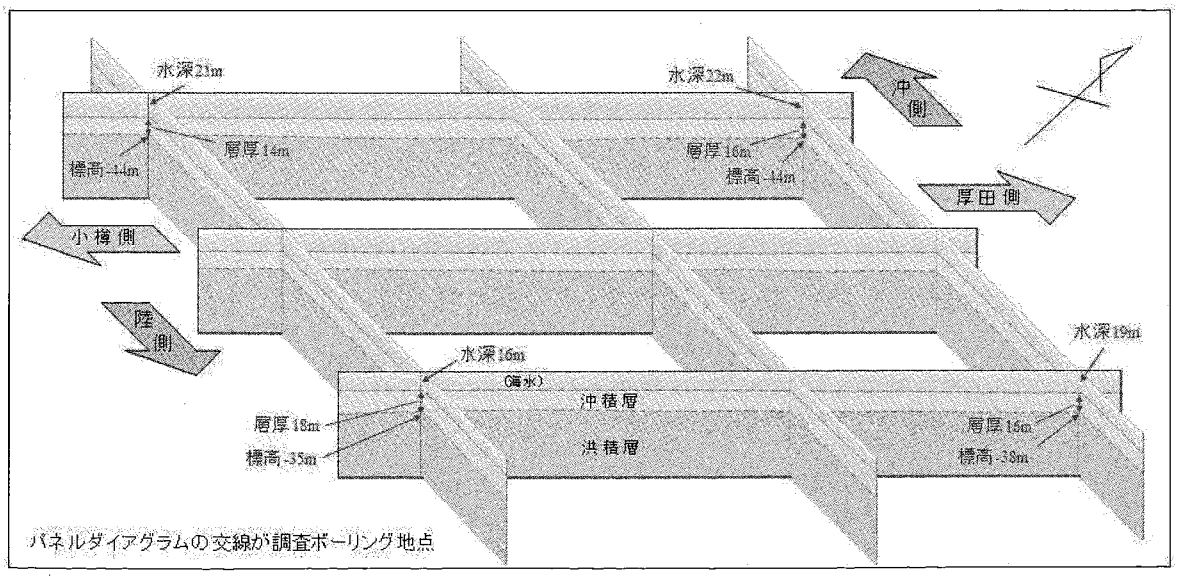
5. おわりに

本稿では，ボーリング調査で把握した対象エリアの地盤構成と地層構造の概要を報告した．CPT 調査結果との整合結果については，次稿の「洋上風力発電事業における海底地盤調査－石狩湾新港 WF－その 2」で報告する．

本稿の発表にあたり株式会社グリーンパワーインベストメント殿には特段の配慮を頂いた．現地調査に際し，小樽海上保安部殿には安全面や管理面でのご指導を頂戴した．また，石狩湾漁業共同組合殿には現場運営面でご協力頂いた．ここに改めて謝意を表します．

【参考文献】

1) 野路通雅ほか（2017）：鋼製櫓を用いた海上ボーリング調査事例，全地連技術フォーラム旭川
2) 野路通雅ほか（2018）：石狩湾新港北防波堤沖における地盤調査，地盤工学会北海道支部技術報告会第58号
3) 遠藤勉ほか（2017）：石狩湾新港発電所新設工事における放水路トンネルの設計と施工，電力土木，No.391
4) 鈴木裕ほか（2015）：石狩湾新港発電所新設工事における PCLNG 貯槽基礎の設計・施工，電力土木，No.380
5) 野路通雅ほか（2018）：石狩湾新港北防波堤沖における地盤調査，地盤工学会第53回工学研究発表会



図－3　調査エリアの地盤構成模式図

76. 洋上風力発電事業における海底地盤調査 －石狩湾新港 WF－ その 2

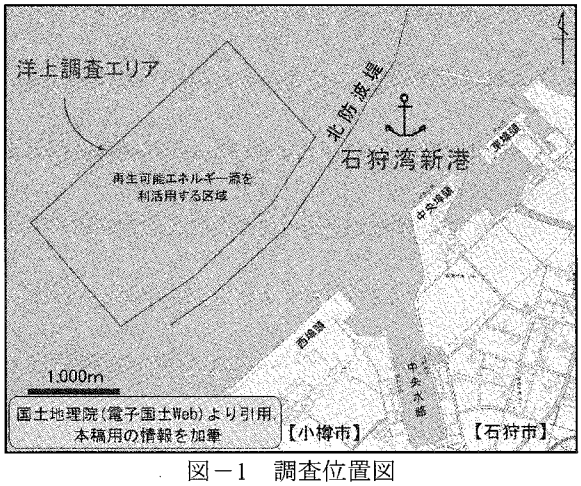
Offshore Soil Investigation for Ishikari Bay New Port Offshore Wind Farm – part2

○知本 康男，野路 通雅（基礎地盤コンサルタンツ株式会社 北海道支社）
Yasuo Chimoto, Michimasa Noji

1. はじめに

調査地は，石狩湾新港北防波堤から沖側の洋上にあたり，図－1 に示すエリアにおいて，ボーリング調査（9 箇所）および CPT 調査（26 箇所）を実施した．CPT 調査の位置はボーリング地点を内挿する配置とした．

CPT 調査では，土質分布を詳細に判定することができる．本稿（その 2）では，ボーリング地点直近で実施した CPT データより判定した地層区分と，ボーリング調査で判定した地層区分との対比結果を報告する．



図－1 調査位置図

2. 海上調査の概要

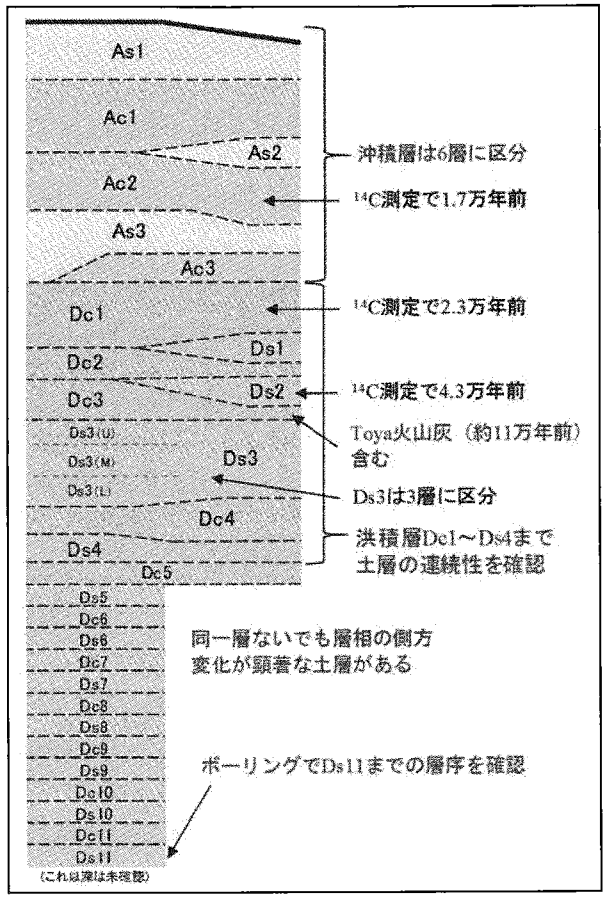
このエリアにおける土木地質的な地盤調査は初めてであり，計 9 箇所のボーリング調査から深度 155m までの地盤状況を探った．調査海域の水深は 16m～22m であり，ボーリング調査には鋼製櫓を使用し，CPT 調査は専用船舶を使用して，比較的穏やかな海象条件となる 7 月～8 月に現地調査を実施した[1]．ボーリング調査では，標準貫入試験，PS 検層，孔内水平載荷試験，サンプリングおよび室内試験を実施した．

3. 調査結果

3.1 ボーリング調査結果

図－2 に 9 箇所のボーリングデータから把握した本調査エリアの地質層序模式図を示す[2]．土層分布に関する知見を以下に記す．

- 沖積層は，As1～Ac3 までの 6 層を確認する．
- 洪積層は，Dc1～Ds11 までの 22 層を確認する．
- 沖積層および洪積層は，砂質土層と粘性土層が互層



図－2 調査エリアの地質層序模式図

していることを確認する．

- 沖積層と洪積層の境界面は，標高-35m～-44m 付近であり北北西に緩く傾斜している．
- Ds4 層より浅部の土層では，複数のボーリング地点間で土層の連続性を確認する．
- 最大で海底面下深度 155m までの土層分布を確認する．

3.2 CPT 調査結果

CPT データ（測定先端抵抗 q_c，測定周面摩擦抵抗 f_s，間隙水圧 u）から土質性状指数 I_c 値や基準化先端抵抗 Q_t，基準化周面摩擦比 F_r を算出して土質を判定した．それぞれの算定式を表－1 に示す．図－3 に示す SBT 図（Soil Behavior Type）では，各土層の土質を判定するだけでなく，その均一性を視覚的に評価することができ，ボーリング地点間の層相変化等も把握できる．

図－4 には，I_c 柱状図と直近のボーリング柱状図の対比を示す．今回の CPT 調査からの知見を次頁に記す．

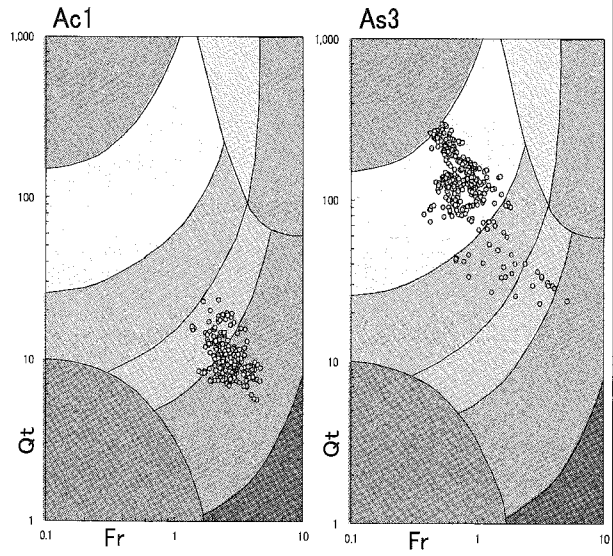
- CPT データから判定した土質分布（I_c 柱状図）は，ボーリング柱状図と非常に良く整合する．
- CPT データは，2cm 毎に測定したため分解能が高い土層区分が可能である．
- 粘性土層と砂質土層の層境は，SBT 図から漸移することを把握する．
- N値 50 以上の砂地盤でも CPT 調査が可能である．

表－1　土質判定に用いるパラメータの算出式

算定する諸数値		算定式	摘　要
式1	補正 先端抵抗	$q_t=q_c+u(1-A_n/A_c)$	A_n/A_cはコーン先端の 有効断面積比 A_c：コーン底部の断面積 A_n：シャフトの断面積
式2	基準化 先端抵抗	$Q_t=(q_t-\sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$	σ_{vo}：全土被り圧 σ'_{vo}：有効土被り圧
式3	基準化 周面摩擦比	$F_r=f_s/(q_t-\sigma_{vo})\times100(\%)$	
式4	土質 性状指数	$I_c=\{(3.47-\log Q_t)^2$ $+(1.22+\log F_r)^2\}^{0.5}$	I_c柱状図に使用 SBT図に使用

＜ 凡 例 ＞

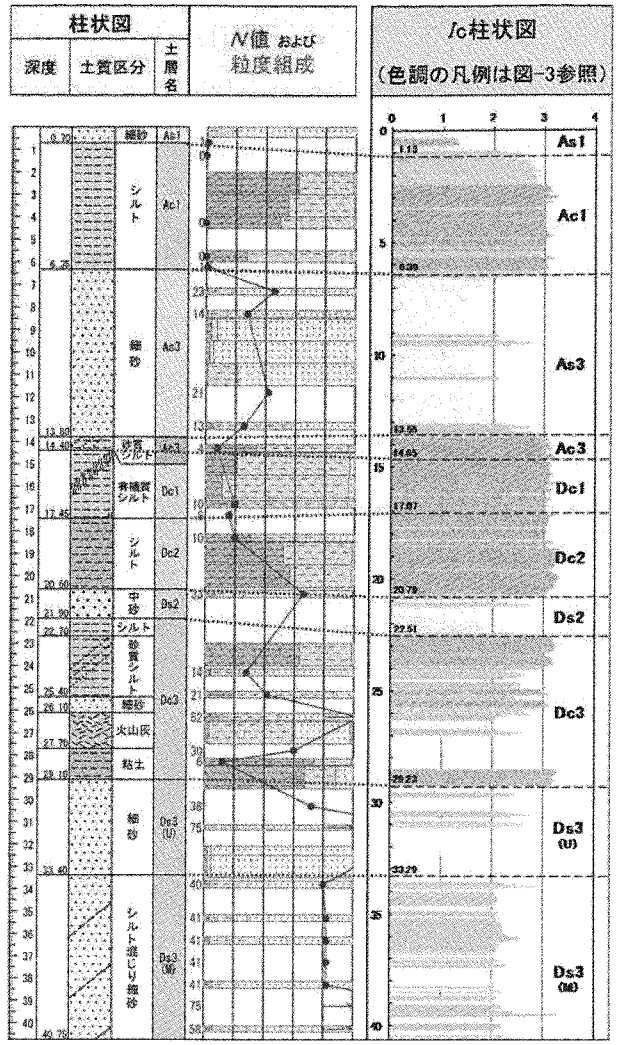
色調	土質性状タイプ	土質性状指数 I_c
	鋭敏粘土	－
	有機質土～ピート	＞ 3.60
	粘土～シルトまじり粘土	2.95 ～ 3.60
	シルト質粘土～シルト	2.60 ～ 2.95
	砂まじりシルト～シルト質砂	2.05 ～ 2.60
	シルトまじり砂～きれいな砂	1.31 ～ 2.05
	砂～礫まじり土	＜ 1.31
	よく締まった砂，粘土まじり砂	－
	非常に硬質な細粒土	－



図－3　STB 図による土質分類

4. おわりに

CPT データからの土層判定がボーリング柱状図と整合することを把握した．そのためボーリング地点間を内挿する I_c 柱状図を用いて広く地質断面図を描くことの有効性を確認した．調査サイト全体の地質断面図や地盤物性値の検討結果は，後続の報告としたい．



図－4　ボーリング柱状図と I_c 柱状図との対比図

本稿の発表にあたり株式会社グリーンパワーインベストメント殿には特段の配慮を頂いたことに謝意を表す．

【参考文献】

1）野路通雅ほか(2017)：鋼製櫓を用いた海上ボーリング調査事例，全地連技術フォーラム旭川
2）野路通雅ほか(2018)：石狩湾新港北防波堤沖における地盤調査，地盤工学会北海道支部技術報告会第 58 号
3）野路通雅ほか(2018)：石狩湾新港北防波堤沖における地盤調査，地盤工学会　第 53 回工学研究発表会
4）公益社団法人地盤工学会(2013)：地盤調査の方法と解説　－二分冊の 1－，p.366～p.398
5）Robertson,P.K.(1990)：Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal,Vol.27, No.1, p151～158

P01. 航空レーザ計測データおよび衛星 SAR 画像解析を用いた 2018 年北海道胆振東部地震による家屋・地盤被害の把握

Visualization of surface displacement disaster due to 2018 Hokkaido Eastern Iburi earthquake by Differential LiDAR & SAR Image Analysis.

○向山　栄・西村智博・本田謙一（国際航業），重野聖之・横田彰宏（明治コンサルタント），佐藤　匠（国際航業）
Sakae Mukoyama, Tomohiro Mishimura, Kenichi Honda, Kiyoyuki Shigeno, Akihiro Yokota, Takumi Sato

1. はじめに

平成 30 年 9 月 6 日 3 時 7 分，北海道胆振東部を震源とする M6.7，最大深度 7 の大地震が発生した．この地震により，厚真町周辺の山地斜面において表層崩壊を主とする斜面の崩落が発生し，大きな被害が発生した．

この地震に伴い，震央から約 50 km以上離れた札幌市清田区，北広島市大曲周辺の宅地造成地において，液状化に起因すると考えられる地盤の沈下や側方移動や発生し，路面の陥没や住宅の損壊など大きな被害が発生した．さらに震央から約 65～70km 離れた札幌市豊平区・東区・北区の市街地においても，局所的な地盤の沈下や道路面の軽微な損傷が発生した．

本研究では，筆者らが災害直後に取得した航空レーザ計測地形データおよび衛星画像データを用いた解析結果の既報 [1]に加え，現地調査と空中写真判読により把握できた災害状況について，札幌市清田区付近の地表面変位状況を中心にポスター発表で報告する．

2. 調査手法と手順

本研究では，地震前後のレーザ計測地形データから作成した数値地形画像解析による地表面変位計測，および地震前後の衛星画像の干渉性解析を用いた地表面性状の変化抽出を行った．衛星画像解析については，Sentinel-1 衛星に加えて，ALOS-2 衛星の地震前後の画像も取得し，干渉処理を行って地表面の変位を推定した．これらの解析結果について，地震発生直後に行った現地調査結果，および被災範囲の空中写真（1940 年代，1960 年代）を用いた地形判読結果を比較し，変状発生の地形的要因について考察した．解析に使用したデータを表-1，表-2 に示す．

表－1　航空レーザ計測地形データ解析の使用データ

項目	内容
地震前のデータ	2006 年　国際航業株式会社計測 PAREA-LiDAR 2mDEM
地震後のデータ	2018/9/11 国際航業株式会社計測 1mDEM 仕様から作成した 2mDEM
解析方法	数値地形画像解析手法 3D Geomorphic Image Velocimetry
計測精度	約 0.2m 以上の変位を抽出 （計測限界値は 0.1 画素）
解析日	2018/9/6（地震当日）

表－2　SAR 解析の使用データ

観測	地震前②	地震前①	地震後	衛星仕様
Sentinel-1 （南行軌道）	8/13	8/25	9/6 5:40	観測幅 250km 定常 12 日毎
ALOS-2 （北行軌道）	—	8/23	9/6 22:37	観測幅 50km 年 4～5 回観測
解析方法	Sentinel-1 ALOS-2	干渉性(コヒーレンス)比算出 視線方向距離変化		
解析範囲		札幌市全域を含む範囲		
解析日		2018/9/6（地震当日）		

3. 調査結果

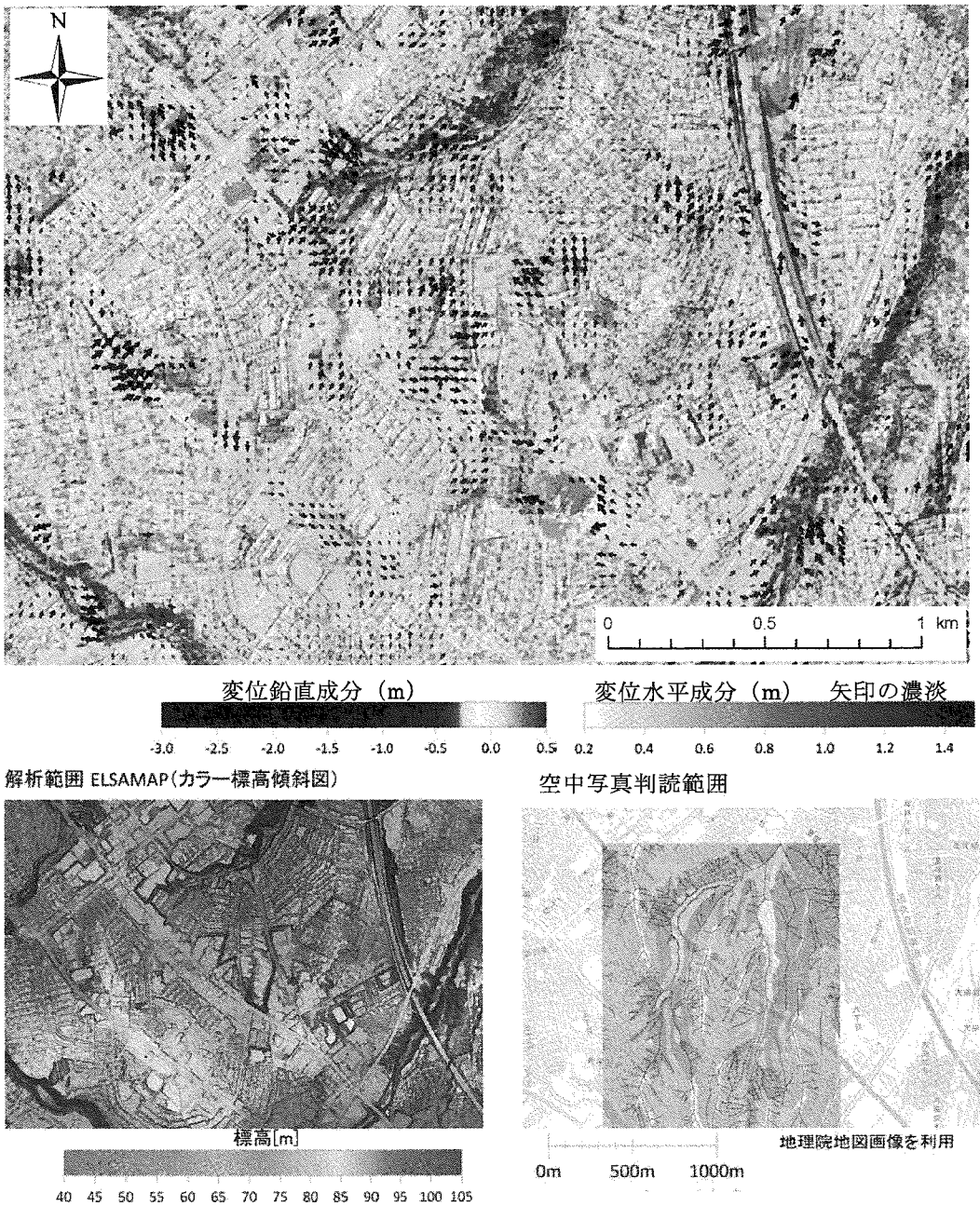
地震前後の航空レーザ計測地形データの解析により，札幌市清田区周辺の地表面に，最大数 m 程度の水平変位を伴う局所的な変動が多数認められた．変動範囲の大きさは長径約 300m 程度以下で，変動方向は大局的に斜面傾斜方向であり，地表面の沈降を伴う箇所も多い．変動が抽出された領域の中には，2006 年以降の宅地整備や道路拡幅などにより，地形が変化した領域も含まれる可能性がある．しかし現地調査結果と空中写真判読による旧地形の調査，および既存資料の情報を合わせると，今回の地震により，谷埋め造成盛土部分などで沈下や水平移動が発生した箇所が多いと考えられる．これらの変状発生箇所は，衛星 SAR 解析から推定される地表面変状発生範囲とよく一致する．また，札幌市の調査により大規模盛土が特定されている範囲の他にも，谷地形を地形改変し宅地造成した場所で変状が発生している箇所があることがわかった．

4. まとめ

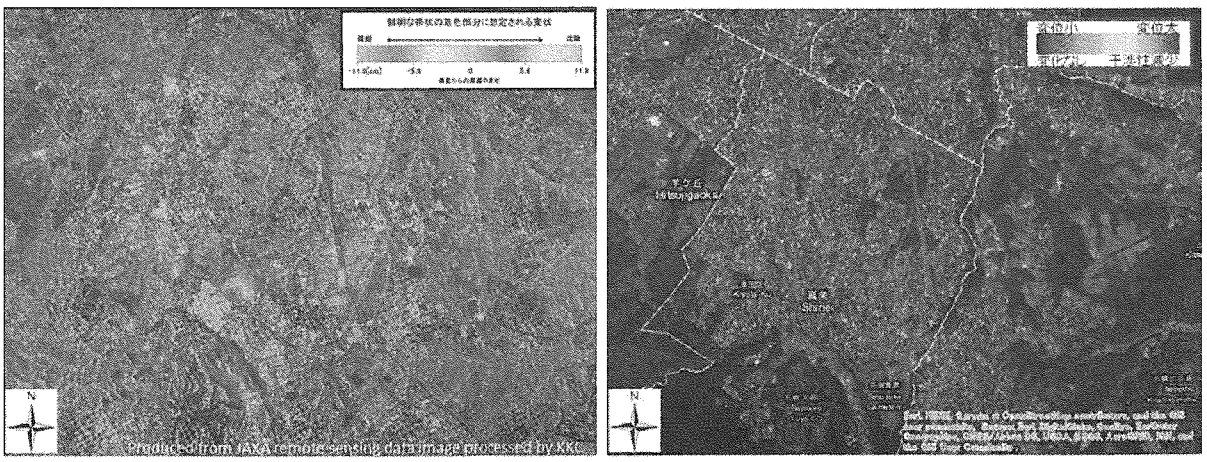
大地震等による広域的な災害発生時に，迅速に被害状況を推定するには，多様な計測手段の解析結果を照合することと，アーカイブされた国土情報を活用することが有効である．なお，札幌市豊平区・東区・北区の状況については，口頭発表 51 番を参照されたい．

文献

1）向山　栄，本田謙一，西村智博（2019）：衛星 SAR や航空レーザ計測データを用いた地震時の家屋・地盤被害の把握技術，地盤工学会誌，Vol.67，No.3，pp.24-25.



図－1　航空レーザ計測地形データを用いた数値地形画像解析による札幌市清田区の地表面変位の抽出



図－2　SAR 干渉画像解析による地表の変化抽出（左：視線方向距離変化，右：コヒーレンス比変化）

P2. 北海道胆振東部地震が誘発した厚真町本郷地区の緩斜面変動

Study of the kinematic feature of the gentle slope destabilization triggered by 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, occurred in the Hongo area, Atsuma, Hokkaido, Japan.

○前原 恒祐，伊藤 和伯，磯貝 晃一，原田 卓弘（株式会社 開発調査研究所）

K. Maehara, K. Ito, K. Isogai, and T. Harada

1. はじめに

本研究では，平成30年北海道胆振東部地震の影響を受け不安定化した厚真町本郷地区の緩斜面変状の報告と，斜面の不安定化プロセスや運動像について，主に航空写真判読，地質概査，ボーリングコアに基づき考察した．

厚真町本郷地区では幾つかの緩斜面で段差・亀裂や土層すべり等の斜面変動が発生しており，本発表ではその中で最も変状面積が大きいものについて取り上げた．

2. 調査結果

1) 変状規模

調査地の変動域は，長さ約 650m×最大幅約 60m で，沢部源頭に形成された滑落崖の高さは最大約 30m，横幅約 50m であった．土層すべりの移動ユニットの水平移動距離は，源頭部滑落崖～移送域上部付近で約 100m，移送域上部付近～中部付近で約 80m，移送域中部付近～末端部で約 50m と推定され，末端に行くほど移動距離が短い傾向となる．

2) 基本的な地質層序と地層の特徴

調査地に分布する地層の基本的な層序は，新第三紀萌別層シルト岩を基盤岩とし，これを覆って下位より En-a 再移動堆積物層，En-a 風化火山灰層（以下，En-a ローム層と呼称），樽前降下軽石層（以下，Ta-d と呼称），Ta-d 再移動堆積物層，黒ボク土層，樽前降下軽石層（以下，Ta-c と呼称），黒ボク土層，樽前降下軽石層（以下，Ta-b と呼称）が分布する．

また，Ta-d 層基底には，長年に渡る地下水の通過によって形成された不定形粘土化部が普遍的に観察される．不定形粘土化部の軽石は Ta-d 軽石の外形を残しながらも軽石全体の粘土化が進み，指圧で容易に脱水し，潰すと流動性の高い含水の高い粘土となる．

3) 移動ユニットの性状と移動過程の痕跡

航空写真及び被災前後の地形図判読から，移動したユニットを原地形沢部の源頭部，側壁部や支沢部，沢底堆積物に由来するものに区分した．

調査地の土層すべりは En-a ローム層と Ta-d の境界で発生し，En-a ローム層上面には Ta-d が砕けて形成された含水が高く非常に滑り易い数mm～数cmの粘土が付着していた．また，滑落崖・側崖部での露頭観察では，強震動による Ta-d の圧潰・破砕に伴う排水痕や粘土化は識別出来なかった．

滑落崖部でのすべり面の観察では，移動中のユニットの鉛直方向の強い震動を示唆する，擦痕と調和的なピッチが細かい断続的なグルーブマーク状の痕跡が幾つか見受けられ，ユニットの運動形態への強震動の関与が伺える．

変状範囲外縁部の遷緩線付近には，変状範囲外側にあふれ出した不均質混合物から成る自然堤防的な微地形が形成されている．

沢の側崖部や支沢部には，ユニットが沢底部へ移動し一時的に停滞した際，沢部本流で移動中だった別のユニットに削られ形成された側方リッジ的な微地形が分布していた．

4) ボーリングコア及び応急切土法面観察結果

地質概査結果を基に，沢底堆積物が乱されず，概ね地震前の層序を保って移動していると推定される箇所でボーリングを実施した結果，基盤岩上に締まった円礫混じりシルト層，腐植土層が分布し，その上位に Ta-d が繰り返し分布し，表層土や Ta-c・b に繰り返しは無い．このことは Ta-d の堆積以降から Ta-c 堆積までの間に起きた何かの事象により Ta-d の繰り返しが形成されたことを示す．

また，現道部を閉塞した移動ユニットの由来を識別し，沢底堆積物だけが流出した箇所を特定し観察した結果，Ta-d 中に下位層の成熟の進んだ黒ボク土，En-a 再移動堆積物層，砕けた Ta-d 軽石等から成る不均質混合物が不定形・流動的に取り込まれた，初生的な堆積構造として説明できない産状が見られた．これらの不定形な不均質混合物と Ta-d との境界は明瞭で，Ta-d 軽石の外形や初生的な堆積状況は乱れず，Ta-d 中の不均質混合物は Ta-c 層に覆われていることから，不均質混合物の混入が，Ta-d 堆積以降から Ta-c 堆積までの間に起きたことを示している．

3. 考察

本調査結果と幾つかの想定を基に，今回の地震が誘発した緩斜面変動の不安定化プロセスを以下に述べる．

1) 調査結果から推定した沢底堆積物の由来

ボーリングでは，沢底堆積物の本来の層序を

保って滑動したと考えられる移動ユニットに，Ta-d が繰り返し分布し，かつ，Ta-c に繰り返しが無いことが確認された．

また，現道に流出した沢底堆積物由来の移動ユニット中の Ta-d には下位層から成る不均質混合物が不定形・流動的に取り込まれている．

このような地層の繰り返しや産状を説明するには，Ta-d 堆積以降から Ta-c 堆積までの間に起きた何かの事象により Ta-d が繰り返し分布する層序が形成されたと考えられ，通常と異なる何か大きな地質学的な事象を考慮する必要がある．

調査地が石狩低地東縁断層帯（参考文献[6]）近傍の地震多発地域であること考慮すると，その候補として，Ta-d 堆積後から Ta-c の堆積までの間に比較的大きな地震があった可能性が挙げられる．なお，厚真町ではこれまでの既往研究で石狩低地東縁断層帯馬追断層の最新活動期に発生した地震を誘因とした地すべりが報告されている（参考文献[1]）．

本研究では，現道部を閉塞した沢底堆積物の産状が，沢底堆積物が Ta-d 堆積後から Ta-c の堆積までの間に起こった比較的大きな地震により，地下水位が高かった沢部付近に分布していた一部の Ta-d が不安定化し，移動する際に内部に粗-密部の違いが発生し，ユニット下部に裂け目が形成され，その際に下位層に由来する流動化した不均質混合物が取り込まれたことによるものと考えた．

つまり今回の地震により，沢底部では過去の地震による移動ユニットが再滑動し，源頭部，支沢部，側崖斜面部では過去の地震で不安定化を免れていたものが今回の地震により初めて不安定化したものと考えた．

2）緩斜面変動の順序と運動像

航空写真判読や地質概査の結果から，Ta-d 基盤面が沢部よりも急傾斜であった側壁部・支沢部，沢部源頭部で発生した移動ユニットは比較的早い段階で滑動を終了し，沢底堆積物となっていた過去の地震による移動ユニットは相対的に長い時間滑動していたと考えられる．

沢底部が比較的長い時間，長距離に渡り滑動したのは，元々水位が高く滑り易い状態であった過去の地震による移動ユニットが，強震動により再滑動した際に，支沢・側崖部・源頭部からのユニットが沢底堆積物頭部～中腹部へ堆積したことによる頭部盛土効果の影響も加わった為と考えた．

3）Ta-d 軽石の破砕過程と役割

本調査地を含む様々な斜面変状の観察や，すべり面に残された擦痕，すべり面上の粘土，砕けた Ta-d 層基底の粘土化軽石の状態から，沢底部以外の源頭部，側崖部，支沢斜面の不安定化の素因が Ta-d 基底付近にあり，Ta-d 層基底の粘土化軽石の性状の変化が斜面変動に関与している可能性を考えた．

滑落崖部の露頭観察では，強震動により粘土化した Ta-d 軽石のその場での圧潰や脱水した痕跡は確認されなかった．このことから今回の強震動だけでは，原位置での軽石の圧潰や粘土化が起きないと考えた．

以上の考察から，それまでの降雨の影響や地下水により湿潤状態にありすべり易かった En-a ローム層上面を境に，Ta-d 層とその上位層が強震動により重力的に安定性を失い滑動したと考えた．その際，Ta-d 基底部付近に摩擦抵抗が生じ，重力的に引きずりを受けた Ta-d 基底の粘土化軽石が砕けて微細空隙中の水が脱水され，含水の高い滑り易い粘土をすべり面上に新たに付加・形成したことが加わったことで，更にユニットの動きが加速し，滑動したと考えた．

スタックしたユニットのうち，より背後側のものには，運動エネルギーが比較的大きかったことを示す痕跡が多数見られる．これは先行して滑動したブロックが形成したすべり面を使って滑動する為，底面の摩擦抵抗が少ない為と考えられる．

4. 参考文献

1）田近淳・大津直・乾哲也（2016）：成層した降下火砕堆積物からなる地すべり移動体の内部構造と形成過程：石狩低地東縁，厚幌 1 遺跡の例：地質学雑誌 第 122 巻 第 1 号 pp. 23-25

2）社団法人日本地すべり学会（2012）：地震地すべり - 地震地すべりプロジェクト特別委員会の総括編 -

3）一般社団法人日本応用地質学会・九州応用地質学会（2017）：2016 熊本・大分地震災害調査団報告書～熊本の大地・新たな伝承の始まり～

4）国土地理院ホームページ：平成 30 年北海道胆振東地震に伴う斜面崩壊・堆積分布図（北海道厚真町周辺）．データ取得日平成 31 年 3 月 26 日
http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html#7

5）社団法人日本地すべり学会（2004）：地すべり地形地質的認識と用語

6）北海道立地下資源調査所（2001）：石狩低地東縁断層帯．活断層図とその解説．北海道活断層図 NO. 3 p157.

P03. 北海道胆振東部地震により発生した岩盤すべりの分布と分類：高解像度 DEM による地形判読と現地踏査結果

Distribution and Classification of Rockslides by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake: Geological and Geomorphic analysis using High-resolution DEM and by field Survey

○山崎秀策（寒地土木研究所）・伊東佳彦（北電総合設計）・西原照雅（寒地土木研究所）・倉橋稔幸（寒地土木研究所）
Shusaku Yamazaki, Yoshihiko Ito, Terumasa Nishihara, Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

2018 年 9 月 6 日に発生した平成 30 年北海道胆振東部地震（M6.8, 深度約 37km）[1]では，厚真町および安平町の丘陵部を中心に多数の斜面でテフラを主体とする斜面堆積物の土層すべりが震央北方の約 20×20km 範囲に集中して発生し，その総数は 6000 カ所を超えるとされる[2,3].一方で，震央から北に約 5km の日高幌内川では，幅 350m，長さ約 1km の流れ盤構造を持つ尾根部が約 350m 谷側へ滑動した大規模な岩盤すべりが発生している[5].他にも流れ盤となる斜面，尾根地形で岩盤すべりが多数発生したことが容易に予想されるが，岩盤すべりの分布や崩壊メカニズムなどの全容については未だ不明な点が多い[4].これは，多数の土層すべりにより丘陵内の地表踏査が困難であること，地震発生後に撮影された衛星・航空写真データの解析では植生の影響から，移動量の大きな岩盤すべり以外では背面クラックや移動体を判読することが困難であるためである.そこで筆者らは，植生の影響をうけない高解像度の DEM データを用いることで岩盤すべり地形を判読し，一部の判読箇所で現地踏査を行った.また，岩盤すべりを形状により分類し，分布，地形，地質構造との関係について解析した結果を報告する.

2. 調査地点および使用データ

本報告では北海道胆振地方の丘陵部 26.3×16.5 km（約 430 km^2）範囲を対象に，国土交通省北海道開発局が地震発生 6-9 日後に実施した航空レーザー測量のデータを基に，0.5m 解像度で地表面形状を再現した数値標高モデル（DEM: Digital Elevation Model）および陰影起伏図を作成し，地形判読および地形解析を行った（図-1）.地形解析は，Quantum GIS（QGIS）ソフトウェアを用いて，岩盤すべり範囲の傾斜量，傾斜方向の計算を行った.また，1/50,000 地質図幅の走向傾斜および地層境界を基に，岩盤すべり箇所の走向傾斜を推定し，解析に用いた.

3. 岩盤すべりの判読方法と分類

陰影起伏図を用いて岩盤すべり地形を判読は，以下の基準で行った.まず，調査地域に広く分布する土層すべり（表層崩壊）の特徴として，すべり面の深度が 1.5～3m と浅く，また崩壊範囲が尾根地形を越えない特徴が読み取れた(図-2 上).そこで，背面亀裂・滑落崖の分布をトレースし，それらが明瞭な尾根地形を越えて分布するものを確度の高い岩盤すべり（尾根タイプと斜面タイプ）として判定し，亀裂が明瞭な尾根地形を越えないが，DEM データにより断面解析を行い，深さが 3m を有意に越えると判断されたものを低確度の岩盤すべり（浅部タイプ）として分類した（図-2 下）.分類上，尾根タイプ，斜面タイプ，浅部タイプの順に，すべり面の深度が深くなる傾向にある.

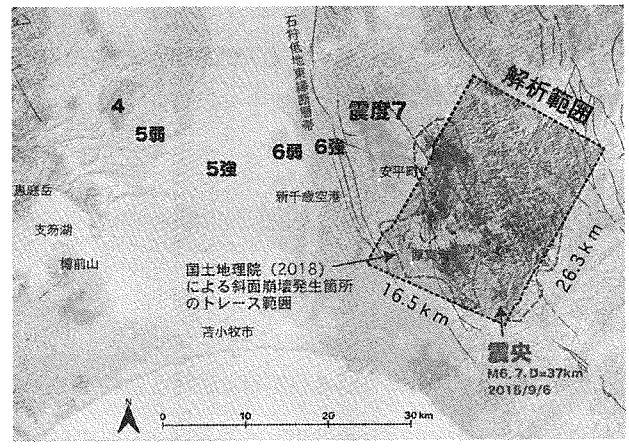


図-1 高解像度 DEM の解析範囲と震央位置，推定震度分布[1]および斜面災害発生箇所のトレース範囲[6]

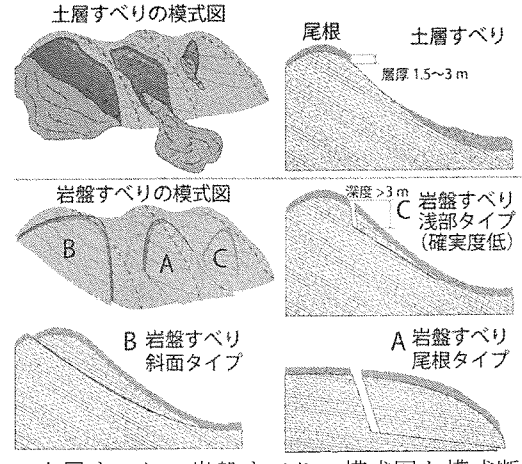


図-2 土層すべり・岩盤すべりの模式図と模式断面図

4. 解析結果

解析範囲内において，岩盤すべりは尾根タイプが 105 箇所（内 19 箇所が旧地すべり地形に関連），斜面タイプが 85 箇所（同，内 9 箇所），浅部タイプ（低確度）

が 63 箇所の総数 253 箇所が判読された（図-3,-4）.各岩盤すべりのタイプの判読結果は，数地点での現地調査により確証が得られた.また，確認した岩盤すべりはすべて流れ盤構造の斜面で発生していた.岩盤すべりの分布は，震央付近では数が少なく，4-8 km 離れた場所に崩壊斜面の密度および面積のピークが位置する特徴が認められた.崩壊面積は 8 割強が 0.03 km^2 以下であり，0.03 km^2 を越える規模の岩盤すべりは，震央から 5-10 km 範囲内に集中している（図-3）.震央付近の荷菜層（萌別層）の砂岩・礫岩・シルト岩層が分布域では発生数が少なく，崩壊地の大部分が中新世の軽舞層の硬質頁岩の分布域に集中する（図-3）.解析範囲内で最も震央からの距離が長いものは北に 16.9 km に位置しており，中新世の川端層（振老層）の礫岩・砂岩層中に位置する.震央位置が正確かつ地震動の強度が最大となると仮定すると，岩盤すべりの分布には，砂岩・礫岩類の出現など岩相の違いによる震動特性の違いあるいは地形発達の違いが影響したと考えられる.

地形との関係からは，斜面平均傾斜が 18～20 度以上が岩盤すべり発生条件と考えられる（図-4）.また，地質図幅から推定した走向傾斜により，尾根タイプは尾根の伸長方位と走向傾斜のプランジ方位が±45 度以内で一致し，地層傾斜が 15-30° となる流れ盤構造の地形で集中的に発生したと解釈される（図-5）.

今後の課題として，現地踏査により地質構造の推定精度を向上させ，地質構造と崩壊地の分布との関係性を明らかにしていきたい.

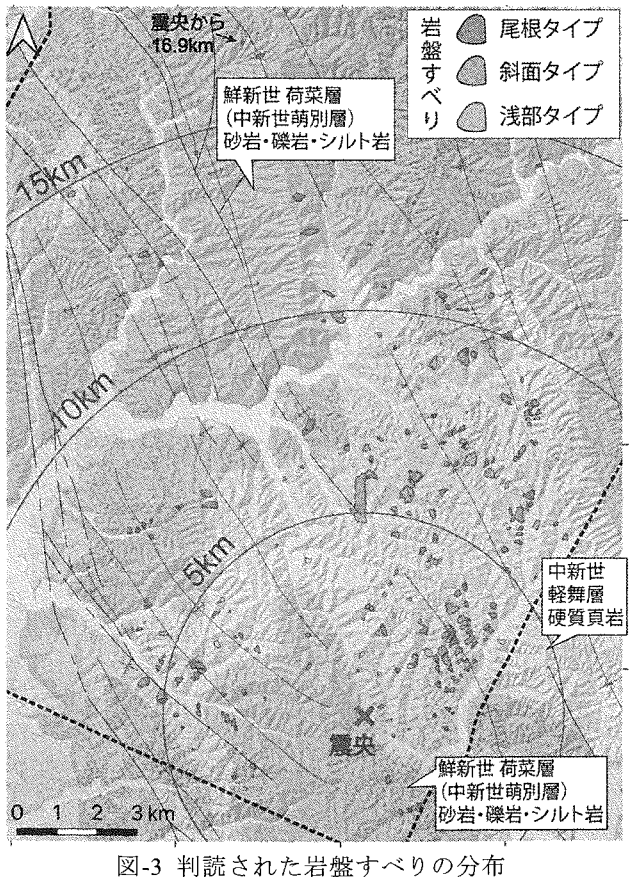


図-3 判読された岩盤すべりの分布

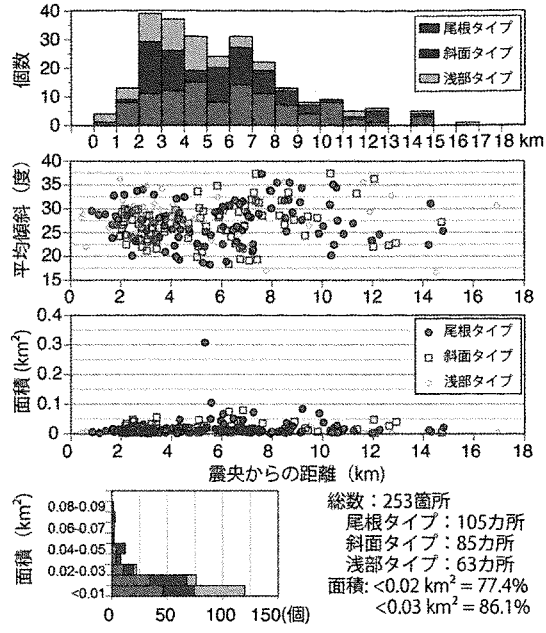


図-4 岩盤すべりの発生箇所・崩壊面積の解析結果

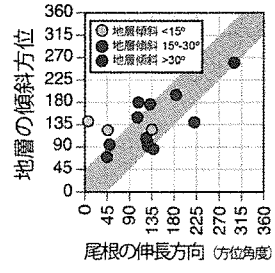


図-5 尾根タイプの岩盤すべりにおける，推定地質構造と尾根の伸長方向，地層傾斜との関係

参考文献

1) 気象庁(2018)：平成 30 年北海道胆東部地震の関連情報，https://www.jma.go.jp/jma/menu/20180906_iburi_jishin_menu.html.
2) Yamagishi H. and Yamazaki, F. (2018): Landslides by the 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake on Sep. 6, Landslides, Vol. 15, pp, 2521-2524.
3) 喜多耕一(2018)：2018 年 9 月 6 日発生北海道胆振東部地震正射画像のトレース，https://github.com/koukita/2018_09_06_atumatyou.
4) 伊東佳彦，山崎秀策，倉橋稔幸，藤浪武史，西原照雅（2019）：平成 30 年(2018 年)北海道胆振東部地震被害調査報告特集号：斜面災害，寒地土木研究所月報特集号，pp. 15-21.
5) 藤浪武史,村上泰啓,水垣滋，伊波友生，布川雅典(2019)：平成 30 年(2018 年)北海道胆振東部地震被害調査報告特集号：厚真川水系における河道閉塞,寒地土木研究所月報特集号,pp. 27-33
6) 国土地理院(2018)：平成 30 年(2018 年)北海道胆振東部地震に関する情報，https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html.

P4. 北海道胆振東部地震により二風谷ダム貯水池近傍斜面で発生した岩盤すべりの移動体地形分類

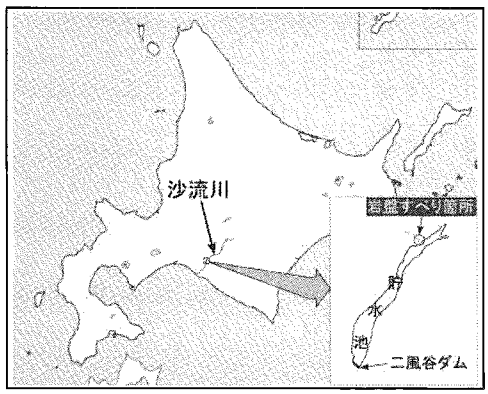
Geomorphological Classification of Rockslide near the Nibutani dam reservoir by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake

○富岡敬，人見美哉，安元和己，戸田英明，田子義章，森本直矢，田近淳（(株)ドーコン）
Kei TOMIOKA, Yoshiya HITOMI, Kazumi YASUMOTO, Hideaki TODA, Yoshiaki TAGO, Naoya MORIMOTO, Jun TAJIKA (Docon Co.Ltd)

1. はじめに

2018 年（平成 30 年）北海道胆振東部地震の発生直後，震央から 14km の沙流川水系沙流川の二風谷ダム貯水池右岸(図－1)において岩盤すべりが確認された．岩盤すべりの規模はおよそ幅W＝170m，高さH＝40mで，長さL＝160mにわたりダム右岸管理用道路が埋積され（貯水池への直接の影響は避けられた），斜面下の支流河川が閉塞された．

この岩盤すべりは礫岩主体の成層岩盤からなるもので，典型的な岩盤すべりの地形的特徴をもつ他，末端部隆起帯の形成，前面での大規模な噴砂の発生など様々な特徴的事象が確認された．この報告では，この岩盤すべりの微地形区分を行い，これらの現象を記載する．



図－1　二風谷ダム岩盤すべり発生箇所　位置図

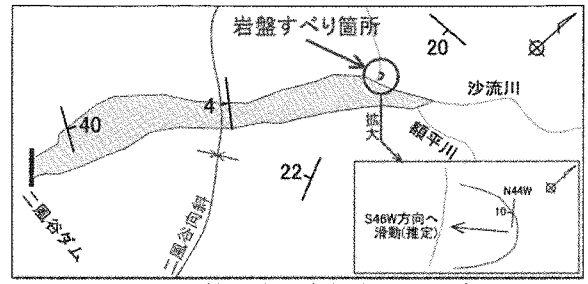
2. 岩盤すべりの地形と地質

2-1. 地質

岩盤すべり発生箇所の地質は，新第三紀中新世軽舞層（二風谷層）で礫岩主体（砂岩層を挟在）の粗粒な堆積岩から構成される．北西－南東方向の向斜軸の北側に当たり，10～20°程度の緩く南～南南西に傾斜する地質構造となっている[3)4)]．

岩盤すべり発生後の地山側壁面で確認した地質構造は走向 N44° W 傾斜 10° SW の緩い流れ盤構造となっており，岩相は礫岩を含む砂岩主体であった．

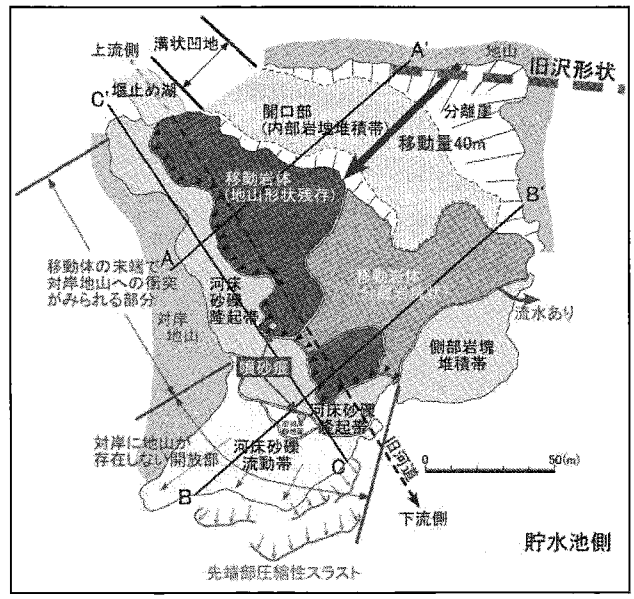
移動体の形状から移動方向を推定すると S46° W 方向となり，地層の走向と直交し，岩盤すべりは砂岩礫岩中の層理面を使って平行移動したものと推察される．



図－2　地質構造と岩盤すべりの方向

2-2. 岩盤すべりの地形分類

岩盤すべり発生後の地形状況についてドローンによる観察と踏査を基に地形分類図を作成した(図－3)．



図－3　岩盤すべりの地形分類

岩盤すべりの地山側分離崖は，一部高標高部にあるEW 方向の線状凹地地形（旧沢形状）に沿って，比高10～30m の急崖となっており，移動岩体側の急崖との間に幅 40m 程度の溝状凹地（開口部）を形成している．なお，発生前の地形図によれば，この線状凹地は尾根を直線的に切断している．分離崖には亀裂をテフラと角礫が埋める凹地の堆積物が確認された．

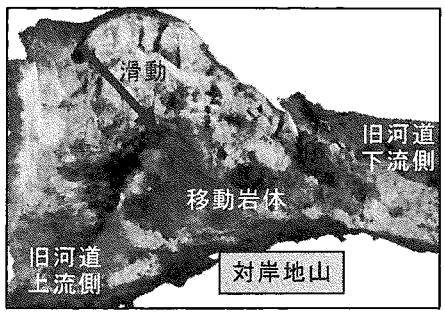
移動岩体は，沢の上流側では概ね地山形状を残したまま滑動，沢の下流側では岩塊状に分離している．

末端部には河床砂礫層が隆起帯を形成，旧河床面からの比高は，最大で 15m に達している．さらに，先端の平坦部では河床砂礫が流動帯を形成している．

上流側には河道閉塞による小さな池が形成されているが，貯水池側の側部岩塊堆積帯中に流水が認められ，一部は岩塊内の間隙に浸透していると考えられる．

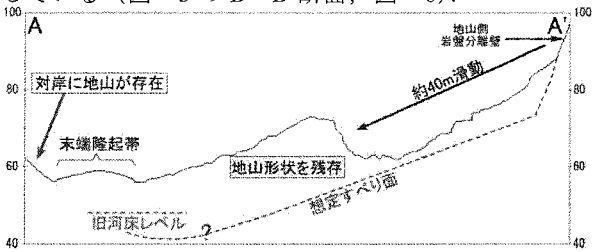
3. 移動岩体の形状

移動岩体のうち旧河道の上流側にあたる部分は，全般に地山の形状を維持したまま崩壊することなく滑動（図－3 の A－A'断面，図－5）．

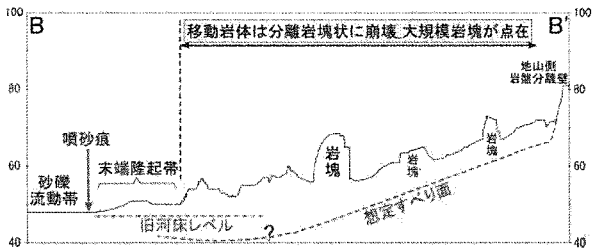


図－4　移動岩体の形状(3D 画像)

一方，移動岩体のうち旧河道の下流側部分は，全般に分離した岩塊状で一部を除き地山の形状は残さず崩壊している（図－3 の B－B'断面，図－6）．



図－5　横断図(A－A')_地山形状を維持した滑動部分

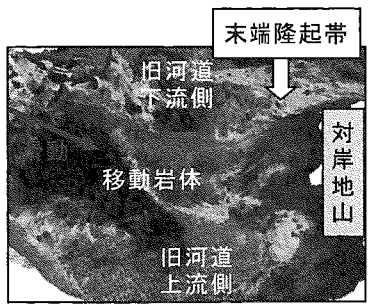


図－6　横断図(B－B') 分離岩塊状の滑動部分

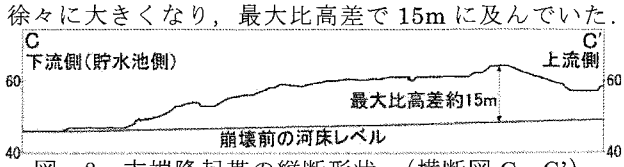
地山形状を維持できた部分は，対岸地山の存在により移動距離が制限されたことと，厚い河床砂礫がクッションとなり衝撃を吸収したことが要因として考えられる．一方，沢の出口で地形が開けた箇所では，地形的な抵抗がなく，移動距離が増大し分離崩壊が著しくなったものと考えられる．

4. 末端隆起帯の形状

今回の岩盤すべりでは移動岩体末端部に隆起帯が確認された．構成物は旧河床砂礫が主体と推察されるが，一部で砂礫層の下位に岩盤が分布し，その下位の砂礫層と接する状況が確認できる．図－8 に沢地形に沿った縦断図（図－3 の C－C'断面）を示すが，上流側に向け比高差が徐々に大きくなり，最大比高差で 15m に及んでいた．



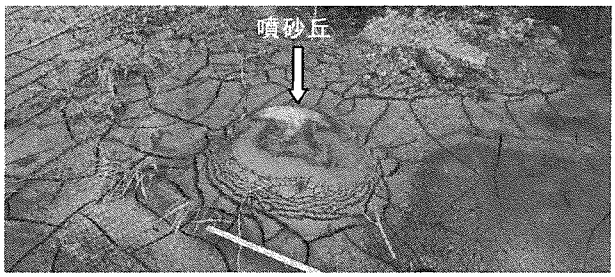
図－7　末端隆起帯の形状(3D 画像)



図－8　末端隆起帯の縦断形状_（横断図 C－C'）

5. 噴砂丘の分布

開放部における隆起帯前面の末端流動化部との境界付近および衝突部のうち中間部の移動岩体中の平坦湿地状部において，液状化とみられる痕跡が認められた．いずれも砂泥が堆積した状態で，開放部隆起帯前面では噴砂の痕跡が数カ所認められた（写真－1）．隆起帯前面の噴砂丘は形状が明瞭に残存しており，岩盤すべりと同時もしくは直後に発生したと考えられる．



写真－1　液状化噴砂丘

6. まとめ

2018 年（平成 30 年）北海道胆振東部地震により発生した新第三紀礫岩砂岩の岩盤すべりについて，その地形区分と特徴的な現象を記載した．

① 幅 40m の溝状凹地と平行移動した移動体からなる典型的な岩盤の並進すべりである．

② 岩盤すべりの分離崖は，原地形における EW 方向の線状凹地に沿って形成された．この凹地は過去の斜面変動によるものと考えられる．

③ 今回の岩盤すべりでは，移動岩体の形状や末端隆起帯の形態は末端部の原地形に規制され変化した．

④ 地震による岩盤すべり前面で液状化による噴砂が発生した．

文献

1) 日本地すべり学会(2012)．地震地すべり－地震地すべりプロジェクト特別委員会の総括編－

2) 富岡敬・人見美哉・安元和己・戸田英明・田子義章・森本直矢・田近淳(2019)：北海道胆振東部地震により二風谷ダム貯水池近傍斜面で発生した岩盤すべり，日本応用地質学会北海道支部・北海道応用地質研究会令和元年度研究発表会講演予稿集

3) 今井功・角靖夫（1957）：5 万分の 1 地質図幅「富川」および同説明書，北海道開発庁，52p.

4) 高橋浩二・和田信彦（1987）：5 万分の 1 地質図幅「穂別」および同説明書，北海道立地下資源調査所，40p.

P5. 厚真町日高幌内川地すべり押し出し部の物質構成と内部構造

Internal structure and facies of foot area in Hidakahoronai-gawa Landslide, Atsuma, Hokkaido

○寺口慧介（日本工営），田近　淳（ドーコン），木崎健治（きざき技術士事務所），
石崎俊一（日本工営），倉橋稔幸（国立研究法人寒地土木研究所）
Keisuke Teraguchi, Jun Tajika, Kenji Kizaki, Shunichi Ishizaki, Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

平成 30 年北海道胆振東部地震により，横断延長約 400m，縦断延長 850m の厚真町日高幌内川地すべり[1]が発生した．この地すべりは日高幌内川右岸側の尾根が約 350m にわたり移動したもので，左岸側地山に乗り上げ河道閉塞を引き起こした．そのため，国土交通省北海道開発局による河道閉塞箇所の仮排水路掘削が行なわれ，それに伴い高さ約 35m，延長約 400m の切土面が出現した．筆者らはこの切土面を詳細に観察し，移動体の内部構造および地山との接触面付近の様子を記録したのでここに報告する．

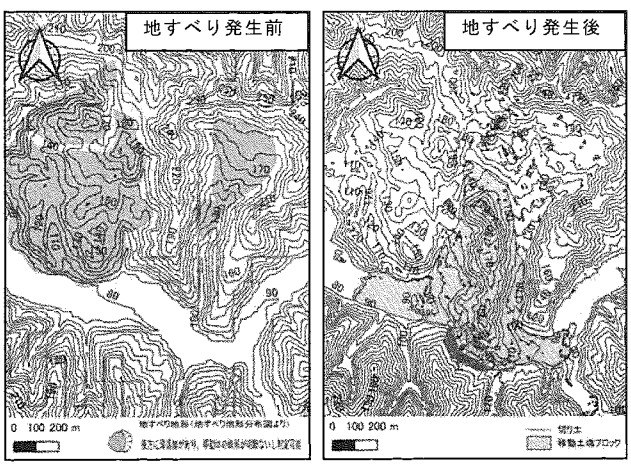
2. 地形・地質と厚真町日高幌内川地すべりの概要

厚真町日高幌内川地すべりは新第三系中新統中～後期軽舞層[2]の砂岩泥岩互層で発生した．軽舞層の層理面は，調査地周辺では N75E7S の緩い流れ盤構造を示し，移動体すべり面も同程度の傾斜を有する．地すべり周辺は標高 240m 前後の山地で，地すべり地形分布図によれば今回発生した地すべりの両側に過去の地すべり地形が分布する(図－1)．

日高幌内川沿いは幅約 200m の沖積面が広がり，移動体付近では水田や畑地として土地利用されていた．河川左岸側には現河床からの比高 30m 程度に緩斜面が分布する．移動体は沖積面に押し出し，さらに緩斜面上に乗り上げている．

山地斜面はマントルベディングする火山灰土(Ta-b～Ta-d)，角礫層に広く覆われ，緩斜面には局所的に Ta-d の下位に En-a，Spfa-1，Kt-1 が分布する．

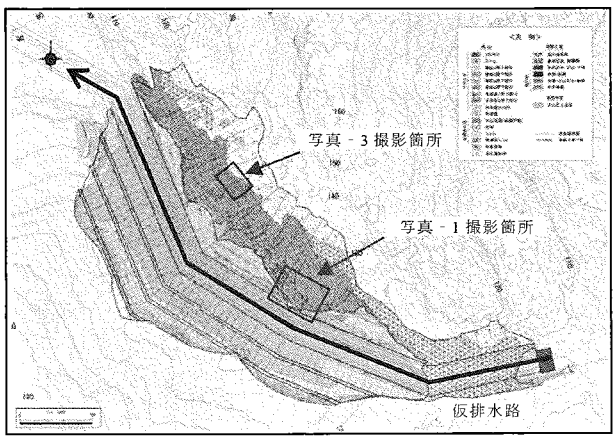
今回観察した切土面は，移動体が左岸地山緩斜面に乗り上げた箇所に位置し，左岸側切土面に地山，右岸側切土面に移動体と地山の境界が分布する．



図－1　地すべり発生前後の地形比較

3. 移動体押し出し部の物質構成

切土面で観察される移動体構成物は，軽舞層砂岩泥岩互層の堆積構造が残存するブロック相と礫状に分離する岩屑相に大別される．ブロック相の下端には層厚 20cm 前後の粘質土相を伴う．移動体と地山の間やブロック相間には火山灰土，角礫層，河床堆積物および耕作土の混合物が挟在する．移動体と地山の間は火山灰土と角礫層の混合物主体，ブロック相間は河床堆積物と耕作土の混合物主体であり，それぞれ表層堆積物主体混合層，河床堆積物主体混合層と呼称する．



図－2　切土面スケッチ図

4. 移動体最下部の構造

移動体押し上げ部最下位はブロック相，ブロック相下端の粘性土相，表層堆積物主体混合層から構成され，ブロック相が地山形状に合わせて分離・回転した構造が観察される(写真－1)．

切土面中央下部付近では長径 5～10m 程度のブロック相が地山の谷地形に沿うように分離・配列する．ブロック相の層理面は谷地形の最低点付近で N32W9E だが，谷地形側部のブロックは N34E40E と傾斜が急になる．隣接するブロック相間は下部に開口する高角度の亀裂で分離することから，移動体が谷地形上に押し上げた際に，引張応力が発生し地形形状に沿って岩盤が分離し，堆積したものと考えられる．

表層堆積物主体混合層は移動体-地山境界に層厚 100cm 前後を保ちながら連続する．構成物は火山灰土(主に Ta-d 以浅)や角礫層の混じり合ったものからなり，

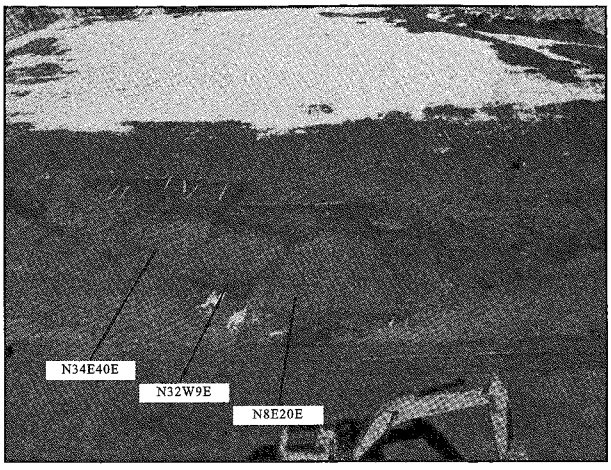


写真 - 1　ブロック相の分離・回転構造

部分的に火山灰土の堆積構造を残しシース状褶曲やスランプ構造が認められる(写真 - 2).

表層堆積物主体混合層は移動体が左岸地山へ押し上げる際に，左岸地山をマントルベディングする火山灰土や角礫層の一部を引き剥がし混合した堆積物と考えられる．また，ブロック相間の高角度亀裂には表層堆積物主体混合層が充填する．火山灰土中に含まれるTa-dは自然含水比が140～210%と非常に大きい[3]ことなどから，移動体押し上げ・混合時に火山灰土に過剰間隙水圧がかかることで液状化が発生し亀裂間に注入されたと考えられる．

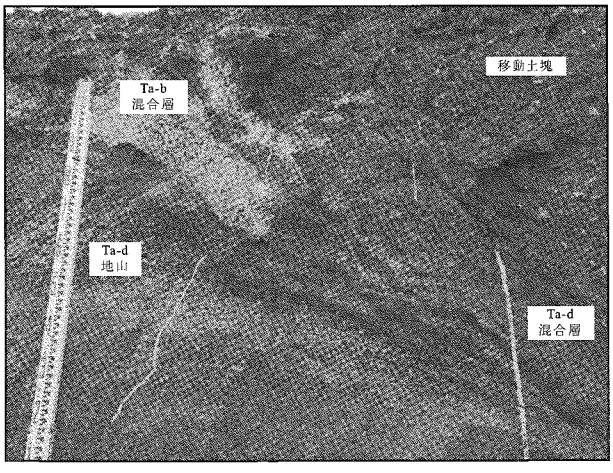


写真 - 2　表層堆積物主体混合層中のスランプ構造
(切土面掘削により現在は露頭消失)

5. 移動体ブロック相間の構造

切土面下部～中部にはブロック相とブロック相下端の粘性土相，および河床堆積物主体混合層から構成され，ブロック相の覆瓦構造が観察される．

覆瓦構造はブロック相の3重の積み重なりから構成され，各ブロック相間に河床堆積物主体混合層が挟まる．挟在する河床堆積物主体混合層の層厚は，切土面下流側で2～5m，上流側で1m以下である．切土面上流側のブロック相中段-上段間では混合層が認められず，ブロック相が下端粘性土相を介して直接重なる．

河床堆積物主体混合層は沖積面起源の径2～3cmの新鮮な亜角～円礫と耕作土を含み，しばしばワイヤーや鉄管などの人工物が混じる(写真 - 3)．また，切土面下流側ではTa-d以浅の火山灰土が混合し，一部火山灰土の堆積構造を残す．この混合層は，移動体が日高幌内川河床を横断する際に，河床堆積物や耕作土をブルドージングによって削り取られ混合したものと考えられる．また，混合層の一部に混じる火山灰土は，地すべりに先行して河床部を埋めた火山灰土主体の表層崩壊堆積物をブルドージングしたものと推定される．

ブロック相の覆瓦構造およびブロック間の混合層の挟在は，移動体脚部が左岸押し上げ時に勾配変化によって減速し，上位の移動体がブルドージングした混合層を挟み込みながら順次押し上げ折り重なったと考えられる．

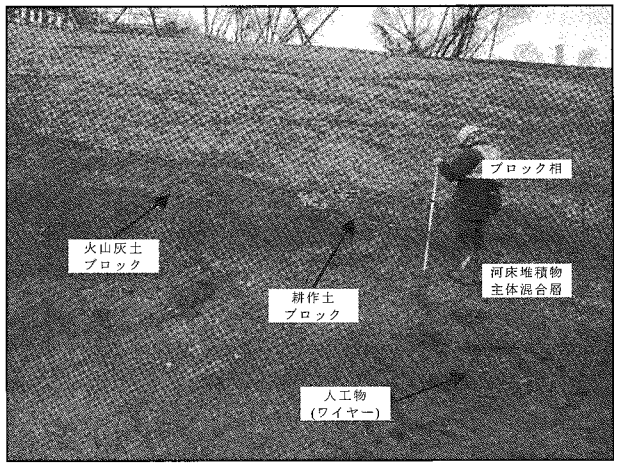


写真 - 3　河床堆積物主体混合層の構成物

6. まとめ

- 移動体押し出し部は岩屑相，ブロック相，および混合層からなる．
- ブロック相は覆瓦構造を示し，ブロック相間には，移動体が河床堆積物や耕作土などをブルドージングし混合した河床堆積物起源混合層を挟在する．
- 移動体最下部のブロック相は地山形状に合わせて分離・回転した構造を示す．
- 表層堆積物主体混合層は移動体が地山の火山灰土などを引き剥がし，混合した堆積物と考えられる．

文献

1) 早川智也・濱原能成・清水龍来・寺口慧介・松山洋平・石崎俊一・倉橋稔幸（2019）：厚真町日高幌内川地すべりに伴う河道閉塞の特徴について，令和元年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集．

2) 高橋功二・和田信彦（1987）：5万分の1地質図幅「穂別」および同説明書，北海道立地下資源調査所，40p.

3) 松本和正・八木一善・三浦清一・池田晃一（2006）：北海道火山灰土の物理的性質と締固め特性，土木学会第60回年次学術講演会（平成17年9月），3-509，p1015-1016.

P06. 衛星画像による災害状況把握の可能性

Possibilities for disaster analysis using satellite imaging

○下村博之，渋谷典幸，小俣雅志，本多泰章，宮崎真由美，野田敦夫，武田大典（株式会社パスコ）
Hiroyuki Shimomura, Noriyuki Shibuya, Masashi Omata, Yasuaki Honda, Mayumi Miyazaki, Atsuo Noda, Daisuke Takeda
(PASCO CORPORATION)

1. はじめに

大規模災害時には，被害状況把握のために航空機による上空からの撮影が有効で，これまで多くの災害対応で実施されてきているが，広域にわたる被災地域の発生や豪雨後の天候回復遅れ等により，航空機での垂直空中写真入手が初動対応時に間に合わないことがある．最近の災害では，光学衛星で広域を一度に撮影することを試みており，例えば平成30年7月豪雨では，光学衛星により広島県や岡山県，愛媛県等を撮影し，著しい被害集中が懸念された広島県呉市等を対象に土砂移動痕跡を判読した[1)]．また，広域に撮影された衛星データを用いて土砂移動域を自動抽出する画像解析を実施し，短時間で広域被害の全体像を把握する情報となり得ることを示した[2),3)]．

しかしながら衛星画像は，空中写真と比較して解像度が低く，現地状況がどこまで把握できるのか明らかになっていない面がある．著者らは，平成30年7月豪雨時の衛星画像について，現地調査により確認される状況と比較を行い，衛星画像による災害状況把握の可能性と適用限界を検討した[4)]．本稿ではさらに，衛星撮影が実施された平成28年熊本地震，平成29年九州北部豪雨，平成30年北海道胆振東部地震の事例において，高分解能から低分解能の衛星画像と空中写真を比較して，衛星画像の災害状況把握可能性について検討するものである．

2. 使用した衛星画像

本研究で取り扱う衛星画像は光学画像であり，使用した衛星等は表－1 のとおりである．解像度はカラー画像（写真）生成時における1画素の寸法を表している．同表にみるように，衛星は目的に応じて低分解能ではあるが非常に広い観測幅を可能とするものから，狭い範囲を高分解能で撮影するものまである．空中写真は災害時には20cm解像度での撮影が行われる．

表－1　使用した衛星画像等の種類

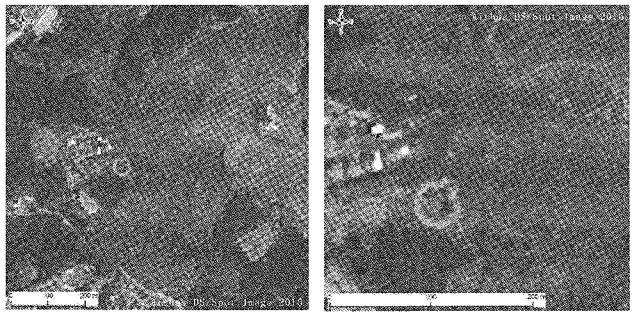
衛星名	運用者	観測幅	解像度
Sentinel2	ESA/EC	290km	10m
SPOT6/7	Airbus Defence & Space	60km	1.5m
Pléiades	Airbus Defence & Space	20km	0.5m
空中写真	国土地理院	－	0.2m

※Sentinel2 については，紙面の都合上掲載していない

3. 画像の比較

図－1～4 に，衛星画像（空中写真）の比較図を示す．これらは，それぞれ解像度の異なる別衛星で撮影した画像を同一箇所で比べたものであり，左図は小縮尺の画像で，右図は同じ箇所における拡大図である．

図－1 は，平成28年熊本地震における南阿蘇村河陽の京都大学火山研究所周辺の緩傾斜の山体でテフラ層が滑動した場所である．解像度 1.5m，0.5m の衛星画像と空中写真のいずれも崩壊部分の外郭が明瞭に判別可能である．拡大図をみると，解像度 1.5m 画像では移動土塊の状況が分かりにくいことが見受けられる．



(1) SPOT 画像【解像度 1.5m】(2016/04/20 撮影)



(2) Pléiades 画像【解像度 0.5m】(2016/04/17 撮影)



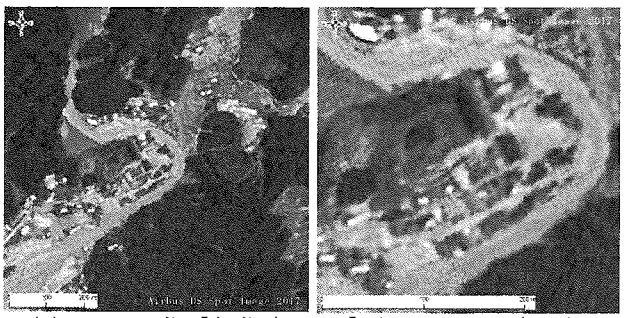
(3) 空中写真 (2016/04/16 撮影)

図－1　平成28年熊本地震：京大火山研付近

図－2は，平成29年九州北部豪雨時の朝倉市で発生した土石流氾濫域である．解像度1.5m衛星画像でも，土石流氾濫範囲は明瞭に判読できるが，拡大図にみるように，集落内での土砂挙動等は判然としない．

図－3は平成30年7月豪雨時の宇和島市での斜面崩壊箇所であり，解像度 1.5m 画像でも崩壊の外郭は判別可能であることがわかる．

図－4 は北海道胆振東部地震の斜面崩壊および土砂流出箇所である．解像度 1.5m 画像でも崩壊の外郭は判別できるが，移動土塊内の倒木状況などの判別は困難である．

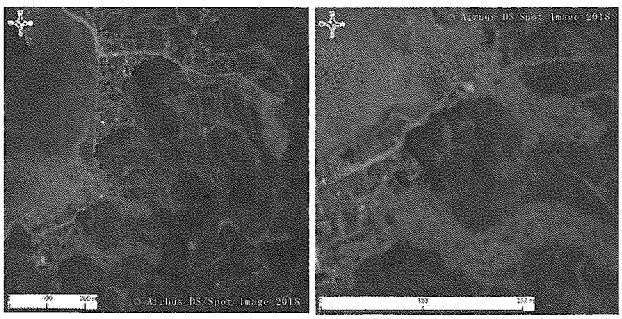


(1) SPOT 画像【解像度 1.5m】(2017/07/13 撮影)

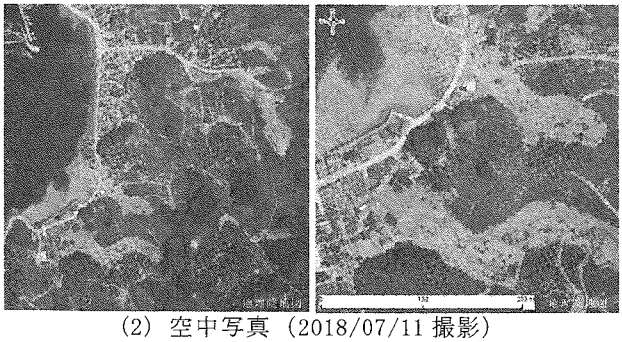


(2) 空中写真 (2017/07/13 撮影)

図－2 平成29年九州北部豪雨:朝倉市松末小付近

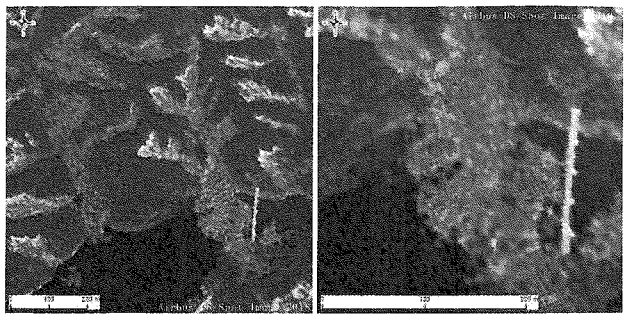


(1) SPOT 画像【解像度 1.5m】(2018/07/09 撮影)

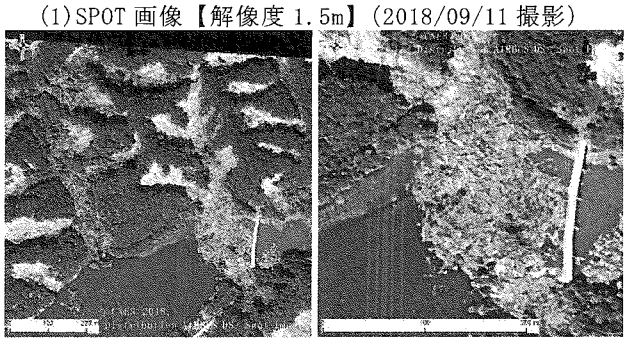


(2) 空中写真 (2018/07/11 撮影)

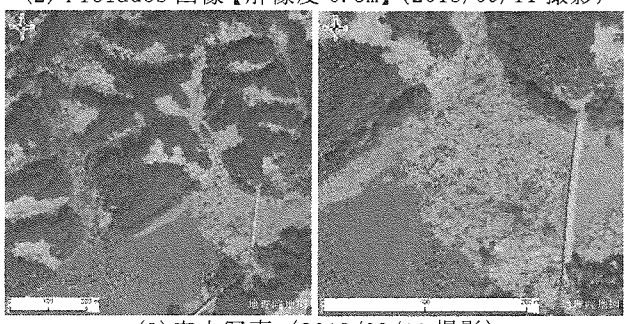
図－3 平成30年7月豪雨：宇和島市玉津港付近



(1) SPOT 画像【解像度 1.5m】(2018/09/11 撮影)



(2) Pléiades 画像【解像度 0.5m】(2018/09/11 撮影)



(3) 空中写真 (2018/09/11 撮影)

図－4 平成30年北海道胆振東部地震：瑞穂ダム周辺

4. まとめ

解像度 1.5m の衛星画像でも，斜面崩壊や土石流流下痕跡などの外郭は，空中写真と同じように把握できる一方で，詳細状況に関しては不鮮明である．50cm の高解像度画像は，空中写真と比較しても遜色がない情報が得られることがわかる．光学衛星撮影は，調査目的に適した解像度と撮影幅の衛星を選択することが肝要である．広域災害には撮影幅の広い衛星が有効で，今後人工知能による即時画像判読技術を検討したい．

引用文献

1) 株式会社パスコ:ホームページ https://www. pasco.co .jp /disaster_info/20180709/

2) 下村他 (2019)：平成30年7月豪雨災害で広域に発生した土砂災害箇所の衛星画像による自動抽出解析,日本地球惑星科学連合大会.

3) 宮崎他 (2019)：平成30年北海道胆振東部地震における衛星データの活用について，2019 年度砂防学会研究発表会概要集.

4) 下村・渋谷・小俣 (2019)：衛星画像情報による災害状況把握の可能性と広域被害特性分析，平成 30 年 7 月豪雨災害（西日本豪雨災害）調査団報告書，日本応用地質学会，pp.13-23.

P7. 人工衛星画像による2018年インドネシア スラウェシ島地震により発生した斜面崩壊等の把握

Detection of slope failure using satellite images: The case of the 2018 Indonesia Sulawesi Earthquake.

○寶楽 裕，杉本 惇，秋山佳輝，小俣雅志（株式会社パスコ）
Yutaka Horaku, Jun Sugimoto, Yoshiteru Akiyama, Masashi Omata

1. はじめに

2018年9月28日にインドネシアのスラウェシ島で発生した地震は、地震の規模がMw7.5、震源の深さは20km[1)]であった。人工衛星画像は、情報が不足している海外でもアーカイブ画像が蓄積されており、広い範囲に散在する災害発生箇所の状況把握に有効である。著者らは地震後に撮影された人工衛星画像を入手し、山間部の崩壊地や平野部の液状化被害について、人工衛星画像から読み取れる現象について検討した。光学衛星画像は2018年10月17日に撮影されたSPOT-7による1.5m解像度の画像を用いた。SAR衛星画像は、地震後の2018年10月25日と地震前の2018年3月1日に観測されたALOS-2/PALSAR-2の10m解像度の画像を用いた。

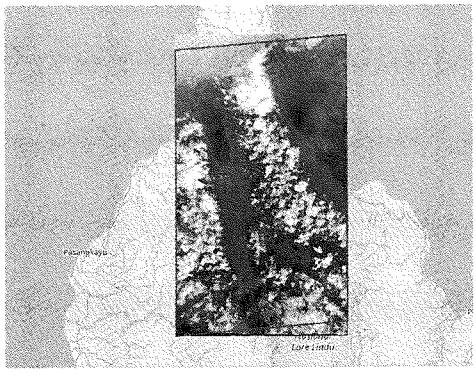
2. 人工衛星画像の概要

2.1 光学衛星画像諸元

光学衛星画像は、太陽光の反射や放射を受動的に観測した画像で、可視光の波長帯バンド（赤,緑,青）を利用することで一般の航空写真と同様の色調で表現できる。SPOT6/7はAirbus社が運用する商用の地球観測衛星で、地上分解能は6mのマルチスペクトルのセンサと1.5mのパンクロマティックセンサを搭載している。パンシャープン処理により1.5mのカラー画像を実現している。また、観測幅が約60kmと広く、周回軌道上に2基配備され、観測頻度を向上させている。2014年6月から運用が開始され、世界のアーカイブが蓄積されている。

表1 SPOT-6光学衛星画像緒元

時点	観測日	観測角度	分解能	雲量
災害後	2018/10/18	27.6°	1.5 m	75.0%



図－1 SPOT-6光学衛星画像の観測範囲

地震発生後は10月18日に雲量75.0%で観測されており、本検討では、オルソ幾何補正済みの画像を使用した。

2.2 SAR衛星画像諸元

SAR衛星画像は、合成開口レーダによりマイクロ波を照射し、その反射波の後方散乱強度と位相を受信する能動型センサにより観測される画像である。マイクロ波は雲を透過し天候に関わらず昼夜観測が可能である。一方でSAR衛星画像特有のゆがみがあり、判読が困難な地形条件がある[2)]。

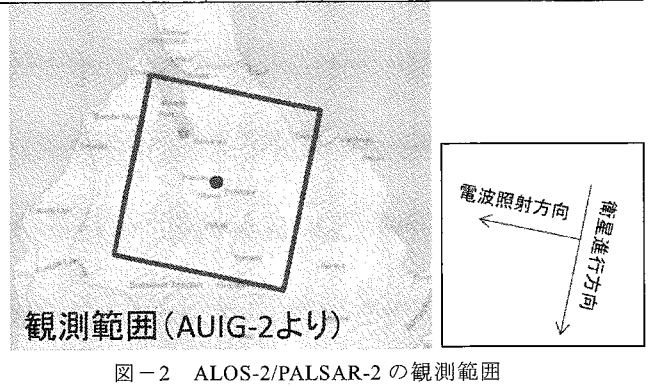
ALOS-2は宇宙航空研究開発機構（JAXA）が運用する地球観測衛星で、波長23.6 cmのLバンド合成開口レーダ（PALSAR-2）を搭載している。Lバンドは波長が長く樹木の葉や枝を透過し、幹や地表面まで到達しやすい特徴がある。

災害前後に観測されたSAR衛星画像を強度画像に変換し、赤のバンドに災害前、緑・青のバンドに災害後の画像を当てはめカラー合成し二時期SAR強度画像を作成した。

二時期SAR強度画像では、後方散乱強度が弱くなる場合には赤く、強くなる場合には青く表現され地表面の変化を読み取ることができる。

表2 ALOS-2/PALSAR-2画像緒元

時点	観測日	観測角度	分解能	軌道方向	観測方向
災害後	2018/10/25	36.2° (F-2-7)	10 m	南行	右
災害前	2018/03/01				

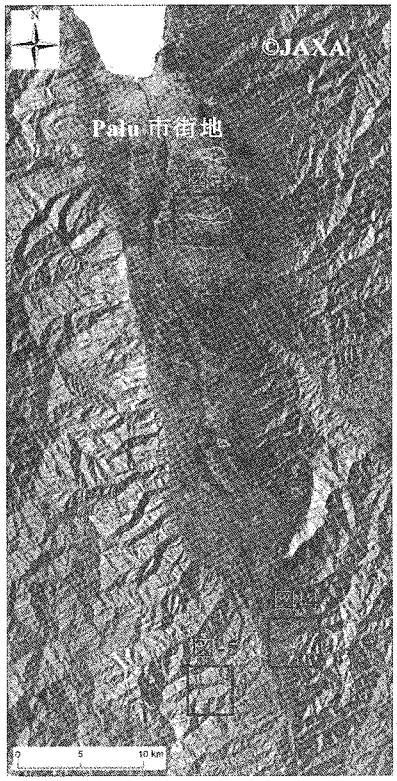


図－2 ALOS-2/PALSAR-2の観測範囲

土砂流出等により森林等が裸地化した箇所や湛水域が形成された箇所は後方散乱強度が弱く（赤く）なる傾向があり、土砂堆積等により地表に凹凸が形成された箇所は後方散乱強度が強く（青く）なる傾向がある。

3. 斜面崩壊等の判読結果

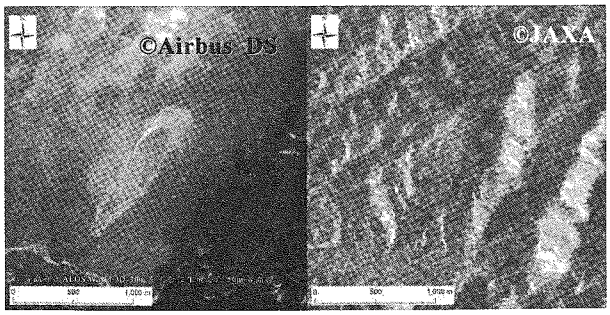
二時期 SAR 強度画像により地表面変化箇所を判読した結果を図 - 3 に示す。斜面崩壊や流動化現象による地表面の変化箇所を黄色で示した。光学衛星画像による確認結果と合わせて図－4,5,6 に拡大図を示す。



図－3　二時期 SAR 強度画像による斜面崩壊の判読結果

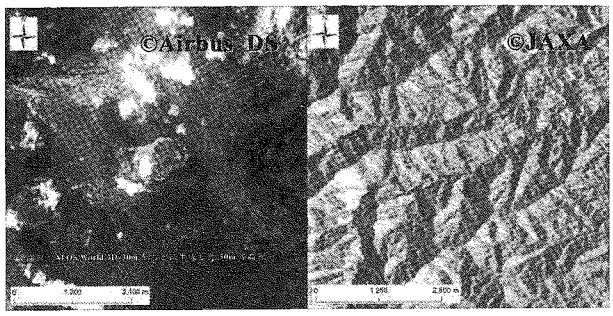
3.1　斜面崩壊

Palu 市街地へ流れ込む河川の右岸側の山腹に長さ約 1,000m、幅約 400m の斜面崩壊が確認できる（図－４）。二時期 SAR 強度画像によれば、高標高部に赤色が中腹に青色が分布しているのが見える。この箇所は、光学画像で見ると斜面崩壊の滑落崖部分が赤色部分に、土塊部分が青色部分に相当する。これは、斜面崩壊により滑落崖部分において森林が裸地化することで後方散乱強度が弱くなり赤色に見えると考えられる。また、土塊部分が青色に見えるのは草地等のもともと後方散乱強度が弱かった場所へ土砂や樹木が堆積し地表に凹凸が形成されたためであると考えられる。



図－4　斜面崩壊 左:光学画像,右:二時期 SAR 強度画像

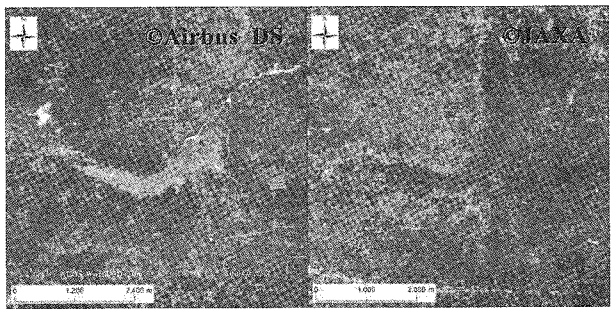
対岸の山間部では、長さ約 500m、幅約 1,000m の斜面崩壊に加え小規模な斜面崩壊が多数確認出来る（図－5）。



図－5　斜面崩壊 左:光学画像,右: 二時期 SAR 強度画像

3.2 流動化現象

Palu 周辺の複数の地点で、ほぼ平坦な地面が側方に大きく流動化する現象が発生し、大きな被害をもたらした。衛星画像からも、これらの現象が発生している状況が、少なくとも Palu 市街地の東側に２箇所、西側に１箇所確認できる。市街地の東側で空港の南側に位置する Jono Oge 地区では上端の幅は約 1km で下端に向かって幅が狭くなる。流動化した地表面はかなり緩い状態で移動し、下端部付近では土石流的に流下して耕作地の上に薄く褐色土砂を載せているようである [3]。（図-6）。二時期 SAR 強度画像では、側方へ大きく動いた地点で後方散乱強度が強くなり青色に、土石流的に流れ下った部分が赤色に見える。



図－6　流動化現象　左:光学画像,右:二時期 SAR 強度画像

4. まとめ

光学衛星画像、および SAR 衛星画像のいずれからも、斜面崩壊や流動化現象が発生している状況が確認できた。二時期 SAR 強度画像では、発災前後の後方散乱強度の変化により、光学衛星画像とは異なる地表面の変化情報を取得することができている。

文献

1) USGS(2018)： Earthquake Hazards Program M 7.5 - 70km N of Palu, Indonesia, A. Walpersdorf and C . Vigny(1998)Monitoring of the Palu-Koro Fault (Sulawesi) by GPS, GEOPHYSICAL RESEARCH LETTERS, VOL. 25, NO.13, 2313-2316

2) 山下ほか（2019）：二時期 SAR 強度画像を用いた土砂移動箇所判読精度の検証－平成 29 年 7 月九州北部豪雨－，砂防学会誌, vol.71， No.6, p.21-27

3) 小俣ほか（2019）：2018 年インドネシア　スラウェシ島の地震によって SAR 発生した大規模流動化現象,日本地球惑星科学連合 2019 年大会講演要旨集、HDS14-P07

P8. 航空レーザデータ等を活用した斜面・法面点検技術の効果

Effects obtained by slope disaster prevention inspection technology using airborne LiDAR data etc.

○王てい，小野尚哉，田中貴人，阿曽沼和義，徳岡杜香，藤木三智成（国際航業），西山哲（岡山大学大学院），
橋中瞳，倉光泰樹（奈良県 道路管理課）

Ting Wang, Naoya Ono, Takato Tanaka, Kazuyoshi Asonuma, Morika Tokuoka, Michinari Fujiki, Satoshi Nishiyama, Hitomi Hashinaka, Yasuki Kuramitsu

1. はじめに

日本では，毎年数多くの斜面・法面災害が発生しているが，昨年（2018）の西日本豪雨災害をはじめ，近年は地球規模の気象変化による新たな斜面災害のリスクが問題になっている．特に落石・崩壊は，前兆現象が捉え難く，熟練技術者の目視による経験的な評価によって危険性が評価されてきたが，点検箇所以外や管理用地外から被災する事例も多く報告されている[1]．今後の技術者不足を考慮すれば，見逃しのない効率的な点検手法の開発が必要である．この課題を解決するために，筆者らは航空レーザデータ等を活用した新たな斜面・法面点検手法の構築に取り組み，本論文にてその成果を報告する．具体的には，「航空レーザデータを活用し，点検の必要がある箇所を机上抽出することで現地作業を効率化する手法」と「同箇所を確実に目視点検するための作業を支援し，スケッチに代わるデータベースを作成するタブレット型ツール」を組み合わせた「点検支援システム」の有用性を議論する．

2. 点検支援システムを活用した点検作業の概要

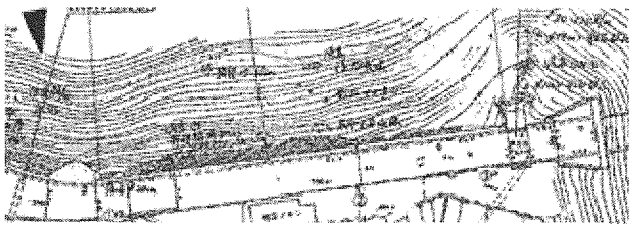
2.1 現在の点検手法における課題

①使用図面の範囲及び精度の不足

道路台帳付図を使用する場合，斜面内の地形情報が不正確な他，点検対象として必要な範囲を網羅していない．そこで森林基本図等で点検箇所を補うが，小縮尺なために精度が不足している．また空中写真は樹下が見えず，小さな地形は判読が困難である．

②非効率な現地調査と見逃しの発生

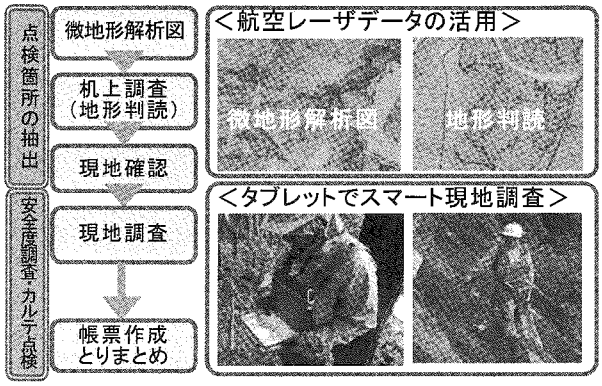
前記の使用図面に起因して判読精度が低いため，斜面全域の踏査が必要となる．結果として，作業が非効率になり，点検精度も低下し，見逃しが発生する．また現場の状況を示す図面が，図-1のようなスケッチを主としたものであるため，個人差が大きく，不正確なものになりやすい．



図－1 現在の点検作業に使用されている図の例

2.2 点検支援システムを用いた作業工程

前節に述べた課題を解決するために，本研究では次の特徴を有する点検手法を開発した．なお，点検自体は現行の点検要領[2]に基づいて実施した．図2には本提案手法による点検作業工程を示す．



図－2 提案する点検作業の工程

①航空レーザデータを活用した微地形解析図の作成

これまでに取得された航空レーザデータから，0.5mメッシュのDEMを生成する．

つぎに，このDEMから作成した等高線と傾斜量図を重ね合せ，さらにウェーブレット解析図を透過合成した微地形解析図[3]を作成する．ウェーブレット解析は，地形の凹凸を強調するフィルターであり，この合成図により，微細な急崖の存在を示す遷急線を可視化することができる．これにより微細な落石源を特定し，ガリーの定量化も可能となる．

また標高図を目的に応じて着色した高度段彩図と傾斜量図を透過合成したカラー標高傾斜図（ELSAMAP）[4]を作成し，これに等高線を重ね合せた．この図により，不安定斜面の形成過程を推定することができる他，地すべりあるいは土砂流出・堆積跡を落石源の懸念がある箇所と同時に可視化できる．

机上調査では，これら2種類の微地形解析図を使い分け，地形判読を行う．

②タブレット型ツールに支援された現地調査

前述の微地形解析図にて点検が必要な箇所を机上抽出し，そのデータを収納したタブレット型ツールを用意する．このツール上で，現地の着目点を入力した後，安全性と歩きやすさを考慮したルート設定を行い，効率的な点検作業計画を立案する．現地では，当タブレットが有するGNSSにより，点検作業者が入力した着目点にナビゲートされる．また現位置で取得された写真やメモを表示すると同時に，現況の状況を写真撮影したものを，次回点検時用にデータベース化する．

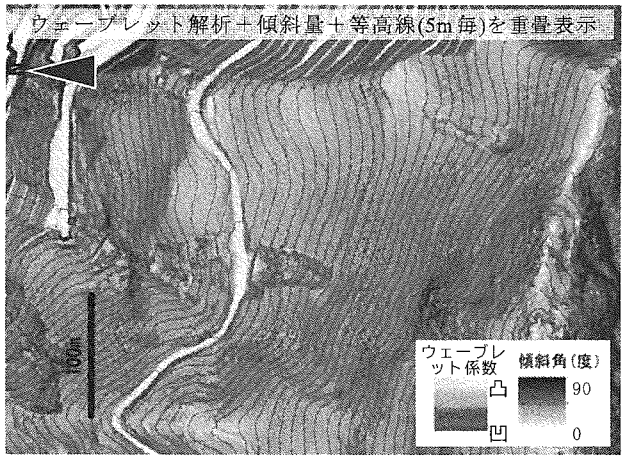
3. 提案手法の実証結果および考察

本章では，提案手法の有用性を検証した結果を示す．

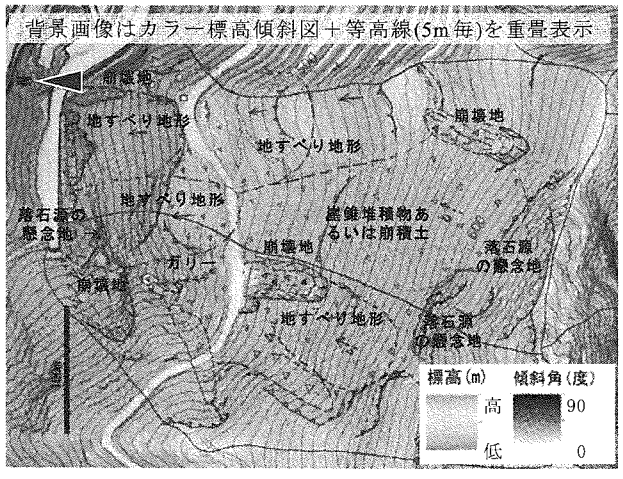
検証現場は紀伊山地内の国道の急峻斜面を対象とした秩父帯の泥質混在岩の分布域であり，泥質基質に玄武岩や石灰岩，チャートなどを包有する[5]．全体的に緩やかな北傾斜を示し，南東側は仏像構造線に接する地域で，これまで多くの道路被災履歴がある．

図-3 および図-4 は，作成した微地形解析図であり，図-4 は判読結果と合成している．他に地形変化点と急傾斜地の自動抽出を行った．具体的には，地形境界となる遷急点と遷緩点[6]や，落石源の恐れがある傾斜 50 度以上の斜面の抽出結果を判読の補助に使用した．

机上抽出の結果，いずれの斜面においても，既往の点検成果の記載箇所数よりも多くの要点検箇所が追加抽出された．この中には道路に接する地すべり地形など，本線に直接影響を与える可能性のある斜面も含まれている．

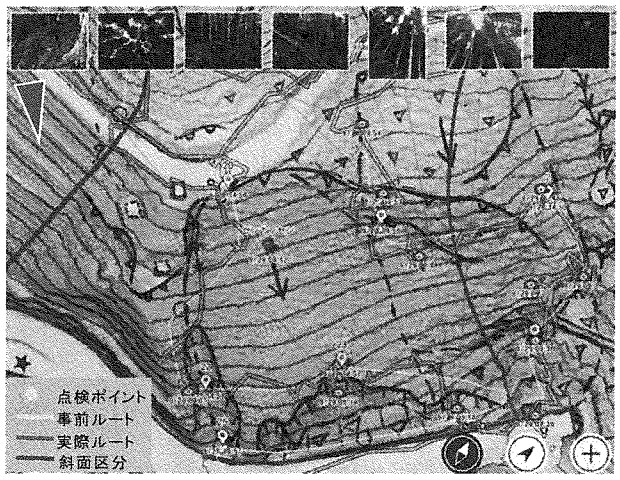


図－3　ウェーブレット解析を用いた微地形解析図



図－4　カラー標高傾斜図による微地形解析図

次に，前記机上抽出データを収納したタブレット型ツールの画面例を図-5 に示す．画面には，現地で取得した写真やメモが着目点ごとに表示できる．このツールにより，全着目点を最短ルートで点検することができた．なお，図-2 に示すように，移動時はタブレット型ツールをハンズフリーにすることで，安全な斜面点検作業を可能にした．



図－5　タブレット型点検支援ツールの画面例

このように，既存の航空レーザデータを活用し，効率的ながらも見逃しのない斜面の点検作業を可能にした．本論文に示した一連の工程は，机上調査から現地調査までの全工数の削減にもつながり，結果として斜面・法面点検の低コスト化に寄与できた．また，タブレット型の点検支援ツールの活用は，客観的なデータに基づいた点検作業を可能にし，今後の熟練技術者不足に対応した点検作業の構築を実現するものと考える．

4. 今後の展望

本論文では，既存の航空レーザデータを活用し，現在の点検手法が抱える課題を解決する手法とその有用性を示した．さらなる斜面防災のためには，維持管理システムと連携したデータの自動集積とデータの一元管理による効率化・最適化，技術者不足に対応するための危険箇所の机上抽出方法の高度化（AI 等），ロボットの利用，危険度・優先度の評価方法の確立等が必要となると考えられ，今後はこれらの実現を目指す．

参考文献

1）佐々木ほか(2018)：防災点検の有効性と災害の低減に向けて,道路防災点検講習会資料．2）国土交通省道路局(2006)：点検要領(平成 18 年 9 月)．3）石井ほか(2016)：航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読用地図の作成と判読に関する手引き(案) ,土木研究所資料 第 4344 号．4）佐々木ほか(2006)：地形判読を支援する ELSAMAP の開発,先端測量技術,No.93．5）地質調査総合センター(2010)：20 万分の 1 地質図幅『伊勢』．6)室井ほか(2018)：LiDAR データを用いた数値解析に基づく地形判読補助図の作成,日本地すべり学会誌,第 55 巻,第 1 号．

謝辞

本論文はインフラメンテナンス国民会議近畿本部に奈良県が提示したテーマ「法面点検（目視）を支援する技術」の実証実験の一部をまとめたものであり，実施に際し国土交通省近畿地方整備局ほか関係者に助言いただいた．航空レーザデータは紀伊山系砂防事務所のものを使用した．ここに記して謝意を表します．

P9. ハイパースペクトルカメラによる火山性土壌の含水状態の把握

Determination of the moisture-content status of volcanogeneous soil using a hyper-spectral camera

○小野秀史，藤原康正，嶋将志（(株) エイト日本技術開発）
Hidefumi Ono, Yasumasa Fujiwara, Shoji Shima

1. はじめに

噴火直後の火口近傍や火山性地盤の源頭部に分布する脆弱な火山砕屑物からなる表層土壌は，火山ガス（水蒸気）や降雨により含水比が高まる．これにより土壌の浸透能が低下し表層流の発生が促されるほか，飽和含水条件下で土層構造の脆弱化が進行し，土石流や岩屑なだれ等の崩壊現象発生の引き金になる[1) 2) など]．視点を変えると，土壌表層の含水状態を捉えることで，崩壊現象の前兆や進行状況の把握に役立てることができる．しかし，噴火直後の降灰調査や降雨時の源頭部調査では，観測員による現地調査は危険が伴うとともに作業の効率性や正確な情報確保が難しい．また，航空機によるリモートセンシングも発災時の飛行条件などで適用上の制限がかかる．

筆者らは，この状況に対応する調査手法の一つとして，近年改良が進む UAV とハイパースペクトルカメラを用いたリモートセンシングによる表層土壌物性の遠隔観測の実用化を検討している．今回は，ハイパースペクトルカメラによる天然試料の計測結果と野外観測実験結果について報告する．

2. 原理

ハイパースペクトルカメラは，数十バンド以上のスペクトルデータを画像１ピクセルごとに撮像できるため，２次元の位置情報とその位置に紐づけられたスペクトルデータを１つのデーセット（データキューブ）として取得することができる．RGB カメラが３バンドの情報しか取得できないのに比べ，ハイパースペクトルカメラは肉眼では識別できない情報も得られることが利点であり，さらに撮影対象物のスペクトルと物性値に相関が認められれば，画像処理により物性情報を可視化できる．

2. 計測・解析方法

ハイパースペクトルの測定に用いたカメラは，エバ・ジャパン社製 SIS-I（測定波長 900～1700nm，波長分解能 10nm）及びレゾノン社製 PikaNIR-320（測定波長 900～1700nm，波長分解能 5～10nm）である．今回の機材選定では，近赤外領域を捉える目的とした．

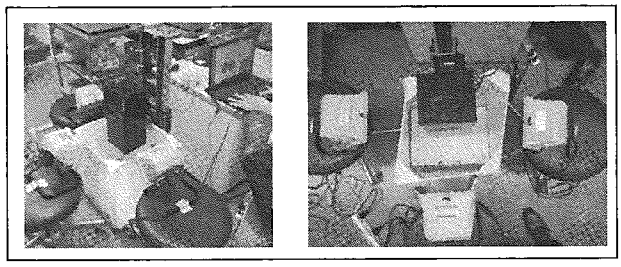
既往より，近赤外分光法を用いた岩石・土壌の水和度の計測が行われており，OH 基の伸縮振動の倍音に相当する吸収スペクトルの水和度評価の有効性が示されている[3) 4) など]．本検討では，近赤外領域対応のハイパースペクトルカメラによる画像解析により，対象土壌表層の含水状態の可視化再現を試みた．

室内計測実験ではカメラを鉛直下向きに設置し試料を上方から撮影した．近赤外域光を照射するハロゲンライトを光源として用い，バックグラウンド補正，センサー暗電流ノイズ補正を行った．野外計測実験では４段階の標準反射板を使い，反射強度の補正に用いた．画像処理のためのスペクトル解析では，NDSI（normalization difference spectral index）による正規化を用い，誤差因子の影響緩和と特徴因子の明瞭化を行い，これに基づいて解析画像用 RGB 再現に必要な閾値の設定をした．

$$NDSI(\lambda 1/\lambda 2) = (I_{\lambda 1} - I_{\lambda 2}) / (I_{\lambda 1} + I_{\lambda 2})$$

$I\lambda$ ：λ nm の相対反射率

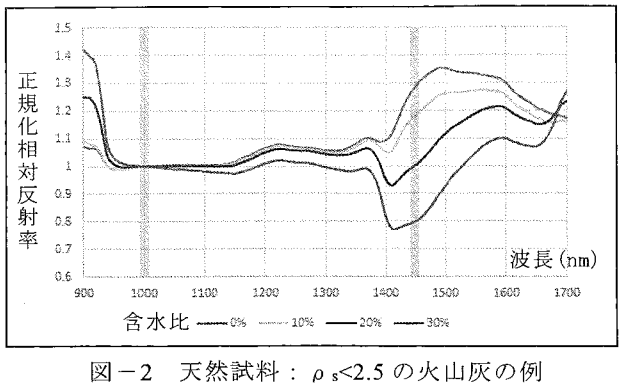
本検討では，水の吸収スペクトルに着目し，水分子の基準振動に基づく第一倍音（1450nm）を $\lambda 1$，正規化波長（1000nm）を $\lambda 2$ とした．



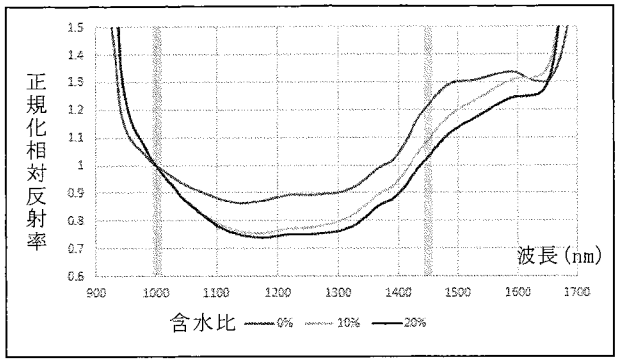
図－1　室内計測実験の状況

3. 計測・解析結果

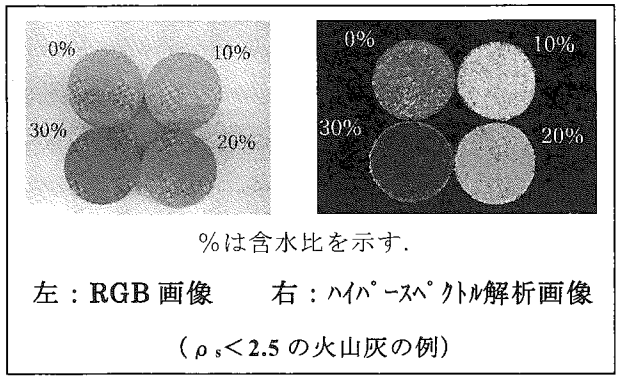
室内計測実験では，天然試料の近赤外領域ハイパースペクトル計測の結果，試料の含水比と相対反射率の間に高い相関が認められたほか，試料の種別により，同等の含水条件（含水比）でもスペクトルパターンや相対反射強度比の差異が確認できた．ここでの試料種別とは，試料の粒度・密度・構成物の種類（及びその量比）である．スペクトルデータの画像処理によって，試料（土壌）表面の含水状態，特に微小領域の含水比の違いを明確に表現することができる．



図－2　天然試料：ρ_s<2.5 の火山灰の例



図－3　天然試料：ρs＞2.7 の火山灰の例

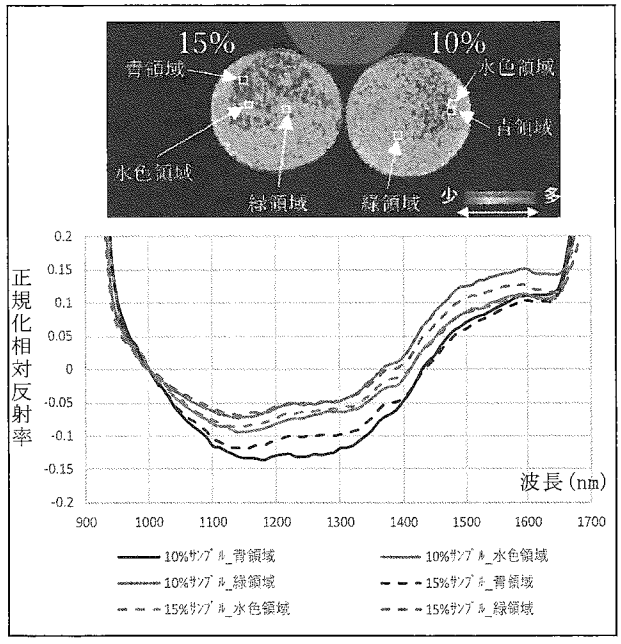


%は含水比を示す.

左：RGB 画像　　右：ﾊｲﾊﾟｰｽﾍﾟｸﾄﾙ解析画像

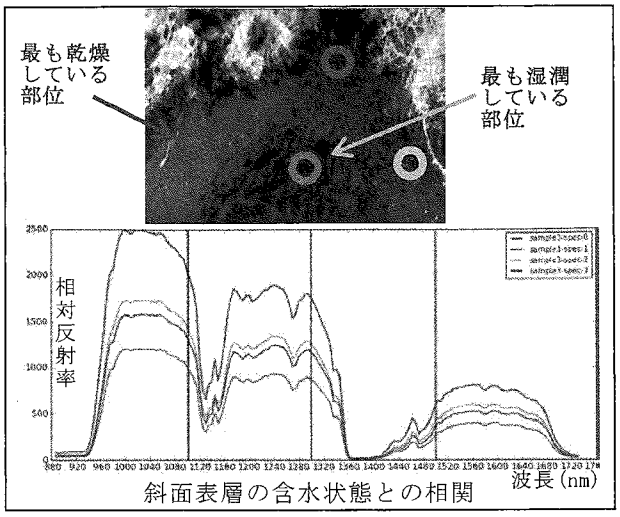
（ρs＜2.5 の火山灰の例）

図－4　試料中の含水比分布の解析画像

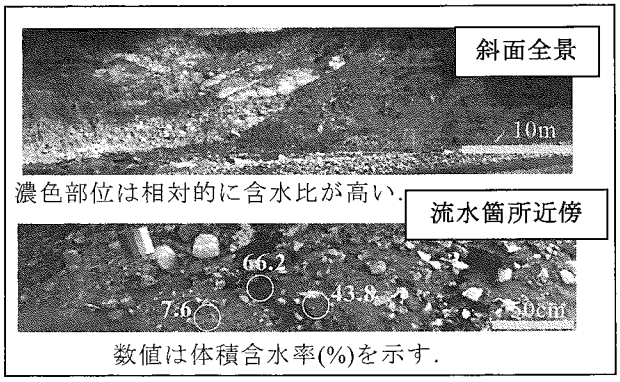


図－5　微小領域の含水状態
（ρs＞2.7 の火山灰の例）

野外計測実験では，日照量，大気の乾燥状態，撮影対象物までの相対距離・角度，地形の変化（勾配を含む），撮影画角に基づく歪曲収差などにより，計測スペクトルの強度に影響が付与される．今回特徴因子として扱う含水状態については，1450nm 付近の吸収スペクトルの強度分布を用いた解析画像の撮像に期待できる結果が示された．野外計測における含水比以外の物性値（対象土壌の密度・粒径粒度・構成物種・組成比等）も踏まえた多成分での解析検討を今後進めていく．



図－6　野外計測実験（伊豆大島・火山灰堆積斜面）



図－7　1450nm の標準解析画像（紀伊半島）

4. まとめと今後の課題

近赤外領域のハイパースペクトル計測とその画像解析により，火山性土壌の含水状態をわかりやすく可視化するとともに，含水状態の半定量化を行った．この結果より，ハイパースペクトルカメラによるリモートセンシングとその結果の評価方法が緊急調査時などに活用できる可能性を示した．

今後は，評価方法の精度向上を目的として必要な教師データ作成を進める必要がある．室内計測実験では，多項目因子とスペクトルパターンとの相関について検討を進める．野外計測実験では，環境条件・撮影条件による影響因子の解析と整理をすすめ，一方で調査手法としてドローンへの搭載等も含めた検討を行う．

文献

1) 地頭薗隆・永田治・寺本行芳・下川悦郎（1997）：火砕流堆積物および火山灰に覆われた雲仙普賢岳山腹斜面における表面流出，砂防学会誌，Vol.49, No.5, pp.42-48.

2) 野村康裕・小杉賢一朗・水山高久（2003）：三宅島・有珠山・桜島の火山灰の物理特性の比較検討，砂防学会誌，Vol.55, No.6, pp.3-12

3) 磯野陽子・木村隆行・中嶋悟（2014）：近赤外分光法による花崗岩岩質の水和度の評価と岩石強度との相関，応用地質，Vol.55, No.2, pp.86-92.

4) 尾崎幸洋（2015）：近赤外分光法，講談社

P10. Aso-4 分布域における豪雨時の斜面崩壊モデルの検討

Study on landslide model induced by heavy rain at Aso-4 pyroclastic flow plateau

○末田雄樹（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Yuki Sueda, Takehiro Ohta

1. はじめに

斜面崩壊は岩盤強度や降雨浸透による地下水面の変化，地形などの様々な原因が挙げられている．大分県竹田市において雨量解析などに基づき降雨条件による視点から 2012 年の九州北部豪雨によって発生した斜面崩壊を対象に Aso-4 と Aso-3 と崩壊モデルの相違が提示されている [1]．しかしそれぞれの崩壊現象の物理的なモデルはまだ示されていない．2012 年の九州北部豪雨時の阿蘇カルデラ内の崩壊は Aso-1 や Aso-2 の溶結凝灰岩上位の後カルデラ期テフラ層の浅層崩壊，カルデラ壁斜面では溶結凝灰岩下位の崖錐堆積物の崩壊が発生したと報告されている [2]．2012 年の九州北部豪雨において 7 月 11 日から 14 日にかけての 4 日間で熊本県の阿蘇乙姫で 816.5mm,大分県竹田市のアメダスポイントで 402.0mm の降水量を記録した [3]．阿蘇カルデラ内と竹田市の降水量を比較すると竹田市のほうが明らかに少ない．以上から,阿蘇カルデラ内の崩壊と竹田市の Aso-4 火砕流台地での崩壊とでは,降雨量,降水パターン,地質構造が異なるので崩壊メカニズムが異なると考えられる．

本報告では竹田市の Aso-4 分布域における崩壊箇所と非崩壊箇所について,地形の特徴,地質構造,地盤材料の物性を比較して,火砕流台地における崩壊メカニズムについて検討した結果を報告する．

2. 調査方法

本調査の対象地は，大分県竹田市の玉来川と滝水川の周辺である(図-1)．

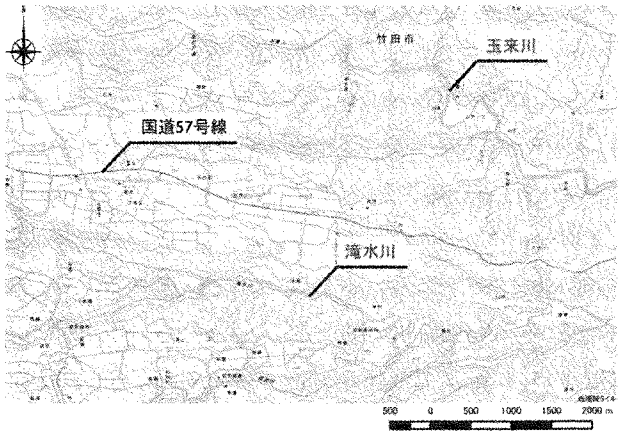


図-2　調査地域 [4]

先行研究 [1]の写真判読結果(図-2)をもとに現地調査を行い,崩壊地と非崩壊地についての地形,地質のそれぞれの特徴を明らかにした．また,現地において針貫入試験,シュミットロックハンマーテストによって岩盤強度を測定した．それらをもとに崩壊モデルを検討した．

3. 結果

本調査地域において玉来川,滝水川流域の 3 カ所の崩壊について,現地調査と現地測定を行った．

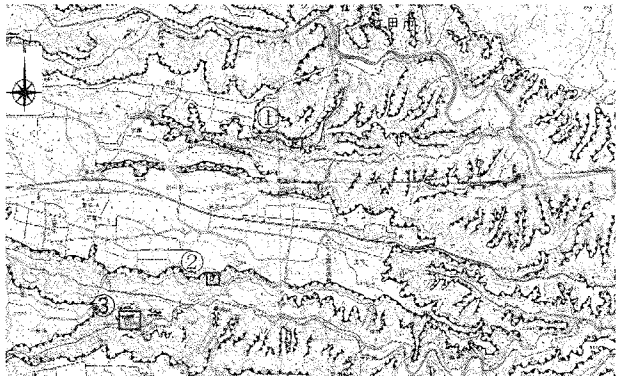


図-3 空中写真判読結果 [1]

3.1 玉来川周辺

玉来川周辺の崩壊地(図-2 中の①)では,下位から Aso-A 降下軽石層,Aso-A 降下火山灰層,Aso-4A 火砕流非溶結部,Aso-4A 溶結部が分布する．

崩壊地の地質柱状図および強度分布を図-3 に示す．

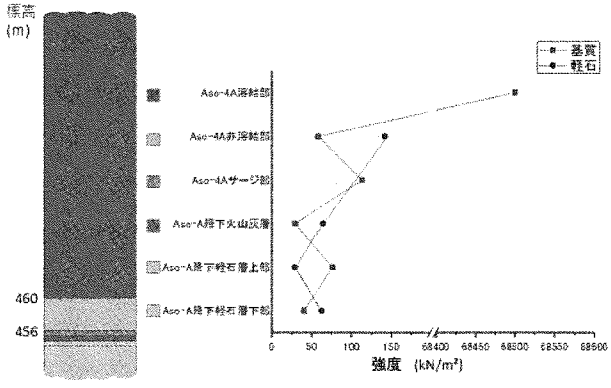
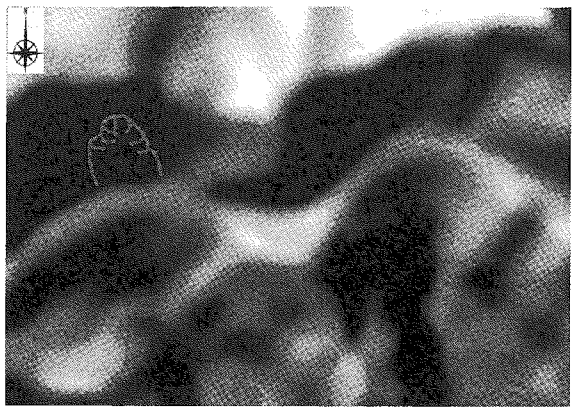


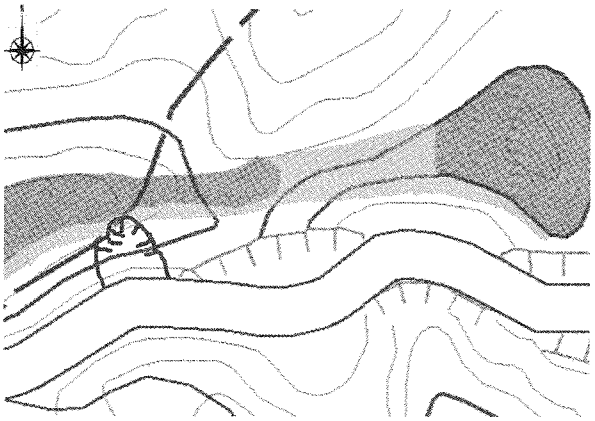
図-1　玉来川周辺崩壊地の地質柱状図および強度

基質,軽石を比べるとほとんどの層で軽石のほうが大きな強度を示すが,Aso-A 降下軽石層上部では基質のほうが強度が大きい．また基質の強度に注目してみると上位層に向かって強度と上位層に向かって強度が増大する傾向にあるが,Aso-A 降下火山灰層，Aso-4A 火砕流非溶結部において強度が低下している．



:崩壊地　　50m

図-4　玉来川周辺の崩壊地周辺の地形（陰影図）[5)]



:崩壊地　:Aso-4A 火砕流溶結部　50m
:Aso-4A 火砕流非溶結部

図-5 玉来川周辺の崩壊地（地形図）[4)]

崩壊地周辺の地形を見ると(図-4)崩壊箇所は 1 次谷の谷頭にある 0 次谷に相当する.しかし東側に存在する同様な地形(0 次谷)では崩壊が発生していない.その地点の地質を見ると 0 次谷に Aso-4A 火砕流の溶結部が存在していなかった(図-5).

3.2 滝水川周辺の崩壊

滝水川周辺の崩壊地(図-2 の②)は下位から Aso-C 降下火山灰層,Aso-B 降下火山灰層,Aso-A 降下軽石層,Aso-4A 火砕流非溶結部,Aso-4A 火砕流非溶結部が分布する.崩壊地の地質柱状図と強度分布を図-6 に示す.強度に着目すると Aso-C 層では上位ほど強度が大きく,Aso-B 層ではさらに強度が大きくなる．この崩壊地での Aso-A 降下軽石層の強度は測定できていないが,3.1 に示した玉来川周辺の崩壊地と同程度の強度だと仮定すると，この Aso-A 層と上位の Aso-4A 火砕流の非溶結部は下位の Aso-B 火山灰層に比べて強度は低下する．また地形的にみると崩壊箇所は 0 次谷である.

3.3 結果のまとめ

上述した 2 カ所の崩壊地では以下の地形,地質および岩盤強度の特徴が認められた.これらの特徴は今回報告していない他の 1 カ所(図-2 の③)も同様である.

崩壊地は 0 次谷で崩壊しており 0 次谷の上部には

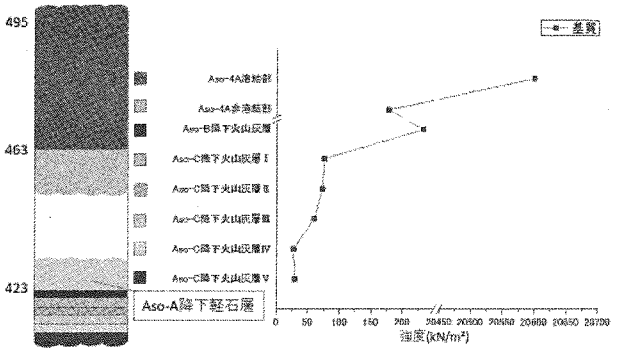


図-6　滝水川周辺の崩壊地の地質柱状図と強度分布

Aso-4A 火砕流溶結部が分布する.

また Aso-4A 火砕流堆積物の下位に分布する Aso-C～A の降下火砕物層はは上位層ほど強度が大きく Aso-4A 火砕流非溶結部で強度が低下する.

4. 考察

3 章に述べた結果をもとに崩壊モデルを以下に考察する.崩壊はいずれの箇所においても 1 次谷の頭頂部に当たる 0 次谷で発生しており,0 次谷でも上位層として Aso-4A の火砕流溶結部が分布しなければ崩壊していない.さらに強度の分布から強度が低下する Aso-4A 火砕流非溶結部が崩壊の際のすべり面と考えられる.

5. 今後の課題

今回は地盤材料の物性のうち岩盤強度のみで崩壊モデルを検討した．斜面崩壊の発生には，地盤への降雨浸透も大きく関与すると考えられるので，地盤の透水性の分布を考慮した崩壊モデルの検討が必要である.

文献

1) 山下純平(2018):大規模火砕流の堆積分布域における豪雨時の斜面崩壊の発生条件に関する検討,山口大学卒業論文
2) 宮縁育夫(2012):阿蘇カルデラにおいて 2012 年 7 月の九州北部豪雨によって発生した斜面崩壊,地学雑誌 121(6),pp1073-1080
3) 気象庁(2012):平成 24 年 7 月 11 日から 14 日に九州北部地方で発生した豪雨の命名について, http://www.jma.go.jp/jma/press/1207/15a/20120715_gouumeimei.html
4) 地理院地図：http://maps.gsi.go.jp/#15/32.952784/131.309020/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1
5) 地理院地図：http://maps.gsi.go.jp/#18/32.959670/131.307365/&base=std&ls=std%7Chillshademap&blend=0&disp=11&lcd=hillshademap&vs=c0j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1&d=vl

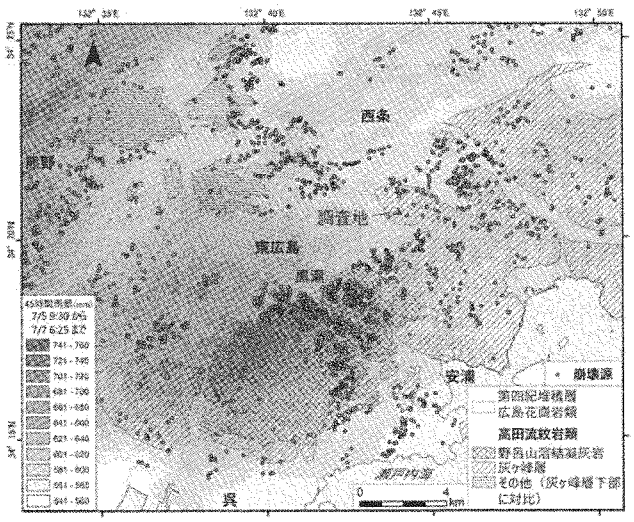
P11. 広島県南部の高田流紋岩中の赤色粘土帯を伴う熱水変質脈

An Hydrothermal Vein with Reddish Clay in Takada Rhyolite, Southern Hiroshima

○平田康人(電力中央研究所)
Yasuto Hirata

1. はじめに

広島県南部の高田流紋岩からなる山地では，平成30年7月の西日本豪雨の際に，赤色粘土へ風化変質した流紋岩を基盤とする斜面の崩壊が多発した．図1のように，流紋岩地域内では，崩壊発生までの雨量と崩壊発生密度に明確な相関が見られないため，基盤岩の劣化状態が表層崩壊の発生に影響を与えていると推測される．したがって，当該地域の表層崩壊の発生場所の予測には，風化変質物の分布情報が不可欠と考えられる．しかし，流紋岩を覆う赤色粘土の成因が分かっていないので，粘土の広域分布パターンが予想できなかった．そこで本研究では典型的な赤色粘土を探し，赤色粘土とその直下の岩盤の鉱物的変化を調べて，その成因を考察した．



図—1　広島県南部における平成30年7月豪雨に伴う崩壊地と崩壊発生時刻までの積算雨量の分布
(XRAINデータ，5万分の1地質図幅[1),2)]を使用)

2. 調査方法

調査地点は，広島県東広島市黒瀬町にある福原産業株式会社所有の採石場である（図1）．採石場内の南向き掘削面で青－赤色に粘土化した岩盤が見つかった（図2）．粘土化した部分は北東－南西走向で高角から鉛直の脈状である．本研究では，それを変質脈と呼ぶ．調査した掘削面は2005–2009年に露出したものであるが，岩盤表面のほとんどが現在も裸地のままである．なお，掘削面の上端の稜線は標高約390 mであり，稜線から北側の地域は開発されていない．

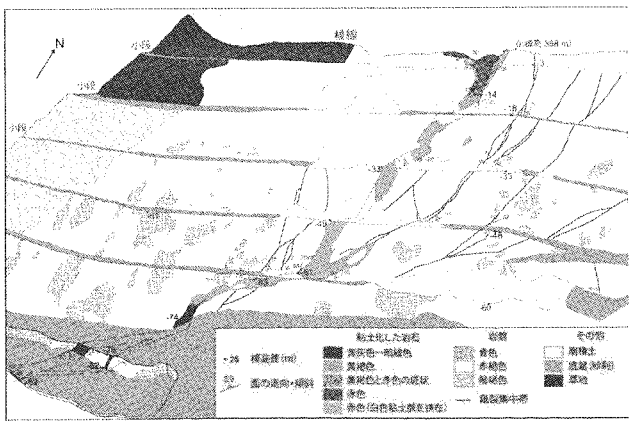
その変質脈を掘削面の上方から下方へ観察し，変質脈に沿って土・岩石試料を7段階の標高で採取し，試料のX線回折分析を行って構成鉱物を同定した．試料の開発前の地表面からの深度は，開発前(1976 年)の1/5000国土基本図と本調査による簡易測量結果を用いて計算した．試料間の標高差（深度）は0 m, −3 (14) m, −14 (28) m, −25 (38) m, −63 (95) m, −74 (108) m, −82 (109) mである．

X線回折分析では，全岩粉末試料をアルミホルダに詰めて不定方位で測定し，水ひ粘土をガラス板に塗って定方位で測定した．さらに，スメクタイトの同定のため，エチレングリコールを噴霧した粘土の定方位測定を行った．

3. 結果

調査地の母岩は暗黒色を呈する緻密な流紋岩であり，石英，カリ長石，斜長石と少量の絹雲母からなる．地表から最深部にかけて，岩盤の一部は節理に沿って赤褐色の酸化皮膜を生じている．変質脈の近傍の岩盤では，酸化皮膜が密集しているところと稀なところがそれぞれ赤褐色部と青色部としてパッチ状に分布している（図2）．変質脈の両側には，変質脈の屈曲部から派生した幅10 cm以下の亀裂集中帯がみられる．亀裂集中帯の岩片は脆く，白色化しているが，粘土をほとんど含まない．

変質脈の中心部分は長石の仮像や周囲の母岩と同じ斑状組織を示す．そこで，この領域を変質帯と呼ぶ．変質帯は深部から地表付近にかけて，青色から黄褐色を経て赤色になる．深度82 mでは，青灰色の変質帯が沸石脈に挟まれている．沸石脈は3 cm以下の幅であり，脈壁から垂直に結晶成長した組織をもつ．深度95-38 mでは，変質帯が黄褐色となり，砂状で赤色化した沸石脈に挟まれる．深度38 m以浅では，沸石脈が消失する．深度14 mでは，変質帯が赤色となり，



図—2　採石場北側の南向き掘削面のスケッチ

変質帯は 1 cm 以下の高角網目状の白色粘土脈を挟在する赤色粘土に挟まれる．

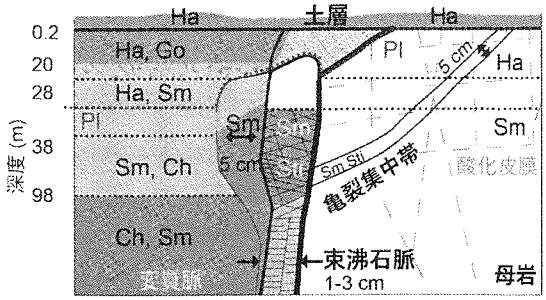
X 線回折分析結果によれば，深度 109 m の沸石脈は束沸石とスメクタイトからなる（図 3）．沸石脈に接する青灰色の変質帯は初生鉱物以外にスメクタイトを含む．沸石脈から 10 cm 離れた部分は，緑泥石とスメクタイトを含む．

構成鉱物の深度方向の変化は変質帯と脈の縁辺（沸石脈）で異なる（図 3）．変質帯の色が緑色から黄褐色になる間（深度 95–33 m）には，緑泥石が失われてハロイサイトが増える．黄褐色から赤色になる間（深度 28–14 m）には，斜長石とスメクタイトが失われてハロイサイトに富むようになる．最終的に，地表付近の赤色粘土は石英とハロイサイト，褐鉄鉱からなる．脈縁辺の数 cm 幅の領域については，深度 28 m 以深がスメクタイトと束沸石からなり，深度 28–14 m は白色化しているが粘土を含まない．そして，以浅の白色粘土脈は石英とハロイサイトからなる．

変質脈から離れた母岩は少量の粘土鉱物を含む．その鉱物は深部ではスメクタイトであるが，地表付近ではハロイサイトとなる．岩盤直上の土層は，変質脈直上のものと同様に，斜長石を含まず，ハロイサイトに富む．

4. 考察

調査した変質脈は脈の中心部に緑泥石とスメクタイトを含む，脈の外側に向けて，スメクタイトの割合が増えて，束沸石の細脈があらわれる．このことから，緑泥石の変質の後に，母岩と変質帯との境界に熱水が侵入し，スメクタイトや沸石が晶出したと考えられる．第一に，高田流紋岩類は後期白亜紀に広島花崗岩類に貫入されている [2]．第二に，広島花崗岩中の粘土細脈を形成させている割れ目が広域応力場で形成されたものであり，花崗岩生成末期の熱水活動期に割れ目に侵入した熱水により，母岩を粘土鉱物に変質あるいは粘土鉱物を割れ目に沈殿させたと考えられている [3]．第三に，本調査地の変質脈の走向は，東広島地域の 68–86 Ma における主応力軸の推定方向(NE－SW)[4]と一致している．よって，この変質脈の形成は，広島花崗岩の貫入直後の熱水変質と同時期である可能性が高い．



図—3　変質脈とその近傍における粘土鉱物と斜長石の分布図（Ch: 緑泥石; Go: 褐鉄鉱; Ha: ハロイサイト; Pl: 斜長石; Sti: 束沸石; Sm:スメクタイト）

赤色粘土が黄褐色粘土から生じたとすると，赤色粘土はその過程で緑泥石，スメクタイトおよび斜長石を失ったことになる．また，その間の粘土には，緑泥石の風化物として一般的であるバーミキュライトが含まれていない．それゆえに，その溶脱過程には，熱水変質が関与した可能性が考えられる．緑泥石の形成は 200℃以上，スメクタイトと束沸石の形成は 100℃以下のアルカリ性の熱水によるが，一方でハロイサイトの形成は 100℃以下の酸性熱水による [5]．ハロイサイトが沸石脈の形成と同時に生じるには，アルカリ性の熱水が浅所で天水起源の地下水と混合し，浅所の岩盤のみに酸性溶脱作用が働くことが必要であろう．この考えは，変質脈が地表付近で上方に向かって漏斗型に広がる形態や亀裂集中帯に粘土がほとんど含まれないことと整合的である．

ただし，地下深部の岩盤まで節理に沿って赤色の酸化皮膜が生じており，地表付近の岩盤や土層にはハロイサイトが含まれることから，変質脈の表層は天水浸透による酸化と溶解を受けてきたに違いない．さらに，赤色土層の成因は熱水変質ではなく，古気候環境下の風化または火山岩の高温酸化であると考えられている [6]．以上を総合すると，赤色粘土は，流紋岩が熱水変質により粘土化し，それが地表からの酸化を受けて赤色化したと思われる．

本研究によって，高田流紋岩中の赤色粘土が熱水変質脈の浅部に生じていることが明らかとなった．今後，このような変質脈の分布を図示すれば，赤色粘土の有無を推定し，豪雨による表層崩壊に対して脆弱な箇所を抽出できると考えられる．

文献

1) 東元定雄，松浦浩久，水野清秀，河田清雄（1985）：呉地域の地質（5 万分の 1）図幅，地質調査所，93p.
2) 高木哲一，水野清秀（1999）：海田市地域の地質（5 万分の 1）図幅，地質調査所; 93p.
3) 北川隆司（1996）：花崗岩の斜面崩壊方向の指標としての粘土細脈，応用地質，Vol.37, No.1, pp.64-72.
4) Kitagawa, R. (1986): Clay Veins and Clay Minerals in the Granitic Rocks in Hiroshima and Shimane Prefectures, Southwest Japan : Effect of the hydrothermal activities on the decomposition of the granitic rocks, Journal of Science of the Hiroshima University, Series C, pp.47-80.
5) Inoue. Y. (1995): Formation of Clay Minerals in Hydrothermal Environments, Origin and Mineralogy of Clays, Springer; pp.268-329.
6) 中司啓二，横田聡，石田茂樹（2014）：オホーツク海中部沿岸地域に分布する多様な赤色土の成因，日本土壌肥料学雑誌，Vol.85, pp.26-36.

P12. 風化率と斜面崩壊形態の相関

Relationships between Rate of Weathering and Slope failures type in Okayama

○木村隆行，沼知之，二木重博，工藤健雄(エイト日本技術開発) 與那城稔・井上真（ウエスコ）
Takayuki Kimura,Tomoyuki Numa,Shigehiro Futatsugi ,Takeo Kudou,Minoru Yonashiro,Macoto Inoue

1. はじめに

平成 30 年 7 月 6 日～7 日の豪雨で，岡山県下では多数の地すべり，土石流が発生した．ただ，累積降雨量は広島と大きな差はなかったものの，時間雨量は差があり，土石流の多発被害は広島ほど顕著ではなかった．その差は風化帯の残留程度や地形開析の程度にあるのではないかと考え，風化率という概念を定義し整理した．その結果，岡山県では風化率が 0.5 未満で土石流が発生し，0.5 以上では地すべりが発生している傾向を把握したので，報告するものである．

2. 微地形区分と風化率

中国地方には古い地形面が広く残留しており，標高レベルでは，標高 1000m の道後山面，標高 400～600m の吉備高原面，標高 400m以下の瀬戸内面といわれている．いずれも風化が進行しつつある古い準平原からの隆起侵食過程であり，開析過程で様々な微地形が形成されている．

その過程を図-1 に示す．D 級風化帯の頂部侵食・縮小過程と考えれば，頂部の比率で風化率を判定できることになる．つまり，D 級 C 級の境界線を，遷急線からの推定することで，風化率の数値化を試みた．

この場合，鉱物学的区分(DL：赤色土・X 線で斜長石なし，DM：褐色土：X 線で斜長石少量残留，DH：黄色土：X 線で斜長石多く残留)での風化帯を想定している．また，遷急線は，現地状況や傾斜区分図，空中写真，断面図などを確認し，25000 地形図の数値データで設定した．

この風化率の定義は，図-2 のようになる．

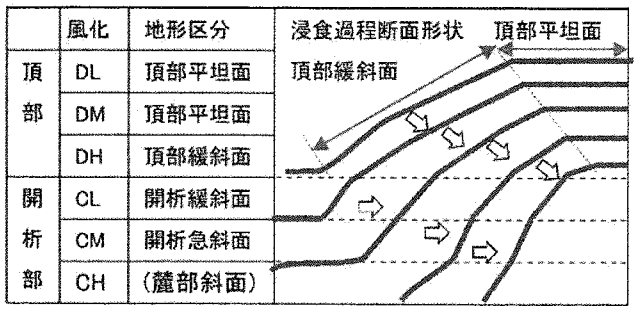


図-1　開析過程による D 級風化帯の減少

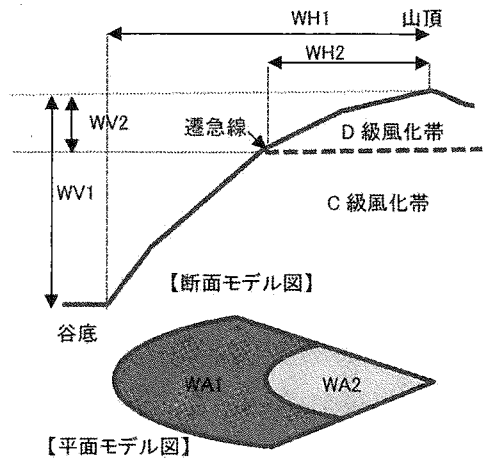


図-2　風化率の概念図

面積風化率 WA(流域頂部面積/流域山体面積)
WA=WA2/WA1　　(1)式
鉛直風化率 WV　(頂部垂直高/山体垂直高)
WV=WV2/WV1　　(2)式
水平風化率 WH　(頂部水平距離/山体水平距離)
WH=WH2/WH1　　(3)式
断面風化率 WVH
WVH=(WV+WH)/2　　(4)式

また，地すべりと土石流の移動体としての距離を下図のように定義した．

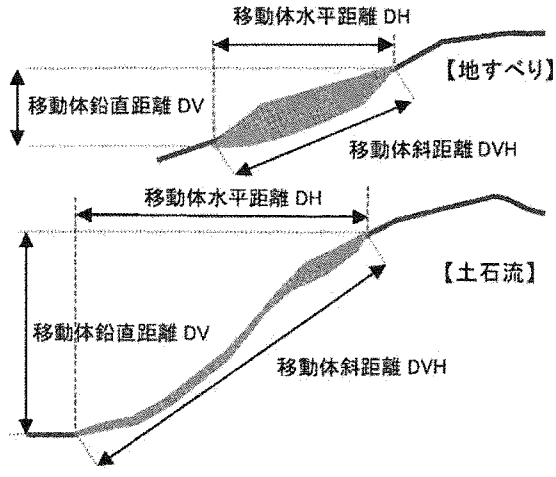


図-3　移動体距離の概念図

3. 風化率と斜面崩壊形態の相関

7 月豪雨では，岡山県内では無数の小崩壊が生じ，多数の地すべりおよび土石流が発生した．その中で，地すべり 9 箇所，土石流 12 箇所の発生地の風化率を，国土地理院 Web 地形図を用いて解析した．解析にあたり，山頂部の定義を斜面に近接した尾根頂部の山頂とし，それぞれの風化率を断面図と平面図から算出した．

図-4 は，移動体の鉛直距離 DV と水平距離 DH の相関を示した．地すべりも土石流も水平方向が大きく，土石流は一定の相関を示した．地すべりは土石流の相関の延長上に分布するが，バラつきが大きく別の相関が想定される．

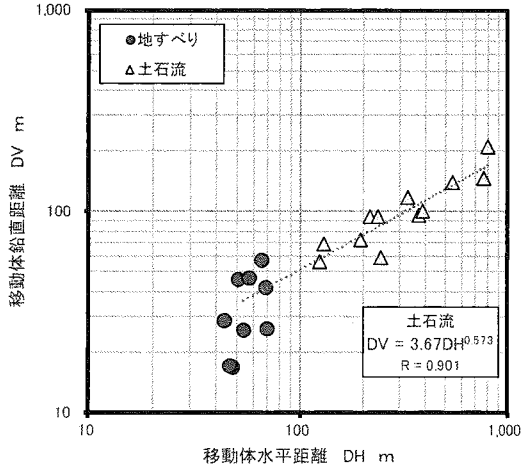


図-4　移動体の水平距離と鉛直距離

図-5 は，鉛直風化率 WV と移動体鉛直距離 DV の相関で，地すべりと土石流は類似の相関が認められる．

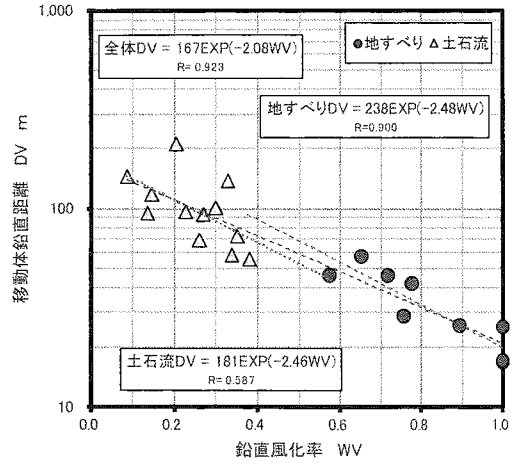


図-5　鉛直風化率と移動体鉛直距離

図-6 は，水平風化率 WH と移動体水平距離 DH の相関を示した． 図-7 は，断面風化率 WVH と移動体斜距離 DVH の相関を示した．図-8 は，面積風化率 WA と移動体斜距離 DVH の相関を示した．いずれも地すべりと土石流で，ほぼ類似した相関が得られた．

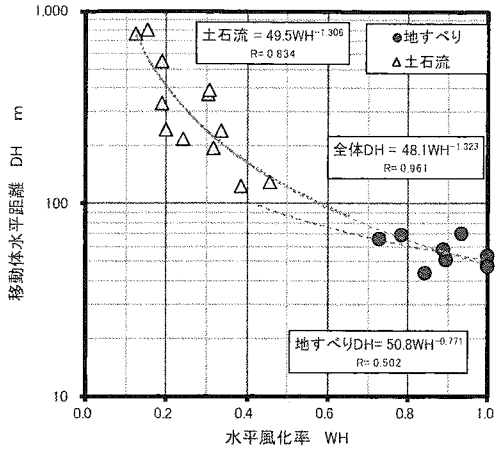


図-6　水平風化率と移動体水平距離

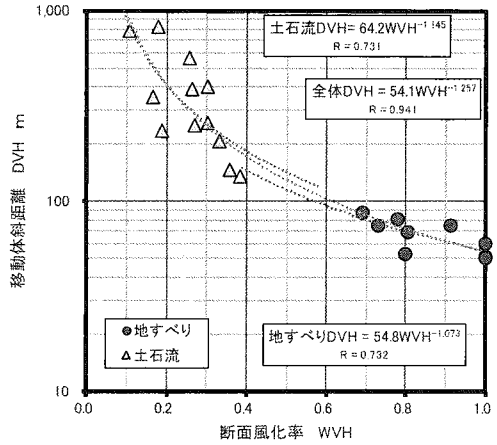


図-7　断面風化率と移動体斜距離

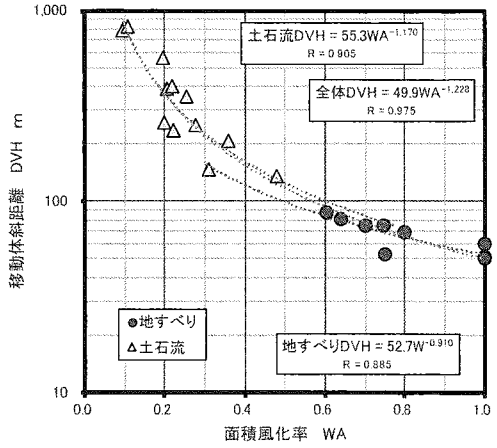


図-8　面積風化率と移動体斜距離

4. おわりに

7 月豪雨により岡山県内で発生した地すべりと土石流を，風化率という観点から整理した．

その結果，地すべりと土石流の発生場は，いずれの風化率でも 0.5 という境界がある結果となった．

また，風化率が小さいほど，移動体の規模が大きくなる傾向が，地すべりにも土石流にも確認され，それぞれ類似した相関を得ることができた．

風化率という概念で斜面移動体を把握するという手法は，有効な手法になる可能性があり，今後とも，事例を重ね検証を進めていきたい．

P13. 火山災害時の自然由来重金属類調査を目的とした簡易迅速測定法の評価

Evaluation of the Simple Rapid Measurement Method for the investigation of naturally derived heavy metals during volcanic disasters

○渡辺俊一，小野秀史，齋藤晴紀（㈱エイト日本技術開発），天野順行（㈱エクスランテクニカルセンター）
Shunichi Watanabe, Hidefumi Ono, Haruki Saito, Masayuki Amano

1. はじめに

近年火山ガスや火山性熱水を起源とする酸性水の発生とこれに伴う高濃度の重金属類を含む河川水等の流出が周辺生活環境へ与える影響が問題となっている．このような自然災害に由来する重金属等による環境汚染の状況を，発災直後に迅速に把握するには，公定法による分析のみでは時間的・量的に対処が不十分となると想定され,公定法を補佐する簡易迅速分析法の活用が望まれる．筆者らは，火山地域の河川・湧水中のヒ素濃度の分析について，簡易迅速分析法としてパックテスト，検知管法，ボルタンメトリー法の比較評価を行った[1]．

この内，東京都が簡易分析法（重金属等）[2]にも採用しているボルタンメトリー法については，分析過程における濃縮時間及び測定電流レンジが試料濃度の定量に大きく寄与することが確認されたため報告する．

2. 対象地と試料採取日

本研究では2018年4月19日より噴火活動がみられた霧島山えびの高原(硫黄山)を検討対象の場とした．噴火直後，河川水のヒ素濃度は環境基準値の200倍近い値を示し[3]，宮崎県・鹿児島県の両県合わせて1,000haを超える稲作の作付けが取り止め[4]となる等など，大きな被害が出た地域である．

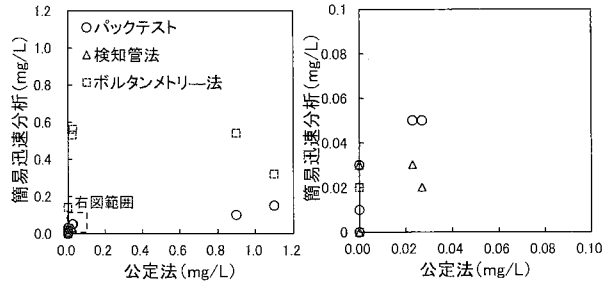
試料採取は,2018年10月，2019年2月，2019年7月の3回行った．

3. 簡易迅速分析の方法

ヒ素分析の公定法には「水素化物発生原子吸光光度法」,「水素化物発生ICP-AES法」,「ICP質量分析法」が採用されているが，これらの分析では結果を得るまで最短で中2日程度の時間を要する．災害時の緊急調査に供することを想定して，公定法に比べて迅速簡便に測定可能なパックテスト，検知管法，ボルタンメトリー法の3種類の分析法を検討した．表-1に分析方法の概要を示す．

4. 簡易迅速分析法の比較結果

パックテストは，公定法の値に対して，約2倍～0.1倍と他の手法に比べ誤差が大きい結果であった．検知管法は分析範囲が0.01～0.3mg/Lであるため，公定法で1.1mg/L，0.90mg/Lであった試料は分析ができなかった．分析範囲内については，試料数が少ないものの比較的公定法と近い値が得られた．ボルタンメトリー法では，公定法との相関がほぼ見られない結果であった．すなわち，0.3mg/L以下であれば検知管が最も公定法と整合する結果となった．図-1に簡易迅速分析法の比較結果図を示す．試料は2018年10月に採取したものを使用した．



図－1　簡易迅速分析法の比較結果

表－1　簡易迅速分析法の原理と特徴

方法	原理	特徴	機材	性能
パックテスト	APDC膜分離濃縮/モリブデン青比色法 色見本と目視比較または，デジタル計による定量．	試薬の代替により，3価砒素も分析可能．目視で試料の発色を色見本と比較してヒ素濃度を求める．	㈱共立理化学研究所 パックテストひ素（低濃度）	分析範囲（mg/L） 0.01～1 所要時間 約10分/検体
検知管法	塩化第一すず，亜鉛還元アルシンガス発生法 検知管による定量．	アルシンガスとして分析するので，夾雑物の影響が少ない． 試料から発生した気体を検知管にとおし，変色域の目盛を読んで定量する．	㈱ガステックひ素測定セット331	分析範囲（mg/L） 0.01～0.3 所要時間 20分/検体
ボルタンメトリー法	ストリッピングボルタンメトリー	測定精度は，最も良い． 高度な知識は不要であるが，他方法に比べて若干複雑な操作が必要．低濃度まで求める場合は，測定時間が長くなる．	環境システム㈱ PDV6000	分析範囲（mg/L） 0.01～1 所要時間 10～30分/検体

5. ボルタンメトリー法の再分析結果

当初，分析精度が高いと想定されたボルタンメトリー法において，公定法分析値とのかい離が認められたため，その原因を究明するため再分析を行った．試料は2019年2月，2019年7月に採取したものを用いた．

5.1. ボルタンメトリーの原理と測定法

ボルタンメトリー法は，溶液中に存在する砒素等の金属元素を作用電極上に析出させた後，電位走査し，析出物を最溶解させ,その際に記録される電流電位曲線のピーク高さあるいはピーク面積から濃度測定するものである．具体的な操作手順は以下である．

①電極の研磨
②電圧条件の設定（濃縮時間，測定電流レンジ設定）
③溶液中の重金属を電極上に還元濃縮
④電極電位を正電位方向に印加し，濃縮した電極上の重金属を参加溶出させ，溶出に伴う酸化電流を濃度に換算

5.2. 共存物質による影響

ボルタンメトリー法の測定において，銅を中心とするその他の金属イオンの共存が，測定結果に影響を与える報告がある[5]．このため，ICP-MSにより銅濃度の測定を行ったところ，最も高い値として0.04mg/Lが検出された（表－2サンプル①）．このため低濃度のヒ素が確認された試料に，銅を添加し測定した結果，銅の添加に関わらず，ボルタンメトリーの値に変化は認められなかった．すなわち，銅による影響はほとんど無視できると判断した．表-2に共存物質による影響検討結果を示す．

表-2　共存物質による影響検討結果

	公定法（mg/L）	ボルタンメトリー（mg/L）	銅（mg/L）
サンプル①	0.71	0.96	0.04
サンプル②	0.037	0.04	0.01
サンプル③（②＋銅添加）	—	0.04	—

5.3. 濃縮時間及び測定電流レンジの違いによる影響

次に，ボルタンメトリー法の分析過程で選択が必要となる濃縮時間及び測定電流レンジが,測定結果に影響を与えている可能性が考えられた．このため，濃縮時間及び測定電流レンジを変更して分析を行った．

2018年10月時の測定の様に，検出上限値を上げるため測定電流レンジを広くしたところ，検量線が直線性を示しても測定自体が安定しなかった．これは，ダイナミックレンジが狭いことを意味する．

さらに,溶出過程の濃縮時間を300秒から50秒に変更すると概ね公定法と近似する結果が得られた．すなわち，本試料においては濃縮時間の違いが測定濃度に影響を与えていると考えられた．表-3に濃縮時間の違いによる影響検討結果を示す．

表-3　濃縮時間及び測定レンジ変更による影響検討結果

	pH ※現地	EC (mS/m) ※現地	SS	公定法（mg/L）	2018年10月測定条件（mg/L）	再分析（mg/L）
測定レンジ（μA）					300	100
濃縮時間（秒）					300	50
サンプル④	2.4	304	8	0.071	0.43	0.06
サンプル⑤	2.6	17	2	0.032	0.40	0.02

6. 結論

ボルタンメトリー法は，銅を中心とするその他の金属イオンの影響を受ける可能性があったが，当該地域の試料では影響はないと考えられた．

火山噴火など発災直後の高濃度対象に適用するにはダイナミックレンジ（測定範囲）が狭いという問題がある．このため，分析にあたっては，事前に濃度を想定（定量）した上で，適切な希釈を行った上で分析を行う必要がある．

分析過程の濃縮時間を長時間とすると，目的以外の金属が析出する可能性があるため，濃縮時間は短くする必要がある．適切な濃縮時間の設定は，溶液濃度にも依存すると考えられるため，今後，複数パターンでの検討が必要である．

文献

1）齋藤ら（2019）：自然由来のヒ素を対象とした現地分析法の検討，全地連「技術フォーラム 2019」岡山
2）東京都（2018）：簡易分析法 http://www.kankyo.metro.tokyo.jp/chemical/soil/information/analysis/heavy_metals.html
3）宮崎県：赤子川，長江川及び川内川水質調査等の結果（平成30年度），p.2, 2019. https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kankyokanri/kurashi/shizen/documents/36703_20190408095105-1.pdf
4）内閣府：霧島山（えびの高原（硫黄山）周辺）の火山活動の状況等について（平成30年5月25日18：00現在），p.3, 2018.5. http://www.bousai.go.jp/updates/h30kazankatsudou_kirishimayama/pdf/180525_kazankatsudou_kirishimayama01.pdf
5）Yang Song, Greg M.Swain(2007): Total inorganic arsenic detection in real water samples using anodic stripping voltammetry and a gold-coated diamond thin-film electrode, Analytica.Chimica.Acta,593,7-12

P14. 降雨予測情報を活用した局地的な短時間豪雨での浸水・氾濫に対する減災手法　－鉄道沿線での検討例－

A disaster reduction method by using short-term rainfall prediction against flood due to localized heavy rain
– A case study along railway -

○浦越拓野，川越　健，渡邉　諭，馬目 凌 ，福原隆彰，高見和弥，尾崎尚也（鉄道総研）
Takuya Urakoshi, Ken Kawagoe, Satoshi Watanabe, Ryo Manome, Takaaki Fukuhara, Kazuya Takami, Naoya Ozaki

1. はじめに

1 時間降水量が 50mm 以上に達する大雨の発生回数は増加傾向にある [1]．このような大雨による浸水・氾濫事象での減災を目的に，筆者らは 10 分毎に更新される 2 時間先までの降雨予測情報を逐次ダウンロードし，ダウンロードの都度，小流域を対象とする浸水・氾濫解析を行い，浸水・氾濫の発生予測を行う手法を開発した [2]．さらに，本手法を鉄道沿線の小河川に適用し，浸水・氾濫が発生すると解析された場合に，浸水・氾濫範囲に列車が進入しないような運行方法を提案する機能を有する豪雨時鉄道減災システムを構築した [2]．

本稿では，手法の概要を紹介し，2018 年度の大雨事例でのシステムの動作を報告する．

2. 豪雨時鉄道減災システムの概要 [2]

システムの概要を図－1 に示す．以下，コンポーネント毎に記述する．

2.1 降水量予測

外部機関が予測する降水量をダウンロードする．本検討では，国立研究開発法人防災科学技術研究所（NIED）から，降水量予測値の提供を受けた．この降水量予測値は，気象庁の高解像度降水ナウキャスト [3] のデータと，気象レーダー等による観測値がデータ同化された気象シミュレーション結果 [4]を合成して得られた予測値である．予測対象は関東周辺の 2 時間先までの降水量で，空間刻みは 0.007 度，時間刻みは 1 分である．

2.2 降水量予測値に対する前処理

小流域への降水量を予測する場合，降水量の予測範囲が流域の外にずれると実際の流域への降水量に比べて，解析上の流域への降水量が小さくなる可能性がある．そこで，着目点からのある距離以内にある最大の降水量予測値を着目メッシュの降水量予測値とすることとした．すなわち，地点(x_i, y_j)の前処理後の降水量予測値 $R'(x_i,y_j)$を，もとの降水量予測値 R を用いて，

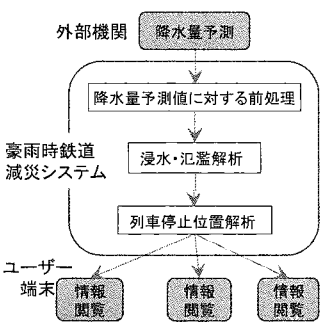
$$R'(x_i, y_j)= \mathrm{Max}\{R(x_k, y_l) \mid \sqrt{(x_k-x_i)^2 + (y_l-y_j)^2} \leqq L\}$$

とした．本検討では，過去の豪雨事例を対象として，XRAIN を用いた洪水・氾濫解析と，降水量予測値を用いた洪水・氾濫解析を行い，後者が前者を下回らない値として，L=5km とした．

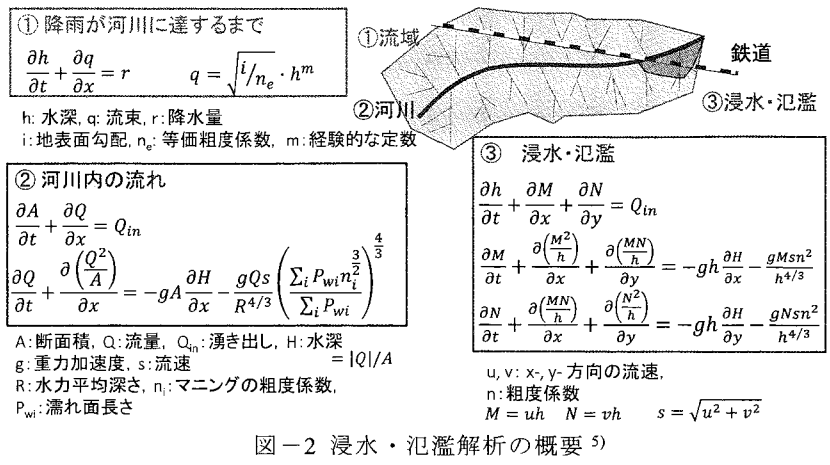
2.3 浸水・氾濫解析

降水量予測値を入力とし，線路近傍での浸水・氾濫を解析する．本研究では首都圏の小流域を対象に浸水・氾濫解析 [5]を適用した．本解析手法では，①流域内への降雨が河川に到達するまで，②河川内の流れを順に解き，河川内の水深が河川堤防の高さを超えた場合に③浸水・氾濫解析を行う (図－2)．解析の空間刻みは緯度方向 0.75 秒，経度方向 1.125 秒で，解析の結果，10 分毎の浸水深を得る．

得られた浸水深と鉄道事業者等が定めるしきい値を比較し，浸水深の方が大きな範囲を，浸水影響範囲と判定した．



図－1 豪雨時鉄道減災システムの構成



図－2 浸水・氾濫解析の概要 [5]

2.4 列車停止位置解析

2.3 節で得られる何分後に，どこが浸水影響範囲となるかという予測情報を入力とし，これらの範囲に列車が進入しないという条件での列車の停止位置を解析する [6]．具体的には，浸水範囲の線路への列車進入を許容しない条件での，最小費用流問題としてモデル化した．また，浸水発生前に当該箇所を通過可能な列車は，通過させることとした．さらに，列車を浸水影響範囲に進入させない場合，駅に停止させることとした．

3. 2018 年 8 月 27 日の大雨の際の動作状況

3.1 動作結果

2018 年 8 月 27 日，関東地方で大雨が発生した．東京都では，世田谷区付近で 21 時までの 1 時間の解析雨量が 110mm に達した [7]．

関東地方の鉄道沿線における小河川を対象とした試験稼働の結果，19:10 までの気象レーダー等による観測値が反映された降水量予測値(図－3(A))を用いて，19:24 に「20:00～21:10 にかけて氾濫が発生する」との予測結果が得られた．この解析には，さらに，列車停止位置解析の結果，列車を浸水影響範囲に進入させないためには，あらかじめ列車を A 駅で停止させればよいとの解析結果が得られた (図－3(B))．

実際には，線路に影響を及ぼす浸水は確認されなかった．なお，線路沿線や河川部の 3 地点で実施した計測結果と，解析結果を比較したところ，水位の絶対値は解析結果の方が高いが，水位が上昇するタイミングはおおむね一致していることを確認している [8]．

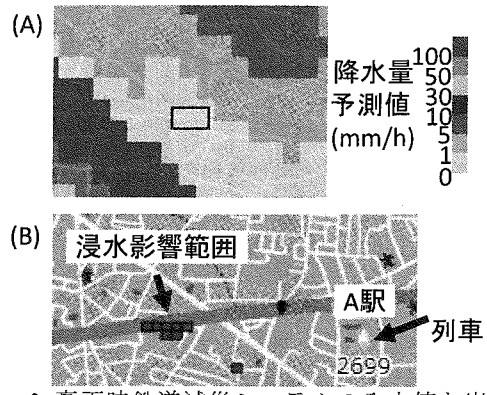
3.2 動作結果に関する考察

19:24 に 20:00 の予測結果を解析することができたことから，予測から現象発生までのリードタイムが 36 分である．36 分のリードタイムがあれば，鉄道事業者が駅等にて列車を停止させる判断や指示を行う時間が一定程度確保されていると考えられる．

実際と解析結果の比較から，本システムは浸水・氾濫をやや過大に評価している．これは，2.2 節で示した前処理において，見逃しを防ぐために，着目メッシュ周辺 5km 以内の最大の降水量予測値を，浸水・氾濫解析の入力値としているためである．現段階では，まずは見逃しを防ぐ点を重視してシステムを構築したが，試験稼働と実測との比較をつづけ，改良を行っていく．

4. まとめ

2 時間先までの降水量予測値を入力とし，浸水・氾濫解析と列車停止位置解析を行う逐次更新型の豪雨時鉄道減災システムを構築した．2018 年 8 月 27 日の関東地方の大雨事例では，本システムにより，30 分程度のリードタイムをもって浸水・氾濫の発生を予測することができ，本システムが浸水・氾濫からの減災手法として利用できる可能性が示された．



図－3 豪雨時鉄道減災システムの入力値と出力

謝辞

本研究の実施に当たっては，西武鉄道株式会社，国立研究開発法人防災科学技術研究所にご協力いただいた．本研究の一部は，総合科学技術・イノベーション会議の SIP(戦略的イノベーション創造プログラム)「レジリエントな防災・減災技術の強化」(管理法人：JST)により実施した．

文献

1) 気象庁：全国（アメダス）の 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生回数，https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/extreme/extreme_p.html（2019 年 7 月 31 日閲覧）
2) 浦越拓野，川越健，渡邉諭，尾崎尚也：降水量予測値を用いた豪雨時鉄道減災システム，鉄道総研報告，Vol.32，No.7，pp.23-28，2018
3) 気象庁：高解像度降水ナウキャスト http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kurashi/highres_nowcast.html （最終閲覧日：2018 年 3 月 8 日）
4) Kato, R., Shimizu, S., Shimose, K., and Iwanami, K., “Very Short Time Range Forecasting Using Cress-3DVAR for a Meso- γ -Scale, Localized, Extremely Heavy Rainfall Event: Comparison with an Extrapolation-Based Nowcast,” *Journal of Disaster Research*, Vol.12, No.5, pp.967-979, 2017
5) 渡邉諭，湯浅友輝，馬目凌：鉄道沿線における局地的短時間豪雨時の流出・氾濫影響評価手法，鉄道総研報告，Vol.32, No.7, pp.11-16, 2018
6) 尾崎尚也，渡邉拓也，深澤紀子：突風・浸水予測を用いた列車停止及び避難誘導アルゴリズム，鉄道総研報告，Vol.31, No.10, pp.5-10, 2017
7) 東京管区気象台，平成 30 年 8 月 27 日の大雨に関する東京都気象速報，平成 30 年 9 月 10 日，2018
8) 馬目凌，渡邉諭，湯浅友樹：都市部流域における線路への流入を考慮した流出・氾濫解析に関する基礎検討，平成 31 年度土木学会 II-107，印刷中

P15. 断層変位の確率論的評価について
-2016 年熊本地震および 2014 年長野県北部地震-

Probabilistic fault displacement hazard evaluation -2016 Kumamoto and 2014 Nagano earthquakes-

○井上直人（地域地盤環境研究所）
Naoto Inoue

1. はじめに

確率論的断層変位ハザード解析（Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis: PFDHA）は，活断層上とそこから離れて発生する変位を確率論的手法で評価する．PFDHA では活断層での変位を主断層変位，それより離れて生じる変位を副断層変位と区別して取り扱う．副断層はその地表トレースも連続性に乏しく，生じる変位も小さい．また，副断層は地質図や活断層図スケールでは表現できない小規模な地下の破砕もしくは断層構造で発生していると考えられ，的確に予測するのは困難とされる[例えば1)]．本検討では，近年発生した 2014 年長野県北部地震と 2016 年熊本地震を引き起こした断層における PFDHA 主断層・副断層の試算結果を紹介する．

2. PFDHA について

PFDHA で得られる年超過確率は，具体的な構成式やデータについては紙面の都合上ここでは触れないが，地震時に地表に断層が達する確率，評価地点に断層変位が発生する確率，ある断層変位量を超過する確率，これらそれぞれの確率密度関数の積に地震の発生頻度を掛け合わせて求められる．超過確率は断層変位距離減衰式の確率密度関数の累積分布関数から求められる．いずれも，過去に発生した地震やその変位データをコンパイルして適切な統計分布関数を当てはめることでモデルを構築する．距離減衰式では様々な地震規模のデータをコンパイルするために，断層変位は最大変位，もしくは平均変位で正規化した値を用いる．主断層では，断層上の位置を地表地震断層長で正規化し，中央で折り返したモデルを用いる．ばらつきは大きいが，断層中央部で変位量が大きく，端部向かって減少するモデルとなっている．副断層では主断層からの最短距離を用いる．

論文等で公開されている PFDHA モデルとしては，グローバル（国内外）の正断層を対象としたモデル[2)]，横ずれ断層を対象としたモデル[3)]，逆断層と対象としたモデル[4)]が挙げられる．国内では横ずれ・逆断層データをコンパイルした日本のモデル[5)]がある．ここでは正断層を対象としたモデル以外を用いて 2016 年熊本地震，2014 年長野県北部地震が発生した布田川断層と糸魚川-静岡構造線断層北部において PFDHA を行った．計算には平均変位で正規化されたモデルを用いた．計算条件を表-1 および表-2 に示す．各断層の再来間隔とマグニチュードは J-SHIS（http://www.j-shis.bosai.go.jp）の 2019 年の平均モデルを参照した．主断層の評価地点は最も差が大きくなると思われる断層中央部と端部とした．

表-1　布田川断層計算パラメータ

パラメータ	値
再来間隔	17050 年
マグニチュード	6.5
主断層評価地点	断層中央部・端部
副断層評価地点	主断層から 50m，100m，500m
グローバル横ずれ断層モデル[3)]	Bi-linear 関数（平均変位モデ
日本の PFDHA モデル[5)]	ガンマ分布（平均変位モデル）

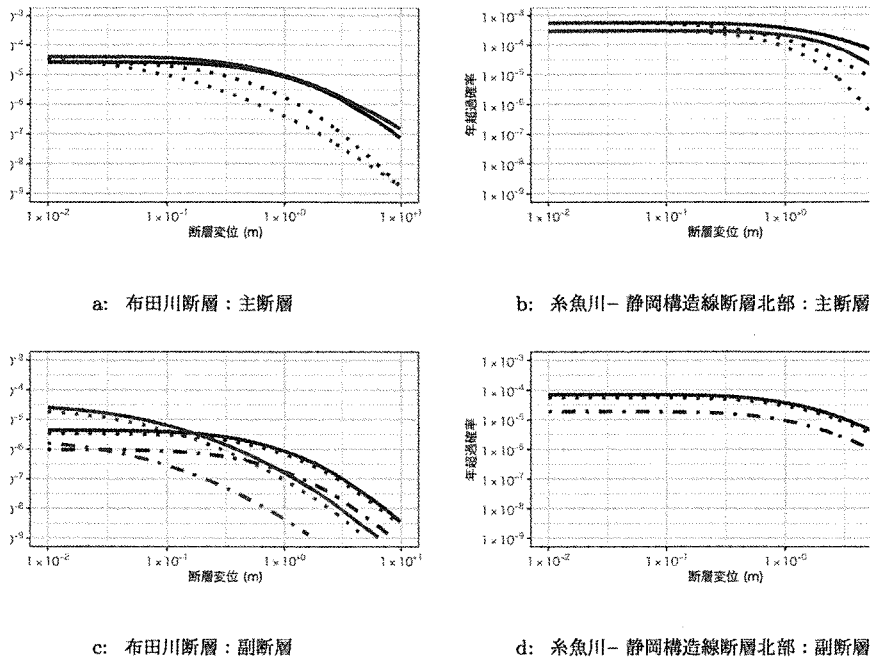
表-2　糸魚川-静岡構造線断層北部計算パラメータ

パラメータ	値
再来間隔	1700 年
マグニチュード	7.1
主断層評価地点	断層中央部・端部
副断層評価地点	主断層から 50m，100m，500m
グローバル逆断層モデル[4)]	ガンマ分布（平均変位モデル）
日本の PFDHA モデル[5)]	ガンマ分布（平均変位モデル）

3. 解析結果

ハザード解析結果を図 1 に示す．横軸が断層変位量で，縦軸が各変位量に対する年超過確率である．布田川断層と糸魚川-静岡構造線断層北部とを比較すると，マグニチュードが大きく，平均活動間隔が短い糸魚川-静岡構造線断層北部の方が全体的に高い年超過確率を示す．各グラフの色の違いが PFDHA モデルの違いを示すが，布田川断層ではグローバル横ずれ断層モデルと日本のモデルとで断層中央部では大きな違いはない．糸魚川-静岡構造線断層北部ではグローバル逆断層モデルの方が全体的に小さい年超過確率を示す．これはグローバル逆断層モデルの断層出現確率が他のタイプの地震と比べて低いことに起因する．

逆断層の副断層モデルは日本のモデル以外にまだ利用可能なモデルはない．布田川断層の副断層ではモデルの違いが大きくあらわれている．日本のモデルで



a: 布田川断層：主断層　　b: 糸魚川－静岡構造線断層北部：主断層

c: 布田川断層：副断層　　d: 糸魚川－静岡構造線断層北部：副断層

図－1　PFDHA 結果．グラフの色の違いはモデルの違いを示す．青は日本のモデル[5]，布田川断層の赤はグローバル横ずれ断層モデル[3]，糸魚川-静岡構造線北部断層の赤はグローバル逆断層モデル[4]を示す．線種の違いは評価地点の違いを示し，主断層では実線は断層中央部，点線が断層端部，副断層では実線が主断層から 50m，点線が 100m，一点鎖線が 500m の結果を示す．

は 50m でも離れると全体的に主断層の年超過確率に比べて 10 分の 1 程度になるが，グローバル横ずれ断層モデルでは 50m 離れた場合は，cm オーダーの変位レベルでは主断層に近い年超過確率を示し，主断層から 500m 離れると，年超過確率はかなり小さくなる．グローバル横ずれ断層モデルでは，副断層関連の各確率密度関数は，主断層近傍で大きく，距離が離れるに従い，急激に減少しているのに起因する．PFDHA 各モデルの結果から，主断層では断層端部を除いて違いが少なく，副断層で大きく異なることが示唆された．この違いが，データセット構築の際の基準の違いなのか，局所的なテクトニクス環境に起因するのかは，実データを参照して断層変位ハザードを考える上で重要である．

実際の地震では，2016 年熊本地震でもみられるように，主断層変位が活断層に沿って狭い範囲で分布している場合や，複数条に幅をもって分布している場合もある．地形判読が困難で推定精度の低い場合や，断層構造が複雑な場所では主断層変位が幅をもって生ずることもある．このような活断層の位置推定のばらつきを PFDHA に組み込んだモデルも提唱されている[1),3)など]．

4. おわりに

本来 PFDHA は，評価する周辺のあらゆる活断層からの年超過確率を求めることで，断層変位が生じる可能性について検討を行うものである．しかしながら，活断層から離れた地点の断層変位も定量的に評価されるとして J-SHIS モデルに基づく特定のシナリオの PFDHA の計算例を示した．主断層変位では断層端部を除いてモデルの違いは小さいのに対して，副断層変位では大きな差が見られた．本検討では具体例を示さなかったが，基本となる活断層情報の精度や複雑さによって，活断層周辺に幅広く断層変位が分布する可能性があるといった考え方も断層変位ハザードを考える上で重要である．

文献

1）Chen, R., and M. D. Petersen (2011): Earthquake Spectra, 27, 2, pp. 293-313. 2）Youngs, R. R., W. J.Arabasz, R. E. Anderson, A. R. Ramelli, J. P. Ake, D. B. Slemmons, J. P. McCalpin, D. I. Doser, C. J. Fridrich, F. H. Swan, A. M. Rogers, J. C. Yount, L. W. Anderson, K. D. Smith, R. L. Bruhn, P. L. K. Knuepfer, R. B. Smith, C. M. dePolo, D. W. O'Leary, K. J. Coppersmith, S. K. Pezzopane, D. P. Schwartz,J. W. Whitney, S. S. Olig, and G. R. Toro (2003): Earthquake Spectra, 19, 1, pp. 191-219. 3）Petersen, M. D., T. E. Dawson, R. Chen, T. Cao, C. J. Wills, D. P. Schwartz, and A. D. Frankel (2011): Bulletin of the Seismological Society of America, 101, 2, pp. 805-825. 4）Moss, R. E. S., and Z. E. Ross (2011): Bulletin of the Seismological Society of America, 101,4, pp. 1542-1553. 5）高尾　誠・土山滋郎・安中　正・栗田哲史(2013):日本地震工学会論文集，13，1，pp.17-32.

P16. 九重火山周辺の湧水水質と火山地質の関係

The relation between the water quality and the volcanic geology around the Kuju volcano

久保佑佳（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Yuka-Kubo, Takehiro-Ohta

1. はじめに

火山はその山体に大量の水を貯えており山麓部には多くの湧水池が分布し[1],また火山周辺ではマグマ活動に由来する熱水の上昇もみられ[2],地下水や熱水に化学的な多様性がみられる[例えば 3].この多様性は,マグマ由来の熱水や火山ガスの影響[4]や火山体構成物質の形態や鉱物化学特性[5]が影響していると考えられる.例えば長湯温泉（大分県）において溶存ガスの炭素同位体比やヘリウム同位体比を測定することにより,炭酸泉中の二酸化炭素はマグマ起源であることが示されている[4].

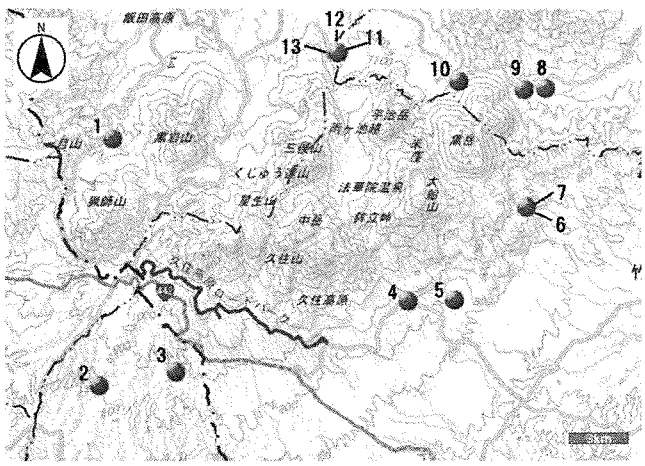
そこで本報告では,火山活動の影響を受けていると推定される九重火山周辺の湧水について分析を行い,火山地質との関係について検討した結果を報告する.

2. 調査方法

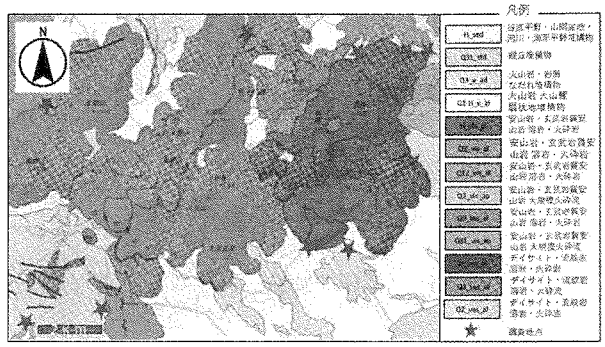
対象地の各湧水地点で採水を行い,現地で水温,電気伝導率,pH,酸化還元電位を東亜ディーケーケー株式会社製ポータブル pH 計 (GST-2729C),EC 計 (CT-27112B),ORP 計(PST-2739C)を用いて測定した.採水した試料について,陽イオンは ICP 発光分光分析 (Varian 社製誘導結合プラズマ発光分光分析装置),HCO_3^-は硫酸滴定法により分析した.

3. 調査地域の概要

調査対象は,大分県玖珠郡九重町～由布市～竹田市～熊本県阿蘇郡産山村にまたがる九重火山山麓の湧水池,河川水および池である（図-1,図-2）.図-1,2 に基づき各湧水地点の特徴を表-1 にまとめた.



図－1　調査地域（国土地理院地図に加筆）



図－2　地質図（シームレス地質図に加筆）

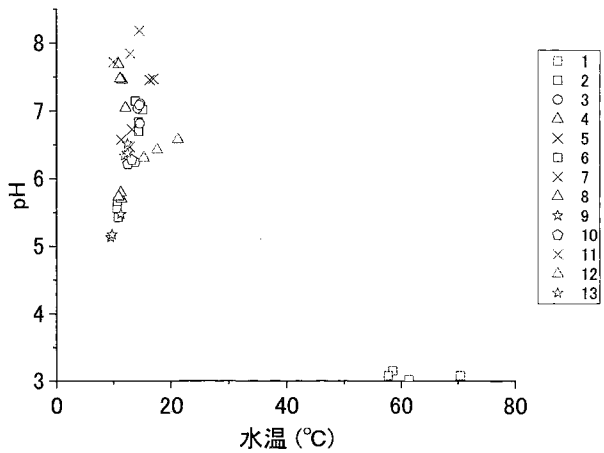
表-1　各地点の特徴

No	種類	湧出箇所	備考
1	熱水(自噴)		小松地獄
2	湧泉	火砕流台地	
3	湧泉	火砕流台地	
4	湧水	溶岩流末端	
5	ため池		
6	湧水	溶岩流末端	炭酸泉
7	河川水		
8	湧水	溶岩ドーム縁辺部	炭酸泉
9	湧水	溶岩ドーム縁辺部	炭酸泉
10	湧泉	溶岩ドーム縁辺部	
11	河川水		
12	ボーリング孔(自噴)		
13	浅層地下水	のり面工の水抜き孔	

4. 結果

4-1.　水温・pH・EC・Eh

水温,pH,EC,Eh の関係を図-3~6 に示す.ここでは地下水,熱水を北西部(No.1,12,13),東部(No.6,8,9,10)と南部(No.2,3,4)の 3 つのグループに分け,各々の特徴について述べる.各々の図中では地下水,熱水は白抜き印で,地表水は×印で示す.



図－3　水温と pH の関係

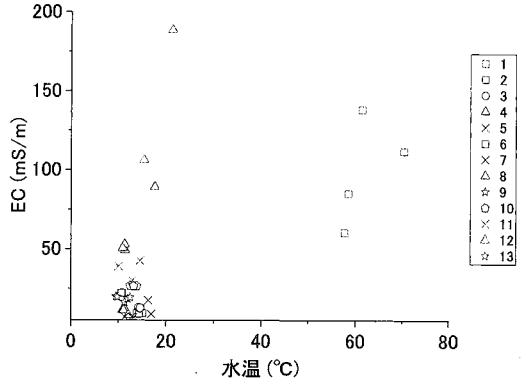


図 - 4　水温と EC の関係

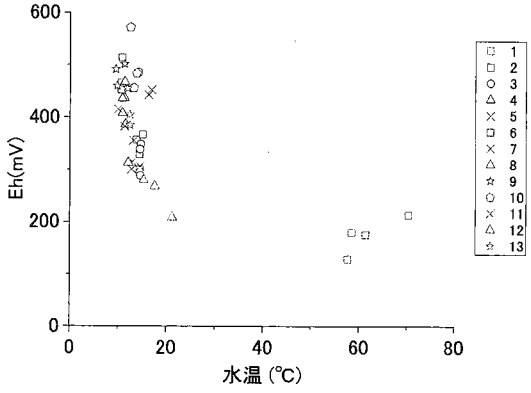


図 - 5　水温と Eh の関係

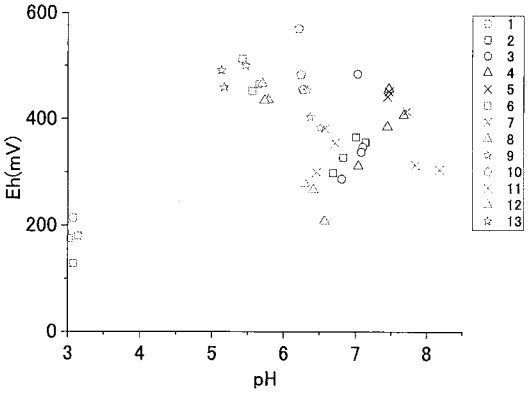


図 - 6　pH と Eh の関係

図 3~6 から,南部の地下水(No.2,3,4)は pH6.5 以上を示す.北西部の地下水(No.12,13)は pH6.3～6.5 を示し,同じく北西部の熱水(No.1)は pH が 3.0 程度で他と異なり 55℃以上と高温である.東部(No.6,8,9,10)は pH5.0~6.3 を示す.EC は,南部が 15mS/m 以下と低く,東部では 15～50mS/m,北西部の深部の地下水,熱水では 60～190mS/m を示す.Eh は東部で最も高く 400mV 以上を示し,南部では 280～460mV,北西部の浅層地下水は 400mV 程度を示す.北西部の深部の地下水,熱水は 300mV 未満で還元的である.

4-2.　陽イオンと HCO_3^-

Na^+,K^+,Ca^{2+},Mg^{2+},HCO^{3-}について,南部,東部(No.8 以外),北西部(No.12 以外)の濃度の範囲と No.8,12 の濃度を表-2 に示す.No.8,12 はいずれのイオンも他より高い濃度を示す.

表-2　Na^+,K^+,Ca^{2+},Mg^{2+},HCO^{3-}の濃度の範囲

	Na	K	Ca	Mg	HCO3
	mg/L				
南部	1.5-2.6	2.0-3.1	7.4-11.8	2.1-3.9	23.5-46.9
東部	2.7-5.5	1.3-2.9	24.5-32.8	2.1-8.5	68.3-92.7
No.8	6.3	4.3	76	19.8	273.2
北西部	2.8-3.3	2.5-10.1	14.8-24.8	4.7-5.7	89.1-92.7
No.12	15.8	8.3	176.4	56.8	754.9

4-3.　Al・Fe

Al は No.1(小松地獄)のみで検出された(18.07mg/L).

Fe は南部(No.2~5)と東部の No.7(河川水)では検出されなかった.これは図-6 より,No.2~5,7 は水中の Fe が固相として存在する領域にあるためである.

5. 考察

以上の結果から,13 か所の地点を,南部の pH6.5 以上のグループ,東部に分布する pH5.0~6.3 かつ酸化的な炭酸泉のグループ,北西部の pH6.3~6.5 付近かつ還元的なグループに分けることができ(図-7),九重火山周辺部では地下水等の水質が地域によって異なることがわかった.これは,地域ごとに異なった組成の岩石が分布することに起因することを示唆する可能性がある.北西部の還元的なグループでは,No.1(小松地獄)と No.12(ボーリング孔)では,地理的に位置が離れていることから水質形成機構は異なる可能性がある.他のそれぞれのグループでは,グループ内でほぼ同じ特徴を示すことから,同じ水質形成機構であると考えられる.

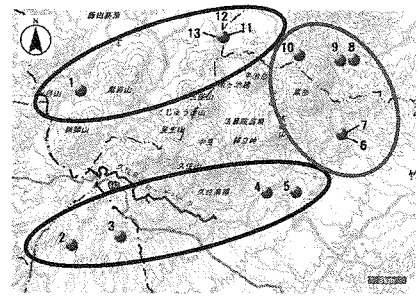


図 - 7　グループ分けした図（地理院地図に加筆）

文献

1) Yamamoto,S.（1995）:Volcano body springs in Japan.Kokon-Shoin,264p.

2) 太田一也（2006）:雲仙火山の温泉とその地学的背景,日本地熱学会誌,Vol.28,No.4,pp.337-346.

3) Dong-Chan Koh・Gi-Tak Chae・Jong-Sik Ryu・Seung-Gu Lee・Kyung-Seok Ko(2016) : Occurrence and mobility of major and trace elements in groundwater from pristine volcanic aquifers in Jeju Island, Korea,Applied Geochemistry,Vol.65,pp.87-102

4) 岩倉一敏・大沢信二・高松信樹・大上和敏・野上憲治・由佐悠紀・今橋正征（2000）:長湯温泉（大分県）から放出される二酸化炭素の起源,温泉科学,Vol.50,pp.86-93.

5) 小寺浩二・浅見和希・諸星幸子（2017）:活火山地域の水環境に関する比較研究,2017 年度日本地理学会春季学術大会

P17. 宮古島平良地域の塩水化について

About the salinization of Miyakojima Hirara area

○風見健太郎　渡辺俊一　齋藤晴紀（(株) エイト日本技術開発）
兼島方昭　上地琢也（宮古島市　上下水道部）

1. はじめに

沖縄県宮古島市上水道は地形的要因により取水量の全量を湧水・地下水を取水し、供給されている。宮古島においては、近年、観光需要が増大しており、ピーク時の水需要の不足が懸念されている。取水量のうち大半を湧水に依存しており、不足分を 11 の取水井戸で賄っている。宮古島にはいくつかの地下水流域があり、流域内に設置された取水井戸で不足分が確保されており重要な水源となっている。今回、平良港から 1 .5km に位置するニャーツ水源について、温暖化による海水準の変動、取水量の増量の検討を行うための基礎調査として、塩水化の状況について調査を行った。

2. 地形・地質と地下水流域

図-1 に示す宮古島における地下水流域図と地形図が示すように、宮古島は北北西－南南東方向の断層に起因する多くの低山稜と南西方向へ緩く傾いたケスタ地形が分布する。

宮古島の地質は下位より鮮新世～更新世の島尻層群、更新世の琉球石灰岩、更新世～完新世と推定される大野越粘性土層が互いに不整合の関係で分布している。宮古島の流域は断層による地形の起伏と地下構造、地質により地下水流域界を形成している。

宮古島市の地下水流域区分

地下水流域群	地下水流域名	略号	地下水流域群	地下水流域名	略号
宮古島北部	西平安名	N1	宮古島東部	福里北	E3a
	島尻	N2		福里南	E3b
	西添道	N3		皆福北	E4a
	西原東	N4		皆福南	E4b
	東添道	N5		保良	E5
	白川田	N6		吉野	E6
	高野海岸	N7		東平安名	E7
宮古島西部	久松	W1		山川海岸	E8
	平良	W2		比嘉東	E9
	川満	W3		新城北	E10
	与那覇	W4	大神島	大神島	O1
	嘉手苅	W5	池間島	池間島	I1
	上野	W6	伊良部島	佐良浜	R1
宮古島東部	砂川北	E1a		伊良部	R2
	砂川南	E1b	下地島	下地島	S1
	仲原	E2	来間島	来間島	K1

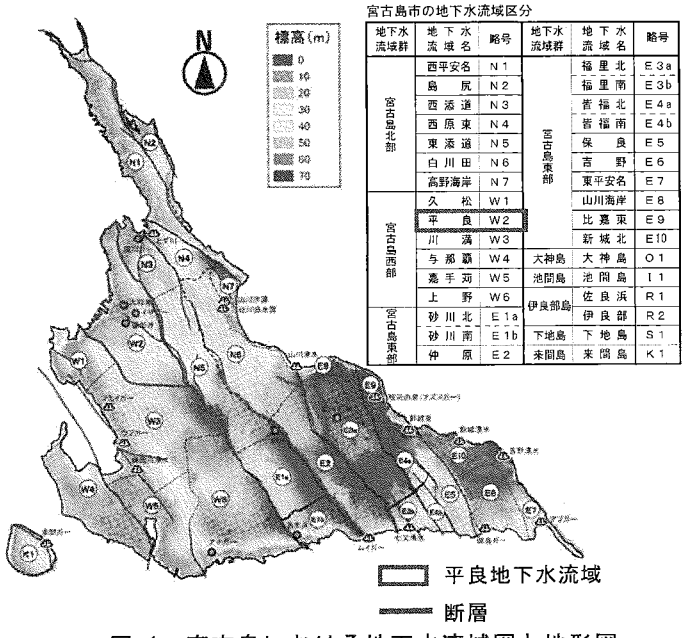


図-1　宮古島における地下水流域図と地形図

3.調査方法

ボーリング調査、垂直電気探査により不透水性基盤の形状を推定した。調査は平成 30 年 6 月 1 日から実施した。地下水位は月 1 回の水位の手測り観測を行い、塩水化の状況を把握するために鉛直方向の電気伝導率測定を行った。塩水化および非塩水化の箇所にそれぞれ自記 Ec 計を設置しその状況を把握した。また、塩水化判定を行うに当たり主要成分 7 項目によるイオン分析をイオンクロマトグラフ法により実施した。調査に使用した計測器は鉛直電気伝導率測定には「KL010CM（OTT 社)」、電気伝導率の連続観測では「S&DL 水位・導電率計（応用地質)」を用いた。

4.調査結果

（1）不透水性基盤構造

ボーリング調査、電気探査得られた情報により図-2 に示す不透水性基盤コンター図を作成した。図-2 より平良地下水流域の不透水性基盤は深い谷形状と推定され、北西の平良港付近で深くなり基盤標高-30m 以深と推定される。北東側の宮古空港側では基盤標高が高くなり基盤標高は 30m 以上を示す。ニャーツ水源は基盤標高が-15m 付近に位置する。

（2）地下水流向

図-2 に示すように平良地下水流域への地下水の流れは北東側の東添道地下水流域より流入していることが調査[1)]により分かっている。図-2 は平成 30 年 8 月時点の地下水コンターである。東添道流域からの地下水の流入箇所では水位標高が 10m で平良地下水流域では水位標高 5m となり、平良港に向かうに従って水位が低下する。平良港付近では、ほぼ海水準と同程度の水位となっており、東添道地下水流域から流入した地下水が平良港側へ流出しているものと考えられる。

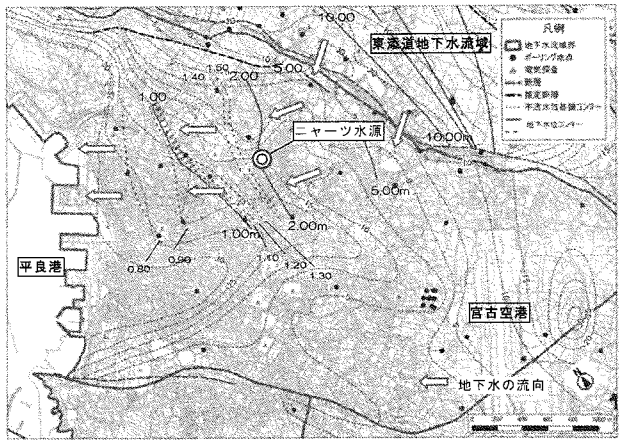


図-2　平良地下水流域の基盤コンターと地下水位コンター

（3）塩水判定基準

塩水化の判定は、現地にて測定できる電気伝導率とし、様々な条件下での地下水を採水した。図-3 に示す

電気伝導率と塩化物イオン濃度の相関関係を求め、水道水質基準[2]である塩化物イオン量200mg/Lの電気伝導率を塩水化の判定基準とした。図-3より塩水化と判定される電気伝導率は110mS/mがしきい値となった。

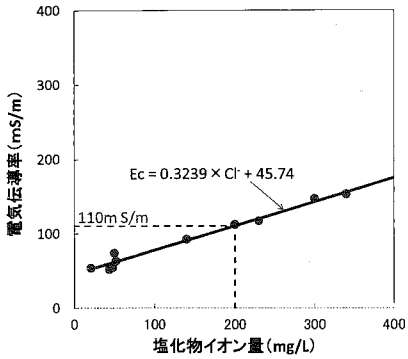


図-3　塩化物イオン量と電気伝導率の関係

（4）塩水化状況調査

塩水化状況調査は観測孔を設置した箇所について鉛直方向の電気伝導率を1m間隔で測定を行った。図-4に塩水または淡水と判定されたボーリング観測孔の位置を示す。その結果、図-4の断面においては塩水化が確認された地点は海岸線から約740mの位置であり、ニャーツ水源まで約400mの位置まで塩水化していることが分かった。

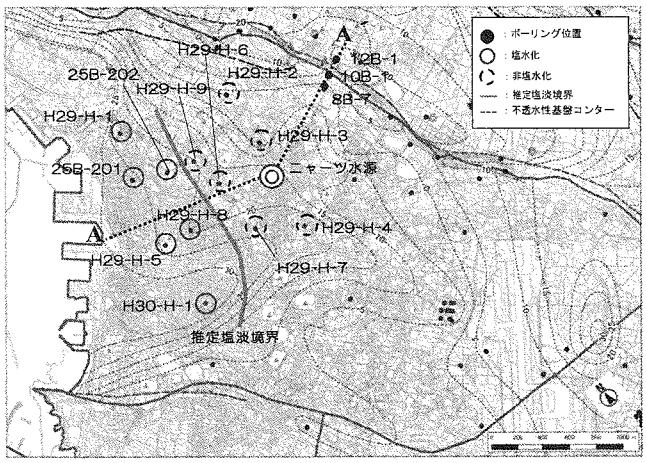


図-4　平良地下水流域における塩淡境界ライン

図-5にA-A´断面を示す。図-5が示すようにガイベンヘルツベルグによる塩淡境界に比べて本調査で設定した塩淡境界ではガイベンヘルツベルグによる塩淡境界のほうが深くなった。この要因として、本調査での塩淡境界のしきい値を110mS/mに海水よりも低い値としたことが要因と考えられる。

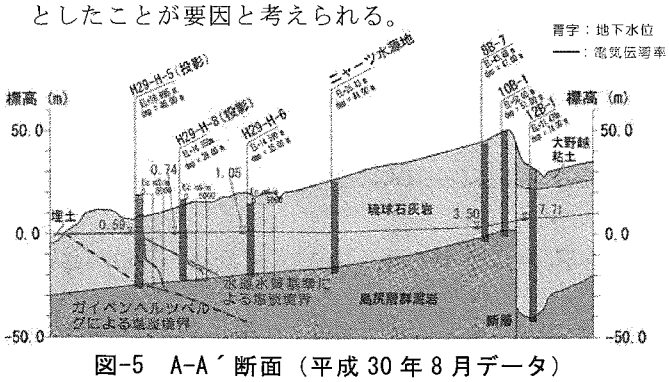


図-5　A-A´断面（平成30年8月データ）

（5）電気伝導率の連続観測

図-6に平成30年6月～平成30年12月のH29-H-6、H29-H-8地点の電気伝導率の連続測定結果を示す。センサーの設置深度は塩水化しているH29-H-8では汽水域、非塩水化のH29-H-6地点は孔底付近にセンサーを設置した。図-6よりH29-H-8地点では2018年の7月頃に電気伝導率が最も高くなり2500mS/m以上を示す。以降8月に襲来した台風8号の最大228mm/dayの降水で緩やかに水位が上昇するとともに電気伝導率が低下し電気伝導率は110mS/mを下回った。これは、東添道地下水流域からの地下水の流入が多くなり地下水の水圧が高くなったためと考えられる。H29-H-8地点においては電気伝導率、地下水位の変化は潮位の変動と調和的であった。一方、H29-H-6地点では電気伝導率はほとんど変化せず、50mS/m前後を示しているが、地下水位は上下変動を繰り替えしており、潮位の影響を受けていると考えられる。

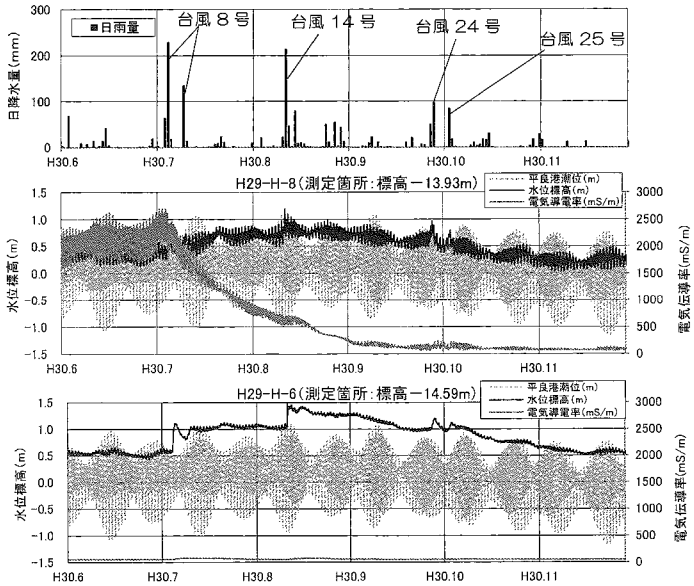


図-6　H29-H-6、H29-H-8地点のEc、地下水位の変化

5.まとめと今度の課題

1）平良地下水流域では海岸線から740mの位置付近まで塩水化していることが分かったが、ニャーツ水源までは到達していなかった。

2）H29-H-8地点では、東添道流域からの地下水の流入により地下水位が上昇し電気伝導率の低下が見られた。

3）ニャーツ水源近傍のH29-H-6地点では塩水化は見られなかったが、水位には潮位の影響を示唆する変動が見られた。

上記の調査結果により二次元密度流解析を行い、温暖化時の検討、計画取水量を増量させたケースによる塩水化の予測解析を行う予定である。

参考文献

1）平成10年度東添道流域・平良流域界地下水調査委託業務　報告書

2）水質基準項目と基準値：厚生労働省ホームページ

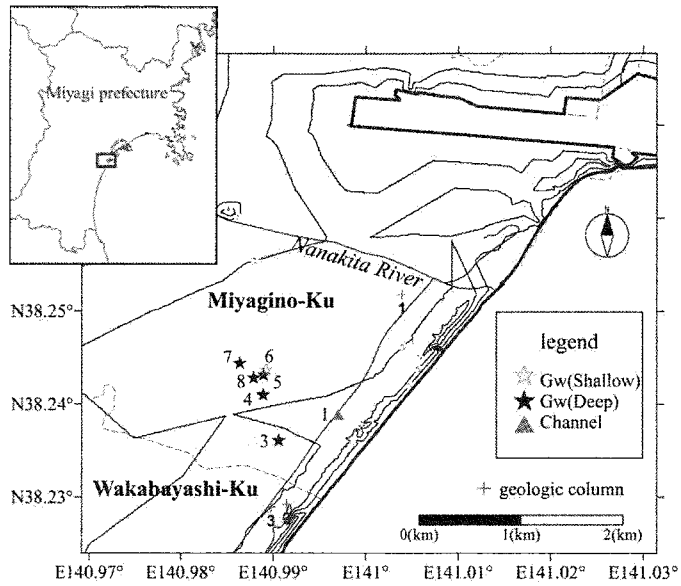
P18. 仙台市宮城野区新浜地区における地下水の水質の特徴と滞留時間の推定値－2019年1月の調査結果－

Characteristics of water quality and estimation of residence time in groundwater at Shinhama area, Sendai City

○藪崎志穂（総合地球環境学研究所），柴崎直明（福島大学），山本怜南（福島大学）
Shiho Yabusaki, Naoaki Shibasaki, Renan Yamamoto

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の津波の影響を受けた地域のうち，特に沿岸域で現在行われている堤防の造成や土地改良などの諸事業は，地域の生態系や水・物質循環へ影響を与えることが予想される．今後の状況把握や対策を考えるためにも，現状を把握し記録することが重要である．福島県北部沿岸域の水質や同位体，滞留時間の特徴[1) 2)]や，仙台平野南部沿岸域の地下水の塩水化の状況[3)]については，ある程度の特徴を把握できているが，仙台市沿岸域における浅層・深層地下水の継続的かつ詳細な調査事例は少なく，実態を把握しきれていないのが現状である．そこで，本研究では，津波による地下水への影響把握に焦点を当て，(1) 地下水の水質や安定同位体比の特徴を明らかにし，季節変化の有無なども示す，(2) 地下水の滞留時間を推定し，水質や地質などの状況と併せて地下水流動について検討する，ことを目的とする．



図－1　調査地点の位置図

2. 調査の方法

仙台市宮城野区新浜地区において，2019年1月より毎月1回，運河1地点，浅井戸1地点，深井戸5地点の計7地点で調査を行っている．調査地点の概要を表－1に，位置図を図－1に示した．現地では水温，EC，pH，ORPを測定し，化学分析用の試料採取を行っている．採水試料は0.22μmのシリンジフィルターでろ過し，ICP-MS分析用の試料には濃硝酸を少量添加して保管した．また，2019年1月28日は4地点（3，4，7，8）について，地下水の滞留時間推定用の試料採取も実施した．本発表では2019年1月のデータを用いて（運河のみ2018年12月データを利用），観測地点の水質・同位体の特徴と滞留時間の推定結果について報告する．

表－1　調査地点の種別と井戸深度

No	Type	Well depth (m)
1	Channel	—
3	Deep groundwater	30
4	Deep groundwater	28
5	Deep groundwater	30
6	Shallow groundwater	3.1
7	Deep groundwater	30
8	Deep groundwater	34

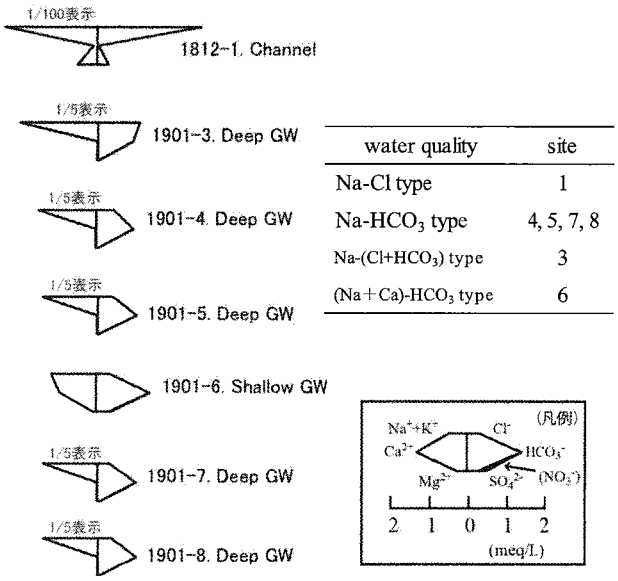
3. 分析項目

採取した水試料について，無機溶存成分はイオンクロマトグラフ（Dionex，ICS-3000），酸素・水素安定同位体比はCRDS法（Picarro，L2130-i），微量元素はICP-MS（Agilent，7500cx）にてそれぞれ分析を行った．また，滞留時間推定用としてCFCsとSF_6の分析を実施した．

4. 溶存無機イオンの特徴

IC分析により得られた主要溶存成分（Na^+，K^+，Ca^{2+}，Mg^{2+}，Cl^-，HCO_3^-，SO_4^{2-}，NO_3^-）のデータを用いて水質組成図を作成し，Stiff diagramを図－2に示した．この結果から調査地点の水質の特徴は4つに区分でき，Na-Cl型（1），Na-HCO_3型（4，5，7，8），Na-(Cl+HCO_3)型（3），(Na＋Ca)-HCO_3型（6）である．1の運河は海水と河川水が混入しており，海水と比べると濃度は低いが，海水の水質の影響を受けていることがわかる．Na-HCO_3型を示す4，5，7，8は井戸深度が28～34 mの深井戸で，水質組成や濃度は同じであるため，同じ帯水層の地下水であると考えられる．3も同じく井戸深度30 mの深井戸であるが，他の深井戸4地点よりもやや海岸近くに位置しており，Cl^-濃度の割合が高いことから，海水の影響を多少受けていることが予想

される．6 の浅井戸は Na^+や HCO_3^-濃度が高いことは深井戸の水質組成と似ているが，深井戸に比べると溶存成分濃度が低く，また Ca^{2+}も割合として多く含まれていることから，異なる帯水層の水であることを示唆している．周辺の地質柱状図データにおいても複数の帯水層の存在が確認できることから，水質の結果には矛盾が無いと言える．また，一般的に Na-HCO_3 型の水は滞留時間が長いとされており，本調査地点の深井戸（3，4，5，7，8）の滞留時間は比較的長いことが可能性として考えられる．



water quality	site
Na-Cl type	1
Na-HCO_3 type	4, 5, 7, 8
Na-(Cl+HCO_3) type	3
(Na+Ca)-HCO_3 type	6

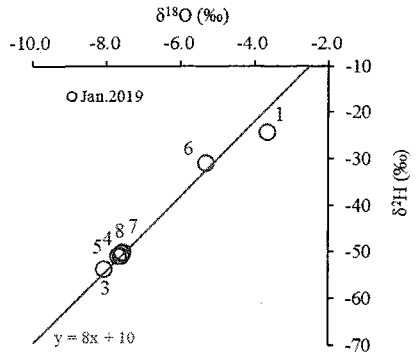
図－2　水質組成図（Stiff diagram）

5. 微量元素の特徴

ICP-MS で分析した 51 元素のうち，B，Mn，Fe，Al，Ti，Zn，As，Mo，Ba の元素が比較的多く含まれており，特に B，Mn，Fe は濃度の高い地点が多い．各成分の濃度は地点によって異なるが，4 の深井戸では（深井戸を含めた）他の地点と比べて全体的に濃度が高く，溶存無機成分の特徴は同じでも，地質の影響などを受けて微量元素の濃度が異なっていることが予想される．微量成分濃度の違いの要因については，今後の継続観測の結果も踏まえて，さらに検討を進めてゆく．

6. 安定同位体の特徴

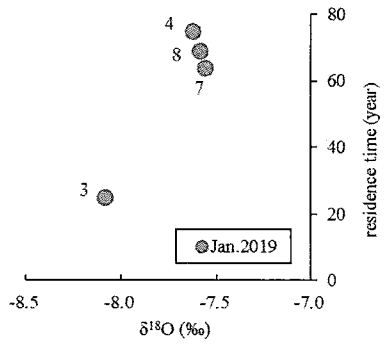
酸素安定同位体比（$\delta^{18}O$）と水素安定同位体比（δ^2H）の相関図を図－3 に示した．概ね Craig の天水線（$\delta^2H=8\times\delta^{18}O+10$）に沿うようにプロットされており，天水起源であることが示されている．1 の運河の同位体比は最も高く，海水（ほぼ 0‰）の混入の影響を受けていることがこの結果にもあらわれている．6 の浅井戸の同位体比は深井戸に比べて高く，同位体の高度効果の特徴より，涵養域（標高）は深井戸よりも低いと考えられる．深井戸の同位体比は相対的に低く，4，5，7，8 はほぼ一致しているが，3 のみ若干低くなっており，無機溶存成分の結果と同様に違いが認められた．これらのことから，4，5，7，8 とは帯水層が異なる可能性があり，3 の涵養域は 4，5，7，8 の地点よりもやや高いと予想される．



図－3　δ -diagram（$\delta^{18}O$ と δ^2H の相関図）

7. 滞留時間の推定結果

CFCs，SF_6 の分析結果から推定した平均滞留時間の結果と $\delta^{18}O$ 関係を図－4 に示した．4，7，8 の滞留時間は 70 年前後とほぼ同じ値を示しているのに対し，3 では約 25 年と短い．安定同位体の特徴から 4，7，8 よりも 3 の方が涵養域は若干高いことが予想されており，本来は 3 の滞留時間は同等か長くなるはずであるが，実際には異なる結果となっている．福島県北部沿岸域でも同様の手法により 70 年ほどの滞留時間を示す地下水や湧水が確認されているが（未公表データ），今後，他の手法による推定値と比較し，本地域の年代値の妥当性についても検討を進めてゆく．



図－4　$\delta^{18}O$ と滞留時間の関係

8. まとめと今後の展開

本調査の結果，新浜地区の浅層地下水と深層地下水の水質や安定同位体比，滞留時間の特徴を概ね把握することができた．今後は，水質の季節変化の把握や，水質と地下水位変動の関係，モデルによる地下水流動の結果と滞留時間の推定値との比較検討，新たな観測井での調査などを進め，地下水流動把握に努めてゆく．

文献

1) 藪崎志穂・柴崎直明・高貝慶隆（2015）：福島県南相馬市沿岸域の地下水，湧水の水質とトリチウム濃度について－2013 年に実施した調査結果報告－．福島大学地域創造，27(1)，37-46.
2) 藪崎志穂（2019）：津波被害を受けた湧水の時間経過に伴う水質変化－南相馬市沿岸部に位置する湧水の観測例－．地下水学会誌，61（1），65-73.
3) 森　一司・高橋朋佑・岡庭信幸・柴崎直明・大内拓哉(2012): 2011 年東北地方太平洋沖地震による仙台平野南部地域での地下水環境変化について．地下水学会誌，54(1), 11-23.

P19. アナログデータを用いた熊本地震における地下水位変化の解析

Groundwater level changes in response to the 2016 Kumamoto earthquake using analog chart date

山中知茂(熊本大学)，細野高啓(熊本大学)，井手淨(芝浦工業大学)

Chikashige Yamanaka，Hosono Takahiro，Ide Kiyoshi

1. 研究背景および目的

2016年4月14日21時26分および16日1時25分に発生した熊本地震(図-1)において，Hosono et al.(2019)では地下水位のデジタルデータを用いて，熊本地域の地下水流動系の変化を議論している．特に，地域水循環系の地下水は江津湖周辺地域における破砕帯の形成直後，亀裂部分に飲み込まれる形で地下水位が低下したというメカニズムを提案している．しかし，デジタルデータは1時間おきに観測しているため，本震発生から35分後のデータは直近の値となり，リアルタイムでの水位変動が捉えられていない．そこで，本研究では連続的な観測を行うアナログデータを用いることで，本震発生から数分後の地下水位応答の実態を把握すること目的とする．

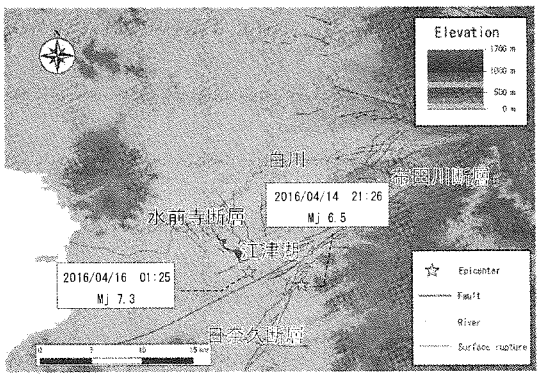


図-1 熊本地域と熊本地震の震源

2. 研究地域

図-2は，本研究地域における地質断面図である．本地域では先阿蘇火山岩類等を基盤岩として阿蘇火砕流堆積物が広く分布している．Aso-4/3間堆積物は難透水性を示し，Aso-4火砕流堆積物とAso-1~3火砕流堆積物をそれぞれ第一帯水層と第二帯水層に分けている．しかし，白川中流域では難透水層が分布していないため，第二帯水層への大きな涵養域となっている．また本地域は阿蘇西麓台地にて涵養され，涵養された水は白川中流域で第二帯水層に移動する．さらに南西の熊本平野に向け流動し，大部分が江津湖周辺地域で湧出する．一部の地下水は平野部を通過し，有明海に流出する．その他にも植木台地で涵養された地下水が，熊本平野へ流動する流れも存在する．

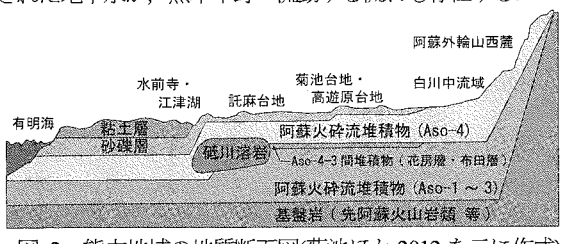


図-2 熊本地域の地質断面図(菊池ほか2012を元に作成)

3. 研究手法

本研究では熊本県・熊本市・上下水道局の3つの管理団体よりアナログチャートデータを拝借した(図-3)．地震動による欠測を除く，40地点を本研究の解析に用いた．

次にアナログデータとデジタルデータを比較する(図-4)とアナログデータはデジタルデータの観測の間隔よりも短時間で地下水位変化が発生し，波形のピークが確認できる．このことから，アナログデータの波形によってデジタルデータでは捉えられなかったものが可視化することができると言える．

アナログデータにおける地下水位変化を定量化するために，地震発生直前から波形におけるピークまでを地下水位変化，水位変化量をその地下水位変化の差，変化に要した時間は発生の時刻からピークに達した時間までとした．

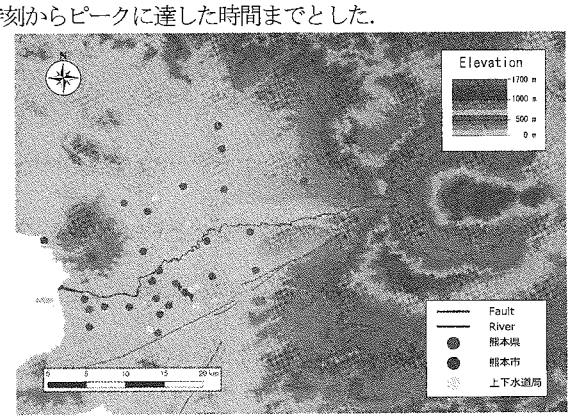


図-3 アナログチャートデータの観測井位置

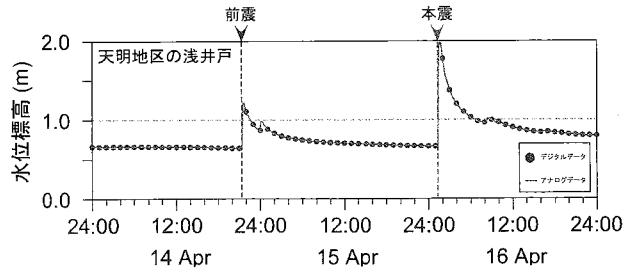


図-4 時間変化におけるデジタルデータとアナログデータとの比較

4. 結果

本震におけるデジタルデータとアナログデータとの地下水位変化量の比較(図-5)を行った．地下水位変化量の差は最大3.3m，平均0.76mであった．アナログデータとデジタルデータの地下水位変化量の差が顕著であり，デジタルデータにおける地下水位変化量の過小評価が確認された．

また本震における地下水位変化に要した時間の頻度分布(図-6)を作成した．地下水位変化は本震発生後25分程度と非常に短い時間で完了していることがわかった．

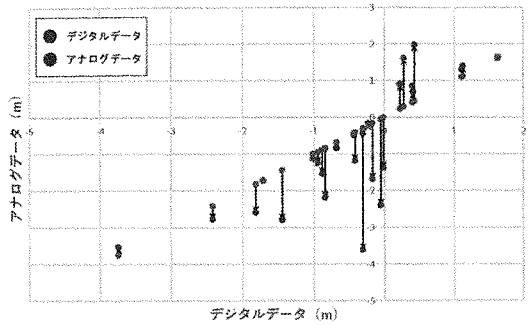


図-5　デジタルデータとアナログデータとの本震後の地下水位変化量の比較

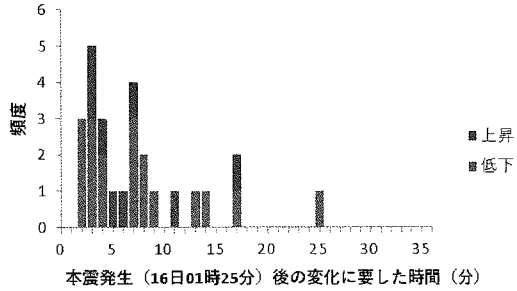


図-6　本震後の地下水位変化に要した時間の頻度分布

5.　考察

本震後の地下水位変化について上昇・低下の要因の考察を行う．平野の広範囲において地下水位低下が見られた(図-7)．また，地下水位変化の頻度分布(図-6)によると，25分で全ての変化が完了しており，特に10分以内に集中している．これは非常に短い間隔を示していることがわかる．非常に短い時間で発生した地下水位の低下は，Hosono et al.(2019)で提案されている「本震で形成された破砕帯に沿って，地下水が瞬間的に飲み込まれたことによる地下水位低下」というメカニズムに調和的であることがわかった．

沿岸域等において地下水位上昇が確認できた(図-8)．熊本地震に伴う液状化の発生を示した若松ほか(2017)における液状化の発生地点と本震に伴う地下水位上昇を示した地点を照らし合わせると，ほぼ同一の地域に存在することがわかる(図-9)．さらに地下水位変化に要する時間の頻度分布に注目すると17分以内に全ての地下水位上昇が完了している(図-6)．2011年に発生した東北地方太平洋沖地震による千葉県浦安市の液状化現象の調査を行った石川ほか(2012)では，液状化現象は発生直後からの20分間に目撃されている．このことから本研究と報告書との液状化発生の時間間隔に遜色ないことがわかり，本震後の地下水位上昇の要因として液状化現象が考えられる．

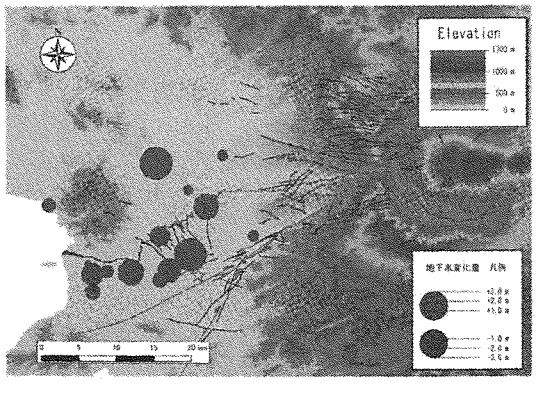


図-7　本震における地下水位低下量の分布図

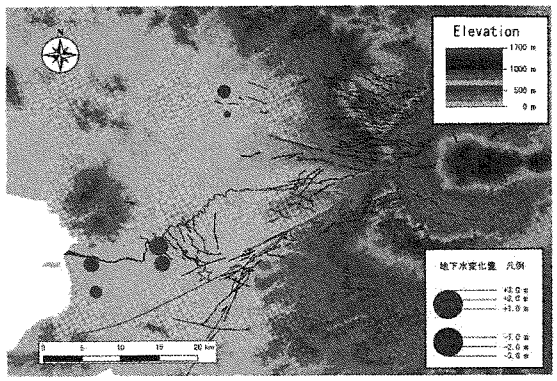


図-8　本震における地下水位上昇の分布図

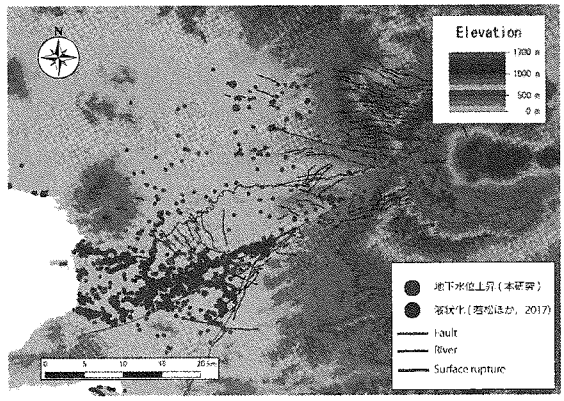


図-9　液状化地点と本研究の地下水位上昇地点の比較

6.　結論

本研究ではアナログデータを用いた熊本地震における地下水位変化について解析を行い，以下のことがわかった．

デジタルデータとアナログデータとの比較により地震発生から数分後の地下水位応答の実態を把握できた．また，より時間解像度の高い地下水位データを用いることで地震による地下水位変化の発生要因を把握できた．高い時間解像度によって災害時に伴う地下水のリアルタイムでの挙動を知ることができるという面で，アナログデータの有効性を知ることができた．

7.　引用文献

石川敬祐，安田進，萩谷俊吾，2012，千葉県浦安市の液状化現象の発生状況調査．日本地震工学会論文集，第12巻，第4号（特集号），p.4_56-4_64.

菊池英明，大石朗，中元道男，山田文彦，才田進，2012，熊本地域における地表水と地下水の統合型水循環モデル構築の試み．日本地下水学会講演会講演要旨，2012号，秋季，208-213.

若松加寿江，先名重樹，小澤京子，2017，平成28年（2016年）熊本地震による液状化発生の特性．日本地震工学会論文集第17巻，第4号，p.4_81-4_100.

Hosono, T., Yamada, C., Shibata , T., Tawara, Y., Wang, C.-Y., Manga, M., Rahman, A.T.M.S., Shimada, J. (2019) . Coseismic Groundwater Drawdown Along Crustal Ruptures During the 2016 Mw 7.0 Kumamoto Earthquake. Water Resources Research, https://doi.org/10.1029/2019WR024871

P20. 福島第一原子力発電所事故による放射性セシウムの移行に関する検討

Study on the ^{137}Cs Migration in Groundwater Released from the Fukushima Dai-ich Nuclear Power Plant

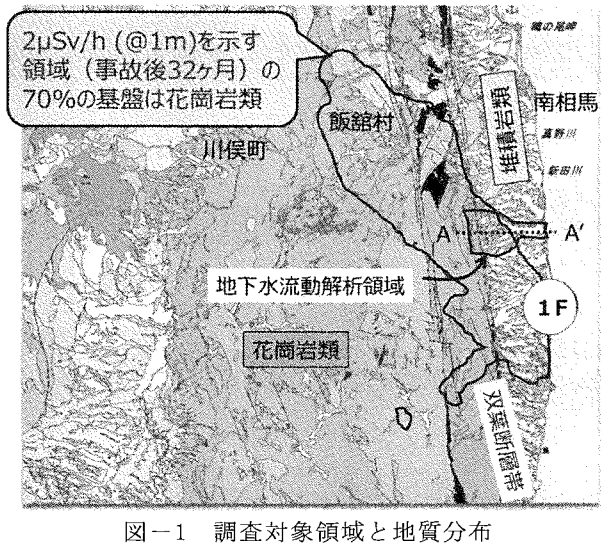
○竹内真司（日本大学），林　武司（秋田大学），藪崎志穂（総合地球環境学研究所），鈴木弘明（日本工営）
Shinji Takeuchi, Takeshi Hayashi, Shiho Yabusaki, Hiroaki Suzuki

1. はじめに

東京電力福島第一原子力発電所（以下，1F）事故により放出された放射性セシウム(以下，Cs)は，福島県東部の阿武隈高地周辺に広く降下し，特に発電所から北北西方向に放射性物質の濃度が高い地域が分布する[1]．阿武隈高地には基盤岩として花崗岩類が広く分布している．降下したCsの多くは表層から数cm程度の土壌に吸着されていると言われている[2]が，土壌層が薄い地域や，基盤岩が直接露出する地域では，Csが基盤岩中の高透水部である風化部や亀裂を介して，地下水中を移行する可能性は否定できない．半減期が約30年の^{137}Csの場合，移行時間が短い場合には，下流域の水井戸や湧水中に検出される可能性が考えられる．このようなCsを含む地下水流動に関する知見は，湧水や井戸水を利用している住民や今後帰還を検討している住民にとって重要な情報となると考えられる．本研究では地下水流動に伴う^{137}Csの移行挙動を予測することを目的とした．^{137}Csの移行解明には，当該地域の地質分布や地下水流動状況を考慮した水理地質構造の理解が不可欠であるが，これまでのところ同様の検討事例はほとんどない．なお，本研究の一部はJSPS科研費15K14277の助成を受けたものである．

2. 調査領域の概要と調査内容

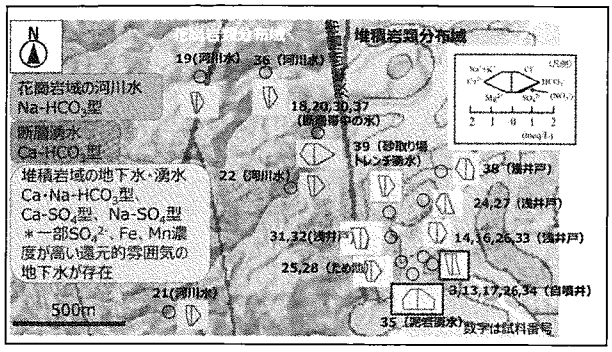
調査対象領域は福島県北東部に位置する南相馬市の南部にある（図－1）．この地域では，西側の阿武隈高地に前期白亜紀の花崗岩類（国見山花崗閃緑岩）が分布し，東側の低地には新第三紀の砂岩や泥岩からなる五安相，向山相，大年寺層が下位から上位に向けて分布する[3]．花崗岩類と堆積岩類は，南北走向で高角度傾斜の双葉断層帯を境に接している．大局的な地下水流動の方向は，地形勾配から西側から東側と考えられる．本調査領域において，地質踏査を実施するとともに，表流水，湧水，浅井戸と自噴井の地下水を採取した．採水した水試料については，主要溶存成分，微量元素の分析，年代測定（^{3}H, $CFCs/SF_6$, ^{14}C），Csの濃度分析などを行った．また，主要溶存成分についてはクラスター分析および主成分分析を行い，微量元素については希土類元素（REE）パターンについて検討した．さらに地質調査結果等に基づいて，概略的な地下水流動解析を実施した．



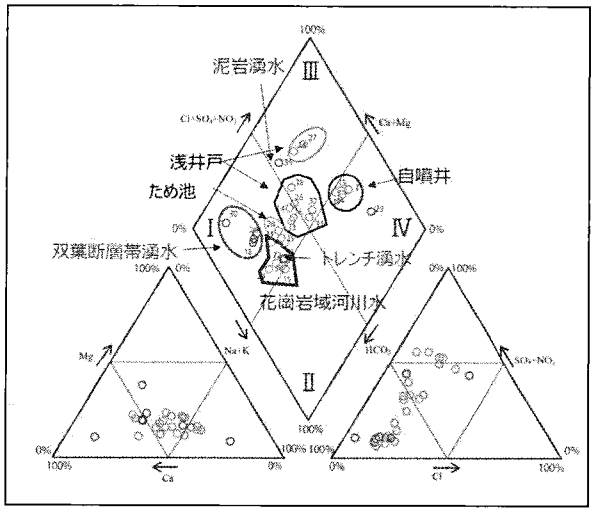
図－1　調査対象領域と地質分布

3. 調査結果

地質踏査の結果，双葉断層帯は露頭において花崗岩類を原岩とするマイロナイトが確認された．また，当該露頭では不規則に亀裂が発達し一部では湧水が確認された．このことから，双葉断層帯が少なくとも地表付近ではある程度の透水性を有していることが示唆される．また堆積岩中には砂岩層と泥岩層が互層状に分布していることが確認された．さらに，双葉断層帯の東側の堆積岩分布域では南北方向に長さ約1km，幅約100m程度の範囲で山間部の開削による砂層の掘削が継続的に行われている．砂層の一部は透水性が良く，この領域の開削によって酸化雰囲気の地下水の浸透が考えられる。ヘキサダイアグラム（図－2），トリリニヤダイアグラム（図－3），クラスター分析，主成分分析の結果，地質（花崗岩類，双葉断層，砂岩層，泥岩層など）によって地下水の水質組成が異なることが確認された．また，堆積岩類分布域では浅井戸，自噴井，湧水のそれぞれの水質組成が明瞭に異なった．さらに，堆積岩類分布域のうち，砂取り場に掘削された深さ数mのトレンチの底部からの湧水の水質は，多変量解析の結果，花崗岩類分布域の地表水との類似性が示唆された．また，水試料中のREEパターンからは，堆積岩類分布域の浅井戸と自噴井，および花崗岩類分布域の河川水はいずれも酸化的な雰囲気の地下水と還元的雰囲気



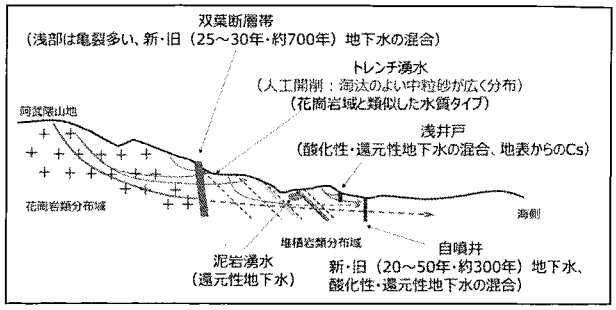
図－2　ヘキサダイアグラム



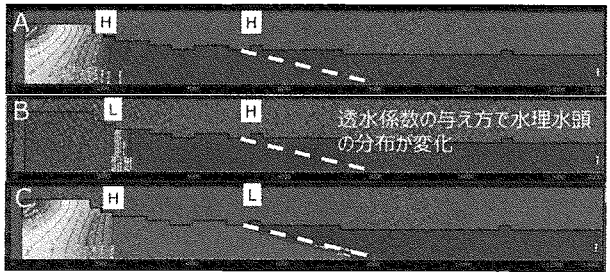
図－3　トリリニヤダイアグラム

の地下水の混合が示唆された．年代測定結果からも同一の地下水において新旧の地下水混合を示唆する結果を得た．また^{137}Csの濃度測定の結果，一部の浅井戸から溶存態として微量な濃度を検出した．

以上のことから，調査領域の地下水は花崗岩類分布域で涵養され，その一部は双葉断層を通過して堆積岩類分布域に流動している可能性が考えられる．また，堆積岩中の低透水性の泥岩層は地下水流動に対するバリアとして機能している可能性が考えられる．さらに，双葉断層や自噴井からの湧水は滞留時間が比較的長い地下水と短い地下水との混合が考えられる．以上の結果を踏まえて，調査領域の水理地質構造の概念モデルを構築した（図－4）．さらに，構築した水理地質構造の概念モデルに基づいて地下水流動解析（定常解析）を実施した．解析領域は双葉断層帯を含む西側花崗岩類から，東側の沿岸までの東西約13km，南北約8kmである．解析の境界条件は，側方については海側を固定水頭境界，その他を不透水境界とし，底面についても不透水境界とした．水理地質構造モデルの各地質要素に与える水理パラメータは，実測値がないため，一般的な値を参考値として設定するとともに，双葉断層帯と堆積岩中の泥岩(単純化のため1枚とした)については，それぞれ高透水性，低透水性の透水係数を与えた感度解析を行った．その結果，断層と泥岩の透水係数の組



図－4　調査領域周辺の水理地質構の造概念モデル



図－5　地下水流動解析による水理水頭分布
(H, Lは透水性の大小を表す)

み合わせによって，水理水頭分布や粒子追跡線解析による移行時間や移行距離が変化したことから，双葉断層帯や泥岩の透水性がこの周辺の地下水流動および^{137}Csの移行に大きく影響を与えていることが示唆された（図－5）．さらに，東側に傾斜した泥岩層の分布は，海側への地下水流動やCs移行を抑制する効果があると考えられる．

今後は，上記地質要素（特に双葉断層帯および泥岩層）の透水性の定量的な把握とともに，花崗岩類および堆積岩類の分布を考慮した詳細なモデル化，さらには一部の浅井戸において検出された^{137}Csの移行挙動と将来予測，深部地下水中の^{137}Csの移行挙動などについて検討する必要がある．これらの成果は，1F北側地域で比較的高濃度の^{137}Csが降下した領域における地下水利用に関する重要な判断材料を提供することとなり，この地域の復興・再生に貢献するものと考えている．

文献

1)原子力規制委員会（2017）：福島県及びその近隣県における航空機モニタリング，
http://radioactivity.nsr.go.jp/ja/contents/13000/12701/24/170213_11th_air.pdf（令和元年８月８日閲覧）．
2)地盤工学会（2015）：土壌中の放射性セシウムの挙動に関するレビュー，
https://www.env.go.jp/jishin/rmp/conf/17/ref01_4.pdf（令和元年８月８日閲覧）．
3）久保和也ほか（1990）：原町及び大甕地域の地質，5万分の1地質図幅，地質調査所．

P21. 自然由来重金属等含有土砂対策としての不溶化剤の比較

A comparison of insolubilizing agent for heavy metal's containing soil from nature

○嶋　将志，東口陽子，石川敦代（エイト日本技術開発）
Shoji Shima, Yoko Higashiguchi, Nobuyo Ishikawa

1. はじめに

トンネル工事などに伴い生じる，自然由来重金属等含有土砂に対する対策工としては，その特異性や現地条件などから，採用できる措置は遮水工封じ込め，不溶化，吸着層工法などとなる事例が多い．

このうち不溶化工法については，対象となる土壌，岩盤との相性が良い不溶化剤の選定が，不溶化の効果，工費，安全性などの観点から重要となる．

今回，自然由来の砒素が溶出量基準を超過するトンネル掘削土に対し，複数の不溶化剤を対象にトリータビリティー試験を実施し，適合性などの比較検証を行った．比較検証は，溶出量試験に加え，硫酸添加溶出試験，消石灰添加溶出試験も実施し，pH 変化に対する溶出挙動も確認した．

2. 検討の内容と結果

全 7 種類の不溶化剤を対象に，メーカーに対して事前にヒアリングを実施し，実験に使用する不溶化剤を選定した．

試験に用いる試料は泥質片岩試料であり，自然由来の砒素が溶出量基準を超えることが確認されていた．表-1～表-3 に，試験に用いた母材試料の性状を示す．鉱物組成は，リートベルト法により解析した．

この試料をあらかじめ 2mm アンダーに調整のうえ，各種試験を行った．試験は，いずれの段階とも溶出量試験（平成 15 年環境省告示第 18 号試験），硫酸添加溶出試験法，消石灰添加溶出試験法，（GEPC 技術標準 ・重金属等不溶化処理土壌の pH 変化に対する安定性の相対的評価方法-TS-02-S1）の 3 方式を実施した．また，それぞれの段階での結果から，次のステップで検証する不溶化剤を絞り込んだ．

検証試験は，以下の 2 種類を段階的に実施した．

- 試験-1：一括配合による比較試験
- 試験-2：2 段階配合での比較試験

※試験-2 の最終配合比は試験-1 と同じ

2.1. 試験-1　一括配合による比較試験

試験-1 は，不溶化剤の配合比をいずれも 1wt%とし，同一条件での比較を行った．一部薬剤は加水が必要であったことから，全てのケースで含水比を 5wt%に調整した．また養生期間については，各薬剤の求める養生期間が，即時～3 日程度であることから，最長の 3 日とした．

試験の結果を図-1 に示す．以降の図表で「ND」は，定量下限値(0.001mg/L)未満を示している．E 剤，F 剤，G 剤については，いずれの条件とも定量下限値未満となり，非常に良好な不溶化効果が認められた．これらよりやや劣る結果となったのが A 剤，B 剤，C 剤だが，いずれも基準値は大きく下回る結果となった．D 剤については，他の不溶化剤と比較してかなり不溶化効果が低く，特に硫酸添加溶出試験では溶出量基準を超過した．

表-1　母材の蛍光 X 線分析結果

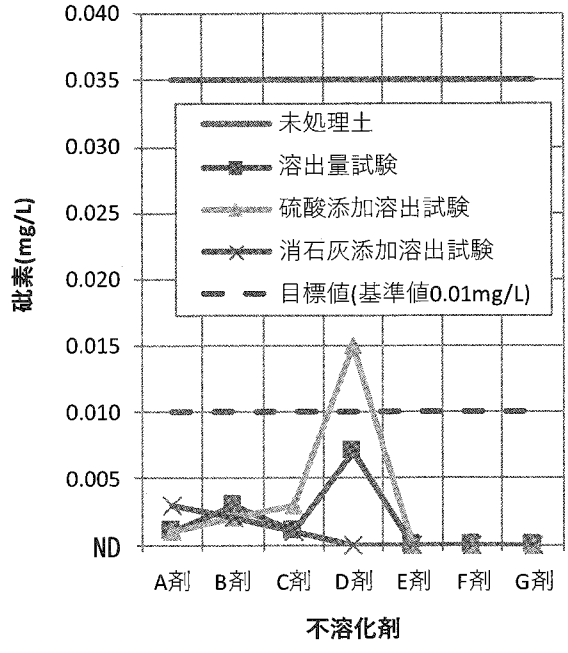
成分	MgO	Al_2O_3	SiO_2	K_2O	CaO	Fe_2O_3	As_2O_3
分析値(%)	6.86	18.9	61.7	3.8	2.27	5.26	0.0015

表-2　X 線回折による母材の鉱物組成

鉱物種	白雲母	緑泥石	斜長石	石英
含有比(%)	67	5.5	16	10.6

表-3　母材の溶出量試験値と検液の性状

材料	2mm 以下に粉砕した泥質片岩
溶出量 砒素及びその化合物	0.035 mg/L
検液の電気伝導率　EC	12.7 mS/m
検液の水素イオン濃度　pH	7.9
検液の酸化還元電位　Eh	170 mv



図－1　試験-1　一括配合による比較試験結果

2.2. 試験-2 2段階配合での比較試験

試験-1にて比較的高い不溶化効果を示した5種の不溶化剤に対し，2段階で配合した場合の不溶化性能の変化を確認した．この試験は，不溶化効果の持続性の確認を目的としている．たとえば，現場での不溶化処理に1週間程度を要する場合などを想定して行った．

試験は，まず10wt%で1次配合を行い，それを6日養生する．養生後にさらに未処理土を追加して1wt%の濃度で2次配合を行う．それを3日養生したのち分析を行った．最終的な配合量は，試験-1一括配合による比較試験と同じ1wt%である．

試験の結果を図-2に示す．また，図-3に試験-1一括配合による比較試験結果と試験-2 2段階配合での比較試験結果を対比する．E剤，F剤，G剤については，どちらの条件とも定量下限値未満となり，非常に良好な不溶化効果が認められた．A剤，C剤は，どちらの試験でも基準値は下回ったが，試験-1に比べて試験-2の結果は，高い値を示した．すなわち混合処理を2段階に分けることで，不溶化効果が低下した．

3. 結果考察

各種試験の結果，以下のことが確認できた．

1) 試験-1の結果から，1種類を除く不溶化剤で，未処理土の溶出量を10分の1程度以下に低減できた．D剤は，未処理土の溶出量に対し溶出量試験では5分の1に低減できたが，硫酸添加溶出試験は2分の1にとどまった．不溶化剤の種類による違いがかなり認められているが，土質，地質性状による適合性が影響している可能性もある．

2) 試験-1及び試験-2の結果から，不溶化剤の種類によっては，硫酸添加溶出試験で不溶化効果が低減しているものや，あるいは消石灰添加溶出試験にて低減しているものが認められた．ただしその特徴が大きく認められるものは，一部に限られる．したがって多くの不溶化剤では，pHの変化に対し安定していると言える．

3) 試験-2の結果から，2段階に分けて混合処理を行った場合，不溶化効果が低減する不溶化剤がある一方，ほとんど変わらないものも複数存在した．この試験では，6日間養生後に再混合処理を行っていることから，E剤，F剤，G剤は少なくとも1週間程度経過しても，不溶化効果が持続している．よって，このような確認ができれば，施工時の撹拌養生時間についてはある程度余裕が持てると考えられる．

4. まとめ

不溶化の効果は全ての不溶化剤に認められたが，その種類により傾向の違いが認められた．したがって，不溶化効果は母材との相性など種々の条件が関与するため，複数の不溶化剤によるトリータビリティー試験の実施が重要と考えられる．

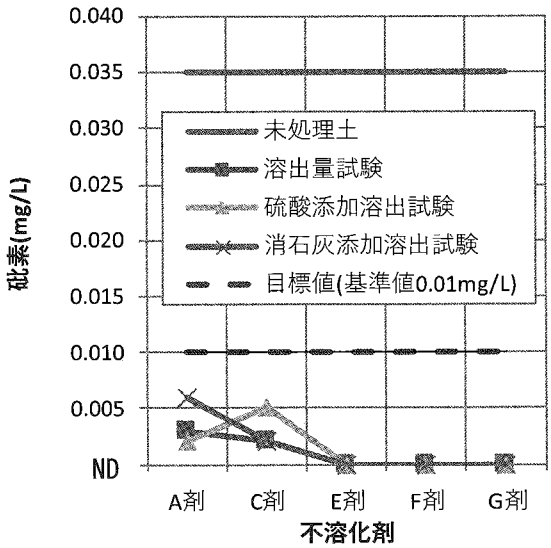
なお，今回の結果で特に良好な不溶化効果が認められたE剤，F剤，G剤の3種の不溶化剤に対し，砒素溶出量を0.12mg/Lに調整した模擬試料で配合試験を実施している．その結果は，1wt%から基準値を下回る効果を示しており，高濃度の試料に対しても十分な効果があることが確認できた．

今回の検討結果を踏まえ，今後は異なる条件の場合での検討を行い，地質条件との相性なども検討したい．

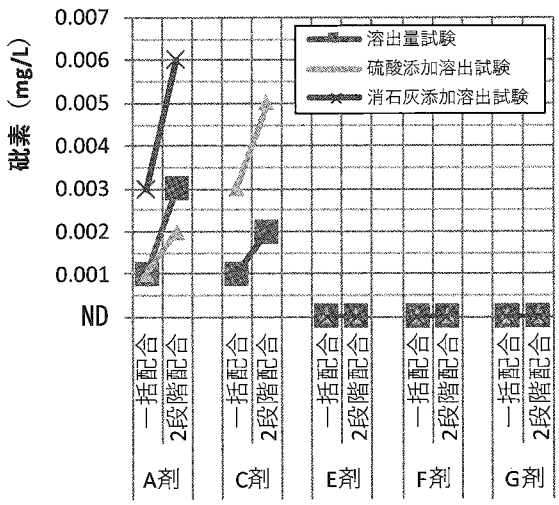
文献

1) 秦浩司・大山将・鈴木義彦・片岡昌裕・技術標準化部会 (2014)：重金属等不溶化処理の適用性確認試験手順（案）の作成および不溶化処理土壌の安定性に関する既往研究事例の調査，第20回地下水土壌汚染とその防止対策に関する研究集会講演集，S3-08.

2) セメント協会（2012)：セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第4版，技報堂出版㈱



図－2　試験-2 2段階配合での比較試験結果



図－3　試験-1(一括配合)と試験-2(2段階配合)の比較

P22. 色彩測定による砒素簡易分析の指標

The evaluation index of simplified analysis arsenic by the color measurement

○石川敦代（エイト日本技術開発），嶋将志（エイト日本技術開発）
Nobuyo ishikawa, Shoji Shima

1. はじめに

土壌汚染及び自然由来の重金属汚染が発生している現場等では，環境水や工事排出水の日常モニタリングとして簡易分析キットが現場測定に利用される場合がある．簡易分析キットは，作業が簡便，費用が安価，測定が迅速などの利点がある一方，測定精度が低いことが課題である．

簡易分析キットは，濃度毎に色分けされたカラーチャートを用い，試料に試薬を加え反応した試験紙の色から濃度を判断する．しかし，このカラーチャートによる色別判断は，色調の似た指標となっている場合もあり，肉眼での判断が困難で誤差が大きくなる．そこで分光測色計によるデジタルな色彩測定を用いて，カラーチャート及び試験紙の色を測定し，色彩値から砒素の濃度判断を試みた．検討の結果，一定の精度を得られる方法を検討できたため，報告する．

2. 分析

色彩の表色系はいくつかあるが，今回は XYZ 系，L*a*b*系，RGB 系の 3 種類で検証を行った．砒素の簡易分析キットは，Industrial Test Systems 社の砒素濃度簡易分析キット(低濃度タイプ)を使用した．分光測色計は扶桑プレシジョン社の PRISMO MIRAGE を使用した．

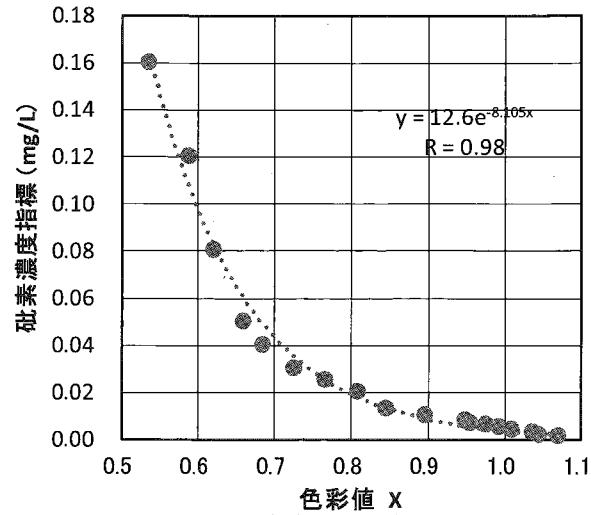
2-1. 簡易キット

分光測色計を用いて，簡易キットの反応色チャートを測定した．以降，色見本の砒素濃度を「砒素濃度指標」と記す．砒素濃度指標と色彩測定値を比較したところ，いずれも一定の相関を得たものの，回帰式と明瞭にフィットするものは X，Y，L と少なかった．ただし，一部の範囲で高い相関が認められるものも存在した．例えば b*の場合，0.001～0.01mg/L の間で相関係数 R=0.99 と高い相関性を示した．

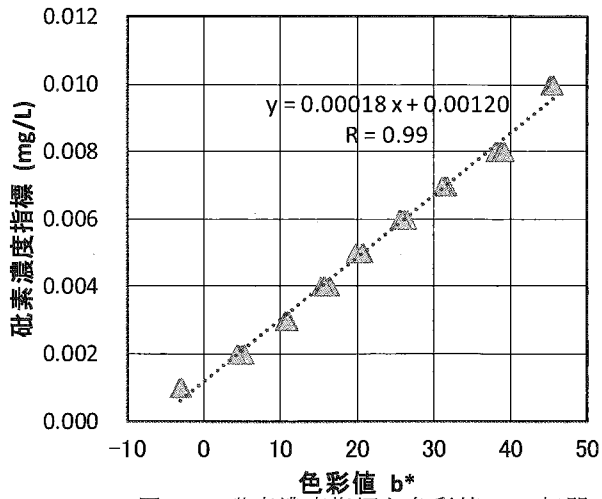
これらのうち，色彩値 X と色彩値 b*の相関図を図-1 及び 2 に示す．

2-2. 公定法分析値と砒素濃度指標の比較

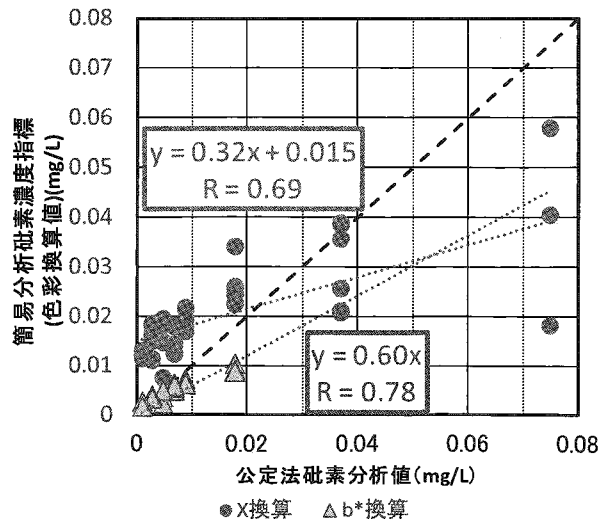
砒素濃度を調整した模擬検液の公定法による分析値と，2-1 で検討した相関式による換算結果を比較し，図-3 に示す．この結果，X 換算の相関係数は R=0.69 となった．b* 換算の相関係数は R=0.78 と高いが，式の傾きは，1：1 からは遠い 0.60 となった．これらの原因としては，砒素濃度指標では実際の反応色とは異なっていることが想定される．



図－1　砒素濃度指標と色彩値 X の相関



図－2　砒素濃度指標と色彩値 b*の相関

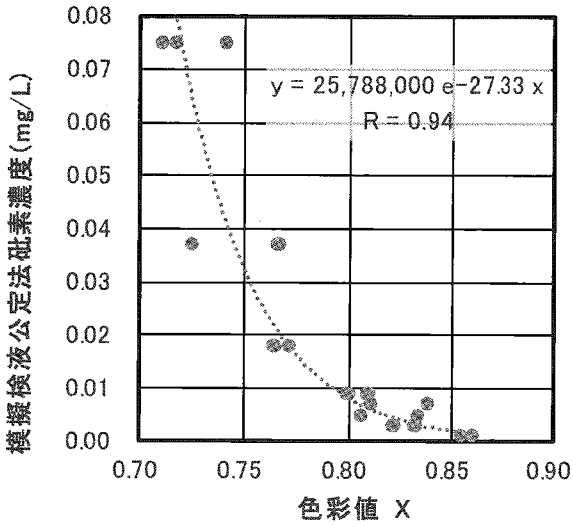


図－3
砒素の公定法分析値と濃度指標(色彩換算値)との相関

2-3. 公定法分析値との相関と換算式

前述の結果を考慮して，試験紙の反応色を直接測定し，公定法分析の結果と比較した．図-4 に一例として X と砒素濃度の相関図を示す．その他色彩値との相関係数が高い X，Z，b*，B の値について，相関式から砒素濃度との換算式を決定した．

- X より：$As=25788000e^{-27.33X}$
- Z より：$As=0.27e^{-5.72Z}$
- b*より：$As=0.0010e^{0.0773b^*}$
- B より：$As=3.338e^{-0.032B}$



図－4　色彩値と砒素濃度の相関　X 値での例

模擬検液の公定法分析値と，上記換算式を用いて算出した換算値との相関を，表-1 及び図-5 に示す．相関係数 R はいずれも 0.82～0.93 と高い結果となった．しかし一方で傾きは，X 値からの換算を除けば 1：1 からはずれがあり，0.8 程度となった．

また実際の自然水試料を用いた検証として，公定法分析値と換算値との相関を表-2 及び図-6 に示す．こちらも相関係数 R はいずれも 0.70～0.78 と高い結果となった一方で，傾きは 1：1 からはずれがあり，0.8 程度となった．

3. まとめ

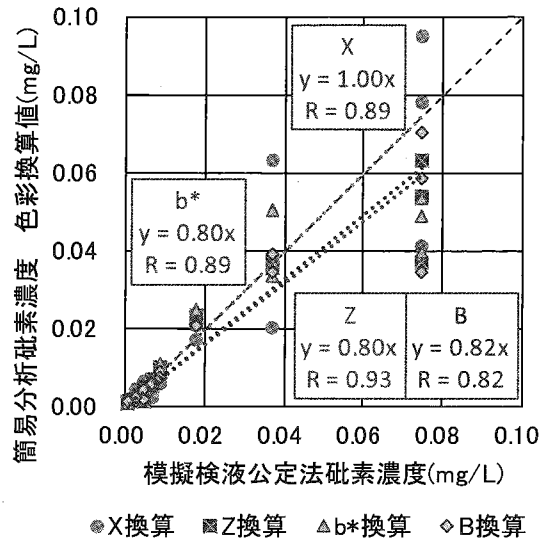
試験の結果，色彩値からの換算により求めた砒素濃度は，公定法による値に対し一定の相関が得られた．その一方，自然水試料に対する色彩換算値は公定法分析値と比較してやや低い傾向が認められた．今後その傾向の原因について検討するとともに，さらに検証を行い，実用に向けての課題を解決したい．

文献

1) 庄司良（2016）：土壌中の鉛を比色法によって簡易的に検出するデバイスの開発と RGB 値で色度を評価することによる検出限界の改善，電気化学会技術・教育研究論文誌，Vol.23，No.2，pp.51-56.

表－1　模擬検液での相関性

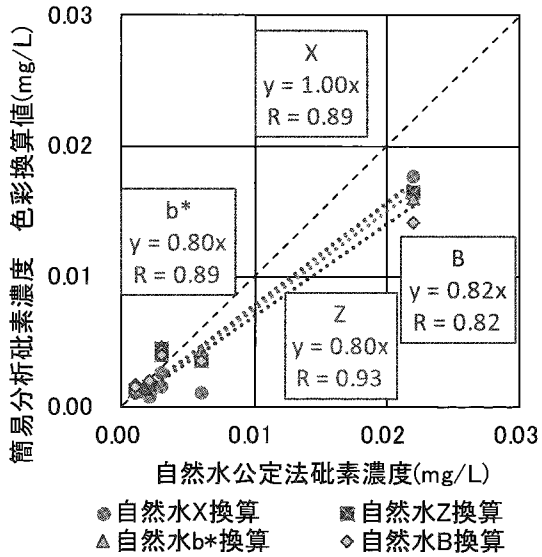
換算色値	相関係数 R	傾き
X 換算	0.89	1.00
Z 換算	0.93	0.80
b*換算	0.89	0.80
B 換算	0.82	0.82



図－5　模擬検液での公定法と色彩換算値の比較

表－2　自然水での相関性

換算色値	相関係数 R	傾き
X 換算	0.96	0.75
Z 換算	0.96	0.78
b*換算	0.94	0.78
B 換算	0.92	0.70



図－6　模擬検液での公定法と色彩換算値の比較

P23. “愚者の黄金”にみる物質循環と岩石・水圏との相互作用

Material Circulation and Interaction with Rocks and Hydrosphere on “Fool’s Gold”

○長谷川怜思，山本 晃，樋口明良，堀内瀬奈（八千代エンジニヤリング）
HASEGAWA Satoshi, YAMAMOTO Akira, HIGUCHI Akiyoshi, HORIUCHI Sena

1. はじめに

硫黄や鉄の循環において重要な記録媒体となる黄鉄鉱[FeS_2]は，世界中で最も普遍的に産出する硫化鉄鉱物のひとつであり，海成の泥質岩をはじめ多くの岩石に含まれている．これまでに筆者らは，堆積物の続成程度が進むと，黄鉄鉱の形態変化とともに脱水過程で水溶性の微量元素が系外へと排出され，物理・化学的に安定な岩石となることを示した[1]．その後続的研究となる本報告では，各種試験の結果から，黄鉄鉱の生成や形態変化と溶出･水質的特性について報告する．

2. 調査の手順

本報告では，形成年代や続成・変成，変質程度の違いによる各種重金属等の含有・溶出特性や岩石と水との反応により生成される水質の特徴や差異を把握すべく，建設発生土や露頭にて採取した試料にて，表－1に示す室内試験を実施した．

表－1　本件で実施した試験項目の一覧

	試験項目	試験方法
1	岩石薄片作成・観察	-
2	土壌溶出量試験	H15.3 環境省告示第18 号
3	土壌含有量試験（全含有量）	H24.8 環境省告示第120725002号 底質調査方法
4	土懸濁液のｐＨ試験（H_2O、H_2O_2）	JGS 0211（精製水、過酸化水素）
5	土懸濁液の電気伝導率試験	JGS 0212
6	無機溶存イオン分析	イオンクロマトグラフ法、酸滴定法

3. 室内試験の結果から考察される現象の整理

3.1 岩石中における黄鉄鉱の形態バリエーション

薄片の顕微鏡下観察により，岩石中に含まれる黄鉄鉱の形態を，表－2に示す6ステージに分類した．

このうち，「多硫化物態度」「フランボイダル態」「変形過程態」「自形結晶態」の4形態は，主に泥質岩中に確認される初生的な黄鉄鉱である．一方，熱水変質等を受けて岩石中において鉱染状に産する黄鉄鉱は，後生の黄鉄鉱に認められるもので，鉱染状を呈するものはその結晶度が低いことが特徴である．さらに熱水変質や鉱化作用の影響をより強く受けた場合には，結晶度が徐々に増し，岩石中に不定形～自形の結晶が発達して，やがて多様な金属鉱物を多含する鉱石となる．

表－2　確認・分類した黄鉄鉱の形態バリエーション

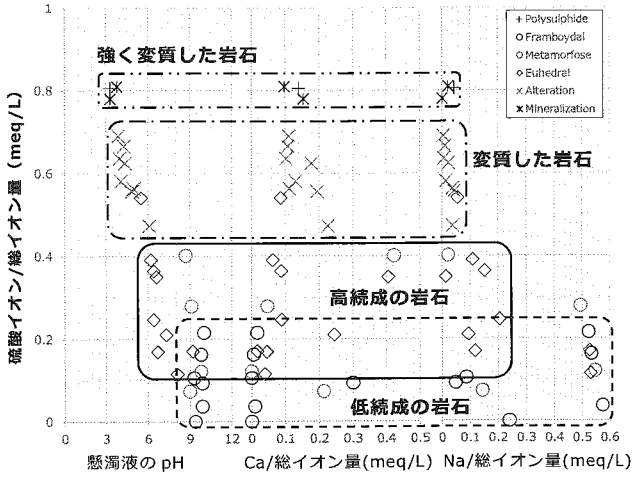
		黄鉄鉱の形態	鏡下における特徴	代表写真
初生的な黄鉄鉱	1	Polysulphide 多硫化物態	形状はフランボイダル態に近似するも、鉄含有量が少ないため、オープンクロスにて光を透過する。	
	2	Framboydal フランボイダル態	直径1 μm ～ 250 μm程度の球状黄鉄鉱の集合体。珪藻や有孔虫の殻内部や有機物片を置換していることが多い。	
	3	Metamorfose 変形過程態	複数のフランボイダル態が集合・融合し、立方体～多面体へと変化しつつあるもの。反射光の反射強度に斑がある。	
	4	Euhedral 自形結晶態	立方体～多面体といった自形の塊状結晶を呈する。反射光をあてると結晶面全体が均質かつ一面で反射する。	
後生的な黄鉄鉱	5	Alteration 変質・鉱染態	岩石中の割れ目等に沿って注入された熱水により岩石中に浸入し、結晶度が低く鉱染状の産状を示す。	
	6	Mineralization 鉱化変質態	不定形や立方体～多面体の塊状結晶を呈する。反射光により結晶面全体が均質かつ一面で反射する。	

3.2 岩石と水との反応で形成される水質型の特徴

環告 18 号溶出量試験検液の無機溶存イオン分析のうち，硫酸イオンと懸濁液の pH，カルシウムイオン，ナトリウムイオンとの相関図を図－1に示す．

本図より，黄鉄鉱の形態と各種水質のグルーピングが概ね調和していることが判る．黄鉄鉱は酸化・水和反応の過程で硫酸を生じるが，岩石と触れた水は「フランボイダル態」に代表される低続成の岩石では pH9 以上のアルカリ，続成程度の上昇により pH6～8 程度の中性，変質を被った岩石で pH3 程度の酸性となる．

生成された硫酸は岩石中の方解石，石灰質化石や長石の溶脱によって中和されることが一般的に知られているが，低続成の岩石ではカルシウムイオンが水溶液



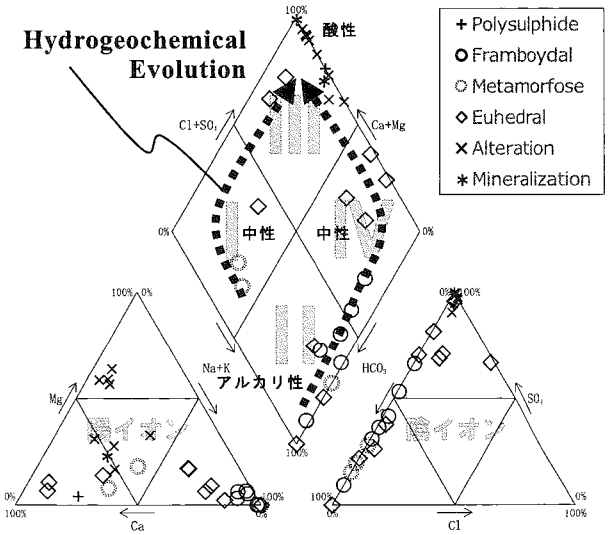
図－1　黄鉄鉱の形態と溶解反応による水質

中にほとんど存在せず，陽イオンはナトリウムイオン主体であった．総イオン量のうちカルシウムイオンが顕著に増加するのは，高続成の岩石あるいは変質を被った岩石のみに限定される．なお，水溶液中には硫酸の中和生成物である石膏等の晶出は認められなかった．

18 号溶出量試験検液の無機溶存イオン分析結果から作成したトリリニアダイアグラムを図－2 に示す．

本図左下，陽イオン割合では，「フランボイダル態」から「自形結晶態」にかけてはカルシウムイオンのみが増加し，変質を被るとカルシウムイオンとともにマグネシウムイオンが増加する傾向が認められる．

一方右下，陰イオン割合では，「フランボイダル態」で炭酸水素イオンが卓越するのに対して，「自形結晶態」「変質・鉱染態」は，ほぼ硫酸イオンのみから構成されている様子がわかる．



図－2　溶出量試験検液のトリリニアダイアグラム

4. 試験結果から考察する黄鉄鉱と物質循環

4.1 黄鉄鉱の初期生成と続成作用

多様な砕屑フラグメントとともに，海域へと供給された陸源性の有機物や海水中の硫酸イオンを固定した生物遺骸が水底に堆積し，それらが埋没する過程では，微生物による有機物の分解作用によって反応域周辺の溶存酸素減少にともなって Eh が低下する．やがて H_2S が生じるまで還元されると，近傍の溶存鉄と反応して「フランボイダル態」の黄鉄鉱が生成される．

「フランボイダル態」の黄鉄鉱が卓越する岩石（主に軟岩）は低続成であるために間隙も多く低密度で，膨潤性の粘土鉱物に起因したスレーキングを生じやすい．したがって，岩石の風化過程で水圏へと様々な物質が溶解しやすい条件にあると考えられる．

地層がしだいに地下深くに埋没しながら時間が経過すると，温度・圧力が上昇し，この過程で粒子間隙の減少に伴って，間隙を満たしていた水の移動・脱水が生じ，より強固かつ化学的に安定な岩石へと変化する．続成作用が進むと，黄鉄鉱の形状も「フランボイダル態」から「自形結晶態」へと変化する．この形態変化にともなって，続成の初期段階では比較的水溶性の物質が各種鉱物や岩石の系外へと排出される．その結果，高溶存物質となった水（地下水）は，岩盤の割れ目や節理等に沿って浸入し，循環年代の若い水循環系から孤立して岩盤中に長期貯蔵される．これら高溶存物質の地下水は，鉱泉水や温泉として慢性疾患や外傷，疲労回復など，我々に恵みをもたらしてくれる．

続成作用がより進み，「自形結晶態」の黄鉄鉱が顕著な岩石は，黄鉄鉱の酸化・水和反応により硫酸が生じても，岩石中のカルシウムが溶脱することによって中和され，結果水溶液は中性を示す．

4.2 後生的な黄鉄鉱をもたらす変質作用

地層が圧密・続成過程ないしは岩盤の割れ目や節理等に高溶存物質となった地下水を保有している状況下で，高熱の貫入岩体等による接触を受けると，熱水変質や交代作用により黄鉄鉱に代表される硫化鉱物が，割れ目や節理に再生成される．低温の熱水変質では結晶度が低く「変質・鉱染態」を，より高温の熱水変質では，「鉱化変質態」の自形結晶となり，黄銅鉱[$CuFeS_2$]等を共存するようになる．熱水変質によってもたらされたこれら鉱床は，割れ目（鉱脈）に有用な元素が集積することで効率的に金属資源を得やすいというメリットがある．一方で，これら岩石の風化過程では，pH3 程度の酸性水や，生物にとって有害な自然由来重金属等を含む水を生じる．

5. 今後の課題

「土壌汚染対策法の一部を改正する法律」が平成 31 年 4 月 1 日から全面的に施行され，自然由来重金属等を含む土壌・岩石等に対しては，リスクに応じた規制の合理化が進むことが予想される．土壌汚染対策法の適用を受けない自然由来重金属等を含む土壌・岩石等に対しては，「建設発生土が有する潜在的なリスクを適切に評価・見抜くこと」や「適正管理の下での利用」が鍵となる．そのためには，地域資源として自然由来重金属等の起源や，その循環系を科学的な観点から理解・俯瞰し，その場が施工によってどう変化するのかを推察する洞察力が求められるので，引き続き，建設発生土の有効活用や適正処理を視野に，検証事例を増やして持続可能な社会に向けて貢献したいと考える．

文献

1) 長谷川怜思・大塚智久・山本 晃・堀内瀬奈（2018）：海成泥岩の続成程度に着目した物理･化学特性の研究 -特に自然由来重金属等の溶出特性について，(一社)日本応用地質学会 平成 30 年度研究発表会，pp.175-176.

P24. ハンドヘルド蛍光エックス線分析計を用いた自然由来重金属汚染土壌の溶出特性評価

Determination of leachability of heavy metals from geogenic contaminated soil using a handheld XRF

○ブンニャパロム ナンタナ（富山大学），丸茂克美（富山大学）
Nanthana Boungnaphalom, Katsumi Marumo

1. はじめに

ハンドヘルド蛍光エックス線分析計は土壌などの固体試料の非破壊分析を現場で行うことができるため，土壌汚染状況を迅速に現場で把握できる[1]．しかし，トンネル工事などで発生する掘削ズリなどの汚染リスクを把握するためには，ヒ素などの重金属含有量の評価のみならず，それらの溶出量評価を行って，掘削ズリなどに含まれる有害物質が地下水や河川水に移行する可能性を評価する必要がある．

ハンドヘルド蛍光エックス線分析計が掘削ズリなどの汚染状況評価で十分に活用できない一つの理由は，溶出量試験の検液にX線を照射した場合，X線の吸収が大きいため，検液に含まれる重金属の特性X線を検出しにくいことが挙げられる．

本研究では検液中のヒ素などの重金属を点滴用ろ紙で捕集した後に乾燥させ，ハンドヘルド蛍光エックス線分析計で分析する手法を試み，ヒ素の溶出特性を調べられるかを検討した．

2. 分析手順

本研究では北海道白老町の旧廃止鉱山である南白老重晶石鉱山の調査を行い，カオリンなどの粘土鉱物を含む熱水変質岩を採取し、オリンパス製のハンドヘルド蛍光X線分析計（デルタプレミアム）を使って熱水変質岩にどの程度ヒ素などの重金属元素が含まれるか，また，ヒ素などがどの程度溶出するかを検討した．

熱水変質岩は 2mm 以下の粒子径に粉砕して試料容器に入れ、この容器をハンドヘルド蛍光X線分析計の専用スタンドの試料室に設置し，蛍光X線分析した．また，粉末試料分析用のファンダメンタルパラメーター法(FP法)プログラムを用いて定量分析値を得た[2]．

熱水変質岩の溶出試験では 254g の熱水変質岩の粉末試料と水 1000mL を反応させて検液を作成し，この検液 100μL から 400 μL をマイクロピペットで秤量し，リガク製の蛍光X線分析サポートアクセサリーである点滴用ろ紙（ウルトラキャリー）に滴下，乾燥させ，ハンドヘルド蛍光X線分析計の専用スタンドの試料室に点滴用ろ紙を設置して蛍光X線分析した．

点滴用ろ紙試料にX線を照射して得られた蛍光X線スペクトルを FP 法のプログラムを用いて計算しても良好な分析値は得られないため，我々は 100mg/L のヒ素標準液を 10 倍希釈し，その希釈標準液 100μL（ヒ素量 0.001mg）から 400μL（ヒ素量 0.004mg）を点滴用ろ紙に滴下，乾燥させ、ハンドヘルド蛍光X線分析計の専用スタンドの試料室に点滴用ろ紙を設置して蛍光X線分析し，ヒ素の特性X線強度（cps）を測定してヒ素量 0.001mg から 0.004mg の検量線を作成した．

2. 分析結果

熱水変質岩の粉末試料のヒ素とストロンチウムの特性X線スペクトルを図-1 に示す．ヒ素はルゾン銅鉱などに，ストロンチウムは重晶石などに含まれる．FP 法の計算値からこの試料のヒ素含有量は 446mg/k に達していることが判明した．

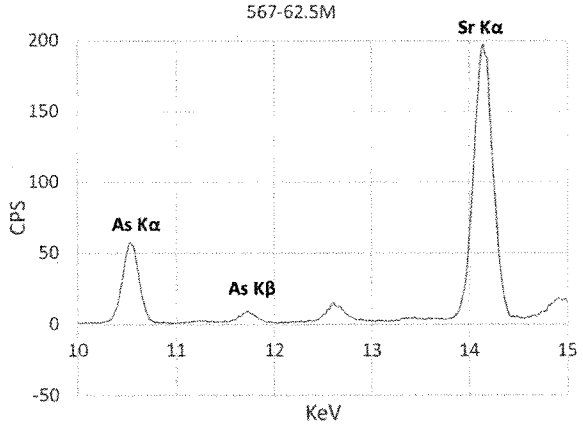


図-1　熱水変質岩のヒ素とストロンチウムのスペクトル

254g の熱水変質岩の粉末試料と水 1000mL を反応させて検液を作成し，この検液 400 μL をマイクロピペットで秤量し，リガク製の蛍光X線分析サポートアクセサリーである点滴用ろ紙(ウルトラキャリー)に滴下，乾燥させて蛍光X線分析した．この結果，十分な強度のヒ素の特性X線スペクトルが得られ（図-2），検液中のヒ素の分析が可能であることが確認された．

このヒ素の特性X線強度（単位は CPS）から，検液中のヒ素濃度を決めるためには，検液を乾固させた点滴用ろ紙（ウルトラキャリー）のヒ素の特性X線強度と，点滴用ろ紙上のヒ素量（単位は mg）との関係を示す，検量線が必要である．

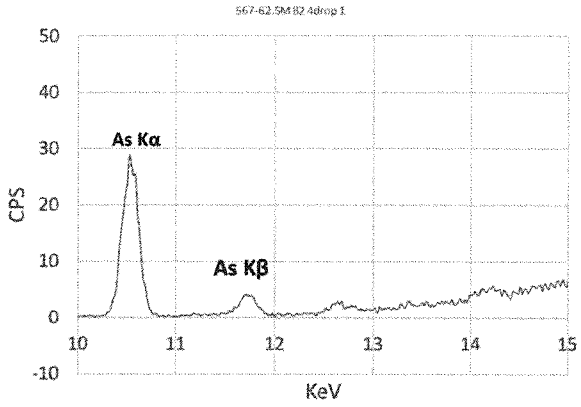


図-2　検液 400μL を乾固して得られたヒ素スペクトル

ヒ素標準液希釈液 400μL（ヒ素量 0.004mg）を点滴用ろ紙に滴下して蛍光X線分析した結果を図-3 に，またヒ素量 0.001mg から 0.004mg のヒ素の検量線を図-4 にそれぞれ示す．

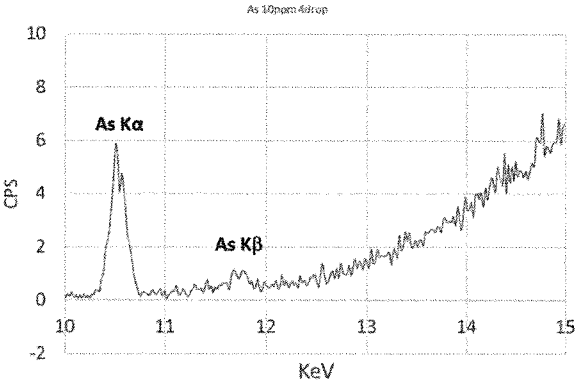


図-3　点滴用ろ紙上の 0.004mg のヒ素のスペクトル

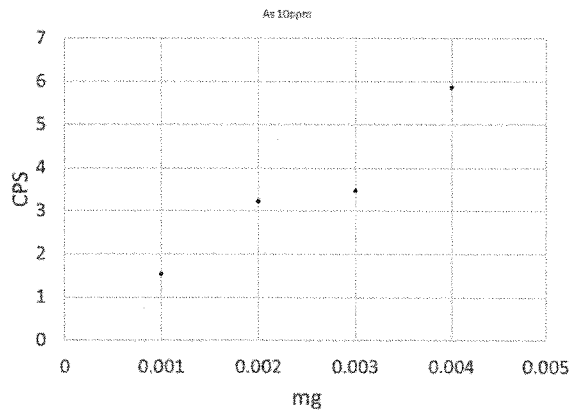


図-4　ヒ素の標準溶液を用いて作成した検量線

図-4 のヒ素の検量線を用いて図-2 の検液（400μL）の乾固物中のヒ素の量を計算した結果，検液中には 0.0201mg のヒ素が含まれることが判明した．この検液のヒ素濃度は 50.25mg/L という高濃度となる．

254g の熱水変質岩の粉末試料（ヒ素含有量 446mg/kg）には 11,328mg のヒ素が含まれるため，この粉末試料を 1000mL の水と反応させると 50.25mg のヒ素が溶出するということは，11,328mg のヒ素の 0.444%が 1000mL の水に溶出したことになる．従って，この熱水変質岩が環境汚染リスクが高い．

この溶出実験で回収された，254g の熱水変質岩の粉末試料に，新たに 1000mL の水を反応させ，2 回目の溶出量試験を行った．得られた検液 400μL を前述した方法で点滴用ろ紙に滴下，乾燥させ，蛍光X線分析した結果，1 回目の溶出量試験の検液よりヒ素の特性X線強度が高いことが確認された（図-5）．この乾固物中のヒ素の量を計算した結果，400μL の検液中には 0.0234mg のヒ素が含まれ，ヒ素濃度は 58.5mg/L になることが明らかにされた．ヒ素の溶出量は 1 回目の溶出試験よりも 2 回目の方が多く，時間とともにヒ素の溶出量が増加してしまうことが示唆される．

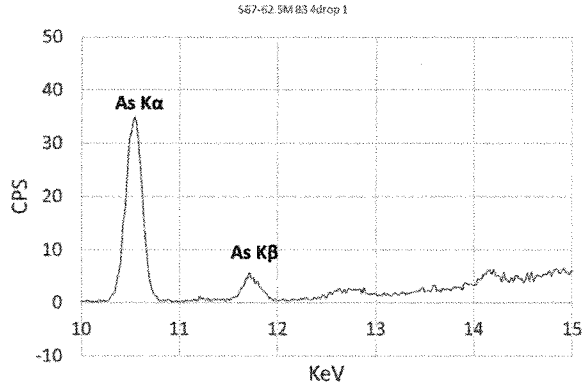


図-5　2 日目の溶出試験の検液のヒ素スペクトル

3 回目の溶出試験を 1 回目，2 回目と同様の手法で行った結果，ヒ素の特性X線強度は大幅に減少し，ヒ素濃度は 25.8 mg/L に減少した．さらに，4 回目の溶出試験の検液のヒ素濃度は 6.7 mg/L まで減少した．　従ってヒ素溶出量はピークを過ぎると減少する．

3. まとめ

本研究で熱水変質岩のヒ素含有量や溶出量をハンドヘルド蛍光X線分析計で把握できることが確認された．ハンドヘルド蛍光X線分析計はバッテリー駆動であるため，水や秤量点滴用ろ紙さえあれば，現場でも溶出量試験で得られた検液の分析が可能である．

文献

1)　丸茂克美（2018）：蛍光X線分析法による土壌分析：X線分光法（辻幸一，村松康司編集），講談社
2)　氷見翼，小林亮平，丸茂克美（2018）：ハンドヘルド蛍光X線分析計による地質標準試料の化学分析，X線分析の進歩，Vol.50, 113-136.

P25. 一般公開地形解析図を用いた地形判読の技術提案

○清水勇介，生沼洋祐，下河敏彦（㈱環境地質）
Yusuke Shimizu, Oinuma Yousuke, Toshihiko shimogawa

1. はじめに

地形判読技術は，これまで地形図や地形解析図の精度向上に伴い発展してきた。例えば，縮尺2万5千分の1の地形図が整備されることで，地形線のより詳細な位置・形状を図示すことが可能となり，等高線間隔の変化から地形面の傾動等の判読がし易くなった。その後，DEMデータが整備され，傾斜量，起伏量，地下・地上開度等による多様な地形解析図が作成されるようになった。そのため，多様な地形解析図の特徴を理解した上で，調査・研究目的に応じて，地形解析図を活用することが求められるようになってきた。

本研究では，地形解析図を活用する目的で，地形判読の際に多様な視点が必要となる四万十帯破砕帯地すべりを例として，多様な地形解析図を用いた地形判読を行い，それぞれの地形図・地形解析図のメリットについて整理する。

2. 調査方法

調査対象は，中部地方の天竜川水系気田川沿いに発達する四万十帯破砕帯地すべり地域とした（**図－1**）。本地域では，表層の小地すべりやクリープによる変形と中間～大規模地すべりの地形が重なっており，詳細な微地形を判読すると同時に，開析や小ブロックの変形により不明瞭となった非変動域と変動域の境界線を抽出する必要がある。また，破砕帯地すべりの素因となる地質構造を理解するために，ケスタ地形やリニアメント等の組織地形と水系パターンの判読も求められる。そのため，判読要素は，小ブロックや表層の変動域を含む地すべり地形（滑落崖，側方谷，末端崖，小崖，溝状地等），水系，リニアメント，ケスタ地形とした。また，防災のために必要となる崩壊地とガリー，沖積錐や崖錐等の堆積面を抽出した。

判読に用いた地形図は以下に示すとおりである。

①国土地理院発行の縮尺2万5千分の1地形図

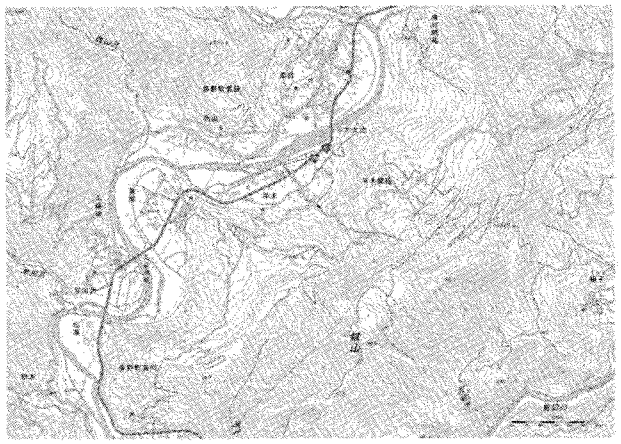
②国土地理院発行の5m-DEMデータからGISソフト（QGIS）により作成した2m間隔の等高線図。

③10m-DEMデータから長野県林業総合センターにより作成・公開されたCS立体図[1]（傾斜量と曲率による解析図を重ね合わせたもので，傾斜地を暗い色,尾根を赤系，谷を青系で表示）。

④10m-DEMデータから国土地理院作成により作成・公開された赤色立体図[2]（傾斜量，地上開度，地下開度等の画像を重ね合わせたもの）。

3. 調査結果

①縮尺2万5千分の1地形図（**図－1**）：本地域の付加体の一般走向と平行な南西へ流下する蛇行河川が先行谷として流下し，山地を開析している。標高550m程度の主尾根を挟んで北西側斜面が緩斜面，南西側斜面が急斜面となる非対称なケスタ地形が形成されており，北西側へ傾斜した地質構造が卓越することが推定できる。水系パターンは，0次谷では必従的な平行状水系を示し，1次谷，2次谷をもつ流域では上流部で樹枝状を示す。ケスタの緩斜面とは斜交する直線状谷（北北東-南南西方向）があり，小規模な断層が付加体の一般的な地質構造と斜交して発達している可能性がある。大規模な地すべり地形は，開析を受けているものの，緩斜面と対を成す滑落崖と側方崖が捉えられる。緩斜面の中央から末端部では，緩斜面が一連ではない部分があり，中間～小規模地すべりがあることは分かるが，その境界線は不明瞭である。崩壊地や堆積面，ガリーは，植生の影響もあり不明瞭なものが多い。



図－1　調査位置図

②2m間隔の等高線図（**図－2**）：地質構造と関係するリニアメントや水系は，2万5千分の1地形図と同様に判読できるが，小河川や0次谷内の小さな蛇行が明瞭となり，直線状谷は不明瞭である。ケスタ地形についても,非変動域斜面での等高線の密度が流れ盤でも高く不明瞭となっている。大規模地すべり地形については，判読の基本となる遷急線や遷緩線等の地形線の形状・分布が明確であり，図化しやすい。滑落崖は馬蹄形を示さず,直線的であり，地滑り頭部が地質構造に沿って変形していることが分かる。大規模地すべり地

形内部では緩斜面のずれ，溝状地，小崖等の微地形があり，表層部でクリープや小地すべりが発達していることが分かる。大規模地すべり地形の中央～末端部にある中間～小規模地すべり地形も明瞭で,判読し易い。崩壊地や堆積面，ガリーも明瞭に判読できる。



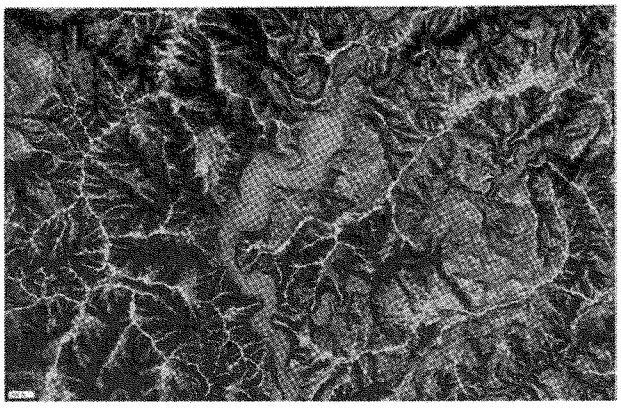
図－2　5m-DEM による詳細な等高線図

③CS 立体図（図－3）：地質構造と関係するリニアメントや水系は，②よりもさらに小河川や 0 次谷の蛇行や分岐が強調され，不明瞭である。またケスタ地形についても，急斜面での傾斜量による色の濃度変化に乏しく不明瞭である。大規模地すべり地形については，緩斜面の広がりからその存在については明らかであるが，大規模地すべりの境界を成す地形線は，小崖や溝状地等の微地形により切られ，正確な位置が不明瞭となっている。表層部の変形痕跡や中間～小規模地すべり地形の明瞭度は高く，さらに②より細かい崖が判読できる。尾根の曲率を示す図が重ねられているため，上へ凸状を成すバルジ状の形状も判読し易い。崩壊地や堆積面，ガリーは②より詳細に判読できる。



図－3　ＣＳ立体図

④赤色立体図：リニアメントや水系パターンについては，谷と尾根が地上開度，地下開度による解析図が重ねられており,明瞭である。ケスタ地形については,③と同様に不明瞭である。大規模地すべりについては，緩斜面の広がりから判読できるが，その境界を成す地形線については③と同様に不明瞭である。ただし，非変動域と変動域の違いは,尾根や谷の連続性が明瞭に示される赤色立体図が最も判読し易い。表層部の変形や中間～小規模地すべり地形については，②と同様に判読し易い。崩壊地や堆積面の抽出にも適している。



図－3　赤色立体図

4. 地形解析図の特徴を生かした地形判読法と技術提案

今まで地形判読は地形図やその解析図の技術向上によって発展してきた。調査の結果，それぞれの地形解析図にはメリットがあることが分かった。例えば，①2 万 5 千分の 1 地形図は，その地域の大局を分かり易く表現できる。②詳細な等高線図は，地形線の位置・形状を明確にできる。③CS 立体図は，微地形の表示に優れている。④赤色立体図は，地形起伏とその連続性が一目瞭然である。これらの地形図・地形解析図を活用するには何を伝えたいか明確にすることが重要である。したがって，調査・研究の目的に応じた地形図・地形解析図の活用が必要であろう。特に市民向けハザードマップでは，判読結果を分かり易く伝える必要があるが，その際に技術的提案としてそれぞれの地形図・地形解析図を活用したい。

5. おわりに

調査･研究で判読結果を分かり易く伝えるためには，それぞれの地形図・地形解析図のメリットを活用する必要があることが分かった。特に，アウトリーチでは伝えることが重要であり，解析図のそれぞれのメリットを活用したい。

文献

1）長野県林業総合センター：G 空間情報センター https://www.geospatial.jp/gp_front/content/
2）国土地理院：地理院地図 https://maps.gsi.go.jp/

P26. 風化を模擬した溶解実験による砂岩・泥岩・溶結凝灰岩の組織変化

Textural variation of sandstone, mudstone and welded tuff by dissolution experiment for weathering

○濱田崇臣，清水洋平，濱田藍，楠原文武，大山隆弘（電力中央研究所）
Takaomi Hamada, Yohei Shimizu, Ai Hamada, Fumitake Kusuhara, Takahiro Oyama

1. はじめに

段丘礫の風化程度は，段丘対比・編年の経験的な指標の一つであるが[1)など]，その性状は，礫種や露頭ごとに違いやばらつきがある[2)]．このことは，経験的には知られているが，詳細な観察や客観的なデータによって示された例がほとんどない．こうした風化状態および過程の理解の不足は，段丘対比・編年の指標としての定量的評価を難しくしている要因の一つと考えられる．

段丘礫の風化による変化は，主に岩石組織の間隙の増加と赤褐色化によって特徴づけられる．このうち，間隙の増加は，化学的風化（鉱物の溶解）によると推定されるが，長期にわたる反応であるため，その過程を連続的に観察することが難しい．これを補完する方法の一つとして，風化を模擬した実験が有効と考えられる．そこで，風化過程における鉱物の溶解について理解することを目的に，岩石の酸への浸漬による溶解加速実験を行い，岩石組織や構成鉱物の違い等による風化様式の違いと岩石組織や構成鉱物の変化を確認した．

2. 研究方法

本研究では，段丘礫の堆積環境に類似すると考えられる現河床礫を風化前の新鮮な礫と見立て，実験用の試料とした．礫は，砂岩４試料，泥岩１試料，溶結凝灰岩５試料である．実験試料は，それぞれの礫から切り出し，整形して用いた．１つは，酸による表面の微細な変化を確認可能とするため20×20×10 mm大に整形し表面を研磨したもの，２つは，水銀ポロシメータ測定用に10×10×20 mm大に整形したものの計３個である．試料は，テフロン容器に入れ，濃度 60.0～62.0%の精密分析用硝酸 50 ml に浸漬し，一つの礫ごとに浸漬期間を 15 日，30 日，45 日間の３パターンを設定し，50℃の恒温器中で継続して加熱した．各試料は，浸漬前後の変化の確認として，目視観察，X 線分析顕微鏡による元素マッピング，μX 線 CT 観察，分光測色，SEM 観察，XRD 分析，水銀ポロシメータ測定を行った．浸漬後の酸溶液は，岩石から溶出した元素組成を把握するため，ICP-OES により化学分析を行った．

3. 実験結果

3-1. 肉眼観察

岩石試料は，礫の種類に関わらず，浸漬によって脱色したものの，表面形状に明瞭な変化は見られなかった．一方，酸溶液では黄色ないし黄褐色へと変化した．

3-2. X線分析顕微鏡

浸漬前後を比較すると，試料表面は，変化が観察されたほとんどの元素（Al，Mg，Fe，Ca など）で強度が相対的に低くなった．特に Fe は，強度低下が顕著であった．

3-3. μフォーカス X線 CT 観察

砂岩，泥岩といった堆積岩類では，浸漬後の試料の端部で輝度の低下した帯状部が認められ，密度低下を示した．また，この低密度部は，浸漬する期間が長くなるにつれ，より内部に広がる傾向が見られ，その速度は，泥岩よりも砂岩で速い．

一方，溶結凝灰岩試料は，堆積岩類に認められたような低密度部が見られず，浸漬前に存在した高密度を示す輝度の高い箇所が，浸漬後，減少，またはその輝度がやや低くなる傾向が見られた．

3-4. 分光測色

試料表面の測色値は，脱色を反映した変化を示した．L*値は，浸漬後は浸漬前に比べて 10 から 20 程度高い値に変化した．一方，a*値，b*値は，浸漬後は浸漬前に比べて低くなり，赤褐色，黄褐色の色調が弱くなったことを示した．色の変化は，浸漬期間が長いものほど変化が大きく，浸漬実験前に高い値を示していた試料でより大きく低下する傾向が見られた．

3-5. SEM 観察

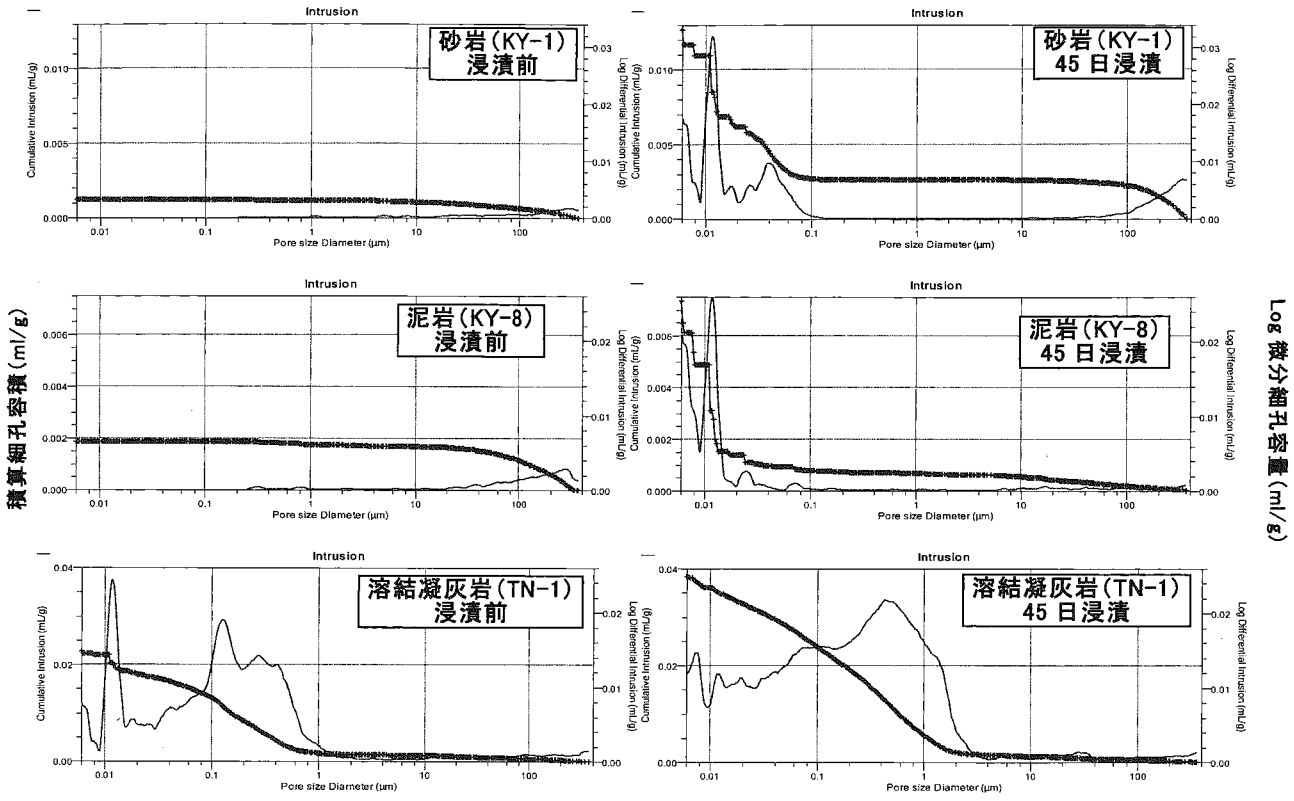
砂岩では，砂粒子を構成する石英や長石では溶解を示す組織は見られなかったものの，それらの粒間では，しばしば溶けて消失したような組織が見られた．

一方，溶結凝灰岩では，砂岩と同様に，石英や長石では溶解を示す変化は見られなかったものの，輝石，角閃石，雲母などの苦鉄質鉱物では，一部が消失・欠損したり，劈開面の凹みが深くなったりといった変化が見られた．

3-6. XRD 分析

浸漬前後の鉱物変化の確認のため，礫の切り出し後のかけらと，浸漬後の試料の表面約 2 mm 厚部分について分析を行った．

浸漬前後を比較すると，X 線回折強度は，全般的に低下し，特に角閃石及び黒雲母，緑泥石（カオリナイト）のピークが低下した．また，一部の試料では，スメクタイトのピークの低下が確認された．



図－1　砂岩・泥岩・溶結凝灰岩の硝酸浸漬前後の細孔分布の変化

3-7. 水銀ポロシメータによる細孔分布測定

ほとんどの試料において，浸漬期間が長くなるにつれて間隙率が増加するとともに，孔径の大きな間隙が増加することを確認した（図-1）．また，間隙率の増加は，泥岩よりも砂岩で大きく，溶結凝灰岩では，初生的に間隙率が大きいもので大きく増加した．

3-8. 測定浸漬液の化学分析

Si，Al，Fe，Mn，Mg，Ca，Sr，Ba について確認したところ，Si と Mn を除く元素では，ほとんどの試料において，浸漬期間が長くなるにつれて，含有量が増加する傾向が見られた．

4. 考察と今後の課題

本実験における岩石の溶解は，岩石表面の形状の変化に関しては，SEM レベルでようやく確認できる程度に小さく，天然の風化現象の極初期の段階を見ている可能性が考えられる．わずかな溶解だが，SEM 観察，ポロシメータ測定による間隙の成長，増加様式，μフォーカス X 線 CT 観察などの結果から，溶結凝灰岩と砂岩とで溶解の進展過程が異なることが確認された．この溶解過程の違いは，岩石の特定の部分，鉱物の選択的溶解を考慮すると，両者の鉱物組成，岩石組織の違いに起因すると推定される．

また，泥岩と砂岩の間では，粒度，間隙分布，鉱物組成などが異なることにより，間隙の増大や外殻部の低密度帯の形成速度が異なるものと考えられる．さらに，溶結凝灰岩どうしでは，初生的に孔径の大きい間隙もつものは，そうでないものに比べ，間隙の増大が進みやすいと推定される．

今回の実験で用いた４つの砂岩試料の間では，溶解様式に明瞭な差は見られなかった．これは，粒径，間隙分布，鉱物組成などの差が極めて小さかったためと推定される．

天然の段丘砂岩礫では，いわゆる風化被膜を形成するもの[3]と風化被膜を形成しないもの[4]があり，風化様式に差があるものがある．風化程度，様式の違いやばらつきを評価するためにはこうした差を生じさせる原因について明らかにする必要がある．本実験における砂岩と泥岩の結果を考慮すると，砂岩の風化様式の違いも粒径，間隙分布，鉱物組成などによる可能性がある．一方で，本実験では，溶解による変化が小さく，選択的溶解がどのように進展するのかなどについて十分に理解できたとは言い難い．今後は，溶解プロセスの進展を把握する必要があると考えられる．

謝辞

本研究は，経済産業省資源エネルギー庁の「平成３０年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業（地質環境長期安定性評価技術高度化開発）」の一環として実施した．関係各位に深く感謝する．

文献

1) 濱田・幡谷（2011）電力中央研究所報告，N10050.
2) 濱田・幡谷（2009）電力中央研究所報告，N08063.
3) 栗山ほか（2006）地質学雑誌，112，2，136-152.
4) 西山ほか（2001）応用地質，42，1，2-14.

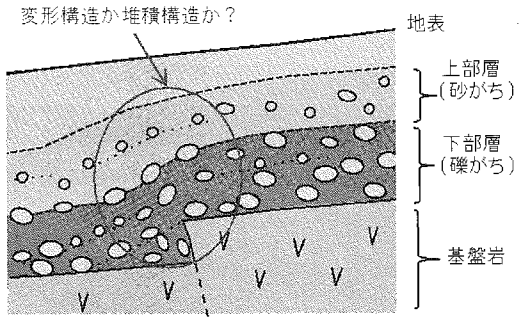
P27. 基盤岩の段差を覆う礫層の構造に関する検討（その２）

Study on the structure of gravel layer filling the level difference of the basement rock: Part 2

○田中姿郎，野原慎太郎，相山光太郎（一般財団法人 電力中央研究所），田村友識（山口大学）
Shiro Tanaka, Shintaro Nohara, Kotaro Aiyama, Tomonori Tamura

1. はじめに

断層破砕帯を伴う基盤岩上面の段差が礫層に覆われる場合，上載地層において観察される構造が基盤岩の断層変位に伴う変形構造なのか，差別浸食地形を埋めた堆積構造なのかが議論になることがある(図−１)．例えば，上載地層の構造が変形構造の場合，上載地層が細粒な砂層や泥層であれば，せん断面が明瞭に発達することが多く見られる．しかし，粗粒な礫層の場合は，礫の長軸が断層面の延びの方向へ再配列することなどが観察されることがあるものの，せん断面自体は不明瞭になることがある．また，基盤岩の段差に礫層が堆積すると，段差の近傍では周囲と比べて礫の長軸が急傾斜となる堆積構造を示すことがある．このような背景から，基盤岩の段差を覆う礫層の詳細観察を行い，その構造の成因について検討した事例を報告する．



図−１　断層による変形か，堆積構造かが議論になる露頭の例

2．調査地点の概要

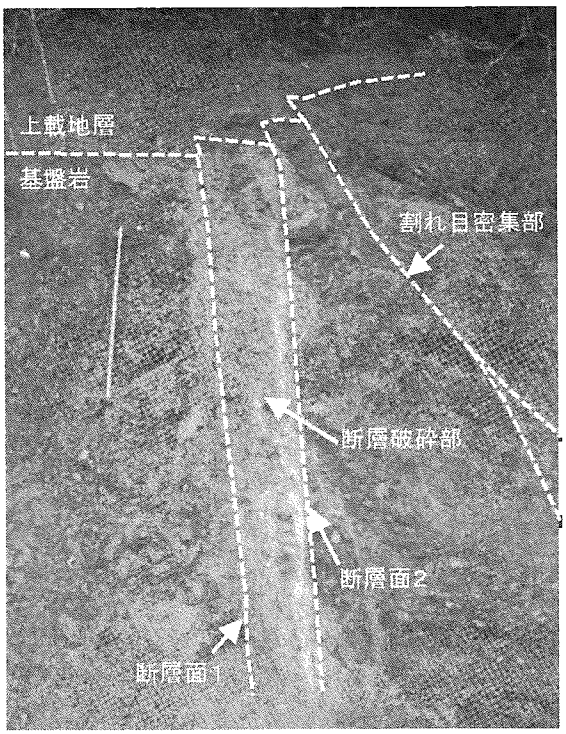
山口県中南部に分布する才ヶ峠構造線はNE−SW走向，全長約 20km の構造線である．この構造線は，三畳紀からジュラ紀の周防変成岩とペルム紀の大田層群との地質境界断層とされている[1]．本研究では，田村・金折[2]が才ヶ峠構造線の近傍において発見した断層露頭を調査対象とした（図−２）．そこでは断層破砕を伴う大田層群の砂岩・泥岩を礫層が覆っている．太田層群断層破砕部の上面には，ガウジを伴う断層面を境に約 20cm の段差がある．田村・金折[1]によれば，礫層は下位からⅠ〜Ⅲ層に区分され，礫層Ⅰは中位段丘堆積物，礫層ⅡとⅢはより若い堆積物である可能性があること，大田層群中の断層は礫層Ⅰには変形を与えているが礫層ⅡとⅢには変形を与えていないとされている．礫層Ⅰにおいては断層の上位に分布する礫の長軸が上下方向を向くことが報告されている．しかし，露頭スケッチでせん断面など，断層による変位・変形を示唆する他の構造は描かれていない．

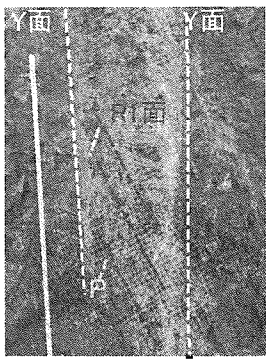
3．調査結果

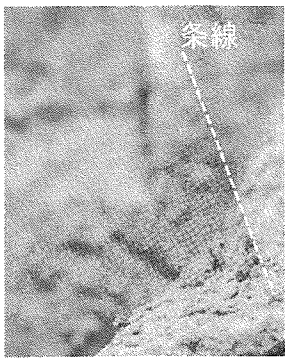
上載地層に見られる構造が変形構造か，堆積構造かを明らかにすることを目的に，断層露頭の詳細観察およびブロックサンプリングによる調査を実施した．主な調査結果を以下に述べる．

(1) 断層破砕帯の構造（図−２）

基盤岩の大田層群には幅約 50cm で NNE−SSW 走向，高角度で西に傾斜した断層破砕帯が分布する．破砕帯の







図−２　才ヶ峠構造線近傍の断層露頭（上），上盤上昇を示す複合面構造（左下），条線（右下）

東端には軟質な断層ガウジを伴う断層面Ⅰ（N10E70～80W）が分布する．断層面Ⅰのガウジには，ほぼ鉛直方向の条線が発達する．破砕帯の西端には断層ガウジが不明瞭な断層面Ⅱ（N10～40W，70～90W）が確認できる．断層面Ⅰ・Ⅱの基盤岩上面では，それぞれ西側が約20cm高い段差となっている．断層破砕帯には上盤側（西側）上昇の運動センスを示唆する複合面構造が観察される．すなわち，露頭観察から明らかとなった断層の運動センスはほぼ鉛直方向に近い逆断層である．

(2) 上載地層の構造

本調査では上載地層の礫層を，下位の円礫～角礫を主体とする基質支持の礫層（田村・金折[2]の礫層ⅠとⅡ）と，上位のルーズな砂礫層（同，礫層Ⅲ）に分類した．礫層は大局的には東に緩く傾斜した構造であり，上位の砂礫層はほぼフラットな構造である．露頭観察では，断層面Ⅰの活動と礫層の堆積の前後関係は明らかではない．一方，断層面Ⅱの破砕部の一部は礫層に削られるような形状を示しており，断層面Ⅱの活動は礫層の堆積前の可能性がある．断層面IIの西側には，風化した割れ目密集部が西傾斜に分布している．そこでも，割れ目密集部を境に，基盤岩上面の西側が相対的に上昇した構造を示している．

断層面Ⅰの段差付近から，下盤側（東側）斜め上に向かって堆積物がやや軟質なゾーンが30～45°西傾斜で分布している．この周囲より軟質なゾーンは，礫層中に10～20cmの幅で分布し，上位の砂礫層との境界は不明瞭である．この軟質なゾーンでは一部の扁平な礫の長軸が高～中角度に西側に傾斜しており，周囲の礫層中の礫の長軸の分布が大局的には下盤側（東側）に傾斜する構造とは異なる傾向を示す．

(3) X線CTによる上載地層の詳細観察

断層面Ⅰ～軟質なゾーンを含む礫層を対象にブロックサンプリングを実施した．採取した試料はヘリカルX線CTスキャナおよびマイクロX線CTスキャナを用いて，内部構造の観察を行った．X線CT観察の結果を，図-3に示す．断層面Ⅰの基盤岩の段差付近から斜め上方に，周囲と比較してCT値が低くなるゾーン，すなわち密度が低いゾーンの分布が確認できる．このゾーンは露頭観察で確認した，やや軟質な礫層と基盤岩付近の流入粘土の分布範囲に相当する．この密度の低いゾーンにおいて，扁平な礫の長軸が高角度に傾斜したり低密度ゾーンの分布方向を向いたりしている．この結果は，礫層の堆積後になんらかの要因により礫が再配列したことを示唆する．

4．まとめと考察

才ヶ峠構造線近傍の断層露頭において，露頭観察とブロック試料のX線CT観察により，基盤岩の断層面から下盤側の斜め上に向かって礫が再配列したゾーンの存在を確認した．礫を再配列させた要因としては，断層運動に伴うせん断変形の可能性が考えられる．礫が再配列したゾーンの分布は，露頭観察から想定される鉛直方向に近い逆断層運動で生じるせん断構造としてはやや低角度に分布している．この原因については明らかではないものの，田村・金折[2]では，断層面Ⅰの延長部では礫の長軸が上下方向を向いていると報告していることから（今回の調査では，露頭状況の変化により認識できなかった），断層運動に伴うせん断変形が基盤岩上面の断層面Ⅰから扇型に広がっている可能性がある．また，条線からは復元される運動方向は鉛直に近いものの，多少の横ずれ成分を伴うこともせん断面がやや低角度に分布する要因の一つの可能性がある．

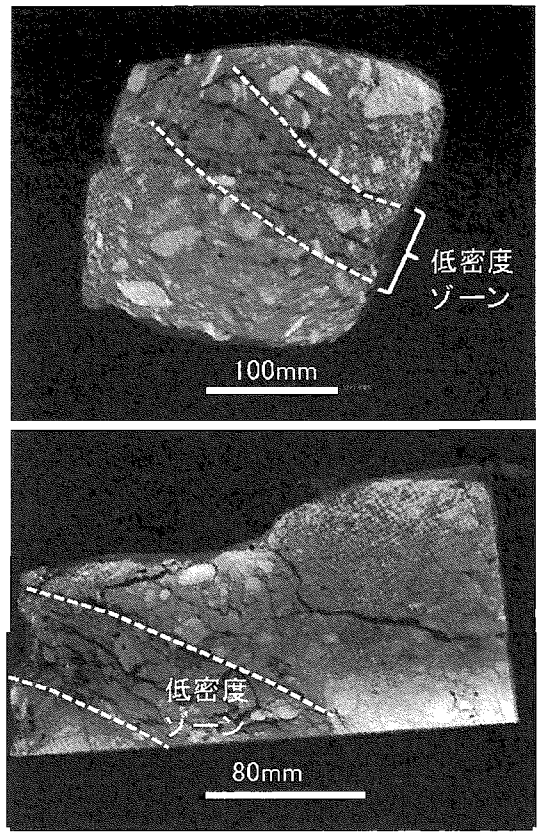


図-3　上載地層のX線CT画像．上は軟質な礫層内の構造，下は基盤岩との接合部付近を示す

また今回の調査結果から，調査対象とした断層は西側が上昇する逆断層であり，条線もほぼ鉛直に近い構造を示している．一方，田村・金折[2]によれば，才ヶ峠構造線に沿って尾根に系統的な屈曲が認められること，北西向きの急崖が存在することから，才ヶ峠構造線に関連した断層運動は，大局的には南東側が上昇する右横ずれ断層であり今回の露頭観察結果とは異なっている．本断層の運動センスの履歴等についてさらなる検討が必要である．

引用文献：

[1] Kobayashi, T. (1941) *J. Fac. Sci. Imp. Univ. Tokyo*, Sec.2. Vol.5, 219-578.

[2] 田村・金折（2017）応用地質，Vol.58，290-296.

P28. 地質柱状図群の N 値と岩相分布からみた世田谷層の分布とその形成に関する考察

A study on the distribution and formation of the Setagaya Formation from the viewpoint of the N value and facies described boring data set

○小林友亮，内藤尚輝(日本大学大学院総合基礎科学研究科)，
竹村貴人(日本大学文理学部)，遠藤邦彦(日本大学文理学部自然科学研究所)
Yuusuke KOBAYASHI, Naoki NAITO,
Takato TAKEMURA, Kunihiko ENDO (Nihon University)

1. はじめに

東京の地下を構成する地質は基盤となる上総層群とその上位にある更新統・完新統が主体となる．東京低地部では，これらの地下分布は形成過程とともに研究が多くあるが，台地部の更新統に関しては，地質情報が少ないといえる．地盤工学的な視点からは，多くの地下施設がこれまでに建設されてきたことから多くの情報があるが，現状では地質情報とは結びついていない．東京西南部の武蔵野台地の地下に谷埋め状に分布する世田谷層は不明な点が多く，特に層序関係では，定義とされる東京都土木技術研究所 [1]による報告では東京層とは切り離して扱っている，一方，寿圓 [2]では武蔵野面に位置する喜多見などで露出する世田谷層に相当する泥層を東京層とし，武蔵野台地東部に分布する東京層と同一の堆積物とした．また，遠藤ほか [3]は下末吉台地を構成する基底礫層から堆積面までを東京層とし，世田谷層もこれに含めることを提唱した．ここでは東京層と同等の意味で世田谷層を用いる．また，この世田谷層に関して，中澤ほか [4] により，常時微動観測が行われ，泥層を主体とする世田谷層が地下にある武蔵野台地の地盤振動特性が他の武蔵野台地と異なる事を示した．このことは，地表からみると同じ武蔵野台地でも地下に軟弱泥層が有るか無いかで地震時の振動特性が異なってくる事を意味している．本研究では，このような世田谷層の全体像を捉えるため，既存のボーリング柱状図を使い岩相とN値を使い検討を行った．

2. 方法

ボーリングデータ上のN値と岩相を区分，世田谷層の分布域を明らかにするために防災科学技術研究所「ボーリング柱状図解析システム」を使用した．ボーリングデータは東京都土木技術研究所が公開しているデータを電子化したもの使用した．世田谷層は遠藤ほか [1]や寿円 [2]，近藤ほか [5]などによる報告から東京層の谷埋め層とし，谷埋め状に存在するN値10以下の軟弱な泥～砂層を世田谷層とみなし，区分を行い，同時に基盤で，N値50を示す上総層群の上面と上位層の武蔵野礫層の区分も行った．

3. 結果および考察

世田谷層の分布域を図 1 に示す．世田谷層が埋積する谷は最終間氷期以前の堆積物を開析したもので 2-3km 程度の幅を持ち，田園調布のやや西側から成城学園前，千歳烏山と世田谷区を北西-南東方向または南北方向に縦断し，三鷹付近にかけて方向を東西方向に変える．世田谷層の存在は三鷹付近まで認められるが，それより上流では認められない．世田谷層は田園調布付近から下流は浸食または，沖積層により埋没していると考えられ，ボーリングデータから分布域を判定することは困難である．世田谷層の埋没谷は千歳烏山までは上総層群を削り [4]，千歳烏山から三鷹にかけては，世田谷層かどうか判別のできないN値20程度の泥層を削っており，武蔵野面(M1,M2面)や下末吉面といった台地部の地下に存在する．

代表的な地質断面図を図 2, 3 に示す．岩相としてはN値50程度の固結粘土・土丹または砂岩を基盤とし，礫層を基底に持つ．基底礫層の上部には内湾環境で堆積した概ね10~20m程度のN値が非常に低い厚い泥層がその上に載る．成城学園前以南では泥層の下部 5m 程度が海進初期の砂層に代わることがある．

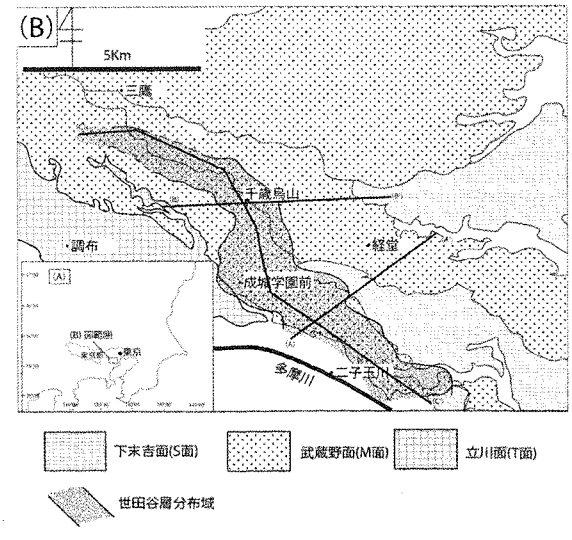


図 1(A)位置図，(B)世田谷層分布図(地形区分は遠藤ほか [3]を参考にした)．

その上部にはマガキの化石を含むことが報告されている[5]．世田谷層にあたる軟弱泥層の上位は武蔵野面では砂礫～礫層である武蔵野礫層が覆い，下末吉面では泥～砂層からなる東京層が上位に載る．

世田谷層の埋没谷の縦断面図を図4に示す．基底標高変化は二子玉川から成城学園前付近までででは0~20mの基底標高の変化がみられ，緩やかに標高を増している．また世田谷層の層厚は約20m前後であるが，世田谷層の層厚が薄い部分は10m前後になる．一方，成城学園前から三鷹にかけては22mから27m程度へと基底標高が変化し，層厚は一様に10~15m程度である．

図2の砧公園周辺の地下に存在する基盤岩の高まりにより世田谷層の層厚が変化しているところがあり，それに沿った武蔵野礫層の基底標高の変化が認められ，世田谷層の圧密の影響とみられる礫層の沈下の可能性が示唆される．

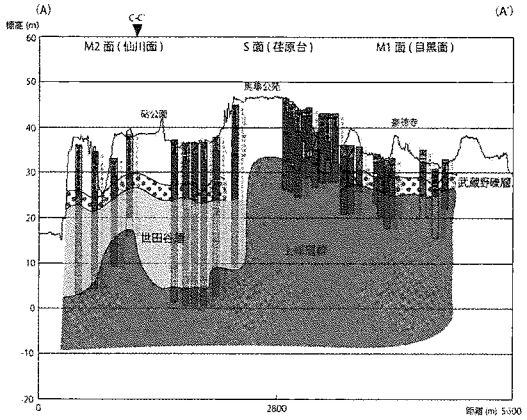


図2．A-A'断面

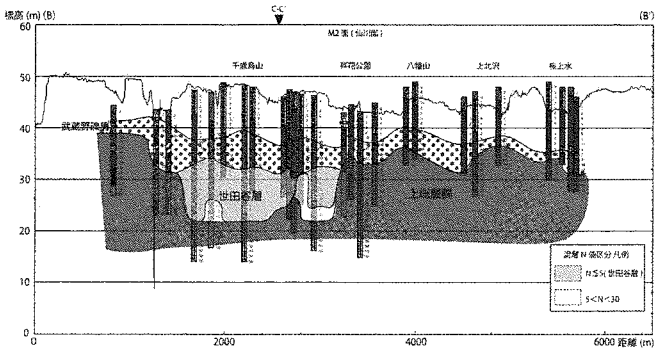


図3．B-B'断面

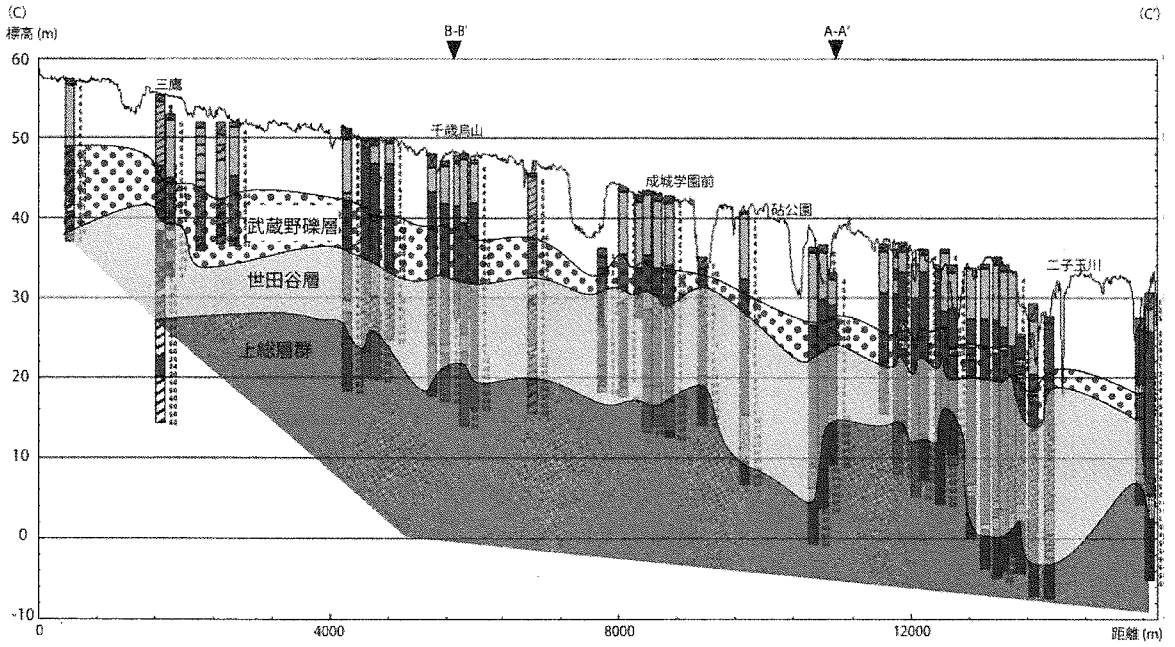


図4．C-C'断面

引用文献

1) 東京都土木技術研究所(1996)東京都(区部)大深度地下地質図－東京都地質図集6－

2) 寿円晋吾(1966)多摩川流域における武蔵野台地南部の地質(2)，地学雑誌 Vol.75, No4, pp.266-281

3) 遠藤邦彦・石綿しげ子・堀伸三郎・上杉陽・杉中佑輔・須貝俊彦・鈴木毅彦・中山俊雄・大里重人・野口真利江・近藤玲介・竹村貴人(2018)東京台地部の東京層と，関連する地形:ボーリング資料に基づく再検討，日本地球惑星科学連合 2018 年大会予稿 HQR04-12.

4) 中澤努・長郁夫・坂田健太郎・中里裕臣・本郷美佐緒・納谷友規・野々垣進・中山俊雄(2019)，東京都世田谷区，武蔵野台地の地下に分布する世田谷層及び東京層の層序，分布形態と地盤震動特性，地質学雑誌, Vol. 125, No. 5, pp.367–385.

5) 近藤玲介・植村杏太・重野聖之・塚本すみ子・内藤尚輝・竹村貴人・遠藤邦彦・坂本龍彦(2018)，pIRIR 年代測定法による東京西南部，世田谷層の層序，日本第四紀学会 2018 年大会，P21.

P29. 帯磁率による粘土粒子の作る構造異方性の定量化に関する実験的研究

Experimental Study on Quantification of Structural Anisotropy of Clay Particles by Magnetic Susceptibility

○内藤尚輝，明石康平(日本大学大学院総合基礎科学研究科)，竹村貴人(日本大学文理学部)
Naoki NAITO, Kohei AKASHI, Takato TAKEMURA
(Geomechanics Lab., Nihon University)

1. はじめに

水中に堆積した粘土粒子は初期には自重により圧密され，上載荷重の増加に伴い排水を伴いながら圧密が進行していく．一次圧密が進行している間，粘土粒子が配向を変化させることで間隙を潰しながら体積を減少させていくことが知られている．その後，二次圧密への移行やセメンテーションによる続成作用が進行し固結することで泥岩となる．このようなプロセス（特に一次圧密）での粘土粒子の配向は，地盤工学の分野において，これまでに村山・平山[1]によるX線回折や風間ほか[2]による電子顕微鏡を用いた粘土の面の配向性の測定結果などで定量的に議論されてきた．一方で，海洋底コアや泥岩試料に対しては，地質学の分野では，粘土粒子の配向性は帯磁率により定量的に評価されることが多い[3]．泥岩の帯磁率は粘土粒子に含まれる磁性鉱物や微小な磁性鉱物の配向性を反映していると考えられており，古流向や付加体堆積物の圧密度などの評価に使われている．ここで，帯磁率χは，Mを磁気，Hを外部磁場強度とすると，$\boldsymbol{M}=\chi\boldsymbol{H}$と表され，2階のテンソル量である．したがって，帯磁率χの持つ配向性を示す成分はファブリックテンソルN_{ij}で表すことができると期待される．ここで，ファブリックテンソル[4]は，あるベクトル（ここでは粘土粒子の面の法線）から作られる配向性を表す2階のテンソル量であり，異方性材料などの力学特性を表現する時などに用いられているものである．これまで，帯磁率を用いた圧密過程の配向性の変化に関する実験の報告は少なく，粘性土の圧密特性を配向性から議論するためには事例を増やしていくことが必要であると考える．本研究では，粘性土の圧密試験を行い，帯磁率の変化を測定することで，粘性土の配向性と応力履歴に関する考察を行う．

2. 試料・方法

実験にはカオリンクレー（粒径 5-10μm: 竹原化学工業株式会社製）に磁性粉末(平均粒径 18μm: 三菱マテリアル株式会社製)を質量比 0.5%で混合した堆積物を使用した。磁性粉末は円盤状の形状で高い磁性を持っており，粒径・形状とも均一である．海成粘土を想定していることと，凝集効果を考え，塩分濃度 3.5%での塩水を用いて混合試料を攪拌し静置することで実験予備試料（自然堆積）とした．図1に室内試験の流れを示す．予備試料を 7cc の消磁を施したプラスチックキューブに移し，遠心載荷による自重圧密を行った．ここで，遠心載荷は 3000rpm まで 500rpm 間隔で 60 分間遠心分離を行った．遠心力の指標として相対遠心加速度(RCF:Relative Centrifugal)を用いた。RCF は $1118\times r\times N2\times10^{-8}$ で表され，r は回転半径(cm)，N は1分間あたりの回転数(rpm)である．遠心載後の試料を帯

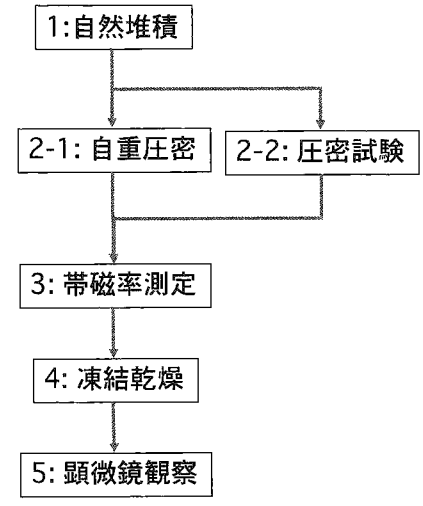


図1 室内試験の流れ

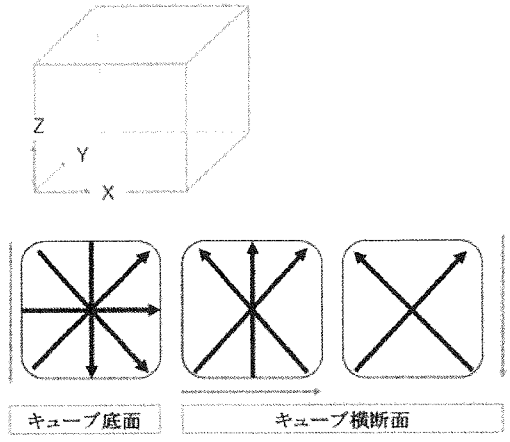


図2 帯磁率の測定方向

磁率測定用試料とした．また，残りの予備試料を直径25mm 高さ 25mm に切り出し，圧密リングに写し定歪み圧密試験機にセットし所定（0.9, 1.8, 2.7, 3.7MPa）

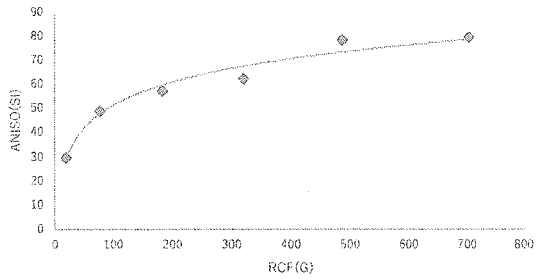


図 3 遠心力による自重圧密試料の異方性(ANISO)

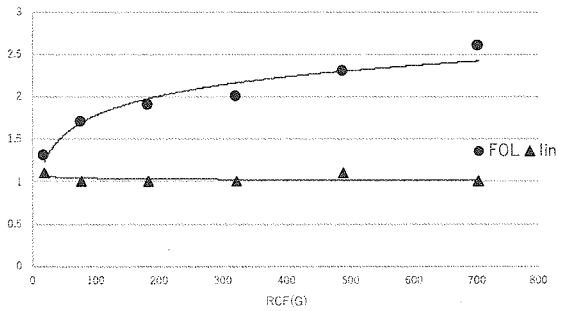


図 4 遠心力による自重圧密試料の異方性(FOL, Lin)

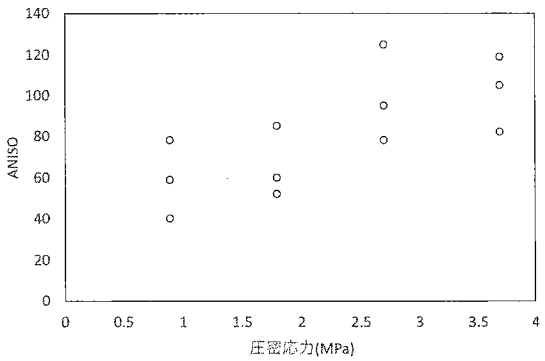


図 5 圧密試験試料の異方性(ANISO)

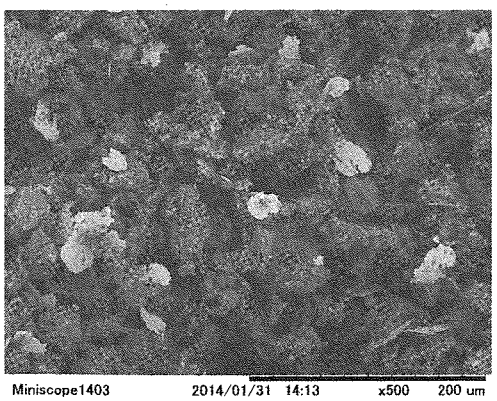


図 6 自重圧密試料の電子顕微鏡画像

の圧密応力に到達した後に除荷し，上述の 7cc キューブに移し帯磁率測定用試料とした．帯磁率は MS2 Magnetic Susceptibility Meter(Bartington 製)を使用して，9 方向の帯磁率の測定を行い帯磁率 χ の 6 つの成分を求めた（図 2）．次に帯磁率 χ の 3 つの主値，χ_{max}，χ_{int}，χ_{min} を求め，以下の式により配向性を特徴付けた．

異方性度（ANISO）$=(\chi_{max}-\chi_{min})/(\chi_{ij}/3)\times 100$

扁平度（FOR）$=\chi_{int}/\chi_{min}$

伸長度（LIN）$=\chi_{max}/\chi_{int}$

3. 結果および考察

図 3，4 に遠心荷載による自重圧密を受けた試料の異方性度，伸長度，扁平度を示した．異方性度，扁平度を見ると，300-400G の重力加速度での自重圧密で増加率が小さくなっている．このことは，自重圧密での粒子の配向性の変化には限界があるものと考えられる．図 5 には圧密試験により自重圧密よりも大きな圧密応力を受けた試料の異方性度を示した．異方性度からみると，自重圧密の限界値はおおよそ，圧密応力で 0.9MPa ほどに相当していると考えられる．圧密応力を 3.7MPa まで増加させることで，異方性度は増加し 120 ほどまで増加している．本試験では二次圧密まで圧密応力を増加させていないことから，より大きな圧密応力を負荷させることで異方性度はさらに増加するものと思われる．

4. おわりに

自重圧密と圧密試験から粘性土の圧密過程での配向性の変化を帯磁率により明らかにした．本研究では帯磁率による異方性度の限界値まで到達しなかったが，粒子が完全に一方向に配向した場合が異方性度の限界値となる．その異方性度の限界値は帯磁率の場合，磁性鉱物の持つそのものの異方性度となるため，粒子の配向性とは異方性度の意味合いが異なってくる．今後，帯磁率の異方性を粘土粒子の配向性であるファブリックテンソルに変換するための実験を行う予定である．

引用文献

1) 村山朔郎・平山英喜(1974) X 線回折による圧密時の粘土構造に関する研究，京都大学防災研究所年報 B. Vol. 17, pp. 347-360

2) 風間秀彦・石井三郎・黒崎 秀(1981) 圧密過程における粘土の構造変化，土と基礎，Vol. 29, No. 3, pp.11-18

3) 川村喜一郎・川村紀子(2008) 海底極表層部での圧密に伴う微細組織の変化:沖縄トラフにおける例，地質学雑誌, Vol.114, pp. 97-108

4) Oda, M (1972) Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, *Soils and Foundations*, Vol. 12, pp. 18-36

P30. 強風化部で認められるマンガン酸化物の詳細観察

Observation of manganese oxide at strongly weathering zone

○中田英二（電力中央研究所），太田岳洋（山口大学）
Eiji Nakata, Takehiro Ohta

1. はじめに

前期白亜紀に噴出した安山岩質火砕岩類において風化作用に伴う岩盤の移動に関する調査を実施した．調査地では赤色強風化岩盤中の割れ目に黒色のマンガン酸化物沈殿物（以下、マンガン脈）が認められる．このマンガン脈の表面には所々に条線が認められ，岩盤が移動したことを示している．

マンガン酸化物は非晶質に近く，成因や表面の条線の形成メカニズムに関する研究例はほとんどない．マンガン脈の産状と条線形成に関する検討の途中結果を紹介する．

2. 調査地点

調査地点は山口県西部の豊田町のほぼ中央に位置する（図 1）．調査は前期白亜紀に堆積した関門層群の上部を対象として実施した．関門層群は下部から主に砂岩，泥岩の互層からなる脇野亜層群とその上位に安山岩溶岩，火砕岩からなる下関亜層群が分布する．

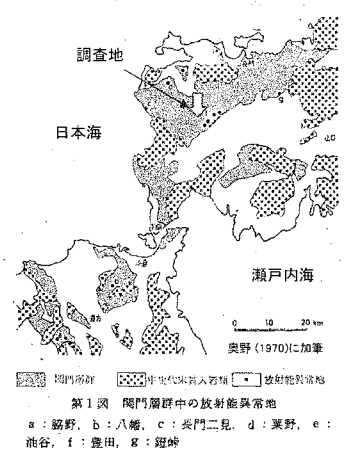


図1 調査地，および関門層群分布図

地層の走向は北東–南西方向で傾斜は 20～30 度で北西に緩く傾斜している．

風化調査対象とした下関亜層群はおおむね均質な安山岩質な火砕岩類からなる．火砕岩類は地表では赤色レンガ様に強風化軟質化しており，深部で非常に硬質な岩盤に移り変わっている [1]．赤色強風化岩の厚さは 40 m 程度に達する．露頭では安山岩組織が残る弱く風化した安山岩が礫状に点在する箇所も認められる（図 2）．この礫状の安山岩は玉ねぎ状には風化しておらず，徐々に強風化部へと移り変わる．新鮮な安山岩には緑泥石が認められ，他に濁沸石や方解石脈が認められる．一方，赤色強風化岩はカオリナイトと石英のみからなる．

当地域では，1960 年代にウラン鉱床が発見され，動燃によるボーリング調査等から破砕帯に沿ってウラン濃度が大きいことが示されている [2]．

3. マンガン脈の産状と成因

マンガン脈は節理などの割れ目に侵入しており，幅は 1 mm～5 mm である．多くの場合，他のマンガン脈と切り切られを繰り返しており，連続性は数 m と乏しい．

マンガン脈は鉛直に分布するものと水平に分布するものがあり，表面にどちらも条線が認められる箇所がある．特に水平のものは鉛直に分布する N15W と N70E 系の節理を横断しており，連続性が良い．

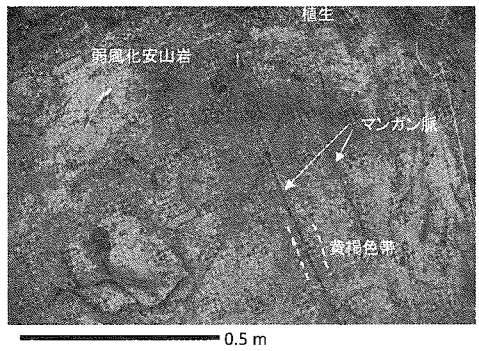


図 2 風化露頭とマンガン脈の産状

マンガン脈の周辺は 1mm 程度が白色化していることが多く，図 2 に示すようにその周辺には 5～10 cm の黄褐色化したゾーンが認められる．マンガン脈と周辺の黄褐色化したゾーンは赤色強風化した岩盤を貫いており，風化し残った礫状の弱風化岩も貫いている．マンガンは酸化還元電位が大きいため，pH の増加に伴い先に割れ目内に沈殿する．先端ではマンガン水酸化物の沈殿により低 pH 水が発生し白色化が生じ，その外側に水酸化鉄からなる黄褐色化したゾーンが広がったと推察される．黄褐色化したゾーンは徐々に赤色強風化した安山岩へと移り変わる．このことは赤色強風化した火砕岩中の節理を含む割れ目に地下水が浸透したことを示している．

マンガン酸化物が赤色強風化作用後の新しい生成物であると推察できる．

4. 元素分析結果

マンガン酸化物は過酸化水素水との反応で酸素を発

生させる．しかしながら XRD では今のところマンガン鉱物は検出できていない．マンガン酸化物の成因と風化に伴う元素移動の状況を明らかにするために，主要元素，および微量元素分析を実施した．分析は XRF, ICP-MS,携帯型 XRF を用いた．試料は新鮮な安山岩と異なる 3 箇所の露頭から採取した．簡易 XRF はマンガン酸化物の測定に用いた．

赤色強風化岩の MnO_2 含有率は 0.1 wt%前後であった．風化岩と比べ新鮮な安山岩中の MnO_2 含有率は 0.3 wt%とわずかに大きい．マンガンは火砕岩類から溶出し，割れ目に侵入しながら農集したものと考えられる．

赤色強風化岩は SiO_2, Al_2O_3, TFe_2O_3 を主体とし，TiO_2（1 wt%前後），K_2O（2 wt%前後），Zr（200 ppm 前後）が新鮮な安山岩と同等に含まれる．母岩の安山岩に K を含む鉱物は認められないことから，風化作用に伴って K を含む鉱物が形成されたと推測されるが，風化岩中からは K を含む珪酸塩鉱物は認められない．

5. 元素移動と体積変化の有無

マンガン脈には面上に明瞭な条線が認められるものがあり，マンガン脈を境に岩盤が移動していると推察される．

条線の成因としては，断層活動などの構造性のものと，地すべり，岩盤の体積膨張などの非構造性のものが考えられる．マンガン脈は縦方向には数 m 連続するものの，他のマンガン脈によって連続性は絶たれている．連続性に乏しいこと，ガウジが無いことから構造性の活断層には相当しない．

体積変化は不動元素を用いた単位体積あたりの元素量の比較から体積変化量を見積もることが可能である[3]．図 3 に赤色強風化岩（縦軸）と新鮮な安山岩（横軸）に含まれる主要元素の単位体積中の含有量（乾燥かさ密度；g/cm^3×元素含有量；wt%）の比較を示す．

変質前後で単位体積中の元素含有量が変化していない場合，その元素は破線で示す線上に分布する．図に示すほとんどの元素が母岩に比べて赤色強風化岩で小さくなっている．前述したマンガンも母岩に比べて減少していることがわかる．図からは K_2O, Zr が破線上に乗る．安山岩と強風化岩で LEE のパターンも似ている．特に，Ge, Pb, Nb, Ga は母岩と単位体積中の含有量が同じである．Zr や LEE を基準と考えるならば下関亜層群の安山岩火砕岩類では赤色強風化作用による体積変化は起きていないと推察される．

5. 考察

マンガン酸化物は基本的に全ての割れ目を充填している．割れ目が冷却節理やその後の構造運動によって形成されたと考えたとしても，この節理に蛇行，たわみや上方へ向かう放射状の広がりなどが認められないことから，風化作用に伴う体積膨張や収縮は生じておらず，岩盤は節理を介して移動したと推測できる．

3 つの露頭ともに水平方向の割れ目は鉛直方向の割れ目よりも連続性に富み，多くの構造を切ること，また条線が認められることから，風化作用によって緩んだ岩盤は明らかに水平に移動している．また，鉛直の割れ目（節理等）のマンガン脈にも条線が認められる．

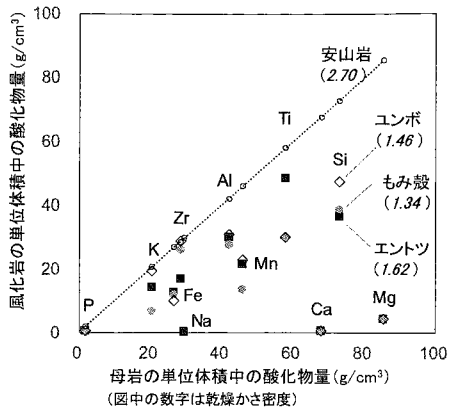


図 3 単位体積当たりの元素含有量の比較
ユンボ，もみ殻，エントツは赤色強風化岩の露頭名

新鮮な安山岩の間隙率は 2.2 %，他方，強風化岩の間隙率は 41～48 %である．新鮮な安山岩はハンマーの打撃では粉砕しにくく，破断面は鋭利で破片は周辺に飛び散る．他方，赤色強風化岩はねじり鎌で容易に削れるほど軟質化している．

岩盤は風化作用によって体積変化を起こさず，軟質化したのみで，他の非構造性の運動で割れ目を境にブロックごとに移動したと推察される．

6. まとめ

白亜紀前期に噴出した安山岩質火砕岩類において風化作用に伴う岩盤の移動に関する調査を実施した．この結果，割れ目に充填したマンガン酸化物に条線が認められた．マンガン酸化物は風化作用の最後，おそらく現地形が形成されたのちに割れ目を充填したものと推察する．水平に発達するマンガン脈は条線を有し，明らかにすべての構造を切る．強風化により軟質化した岩盤は地形に現れない程度で変位していると考えられる．下関亜層群のマンガン脈上に認められた条線は，構造性の断層，体積膨張が原因で形成されたものでは無く，何らかの非構造性の影響で風化部のみが割れ目を境にブロックごとに移動し形成されたと推察される．

文献

1) 高治みゆき・太田岳洋（2018）．関門層群火山岩類の風化過程について，H29応用地質学会，P60.
2) 奥野孝晴（1970）：関門層群中のウラン鉱床について，鉱山地質，20，125-131.
3) Grant, J. A. (1986): The Isocon Diagram A - Simple Solution to Gresens' Equation for Metasomatic Alteration, Economic Geology, 81, 1976-1982.

P31. 平成30年西日本豪雨による山口県岩国市における土砂災害の地形と植生の関係

Relationship between topography and vegetation at landslides induced by the 2018 West Japan heavy rain at the Iwakuni City, Yamaguchi Prefecture

松尾香穂（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Kaho Matsuo, Takehiro Ohta

1. はじめに

地生態学とは，「地形や地質などの地象や生物を取り巻く自然環境の成り立ちをもとに，動植物の分布やその立地要因を解明しようという学問分野[1]」であり，生態系は，「地形・地質・地表水・地下水・気象等が相互に作用する多様な環境ユニット上に成立する．とくに生育基盤である地形地質環境は重要であり，貴重種を含め多くの植生は地形地質環境に強く依存[2]」する．したがって，地質と植生,地形と植生,地形と地質の相互関係を考えることによって，崩壊や侵食等の地形の変化を検討することができる．

また，「地球の表面と地形の変化は，植物の形態と生物力学，生命の歴史と共に規制されており」[3]，「現地形の条件と植生の相違が地形の変化に影響すると考えられるため，災害発生の危険性を地形条件と植生の条件の組み合わせにより評価することができると考える[4]」ことができる．そこで，平成30年に発生した西日本豪雨により山口県岩国市で発生した土砂災害を対象に，崩壊と植生，地形，地質の相互関係について検討した．本報告では，地質の透水性の違いにより植生が異なることに着目し，植生と土砂災害との関係について検討した結果を報告する．

2. 調査方法

本調査の対象地は,山口県岩国市で平成30年の西日本豪雨で発生した崩壊箇所である（図-1）.

2.1 崩壊箇所の同定

鈴木ほか[5]を基に山口県岩国市付近で平成30年に発生した斜面崩壊の位置を国土地理院の空中写真で確認した.また,崩壊箇所周辺の植生についても確認した.

2.2 GIS解析

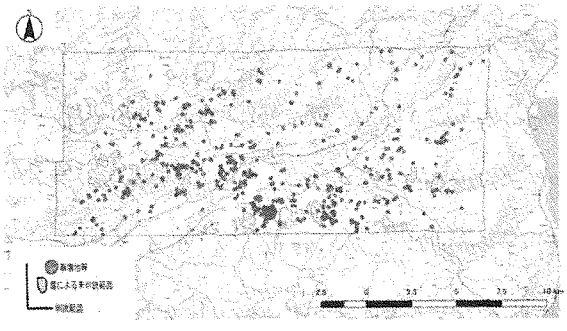


図-1 解析地域と崩壊箇所[5]

国土地理院による基盤地図情報ダウンロードサービスのDEMデータ[6]を用いて傾斜量分布，傾斜方位等を解析した.シームレス地質図[7]を用いて,地質分布,各地質の分布面積，比率を算出した．また，環境省による植生図[8]を用いて植生分布を確認し，各植生の分布面積と比率を算出した．これらのデータを用いて，地形 - 地質 - 植生の相関関係を検討し，またこれらと崩壊との相関関係を分析した.

2.3 現地踏査

2.1, 2.2 節の結果を基に，地質と植生の確認を行い，崩壊地の特徴を把握した.

3. 結果

3.1 GIS解析

調査地域全体の傾斜方位は，東から南向きが卓越する.崩壊箇所の傾斜方位は，東～南向き傾斜が多い（図-2）．また，植生と地形の関係は，アカマツやスギ・ヒノキ・サワラ植林の針葉樹林では北傾斜と南傾斜が多いことに対し，シイ・カシ二次林では南傾斜が卓越する．植生と地質の関係では，明瞭な関係は見られなかった．岩相ごと，植生ごとの分布の面積と崩壊箇所数を図-3，図-4に示す.

3.2 現地調査

岩国市周東町の桝形山周辺(図-5)では，伐採地で崩壊が発生していた（図-5，図-6）．この地域周辺の地質は，山陽帯の花崗岩類である．現地調査の結果，この

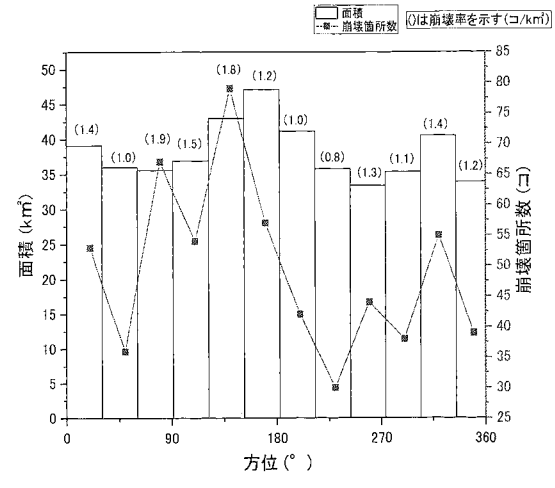


図-2 解析地域全体と崩壊地の傾斜方位のヒストグラム
0° が北，90° が東，180° が南，270° が西を示す.

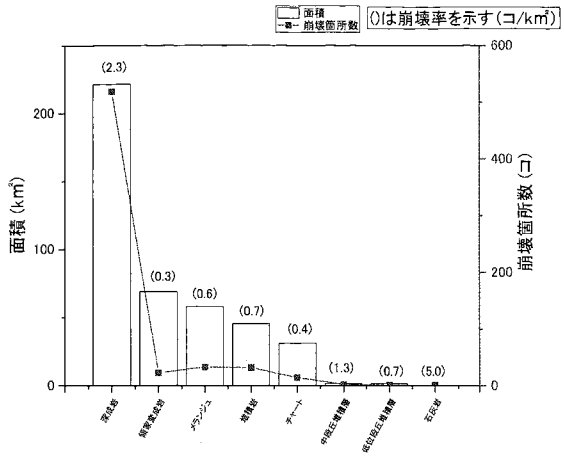


図-3 岩相別の面積と崩壊箇所数

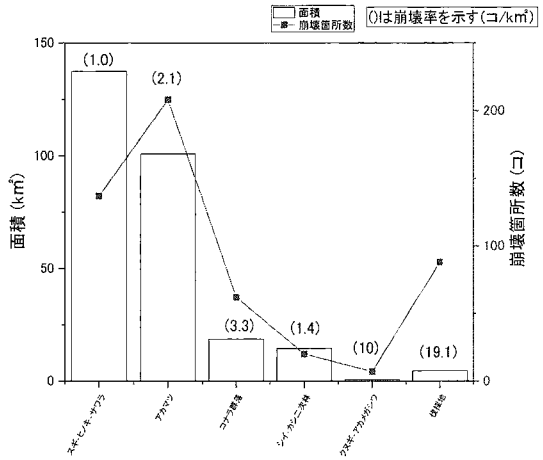


図-4 植生別の面積と崩壊箇所数

崩壊発生地周辺では伐採とヒノキ植林が行われており，そこで表層崩壊が生じた．ヒノキは胸高直径が 7～9 cmの幼木が多くを占めた．当該地は 2014 年撮影の Google Earth の空中写真で伐採されていたことが確認できる．

4.考察

GIS による解析から，深成岩・メランジュ・チャートでは南東～南傾斜が多く，その次に北～北西傾斜が多いことが分かった．一方，堆積岩・中段丘堆積物低位段丘堆積物では，南東～南傾斜が一番多かった．傾斜方位が東から南向きのものが多いことは，調査地域周辺に北東—南西方向の断層などの地質構造が分布するためと考えられる．また植生と標高の関係では，針葉樹は標高が 300m以上でも多く分布するのに対し，広葉樹は 300m以上ではあまり分布していない．図-2 で崩壊と斜面方位の関係を見ると，崩壊は東～南東傾斜で多く，南西傾斜で少ない．また崩壊と地質の関係では崩壊率は領家変成岩で低く，深成岩で高い(図-3)．図-4 に示す崩壊と植生の関係については，伐採地は崩壊率が最も高く，次いでアカマツ，コナラ群落が高い．クヌギ・アカメガシワの崩壊率が高くなるのは分布面積が小さいためと考えられる．

以上のことより，岩国地域では地質に関わらず伐採

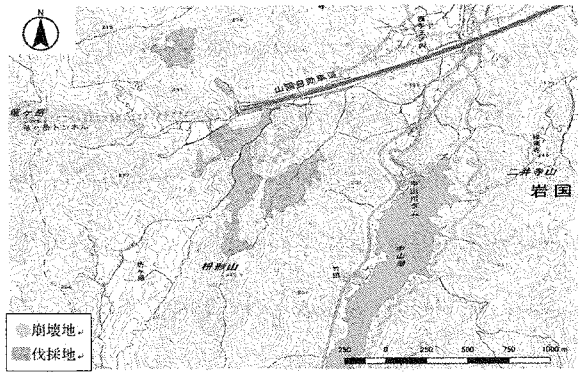


図-5 桙形山周辺の崩壊地 [5) 8)]



図-6 桙形山周辺の崩壊

地とアカマツやコナラ群落で崩壊が発生しやすく，領家変成岩では崩壊が発生しにくいことが予想できる．

5.文献

1) 増澤直（2005）：地生態学を基礎とした環境ベースマップの作成とその活用，環境技術，Vol34，No5，pp359-366

2) 佐々木靖人（2003）：応用地生態学－生態学と応用地質学のコラボレーション－，応用地質，vol43，No6，pp345-358

3) Dov Corenblit ・Johannes Steiger（2009）：Vegetation as a major conductor of geomorphic changes on the Earth surface : toward evolutionary geomorphology，EARTH SURFACE PROCESSE AND LANDFORM，Vol34，pp891-896

4) 太田岳洋・長谷川淳・高見智之・川村晃寛（2008）：土砂災害地形の発生にかかわる現地形と植生変化の影響－北部北上山地における検討例－，応用地質，Vol49，No.4，pp204-216

5) 鈴木素之・太田岳洋・大和田正明・河内義文・楮原京子・片岡知・西山健太・西川智樹（2018）：平成30年7月豪雨による山口県南東部の地盤被害状況，第 61 回地盤工学シンポジウム発表論文集，4-2

6) 国土地理院ウェブサイト（https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php

7) 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2（産総研地質調査総合センター，（https://gbank.gsj.jp/seamless/）

8) 「第 6～7 回自然環境保全基礎調査植生調査報告書」（環境省生物多様性センター）：（gis.biodic.go.jp/webgis/index.html）

P32. 愛媛県宇和島市吉田町ため池決壊と住民の避難行動

Evacuation activity of local community due to collapsing reservoir located in Yoshida town, Uwajima City

○野々村敦子（香川大学），稲垣秀輝（環境地質）
Atsuko Nonomura, Hideki Inagaki

1. はじめに

愛媛県では，2019 年 7 月 5 日から 8 日にかけて記録的な大雨となった [1]．この大雨の影響で宇和島市吉田町河内川沿いおよび鳥首ため池周辺では（図-1），7 月 7 日の早朝に河川の氾濫およびため池決壊により，地域の広い範囲で浸水被害を受けた．雨量が比較的少ない地域においても豪雨の頻度が増加する傾向が見られることから，これまで豪雨による被害を受けていない地域においても今後は対策が求められる．

本研究では，宇和島市吉田町河内川沿いおよび鳥首ため池周辺において，住民の避難行動を調査するとともに，対象地域の地形や土地利用と被害の関係について分析し，今後の豪雨対策に必要な事項について検討した．

2. 対象地域における豪雨時の状況

本研究の対象地域は鳥首池下流および河内川沿いに広がる沖積低地であり，海岸平野に分類されている [2-4]．標高は広い範囲で 3m 以下である．最寄りの気象観測地点である宇和島では 7 月 5 日から 8 日にかけて断続的に 20～30 ㎜/h および 50 ㎜/h 程度の降水量が観測された（図-2）．

7 月 7 日の 7 時頃鳥首池が決壊した．6 時 56 分にため池の堤体が一部破堤，7 時 7 分にはため池堤体の破堤部が拡大している．ため池の下流地域では，ため池が一部破堤している 7 時 5 分には既に広く冠水していた．

河内川沿いの道路では，広範囲にわたり浸水した．ヒアリングの際，住民の方から「八幡神社では階段の 8 段目まで浸水した」との話を聞いた．この地域では昭和 18 年の大雨で「階段の 7 段目まで浸かった」ということが地域で伝えられていた．ヒアリングによると，「『昭和 18 年，階段 7 段浸かった』ということは地域で語り継がれていたが，今の時代，もう大丈夫かと思っていた．吉田町が，まさかこのようになるとは思っていなかった．」とのことであった．

3. 住民の避難行動

ヒアリングによって把握した当時の被害および避難状況について記す．7 月 7 日の早朝，5-6 時頃から河内川では水位が上昇し，氾濫が始まった．鳥首池周辺でも水路の水位が上昇していた．この時点で浸水の危険性のない高所に車を移動させ始めていた人もいた．7 時前後に鳥首池周辺ではため池の越水，その後の破堤により，広く浸水した．河内川でも，6 時 30 分から 7 時頃にかけて水位が上昇し，その後，床上まで浸水した．

鳥首池周辺においては，7 月 7 日の時点で，自宅が浸水した人，自宅の裏山の斜面で斜面崩壊が発生した人は避難した．避難先は，指定避難所ではなく鳥首集会

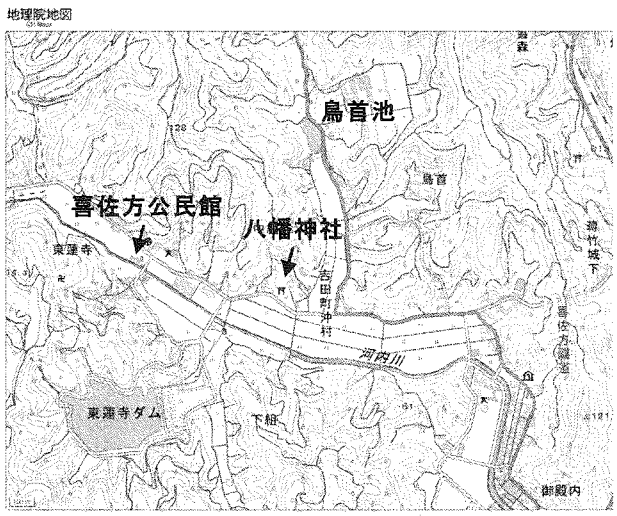


図-1　調査対象地域

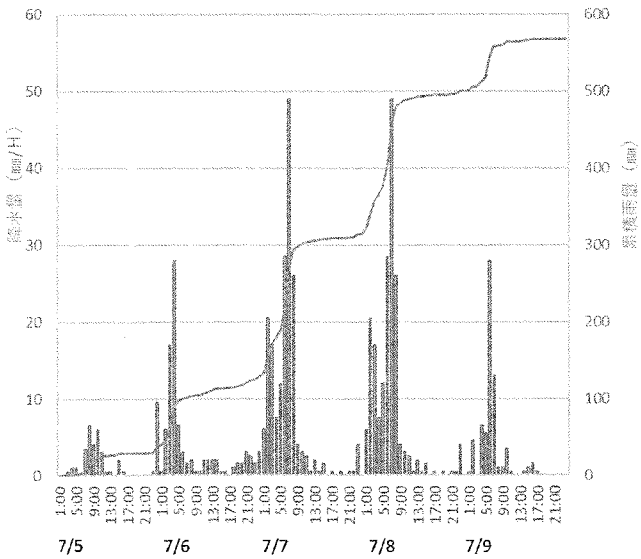


図-2　アメダス観測所宇和島の降水量（2018 年 7 月 5～9 日）

所が選択された.この地域では喜佐方公民館が避難所に指定されており，これまで防災の行事は喜佐方公民館で実施してきていた.しかし，今回の豪雨では避難経路が浸水していたこと，豪雨時には公民館の1階が浸水したことから避難できる状況ではなかった[5].

4. 考察

河内川の氾濫により浸水した喜佐方公民館は，耐震×」であったが，土石流，洪水に対しては避難所として機能するとされていた.

河内川は，洪水予報河川および水位周知河川ではないことから，洪水ハザードマップが作成されていなかった．河内川に限らず，全国的に中小河川では，洪水ハザードマップが整備されていない場合が多い.このような河川でも決壊すると周辺は浸水の危険性がある.中小河川の洪水の危険性を見逃さないためにも，地形や歴史から地域の洪水危険性を把握しておくことが求められる.

喜佐方公民館は，標高 5m 程度の海岸低地に位置する．海岸低地では，海岸や河川との比高が小さく，浸水しやすいこと，排水性が悪いことなどが考えられる.歴史について見ると,前述のように昭和18年の豪雨災害で八幡神社の階段が7段目まで浸水したと地域で語り継がれていることに加えて，吉田町誌には,『喜佐方の八幡神社の前では商品を積んだ船が沈没したとの伝説があることから，ここに舟行があった沼地のような箇所であったことが想像できる』と記されている[2].このことから，河内川に沿って広がる沖積低地は，沼地のような箇所であったが，後に沼地は干拓され，水田として利用されるようになったと考えられる．このことから，地形や歴史から見ると，当該地域は浸水の危険性が高いと判断できる.

土地利用に着目すると，1947年の空中写真では，沖積低地の大部分が水田として利用されているが，1966年の空中写真では，今回床上浸水の被害を受けた喜佐方公民館や喜佐方保育所の付近が造成されたことが分かる.これは新しく建築された公民館や保育施設など公的機関が洪水や高潮・津波で浸水しやすい海岸低地に建設されたことを示している.



図-3　喜佐方公民館前に設置されていた看板

このように，かつては水田として利用されていた箇所に，工場や店舗が進出してきて浸水被害を受けた地域は他の地域にも見られる[6]．一方，古くからの防水対策や過去の水害を受けて行ってきた減災対策によって，被害を軽減できた地域もあった[6]．今後は，このような事例を参考にして，地形や歴史から自然災害の危険性を考慮した上で建設予定地を選択する必要がある.

5. まとめ

本研究では，平成30年7月豪雨でため池の決壊および洪水被害を受けた宇和島市吉田町において，被害状況及び避難行動について調査した．洪水ハザードマップが整備されていなかったことから，洪水の危険性について住民が把握できていなかった可能性もある.今後は，地形の成り立ちや地域の歴史などを通して土地の災害の危険性を把握するような取り組みが必要である.

謝辞：本研究は JSPS 科研費 18K04660 の助成を受け実施した.本研究を実施するにあたり，土山芳豊氏にご提供頂いたデータは，7月7日の状況を把握する上で貴重な資料となった.また,調査を実施するにあたり，日本応用地質学会平成30年7月豪雨調査団メンバーに協力頂いた.ここに記して感謝の意を表す.

参考文献

1) 宇和島市：7月豪雨の概要及び被害の状況，資料3，https://www.city.uwajima.ehime.jp/uploaded/attachment/20420.pdf
2) 吉田町：吉田町誌上巻，第4章戦国時代，1997
3) 寺岡易司・池田幸雄・鹿島愛彦：宇和島地域の地質，地域地質研究報告，5 万分の 1 地質図幅，高知(13)第77 号
4) 中山正民・豊島吉則：西南日本外帯における平野の配列とその特性，地理学評論 62 A-292-107 1989
5) えひめ防災・危機管理：平成30年7月豪雨による被害状況等について（第56報）http://ehime.force.com/servlet/servlet.FileDownload?file=00P0K000014CsUtUAK
6) 稲垣秀輝：応用地質学から見た豪雨災害減災の提案と課題，平成30年7月豪雨（西日本災害）調査団報告書，295-305.

P33. 鉄道トンネル等が建設された天井川の特徴 ～ジオ鉄目線で考える～

Characteristics of the Raised Bed River crossing by the Railway Tunnel, Bridge or Box Culvert: Consideration from the Standpoint of Geo-Tetsu

○上野将司，藤田勝代（深田研ジオ鉄普及委員会），深田研ジオ鉄普及委員会
Shoji Ueno, Masayo Fujita, Geo-Tetsu project committee of the FGI

1. はじめに

平野を行く鉄道が古風な煉瓦積みの短いトンネルを通過することがある．トンネルは天井川の下を通過しているのである．顕著な天井川は，山林伐採やカンナ流しによる土砂流出の増大に抗して，下流側の堤防をかさ上げし，河道を固定したため形成された．近世以降に急速に形成された地形である．特に古くから人口が多く人間活動が活発であった近畿地方に発達する．

天井川一帯は豪雨時には洪水や土石流による被害が懸念される場所であるが，長期にわたり天井川の下を通過するトンネル等が維持されてきた背景には，人力で洪水制御しやすい河川の規模があるものと考えて調査を進めた．鉄道と道路では天井川を横断する方法に違いがあることや，時代とともに河川改修を含めて横断の方法が変遷していることがわかった．

2. 鉄道トンネル等の存在する天井川の分布

鉄道や道路が天井川の下をトンネルで横断する箇所は，今は現存しないものを含めて 43 か所（No.3,6,13,14,15,26,48,49 の 8 か所は未調査）現地確認した（表-1）．この表では鉄道に並行して天井川の下を通過する道路を除いたので，河川数は変更ないものの，道路の構造物（20 か所以上）が省略されている．表-1 のカッコ内の構造は，河川改修（No.9～12 など）や廃線（No.23～25）により撤去済のもので，旧版地形図や現地調査で確認したものである．

ここに示した天井川の地方別の分布は，北陸 2 か所，関東 2 か所，中部 15 か所，近畿 27 か所，中国 1 か所，四国 4 か所である．また天井川の密な分布地は，養老山麓，琵琶湖周辺，京都南部，六甲山麓であり，小河川の扇状地が発達する地域となっている．

3. 天井川を通過する鉄道・道路の横断方法の変遷

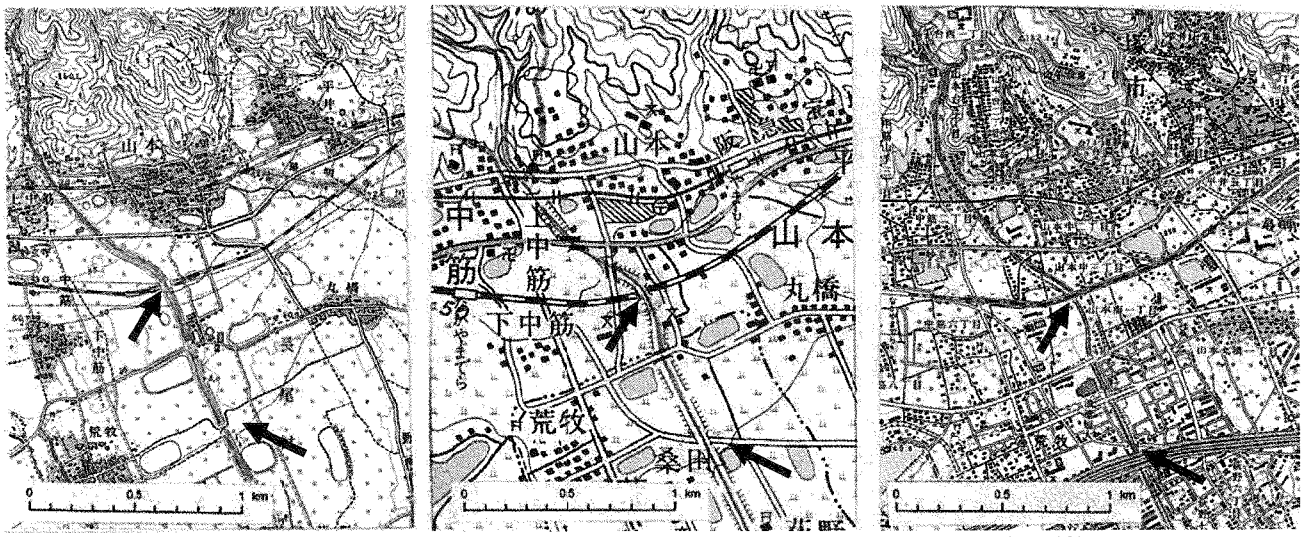
天井川を通過する最初の鉄道トンネルは，大阪・神戸間を結ぶ東海道線で建設（No.44～46）され，1874 年（明治 7 年）供用された．当時の機関車で天井川を渡河するには勾配の克服が困難であったため，イギリスのトンネル構築技術を導入して建設された．鉄道は勾配が厳しく制限されていたため，各地で天井川を通過するためのトンネルが建設され，複線化などに際して構造はボックスや跨線橋に変更されてきた．近年では高架化や河川改修による天井川自体の解消により，

表 - 1　天井川の下を横断する鉄道・道路の概要
(構造 T:トンネル,B:橋梁かボックス,カッコは撤去済)

No	河川名	鉄道線名	道路	鉄道の駅間	構造
1	押堀川	JR上越線		五日町・浦佐	B
2	宝達川	JR七尾線		免田・宝達	T
3	井戸沢川		県道(群馬)		(B)
4	谷川	しなの鉄道		テクノ坂城・坂城	B
5	淺川	しなの鉄道		北長野・三才	(T)
6	(名称不明)	JR信越線		安茂里・長野	B
7	砂留田川	JR御殿場線		下曽我・上大井	B
8	印川	JR身延線		市川大門・鰍沢口	T
9	野明沢川		県道(長野)		(B)
10	小田井沢川		県道(長野)		(B)
11	唐沢川		県道(長野)		(B)
12	権現沢川		県道(長野)		(B)
13	谷津沢川	JR東海道線		清水・草薙	B
14	安居沢		久能街道		(T)
15	青沢		久能街道		(T)
16	般若谷	養老鉄道		石津・美濃山崎	T
17	山崎北谷	養老鉄道		美濃山崎・駒野	T
18	小倉谷	養老鉄道		美濃津屋・養老	T
19	柏尾谷		県道(岐阜)		B
20	弥高川	住友引込線跡	米原市道		B
21	百瀬川		県道(滋賀)		B
22	家棟川		国道(滋賀)		B
23	比良川	(江若鉄道)		(比良・近江舞子)	(T)
24	大谷川	(江若鉄道)		(近江木戸・比良)	(T)
25	木戸川	(江若鉄道)		(蓬莱・近江木戸)	(T)
26	宮川		県道(滋賀)		B
27	家棟川	JR東海道線		篠原・野洲	(T)
28	草津川	JR東海道線		草津・南草津	T,B
29	狼川	JR東海道線		南草津・瀬田	(T)
30	由良谷川	JR草津線		甲西・三雲	B
31	大沙川	JR草津線		甲西・三雲	T
32	鴨谷		府道(京都)		B
33	不動川	JR奈良線		玉水・棚倉	T
34	天神川	JR奈良線		玉水・棚倉	B
35	渋谷川	JR奈良線		玉水・棚倉	B
36	玉川	JR奈良線		玉水・棚倉	B
37	青谷川	JR奈良線		山城多賀・山城青谷	T
38	長谷川	JR奈良線		山城青谷・長池	B
39	防賀川	近鉄京都線		興戸・新田辺	B
39	(同上)	JR片町線		同志社前・京田辺	T
40	馬坂川	近鉄京都線		興戸・新田辺	B
40	(同上)	JR片町線		同志社前・京田辺	B
41	天神川	JR片町線		京田辺・大住	T
42	高川		府道(大阪)		T
43	天神川	JR福知山線		川西池田・中山寺	(T)
44	芦屋川	JR東海道線		芦屋・甲南山手	B
45	住吉川	JR東海道線		摂津本山・住吉	B
46	石屋川	JR東海道線		住吉・六甲道	(T→B)
47	東川	JR呉線		安芸長浜・大乗	T
48	黒谷川	(鍛冶屋原線)		(犬伏・羅漢)	(T)
49	大山谷川	(鍛冶屋原線)		(羅漢・神宅)	(T)
50	大明神川	JR予讃線		壬生川・伊予三芳	T
51	本川		県道(愛媛)		B

これらの構造物は無くなりつつある．特筆すべきは東海道線の草津川の例（No.28）で，2002 年（平成 14 年）7 月に完成した放水路への切替えがなされて天井川区間は廃川になったが，旧中山道の道路トンネルもあって河道は公園として残されている．

一方，道路の天井川の横断の歴史については鉄道とは異なる経緯が見て取れる．具体的な例（図-1）で説明すると，鉄道は当初勾配を避けてトンネルで通過していたが，後に高架化で天井川をまたいでいる．これに対し道路は，当初屈曲したルートで堤防を上下して橋梁で渡河していたが，平面・縦断線形の問題からトンネルに改良されている．そもそも道路は鉄道よりも



図－1　天井川を横断する鉄道・道路の構造の変遷（表-1，No.43，JR 福知山線）
(左：昭和 28 年、1/2.5 万図「伊丹」中：昭和 41 年、1/5 万図「大阪西北部」右：平成 7 年、1/2.5 万図「伊丹」)

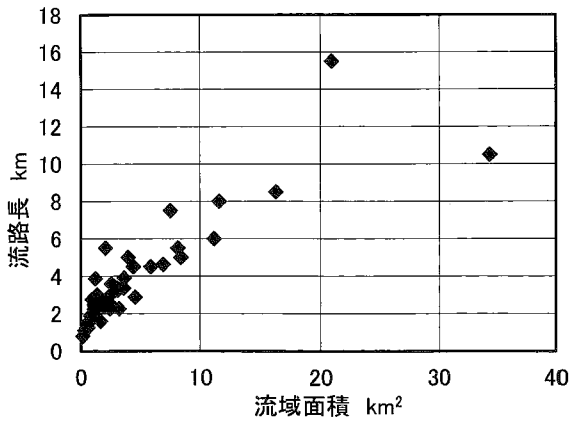
急勾配でも通行可能なため，古い時代から小規模な盛土で堤防に取付き橋梁で渡河することが行われている．

しかし，天井川は洪水の危険性が高いために今日では排土をして掘込み河道にする河川改修が各地で進められ，トンネル等の構造物が撤去されつつある．

4. 鉄道トンネル等が建設された天井川の特徴

天井川は，人力である程度の洪水制御ができた規模の河川と考えられる．そこで河川の流域面積，流路長，源流部（尾根）との比高を求めた．なお，これらの地形要素については谷出口より上流側の山間部を対象に 1:25,000 地形図から計測した．その結果は次の通りである．

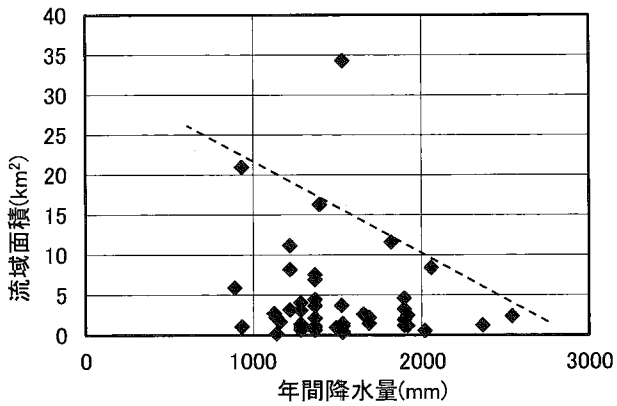
① 流域面積：0.16～34.3km^2
② 流路長：0.55～15.5km
③ 比高：70～1480m



図－2　天井川の流域面積と流路長の関係

流域面積は 34.3 km^2 の草津川が特異であり，人工的に流域を広げた可能性がある．これを除くと 20 km^2 程度が上限になる．流路長と比高の関係や流路長と流域面積の関係（図-2）は，正の相関が認められる．

天井川の洪水を制御する対象として河川流量があるので，降水量について各天井川近傍の気象観測所データを調べ，流域面積との関係について図-3 に示した．降水量は過去 30 年間の年間平均雨量[1]を採用した．図-3 でも流域面積最大の草津川は特異であるが，この図は人力で制御可能な天井川の規模や降水環境の限界（破線）を示すものと考えられる．



図－3　天井川の流域面積と年間降水量の関係

5. おわりに

天井川の下を通過する鉄道トンネル等は，河川改修や路線の改良で消滅，あるいは橋梁やボックスでの置換えが進んでいる．ジオ鉄目線の車窓景観からは土木遺産として残したい芸術的ともいえるレンガトンネルなどがある．地形図を片手に天井川の地形形成やトンネル工事の手順などに思いを馳せれば，車窓を流れる景色は一味違ったものになると思う．

文献

1）http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php
（2019 年 7 月確認）

P34. AIを活用した地形表現図の鮮明化

Sharping of Terrain Representation Maps by Utilizing AI

○北村啓太朗，落合達也（アジア航測株式会社）
Keitaro Kitamura, Tatsuya Ochiai

1. はじめに

地形表現図は，航空レーザ測量により取得した高精細の3次元点群データを用いて，地形の凹凸を2次元表示した地形図である．近年は，UAV（Unmanned Aerial Vehicle）写真測量のSfM（Structure from Motion）技術で生成した3次元色付点群データやレーザスキャナを搭載したUAV，MMS（Mobile Mapping System），TS（Total Station）で取得したあらゆる地物の3次元位置情報を，仮想空間で自由にデザインできる地形表現図も実在する．高密度レーザの照射により地形再現性を高めた地形表現図は，建設生産プロセスの調査，計画，設計など様々な場面で役立ち，特に道路防災点検の落石・崩壊等災害要因の机上抽出で有用される．

地形表現図の作成は，3次元点群データの実測が基本である（旧地形図の等高線や航空写真図化から宅地造成前の地形表現図を復元する場合もある）．ゆえに，特定の調査領域の1mメッシュの数値標高モデルDEM（Digital Elevation Model）データが存在しない地域も多い．この場合，新たに航空レーザ測量等の実測を要するが，落葉期等の時期的制約や目的に対する費用便益の障壁が伴う．

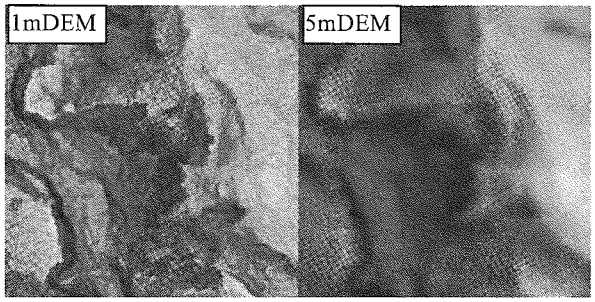
上記の課題に対し，本研究では，近年様々な分野で導入されているAI（Artificial Intelligence）を活用した地形表現図の鮮明化を試みた．地形表現図の鮮明化とは，既往の1mDEMから作成した高解像度の地形表現図を教師データとした深層学習を繰り返し，5mあるいは10mDEMから作成した比較的粗い地形表現図から1mDEM相当の画像を生成する技術を指す．本技術は，実測に依らずに地形表現図を作成する手法であるが，例えば，土砂災害発生時等の緊急性を要する現地調査前に対象流域の地形情報を把握する資料として利便性があると期待される．

2. AIを活用した画像生成の方法

本研究では，AIの深層学習の畳み込みニューラルネットワーク，特に敵対的生成ネットワークの画像生成を活用した．AI導入には，GPU（NVIDIA GeForce GTX 1080Ti）環境でpix2pix[1)]を採用した．本手法の特徴は，256×256pixelの2組の画像を教師データとする点である．

本研究で使用した地形表現図は，赤色立体地図である（アジア航測株式会社，特許第4272176号：立体画像作成装置及び立体画像作成プログラム他）．当図は，赤色の明度と彩度を用いて地形の凹凸を2次元表示した地形図で，国土地理院のオープンデータ基盤地図情報（https://fgd.gsi.go.jp/download）よりダウンロードした5mDEMおよび既往航空レーザ測量データの1mDEMを使用して作成した（図1）．

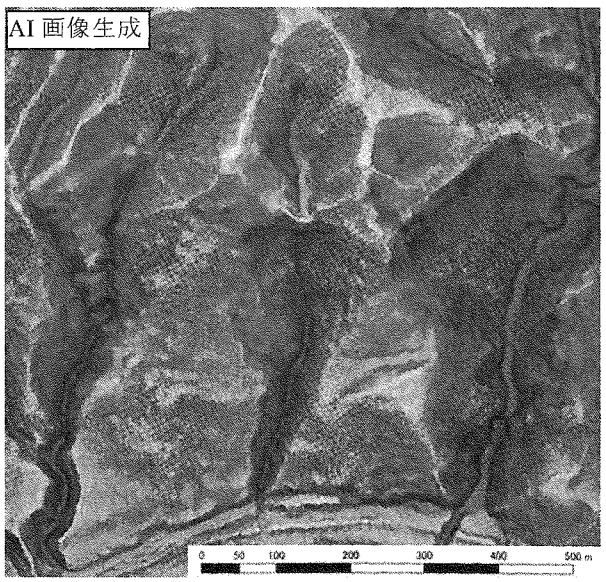
図1の右側は5mDEM、左側が1mDEMの赤色立体地図である．1mDEM画像は微地形が鮮明で，より地形再現性が高いと推察される．本研究では，図1に示したように同じ範囲の5mDEMと1mDEM画像の組合せを用意し，教師データとしてAIに深層学習させた．



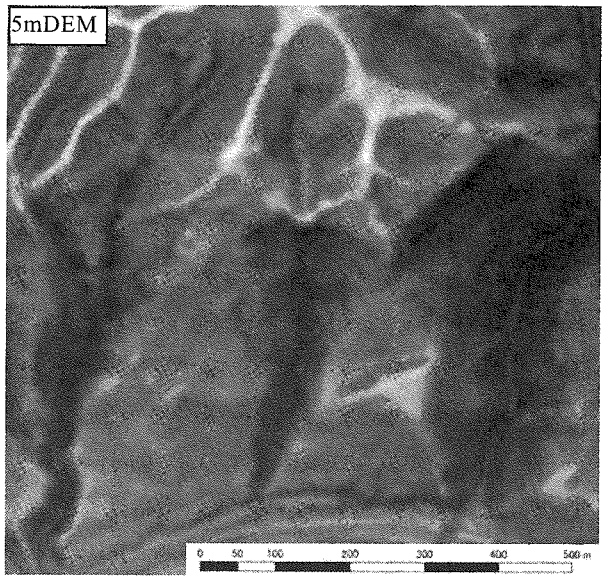
図－1　深層学習に使用した地形表現図の教師データ

3. 結果

以下（図2）に，上記図1を含めた多数の画像の学習成果を用いて画像生成した地形表現図を例示した．当該地域の地質は，新第三紀の堆積岩（泥岩主体）で，図2中央の渓流中流域には，露岩部が分布する急崖地，崩壊跡地等の微地形が認められる．当図を生成する際に使用した5mDEM画像を次頁に示した（図3）．



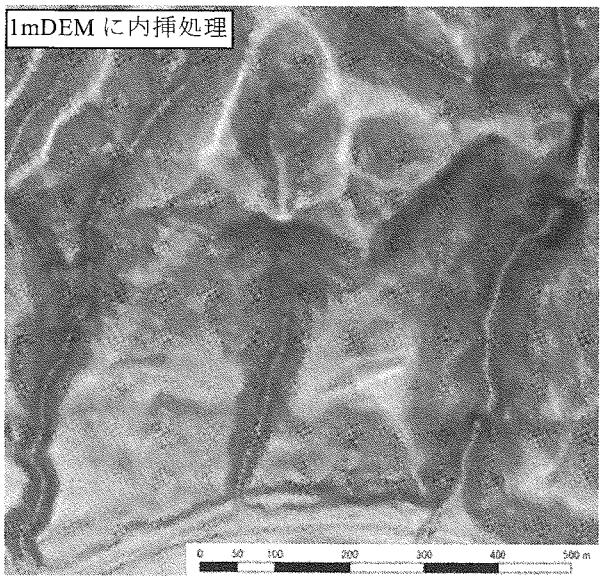
図－2　AIの画像生成による地形表現図の例



図－3　5mDEM の地形表現図（図 2 と同じ範囲）

図 3 は，国土地理院のオープンデータ基盤地図情報よりダウンロードした 5mDEM を使用して作成した地形表現図である．図 2 の方が高解像度で，急崖地や斜面末端の切土部では，勾配の緩急が強調されている．

比較対象として，以下（図 4）に，基盤地図情報の 5mDEM データを 1mDEM に内挿処理した後で作成した画像を図示した．内挿補間であるため，図 2 より地形変化の大小が均され，地形全体が滑らかに見える．

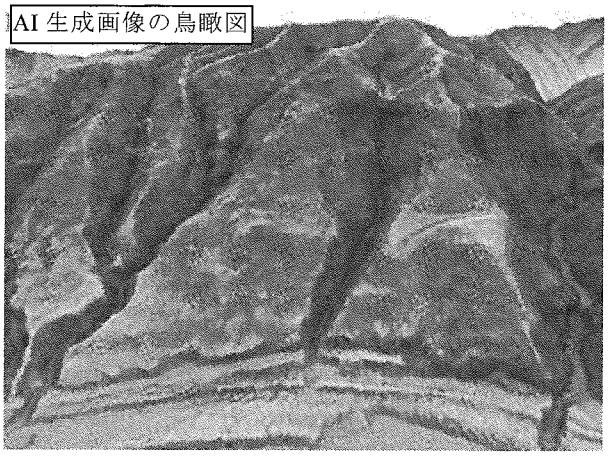


図－4　5mDEM を 1mDEM に内挿補間した地形表現図

4. 考察

AI が 5mDEM と 1mDEM の地形表現図画像の組合せを学習することは，地形判読者が 5mDEM の地形表現図を読む際に，例えば，遷急線以下の急峻な斜面には露岩部が分布するだろう，谷型斜面の馬蹄形の凹地形は崩壊跡だろうなどと経験的な知見を含めて予測する過程を模倣していると推察される．ゆえに，地形再現性の高い 1mDEM 画像に表現される露岩部や崩壊跡が，5mDEM の画像上の特徴として同じ領域にどう表現されるかという互換性について，地形発達史や地質構造等の地域特性を含めた教師データを与えて学習させれば，さらに地形再現性を高められると期待される．

AI を活用して生成した地形表現図は，基の 5mDEM 画像のワールドファイル（TIF など）から位置情報を付与して GIS 仮想空間に表現できる．内挿処理した 1mDEM を背面に載せることで，鳥瞰表示も可能である（図 5）．加えて，地形判読成果や現地踏査のログデータ等を投影すれば，現況整理図の背景に利用できる．



図－5　GIS 仮想空間における AI 生成画像の鳥瞰表示

5. 課題と今後の展望

本研究では，10mDEM 画像から 1mDEM 相当の画像を生成する方法も試みたが，10mDEM は画像中の地形情報が少ないため，現地には明らかに存在しない凹凸が平坦地に生成された．広域的な汎用性を高めるためには，5mDEM データが未整備の領域について，いかに地形情報を単純化して追加するかが課題である．

AI 画像生成による地形表現図は実測に依らない．一方，レーザ測量は高精細に地形を再現するが，植生が繁茂した領域では地盤面の点データが疎になり，地形表現図にノイズが生成される問題がある．3 次元点群データとして地形解析や設計等に利用する目的以外の場合，例えば，現地調査前に地形に関する基礎資料が必要な場合には本技術に利便性がある．加えて，本技術を応用すれば，既往レーザ測量に基づく地形表現図を教師データとして，地形表現図の作成範囲を測量範囲以上に外挿できる．当教師データは地域特性を有するため，広域的な風化状況等も反映すると期待される．

今後の展望としては，本技術を活用し，生成した画像から災害特性を抽出する方法や切土・盛土の人工改変前の旧地形を復元する方法を検討する計画である．

文献

1) Isola, P., Zhu, J.-Y., Zhou, T., and Efros, A. A. (2016).Image-to-image translation with conditional adversarial networks. arXiv preprint arXiv:1611.07004

P35. 過去の写真と現状の三次元計測に基づく荒島石の侵蝕速度の検証

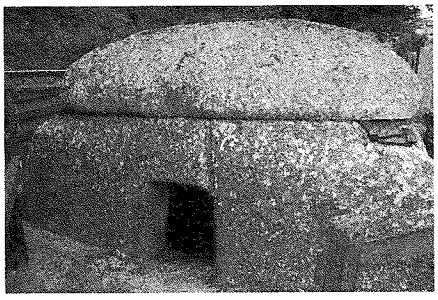
Inspection of the erosion rate of the Arashima Tuff based on the past photos and 3D measurement of the present condition.

○朽津信明，柳沼由可子（東京文化財研究所）
Nobuaki Kuchitsu, Yukako Yaginuma

1. はじめに

昨年の本学会において，過去に造られていたレプリカと，現物の現状とを多視点ステレオ技術に基づいて比較することで，その間に進行した風化について議論を試みたが [1]，この方法は過去に精巧なレプリカが造られていた対象物にしか基本的に適用できない．これに対して，過去に複数方向から写真が撮られていた対象物があれば，その写真に基づき現在の三次元形状と比較することで侵蝕量を計測できることが期待される．

本研究では，島根県安来市に所在する塩津神社古墳の石室を対象として，多視点ステレオ技術によって得られた現在の三次元形状と，過去に撮影されていた写真とを比較検証することから，写真が撮影された時点から現在までに起きた石室の侵蝕量について議論することを試みる．



図－1　塩津神社古墳

2. 調査対象

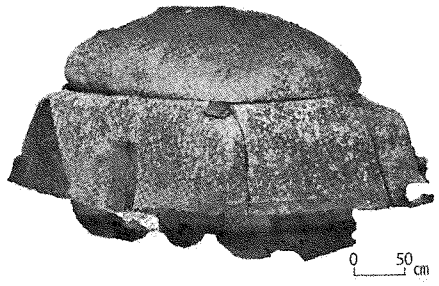
1967 年に島根県安来市の史跡指定を受けていた塩津神社古墳は石棺式石室を埋葬施設とした古墳であるが，現在墳丘は失われ，長辺約 4m の石室のみが道路脇に露出している [2, 3]（図－1）．石室入り口は南面して開口しており，石室の北側に現在は桜の大木があって天井石の奥側は基本的に日射が与えられない状況にある．石室は荒島石と呼ばれる近傍に産出する新第三紀の火山礫凝灰岩製で，多孔質な軟岩で風化に弱い特徴を持つ．石室石材には現在風化が目立ち，特に前壁側の地表には，前壁から崩落したと見られる粉状化した荒島石の破片が多数認められる．

塩津神社古墳の石室が露出するに至った詳しい経緯は明らかにされていないが，石室前面はかなり以前から露出していたようで，石室入り口が露出していない状態を記憶する人はいない．一方，戦前には奥側に墳丘の一部が残存していたという証言が得られており，石室が全て露出してからの期間は長く見積もっても 70 年程度かと推測される．

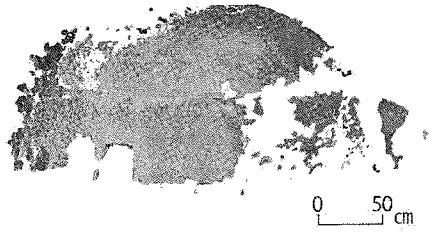
3. 調査方法

3.1.デジタル写真と三次元形状の構築

現状の計測は，多方向から石室のデジタル写真を撮影し，多視点ステレオ技術に基づき行った．写真は Nikon 社製のコンパクトデジタルカメラ Nikon1 J2 により，2018 年 9 月 5 日に 518 枚撮影した．過去の写真については，1981 年 12 月 24 日に，島根県の松本岩雄氏によって撮影されていた白黒写真のネガフィルム 6 枚の提供を受け，それをフィルムスキャナーでデジタル化した．



図－2　多視点ステレオ技術に基づく，2018 年時点の塩津神社古墳の三次元形状

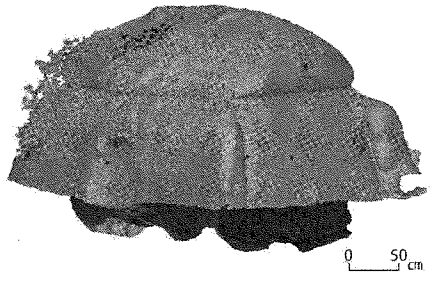


図－3　多視点ステレオ技術に基づく，1981 年時点の塩津神社古墳の三次元形状
前壁及び天井石前側のみ構築できた．

得られた多視点画像から，㈱オークの Agisoft Metashape を使用することにより，三次元座標を計算し，構築された点群データから特徴点を抽出，マッチングと位置合わせを経て三次元データを作成した（図－2）．この際，1981 年の写真でマッチングが行えたのは 3 枚のみで，石室の前壁から天井石の途中までのみが三次元データ化された（図－3）．

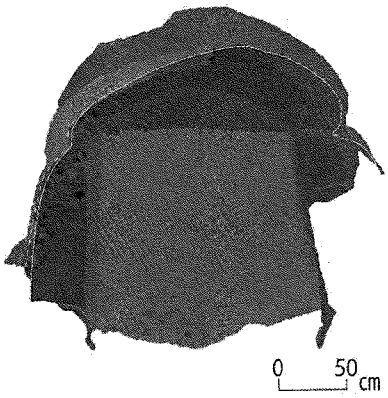
3.2.三次元形状の統合と断面の作成

過去と現在の両方の三次元情報が得られた石室前側については，両者を比較して変化が十分小さいと判断された天井石下部の稜線部分に一致点を与えて統合することにより，同一の三次元座標系で



図－4　現状（2018 年）と過去（1981 年）の塩津神社古墳の三次元形状のずれ
全体があるのが 2018 年，一部分のみのものが 1981 年の三次元形状．
（天井石下部の稜線で位置合わせした．）

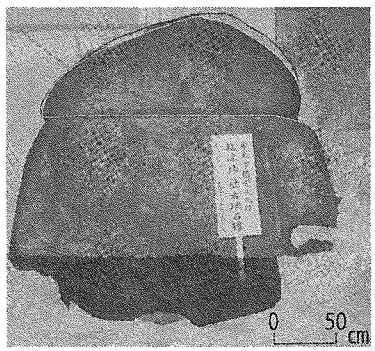
二つのデータが重なった状態の三次元形状を作成した（図－4）．それを同一箇所で切り取ることにより，三次元形状上での過去と現在の形状の断面を作成し，形状の違いから表面同士の差分を求めることにより侵蝕量を測定した（図－5）．



図－5　過去と現在の断面図の比較
過去（破線）と現在（実線）の石材表面のずれによって侵蝕量を計測

3.3.過去の写真と現在の三次元形状の比較

過去の三次元形状が構築できなかった奥側の侵蝕量は，オルソ補正した現在の三次元形状を過去の写真に重ねてトレースすることにより，写真上の過去の天井石の領域と現在の天井石の領域の違いから差分を求めることで推定した（図－6）．この際，オルソ化されていない過去の写真を現状のオルソ画像に合わせるために，侵蝕が十分小さいと判断された側壁上面を不動点として，三次元形状同士でのずれが計測できている天井石前側部分のずれの値に基づいて写真の歪みを補正してから，奥側のずれを検証した．



図－6　補正された過去の写真と現在のオルソ画像の重ね合わせ
（過去の石材表面（外側）と現在の石材表面（内側）のずれを検証．）

4. 結果

4.1.三次元形状の比較に基づく侵蝕量

過去と現在の三次元形状は完全には一致せず，前壁上部や天井石前側でずれが見られた．前壁では垂直面において奥行き方向に最大で 5.3 cmの差異が検知され，天井石部分で過去の三次元形状の構築できた範囲では垂直方向に最大で 3.0 cmの差異が検知された（図－5）．

また，現在（2018 年）の三次元形状に基づいて前壁と奥壁の現時点で残存する部分の厚みを計測したところ，前壁は最大幅が 40.1 cm，最小幅が 1.5 cmであり，その両者の差異は 38.6 cmであった（図－5）のに対して，奥壁は残存する部分の最大幅が 62.8 cm，最小幅が 53.0 cmで，その差異は 9.8 cmであった（図－5）．

4.2.過去の写真と現在の三次元形状に基づく侵蝕量

過去の三次元形状が構築できなかった奥壁及び天井石奥側については，補正された過去の写真と現在のオルソ画像との間に差異を見出すことができず，いずれの箇所においても侵蝕は検知できなかった（図－6）．

5. 考察

今回の計測により，塩津神社古墳の石室前壁では，1981 年から 2018 年までの 37 年間に最大 5.3 cmの侵蝕が検知され，すなわち年間約 0.14 cmという荒島石の侵蝕速度が見積もられたことになる．一方，石棺式石室の前壁は一般には直方体に加工される場合が多いことから，現状で計測されたその最大幅と最小幅との差異である 38.6 cmが，古墳が構築されてから現在までの前壁の総侵蝕量にほぼ相当すると推測される．奥壁については 1981 年と 2018 年の差異を検知することはできず，現状の最大幅と最小幅の差から見積もられる総侵蝕量は 9.8 cmと，いずれも前壁側とは大きく異なった．

天井石でも，前側でのこの 37 年間の侵蝕量は 3.0 cmと見積もられたが，奥側ではこの間の侵蝕を検知できず，この結果は崩落物が前壁側にのみ目立つことと整合的である．その原因としては，地表に露出してからの年数が異なっていると言われていることが第一に考えられるが，両者が確実に露出した状態にあったこの 37 年間での侵蝕速度も異なっており，このことは現在の環境条件の違いも侵蝕速度の違いに関与している可能性がある．方位の違い（入り口が南面）や周辺の植生などの関係で，この 37 年間では前側と奥側とでは日射条件が大きく異なると考えられることから，乾燥速度の違いが侵蝕速度に影響を与えている可能性がある．

本研究により，過去に写真が複数方向から撮影されている対象物があれば，その写真をもとにすれば一部分ではあっても過去の三次元形状を構築できる可能性が示された．たとえ対象物全体の三次元形状を構築できなくても，構築できた範囲について現在の同一部分の三次元形状と比較すれば，その部分の侵蝕量を求められることになり，それにより様々な侵蝕速度の計測が可能になるだろうと期待される．

謝辞　写真をご提供いただいた島根県の松本岩雄氏に感謝します．

文献

1) 朽津信明・森井順之・柳沼由可子・酒井修二・運天弘樹（2018）：過去に造られたレプリカを利用した露頭の風化速度の検証，日本応用地質学会平成 30 年度研究発表会講演論文集，243-244
2) 出雲考古学研究会（1987）『石棺式石室の研究-出雲地方を中心とする切石造り横穴式石室の検討-』古代の出雲を考える 6.
3) 安来市教育委員会（1999）『荒島古墳群発掘調査報告書』安来市埋蔵文化財調査報告書 第 27 集．

P36. 比高マップの有効性と課題　-地形形成プロセス解析の観点から

- The validity and problem of Relative Heighr Map - From the angle of Geomorphic Process Analysis.-

○小林　浩（朝日航洋）
Hiroshi Kobayashi

1. はじめに

筆者は、我が国で毎年のように発生する自然災害の多くを占める、降雨等に起因する土砂移動や、洪水氾濫に関係する諸現象について、地形形成過程の概念を導入することによって、そのリスクを評価できないか、と考えている。その際、近年急速に整備が進められている精密な地形モデルを活用し、地形形成過程を面的に評価することによって、面的なリスク評価を行うことができれば、その有用性は極めて高いと期待される。

そこで、その手法として、後述する「比高マップ」を試作し、リスク評価の可能性について検討したので、報告する。

2. 調査手法

集中豪雨等に起因する、洪水氾濫やいわゆる土砂・洪水氾濫は、各種の低地や段丘等の地形種に起因する微地形分布と氾濫規模とに大きく影響を受ける。たとえば谷底低地であれば、現河床面と氾濫原の微地形、並びにそれらを囲む何段かの段丘面によってリスクは大きく異なる。これらは、洪水氾濫のベースとなる現河床面との比高で評価することができる。

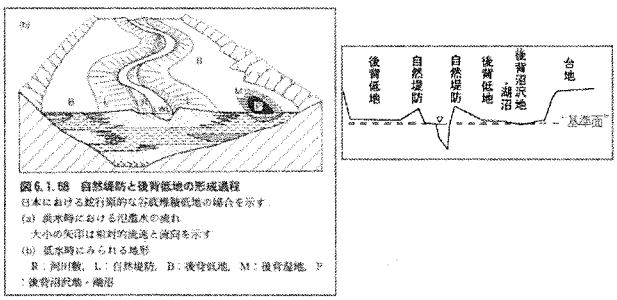


図6.1.68　自然堤防と後背低地の形成過程
日本における典型的な谷底堆積低地の場合を示す
(a) 洪水時における氾濫水の流れ
大小の矢印は相対的流速と流向を示す
(b) 低水時にみられる地形
R：河川敷，L：自然堤防，B：後背低地，M：後背湿地，P：後背湿地・湖沼

図－1　谷底低地の地形と洪水氾濫リスク[1]
(鈴木、1998 より抜粋し編集)

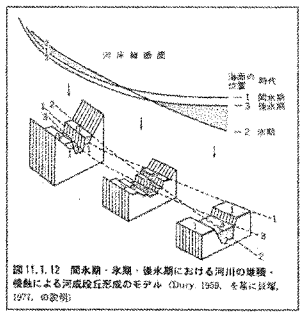


図11.1.12　間氷期・氷期・後氷期における河川の堆積・侵食による河成段丘形成のモデル（Dury, 1959, を基に改変, 1977, の改明）

図－2　河成段丘形成のモデル[2](鈴木、2000 より抜粋)

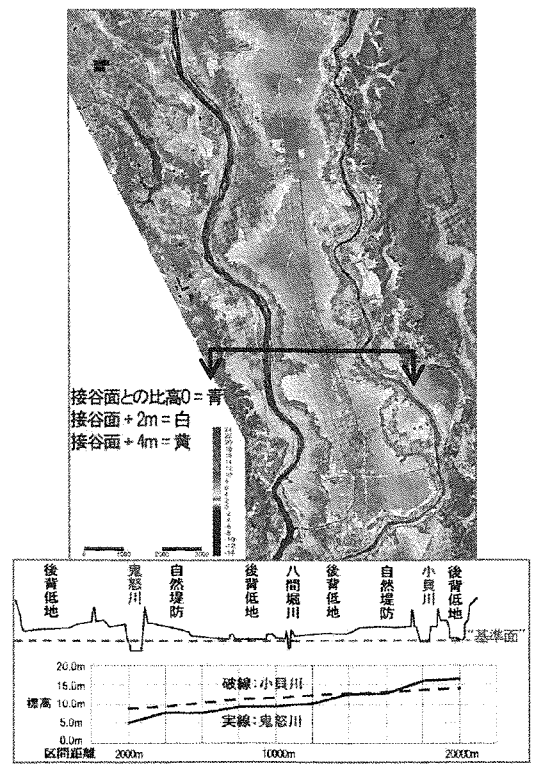
むろん、ある横断上での地形分布だけでなく、上下流方向の地形分布、すなわち谷幅の変化と河床の縦断勾配も大きく影響するため、合わせて評価する必要があることに注意が必要である

3. 比高図の試作結果

3.1.大規模河川に伴う氾濫原

2015 年 9 月に発生した鬼怒川氾濫の舞台となった、茨城県常総市の鬼怒川と小貝川に挟まれた氾濫原を対象に、比高図を試作した。地形モデルは基盤地図情報数値地形モデル（5m メッシュ）を使用した。

本事例では、氾濫原の西側の鬼怒川と東側の小貝川では河床勾配が異なり、基準面となる河床面の設定が課題であった。鬼怒川は近世まで調査地下流端付近で小貝川と合流していたが、近世初頭に利根川との合流個所を付け替えており、この影響で局所的な河床の下刻が生じていることから、その河床面は氾濫原の地形形成に影響する堆積基準面とは異なっていると考え、両河川に挟まれた氾濫原の最低面を包絡する「接谷面」を基準面とした。その結果、実際の浸水深分布と極め



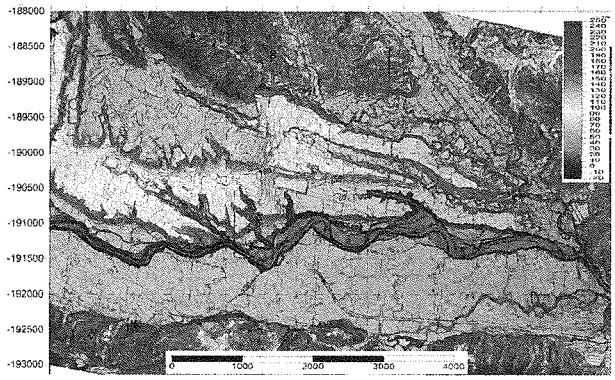
図－3　大規模河川に伴う氾濫原の例[3]
(小林ら、2016 より抜粋し編集)

て近い分布を得たほか、自然堤防や過去の決壊地形を判読することができた。

3.2.段丘地形

図―4 は仙台市西部広瀬川中流の愛子地区の段丘地形を表現したものである。

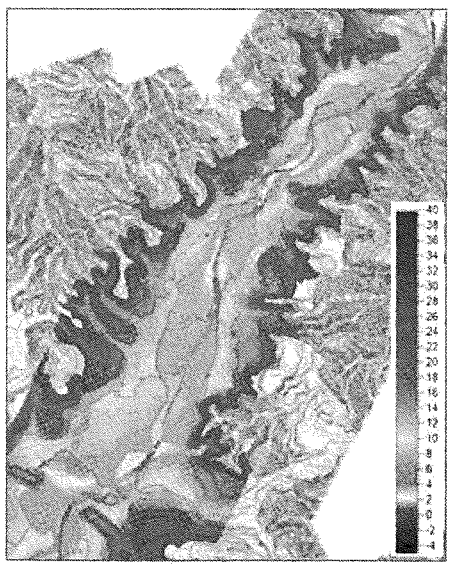
本地区は段丘の南側を東流する広瀬川の河床に接する東傾斜の平面を基準面としたが、広瀬川は図の西端部で大きく屈曲し、上流側は南流している。段丘面も、古い面は南から東に徐々に屈曲しながら流下する本川沿いに形成されたと考えられ、堆積面としてはむしろ図の左上を扇頂とする扇状地面が、東流する幅の広い谷底低地面に流入するような複合的な地形と考えるべきであろう。なお、本図の中央付近の段丘面を南北に活断層が横過し、西側が相対的に上昇しているため、一連の段丘面の比高が断層を境に変化している。



図－4　段丘地形の事例[4]
(応用地形学研究部会、2013 を抜粋し引用)

3.3.山地の谷底低地

図―5 は朝倉市東部赤谷川沿いの谷底低地について、赤谷川の河床(災害前)を包絡する接谷面を基準面とした比高マップである。



図－5　山地の谷底低地の事例
(基盤地図情報数値標高モデル 5m メッシュより作成)

谷底低地面は圃場整備が進み、局所的に河川が 4m 程度の掘割となっている一方、現河床との比高が 2m 程度の面がみられる区間も存在する。この現河床からの比高 2～4m 程度の領域の多くは、2017 年 7 月の豪雨災害時に土砂・洪水氾濫による著しい被害を受けている[6]。一方比高 5m 以上の領域はほとんど被災していないが、河床が大きく上昇した箇所では例外的に被災している。このように河床勾配の変化点についても何らかの表示をすべきであるが、今後の課題である。

4．比高図の有効性と課題

比高図は、河成段丘の面区分や氾濫原・谷底低地などの微地形区分等にあたり、直感的に判読しやすい利点を有しており、洪水氾濫や土砂・洪水氾濫などへのリスク評価には一定の有効性が認められる。

一方扇状地面と谷底低地面が接するなど複合的な堆積面・侵食面を想定すべき地域における、適切な基準面の設定方法を確立する必要がある。また、特に土砂・洪水氾濫へのリスク評価では、河床勾配の急変箇所で大きな河床上昇が生じ、比高と被災の多寡の関係が異なる場合があることから、河床勾配の急変を重畳する表現方法を検討する必要がある。

文献

1) 鈴木隆介（1998）：建設技術者のための地形図読図入門第 2 巻低地，古今書院，pp.285.
2) 鈴木隆介（2000）：建設技術者のための地形図読図入門第 3 巻段丘・丘陵・山地，古今書院，pp.575.
3) 小林浩・三浦博之・鈴田裕三・中村剛（2016）：航空レーザデータによる氾濫平野の微地形を可視化した比高マップ，JPGU2016.
4) 日本応用地質学会応用地形学研究部会（2013）：応用地形学図における地形情報の工学的評価・利活用に関する研究②丘陵地：仙台市西部近郊丘陵，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会.
5) 国土地理院（2019）：基盤地図情報数値標高モデル 5m メッシュ.
6) 小林浩・小野田敏・下河敏彦（2018）：集中豪雨時の土砂移動に関する谷底低地の安全性と微地形の関係，平成 30 年度砂防学会研究発表会.

P37. 青野山火山群雲井峰の噴出物の特徴

Characteristics of Volcanic Ejecta from Kumoimine in Aonoyama Volcano Group, Southwest Japan

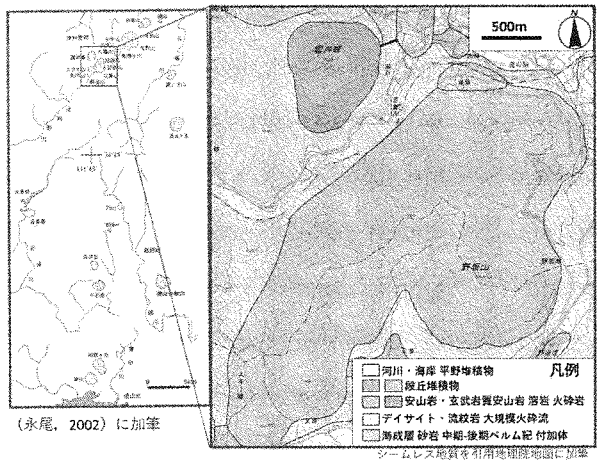
○岡澤大市（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Daichi Okazawa, Takehiro Ohta

1. はじめに

青野山火山群は島根県津和野町から山口県山口市・周南市にかけ存在する２０以上の溶岩円頂丘の総称であり，西日本火山帯の一員をなす第四紀火山である[1) 2)]．本火山群は溶岩円頂丘のみからなるとされている[2)]．しかし，西部青野山火山群[2)]の１つである雲井峰は，後述するように地形的特徴が青野山火山群の中で他の火山と異なる．そこで，本報告では雲井峰について，詳細な地質調査と岩石記載の結果に基づき，その噴出形態について検討した結果を報告する．

2. 調査地域の概要

本調査の対象地は，島根県津和野町に位置し，津和野盆地付近に噴出し火山列をなす西部青野山火山群[2)]の雲井峰とその周辺地域である．本火山の基盤岩は，白亜紀後期の流紋岩質溶結凝灰岩を主体とする阿武層群阿東層からなる[1) 2)]（図－1）．



図－1　青野山火山群分布図および調査地域拡大図

3. 研究方法

3.1　地形判読

守屋（1983）[3)]，日本火山学会編（1992）[4)]を参考に地形図および国土地理院地図の DEM（数値標高モデル,https://maps.gsi.go.jp）を用いて火山地形の判読を行った．

3.2　地表踏査

地形判読の結果をもとに雲井峰とその周辺地域において地表踏査を行い，露頭および転石の観察，岩石試料の採集，ベースマップの作成を行った．

3.3　採集試料の分析

採集した岩石試料を用いて薄片を作成し，顕微鏡下で斑晶鉱物，石基鉱物および岩石組織を観察をした．

3.4　噴出形態の検討

3.1から3.3の結果に基づいて雲井峰の噴出形態について検討した．

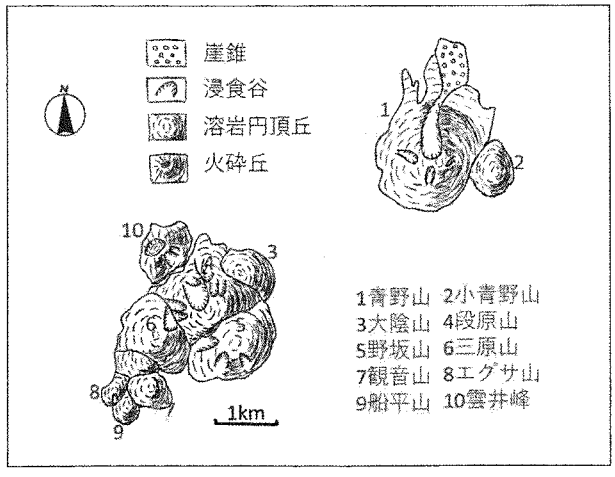
4. 調査結果

4.1　地形判読

雲井峰とその周辺の火山および青野山の地形判読図を図-2に示す．以下，地形判読図をもとに判読結果について述べる．

青野山および小青野山は斜面の断面形状が凸型を示すおおよそ円錐形を呈し，山頂部もドーム状の地形を示すことから，溶岩円頂丘であると判断できる．大陰山・段原山・野坂山・三原山・観音山・エグサ山・船平山は山体が互いに重複しているが，それぞれの火山は青野山と同様に斜面の断面形状が凸型の円錐形のドーム状の地形を呈し，山頂に明瞭な火口地形も認められないことから，溶岩円頂丘であると判断できる．

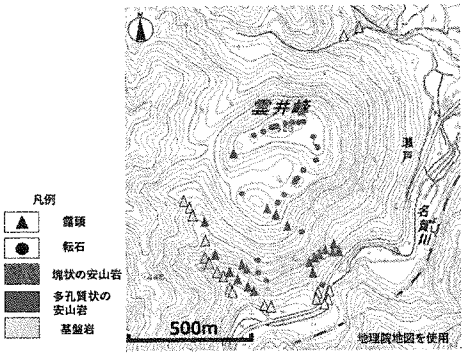
一方，雲井峰は山頂付近に凹形を呈する火口状の地形が存在し，斜面の断面形状が等斉型から凹型の円錐形の地形を呈するため，火砕丘であると考えられる．



図－2　雲井峰とその周辺の火山，青野山の地形判読図

4.2　地表踏査

本調査地域には凝灰岩，多孔質状の安山岩，塊状の安山岩が分布する．雲井峰周辺には基盤岩の珪長質の凝灰岩が広く分布する．山麓から山頂にかけ多孔質状の安山岩が分布し，中腹から山頂にかけて塊状の安山岩が分布する．また，山頂にはパン皮状火山弾の存在が認められた（図－3）．



図－3　ベースマップ

4.3　岩相の詳細

本節では調査地域に分布する各岩相の詳細を述べる．

（1）基盤岩

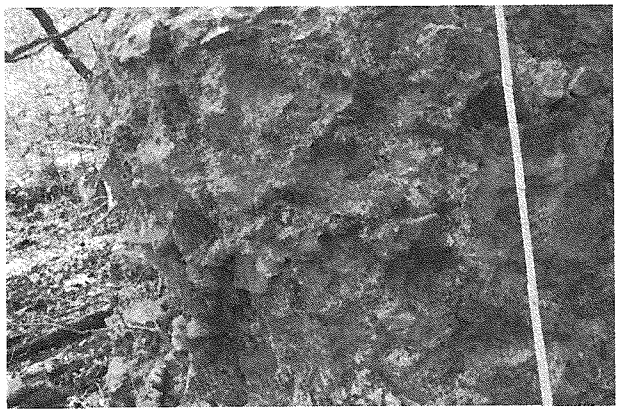
基盤岩は岩片と細粒な基質から構成され，岩片の大きさは最大 2mm で，1mm 程度のものが多い．白～暗灰色を呈する珪長質の凝灰岩である．

（2）多孔質状の安山岩

大きさは 1 cm程度のものから 50cm程度のものが存在し，その産状からは火山砕屑物であると判断できる（写真-1）．

（3）塊状の安山岩

塊状の安山岩（写真-2）には角閃石,斜長石の斑晶鉱物が肉眼で顕著に認められる.また,山頂付近では流理構造を呈する転石が分布する．



写真－1　多孔質状の安山岩露頭



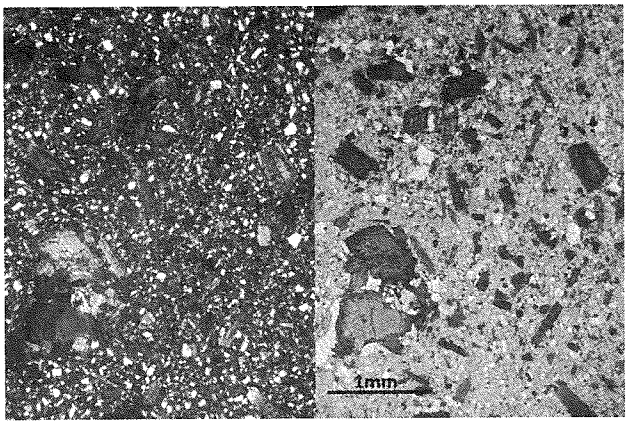
写真－2　塊状の安山岩露頭

4.4　鏡下観察

雲井峰の安山岩の薄片写真を写真-3 に示す．雲井峰の多孔質状の溶岩および塊状の溶岩は鏡下観察において顕著な相違が確認できなかったため，まとめて述べる．

雲井峰の安山岩は斑晶に乏しく，主な斑晶鉱物は角閃石,斜長石で，副成分鉱物は石英，不透明鉱物である．斜長石斑晶はおおむね 1mm 以下で自形から半自形である．累帯構造を示すものや，不透明鉱物を包有するものが認められる．角閃石斑晶はおおむね 1mm 以下で長柱状のものや針状を呈するものが認められる．累帯構造を示す場合や，不透明鉱物を包有する場合がある．

石基組織は斜長石，角閃石，不透明鉱物，石英を含み，インターサータル組織を示す．石基は一部流理構造を示す．



写真－3　多孔質状の安山岩の薄片写真

5. 考察

地形判読図より，雲井峰山頂付近には凹地形が存在する．この凹地形の成因として，噴火の際に形成された火口，あるいは南東の斜面崩壊の際に形成された滑落崖直下の凹状地の可能性が考えられる．

雲井峰では多孔質状の安山岩，塊状の安山岩，パン皮状火山弾が存在する．山頂付近の凹地形が火口と考えると，上記の噴出物の特徴から雲井峰は火砕丘である可能性が高いと考察される．しかし，溶岩流の特徴的な地形は認められないが，塊状の安山岩が確認されたことから典型的な火砕丘ではない可能性が考えられる．これらを明らかにすることが今後の課題である．

文献

1）日本の地質『中国地方』編集委員会（2001），日本の地質 7 中国地方，共立出版株式会社，
2）西村裕二郎編著(2012)，山口県地質図第 3 版(15 万分の 1)説明書，山口地学会，p65-p66，p113
3）守屋以智雄（1983），日本の火山地形，東京大学出版会，p10，p15-p16，p73-p75
4）日本火山学会（1992），空中写真による日本の火山地形，東京大学出版会，p33-54，p92-112p

P38. 長期浸漬環境下での吹付けコンクリートと花崗岩質岩石の境界面の変化

Change of interface between shotcrete and granitic rock under long-term immersion environment

○竹村貴人(日本大学文理学部), 松井裕哉(日本原子力研究開発機構 バックエンド研究開発部門), 斎藤亮, 多田浩幸(清水建設 技術研究所), 岩崎昌浩, 三島俊一 (デンカ), 佐藤治夫(岡山大学大学院)

Takato TAKEMURA, Hiroya MATSUI, Akira SAITO, Hiroyuki TADA, Masahiro IWASAKI, Shunichi MISHIMA, Haruo SATO

1. はじめに

地下空間の建設において掘削された岩盤は，安定性の確保やゆるみ域への対策として吹付けコンクリートにより覆われるが，吹付け後の岩盤と吹付けコンクリートの境界部がどのような状態になっているかについては不明な点が多い．本研究では，地下空間周辺への化学的影響を低減させるために開発された低アルカリ性瞬結吹付けコンクリート [1]と岩盤の境界部の変質メカニズムを明らかにすることを目的とした室内試験を行った。ここで，低アルカリ性コンクリートは，地下空間での吹付やグラウトによる影響で周辺地下水が高アルカリ化することを防ぐ目的で利用されているものである [2]．室内試験は，普通吹付けコンクリートおよび低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートを岩石（花崗岩質岩石）試料と接触させた状態で浸漬水に水没させ，原位置の化学的雰囲気に近い状態とした長期浸漬試験を行った．また，吹付けコンクリートの岩石への化学的な影響について把握するために，一定期間毎に吹付けコンクリートと岩石の試料分析および浸漬水分析を行った．

2. 試料および方法

本研究で用いた花崗岩質岩石試料は，岐阜県瑞浪市の瑞浪超深地層研究所(日本原子力研究開発機構)において低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートの現場施工試験を行った坑道と平行に掘られている 12MI32 号孔の既存の先行ボーリングコアを使用した．試験には，このボーリングコアのうち施工試験を行った吹付け部付近と同じ区間から選定した健岩部の試料を用いた．ボーリングコアから切り出した花崗岩質岩石試料に対して，普通吹き付けコンクリートおよび低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートの硬化体としてセメントペーストを使用した試料片を作製した（図 1(a), (b)）．ここで，低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートに使用した材料は現場施工試験で使用したものと同じ条件とし，普通吹き付けコンクリートにはポラルドセメントを用いた．また硬化体作製には，一定時間作業出来る様に有機酸を主成分とした凝結調整剤（遅延剤）を併用した．試験体は 30mm×20mm×10mm の寸法で切り出した後，浸漬下での変質現象が 1 次元的に進展するように，図 1(c)のように側面を，耐アルカリ，非溶出性(上水道基準に適合)の樹脂によりシールした．4 つの側面のうち 1 つの面には，コンクリートと岩石試料の境界部を定期的に観察・分析するための観察・分析用の窓を設けた（図 1(c)）． このように作製した浸漬試料を普通吹き付けコンクリートと低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートでそれぞれ 4 個ずつ準備し，それぞれ異なる浸漬水で満たされた浸漬容器に投入し実験用試料とし

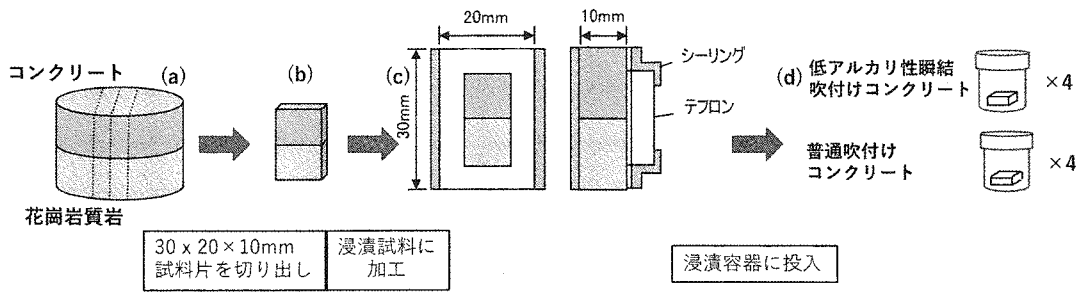


図 1 室内試験の流れ

表 1 浸漬水の種類

セメント硬化体	浸漬水	試料番号
普通	純水	①
	現地地下水	②
	滅菌現地地下水	③
	塩水	④
低アルカリ	純水	⑤
	現地地下水	⑥
	滅菌現地地下水	⑦
	塩水	⑧

た（図 1(d)）．浸漬水は純水，現地地下水，滅菌した現地地下水（瑞浪超深地層研究所で採取し，紫外線照射をした現地地下水），塩水の 4 種類とした（表 1）．また，浸漬容器内には気体を含めないようにテフロン製のスペーサーをいれ試料と浸漬水の比率が(体積比)が 1:2 になるように調整した．それぞれの浸漬容器を温度一定（40℃）の部屋で保管し，約 1 年ごとに回収し観察・分析用の窓から，電子顕微鏡（SEM）観察，XRD と XRF 分析を行った．分析後は窓を密閉し再度，温度一定の部屋で保管をした．本研究では，2 年目までに得られた結果を報告する．

3．結果および考察

図 2(a)(c)は初期状態の境界部の SEM 画像であり，図 2(b), (d)は 1 年経過後の同一部の SEM 画像である．両セメントとも初期に境界で接着しているものの 1 年後の試料では，普通セメントのみ境界部で亀裂開口 幅が拡大していた．一方，低アルカリセメントでは，亀裂が閉塞していた．先行研究においても，低アルカリセメントはポラゾン反応の進行に伴い緻密になることが確認されており，それらの結果とも一致する．また，倍率を上げて観察をすると，いずれの浸漬水においても，エトリンガイトと見られる新たな鉱物の生成が確認された．更に，図 3 のように XRD においても花崗岩側に新たな鉱物とみられるピークが確認された．

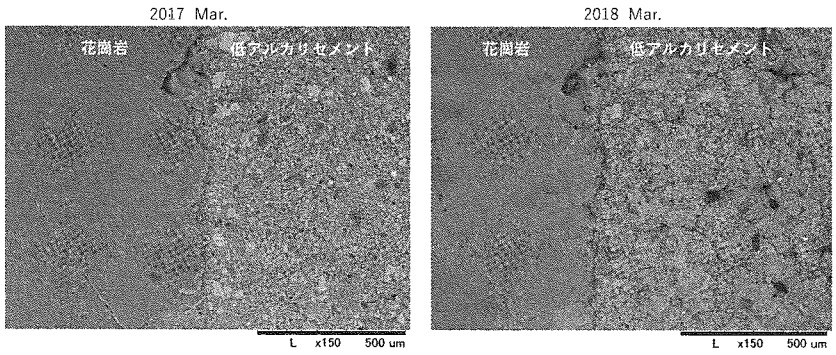
4．おわりに

普通セメント，低アルカリセメントと花崗岩の境界部の変化を確認した結果，普通セメントでは膨張率の違いと見られる境界部の亀裂開口が確認された．また，低アルカリセメントと花崗岩の組み合わせでは花崗岩側に新たな鉱物が生成している可能性が高い．

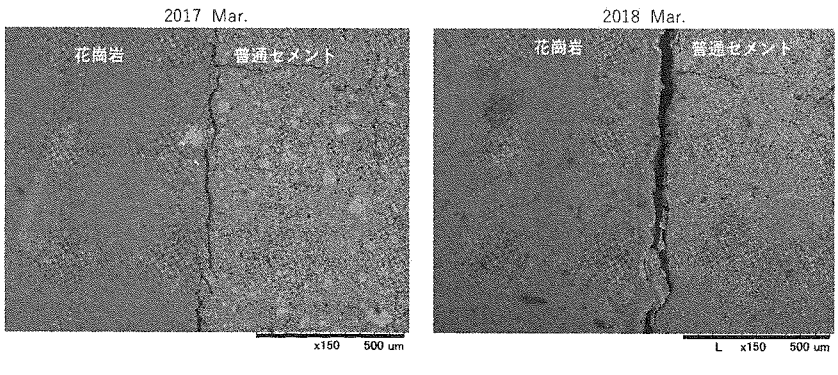
引用文献

1) 中山 雅，丹生屋 純夫，南出 賢司（2016）幌延 URL における低アルカリ性セメント系材料の適用性確認，原子力バックエンド研究，Vol. 23(1), pp. 25-30.

2) 熊坂 博夫，石井 卓，栗田 守朗，多田 浩幸，荒木 昭俊，奥山 康二，岩崎 昌浩，小菅 啓一(2012)低アルカリ性瞬結吹付けコンクリートの開発(1)，日本原子力学会秋の大会，D22



(a) (b)



(c) (d)

図 2 浸漬 1 年経過後の境界部の電子顕微鏡による観察結果．浸漬水はいずれも現地地下水である．

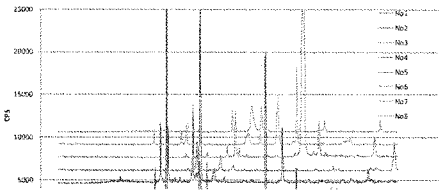


図 3 浸漬 1 年経過後の表面の XRD 測定結果．グラフは下から上に試料番号①から⑧となっている．

P39　スイス・モンテリ地下研究所での間隙空気圧測定

Pore air pressure measurement in Mont Terri rock laboratory, Switzerland

○長田昌彦（埼玉大学），竹村貴人（日本大学），富樫陽太（埼玉大学），五嶋壮太（埼玉大学）
Masahiko Osada, Takato Takemura, Yota Togashi, Sota Goshima

1.　はじめに

トンネルを掘削すると，壁面近傍には掘削影響領域(EDZ) が形成される。この EDZ における浸透特性の評価は，高レベル放射性廃棄物の地層処分における地下水シナリオを検討するうえで非常に重要となる。スイス・モンテリ地下研究所には堆積岩の候補母岩であるオパリナスクレイが分布し，その特性が詳細に調べられている [1] が，オパリナスクレイはスレーキングが著しく原位置で水を使った浸透特性の評価が困難である。

そこで本研究では，原位置の掘削影響領域における浸透特性の過渡的な変化傾向を調べることを目的として，トンネル壁面から異なる距離において，間隙空気圧および温度・湿度を長期的に観測し，トンネル内の気圧と比較することにより浸透特性を評価する試みを開始した。本稿では，その方法論とこれまでに得られている結果を紹介する。

2.　理論的背景

トンネル内の気圧 P[Pa] は，大気圧の変化に伴って変化する。今，等温過程を仮定して，空気に関する連続式に，ダルシー則を組み合わせることにより，不飽和領域における空気の流れを支配する式は，$p = P^2$ を変数として次のように書ける [2]。

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{KP}{\mu\phi}\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \tag{1}$$

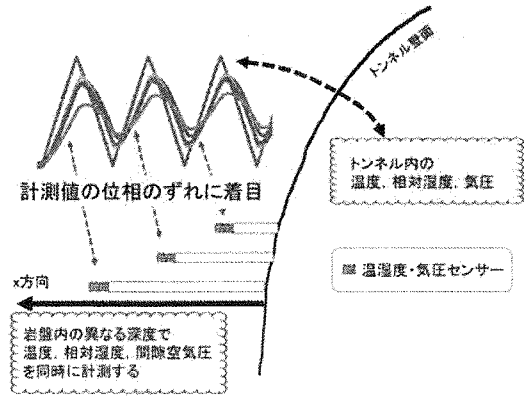
ここに K: intrinsic permeability [m^2], μ: viscosity [Pa·s], ϕ: interconnected air-filled porosity [-] である。係数に含まれる P は，データの平均値 P_{avr} で置き換えられることもある [3]。ここで，ϕ は間隙の水分状態（飽和度）に依存することに注意する必要がある。

外気圧の変化を駆動力として不飽和領域中の間隙空気圧が上式に従い変動するならば，トンネル壁面から奥行き方向に x 方向をとり，異なる深度の孤立させた空間内において，温度・湿度・気圧を計測すれば，外気圧との比較により，位相のずれや振幅の減衰が観測されると考えられる。模式図を図–1 に示す。この変化傾向を解析することにより，不飽和領域における浸透（透気）特性を把握することが可能である。

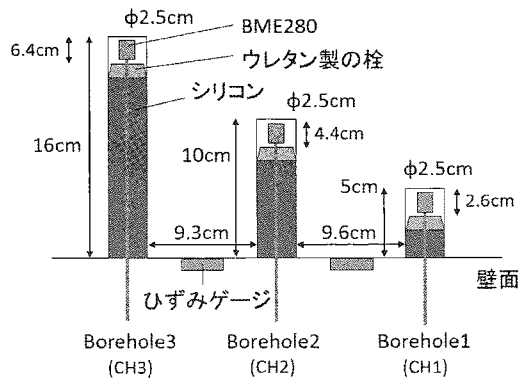
3.　測定方法

(1)　測定箇所

測定箇所は，2008 年に掘削された gallery08 と呼ばれる坑道に深さ 1m 弱を掘りこんだ FM-D niche であり，オパリナスクレイの砂質な岩相が分布している。掘削当時の蒸発量計測から，掘削から 3ヶ月程度が経つと岩盤表面は乾燥が進み，乾燥クラックが生じることもある。したがって今回の測定位置は，不飽和領域にあると考えられたが，測定前にハンディな含水率計では比較的高い含水率 (WME:94%) を示しており，触ると湿気を感じる状態にあったことを付記しておく。



図–1　計測の概念図



図–2　計測機器の設置状況

(2)　測定装置

温度・湿度・気圧センサには，スイッチサイエンス社製の BME280(Bosh Sensortec) を用いた。測定精度は，温度 ±1 ℃，湿度 ±3%，気圧 ±1hPa である。プログラム制御とデータ収録には，Arduino と呼ばれるシステムを用い，SD カードに収録した。サンプリング間隔は 0.2 秒である。ここで Arduino を採用した大きな特長は，電源が切断されても，復旧後に自動的に計測を再開できることであり，地下研究所のように，時

として停電が起きるような計測環境における長期計測に適している。また停電に備えて，トンネル内の温湿度・気圧環境を連続計測するため，A&D 社製の環境ロガーを，測定間隔 1 時間で作動させている。

2018 年 6 月から 12 月までのデータ収録には，複数の Arduino を用いたため，時刻歴データの同期は十分ではないが，2 分以上の位相のずれは有意であることを確かめている。

(3) センサの埋設

2018 年 6 月に，1 つの層理面 (傾斜約 36 度) に平行に，深さ 5,10,16cm の孔 (直径 2.5cm) をドリリングし，図–2 のようにセンサを配置した。浅いほうから順に，CH1，CH2，CH3 と呼ぶ。密閉作業には，ウレタン製の栓とシリコンを用い，配線コードのシールにも十分に注意を払った。

6 月に試計測を実施し，7 月から本計測を開始した。

4. 測定結果

2018 年内の 6ヶ月の計測において，12 回の停電に見舞われたが，全期間の 99%以上の回収率であった。

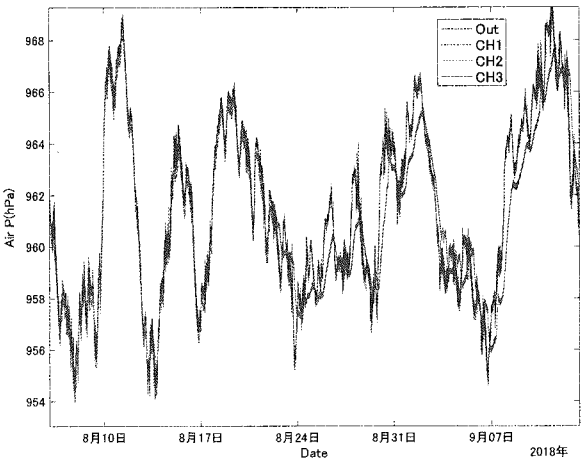
図–3 に結果の一例として，2018 年 8 月から 9 月にかけての外気圧とそれぞれの孔の間隙空気圧をプロットしたものを示す。8 月中旬までは外気圧の変化に対して，CH1～CH3 は外気圧とほぼ同じように推移しているが，8 月中旬以降 CH1 だけに位相のずれが生じ，振幅が減衰していることがわかる。

9 月以降は 12 月まで，CH1 のみで位相のずれと振幅の減衰が観測された。9 月 21 日から 9 月 22 日の 2 日間における外気圧と CH1 の時刻歴を図–4 に示す。位相のずれは 4 時間 13 分，振幅比は 0.64 程度であった。このような状態に移行すると，外気圧に見られる短周期の変動は間隙空気圧の変動には見られなくなることが特徴である。

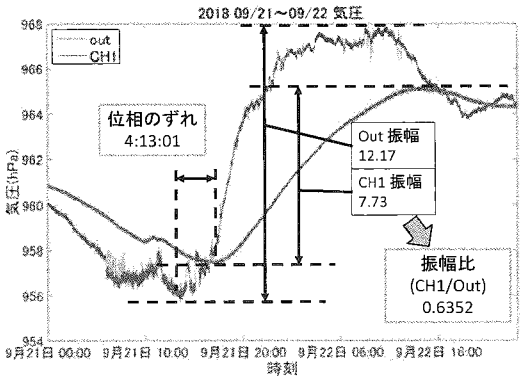
5. 考察と課題

今回計測を実施した FM-D niche では，過去にラドン計測のために 1.6m のボーリング孔 (BMO-A2) が掘削され，パッカー (深度は不明) より奥の温度変化と気圧変化が記録されている [4]。その記録によれば，我々の結果と非常に類似した位相のずれと振幅の減衰が示されており，図から読み取る限り，位相のずれは 1 日程度，振幅の減衰は 0.65 程度である。

計測初期に，外気圧に対して間隙空気圧の位相のずれと振幅の減衰が発現する過程が観測された。これは計測初期には外気と間隙空気が連結していなかったが，時間とともに連通したためと考えられる。このような応答の仕方が一般的であるか否かは，室内実験で確認する必要がある。一方，CH2 と CH3 においては，位相のずれと振幅の減衰は今のところ確認されていない。計測システムのどこかでリークが生じている，あるいは計測区間が EDZ 内の割れ目と交差しているなどの要因も考慮する必要があるが，CH1 と同様に，不飽和領域が未だ連通していない可能性を否定できない。その根拠は，計測区間内の相対湿度の値であり，CH1 が 98%以上であるのに対し，CH2 と CH3 は 12 月段階においても 80%程度に留まっており，十分な水分が供給されていないことを示唆していることである。2018 年 12 月以降現在まで長期計測を継続しており，結論はその結果を待ちたい。



図–3 圧力変動の時刻歴曲線 (8 月～9 月)



図–4 間隙空気圧の位相のずれと振幅減衰

参考文献

1) Bossart,P., Milnes, A.G. eds.,(2018). Mont Terri Rock Labolatory 20 years, Birkhauser.
2) Katz, D. L. et al.,eds.(1959). Handbook of natural gas engineering, McGraw-Hill,New York, 802.
3) Rojstaczer,S. & Tunks,J. (1995). Field-based determination of air diffusivity using soil air and atmospheric pressure time series, Water Resouces Research, 31, 3337-3343.
4) Wassermann, J. et al.(2011) Exploitation de la pression barométrique et de l'activité volumique du radon, Rapport des actions 2011.IX.

P40. 地表に埋設した光ファイバーを用いた分散型音響センシング(DAS)による表面波探査

Multichannel Analysis of Surface waves by using Distributed Acoustic Sensing, DAS

○山内泰知（ダイヤコンサルタント），山口隆志，笠原順三（エンジニアリング協会），
杉本芳博，川島裕貴（ダイヤコンサルタント），窪田健二（電中研），羽佐田葉子（大和探査技術）
Yasutomo Yamauchi, Takashi Yamaguchi, Junzo Kasahara,
Yoshihiro Sugimoto, Hirotaka Kawashima, Kenji Kubota, Yoko Hasada

1. はじめに

現在，老朽化した橋梁や道路，堤防などのインフラの維持管理手法の在り方が問われている．これらのインフラの特徴は，線状構造物で規模が大きく，かつ無数にあることである。そのため，例えば堤防内部の劣化診断を目的とした表面波探査などの既往の物理探査を適用すると莫大な時間とコストを要することが想像される．このため効率的な探査手法が期待される．

近年，石油探査業界において光ファイバーを用いて振動を計測する技術である分布型音響センシング(Distributed Acoustic Sensing, 以降 DAS と表記)が注目されている.これは光ファイバーを振動センサーとして用いる技術であり，光ファイバーは受振器と比べ安価であり，光ファイバーケーブルに沿って連続した（本試験では受振間隔 1.02m ごとの）データを取得できることから，受振器(ジオフォン)で測定する場合と比較して経済的に空間的に密に測定が可能となる．

これまでの DAS の物理探査への適用例は VSP などの孔井での適用が多かったが，本実験では浅部地盤のモニタリングを想定して，光ファイバーDAS を用いた表面波探査への適用可能性について，地震計やジオフォンでの測定も同時に行い，比較検討することでその性能評価を試みた

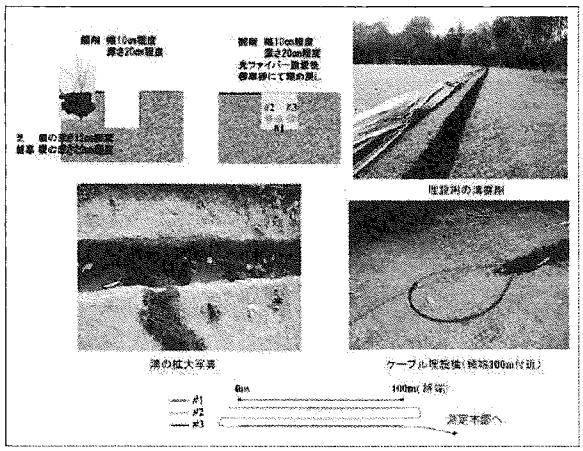
2. 実証実験

実証実験は，電力中央研究所我孫子キャンパスにおいて 2017 年 9 月 22 日から 24 日かけて行った. DAS の収録装置には，Schlumberger 社製の hDVS を使用した．図－1 に測線のレイアウトを示す．測線は電中研我孫子キャンパス敷地内のグラウンドに設定し，国道 6 号に近い側を 0m，遠い側を 100m とした．光ファイバーは測線に沿って切られた深さ 20cm の溝の中に３本，１往復半設置し，光ファイバー設置後上から土を被せ，光ファイバーケーブルが切れない程度に軽く転圧を施し地面とのカップリングを高めた(図－2).

光ファイバーの有効性を実証するために，既往の物理探査試験も同時に行った．ただし，hDVS で測定されるのは光ファイバーケーブルに沿った歪速度であり，ジオフォンで測定される速度量や変位量とは異なる.



図－1　調査位置図



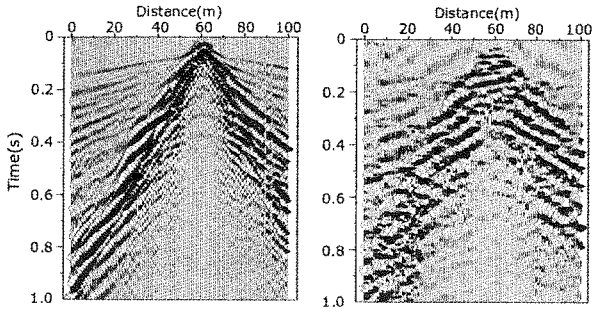
図－2　光ファイバーの地表への埋設の様子

表－1　実証実験測定パラメータ

	受振点間隔	サンプリング	観測量
DAS	1.02m	1000Hz	歪速度
ジオフォン	1.0m	250Hz	速度

DAS およびジオフォンの測定パラメータを表-1 に示した．また DAS の記録ではゲージ長の区間内の記録を平均したものが DAS の各受振点における記録となる．本試験での DAS のゲージ長は 5m であった．測定は DAS およびジオフォンとも観測期間中，雑微動を含めた連続観測を行った.表面波探査を想定して距離程 60m においてかけやで起振した際の DAS とジオフォンの観測記録を図-3 に示す.ジオフォンは速度記録，

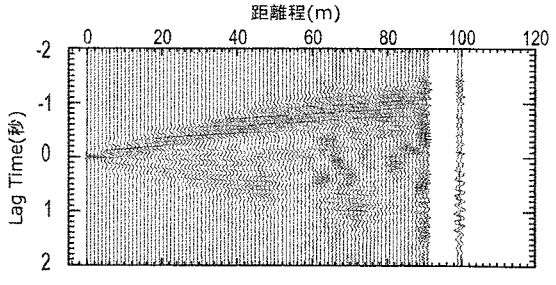
DASは歪速度という物性量の違いはあるものの，DASのS/N比はジオフォンに比べて低いことがわかる．スタック数を増加することでS/N比の向上が期待できるが，表面波探査の作業性の観点からは既往のジオフォンの方が優れているのが実情である．



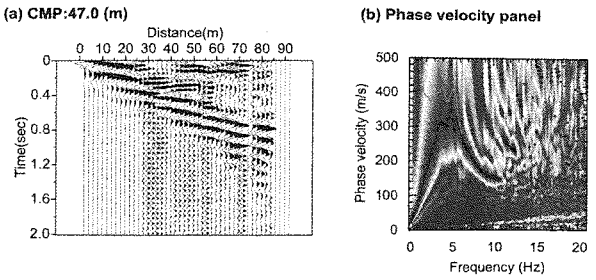
図－3　かけや起振による(a)ジオフォンと(b)DASの観測波形

3．雑微動の相互相関解析

DASの記録はスタックによりS/N比の改善が見込める．ここでは，DASの長時間の雑微動データに対して，地震波干渉法解析を適用することでS/N比の改善を試みた．地震波干渉法は2点間の雑微動記録の相互相関関数(以後,CCFと表記)を長時間スタックすることでインパルス応答(片方の点にパルスを与えたときのもう一方の点での振動記録)，言い換えると擬似的な起振記録を得る方法である．DASの0mにおける受振点を参照点として，その他の受振点との間でCCFをスタックした結果を図-4に示す．CCFの計算には約5時間のデータを使用した．かけやによる起振記録に比べるとS/N比が向上していることが確認できる.同様にDASの各受振点を参照点としてCCFを計算した．さらに，これらに対してCCFの正側および負側波形を加算し，CMPCC解析を適用し各受振点における擬似CMP起振記録を計算した．その後，Phase-shift法により各CMP解析点ごとに分散曲線を得た．例としてCMP位置47mにおけるCMP起振記録とその分散曲線を図-5に示した.かけやによる起振記録に比べるとS/N比が明瞭であることが判る．分散曲線は約15Hzまで得ることができた．



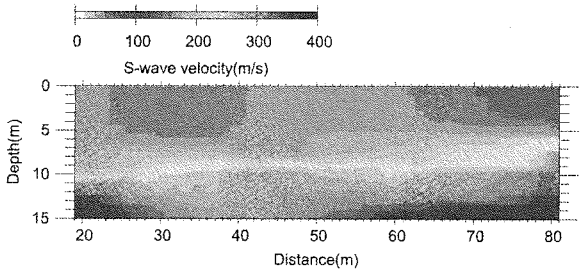
図－4　観測点0mと他の受振点とのCCF



図－5　(a)疑似CMP起振記録と(b)その分散曲線

4．2次元S波速度分布図

DASの各受振点で得られた分散曲線をS波速度と層厚を未知数とした逆解析をすることにより，DASの各受振点における1次元S波速度構造を計算した．得られた各々の1次元S波速度構造を統合することにより疑似的な2次元S波速度構造分布を得た(図-6).



図－6　DASの雑微動記録から得られたS波速度構造

5．まとめ

光ファイバーを地表面に埋設し，DAS観測を行い，表面波探査の適用性について検討した．かけやによる起振ではDASの測定結果は通常のジオフォンと比べて，S/N比が劣った．DASの長時間の雑微動記録を使って地震波干渉法を適用し，S/N比を改善した．それらに通常の表面波探査解析を適用することで，2次元S波速度構造断面を得た．インフラ内部に光ファイバーが常設されていることから，例えば盛土内に常設された光ファイバーケーブルをDASとして受振器に転用できれば，盛土内の弾性波速度の変化をモニタリングすることにより土壌内の含水量の把握ができる可能性がある。

謝辞

本簡易試験観測は（一財）機械システム振興協会の事業費「光ファイバーを用いた新たな地盤探査技術を線状土木構造物へ展開することに関する戦略策定」で行いました.電力中央研究所のご厚意により我孫子研究所敷地内で試験観測を行いました.OCC,およびレーザック社から光ファイバーの提供を受け，株式会社日本地下探査から4.5Hz受振器を借用しました．DAS計測はSchlumberger社の木村氏のもと実施した．記してここに謝意を表します．

P41. アンカーに変状が現れた法面での健全度調査事例

○柏原　真太郎（基礎地盤コンサルタンツ株式会社），西　俊憲（基礎地盤コンサルタンツ株式会社）
Shintaro kashihara, Toshinori Nishi

1. はじめに

建設から 24 年が経過した砂防堰堤において砂防施設点検が実施され，左岸斜面部に設置されていたグラウンドアンカーに複数の機能低下・損傷箇所（アンカー頭部の飛び出し，頭部保護キャップの欠落）が確認され，補修対策の必要性が指摘された．

アンカーの機能が低下した要因として地すべり等の斜面変状，グランドアンカー自体の機能低下等が想定された．

本報告は各種調査結果からグランドアンカーの機能低下原因を推定した調査事例である．

2. 調査地周辺の地質

本調査の対象地は，主に玄武岩溶岩と同質の火砕岩などの海底火山噴出物からなり，泥岩，酸性火砕岩，安山岩溶岩，デイサイト溶岩などを伴っている．

調査地点は硬質岩である玄武岩と軟質岩である凝灰角礫岩が数 m～十数 m 間隔で互層していた．

表層 5～7m は，強風化岩盤の中に硬質な岩盤が 1～2m 厚の薄層や風化残留核として残り地質が不均質な状態であった．

3. 調査計画

現状の法面健全度およびアンカー体定着層の地質を把握することを目的に調査を計画した．また，調査対象法面は豪雪地帯のアクセス道路がない現場条件であったため，小型化・軽量化した測定器を利用し，人力による運搬，迅速な測定が可能な試験を選定した．

現況の法面健全度は，リフトオフ試験を実施し，現状のアンカーの状態から法面全体の健全度を評価した．

リフトオフ試験は残存引張り確認試験およびアンカー耐力試験に区分される．アンカーの健全度評価を実施するためには両試験を実施することが望ましい．

しかし，当該法面のアンカーは施工から年数が経過し，竣工後荷重を確認した記録が残されておらず，設計アンカー力まで載荷可能か確認するアンカー耐力試験は実施できないと判断した．そのため，既設アンカーの荷重（残存引張り力）状況を把握した上で，アンカー法面の斜面安定性評価を残存引張り力のみで行う計画とした．

リフトオフ試験位置は最小限の調査で法面全体を評価できる位置で計画・実施し，調査費の低減・工期の短縮を図った．

アンカー体の定着層確認は，ボーリング及び標準貫入試験を計画し，アンカー定着層の地質状況を確認及び当初設計の妥当性を評価する計画とした．

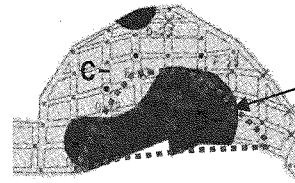
ボーリング調査は法面内及び法面背後の 4 カ所で計画した．

4. 調査の結果

アンカー健全度を把握するため 148 本中 13 本でリフトオフ試験を実施し（図－1），残存緊張力を把握した．リフトオフ試験結果は図－2 に示す法面健全度分布図として整理した．リフトオフ試験の結果，アンカーの変状が表れていた範囲の残存緊張力は 50%以下に低下していることが明らかになった．健全度分布図から上流側のり面の下流側及び下流側のり面は低下型（C-, D-），張出部分は安定型（A-, B-）と判定した．

また，ボーリング調査および標準貫入試験結果から作成した地質断面図を作成している（図-3）．

当初設計では岩級区分 C_M 級にアンカー体を設置する計画であったが，実際の地盤は岩級区分 C_L～D 級を不規則に挟んでいることが明らかになった．



健全度 D-と岩級区分が C_M→C_L 以下の変わった部分の範囲がほぼ一致

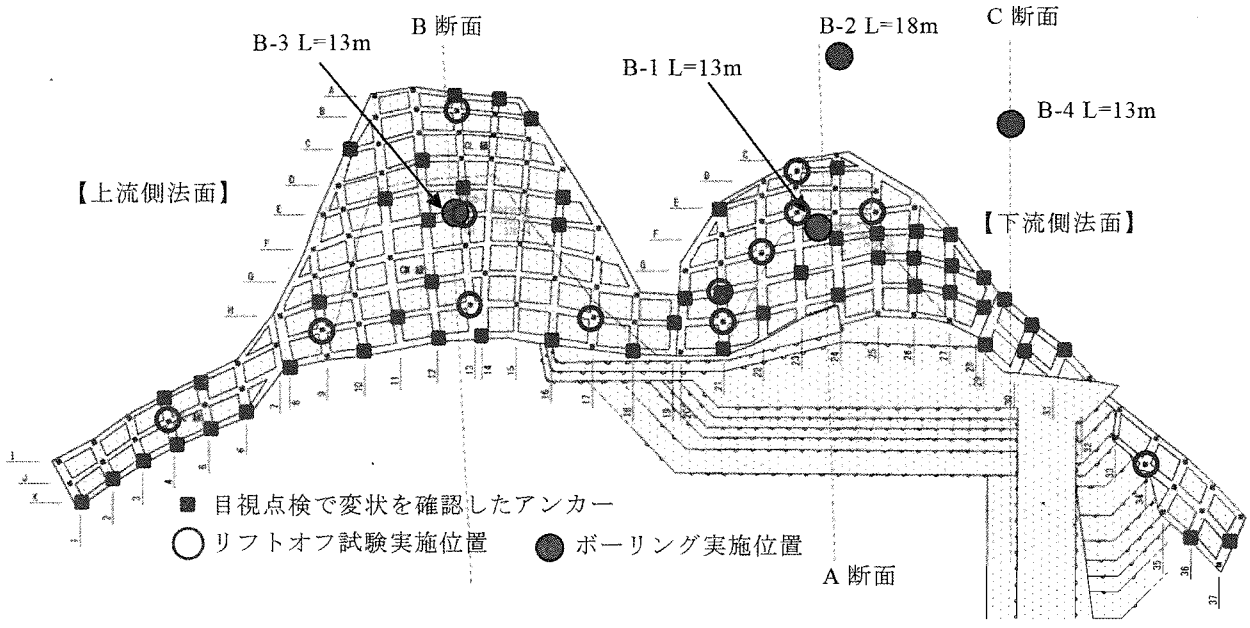
図－4　岩級区分が当初設計と異なる範囲

当初設定した岩級区分と異なる地層が分布した範囲とリフトオフ試験で低下型と判定された範囲はほぼ一致する結果が得られた（図－4）．アンカー帯の一部は岩級区分 C_L～D 級を不規則に挟む箇所に位置し，設計時に設定した周辺摩擦抵抗が確保できていないことが原因でアンカー緊張力が低下したと判断した．

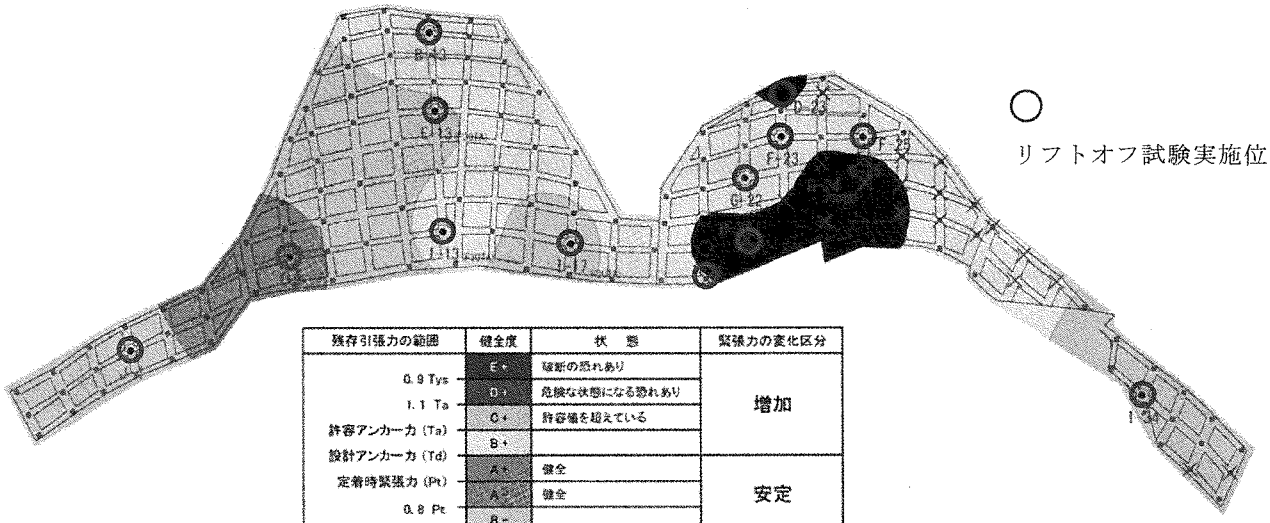
5. まとめ

法面全体の健全度を評価することにより，補修設計・施工範囲を絞り込み，工事費の縮減・工期短縮が図れた．今後既設インフラの老朽化が進行することが想定され，維持管理・更新の重要性が増すばかりである．

補修・更新等の優先順位，維持管理・更新に必要な費用を把握する上で今回実施したリフトオフ試験は法面全体の健全度を迅速かつ安価に把握できる有効な調査手法の一つと考える．

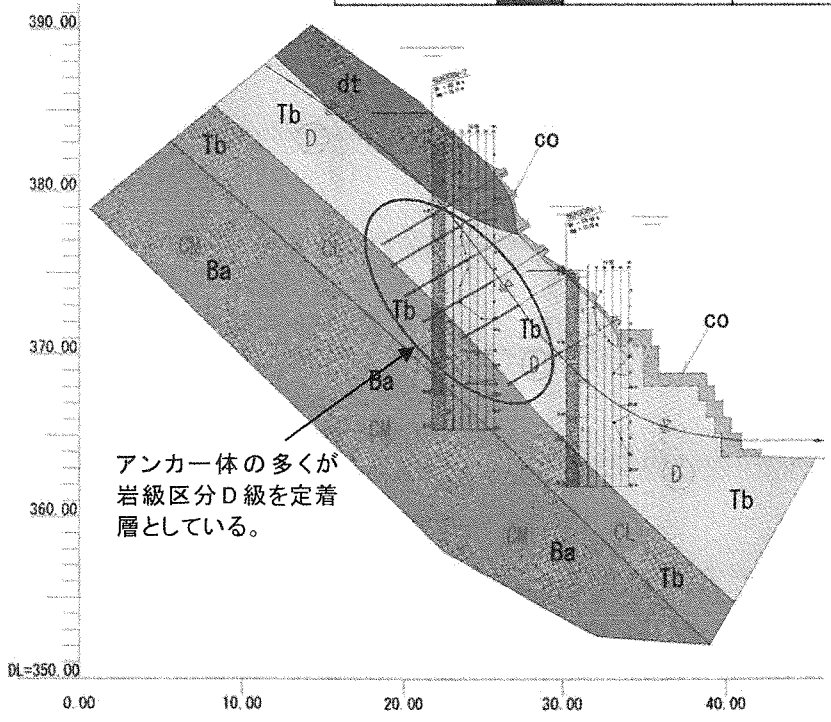


図－1　調査位置平面図



残存引張力の範囲	健全度	状　態	緊張力の変化区分
0.9 Tys	E+	破断の恐れあり	増加
1.1 Ta	D+	危険な状態になる恐れあり	
許容アンカー力（Ta）	C+	許容値を超えている	
設計アンカー力（Td）	B+		
定着時緊張力（Pt）	A+	健全	安定
0.8 Pt	A-	健全	
0.5 Pt	B-		
0.1 Pt	C-	機能が大きく低下している	低下
	D-	機能していない	

図－2　法面健全度分布図



凡　例

- 地層境界
- 岩級境界
- 地下水位線
- dtTbBa　地質記号
- D CL CM　岩級区分記号

時代			地質名	地質記号
第四紀	完新世		コンクリート構造物	Co
			崖錐堆積物	Dt
新第三紀	中新世	青沢層	凝灰角礫岩	Tb
			玄武岩	Ba

図－3　地質断面図(A断面)

P42. 礫と基質で構成される弱層のせん断強度評価手法に関する検討

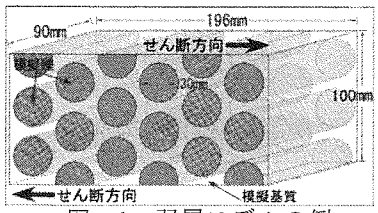
The Study for Shear Strength Evaluation Method of Weak Layer with Gravel and Matrix.

○西塚　大（土木研究所，現(株)ドーコン），矢島良紀（土木研究所），
松尾達也（土木研究所，現水資源機構），阿南修司（土木研究所）
Dai Nishizuka, Yoshinori Yajima, Tatsuya Matsuo, Shuji Anan

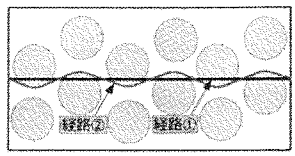
1. はじめに

岩盤中には断層や節理のように力学的な不連続面が存在することがあり，周囲の岩盤と比較し強度が著しく低いことから総称して弱層と呼ばれる[1]．この弱層がダムや橋梁基礎，トンネル切羽や天端，切土法面に分布する場合，強度不足による滑動や過大変位などが問題となることが多い．しかし，弱層については体系的な強度評価手法が確立されていないため、定性的評価に頼る部分もあり，適切な対策検討のためには的確な強度評価手法の開発が求められる．

実際の弱層は複数の挟在物からなる複雑な構造である場合が多く，この複雑さが強度評価上の課題である．そこで本論では，多くの現場で確認される礫と基質からなる弱層を想定し，礫径や礫の分布割合（礫率）とせん断経路やせん断強度の関係について論じる．



図－1　弱層モデルの例
（礫の直径 30mm，礫率 57%）



図－2　想定されるせん断経路①・②

表－1　模擬弱層の礫径・礫率一覧

礫の直径	礫率	供試体数
20mm	57%	2
	35%	3
	26%	3
30mm	57%	2
	40%	3
	26%	3

表－2　模擬弱層に使用した石こう強度

	一軸圧縮強度(MPa)	せん断強度(MPa)	
		一般式	τ(σ=1MPa)
礫の強度	29.1	τ=3.56MPa+σtan64°	5.65
基質の強度	15.3	τ=2.66MPa+σtan46°	3.68

2. 研究方法

礫径・礫率とせん断経路やせん断強度の関係を検討するために，礫と基質からなる弱層について単純化したモデル(模擬礫と模擬基質で構成される試料．以下，模擬弱層と呼ぶ)における予測せん断強度を算出し，一面せん断試験結果と比較することにより，せん断強度の算出方法および算出値の妥当性を検証した．

2.1. 模擬弱層の作成

模擬弱層は 2 次元断面として計算を可能にするため，図－1 に示すように同一径の円柱を供試体全体に均等配置した．再現性を考慮し，材料には強度の異なる 2 種類の石こうを用い，模擬礫には模擬基質より強度の大きい石こうを用いた．検討した模擬弱層の礫径・礫率を表－1 に，使用した石こうの強度を表－2 に示す．

2.2. せん断経路とせん断強度の算出予測

せん断強度はせん断される物質の強度とそのせん断経路（面積）によって決まる．強度が最弱となるせん断経路（面積）には，図－2 に示すように①距離が最短となる経路，②礫を迂回し基質のみを最短距離で通る経路が想定される．建設事業では，礫と基質の強度差が大きい弱層の強度評価が課題となる場合が多いことを考慮し，本論では経路②のせん断経路モデルによるせん断強度の算出予測を行った．

なお，せん断強度の算出は，拘束圧を σ =1MPa で固定し，礫径および礫率の変化に伴うせん断経路長の変化，せん断経路の迂回率について計算した．

2.3. 一面せん断試験による検証

モデルにより推定したせん断経路およびせん断強度を検証するために，模擬弱層の一面せん断試験（拘束圧はモデルと同様に 1MPa に設定）を実施した．

3. 研究結果

3.1. せん断経路とせん断強度の算出予測

経路②におけるせん断強度は，基質の強度と供試体長に対するせん断経路の迂回率から求まると想定され，以下の式(1)として表すことができる．

$$\tau_{test} = \tau_{matrix} \cdot L_{shear}/L_{test} \quad \cdots (1)$$

τ_{test}：供試体のせん断強度，τ_{matrix}：基質のせん断強度，L_{shear}：せん断経路長，L_{test}：供試体長，L_{shear}/L_{test}：せん断経路迂回率

式(1)による計算の結果，図－3 に示すように，礫を均等配置した場合にはせん断経路長は礫径によらず礫率と一定の関係があることがわかった．また，供試体長によって変化する x^2，x の係数は，図－4 に示すように供試体長の一次関数として表現できる．よって，模擬弱層におけるせん断経路長(L_{shear}(mm))と礫率(Gr(%)の関係は以下の式(2)で表される．

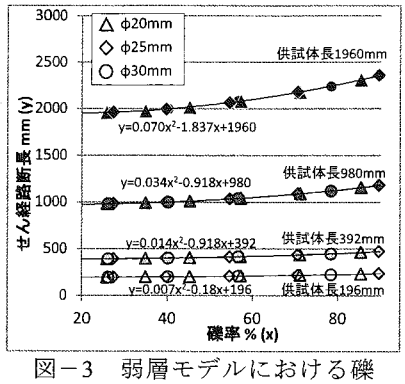
$$L_{shear} = L_{test}(3.553 \cdot 10^{-5} \cdot Gr^2 - 93.7 \cdot 10^{-5} \cdot Gr + 1) \quad \cdots (2)$$

以上より，せん断強度を検討する供試体長(L_{test})および礫率がわかれば式(2)によりせん断経路長(L_{shear})が求まり，基質のせん断強度(τ_{matrix})とともに式(1)に代入することで，供試体のせん断強度(τ_{test})が推定できる．

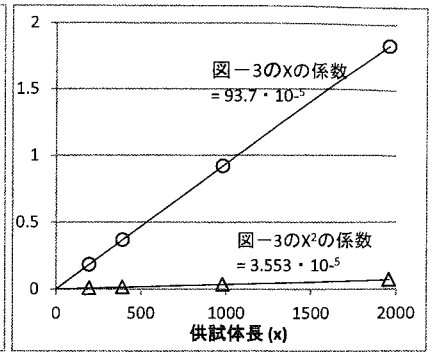
3.2. 一面せん断試験による検証

推定したせん断モデルを検証するために実施した一面せん断試験結果を図－5 に示す．算出予測せん断強度は礫率 26%で 3.68MPa, 同 35%で 3.72MPa, 同 40%で 3.75MPa, 同 57%で 3.91MPa であり，礫径に関わらず，礫率の増加に応じて微増する傾向となる．これに対し，一面せん断試験によるせん断強度は，礫径 20mm の場合，礫率 57%で 3.5～3.7MPa, 同 35%で 3.5～3.9MPa, 同 26%で 2.7Mpa であり，礫径 30mm の場合，礫率 57%で 3.6～4.5MPa, 同 40%で 3.4～4.2MPa, 同 26%で 2.9～3.7MPa という結果が得られた．若干のばらつきはあるが，全体として礫径 20mm・30mm ともに概ね算出予測値と同様の値を示した．

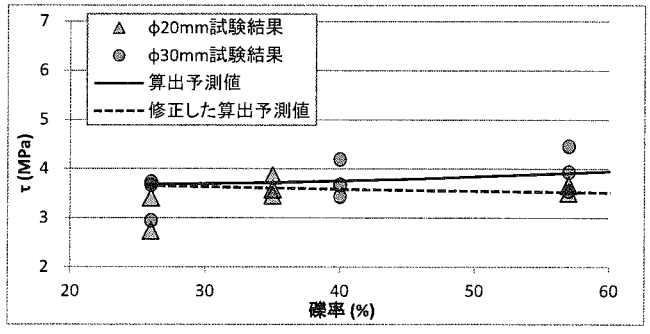
ただし，礫径 20mm の礫率 26%，57%における試験値は予測値より若干低い値を示す傾向がみられた(図－5 中には後述する修正した算出予測値も示す)．



図－3　弱層モデルにおける礫率-礫迂回せん断長の関係



図－4　供試体長に応じた係数



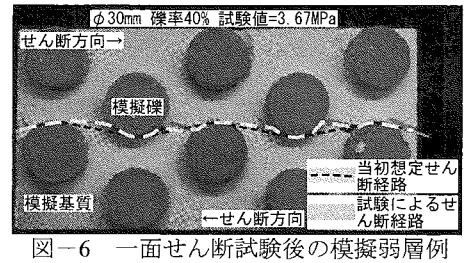
図－5　一面せん断試験値と算出予測値，修正予測値の関係

4. 考察

算出した予測せん断強度は試験結果と概ね一致したが，試験後の供試体を観察した結果，想定したせん断経路と異なる点も見受けられた．そこで，観察結果に基づき模擬礫と模擬基質の境界における強度を検討し，予測の考え方および予測値を検証した．

4.1. 試験面の観察

図－6 に示すように，多くの供試体においてせん断破壊面（白破線）は当初想定よりも模擬礫と模擬基質の境界を長く通過していた．模擬礫と模擬基質の境界の強度は模擬基質と同様と想定していたが，境界部の強度がより低い可能性が考えられたため，模擬礫と模擬基質の境界を対象にしたせん断試験を実施した．試験方法は，模擬礫に使用した石こうで振幅 4mm，波長 50mm の波状の面を作成し，その面上に模擬基質に使用した石こうを打設して，付着面がせん断面となるような供試体を作成し，一面せん断試験を実施した．試験面の形状は，円形の模擬礫に対し，模擬基質が圧縮される箇所と引張となる両箇所が存在すると想定し，波状の形を設定した．試験の結果，境界部は模擬基質のせん断強度（3.68MPa: σ =1MPa）より低いせん断強度（2.61MPa: σ =1MPa）が得られた．



図－6　一面せん断試験後の模擬弱層例

4.2. 算出予測値の検証

得られた礫と基質の境界のせん断強度から算出予測値を修正した．修正した予測せん断強度と一面せん断試験結果を図－5 に示す．破線で示す修正予測せん断強度は当初の予測強度および試験値と異なる傾向を示し，礫率の増加に従い強度が僅かに低くなる．これは礫率が増加するほどせん断面が強度の小さい境界部を通る割合が大きくなり，基質を通る割合が小さくなることと関係している．セメントや石こうを用いた礫岩の研究結果 [2) 3)]によると，礫率の増加に応じて強度が低下する試験結果が得られているが，基質の強度と境界の強度が近い天然の礫岩 [2) 3)]では礫率の増加に関わらず強度はほぼ変わらない結果が得られている．そのため，礫率の増加とせん断強度との関係には境界の強度が大きく影響していると考えられる．今後，さらに多くのパターンの礫径・礫の形状に関する試験数を増やし，検証を進める必要がある．

文献

1) 佐々木靖人，賽谷　周，矢島良紀（2008）：ダム基礎の弱層分類と強度評価手法―ダムの調査事例から―，ダム技術，No.256，pp.35-48.

2) 岡田哲実，野崎隆司，伊藤　洋，中村敏明（2003）：礫岩の物性評価に関する研究（その 2）―三軸試験による力学特性評価と強度評価式の検証―，電力中央研究所報告，研究報告，U02053

3) 片川秀基，橋本　徹，平野秀次，村上弘行（2000）人工の礫混じり岩石の力学的性質に及ぼす礫分の影響について．土木学会論文集，No.659／Ⅲ-52，87-101

P43. 複合降伏モデルを用いた節理性岩盤の地震時浸透流解析

Seepage Flow Analysis during Earthquake on Jointed Rock mass using Multiple Yield Models

○堀川 滋雄，佐々木 猛，越谷 賢（サンコーコンサルタント株式会社）
福嶋 繁，小原 義之（(国研)日本原子力研究開発機構）
Shigeo HORIKAWA, Takeshi SASAKI, Masaru KOSHIGAI, Shigeru FUKUSHIMA, Yoshiyuki OHARA

1 はじめに

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構人形峠環境技術センター（以下 JAEA）敷地内に位置する鉱さい堆積場は，試験製錬所，旧坑道および坑水処理設備から発生する鉱さい，坑水，ろ過砂，沈殿物を堆積・貯留する施設である．最近山陰地方で多発している内陸型地震が当敷地近傍で発生した場合，激しい揺れに伴って，例えば鉱さい堆積場のコンクリートかん止堤および周辺地盤や付帯構造物が損壊することで鉱さい堆積場内に貯留している鉱さいや坑水・廃水等が堆積場外へ流出する可能性も考えられ，今後の安全対策事業の中で踏まえるべき対策検討課題の一つとなっている．昨年の発表（堀川ほか,2018）[1]では，かん止堤基礎岩盤の不連続面を考慮した地震応答解析として，等価連続体解析の一種である複合降伏モデル（MYM：Multiple Yield Model）に繰り返し載荷の影響を導入した手法（不連続面群の変形特性の拘束圧依存性や非線形性を考慮）を用いた地震応答解析を実施し，基礎地盤ならびに周辺構造物の地震時安定性を評価した事例を紹介した．本稿は昨年の結果を踏まえて，地震に伴って開閉口する基盤岩に分布する節理群の透水特性の変化から鉱廃水の流出状況を予測・評価することを目的に，複合降伏モデルを用いた節理性岩盤の二次元浸透流解析をおこなった事例について報告する．

2 解析手法

2.1 節理群を有する岩盤の透水特性

岩盤の透水性は，主に母岩の透水性と内在する不連続面群に起因するものと考えられる．図-1 に節理性岩盤の透水性モデル化概念図を示す．

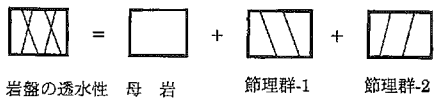


図-1 節理性岩盤の透水性モデル化(佐々木ほか,1994)[2]

本稿では節理群を有する岩盤の見かけの透水係数を 2.1 式～2.3 式のように表した．図-1 に示すように岩盤を流れる地下水流量は，母岩と各節理群のそれぞれの中を流れる流量の和と仮定する．母岩と各節理群の間隙水圧は流速が小さいものとして同じと仮定する．

$$[K_B]=\{\sum[T_i]^T([K_i]/S_I)\cdot[T_i]+[K_R]\} \tag{2.1}$$

$$[T_i]=\begin{bmatrix}\cos\theta & \sin\theta\\ -\sin\theta & \cos\theta\end{bmatrix} \tag{2.2}$$

$$[K_i]=\begin{bmatrix}K_{si} & 0\\ 0 & K_{ni}\end{bmatrix},\quad [K_R]=\begin{bmatrix}K_{xR} & 0\\ 0 & K_{yR}\end{bmatrix} \tag{2.3}$$

ここに，$[K_B]$：節理群を有する岩盤の見かけの透水係数，SI：節理間隔，$[K_R]$：母岩の透水テンソルマトリックス，K_{xR}：母岩の x 方向の透水係数，K_{yR}：母岩の y 方向の透水係数，$[K_i]$：節理群 i の透水テンソルマトリックス，K_{si}：節理群 i の接線方向の透水係数，K_{ni}：節理群 i の法線方向の透水係数，$[T_i]$：節理群 i の座標変換マトリックス，θ：x 軸から反時計回りの各節理の角度 である．

2.2 節理群の開口・閉口を考慮した非線形透水特性

比較的深所での岩盤の変形に伴う節理群の開口・閉口による透水特性の変化について，菊地(1987)[3]は図-2 に示す平行平板流を仮定した節理面の透水係数 k_s は節理の開口幅に依存する(2.4)式で表現できるとした．

$$k_s=g\,t^2/12\nu \tag{2.4}$$

$$t=t_0+u_n \tag{2.5}$$

$$u_n=(\varepsilon_{nI}+\alpha|\gamma_{sI}|)\times t_0 \tag{2.6}$$

ここに，

ν：動粘性係数，t_0：節理群 I の初期開口幅，u_n：節理群 I の法線方向の変位，ε_{nI}：節理群 I の法線方向ひずみ，α：ダイレイタンシーに伴う節理群の開口を表すパラメータ．

このような節理が間隔 S_I をもって分布する場合，節理群 I の透水係数 k_{SI} は以下のようになる．

$$k_{sI}=g\,t^2/12\nu\,S_I \tag{2.7}$$

$$k_{sI}/k_{sI0}=\{(1+\varepsilon_{nI}+\alpha|\gamma_{sI}|t_0)^3/t_0^3 \tag{2.8}$$

$$k_{sI}\approx\{(1+3(\varepsilon_{nI}+\alpha|\gamma_{sI}|)\}\,k_{sI0} \tag{2.9}$$

ここに，k_{sI0}：節理方向の初期透水係数，k_{sI}：節理方向の変形後の透水係数．

(2.9)式は節理群 I の開口・閉口を考慮した透水係数であり，これを用いて(2.1)式中の節理群 I の透水テンソル[Ki]が決定される．

一般的には係数 D を乗じた以下の式で表される．

$$k_{sI}=D\{(1+3(\varepsilon_{nI}+\alpha|\gamma_{sI}|)\}\,k_{sI0} \tag{2.10}$$

ここに，D：掘削面付近の発破などによる岩盤の損傷や塑性領域などの緩みの影響を考慮し，透水係数の変化を修正したものである．

また，ダイレイタンシーに伴う節理群の開口を表わすパラメータ α に関しては，α は節理群の凹凸による粗度と内部摩擦角に関係しているという Barton et al. (1988)[4]の実験結果（図-3）を利用した．

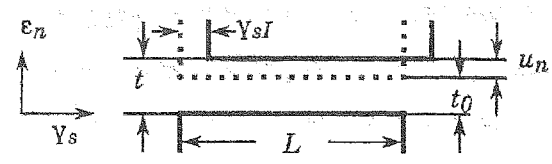


図-2 クラックの平行平板流モデル

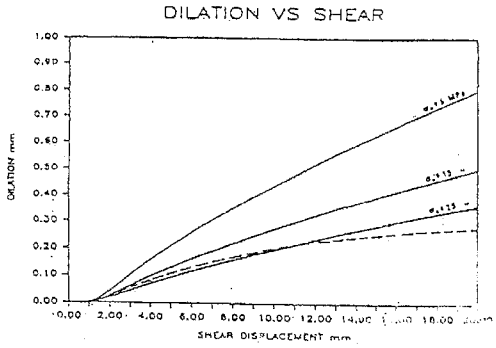


図-3 クラックのせん断変位とダイレイタンシー (Barton et al.,1988)

3 検討条件

3.1 検討地の地質モデル区分および特性値の設定

地質モデル区分および特性値の設定方法は昨年の報告を踏襲した．岩盤部の透水係数は原位置試験結果から，コンクリートでは一般値から，土砂では地盤材料試験の方法と解説（(公社) 地盤工学会，2009）から引用した．

3.2 解析用地盤モデル区分と入力特性値

解析用地盤モデル区分は地質モデルを基本とし，層厚の厚薄や分布の限られる地質は細分せずにひと分帯とした．母岩の不連続面，かん止堤本体および床固め工等の付帯設備の特性値も併せて**表-1** に示す．

3.3 基盤岩に分布する不連続面の透水特性

MYM では個々の不連続面に透水係数を設定できる．本解析では，不連続面の透水係数は原位置試験結果から引用した．不連続面の分布域別の傾斜角度とその間隔については昨年の報告データを踏襲した．(**表-2**)．

表-1 浸透流解析用地盤モデルと入力特性値一覧表

No.	Mat.	ρ_t (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (°)	E_s (kN/m^2)	ν_s	Vp (m/s)	Vs (m/s)	St (kN/m^2)	kx (m/sec)	ky (m/sec)
1	Gr-CH	25.4	2000.0	45.0	2,000,000	0.3	4,000	1,900	100	1×10^{-6}	1×10^{-6}
2	Dam	22.0	3000.0	45.0	22,000,000	0.2	-	-	200	1×10^{-7}	1×10^{-7}
3	Gr-w-CM	22.0	400.0	37.5	310,000	0.3	2,000	450	10	1×10^{-5}	1×10^{-5}
4	Gr-sw-CL	14.2	14.0	26.0	200,000	0.3	1,450	120	0	1×10^{-4}	1×10^{-4}
5	ts	10.8	0.0	18.0	2,600	0.3	1,270	90	0	2×10^{-5}	2×10^{-5}
6	ws	10.5	0.0	25.0	5,000	0.3	1,270	90	0	1×10^{-4}	1×10^{-4}
7	Dam_Front	22.0	1000.0	45.0	1,000,000	0.2	-	-	100	1×10^{-4}	1×10^{-4}
8	bk	18.6	9.8	19.0	2,600	0.3	1,270	90	0	2×10^{-5}	2×10^{-5}
9	Catch Basin_1	15.0	1000.0	45.0	1,000,000	0.2	-	-	100	1×10^{-7}	1×10^{-7}
10	Gr-w-CM	22.0	400.0	37.5	310,000	0.3	2,000	450	10	1×10^{-5}	1×10^{-5}
11	Gr-sw-CL	14.2	14.0	26.0	200,000	0.3	1,450	120	0	1×10^{-4}	1×10^{-4}
12	ord	13.5	10.0	28.0	5,300	0.3	1,300	110	0	2×10^{-4}	2×10^{-4}
13	ts	10.8	0.0	18.0	2,600	0.3	1,270	90	0	2×10^{-5}	2×10^{-5}
14	bk	18.6	9.8	19.0	2,600	0.3	1,270	90	0	2×10^{-5}	2×10^{-5}
15	Wall_1	22.0	3000.0	45.0	22,000,000	0.2	-	-	200	1×10^{-7}	1×10^{-7}
16	bk	18.6	9.8	19.0	2,600	0.3	1,270	90	0	2×10^{-5}	2×10^{-5}
17	Catch Basin_2	15.0	1000.0	45.0	2,000,000	0.2	-	-	100	1×10^{-7}	1×10^{-7}
18	Wall_2	22.0	3000.0	45.0	22,000,000	0.2	-	-	200	1×10^{-7}	1×10^{-7}
19	Catch Basin_3	15.0	1000.0	45.0	1,500,000	0.2	-	-	100	1×10^{-7}	1×10^{-7}
20	Crushed Stone	15.0	10.0	40.0	53,000	0.3	-	-	0	1×10^{-3}	1×10^{-3}

表-2 浸透流解析用不連続面の入力特性値一覧表

No.	Mat.	傾斜角_1 (低角度) (度)	傾斜角_2 (高角度) (度)	分布間隔_1 (m)	分布間隔_2 (m)	幅 (m)	kxs (m/sec)	kyn (m/sec)
21	Gr-J	5.28	90	0.3	3	0.002	$1*10^{-6}$	$1*10^{-5}$
22	Gr-J	-13.24	90	0.3	3	0.002	$1*10^{-6}$	$1*10^{-5}$
23	Gr-w-J	5.28	90	0.3	3	0.002	$1*10^{-6}$	$1*10^{-5}$
24	Gr-w-J	-13.24	90	0.3	3	0.002	$1*10^{-6}$	$1*10^{-5}$

3.4 解析断面と物性区分図

解析断面はかん止堤の縦断方向とした．FEM メッシュ図を背景とした物性区分，基盤岩不連続面傾斜角図と境界条件（両端静水圧，下面は不透水境界）を**図-4** に示す．

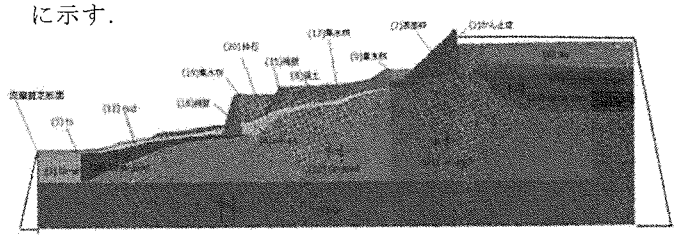


図-4 物性区分，境界条件と基盤岩不連続面傾斜角図

4 浸透流解析結果

初期状態（定常状態の全水頭分布図）を**図-5** に示し，地震後に不連続面の開口に伴う水平成分の流速分布図を**図-6** に示す．

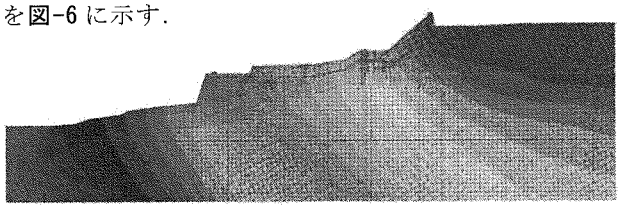


図-5 初期状態の全水頭分布図（定常状態）

MYM では不連続面の除荷過程で考慮される残留変形分に透水係数を設定できる．本解析では地震によって基盤岩の鉛直方向の不連続面が 30%，水平方向が 10%開口したと仮定して地震後の下流域での湧水流量変化を予測し，現状（地震前の初期状態）と比較した．

その結果，現状の流量を 1 とすると，地震発生後（地震により不連続面が開口した場合）の流量は 10%程度増加すると試算された．また，かん止堤下流側の床固工施設（**図-4** の(18)～(20)）建設前の地震前流量を 1 とすると，床固工施設完成により約 62%低減する試算結果となった．床固工施設の基礎は岩盤に支持させるため，下流側湧水の主要な水みちである土砂および岩盤表層を削剥することにより，主要な水みちを遮断する効果が発揮されたものと考えられる．

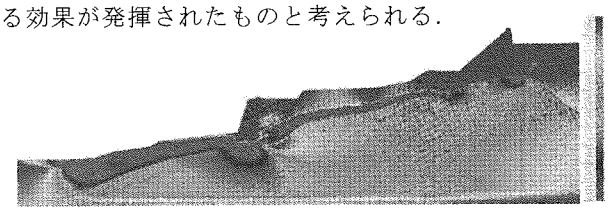


図-6 不連続面開口に伴う水平成分の流速分布図（凡例の色階調は $1*10^{-6}$(暖色)～$9*10^{-6}$(寒色)m/sec）

本報告では地震動に伴って開口する不連続面の幅を仮定して流量を試算した．試算値の精度向上には不連続面を対象とした動的剪断試験を実施し，試験前後の透水特性変化を検証する必要があるものと考えている．

文献：1)堀川滋雄ほか(2018):応用地質学会研究発表会,pp.61-62. 2)佐々木 猛ほか(1994):土木学会論文集,No.505/Ⅲ-29,pp.59-68. 3)菊地宏吉(1987):岩盤浸透流を考えた節理性岩盤の調査・モデル化,(社)システム総合研究所,第 3 回岩盤システム工学セミナー, pp.23–58. 4) Barton et al.(1988):Stripa project report IR, 88-08, NGI,Norway,August.

P44. 高品質ボーリングコア採取に向けてのコア取扱の一事例

An example of core handling for high quality boring core extraction

○松下芳浩，青木道範，新山雅憲，濱本拓志，亀高正男，伊藤靖雄（ダイヤコンサルタント）
Yoshihiro Matsushita, Michinori Aoki, Masanori Niiyama,
Takuji Hamamoto, Masao Kametaka, Yasuo Ito

1. はじめに

近年，原子力関連業務や地すべり関連業務，ダム関連業務のボーリング調査において，「高品質ボーリング」が仕様として求められるケースが多く見られる．

「高品質ボーリング」は，断層破砕帯，地すべり土塊，割れ目密集部，硬軟混在部など，通常のボーリング工法では採取率が極めて低下する，または乱されたコアしか採取できない地山などに対して，軟質部や細粒分の流出を抑制し，地山の自然状態を保った乱れの少ない品質のコアを 100%に近い採取率で採取するもので，気泡や増粘泥水等の流体を用いてコアを採取する方法をさす場合，特殊なツールス等を使用する場合，定方位等特殊用途の場合，また，一般的な普通工法において，いわゆる低送水量低給圧工法により，高品質なコアを採取する場合等がある．

コア採取技術は重要な要素の一つではあるが，それと同等に，採取したコアの後処理，「コア出し」，「運搬」，「洗浄」，「コア写真の撮影」，「保管」等の取扱いがコアの品質を左右することに留意する必要がある．

ここでは，一般的な普通工法+低送水量低給圧工法により得られたコアの取り扱いについて既往のマニュアル [1]より一歩踏み込んだ方法を整理し，一般的な掘削工法でも高品質ボーリングコアが得られた事例で用いたコア取り扱い手順を紹介する．



写真－1　一般的な普通工法+低送水量低給圧工法により得られたコアの事例

2. 高品質ボーリングコア採取におけるボーリングオペレータの役割

高品質ボーリングの現場の最近の傾向として，従来であればワイヤーライン工法を採用していた 300～400m級のボーリンでも，コアの品質向上のため普通工法を採用している場合が多い．

掘削においては，掘削孔径は大きくなる傾向にあり掘削孔径はφ86mm 以上，コア径も 65mm 以上が望ましい．ツールスにおいては，ビニールスリーブを収納できるダブルコアチューブ以上のコアチューブを使用することを最低限の条件とした．

ボーリングオペレータの作業としては，掘削が主たる作業となるが，ここではコアの取扱いに主眼を置くため，コアチューブを櫓上に回収した後の作業について整理する．

ボーリングオペレータは，コアチューブからビニールスリーブに入った状態のコアを取り出し，所定の長さに切断し，コア箱に収納する．この際にコアが破損する可能性が最も高い．コアリフターは，コアを地山から縁切りする際に重要な役目を持つが，コアを出す際には逆に邪魔な存在となる．コアに噛んだ状態となっているコアリフターが容易に外れ，コアを破損させずにビニールスリーブ内へ押し込むことが出来れば理想的であるが，コアリフターが外れにくい状態になっても，ハンマー等でコアを叩き込むようなことはせず，コアの押し込み装置（特許開 2003-056273）等のツールスを使用し押し込むことで対応した．

また，コアチューブからコアを押し出す際は，端部を養生したコアを棒状のもので押し出し，または水押出し等を基本とした．水押出しの場合は，インナーチューブにスイベルヘッドを取り付ける方法の他，水圧式のコア押出工具（クローザー：クリステンセン・マイカイ製）がコアチューブの分解も少なく便利であった．

コアの押出しは，アングルまたは 2 本の固定した単管パイプ等容易に変形しないコア受けに押し出し，コア受けに押し出されたコアを電動カッターで慎重に切断した．

押出したコアに断層破砕帯等が含まれていた場合，普通どおりに 1m毎にコアを切断（断層破砕帯内部でコアを切断）してコア箱に収納するのではなく，断層破砕帯の主体部を 1m内に取り込めるよう可能な範囲でコア箱に入れる際の切断深度を検討する事が重要であった．この場合，コア箱に空白が出来る（写真-1 参照）が，後々のコア観察，CT スキャン等での精度向上が期待される．なお，移動時には空白部に中詰を施した．

また，コアをコア箱に収納する際には，半割れの塩ビ管を上下方向から被せ，そのまま収納した．コア箱については，後からコアを塩ビ管ごと取り出せるように横開きのものを採用した．なお，コア箱は，1m 毎

のコアの伸びを 3 cm以内に収め，掘進長とコア箱での深度誤差を最小限とする目的で，内寸法で長さ 103 cm のコア箱を用いたが，基本的にコアは100cm内に収め，余裕分の3cmはコア出し入れの際の裕度として扱った．

3. 高品質ボーリングコア採取における地質技術者の役割

ボーリング櫓上でコア箱に収納されたコアは，コア洗浄，コア写真撮影及びコア観察を行う場所へ移動させる必要がある．

コアの移動の際も，コア箱内でコアが移動しないよう緩衝材をコア箱の中に入れ，マット等を敷いた車両で運搬した．場所によっては，遠回りでも舗装路を選択する等細心の注意を払った．

ビニールスリーブをカッター，糸切りリッパー等で切れ込みを入れる際に，コアに傷をつけないため刃を上に向け作業を行うが，刃の切れが悪いとビニールスリーブごと持ち上げてしまいコアを破損させる要因ともなるので，簡単な作業でも注意を払って作業をした．

コアの洗浄は，噴霧器等で少量の水をかけながら刷毛または指等で，割れ目の挟在物や軟質部を流出させることなく丁寧に洗浄した．少量の水分で溶け出す可能性のあるコアについては，カッター等で表面を剥ぎ取りコア内部の新鮮部を露出させる処理を実施した．

コアの洗浄終了後，削孔直後の劣化していないボーリングコアの状況を正確に写真として記録するため，写真撮影を速やかに行った．

ボーリングコアは，コアチューブからコアを出した瞬間から劣化が始まり，特に土質コアあるいは軟岩等の軟質なコアでは，変質，変色等の進行，粒子の分離による細粒化あるいは割れ目発生等により，削孔直後の新鮮な状態から著しく変化する場合が多い．また，調査後の長期間に渡る自然状態での保管では，著しく乾燥し，加水しても削孔直後の状態には戻らない．硬岩においても，場合によっては硬軟確認のため人為的に割られることもある．

以上のことから，削孔直後のコアの状態を保存しているボーリングコア写真が極めて重要であり，ボーリングコア写真撮影を再優先事項とした．

ボーリングコア写真は，色調，鉱物，粒子，組織，割れ目，風化程度，変質程度などの地質性状を的確に判読できる必要があり，拡大して使用することが考えられるので，高解像度（1600 万画素以上）で記録した．また，目前の写真合成等の作業時間にとらわれずに，５年後，10 年後のオリジナルデータの再使用も考慮すべきである．したがって，コア写真等の結合など画像編集時には，操作性の良いファイル容量まで画質をやや落としたコピーを使用し，画像編集前の保存用オリジナルファイルの記録画素数は，使用するカメラの最大画素を用いた．

写真撮影時に注意すべき点は，コアを上方から撮影することである．コア撮影の簡易な方法として，斜めの撮影架台にコア箱を立て掛け横方向から撮影を行う方法があるが，コア箱を立てかける際にコアが破損する可能性が高いので行わなかった．

単管パイプとクランプで組み立て，暗幕で覆った撮影スペースを使用して，上方に固定したカメラから有線ないし無線で，撮影及び撮影データのやり取りを実施した．

また，後々の使用を考慮し，写真撮影時にはコア箱フタ部分に，業務名称，孔名，深度等のコアの諸元を記した黒板を置き，コアと同画面に記録した．

コア観察時の留意点は，コアの乾燥である．加水したサラシとビニール等でコアを覆い，適宜加水し，乾燥を防止した．

長期の保管が必要な場合は，真空パックなどの処理，冷蔵庫などの低温保存を実施した．

4. おわりに

ボーリングコアは，硬質，軟質，割れ目が多いもの，破砕帯のようにぜい弱なもの，未固結のものなどがあり，厳密にはそれぞれの特性に応じて取扱い方法が異なる．

現在，弊社では過去の高品質ボーリングコア採取事例を整理し，ボーリングコアの性状に応じたコアチューブからの取り出し，コア箱への収納，運搬，洗浄，ボーリングコア写真の撮影，必要とされる期間の保存方法についてマニュアルを作成している．今後は，高品質ボーリングコア採取に際して，作業効率向上も加味した手順についても検討する予定である．

文献

1）(一社)全国地質調査業協会連合会（2015）：ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領(案)・同解説平成 27 年 6 月，第 8 章及び第 10 章．

P45. 谷地形解析によるゆるみ岩盤斜面の抽出に関する検討

Study for Determination the Range of Loosen Rock Mass Slope by the Valley Topography Analysis

○松尾達也（土木研究所（現水資源機構）），矢島良紀（土木研究所），阿南修司（土木研究所）
Tatsuya Matsuo, Yoshinori Yajima, Shuji Anan

1. はじめに

ゆるみ岩盤斜面は，地すべり等の斜面と比較して，変位量が小さく，明確なすべり面が形成されないため，滑落崖等の地形的特徴が乏しい．そのため，事業初期段階に実施される地形調査によりその範囲を抽出することが困難となっている．

一方でゆるみ岩盤斜面は，一般的に開口亀裂が発達した高透水性岩盤であり，自然地下水位が低く，地表面に谷が形成されにくい特徴を有している．

本検討は，ゆるみ岩盤斜面に谷が形成されにくいという地形的特徴に着目し，複数のゆるみ岩盤斜面について，DEMデータを用いて谷密度，形状および方向性に着目した地形解析を実施し，ゆるみ岩盤斜面の抽出を試みたものである．

2. 谷地形解析

2.1 解析手法の検討

本検討で対象とした斜面は，航空レーザー測量データが取得され，かつ，調査ボーリングや横坑調査等の地質調査によりゆるみ岩盤と評価されている斜面を含む5地区である．なお，谷地形解析を実施するにあたり，微地形判読を実施したが，判読によりゆるみ岩盤領域を特定することは困難であった．

本検討では，ESRI社製のArcGISの水文解析ツール等を用いて，解析を実施した．解析を実施するにあたり，まず，各地区の1mDEMを用いて，谷ラスタを作成し，谷形状について確認した．その結果，作成した谷ラスタについて，以下の特徴的な2つの水系網パターンが確認された(図-1)．

① 樹枝状パターン：谷が複雑に合流する
② 櫛状パターン：複数の谷（落水線）が合流せずに斜面下方に向かってほぼ平行に流下する

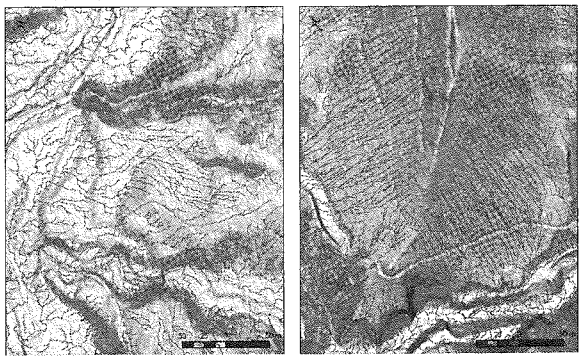


図-1 谷ラスタの水系網パターン
左：樹枝状　右：櫛状

樹枝状パターンは0次谷相当の斜面に発達する小さな谷を表現し，櫛状パターンは流下斜面に谷がほとんど発達しておらず，最大傾斜方向の落水線を表現しているものと考えられる．

ゆるみ岩盤の特徴として，谷の発達が少ないという特徴があることから，谷ラスタが櫛状パターンである箇所をゆるみ領域の候補と想定し，地形解析により谷形状が櫛状パターンとなる箇所の抽出を試みた．

2.2 谷密度差分解析

図-2に谷地形解析の検討フローを示す．

谷ラスタが櫛状パターンを呈する斜面では，谷の発達が乏しく，複数メッシュによる地形の平滑化（平均標高算出）を実施した場合，谷地形が消失し，より平滑な斜面となり，谷ラスタは最大傾斜方向の落水線が増加する．一方，谷ラスタが樹枝状パターンの場合，小さな谷は消失する一方，下刻された谷は谷埋めが生じるものの谷そのものは地形に残存する．これらの特性を利用し，5×5メッシュ移動平均標高と1mDEMから生成した谷ラスタの差分を取ることにより（谷密度差分解析），谷形状が樹枝状と櫛状パターンに区分することが可能と考えた．具体には，1mDEMおよび5×5メッシュの移動平均標高を求めたDEMから，谷ラスタを作成し，49×49メッシュ（約50m）内の谷ラスタ

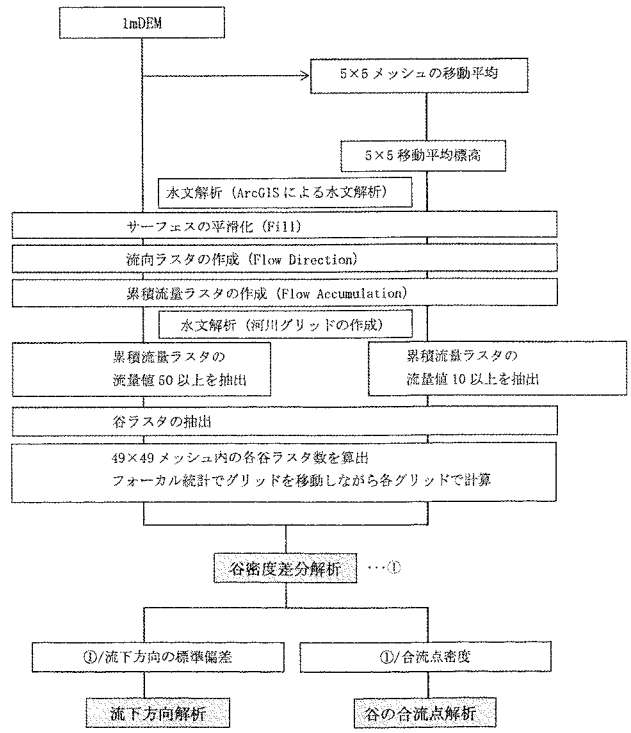


図-2 谷地形解析の検討フロー

数を全メッシュ数(49×49)で除して谷密度を算出し，その値をメッシュ中央に付与した．さらに，グリッドを移動しながら各グリッドで谷密度を算出し，5×5 メッシュ移動平均標高と 1mDEM から生成した谷ラスタの谷密度の差分を求めた．

本解析で得られる解析値は櫛状パターンでは，5×5 メッシュ移動平均標高と 1mDEM の差分が大きくなり，樹枝状パターンでは，その差分が小さくなる．

2.3 流下方向解析

前節の谷密度差分解析結果に谷ラスタの流下方向のばらつきを考慮するため，流下方向解析を実施した．

1mDEM から作成した谷ラスタの各セルに 8 方位の流下方位を付与し（図-3），付与した方位を余弦(cosθ)に変換し，49×49 メッシュでの方位の標準偏差を求めて，谷密度差分解析結果を上記の標準偏差で除して求めた．得られた値は，谷ラスタの流下方向のばらつきが小さい（一定方向に流下している）櫛状パターンの場合，分母の標準偏差が小さくなるため，流下方向解析の解析値が大きくなることを意味する．

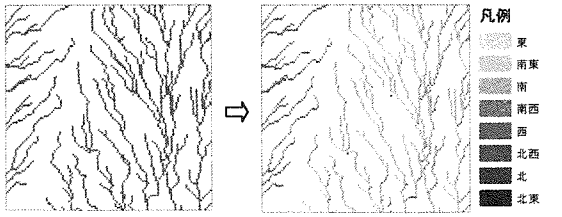


図-3 流下方位の付与方法

2.4 谷の合流点解析

前述の流下方向のばらつきで評価した解析結果のみでは斜面に沿って落水線が曲流している場合や，斜面の途中で隣接する落水線に合流している場合は流下方向のばらつきがある斜面として評価することになる．そこで 1mDEM で作成した谷ラスタの合流点を抽出し，49×49 メッシュ内の合流点ラスタ数を谷ラスタ数で除した（合流点密度）．さらに，谷密度差分解析結果を合流点密度で除して谷の合流点解析値とした．谷の合流点解析で得られる値は，合流の少ない櫛状パターンで解析値は大きくなると考えられる．

3. 谷地形解析結果

図-4 に谷地形解析結果例を示す．図中の赤丸範囲が地質調査により推定されたゆるみ岩盤斜面であり，微地形判読では，地形要素の少ない平滑な斜面を呈している．当該地区では，谷ラスタは櫛状を呈し，谷密度差分解析と谷合流点解析において，当該ゆるみ岩盤斜面範囲は大きい値を示し，ゆるみ岩盤斜面を抽出できる可能性が示唆された．一方，流下方向解析では，当該箇所を識別できるほどの値が得られなかった．また，地すべり地形箇所の谷ラスタは樹枝状パターンを示し，解析値が小さく（図-5），ゆるみ岩盤斜面のみならず，地すべり地形抽出にも適用できる可能性が示唆された．

同様に他の 4 地区においても谷密度差分解析，流下方向解析および谷の合流点解析を実施したが，抽出に有効とみられる解析手法は地区により異なっていた．また，これらの解析によって必ずしも抽出できる精度には至っておらず，今後はさらに数多くの地質条件や成因の異なるゆるみ岩盤領域で解析手法の検証を行う必要がある．

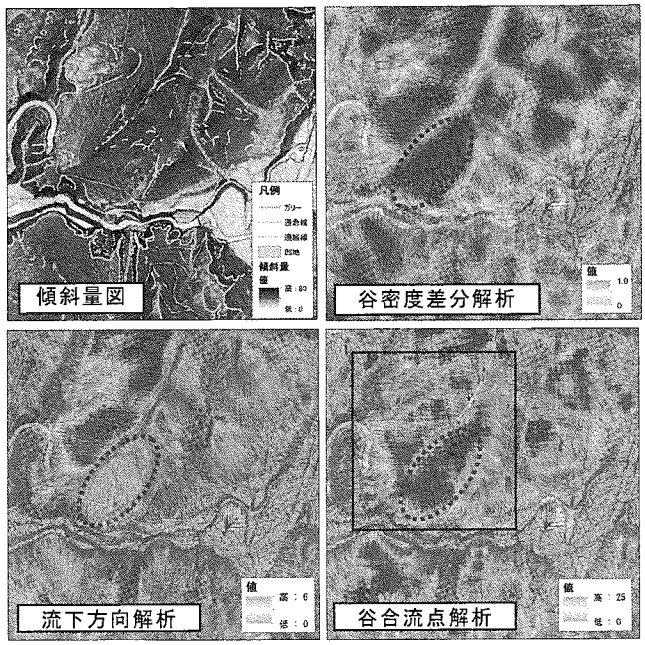


図-4 谷地形解析結果例
丸点線範囲が地質調査で推定されたゆるみ岩盤斜面

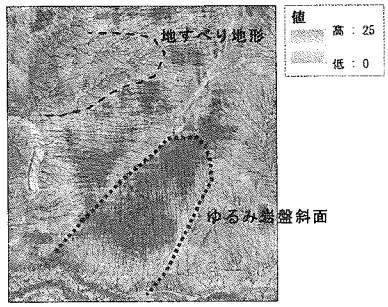


図-5 谷合流点解析のゆるみ岩盤斜面・地すべり地形
（図-4 黒枠範囲の拡大）

4. まとめ

本検討では，地形判読で抽出が困難なゆるみ岩盤斜面について，谷形状に着目し，谷ラスタが櫛状となる斜面を抽出するため，谷密度差分解析・流下方向解析・谷の合流点解析を実施した．

これらの谷地形解析により，一部のゆるみ岩盤斜面ならびに地すべり地形等の抽出に適用できる可能性が示唆された．一方で今回の解析では，谷ラスタを抽出して解析を実施したため，尾根部付近に評価ができない領域が存在する．また，解析で求めた値は当該地区での相対的な評価でしかないため，今後は谷地形解析パラメータの閾値等の検討・その他地形解析手法との併用により，ゆるみ岩盤斜面の抽出精度を高めたい．

P46. 土層強度検査棒による地盤のせん断強度評価に関する考察

Study on Shear Strength Evaluation Using Soil Strength Probe

○矢島良紀（土木研究所），山本定雄，金井哲男（応用地質），法水哲（日本工営），浅井健一（土木研究所）
Yoshinori Yajima, Sadao Yamamoto, Tetsuo Kanai, Satoru Norimizu, Ken-ichi Asai

1. はじめに

土層強度検査棒は、小型・軽量なサウンディング試験装置（写真-1）であり、表土の厚さや強度を現地で迅速に求められる[1]ことから、近年斜面調査での利用が広がっている。このうち、羽根付きのコーンを用いたベーンコーンせん断試験（以下、ベーンコーン試験）は、室内試験を行うことなく押し込み荷重と回転トルクから概略的なせん断強度（c，φ）を測定できることが特徴であるが、その簡便さゆえにせん断強度への換算にあたっては慎重な評価が求められる。

そこで、異なった性状を有する複数の地盤を対象に土層強度検査棒によるベーンコーン試験結果とサンプリングした試料による三軸試験結果の比較を行い、両者に差異が生じる要因やその対応について検討した。本発表では、検討結果をふまえ、様々な地盤に対するベーンコーン試験の適用性やせん断強度評価にあたっての留意点について報告する。

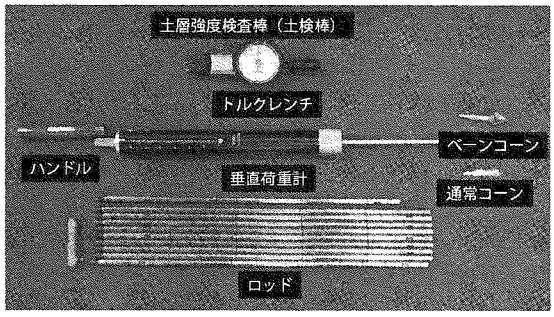


写真-1　土層強度検査棒の構成

2. 土層強度検査棒によるせん断強度の評価方法

土層強度検査棒のベーンコーン試験では、試験箇所において①先端部にベーンコーンを設置したロッドを地盤に挿入②垂直荷重計で所定の荷重を載荷③トルクレンチによりロッドを回転させて値を読み取る、という流れによりせん断時の回転トルクを取得する。これをいくつかの垂直荷重において実施することにより、垂直荷重と回転トルクの関係が求まる（図-1）。

試験結果からせん断強度を評価する方法としては相関式法と経験式法があり、相関式法は図-1で求められた初期回転トルクと回帰直線の傾きを、同地点でサンプリングした試料の室内試験結果（粘着力、内部摩擦角）と対応させることで両者の相関式を求めるものである。相関式の作成には最低でも数地点以上の組合せが必要となり、調査にかかる労力は大きくなるが、確実性が高い手法であるため文献[1]ではせん断強度の算出は相関式法によることを基本としている。

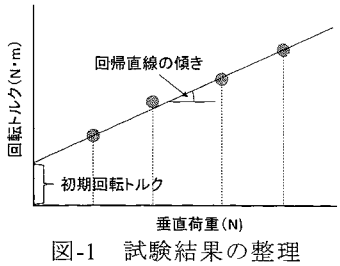


図-1　試験結果の整理

一方、経験式法は試験実施時の垂直荷重と得られた回転トルクから式(1)(2)を用いて垂直応力とせん断応力に換算するものである。

$$\sigma \fallingdotseq 2.4 \times 10^2 W_{vc} \quad (\mathrm{N/m^2}) \cdots\cdots (1) \qquad W_{vc}: \text{垂直荷重(N)}$$

$$\tau \fallingdotseq 1.5 \times 10^4 T_{vc} \quad (\mathrm{N/m^2}) \cdots\cdots (2) \qquad T_{vc}: \text{トルク(N・m)}$$

この手法は1地点の試験で、また室内試験を併用することなく地盤のせん断強度が求められることから、実務で使用されることが多いが、経験式法については文献[1]で「相対的な比較のための値であり参考程度」と記載されていることからも明らかなように、使用にあたっては十分な注意を払う必要がある。

経験式 (1)(2)の作成根拠について文献[1]に掲載されているデータをもとに考察する。まず、ベーンコーン試験による理論的な垂直応力とせん断応力はその寸法より次式(3)(4)で求められる。

$$\sigma = 3.6 \times 10^2 W_{vc} \quad (\mathrm{N/m^2}) \cdots\cdots (3)$$

$$\tau = 7.2 \times 10^4 T_{vc} \quad (\mathrm{N/m^2}) \cdots\cdots (4)$$

文献[1]では、試験フィールドにおいて3種類のマサや黒色土を対象に、ベーンコーン試験と式(3)(4)より得られた理論強度値とサンプリングした不撹乱試料の一面せん断試験結果を比較し、室内試験による強度は理論値に対し、粘着力cで約2割、内部摩擦角 $\tan\phi$ で約3割に過ぎなかったと記載している。したがって、$c(\tau)$ の補正として式(4)の係数を約0.2倍することで式(2)となり、ϕ の補正として $\tan\phi = \Delta\tau/\Delta\sigma$ であることから、σ の補正係数として0.2/0.3より0.667を得て、これを式(3)に乗算することで式(1)が求められる。つまり、経験式は上述の試験フィールドにおける相関式にほかならない。そのため相対的な比較ではなく、絶対値としてのせん断強度を経験式によって整理しようとするときには、式の作成に至ったプロセスを理解し、対象地盤への適用が適切かどうかを見極める必要がある。

3. 三軸圧縮試験結果との比較

ベーンコーン試験結果と室内試験によるせん断強度との関係を把握するため、これまで土木研究所が実施した様々な地点・地盤条件におけるベーンコーン試験結果と不撹乱試料を用いた三軸圧縮試験$(\overline{\mathrm{CU}}\cdot\mathrm{UU})$の結

果（全応力）を図-2 に比較した。比較にあたり、ベーンコーン試験は自然状態で行われるのに対し、$\overline{CU}$試験は飽和状態での試験であることに注意が必要である。

図-2a に示すとおり、初期回転トルクの増加とともに粘着力が増加する関係が見られるが、$\overline{CU}$試験結果の一部は全体の傾向と大きく外れている。これらの試料は自然状態における飽和度が 20%程度とかなり低く、飽和時の性状と大きく異なったことが原因の一つと考えられる。そこで、含水状態の影響が少なくなるように飽和度 50%以上の試料のみを抽出すると、$\overline{CU}$試験・UU 試験とも個々のデータには多少のばらつきがあるものの初期回転トルクと粘着力の間には良好な相関が確認できた。また原因は未解明であるが、両試験の回帰直線の傾きがほぼ一致している。

また、回帰直線の傾きと内部摩擦角の関係について、$\overline{CU}$試験結果との比較では、ばらつきはやや大きい傾向にあるものの両者の相関が確認できる。一方、UU 試験結果との比較では、同試験を実施した試料の多くが飽和度の比較的高い粘性土であったため、多くの試料においてφ=0 となり、関係性を見いだすことができなかった（図-2b）。

試験値の一部が回帰直線から外れる要因について、試料の飽和度以外の要素である粒径、湿潤・乾燥密度、間隙比について分析したが、いずれも単変量としての関係性は低く、要因の特定には至らなかった。また、地盤の不均質性は調査において避けられない課題である。三軸圧縮試験でも供試体間に強度のばらつきが生じることはよくあり、その試験値も幅をもった値として評価すべきである。もっとも土層強度検査棒が地盤の不均質性を調査するために開発された機器であることを考えれば、不均質さに起因するばらつきは多点調査により補うべきであり、むしろ注意すべき要因として、ベーンコーン試験時の不適切な取り扱いによるものがある。垂直載荷時の傾きや、ロッドの曲がりや緩み、トルクレンチの過剰な回転速度等は回転トルクが過大な値を示し、危険側の評価となることがあるので、使用にあたっては慎重な取り扱いが必要である。

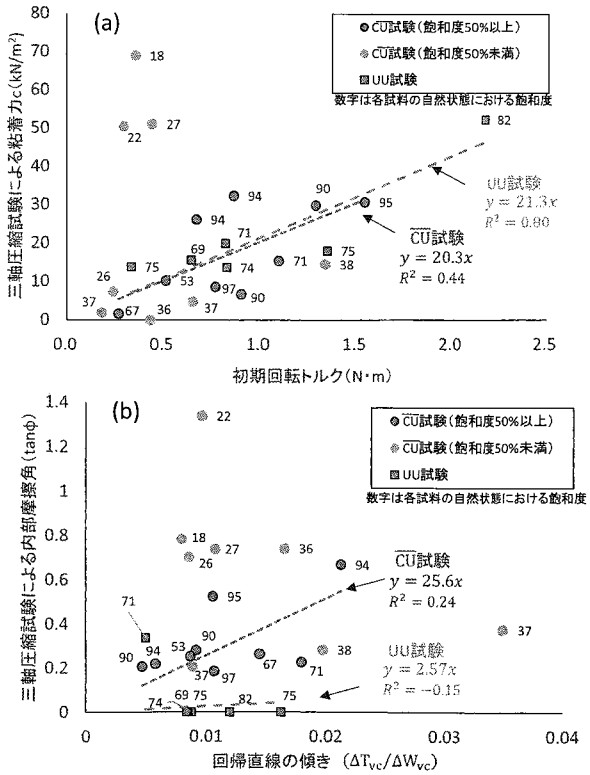


図-2　三軸圧縮試験とベーンコーン試験の比較
（a:初期回転トルク−粘着力、b:回帰直線の傾き−内部摩擦角）

3. 回帰式と経験式の比較

経験式と今回報告した$\overline{CU}$試験とベーンコーン試験結果より得られた回帰式を以下に示す。

経験式：$c = 15.0 \times T_{vc0}$　　$\tan\phi = 62.5 \times (\Delta T_{vc}/\Delta W_{vc})$

回帰式：$c = 20.3 \times T_{vc0}$　　$\tan\phi = 25.6 \times (\Delta T_{vc}/\Delta W_{vc})$

T_{vc0}：初期回転トルク　$\Delta T_{vc}/\Delta W_{vc}$：回帰直線の傾き

粘着力 c の推定では本報告による回帰式が 3 割程度大きく、内部摩擦角tanφの推定では経験式が 2 倍以上大きくなっている。なお、経験式は不飽和条件での一面せん断試験結果を基に作成しているため、両者は単純に比較できるものではなく、あくまで参考として捉えるべきである。図-3 に複数の垂直応力（10、30、50、100 kN/m²）における三軸圧縮試験強度と経験式ならびに回帰式で推定したせん断強度との比較を示す。低い垂直応力下では大きな差異はないが、50kN/m²（3m 程度の土被り相当）を超えるような応力下では経験式の方が相対的に高い強度を示すため、試験結果を土被りの厚い箇所へ適用する際には留意する必要がある。

今後、引き続きデータを蓄積し、適切な強度評価が可能となるように手法や整理方法の検討を進めていく。

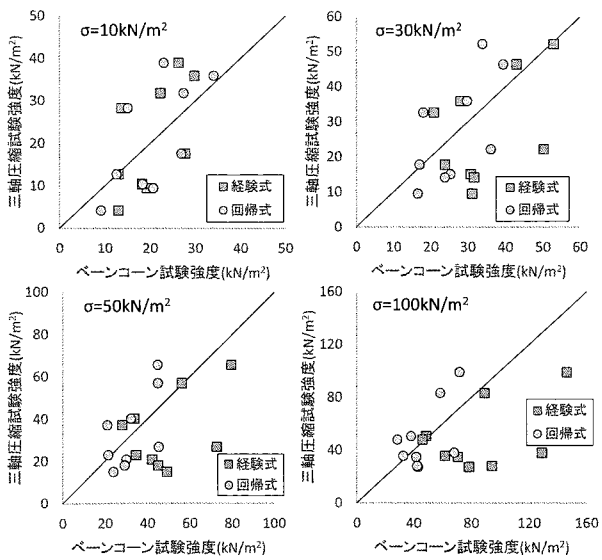


図-3　経験式と回帰式の比較

参考文献

1）佐々木靖人（2010）：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），土木研究所資料，No.4176，40p.

P47. 地層の深さ変化の面的調査へのサウンディングの適用性の検討

Applicability of Sounding for Investigating the Variation in Stratum Depth

○浅井健一（土木研究所）
Ken-ichi Asai

1. はじめに

自然地盤には地質・地盤の状態そのものに起因する不確実性が存在し[1]，それらの不確実性による構造物の不具合が顕在化する事例も報告されている．例えば杭基礎の支持層への未到達による不具合[2) 3)]（沈下・傾斜等）も支持層の深さ変化を把握しきれず不確実性が残ったことが原因である．

このような地層の深さ変化の不確実性を減少させるためには，ボーリング調査を補完する形で面的なサウンディングを行うのが経済的観点も含めて有効である[4)]．

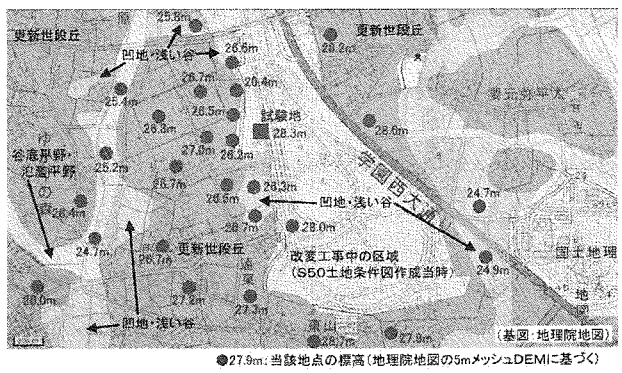
ここでは地層の深さ変化を面的に把握するためのテストケースとして，土木研究所構内の試験地においてオートマチックラムサウンディング（大型動的コーン貫入試験[5)]）による面的調査を実施した結果を報告する．

2. 試験地の概要

試験地は更新世の堆積性の地層からなる台地上の平坦地の 10m×14m の範囲である．試験地周辺の地形を図－1 及び 2 に示す．台地の地形面（図－2 の更新世段丘）は概ね平坦ではあるが部分的に凹地が存在しており，試験地は台地上の凹地部分に盛土して造成された可能性がある．

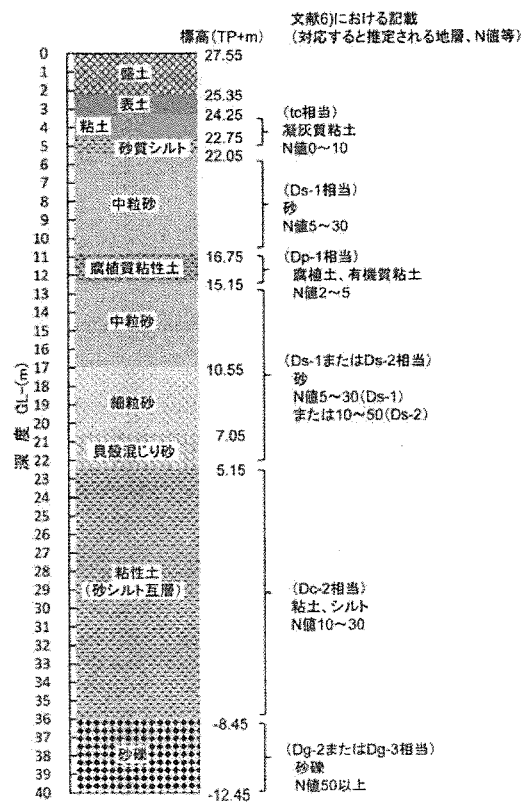


図－1　試験地周辺の地形（国土地理院「地理院地図」の５ｍメッシュ DEM に基づく）

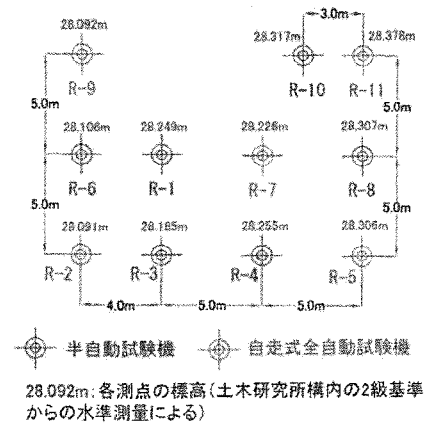


図－2　試験地周辺の地形分類（国土地理院「数値地図 25000（土地条件）」原図は昭和 50 年作成）

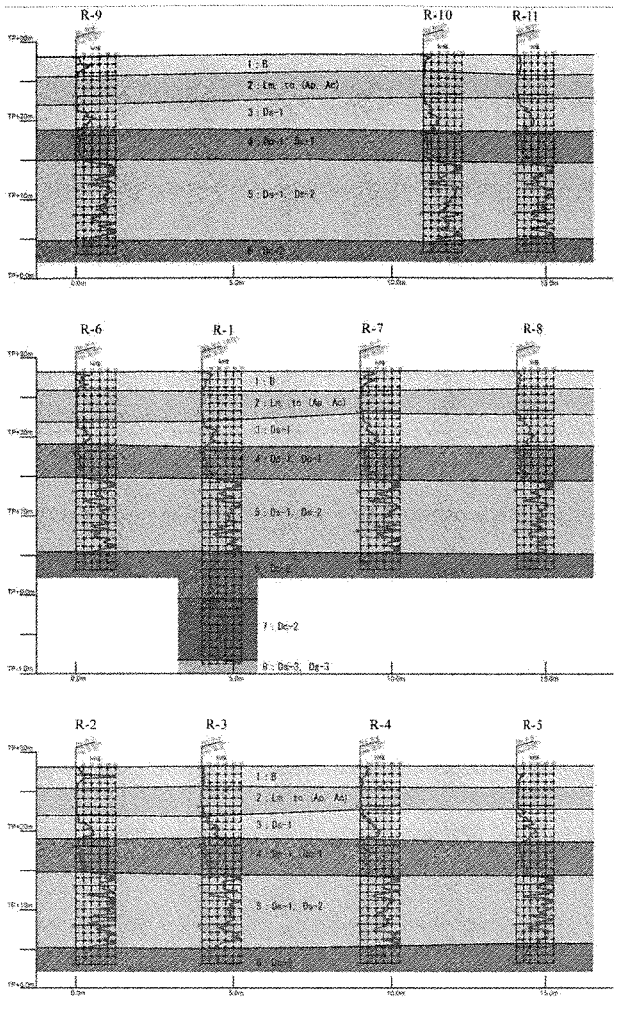
試験地に最も近い既往ボーリング（位置は図－2 参照）の柱状図を図－3 に示す．盛土・表土の下位に軟弱な粘土が存在し，その下位にシルトを挟んで砂層，その下位に腐植質粘性土を挟んで別の砂層が存在する．その下位は層厚 10m 以上の粘性土が存在し，その下位



図－3　試験地近傍のボーリング柱状図



図－4　測点配置図



図－5　試験結果（図－4 横断方向断面図）

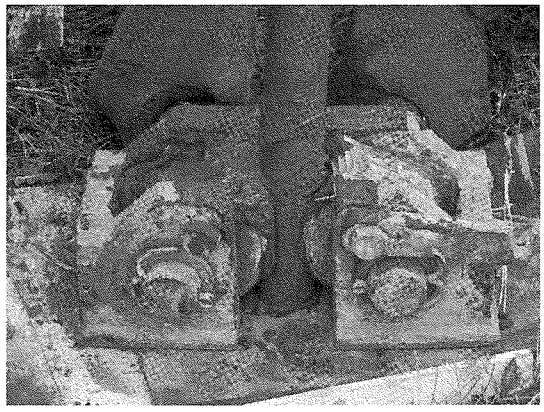
は砂礫層となる．当該ボーリングでは標準貫入試験は行われていないが，それぞれの層に相当する地層の文献 6)における N 値についての記載は図－3 に示したとおりである．また，これらに相当する地層については浅海性堆積物あるいは淡水環境下での陸成堆積物とされており [7]，地層の深さ・厚さの変化をサウンディングによって検出できる可能性がある．

3. 試験結果

半自動試験機（人力で移動，打撃回数をカウンターで測定し人が読み取る，回転トルクをトルクレンチで人力測定）及び自走式全自動試験機（キャタピラで自走，打撃回数・回転トルクとも自動で測定・記録）を使用し，図－4 に示す測点配置で試験を行った．

試験結果を図－5 に断面図として示す．地層は水平に近い状況であるが地層の深さ・厚さには変化が認められ，例えば断面図の上から 2 番目の軟弱層は層厚 2.8～4.0m，上から 5 番目の砂層と推定される層は層厚 8.6～10.2m であった．

また，上から 2 番目の軟弱層では 11 測点のうち R-5 及び R-6 を除く 9 点でいわゆる「自沈」（1 回打撃の後沈下が止まらず自重で沈下，又はロッド頭部に打撃装置を装着しただけで自重で沈下）が発生した．自沈量は測点によっても異なり，深いところでは 1 回の自沈量が 1m 前後の自沈が 2 回連続するなどし，自沈層の総計厚さが 2m を超える測点が 4 測点あった．これらの自沈が発生した測点ではロッド引き抜きに伴って非常に軟弱な粘土が地表まで上がってきた（写真－1）．これらの自沈の発生の有無が同じ軟弱層の不均質性を示しているのか，これまで確認されていなかった軟弱な堆積物の局所的な存在を示しているのかについては現時点では不明である．



写真－1　ロッド引き抜きに伴って地表に上がってきた非常に軟弱な粘土

4. まとめ

土木研究所構内の試験地においてオートマチックラムサウンディングによる面的な調査を実施し，地層の深さ・厚さの変化や軟弱層の存在を面的に把握することができた．このようなサウンディングをボーリング調査と組み合わせて実施することは地質・地盤の不確実性による影響の低減に役立つと期待される．

文献

1) 阿南修司（2018）：地質・地盤リスクマネジメント技術の開発　―アセスメントからマネジメントへ―，土木研究所講演会講演集，土木研究所資料第 4383 号，pp.27-30.
2) 七澤利明（2016）：岩盤を支持層とする基礎の設計・施工，基礎工，Vol.44，No.12，pp.2-5.
3) 柳浦良行・浅井健一（2016）：岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み，基礎工，Vol.44，No.12，pp.23-26.
4) 浅井健一（2019）：サウンディングによる地層の深さ変化の面的把握技術，土木技術資料，Vol.61，No.8，pp.14-19.
5) 地盤工学会（2014）：新規制定地盤工学会基準・同解説　動的コーン貫入試験方法（JGS 1437-2014）.
6) 建設省筑波研究学園都市営繕建設本部（1985）：筑波研究学園都市地盤図.
7) 宇野沢昭ほか（1988）：筑波研究学園都市及び周辺地域の環境地質図説明書，地質調査所，pp.38-39.

P49. 計測機器と画像処理技術との連係による動態観測システムの開発

Development of Field Monitoring System by Linking Measurement Equipment and Image Processing Technology

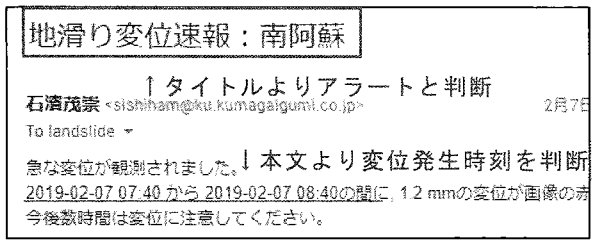
○石濱茂崇（熊谷組），佐藤源之，菊田和孝，泉佑太（東北大学），
江口秀典，山上直人（九州地方整備局），北沢俊隆（熊谷組）
Shigetaka Ishihama, Motoyuki Sato, Kazutaka Kikuta, Yuta Izumi,
Hidenori Eguchi, Naoto Yamagami, Toshitaka Kitazawa

1. はじめに

一般に動態観測の計測機器は，定量的に変動値を取得することはできるものの，「何がどうなった」という定性的な情報を得ることはできない．しかしながら，この定性的な情報は，変動の原因を捉えるためには非常に重要である．そこで本開発業務では，計測機器と画像処理技術との連係により，この問題点を解決することを試みた．具体的には，計測機器の警報（アラートメール）をトリガーとして変動発生前後の動画を自動的に高画質（Full－HD）で抽出し，計測器が取得した変動値の発生原因となりえる動きがあるか確認できる体制を構築するものである．今回は，開発したシステムの説明，および大規模崩落斜面の現場で行った実証実験の結果を報告する．

2. システム概要

本開発業務で作成したシステムは，計測機器が感知した変位について，警報を発信するアラートメールをトリガーとした．今回は，メールは定型文で発信されることが前提で，メールのタイトルからアラートメールと判断し，メール本文に記載されている時刻を変位発生時刻と判断する（図―１）．



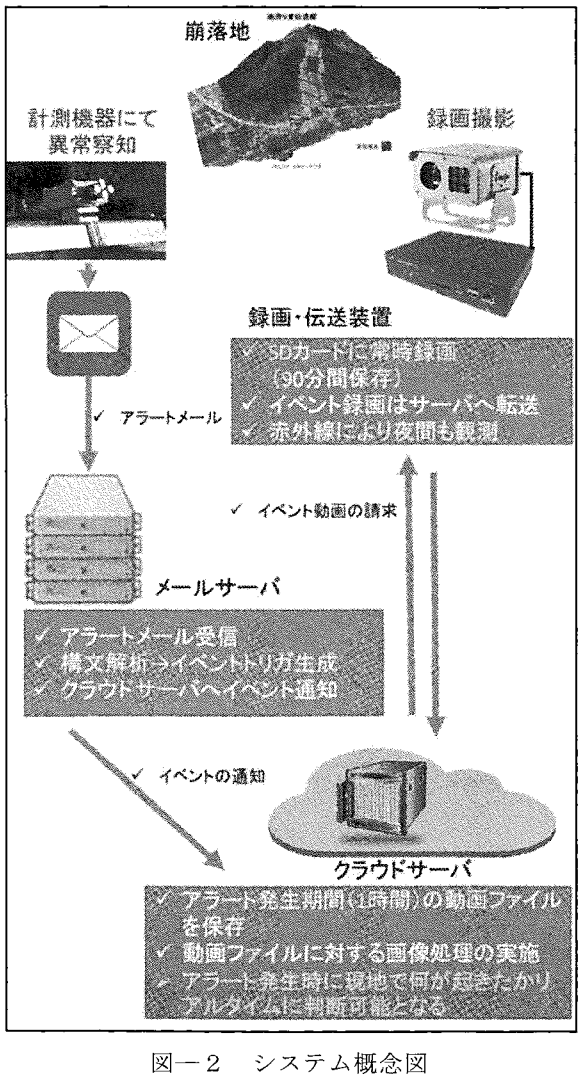
図―１　アラートメール例（テスト時）

最近の動態観測用の計測機器は，ほとんどがメールによるアラートを発信できるシステムを持っていることから，この仕組みを用いることにより，多くの種類の計測機器に対応することが可能となる．

メールによるアラートをサーバーで受信すると，サーバーから現地のカメラに接続してある録画・伝送装置に指示が出され，自動的にアラートメールに記載されている時刻の録画画像がサーバーにアップロードされる．なお，録画・伝送装置には，ＳＤカードが備えられており，アラートメールが発信されていないときには常時録画している．

サーバーにアップロードされた画像はパソコン等から閲覧やダウンロードができ，必要に応じて、画像解析が実施できる（図―２）．

通常，WEB カメラでは，通信環境を考慮し，画質を低下させて配信されることが多いが，今回開発したシステムでは，変状の要因を探ることを目的としていることから,画質は低下させずにアップロードすることとした．しかしながら,画質を低下させなかった場合，通信環境にかかる負荷が大きくなることから，フレームレートを 30FPS から 2FPS に落とすことによりファイルサイズを小さくして動画をアップロードする仕様とした．2FPS では，0.5 秒ごとに１コマが記録され，それよりも細かい動きを捉える必要はないと判断した．



図―２　システム概念図

3. システム運用および実験概要

今回開発したシステムについて，稼働中の現場にて運用するとともに，人工的に変位を発生させてアラートメールを発信して画像を取得する実証実験を行った．

3-1. システム設置現場と計測機器について

本システムは，阿蘇大橋地区斜面対策工事の現場にて運用している．本工事は，2016年4月の熊本地震により，阿蘇大橋が落橋するに至った大規模な斜面崩壊に対し鉄筋挿入工などの斜面対策工を実施するものである．

画像処理と連係する計測機器は，本工事において崩落斜面に対して動態観測を行っている地上設置型合成開口レーダ（GB-SAR：Ground Based Synthetic Aperture Radar）とした．

本実験で対象としたGB-SARは，斜面全体の動きを面的に捉えることができるメリットがある．その反面，変位の方向を求めることは難しいため，今回開発した画像処理技術との連携によって定性的な情報を補完することによる効果は大きいと判断して適用した．

3-2. 人工変位実験方法について

今回の実験は，人為的に斜面に変状を発生させ，その変位をGB-SARで察知してアラートメールを発信させ，そのメールに従ってアップロードされた画像にて変位状況を確認するものである（図―３）．人工変位は，手作業により砂を撒く方法により変位に見立てることとした．

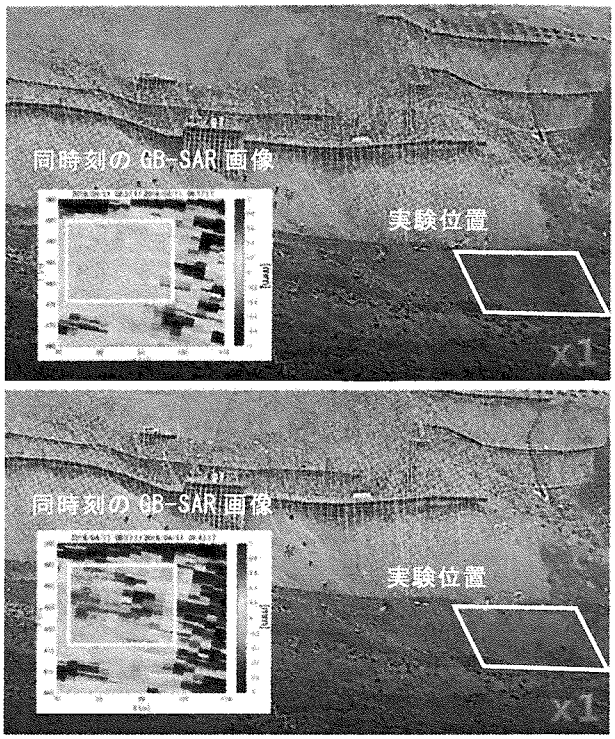


図―３　実験状況

4. 実験結果

実験の結果，GB-SARにより人為的に発生させた変位を捉えることはできた．ただし，通常時のGB-SARでは，ある程度広範囲（60×60m程度）に一様に変化した変位のみをアラートメールの対象としていること，および推定できる変位は最大 4mm としていることから，変位を捉える範囲や閾値を調整して実験を行った．

図－4 は，人工変位実験時の動画を切り出したもので，砂を撒いた様子が捉えられており，同時刻のGB-SAR画像では変位が捉えられている．



図－４　実験前（上）と実験後（下）の画像の比較
※砂を斜面に撒いたために実験後は白みを帯びている

5. 今後の課題

今回の実験では，画像はGB-SARと同様に広範囲を捉えていることから，変位発生箇所をピンポイントで判断することが難しい．変位発生箇所と動画上の位置情報をリンクさせることができれば，素早く変状位置を特定することが可能と考えられる．

現在，アップロードされた画像は，1 分ごとのファイルとして保存する仕様となっている．例えば，変位発生が予測される時間帯が1時間の場合，60個のファイルが生成され，この中から変状発生状況を抽出する作業は難渋である．このため，動画を画像解析することにより，変状発生場所を自動的に抽出する技術を試行しており（図―５），今後の実用化に向けて適切な方法を検討中である．



図－５　変状の抽出試行例（赤枠部が変状と判断）

P50. 空洞等を含む溶岩を基礎とする建築物の支持層確認への削孔検層の適用

Application of Drilling Logging to Support Layer Confirmation of a Lava Based Building Including Cavities etc.

○寶谷　周，井ノ口拓郎，山本浩之，阿部勇治（安藤ハザマ）
Shu Hotani, Takuro Inokuchi, Hiroyuki Yamamoto, Yuji Abe

1. はじめに

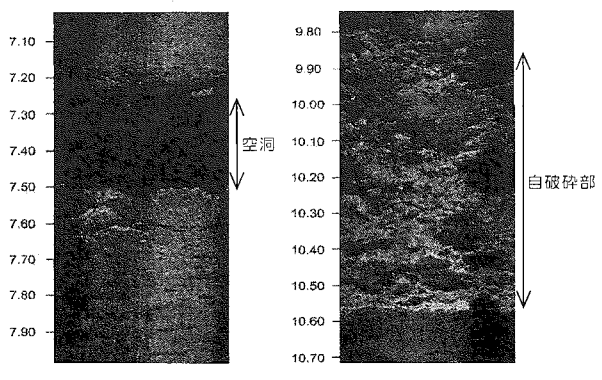
建設予定の大規模建築物の基礎地盤において，支持層として想定していた玄武岩溶岩中に空洞や脆弱部が不規則に含まれることが概査のボーリングにより判明した．本建築の基礎は，CM 級岩盤を支持層とする設計であり，計算上，支持層は 1.5m 以上の層厚を必要とする．このため，250 余りに上る各々の独立基礎について，溶岩中の弱部の分布を確認した上で，個別に支持層深度を決定することが必要になった．

このような場合の地盤調査手法として，一般には，レーダー探査などの物理探査やボーリング調査が候補となる．しかし，今回のケースでは，前者は精度不足が懸念され，後者はコストや工期の面で負担が大きいことから，試行的に削孔検層の手法を採用した．

その結果，多数の基礎位置の岩盤状況を比較的低コストかつ短期間に，十分な精度で把握することができた．また，その過程で削孔検層による地盤評価に関して若干の知見が得られたため，以下に報告する．

2. 建物および地質の概要

建設予定の建築物は，180×140m 程度の建築面積に，概ね 10m 間隔で 250 本余りの独立基礎形式の柱を有する施設である．柱位置を中心に 20～40m 間隔で実施した 45 孔のボーリング調査結果によれば，基礎地盤には，第四紀の火山噴出物である玄武岩質溶岩が分布し，それを黒ボク，ローム（N 値：2～8）および砂礫（N 値：1～56）が覆っている．溶岩は，塊状部は新鮮硬質で亀裂の少ない CM～CH 級岩盤（qu：25～90MPa）であるが，写真－1 に示すような幅数 10cm 以下の空洞や DL（N 値：4～37）～CL 級の自破砕部を不規則に挟んでいる．なお，空洞はボーリング 45 孔中 3 割，自破砕部は 9 割に出現し，隣接孔への連続性に乏しい．

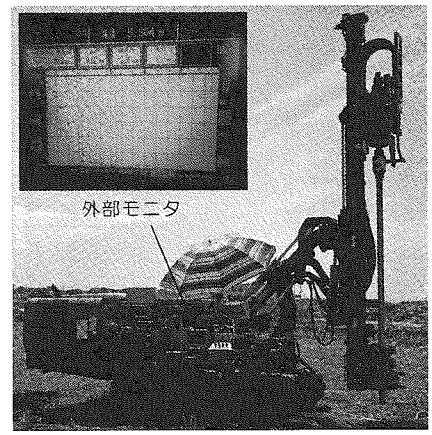


写真－1　空洞(左)と自破砕部(右)の孔壁展開画像

3. 削孔検層

削孔検層は，トンネル前方探査やアンカー工の定着部確認などに用いられている地盤探査手法である．今回は，写真－2に示す汎用型ロータリーパーカッションドリルに各種センサを装着し，削孔速度，給進力，回転トルク，打撃圧力，送水圧力などのデータを取得する DSS（Drill Sounding System）と呼ばれる技術を採用した．データ取得間隔は，掘進 5mm 毎に設定した．

削孔速度は平均 1m/min 程度であり，深度 10m の検層であれば 10～15 分で終了する．今回は 1 台のマシンを使用し，準備，試験検層，追加孔を含め，242 孔（1,920m）の検層を 15 日間で完了した．



写真－2　削孔検層の使用マシン（RPD160）

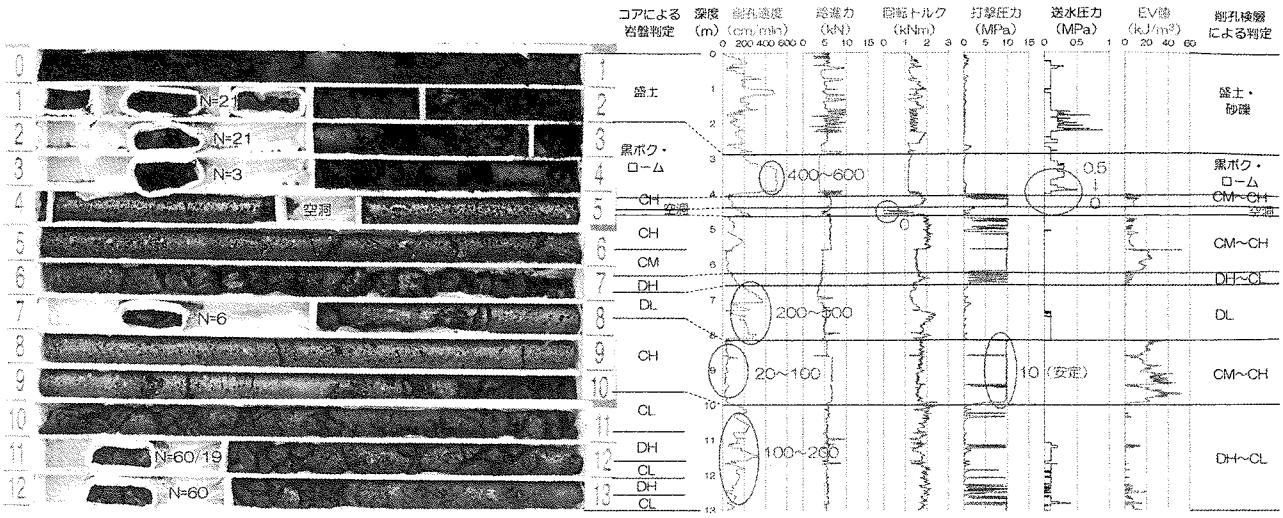
4. 削孔検層による地盤評価

削孔検層によって地盤を評価するためには，取得したデータの値と地盤区分とを対応づける必要がある。そこで，事前に各岩級の代表的な岩盤や空洞が確認されたボーリング 5 孔の近傍で検層を実施し，両者の結果を照合した．照合例を図－1 に示す．また，これをもとに作成した地盤判定基準を表－1 に示す．

表―1　削孔検層による地盤判定基準

区分			削孔速度 (cm/min)	給進力 (kN)	回転トルク (kNm)	打撃圧力 (MPa)	送水圧力 (MPa)
未固結層	盛土・砂礫		100～400	2～10	1.0～2.0 (変動大)	0～3	0.1～1.0
	黒ボク・ローム		400～600	3～5	0.8～1.2 (安定)	0	0.5～1.0
岩盤	自破砕部	DL級	200～500	4～6	0.8～1.5	0～3	0～0.1
		DH級～CL級	100～200		1.0～2.5 (変動大)	0～10	
	溶岩	CM級～CH級	20～100		1.5～2.0	10 (安定)	
	空洞	充填物なし	～600 (区間長に依存)		0 (固定値)	0	

赤太字：重要な判定要素



図－１　ボーリングコアと削孔検層データの照合例

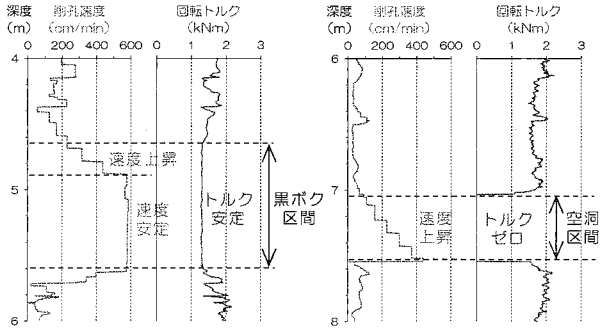
今回の削孔検層では，給進力を概ね一定に保持したことで，削孔速度が岩盤の硬軟を評価する主要な指標となり，岩級区分では，DL 級，DH～CL 級，CM～CH 級の 3 区分程度を判別できた．打撃圧力は，割れ目の少ない CM 級以上の岩盤で 10MPa の最大打撃圧が安定して連続することが補助的な指標となった．

また，回転トルクは，図－２に示すように，硬質な物質を含まない黒ボクでは安定した平滑なラインを示し，空洞では 0 になる点で重要な指標となった．なお，削孔速度はマシンの機構上，速度の上昇に時間（区間）を要するのに対し，回転トルクは地盤の変化を遅延なく反映する点でも重要である．

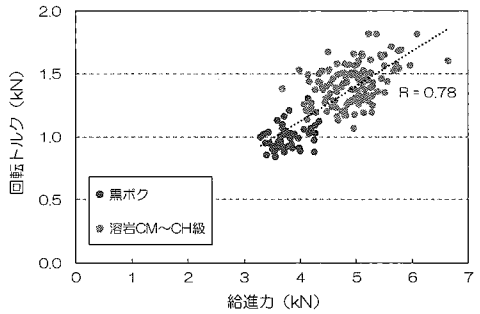
給進力は，一定の保持に努めても地盤状況によりある程度の変動が生じる．そこで，変動の影響を調べるため，回転トルクおよび削孔速度との関係をグラフ化したものを図－３および図－４に示す．データは，黒ボクおよび溶岩の CM～CH 級岩盤と判定した区間の安定した値を示す部分のみを抽出した．これらの図より，給進力は，回転トルクとの間には相関があり，削孔速度との間では，黒ボクでは相関が認められるのに対し，CM～CH 級岩盤では相関が低い．このことから，打撃による掘削が主体となる硬質岩盤では給進力の変動による影響は少ないものと考えられる．

送水圧力は，透水性が低い黒ボク区間で上昇し，岩盤区間で急減する点で着岩の目安となった．

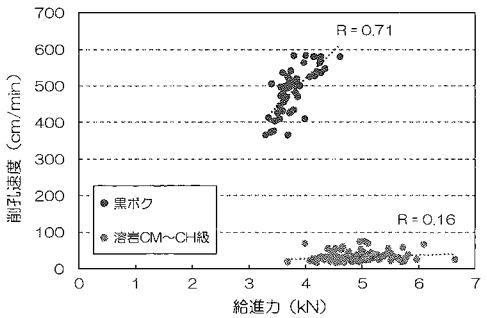
一方，図－１で Ev 値として示した掘削体積比エネルギー[1] は，トンネル前方探査では一般的な評価指標であるが，打撃圧力が発生しない CL 級以下の軟質な地盤の判別が困難なため，指標には用いなかった．



図－２　黒ボクおよび空洞区間の取得データ例



図－３　給進力と回転トルクの関係



図－４　給進力と削孔速度の関係

5. おわりに

調査箇所が多数で，かつ比較的精度の高い地盤情報が求められる場合には，ボーリングと削孔検層の併用が効率やコストの面で有効な手法であることが確認できた．削孔検層による地盤評価においては，取得される数種類のデータ各々の特性を考慮し，組合せて評価することが評価精度の向上につながるものと考える．

文献

1）松井保（2017）：トンネル技術者のための地盤調査と地山評価，鹿島出版会，pp.193-199.

P51. トンネル施工時の振動による岩盤崩壊リスクと安全管理

Rock failure and risk management due to blasting vibration during tunnel construction

○江川千洋，星野海斗（株式会社キタック），久保田陽介（新潟県土木部道路建設課）
Chihiro Egawa, Kaito Hoshino, Yohsuke Kubota

1. はじめに

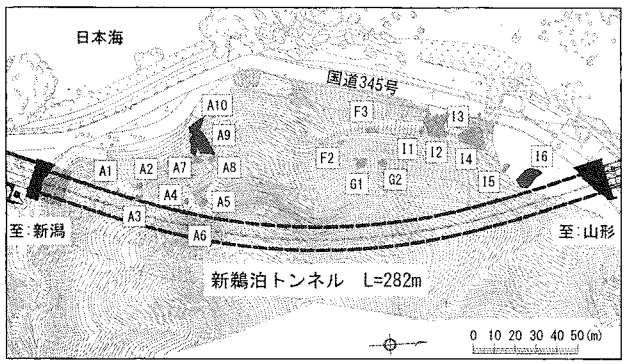
新潟県村上市鵜泊の国道345号は，海岸沿いの狭小な段丘面に建設された幹線道路で，山側には急崖が迫っているため，落石や岩盤崩壊のリスクに悩まされてきた．近年では，2009年に国道上への落石が発生し通行止めとなったほか，2015年には径3mの岩塊が落下した（道路へは到達しなかった）．新潟県は，このようなリスクを回避するため，トンネルにより迂回することを計画したが，掘削時の発破振動で危険岩体が現道上へ落下するという新たなリスクが課題となった．

本稿では，危険岩体のリスク評価に基づく安全管理の考え方と，現場条件を考慮したリスクマネジメントについて説明する．

2. 現場の概要

現場は越後山脈の北縁，標高300～400mの山地が日本海と面している箇所である．国道345号は，海岸沿いに形成された比高差100mほどの急崖を背にし，急崖には多数の亀裂によって緩んだ花崗岩の岩体が点在している．

このような危険地帯を迂回するトンネルの延長は282m，掘削方式は発破掘削である（図－1）．



図－1 新鵜泊トンネル平面図

3. 危険岩体の特徴とリスク評価

当該地の危険岩体は，1996年～2015年の間に20岩体が抽出された（図－1）．このうち6岩体はこれまでに対策が完了していたため，14岩体が発破振動により，現道上へ落下するリスクが高いと判断された．ただし，14岩体すべてに対し対策や監視を行うのは，極めてコストが掛かるという課題があった．

そこで，危険岩体が現道へ落下した際の「被害の大きさ」，「リスク回避に要する時間」，「リスクの発生確率」について，これらに係わる要因（表－1）を地表踏査により詳細に調査し，各岩体のリスク評価（ランク分け）を行った（表－2）．

表－1 リスクに関わる要因

要因	リスクの大きさ 小 ←→ 大		リスクの種類
岩体の規模	小規模	大規模	被害の大きさ
運動様式	ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ/ｽﾗｲﾄﾞ	崩落	リスク回避時間に関係
亀裂開口状況	密着	開口	リスク回避時間に関係
近年の変状	なし	あり	リスクの発生確率
現道への到達	転動	直撃	リスクの発生確率

表－2 リスク評価結果一覧表

岩体名	岩体の規模 (m^3)	運動様式	亀裂開口状況	近年の変状	現道への到達
A1	5	トップリング	分離	なし	転動（ポケットあり）
A2	26	トップリング	分離	なし	転動（ポケットあり）
A3	14	崩落	分離	なし	転動（ポケットあり）
A4	22	スライド	分離	なし	転動（ポケットあり）
A5	168	スライド	分離	なし	転動（ポケットあり）
A6	5	スライド	分離	なし	転動（ポケットあり）
A7	32	スライド	密着	なし	転動（ポケットあり）
A8	対策済み				
A9	20	崩落	分離	あり	直撃
	1,500	トップリング	分離	あり	直撃
A10	8(複数)	崩落	分離	あり	直撃
	600	スライド	分離	あり	直撃
F2	6	トップリング	密着	なし	転動（ポケット式ロックネットあり）
F3	20	スライド	密着	なし	転動（ポケット式ロックネットあり）
G1	280	トップリング	密着	なし	転動（ポケット式ロックネットあり）
G2	120	トップリング	密着	なし	転動（ポケット式ロックネットあり）
I1	対策済み				
I2					
I3					
I4					
I5					
I6	470	トップリング	分離	あり	直撃

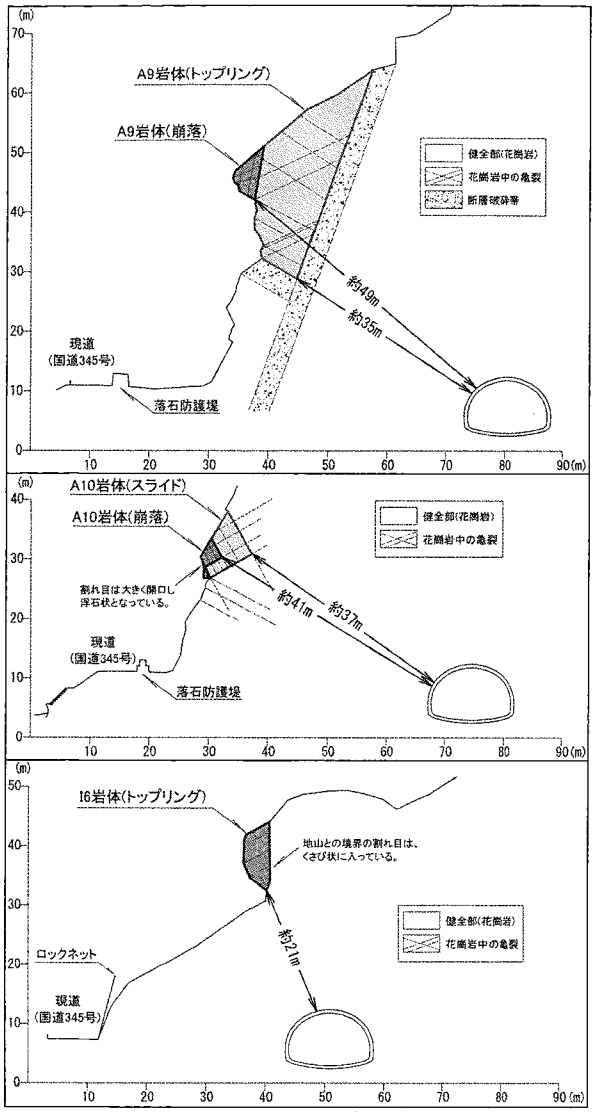
網掛は相対的にリスクが大きいと評価されるもの。

検討の結果，最もリスクの高い岩体は，A9，A10，I6の3岩体であるとの結論に至った．以上より，この3岩体を主体に，岩体の特徴に応じた安全管理とリスクマネジメントを行う方針とした．

4. リスクの高い岩体の特徴

A9，A10，I6岩体の特徴（地形や亀裂），各岩体と現道及びトンネルとの位置関係について図－2に示す．

A9及びA10岩体は規模が極めて大きいが，岩体には複数の亀裂が発達し，とくにオーバーハングしている箇所は一部，不安定であることが確認された．このため，A9及びA10岩体には，運動様式が「崩落」に相当する小岩体を追加した．これら小岩体は，1996年～2015年の間に，亀裂の開口や落石の発生など変状が進行しているのも特徴である．とくにA10岩体の一部（径3m）は，2015年に地震，降雨，風等の誘因がない中で崩壊しており，発破振動がなくても崩壊する可能性があることを考慮した対応を行う必要があった．



図－2　リスクの高い岩体

5. 安全管理の考え方

(1) 崩壊に至る前兆現象の把握

岩体基底の亀裂変位を計測し，崩壊に至る前兆現象を把握することとした.「スライド」や「トップリング」は，地すべりの管理基準値が適用できると考え，高速道路調査会（1998）で点検・観測強化に相当する地表面変位速度を参考に発破 1 回に付き 1mm を基準値として設定した．一方，変位の発生から崩壊に至る時間が短いと考えられる「崩落」については，高速道路調査会（1998）のすべり面変位速度を参考に発破 1 回に付き 0.1mm を基準値として設定した（表－3）.

(2) 崩壊の誘因となる発破振動を制限

発破振動が岩体に及ぼす影響については，ジェオフロンテ研究会（1996）に振動速度の目安（浮石の落下：5.0cm/sec）が記されているものの，その根拠については不明な点も多い．このため，全国の事例を収集し基準値の検証を行った．収集できたのは 12 事例で，これらの中で本現場と類似した条件では 0.5cm/sec を採用しているものがあることが判明した．以上より，「崩落」については 0.5cm/sec，「スライド」と「トップリング」については 5.0cm/sec を採用する方針とした(表－3).

表－3　岩体の運動様式に応じた管理手法

岩体名	運動様式	亀裂の変位計測		発破の振動速度計測	
		計器	基準値※	計器	基準値
A9	崩落	亀裂変位計	0.1mm/回	振動計	0.5cm/sec
	トップリング	伸縮計	1.0mm/回	振動計	5.0cm/sec
A10	崩落	亀裂変位計	0.1mm/回	振動計	0.5cm/sec
	スライド	伸縮計	1.0mm/回	振動計	5.0cm/sec
I6	トップリング	伸縮計	1.0mm/回	振動計	5.0cm/sec

採用した計器の精度：亀裂変位計=0.1mm、伸縮計=1.0mm、振動計=0.0005cm/sec
※1回の発破に対する変位量

6. リスクマネジメント

(1)「崩落」に対するリスクマネジメント

「崩落」は短時間で崩壊に至ること，発破振動がなくても崩壊するリスクがあることから，何らかの安全対策が必要と判断した．ここでは，落石シミュレーションにより，各岩体の跳躍・転動を詳細にシミュレートし，合理的な対策工を決定する方針とした．結果として，仮設落石防護堤の位置と高さ，緩衝材による路面での跳躍・転動低減を講じることで，A9・A10 岩体（崩落）のリスクを回避できることが把握できた.

上記の対策を行うことで，表－3 のうち A9・A10 岩体（崩落）は管理対象から除外することが可能となった.ただし,シミュレーションの妥当性という点では，A9 岩体（崩落）は落下距離が長く，斜面での跳躍に対する不確実性をある程度考慮しておく必要があると判断した．以上より，不確実性のある A9 岩体（崩落）は，当初通り亀裂と振動を計測するものの，振動速度の基準はゆるくし，施工時のモニタリング状況をみて判断できることとした．一方，A10 岩体（崩落）は対策を行うことで管理対象から除外できることとした.

(2) その他のリスクマネジメント

I6 岩体は現道までの距離が短く，トンネルとの離隔が約 21m と接近していることから，制御発破に対する不確実性を考慮し，振動速度は「崩落」と同じ 0.5cm/sec で厳しく管理することとした.他の 11 岩体は変状の早期発見を目的に，キーブロックと定点撮影のポイントを設定し，発破後に巡視を行うこととした.

7. おわりに

国道へ落下する危険性のある岩体直下をトンネル掘削するという厳しい条件のもと，危険岩体のリスク評価，管理基準値の設定に加え，リスクの不確実性を考慮したマネジメントという前例のほとんどない状況で，設計・施工業者を含めた 4 者協議を何度も行い検討を重ねた．結果として，現道利用者の安全を確保しながら，無事に工事を完了させることができた．本事業に携わった関係者の皆様に深く感謝の意を表する.

文献

1) (財)高速道路調査会(1998)：地すべり危険地における動態観測施工に関する研究(その 3)報告書．p.138
2) ジェオフロンテ研究会(1996)：現場技術者のための制御発破工法の実際．p.40

P52. 反射法弾性波による切羽前方の定量評価と適用事例

Case Study on Estimating P-wave Velocity Based on Seismic Reflection Method Ahead of the Tunnel Face

○山本浩之，中谷匡志，山岸明弘，坊澤慎太郎（安藤ハザマ）
Hiroyuki Yamamoto, Masashi Nakaya, Akihiro Yamagishi, Shintaro Bozawa

1. はじめに

地震探査法に基づく山岳トンネルの切羽前方の探査システムとして，TFT 探査の開発を進めている．このシステムは，掘削における発破を起振源として使用し，地質境界または破砕帯などの反射面の位置を切羽前方約 150m まで予測することができる（図－1 参照）．

しかしながら，現在の TFT 探査では，反射面前後で P 波速度を得ることはできないことから，トンネル切羽前方の定量的指標として反射面前後の P 波速度を算出するためのアルゴリズムを開発した[1]．

本報では，定量評価手法を示すとともに，実際のトンネル現場において試行アルゴリズムによる弾性波速度を算出し，精度の良い結果が得られたので報告する．

2. 切羽前方の弾性波速度の推定手法

TFT 探査は，切羽より 20～30m 手前 2 箇所に受振器を固定し，掘削発破の弾性波を記録する．切羽が進行するごとに起振点（掘削発破地点）が前方移動することで，多地点で起振した波形を取得できる（図－1 参照）．多地点起振の波形が得られた場合，直達波と反射波に波動場を分離することが可能となり，反射波の発生地点を速度不連続面（反射面）の位置とする．

ここで切羽から最初の反射面までは，初動走時の傾きから得られる速度と同一とみなせるが，さらに前方の速度が問題となる．

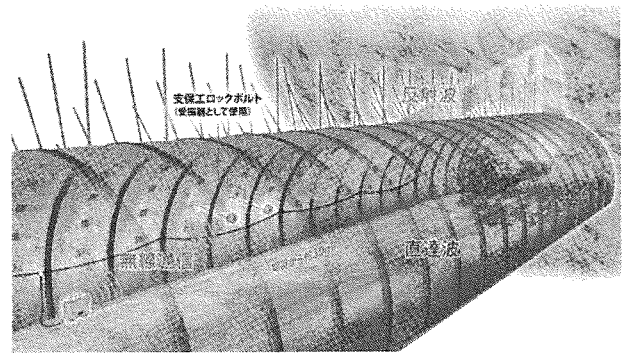
そこで，反射波の振幅情報から切羽前方の速度を推定することを試みた．具体的には，一般に平面境界への垂直入射では反射波の振幅 A_R は式(1)のように表される．ここで A は直達波，Z_1 は入射側のインピーダンス，Z_2 は透過側のインピーダンスを示す．なお，式(1)の右辺は直達波 A と反射係数となる．

$$A_R = A \cdot \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \qquad \text{式(1)}$$

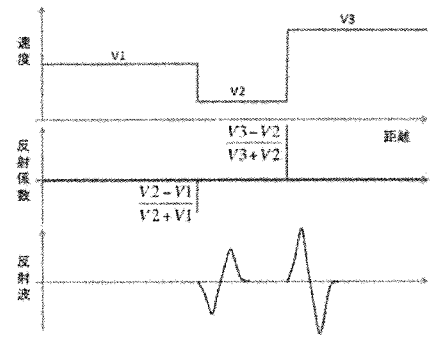
式(1)より，例えば $Z_2<Z_1$ の場合（反射面の前方が低インピーダンス）の反射波形は正負が逆転する．図－2 に速度構造と反射係数および想定される波形の関係を示す．次に i 層中の入射波振幅を $A_{T(i)}$，反射波振幅を $A_{R(i)}$ とすれば，$Z_{(i+1)}$ は式(2)より算出できる．

$$Z_{(i+1)} = Z_{(i)} \cdot \frac{A_{T(i)} + A_{R(i)}}{A_{T(i)} - A_{R(i)}} \qquad \text{式(2)}$$

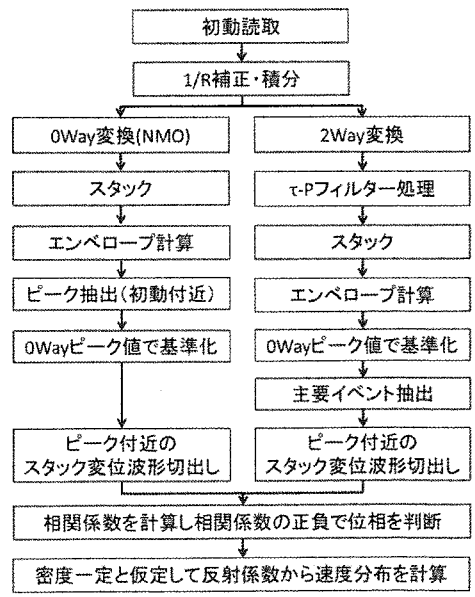
すなわち，密度は変化しないと仮定した場合，V_1 は初動走時の傾きで与えられるので，反射波と直達波の振幅比が得られれば V_2 が計算できる．このような単純化した考え方により，解析パラメータを変えて試行錯誤的に解析を行わない方法として，図－3 に示すフローに基づき弾性波速度推定方法を試行した．



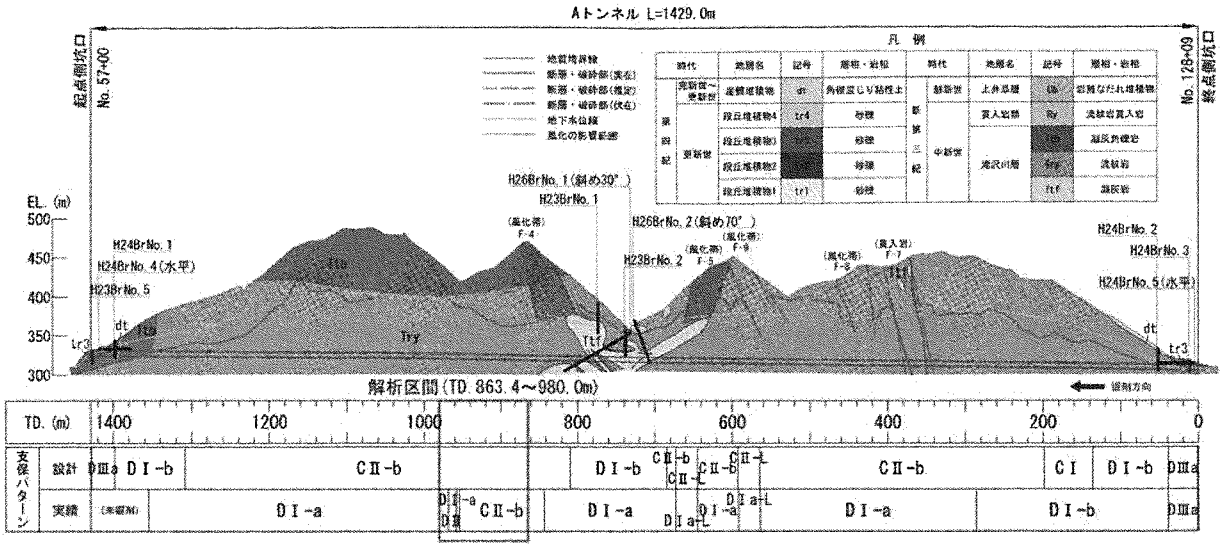
図－1　TFT 探査の概念図



図－2　速度と反射波の概念図（密度一定の場合）



図－3　弾性波速度推定フロー



図－４　地質縦断図

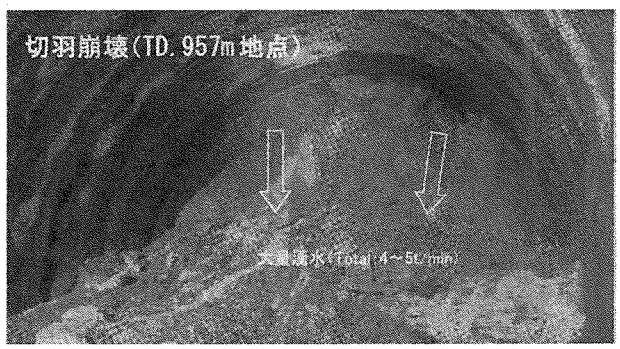
3. 探査結果

本検討は，福島県西部において県発注のＡトンネル工事（延長約 1.43km）で実施した．地質縦断図を図－４に示す．地質構成は，新第三紀中新世滝沢川層流紋岩を主体とし，一部凝灰角礫岩，凝灰岩が分布する．

当トンネルは，現在約 TD.1,350m まで掘削が完了しており，TD.104.5m 以降において TFT 探査を連続的に実施（全 22 回）している．これらのうち，支保パターンが変更となった予測区間（TD.863.4～980.0m）の解析結果（出力図）を図－５に示す．なお，図－５には切羽評価点の結果も合わせて示している．

図－５より，既掘削区間は 2.7～4.0km/s 程度に対し，切羽前方 TD.954m 以降 1.9～2.1km/s へ低下し，TD.947，957m 付近で反射面が分布する予測となった．

これに対して実績では，TD.955m まではＣⅡ-b パターン（設計：2.8～4.0km/s）であったのに対し，TD.955m より地山が劣化し，TD.957m で 4～5t/min 程度の大量湧水とともに切羽が崩壊した（写真－１参照）．これにより，以降 ＤⅠ-a～ＤⅡパターン（設計：～3.0km/s）が採用されており，概ね予測と合致する結果が得られた．なお，TD.957m の切羽崩壊は，断層・破砕帯によるものと考察され，当初は想定されていなかった．



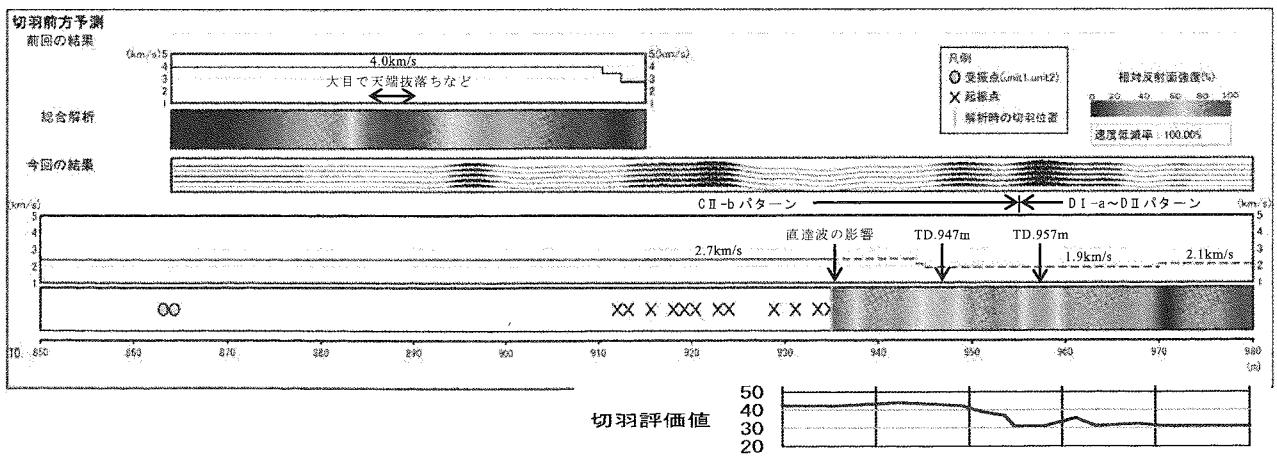
写真－１　TD.957m の切羽崩壊状況

4. おわりに

今回反射面前後の弾性波速度を算出する試行アルゴリズムを考案し，実際の現場へ適用し掘削実績との比較検証を行った．その結果，当探査が切羽前方予測において有効な定量の一指標を示すものと考えられる．

文献

1) 山本浩之，他（2018）：トンネル前方探査における速度推定手法の試み，土木学会トンネル工学研究発表会講演集，vol.28，p.1-6.



図－５　TFT 探査予測結果（TD.863.4～980.0m 区間）と切羽評価点

P53. 山岳トンネル完成後の盤ぶくれの地質的要因分析

Geological Factor Analysis of Floor Heave in Mountain Tunnels after Completion

○嶋本敬介，川越 健（鉄道総合技術研究所）
Keisuke Shimamoto, Takeshi Kawagoe

1. はじめに

山岳トンネルでは，完成後に盤ぶくれが発生することがある．この盤ぶくれは長期間にわたって徐々に進行し，何らかの対策が必要となる場合が多いが，トンネル供用中の対策は困難が多く，建設時の地質等の情報から将来的な盤ぶくれを予見し，盤ぶくれしない構造としておくことが望まれる．

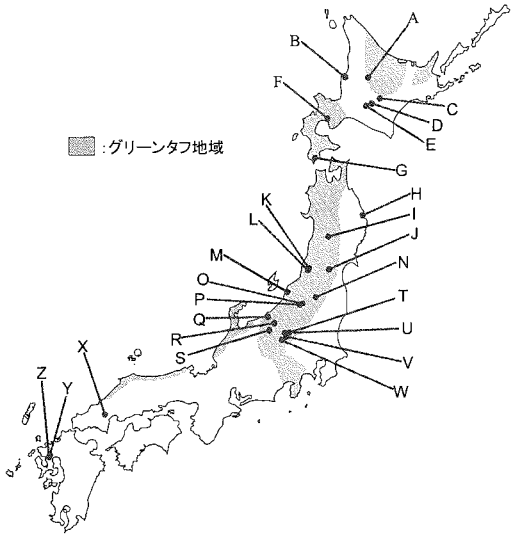
ここでは，既往の文献で報告されている盤ぶくれ事例について，実施された地質調査，岩石試験や各種計測の結果を整理し，将来的な盤ぶくれが懸念されるトンネルの地質的要因を分析した結果を報告する．

2. 盤ぶくれトンネルの分布

山岳トンネルの盤ぶくれに与える地質的要因を把握することを目的に，盤ぶくれ事例の文献調査を実施した．なお，分析対象は日本国内の公表文献とし，26 トンネルの事例を収集した．

図－1 に，事例調査で得られた 26 の盤ぶくれトンネルの位置を日本地図上に示す．地図にはいわゆるグリーンタフ地域も併せて示している．これより，多くの盤ぶくれトンネルがグリーンタフ地域に存在していることがわかる．

盤ぶくれは同じような場所で発生しており，地質的要因が非常に大きく関わる変状であるといえる．近隣に盤ぶくれトンネルが存在している場合には，同様の地質で同様に被害を受けることがないように建設時に十分注意が必要であることがわかる．



図－1 盤ぶくれトンネルの分布

3. 盤ぶくれトンネルの地質と岩石試験結果

26 の盤ぶくれトンネルの内，特に多くのデータが示されていた 7 トンネルについて，地質や岩石試験の結果を表－1，表－2 にまとめる．これらの表においては，ボーリングにより得られたコアを用いた岩石試験結果の内，最も不良である結果を使用している．スレーキング指数については，浸水崩壊度試験の結果が示されていた場合，D=4，C=3，B=2，A=1，0 とした．表中の「－」は，文献に記載がなかった事項である．

表－1 より，地層年代については，グリーンタフ地域に位置するトンネルが多かったことから分かる通り，新第三紀中新世のものが多く，岩種としては，泥岩，凝灰岩等の細粒の堆積岩が多い．

一軸圧縮強さについては，石田 [8]によると，スメクタイトの膨潤力と岩の固結力の関係から，5000～10000kN/m^2 程度を境界としてそれ以上のものはスメクタイトの有無に関わらず地山が劣化しにくく，それ以下のものはスメクタイトの影響を大きく受けるとされている．その一方で，一軸圧縮強さが 5000kN/m^2 以上であっても，E トンネル，F トンネルでは盤ぶくれが発生している．

E トンネルに関しては，インバート下地山において割れ目が多いところで盤ぶくれしている傾向にあることが報告されており [9]，割れ目の影響により，膨張特性が発現しやすかった可能性が考えられる．

F トンネルについては，そもそもスメクタイトが少量，あるいはなしと報告されている．石田 [8]は，スメクタイト含有量が 10%程度以下の軟岩はスメクタイトが劣化に与える影響は非常に小さいことを示している．よって，F トンネルは，スメクタイトによる劣化や膨張ではなく，元々，土被り圧に対して強度が小さいためにスクイージングした可能性がある．とはいえ，F トンネルは地山強度比も比較的大きい．単純に岩石試験結果を並べただけで十分に盤ぶくれの危険性を定量化できないところに盤ぶくれ問題の難しさがあると言える．なお，割れ目が多い地山では，ボーリングで得られたコアの内，一軸圧縮試験の供試体として整形できる箇所が限られるため，実際の地山としての強度は岩石試験で得られる強度よりもかなり小さい値である可能性があるため，ボーリングコアを用いた一軸圧縮試験結果をその付近の地山強度の代表値とする場合には，配慮を要するが，F トンネルでは，準岩盤強度を求めて強度を補正し，地山強度比を算出している．

表－1　文献調査結果 1（地質，強度等）

トンネル名	トンネル構造	地質時代，累層	主な岩種	単位体積重量(kN/m³)	盤ぶくれ箇所の土被り(m)	一軸圧縮強さ(kN/m²)	地山強度比	文献番号
A トンネル	複線インバートなし	新第三紀中新世豊浦層	安山岩溶岩	20.1	100	510	0.19	1)
B トンネル	単線インバートあり	新第三紀中新世訓縫層	泥岩	19.2	240	1900	0.21	2)
C トンネル	2 車線インバートあり	新第三紀中新世	流紋岩質凝灰岩	－	90	180	0.1	3)
D トンネル	2 車線インバートなし	新第三紀中新世	凝灰質砂岩	18.4	180	264	0.08	4)
E トンネル	複線インバートあり	新第三紀鮮新世名立層	泥岩	－	200	5000	0.75	5)
F トンネル	複線インバートあり	新第三紀鮮新世秋間層	凝灰角礫岩	21.2	200	10700	1.5	6)
G トンネル	2 車線インバートあり	新第三紀中新世井戸沢層	泥岩，凝灰岩	20.2	190	3100	0.8	7)

表－2　文献調査結果 2（膨張特性等）

トンネル名	スレーキング指数	スメクタイト含有量	陽イオン交換容量(cmol(+)/kg)	吸水膨張率(%)	吸水膨張圧(kPa)	自然含水比(%)	文献番号
A トンネル	4	23%	－	7.9	153	24.6	1)
B トンネル	4	49%	105	1.7	23	29.1	2)
C トンネル	－	94%	104	16	350	48.7	3)
D トンネル	4	中量	126	139	－	25.7	4)
E トンネル	4	－	48	－	650	19	5)
F トンネル	3	少量	29.6	0.15	－	－	6)
G トンネル	4	12%	43	9.3	150	18	7)

吸水膨張圧については，E トンネルの 650kPa が最大であった．ただし，これは，完全に膨張を拘束した場合に発生する応力であり，変位を許容すれば，膨張圧は大きく低下する．一般的には，膨張率は上からの拘束圧の対数に比例して減少する．また，一般的に盤ぶくれは長年にわたって継続するのに対し，吸水膨張試験を実施すると，特に Ca 型のスメクタイトが優勢の場合は概ね 7 日以内に膨張は収束する．これらのことを考えると，日本における膨潤性粘土鉱物に起因する吸水膨張に関しては，間接的に地山の強度劣化に影響はするものの，盤ぶくれの直接的な原因であるケースは少ないと考える．

表－1，表－2 を見ると，どの事例も地山強度比 2 以下またはスレーキング指数 3 以上であり，多くの事例で地山強度比 1 以下，スレーキング指数 4 であった．これは一般的な地山条件と比較して特異であり，地山強度比，スレーキング指数と盤ぶくれの相関は大きいと考えられる．

なお，スレーキング指数については，盤ぶくれ箇所の対策工としてインバート設置のための掘削で得られた岩を用いた浸水崩壊度試験を 42 個の試料で実施したところ，浸水崩壊度は A～D でばらつき，A と D が同数程度であったという報告 [4]もある．このことは，盤ぶくれした箇所でも浸水崩壊度は A～D でばらつくこともあり，少量の試験では，たまたま浸水崩壊しにくい岩をサンプリングした場合，浸水崩壊度を正確に把握できない可能性があることを示している．浸水崩壊度は将来的な盤ぶくれと極めて関連深く，試験も簡単であるため，多くの試料を用いて将来的な劣化の可能性を評価することが望ましいと考える．

文献

1) 原田聡（1985）：ロックボルト補強トンネルの長期計測，鉄道土木，Vol. 27，No. 11，p.703.
2) 柿沼元，岡田竜夫，野城一栄，小原雄一（2018）：青函トンネル北海道側先進導坑の変状抑止対策：トンネルと地下，Vol.49，No.7，pp.7-15.
3) 佐久間智，菅原徳夫，多田誠，遠藤祐司（2009）：供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する，トンネルと地下，Vol.40，No.12，pp.27-37.
4) 宮沢一雄，安田賢哉，鶴原敬久，須山恭三，渡辺淳，京谷孝史（2016）：路面隆起が徐々に進行するトンネルの原因究明とその対策，トンネル工学報告集，Vol.26，I-34，pp.1-13.
5) 小林寛明，下津達也，上野光，渡辺和之，嶋本敬介，朝倉俊弘（2016）：長期的な盤ぶくれに対するインバート構造の抑制効果に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 特集号，Vol. 72，No. 3，pp. I_96-I_107.
6) 久保原猛，若林秀明，鈴木延彰，齊藤貴（2014）：供用中のトンネルで未収束の路盤隆起に挑む，トンネルと地下，Vol.45，No.9，pp.45-53.
7) 丸山勝，中野清人，天野浄之，下村哲雄（2013）：61 日間連続車線規制によるインバート再構築工事，トンネルと地下，Vol.44，No.12，pp.17-28.
8) 石田良二（1995）：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究，早稲田大学学位論文
9) 川越健，嶋本敬介，野城一栄（2016）：泥質岩中の割れ目密集部がトンネルの変状に与える影響の検討，第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，No.53，pp.295-300.

P54. 山岳トンネル坑内における台風通過時のメタンガス濃度上昇現象について

Consideration about rapid rising of methane gas concentration at the time of typhoon passage in mountains tunnel

○和田卓也，戸本悟史，長谷川清史，橋本和茂，若本達也（株式会社 建設技術研究所）
Takuya Wada, Satoshi Tomoto, Kiyofumi Hasegawa, Kazushige Hashimoto, Tatsuya Wakamoto

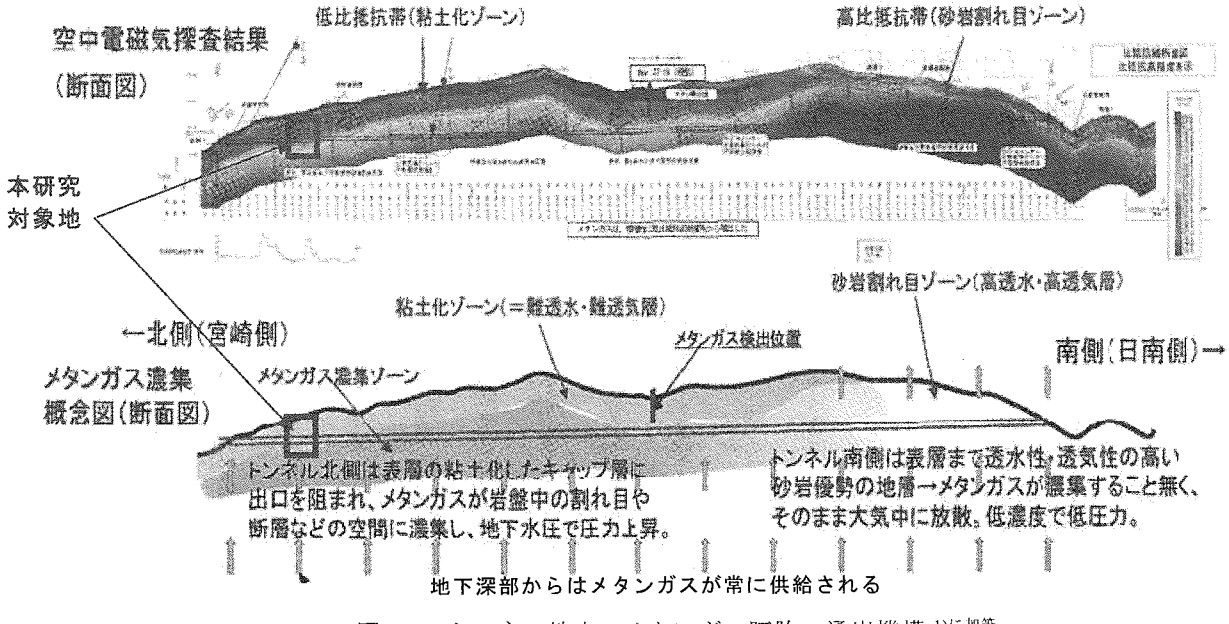
1. はじめに

天然ガス田地帯のトンネル工事では，新潟県の八箇峠トンネル内ガス爆発事故の事例にもあるとおり，坑内に湧出するメタンガス（可燃性ガス）による爆発事故のリスクが問題となる．筆者らは，高速道路山岳トンネル（建設中）に併設された地すべり対策用の排水トンネル（非貫通）内において，大型低気圧（台風）の接近時に，メタンガス濃度の連続測定を実施した．その結果，坑内気圧の低下に伴い，集排水ボーリング孔の孔口からトンネル坑内へのガス湧出が促進され，坑内のメタンガス濃度が急激に上昇し，労働安全衛生規で定められた，『通風・換気が必要となる濃度（30%LEL）』を超える現象を確認した．

2. 調査地の地質状況とメタンガスの胚胎・湧出機構

対象地は，国内有数の天然ガス田として知られる宮崎市（宮崎ガス田）の南部に位置する山岳地帯で，天然ガスの母岩とされる四万十帯（日南層群）の地層が分布している．トンネルの掘削工事に伴う，ボーリング調査や空中電磁気探査が実施されているが，その調査結果から，対象地の地質状況とメタンガスの湧出機構について解析した結果を以下に述べる．

① 調査地点（トンネル北側）の地山の地質構成は，日南層群の砂岩頁岩混在層を主体とする．
② ①の頁岩は著しく破砕されて粘土化し，透水性が極めて低く，地下水やメタンガスを透過しにくい．
③ ①の砂岩は破砕頁岩中に大小の塊状に点在，あるいは帯状に分布するが，開口割れ目が発達するため透水性が高く，割れ目内部には被圧した地下水を胚胎する．
④ ③の割れ目中の被圧地下水中には，加圧されたメタンガスが溶存しており，ボーリングやトンネル掘削時には，圧力が開放されて地下水からメタンガスが遊離するため，ボーリング孔やトンネル切羽から，被圧地下水と共にメタンガスが噴出する．
⑤ トンネル縦断面方向の空中電磁気探査結果（図－1上図）から，トンネル本坑中央部付近より北側では地表面部付近が低比抵抗，反対の南側では砂岩優勢で全体に高比抵抗であることが明らかとなった．これは北側では地山の砂岩頁岩混在層の頁岩粘土化帯（粘土化ゾーン：透水性低く高含水で低比抵抗）が地山表層を覆うように分布し，一方で，南側では砂岩優勢層（砂岩割れ目ゾーン：開口割れ目が発達し透水性高く低含水で高比抵抗）が地表面付近まで分布する地質状況（図－1下図）と一致している．
⑥ 以上から，本研究の対象地を含むトンネル北側では，地下深部から常に供給されるメタンガスが，表層の粘土化した頁岩層（＝キャップ層）によって地表への出口を阻まれて滞留・濃集し，塊状・帯状砂岩中に発達した開口割れ目内の被圧地下水中に大量に溶存して分布する．一方で，トンネル南側では，砂岩の割れ目が地表部付近まで連続するため，メタンガスは大気中に放散し，濃集は生じにくい．

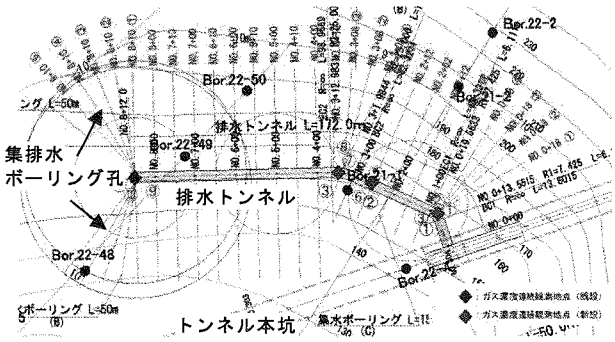


図－1　トンネル地山のメタンガス胚胎・湧出機構 [1]に加筆

3. 調査概要

調査位置は，地すべり対策を目的に高速道路トンネル本坑から分岐する形で設置された排水トンネルで，トンネル天端と側壁には，集排水ボーリング孔が設置されている（**図－２**）．

本調査では，事前の調査で高濃度のメタンガスの湧出が確認された集排水ボーリング孔のうち 10 箇所を選定し，その口元内部において，メタンガス濃度についてガス測定器を用いて定期的に測定した．また，天端４箇所（本坑との接続部近く：①，中間：②③，切羽：④）にメタンガスのセンサーを設置し，メタンガス濃度の連続測定を行った．



図－２　調査位置図 [2)に加筆]

調査期間は，平成 30 年 9 月下旬に宮崎沖を通過した台風 24 号の接近にあわせて，24 時間連続観測を実施した．なお，排水坑内で換気ファンが稼働中であったが，坑内空気の攪拌はガス濃度測定の支障となるため，調査は換気ファン停止状態で実施した．ただし，調査中に排水坑内のメタンガス濃度が 30%LEL を超過するような状況になったため，安全管理上，直ちに換気ファンを再稼働させ，換気を行うことでメタンガス濃度の低下を図った．

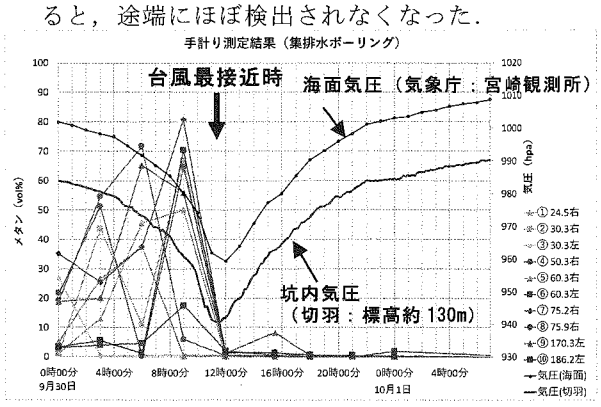
4. 調査結果

4.1 集排水ボーリング口元のガス濃度測定結果

測定結果は以下の通りである（図－２）．

A) 台風の接近に伴う気圧の急激な低下にあわせて，ガス濃度が急激に上昇し，最高 80vol%の高濃度ガスが検出された．

B) A)のガスは，台風が通過し，気圧が上昇傾向に転じると，途端にほぼ検出されなくなった．



図－３　台風接近時の集排水ボーリング孔口元のメタンガス濃度の変化 [2)に加筆]

4.2 排水トンネル内空気中のガス濃度測定結果

測定結果は以下のとおりである（図－４）．

A) 調査開始時に 0%LEL であったガス濃度は，台風接近に伴う急激な気圧低下と共に上昇した．

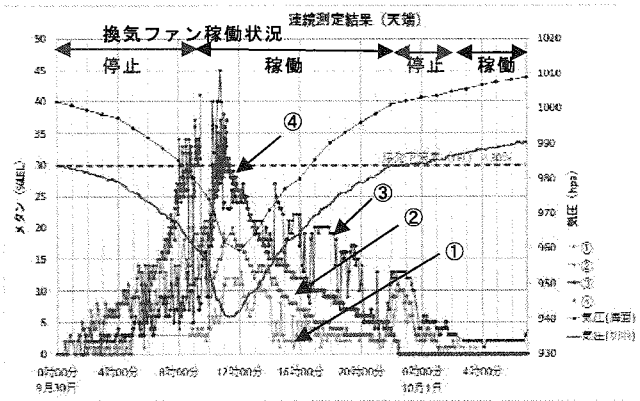
B) 調査地点④（切羽）は，午前 10 時に 42%LEL を示したため，換気ファンを稼動した．一時的に濃度は減少したが，その後すぐに再上昇し，午前 11 時に 36%LEL（換気ファン稼動後の最大値）を示した．

C) 調査地点①（坑口近く）と②③（中間）は，午前 10 時の換気ファン稼動後も濃度は上昇し，午前 11 時頃にそれぞれの最大値，①13%LEL，②26%LEL，③45%LEL を示した．

D) 台風最接近後（通過後）は，気圧の急激な上昇とは逆に，メタンガス濃度は減少傾向となった．

E) 全調査地点のメタンガス濃度が 5%LEL となったため，午後９時 20 分に換気ファンを停止した．調査地点①～③は再び濃度が上昇し，10%LEL 以上となった後，濃度減少傾向を示した．

F) 調査地点③は換気ファン停止後，メタンガス濃度が 3%LEL 以下に減少しない状態が続いたため，換気ファンを 10 月 1 日 2 時 15 分に再稼動した．10 月 1 日 8 時 30 分に 0%LEL を確認した．



図－４　台風接近時のトンネル坑内のメタンガス濃度の変化 [2)に加筆]

5. 考察

天然ガス田地域で建設中の地すべり対策用排水トンネル坑内において，台風の接近に伴う急激な大気圧低下時に集排水 Bo 孔よりメタンガスが大量湧出し，ガス爆発のリスクが高まる現象を確認した．同様の地域でのトンネル等の地山掘削工事においては，工事中の突発的なメタンガス噴出だけでなく，大型低気圧接近時におけるガス大量湧出による爆発事故の未然防止に備えて，適宜のガス濃度測定や，換気設備の強化などの十分な対策を講じる必要があると考えられる．

文献

1) 国土交通省宮崎河川国道事務所（2018）：平成 29 年度東九州道ﾄﾝﾈﾙ換気検討外修正設計業務報告書．

2) 国土交通省宮崎河川国道事務所（2019）：平成 30 年度東九州道トンネル換気検討調査業務報告書．

P55. 泥岩の乾燥度変化に伴うスレーキング特性について

Slaking Properties Associated with Drying Degrees of Smectite Bearing Mud Stones

○石田良二，上間綾乃（ジェイアール総研エンジニアリング）
Ryoji Ishida, Ayano Uema

1. はじめに

近年多発しているトンネル供用後におけるインバート等の変状要因の一つとして，インバート掘削後の露出に伴う岩盤表面の乾燥が考えられる．実施工では，掘削後しばらく放置された後にインバートコンクリートが打設され，施工時に顕著な湧水がなくてもトンネル完成後に地山が水分で飽和されることや地下水の流路変更等で水が供給されることにより，地山の強度低下や盤膨れが発生し，インバートの変状が顕在化すると考えられる[1]．今回，インバート掘削後の乾燥が地山の強度低下および盤膨れに影響する可能性を検討する目的で，スメクタイトを含む泥岩試料を用い粘土鉱物学的試験，乾燥度（含水比）を変化させたスレーキング試験および圧縮試験を実施した結果を報告する．

2. 試料および試験概要

(1)試料・粘土鉱物学的試験：試料は北陸地方に分布する新第三紀の軟岩に相当する泥岩(海成層)であり，同層準でほぼ水平的に数 km 離れた離れた箇所から採取した 3 試料である．試料は全て無層理・塊状であるが、No.1 のみ破砕の影響により、微細な亀裂が認められた．泥岩の鉱物組成，スメクタイト含有量，スメクタイトの膨張特性等を把握するため，粉末 X 線回折・粉末 X 線回折によるスメクタイトの定量，スレーキング試験(JGS-2124)および CEC・交換性陽イオン分析を行った．

(2)含水比変化測定：乾燥度が異なるスレーキング試験，圧縮試験に先行し，試験での乾燥条件を決めるため，トンネル坑内を模擬した温湿度環境「温度 20～25℃，相対湿度 60～70%」にて，気乾による質量変化を 7 日間測定した。その後 JGS-2134 により含水比を求めた．

(3)スレーキング試験：(2)の結果を踏まえ，乾燥条件を自然含水比・8 時間気乾・72 時間気乾・絶乾の 4 条件に JGS-2124「岩石のスレーキング試験方法」の乾燥条件である 24 時間気乾後，48 時間以上 40℃炉乾燥を加え，JGS-2124 に準拠した方法で実施した．

(4)一軸圧縮試験：乾燥とその後の吸水が強度に与える影響を把握する目的で，含水比をスレーキング試験と同じ 4 条件とし，それぞれの含水比に対して試験前の浸水の有無の 2 条件とした 1 試料につき 8 ケースの一軸圧縮試験を JGS 2521「岩石の一軸圧縮試験方法」に準拠して実施した．その際，浸水時間は 72 時間とし，浸水により供試体形状を保持できないケースが考えられたため，供試体にろ紙およびプラスチック製フィルムシートを巻き，輪ゴムで固定した状態で浸水させた．なお，試料 No.1 はひび割れが多く，所定の数量の供試体が作成できず，絶乾は実施しなかった．

3. 試験結果

(1)粘土鉱物学的試験結果

表－1 に試験結果を示す．鉱物組成は，石英・長石類・スメクタイト・黄鉄鉱が全てに含まれ，雲母類・緑泥石・炭酸塩鉱物が No.1，No.2 に，No.3 にはそれらは含まれず沸石類が多量に含まれる．スメクタイト含有量は No.1 が 16%，No.2，No.3 が約 20%であった．スレーキング指数は，No.1 が"4"，No.2 が"3"であり，大きく崩壊したが，No.3 は"1"であり，ひび割れた程度である．交換性陽イオン容量(CEC；meq/100g)は No.1，No.2 が約 20，No.3 が 89 であった．No.3 が大きな値を示したのは，スメクタイトに加え，高い陽イオン交換能を有する沸石類の存在によるものと推定される．交換性陽イオン組成は，No.1 が Na，Ca を両方とも多く含み，No.2 は Ca が非常に多いが，これは炭酸塩鉱物を多く含むため，それが溶出したものと推定される．No.3 は全てのイオンが多く含まれるが，これも沸石類の存在によるものと判断される．また，No.3 はスメクタイト含有量が多いにも関わらずスレーキング指数が小さく，後述するスレーキング試験や圧縮試験でも劣化や強度の低下が他の試料より小さい．この原因の 1 つとして，沸石類の共存がスメクタイトの膨張特性(膨張発現等)に何らかの影響を及ぼしている可能性が考えられる．

表－1　粘土鉱物学的試験結果一覧表

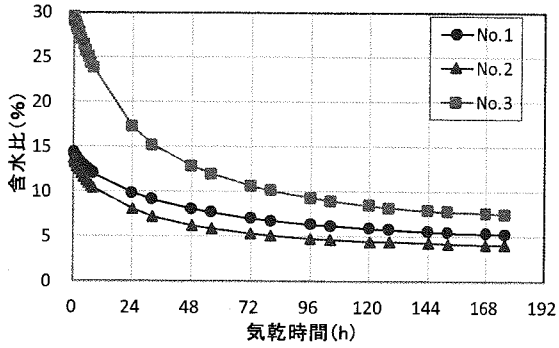
試料 No.	組成鉱物 Qz	Fl	Mi	Ch	Ze	Sm	Ca	Py	Sm含有量 (Wt%)	スレーキング指数/型	CEC・交換性陽イオン(meq/100g) CEC	Na	K	Ca	Mg	total
1	◎	△	△	△	－	◎	▼	△	20	4 中間型	22	14	1	28	3	46
2	◎	▼	△	△	－	○	○	▼	16	3 崩壊型	19	8	1	111	3	123
3	○	○	－	－	◎	◎	－	△	22	1 崩壊型	89	52	15	43	13	123

凡例
Qz：石英
Fl：長石類
Mi：雲母類
Ch：緑泥石
Ze：沸石類
Sm：ｽﾒｸﾀｲﾄ
Ca：炭酸塩鉱物
Py：黄鉄鉱

目安の含有量
◎：多量
○：中量
△：少量
▼：僅か

(2)含水比変化測定結果

図－1 に気乾による含水比の経時変化を示す．含水比は気乾を開始した当初に大きく低下し，低下速度が徐々に小さくなり，1 週間で初期含水比の 2～3 割程度に落ち着いている．この間，気乾 8 時間では初期含水比の約 8 割，気乾 72 時間で約 4 割に低下した．



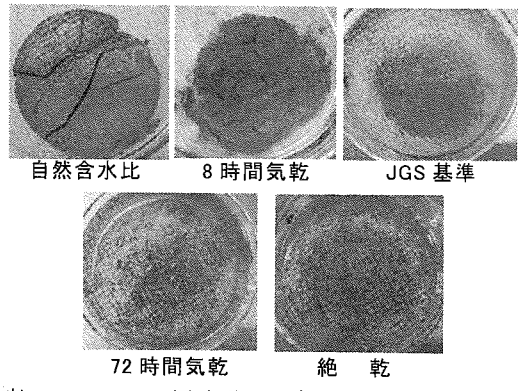
図－1　気乾による含水比の変化

(3)スレーキング試験結果

表－2 に乾燥度が異なる試料のスレーキング試験結果を，写真－1 に試料 No.1 の各乾燥度における浸水後 24 時間の状況写真を示す．いずれの試料も自然含水比ではほとんど劣化が認められなかったが，8 時間気乾以降では劣化が認められ，乾燥度合いが大きいほど劣化度合いも大きくなる傾向が顕著に認められた．また，試料により劣化過程がやや異なり，試料 No.1，No.2 は，8 時間気乾で既に大きく劣化し，72 時間気乾，絶乾とほぼ同様な状態であったのに対し，試料 3 は 8 時間気乾～絶乾まで段階的な劣化が認められた．なお，スレーキング試験として一般的な JGS の方法は，8 時間気乾と 72 時間気乾の中間的な指数を示し，過大でもなく過小でもない適切な評価結果であると判断される．

表－2 乾燥度が異なる試料のスレーキング試験結果

試験前の含水状態	スレーキング指数／劣化形態					
	No.1		No.2		No.3	
自然含水比	1	ひび割れ大	1	ひび割れ小	0	変化無
8時間気乾	3	細片状	3	小岩片状	2	ひび割れ大
24時間気乾 48時間40℃	4	泥～砂状	3	小岩片状	2	岩片状
72時間気乾	4	泥～砂状	4	細片状	3	岩片状
絶　乾	4	泥～砂状	4	細片状	4	泥状



写真－1　No.1 の浸水後 24 時間のスレーキング状況

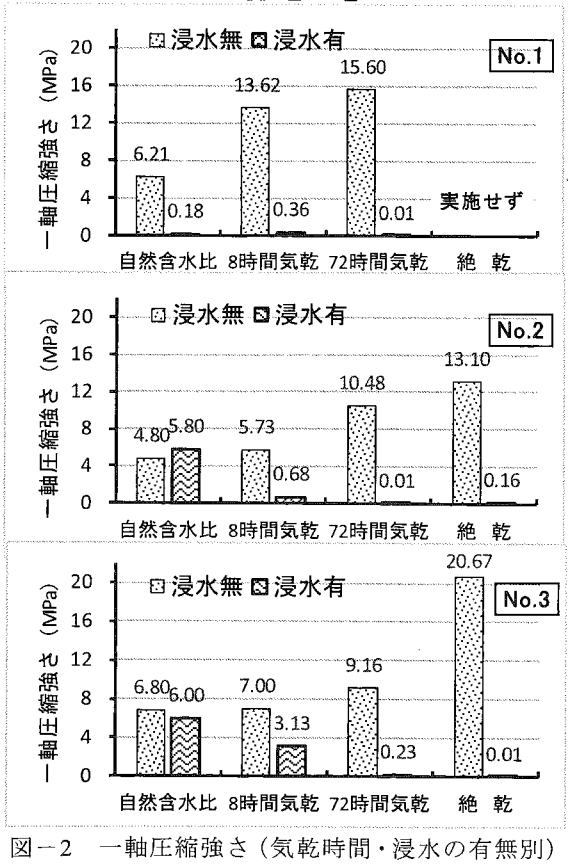
(4)一軸圧縮試験結果

図－2 に一軸圧縮試験結果を示す．浸水前の試料では乾燥程度が大きいほど強度が大きくなるが，その後の浸水により強度が著しく低下する結果が得られた．試料 No.2，No.3 では，自然含水比において浸水の影響はほとんど無いが，乾燥させた試料では著しい強度低下が認められた．また，試料 No.1 および No.2 は 8 時間気乾での強度低下が著しく，72 時間気乾でほぼ強度を失っている．これに対し，試料 No.3 は 8 時間気乾～絶乾まで強度が徐々に低下する傾向を示した．これはスレーキング試験による段階的な劣化傾向と一致する．

4. まとめ

スメクタイトを含む泥岩を対象に，乾燥度（含水比）の変化に伴うスレーキング特性や強度劣化に与える影響についてスレーキング試験および強度試験を行い検討した．その結果，乾燥の程度，すなわち気乾時間が長くなるほど吸水によるスレーキングや強度の劣化が大きくなることが明らかになった．このような泥岩が分布するトンネルの施工において，インバート掘削～打設までの時間が長くなれば，インバート打設後の地山の含水状態が飽和することにより、掘削時に湧水がない場合でも強度低下や膨張圧が発生し，トンネルの変状に至る可能性が大きいと考えられる。

文献　1）小林寛明ら（2015）：山岳トンネルの盤膨れとその対策に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 特集号，Vol.71，No.3，pp.I_80-I_93.



図－2　一軸圧縮強さ（気乾時間・浸水の有無別）

令和元年度 日本応用地質学会研究発表会　講演論文集

Proceedings of the 2019 Annual meeting of the Japan Society of Engineering Geology

令和元年 10 月 24 日発行

編集発行　一般社団法人　日本応用地質学会
Japan Society of Engineering Geology
東京都千代田区神田駿河台 2-3-14　お茶の水桜井ビル 7F
TEL　03-3259-8232　　FAX　03-3259-8233

印　　刷　日本印刷株式会社
東京都豊島区東池袋 4-41-24
TEL　03-5911-8660（代表）

ご注意　当該出版物の内容を複写したり，他の出版物への転載するような場合は，
必ず日本応用地質学会の許可を得てください．