JSECE Publication No.84 ISSN 2433-0477

2019 年度

砂防学会研究発表会概要集

期　日　2019 年 5 月21日～23日

会　場　いわて県民情報交流センター アイーナ

盛岡市民文化ホール マリオス

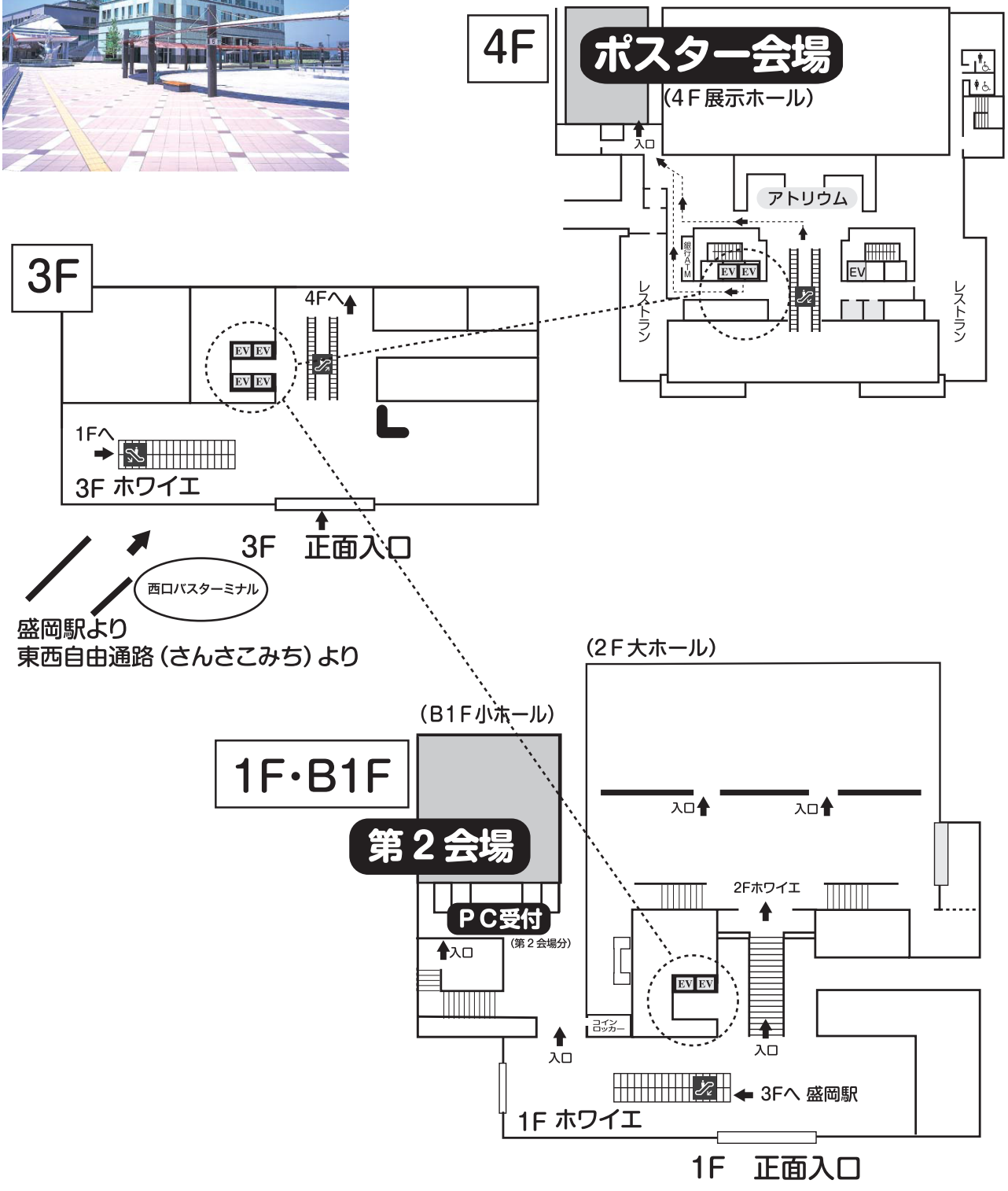
公益社団法人　砂防学会

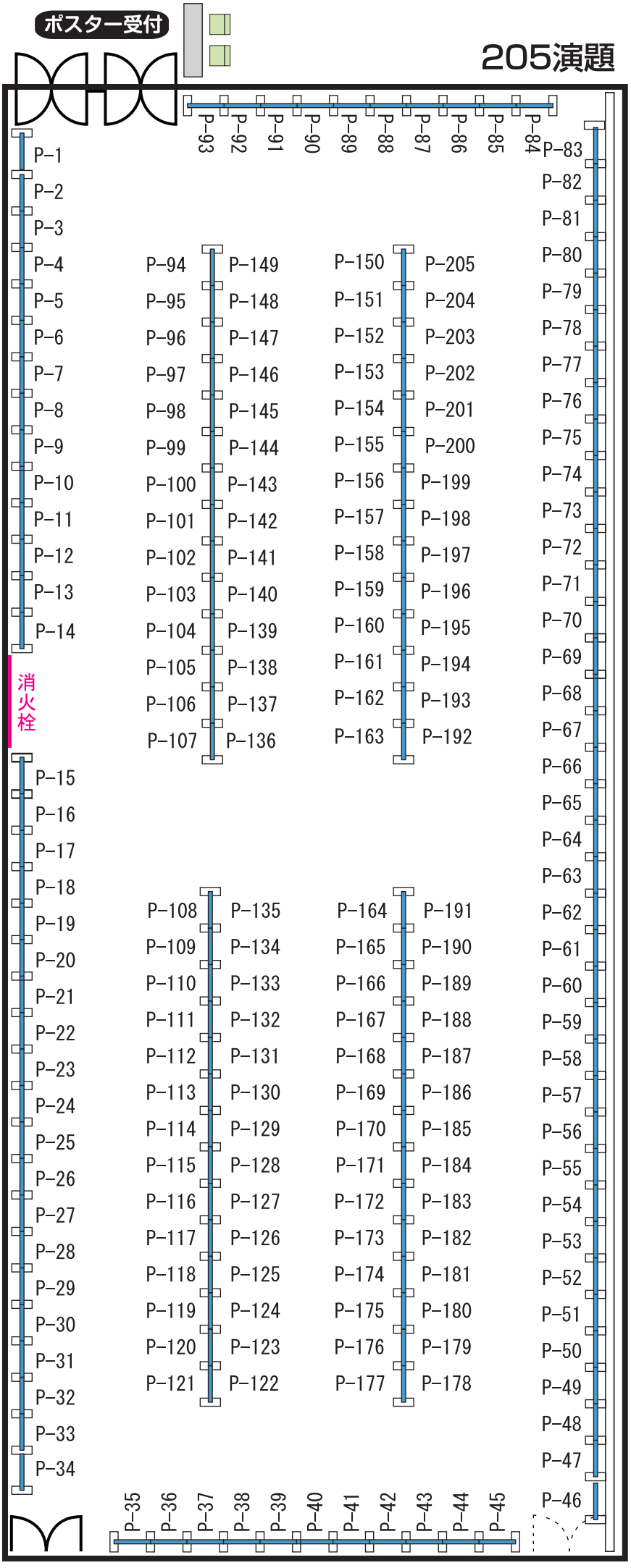
いわて県民情報交流センター
（アイーナ）



盛岡市民文化ホール（マリオス内）






ポスター受付
205演題
P-1
P-2
P-3
P-4
P-5
P-6
P-7
P-8
P-9
P-10
P-11
P-12
P-13
P-14
消火栓
P-15
P-16
P-17
P-18
P-19
P-20
P-21
P-22
P-23
P-24
P-25
P-26
P-27
P-28
P-29
P-30
P-31
P-32
P-33
P-34
P-35
P-36
P-37
P-38
P-39
P-40
P-41
P-42
P-43
P-44
P-45
P-46
P-47
P-48
P-49
P-50
P-51
P-52
P-53
P-54
P-55
P-56
P-57
P-58
P-59
P-60
P-61
P-62
P-63
P-64
P-65
P-66
P-67
P-68
P-69
P-70
P-71
P-72
P-73
P-74
P-75
P-76
P-77
P-78
P-79
P-80
P-81
P-82
P-83
P-84
P-85
P-86
P-87
P-88
P-89
P-90
P-91
P-92
P-93
P-94
P-95
P-96
P-97
P-98
P-99
P-100
P-101
P-102
P-103
P-104
P-105
P-106
P-107
P-108
P-109
P-110
P-111
P-112
P-113
P-114
P-115
P-116
P-117
P-118
P-119
P-120
P-121
P-122
P-123
P-124
P-125
P-126
P-127
P-128
P-129
P-130
P-131
P-132
P-133
P-134
P-135
P-136
P-137
P-138
P-139
P-140
P-141
P-142
P-143
P-144
P-145
P-146
P-147
P-148
P-149
P-150
P-151
P-152
P-153
P-154
P-155
P-156
P-157
P-158
P-159
P-160
P-161
P-162
P-163
P-164
P-165
P-166
P-167
P-168
P-169
P-170
P-171
P-172
P-173
P-174
P-175
P-176
P-177
P-178
P-179
P-180
P-181
P-182
P-183
P-184
P-185
P-186
P-187
P-188
P-189
P-190
P-191
P-192
P-193
P-194
P-195
P-196
P-197
P-198
P-199
P-200
P-201
P-202
P-203
P-204
P-205

2019年度
砂防学会研究発表会
「岩手大会」
プログラム

5月21日（火）　タイムテーブル

開始時刻	第1会場 アイーナ7F	第2会場 マリオスB1F	第3会場 アイーナ8F	第4会場 アイーナ8F	第5会場 アイーナ8F	第6会場 アイーナ8F	ポスター会場 マリオス4F
	小田島組ホール	小ホール	会議室803	会議室804A	会議室804B	研修室812	展示室
9:30	企画セッション 「豪雨による土砂災害、最近の事例から見えてきた新たな取り組みの必要性」 藤田正治 （京都大学）						ポスター発表
10:50	休憩						
11:00	特別講演 「災害に学び災害に備える 平成28年台風10号災害の教訓から」 佐々木重光						
12:00	昼休憩						
13:00	定時総会						
14:20	休憩	パイプオルガン演奏	休憩				
14:30							ポスター発表 コアタイム （奇数番号）
15:30	テーマ４ 「北海道における継続的な土砂災害の特徴と対策への課題」 林真一郎 （土木研究所）	テーマ１ 「地震及び火山に起因する土砂災害とその対策」 山田孝 （北海道大学）	流砂及び土石流(1) 永野博之 （群馬工業高等専門学校）	斜面崩壊・地すべり・地震(1) 黒川潮 （森林総合研究所）	生態系の保全及び創出(1) 安田陽一 （日本大学）	砂防計画(1) 長井 斎 （建設技術研究所）	ポスター発表
16:30							
16:50	休憩						
17:00	テーマ４ 「北海道における継続的な土砂災害の特徴と対策への課題」 林真一郎 （土木研究所）	構造物(1) 原田紹臣 （京都大学）	流砂及び土石流(2) 山崎祐介 （土木研究所）	斜面崩壊・地すべり・地震(2) 笹原克夫 （高知大学）	生態系の保全及び創出(2) 布川雅典 （寒地土木研究所）	砂防計画(2) 木下篤彦 （国土技術政策総合研究所）	ポスター発表
17:50							
18:00							

5月22日（水）　タイムテーブル

開始時刻	第1会場 アイーナ7F 小田島組ホール	第2会場 マリオスB1F 小ホール	第3会場 アイーナ8F 会議室803	第4会場 アイーナ8F 会議室804A	第5会場 アイーナ8F 会議室804B	第6会場 アイーナ8F 研修室812	ポスター会場 マリオス4F 展示室
9:00	テーマ２ 「砂防分野における IT 技術の活用の現状と課題，今後の方向性について」 島田　徹 （国際航業）	構造物(2) 佐々木司 （砂防・地すべり技術センター）	流砂及び土石流(3) 中谷加奈 （京都大学）	斜面崩壊・地すべり・地震(3) 藤本将光 （立命館大学）	警戒・避難(1) 佐藤丈晴 （岡山理科大学）	水文 若原妙子 （東京農工大学）	ポスター発表
10:00							
10:20	休憩						
10:30	テーマ３ 「土砂洪水氾濫及び流木による被害とその対策」 石川芳治 （東京農工大学）	構造物(3) 森　洋 （弘前大学）	流砂及び土石流(4) 長谷川祐治 （広島大学）	斜面崩壊・地すべり・地震(4) 篠原慶規 （宮崎大学）	警戒・避難(2) 小杉賢一朗 （京都大学）	構造物(4) 石川信隆 （防衛大学）	ポスター発表
11:30							
11:50							
12:00	昼休憩						
12:45		パイプオルガン演奏					
13:00							ポスター発表 コアタイム (偶数番号)
14:00	火山砂防(1) 権田　豊 （新潟大学）	構造物(5) 嶋　丈示 （砂防・地すべり技術センター）	土砂流出(1) 今村隆正 （防災地理調査）	国際セッション 山越隆雄 （砂防・地すべり技術センター）	警戒・避難(3) 大村さつき （応用地質）	管理・計測(1) 千葉　幹 （砂防フロンティア整備推進機構）	ポスター発表
15:20	休憩				休憩		
15:30	火山砂防(2) 藤沢康弘 （砂防・地すべり技術センター）	構造物(6) 別府万寿博 （防衛大学）	土砂流出(2) 福山泰治郎 （信州大学）	休憩 砂防事業 澤　陽之 （岩手大学）	警戒・避難(4) 竹林洋史 （京都大学）	管理・計測(2) 池田暁彦 （砂防・地すべり技術センター）	ポスター発表
15:40							
17:00							
17:10							
17:20							

●企画セッション　第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）
「豪雨による土砂災害、最近の事例から見えてきた新たな取り組みの必要性」

5月21日（火）9:30-10:50 コーディネーター：藤田正治（京都大学防災研究所）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
S-001	中国地方における最近の土砂災害から見えてきたこと	○海堀正博 長谷川祐治	1
S-002	再現期間（リターンピリオド）と連動した土砂災害警戒・避難情報についての予備的検討	○執印康裕	3
S-003	北海道における土砂災害リスクの特徴	○小山内信智 林真一郎，古市剛久，山田孝， 笠井美青，桂真也	5
S-004	特徴的な土砂災害形態としての土砂・洪水氾濫とその対策	○内田太郎 坂井佑介	7
S-005	実効性のある避難を確保するための土砂災害対策の方向性	○國友優 瀧口茂隆，赤澤史顕，今井一之	9

●テーマ別セッション1　第2会場（マリオスB1F　小ホール）
「地震及び火山に起因する土砂災害とその対策」

5月21日（火）15:30-16:50　コーディネーター：山田孝（北海道大学）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T1-001	1968年十勝沖地震による崩壊の発生場地形・土質特性からみた斜面評価	○檜垣大助 猪瀬直美，鄒青穎	11
T1-002	平成30年北海道胆振東部地震における崩壊地特性について	○村上泰啓 水垣滋，西原照雄，伊波友生，藤浪武史	13
T1-003	北海道胆振東部地震による土の高速すべり機構と安定度	○雨宮和夫 中川雄平	15
T1-004	Grain-size Distribution Change at Unzen Volcano and Impact on Lahar Triggering and Flowage	○Christopher Gomez Norifumi Hotta , Yoshinori Shinohara, Haruka Tsunetaka	17
T1-005	いさぼうネット「歴史的大規模土砂災害地点を歩く」（コラム55，56） ―新潟県中越地震（2004）による地形変化を旧版地形図・航空写真で振り返る―	○井上公夫	19

●テーマ別セッション2　第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）
「砂防分野における IT 技術の活用の現状と課題，今後の方向性について」

5月22日（水）9:00-10:20　コーディネーター：島田徹（国際航業）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T2-001	直轄砂防工事におけるICT 導入促進にむけての課題の抽出	○山口真司 伊藤誠記，吉野睦，石田和典，岡本敦， 蒲原潤一，桜井亘，西井洋史	21
T2-002	解析雨量を用いた平成30年7月豪雨による広島県の崩壊発生降雨の分析	○森義将 高須是樹，赤井奈浦子	23
T2-003	紀伊山系における土砂移動等を対象とした画像解析による検知・計測技術の開発	○水谷佑 五十嵐和秀，松本定一，池島剛， 菅原寛明，田中健貴，木下篤彦	25
T2-004	H30.7豪雨災害対応におけるUAVの活用事例	○杉原成満 大塚尚志，岡崎尚也，正木俊英， 河井恵美，荒木義則，髙橋源貴， 上野麻由子	27
T2-005	ディープラーニングによる地すべり地形抽出の試み	○保科隆 歌川紀之，瀬谷正巳，黒田千歳， 藤平大，櫻本智美	29

●テーマ別セッション3　第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）
「土砂洪水氾濫及び流木による被害とその対策」

5月22日（水）10:30-12:00　コーディネーター：石川芳治（東京農工大学）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T3-001	花崗岩地域における地形発達史からみた土砂洪水氾濫の危険（安全）度評価 -九州北部豪雨、広島地域、羽越災害の比較研究-	○下河敏彦 小林浩	31
T3-002	土砂洪水氾濫の事例からみた発生場の特徴について	○久保毅 島田徹，宮田直樹，澤村朱美， 内田太郎，坂井佑介，菅原寛明， 田中健貴	33
T3-003	アメリカ西海岸における土砂・洪水氾濫対策	○内田太郎 對馬美紗，堀田紀文，倉本和正， 藤村直樹，手塚咲子，近藤玲次， 山越隆雄，渡邊尚，熊澤至朗，今森直紀	35
T3-004	異なる林相における斜面崩壊と発生・流出流木量の評価 －平成29年7月九州北部豪雨の事例－	○五味高志 浅野一将	37
T3-005	流木シミュレーションによる土石流区間の流出流木量の推定	○大坪隆三 光永健男，村岡章，阿部勝博，畠山徹， 古山剛，長井斎，川崎巧	39
T3-006	流域特性を考慮した総合的な流木対策に関する研究	○里深好文 原田紹臣，中谷加奈，水山高久	41

●テーマ別セッション4　第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）
「北海道における継続的な土砂災害の特徴と対策への課題」

5月21日（火）15:30-16:50　コーディネーター：林真一郎（土木研究所）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T4-001	地形地質から見た北海道胆振東部地震に伴う斜面崩壊イベント	○古市剛久 柳井清治，奥野充，鳥井真之， 檜垣大助，小山内信智，林真一郎， 早川智也，水垣滋	43
T4-002	北海道胆振東部地震で発生した河道閉塞に関する一考察	○藤浪武史 伊波友生，伊東佳彦	45
T4-003	日高幌内川河道閉塞の特徴について	○早川智也 濱原能成，安里長浩，清水龍来， 松山洋平，佐伯哲朗，小山内信智	47
T4-004	北海道胆振東部地震後の融雪期を経た斜面変動の観測	○奥水健一 石丸聡，川上源太郎，高見雅三， 卜部厚志	49

●テーマ別セッション4　第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）
「北海道における継続的な土砂災害の特徴と対策への課題」

5月21日（火）17:00-18:00　コーディネーター：林真一郎（土木研究所）			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T4-005	平成28年8月豪雨に伴う戸蔦別川流域の流木に関する定量的評価	○永野統宏 松岡暁，上條孝徳，松山洋平， 早川智也，佐伯哲朗，工藤英一， 米元光明，谷昭彦，三上孝敏， 小山内信智	51
T4-006	1出水により満砂した不透過型砂防堰堤の堆砂土層の粒度組成	○宮崎知与 澤田雅代，片桐碧衣，紙本和尚， 梅津亮平，甲斐郊丞，林真一郎， 小山内信智	53
T4-007	鵡川・沙流川における平成28年8月豪雨時の浮遊土砂流出と生産源の定量評価	○水垣滋 村上泰啓，谷瀬敦，村山雅昭	55

●口頭発表 第1会場（アイーナ7F　小田島組ホール）

火山砂防(1)

5月22日(水) 14:00-15:20 座長: 権田豊(新潟大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R1-001	火山噴火時立入困難地域の状況把握のための遠隔調査ユニットならびにUAV を用いた運搬手法の開発への取り組み（その２）	○家田泰弘 堤宏徳，梅本武史，片嶋啓介， 潮見礼也，池上浩二，河野元，鴨志田毅	57
R1-002	火口からの距離を用いた降灰厚分布の推定に関する試み	○山本望 藤村直樹，水野正樹，石井靖雄， 西井洋史	59
R1-003	伊豆東部火山群における毎日風データを使った降灰シミュレーション	○藤田浩司 荒井健一，廣谷志穂，池島剛， 上條孝徳，中村一郎，村松弘一， 北沢隆夫，松村昌広	61
R1-004	本白根山の平成30年1月噴火による火山灰の降雨等による土砂移動観測	○小林拓也 杤木敏仁，田村圭司，杵渕新一， 篠原幸夫，高橋忍	63
R1-005	インドネシア・シナブン火山におけるラハール発生時の降雨	○権田豊 木村桃子，宮田秀介，藤田正治， 堤大三	65

火山砂防(2)

5月22日(水) 15:30-17:00 座長: 藤沢康弘(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R1-006	小型流路を用いた溶岩流の流動特性評価に関する実験的研究	○柳原駿太 永野博之，佐藤敏明，西尾陽介	67
R1-007	那須岳火山防災協議会と連携した火山防災訓練	○坂本壮 大浦二朗，小林幹寛，小渕光昭， 佐藤保之，松尾典映，飯田進史， 松田尚郎，今城貴弘，北原一平， 澤田悦史	69
R1-008	火山地域における減災対策の課題について	○安海高明 松井宗廣，長野英次，江藤稚佳子， 櫻井由起子，藤本拓史，山村祥子， 堤宏徳，岡崎敏	71
R1-009	火山災害における減災対策のあり方について	○松井宗廣 長野英次，安海高明，江藤稚佳子， 櫻井由起子，藤本拓史，山村祥子， 堤宏徳，岡崎敏	73
R1-010	治山事業による十勝岳火山泥流対策計画の概要	○池上忠 高金哲雄，大山暁央，山根誠， 野々山一彦，本間宏樹，岡野浩幸， 黒澤貴之，堺史晶，鈴木洋一郎， 吉田健悟	75
R1-011	火山噴火緊急減災対策砂防計画の現状と課題	○藤沢康弘 杤木敏仁，吉田真也，城ヶ崎正人， 丹羽俊一，大城久尚	77

●口頭発表 第2会場（マリオスB1F　小ホール）

構造物(1)

5月21日(火) 17:00-18:00 座長: 原田紹臣(京都大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R2-001	部分透過型砂防堰堤における除石管理が流木捕捉機能に与える影響	○原田紹臣 中谷加奈，里深好文，水山高久	79
R2-002	既設コンクリート堰堤に流木捕捉機能を付加した張り出しタイプ（未満砂型）の設計事例について	○中村かおり 東康治，田村圭司，山口聖勝， 吉田一雄，嶋丈示，水山高久	81
R2-003	既設コンクリート堰堤に流木捕捉機能を付加した張り出しタイプ（未満砂型）の施工事例について	○吉田一雄 山口聖勝，田村圭司，小林徳茂， 東康治，中村かおり，嶋丈示，水山高久	83
R2-004	鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉実態について	○飯塚幸司 嶋丈示，水山高久	85

構造物(2)

5月22日(水) 9:00-10:20 座長: 佐々木司(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R2-005	石積砂防堰堤改修の留意点に関わる一考察	○岩田健 松村和樹，廣瀬隆浩	87
R2-006	砂防堰堤の水平打継目における簡易的安定性評価手法について	○池田誠 瀧口茂隆，鈴木啓介	89
R2-007	砂防堰堤の水平打継目対策の試験施工とその評価	○加藤毅 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 中川泰成，佐藤梨乃，加藤毅，吉田要， 嶋丈示，佐々木司	91
R2-008	蒸気養生供試体による目標強度の早期判定について	○酒巻克之 秋山祥克，五十嵐夕子	93
R2-009	平成30年7月豪雨（西日本豪雨）における鋼製透過型砂防堰堤（小野川）の土石流捕捉状況について	○山口聖勝 吉田一雄，松元志津佳，嶋丈示， 水山高久	95

構造物(3)

5月22日(水) 10:30-12:00 座長: 森　洋(弘前大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R2-010	沈降力に関わる形状記憶樹脂材料を用いた融雪模型実験	○森洋，宍戸謙	97
R2-011	砂防ソイルセメント集中プラント方式の品質管理法について	○橘木貞則 秋山祥克，松村俊秀	99
R2-012	砂防ソイルセメントの強度伸び率に影響を与える因子の検討	○織田哲暢 酒巻克之，橘木貞則，松村俊秀	101
R2-013	生コンクリートが搬入できない現場条件下での現場練コンクリートの製造に関する一考察	○小布施栄 堀口哲夫，近藤次夫，深澤光太， 井川忠，小川雄一郎	103
R2-014	ゼロスランプ生コンクリートを活用したRCB堰堤工法	○長野恒平 中村徹，坂場義雄，水山高久	105
R2-015	重錘落下衝撃載荷実験によるソイルセメントの耐衝撃性と緩衝効果の検討	○黒田一郎 堀口俊行，嶋丈示，小布施栄	107

●口頭発表 第2会場（マリオスB1F　小ホール）

構造物(5)

5月22日(水) 14:00-15:20 座長：嶋丈示(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R2-016	砂防堰堤の損傷特性に及ぼす流域諸元の影響	○長山孝彦 藤田正治，水山高久，本田尚正， 池田暁彦，三池力，村松広久， 中野雅章，伊藤隆郭	109
R2-017	老朽化した不透過型砂防堰堤を透過型に改良する場合の一提案	○嶋丈示 水山高久	111
R2-018	累積ハザード法を用いた砂防堰堤の平均修繕年数に関する試算	○三池力 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 中川泰成，佐藤梨乃，林良一， 窪寺洋介，増澤徳親	113
R2-019	既設鋼製砂防堰堤の上流側に配置する減勢工に関する実験的考察	○小松喜治 堀口俊行，香月智	115
R2-020	越流水深の大きな砂防堰堤の下流影響検討	○木村啓祐 奥山悠木，田所真路，佐野奈津子， 樋田祥久，加藤陽平，森克味，小川義忠	117

構造物(6)

5月22日(水) 15:30-17:00 座長：別府万寿博(防衛大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R2-021	礫衝突を受ける短スパン鋼管はり部材の変形応答に関する一考察	○別府万寿博 浅田泰男	119
R2-022	礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の全体変位に関する検討	○國領ひろし 石川信隆，嶋丈示	121
R2-023	中小礫捕捉のための鋼製透過型砂防堰堤の機能部材の配置間隔に関する研究	○佐々木司 嶋丈示，國領ひろし，香月智，嶋川理	123
R2-024	鋼製透過型砂防堰堤の捕捉実態に関する一考察	○吉田圭佐 佐藤保之，小渕光昭，大浦二朗， 角岳志，小林幹寛，嶋丈示，川瀬樹一， 金野崇史，松原智生，溝口裕也	125
R2-025	Z-スリット型堰堤工法における単柱式構造の多様性	○牛窪光昭 坂場義雄，陳健	127
R2-026	鋼製残存型枠 SSSフォームレス工法によるコンクリート砂防堰堤の合理化施工 ー平成28年台風10号災害関連緊急砂防事業においてー	○佐藤宏知 鴻上宏子，中野万貴子	129

●口頭発表 第3会場（アイーナ8F　会議室803）

流砂及び土石流(1)

5月21日(火) 15:30-16:50 座長：永野博之(群馬工業高等専門学校)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-001	効果的な土砂調節が可能なスリット幅の決定に関する実験的研究	○伊藤隆郭 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 樫田司紀，内田太郎，松本直樹， 田方智，木佐洋志，保谷智之	131
R3-002	急勾配水路の土砂流動による振動特性の評価に関する研究	○永野博之 塩谷晴，高田光	133
R3-003	加速度センサを用いて計測した土石流流下時の水路振動の特性について	○高田光 永野博之	135
R3-004	巨礫分級現象に関する直線水路実験と円筒装置実験の比較	○松村健太郎 香月智，堀口俊行	137
R3-005	土石流の構成則に基づく掃流砂量式と構造物における水深・流量関係を用いた砂防堰堤を含む1次元解析法の試み	○渡部春樹 長山孝彦，三池力，窪寺洋介， 伊藤隆郭，水山高久，藤田正治， 里深好文	139

流砂及び土石流(2)

5月21日(火) 17:00-18:00 座長：山崎祐介(土木研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-006	湯沢砂防事務所における流砂観測の現状と課題	○松田悟 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 樫田司紀，田方智，木村詩穂， 五十嵐和秀，伊藤隆郭	141
R3-007	流砂・水文観測データを用いた浮遊砂や掃流砂の観測データによる応答特性と河床材料の空間分布の関係	○木村詩穂 長山孝彦，伊藤隆郭，保谷智之， 内田太郎，泉山寛明	143
R3-008	桜島有村川における土石流の観測結果と数値解析結果との比較	○山崎祐介 藤村直樹，手塚咲子，石井靖雄	145
R3-009	土石流中の流木の挙動に関する研究	○坂本良祐 高山翔揮，里深好文	147

●口頭発表 第3会場（アイーナ8F　会議室803）

流砂及び土石流(3)

5月22日(水) 9:00-10:00 座長: 中谷加奈(京都大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-010	微細土砂が土石流の流動機構に与える影響	○酒井佑一 堀田紀文	149
R3-011	細粒土砂を含む土石流の相変化を考慮した土石流シミュレーション	○中谷加奈 長谷川祐治，里深好文	151
R3-012	微細土砂の液相化を考慮した現地再現計算における土石流の挙動	○戸部潤一郎 堀田紀文，酒井佑一，西口幸希， 内田太郎	153
R3-013	土石流の堆積過程に粒径が及ぼす影響	○田澤直也 堀田紀文，酒井佑一	155

流砂及び土石流(4)

5月22日(水) 10:30-11:30 座長: 長谷川祐治(広島大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-014	扇状地の住宅地における土石流の危険度分布の検討 －平成30年7月豪雨による広島土砂災害－	○長谷川祐治 崎田博史，中谷加奈，海堀正博	157
R3-015	進行性崩壊による天然ダム決壊過程に関する研究	○高山翔揮 藤本将光，里深好文	159
R3-016	天然ダムの進行性崩壊に関する現地実験	○星山博紀 里深好文，藤本将光，宮田秀介， 高山翔揮	161
R3-017	谷河川天然ダムの対策について	○山口雄一 中村庄一，山田博文，角豊一， 中井巧治，水谷佑，岩佐卓実，矢内真	163

●口頭発表 第3会場（アイーナ8F　会議室803）

土砂流出(1)

5月22日(水) 14:00-15:20 座長: 今村隆正(防災地理調査)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-018	2018年7月豪雨に伴う立川川流域における土砂流出実態調査	○横尾公博 奥山悠木，田所真路，佐野奈津子， 目晋一，西尾陽介，内田康太，後藤宏二	165
R3-019	常願寺川における可動式シャッター試験運用の効果検証－流水・流砂の連続観測を通して－	○古谷智彦 大阪剛，金子秀樹，高橋至，寺崎賢一， 長山孝彦，松田悟，水谷佑，伊藤隆郭， 水山高久，藤田正治	167
R3-020	平成29年九州北部豪雨における赤谷川流域での土砂・洪水氾濫プロセスのシミュレーション	○鈴木豪太 藤田正治，山野井一輝，坂井紀之， 内田良始	169
R3-021	側岸崩落を考慮した河床変動計算による中期の土砂流出に関する研究	○丹羽諭 柳真衣，河恩勁，泉山寛明，内田太郎，	171
R3-022	岩手県の土砂災害の歴史	○今村隆正 彌富涼子，小沼拓也，雨宮圭吾	173

土砂流出(2)

5月22日(水) 15:20-17:00 座長: 福山泰治郎(信州大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R3-023	平成25年8月 及び9月の豪雨における八幡平山系（岩手県側）の土砂動態検討	○尾崎順一 三浦俊明，井戸清雄，敦賀屋研次郎， 佐藤承未	175
R3-024	寒冷地での凍結融解による生産土砂量予測に関する基礎的研究	○高畑竣平 平松晋也	177
R3-025	GeoWEPPを用いた日本の山地森林流域の土砂流出動態の解析	○長岡岳 堀田紀文，田中延亮，ChrisS.Renschler	179
R3-026	天竜川上流におけるシカ食害･獣害による土砂流出への影響調査について	○三瓶昌俊 椎葉秀作，鈴木豊，岡村修，山根宏之， 深見悠矢，福山泰治郎，平松晋也， 花岡正明	181
R3-027	シカによる土砂流出とササ類の衰退の関連性に関する検討	○花岡正明 椎葉秀作，鈴木豊，岡村修，山根宏之， 深見悠矢，福山泰治郎，竹田謙一， 平松晋也	183
R3-028	シカの採食圧が森林流域の下層植生や土壌侵食に及ぼす影響の評価	○福山泰治郎 平松晋也，椎葉秀作，岡村修，花岡正明	185

●口頭発表 第4会場（アイーナ8F　会議室804A）

斜面崩壊･斜面安定・地すべり・地震(1)

5月21日(火) 15:30-16:50 座長: 黒川潮(森林総合研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-001	干渉SAR解析を用いた大規模崩壊地周辺における重力変形の抽出	○加瀬篤実 今泉文寿，逢坂興宏，西井稜子， 横山修，千木良雅弘	187
R4-002	放射性炭素年代測定を利用した紀伊山地における深層崩壊発生頻度の調査方法について	○小川内良人 小竹利明，木下篤彦，菅原寛明， 田中健貴，小川内良人，横山修， 藤原美波	189
R4-003	森林の経年変化に伴う危険地区の予測	○黒川潮 岡田康彦，野口正二	191
R4-004	コナラ萌芽再生における根の崩壊防止力の経年変化	○山瀬敬太郎 藤堂千景	193
R4-005	平成30年7月豪雨により愛媛県南予地方で発生した斜面崩壊の分布特性	○木村誇 佐藤剛，鄒青穎，八木浩司，廣田清治	195

斜面崩壊･斜面安定・地すべり・地震(2)

5月21日(火) 17:00-18:00 座長: 笹原克夫(高知大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-006	熊本地震により損傷を受けた自然斜面の降雨に伴う変動のメカニズム	○笹原克夫 内村太郎，平岡伸隆，土佐信一， 遊佐直樹，板山達至，王林，西條敦志	197
R4-007	熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測(2)	○土佐信一 笹原克夫，内村太郎，平岡伸隆， 板山達至，王林，西條敦志，遊佐直樹	199
R4-008	大規模地震が火山地域の斜面安定性に及ぼす影響	○稲垣翔 平松晋也	201
R4-009	大規模地震が表層崩壊の発生や崩壊規模に及ぼす影響	○桑澤昭雄 平松晋也	203

●口頭発表 第4会場（アイーナ8F　会議室804A）

斜面崩壊･斜面安定・地すべり・地震(3)

5月22日(水) 9:00-10:20 座長: 藤本将光(立命館大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-010	大規模のり面工事におけるCIMの実施 -阿蘇大橋地区斜面対策工事における事例-	○石濱茂崇 野村真一，山上直人，北沢俊隆， 佐藤裕治	205
R4-011	現地モニタリングに基づく事前道路通行規制基準の設定に関する研究	○舘野祐一郎 藤本将光，鏡原聖史，鳥居宜之， 小山倫史	207
R4-012	待受式擁壁に作用する崩壊土砂の平均荷重の統計　ーH29九州北部豪雨における事例ー	○長谷川陽一 村田郁央，野呂智之	209
R4-013	細粒土砂の流出防止を考慮した急傾斜地崩壊防止施設における擁壁構造の提案	○藤本将光 原田紹臣，小西成治，河野和人， 水山高久	211
R4-014	災害現場における無人化施工の導入事例	○中濃耕司 松岡雅博，堤宏徳	213

斜面崩壊･斜面安定・地すべり・地震(4)

5月22日(水) 10:30-12:00 座長: 篠原慶規(宮崎大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-015	H30台風24号で被災した道路斜面の崩壊機構と類似斜面の抽出	○千葉伸一 國島正弘，見明啓吾，高濱悟志， 正木光一，樽角晃，木村美香	215
R4-016	斜面崩壊が発生する水文と地形的な要素に関する数値解析	○梁偉立 内田太郎	217
R4-017	崩壊規模と降雨条件の関係分析による深層崩壊発生要因の考察	○坂井佑介 内田太郎，林幸一郎，北原哲郎，永井愛	219
R4-018	土砂災害発生豪雨の評価と時間特性	○林拙郎 山田孝，川邉洋	221
R4-019	土砂移動現象発生時刻の調査を踏まえた熊本地震前後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標値に関する分析	○林真一郎 桂真也，齋藤はるか，梅谷涼太， 渡邊輝嗣，野呂智之，野村康裕， 村田郁央	223
R4-020	熱赤外画像を用いた崩壊斜面の湧水の検出可能性	○篠原慶規	225

●口頭発表 第4会場（アイーナ8F　会議室804A）

国際セッション

5月22日(水) 14:00-15:30 座長: 山越隆雄(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-021	Developing methods for evaluating spatial distribution of soil depth for Slope Stability Analysis	○Ingrid Ferreira LIMA Takashi GOMI, Taro UCHIDA, Takao YAMAKOSHI	227
R4-022	Analyzing Characteristics and Distribution of Landslide Triggered By the 2018 Eastern Iburi Earthquake, Hokkaido	○Rasis Putra RITONGA Hefryan Sukma KHARISMALATRI, Takashi GOMI, Ingrid Ferreira LIMA, Yoshiharu ISHIKAWA	229
R4-023	The Landslide Dam Breach Impact Assessment-A Case Study of the Hokkaido Earthquake in Japan	○Chia-Hsing LIN Chen-YuWu, Kuo-WeiChen, Chen-YuChen	231
R4-024	Examining the controlling factors of landslide sediment connectivity by flume experiment	○Hefryan Sukma KHARISMALATRI Yoshiharu ISHIKAWA, Takashi GOMI, Roy C. SIDLE, Katsushige SHIRAKI	233
R4-025	Examining Landslide Materials Movement Using a Small Flume Experiment: A Case Study of the 2018 Eastern Iburi Earthquake, Hokkaido	○Rozaqqa NOVIANDI Hefryan Sukma KHARISMALATRI, TakashiGOMI, YoshiharuISHIKAWA	235
R4-026	Time-series characteristics of bedload in mountain rivers	○Ki Hwan LEE Hiroaki IZUMIYAMA, Taro UCHIDA, Masaaki MANTOKU	237

砂防事業

5月22日(水) 15:40-17:10 座長: 澤陽之(岩手大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R4-027	歴史的砂防施設の利活用の現状と課題 ～持続可能な地域づくりに向けて～	○澤陽之 井良沢道也，飯塚珠恵，森隆彰， 深澤真聖	239
R4-028	常願寺川上流域の明治時代の砂防施設について	○渡邊尚 大坂剛，高橋至，柳川磨彦	241
R4-029	別所砂留の築造および修復年代の推定	○樋口輝久 秋田哲志	243
R4-030	イタリア・トスカーナ州の歴史的砂防施設	○西本晴男 大村さつき，高橋大地	245
R4-031	歴史的砂防施設の利活用に関する現状と課題～砂防遺産を地域とともに活かす～	○森隆彰 井良沢道也，石川丈暎，小泉瑳智， 後藤伶央，澤陽之	247
R4-032	歴史的砂防施設を活かした砂防インフラツーリズムの可能性 ～栃木県稲荷川，新潟県万内川を事例として～	○飯塚珠恵 井良沢道也，石川丈瑛，小泉瑳智， 後藤伶央，澤陽之	249

●口頭発表 第5会場（アイーナ8F　会議室804B）

生態系の保全及び創出(1)

5月21日(火) 15:30-16:30 座長：安田陽一(日本大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-001	知床半島ルシャ川における河床路の施工特性	○安田陽一	251
R5-002	効率的な砂防事業の実施に向けた希少猛禽類の営巣リスク評価	○堀裕和 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 川邊三寿帆，高嶋啓伍，澤樹征司， 吉井千晶，井川裕介	253
R5-003	自然公園にふさわしい地域とつくる砂防事業	○竹内えり子 中山真二，千財利治，中川雅允， 長井斎，澤樹征司	255
R5-004	六甲山系グリーンベルト整備事業における効率的な樹林整備手法の検討	○藤井禎浩 田中秀基，白髭一磨，近藤浩明， 矢野治，服部保，山内昌之，梅迫泰年	257

生態系の保全及び創出(2)

5月21日(火) 17:00-18:00 座長：布川雅典(寒地土木研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-005	サケカウンターによる勇払川ウトナイ堰魚道および十勝川新水路魚道を移動するサケ(Oncorhynchus keta)個体数計測	○布川雅典 権田豊，中村繁人	259
R5-006	DNA 解析技術・撮影技術等の導入による生物調査の高度化・効率化の取組み	○柴田閑 中山真二，中川雅允，千財利治， 澤樹征司，川尻啓太，井上太志	261
R5-007	環境ＤＮＡによるイワナ在来個体群の判定の試み	○澤樹征司 中山真二，中川雅允，千財利治， 柴田閑，吉井千晶，川尻啓太，那須正英	263
R5-008	天然林流域からの流出（Ⅶ） 天然林の動態と流出物の長期モニタリング	○鈴江卓也 中島皇，福島慶太郎	265

●口頭発表 第5会場（アイーナ8F　会議室804B）

警戒・避難(1)

5月22日(水) 9:00-10:20 座長: 佐藤丈晴(岡山理科大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-009	ESDを意識した防災教育プログラムの開発と実践-八幡平市寄木小学校を例として-	○伊藤英之 三浦俊明，早坂桃子，渋谷晃太郎	267
R5-010	土砂災害に関する防災訓練の効果向上を支援する事前学習（その２）	○河合水城 亀江幸二，西山幸治，綱川浩章， 三木洋一，大村さつき，山田英明	269
R5-011	「年間計画に基づく危機管理対応能力の向上の取り組み」 ～越美山系大規模土砂災害危機管理連絡調整会の事例～	○佐光洋一 山口悠，吉野睦，片桐知治，大森徹治， 松尾環，笠原亮一	271
R5-012	平成30年7月西日本豪雨災害(広島地域)の被災者支援	○山下祐一 古川智	273
R5-013	共助を目的とした自治会が運営する警戒避難システム	○佐藤丈晴	275

警戒・避難(2)

5月22日(水) 10:30-12:00 座長: 小杉賢一朗(京都大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-014	融雪土砂災害に対する融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用性の検討	○桂真也	277
R5-015	深層崩壊に対する警戒避難の発表ならびに解除に資する雨量データ解析	○小杉賢一朗 千野佑輝，中谷加奈，正岡直也， 小竹利明，菅原寛明，田中健貴	279
R5-016	平成30年7月豪雨災害時の広島県における雨量指標Ｒ’の特徴	○中井真司 中瀬有祐，永井瑞紀，吉冨健一， 海堀正博	281
R5-017	筑後川の降雨特性と予測	○杉本利英 船橋昇治，牟田弘幸，牧野裕至， 景山健彦，西川誠，高田望，安藤滋人	283
R5-018	地質的特徴と土砂災害を引き起こす降雨パターンの関係に関する検討	○野村康裕 野呂智之，戸舘光，海原荘一， 髙田隆行，竹本大昭，谷田佑太	285
R5-019	土砂災害警戒情報の高密度化に向けた土砂移動形態の分類と空間分布特性の把握	○和田孝志 山野井一輝，岩井優弥，三輪浩， 藤田正治	305

●口頭発表 第5会場（アイーナ8F　会議室804B）

警戒・避難(3)

5月22日(水) 14:00-15:20 座長: 大村さつき(応用地質)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-020	郷土の特性や暮らしと結びついた長期の防災の取組みを主導できる人材のイメージの明確化とその養成課程の検討	○田中隆文 鈴木清敬，大槻聡志，町田尚久	289
R5-021	土砂災害の実効的な避難に結びつく地区防災計画に求められるもの ～平成30年7月豪雨時の土砂災害タイムラインに基づく避難行動の検証から～	○大村さつき 三木洋一	291
R5-022	熊本県氷川町における地区防災計画の策定について	○小林豊 森田幸夫，本島洋一，柿本宏樹， 畑野光昭，渡部康祐，能登準弥， 萩原崇	293
R5-023	土砂災害に対する地域防災力向上に向けた取組実例と地区防災計画制度の活用について	○西山幸治 綱川浩章，佐光洋一，河合水城，千葉幹	295
R5-024	土砂災害防止法に基づく基礎調査における技術的課題について	○村上治 西真佐人，内山均志，近藤正樹	297

警戒・避難(4)

5月22日(水) 15:30-17:00 座長: 竹林洋史(京都大学防災研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R5-025	2018年7月に広島で発生した土石流の氾濫特性	○竹林洋史 藤田正治	299
R5-026	氷河湖決壊洪水(GLOF)の発生リスク評価法確立のための研究 -モデル実験と数値解析-	○鈴木心 堤大三，里深好文，高山翔揮	301
R5-027	気候変動に対する土砂災害警戒区域のリスク評価	○川越清樹 齋藤洋介，鈴木皓達， Thuy THU Thanh LE	303
R5-028	現地観測機器活用による警戒避難体制の強化について	○山本賢一郎 黒川興及，松木敬，佐々木一行， 池田一平，新村幸子	287
R5-029	AI（機械学習）を活用した土石流検知センサー	○桜井亘 泉山寛明，高原晃宙，倉島優一， 叶嘉星，樋口哲也，小林健	307
R5-030	AIを適用した土砂災害警戒区域の自動設定に関する検討	○道財健斗 広兼道幸，麻野貴義，石井唯嵩， 倉本和正，小宮山賢太郎，池田寛， 山野亨	309

●口頭発表 第6会場（アイーナ8F　研修室812）

砂防計画(1)

5月21日(火) 15:30-16:50 座長: 長井 斎(建設技術研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-001	「要因分析図」を用いた砂防施設配置計画の検証（続編）	○西岡孝尚 南部啓太，菅原寛明，山下大雅	311
R6-002	土砂流出の多い支川合流点処理計画の一考察	○長井斎 椎葉秀作，岡村修，山根宏之， 飯田弘和，奥山遼祐，清野真義	313
R6-003	透過型砂防堰堤と渓流保全工の組合せによる土砂調節機能に関する水理模型実験	○木佐洋志 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 樫田司紀，田方智，伊藤隆郭， 木村詩穂，保谷智之，田畑光涼	315
R6-004	既往の土石流のデータを用いた土石流土砂量の確率的な評価の試み	○石川芳治 松村和樹	317
R6-005	地質特性を考慮した平成23年台風12号豪雨による斜面崩壊の要因分析	○南部啓太 西岡孝尚，澁谷啓，菅原寛明， 山下大雅	319

砂防計画(2)

5月21日(火) 17:00-18:00 座長: 木下篤彦(国土技術政策総合研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-006	深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法の適用	○速見智 伊藤誠記，奥山悠木，田所真路， 佐野奈津子，内田太郎，松本直樹， 柳崎剛，西島健二，佐伯響一	321
R6-007	深層崩壊に起因する天然ダム対策施設の検討	○柳崎剛 伊藤誠記，奥山悠木，田所真路， 佐野奈津子，内田太郎，松本直樹， 西島健二，速見智，佐伯響一	323
R6-008	天然ダム高さの推定手法に関する一考察	○鈴木清敬 内田太郎，桜井亘	325
R6-009	赤谷西地区岩盤クリープ斜面の変動と空中電磁探査による比抵抗分布特性について	○木下篤彦 田中健貴，桜井亘，内田太郎， 林幸一郎，窪田安打，河戸克志， 奥村稔	327

●口頭発表 第6会場（アイーナ8F　研修室812）

水文

5月22日(水) 9:00-10:20 座長: 若原妙子(東京農工大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-010	強風下の斜面における雨量捕捉率と受雨面積	○若原妙子 石川芳治，武藤静，椋本真里奈	329
R6-011	気象庁観測データのみを用いた融雪水量の推定とそれに基づく地すべり地の時間地下水位変動モデルの開発	○松永隆正 桂真也	331
R6-012	花崗岩山地源流域における流域界を越えた地下水流動の解析	○正岡直也 小杉賢一朗，藤本将光	333
R6-013	付加体堆積岩地域を対象とした水文地形特性の解明	○奥水康二 山川陽祐，北本楽	335
R6-014	四国地方における平成30年7月豪雨特性解析について	○鈴木浩生 伊藤誠記，奥山悠木，田所真路， 佐野奈津子，福神和興，景山健彦， 藤田暁，牧野裕至	337

構造物(4)

5月22日(水) 10:30-12:00 座長: 石川信隆(防衛大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-015	三次元流体解析を用いた砂防堰堤の前庭保護工の機能検証事例について	○小林泰士 池田誠，矢野孝樹，保坂幸一， 横尾公博	339
R6-016	弾塑性解析を用いた鋼製透過型砂防堰堤の挙動に関する一考察	○石川信隆 香月智，浅田泰男	341
R6-017	砂防堰堤におけるCIMの活用事例	○増田賢人 上葛健太，木村啓祐，森克味	343
R6-018	個別要素法を用いた鋼製透過型砂防堰堤に作用する荷重評価手法	○嶋川理 小松善治，堀口俊行，香月智， 別府万寿博	345
R6-019	土石流流体力の作用位置の違いが鋼製透過型砂防堰堤に与える影響に関する一考察	○築城彰良 嶋丈示，堀口俊行	347

●口頭発表 第6会場（アイーナ8F　研修室812）

管理・計測(1)

5月22日(水) 14:00-15:20 座長: 千葉　幹(砂防フロンティア整備推進機構)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-020	土砂災害対策の人的被害軽減効果の評価手法の検討	○千葉幹 綱川浩章	349
R6-021	地すべり斜面におけるＡＩを活用した管理基準値設定手法に関する検討	○大石博之 小林央宜，村上和磨，古川浩平	351
R6-022	のり面工事における施工管理への３次元モデルの活用	○藤田哲 宇次原雅之	353
R6-023	新潟県中越地震発災後14年が経過した小千谷市内の復旧状況	○野田龍 小林広明	355
R6-024	流木調査におけるサンプリング調査法の課題と可搬型レーザースキャナの活用について	○窪寺洋介 長山孝彦，渡部春樹，松林直人	357

管理・計測(2)

5月22日(水) 15:30-17:20 座長: 池田暁彦(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
R6-025	梓川上流域（上高地）における解析雨量の適用性について	○池田暁彦 石田孝司，長谷川真英，谷保和則， 杉崎亮太，坂井咲香，五十嵐勇気， 池田貴洋，竹口由紀	359
R6-026	礫の自動判読技術の開発	○井川忠 青山哲司，小山実苗，渡邉善太郎， 榎本真貴，水山高久	361
R6-027	紀伊山系栗平地区における地形変化と流出土砂量について（その２）	○岡野和行 小竹利明，菅原寛明，木下篤彦， 田中健貴，船越和也，柏原佳明， 吉野弘佑，井之本信	363
R6-028	熊野川流域における流砂水文観測データに基づく土砂移動状況の把握	○田中健貴 小竹利明，木下篤彦，菅原寛明， 臼杵伸浩，岡野和行，井元成治， 井之本信	365
R6-029	定点カメラによる斜面変状モニタリング手法	○佐藤匠 久保毅，室井翔太，佐藤渉， 石田孝司，石田哲也，坂井咲香	367
R6-030	砂防指定地における衛星画像を使った土地改変抽出手法の検討	○藤澤誠二 酒谷幸彦，西真佐人，古田竜一， 清水孝一，中田和輝，平松真宙	369
R6-031	奈良県赤谷西地区の重力変形斜面におけるゆるみ域の性状と、変形機構の推定	○林幸一郎 窪田安打，小松慎二，橋本裕司， 菅原寛明，田中健貴，木下篤彦	371

●ポスター発表（マリオス4F 展示室）

論文番号	タイトル	著者名	ページ
P-001	花崗岩広葉樹林流域の蒸発散特性	○戎信宏 佐藤嘉展，高瀬恵次	373
P-002	広島西部山系における豪雨時の斜面動態観測	○秦雅之 宮本英夫，平尾暢美，大盛泰我， 岡﨑尚也，溝口佑輔，鳥越美里	375
P-003	山地河川における流量観測の問題点と課題	○永田葉子 田中秀基，白髭一磨，矢野治， 水山高久，小杉賢一朗，内田太郎， 小菅尉多	377
P-004	那智川流域における斜面の水分動態に対する考察（その２）	○瀬戸康平 小竹利明，木下篤彦，菅原寛明， 田中健貴，山田真吾，江川真史， 孝子綸図，島田徹	379
P-005	種々の観測手法を用いた堆積岩山地における地下水流動の把握	○柴田俊 小杉賢一朗，正岡直也，金澤瑛	381
P-006	大起伏堆積岩山地における地下水位の連続観測データを用いた山体地下水の考察	○谷知幸 小杉賢一朗，正岡直也	383
P-007	スギリターの接地条件と表面流による土砂流出実験	○岡井優樹 沼本晋也	385
P-008	新庄河川事務所管内における土砂災害と降雨特性に関する啓発資料について	○藤田暁 光永健男，村岡章，阿部勝博，畠山徹， 永島弘士，野口和義，牧野裕至	387
P-009	蒸発法を用いた森林土壌の不飽和水分特性の計測と解析	○村上智哉 正岡直也，小杉賢一朗	389
P-010	平成30年北海道胆振東部地震で発生した日高幌内川河道閉塞箇所における水文観測について（その１）	○濱原能成 早川智也，松山洋平，酒井博， 中村茂樹，小山内信智	391
P-011	平成27年9月関東・東北豪雨後における男鹿川流域の経年的な土砂移動の変化に関する一考察	○荒木義則 河井恵美，上野麻由子，濱田隆敬， 佐藤保之，小渕光昭，大浦二朗， 小林幹寛	393
P-012	平成30年北海道胆振東部地震における衛星データの活用について	○宮崎真由美 望月貫一郎，下村博之，小更亨	395
P-013	十勝岳の硫黄沢における1926年岩屑なだれと大正泥流の流下機構	○黒澤貴之 高金哲雄，大山暁央，池上忠，山根誠， 本間宏樹，野々山一彦，岡野浩幸	397
P-014	北海道十勝川水系における平成28年8月出水での河道変化	○青木大輔 笠井美青，山田孝	399
P-015	広域土砂災害時の早期状況把握における高頻度衛星画像の活用性について	○松田昌之 野呂智之，野村康裕，鈴木大和， 山下久美子，船越和也，金田真一， 高山陶子，角田里見，服部聡子	401
P-016	登川流域における豪雨時の土砂移動予測と施設配置の検討	○西口幸希 後藤健，川邊三寿帆，高嶋啓伍， 福田光生，赤沼隼一，内田太郎， 坂井佑介，村上正人，中村直登， 飯田弘和	403
P-017	山地渓流における大規模土砂堆積後の洗掘過程と河床安定化の要因	○福永悦子 田中慎吾，清水収	405
P-018	豪雨時の山地河川における多量の細粒土砂を含む土砂動態計算	○中村直登 西口幸希，大坪隆三，内田太郎， 泉山寛明	407
P-019	流砂観測機器を用いた土砂災害に対する危機管理に関する一考察	○富田邦裕 藤田正治，萬徳昌昭，小島隆， 木暮一也，三雲浩司，叶正興， 重村一馬，井内拓馬	409
P-020	土砂流出に伴う渓流水生生物の生息場の動的変化	○村上秀香 藤田正治	411
P-021	山地河川の流出形態・流出場を考慮したCCTV等映像データによる流出解析	○坂井大作 内田太郎，松本直樹，友村光秀	413
P-022	火山地域における土石流シミュレーションの計算条件設定時の留意点	○太田紘樹 田村毅，石橋浩，宮脇正彦，杤木敏仁	415

P-023	雲仙普賢岳ガリー内の局所地形における土砂流出現象の観測	○阪本実紀 Christopher Gomez，篠原慶規， 經隆悠，堀田紀文，酒井佑一，北本楽	417
P-024	熊野川流域における土砂動態特性	○井之本信 小竹利明，菅原寛明，木下篤彦， 田中健貴，船越和也，岡野和行， 横田潤一郎，望月沙紀	419
P-025	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組みー土石流判定手法の課題整理（その２）ー	○原口勝則 沖村孝，鳥居宣之，鎗水正和， 石田博彰，中川渉，鏡原聖史	421
P-026	土砂・洪水氾濫が発生した流域における侵食・堆積箇所の地形的特徴について	○潮見礼也 坂井佑介，内田太郎，大坪隆三， 家田泰弘，清野真義，中西宏彰	423
P-027	流域サイズと出水時の発生流木量の関係	○法覚俊 笠井美青，山田孝	425
P-028	航空レーザ測量データを活用した豪雨時の土砂生産に関する分析	○對馬美紗 内田太郎	427
P-029	戸蔦別川流域における平成28年8月豪雨以降の土砂・流木の再移動実態	○松岡暁 永野統宏，上條孝徳，池島剛， 伊藤隆郭，早川智也，佐伯哲朗， 米元光明，谷昭彦，三上孝敏， 小山内信智	429
P-030	平成28年熊本地震による崩壊土砂の堆積要因とその後の降雨による二次移動要因	○梅谷涼太 桂真也，齋藤はるか，林真一郎	431
P-031	平成30年7月豪雨において土砂災害警戒区域未設定箇所で発生した土砂流出の特徴 ～広島県呉市・江田島市を事例として～	○西川友章 郡典宏，吉川卓郎，河合貴之	433
P-032	平成30年7月西日本豪雨の土砂洪水氾濫による家屋被害範囲の地形的特徴	○澤村朱美 内田太郎，坂井佑介，松本直樹， 島田徹，宮田直樹	435
P-033	平成30年7月豪雨災害により広島県で発生した土石流の発生機構	○本間宏樹 海堀正博，川浪亜紀子，福田淳， 大丸裕武，小川泰浩，池上忠， 山根誠，伊藤正美，黒澤貴之， 山根百花	437
P-034	平成30年7月豪雨による東五反田川隣の土石流災害について	○西ヶ谷友美 池田誠，矢野孝樹	439
P-035	平成30年7月豪雨災害により広島県で発生した土石流における森林の土砂流出防止効果	○野々山一彦 海堀正博，川浪亜紀子，福田淳， 大丸裕武，小川泰浩，池上忠， 山根誠，中山雅之，徳田岳志，堺史晶	441
P-036	平成30年7月豪雨による呉市天応地区における土砂・洪水氾濫の実態について	○河井恵美 大塚尚志，正木俊英，岡本功， 荒木義則，大盛泰我，長谷川祐治， 海堀正博	443
P-037	平成30年7月豪雨災害における被災事例と既往災害との比較	○永井瑞紀 中井真司，中瀬有祐，渡邉聡，木下博久	445
P-038	広島県八本松地区における平成30年7月豪雨で発生した流木の不透過型堰堤による捕捉状況	○經隆悠 浅野志穂，鈴木拓郎	447
P-039	平成30年7月豪雨災害におけるGISを活用した情報共有	○桑田志保 曽我部貴史，川村彩織，水上雅嗣， 矢上優希，山野亨，山本悟司，新田勉， 大本直樹，大坂智宏，谷澤裕司， 宮脇恵子，中元洋介，水野拓也	449
P-040	平成30 年8 月豪雨災害における流木流出実態―山形県戸沢村の事例―	○滝澤雅之 光永健男，村岡章，阿部勝博， 畠山徹，臼杵伸浩，新井瑞穂， 柏原佳明，太井正史，木下奈央， 牧野陽一	451
P-041	流木混じり土石流の氾濫・堆積過程に関する実験と数値計算	○鈴木拓郎 劒持嵩之，經隆悠，堀田紀文	453
P-042	鹿児島県境松崎川における流木堆積箇所の特徴	○染谷哲久 藤村直樹，山崎祐介，石井靖雄， 西井洋史	455

P-043	水路実験による新たな流木捕捉工の検討	○武藤弘典 堤大三，沼本晋也，奥山隆也， 本居絵子	457
P-044	土石流の発生・流下に伴う流木塊発達に関する実験	○片山和紬 山田孝	459
P-045	Climate Change and Population Depletion Control Over Sediment Hazard and Driftedwoods Hazard in Japan	○清水万莉子 Christopher Gomez，内田太郎	461
P-046	流木を含む土石流の氾濫解析	○山下伸太郎 大坪隆三	463
P-047	土石流が渓畔林の攪乱と成立に及ぼす影響	○菊地慎太郎 今泉文寿，逢坂興宏，小川滋之	465
P-048	水系砂防における流木流出量に関する一考察	○板野友和 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 川邊三寿帆，高嶋啓伍，藤村直樹， 染谷哲久，小更亨，川上誠博， 本多泰章	467
P-049	AIを用いた樹種判読と流木量算出について	○川上誠博 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 川邊三寿帆，高嶋啓伍，小更亨， 板野友和，本多泰章，福井翔宇， 彦坂修平	469
P-050	九州北部豪雨災害を対象としたストリームチューブ地形分割に基づく斜面崩壊-土石流統合モデルの適用	○山野井一輝 孝子倫図，堤大三，藤田正治	471
P-051	山地渓流における流砂量の横断分布観測	○堤大三 宮田秀介，市田児太朗，野中理伸	473
P-052	ハイドロフォンを用いた流砂量観測の留意点	○重村一馬 萬徳昌昭，小島隆，木暮一也， 三雲浩司，藤田正治，富田邦裕， 叶正興，井内拓馬	475
P-053	天竜川水系与田切川流域における流砂量モニタリングについて	○鶴田謙次 椎葉秀作，岡村修，吉村暢也， 遠藤哲雄	477
P-054	循環水路を用いた土砂流の砂礫移動層厚に関する水路実験	○高橋佑弥 日名純也，奥山遼佑，松原智生， 松本直樹，内田太郎	479
P-055	土砂濃度が透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響に関する水路実験	○松本直樹 内田太郎，松原智生，奥山遼佑， 高橋佑弥，里深好文	481
P-056	土石流の家屋被害と堆積深の関係	○小松美緒 内田太郎，松本直樹，宮瀬将之， 加藤誠章	483
P-057	平成30年7月豪雨で発生した土砂移動・土砂流出の数値シミュレーション	○林聖也 中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川祐治， 里深好文	485
P-058	長野県飯山市山腹崩壊に起因する土石流発生過程の報告	○岡崎壮泰 田下昌志，西澤賢，北原誠， 山崎隆雄，長谷川国宏，猪又亘	487
P-059	南木曽における大規模土石流時の氾濫解析	○山本歩 SHAO Nanwei，中谷加奈，里深好文	489
P-060	Adaption of Evaluation Index on the Magnitude of Debris Flow Occurrence in the South Korea	○Choongshik WOO Kidae KIM，Chang woo LEE， Dongyeob KIM，Junpyo SEO， Minjeng KANG	491
P-061	粒度構成が土石流先頭部の粗粒化に及ぼす影響	○前田純平 和田孝志，三輪浩	493
P-062	渓床堆積物再移動型土石流の発達過程に関する画像情報を用いた実験的研究	○谷川安平 山田孝	495
P-063	二層流モデルによる土石流の二次元氾濫シミュレーション	○鈴木裕里 高濱淳一郎	497
P-064	土石流に含まれる土砂の沈殿条件の解明	○和田眞典 水野秀明，久保田哲也	499
P-065	地震動が泥流の流動特性に与える影響	○石川新 竹林洋史，藤田正治	501
P-066	六甲山系のナラ枯れ激害地における根茎及び林床変化	○池田欣子 田中秀基，白髭一磨，近藤浩明， 矢野治，船越和也，横田潤一郎， 山賀由貴，梅村裕也	503

P-067	環境ＤＮＡを用いた砂防事業における環境調査の可能性	○島村彰 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 川邊三寿帆，高嶋啓伍，島村彰， 横山良太，西方肇，関根洋	505
P-068	スギ根が発揮する引き抜き抵抗力の経年劣化と引き倒し抵抗力の模型実験	○岡田康彦 黒川潮	507
P-069	高頻度光学衛星を用いた土砂移動域抽出手法の検討	○船越和也 織田和夫，角田里美，服部聡子， 松田昌之，屋木わかな，太井正史， 池田義太郎	509
P-070	平成30年7月豪雨における立川川流域の土砂移動実態	○奥山悠木 伊藤誠記，田所真路，佐野奈津子， 江川真史，島田徹，堀大一郎	511
P-071	平成30年7月豪雨による大豊町大規模崩壊の地形解析	○小野尚哉 笹原克夫，奥山悠木，江川真史， 堀大一郎，島田徹，佐藤匠	513
P-072	平成30年7月豪雨による六甲山系の崩壊特性	○吉安征香 田中秀基，白髭一磨，岩村美樹， 船越和也，岡野和行，吉安征香	515
P-073	平成30年北海道胆振東部地震による崩壊地形と崩土の移動距離の関係について	○矢野孝樹 池田誠，横尾公博，大塚智久	517
P-074	北海道胆振東部地震における崩壊土砂到達に関する考察	○依田直樹 村田郁央，長谷川陽一，坂井佑介， 野呂智之，伊藤留寿都，舩山淳， 安海高明，山村祥子，斎藤智仁， 吉田剛	519
P-075	北海道胆振東部地震における厚真川流域の崩壊面積率算出	○斎藤智仁 山村祥子，櫻井由起子，小林浩， 安海高明，吉田剛，近藤雄一	521
P-076	木曽川上流域における深層崩壊の発生する恐れのある斜面の抽出検討事例	○江口友章 植野利康，小川光生，秋田尚孝， 前田和祐，臼杵伸浩，梶原あずさ， 太井正史，内藤直司，木田千鶴	523
P-077	大分県耶馬溪町の火砕流台地周縁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測	○地頭薗隆 宮本祐成，天野祐一朗，清崎淳子	525
P-078	DevelopmentofVisualizedIntegratedRainfall-Infiltration-Slopestability(IRIS)model	○Chen-Yu Chen Jyun-Wei Chen, Chia-Hsing Lin, Chen-Yu Wu	527
P-079	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-兵庫県北部積雪地域における地形・地質学的特徴と崩壊特性-	○中川渉 沖村孝，鳥居宣之，鎗水正和， 石田博彰，原口勝則，鏡原聖史	529
P-080	越美山系における深層崩壊に起因する土砂災害に対するハード対策の検討事例（その２）	○坂口宏 吉野睦，片桐知治，大森徹治， 大前秀明，江口友章，富田康裕	531
P-081	斜面崩壊源頭部における豪雨時の水みちの現地観測	○梶昭仁 小森潤二，宮田英樹，内田龍彦， 小橋力也，河原能久	533
P-082	震源情報と地形を考慮した内陸型地震による斜面崩壊危険域	○飯田智之 山田隆二，松田昌之，佐藤紫乃	535
P-083	数量化II類を用いた大規模地震が降雨による斜面崩壊発生場の特性に与える影響評価	○齋藤はるか 桂真也，梅谷涼太，林真一郎	537
P-084	現地調査から考察したALOS-2/PALSAR-2強度画像を用いた土砂移動箇所推定の可能性	○山下久美子 鈴木大和，野村康裕，野呂智之， 宮崎景太，小野清孝，清水孝一， 平松真宙	539
P-085	阿蘇カルデラ壁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測	○宮本祐成 地頭薗隆，天野祐一朗，清崎淳子	541
P-086	崩壊発生形態に着目した表層崩壊発生危険度評価の適合性について	○伊藤達哉 赤沼隼一，福田光生，後藤健， 樫田司紀，野池耕平，松澤真， 蔭山星，飛岡啓之	543
P-087	森林の崩壊抑制機能の適正評価に関する一考察	○土田海斗 平松晋也	545
P-088	湧水を活用した深層崩壊発生の警戒避難対応	○天野祐一朗 地頭薗隆，宮本祐成，清崎淳子	547
P-089	Topotubeを利用した表層崩壊解析法の地震災害への適応	○中智昭 堤大三，山野井一輝	549

P-090	急傾斜地における崩土の衝撃力と対策に関する実験的研究	○高瀬蔵 藤本将光，原田紹臣，山本和輝， 玉木健太，小西成治，疋田信晴， 里深好文	551
P-091	那智川流域における地質構造や水文特性に着目した表層崩壊危険斜面の抽出に関する研究	○榎原伴樹 崎山朋紀，坂口武弘，田中健貴， 木下篤彦，野池耕平，松澤真，河戸克志	553
P-092	地震時における斜面崩壊発生場の地形・地質的検討	○種平一成 坂井佑介，内田太郎，藤原康正， 橋尾宣弘，末冨岩雄	555
P-093	清水寺後背斜面における豪雨時の降雨浸透特性に関する研究	○五井渉太 藤本将光，里深好文	557
P-094	パイピング孔周辺における人工散水による水の浸透過程の検討	○野池耕平 小竹利明，菅原寛明，田中健貴， 木下篤彦，榎原伴樹，崎山朋紀， 松澤真，田村友起夫，澤田悦史， 斉藤泰久	559
P-095	天竜川流域、長野県天龍村における過去の土砂災害について	○中根和彦 椎葉秀作，岡村修，井上公夫， 佐光洋一，今村隆正	561
P-096	六甲山上部における豪雨による平成26年8月災害と平成30年7月災害での崩壊地の特徴	○岡崎敬祐 山田裕司，竹下洋一，林一郎， 鏡原聖史，根本信行	563
P-097	室内実験に基づく斜面形状が崩壊現象に及ぼす影響の検討	○Qinxin 里深好文，藤本将光	565
P-098	大規模な地震発生後に崩壊が発生した斜面の地形的特徴	○深澤真聖 井良沢道也，林一成，石川丈瑛， 小泉瑳智，後藤伶央	567
P-099	自然斜面崩壊予防工の鉄筋挿入工の地中内変形状況について	○鏡原聖史 山田裕司，竹下洋一，林一郎， 青木龍一郎，山本寛，岡崎敬祐， 沖村孝	569
P-100	自然斜面崩壊予防工のロープネットによる土砂流出抑制について	○村上恭通 西原玲二，阿部真也，川上博行， 岩佐直人，飯田将史，菊地薫， 沖村孝	571
P-101	2017年九州北部豪雨に伴い発生した斜面崩壊の解析	○武田剛 水野秀明，久保田哲也	573
P-102	新潟県上越地方における融雪地すべりの発生時期	○金澤瑛 石川泰裕	575
P-103	豪雨により九州北部で発生した地すべり災害と降雨の関係	○竹下航 藤平大	577
P-104	小泊権現崎における地すべり斜面の監視クラウドシステムについて	○菊池将人 澤田悦史，北原一平，依田直樹， 市山誠，鶴田大毅，永山智之， 檜垣大助	579
P-105	老朽化した雪崩対策施設の健全度評価に関する研究	○堀口礼顕 中島達也，松坂裕之，落合達也， 隅田誠也，星本真秀，原田紹臣， 水山高久	581
P-106	気象データを利用した降雪事例と雪崩発生条件となる事例の頻度解析	○松下拓樹 高橋渉，高橋丞二	583
P-107	分布型表層崩壊モデルによる地震が土質強度に与えた影響の検討	○金指和将 権田豊	585
P-108	豪雨後の臨時巡視点検における効率化に関する一考察	○筒井胤雄 吉野睦，片桐知治，大森徹治， 大前秀明，田中直，美土路哲也， 渋谷典幸，板野友和	587
P-109	衛星データの解析によるクラカタウ火山の山体崩壊について	○本田健 吉川和男，徳武祐斗，野崎高義	589
P-110	赤谷川・川原樋川合流点付近における土砂動態観測	○臼杵伸浩 小竹利明，菅原寛明，木下篤彦， 田中健貴，臼杵伸浩，岡野和行， 井元成治，吉野弘佑，井之本信	591
P-111	春木川流域における堆砂面変動管理への三次元計測データの活用	○藤本拓史 弓真由子，櫻井由起子，江藤稚佳子， 萬徳昌昭，小島隆，木暮一也，金子裕司	593

P-112	踏査困難な斜面におけるUAVを用いた落石源の抽出と斜面管理への活用	○高山陶子 澤陽之，冨田康裕，影山高史， 熊倉歩，吉田崇博	595
P-113	プレート型ハイドロフォンの現地水路実験による校正試験	○吉村暢也 小竹利明，菅原寛明，木下篤彦， 田中健貴，鶴田謙次	597
P-114	未来の災害対策室を用いた防災情報の共有化ツールの開発	○太田敬一 後藤裕子，小林弘和	599
P-115	RTK-GNSSによる新たな地盤変位計測システム開発に向けた取り組み	○江川真史 横田聖哉，藤原優，飯島功一郎， 武石朗，原口勝則，佐藤匠，室井翔太	601
P-116	（仮）地形改変の伴う砂防基盤図の修正等における小型地上LPの活用	○榊仁一 大森晃，森良樹，山崎渓，鵜殿俊昭， 近藤弘崇，野田敦夫	603
P-117	ALB計測データを用いた砂防堰堤堆砂形状等の把握	○平林大輝 畑野文雄，横田浩，村井渉	605
P-118	有村川3 号砂防堰堤における土石流の流下断面形状計測について	○長塚結花 横尾公博，児玉龍朋，後藤宏二， 藤村直樹，山崎祐介，手塚咲子	607
P-119	航空レーザ測深システム（ALB）の砂防堰堤点検等への有効性	○小林浩 光永健男，村岡章，阿部勝博， 畠山徹，小原孝一，戸神昌裕， 羽深不二夫，熊谷一孝，岡崎知樹	609
P-120	ハイドロフォンの感度変化に関する現地実験	○井内拓馬 山本和彦，吉村暢也，内田太郎， 泉山寛明	611
P-121	濁水の直接採水結果を用いた濁度計の特性把握	○泉山寛明 井内拓馬，山本和彦，阿部里美， 吉村暢也，内田太郎	613
P-122	狩野川流域における渓流監視システムの取り組み	○五十嵐和秀 中村一郎，村松弘一，松本定一， 水谷佑，池島剛	615
P-123	SH型貫入試験による崩壊土砂量算出マニュアルの作成	○村田郁央 野呂智之，長谷川陽一，依田直樹， 舩山淳，松澤真	617
P-124	空中写真を活用した礫径調査手法の検討	○武澤永純 水野秀明	619
P-125	支川からの土砂供給と本川河道の非一様性が土砂移動に与える影響	○菅原寛明 小竹利明，木下篤彦，田中健貴， 船越和也，岡野和行，井元成治	621
P-126	発生流木量の把握を目的とした地上レーザスキャナの活用	○田淵陽介 光永健男，村岡章，阿部勝博， 畠山徹，池島剛，池田一，鈴木聡樹	623
P-127	岩手県における急傾斜地崩壊防止施設の健全度および優先度評価手法の検討事例	○小野寺智久 窪田慎一，小田島源	625
P-128	SAR強度画像の観測条件が土砂移動範囲の判読精度に及ぼす影響に関する一考察	○杉本惇 柴山卓史，鵜殿俊昭，小俣雅志， 濱口祥輝，野呂智之，野村康裕， 鈴木大和，山下久美子	627
P-129	人工知能等のIT技術を活用した砂防関係施設における維持管理の高度化	○星本真秀 原田紹臣，岩崎貴志，川島康史， 越康，坂下江，堀口礼顕，水山高久	629
P-130	UAVを用いた3次元モデル化による大規模崩壊地把握-大西山崩壊地での試み-	○黒岩剛史 矢澤聖一，岡村修，山根宏之， 町野嘉則，岡田征太朗，松本定一	631
P-131	ＳＡＲ干渉画像を用いた崩壊危険斜面抽出手法とその適用範囲について	○崎山朋紀 榎原伴樹，坂口武弘，田中健貴， 木下篤彦，江川真史，佐藤匠， 久保毅，鈴木大和，山下久美子	633
P-132	砂防分野におけるUAVレーザー測量の活用検討	○新子晃生 澤田悦史，北原一平，安井伸顕， 西村正三	635
P-133	衛星画像を用いた平成30年7月豪雨災害における土砂災害広域被害把握	○花田大輝 鈴木崇，郡谷順英，山崎渓	637
P-134	グラウンドアンカー飛び出し防護工の開発	○田邉梨沙 梅沢広幸，奥田峻，酒井啓介， 石川昌幹	639

P-135	集中プラント方式におけるコスト縮減の実績紹介	○門分良太 秋山祥克，岡林茂通，崎田美優， 坂本成一	641
P-136	熊本震災関連工事における集中プラント方式を用いた工期短縮実績の紹介	○崎田美優 秋山祥克，岡林茂通，門分良太， 田中弘法，古岡直弥	643
P-137	集中プラント方式における現地発生土砂の変化に対する示方配合設定実績の紹介	○岡林茂通 秋山祥克，崎田美優，門分良太， 福田安伸，角中靖幸	645
P-138	CIMを活用した砂防事業運用に関する研究	○西方博幸 原田紹臣，石原孝雄，伊藤靖， 横山純子，後藤侑亮，澤端秀隆， 水山高久	647
P-139	ＡＩ技術を用いた自動判読技術の開発	○青山哲司 井川忠，小山実苗，渡邉善太郎， 榎本真貴	649
P-140	不透過型砂防堰堤水通し部の付属施設における捕捉機構に関する一考察	○佐藤厚慈 原田紹臣，里深好文，水山高久	651
P-141	鉄筋コンクリート砂防堰堤の設計法に関する一考察	○花田良太 田村圭司，杵淵新一，石北肇， 佐藤祐壮，尾池香苗，嶋丈示， 水山高久，飛岡啓之，堂ノ脇将光， 井上隆太	653
P-142	高エネルギー吸収型落石防護柵(ネット強化型)の実物大実証試験	○奥田峻 梅沢広幸，田邉梨沙，酒井啓介	655
P-143	砂防堰堤の初期堆砂が土砂捕捉に及ぼす影響	○麻野佑介 中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川祐治， 里深好文	657
P-144	斜面の基礎補強時における網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイルエ）の高度化に関する実験的研究	○山本和輝 藤本将光，原田紹臣，玉木健太， 高瀬蔵，小西成治，疋田信晴， 里深好文	659
P-145	流体力を作用させた土のう構造体の破壊形態に関する実験的検討	○秋田寛己 武澤永純，石井靖雄，西井洋史	661
P-146	土砂が混在した場合のスクリーン型流木捕捉工の特性について	○鳴海正寿 嶋丈示，西村佳樹，井上貴照，山下勝	663
P-147	Algorithm of Sediment Discharge by Debris Flow for Decision of Location and Scale of the Check Dam	○Kidae Kim Choongshik WOO, Chang woo LEE, Dongyeob KIM, Junpyo SEO, Minjeng KANG	665
P-148	既設不透過型砂防堰堤における流木対策の計画・設計の留意点	○中居暁 加藤真雄，中山貴士，望月浩自	667
P-149	覚生川の流木対策における水理模型実験による検討事例	○小林優太 松井博幸，真野拓司，松原智生， 西口幸希，吉田圭佐，中村直登， 飯田弘和，笹山隆，池田誠， 西ヶ谷友美	669
P-150	景観に配慮した透過型砂防ダムの安心感の創出に関する研究	○竹村庄平 坂本良祐，里深好文	671
P-151	岩手火山麓における砂防堰堤の設計事例	○岩田英也 川村義丈，佐藤達也，講武学， 中島さくら，小田嶋政義	673
P-152	流木の形状と比重が山地河川における橋の閉塞に及ぼす影響	○東谷卓哉 中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川祐治， 里深好文	675
P-153	現地堆積土砂のソイルセメント活用についての一考察	○溝口裕也 藤原俊夫，鈴木正義，池田幸太郎， 堀口哲夫，小布施栄	677
P-154	業務自動化ツールRPAを使用した作業効率化について	○由利浩二 秋山剛志，石塚昌一，根岸陽子	679
P-155	暗渠内における流れと流砂の停止過程の再現	○江藤稚佳子 水野秀明，久保田哲也	681
P-156	長野県における砂防設備の改築・修繕計画の検討事例	○川崎巧 細川容宏，西澤賢，山田晃，古山剛， 金野崇史，小林優太	683

P-157	牛伏川上流におけるニセアカシア林相転換事業の施業方針について	○北原誠 山田晃，田下昌志，西澤賢，石坂文彦， 柴田洋二，馬場勇作，井上公夫， 中根和彦，中田慎	685
P-158	狩野川流域における流木災害リスク評価と改築優先度評価への適用	○遠藤弘樹 中村一郎，村松弘一，外山泉， 井野伸彦，櫻井一也	687
P-159	瀬田川水系直轄砂防事業の山腹工	○西川大亮 森田真一，平田育士，武田大典	689
P-160	GISを活用した土石流発生危険箇所の要因分析	○阿部達也 西岡孝尚，南部啓太，山口明日香， 菅原寛明，山下大雅	691
P-161	福岡県朝倉市奈良ヶ谷地区における流砂・流木による流路の閉塞の実態の考察	○塩崎将司 水野秀明，久保田哲也	693
P-162	スイスの歴史的砂防について	○片嶋啓介	695
P-163	火山噴火時に衛星SARデータ用いて一定厚以上の降灰分布形状を把握する手法の検討	○柴山卓史 堤宏徳，岡﨑敏，水野正樹， 平田育士，杉本惇，本田健	697
P-164	UAVと画像解析による火山灰堆積厚の計測手法開発に向けた試み	○田方智 堤宏徳，岡崎敏，山本陽子， 五十嵐和秀，上條孝徳	699
P-165	UAVを用いた火山灰堆積状況および浸透能の概略把握の試み（その2）	○上條孝徳 堤宏徳，岡崎敏，山本陽子，田方智， 関本あすみ	701
P-166	富士山麓のCCTVカメラ監視における災害時の継続性確保に向けた取り組み	○石井秀樹 杉本宏之，鈴木聡，山田信人， 津島博志，張本紀行，多田拓晃， 松尾有祐	703
P-167	伊豆東部火山群の噴火シナリオと噴火影響範囲の考え方	○荒井健一 廣谷志穂，藤田浩司，池島剛， 上條孝徳，村松弘一，中村一郎， 北澤隆夫，松村昌広	705
P-168	冬期ＵＡＶ計測の現地検証調査	○新井瑞穂 菅原淳史，平嶋賢治，北村啓太朗， 落合達也	707
P-169	地形解析図を教師とした深層学習による空中写真からの侵食地形抽出の試み	○古木宏和 田方智，堤宏徳，岡崎敏，山本陽子	709
P-170	関係機関と連携した災害図上訓練（DIG）～蔵王山噴火を想定した対応訓練～	○河野元 光永健男，村岡章，阿部勝博， 畠山徹，内柴良和，家田泰弘， 鴨志田毅，潮見礼也	711
P-171	簡易降灰量計の開発について	○瀬戸秀治 ワンチャオウェン，金子涼磨	713
P-172	桜島有村川流域小斜面における表面流出観測と浸透特性の分析	○手塚咲子 藤村直樹，山﨑祐介，石井靖雄， 西井洋史	715
P-173	火山ハザードマップのカラーユニバーサルデザイン	○池田一 萩原陽一郎，長山孝彦，山崎孝志， 前山巌，碓井歩，渡邊了	717
P-174	ＵＡＶを活用した火山灰堆積厚の計測手法の検討	○前寺雅紀 吉田真也，小尾亮，田中利昌	719
P-175	火山砂防施設の健全度評価における高度化に関する研究	○木下悦男 原田紹臣，河野文俊，平澤太地， 糸山国彦，田村毅，里深好文， 水山高久	721
P-176	ハイパースペクトルカメラによる火山砕屑物の含水比同定	○小野秀史 藤原康正，嶋将志	723
P-177	降灰頻度マップを用いた火山砂防における降灰範囲評価について	○金井啓通 杤木敏仁，田村圭司，杵淵新一， 篠原幸夫，高橋忍	725
P-178	降灰後の土石流発生に関わる火山灰特性（軽石の堆積密度）について	○小尾亮 藤沢康弘，厚井高志，池田暁彦， 堤宏徳，山本陽子	727
P-179	乗鞍岳の噴火に備えた緊急対策案の検討	○牧野陽一 石田孝司，谷保和則，坂井咲香， 荒井健一，堀口礼顕，廣谷志穂	729

P-180	UAVを活用した岩手山火山噴火時の緊急調査手法の実証	○清水綾乃 澤田悦史，北原一平，舩山淳， 佐々木聖，藏重裕俊	731
P-181	火山災害における復興デザインの取り組み	○牧澄枝 臼杵伸浩，佐野寿聰，小林祐司， 鶴成悦久	733
P-182	伊豆東部火山群における火山噴火緊急減災対策砂防計画の取り組み	○池島剛 上條孝徳，木村詩穂，荒井健一， 藤田浩司，廣谷志穂，村松弘一， 中村一郎，松村昌広，北沢隆夫	735
P-183	平成30年7月豪雨における住民の避難行動の実態調査－坂町での調査事例－	○倉本和正 西谷伸治，池田寛	737
P-184	平成30年7月豪雨愛媛県内の土砂災害発生状況と警戒避難体制強化の取り組み	○竹島彰子 白石政志，久保貴裕，武井是樹， 堀大一郎，小林実和	739
P-185	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み－平成30年7月豪雨による養父市域の土砂災害箇所とシステム判定の検証－	○鳥居宣之 沖村孝，勝野真，石田博彰，中川渉， 原口勝則，鏡原聖史	741
P-186	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み－平成30年7月豪雨の検証－	○沖村孝 鳥居宣之，石田博彰，中川渉， 原口勝則，鏡原聖史	743
P-187	住民アンケート調査に基づく平成29年7月九州北部豪雨における土砂移動の時空間変化把握の試み	○厚井高志 長井義樹，菊井稔宏，小林拓也， 大野宏之，城ヶ崎正人，野呂智之， 水野秀明，田中淳	745
P-188	土砂災害に対する地域防災力向上のための取組みと今後の課題について	○江川佳苗 鳥田英司，坂下晴佳，中村宏， 梶原誠也	747
P-189	土砂災害の警戒意識向上に向けた地域波及効果の取組み支援について	○池田一平 小竹利明，菅原寛明，田中健貴， 此松昌彦，江種伸之，松木敬	749
P-190	河川流量に基づく地域特性を反映した土砂災害警戒避難基準雨量	○只熊典子 竹本大昭，海原荘一，木下篤彦， 田中健貴	751
P-191	地球温暖化による降雨特性の変化が土砂災害発生頻度へ与える影響分析	○戸舘光 野呂智之，野村康裕，片山勝之， 渡邊良美，遠藤理，道広有理	753
P-192	雨量計を用いた防災気象情報基準の設定方法	○植野惣 澤夏起，井川忠，佐藤丈晴	755
P-193	山口県における土砂災害警戒情報の発表基準の見直し検討－効果的な土砂災害警戒情報の発表に向けて－	○池田寛 伊藤克浩，林謙一，倉本和正， 道財健斗	757
P-194	奈良県南部地域における深層崩壊被害実績を反映した集落の脆弱性検討	○小林実和 内田太郎，川原崎智也，三谷耕太， 堀大一郎，竹島彰子，清水幹輝， 小宮賢祐	759
P-195	狩野川流域における土砂災害防災教育の取り組み	○浅見晃菜 程谷浩成，續木陽介，山田正和， 松尾環，笠原亮一，鎌田亮，西陽太郎	761
P-196	紀伊半島大水害の被災体験を子供達に伝承する取組について	○坂口武弘 坂口隆紀，久保栄子，新行靖	763
P-197	深層学習による素因特性分類に基づいた土砂災害危険度評価手法の検討	○中西宏彰 野呂智之，野村康裕，鈴木大和， 佐渡耕一郎，高橋信一，相澤明宏， 家田泰弘，中西宏彰	765
P-198	早明浦ダム上流域における深層崩壊に起因する土砂災害被害想定手法の検討	○児玉龍朋 奥山悠木，田所真路，佐野奈津子， 内田太郎，坂井祐介，横尾公博， 大塚智久，池田誠，長塚結花	767
P-199	360°映像を用いた防災学習コンテンツの検討	○松木敬 小竹利明，菅原寛明，田中健貴， 坂口武弘，山本賢一郎，池田一平	769
P-200	地域防災力向上のための取り組み事例―仙台市片平地区の例―	○中島さくら 講武学，中村清美，大沼乃里子， 今野均，山口徳彦	771
P-201	急傾斜地における土砂災害警戒区域指定後の開発事例について	○内田康太 西尾陽介，目晋一，長嶺真理子	773

P-202	栗駒山・秋田駒ヶ岳における登山者の火山防災意識調査と検討	○戸谷千鶴 新井瑞穂，伊藤英之	775
P-203	降水短時間予報を用いた中小河川水位予測による警戒・避難の判断支援	○松本舞恵 岩本祐子，近藤康弘	777
P-204	降雨指標の確率を指標とした警戒避難基準雨量	○竹本大昭 海原荘一，木下篤彦，田中健貴	779
P-205	平成18年岡谷土石流災害の再考-ハード対策とソフト対策の連携への示唆-	○大槻聡志 田中隆文	781

企画セッション
テーマセッション

S-001

中国地方における最近の土砂災害から見えてきたこと

広島大学大学院総合科学研究科　○海堀正博・長谷川祐治

１．はじめに

2018 年 7 月の豪雨を受けて、中国地方においては山口県、広島県、岡山県などで多くの崩壊・土石流等が発生し、広島県での犠牲者だけでも 109 人（さらに、2019 年 3 月 20 日時点で災害関連死の方が 22 人、行方不明 5 人）という甚大な災害となってしまった。広島県では特に、土砂災害による犠牲者が 87 人で死者のうちの約 8 割にものぼり、2014 年の 8.20 広島土砂災害（災害関連死者を除いた全死者数に対する土砂災害の犠牲者の割合が約 8 割）、1999 年の 6.29 広島土砂災害（同 9 割強）、1988 年の広島県加計町周辺（現、安芸太田町）での土砂災害（同約 8 割）と同様、土砂災害に対する脆弱性があることを想起させる。この点について報告したい。

２．土砂災害になりやすい要因

中国地方においては花崗岩類や流紋岩類の分布面積が多いことから、カラーで描かれている全国の地質図で見ても中国地方の色合いが他地方に比べて明確に赤やピンク色等の色合いが目立っている特徴がある。これらの地質が中国地方だけのものでないことは当然なのだが、中国地方においてはこれらの岩石の風化が非常に進んでおり、山間地や傾斜地において大雨や強雨等を受けるとすぐ崩れてしまい、また、水と混じって土石流化しやすい状況にある。一方で、中国地方における降水量は全国的にも多くはなく、瀬戸内海沿いの特に多くの人口が占めている地域ではむしろ降雨の少ない地域として受け止められている。それゆえ、強度的に弱い風化土壌層に覆われた斜面であっても、また、風化の進んだひび割れの多い岩盤斜面であっても、過去に大雨を経験していない箇所では弱い部分が崩れずに、また、土石流等にならずに、不安定な土砂礫を残したままになっているところが多く存在する。

一方で、災害の誘因となる豪雨等も近年こそ目立つこともあるが、むしろ「晴れの国おかやま」という表現がなされたり、「災害の起きないところ」という人々の理解になり、危険なところに迫っていくような居住の仕方がどんどん拡大していく傾向にある。

以上のことはいずれも土砂災害になりやすい素因であり、豪雨などが例年より少し大きいだけでも小規模に崩壊や土石流等が起きて、この地域にとっては十分に災害発生につながる誘因となってしまう現状があるといえる。

豪雨による土砂災害発生の度に、崩壊や土石流などの土砂移動の起き始めに水の関与する要因のあったことが数多く指摘されるように、水の集まりやすいところが弱部となりやすいことは周知の事実である。水の集まりやすい条件の中にはなぜ水が集まりやすいのか原因が不明なものもあるが、流域境界を超えた道路網や水路等を通じて広範囲の雨水が特定のあるところに集まって供給されてしまう場合、その部分が崩れ、土石流化の開始点となっているケースも多い。自然的な要因に加えてこのような人工的な要因の影響も加えた危険斜面や危険箇所のピックアップを行う必要がある。

さらに、人工的な要因ではあるが、すでに歴史的な人間活動の遺物のような形で弱部として存在している箇所も多い。たとえば、山頂付近の城づくりとの関連で行われたと思われる中小規模の盛土部、たたら製鉄が盛んだった頃の砂鉄採取の営みである「鉄穴流し」痕周辺に見られる低強度の大量の風化土層・崩積土層などは、比較的強度の低い状態のまま斜面林床に残存している。この場合には、そこに水の集まりやすい条件が加わってくるかどうかによってより崩れて流れやすいところか、まだ崩れずに保たれ得るところかの違いが出てくるようだ。

３．平成 30 年 7 月豪雨によって発生した特徴的な土砂移動現象

3.1 山頂付近や稜線付近などほとんど集水範囲のないところから流動性の高い土砂移動を開始していること

従来からこの傾向は見られ遷急線近くから起き始めるものが目立っていたが、今回の豪雨を受けてそのような傾向がさらに強く表れており、遷急線より上部の緩斜面部から起き始めているものも見られた。たとえば、広島県東広島市黒瀬町にある本岳で集中発生した土石流は山頂近くから放射状に数本の土石流が流れ出している（図 1）。この中には移動開始点の勾配がわずか 15° という緩勾配箇所から発しているものもあった。源頭部付近には水が噴き出した（または、湧き出した）痕跡が残っているのも確認できた。ただ、これらの要因となっ



図 1　土石流等が山頂や稜線付近から集中発生している様子（東広島市黒瀬町本岳周辺、2018 年 7 月 10 日 海堀撮影）

た水がどこから集まって噴き出したのか(あるいは湧き出したのか)については不明である。

3.2 崩壊土砂の移動開始場所に比べて少し流下後に突然流下幅が広くなっているものがあること

あまり谷地形の発達していない 20°程度以下の比較的緩勾配の斜面に、2 日間で 450～600㎜超の大雨がもたらされ、流動性の高い崩壊土砂や土石流が流下したときに起きる場合があるようだ(図 2)。おそらく長時間続いた先行降雨で地盤の含水状態がほぼ飽和に近くなり強度低下が起きている状態のところに、崩土流下による外力が加わったことにより一気に破壊条件が幅広い範囲で成立したのではないかと思われる。調査時においても水の湧き出しのあったと思われるところは地盤に支持力がなく足が沈み込むような状態が長い期間続いていた。



図 2 流下幅が急拡大する土砂移動の一例(東広島市黒瀬町、2018 年 7 月 19 日海堀撮影)

3.3 土砂・洪水流と呼ばれる現象が広範囲に起きていたこと

豪雨が数百㎜超の総雨量になったことから、土石流が起きていなくても土砂・洪水流は起きる傾向にあったといえる。この土砂濃度の大きな洪水流が数時間～数日間にわたり継続したことにより、流路となった河道を埋め溢れやすくし、溢れた洪水流が居住エリアに広がり、大きいところではもとの地盤を 1.5～2m 程の厚さで覆ってしまう状況となった(図 3)。たまたま、砂防堰堤の堆砂地にたまり、それより下流では大きな被害を出さずに済んだところもあった(図 4)。居住エリアより上流でいかに効果的に土砂濃度を下げられるか、また、流路から溢れ出すことなく流下させ続けられるかが、被害を出さずに済ます方策であると思われる。



図 3 居住エリアが土砂・洪水氾濫により覆われた状況(広島県坂町小屋浦地区、2018 年 7 月 10 日海堀撮影)



図 4 洪水流の土砂でほぼ満砂になった砂防ダム(北広島町出原地区、2019 年 3 月 21 日海堀撮影)

4．土砂災害の犠牲者が多く出た理由

2018 年 7 月豪雨に関しては、土砂災害発生に至る少なくとも半日～1 日前から、異常な大雨になる予報や注意報、警報が気象情報として伝えられていた。それを受けて、市町からは避難準備情報はかなり早い段階で出されており、さらに、大雨警報や土砂災害警戒情報を受けて市町からの避難勧告等も土砂災害発生前にはほとんどの地域で発令されていた。それにもかかわらず、たとえば広島県だけでも 87 人もの土砂災害による犠牲者が出てしまい、ソフト対策の実効性に大きな課題があることが露呈した。今回の中国地方における平成 30 年 7 月豪雨は近年の土砂災害のときの豪雨に比べて、降り方に大きな違いがあった。広島県における近年の土砂災害と比較すると、たとえば、2014 年 8.20 災害の時の豪雨は、真夜中の時間帯に突然の強雨が 3 時間弱降り続き、土石流等が集中発生して大きな被害を出しているが、総雨量は 300㎜以下であり今回ほど多くはない。1999 年 6.29 災害の時の豪雨は、昼頃から強雨となり、15～17 時前後に土石流等が集中発生して大きな被害を出していたが、やはり総雨量は 300㎜以下であった。すなわち、広島の周辺地域では、総雨量が 300㎜以下であっても、また、強雨の継続時間が 2～3 時間であっても、十分に命が奪われるような土砂移動が多発してしまう環境にあるということである。広島県の状況は広島ほどでなくとも島根県や山口県や岡山県にもあてはまるところがある。

ふだん誘因となる豪雨が少ないが故に、簡単に崩壊や土石流等の土砂移動現象の起きる場の近くに人家が建てられ、谷出口をふさぐように人家が密集して流路自体が見えなくなるほどの状態になっているところが多い。小規模な土砂移動であってもすぐに人家や命に大きなダメージを与えるような位置関係での居住地の発達や人家の並び方そのものを変えていかない限り、深刻な大災害に至る危険性と隣り合わせの状態を改善につなげるのは難しい。

S-002

再現期間（リターンピリオド）と連動した土砂災害警戒・避難情報についての予備的検討

執印康裕（宇都宮大学）

1. はじめに

豪雨を誘因として発生する土砂災害を軽減するための警戒・避難対策として，わが国では土壌雨量指数と1時間積算雨量の組み合わせによる評価手法が用いられている。本手法は土砂災害発生・非発生に関わらず全ての降雨イベントを対象に，降雨特性（土壌雨量指数と1時間積算雨量）の出現確率を基に警戒・避難情報を発令するものであり，実際に土砂災害が発生していない（あるいは記録が確認できていない）地域に対しても適用が可能であることから，わが国では広く用いられてきている。本手法の有効性はこれまでの運用実績から検証されているが，以下に示す２つの主要な課題が存在している。

【課題①】警戒・避難情報が発令されても，実際には土砂災害が発生しないことが多い（空振り）。

【課題②】警戒・避難情報が発令されても，避難行動をとる人は少ない。

上記の2課題の関係を，一側面からみれば，所謂「オオカミ少年効果」と裏表一体の関係にある。従って，【課題①】への対応が進めば（つまり予測精度が向上し空振りが減少する），【課題②】への対応も同時に進むといえる。但し【課題②】への対応をさらに進める上では，【課題①】以外に，警戒・避難情報の伝達方法の改善，それを発令する自治体側と受けての住民側との日頃のコミュニケーションの醸成，防災教育を通じた防災リテラシーの向上等への取組みが必要であることは論ずるまでもない。つまり別側面からみれば【課題②】は，人間本来の性質に起因する「正常化への偏見」（経験により培われた個人の感覚により行動する）に根ざすものであることから【課題①】が仮に解決されたとしても，そのことが同時に【課題②】を解決することにはならない。

このように考えると，【課題①】の予測精度の向上とは別に，前述した警戒・避難情報の発令基準として使用されている降雨特性の出現確率そのものが，人間本来の性質に直接働きかけるような表現の仕方について検討することも，ある程度の意義はあるであろう。本検討においてはこの点に着目し，予測精度の向上とは別の観点から，警戒・避難情報の表現の仕方について，極めて単純な検討を行ったので報告する。

2. 検討方針，手順および対象地について

2. 1 検討方針

検討に当たっては以下の３方針を採用した。

【方針①】現行の土砂災害警戒情報は，図-1に示すように，土壌雨量指数と1時間積算雨量によって描かれるスネークラインが降雨特性の出現確率に対応したRBFN値によって定められた基準線を越えると予測された時点で発令されるが，本図においては，時間軸が表示されていないため，人間本来の感覚に直接的に作用しにくいと考え，時間軸と併せて表示が可能なものとする。

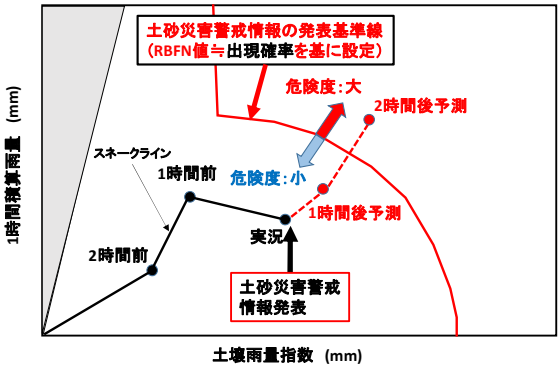


図-1：土砂災害警戒情報の発表基準の模式図

【方針②】現行のRBFN値は降雨の出現確率に対応しているが，人間の直感に作用するものではない。従って，これに代えて極値解析による生起確率の逆数である再現期間を用いるものとする。

【方針③】継続性を考慮し，現行の警戒避難基準に使用されている土壌雨量指数の3段タンクをそのまま使用する。

2. 2 検討手順

検討手順を以下に示す。

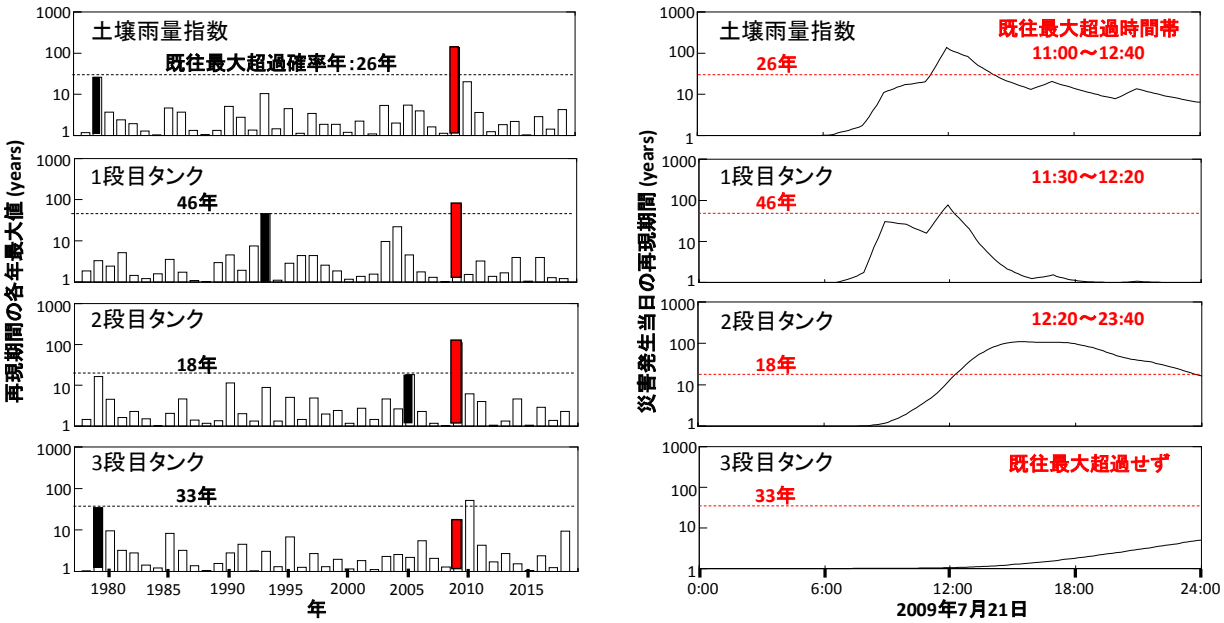
手順１：1時間雨量を6等分した10分間雨量を入力値として算出される３つの各段タンクの貯留量およびその合計値として定義される土壌雨量指数を計算する。なお算出にあたっては，降雨イベント毎に区切ることなく通年で計算している。

手順２：得られた各値に対して，極値解析を適用してその再現期間を算出する。

手順３：上記手順によって得られた各値の再現期間の災害発生時と非発生時について比較する。具体的には災害発生以前における既往最大の再現期間を災害発生時の10分単位の経時変化と合わせて表示することで，比較を行う。

2. 3 検討対象地および使用データ

検討対象地は，2009年7月21日に土砂災害が発生した山口県防府市の剣川流域および周辺地域である。本地域では午前11時から12時頃にかけて表層崩壊発生に伴う土石流による災害が発生している。詳細については例えば秋山ら(2015)を参照されたい。



図−２：土壌雨量指数および各タンクの再現期間
左段：各年の最大値，右段：災害発生当日の再現期間の経時変化

使用データは防府アメダスの1978年から2018年までの時間雨量データである。再現期間を求めるにあたっては，41年間の各年最大値に対して一般化極値分布を適用し，分布パラメータの算出はL積率法によって行った。なお両者の適合度を示す標準最小二乗基準（SLSC）については，いずれの各年最大値とも適合度の目安である0.04を下回っていることを確認している。

3. 結果

結果を図-2に示す。本図の左段には1978年から2018年までの再現期間の各年最大値を，右段には災害発生当日（2009年7月21日）における再現期間の経時変化を示す。なお本図の左段には，災害発生年2009年の再現期間を赤塗りで示し，2009年より前の期間における既往最大値を黒塗りで表示している。本図より土壌雨量指数および1段目，2段目タンク，3段目タンクの既往最大再現期間は，各々26年，46年，18年，33年であり，災害発生当日における再現期間と比較すると，3段目タンクは既往最大を上回っていないが，土壌雨量指数および1段目タンク，2段目タンクの再現期間が何れも既往最大を上回っていることが確認される。さらに災害発生当日において既往最大を上回っている時間帯を確認すると，土壌雨量指数では11時から12時40分，1段目タンクでは11時30分から12時20分，2段目タンクでは12時20分から23時40分の時間帯であることが分かる。

この結果を，災害が発生した時間帯（11時から12時頃）と比較すると，土壌雨量指数および1段目タンクについては概ね対応しているが，2段目タンクについては災害発生後の時間帯に超過しており災害発生時間帯とは対応していないことが確認される。2009年7月21日に発生した災害の形態は，表層崩壊およびそれに伴って発生した土石流によるものであるが，この結果は本災害においては，土壌雨量指数および1段目タンクが災害発生に大きく寄与していることを示している。

現行の土砂災害警戒情報は，土石流および集中的に発生するがけ崩れによる土砂災害を対象としているが，本結果はその場合において，図-1に示した1時間積算雨量と土壌雨量指数の組み合わせによる評価手法をとらずとも，土壌雨量指数あるいは1段目タンクの再現期間に着目すれば時系列に対応した災害発生危険度の評価が可能であることを示唆している。

4. おわりに

土砂災害は，個々の人間にとって生涯で1度経験するかしないかの極めて稀な事象である。すなわち経験に従って行動するという人間本来の性質を考慮すれば，殆どの人にとって災害発生前の状態（これまでの経験の範囲内）にあって，警戒・避難情報が発令されたとしても，実際に避難行動をとることが難しい。つまり警戒・避難情報が早めに発令されるほど，避難行動をとることは一層難しくなる。この点を改善するには，過去から現在までの危険度の推移および将来予測における状態が，具体的かつ客観的な情報として人々に提供される必要がある。再現期間を土砂災害発生危険度の情報として用いることは，この点において一定の意義があるのかもしれない。

引用文献

秋山玲子ら(2015)：簡易な水文モデルを用いた崩壊発生時刻予測手法，砂防学会誌，Vol.68 No. 2，p.3-13

北海道における土砂災害リスクの特徴

北海道大学農学研究院　○小山内信智、林真一郎、古市剛久、山田孝、笠井美青、桂真也

１．はじめに

北海道の土砂災害の特徴に関わる条件としては、活火山が多いことに加え積雪地域であるために、冬季ないし春季に噴火があった場合には融雪型火山泥流を想定しなければいけないことがある。この場合、降灰後の降雨によって発生する土石流と比べて遥かに大きな規模の現象となる可能性が高い。また、火山噴火は突発的に発生することも多いため、活火山周辺に保全対象がある場合には、大規模なハード対策が必要となる[1)]。

もうひとつの条件としては、本州などと比較して降水量が少ないことが挙げられる。年降水量は全国平均の７割弱、最も多い高知県の３割程度であり、降雪分を除くとさらに大きな開きとなる。そのため、地先的な砂防よりも大規模な火山砂防等に目が惹かれがちであるが、当然のことながら、平年値を大きく上回る降雨がもたらされれば、実際のところ崩壊や土石流などの土砂移動現象は多数発生している[1)]。また、いわゆる水系砂防的に対応すべき災害も発生している[2)]。これらの特徴を踏まえつつ、北海道における土砂災害リスクの実態について考察する。

２．火山噴火と土砂災害

2.1　1926 年 5 月十勝岳融雪型火山泥流

1926 年 5 月 24 日に十勝岳の噴火に伴って発生した火山泥流（いわゆる大正泥流）は、富良野川・美瑛川を流下して、下流の上富良野村・美瑛村にまで大きな被害をもたらし、犠牲者の数は 144 名に上った。2009 年度に策定された「十勝岳火山噴火緊急減災対策砂防計画」においては火砕流による積雪の融解によって、大正泥流と同様の現象が発生することを想定している。緊急ソフト対策として避難支援のための情報提供を行うことで、人的被害はかなりの程度極少化できるものと期待されるが、火山噴火現象はそもそも規模想定等に不確実性が伴うため、やはりハード対策は必要である。

2.2　有珠山 2000 年噴火

有珠山の 2000 年噴火は、3 月 31 日 13：07 頃の西山西側噴火の直前、29 日に火山噴火予知連絡会から「数日以内に噴火の可能性大」との緊急火山情報第 1 号が発表されたのを受け、伊達市・壮瞥町・虻田町が避難指示を出し、約 9,500 人の住民が迅速に避難でき、人的被害を回避できた事例として知られている。一方で、1977 年の噴火後に洞爺湖温泉街に整備された砂防施設等の効果も不意の第 1 波を回避する上では大きかったと言える。有珠山はここ 100 年では 20～30 数年に一度の割合で噴火を繰り返しており、このような比較的高頻度で火山噴火による影響が想定される地域においては、ハード対策の重要性を認識すべきであるといえる。

３．集中豪雨災害

3.1　2014 年 9 月支笏豪雨災害

札幌市街地から南 20km ほどに位置する支笏湖周辺では、2014 年 9 月 10 日夕方から降り出した雨は 11 日 5:00 に最大時間雨量 77mm を、その後 7:00 までに連続雨量 412mm を記録し（奥漁観測所）、湖の北西側に接する恵庭岳周辺で多数の土石流や渓岸崩壊を発生させ、国道 453 号が約 1 か月に亘り通行止めとなる社会的影響の大きな災害となった。この時の雨では、支笏湖の南側で発達した降水セルが線状降水帯となり北側の札幌方面に移動しながら衰退していったが、気象庁は 5:30 頃に石狩・空知地方および胆振地方に北海道としては初となる大雨特別警報を発表した。これを受け、札幌市は土砂災害や浸水の危険性が高まったとして、約 35 万世帯 70 万人に避難勧告を発令した。11 日朝のスネーク図では千歳市支笏湖畔で 11 日 0:00 前にＣＬを超過してからも強雨が続き、土石流等の多発につながったことが分かる。札幌市南区では、午前 2：00 頃にＣＬを超過したものの、60mm/hr 前後の雨が 3 時間程度続いたところで収束に向かったため、土砂災害の多発には至らなかった。しかし、両者の降雨状況の違いはそれほど大きいものではなく、札幌市南区等での被害が小さかったことは幸運であったに過ぎないと言える。

3.2　2016 年 8 月北海道豪雨災害

2016 年 8 月中下旬に北海道では観測史上初めて 3 つの台風が上陸し、さらに太平洋側から岩手県に上陸した台風 10 号、9 月に入ってからの台風 13 号から変わった熱帯低気圧の影響などによって、道内の広い範囲で洪水および土砂災害が多数発生した。北海道の調査によると、一連の豪雨災害による死者・行方不明者 6 名、重軽傷者 15 名、住宅全壊 29 件、同半壊 97 件、同一部破損 963 件、非住家全壊 80 件、同半壊 171 件などの被害が発生した。土砂災害は、土石流 25 箇所、がけ崩れ 22 箇所、地すべり 1 箇所が報告されており、人的被害は無かった。しかしながら、特に台風 10 号によって日高山脈東麓で発生した多数の土石流によって下流に流送された土砂は、農地等への氾濫被害や市街地付近での

橋梁の落下、住宅地への侵食被害等に少なからず影響を与えていた。

台風 10 号による降雨は 100 年超過確率を上回るものであったが、ペケレベツ川の渓流保全工（1/50 対応）では余裕断面で概ね処理できていた。また、土石流のトリガーとなった斜面崩壊も小規模なものが殆どであった。それにも関わらず、各渓流において下流へ流送された土砂量は土対針で想定する規模を大きく上回っていたようである。このことは、周氷河環境において形成された斜面および扇状地形に粘着性に乏しい不安定土砂（マサ土など）が無制限に存在しているような条件下では、生産土砂量、流送土砂量、さらには生産流木量等が想定を上回る可能性があることを示唆している（図 1）。これは、緩勾配になった谷底平野区間（山地・扇状地接続区間）や扇状地内河道における出水中の澪筋の変動などの影響で、流送土砂が再生産されたり渓畔林が流木化したことによる。今後の施設整備等を考える上では、以下のような配慮が必要になると考えられる。

①保全対象の上流側で、高位段丘崖に挟まれた低位段丘面を基盤の侵食を抑制しつつ流木・超過土砂を捕捉できる形態で活用する。

②渓床が受食性の強い地質である場合には、砂防堰堤や床固工等の横断工作物を通過する流水が狭い幅に集中して掃流力が大きくならないように、水通し断面、副えん堤、水叩き工等の構造や施設配置を検討する。

③緩勾配区間における渓畔林の取り扱いを検討するとともに、掃流区間においても十分な流木対策を行う。

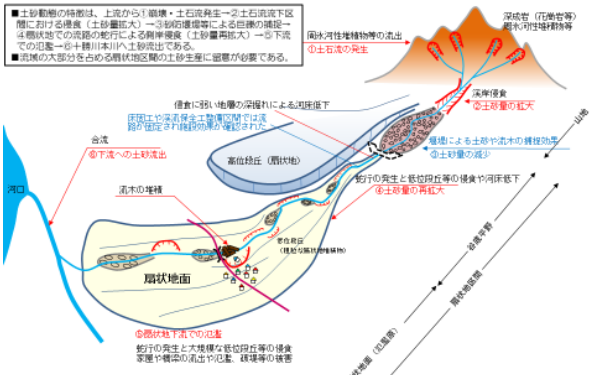


図 1　日高山脈東麓における土砂動態の特徴（2016 年災害）

4．2018 年 9 月北海道胆振東部地震で発生した土砂災害 [3)]

2018 年 9 月 6 日午前 3 時 7 分、北海道勇払郡の厚真町とむかわ町の町境付近、深さ 37km を震源とするマグニチュード 6.7 の内陸直下型地震が発生し、厚真町で震度 7、むかわ町と安平町で震度 6 強を記録した。この地震による死者は 42 名（関連死 1 名）で、そのうち土砂災害によるものが 36 名と際立っており、その全てが厚真町内での被害であった。地震の発生が未明であり、多くの就寝中であった人が斜面崩壊による崩土に巻き込まれたという見方もできるが、最も被害の集中した吉野地区の崩落土砂は 6 秒程度で人家に到達した可能性があるとの検討結果もあり、地震の場合は事前の避難はほぼ不可能といえる。

さらに、今回の地震による斜面崩壊のひとつの特徴は、強振動を与えられた場合に脆弱化する風化した降下火砕物層が厚く堆積していたために、15° 程度以下の極めて緩い勾配の斜面までも崩壊が多数発生したということであった。そうなると、30° 以上の勾配を対象としている急傾斜地崩壊危険箇所としては拾いきれない場所でも、地質的な条件によっては危険性を認識する必要があるということになる。

このような警戒・避難が難しい条件の中で、取り得る対応としては、土砂災害危険箇所として把握されている場所ではハード対策を促進する、それ以外に危険度が高いことが認識される場所では（既往の危険箇所を含めて）、極力危険度の高い範囲での居住を避ける、あるいは前震・余震などに対しても敏感になって、ごく僅かな時間しかないとしても咄嗟に身を守る行動をとる、ということになる。

また、今回発生した崩壊土砂は渓流を埋め尽くした状態で滞留しており、今後の降雨によって細粒分を中心とした下流域への土砂供給が長期間続くことが懸念される。

5．まとめ

火山噴火や地震のような突発性の高い災害に対してはハード対策の優位性が認められるが、豪雨災害のように切迫性がある程度認識できるものに対しては、ハード対策も当然必要であるがソフト対策の有効性をいかにして高めるかが課題になるといえる。また、北海道のように雨慣れしていない地域においては、土地（地形・地質）の特性および人口の変化を十分に理解した上で、土地利用の在り方を考える必要がある。

＜参考文献＞

1) 小山内信智：北海道の土砂災害，平成 29 年度(一財)砂防・地すべり技術センター講演会講演概要集，p.21-29，2017

2) Furuichi T., et. al：Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern Japan, Landslides, Vol.10, p.1645-1655, 2018

3) 小山内信智・海堀正博ら：平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol.71, No.5，p.54-65，2019

S-004

特徴的な土砂災害形態としての土砂・洪水氾濫とその対策

国土技術政策総合研究所　内田太郎　坂井佑介

1. はじめに

平成 30 年西日本豪雨では、広島県呉市、坂町などで流域面積が数 km^2 の流域で多数の斜面崩壊・土石流による大量な土砂生産が生じた。生産土砂は多くの細粒分も含んでおり、また、降雨が長期間継続したため、大量な土砂が谷出口から流出した。その結果、谷出口より下流の河道では河床上昇・河道埋塞が生じ、大量な土砂・泥水が市街地に氾濫し、深刻な被害が生じた（写真１）。このようなタイプの災害は、これまでも生じていた現象ではあるが、平成 28 年の十勝川流域の災害や平成 29 年の九州北部豪雨においても生じており、近年、特に顕在化している。そこで、本稿では、現象を表す用語、現象の特徴、対策に関する計画論上の整理と対策検討手法の検討状況、今後の技術的課題について整理を試みる。

２．用語

砂防事業の費用便益分析マニュアル（案）（平成 24 年 3 月）では「1. はじめに」で示したような現象は土石流による直接的な被害と区別され、「土砂・洪水氾濫」と定義されている（図 1)。また、同マニュアルでは、土砂・洪水氾濫を引き起こす現象として、「上流からの流出土砂に伴う河床上昇等」があげられている。さらに、「防災・減災、国土強靭化のための３か年緊急対策」（平成 30 年 12 月 14 日　閣議決定）において、「全国の中小河川における土砂・洪水氾濫等の危険性に関する緊急対策」として、土砂・洪水氾濫対策が位置付けられた。

３．土砂・洪水氾濫の特徴

平成 29 年九州北部豪雨による赤谷川流域や平成 30 年西日本豪雨による大屋大川流域における土砂・洪水氾濫の事例をもとに簡単に土砂・洪水氾濫の特徴を整理する。

(1) 総降雨量は、九州北部豪雨では 800mm 程度、西日本豪雨 400mm 程度であり、過去の既往最大値を大幅に上回るような降雨であった。
(2) 流域内で多数の斜面崩壊。土石流が発生し、大量な土砂生産が生じる。比流出土砂量は 10,000～100,000m^3/km^2 程度であった。
(3) 生産土砂は多くの細粒分を含み、1mm 以下の粒度の割合が 40%程度であった。
(4) 総流出土砂量に対するピーク流量は土石流の事例に比べると小さく、土石流に比べると長期間土砂流出が継続したと考えられる。
(5) 河床勾配が 1/150 程度の範囲まで被害が及んだ。

4. 対策の考え方

4.1　砂防計画論上の位置付け

土砂・洪水氾濫対策は計画論上、以下のように整理される。砂防基本計画の対象現象は、対象とする現象が生じる時間スケールから、

①　計画規模の現象が発生する一連の降雨継続時間　（短期土砂流出)。
②　短期の降雨により生産された土砂が移動する影響期間。数年から数十年程度が目安　（中期土砂流出)
③　計画の対象とする必要がある、短期・中期を含む数十年程度またはそれ以上の期間　（長期土砂流出)

と整理される。このうち、短期土砂流出現象の対象現象は、

a.　土砂・洪水氾濫対策
b.　土石流・流木対策
c.　土砂・洪水氾濫にともなう流木対策

に分類される（図 2)。

4.2　「河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する 砂防施設配置検討の手引き（案)」

土砂・洪水氾濫による災害を防止するための対策施設整備には、将来生じうる土砂移動現象を予測しつつ、砂防施設の効果評価を適切に行い、施設配置計画を立案することが重要である。そこで、土砂・洪水氾濫に対して、より効果的・効率的な砂防施設配置計画の立案に資することを目的に国総研資料「河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案)」[1)]（以下、「手引き」と呼ぶ）を発行した。

本手引きは、過去の土砂・洪水氾濫現象を対象に再現計算を実施し、解析手法・条件設定の妥当性を確認したうえで、計画現象に対する施設配置計画を検討することとしている。また、一方で、降雨分野や土砂生産量など、将来予測には不確実性がともなうため、これらの不確実性を考慮し、施設配置計画を検討することとした。

また、豪雨時の山地河川は土石流・掃流状集合流動・掃流砂・浮遊砂という多様な土砂動態が混在するなど、下流河

川の土砂動態とは異なる特徴を有する[2]。また、中小出水時では見られない斜面崩壊、土石流、渓岸侵食等による大量な土砂生産、河道への土砂供給が生じることにより、河床が主たる土砂発生源である中小出水時の土砂動態が大きく異なる。そこで、土砂・洪水氾濫対策施設の配置計画を検討するための土砂動態を適切に評価・解析するためには、豪雨時の山地河川の土砂動態に則した解析手法を用いるとともに、適切に計算条件を設定する必要がある旨、手引きでは示している。

5. 今後の技術的な課題

今後、より効果的・効率的に土砂・洪水氾濫対策を進めるために必要と考えられる技術的課題について整理を試みる。

1) 土砂生産の実態把握と土砂生産量、タイミング、場所、形態の予測技術の向上
数値解析の境界条件となる土砂生産量やタイミングは解析結果に大きな影響を及ぼすため、実態の把握をさらに進め、予測精度を向上させることが、土砂・洪水氾濫対策を進めていくうえで重要である。近年、航空レーザー測量データの蓄積も進んでおり、これらの有効活用が当該分野の進展に寄与することが考えられよう。

2) 山地洪水の実態把握と流出解析技術の向上
土砂・洪水氾濫のきかっけとなる山地洪水の観測データは必ずしも十分とはいえず、流出解析の精度検証も今後進めていく必要がある。CCTV 画像の活用などが実態は把握の有効な手段となりうることが期待される。

3) 土砂・洪水氾濫に対する対策が必要となる箇所の抽出技術
過去の土砂・洪水氾濫の実態を分析するなどし、地質や地形量などから詳細な検討を実施すべき流域の抽出技術できるようになれば、より効率的に対策が進むことが期待される。

4) 効果的な対策施設の開発・設計手法の開発
施設整備よる対策としては、遊砂地やスリット堰堤等の対策が有効であると考えられるが、これらの施設の設計方法を見直し、向上させていく必要がある。さらに、堰堤の補足容量の確保のため、堰堤の除石管理など、維持管理の必要性の検討やその手法についても検討していく必要がある。

5) 対策施設の効果評価手法の向上
土砂・洪水氾濫で大きな影響を及ぼす細粒土砂の施設周辺の動態を把握し、効果評価手法を向上していくことが施設の規模を決定する上で重要である。

今後は、これらの課題に加えて、流域の特性に応じた技術を開発・活用していくことがさらなる土砂・洪水氾濫対策の実行に資するものと考えている。

参考文献 1) 国総研資料 第 1048 号「河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案）」、2) 国総研資料 第 874 号「豪雨時の土砂生産をともなう土砂動態解析に関する留意点」



写真１　西日本豪雨による呉市天応地区の被害の様子

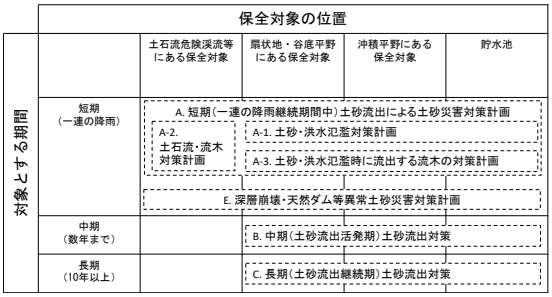


図2　砂防基本計画で対象とする時間スケール、保全対象および現象

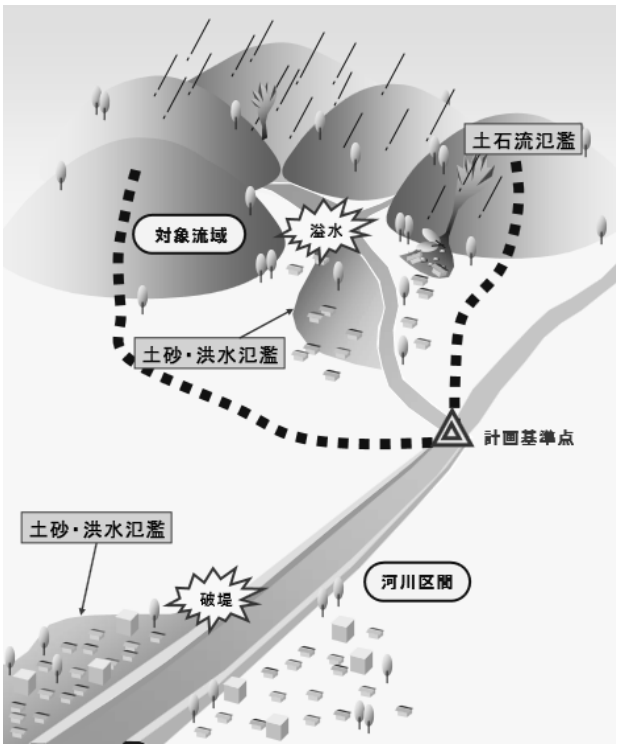


図１　土石流による直接被害と土砂・洪水氾濫（砂防事業の費用便益分析マニュアル（案）より引用）

S-005

実効性のある避難を確保するための土砂災害対策の方向性

国土交通省　○國友優，瀧口茂隆，赤澤史顕，今井一之

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨では、広島県、愛媛県等西日本を中心に広域にわたって 2581 件にも昇る多数の土砂災害が発生した。

国土交通省では、これまでより土砂災害の防止・軽減のため、ハード対策を推進するとともに、土砂災害警戒区域の指定、土砂災害警戒情報の発表等の警戒避難体制の強化に関する施策を進めてきており、その結果土砂災害の危険性の周知は大きく進み、今回の災害においては土砂災害警戒情報の発表があった市町村の多くでは避難勧告等の発令もなされていた。しかしながら、今回の災害では、豪雨に伴う土砂災害としては平成最大となる 119 名もの死者を出すに至った。

このことを重大に受け止め、国土交通省水管理・国土保全局では「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」（以下「委員会」と言う。）を設置し、実効性のある避難を確保するための今後の実施するべき施策について現在検討を進めている。本稿では、本年度の企画セッションのテーマに「豪雨による土砂災害～最近の事例から見えてきた新たな取り組みの必要性」が設定されたことに鑑み、当該委員会における検討状況と、それを受けた最新の取り組みの概要について報告するものである。

2. 土砂災害対策の検証（概要）

平成 30 年 7 月豪雨で、34 道府県 505 市町村に対して土砂災害警戒情報が発表された。死者を出した 53 箇所について調査を行ったところ、これら係る全ての市町において、発災前に避難勧告等の判断の基準となる土砂災害警戒情報が発表されていた。また、避難勧告については、その約 7 割に当たる 37 箇所で発災前に発令されていた。なお、505 市町村のうち、約 4 割に相当する 208 市町村で土砂災害が発生していた。

死者を出した 53 箇所において、土砂災害警戒情報の発表から発災までの時間（リードタイム）を調べたところ、リードタイムが短時間であった場合や、逆に非常に長時間に及んだ場合に、避難勧告を発令できていない市町村があった。

平成 29 年度末現在、基礎調査は約 9 割完了しているが、指定は約 8 割であり、指定の手続きに時間を要している。土砂災害による死者の約 9 割は、警戒避難体制の整備が義務づけられている土砂災害警戒区域等、予め土砂災害の恐れがある場所であることが公表されていた箇所で発生していた。 土砂災害警戒区域等の外で被害が発生した事例を確認したところ、基盤地図が粗いことから調査段階において谷地形や急傾斜地が判読できなかったことが危険性の特定に至らなかった原因であると推定された。土石流により犠牲者のあった渓流における全壊家屋の 96%が土砂災害警戒区域内に存在していた。特に土石流の流下方向の中心線からの距離が約 20m（幅約 40m）の範囲内に全壊家屋[1]の約 8 割が集中するなど、これまでの災害の調査結果と同様、概ね流下中心線の周辺に被害が集中していた。一方、被災地域で実施された避難実態に関するアンケートでは、土砂災害警戒区域等が住民等に十分に認識されていないことが改めて明らかとなった。

避難所までの経路の大半が土砂災害警戒区域に含まれていたり、土砂・洪水氾濫を起こした河川を渡河する必要あったりするなど、防災情報を認識してはいたものの、避難しようとしたときには既に避難が困難な状態になっていた箇所が少なからずあったものと推定される。

一方で、地区自治会の役員会で防災マニュアルや防災マップを作成し、自力で避難するのが難しい住民の避難を支援する「担当者」を予め決め、訓練を繰り返していたことにより死者が出なかった事例や、自主防災組織の見回りにより異常に気づき、行政の指示を待たずに避難行動がなされたことにより、人家 10 戸以上が全半壊したにもかかわらず、死者が出なかった事例があった。 ただし、近隣地域・地公体の状況からすると、そのような取り組みは当該地域の取り組みに止まっていて、必ずしもが近隣地域や地公体にまで拡大させる体制が整っている状況にはないものと推察された。

また、土石流により死者のあった府県の中で、被害の多かった広島県と愛媛県では、人的被害が発生した 33 渓流のうち、砂防施設が事前に整備されていた渓流は広島県の 3 渓流のみであった。また、被害のあった 3 渓流については、設置されていた砂防設備

1 全壊家屋には、住家全部が倒壊したものに加え、埋没等の居住のための基本的機能を喪失したものを含む

は、想定した土砂量を全て捕捉する容量を有していなかった。一方で、土砂や流木を捕捉し、下流の集落の人命・財産を保全した砂防堰堤等も多数あった。

その他、土砂・洪水氾濫により、下流の市街地に広範囲に土砂が堆積し、人命救助や復旧作業等の支障になったほか、地域の社会経済にも長期間影響を与えた。

3. 実効性のある避難を確保するために取り組むべき事項（中間とりまとめ）

検証結果を受け、委員会においては、これまでの取り組みの方向性は正しいものの、住民等の理解が十分ではなかったことが大きな課題であるとした上で、今後取り組むべき事項として、速報的に以下の6つの柱からなる提言があった。

① 地区防災計画に基づく警戒避難体制の構築
② 土砂災害警戒情報の精度向上等
③ 土砂災害警戒区域等の認知度の向上等
④ 市町村の防災力向上の支援体制の構築
⑤ 地区防災計画と連携した砂防施設の整備
⑥ インフラ・ライフライン保全等の強化、土砂・洪水氾濫対策、気候変動への対応等

本稿執筆時点においては委員会の提言の取りまとめは完了していないが、国土交通省としては頂いた提言に基づき可能ことから逐次施策等を実行に移してきている。以下にその主な取り組みについて記す。

4. 主な取り組み

① 地区防災計画に基づく警戒避難体制の構築

住民が地区防災計画を策定する際には、避難所への避難が困難となった際に“次善の策”としての緊急的な退避場所を予め選定しておくことが重要であることから、そのために参考となるイエローゾーン内の相対的なリスクについて、どのように評価すべきかなどについて、「警戒避難に関するWG」を設置し検討に着手した。また、住民等に対してきめ細やかな防災情報の提供を目指し、民間企業による防災情報のプッシュ型配信等を行うためのアプリ開発を促進するため、全国の土砂災害警戒区域等に関する基礎情報のオープンデータ化の促進を図った。その結果、提供されて基礎情報を活用し、ヤフー（株）が「Yahoo！防災速報」を通じて土砂災害警戒区域単位で土砂災害危険度表示する取り組みを2019年6月末より全国で開始予定となっている。

② 土砂災害警戒情報の精度向上等

各都道府県の土砂災害警戒情報に係る担当者会議を開催し、土砂災害警戒避難基準線の定期的な見直しを促すなど、土砂災害警戒情報の精度向上に係る取り組みを進めた。

③ 土砂災害警戒区域等の認知度の向上等

防災・安全交付金を活用した標識設置の考え方等を都道府県に通知をするなど、現地への標識設置等による土砂災害警戒区域等の周知に関する取組の促進を図った。

④ 市町村の防災力向上の支援体制の構築

関係地公体間で土砂災害対策に係る情報交換を行えるような連絡会を開催するよう都道府県に通知するなど、土砂災害防止に関する先進的な取組を他の地公体等にまで拡大するための体制整備を促す取り組みを行った。

⑤ 地区防災計画と連携した砂防施設の整備

平成31年度から、都道府県が実施する事業については、警戒避難体制を整備することが義務づけられている土砂災害警戒区域の指定を条件とするように制度改正をおこなった。

⑥ インフラ・ライフライン保全等の強化、土砂・洪水氾濫対策、気候変動への対応等

「重要インフラの緊急点検」を実施し、インフラ・ライフライン等が被災する可能性が高い箇所のうち、緊急性の高い約320箇所の対策を2020年までに概ね完了すべく対策に着手した。

また、「土砂・洪水氾濫対策WG」を開催し土砂・洪水氾濫対策の必要性がより高い流域の絞り込みや豪雨時の生産土砂量推定手法の高度化の検討に着手した。

5. おわりに

平成30年7月豪雨に伴う土砂災害により甚大な被害が発生したことに鑑み、委員会を設置し今後の対策のあり方について検討を進めてきた。その結果、これまでの取り組みをより強力に推進することに加え、住民それぞれがどのように避難をすれば良いのかを地区単位で取りまとめ、それを市町村が「地区防災計画」として地域防災計画に位置づけることを通じて、自助・共助・公助のそれぞれの観点から警戒避難体制を強化することの重要性が指摘され、これを実現するための施策の一部は既に実行に移してきている。一方で、委員会の中では、実効性のある避難を確保するためには、土砂災害のリスクをどうとらえ、リスクの程度と避難のあり方をどう考えるのかが大きな議論となっている。この点については、リスクの評価方法の開発等を含め、今後の議論を深めねばならない大きな課題である。

T1-001

1968 年十勝沖地震による崩壊の発生場地形・土質特性からみた斜面評価

○檜垣大助 [1)]・猪瀬直美 [2)]・鄒青穎 [3)]

[1)]前：弘前大学農学生命科学部（現：日本工営㈱）,農林水産省東北農政局 [2)], 弘前大学農学生命科学部 [3)]

Keywords：, 斜面崩壊, 1968 年十勝沖地震, 微地形, 含水比, 崩壊危険性

１．はじめに

1968 年十勝沖地震(M=7.9)では，直前 3 日間で 200㎜ の降雨も手伝って，青森県八戸市西方の丘陵地で多数の崩壊が発生した。崩壊は約 15,000 年前降下の十和田八戸浮石層（To-HP）最上部にある風化火山灰層での発生事例が多かった（吉田・千木良，2012)。ここでは，崩壊地の微地形と土層調査から火山灰被覆斜面での崩壊跡地の再崩壊危険性について考察した。

２．調査方法

火山灰被覆丘陵地にある五戸町豊間内の 3 つの崩壊地（TOM28、TOM33. TOM35 と呼ぶ）を対象として，地上レーザ測量での微地形把握と，掘孔によるすべり面を含む土層構造の把握，室内試験による土層別の含水比計測を行った。この付近の To-HP 層は，下位からⅠ～Ⅵ層よりなり，Ⅰ・Ⅲ・Ⅴ層は細粒浮石，Ⅱ・Ⅳ・Ⅵ層は粗粒浮石で構成され，最上部には，褐色ローム層の直下位に浮石・砂混じり粘土質火山灰層がしばしば存在する。

３．結果と考察

崩壊地の代表例として，図 1 に TOM28 の現在の微地形と掘孔位置，図 2 に縦断面上での土層調査箇所と土層断面を示した。図 1 の崖マークで示した西側が 1968 年の崩壊地であり，分水界の緩やかな尾根の肩部から発生した。崩壊地上部の凹凸のある場所は崩土が残っているが，中部以下では流動化したため移動土層はごく薄い。また，To-HP 層上面高度が，滑落崖にある地点 b, e, f から d,g,h へ下がっていくことから，崩壊地付近は，To-HP 層降下前から浅い凹型斜面をなしていた。

TOM28, 33, 35 崩壊地と不動域で，時期を変えて含水比試料を採取し試験を行った（採取日：2018 年 10/7(1 週間前降水量，2018 年 11/11（同 10.5㎜），2018 年 12/16（同 11.0㎜))。各箇所で崩壊地内と外（滑落崖）での各層の含水比の例として TOM28 の結果を図 3 に示す。TOM33 は同様の地形で，TOM35 は直線斜面上部にある。

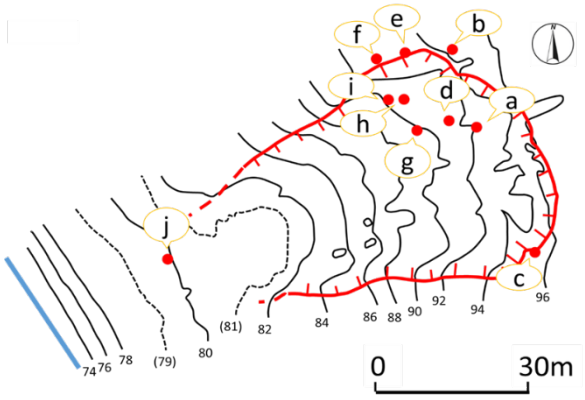


図 1 崩壊地 TOM28 での微地形と土層構造調査、試料採取位置

各層から取った試料で昨年度，液性限界を調べた（岩田，2018)。この結果と 2018 年採取の各土層の含水比を比較した（図 3)。滑落崖すなわち不動域の各土層の含水比は，移動体（崩壊地内）のそれより低いことが多い。この差は，崩壊地が凹型斜面であるのと，彩土円筒で取った各土層サンプルの室内透水試験ですべり面(浮石・砂混じり粘土質火山灰)付近で透水性が低いため，水が溜まりやすいことによるとみられる。また，どの箇所でも主に崩壊地内で含水比が液性限界より高い状態になっており，土層は不安定な状態にあるとくに、浮石・砂混じり粘土質火山灰層では、ほとんどが含水比 50～60%で推移しており著しい低下や上昇は見られなかった。この層では降雨のないときであっても常に水を保持していると言える。

To-HP 降下前から浅い凹型斜面であった TOM28, 33 では，地震時は，豪雨で水が溜まっていたうえに，液

性限界以上の状態で震動により尾根肩からすべりが起こり，流動化した土砂が発生域から抜けていったと考えられる。現在，崩壊地上部には凹凸地形があって崩土が残っているがその広がりは局所的である。すべり面で不安定な状態でも移動した地塊が離散的に存在すると再移動は起こりにくい。1968 十勝沖地震で崩壊した箇所の多くで崩土が流出したため，現在，主に崩壊地内で含水比が高く液性限界を超えた不安定状態にあっても，滑るべき土塊が斜面横・縦方向に連続しないことと，ほぼ尾根付近に滑落崖が達しているため，今後の雨で大きく崩壊する可能性は低いとみられる。ただ，移動地塊がまとまって残る斜面は地すべり性崩壊の危険がある。

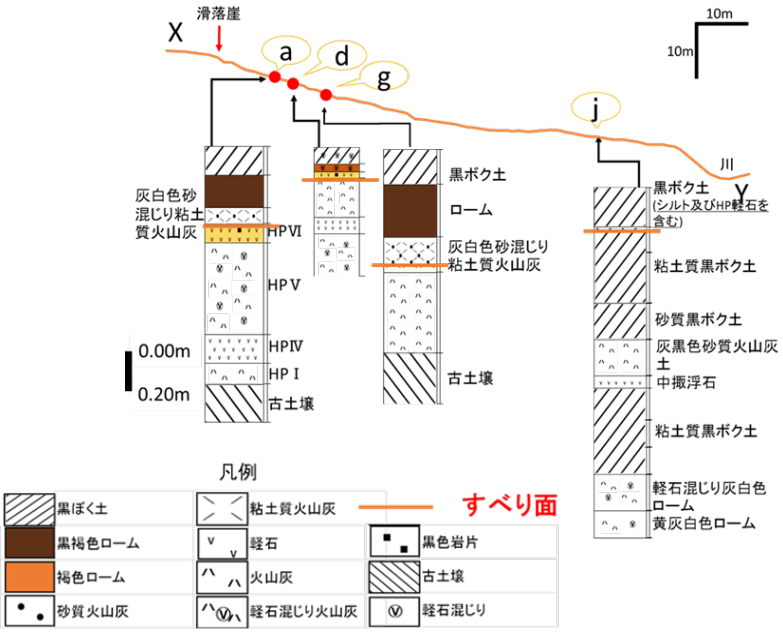


図 2 TOM28 の縦断面に沿う土層構造

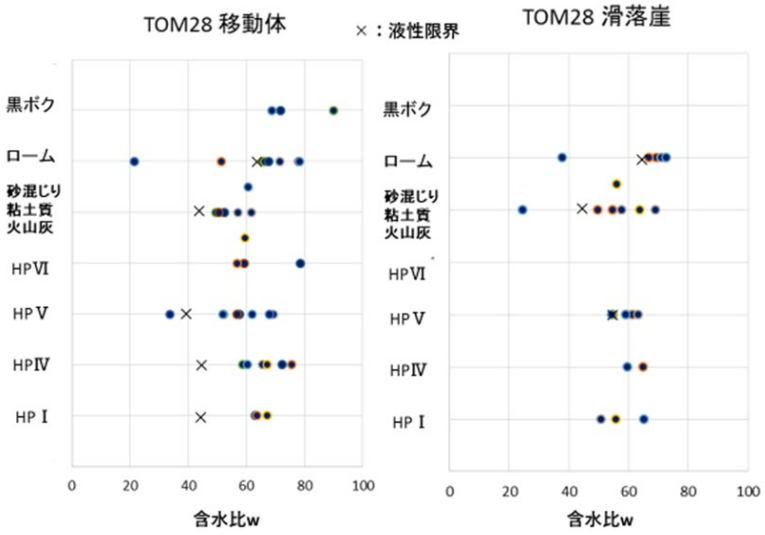


図 3 TOM28 崩壊地での各土層の含水比と液性限界（液性限界は岩田

４．まとめ

八戸西方丘陵地の 1968 年十勝沖地震による崩壊跡地形では，すべり面となった十和田八戸浮石層で含水比が液性限界を越え不安定な状態であるが，頭部が尾根型斜面上部に及び移動土層の残存も少ないため，今後の再崩壊危険性は高くないとみられる。むしろ，崩壊跡地形を示さず移動地塊が残る斜面は地震・降雨では崩壊危険性が推定され，土層構造や含水状態の確認が必要である。

本研究の一部は，国土交通省河川砂防技術研究開発課題「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」（代表：丸谷知己）で行った。記して謝意を表します。

文献：

岩田直(2018)：火山灰被覆斜面における地震による崩壊―1968 年十勝沖地震の事例，平成 30 年度弘前大学農学生命科学部卒業論文

吉田昌弘，千木良雅弘（2012）：1968 年十勝沖地震によって降下火砕物層に発生した崩壊と風化の関連について，応用地質，Vol.52，No.6，pp.213-221.

T1-002

平成 30 年北海道胆振東部地震における崩壊地特性について

国研）土木研究所寒地土木研究所 ○村上泰啓、水垣滋、西原照雄、伊波友生、藤波武史

１、 はじめに

平成 30 年 9 月 6 日午前 3 時 7 分、北海道胆振地方東部、鵡川町を震源とする震度 7 の地震が発生[1]した。この地震による死者は 41 名、重軽傷者は 749 名に達し、家屋の全壊は 409 棟、半壊・一部破損の家屋は 9,725 棟に達した[2]。本震災で特徴的だったのは、厚真町を中心に膨大な数の表層崩壊が発生したことが挙げられる。ここでは崩壊前の地形データとして、被災前後の航空レーザー計測結果を用い、斜面崩壊の特徴について把握した結果を報告する。

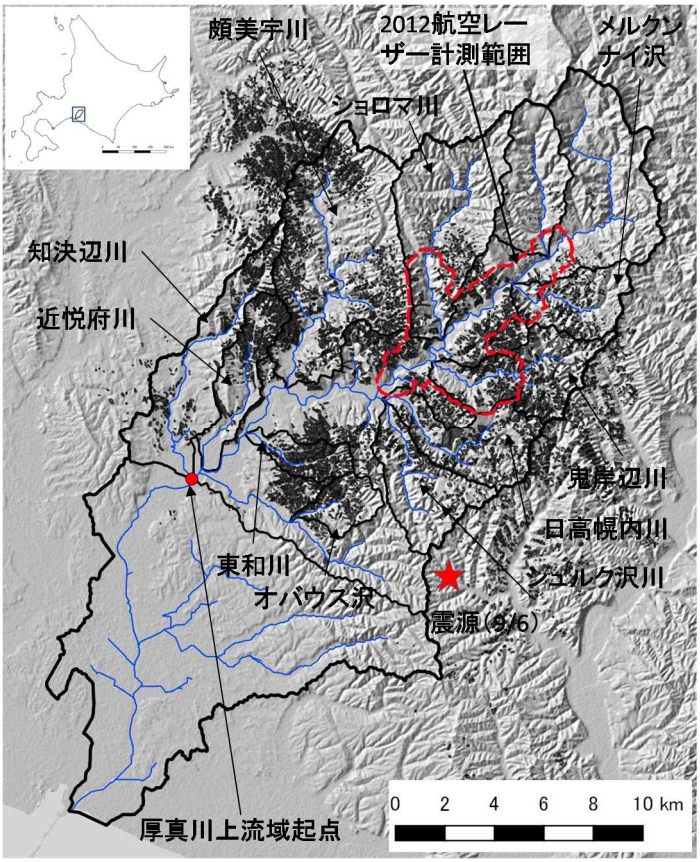
２、 手法

喜多らは震災後 2 週間程度で国土地理院が公開した震災後の空撮オルソから目視判読し、6,000 を超える崩壊地をマッピングし、オープンデータとして公開[3]した。筆者らはこの崩壊地データを用い、北海道開発局が震災直後に実施した航空レーザー計測結果と照合し、若干の形状補正、加除を行い、厚真川上流域の崩壊地の形状の精査を概ね了した。しかしながら、崩壊土砂量を推定する上で崩壊深が必須となるため、今般、北海道庁の了解を得て、2012 年に実施された航空レーザー計測結果を入手し、2018 年 9 月の震災後に北海道開発局が実施した航空レーザー計測結果（被災後の地形データ）と比較することで、斜面崩壊の特徴について机上で解析を行った。

３、 調査結果

①厚真川流域の崩壊地面積率

厚真川上流域の総崩壊地面積は 29 ㎢[2]に達することが把握された。また、支川の崩壊地面積率は東和川が 35%を超え、20%台が 2 流域、10%台が 3 流域あったことが把握[4]された。海外事例も含め、地震による斜面崩壊率は数%が最大級であり、今回の震災で発生した崩壊地は比較的高密度で発生したケースであったと考えられる。



図－１　厚真川流域の崩壊地分布

表－１　厚真川上流域における崩壊地面積率[4]

流域名	流域面積(km²)	崩壊地面積(km²)	崩壊地面積率（%）
近悦府川	10.1	2.18	26.6
知決辺川	20.1	1.80	9.0
頗美宇川	40.4	5.76	14.3
ショロマ川	25.9	1.04	4.0
メルクンナイ川	10.2	1.01	9.9
鬼岸辺川	15.0	2.99	19.9
日高幌内川	13.7	2.76	20.1
シュルク川	13.0	0.95	7.3
東和川	5.09	1.81	35.6
オバウス沢	5.16	0.92	17.8
厚真川上流	261.7	29.0	11.1

②航空レーザー測量 2 時期の比較

2012 年に図-1 の赤破線で囲まれた領域において航空レーザー測量が実施されており、今般、北海道庁の協力でデータを入手し、被災後に実施された航空レーザー計測結果と比較を試み、図-2 に示した。図-2 上段が被災前、中段が被災後、最下段は被災後の地形から被災前の地形を差し引いたものである。厚真川流域で発生した崩壊地の特徴として、代表的なケースが２つ確認される。一つは表層崩壊であり、図-2 中下段に示されるように、斜面が一様な深さで崩壊している。表層土壌は未確認ではあるが、厚真川流域の西方約 50 ㎞には活火山である樽前山、恵庭岳、支笏カルデラが位置し、一帯ではこれらの降下テフラが厚く堆積[5]している。筆者らが行った厚真川支川東和川での現地踏査では、Ta-d と呼ばれる約 9,000 年前に樽前山が噴火した火山灰が斜面に沿って堆積しており、Ta-d の下部には難透水性の土壌が確認されている。斜面崩壊はこの難透水性土壌がすべり面となっているとみられ、図-2 に示した箇所でも概ね同様の現象が起きているものと推察される。2 時期の DEM の比較により、表層崩壊の深さは概ね 2m～4m 程度であったことが把握された。一方、図-2 中段に破線丸で示した崩壊箇所は異なる様相を呈することが分かる。稜線付近に滑落崖のような構造が見え、斜面全体が河道方向にずり落ちているように見える。図-2 下段の地形の差分でも、斜面上方は下降傾向、斜面下方では上昇傾向にあることがみてとれる。図-3 は図-2 下段中に示した赤破線（左下から右上方向）で標高差を求めたものである。地すべり稜線部分の滑落崖や表層崩壊部分の浅く比較的均一な表層が変化していることが読み取れる。

③現地調査及びモニタリング

筆者らは、崩壊地面積率が 35 %に達した東和川および地すべりにより数百メートルの土塊が移動し、河道閉塞が発生した日高幌内川において、9 月、10 月、12 月に現地調査を実施した。調査の目的は高い崩壊地面積率が発生した小渓流における不安定土砂の確認と、それに基づいたモニタリング機材の設置である。

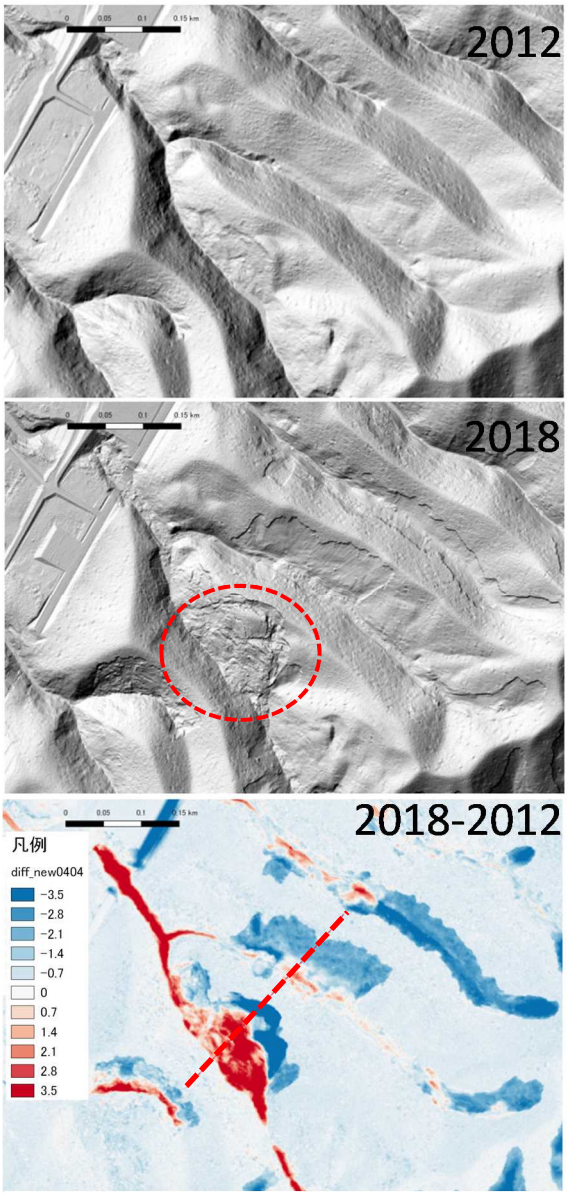
・斜面崩壊が発生した斜面上端の稜線部分に表層土壌のひび割れが少なからず見られ、今後の気象条件によっては、ひび割れ部から土砂の再移動が発生する可能性が懸念された。
・斜面途中に落ち残りとみられる土塊があり、今後注視していく必要が認められた。
・谷底平野に堆積した土砂は、直ちに土石流的な土砂移動を起こす危険性は少ないと考えられるが、凹部の湛水面が散見されるため、今後の気象条件によってはみずみちの形成にともない、堆積土砂が浸食・流出する可能性がある。
・地すべり崩壊に伴い、新第三紀の基盤岩が露出した日高幌内川では、基盤岩がスレーキング風化を呈しており、長期的な土砂生産ソースとなることが想定された。

以上から、東和川稜線付近、日高幌内川の基盤岩露出付近での土砂移動現象把握のためのインターバルカメラ設置、厚真川下流浜厚真水位観測所での濁度計及び浮遊土砂サンプラーの設置を終えたところである。

４、おわりに

今般の震災により,厚真川流域周辺で 6,000 箇所以上、厚真川流域内で 4,300 箇所近くの斜面崩壊が発生し、火山灰由来の土砂が渓床に厚く堆積した。不安定土砂として、稜線付近のひび割れや、風化基盤岩などがみられ、今後の条件によっては厚真川流域からの土砂流出は長期にわたる可能性がある。既に国や自治体など行政が砂防事業、治山事業に着手しているため、土砂災害の危険性は大幅に軽減することが期待される。しかしながら、流域からの細粒土砂の動態と環境への影響については今後も関係機関と協働で継続して注視していく必要がある。

最後に、この度の「平成 30 年北海道胆振東部地震」により,お亡くなりになられた方々のご冥福を心からお祈りするとともに、被害に遭われた全ての方々に心からお見舞いを申しあげる。



図－2　２時期の地形比較（震災前後）

参考文献

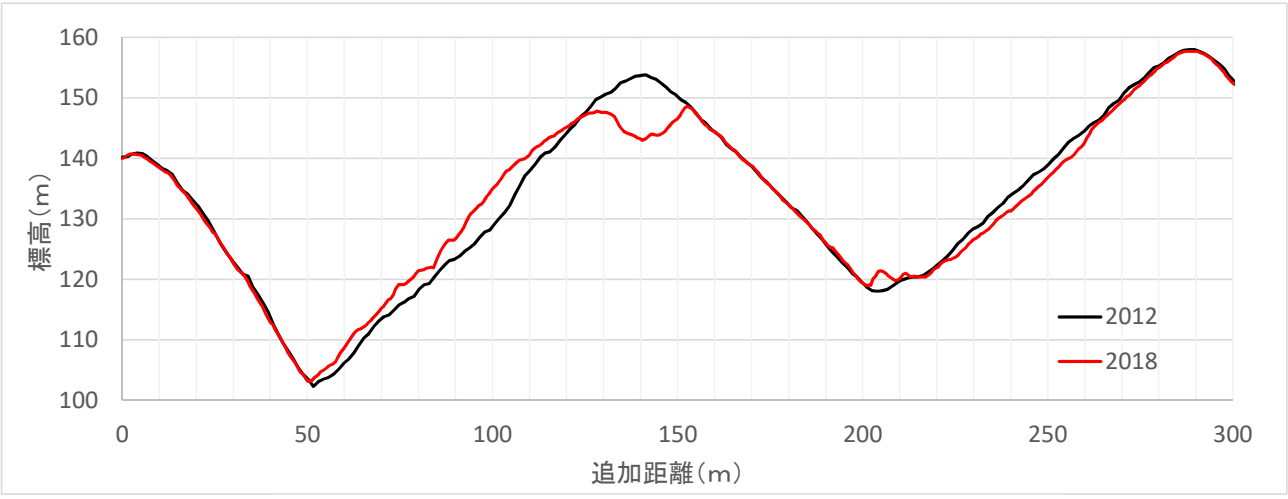
1)　平成 30 年北海道胆振東部地震の関連情報：気象庁, https://www.jma.go.jp/jma/menu/20180906_iburi_jishin_menu.html（最終確認日:2018/12/21）

2) 平成 30 年北海道胆振 胆振 東部地震に係る被害状況等について ：内閣府,http://www.bousai.go.jp/updates/h30jishin_hokkaido/pdf/301030_jishin_hokkaido.pdf.2018.10.30.

3) 喜多ら: 2018 年 9 月 6 日発生　北海道胆振東部地震 正射画像のトレース,https://github.com/koukita/2018_09_06_atumatyou（最終確認日:2018/9/16）

4) 村上ら: 平成 30 年北海道胆振東部地震において発生した斜面崩壊の特徴,河川技術論文集,第 25 巻,2019.6.（投稿中）

5)古川竜太,中川光弘:樽前火山地質図,火山地質図 15,地質調査総合センター,2010.



図－3　２時期の地形比較（図-２下段の赤破線方向の断面比較）

T1-003

北海道胆振東部地震による土の高速すべり機構と安定度

防災地質工業株式会社　○雨宮　和夫　北海道胆振総合振興局林務課　中川　雄平

はじめに

２０１８年の北海道胆振東部地震（Mj 6.7）（以下“本地震“と略す）により 36 名の命を奪った斜面変動（landslide）は，主として高速の土のすべり（earth slide）であった．この斜面災害は，ほとんどがこの地域に厚く分布する樽前 d（Ta-d）を主体とするマントルベディングが一瞬にして剥ぎ落されたためである（田近ほか，2018）．Ta-d（9ka）が降下後，斜面上に安定していたものが，突然高速すべりを起こし，ほぼ水平になるまで運動したのか．この過程を解明することが，今後の防災上の課題となる．発表者は，現地の緊急調査と各種土質試験結果をもちいて検討した．

1.　斜面の地形地質

調査地周辺の地形構成は，低い山地ないし丘陵，台地（段丘）および低地である．

斜面の地質は，新第三系堆積岩類を基盤として，主に支笏・恵庭・樽前火山由来のテフラと黒色土壌からなる．すべりの層準は，樽前 d 降下火砕物（Ta-d：古川・中川，2010）の基底部がすべり層を形成している例が多い．Ta-d は分布の中心軸が被災地周辺にあり，厚さ最大 1.5m に達する．Ta-d の上に黒ボク（Ta-c を挟む），Ta-b，Ta-a などが重なり，厚さ 3m 程度のマントルベディングを形成している．

2.　地震直後のすべりの特徴

Ta-d 基底部をすべり層とするすべりの特徴は，(1)すべり面傾斜が 10°以上では，Ta-d から上位の約 3m 全層がすべり落ち，スタックしている部分を除くと長距離を移動してほぼ水平に堆積している．(2)すべり面傾斜が 10°以下の場合は斜面途中で停止している．(3)等価摩擦係数は，0.1～0.2 程度である．(4)滑落したすべり面には，厚さ 1.5～2.5cm のすべり層が置き去りになっている．また，水が染み出した跡が見られた．すべり層は，発生当初２日ではクリーム状で，著しくすべりやすい状態であったが，５日後には，露出しているものは固化し，被覆されている場合のみクリーム状であった．(5)堆積した移動体は，大きく乱されることなくほぼ発生源の地質構成・構造をそのまま保存していた．

表. 1. 各種物理試験結果

	箇所	密度			含水比		
		最大	最小	平均	最大	最小	平均
Ta-d すべり層	桜丘（朝日）	1.862	1.344	1.546	107.4	39.4	73.3
Ta-d	桜丘（朝日）	0.712	0.970	0.801	212.0	114.2	174.1
Ta-d粘土	桜丘（朝日）	1.196	1.139	1.174	208.6	162.8	183.5
黒ボク Ta-d上位	桜丘（朝日）	1.075	1.019	1.053	95.4	92.6	94.1
En-a rework	幌里北	1.264	1.156	1.224	197.2	158.0	181.0
En-a rework	幌里北	1.719	1.603	1.650	45.0	30.0	38.5

表. ２　すべり層の一面せん断試験結果

		全応力			有効応力	
		Ccu (kN/m²)	φcu °	tanφcu	C' (kN/m²)	φ'
桜丘 1	ピーク時せん断強さ τ	30.7	14.1	0.251	2.1	34.3
	7mm変位時せん断強さ	32.5	8.7	0.153	4.1	32.2
	繰返し時せん断強さ τ	22.5	20.6	0.376	15.1	33.9
桜丘 2	ピーク時せん断強さ τ	13.7	15.8	0.283	3.3	35.4
	7mm変位時せん断強さ	14.1	13.2	0.235	0.9	37.2
	繰返し時せん断強さ τ	13.0	21.7	0.398	5.0	36.3

3.　土質試験

すべり層と不動域の物理特性試験，力学試験をおこなった．軽石では，密度などは砂置換法で，力学特性は、“土検棒”でおこなった．表 1，２，３，にその結果を示す．強度パラメーター（C, φ）の値は，すべり層，地山ともに大きな差はなく，シラスの既存の知見に比してやや小さい値を示した．また，地山の Ta-d とこれを材料とするすべり層では，含水比が 174→73%と著しく低下していることがわかった．

表. 3　土検棒による強度パラメータ

	測点	Ta-d上面からの深度 m	C KN/m²	tanf φ	φ°
Ta-d	桜丘2-1	0.4	7	0.300	17
	桜丘2-2	0.7	1	0.588	30
	桜丘2-3	1.1	-2	0.655	33
	2-1、2-2、2-3平均		2	0.514	27
粘土帯	桜丘2-4	1.2	11	0.156	9
En-a rework	リサイクル1		1	0.543	29
	リサイクル2		3	0.605	31
	リサイクル平均		2	1	30

4.　安定計算

得られた，C，φの値を用いて，斜面傾斜（≒Ta-d 堆積面傾斜）と，地下水位を変えて安定計算をおこなった（図. 1.）．粒子径の大きいTa-d の強度パラメーターを不攪乱資料で測定するには，種々の困難があるためおこなわなかったが，土検棒の結果がすべり層の一面せん断試験結果に近かったため，計算には一面せん断試験結果によるすべり層の値を用いた．

単位長さの切片の安定計算式

$$Fs=\frac{(\sum N_i-\sum U_i)\cdot\tan\varphi+\sum C\cdot l_i}{\sum T_i}$$

ここに、

Fs　；安全率
N_i　；切片ｉの質量 W_iのすべり面垂直ベクトル
Ti　；切片ｉの質量 W_iのすべり面方向ベクトル
U_i　；切片ｉの間隙水圧
li　；切片ｉのすべり面長さ
φ　；すべり面の内部摩擦角
C　；すべり面の粘着力

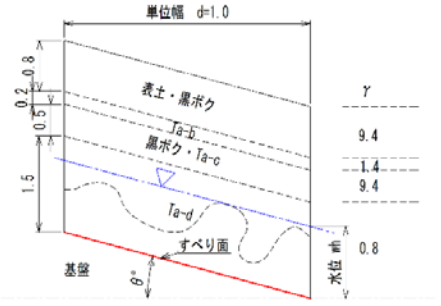


図. 1. 安定計算式と計算模式図

4.1.　被災前の自然斜面

現地で Ta-d が安定していた最大傾斜 35°から 20°までの結果を図. 2. に示す．これによると，数千年安定してきた状態を説明するためには，地下水位が最大でも 1.4m 以上には上昇しなかったことがわかった（図. 2.）．このことは，Ta-d が均等粒径（50%粒径 25mm）で著しく透水性が高いことと整合的である．

4.2.　傾斜が緩く途中で停止した移動体の安定

おおむね，斜面傾斜が10°未満では，移動体が途中で停止して残っていることが多い（延長 600m の本郷道々沿い斜面，リハビリセンターなど）．この堆積物が降雨などで再滑動するかどうかは，復旧対策計画を大きく左右する．安定計算の結果，傾斜 7° 以下の場合，地下水位が地表なで達しても滑動しないことがわかった（図. 3.）．Ta-d の透水性が高いため，地下水位が地表なで満水になることは非現実的であるので，途中で停止した移動体は降雨などによる間隙水圧の上昇では滑動しない，結論付けてよい．

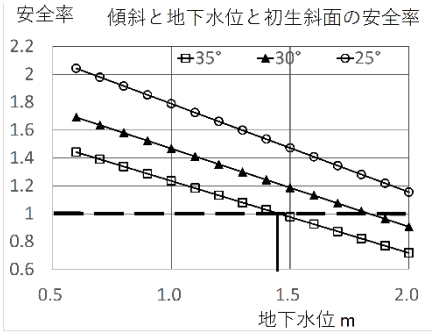


図. 2. 初生斜面の傾斜と地下水位と安全率

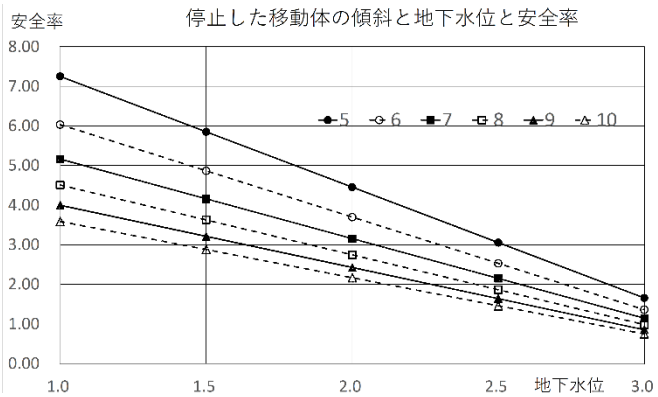


図. 3　停止した移動体の傾斜と地下水位と安全率

5.　本地震によるすべりの機構について

以上の結果は，傾斜 10° 以上の斜面で移動体全層がすべり落ち，ほぼ水平（傾斜 2° 以下）になるまで停止しなかったことを静力学的に説明できない．これを説明する機構として，すべり面液状化（佐々，1992）（大塚悟ほか，2012）がある．プロセスは，強振動→軽石せん断破砕→過剰間隙水発生→せん断抵抗の急減→すべり→位置エネルギー＝運動エネルギーによる底面軽石破砕→過剰間隙水発生，となり過剰間隙水の散逸が新たな過剰間隙水の生成を上回るまで高速すべりが継続する．（図. 4.）．

6.　すべり前後の物質移動とすべり面液状化

すべり後に体積が42%に圧縮され，45%の水が軽石から絞り出された．これが過剰間隙水となり，すべり面液状化が発生した．

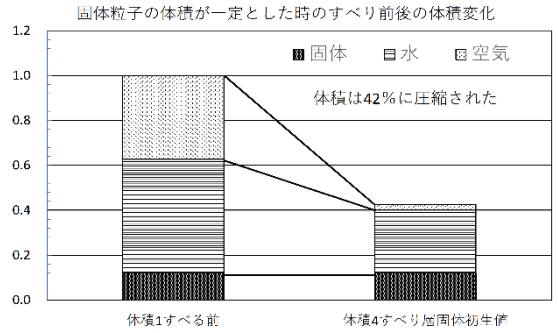


図. 5　すべり後の体積の変化

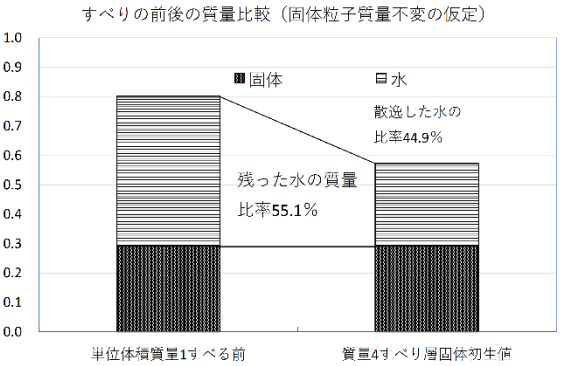


図. 6　すべり後の質量の変化

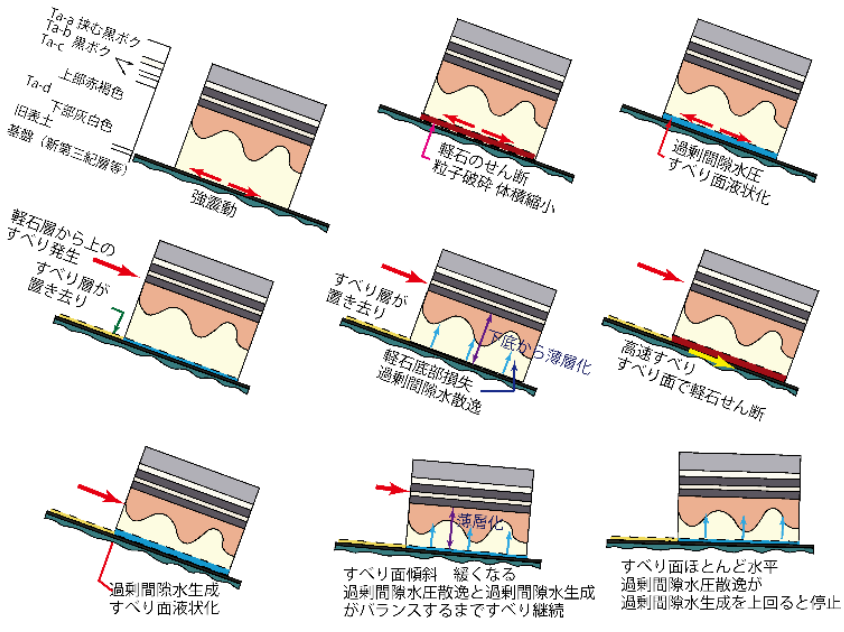


図. 4.　軽石層底面付近でのすべり面液状化による高速すべり機構概念図

文献

古川竜太・中川光弘，2010，「樽前火山地質図」，産総研地質調査総合センター．

田近 淳・雨宮和夫・中村 研・坪山厚美・金 秀俊・人見美哉・富岡 敬・後藤和則・木崎健治・山根幹生 （2018）：U-P-2 北海道胆振東部地震による斜面変動のタイプと発生場の地形地質（速報）．日本地質学会第 125 年学術大会つくば特別大会講演要旨．

雨宮和夫・中村 研・田近 淳（2018）：*U-P-3 北海道胆振東部地震による高速地すべり機構（速報）．日本地質学会第 125 年学術大会つくば特別大会講演要旨．

佐々恭二，「砂防学講座　第 3 巻」社団法人砂防学会監修，109-132.

大塚悟・鵜飼恵三・若井明彦，2012，「地震地すべり」，社団法人日本地すべり学会，140-150.

Grain-size Distribution Change at Unzen Volcano & Impact on Lahar Triggering and Flowage
雲仙火山に於ける粒径変更：ラハー発生と流れ方の影響

Christopher Gomez[1], Hotta Norifumi[2], Yoshinori Shinohara[3], Haruka Tsunetaka[4]
神戸大学[1], 東京大学砂防研究室[2], 宮崎大学[3], 森林研究・整備機構[4]

Introduction and objectives

Regular, high-frequency debris-flows carving the slopes of volcanoes are termed lahars, and they have been mostly studied during and in the aftermath of volcanic eruption as their rates guaranty observations. However, when they are more scarce and alternate with other slope processes, the relative role of one process over another is far less understood. Moreover, as the material changes over time, it will impact the runout of debris flows, as it has been shown by laboratory experiments [1,2].

The objectives of this research are to (1) characterize the grain-size distribution variations from different sources of material available in the Gokurakudani, in order to (2) measure the type of material available for lahar triggering, (3) how it differs and (4) how this differentiation occur.

Field location and Method

The present research was conducted in the Gokurakudani Valley, at Unzen Volcano, during the period 2016-2018 (Fig. 1), for a research project funded by the MLIT and supported by the Unzen Restoration Work office.

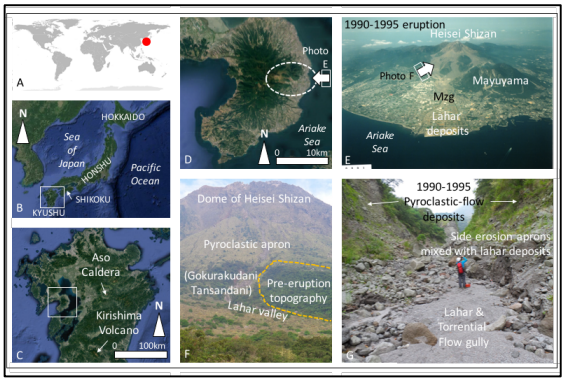


Fig. 1 Location of Unzen Volcano and the Gokurakudani, on the Southeastern flank.

The method consists of in-situ drying, sieving and weighing of the different sediment sizes, in the Gokurakudani-valley. The method employed was dry sieving with a reduced number of sieves (0.0625 mm, 0.125 mm, 0.25, 2 and 4 mm). As the material contains virtually no organic matter, the sediments were not cleaned with hydrogene peroxide 10%, as it is usually suggested to remove organic matter.

Material resistance to shock and abrasion characterization was also estimated using the rebound from the Schmidt Hammer on the different blocks found in the valley (dome segments from the Heisei eruption, older dacite (red and altered) and Quaternary welded pyroclastic tuff (white bedrock).

Results

Change of lahar source materials

Lahars that ran over the 1990-1995 deposits encountered layered pyroclastic flow deposits with an alternation of coarse-grained layers rich in fines (<0.0625 mm) but enclosed in a gravel matrix (40% >2 mm – Fig. 2). Those layers alternated with thinner ash-fall deposits. This source of material has changed as the gullies started to be fed by remobilized material, where mid-size material is transiting in the valley through different erosion/deposition processes, but washing the fines away from the valley in Newtonian fluviatile events. This is further reinforced by the oozing effect of fine material being washed out from the pyroclastic flow deposits, as attested by the drapes found on the outcrops, having a significant finer grain-size (Fig. 2).

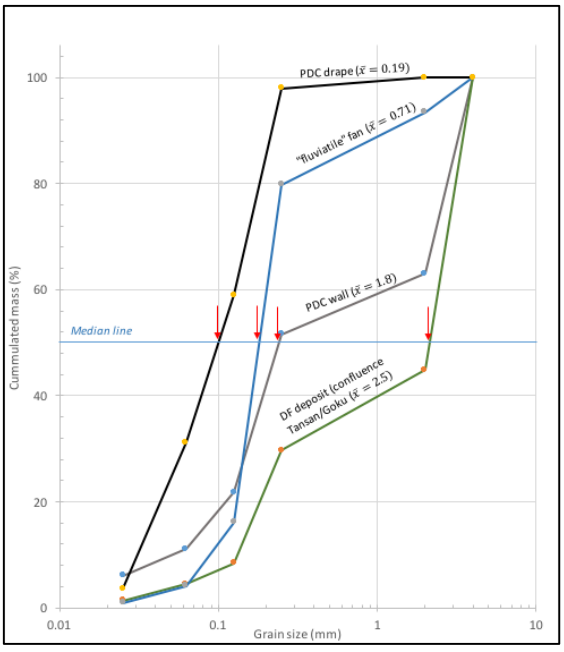


Fig. 2 Grain-size distribution of different formations in the Gokurakudani Valley.

Consequently, as the fines are being washed off the gully floor and from the outside sections of the ignimbrites, the further in time from an eruption, the less the numbers of lahars, and the less rich in fine material they are. This is corroborated by the video observations made in the Gokurakudani Valley.

Change in the availability of material type and resistance to point load.

As the gullies are carving their ways vertically through the pyroclastic material left in the aftermath of the 1990-1995 eruption, the valley floor and the heads that progressed by regressive erosion are presently eroding the original material underneath made of pyroclastic tuff and Quaternary dacite. The material resistance to erosion, collision and impacts is therefore different depending on its origin and this was shown by using rebound data from the Schmidt Hammer. Surface-perpendicular rebounds on the 1990-1995 dacitic blocks range between 38 to 62, older altered red-dacitic blocks show rebound 30 to 42 (Fig. 3).

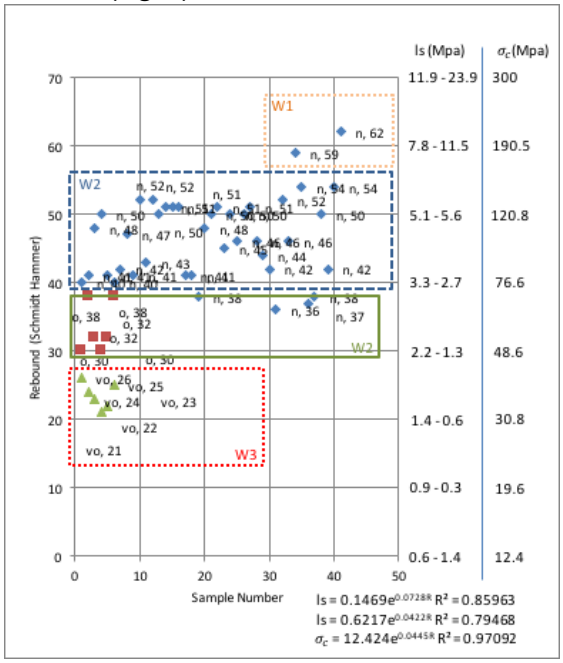


Fig. 3 Schmidt Hammer rebound value for each sample (Green triangle: Quaternary dacite; Red square: Historical eruption; Blue diamond: Heisei eruption), with equivalent point load strength (Is) and unconfined compressive strength (σ_c), corresponding to the weathering grades W1, W2, W3 and W4 [3].

At the head of the Gokurakudani gully, Quaternary dacite shows a rebound < 26 while the blue color (manganese alteration) dacitic material was too brittle to perform effective Schmidt Hammer testing. This data corresponds to a six to ten-folds relationship in term of compressive strength ranging from 31 to 196 MPa and in term of load strength from 0.6 or 1.3 to 8.5 to 1.3 Mpa (value ranging based on two models).

Discussion

As demonstrated by [1], the fine matrix ratio change in debris flows/lahar modifies the flowage and the longitudinal reach of the events. Furthermore [2] also demonstrated that gravel-size material combined with fines reach an optimum combination for maximum runout with clay fraction 0.05 to 0.2, and gravel fraction 0.25 to 0.5. At Unzen, change in material is also accompanied by modified abilities to fraction during the flow, as the strength of the material decreases, lahars will slim their population of large blocks down and transform them into smaller fractions. At the same time, the amount of original fines is being depleted through other forms of erosion as shown by the drapes on the outcrops.

Conclusion

As the relative distributions of material and the resistance to load and shear vary over time, one should consider the long-term evolution of the landscape after a major event to scale and design “Sabo” dams and plan for countermeasures. This can be one of the explicative element in the regain of lahar that ran in the Gokurakudani and the Tansandani [4].

References

[1] Hotta, N., Kaneko, T., Iwata, T., Nishimoto, H. 2013. Journal of Mountain Sciences 10, 233-238.

[2] Haas, T., Braat, L., Leuwen, J.R.F.W., Lokhorst, I.R., Kleinhans, M.G. 2015.. Journal of Geophysical Research: Earth Surfcae 10.1002/2015JF003525.

[3] Gupta, A.S., Seshagiri Rao K. 1998. Bulletin of Eng. Geology and the environment 51, 161-172.

[4] Shinohara, Y., Tsunetaka, H., Kitamoto, G., Hotta, N., Mitsutake, H., Ueno, T. 2018. INTERPRAEVENT 2018 proceedings.

いさぼうネット「歴史的大規模土砂災害地点を歩く」（コラム 55，56）

―新潟県中越地震（2004）による地形変化を旧版地形図・航空写真で振り返る―

砂防フロンティア整備推進機構　井上　公夫

１．はじめに

土木情報サービス「いさぼうネット」で**「歴史的大規模土砂災害地点を歩く」**というシリーズコラムを 2015 年 4 月に開始してから満 4 年が過ぎ，現在までにコラム 58 まで公開された。表 1 に示したように、筆者が 50 年間のコンサルタント業務で実際に土砂災害地点を歩き、コラムとしたものである（コラム 1-30 は丸源書店より 2018 年 6 月に発行）。

ここでは、2004 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震による地形変化について、再度現地調査を行い、旧版地形図と航空写真で振り返る。

表1　コラムのテーマ

地震災害	26事例
噴火関連災害	8事例
降雨災害	22事例
その他	4事例
計	58事例
（天然ダム）	31事例
（火山地域災害）	17事例

２．新潟県中越地震の概要

新潟県中越地震は、平成 16 年（2004）10 月 23 日 17 時 56 分に新潟県中越地方で発生した直下型地震である。震源の深さ 13km、マグニチュード M6.8、川口町（現長岡市）で最大震度 7 を震度計で観測した。また、同日 18 時 11 分に M6.0、18 時 34 分には M6.5 の余震が発生し、川口町で最大加速度 2515 ガルを観測した。新潟県中越地震の本震・余震は、深さ 5km～20km の浅い地層がずれて発生したため、中越地域で非常に多くの土砂災害が発生した。このため、新潟県中越地震災害対策本部の平成 19 年（2007）8 月 23 日現在のまとめでは、死者 68 名、重傷 633 人、軽傷 4172 人、全壊 4172 棟、半壊 1 万 3810 棟、一部損壊 10 万 5682 棟もの大きな被害となった。

筆者は砂防学会新潟県中越地震土砂災害調査団（川邉ほか，2005）の一員として、現地調査するとともに、1/2.5 万地形図「小平尾」図幅などを用いて作図・地形判読作業を行い、平成 19 年（2007）5 月に、井上公夫・向山栄著『建設技術者のための地形図判読演習帳　初・中級編』を著した。

３．新潟県中越地震後の崩壊地・地すべり分布図

新潟県中越地震では、驚くほど多くの地形・地質に関する論文や写真判読解析図がインターネットや学会などの調査・研究報告として公表された。ここでは、国土地理院が作成・公表した新潟県中越地震による、崩壊地・地すべり分布図などを紹介する。

図 1 は、地震翌日の 11 月 8 日に国土地理院が撮影した航空写真を判読して作成した崩壊地・地すべり分布図（縮尺 1/3 万，中越地震前の 1/2.5 万地形図に追記）で、11 月 12 日に公表された（地理院では地震後 3 回の判読図を公表）。中越地震によって発生した非常に多くの崩壊地、地すべり地や土石流などの土砂移動が赤線で示され、山古志村や小千谷市などの境界が緑線で示されている。

国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所（2007 年 4 月）によれば、山古志村芋川流域では斜面崩壊が 1419 箇所、地すべりが 75 箇所で発生し、55 箇所で河道閉塞を生じ、一部では湛水による被害が始まった。地震発生当時、各河川の水位が低かったため、大きな被害はでなかったが、信濃川の堤防の一部には亀裂が生じた。

北陸自動車道や関越自動車道などの高速道路、国道 17 号や国道 8 号などの一般国道、多くの県道や生活道路は、亀裂や陥没、土砂崩れ・崖崩れによって寸断された。このため、山間部の集落の一部は全ての通信・輸送手段を失って孤立した。とりわけ、古志郡山古志村（現長岡市山古志地区）は村域から外部に通じる全ての道路が寸断されたため、ほぼ全村民が村内に取り残された。山古志村の故・長島忠美村長は、全村民に対し村外への避難指示を出し、自衛隊のヘリコプターにより、地震から 3 日後の 10 月 26 日までに、隣接する長岡市などに避難させた。避難者の大半が長岡ニュータウン内の仮設住宅での避難生活を余儀なくされた。その後、山古志村は平成 17 年（2005）4 月 1 日に長岡市に合併した。

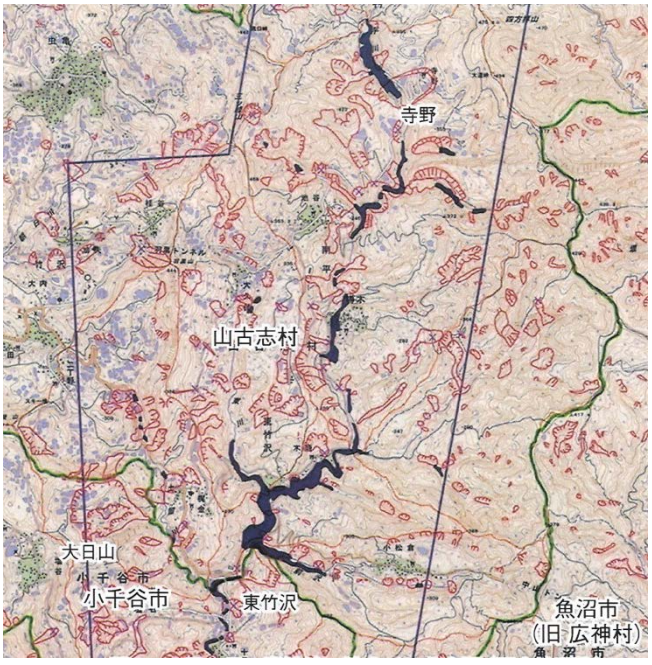


図 1　写真判読（11 月 8 日撮影）による崩壊地・地すべり分布図（国土地理院，2004 年 10 月 29 日）

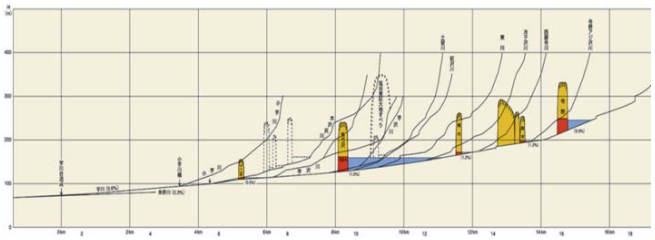


図２　芋川の河床縦断と天然ダムの位置（井上，2005）

東竹沢や寺野では、地すべりによって、河道が閉塞されて天然ダムが形成され、激甚な浸水被害が生じた。閉塞地点より下流域では、天然ダムの決壊による土石流が発生する危険性があるため、ポンプによる排水や、河道付近の民家を撤去するなどの措置が取られた。特に、東竹沢地区の大規模地すべりによる天然ダム（流域面積 18.6km²、湛水高 31.5m、湛水量 256 万 m³）は規模が大きく、湛水範囲がもっとも大きくなった。芋川上流部の寺野地区の天然ダム（流域面積 4.87km²、湛水高 31.1m、湛水量 38.8 万 m³）も比較的規模が大きかった。この 2 箇所の天然ダムについては、国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所が天然ダムの排水対策を実施した。

図 2 は、芋川流域の河床縦断面図で、その上に主な河道閉塞を起こした地すべり・崩壊の位置と河道閉塞の高さを示した（井上，2005）。河道閉塞地点上流部に湛水できる最大湛水深の湛水範囲を示した。東竹沢と寺野地区を除く他の河道閉塞地点は湛水高が低いため、河床縦断面図では湛水範囲はほとんど表現できなかった。

４．芋川流域からの年平均流出土砂量

Strahler（1952）の面積－高度比曲線（Hypsometric curve）を用いて、芋川流域の年平均流出土砂量を検討した。流域全体の侵食状態を示す指標の 1 つとして、流域内の高度分布の相対値を著す面積－高度比曲線がある（井上ほか，1986）。図 3 は、面積－高度比曲線の説明図で、縦軸に流域全体の高度差 H に対する任意の高度 h との比（h/H）を、横軸に全面積 A に対する h 以上の面積 a の比（a/A）をとった曲線である。原地形面（始源面）を破線で囲まれた山頂水平投影面（Summit Plane）と仮定すると、この曲線より上部が侵食された部分、下部が残った山体を表すことになり、侵食の進行速度を表現できる。この曲線とＸ軸とＹ軸に囲まれた部分の面積（現地形面に対する山体の体積）を面積－高度比積分といい、侵食の程度を示す目安となる。

図 4 は芋川流域で 1/2.5 万地形図をもとに、1cm メッシュ（実距離 250m メッシュ）で標高を読み取り、面積－高度比曲線を作成した。芋川流域は縦軸（Y 軸）に示したように、最高標高 H が猿倉岳の 680m、最低標高（魚野川との合流点）が 70m で、比高（高度差）は 610m、芋川流域の全面積 A は 39.3km² で、現地形の積分値は α＝0.337、接峰面のそれは β＝0.463 となる。

β と α との間は、魚沼丘陵が形成された以降の芋川流域の侵食土砂量（V_1）と考えられるので、

V_1＝A×（H―h）×（β―α）＝30.2 億（m³）となる。

β を求めた東山丘陵の原地形面（1km の谷埋め接峰面）の形成時期は何時頃であろうか。接峰面図を見ると、猿倉岳（680m）を除いて、標高 300～400m の平坦面であることが判る。魚沼丘陵の起伏量図によれば、1/2.5 万「小平尾」地域は、100～199m の起伏量の地区が卓越している。魚野川南側の河岸段丘分類図（金，2004；井上・向山，2007）によれば、分布の広い堀之内付近の更新世段丘 1，2 は、9～15 万年前と推定されており、魚野川の現河床より約 150m の比高差がある。

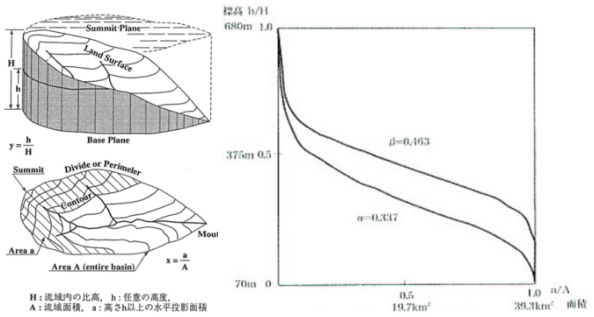


図３　面積－高度比曲線の説明（Strahler，1952）
図４　芋川流域の面積－高度比曲線（井上・向山，2007）

このため、芋川流域の標高 300～400m の平坦面（接峰面）は、9～15 万年前形成されたと考えることができる。つまり、芋川流域などの東山丘陵と魚沼丘陵（魚野川の南側）は、9～15 万年前には標高 150～200m の平坦面が広がっていた。魚野川はこの平坦面上をかなり自由に蛇行しながら流下していたと考えられる。その後、東山丘陵と魚沼丘陵は地盤の隆起が活発になった。魚野川の現河床と堀之内付近の更新世段丘 1, 2 との比高差（150m）がこの地域の 9～15 万年間の地盤隆起量と仮定すれば、年平均隆起速度は 1.0～1.7mm／年となる。

接峰面と現地形との差（β―α）から求めた芋川流域からの侵食土砂量（V1）の流出期間（T）が上記と同じ期間とすると、年平均侵食土砂量（V_2）は

V_2＝V_1／T＝2.1～3.4×10⁴m³/年＝2.1～3.4 万 m³/年

芋川流域の流域面積（A）は 39.3km² であるから、年平均侵食速度（S）は、

S ＝V2／A＝5.1～8.6×10⁻⁴m/年＝0.56～0.86mm/年

つまり、氷河性の海面変動を無視すれば、地盤の隆起速度の半分程度の速度で侵食されたため、接峰面高度が次第に高くなったと考えられる。

５．むすび

芋川流域からの全流出土砂量は 30 億 m³ であるが、新潟県中越地震で移動した土砂量と、芋川流域から魚野川に流出した量はどの程度か。芋川流域では、東竹沢や寺野などで河道閉塞のための対策工が実施されたが、これらの対策工事が実施されなければ、どの程度の土砂が魚野川に流出したのか。中越地震から 15 年経ったが、この点を含めて芋川流域の地形変化を振り返る必要がある。

T2-001

直轄砂防工事における ICT 導入促進にむけての課題の抽出

国土交通省国土技術政策総合研究所　○山口真司，桜井　亘
砂防部保全課　岡本　敦，蒲原潤一
北陸地方整備局飯豊山系砂防事務所　石田和典
中部地方整備局越美山系砂防事務所　吉野　睦
四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記
国立研究開発法人土木研究所　西井洋史

１．砂防への ICT 技術導入の必要性

建設業は,社会経済活動を支えるインフラ整備の担い手のみならず,災害時の災害復旧や積雪地域での除雪など,地域経済活動の維持に不可欠な経済産業である。一方，我が国は少子高齢化社会の到来による生産年齢人口減少への対応は不可避な課題であり，国土交通省では i - Construction の推進による生産性向上を進めている。砂防工事が実施される地方部ではさらに高齢化が深刻であり，i - Construction の導入を率先して行うべきであるが，その取り組みは土工による試行が始まったばかりである。加えて，砂防工事現場は，スペースが狭隘であり施工が輻輳しやすい，自然災害の危険性が高い等の特性があり，こうした観点を含めた省人化による効率性向上が求められ，砂防としての方向性を明確化することが必要であるものの具体的な導入の方向性は描けておらず，導入に向けた課題も明確でない。本稿では，効率的な砂防 ICT の導入検討を進めるため，工事受注企業へのヒアリング結果のテキストマイニング手法による ICT 工事の課題の抽出を試みた。

２．ヒアリング調査とテキストマイニング手法による解析

直轄砂防工事受注企業のうち，担い手育成などに取り組んでいる企業の取り組み状況のヒアリングを平成 31 年 2 月に行った際に砂防 ICT 導入についてもヒアリングを行い，7 事務所 14 企業から自由回答を得た（表 1)。この自由回答を計量化し，分析，可視化するにあたり，テキストデータを計量的に分析できる樋口耕一氏が開発し公開されている KH coder を用いた。KH coder は，出現している用語の検索や出現頻度，一緒に出現することが多い（共起）用語や同じ用語を含む文書グループを多変量解析によりネットワーク構造として示すことが可能であり,ここでは,インタビューに多く出現する用語を抽出し,他の用語等とどのように関連付けられ,意味づけられているかを検討・比較を行った。

表１　砂防 ICT ヒアリング項目

項目①	技術者がICT施工を適用するために、習熟を求められている技術等の獲得の実態や課題について
項目②	機材や工程をアウトソーシング・レンタルする場合の課題や対応策について
項目③	i-con時代に地域の建設人(高齢者を含む）を育むような砂防工事があるとすればどのようなものか、また、どのような行政側の支援が必要か

３．分析結果

総抽出語は 3,995 語，159 段落であった。このうち，キーワードとなる用語を明確にするため，名詞，サ変名詞，専門語，形容動詞，形容詞に分類される頻出用語の共起ネットワーク分析を行った。出現回数 10 以上の頻出用語リストを表 2 に，ヒアリング項目①～③の分析結果を図 1～図 3 に示す。項目①では,『LS（レーザースキャナー)』『操作』が大きな固有ベクトル中心性として抽出され,『施工』との結びつき方から，LS の操作講習や社員があって施工につながり，また，LS 使用機会はあまりないと解され，施工前段階が課題であることを示している。項目②では,『ICT』『施工』『対応』『リース』『機器』が大きな固有ベクトル中心性として抽出され，周辺の単語の結びつ

き方から，ICT 関連機器のリースや購入などの費用が必要であり，導入には各種の管理や基準が必要であると解され，導入にあたって ICT 専用の制度や支援の必要性が課題であることを示している。項目③では，『育成』『設定』が大きな固有ベクトル中心性として抽出され，周辺の単語の結びつき方から，高齢化対応にもつながる各種支援や ICT 技術経験による人材育成，は砂防を行う山間部の条件をふまえた測量設計データの設定に対する要望が解され，砂防工事条件をふまえた測量設計から工事までの人材育成とそれを実施する行政支援が課題であることを示している。また，支援の必要内容は項目①②の分析結果と矛盾していない。

表 2　出現回数上位 20 位の頻出用語リスト

抽出語	出現回数		抽出語	出現回数
施工	90		管理	16
ICT	69		習得	12
技術	56		リース	11
必要	44		育成	11
機器	37		使用	11
現場	33		可能	10
企業	29		社員	10
費用	24		多い	10
砂防	20		活用	9
測量	19		発注	9
対応	17			

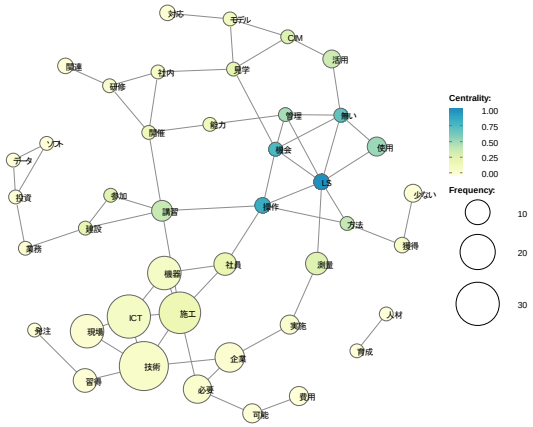


図 1　項目①：固有ベクトル中心性

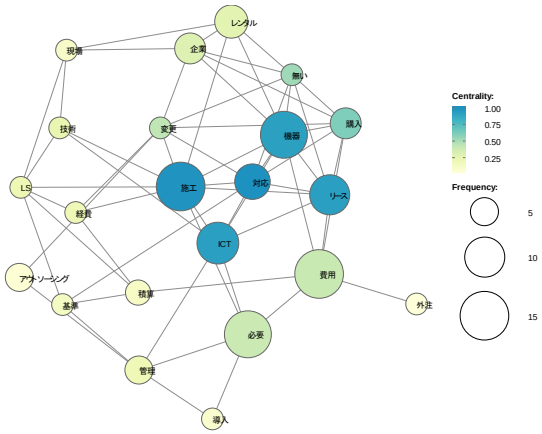


図 2　項目②：固有ベクトル中心性

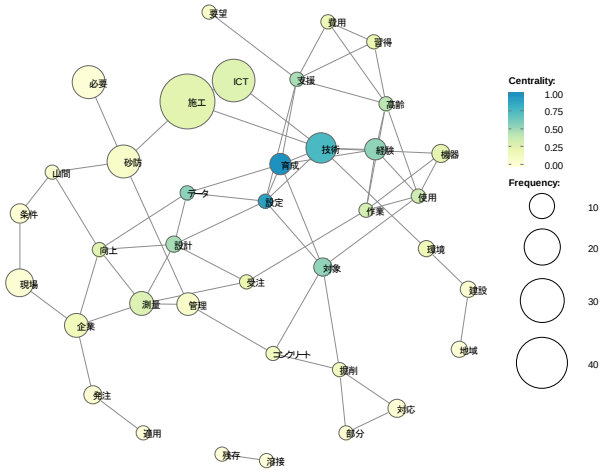


図 3　項目③：固有ベクトル中心性

4．おわりに

テキストマイニング手法による砂防 ICT 施工の導入に向けた課題の抽出を試みたところ，工事受注企業は，山間地施工である砂防工事の特性をふまえた導入を望んでおり，発注者側が検討すべき課題は広範囲であることがわかった。今後は，試行段階に応じたインタビュー，発注者へのインタビューなどの分析を加えることで，課題の深堀りも可能になると思われる。また，ICT 施工導入にあたっては，測量設計段階からの一貫した砂防 CIM の必要性も示されており，高齢化の進行を考えると，測量設計－施工－工事監督－検査・検収の一連システム検討を展開していくため，測量コンサルタント業，建設業，発注者からなるシステム検討体制を早急に構築する必要がある。

（参考文献）

樋口耕一：社会調査のための計量テキスト分析 ―内容分析の継承と発展を目指して―，ナカニシヤ出版，2014

T2-002

解析雨量を用いた平成 30 年 7 月豪雨による広島県の崩壊発生降雨の分析

日本ミクニヤ株式会社　○森義将　高須是樹　赤井奈浦子

1. はじめに

本稿では平成 30 年 7 月豪雨における広島県の崩壊発生地の降雨状況を、解析雨量[1)]を用いて把握し、崩壊発生要因となった降雨を分析した結果を述べる。更に崩壊発生降雨が事前に予測されていたかを、様々な防災情報と時系列で比較することにより検証した。

降雨状況の分析に用いる解析雨量は、国土交通省と気象庁が全国に設置しているレーダーと地上の雨量計を組み合わせて、1 時間の降水量分布を 1km 四方の細かさ（以降メッシュと称す）で解析したもので、30 分毎に配信されており、気象庁のウェブ等で閲覧ができる。

2. 崩壊地と降雨の分布

平成 30 年 7 月豪雨での広島県における崩壊地分布と降雨分布を比較して、関係を分析した。

分析に使用した崩壊地の分布は、国土地理院による「平成 30 年 7 月豪雨 崩壊地等分布図（ライン）」[2)]及び広島大学平成 30 年 7 月豪雨災害調査団（地理グループ）による平成 30 年 7 月豪雨による広島県の斜面崩壊分布（第四報）[3)]を用いた。この崩壊地の分布に地形情報を加味するために、解析雨量と同様のメッシュサイズである国土数値情報の「標高・傾斜度 3 次メッシュデータ」[4)]を重ね合わせた。その結果、崩壊地は広島県の沿岸部の北東-南西方向に分布し、大部分が 10° 以上の傾斜で発生していることが判った。

また、降雨の分布は累積雨量（降雨の総量）と、最大時間雨量（降雨の強さ）を解析雨量で把握した。累積雨量は雨が降り始めた 7 月 5 日 0 時から、ほぼ降り終わった 7 月 7 日 23 時までの時間雨量を 1km の降雨メッシュ毎に合計し、最大時間雨量は多くの土砂災害が発生した 7 月 6 日の各降雨メッシュの時間雨量の最大値を抽出した。

2.1 累積雨量と崩壊地の分布

崩壊が発生している地域の累積雨量は、概ね 300mm～550mm の範囲であり、広島市南東部、呉市～東広島市南部、竹原市南部に 450mm 以上の降雨があった。この地域をピークにして同心円状に累積雨量は小さくなっている。

累積雨量と崩壊地の分布を比較すると、累積雨量が大きな地域の 10° 以上の傾斜メッシュで多くの崩壊地の分布が確認された。一方で倉橋島や上蒲刈島は累積雨量が大きいにも関わらず 10° 以上の傾斜メッシュでの崩壊は発生していないのに対して、三原市西部や東広島西部では、やや小さくても崩壊地の分布が見られた。

2.2 最大時間雨量と崩壊地の分布

崩壊が発生している地域の最大時間雨量は、概ね 20～80mm/h の範囲であり、江田島市～東広島市西部と、呉市南部～三原市西部の北東-南西方向に延びる 2 つのピークが見られ、周辺部に向かって小さくなっている。最大時間雨量と崩壊地の分布を比較すると 40mm/h 以上の分布と崩壊地の分布が一致していた。

また累積雨量が大きいにも関わらず、傾斜メッシュでの崩壊は発生していない倉橋島や上蒲刈島の最大時間雨量は 20～30mm/h であった。これに対して累積雨量がやや小さくても崩壊地の分布が見られた三原市西部や東広島西部では 40mm/h 以上であった。

以上の分析結果から平成 30 年 7 月豪雨においては、時間雨量の大きさが崩壊の発生に影響していると推察された。

3. 崩壊発生降雨の推察

時間雨量の強さが崩壊発生に影響すると推察されるため、呉市南部で実際に崩壊起因と考えられる土石流が発生した降雨メッシュにおける、時間雨量の変化を把握し、崩壊発生降雨を推察した。

3.1 土石流発生地・発生時刻の推定

検討対象とした土石流発生地は呉市安浦地区に位置し、流域には土石流の原因と考えられる約 6000 ㎡の崩壊地が分布していた。

対象地での土石流（崩壊）発生時刻の詳細な記録はないが、近隣の土石流発生情報から 6 日 20:00～21:00 であると推定された。

3.2 対象地の崩壊発生降雨の推定

対象地域の降雨メッシュの時間雨量の時間変化を図-1 に示す。災害が発生した 7 月 6 日は未明から 10mm/h 未満の降雨が続いていた。17:00 からは 10mm/h 以上の強い降雨となり、20:00～21:00 に 64mm/h の猛烈な降雨となった。

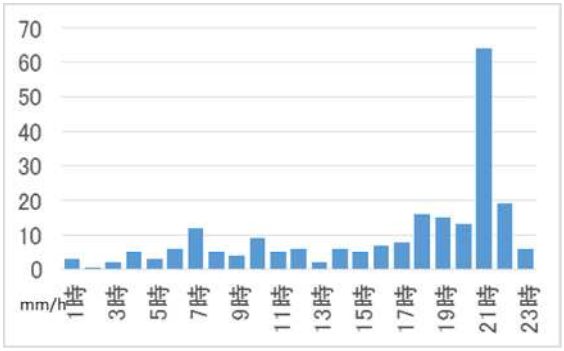


図-1　土石流発生地域降雨メッシュの時間雨量

これらの降雨状況と土石流（崩壊）発生推定時刻とを併せて考えると、20:00～21:00 の 64mm/h の降雨が土石流（崩壊）発生降雨であると推定される。

4. 短時間降雨予測による崩壊発生降雨の予測と防災情報

崩壊発生降雨と推定された 6 日 20-21 時の 64mm/h の降雨が、短時間降雨予測[5)]や他の防災情報で事前に予測され、避難判断として使用できたか否かについて、実際の降雨と同じように時系列に整理して検証した。

降水短時間予報は、解析雨量と同じ時間間隔と範囲で、6 時間先までの各 1 時間降水量を予報したもので、解析雨量と数値計算を基にして降雨域の移動速度や降雨の強さを予測している。

また、土砂災害の防災に関連する気象情報としては、

気象庁が発表する大雨注意報、大雨警報、土砂災害警戒情報、特別大雨警報等の気象情報がある。一方、具体的な警戒避難行動を促す情報としては、地方自治体が発令する避難準備・高齢者等避難開始情報、避難勧告、避難指示が挙げられる。

4.1 短時間降雨予測と解析雨量の比較

対象地の降雨メッシュにおいて、6～1 時間前の短時間降雨予測での 6 日 20-21 時予測雨量と、実際の解析雨量を図-2 に示す。

対象地降雨メッシュでの 6～1 時間前の短時間降雨予測と解析雨量では大きな差が見られ、1 時間前の予測においても解析雨量の半分以下の 30mm/h であった。このことは対象の降雨メッシュで偶然に小さな値を予測していたのではなく、ある程度範囲を広げても同程度の予測をしていた。

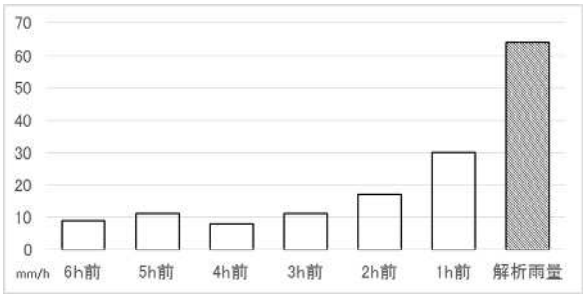


図-2　短時間降雨予測と解析雨量の比較
（7 月 6 日 20-21 時）

短時間降雨予測の精度が低かった原因としては、この時の降雨が、次々と発生する積乱雲から成る線状降水帯によってもたらされたものであることによる、現時点の予測方法の技術的問題であった可能性が考えられる。

4.2 その他の防災情報と降雨状況の比較

土石流が発生した 7 月 6 日における呉市の土砂災害に関わる防災情報 [6]と対象地の時間雨量を時系列に整理したものを図-3 に示す。



図-3　対象地の 7/6 の降雨状況と呉市の防災情報

土石流発生当日の 7 月 6 日は、早朝に大雨警報が発表され、7 時 45 分に避難準備・高齢者等避難開始情報が発令された。降雨が強くなった 18 時 10 分に土砂災害警戒情報が発表され、続いて 19 時 10 分に避難勧告（土砂）が発令された。そして猛烈な降雨が降る直前の 19 時 40 分に特別大雨警報が発表され、その後、猛烈な降雨が降り土石流（崩壊）が発生したと推定される 21 時 5 分に避難指示が発令されている。

これら防災情報の発表・発令時刻と降雨状況、更に 7 月 6 日の呉市の日没時間が 19 時 25 分であったことも併せて考慮すると、対象の土石流（崩壊）発生においては、土砂災害警戒情報での避難、あるいは遅くとも避難勧告（土砂）での避難が、安全に避難可能なタイミングであったと判断される。

今回の検証事例において、短時間降雨予測による予測精度が低くかったのに対して、土砂災害警戒情報は災害発生前に発表されていたと考えられる。

これは短時間降雨予測が現時点の解析雨量を基にした予測であるのに対して、土砂災害警戒情報は過去にさかのぼった降雨量を基にした土壌雨量指数を踏まえて予測しているという、予測方法の差から生じたものと考えられる。

このように防災情報はそれぞれの目的に応じた機能と構造を有している。このため、それぞれの防災情報の特性を理解し実際の災害に際して、どのように機能したかを検証し知見を集積する必要がある。またこれらの知見を基に対象地の状況を踏まえて、情報の活用方法を対象者にわかりやすく伝えていくことが必要であると考える。

参考文献

1)国土交通省気象庁：解析雨量,
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kurashi/kaiseki.html ,参照 2019-04-04

2)国土交通省国土地理院：平成 30 年 7 月豪雨 崩壊地等分布図（ライン）（2018）,
https://cyberjapandata.gsi.go.jp/xyz/201807H3007gouu_hokaichiline_1/{z}/{x}/{y}.png
,参照 2019-04-04

3) 広島大学平成 30 年 7 月豪雨災害調査団（地理グループ）（2018）：平成 30 年 7 月豪雨による広島県の斜面崩壊分布（第四報）,
https://www.hiroshima-u.ac.jp/system/files/105540/201807_report004.pdf , 参照 2019-04-04

4) 国土交通省国土政策局国土情報課(2011)：国土数値情報　標高・傾斜度 3 次メッシュデータ,
http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-G04-a.html , 参照 2019-04-04

5)国土交通省気象庁：降水ナウキャスト、降水短時間予報,
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kurashi/kotan_nowcast.html ,参照 2019-04-04

6)呉市災害対策本（2018）：平成３０年７月豪雨による被害状況等について（第５４報）,
https://www.city.kure.lg.jp/uploaded/attachment/33300.pdf , 参照 2019-04-04

T2-003

紀伊山系における土砂移動等を対象とした画像解析による検知・計測技術の開発

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　菅原寛明*)・田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所　木下篤彦
日本工営株式会社　○水谷佑・五十嵐和秀・松本定一・池島剛
*)現所属：国土交通省関東地方整備局

1. 背景と目的

紀伊山系砂防事務所管内では、H23紀伊半島大水害で深層崩壊・河道閉塞・土石流が発生した渓流において砂防事業を実施しており、CCTVカメラによる状況把握を行っている。豪雨時には土砂移動の発生有無や砂防施設の状況を監視しているが、夜間においては照度不足や照明の雨滴反射等によって視認性が低下するとともに、労務負担も大きい。このような課題に対して、画像解析技術や高性能カメラ・撮影技術を応用し、監視画像の視認性向上や状況変化の自動検知・定量化が実現できれば、監視体制の効率化が期待できる。本稿は、河道閉塞が発生した赤谷地区・栗平地区(奈良県五條市)、土石流が発生した内の川（和歌山県那智勝浦町）における土砂移動等に対して、視認性向上と、画像解析による出水時の変状検知・計測を試行し、その適用性を報告するものである。

2. 視認性向上

2.1　高感度カメラによる長時間露光撮影・鮮明化処理

照度不足への対応策として、長時間露光撮影および輝度調整による鮮明化処理を試みた。静止画の伝送となるが、赤谷地区の崩壊斜面の撮影において、夜間無降雨時の視認性向上が確認された。一方で夜間降雨時には雨滴を除去しきれず、十分な視認性を確保できなかった(図1　a)～d))。

2.2　被写体の視認性向上

入射方向に光を反射する再帰性反射材を用いて、被写体の視認性向上を試みた[1)]。栗平地区の湛水地に、再帰性反射材を貼付した簡易的な水位標を設置した結果、雨滴反射による「白飛び」が顕著な豪雨時においても水位標が視認できることが確認された(図1　e)・f))。

2.3　視認性が良好な画像の抽出

紀伊山系砂防事務所では、CCTVからの映像は動画（10~30fps）で伝送されている。豪雨時に雨滴反射で視認性が低下したようにみえる映像をコマ送りで1フレームずつ目視確認した。動画としては認識できない鮮明な画像が存在することが分かった。雨滴の映込みが少なく相対的に低輝度な画像であることから、その特性を活用した自動抽出の可能性が示唆された(図2)。

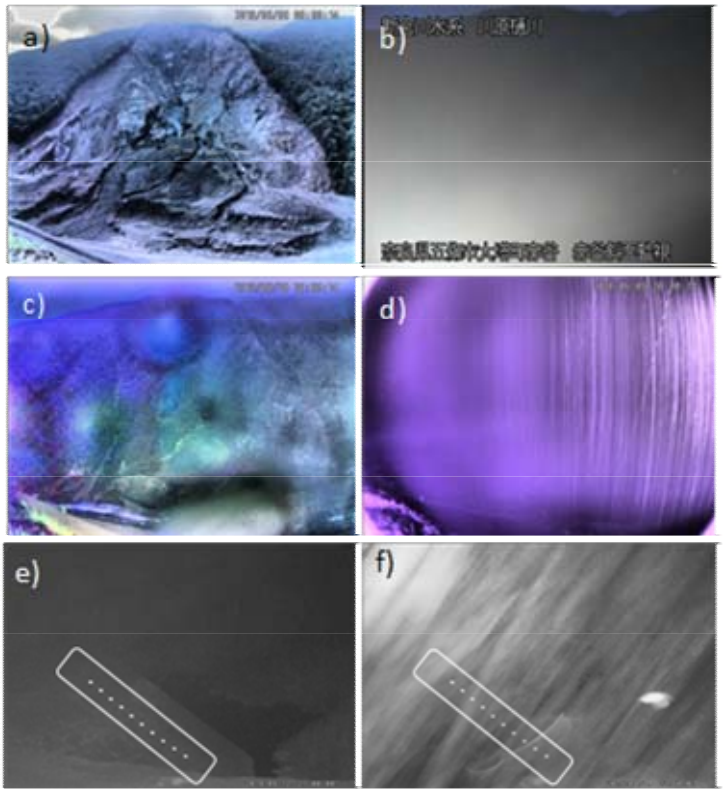


図1　a)～d)赤谷崩壊斜面の視認性向上効果の例：a)視認性良好な画像　b)CCTV夜間画像　c)夜間無降雨時の長時間露光・鮮明化処理画像　d)夜間降雨時の長時間露光・鮮明化処理画像　e)・f)栗平の再帰性反射材による被写体視認性向上(白枠内の点)：e)夜間無降雨時　f)夜間降雨時

3. 変状の検知・計測

3.1　水位計測と流下物・施設変状の検知

画像の鉛直方向の輝度変化から、水面と砂防施設の境界面を検出し水位を計測する解析方法を検討した。また、内の川地区では局所特徴量[2)・3)]を用いた水位解析を行い既設水位計との比較を行った結果、良好な再現性を示した。赤谷地区において、湛水池に流木と推察される流下物と湛水面には明らかな輝度の違いがあり、時間ごとに画像の輝度差分を取ることで、ある地点における流木等の到達・通過時における画像変化を定量的に表現することができた。また、栗平地区において発生した仮排水路の破損について、コンクリートで被覆された部分が侵食され、土砂が露出する際の画像変化を輝度の解析によって定量的に表現可能である

ことを示した(図3)。

3.3　濁水検知

内の川地区において、一時的に濁水を発生させて流水の色を解析した。供給土砂は河床堆積物と、斜面から採取した土砂の2種類を用いた。前者は通常の出水時における河床材料の二次移動による濁り、後者は斜面崩壊等の新規土砂供給による濁りに相当するものとして、供給土砂の違いによる色の差異が検出可能かを検討した。土砂の供給は弱雨の日中に行い、可視光下で撮影した。画像を目視観察・解析した結果、斜面土砂は赤みをおびた茶色、渓床土砂は灰色と、濁水の色の差は目視で識別できるものであった。また、RGB表色系(赤・緑・青による色表現法)での数値の変化として、斜面土砂投入時には赤色を示すRが相対的に大きくなった[4]。一方で、渓床土砂はRGB値も同程度であった。このことから、目視で濁水の色の違いが識別できる画像であれば、濁水の色の変化、すなわち上流での新規土砂供給の発生を画像解析によって検知できる可能性が示された(図4)。

4. まとめと今後の課題

砂防渓流等における画像監視の課題である豪雨時・夜間等の視認性低下について、鮮明化処理技術や再帰性反射材を用いた改善策により、一定の効果が見込めることが分かった。また、画像による水位計測や変状検知も、基礎技術としては確立できた。

一方で、濁水の解析・検知については可視光下での検討となっており、夜間の解析が課題である。また、実務に反映するための画像解析・監視システムの開発・試行・実装のための検討や技術開発を進める必要がある。

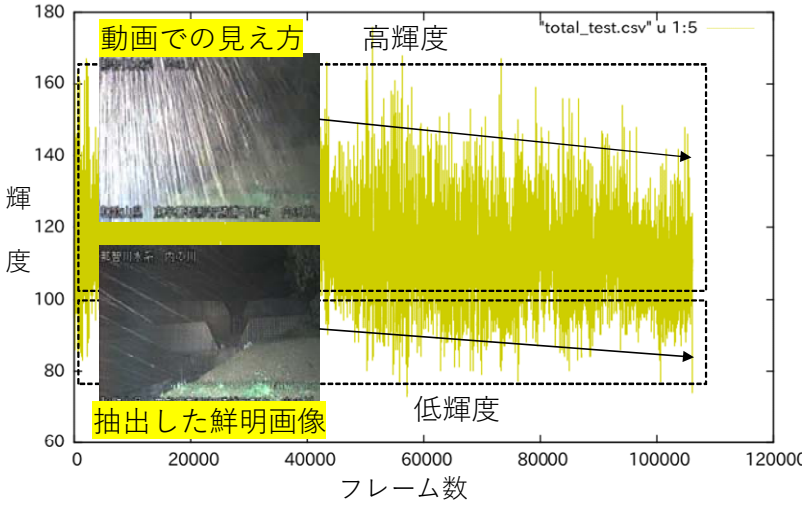


図2　視認性が低い映像に含まれる鮮明画像の抽出とフレームごとの輝度変化

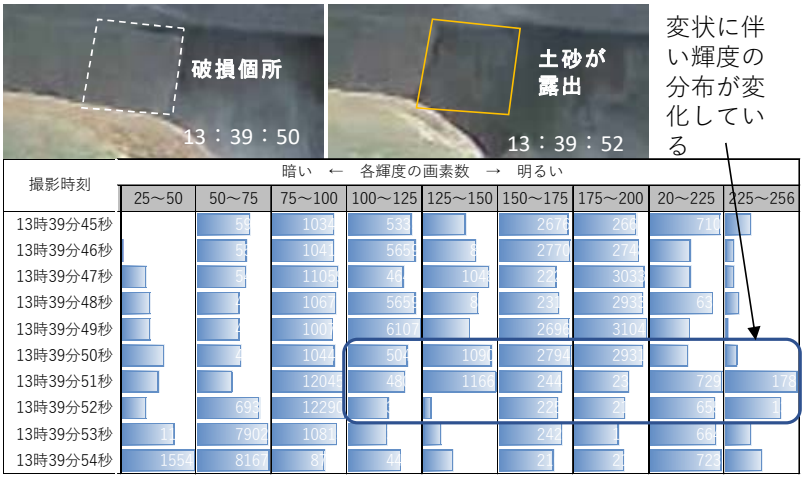


図3　施設変状の輝度解析結果（各輝度の画素数の時系列変化。破損による画像変化が輝度数の変化として表現されている。）

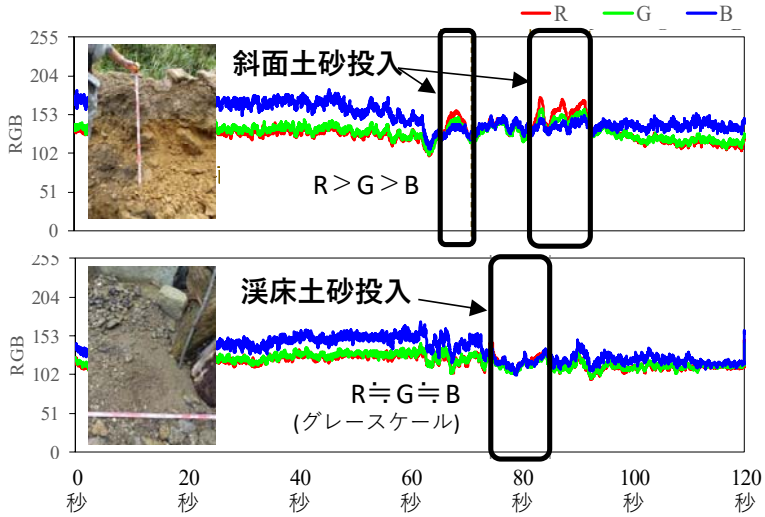


図4　濁水の色情報(RGB値)の解析結果（斜面土砂投入時には赤を示すR値が大きくなり、供給土砂の色の違いが表れている）

参考文献

1) 井深ら(2017)：高コントラスト被写体を用いた単眼カメラ画像解析による高精度距離検出，平成29年度砂防学会研究発表会概要集，p. 724-725

2) 中谷ら(2014)：CCTV静止画像を用いた流量推定システムの開発，平成26年度砂防学会研究発表会概要集B，p. 386-387

3) 椎葉ら(2017)：天竜川上流域におけるＣＣＴＶ画像解析を活用した流域監視の検討，平成29年度砂防学会研究発表会概要集，p. 216-217

4) 五十嵐ら：画像の輝度情報・色情報を用いた山地河川の流況変化検知手法の開発，平成30年度建設コンサルタント業務研究発表会，第18回論文集，pp. 9-12，2018.

T2-004

H30.7 豪雨災害対応における UAV の活用事例

中電技術コンサルタント(株)　○杉原 成満，河井恵美，荒木 義則，髙橋 源貴，上野 麻由子
国土交通省 中国地方整備局 広島西部山系砂防事務所　大塚 尚志，岡﨑 尚也※1，正木 俊英※2

１．はじめに

UAV（Unmanned Aerial Vehicle）は、機体が小型で操作が簡単であることに加え、空中写真撮影や各種計測等が可能であることから、様々な分野で活用の可能性が見込まれている。砂防分野においても、災害発生時の実態把握調査や施設設計のための 3 次元地形データの取得等、UAV の活用が期待できる場面が多く想定される。これまでも災害対応を想定した適用検討や実証実験等が多く行われているが、実際の災害対応における活用事例報告は少ない。

本稿では、平成 30 年 7 月豪雨災害対応における UAV の活用事例報告として、災害発生直後の実態調査や施設設計に用いた事例を報告する。

２．UAV 計測の概要

今回の災害対応では、UAV による斜め写真撮影に加えて、UAV レーザ測量および写真測量を行った。調査・計測に用いた UAV および計測計画の概要を表-1 に示す。

UAV レーザ測量は、詳細な 3 次元地形情報の取得が求められるため、グリッドサイズ 0.5m×0.5m の DEM データが取得できるよう、対地高度を 100m、サイドラップ 60～70%とし、スキャン密度 400 点/m^2（理論値）を満足する飛行計画とした。なお、計測範囲内には、3 次元計測データの点検および主に高さ方向の調整を行うためのターゲット（調整用基準点）を設置している。

また、UAV 写真測量は、レーザ計測範囲に対する簡易オルソの構築が可能となるよう、同範囲において実施した。計測は対地高度 130m、サイドラップ 60%、オーバーラップ 80%で実施しており、オルソの地上解像度は 21.8mm（理論値）である。

表-1　調査・計測に用いた UAV および計測計画の概要



機体形式	Ci-x8
フライトタイム	約18分
フライト重量	28.0kg
飛行可能範囲	1000m
レーザクラス	クラス1
最大測定距離	420m
有効測定レート	30万/秒
視野角(FOV)	360°（有効範囲100°）
対地高度	100m
対地速度	5.6m/s
コース数	5コース(1フライト)
サイドラップ	60～70%
スキャン密度	400点/m2(理論値)



機体形式	DJI Inspire 2
フライトタイム	約25分
フライト重量	4.0kg
飛行可能範囲	4000m
レンズ	15mm DJI X5S
画素数	5280×3956
撮影画角	115.33m×86.67m
対地高度	130m
対地速度	8m/s
コース数	16コース(1フライト)
サイドラップ	60%
オーバーラップ	80%
地上解像度	21.8mm



写真-1　馬木地区斜め写真（H30.7.8 撮影）



写真-2　福田地区斜め写真・鉛直写真（H30.7.9 撮影）

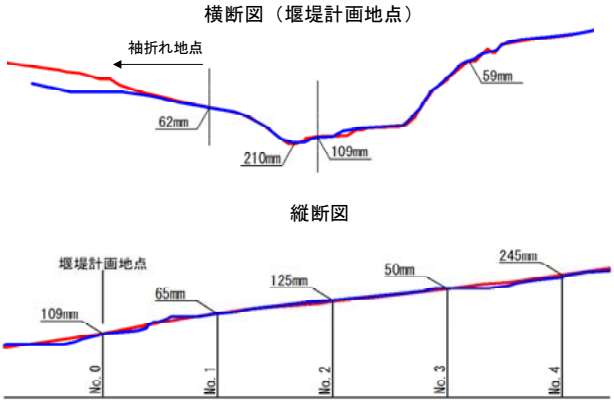
３．災害対応における UAV の活用事例

(1) 被害状況把握

災害直後の初動調査では、土石流等の発生状況および被害状況の把握を目的に、斜め写真撮影を実施した。一例を写真-1、写真-2 に示す。

写真-1 は災害発生から 2 日後の 7 月 8 日に撮影したものである。災害直後はまだ天候が不安定であり、曇が低く山腹にかかっていた状況であった。そのため、低高度での撮影が可能な UAV でも渓流内の状況は捉えきれていない。また、写真-2 はその翌日に別の地区で撮影したものである。左側の写真は、航空機からの撮影のように源頭部から氾濫域までを 1 枚に収めているが、低高度での撮影となるため、UAV では対象箇所から離れる必要がある。そのため、この写真からでは土石流の流下痕跡は判断し難いものとなっている。ただし、これは撮影範囲を絞って複数枚撮影することや動画撮影とすることで容易に対応可能なものである。また、いずれの地区も下流域における土石流の氾濫状況等は十分に把握できる内容である。

※1 現所属：国土交通省 中国地方整備局　※2 現所属：国土交通省 中国地方整備局高梁川・小田川緊急治水対策河川事務所



※赤線：路線測量、青線：UAV レーザ測量

図-1　縦横断図の比較

表-2　計画捕捉量の比較

①路線測量	②UAV レーザ測量	誤差(①-②)
13,029m^3	12,883m^3	146m^3（1.1%）

※計画捕捉量は平均断面法によって算定



図-2　3 次元モデル（DEM+簡易オルソ）



図-3　堰堤完成イメージ図（斜め写真+3 次元モデル）

(2) 施設設計での活用

災害発生直後は被害状況の把握等の初動調査が急務であり、地形測量を行うための作業員確保が困難な状況であった。このような状況への対応として、UAV レーザ測量を実施し、予備設計段階において平面図として利用した。

図-1 は、当該平面図から作成した縦横断図と後に行った路線測量成果とを比較したものである。図に示すとおり、実測との誤差は渓床部では 0.1～0.3m 程度、植生が残っている斜面部においても 0.1m 未満と、UAV レーザ測量で作成した縦横断図は、路線測量成果とほぼ一致している。斜面部よりも渓床部の方が実測との誤差が大きくなっているが、これは UAV レーザ測量後の降雨による土砂移動等があったことに起因するものと考えられる。また、表-2 はそれぞれの縦横断図を用いて計画捕捉量（計画堆砂線より下の容量）を算定した結果であるが、表に示すとおり施設の整備効果としてもその差は十分に小さい。

このように UAV レーザ測量から取得した地形データは、施設計画の検討に対して十分な精度を有している。ただし、道路等の地物が表現されないため、実施設計に用いるためには、施設の周辺においては現地測量による補完が必要となる。

(3) 転石の把握

天応地区東久保で発生した土石流は、コアストーンからなる巨石を多く含む土石流であり、初動調査において落石・転石が不安定な状態で渓床および周辺斜面に点在している状況が確認された。

安全に調査するためには、落石等の分布を把握しておく必要があり、その手段としてここでは図-2 に示す DEM と簡易オルソを組み合わせた 3 次元モデルを活用した。画像解像度が高いため、落石等の分布は簡易オルソでも十分識別できるが、図に示すとおり 3 次元化することでより識別しやすくなる。

(4) フォトモンタージュの作成

堰堤完成イメージ図としてはパースが一般的である。また、近年では CIM の活用も期待されているが、これらは作成に時間を要する。また、地形や下流域の家屋等もイメージとなるため、全体として見たときにリアリティに欠けることが危惧される。

これに対する対応として、UAV で撮影した鮮明な斜め写真と設計図面から作成した 3 次元モデル（レベル 200CIM）を組み合わせ、図-3 に示すフォトモンタージュを作成した。このように作成することで、周辺地形・地物は実在するものを鮮明に表現でき、堰堤施設周辺のみ完成後のイメージとして分かりやすく表現することが可能である。

4．おわりに

本報告は、エリアを限定して実施したものであるが、災害直後の状況把握や施設設計のための地形図作成等、災害対応において UAV による調査・計測が有効な手段となることを改めて確認した。UAV は本稿で示した活用に限らず、様々な場面で活用が想定されるため、今後も可能性の検討や実証実験を行い、災害対応・災害復旧の迅速化、効率化につなげていきたい。

T2-005

ディープラーニングによる地すべり地形抽出の試み

佐藤工業株式会社　　○保科隆，歌川紀之，瀬谷正巳，黒田千歳
国立研究開発法人土木研究所　　藤平大，　櫻本智美

1．研究の背景

日本列島は環太平洋造山帯に位置しており，国土の 70%が山地となっている．また，日本の平均降水量は世界平均降水量の 2 倍程度であるなど，厳しい地形・気象条件から，地すべりが発生しやすい．地すべりが発生する恐れがある場所として，従来から技術者による地すべり地形の判読が行われてきたが，技術者により判断が分かれることや，広域を対象に地すべり地形を判読するには多くの時間と労力を要することなどが課題である．

そこで本研究では，画像データの特徴を学習するディープラーニングに着目し，ディープラーニングによる地すべり地形抽出を試みた．

2．方法

2.1 ディープラーニング

ディープラーニングは，人間の神経細胞（ニューロン）の仕組みを模したニューラルネットワークを多層化（隠れ層を 4 層以上）させた機械学習手法のことで，コンピュータ自らがデータの潜在的な規則性などの特徴量をとらえて分析する．本稿ではパターン認識技術の 1 つである画像認識により検討を行った．層設計は LeNet を用いた．**表-1** に学習パラメータを示す．

2.2 地形量データの作成

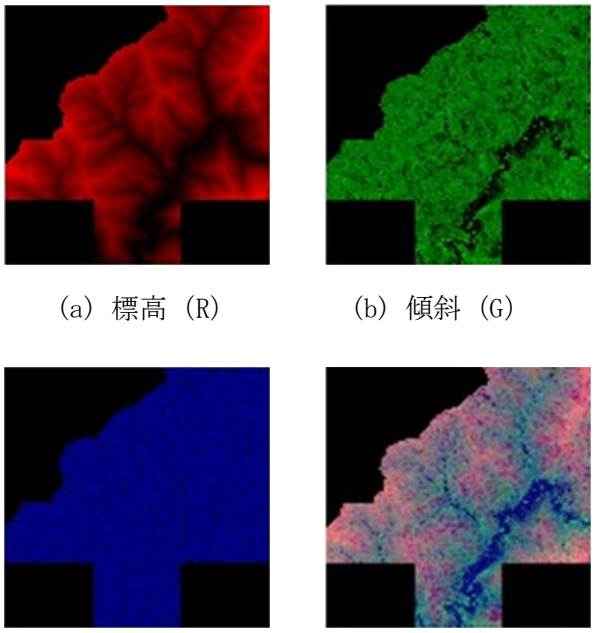
既往研究 [1]でのディープラーニングの学習には，標高・傾斜・曲率の各画像を透過処理して重ね合せる CS 立体図を用いたが，今回は CS 立体図を参考に独自に考案した，標高（LP データ）・傾斜・曲率の数値を最小値から最大値まで 255 段階の値に変換して重ね合せた RGB 立体図を与えた．**図-1** に標高・傾斜・曲率を R，G，B の 3 チャンネルに割り当てた画像とそれらを重ね合せた RGB 立体図を示す．

2.3 地すべり地形データの加工

地すべりに関連する微地形の多くは，傾斜変換線

表-1　学習パラメータの初期値

初期値の設定方法 （ネットワーク内の重み）	重み・バイアスともに 標準偏差0.1の正規分布
過学習対策 （ドロップアウト，加重減衰）	ドロップアウト率 0.5
最適化方法	AdaGrad
バッチサイズ	5



（a）標高（R）　　（b）傾斜（G）

（c）曲率（B）　　（d）RGB 立体図

図-1　RGB 立体図（奈良県）の構成

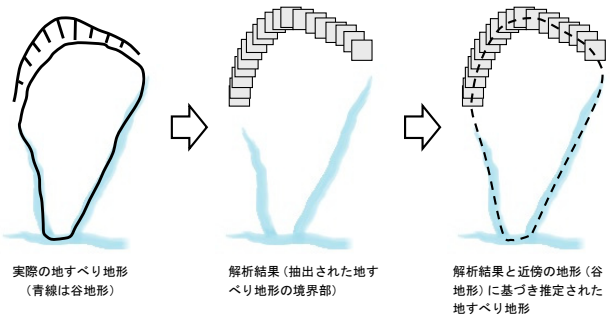


図-2　地すべり地形推定方法のイメージ

の組合せで表現[2)]できる．そこで本稿では，遷急線と遷緩線から判断する滑落崖に着目し，滑落崖による地すべり地形の推論方法（**図-2**）を検討した．教師データは12m×12m領域を1つの領域として切り出し，**図-3(a)**に示すような滑落崖（赤色）と非地すべり地形（マゼンタ色），それぞれを教師データとして作成した．

2.4 評価方法

ディープラーニングによる推論結果の評価については，下記の再現率および適合率を用いる．

・再現率＝抽出面積／(抽出面積＋判読漏れ面積)

・適合率＝抽出面積／(抽出面積＋誤判読面積)

３．検証範囲

3.1 奈良県における検証

ディープラーニングによる地すべり地形の抽出精度を，奈良県吉野郡十津川村および天川村（**図-1**）にて検証した．教師データとして学習に用いた地すべり地形に対して推論を実施し，モデルの性能を検証した．地すべり地形として1495個，非地すべり地形として1500個作成し，それぞれ10分の9を訓練データとして学習させ，残りのデータに対して検証を行った．

3.2 高知県における汎用性の評価

作成したモデルの汎用性を評価するため，奈良県における検証で作成したモデルを用いて，高知県大豊町にて地すべり地形の抽出を行った．

４．結果

4.1 奈良県における検証結果

図-4に技術者による判読結果（水色部）とディープラーニングによる推論結果（白色部）を示す．再現率は70.4%，適合率は72.5%であった．

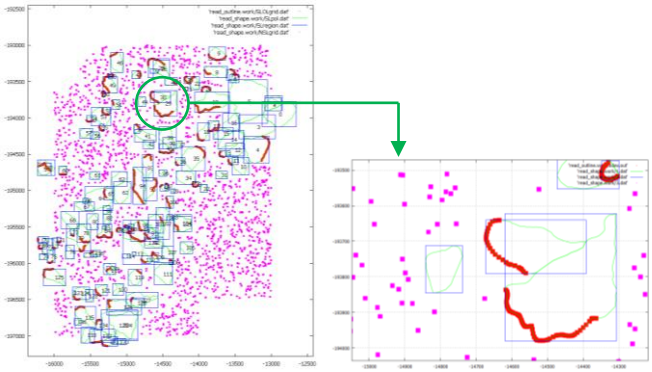
4.2 高知県における検証結果

図-5に地すべり地形の抽出結果を示す．ここで，図中の水色部は技術者による判読結果であり，白色部がディープラーニングによる推論結果である．再現率35.0%，適合率37.0%であった．奈良県での結果に対して，再現率，適合率が低下した．原因としては，教師データの質や量、学習方法，地形や地質の違いなどが考えられるため，今後，原因を追究していく予定である．

引用文献

1）保科隆ほか（2018）：ディープラーニングを用いた地すべり地形判読に関する検討，平成30年度全国大会，土木学会，北海道

2）国立研究開発法人土木研究所（2016）：航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読地図の作成と判読に関する手引き，土木研究所資料



(a)全体図　(b)拡大図

図-3　教師データ作成例

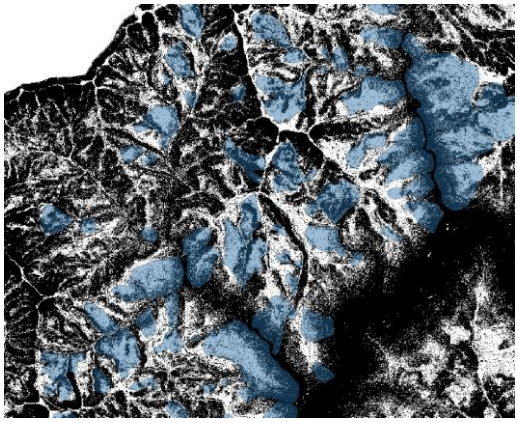


図-4　推論結果（白色部）

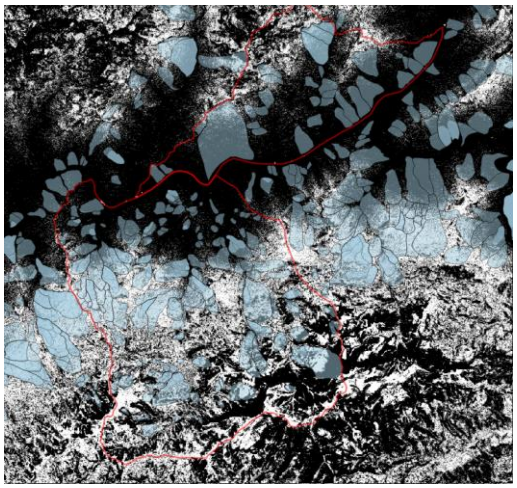


図-5　推論結果

（赤枠は検証範囲、白色部は推論結果）

花崗岩地域における地形発達史からみた土砂洪水氾濫の危険（安全）度評価
-九州北部豪雨、広島地域、羽越災害の比較研究-

○下河敏彦（株式会社環境地質）
小林　浩(朝日航洋株式会社)

1. はじめに

近年、土石流・土砂流による土砂が下流域まで氾濫し、被害が大きくなる豪雨災害が頻発した。

小林他（2018）は、平成 29 年 7 月九州北部豪雨において、被害の程度と地形条件、河床勾配の分析から、全面的に被災する谷底低地、段丘化した地形面でも土砂堆積が発生した事例、とほとんどと被災を免れた段丘面の分布を整理している。このことは、大規模洪水時における土砂の流下・堆積を考慮した水害リスクを評価できる。

また、近年 5mメッシュデータの整備範囲が広がっている。これにより、起伏の少ない低地においても微小地形の判読が可能となり、洪水の浸水範囲の予測や（下河：2018、小林他：2016)、新旧の土石流扇状地の詳細な形成過程が明らかにできるようになった（小林他：2016)。

本研究では、近年広範囲にわたる土石流～土砂流、洪水流の被害の繰り返された花崗岩分布域において、高精度地形情報を用いた堆積地形の微地形判読結果から、土砂洪水氾濫に対する危険（安全）な場の条件を分析した。

2. 対象地域

対象地域は、花崗岩分布域において、1）災害直後の空中写真が撮影されており、2）5mメッシュデータが整備されている、福岡県筑後川水系赤谷川周辺（平成 29 年 7 月九州北部豪雨)、広島県呉市天応地区（平成 30 年 7 月西日本豪雨)、新潟県荒川水系鍬江沢川流域（昭和 42 年 8 月羽越豪雨災害）である。

3.研究手法

3.1　空中写真の比較判読

災害発生前後の空中写真を比較判読することにより、土石流～土砂流・洪水流の氾濫範囲を図化した。堆積土砂の質は、現地調査や災害直後の調査報告、空中写真のテクスチャーを参考とした。

3.2　比高マップの作成

氾濫平野の地形は、その平野に堆積作用または侵食作用をもたらす主要な河川との関係で表すことができる。そこで主要な河川の縦断面に接する接谷面を想定し、それからの比高を解析した。

4. 各地域での分析結果

4.1　福岡県筑後川水系赤谷川（平成 29 年 7 月九州北部豪雨）

乙石川流域や赤谷川上～中流域については、小林他（2018）によれば、谷底氾濫原でほぼ 100%被災となる一方，低位段丘 2 ではほぼ被災を免れ、低位段丘 1 では，河床勾配の変化点前後では河床上昇の影響で被災する場合があった。

河床から被災しなかった地形面との比高を計測すると、概ね比高 5m 以上の地形面は被災をまぬかれている（乙石川流域では深層崩壊が発生し、5m以上の地形面でも被災している。災害前の低地の地形を見ると、上に凸状の微起伏を持つ比較的急な礫質谷底堆積低地であり、平坦な中下流域の蛇行原性の砂質谷底堆積低地とは異なる形状である)。しかし、赤谷川流域の一部や白木谷川流域では河床からの比高 3m 前後でも一定の範囲で被災をまぬかれている。

4.2　広島県呉市天応地区（平成 30 年 7 月西日本豪雨）

当該地域は段丘化した地形面が狭く、全体として沖積錐あるいは砂質谷底堆積低地となっている。今後も土砂氾濫が繰り返される地形条件であり、支流の沖積錐も形成されるなど土砂災害に関しては過酷な環境にあると言わざるを得ない。被災しなかった地形面の特徴を現在分析中である。

4.3　新潟県荒川水系鍬江沢川流域（昭和 42 年 8 月羽越豪雨災害）

昭和 42 年 8 月羽越豪雨災害では、荒川水系鍬江沢川流域の諸渓流で土石流・土砂流が発生し、大きな被害となった。災害前の空中写真では、堰堤工や渓流保全工はあまり施工されていないため、概ね自然状態での土砂氾濫であった。の昭和 42 年 8 月 26 日、日本海に発生した前線が新潟県北部から山形県南西部にかけて、ほぼ東西方向に移動し、総雨量 600～700 ㎜に達する雨量を記録した。平成 29 年 7 月九州北部豪雨や平成 30 年 7 月西日本豪雨でも見られた線状降水帯を形成されていたと判断され、この羽越災害の土砂氾濫域と地形場を分析する意義は高い。

鍬江沢川流域は、NNE～SSW 方向の新発田-小出構造線の地溝帯の中央を流下する流域であり、西側の源流は花崗岩の櫛型山地である。櫛型山地には平成 29 年 7 月九州北部豪雨や平成 30 年 7 月西日本豪雨同様、斜面の表層崩壊が多発している。しかし、西田（1968）によれば、表層崩壊で生産された土砂の多くは断層に規制された狭窄部-拡幅部を繰り返すカギ状水系内に滞留し、災害をもたらした土石流は大半が集落近傍の堆積土砂の再移動および側方侵食により供給されたと報告している。

ここで、下荒沢川の土砂移動形態に注目したい。林野庁が撮影した空中写真や市ノ瀬（1998）に掲載された斜め写真を判読すると、土石流が二手に分かれており、中央部に土砂が堆積していない水田が確認できる。現河床との比高は 2m 程度である。現在は圃場整備に伴い地形が平坦化されているが、谷底低地から離水した段丘面は確認できる。年代の明らかにされた鍬江沢川流域の段丘面からの連続性を追跡すると、この段丘面の形成時期は 1.0～1.2 万年前の晩氷期（藤平：2004）と考えられる。すなわち、羽越豪雨災害は、豪雨の頻度の増加した後氷期における典型的な土砂移動現象を反映したと判断される。

5. おわりに-安全圏の抽出・評価にむけて

土砂災害防止法に基づく基礎調査では、土石流の高さ 5m、分散角 30° を指標としてイエローゾーンが設定される。平成 30 年西日本豪雨災害による被災範囲とイエローゾーンの整合性は概ね高かったようである。しかし、場合によっては区域が過大となり、安全な避難場所・経路の検討が困難になる。

本研究では花崗岩地域で発生した土砂災害事例比較した結果、共通する特徴として、離水した段丘（概ね晩氷期より以前）や同等の高さの盛土地は、比高 5m 未満でも被災した地域は少ない。また、離水していない地形面でも沖積錐や谷底低地から少し離れた場所では被害が少ない。

このような地形発達史に基づく地形判読に加え、比高マップによる平野の微地形の可視化、土砂洪水氾濫域となる地形の最低点からの「比高」を用いることで，任意の場所，いわば自分の立ち位置に近い位置からの災害予測が可能になる。

最大規模の豪雨であったとしても、被災する範囲、被災しない範囲は漸移的ではなく地形発達史に基づき明確に分かれる。さらに流域の規模や本川性支川に応じた危険地、安全圏を分ける比高は高精度地形情報により面的に計測できる。今後このような事例を増やし、地域防災計画にも貢献できる資料を検討する予定である。

文献

1）小林 浩・小野田敏・下河敏彦（2018）：集中豪雨時の土砂移動に関する谷底低地の安全性と微地形の関係，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，Vol54. No.5，pp. 310-327.

2）下河敏彦（2018）：高精度地形情報の活用と防災，応用地質学会誌，Vol59，No.5，pp. 302-310

3）小林 浩・三浦博之・鈴田裕三・中村 剛（2016）：航空レーザデータによる氾濫平野の微地形を可視化した比高マップ，日本地球惑星科学連合 2016 年大会，HGG12-P06

4）稲垣秀輝・大野博之・磯部有作（2016）：平成 26 年 8 月広島土砂災害の土石流粒度構成の違いによる沖積錐の形成過程，日本地すべり学会誌 53(5)，pp. 185-195

5）西田彰一（1968）：羽越豪雨（昭和 42. 8. 28）による崩災の調査とその防災研究，文部省科学研究費報告書

6）市ノ瀬榮彦（1998）：S42. 8. 28 羽越水害（山形県・新潟県）-水害から 30 年-，砂防学会誌，Vol50，No.6，pp. 77-81

7）藤平秀一郎（2004）：風成層に基づく新潟県北部、三面川・荒川・胎内川・加治川の河成段丘面区分の編年，新潟大学災害研究所年報 No. 26，pp. 101-114

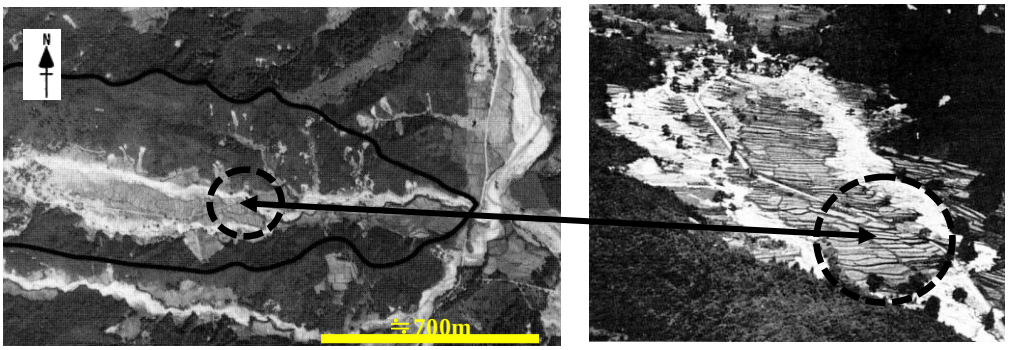


図-1　鍬江沢川支川下荒沢川における昭和 42 年 8 月豪雨災害時の土砂移動

T3-002

土砂・洪水氾濫の事例からみた発生場の特徴について

国際航業株式会社　○久保毅，島田徹，宮田直樹，澤村朱美
国土交通省国土技術政策総合研究所　内田太郎，坂井佑介
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　菅原寛明，田中健貴

１．はじめに

平成 23 年紀伊半島大水害では、那智川流域において、顕著な土砂堆積を伴う「土砂・洪水氾濫」により、被害が発生した[1)]。その後、平成 29 年九州北部豪雨（筑後川支川赤谷川他）や、平成 30 年 7 月豪雨（広島県呉市天応地区大屋大川他）でも、同様の被害が発生している[2)3)4)]。

気候変動による豪雨多発が懸念される中、今後は土砂・洪水氾濫の発生頻度が高くなる可能性がある。一方で、この形態の災害は、土砂災害防止法による土砂災害警戒区域より下流でも被害が生じることがあり、現段階ではその被害範囲の想定は十分に行われていない。

そこで本報告では、過去に発生した土砂・洪水氾濫による災害事例について、災害が発生した河川の川幅、勾配、土砂生産や氾濫の状況等を整理し、今後の被害想定のための基礎資料として取りまとめた。

２．対象とする災害事例

災害事例は、土石流による直接的被害ではなく、その下流区間における被害を対象とすることを念頭に、「1/30（概ね 2°）より緩勾配の区間において、顕著な河床上昇が生じた事例」とした。（このとき、当該区間の側方斜面や支渓から土砂が直接供給される区間は、今回は対象外とした。）

該当する災害事例の代表として、比較的古い事例として天竜川支川小渋川流域の事例、10m程度の河床上昇が生じた平成 7 年姫川災害における事例、上述の平成 23 年那智川災害における事例、平成 29 年九州北部豪雨災害の 2 事例、平成 30 年 7 月西日本豪雨の 2 事例で、計 7 事例を選定した。

３．土砂・洪水氾濫の発生場の諸元整理

選定した 7 事例について、流域面積、流路幅、氾濫域の特徴、土砂堆積区間の勾配、直上流区間の勾配、土砂供給の状況等、各箇所の諸元を把握し、表 1 に整理した。各諸元について、その傾向を整理すると、下記の通りである。

流域面積・元の川幅は、大きなものから小さなものまで様々で、傾向は見られない。一方、地形と氾濫域の幅を見ると、谷底平野では比較的氾濫幅が小さく、扇状地では大きくなる傾向にある。どちらにしろ、氾濫域の幅は元の川幅の 2 倍以上であり、氾濫によって流水幅が広がることで、上流区間に比べて水理条件の変化により掃流力が低下し、土砂堆積の原因となっている可能性がある。

また、今回の事例では 1/100 程度の緩勾配区間でも、顕著な土砂堆積が生じており、比較的勾配が緩い区間でも、「一定以上の土砂供給」があれば、河道が埋塞するような土砂堆積が生じうるものと考えられる。

「一定以上の土砂供給」については、大きく 2 つのパターンに分類できた。一つは、直上流区間が土石流区間であることから、土砂が大量に運搬され、下流で勾配が急変することで、顕著な土砂堆積が生ずるパターンである（H30 西日本豪雨の 2 事例、図 1 のパターン 1）。

一方で、直上流区間が掃流区間であり、土砂堆積区間との勾配の変化が明瞭でない場合でも、顕著に土砂堆積が生じているケースが多数ある（H30 西日本豪雨の 2 事例以外）。これは、直上流区間（今回の事例では、上流 1～1.5km 程度までの区間）で、側岸の崩壊や支渓からの土石流により、強制的に土砂が供給され、これが下流の土砂堆積区間まで運搬されているものである（図 1 のパターン 2）。

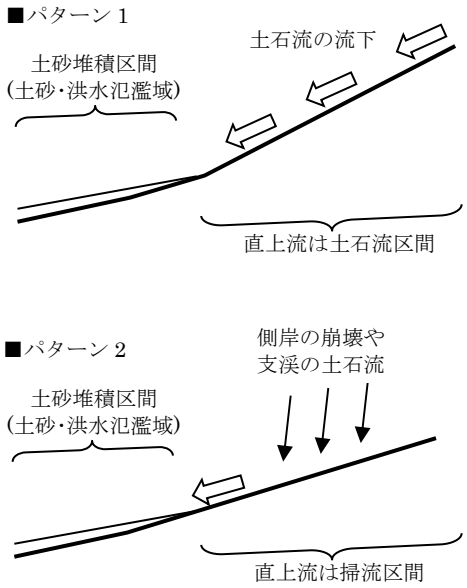


図 1　土砂堆積区間への土砂移動パターン

また、多くの事例で流木等による橋梁の閉塞が確認されており、土砂堆積の一因となっているものと

想定される。

４．土砂・洪水氾濫の発生場の特徴

以上の整理結果を踏まえ、土砂・洪水氾濫の発生場の特徴を取りまとめると、以下の通りである。

①直上流区間からの土砂供給が顕著であること。
（土砂供給パターンは、図１の２パターンに大きく分類される）
②土砂濃度の高い流体中の土砂が、堆積に転ずるために、水理条件の変化が生ずること。
（勾配の急変、氾濫による流水幅拡大、橋梁閉塞等）

上記の①、②が共に想定される場所では、豪雨により上流域で多量の土砂生産が生じた場合、顕著な河床上昇が生ずる可能性が高く、周辺に資産の集積や重要な保全対象があれば、優先的に対策すべき箇所として抽出できる可能性が考えられる。

５．おわりに

本報告では、土砂・洪水氾濫の災害事例を整理し、発生場の特徴を整理した。ただし本報告では、整理した事例数も限られているため、定性的な整理を行うにとどまっている。

今後、対策すべき箇所を適切に選定していくために、何らかの具体的な抽出条件・抽出手法を検討することが望まれる。また、数値シミュレーションを併用することで、より妥当性の高い被害予測・施設計画の検討を行うことが望ましい。

なお、本検討を行うにあたって、国土交通省北陸地方整備局松本砂防事務所、国土交通省中部地方整備局天竜川上流河川事務所より、地形データ等をご提供頂きました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

1）久保ら、平成 23 年台風 12 号時の那智川流域の土砂流出・堆積機構に関する研究、平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集,p.B-6～B-7
2）筑後川右岸流域 河川・砂防復旧技術検討委員会報告書、平成 29 年 11 月 22 日
3）澤村ら：平成 29 年 7 月九州北部豪雨における土砂洪水氾濫による被災家屋の分布とその特徴, 平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集, p177-178, 2018
4)澤村ら：平成 30 年 7 月豪雨の土砂・洪水氾濫による家屋被害範囲の地形的特徴, 平成 31 年度砂防学会研究発表会概要集（掲載予定）

表１　土砂・洪水氾濫の代表的事例に関する諸元の整理

比較項目	S36	H7	H23	H29九州北部豪雨※1		H30西日本豪雨		特　徴
	小渋川流域 鹿塩川	姫川本川	那智川	赤谷川	白木谷川	大屋大川	天地川	
流域面積	約53 km^2 (塩川合流点の上流区間)	約414 km^2 (大所川合流点上流)	約16.2km^2 (源道橋上流)	約20.0km^2 (筑後川合流点上流)	約3.9km^2 (筑後川合流点上流)	約6.6km^2 (河口地点)	約3.7km^2 (河口地点)	小流域～大流域まで様々。
元の川幅	30～40m程度	40～60m程度	20～25m程度	15m程度	6m程度	5m程度	8m程度	狭いものから広いものまで様々。
地形と氾濫幅	谷底平野 80-140m程度	谷底平野 100-150m程度	谷底平野 40～50m程度	谷底平野 120m以上	谷底平野 20m以上	扇状地 200m程度	扇状地 200m以上	すべての箇所で、元の川幅の2倍以上
土砂堆積区間の河床勾配	約1/34	約1/50	約1/50	約1/100	約1/90	1/30 ～1/100	1/30 ～1/70	今回の事例では、1/100の緩勾配でも顕著に土砂堆積が見られる
土砂堆積区間の直上流区間の勾配	約1/27 (約2.1°)	約1/80	約1/40	約1/50	約1/40	約1/12 (約4.8°)	約1/11 (約5.2°)	掃流区間も土石流区間もあり、様々
土砂堆積区間上流の土砂供給の状況	直上流区間で、複数の土石流が両岸の側方斜面から流入。右岸側は渓岸崩壊も生じ、多量の土砂供給あり	上流約1.2kmの地点で蒲原沢からの土石流が流入。その下流で渓岸侵食の多発等で多量の土砂供給あり	上流約0.6kmの地点で尻剣谷川からの土石流が流入	上流約1.4kmで支渓より土砂流出。その上流で側岸斜面や支川支渓より多量の土砂流出	直上流で支川から土砂流入。その上流約1.5km～源頭部で側岸斜面や支川支渓より多量の土砂流出	上流約0.8kmで土石流流入。その上流は側岸からの土砂供給は少なく、本川渓床の土砂が流出している可能性あり。	直上流で支渓の土石流流入。その上流は側岸からの土砂供給は少ないが、源頭部エリアで多量の土砂生産あり。	大きく分類すると、2つのパターン分けが考えられる。 (図1)
流木等による橋梁閉塞	なし	なし	可能性あり	あり	あり	あり	あり	氾濫・土砂堆積に影響しているケースが多い

※1：全川的に河床上昇が顕著だが、ここでは最下流区間を対象とした

T3-003

アメリカ西海岸における土砂・洪水氾濫対策

国土技術政策総合研究所 内田太郎・對馬美紗　東京大学 堀田紀文
中電技術コンサルタント(株) 倉本和正　土木研究所 藤村直樹・手塚咲子
砂防・地すべり技術センター 近藤玲次・山越隆雄　砂防フロンティア整備推進機構 渡邊 尚
国土交通省 砂防部砂防計画課 熊澤至朗　国土交通省 関東地方整備局 今森直紀

1. はじめに

近年、平成29年九州北部豪雨や平成30年西日本豪雨により，斜面崩壊・土石流が1つの流域内で同時多発し，大量の土砂が下流河道における河床上昇を引き起こし、土砂及び泥水が谷底平野や扇状地の保全対象に被害を及ぼす土砂・洪水氾濫による被害が顕著になってきている。一方、アメリカ西海岸は、日本同様、環太平洋造山帯に位置し、活発な土砂流出が見られる。そのため、当地では20世紀の前半から多くの土砂流出に関する対策が実施されてきている。アメリカ西海岸の土砂災害対策・土砂管理技術については、これまでも、数多く報告されてきている[1)~3)]が、近年、山林火災後の土砂・洪水氾濫による被害が頻発している。そこで、国土交通省と砂防学会では、土砂・洪水氾濫対策を進めるにあたっての参考となる情報を収集・分析するために、アメリカ西海岸における土砂・洪水氾濫対策工の現状と課題について調査を行った。調査は、カリフォルニア州ロサンゼルス（LA）郡およびサンタバーバラ（SB）郡政府の計画・技術基準[例えば4)~7)]を収集・分析するとともに、2019年1月に両郡政府関係者に対するヒアリング調査と現地調査を実施した。ここでは、本調査のうち、ハード対策に関する調査結果の概要を報告する。

2, ハード対策の基本

2.1 主な対象現象

ハード対策の対象とする最も主要な土砂移動現象は山林火災から数年以内に生じる降雨にともなう土砂流出である。山林火災後、概ね5年間は活発な土砂流出が継続する[8)]ため、この期間の土砂流出を制御することが主要な課題となっている。一方、山林火災から5～10年以上経過した流域からの土砂流出は山林火災直後に比べると顕著に小さくなる[8)]。さらに，写真やヒアリング結果に基づくと、流出する土砂は細粒分が多く、流木量は山林火災の影響か多くないようである。

2.2 施設配置の基本的な考え方

両郡で共通して谷出口で土砂を捕捉する施設を配置することが基本であり、捕捉容量が大きい施設はDebris Basin、小さい施設はInletと呼ばれている（写真1、2）[4),7)]。上下流に複数基施設が設置されている場合もあるものの，一般的には谷出口の1基の施設を除石管理することで土砂流出の制御を行っている[4),7)]。

LA郡では、主に1930～60年代にかけてDebris Basin等が谷出口付近に設置されてきた。また，Debris Basinは除石管理を前提としており，1950年代以降、除石した土砂の置き場所（Sediment Placement Sites（SPS））（写真3）が確保されている[4)]。

一方、SB郡では、1960～70年代、災害があった流域を中心にDebris Basinが谷出口付近に設置されたが，近年は、予算の制約や用地の問題で新規施設建設には積極的でない[7)]。また、Debris Basinはロサンゼルス郡同様除石管理が前提とされているものの、SPSは用地の制約などから、整備が進んでいない。



写真1 Maddock Debris Basin（LA郡）LA郡提供



写真2　Brookridge Rd. Inlet（LA郡）



写真3　Maddock SPS（LA郡）

2.3 除石管理

Debris Basinは平常時には堆積土砂量が捕捉容量の概ね25%になった時点で除石を行う[7),9)]。この基準は、両郡に共通しており、除石時の濁質の流出など河川環境への負荷を考慮し、除石頻度が大きくなりすぎないように設定されている。一方、山林火災が発生した場合には、速やかに除石を行い、火災後1年間は捕捉容量の5%に堆積土砂が達した時点で除石を行い、その後は5年目に平常時同様の捕捉容量の25%を除石実施の基準となるよう基準を引き上げていく。

また、Debris Basin内の堆積土砂に水分が多く含まれているままでは、重機による土砂掘削・搬出が困難なため、Debris Basin内に排水タワー（写真1参照）が設置されている[6)]。撤去された土砂は前述のSPSに持って行かれる。しかし，恒常的なSPSの確保の必

要性は両郡において山林火災の頻度の上昇にともない顕在化している、

2.4　環境問題

アメリカ西海岸では環境問題は土砂・洪水氾濫対策を考える上で、重要なファクターになっている模様である。特に、魚類（サーモン、スティールヘッドトラウトなど）の生息域の縮減が課題となっており、その一因として、土砂流出対策のための横断工作物が考えられている。例えば、SB 郡では Debris Basin の撤去や改築（透過型化など）により、生息域の連続性確保が計画され、一部進められている [7]。しかし一方で、近年、山林火災後の土砂・洪水氾濫被害が頻発していることを受け、撤去のみならず、新規の施設の検討も行われ始めているとのことであった。

3,　土砂流出予測

3.1　土砂生産・流出現象の特徴

アメリカ西海岸における山林火災後は写真 4 に示すように流域のいたる箇所が土砂生産源となる。このことは近年の地上レーザースキャナによる計測からも実証されており、山林火災後はリル・ガリー侵食も見られるが，大半は面的な斜面侵食による土砂生産が卓越することが確認されてきた [10]。すなわち、日本における土砂生産が斜面崩壊や土石流と言ったいわゆる Point source であるの対し、アメリカ西海岸の土砂生産は Non point source であるという異なる特徴を有すると考えられる。



写真4　山林火災後の斜面の様子（SB郡提供）

3.2　計画対象の流出土砂量の想定

LA 郡では地質・植生・地形により流域を 11 の Debris Potential Area (DPA) Zone）に分類されている [6]。その上で、過去の土砂流出の実績に基づき、DPA Zone ごとに流域面積と比生産土砂量の関係を示した Debris Production Rate (DPR) Curves が設定され（図 1）、計画対象の土砂量が設定されている [6]。DPR は 24 時間雨量で 50 年確率の現象を対象としている。

図 1 には、近年の国内の土砂・洪水氾濫による被害が生じた事例を中心に災害前後の航空レーザー測量により求めた流域面積と比流出土砂量の関係を示した。この図からは、前節で示したように日米で土砂生産・流出過程は異なるものの、日本における流出土砂量とほぼ同オーダーであることが分かる。

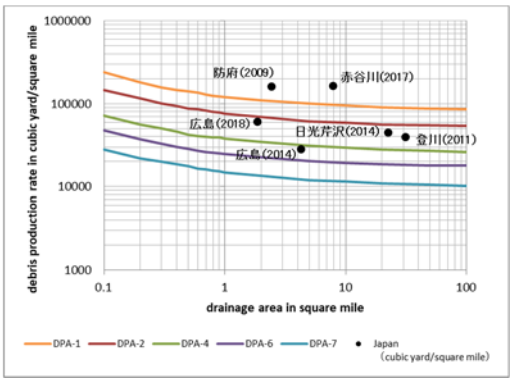


図1　Debris Production Rate Curves

3.3　流出土砂量の予測の課題

LA 郡が採用しているような経験的な流出土砂量の予測手法に関する研究は 1930～40 年代以降、1 世紀近く、継続的に進められている [11),12)]。しかし、経験的な流出土砂量の予測手法の中には山林火災の影響を考慮した手法もあるものの、LA 郡が用いている DPR Curves は山林火災の影響は明示的に考慮されていない。また、プロセスベースの侵食予測モデルに関する研究が進められてきているものの、これらの数値解析は対策の施設の配置計画や除石計画、設計には十分に活用されていない。さらに、USGS では、山林火災後の土石流による被害範囲の不確実性が高いため予測は困難であるとしている。一方で、2017 年 12 月の Thomas Fire 後に SB 郡では USDA が開発した WEPP ベースの ERMiT を用いて、2 年間および 10 年間の侵食率が公表され、対策の優先順位の検討に用いられている。

4,　まとめ

以上の調査結果に基づき、アメリカ西海岸の土砂・洪水氾濫に関する土砂流出現象の特徴、対策の考え方、予測技術を日本との対比でまとめると以下のようになる。

①土砂生産源は日本と異なり Non point source であり、生産源対策は困難であると考えられる。そのため、谷出口における流出土砂捕捉のための施設による対策が基本である。

②土砂流出は主に山林火災後に引き起こされるため、日本と異なり土砂流出が活発な時期の特定が比較的容易であると考えられる。そのため、除石により捕捉容量を事前に確保することが比較的容易であると考えられ、除石管理を前提とした計画（SPS の設置）・設計（排水タワーの設置、アクセス道路の確保）が行われている。

③土砂流出予測技術は発展途上であり、量的予測は経験的な手法により依存している。数値解析については、対策優先順位の決定にのみ活用され始めており、日本の状況に近い状況であると考えられる。

参考文献　1) 大久保（1974）砂防学会誌 27(1)／2) 水山（1982）砂防学会誌 35(2)／3) 小山内（1999）砂防学会誌 52 (2)／4) Sediment Management Strategic Plan 2012-2032, LA County／5) Sedimentation Manual, 2hd. Edition, LA County／6) Design Manual, Debris Dams and Basins, LA County／7) Final Updated Debris Basin Maintenance and Removal Plan, SB County／8) CECW-EH-D Engineering Manual 1110-2-1601, USACE／9) Engineering and Design HYDRAULIC DESIGN OF FLOOD CONTROL CHANNELS,USACE,USACE／~~9~~)10)Tatum (1965) USDA Misc. Pub.／11) DeLong et al. (2018) Geomorphology, 300／12) Gartner et al. (2014) Engineering Geology, 176

T3-004

異なる林相における斜面崩壊と発生・流出流木量の評価
–平成 29 年九州北部豪雨の事例–

○五味高志・浅野一将
東京農工大学農学研究院

1. はじめに

平成 29 年 7 月，九州地方北部では，総雨量 586mm，最大時間雨量 130mm の降雨により，斜面崩壊を含めた 307 件の土砂災害とそれに伴う 21 万 m^3 の流木が発生し，甚大な被害が発生した（国土交通省，2017)。降雨に伴う斜面崩壊やその後の土砂や流木の移動では地質，地形，林相等が関わっている。例えば，花崗岩などの地質では崩壊が発生しやすく，20 度以上の急傾斜地で崩壊が発生することなどが報告されている。森林の状態としては，植栽後 20 年前後までの林分で斜面崩壊が発生しやすいとされている。斜面崩壊後，花崗岩のマサ土斜面は流動化しやすく，胸高直径の大きい林分では堆積しやすい傾向もある（林ら，2012)。一方，崩壊による土砂生産や流木発生量評価に関する研究が進められてきたものの，下流域に流出する流木量の評価はなく，土砂生産量⇒生産流木量⇒流出流木量を一貫して評価した事例はない。そこで，本研究は，平成 29 年 7 月九州北部豪雨で発生した崩壊地を対象として，(1) 斜面崩壊ごとの地質、勾配、樹種、林齢などの特徴の把握，(2) 崩壊地における生産土砂量および発生・流出流木量の評価を目的とした。

2. 調査地と方法

本研究は，福岡県朝倉市杷木地区の赤谷川上流（6.2km^2）を対象とした。地質は花崗岩，泥質片岩，堆積岩類，火成岩で構成され，主な植生は 3～95 年生のスギ，5～95 年生のヒノキ，クヌギとケヤキを含む 6～115 年生広葉樹，竹林である。本研究は，GIS による崩壊地解析と現地調査により実施した。立体視による空中写真判読を行い，崩壊地を ArcGIS（Esri 社製）でポリゴン化し，崩壊箇所数，崩壊面積などを算出した。地形は LiDAR データから 5mDEM を作成し計測した。地質図と森林簿から各崩壊地の地質および林相情報を判別した。

抽出した崩壊地からスギ林 11 箇所，ヒノキ林 12 箇所，広葉樹林 3 箇所，竹林 1 箇所，伐採地 4 箇所の計 31 か所を対象に，2018 年 9 月 24～25 日と 11 月 21～23 日に崩壊地調査と隣接林分での毎木調査を行った。崩壊地では，崩壊斜面長，幅および勾配をレーザー測量計により測定し，崩壊斜面上部の滑落崖における 3 箇所の崩壊深度の計測から平均深度を算出後，生産土砂量を計算した。斜面崩壊による生産土砂のうち，崩壊斜面内や斜面脚部に残存しているものを残土とし，残土長と幅および深さから残土量を算出し，残土内に残存している流木本数を計測した。崩壊地隣接斜面では，10×10m 方形区画内の樹種および胸高直径，樹高を計測して，立木密度を算出し，胸高直径と樹高で推定した材積から，材積密度を算出した。以上のデータから，立木密度，材積密度，崩壊面積を用いて，発生流木本数，発生流木材積，流木流出率を算出した。

3. 結果と考察

3.1. 崩壊地の特徴

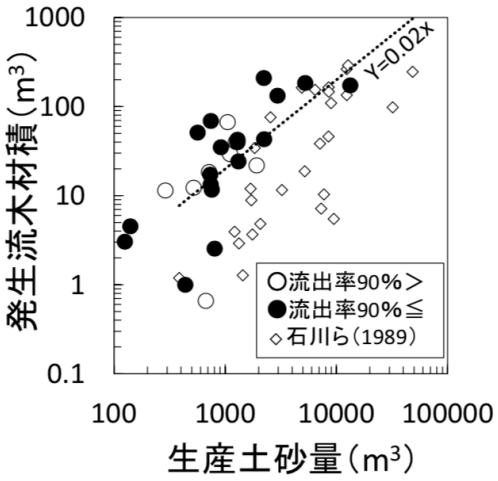
514 箇所の崩壊地を確認し，崩壊密度は 0.83 箇所/ha，崩壊面積率は 6.2%であった。本研究対象地では、1968 年に岐阜県で発生した崩壊密度 0.2～0.3 箇所/ha（黒田，1970）や 2010 年広島県庄原市で発生した崩壊密度 0.13 箇所/ha（花岡ら，2012）よりも崩壊発生規模が大きかった。面積別の崩壊発生数では、100～200m^2 で最も多く，500m^2 以下の崩壊地が全体の発生数の 54%を占めていた。すべての崩壊地は 30～40° での発生頻度が高く，地質や植生での明瞭な違いは確認できなかった。地質別の崩壊地数と崩壊発生面積では，泥質片岩が全体の 63%を占め，かつ崩壊面積率も 8.5%と花崗岩の 3.3%より高かった。泥質片岩などの片岩では，竹田（1992）が示すような，薄片状の剥離による風化が発生し，崩壊したと考えられた。

3.2. 林相と崩壊発生の特徴：泥質片岩地域の例

崩壊発生地の植生では，67%がスギ林、24%がヒノキ林，4%が広葉樹林，竹林とその他が 5%であった。林齢と崩壊面積率の関係では，スギ林とヒノキ林ともに，既往研究では植栽後 20 年生までで崩壊面積率が大きいと示されるが，本研究では 40～50 年でも崩壊面積率が高い傾向があった。樹種別に林齢クラス（1～25 年，26～50 年，51～75 年，76 年以上）の出現割合をみるとスギ林では 1～25 年，26～50 年，51～75 年の林齢クラスが 30～35%で，ほぼ一定であったが，ヒノキ林の崩壊では，＞500m²の大面積の崩壊では，51～75 年生の出現割合は 42%となり，＜500m²の小面積崩壊の同年代の 24%と比べて高かった。ヒノキはスギより水平根が発達し，水平根の緊縛力が崩壊を拡大させるとの研究事例もあり，本研究でもヒノキ老齢林で面積の大きい崩壊が多くなったと考えられた。

3.3. 流木発生と流出の評価

現地調査で得られた崩壊深は，0～21 年で平均 1.3m（±0.6），林齢が 26～68 年で平均 2.0m（±0.9）であった。生長し根が深くまで伸びた斜面では，浅い場所の根量が多く，より深い場所がすべり面となったと考えられた（阿部，1997）。崩壊深と崩壊面積から生産土砂量を算出した結果，崩壊面積と生産土砂量は Guzzetti et al.（2009）の示す式と調和的な結果が得られた。これらの結果をもとに，生産土砂量と発生流木材積の関係を評価した結果，本調査地では，石川ら（1989）が示す傾向よりも発生流木材積が高い傾向がみられた（図－1）。石川ら（1989）の調査から 20 年以上経過した 2012 年には全国の人工林蓄積が 2 倍以上となり，蓄積量の増加により発生流木材積も増加したと考えられた。しかし，生産土砂量に対する流出率は，平均が 91%（±9）であり，生産土砂量が 600m³以下では 65～99%とばらつきが大きかった。土砂生産から発生流木量，さらには流木流出までを一貫して把握することにより，林相の特徴と流木の発生と下流域への流出流木を評価することが，流木災害対策では重要となると思われた。



図－1．生産土砂量と発生流木材積。図中の点線は石川（1989）で示された発生流木材積の上限値。

Key Words: 流木，斜面崩壊，林相，流木発生量，流木流出率

引用文献

国土交通省水管理国土保全局砂防部（2017）平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要〈速報版〉Vol.6.

土田孝・森脇武夫・熊本直樹・一井康二・加納誠二・中井真司(2016)2014 年広島豪雨災害において土石流が発生した渓流の状況と被害に関する調査 地盤工学ジャーナル 11(1) 33-52.

林拙郎・内田芳貴・櫻本智美・沼本晋也（2012）森林斜面における立木の崩壊土砂への影響 砂防学会誌 65(4) 24-31.

黒田和男(1970) 8.17 豪雨による岐阜県美濃加茂市周辺の山くずれ分布の 2，3 の特徴について．新砂防 23(2) 1-5.

花岡尚・川口将季・土田孝・中川翔太・加納誠二(2012) 2010 年 7 月に広島県庄原市で発生した土砂災害の調査と考察．地盤工学ジャーナル 7(1) 295-309.

阿部和時(1997)樹木根系が持つ斜面崩壊防止機能の評価方法に関する研究 森林総合研究所研究報告 373 105-181.

Guzzetti F, Ardizzone F, Cardinali M, Rossi M, Valigi D.(2009)Landslide volumes and landslide mobilization rates in Umbria, central Italy Earth and Planetary Science Letters 279(3-4)：222-229.

石川芳治・水山高久・福澤誠(1989)土石流に伴う流木の発生及び流下機構 砂防学会誌 42(3)：4-10.

流木シミュレーションによる土石流区間の流出流木量の推定

国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所　光永 健男，村岡 章，阿部 勝博，畠山 徹
株式会社建設技術研究所　古山 剛，○大坪 隆三，長井 斎，川崎 巧

1. はじめに

2014年8月広島豪雨災害や2017年7月九州北部豪雨など土石流だけでなく流木の流出による被害拡大が度々発生しており，山地渓流・河川における流木の移動・堆積に関する予測精度の向上は，土砂災害のソフト対策や対策工の施設効果を評価するうえで極めて重要になっている．しかし，現在の土石流氾濫解析で流木を評価する場合，流木量を土砂の一部として流出総量を割り増すなど，土砂・流木を一体として評価するため，土砂の挙動に支配され，土砂からの分離や流木のみの移動を評価することができない．

そこで，既往の流木移動に関する調査・研究をもとに，従来の土石流氾濫解析モデルに流木の連続式と濃度式を組み込むことで，流木の移動範囲や集積状況を評価可能なモデルを作成し，計算結果と水理模型実験との比較検証を行うことで精度検証を行い，実用的な土砂・流木氾濫解析モデルを開発した．さらに,開発したモデルにより実地形における流出流木量の推定に活用したので，本稿ではその事例を報告する．

2. 流木シミュレーションモデルの概要

土石流区間における流木挙動の解析は、山崎・江頭2018[1)]を参考に，土砂の質量保存則に別途流木の輸送・貯留方程式を弱連成させた二次元土石流流木輸送モデルの考え方を，国総研資料第874号に準拠する弊社保有の二次元河床変動計算モデルに適用した．

流木の停止や再移動を判定するパラメーターは，流木浮上限界水深（h_{drf}）であり，設定数値が小さいほど流木が流出しやすい条件となる．なお，侵食・堆積速度式については，山崎・江頭2018では江頭式を用いているのに対し，当モデルでは高橋式を用いている．

3. 水理模型実験との比較検証

水理模型実験は，新庄河川事務所管内の銅山川流域名向戸沢（流域面積2.8km²）の土石流・流木諸元（表-1参照）を対象に，河床勾配2～20° の直線流路（延長約12.6m，縮尺1/50）で行った．水理模型実験からは流木流出率89.1%～93.4%を得た．

水理模型実験と同条件のもと，メッシュ間隔と流木浮上限界水深（h_{drf}）を変化させた流木シミュレーションを実施し，流木の停止・再移動の条件について検討した．実験流路下端から流出した流木量の流木流出率について，計算結果と実験結果を表-2に示す。

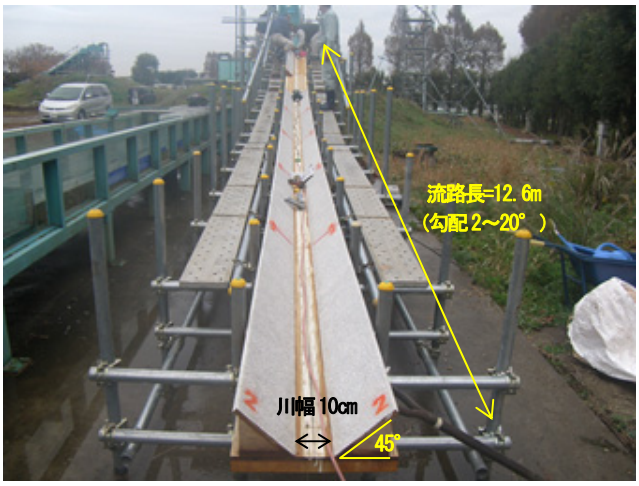


写真-1　水理模型実験の実験流路

表-1　計算条件一覧表

項目		数値	備考
内部摩擦角		30°	一般値
水密度		1.0g/cm³	一般値
土石流間隙流体密度		1.0g/cm³	初期値
砂礫密度		2.65g/cm³	一般値
堆積土砂濃度		0.6	一般値
粗度係数		0.04	一般値
侵食速度係数		0.0007	一般値
堆積速度係数		0.05	一般値
メッシュ間隔		2.5m,5.0m	流路幅 5m
粒径分布		4 粒径	平均粒径 17cm
材積量/流木 1 本あたり		0.459m³	長さ 6.5m、直径 0.3m
流木本数		486 本	
ハイドロ	清水流量	25.3m³/s	矩形
	土砂流量	11.9m³/s	矩形，濃度 32%
	流木流量	0.8m³/s	矩形，濃度 2%

表-2　流木流出率（計算と実験）

流木浮上限界水深（h_{drf}）	流木流出率		
	流木シミュレーション		水理模型実験
	メッシュ間隔 2.5m	メッシュ間隔 5.0m	
0.10m	92%	96%	89.1～93.4%
0.15m	89%	95%	
0.20m	86%	93%	
0.30m	80%	88%	
0.40m	75%	84%	
0.50m	65%	78%	
0.70m	49%	54%	

流木流出率による検証結果から，流木浮上限界水深（h_{drf}）が0.1m～0.2m以下で，水理模型実験と同様の流木流出率（約90%以上）を再現できた．また，メッシュ間隔の設定により，計算される流動深が微小に変化するため，実地形への展開には設定するメッシュ間隔と流木浮上限界水深（h_{drf}）の両方に留意する必要があることを確認した．

4. 実地形による流出流木量の推定

新庄河川事務所管内の銅山川流域及び赤川流域の地形特性を踏まえた土石流区間の流出流木量（流木流出率）を推定するため，流木シミュレーションを実施した．対象流域は，銅山川と赤川流域の地形条件（勾配や川幅等）により類型化し，グループを代表する7渓流とした．また計算対象区間は，上流の河床勾配8°付近から下流の河床勾配2°となる土石流区間とした．土石流諸元は砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）により，流木諸元は現地調査により算定した．

表-3　土石流及び流木諸元

渓流名		土石流ピーク流量※1 (m^3/sec)	流出土砂量※2 (m^3)	流出流木量※2 (m^3)	流木流量 (m^3/sec)	ピーク流量(水＋土砂+流木) (m^3/sec)	土砂濃度	流木濃度	流木径 (m)
銅山川	名向戸沢	37.2	5,506	223	0.80	38.0	0.313	0.021	0.30
	古道沢	14.8	15,785	460	0.26	15.1	0.354	0.017	0.25
	祓川	171.1	79,595	2,036	2.26	173.4	0.306	0.013	0.30
	烏川	74.7	74,558	273	0.25	74.9	0.538	0.003	0.20
	深沢	15.5	19,348	519	0.30	15.8	0.432	0.019	0.40
赤川	上田沢川	45.5	20,177	456	0.55	46.0	0.316	0.012	0.40
	間門沢	28.2	14,550	346	0.41	28.6	0.365	0.014	0.20

※1　主流路の値
※2　主流路かつ渓床勾配2°以上の値

水理模型実験における検証結果を踏まえ，流木浮上限界水深（h_{drf}）は0.1mとした．また，地形条件となるメッシュ間隔は対象渓流の谷幅の横断形状を十分に表現できる10mとして流木シミュレーションを実施した．一例として上田沢川の結果について，最大流動深分布図，最終土砂堆積深分布図，最終流木堆積分布図を図-1に示す．

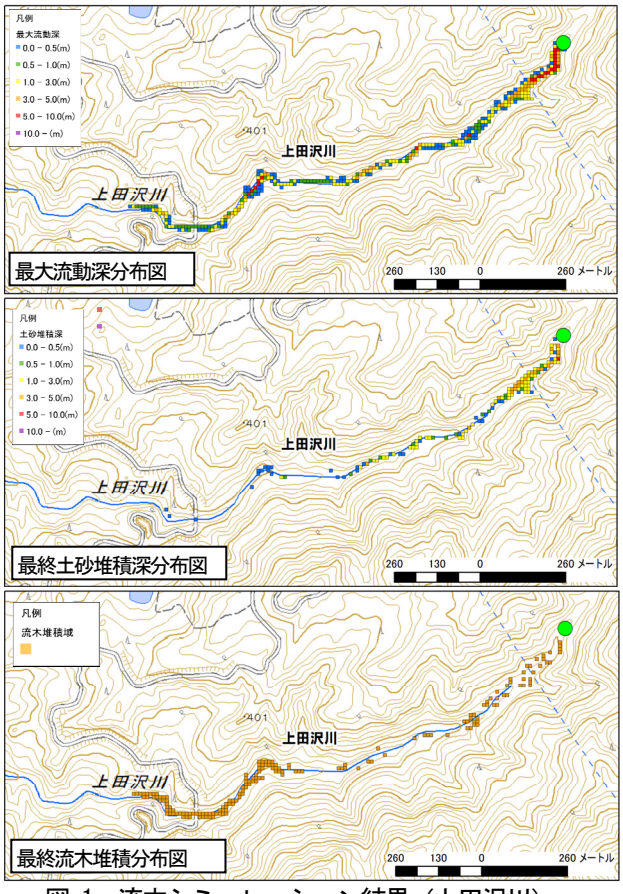


図-1　流木シミュレーション結果（上田沢川）

図-1の最終流木堆積分布図と最終土砂堆積深分布図を比較した結果，流木の停止や再移動は土砂の挙動に支配されず，流動深の規模によって土砂から分離し，流木のみの移動が評価できていることを確認した．

表-4　地形的特徴と流木流出率（とりまとめ）

渓流名		流域面積 (km^2)	渓流長※1) (m)	川幅の比※2) b/a	平均川幅※1) (m)	ピーク流量 (m^3/s)	計算区間長 (m)	空間的な地形特徴	単位区間長あたりの流量 (m^3/s/km)	流木流出率 (%)
銅山川	名向戸沢	2.8	900	1.23	16.0	38.0	900	屈曲部有り	42.2	70.8
	古道沢	6.5	2,100	2.38	31.0	15.1	1,100	屈曲部有り	13.7	69.6
	祓川	23.4	4,800	1.39	46.0	173.4	3,300	屈曲部有り	52.5	79.9
	烏川	72.4	2,200	1.77	46.0	74.9	1,200	屈曲部有り	62.5	91.2
	深沢	2.9	4,300	1.21	23.0	15.8	1,100	屈曲部有り	14.4	66.2
赤川	上田沢川	6.9	1,900	1.27	19.0	46.0	1,700	屈曲部有り	27.1	75.6
	間門沢	1.1	1,000	2.00	16.0	28.6	600	直線的な流路	47.7	91.9

※1：概ね勾配2°～8°の渓流区間
※2：b＝8°未満渓流区間の平均川幅、a＝8°以上渓流区間の平均川幅

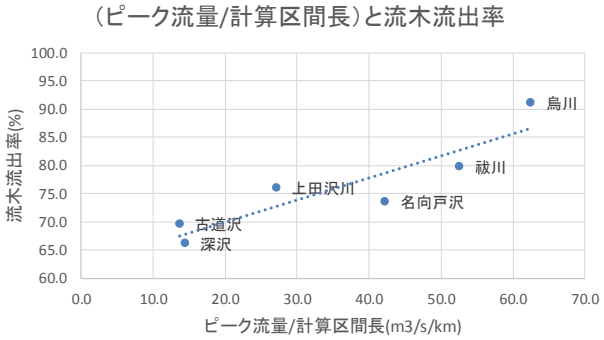


図-2　単位区間長あたりのピーク流量と流木流出率

表-4に計算対象の7渓流について，地形的特徴と計算による流木流出率をとりまとめた．結果から，実地形における流出流木量の推定に関して，以下の点を確認することができた．

① 流木堆積分布図より，流木が堆積する箇所は主に土石流の流動が集中する主流路以外の渓岸沿いや下流の緩勾配区間（2°～4°）である．

② 地形特性等により流木流出率に差異はあるが，概ね 66%～92%程度となった．直線的な流路が支配的な間門沢では流木流出率は 90%を超える．

③ 土石流が流下する区間の川幅の大小に比べ，空間的な地形変化（屈曲部）の方が流木流出に与える影響が大きい（表-4 参照）．

④ 流木流出率は，単位計算区間長あたりのピーク流量と相関性が高い（間門沢を除く）．土石流規模が大きく，流下する土石流区間が短いほど流木流出率が高くなる傾向にある（図-2 参照）．

5. 今後の課題

流木シミュレーションにより，土石流規模や地形特性等の変化に応じた流出流木量の推定が可能であることを確認した．今後は，土石流区間における流木流出の実績とのキャリブレーションを実施し，適正なメッシュ間隔の設定や流木浮上限界水深の設定条件について検討し，モデル全体の精度向上を図る必要がある．

【参考文献】

1) 山崎祐介・江頭進治：豪雨に伴う土砂・流木の生産と流下過程に関する研究，河川技術論文集，第24巻，pp 71-76，2018年6月

T3-006

流域特性を考慮した総合的な流木対策に関する研究

○里深　好文（立　命　館　大　学）
原田　紹臣，中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
水山　高久（京 都 大 学 名 誉 教 授）

1. はじめに

近年の流木災害を受け，流域全体での流木対策が急務な課題となっている．しかしながら，これまで，山地河川における流木対策や橋梁における流木閉塞に関するメカニズムとその対策，下流河川における流木対策工（例えば，木除杭：**写真-1**）等に関して，一般的に，それぞれ個別に議論されてきている．そこで，本稿では，既往研究や筆者らの研究成果[1)]等を参考に，これまで殆ど議論されてこなかった流域全体における流木による被害の特徴について整理するとともに，事業分野（例えば，治山・森林分野，砂防・ダム・河川分野，道路・鉄道等の交通分野，港湾・漁港・海岸等の沿岸域での事業分野）に応じた具体的な流木対策の検討に関して，今後の設計実務者が検討に際して参考となる考え方について提案することを目的としている．

2. 既往報告に基づく流木の流出特性と被害リスク

流木流出に伴う被害防止の目的を明確にするため，これまでの流木による災害や被害に関する既往報告[例えば，2)から10)まで]を参考に，今後，河川流域の各空間区分において懸念される流木による主な被害リスクを**表-1**に示す．**表-1**に示されるとおり，流域における流木による被害は，主に，①土砂流出に伴う流木の家屋への衝突等による被害，②下流域まで運搬された流木の構造物（例えば，橋梁）への衝突や流木閉塞に伴う構造物の損傷，③橋梁・河道閉塞に伴うその上流部での洪水氾濫，④貯水池ダムや海岸・港湾における流木処理・利用制限等の間接的な被害等に分類される．



写真-1　木除杭の設置状況（京都嵐山；渡月橋）

3. 流域特性を踏まえた流木対策方針案の提案

各空間区分における流域特性（例えば，保全対象や利用状況）を考慮した流木対策方針案について以降に提案する．

山地や上流域に保全対象（例えば，家屋）等が存在する場合，これまでの砂防事業と同様に，保全対象上流域において，山腹工や砂防堰堤等による流木の生産・流出防止を目的とした対策が望まれる（**図-1**）．その際，下流域の状況（例えば，橋梁の横過条件，沿岸部の利用状況）により，全ての斜面または渓流等からの流木流出に対して防止を講じる必要がある．なお，山地や上流域において家屋等の保全対象が存在しないとともに，下流河川域において流木捕

表-1 流域の空間区分において懸念される流木による主な被害リスク

流域の空間区分		主な流木被害リスクの概要	主な被害事例
山地・森林	斜面・渓流	土砂流出に伴う流木の家屋への衝突等	・1988 広島県[2)] ・2004 愛媛県[3)]
		流木による河道閉塞に伴う上流部での洪水氾濫等	・1998 那珂川[4)] ・2005 宮崎県[5)]
	貯水池・ため池	余水吐や取水設備における流木の閉塞による堤体の決壊や損傷	・2005 宮崎県[6] ・2017 福岡県[7)]
		流出した流木の処分・撤去	・2003 北海道[8)]
沖積平野	河川：緩勾配区間	橋梁や横断構造物における流木の閉塞や衝突による橋梁，取付道路の損傷	・1998 那珂川[4)] ・2007 多摩川[9)]
	その他		
沿岸域	漁港・港湾	流木流出による漁業活動への影響	・2003 静岡県[10)]
	海岸	流木堆積による利用制限	

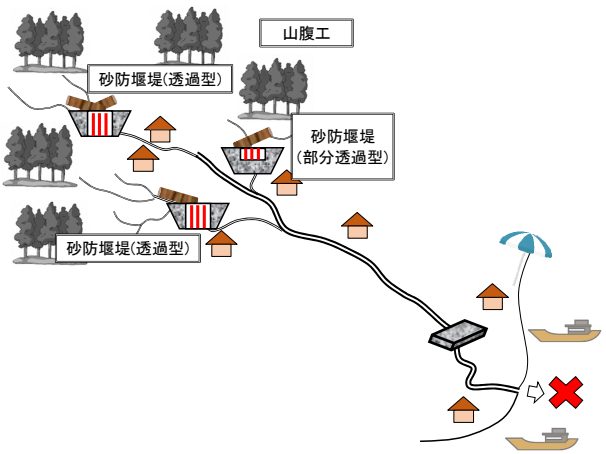


図-1 砂防堰堤や山腹工等による山地や上流における対策例
（山間地域における保全対象：**有**，沿岸域への流木放流：**不可**）

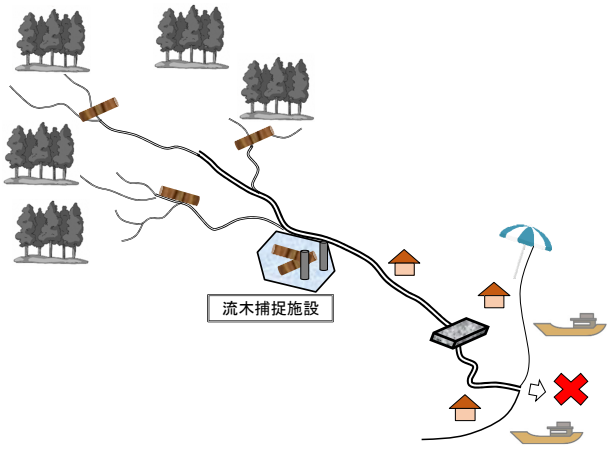


図-2 下流河川における流木捕捉施設等による対策例

（山間地域における保全対象：**無**，沿岸域への流木放流：**不可**）

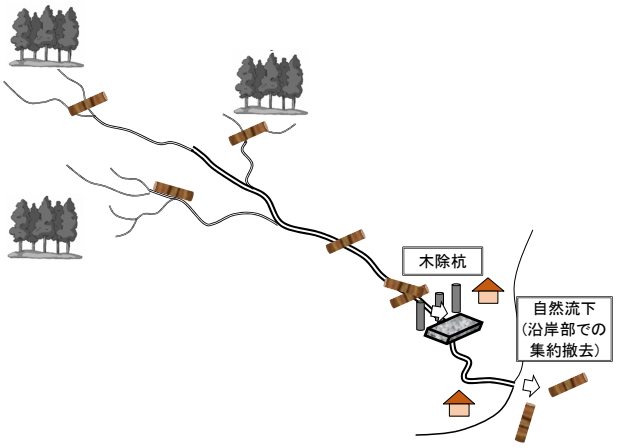


図-3 木除杭等による対策例

（山間地域における保全対象：**無**，沿岸域への流木放流：**可**）

捉施設の設置が可能な地形条件を有する場合は，**図-2** に示すとおり，河川下流域（一箇所）での集中的な流木捕捉も有効であると考えられる．また，下流域での流木捕捉は，流木の運搬や撤去においても有効であると考えられる．

一方，流木発生量や河口域・沿岸部での利用状況によっては，海岸管理者や港湾管理者等との調整により，木除杭等を併用させた流木の自然流下による沿岸部での流木の集約・撤去も考えられる（**図-3**）．ただし，流木対策や処理等に関して，主な発生域の管理者（森林管理者等）との調整，対策における便益者の違いを考慮して流木捕捉や流木の集積・処分（例えば，貯水池ダムや沿岸域での流木集積）に要する費用の負担調整，総合的な河川流域の事業における費用便益効果分析手法の確立が重要である．

今後，これらの流域特性に応じた流木対策方針について議論するための検討フローを**図-4** に示す．**図-4** に示されるとおり，山地から河口域までの流域において効果的に流木対策を推進するためには，森林管理者，砂防施設管理者，

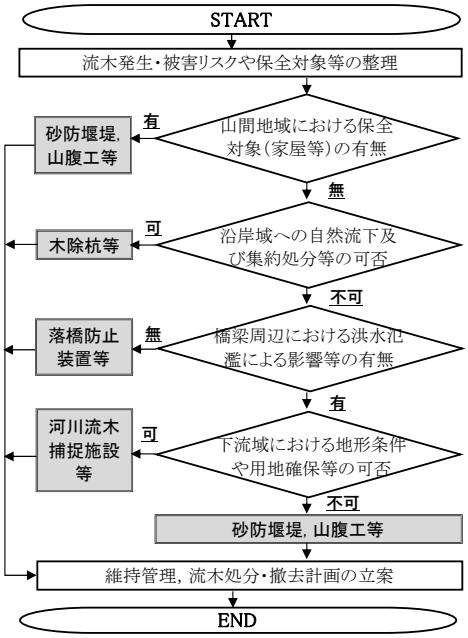


図-4 流木対策方針の概略検討フロー例

河川管理者，海岸管理者，港湾・漁港管理者，道路管理者等が連携していく必要がある．なお，本稿では目的が異なるため対象としていないが，貯水池ダム等の湛水部における網場を併用した流木捕捉も有効と期待される．今後，更なる合理的な流木対策の議論が望まれる．

参考文献

1) 原田紹臣：流木の回転を考慮した流木対策工に関する研究，京都大学博士学位論文，2019.
2) 石川芳治，水山高久，福沢　誠：扇状地における流木の流下・堆積特性，土木技術資料，Vol. 33，No.5，pp.38-44，1991.
3) 岡本　敦：平成 16 年度 愛媛県で発生した土砂災害の対策，第 37 回砂防学会シンポジウム講演集，pp.73-90，2005.
4) 伊藤和典，須賀堯三，池田裕一：余笹川にみる低頻度大洪水による横侵食性河道変化の実態とその考察，水工学論文集，Vol. 45，pp.781-786，2001.
5) 消防庁：平成 17 年台風第 14 号と豪雨による被害状況，2005.
6) 九州電力：耳川水系ダム最大流入量及び最大放流量一覧，2006.
7) 堀　俊和，泉　明良，正田大輔：平成 29 年 7 月九州北部豪雨での被災ため池に関する調査報告書，2017.
8) 佐藤　創，長坂　有，浅井達弘，寺澤和彦：2003 年台風 10 号災害における厚別川流域の流木の堆積量と組成，砂防学会誌，Vol. 58, No. 6，pp.11-17，2006.
9) 玉井信行，石野和男，楳田真也，前野詩朗，渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害 その原因と対策，2015.
10) 佐藤慎司：河川流出ゴミの海岸への漂着実態の解明，河川整備基金研究成果報告書，河川環境管理財団，2006.

地形地質から見た北海道胆振東部地震に伴う斜面崩壊イベント

北海道大学大学院理学研究院　○古市剛久
石川県立大学生物資源環境学部　柳井清治
日本工営(株)　早川智也
政策研究大学院大学　小山内信智
福岡大学理学部　奥野充
熊本大学くまもと水環境・減災研究教育センター　鳥井真之
前 弘前大学農学生命科学部(現 日本工営(株))　檜垣大助
土木研究所　林真一郎
土木研究所寒地土木研究所　水垣滋

1. はじめに

2018年9月6日午前3時7分，北海道胆振地方中東部の地下約35 km を震源とする M6.7の内陸直下地震が発生した．震度7を記録した厚真町，震度6強を記録した安平町とむかわ町の三町に拡がる東西約20 km，南北約20 km の範囲で多数の表層崩壊といくつかの地すべり(岩盤すべり)が起こり，人的被害を含む多大な被害をもたらした．本報告では筆者らがこれまで報告した内容[1), 2)] にその後得られた知見を盛り込んで，2018年北海道胆振東部地震に伴って発生した斜面崩壊イベントの特徴を特に地形地質の面から概観する．

2. 地形・地質・地震・先行降雨

多数の表層崩壊といくつかの地すべり(岩盤すべり)が発生したのは，主として厚真川本流沿いの桜丘，東和，吉野，富里，幌内，上幌内の各地区，安平川支流の支安平川上流の瑞穂地区である．これらの地区は夕張山地西縁南部の標高 200–400 m の定高性を持った丘陵であり，尾根と河谷が直線的伸び，斜面を削る沢も互いに平行な配列を持つ．

基盤は主として新第三系の川端層及び振老層(砂岩泥岩互層・砂岩・礫岩)，軽舞層(主として珪藻質シルト岩．砂岩・礫岩を挟む)であり，西縁部(桜丘など)では同じく新第三系の萌別層(珪藻質シルト岩)あるいは第四系中部更新統の堆積物(砂礫層)が基盤となっている．また，これらの基盤は千島弧と東北日本弧の衝突に伴う日高山脈から夕張山地にかけての圧力軸[3)] に直行する方向，すなわち北北西－南南東走行の背斜・向斜構造を持つ．この地域の平坦地にはクッタラ火山，支笏火山(カルデラ)，恵庭火山，樽前火山などから噴出した数多くの降下火砕物が堆積しているが[4)]，斜面の土層では降下した時点での堆積量(層厚)や斜面の発達史に応じてその層序には地区毎に特徴が見られる．厚真川本流沿いの地区の斜面では，樽前 d 降下火砕堆積物(Ta–d: 8.7–9.2 ka)が基盤を直接覆う場合が殆どであり，まれに角礫層(恐らく周氷河性)が Ta–d 直下に認められる場合があるものの，恵庭 a 降下軽石堆積物(En–a: 19–21 ka)より下位の降下火砕物層は認められない場合が多い．一方，瑞穂地区の斜面では，En–a，支笏降下火砕堆積物1(Spfa–1: 40 ka)，支笏降下火砕堆積物2(Spfa–2)／Kt–1(40 ka)などが基盤を覆い，その上位に Ta–d が堆積している．Ta–d より上位の樽前 b 降下軽石堆積物(Ta–b: 1667 A.D.)と樽前 c 降下火砕堆積物(Ta–c: 2.5 ka)の間，及び Ta–c と Ta–d の間には埋没腐植層が挟まるため，表土層は全体として火山砕屑物と埋没腐植の互層からなり，層厚は斜面中部で2.5～4.0 m 程度である．

余震分布の詳細な解析の結果，地震断層は3面あり，震央の北と南に互いに雁行する10 km x 10 km 程度の2つの逆断層，両者の間のオフセット部には5 km x 5 km 程度の左横ずれ断層が存在し，最初は M5レベルで左横ずれが起き，続いて M6レベルの逆断層が動いた[5)]．強震観測データが得られた追分では最大加速度が1000 gal を超え，周期は1秒以下であった[6), 7)]．

地震発生前の降雨量をアメダス厚真で見ると，8月14日～16日に98 mm の雨があったが，地震発生前の1週間では8月30日に6 mm，8月31日に10.5 mm，9月4日と5日にはそれぞれ1 mm と 12.0 mm であり(1週間合計29.5 mm)，先行降雨は限定的だった．

3. 表層崩壊の特徴

今回の表層崩壊の特徴は次の通りである．

(1) 空間的に高頻度であり崩壊面積率が非常に高い[8)]．国土交通省によれば[9)]，今回の地震での崩壊面積は明治以降の主要な地震災害の中で最も大きい．

(2) 斜面崩壊で滑った土層には基盤風化層が殆ど含まれず，降下火山砕屑物と埋没腐植層の互層部分のみが滑った(すなわち，岩盤すべりが少ない)．降下火山灰堆積地域での地震に伴う斜面崩壊は，過去にも1968年十勝沖地震に伴う八戸西部での斜面崩壊などの事例があり，比較検討が可能である[8), 10)]．

(3) 表層崩壊の分布は Ta–d の層厚分布と調和的であり，Ta–d の層厚が表層崩壊の発生に関係していたことを強く示唆している[11), 12)]．

(4) 傾斜が10～12°程度の緩傾斜でも斜面崩壊が起った．この緩傾斜での表層崩壊は2016年熊本地震において阿蘇カルデラ内の後カルデラ火山周辺の斜面(傾斜15°以下)でも見られた[13), 14)]．このことは，特に火

山性砕屑物が厚く堆積する斜面においては，地形形状のみに主眼を置く既往の斜面崩壊地予測法に対して重要な示唆を与えると考えられる．

(5) 滑り面は少なくとも「火山灰風化層型」，「基盤風化層型」，「埋没腐植層型」の3パターンあり，崩壊プロセスを詳細に検討する際にはこの点に特に留意する必要がある．

(6) この地域でも斜面は遷急線を挟んで下部谷壁斜面と上部谷壁斜面に分けられるが[15]，今回は特に上部谷壁斜面が多く滑った表層崩壊イベントであり，主に下部谷壁斜面付近が滑る降雨が誘引の表層崩壊イベントの様相とは明らかに異なる．

(7) 斜面崩壊の規模（水平距離，垂直高）に比して，土砂の堆積域が長大だった[2]．これが被害を大きくした重要な要因である．

(8) 大局的には滑った土層は成層構造を大きく崩すことなく土塊として滑り落ちたと見られることから，Varnes[16]と古谷[17]の分類での「earth block slide（土砂ブロックスライド）」に類似する斜面崩壊形態であった．

(9) 大量の土砂が河谷を縦断方向に連続的に埋め，河谷を「埋塞」した[2, 18]．この埋塞土砂は今後の経年的な土砂流出に有意な影響を及ぼすと考えられる．

4．地すべり（岩盤すべり）の特徴

厚真川支流の日高幌内川などでは第三系堆積岩（軽舞層）の内部に滑り面を持つ地すべり（岩盤すべり）が複数個所で発生した[12, 18, 19]．その中で最大規模であり，地すべりブロックが日高幌内川の河谷を閉塞したサイトで確認された特徴は次の通りである．

(1) 地すべり部基盤は泥質シルト岩とシルト質砂岩の互層であり，泥質シルト岩層とシルト質砂岩層の間にラミナの発達した砂岩層が挟まっている場合もある．泥質シルト岩の多くはスレーキングを起こし，薄く（時に細かく）割れている，あるいは弱い衝撃で割れるものが多い．シルト質砂岩は顕著に硬質である．

(2) 移動山体の後部に露出している軽舞層はシルト岩層と砂岩層の互層がほぼ水平に堆積しており，滑り方向への傾斜は目視では認められない．

(3) 山体一部の崩落による閉塞とは異なり，今回の河谷閉塞は山体の上部がほぼそのまま谷方向へ移動して谷を閉塞したものである．閉塞部の露頭を見ても，崩落して攪乱された土砂が堆積している状況は認められず，基盤の構造が良く残されている．

5．今後の視点

地震動の解明の進捗に伴い表層崩壊と地すべり（岩盤すべり）の発生に対する地震動の役割がさらに検討されることが期待される．また，高頻度の表層崩壊については空間分布の特徴から示唆されるメカニズムの解明が未だ検討途上である．更に，河谷を埋める大量の崩壊土砂の流出プロセスは未解明な課題であり，継続的な調査を実施していくことが期待される．

謝辞．本研究は砂防学会「平成 30 年北海道胆振東部地震土砂災害緊急調査団」，科研費（基盤 A）「連鎖複合型災害現象のメカニズムと人口急減社会での適応策」，科研費（特別研究促進費）「平成 30 年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」からの支援を受けた．

引用文献

1) 古市剛久・柳井清治・早川智也・小山内信智・佐藤創・阿部友幸・中田康隆・林真一郎（2018）：2018年北海道胆振東部地震に伴う厚真川流域周辺での斜面崩壊（予察）．2018年東北地理学会秋季大会．
2) 小山内信智・ほか24名（2019）：平成30年北海道胆振東部地震による土砂災害．砂防学会誌 71(5), 54-65.
3) 橋本武志（2019）：胆振東部地震発生域の地下構造．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
4) 山縣耕太郎（1994）：支笏およびクッタラ火山のテフロクロノロジー．地学雑誌 103(3), 268-285.
5) 勝俣啓（2019）：胆振東部地震震源域周辺の地震活動．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
6) 高井伸雄（2019）：胆振東部地震の強震動特性．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
7) 佐藤京・西弘明・秋本光雄（2019）：地震概要及び地震動．寒地土木研究所月報，平成30年(2018年)北海道胆振東部地震被害調査報告特集号，5-12.
8) 千木良雅弘（2019）：膨大な数の斜面崩壊が密集して発生した理由．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
9) 国土交通省（2018）：北海道胆振東部地震の崩壊面積と過去の地震災害の比較．国土交通省 HP: http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h30_iburitobu/181005_sediment_volume.pdf.
10) 檜垣大介・林一成・濱崎英作・公社） 日本地すべり学会河川砂防技術研究開発実施チーム・蒲原潤一（2015）：日本地すべり学会による国土交通省河川砂防技術研究開発課題の実施―地震による斜面変動発生危険地域評価手法の開発．―．日本地すべり学会誌 52(2), 85-92.
11) 柳井清治・古市剛久・小山内信智（2018）：平成30年胆振東部地震によって発生した山地崩壊とテフラ層の関係について．第130回日本森林学会大会．
12) 石丸聡（2019）：斜面崩壊の発生場と分布特性．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
13) 鳥居真之・北園芳人・古市剛久・奥野充（2018）：北海道胆振東部地震に伴う厚真町の斜面崩壊について．国際火山噴火史情報研究集会講演要旨集2018-2, 67-69.
14) 奥野充・北園芳人・古市剛久・鳥居真之（2019）：地形から見た北海道胆振東部地震での斜面崩壊プロセス：厚真町桜丘地区の例．自然災害研究協議会西部地区部会報 43, 33-36.
15) 柳井清治（1989）：テフロクロノロジーによる北海道中央部山地斜面の年代解析．地形10(1), 1-12.
16) Varnes DJ (1978): Slope movement types and processes. Special report 176, 11-33.
17) 古谷尊彦（1980）：地すべりと地形．武居有恒監修「地すべり・崩壊・土石流」，鹿島出版会，192-230.
18) 小山内信智（2019）：斜面崩壊による災害．平成30年北海道胆振東部地震とその災害に関する総合調査」研究班調査研究報告会．
19) 伊藤佳彦・山崎秀策・倉橋稔幸・藤浪武史・西原照雅（2019）：斜面災害．寒地土木研究所月報，平成30年(2018年)北海道胆振東部地震被害調査報告特集号，15-21.

T4-002

北海道胆振東部地震で発生した河道閉塞に関する一考察

国立研究開発法人　土木研究所寒地土木研究所
○藤浪　武史、　伊波　友生、　伊東　佳彦

1，はじめに

2018 年 9 月 6 日午前 3 時 7 分に北海道胆振地方中東部の深さ約 37km で、マグニチュード 6.7 の地震が発生し、厚真町で震度 7 を観測した。この地震の人的被害は、災害関連死を含めた死者 42 名 [1]のうち 36 名は土砂災害による。本稿では、平成 30 年北海道胆振東部地震（以下、「胆振東部地震」という。）による斜面崩壊、崩壊土砂の流下および堆積（以下斜面崩壊という。）並びに厚真川本川の河道閉塞の概要を示すとともに、その現状と課題について報告する。

2，胆振東部地震の斜面崩壊

2.1，斜面崩壊箇所の概要

胆振東部地震の斜面崩壊は、広範囲に分布し箇所数が多く発生密度が高いことが特徴である [2]。地震動によって斜面の広い範囲の地盤を不安定化するには、降下火砕堆積物やカルデラ湖底の湖成層の分布域等、弱層となる同様な性質を持った地層あるいは土層が広く分布していることが必要である [3]。また、胆振東部地震の斜面崩壊範囲は、恵庭火山および樽前火山の降下火砕堆積物の堆積範囲と重複している [4]。しかし、必ずしもこれらの堆積範囲すべてで斜面崩壊が起きたわけではない。

なお、1976 年統計開始の気象庁厚真観測所の最大日降水量は 2001 年 9 月 11 日の 187 mm で、その降雨による林業被害 16 箇所、約 85 百万円の被害総額であった [5]。このように胆振東部地震の被害規模と比べると降雨被害は著しく小さい。

2.2，土層すべり (Earth Slide)

胆振東部地震では、約 20km 四方の広い範囲に約 6,000 箇所の斜面崩壊が発生した。斜面崩壊の多くは、約 9,000 年前の樽前 d（Ta-d）降下火砕堆積物の底部あるいは層内ですべっており、堆積箇所では層構造を保っている。このため、層構造を有する斜面崩壊を、本稿では以降「土層すべり」と呼ぶ [2]。

2.3，土層すべりの分布

土層すべりの分布域は、震央の北側に集中しており、北北西－南南東の方向性が見られる。これは、褶曲軸（向斜軸および背斜軸等）の方向性と調和している。しかし、胆振東部地震の震源深さが約 37km と深く、土層すべりは岩盤ではなくその上位に分布するテフラや土壌で発生したことから、褶曲軸との直接的な関係は今後検討が必要である。

2.4，地震動の加速度

防災科学技術研究所、気象庁および地方公共団体が設置した地震観測所（図-1）から、土層すべり分布範囲の多くで最大加速度は 3 成分合成で概ね 400～800 gal と推察される。

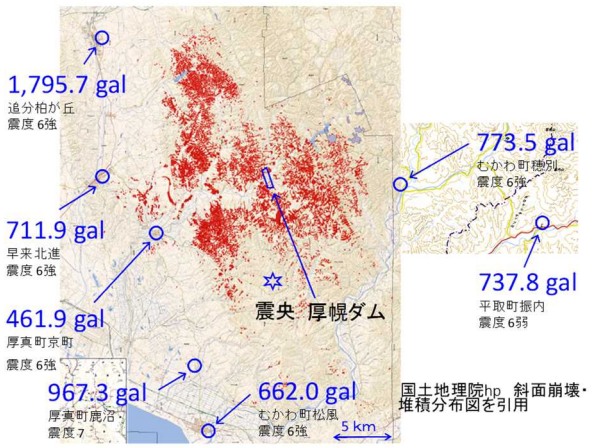


図-1　最大加速度（3 成分合成）と土層すべり分布
（国土地理院作成の斜面崩壊・堆積分布図に防災科学技術研究所および気象庁等の観測点計測値を加筆）

2.5，緩斜面での土層すべり

村上らは厚真川支流の東和川の斜面崩壊箇所の勾配頻度を求めたところ、最頻値が 30 度でありそれより緩い 25 度や 20 度の斜面でも土層すべりの発生を確認している [2),6)]。多孔質の降下火砕堆積物は一般的に保水性が高く、Ta-d の含水比は 100%～159%である [7),8)]。含水比の高い層は間隙水圧の増加にともない有効応力が減少し、他の層と比較して弱層となる。したがって、地震動の作用とともに Ta-d 層がせん断され緩斜面でも土層すべりが発生したと考えられる。

同様の事例は 2016 年熊本地震において高野台地区でも発生した。すべり面傾斜約 12 度で、すべり面には白色化した草千里ヶ浜軽石層(Kpfa)が確認された。Kpfa は手で容易に泥濘化し、自然含水比は約 93%であった [9)]。これらのように胆振東部地震においても熊本地震においても、土層すべりの発生に鍵となる降下火砕堆積層の存在が共通する。

3，厚真川本川の河道閉塞の特徴

胆振東部地震では、厚真川支流日高幌内川の岩盤すべりによる大規模な河道閉塞が着目されている。一方、厚幌ダム下流の厚真川本川では土層すべりを起因とする 3 箇所の河道閉塞が確認された [2)]。ここでは厚真

川本川の幌内橋上流の河道閉塞について述べる。

幌内橋上流の河道閉塞（**図-2**）は、尾根直下の標高約 185 m の斜面崩壊箇所から河道の標高約 40 m まで、水平距離約 1.3 km という長距離の谷地形を崩壊土砂が流下し河道を閉塞した。斜面崩壊箇所の一部は地すべり地形が確認されている [10]（図中の楕円部）。地震前の渓床縦断図を**図-2** の左下に示す。**図-2** に見られるように、土層すべりの滑落崖は稜線近くであることが多い。また、約 4 度の緩斜面を流下しており、移動土砂の流動性は高い。

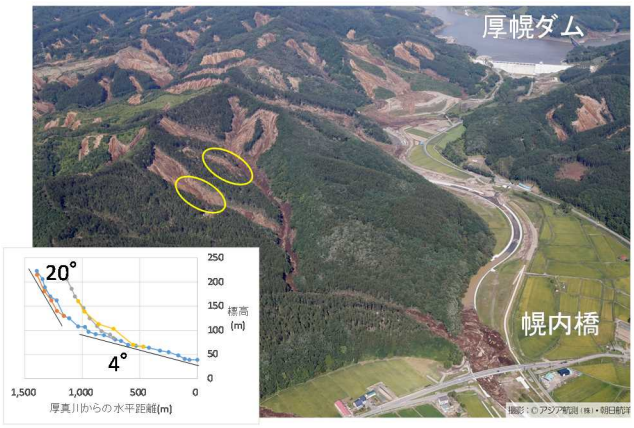


図-2　厚真川幌内橋上流の河道閉塞状況
撮影　(株)アジア航測・朝日航洋(株)

一方、厚真川本川を河道閉塞させた流動性の高い閉塞土砂は軟弱なため、復旧工事において土砂運搬車が使用できず、複数台のバックホウによるリレー方式で河道外へ土砂を運搬した（**図-3**）[11]。幌内橋地区の河道閉塞土砂の掘削期間は、地震当日の 9 月 6 日から 15 日までであった。上流の厚幌ダムは、河道閉塞した土砂掘削作業の支援のため、9 月 6 日～9 月 19 日までの期間、放流を全量停止した。幌内橋地区の移動土砂量は流木を含み約 7.0 万 m^3、そのうち約 5.0 万 m^3 の閉塞土砂および流木を撤去した。土砂掘削範囲は、被災前断面の確保である（室蘭建設管理部調べ、概算値）。



図-3 幌内橋周辺の河道閉塞土砂の除去状況
（北海道開発局 hp　平成 30 年北海道胆振東部地震に係る復旧・復興等の状況から引用）

4．まとめと今後の課題

- 胆振東部地震の地震動によって緩斜面においても土層すべりが広域で発生した。その素因として約 9,000 年前の樽前 d（Ta-d）降下火砕堆積物は含水比が高く、斜面傾斜に沿って分布していたことが推定される。
- 厚幌ダム下流の厚真川では、土層すべりを起因とする 3 地区の河道閉塞が発生した。そのうち、幌内地区の土砂は流下距離が長く流動性が高い。そのため、軟弱な河道閉塞土砂上に、クローラ式土砂運搬車が入れず、多数のバックホウによるリレー方式で閉塞土砂を撤去した。
- 今後の地震動による災害の軽減には、弱層となりやすい降下火砕堆積物の分布把握が重要である。
- 降下火砕堆積物の分布や地震動の大きさが同様と考えられていても、土層すべりが発生していない区域があり、その理由の解明が重要である。
- 軟弱な河道閉塞土砂の撤去には、より効率的で安全な除去方法の開発が重要である。

謝辞

本稿では、気象庁及び防災科学研究所から公表されている資料を使用いたしました。また、北海道開発局や北海道胆振総合振興局室蘭建設管理部から資料提供を受けました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 北海道危機管理対策課：平成 30 年北海道胆振東部地震による被害状況（第 118 報）、2019.1.16, 2019.
2) 土木研究所寒地土木研究所：平成 30 年(2018 年)北海道胆振東部地震被害調査報告　特集号, pp.15-33, 2019.
3) 井口隆ら：2008 年岩手・宮城内陸地震で起きた地すべり災害の地形地質的背景, 防災科学技術研究所主要災害調査, 第 43 号, 2010.
4) 例えば、近堂祐弘：火山灰の期限と分布, URBAN KUBOTA, No.24, pp.2-5, 1985.
5) 厚真町防災会議:厚真町地域防災計画資料編, 平成 28 年 2 月.
6) 村上ら：北海道胆振東部地震における厚真川支川の崩壊地調査について, 平成 30 年度北海道開発局技術研究発表会, 2019.
7) 小山内ら：平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害, 砂防学会誌, Vol.71, No.5, pp.54-65, 2019.
8) 川村志麻：厚真町での広範囲・大規模斜面崩壊及び鵡川下流での堤防被災, 土木学会北海道支部, 2018 年 9 月北海道胆振東部地震災害緊急合同調査団報告会資料.
9) 佐藤達樹ら：2016 年熊本地震により発生した阿蘇カルデラ西部における斜面崩壊の地形・地質的特徴, 京都大学防災研究所年報, 第 60 号 B, 2017.
10) 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図, J-SHIS Map.
11) 北海道建設新聞社：震災から 1 ヶ月　地元業者が厚真川の応急復旧を振り返る, 2018 年 10 月 9 日.

日高幌内川河道閉塞の特徴について

日本工営株式会社　○早川智也、濱原能成、安里長浩、清水龍来、松山洋平
ジオ・プランナー　佐伯哲朗
政策研究大学院大学　小山内信智

1. はじめに

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

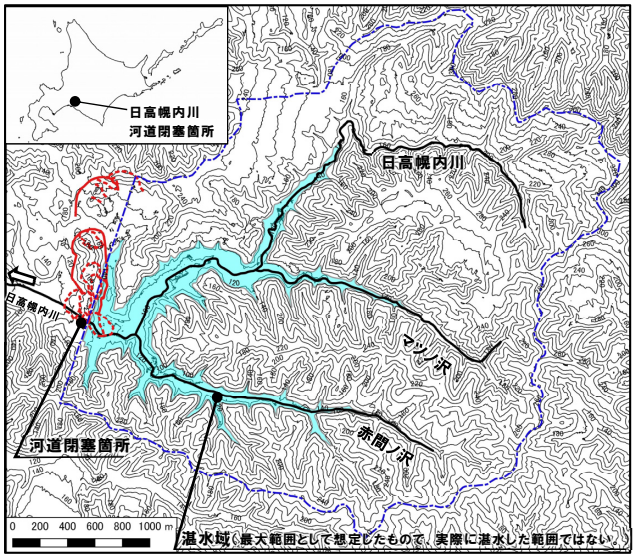


図-1　日高幌内川河道閉塞箇所

2. 日高幌内川河道閉塞箇所の概要

河道閉塞は右岸側の尾根が日高幌内川を塞ぐかたちで移動したことにより発生している。9 月 11 日～12 日計測の LP データから、河道閉塞箇所における越流開始点標高は EL=133m 程度で、元河床からの比高差約 52m 程度であり、河道閉塞箇所上流の流域面積 9.75km^2、湛水容量 13×10^{6}m^3 と見積もられた。

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



図-2　日高幌内川河道閉塞（上流から望む）

3. 降雨損失量

水文観測については、気象庁が 9 月 27 日より日高幌内川河道閉塞箇所に臨時雨量局を設置し、その後国土交通省が 11 月 20 日よりヒーター付き雨量計に切り替えている。さらに国土交通省は湛水位を当初量水標、その後投下型水位観測ブイや水圧式水位計による自動観測を実施し、移動土塊下流の河川に水位計を設置するとともに流量観測の実測を行っている（図-3 に概要を示す）。

図-4 に 2018 年 9 月 28 日～2018 年 12 月 20 日までの降雨量と湛水位の観測値を示す。降雨に連動して湛水位が上昇傾向であることが読み取れる。なお、地震発生後 9 月 29 日まではアメダス厚真雨量局の観測で日雨量 3 ㎜(9/10)が最大であり、大きな降雨がなかった。

一方、降雨量と湛水位の関係については、平成 23 年台風 12 号に伴う紀伊半島水害で発生した河道閉塞箇所を対象に事例研究が進められており、千葉・水山（2013）では累加雨量と累加損失量との関係式の構築を行っているほか、秋山ほか(2014)では浸透等で移動土塊より下流に流下した水量を加味した形で降雨損失量を導き出している。

そこで本報告においても図-4 に示した比較的独立した降雨を対象に湛水位及び移動土塊下流に流下した水量から降雨損失量を算出した（図-5）。同じ形式で秋山ほか（2014）により導き出された降雨損失量を図-6 に示す。

各降雨イベントの累加雨量と河道閉塞箇所上流の流域面積との積から総流量を算出し、湛水量は該当降雨イベント期間＋その後 24 時間までを湛水位の差から求め、移動土塊下流への流出量については流量観測による実測値を降雨イベント期間

＋その後 24 時間の期間継続するものとし、下流へ流下した水量を算出した。総流量から湛水量及び下流へ流下した水量を差し引いたものが降雨損失量となる。また、降雨の全量である総流量に対する湛水量と下流へ流下した水量を合わせた割合が流域の流出率となる。

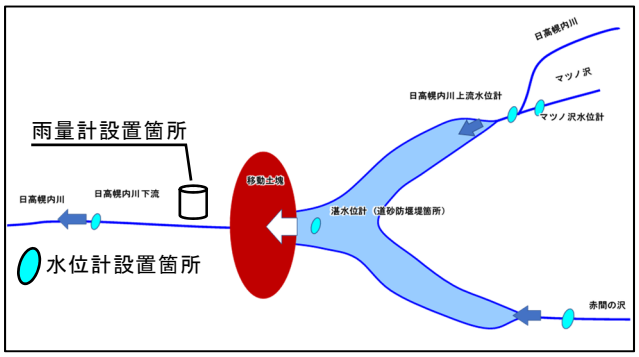


図-3　河道閉塞部水文観測

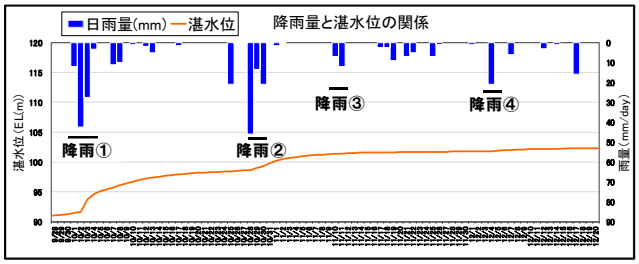


図-4　降雨量と湛水位の関係（2018 年）

胆振東部地震における日高幌内川では、流出率が 20%～30%と比較的低いとともに、地震直後が最も低く 18%で降雨を重ねるたびに流出量が大きくなっていく傾向が見られる。一方、図-6 の長殿では豪雨に伴って河道閉塞が発生した直後は流出率 55%と高い値が観測されたが、その後低下傾向となり、20%～30%程度にとなっている。

この傾向の違いは、まだ検討の余地があるが、地震で発生した河道閉塞の場合、地震直後は流出率が低く、その後上昇し、一方、降雨で発生した河道閉塞ではその逆の傾向になるということを現わしている可能性がある。胆振東部地震では河道閉塞箇所上流域でも多くの表層崩壊が発生しており、河床に堆積した新しい土砂により表面流の流下が阻害されていたことが予想され、地震直後の流出率の低さ、つまり降雨に対する応答の遅さの要因の一つとなっていると考えられる。

6. おわりに

本報告では、日高幌内川河道閉塞箇所の特徴について降雨損失量の観点から整理した。

- 日高幌内川は、地震直後は流域からの流出率が低く、降雨を重ねるたびに高くなっていく傾向が読み取れた。
- この傾向は、平成 23 年台風 12 号に伴い発生した河道閉塞箇所（長殿）と逆の傾向となっており、河道閉塞発生直後は流出率が高く、その後低下している。
- 上記 2 点から上流域からの流出率の違いは、河道閉塞の発生誘因が要因の一つであり、湛水位の上昇に反映される可能性が高い。

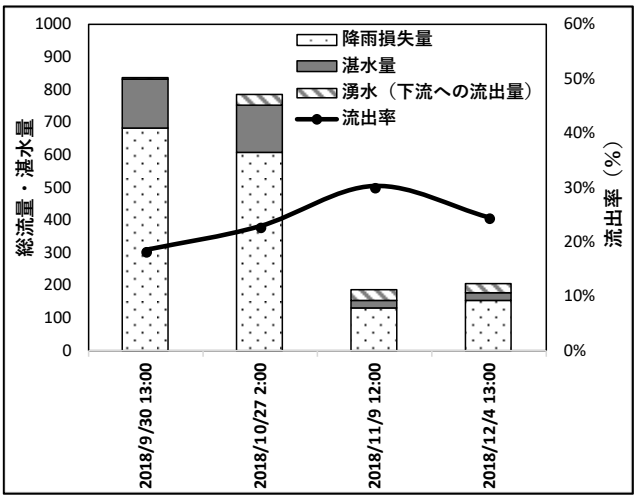


図-5　降雨イベント別の河道閉塞の水収支

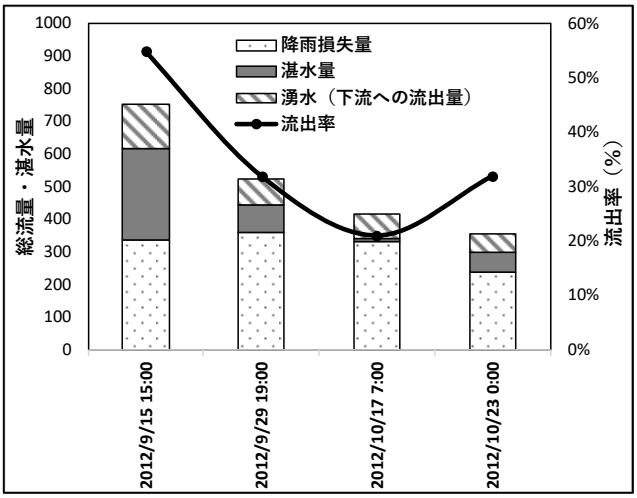


図-6　平成 23 年台風 12 号に伴う河道閉塞（長殿）における降雨イベント別の水収支

引用文献

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

千葉　幹，水山　高久（2012）：天然ダムの水位観測による満水までの雨量推定方法について（平成 23 年台風 12 号に関する事例研究），砂防学会誌，Vol.65，No.5，p.50-55

秋山　怜子，藤村　直樹，石塚　忠範，内田　太郎，桜井　亘，酒井　良，海原　荘一，只熊　典子（2014）：天然ダムの水位予測に漏水量が与える影響，砂防学会誌，Vol.67，No.5，p.31-37

T4-004

北海道胆振東部地震後の融雪期を経た斜面変動の観測

北海道立総合研究機構　地質研究所　○輿水健一・石丸　聡・川上源太郎・高見雅三
新潟大学　災害・復興科学研究所　卜部厚志

1. はじめに

2018 年 9 月 6 日に発生した北海道胆振東部を震源とする地震により、8000 箇所を超える膨大な数の斜面崩壊が生じた。近年、2016 年熊本地震後の降雨により崩壊土砂が流下して家屋等を損壊する二次災害が発生しており（石川ほか, 2016）、地震により発生した大規模土砂の動態を把握する必要性が指摘されている（後藤・内田, 2012）。また秋山ほか(2006)は、2004 年新潟県中越地震により発生した崩壊地が地震後の融雪により様々な斜面変状が生じたことを報告している。当該地域も積雪寒冷地であることから、融雪による斜面変状が懸念される。

胆振東部地震直後の調査から、厚真町高丘では亀裂を伴う落ち残り表層土（小山内ほか（2019）の落ち残り土砂）や、崩壊斜面上に残存する崩壊土砂が多数認められた。そこで筆者らは、9 月 6 日地震後の落ち残り表層土や斜面上の崩壊土砂の動態に着目し調査を行ってきた。本講演要旨では、1）地震により亀裂が生じた場所の地形的特徴、2）地震後から積雪前までの期間における斜面変状について報告する。斜面変状については UAV の撮影画像をもとに、亀裂を伴う落ち残り表層土の変動や崩壊斜面上に堆積した土砂の動態について調べた。さらに当該地域では、本格的な融雪を迎える前の翌年 2 月 21 日に最大震度 6 弱の余震を観測したため、3)余震の影響による斜面変状の有無についても触れる。

なお現地は 3 月時点で積雪が確認されたため、融雪後の観察結果については研究発表会時に紹介することとする。融雪の影響による斜面変状の把握は、積雪前から継続して定点カメラによる斜面の監視、UAV-SfM 測量、亀裂幅の計測を行っており、これらのデータから融雪前後の地形変化の抽出を行う予定である。融雪量については、当該地域において新潟大学災害・復興科学研究所が計測を行っており、融雪量と斜面変動との関係性についても今後検討を行う予定である。

2. 調査地概要および地震後の降雨特性

調査地は、図-1 に示す厚真町高丘地区である。斜面の平均傾斜は 33°、であり、基岩の地質は新第三紀振老層の砂岩・泥岩である。

地震後から積雪前（12 月 6 日の調査日）までの期間における降雨特性は、近傍の雨量観測データ（気象庁厚真観測所）によると総雨量が 233mm、最大日雨量が 35mm（10 月 1 日）、最大 1 時間雨量が 13.5mm（10 月 2 日）であった。

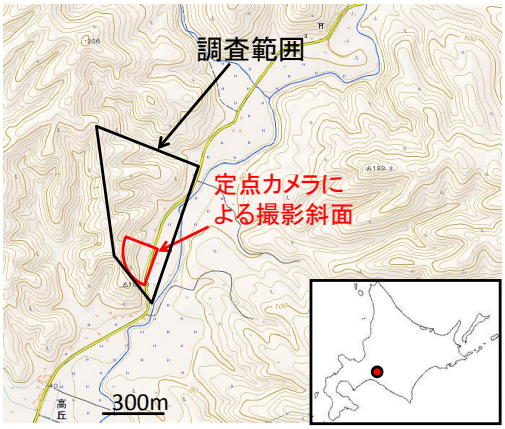


図-1 調査斜面と定点カメラによる撮影斜面の範囲

3. 胆振東部地震によって亀裂が生じた場所の地形的特徴

9 月の地震発生から 3 週間後（9 月 26 日）に UAV-SfM 測量を行い、オルソ写真を作成した。図-2(a)は調査地のオルソ写真であり、図-2(b),(d)はその中の一部を拡大したものである。図-2(b)には背後に亀裂を生じている落ち残りの表層土を示している。また図-2(c)は、図-2(b) 中の測線 AB における縦断形状で、亀裂が確認された箇所は旧作業道の肩にあたる遷急線付近に位置する（図-2 (b),(c)）。図-2(d)の稜線付近には亀裂と落ち残りの表層土が確認され（図-2(e)）、稜線付近でも亀裂が生じていた。

4. 地震後から積雪前までの変動

4.1 落ち残り表層土の変動

地震直後（9 月 26 日）と積雪前（12 月 6 日）に UAV-SfM 測量を行いオルソ写真を比較したところ、落ち残り表層土に変動は認められず、亀裂の開口幅の拡大も見られなかった。

4.2 崩壊斜面上に堆積した土砂の動態

地震直後（9 月 26 日）の UAV-SfM 測量の結果から、崩壊斜面上に土砂が堆積していることが確認された（図-2(d)）。地震直後（9 月 26 日）と積雪前（12 月 6 日）の UAV による斜め写真の比較を行ったところ、地震直後（9 月 26 日）にはガリーが見られなかったが（図 - 2(d)）、積雪前（12 月 6 日）には複数のガリーが合流することなく、ほぼ平行に生じていることが確認された（図-3A）。ガリーの規模は、長さが最大で 45m 程度、幅が最大で 1m 程度、深さが最大で 70cm 程度であった。

UAV-SfM 測量によるオルソ写真と 1m コンターを重ね合わせた図を示す(図-3)。ガリーが発生した場所の地形的特徴は、縦断形状における傾斜変換線（遷急線）を起点として発生しているように見える。ガリーが生じた箇所より上部の傾斜は 27°、ガリーが発生している斜面の傾斜は 36°であった。また、崩壊斜面の横断面を見ると平滑

な形状に近いもので、表面流が集まるような明瞭な沢型地形を呈していない。ガリー浸食の発生メカニズムについては、今後、崩壊土砂の堆積物の性状などにも着目し、検討していく予定である。

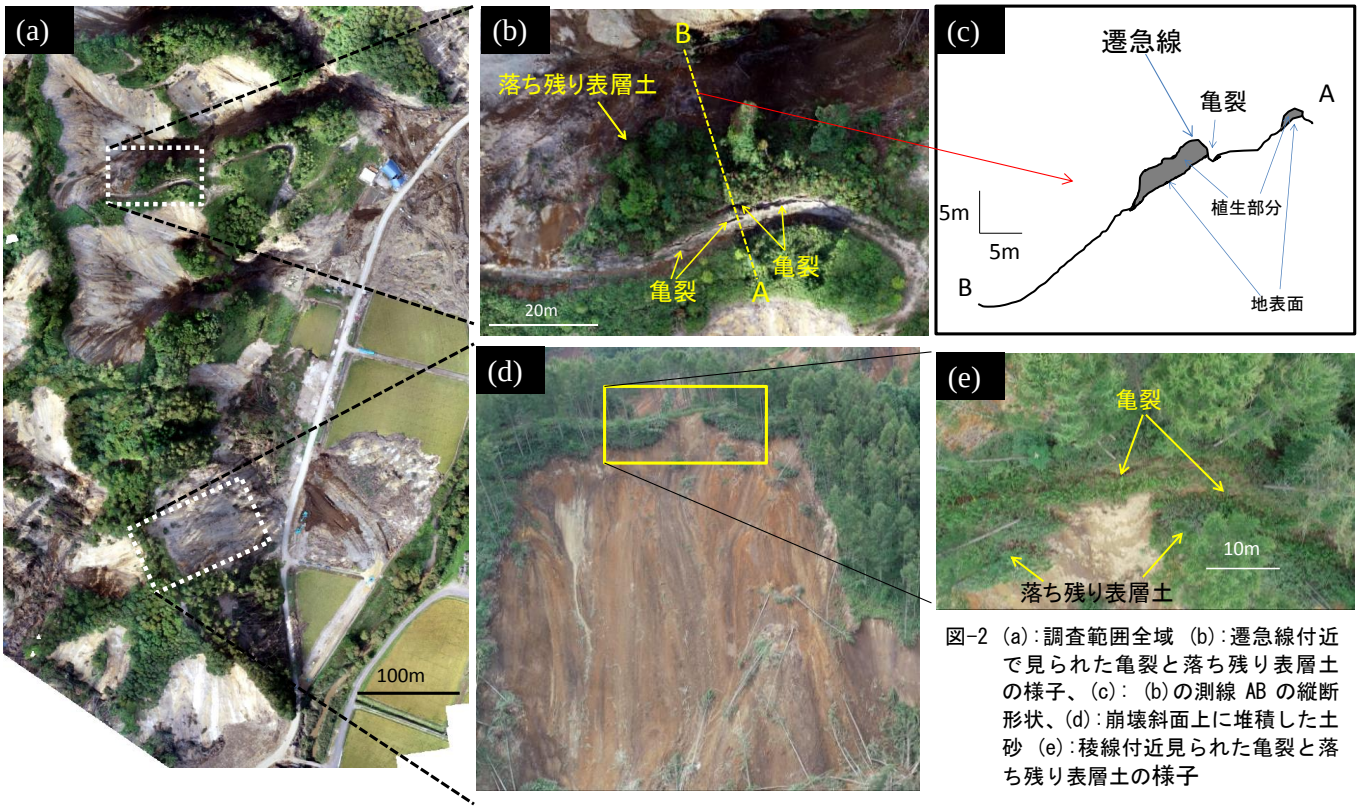


図-2 (a)：調査範囲全域 (b)：遷急線付近で見られた亀裂と落ち残り表層土の様子、(c)： (b)の測線 AB の縦断形状、(d)：崩壊斜面上に堆積した土砂 (e)：稜線付近見られた亀裂と落ち残り表層土の様子

5. 2 月 21 日の余震による影響

積雪前までにガリー浸食が生じていた斜面（図-1,図-2(d),図-3）について、定点カメラの撮影画像のうち余震前（2 月 21 日 10：00）と余震後（2 月 22 日 10:00）の画像を比較したところ、余震前後で斜面上の積雪面に明瞭なクラックが生じたり、土砂が移動している様子は確認されず、稜線付近の樹木にも傾倒などは見られなかった。

また、2 月 14 日（余震前）と 2 月 22 日（余震翌日）に UAV-SfM 測量を行い、オルソ写真の比較およびそれぞれの時期の DSM の差分を確認した結果、調査対象斜面の全域において新たに生じたと考えられる明瞭なクラックは確認されなかった。

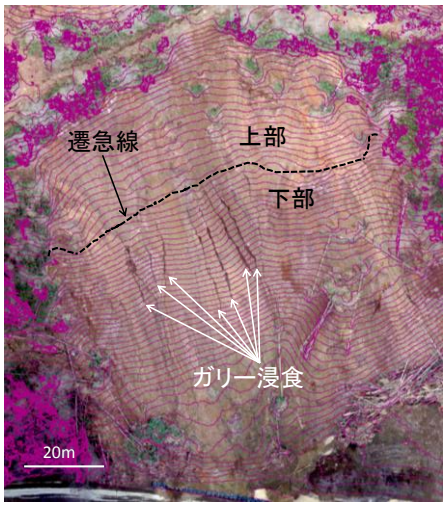


図-3 崩壊斜面上に堆積した土砂のガリー浸食の様子（12 月 6 日実施の UAV-SfM 測量により得られたオルソ写真と 1m コンター）

6. まとめ

北海道胆振東部地震直後の UAV 調査により、遷急線や稜線付近で亀裂が発生し、落ち残り表層土が多数あることが確認された。さらに、多くの崩壊斜面において斜面上に土砂が残存していることが確認された。地震後から積雪前の期間において、落ち残り表層土に大きな変動は確認されなかったが、残存する土砂ではガリー浸食の進行が確認された。北海道胆振東部地震後に生じた最大震度 6 弱の余震による斜面変状は、高丘地区をはじめ明瞭なものは認められなかった（地質研究所調査報告，2019）。当該斜面は 3 月になり徐々に融雪が進行しており、今後、融雪や豪雨によって斜面変状が進むことも懸念されることから、落ち残り表層土の変動や崩壊土砂の動態を継続して監視する予定である。

謝辞：本研究は、北海道胆振東部地震災害調査の一環として、科研費(18K19952)の助成を受けて行われた。

参考文献：

秋山ほか（2006）：新潟県中越地震とその後の融雪期を経た斜面崩壊の特徴，H18 年度砂防学会研究発表会概要集，p.324-325.
地質研究所調査報告(2019)：北海道胆振東部地震の余震（2019 年 2 月 21 日発生）による被害調査，
http://www.hro.or.jp/list/environmental/research/gsh/information/topics/20190222.html
後藤・内田(2012)：大規模土砂生産後の流砂系土砂管理のあり方に関する研究，建設マネジメント技術，(410)，p. 49-53.
石川ほか (2016)：平成 28 年熊本地震後の降雨による二次土砂移動と二次土砂災害，砂防学会誌，Vol.69，No.4，p.25-36.
小山内ほか(2019)：平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol.71，No.5，p.54-65.

T4-005

平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の流木に関する定量的評価

日本工営株式会社 ○永野統宏，松岡 暁，上條孝徳，松山洋平，早川智也
有限会社ジオ・プランナー 佐伯哲朗，工藤英一
国土交通省北海道開発局帯広開発建設部 米元光明[1)]，谷 昭彦[2)]，三上孝敏
北海道大学 小山内信智[3)]
※1)，2)，3) 平成 31 年 3 月時点の所属

1.はじめに

平成 28 年 8 月 28 日から 31 日にかけて北海道へ接近した台風 10 号の影響により，北海道の十勝・上川・日高地方を中心に広範囲で水害・土砂災害が発生した。これらの災害をもたらした降雨は，地形性降雨に起因した豪雨であり，日高山脈の高標高地域で 3 日間雨量が 500mm を超過していることが確認されている[1)]。平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川流域の土砂移動実態及び定量的評価については，これまでの砂防学会で報告した[2) 3)]。

本報告では，顕著な土砂流出と共に大量の流木が発生した戸蔦別川流域を対象に，災害前後の 2 時期に取得された空中写真の判読，LPデータの解析，現地調査結果等に基づき，流木の生産・堆積の実態把握や流木量の見積りを行なったので概要を報告する。



図－1 戸蔦別川流域図

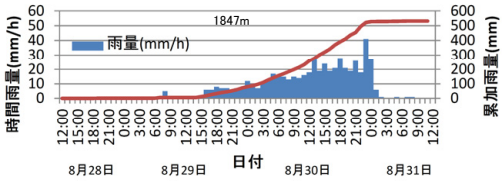


図-2 降雨データ（戸蔦別観測所）

2.平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の流木の産状

2 時期の空中写真（平成 25 年 9 月～10 月，平成 28 年 9 月～11 月，北海道開発局帯広開発建設部撮影）を GIS 上で比較し，立木の流出範囲と河道における流木の堆積範囲を抽出した（図-3）。立木の流出は斜面崩壊や渓岸侵食，側岸侵食を原因として発生している。とくに本川や支川の谷底平野における氾濫源や低位段丘での河畔林の流出が広範囲に及んでいる。流木は主に流木溜りとして河道に堆積し，ピリカペタヌ沢川中流～下流，オピリネップ川，本川の第 5 号砂防堰堤より下流に集中して分布している。

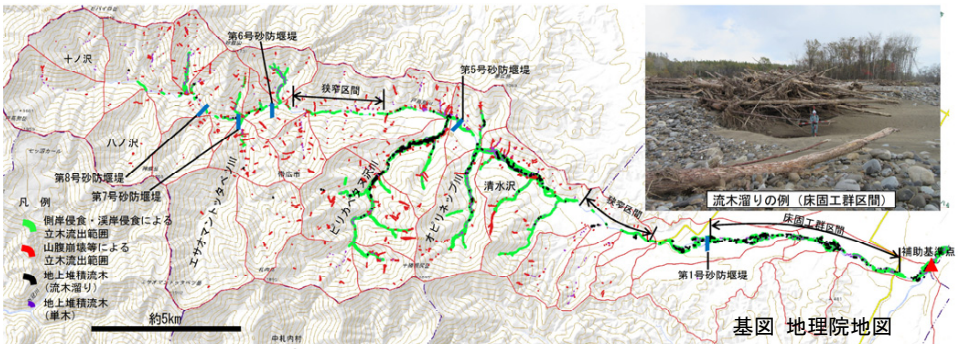


図-3 平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川流域の立木流出と流木堆積の実態

3.流木量の見積もり方法

流木発生原因と流出・堆積のメカニズムを図-4 に示す様に単純化し，それぞれについて表-1 に示す方法で流木量を定量化した。**A** 立木の流出量の媒介変数の立木密度は森林 GIS による材積を参考に，データが無い範囲は現地調査結果とした。**B** 埋没流木の流出量は，戸蔦別川流域内の砂防堰堤除石工事で掘削土砂量の 0.6%に相当する流木の含有があり，その実績を採用した。**C** 河道堆積流木流出量は，災害前の現地調査で推定された流木量が全量流出したと仮定した。**D** 流木の再埋没は，**B** とは逆に河道堆積土砂量の 0.6%に相当する流木量とした。**E** 流木の河道堆積量の媒介変数である流木溜りの純容積率は，構成する長さ 1m 以上，径 10cm 以上の全流木（現地調査により計測）の実容積を分子に，UAV や LP データより求めた見掛けの容積を分母として，7 箇所の流木溜りの平均値を採用した。**B**, **C** 及び **D** は，現地データが少なく推定によるところが大きく，今後もデータを蓄積し精度を向上する必要がある。

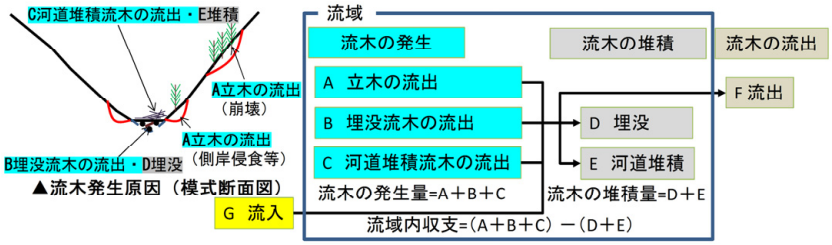


図-4 流木発生原因と流出・堆積のメカニズムの概念

表-1 流木量見積もり方法

流木の発生・堆積	H28豪雨による流木量の推定方法
A立木の流出	①空中写真（H25とH28の比較）により流出範囲を抽出し面積測定 ②面積×立木密度（現地調査＋森林管理署資料）で流出量を計算
B埋没流木の流出	①河道生産土砂量（侵食量）の0.6%に相当する流木が流出するとして流出量を計算，0.6%は砂防堰堤除石工事実績
C河道堆積流木の流出	②災害前H22年度現地調査による推定値（9千m³）がH28豪雨により再流木化したと仮定
D流木の埋没（堆積）	①河道堆積土砂量（堆積量）の0.6%に相当する流木が埋没するとして堆積量を計算
E流木の河道堆積	①H28空中写真とLPにより流木堆積範囲を抽出し面積と高さを把握 ②面積×高さ×容積率（0.145，現地調査結果）で堆積量を計算

4.流木移動実態の定量的評価

戸蔦別川の砂防区間を対象に，単元流域毎に前節の方法で流木量を集計整理した（図-5）。全体で約 8.6 万 m^3 の流木が生産され，河道調節等により約 2.8 万 m^3 が流域内に再堆積し，約 5.8 万 m^3 が基準点より下流に流出したと推定される。下流域への流出率は約 70%である。発生流木量のうち約 7 割が侵食等による立木流出

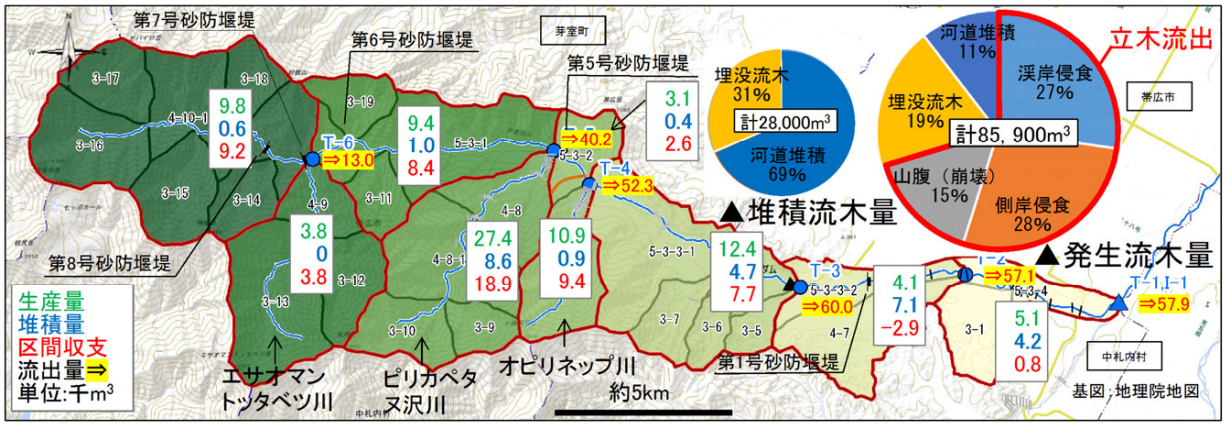


図-5　平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川流域の流木収支図

が原因と推定される。

流出流木量と既存資料 [3] による流出土砂量の関係では，単元流域と本川の残流域においては，両者は正比例の関係で，高い相関性を有している（図-6）。流木対策の基本となる流出流木量を推定する上で，流出土砂量が有効な指標となることが示された。ピリカペタヌ沢川やオピリネップ川下流の谷底平野では，土石流による大量の土砂が，河畔林流出範囲を覆って厚く堆積しており，他の流域とは異なる傾向を示している。

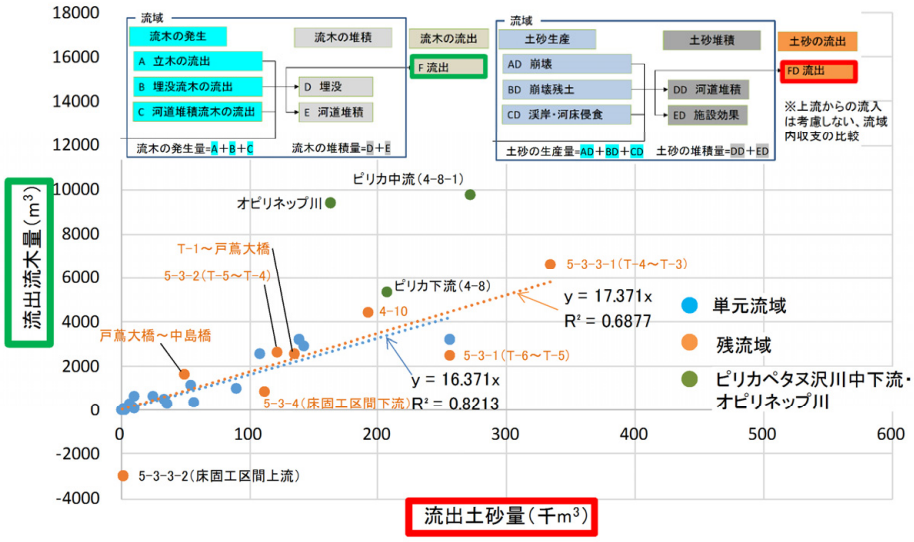


図-6　H28 豪雨による戸蔦別川流域の流出流木量と流出土砂量の関係

平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川の単位流域面積あたりの発生流木量は 100m^3/km^2 前後で，既往災害実績 [4]を超える規模の量では無い（図-7）。また，発生流木量（約 8.6 万m^3）は生産土砂量（約 403 万m^3）[3] の約 2.1%で，これまでの他災害の事例[5]と同様な関係を示している。

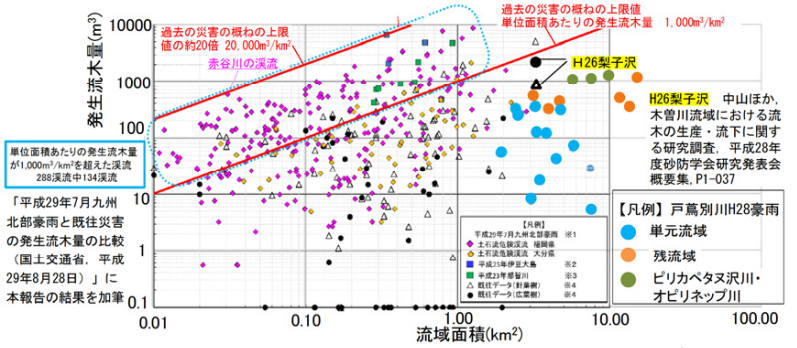


図-7　H28 豪雨による戸蔦別川流域の実績と既往災害実績 [4]との比較

5.まとめと今後の課題

戸蔦別川流域において災害前後の空中写真，UAV 等による現地調査から，平成 28 年 8 月豪雨による流木収支を定量的に把握した。広域的な流木収支を検討した例は少なく，本報告は貴重な事例である。埋没流木などデータが少ない要素もあり，今後もデータを蓄積し流木量の推定精度を向上する必要がある。

参考文献:1) 小山内ほか：平成 28 年台風 10 号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出，砂防学会誌，Vol.69，No.6，p.80-91，2017.

2) 永野ほか：平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂・流木移動実態，砂防学会平成 29 年度研究発表会，概要集，Pb-57

3) 永野ほか：平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂移動実態の定量的評価，砂防学会平成 30 年度研究発表会，概要集，P-049

4) 国土交通省：平成 29 年 7 月九州北部豪雨と既往災害の発生流木量の比較，平成 29 年 8 月

5) 石川ほか：土石流に伴う流木の発生および流下機構，新砂防，第 42 巻，第 3 号，pp.4-10

1 出水により満砂した不透過型砂防堰堤の堆砂土層の粒度組成

株式会社シン技術コンサル　○宮崎知与・澤田雅代・片桐碧衣・紙本和尚
北海道帯広建設管理部　梅津亮平・甲斐郊丞
北海道大学大学院農学研究院（現：国立研究開発法人 土木研究所）　林真一郎
北海道大学大学院農学研究院（現：政策研究大学院大学）　小山内信智

1. はじめに

平成 28 年(2016 年) 8 月 28 日～31 日の豪雨により、北海道十勝地方では大規模な土砂災害が発生した。本発表では、十勝清水町を流れるペケレベツ川における既設砂防堰堤の堆砂実態を把握するとともに、不透過型砂防堰堤の機能を確認することを目的とする。

なお、土砂災害については小山内ら（2017）、ペケレベツ川の土砂移動実態については宮崎ら（2018）に詳しく述べられているので、そちらの文献を参照されたい。



図－1　ペケレベツ川 2 号砂防堰堤堆砂域における調査位置

2. 土砂移動の概要

十勝川水系ペケレベツ川は、清水町の南部を流下して佐幌川に合流する流域面積 46.6 km^2、流路延長 15.6 km の一級河川である。河床勾配は、1/66～1/2 と急勾配である。流域の主な地質は、先新第三系日高累層群の花崗岩及び花崗閃緑岩である。

流域内に 2 基の不透過型砂防堰堤とその下流に渓流保全工 2 km の砂防施設が配置されている。平成 28 年出水により発生した土石流は、上流にある 1 号砂防堰堤に到達し、衝撃により堰堤袖部が破損した。土石流は 1 号砂防堰堤下流で停止した後、掃流の土砂移動となった。2 基の砂防堰堤は，出水前に合計約 40 万 m^3 の空き容量があったが，出水後に満砂した（小山内ら, 2017）。

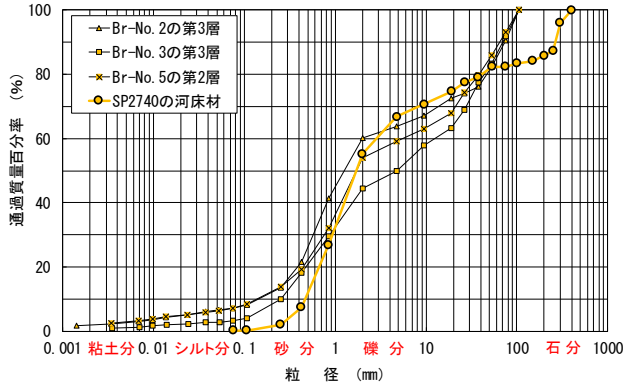
3. 調査方法

上流の 1 号砂防堰堤の堆砂は、土石流の堆積であり、堆砂地表面には 1 m を超える巨礫が多数確認され、未満砂の堰堤が土石流を捕捉した状況が確認できる。一方、下流の 2 号砂防堰堤の堆砂地の表層の粒径は、礫質から砂質へと流下方向に徐々に細かくなっていることが確認され（宮崎ら, 2018）、不透過型砂防堰堤による粒径の分級作用が働いていることが示唆された。この分級作用の実態を把握するため、土質ボーリングによる堆砂土層の粒径調査を実施した。図－1 にボーリング調査位置を示すとともに、前年度（H29）に実施した堆砂地表層 0.2～0.5 m の深さの河床材料調査位置も示す。ボーリング調査は、通常、孔径 66 mm によって行っているが、表層の河床材料の粒径に 5～10 cm の礫を含むことから、孔径 116 mm のボーリング調査を行った。

4. 調査結果

4.1 土質区分別の粒度組成

1 出水で堆砂した堆積物のため明確な堆砂層理は認められないが、ボーリングコアの観察により、土層の硬さ、粒度組成や粘土分の多い、少ない、色調などをもとに、H28 堆砂土を 5 つの土層に区分した（図－3）。分類した土層別に粒度試験を行った結果を図－2 に示す。図中には、土層区分に対応する表層の河床材料調査結果を重ね合わせた。これによると、土層別の粒度試験結果と表層の河床材料調査結果は、ほぼ、同様な粒度組成を示しており、φ 116 mm 口径でのボーリング調査により、堆積土層中の粒度分布調査の妥当性を示している。表層の河床材料調査結果と土層別の粒度試験結果の違いとして着目すべきは、0.075 mm 未満のシルト、粘土分の含有量である。表層の河床材料のシルト、粘土分は、0.2～2.4%であるのに対して、堆砂土層のシルト、粘土分は、0.3～15.3%と多い。通常、河床材料にシルト、粘土分は、ほとんど含まれないことは、洪水中に浮遊して堆積せず、より下流へ流出するためと考えられており、堆砂土層に多くのシルト、粘土分が含まれる



図－2　礫質土層(Ag)の粒度組成

ことは、流速の緩い状態での堆砂現象を示している。

4.2 土層縦・横断図

調査の結果、Br-No.1, Br-No.3, Br-No.5, Br-No.6 により土層縦断図、Br-No.2, Br-No.3, Br-No.4 により土層横断図を作成した（図－3）。

土層縦断図に示される 2 mm 以上の礫分の分布は、Br-No.3 の元河床上 3 m に認められ、Br-No.1 にほとんど存在しない。Br-No.5 から Br-No.6 へと上流へ向かうにつれて多くなる。また、Br-No.3 の礫質土層 Ag 層上面の高さは 276.82 m であり、水通し天端高 274.5 m より 2.32 m 高い位置となっている。Br-No.1 に礫分が少ない原因は、洪水時に水通し天端以上に洪水位が上昇し、流下方向に流速が減じたため礫のほとんどが沈降あるいは移動停止し、堆積したためと考えられる。現地の堆砂面の粒径は下流から上流に向かって徐々に粗くなっていること（宮崎ら, 2018）、縦断形の段差は認められないことから、明確な堆砂肩は確認できないものの、粒度の大きい玉石層は主に堆砂域上流に、粒度の小さい砂質土層は主に堰堤の直上流部に堆積しており、不透過型砂防堰堤の堆砂地において分級作用があることが分かる。

土層横断図では、礫質土層 Ag 及び第 1 玉石層 Ab1 は、横断方向にほぼ水平に堆積している。第 3 砂質土層 As3 は、右岸側の Br-No.2 において表層に分布しているが、河道中央 Br-No.3、 左岸側 Br-No.4 の表層は第 2 砂質土層 As2 となっている。横断線をみると元の流路は右岸側の Br-No.2 付近にあり、堆砂地盤が左岸側と比較して 1～2 m 高くなっている。また、流木が水通しの右岸側直上流の堆砂地に大量に堆積しており、洪水時の流心は元の流路に沿っていたものと思われる（図－1）。よって、As2 及び As3 の分布の原因は、洪水時の流心となった右岸側において As3 の堆積により満砂状態となり、後続流により左岸側上部に As2 が堆積したためと考えられる。

4.3 粗粒・細粒別の堆砂量

平成 28 年の土砂移動調査（宮崎ら, 2018）により、2 号砂防堰堤に約 51 万 m^3 の土砂が堆積していることが判明している。土層縦・横断図をもとに土層区分別の堆砂量を算出すると、砂質土層 As1, As2, As3 は、それぞれ、76,600 m^3(15.0 %)、150,500 m^3(29.6 %)、129,500 m^3(25.4 %)である。礫質土層 Ag は 64,000 m^3(12.6 %)、第 1 玉石層 Ab1 は 88,500 m^3(17.4 %)である。さらに、2 mm 以上の粗粒及び 2 mm 未満の細粒別の土砂量を算出した結果、2 mm 以下の細粒分が約 40 万 m^3 と 79%占めていると算出される。

5. まとめ

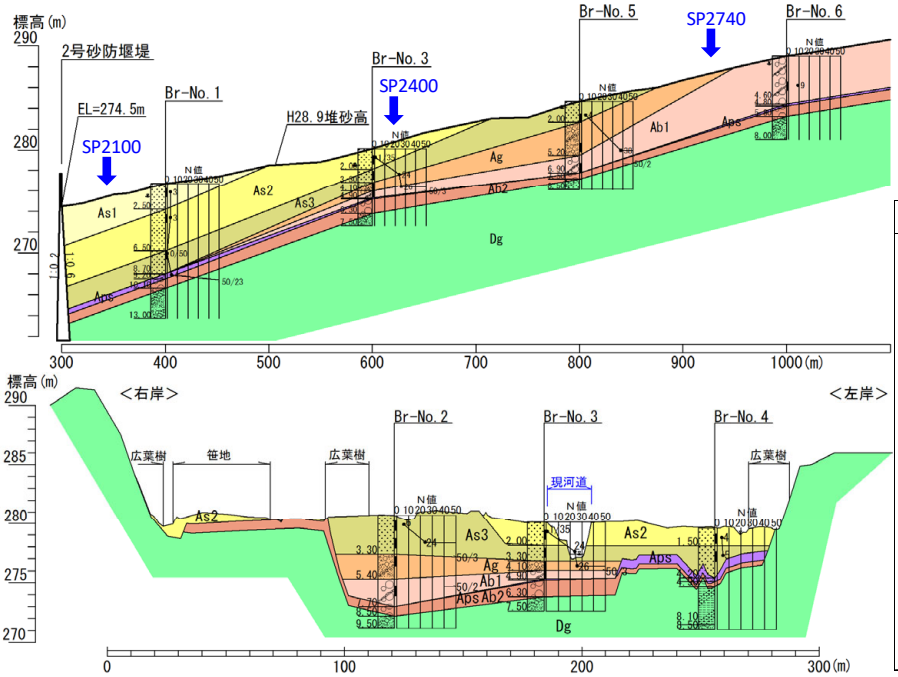
以上より、掃流区間における不透過型砂防堰堤の堆砂域では、掃流運搬現象とは別に、沈降堆積現象が働いていることがわかった。沈降堆積現象は、不透過型堰堤の水通しによる洪水の堰上げに起因することが想定でき、多目的ダムの「ダム堆砂」のモデル（芦田ら, 1983）に近い分級作用が働いていると考えられる。また、不透過型砂防堰堤を越流した土砂は、主に 2 mm 未満の細粒土砂であったと推定されること、未満砂の不透過型堰堤は 2 mm 以上の粗粒分のみならず 2 mm 未満の細粒分を止める機能があり、下流への粗粒土砂の流出を防ぐとともに土砂混入率を低下させる効果があったと判断される。

引用・参考文献

芦田和男・高橋保・道上正規（1983）：河川の土砂災害と対策, 森北出版, 260pp.

宮崎知与ほか 9 名（2018）：周氷河斜面の崩壊・侵食に起因する大規模な土砂移動の実態－2016 年台風 10 号によるペケレベツ川を例に－, 砂防学会誌, Vol.71, No.2, p.22-33.

小山内信智ほか 23 名（2017）：平成 28 年台風 10 号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出, 砂防学会誌, Vol.69, No.6, P.80-91.



地質時代		地層	土層・岩層名	記号	N値（平均）	記事
第四紀	完新世	沖積堆積物（新堆砂層）	第1砂質土層	As1	3 (3.0)	淡褐～暗褐色を呈す非常に緩い細砂（真砂土）主体で粒径均一の土層。
			第2砂質土層	As2	1～4 (2.7)	暗灰色を呈す緩い細砂（真砂土）主体で部分的に細礫混入。
			第3砂質土層	As3	0～24 (10.5)	暗灰色を呈す緩い粗砂（真砂土）主体で非常に不均一な土層。
			礫質土層	Ag	26～50 (38.0)	暗灰色を呈す不均一な砂礫主体でφ75～100mmの玉石（花崗岩）を混入。
			第1玉石層	Ab1	9～50 (39.8)	暗灰色を呈す不均一な玉石（φ75～120mm、花崗岩）主体で礫分混入。
		沖積堆積物（旧堆砂層）	腐植土層	Aps	4 (4.0)	黒褐色を呈す粗砂（真砂土）主体で腐植物多量混入、腐木片点在。
			第2玉石層	Ab2	50 (50.0)	灰白色を呈す不均一な玉石（φ75～150mm、花崗岩）主体。
	更新世	幕別層	洪積礫質土層	Dg	－	黄褐～暗褐色を呈す締まった砂礫主体で火山灰多量混入。

図－3　2 号砂防堰堤堆砂域における土層縦・横断図

鵡川・沙流川における平成 28 年 8 月豪雨時の浮遊土砂流出と生産源の定量評価

（国研）土木研究所寒地土木研究所　○水垣滋・村上泰啓・谷瀬敦・村山雅昭

1. はじめに

流砂系の総合的な土砂管理において、流域から海域への流出土砂量とともに、その生産源の空間分布は、流域土砂動態の最も基本的かつ重要な情報である。とくに、豪雨や大規模地震に伴う崩壊や地すべりといった大規模土砂生産現象は、その後の土砂流出に長期的に影響を及ぼす可能性があるため [1]、流域末端から海域に流出する土砂が山地のどこから供給されたか、すなわち流域内の土砂生産源を定量的にモニタリングすることが重要な課題の一つとなる。

欧米では、流域から海域に流出する微細土砂を対象に、トレーサ手法を用いた定量的な生産源推定が広く行われている [2]。わが国でも、古くから海岸砂や河床材料の生産源推定が行われてきたが、大規模な出水に伴う浮遊土砂の生産源寄与を定量評価した事例は少ない [3]。本研究の目的は、北海道日高山脈周辺で甚大な災害をもたらした平成 28 年（2016 年）8 月豪雨について、鵡川と沙流川の浮遊土砂流出量・生産源を明らかにすることである。

2. 方法

2.1　調査地概要　研究対象流域は、北海道南部で隣接している鵡川及び沙流川流域とした（図-1）。2016 年8月の台風来襲時（2016年8月16日～31日）の降水量は、台風7号で103 mm～161 mm、台風11号及び9号で151 mm～252 mmと広範囲で大雨となった（図-2）。一方、台風10号では31 mm～414 mmと地点によるばらつきが大きく、流域の最上流域（ウェンザル）で約400 mmの豪雨（累加雨量で約800 m）となったが、中・下流域の降水量は小さかった。現地調査を実施したところ、台風10号により大雨となった上流域で表層崩壊や顕著な河道のかく乱を確認している。

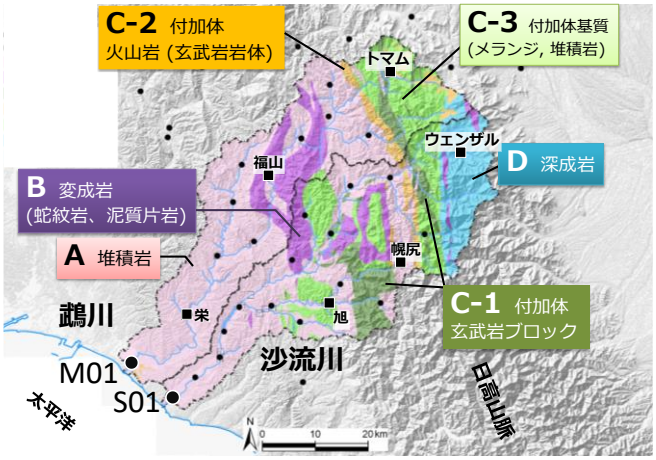


図-1　研究対象流域の観測地点と岩相による生産源区分

2.2　野外調査・分析・解析方法

流域から海域への浮遊土砂流出量を評価するために、鵡川流域は M01 地点、沙流川流域は S01 地点において後方散乱式濁度計（Infinity Turbi; JFE ｱﾄﾞﾊﾞﾝﾃｯｸ）及び浮遊土砂サンプラーを設置し、濁度観測と浮遊土砂の採取を行った（図-1）。また、出水期間中に表面採水を行った。濁度観測で得られた濁度連続データは、異常値を除外・補完した後、河川水 SS 濃度と

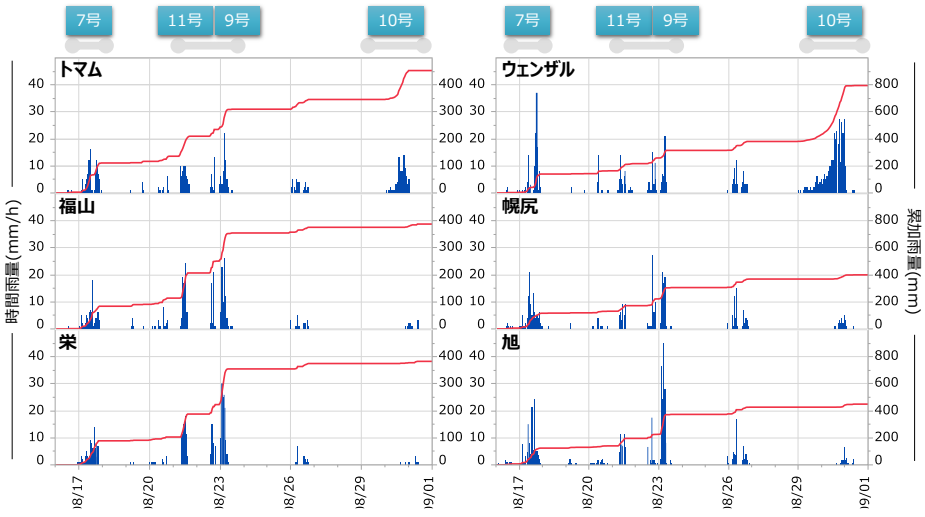


図-2　2016 年 8 月豪雨時の降水量

の関係式より SS 濃度に換算し、SS 流出量の評価に用いた[4]。

2.3　浮遊土砂の生産源推定

浮遊土砂の生産源推定について、放射性同位体トレーサとした Mizugaki et al.（2012）[3]の方法で行った。岩相で 6 区分された各生産源グループ（図-1）の浮遊土砂に対する寄与率を推定するため、浮遊土砂サンプラー及び表面採水により採取した浮遊土砂成分の ^{212}Pb、^{228}Ac 及び ^{40}K 濃度をガンマ線検出装置により分析した。

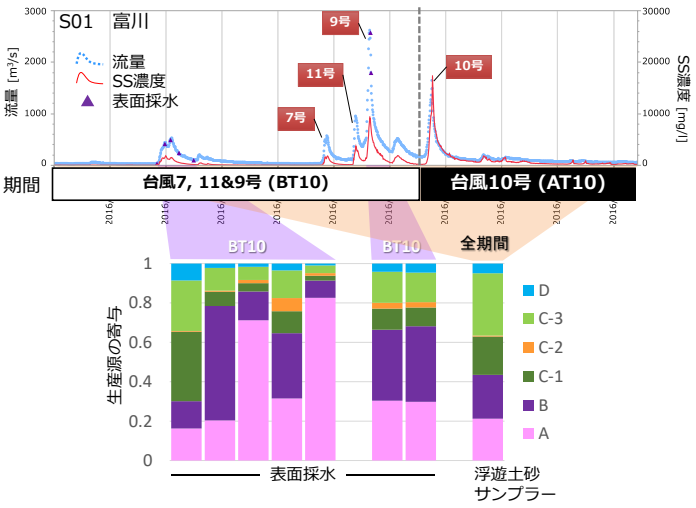


図-3　浮遊土砂に対する生産源寄与（S01）

3. 結果と考察

図-3 に、沙流川 S01 地点を例に、流量、SS 濃度の観測結果と浮遊土砂の生産源推定結果を示した。7 月下旬の降雨出水時に表面採水した浮遊土砂の生産源寄与は流量ステージによって変化しているが、台風 9 号による流量ピークと減水期は、ほとんど生産源寄与が同じであった。一方、浮遊土砂サンプラーで採取された全期間（2016 年 7 月 14 日～9 月 26 日）の浮遊土砂の生産源は、台風 9 号とは異なり、C-3 の寄与が大きかった。

これらの生産源寄与を定量評価するため、浮遊土砂量と生産源寄与を乗じて、各生産源グループの浮遊土砂流出量を期別（BT10：台風 10 号より前、AT10：台風 10 号）に評価した（図-4）。沙流川（S01 地点）では流域からの浮遊土砂流出量が BT10 で 148 万 t、AT10 で 112 万 t であり、AT10 では C-3 や C-1 からの SS 流出量が大きく、上流域が主要な生産源であることを示唆している（図-4 上）。一方、BT10 では B や A といった中・下流域が主要な生産源であったことがわかる。このことは、降雨分布が期別に異なることを反映したものと推察される。

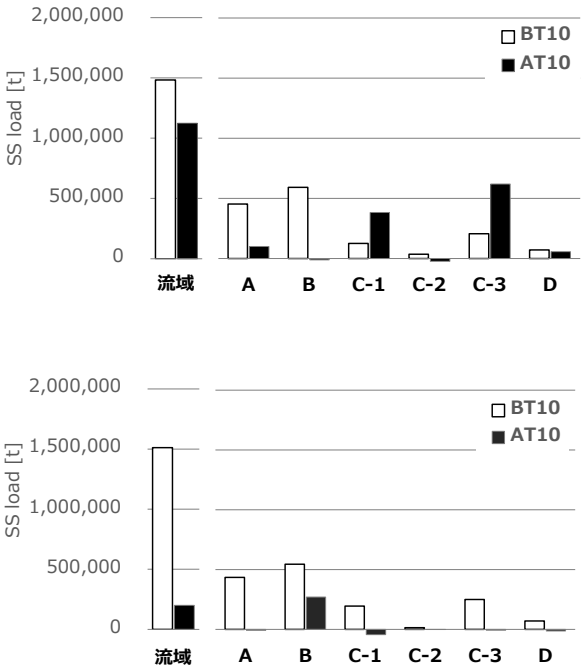


図-4　流域全体と各生産源グループからの浮遊土砂流出量（上：沙流川、下：鵡川）

同様に、鵡川（M01 地点）では、BT10 の浮遊土砂流出量は沙流川と同程度（151 万 t）で、各生産源グループからの浮遊土砂流出量も類似している。一方、AT10 の流域からの浮遊土砂流出量は 20 万 t と少なく、主に B から浮遊土砂が生産･流出したものと考えられる。このように、本トレーサ手法は 2016 年 8 月豪雨による土砂生産源の変化を捉えており、浮遊土砂生産源のモニタリングツールとして利用できる可能性がある。

【引用文献】

1) 後藤・内田. 2012. 建設マネジメント技術, 2012 年 7 月号: 49-53.

2) Collins et al. 1998. Earth Surface Processes and Landforms, 23: 31-52.

3) Mizugaki et al. 2012. International Journal of Erosion Control Engineering, 5: 60-69.

4) 水垣ら. 2019. 第 62 回（平成 30 年度）北海道開発技術研究発表会論文集: 環 13(治).

一般口頭発表

火山噴火時立入困難地域の状況把握のための遠隔調査ユニットならびに UAV を用いた運搬手法の開発への取り組み（その２）

国土交通省九州地方整備局九州技術事務所　堤 宏徳※, 梅本 武史※
(株) 建設技術研究所　○家田泰弘, 鴨志田毅,池上浩二, 片嶋啓介,潮見礼也,河野元
※：前職

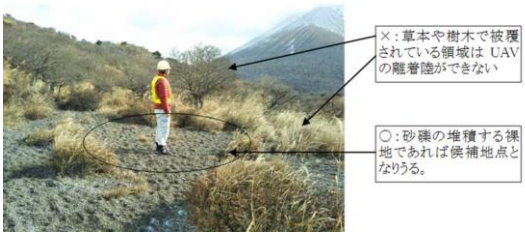
1. はじめに

火山噴火時には、砂防部局として土石流発生域における降灰状況や降雨の浸透状況の変化等を把握することが必要となる。しかしながら、火山噴火時や噴火警戒レベル引き上げ等により、直接調査地点に立ち入ることができない場合において、遠隔地でそれらの情報を継続的に取得する方法が問題となる。そこで、昨年度、UAVで運搬する調査ユニットを開発し、UAVによる遠隔設置や、降灰環境下での遠隔監視が可能であることを確認した。

本年度は、それらの実地検証等から得られた、調査ユニットの稼働安定性の向上、調査可能箇所の拡大等の課題に対応するとともに、一連の調査ユニットの運用手順や体制を確立するためのマニュアルを作成した。本稿では、これらのUAVで運搬する調査ユニットの運用手法についての改良結果について報告する。

2. 火山地域における UAV による調査ユニット設置可能地点の検討

調査ユニット設置地点の条件の明確化とその条件の簡便な判定手法を検討するために、霧島新燃岳をモデル火山として調査ユニットを用いた調査計画の策定検討を試行し、調査計画として必要な調査項目と各項目の調査内容について整理した。調査対象箇所の整理結果を踏まえると、UAVの離着陸に必要な開放空間がない箇所や、ある程度凹凸のある箇所でも設置、運用できるようになることが望ましいことが明らかになった。



図－１　新燃岳における設置候補地点の例

また、全国の火山の地形条件や噴火警戒レベルに応じた規制範囲等を整理し、山腹域の道路整備状況や山体の形状によっては、片道飛行距離4km、高低差500m以上が必要となることを確認した。

3. 調査ユニットの改良検討

設置可能地点の検討結果および過年度の実地検証や、前項で抽出した課題（上空開放範囲が狭い、地表面に凹凸がある、長距離飛行が必要である等）に対応するために、調査ユニットそのものの改良とともに、その設置手法や運搬するUAVの運用手法について改良を行った。

(1)調査ユニット自体の改良

調査ユニットの親機子機間の通信安定化や欠測の軽減等について下表に示す改良を行った。

表－１　調査ユニット自体の課題と改良内容

①観測安定性の向上
・動作設定の改良による親機−子機間通信の安定化
・アンテナ位置の改善（アンテナを高く）
・電圧変化に伴う観測値のドリフト防止
・親機−クラウド間の電波条件の悪い時の欠測防止
・ボックス内への浸水・結露防止
・センサーアーム類の補強
②観測可能期間の向上
・各種センサーの間欠動作精度の向上
③画像伝送装置の稼働期間の向上
・画像伝送装置の軽量化

(2)調査ユニット設置手法の改良

調査ユニットの設置候補地点を現地調査した以下のような地点への設置が必要となることが明らかになった。

・十分に上空が開放している箇所ではない箇所がある
・地表面が平坦でない凹凸のある箇所がある

これに対して過年度開発したUAVの着陸を前提とした設置手法の場合、適用箇所が限定されるため、UAVが飛行状態のまま調査ユニットを設置できる手法として、ウィンチによる設置を検討した。

表－２　着陸式とウィンチ式の比較

	長所	短所
着陸式	・機体に取り付けるだけで使用可能。 ・軽量で幅広い機体に適用可能。 ・安価である。（1台5万円程度） ・自動航行による自動設置が可能。	・着陸を前提とするため、適用可能箇所が平坦な裸地での設置に限定される。 ・着陸時の機体転倒等のリスクがある。
ウィンチ式	・開空度の小さい裸地や凹凸地でも適用可能である。 ・機体転倒等のリスクが小さい。	・電源、操作系統の接続が必要（取り付けに専門知識が必要）である。 ・操縦電波到達範囲に限定される。



図－２ウィンチによる調査ユニット運搬状況

(3)UAV運用手法の改良

長距離飛行に対応したUAV運用手法の改良として、電波到達距離とUAVの監視手法が課題となった。UAVからの操縦、画像、テレメトリ情報の伝送電波の到達距離を延伸するため、高所作業車等によりアンテナ高を上げる手法を検討した。またUAVの遠隔監視手法としては、従来のUAV伝送画像、テレメトリ情報や双眼鏡による監視に加えて、より遠距離の監視手法として、フィールドスコープや自動追尾カメラ等による監視手法を検討した。

また、調査ユニットへの水準器の設置、チェイス機による調査ユニットの設置状況を把握することで、観測誤差を推定する手法を検討した。

4. 改良案の実地検証

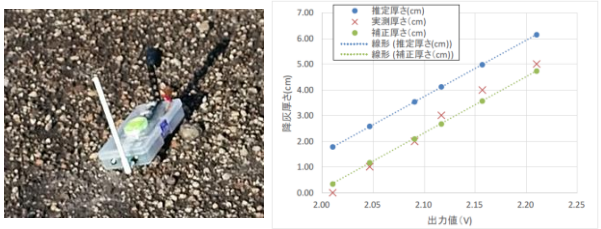
(1)調査ユニット設置試験結果

黒神川地獄河原内の中で、UAVによる着地が容易な平坦裸地と、着陸が不可能な凹凸地を対象に、調査ユニットの設置試験を実施した。凹凸地での設置はUAV搭載用ウィンチ（岡谷鋼機社）を使用した。



図－３　調査ユニットの設置試験箇所の状況

調査ユニットが傾いて設置されると誤差が大きくなるため、平坦地での設置が前提となるが、当実地検証で凹凸地に設置した調査ユニットは、チェイス機画像により20度程度傾いて設置されたことが確認できた。この情報に基づき、観測値を補正することで、実測値との誤差を10%未満にできた。すなわち、チェイス機等によって調査ユニットの設置状態を把握することで、調査ユニットの許容傾きが20度程度まで拡大できることを確認した。



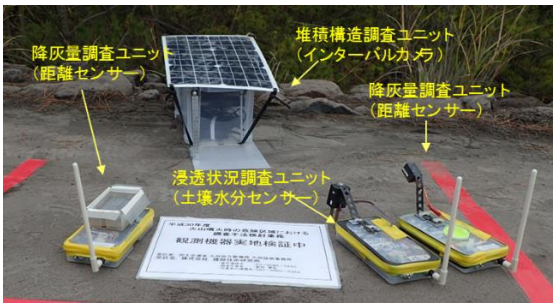
図－４　調査ユニットの傾き状況と観測値の補正

表－３　調査ユニット設置実地検証結果と課題

試験項目	試験項目	結果	課題
①平坦裸地への着陸式による設置試験	アンテナ増強版の調査ユニットの運搬	アンテナのプロペラへの干渉が懸念されたが、ガイド取付けで安定して運搬・設置できた。	運搬上の課題は特になし。継続監視時の耐久性の確認が必要。
	チェイス機による調査ユニット設置監視	チェイス機により、調査ユニットの設置状況を把握できた。調査ユニットが傾いていることが確認でき、観測値の補正が可能となる。	チェイス機はマニュアル操縦が基本となるため、オペレーターの技能を要する。
②凹凸地へのウィンチ式による設置試験	ウィンチによる設置	ウィンチにより凹凸地に調査ユニットを設置することが可能であることを確認した。	ウィンチの取り付け、設定、操作に一定の技能を要する。
	凹凸地における降灰厚さの観測	キャリブレーション式により堆積厚さを推定した。20°前傾した状態で設置されていたため、計測値を補正し、精度を確保できた。	凹凸地に設置することができても、ユニットの傾きを把握できないと精度が落ちる。

(2)調査ユニットの継続観測テスト

これまでに調査ユニットの試験観測等によっていくつかの課題が明らかになっている。これらの課題に対して改良を行った調査ユニットを用いて火山地域における継続観測を行うことで、現地における観測の安定性の向上等の課題解決が行われているかを確認した。観測テストにあたっては、センサー系調査ユニットはLoRa規格の通信モジュールを搭載した基板（SHコンサルティング社）を使用し、伝送されてきたデータをクラウド（VG-Sync）上にアップロードし、遠隔観測を行った。堆積構造調査ユニットはドライブレコーダHDL900（エコモット社）をインターバルカメラとして利用した。



図－５　設置した調査ユニット

前述の調査ユニットの改良により、欠測の抑制等の継続監視に必要な課題が解決できていることを確認した。一方で、調査ユニットが動物により移動、破壊されている状況がみられ、UAVで運搬可能な調査ユニットは軽量であるため、設置箇所によっては動物対策も考慮することが望ましいことが明らかになった。

(3)UAVの運用手法

UAV遠距離飛行への対応として、遠隔監視手法と電波伝送試験を実施した。遠隔監視については、フィールドスコープや自動追尾カメラ等によりどこまで視認、追尾可能であるかを検証した。その結果、フィールドスコープによる監視で1km以上安定的に監視できることを確認した。また、電波伝送試験として展望台や高所作業車によりプロポアンテナ高を変更し、UAVのテレメトリ情報電波の到達距離の延伸効果を確認し、操縦・画像伝送電波が4km以上到達可能であることを確認した。ただし、電波伝送が可能であっても遠隔地域のローカルな気象条件の把握が困難であることに留意が必要である。

5. まとめ

火山活動の段階に応じたUAV調査に関わる対応内容を整理し、各段階で想定される課題を抽出した。

表－４　火山活動段階に応じたUAV緊急調査の課題

段階	課題
静穏期	・緊急減災対策砂防計画の中でUAV調査を行うことを想定している火山は多いが、現段階でUAVによる調査計画の検討に着手している火山は一部に限られる。
	・緊急的な調査計画の策定や協定業者への指示を含んだ一連の対応についての訓練が必要である。
	・緊急時の比較用空撮データを平常時から蓄積しておく必要がある。
	・一部調査手法は開発中であり、実用に向けたブラッシュアップが必要である。
噴火警戒レベル引き上げ	・各火山で噴火したときに必要となるUAVおよび関連機材の確保先および確保可能数量が整理されていない。
	・調査ユニットを使用した調査は、作成したマニュアルを参考に実施することになるため、そのマニュアルの実効性を確認する必要がある。
噴火後	・一連の調査手法で得られたデータを総合し、降灰分布やリアルタイムハザードマップに必要なパラメータの設定手法が確立していない。
	・噴火後の迅速なUAV緊急調査実施のためには、対象箇所の地権者や関係機関との事前の情報共有、調整が必要である。

本年度成果により、UAVで運搬する調査ユニットによる調査計画の策定手法、適用箇所の拡大と調査ユニットの安定性向上が図られた。今後は、調査ユニットを用いた調査手法、体制の確立とともに、他の調査手法も含めたより広い視点での火山噴火時の砂防としてのUAV調査計画の考え方をまとめていくことが望まれる。

火口からの距離を用いた降灰厚分布の推定に関する試み

国立研究開発法人　土木研究所　○山本望・藤村直樹[*1]・水野正樹[*2]・石井靖雄・西井洋史

[*1]現　国土交通省総合政策局　[*2]現　国土交通省国土技術政策総合研究所

1．はじめに

火山噴火により多量の降灰が発生すると，その後の降雨で土石流が発生しやすくなるが，そのメカニズムは，「火山の噴火や火砕流の発生に伴って細粒の土砂が地面を覆うと雨水の浸透能が小さくなり，表面流が発生しやすくなる」ためと考えられている（池谷ら，1995）。したがって，噴火後に土石流発生の危険性が高まった渓流を抽出するためには，降灰厚・分布の把握が重要となる。降灰厚は現地で直接計測することができれば，正確な値を得ることが可能である。しかし，火山噴火活動が継続している場合，火口周辺規制や入山規制がかけられ，この範囲内の降灰厚は，直接計測することができず，降灰厚・分布を把握できない可能性がある。急迫しうる土石流の危険性を評価するためには迅速に降灰厚・分布を把握することが必要である。したがって，本研究では，火山噴火直後に実測された遠方の降灰厚から，火口近傍の降灰厚を推定した上で，その値を用いて降灰の等層厚線図を作成する手法について検討する。火口からの距離と降灰厚の関係は，指数関数やべき乗関数で近似されることから（González-Mellado and Cruz-Reyna, 2010），本研究では，べき乗関数を用いて降灰厚を推定する手法の適用性を確認した。

2．検討対象と手法

本研究では，1975 年以降の国内の火山噴火について文献を収集し，４つの噴火様式（水蒸気爆発，マグマ水蒸気爆発，ブルカノ式噴火，プリニー式噴火）に分類され降灰厚・分布データを入手できた 13 事例（表-1）について整理した。等層厚線が火口から最も遠方に延びる方向を降灰分布軸として設定し，その軸に対し±5°の範囲で実測された降灰厚または単位面積あたりの堆積重量を抽出した。また，抽出したデータから，各噴火について火口からの距離と降灰厚の関係を分析し近似式を得た。その近似式から，火口からの距離と降灰厚の推定式を求め，火口近傍の降灰厚を推定した。その上で，推定降灰厚と遠方の実測降灰厚を統合し，等層厚線図を作成した。その結果の妥当性は文献に示された等重量線と比較することで検証を行った。

表-1　分析に用いた火山噴火事例

噴火様式	VEI	噴火時期	火山名
水蒸気爆発	2	2014 年	御嶽山
	1	2000 年	有珠山
		1998 年	北海道駒ヶ岳
マグマ水蒸気爆発	3	1988-1991 年	阿蘇山
		2000-2002 年	三宅島
		2000-2002 年	三宅島
	1	2000 年	有珠山
	0	2004 年	阿蘇山
ブルカノ式噴火	3	2011 年	霧島山
	1	2004 年	浅間山
プリニー式噴火	4	1977-1978 年	有珠山
	3	1986 年	伊豆大島
		2011 年	霧島山

3．検討結果

国内の噴火事例において，火口からの距離と降灰厚の関係を分析した結果，13 の噴火事例のうち 12 事例でべき乗近似の決定係数（R^2 値）が 0.8 以上となり，べき乗関数が良くあてはまる結果が得られた（図-1）。

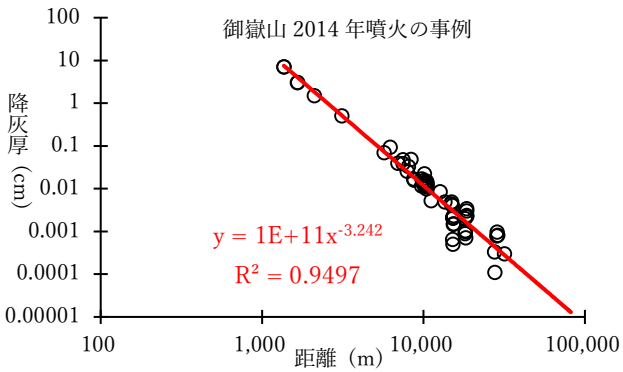


図-1　火口からの距離と降灰厚の関係（べき乗近似）

ここで火口からの距離 X（m）における降灰厚を T(X)

(cm)とすると，T_0を定数として次のように表せる。

$$T(X)=T_0 \cdot X^{-B} \quad \cdots①$$

式①から御嶽山 2014 年噴火の際の火口近傍の降灰厚を推定し，それを用いて等層厚線を作成し検討した結果を以下に示す。当該噴火の際には，大学や国の研究機関等によって多数の地点において降灰厚もしくは単位面積あたりの堆積重量が計測され，詳細な等層厚線図（等重量線図）が作成された(Takarada et al., 2016)。式①のべき指数 B は，表-1 の水蒸気爆発 3 事例から得られた B の平均値 2.556 を用いた。火口から約 5.7 km 地点（A）で実測された 1 m^2 あたりの堆積重量 695 g/m^2 から，この地点の堆積厚を 0.0695 cm に換算（密度 1.0 g/cm^3 と仮定）して式①に代入し，$T_0 = 2.75695 \times 10^8$ が得られた。この値を用いて式①より，例えば火口から 500 m 地点における降灰厚は約 35 cm と推定される。本研究で推定した等層厚線は，噴火時に火口近傍の降灰厚の情報が取得できないことを想定し，火口から 4 km 以遠の実測降灰厚と，推定式から算定した火口近傍（火口から 500 m の範囲：火口域）の推定降灰厚を用いて作成した。火口域縁には風下以外の全方向にも風下側と同様の降灰厚があると仮定し，火口の東西南北の火口域縁 4 地点に推定降灰厚 35 cm を与えた。実測降灰厚と推定降灰厚のデータを統合して GIS 上で空間補間（自然近傍法）を行い，等層厚線図を作成した（図-2)。

御嶽山 2014 年噴火では降灰厚 1 cm の範囲の大部分は火口から 4 km の範囲内と推定され，この範囲内の実測データが得られない場合，1 cm の等層厚線を引くことが困難であった。しかし，図-2 のように火口近傍に推定値を与えることで，等層厚線の推定が可能となった。Takarada et al. (2016)に示された 15,000 g/m^2 (≒ 1.5 cm)の等層厚線と火口近傍の推定降灰厚を用いて作成した 1.5 cm の等層厚線を比較した結果，両者が重複する範囲の面積が約 80.3 %であった。つまり過小評価となった範囲の面積は約 19.7 %であり，多くの部分はカバーできていた。過大評価した範囲の面積は約 46.6 %であり，精度に課題は残るものの，火口近傍の降灰厚を計測できない状況においても，遠方の降灰厚データから推定することで等層厚線図を作成可能であり，今回検討した手法はおおよその降灰厚・分布の把握には活用可能と考えられる。

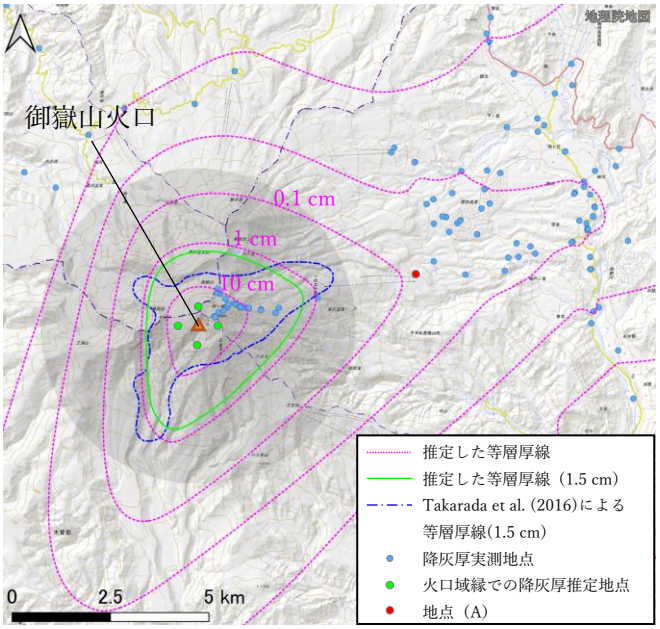


図-2　御嶽山 2014 年噴火の推定等層厚線図

4．結論と今後の課題

火口からの距離と降灰厚の関係はべき乗関数によって近似されたことから，べき乗関数を用いて火口近傍の降灰厚を推定し，推定値と火口から離れた地点の実測値を用いて，等層厚線図を作成できる可能性を示した。したがって，噴火直後の火口近傍の降灰厚の情報に乏しい段階においても，概略的な等層厚線図を作成できる可能性が見出せた。今後，推定式のパラメータについて検討を進め，パラメータのとりうる値の範囲を絞り込むことで推定式の精度の向上を図りたい。

参考文献

池谷浩・ヘンドロヤント・小杉賢一朗・水山高久（1995）：火山噴出物の被覆による浸透能の減少―雲仙における比較試験―，砂防学会誌，Vol, 48（新砂防），No. 2, p. 22–26

González-Mellado, A. O., and Cruz-Reyna, S. (2010) : A simple semiempirical approach to model thickness of ash-deposits for different eruption scenarios. Nat Hazard Earth Syst 10(11), p. 2241–2257

Takarada, S., Oikawa, T., Furukawa, R., Hoshizumi, H., Itoh, J., Geshi, N. and Miyagi, I. (2016) : Estimation of total discharged mass from the phreatic eruption of Ontake Volcano, central Japan, on September 27, 2014. Earth Planets Space, 68, doi: 10.1186/s40623-016-0511-4

R1-003

伊豆東部火山群における毎日風データを使った降灰シミュレーション

アジア航測株式会社　○藤田浩司，荒井健一，廣谷志穂
日本工営株式会社　池島剛，上條孝徳
国土交通省 中部地方整備局 沼津河川国道事務所　中村一郎，村松弘一
静岡県 交通基盤部 河川砂防局 砂防課　北沢隆夫，松村昌広

１．はじめに

伊豆東部火山群は国内で３箇所しかない単成火山群の活火山である。単成火山群は噴火のたびに火口位置が変化し，富士山のような単一の火山体を作らず多数の小型火山を形成することが特徴である。伊豆東部火山群の活動は 15 万年前頃に現在の分布域北部で始まり，７万年前頃に活動域を南西部へと拡大して，１万５千年前頃以降は中央部と東部にその活動が集中した（小山・鈴木，2016)。最新の噴火は，1989 年の 7 月に伊東港沖約３㎞の海底で発生した。

今回，この伊豆東部火山群における火山噴火緊急減災対策砂防計画（以下「緊急減災計画」）の対象である降灰後の土石流を検討するために必要な降灰分布をシミュレーションにより把握した。

２．想定される噴火の規模

伊豆東部火山群で発生し，規模が確認されている 29 回の噴火は，1000 万m^3以下が 10 回，1000 万～１億m^3が 12 回，１億m^3以上が７回である。この結果から緊急減災計画で想定する噴火規模を下記の 3 段階に分類した（図１)。

・小規模噴火：1,000 万m^3以下（代表値：100 万m^3）
・中規模噴火：1,000 万～1 億m^3（代表値：1,000 万m^3）
・大規模噴火：１億m^3以上（代表値：１億m^3）

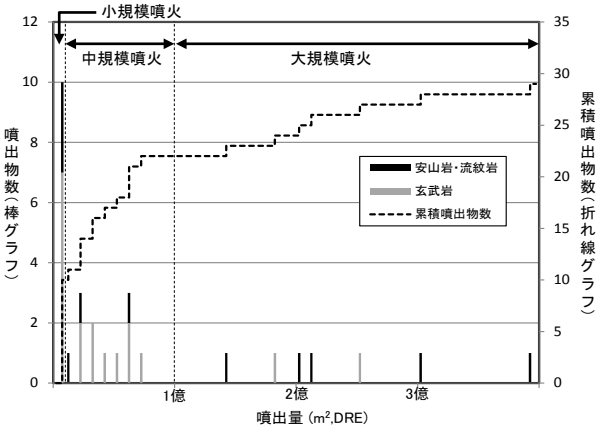


図 1 伊豆東部火山群の想定噴火規模

３．シミュレーションの流れ

3.1　使用した風のデータ

伊豆東部火山群の噴火シナリオは図２のように想定されている。このうち，ストロンボリ式噴火は降灰を伴う噴火を繰り返し，計画対象降灰量（各噴火規模の代表値）となるまで連日発生すると仮定した。１日あたりの噴出量は，噴火様式や岩石が似ている西之島での噴火事例を参考に 20 万m^3と設定した。1 日あたりの噴出量が一定のまま噴火が継続した場合，各噴火規模の代表値となるまでの日数は，それぞれ５，50，500 日間となることから，下記の流れでシミュレーションを実施した（図 3)。

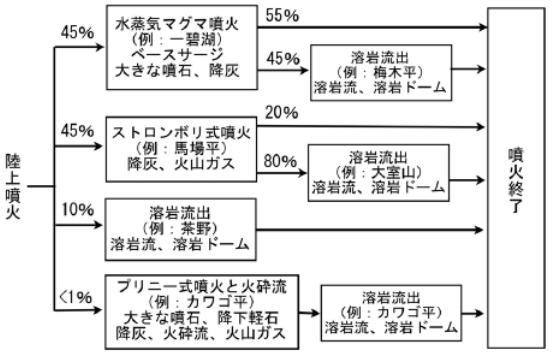


図 2 伊豆東部火山群の噴火シナリオ（静岡県，2011）

① 代表的な風ではなく，実際に毎日観測されたデータを使用し，１日ごとにシミュレーションを実施
② シミュレーションで得られた毎日の降灰量を噴火継続日数に応じて積算（小規模噴火：５日間，中規模噴火：50 日間，大規模噴火：500 日間）
③ 積算する起点日を 2007 年１月１日から１日ずつずらし，降灰量を算出
④ 計算地点ごとに全降灰量を比較し，降灰量が最大となる値から降灰の影響範囲を把握

3.2　使用した風のデータ

シミュレーションには，伊豆東部火山群から最も近い高層気象観測地点であり，緊急減災計画の検討メンバーでもある静岡地方気象台から提供を受けた，2007～2016 年のウィンドプロファイラによる高層気象観測データ（午前９時

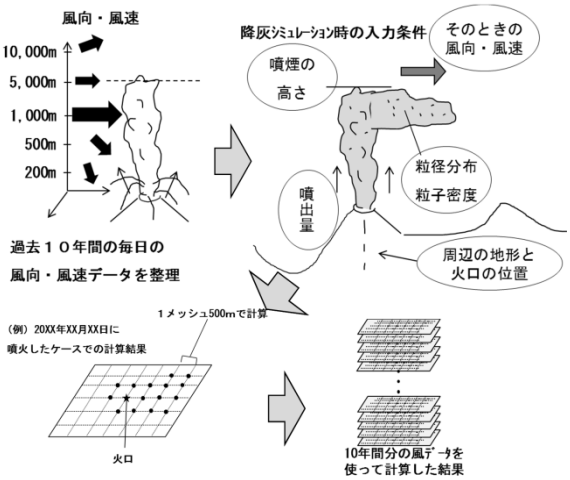


図 3　降灰シミュレーションの流れ

の観測値）を使用した。

3.3　シミュレーション方法

シミュレーションには，移流拡散モデルを用いたTephra2 を用いた（萬年, 2013)。また，シミュレーション時には，予備的なシミュレーションにより粒径分布や噴煙柱高度を確認し計算条件を設定した（表 1)。

表 1　降灰シミュレーションの計算条件

	項目	設定値	単位
1	噴出物量	200,000	m^3/回
2	見かけ密度	1,000	kg/m^3
3	噴煙柱高度	5,000	m
4	最大粒径	-4	logϕ
5	最小粒径	4	logϕ
6	平均粒径	0	logϕ
7	粒径の標準偏差	2	logϕ
8	みかけ渦拡散係数	0.04	
9	拡散係数	500	
10	落下時間	3,600	
11	岩片密度	2,600	kg/m^3

4．シミュレーション結果

各噴火規模のシミュレーション結果（降灰深）を図５に示す。小～中規模噴火の場合は風の影響が大きく風向に応じて降灰分布が変化する。一方，大規模噴火時の降灰分布には大きな変化が見られない。これは，大規模噴火の継続期間が 500 日と長く，特季節風の影響が少なくなることが影響していると考えられる。また，どの噴火規模でも，火口近傍での降灰深は風による影響が少ないという特徴が明らかとなった。

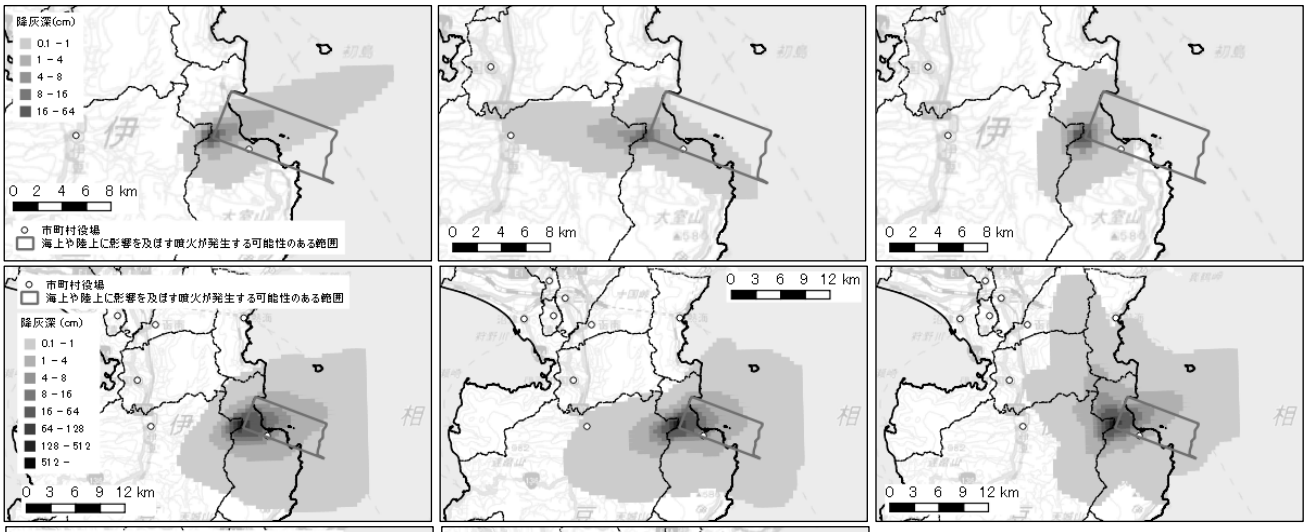


図 4 シミュレーション結果
（風による変化が顕著なもの）
上段：小規模噴火(100 万 m^3)
中段：中規模噴火(1000 万 m^3)
下段：大規模噴火(1 億 m^3)

※なお，伊豆半島から離れた海域は計算範囲から除外している。

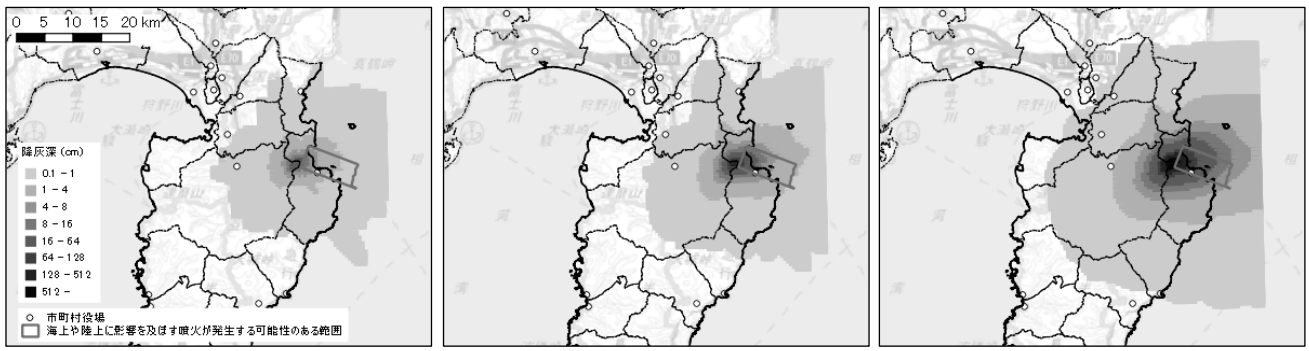


図 5 シミュレーション結果に基づく降灰影響範囲（左から，小規模噴火，中規模噴火，大小規模噴火）

参考文献

1) 小山真人・鈴木雄介(2016) 伊豆東部火山群(東伊豆単性火山地域)の分布・噴火史検討. 土と岩 64 号
2) 伊豆東部火山群の火山防災対策検討報告書. 静岡県，平成 23 年 10 月
3) 伊豆東部火山群の噴出物. 国立研究開発法人産業技術総合研究所ホームページ
4) 萬年一剛(2013) 降下火山灰シミュレーションコードTephra2の理論と現状-第四紀学での利用を視野に-. 第四紀研究 52(4)，p173-187.

本白根山の平成 30 年 1 月噴火による火山灰の降雨等による土砂移動観測

（一財）砂防・地すべり技術センター　○小林 拓也、杤木 敏仁
国土交通省 関東地方整備局 利根川水系砂防事務所　田村 圭司、杵渕 新一、篠原 幸夫、高橋 忍
（※所属は 2019 年 3 月末時点）

1. はじめに

群馬県と長野県の県境付近に位置する本白根山では、平成 30 年 1 月 23 日に水蒸気噴火が発生した（以降、「今回の噴火」とする）。今回の噴火は積雪期に発生したため、火山灰と噴石が雪の上に堆積し、さらにその上にも積雪した状態となった。そのため、融雪出水等により火山灰が二次移動し、下流域に影響を及ぼすことが懸念されたが、これまで積雪期に堆積した火山灰がどのように移動するのかを把握した事例はない。

本研究では、積雪期の噴火により供給された火山灰が、融雪出水あるいは融雪期及び梅雨期・台風期における豪雨によりどのような土砂移動をするのかを把握することを目的として、火山灰の分布域の下流で水位と濁度の計測を実施するとともに、火山灰の残存した斜面部においてインターバルカメラによるモニタリングを実施した。上記の観測結果を踏まえて、今回の噴火による火山灰の移動特性について考察する。

2. 平成 30 年 1 月 23 日噴火の概要

草津白根火山降灰合同調査班の報告では、今回の噴火による火山灰は、本白根山鏡池火口北側の火口から東北東方向に伸びるような分布を示し、火口から 30km 遠方まで及んだことが確認されている。また、この噴火による噴出量は約 3～5 万トンと推定されている。

噴火発生後に、気象庁により噴火警戒レベルが 3 に引き上げられたが、平成 30 年 3 月 16 日に本白根山の噴火警戒レベルが 3 から 2 に引き下げられたこと、また融雪期に入り積雪深が小さくなるとともに除雪作業が開始され、降灰の生じたエリアに立ち入りが可能となったことから、4 月 11 日、19 日に国土交通省 関東地方整備局 利根川水系砂防事務所と林野庁 関東森林管理局 吾妻森林管理署による合同現地調査が実施された。

調査の結果、北向き斜面などの日照の少ないと考えられる地点においては、雪と雪の間に火山灰の層がみられる形で火山灰の残存が確認された。一方、南向きの斜面などにおいては、火山灰の層よりも上部の雪が先に溶け、積雪の上に火山灰の層が露出する形で火山灰が残存している箇所や、既に融雪して火山灰が地表に堆積している状況が確認された（図 1）。



図 1 火山灰の残存状況（4 月 19 日）

3. 水位・濁度計測と斜面モニタリングの実施

先述の調査により残存が確認された山麓の火山灰は、融雪出水あるいは融雪期や梅雨期等における豪雨により移動する可能性が考えられたことから、それらを含めた土砂の移動状況を監視・観測するため、4 月時点において立ち入りが可能で、かつ水位観測のための河道の固定断面が得られる最上流地点であったロープウェイ山麓駅の暗渠部において、水位と濁度の計測を実施した。また、出水時の流下状況を把握するため、観測地点流路を監視するカメラを併設して観測を行った。水位と濁度は 10 分おきに計測し、カメラは 15 分おきに撮影した。

さらに、融雪後も山麓斜面において火山灰の残存が確認されたことから、火山灰が残存している斜面における火山灰の移動状況を観測するため、インターバルカメラを設置してモニタリングを実施した。対象箇所は、本白根山の立ち入り規制範囲（火口から約 1km）外で降灰軸に近い箇所として、振子沢の左岸斜面を選定した。対象箇所周辺はクマザサ群落であることから、裸地となっている箇所で、火山灰の移動状況がわかる画角で観測を実施した（図 2）。

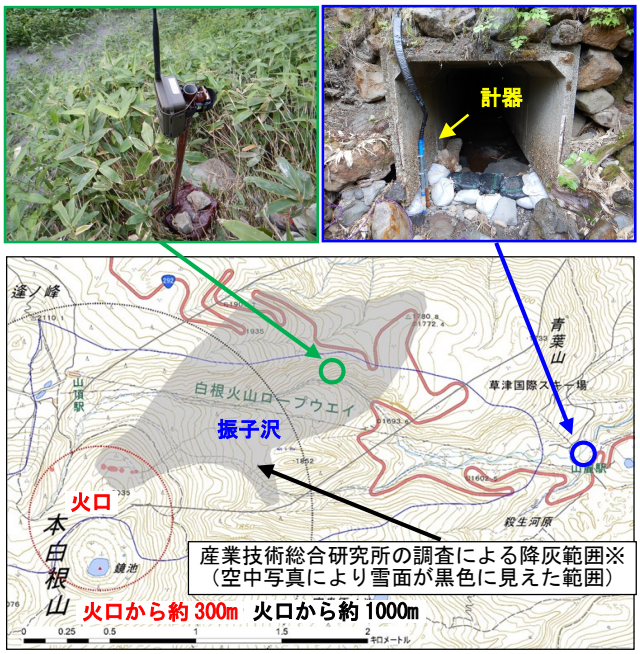


図 2 水位・濁度計測と斜面モニタリングの実施個所
（※映像から判断した 2018 年 1 月 23 日噴火噴出物の分布，火山噴火予知連絡会資料，産業技術総合研究所より作成）

4. 観測の結果

4. 1. 水位・濁度観測の結果

水位・濁度の観測期間は、平成 30 年 4 月 27 日～10 月 31 日である（図 3）。観測開始から 5 月 17 日頃までは融雪水と考えられる定常流水が生じていたが、以降は水位が 0 となり涸れ沢となった。水位の最大値は 9cm、濁度は 56 度であり、融雪期における融雪出水及び降雨では大きな土砂移動は生じなかったものと考えられた。6 月以降では、24 時間の無降雨期間を区切りとした場合の降雨イベントは 21 件発生している。連続雨量の大きな降雨イベントとしては、平成 30 年 7 月の西日本豪雨災害の誘因となった台風 7 号、21 号、

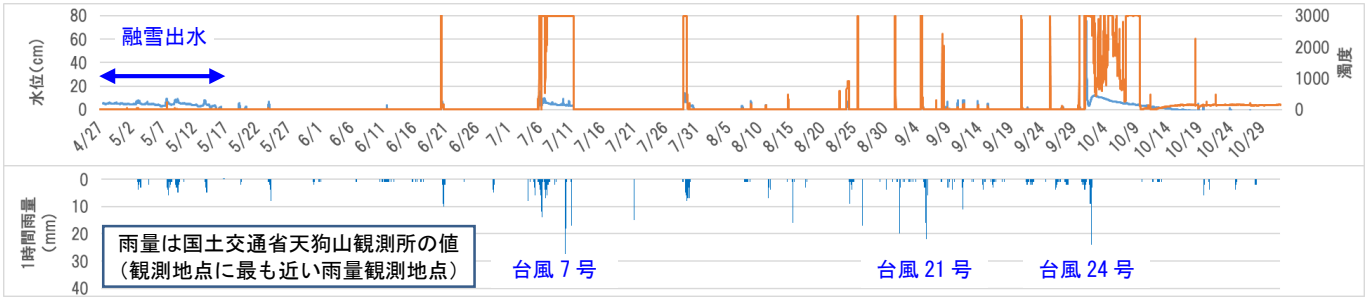


図 3 雨量と水位・濁度の時系列変化

24 号が挙げられる。各イベントの 1 時間雨量、連続雨量、最大水位、最大濁度を以下に示す（表 1）。いずれの出水においても水位と濁度の増加が確認されたが、特に台風 24 号に伴う出水では、観測期間中の最大水位に次ぐ 74cm を観測し、濁度も濁度計の計測限界値である 3000 度が数日間継続したことから、この出水において比較的大きな土砂移動が生じた可能性が示唆された。

表 1 観測期間中の降雨イベント

イベント日時	最大1時間雨量 (mm)	連続雨量 (mm)	最大水位 (cm)	最大濁度 (度)	備考
7/3～10	37	147	16	3000	台風7号
8/28～9/4	22	130	77	3000	台風21号
9/29～10/1	24	113	74	3000	台風24号

4.2.斜面モニタリングの結果

斜面モニタリングの機器は、平成 30 年 7 月 2 日～10 月 9 日の期間に設置していたが、8 月 5 日以降は機器の故障により画像の取得が出来ていなかった。

モニタリングを開始した 7 月 2 日では斜面に火山灰が確認でき、故障直前の 8 月 5 日に取得された画像でもほぼ変化は見られなかった。その後、10 月 9 日に実施した機器メンテナンスの時点では、インターバルカメラと同じアングルで画像も撮影したが、クマザサが繁茂しているがその下に火山灰が残存していることが確認できた（図 4）。以上のように、観測期間において数回の豪雨が観測されたが、斜面部に残存した火山灰の大きな移動は認められなかった。

5. 考察

融雪出水期には定常流水がみられたが、大きな濁度の上昇は観測されなかった。現地調査により、積雪期に供給された火山灰は融雪に伴う流水では移動せず地表に残留している状況が確認されたが、濁度計測の結果からも移動していないと考えられた。

また、本研究の対象期間の最大時間雨量は 37mm、最大連続雨量は 147mm であるが、斜面モニタリングの対象とした斜面においては、火山灰の大きな移動は認められず、斜面に堆積した火山灰は移動しにくい特性がある可能性が示唆された。ただし、木佐ら（2013）が



図 4 斜面モニタリングの写真
（左：7 月 5 日、右：10 月 9 日）

平成 23 年の新燃岳噴火において推察しているように、今回の噴火による噴出量が比較的少なく、火山灰が地表面を緻密に覆うことができず、表面流が発生しにくい状況であったことが要因のひとつと考えられ、多量の火山灰が供給された場合は検証が必要と考える。

一方、水位・濁度観測の結果からは、台風 24 号に伴う出水により土砂移動が生じた可能性が示唆された。現地確認の結果、河道内に堆積していた火山灰が移動しており、7 月 26 日から 10 月 9 日の間の出水で土砂移動が生じたものと考えられたが、土石流のような土砂移動の痕跡は見られなかった（図 5）。

以上のように、山麓部に供給された火山灰は、河道部では移動が生じるものの、斜面部においては移動が生じにくい可能性がある。また、高橋ら（2018）は平成 29 年に、平成 23 年の新燃岳噴火に伴う降灰の残存状況を現地確認し、侵食状況等から 6.5 年間で供給降灰量の約 11%が流出したものと推計している。このような実態を勘案すると、砂防計画においては降灰流出率を適切に設定する必要があり、今後の噴火事例においてもデータ計測と蓄積が重要と考える。



図 5 振子沢下流における河道の状況変化
（左：7 月 26 日、右：10 月 9 日）

6. 総括

平成 30 年の本白根山の噴火は積雪期に発生したため、雪の上に火山灰が堆積し、さらにその上にも積雪した状態となったが、火山灰は融雪後もそのまま地表に残留した。その後の融雪出水や豪雨でも火山灰の大きな移動は発生せず、火山灰は現在も残存している。

特に山麓斜面に堆積した火山灰は移動しにくい特性がある可能性があり、砂防計画の検討に際しても留意する必要があると考える。

＜参考文献＞

1） 木佐洋志，山越隆雄，石塚忠範，杉山光徳，瀧口茂隆：2011 年霧島山（新燃岳）噴火による火砕流堆積斜面の降雨表面流出特性，砂防学会誌，Vol.65，No.6，P.12-21，2013

2） 高橋秀明，前寺雅紀，本多泰章，安養寺信夫，首藤美誠，高橋史哉，地頭薗隆，清水収：平成 23 年 1 月新燃岳噴火に伴う降灰の流出について，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，P-209，2018

インドネシア・シナブン火山におけるラハール発生時の降雨

新潟大学農学部　木村桃子，◯権田　豊，
京都大学防災研究所　宮田秀介，藤田正治，堤大三

1. はじめに

火山地帯では，火山噴火の際に火山灰が地表に堆積すると浸透能が低下し，土石流が発生しやすくなる（池谷，1993）．127 の活火山を有するインドネシアでは，火山地帯で発生する土石流や洪水を「ラハール（Lahar)」と呼び，これによる道路の寸断や農耕地流入などの被害が生じている（池田ら，2016）．

インドネシアの火山地帯では，これまで地上雨量計データを用いたラハールの発生基準雨量の解析が進められてきたが，山麓に点在する地上雨量計では降雨を捕捉しきれないことが予測の精度を落とす要因となっていた．2017 年にインドネシアのシナブン火山（Mt. Sinabung）に導入されたレーダ雨量計（X-BAND MP レーダ，空間分解能 300m，配信間隔 2～3 分）は，地上雨量計よりも広範囲を，より高い時空間分解能で観測可能で，これをラハールの発生予測に用いることで，先に述べた雨量データの問題点を解決できる可能性がある．しかし，レーダ雨量計データを用いたラハール発生予測手法は開発途上であり，特に，熱帯域で多発する局所的な豪雨によるラハールの発生を予測するための降雨指標が明らかでないことが大きな課題である．

本研究では，ラハールの発生を予測するための降雨指標を明らかにすることを目的として，現地に定点観測カメラを設置し，ラハールの発生状況を観測した．さらに，ラハール発生した日の X-BAND MP レーダの観測データを取得し，その特徴について考察した．

2. 研究対象地および解析の概要

研究対象とするシナブン火山は，インドネシア共和国のスマトラ島北部に位置する活火山である．2010 年 8 月の水蒸気爆発以降，断続的に噴火活動を継続し，最近では 2018 年 2 月 19 日，4 月 6 日に噴火が発生した．2017 年の 8 月から，シナブン火山の南側を流れるボルス川の源流であるカワール湖から約 13km 地点の Gurkinayan と約 8km 地点の Gamber に，それぞれ定点観測カメラ 1，2 を設置し，ラハールの観測を実施している．

本研究では，メッシュ平均雨量とメッシュ最大雨量の 2 つの降雨指標を算出し，早朝から日没までの雨量データを入手できた 2018 年 4 月 21 日と 5 月 6 日のラハールの発生・ピーク到達時間と照らし合わせ，ラハールの発生予測に適した降雨指標を検討する．ここで，メッシュ平均雨量とはカメラ 1 を基準とする流域内の各メッシュ（1092 メッシュ，約 100 ㎢に相当）で観測された雨量の和をメッシュ数で割った値，メッシュ最大雨量とは，各時刻に流域内の各メッシュで観測された雨量の最大値である．また，発生規模が異なる 6 つのラハールについて，それぞれの発生前後の雨量データから，レーダ雨量計がラハールの引き金となる降雨をどの程度捉えているかを検討する．ラハールの発生・ピーク到達時刻は，カメラで撮影された画像から特定した．

1. 3. 結果

3.1 ラハールの特徴

カメラの観測日数は，カメラ 1 が 282 日，カメラ 2 が 240 日で，ラハールの発生回数は，それぞれ 29 回, 15 回であった. 観測されたラハールは，土砂濃度が低い傾向があった．また，昼過ぎから夕方にかけて短時間の雨が降り，それに応じてラハールが発生する日周期性や，雨季にラハールが増加する年周期性が見られた．2018 年 2 月 19 日の噴火後には，カメラ 1 では 3 日連続でラハールが観測されるなど，噴火前と比べて発生頻度が高くなった．

3.2 降雨指標の検討

メッシュ平均雨量では，カメラ 1 で 4 月 21 日と 5 月 6 日で降雨のピークからラハールの流量

のピークまでの時間差が大きく異なっていた．　2.
また，4 月 21 日と比較して，5 月 6 日のほうが各時間の雨量の強弱の変化が大きかった．4 月 21 日は，雨量のピーク後に上流のカメラ 2，その後，下流のカメラ 1 のピークが観測され，降雨により発生したラハールが伝播していく様子が読み取れた（図 1）．

メッシュ最大雨量では，4 月 21 日と 5 月 6 日の雨量の差がより濃く表れた．また，メッシュ平均雨量よりも各時刻の雨量の変化が激しく，ピークが複数存在するため，どのタイミングの降雨がラハールを発生させたのか判別が困難だった（図 2）．

3.3 ラハールの規模ごとの比較

中規模のラハールが確認された 4 月 22 日はメッシュ最大雨量の最大値が 244 mm/h と大きく，小規模のラハールが確認された 5 月 19 日，21 日は，メッシュ最大雨量の最大値が 60～80mm/h 程度と小さかった．河川の濁りのみが確認された 5 月 18 日，22 日，29 日は，ほぼ無降雨であった．

4. 考察

メッシュ平均雨量とメッシュ最大雨量を比較すると，メッシュ平均雨量のほうが一降雨イベントの全体としての雨量の増減や，そのピーク時刻を把握しやすく，ラハールと降雨の時間的な関係性を対応づけて考えやすかった．一方で，メッシュ最大雨量のグラフからは，一降雨イベント中に複数のピークが存在し，どのピークがラハールの引き金になっているのかを読み取るのは難しかった．しかし，局所的で短時間の豪雨が頻発するインドネシアにおいては，メッシュ最大雨量から読み取れるような突発的で強い雨がラハール発生に大きく寄与していると推測される．これを平坦化したメッシュ平均雨量のみでラハールが発生する危険度を評価することは難しいと考えられる．また，3.3 で述べた結果から，メッシュ最大雨量とラハール発生の有無やラハールの規模の大小はよく対応しており，レーダ雨量計はラハールの発生の予測，特に規模の予測に有用であることが分かった．

5. おわりに

2 つの降雨指標を検討した結果，今回の設定した流域のスケールでは，ラハール発生予測に用いる降雨指標としては，どちらも十分ではないことが分かった．今後は，流域をより細分化し，各流域のメッシュ平均雨量とラハールの発生の有無を検討することで，より有効な降雨指標を模索したい．

引用文献

・池田誠・福島淳一・横尾公博（2016）: 2013 年から 2015 年にインドネシアで発生したシナブン山の噴火災害報告，砂防学会誌，Vol.68，No.6，p51-54

・池谷治（1993）: 雲仙・水無川のラハール発生機構について，砂防学会誌（新砂防），Vol.47，No.2，p15-21

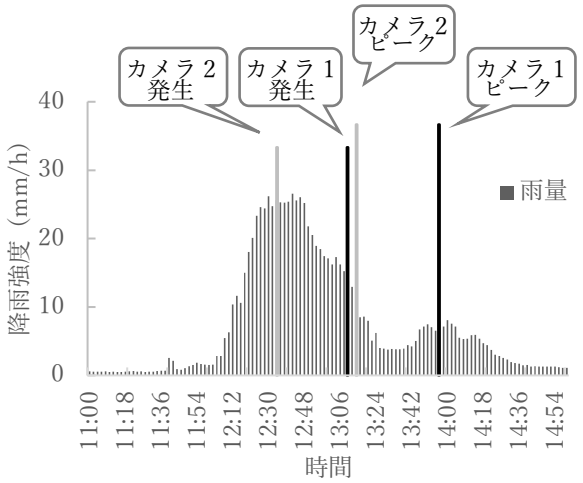


図 1 2018/4/21 メッシュ平均雨量

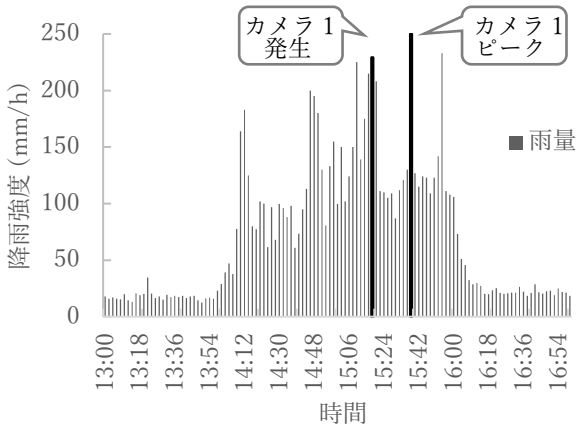


図 2 2018/5/6 メッシュ最大雨量

小型流路を用いた溶岩流の流動特性評価に関する実験的研究

群馬工業高等専門学校　永野　博之・○柳原　駿太
八千代エンジニヤリング株式会社　佐藤　敏明・　西尾　陽介

1. はじめに

溶岩の粘性係数と降伏応力は，溶岩の流動状況を規定する重要なパラメータであり，これらは温度の関数である．そのため，溶岩流の挙動を適切に評価するためには，流下過程における溶岩流温度の適切な評価が重要となる．

溶岩流の解析では，溶岩表面からの熱放射による冷却のみを考慮したモデル[例えば1),2)]が一般的なようであり，路床への熱移動による冷却を考慮したものは少ない[3)]．これは，路床への熱移動は，溶岩表面からの熱放射と比較して無視しうる[2)]と仮定されているためと考える．しかしながら，溶岩流の流下過程において，路床温度の時系列変化を調査した事例は見当たらず，実際に路床へどの程度の熱が移動しているのかは不明瞭な部分が多い．

本研究は，溶岩流の挙動を適切に評価することを目的に，小型流路による溶岩の流動実験と 1 次元モデル[4)]による解析を行い，溶岩表面と路床内の温度変化から溶岩流内部の温度変化を推定し，流動特性の評価を試みたものである．

2. 実験方法

本研究で用いた溶岩は，伊豆大島の 1986 年 C 火口列周辺で採取した試料に，既往文献[5)]を参考に融点降下剤（重曹，ホウ砂）を加え，高温加熱し生成した．加熱前のそれぞれの重量比は，試料 540g：重曹 270g：ホウ砂 540g である．

小型流路の模式図を図-1 に示す．鉄筋コンクリート製の U 字溝（溝幅 18cm，側壁高 18cm，長さ 0.6m）を 3 個連ね，流路長 1.8m，流路勾配 10° の小型流路を形成した．下流端には石板を設置し，U 字溝内に路床として粒径 2mm 未満の川砂を厚さ 5cm で敷き詰めた．上流端から 20cm 地点に，生成した溶岩を手動で供給し，溶岩流を発生させた．

路床温度は T 型熱電対（東京測器研究所製 T-G-0.32）を用いて計測した．T 型熱電対は上流端から 20cm，40cm，80cm，100cm，140cm，160cm に位置するそれぞれの地点で，路床上面から 1cm，2cm の深さに設置した．また，放射温度計（A&D 製 AD-5634）を用いて，溶岩供給部（手持ち計測）と上流端から 90cm 地点の表面温度（固定計測）を計測した．放射温度計は放射率 0.9 で計測し，大気温度も同時に計測した．溶岩流の流下状況は，流路側方に設置したデジタルビデオカメラ 2 台を用いて，下流端から 0～1.2m，0.6～1.8m の 2 区間で撮影した．流路の側壁上面にはテープ尺が貼られており，撮影動画から流下距離と流下速度の判読が可能である．実験終了後，溶岩の供給量，溶岩の密度，溶岩層厚を計測した．

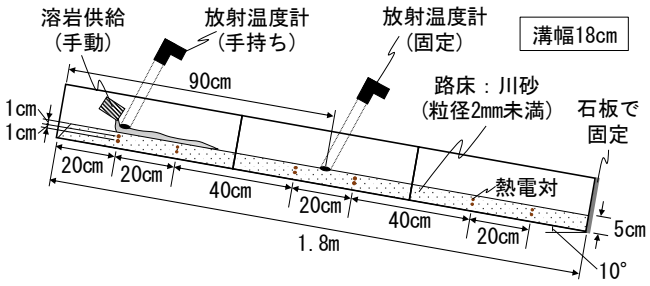


図-1　小型流路の模式図

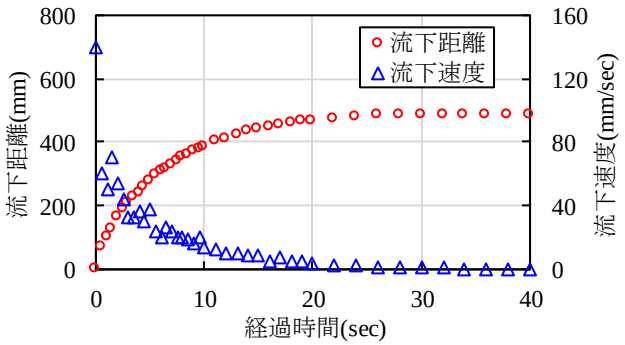


図-2　流下距離と流下速度の時系列変化

3. 実験および解析結果

実験後の計測結果より，溶岩の供給量は 370mL，溶岩の密度は 2.5×10^3kg/m^3，溶岩供給部の溶岩層厚は 5mm，溶岩流先端部の溶岩層厚は 8mm であった．

図-2 に流下距離と流下速度の時系列変化を示す．流下距離と流下速度は，溶岩流の流下開始から 0～10 秒は 0.5 秒刻み，10～20 秒は 1 秒刻み，20～40 秒は 2 秒刻みで撮影動画より判読した．溶岩流は流下開始から約 30 秒で停止し，到達距離は 48.7cm であった．流下速度は，時間経過とともに指数関数的に低下した．

図-3 に路床と表面温度の時系列変化（10 秒間隔）を示す．上流端から 90cm 地点の表面温度および 80cm 地点より下流の路床温度は，溶岩流が未到達であるため省略した．流下開

始から溶岩停止までの 30 秒間のうちに，溶岩流供給部の表面温度は約 300℃低下した．同時刻間で路床温度については，路床上面から 1cm 地点では 20～30℃上昇し，路床上面から 2cm 地点ではほぼ変化しない結果となった．

柳原ら [4]は，**図-4** に示すような解析モデルを用いて，路床への熱移動の有無が，鉛直方向の温度分布と溶岩層平均温度に与える影響について検討している．そこで，溶岩供給部を対象に，彼らの解析モデルを用いて解析を行った．**表-1** に解析条件を示す．ここに，溶岩の比熱，放射率，熱伝導率は山下ら [1]を参考に，路床の熱拡散率は砂（乾燥状態，20℃）の標準値 [6]を参考に決定した．**図-5** に経過時間 30 秒における温度分布の解析結果を示す．なお，**図-5** は，温度変化が見られた溶岩層表面から 20mm 地点までの結果を示している．路床への熱移動有の場合は，熱移動無の場合に比べ，溶岩層平均温度が約 250℃低い結果となった．溶岩層表面温度（$x = 0$mm）について，実験値と解析値はほぼ一致した．路床上面から 1cm 地点の路床温度（$x = 15$mm）について，実験値は解析値より高い結果となった．解析では，層厚が 5mm の薄さであるにも関わらず，溶岩層の温度変化が著しいことが原因と考えられる．これより，溶岩層厚さに関するモデルの適用限界を検証することが必要と考えられる．

本多 [7]は，自由表面を持つ溶岩流の降伏応力を，$f_B = H(\rho g \sin\alpha)$として求めた．ここに，$f_B$は溶岩流の降伏応力，$H$は溶岩流停止時の溶岩流厚さ，$\rho$は溶岩流の密度，$g$は重力加速度，$\alpha$は傾斜度である．実験条件および実験結果より，$H = 8$mm（溶岩流先端部の溶岩層厚），$\rho = 2.5\times10^3$kg/m^3，$g = 9.8$ m/sec^2，$\alpha = 10°$ であるため，降伏応力は $f_B = 3.4\times10^2$dyn/cm^2 と計算される．また，石原ら [2]は，1951 年伊豆大島溶岩流について，温度と降伏応力の関係式を導いている．彼らの式に，算出した降伏応力を代入して溶岩流温度を求めると 1250℃程度となる．本実験での溶岩流の初期温度は 1081℃であり，上で推算した温度より 200℃近く低い温度でも流動したことが分かる．これは，溶岩生成に融点降下剤を用いたために，流動性が高くなったためと考えられる．

4. おわりに

本研究では，小型流路での溶岩流実験と 1 次元モデルに基づき，溶岩流の温度・流動特性の評価を試みた．今後は，モデルの適用限界の検証と追加実験により，評価精度の向上を図ることが必要と考えられる．

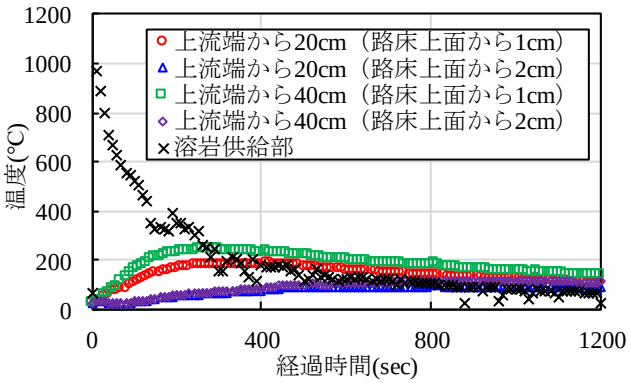
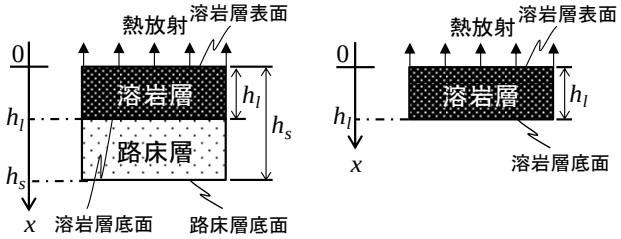


図-3　路床温度と溶岩供給部温度の時系列変化(10 秒間隔)



(a)　路床への熱移動有　　(b)　路床への熱移動無

図-4　解析モデル [4]

表-1　解析条件

溶岩層	密度	2.5×10^3kg/m^3	Stefan-Boltzmann 定数	5.67×10^{-8} W/(m^2･K^4)
	比熱[1)]	840J/(kg･K)		
	放射率[1)]	0.9		
	熱伝導率[1)]	1.5W/(m･K)		
	初期温度	1081℃		
	層厚h_l	0.005m	大気温度	22℃
路床層	熱拡散率[6)]	28×10^{-8}m^2/sec	全層厚h_s	0.055m
	初期温度	25℃	空間刻み幅	0.001m
	層厚	0.05m	ステップ時間	0.1sec

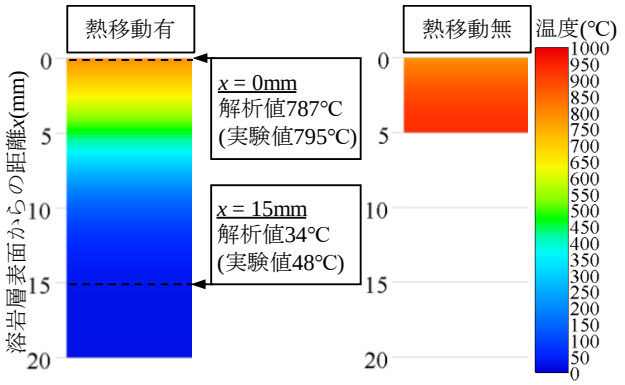


図-5　温度分布の解析結果(経過時間 30 秒)

参考文献

1) 石原ら(1988)：火山，第 2 集，伊豆大島噴火特集号，pp.64-76.
2) 山下ら(1990)：水工学論文集，第 34 巻，pp.391-396.
3) Hidaka et al.(2005)：*Geochemistry. Geophysics. Geosystems*，6，Q07008，doi:10.1029/2004GC000869.
4) 柳原・永野(2019)：第 46 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要，II-65.
5) 中野・江口(2016)：地学教育，第 68 巻，第 3 号，pp.129-143.
6) Muroz HP：熱伝導率の測定，http://www.muroz.co.jp/thermalscience/thermalconductivity/（2019 年 1 月 15 日閲覧）.
7) 本多力(2018)：日本地球惑星科学連合 2018 年大会予稿，SVC43-02.

那須岳火山防災協議会と連携した火山防災訓練

国土交通省 関東地方整備局 日光砂防事務所 佐藤 保之、小渕 光昭
大浦 二朗、小林 幹寛
パシフィックコンサルタンツ 株式会社 ○坂本 壮、澤田 悦史、松尾 典映、今城 貴弘
飯田 進史、松田 尚郎、北原 一平

1. はじめに

那須岳は、関東有数の観光地であり、ひとたび噴火が発生した場合、広域かつ甚大な被害が想定される。そこで、那須岳の噴火に備え日光砂防事務所と栃木県砂防水資源課は平成 25 年度に緊急ハード・ソフト対策から構成される「那須岳火山噴火緊急減災対策砂防計画（案）」を策定した。一方で那須岳火山防災協議会（以下「協議会」）が設置され、那須岳における火山現象に応じた警戒避難体制の整備に関する協議が行われている。

2. これまでの取り組み

平成 27 年～29 年度にかけて「協議会」と合同で那須岳の噴火警戒レベル 1～4 における関係機関の情報伝達や入山規制、観光客や小学校児童の避難に係るワーキングや合同訓練を実施してきた。この中でも「噴火警戒レベルごとの立入規制ポイント・予告ポイント」の設定が「協議会」として優先度の高い取り組みとして挙げられたため、噴火警戒レベルごとの「立入規制ポイント・予告ポイント」の位置と担当機関の意思決定がされた。このように那須岳火山噴火時の関係機関の防災行動に関する成果は着実に積み上げられてきたが、「関係機関が火山噴火時にやるべきことが不明瞭である」、「異動等で防災業務の引継ぎが困難である」という課題もあり、噴火警戒レベルに応じた実施すべき減災対策を一覧表に整理していたところである。

3. 平成 30 年度の取り組み

那須岳噴火時の関係機関全体の行動項目を明確化するための「那須岳火山防災行動表（以下「防災行動表」）」、日光砂防事務所内の役割分担（班分け等）を明確化するための「行動計画」を作成した。

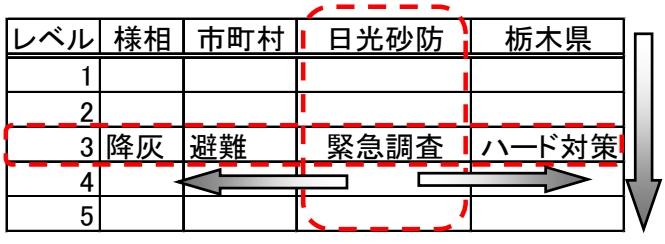


図 1：防災行動表と行動計画の関係性（イメージ）

協議会の場で 3 回のワーキングおよび訓練、日光砂防事務所内で研修会を開催し、「防災行動表」および「行動計画」を作成した。



図 2：防災行動表および行動計画作成までの流れ

＜協議会での防災行動表の作成＞

「防災行動表」のコンセプトは、現在河川防災で主流となっている「タイムライン」を踏襲したものであり、関係機関の役割の明確化や防災業務の引継ぎに有効なものと考えられる。しかしこの「タイムライン」のコンセプトを火山防災に適用した例は全国を見ても少ない。

そのため、噴火現象が多様な火山の特徴を踏まえ、噴火警戒レベルと災害様相に沿った関係機関全体の防災行動と実施に関する行動や手段、担当機関等について「いつ・だれが・何をするべきか」を一覧表で分かるようにした。また、国土交通省が通知する土砂災害緊急情報に係る行動項目とその情報による関係機関の行動が網羅できるように留意した。

＜日光砂防事務所の行動計画の作成＞

「防災行動表」に加え、日光砂防事務所では那須岳噴火時の防災行動の実効性の高めるために事務所内の役割分担（班分け等）を明確にした那須岳火山噴火緊急減災対策砂防計画（案）の「行動計画」を作成した。この「行動計画」は、各行動項目の手順や情報伝達の流れを示した「行動フロー」、具体的な行動（参照すべきマニュアルや様式）を明記した「行動カード」で構成している。「行動計画」の作成にあたって、あらかじめ用意した那須岳火山噴火時に日光砂防事務所が実施する緊急ソフト・ハード対策の

「行動計画（案）」を用いて研修会（机上訓練や模擬訓練）を実施した。研修会では特に、緊急調査から土砂災害緊急情報の通知までの訓練と流れを入念に実施した。ここで出た研修会参加者の意見や対応方針を「行動計画」として取りまとめることでより実効性の高い計画とした。




図 3：研修会の様子

＜那須岳火山防災合同訓練＞

訓練では、作成した「防災行動表（案）」および「行動計画（案）」を基に、「降灰」および「降灰後の土石流」に係る行動項目の確認を行った。

具体的には、砂防部局や危機管理系の防災担当、消防・警察においては「降灰」発生から「降灰後の土石流」発生を想定した対応すべき行動を確認し、「土砂災害緊急情報」の解説や通知様式を用いた情報伝達を行い、砂防部局は緊急ハード・ソフト対策、危機管理系の防災担当は避難勧告の発令、警察・消防は救助に係る行動項目を確認した。




図 4：那須岳火山防災訓練の様子

道路部局は、これまでに「協議会」で整理した「通行規制ポイント・予告ポイント」を再確認し、「降灰」発生に対する除灰対応の行動項目を確認した。

＜平成 30 年度の成果＞

平成 30 年度は、協議会の場を活用して計 3 回のワーキングと訓練で検討を進め、行動項目の抽出、役割分担の明確化、関係機関全体での確認を行い、「防災行動表（平成 30 年度版）」として完成をさせた。「防災行動表（平成 30 年度版）」は噴火警戒レベルおよび火山現象に合わせて、関係機関が実施すべき行動項目の一覧表として整理することができた。　この中でも、火山噴火時に国土交通省より土砂災害緊急情報の通知を受けた関係機関の動きが明確になった。「行動計画」は日光砂防事務所が実施すべき対応を「行動フロー」と「行動カード」にすることで、実行性の高い計画として取りまとめることができた。

警報種別	噴火警戒レベル	火山現象	防災行動項目	日光砂防事務所	栃木県	那須町
・噴火警報（火口周辺）	レベル 2（火口周辺規制）	小さな噴石・火山灰	緊急調査	◎		
			土砂災害緊急情報の通知	◎		○
			緊急減災対策	◎	◎	

◎：主体的な行動、情報の発信・通知
○：行動の支援・協働、情報の受信・受領・収集

図 5：防災行動表（平成 30 年度版）（抜粋）

本年度作成した「防災行動表（平成 30 年度版）」および「行動計画」は、「関係機関が火山噴火時にやるべきことが不明瞭である」、「異動等で防災業務の引継ぎが困難である」といった課題を解決する資料となると考え、継続的に活用しながら改善していくことが重要であると考えている。

4. 評価

平成 30 年度の取り組みに対する評価を行うため、アンケート調査をワーキング参加者（協議会関係者）28 名に実施した。「取り組みが効果的かどうか」という問いに対して「顔の見える関係が構築できる」「関係機関感で議論・情報共有できる場が他になく連携強化につながっている」といった効果が挙げられた。

「防災行動表」作成の効果については、「初動体制の確認に有効」「各レベルにおける自機関・他機関の行動が明確になった」という回答が得られた。一方で、「火山噴火は時間スケールが比較的長いが、事前、事中、事後の整理ができていない」、「噴火警戒レベルと火山現象が乖離している（例えば「降灰」の発生範囲など）」、「行動項目の言葉の定義が不明瞭」といった改善項目が明らかとなり、更なる改善が必要であるといった意見が大半であった。

5. 今後の取組みに向けて

頻度が低い火山噴火は現象や被害をイメージしづらい。このため火山噴火の現象や被害への対応行動を明記した「防災行動表」を用いて、訓練等により噴火時の様々な現象を想定・検証することで、臨機応変に対応できるよう平常時から準備することが大切である。平成 30 年度に作成した「防災行動表」をはじめとして、観光地としての「観光客への対応」など議論すべき課題は残されている。関係機関が一度に集まる那須岳火山防災協議会の場を有効活用しながら、関係機関の壁を超えた議論を活発化させ、継続的に取り組んでいくことが重要であると考える。

火山地域における減災対策の課題について

朝日航洋株式会社　○安海高明，松井宗廣，長野英次，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史, 山村祥子
堤 宏徳(国土交通省 九州地方整備局 建政部 都市・住宅整備課)
岡崎 敏(元国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所 火山防災減災課)

1. はじめに

火山噴火による災害形態は多様であるとともに、場の自然条件､社会条件により被害の様態も異なる。また噴火災害時には噴火現象の形態・規模が刻々と変化する中で、迅速な対策が求められる。そこで、火山噴火時の減災対策の実効性向上に資することを目的に、近年の噴火イベントと土砂災害の発生、火山砂防事業の実施期間について時間軸で整理をおこない、対策実施における課題の抽出をおこなった。

検討対象火山は噴火規模や被害が顕著で社会的な影響の大きい噴火や集中的に火山砂防対策を実施した火山とし、有珠山噴火（1977 年）・雲仙岳噴火（1990 年)･有珠山噴火(2000 年)､三宅島噴火(2000 年)、霧島山噴火（2011 年)、浅間山噴火（2015 年）を検討対象とした。なお、本発表は国土交通省九州地方整備局九州技術事務所『九州防災・火山技術センター』が火山噴火における減災対策技術の高度化・効率化を図るために実施した資料調査・ヒアリング調査結果を基礎としている。

2. 火山砂防対策の時間軸での整理

表.1 は、各噴火イベントにおける主要な火山活動と土砂災害、火山砂防事業における緊急対策から恒久対策への移行を示したものである。

有珠山 1977 年のケースでは 1977 年 8 月噴火後、複数回の火山泥流、土石流が発生し、1978 年 10 月に噴火活動が終息した。地殻変動による地盤が不安定化する中、鋼製自在枠といった特殊な工法を主体に緊急対策を実施し 1985 年に恒久対策へ移行した。

雲仙岳 1990 年のケースでは 1990 年 11 月に噴火後、1994 年まで火砕流や土石流が頻発した。1992 年から遊砂地や仮設導流堤といった緊急対策が 1994 年までおこなわれ、恒久対策へ移行した。

有珠山 2000 年のケースでは 2000 年 3 月に噴火した後、複数回の熱泥流が発生し、当年 7 月に噴火活動が終息した。緊急・応急対策工事として板谷川や西山川での無人化施工が 2000 年 5 月から 2001 年 2 月まで続き、恒久対策に移行した。

三宅島 2000 年噴火のケースでは 2000 年 7 月に三宅島山頂から噴火した後、大量の降灰が発生し土石流が頻発した。同時に日量で数万トンの有害な火山ガスが発生し、ホテルシップや脱硫宿舎等を整備の上、応急・緊急対策を実施した。2010 年度までに緊急・恒久対策の整備を完了した。

霧島山 2011 年噴火のケースでは 2011 年 1 月からの断続的な噴火で大量に降灰した。本噴火では当年 2 月から緊急対策として除石工事や既設堰堤嵩上げをおこない､2012 年から遊砂地工等の恒久対策へ移行している。

浅間山 2015 年噴火のケースでは 2015 年 6 月に小規模な噴火が発生した。暫定緊急対策としてコンクリートブロック積砂防堰堤を 2018 年 12 月までに 12 基整備した。

3. 噴火イベントの時間軸の特徴

対象とした全ての噴火イベントにおいて噴火後、緊急対策に続き恒久対策が数年～10 年以上にわたって継続的に実施されている｡なかでも有珠山 1977 年噴火や、雲仙岳 1990 年噴火のように、噴火規模や人的被害が大きく、火山噴出物の量が多いと緊急対策の期間が長期化する傾向がある。また有珠山噴火における地盤変動や、雲仙岳で設定された警戒区域による立入り制限、三宅島での大量の火山ガス放出といった各イベントにおいて特徴的な施工への制約条件も緊急対策の長期化の要因となっている。

一方､霧島山 2011 年噴火や、浅間山 2015 年噴火のように噴火が比較的小規模な場合や人的被害が少ない場合、またコンクリートブロック等の緊急資機材の備蓄等が着手されていた場合は緊急対策の期間が比較的短期間で完了している。

4. 火山砂防対策実施における課題

用地調整は対策工事の迅速性に大きい影響を与える。例えば山麓や土石流の流下域に民地が多くある場合、所有者特定や用地交渉に長期間を要することとなり緊急対策の迅速な実行は困難となる。一方、火山山麓は林野庁所管の国有林、または都道府県所管の保安林である事が多い。その場合、民地と比べると用地調整が比較的、短期間で済む場合が多い。

対策施設の施工にあたり、許可を必要とする関係

機関には林野庁、都道府県の他、環境省があげられる。実際に土砂災害の被害がまだ生じていない場や時期において、緊急減災対策施設の施工のための許可を災害時のように短期間に得ることは難しい場合がある。

5. まとめ

火山噴火緊急減災対策砂防計画が主要火山で計画されている。本計画で記されている緊急支援機材の備蓄や用地確保に向けた準備項目を、平常時に実施しておくことが重要と考える。また、一般に噴火活動が終息すると同時に、報道される機会が少なくなるため国民の関心も薄れがちになり、対策実施の必要性も認識が少なくなりがちである。しかし、恒久対策は噴火活動終息後に営々として実施される必要がある事業であることを認知される必要がある。

謝辞　本報告をとりまとめるにあたり、火山の対策事例の実際や問題点,課題や留意事項について全体で約80名もの技術者から聞き取り調査をさせて頂いた。これらの多くの技術者並びに関係資料に快く協力頂いた関係機関に対して深く感謝します。



本図は噴火開始年から10年間までの経過を示している

図.1　噴火活動、土砂災害と火山砂防対策の経過

参考文献
北海道庁土木部（1986）:「有珠山噴火と防災-砂防対策事業の記録」
雲仙復興事務所（2013）:「雲仙・普賢岳噴火災害復興 20 年のあゆみ」
北海道庁建設部（2002）:「平成 12 年（2000 年）有珠山噴火-火山砂防の緊急対応」
東京都（2007）:「平成 12 年（2000 年）三宅島噴火災害誌」
宮崎英樹（2011）: 浅間山緊急減災対策について,「平成 23 年度スキルアップセミナー関東資料」

火山災害における減災対策のあり方について

○松井宗廣，長野英次，安海高明，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史，山村祥子（朝日航洋株式会社）
堤　宏徳（国土交通省 九州地方整備局 建政部 都市・住宅整備課），
岡崎　敏（元国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所 火山防災減災課）

１，はじめに

日本は111もの活火山を有する世界有数の火山国であり過去から多くの火山災害を経験してきた。

火山噴火に伴う災害は降雨による土砂災害等と異なり，発生頻度が低いことから，対策にあたる担当技術者は火山災害対策に関して未経験であることが多く対応に苦慮することが多い。

そこで火山噴火時に効率的に，かつ，実効性の高い火山砂防対策の実施に資することを目的として，既往の顕著な火山噴火時における対策の特徴，課題，留意事項等を整理した。検討過程において実際の火山災害対策の実務担当（当時）の技術者に聞き取り調査を行った。その結果，個々の対策実施に係る内容のみならず各火山災害対策に共通する基本的な対策のあり方に関する内容が含まれていたので本稿で紹介する。

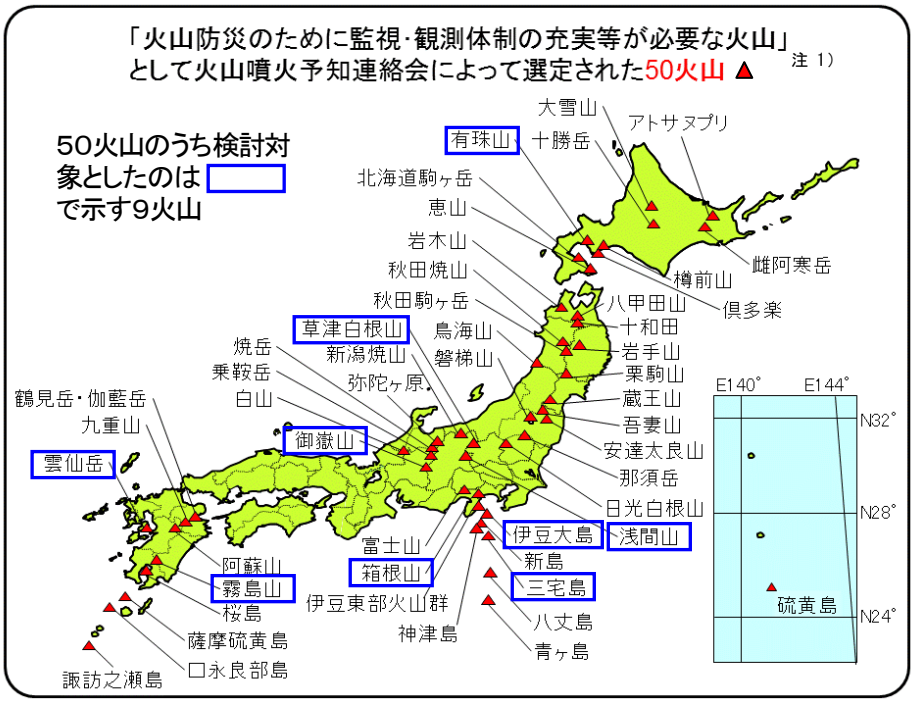
２，対象火山について

検討対象の火山は下記の４条件

１）昭和50年代（1975年）以降に顕著な噴火活動があった火山
２）噴火により人的・物的被害や長期間に及ぶ住民避難など社会的に大きい影響を生じた火山
３）火山災害対策として集中的な砂防施設による減災 対策を実施した火山
４）施設に因らない特徴的な対策を実施した火山

の少なくとも２つ以上の条件を満たす火山とした。

この条件を満たす火山は**図−１**に示す９火山である。なお，上記４条件のうち条件１）は実際に対策の実務を担当した技術者への聞き取り調査を行うことで実践的な内容とすること，並びに資料収集の実効性を考慮したものである。



図−１検討対象火山注１）

３，火山災害における減災対策のあり方

ここに示す内容は火山災害対策に関する聞き取り調査から得られた基本的なあり方を紹介するが，その内容は火山災害の以外や一般の業務実施においても共通する内容が含まれる。

3.1　基本姿勢・組織・心構え・リーダーのスタンス

3.1.1 火山噴火災害に対する基本姿勢

・火山噴火災害では想定外の現象の生起や現象の規模が変化しうるという基本姿勢に立つことが求められる。
・最優先事項は効用を早期に発現させることである。

3.1.2 組織・予算

・災害対応の組織として「新組織の設置」,「優れた人材の集中」が重要であり,これまでの災害対策においても成功の要因となっている。
・火山噴火災害は,想定外の現象,災害規模が変化するという前提に立つことが肝要であるので,現象や規模が変化した場合であっても十分に対応出来る予算を充てておく必要がある。

3.1.3 リーダーのスタンス

・災害対策にあたる組織のリーダーに求められる重要な役割の一つとして,実務にあたる技術者がのびのびと力を発揮できる業務環境を整えることがあげられる。
・リーダーは,チーム（現場）による現場判断に任せて,「何かあったときは自分（リーダー）が骨を拾う。＝責任を取る」という基本姿勢（現場の判断を尊重し応援する姿勢）が必要である。
・リーダーには人望，謙虚さ，自己反省能力が必要である。

3.2 時間軸の意識・発想の柔軟性等

3.2.1 迅速な状況把握

・警戒避難体制や応急対策等の検討のためには火山噴火活動や現地状況の迅速な把握が最優先である。
・現地状況の把握において基本となるのは画像（静止又は動画）であるが,地盤内部の情報も必要である。
それらの調査方法と内容としては,
ⅰ）衛星や飛行体（ヘリコプタ,航空機,UAV 等）によって得られる画像情報等,監視カメラ等による地表面の変化状況等,
ⅱ）地盤内部の情報では火山性地震等の発生源やその位置的な変化,頻度,規模等の状況把握が必要である。これらは主に気象庁及び各大学等により観測が行われているので,平時から有事に備えて「顔の見える関係」を構築しておくことが重要である。

3.2.2 安全の確保・対策の迅速性

・火山噴火時の有人による調査実施においては「安全」が第一優先である。どの地点にいつどのようなリスクが,どの程度の可能性を持って存在するのかという視点を常に持っておかねばならない。
・火山噴火活動による災害現場での土砂移動,被害状況等は逐次変化する。リスクマネージメントの視点に立てば被害は拡大していくというシナリオも織り込んで対策にあたる必要がある。
・その場合,最優先させるべき基本姿勢は計画,設計,施工の各段階における迅速性（スピード）である。迅速性（スピード）が何より優先する。

3.2.3 発想の柔軟性

・火山噴火に伴う災害形態は多様であり,また,自然条件,人家保全対象等の社会条件が火山ごとに異なるため,被害の様態も異なる。その様な状況下においては「過去に前例がない」,「技術基準にない」といった硬直的な姿勢では対策実施はもとより,計画,設計に時間を要することとなり,対策実施が遅きに失する可能性がある。
・基準・規則,前例,慣例等の既成概念にとらわれない柔軟な発想が必要である。
・応急的な対策による早期の効用を優先し、その後逐次、強化し恒久構造物化していくという段階的な対応とするのが良い。初めから恒久対策しか実施しないといった硬直的な姿勢であってはならない。

４， おわりに

本稿に紹介した内容は過去に実際にあった火山噴火時において,対策の実務を直接担当した技術者からの知見であるので実践的,かつ,有用で普遍的な内容が含まれている。これら及び各火山の対策事例を火山噴火時の対策の実務にあたる技術者に対して今後とも広く継続的に周知していく努力が望まれる。

なお,本検討における聞き取り調査は「口頭による技術伝承」と位置づけられるが，災害記録誌等の文字情報を超えるものがあることを認識させられた。おわりに対策実施における問題点,課題や留意事項について聞き取り調査をさせて頂いた技術者の各位,並びに資料収集に快諾頂いた関係機関の各位に対して深く感謝します。

【参考文献等】
1）気象庁ホームページ「活火山とは」
http://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/kaisetsu/katsukazan_toha/katsukazan_toha.html
2）松井宗廣,堤 宏徳,江藤千雅子他：火山砂防対策の留意事項-1977有珠山噴火を事例として，第65回砂防学会発表会概要集,P-230231,2017

治山事業による十勝岳火山泥流対策計画の概要

応用地質株式会社　○池上 忠・本間 宏樹・黒澤 貴之・山根 誠・岡野 浩幸・野々山一彦
堺史晶・鈴木 洋一郎・吉田　健悟
北海道森林管理局　上川中部森林管理署　高金　哲雄・大山　暁央

1. はじめに

十勝岳の北西山麓を流れる美瑛川及び富良野川では，1926（大正 15）年の大正泥流を想定した融雪型泥流に対し，治山・砂防・河川事業による対策が進められている．美瑛川支流硫黄沢の流域内における国有林では平成元年より泥流による削剥の防止を主体とした治山事業が行われており，平成 24 年度以降は砂防事業との連携により融雪型火山泥流の捕捉を主たる目的とした火山泥流対策が進められているところである．

本報は，平成 24～平成 30 年度の 7 ヵ年に及んで実施してきた十勝岳硫黄沢の白金温泉上流国有林における融雪型火山泥流対策業務について総括し，大正泥流の流下痕跡，泥流と林相の関係，既往治山施設の機能等について示すと共に，治山事業による火山泥流対策としての施設計画及び森林整備計画について概要を報告するものである．

2. 調査位置及び範囲

調査地の位置及び範囲を図-1 に示す（引用；石狩川上流直轄火山砂防事業再評価原案準備説明資料）．調査地は美瑛川支流硫黄沢の白金温泉より上流域の国有林 1075 林班他における約 2km×6km の範囲である．調査対象範囲は大雪山国立公園内に位置すると共に上流域は特別区域に指定されていることから，景観及び環境保全への配慮も必要とされる．なお，上流域の特別区域内においては調査のみを実施し施設計画は行っていないと共に，既往治山施設も配置されていない．白金温泉周辺より下流側や隣接する尻無沢（図-3）では国土交通省による直轄火山砂防事業が実施されている．



図-1　大正泥流の流下痕跡及び調査箇所

3. 調査・検討手法

調査・検討フローについて図-2 に示す．大正泥流と同等規模の融雪型火山泥流を整備対象としている．調査及び計画の基礎資料としてピット調査により大正泥流の流下痕跡（流下範囲・堆積域・侵食域等）を把握し大正泥流痕跡図を作成した（図-3）．図-3 における大正泥流の流下範囲を再現対象とした同定解析により二次元河床変動計算の流下モデルを構築し，施設計画や既往施設の安定度評価を行った．図-3 の大正泥流の堆積域を主体とした範囲において大径木調査（図-4）を行い，泥流発生以前から現時点まで成立している樹木の胸高直径を把握し森林整備計画（泥流緩衝林整備）策定の基礎資料とした．既往治山施設を点検し施設の構造，健全度及び空き容量を把握した．以上の調査・検討結果に基づき森林整備計画，施設計画及び既往施設補強計画を策定した．

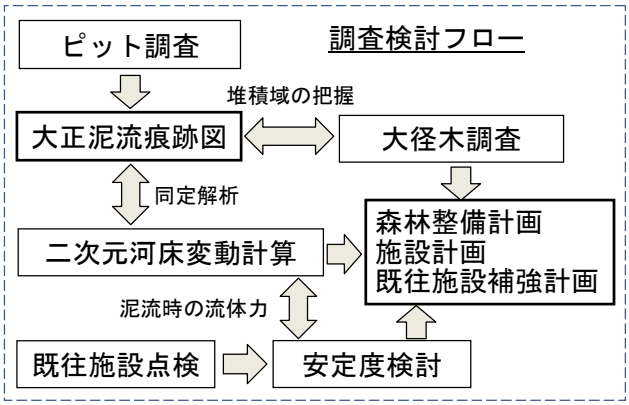


図-2　治山計画の調査・検討フロー

3. ピット調査

露頭調査をはじめとする地質調査により溶岩，火山堆積物及び崩壊堆積物の分布を把握すると共にピット調査（縦横 0.5m程度の試孔掘削調査）を行い，大正泥流による堆積物及び大正泥流による侵食の指標となる樽前山 Ta-a テフラ（1739 年）の分布について現地確認を行った．ピット調査は平成 27～平成 30 年にかけて約 240 箇所を実施し，調査結果を面的に展開することで大正泥流流下痕跡図（図-3）を作成した．

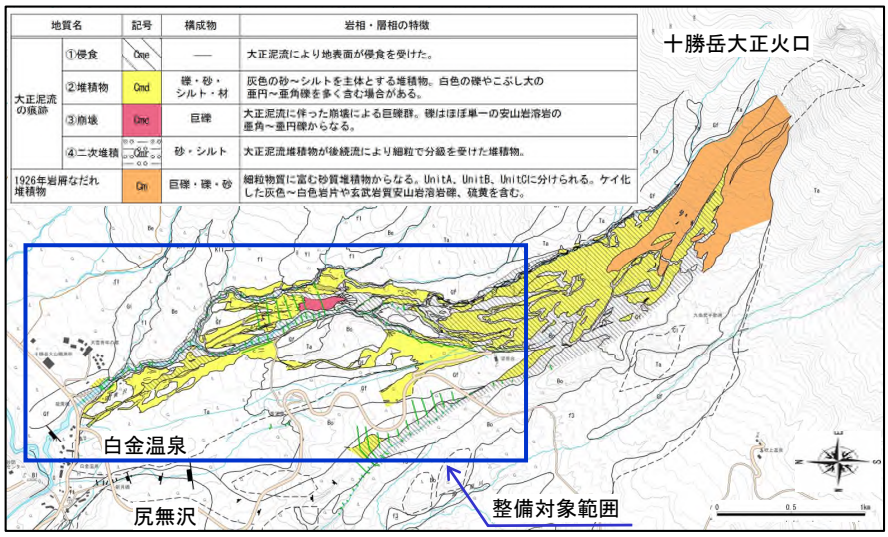


図-3　調査範囲における大正泥流流下痕跡図

4. 大径木調査

大正泥流流下痕跡図における堆積域（図-3 黄色の範囲，侵食無し）の立木の内、胸高直径 40cm を超えるものを大径木として，位置・樹種・樹齢及び胸高直径（生長錘による）を把握した（図-4）．堆積物分布域においては概ね胸高直径 20cm 以上であれば泥流に対して抵抗し得ることが判った．他の侵食域・崩壊域・岩屑なだれ分布域等においては大正泥流発生以前から存在している樹木は認められなかった，以上の調査結果に基づき森林整備計画（泥流緩衝林）の対象範囲及び胸高直径に係る管理目標値を設定した．

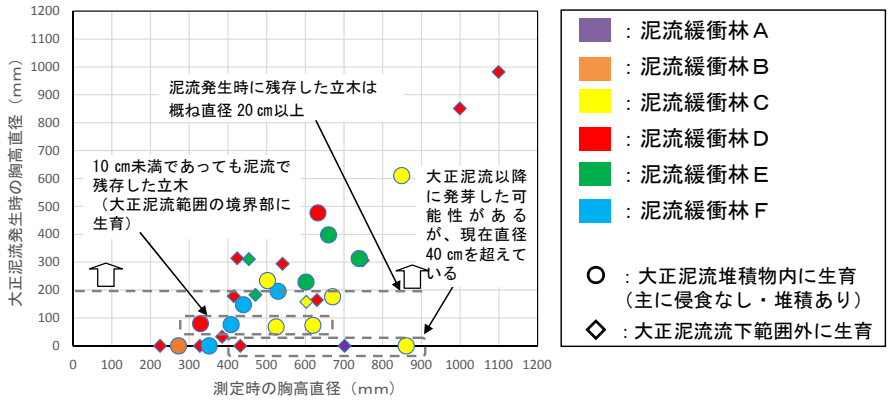


図-4　堆積域における大径木の胸高直径（測定時及び大正泥流発生時）

5. 火山泥流対策計画

全体計画図を図-5 に示す．大正泥流と同等規模の融雪型火山泥流の一定量（土砂・水）を遊砂地，治山ダム及び泥流緩衝林により捕捉する計画とした．遊砂地の機能については二次元河床変動計算により検証した．また，泥流に伴い発生し得る流木に備えて流木止工２基を計画している．

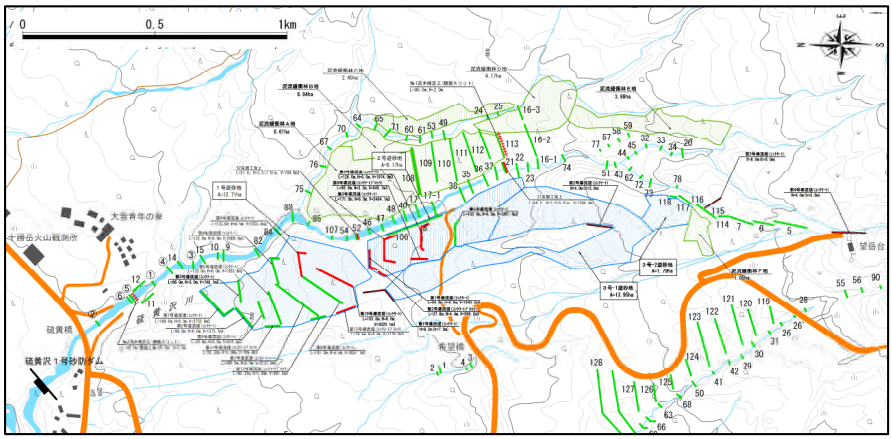


図-5　治山事業による十勝岳融雪型火山泥流対策全体計画図

参考文献

1）池上 忠・本間 宏樹・黒澤 貴之・山根 誠・岡野 浩幸・鈴木 洋一郎（2017）：十勝岳硫黄沢における治山施設整備及び森林整備の方針：平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」 講演要旨.

2）鈴木洋一郎・池上忠・山根誠・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：樹木分布と年輪調査からみた十勝岳火山泥流流下履歴の考察，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」 講演要旨.

3）林野庁北海道森林管理局(2019)：十勝岳治山事業全体計画調査業務報告書.

4）石狩川上流直轄火山砂防事業再評価原案準備説明資料

火山噴火緊急減災対策砂防計画の現状と課題

（一財）砂防・地すべり技術センター　○藤沢 康弘、吉田 真也、杤木 敏仁
国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部 砂防計画課　大城 久尚、丹羽 俊一、城ヶ崎 正人

1. はじめに

「火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン」が平成19年4月に国土交通省砂防部より作成され、火山噴火に伴う土砂災害による被害を軽減するため、国及び都道府県の砂防部局において、火山毎にハード・ソフト対策からなる火山噴火緊急減災対策砂防計画の策定が進められている。平成30年度9月末時点で、29火山で策定されており、残りの20火山について、火山噴火緊急減災対策砂防計画の策定が進められている。

これら火山噴火緊急減災対策砂防計画策定済みの31火山（霧島山はえびの高原、新燃岳・御鉢、大幡池に分かれているため、ここでは31火山とする）について、計画の実行性向上を目的として、チェックリストによる火山噴火緊急減災対策砂防計画の点検が実施されている。このチェックリスト（全204項目）は、火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドラインに示されている事項が、火山噴火緊急減災対策砂防計画書に記載されているかを点検する内容となっている。本報告では、この点検結果を踏まえた火山噴火緊急減災対策砂防計画の現状と課題を報告する。

2. チェックリストによる点検結果

チェックリストにある全204項目の質問に対して、各火山で緊急減災計画書に記載があると回答された項目の数（各火山において網羅している割合）は火山ごとで大きく異なる。網羅している割合が26~50%に該当する火山が19火山で最も多く、全体の約9割の火山は網羅している割合が50%以下となっている（図1）。また全31火山での網羅している割合の平均は36%となっている。さらに各質問項目に対して、いくつの火山が緊急減災計画に記載があると回答したかをみると、全ての火山で網羅されている項目は2項目しかなく、141項目については約半数以上の火山（15火山以上）で網羅されていない（図2）。

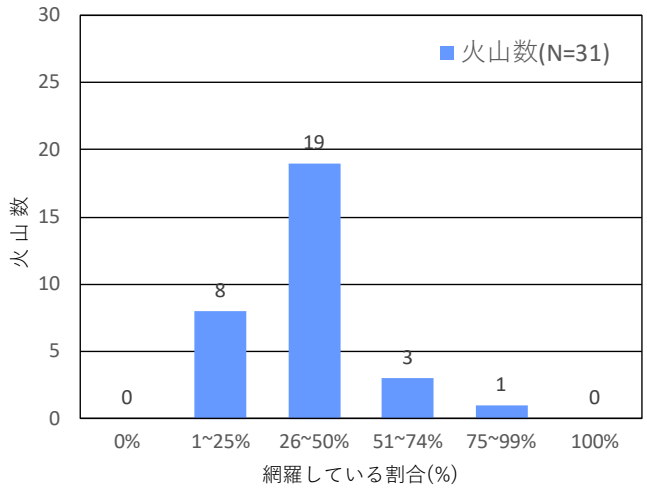


図1. 全204項目に対して網羅している割合とそれに該当する火山数

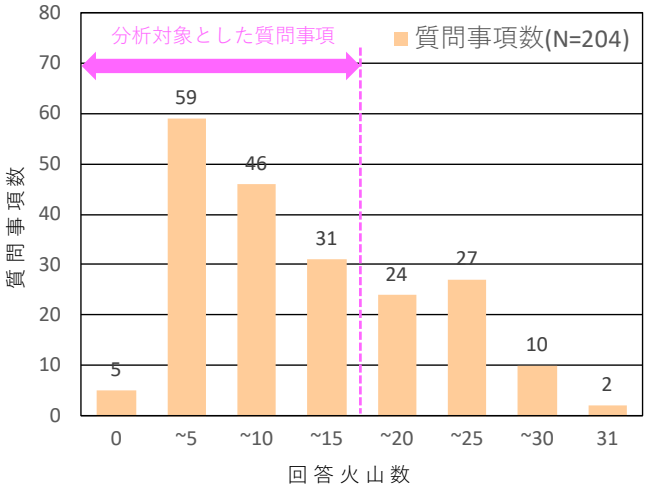


図2. 各質問項目に対しての回答火山数とそれに該当する質問事項数

3. 網羅されていない内容の分析

約半数以上の火山で網羅されていない 141 項目について、網羅ができない要因を以下のように分析した。

① 詳細検討が必要な項目：「具体的な緊急対策の図面作成」等、詳細な検討を実施しないと記載が難しい内容

② 関係機関協議が必要な項目：「他部局の人員配置、人数等の具体的な体制」等、緊急対策の詳細検討が進まないと、関係機関との具体的な協議が実施できない内容

③ 用地に関する項目：「土地使用に必要な調整」等、緊急対策の具体的な位置が決まらないと、調整できない用地（対策用地、備蓄ヤード、土捨て場等）に関する内容

④ 費用に関する項目：用地取得、資機材の備蓄や対策を実施するための費用に関する根拠が不明確なため、具体的な検討が進められない内容

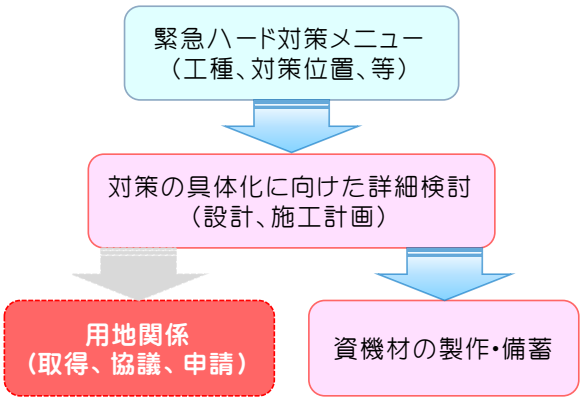


図 3. 緊急対策の検討ステップイメージ

またこれらの主要因以外にも、対策実施の根拠となる事業など、法的根拠が不明確で検討が進められない事項、「季節的気象条件（積雪期）の考慮」や「無人化施工に関する検討」など、火山が位置する地域性や社会条件等により記載できない事項がある。さらに「火山砂防基本計画との関係性の明記」等の計画検討時に記載が可能な事項や、「宿泊施設の整備」など、砂防部局が実施することが困難な事項も含まれている。

4. 火山噴火緊急減災対策砂防計画の現状と課題

いくつかの火山では緊急減災対策の実行性向上のため、緊急減災計画書の策定後に WG 等を継続的に開催して、具体的な詳細検討を進めている。例えば十勝岳では、平成 21 年度末の緊急減災計画書（案）とりまとめに引き続き「十勝岳火山減災行動ワーキンググループ」を年 1 回開催している（平成 30 年度までに 11 回開催）。このような継続的な詳細検討により、緊急減災計画書に記載されていない事項についても対策実施に向けた具体化が図られている（十勝岳の場合、WG での検討状況を踏まえると、計画策定時の記載率に比べ 20%記載率が上昇している）。

このように詳細検討を進めて行く上で、多くの火山でボトルネックとなっている一例が、緊急減災対策の計画位置に関する事項である。緊急ハード対策の計画位置は、用地に関する制約条件（河川敷地内や国有林内、国道や県道、市・町有地、民有地など）を考慮せず、対策効果主体で対策位置を検討されている場合がある。そのため緊急対策を実施するためには、用地の取得費用や使用に関しての関係機関との調整・協議等、多くの課題を解決する必要がある。さらに、用地の取得や関係機関との調整・協議を実施するためには、緊急ハード対策の計画位置や工種・工法、工事用道路などの具体的な施工計画が必要となる場合が多い。そのため、緊急減災の実行性を向上させるには緊急対策の具体的な詳細検討を進めることが重要となる。

このような緊急減災対策の検討状況を踏まえると、現時点で火山噴火が発生した場合は、これら緊急減災対策を迅速に実施することが困難な場合が想定される。

5. 今後の方向性

火山噴火緊急減災対策砂防計画で計画されている緊急ハード・ソフト対策における「緊急時に実施する対策」、「平常時からの準備事項」、「関係機関との連携事項」について、噴火が発生した場合に現実的に対策実施が可能な水準まで具体的かつ詳細な検討を実施し、それを踏まえて関係機関との協議、連携を図る必要がある。そのため、多くの火山で実施されているように、緊急減災対策の詳細検討を行い、WG 等で関係機関との連携・調整を図り、緊急減災計画の実行性を高めることが重要となる。さらに、詳細検討や連携・調整の進捗に伴い、必要に応じて火山噴火緊急減災対策砂防計画書を更新することも重要である。

また一方で、火山はいつ噴火するかわからないため、現在の計画が実行可能になるまでは、短期間で実施可能な緊急ハード対策、緊急ソフト対策を検討する必要がある。この緊急減災対策は、現状の施設設置状況および資機材の備蓄状況等で、最大 1 ヶ月程度で工事が完了できる対策を検討しておくことが有用であると考えられる。

R2-001

部分透過型砂防堰堤における除石管理が流木捕捉機能に与える影響

○原田　紹臣，中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
里深　好文（立　命　館　大　学）
水山　高久（京 都 大 学 名 誉 教 授）

1. はじめに

九州北部豪雨災害（H29）では，多くの不透過型砂防堰堤において流木が捕捉せずに下流まで流出した．一方，一部の不透過型砂防堰堤（須川第一砂防堰堤）において顕著に流木を捕捉した（**図-1**）[1]．これより，不透過型砂防堰堤の流木捕捉機能に関して，更なる議論が必要であると考えられる．この対応として，鋼材を併用した構造や部分透過型砂防堰堤[2]が提案されているが，これらの構造の流木捕捉機構や，近年に課題となっている除石管理有無の違いが流木捕捉機能に与える影響についても更なる議論が必要である．そこで，本稿では不透過型砂防堰堤や部分透過型砂防堰堤での流木捕捉における除石管理の必要性に関して考察する．



図-1　顕著に流木を捕捉した不透過型砂防堰堤の事例[1]に一部加筆

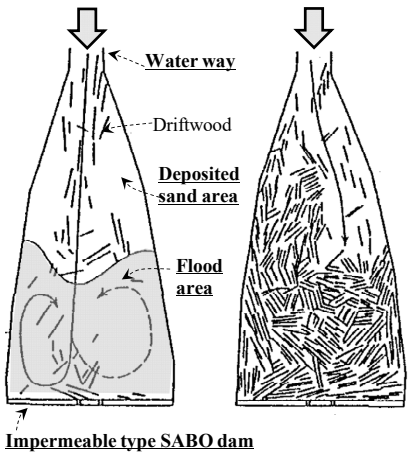


図-2　不透過型砂防堰堤（未満砂）における流木捕捉の概要図[3]

2. 不透過部における流木捕捉機構に関する考察

須川第一砂防堰堤では，**図-1**に示されるとおり，堆積した流木群の下面は災害後も自然な状態で湛水（水深2m程度）していた．ここで，未満砂状態で湛水している不透過型砂防堰堤における流木捕捉機能に関して，既往研究[3]によると不透過型砂防堰堤の湛水部に流入した流木は湛水面内で発生する平面流（渦流）の影響を受けて，壁体直上流付近において両側（横断）方向へ回転しながら流木が運搬され，最終的に多くの流木が湛水部で捕捉される機構（**図-2**）が知られている．なお，筆者らも堰堤を通過する際に縮流されることによって発生する直上流における3次元的な水位分布の影響を受け，多くの流木が横断方向へ運搬されて捕捉される現象について，水理実験により把握している（**図-3**）[4]．これらより，砂防堰堤での不透過部等の直上流において3次元的な水位分布が見られる湛水部が存在する場合，特に，流木を捕捉するものと考えられる．

3. 部分透過型砂防堰堤における除石管理が与える影響

部分透過型砂防堰堤に関して，除石管理有（未満砂状態での捕捉）と，除石管理無（満砂状態での捕捉）との違いによる，部分透過型砂防堰堤における各流木捕捉効果の変化について考察する．実験に使用した水路（**図-4**）において，上流から水（Q_1），流木（円柱材料，流木長 l_1:8cm），土砂（珪砂）を供給し，下流部に設置した流木捕捉工により捕捉された流木等の本数をそれぞれ計測している．水路の傾斜角は土石流区間での流木対策を想定し，10度以上[2]としている．なお，流木捕捉鋼材の間隔 l_2は，既往研究[3]や設計指針[2]を参考に，流木長 l_1の2分の1としている．

実験結果における対策工の流木捕捉効果に関して，部分

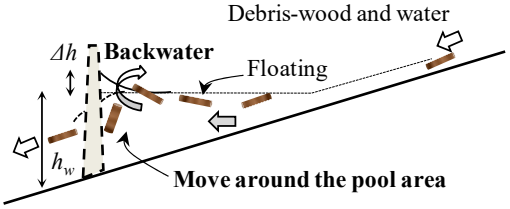


図-3　給水中の湛水部における流向及び流木挙動の縦断概要[4]

透過型砂防堰堤での下流への各流木流出率 f_{dp}は，

$$f_{dp} = n_{dp} / n_w \quad (1)$$

と表される．ここに，n_wは流木の供給本数，n_{dp}は対策工を通過して下流へ流出した流木の本数（図-4）である．

部分透過型砂防堰堤における除石管理の有無（除石有: managed dam，除石無: unmanaged dam）の違いによる流木流出率 f_{dp} の変化を図-5に示す．除石有の流木流出率 f_{dp}は除石無に比べて小さい傾向であった．実験中の観察結果によると，除石有の場合，初期段階での流木は堰堤直上流背面において3次元的な水位分布等の影響を受けて各方向に捕捉工を通過せずに浮遊流動し，その後，段階的に湛水域において上流から進行する堆砂デルタに取り込まれていくのが確認された（図-6）．一方，除石無において水路勾配が急な場合，流れ方向へ回転した流木はそのまま杭間を通過するのが確認された．なお，図-7に示すように，除石無（満砂）においては，鋼材（杭）による捕捉（a）及び土砂堆積（b：deposited sand）に取り込まれて，流木が捕捉された．ここで，流木と土砂との流動に関して，除石無（図-7）及び除石有（図-6）ともに，流木と土砂の比重の違いを受けたと考えられ，それぞれ土砂と流木とが分離して挙動するのが確認された．また，堆砂域の勾配変化点を中心に土砂の堆積が開始するとともに，同地点付近より流木が土砂と分離し，そのまま下流へ流下する傾向が確認された．

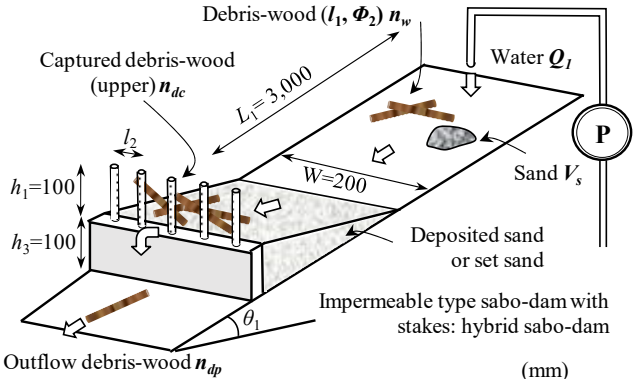


図-4　部分透過型砂防堰堤の流木捕捉機能に関する実験概要

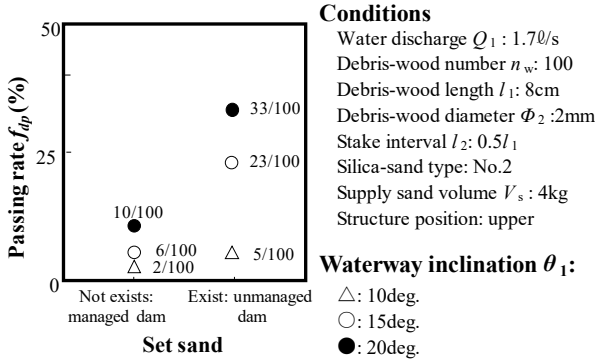


図-5　不透過部での除石管理有無の違いによる流木流出率の変化

最後に，部分透過型砂防堰堤の不透過部において，除石により確保される空間で捕捉（堆積）させる流木量（計画堆積流木量）Y_wに関する概要[2]を図-8に示す．ここで，Yは土石流・流木対策施設の計画堆積量，Vは土石流および流木等の計画流出量，V_wは計画流出流木量，K_{w0}は本堰堤で流入が想定される計画流出量に対する流木容積率，K_{w1}は計画堆積量に対する流木容積率，αは本堰堤からの流木の流出率(0.5程度)，K_{w1}は不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量（図-7：b）に準じるとされており，対象渓流において捕捉事例がない場合は2%としてよいとしている[2]．しかしながら，前述までに示す流木捕捉機構より，不透過部上流において湛水池が存在している場合は，より多くの流木が堆積されることが考えられる．今後，除石による空間部での計画流木堆積量算出におけるK_{w1}について，更なる議論が望まれる．

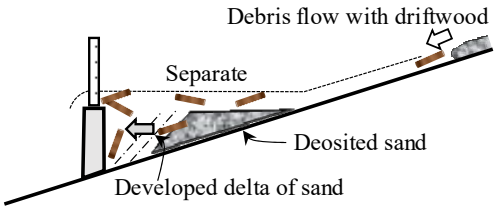


図-6　除石管理有（未満砂）における流木及び土砂捕捉等の概要

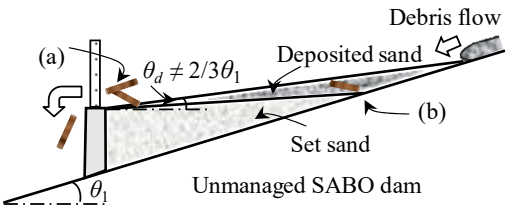


図-7　除石管理無（満砂）における流木及び土砂捕捉等の概要

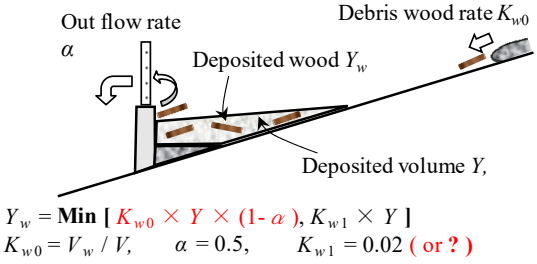


図-8　除石により確保される空間での流木堆積量に関する概要[2]に加筆

参考文献

1) 国土交通省：【施設効果事例】須川第１砂防堰堤（福岡県朝倉市），*http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h29_kyushu_gouu/*，2017.

2) 国土交通省 砂防部：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料，Vol.904，2016.

3) 国土石川芳治：山地小渓流からの流木を伴う土砂流出による災害に関する研究，京都大学博士学位論文，1990.

4) 原田紹臣：流木の回転を考慮した流木対策工に関する研究，京都大学博士学位論文，2019.

R2-002

既設コンクリート堰堤に流木捕捉機能を付加した張り出しタイプ（未満砂型）の設計事例について

国土防災技術株式会社　○中村　かおり，東　康治
国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所　田村　圭司※
※2019 年 3 月末時点
JFE 建材株式会社　山口　聖勝，吉田　一雄，水山　高久
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示

1. はじめに

平成 30 年度，既設コンクリート堰堤に付加する張り出しタイプ（未満砂型）の流木捕捉工の水理模型実験結果が吉田らによって報告されている[1)]。本稿では，この流木捕捉工について，実用化に向けて現場施工を行ったことから，その設計事例を報告する。

2. 計画施設

2.1 流域概要

施工地は利根川水系砂防事務所管内の群馬県沼田市利根町利根地先を流れる片品川流域二又沢で流域面積 3.9km²，平均渓床勾配 1/10（5.7°），土石流ピーク流量 85m³/s の土石流危険渓流である。下流域に不透過型砂防堰堤 3 基が整備されているが，流木を捕捉する機能を有する施設はなく，流木整備率は 54%（土砂整備率 40%）と低いため，流木対策が必要な流域であった。

2.2 施設概要

流木捕捉工は流域内の最上流に位置する昭和 56 年に完成した二又沢上流第二砂防堰堤（堤高 14m，堤長 53m）に付加する計画とした。当該堰堤は未満砂で水通し天端から-2m まで最大礫径 0.2m の土砂が堆積しており，堆砂勾配は 1/50（1.1°）であった。また，平常時堆砂勾配は 1/28（2°）と緩いことから，土砂と流木が分離して掃流の状態で到達する可能性があった。そのため，設計外力としては土石流を考慮して行うものの，流木の捕捉は掃流区間に設置する流木捕捉工[2)]として検討した。

3. 流木対策工の選定

表 1 に既設不透過型砂防堰堤に流木対策工を付加する位置と施設効果量を示す。当該堰堤のコンクリート強度は 23N/mm² であったため，既往施設を改修せずに流木の捕捉効果が得られる④本堤上流に張出して設置する流木捕捉工を採用することとした。

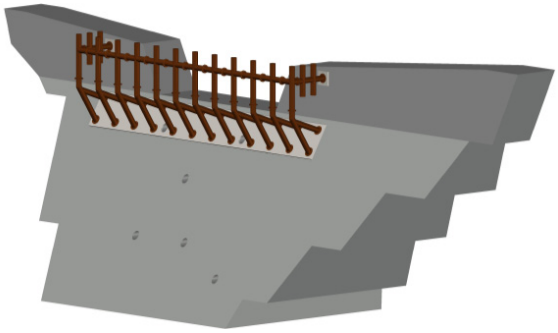


図 1　流木捕捉工イメージ図

4. 流木捕捉工設計

4.1 流木捕捉工の設置位置

鋼製部で流木が捕捉されるとせき上げが生じて袖部を越流するおそれがあるため，流木捕捉工は本堤から離し，なおかつ，流木捕捉工の左右端部の隙間から流木がすり抜けないように離隔は流木長×（1/3～1/2）程度の 3m とした。

4.2 流木捕捉工の高さ

流木捕捉工の高さ（4.0m）は縦部材によるせき上げ高（0.1m）を考慮した水深（3.0m）に最大流木径の 2 倍（0.8m）を加えた高さとした。

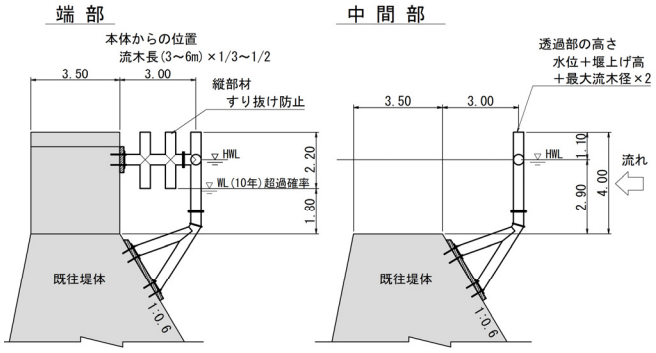
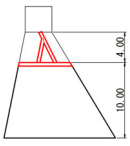
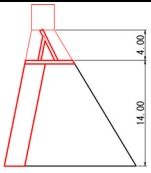
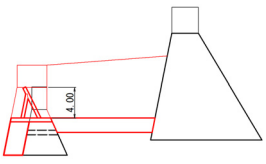
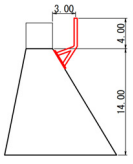


図 2　流木捕捉工側面図

表 1　流木捕捉工設置位置と施設効果量（() 内の数値は現況の施設効果量に対しての増減）

設置位置	①本堤を切り欠いて設置		②本堤を嵩上げして設置		③副堤に設置		④本堤上流に張出して設置	
概略構造断面図								
土砂の効果量(m³)	8,300	(-9,100)	17,400	(±0)	17,400	(±0)	17,400	(±0)
捕捉流木量(m³)	166	(+159)	186	(+179)	19	(+12)	186	(+179)
特徴	・土砂の施設効果量が減少。		・ハイダムとなるため支持地盤の確認が必要。 ・腹付けが必要。 ・追加の用地買収が必要。		・前庭保護工の大幅な改修が必要。 ・計画捕捉流木量が前庭保護工の面積の範囲であり効果が低い。		・本堤の改修をせずに計画捕捉流木量を確保できる。 ・本堤のコンクリート強度，劣化状況の確認が必要。	

4.3 流木の施設効果量

掃流状態での流木捕捉工が捕捉できる流木量は，流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出した。

4.4 部材中心間隔と設置幅

土石流区間での平均流木長が 2～6m 程度であると考えられるため，部材の中心間隔は流木長×（1/3～1/2）程度の 2m とし，鋼製部材が水抜き暗渠及び目地と干渉しないように配置した。

設置幅は端部から流木がすり抜けないように水通し断面より左右で各 2 スパン程度広くした。

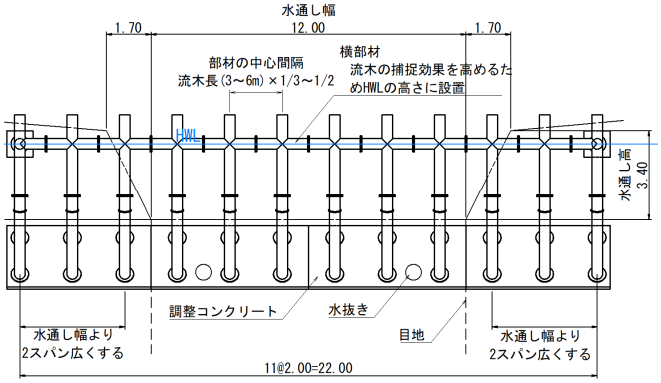


図 3　部材の中心間隔と設置幅

4.5 堤体の安定性の照査

安定計算は洪水時，土石流時で行い，土石流時は満砂状態でその上部を土石流が流下することを想定して土石流流体力を作用させた。表 2 に示す安定計算結果より，洪水時にはほとんど影響がなく，土石流時の安定性が多少低下するものの十分に安全な範囲であった。

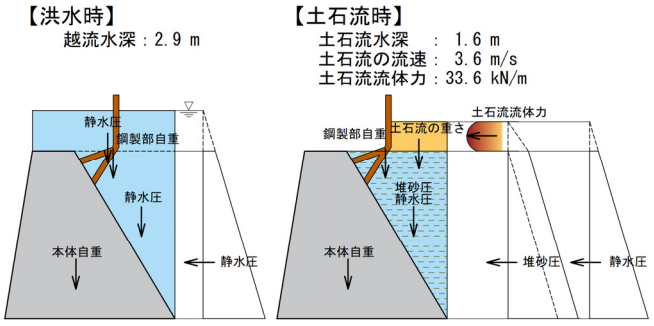


図 4　堤体の設計荷重

表 2　越流部安定計算結果

安定条件		滑動 N≧4	転倒 |e|(m)≦2.45	地盤反力度 σ≦1176(kN/m²)
洪水時	設置前	7.00	2.07	499，　42
	設置後	7.01	2.05	499，　44
土石流時	設置前	8.11	1.17	403，142
	設置後	6.65	1.51	463，110

4.6 設置方法

流木捕捉工は脚部を堤体上流法面にあと施工アンカーで設置することから，設置面が平滑である必要がある。そのため，調整コンクリートを打設して，その上部に設置することとした。あと施工アンカーはアンカー長が 45cm になり埋込長が長くなることから接着系の注入方式とし，接着剤は湿潤な状態でも施工可能な無機系接着剤を採用した。

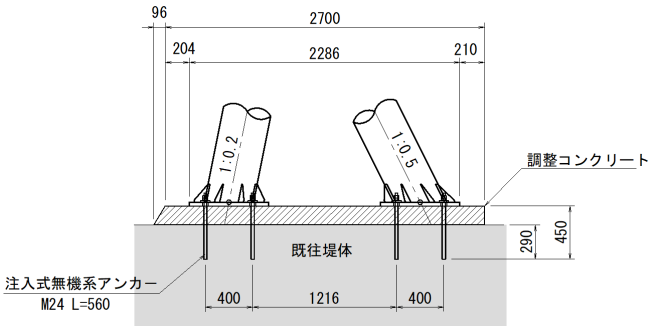


図 5　既往堤体への設置方法

4.7 アンカーボルトの設計

鋼製部の作用反力から算出された設置面の支点反力を用いてアンカーボルトの設計を行った。アンカーボルトが軸引張力（N）とせん断力（Q）を受ける場合の設計耐力は「土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）」に準拠して，アンカーボルト長及び穿孔径を決定した。

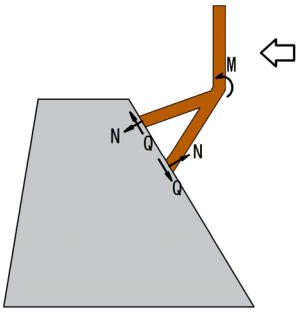


図 6　コンクリートに作用する力

5. おわりに

張り出しタイプの流木捕捉工は堤体に直接設置するため，施工規模が小さくて済むほか，将来堆砂敷きの除石が可能であることなどが利点である。ただし，アンカーボルトで設置することから，堤体のコンクリート強度，劣化の状態によっては設置できない場合があるため，留意が必要である。また，張り出しタイプの流木捕捉工の施工は今回初となるため，今後の施工状況や設置後の流木捕捉状況をモニタリングして，検証していく必要がある。

参考文献

1）吉田ら：既設コンクリート堰堤への流木捕捉機能追加に関する実験的研究，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

2）国土交通省 国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針解説，国総研資料 ，Vol.905，2016

既設コンクリート堰堤に流木捕捉機能を付加した張り出しタイプ（未満砂型）の施工事例について

JFE 建材株式会社　○吉田　一雄，山口　聖勝，水山　高久
国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所　田村　圭司※
※2019 年 3 月末時点
角田建設工業株式会社　小林　徳茂
国土防災技術株式会社　東　康治，中村　かおり
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示

1．はじめに

近年の土砂災害に見られる特徴として，短時間での局地的豪雨や数時間にわたって同じ場所に集中豪雨をもたらす線状降水帯によって各地で大規模な土砂災害が発生している。その土砂災害の中でも土砂とともに流れてくる流木の被害が拡大しているため，国土交通省は流木等を確実に捕捉できる透過構造を有する施設の設置を推進している。さらに，既に設置されている不透過型砂防堰堤についても流木の捕捉効果を高めるための改良を行うこととしている。

そこで，既設不透過型砂防堰堤に流木捕捉効果を高めるための流木捕捉工（J-HD スリット）の提案とその機能検証については昨年度の砂防学会で報告したが [1]，本報告は国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所管内の二又沢上流第二砂防堰堤において，張り出しタイプ（未満砂型）の施工が完了したので報告する。

2．二又沢上流第二砂防堰堤の概要

本堰堤は昭和 56 年 11 月に完成したコンクリート砂防堰堤であるが，平成 30 年 10 月に補強が終了している。補強は下流側の腹付けによる補強のみであり，流木捕捉機能の付加はされていない堰堤であった。堰堤の諸元を表-1，張り出しタイプを施工する前の堆砂敷の状況を写真-1 に示す。

表-１　堰堤諸元

二又沢上流第二砂防堰堤	
堤　　高	14.0m
延　　長	53.0m
水通し幅	12.0m
上流のり勾配	1：0.6



写真-１　堆砂敷の状況（2017.11.28）

3．張り出しタイプの選定

張り出しタイプには堆砂敷に配置するタイプと既設コンクリート砂防堰堤に直接取り付けるタイプとの 2 種類に分類できるが，本件は既設コンクリート砂防堰堤に直接取り付けるタイプを選定した。選定理由は，写真-1 に示すように完全に満砂していないこと，次に改修せずに既設コンクリート砂防堰堤に直接設置できて，流木捕捉効果が最も大きくなること等により J-HD スリットが採用された。

4．J-HD スリットを設置するための工夫点

従来の鋼製透過型砂防堰堤の施工手順は，レベルが確保された一次コンクリートを打設した後に鋼製構造物の足元になるベースプレートをアンカーボルトによって位置決めする形式が一般的である。ここで肝心なことは設置面が水平で均一であることである。

本件の張り出しタイプは既設コンクリート砂防堰堤の上流のり面に直接取り付けるタイプになるため，上流のり面に不陸が生じている可能性が高いことを想定しておく必要がある。次に，部材通しの接合は高力ボルトによって剛接合する構造であるため，接合部のフランジの孔径とボルト径の差を 1.5mm としているので，接地面のレベル管理とアンカー位置が重要となる。

4.1.調整コンクリート

本堰堤は昭和 56 年に完成しており 40 年が経過したコンクリート構造物であったため，設置面を均一にするために鋼製型枠を使用して調整コンクリートを打設することとした（写真-7）。なお，既設本体と調整コンクリートの一体化を図る目的で，あらかじめチッピングを施してから鋼製型枠を設置した（写真-2，3）。



写真-２　チッピング



写真-３　鋼製型枠

また，既設コンクリートと鋼製型枠のズレを防止するための差し筋は使用したが（写真-4），調整コンクリ

ートのズレ防止についてはチッピングのみで対応した。

調整コンクリートの厚みは骨材の 4 倍以上を確保した 160mm に設定した。なお，ひび割れを防止するために耐アルカリガラス繊維を添加した。

コンクリートの打設は，160mm の狭い隙間に流し込むため，バケット下部に写真-5 のような治具（当て板）によって実施した。



写真- 4　差し筋





写真- 5　打設状況



写真- 6　打設終了



写真- 7　調整ｺﾝｸﾘｰﾄ













4.2.端部袖部のアンカー取り付け

端部袖部のアンカーの位置決めは，施工誤差，加工誤差，袖部上流面の不陸等を解消する必要があるため，全ての柱を架設後に実測によりアンカーの位置決めを行った。

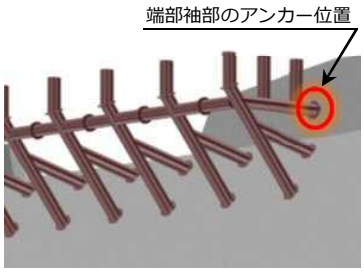


図 - 1　端部袖部のアンカー位置

5. J-HD スリットの架設状況

調整コンクリートにあと施工アンカーを設置する状況から鋼製部の架設状況までを以下に示す。









6. まとめ

本施工は平成 31 年 1 月中旬より調整コンクリートの型枠設置を開始し，3 月上旬には架設を終了することができた。コンクリート砂防堰堤の上流のり面に直接設置するタイプについてはこれまで施工事例が無く，柱材 12 本をビーム材でつなぐ本構造を成立させるためには，アンカーの位置決めが大変重要であった。先に述べたようにビームを接合するボルト径 22mm に対してフランジの孔径が 23.5mm とわずか 1.5mm の余裕しかない。また，アンカーボルトを挿入するための穿孔長 450mm を鉛直に穿孔するためにコアドリルを採用し，誤差を極力抑えてアンカーの位置を決定した。

その結果，本体上段の架設はスパン毎にボルト接合を順次中央部から左右交互に実施することでボルト接合が順次行うことができた。また，両端部の袖部との位置出しを端部架設後に実測して位置決めをすることで，最終的なトータル誤差をこの部分で吸収することができた。すなわち，施工上ではスパンの数に制約を持つ必要が無いことが確認できた。

今後は本工事でわかった様々な知見と工夫点を次の施工までに具現化し，既設の不透過型砂防堰堤の流木対策のひとつとして一般的な工法として普及するよう改良を加えてより良い製品にしていきます。

参考文献

1）吉田一雄，松元志津佳，里深好文，高山翔輝，坂本良祐，嶋丈示，水山高久；既設コンクリート堰堤への流木捕捉機能追加に関する実験的研究，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集 V-034，平成 30 年 5 月

鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉実態について

砂防鋼構造物研究会　○飯塚幸司
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋丈示
京都大学名誉教授　水山高久

１．はじめに

近年，異常気象の影響により土石流が多発するとともに流木災害が増えている．平成 29 年 7 月の九州北部豪雨では 1000m³/km² を超えて流木が発生し過去最大級の流木災害 [1]をもたらした．こうしたなか，国土交通省において流木を効果的に捕捉できる鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉工の整備を推進している．しかし，鋼製透過型砂防堰堤を含めた流木の捕捉実態に関する事例は小山内ら [2]の報告が挙げられるが少なく，流木の捕捉形態を検証するために事例が蓄積されていない．

そこで，本稿では土石流区間に設置する流木捕捉工を対象に，これまでの流木混じりの土石流に関する既往の研究成果を調査し，最近の鋼製透過型砂防堰堤の捕捉事例から流木の捕捉実態について考察する．

２．既往の研究成果

土石流の災害事例において流木と巨礫等が混在している場合でもその流下過程で流木と巨礫が分離して流下し，流木，巨礫の順で捕捉されていることが報告されている．このことから既往の研究成果を流木の流下形態に着目して調査した．

渋谷ら [3]は，透過型砂防堰堤の流木混じり土石流の捕捉実験から，土石流中に含まれる流木の容積や透過断面を構成する部材間隔を変化させ，流木における捕捉効果の影響を検討した．また，嶋ら [4]は，実際の被災例を基に捕捉された土石流の特徴を整理し，礫と流木によって細粒土砂まで捕捉された実例を示した．

葛西ら [5]は，現地調査と実験結果とを総合して，流木は巨礫ともとに土石流先端部に集中する傾向であると指摘している．また，松村ら [6]は，格子型砂防堰堤を用いた実験より，掃流域と土石流流域における流木のみが流下する場合の捕捉機能を検証している．最近では，榎本ら [7]は，鋼製透過型砂防堰堤における土石流捕捉事例を総括し，①石礫と流木の捕捉，②土砂と流木の捕捉，③石礫のみの捕捉，④流木のみの捕捉に捕捉事例を区分した．

３．事例調査と捕捉状況

３．１　事例調査概要

表-1 に，鋼製透過型砂防堰堤の捕捉事例について，各諸元，捕捉パターンごと [7]に分類してまとめた．なお，事例 No.11 に掃流区間の流木捕捉工を参考に示す．

既往資料調査より，捕捉流木量は堰堤への堆積状況を写真判読にて推定し求め，捕捉土砂量は捕捉流木量からを差し引いて求めた．

３．２　捕捉状況

類似している捕捉状況を事例ごとに(1)から(5)に示す．

(1) 捕捉状況 1

写真-1 に No.1，No.2 の事例を示す．No.1 は満砂し，No.2 は堰堤高の 5.0m 程度堆砂している．堆砂地表面では，流木が堰堤の上流部に堆積している．礫は堆砂地表面に堆砂していることが確認できる．下流から見ると，全面にわたり流木や枝葉で覆われているが，礫も捕捉されているのが確認できる．２つの事例とも上流域の痕跡から土石流発生後，流下過程において流木や土砂を巻き込みながら土石流として堰堤に到達したと推測される．上流域は渓流の縦侵食も発達している．流木も比較的長く，流木の表面の皮が剥げている状態の割合も多く，堰堤近傍の流木と推測される．



写真-1　捕捉状況 1(No.1,No.2)

表-1　捕捉事例の一覧（諸元と捕捉パターン）

No.	竣工年	件名	透過型タイプ	堰堤形式	ダム全高 (m)	鋼製高 (m)	水通し幅 (m)	流域面積 (km²)	現河床勾配	最大礫径 D95(m)	捕捉土砂量 (m³)	捕捉流木量 (m³)	流木容積率 (m³)	捕捉パターン[7]
1	平成26年	三本松川(1)	格子形	透過型	10.5	8.5	7.0	0.54	1/3	1.2	1,250	270	17.8%	②
2	平成12年	新所2砂防ダム	格子形	透過型	10.5	8.0	8.0	0.37	1/4	1.0	1,250	150	10.7%	①
3	平成25年	西山川	J型	透過型	9.5	6.5	3.5	0.24	1/5.6	0.6	2,130	530	19.9%	②
4	平成25年	田茂沢第1	格子形	透過型	12.5	10.5	6.0	0.3	1/6.5	0.5	3,925	65	1.6%	②
5	平成24年	長沢本川P-3上流砂防ダム	T型	透過型	14.5	12.0	10.0	–	1/10	0.6	10,420	380	3.5%	①
6	平成23年	小水無沢第一砂防堰堤	J型	透過型	10.0	8.0	20.0	2.12	1/11	1.4	8,760	1,800	17.0%	②
7	平成18年	並木沢1号砂防堰堤	B型	透過型	10.0	8.0	7.0	–	1/16	0.9	5,350	30	0.6%	②
8	平成26年	ペンケオタソイ川1号	B型	透過型	8.0	6.0	21.2	–	1/18	0.9	42,550	1,190	2.7%	①
9	平成15年	井川砂防堰堤	格子形	透過型	12.0	10.0	40.0	11.40	1/19	1.0	44,970	630	1.4%	①
10	平成23年	神子畑川	J型	透過型	5.5	3.5	14.0	7.13	1/23	0.9	5,720	80	1.4%	①
11	平成26年	美瑛川1号	B型	部分透過型	17.5	6.5	62.0	93.00	1/33	1.3	0	10,000	100.0%	④

注)No.11 は掃流区間の流木捕捉工.

(2) 捕捉状況 2

写真-2 に No.4，No.7 の事例を示す．No.4 は満砂し，No.7 は堰堤高の 4.0m 程度堆砂している．２つの事例とも堆砂地表面では，流木が堰堤の上流部に堆積している．礫は堆砂地表面にほとんど確認できない．下流から見ると，全面にわたり流木や枝葉で覆われ礫は確認できない．

流木は堰堤の上流部に押し付けられるように流木が立ったように捕捉されている．その堆積厚は 1.0m程度である．堰堤近傍は一部渓岸が侵食されているが，上流部は露岩している状況である．

これらの状況から，出水時，堰堤の上流部に枝などの流木が目詰まりを起こし，そのきっかで後続の土砂が大量に捕捉されたと推測される．写真-2 には示さなかったが No.3，No.5 についても同様な捕捉状況であった．



写真-2　捕捉状況 2(No.4,No.7)

(3) 捕捉状況 3

写真-3 に No.9，No.10 の事例を示す．No.9 は堰堤高さの 5.0m 程度まで堆砂し，No.10 は堰堤高さの 2.0m 程度堆砂している．２つの事例とも堆砂地表面では，流木が堰堤の上流部に堆積している．流木の一部が堰堤天端に残っている．

礫は堆砂地表面の全面にわたり堆砂しているのが確認できる．下流から見ると，全面にわたり流木や枝葉で覆われているが，堰堤下部の捕捉面に礫が捕捉されているのが確認できる．

上下流の流下痕跡から２つの事例ともに多量の流水により，流木で目詰まりしたことをきっかけに堰上げが発生したと推測される．No.9 はその影響で堰堤から上流へ距離 5m 付近で巨礫が止まっている．

流木は，他の事例より損傷が大きく流木が短く，根が見えているものが目立つ．水が引いたところで，捕捉面に張り付いた流木が，ずり落ちたものと堰堤の天端部に取り残されたものと推測される．



写真-3　捕捉状況 3(No.9,No.10)

(4) 捕捉状況 4

写真-4 に No.6 の事例を示す．大量の土砂と流木で満砂状態である．流木が土砂の堆砂が確認できないほど全面にわたり堆砂している．土砂は堆砂地表面の上流に堆砂している．

上下流の流下痕跡から多量の流水により，流木で目詰まりしたが，その大量の流木の影響で堰堤から上流へ距離 40 m 付近に土砂が堆積している．



写真-4　捕捉状況 4(No.6)

(5) 捕捉状況 5

写真-5 に No.8 の事例を示す．大量の土砂と流木で満砂状態である．流木と礫が堆砂地表面の上部全面に渡り堆砂していることが確認できる．

大規模な土石流が渓岸を侵食しながら流下したと推定されることから，流木と礫や土砂が混在しながら堆砂していることが確認できる．



写真-5　捕捉状況 5(No.8)

4．考察

本調査から流木の捕捉事例を類似した捕捉状況ごとに示した．それによると，捕捉状況については捕捉物（礫，土砂，流木）の割合はそれぞれの違いがあるものの，流下過程で流木と巨礫が分離して流下しており，流木，巨礫の順で捕捉されていることが分かった．また，現河床勾配が急なほど流木の容積率が高い傾向となった．しかし，流木の捕捉量や捕捉形態について勾配や流域等には明確な関係性を確認できなかった．

既往の研究成果では，流木混じり土石流に関する捕捉実験が行われているが，上流域の地形的特性を考慮した流木の発生形態に関して十分に検討されていない．このため，改めて流木の発生形態や流下形態および捕捉機能を含めた体系的な検討が必要である．

今後は，上流域の荒廃状況（樹木の繁茂状況）により，土石流形態を推測（石礫型か流木混入型かなど）し，捕捉工間隔を設定する方法が考えられ，事例調査を進めいくことが重要である．

参考文献

1) 国土交通省：平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要〈速報版〉Vol.6,平成 29 年 9 月
2) 小山内ら：流木対策施設の効果と維持管理体制の現状,砂防学会誌,Vol.50,No.6,pp.48-51,1998
3) 渋谷ら：透過型砂防えん堤の流木混じり土石流の捕捉性能に関する実験的研究,砂防学会誌,Vol.62,No.1,p.66-73,2009
4) 嶋ら：鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉における礫および部材間隔に関する一考察,砂防学会誌,Vol.67,No.5,p.3-11,2015
5) 葛西ら：鋼製透過型ダムの土石流捕捉形態,神戸製鋼技報,Vol.49,No.2,p.65-68,1999
6) 松村ら：格子型砂防ダムによる流木捕捉効果，砂防学会誌（新砂防）,Vol.43,No.3,p.9-12,1990
7) 榎本ら：鋼製透過型砂防堰堤の土石流区間における捕捉パターンと地域特性との関係について,平成 25 年度砂防学会研究発表概要集

石積砂防堰堤改修の留意点に関わる一考察

（株）インバックス技術研究所（ITR）
○岩田 健、松村和樹、廣瀬隆浩

1. 序

平成 30 年 7 月豪雨に伴い石積み砂防堰堤の損壊が広島県呉地方で多発した。今後、石積砂防堰堤が改修されるに際して、当時使用されていたコンクリートの性状に着目して研究を実施したので、材料分析を主に報告する。

2. 分析に使用した試料

筆者らは、現地調査を行うとともに、株式会社ダイヤコンサルタントから提供を受けた損壊した石積砂防堰堤のコンクリート片を用いて成分分析を行った。

Table 1 試料採取位置

試料名	採取箇所
So-2 左岸	総頭川
Se-3 左岸袖	背戸の川
Te-1 左岸	天地川

3. 試験結果

3.1 組織観察

主たる組織観察は「偏光顕微鏡[1]」で行うため、はじめに提供された試料から、可視光が十分に透過する程度の研磨薄片試料（厚さ 20μm 程度）を作製した。これを偏光顕微鏡下で観察する前に、骨材・結合材（セメントなど）・組織（空隙・ひび割れなど）の状況などの観察を行った。多孔質なものから順に Se-3 左岸袖、So-2 左岸、Te-1 左岸であり、また Te-1 左岸には粗骨材が含まれることが、肉眼観察でも明らかであった。



Figure 1 Se-3 左岸袖試料断面

[1] 偏光顕微鏡：試料に偏光を照射し、偏光および複屈折特性を観察するために用いられる。偏光特性は結晶構造や分子構造と密接な関係があるため、鉱物学や結晶学の研究で多く用いられる顕微鏡である。

3.2 偏光顕微鏡組織観察結果

(1) 骨材

骨材を構成する岩石・鉱物の観察結果を表-2 に示す。いずれの試料も骨材は、ほとんどが花崗岩と花崗岩の一部分であった石英や長石などの鉱物結晶片から構成され、骨材のサイズは、So-2 左岸と Se-3 左岸袖では、大部分が粒径 5mm 程度以下の細骨材であるのに対し、Te-1 左岸では最大粒径 50mm 程度の粗骨材も含まれていた。

骨材を構成する花崗岩に、試料間での差異は特には認められなかった。いずれの試料とも、花崗岩の主成分鉱物は石英・カリ長石・斜長石・黒雲母であり、少量の白雲母などを伴っていた。これらの鉱物の結晶粒径は、花崗岩としていずれも中粒（観察範囲で、So-2 左岸 1～5mm 程度、Se-3 左岸袖 1～5mm 程度、Te-1 左岸 1～6mm 程度）であった。Se-3 左岸袖には、貝殻片（海砂が用いられた可能性もある）が微量に認められた。

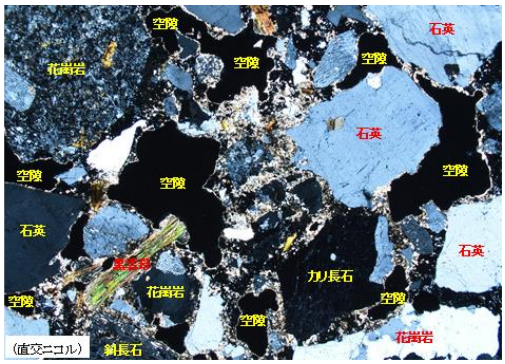


Figure 2 偏光顕微鏡写真：So-2 左岸

Table 2 骨材の観察結果

試料	粗骨材	細骨材
So-2 左 岸	—	岩 片：花崗岩 結晶片：石英、カリ長石、斜長石黒雲母、白雲母等（花崗岩起源）
Se-3 左岸袖	—	岩 片：花崗岩 結晶片：石英、カリ長石、斜長石、黒雲母、白雲母等（花崗岩起源） その他：貝殻片
Te-1 左 岸	花崗岩（骨材径 50mm 程度）	岩 片：花崗岩 結晶片：石英、カリ長石、斜長石、黒雲母、白雲母等（花崗岩起源）

(2) 結合材・組織

いずれも試料も、骨材を接着する結合材として、ポルトランドセメントのみが認められ、火山灰、漆喰（石灰）などの混入は認められなかった。しかし、セメントペーストは骨材の粒間の隅々まで行き届いていない状態であり、空隙が多く存在していた。この空隙の量比は多いものから順に、Se-3 左岸袖、So-2 左岸、Te-1 左岸であった。また、セメントペースト中にはセメント粒子に混じって、それと同程度の大きさの骨材微粒分（真砂土の微粉末または泥分）が多く認められた。したがって、意図的な混和材は存在しないが、骨材微粒分が混入されているに近い状態であった。

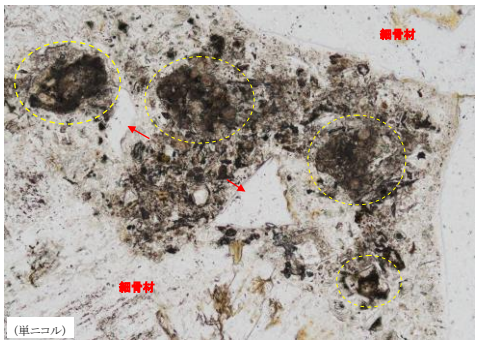


Figure 3　So-2 左岸　結合材

観察された骨材微粒分の量比も、多いものから順に、Se-3 左岸袖、So-2 左岸、Te-1 左岸であった。いずれの試料でも、セメントには粒径 100μm 程度の粒子が多く認められ、現在の国産セメントには、粒径 100μm に達する粗大粒子は極めて少量であり、これと比較すると粗粒である。　いずれの試料も昭和 24 年の建設と考えることに違和感はない。いずれの試料でも、セメントペーストには、空隙の周囲などで部分的に炭酸化（中性化）が進行していたが、その領域は最も多孔質な Se-3 左岸袖に最も広く認められた。



Figure 4　So-2 左岸　セメント粒子

3.3　セメント量の推定（セメント骨材比率の推定）

（社）セメント協会コンクリート専門委員会報告 F-18「硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告」のセメント協会法に則り、試料を希塩酸(1+100)で溶解し、溶解液中の CaO 量からセメント量を推定し、不溶残分量から絶乾細骨材量を推定した。

試料は、105℃で乾燥後、粗砕・縮分・微粉砕を行ったものを用いた。

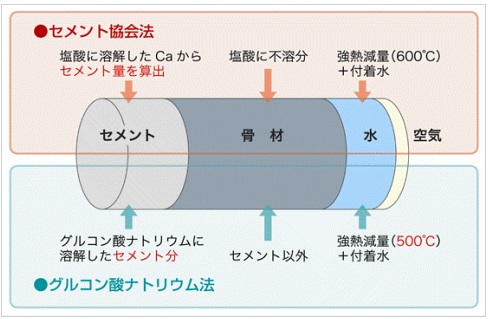


Figure 5　セメント協会法

F-18 によるセメント量の推定（セメント骨材比率の推定）結果によれば、(セメント：骨材)の質量比率が、(1：13～1：12)であり、ほぼ当該地域の堰堤材料のセメント量は同一で、現代のコンクリートに対して、著しく貧配合であることが確認された。

Table 3　試験結果

試料名	CaO (mass%)	insol. (mass%)
So-2 左岸	4.5	86.8
Se-3 左岸袖	4.7	86.6
Te-1 左岸	5.3	85.0

注1)　試験結果は 105℃乾燥ﾍﾞｰｽ値。

Table 4　セメント骨材比率の推定結果

試料名	ｾﾒﾝﾄ量 (mass%)	骨材量 (mass%)	質量比率 セメント：骨材
So-2 左岸	7	93	1:13
Se-3 左袖岸	7	93	1:13
Te-1 左岸	8	92	1:12

4.　結

今後、全国で石積砂防堰堤の改修が進められていくと思われる。石積堰堤は当時の物資貧窮の時代、先人たちが苦労して材料を無駄なく使用した例証として、堰堤構築材料の変遷を知るうえで、重要な情報である。今後広くこのような調査が行われることを望むものである。

砂防堰堤の水平打継目における簡易的安定性評価手法について

八千代エンジニヤリング株式会社　○池田誠
国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部　瀧口茂隆，鈴木啓介

1．はじめに

砂防堰堤に土石流が直撃した場合の被災形態の一つとして，堰堤堤体の内部破壊も見受けられ（たとえば 1997 年 針原川），内部破壊は基礎地盤の「転倒・滑動・地盤反力」の安定条件より相対的に危険度が高い場合もあると推測される．

本検討では，水平打継目に着目した内部破壊に対する簡易的な安定性評価方法と，内部応力状態の特徴の整理，水平打継目が劣化した場合の影響と，内部破壊に対する対応策とその効果について，試行的に検討を行ったので報告する．

2．検討条件

2．1　モデル砂防堰堤

水平打継目の検討を行う上での架空のモデル砂防堰堤を設定した．モデル砂防堰堤の条件は，表 1 の通りとした．

表 1　モデル砂防堰堤の検討条件

項目	検討条件	
外力条件	土石流ピーク流量 最大礫径	：100m³/s ：1.0m
地形条件	渓床幅 渓床勾配 堆砂敷き	：10m ：1/10 ：満砂
コンクリート強度※	せん断強度 短期許容圧縮応力度 短期許容引張応力度 内部摩擦係数 せん断目標安全率	：τ_c＝2,760kN/m² ：σ_{ca}＝6,750kN/m² ：σ_{ca}＝337.5kN/m² ：f＝0.7（ϕ 35°） ：n＝4
堰堤形状	堰堤高 水通し天端幅 袖高	：14.5m ：3.0m ：3.0m

2．2　水平打継目の安定性の検討手法

水平打継目の内部応力は，堰堤の高さ 0.5m ごとに堤体内部の水平打継目の照査面を設け，その上部に作用する外力に対して安定計算を行い，各照査面の安定計算結果を取りまとめる方法を採用した（図 1）．

①　照査面のせん断（滑動）に対する照査

Henny の式によって，照査面のせん断の安全率を算定した．

$$n=\frac{f\times V+\tau_c\times L}{H}$$

②　照査面の鉛直応力・転倒に対する照査

照査面の上下流端部の鉛直応力は偏心距離を用いた次式によって算定した．

$$\sigma\ max,\ min=\frac{V}{B}\times\left\{1\pm\left(6\times\frac{e}{B}\right)\right\}$$

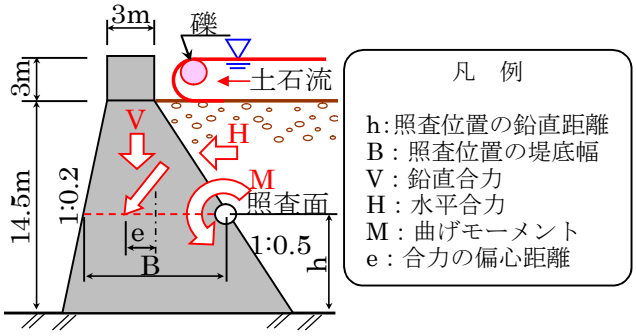


図 1　モデル砂防堰堤の基本形状

3．水平打継目の内部応力状態の特徴

水平打継目の応力状態の特徴を把握するために，モデル砂防堰堤に土石流流体力と直径 1m の礫の衝撃力を作用させた場合の検討を行った．

検討結果は，図 2 に示す通りであった．

最小鉛直応力はコンクリートの短期許容引張応力度に収まる値であるが，最大 280kN/m² 程度の引張応力が発生することが確認された．

一方，せん断安全率は水通し付近は礫の衝突による影響で安全率が低下する範囲があるものの，極めて高い安全率を有しており，堰堤上部に向かうに従い安全率が高くなる傾向が確認された．

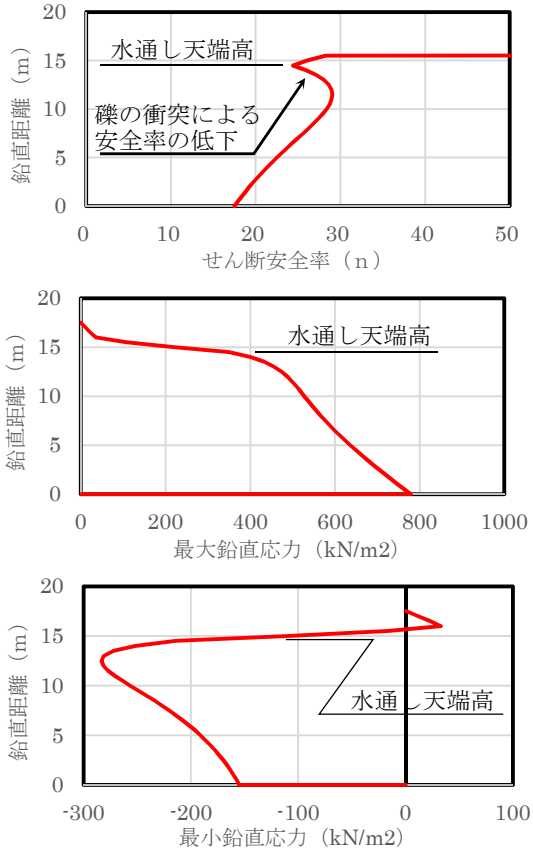


図 2　内部応力の検討結果

せん断安全率が極めて高い値を有する原因について，せん断抵抗力の内訳を，摩擦係数に起因する抵抗力（f×V）と，せん断強度に起因する抵抗力（τ_c×L）に整理したところ，図 3 の結果が得られた．せん断破壊に対する抵抗力は，せん断強度に起因する抵抗力（τ_c×L）が殆どを占めることが明らかとなった．

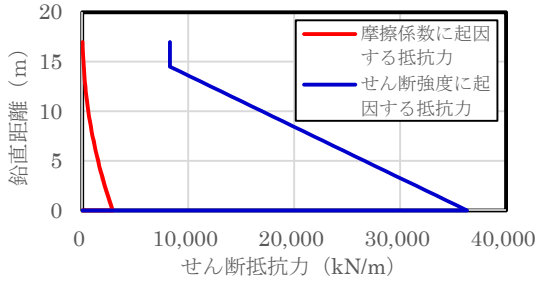


図 3　せん断抵抗力の内訳

４．水平打継目が劣化した場合の安定性

本モデル砂防堰堤での水平打継目の内部破壊は，コンクリートのせん断強度と引張強度によって安定を確保されていることが明らかとなった．

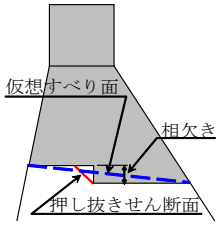
ここで，水平打継目の老朽化や施工不良等によってクラック等が発生し，コンクリートのせん断強度（τ_c）が得られない状態となった場合，水平打継目を境に破壊することが懸念される．

ここでは，コンクリートのせん断強度（τ_c）を見込まない場合の安定性について検討を行った．

結果と特徴は，内部応力図（図 4）に示した．

５．相欠きによる水平打継目対策の効果

水平打継目の補強方法としては，堤体上流側への補強鉄筋の埋設，水平打継目へのキーの設置などが考えられる．本検討では，水平打継目の上下流方向に段差を設ける相欠きによる補強の効果を検討した（図 5）．



① 相欠き部のコンクリートの押し抜きせん断面は 45° と仮定し，コンクリートのせん断強度の抵抗を期待した（図中赤）．

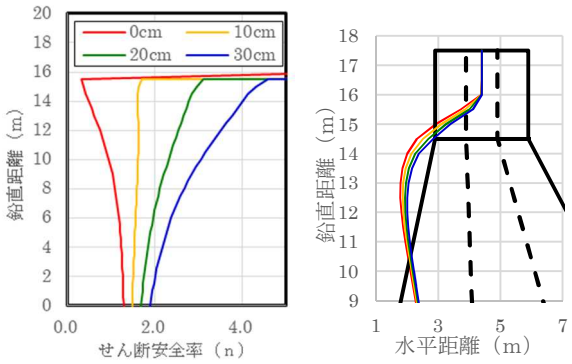
② 上下流端を結んだ直線の下流上がりの仮想すべり面に対して安定性を評価した（図中青）．

図５　相欠きのイメージ図

相欠きの安定検討は，下流側の打継目の高さを 10cm，20cm，30cm と高く計画する 3 ケースで検討した．検討結果を整理すると図 6 に示す通りである．相欠きによる補強効果の特徴として，次の事項が明らかとなった．

① せん断安全率は著しく向上した．
この向上は，押し抜きせん断部のせん断強度（τ_c）に起因しており，仮想すべり面が下流上がりとなる効果は殆どない．

② 転倒に対する効果は小さく，鉄筋等による補強計画が必要となると考えられる．



【せん断に対する効果】　【転倒に対する効果】

図６　相欠きの効果

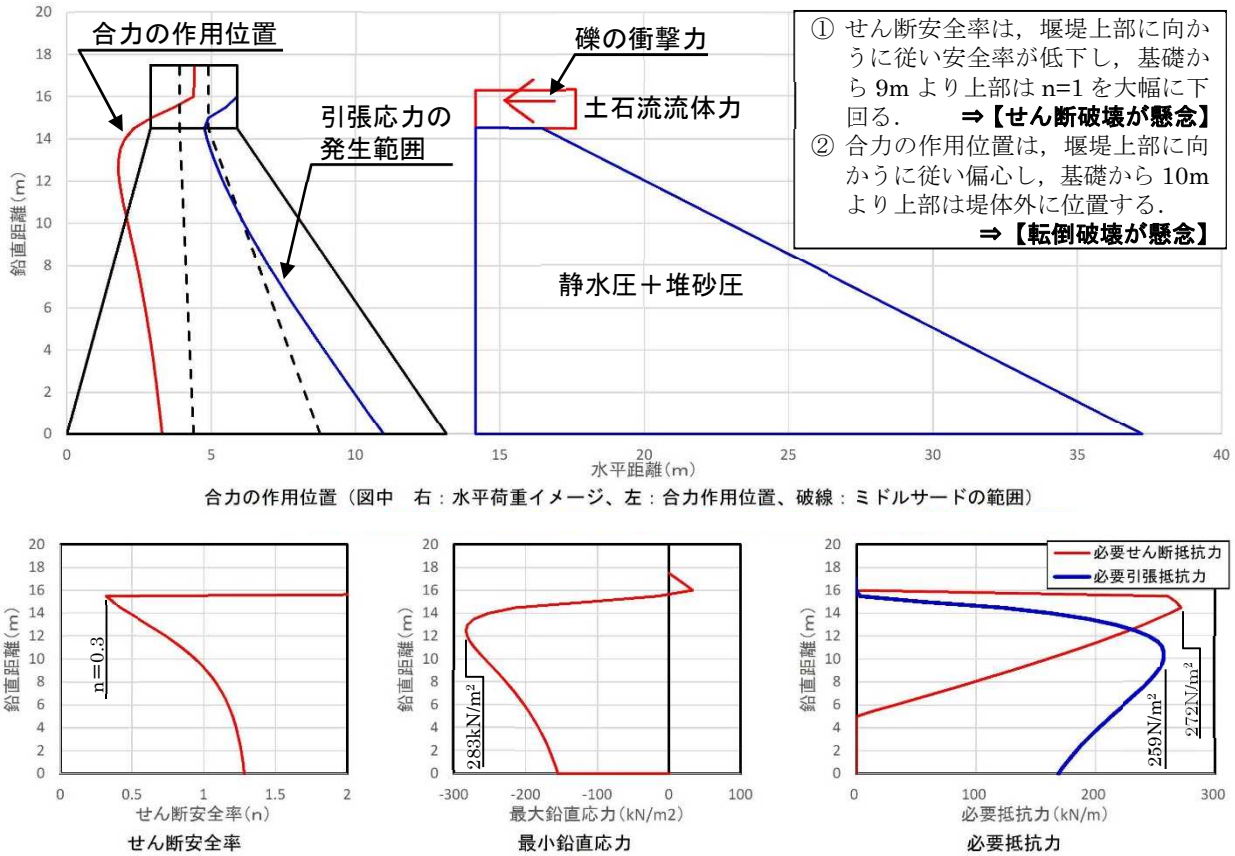
６．まとめ

本検討の結果，堰堤の上部に劣化した水平打継目が位置する場合，安定性の低下が著しい傾向にあった．今後，砂防堰堤の点検時には，このような傾向に留意することが求められる．

本検討で礫の衝撃力の評価は，現行技術基準に示される袖部の安定性評価方法を簡易的に用いたが，水通しより下位の堤体内部までこの手法を採用してよいか，今後の検討が求められる．

参考資料

※ 「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）および土石流・流木対策施設設計技術指針に基づく計画･設計事例の解説＜第２版＞」H29.9.1，一般財団法人 砂防・地すべり技術センター



合力の作用位置（図中　右：水平荷重イメージ、左：合力作用位置、破線：ミドルサードの範囲）

図４　内部応力図（非越流部）

砂防堰堤の水平打継目対策の試験施工とその評価

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生，後藤　健，中川　泰成，佐藤　梨乃
株式会社クリエイトセンター　○加藤　毅，吉田　要
一般財団法人砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示，佐々木　司

1．はじめに：

砂防堰堤の被災実態については，前庭部洗掘により基礎が底抜けした事例 [1]は報告されていたが，近年土石流によって砂防堰堤が破壊される事例がいくつか報告されている [2),3)]。各事例については，計画降雨量を超過していた，巨礫調査で計測された粒径以上の礫を含む土石流が流下した等，計画規模を上回る土石流により破壊されていることが明らかになっている．

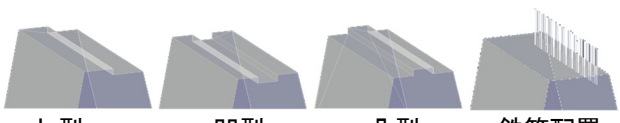
想定よりも大きな外力に対する対策として，打継目の確実な密着を目的とした和歌山県砂防課による全リフトへの突起設置 [4)]や、水平打継目補強を目的とした林野庁治山技術基準に基づく渓間工への凹凸の設置や鉄筋配置 [5)]が考えられるが，それらの対策の想定外力に対する安全率への影響について定量的に評価された事例は少ない．

一方，湯沢砂防事務所では，長寿命化計画立案・更新のために砂防施設の点検を毎年実施している．その結果では砂防堰堤の水平打継目からの漏水事例が複数認められている．漏水がひどい場合，水平打継目が弱部となり砂防堰堤が一体構造物として機能せずに，土石流により破壊される可能性が生じることが懸念されるが，水平打継目対策はその対策にも適用可能と考えられる．

そこでここでは，水平打継目の補強対策として想定される鉄筋配置及びコンクリートの凹凸をモデル化し，安全率への影響を定量的に評価した上で現地での試験施工による施工性の評価を行い，今後の水平打継目対策としての可能性について検討した．

2．水平打継目対策のモデル化と安全率の評価：

水平打継目対策は，既往の対策に対して試験施工で施工性を評価するためにコンクリートの凹凸形状をＬ型・凹型・凸型と変化させた 3 種類と鉄筋配置の計 4 種類を設定した（図-1）．安全率への影響については，水平打継目対策箇所に対し，計画規模の土石流流体力を与えて評価した．図-2 に試験施工を実施した浅貝第 1 号砂防堰堤をモデルにした検討イメージを示す．また，浅貝第 1 号砂防堰堤の諸元を表-1 に示す．

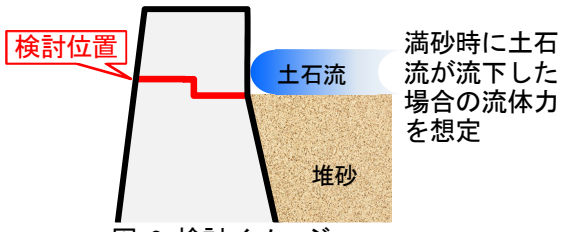


図−1 水平打継目対策イメージ
（図左側が下流、右側が上流）

凹凸形状は，和歌山県 [4)]と同様の 30 cm の段差，鉄筋配置は，北陸地方整備局設計要領（河川編）[6)]を参考に 250 mm 間隔で 1,400 mm の D16 異形棒鋼を設置した（図−3）．

検討は，①水平打継目は一体化していないものと仮定，②せん断抵抗力は，水平打継目の流下方向のコンクリートせん断抵抗もしくは鉄筋のせん断抵抗を評価，③せん断抵抗力を水平方向の土石流流体力で除し，安全率を算定，という条件で評価を実施した．

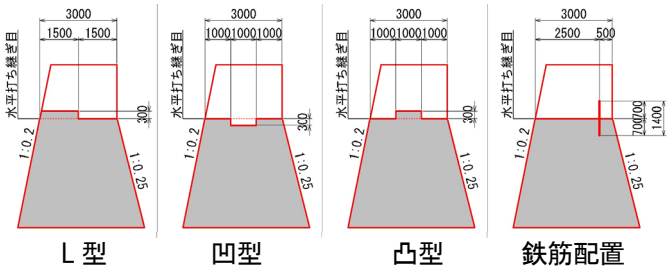
なお，通常の砂防堰堤の安定計算では，摩擦抵抗とせん断抵抗を同時に考慮する．しかし，実際の物理現象では土石流等でせん断破壊が発生した後に摩擦抵抗が発生し，摩擦抵抗とせん断抵抗の両方が同時に作用することはないことから，せん断抵抗のみで評価を実施した．



図−2. 検討イメージ

表−1　浅貝第 1 号砂防堰堤設計諸元

項　　目	記　　号	諸　元　値
流域面積	A	0.12 km^2
日雨量	R_{24}	240.1 mm/day
洪水ピーク流量	Q_p	4.1 m^3/s
土石流ピーク流量	Q_{sp}	37.0 m^3/s
土石流水深	D_d	0.630 m
土石流流速	U	3.370 m/s
土石流流体力	F	12.5 kN/m
最大礫径	D_{95}	0.60 m
堰堤高	H	5.5 m



図−3 水平打継目対策側面図

結果を表-2 に示す。Ｌ型の安全率が最も大きく，凹型，凸型，鉄筋配置という順で安全率が小さくなったが，いず

れの場合においても、安全率は 1.0 を大きく上回った．凹凸型で値が同じである理由は，せん断力を期待する長さが一定であるためである．

３．試験施工：

試験施工は，新潟県南魚沼郡湯沢町にある信濃川水系清津川右支川浅貝川の右支渓（土石流危険渓流番号 15-13-19I）に，土石流・流木対策として施工中の浅貝第 1 号砂防堰堤において 2018 年 8 月上旬から下旬実施した．

本堰堤の左岸側袖部において，前述のＬ型･凹型･凸型･鉄筋配置の 4 種類の形状で施工し，各打継目形状での①施工時間，②施工費用，③水平打継目の一体性，④設置方法について整理した．

施工業者へのヒアリング結果によると，型枠設置については，Ｌ･凹･凸型では組立，設置，撤去に通常型枠時より期間が必要であるため，工期の延長が発生する可能性がある．コンクリート打設については，凹・凸型では型枠及び型枠固定用の支保工（鉄筋）が多いため，シュート時のバケット位置の調整が困難，特に凹型底面ではバイブレータによる締固めが困難等の意見が挙げられた．

試験施工状況，ヒアリング結果及び施工歩掛調査に基づく通常施工との比較結果を表-3 に示す．

型枠工，打設工は，共に凹型が最も困難であり，通常施工に比べ概ね 2 倍以上の労力・費用が必要であることが分かった．一方，Ｌ型，鉄筋配置では，通常型枠に比べ労力・費用は増加するものの通常型枠に比べ 1.0～1.5 倍程度の労力・費用で可能であった．

４．水平打継補強対策の総合的な評価：

３．の試験施工では，鉄筋配置が施工性・経済性の面から優位であった。一方，２．での水平打継目補強対策ごとの安全率は，1.0 を大きく上回る結果となったが，コンクリートによる凹凸は鉄筋配置に比べ，安全率が 1 オーダー大きい結果となった．総合的に判断する場合の材料として，凹凸を採用した場合の大きな外力の安全率を評価しておく必要がある。そこで，検討条件での土石流流体力は 12.5 kN/m であり，堰堤が破壊された事例[3]における土石流流体力に比べ 1/40 程度と小さいことを踏まえ，凸型（せん断抵抗長 1.5 m）において，土石流流体力を 150～550 kN/m と変化させ，さらに堰堤高を 14.0m とし，水平打継目高毎の安全率を算定した．なお，検討する水平打継目上端は土石流水深を考慮し，堤低から 11.0m（堤体高 3.0m）とした．

図 4 に示す通り，土石流流体力が 550 kN/m の場合においても 1.0 以上となり，基本の安全率を満足する結果となった．この結果は，コンクリートの許容せん断強度が 2,760 kN/m^2 と大きいことが影響しており，1.5 m 程度のせん断抵長を確保することで十分な耐力を有することができることが想定される．

表-2　水平打継目補強対策ごとの安全率一覧

形状	Ｌ型	凹型	凸型	鉄筋配置
安全率	329	220	220	12

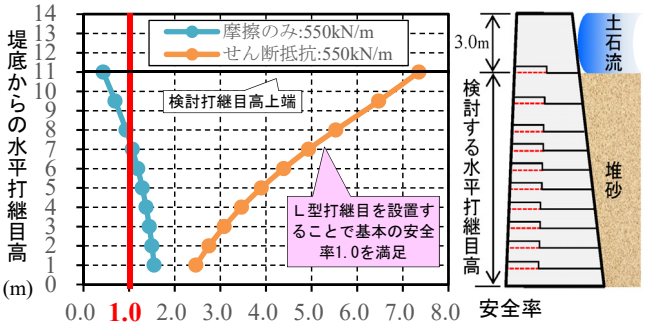


図-4 水平打継目高毎の安全率

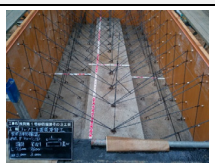
５．おわりに：

試験施工の実施及びヒアリングに際しては，（株）文明屋に多大なる協力を頂いた．ここに記して謝意を表したい．

６．参考文献：

1）建設省土木研究所，土木研究所資料第 1514 号，87p，1979，2）武澤ら，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，74-75，2018，3）平松ら，砂防学会誌、Vol.67 No.4，38-48，2014，4）和歌山県県土整備部河川・下水道局砂防，砂防事業設計要領，2015，5）林野庁，治山技術基準（総則山地治山編）解説，2009，6）北陸地方整備局，設計要領（河川編）第 3 章砂防編，2014

表-3 試験施工による経済性・施工性比較結果

		Ｌ型	凹型	凸型	鉄筋配置	通常施工
出来型写真						－
型枠工	直接工事費 通常施工比	318 千円 / 100 ㎥ 1.5	419 千円 / 100 ㎥ 2.0	358 千円 / 100 ㎥ 1.7	209 千円 / 100 ㎥ 1.0	318 千円 / 100 ㎥ 1.0 と設定
打設工	直接工事費 通常施工比	1,080 千円 / 100 ㎡ 1.6	1,552 千円 / 100 ㎡ 2.3	1,348 千円 / 100 ㎡ 2.0	812 千円 / 100 ㎡ 1.2	674 千円 / 100 ㎡ 1.0 と設定

蒸気養生供試体による目標強度の早期判定について

(株)インバックス　○酒巻　克之
秋山　祥克
ソイルテクノロジー(株)　五十嵐　夕子

１．まえがき

砂防ソイルセメント工法において、現場の示方配合を決定する室内配合試験は、代表的な土砂を採取して行うことに留意しているものの、現場では含水比等の土砂性状に加え、気象条件等も含めた様々なバラツキは避けられずに強度は変動し、稀に最小管理強度を満足せずに再施工となるケースもある。

施工において、その確実性および手戻り防止を追求することは最重要であり、現場の品質管理において目標強度を満足するか否かを早期に判断することは非常に有意義である。

本報告では、現場と同一の土砂を用いた示方配合供試体の蒸気養生強度により、現場強度の合否を早期に判定することを目的とし、蒸気養生条件を検討した結果を述べるとともに、決定した条件による現場品質管理の妥当性を多くのデータから検証した。

２．蒸気養生条件の検討

蒸気養生条件は、標準養生(20℃水中)での圧縮強度との相関がより高くなることが理想と言えるが、今回は現場での品質管理が目的であるため、特に試験含水比の変化に伴う強度発現パターンが標準養生と相似する条件を模索検討した。

2.1　検討方法

圧縮強度に与える蒸気養生の因子として、表-1 に示す条件を設定し、標準養生(20℃水中)での圧縮強度と比較した。なお、その他の試験方法は表-2 のとおりとし、砂防ソイルセメント施工便覧の配合試験方法に準じて圧縮強度を求めた。

表-1　検討条件

Total 養生時間	5ｈｒ			24ｈｒ			
前置き時間*	0	2.5	5	0	2.5	5	24
蒸気養生時間	5	2.5	0	24	21.5	19	0
蒸気養生温度	(20+α)℃, (20＋4α)℃						

*前置きの温度は 20℃

表-2　試験方法

試料土	砂レキまじり火山灰質土(熊本県産)					
	A			B		
含水比 %	22.5	25.5	28.5	20.5	23.0	25.5
固化材	高有機質土用(GS225)を 200kg/m3 添加					

2.2　検討結果

2.2.1 試料土Ａ

図-1 に試料土Ａの各養生条件における試験含水比と圧縮強度の関係を示した。

すべての養生条件において試験含水比の増加に伴い強度が減少する傾向は一致した。

低温側蒸気養生 5hr 強度では前置き時間の影響は少ないが、24hr 強度では前置き時間が長いほど高くなった。一方、高温側蒸気養生 5hr 強度では前置き時間 2.5hr が最も高くなり、24hr 強度では低温側蒸気養生と同傾向であった。しかし、前置き時間の違いによる強度差は大きくなり、前置き時間が短い条件では低温側蒸気養生の方が高温側蒸気養生よりも高強度となった。

2.2.1 試料土Ｂ

図-2 に試料土Ｂの各養生条件における試験含水比と圧縮強度の関係を示した。

試料土Ｂでは、すべての養生条件において試験含水比の増加に伴い強度も増加する傾向となり、試料土Ａとは異なった。

低温側蒸気養生では 5hr，24hr(24-0 を除く)強度とも前置き時間に関わらず同程度となった。高温側蒸気養生では 5hr 強度で前置き時間の影響は少ないものの、24hr 強度では前置き時間 2.5 および 5hr が高くなり、次いで前置きなし、前置き 24hr の順に低下し、試料土Ａの傾向と大きく異なった。

2.3　結果の考察

試料土による傾向の違いは土質性状の差によるものと考える。

一方、一般のコンクリートでは一定の条件下で、圧縮強度と積算温度は比例関係にある [1)] と言われているが、本検討では、必ずしもそうとは言えない結果が多く認められた。この理由として次の 2 点の単独および相互作用が考えられる。

①固化材種および高温の影響

今回用いた固化材はセメント系固化材で、水和物としてエトリンガイトを多く生成する材料設計が成されており、特に高有機質土用固化材はその特徴が強い [2)]。接水により最初に生成するのはエトリンガイトであり常温では比較的大きな結晶となる。その後、カルシウムシリケート水和物(C-S-H)等が生成しエトリンガイトの隙間を埋め、粒子を相互に接合し

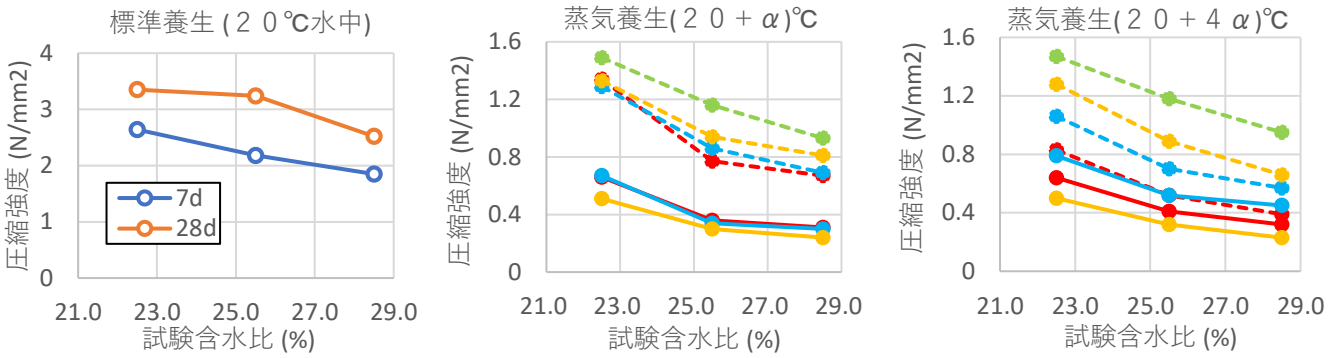


図-1　試料土Ａの試験結果　（試験含水比と圧縮強さの関係）

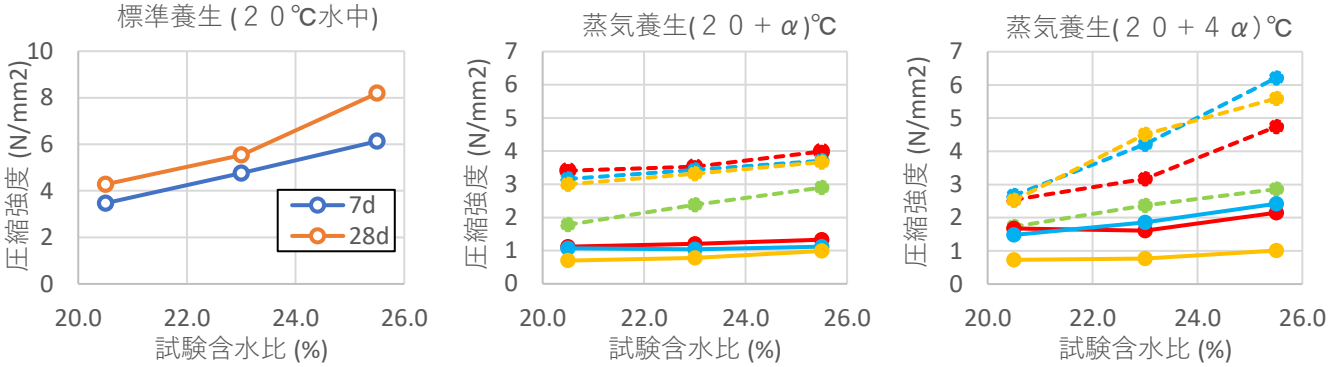


図-2　試料土Ｂの試験結果　（試験含水比と圧縮強さの関係）

蒸気養生グラフの凡例

線種	前置－蒸気	Total
――	0－5	5hr
――	2.5－2.5	
――	5－0	
- - -	0－24	24hr
- - -	2.5－21.5	
- - -	5－19	
- - -	24－0	

て組織を緻密化し強度が増進する[3]。しかし高温の場合、最初に微細なエトリンガイトを多量に生成するため、その後は常温の様な水和が阻害され組織が緻密化せずに強度増進が少なくなったと考える。

②蒸気養生の方法

一般に蒸気養生では数時間の前置き養生を行い、さらに温度の急激な上昇・下降は避けることが推奨されている[4]が、本検討ではあえて異なる方法としたため、①の現象との相互作用もあって積算温度での単純な説明が難しくなったと考える。

３．現場品質管理での検証

前述の検討結果を踏まえ、一定の蒸気養生条件において『0.5N/mm2 以上の強度が得られれば標準養生材齢 7 日の強度が 2.3N/mm2*を上回る』との仮説を立てデータを採取し、その結果を図－3 に示した。

(*材齢 28 日の現場強度(3N/mm2)／1.3≒7 日強度)

0.5N/mm2 を下回ったのは全データの 4.8%(黄枠内)であるが、施工時は単位固化材量を増加して対応するため問題ない。一方、0.5N/mm2 以上であっても 2.3N/mm2 に満たなかったのは全データの 2.6%(赤枠内)であり、さらに最小管理強度の 2.0N/mm2 を下回ったのは僅か 0.4%であることから、この蒸気養生条件での現場品質管理は妥当性があると判断出来た。

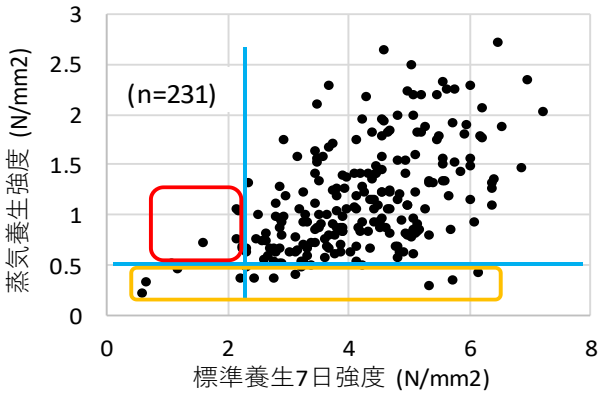


図-3　標準養生と蒸気養生の強度の関係

４．まとめ

・蒸気養生条件により強度発現の様子は異なった。
・コンクリートの積算温度の考え方にあてはまらないケースも認められ、これは固化材種、温度および養生パターンの相互作用によると考えられた。
・一定の蒸気養生条件で得た強度にて、現場強度が目標を満足するか否かを早期判定でき、この方法による現場品質管理は妥当であると言えた。
・今後、蒸気養生による早期の強度推定を検討する。

参考文献

1)ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ工学会第 22 回論文集 p.183(2013)
2)ｾﾒﾝﾄ系固化材による地盤改良ﾏﾆｭｱﾙ第 4 版 p.28(2012)
3)ｺﾝｸﾘｰﾄ工学, Vol.22, No.3, p.5(1984)
4)ｺﾝｸﾘｰﾄｼﾞｬｰﾅﾙ, Vol.4, No.3, p.22(1966)

R2-009

平成 30 年 7 月豪雨（西日本豪雨）における鋼製透過型砂防堰堤（小野川）の土石流捕捉状況について

JFE 建材株式会社　○山口　聖勝，吉田　一雄，松元　志津佳，水山　高久
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨では，7 月 5 日から本州付近に停滞する梅雨前線の活動が活発になり，九州から東海にかけての広い範囲で断続的に非常に激しい降雨があり，各地で記録的な豪雨となった。この豪雨により，48 時間降雨量で 123 箇所，72 時間降雨量で 119 箇所が観測史上 1 位を記録した。この記録的な豪雨により土砂災害は西日本を中心に多発し，広範囲で経済・物流にも甚大な影響を及ぼし，平成最大の被害が発生した「広域災害」であった [1]。

兵庫県において，西播磨県民局龍野土木事務所管内の小野川に設置された小野川堰堤（J-スリット堰堤）が，平成 30 年 7 月豪雨により発生した土石流・流木を捕捉した。そこで，本稿ではその捕捉状況と除石中に確認できた土砂・流木の堆積状況及び除石後の部材の損傷状況について報告する。

2. 小野川堰堤（J-スリット堰堤）について

小野川堰堤は平成 28 年 8 月に竣工し，約 2 年後の平成 30 年 7 月豪雨において，鋼製透過型砂防堰堤の最大の特長である空き容量を確保した状態で土石流・流木を確実に捕捉した。堰堤下流には要配慮者利用施設を含む保全対象があるが，本堰堤で土砂・流木を捕捉したことにより，下流への被害を未然に防止した。

以下に堰堤諸元と豪雨前後の状況を示す。

表-1　堰堤諸元

流域面積	2.24 km^2	土石流流体力	150.72 kN/m
渓床勾配	1/5.3	最大礫径	1.10 m
土石流ﾋﾟｰｸ流量	227.53 m^3/s	鋼製高さ	6.7 m
土石流水深	1.98 m	ｽﾘｯﾄ純間隔	1.09 m
土石流流速	6.79 m/s	水通し幅	10.0 m



写真-1 豪雨前の状況



写真-2 豪雨後の状況

3. 捕捉状況について

土石流捕捉直後の小野川堰堤は，鋼製高さ 6.7m の空き容量分が満砂し，透過部捕捉面近傍には高さ方向全体に多くの流木が確認（写真-3）できた。さらに透過型堰堤頂部より上部に流木が 3m～5m 程度捕捉され（写真-4），その影響で両袖部の袖天端まで土砂・流木が堆積（写真-5）した。その施設効果量は，計画捕捉量約 5,500m^3 に対して，それを遥かに越える約 8,000m^3 であった [2]。鋼製透過型砂防堰堤は水と流木を分離して水のみを堰堤下流に流すため，流木のみを透過部捕捉面で効果的に捕捉できる。よって，一旦捕捉された流木は流水により再流出しない。このことから，鋼製透過型砂防堰堤が土砂とともに流出する流木に対しても捕捉効果の高いことが確認できた。



写真-3 透過部捕捉面の状況（下流側より）



写真-4 捕捉状況（下流側）



写真-5 捕捉状況（上流側）

4. 堆積状況について

土石流捕捉後に除石計画に基づいて安全に除石作業が進められ，除石中に土砂・流木の捕捉状況が調査された（写真-6～8）。

調査結果に基づいて作成された土砂・流木の堆積状況を縦断図に示す（図-1）。流木が土石流とともに流れてくる場合には，最初に流木が堰堤に到達して捕捉され，次に流木＋土砂が堆積し，その上流側に礫＋土砂が堆積していることが確認できた。

捕捉された流木は，直径が 0.3m～0.5m 程度，長さが 5m～10m 程度であった。除石で確認できた礫の直径は 0.5m～1m 程度であり，2m～2.5m 程度の巨礫も

含まれており，堰堤近くの元河床近くにあったので，土石流先頭部に含まれていた礫と推測される。



写真-6 除石着手前



写真-7 水通し底面付近



写真-8 水通し底面下 3m



写真-9 除石完了

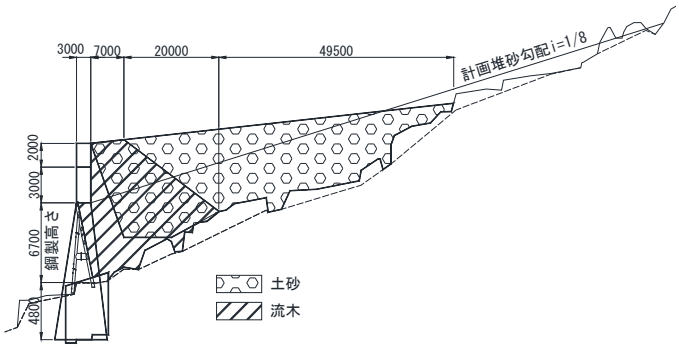


図-1 堆積状況（縦断図）

5. 除石後の部材損傷状況について

除石が終了した段階で J-スリット堰堤の部材損傷状況について調査を実施した。その結果，塗装の一部に剥れは見受けられたが，巨礫の衝突による上流面（捕捉面）の鋼管の凹みや削れ，ボルトの破損もなく過度な損傷は見あたらなかった。また丁寧な除石作業の結果，重機による部材損傷も見あたらなかった。過度な部材損傷がなかったのは，土石流の先端部に流木が混入し，最初に透過部捕捉面が流木で閉塞したことにより巨礫の衝突がなかったためであり，流木が緩衝材の役目を果たした結果である。

また，捕捉面を支える下流部材は，不透過型砂防堰堤の下流面で多く施工されている越流落下した土砂や礫が衝突しにくい 1:0.2 の勾配を採用している。下流足元の部材は礫の衝突に対して凹みにくくするため，上流部材と同じ鋼管径と板厚としている。

捕捉後の現地調査の結果，下流部材には通過した礫や越流落下した土砂・礫の衝突による損傷もなく，また衝突した痕跡も見受けられなかった。このことから，J-スリット堰堤の下流部材は通過する礫や越流落下する土砂・礫に対して安全であることが確認できた。



上流部材（捕捉部材）の状況



下流部材の状況



上流部材上部



上流足元部材



下流足元部材

写真-10 除石後の部材の状況

6. まとめ

本堰堤は，平成 25 年 4 月に設計，平成 28 年 8 月に竣工，平成 30 年 7 月に土石流・流木捕捉という時系列となっており，土石流・流木対策の整備が迅速に実施され，かつ，施設効果が早期に発現したことにより，下流の保全対象を土砂災害から守った事例である。

近年，流木による甚大な災害が増加しており，平成 29 年 7 月九州北部豪雨では過去最大級の流木災害が発生したことを受け，国土交通省では流木対策を強力に推進することとしている。鋼製透過型砂防堰堤は本事例のように流木捕捉効果の高い堰堤であり，国土強靭化のため，今後益々鋼製透過型砂防堰堤の計画・施工が増加すると予想される。

今後は，地域住民の方々の安全･安心の確保に向け，本事例のような施設効果を周知していくことが重要と考える。

謝辞：本報告をするにあたり，土石流・流木の捕捉状況や除石状況の貴重なデータを兵庫県砂防課並びに西播磨県民局龍野土木事務所より提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 国土交通省：平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害概要〈速報版〉Vol.6，平成 30 年 7 月 31 日時点，2018
2) 国土交通省：平成 30 年 7 月豪雨における砂防施設効果事例，【土石流】兵庫県宍粟市波賀町小野の事例，2018

沈降力に関わる形状記憶樹脂材料を用いた融雪模型実験

弘前大学 農学生命科学部 ○森 洋
弘前大学 農学生命科学部 宍戸 謙

１．はじめに

積雪寒冷地では，近年の気象変化に伴う早期着雪や短期融雪等の影響により，樹木の枝折れやガードレール，フェンス，雪崩防止施設構造物等による雪害が発生している。雪害は，雪の融けはじめる春先に多く見受けられ，地中温度の上昇に伴う地表面付近での融雪によって生じる地面と残雪間の空間（空洞）が，下方向に引っ張られる積雪の重力（沈降力）を生み（**Fig.1** を参照）[1]，枝折れ等が生じると経験的に言われている。**Fig.2** には，各種施設構造物に作用する沈降力と最大積雪深度との関係例 [4]を示すが，気象条件や実験条件等が異なるため，一義的な評価とは成り難く，少なくとも静雪圧荷重（F）よりは大きな値を取る傾向にはある。このように，沈降力に関わる研究の多くは，実際の自然積雪を利用しての実験であるため，気象条件等を含めた不確定要素が多く，実験の再現性等を含めた客観的なデータ取得までには至っていない [3)~5)]。以上のように，雪害被害対策は統計的な調査や経験則に基づく手法が多いため，雪害による事後の定性的な考察に依存するところが多く，積雪・融雪環境がどのように力学的な知見から被害をもたらすかのメカニズムは殆ど分かっていない [6)]。

本研究では気象条件に左右されない汎用的な室内模型実験が必要と考え，ある一定の温度（25℃）で弾性特性が急激に変化（減少）する形状記憶樹脂材料（㈱SMP テクノロジーズ製 MP2510）を用いることで，温度変化による見かけの積雪密度（形状）を変化させることを想定した雪モデル（**Fig.3** を参照：正十二面体モデル）を作製し，沈降力の影響によって崩壊すると考えられる「かまくら」や「枝折れ」現象を再現しようとするものである。

２．かまくら崩壊模型実験

「かまくら」とは積雪寒冷地で見られるドーム型の雪洞であり，融雪時に **Fig.4** のように崩壊が起こる [7)]。これを再現するため，**Fig.5** のように **Fig.3** で示した雪モデルをアーチ状に組み，温度管理が比較的容易な水中（比重 1.175）で実験を行い，水温変化による「かまくら」の崩壊状況を観察した。

Fig.6 には，アーチ頂点部の雪モデル（No.1）での水温変化に伴う移動変位量を示す。水温は，初期温度 5℃から 30℃まで 2℃ずつ徐々に上昇させた後，5℃まで下げ，再度 30℃まで上昇させていく。水温の上昇と同時に下方への変位が始まるが，水温を下げる時点では，約 20mm の残留値に達する。また，再度水温を上昇させることによる形状記憶樹脂材料による復元力の特性は示さなかった。

Fig.7 には，「かまくら」の崩壊状況を示したもの

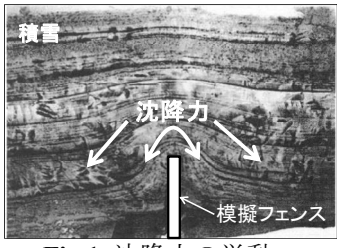


Fig.1 沈降力の挙動

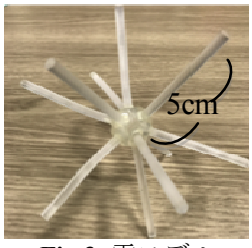


Fig.3 雪モデル

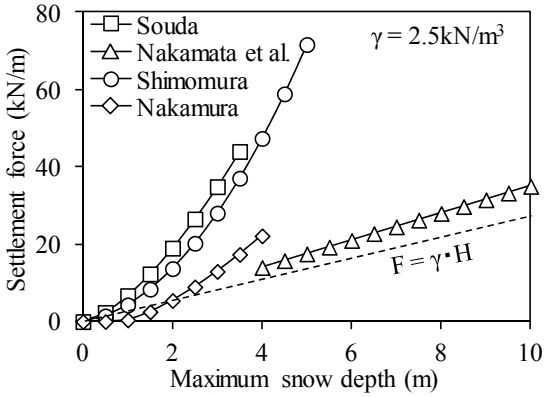


Fig.2 沈降力と最大積雪深度



Fig.4 「かまくら」の崩壊事例

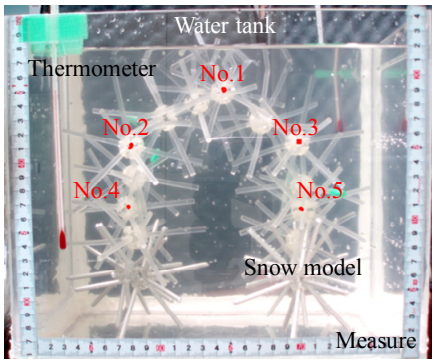


Fig.5 かまくら崩壊実験装置

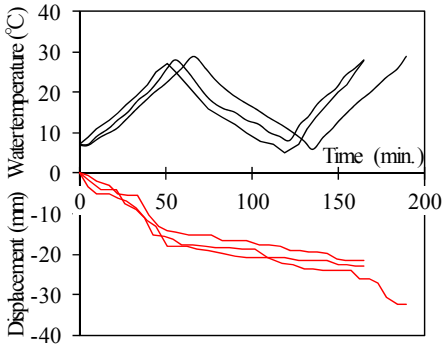


Fig.6 アーチ頂点部（No.1）の移動変位量

であるが，頂点部 No.1 は概ね真下方向へ変位しているのに対し，No.4 と No.5 は側方へ倒れ込む傾向にあり，**Fig.4** で示した崩壊事例と同様な変状を再現することが出来た。

３．枝折れ模型実験

Fig.9 には，遮断壁がある場合の枝折れ模型実験装置を示す。擬似枝には，厚さ 0.7mm，長さ 9cm の硬質塩化ビニール製シート（E = 2,943MPa）を用いており，かまくら崩壊実験と同様に水温を変化させていく（比重 1.05）。

Fig.1 で示した様に，構造物を取り囲む雪の連結作用が沈降力の発生に寄与することが考えられるため，擬似枝を挟んだ上下の雪モデルの連結作用を妨げるための遮断壁の有無による影響を二次元モデル実験（擬似枝幅 17cm）で，また，実際の枝折れ現象を再現するために，擬似枝幅を 5cm とした三次元モデル実験を実施した結果を **Fig.10** に示す。遮断壁有りの二次元モデル，遮断壁無しの二次元モデル，三次元モデルの順に擬似枝先端部の鉛直変位量が増加するため，沈下力に関与する雪モデル同士の連結作用に伴う三次元的効果が確認出来たと考える。

Fig.11 には，各実験条件での擬似枝の変形状況を示す。二次元モデルでは遮断壁無しの疑似枝を挟んだ上下の雪モデルが連結して沈降力を増加させることで，変形量も増加したと考える。また，三次元モデルでは擬似枝幅の両サイド側から雪モデルが連結して沈降力を増加させており，より変形が増加して行ったものと考える。

Fig.12 には，等分布荷重（q）を想定した片持ち梁理論から検討した結果を示す。遮断壁無しの二次元モデル結果から推定される q は約 2kN/m となり，新雪の単位体積重量[8]を 5kN/m^3 とした時の積雪層厚は約 0.4m となる。

４．まとめ

「かまくら」の崩壊や「枝折れ」に関与する沈降力の影響を，形状記憶樹脂材料による雪モデルを用いた小型の模型実験で再現出来る可能性を示した。また，二次元と三次元での擬似枝模型実験で，雪モデル同士の連結作用による沈降力の影響を，擬似枝先端部の変位量や雪モデルの移動状況からも検証することが出来た。

＜謝辞＞本研究は科学研究費助成事業の学術研究助成基金助成金（18KT0058）を利用して実施しました。

【参考文献】1) 公社）雪センター，HP．2) 日本道路協会（1990）：道路防雪便覧．3) 天野一郎（1943）：積雪の沈降力，雪氷，Vol.5(11)，p.357-368．4) 四手井網英・高橋喜平（1950）：積雪の沈降力（第 3 報），雪氷，Vol.12(2)，p.253-257．5) 弘前大学雪害対策研究班（1985）：リンゴ園の雪害防止に関する研究．6) 森洋（2015）：雪モデルを用いた積雪模型実験，第 58 回農業農村工学会東北支部研究発表会，p.170-171．7) やきもち家: http://yakimochiya.jp/2016/12/22/．8) 日本雪氷学会（1990）：雪氷辞典．

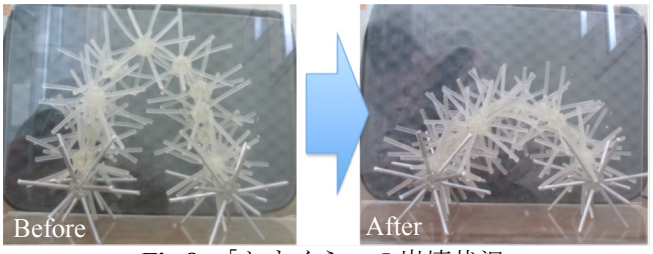


Fig.8 「かまくら」の崩壊状況

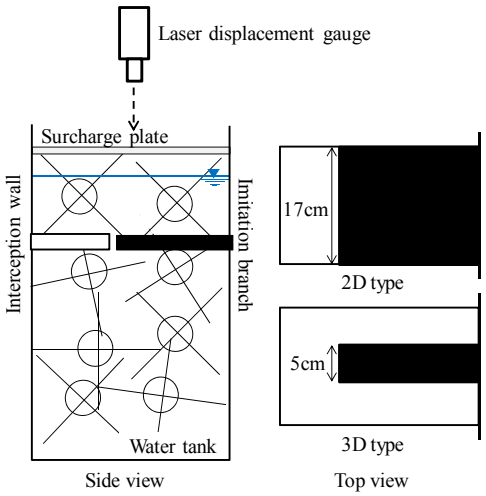


Fig.9 枝折れ実験装置

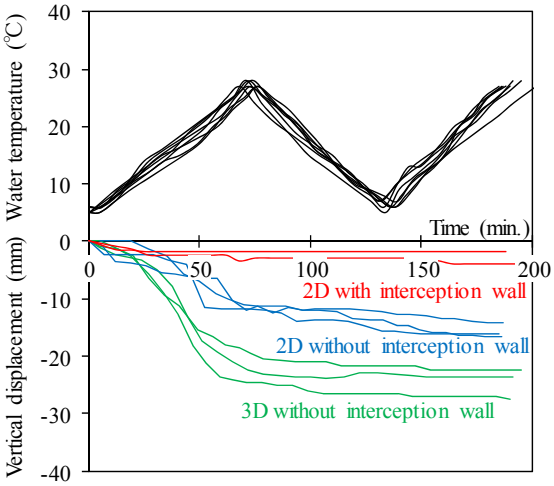


Fig.10 擬似枝先端部の鉛直変位量

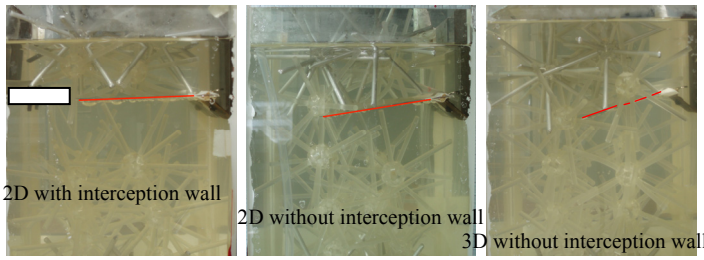


Fig.11 疑似枝の変形状況

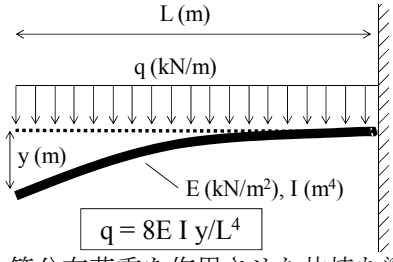


Fig.12 等分布荷重を作用させた片持ち梁条件

砂防ソイルセメントの集中プラントにおける品質管理について

（株）インバックス　○橘木 貞則　秋山 祥克　松村 俊秀

1 はじめに

平成 28 年（2016 年）熊本地震の災害関連緊急砂防工事では、平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害事業での実績を考慮して、砂防ソイルセメント（以下「ソイルセメント材」と称す）の製造方法に集中プラント方式を採用した。

本発表では、平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害事業にてソイルセメント材製造の効率的な管理および品質管理項目の立案・検証と課題を掲げ対処した実績より設定した品質管理方式（水和反応に着目した）について、結果および効果を報告する。

2 集中プラントの概要および品質管理項目

集中プラント方式とは、複数の砂防堰堤で使用するソイルセメント材の供給を 1 箇所で実施するのみではなく、独自の品質管理手法を用い多種多様な土砂を受け入れ、適切な水和反応を起こすソイルセメント材を安定供給することが目的である。

本事業で実施した集中プラントは 3 箇所であり、各プラントより供給する現場および要求品質・製造量は次のとおりである。

表 1　ソイルセメント材を活用する工事箇所

地区名	プラント名	堰堤名	製造数量（m^3）		
			本堤	人工地山	合計
阿蘇地区	集中プラント①	一里山川砂防堰堤	7,689	2,367	10,056
		宇土川砂防堰堤	11,444		11,444
				小計	21,500
	集中プラント②	車帰川 2 砂防堰堤	6,273		6,273
		的石川砂防堰堤	4,828		4,828
		石ノ前川砂防堰堤	2,525		2,525
			2,000		2,000
				小計	15,626
				阿蘇地区合計	37,126
立野地区	集中プラント③	立野川 1（下流）砂防堰堤	10,045		10,045
		新所川 4 砂防堰堤	4,082		4,082
				小計	14,127

2.1 製造管理項目（母材管理）

ソイルセメント材の製造に専用混合機械（ＳＲ-メサイア）を使用する事から日製造量がバックホウ混合に比べて飛躍的に多くなる。また、施工速度が速いことがソイルセメント材の特徴である事から 1 日当りに使用する母材（現地発生土砂）の使用量も多くなる。よって事前の母材管理は重要であり、かつ早急な対応が必要となる。この事を考慮して、本事業では平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害事業の実績より設定した下記管理項目を実施した。

表 2　母材管理項目一覧表

	試験項目	管理及び試験方法	頻度	規格値または確認事項
母材管理	材料試験	配合試験と同項目を実施	500m^3/回 事前に実施	試験時の特性と適性判断指標にて比較確認
	示方配合妥当性確認試験	SBウォール工法マニュアルに準拠	500m^3/回 事前に実施	配合試験および試験施工から得られた規格値と比較確認

2.2 材料試験（現地発生土砂のバラツキ把握）

前述のとおり集中プラント方式では、様々な工事で発生する土砂を活用するため、活用する現地発生土砂のバラツキが通常より更に大きくなる。また、活用する現地発生土砂の賦存量は豊富であるがソイルセメント材として適用外となる巨礫が多い。この事を考慮して本事業では、工事の工程計画にそって入手可能な土砂を目視により次の 3 種類に分別して各検討した。

- 各砂防工事で掘削される土砂（掘削土砂）
- 使用不可となる巨礫　⇒　破砕材として活用
- 明らかに活用できない土砂（表土を含む）

これらの現地発生土砂の物理特性を把握し、ソイルセメント材としての適応性について評価した。これまでの一般的な評価は、物理特性を把握しても適応性について詳細な評価を実施することが出来なかったが、本事業では SB ウォール工法研究会で公表している指標チャートを用いて評価したことにより、土質の性状のバラツキなどを把握する事ができた。

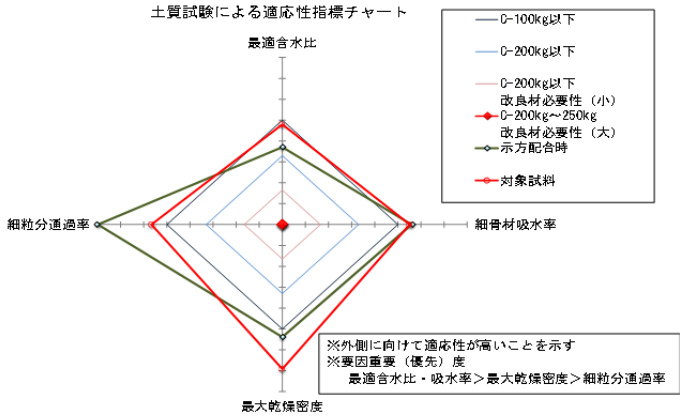


図 1　ソイルセメント材の適性指標分類チャート図

2.3 示方配合妥当性確認試験

使用する示方配合については、設計段階で集中プラントにて活用する現地発生土砂の種類に応じて下記の配合が設定されていた。

表 3　集中プラント設定示方配合一覧表（設計段階）

地区名	プラント名	堰堤名	当初配合		
			土砂（%）	改良材（%）	単位セメント量（kg/m^3）
阿蘇地区	集中プラント①	一里山川砂防堰堤	30	70	190
		宇土川砂防堰堤	30	70	190
	集中プラント②	車帰川 2 砂防堰堤	30	70	190
		的石川砂防堰堤	30	70	190
		石ノ前川砂防堰堤	30	70	190
立野地区	集中プラント③	立野川 1（下流）砂防堰堤	40	60	150
		新所川 4 砂防堰堤	40	60	150

製造するソイルセメント材の目標強度は、σ=3N/mm²（最小管理強度 σ=2N/mm²）以上である。この強度を充足するためには、コンクリートと同様にセメントによる水和反応が必須であり、水和反応によってソイルセメント材は長期的な耐久性が担保される。

しかし、本事業で活用する現地発生土砂は、阿蘇特有の高有機質な土砂である黒ボクが主体である。黒ボクは、有機物の含有量・種類などによっては全く水和反応を起こさないことが、これまでの実績より確認されており、標準セメントでは固化が極めて難しい事が解っている。よって、採用する示方配合には、適切な検討を行い、十分な水和反応が確認できる事が必須条件である。

ところが集中プラント方式では、様々な現地発生土砂が対象となるため、各現地発生土砂に対して水和反応の確認を目的として、配合試験を実施する必要があるが、多くの費用と日数が必要となる。

そこで本方式では、施工開始時において詳細な配合試験は未実施とし、代わりに対象土砂に応じて物理特性による指標分類および簡易で詳細な結果が得られる示方配合妥当性確認試験を実施して、採用する示方配合の補正を行った。また、この補正頻度を上げる事でソイルセメント材の安定供給を可能とした。

2.4 各管理の実施結果

実施した集中プラントでは、母材管理を事前に実施する事で使用する現地発生土砂に応じた示方配合を簡易に補正する事が可能となった。示方配合妥当性確認試験にて補正した示方配合を以下に示す。

表 4 集中プラント補正後示方配合一覧表（実施工時）

地区名	プラント名	堰堤名	当初配合			使用配合		
			土砂 (%)	改良材 (%)	単位セメント量 (kg/m³)	土砂 (%)	改良材 (%)	単位セメント量 (kg/m³)
阿蘇	集中プラント①	一里山川砂防堰堤	30	70	190	30	70	225
		宇土川砂防堰堤	30	70	190	30	70	225
	集中プラント②	車帰川 2 砂防堰堤	30	70	190	40	60	215
		的石川砂防堰堤	30	70	190	40	60	215
		石ノ前川砂防堰堤	30	70	190	40 40	60 60	215 170
立野	集中プラント③	立野川 1（下流）砂防堰堤	40	60	150	40	60	120
		新所川 4 砂防堰堤	40	60	150	40	60	120

- 集中プラント①では、当初配合から 18%セメント添加量が増加した。
- 集中プラント②では、当初配合から改良材の混合割合は 10%低減・セメント添加量は 13%増加したが、採用土砂の変更により改良材の混合割合が 10%およびセメント添加量が 12%低減した。
- 集中プラント③では、セメント添加量が 25%低減された。

2.5 現地発生土砂のバラツキ状況

実施工で活用した現地発生土砂の物理特性の変化状況を以下に示す。なお、実施工では約 6 万 m³ と膨大な土砂を活用したため、バラツキも顕著であった。主要な各実施項目の最大・最小・平均のみを記載した。

表 5 阿蘇地区集中プラント①（材料特性一覧表）

番号	試料採取日	試料名	土の粒度試験（%）			粗骨材の密度及び吸水率試験			突固めによる土の締固め試験		土の自然含水比 (%)	細骨材の有機不純物試験
	年月日		礫分	砂分	シルト・粘性土	表乾比重 (g/cm³)	絶乾比重 (g/cm³)	吸水率 (%)	最大乾燥密度 (g/cm³)	最適含水比 (%)		
1	2018年2月2日	品質-1	53.7	7.3	39.0	2.46	2.34	5.60	1.010	41.6	86.1	暗赤褐色
最大値			53.7	46.1	62.9	2.47	2.34	8.27	1.398	54.6	115.4	暗赤褐色
最小値			19.6	7.3	23.5	2.30	2.12	4.80	0.949	20.2	39.1	暗赤褐色
平均値			33.5	17.5	49.0	2.39	2.25	6.20	1.135	41.4	69.9	暗赤褐色

2.6 品質確保の確認

実施した母材管理の結果、ソイルセメント材として活用する現地発生土砂の適応性が事前に確認する事が可能となり、施工速度の低下および工事中止などは発生しなかった。

また、製造時に実施した品質管理の結果では、基準値を十分に満足している事が図 2 から解る。この結果より明瞭で十分な水和反応が得られるソイルセメント材の製造が出来ている事が解る。

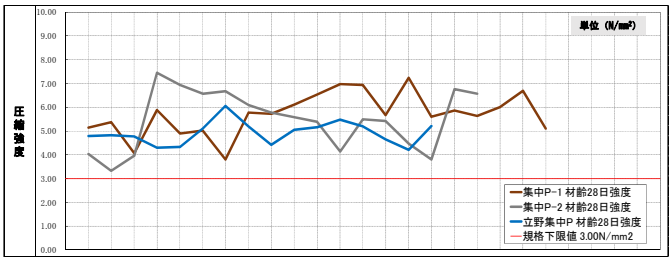


図 2 品質管理の強度結果一覧表

図 2 に示す様に、要求品質を満足する事が可能であり、かつ設定工期期間に対して 3～4 ヶ月の短縮が可能となった。実施した集中プラントの製造期間、月製造量および累計製造量に関するデータを以下に示す。

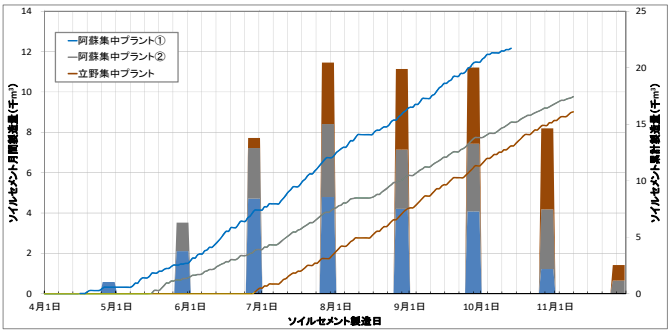


図 3 ソイルセメントプラント製造量推移

3 結論

本方式のように（一般的な土質改良方法の確認ではなくソイルセメント材の水和反応の確認を主とした品質管理）を実施する事で阿蘇特有の黒ボクであっても、より合理的で信頼性の高い安定した品質のソイルセメント材を供給する事が可能となった。また、ソイルセメント材として活用する現地発生土砂が黒ボク以外の土砂であれば、より簡単に適応性の適否が事前に確認できるため、ソイルセメント材の活用がより簡単に多くの構造物に適用する事が可能となる。

参考文献：1)砂防ソイルセメント施工便覧 H28 年度版 一般財団法人 砂防・地すべり技術センター2)SB ウォール工法各種マニュアル SB ウォール工法研究会

砂防ソイルセメントの強度伸び率に影響を与える因子の検討

ソイルテクノロジー株式会社　○織田哲暢　松村俊秀
株式会社インバックス　酒巻克之　橘木貞則

1　はじめに

砂防ソイルセメントの強度管理に用いる材齢は 28 日が標準とされているが、事前に複数の材齢におけるデータが得られている場合、材齢 7 日で管理してもよい[1)]とされており、材齢 7 日から 28 日の強度伸び率を知ることは有用である。

筆者らは、砂防ソイルセメントに用いる固化材の特性の中で、固化材種による強度伸び率の違いを検討し、高炉セメント B 種、特殊土用固化材、高有機質土用固化材のそれぞれにおいて異なる伸び率となることを述べている[2)]。

本報告では、さらにデータを追加して前述の結果を検証するとともに、固化材種以外にも強度伸び率に影響を与える因子があるのかについて検討した。

2　試験方法

配合試験は『砂防ソイルセメント施工便覧』に準拠して供試体を作製し、材齢 7 日、28 日の圧縮強度を求めた。

なお、用いたデータは、試料土(粒度、締固め特性)、固化材の種類・量、試験含水比の異なる全 1259 個である。

3　各種固化材による強度伸び率

各種固化材において昨年からデータを追加し強度伸び率を検証した。その結果を表- 1 に示す。高炉セメント B 種が約 1.6 倍、特殊土用固化材は約 1.3 倍、高有機質土用固化材は約 1.4 倍とすべてにおいて昨年とほぼ同等の値を示す結果となった。

代表例として高有機質土用固化材の材齢 7 日と 28 日の圧縮強度の関係を図- 1 に示す。

表- 1　昨年と今回の強度伸び率の比較一覧

データ区分	高炉セメント B 種	特殊土用固化材	高有機質土用固化材
昨年のデータ	1.61(n=157)	1.27(n=92)	1.39(n=206)
追加後全データ	1.60(n=365)	1.30(n=130)	1.38(n=723)

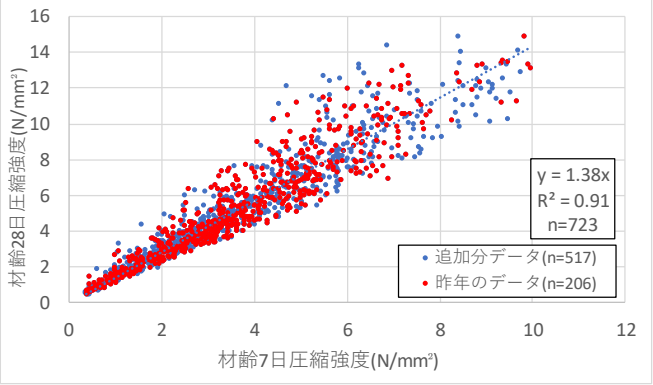


図- 1　材齢 7 日と 28 日強度の関係(高有機質土用固化材)

4　その他の影響因子の検討

(1)　細粒分含有率(Fc)

全データを用いた細粒分含有率と強度伸び率(28d/7d)の関係を図- 2 に示した。一般的に、Fc が高いほど強度発現が低下すると言われているが、強度伸び率については、相関が全くないと言える。

図- 3 には、Fc を 5 段階に区分し、それぞれの範囲における強度伸び率を示したが、一定の傾向は認められなかった。

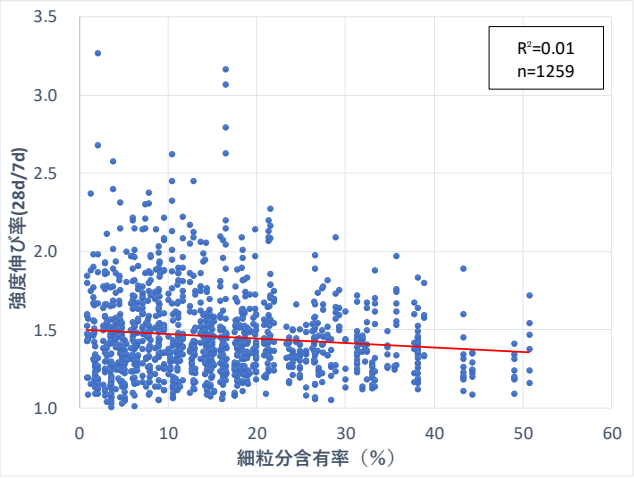


図- 2　細粒分含有率と強度伸び率の関係

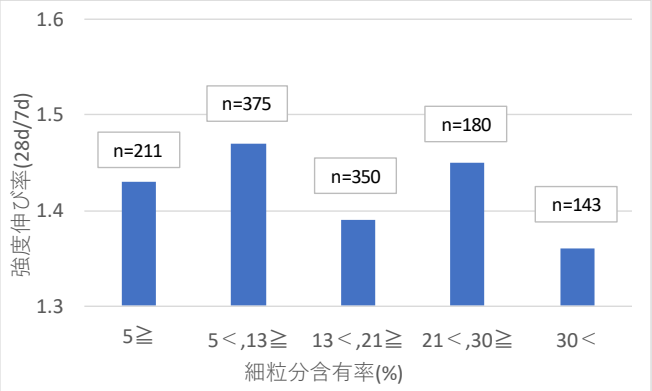


図- 3　細粒分含有率と強度伸び率の関係

(2)　試験含水比

図- 4 に、6 段階に区分した試験含水比とそれぞれの範囲における強度伸び率を示した。

試験含水比が高いほど伸び率が低下する傾向はあるものの明確とは言えない。

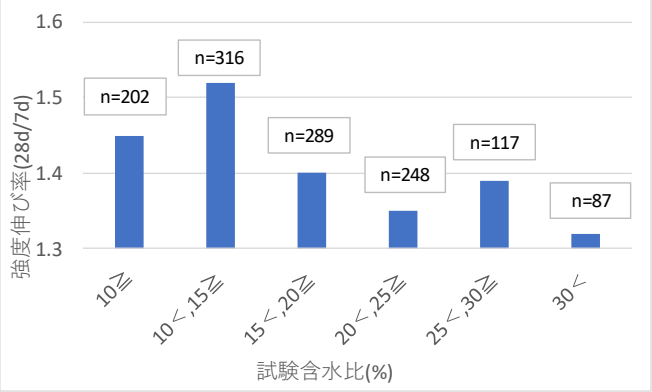


図- 4　試験含水比と強度伸び率の関係

(3)　単位固化材量

図- 5 に、4 段階に区分した単位固化材量とそれぞれの範囲における強度伸び率を示した。単位固化材量の多いほうが強度伸び率がやや低い傾向が確認できるが、その値の差異は比較的小さい。

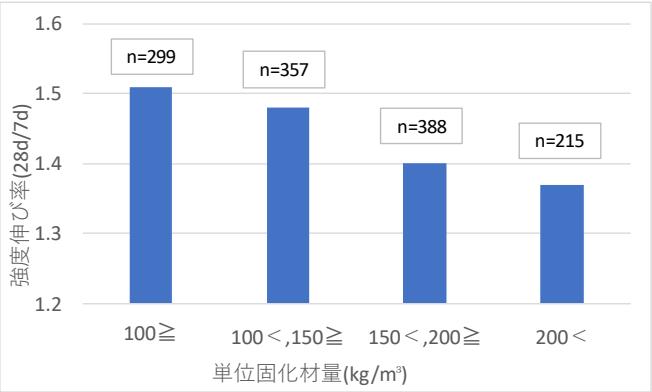


図- 5　単位固化材量と強度伸び率の関係

5　まとめ

・固化材種の違いによる、材齢 7 日から 28 日の強度伸び率を昨年からデータを追加して検証した結果、高炉セメント B 種、特殊土用固化材、高有機質土用固化材のそれぞれにおいて昨年と同等の値となり、昨年のデータの妥当性が確認された。

・固化材の違い以外にも強度伸び率に影響を与える因子として、①細粒分含有率②試験含水比③単位固化材量を検討したが、①、②においては明確な関係性は確認されなかった。

・強度伸び率が高いということは、固化材の水和反応が十分に起こっている[3)]と言え、強度伸び率は強度管理の指標に成り得ると考える。

・強度伸び率が得られるということは、長期的な強度の伸びが期待でき、砂防ソイルセメントにおいては長期的な耐久性に寄与すると考えられる。

・細粒分を多く含む現地発生土砂であっても、水和反応が促進される(強度伸び率が期待出来る)示方配合が設定できれば、砂防ソイルセメントに活用する上では問題はないものと考えられる。

・今後は、さらに『固化材／水比』等のデータを追加し、強度伸び率に影響を与える因子を検討するとともに、これらを現場の品質(強度)管理に適用していきたい。

【参考文献】

1)　(一財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント施工便覧, 2016

2)　織田・秋山・橘木・酒巻・五十嵐：砂防ソイルセメントにおける固化材の特性, 平成30年度砂防学会研究発表会概要集

3)　嶋・秋山・水山：INSEM 材の水和反応を保証する最小管理強度の導入, 砂防学会誌, Vol. 68, No. 2, p. 14-22, 2015

生コンクリートを搬入できない現場条件下での現場練コンクリート製造に関する一考察

株式会社　本久　　○小布施　栄　堀口哲夫
長野県北信建設事務所　　近藤次夫　深澤光太
㈱オリエンタルコンサルタンツ　井川忠　小川雄一郎

1　はじめに

現場計画位置は長野県北部に位置し，最も近い生コンクリート(以下「生コン」)工場から 90 分以上の運搬距離を要し，10 ㎞の悪路と急こう配の工事用道路のため生コン搬入ができない条件下にある。また搬入資材についても大型車による運搬が困難であり資材搬入に課題の多い現場である。本現場では現地発生土砂を有効活用する砂防ソイルセメント工法が採用されているが，砂防ソイルセメント工法は本堰堤の内部材料であり，水通部・隔壁・堤冠部・水叩き・側壁は生コンを活用する必要がある(図-1)。そして，これらの部位は摩耗や浸食作用を受ける部位で厳寒な気象環境に晒されるため強度品質とともに長期耐久性を考慮する必要がある。このような現場条件下のため、現場で使用するコンクリートは現場練りコンクリートを前提とし，要求される品質を確保することを目的に現場練コンクリートの製造方法を検討した。その中で特に留意すべき事項を試験施工の結果を踏まえて報告する。



図-1　コンクリート使用位置（着色部）

表-1　コンクリート仕様表

適用部位	基準強度 (N/mm2)	スランプ (cm)	骨材 最大寸法 (mm)	セメント の種類
水通　隔壁　天端	21	5	80	BB
スリット基礎　水叩	18	5	80	BB
外部保護材基礎	18	5	40	BB

2　現場練りコンクリート製造時の留意点

本現場で使用する現場練コンクリートを**表-1** に示す。現場練コンクリートの製造においては，生コン工場で実際に行われている製造工程が現場で再現されることを念頭に，規格に適合する材料が適切に計量されること，混ぜムラや材料分離しないよう練混ぜができること，コンクリートに必要とされる品質が確保できること，さらに施工管理が確実かつ容易であること，運搬性・貯蔵性に優れることが必要である。以下に，製造過程で特に留意すべき事項である「材料品質と計量，練り混ぜ，硬化後の品質管理」について述べる。

3　材料の品質規格の確保と計量の工夫

現場練コンクリートは材料が品質規格に合致したものである必要がある。また，適切な貯蔵環境で貯蔵され，計量が適切であるとともに管理されていなければならない。これを現場で適用するには現場にストックヤードが必要であるとともに計量装置が必要となる。さらに現場では 3 種類の現場練コンクリートが必要なため，配合設計や材料の日常管理など現場管理が煩雑で難しいものとなる。そこで，現場での材料管理や計量が困難な骨材については JIS 規格に適合する生コン工場で通常出荷している生コンの配合設計に則り，骨材のみ製造を委託し袋詰にしたものを現場に運搬することとした（**図-2・表-2**）。この材料を「計量骨材」と呼ぶこととする。セメントと混和剤は配合で指定するものを使用し，練混ぜ水は品質確認したうえで現地の河川水を流量計で計量して使用する。これにより品質規格に適合する材料を出荷実績のある配合に準じて規格の範囲で計量し現場で再現することが可能となる。併せて厳しい運搬条件での資材搬入と狭い現場環境での貯蔵が可能となる。

現場では 1 バッチの練混ぜ量はセメント 1t に対応した計量骨材を練混ぜることを想定している。これはセメントが 1t フレコンバッグによって供給されセメントの計量管理がしやすいことによる。現場では概ね 4～5m^3 の練混ぜ量となるが，生コン工場で練混ぜ量に対応した骨材を製造することで対応が可能である。**図-3** に示す計量結果のとおり基準値以内に収まる。現場練りコンクリート 1 バッチに必要な骨材量をアジテータトラックに排出し，バッチ毎にナンバリングした大型土嚢に全量を投入することで誤差の無い計量が可能であり，現場ではナンバーを管理するのみとなり施工管理が容易となる。また，フレコンバッグに貯蔵された計量骨材は投入口を封印しブルーシートで養生することで表面下 30cm の深さの位置の表面水率は 1 か月程度の間は大きく変化することがないためゆとりのある製造および輸送計画が可能となる。**表-3** に計測結果を示す。

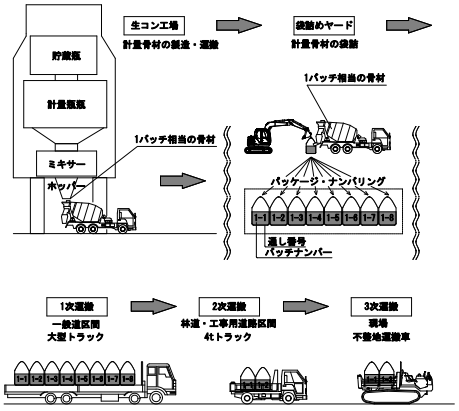


図-2　計量骨材製造及び運搬イメージ

表-2　計量骨材 21-5-80　配合表

計量骨材　21-5-80BB　配合表　(kg/㎥)						
セメント	水	細骨材	粗骨材			混和剤
		① ～5㎜	① 5～20	② 20～40	③ 40～80	①
208	114	593	579	434	440	2.288
水セメント比　60%					細骨材率	29.4%

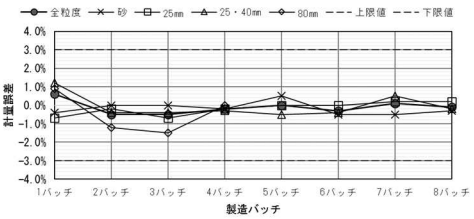


図-3　計量骨材計量誤差管理図

表-3 袋詰め細骨材の表面水率の測定結果

製造後経過日数	フレコンバッグ内の細骨材の表面水率	
	表面	30cm下
1日	3.0%	3.0%
3日	2.3%	3.0%
7日	2.3%	2.7%
35日	3.1%	3.4%

4 練混ぜ

砂防ソイルセメント流動タイプの施工ではバックホウ普通バケットによる練混ぜ（以下，「バケット混合」）でもコンクリートと同等の強度発現を実現できる場合がある。また，ツインヘッダー（以下，「攪拌機による混合」）を用いる ISM 工法では設計強度 18N/mm^2 の砂防施設構築事例が 41 事例（11 万 m^3）の実績がある。しかしながら両者とも砂防ソイルセメントの技術範疇でありコンクリートの練混ぜとは異なる。そこで，バケット混合と攪拌機（**写真-1**）による混合を実施し練混ぜ性状ついて比較を行った。練混ぜは空練混合から練上がりまでの撹拌時間を，1 m^3 あたり 3 分を目途に混ぜムラや未撹拌部分が無いと認められるまで行った。



写真-1 攪拌機の形状

4.1 練混ぜの状態

練混ぜは，バケット混合が骨材をすくい上げて落下させる動きに対し，攪拌機は回転翼で骨材を細かく巻き上げ，側方から回り込むペーストが対流することで連続的な撹拌となっている（**写真-2**）。生コン工場のミキシングピットではドラム内にあるクロス螺旋状の撹拌翼が骨材を細かく散らしながら撹拌する。攪拌機による混合において撹拌機が骨材を羽根切り巻き上げる動きが生コンの撹拌機構と類似している。バックホウ混合では細かく羽根切るような混合状態とならないため，色むらが無い状態となっても材料が分離したような緩い水平状態で仕上がるのに対し，攪拌機の混合は一体で粘り感を持つ状態に仕上がっており，良好なフレッシュ性状である（**写真-3**）。

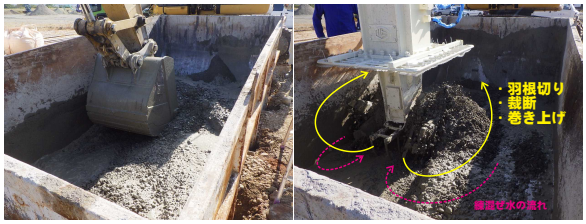


写真-2 バケット混合（左）と攪拌機による混合（右）



写真-3　練混ぜ後の状態
（右：バケット混合　左：攪拌機による混合）

4.2 練混ぜ後の性状

練混ぜ後の性状はスランプ，空気量および単位水量の測定結果で評価した。**図-4～6** に測定結果を示す。コンクリートに求められるフレッシュ性状としては配合あるいは製造方法の修正余地があるものの，バケット混合と攪拌機による混合で明確な品質差異が表れる結果となった。バケット混合のケースではスランプが大きく，空気量が小さく，単位水量のプラス側の誤差が大きい結果である。練混ぜ水量や表面水率は全バッチが同一で管理された状態であるため，この差異は水量の違いではなく，練混ぜが不完全であり，材料が分離している状態を反映しているものと考えられる。

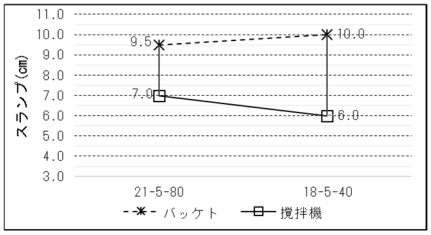


図-4　攪拌機の違いとスランプの関係

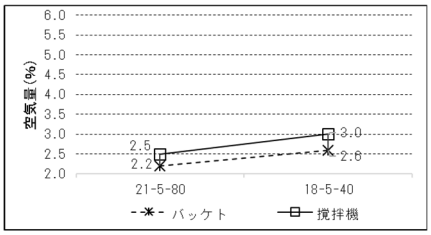


図-5　攪拌機の違いと空気量の関係

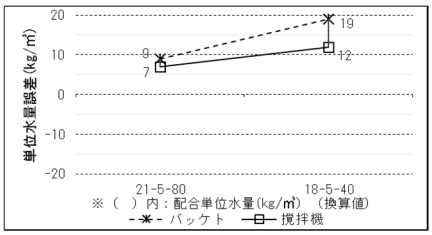


図-6 攪拌機の違いと単位水量誤差の関係

5 硬化後の品質

現場練りコンクリートは幅:1.5m×奥行:1.5m×深さ:0.3mの形状の型枠に打設し，打設表面の状態と供試体の圧縮強度で硬化後の品質を確認した。供試体の圧縮強度は配合設計で計画する配合強度に近い結果であり配合設計が妥当であることが確認できた。**表-4** に圧縮強度試験結果を示す。圧縮強度については攪拌機の違いによる強度差異やのバラツキは認められない良好な結果である。しかしながら，打設面の表面観察において骨材寸法が大きい 21-5-80 のバケット混合のケースで沈降による小さなクラックが多数生じていることを確認した。これは不十分な練混ぜに起因する緩い練混ぜ状態がひび割れなど硬化品質に影響を与えていと推察される。この結果より圧縮強度だけでなく練混ぜ状態が適切であることも硬化品質に与える影響の観点から重要であることが再確認できた。

表-4 供試体の圧縮強度結果

コンクリートの種類	練混ぜ機械種別	供試体　圧縮強度（材齢28日） 上段：平均　下段：n (N/mm^2)		
21-5-80	バケット	29.3		
		28.7	30.3	28.8
	攪拌機	29.4		
		28.5	30.1	29.7
18-5-40	バケット	26.0		
		27.0	27.4	23.5
	攪拌機	24.4		
		24.4	24.6	24.2

6 まとめ

この試験施工を通じ，新たな現場練コンクリートの製造方法と製造における留意点，および計量骨材と攪拌機によって製造される現場練コンクリートが要求される品質を確保できる可能性が高いことを示すことができた。この技術は施工管理が容易で難しい施工技術を必要としない。本現場のように山岳地や資材の搬入が困難な建設環境において生コンが必要なケースで実施可能かつ品質確保が可能な施工手段となりうる。今回の試験施工により改善すべき点も明確となり，良質な砂防施設の構築とさらなる施工性と品質向上に向け一層の技術研鑽を図っていきたいと考える。

【参考文献】1）長野県；長野県土木工事共通仕様書，平成 26 年 6 月　2）土木学会；2017 年制定コンクリート標準示方書 施工編，　平成 30 年 3 月，　3）土木学会；2013 年制定コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編，　平成 25 年 10 月

ゼロスランプ生コンクリートを活用したRCB堰堤工法

株式会社 共生　○長野恒平・中村徹・坂場義雄
京都大学名誉教授　水山高久

１．はじめに

RCB（Roller-compacted Concrete with large-Blocks）堰堤工法は、工業製品としての生コンを技術の核として、これのゼロスランプ化を図ることによって、ダム堤体コンクリートの施工を人力中心から機械力主体に切換え、同時に水平打継目でのグリーンカット作業の割愛によって濁水処理工を無用にし、かつセメント散布によって処理作業の簡略化も図ろうとするものである。

また、堤体の上下流面ではプレキャスト大型積みブロックを型枠代わりに用いることによる、いわゆる外部コンクリート層の形成とそれに伴う内部コンクリートの貧配合化が図られている。さらに、横継目の設置においてはコンクリートの敷均し後に目地板を挿入することによって型枠の無用化も図られている。

そのように本工法は、基本的には個々の技術がすべて既存のものであり、それらを適材適所に組合わせることによって開発された堰堤工法といえる。

２．開発の背景と目標

2.1 開発の背景

本工法は骨材最大寸法 40mm の生コンのゼロスランプ化を図り、これを砂防ダム堤体コンクリートに用いることによって、水平打継目処理の省力化やコンクリート打設作業の機械化を図り、砂防堰堤の設計施工のより一層の合理化を図ろうとするものである。

・コンクリート打設作業の機械化（省力化）
・グリーンカットの省略
・濁水処理の無用化

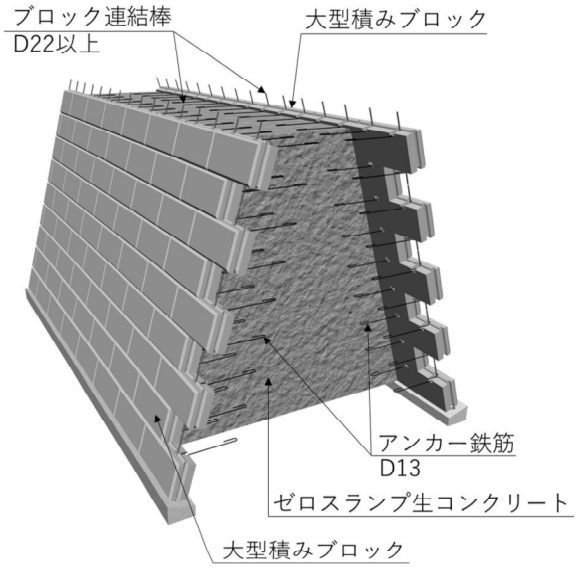


図-1　RCB 堰堤工法概略構造図

2.2 開発の目標

開発の目標は、以下に示す５つである。

—— 骨材最大寸法 40mm のゼロスランプ生コンの標準配合の設計
—— 水平打継目処理工法として、いわゆるグリーンカットに代えて、セメント散布方式の確立と作業合理化（濁水処理無用化）
—— コンクリート締固め作業を人力中心から機械化主体へ（バイブレータ）⇒（振動ローラ）
—— プレキャスト大型積みブロックを上下流面型枠代わりに用いることによる、いわゆる外部コンクリート層の形成と内部コンクリートの貧配合化
—— コスト縮減、工期短縮、環境保全の３点セットで合理化の実現

３．開発目標達成のための技術検討

3.1 ゼロスランプ生コンクリートの標準配合の設計

RCB 用コンクリートの標準配合については、締固めによる施工性がよく密実なコンクリートが形成でき、かつレイタンスも発生しないような表-1 に示すものとする。これは、既往の RCD や RCC 用コンクリートの一般的な配合をもとに、それに最大骨材寸法を 40mm とする影響を加味し、練りまぜや締固めの具合、供試体密度、レイタンス有無を確認することによって設定したものである。

また、良好な施工性をもたせる指標として VC 値の代わりに、必要なペースト量を評価する方法である配合特性 α、β を使用する。これまでの実際の RCD 用コンクリートの配合では、α として 1.1～1.3 程度、β として 1.2～1.5 程度の値が選定されている。一方、RCB 用コンクリートの標準配合の α、β は 1.1 と 1.2 であり、実際の RCD 用コンクリートとほぼ同様な値になる。そうすると、VC 値も 20 秒程度になるので、標準配合による RCB 用コンクリートは、施工性がよく密実なコンクリートとみなされる。

なお、この標準配合によるコンクリート供試体の圧縮強度は 23～26N/mm^2（28 日材令）であり、コンクリート堤体としては十分な強度が得られている。

表-1　ゼロスランプ生コンクリートの標準配合

配合条件				単位量（kg/m^3）				配合特性	
G_{max} (mm)	A (%)	W/C (%)	s/a (%)	W	C	S	G	α	β
40	1.5	70	33	96	137	743	1,510	1.1	1.2

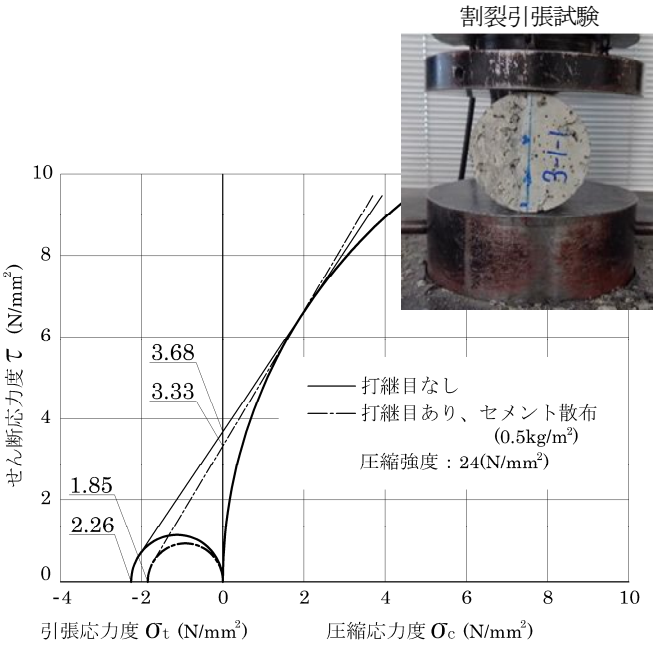


図-2　割裂引張試験による水平打継目の処理効果

3.2 水平打継目処理におけるセメント散布方式の確立

水平打継目処理については、ゼロスランプ生コンクリートを使用することで材料的にレイタンスの発生が抑えられ、グリーンカットが省略できる。また、モルタル塗り込みではなくセメント散布（0.5kg/㎡）に代えること、さらに濁水処理設備も無用となることなどによって作業の合理化が図れる。

その散布量による水平打継目の処理効果については、予備段階ではあるが、割裂引張試験を行うことによって検証した。図-2 は、割裂引張試験による引張強度とそのモール円表示から得られるせん断強度である。セメント散布処理した打継目での引張強度やせん断強度は、打継目のない場合のそれの 82%や 90%になる。そのように、セメント散布によって水平打継目処理を行えば、実用上十分な引張強度やせん断強度が得られ、堤体の一体化が図れることになる。

3.3 コンクリート締固め作業の人力中心から機械化主体へ

有スランプコンクリートの打込みと締固めの作業は、現状でも依然として内部振動機を使って 4～6 人による人力作業中心で行われている。それに比べて、RCB 工法におけるゼロスランプコンクリートの敷均しと締固めの作業は、RCD 工法や INSEM 工法と同様に、ブルドーザー等で敷均し、振動ローラで締固めるように、機械化主体で行われる。また、水平打継目処理についても、上記したように省力化が図れる。さらに、横継目については、これまでの RCC 工法における横継目間隔をふまえ、ダム軸方向に 30m 間隔かつ袖折れ位置に設けることによって、その設置箇所はかなり減るなどの、大幅な省人化が図れることになる。



図-3　上下流壁面への大型積みブロックの使用

表-2　既存技術との対比

	既存ｺﾝｸﾘｰﾄ堰堤	RCB堰堤
ｾﾒﾝﾄ量 (kg/m³)	≒ 250	≒ 140
ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	5	0
強度 (N/mm²)	18以上	同左
外部ｺﾝｸﾘｰﾄ	—	大型積みﾌﾞﾛｯｸ（厚35cm以上）
横継目間隔 (m)	9~15	30
敷均し･締固め	人力中心（内部ﾊﾞｲﾌﾞﾚｰﾀ）	機械中心（振動ローラ等）
水平打継目処理	ｸﾞﾘｰﾝｶｯﾄ ⊕敷ﾓﾙﾀﾙ	セメント散布（0.5kg/㎡）
直工コスト (%)	100	≒ 90
日打設量 (m³/日)	≒ 75	≒ 130
濁水処理	要	不要

3.4 上下流壁面へのプレキャスト大型積みブロックの使用

ヘイベックブロックなどと称される厚い（35cm または 50cm）大型積ブロックを上下流面の型枠代わりに用いることによって、いわゆる外部コンクリート層の形成と内部コンクリートの貧配合化が図られている。大型積みブロックが厚手で自立安定するため、図-3 に示すように大型機械を壁ぎわまでよせて締固めできることから、壁面際でもコンクリートの強度低下もなく、均一な品質の堤体が形成される。また、コンクリートの強度発現をまつことなく、連続的に堤体を構築することも可能である。

3.5 コスト縮減、工期短縮、環境保全の３点セットで合理化の実現

表-2 に示すように、既存の有スランプのコンクリート堰堤と比べて、ゼロスランプコンクリートを使った RCB 堰堤では機械化主体のコンクリート施工になる分、コスト縮減や工期短縮が達成されることになる。水平打継目処理の簡易化や横継目の省略化についても工期短縮等の後押しをするし、また濁水処理を省略できるなど環境保全にも寄与する。このように、コスト縮減、工期短縮、環境保全の３点セットで合理化が実現される。

４．おわりに

今後もコンクリート堰堤が砂防堰堤の主流であることに間違いはない。その型式について、いかに設計施工面での合理化を図るかということは喫緊の課題である。RCB 堰堤は、この課題に応えるため既存技術を組合せて成立させた究極の砂防堰堤構造になるものと期待される。

重錘落下衝撃載荷実験によるソイルセメントの耐衝撃性と緩衝効果の検討

防衛大学校　○黒田　一郎，堀口　俊行
一般財団法人砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示
本久株式会社　小布施　栄

1. はじめに

ソイルセメントは，現場で発生した土砂を，少量のセメントで固化することによって，密度が大きく，耐久性と水密性を有し，浸食に抵抗する材料として利用することが可能となり，山間部の砂防構造物を構成する材料としてもその有用性が期待されている[1)]．近年は，自然災害の激甚化に伴い，土石流の衝突における砂防構造物への衝撃力の作用を以前よりも高いレベルで考慮する必要に迫られている．その一方で，ソイルセメントは，コンクリートよりも小さな剛性を持つことから，砂防構造物における緩衝材としての効果を発揮することが期待できるが，その視点に立った検討について未解明な部分が多くあるのが現状である．

そこで本実験は，ソイルセメント供試体に対して重錘落下による衝撃載荷実験を行ない，ソイルセメントの耐衝撃性を緩衝効果の観点から検討するものである．

2. 実験の概要

ソイルセメント供試体は，一辺が420mmの立方体である．強度は，目標とした配合強度において1.0，2.0，3.0，4.5，6.0N/mm^{2}の5種類で，各強度につき3体ずつ実験に供した．

使用した鋼製重錘の質量は287kgである．重錘の供試体に接触する先端部は球面（R＝90mm）に加工されていて，貼付されたひずみゲージを用いて衝撃荷重を計測可能である．衝撃力は，サンプリング速度100,000Sample/s（1秒間に10万サンプル）のデータロガーによって収録し，信号に含まれるノイズの影響を除去するために，周波数が500Hzより高い成分をデジタルフィルタにより除去した（**図-1**）．

重錘の衝突を受ける供試体表面には，衝突によってクレータ状の陥没が生じる．**写真-1**に，その一例を示す．この例は，漸増載荷Iに供された強度2.0N/mm^{2}の供試体のものである．ノギスを用いて，陥没の長径，短径（長径を基準に直行する方向の径），中心点の陥没深さd，半径1/2点の陥没深さ$d_{1/2}$（**図-2**参照）を測定した．陥没の体積Vは，陥没の形状を2次曲線の回転体（直径は長径と短径の平均とする．）と仮定した上でシンプソン法則によって次の式で算出した．

$$V = \pi d_{ml/2} D^2/24 \qquad (1)$$

ここで，$d_{ml/2}$は半径1/2点での陥没深さ$d_{1/2}$の平均，Dは長径と短径の平均である．

載荷方法は，(1)単一載荷：衝突時の重錘速度3.0 m/s（落下高さ0.459 m）で一回のみ落下衝突，(2)漸増載荷I：最初に重錘速度1.0 m/s（落下高さ0.051 m）で落下衝突させた後で重錘速

表-1 実験ケースの一覧

載荷方法	供試体名	強度 (N/m^2)	1回目の落下 重錘速度 (m/s)	1回目の落下 落下高さ (m)
単一載荷	S1.0	1.0	3.0	0.459
	S2.0	2.0		
	S3.0	3.0		
	S4.5#1	4.5		
	S4.5#2	4.5		
	S6.0	6.0		
漸増載荷 I	I-1.0	1.0	1.0	0.051
	I-2.0	2.0		
	I-3.0	3.0		
	I-4.5	4.5		
	I-6.0	6.0		
漸増載荷 II	II-1.0	1.0	2.0	0.204
	II-2.0	2.0		
	II-3.0	3.0		
	II-6.0	6.0		

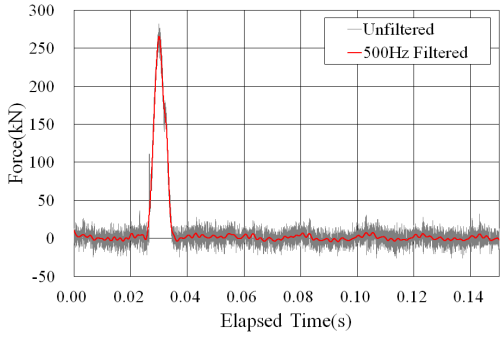


図-1 衝撃力時刻歴波形の例



写真-1 陥没の例

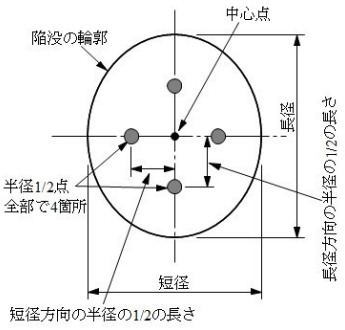


図-2 陥没の計測

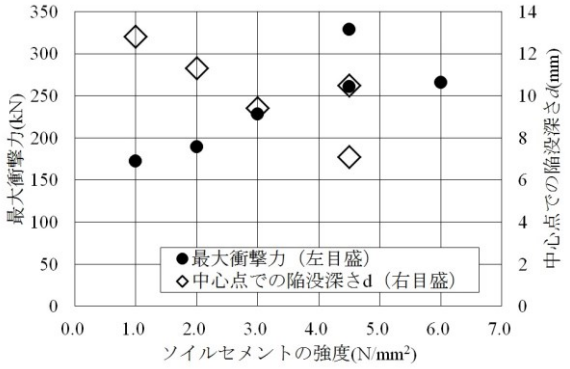


図-3　ソイルセメントの強度と，最大衝撃力，陥没深さとの関係

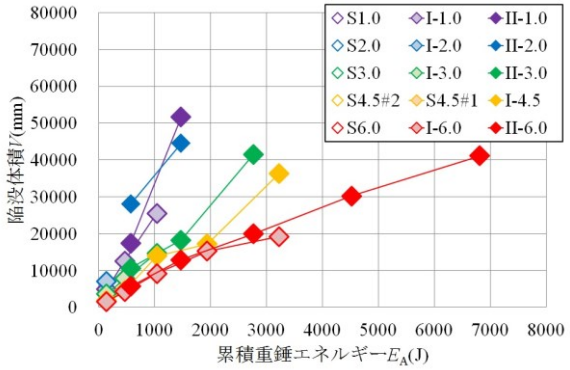


図-4 累積重錘エネルギーE_Aと陥没体積Vの関係

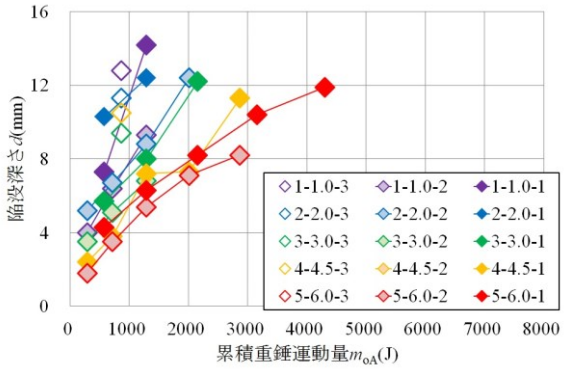


図-5 累積重錘エネルギーE_Aと陥没深さdの関係

度を0.5 m/sずつ漸増させながら繰り返し載荷する．(3)漸増載荷II：漸増載荷Iと同様の漸増載荷であるが，最初の重錘速度を2.0m/s，の3種類の方法によった．**表-1**に，実験ケースの一覧をまとめる．

3. 実験結果

図-3に，単一載荷（重錘速度3.0 m/s，落下高さ0.459 m）での，ソイルセメント強度と最大衝撃力，陥没の中心点での陥没深さdの関係を示す．強度が小さくなるともに，最大衝撃力は小さく抑えられると同時に，陥没深さdは大きくなっている傾向が明らかである．

単一載荷，漸増載荷I，IIによって得られた累積重錘エネルギーE_Aと陥没体積V，陥没中心点での陥没深さdの関係を**図-4**，**図-5**に示す．ここで，累積重錘エネルギーE_Aとは，漸増載荷

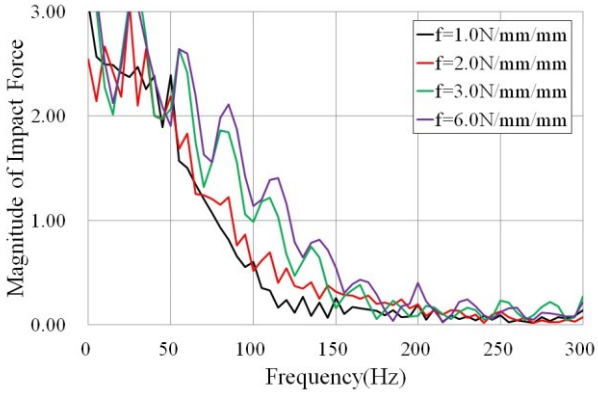


図-6 衝撃力のスペクトル
単一載荷，重錘速度3.0m/s，落下高さ0.459m

I，IIでは各ケースにおいて毎回の重錘落下での重錘運動エネルギーを累積したものであり，単一載荷では，1回の重錘落下での重錘エネルギーである．累積エネルギーE_Aが増すに従って陥没体積V，陥没深さdは増加している．供試体の強度がこの傾向に及ぼす影響としては，強度が小さいほど少ない累積エネルギーE_Aで，より大きな陥没体積V，陥没深さdを示していることが指摘できる．また，同じ強度の実験ケースに着目すれば，載荷方法（単一載荷か，漸増載荷Iか，それとも漸増載荷IIか）に依らず，E_A-V 関係やE_A-d 関係に大きな差が無く，累積エネルギーE_Aの増加に従って陥没体積Vや陥没深さdが，ほぼ同じ経路をたどって増加していることが明らかである．即ち，陥没体積Vや陥没深さdは，載荷経路に依らず累積エネルギーE_Aの大きさで一意に決まると言えよう．

次に，**図-6**に衝撃力のスペクトルを示す．**図-6**は，単一載荷でのものである．周波数50Hzを超える領域で，供試体の強度が小さいほど，スペクトルの振幅が抑制されている．強度が小さいソイルセメントでは，強度が大きいものに比べて重錘の接触部の陥没体積V，陥没深さdが大きくなることによって緩衝材としての作用を発揮し，50Hz以上の周波数領域での衝撃力のスペクトル振幅を抑制するものと考えられる．このことから，強度の違いによって衝撃緩衝効果の違いが表現されている．

4. まとめ

(1) ソイルセメントの強度が小さいほど，最大衝撃力が抑制され，その一方で陥没深さdは大きくなる．

(2) 陥没体積Vと陥没深さdは，供試体の強度が同じであれば，累積重錘エネルギーE_Aに依存し，載荷方法に依らず同じ経路を辿って増加することがわかった．

(3) ソイルセメントの強度が小さいと，衝撃力のスペクトル振幅が50Hzを超える周波数領域で減衰する．

参考文献

1)（一財）砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント施工便覧（平成28年版），2018.

砂防堰堤の損傷特性に及ぼす流域諸元の影響

京都大学防災研究所：藤田正治　京都大学名誉教授：水山高久　東京農業大学：本田尚正
（一財）砂防・地すべり技術センター：池田暁彦
日本工営(株)：○長山孝彦，三池力，伊藤隆郭，村松広久，中野雅章

1．はじめに

砂防堰堤は近年までメンテナンスフリーとされ積極的な予防保全はされていなかったが，実際には設置後も長期的に土砂災害防止・軽減機能を発揮することが求められており，現在では，既存ストックとしての砂防堰堤の長寿命化は重要な課題であると捉えられている。一方，現状において砂防堰堤の中には，機能を持続的に発揮するために補強・補修が必要とされているものが多く認められる。そのため今後は，補修・補強に係わる事業の低コスト化とそれを可能にするための設計，施工技術の向上が求められている。2016 年に砂防関係施設点検要領（案）が策定され，各地でそれに従った点検が進められている。その結果，既存のコンクリート製砂防堰堤の損傷には，水通し部の摩耗，前庭保護も含めた下流側の侵食・底抜け，土砂の吸出し，ひび割れ，天端や袖部の破壊等が報告されている。既往研究においては，土石流の衝突や前庭部への落水に起因する侵食・底抜けにより破損している事例が主に取り上げられてきた[1)2)]。一方，侵食・洗掘や摩耗に関しては，出水や土砂流出によって，小さく損傷した部位がその後損傷部分を拡大していく傾向が経験的に理解されているが，具体的な水理量や経年的な変状を取りまとめている事例は少なかった。本稿では，既報[3)]で収集した北陸地方整備局管内での砂防堰堤の点検結果，変状レベル判定成果を用いて，砂防施設と河床変動特性等の流域諸元や経年変化に対する影響について分析を試みた。

2．損傷事例の要因分析

既報[3)]では，国土交通省北陸地方整備局管内の異なる 5 流域（T 流域，Z 流域，H 流域，M 流域，Y 流域）に設置された砂防堰堤において，平成 28 年度までに実施された施設点検結果・損傷事例の収集を行っている。そこで，損傷を起こす要因の傾向分析を行うために，点検結果を基に判定した変状レベル(表 1)の b もしくは c を有する堰堤が，それぞれの流域単位で占める割合を求め比較した。

表 1 変状レベルと損傷の程度[4)]

変状レベル	損傷等の程度
a	当該部位に損傷等は発生していないもしくは軽微な損傷が発生しているものの，損傷等に伴う当該部位の性能の劣化が認められず，対策の必要がない状態
b	当該部位に損傷等は発生しているが，問題となる性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要は無いが，今後の損傷等の進行を確認するため，定期巡視点検や臨時点検等により，経過を観察する必要がある状態
c	当該部位に損傷が発生しており，損傷等に伴い，当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

本検討では，対象とした要因を摩耗や侵食・底抜けといった損傷に着目し，主に流水に係わる指標として，①計画洪水流量（土石流ピーク流量），②堰堤設計時の越流水深，③計画洪水流量における最大流砂量，④単位流量あたりの最大流砂量，⑤流体力，⑥無次元掃流力，⑦ストリームパワー，⑧経過年数を取り上げた。水深，流量，（元）河床勾配は，それぞれの砂防設備台帳に記載されている値を用いた。水理量は流域毎に算出しているが，その流域を代表すると考えられる施設の諸元を用いて算出した。ここでいう代表的な施設とは，小渓流であれば下流端施設，広域な流域であれば流域の中間付近（河床勾配等が平均的であると考えられる場所付近の施設），流域は広いが施設数が少ない流域は存在する施設の諸元を用いた。日雨量，河床材料の代表粒径はそれぞれ砂防計画に掲載されている値を用いた。小渓流や支川について，該当する流域が無い場合は，隣接する流域の値を用いた。検討を行った水理諸元とそれぞれの算出根拠を表 2 に示す。

表 2 検討する水理諸元と算出根拠

水理諸元	算出根拠
土石流ピーク流量	砂防設備台帳掲載の土石流ピーク流量
水深	砂防設備台帳掲載の越流水深
流砂量（単位幅当たり）	芦田・高橋・水山式により算出
流砂量÷流量（≒土砂濃度）	砂防設備台帳掲載の土砂込ピーク流量:芦田・高橋・水山式により算出
流体力	砂防基本計画策定指針等に示される流体力:水と土砂の混合物の密度,水深 h,流速 v の関数
無次元掃流力	水深 h,勾配 i,土砂の比重 σ/ρ ,粒径 d の関数
ストリームパワー	水理公式集 平成 11 年版: 流域面積 A,積算雨量 R,勾配,勾配i_{200} (200m 区間)の関数

3．分析結果

水通しの天端摩耗は，①土石流ピーク流量，②堰堤設計時の越流水深，④単位流量あたりの最大流砂量，⑧経過年数と正の相関が認められた。一方，ひび割れは，①～⑧の要素に対しても，相関性は認められなかった。ひび割れは材料の特性によるところが大きいためと考えられる。また，洗掘については，③計画洪水流量における最大流砂量，④単位流量あたりの最大流砂量，⑧経過年数と関連性があることが示唆された。さらに，経過年数が経っている堰堤については，何らかの損傷，変状が発生している割合が高くなること，また水理量についても掃流力，流体力，単位幅流砂量，土砂濃度については損傷・変状に何らか影響していることと考え，それらを確認するため，北陸地方整備局管内で変状レベルを用いて設定した健全度評価にて，要経過観察，要対策と

なった施設を多く含む荒廃砂防河川を抽出し，天端摩耗，洗掘の変状レベル(b,c)が全体の施設数に対して存在する比率（bc 比率）を算出した(図 1)。その結果，天端摩耗，洗掘に関しては，堰堤施工後 20，30 年～50 年程度経過した堰堤で変状・損傷が増加する特徴が得られた。

T 流域に限定して全施設の変状レベルを確認すると，30～40 年以降で天端摩耗の損傷が増加し，50 年以降で洗掘が増加していることがわかった(図 2)。なお，近傍の年総降雨量や年最大時間雨量，積算雨量とも検証を行ったが，降雨量の多寡では，明瞭なトリガーを特定するには至らなかった。堰堤設置箇所の雨量と，雨量局設置位置の雨量相関など，確認解決すべき課題が残されている。また，施設設置年代と技術基準等改定年度についても確認を行ったが，特に明瞭な傾向はないと考えられた。

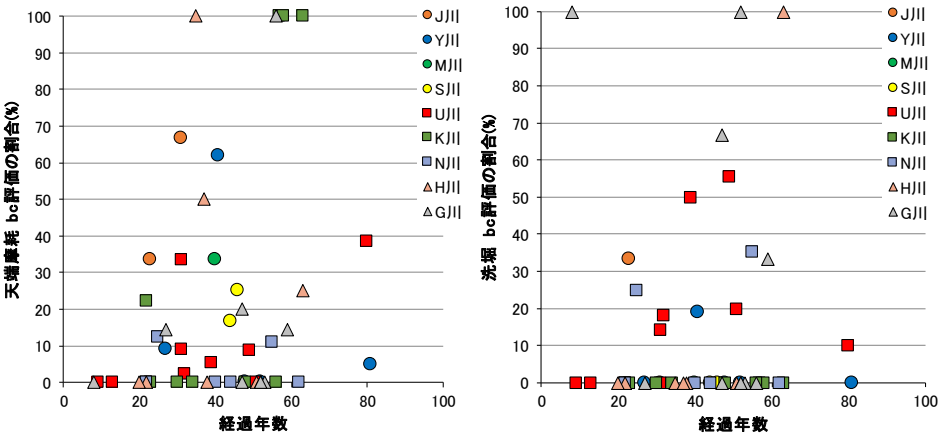


図 1 経過年数と変状レベル b,c 評価比率の相関（左:天端摩耗，右:洗掘）

4．今後の損傷特性の評価に関して

水理諸量と堰堤変状・損傷の関係については，掃流力，流体力，単位幅流砂量，土砂濃度と何らかの関連性があることが示唆されたが，今回の分析は，基本的に台帳や計画量ベースでの値を用いた検証のため，実際の降雨・流量や，それぞれの堰堤毎に水理量を厳密に算出反映したものではない。より現実に即した変状・損傷予測を行うに向け，今後，各流域で代表性のある地点での流砂観測等を行い，そこで得られた経年的な水理量と，点検や長寿命化検討結果でのデータとの紐付けを行うことで，より予防保全に役立つ「損傷しやすさ」，を評価できるようになると考えられる。一方で，設置後 2，30 年以上経過する堰堤（砂防施設）については，摩耗と洗掘については変状・損傷が発生している割合が高くなっている。今回分析に用いた北陸地方整備局管内野堰堤でその傾向があった。このように損傷のある堰堤の割合が急に増加する経過年数の閾値があることが示唆されたことは，経過年数を経ていると大出水の発生回数が大きく，総降雨量や総流量も増加することが関係していると思われるが，これについてはより詳細な検討が必要である。

今回得られた堰堤の損傷形態の流域特性による違いをふまえ，今後は，損傷発生の要因分析に必要な現地情報の取得を進め，流域毎・設置位置毎に評価する事が望まれる。その上で，堰堤の補強・補修方法は，それらの損傷発生要因・経過年数（耐用年数）に対して適切な対策をとり，コスト縮減を目指した新たな補強・補修のための設計法と補強・補修工法の検討を進めてきたい。

謝辞：本検討の堰堤の損傷事例収集にあたり，国土交通省北陸地方整備局立山砂防事務所の皆様には多大なご協力を頂いた。心より御礼申し上げます。

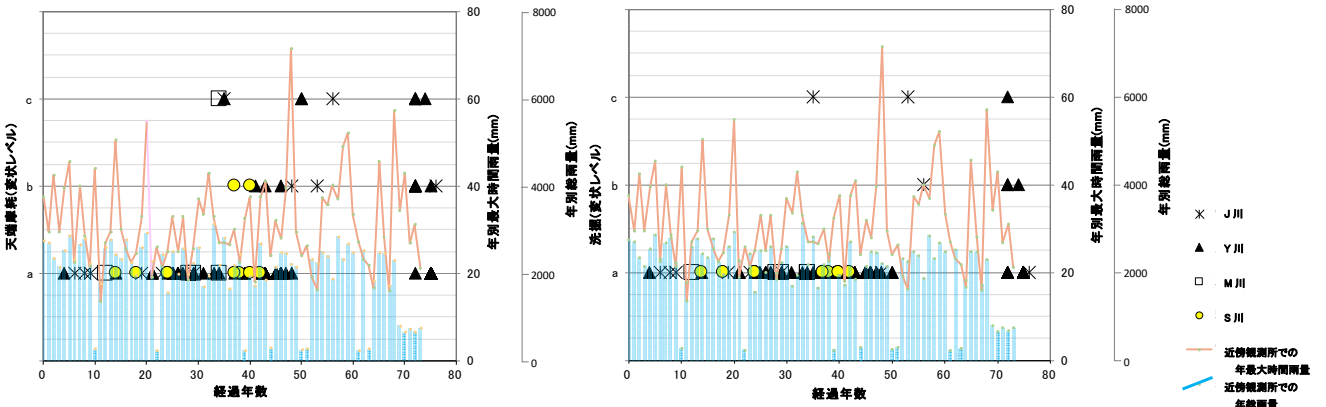


図 2 T 流域内全堰堤の経過年数に対する変状レベル（損傷度）分布

参考文献：

1) 水山高久：砂防ダムの災害実態調査 ,新砂防 vol.31, No,4 p.26-30,1979. 2) 水山高久ら：砂防ダムの災害実態調査(2) ,土木研究所資料第 2491 号,1987. 3) 藤田正治ら：既設砂防堰堤の損傷事例に関する実態調査，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集,p.225-226,2018. 4) 国土交通省砂防部保全課（2016）：砂防関係施設点検要領（案）

老朽化した不透過型砂防堰堤を透過型に改良する場合の一提案

一般財団法人砂防・地すべり技術センター　○嶋　丈示
政策研究大学院大学　　水山高久

１．はじめに

近年、土石流・流木対策技術指針の改定もあり、土石流対策として透過型砂防堰堤（以降、透過型）が計画されるようになった[1)]。過去に設置された土石流未対応の不透過型砂防堰堤（以降、不透過型）も、土石流対策として透過型に改良する事例が増えてくるであろう。ただし、不透過型は透過型と設計が異なることから、水通し断面をそのまま切り下げて透過型に改良することが多い。しかし、不透過型として設計しているため改良に制約がある。そこで、不透過型を透過型に改良するにあたって課題を整理し、その解決策を提案するものである。



写真１　老朽化した不透過型砂防堰堤

２．老朽化した不透過型砂防堰堤の課題

古い堰堤は土石流未対応のため、安定計算上断面の増厚する必要があるが、老朽化により堤体内部が空洞化あるいは土砂化して漏水しているものも多数ある。このような堰堤は旧堤体と増圧する新設部が一体となるよう丁寧な施工が必要であるが、老朽化が進んだ堰堤では将来の経年変化による不安はぬぐえない。そこで、越流部を切り欠き透過型に改良すれば、以下に示す多くの利点がある。

① 透過型に切り欠いた深さ分だけ、効果量が増え整備率が向上する。
② 鋼管フレームを設置するために大きく切り欠くことで劣化の可能性のある部分を削除できる。
③ 変状が見受けられる堰堤で満砂している場合、除石するので堰堤に掛かる堆砂圧等の負荷が軽減され、変状の進行を防止できる。
④ 腹付けは非越流部のみとなり、コンクリート使用量を抑えることができる。
⑤ 透過型の水通しは余裕高が不要なため、そのままの断面でも流下能力が向上することになる。

しかし、土石流区間に設置されている堰堤の水通し幅は流向制御から狭い場合が多く、これに合わせて前庭保護工も狭い。このため、一般によく見られる改良案は、図１および図２のようである。

（１）前庭部が狭いので、水通し幅で切り下げる。

古い堰堤の水通し断面では計画規模の流量を処理できない場合がある。このとき袖部を嵩上げするが、本体は土石流対応にするため腹付けするが、袖部だけ高くなるため安定性を確保するため非越流部はさらに増厚しなければならない可能性がある。また、残存部のコンクリートが多いため劣化部に対する安全性に不安が残る。

（２）切り下げ深さは、整備率の向上を目標まで下げる。

結果的に不透過部分を残すため、部分透過型になる。不透過部分は堆砂するが、堆砂面は緩くなるため土石流形態で到達する可能は低い。流木捕捉には十分機能を発揮するが、土砂を捕捉するためには部材間隔を狭くする必要がある。また、不透過部分の除石を行わない場合、下流腹付けにおなり老朽化の激しい堰堤には不向きである。

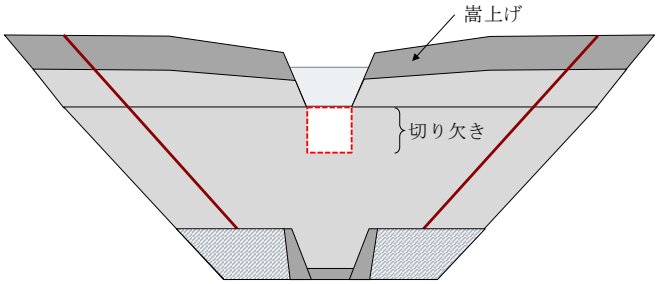


図１　不透過型を透過型に改良（従来）

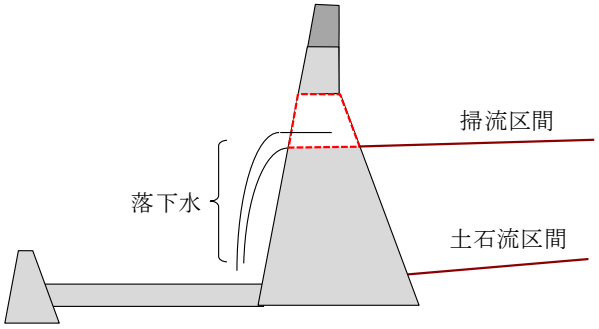


図２　不透過型を透過型に改良（従来）

３．透過型への改良する場合の方法

上記の課題を解決するために、図３および図４の改良案を提案する。

まず、水通し幅を土石流の幅程度まで広げ、河床付近まで切り欠く。切り欠いた開口部の底面形状は、地形や既設構造物に影響が出ないように地形に沿って複断面にする。

（1）中小出水や常時流水は低水路を流下するので前庭部を改変する必要がなく、落差もないため前庭部の消耗は少ない。

（2）指針では水通し断面に余裕高は必要ないが、水通し断面を広げることで、実際に土石流時は開口部で処理されるため水通し天端から越流せず、袖部を嵩上げする必要はない。

（3）土石流時に側壁護岸背面の地山部が侵食されるが、開口部で石礫は捕捉され開口部から浸潤してくる流水が対象であり、この流水も切り欠いた底盤部に落下するため、侵食防止工は簡易なもので対応可能である。

（4）透過構造であれば堰堤上流が湛水することはない。このため、不透過型のような袖部の嵌入は不要であり、安定している部分を掘削する代わりに人工地山で対応するなど、貫入部を補強する方が安定性・施工面で合理的である。

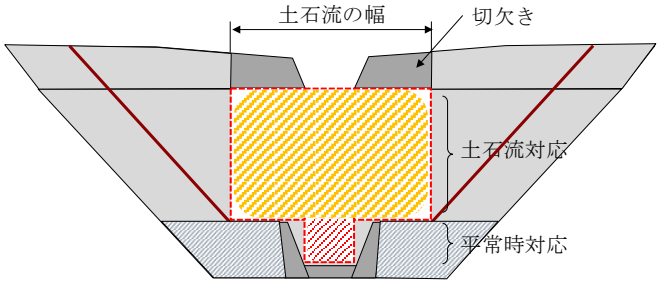


図３　不透過型を透過型に改良（提案）

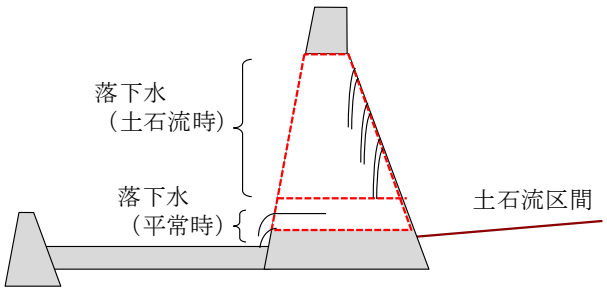


図４　不透過型を透過型に改良（提案）

４．不透過型から透過型への留意事項

鋼製透過型砂防堰堤は、土石流を効率的に捕捉するため、中小出水時や平常時に流下する土砂は下流へ供給する。この機能ゆえ、土石流発生までに堰堤上流のポケットを維持できる。しかし、この土砂を下流に供給する機能は、透過型は土砂が抜けるのではないかとのと懸念から、不透過型を透過型に改良する際に採用を見合わせる理由の一つになっている。そこで、この不安を払拭するために、図５のように、中小出水時および平常時の土砂を不透過型の前庭部で一時貯留できる堆積工として活用することが考えられる。

また、鋼製堰堤は巨礫を捕捉する最上流面の部材とそれを支える構造部材から構成される。このため、堤高が高くなるほど、下流へ鋼製フレームが伸びる。結果的に鋼製部を支える底版コンクリートも伸びることになる。この底版コンクリートは満砂後には水叩きの役割を担う[2)]。最上流面で土石流を捕捉することから、鋼製フレーム内は土石流捕捉後も空の状態となる。このため、図６に示すように堆積工の機能を一部底版コンクリートに持たせることで、施設延長を抑えることができる。

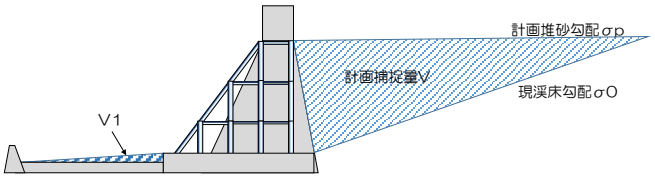


図５　前庭部に堆積工の機能を持たせる

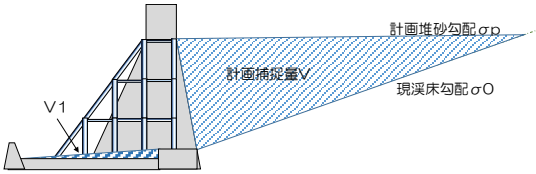


図６　透過型に堆積工の機能を持たせる

５．おわりに

不透過型は、これまで平常時堆砂勾配と計画堆砂勾配の差で土砂を調節するとしていたため維持管理が不要なので、「不透過型＝非管理型」と考えられていた。一方、透過型は土石流を捕捉したら除石しないと機能回復しないので「透過型＝管理型」と考えれている。しかし、不透過型の調節効果は土砂濃度によって堆積量も違い、貯砂空間が自然回復するか疑問である。そこで、不透過型もポケットを掘って空き容量を確保することになる。したがって、不透過型は常時流水による無害な土砂も貯留するので、土石流が発生するまでポケットを維持するするためには除石の頻度が高くなる。この意味では、「不透過型＝管理型」である。それに対して透過型は、常時流水で運ばれる土砂は通過するので、土石流が発生するまでポケットを維持できる。この意味では、「透過型＝非管理型」である[3)]。このように、透過型はメンテナンスの面でも有効であり、新設のみでなく、今後、土石流対策として老朽化した不透過型を透過型に改良する事例も増えてくるものと考えられる。

今回の提案は、既設堰堤だけに限るものではなく、新たに計画される透過型砂防堰堤にも適用できるものと考える。

参考文献

1）国土交通省砂防部,国土技術政策総合研究所:砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料第 904 号，平成 28 年 4 月

2（財）砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，鋼製砂防構造物委員会，平成 21 年 9 月

3. 水山高久：管理型の砂防堰堤（ひろば），砂防学会誌，Vol. 69, No. 1，2018

累積ハザード法を用いた砂防堰堤の平均修繕年数に関する試算

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生※1，後藤　健※1，中川　泰成，佐藤　梨乃
日本工営株式会社　林　良一，○三池　力，窪寺　洋介，増澤　徳親
※1 現 国土交通省 北陸地方整備局 河川部

１．はじめに：

砂防堰堤は，平成 26 年 5 月の国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）[1]に基づき，長寿命化計画の個別施設計画を立案することとなっている。湯沢砂防事務所では，砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）[2]（以下，ガイドライン）を参考に長寿命化計画を立案し，計画的に砂防設備の補修・改良を実施している。平成 31 年 3 月にガイドラインが改定され，予防保全の考え方を取り入れたライフサイクルコスト（以下，LCC）の縮減を考慮し，30～50 年程度の計画を立案することとなった。LCC 算出に必要なコンクリート構造物の標準とする平均修繕年数については，河川事業においては河道及び河川管理施設の長寿命化計画策定の手引き [3]で樋門・樋管等を対象に算定されている。砂防事業においては，砂防関係施設の標準とする平均修繕年数が示されていないが，ガイドラインでは，各施設・部位の変状の劣化予測を元に，修繕等の実施時期を検討することとされている。劣化予測やそれに関わる要因に関する検討はこれまでなされている [4),5),6)]が全変状に対して関係性を示すにはデータ蓄積が不足していること，管内の砂防堰堤の点検結果から変状ごとの劣化と劣化に関係する因子（流量，流砂量等）との明確な相関を見いだすことが困難だったことから，ここでは信頼性工学に基づく累積ハザード法 [7)]を用いた砂防堰堤の標準とする平均修繕年数の試算を試みた。

２．個別施設点検結果を用いた劣化予測：

平成29年度に実施した砂防関係施設点検要領[8)]に基づく個別施設点検結果から実施した健全度評価では，管内の砂防関係施設 259 基の内，A が 174 基，B が 40 基，C が 45 基であった。B 及び C で発生する変状は，漏水 38%，洗掘 31%，ひび割れ 24%，天端摩耗 7%であった。劣化予測のために，各変状と経過年数（図-1）及び関連すると想定される水理量（図-2）との整理を行ったが，明確な相関は見られなかった。縦軸を劣化施設割合としている理由は，北海道での凍害による劣化状況の整理に基づく砂防堰堤の劣化予測[9)]を参考としたためである。管内の砂防施設で各変状と関連する劣化要因との間に明確な相関が見られなかった理由としては，凍害における気温といった直結する劣化要因が，ひび割れや洗掘では無く，要因が組み合わさって劣化が進行するためと想定される。また，個別施設の劣化の進行から劣化曲線の作成を試みたが，管内に適用出来る母数のサンプル数が確保されなかった。

しかし，個別施設点検結果から劣化予測を行うことは，LCC を算出するための基本的な手法であり，現行のガイドラインに沿って施設点検では定量的な計測データの蓄積を進めているところであることから，今後も継続してデータ収集・解析を行い，各変状における劣化予測曲線の検討を行う予定である。

３．管内における砂防堰堤の平均修繕年数算出手法：

砂防堰堤の主な部材である無筋コンクリートは，そもそも寿命が設定されている材料でないこと，また仮に一つの変状において劣化曲線が確立しても，全ての変状において劣化曲線が確立されないと LCC の算出が出来ないことから，劣化予測を実施するのではなく，修繕工事の実施履歴や砂防施設点検結果を用いて標準とする平均

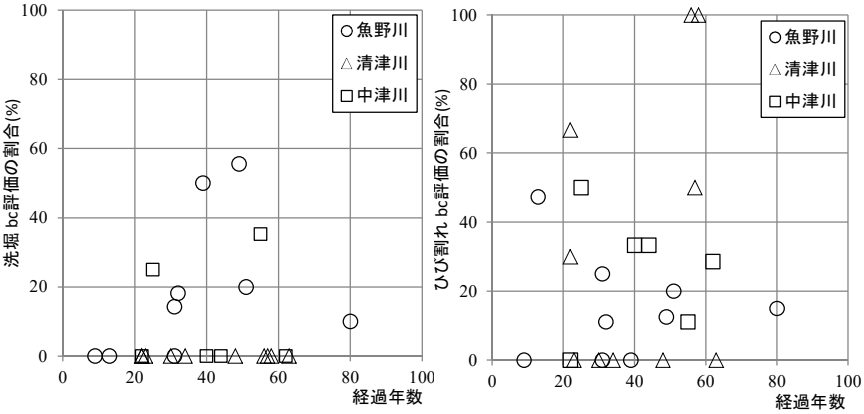


図-1 管内の要因別の劣化施設割合と経過年数

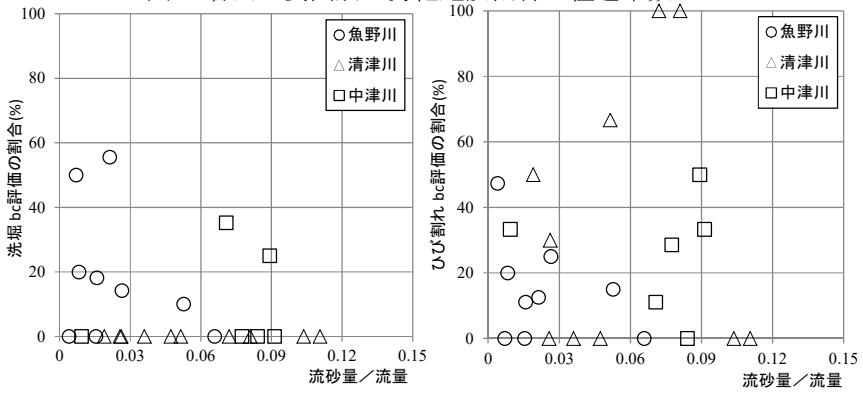


図-2 管内の要因別の劣化施設割合と水理量（土砂濃度）

修繕年数を算定し，砂防堰堤の修繕時期の推定を行った。標準とする平均修繕年数の算出手法として，累積ハザード法を選定した。土木構造物への累積ハザード法の適用については，河道及び河川管理施設の長寿命化計画策定の手引き [3]に詳しいが，今回適用した理由は，50 年程度の砂防関係施設の LCC の算出及び縮減の概算額を検討する上では，必ずしも個々の施設で変状が発生する正確な年数は必要ではなく，標準とする平均修繕年数を求めることがまずは必要と考えたためである。

具体的には，砂防設備台帳に基づく完成後実際に修繕をするまでの経過年数及び施設点検結果に基づく完成後健全度評価が C になった時の経過年数を整理し（図-3），平均寿命の予測値として累積不良率が 50%に達した年数[3]を「標準とする平均修繕年数」として定めることとした。図-3 に，完成後健全度 C になった時の経過年数のイメージを示した。実際に修繕するまでの経過年数を用いた場合は，C となった年数の箇所を読み替えて整理する。

4．結果と考察：

完成後実際に修繕をするまでの経過年数を累積ハザード法で解析した結果，累積不良率を 50%と設定した場合においては，標準とする平均修繕年数は約 80 年となり，完成後健全度評価が C になった時の経過年数を累積ハザード法で解析した場合では，標準とする平均修繕年数は約 50 年が得られた。実際に修繕するまでの経過年数が長くなった理由としては，現状の点検要領 [8]に基づく健全度評価が C であったとしても当時の現場感覚として喫緊に修繕は必要ではないと判断されていたこと，予算上の制約で適切な時期に実施出来なかった可能性等が推察される。

5．おわりに：

累積ハザード法を用いて砂防堰堤の標準的な平均修繕年数を算出した。劣化予測が困難な砂防堰堤における長期の LCC 算出における有用な手法の一つとなり得ると考えられる。今後はこの標準的な平均修繕年数を用いて予防保全型維持管理の観点から砂防施設の長寿命化計画を策定していく予定である。今回の検討において標準的な平均修繕年数を用いた長寿命化計画の立案に際しては劣化の変状を分けて整理していないことから，修繕年数に達した施設の対策工法に何を選定するかといったシナリオを適切に設定していくことが重要である。

一方，今後も継続的かつ正確な点検結果の蓄積を行い，標準的な平均修繕年数の精度向上を行う必要がある。さらに，データ蓄積により変状ごとの劣化予測が可能になれば，本手法と組み合わせることでより正確な LCC の算出及び縮減が可能になると考えられる。

6．参考文献：

1) 国土交通省，国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画），112 pp.，2014，2) 国土交通省砂防部，砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン，2019，3) 国土交通省技術調査課ほか，河川構造物の長寿命化計画策定の停引き［参考資料］，30 pp，2018，4) 田中ら，砂防堰堤の経年劣化・損傷の傾向に関する考察，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集（以下，概要集），p. B240-241，2014，5) 草野ら，砂防堰堤の劣化・損傷の要因分析とリスク評価事例，平成 28 年度概要集，p. B-229-230，2016，6) 高橋ら，平成 28 年度概要集，p. A-194-194，2016，7) 益田ら，信頼性データ解析，日科技連出版社，2009) 国土交通省砂防部保全課，砂防関係施設点検要領（案），138pp.，2019，9) 小野田ら，平成 30 年度概要集，p. 243-244，2018

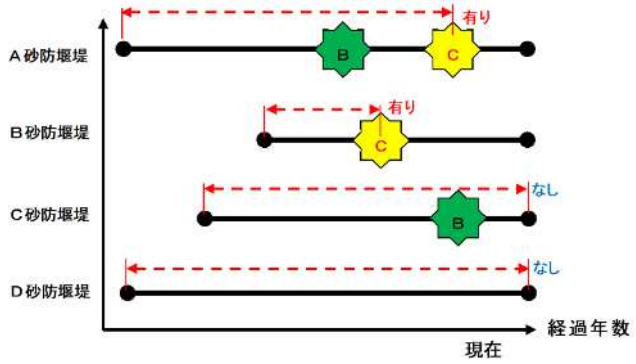


図-3 点検評価履歴から抽出する修繕までの経過年数

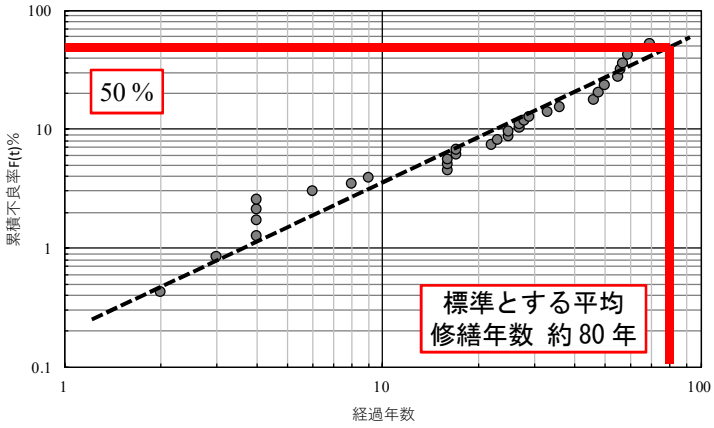


図-4 修繕履歴に着目した平均修繕年数

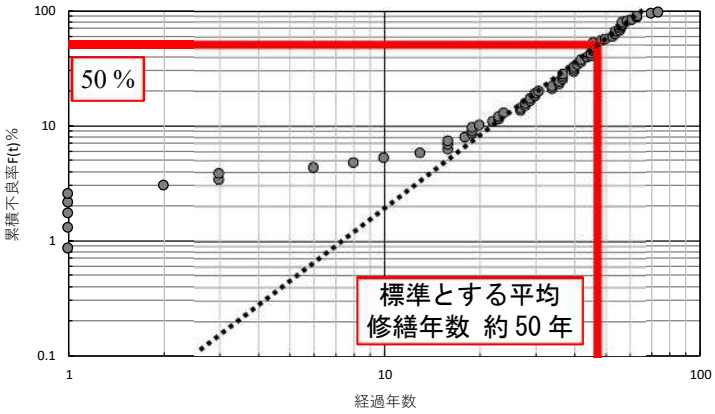


図-5 施設健全度に着目した平均修繕年数

既設鋼製砂防堰堤の上流側に配置する減勢工に関する実験的考察

防衛大学校　○小松喜治　堀口俊行　香月　智

1. 緒　言

近年，土石流の影響により砂防堰堤が損壊するといった事例が発生している．これらの損壊例では，設計荷重に対しては充分な耐力があるものの，想定された設計荷重をはるかに超える外力によって損壊したとされている．

著者ら[1]は，南木曽で発生した土石流における被災事例を参考に，鋼製砂防堰堤前面傾斜が衝撃荷重に及ぼす影響について検討した．その結果，堰堤前面下部に先行して到達した礫群がわずかに速度を失うことで堆積し，後続して到達する礫群がせり上がる間に生じる摩擦により制動効果を発揮するとの知見を得た．

そこで本研究は，先行停止礫の制動効果を活用するために，既存堰堤の前面から若干離隔したところに小規模の透過型堰堤（以下，減勢工と呼称する．）を設置することにより土石流の衝突エネルギーを減勢する方法を提案する．

2. 実験の概要

2.1　実験装置

本実験では，水路長 4.5 m，水路幅 30 cm，深さ 50 cm であり，水路勾配（θ = 0 ～20 °）は任意に設定ができる可変勾配型直線水路を用いた．本実験は南木曽をモデルとしているため勾配は 11.3 °と設定した．

また，本実験では堰堤に水平方向に作用する荷重を計測するために分力計と 2 個のロードセルを使用して実験を行った．

2.2　堰堤モデル

写真－1 に堰堤モデルを示す．堰堤モデルは，高さ 270 mm，幅 290 mm，奥行き 50 mm であり，径 16 mm の木製円柱の内部を貫く直径 12 mm の鋼材によって部材を固定している．

2.3　前置減勢工

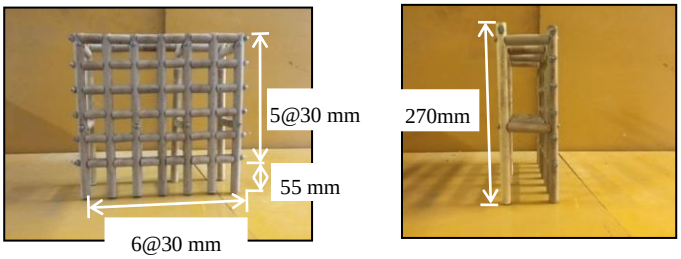
写真－2 に，減勢工の設置要領を示す．柱が等間隔に立っている減勢工を設置した．前置減勢工の間隔は，最大礫径（D）の 1 倍とし，減勢工高（h）と離隔距離（L）を変化させて実験を行った．ここで D は最大礫径の 3 cm を表している．減勢工の高さは 1 ～3D，本堰堤との離隔距離は 1D および 2D と変化させた．

2.4　土石流モデル

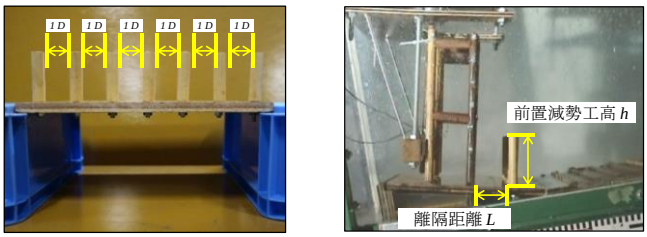
表－1 に礫の諸元を示す．礫モデルは，呼称粒径 10 mm，20 mm，30 mm を体積比 1 : 1 : 1 で混合しており，前置減勢工のない場合に，土石流の礫が堰堤を乗り越えない限界となるように設定したものである．

2.4　実験ケース

実験ケースは，以上の条件を組み合わせて表－2 に示す 7 ケースとなり，各ケース 5 回ずつ行った．以後，実験ケースは堰堤モデルと減勢工の条件を組み合わせて，表－1 に示す呼称名を用いるものとする．



写真－1　堰堤モデル



(a)　正面図　　(b)　側面図

写真－2　前置減勢工

表－1　礫の諸元

呼称	比重	粒径	質量（kg）	備考
礫モデル・小	2.6	15 mm 以下	16	玉砂利
礫モデル・中		16 – 25	12	
礫モデル・大		26 mm 以上	7	

表－2　実験ケースと呼称名

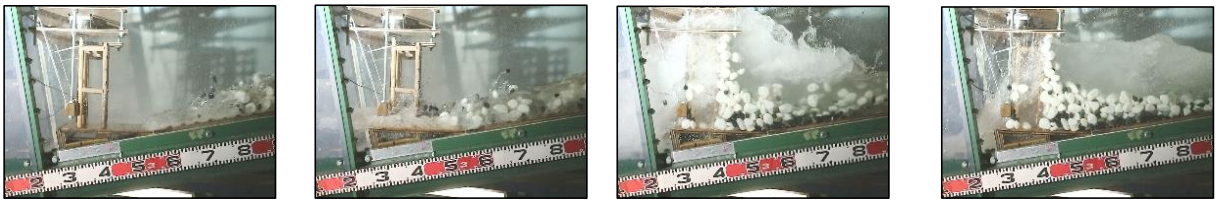
離隔距離 (L)	実験名	前置減勢工高 (h)			
		減勢工無	1D	2D	3D
1D	case-	none	L1D- h1D	L1D- h2D	L1D- h3D
2D			L2D- h1D	L2D- h2D	L2D- h3D

※　　D･･･最大礫径

3. 実験結果

3.1　衝突堆積過程

写真－3 に，case-none の衝突堆積過程を示す．写真－3(a)は，衝突直前のものであり，堰堤に近づく土石流は底面粗度によって流水と礫材の前面が高く盛り上がる段波形状で接近している．写真－3(b)は，土石流の先端が堰堤に到達したときのものである．径の大きい白い礫が先端に集中する偏析が生じ，堰堤下部に衝突し始めている．また，先端部の水は堰堤を抜け，礫のみが衝突している．写真－3(c)は，土石流荷重が最も大きくなるときのものである．このときに堰堤前面で止められた礫の高さは最高点に達している．写真－4 に case-L2D-h3D の衝突堆積過程について示す．写真－4(a)は，衝突前のものであるが case-none の場合とほぼ同じ流下形状で接近している．写真－4(b)で，土石流の先端が前置減勢工に到達している．先行した礫は前置減勢工によって捕捉され，後続の礫が接近しており，水のみが減



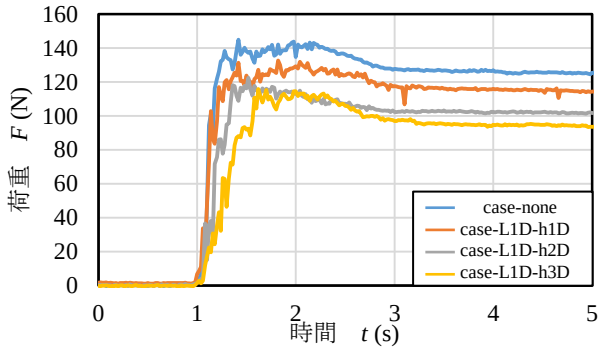
(a) $t = t_0$　(b) $t = t_0 + 0.1$　(c) $t = t_0 + 1.1$　(d) $t = t_0 + 2.1$

写真－3　礫の衝突堆積過程（ case-none ）

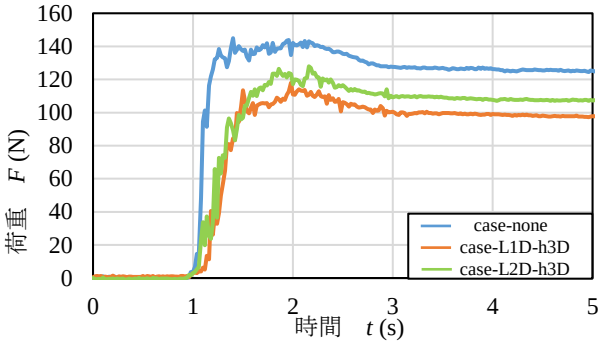


(a) $t = t_0$　(b) $t = t_0 + 0.1$　(c) $t = t_0 + 0.3$　(d) $t = t_0 + 1.6$　(e) $t = t_0 + 2.3$

写真－4　礫の衝突堆積過程（ case-L2D-h3D）



図－4　減勢工高ごとの荷重～時間関係 (L = 1D)



図－5　離隔距離ごとの荷重～時間関係 (h = 3D)

勢工と堰堤を抜けて流下している．写真－4(c)は，後続の礫が減勢工を乗り越え，礫が堰堤に衝突するときのものである．減勢工により停止した礫を乗り超えた後続の礫が堰堤に衝突している．写真－4(d)は，最大衝撃荷重時のものである．case-none とよく似た堆積形状をしているが，下部に停止している礫（形状がぼやけていない）の領域が，若干 case-none よりも上流側に伸びている．また，堰堤と減勢工の間隙を飛び越すように衝突している．

3.2　前置減勢工高による効果

図－1 は，離隔距離 1D のときの減勢工高ごとの荷重～時間関係を示す．減勢工が無い場合，0.4 s で最大衝撃荷重 145 N に達している．減勢工高 1D のときも同様に 0.4 s で最大衝撃荷重 132 N に達しており，無い場合と比較した場合，明らかに低減されている．また，前置減勢工高 2D のときは 0.5 s で最大衝撃荷重 122 N に達し，減勢工高 3D のときは 0.6 s で 115 N に達している．ここで，減勢工高が 3D のものを設置することにより約 20 %低減している．よって，減勢工高を高くするにつれて，最大衝撃荷重およびそれに達するまでの時間は長くなっている．つまり，減勢工によって停止した礫が後続の礫との間に摩擦が働くことで土石流の衝突する速度は低下し，土石流の衝突するときの荷重は低減されているということが考えられる．

3.3　離隔距離による効果

図－2 は減勢工高 3D のときの離隔距離ごとの荷重～時間関係を示す．減勢工がない場合は，土石流が衝突と同時に荷重が急激に増加するのに対して，減勢工を設置することで荷重はなだらかに増加し最大値に達している．これは写真－4 に見られるように，減勢工を設置したことにより，先行礫は減勢工が無い場合よりも堰堤の手前で停止するため，後続礫は停止した礫と衝突する距離は延び，減速させているためと考えられる．また，離隔距離 2D よりも 1D の方が荷重はほぼ全領域で小さくなっていることがわかる．ここで，case-none における最大衝撃荷重は 145 N, case-L1D-h3D では 118 N, case-L2D-h3D では 128 N であり，比較すると離隔距離 1D に設置することにより約 20 %低減している．

4．結　言

1) 減勢工を設置すると，土石流の衝撃荷重の立ち上がりの時間が長くなり緩やかになる．その結果，衝撃荷重の最大値も小さくなり，かつ，その低減の影響を受けて，静止状態での堰堤に作用する堆砂圧としての荷重も小さくなる．また，本実験においては減勢工高 3D，離隔距離 1D のとき効果が生ずると考えられる．
2) 本研究では，減勢工の高さおよび離隔距離に関する比較であったが，今後は前置減勢工の形状や河川横断方向の間隔についても検討する必要がある．

参考文献

1) 小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久: 鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.64A，pp.779-788，2018.3.

越流水深の大きな砂防堰堤の下流影響検討

いであ株式会社　○木村 啓祐，樋田 祥久，加藤 陽平，森 克味，小川 義忠
国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　奥山 悠木，田所 真路，佐野 奈津子

1 はじめに

高知県北東部に位置する一級河川吉野川水系の南小川流域（A=86.6km^2）は，急峻な地形を成しており V 字谷で谷幅も狭く，地すべり地形が多く存在する．また，年降雨量が 2,500～4,000mm で計画流量も 1,140m^3/s と大きい流域である．現在，南小川流域においては流出する土砂を抑制し，下流域での河床上昇による河川水位の上昇を防ぐことを目的として砂防堰堤が計画されている．計画堰堤は，掃流区間で上流の既設堰堤(SP-460)，下流の橋梁(SP-180)及び発電所(SP-250)に影響せず，施工性の良い SP-100 に計画されている．（図-1）また，川幅が狭いため水通し幅も 25.0m と狭くなり，堰堤高 11.0m に対して越流水深が 8.1m と大きくなる．（図-2）越流水深が大きい砂防堰堤においては，流量が多く流速も速くなることから流水による堰堤下流への影響等の課題・問題点がある．本検討は西島ら（2017）[1] の検討結果を踏まえ，水理模型実験により堰堤下流への影響を把握する．さらに越流水深の低減策を検討し，その低減効果を確認することを目的とする．

表-1　計画堰堤諸元一覧

項目	設計値
堰堤型式	不透過型
流域面積（A）	41.8km^2
現況渓床勾配　i0	1/45
計画堆砂勾配　i2	1/90
清水流量	1,083m^3/s
設計流量(土砂含有を考慮した流量)	1,140m^3/s
堤高	11.0m
堤長	77.0m
袖高	9.8m
越流水深	8.1m

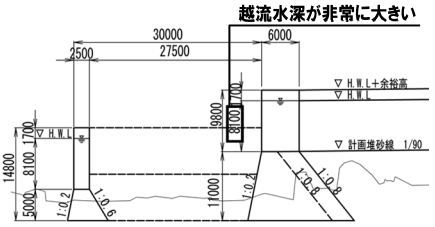


図-2　計画堰堤側面図

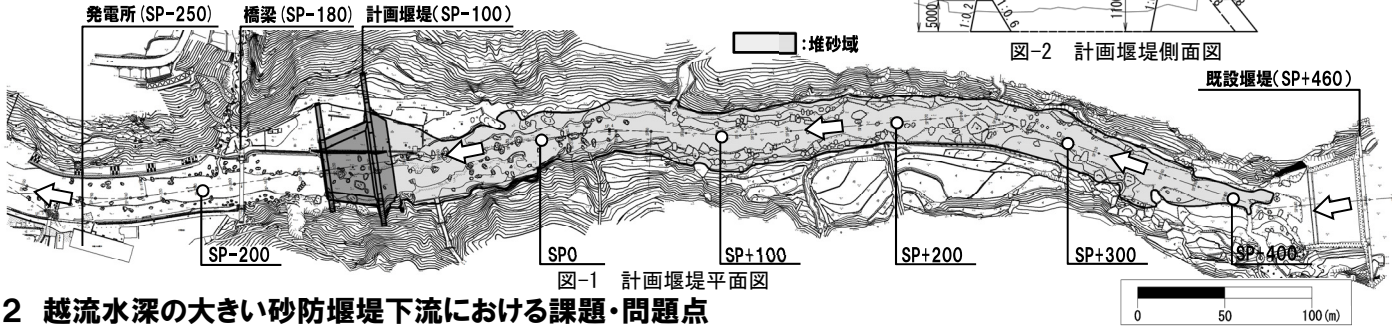


図-1　計画堰堤平面図

2 越流水深の大きい砂防堰堤下流における課題・問題点

計画堰堤下流への影響は西島ら（2017）の検討によると数値解析シミュレーション（3 次元流体解析）を実施した結果，堰堤整備の影響は計画堰堤下流 70m 程度の範囲まで及ぶことが確認されている．このため，水理模型実験を実施し，3 次元流体解析結果の妥当性を検証するとともに，水褥池及び水通し部や前庭部における急縮・急拡による減勢効果等を確認し，適切な前庭保護工を計画する必要がある．

3 水理模型実験による砂防堰堤下流への影響検討

水理模型実験は水路模型及び地形模型による実験を行った．水路模型実験は越流水深に着目し，堰堤下流の流況変化を確認するとともに，前庭保護工の設計に用いる式（経験式及び半理論式）の適用を検討した．また，地形模型実験は水路模型実験結果から設定した前庭保護工の効果を確認した．各実験では流況変化を把握するため水位を計測し，堰堤を設置しない場合と比較して水深の変化を確認した．

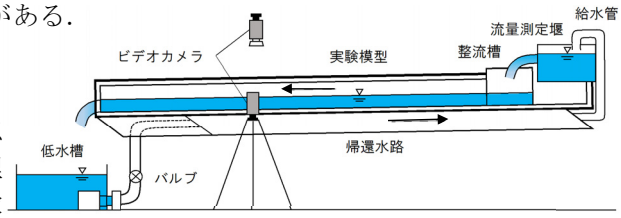


図-3　実験装置（モデル図）

3．1　水路模型実験

（1）概要

水路模型実験は勾配 1/45 の直線矩形水路に堰堤模型を設置し，越流水深が異なる 4 ケースの流量により実験を行った．水路模型の縮尺は 1/100 とし，透明アクリル板(t=1cm)を用い，幅 40cm，高さ 20cm，水路延長 6.0m とした．（図-3，写真-1，2）また，現地の粗度を再現するため，ほぼ均一な平均粒径 15.2mm の砂利粒子を水路底面に接着した．流量は計画堰堤の水通し幅の単位幅流量とし，フルード相似則により算定した．（表-2）実験ケースは副堰堤の減勢効果を確認するため，堰堤下流に水叩きを想定した滑面の塩ビ板を設置し，経験式及び半理論式において算出された位置に



写真-1　堰堤模型



写真-2　実験水路

表-2　流量ケース

ケース	越流水深 (m)	相対水深※	流量 (m^3/s)	実験流量 (ℓ/s)
計画流量	8.1	1.00	1,140	15.67
流量①	2.0	0.25	129	2.00
流量②	4.0	0.50	377	5.57
流量③	6.0	0.75	713	10.93

※（越流水深/落差高）

副堰堤を設置する 2 ケースと設置しない 2 ケース及び水叩きを設置しないケースの計 5 ケースについて実験を行った．

（2）結果

計画流量(相対水深 1.0)の場合，副堤を設置することで流れが阻害され流況が乱れる．また，副堤を設置しないと，粗度係数の小さい水叩きの設置により流速が卓越するため，下流水位の変動が収まらない．流量①(相対水深 0.25)は収束位置に副堤があるため，流況が乱れ下流への影響範囲が拡大する．流量②(相対水深 0.5)及び流量③(相対水深 0.75)は副堤による減勢効果で，下流への影響範囲が減少する．以上から，計画流量時は副堤を設置すると悪影響を及ぼすが，それより小さい流量の場合は副堤設置により減勢機能が期待できる結果となった．

3．2　地形模型実験

（1）概要

地形模型は現地地形を精度よく再現できるよう，ＬＰデータを用いて 3Dプリンターにより出力し，縮尺 1/125 の地形モデル模型（PLA 樹脂）を作製した．また，個々の転石をスケールダウンした砂利を地形模型に張り付けて現地の転石等を再現した．流量は計画流量（実験流量=6.52ℓ/sec）とし，前庭保護工は水路模型実験結果から副堰堤による減勢効果が期待されないため，副堰堤を設置しない条件で実験を行った．

（2）結果

水脈飛距離は 20m 程度で水路模型実験と同様の結果だったが，下流の影響範囲は 60m 程度と水通しと側壁の急縮･急拡により，落下水により横断方向への流れが発生し，減勢することで水路模型実験の結果に比べ，影響範囲が短くなった．（図-5）

4　3次元流体解析による堰堤下流への影響検討

地形模型実験と同様の条件で 3 次元流体解析を実施し，3 次元流体解析の妥当性を検討した．解析の結果，地形模型実験と同様に前庭保護工の減勢効果が確認でき，下流への影響範囲は 60m 程度であることから，地形模型実験の再現性が確認できた．すなわち，地形模型実験を行わなくても 3 次元流体解析で堰堤下流の流況を把握することが可能である．（図-6）

5　越流水深の低減策の検討

越流水深を低減する方法として掘削影響を考慮した側壁位置を固定した条件で計画流量時に側壁の背面に落水が当たらないよう，水通し肩と側壁肩の位置を合わせることで水通し幅が広くなり，越流水深が小さくなる水通し断面を設定した．（図-7）設定した水通し断面で 3 次元流体解析を行った結果，下流への影響範囲は 30m 程度と前庭保護工の範囲内となる結果となった．（図-8）

6　今後の展望

砂防堰堤の越流水深の大小は下流の流況へ非常に大きな影響を与えることがわかった．このため，越流水深が大きい砂防堰堤を計画する際は，越流水深を小さくする方法を柔軟に検討し，その結果を 3 次元流体解析で検証することで周辺影響の小さい安全な砂防堰堤を計画することが望まれる．

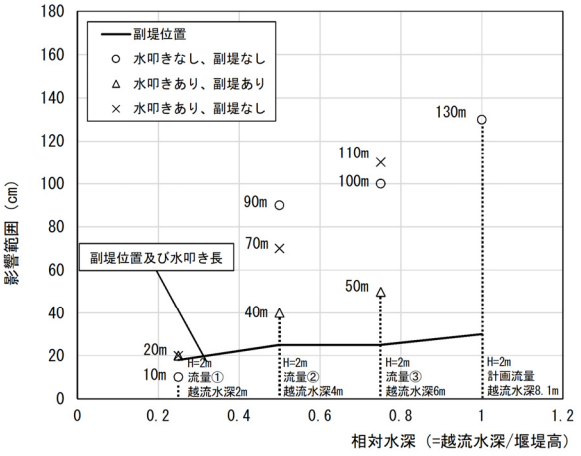


図-4　水路模型実験　影響範囲(経験式との比較)

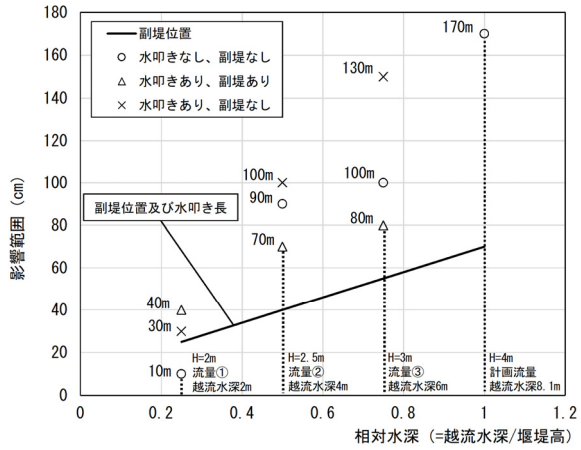


図-5　水路模型実験　影響範囲(半理論式との比較)

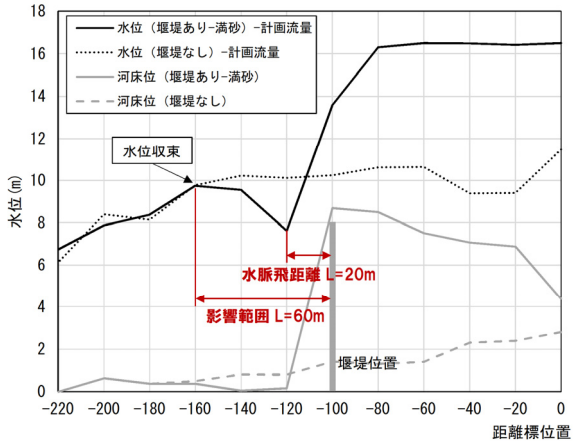


図-6　地形模型実験　影響範囲(経験式)



図-7　越流水深低減策

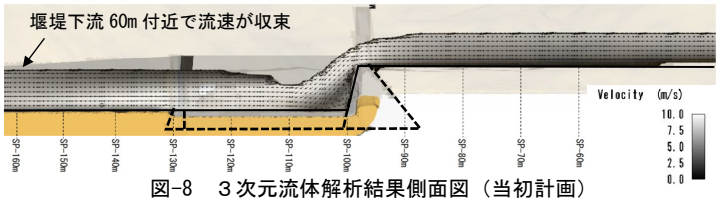


図-8　３次元流体解析結果側面図（当初計画）

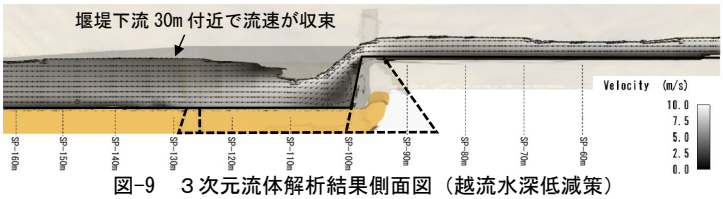


図-9　３次元流体解析結果側面図（越流水深低減策）

【参考文献】1) 越流水深の大きい砂防堰堤における施設本体及び周辺影響について：平成 29 年度 砂防学会研究発表会概要集 p.184-185

礫衝突を受ける短スパン鋼管はり部材の変形応答に関する一考察

防衛大学校　○別府万寿博　砂防鋼構造物研究会　浅田泰男

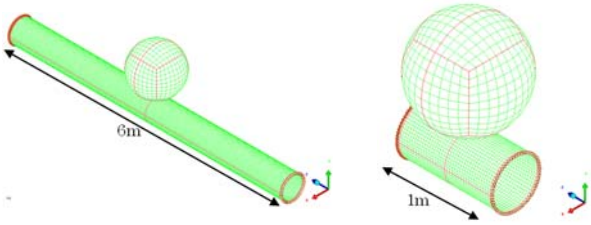
１．緒言

深層崩壊や大規模な土石流が発生すると，大量の土砂や大径の礫が流下し，鋼製透過型砂防堰堤（以下，鋼製堰堤）に作用する．鋼製堰堤の部材間隔は，最大礫径 D_{95} の 1.0 倍程度として設計するため，スパンが短い（以下，短スパン）構造部材に巨礫が衝突することが想定される．本研究はスパン 6m および 1m の鋼管部材を対象として，数値解析により鋼管はりの変形応答について検討を行ったものである．なお，数値解析には，衝撃解析ソフト AUTODYN を用いている．

２．鋼管部材に対する礫衝突解析

2.1　解析モデル

図-1 に示すように，直径 1m の礫を直径 Φ508mm×板厚 t19mm の鋼管部材に衝突させた．なお，計算時間を短縮するため 1/2 モデルを作成した．鋼管の両端は完全固定とし，スパンの相違がへこみ変形やはり変形に及ぼす影響を調べるため，スパンは 6m および 1m とした．礫の衝突速度は，10m/s とした．図-1 に示す鋼管中央部の衝突点とその真裏（梁変形）の変位を出力した．鋼材の塑性判定には，Von-Mises の降伏関数を用いた．



(a) スパン 6m　　(b) スパン 1m

図-1　礫衝突を受ける鋼管部材モデル

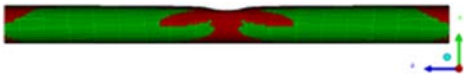
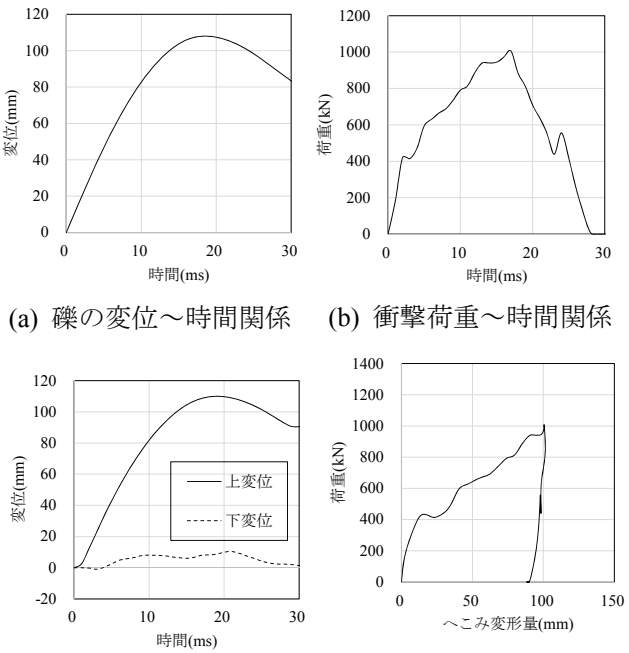


図-2　スパン 6m の塑性化状況（30ms）

2.2　スパン 6m の衝撃応答

図-2 に，鋼管長 6m の場合における礫衝突後 30ms の鋼管部材の塑性化状況を示す．図から，修正エリナス式の仮定 [1] と同様に，中央部では全断面が塑性化するとともに，固定端における 8 割程度の要素が降伏している．図-3 に，礫の変位，衝撃荷重，はり中央部の変位の時刻歴応答および荷重～へこみ変形関係を示す．図-3(a)に示す礫の変位～時間関係から，衝突後約 17ms において最大変位 110mm を示し，その後は礫が跳ね返ることによって変位が低下している．図-3(b)に示す衝撃荷重～時間関係から，衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し，その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 17ms で最大約 1000kN を示している．修正エリナス式を用いて同じ条件におけるへこみ荷重を算定すると約 1300kN となるが，計算値は理論よりも 2 割ほど小さな値となった．図-3(c)に示すはり中央の変位～時間関係から，上変位は衝撃力の増加とともに増加し，最大で 110mm となった，一方，はり中央の下変位は衝突後約 3ms 後に応答を開始し，最大で 10mm の最大変位を示した．図-3(d)に示す荷重～へこみ関係を積分してへこみ吸収エネルギーを求めると約 60kJ であった．



(a) 礫の変位～時間関係　　(b) 衝撃荷重～時間関係

(c) はり変位～時間関係　　(d) 荷重～へこみ変形関係

図-3　スパン 6m の応答

2.3　スパン 1m の衝撃応答

図-4 に，鋼管長 1m の場合における礫衝突後の鋼管部材の塑性化状況を示す．図から，衝突後 5ms～30ms では衝突部にへこみ変形が生じるが，スパン中央部の全断面が塑性化することはなく，はり上部の要素に塑性化が集中した．最終的には，固定端においてもはり上部の要素のみが塑性化した．図-5 に，礫の変位，衝撃荷重，はり中央部の変位の時刻歴応答

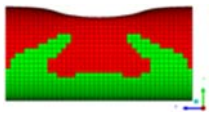
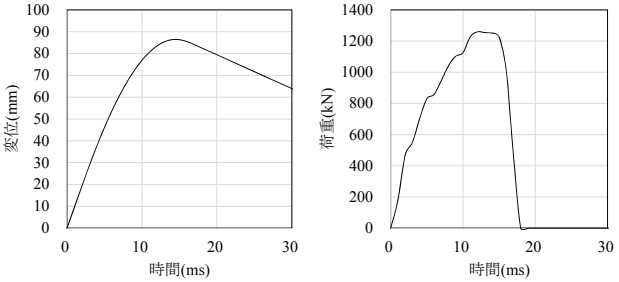


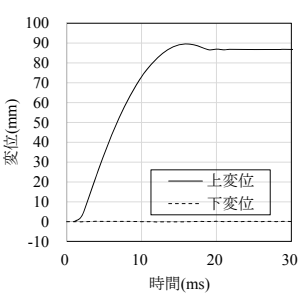
図-4　スパン 1m の塑性化状況（30ms）

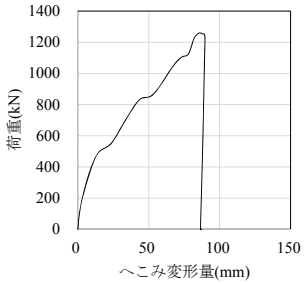


(a) 礫の変位～時間関係　　(b) 衝撃荷重～時間関係

図-5　スパン 1m の応答

および荷重～へこみ変形関係を示す．図-5(a)に示す礫の変位～時間関係から，衝突後約 14ms において最大変位 85mm を示し，スパン 6m よりも 2 割程度小さい値となった．図-5(b)に示す衝撃荷重～時間関係から，スパン 6m の場合と同様に，衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し，その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 12ms で最大約 1300kN を示している．この値は，スパン 6m の場合よりも 2 割ほど大きい値となった．図-5(c)に示すはり中央の変位～時間関係から，上変位は衝撃力の増加とともに増加し，最大で 90mm となった，一方，下変位はほとんど発生しなかった．この理由は，塑性化がはり上部に集中するため，はり変形が生じないためと考えられる [2)]．以上の解析結果から，短スパンの場合は，はりとしての全体応答が生じにくいことがわかる．図-5(d)に示す荷重～へこみ関係を積分してへこみ吸収エネルギーを求めると約 59kJ でありスパン 6m と同等であった．



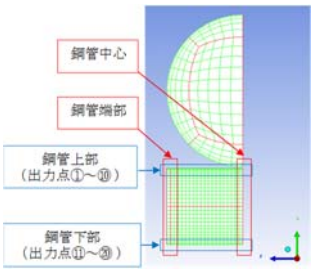


(c) はり変位～時間関係　(d) 荷重～へこみ変形関係

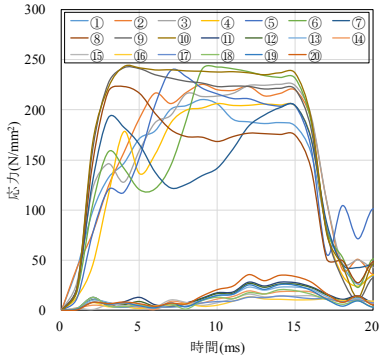
図-5　スパン 1m の応答

3．短スパン鋼管の応力分布と評価モデル

スパン 1m の鋼管を対象として，応力分布を考察する．図-6(a)に示す位置の応力～時間関係を確認した．図-6(b)は，応力～時間関係を比較したものである．図から，はり上部の応力は 120～240N/mm^2（降伏応力）であるのに対し，はり下部の応力は 40N/mm^2 以下の弾性状態であり，かなり小さな応力しか発生していないことがわかる．図-7 は，時刻 15ms における，はり中央（図中横軸の原点）から端部（図中横軸の 450mm）の応力分布を示している．この時刻は，礫がはりに衝突している時刻であるが，はりの上部と下部で応力状態が異なり，はり上部だけが塑性化あるいは弾性限界に近い状態であることを示している．



(a) 出力位置



(b) 応力～時間関係

図-6　はり上下縁における軸方向の応力～時間関係

そこで，図-8 に示すような力の釣合い（P1＝2Nsinθ）を考える．すなわち，はりに作用する衝突力は，はりの軸方向に発生する軸力と釣合うことを仮定したモデルである．図中の P1 はへこみによって生じる荷重であり，N は鋼管に生じる軸力である．この軸力は，はり断面が降伏した割合によって変化し，全断面が降伏す場合は，$N=\sigma_y \times t \times \pi D$（$\sigma_y$：降伏応力，t：板厚，D：鋼管直径）となる．また，鋼管の変形角 θ については，へこみ変形量 δ とスパン L から，$\theta=\delta/0.5L$ と仮定する．試算として，鋼管断面の 50%が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 18mm 程度となる．鋼管断面の 40%が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 55mm となる．鋼管部材の 36%が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 90mm となり，図-5(c)に示す上変位とほぼ一致する．

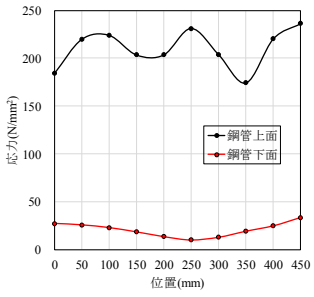


図-7　はり上下縁における軸方向の応力分布

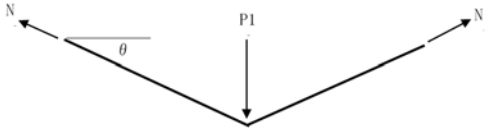


図-8　力の釣合い図

参考文献

1) 鋼製砂防鋼構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，砂防・地すべり技術センター，平成 21 年 7 月

3) 別府万寿博，松澤遼，嶋丈示，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局部変形解析に関する一考察，平成 29 年度砂防学会研究発表概要集，平成 29 年 5 月

礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の全体変位に関する検討

砂防鋼構造物研究会　○國領ひろし
防衛大学校名誉教授　石川信隆
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋丈示

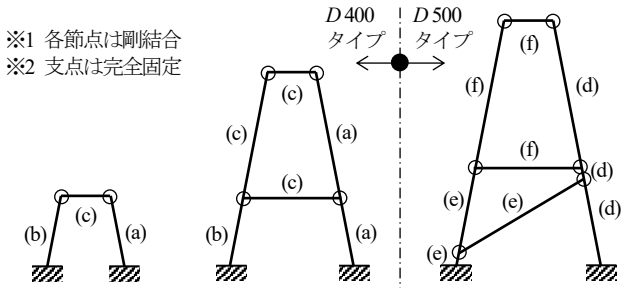
1. はじめに

鋼製透過型砂防堰堤は，土石流中の巨礫等の衝突を受ける構造物であり，礫等の衝突に対する検討手法については，鋼製砂防構造物設計便覧[1]において，①構造全体の許容最大変形量を構造物に対して規定する方法（構造系の全体変位）と②部材（中空鋼管）に発生する最大局部変形量（へこみ変形＋はり変位）を規定する方法（部材の局部変形）の二通りが示されている．安全性の照査は，上記のどちらか一方の手法を用いて検討することとされているが，礫の衝突時には，部材の局部変形とそれに伴う構造全体の変位が生じていることも想定される．

そこで本研究では，中空鋼管構造の鋼製透過型砂防堰堤を対象に，礫衝突を想定した全体変位の挙動を静的弾塑性解析（プッシュオーバー解析）により調べるとともに，部材の局部変形を考慮して構造物変位を検討する簡便な手法の一例について報告するものである．

2. 堰堤モデル

堰堤モデルは，図－1 に示すような二次元の骨組モデルとし，堰堤タイプは鋼製高 H＝2.0 m，8.0 m，12.5 m の 3 タイプを設定した．堰堤モデルに使用した鋼管サイズと仕様は，表－1 に示すとおりであり，図－1 の部材記号は表－1 の鋼管記号を示している．鋼管のヤング係数 E は 2.0×10^5 N/mm^2 とし，応力－ひずみ曲線はバイリニア曲線を与え，ひずみ硬化係数は $E/100$ とした．なお，ここでは継手は考慮せず，骨組モデルの各節点（鋼管同士の接合部）は剛結合，支点（堰堤モデルの支持部）は完全固定とした．



(a) H＝2.0 m　(b) H＝8.0 m　(c) H＝12.5 m

図－1　堰堤モデル

表－1　鋼管サイズと仕様

記号	鋼管径 D mm	板厚 t mm	控除板厚 mm	材質	降伏応力 σ_y N/mm^2
(a)	400.0	14.0	4.0	STK490	315
(b)	400.0	9.0	4.0		
(c)	400.0	9.0	2.0		
(d)	500.0	17.0	4.0		
(e)	500.0	12.0	4.0		
(f)	500.0	9.0	2.0		

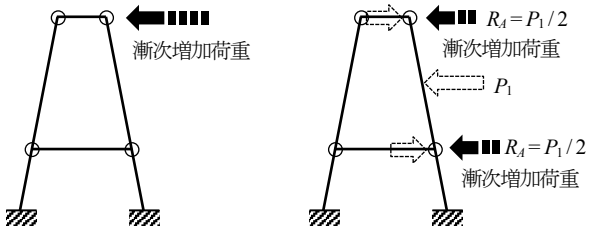
3. 外力モデル

外力モデルは，図－2 に示すような構造物天端部への載荷（CASE1）と 2 節点（鋼管はりの節点）への載荷（CASE2）の 2 ケースを設定した．つまり，表－2 に示すように CASE1 では，礫衝突における全体変位（局部変形を考慮しない場合）を想定し，堰堤モデルの天端部に漸次増加荷重を与えるものとし，CASE2 では鋼管はり部材に礫が衝突した場合を想定し，礫が衝突するときの鋼管の局部変形に対応する荷重 P_1 の反力 R_A（$R_A=P_1/2$）を各節点に集中荷重（漸次増加荷重）として与えるものとした．厳密には，礫の衝突時は局部変形と構造物変位が同時に生じる可能性があることや鋼管はり部材のはり変形の影響も考慮する必要があると考えられるが，ここでは簡易的な手法として局部変形と構造物変位を分けて検討することとした．なお，局部変形を考慮する場合は，直径 1.0 m の礫が鋼管はり中央部に衝突するものとして，鋼管の局部変形に対応する荷重 P_1 を修正エリナス式により算出した．

4. 計算結果

4.1 構造物天端部への漸増載荷（CASE1）

まず，構造物天端部へ漸増載荷した場合の荷重－変位関係を図－3 に示す．ここで，鋼管サイズが同じである D400 タイプの鋼製高 2.0 m と 8.0 m を比較すると，変位 δ_W が同じ場合では，鋼製高 2.0 m のほうが，作用荷重が大きく全体変位によるエネルギー吸収能が高いことがわかる．これは，載荷位置と支点あるいは節点までの距離の影響（スパン長が短いこと）により，一定の変位 δ_W を発生させるのに必要

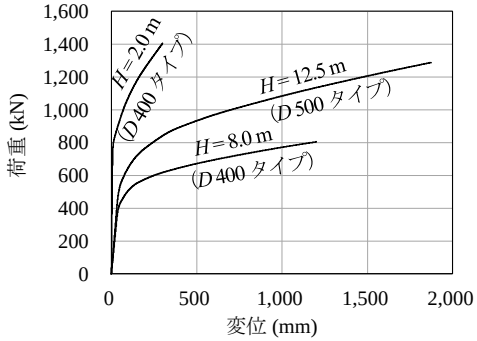


(a) 天端部への載荷（CASE1）　(b) 2 節点への載荷（CASE2）

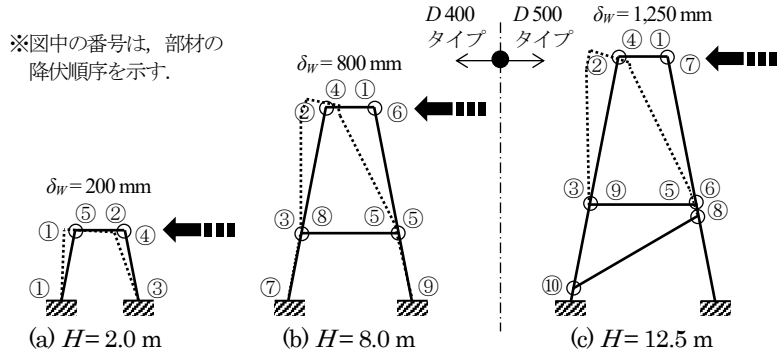
図－2　外力モデルの一例

表－2　外力モデル

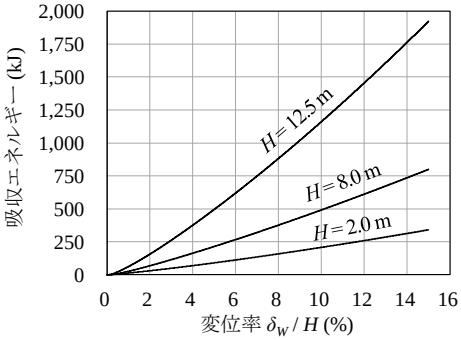
	想定外力（考え方）	作用位置	規定値
CASE1	礫衝突を構造物全体で受ける ※局部変形考慮しない ⇒全体変位によるエネルギー吸収	構造物天端	－
CASE2	礫衝突を鋼管はり部材で受ける ※局部変形によるエネルギー吸収 ⇒支点反力による構造物変位の吸収エネルギー	鋼管はり部材の節点	局部変位時の支点反力



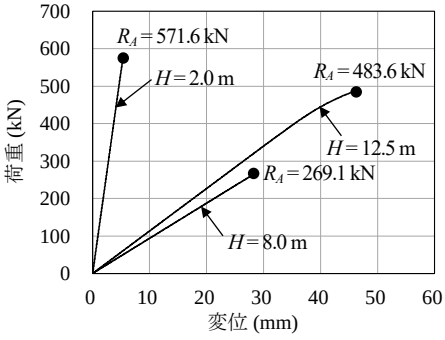
図−3　CASE1 の荷重−変位関係



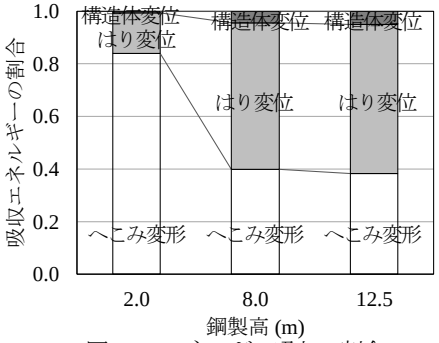
図−4　構造物天端部への漸増載荷（CASE1）の変位図の一例（$\delta_a / H = 10$ %時）



図−5　全体変位のエネルギー吸収能



図−6　CASE2 の荷重−変位関係



図−7　エネルギー吸収の割合

な作用荷重が大きくなるためと考えられる．なお，鋼製高 8.0 m に比べ，鋼製高 12.5 m の作用荷重が大きいのは，鋼管サイズが大きく，剛性が高いためと考えられる．次に，図−4 に変位状況の一例（$\delta_W / H = 10$ %時の変位図）を示す．なお，図中の番号は鋼管部材が降伏応力（$\sigma_y = N / A \pm M / Z$，ただし，$N$：発生軸力，$A$：鋼管の断面積，$M$：発生曲げモーメント，$Z$：鋼管の断面係数）に達した順番を示している．鋼製高 2.0 m の場合，まず載荷と反対側の柱部材が降伏し，その後，梁部材，載荷側の柱部材の順で降伏する．一方，鋼製高 8.0 m および 12.5 m の場合では，まず上段の梁部材が降伏し，次に載荷反対側の上段柱部材，中間梁部材，載荷側の上段柱部材の順となり，最後に支点となる下段柱部材が降伏する様子が確認された．これより，鋼製高が高く，構造上，中間梁部材を配置した場合には，中間梁部材より上方で大きな変位が生じることが認められた．全体変位による吸収エネルギーと変位率（δ_W / H）の関係は，図−5 に示すとおりであり，同じ変位率では鋼製高が高いほど吸収できるエネルギーが高くなることが確認された．これは，変位率を規定した場合，鋼製高が高くなると許容できる変位も大きくなるためである．

4.2 2 節点への漸増載荷（CASE2）

まず，2 節点へ漸増載荷した場合（CASE2）の荷重−変位関係を図−6 に示す．なお，各節点への作用荷重（局部変形に対応する荷重 P_1 の反力 R_A）は，鋼管はり部材のスパン長，鋼管サイズの違いにより異なり，鋼製高 2.0 m の場合は 571.6 kN，鋼製高 8.0 m で 269.1 kN，鋼製高 12.5 m では 483.6 kN である．これより，鋼製高の違いにより変位の大きさに違いがあるものの，作用荷重によって構造物にも変位が生じることがわかる．つまり，礫衝突に対して鋼管はり部材の局部変形で対応する場合においても，その反力によって構造物に変位が生じ，エネルギーを吸収できることが認められた．しかし，いずれの鋼製高の場合も変位率 δ_W / H は 1.0 %未満であった．次に，局部変形と構造物変位によるエネルギー吸収の割合をみると，図−7 に示すとおりとなる．ここでは，鋼管はり部材のはり変位による吸収エネルギーを許容塑性回転角（$\theta_{Pa} = 1.355 / (D / t)$）から求め，局部変形（へこみ変形およびはり変位）による吸収エネルギーと構造物の変位による吸収エネルギーの総和を全吸収エネルギーとして，それぞれの吸収エネルギーの割合を示した．これより，構造物変位によるエネルギー吸収の割合は，鋼製高 2.0 m では約 1.0 %であるが，鋼製高 8.0 m では約 4.0 %，鋼製高 12.5 m では約 5.0 %と大きくなることがわかる．すなわち，鋼製高が低い場合は局部変形によるエネルギー吸収が大きな割合を占めるが，鋼製高が高くなると，構造物変位でのエネルギー吸収の割合が増加することが認められた．

5. おわりに

今回の検討では，鋼製高の異なる堰堤モデルを設定し，礫衝突時の全体変位および局部変形時の構造物変位によるエネルギー吸収能を静的弾塑性解析により調べた．しかし，これらの値は構造物の形状や部材配置により異なると考えられるため，それぞれの堰堤モデルで検証が必要である．なお，本検討では鋼管部材に破壊条件を設定していないため，変位率（δ_W / H）の閾値が不明瞭となっている．今後，鋼管部材に破断ひずみや引張強度等の限界値を与え，全体変位の終局限界を定める必要がある．

参考文献

1) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年度版，2009

中小礫捕捉のための鋼製透過型砂防堰堤の機能部材の配置間隔に関する研究

（一財）砂防・地すべり技術センター　○佐々木司　嶋丈示
砂防鋼構造物研究会　　國領ひろし
防衛大学校　　香月智　嶋川理

1. はじめに

平成 28 年 4 月に，砂防基本計画策定指針および土石流・流木対策設計技術指針[1]（以下，指針）が改定され，土石流対策における砂防構造物は，透過型砂防堰堤を採用することが原則となった。これは，土石流を捕捉する性能に加えて，平常時における無害な土砂を流下させることにより，堰堤の捕捉容量を確保できるからである。ここで，透過型砂防堰堤の縦部材間隔および横部材間隔は，現行指針では土石流フロント部に集中する巨礫の最大礫径の 1.0 倍で決めることとされている。

一方，全礫数に占める巨礫の数が極端に少なかったり，表層崩壊に起因する土石流の場合，巨礫がフロント部に集中せずに堰堤に到達することも考えられる[2]。このような流下形態の場合，礫によるアーチアクション効果が発揮されにくくなり，透過部断面がうまく閉塞されない可能性がある。

そこで本研究では，透過部断面形状と捕捉性能の関係性について調べるために，土石流の流下形態を個別要素法によって解析し，縦横部材間隔を変えて透過部断面面積が等しい 2 つの堰堤モデルに対して捕捉シミュレーションを行った。

2. 解析の概要

2.1 検討諸元

検討に際し，広島西部山系における土石流危険渓流の河床勾配と粒径分布を参考にした（表－1）。本渓流は 0 次谷であり，渓床勾配は約 1/2（約 27°）と，急傾斜地斜面の境界である斜面勾配 30°に近い状況にある。また，地表には直径約 0.7m の転石が見られるもののその数は極めて少なく，比較的目立つ石礫は 0.5 m 前後となっている[3]。

2.2 堰堤モデル

図－1 に，2 つの堰堤モデルを示す。各堰堤モデルの部材配置条件は以下の通りである。なお，捕捉面の高さは 4.2m，幅は 3.3m である。

MODEL 1：縦横部材間隔とも大礫径×1.0 倍とし，現行指針に準じたモデル（透過部断面が正方形形状）

MODEL 2：横部材間隔を中礫径（D_{70}）とし，MODEL 1 と同面積となる様に縦部材間隔を調整したモデル（透過部断面が長方形形状）

2.3 検討手法

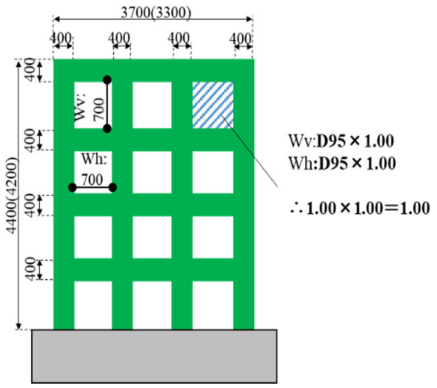
本研究に用いた個別要素法は剛体の運動解析を基本としており，各要素について逐次接触判定を行い，接触したならば要素間に設定した接触ばねの接触力を算定し，そうでなければ単なる剛体として，その運動方程式を解くことにより変位・回転を求め，個々の要素の運動を追跡するものである。土石流や液状化などの動的解析に用いられる手法のひとつとして活用されている[4]。

3. 解析の結果

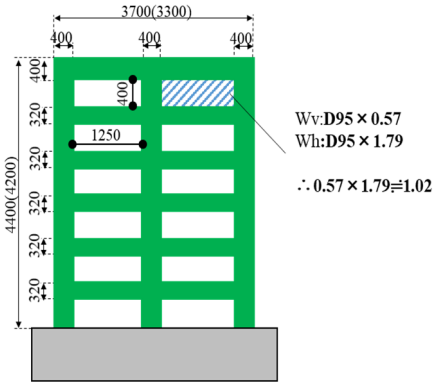
図－2 に解析の結果を示す。解析は，土石流のフロント部に大礫を集中させた条件（CASE 1）と，大中小それぞれの礫をランダムに配置した条件（CASE 2）の 2 つの初期形態（図－3）を作成して実施し，それぞれの条件下における捕捉率と捕捉状況を比較した。その結果，全ての検討ケースで大礫を 100％捕捉して，全体の捕捉率も 90％以上となった。また，図－4 に示す捕捉状況のとおり，いずれの検討ケースにおいても礫によるアーチアクション効果によって，透過部断面が閉塞する挙動を示した。

表－1　検討諸元

項目	諸元	
河床勾配	27°	(1/1.96)
礫A(大礫径)	700mm	(D_{95}相当)
礫B(中礫径)	400mm	(D_{70}相当)
礫C(小礫径)	250mm	(D_{25}相当)



MODEL 1



MODEL 2

図－1　堰堤モデル

透過部断面を正方形形状とした MODEL 1 では，CASE 1,2 ともに中小礫の抜け出しが確認された。CASE 1 では，先行流による抜け出しは僅かであったが，大礫による透過部断面の閉塞が捕捉面の中段で止まったことにより，捕捉面最上段から中小礫が抜け出した。CASE 2 では捕捉面最上段からの抜け出しに加え，大礫が捕捉面に到達する前に先行流として抜け出した中小礫が確認された。一方，透過部断面を長方形形状とした MODEL 2 では，CASE 1 の場合に全ての礫を捕捉して捕捉率が 100 %となった。CASE 2 では先行流として僅かに小礫が抜け出したものの，100 %に近い捕捉率となった。

4. 考察

本研究で行った捕捉シミュレーションの全ての検討ケースで礫により部材が閉塞する挙動が示され，個別要素法によって透過型砂防堰堤の捕捉性能を検証できることが確認できた。捕捉率も全て 90%以上となり，砂防堰堤としての効果が発揮されたといえる。捕捉面に注目すると，捕捉できなかった中小礫の大半は，大礫を主とした透過部断面の閉塞が起きる前後に先行流もしくは後続流として抜け出していたため，実際の対策にあたっても先行流および後続流を対象とすることが効果的であると考えられる。

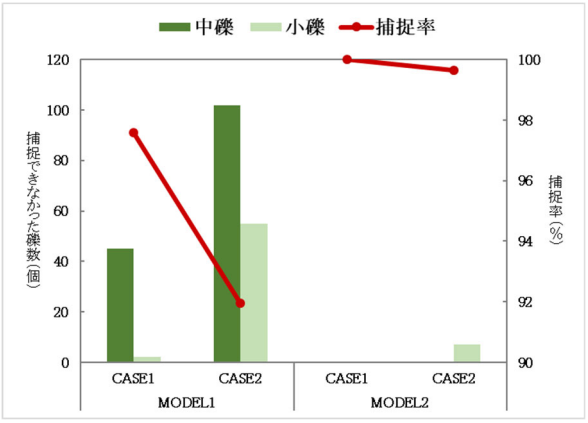
一方，透過部断面形状の違いが，中小礫の捕捉に影響を与えることが示唆された。今後，縦横部材間隔を調整して透過部断面形状を変えた，もしくは透過部断面面積を広げた際に，捕捉結果にどの様な影響が出るかを解析することで，透過部断面の最適化について検証できる可能性がある。

5. おわりに

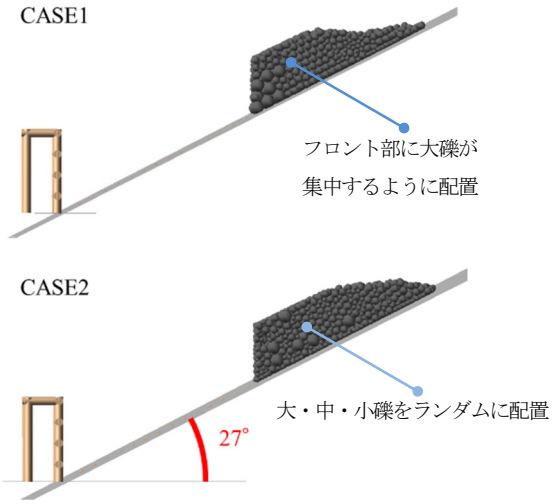
透過型砂防堰堤の設計指針が整備されて以来，最大礫径はその捕捉性能を決定する上で重要なパラメータとなっている。本研究では，個別要素法を用いて 2 つの土石流形態のもとで捕捉シミュレーションを行い，透過型砂防堰堤が礫を捕捉する挙動を解析した。しかし検討ケースが少なく，内容も基礎的なものであるため，礫径分布や河床勾配を変えた場合に，捕捉性能に違いが生じるかを検証する必要がある。また，実際に活用するにあたっては捕捉性能だけでなく構造的安全性も踏まえ，捕捉効果の高い部材配置を検証することが求められる。

参考文献

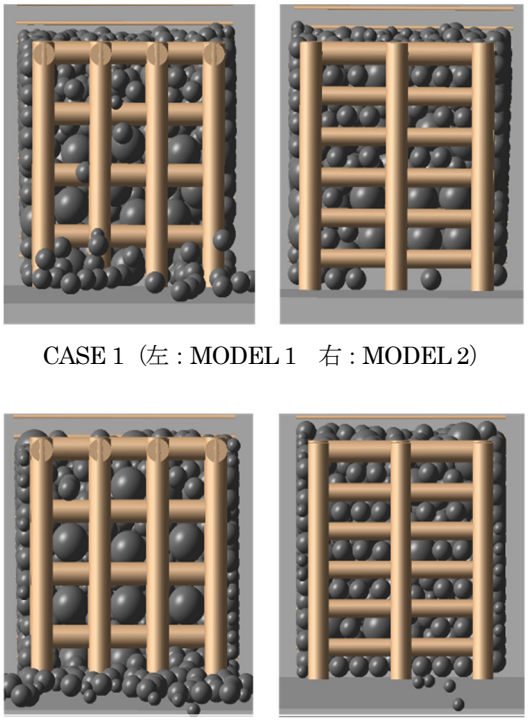
1）国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，土石流・流木対策設計技術指針解説，2016.4.
2）海堀正博：局所豪雨に起因する最近の土砂災害の特徴と課題，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018.
3）川邊ら：広島西部山系（大町地区）における小規模渓流対応型施設検討について，砂防学会誌，Vol.67，No2，2014.
4）堀口ら：個別要素法を用いた鋼管製透過型砂防ダムの土石流捕捉効果に関するシミュレーション解析，砂防学会誌，Vol.69，No1，2016.



図－2　解析結果



図－3　土石流の初期配置（縦断図）



CASE 1（左：MODEL 1　右：MODEL 2）

CASE 2（左：MODEL 1　右：MODEL 2）

図－4　捕捉状況

鋼製透過型砂防堰堤の捕捉実態に関する一考察

国土交通省関東地方整備局　日光砂防事務所　佐藤保之，小渕光昭，大浦二朗，角岳志，小林幹寛
一般財団法人　砂防・地すべり技術センター　嶋丈示
株式会社建設技術研究所　○吉田圭佐，川瀬樹一，金野崇史，松原智生，溝口裕也

1．はじめに

土石流および流木対策としてこれまでに多くの鋼製透過型砂防堰堤が整備され、捕捉事例も増えてきているが、その実態報告は非常に少ない[1)]。一方、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）では、計画捕捉流木量の考え方に流木容積率という概念が加わり、砂防計画への反映という点においても、土石流と流木の捕捉割合の実態把握は一層重要となっている。

平成 27 年 9 月関東・東北豪雨では土砂および流木流出の発生した田茂沢流域において、施工後 2 年の田茂沢第 1 砂防堰堤（鋼製透過型砂防堰堤）が土砂・流木を捕捉してその機能を発揮し、人家等への被害を防いだ。今回、堰堤の捕捉土砂の除石に合わせ、土砂、流木の堆積分布状況および捕捉量を調査した。本発表は、鋼製透過型砂防堰堤の**「①捕捉状況調査の方法」「②土砂の移動形態」「③土砂及び流木の捕捉形態」「④流木容積率の試算」**について報告する。

2．平成 27 年 9 月関東・東北豪雨における日光市芹沢地区での災害概要

2015 年 9 月 10 日人家や道路に面する渓流から土石流が複数発生し、住民 2 名負傷、人家全壊 5 棟、半壊 1 棟の被害が発生した。降雨状況は国土交通省中三依観測所のデータで、最大時間雨量 57㎜ (9/10 2 時～3 時)、総雨量 603㎜ (9/6 16 時～9/10 22 時) の降雨であった。

田茂沢流域には 3 基の砂防堰堤が整備されており、土砂・流木を捕捉したことで、下流集落（人家 12 戸）への被害を防止した。本調査では田茂沢左支渓に整備された田茂沢第 1 砂防堰堤の捕捉実態を調査した。田茂沢第 1 砂防堰堤上流における推定生産量・推定流出量は次の通り。

表 1　推定生産量・推定流出量

	推定生産量 (m^3)	推定流出量 (m^3)	捕捉量 (m^3)
土砂量	4,939.90	2,931.30	2,900.00
流木量	75.37	41.31	35.57

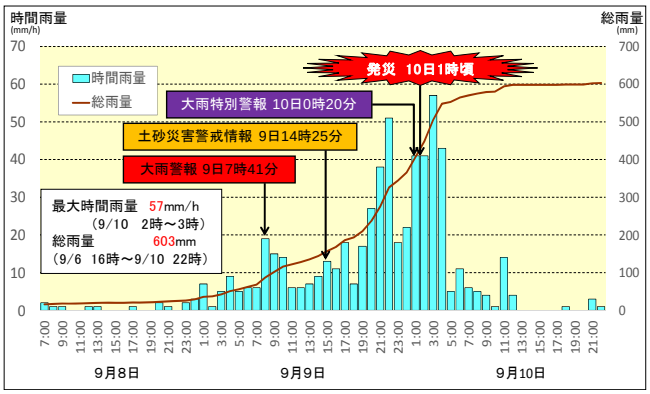


図 1　H27 年 9 月 8～10 日中三依観測所 雨量の推移[2)]

3．田茂沢第 1 砂防堰堤の計画概要

田茂沢第 1 砂防堰堤の施設諸元および計画概要等は表 2 の通り。正面図・断面図を図 2 に示す。

4．捕捉状況調査の調査方法

4.1 透過部捕捉面の閉塞状況調査

透過部捕捉面の閉塞状況調査は、堤高が比較的高いため、UAV による水平撮影を行い、撮影画像を簡易オルソ化し、画像より状況を把握した。

4.2 トレンチ掘削面における堆砂縦断面の確認調査

田茂沢第 1 砂防堰堤は有効高 10.5m のうち約 8.5m まで堆積している。また、狭隘な地形で元地形の谷幅は 6m 程度と狭い。トレンチ掘削面は高さ方向に垂直な面を作り出すことが困難なため、切土勾配 1:0.6 で高さ 5m 以下となる面を 2 段に分けて掘削面を観察するものとした。なお、掘削面は透過部中央に相当する位置で掘削を行った。

4.3 捕捉流木量の調査

捕捉流木量調査は、掘削した土砂と流木を分別して仮置きし、重なりがない状態に並べ、流木の平均直径、流木長をメジャーにて 683 本計測した。

表 2　田茂沢第 1 砂防堰堤の施設諸元及び計画概要

流域面積	0.30km^2
渓床勾配	1/6.5
計画流出土砂量	11,861m^3
計画流出流木量	140m^3
流木容積率	1.16%
鋼製透過型タイプ	格子形
堤高（有効高）	12.5m（10.5m）
堤　長	43.0m
水通し幅（開口幅）	6.0m
最大礫径（D_{95}）	0.5m
土石流ピーク流量	20.1m^3/s
土石流の水深	0.76m
土石流の流速	3.25m/s
土石流流体力	13kN/m
計画捕捉量	12,087m^3
部材間隔	縦横約0.5m

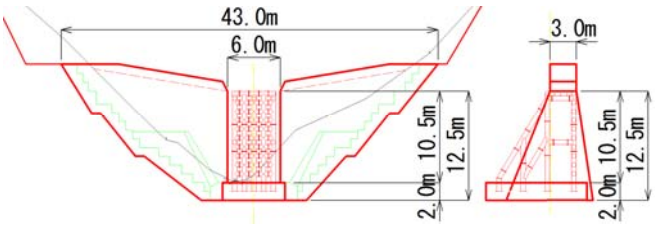


図 2　田茂沢第 1 砂防堰堤　正面図・断面図

5．調査結果および考察

5.1 透過部捕捉面の閉塞状況確認結果

透過部はほぼ流木のみで閉塞しており、長尺の流木も確認できるが、大部分は 1～2m 程度の長さである。透過部は全 10 段ある横部材のうち、横材の下から 8 段目までは完全に閉塞し、9 段目は部分的に閉塞しているが、9 段目全体（横

断方向）は閉塞していない。上流面では、非越流部の隣の縦部材は横部材 6 段目までがほぼ全面、塗装部に摩耗が確認できるが、中 3 本の縦部材および横部材 6 段目より下段には所々塗装が残っている箇所が確認できる。

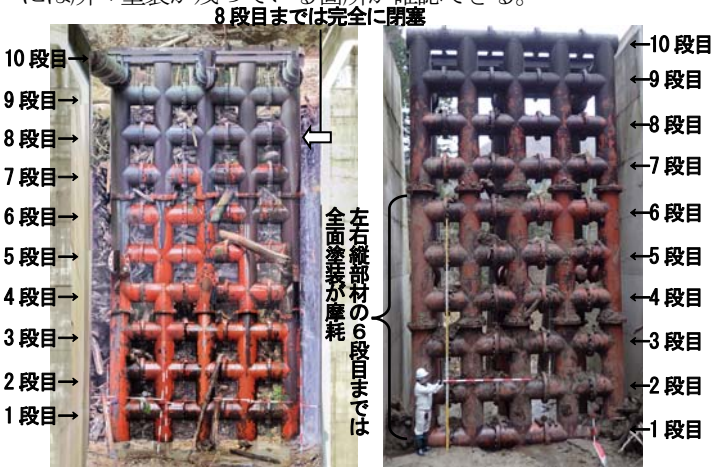


図 3　透過部の状況（左:下流捕捉面、右:除石後上流面）

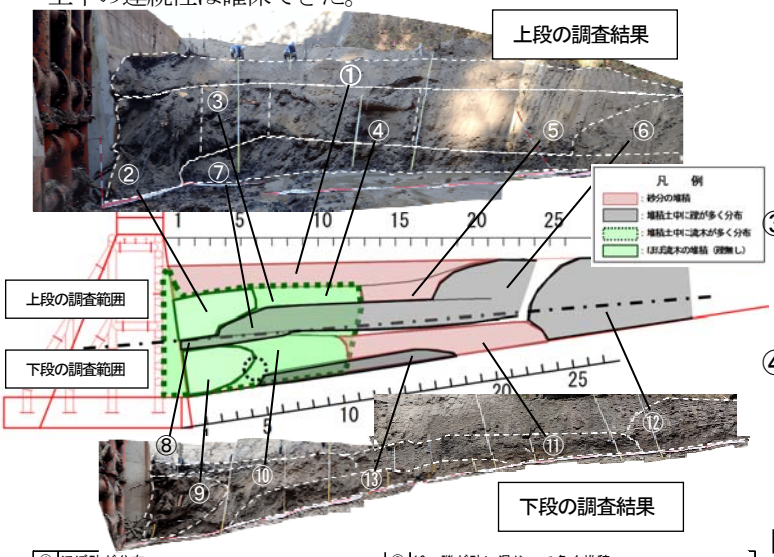
5.2 トレンチ掘削面における堆砂縦断面の確認結果

流木は概ね堰堤から上流 10m 付近まで多く混入しており（下図緑破線範囲②③⑦・⑧⑨⑩）、特に堰堤より上流 5m が非常に多い（②・⑨）。

上段・下段調査範囲ともに下層は礫分が多く（⑦④・⑬）その上はほぼ砂の層となる（⑤・⑪）。この層が上下 2 段で確認できた。なお、堆砂域中に堆積できた石礫は 4 個で礫径は 55cm～120cm であった（丸破線部）。

堆砂面に堆積しているのは砂である（①）。透過部付近に流木と共に閉塞している礫は最大 20cm 程度であり平均は 10cm 以下である（⑧）。

今回の調査では上段・下段に分けて調査を実施したが、上下の連続性は確保できた。



① ほぼ砂が分布。	⑧ 10cm礫が砂に混じって多く堆積。
② 流木が折り重なるように堆積。礫はほぼない。	⑨ 流木が大量に堆積。礫はほぼない。
③ 土砂に混じり流木が多く堆積。	⑩ 流木が多く堆積している。
④ 10cm礫が砂に混じって多く堆積。	⑪ ほぼ土砂が分布。
⑤ ほぼ砂が分布。	⑫ 5～10cmの角礫の堆積が多くなる。
⑥ 土砂堆積に10cm程度の角礫が混ざる。	⑬ 20～30cmの角礫が含まれるがほとんど土砂の堆積。
⑦ 10cm礫が砂に混じって多く堆積。	

図 4　トレンチ掘削面連続写真（上下）と合成したスケッチ

5.3 捕捉流木量の調査結果

計測した流木から流木長×（直径/2）^{2}×π より、流木 1 本当たりの材積を算出した。これを集計すると幹材積合計は 35.6m^3 となった。計測した流木の延長・直径の最大値・平均値・最小値は表 3 の通り。

表 3　計測した流木の最大値・平均値・最小値（m）

	捕捉流木延長	捕捉流木直径
最大値	8.70	0.90
平均値	1.24	0.19
最小値	0.10	0.02

砂防基本計画策定指針によると流木容積率（K_{w0}）は次式で表されている。

$K_{w0}=V_w/V$

V_w：計画流出流木量（m^3），V：計画流出量（m^3）となるため、V_w を捕捉流木量（35.6m^3）、V を田茂沢第 1 砂防堰堤に流入した土砂量（2,931.3m^3）＋35.6m^3 ＝ 2,966.9m^3 とすると、

$K_{w0}= V_w / V = 35.6 / 2{,}966.9 = 0.01199 = 1.199\%$

となる。

捕捉流木の長さと直径の分布は、長さ 2.5m 以下の本数が 8 割を占め、直径も 0.30m 以下の本数が 8 割を占めている。

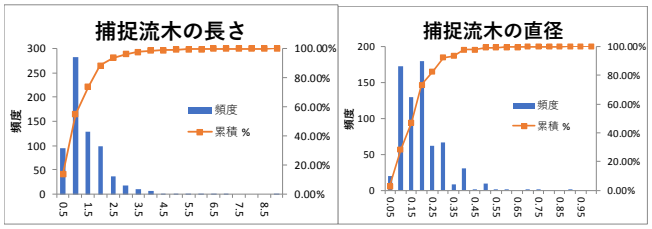


図 5　捕捉流木の長さ・直径の分布図

5.4 考　察

①土石流危険渓流のような地形狭隘地ではトレンチ掘削面の調査を行う場合に、高さ方向を掘削可能高に分割して掘削することが有効である。

②田茂沢第 1 砂防堰堤は、堆積物中の石礫の状況、トレンチ面縦断の堆積物の構成を踏まえると、土石流状態ではなく、土砂流に近い状態であると考えられる。また災害直後の透過部下流面は塗装の剥離がなく、現状の塗装面剥離状況から平時の出水では、捕捉された堆砂内の浸透流は開口部に達するとそのまま鋼管を伝って落ちており、透過部に作用する水圧はほぼゼロと考えられる。

③捕捉・堆積している礫は、アーチアクションにより鋼製透過部の開口部が閉塞するには礫径が小さいが、流下する材料に流木が含まれることで、透過部が閉塞状態となり、土砂・小礫も捕捉することが可能となっている[3)]。

④堰堤に流入したと想定される土砂量と捕捉流木量から求めた流木容積率は 1.19%であり、堰堤設計時の計画流出土砂量・計画流出流木量から求めた流木容積率は 1.16%となり、今回の実績値と計画値はほぼ同等である。

以上

【参考文献】

1) 尾崎ら，流木が混入した土石流の鋼製透過型ダムによる捕捉形態の調査，砂防学会誌，Vol. 51，No. 2，p39-44，1998

2) 国土交通省関東地方整備局日光砂防事務所：2015 年日光市芹沢地区土石流災害，p. 2，2017. 3，第 5 版

3) 嶋ら，鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉における礫および部材間隔に関する一考察，砂防学会誌，Vol. 67，No. 5，p. 3-11，2015

Z-スリット型堰堤工法における単柱式構造の多様性

株式会社 共生　○牛窪光昭・坂場義雄・陳　健

１．はじめに

Z-スリット型は、透過型堰堤が主流となる時代を向え、既存の鋼管フレーム型の構造特性とは異なる視点にたった、図-1 に示すような、土石流荷重に対して明確に抵抗できるシンプルな単柱式片持ち梁構造である。その単柱には、従来から透過型堰堤によく用いられてきた円形鋼管をそのまま採用しているが、他の断面形鋼材の活用などについて検討の余地が残されている。

そこで本報は、Z-スリット型のさらなる構造・機能の改善やコスト縮減のため単柱構造の多様性と複列によるリダンダンシー向上について提案するものである。

２．単柱構造の多様性

2.1 角形鋼管柱

角形鋼管は、表-1 に示すように、円形鋼管 φ609.6×16 に対して、ひと回り小さい□-550×550×16 を用いても円形鋼管の約 1.3 倍の断面係数を有しており、曲げ剛性が高い部材である。また、部材断面が円形から角形になると、土石流や流木の捕捉機能を高める効果も期待できる[1)]。鋼材質量は、円形鋼管に比べて約 1 割増加することになるが、素材の市場価格が安価であるため、部材としては 1 割弱のコスト縮減が可能になる。

そのように角形鋼管については、円形鋼管と比べて構造・機能ともに優れており、円形鋼管に代わる単柱構造として使える。



図-1　Z-スリット型施工事例(山形県内)



図-2　海外の鋼管柱流木捕捉工(ﾄﾞｲﾂ ﾛｰｾﾞﾝﾊｲﾑ)

2.2 Ｈ形鋼柱

H 形鋼柱は、細幅の H 形鋼を 2 重使いすることで、強軸方向の断面特性で見ると、円形鋼管 φ609.6×16.0 とほぼ同じになる。2 重にした H 形鋼同士はボルトによって接合される。そうすることで、ウェブに挟まれる中空部には砂またはコンクリートを充填することができる。堰堤軸方向については、H 形鋼の弱軸方向になるため、面外荷重を考慮する場合は、天端を連結して、弱軸方向の弱い曲げ抵抗性をカバーすることについて検討することも必要である。

H 形鋼は、円形鋼管や角形鋼管に比べて、市場流通性が高いため短い期間で資材調達が可能で、かつ低コストな部材である。そのため H 形鋼柱は、特に応急対策工など緊急を要する場合において効果を発揮する。

３．複列配置によるリダンダンシー向上

3.1 礫衝突（設計Ｄ$_{95}$）に対する安全率

鋼管柱については、上流側 1 列目を対象に流体力や堆砂圧あるいは礫衝突に対して安定性を確保できるよ

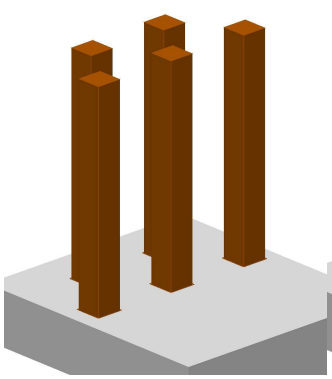


図-3　角形鋼管柱タイプ

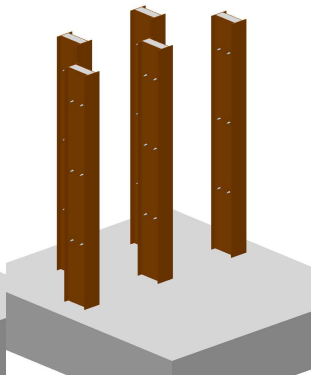
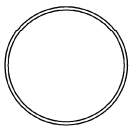
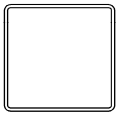
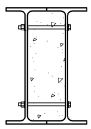


図-4　H 形鋼柱タイプ

表-1 各部材における断面特性等の比較

	円形鋼管	角形鋼管	2重細幅H形鋼
断面形状			
寸法 (mm)	φ609.6×16	□-550×550 ×16	2-600×200 11×17
単位質量 (kg/m)	234	261	206
断面積 (cm^2)	298	329	264
断面係数 (cm^3) Z_x	4,310	5,550	5,040
断面係数 (cm^3) Z_y	4,310	5,550	450(1,550)
塑性断面係数 (cm^3) Z_{px}	5,640	6,480	5,800
塑性断面係数 (cm^3) Z_{py}	5,640	6,480	720(2,480)
市場素材単価（円/t）	150,000	125,000	95,000
部材単価（円/m）	35,100	32,600	19,600

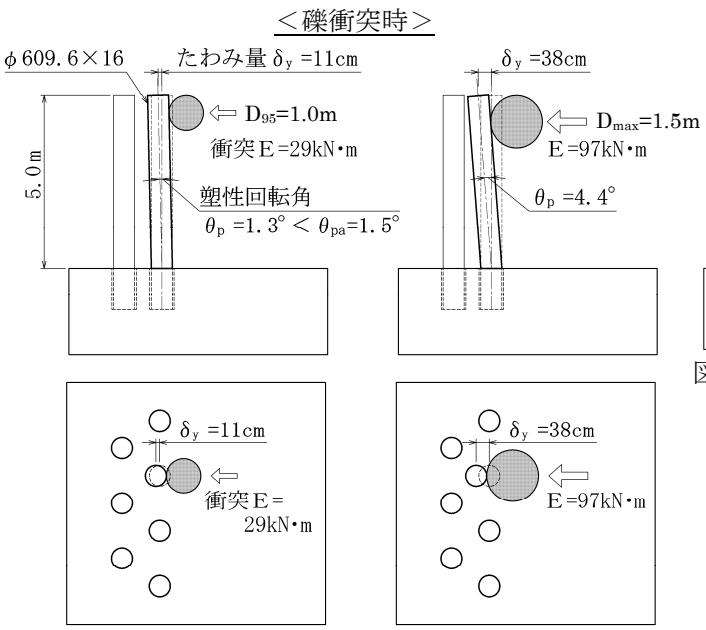


図-6　D_{95} 礫径衝突時の鋼管柱のたわみ量 D_{95}=1.0m

図-7　D_{max} 礫径衝突時の鋼管柱のたわみ量

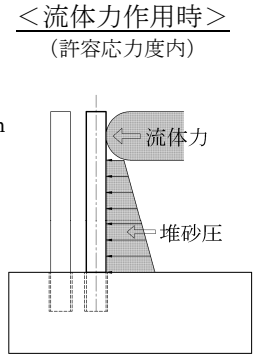


図-5　鋼管柱の安定性の考え方

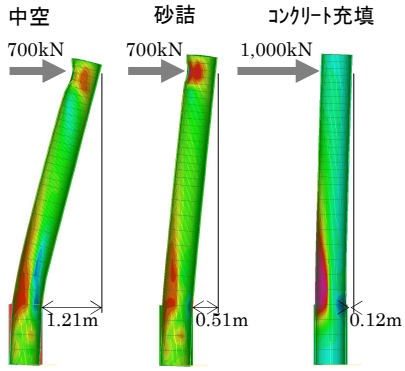


図-8　鋼管柱の変形図

表-2 従来工法と Z-スリット型の工事費比較 (万円)

鋼管中詰	HBBO⁺型 φ508×12.7	Z-スリット	
		□-550×16	φ609.6×16
中空	565 (100%)	–	–
砂	–	477 (84%)	498 (88%)
コンクリート	–	498 (88%)	519 (92%)

*検討条件：鋼製高 5m，開口幅 7m，V=6.5m/s，D_{95}=1.0m

う設計している(図-5)。礫衝突に対しては、鋼管柱の曲げ角度が鋼製砂防構造物設計便覧による、許容塑性回転角 θ_{pa} 以内に収まるように設計する。

高さ 5m、φ609.6×16 の鋼管柱に径 1m(D_{95})の礫が流速 6.5m/s で衝突した場合の鋼管柱の変形状態を図-6 に示す。そのときの、塑性回転角 θ_p は 1.3°、天端でのたわみ量が 11cm ほどである。

許容塑性回転角は、鋼管径や厚さに応じて変わるが、おおよそ 1.5～2.3° に収まる。落石防護柵の支柱で用いる限界塑性回転角 15° と比べると、ひずみ軟化を考慮しても 1/4～1/6 ほどの回転角に抑えているため、礫衝突エネルギーに対する安全率は 4～6 程度を有する。さらに、下流側に健全な鋼管柱がもう 1 列控えているため、それを含めると安全率でいって 8～12 のリダンダンシーを有していることになる。

3.2 礫径 D_{max} の衝突に対する安定性

設計対象礫径 D_{95} を超える巨礫として D_{max} が鋼管柱に衝突した場合の鋼管柱の変形状態を図-7 に示す。礫径 D_{max} については、1.5×D_{95} 程度と言われているので D_{max}=1.5m と想定する。

D_{max} の礫が衝突した場合、塑性回転角は θ_p=4.4° となり、設計の許容塑性回転角 θ_{pa} を超えるものの、限界塑性回転角 15° まで、まだ十分に余裕を残した状態にある。この場合でも、2 列分の鋼管柱に対する安全率は 5 程度となり、十分なリダンダンシーが確保されていることになる。さらに、条件が厳しい渓流などでは、3 列配置にすることも可能である。

また、このような複列の鋼管柱構造は、礫衝突による鋼管柱の変形が周辺の健全な鋼管柱に影響を及ぼさない分離した構造であるから、開口部の全体へ耐力低下が波及するようなことはない。

4．中詰材による鋼管柱の耐力向上

鋼管柱の内部には、砂またはコンクリートを充填することによって浮力に抵抗できる重量を持たせるとともに、衝撃力による鋼管の局所的な変形にも抵抗させ耐力向上を図る。FEM 解析によると、中空に対する砂詰の場合の天端変位量は 42%、コンクリート充填の場合は 10%程度に抑えられる(図-8)。設計では中詰の効果を見込んでいないため、鋼管柱に中詰することによって、構造安定性に対するマージンを高める効果がある。

5．経済性

従来の HBBO⁺型と Z-スリット型との経済比較を表-2 に示す。砂詰の Z-スリット型の直工コストは、HBBO⁺型に比べて、円形鋼管の場合で 88%、角形鋼管の場合で 84%となる。コンクリートを充填とした場合でも、それぞれ 92%、88%となり、HBBO⁺型より約 10～15%のコスト縮減が可能である。

6．あとがき

Z-スリット型堰堤は、単柱構造の部材に角形鋼管活用など多様性を持って構造の改良を行えることによって、より構造・機能向上やコスト縮減が可能となる。また、他の透過型と比べて太い鋼管を用い、礫衝突に対しても弱点箇所もなく、しかも複列に配置しているなど十分なリダンダンシーをもつ砂防堰堤構造だと考えている。

参考文献
1) 原田紹臣・里深好文：土地利用の高機能化による史跡保全に配慮した土砂災害対策，歴史都市防災論文集，Vol.7，2013
2) 坂場義雄・陳健・時任基弘：土石流・流木対策用の Z-スリット堰堤工法，土木施工，Vol.59 No.6，2018
3) 坂場義雄・牛窪光昭・水山高久：H 形鋼柱式スリット応急堰堤工法，砂防学会誌，Vol.71 No.6，2019

鋼製残存型枠 SSS フォームレス工法によるコンクリート砂防堰堤の合理化施工

―平成 28 年台風 10 号災害関連緊急砂防事業において―

株式会社 共生　○佐藤宏知・中野万貴子・鴻上宏子

1．はじめに

平成 28 年 8 月 30 日に岩手県に上陸した台風 10 号に伴う大雨で、同県内では土石流や流木の流下等 155 件に及ぶ土砂災害が発生した。発生箇所のうち、約 8 割が岩泉町に集中している。専門家の調査によると、岩泉町の山間部は岩盤が硬く、元々保水力の低い表土層が短時間の豪雨により雨水を含みきれず、広範囲で土石流や土砂崩れが発生したと分析されている。

災害関連緊急砂防事業として採択された 16 箇所中 11 箇所が岩泉町であり、そのうち 8 箇所に東北で実績が増えつつある鋼製残存型枠 SSS フォームレス工法が採用されている（図-1　○印）。

そこで本報は、SSS フォームレス工法による合理化施工の実施状況について紹介する。



図-1　災害関連緊急砂防事業位置図

2．SSS フォームレス工法による工事実施状況

2.1 東北地方における採用状況

東日本大震災の復旧・復興工事が本格化した 2012 年以降、建設業の人手不足、特に型枠工や鉄筋工などの技能労働者の不足が深刻化してきた。しかも職人の高齢化もあって、そこまでの技能がなくても少人数で安全に早く設置・組立てできる残存型枠のニーズが高まった。SSS フォームレスは、このような現場からのニーズ、さらに既存工法よりもコスト縮減できることが評価され、今日の東北における実績につながっている（図-2、表-1）。

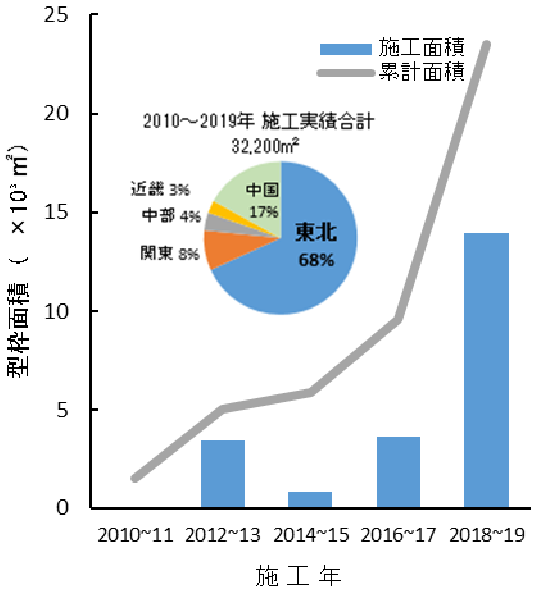


図-2　東北地方における施工実績

表-1　在来工法との経済性比較　1m² 当たり価格(円)

項　目	一般型枠	コンクリート二次製品	SSS フォームレス
型枠材	―	5, 540	5, 000
組立・設置	9, 000	4, 150	2, 430
コンクリート控除	―	－530	―
足場工	1, 310	―	―
合　計	10, 310 (100%)	9, 160 (89%)	7, 430 (72%)

2.2 本工事での実施状況

平成 28 年台風 10 号災害関連緊急砂防事業において、岩手県沿岸広域振興局土木部岩泉土木センター管内で本工法を施工している 8 箇所中 2 箇所が竣工、6 箇所が施工継続中である（平成 31 年 3 月末時点）。堰堤形式は透過型が 2 箇所、不透過型が 6 箇所で、本堤、垂直壁、横継目、側壁、間詰に使用され、総型枠面積は 11, 500 ㎡となっている。なお、従来合板型枠が使用されている細部にも、施工性の良さから適用されている。



写真-1　竣工現場状況

3．SSS フォームレス工法の概要

壁面材に U 型薄型鋼板のセグメントを使用し、軽量化と省力化を図り安全性を追求した残存型枠工法で、既存の型枠工法と対比して特徴を列挙すると次のとおりである（表-2）。

――壁面パネルは軽量で、鋼矢板と同じ嵌合継手を有しており、人力で交互にはめ込むだけで簡単に構築していくことができる。打設リフト高は 2m まで適用可能なので、施工速度が速く工期短縮が図れる（Speedy）。

――千鳥配置で先行する鋼板セグメントが転落防止用安全柵の役割を兼ね、組立作業は内側から行うことができ、型枠設置の足場は不要となる（Safety）。

――壁面パネルは、U 型鋼矢板と同様に波板状で、薄型鋼板でもコンクリートの側圧に十分抵抗できる断面性能を持っている。鋼材重量は軽く材料コストが低く抑えられ、工期短縮や作業環境の改善策に付随するコスト縮減効果が期待できる（Saving）。

表-2　既存のコンクリート二次製品型枠との対比

項　　目	コンクリート二次製品	SSS フォームレス
材料	コンクリート	鋼材
標準寸法ｂ×ｈ(mm)	1,200×600	250×2,000
厚さｔ(mm)	40 以上	1.6
1 枚の重量(kg)	50	8
打設リフト高(m)	1.0 以下(2 段積み)	2.0 以下
壁面の組立	専用組立部材要 クレーン使用	1 枚ごとの嵌合 人力



写真-2　施工状況

4．施工性の検証と合理化施工

4.1 施工性の検証

・軽量で組立に熟練度は必要ないため、作業は容易で人員削減が図れ、省力化と工期短縮を実現。
・安全柵兼用により作業環境が格段に改善。
・横継目に併用し、打設関連作業の合理化を実現。
・資材ヤードの省スペース化により、谷幅の狭い現場にも対応。
・コンクリート二次製品と違い加工時の粉塵もなく、廃材が減少し現場環境が改善。



写真-3　横継目（左）と資材ヤード（右）の例

4.2 合理化施工

堰堤横継目の施工に SSS フォームレスを登用することで、隣接ブロック間の打設順序にからむ制約を解消し、堤体を横一線に立ち上げてゆくことによって、一連のコンクリート打設関連作業の合理化をとおして、工期短縮とコスト縮減を図ることができる。

しかし、今回は施工ヤードが狭く施工能力を十分発揮できない現場もあり、日最大打設量が 120 ㎥程度に制限された。そのため、リフト高を 1.0m としても、目標とした横一線に立ち上げることが難しく、連続打設は上部の一部のみ(図-3 の色付けしたリフト)の実施にとどまり、ほとんどはブロック打設とせざるを得なかった。それでも、上部において実施できたことと、型枠を 1.5～2.0m 高ごとに設置したことによる作業の合理化をとおして工期短縮に寄与できたものと考える。

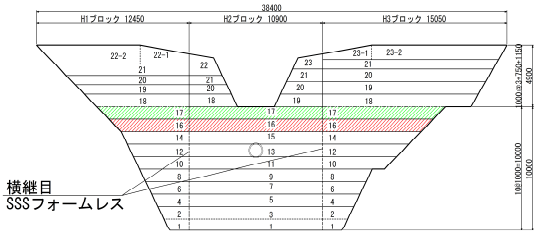


図-3　ブロック割実施例

5．おわりに

今回の緊急工事では、施工性のよさが評価され、横継目をはじめ、間詰、側壁などすべての箇所に適用され、施工の合理化につなげることができた。人手不足・作業員の高齢化問題は全国共通の課題である。今回の工事をとおして工夫した点に満足せず、今後もより合理的な施工のニーズに応えられるよう日々研鑽していきたいと考えている。

参考文献

1)　岩手県：平成 28 年台風 10 号　土砂災害の被害状況について、https://www.pref.iwate.jp/kendozukuri/kasensabou/sabou/1009993.html

効果的な土砂調節が可能なスリット幅の決定に関する実験的研究

国土交通省 湯沢砂防事務所 赤沼隼一，福田光生(現 北陸地整)，後藤　健(現 北陸地整)，樫田司紀
国土交通省 国土技術政策総合研究所 内田太郎，松本直樹(現 土地・建設産業局)
日本工営(株) ○伊藤隆郭，田方　智，木佐洋志，保谷智之

1. はじめに： 透過型砂防堰堤の透過幅は，出水中に効果的に土砂を捕捉し，洪水減水期に，急激な土砂流出が無いように設定することが望まれる。これに対して，水理および土砂水理学的なアプローチにより，効果的な土砂調節機能を議論する必要があるが，この類の検討は数少ない[1]。一方，既往の施工事例や実験データの定性的な整理により，例えば，堰堤水通し幅に対するスリット総幅の設計が 0.1 から 0.2 の範囲が多いことが示され[2]，ある流量において，土砂調節に対するスリット効果がもたらされるスリット総幅と川幅の比は，0.2 から 0.6 であると示した例もある[3]。また，種々の堰堤における模型実験の事例を集約した例もある[4]が，それぞれの対象堰堤での整理がされているものの，一般的な知見を示すものではない。ここでは，土砂調節が効果的な透過幅の決定に関する基礎的な情報を得るための実験を行った。その端緒として，土砂流出におけるスリット幅の違いや，同じ透過総幅における門数の違いに着目したデータ整理を行った結果を示す。

2. 実験条件： 図－1 は，対象とした地形模型[5]であり，図中に示すように，模型上流端から 5 つの弯曲部を含み，約 1,000 m 下流の断面にダム軸を設定した。模型縮尺は，1/70 である。堰堤付近の平均河床勾配は，1/55 であり，計画河床勾配は，1/110 である。比流量は，約 7.0 $m^3/s/km^2$ の渓流であり，流域面積は約 219 km^2 である。河道の平均幅は 40m であり，計画規模相当の流量と約 20～30 年確率規模相当の流量は，それぞれ，1,500，650 m^3/s である。模型上流端付近の河床勾配は、1/70 であり，これに対する平衡輸送濃度は 0.0027 である。

また，模型砂の物理特性は，次のようである。比重 σ/ρ：2.66，内部摩擦角 ϕ_s：33.6°，静止堆積濃度 c_*：0.590，。また，模型砂は，現地の粒径調査データを用いて，細粒成分をカットして設定し，60%粒径 d_{60}：89 mm，95%粒径 d_{95}：643 mm である。

図－1 に示すように，3 種類のスリット堰堤を想定した。堰堤高さは，14.5 m（根入 1.5m）であり，スリット高さ H_{ds}：13m，水通し幅 B_w：40m である。スリット幅 B_s は次のように設定し，流量パターンと併せて，3 ケースとした。流量は，流域の計画および中規模相当の流量に設定した。

（実験ケース）

- Case 1：B_s= 16 m・1 門，通水 700 m^3/s（定常流）・約 21 時間通水，その後，1,400 m^3/s（定常流）・約 25 時間通水
- Case 2：B_s= 8 m・1 門，通水 700 m^3/s（定常流）・約 29 時間通水，その後，1,400 m^3/s（定常流）・約 30 時間通水
- Case 3：B_s= 4 m・2 門，通水 700 m^3/s（定常流）・約 22 時間通水，その後，1,400 m^3/s（定常流）・約 34 時間通水

Case 2, 3 の総透過幅は等しく，Case 1 は，Case 2, 3 の 2 倍の総幅である。なお，Case 2, 3 の総透過幅と水通し幅の比は 0.2 であり，既往例[2),3)]で示される最小値に等しい。

実験では，模型上流端から，2 つの定常流に対して，平衡給砂を行い，流況の撮影，水位・河床位の縦横断分布の計測，堰堤下流の流出流砂量と総土砂量を計測した。各ケースともに，水位せき上げの影響を受けて，堰堤に土砂が到達しない時間（約 28 時間）の河床形状まで，予め土砂を投入して，河床形状を作成後に通水を行った。後述の時系列グラフの時刻原点は，約 28 時間からの経過時間と

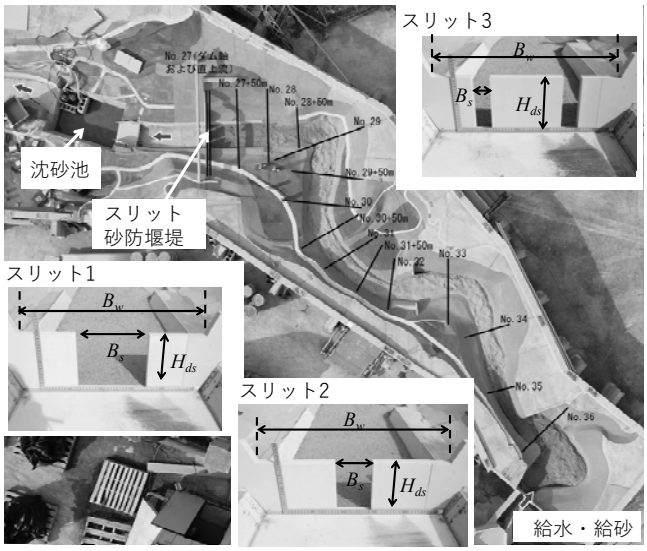


図-1 地形模型（縮尺 1/70）と対象とした透過型砂防堰堤

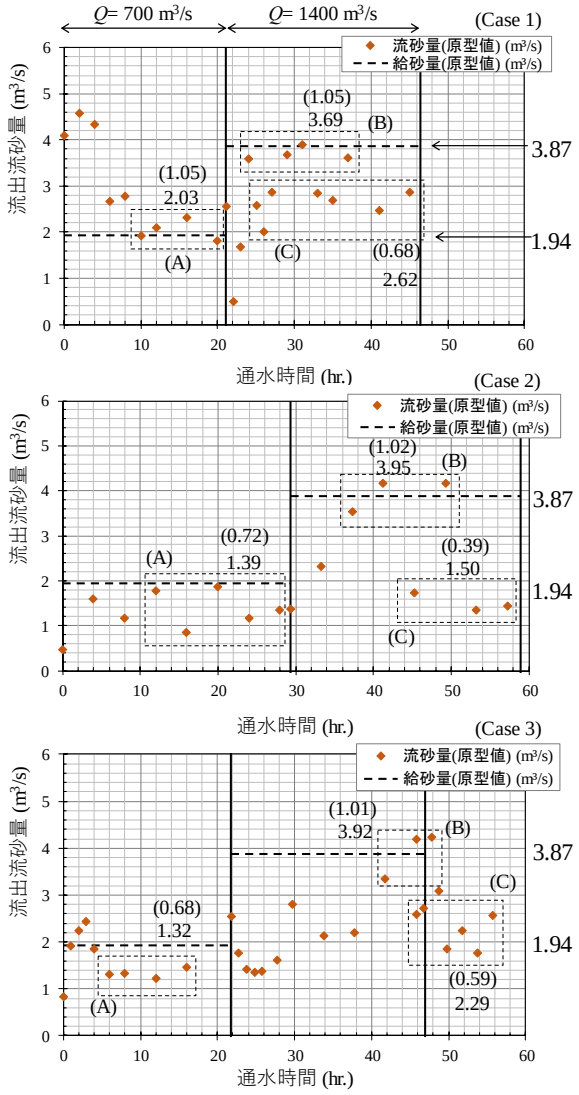
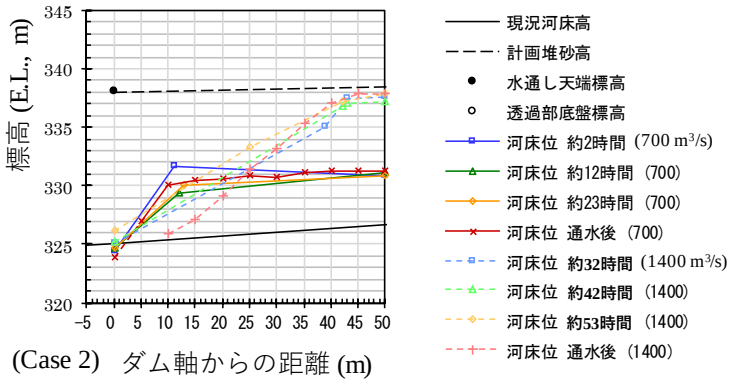


図-2 堰堤下流の流出流砂量の時系列



(Case 2)　ダム軸からの距離 (m)

図−3　堰堤堆砂域の河床縦断分布（Case 2）

なる。なお，堰堤下流の流出流砂量が落ち着いたと判断される時間まで通水した。また，各ケースで，2 つの流量を設定しているが，流量変化の時点で一旦通水を停止し，堰堤の堆砂形状を維持させたまま，次の段階の流量を与えた。

3. 土砂流出に及ぼすスリット幅の影響： **図－2** は，堰堤下流の流出流砂量時系列データである。図には，右縦軸に給砂量（m^3/s）を示し，図中に破線で示している。流量が中規模の 700 m^3/s の通水後半で時間変動をする領域（図中の(A)），大流量の 1,400 m^3/s の通水後半で時間変動をする 2 つの領域（図中の(B), (C)）の 3 つに対して，流砂量の平均値（m^3/s）と給砂量に対する比を括弧内に示している。中規模流量では，給砂量の約 70%で流出流砂量が収束している。一方，大流量では，流出流砂量が給砂量にほぼ等しくなるが，流砂量の時間的な変動が大きい。Case 1～Case 3 を見ると，それぞれ，給砂量の 68%，39%，59%から 100%の間で変動している。Case 1 や Case 2 のスリット 1 門のケースでは，流出流砂量の時間変動が大きく，一方，Case 2 と Case 3 をみると，門数が多い方が，流出流砂量の時間変動が小さくなる。

図－3 は，Case 2（B_s= 8 m・1 門）における堰堤堆砂域の河床縦断分布である。**図－2** と比較すると，中規模や大流量における流出流砂量の時間変動と，堰堤直上流の堆砂肩の縦断分布の違いが調和的であることが分かる。堆砂肩の勾配が安息角に近い場合，給砂量に近い流出流砂量が計測される。一方，堆砂肩の勾配が安息角よりも小さい場合には，流出流砂量が減少するようである。その他のケースにおいても，同様の傾向が見られる。

図－4 は，堰堤の透過部からの流出流砂量を単位幅流砂量によって示したものであり，**図－2** の(A)～(C)の値を示したものである。これによると，単位幅流砂量からみれば，中規模流量時では，スリット幅による流砂量の違いが見られないが，大流量時には，流砂量に及ぼすスリット幅と門数の影響が現れる。スリット総幅が 8 m で，かつ，スリット複数門（2 門）のケースが大流量時での流砂の排出能力が高い。

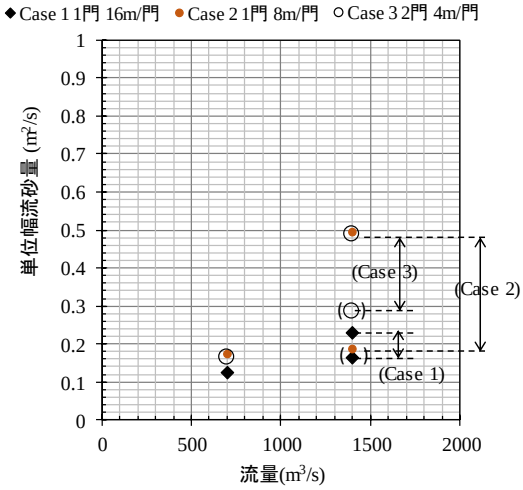
図－5 は，給砂量に対する堰堤からの流出土砂量の比の時間積算値である。縦軸の値と 1 との差が，堰堤に捕捉される土砂量になる。時間が無限大になると，縦軸の値は，1 に漸近する。Case 1 では，通水初期の流出土砂量が大きいものの，中規模から大流量になるに従い，縦軸の値は約 0.8 に近づく。一方，Case 2 や Case 3 では，スリット総幅が等しく，長い通水時間でみれば，堰堤による土砂捕捉機能に違いがない。しかしながら，通水始めに，門数の流出流砂量の大きさに及ぼす影響が現れる。

以上より，本実験により次の結果が分かった。

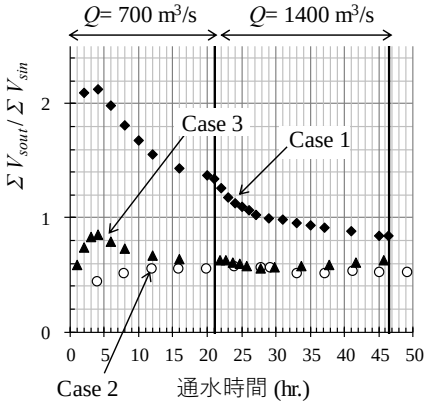
① スリット総幅が 8m のケースの方が 16m のものよりも土砂調節機能が高い。

② スリット総幅が 8m の場合，スリット 1 門の時には，大流量における流出流砂量の時間変動が大きい。スリット門数の増加でその変動幅は小さくなる。これらの変動は，堰堤堆砂域の堆砂肩の勾配の違いと調和し，安息角に近い場合，給砂量に近い流出流砂量となる。一方，堆砂肩の勾配が安息角よりも小さい場合には，流出流砂量が減少する。

③ スリット総幅が等しい場合，堰堤による土砂捕捉機能に違いがない。しかしながら，通水始めから 15 時間の間に，流出流砂量の大きさに違いが現れる。複数スリットの流出流砂量が大きくなり，やがて，門数の違いが現れ難くなる。



図−4　堰堤下流の単位幅流砂量



図−5　給砂量に対する流出土砂量の比の積算値

4. おわりに： 透過幅と門数に着目した水理模型実験を行い，土砂流出に及ぼすこれらの影響を定常流実験により評価した。ここで想定とした透過型砂防堰堤においては，水通し幅の 0.2 倍の透過幅による土砂調節機能と，同じ総透過幅（水通し幅の 0.2 倍）における複数門数による流出土砂量の安定性が示された。引き続き，せき上げ効果をしつつ，土砂調節が効果的なスリット幅の設定法に関する基礎データを蓄積する予定である。

参考文献：1) 水山高久，阿部宗平，矢島重美：スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状，新砂防，Vol. 42, No. 4, pp. 28-30, 1989, 2) 大久保 駿・阿部宗平・水山高久：スリットを有する砂防ダム，床固めの建設実態，新砂防，Vol.48，No.5，pp. 16-20, 1996, 3) 池谷 浩・上原信司：スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究，新砂防，114 号，pp. 37-44, 1980, 4) 伊藤隆郭・長山孝彦・水山 高久：種々の透過型砂防堰堤を対象とした土砂流出の制御と促進に関する模型実験，砂防学会誌，Vo. 68, No. 2, pp 23-34, 2015, 5) 赤沼ら：透過型砂防堰堤と渓流保全工の組合せによる土砂調節機能に関する水理模型実験，H31 年度砂防学会研究発表会概要集（投稿中）。

急勾配水路の土砂流動による振動特性の評価に関する研究

群馬工業高等専門学校　○永野　博之
群馬工業高等専門学校　　塩谷　晴
群馬工業高等専門学校　　高田　光

1. はじめに

著者らの一人は，地震観測網等，加速度センサを活用した土石流予警報システムの構築を目指すことを最終的な目的に，加速度センサを用いた室内水路実験より，土砂流下時の振動特性について検討を行っている [1), 2)]．しかしながら，土石流による地盤の振動特性と流動特性との間の関係は複雑であり，どの程度の規模の土石流が流下するかを評価するには至っていない．

本研究は，著者らの研究の延長上にあり，水理実験を通じて，土砂水理学的観点から土砂流動特性と振動波形の特性を結びつけることを試みたものである．

2. 実験方法

2.1　実験装置と方法の概要

実験水路の模式図を図-1 に示す．水路は幅 40cm，側壁高 40cm，水路長 4m のアクリル製矩形断面水路である．地下ピットからくみ上げた清水を，上流端に設けた 2 つの吐水口から清水を放流する構造となっている．水路床に土砂が敷き詰められ，下流端は敷き詰めた河床材料の上面と一致する高さの板で固定される．下流端から 150cm 地点では，圧電型 3 軸加速度センサ（TEAC 製 7.0ZT）を水路底面の裏側に貼り付け，流下方向，横断方向，水路床に垂直な方向をそれぞれ x, y, z 方向として通水時の水路振動による加速度が計測される（サンプリング周波数 240Hz）．また，水路側方からデジカメ 1 台とビデオカメラ 2 台を用いて，下流端から 0～1m，1m～2m，2～3m の区間の流下状況を撮影した．水路側面にはテープ尺が貼られており，実験終了後，撮影動画から土石流流下時の水深と平均的な流速を判読した．なお，流路床を飽和させるため実験前に通水した．

2.2　実験条件

実験ケースを表-1 に示す．水路勾配は 15°，10°，6°であり，河床材料に平均粒径 10mm の川砂利と 2mm の川砂を用いた．既往研究 [1),2)] では，敷設した土砂の上面から底面までスライドする上を土石流が流下するケースもあったため，10mm の川砂利を貼ったベニヤ板を河床に敷設し，その上に土砂を敷設したケースも調べた（粗度付け有りと称す）．また，比較のため清水の場合の実験（表-1 でケース名に pw が付くもの）も行った．

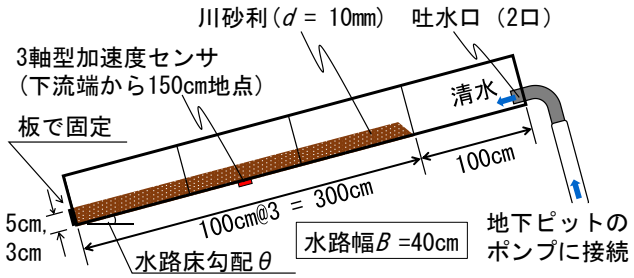


図-1　実験水路の模式図

表-1　実験ケース

CASE※	勾配 θ (度)	粒径 d (mm)	敷厚 D (cm)	粗度付けの有無	土砂濃度 C
1-1	15	10	5	無し	0.331
1-2	15	10	5	無し	0.339
2	15	2	5	無し	0.450
3	6	10	5	無し	0.027
4-1	6	2	5	無し	0.105
4-2	6	2	5	無し	0.127
5	10	10	5	無し	0.116
6	10	2	5	無し	0.273
7	10	10	5	有り	0.114
8	10	2	5	有り	0.238
9-1	15	10	5	有り	0.272
9-2	15	10	5	有り	0.276
10	15	2	5	有り	0.442
11	15	10	3	有り	0.304
12	15	2	3	有り	0.431
pw1-1 pw1-2	15	－	－	無し	－
pw2-1 pw2-2	6	－	－	無し	－
pw3-1 pw3-2	10	－	－	無し	－
pw4-1 pw4-2	10	－	－	有り	－
pw5-1 pw5-2	15	－	－	有り	－

※枝番号は，確認のため 2 回実施したことを意味する．

3. 実験結果および考察

3.1 加速度時刻歴およびスペクトル解析結果

紙面の都合上，CASE1-1，CASE5，CASE3 の加速度時刻歴を一例として図-2 に示す．横軸の 0 が通水開始

時刻である．勾配が急なほど加速度振幅が大きい傾向にあった．最も緩勾配である CASE3（θ = 6deg, d = 10mm）の振幅は，CASE2（θ = 15deg，d = 2mm）や CASEpw1-1（θ = 15deg）の振幅よりやや小さい．CASE3 の土砂濃度は全ケースで最も小さいことと，振幅の結果から，CASE3 は掃流砂状態であったと考えられる．CASEpw1-1 よりも振幅が小さいのは，勾配の違いによる影響も考えられるが，d = 10mm と粗粒なため，ポンプ稼働までの間に路床内の水が下流に抜け，通水開始後の清水の一部が浸透し，表面流が減少した可能性も考えられる．

各ケースについて，通水開始から通水停止まで（最大 17 秒間）の加速度時刻歴を 1 秒刻みで区分し，それぞれに FFT 解析を行いランニングスペクトル得た．CASE1-1 の z 軸方向の結果を一例として図-3 に示す．CASE1-1，CASE1-2，CASE-5 に共通して，通水開始直後に狭い周波数領域で卓越周波数帯が出現した後，卓越性が不明瞭になり，その後，広範囲に卓越周波数帯が出現する．例えば CASE1-1 では，通水後 7～8 秒の間にフロントが加速度センサ直上地点を通過する．一方，清水のケースでは，通水直後は狭い領域に卓越性が見られるが，その後，高周波領域で卓越周波数帯が点在する傾向にあった．このことから，流れのフロントがセンサ直上地点を通過する前後では振動の特性が変化していることが考えられる．粗度付け有りのケースでは全体的にパワスペクトルの値が小さくなる傾向にあった．

3.2 土石流の流動特性との関係

永野ら[1),2)]は，橋本[3)]の提案する無次元パラメータ N_h を用いて，無次元化した卓越周波数 $f*h/v$ との関係を調べた．本実験でも同様の整理を行った上で，N_h の代わりに流速係数 φ で再整理した結果（図-4）と比較した．流速係数 φ で整理した結果の方が，データがバラつかない結果となった．図-4 には，既往研究[2)]の実験結果および大角ら[4)]による 2003 年水無川の研究より算出した結果も併せて示した．実験結果に対する累乗近似式は，$f*h/v = 4.9488\times\varphi^{-1.441}$，相関係数 $R^2 = 0.86$ であった．無次元化した卓越周波数が，流速係数の関数であると仮定し，より実用的な形に改めた式，$f*h/v = 5.0\times\varphi^{-1.5}$ を得た．図-4 中にこの式による計算値も点線で併せて示した．今後，既往研究の現地観測データと比較し，この式の適用性を検証することが課題と考えられる．

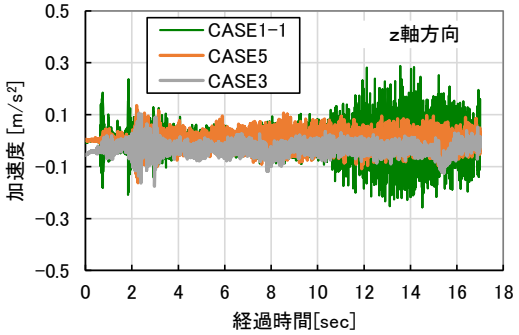


図-2　加速度時刻歴の計測結果例（z 軸方向）

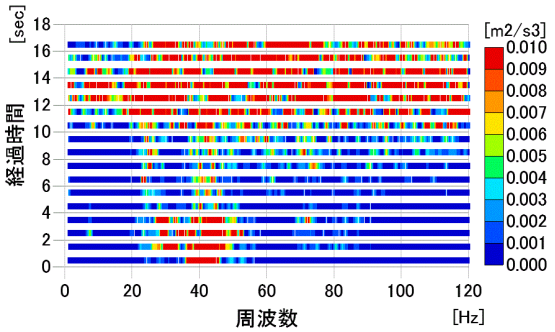


図-3　ランニングスペクトル結果(CASE1-1，z 軸方向)

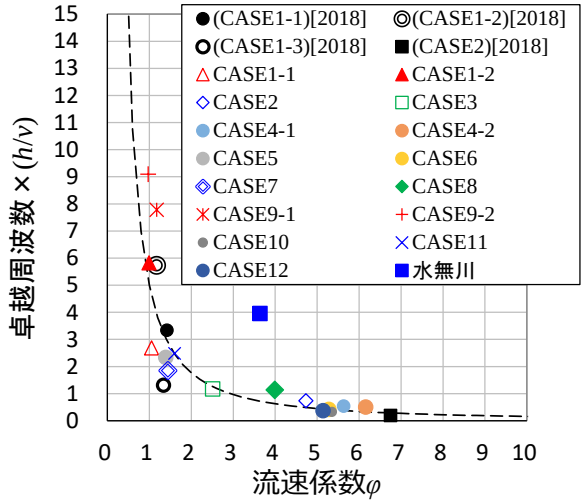


図-4　流速係数と無次元卓越周波数の関係

4. おわりに

本研究では，水路実験より得た振動波形を解析し，振動波形特性と流動特性との間の関係を検討した．今後，現地観測結果との比較検証が課題と考えられる．

謝辞：本研究は，科学研究費（課題番号：16K18160，代表：永野博之）のもとに実施した．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 永野・須藤(2017)：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.496-497.
2) 永野・高田(2018)：平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.409-410.
3) 橋本晴行(2010)：ながれ，第 29 巻，No.3，pp.193-202.
4) 大角ら(2004)：第 2 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.17-22.

加速度センサを用いて計測した土石流流下時の水路振動の特性について

群馬工業高等専門学校　　永野　博之
群馬工業高等専門学校　○高田　光

1. はじめに

平成 29 年九州北部豪雨や，平成 30 年西日本豪雨のような広範囲かつ大規模な土石流災害が今後も増加することが懸念されており，土石流対策の重要性は益々高まっている．土石流災害のソフト的対策に関して，著者ら[1),2)]は，振動センサを活用した土石流予警報システムの構築を目指す研究を行っている．このシステムの実現には，振動波形から土石流の発生を適切に評価することが重要であり，土石流による振動特性の把握が必要となる．土石流による振動の現地観測事例[例えば 3), 4)]や水路実験事例ともに，データの蓄積がいまだ充分であるとは言い難い状況にあることから，土石流による振動特性には不明瞭な部分が残されている．

本研究は，著者らによる室内実験[5)]での水路振動データを用いて振動波形解析を行い，流下フロントが加速度センサ上を通過する際の振動波形に着目して，土石流による振動波形の特性を検討するものである．なお，紙面の都合，本研究では勾配の変化に着目した解析ケースを示した．

2. 解析データのもととなる実験の概要[5)]

実験水路は，全長 4m，幅 40cm，側壁高 40cm のアクリル水路である．地下ピットからくみ上げた清水を，上流端に設けた 2 つの吐水口から清水を放流する構造となっている．水路床に土砂が敷き詰められ，下流端は敷き詰めた河床材料の上面と一致する高さの板で固定される．下流端から 150cm 地点の水路底面の裏には，3 軸加速度センサ（TEAC 製 7.0ZT）を水路底面の裏側に貼り付け，流下方向，横断方向，水路床に垂直な方向をそれぞれ x, y, z 方向として通水時の水路振動による加速度が計測される（サンプリング周波数 240Hz）．

実験ケースを**表-1** に示す．水路勾配は 15°，10°，6°であり，河床材料に平均粒径 10mm の川砂利と平均粒径 2mm の川砂を用いて実験を行った．既往研究[1), 2)]では，敷設した土砂の上面から底面までスライドする現象も確認されたことから，粒径 10mm の河床材料をベニヤ板に貼り付け，河床に敷設し，さらにその上から土砂を敷き詰めたケースについても調べている（粗度付け有りと称す）．また，清水のみが流下する場合の実験（**表-1** でケース名に pw が付くもの）も行っている．

表-1　解析に用いた実験ケース[5)]

CASE※	勾配 θ (度)	粒径 d (mm)	敷厚 D (cm)	粗度付けの有無	土砂濃度 C
1-1	15	10	5	無し	0.331
1-2	15	10	5	無し	0.339
3	6	10	5	無し	0.027
5	10	10	5	無し	0.116
pw1-1 pw1-2	15	-	-	無し	-
pw2-1 pw2-2	6	-	-	無し	-
pw3-1 pw3-2	10	-	-	無し	-

※枝番号は，確認のため 2 回実施したことを意味する．

3. 解析手法および結果の考察

3.1 水路勾配の違いによる比較

計測した加速度波形を 1 秒ごとに分割して FFT 解析を実施し，ランニング・スペクトルを得た．本研究では，流下フロントが加速度センサの直上を通過する時刻をビデオ画像より判読し，その時間が含まれる 1 秒間の加速度波形のパワ・スペクトルと自己相関関数について検討を行った．なお，同一条件で比較したところ互いに同様な傾向であったため，スペクトルと自己相関関数ともに，枝番号があるケースは，枝番号 1 のみを掲載した．勾配が異なるケースで z 方向のスペクトルを比較した結果を**図-1** に示す．わずかな差異は見られるものの，土砂ありのケースで比較した場合と清水のケースで比較した場合ともに，スペクトルの傾向に明確な違いはなく，勾配によるスペクトルの違いは得られなかった．土砂ありのケースと清水のケースを比較すると，前者では 20～30Hz，40～50Hz 付近が卓越し，後者では 30～40Hz，60～80Hz 付近が卓越するようである．

図-2 は，各ケースの自己相関関数の比較結果である．

土砂ありのケースでは，CASE3 のみが他に比べて自己相関関数が高い値をとり続けることに加え，他に比べ滑らかな形状を呈している．清水のケースでは，土砂ありのケースほどではないものの，CASEpw2-1 の形状は他に比べて滑らかとなっている．この理由はいまのところ不明であり，今後の課題と考えられる．

3.2 各軸における振動波形特性

同一ケースにおける各軸方向のスペクトルと自己相関関数についても比較した．紙面の都合上 CASE1-1 における *x*，*y*，*z* 軸方向の自己相関関数を比較した結果のみを図-3 に示す．流下（*x* 軸）方向の自己相関関数は，ノイズ成分が少なく滑らかな周期性を持ち，自己相関関数の値も比較的高い値となった．横断(*y* 軸)方向でも同様の結果を得たが，流下方向ほどの周期性と自己相関関数の高さは得られなかった．水路床に対して垂直(*z* 軸)方向では，ノイズ状を呈し，自己相関関数も小さい値となった．これらは，CASE1-1 に限らず全てのケースで共通する傾向であった．先行研究[1),2)]では，水路床に対して垂直方向の振動に着目して検討されてきたが，流動に伴う振動特性を明らかにする上では，3 軸方向についてより詳細な検討を行う必要があると考えられる．

4. おわりに

水路実験で計測された振動データに FFT 解析を適用し，勾配変化に着目して水路振動の特性把握を試みた．その結果，勾配変化による明確な違いは得られなかった．一方，三軸方向の比較では，全ケースに共通して各軸に特徴的な結果を得た．今後は，現地観測結果と比較しこれらの特徴を評価することが課題と考えられる．

謝辞：本研究は，科学研究費（課題番号：16K18160，代表：永野博之）のもとに実施した．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 永野・須藤(2017)：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.496-497.
2) 永野・高田(2018)：平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.409-410.
3) 大角ら(2004)：第 2 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.17-22.
4) 京都大学防災研究所：2014 年 7 月 9 日南木曽の土砂崩れの発生時刻推定，http://www.eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp/~masumi/eq/nagiso2014/（最終閲覧日：2019 年 3 月 28 日）
5) 永野ら(2019)：平成 31 年度砂防学会研究発表会概要集.

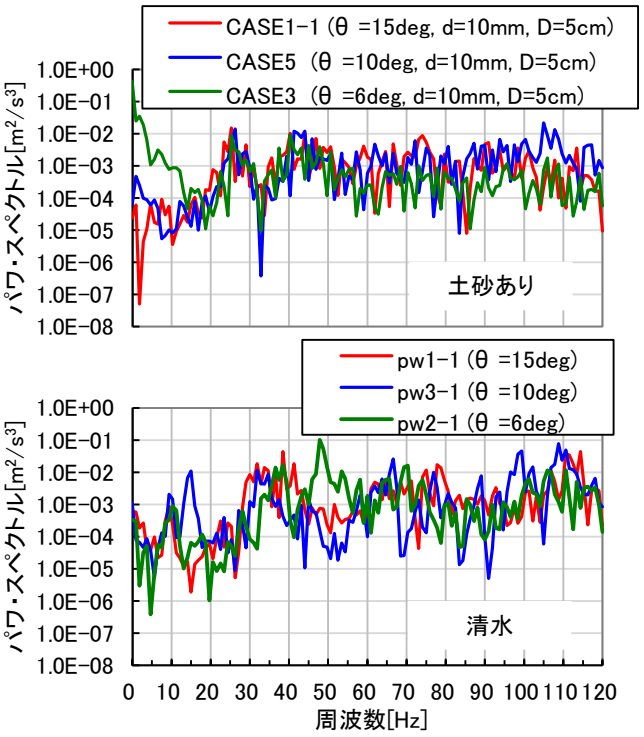


図-1 スペクトル解析の比較結果（上：土砂あり，下：清水）

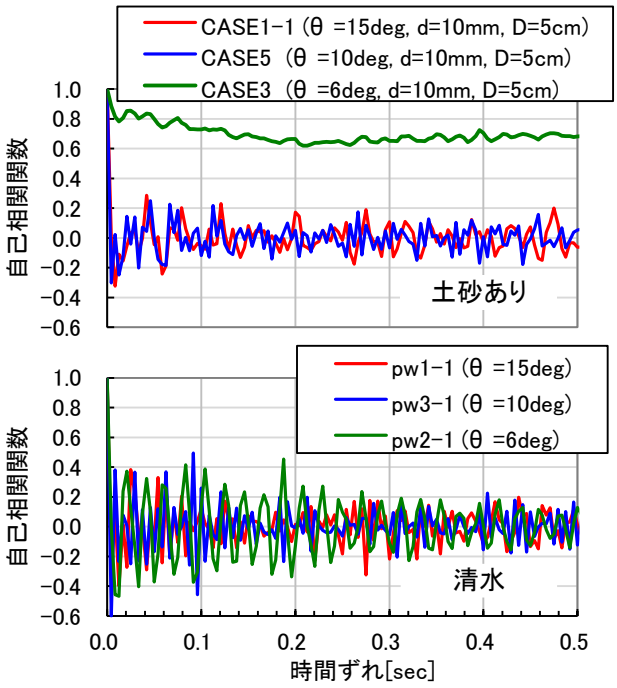


図-2 自己相関関数の比較結果（上：土砂あり，下：清水）

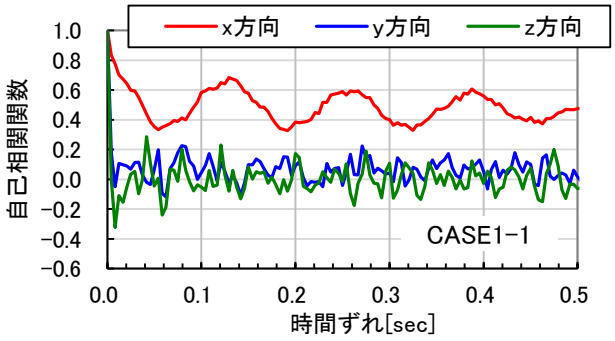


図-3 各軸方向の自己相関関数の結果(CASE1-1)

巨礫分級現象に関する直線水路実験と円筒装置実験の比較

防衛大学校　○松村健太郎　香月智　堀口俊行

1　緒　言

我が国は，国土の大部分を山間地で占めており，自然災害が多く発生している．中でも土石流災害は多くの被災者を出し，生活基盤に甚大な被害を伴う．その対策構造物として透過型砂防堰堤が建設されている．これは，土石流の先端部に巨礫などが集中する分級現象を前提として設計されている．しかし，土石流の災害報告の中には分級せずに流下してくることもあり，その生起条件は不明確である．

土石流の分級に関する既往研究は多くある[1)]．筆者らも，透過型砂防堰堤の性能評価のために直線水路を用いた実験[2)]や回転円筒装置を用いた2粒径の混合実験における偏析現象[3)]について検討しているが，水と礫の混合実験における分級生起機構については不明確である．また，回転円筒装置は水路床が移動しているが，実河川では固定されており，実験結果における関連性が不明確とされている．

そこで本研究は，土石流の流下時に生起する分級現象について解明するために，直線水路と回転円筒装置を用いて水と礫の混合流体の分級現象における礫の運動形態について検討し，両実験を比較するものである．

2　実験概要

2.1　実験装置

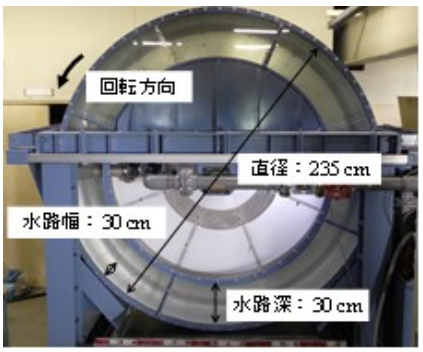
図－1 に示す直線水路は，水路長 4.5 m，水路幅 30 cm，最大水路深 50 cm であり，水路勾配(θ = 0°～20°)は，任意に設定できる．本実験では，流体の速度を低速にすることで流下時間を延ばせるようにするため水路勾配を 7 °とした．さらに，水路内の流体の運動を定点で観察できるように実験装置と平行にガイドレールを設置し，流体に合わせてビデオカメラを移動させることで土石流を画面内で停止しているように観察できるようにしている．一方，**写真－1** に示す回転円筒装置[3)]は，外径 235 cm，水路深 30 cm，水路幅 30 cm の回転型水路を電動機で回転させるものである．側面は，ガラスで構成され，側面から内部の挙動を確認することが出来る．なお，この装置は，流路長に制限がなく，観測位置をほぼ固定して流体運動を観測できる．つまり，条件が整えば平衡状態となり，定点で観測できる．

2.2　底面粗度

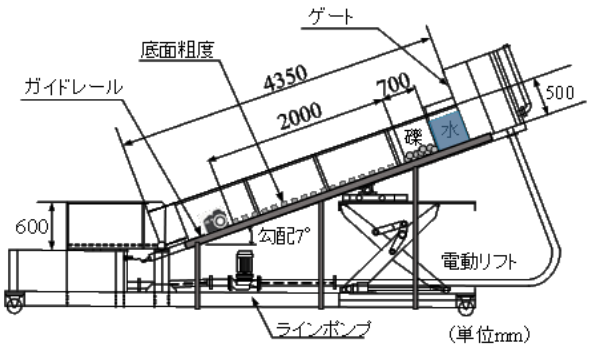
底面粗度は，粗度高さ k が 3×3 mm のアクリル製角柱で，純間隔 b = 26 mm 間隔でそれぞれの実験装置の水路床に取り付けた．

2.3　供試体

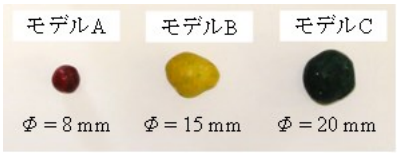
写真－2 に，3 種類の礫モデル（以下，モデル A～C と呼称する．）を示す．これらは，表面に凹凸のある固化石炭灰であり，A～C の平均粒径 Φ = 8 mm，15 mm および 20 mm，比重は 1.9 である．



写真－1　円筒装置



図－1　直線水路



写真－2　礫モデル

表－1　実験ケース

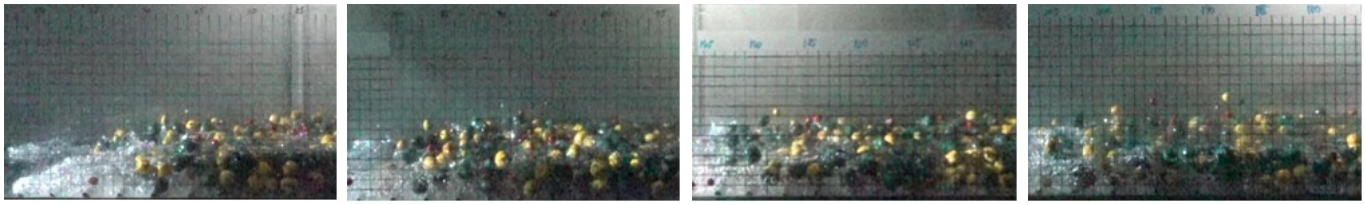
	水(ℓ) ： 礫(ℓ)	勾配（°）	底面速度 v (m/s)
直線水路	30 : 5	7	
回転円筒	5 : 5		0.2 ～ 1.0

表－2　直線水路における流下速度

流下距離 l (m)	0.5	1.0	1.5	2.0
流下速度 v (m/s)	0.38	0.55	0.82	1.12

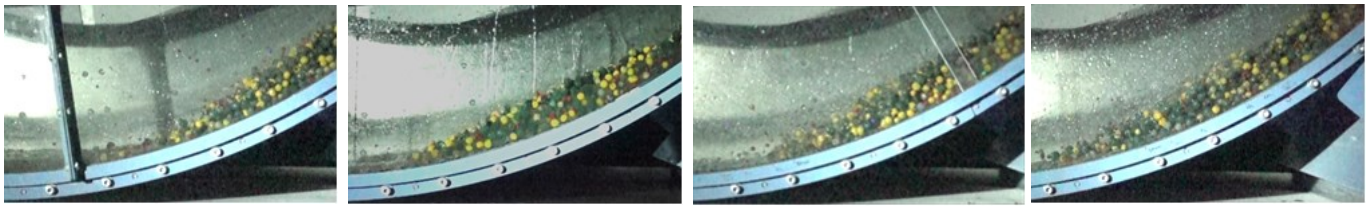
2.4　実験要領

表－1 に，実験ケースを示す．直線水路実験は，水 30 ℓ と礫 5 ℓ の 1 ケースであり，この際の流体の流下速度は，**表－2** に示す．流下速度については，水路にメッシュを設置し，映像データから平均速度を計算した結果を示している．従って，流下距離に対して流速が速くなっていることが分かる．また，流下に際して，礫は底面粗度の手前で均一に混ぜた状態で堆積させ，その後方に所要の水を溜めた状態を初期状態として流下させるダムブレイク方式を用いた．なお，流下距離(l)



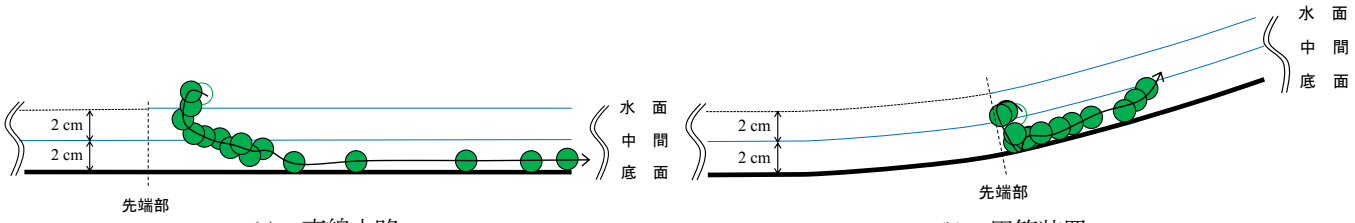
(a) l = 0.5 m　(b) l = 1.0 m　(c) l = 1.5 m　(d) l = 2.0 m

写真－3　流下距離ごとの分級状況（直線水路）



(a) v = 0.4 m/s　(b) v = 0.6 m/s　(c) v = 0.8 m/s　(d) v = 1.0 m/s

写真－4　底面速度ごとの分級状況（円筒装置）



(a) 直線水路　(b) 円筒装置

図－2　時間変化に伴う礫の動きの比較

は2 m である．一方，回転円筒実験は，水5 ℓ と礫5 ℓ として，底面速度 v = 0.2～1.0 m/s の間で，0.2 m/s ごと与えた計5ケースである．円筒内に礫を入れた後に，所要の水を加えた状態を初期状態として半時計回りに回転させた．

3. 実験結果および考察

3.1. 分級現象の比較

写真－3 に，直線水路における流下距離ごとの分級の様子を示す．写真は，流体の先端部から約20 cm の様子であるが，粒径の最も小さいモデルＡの礫が散見されるものの，モデルＢ，モデルＣに比して極めて少ない．すなわち，粒径の大きいものほど先端部に集中し分級していることが判る．これは，**写真－3(a)～(d)**のどの流下区間においても同じである．また，**写真－4** に，回転円筒における底面速度ごとの分級の様子についても直線水路と同様に，**写真－4 (a)～(d)**の全ての場合において粒径の大きい礫が流体先端部に集中していることがわかる．

続いて，直線水路における流体の流下速度と回転円筒の底面速度を比較する．**写真－3, 4** の**(a)**は，v = 0.4 m/s であるが，直線水路においては，水と礫が完全に混合しながら分級している．一方，回転円筒においては，前方に水，後方に礫が分離した状態で分級していることがわかる．**写真－3，4** の**(b)**～**(d)**に示す $v \geqq 0.6$ m/s では，直線水路および回転円筒で水が礫と完全に混合した状態で分級しており，運動の様子は似ている．また，流下速度と底面速度が大きくなるにつれて，流体先端部の礫が底面粗度の影響を受けて飛び跳ねる様子も似ている．以上のことから，直線水路と回転円筒の分級の様子は，運動形態の異なる一部（$v \leqq 0.4$ m/s）を除いては，よく似ている．

3.2 礫の動きの比較

図－2 に，実験を通して多く見られた礫の代表的な動きを0.03 s 間隔でトレースしたものを示す．**図－2(a)**の直線水路において流体上層部に存在した礫は，流体先端部に到達すると下層部に巻き込まれた後，底面粗度の影響を受け後退する．この時，そのまま浮き上がることなく後退する礫がほとんどであった．一方で，**図－2(b)**の回転円筒において，流体上層部に存在した礫の動きは，巻き込まれて後退するまでは同様であるが，その後，浮き上がりが確認された．

4．結　言

本研究は，直線水路と回転円筒装置を用いて水と礫の混合流体の分級現象について検討し，両者を比較した．そのうえで，　直線水路と回転円筒で生起する分級および礫の動きを整理し，両者の相似性について明らかにした．

参考文献

1) 橋本晴行，椿東一郎：土石流における逆グレイディング機構，土木学会論文報告集，No.336，pp.75 - 84，1983.8

2) Horiguchi et al.: A Basic Study on Protective Steel Structures Against Woody Debris Hazards, IJPS, Vol.6, No.2, 2015.6.

3) 堀口俊行，香月智，小川あずさ：回転円筒による2粒径混合粗粒材の偏析実験と個別要素法解析，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.72，No.1，pp.1 - 20，2016.4.

土石流の構成則に基づく掃流砂量式と構造物における水深・流量関係を用いた砂防堰堤を含む１次元解析法の試み

日本工営(株) ○渡部春樹，長山孝彦，三池 力，窪寺洋介，伊藤隆郭
京都大学名誉教授　水山高久，京都大学　藤田正治，立命館大学　里深好文

1. はじめに

掃流砂や浮遊砂を含む水流と混合砂モデルで解くことは，実用的なレベルに達してきている。[1)-3)] 一方，粗粒な砂粒子を含む土石流から掃流の広い流動形態を一様砂の流れを対象として解くことも，あるレベルに達してきている。[1),4)] ここでは，図-1 に示すような，土砂流と浮遊砂流の混在するような場も含めて，実用的に解くための一手法について検討すると共に，砂防施設を含む場合の取り扱い方法についても検討した。

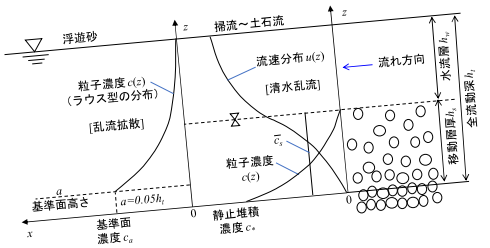


図 - 1　土砂移動形態別の流速分布及び土砂の濃度分布に関する模式図

2. 土砂移動形態を考慮した混合砂モデル

河床変動は河床の連続式(式(1))を解くことによって得られる。河床高さz_bの時間変化に対して，高濃度流へ侵食速度を適用するもの[1)]や，侵食速度に移動限界を考慮して土砂流から掃流を解くもの[4)]がある。侵食速度の各土砂移動形態への適用には，統一的な見解が得られていない状況のため，ここでは，従前の掃流や浮遊砂流を扱うモデルを適用すると，式(1)の左辺第2項，3項のように，掃流砂量の出入りの差，浮遊砂の巻き上がり・沈降を挿入する式形になる。

＜ 河床位方程式 ＞

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{1}{B}\sum\left\{\frac{1}{(1-\lambda_b)}\frac{\partial B_s q_{bxk}}{\partial x}+\frac{B_s(E_{sk}-D_{sk})}{(1-\lambda)}\right\} \tag{1}$$

ここに，z_b：河床高，B：河道幅，k：粒径階の番号，λ_b，λ_s：それぞれ掃流砂と浮遊砂の空隙率，q_{bxk}：流路方向xの粒径階kの単位幅あたりの掃流砂量，B_s：流砂幅，E_{sk}，D_{sk}：粒径階kの浮遊砂の河床付近における単位幅あたりの浮上量と沈降量である。

式(1)のように，各粒径階kに対して，独立な現象を単純加算すると，各粒径階の等移動性の想定のもと，流砂現象を扱うことになる。一方，式(1)の第2項の掃流砂の出入の差の形式にすれば，掃流砂量式が，掃流～土石流の流動形態を満たすモデル[1),4)]を適用すれば良いことになる。ここでは，江頭ら[1)]の成果(EMI式)を用いて，次の仮定が満たされるものとすれば，式(2)のようになる。

a) 移動限界τ_*付近における流砂量の不連続性の解消のために，τ_{*c}の効果を便宜上加える。

b) 一様砂を対象とした成果が平均粒径の場に単純に適用されるとして，各粒径階kに対して，等移動性を仮定する。

＜ 掃流砂量式 ＞

$$\frac{q_{bi}}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_k^3}}=P_{bk}\times\alpha\tau_{*k}^{\beta}\times\left(1-\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}\right) \tag{2}$$

ここに，$\beta=2.5,\tau_{*k}=\frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd_k},\alpha=\frac{4}{15}\frac{K_1^2K_2}{\sqrt{f_d(c_s)+f_f(c_s)}},K_1=\frac{1}{\cos\theta}\frac{1}{\tan\varphi_s-\tan\theta},K_2=\frac{1}{c_s}\left(1-\frac{h_s}{h_t}\right)^{1/2}$,

$$\frac{h_s}{h_t}=\frac{1}{(\sigma/\rho-1)c_s}\frac{\tan\theta}{\tan\varphi_s-\tan\theta},f_d(c_s)=k_d(1-e^2)(\sigma/\rho)c_s^{1/3},f_f(c_s)=k_f(1-c_s)^{5/3}c_s^{-2/3}$$

q_{bi}：単位幅あたりの掃流砂量，σ：土砂の単位体積重量，ρ：水の単位体積重量，g：重力加速度，P_{bk}：粒径階kの存在率，τ_{*ck}：粒径階kの無次元限界掃流力，τ_{*k}：粒径階kの無次元掃流力，d_k：粒径階kの粒径，u_*：摩擦速度，θ：河床勾配，φs：砂粒子の内部摩擦角，c_s：流砂濃度(=0.5c_*)，c_*：静止堆積濃度，h_s：移動層厚，h_t：全流動深，k_d, k_f：実験定数で0.0828, 0.16，e：砂礫の反発係数(=0.85)である。

式(1)，式(2)を用いると，粗粒成分の土砂に対して，掃流から土石流の移動形態が混合砂で便宜的に扱うことが可能となる。最後に，浮遊砂流は，式(1)の左辺第3項に示す形式で，浮上と沈降を用い，単純に従前の拡散モデルを適用する。

＜ 移流拡散方程式 ＞

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC_k)+\frac{\partial}{\partial x}(AuC_k)=\frac{\partial}{\partial x}\left\{A\left(\varepsilon_{sx}\frac{\partial C_k}{\partial x}\right)\right\}+B_s(E_{sk}-D_{sk}) \tag{3}$$

ここに，A：流積，C_k：断面平均濃度，k：粒径階の番号，u：流速，ε_{sx}：x方向の渦動拡散係数である。

このように取り扱った場合，図-1に示すように，土砂の移動層h_sと基準面高さaの間にギャップが生じるが，これに対する解決策は今後の課題として，そのまま扱うものとする。図-2は粗粒成分の砂粒子に対して，掃流砂量を比較したものである。図には，一様砂における芦田・道上式(AT式)[2]と修正したEMI式を比較している。EMI式の移動限界近傍での不連続性が修正されている。今後，図-1の左側に示す拡散型モデルの高濃度流への適用性や移動層厚h_sと基準面高さaの関係に対する検討が残されているが，現在の式形での解を確認することに，本研究の焦点を置いている。

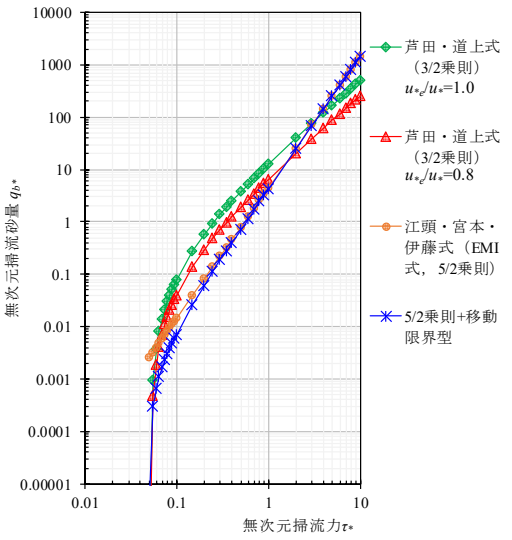


図 - 2　掃流砂量の比較

3. 一次元河床変動計算における透過型砂防堰堤の取り扱い

一次元河床変動計算における不透過型堰堤の取り扱い方には，①堰堤自体を河床の一部と捉え，上流側に$\Delta x/2$だけ離れた位置の水位と堰堤高の関係より堰堤位置の水深を求めるもの[5]，②堰堤満砂以降は土砂を下流へ流出させて堰堤位置で水深を求めるもの[6]がある。ここでは，透過型砂防堰堤（部分透過型砂防堰堤は除く）の場合，透過部をスリット形状に見立てて，みかけのスリット幅を設定する方法を適用した。透過部断面において，水深と流量の関係を適用して透過部での流量に対する水深を規定し，流出流砂量を算出する方法を用いた。透過部の直上流部の非静水圧域は，単純に流水の連続式と運動方程式で解き，水面形を得ることにした。鋼製透過型砂防堰堤の場合，透過部面積から鋼製部材の面積を控除し，みかけの透過断面として捉え，大オリフィスの式により水位-流量関係を求める。(図-3) 水位が水通し天端以上になる場合は，台形断面の越流公式を適用した。流量係数Cは既往論文[7]を参考とし，模型実験から得られる値(スリット部で0.5，水通し部で0.55)を用いた。図-5に堰堤周辺の砂防堰堤の取り扱いに関する模式図(掃流砂)を示す。堰堤が未満砂の場合は堰堤下流への流出量q_{bout}は0とし，満砂以降は流出量q_{bout}=流入量q_{bin}として扱う条件のみを用いて，堰堤位置の水位は図-4に示す水位-流量の関係を適用する。

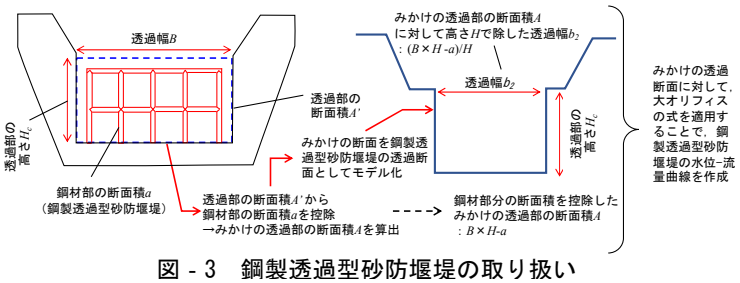


図 - 3　鋼製透過型砂防堰堤の取り扱い

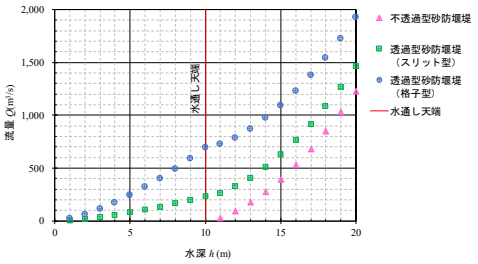
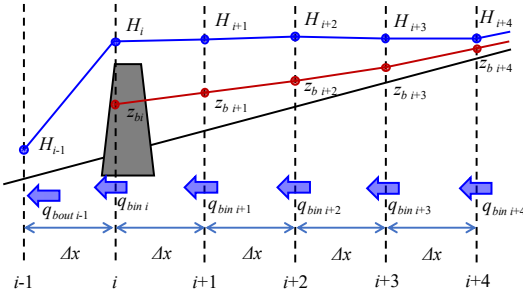


図 - 4　水深と流量の関係（一例）



河床位の差分式

$$z_{bi}^{n+1}=z_{bi}^{n}-\frac{1}{C_*}\frac{1}{B}\frac{\Delta t}{\Delta x}\left(q_{bin\,i+1}^{n}-q_{bin\,i}^{n}\right)$$

河床高が堰堤天端高より低いとき
下流への流出流砂量$q_{bout\,i-1}$＝0
上流からの流入流砂量に対して河床が上昇する。
（i，i+1区間の場合，単位幅・単位時間当たりの流砂の堆積量：$q_{bin\,i+1}-q_{bin\,i}$）

河床高が堰堤天端高より高いとき（満砂以降）
下流への流出流砂量$q_{bout\,i-1}$＝堰堤地点の流入流砂量$q_{bin\,i}$
：満砂以降は，流入流砂量と同等の流砂量が流下する。
流出流砂量$q_{bout\,i-1}$＝流入流砂量$q_{bin\,i}$

図 - 5　砂防堰堤の取り扱いに関する模式図

4. おわりに

①EMI 式に移動限界掃流力の式形を適用して，移動限界付近の掃流砂量の推定が滑らかになるように修正し，掃流から土石流の土砂移動形態に対する実用的な扱いを提案した。②①を平均粒径からみて成立するものとして，等移動性の仮定のもと，混合砂計算への適用を試みた。③透過型砂防堰堤のみかけのスリット幅に置換する方法によって，透過断面における水深と流量の関係を与えることにより，堰堤地点を挟む水深，流砂量の連続的な取り扱い方法を示した。計算結果の一部は発表時に示すが，今回の取り扱いの現地適用性を試行していく予定である。

参考文献: 1) 芦田和男ら:21 世紀の河川学，京都大学学術出版会, 2008, 2) 芦田和男ら:土木学会論文報告集，第 206 号, p.59-69, 1972, 3) 関根正人:移動床流れの水理学，共立出版，2005, 4) 高橋 保:土砂流出現象と土砂害対策，近未来社，2006, 5) 里深好文ら:砂防学会誌，Vol.58, No.1, p.14-19, 2005, 6) Naomasa, H. et al.:1st Int. Conf. on debris-flow Hazards Mitigation, ASCE, p.707-716, 1997, 7) 伊藤隆郭ら:砂防学会誌, Vol.68, No.2, p.23-34, 2015

湯沢砂防事務所における流砂観測の現状と課題

国土交通省 湯沢砂防事務所　赤沼 隼一，福田 光生※，後藤 健※，樫田 司紀
※現所属：国土交通省 北陸地方整備局 河川部
日本工営株式会社　○松田 悟，田方 智，木村 詩穂，五十嵐 和秀，伊藤 隆郭

1．はじめに：

山地流域における流水・流砂観測が全国的に実施されている[1]。湯沢砂防事務所における流砂観測は，2004 年から新潟県中越地震後の信濃川水系魚野川支川芋川流域小芋川大橋における約 4 ヶ月の浮遊砂観測[2]と信濃川水系魚野川大野原橋におけるﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，掃流砂観測枡[3]を用いた掃流砂観測が実施され，現在も継続中である。現在は，大野原橋も含めて魚野川流域 5 観測所（図-1，表-1）で観測を行っている[4]。

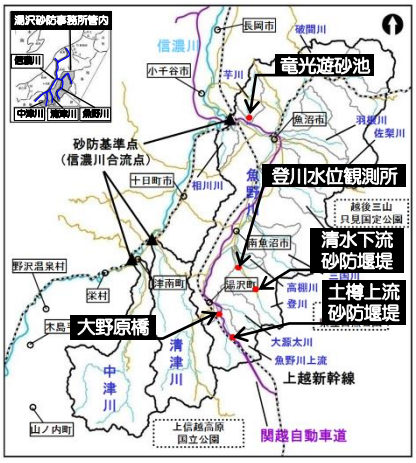


図-1　魚野川流域の流砂観測所位置

表-1　魚野川流域の流砂観測地点諸元

観測地点	観測開始（年.月）	観測機器	流域面積（km²）	河床勾配	川幅（m）
大野原橋	2004.3	ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計 掃流砂観測枡 底面流速計，濁度計	97.6	1/53	45
土樽上流砂防堰堤	2005.11	音響式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計 掃流砂観測枡	64.3	1/60	54
登川水位観測所	2010.6	音響式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計 掃流砂観測枡	75.0	1/40	70
竜光遊砂池	2010.6	音響式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計 濁度計，電気伝導度計	38.2	1/150	33
清水下流砂防堰堤	2013.3	音響式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計 底面流速計，濁度計	27.5	1/27	15

湯沢砂防事務所では，継続的な水文観測ﾃﾞｰﾀが得られており，ﾃﾞｰﾀ取得期間中に発生した地震や降雨起因の土砂移動現象からの経年的な変化を示すことが出来る可能性がある。その結果から雨に対する流砂量の応答，流砂の変化の度合い等を用いて流域監視[5]を行うことが，流砂観測結果の活用手法の一つである。そこで，観測地点上流域の土砂移動が浮遊砂及び掃流砂の応答に及ぼす影響を把握することを目的に，平成 16 年 10 月 23 日の新潟中越地震（以下，中越地震）及び平成 23 年 7 月新潟福島豪雨（以下，2011 年出水）といったｲﾍﾞﾝﾄ後の約 15 年の観測ﾃﾞｰﾀを整理した。また，その結果を踏まえて湯沢砂防事務所の流砂観測における今後の展望と課題を示す。

2．魚野川流域大野原橋観測所における掃流砂観測：

魚野川流域の大野原橋観測所では，ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ・掃流砂観測枡・圧力式水位計を用いて，掃流砂観測を 2004 年から実施している。ｼｽﾃﾑの詳細及び掃流砂量と流量の算出方法は綱川ら[5]に示す通りである。図-2 及び図-3 に 2004 年から 2018 年までの観測結果を示す。越智ら[6]で示した通り，出水（2004 年，2011 年）から 4 年程度を経過すると掃流砂量が増加（2008 年，2014 年）しているが，2014 年以降その流量と掃流砂量の関係は変化しておらず，ｲﾍﾞﾝﾄ後の掃流砂が徐々に流下している。2017 年には梅雨前線に伴う断続的な降雨（6 月 30 日から 7 月 5 日）や，台風 21 号に伴う降雨（10 月 22 日から 23 日）に伴う出水もあり，流下する掃流砂量が減少することなく，現在まで継続している。

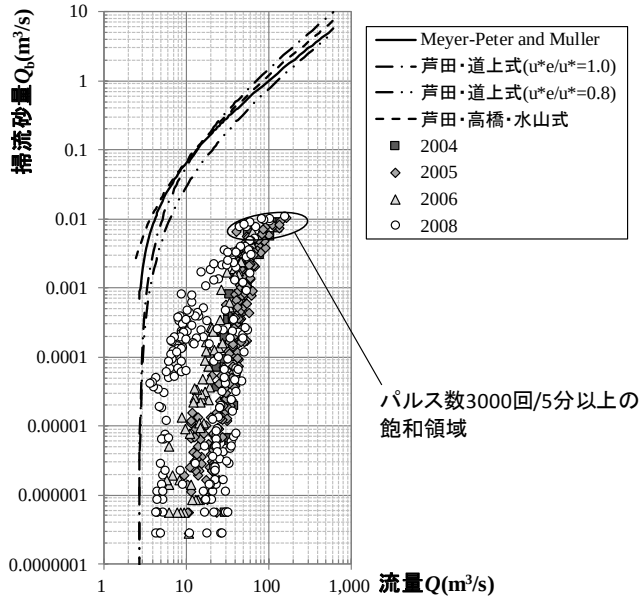


図-2 流量と掃流砂量の関係
（大野原橋・2004 年から 2010 年）

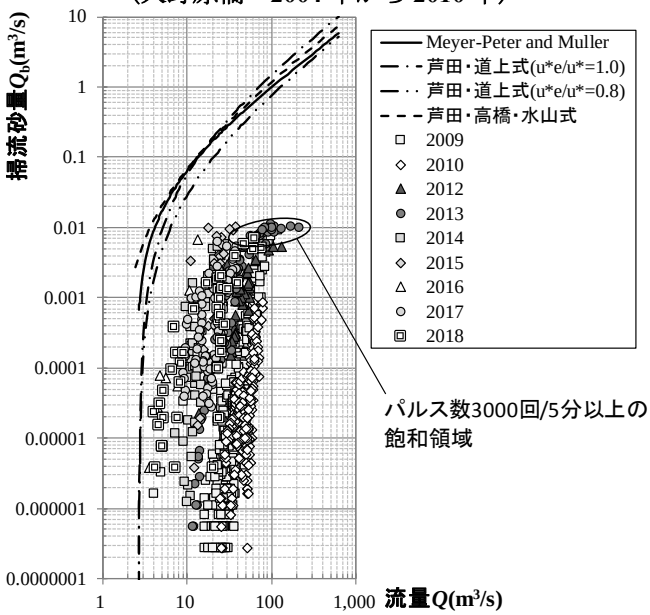


図-3 流量と掃流砂量の関係
（大野原橋・2012 年から 2018 年）

3．芋川流域における浮遊砂観測：

魚野川流域の支川・芋川の竜光遊砂池観測所では，後方散乱式濁度計（ｷｬﾝﾍﾞﾙ社製 OBS-3+）と圧力式水位計（(株)池田計器製作所製 ELP-2WSF）を用いて，浮遊砂量観測を 2011 年から実施している。濁度計観測値（電圧値）から容積土砂濃度への変換は，ｶｵﾘﾝ試薬を用いて作成したｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を用いている。流量は，常に全幅流下していること

から川幅 33 m，流速をﾏﾆﾝｸﾞ式（粗度係数 0.04[m-s 系]）として算出した。浮遊砂量は，流量に土砂濃度を乗じることで算出した。中越地震による土砂移動の影響を把握するため，地震直後に，竜光遊砂池観測所約 1.1 km 上流の小芋川大橋で観測された浮遊砂量[2]と竜光遊砂池観測所での浮遊砂量観測ﾃﾞｰﾀを図-4 に示す。図-4 中の破線は，水理公式集で示される実測浮遊砂量 Q_s と流量 Q の関係で示される式[7]の範囲の上限：$Q_s = 6\times10^{-6}\cdot Q^2$ と下限：$Q_s = 4\times10^{-8}\cdot Q^2$ を示す。また、比較のため 2005 年の小芋川大橋での観測値の上限にあたる浮遊砂量 Q_s と流量 Q の関係（$Q_s = 2\times10^{-3}\cdot Q^2$）を実線で示した。

中越地震後の融雪期後及び 2011 年出水後の観測値が大きいことが分かる。その後，徐々に流量に対する浮遊砂量が減少し，現在は 1 ｵｰﾀﾞｰ程度低い値が観測されている。なお, 芋川流域の崩壊面積率は, 中越地震直後で 2.69%[8], 2011 年出水後で 0.78%[9]であり，崩壊面積率に応じて浮遊砂量が多くなっていない。これは，中越地震後の観測[2]ではｵｰﾊﾞｰﾚﾝｼﾞしており，実際の浮遊砂量より少なく計測されている可能性があること，河川への浮遊砂の供給源である崩壊の形態が，中越地震では地すべりが多い一方，2011 年出水では山腹崩壊が多いことがその理由として挙げられる。また，浮遊砂は掃流砂と異なり，ｲﾍﾞﾝﾄ直後から流出が始まり，その後徐々に流出量が減ることが分かる。

４．観測の課題：

２．及び３．で示した通り，ﾃﾞｰﾀの蓄積が進んでいるが，山間部の急勾配河川での観測であり，全国的にも礫の衝突による破損・流出での欠測事例が報告されており，湯沢砂防管内でも，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの凹みが報告された事例がある。それに対して，掃流砂観測では，ﾌﾟﾚｰﾄ型[10]や肉厚型[11]のﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを用いることが考えられる。しかし，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝには，多数の礫の同時衝突時にはﾊﾟﾙｽの飽和や音響波形の重なりが発生するため，ﾛｰﾄﾞｾﾙを用いた計測[12]も手法として考えられる。浮遊砂観測では，深さ方向で濃度の違いがあることが考えられ，現時点では出水時にﾎﾟﾝﾌﾟ等による直接採水を実施して，機器による観測値との比較することで実態把握を行っている段階であるが，浮遊砂量観測の精度の向上を考慮すると深さ方向に複数点の濁度計設置[13]も対応案の一つとして考えられる。また，より確実なﾃﾞｰﾀの蓄積を継続していくために，定期的な保守点検やｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝを実施し，異常値等による欠測防止や適切なｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式の設定をしていく必要がある。

５．おわりに：

湯沢砂防事務所管内における大きなｲﾍﾞﾝﾄを挟んだ掃流砂及び浮遊砂の観測結果から，掃流砂は出水後 4 年程度で増加し，その後数年間継続して流出すること，浮遊砂はｲﾍﾞﾝﾄ直後に増加し，徐々に減少することが分かった。芋川流域については，砂防堰堤（継続中）及び地すべり対策施設（平成 28 年度完了）の整備により流量に対する浮遊砂量は徐々に減少しつつあるが，未だ管内他流域と比較して多い状態であるため，今後も観測を継続していく予定である。

【参考文献】

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国総研資料第 887 号，2016.（題目省略，以下同様）
2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国総研資料第 278 号，2006.
3) 中谷洋明，砂防学会誌，Vol. 61 No. 3，pp. 3-14，2008.
4) 梅田ハルミ，砂防学会誌，Vol. 70 No. 6，pp. 66-70，2018.
5) 綱川浩章・渡邊正一・石田哲也・四十谷朋子・矢下誠人・長山孝彦・田方智・後藤健・伊藤隆郭・水山高久，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集 A，pp. A-219-A-220，2013.
6) 越智英人・平田遼・福島将史・宮本歩・田方智・後藤健・伊藤隆郭，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 A，pp. A-138-A-139，2015.
7) 土木学会編，水理公式集（平成 11 年度版），pp. 170-171，1999.
8) 湯沢砂防事務所，芋川流域砂防計画及び河道閉塞対策検討業務委託報告書，2005.
9) 湯沢砂防事務所，H23.7 豪雨崩壊特性等解析業務報告書，2013.
10) 野中理伸・水山高久・堤大三，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp. B-266 - B-267，2013.
11) 野中理伸・水山高久・堤大三，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 494-495，2017.
12) Satoru MATSUDA, Takahiro ITOH, Takahiko NAGAYAMA, Daizo TSUTSUMI, Shusuke MIYATA, Masaharu FUJITA, Takahisa MIZUYAMA, INTERPRAEVENT2018 in the Pacific Rim, pp. 250-251, 2018.
13) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国総研資料第 792 号，2014.

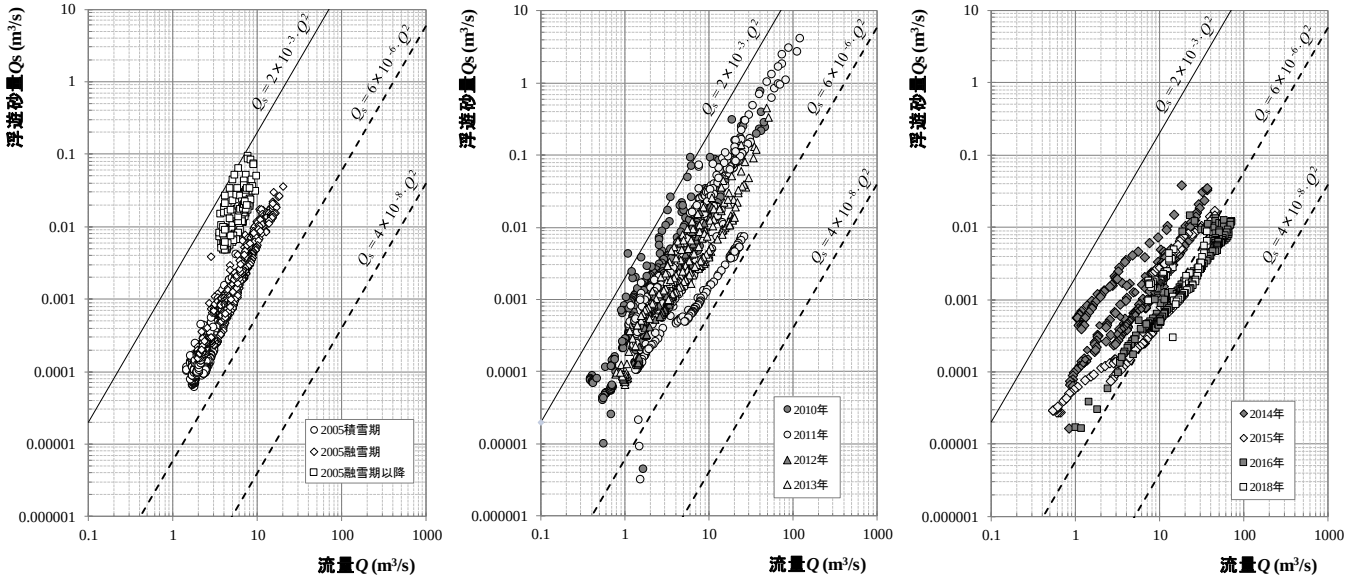


図- 4 流量と浮遊砂流砂量の関係
（左：小芋川大橋・2005 年，中：竜光遊砂池・2010 年から 2013 年，右：竜光遊砂池・2014 年から 2018 年）

R3-007

流砂・水文観測ﾃﾞｰﾀを用いた浮遊砂や掃流砂の観測ﾃﾞｰﾀによる応答特性と河床材料の空間分布の関係

日本工営（株）長山 孝彦，伊藤 隆郭，保谷 智之，○木村 詩穂
国土技術政策総合研究所　内田 太郎，泉山 寛明

1.　はじめに

国土交通省では全国約 100 箇所に流砂水文観測所を設けており，観測ﾃﾞｰﾀが蓄積されつつある[1]。近年，総合的な土砂管理や流域監視等への活用へ向けて，ﾃﾞｰﾀの活用方針の検討が進められている[2]。一方で，流域監視への活用のため，平常時の土砂流出特性の把握として，出水期と非出水期など時期ごとの土砂流出特性について検討した例は少ない[3]。本稿では，全国の流砂水文観測所から抽出した10か所の観測ﾃﾞｰﾀを元に，融雪出水時のﾃﾞｰﾀに着目し，出水期と非出水期の流砂水文特性の違いを整理すると共に，現地調査を行い，観測ﾃﾞｰﾀによる流砂水文特性と河床材料の空間分布の関係について考察した。

2.　分析手法

2.1 分析対象　分析は，近年（2010～2016 年）に観測された出水数が多い 10 か所(表 1)の観測所を対象に実施した。対象の項目は，水位，掃流砂(ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ)，濁度計及び，観測所近傍の雨量観測所における時間雨量ﾃﾞｰﾀとした。流砂水文特性として，ここでは雨量と流砂量の関係と，水位と流砂量の関係を示す。雨量と流砂量の関係では，出水期前(1-5 月)，出水期(6-10 月)，出水期後(11-12 月)の期間ごとの流砂量の合計について，掃流砂は川幅を乗じ，全幅の掃流砂量(m³)，濁度は電圧値に秒数を乗じた量(V×s)として集計した。流量と流砂量の関係では，掃流砂は全幅の掃流砂量(m³/s)，濁度は電圧値(V)とし，流量は水位と流量の関係式により算出した。

2.2 閾値の設定　期間ごとの掃流砂量は，流水等によるﾉｲｽﾞを除去するため，閾値を設定し，閾値を超える値のみ集計した。閾値の設定は，全ての出水のﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの立ち上がりの値を調べ，観測所毎，年毎に集計して，その平均値を閾値として設定した。図 1 に向屋の例を示すが，閾値以下では掃流砂量が概ね一定となっており，これはﾉｲｽﾞと考えられる。閾値は，観測所・年により異なるが，0.00005～0.000005m³/s/m であり，大きな差がなかった。なお，濁度および雨量は閾値を設定せず期間ごとの全ての値を集計した。

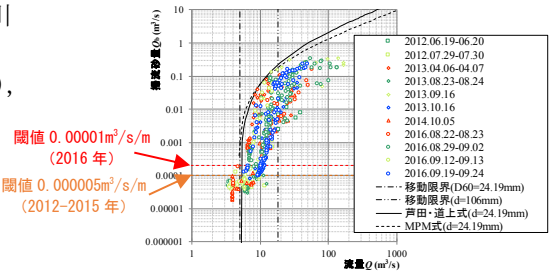


図-1 閾値の設定の例(向屋)

3.　出水期・非出水期の流砂応答特性の違い

3.1　雨量と流砂量の関係　雨量と掃流砂量の関係を図 2 に示す。ここでは，2.0m のﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝのﾃﾞｰﾀを用いた期間ごとの流砂量の合計値を示す。概ね雨量と掃流砂量は比例関係にあるが，例えば三原では，出水期(6-10 月)の方が雨量と掃流砂量の相関が見やすく，出水期前(1-5 月)は掃流砂量のばらつきが大きい傾向にある。出水期前は雨量に積雪としての貯留が含まれるため，上記のようなばらつきが生じている可能性がある。一方，雨量と濁度の関係(図 3)では，出水期前，出水期，出水期後(11-12 月)ともにばらつきが大きい。濁度は期間中全ての値を合計しているが，太陽光や土砂の埋没等により平常時で高い出力値を記録している場合があり，そのような異常値が含まれているためばらつきが大きくなっている可能性がある。

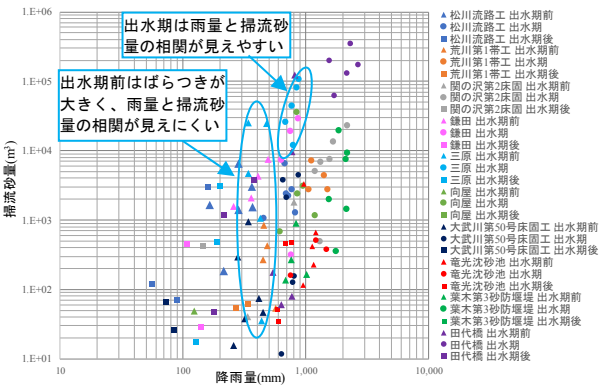


図-2 降雨量と掃流砂量の関係

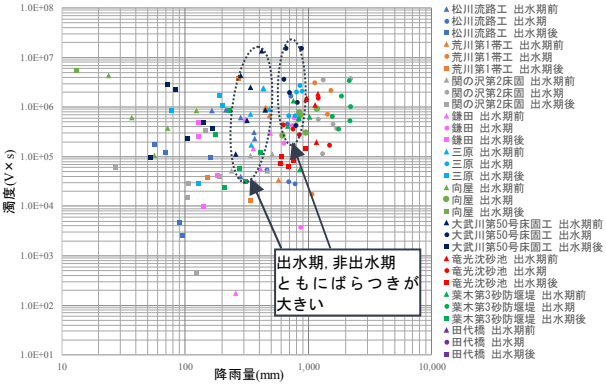


図-3 降雨量と濁度の関係

3.2　流量と流砂量の関係　図4に大武川の流量と濁度の関係を示す。融雪期の出水時（2012 年 3 月 23 日-24 日）の濁度ﾃﾞｰﾀは，小粒径(d=0.01mm)の浮遊限界を越えた流量で濁度が増加し，出水期と異なる挙動を示している。図 5 に大武川の流量と掃流砂の関係を示す。2012 年とその他の年の観測ﾃﾞｰﾀを比較すると，2012 年のみ流砂特性が異なり，観測ﾃﾞｰﾀは流量に対し，流砂量式と同様の変化傾向を示している。これは，前報[4]によれば河床材料の粒径の変化を受けて，流砂特性が変化している。また，融雪期のﾃﾞｰﾀ（2012 年 3 月 23 日-24 日）を見ると，60%粒径の移動限界流量以上かつ，全出水中最も小さな流量で流砂が発生し，観測ﾃﾞｰﾀは流砂量式と同様の変化傾向を示している。

表-1 分析対象の観測施設の諸元一覧

No	地整	事務所	水系・山系	河川	観測所名	出水数	雨量観測所	流域面積(km²)	川幅(m)	河床勾配(°)	H-Q式係数 A	H-Q式係数 B	河床材料(mm) 60%粒径	河床材料(mm) 90%粒径
1	東北	福島河川国道	阿武隈川	松川	松川流路工第2床固	34	福島(国)	83.8	50	0.54	180.4	-0.01	9.6	45.9
2	東北	福島河川国道	阿武隈川	松川	荒川第1帯工	19	土湯	64.2	75	1.23	63.12	0.17	24.0	106.0
3	関東	日光砂防	利根川	大谷川	関の沢第2床固工	13	日光	243.0	117	0.43	132.14	-275.74	73.7	157.0
4	関東	利根川水系砂防	利根川	片品川	鎌田	13	鎌田	247.4	69	0.96	241.18	-0.01	26.0	106.0
5	関東	利根川水系砂防	利根川	吾妻川	三原	10	田代	267.0	80	0.72	104.89	0.19	6.3	27.5
6	関東	利根川水系砂防	利根川	野栗沢川	向屋	13	奥名郷	17.0	20	1.36	49.69	0.23	24.2	106.0
7	関東	富士川砂防	富士川	釜無川	大武川第50床固工	15	大坊	72.0	74	0.95	119.48	0.36	4.0	41.6
8	北陸	湯沢砂防	信濃川	辛川	竜光床固	26	堀之内	38.4	17	1.40	38.81	0.09	2.0	10.5
9	九州	川辺川ダム砂防	球磨川	葉木川	葉木第3砂防堰堤	29	板木	41.2	18	0.80	32.55	0.13	0.3	0.7
10	九州	川辺川ダム砂防	球磨川	川辺川	田代橋	40	五木宮園	490.4	67	0.30	51.39	-1.08	0.7	5.0

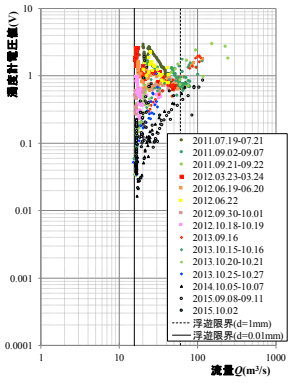


図-4 流量と濁度の関係
（大武川）

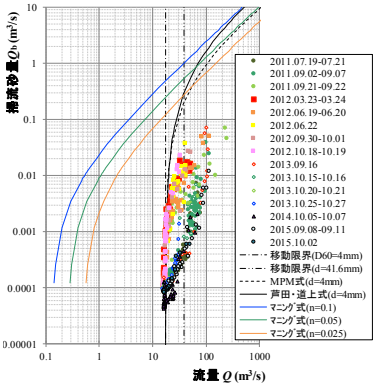


図-5 流量と掃流砂量の関係
（大武川）

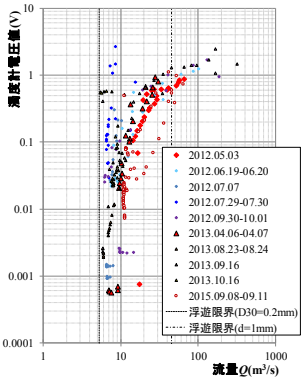


図-6 流量と濁度の関係
（三原）

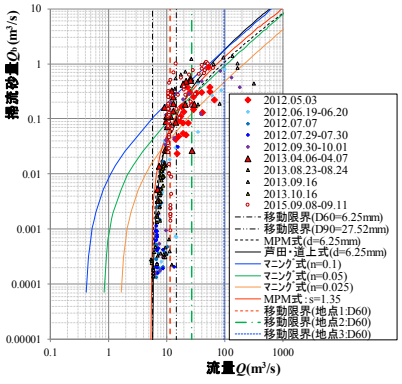


図-7 流量と掃流砂量の関係
（三原）

これは，2012 年の粒径の変化[4]により，小粒径の流砂が発生したと考えられる。

図 6 には三原の流量と濁度の関係を示す。出水期・融雪期ともに濁度は流量に依存する傾向にあるが，融雪期は流量が増加するにつれて濁度も増加するのに対し，出水期は小粒径（d=0.2mm）の浮遊限界流量以上で，比較的流量が小さい出水で高濁度を観測している場合がある。図 7 には三原の流量と掃流砂の関係を示す。出水期と融雪期の流砂特性に大きな差がないが，融雪期でも 60%，90%粒径の移動限界流量を越える流量が発生し，流砂量式に近い流砂量が観測されている。最も流砂量が多い 2015 年 9 月 8 日-11 日出水は、H27 年 9 月関東・東北豪雨時の観測ﾃﾞｰﾀである。

図 5，7 にはﾏﾆﾝｸﾞの粗度係数 n を 0.025，0.05，0.1 とした場合に，ﾏﾆﾝｸﾞ式による流速を算定し，流下断面積を乗じて算出した流量と，MPM 式による流砂量の関係を合わせて示す。粗度係数 n を大きく設定すると，同一流砂量を流下させる流量が小さくなる。粗度係数 n が 0.05 のとき，概ね 90%粒径の移動限界流量以上では H-Q 式による流量と概ね同等となるが，それ以下の流量では同一の流砂量を流す流量が H-Q 式による流量と大きく異なる。その要因として，小流量であっても流下断面積に全幅の川幅を用いていることが挙げられる。ﾏﾆﾝｸﾞ式を用いる場合，H-Q 式と比べて，水深が全幅に発生しない小流量における川幅の設定等，流量推定の精度向上に課題がある。

4. 現地調査による河床材料の空間分布

4.1 粒度分布の調査箇所の選定手法　三原の近傍において河床材料調査を実施した。実施箇所を図-8 に示す。実施箇所の選定は，中規模河床形態の形成されている中で，砂州前縁線の箇所として縦断的に複数箇所選定した。また，出水規模に応じた冠水箇所を想定し，横断的に 3 か所（水中，水際，州・ﾃﾗｽ）選定した。

4.2 河床材料と流砂水文観測ﾃﾞｰﾀの関係　河床材料調査結果を図 9 に示す。横断的にみると，地点 1，2，3（水中，水際，州）の順に粗粒傾向がある。また，地点 8 は地点 1，2，3 から約 1km 下流で，半波長 4 つ分，下流に位置するが，地点 1，2 と同等の粒径である。

三原のﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝはみお筋上にあり，中小規模の出水であればみお筋上の流砂を計測している可能性が高く，一方で，砂州が形成されるような規模の出水で計測される流砂は，砂州前縁部などの材料であると想定される。粒径と流砂観測ﾃﾞｰﾀの関係を整理するため，図 7 には地点 1，2，3 の 60%粒径の移動限界流量を示す。観測ﾃﾞｰﾀから見る移動限界は，地点 1 の 60%粒径の移動限界が最も近い。また，表 1 に示した 2013 年の河床材料ﾃﾞｰﾀの 60%粒径～90%粒径の間に，今回の水中の河床材料ﾃﾞｰﾀ（地点 1）が来る。2015 年出水等の最近の観測ﾃﾞｰﾀは，地点 1 の移動限界流量に対する挙動に追随しており，都度の河床材料調査の必要性を示している。三原の河床材料は火山性の礫を多く含んでおり，火山性礫の比重を測定した結果，2.2g/cm^3 程度で，通常の礫の比重 2.6g/cm^3 と比較して軽かった。図 7 に，砂の水中比重 s を 1.35 とした場合の MPM 式における流砂量を示す。これらの影響により，流量に対する掃流砂量が全国の流砂観測所と比較して多く，流砂量式とほぼ同等がそれ以上の流砂量が観測されている。

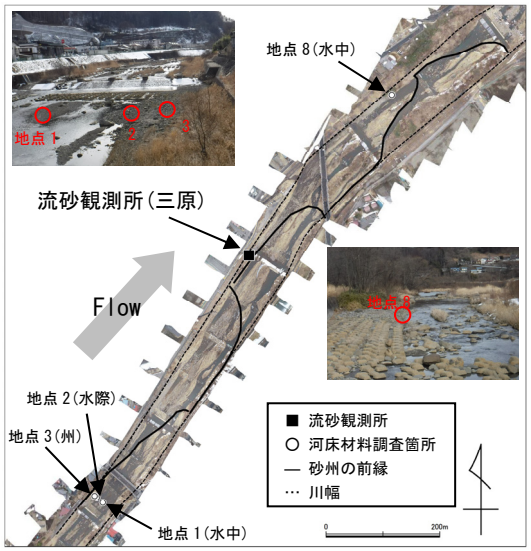


図-8　河床材料調査実施箇所（三原）

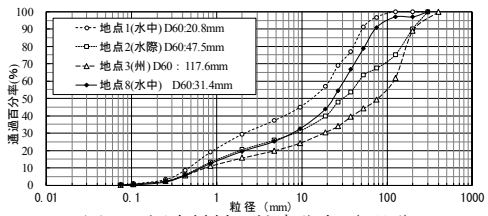


図-9　河床材料の粒度分布（三原）

5. まとめ

本稿では，出水期と非出水期の平常時（中小規模の出水）の流砂水文特性の違いについて整理した。また，掃流砂観測のための河床材料調査の調査箇所選定手法の事例と，継続的な粒径調査の必要性を示した。今後の課題としては，濁度の異常値を除去する手法等である。

【参考文献】 1）内田ら：ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる観測に基づく山地流域の掃流砂の流出特性，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 p. B20-B21，2015、2）高原ら：流域監視に資する流砂水文観測ﾃﾞｰﾀ分析手法の検討，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集 p. 319-320、3）谷ら：流砂観測に基づく土砂移動特性の評価及び土砂供給源の推定，砂防学会誌 Vol. 65，No. 3，p21-28，2012、4）木村ら：山地河川における土砂流出特性の支配要因に関する一考察，砂防学会誌 vol. 70，No. 6，p. 46-53，2018

桜島有村川における土石流の観測結果と数値解析結果との比較

国立研究開発法人土木研究所　○山崎祐介　藤村直樹　手塚咲子　石井靖雄

1. はじめに

火山地域では，噴火に伴う降灰により土石流が発生しやすくなる．土砂災害への警戒・避難のためには，土石流による土砂流出のタイミングや土砂の到達範囲を予測することが重要である．土石流の流動機構はある程度明らかにされてきており，その支配方程式も提案されている（例えば，芦田ら，2008）．実際の土石流の流れについては，映像や非接触流速計などにより水深と流速の観測は比較的容易であり，観測された水深と流速の関係に基づいた抵抗則の議論も行われている（例えば，水山・上原，1984）．桜島の有村川や野尻川に荷重計が導入され（大坂ら，2013），土石流の土砂濃度や間隙流体の質量密度の推定が可能になったことにより，土砂濃度や間隙流体密度を既知とした抵抗則の検証が可能になってきている．また，火山灰は，微細粒子を含んでいることから，微細粒子の液相化を考慮する必要もある（西口ら，2011，江頭ら，2016）．本研究では，観測データに基づき，土石流の土砂濃度や間隙流体の質量密度を推定し，数値解析モデルに反映して，その結果と観測結果を比較することにより，解析モデルの妥当性を検討するものである．

2. 桜島における土石流観測と解析モデル

2.1 土石流観測

図-1に桜島有村川3号堰堤の位置と，堰堤近辺の縦断地形を示す．有村川3号堰堤には，荷重計，超音波流速計および測域センサーを設置しており，土石流の表面の標高，表面流速および荷重の計測によって，土石流の土砂濃度や間隙流体密度が算出できるようになっている（大坂ら，2013）．堰堤の直上流150 m区間の勾配は3度である．

2.2 土石流の支配方程式

2.2.1　微細土砂の役割

微細粒子が土石流へ及ぼす影響を次のように考慮している．静止状態にある火山堆積物の粒度分布は，ある閾値によって粗粒粒子と微細粒子に分離される．粗粒粒子及び微細粒子は，固相として存在し，固相から構成される火山堆積物の間隙は水で飽和されているものとする．このとき，火山堆積物のうち，粗粒粒子および微細粒子は，それぞれ$p_c c_*$および$p_f c_*$である．ここに，c_*は静止している火山堆積物の体積濃度，p_cは堆積物における粗粒粒子の含有率，p_fは微細粒子の含有率で，$p_c + p_f = 1$である．降雨による水の供給で堆積物層内の浸透流水深の上昇による不安定化により，堆積物が土石流化すると，粗粒粒子は固相として，微細粒子は水とともに液相として振る舞う．よって，土石流全体の土砂濃度は，$c_c = p_c c_*$である．一方，微細粒子の濃度は，$c_f = p_f c_* / (1 - c_c)$となり，間隙流体の密度は，$\rho = (\sigma - \rho_w)c_f + \rho_w$となる．ここに，$\sigma$は砂礫の質量密度，$\rho_w$は水の質量密度である．

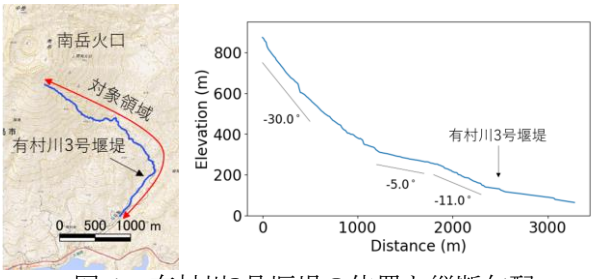


図-1　有村川3号堰堤の位置と縦断勾配

堆積過程においては，粗粒粒子が体積濃度c_{*D}で堆積し，その構成する間隙に，水と微細粒子の混合物が取り込まれる．微細粒子の含有率p_fが増加するほど土石流の土砂濃度c_cは小さくなり，間隙流体の密度ρは大きくなる．これより，後述の式(8)より，土石流の平衡勾配が小さくなり，流動性が増加することがわかる．

2.2.2　土石流の質量保存則

土石流全体，粗粒土砂および微細土砂の侵食過程及び堆積過程における質量保存則（山崎・江頭，2018）を1次元モデルで表現すると，次式のようにあらわされる．

侵食過程：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = \frac{E}{c_*} \tag{1}$$

$$\frac{\partial c_c h}{\partial t} + \frac{\partial \gamma c_c uh}{\partial x} = p_c E \tag{2}$$

$$\frac{\partial c_f (1 - c_c) h}{\partial t} + \frac{\partial c_f (1 - c_c) uh}{\partial x} = p_f E \tag{3}$$

堆積過程：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = \frac{E}{c_{*D}} \tag{4}$$

$$\frac{\partial c_c h}{\partial t} + \frac{\partial \gamma c_c uh}{\partial x} = E \tag{5}$$

$$\frac{\partial c_f (1 - c_c) h}{\partial t} + \frac{\partial c_f (1 - c_c) uh}{\partial x} = (1/c_{*D} - 1) c_f E \tag{6}$$

ここに，tは時間，xは斜面に沿う軸，hは水深，uは水深平均の流速，c_cは粗粒土砂の水深平均の体積濃度，γは土砂輸送補正係数，c_fは流相における微細土砂の体積濃度，Eは侵食・堆積速度で，次式で表される(江頭，1993).

$$\frac{E}{u} = c_* \tan(\theta - \theta_e) \tag{7}$$

ここに，θ_eは土石流の平衡勾配で，次式で表される．

$$\tan\theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1)c_c}{(\sigma/\rho - 1)c_c + 1} \tan\phi \tag{8}$$

ここに，σは砂礫の質量密度，ρは水と微細土砂からなる間隙流体の質量密度，ϕは砂礫の内部摩擦角である．

2.2.3　土石流の運動量保存則

土石流の運動量保存則は，次のように表される．

$$\frac{\partial uh}{\partial t}+\frac{\partial \beta uuh}{\partial x}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_{\mathrm{b}}}{\rho_{\mathrm{m}}} \tag{9}$$

ここに，βは運動量補正係数，Hは土石流の流れの表面の位置，τ_{b}は河床せん断力，ρ_{m}は土石流の質量密度であり，次式で表される．

$$\rho_{\mathrm{m}}=(\sigma-\rho)c_{\mathrm{c}}+\rho \tag{10}$$

$$\rho=(\sigma-\rho_{\mathrm{w}})c_{\mathrm{f}}+\rho_{\mathrm{w}} \tag{11}$$

ここに，ρ_{w}は水の質量密度である．河床せん断力τ_{b}は，次式で表される．

$$\tau_{\mathrm{b}}=\tau_{\mathrm{y}}+\rho f_{\mathrm{b}}(u^2+v^2) \tag{12}$$

ここに，τ_{y}はクーロン型の降伏応力，f_{b}は流動抵抗係数である．勾配が小さい条件下等では粒子が流れの全層に分散できなくなり，下層の集合流動層の上層に清水の層が形成される2層流となることがある．土石流および2層流における抵抗係数の評価は，宮本・伊藤（2002）の方法を採用している．

3.　土石流の水深・流速

3.1 計算に用いたデータと計算条件

対象区間は，図-1に赤矢印で示す範囲で，対象イベントは，2014年8月29日に発生した土石流である．

観測結果によると，流出している土石流の質量密度ρ_{m}の平均値は，1500 kg/m^{3}程度であった．堰堤付近の渓床勾配は$\theta=3$であるので，これらを式(8)と式(10)に代入すると，$c_{\mathrm{c}}=0.08$および$\rho=1400$ kg/m^{3}が得られる．これらを満たす微細土砂含有率p_{f}は，$p_{\mathrm{f}}=0.2$となる．

標高データには，国土地理院の基盤地図情報数値標高モデルを用いている．計算に設定した物性値などは次のとおりである．空間解像度は10 m，重力加速度$g=9.8$ m/s^2，砂礫の質量密度$\sigma=2650$ kg/m^3，水の質量密度$\rho_{\mathrm{w}}=1000$ kg/m^3，砂礫の内部摩擦角$\phi=37°$，砂礫の代表粒径$d=0.05$ m，反発係数$e=0.85$，渓床における土砂の体積濃度$c_*=0.6$である．土石流発生地点は、計算領域上流端とし，計算開始と同時に流動化するものとしており，$h=D$，$u=0$，$c_{\mathrm{c}}=p_{\mathrm{c}}c_*$，$c_{\mathrm{f}}=p_{\mathrm{f}}c_*/(1-c_{\mathrm{c}})$を与えている．また，初期条件として，堆積物は水で飽和させているが，上流端および側方からの水の供給は行っていない．対象区間における川幅および堆積物の厚さは，それぞれ一様に4 m，1 mとしている．土石流発生地点、代表粒径，川幅および堆積物厚は，計算結果が観測結果に近づくように試行錯誤を行い定めている．

3.2 計算結果

図-2に堰堤地点の観測および計算による流動深と流速の時間変化を示す．観測による流速と水深は，

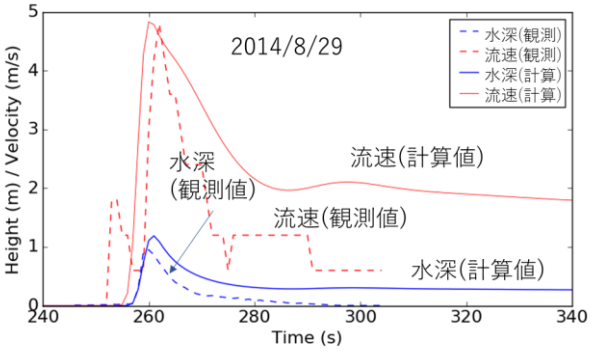


図-2　水深と流速の時間変化

計算結果の水深が0から立ち上がる時間に一致させて表示している．計算結果においては，観測では見られない後続流が見られているものの，流速のピーク値は，ほぼ一致しており，水深のピーク値は観測値の1.2倍程度となっている．流速および水深の立ち上がりからピークまでの変化やピーク後の減衰といった傾向についても計算できている．

4.　おわりに

本検討では，桜島において発生する土石流について，微細土砂の液相化を考慮したモデルを提案した．計算された水深と流速の時間変化について，観測値と比較すると，おおむね同様の変化を示した．土石流による土砂流出予測には，降雨流出過程および安定条件による土石流発生地点の推定や，斜面から河道への土砂移動過程を踏まえた河道における堆積物の分布の推定が課題である．

引用文献

1) 芦田和男，江頭進治，中川　一：21世紀の河川学，京都大学学術出版会，2008
2) 水山高久，上原信司：土石流の水深と流速の観測結果の検討，砂防学会誌，Vol.37，No.4，pp.23-26，1984
3) 大坂　剛，高橋英一，國友　優，山越隆雄，能和幸範，木佐洋志，石塚忠範，宇都宮玲，横山康二，水山高久：桜島における土石流荷重計による単位体積重量測定，砂防学会誌，Vol.65，No.6，pp.46-50，2013
4) 西口幸希，内田太郎，石塚忠範，里深好文，中谷加奈：細粒土砂の挙動に着目した大規模土石流の流下過程に関する数値シミュレーション，砂防学会誌，Vol.64，No.3，pp.11-20，2011
5) 江頭進治，宮本邦明，竹林洋史：崩壊に伴う土石流・泥流の形成と規模の決定機構，砂防学会誌，Vol.68，No.5，2016
6) 山崎祐介，江頭進治：豪雨に伴う土砂・流木の生産と流下過 程に関する研究，河川技術論文集，第24巻，pp，2018
7) 江頭進治：土石流の停止・堆積のメカニズム（１），砂防学会誌，Vol.46，No.1，pp.45-49，1993
8) 宮本邦明，伊藤隆郭：支配方程式に浸食速度式を導入した場合の土石流の数値シミュレーション手法，砂防学会誌，Vol.55，No.2，pp.24-35，2002

土石流中の流木の挙動に関する研究

立命館大学理工学部　○坂本良祐・高山翔揮・里深好文

1．はじめに

近年、流木対策工の開発や流木捕捉に関する研究が活発に行われているのにも関わらず、土石流内での流木の存在比率や挙動に着目した研究は多くない。本研究では，より効果的な流木対策の実現に向けて、小規模実験水路により流木混じり土石流に関する実験を行い、土石流中での流木の挙動と存在比率を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

砂防ダムのポケットが空の場合と満砂状態の場合の 2 種類の実験を行った。全長 5 m、水路幅 0.1 m の矩形断面水路を使用し、水路勾配は土石流区間を想定して 15°とした。珪砂 2 号と珪砂 3 号の混合砂と長さが 50 ㎜、直径が 4 ㎜の流木を用いた。土砂の乾燥重量と流木の投入本数は全ての実験で同じとした。

2.1　実験ケース 1（砂防ダムのポケットが空の場合）

図 1，図 2 で示すように、水路上に土砂 3 kg と流木 50 本を混合した堆積物を設置し、0.00032 m^3/s の一定流量の水を供給することで、土石流を発生させた。水路下流端に土石流の先頭部分が到達してから 1 秒後に仕切り板で土石流を分断し、先頭部と後続部の各々の土砂の湿潤質量と流木本数を計測した。本実験では，土石流の流下距離をそれぞれ 1 m，2 m，3 m と変化させて 3 回ずつ実験を行った。

2.2　実験ケース 2（砂防ダムが満砂状態の場合）

図 3、図 4 に示す通り、砂防ダムを満砂状態とし、堆砂勾配を 2°に整えた。ここに、この土砂が実験開始時まで飽和状態を保つように留意した。そして、水路上に土砂と流木の混合物を設置し、0.00028 m^3/s の一定流量の水を供給して土石流を発生させた。土石流の流下距離は 2 m とした。図 4 に示す箱 1 で土石流先頭部を 5 秒間だけ採取し、続けて、箱 2 で土石流後続部を 5 秒間採取した。それぞれの箱で採取された土砂の湿潤重量と流木の本数を計測した。水路壁面に張り付く流木が確認されたが、それらは計測から除外した。実験は 3 回行い、再現性を確認した。

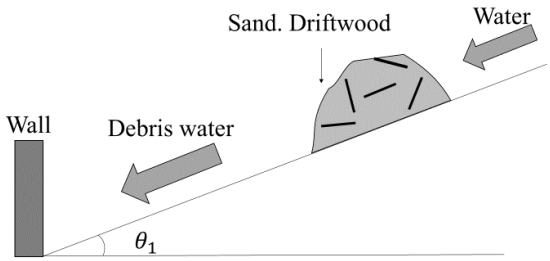


図 1　実験ケース 1 の縦断図

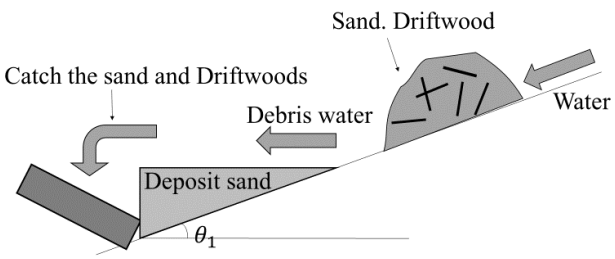


図 3　実験ケース 2 の縦断図

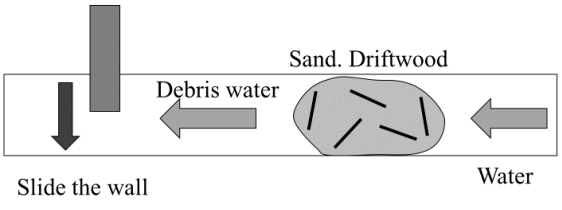


図 2　実験ケース 1 の平面図

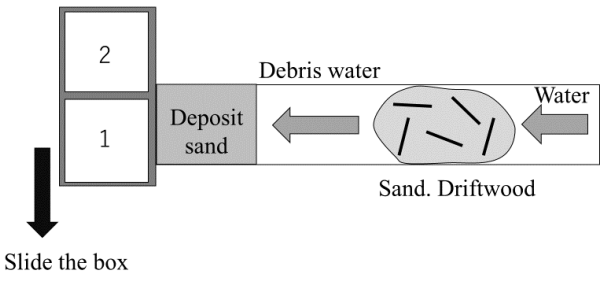


図 4　実験ケース 2 の平面図

3. 実験結果

3.1 土砂の湿潤質量と体積の関係

実験で使用した土砂の質量から体積を算出するために、その土砂の質量と体積の関係を調べた。湿潤状態の土砂を水の入ったメスシリンダーに投入し、体積の増加量を計測した。その結果、土砂の体積V_s(ml)と湿潤質量m_s(g)との関係は次式で表されることが分かった。

$$V_s = 8.14 + 0.44m_s \quad (1)$$

3.2 土石流先頭部および後続部の流木存在比率

捕捉した流木全体の体積V_wは次式で与えられる。

$$V_w = v_w \times n \quad (2)$$

ここに、nは流木の捕捉本数，v_wは 1 本当たりの流木の体積である。

流木の存在比率wは次のように定義する。

$$w = V_w/(V_s + V_w) \quad (3)$$

図 5 に実験ケース 1 における流木存在比率と土石流流下距離との関係を示す。図 5 より、土石流先頭部の方が流木の存在比率が高く、土石流の流下距離が長い方が土石流先頭部の流木存在率が大きくなることが分かる。表 1 に示すとおり、実験ケース 2 においては、土石流先頭部に流木が集中しており、土石流後続部には流木が 1 本も含まれなかった。これは、砂防ダムが満砂状態の場合は地形勾配の急変によって流木の分離がより促進され，流木のほとんどが先頭部に集中することになったためであろう。また、土石流先頭部に集中した流木は後続の土砂に押されることになり、その流木と土砂が混じり合うことなく流下するプロセスが確認された。

4. 考察

実験ケース 1 では､土石流が定常状態に近づくにつれて､流木が土石流先頭部に集中するという結果が得られた。これは、流木と土砂の比重の違いにより、流木が土石流表層に浮上して、その表層部の速い流れに流木が取り込まれるためと示唆される。実験ケース 2 の結果より、地形勾配急変部において土砂と流木の分離が促進されることが示唆された。

5. おわりに

本実験では、土石流先頭部に流木が集中して、流木と土砂は分離することが確認された。しかし、実験数が多くないため、水路勾配、実験材料、流入流量を変化させて同様の実験を行い、土石流中の流木の挙動と存在比率に関してさらなる検討が必要であろう。

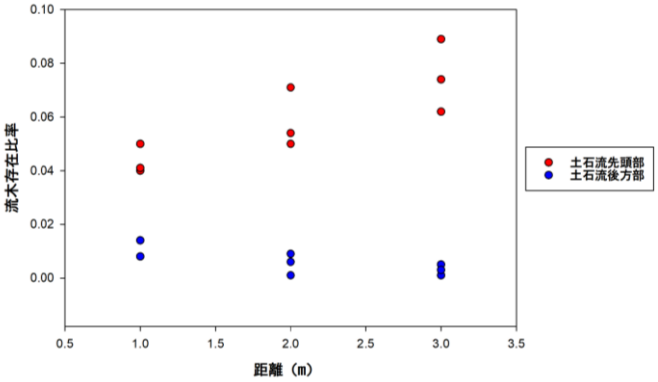


図 5　流木存在比率と距離との関係（実験ケース 1）

表 1　先頭部と後続部の流木本数（実験ケース 2）

実験回数	先頭部分		後方部分	
	土砂量(kg)	流木本数	土砂量(kg)	流木本数
1	0.04	49	0.04	0
2	0.04	45	0.06	0
3	0.04	48	0.22	0

微細土砂が土石流の流動機構に与える影響

東京大学大学院農学生命科学研究科　○酒井　佑一　堀田　紀文

1. はじめに

微細土砂を含む土石流では，間隙流体の乱れの影響を受けて微細土砂が土砂本来の固相としての働きをせず液相として振る舞う（液相化）ことが指摘されている [2)]。このような土石流に対して均一粒径に対する構成則を適用する際には，適切な代表粒径を与えた上で微細土砂の液相化による間隙流体密度の上昇を考慮して検討している [3)]。微細土砂の挙動の変化（固相か液相か）による間隙流体密度の変化は，平衡濃度の変化を通じて土石流の侵食・堆積過程に大きな影響を与えると考えられるが，微細土砂の挙動の変化に着目して検討された例は少ない。本研究では，二粒径からなる土石流の水路実験の結果をもとに，微細土砂の挙動を考慮した土石流の数値計算モデルを構築し，単純な地形条件での数値計算を通じて微細土砂の挙動が土石流の発達に与える影響について感度分析を行った。

2. 二粒径からなる土石流の水路実験

固定床上の土石流の水路実験を行った。用いた実験砂は，大粒径粒子として粒径が 2.9 mm の粒子を用い，小粒径粒子として粒径が 1.3 mm, 0.84 mm, 0.23 mm, 0.11 mm の粒子をそれぞれ用いて混合比を 4:1，1:1 と変化させた（表 1）。実験により得られたデータから，抵抗係数の実験値（*fex*）と理論値（*fcal*）の比較を行った。抵抗係数の理論値は，小粒径が完全に固相として振る舞う場合（Model 1）と完全に液相として振る舞う場合（Model 2）の二つのモデルを考え，それぞれのモデルの下で均一粒径の構成則 [1)] を適用して求めた抵抗係数を用いた。そのうえで，液相化の指標として以下のようなα $(0 \le \alpha \le 1)$を導入した。

$$f_{ex} = (1-\alpha) f_{cal:Model1} + \alpha f_{cal:Model2}$$

小粒径粒子の粒径の増大に伴いαは大きくなる傾向にあり，同一粒径でも混合比によってαの値は異なった。このことから，微細土砂の液相化は単純な幾何学的条件によって決まるのではなく，流動条件に応じた力学的な条件によって決まると考えられる。小粒径粒子は間隙流体の乱れの影響を受けて液相化すると考えられるので，小粒径粒子の運動学的条件として摩擦速度u_*もしくは間隙流体の乱れ速度v_tと小粒径の沈降速度 w_s の比u_*/w_sもしくはv_t/w_sを考え，液相化指標αとの関係を調べたところ，αはu_*/w_s・v_t/w_sの両者と正の相関を示した（図 1）。このことから，小粒径粒子の運動学的条件によって小粒径粒子は完全に固相もしくは液相として振る舞うとは限らず，一部が固相で残りが液相として振る舞う場合があると考えられる。また，図 1 にはαとu_*/w_s・v_t/w_sの関係を示す回帰式も示しており，これを用いることで流動条件に応じた微細土砂の挙動を表現することができる。

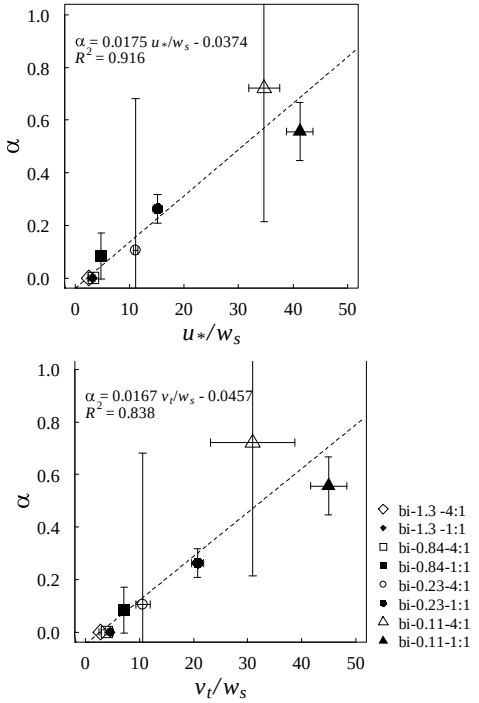


図 1　小粒径粒子の運動学的条件 u_*/w_s・v_t/w_sと液相化指標αの関係

3. 微細土砂の挙動が土石流の発達に与える影響についての感度分析

上述の関係式を従来の土石流の数値計算モデルに組み込み，微細土砂の挙動を考慮した土石流の数値計算モデルを構築した。感度分析のための計算条件としては，長さ 5 m，幅 10 cm の直線水路に厚さ 10 cm の堆砂層を設置し，上流端から 3,000 cm^3/s の水を 20 秒間供給することによって堆積層を侵食させ，下流端での土石流の流量・流動深・土砂濃度・間隙流体密度の時間変化を出力した。堆砂層に用いた土砂は，粒径が 2.9 mm と 0.11 mm の二粒径からなる混合砂で混合比は 4:1 とし，水路勾配は 15° から 20° まで変化させた。小粒径の挙動としては，(i)流動条件に

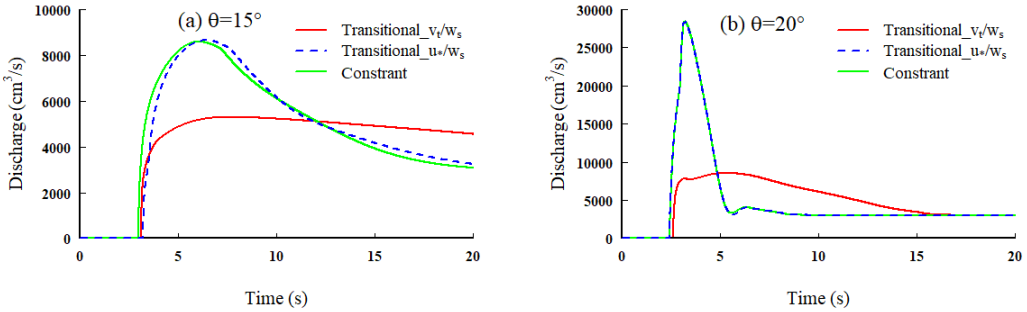


図 2　Constant Model と Transitional Model によって計算された土石流流量の時間変化：(a) 15°，(b) 20°

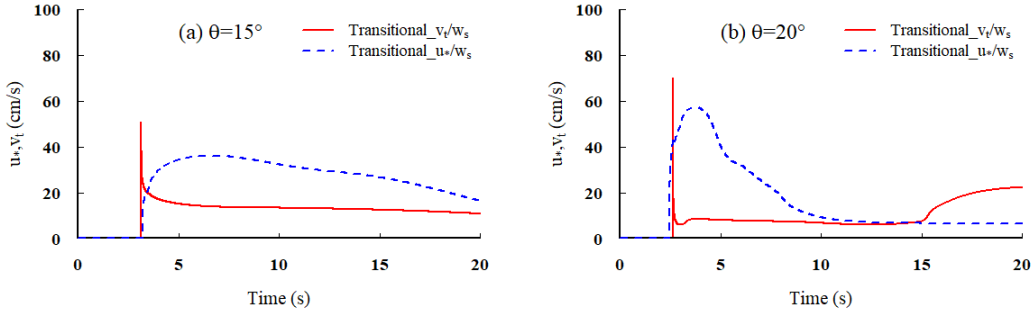


図 3　Transitional Model によって計算されたu_*とv_tの時間変化：(a) 15°，(b) 20°

関わらず常に液相(Constant Model)，(ii) u_*/w_sもしくは(iii) v_t/w_sに応じて液相化 (Transitional Model)の 3 種類用意した。つまり，(ii) ・(iii)の条件では流動条件に応じて小粒径の一部が固相で残りが液相として振る舞う場合がある。

以下では代表例として水路勾配 15° と 20° に対する計算結果を示す。図 2 はそれぞれの条件よって計算された土石流流量の時間変化である。流量の時間変化は条件(i) ・(ii)では同様の振る舞いを示しており，先頭部にピークをもち後続部にかけて減衰している。一方，条件(iii)では流量のピークは条件(i) ・(ii)と比較して小さく，比較的緩やかな流量変化を示す。また，条件(i)・ (ii)と条件(iii)の間のピーク流量の差は，高い勾配ほどより大きかった。間隙流体密度の時間変化をみると，すべての条件において先頭部で高い値を示すが，条件(iii)では先頭部通過後に急激に値が低下するのに対して条件(i)・ (ii)では後続部でも高い値を維持していた。上流端からの供給水量は一定であることから，小粒径粒子の液相化による間隙流体密度の上昇が平衡濃度の変化を通じて土石流の侵食量に大きな影響を与え，下流端での土石流流量の違いに現れていると考えられる。このことは，小粒径粒子の挙動をどのように扱うかによって，特に高い勾配ほど土石流ハイドログラフの予測に大きな違いが生じることを意味している。条件(ii) ・(iii)において小粒径粒子の挙動を決定しているu_*とv_tの時間変化を計算したものを図 3 に示す。u_*とv_tは対照的な振る舞いを示しているが，これはu_*とv_tの定義式から考えて流動深の変化に起因すると考えられる。つまり、u_*は土石流の発達により流動深が大きくなるほど大きくなり，小粒径粒子の液相化によって間隙流体密度が上昇して侵食が進み流量・流動深が大きくなってさらにu_*が大きくなるという正のフィードバックがあるのに対して，v_tは流動深が大きくなるほど小さくなり，小粒径粒子の液相化が抑制されることで侵食が比較的緩やかに進み流量・流動深の変化が抑えられてv_tの変化は小さくなる。v_tでは土砂濃度の変化の影響も考えられるが、流動深と比べて土砂濃度の変化が与える影響は小さかった。土石流先頭部で見られるv_tの鋭いピークも，先頭部での小さな流動深に起因していた。以上のことから，同一の初期条件下においてもその後のu_*とv_tの振る舞いは異なり，微細土砂の挙動を示す運動学的条件にu_*を用いるかv_tを用いるかで計算結果は大きく異なる可能性がある。

最後に，本研究は平成 30 年度砂防学会公募研究会（代表：堀田紀文）の助成を受けて実施された。また，実験では国立研究開発法人土木研究所の水路を使用させて頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献：1) Egashira et al. (1979), Proc. of 1st Int. Conf. on DFHM, pp.340－349　2) Iverson (1997), Rev. of Geophys., Vol.35, No.3, pp.245－296 3) Nishiguchi et al. (2011), in Italian Journal of Engineering Geology and Environment, R. Genevois, D. L. Hamilton, and A. Prestininzi, eds., Sapienza Universita Editrice Univ. Press, pp.477–485.

細粒土砂を含む土石流の相変化を考慮した土石流シミュレーション

京都大学大学院農学研究科　○中谷加奈
広島大学大学院総合科学研究科　長谷川　祐治
立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

近年は土砂災害が頻発傾向にあり、平成 30 年 7 月豪雨では西日本の各地で被害が発生した。兵庫県神戸市篠原台で発生した土石流は、住宅地内の道路を移動して土砂の一部は土砂災害警戒区域外まで到達した [1]。谷出口から延びる道路の勾配が急だったことが要因の一つに挙げられる。一方で、渓流の河床堆積物の構成材料は 2mm 以下の粘土～砂の構成比が約 70%を占めたことから、細粒土砂が液相化したことで流動性が高くなり、土砂が広範囲に移動したことも推測される。

細粒土砂が土石流の液相に取り込まれる影響を評価する方法として、土石流シミュレーションで液相密度ρを大きく設定する方法が提案・適用されている[例えば 2)]。筆者らは、粒径が大きく異なる 2 種類の土砂として粗粒土砂と細粒土砂を用いた水理実験から、細粒土砂の濃度とτ_*（無次元掃流力）あるいはu_*/w_0（u_*：摩擦速度、w_0：沈降速度）を指標として液相密度ρの値の推定手法を提案 [3),4)] してきた。液相化する細粒土砂の割合はτ_*や u_*/w_0 が大きくなるほど増加することを示した。本研究では、液相密度ρの値を時間・空間的に追跡する手法を提案した。

2. 計算手法

高橋モデル [5)]を用いた汎用土石流シミュレータ KANAKO[6)]の計算手法を基とする。2 種類の粒径の土砂を対象として、粗粒土砂と細粒土砂の粒径をd_d、d_f、土砂濃度をC_d、C_fとする。土砂濃度 $C= C_d + C_f$である。

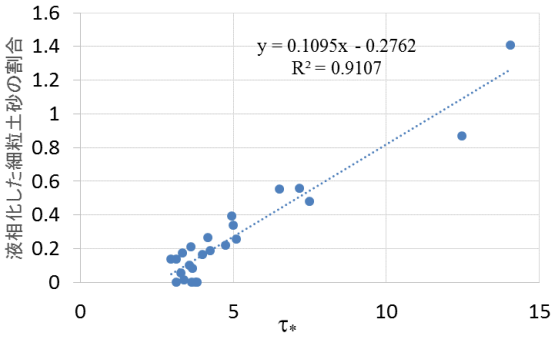


図 1　τ_*と細粒土砂が液相化する割合

次式で示す無次元掃流力τ_*を液相化の指標とする。

$$\tau_* = \frac{\rho_w h \sin\theta}{(\sigma - \rho_w) d_f} \quad (1)$$

ここに、ρ_w：水の密度、h：流動深、θ：勾配、σ：砂礫の密度、d_f：細粒土砂の粒径である。

既往検討 [3)]の実験結果から、τ_*と細粒土砂が液相化する割合は図 1 のように示される。なお、図中で液相化した割合が 1.4 を示すプロットは、細粒だけでなく粗粒の土砂も液相化したと推測される。図 1 中に示した近似直線を、液相化する細粒土砂の割合 R を求める推定式として採用した。液相化は細粒土砂のみで発生すると仮定して、$0 \le R \le 1$とした。

$$R = 0.1095\tau_* - 0.2762 \quad (2)$$

細粒土砂の液相化を考慮した液相密度ρは、次式で示される。

$$\rho = \frac{(1-C)\rho_w + C_f \cdot R \cdot \sigma}{(1-C) + C_f \cdot R} \quad (3)$$

計算で用いる土石流中の土砂濃度 C_{solid} や平均粒径 d_m は、固相として挙動する土砂のみを対象として、次式で示される。

$$C_{solid} = C_d + C_f(1-R) \quad (4)$$

$$d_m = (d_d \cdot C_d + d_f \cdot C_f(1-R)) / (C_d + C_f(1-R)) \quad (5)$$

侵食堆積の計算には、勾配に応じて使い分けられる土石流(6)、土砂流(7)の平衡濃度式C_∞を用いる。

$\theta_x \le \theta$

$$C_\infty = \frac{\rho tan\theta}{(\sigma - \rho)(tan\phi - \tan\theta)} \quad (6)$$

$1.8 \le \theta \le \theta_x$

$$C_\infty = 6.7\left\{\frac{\rho tan\theta}{(\sigma - \rho)(tan\phi - \tan\theta)}\right\}^2 \quad (7)$$

ここに、ϕ：土砂の内部摩擦角、θ_x：設定したρで式(6)と(7)が一致する勾配（ρ=1.0 g/cm^3 で θ_x=7.81 deg.）である。平衡濃度式は流下形態が異なる境界で不連続な値を示すことが指摘されるため、既往検討 [3), 7)] の手法と同様に θ_x により調整した。

3. 適用例

2 章に示した計算手法で一次元土石流シミュレーションを実施した。2005 年に土石流が発生した広島

県宮島の白糸川を対象として、既往検討[8]で計算した谷部のみを用いた。図 2 に縦断図を示す。計算点数 61 点、計算点間隔 20m、川幅 15m、移動可能土砂 0.7m を均一厚さで設定した。

上流から三角形状のハイドログラフを供給して、侵食により土石流が発生･発達するシナリオを想定した。ピーク流量を 100 m^3/s として、開始時 0 m^3/s からの増加と、ピーク後の減少に要する時間をそれぞれ 100 秒として、継続時間を 200 秒とした。その他の計算に用いたパラメータを表 1 に示す。

表 1　計算パラメータ

パラメータ	数値
計算時間(s)	600
計算の時間間隔(s)	0.01
砂礫の密度 (g/cm^3)	2.65
流体の密度(g/cm^3)	1.0
河床の容積濃度	0.65
砂の内部摩擦角　(deg)	35
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
マニングの粗度係数 (s/m$^{1/3}$)	0.03

表 2　計算ケース

Case	細粒土砂 d_f (mm)	流体密度ρ (g/cm^3)
1	30	2.の計算手法で設定
2	3	
3	一粒径	一律設定　1.0
4	（粒径 0.29 m）	一律設定　1.2
5	一粒径	一律設定　1.0
6	（粒径 0.27 m）	一律設定　1.2

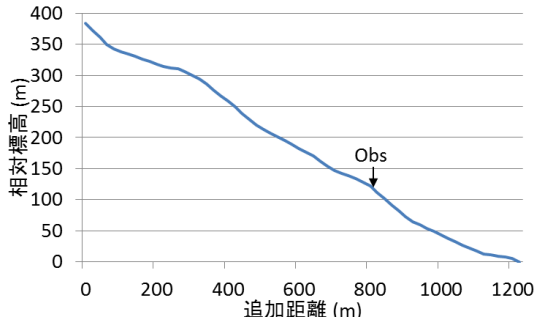


図 2　　白糸川の縦断図

粗粒土砂は既往検討で用いた 0.55m を採用した。細粒土砂は表 2 に示す二種類の Case1、2 として、河床堆積物中の粗粒と細粒の割合は 1:1 とした。液相化の影響による堆積物中の割合の時間・空間的な変化も考えられるが、本検討では変化しない。

比較のため液相密度ρを一律で設定する Case3–6 を実施し、Case1、2 の粗粒と細粒の平均粒径を用いる一粒径とした。液相化を考慮しない Case3、5 のρ=1.0 g/cm^3、並びに液相化を考慮する Case4、6 のρ=1.2 g/cm^3 である。図 2 の 800m 地点の Obs の総流量（水＋土砂）、流砂量（固相のみ）の結果を図 3 に示す。Obs までは侵食が、Obs より下流は堆積が卓越するため、この地点で考察した。

結果から Case3 と比較して 1 や 4、Case5 と比較して 6 では総流量や流砂量のピーク値が大きくなるが、Case2 は 5 よりも小さい。Case1 は 4 よりピーク発生が早く、ピーク後の減衰も早く、240 秒以降では流砂量は殆どない。Case2 は 6 よりピーク発生が僅かに遅いが、ピーク後の減衰が緩やかで、200 秒以降では総流量、流砂量とも Case 6 より大きい。Case4 と 1 のピーク値は、流砂量は 1.5 倍だが総流量は 1.1 倍で差が小さくなる。Case6 と 2 では流砂量 2.3 倍、総流量 1.7 倍で同様の傾向を示す。Case1 ではピーク発生前に Obs 上流側でρが最大1.6 g/cm^3、平均 1.1 g/cm^3 で、Case2 では最大1.3 g/cm^3、平均 1.2 g/cm^3 であり、液相化した土砂が多いことを示す。

今後も土石流事例や実験との比較検証、細粒の粒径の設定方法や二次元領域も検討するが、最近はτ_*が大きいほど液相化が減少する検討も示されるため[9]、異なる推定式の導入や提案も合わせて検討する。

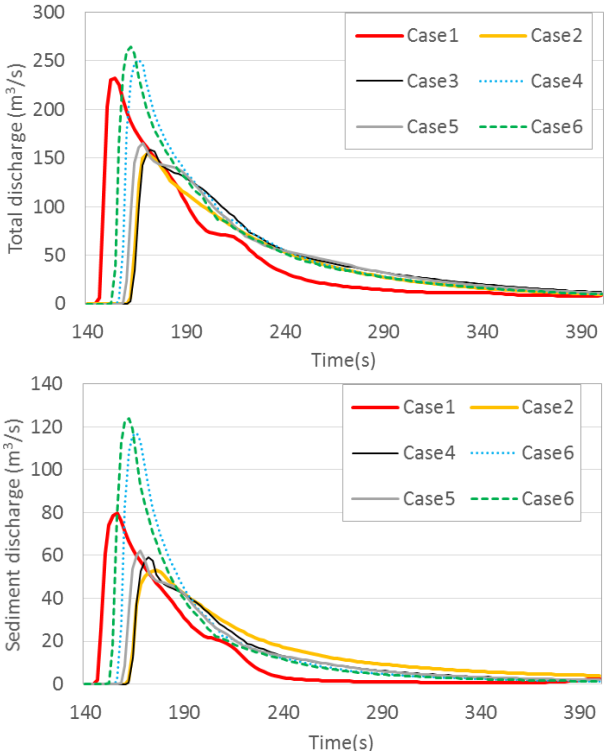


図 3　Obs での総流量（水＋土砂）と流砂量（固相のみ）

参考文献 1)里深ら：砂防学会誌, 71(4), 2018, 2)西口ら：砂防学会誌 64(3), 2011, 3)中谷ら：砂防学会誌 70(6), 2018, 4)古谷ら：平成 28 年度砂防学会概要原稿集 B, 2016, 5)Takahashi T.:Balkema, 1991, 6) 中谷ら:砂防学会誌 61(2), 2008, 7)鈴木ら：砂防学会誌 66(2), 2013, 8) 中谷ら：歴史都市防災論文集, 9) 長谷川ら：第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, 2018

R3-012

微細土砂の液相化を考慮した現地再現計算における土石流の挙動

東京大学農学生命科学研究科　○戸部潤一郎　堀田紀文　酒井佑一
（株）建設技術研究所　西口幸希
国土技術政策研究所　内田太郎

1. 背景

土石流の発生・流下は人家や山地領域に多大な被害を及ぼすため，その挙動を適切に評価することは防災上重要である。土石流の流下予測には数値計算が有効だと考えられる。土石流は粒度分布を持っているが，その幅が広かったり微細な土砂の割合が高かったりすると，微細な土砂の一部が間隙水に取り込まれて液相として振る舞うこと（液相化）が分かっている。数値計算の際にはこの液相化の評価が重要とされており，液相化の影響を考慮することで土石流の挙動が変化する事が確認されている[1)]。近年，実験により液相化のモデル化なども進んでいるが[2)]，単純化のため二粒径を仮定しており実際の土石流への適用性は明らかではない。本研究では実験から求められた液相化モデル[2)]を用いて過去の土石流事例の再現数値計算を行い，現地スケールでの適用性を検討した。

2. 方法・対象地

大小二粒径の水路実験において，大粒子は全て固相として振る舞い，小粒子は一部が液相，残りが固相として振る舞うとする。このとき，小粒子のうちで液相として振る舞う粒子の割合αは式（1）のように表現できる事が分かっている[2)]。

$$\alpha = 0.0167 v_t / w_s - 0.0475 \quad (1)$$

ここで，w_sは沈降速度，v_tは乱れ速度を表す。本研究ではこのαを用いて液相化を表現した。現地の幅広い粒度分布をこの二粒径モデルに適用するにあたり，境界粒径D_cを定めて実際の粒度分布を大小の二粒径に分けた。粒径は大小それぞれの平均粒径とした。設定するD_cを変えると大小粒子の比率やそれぞれの粒径が変化する。なお，αが 0 を下回ったり 1 を上回ったりした場合は，$\alpha = 0$ や$\alpha = 1$ として計算に用いた。

本研究では一次元での数値計算を行い，リープ・フロッグ・スキームによる差分法を用いた。様々なD_cを用いて計算を行い，侵食・堆積による河床変動高を現地のデータと比較した。河床変動高の残差の二乗平均平方根を誤差評価の基準として再現性を検討し，各事例で最適なD_cを求めた。また式（1）により小粒子の液相化の度合いを流れの中で変化させるモデルの他に，流動条件に関わらず$\alpha = 1$とするモデルすなわち小粒子全てが常に液相化すると見なすモデルでも同様に計算して最適なD_cを求めた。流動条件によってαを変動させるモデルを変動液相化モデル，$\alpha = 1$で一定にするモデルを固定液相化モデルとする。

数値計算を行ったのは崩壊が発生起因であるとされる 6 つの土石流事例である（表 1）。これらの土石流は，粒径が 0.1 mm 以下のものから数 m のものまで幅広い粒度分布を持っており，土石流の挙動に微細土砂の液相化が大きく影響していると考えられる。

表 1：数値計算の対象とした土石流事例

土石流発生事例	発生年	流出土砂量(㎥)	流下距離(km)	平均勾配(°)	備考
(a)熊本県集川	2003年	30,500	1.6	9.5	流下区間に谷止工あり
(b)徳島県大用地	2004年	622,000	1.0	10.2	下流側で狭窄している
(c)宮崎県片井野川	2005年	272,000	3.6	3.8	
(d)宮崎県七瀬谷	2005年	183,000	0.9	5.0	
(e)鹿児島県舩石川	2009年	19,000	0.6	8.6	流下区間に砂防堰堤あり
(f)鹿児島県深港川	2015年	91,000	1.1	6.8	崩壊が2回発生

3. 結果

２種類のモデルを用いた計算における各事例のD_cと，数値計算と現地データの河床変動高の RMS の関係を図に示す(図１)。変動液相化モデルでは，誤差の小さい事例 a，f ではD_cを変化させても誤差の変化が少なく，どのD_cを選択しても再現性が高かった。現地のデータを最も再現できているD_c付近でD_cを多少変化させた計算での堆積形状を比べてみても大きく変化はしなかった。一方，事例 c，d，e では，再現性の高いD_cは存在するが範囲が狭く，その範囲から外れたD_cを選択すると再現性が大きく下がってしまった。また，事例 b ではどのD_cを選択しても誤差が大きくなり再現性は低かった。

固定液相化モデルでは，変動液相化モデルでは再現性が低かった事例 b をよく再現できるD_cが存在した。また，最適なD_cを用いた計算では事例 c，d，e でも変動液相化モデルより高い再現性を得られた。

各モデルでの最適なD_cを用いた計算結果での誤差を比較すると，流況に応じて液相化を評価したモデルで再現性が高い土石流と，常に最大の液相化が起きているとするモデルでの再現性が高い土石流があることが示された。

4. 考察

本研究で用いた２つのモデルのうち固定液相化モデルは，流速や土砂濃度といった流動条件の変化に関わらず微細土砂の液相化の度合いを常に最大とするものであるが，土石流の流動ではそういった現象は考えにくい。深層崩壊を起因とする土石流では，斜面の移動を開始した崩壊土塊がすぐに土石流へ変化しているとは限らない。固定液相化モデルでの再現性が特に高くなっている事例 b では，崩壊土塊が土石流化せずに土塊のまま運動をしているために，土石流として捉えてしまうとうまく説明できないと考えられる。今回土石流として再現数値計算の対象とした事例は，土石流として扱えるものと土塊として扱えるものに分けられる可能性がある。また，今まで土石流として一括りに扱われていた事例でも，今回使用した液相化モデルの適用性を見ることで土塊と土石流に分類できる可能性がある。

また，変動液相化モデルで誤差の小さい事例 a，f では，D_cの変化に対し計算結果があまり変化しなかった。これは，D_cの変化によって小粒子の比率が変わっても，小粒子の液相化の割合αも変化することで液相化の度合いを調節できるからだと考えられる。このことから，D_cを定める際に厳密な検討をしなくても液相化による土石流の挙動の変化を十分に表現できることが分かった。また，今回使用した液相化モデルの現地スケールでの適用性も示された。

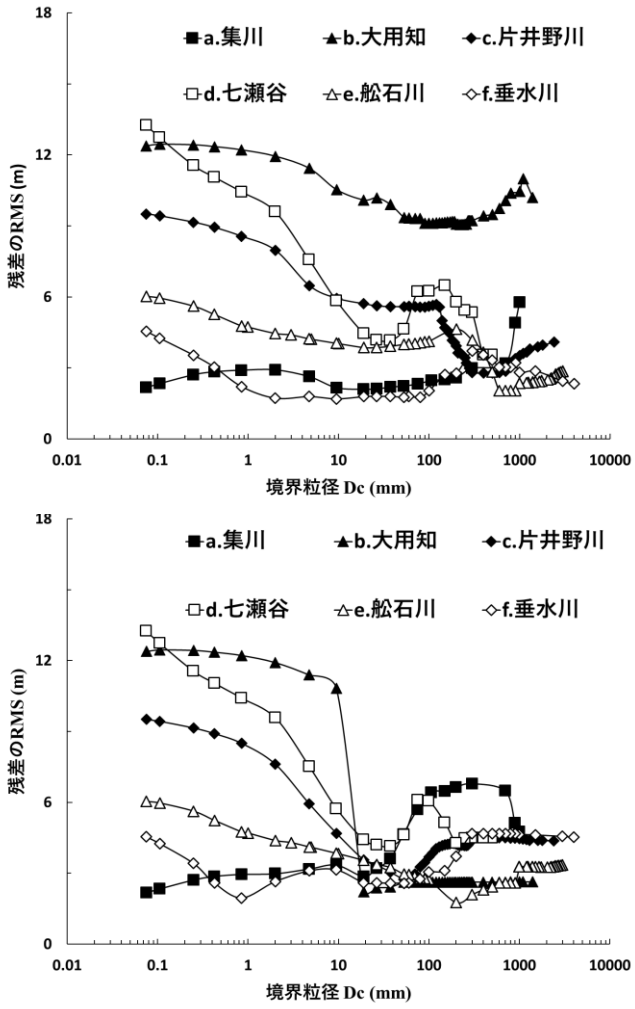


図１：変動液相化モデル（上）と固定液相化モデル（下）における境界粒径と残差の RMS の関係

参考文献

１）西口幸希（2014）京都大学学位論文

２） Sakai Y.， et al.（2019）：Effects of Grain-Size Composition on Flow Resistance of Debris Flows，Journal of Hydraulic Engineering

土石流の堆積過程に粒径が及ぼす影響

東京大学大学院農学生命科学研究科　○田澤　直也　堀田　紀文　酒井　佑一

1．研究の背景と目的

豪雨時に発生して多大な被害を引き起こす土石流の被災範囲の予測には、数値シミュレーションが有効であり、堆積過程の正確な評価が重要となる。数値計算において、土石流の流下は構成則を、土石流の侵食・堆積過程は侵食速度式を用いてそれぞれ評価される。既往の研究で侵食速度式はいくつか提案されている[1)-3)]が、粒径の影響に関しては検討が不十分である。そのため、侵食や堆積に関する粒径の影響を検証することで、数値計算の精度は向上する可能性がある。

そこで本研究は、粒径が侵食速度式に与える影響に関して、水路実験を実施したうえで従来提案されている複数の侵食速度式を用いた数値計算との比較検討を行い、土石流の堆積に関する粒径の影響について明らかにすることを目的とする。

2．方法とデータ

実験には、幅 10 cm、上流側 10 m が勾配 15°、下流側 3 m が勾配 2°となる水路を用いた。水路の上流端から給水を行い、勾配変化点から上流方向に 6.77 m の位置からホッパーを用いて単位時間当たり一定量の土砂を供給することで土石流を発生させ、勾配変化点での堆積形状の変化を記録した。実験では表 1 に示したような 6 ケースの条件を設定した。水路側面にビデオカメラを設置し、勾配変化点から下流区間にかけての土石流の堆積形状を撮影し、画像解析によって堆積し終えるまでの時間ごとの堆積形状の変化を求めた。

数値計算には、基礎方程式として浅水流方程式を用い、抵抗則として、土石流領域と掃流状集合流動領域のモデル[4)]を、侵食速度式として以下の式で表される江頭式[1)]と高橋式[2)]と鈴木式[3)]を、それぞれ用いた。

表 1　全 6 ケースの実験条件

ケース	粒径(cm)	流量(L/s)	時間(s)	濃度(L/L)
1	0.67	1	30	0.14
2	0.67	3	10	0.14
3	0.28	1	30	0.21
4	0.28	3	10	0.15
5	0.14	1	30	0.14
6	0.14	3	10	0.19

$$\text{江頭式}：E = u\tan(\theta - \theta_e) \quad (1)$$

$$\text{高橋式}：E = \delta_d \frac{c_e - \bar{c}}{c_*} u \quad (2)$$

$$\text{鈴木式}：E = \frac{1}{Tc_*}(h_e c_e - h\bar{c}) \quad (3)$$

ただし、E: 堆積（侵食）速度、θ_e：平衡勾配、c_e：平衡濃度、c_*：砂礫の静止堆積層濃度、$\bar{c}$：砂礫の断面平均濃度、d: 砂礫の粒径、δ_d: 堆積速度係数、u: 断面平均流速、h_e: 平衡水深、T: 緩和時間、h: 流動深である。

計算方法としてはリープ・フロッグ・スキームによる差分法を用いて連続式と運動方程式を交互に解いた。

各ケースにおける時間間隔が 0.5 s または 1 s、空間間隔が水平距離で 5 cm ごとの堆積深を測定した実験結果と計算結果とを比較した。侵食速度式に対する粒径の影響を見るために、高橋式・鈴木式において、堆積深の計算結果が実験をもっとも良好に再現するように、両者の差の二乗平均平方根（以下 RMS: Root Mean Square）が最小となる時の堆積速度係数と緩和時間をそれぞれ求めた。RMS が最小となる時の堆積速度係数と緩和時間をそれぞれケース間で比較することにより侵食速度式に対する粒径の影響を調べた。

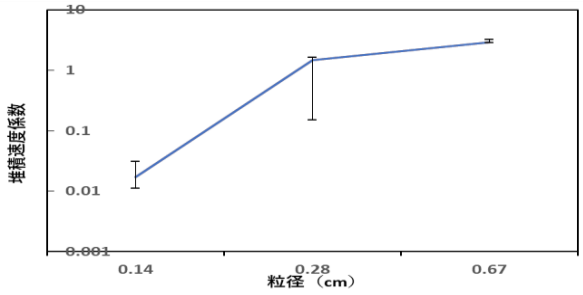
3．結果

全 6 ケースの途中堆積形状を比較した結果、ケース 6 のみ勾配変化点より下流側で堆積が始まっていた。また、最終堆積形状を比較したところ、ケース 6 以外では勾配変化点付近で堆積深が最大となっていたが、ケース 6 では、堆積深の最大となる箇所が勾配変化点より 50 cm ほど下流側となるような堆積が起きていた。

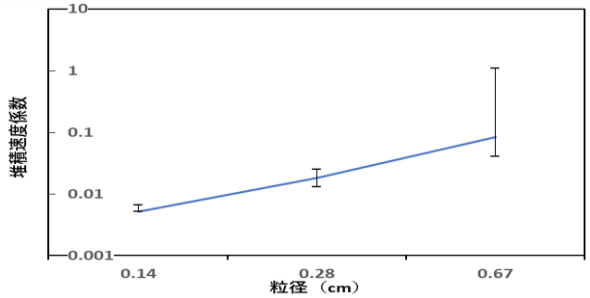
数値計算で江頭式を用いた際、最終堆積形状はケース 6 を除き実験結果を表現できていた。また、RMS が最小となるような堆積速度係数や緩和時間を用いた高橋式と鈴木式での数値計算の最終堆積形状はどちらもケース 6 を含め実験結果を表現できていた。

図 1、図 2 はそれぞれ流量 1 L/s（ケース 1, 3, 5）と流量 3 L/s（ケース 2, 4, 6）での粒径ごとの緩和時間や堆

積速度係数の最適値とその時の RMS の±10%の範囲を表したものである。図 1、2 によると高橋式に関しては流量が 1 L/s、3 L/s の両方で堆積速度係数と粒径に正の相関が見られ、鈴木式に関しては流量 3 L/s で緩和時間と粒径に負の相関が見られた。

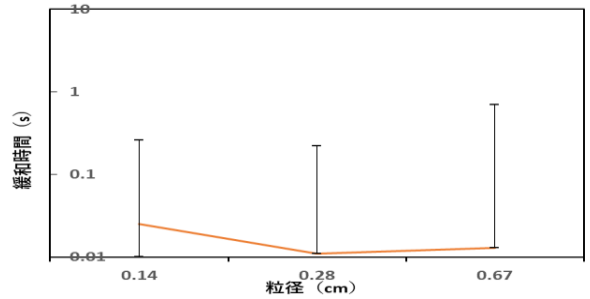


(a)流量が 1 L/s のケース

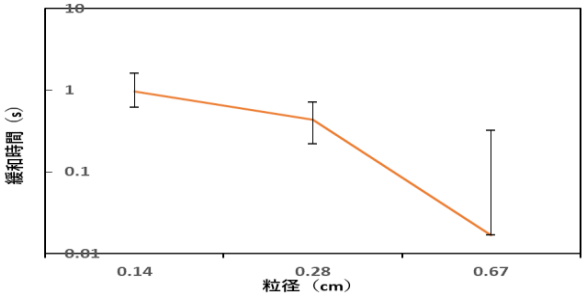


(b)流量が 3 L/s のケース

図 1　粒径と堆積速度係数の最適値との関係



(a)流量が 1 L/s のケース



(b)流量が 3 L/s のケース

図 2　粒径と緩和時間の最適値との関係

４．考察

本研究では緩和時間に関して粒径と負の相関が、堆積速度係数について正の相関が見られた。式(2)と(3)から、両者はともに粒径と堆積速度に正の相関があることを意味している。しかしながら、緩和時間に関しては、粒径への依存性において、鈴木(2009)[3]で提案されている定式化とは逆の結果となる。また、式(2)とともに高橋・匡(1986)[2]で提案されている、粒径の影響を考慮した堆積速度式とも逆の結果となる。よって、この実験では、従来陰に想定されてきた堆積速度に関する粒径の影響とは逆の傾向が得られたことになる。

粒径が堆積速度に及ぼすこのような影響の要因については今後検討が必要になるが、勾配変化点で粒子と流体とで流線の乖離が生じ、小粒径での過剰間隙水圧の発生とそれに伴う有効応力の低下に繋がった可能性がある。この場合、小粒径で堆積速度が小さくなるとの解釈が成り立つ。

一方で、土石流の侵食に着目すると、大粒径の砂礫からなる土石流の侵食速度が小粒径のそれより大きいことは考えにくい。粒径への依存性があるならば，流砂による限界掃流力などと同様に、侵食については負の相関が存在すると考えられる。ところが、一般に土石流の侵食・堆積への粒径依存性は十分検討されてこなかったため，例えば，江頭式と鈴木式では侵食速度と堆積速度を同じ式で表現している。本研究の結果は、土石流の侵食・堆積への粒径依存性にヒステリシスが存在する可能性を示唆する点でも重要だと考えられる．

最後に、本研究は平成 30 年度砂防学会公募研究会の助成を受けて実施された。また、実験では国立研究開発法人土木研究所の水路を使用させて頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

1)江頭進治・芦田和男・佐々木浩　(1988)：第 32 回水理講演会論文集，p. 485-490 2)高橋保・匡尚富　(1986)：京都大学防災研究所年報，No. 20，B-2，p. 405-435 3)鈴木拓郎・堀田紀文・宮本邦明（2009）：砂防学会誌，Vol62，No. 3，p. 14-22 4)宮本邦明・伊藤隆郭　(2002)：砂防学会誌，Vol. 55，No. 2，p. 24-35

扇状地の住宅地における土石流の危険度分布の検討
－平成 30 年 7 月豪雨による広島土砂災害－

広島大学大学院総合科学研究科　○長谷川祐治　海堀正博
株式会社荒谷建設コンサルタント　崎田博史
京都大学大学院農学研究科　中谷加奈

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨により広島県では山麓まで開発が進んだ扇状地の住宅地まで流入した土石流により、多くの人的・物的被害が生じた。その多くの地域では土砂災害警戒区域に指定されているが、警戒区域内でも特別警戒区域に近い位置と警戒区域末端の位置では危険度が異なり、末端の位置でも土石流の経路に位置すると危険度が高くなる可能性が考えられる。また、避難経路が土砂の移動経路になると、指定避難所への移動が困難になる場合がある。その際に、近くで安全な場所を把握しておくことは防災上求められる。本研究では、既存の数値モデルを用いて、土石流による扇状地の住宅地での危険度分布を把握することを目的とした。

2. 被災地の概要

広島県広島市安芸区の矢野東 7 丁目では、隣接する 4 渓流から土石流や斜面崩壊が発生し、甚大な被害が発生した。最も被害の大きかった 13 渓流は（**写真-1**）、流域面積 0.12 km^2、渓流の平均勾配 22.2 度、推定流出土砂量は約 12,500 m^3（空隙込）で、渓流内で侵食により土石流が発達したと推測される。この渓流では 2 又から土石流が発生し、おおよそ右支渓と左支渓からの土砂量は 7:3 と推測される。谷出口には平成 30 年 3 月に竣工された有効高 6.5 m、堤長 25 m、天端幅 2.5 m の治山堰堤が存在する。堰堤では約 1,700 m^3 が堆積し、下流には約 10,800 m^3 の土砂が流出した。治山堰堤に残された痕跡からピーク流量は約 160 m^3/s と推定されるが、接近流速の影響を受けて、これ以上の流量が流出した可能性もある。治山堰堤の下流では、グレーチングで覆われる道路の下部にある地下水路で流末処理が行われていた。しかし、災害時は入口となるボックスカルバートが土砂等で閉塞して、道路上を土砂・水が移動する際に、周辺の建物を破壊、流失させるなどの被害をもたらした[1)]。



写真-1　矢野東 7 丁目被災状況

3. 解析の概要

本解析には、GIS と連携した土石流シミュレーションシステム Hyper KANAKO[2)]を用いた。計算では谷出口の暗渠が閉塞して、道路からの流出を想定した。地形データは、災害前に取得された解像度 1 m メッシュを用いた。本計算では基礎調査の結果を基に右支渓からの流出のみを対象とした。治山堰堤は地形として設定した。一次元領域の計算点間隔は 5 m、二次元領域の計算メッシュは 1 m×1 m である。谷出口から下流の住宅地の二次元領域では, DSM と DEM を用いる 2 ケースを実施した。計算には、土石流濃度 0.3、代表粒径 0.1 m、流体密度 1,180 kg/m^3、流量波形を三角形として継続時間 300 秒で共通の条件を与えた。**表-1** にケース一覧表を示す。

表-1　計算ケース一覧表

Run	Amount Sediment m^3 (including void)	Peak discharge m^3/s
1	1,000	13.3
2	2,000	26.7
3	3,000	40
4	4,000	53.3
5	5,000	66.7
6	6,000	80
7	7,000	93.3
8	8,000	106.7
9	9,000	120
10	10,000	133.3
11	11,000	146.7
12	12,000	160
13	13,000	173.3
14	14,000	186.7
15	15,000	200

4. 結果及び考察

図-1 に DSM と DEM の Run6、11、15 のそれぞれの最大痕跡を示す。Run6 は基礎調査、Run11 は実際に災害、Run15 は最大の規模に相当する。全ての条件で警戒区域右岸側に流れが集中して、DEM では左岸側にも高

い痕跡を示す。DSM では谷出口直下で痕跡が高く、その下流の住宅地では DEM の方が痕跡が高い。これは、建物が流れを阻害して、扇状地では建物がないと流れが広がり土砂堆積が生じるからである。流量や土砂量が多いとその傾向が顕著に現れる。氾濫範囲に大きな差は見られず、下流の県道 34 号線と平行して流れる矢野川での痕跡も大きな違いはない。

図-2 に全ケースで痕跡が 0.5 m 以上、1 m 以上となる頻度分布を示す。図中には倒壊した建物を赤で、倒壊していない建物を黒で示した。0.5 m 以上の結果から、谷出口直下や警戒区域右岸外縁で頻度が高く、倒壊した建物の位置とほぼ一致する。解析では谷出口の左岸側 2 軒目の建物に高い痕跡の流れが到達しないが、実際は倒壊した直上流の建物の衝突による一部損壊だった。DSM では建物高さが表現されるため、建物が流れを阻害して周辺で堆積する。また、建物間の低い領域が道路として表現されて土石流の経路となる。解析では建物を地形として表現するため倒壊しないが、実際には土石流の直撃により建物が倒壊する可能性がある。DEM では建物の高さは表現されず、造成地盤高さのみが表されるため、下流側で流れが広がりやすい。一方で、頻度は低いものの警戒区域左岸側外縁で痕跡が高くなる条件もあるが、実際はほとんどの建物が倒壊していない。流量や土砂量を大きく設定するとその傾向が大きくなる。1.0 m 以上の結果では、痕跡を示す範囲周辺の建物が倒壊している。解析では最も下流側の建物には流れが到達しないが、実際は解析で想定していない倒壊した上流側の建物が衝突して被災した。頻度の違いはあるものの、建物の有無が土石流の経路にほとんど影響しない。

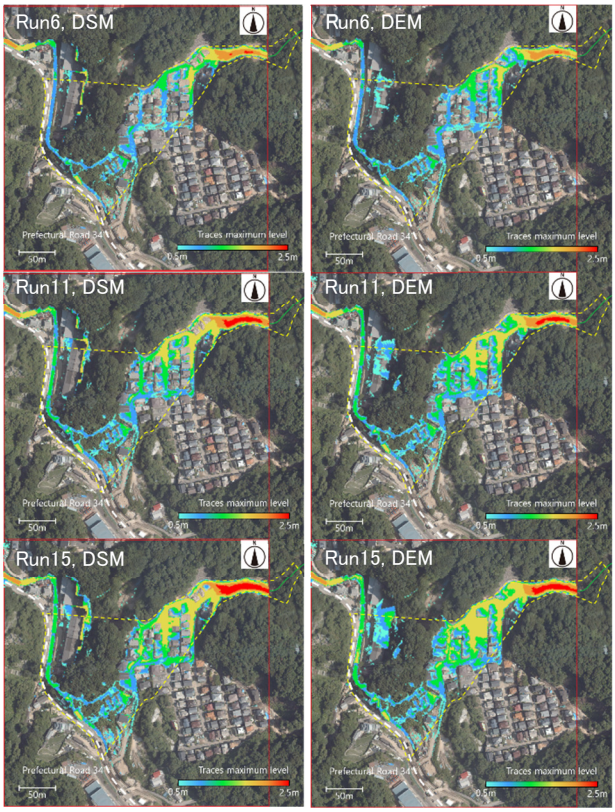


図-1　各ケースの最大痕跡高さ

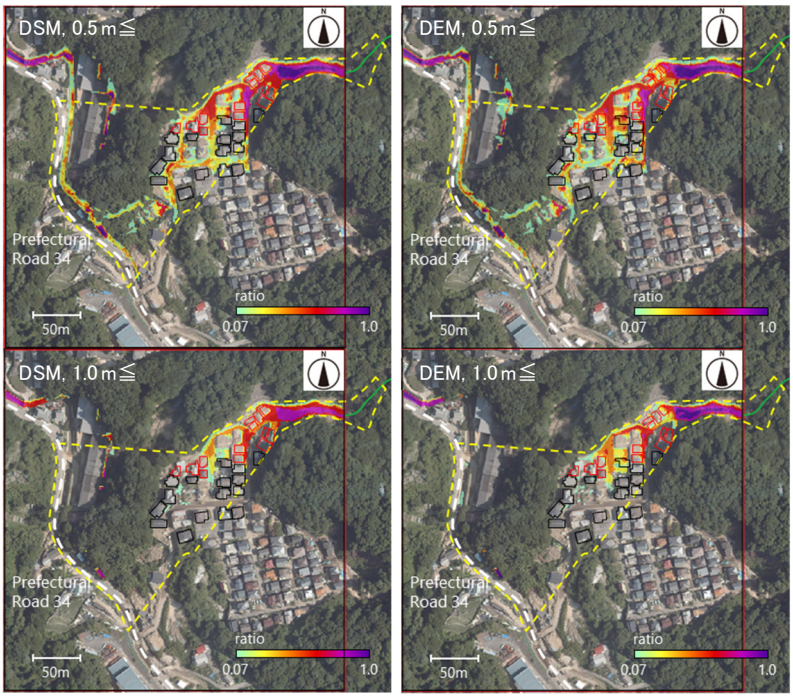


図-2　痕跡高さ頻度分布

これらの結果から、警戒区域内でも谷出口付近以外では右岸側が危険で左岸側になると安全度が増すことがわかる。流速や流れに含まれる粒径なども影響するが、本検討手法のようにいくつかの土砂量を設定して痕跡を比較すると土砂警戒区域内での危険度分布を把握できると考えられる。

謝辞　災害調査や本研究にあたり、多くの方々にご協力頂いた。広島県土木建築局砂防課には災害発生前後の航空レーザ計測データや写真を提供頂いた。ここに記して感謝致します。

参考文献　1) 海堀正博ら：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.71, No.4, p.49-60, 2018 2)堀内成郎ら：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発，砂防学会誌，Vol.64, No.6, p.25 -31, 2012

進行性崩壊による天然ダム決壊過程に関する研究

立命館大学　理工学研究科　○高山翔揮・藤本将光・里深好文

1. はじめに

進行性崩壊による天然ダム決壊過程は未だに不明な点が多く，その数値シミュレーション手法に関する研究は極めて限られている．そこで本研究では，室内水路実験により進行性崩壊による決壊過程を明らかにし，その過程を再現する数値シミュレーションモデルを構築することを目的とした．

2. 天然ダム進行性崩壊に関する水路実験

2.1　実験概要

全長 8 m，幅 0.2 m，高さ 0.2 m の矩形断面水路に含水比 10%，乾燥密度 1.4 g/cm^3 の土層を作製し，それを図-1 に示すダム形状に整えた．上流から一定流量の水を供給し，進行性崩壊によりダムを決壊させた．ダム縦断形状と湛水位は右岸側からビデオカメラで記録し，流出流量は湛水位の時間変動を基に算出した．ダム底部に圧力式水位計を埋設し，水位を測定した．表-1 に実験条件を示す．全ての条件で 2，3 回実験を行い，それらの結果が大きく違わないことを確認している．

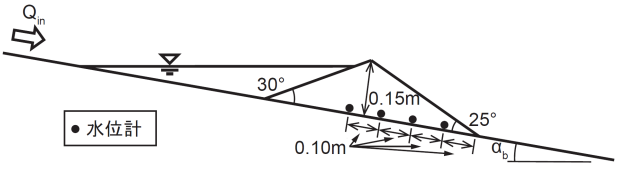


図-1 水路実験の概要図

表-1 実験条件

	流入流量，Q_{in} (m^3/s)	水路勾配，α_b (degree)	平均粒径，d_m (mm)
CASE 1	0.0010	2	0.95
CASE 2	0.0005		
CASE 3	0.0002		
CASE 4	0.0005	8	
CASE 5		7	
CASE 6		6	
CASE 7		5	
CASE 8		4	
CASE 9		3	
CASE 10		2	2.31
CASE 11			1.33
CASE 12			0.46

2.2　実験結果

図-2に示すように，浸潤面がダム法尻に到達した後，ダム法ですべり崩壊が繰り返し発生して崩壊が遡上し，越流が生じた．越流水はダムを急激に侵食し，大きな洪水流出が発生した．図-3より，湛水位の上昇速度が大きいケースの方が崩壊の遡上速度が指数関数的に大きく，湛水位の上昇速度は崩壊の遡上速度に大きな影響を与えることが示唆される．図-4より，越流開始時の貯水量が大きい方がピーク流量は大きい傾向にある．ただし，水路勾配が5°以上であるCASE 4-CASE 7では，それらの貯水量に比してピーク流量は大きく，これは越流直前に生じた大規模なすべり崩壊によりダム高が急激に低下したためと示唆される．

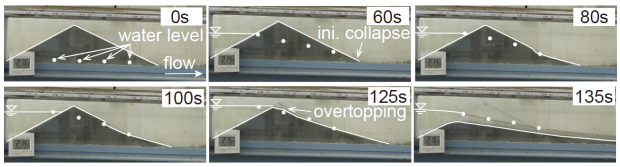


図-2 ダム崩壊過程に関する実験結果(CASE 2)

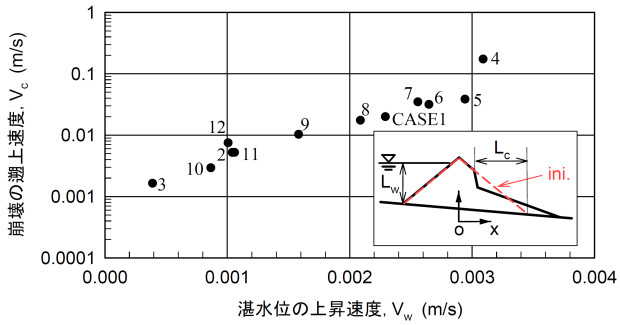


図-3 湛水位上昇速度と崩壊遡上速度との関係

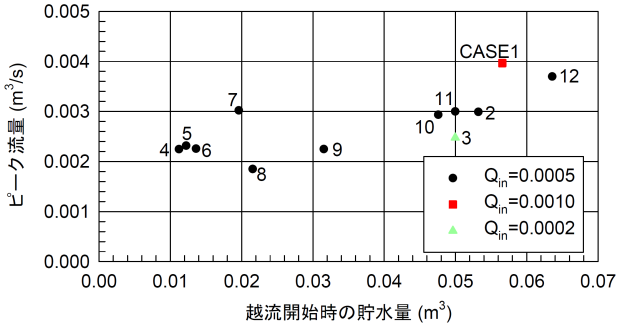


図-4　越流開始時の貯水量とピーク流量との関係

3. 進行性崩壊による天然ダム決壊過程に関する数値シミュレーション

3.1 数値シミュレーションモデルの概要

進行性崩壊に関する解析では，二次元の Richards 方程式を解くことでダム内の浸透過程を予測し，二次元簡易ヤンブ法を用いた斜面安定解析手法によりすべり崩壊の発生タイミングとすべり面形状を評価し，土石流の一次元解析手法によりダム法面上の流れを追跡する．ここに，第 2 章の実験の観察より，ダム法面はほぼ一定勾配で，法面上流れの流動深は一様，その流れの時間的変化も緩やかであることから，法面は一定勾配と仮定し，法面上流れは等流を近似して解析する．次いで，この解析で得られたダム形状と湛水位を用いて，越流侵食過程に関する解析を別途行う．

3.2 計算条件

第 2 章に示す CASE 2 の実験にモデルを適用する．x 方向の刻み幅は 0.01 m，z 方向の刻み幅は 0.01 m とした．時間刻み幅は 0.0001 s としたが，斜面安定解析の時間刻み幅のみ 0.01 s とした．飽和透水係数 K_s は実験結果と整合するように同定して 0.500 cm/s としており，定水位透水試験で得られた K_s より 7 倍程度大きい．この理由は，実験水路の側壁と底面に沿って局所的に速い浸透流れが生じているためと考えている．水分特性曲線のパラメータは保水性試験結果を用いた．ダム内の圧力水頭分布は，実験で作製したダムの体積含水率をダム内一様に与えて浸透流解析を行い，3600 s 時点の圧力水頭分布を初期条件とした．土石流の侵食係数は，実験結果に合うように同定して，0.0003 を用いた．その他のパラメータは一般値とした．

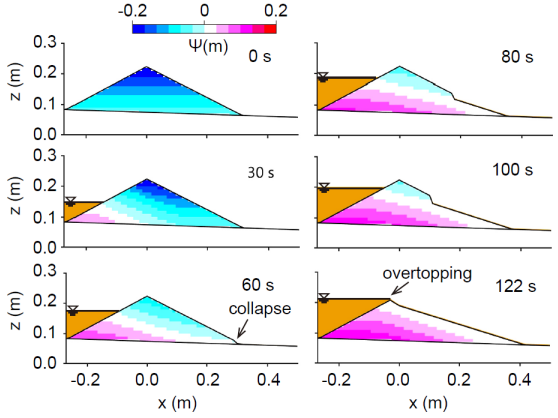


図-5 ダム崩壊過程に関する計算結果(CASE 2)

3.3 計算結果

図-5 に CASE 2 の越流が生じるまでのダム崩壊過程に関する計算結果を示す．コンターは圧力水頭分布を示す．58-121 s に小規模なすべり崩壊が繰り返し発生して崩壊が遡上し，122 s にすべり崩壊発生と同時に越流が生じた．図-6 に示すように，崩壊遡上進行の計算結果と実験結果とは概ね一致している．図-7 に越流後の流出ハイドログラフの計算結果と実験結果とを示す．図中の破線は進行性崩壊を考慮せずダム初期形状のまま越流侵食の解析を行った場合の計算結果を示す．進行性崩壊を考慮する場合，流出ハイドログラフは良好に一致している．一方で，進行性崩壊を考慮しない場合はピーク流量を実験結果より 1.7 倍大きく評価している．

4. おわりに

水路実験より，湛水位の上昇速度は崩壊の遡上速度に大きな影響を与えることが示唆され，越流開始時の貯水量がピーク流量に大きく影響することが示唆された．本研究で提案したモデルは，崩壊の遡上進行と越流後の流出ハイドログラフを的確に再現できることが示された．今後，モデルの妥当性をさらに検証していく予定である．

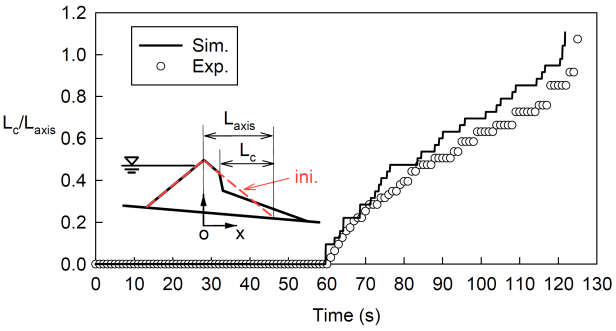


図-6 崩壊遡上進行に関する計算結果と実験結果

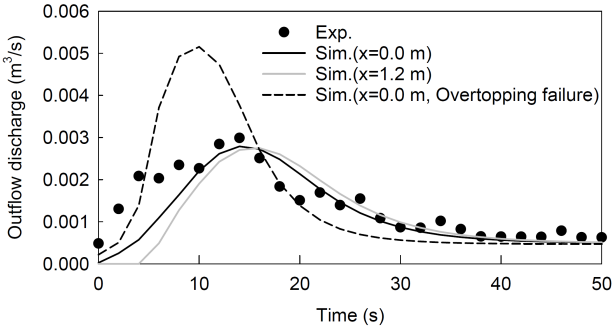


図-7 流出ハイドログラフの計算結果と実験結果

天然ダムの進行性崩壊に関する現地実験

立命館大学大学院理工学研究科　○星山博紀・高山翔揮
京都大学防災研究所　宮田秀介
立命館大学理工学部　藤本将光・里深好文

1. はじめに

進行性崩壊による天然ダム決壊に着目した実験的研究は多くなく、小規模な室内実験水路を用いて理想的な条件下で行われたものに限られる。そこで本研究では、実渓流において天然ダム決壊実験を実施し、進行性崩壊による天然ダム決壊過程を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

図-1 に示す岐阜県高山市における神通川水系蒲田川足洗谷の支流であるヒル谷で行った。図-2 に示すように，実渓流に土砂を運び込み，透水層を敷き均した後、ダム高 1 m の天然ダムを作製した。そして、上流から水を供給し、進行性崩壊により天然ダムを決壊させた。流入流量はダム上流 50 m 地点に設置されている越流堰により計測した。天然ダム形状の時間変化は、法面に 0.2 m 格子をカラースプレーで描き、ビデオカメラで撮影することで記録した。ダム底部と湛水池に圧力式水位計（S&DLmini, OYO Co., Ltd.）をコンクリートブロックで固定して埋設し(図-2)、それらの地点の水位を計測した。流出流量は湛水位の時間変動を基に算出した。実験条件は表-1 に示すとおりである。ダム上流法面勾配は約 30°、下流法面勾配は約 27° であり、ケース毎に天然ダム形状は大きく違わない。天然ダム材料は図-3 に示す粒径の乾燥した非粘着性の砂礫を使用し、透水層の材料は平均粒径が約 30 mm のほぼ均一な砂礫を用いた。

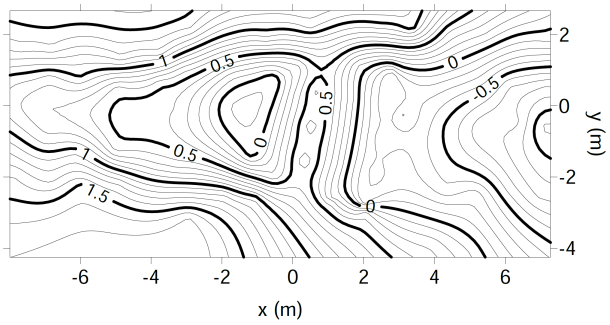


図-1 天然ダム作製後の実験サイトの地形

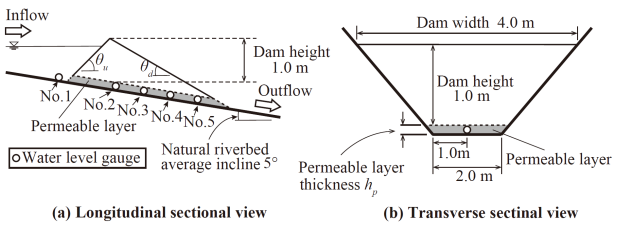


図-2 現地実験の概要図

表-1 実験条件

	流入流量 Q_{in} (m^3/s)	透水層厚 h_p (m)
CASE 1	0.028	0.05
CASE 2	0.037	
CASE 3	0.062	0.15

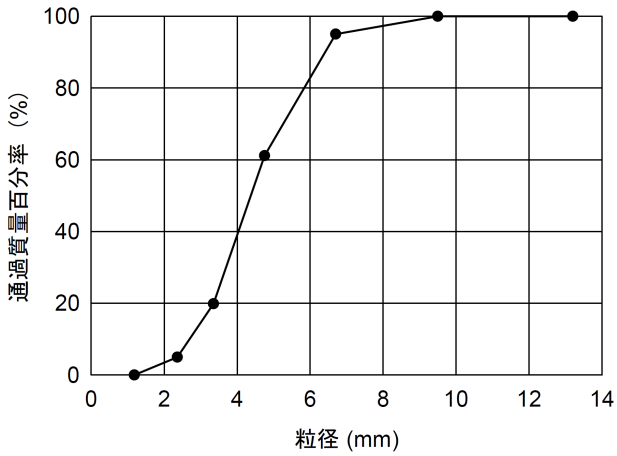


図-3 天然ダム材料の粒度分布

3. 実験結果と考察

図-4 に示すように、ダム法先から浸透流が湧出し、それに伴い法先で崩壊が生じた。その後、ダム法で繰り返し崩壊が発生し、縦横方向に崩壊が拡大した。そして、越流が生じ、越流水がダムを急激に侵食したことで大きな洪水流出が発生した。図-5 に崩壊遡上進行の違いを示す。図中に示すとおり、ダム初期形状の法尻を基準として、すべり冠頭部までの水平距離を崩壊遡上距離 L_c とし、これを縦軸にとっている。図-5 より、CASE 2 と CASE 3 は崩壊遡上進行に大きな違いなく、流入流量が最も小さい CASE 1 のみ崩壊の遡上が遅かった。これは、CASE 1 は浸潤面の上昇が比較的遅く、CASE2 と CASE3 とでは浸潤面の上昇に大きな違いがなかったためと考える。図-6 に示すとおり、ピーク流量は、流入流量が大きいケースの方が大きかったことが分かる。図-7 に越流開始時の貯水量とピーク流量との関係を示す。図中には原田ら [1]が行った天然ダム越流決壊の現地実験結果を加えてプロットしている。図-7 より、越流開始時の貯水量が大きい方がピーク流量は大きくなる傾向が示される。

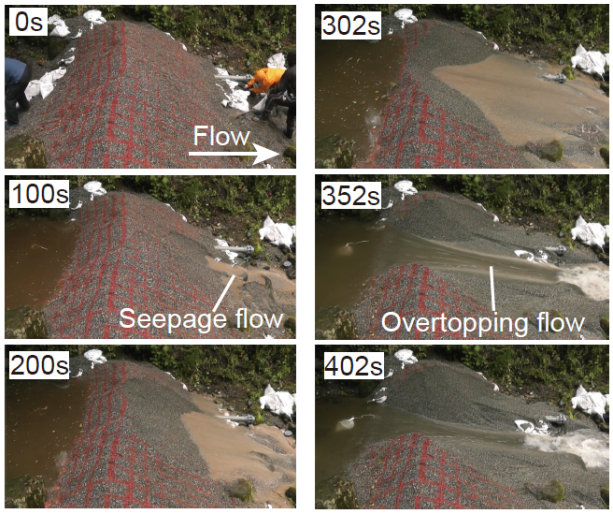


図-4 天然ダム崩壊過程の実験結果(CASE 2)

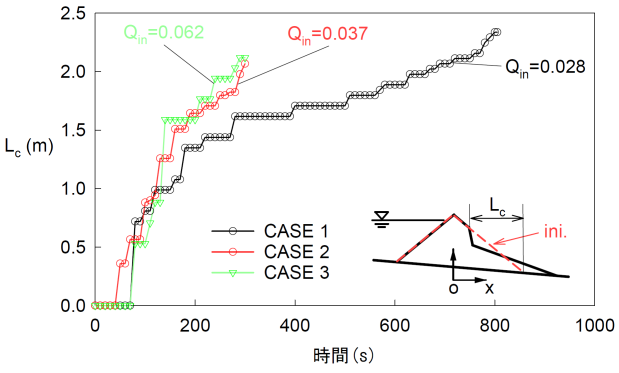


図-5 崩壊遡上進行の比較

4. おわりに

本研究では、実渓流に天然ダムを作製して決壊実験を行い、天然ダム崩壊過程、ダム内地下水位、流出ハイドログラフのデータが得られた。そして、越流開始時の貯水量が大きい方がピーク流量は大きくなる傾向が示された。今後は、大規模すべり崩壊によるダム決壊の現地実験を実施する予定である

参考文献

1）原田ら：砂防学会誌，Vol.67, No.6, p.41–48, 2015

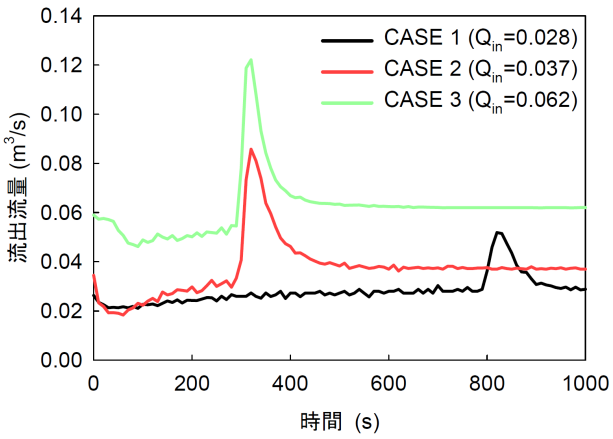


図-6 流出ハイドログラフの実験結果

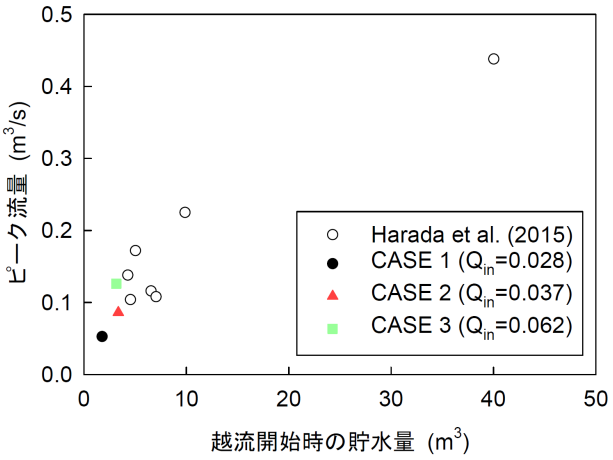


図-7 越流開始時の貯水量とピーク流量との関係

谷河川天然ダム対策について

日本工営株式会社　○山口雄一・水谷佑・岩佐卓実・矢内真
京都府砂防課　中村庄一・山田博文　京都府中丹西土木事務所　角豊一・中井巧治（前）

1. はじめに

平成31年7月に発生した西日本豪雨により、京都府内では多数の土砂災害が発生した。福知山市大江町公庄（ぐじょう）地先の一級河川由良川水系谷河川（たにごがわ）で発生した天然ダムにおいて、避難行動を促すための情報提供、迅速な応急対策工事、天然ダム決壊による二次災害防止のための恒久対策工事の実施を目的として、天然ダムの監視システム整備、機器設置、応急対策工設計、崩壊斜面調査・機構解析および天然ダムかん止のための砂防堰堤設計等の対策検討を実施している。大規模土砂災害対策として、京都府が実施した一連の天然ダム対策とその効果検証について述べる。



図 1　天然ダム発生位置と被災写真

2. 大規模土砂災害の概要

谷後川天然ダムは、京都府福知山市大江町公庄地先の一級河川由良川の左支川である谷河川の右岸斜面で発生した地すべり性の深層崩壊による河道閉塞を起因とする。崩壊規模は奥行180m、幅110m、層厚30m、想定地すべり土塊量役40万m3と推定され、地すべり土塊の末端が左岸側にせり上がるように河道を閉塞している。

西日本豪雨の発生した7/5～7における近傍福知山観測所の雨量データから、連続雨量439.5mm、最大24時間雨量281mm、最大時間雨量59.5mmであった。深層崩壊発生は地元ヒアリングから、大雨特別警報発令（6日22時50分）後の7日未明と推測されるが、天然ダムは決壊に至らず、下流保全対象での土石流被害は発生しなかった。

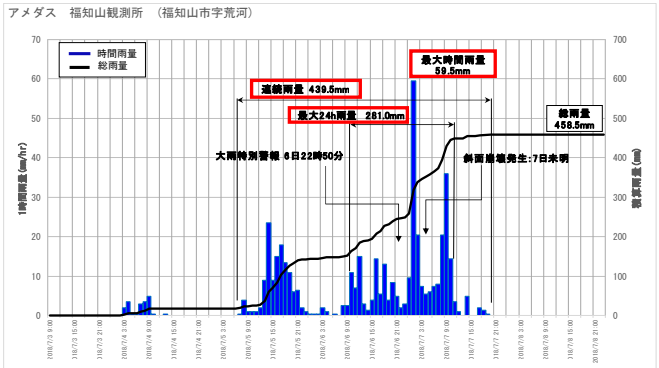


図 2　近傍福知山観測所　雨量データ

2. 天然ダムの監視システム構築と危険度評価

2.1　簡易監視カメラ、雨量計、水位計、傾斜計等による天然ダム監視体制の構築とWEB配信

下流公庄集落の民生安定化を図るべく、天然ダムの監視計画検討、監視機器設置工事および関係者への周知手段として、天然ダムの監視画像、雨量データ、湛水池水位データ、崩壊斜面の傾斜計データ等をWEB配信システムを構築し次期出水対応に備えた。その後、9/28～10/1にかけての台風24号により総雨量232mmを記録し、湛水池から越流したが、情報を基に事前避難が円滑行われ、応急対策工効果もあり天然ダム決壊の最悪のシナリオは回避出来た。



図 3　天然ダム監視機器配置と監視画像

2.2　天然ダム結果による下流への影響評価

天然ダムが決壊した際、発生する土石流が下流の公庄集落にど

のような影響を与えるか、一次元河床変動計算による天然ダム決壊時の発生流量の設定と、J-SASによる二次元氾濫解析を実施した。谷河川の河床勾配が1/50程度と比較的緩く、公庄集落上流に流下幅が広くなる耕作地が分布することから、天然ダム決壊時に公庄集落内での氾濫は発生しないことが確認した。

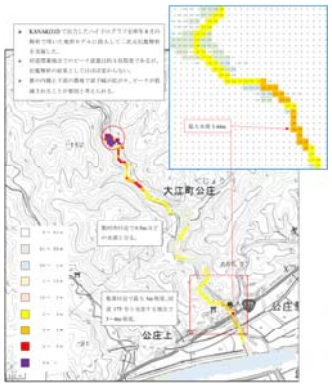


図 4　谷河川氾濫解析結果

2.3　崩壊斜面調査および機構解析

発災直後より崩壊地・天然ダム部の地形・地質踏査を実施し、その後崩壊斜面でのボーリング調査、観測を実施することで、崩壊機構解析を実施している。発災前、車道と河道の境界部に設置されていたブロック積護岸が天然ダム天端まで押し上げられていたことから、当初より地すべり性の深層崩壊であったと推測した。調査の結果、を岩盤の破砕度区分に応じた地質断面図を作成し、当初想定の通り、右岸斜面の地すべり崩壊が、左岸岩盤斜面に沿ってせり上がるような地質断面形状を呈することが確認された。また谷河川の新旧LP赤色図の比較より、当地は発災前より明瞭はクラックが確認され、一部南西側方向に拡大した崩壊が発生していることが確認された[1)]。

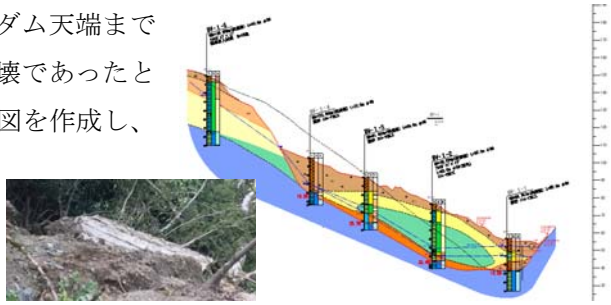


図 5　崩壊斜面地質断面とブロックせり上がり

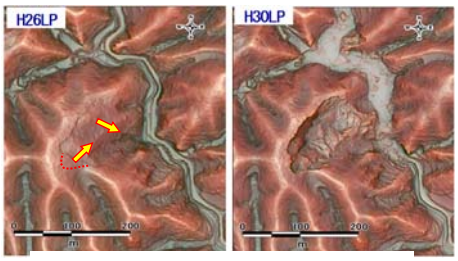


図 6　新旧LP赤色図比較

3. 出水期対応の応急対策工事の実施と恒久対策工の検討

西日本豪雨は7月の出水期初期に発生しており、その後の出水対策を迅速に実施する必要があった。このため、応急対策工事として、天然ダム天端の全面越流による侵食・決壊を防ぐため、最大流下能力Qmax=3m^3/s相当のφ1500mm高密度スパイラル管を天然ダム天端に埋設し、天然ダム越流開始のバッファを確保した。また、緊急施工が可能なブロック積堰堤２基を下流に施工し、天然ダム決壊時に流下する土石流捕捉施設として備えた。このため、9/28～10/1の台風24号により湛水池満杯で全面越流したが、天然ダムは決壊せず、下流への被害は発生しなかった。

天然ダムの恒久対策として、天然ダムをかん止する砂防堰堤工と強制堆砂、斜面対策、上流湛水池の埋土等の恒久対策計画を立案した。



図 7　応急対策工の実施（左：高密度ｽﾊﾟｲﾗﾙ放流管，仮設ブロック積堰堤）

4. 今後の取り組み

H31年出水期における崩壊斜面の各種観測（孔内傾斜計変位，地下水位）の継続と計測結果に基づく斜面安定解析の精度向上、恒久対策工完成までの天然ダム監視を引き続き実施する。砂防堰堤工事と斜面対策工事を並行して迅速に施工していく必要があり、施工期間が出水期に掛かることからも安全管理に十分に留意した監視体制を継続する。また、谷河川に並行する福知山市道（小原田公庄停車場線）は通行止めが継続しており、市道復旧方針に応じた崩壊斜面対策の妥当な安全率を決定すると共に、適切な斜面対策工事のレベル・仕様を設定する予定でいる。

参考文献

1)　里深好文，小杉賢一朗，中谷加奈，正岡直也，岡野和行，笠原拓造，柳崎剛，山口雄一：平成30年7月豪雨による関西における災害，砂防学会誌第71巻第4号（通巻339号）pp.38

2018 年 7 月豪雨に伴う立川川流域における土砂流出実態調査

国土交通省　四国地方整備局　四国山地砂防事務所　奥山悠木，田所真路，佐野奈津子
八千代エンジニヤリング株式会社　○横尾公博，目　晋一，西尾陽介，内田康太，後藤宏二

１．はじめに

2018 年 7 月豪雨では、四国においても記録的な豪雨となり、愛媛県宇和島市をはじめ四国各地で土砂災害が発生、17 人の死者を出す大災害となった [1)]。高知県長岡郡大豊町と本山町に位置する立川川流域では、斜面崩壊が多数発生したことに伴い大量の土砂が流出し、高知自動車道の橋梁が落橋した他、町道が寸断されたことで孤立集落が発生するなど、家屋等に甚大な被害が発生した。降雨の特徴としては、広範囲で強雨が長期間継続したことがあげられ、本山雨量観測所（気象庁）では、24 時間雨量が 599mm と観測史上１位を記録した。立川川では隣接する行川や栗ノ木川においても斜面崩壊が発生したが、本報告では立川川本川流域に絞って報告する。

２．調査概要

立川川は流域面積約 73km²、流路延長約 17km の吉野川水系吉野川の左支川である。主な地質は三波川帯に分類され、泥質片岩及び苦鉄質片岩の互層区間となっており、強い変成作用を受けていると考えられることから、豪雨等に伴う侵食作用により土砂が流出しやすい特徴にある。2018 年 7 月豪雨に伴う斜面崩壊により大量の土砂が流出したため、崩壊土砂や土砂流出に伴う土砂移動実態把握のための現地調査を行うとともに、崩壊地や河床材料の粒度分布調査を行った。粒度分布調査方法は、面積格子法、線格子法、容積サンプリング法、画像処理法の 4 種類があるが、現地概査結果より、立川川流域の崩壊地は 2mm 程度以下の細粒分が多く認められる状況にあった。このため、本調査においては容積サンプリング法を用いることとした。なお、崩壊地には大礫も認められるが、大部分が崩壊地内に留まっていると考えられることから、土砂流出に与える影響は少ないものと判断し、調査対象外とした。

３．現地調査に基づく土砂流出実態

3.1　現地調査に基づく評価

現地調査結果に基づいて、立川川における土砂流出実態を評価した。なお、本文中の距離標は立川川と吉野川合流点からの追加距離を示している。

①吉野川合流点付近

LP 差分解析結果によれば、吉野川合流点では、最大 6m の高さで土砂が堆積している状況であった(写真①)。過去の衛星写真では、同地点の土砂堆積は認められないことから、2018 年 7 月豪雨に伴う土砂流出によって堆積した可能性が高い。一方、当該地点より上流では同様の土砂堆積箇所は認められなかった。このため、崩壊等によって発生した小さい粒径の土砂はその大部分が吉野川合流点に到達し、河道幅が急拡したことによる掃流力の減少や吉野川本川からの背水によって、合流点付近に堆積したものと推定される。



②1km～6.5km 付近

崩壊地は認められず、LP 差分解析結果によれば河床高の変化も他区間と比較してわずかである。このため、上流域からの流下土砂（主に細粒分）が通過した区間と推定される。

③6.5km～9km 付近

本川沿い右岸斜面で大規模な崩壊(写真②)が 2 箇所発生し、本川の河床高が 10m 程度上昇している。これは崩壊土砂の残土によるもの、もしくは本川の一部を一時的にせき止めるたことで背砂現象が生じたためと考えられる。また、井手川や他支川においても大規模な崩壊が発生したものの、本川との合流点での土砂の堆積は認められなかった。このため、これら支川沿いの崩壊土砂は大部分が不安定な状態で残存していると考えられ、今後の降雨によって二次移動が生じる可能性がある。



④9km～12km 付近

本川沿いで洪水痕跡は認められるものの、土砂が著しく堆積したような状況は認められなかった。10.5km 付近で合流する川奥谷川の上流域では大規模な崩壊が発生しているが、立川川まで到達した土砂はわずかであるか、細粒分が多く含まれていたことで、本川に堆積した土砂がわずかであったと考えられる。

⑤12km～13.2km 付近

立川川 12.5km 付近に合流する右支川において土石流が発生した。右支川合流前の本川河床が上昇していることや本川上に堆積した土砂の粒径が比較的小さいことから、右岸斜面の崩壊地から立川川本川へ大量の土砂が流出、本川に堆積したことで、せき上げが生じ、本川合流点直上流に土砂が著しく堆積したと考えられる。堆積土砂の影響範囲は支川合流点から上流約 200m となっている。

⑥13.2km 上流

13.2km 地点には新田橋が位置している。同地点では土砂の堆積等や流下した痕跡が認められなかった、新田橋上流域では崩壊が発生していないことが理由としてあげられる。渓床渓岸侵食による土砂流出は否定できないが、河床勾配が 1/10 と比較的急勾配であったことから、発生土砂は流下したものと想定される。

3.2　粒度分布調査に基づく評価

①崩壊地の粒度分布調査結果

崩壊地の粒度分布調査は流域内の 3 箇所で実施した（図 3 及び図 4）。崩壊地の調査では、中央部では流水の集中に伴い細粒分が流亡していると考えられるため、崩壊地の側岸部で地山が露出している箇所で調査を実施することとした。3 箇所とも、d50=2mm 程度、d95=20mm 程度のほぼ一様な粒度分布であった。粒度分布特性が一様であった理由としては、本流域内で地質及び岩質区分が同一であり、崩壊斜面の地山露頭で調査したことが一因としてあげられる。このため、本調査では当該流域における崩壊地の粒度分布をよく再現できていると考えられる。なお、崩壊地では人頭大の礫や巨礫等も認められたが、多くは崩壊地内で残存していたこと、全体的な割合は少なかったことから、粒度分布調査対象とはしなかった。

②河床材料の粒度分布調査結果

河床材料の粒度分布調査は流域内の 5 箇所（図 3 及び図 4）で実施した。各箇所の概要は次のとおりである。

St1：右支川で発生した土石流が立川川本川に合流した地点の下流で粒度分布調査を実施した。d50=100mm、d95=180mm と他の調査地点と比較して粗粒分が多い傾向にある。St1 では土石流の流下区間と堆積区間の中間程度の河床勾配であること、崩壊に伴う流出土砂の

粒度分布が小さいことから、河床材料の粗粒分が多い傾向になったと考えられる。

St2, 3：川奥谷川や井手川などの比較的大きな支川が合流する地点の直下で粒度分布調査を実施した。本区間は掃流区間に区分されることから、崩壊に伴う流出土砂は堆積傾向にあったと考えられる。粒径特性は d50=15～20mm 程度、d95=50～100mm 程度と St1 と比較してやや小さい傾向であった。

St4, 5：本川沿いで斜面崩壊が発生した箇所の直下(St4)及び吉野川合流点地点(St5)で粒度分布調査を実施した。崩壊地の粒度分布に近い傾向が認められる。St4 は崩壊斜面の対岸で行ったことから、崩積土に近い粒度分布が把握されていると考えられる。また、St5 は吉野川合流点付近の調査地点であるが、最も均一性が認められ、かつ、粒径も小さい粒度特性であった。

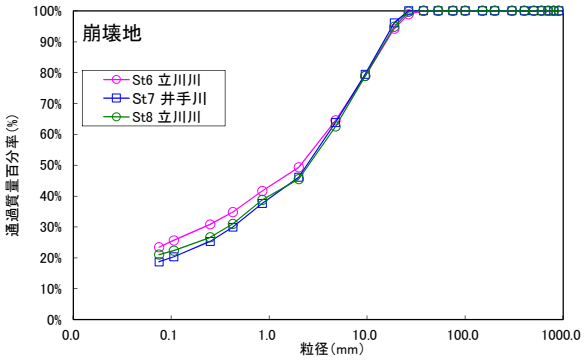


図１　崩壊地の粒度分布調査結果

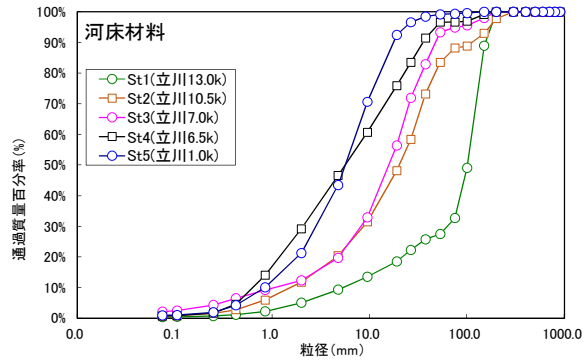


図２　河床材料の粒度分布調査結果

４．立川川における土砂移動特性

本報告では、2018 年 7 月豪雨により斜面崩壊に伴う土砂流出が発生した立川川において、土砂流出実態を把握するための現地調査を行うとともに、崩壊地及び河床材料の粒度分布調査を行った結果を示した。崩壊地の粒度分布は調査地点毎の差異は認められず、ほぼ一様の傾向であった。また、河床材料の粒度分布調査結果から、下流の調査結果の方が細粒となる傾向が示唆される。一方で、崩壊地直下や吉野川合流点の河床材料粒度分布では、崩壊地の粒度分布に近い傾向であった。このため、限られた地点における調査結果に基づく考察ではあるが、立川川における土砂流出特性として次の事項があげられる。①崩壊地の粒度分布は地質特性を反映して流域内で同様な粒度分布傾向を示し、崩壊地の直下には崩壊地と同じような性状の土砂が堆積する。②崩壊土砂は河道の不安定土砂や渓岸侵食による影響で粗粒化しつつも、流下するにつれて分級が進むことで、下流域の粒径は小さくなる。これは、吉野川本川の背水影響を受ける区間での調査結果（St5）から、本川まで到達した土砂は細粒分が大部分を占めており、崩壊地の粒度分布に近いことかも考察される。

５．おわりに

崩壊直後の粒度分布や土砂動態を把握することにより、土砂流出特性がより明確となるため、今後、豪雨や地震等に伴い斜面崩壊が生起した場合には、防災・減災活動を行うとともに、粒度分布や土砂動態に関する調査を実施し、土砂流出に関する知見を蓄積することが望ましいといえる。

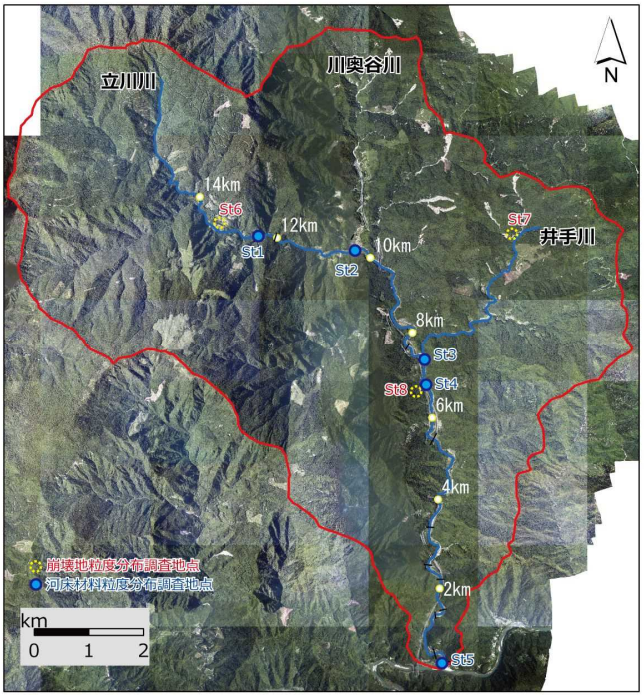


図３　立川川流域 空中写真

参考文献：
1）奥山悠木，平成30年7月豪雨における四国山地砂防事務所の初動対応および今後に向けた取り組み，砂防学会誌，Vol. 71，No. 6，p. 39-44, 2019

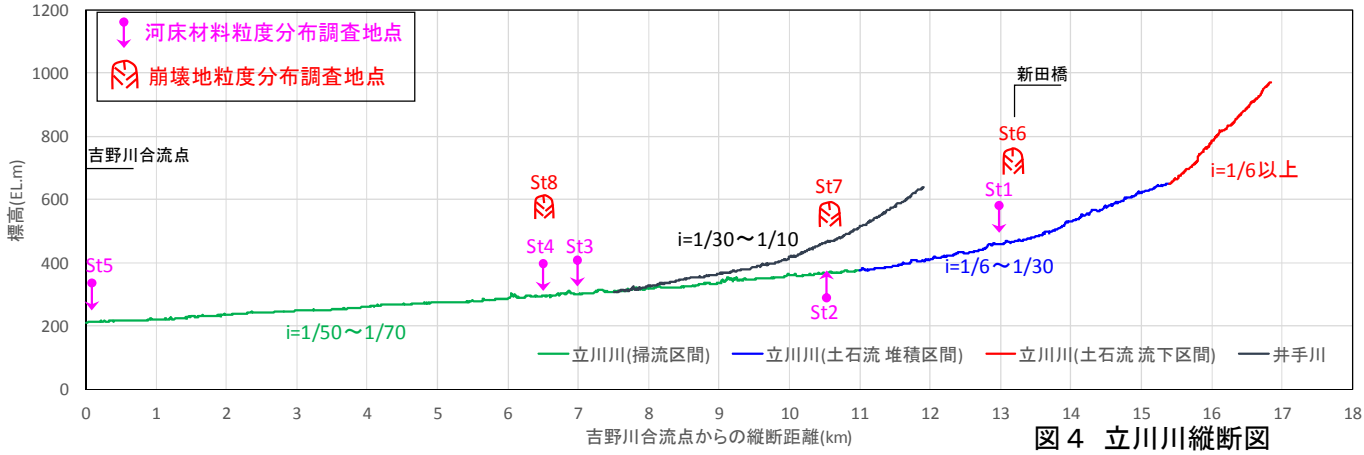


図４　立川川縦断図

R3-019

常願寺川における可動式シャッター試験運用の効果検証－流水・流砂の連続観測を通して－

北陸地方整備局　立山砂防事務所　大坂　剛，金子　秀樹，高橋　至，寺崎　賢一
日本工営(株)　長山　孝彦，松田　悟，○古谷　智彦，水谷　佑，伊藤　隆郭
京都大学名誉教授　水山　高久　　京都大学大学院防災研究所　藤田　正治

1. 緒論：妙寿砂防堰堤に可動ｹﾞｰﾄを有する可動式ｼｬｯﾀｰを設置し，積極的な土砂流出の制御に取り組んでいる [1]．また立山砂防事務所では，流砂観測のﾃﾞｰﾀをﾘｱﾙﾀｲﾑに砂防事務所に集めて集中管理すると共に，山地河川における流水と流砂の不連続性，豪雨等に起因した災害発生の予警報ｼｽﾃﾑへの応用，および流域内の妙寿砂防堰堤に設置された可動式ｼｬｯﾀｰの将来的な運用を見据えた，河川に縦断的に設置した流水・流砂計測機器一式のﾃﾞｰﾀ管理も行っており，今後のｼｬｯﾀｰ運用との関連性について試験運用を行っている．平成 29 年 7 月 4 日及び平成 30 年 7 月 5 日には，水通し天端を越流する出水が発生し，平成 29 年度出水時はｼｬｯﾀｰを閉・開稼働し，平成 30 年度出水時はｼｬｯﾀｰを開操作のまま，ｽﾘｯﾄ及びｽﾘｯﾄ上部の固定横桟による土砂調節機能に関するﾃﾞｰﾀを得た．

2. 妙寿砂防堰堤のｼｬｯﾀｰ操作

2.1 ｼｬｯﾀｰ堰堤の効果：妙寿砂防堰堤におけるｼｬｯﾀｰの運用は，出水ﾋﾟｰｸ後の水位低下中に実施する閉操作と，十分な水位低下後に実施される開操作の 2 段階の操作を設定しており（**図-1** 中の③④），ｽﾘｯﾄからの土砂の急激な流出の抑制及び，出水後半の土砂流出のｺﾝﾄﾛｰﾙが期待される．一方，ｼｬｯﾀｰを操作しない場合は，固定横桟とｽﾘｯﾄによる水位のせき上げにより，**図-1**②から④へ遷移する．

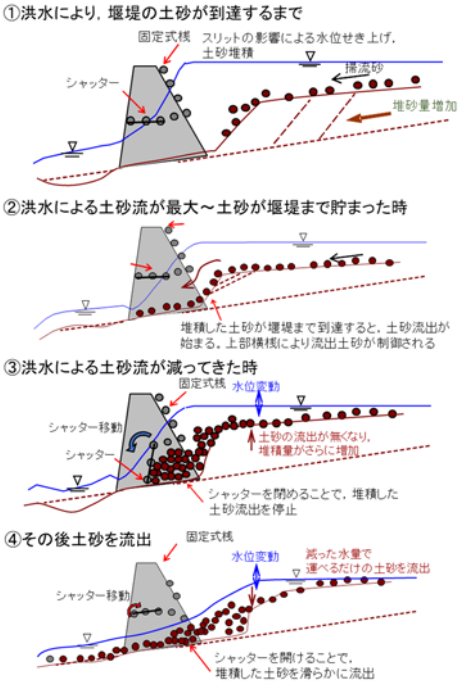


図-1　各ｼｬｯﾀｰ操作時の土砂流出ｲﾒｰｼﾞ

2.2 H29 出水 [2]：H29 年 7 月 4 日及び H30 年 7 月 5 日に発生した出水後半に妙寿砂防堰堤において観測された土砂流出を**図-2** に示す．H29 出水においては，水位低下中（水位 8.5m→3.0m）の期間はｼｬｯﾀｰを閉状態とし，その後開操作を実施した．砂防堰堤上流に堆積した土砂はｼｬｯﾀｰ閉状態の期間中，大部分が残存し，開操作後にその一部が徐々に流出した．出水前後の画像解析結果から，9000m³ 程度の土砂堆積があった．

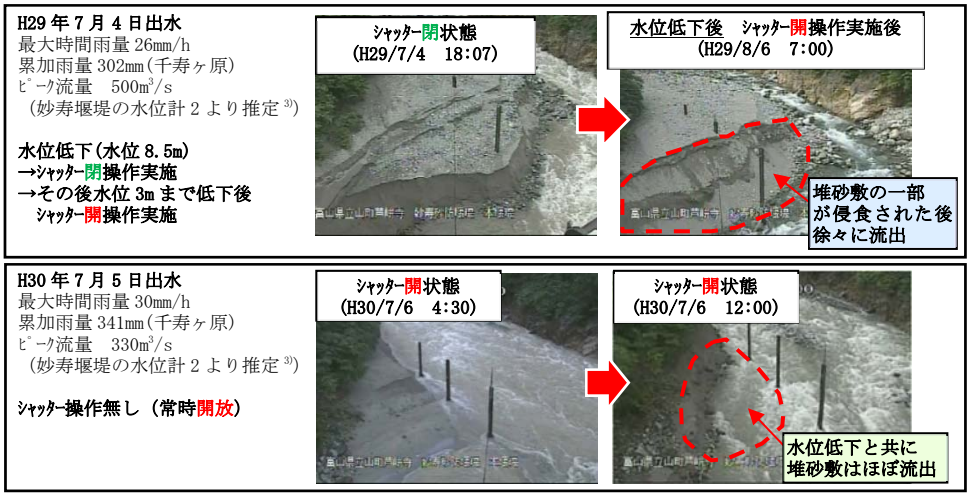


図-2　ｼｬｯﾀｰ操作の違いが出水後半の土砂堆積に与える影響（上：H29 出水，下：H30 出水）

2.3 H30 出水：出水前に妙寿砂防堰堤堆砂域を除石し，出水期間中は常に開状態を維持していた．出水の規模は H29 出水と比較して小さい（330m³/s）が，水位低下が開始した直後は堰堤水通し天端と同程度の高さまで堆砂敷が形成され，その後水位低下と共に堆砂敷内の土砂がほぼ全て流出した（**図-2**）．

2.4 ｼｬｯﾀｰ操作と掃流砂の応答：ｼｬｯﾀｰ堰堤ならびに周辺堰堤には，種々の流砂観測機器が設置されている [1]．ｽﾘｯﾄ及びｼｬｯﾀｰ効果の確認のため，上記の各出水期間中に観測されたﾃﾞｰﾀを時系列で整理した（**図-3** 及び**図-4**）．妙寿砂防堰堤には水位計及び堆積土砂の水中荷重を計測する LVP ｾﾝｻｰ（荷重，圧力計のみ使用）が設置されている．また，妙寿砂防堰堤の上流側に位置する七郎砂防堰堤（妙寿から 1.5km 上流）と下流側に位置する空谷砂防堰堤（3.6km 下流）に

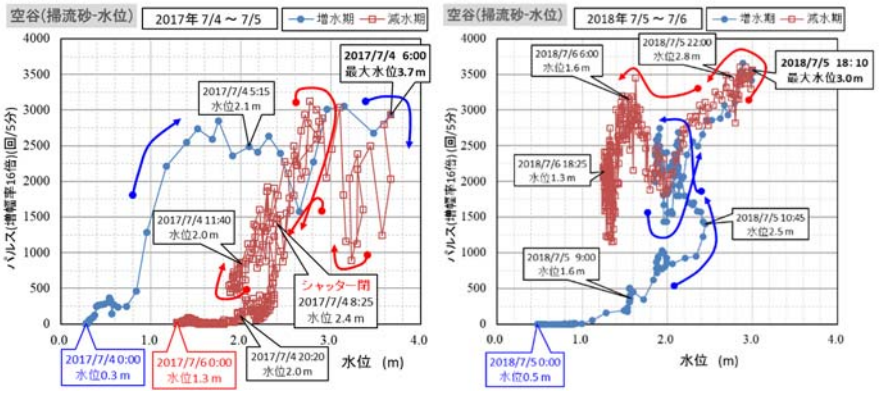


図-3　水深・ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝﾊﾟﾙｽ（掃流砂）のﾙｰﾌﾟ（空谷砂防堰堤）（左：H29 出水，右：H30 出水）

設置された水位計及びﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝのﾃﾞｰﾀから，ｼｬｯﾀｰ操作による掃流砂の伝播特性が分かる．まず，空谷砂防堰堤における水深とﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝﾊﾟﾙｽ(掃流砂)のﾙｰﾌﾟを**図-3** に示す．H29 出水ではﾙｰﾌﾟは右回りとなっており，ｼｬｯﾀｰを閉じた後の掃流砂量が低下している一方で，H30 出水のﾙｰﾌﾟは左回りとなっており，出水後半の流砂量が大きくなる．これは，H30 出水においては妙寿堰堤の堆砂敷が侵食され，その大部分が流出し，空谷堰堤へと伝播したためである．

図-4 に妙寿堰堤を含む上下流の流砂状況を時系列で整理した．図中では比較として，ｼｬｯﾀｰを稼働した H29 出水と開状態を維持した H30 出水を併せて記載している．H29 出水におけるｼｬｯﾀｰ閉操作後は空谷砂防堰堤への掃流砂の流下が減少している．H30 出水においては，出水後半における空谷砂防堰堤での掃流砂の流下が継続するが，妙寿のｽﾘｯﾄによる土砂調節が現れ，掃流砂量はほぼ一定となった．

2.5 ｼｬｯﾀｰ操作と細粒土砂の応答：**図-5** に，空谷砂防堰堤における細粒成分(濁度・ｳｫｯｼｭﾛｰﾄﾞ)の時系列変化として，水位と濁度計ﾃﾞｰﾀ(電圧)のﾙｰﾌﾟを示す．2 つの出水において，ともに右回りのﾙｰﾌﾟを示し，細粒土砂の移動がｼｬｯﾀｰやｽﾘｯﾄにより阻害されない．ただし，ｼｬｯﾀｰ操作時には濁度の貯留効果が現れ，ｼｬｯﾀｰ無操作時には，濁度の流下が滑らかであることが分かる．

4. 結論：常願寺川における土砂流出の制御に資するﾃﾞｰﾀとして，妙寿砂防堰堤のｼｬｯﾀｰ操作や，ｽﾘｯﾄによる土砂流出抑制の効果などが明らかとなりつつある．一方で，ｼｬｯﾀｰ開操作による下流域への土砂流出の影響など，検討の余地が残されている．縦断的な流砂観測ｼｽﾃﾑを活用し，ｼｬｯﾀｰの試験運用により，土砂移動の監視及び積極的な土砂流出のｺﾝﾄﾛｰﾙを進めていく予定である．

参考文献：1) 三上幸三ら：砂防学会誌，Vol.66, No.5, p.42-48, 2013. 2) 長山孝彦ら：平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集,p.196-197,2018. 3) 田方智ら：平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集(B),p.34-35,2014.

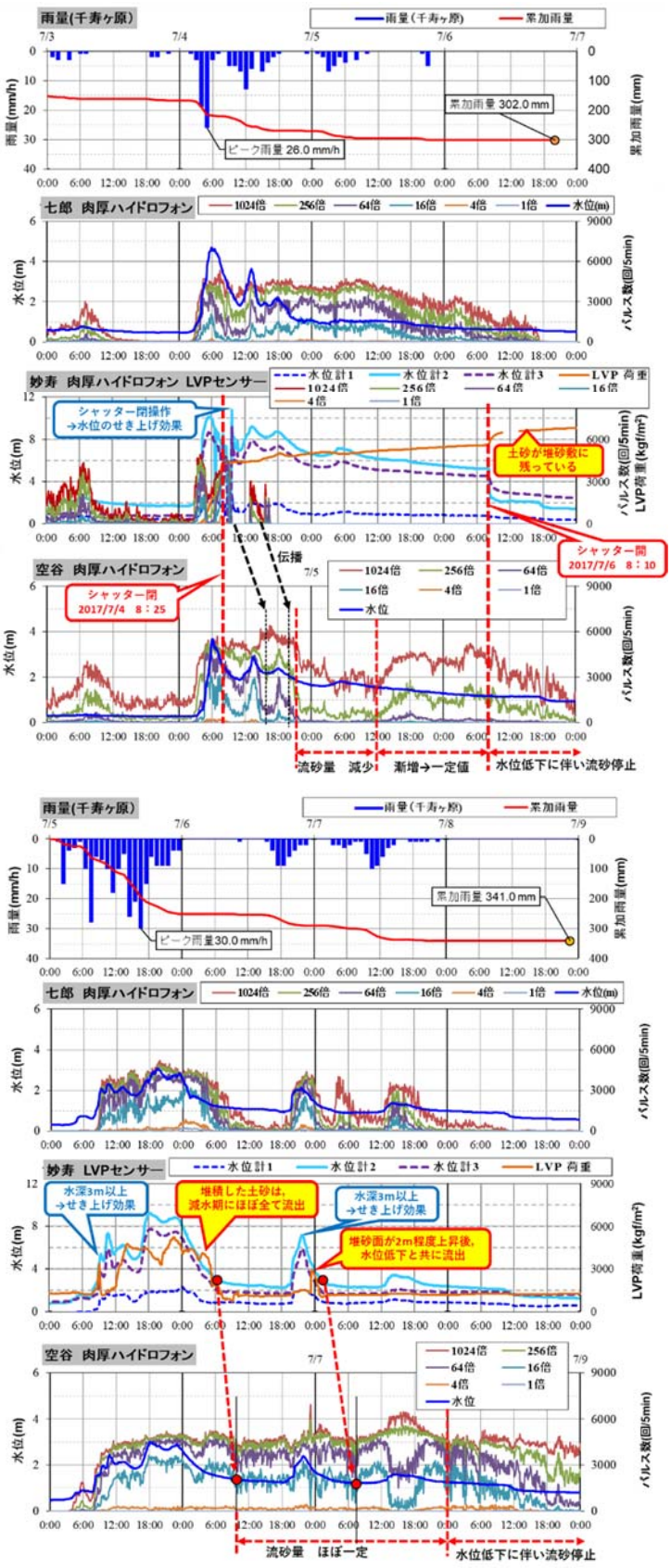


図-4　妙寿砂防堰堤における土砂調節効果
(上：H29 出水，下：H30 出水)

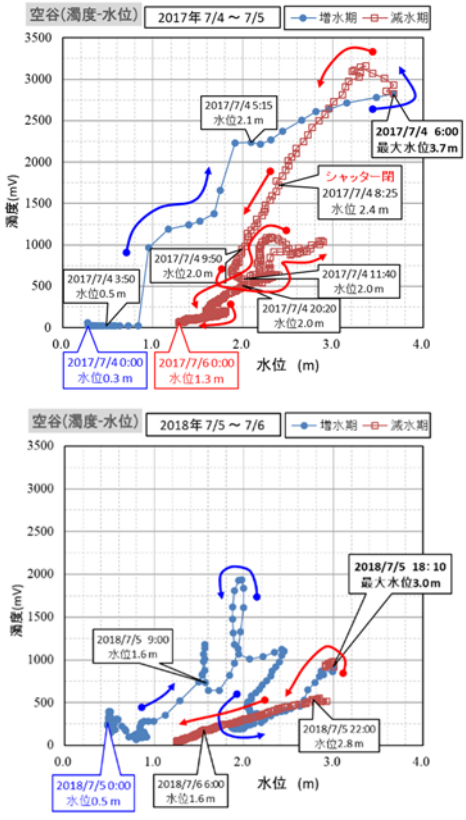


図-5　水深・濁度(細粒土砂濃度)のﾙｰﾌﾟ
(空谷砂防堰堤，上：H29 出水，下：H30 出水)

平成 29 年九州北部豪雨における赤谷川流域での土砂・洪水氾濫プロセスのシミュレーション

京都大学大学院工学研究科　○鈴木豪太
京都大学防災研究所　藤田正治，山野井一輝
日本気象協会関西支社　坂井紀之，内田良始

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨では，山地斜面での多数の崩壊と，河道に流れ込んだ崩壊土砂による河床上昇を一因とする河川領域での氾濫により甚大な被害が発生した．筆者らはこれまでに，降雨流出，斜面崩壊，土砂動態を統合的に解析し，流域におけるハザード群発生危険度の時空間的分布を得るシミュレーションモデル [1]を開発してきた．本研究では，これを平成 29 年九州北部豪雨に適用することで，イベント中の崩壊および水，土砂氾濫プロセスの解明を試みる．

2. 解析手法，条件

筆者らがこれまで用いてきたモデルでは，流域を単位河道と単位斜面，斜面要素に分割し，降雨流出を単位斜面で，斜面崩壊の判定を斜面要素で行ってきた．しかし本研究で対象とする赤谷川流域においては，平地部は道路や田畑などの排水設備を有した土地利用がされていることから，これらを斜面と同様に扱うことで降雨の河川への流入が実際よりも遅く評価されている可能性がある．そこで，本研究で用いるモデルでは，流域を単位河道と斜面要素，平野部に分割する．斜面要素は勾配 15° 以上の領域とし，ここではキネマティックウェーブ法を用いた降雨流出解析と，土中水分量および限界土中水分量を用いた斜面崩壊予測を行う．一方で勾配 15° 以下の平野部では斜面崩壊がほとんど発生しないと考えられておりまた排水設備を有した土地利用がされていることから，斜面崩壊の予測は行わず，降雨は即座に河道へ流出するものとして扱う．

本研究では河道近傍の平地を複断面河道における高水敷のように扱うことで，氾濫高さを定量的に求めている．その際，高水敷として扱う領域は，①河道からの距離 100m 以内，②河道からの比高 5m 以内，③その地点の勾配 5° 以内，の 3 条件を満たす領域とした。得られた領域を河道長で除することにより，単位河道ごとに高水敷の幅が一定の矩形複断面河道として計算する．河道における土砂の計算について，掃流砂は河床近傍を流れることから，河道の河床高さが高水敷部の河床高さより低いときは浮遊砂のみが複断面部を流れ，河床高さが高水敷と同じ高さになった時には掃流砂と浮遊砂の両方が高水敷領域を流れることになる．なお，複断面部は河床が低下しないものとして扱う．

河道幅や河道の高さは実態を参考に設定した．また，降雨条件としてレーダー・アメダス解析雨量を用い，計算期間は平成 29 年 7 月 5 日 0 時から翌 6 日正午までとした．期間中の総雨量の分布を分割した地形及び抽出した高水敷部と合わせて図 1 に示す．

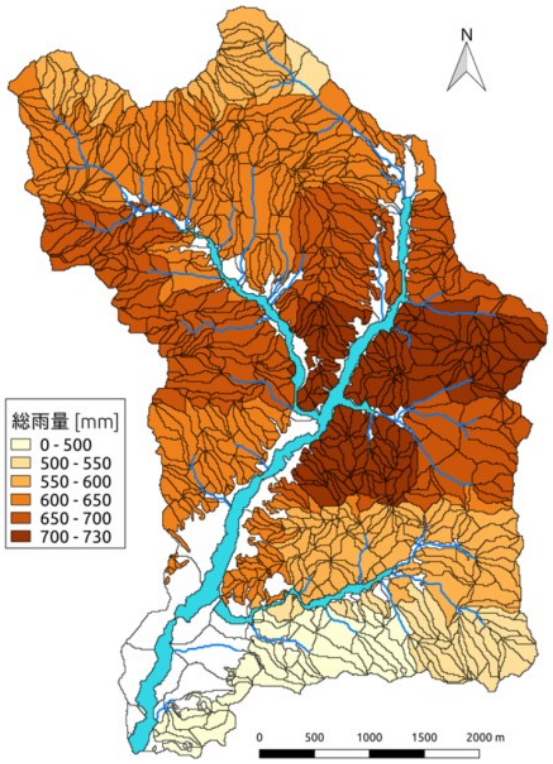


図 1　地形分割と高水敷領域，総雨量の分布

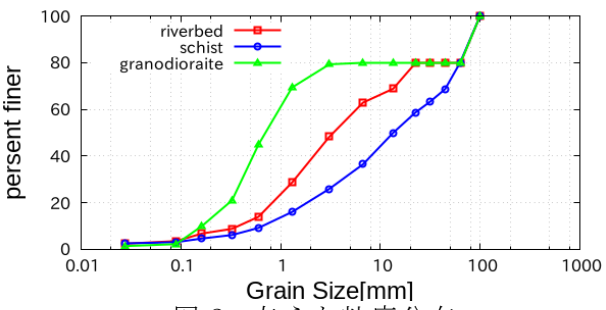


図 2　与えた粒度分布

崩壊土砂の粒度分布は現地の花崗閃緑岩と片岩のふるい分け試験の結果を元に，地質図を参考にして与えた．それぞれの粒度分布を河床材料の粒度分布と併せて前頁図 2 に示す．なお，現場での採取が困難な大粒径成分として，代表粒径 100mm の成分を 20%ずつ与えた．

3. 解析結果と考察

5 日 18 時，20 時，22 時時点での崩壊斜面と浸水域の分布を図 3 に示す．斜面崩壊は 17 時頃から発生し始め，その後 19 時頃まで時間とともに崩壊箇所は増え，以降ペースは少し落ちるものの 22 時頃まで同じ程度のペースで発生している．崩壊箇所の分布について見てみると，実態と比較して流域南部での崩壊がやや多く，乙石川流域では実態よりも少ないという結果になった．また，時刻ごとの崩壊発生については，最初に崩壊が始まるのは流域南東部であり，流域北西部の崩壊は 20 時以降に多く増加していることが分かる．

氾濫について見てみると，最初の氾濫は 18 時前に下流で発生している．その後崩壊土砂による河床上昇の影響により上流域でも氾濫が発生し始め，崩壊土砂が下流に運搬されるに従って下流の浸水域も拡大していくという結果となった．しかし，被害状況判読図 [2]と比較すると，本計算で得られた浸水域は実際に浸水が発生した領域よりもやや狭く，この結果は特に上流域において顕著であった．この原因について，実際には流木などによる橋梁の閉塞が氾濫の発生と拡大を助長した可能性が考えられる．また，浸水域が実際よりも狭くなった理由として，降雨が強くなる以前の流量が大きく，降雨ピーク時点で一部の河道で河床低下が見られたことが挙げられる．これは降雨流出を単位斜面よりも勾配が大きな斜面要素で行ったことにより，河道へと流出する流量が増大したことが原因であると考えられる．

4. まとめ

本研究では平成 29 年 7 月九州北部豪雨における赤谷川流域を対象に数値シミュレーションを実施し，土砂及び洪水氾濫のプロセスについて検討した．その際，これまでのモデルでは考慮していなかった排水設備を持つ平野部での降雨の流出の速さを考慮するために，流域を山地部と平野部に分けて山地部では斜面要素内で降雨流出解析を用い，平野部では降雨が即座に河道へ流入するものとした．その結果，時間経過に伴い浸水域が拡大する様子を得ることができたが，その結果は実際と比べるとやや狭いものとなった．

今後はより正確な浸水域を得られるようにするために，流出に関する計算手法にさらなる改善を施し，氾濫の発生時刻や時刻ごとの浸水域などについて詳細な検討を行う予定である．また，得られた浸水域を用いて氾濫発生リスクレベル情報を面的な情報に改善し，警戒避難について検討する際の新たな指標として活用していく予定である．

参考文献

1) 山野井一輝，藤田正治：豪雨時の水・土砂災害に関わるハザード群の発生リスク評価，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol172，2016
2) 国土地理院：平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴う被害状況判読図
http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H29hukuoka_ooita-heavyrain.html

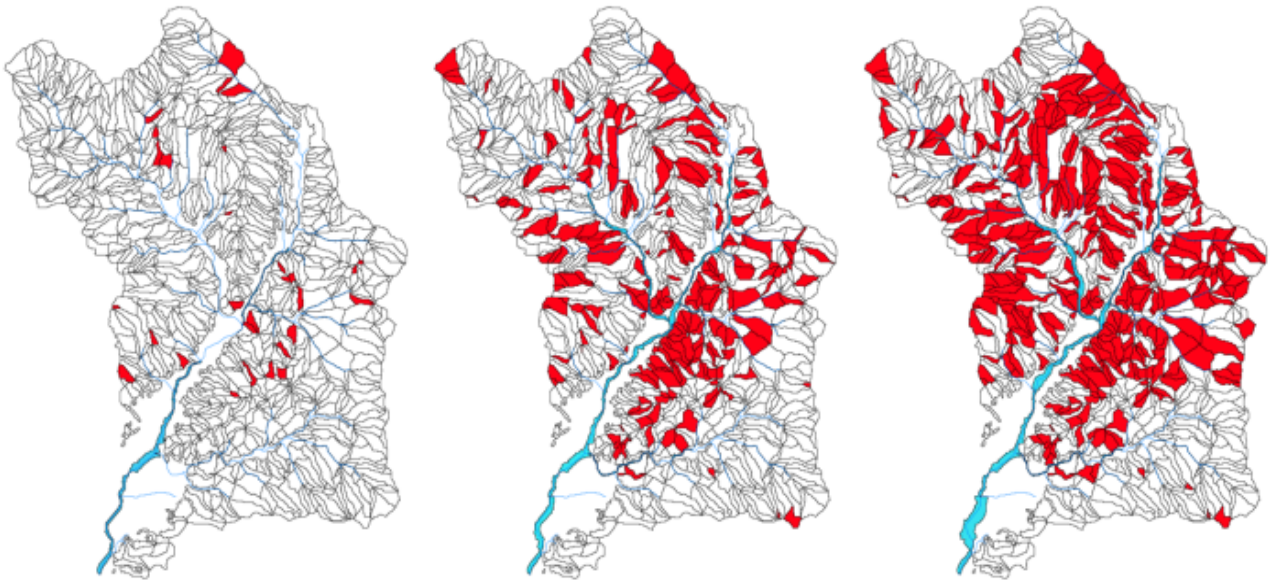


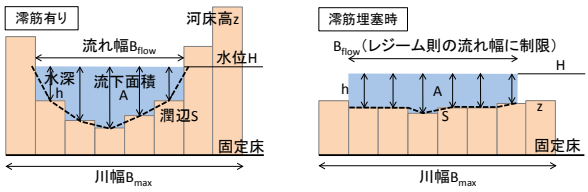
図 3　崩壊箇所および浸水域の変化(左から順に 18 時，20 時，22 時)

側岸崩落を考慮した河床変動計算による中期の土砂流出に関する研究

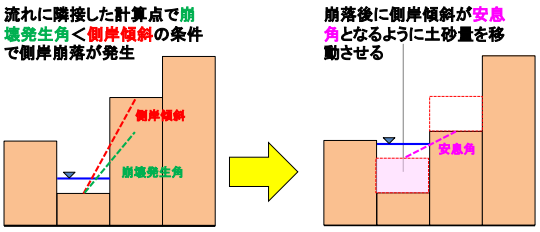
国土防災技術株式会社　○　丹羽諭　河恩勁、柳真衣
国土技術政策総合研究所　泉山寛明、内田太郎

1. はじめに

大規模な土砂生産が発生すると、山地河川に大量の不安定土砂が堆積し、長期間にわたり流出土砂量が増加することで、下流域で二次災害を引き起こす危険性がある[1)]。平成29年7月九州北部豪雨では大量の不安定土砂が流域内に残存したことから、一定規模の降雨に伴う土砂流出対策が必要となっている[2)]。したがって大規模土砂生産後の中長期的な土砂流出を予測・制御することは重要である。大規模土砂生産現象は、流域の至る所で斜面崩壊が発生するケースが多く、その後の流域全体を対象とした土砂流出を予測するためには1次元河床変動計算が現実的である。中小規模出水時等において横断方向の一部分に流水がある場合、河床堆積物の一部分が侵食され、それに伴って側岸侵食が顕著に発生すると考えられる。側岸侵食を考慮した河床変動計算はいくつか提案されているが[例えば3)]、1次元計算への適用は少ない。よって、本検討では、側岸崩落を考慮した1次元河床変動計算プログラムを開発し、浦川流域の再現計算を通して土砂流出の再現性について検討を行った。



図－1　一般断面における変数の取り扱い



図－2　側岸崩落モデルのイメージ

表－1　側岸崩落モデルの取り扱い

項目	取り扱い方法
検討箇所	一般断面の水域境界
崩落判定	側岸勾配＞崩落発生角
崩落土砂量	崩落後の側岸傾斜が安息角となる土砂量
変数への反映方法	1stepで、崩落側計算点の河床低下、水域側計算点の河床上昇
崩落土砂の粒度分布	崩落側計算点の崩壊深に該当する交換層・河床層の平均粒度分布

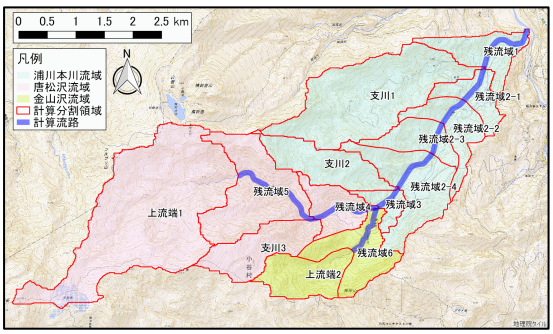
2. 計算プログラム

2.1 基本構成

開発したプログラムは、高橋モデルを基本として、複数粒径の土石流～掃流砂および浮遊砂を取り扱う1次元河床変動計算プログラムであり、流れ、支配方程式等の詳細については丹羽ら[4)]によった。本プログラムでは、河床の堆積土砂の流出を評価する目的で一般断面の取り扱いを可能とした。砂防施設の取り扱いについては、松本らの方法[5)]によった。

2.2 一般断面の取り扱い

図－1に一般断面における変数の取り扱いを示す。断面では、標高が低い計算点に流れが生じると仮定した。ここで、澪筋が埋塞した状態で、掃流力を過小評価しないよう、レジーム則による流れ幅を最大として流積から水位を決定した。河床の変数である河床高、河床の粒度分布は横断方向の各計算点で評価し、流れの変数である水位、流速、土砂濃度、流れの粒度分布は横断方向に一様とした。ただし、水深については、横断方向の各計算点で水位－河床高の値とした。



図－3　計算流路と領域分割

表－2　計算グリッドの設定

項目	浦川本川	唐松沢	金山沢
区間長	4500m	3000m	1000m
分割幅	200m	100m	
利用データ	H4撮影の空中写真による測量	H23計測LPデータ	H4撮影の空中写真による測量
断面形状	矩形断面	一般断面	
固定床標高	平均河床高から-2.0m	最低河床高から-1.0m	

2.3 側岸崩落モデル

プログラムに考慮した側岸崩落モデルのイメージを図－2に示し、側岸崩落モデルの取り扱いを表－1にまとめた。崩落が発生すると判定された計算点では、側岸傾斜が安息角となるよう河床高を変化させた[例えば6)]。なお、安息角とは別に崩落発生角を設定する仕様とした。

3. 1次元河床変動計算による再現計算

3.1 対象現象

対象流域は、姫川水系左支川の浦川流域で、流域面積は約21 km^2、下流端の河床勾配は約5°である。浦川流域では、平成7年7月10日からの豪雨（以降、H7災害）により大規模な土砂生産が発生し、唐松沢の河道に10万m^3、浦川本川の河道に86万m^{3}の土砂が堆積し、姫川本川に37万m^{3}の土砂が流出した。また、その後に撮影された空中写真から、H7災害直後から4年間で、H7災害の堆積量と同等の土砂量が河床から流出したと推定されている。計算

では、この一連の土砂流出現象を再現するため、平成 7 年 7 月 10 日から平成 12 年 12 月までの 5 年 6 ヶ月間のうち、洪水規模が大きい出水期（各年の 6/15～11/15）を対象とした。

3. 2　計算条件

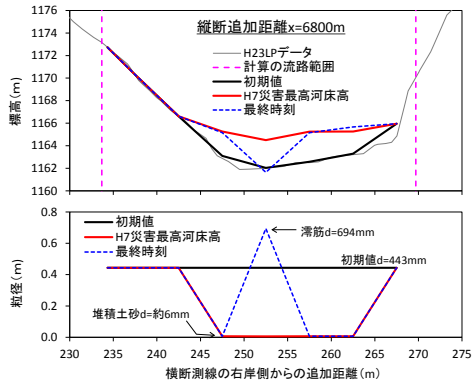
図－3 に計算流路と水・土砂供給条件のための領域分割、表－2 に計算グリッドの設定を示す。ここでは、土砂生産域が近い上流域ほど河床変動高が大きく、中小洪水により横断方向の一部が侵食されることで側岸侵食を伴う土砂流出が発生すると考え、上流側の唐松沢・金山沢を一般断面、浦川本川を矩形断面とした。

水の供給条件については、流砂水文観測結果から土砂移動が開始する流量を決定し、その流量を超える 162 洪水を流出解析結果から設定した。土砂供給条件については、図－3 の分割領域単位で、H7 年災害で実績の供給土砂量となる清水流量の閾値を決定し、清水流量がその値を超える時間帯に土砂供給した。粒度分布の設定については、5 粒径階として、河床の粒度分布には平均粒径 d_m = 443 mm の H7 災害前の調査結果、供給土砂の粒度分布には d_m = 5 mm の崩壊土砂の粒度分布を設定した。側岸崩落のパラメータとして、安息角を 35.0°、崩壊発生角を 35.1° に設定した。

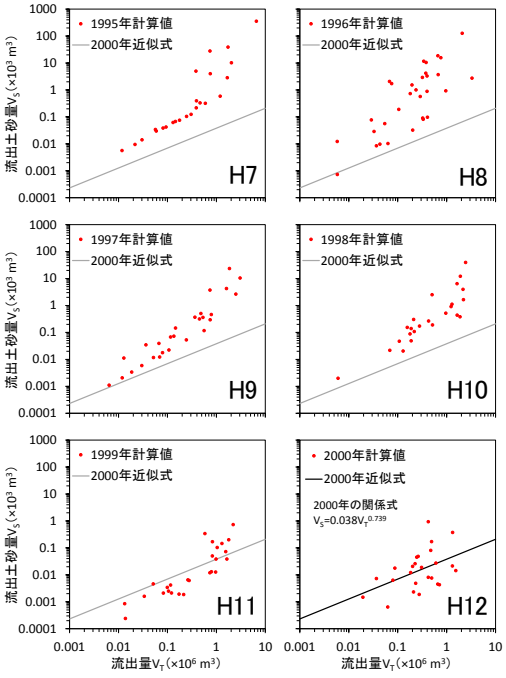
3. 3　計算結果

図－4 に x = 6800 m 地点の河床高と平均粒径の時間変化を示す。H7 災害の洪水中に 25 m の幅で堆積し、5 年 6 ヶ月後には、河道の横断方向の一部が侵食される傾向を示した。平均粒径は、H7 災害の洪水中に 25m の幅で細粒化し、侵食された箇所が粗粒化した。また、大規模土砂生産による影響期間を検討するため、丹羽ら[2]と同様に対象とした 162 洪水について流出量 V_T と流出土砂量 V_S の関係を年単位でプロットした（図－5）。1995 年～1998 年までは、2000 年の V_T－V_S 近似式と比較して流出土砂量が多く、1999 年から 2000 年の V_T－V_S 近似式に近づいた。

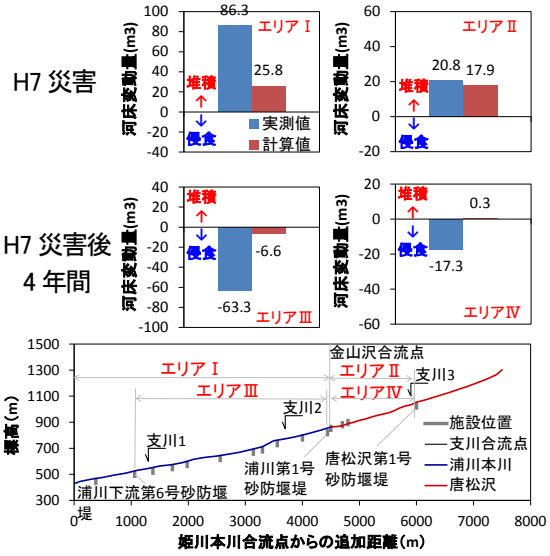
図－6 に河床変動量の実測値と計算値の比較を示す。唐松沢では、エリアⅡで H7 災害による堆積土砂量が概ね一致したが、その後の 4 年間（エリアⅣ）で 0.3 万 m^3 堆積となり、河床からの土砂流出を再現できなかった。浦川本川では、H7 災害による堆積量を過小評価し（エリアⅠ）、その後の 4 年間の侵食量を過小評価した（エリアⅢ）。



図－4　河床高と平均粒径の時間変化



図－5　各年の V_T–V_S 関係



図－6　河床変動量の実測値と計算値の比較

4.　考察

開発したプログラムの計算結果は、堆積時は川幅一面で河床上昇し、侵食時は横断方向に部分的に侵食するという横断的な河床変動の傾向を表現した。また、流出土砂量が経年的に低減する現象が再現できる可能性を示すことができた。一方、一般断面を設定した唐松沢では、H7 災害による堆積土砂が流出しない結果となった。これは、側岸崩落が過小に評価されていることが原因であると考えられる。また姫川本川では、堰堤の土砂捕捉量を過小評価した。これは、縦断方向の分割幅を横断測線間隔 200 m としたため、堰堤堆砂域の地形が表現されなかったことが原因の 1 つと考えられた。

5.　おわりに

本研究では、側岸崩落を考慮した 1 次元河床変動プログラムを開発し、その検証を行った。その結果、大規模土砂生産後の土砂流出に関する一般的な傾向を概ね表現することができた。今後は、横断方向の土砂移動評価法の改良と砂防堰堤の効果評価手法について検討する必要がある。

参考文献：1) 池田（2011），砂防学会誌，Vol.64，No.3，p.57-63, 2) 筑後川右岸流域　河川・砂防復旧技術検討委員会（2017），3) 関根（2003），水工学論文集, Vol.47, p.637-642, 4) 丹羽ら（2018），砂防学会誌，Vol.70，No.6，p.34-45, 5) 松本ら（2017），H29 砂防学会研究発表会概要集，p.486-487, 6) 赤澤・里深（2014），砂防学会誌，Vol. 67，No. 1，p.28-34

岩手県の土砂災害の歴史

株式会社 防災地理調査　○今村隆正・彌富涼子・小沼拓也・雨宮圭吾

１．はじめに

筆者らは，日本全国の歴史時代における土砂災害の調査研究を続けている．本発表は，2019 年 砂防学会研究発表会の会場である岩手県の事例について，これまでの調査成果を発表するものである．

岩手県は東北地方の北東部に位置し，東西約 120km，南北約 190km，面積は 15275 ㎢であり，日本の都道府県としては北海道に次いで 2 番目に広い（東京，神奈川，千葉，埼玉の合計値より広い）．しかし，面積は全国 2 位であるが，可住地面積率は約 24%と，全国 40 位前後である．そのためか，歴史上の土砂災害の記録は少ない．山が崩れても人の生活に影響がなければ災害として記録に残らないからである．

地形は，東半分が北上高地，西側に秋田県境の奥羽山脈，そしてこれらに挟まれ，北上川が南流する北上盆地の大きく 3 つに分けられる．また，県内には４つの火山（八幡平・1614m，岩手山・2038m，焼石岳・1548m，栗駒山・1626m）が分布する．海岸線は，宮古付近より南部ではリアス式海岸が形成されている．地質は，古生代や中生代の堆積岩（砂岩・粘板岩・石灰岩等）および花崗岩類，第四紀火山岩類から構成される．気候区分的には太平洋側の気候とされるが，奥羽山脈沿には雪が多く日本海側の気候特性が見られる．

２．地震の記録と土砂災害

岩手県に被害を発生させた主な歴史地震は，太平洋プレートの沈み込みに伴って発生する巨大地震，陸域の浅い場所で発生する地震である．県内の主な活断層は，奥羽山脈と北上盆地の境に北上低地西縁断層帯，その西側に雫石盆地西縁－真昼山地東縁断層帯，青森県から北上高地北部にかけて折爪断層が分布している（地震調査研究推進本部）．歴史上何度も大津波による災害が繰り返されてきた．地震による土砂災害は，平成 20（2008）年の岩手・宮城内陸地震によるものは記憶に新しいが，明治 29（1896）年の陸羽地震においても局地的に山崩れが発生した．

(1) 文政六年八月二十五日（1823.9.29）陸中岩手山の地震（M6.0）

西根町（八幡平市）域などに被害．七時雨山で崩壊が発生し，死者 69 人とも．

(2) 明治 29（1896）年 6 月 15 日　明治三陸地震津波（M8.2）

津波による被害甚大．岩手県の死者 22565 人，流失家屋 6156 戸（宮古測候所）．

(3) 明治 29（1896）年 8 月 31 日　陸羽地震（M7.2）

和賀郡の被害大．死者 4 人，負傷者 43 人，家屋全壊 110 棟．山崩れ多数発生．

(4) 平成 20（2008）年 6 月 14 日　平成 20 年岩手・宮城内陸地震（M7.2）

岩手県では，一関市市野々原などで大規模崩壊が発生．岩手県の死者 2 人，負傷者 37 人，家屋全壊 2 棟．

(5) 平成 23（2011）年 3 月 11 日　平成 23 年東北地方太平洋沖地震（M9.0）

岩手県の死者・行方不明者 6255 人（岩手県総務部総合防災室，平成 28 年 2 月 29 日現在）．

３．降雨を誘因とした土砂災害

岩手県において降雨を誘因とした土砂災害の記録は，洪水災害の記録と比べると極端に少ない．代々語り継がれるような大規模な山崩れ災害の記録は少なく，多くは台風等の大雨を誘因として発生した中小規模の山崩れである．

(1) 明治 44（1911）年 10 月 18 日「久慈町の地すべり」

10 月 15 日から 18 日にかけての低気圧の影響で暴風雨となり，九戸郡では地すべりによる死者が 13 人（久慈町 6，長内村 2，野田村 5），行方不明 2 人．

(2) 昭和 23（1948）年 9 月 17 日「早池峰山の崩壊」

アイオン台風の影響により早池峰山が崩壊．特に北斜面の崩壊による災害の規模が大きかった．石合沢上流で発生した崩壊による土砂は瀧ノ沢や御山川へ流出した．途中で天然ダムの形成・決壊を繰り返した．

(3) 平成 28（2016）年 8 月 30 日

台風 10 号の豪雨により，岩手県各地で主に土石流による土砂災害が発生．そのうち約 80%が岩泉町に集中し，家屋等の被害が多数発生した．

表１　岩手県における主な歴史災害年表

発生年月日	誘因	災害発生地点	被害概要	位置
869 貞観十一年五月二十六日	地震	三陸海岸	貞観三陸地震津波．津波による溺死者多数．	－
1611 慶長十六年十月二十八日	地震	三陸海岸	慶長三陸地震津波．鵜住居・大槌など津波被害大．	－
1724 享保九年六月二十六日	降雨	各地	北上川，中津川洪水．山崩95箇所，家屋流失160，潰家225．	－
1728 享保十三年七月二十五日	降雨	各地	大雨洪水，山崩484箇所，家屋流失141，潰家34．	－
1823 文政六年八月二十五日	地震	七時雨山	七時雨山割崩，不動滝崩落，七時雨山の山崩れで死者69人，不明4人とも．	①
1896 明治29年6月15日	地震	三陸海岸	明治三陸地震津波．岩手県の死者22565人．	－
1896 明治29年8月31日	地震	和賀郡	陸羽地震．岩手県では和賀郡の各地で山崩れも発生し被害が大きかった．	②
1911 明治44年10月15日から18日	降雨	久慈地方	暴風雨．九戸群下での地すべりによる死者13人，行方不明2人．	③
1933 昭和8年3月3日	地震	三陸海岸	昭和三陸地震津波．岩手県の死者2658人．	－
1948 昭和23年9月17日	降雨	早池峯山	アイオン台風．早池峰山の山崩れは天然ダムを形成・決壊し，下流に大被害．	④
2008 平成20年6月14日	地震	一関市	岩手・宮城内陸地震．一関市市野々原の山崩れは磐井川に天然ダムを形成．	⑤
2011 平成23年3月11日	地震	三陸海岸	東北地方太平洋沖地震．岩手県の死者・行方不明者6255人．	－
2016 平成28年8月30日	降雨	各地	台風10号．岩泉町をはじめ岩手県各地で多数の土砂災害が発生．	－

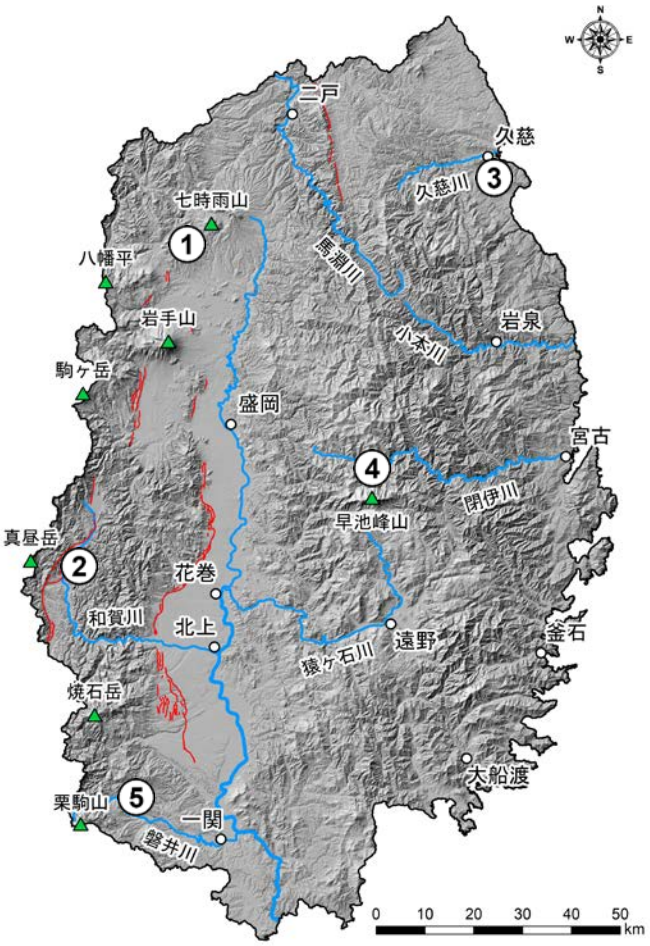


図１　岩手県の歴史災害による主な土砂災害発生地点図
（丸番号は表１と対応）

４．まとめと課題（岩手県の土砂災害の歴史と特徴）

岩手県は，過去（2006～2016）の土砂災害発生件数のランキングでみると，47 都道府県中 2 位から 43 位であり，年によって大きなバラツキがある．そして，歴史記録に残る大規模な山崩れ（土砂量が 100 万m^3以上程度の崩壊）災害の事例は少ない．しかし，中小規模の事例は繰り返し発生している．誘因別では，地震を誘因とした事例は，文政六（1823）年の陸中岩手山の地震による七時雨山の崩壊，明治 29（1896）年の陸羽地震による和賀郡の山崩れ，平成 20（2008）年の岩手・宮城内陸地震による市野々原の崩壊などが発生している．陸羽地震においては，和賀郡で多数の山崩れが発生したが，詳細な調査が行われていないため，今後は現地において追跡調査を行っていく予定である．また，降雨を誘因とした中小の山崩れについては，発生場所を特定する歴史記録が少ない．

最後に，余談になるが，歴史上何度も繰り返される三陸海岸の大津波災害について，逸話を目にしたので引用しておく．「津波は貧富の懸隔が解消せられ，裸一貫腕一本の同一線上に置かれる．津波から受けた恐怖を克服し最も早く復興に立ち上がった者は次の時代の支配者であった」（森嘉兵衛，1987）．厳しい現実が表現されているが，的確な避難行動や早期復興といった，現代にも共通する災害への心構えとして強く戒めておきたい．

５．文献

岩手県（1965）：岩手県史 第十巻 近代編 5，1116p.
宇佐美龍夫・石井寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子(2013)：日本被害地震総覧 599-2012，東京大学出版会，694p.
地震調査研究推進本部 WEB，岩手県の地震活動の特徴．
都道府県別土砂災害発生状況（国土交通省砂防部）．
盛岡気象台（1979）：岩手県災異年表，401p.
芳門申麓（1986）：霊峰への誘い，204p.

平成 25 年 8 月 及び 9 月の豪雨における八幡平山系（岩手県側）の土砂動態検討

砂防エンジニアリング株式会社　○尾崎順一　井戸清雄　敦賀屋研次郎　佐藤承未
国土交通省東北地方整備局　岩手河川国道事務所　三浦俊明

1．はじめに

平成 25 年 8 月 9 日、県内各地で観測史上最大の雨量を記録し、雫石町を通る田沢湖線（秋田新幹）が運休したほか、床上・床下浸水やがけ崩れによる住家被害、損壊等による道路途絶被害が発生した。同年 9 月 16 日には、県北部を中心とする豪雨により被害が生じた。岩手山北麓の小水無沢では、豪雨前に整備された砂防堰堤が発生した土石流を捕捉し、被害を防止した。各豪雨の被害報告や土砂生産実態の一部報告 [1]はあるものの、詳細な土砂動態はわかっていない。今後、有効な土砂災害対策を実施するためには、これら土砂動態の実態を分析し、土砂災害の原因や過程を解明することが重要と考える。

一方、土砂移動予測手法や砂防施設配置計画立案手法の高度化を目的に、近年、「国総研資料第 874 号」に準拠した一次元河床変動計算モデルの活用が進められている [2),3)]。

そこで、本検討では、当該計算モデルを準備の上、八幡平山系（岩手県側）の葛根田川、雫石川の両流域を対象に、既往最大規模となる平成 25 年 8 月及び 9 月の豪雨の再現計算を実施し、土砂動態を検討した。

2．検討方法

豪雨後の「土砂移動実績図」を作成し、航空レーザー計測データ（LP データと呼ぶ）、御所ダム堆砂実績から土砂収支を整理・検討した。

そして、一次元河床変動計算モデルにより再現計算を実施し、計算結果と豪雨後の河床位及び土砂収支を比較・検証し、土砂動態を検討した（詳細は図-1 参照）。

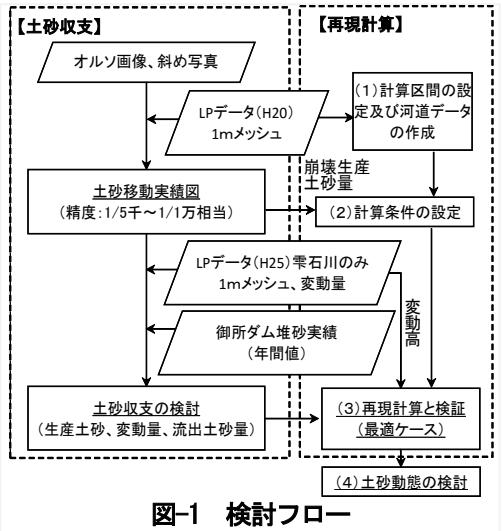


図-1　検討フロー

3．検討結果

3．1 土砂収支の検討

「土砂移動実績図（図-2 参照）」における崩壊地の面積に最新土砂量調査の崩壊深を乗じ、崩壊生産土砂量を約 75 万 m^3 と算出した。後、土砂収支を検討し、雫石川流域からの流出土砂量を約 17～32 万 m^3、御所ダムへの流入土砂量を約 28～60 万 m^3 と算出した。

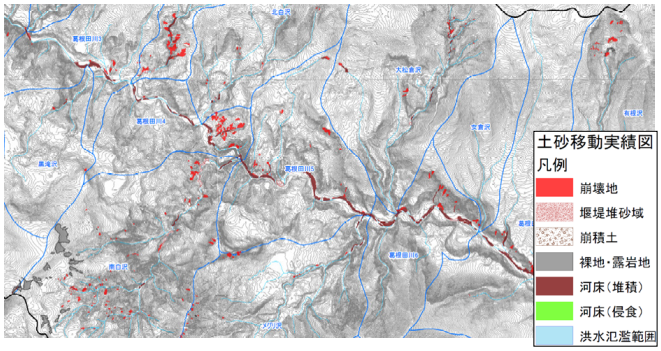


図-2　土砂移動実績図（葛根田川上流域の拡大図）

3．2　再現計算

（1）計算区間の設定及び河道データの作成

河床勾配 10°未満、流域面積 5 k m^2 以上を基本に、計算区間の上流端と、その下流の計算区間を設定した（図-3 参照）。また、豪雨前のＬＰデータ（H20）を基に横断データを取得の上、矩形近似した河道データを作成した。

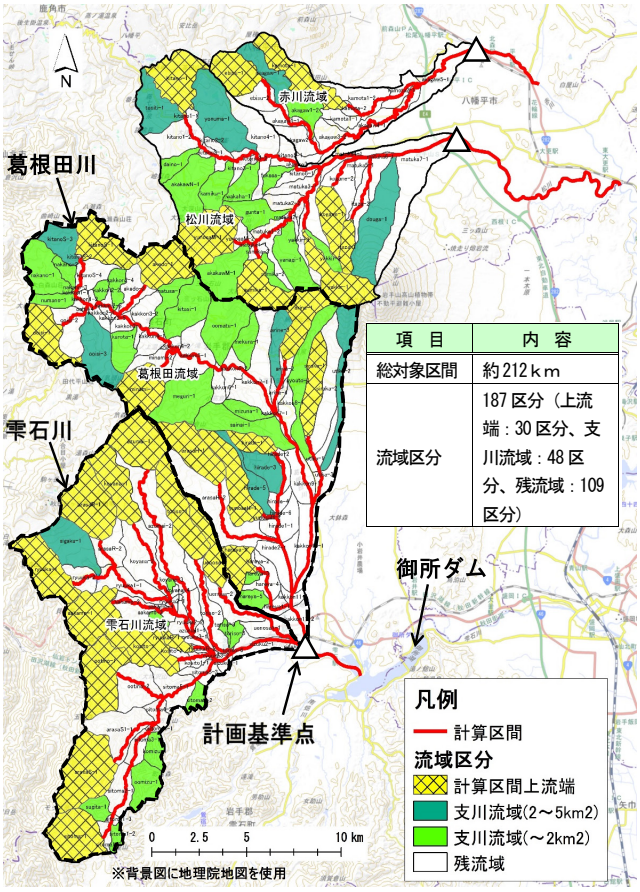


図-3　計算区間と流域区分の設定図

（2）計算条件の設定

崩壊生産土砂量（約 75 万 m^3）を土砂供給量の基本として計算条件を設定した。ハイドログラフは河床変動に影響を及ぼす 8 月と 9 月の実績流量を連続させた（図-4 参照）。

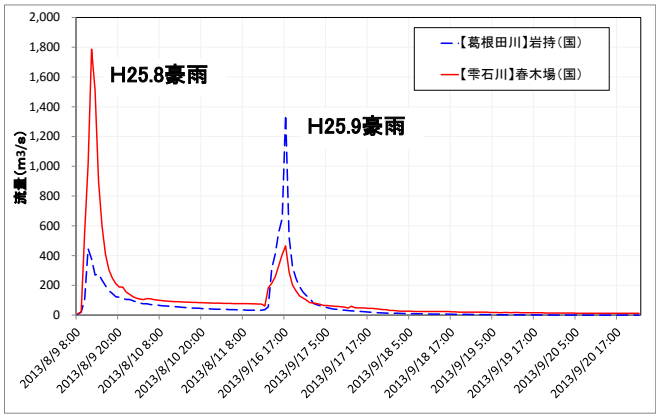


図-４　設定ハイドログラフ（163 時間）

（３）再現計算と検証

主に侵食速度係数、堆積速度係数等のパラーターを変更した 20 ケースの再現計算（感度分析）を実施し、水流出状況（水位、流量等）、土砂生産状況（土砂供給）、土砂流出・堆積状況（河床変動高等）の再現性を段階的に検証し、最適案を抽出した。水流出状況について、不定流計算によるピーク流量は実績流量と 2%未満の誤差、観測水位及び土砂移動実績図における氾濫開始点の実績最大水位とは 60ｃｍ未満の精度で再現できていることを確認した。土砂供給については崩壊生産土砂量を引き伸ばさない実績値、土砂流出・堆積状況については堆積速度係数 0.001、侵食速度係数 0.0007 の計算条件において再現性が高くなった。以上より「ＣＡＳＥ-09」が再現性の高い計算条件および結果であると評価した（表-1 参照）。

表－１　再現性の検証結果

各項目	検証項目		各ケースの評価（候補ケースの比較） CASE 01	09	10	11	12	13	18	再現性の高い計算条件・パラメータ等
水流出状況	実績水位との比較		最大水位はいずれも観測値と同程度、氾濫実績と整合							面積案分
土砂生産状況	土砂供給		△ 58万	○ 75万	○ 75万	○ 75万	○ 75万	○ 75万	△ 150万	引き伸ばさない実績 75万m3
土砂流出・堆積状況	堰堤堆砂実績（LP）との比較	堆積速度係数	○ 0.001	○ 0.001	× 0.005	× 0.01	× 0.05	○ 0.001	△ 0.001	堆積速度係数 0.001 侵食速度係数 0.0007
	河床変動（LP）との比較	堆積速度係数	○ 0.001	○ 0.001	△ 0.005	△ 0.01	△ 0.05	○ 0.001	△ 0.001	
		侵食速度係数	○ 0.0007	○ 0.0007	○ 0.0007	○ 0.0007	○ 0.0007	△ 0.01	○ 0.0007	
	流出土砂量	雫石川の流出土砂（17～32万m3）	△ 16万	○ 19万	× 13万	× 12万	× 12万	○ 19万	○ 22万	
		御所ダムの堆砂実績（28～60万m3）	△ 25万	○ 28万	× 22万	× 21万	× 21万	○ 28万	○ 39万	

（４）土砂動態の検討

土砂収支及び再現計算から検討した流出土砂量等の土砂動態は表-2 とした。葛根田川、雫石川とも全体としては堆積傾向となる。雫石川では、支渓合流点を除くほとんどの河床が平衡状態から侵食傾向であり、本川河道における不安定土砂の二次移動や支川からの土砂流出が、河床上昇及び洪水氾濫の原因と考えられた（図-5 参照）。

表－２　各土砂量の検討結果

流域名	生産土砂量	河床変動量※	流出土砂量 合流点	流出土砂量 御所ダム
葛根田川	約 50	約 37	約 13	約 28 万
雫石川	約 25	約 6	約 19	
合　計	約 75	約 43	約 32	

※堆積土砂量　　（単位：万m^3）

その他、数値計算と河床変動実績との相違については土砂移動痕跡や試算分析から次の原因が考えられた。

- 測量実績（豪雨前）から豪雨までの経年変化（5 年）。
- 流路蛇行区間の偏流による側岸侵食等。
- 河床情報（露岩区間、河床材料の粒度）の不足等。

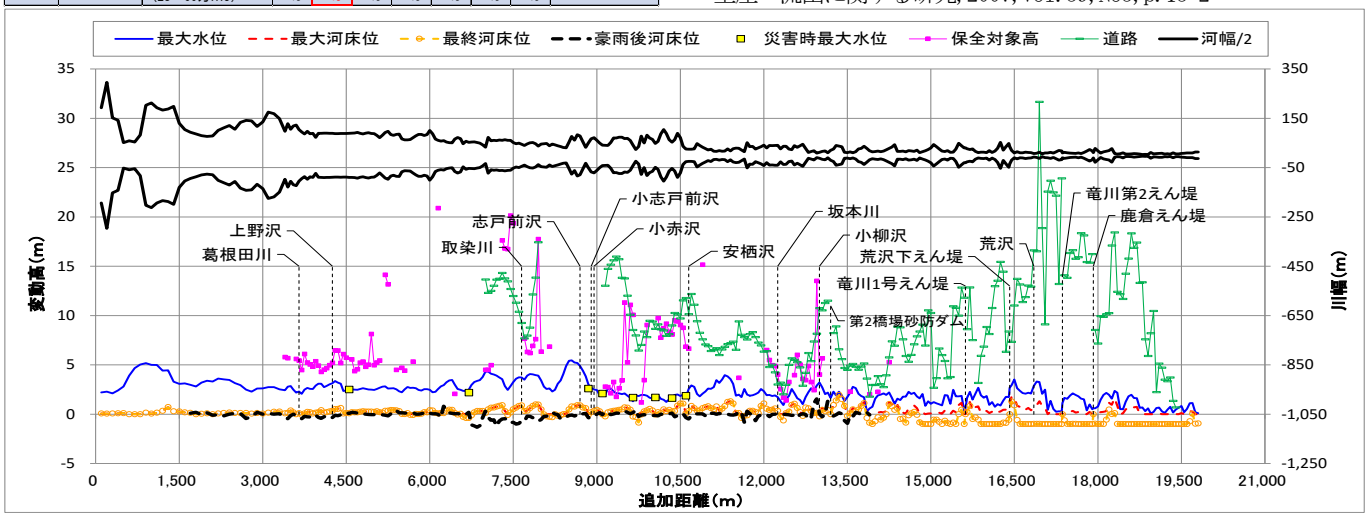
４．まとめと今後の課題等

豪雨における土砂・水の痕跡を、一次元河床変動計算により連続的に再現することにより、土砂の流下・堆積、洪水氾濫に至る機構が概ね把握できた。今後は、砂防施設配置への活用に向け、流域現況を反映した河床条件や計画規模の水・土砂の供給条件の設定、合わせて施設効果の評価が課題と考える。

最後に、有用な災害関連データを提供いただいた岩手大学農学部井良沢教授に謝意を表します。

【参考文献】

1）例えば、佐藤ほか（2015）2013 年 8 月 9 日秋田・岩手豪雨災害で発生した土砂生産及び流出の特徴、平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集, B-254-255
2）豪雨時の土砂生産をともなう土砂動態解析に関する留意点、国総研資料第 874 号, H27. 11
3）河床変動計算を用いた土砂･洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案）, 国総研資料第 1048 号, H30. 11
4）例えば、杤木ほか(2007) 土砂生産のタイミングを考慮した土砂生産・流出に関する研究, 2007, vol. 59, No5, p. 15-2



図－５　雫石川本川の一次元河床変動計算結果（再現性が高いCASE-09）※初期河床を基準

寒冷地での凍結融解による生産土砂量予測に関する基礎的研究

信州大学農学部（現 神奈川県県土整備局）　○高畑　竣平
信州大学学術研究院農学系　平松　晋也

1. はじめに

凍結・融解に起因した土砂生産は，地域が限定され発生規模も小さいものの，毎年恒常的に発生するため流域内での不安定土砂の主たる生産源となっている。本研究では，天竜川右支与田切川流域内にモデル断面を作成し，山地流域での冬期土砂管理に資することを目的として生産土砂量予測を試みるとともに，その実用化を前提としてモデルの簡便化を行った。

2. 研究対象地と観測項目

長野県飯島町に位置する与田切川流域内の広葉樹林内(標高 1,140m，傾斜 38°)に高さ 140cm × 幅 90cm の観測断面を設け，気温，地温（奥行：0cm，5cm，10cm，15cm），体積含水率，日射量，風速と，凍結・融解により生産される土砂量を自動計測した（図-1）。

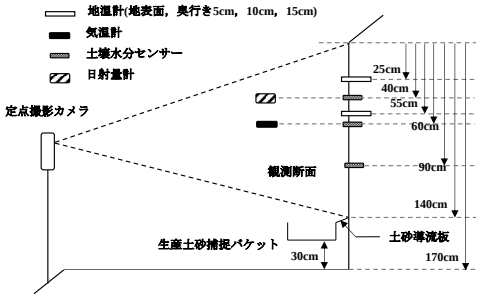


図-1　モデル断面と観測機器の概要

3. 観測結果

観測期間は 2017 年 12 月 24 日～2018 年 3 月 23 日の 3 ヶ月間であり，1 月の地表面地温は降雨発生日を除くと 0℃を下回り，融解が発生しないため土砂生産は抑制されていることがわかる（図-2）。2 月 26 日以降になると気温と地表面地温が 0℃を境に上昇と下降を繰り返し，周期的に断面の凍結と融解が繰り返されたため，土砂生産が活発化するようになった。

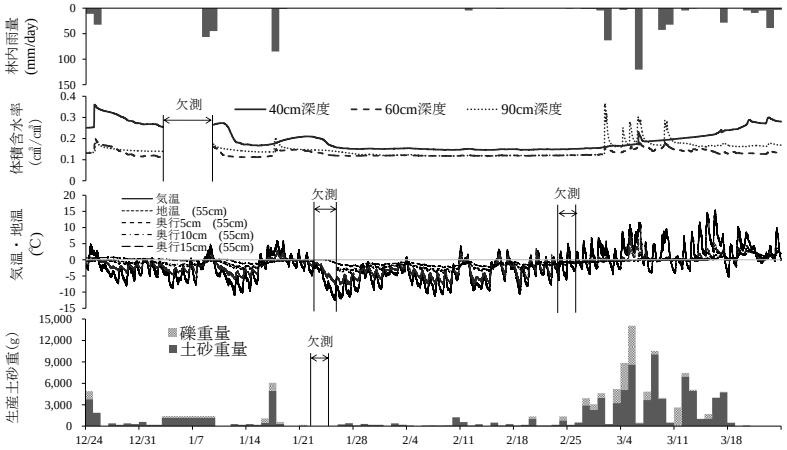


図-2　観測期間における各観測データの経時変化

4. 凍結・融解に対する影響指標の抽出

観測結果である日射量，気温，地表面地温，平均風速を用いて正味放射量：Rn と顕熱輸送量：H を算出し，これらの値を(1)式に示す熱収支式に代入することにより大気から地表面への伝熱量：G を算出した。

$$Rn = H + IE + G \quad \cdots\cdots (1)$$

地表面地温と大気から地表面への伝熱量：G を用いて，図-3 に示すように「凍結熱量（Ec）：地表面地温が 0℃を下回り，かつ大気から地表面への伝熱量が負となる期間の伝熱量の積算値の絶対値」と「融解熱量（Ew）：地表面地温が 0℃を上回り，かつ大気から地表面への伝熱量が正となる期間の伝熱量の積算値」を求めた。なお観測期間中，降雨が発生することにより大規模な土砂生産が発生する現象が見られたため，(2)式を用いて得られる降雨伝熱量：Qr（cal/cm²/hr）を加算して降雨時の融解熱量を求めた。

$$Qr = Ta \cdot R/10 \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，Ta：気温（℃），R：降雨量（mm/hr）である。

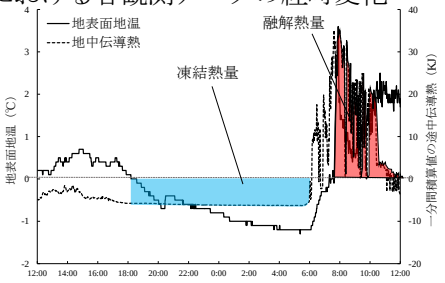


図-3　凍結熱量と融解熱量の算出概念

凍結熱量と融解熱量が連続して発生した期間を一つの土砂生産イベントとして定義し，抽出された 21 イベントを対象として，「凍結熱量：Ec」，「融解熱量：Ew」，「凍結熱量発生直前の体積含水率：θ」と各イベント時に計測された生産土砂量との関係を示す図-4 より，凍結熱量と生産土砂量の実測値との間に明確な相関関係がみられなかった原因としては，長期間に渡り凍結熱量が発生したイベントにおいて，土壌中の水分が全て凍結するのに要する熱量以上の凍結熱量を加算し続けた事実が挙げられる。融解熱量と生産土砂量との間にはわずかながら正の相関関係が確認でき，体積含水率と生産土砂量との間には

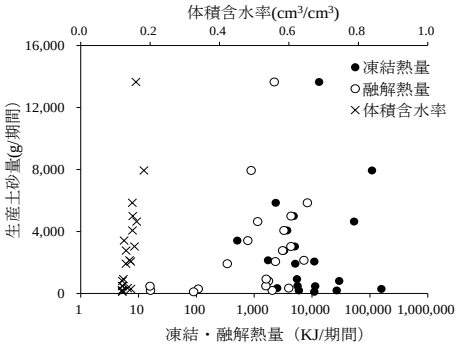


図-4　凍結熱量，融解熱量，体積含水率と生産土砂量の関係

明瞭な相関関係が確認できる。これらの結果は，凍結熱量や融解熱量がどれだけ大きくても，「土壌中に水分が十分に存在しなければ凍結・融解による土砂生産は発生しない」という事実を示唆するものである。

5. 凍結・融解に起因した生産土砂量予測式の構築

5.1 大気から地表面への熱移動を指標とした生産土砂量予測

抽出した 21 イベントを対象として，「凍結熱量 : Ec」，「融解熱量 : Ew」，「凍結熱量発生直前の体積含水率 : θ」の三指標を説明変数として構築した生産土砂量予測式には概ね良好な再現精度が確認されたものの，生産土砂量予測には凍結熱量はほとんど影響を及ぼさないといった実現象と矛盾した結果となった。この原因としては，土壌水分が凍結するのに必要な熱量以上の凍結熱量を過剰に与えているといった事実が挙げられる。このため凍結熱量の発生が 3 日以内のイベントを対象とし，イベントの再抽出を行った結果，16 イベントが抽出された。再抽出された 16 イベントを対象として得られた生産土砂量予測式を(3)式に示す。

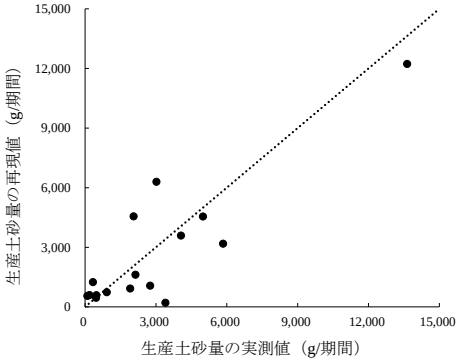


図-5　実測値と(3)式による計算値との比較

$$S=2.22\cdot10^{8}\cdot Ec^{0.55}\cdot Ew^{0.16}\cdot\theta^{8.84} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

(3) 式を用いて求めた生産土砂量の再現値と実測値との関係を示す図-5 より，(3)式による再現精度は比較的良好である事実が確認できる（R^2=0.75）。(3)式中のべき乗値に着目すると，大気から地表面への熱移動による土砂生産現象には体積含水率が最も大きな影響を及ぼし，次いで凍結熱量→融解熱量の順となることがわかる。

5.2 地表面から断面奥行方向への熱収支を指標とした生産土砂量予測

断面内で計測された地温（奥行 : 0cm，5cm，10cm，15cm）を基に，(4)式を用いて地表面から各深度（奥行 : 5cm，10cm，15cm）への伝熱量 : E を算出した。

$$E=-\lambda\cdot\frac{\delta T}{\delta x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

ここに，E : 地表面から土層断面内部への伝熱量（W/m²），$\boldsymbol{\lambda}$: 熱伝導率（W/（m・K）），δT : 各深度間での地温差（K），δx : 各深度間での断面奥行き方向の区間長（m）である。

地表面地温と地表面から断面奥行方向への伝熱量 : E を用いて「奥行凍結熱量 : 地表面地温≦0℃かつ $E<0$ である期間の E の積算値の絶対値」と「奥行融解熱量 : 地表面地温≧0℃かつ $E>0$ である期間の E の積算値」を求めた。

奥行凍結熱量と奥行融解熱量が連続的に発生した 21 イベントの内，奥行凍結熱量の発生期間に 3 日のリミットを設けることにより再抽出された 16 イベントを対象として得られた生産土砂量予測式を(5)～(7)式に示す。

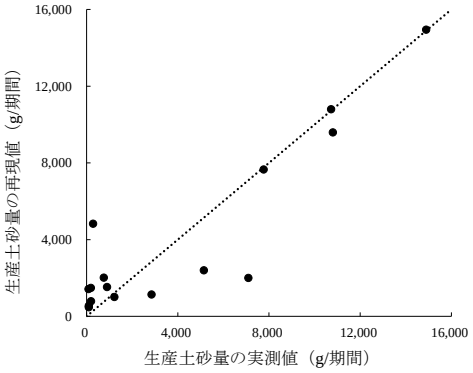


図-6　実測値と(6)式による計算値との比較

$$S=7.97\cdot10^{7}\cdot Ec_{0\text{-}5}{}^{0.00}\cdot Ew_{0\text{-}5}{}^{0.31}\cdot\theta^{6.38} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

$$S=6.08\cdot10^{8}\cdot Ec_{0\text{-}10}{}^{0.07}\cdot Ew_{0\text{-}10}{}^{0.32}\cdot\theta^{7.71} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

$$S=4.00\cdot10^{9}\cdot Ec_{0\text{-}15}{}^{0.00}\cdot Ew_{0\text{-}15}{}^{0.21}\cdot\theta^{7.87} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

ここに，S : 凍結・融解による生産土砂量（g/期間），$Ec_{0\text{-}n}$:「0-n cm 間の奥行凍結熱量」（KJ/期間），$Ew_{0\text{-}n}$:「0-n cm 間の奥行融解熱量」（KJ/期間）である。

(5)式と(7)式では $Ec_{0\text{-}n}$ のべき乗値が 0.00 になったのに対し，0-10cm 間の熱移動を用いた(6)式では全ての変数のべき乗値が正の値を示す結果となった。この結果は，観測断面の奥行方向の熱移動量は，0-5cm 深度に対しては過剰であり，凍結・融解は奥行 10cm 地点までは到達するものの，10cm 地点以深にまでは伝達されないという事実を示唆するものである。(6) 式による生産土砂量の再現値と実測値との関係を示す図-6 より，(6)式による再現精度は良好であることがわかる（R^2=0.81）。以上の結果は，奥行凍結熱量 : $Ec_{0\text{-}10}$，奥行融解熱量 : $Ew_{0\text{-}10}$，奥行凍結熱量発生直前の体積含水率 : θ の 3 指標を用いて，断面深部まで達した凍結が融解することで発生する比較的規模の大きな土砂生産現象の予測が可能となる事実を示唆するものである。

6. おわりに

地表面地温が 0℃を境に上昇と下降を頻繁に繰り返すことにより土砂生産が活発化する事実が確認された。また，凍結量を規定する体積含水率が凍結・融解による土砂生産現象に多大な影響を及ぼしている事実が明らかになった。今後は，生産土砂量予測式の精度向上や物理的妥当性の検討を図り，裸地斜面における冬期間での土砂生産現象に対する予測モデルを活用した土砂生産管理手法の提案へと研究を展開していく予定である。

GeoWEPP を用いた日本の山地森林流域の土砂流出動態の解析

東京大学大学院農学生命科学研究科　○長岡岳　堀田紀文　田中延亮
University at Buffalo, The State University of New York　Chris S. Renschler

１．研究の背景と目的

近年、流域の土砂生産量の評価・予測や対策立案のために多くの土壌浸食モデルが用いられている[1)]。それらのモデルの多くでは、斜面での浸食と河道での土砂輸送を分けて扱うことで流域の土砂動態が記述される。土壌浸食モデルは斜面での土砂生産を主な評価対象とすることが多いが、実際の流域においては河道の土砂の貯留量が土砂の生産に重要な役割を果たしており、貯留量の大小によって土砂生産の形態が大きく変化する[2)]。土壌浸食モデルの適用に際しても貯留量が重要となる場合があることが指摘されている[3)]が、河道貯留量は時間的にも空間的にも変化するため直接測定することが難しく、貯留量による流域土砂動態に関しては土壌浸食モデルでの検証は不十分であるのが現状である。しかしながら、流域からの土砂流出は長期的にレジームシフト（土砂流出環境の変化）を伴うことがあるので、モデルでの予測のためには貯留量が土砂流出量に与える影響の検証は重要である。

本研究では、土壌浸食モデルの一つである GeoWEPP の適用性をみるとともに、流域の特性を抽出することを目的として解析を行った。

２．対象地と方法

研究対象地は、愛知県北部に存在する生態水文学研究所白坂流域(流域面積 0.885km^2)である(**図１**)。大部分が火山性の地質であり、対象地付近の平均年降雨量は 1860mm、年平均気温は 13.5℃である。対象地では元々はげ山に覆われていたが、堰堤の設置や植林が行われた結果森林率は回復し土砂流出も減少したという経歴を持つ。1930 年ごろから現在まで、流量・土砂流出量・雨量などの観測が続けられている[4)]。また、白坂流域の内部にある北谷(1.19ha)、南谷(1.42ha)において、堆砂ダムが設置されており、定期的な土砂の排出が行われており、そちらの２小流域も研究対象地とした。

解析には GeoWEPP[5)]を用いた。GeoWEPP は、降雨から流出・土砂流出までの各プロセスを物理的に記述した代表的な土壌浸食モデルである WEPP(Water Erosion Prediction Project)を ArcGIS 上のプラグインとして広域に適用可能にしたものである。解析には 2m メッシュの DEM を用いた。

解析に先立ち現地の踏査を行い、正確な河道の位置を決定した。また、北谷と南谷において、2008 年に土砂がすべて排除されたことが分かっており、2018 年 12 月に堆積土砂の測定を行いその期間の堆砂量を決定した。

解析は、白坂本流域と北谷・南谷の小流域を対象に、流域全体が森林とみなすことができる 2005 年から 2018 年において計算を行った。観測結果・文献から、有効透水係数、河川の形状、河道粒径[6)]、土層厚[7)]、といった値を得て流域の状況を可能な限り再現した。しかし、概念的なパラメーターと言える「浸食可能深(depth to non-erodible layer)」に関しては実測に基づき適切な値を与えることが難しいので、感度分析を実施した。浸食可能深とは、河道における浸食できる深度の最大値である。まず流出水量が再現できてい

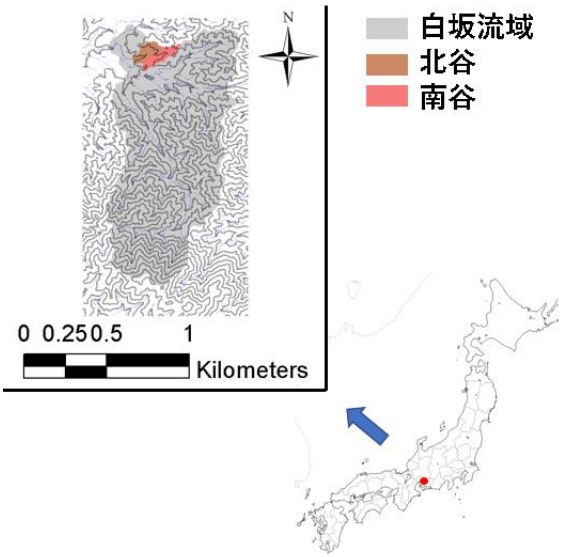


図１．解析対象地

ることを確認したのち、土砂流出量を比較した。本流堰堤では浚渫の頻度が高く年流出量が比較可能である。北谷・南谷小流域では 2008 年から 2018 年までの堆砂量を年平均化した値を用いた。

３．本流域における検討

本流域における計算結果を**図２**に示す。観測値に対して過大評価となっている年が多いものの、モデルと観測値は同程度の値を取った。

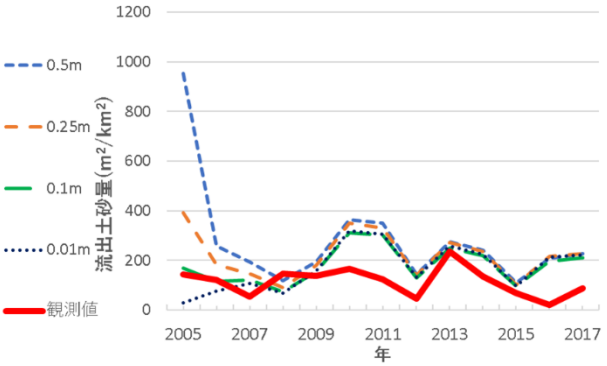


図２．本流域計結果

４．小流域における検討

小流域での計算結果を**図３、図４**に示す。浸食可能深に関しては北谷南谷両方において大きな違いは見られなかった。図に示した平均化した土砂流出量の観測値と比較して、北谷では過小評価、南谷ではやや過大評価であったが，著しい乖離は見られなかった.

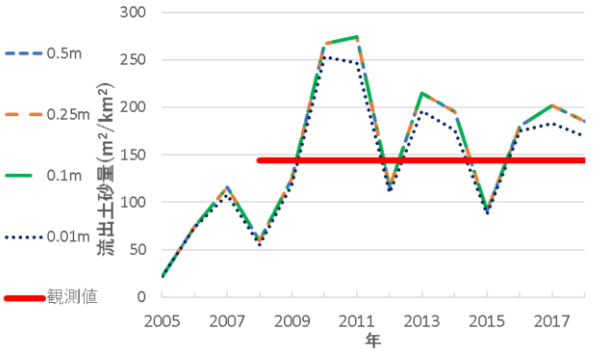


図３．北谷計算結果

５．流域間の比較

計算に用いたパラメーターに関して、斜面の浸透能は既往研究より全て 30mm/h に設定し､浸食可能深は各検討において 0.5m, 0.25m, 0.1m, 0.01m に設定して感度分析を行った。

二つの流域の感度分析を比較して、小流域に関しては浸食可能深の違いがほとんど見られなかったが本流域ではその違いが比較的大きいことが確認された。このことから、小流域では斜面の浸食が中心であるが、大流域になると河道堆積土砂が主な生産源となり、河道における土砂の貯留量が重要になることが示唆された。これは、日本の山地を対象とした過去の研究[2)]とも合致する。

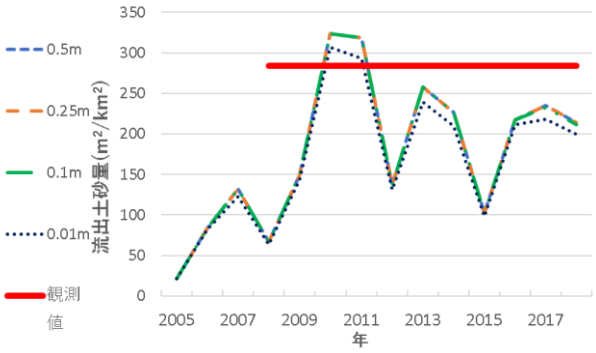


図４．南谷計算結果

本流では過去には斜面における浸食がより活発であった[8)]ことと、今回の結果から、流域からの土砂流出は流域の土砂動態の時空間変動に対応していることが示唆された。土壌浸食モデルで長期・広域の土砂流出の再現を目指す場合には、流域の土砂貯留量やその寄与の検討を念入りに行う必要がある。

参考文献

1) Pandey, A., Himanshu, S.K., Mishra, S.K. and Singh,V.P. (2016): Physically based soil erosion and sediment yield models revisited, J. Catena (147), pp. 595-620. 2) 堀田＆厚井(2011): 砂防学会誌,Vol.63,No.5,p.52-61. 3) Amaru & Hotta (2018): International Journal of Erosion Control Engineering, in press. 4) 生態水文学研究所：生態水文学研究所日降水量・日流出量観測結果報告（Ⅷ）, 演習林（東大）, No.53, pp.29-53, 2013. 5) Renschler, C.S., and Flanagan, D.C. (2002): Implementing a process-based decision-support tool for natural resource management the GeoWEPP example. In: Rizzoli, A. E., and Jakeman, A. J. (Eds.) Integrated Assessment and Decision Support. IEMSS 2002: Interl Environl Modeling Software Soc. June 24-27. 2002. at University of Lugano, Switzerland, 3, 187-192. 6) 石川(2005):東京大学白坂試験流域におけるアインシュタイン式による土砂流出解析,東京農業大卒業論文. 7) 前田ほか(2005):花崗岩流域における崩積土・残積土分布の推定手法の提案－東京大学愛知演習林白坂流域（88.5ha）を対象として－,中部森林研究,53,p.221-224. 8) 長岡(2018): GeoWEPP を用いた山地森林流域の長期土砂計算 , 第 67 回砂防学会研究発表会概要集, p215-216

天竜川上流におけるシカ食害･獣害による土砂流出への影響調査について

国土交通省　中部地整　天竜川上流河川事務所　*椎葉秀作　鈴木　豊　**岡村　修　***山根宏之　****深見悠矢
信州大学農学部　福山泰治郎　平松　晋也，　(株)建設環境研究所　○三瓶　昌俊，　前同　花岡正明
*現　国土交通本省砂防部　**　前砂防調査課長　***現　沼津河川国道事務所　****現　伊那市役所

1. はじめに

天竜川上流域では20年前頃からニホンジカ(以下「シカ」)が急増し、林床被覆の減少･地表の攪乱が確認されている。丹沢地区におけるシカ食害による植生被覆度の減少に伴い表層土砂流出が増加した事例[1)]、天竜川流域戸台地区における踏み荒らしに伴い土砂流出が増加した事例[2)]が報告されている。シカ食害・獣害による自然環境の変化と土砂流出の実態把握のための侵食量捕捉現地計測に2016年に着手し、降雨量, シカ侵入･採食, 植生被覆度などの計測地周辺での関連調査により影響因子との関連を検討している。本稿は3年間の調査･検討結果を報告する。

2. 調査概要

(1) 調査概要と調査手法

石川農工大名誉教授による経年計測・研究を参考に、下層植生被覆度とシカ道に注目して三峰川流域山室川を中心に 8 箇所で侵食量捕捉計測するとともに、表-1 に示した調査項目についてシカの採食･移動行動が土砂流出に及ぼす影響を調査･検討している。これらの調査手法は、①植生調査：下層植生の変化状況を確認するため植生コドラート調査(出現種,優占種,植生被度,群度,植物体量V-Value)で、代表的な植生状況を 5 地区 11 プロットにおいて林床植生を評価。②シカ道分布･痕跡調査：周辺も含めたシカ道分布と食痕・糞など詳細な生息痕跡調査をGIS化し、生息密度を検討。③センサーカメラ映像解析：侵入時期,頭･回数,採食･移動など行動の集計から、季節的な利用･移動の実態を把握. とし、これらの実施時期を示した。

表-1 調査項目と実施概要

項目	調査目的	小項目	調査時期 H28	調査時期 H29	調査時期 H30
1) シカ道分布調査	シカの生息状況の把握	シカ道分布調査	冬	6～7月, 冬	7月, 冬
		シカ痕跡調査	冬	6～7月, 冬	7月, 冬
2) 流出土砂捕捉量調査	土砂流出実態計測	土砂捕捉計測調査	8月末～11月末	4月～12月初	5月～12月初
	気象状況把握	雨量・地温観測	8月～年度末	4月～3月末	4月～2月末
	表土層の性状把握	表土土壌調査	–	9月	7月
3) 関連因子現地調査	植生状況把握	コドラート調査	10月	7月, 10月	7～8月, 11月
		V-Value計測	–	10月	7～8月, 11月
		ササ賦存量調査	–	–	11月
	食害・獣害把握	食痕調査	10月	7月, 10月	7月, 10～11月
	シカ侵入・行動把握	センサー・カメラ調査	8月～年度末	4月～3月末	4月～3月

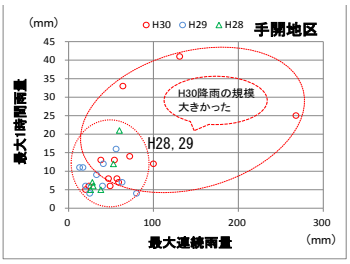


図-1 平成30年の降雨状況(鹿塩局)

(2) 既往調査成果

流出土砂･地表流水を2016年5回, 17年9回捕捉計測したが、降雨状況と捕捉水量は良い相関関係にあるが、流出土砂量との関連性を明らかにできなかった。降雨単位については長期降雨(累加雨量, 連続雨量)は土砂量との相関性がみられたが、時間雨量との相関性は低かった。また同じ斜面条件で植生被覆度が異なるプロットを対比し、被覆度が少ない斜面からの土砂流出が多い傾向は把握できた。一方、冬季計測休止後も捕捉箱上に堆積した落石を計測したところ、凍結･融解による流出土砂が頻度・重量とも出水期を大幅に上回っていた。



図-2 土石流発生後の下青木プロット

3. 2018年調査成果と流出土砂影響因子の総合的な検討

(1) 2018年降雨状況と流出土砂計測結果の整理

土砂流出の誘因となる降雨状況については、代表的な雨量観測所である信州大山室雨量観測局,鹿塩局-手開地区,黒覆山局-与田切川飯島第4地区の土砂計測期間(5月から11月末)の降雨量において、対前年比約1.2倍、小渋川流域は1.6倍(1,640mm)と雨量強度の大きな豪雨が頻発した(図-1)。手開地区,下青木地区,飯島第4地区に土石流,地すべりが発生した(図-2)。特に下青木地区では表層土に雨滴による流出土砂発生の把握上指標となる「土柱」が形成された。18年には捕捉量を8回計測したが、自然斜面に設置した初年は、設置作業の影響で土砂が流出しやすい傾向があったが、安定した状態で計測出来たと考えられる。表-2に主なプロットの斜面特性を左欄に、計測結果を右欄に累加雨量当たりの計測値も含め、さらに下段に前年比を示した。18年は過去3年間で著しく大きな雨量強度の豪雨が相次いで発生した手開地区では1.6倍の累計降雨に対し流出土砂量は1.3倍程度であった。他方、植生が繁茂した山室第2 ③ 及び手開②の流出土砂量が急増し、**山室第2③**は17年にはほとんど無かった土砂量が**16倍**に達し、手開②も裸地に近い手開①の倍近い土砂量となっている。

表-2 流出土砂等の計測結果 (山室･手開)

プロット名	プロット特性 地表被覆度(%)	植生状況	年度	累加雨量 (mm) : A	捕捉水 (L) : B	=B/A	捕捉土砂 (g) : C	=C/A
山室第2 ⓪ 45° L=20m	植生被覆 極小 2.4%	アカマツ イネ科sp スゲ属sp	H29	1,092.5	209.0	0.19	330.7	0.30
			H30	1,284.0	260.0	0.20	210.1	0.16
				117.5%	124.4%	105.8%	63.5%	54.1%
山室第2 ③ 39° L=30m~	植生被覆 大 96.5%	カラマツ シダ科sp スギゴケ ササ属sp	H29	1,092.5	347	0.32	8.0	0.01
				200.8%	361.5%	180.0%	112.7%	56.1%
			H30	1,284.0	277.0	0.22	125.7	0.10
				117.5%	79.8%	67.9%	1571.3%	1336.9%
手開沢 ① 41.2°, L=9.4m	植生被覆 小 37.4%	ハンノキ イネ科sp クサコアカソ	H29	1,027.0	182.0	0.18	21.0	0.02
				187.4%	175.0%	93.4%	6.5%	3.5%
			H30	1,624.0	296.0	0.18	26.6	0.02
				158.1%	162.6%	102.9%	126.7%	80.1%
手開沢 ② 40°, L=9.0m	植生被覆 中 90.8%	ハンノキ チカラシバ クサコアカソ	H29	1,027.0	239.0	0.23	34.0	0.03
				187.4%	144.0%	76.8%	58.1%	31.0%
			H30	1,624.0	361.0	0.22	35.8	0.03
				158.1%	151.0%	95.5%	134.7%	85.2%

下段（斜度・斜面長）

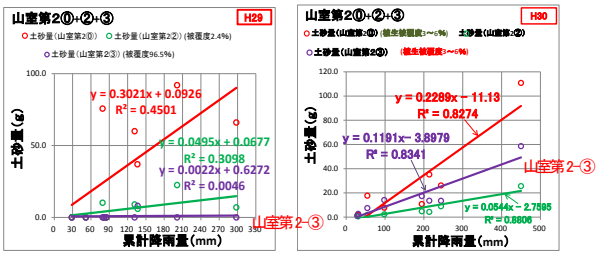


図-3 流出土砂量と降雨状況(山室地区)

(2) 土砂流出に及ぼす影響因子の総合的な分析　図-3 に降雨状況と流出土砂量の規模における相関を、山室第 2 地区における 2 年間の計測結果を累加雨量を用い対比したが、有意な相関は得られなかった。観測開始以来 2 年間とは植生被覆度と土砂流出が逆の結果が特徴的であり、その誘因との関連を分析した。図-4 に代表的観測地区である山室地区における降雨状況,植生被覆率,シカ侵入数と捕捉量を時系列的に示した。雨量規模の大きかった 7 月と 9 月初旬に流出土砂量が増加した一方、11 月は降雨量は非常に少なかったが 12 月上旬には多めの土砂が捕捉され、凍結融解の影響と考えられる。植生被覆度は前年 10 月末まで 100%近かったが 8 月上旬 70%程度で 10 月初旬から減少し、またシカ侵入数が著しい増大しており踏み荒らし及び食害による影響があったと考えられる。さらに詳細に植生被覆を算出に用いる 2 極図で時系列的に対比したところ、山室地区では 7 月上旬には 86%⇒68%, 10 月上旬 90%⇒48%, 10 月末～11 月初旬 51%⇒23%と低下しているが、他方 7 月上旬の豪雨時には前年と同程度の植生被覆があった。シカ詳細な行動については、17 年 12 月から 18 年 5 月まで 5, 6 頭のシカ群れの侵入が相次ぎ、採食のための長時間の滞在がみられ、これらの踏み荒らしが土砂を流出させた要因とも解釈できる。しかし信州大の人工降雨実験による踏み荒らしに伴う土砂流出計測結果では増加量は 10%程度とされ、踏み荒らしが直接的な要因とは考えにくい。一つの仮説として、植生被覆による侵食に対し安定性が確保され細粒分が温存されていたが、18 年の強い雨量強度により流出し捕捉土砂量が多くなったとも考えられ、捕捉土砂の粒度計測は他プロットより細粒土砂分も多い傾向が認められる。

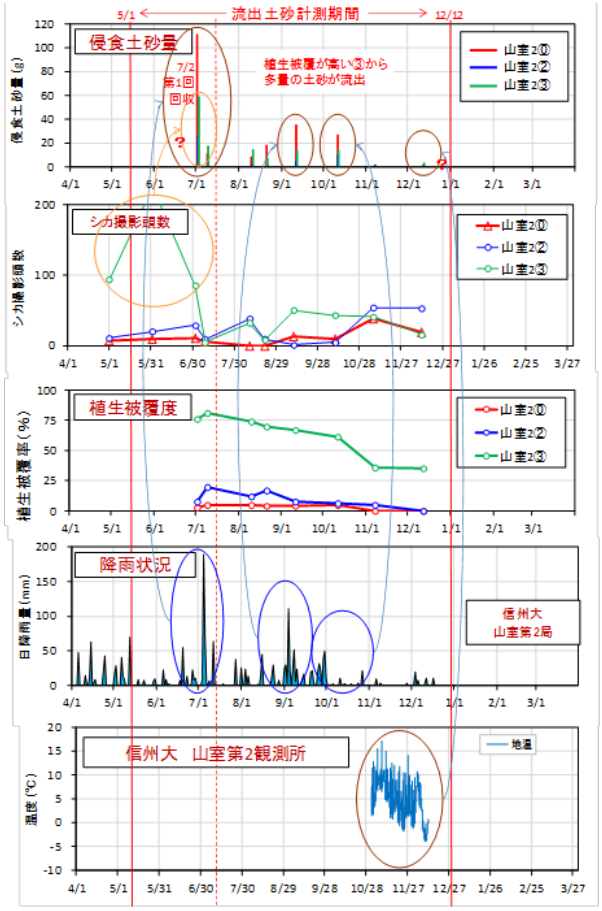


図-4 流出土砂量と降雨,植生,シカとの関連

(3) 丹沢地区との土砂流出現象の相違　当該地区の土砂流出量は丹沢地区と比べ非常に少ない値となっているが、その要因は① 丹沢地区の降雨量 2, 300 ㎜に対し天竜川管内は 1/2 程度 ② 丹沢地区の捕捉土砂は最大粒径 2㎜ で表土層も細粒な上、腐植層がみられず（図-5, -6 参照）、単位体積重量も 1/2 程度で、雨滴や地表流水により侵食されやすいと考えられる。

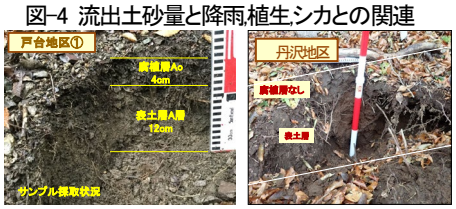


図-5 土砂捕捉調査プロットの表層土状況

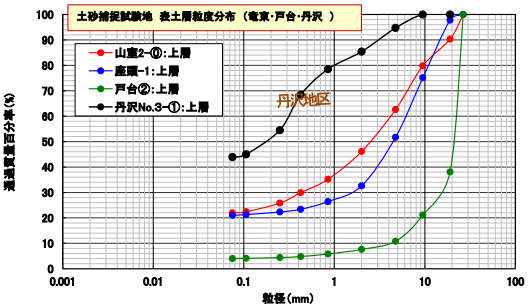


図-6 各地区の表層土壌粒径組成

4. おわりに　3年間の現地計測により降雨,シカ侵入などの誘因となる外力と植生被覆度など要因に対する 流出土砂量の関連性は明らかになっていない。五味による森林土壌侵食の発生メカニズム[3]に基づきとりまとめると

① 捕捉水量は降雨規模と良い相関関係にあり、表面流が発生している。

② この表面流における流下可能な土粒子は、粒径 2mm 以下の細粒土砂とされ、捕捉された大粒径の土砂は表面流とは相関性が弱い現象と考えられる。

③ 特に 10 ㎜以上の石礫は凍結融解や重力の作用による転落移動とみられる。

④ 一方、丹沢地区の表層土はほとんどが 2 ㎜以下の細粒土砂のため、表面流と良好な相関関係にあり、さらに腐植層等がほとんど存在しないため、斜面から流出した土砂が連続的に渓流に到達しやすいとみられる。

⑤ 土砂流出に影響する要因は、「侵食の季節性」,「土壌粒径」,「林相植生」,「落葉層・腐食層」,「根系」等とされ、多様な要因が複雑に関連し、一気に移動せずいくつものプロセスを経る、不可逆的な現象で、降雨強度との直接的な相関に対し「バラツキ」が生じる。 以上より、長期的なデータの蓄積により影響要因を詳細に分析していくことが必要と考えられる。

謝辞　調査地をご提供いただいた長野県, 伊那市・大鹿村・飯島町など関係機関と、ご指導いただいた農工大学石川名誉教授・若原研究員にお礼を申し上げます。

参考文献　[1]石川ら「丹沢堂平地区におけるシカ食害による林床植生衰退地での土壌侵食の実態解明と対策工の開発」(2009 年砂防学会誌 Vol.62No.4 p74-79)　[2] 吉村「ニホンジカの植生破壊が土壌侵食に及ぼす影響」(2011 年度信州大学大学院農学研究科森林科学専攻学位論文, P1-94)　[3] 五味「土壌侵食と森林-森林斜面から流域の視点へ-」(2009 年「森林科学」47)

シカによる土砂流出とササ類の衰退の関連性に関する検討について

国土交通省　中部地整　天竜川上流河川事務所　*椎葉秀作　鈴木　豊　**岡村　修　***山根宏之　****深見悠矢
信州大学農学部　福山泰治郎　竹田謙一　平松晋也　前(株)建設環境研究所　○花岡正明
*現　国土交通本省砂防部　**　前砂防調査課長　***現　沼津河川国道事務所　****現　伊那市役所

1．はじめに　天竜川上流域では20年前頃からニホンジカ(以下「シカ」)が急増し、シカ食害・獣害による自然環境の変化と土砂流出の実態把握のための現地計測に 2016 年に着手し、降雨量, 植生被覆, シカ侵入などの影響因子との関連性を調査･検討している。ササ類はシカの冬期食料資源として重要な下層植生であり[1) 2) 3)]、ササ類の賦存量, シカ食痕などによる「ササ類健全度」指標から、シカの採食圧及び生息密度の影響等の程度が推定できる[4)]。そのため新たにササ類の苅り取りによる賦存量調査を導入した。本稿は調査結果と「健全度」による影響把握を報告する。



図-1 丹沢地区における下層植生状況


図-2 健全なササ類

2．調査目的と調査手法　(1) ササ類のシカ生息･土砂流出に関わる特性　石川らがシカと土砂の関連を研究の対象としていた丹沢地区[5)]及び日光地区においてササの被覆の影響が大きく、かつては登山の支障になるほどササが密生していたが、シカの増加に伴う採食により 20～30 年の間にスズタケなどは著しく衰退した(図-1, 2)。他方、シカにとって食物利用可能量が低下する冬期食物資源の有無は、生育地域の選定及び個体数において非常に重要で、ササ類は特に大きな要因となっているとされている[1) 2) 3)]。ササ類のシカ生息･個体数増加と土砂流出に関わる生態上の特性を、フロー図にまとめた（図-3）。森林土壌侵食において下層植生及び根系は土砂流出に影響する重要な要因になっており、特にササ類の地上部の葉（常緑, 大型, 多年生育など）及び桿（密生, 堅固, 多年生育など）及び、地下茎（茎太, 堅固, 地中深く縦横伸展, 多年生育など）が雨滴, 地表流, 表層土等に大きな機能をもつことは、他の下層植生と大きく異なる（図-4 参照）。



図-3 ササ類のシカ生息･土壌侵食に関わる特性と影響


図-4(1) 冬期の林床植生



図-4(2) ササ類の地下茎

(2) 調査手法　シカの冬期食物資源としてササ類の生息状況と、土砂流出抑制効果を考慮する際のササ類被覆状況を数量的に把握するため、現地におけるササ類の賦存量計測を実施した。古林らの手法にならい、現地踏査し目視によって粗密を評価しコドラートを設定し、1m×1m または 2m×2m を刈り取り、持ち帰った試料を同化部・非同化部・枯死部に分けて、草高, 生桿数, 葉数（食痕有無で区分）を計測･乾重測定を実施した（図-5）。2018 年はシカの採食圧が強くササ類の被覆が大きく影響を受けていると考えられている**座頭沢上流地区**, **山室第 2 地区**及びまだシカ食害が顕著となっていない**中田切川越冬地**, **飯島第 4 地区**とした。



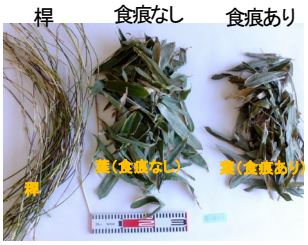


図-5 ササ賦存量調査

3．調査・検討の成果と課題　(1) ササ類賦存量調査の結果におけるエリア間の特性　表-2 に調査実施プロットの立地特性を示した。得られたデータから、各プロットの生桿数, 草高, 葉数, 同化部(葉)とそれ以外の重量等の相関をグラフ化し, エリア間の特性を明らかにした(図-6)。シカの侵入後 20 年余経た南アルプス(竜東)エリアの食害による影響を受けやすいスズタケを中心とするササ類は桿高 10 数 cm と低く、葉を 1 枚あたり 0.1g 未満となっている。一方、最近シカが侵入した中央アルプス(竜西)･エリアのササ類は、食害の影響を受けにくいミヤコザサも一部混入しており、桿高は 1m 内外、葉 1 枚あたり 0.3g 以上と、中田切川越冬地と与田切川飯島第 4 号地区と共

通点が多く、草高, 葉が大型で、同化部である葉１枚当りが大きく、生稈密度が低い。竜東エリアでは最近まで生息していた枯稈の測定結果より、数年前までは現状の竜西エリアの生稈高に近い高さを有していたが、急速に矮小化していると推定される。今回の調査により限られたサンプルではあるが、竜東エリアのササ類は、シカの強い採食圧により**ササ類の矮小化は著しく進行**しているおり、丹沢地区の状態の直前の段階とも考えられるのに対し、竜西エリアの食害の影響はまだ強くないとみられる。

表-1 ササ類賦存量調査プロット

調査区	サンプルプロット名	プロット面積（㎡）	林相	斜面方位	傾斜度	斜面特性	種　別	生稈数（n/㎡）	摘要
飯島第4	S-1	1.0	カラマツ林	南西（210°）	16°	段丘平坦面：緩い斜面,	ミヤコザサ	46	疎
	S-2	1.0	カラマツ林	西（270°）	15°	段丘平坦面：緩い斜面	スズタケ属	262	中
	S-3	1.0	カラマツ林	南西（210°）	16°	段丘平坦面：緩い斜面,	スズタケ属	31	密
簫ノ笛	A	1.0	カラマツ林	南西		南西向斜面	ミヤコザサ	286	
	B	1.0	カラマツ・トウヒ林	南西		尾根筋	スズタケ属	99	
座頭沢	1S-1	1.0	カラマツ林	南南東（150°）	19°	南向斜面	スズタケ＋ミヤコザサ	527	
	1S-2	1.0	カラマツ林	北西（305°）	29°	北西向斜面	スズタケ属	846	
	2S-1	1.0	カラマツ林	南（170°）	28°	南向斜面山腹	スズタケ属	375	
	2S-2	1.0	カラマツ林	南（170°）	22°	南向斜面緩傾斜	スズタケ＋ミヤコザサ	307	
	3S-1	1.0	カラマツ林	南南西（242°）	40°	南向斜面山腹	スズタケ属	324	
	3S-2	1.0	カラマツ林	北西（300°）	12°	尾根	スズタケ属	329	
中流	中流S-1	1.0	カラマツ林	北西（300°）	22°	北西向斜面山腹	スズタケ属	666	
	中流S-2	1.0	カラマツ林	南南西（200°）	8°	尾根	スズタケ属	154	
山室川	2B（生）	2.0	カラマツ林	北西（300°）	37°	小さな尾根筋	スズタケ属	231.5	
	2B（枯）		カラマツ林	北西（300°）	37°	小さな尾根筋	スズタケ属	6.5	
	2C（生）	2.0	カラマツ林	西北西（300°）	28°	小さな尾根筋	スズタケ属	94.25	
	2C（枯）		カラマツ林	西北西（300°）	28°	小さな尾根筋	スズタケ属	20.5	

(2) ササ類を指標としたシカ影響の評価手法

小山らは長野県内でシカの生息密度が異なる地域でコドラートを設け、ササ類の種属, 平均桿高, 植被率, 食害強度を調査し、健全な場合を 100 と指数化し、食害程度を示す指標とした[4]。ミヤコザサ節を除いたササ類を指標として「ササ類健全度」(以下「健全度」) とシカによる被害との関係を検討した。その結果健全度が 75 を下回ると、ヒノキの幹食害・潅木類の食害が目立ちはじめ、「ディアライン」（シカ食害により地上高 1.8m 以下の植生消失）が形成され、健全度 50 以下でディアラインは明瞭するなど健全度を指標として森林被害を推定した。ササ類のシカ生息と土砂流出に関わる実態把握に当手法を導入し、不明な点が多いササ類の実態把握と評価を提案する。

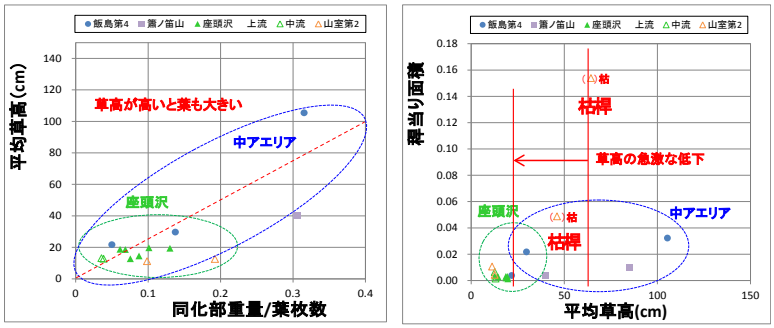


図-6 ササ類賦存量調査の結果分析

他方、食害の影響がまだ強くないとされる竜西エリアにおいて現地調査の際、登山道及び簫ノ笛山南斜面において「ササ枯れ」と「ササの開穂」が随所で観察され、昨年から与田切川上流シオジ平付近においてササの開穂がみられ、今年には「ササ枯れ」となっている。踏査範囲から集計したところ「ササ枯れ」約 1.35 ｋｍ, ササ類の花・結実 0.17㎞ 計約 1.52㎞ にわたり、主に登山道からの遠眺でそれらの面積は約 7.6ha と見積もられた。「ササ枯れ」は実態がほとんど明らかになっておらず、80～100 年に 1 度発生し、ササ穂は栄養価が高くネズミが異常繁殖し大きな森林被害をもたらすといわれ、早急な実態把握が望まれる。



図-7 中田切川におけるササ枯れの状況

4. おわりに　新たに実施したササ類賦存量調査の結果解析から、採食圧が著しい座頭沢地区は桿高, 同化部重量等を比較した結果から、ササ類が急速に矮化している実態が明らかになり、今後数年のうちにも消滅する危機にあると危惧され、継続して今後の変化を把握する必要がある。その際、シカ生息密度を推定することは難しいが、小山らが提案しているササ類健全度調査に基づく、シカ生息状況評価手法を導入した追跡調査を提案する。

他方、竜西エリアの「ササ枯れ」は直ちに土砂流出が激化するわけでないが、実態調査が必要でシカの生息との関連も含め、ササ類健全度調査が有効と考える。

謝辞　調査に関る情報及び調査地をご提供いただいた林野庁, 長野県, 伊那市・飯島町など関係機関と、ご指導いただいた農工大 石川名誉教授・若原研究員, 信州大山岳科学研究所 瀧井助教にお礼を申し上げます。

参考文献　[1]瀧井ら「Seasonal migration of sika deer in the Oku-Chichibu Mountains, central Japan ,（Journal of Wildlife Management）[2] 古林ら「丹沢山地長尾根での森林皆伐後のニホンジカとスズタケの変動」（WildlifeConservationJapan 1997）[3] 田中ら「芦生研究林におけるニホンジカの採食によるチマキザサ群落の衰退について」（森林研究 2008）[4]小山ら「ニホンジカによる林業被害の発生をササの食害程度から推定する」(2008 日本森林学会大会) [5] 石川ら「丹沢堂平地区におけるシカ食害による林床植生衰退地での土壌侵食の実態解明と対策工の開発」(2009 年砂防学会誌 Vol.62No.4)

シカの採食圧が森林流域の下層植生や土壌侵食に及ぼす影響の評価

信州大学農学部　○福山泰治郎，平松晋也
国土交通省 中部地方整備局 天竜川上流河川事務所　椎葉秀作，岡村修
（株）建設環境研究所　花岡正明

1. 研究の背景と目的

日本では20世紀後半以降，ニホンジカの個体数増加と分布域の拡大にともない，食害や樹木剥皮などの農林業被害が深刻な問題となっている。長野県では特定鳥獣管理計画を策定し，ニホンジカの捕獲・個体数管理を進めているが，県内のシカ頭数は2015年時点で推定20万頭強と依然多い状況にある。県では生息密度の目標を農林業地域で1～2頭/km^2，鳥獣保護区で3～5頭/km^{2}と設定しているが，2015年現在八ヶ岳地域では51頭/km^2，南アルプス地域では13頭/km^{2}と推定され[1)]，目標とする水準に比べて高密度な状況にある。さらに，シカは県北部・南西部にも分布を拡大していると見られている。国内各地での調査により，シカの高密度化・採食圧の増加にともなって下層植生が衰退し，地表流発生や土壌侵食が増加すること，渓床が流入土砂で細粒化することが報告されてきた。シカの高密度化がその後の土壌侵食を促進すると考えられるが，流域スケールの土壌侵食や土砂流出にどのように影響するのか明らかでない。そこで本研究では，シカの高密度化が流域の土壌侵食に及ぼす影響を評価・予測することを目的として，南アルプス北部で下層植生・土壌侵食・シカ頭数を調査し，シカの影響を考慮した土壌侵食危険度の予測を試みた。

2. 対象地と方法

対象流域は，南アルプス北部に位置する座頭沢流域（天竜川水系山室川左支，長野県伊那市高遠町）である。南アルプス一帯ではニホンジカの個体数が増加し，本来の生息域である山地帯だけでなく，亜高山，高山帯まで分布域を拡大している。対象流域を含む山室川上流は鳥獣保護区に指定されている。座頭沢は流域面積 2.88 km^2，平均河床勾配 1/4，標高 1,230～1,870 m（山地帯～亜高山帯）に位置する森林流域である。流域の大部分が 1951～54 年に植栽されたカラマツ林で占められ，その多くが 1990～91 年に列状間伐されている。流路沿いには一部ブナ等の広葉樹が見られる。下層植生は多くはササやバラ科，北向き斜面ではオシダ等の被度が大きい。草高はササが優占する斜面で平均 28 cm，オシダが平均 66 cm（2017/7/7 時点）で，草丈は小さく，採食痕や糞が見られ，採食圧が高いと考えられる。対象流域ではシカの生息密度が約 21 頭/km^2 と推定されている。

斜面の侵食土砂量を観測するために，流域内に 17 台の土砂受け（幅 2 m）と 9 台のセンサーカメラを設置した。土砂受けは山腹斜面（傾斜角 30～35° 斜面長 19～72 m の直線状斜面）の末端（流路から水平距離

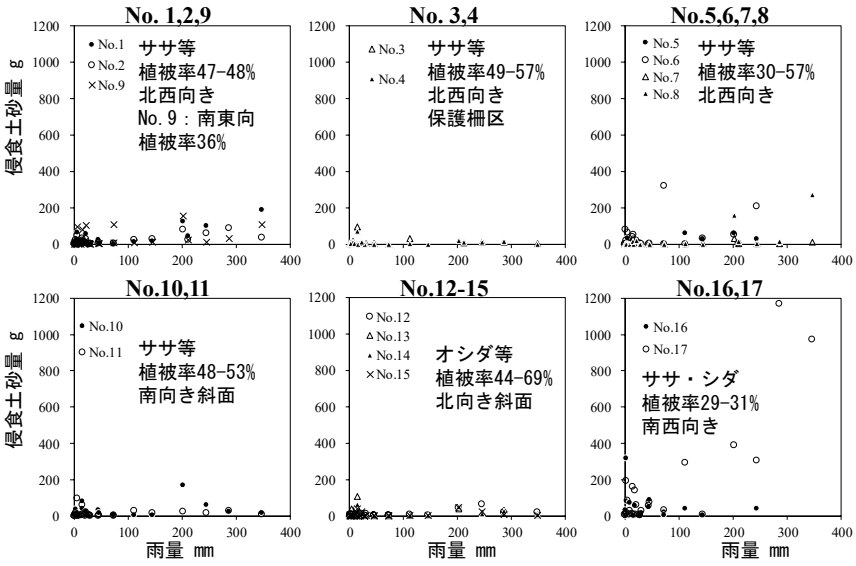


図１　観測期間の雨量と侵食土砂量

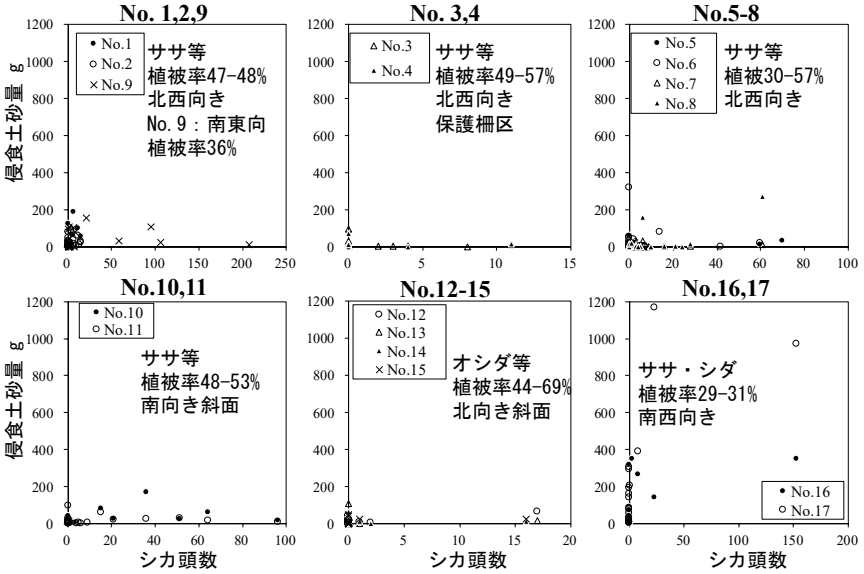


図２　シカ撮影頭数と侵食土砂量

0.6 m～25 m）に設置し，センサーカメラは土砂受けの上部斜面に侵入したシカを撮影できるように設置し，2017 年 5 月から 2018 年 12 月の無積雪期に観測した。並行して林内雨量・気温・地温と斜面の植被率を観測した。

3. 結果と考察

図 1 に雨量と侵食土砂量，図 2 にシカ撮影数と侵食土砂量の観測結果を示した。シカを排除した地点（No.3,4）やシダが優占するシカが少ない地点（No.12-15）では，降雨量が増えても侵食土砂はほとんど観測されなかった。それに対し，シカが比較的多く撮影された地点（No.9-11,16,17）では，シカ頭数と土砂量との直接的な関係は見られないものの，雨量に対して侵食土砂が増加する傾向が見られた。2017 年に食塩でシカを誘引した地点（No.5-8）では，降雨量に対して土砂量が増えるケースもみられるが（No.6,8），ほとんど土砂量が観測されないケースも見られた（No.5,7）。ここでもシカの頭数と土砂量の関係は見られなかった。これらの結果から，シカの撮影数が増えるとその期間の侵食土砂量がすぐ増える訳ではないが，シカが多い地点では降雨の増加に応じて侵食土砂の増加傾向が見られ，受食性が増加していると考えられた。侵食土砂量の観測から，森林流域では土壌侵食に対するシカの直接的・短期的な影響は明らかではない一方，シカが多数撮影された地点では採食圧や踏圧が地表の受食性を増加させ，その後の土壌侵食に影響していると考えられた。

センサーカメラによる調査から，撮影されるシカの頭数は，季節や場所によって偏りが見られた。特に，積雪期とその前後（初冬から春）は，日中，南向きの斜面でシカが多く撮影された。そこで，シカの採食圧が流域の下層植生や表土に及ぼす影響を評価するために，融雪期の日射量分布と，シカの季節的な集中（図 3），下層植生（ササ）の衰退状況（図 4），雨 1mm あたりの侵食土砂量（図 5）との相関を検討した。

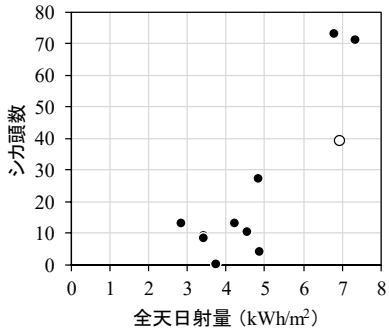


図 3　日射量とシカ頭数

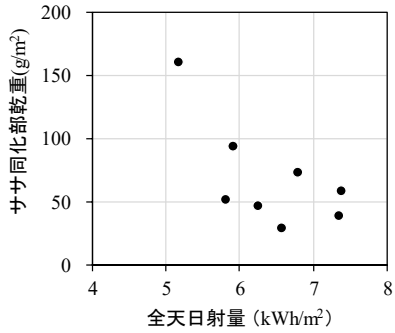


図 4　日射量とササ同化部乾燥重量

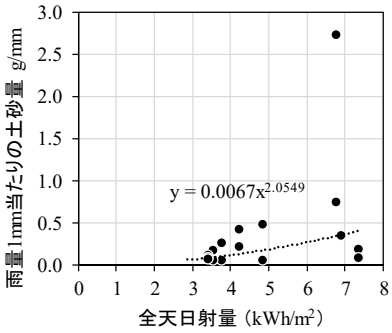


図 5　日射量と雨 1㎜ 当たりの土砂量

その結果「日当たりの良い南向き斜面では，積雪深が小さく融雪が早いことや，冬期の餌資源となるササが生育することからシカが春先に集中し（図 3），採食圧によりササ等の下層植生が衰退し（図 4），その後の侵食を受けやすくなる（図 5）」というプロセスが想定された。そこで，想定されたプロセスに基づいて，シカの影響を考慮した侵食モデルを適用した。現地散水実験では 100 mm/h でも地表流による侵食がほぼなかったことから，雨滴侵食が卓越すると想定し，既存の雨滴侵食モデル（Kinnell, 2005）を一部改変して適用した。このモデルは，侵食土砂量 S を，土壌の受食性（k_s：一般には粒度等の土性に依存するとされるが，ここでは現地で実測された土壌侵食量と日射量の関係を基に，日射量の関数（図 5）とした），有効降雨エネルギー（E：流域内で降雨を一様と仮定し，1 とした），傾斜（$f(s_g)$：%）の積として求めるものである。この式を対象流域に適用し，シカの影響による「土壌侵食危険度マップ」を作成した（図 6）。マップの赤で示した箇所は，シカの集中と採食圧の増加・下層植生の衰退に伴う受食性の増加を示している。

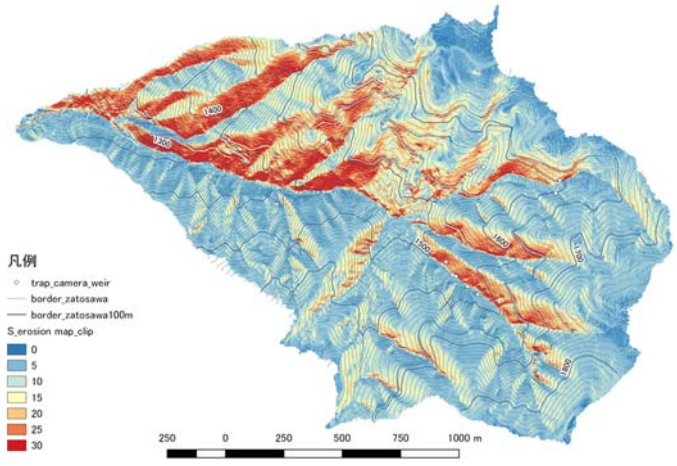


図 6　シカの影響を考慮した土壌侵食危険度マップ

シカは移動性が高く，季節によって集中や分散，移動や定着を繰り返す。また，餌となる植物のバイオマスにも時間的・空間的な変動がある。したがって，シカの高密度化・採食圧の増加にともなう土壌侵食を面的に予測するには，ササ等下層植生および採食圧の空間分布と土壌侵食とを関連付けることが必要と考えられる。

引用文献　1)長野県（2016）長野県第二種特定鳥獣管理計画（第４期ニホンジカ管理）

干渉 SAR 解析を用いた大規模崩壊地周辺における重力変形の抽出

静岡大学農学部　○加瀬篤実、今泉文寿、逢坂興宏
新潟大学研究推進機構　西井稜子
国土防災技術株式会社　横山修
京都大学防災研究所　千木良雅弘

1. はじめに

重力変形は斜面を構成する岩盤が重力の影響を受け、継続的かつ緩慢に下方に移動する現象である(千木良，1989)。重力変形が活発な斜面は、大規模崩壊が発生・拡大しやすいとされ、大規模崩壊への対策を講ずるにはその活動性の把握が重要である。既往の研究では、GPS 測量による特定の点での観測が行われているが、重力変形の活動状況を面的に捉えようとした試みは少ない。そこで本研究では、大規模崩壊地周辺における重力変形の面的な把握を目的とし、合成開口レーダ（SAR）による観測結果を用いた干渉 SAR 解析を行った。干渉 SAR 解析と GPS 測量の結果を比較することで干渉 SAR 解析の検証を行うとともに、重力変形の活動性の空間分布を調べた。さらに、大規模崩壊地の土砂移動と重力変形の対応関係についても検討した。

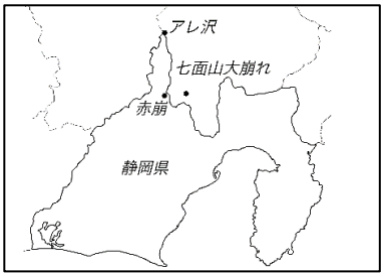


図 1. 解析対象地の位置

2. 解析対象地

解析対象地は大井川上流部の赤崩、富士川水系春木川流域の七面山大崩れである（図 1,2)。両者ともに地質は砂岩と頁岩の互層であり、多重稜線や線状凹地が見られ典型的な重力変形の地形を形成している(Chigira and Kiho,1994)，(永井ら，2002)。

3. 解析方法

使用した SAR データは東京大学地震研究所より提供された ALOS-2/PALSAR-2 のデータである。解析ソフトウェアは Rinc_gui を用いた。観測に用いたデータは、衛星進行方向が北から南（ディセンディング方向）と南から北（アセンディング方向）の 2 つを使用し、異なる 2 時期でペアを組み、解析を行った。赤崩においては GPS 測量により観測した 1997/10/4 から 2018/4/28 までの点 A～C（図 2）の移動方向と干渉 SAR 解析の結果を対比した。さらに、赤崩、七面山大崩れで重力変形の空間分布について干渉 SAR 解析により調べた。七面山大崩れとでは、航空 LP 測量により 2009 年と 2012 年に計測された DEM データを差分し、±60 cm 以上変動している崩壊地内のエリアを土砂移動として抽出し、そのうえで崩壊地内の土砂移動と山頂付近の重力変形の関係について解析した。

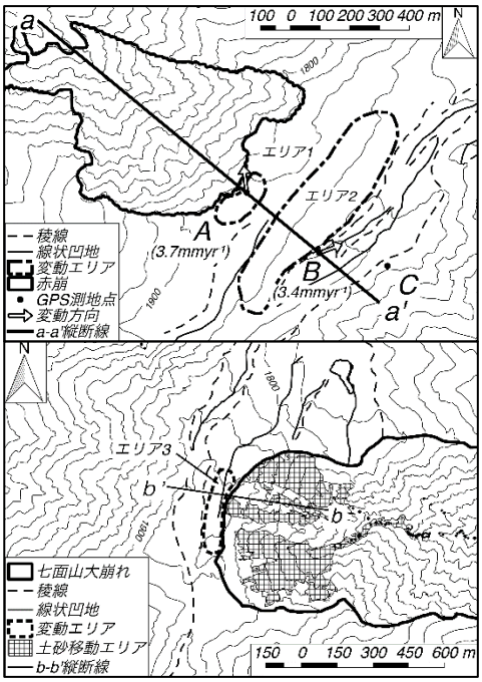


図 2.地形図(上から赤崩、七面山大崩れ)

4. 結果と考察

4.1. GPS 測量との対比

赤崩の点 A 付近では、干渉 SAR 画像の 12 つのうち 6 つで北西向きの変動が見られた。GPS 測量の変動方向はおよそ北向きであるが、点 A は局所的に北側斜面になっており、岩盤が北側に移動したために北西方向の変動が検出されたと考えられる。点 B 付近では、12 つのうち 9 つで南東向きの変動がみられた。これは、GPS 測量の変動方向の東方向と調和的である。このように、干渉 SAR 解析の結果と GPS 測量の結果に対応関係がみられた。

4.2. 重力変形の空間分布

赤崩周辺の重力変形の空間分布に着目すると、エリア 1 において、北西方向への変動がみられた。エリア 2 では、17 つのうち 10 つで南東方向への変動がみられた。以上より、エリア 1 とエリア 2 の間を境に北側では北西方向へ、南側では南東方向へ変動している可能性が考えられる。七面山大崩れでは、エリア 3 において、17 つのうち 7 つで、南東向きの変動がみられた。図 3 に赤崩と七面山の地質断面図を示す。どちらも地層が崩壊地のある斜面方向へと倒れかかっている。地層全体が重力の影響を受けて斜面下部へ移動したために変動がみられたと考えられる(松岡, 1985)。さらに、エリア 1、エリア 3 は、崩壊地源頭部付近に位置しており、崩壊地源頭部付近では重力変形が活発であるといえる。

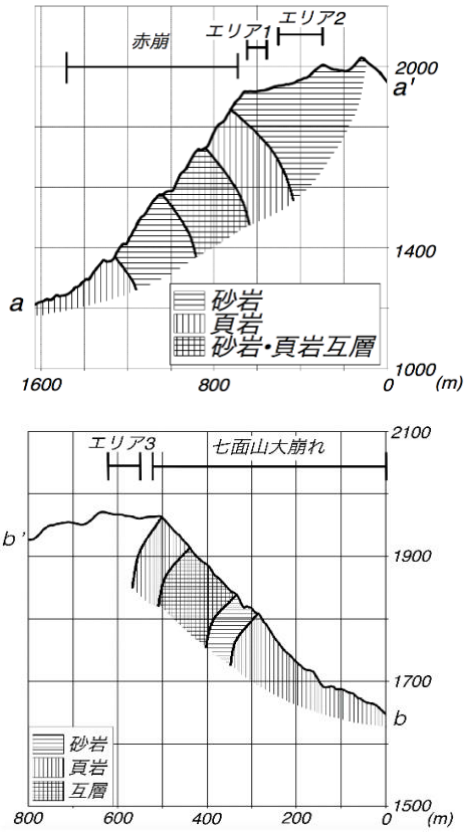


図 3.地質断面図(上から赤崩、七面山大崩れ)

4.3. 重力変形と崩壊地内の土砂移動

七面山大崩れのエリア 3 は DEM データより抽出した土砂移動の活発なエリアの直上であり、エリア 3 の重力変形が土砂移動に影響を及ぼしていることが考えられる。

5. まとめ

干渉 SAR 解析の結果と GPS 測量の結果に対応関係がみられ、干渉 SAR 解析を重力変形の面的な把握に用いることができた。重力変形している大規模崩壊地では、崩壊地源頭部付近で重力変形が活発なことが分かった。また七面山大崩れにおいて、崩壊地内の土砂移動と重力変形の活動性との間に関連性がみられた。今後の課題は事例を増やし、信頼性を高めることである。

参考文献

千木良雅弘(1989)巨大崩壊の地質的要因と土砂生産－赤石山地の堆積岩の崩壊例－、電力中央研究所報告 U88064

永井修, 中村浩之(2002)“七面山大崩れ”－崩壊の履歴とその拡大に関する研究－、地すべり, 第 37 巻, 2 号, P20-29

松岡憲知(1985)赤石山脈主稜線部における線上凹地の分布と岩石物性, 地理学評論, Vol. 58, P. 411-427

Chigira, M., Kiho, K.(1994) Deep-seated rockslide-avalanches preceded by mass rock creep of sedimentary rocks in the Akaishi Mountains, central Japan, Engineering Geology, Vol.38, P.221-230

放射性炭素年代測定を利用した紀伊山地における深層崩壊発生頻度の調査方法について

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　小竹利明・木下篤彦・菅原寛明・田中健貴
国土防災技術株式会社　○小川内良人・横山　修・藤原美波

1. はじめに

紀伊山地では，2011 年 9 月台風 12 号の豪雨により大規模な深層崩壊が多発した。これまでも 1889 年明治十津川大水害，1953 年有田川水害があり，更に古い深層崩壊跡地も多数分布していることから，過去にも繰り返し深層崩壊が発生していたと推定される。深層崩壊対策を計画するにあたっては，事業の優先順位や施設規模の検討が必要であり，深層崩壊発生頻度の把握が重要であるが，崩壊跡地に関する古文書や文献が無い場合が多く，過去に発生した崩壊年代を特定することが難しいことが課題である。地すべりや大規模崩壊，土石流については，放射性炭素年代測定（以下，^{14}C 年代測定と呼ぶ）やテフロクロノロジー，年輪年代測定などの研究[1)]が行われている。紀伊山地では，一番新しい降下火山灰がアカホヤ火山灰 K-Ah（7,300 年前）である。^{14}C 年代測定では，BC5000～6000 年代の事例が数例あるが[2),3)]，ここ数千年以内の崩壊発生年代は得られておらず，砂防事業で必要な数 100 年オーダーの発生頻度は推定できていない。そこで，本研究では，紀伊山地における深層崩壊跡地を対象に，航空レーザ測量結果を利用して深層崩壊跡地を判読し，その結果を基に効率的な試料採取方法や ^{14}C 年代測定値の利用方法および崩壊発生頻度の推定方法について検討した。

2. 研究方法

2.1 深層崩壊跡地の判読方法

既往調査から，**図-1** に示す範囲の航空レーザ測量と深層崩壊跡地の地形判読データを取得した。これらのデータを利用して，2011 年紀伊半島大水害，1953 年有田川水害，1889 年明治十津川大水害等の崩壊地，それらより古い深層崩壊跡地に分類した。深層崩壊跡地は，時間の経過とともに侵食により滑落崖が不明瞭となり発生年代に差があると考えられる，そのため，深層崩壊跡地の新旧を分類するために，滑落崖輪郭の明瞭の程度に着目した。分類に際しては，地形表現図（SL3DMap）を作成し，試料採取できる堆積物が残存していることを考慮して，①輪郭明瞭＋堆積物有り，②輪郭明瞭＋堆積物無し，③輪郭不明瞭＋堆積物有り，④輪郭不明瞭＋堆積物無しの 4 つに再分類した。

判読した崩壊跡地は，1ha 以上の面積の箇所で合計 815 箇所である。

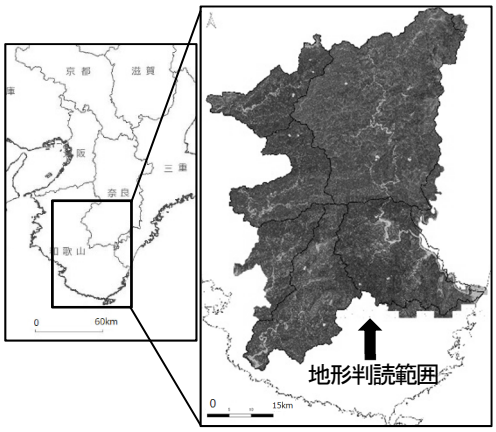


図-1　調査位置図

2.2 試料採取箇所の選定方法

試料採取箇所は，平成 23 年深層崩壊の崩壊土砂の堆積状況を考慮し，崩壊跡地周辺に崩壊堆積物が残存していると推定される堆積段丘面が判読できた箇所とした。箇所ごとに深層崩壊跡地の上流側や下流側および対岸のいずれかに堆積段丘面が形成されている，崩壊土砂の末端が侵食で開析されている等について，地形表現図を利用して微地形判読を行った（**図-2**）。今回は，判読した箇所の内，現地調査を考慮してアクセスの良い箇所を 14 箇所選定した。

2.3 試料採取方法

試料採取は，崩壊土砂および段丘堆積物周辺で，炭化物や木片等の炭質物の有無を目視で調査した。採取時には，堆積物の表土を剥がして堆積構造から堆積土砂の新旧を把握するとともに，炭質物の産状を確認した。炭化物が細粒で個別に採取できない場合や有機物が含まれていそうな粘土質および砂質の堆積物があった場合は，長さ 70cm のパイプサンプラーを利用して，打撃を与えて貫入させて土壌を採取した。分析用の試料は，14 箇所の内，11 箇所において，炭化物や土壌試料を合計 28 試料採取した。

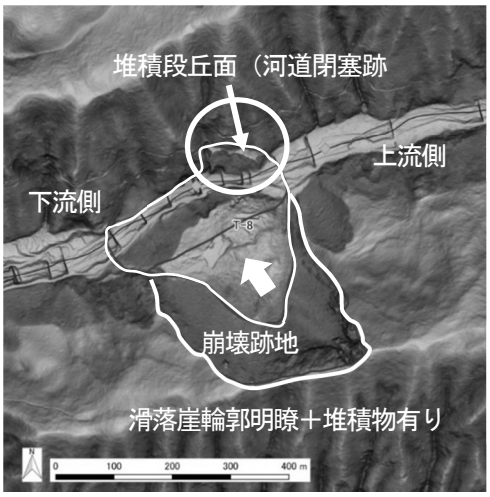


図-2　試料採取箇所の地形表現図の例
（SL3DMap）

2.4 ^{14}C 年代測定方法（AMS 法）

^{14}C 年代測定は，微量な試料でも分析可能な AMS 法を採用し，加速器をベースとした ^{14}C-AMS 専用装置（NEC 社製）を使用して ^{14}C の計数，^{13}C 濃度（^{13}C/^{12}C），^{14}C 濃度（^{14}C/^{12}C）の測定を行った。^{14}C 年代は，過去の大気中 ^{14}C 濃度が一定であったと仮定して測定され，1950 年を基準年（0yrBP）として遡る年代である。得られた ^{14}C 年代測定値について，既知の試料の ^{14}C 濃度をもとに描かれた較正曲線と照らし合わせ，過去の ^{14}C 濃度変化などを補正し，実年代に近づけた暦年較正年代を算出した。暦年較正年代の計算には，IntCal13 データベース（Reimer et al. 2013）を用い，OxCalv4.2 較正プログラム（Bronk Ramsey 2009）を使用した。

3. 年代測定結果

3.1 ^{14}C 年代（AMS 法）から得られた暦年較正年代から推定される崩壊発生年代の採用方法

深層崩壊跡地付近に堆積した土砂では，異なる年代の崩壊土砂や土壌，崩土が取り込まれることもあり，複数の試料から異なる年代値が得られる場合がある。また，暦年較正年代は，1 つ試料に対して年代値が複数得られる場合があるが（**図-3**），暦年較正年代はいずれの値も真の値であり，暦年較正年代の末尾に付してある【%】の大小は分析精度に影響が無い。

このため，崩壊発生年代を推定するために，本研究では下記の考え方で年代値を採用した。

①異なる年代値が複数の試料から得られた場合は，最も新しい年代値を採用した。複数の試料の年代値が近似している場合は，その近似した年代値を採用した（複数の試料が近似している年代値が得られた場合が理想的である）。

②対象地では，深層崩壊発生の年代を示す古文書等が無く発生年が不明であった。そのため，暦年較正年代が1標準偏差（1σ=68.2%）あるいは2標準偏差（2σ=95.4%）で表示されることに着目し，可能性のある年代値をできるだけ広く採用するために 2σ 値を採用した（**図-3**）。複数の暦年較正年代について，最大値（最も古い）と最小値（最も新しい）を採用し，2σ の【最大・最小値暦年較正年代】とし，この期間の平均値を概略年代とした。

③上記の方法では年代範囲が広いので，更に絞り込むために，参考のために暦年較正年代グラフで示される 2σ のピークが最も高い位置の 2σ 値を採用し（**図-3**），これを【最大ピーク値暦年較正年代】とし，この期間の平均値を概略年代とした。

3.2 ^{14}C 年代測定結果（AMS 法）

分析結果では，28 試料の内，10 箇所の 23 試料から 1889 年明治十津川大水害より古い暦年較正年代が得られた。これらの暦年較正年代について，3.1 項の崩壊発生年代の採用方法より採用した年代測定結果を**表-1** に示す。

採用した年代区間の平均から求めた概略年代（**表-1**）では，AD700 年代 1 箇所，AD1300 年代 3 箇所，AD1400 年代 1 箇所，AD1500 年代 1 箇所，AD1700 年代 2 箇所である。その後，1889 年明治十津川大水害，2011 年紀伊半島大水害が発生している。以上から，AD700 年～AD1700 年代までの間に，ほぼ 200 年周期の頻度で深層崩壊が発生したと推定される。

また，不明瞭な滑落崖は，深層崩壊の発生から長期にわたり侵食を受けた結果と推察され，古さの目安となる可能性がある。

4. おわりに

本研究では，紀伊山地における深層崩壊跡地について，航空レーザ測量結果を利用して深層崩壊跡地周辺の微地形判読を行い，崩壊地周辺の堆積物を対象に現地で試料採取する方法や^{14}C 年代測定結果の整理方法，崩壊発生頻度の推定方法について検討した。その結果，深層崩壊跡地の 10 箇所から 23 試料の年代測定値が得られ，概略発生年代から崩壊発生頻度の推定を試みた。

紀伊山地では初めての事例であり，今後，深層崩壊跡地での事例を増やして，測定年代値の採用方法や崩壊発生頻度の検討方法，崩壊発生頻度から推定される 1 イベントの災害毎に崩壊土砂量を推定する方法等について検討が必要である。

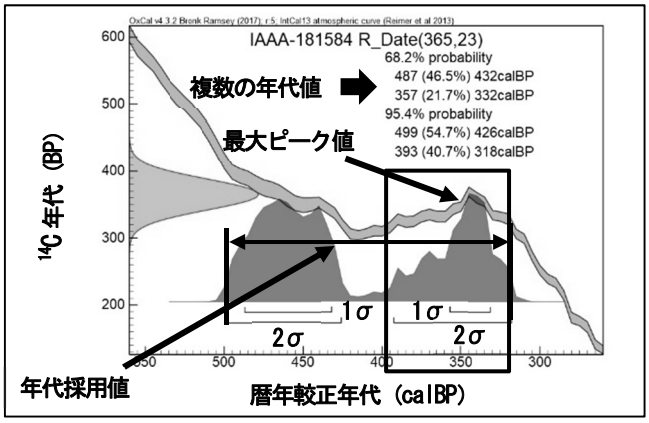


図-3　暦年較正グラフ（年代値採用の考え方）

表 -1　崩壊跡地分類と年代測定結果

箇所名	崩壊跡地分類（全て堆積物有り）	地質帯	2σ最大・最小値暦年較正年代を利用した採用年代	
			採用年代（1950 年－calBP）	概略年代
T-1	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,677～1,776	AD1,727
T-3	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,680～1,764	AD1,722
T-8	滑落崖明瞭	中・古生代	AD695～881	AD788
S-4	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,287～1,394	AD1,341
A-2	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,299～1,409	AD1,354
HD-4	滑落崖明瞭	中・古生代	AD1,446～1,623	AD1,535
HK-1	滑落崖明瞭	古第三紀	AD1,416～1,449	AD1,433
HK-3	滑落崖明瞭	古第三紀	AD1,282～1,391	AD1,337
A-3	滑落崖不明瞭	中・古生代	BC29,625～29,209	BC29,000
HK-2	滑落崖不明瞭	古第三紀	BC23,612～23,176	BC23,000

【引用文献】

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

2) 植木岳雪・永田秀尚・小嶋　智・沼本晋也・飯島文男（2011）紀伊半島中部，宮川上流域における山体崩壊の発生時期と発生頻度：せき止め湖堆積物を用いて，日本第四紀学会講演要旨集，41，p.44-45

3) 紀伊山系砂防事務所（2017），平成 28 年度紀伊山地における土砂災害史料の整理及び利活用手法調査業務

森林の経年変化に伴う危険地区の予測

（国研）森林研究・整備機構　森林総合研究所九州支所　○黒川　潮
（国研）森林研究・整備機構　森林総合研究所　岡田康彦
野口正二

1. はじめに

近年の気候変動に対応して国民の安全・安心確保に寄与するためには、山地災害のリスクを低減することが必要となる。そのためには森林の土砂崩壊・流出防止機能の特性を可視化／数値化し、防災機能の経年変化を予測した上で的確な対応を行うことが不可欠である。

本研究は、既往の研究成果に基づいて森林が有する力学的および水文学的防災特性値を入力パラメータとして解析手法に導入し、5 年間隔で森林の防災機能について経年変化予測を試みた。また、既往の研究においては森林の成長による防災機能のみが検討されてきたが、伐採後の効果についても検討を行ったので報告する。

2. 研究方法

森林の防災機能の経年変化予測に当たっては、黒川（2007）の手法に基づき、メッシュ単位で無限長斜面の安全率を計算した。計算に必要なパラメータのうち、地下水位に関しては飽和状態として最も危険側の条件とした。樹木根系による崩壊防止機能に関するパラメータについて、森林の経年変化に伴うせん断力補強強度の増加分は阿部（1997）のスギを対象とした結果を用いた（図 1）。また、伐採後の経過年数と抵抗力の低下割合については、北村・難波（1981）のスギ抜根抵抗力の結果を参考に低下割合を算出し、図1の結果を掛け合わせることで伐採後の効果を検討した。

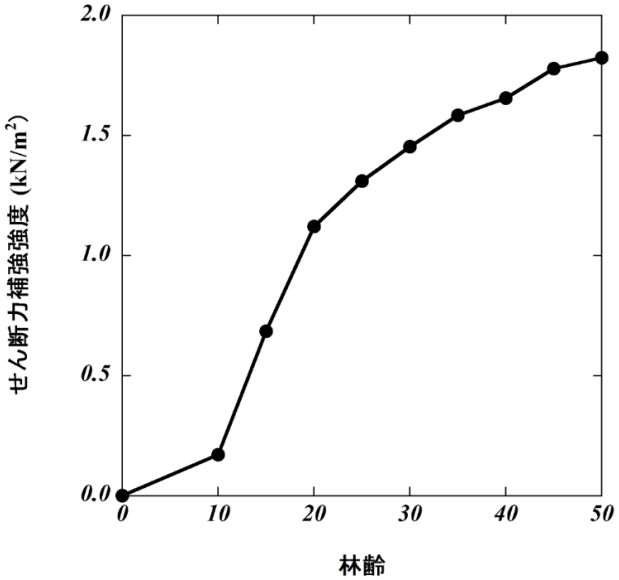


図 1 森林の成長に伴うせん断力補強強度の増加
（阿部（1997））

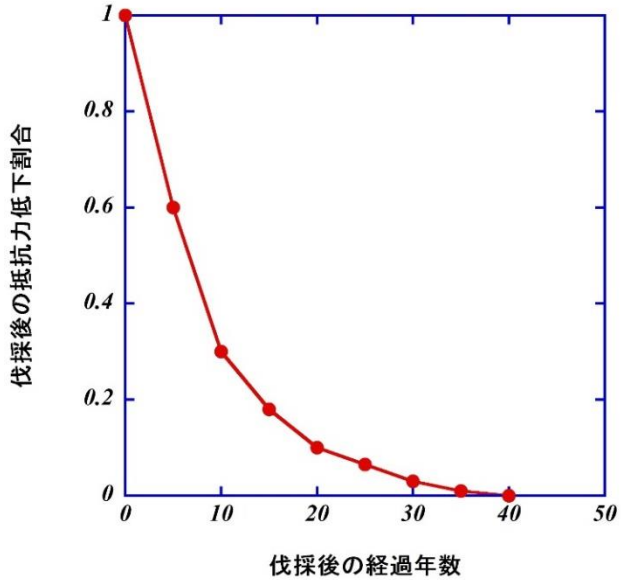


図 2 伐採後の経過年数に伴う抵抗力の低下割合
（北村・難波（1981）をもとに算出）

3. 結果

計算対象地の DEM を図 3 に示す。地上部の植生はすべてスギとし、以下の 2 つのパターンで検討を行った。

・初期条件は無植生（裸地）とし、スギを植林して森林の成長によるせん断力補強強度のみを考慮した場合（初期条件の危険地区は図 4）

・50 年生の森林を伐採した直後を初期条件とし、残存した根株のせん断力補強強度も考慮した場合（初期条件の危険地区は図 5）

5 年間隔で森林の防災機能の経年変化について計算を行い、危険地区数との関係をまとめた結果が図 6 である。森林の成長によるせん断力補強強度のみを考慮した場合、初期状態の危険メッシュ数が最大でその後徐々に減少していくが、残存根株を考慮した場合、5 年後および 10 年後は危険地区数が増加するが、15 年以降は危険地区数が減少する。森林を伐採した直後は残存した根株によるせん断力補強強度があるが、経過年数を経るにつれて腐朽により強度が低下する一方で、森林の成長に伴うせん断力補強強度は植林後 10 年以降に発揮されてくるため、結果として 15 年以降は危険地区数が減少しているものと考えられる。樹木根系による森林の防災機能は伐採後 10～20 年で最

も低下するとされており(北村・難波 1981)、本計算結果はそれを裏付けるものとなった。

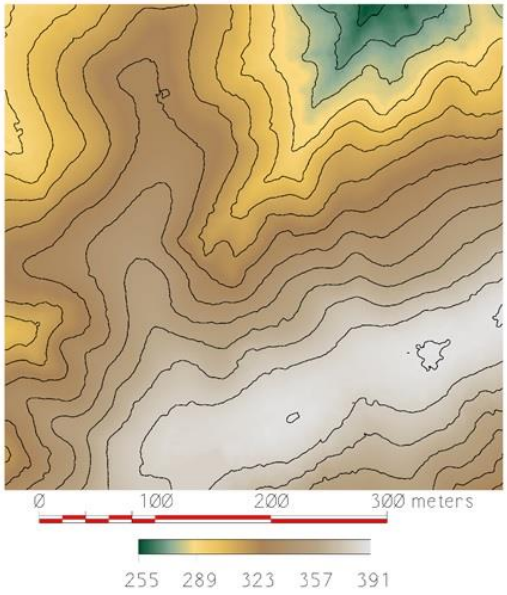


図 3 計算対象地の DEM

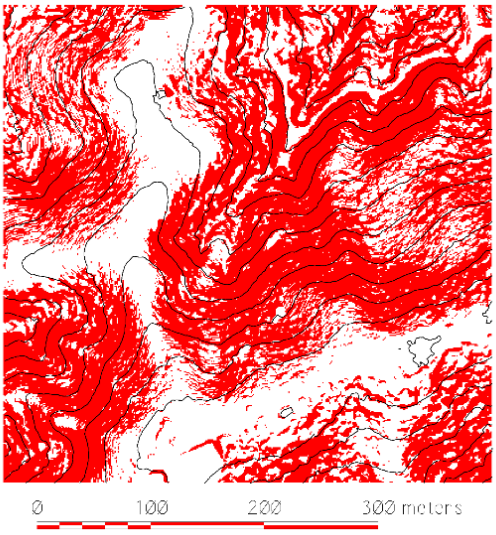


図 4 森林の成長のみを考慮した場合の危険地区
(初期条件)

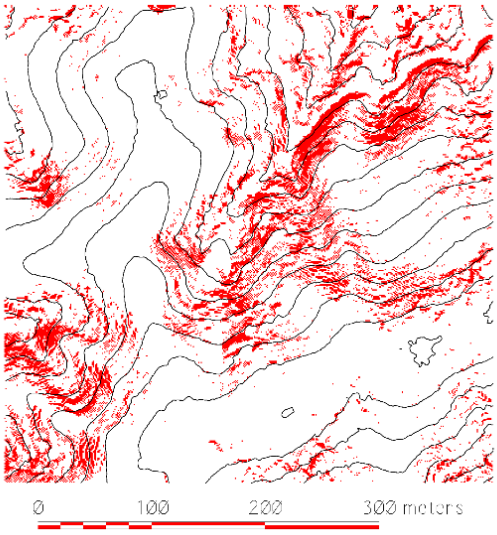


図 5 残存根株を考慮した場合の危険地区
(初期条件)

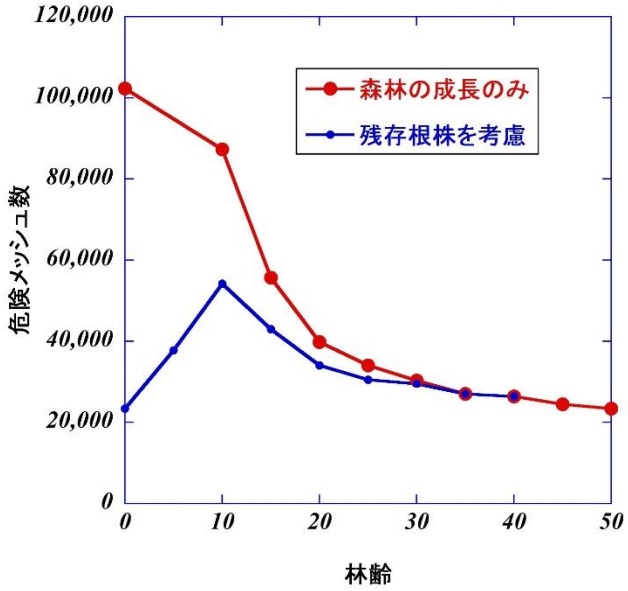


図 6 危険地区数の経年変化

4. おわりに

森林の経年変化に伴う危険地区の予測に当たっては、今回検討した伐採後の残存した根株の強度の問題だけでなく、様々な要素を検討する必要がある。今後も新たな要素を取り込み、現状に近づけた予測手法を検討していく方針である。

謝辞

本研究は農林水産技術会議委託プロジェクト研究「農林水産分野における気候変動対応のための研究開発」において実施した。 ここに記して謝意を表します。

引用文献

阿部和時(1997)樹木根系が持つ斜面崩壊防止機能の評価方法に関する研究、森林総合研究所研究報告 373、105-181.

北村嘉一、難波宣士(1981)抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能、林業試験場研究報告 313、175-208.

黒川潮、阿部和時、大丸裕武、松浦純生(2007)物理則モデルによる表層崩壊危険度評価、日本地すべり学会誌 43(6)、351-355.

コナラ萌芽再生における根の崩壊防止力の経年変化

兵庫県立農林水産技術総合センター　○山瀬 敬太郎・藤堂 千景

1 背景と目的

斜面安定における樹木の影響は，上載荷重の増加と雨滴衝撃の緩和，根系による補強である（Abe & Ziemer 1991; Sidle & Ochiai 2006）．根系の効果は，地下部の樹木根が土壌層中に多量に，かつ広範囲に生育することで，土の剪断に対する抵抗力が補強され発揮されるものと推察される．この剪断抵抗力の補強は，根の軸力による考え方が有力であり（阿部 1996, 2013; 遠藤・鶴田 1969; Waldron 1977），斜面崩壊の進行に伴って表層土が変位する際に，根に生じる引っ張り応力が土の変位を抑制し，崩壊防止につながると考えられる．剪断抵抗力補強の最大強度は，根が引き抜かれる瞬間の引っ張り応力によってもたらされ，この補強強度は，剪断面下の根を引き抜いた時の引き抜き抵抗力によって推定可能である．また，この引き抜き抵抗力は，崩壊縁に圧倒的に多くの水平根が生育しているため，水平根の崩壊防止力が評価されている（阿部 2013; 北原 2010）．

民家等の裏山斜面では，崩壊が発生すると甚大な被害を及ぼすが，管理放棄による大径木化が進み，強風や豪雨による災害の危険性が高まっており，また，ナラ類集団枯損の被害を受けやすい状況（小林・上田 2005）にある．そこで，これら問題の解決策として，大径木伐採による危険回避と，萌芽再生による若返りが期待されている．ところで，伐採後の再生過程において，樹木根による崩壊防止力は一時的に減少することが指摘されているものの（北村ほか 1981; Vergani et al 2017），補強強度がどのぐらいの期間，あるいはどの程度減少するかは定量的に明らかになっていない．そこで，本研究では斜面地に多く生育するコナラに着目し，萌芽再生過程における補強強度の変化を明らかにすることを最終目的とし，今回は，伐採後 3 年間の根系分布と根直径による引き抜き抵抗力の経年変化を調査した．

2 調査地と方法

2.1 調査地と対象木

調査地は，兵庫県宝塚市（34°55′N，135°19′E）に位置し，土壌は流紋岩および凝灰角礫岩を基岩とした乾性褐色森林土で，高木層にコナラが優占する夏緑樹林である．調査対象木は，最上層に位置していたコナラについて，伐採前と伐採 1-3 年後に各 6 個体（複数幹個体を含む計 24 個体，伐採後枯死せずに萌芽再生した個体）を選定した．各対象木の樹齢は 49- 71 年，樹高は 13.2- 18.4 m，胸高断面積（複数幹個体の場合は，各幹の胸高断面積の和を示す）は 55.4- 1438.6 cm^2，斜面勾配は 5- 48°である．

2.2 根系分布と引き抜き抵抗力の測定

根系調査のための土壌を円柱状に掘り出した（図 1，山瀬ほか 2017）．掘り出しにより作成した円柱状の土壌断面は，調査対象木を中心に，根元半径に立木間（亜高木層以上の他樹種を含む）の中央距離を加算した値を半径とする円を底面とし，その立木間の中央距離は 0.5 m とした．深さは，既往研究ではコナラ根の 8 割程度は深さ 1 m までに出現するため（福永ほか 2003; 苅住 2010），本研究では 1 m とした（図 1）．

根系分布は，円柱状の土壌断面と下方底面に出現した直径 1 mm 以上の根について，直径を計測するとともに，側面および下方底面上の位置を記録した（図 1）．引き抜き抵抗力の測定は，全体の水平根と垂下根の割合にも配慮し，50- 100 本の根を選定した．遠心方向に伸長する根系の根元部を特殊な鋏でつかみ，根の伸長方向とは反対方向に引き抜くこととし，人力あるいは手動ウィンチを使用して，根系 1 本を引き抜くのに要する引っ張り力（引き抜き抵抗力）を測定した．測定は根直径に合わせて，IMADA 社製のデジタルフォースゲージ（ZP-1000N（標準型，精度 2 N）あるいは ZPH-50KNG56，精度 55 N）を使用した．

3 結果と考察

伐採後 3 年間の観察から，根本数は，小根（5 mm 未満）は伐採 1 年後以降で有意に減少がみられたが，太根（5 mm 以上）の本数に伐採に伴う変化はみられなかった（図 2，Tukey 法，$P < 0.01$）．一方，伐採 1 年後の引き抜き抵抗力は，伐採前に比べて減少し（図 3，SMATA 検定，$P < 0.001$），2 年後は伐採前と有意差はみられなかったが（$P = 0.5$），3 年後には伐採 1 年後よりもさらに低下した（$P < 0.05$）．

以上の結果から，伐採後当初は細根を中心に本数の減少がみられ，伐採後年数が経過するにつれて，個根の引き抜き抵抗力の低下がみられた．地上部は萌芽伸長による再生がみられるものの，地下部は少なくとも伐採 3 年後までに補強強度が約半分程度に低下していることがわかった．

参考文献：Abe & Zimmer (1991) Can J For Res21, 1012-1019; 阿部（1996）日緑工誌 22, 95-108; 阿部（2013）山林 1553, 58-67; 遠藤･鶴田（1969）林試北海道年報, 167-182; 北原（2010）水利科学 311, 11-37; 北村ほか（1981）林誌研報 313, 175-208; 福永ほか（2003）日緑工誌 29, 261-264; 苅住（2010）最新樹木根系図説, pp.333-336; 小林･上田（2005）日林誌 87, 435-450; Sidle & Ochiai (2006) Water Resour Monogr18, pp.89-117; Vergani et al (2017) Earth-Science Reviews167, 88-102; Waldron (1977) Soil Sci of Ame J41, 843-849; 山瀬ほか（2017）日緑工誌 43, 133-137.

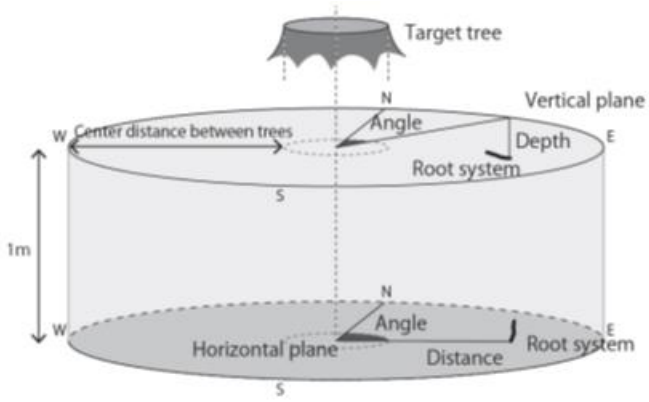


図 1. 円柱状の土壌断面. 側面と下方底面に出現した根を測定（山瀬ほか（2017）より引用）

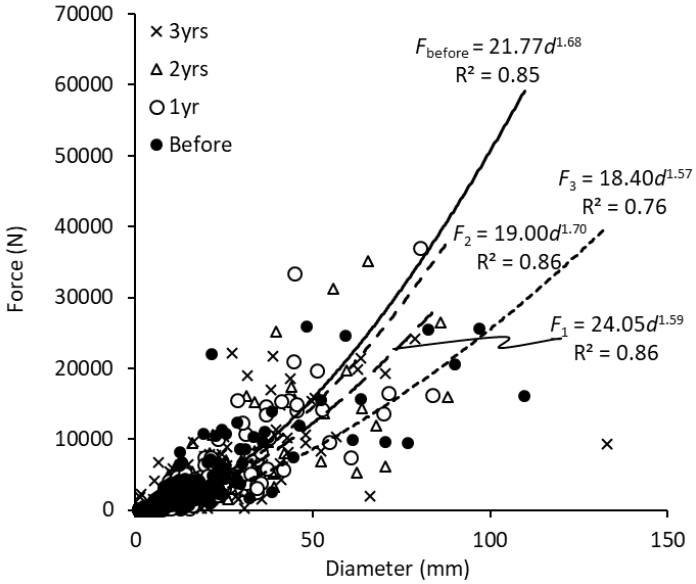


図 3. 伐採前後の経過年数別の根直径-引き抜き抵抗力の関係式．検定は SMATA による

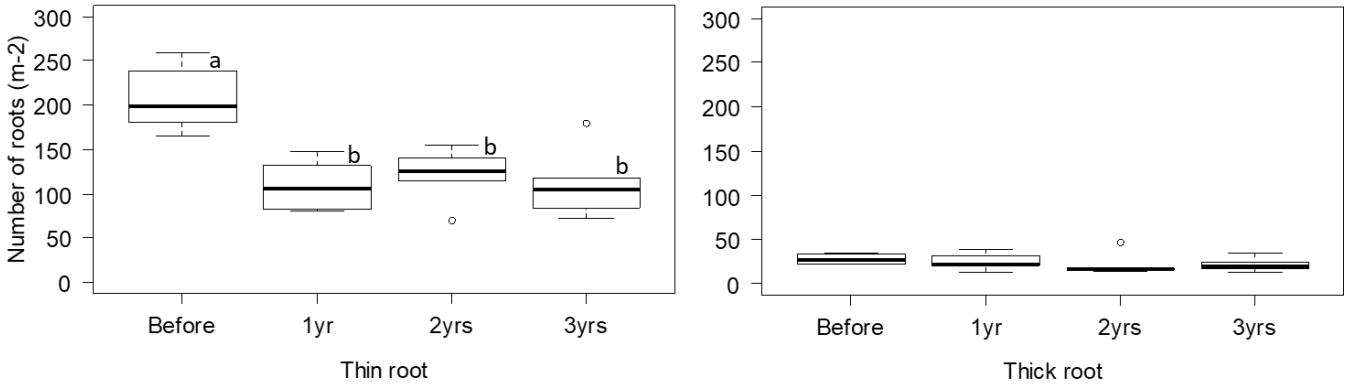


図 2. 直径階別の根本数（1 m² あたり）の経年変化．異なるアルファベット間で有意差があることを示す（Bonferroni 法，$P < 0.01$）

平成 30 年 7 月豪雨により愛媛県南予地方で発生した斜面崩壊の分布特性

国立研究開発法人防災科学技術研究所　○木村 誇
帝京平成大学現代ライフ学部　佐藤 剛
弘前大学農学生命科学部　鄒 青穎
山形大学地域教育文科学部　八木 浩司
国際斜面災害研究機構（国際航業株式会社）　廣田 清治

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害の発生件数は，北海道から鹿児島県にかけての 1 道 2 府 28 県で計 2,512 件にのぼり（土石流等 769 件，地すべり 55 件，がけ崩れ 1,688 件：国土交通省，2018），近年でも稀な規模の広域豪雨災害となった。その広域性を反映して，斜面崩壊や土石流を引き起こした雨量も地域によって大きく異なるようである（例えば，防災科学技術研究所，2018）。こうした土砂移動現象の発生条件（閾値雨量）の違いには，地域ごとの雨量の特徴もさることながら，地形・地質・植生（土地利用）といった地表環境も強く影響を及ぼしていると考えられる。したがって，斜面崩壊や土石流が多発した地域とその周辺地域における地表環境の違いを明らかにし，土砂移動現象の発生条件を誘因と素因の両面から理解する必要がある。本発表では，四国地方で特に多数の斜面崩壊が発生した愛媛県南西部を対象に詳細な土砂移動分布図を作成し，複数の地理情報を用いた空間情報解析によって斜面崩壊の疎密をもたらした要因を分析した結果を報告する。

2. 調査地域と調査方法

2.1 調査地域の概況

調査地域は西予市，宇和島市の市境界を挟む約 47 km^2 の範囲に設定した。図-1 に調査地域の地質分布，植生分布ならびに今回の豪雨で発生した斜面崩壊・土石流による土砂移動域を示す。調査地域の地質は，中央にある四国山地西縁の主稜線に沿って東西方向に延びる仏像構造線を境として，その北側に分布するジュラ紀付加コンプレックスの秩父帯と，その南側に分布する白亜紀付加コンプレックスの四万十帯に区分される。秩父帯はチャート・砂岩を主とし，石灰岩・玄武岩・混在岩などを含む。四万十帯は砂岩・泥岩・砂泥互層で構成される。植生分布をみると，北側の斜面（秩父帯）では，スギ・ヒノキ植林地が大半を占めるが，アカマツ林やクヌギ・コナラ林なども点在している。南側の斜面（四万十帯）では，主稜線周辺がアカマツ林となっているのに対し，それより南方の山麓や丘陵は大半がミカンなどの果樹園となっている。後述する植生分布と崩壊地の分布との関係の解析では，アカマツ林やクヌギ・コナラ林などの天然生林を自然林として一括し，人工林・自然林・果樹園・その他の 4 区分で比較を行った。

2.2 崩壊地の空中写真判読と地理情報を用いた空間情報解析

国土地理院が 2018 年 7 月 11 日（発災から約 3～4 日後）に撮影した空中写真の正射画像を判読して，斜面崩壊・土石流による土砂移動域を囲んだポリゴンデータを作成した。ここでは，判読された各々の土砂移動域をひとつの崩壊地とみなし，GIS ソフト上で地質・地形・植生・雨量情報と畳重して，崩壊地の分布密度（箇所/km^2）や崩壊面積率（%）を算出した。

地質情報には 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2（産総研地質調査総合センター，2018）を，地形情報には国土地理院基盤地図情報 10m メッシュ数値標高モデルを，植生情報には 1/25,000 植生図（環境省，2013）をそれぞれ用いた。植生図は 1999～2004 年に実施された植生調査の結果に基づくもので，現在の植生分布とは必ずしも一致しないが，発災後の空中写真と重ね合せて見た限り著しい植生（土地利用）改変はなかったため，今回の解析では元の植生区分を修正せずにそのまま用いた。雨量情報については，2018 年 6 月 28 日 0 時～7 月 8 日 24 時の期間（11 日間）における 1 時間毎の気象庁解析雨量データを用いて，1～24 時間積算雨量の期間最大値と期間総雨量の分布を算出した。

3. 結果と考察

3.1 雨量分布の特徴

気象庁解析雨量データをもとに作成した調査地域内の秩父帯と四万十帯の分布域における降雨時刻歴をみると，どちらも 7 月 5 日 3 時頃から徐々に雨が強まって 7 日 7 時頃にピークを迎えており，7 日 1～8 時頃は 1 時間 10 mm 以上の雨が約 7 時間連続して降っている点を含め，非常によく似たパターンで推移している。また，ピーク雨量を記録した 7 月 7 日 7 時における前 1 時間積算雨量や 6 月 28 日 0 時からの総雨量にも大きな差はなく（秩父帯：69.4 mm/h；441 mm，四万十帯：78.1 mm/h；428 mm），調査地域内での雨の降り方のばらつきは小さかった。

3.2 崩壊地の分布の特徴

判読された崩壊地は計 2,453 箇所（総面積約 810,920 m^2）あり，このうち 201 箇所（総面積約 93,490 m^2）が秩父帯，2,227 箇所（総面積約 712,590 m^2）が四万十帯，残りの 25 箇所（総面積約 4,840 m^2）が第四紀堆積層（後期更新世の段丘堆積物など）の分布域で発生していた。これらの値を崩壊地の分布密度と崩壊面積率に換算すると，秩父帯で約 11 箇所/km^2 と約 0.5%，

四万十帯で約 102 箇所/km² と約 3.2%，第四系で約 7 箇所/km² と約 0.2%となり，四万十帯に著しく偏った分布となっていた。

秩父帯と四万十帯を構成する主な岩種ごとに崩壊地の分布密度を算出したところ，秩父帯では，混在岩＞砂岩＞チャート（それぞれ約 36 箇所/km²，約 12 箇所/km²，約 9 箇所/km²）の順となり，四万十帯では，砂岩＞砂泥互層＞泥岩（それぞれ約 134 箇所/km²，約 57 箇所/km²，約 41 箇所/km²）の順となった。四万十帯の砂泥互層と泥岩における分布密度は，いずれも秩父帯の混在岩を上回っていたため，岩種によらず四万十帯の方が秩父帯より高密度に崩壊が発生していたと言える。

図-2 に主な岩種，植生区分ごとに算出した崩壊地の分布密度を示す。秩父帯における植生区分ごとの面積割合は，人工林が約 63.7%，自然林が約 26.8%，果樹園が約 0.5%であった。果樹園はチャートと混在岩の領域内の狭い範囲にしか分布していなかったが，混在岩で約 600 箇所/km²，チャートで約 654 箇所/km² ときわめて高密度に崩壊が発生していた。他方，人工林と自然林を比較すると，どの岩種も自然林の方がやや高い傾向にあったが，分布密度は約 3～14 箇所/km² の範囲で，岩種や植生の違いによる差は僅かであった。

四万十帯における植生区分ごとの面積割合は，果樹園が約 57.2%，自然林が約 34.1%，人工林が約 3.1%であった。いずれの岩種についても，果樹園における分布密度が最も高かった（砂岩：約 197 箇所/km²，砂泥互層：約 69 箇所/km²，泥岩：約 58 箇所/km²）。秩父帯と比べると自然林における分布密度も高かったが，どの岩種においても果樹園の 1/2 以下であった（砂岩：約 66 箇所/km²，砂泥互層：約 29 箇所/km²，泥岩：約 25 箇所/km²）。

以上の解析結果より，愛媛県南西部の秩父帯と四万十帯の境界付近では，ほぼ同程度の降雨強度と総雨量があったにもかかわらず，四万十帯に集中して崩壊が発生していたことが明らかとなった。特に秩父帯の砂岩と四万十帯の砂岩との違いをみると，母材そのものの違いよりも，さらにローカルな基岩の風化特性の違いが崩壊の起こりやすさに最も強く影響していたのではないかと考えられる。また，いずれの岩種においても，果樹園として土地利用されている斜面は他の植生の 2 倍以上の密度で崩壊が発生していたことから，土砂災害予測を高度化していく上で，こうした植生（土地利用）に関する地理情報も防災情報として整備し，逐次更新していくことが必須と考えられる。

【謝辞】 本発表には，科研費特別研究促進費 18K19951（平成 30 年 7 月豪雨による災害の総合研究，代表：山本晴彦）の成果の一部を用いました。気象庁解析雨量データは国土交通省より提供していただきました。

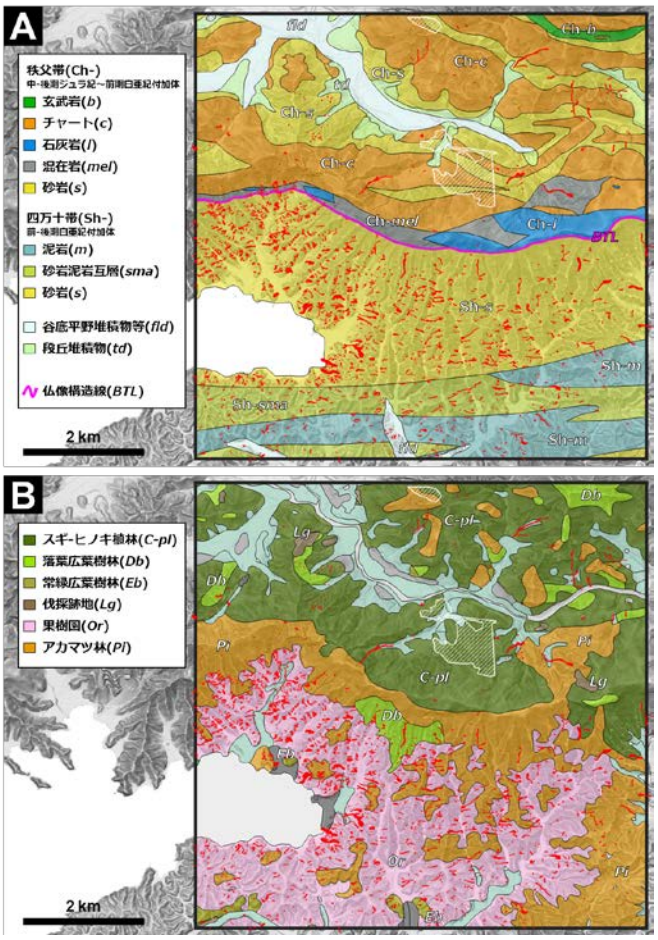


図-1 調査地域における地質分布（A）と植生分布（B）．図中の白線網掛け部分は雲などの影響で判読ができなかった領域，赤部分が斜面崩壊・土石流による土砂移動域を表す．

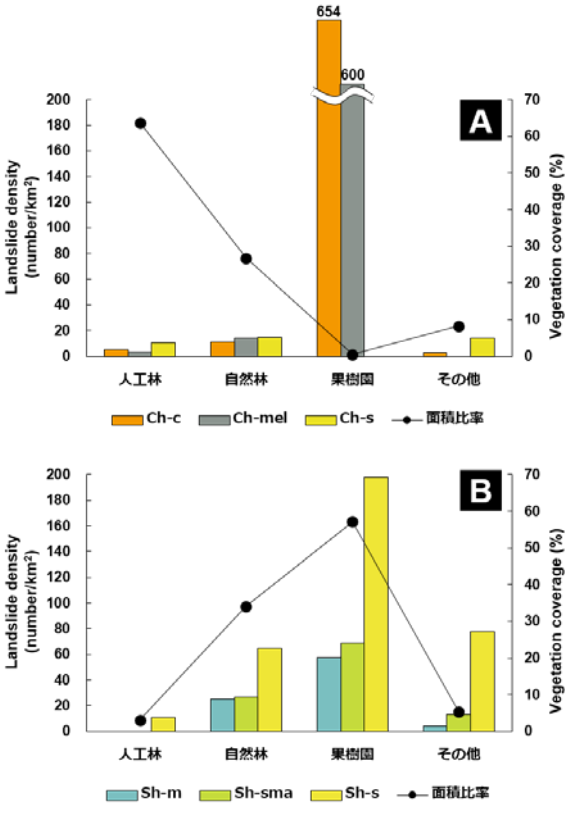


図-2 岩種および植生区分ごとの崩壊地の分布密度．A 図には秩父帯のチャート（Ch-c），混在岩（Ch-mel），砂岩（Ch-s）を，B 図には四万十帯の泥岩（Sh-m），砂岩泥岩互層（Sh-sma），砂岩（Sh-s）を示す．図中の折れ線は各植生区分の面積割合（右軸）．

R4-006

熊本地震により損傷を受けた自然斜面の降雨に伴う変動のメカニズム

高知大学　○笹原克夫　　埼玉大学　内村太郎　　(独)労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
国土防災技術㈱　土佐信一　遊佐直樹　　㈱オサシ・テクノス　板山達至　　中央開発㈱　王林
曙ブレーキ工業㈱　西條敦志

1. はじめに

平成 28 年 4 月 14, 16 日に発生した熊本地震により，外輪山北西部のカルデラ壁上部などでは多くの亀裂が入った斜面が残された。我々のグループでは平成 28 年 9 月より，熊本県阿蘇市的石地区にある亀裂の入った斜面において，その後の降雨による変形の計測と調査を開始した。その結果地震直後に比べて亀裂が拡大したり [1]，斜面の変形が進行したりした [2]ことが報告された。本報告では計測地点のうち，亀裂近傍の地点と，亀裂から離れた地点における，傾斜変動の計測結果を比較する。

2. 亀裂近傍及び亀裂から離れた位置での計測方法とその結果

我々のグループの実施した斜面の変形の計測は土佐等により報告されている [2]。今回はこれらの計測点のうち，傾斜計による地盤の変形と，深さ 10cm における体積含水率の両方を計測する地点のうち,亀裂に囲まれた計測点である AK5 と，その真下に位置して，亀裂から離れた AK6 の計測結果を比較する（**図-1**）。傾斜計は斜面に鉛直に刺した深さ 50cm のアングル杭の傾きを計測するもので，NS は南北方向，EW は東西方向である。前者はアングル杭が尾根に向かって倒れこむような傾きが正である。AK5 は亀裂に囲まれた浮島のような場所に位置している。また AK6 は亀裂からは離れているが，遷急線直上に位置しており,ここから下は急斜面となっている。その下方の亀裂が 2017 年度に拡大した [1]ようである（**図-1**）。両位置の地盤物性は計測されておらず，今後早急に対応する必要がある。

図-2 に 2018 年 5 月 1 日 0:00～12 月 20 日 12:00 の，AK5 及び AK6 における体積含水率，AK5 の傾斜計による傾斜角，AK6 の傾斜角と時間雨量の経時変化を示す。亀裂近傍の AK5 の NS 方向が 5～8 月にかけて正の方向に変動する傾向にあり，その後傾斜の変動は小さくなるのに対して，亀裂から遠い AK6 は計測期間を通じて顕著な変動は示さない。また AK5 は特に，図中で網掛けした，5 月 1 日～20 日，7 月 7 日～8 月 30 日と 10 月 6 日～11 月 9 日の，降雨イベント数と降雨量が少ない時期に，傾斜角が降雨に対応して正負に変動する。この時期の体積含水率は降雨イベントが少ないので降雨時に上昇した後に，無降雨時の大幅な低下を示すことが特徴である。傾斜変動の正負は，この体積含水率の増加と減少に対応しているかもしれない。

3. 傾斜角変動への降雨の影響

亀裂近傍にある AK5 では，上述のように，降雨の少ない時期に，降雨に対応するように傾斜の正負の変動を示した。これを詳しく見るために，**図-3** に AK5 及び AK6 における，2018 年 5 月 1 日 0:00～12 月 20 日 12:00 の，傾斜変動と体積含水率の関係を示す。AK6 は降雨に伴う体積含水率の増減は大きいが，それに対応した傾斜変化は見られない。それに対して AK5 では体積含水率増加時の傾斜変化はほとんどないものの，その後の体積含水率減少時に傾斜が増加する。この挙動をよく見るために，**図-4** に AK5 における傾斜角 0.4～0.8 の間の挙動を拡大して示す。これは 6 月 1 日以降の時期に相当する。体積含水率の変化に対して傾斜角が明瞭な傾向を示さない時期は，**図-2** において体積含水率が変化しても傾斜変化がほとんどないように見える時期である。そのような時期を除くと，**図-4** において降雨前には体積含水率減少に伴って傾斜が増加し（**図-4** 中の①），降雨時には体積含水率増加（湿潤過程）に伴ってやや傾斜が負の方向に減少する（図中②）。そしてその後の乾燥過程における体積含水率減少時には傾斜が増加する（図中③）。特に体積含水率が降雨前の最低値を下回ると，体積含水率減少に対する傾斜増加の割合（図中の傾き）はほぼ一定となるようである。降雨後の体積含水率減少に伴う斜面のせん断変形については広島まさ土斜面でも報告されている [3]。

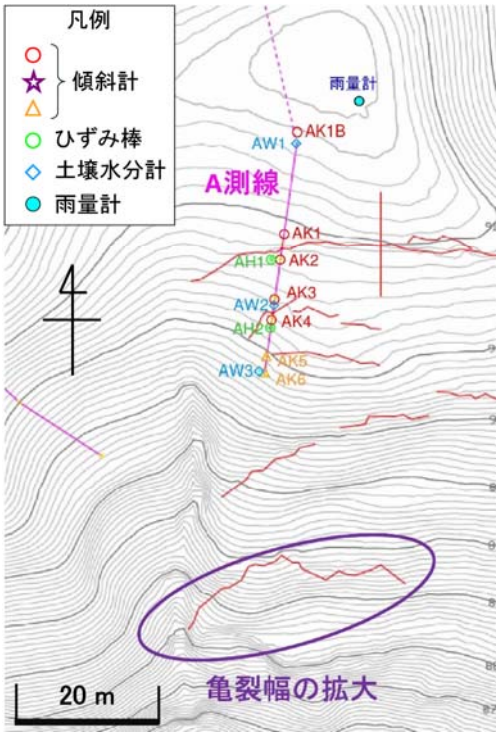


図-1 A 測線の計測装置の配置

4. おわりに

亀裂近傍における地盤の傾斜変化は，降雨による体積含水率増加時は負の方向に向かうが，その量は小さい。むしろ降雨後の，乾燥過程において傾斜の増加は大きいことがわかった。今後は各計測地点の地盤特性を簡易に評価できる方法により把握し，それらと傾斜変化の関係を検討する必要

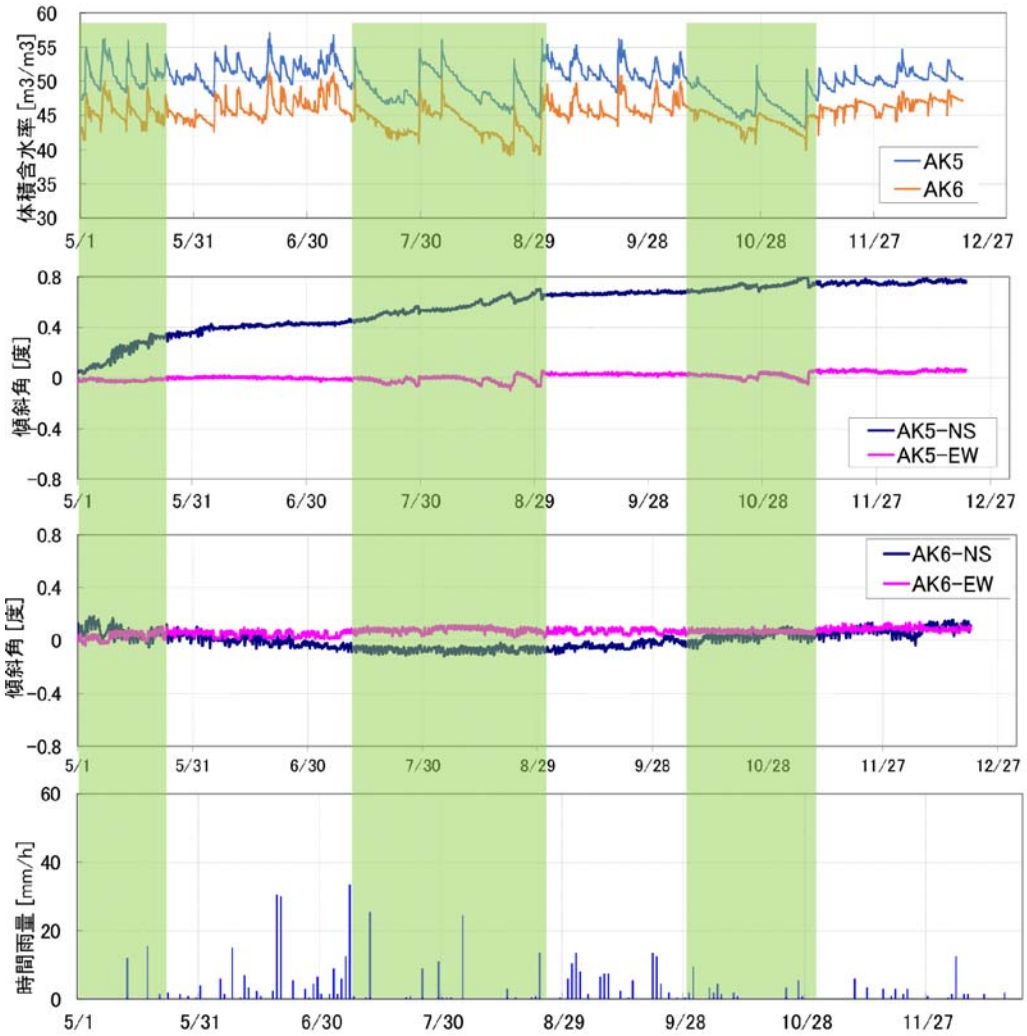


図-2 AK5 及び AK6 における体積含水率と傾斜角の経時変化（平成 30 年 5 月 1 日～12 月 20 日）

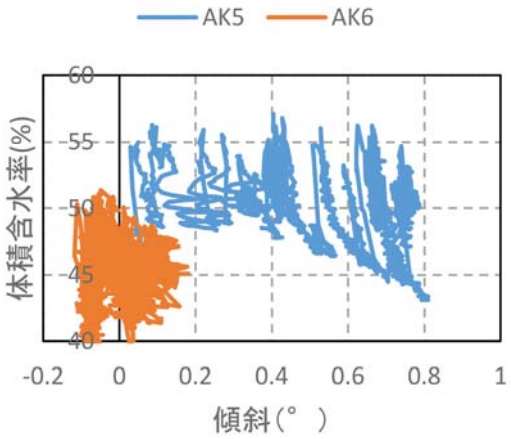


図-3 AK5 及び AK6 における傾斜角と体積含水率の関係

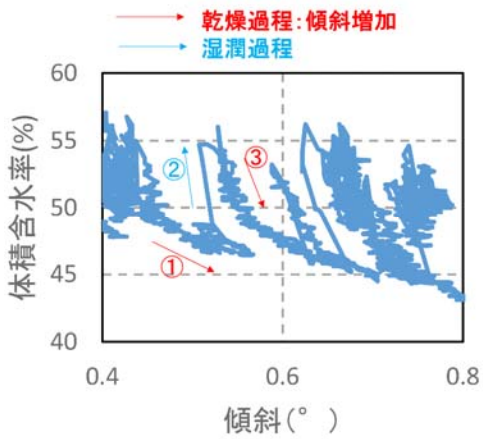


図-4 AK5 における傾斜角と体積含水率の関係（詳細）

がある。

参考文献

1) 笹原克夫他：熊本地震により損傷を受けた自然斜面における亀裂の拡大－阿蘇市的石地区の事例－，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集.

2) 土佐信一他：熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集.

3) 中井真司他：降雨時のまさ土斜面表層部におけるせん断変形挙動と土壌水分の関係，地盤工学ジャーナル，11(2):115-125，2016.

熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測(2)

国土防災技術（株）　○土佐信一，遊佐直樹
高知大学自然科学系　笹原克夫
埼玉大学　内村太郎
労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
（株）オサシ・テクノス　板山達至
中央開発（株）　王 林
曙ブレーキ工業（株）　西條敦志

1. はじめに

強い地震動によって亀裂が生じた斜面は，その後の降雨や地震で崩壊に至る可能性があるが，その動態についての研究報告は少ない。筆者らは，計測に基づく斜面の崩壊予測を目的として，斜面の変状を計器観測する共同研究を進めており，2016 年 4 月の熊本地震により損傷を受け多数の亀裂が生じた熊本県阿蘇市的石地区の自然斜面を研究フィールドとして，傾斜計や土壌水分計を多数設置し 2016 年 9 月から計測を行っている[1)]。本稿では，計測 3 年目にあたる 2018 年 5 月～12 月に得られた計測結果について報告する。

2. 対象斜面と計器配置

対象斜面は阿蘇カルデラ外輪山の北北西部，カルデラ壁上端に位置し，縦断面形は凸形の上昇斜面型，横断面形はやや谷形の集水斜面型を呈する南向き斜面である。地表は牧草で覆われ，地表から深さ 50cm 程度までは火山礫を多く含んだ黒ボク土，その下層は茶褐色の火山灰土となっている。

測線と計器配置を**図-1** に示す。南向き斜面に多数分布する亀裂を跨ぐように A～D 測線と，北向きで亀裂のない緩傾斜斜面に E 測線を設け，亀裂の上下近傍を主体に計器を設置した。メーカーの異なる 3 種の傾斜計はいずれも分解能 0.02 度以下の MEMS 型の 2 軸式で，地表から深さ 50 cm まで鉛直に埋設した治具の傾斜角度を計測している。土壌水分計は A 測線と C 測線に深度 10，30，50 cm 前後で埋設し，伸縮計は C 測線最下部の亀裂を跨いで設置し，現地雨量計も含めて 10 分間隔で計測を行った。

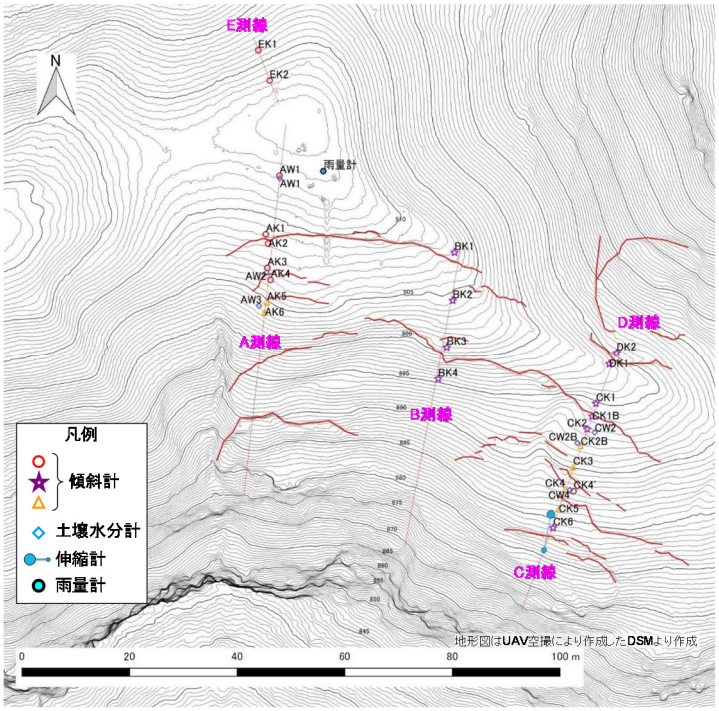


図-1 亀裂の分布状況と測線および計器配置

なお当地区では毎年 2～3 月頃に「野焼き」が行われることから，焼損を防ぐために，すべての計器を冬期に一時撤去し，野焼き後に再設置して計測を再開している。

3. 計測結果と考察

2018 年 5 月～12 月の 7 ヶ月間の計測期間において，全ての土壌水分計と伸縮計で，降雨と連動した動きが観測された。また傾斜計は，土壌水分計の体積含水率と関連のある動きが観測され，亀裂に近く遷急線付近の位置では漸増傾向が多く認められた。**図-2** に代表的な計測結果を示す。2 軸の傾斜計は，南北方向 NS 成分は N を正（北に傾倒すると増），東西方向 EW 成分は E を正（東に傾倒すると増）で表した時系列図と，その変動方向を方位で示すベクトル図（上が北）を右端に並べて緑色で記した。

3.1 A 測線

笹原ら[2)]が報告したように，土壌水分計の体積含水率は降雨に鋭敏に応答しつつ，降雨の少ない時期（7/7～8/30 および 10/6～11/9）は基底値が徐々に低下する傾向を示した。また，遷急線付近に位置する傾斜計 AK5（②）

は，長期的には傾斜が増加しながら，上述の降雨の少ない時期においては，降雨後の体積含水率の減少の時期に傾斜が増加し，その後の降雨による体積含水率の急増により傾斜が急減する動きを示した。この変動傾向は，多くの土壌水分計と傾斜計で共通していた。

3.2　B 測線

前年[1)]の同時期と比べて，傾斜変動量は小さいものの，亀裂の上部の BK3（③）の変動から約 1 ヶ月遅れて BK4（④）の変動が現れる傾向は同じであり，上部ブロック土塊に押された動きを再び捉えた可能性がある。

3.3　C 測線

前年[1)]の同時期と比べて，傾斜変動量の大小は異なるものの，変動する時期は場所によって違うことや，亀裂を挟んで上部の傾斜計 CK1，CK2（⑤）と下部の CK3（⑥），CK4 では傾倒方向が逆になる傾向は共通しており，別ブロックの動きを再び捉えた可能性がある。なお，斜面中腹に位置する CK3 では当地区の全傾斜計の中で最も大きな傾斜変動が観測され，EW 方向に複雑な変化を繰り返しながら N 方向に漸増した。

一方，遷急線付近に位置し，C 測線最下部の新しい亀裂を跨ぐ伸縮計 S1（⑧）では，6/18～6/20 の連続雨量 306mm と 7/5～7/7 の連続雨量 237mm の 2 回の大雨イベント時に，急速な伸び変動が観測された。同じ時期に，S1 のすぐ横で亀裂の上側にある傾斜計 CK6（⑦）では変動がなかったことから，伸縮計 S1 は，亀裂の下部の変動ブロックの，降雨に伴う動きを捉えたと考えられる。

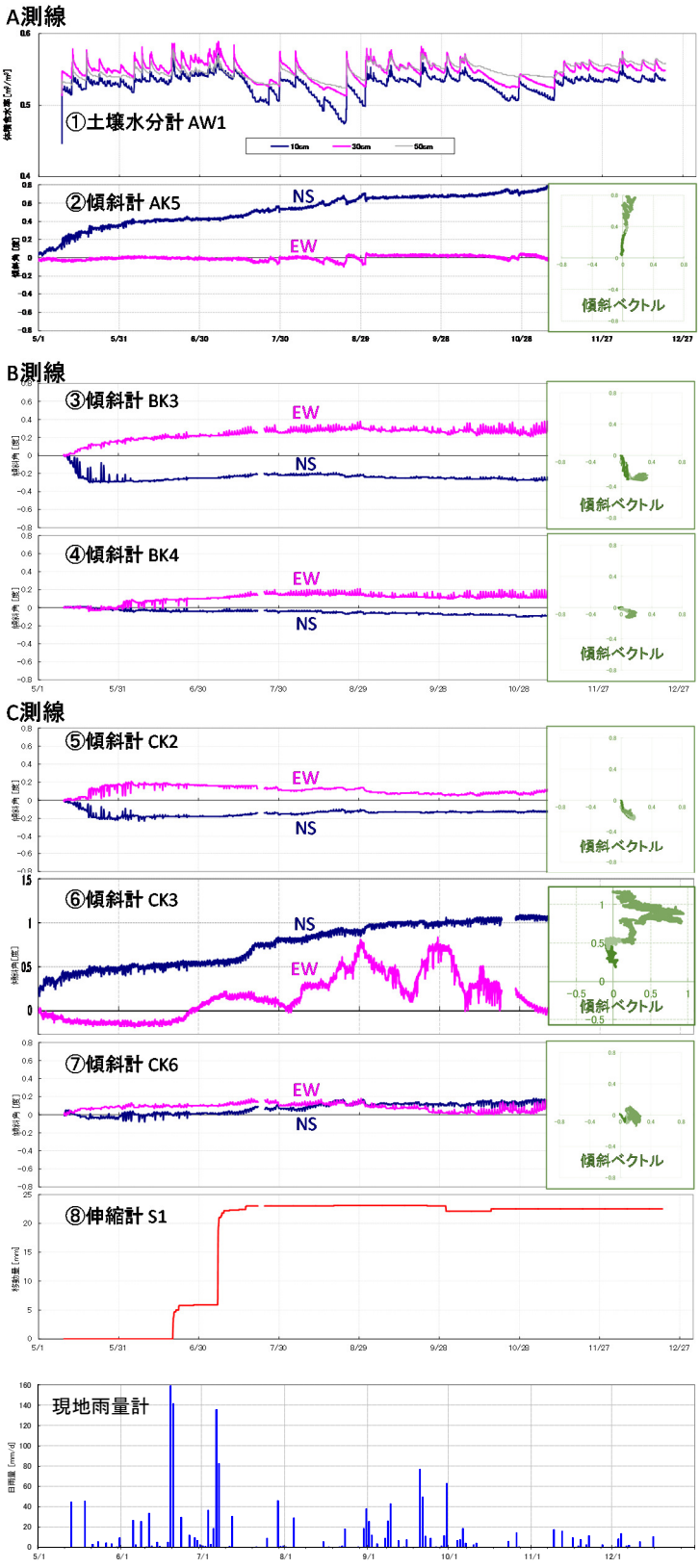


図-2　計測結果

4.　おわりに

3 年目の計測で，崩壊予測式に直接適用できるような大きな量や速度の変動は観測されなかったが，亀裂と変動ブロックの関係や，土中の乾湿の違いによる傾斜変動があることなどが判ってきた。

今後は，相対的に変動が大きい C 測線を中心に，野焼き前後に撤去しない常設型計器への転換を含めて計測を継続し，亀裂や周辺斜面の状況，降雨や簡易動的コーン貫入試験結果と各計測データとの関係解析を進める予定である。

参考文献

1）土佐ら：熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018.　　2）笹原ら：熊本地震により損傷を受けた自然斜面の降雨に伴う変動のメカニズム，2019 年度砂防学会研究発表会概要集，2019.

大規模地震が火山地域の斜面安定性に及ぼす影響

信州大学大学院〇稲垣　翔
信州大学学術研究院　平松晋也

1．はじめに

近年，2016 年に発生した熊本地震や 2018 年に発生した北海道胆振東部地震など，震度 7 を観測する大規模地震が相次いで発生し甚大な土砂災害を引き起こしている。地震発生後の斜面の安定性の変化を議論した研究としては，花崗岩地域を対象とした研究事例は存在するものの，火山地域を取り扱った研究事例はほとんどみられないというのが現状である。このような背景を受けて，本研究は，火山地域で発生する大規模地震時の加速度が土質強度や斜面の安定性に及ぼす影響を明らかにすることを目的として実施したものである。

2．研究対象地域と土質試験用供試体の採取

2018 年 9 月 6 日に北海道胆振東部地方を震源として M6.7，最大震度 7 を記録する大規模地震が発生し，94 件(厚真町 89 件)の土砂災害が発生した。最も大きな加速度を観測した追分観測点(K-NET:全国強震観測網)の地震動の三成分合成波形を示す図-1 より，300gal を超える加速度が 10.71 秒間にわたり 71 回斜面に作用したことがわかる。すべり面は，現地での断面調査と簡易貫入試験による Nc 値の深度分布より，図-2 に示す En-a 層の上部に 10 ㎝程度存在する粘土質の Ta-d 風化層内に位置するものと判断した。一面せん断試験用不かく乱供試体は，胆振東部地震により表層崩壊が多発した厚真川流域内の表層崩壊のすべり面として位置付けられる深度 200 ㎝地点で採取した。

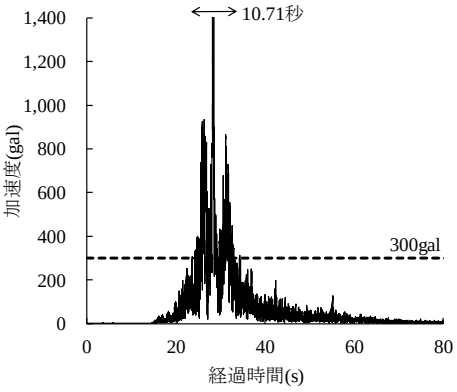


図-1　三成分合成波形
(北海道胆振東部地震：追分)

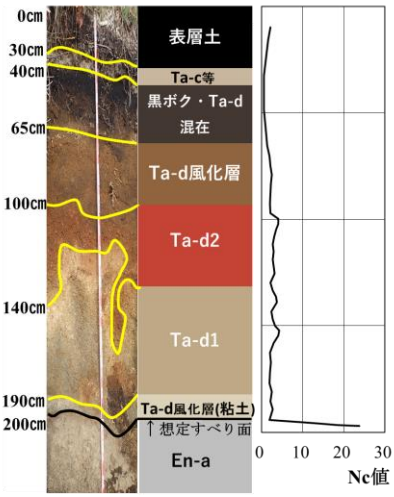


図-2　土層断面の状況

3．加速度試験と一面せん断試験

地震時に作用した加速度が土質強度に及ぼす影響を把握するため，加速度試験と一面せん断試験を実施した。胆振東部地震時には 300gal 以上の加速度が 10.71 秒間継続し，1796.4gal の最大加速度を記録した事実を勘案し,図-3 に示す試薬撹拌用振とう機を使用して 2.0G の加速度を供試体のせん断面に対して水平方向に 9 秒間与えた。地震発生前後の土質強度(粘着力：C，内部摩擦角：φ)の変化を把握するため，加速度を与える前(地震発生前)と加速度を与えた直後(地震発生直後)の供試体に対して「一面せん断試験」実施した。

4．地震時に作用した加速度が土質強度に及ぼす影響

すべり面を構成する土層厚が 10 ㎝程度と薄く，その上位に位置する Ta-d1 層がせん断面に混入し，せん断応力にバラツキが生じたため，同一の鉛直応力を与えた場合の一面せん断試験を 2 ケース実施し，せん断面に占める粘土の面積(A，A′)と Ta-d1 の面積(B，B′) 並びにせん断応力(C，C′) を変数とした連立方程式を解くことにより，すべり面を構成する粘土層のせん断応力を求めた。以上の操作を行うことにより得られた加震前後の鉛直応力とせん断応力との関係を図-4 に示す。

2.2G の加速度を供試体に与えた場合には，内部摩擦角にはほとんど変化がみられなかったのに対し，粘着力は 5.11kN/㎡(0G) から 0.97kN/㎡

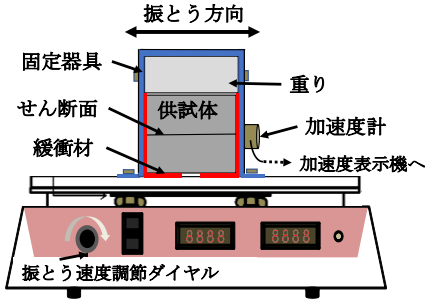


図-3　試薬撹拌用振とう機

(2.2G)へと 81%も低下するといった注目に値する結果が得られた。

5．地震発生後の斜面安定性の変化

無限長斜面に対する(1)式に示す斜面安定解析式を用いて，地震発生後の斜面安定性の変化について考察した。

$$F_S=C+(\sigma_0-H\cdot\gamma_w)\cdot\cos^2\beta\cdot\tan\varphi\,/\,(\sigma_0\cdot\sin\beta\cdot\cos\beta)\cdots(1)$$

ここに，C：土の粘着力(kN/m^2)，σ_0：鉛直応力(kN/m^2)，H：地下水深(m)，γ_w：水の単位体積重量(kN/m^3)，β：斜面勾配(°) ，φ：土の内部摩擦角(°)である。

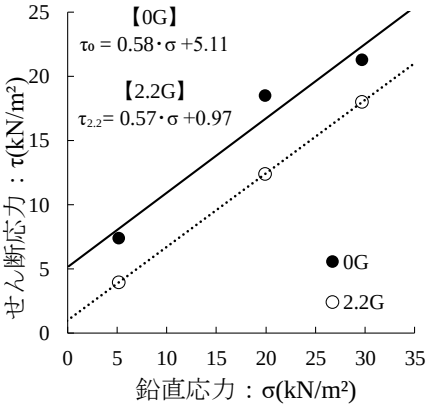


図-4　鉛直応力とせん断応力との関係

(1)式中の地下水深は，「簡易雨水浸透モデル(尾藤，1999)」を用いて求めた。入力条件となる降雨波形としては，2016 年 8 月 16 日 11 時~24 日 0 時に厚真町で観測された実績降雨波形(累加雨量 252.5 ㎜)を使用した。解析ケースは，斜面勾配 β=20，25，30，35° の 4 パターンと，2.2G の加速度を与えた場合と与えない場合の 2 パターンを組み合わせた計 8 ケースである。解析結果の一例として，斜面勾配 β=25° の場合の地下水深と加震前後の安全率の経時変化を図-5 に示す。解析開始から 162 時間後には，加速度を与えない場合(0G)には Fs=1.51 を示し崩壊が発生しないのに対し，加速度(2.2G)を与えた場合には安全率が 34.1%も低下し Fs=1.0 を下回り，崩壊が発生する結果となった。加速度を与えた場合の安全率の低下は斜面勾配の増加とともにより顕著となり，解析ケース内で最急勾配である β=35° のときの最小安全率の低下率は 39.4%となった。

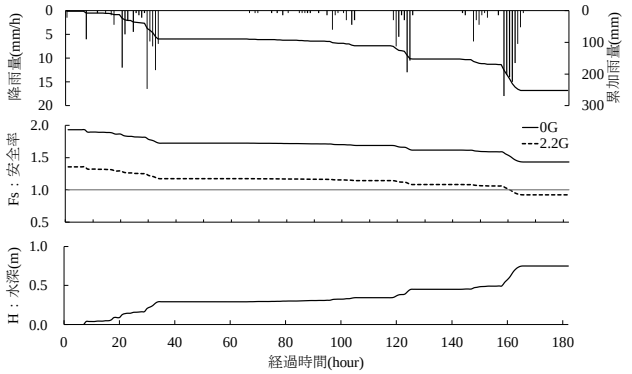


図-5　安全率の経時変化(β=25°)

さらに，大規模地震後の崩壊発生限界雨量の低下状況を把握するため，図-5 に示す実績降雨波形を中央集中型へと変形し，降雨強度を 1.5 倍(累加雨量 379mm)に引き延ばすことによって得られた降雨波形を入力降雨波形とした。解析結果の一例として，斜面勾配 β=20° ， 25° における加震前後の安全率の経時変化を図-6 に示す。斜面勾配が β=20° ,25° いずれの場合においても加速度(2.2G)を与えた場合のみ安全率が 1.0 を下回り，崩壊発生限界雨量は 20° 斜面では 341mm(42 時間経過後)，25° 斜面では 220mm(34 時間経過後)であった。

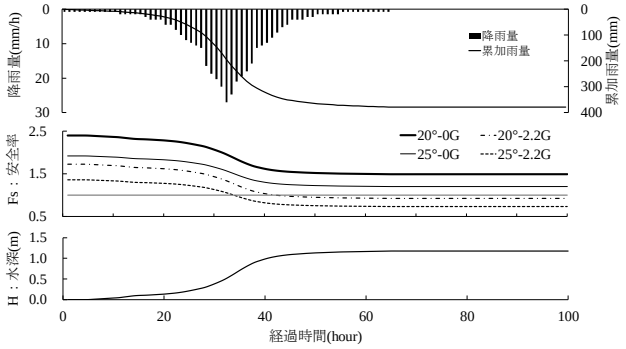


図-6　安全率の経時変化
(β=20° ,25° ：中央集中型・降雨強度 1.5 倍)

6．おわりに

火山地域で大規模地震(2.2G)が発生すると，斜面を構成する土壌の土質強度が内部摩擦角では顕著な変化が見られないのに対し，粘着力は 81%も低下する事実が明らかになった。実績降雨波形(累加雨量 252.5mm)を与えた場合，勾配 20° ~35° の斜面では加震前(0G)の安全率が 1.0 以上を示したのに対し，2.2G の加速度が作用すると，土質強度の低下に伴い安全率が大きく低下し，斜面勾配が 25° 以上の斜面では崩壊が発生する結果となった。また，実績降雨波形を 1.5 倍に引き延ばすとともに中央集中型に並べ替えた降雨波形(累加雨量 379 mm)を与えると，加震前(0G)には斜面勾配が 25° 以下の場合崩壊が発生しなかったのに対し，2.2G の加速度が作用すると斜面勾配が 20° 以上になると崩壊が発生する結果となった。

今後は，これらの結果を活用し，地震発生後の土砂災害警戒避難基準雨量の引き下げに対する設定手法の確立へと研究を展開していく予定である。

大規模地震が表層崩壊の発生や崩壊規模に及ぼす影響

信州大学大学院(現　国土防災技術株式会社)○桑澤昭雄
信州大学学術研究院農学系　平松晋也

1. はじめに

近年，我が国では平成 23 年東北地方太平洋沖地震や平成 28 年熊本地震，さらに平成 30 年北海道胆振東部地震などに代表される大規模地震が頻発するようになった。しかし，大規模地震発生後の土質強度や斜面安定性の変化を議論した研究事例は少ない。大規模地震発生後の斜面安定性の変化は，『地震時に斜面に作用した加速度による土質強度の変化』と『地震により発生した開口亀裂などの斜面変状』に起因して生じることが知られている。本研究は，平成 28 年熊本地震時に崩壊が多発した阿蘇地域を対象として，大規模地震により形成された開口亀裂の概要を把握するとともに，これらの開口亀裂が斜面の安定性や崩壊規模に及ぼす影響を定量的に把握することを目的として実施したものである。



図-1　研究対象地

2. 研究対象地の概要

熊本地震により崩壊が多発した濁川流域内に研究対象地を設定した(図-1)。同流域に位置する崩壊地周辺で，斜面調査用簡易貫入試験と同地点より採取した不撹乱供試体を用いた土壌物理試験を実施した。Nc 値と飽和透水係数の深度分布と同地点の土層区分を図-2 に示す。現地での崩壊地周辺の土層断面調査の結果と図-2 に示す Nc 値と飽和透水係数の深度分布より，崩壊時のすべり面は軽石混じりの褐色ローム層と粘土層との境界である 150cm～160cm 深度付近に位置しているものと推察される。

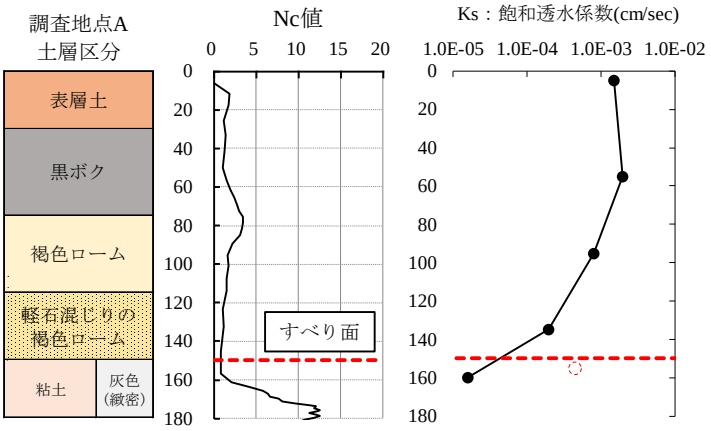


図-2　土層構造と土壌物理定数の深度分布

3. 崩壊地周辺に形成された開口亀裂の実態把握

図-3 に示す崩壊地周辺 50m の範囲に位置する亀裂の分布状況を把握した。亀裂は崩壊地源頭部に集中してみられ，崩壊地周辺の限られた範囲であるにもかかわらず，61 箇所にも及ぶ亀裂の存在が確認された。本調査で確認された最大規模の亀裂は，幅 60cm，深さ 102cm であった。亀裂深さと亀裂幅との関係を示す図-4 より，亀裂幅の増加とともに亀裂深さも増加する傾向がみられるものの，亀裂幅が 30cm 以上になると亀裂深さは 60～100cm の範囲内で一定値を示すようになる。

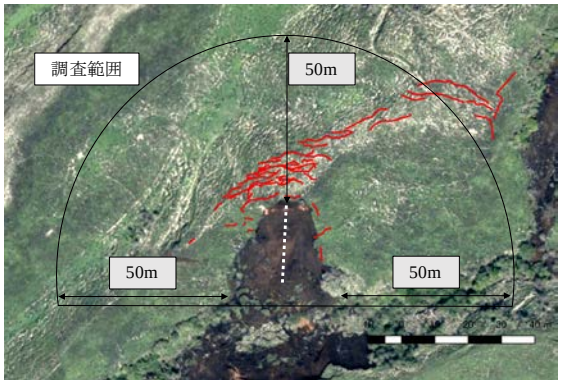


図-3　崩壊地周辺の亀裂の分布状況

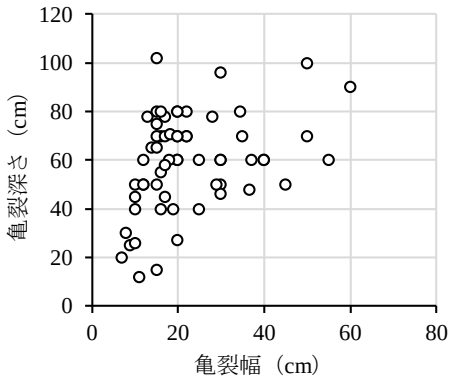


図-4　亀裂深さと亀裂幅の関係

4. 開口亀裂の存在が斜面の安定性に及ぼす影響

大規模地震により発生した亀裂が周辺斜面の水移動や斜面の安定性に及ぼす影響を定量的に把握するため，地震発生後に観測された降雨イベント(気象庁阿蘇山観測所：2016 年 6 月 19 日 16 時 00 分～21 日 16 時 00 分，累加雨量 377.5mm)を入力条件として，二次元飽和・不飽和浸透流解析を実施した。解析対象範囲は，図-5 に示す高さ 16.5m，水平距離 22.0m 区間であり，図-3 中の崩壊地中央に点線で示した縦断側線の崩壊前後の標高データを用いて作成した。解析ケースは，①亀裂がないケース，②図-5 中の No17 に亀裂を設けたケース，③図-5 中の No12 に亀裂を設けたケースの計 3 ケースである。亀裂の規模としては，現地で確認された亀裂の最大規模を考慮して，幅 60cm，深さ 103cm と設定した。

さらに，浸透流解析によって得られた地下水深や土壌水分状態を用いて斜面安定解析を実施した。安全率は，解析対象断面を水平距離 1m の間隔で図-5 に示す単位ブロックに分割し，分割した単位ブロックごとに修正フェレニウス法を用いて算出した。ケース①(亀裂なし)とケース③(No12 に亀裂を設定)の亀裂部周辺ブロックの安全率と地下水深の経時変化を示す図-6 より，亀裂の存在によりその下流部では地下水深と安全率が大きく変化し，亀裂下流 1m 地点(No11)の最大地下水深は 0.78m から 1.50m へと 92%も増加し，地下水深の変化に対応して最小安全率は 24%程度も低下するといった注目すべき事実が明らかになった。また，亀裂の下流 1～2m の範囲では最小安全率の出現時刻が 1 時間以上早くなるため，最小安全率出現時の累加雨量すなわち崩壊発生限界雨量が大きく減少する事実が明らかになった。亀裂部周辺ブロックの崩壊発生限界雨量とその引き下げ率の場所的変化を示す図-7 より，亀裂が崩壊発生限界雨量に与える影響は，No12 に亀裂を設けたケース③では亀裂の下流 1m 地点(No11)で崩壊発生限界雨量が 366mm から 307mm へと 16%程度低下する結果となった。このように，亀裂が存在することで亀裂の下流 1～2m の範囲では通常時の 2 割程度少ない雨量で斜面崩壊の危険性が高まるといった注目すべき事実が明らかになった。

5. おわりに

本研究により，火山地域において大規模地震により発生した開口亀裂の存在が斜面安定性に及ぼす影響が明らかになった。しかし，本研究では，地震時に斜面に作用した加速度と土質強度との関係を考慮していないため，今後は，地震の規模に応じた地震発生後の警戒避難基準雨量の設定に資することを目的として，本研究の成果と加速度に対応した土質強度との変化とを併せた総合的評価を実施していく予定である。

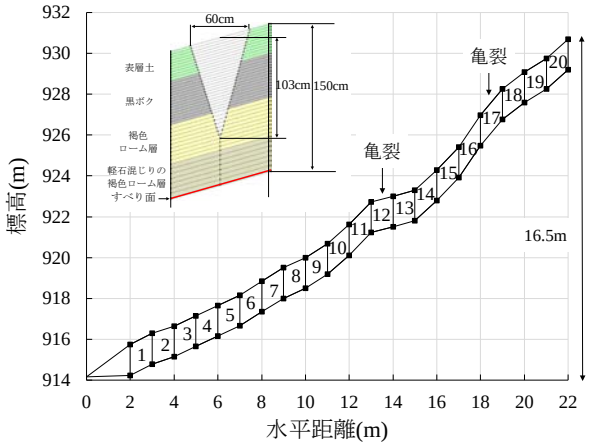


図-5　解析対象断面

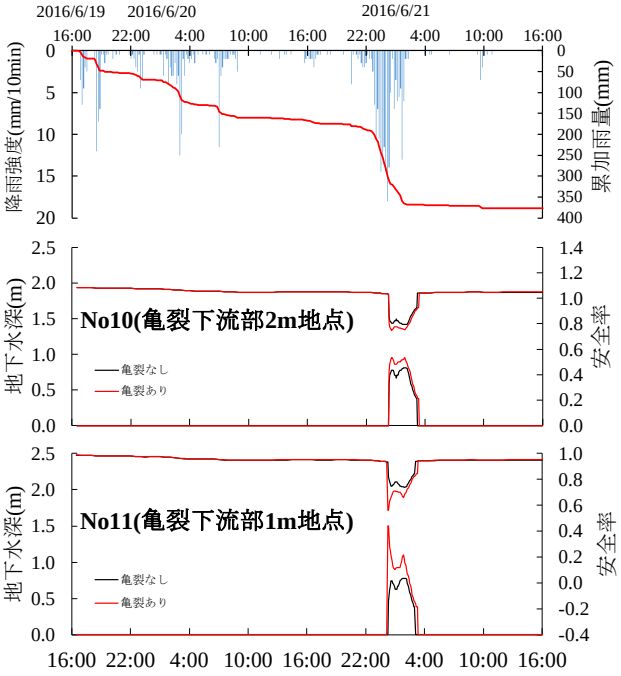


図-6　地下水深と安全率の経時変化
(ケース①とケース③との比較)

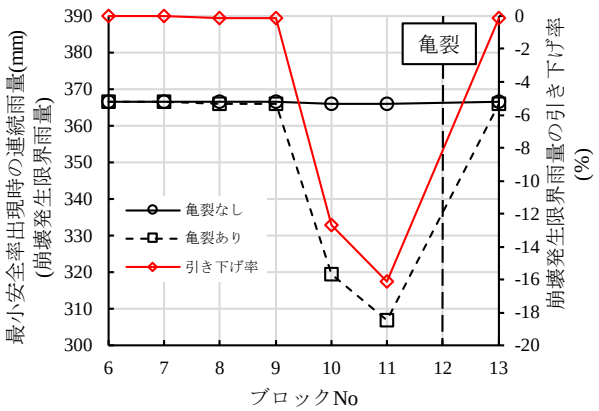


図-7　崩壊発生限界雨量の低下率
(ケース①とケース③との比較)

R4-010

大規模のり面工事におけるCIMの実施
－阿蘇大橋地区斜面対策工事における事例－

株式会社熊谷組　○石濱茂崇　北沢隆俊　佐藤裕治
国土交通省九州地方整備局　野村真一　山上直人

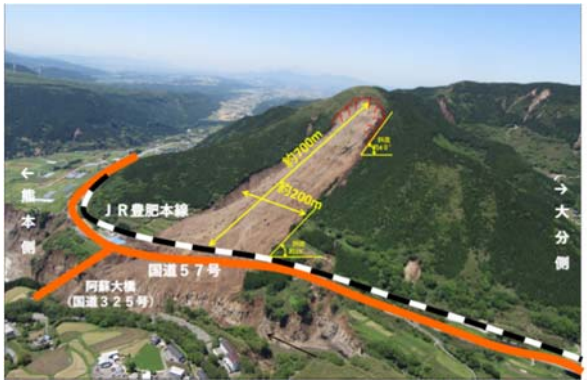
1　はじめに

阿蘇大橋地区斜面対策工事は，2016 年4月の熊本地震により，阿蘇大橋が落橋するに至った大規模な斜面崩壊に対し(図－1)，密着型安定ネット工や高強度ネット工，鉄筋挿入工等の斜面対策工を実施するものである．

本工事の対象範囲は，崩落地であることからボーリング調査等の実施が困難であったため，地山状況が正確には把握されていない状況であった．

一方，密着型安定ネットにおけるアンカー工の確実な施工のためには，土岩境界等の地山状況を確実に把握し，地山に応じた適切なアンカータイプの選定が重要である．このため，本のり面工事では，施工中に地山状況を把握するための調査を実施し，その成果に基づいてアンカーの諸元を決定させることとなり，効率的な施工管理を行う必要が生じた．

以上のことから，本工事では斜面対策工に特化した「のり面 CIM」を導入し，より適切なアンカー施工を実施できる体制を整えた．



図－１　阿蘇大橋地区の被災状況

2　斜面対策工事の概要

本工事の工事概要は，以下に示すとおりである．

工事名称：阿蘇大橋地区斜面対策工事
工事場所：熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字立野
発注者：国土交通省九州地方整備局
受注者：株式会社熊谷組
工期：2017 年 9 月 7 日～2019 年 9 月 30 日
工事内容（主要工事、数量は当初）
・植生マット工　　約 71,300m^2
・密着型安定ネット工　約 51,100m^2
・高強度ネット工　　約 17,200m^2
・鉄筋挿入工　　約 8,300 本
・土砂撤去工

3　のり面 CIM の実施状況

本工事におけるのり面 CIM は，密着型安定ネット工（鉄筋挿入式アンカー工併用）を対象とした．密着型安定ネット工は，土砂厚に応じて適切なアンカータイプを選定する必要があるものの，前述したように，本工事では，対象の地山状況（土岩境界）が把握されていなかった．よって，本工事で実施するのり面 CIM においては，探針機器および振動センサーを使用して土砂層の厚さをアンカー施工箇所の全点で確認する調査を施工中に実施した（図－２）．また，確認した土砂層の厚さから土砂と岩の境界を 3D モデル化し，アンカー諸元（種別，アンカー長），アンカー配置，アンカー強度を CIM により一元管理して，次施工にフィードバックを行った（図－３）．



図－２　探針棒による探査（左）および
振動センサーによる探査（右）



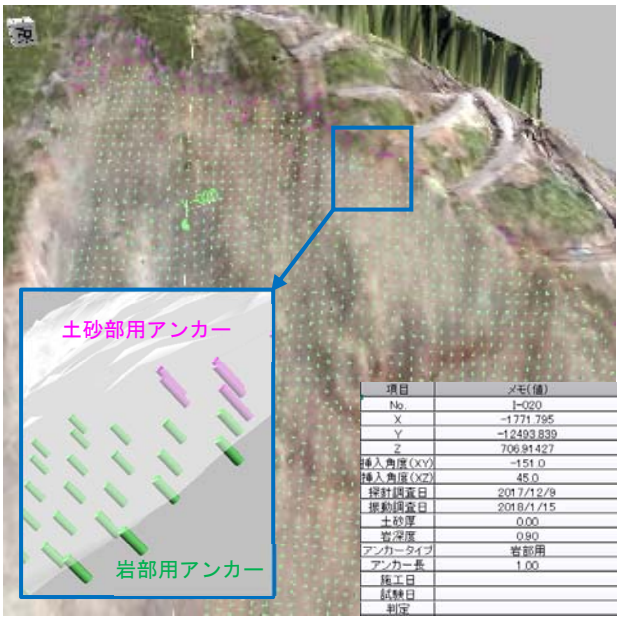
図－３　のり面 CIM フロー図

のり面 CIM の運用にあたっては，適切な汎用ソフトがなかったことから，市販されているソフトウェア（五大開発製「Make Jiban」）を改良して使用することとした．本ソフトは，Excel®等の表計算ソフトにて作成した施工実績のデータベースを読み取り，密着型安定ネット工のアンカーを 3 次元空間上に配置する（図－4）．また，読み込んだ実績データ（土砂厚）を基に 3 次元の地質境界（土岩境界）が自動生成される．さらに，アンカーの属性（諸元）を一本ごとに表示する機能を有しており，状況写真や帳票等もリンクさせることが可能である．

このように，施工中の調査データや施工実績を集約・3 次元モデル化（可視化）し，一元管理した情報を次ブロックの施工へフィードバックし，施工の効率化を図った．仮に，のり面 CIM を導入しなかった場合，地盤条件が定かでない状況であったことから，抽象的な感覚でアンカー諸元を決定していたと考えられ，ある程度の規模の手戻りが発生していた可能性がある．

また，本工事の密着型安定ネット工ではアンカーの 10%において引抜き試験を行っている．通常であれば，対象のアンカーだけが施工時のデータとして維持・管理に引継がれるが，本工事で実施したのり面 CIM は，アンカー施工箇所全てのデータを維持・管理に引継ぐことができることから，斜面対策工事における建設生産システムの高度化につながったと考えられる．これらのデータは，維持更新や同種工事に活用することが期待される．

なお，斜面対策工事における CIM については，平成 30 年年度中に CIM 導入ガイドライン（案）において「地すべり対策編（素案）」が作成予定となっていた．本工事は，平成 29 年より実施していることから，CIM 導入ガイドラインに先行した取り組みである．



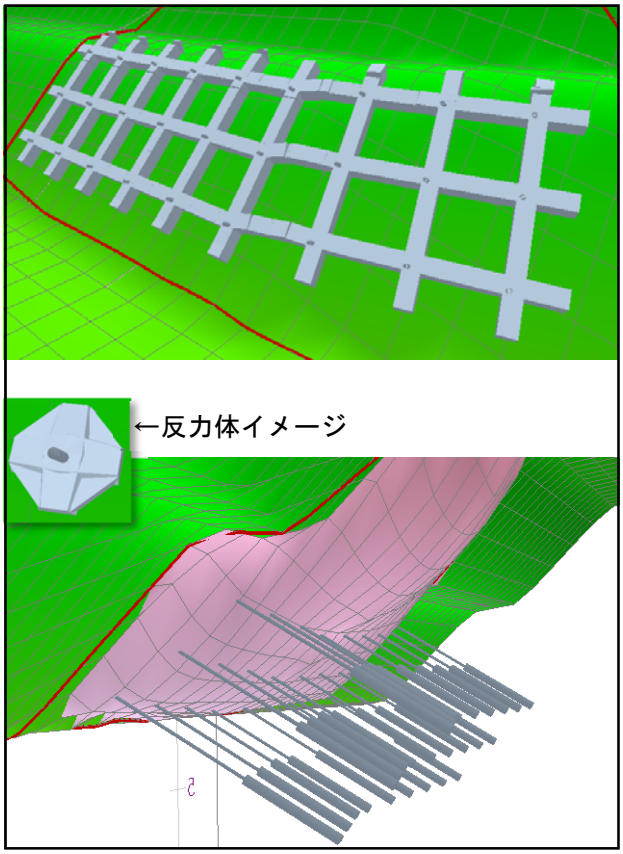
図－４　3 次元空間に配置したアンカーおよびアンカー属性ウインドウ
（アンカータイプごとに色分けして表示，各アンカーの位置情報や諸元は表計算ソフトにて入力）

4　今後について

今回の CIM の取り組みは，本工事に特化していることから対応できる工種が限られているため，他工事への適用が困難である．そこで，他工事にも適用できるようにソフトウェアの改善を行って，対応できる工種を増やす予定である．

現況では，のり枠工，グラウンドアンカー工にも対応させている．基本的な仕様は，密着型安定ネット工と同様としており，表計算ソフトにて実績データを入力してデータベースを作成し，3 次元空間に配置させる．3 次元空間に配置したオブジェクトは，各々が属性（諸元）を有しており，選択することによりその情報が確認できる．

図－5 に試験的に作成した 3 次元モデル図を示す．



図－５　のり面工事 3 次元モデル図（試行）
（上：のり枠工，下：グラウンドアンカー工）

5　まとめ

- 施工中のデータから 3 次元地質モデルを作成し，土質情報の正確な把握により 現地地質条件に最も適したタイプのアンカー施工が実施できた．
- 調査・施工データを集約し，一元管理した情報を次施工へ展開することで，施工の効率化を図った．
- のり面 CIM を適用しなかった場合，ある程度の手戻りが発生した可能性がある．
- 全アンカーを記録することにより，高度化したデータが得られ，維持更新時や同種工事に活用することが期待される．
- 今後は様々な工種に対応したのり面 CIM を実施する予定である．

現地モニタリングに基づく事前道路通行規制基準の設定に関する研究

立命館大学大学院理工学研究科　学生会員　○舘野　祐一郎
立命館大学理工学部　正会員　藤本　将光
関西大学社会安全学部　正会員　小山　倫史
神戸市立工業高等専門学校　正会員　鳥居　宜之
株式会社ダイヤコンサルタント　正会員　鏡原　聖史

1. はじめに

豪雨時における国道を対象とした道路通行規制の発令には，事前通行規制区間において連続した時間雨量の累積を基準としているため，降雨特性に対応したきめ細やかな事前通行規制ができないのが現状である。豪雨時の道路交通規制の運用（規制の発令から解除まで）においては，豪雨時における斜面崩壊危険度を評価するために，降雨特性（雨量，雨量指数）等の情報を加えて，現場計測モニタリングによって斜面の状況を把握することが望ましい。本研究では，実際の雨量通行規制区間内の道路法面を対象とした斜面において現地計測を行い，降雨特性に加え，斜面の土中水分変動に応じた安全かつ最小限の事前通行規制基準の検討を行った。

2. 方法

2.1 調査地

調査地は，国道 28 号兵庫県洲本市中川原町厚浜から炬口の区間 2.9km である。この区間は，事前道路通行規制区間であり，通行規制基準は連続雨量が 160mm に達した場合である。この区間において現地計測を行う斜面を選定した。

2.2 調査方法

調査地において，雨量計，土壌水分計，テンシオメーターによって現地モニタリングを行った(表 1，表 2，図 1)。本研究で使用したデータは，2018 年 1 月 1 日から 9 月 28 日の期間のものである。No.5 の 20cm，200cm，300cm，No.6 の 200cm，No.8 の 20cm，100cm，200cm，A の 30cm，50cm，B の 30cm はデータが欠損している。

表 1　テンシオメーター設置地点深度

No.5	20cm	40cm	100cm	200cm	300cm
No.6	20cm	40cm	100cm	200cm	
No.11	20cm	40cm	100cm	150cm	
No.8	20cm	40cm	100cm	200cm	
No.9	20cm	40cm			
No.12	20cm	40cm	60cm		

表 2　土壌水分計設置地点深度

A	10cm	20cm	30cm	50cm		
B	10cm	20cm	30cm	50cm	70cm	80cm

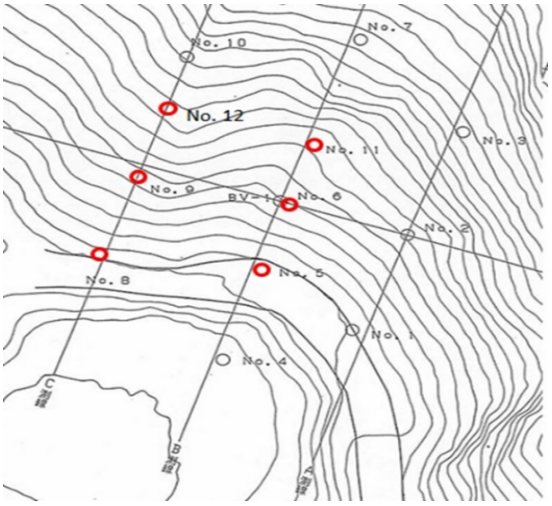


図-1　テンシオメーター測定点

3. 結果と考察

測定期間中の降雨は，イベント回数（総雨量 10mm 以上）は 51 回，最大雨量は 210.0mm，最大時間雨量は 46.0mm/h であった。なお，降雨のリセットは，時間雨量 0mm が 3 時間継続した時とした。期間で，総雨量が 210.0mm である降雨イベントにおいて土中の水分状態について検討を行った。また，気象庁の三段タンクモデルを用いた土壌雨量指数と 60 分間積算雨量によるスネーク曲線から斜面の危険性について検討を行った。

通行規制基準を超える総雨量の降雨イベントは，7 月 4 日 23 時から 7 月 7 日 23 時であった。この降雨イベントにおける A 地点と B 地点の土壌水分量の変動を図-2，尾根側線の No.5，No.6，No.11 における間隙水圧値の変動について図-3，谷地形の No.8，No.9，No.12 における間隙水圧値の変動について図-4 に示す。また，土壌雨量指数と体積含水率の関係について図-5，土壌雨量指数と 60 分間積算雨量の関係を図-6 に示す。

図-2 においては，A 地点 B 地点のどちらにおいても累積雨量が 50mm 程度で体積含水率が高くなり，その後ある程度の限界値をとっている。

図-3 と図-4 においては，累積雨量が 50mm 程度で尾根側線の No.6 の 20cm，100cm，No.11 の 40cm，150cm で間隙水圧が正圧値を示した。谷側線においても，累積雨量が 50mm 程度で No.8 の 40cm，No.9 の 20cm，40cm，No.12 の 40cm，60cm の間隙水圧値が正

圧値に達した。これらのことから，降雨の初期段階において地盤が飽和状態になったことが示された。しかし，土中が飽和している場合想定される間隙比(30%～40%)を満たす土壌水分量になっていない。図-5 の結果には土壌雨量指数が大きくなった場合において体積含水率がある程度の限界値を示すため，計測で使用しているセンサーの測定限界値をとっている可能性があると考えられる。

また，この降雨イベントにおいて土壌雨量指数と 60 分積算雨量の関係によるスネーク曲線は 1 度も CL ラインを越えていないことがわかった。(図-6)

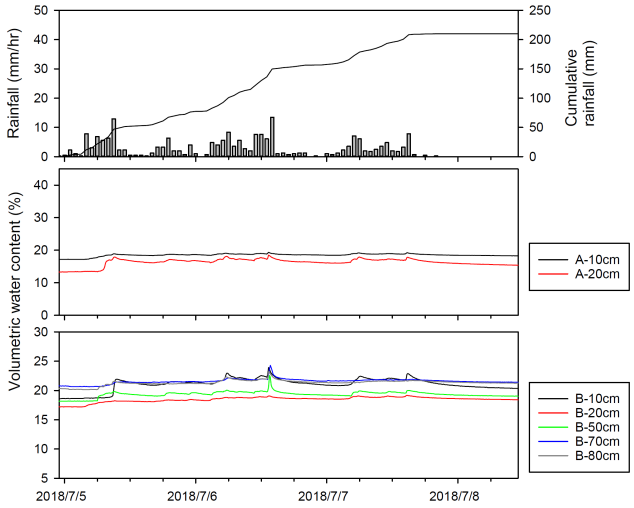


図-2　A，B 地点における土壌水分量の変動

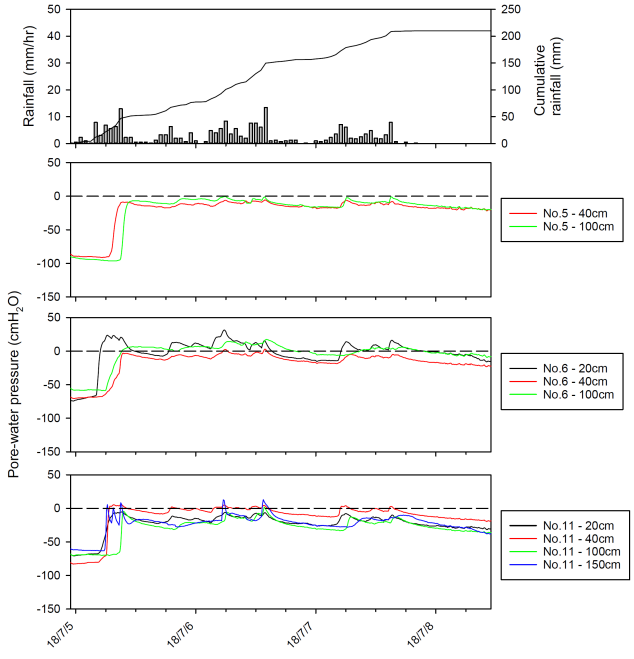


図-3　尾根側線における間隙水圧値の変動

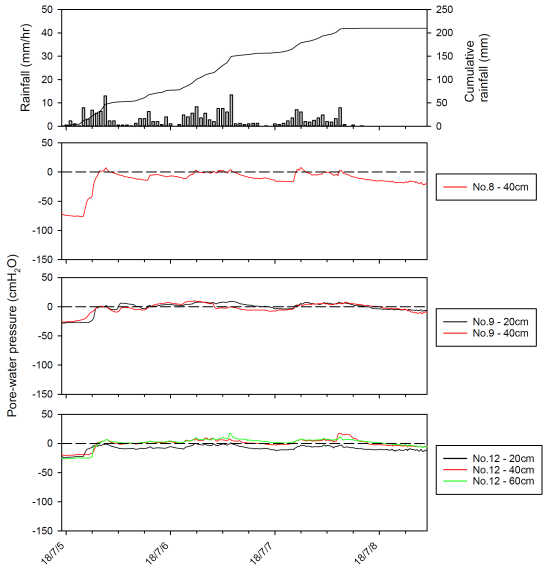


図-4　谷側線における間隙水圧値の変動

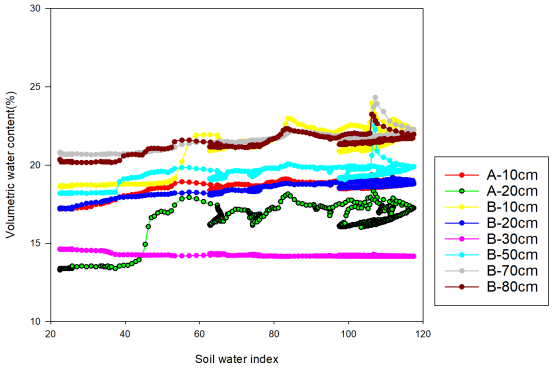


図-5　土壌雨量指数と体積含水率の関係

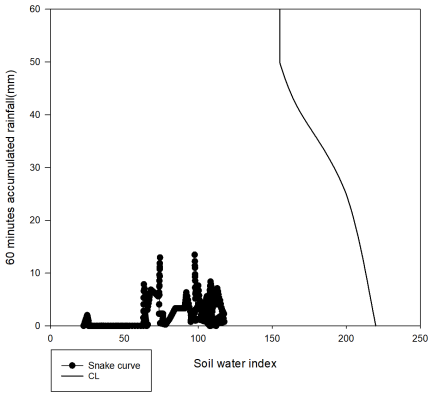


図-6　スネーク曲線と CL

4. 結論と今後の課題

降雨の初期に間隙水圧値の正圧値への上昇し長期間にわたり間隙水圧値が高い値を継続することから、間隙水圧値のみでは規制発令・解除における実際の運用では難しいと考えられる。また，本研究の観測結果からスネーク曲線と CL の関係について現在の連続雨量 160mm の規制基準を考えた場合，斜面の危険性を再考する必要性があると考えられる。

待受式擁壁に作用する崩壊土砂の平均荷重の統計 －H29 九州北部豪雨における事例－

国土交通省国土技術政策総合研究所　○長谷川陽一，村田郁央，野呂智之

１．はじめに

急傾斜地崩壊防止工事の一つである待受式擁壁は，表層崩壊による過去の被災事例から検討すると，安定計算で安定となる限界の衝撃力の 2 倍以上の衝撃力（崩壊土砂の移動の力）を受けても転倒していない[1]。この要因については未解明な部分が多いが，国土技術政策総合研究所では基礎地盤の塑性変形[2]や崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布[3]などにその原因を求め，検討を行っている。本検討では，平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下，H29 九州北部豪雨）で発生した崩壊の土砂による衝撃荷重の空間分布から平均荷重を検討した結果を報告する。

２．検討方法

H29 九州北部豪雨において実際に待受式擁壁が被災した事例はほとんどない。そこで本検討では表層崩壊発生位置の斜面直下に待受式擁壁があると仮定した。崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布の検討方法については曽我部ら[3]の方法を用いることとし，崩壊地の形状を三次元的に把握し，告示式（国交省告示第三百三十二号に示される式）によって衝撃荷重を推定した。告示式の詳細については文献[1]を参照されたい。崩壊地の形状は H29 九州北部豪雨の前後に取得されたレーザープロファイラデータ（以下，LP データ）から推定した。崩壊地に 7～15 本程度の縦断測線を設定し，それぞれの縦断において擁壁位置からの崩壊高さと勾配，および崩壊深（崩壊土砂の厚さ）を複数計測して，最大となる衝撃荷重を算出した。各崩壊地の測線間隔は表-1 に示す崩壊幅により設定した。崩壊幅は，崩壊地の両端を LP データおよび国土地理院が公開している空中写真から判読して決定した。待受式擁壁を仮定する位置は斜面下の遷緩点付近もしくは既設道路上としたが，擁壁位置は地形に関係なく一直線となるように定めた。

表-1　測線間隔

崩壊幅（m）	測線間隔（m）
～ 14	1.0
15 ～ 20	2.0
21 ～ 40	2.5
41 ～ 80	5.0
81 ～	10.0

算出した衝撃荷重の空間分布の一例を図-1 に示す。この例では崩壊幅が 14m であったので測線間隔は 1m としており，図には各測線における最大の衝撃荷重がプロットしてある。なお，基点は，崩壊地に向かって左端を 0m 位置とした。崩壊最深部直下（基点からの距離が 8m の位置）の擁壁に作用した最大荷重は 101kN/m² となっている。

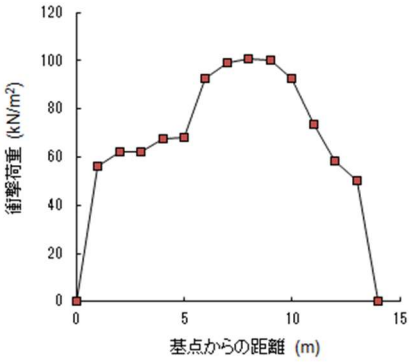


図-1　衝撃力の空間分布図

図-1 から，複数の任意の解析幅（主に測線間隔の等倍となる幅）を選択し，それぞれの解析幅で荷重の平均値が最大となる位置で衝撃荷重を平均化し，その平均荷重を崩壊最深部直下で計測される最大衝撃荷重で除した値を平均荷重係数として求めた。平均荷重係数の分布の一例を図-2 に示す。この例では，崩壊幅（14m）での平均荷重係数は 0.696 となり，擁壁目地の一般的な最大幅である 20m 幅での平均荷重係数は 0.487 となる。すなわち，崩壊幅に相当する幅の擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重（70kN/m²）は崩壊最深部直下の擁壁に作用した最大荷重（101kN/m²）に対して 70%程度であり，20m 間隔の目地によって分離される一つの擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重（49kN/m²）は最大荷重に対して 49%程度である。

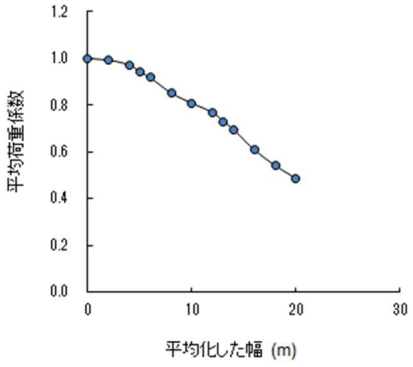


図-2　任意の解析幅における平均荷重係数

３．検討結果および考察

H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊から 48 箇所の崩壊地を選定し，平均荷重係数を求めた。崩壊幅での平均荷重係数と崩壊幅，高さ，および勾配との関係を図-3～5 に，擁壁目地を想定した 20m 幅での平均荷重係数と崩壊幅との関係を図-6 に示す。

図-3～5 より，崩壊幅での平均荷重係数は崩壊幅，高さ，勾配に関係なく 0.55～0.86 の値をとっている。但し，ここでいう高さおよび勾配は仮定した擁壁位置における崩壊発生前の地表点と最大衝撃荷重が算出された位置にお

ける崩壊発生後の地表点との標高差および勾配である。言い換えると一般的な斜面の高さおよび勾配ではないことに注意されたい。図-6 より，擁壁目地を想定した 20m 幅での平均荷重係数は，崩壊幅が大きくなるほど大きくなる傾向があり，崩壊幅 40m 程度以上ではほぼ 1.0 と見なせる。

崩壊幅での平均荷重係数は 0.55～0.86 となった。但し，本検討では連続した複数の崩壊を一つの崩壊として扱った箇所がある。また，崩壊規模が小さいものほど崩壊幅の取り方（両端の決め方）によって平均荷重係数の誤差が大きくなっている。従って，崩壊幅での平均荷重係数は 0.6～0.8 程度となると考えて良いと分かる。

実際に施工される待受式擁壁は目地部分で分割される。言い換えれば，崩壊幅 40m の崩壊に対して擁壁延長が 40m あったとしても，崩壊土砂の衝撃荷重を擁壁が一体となって受けていない。擁壁目地幅がちょうど 20m の場合，20m 幅での平均荷重係数を（衝撃荷重を減ずる）指標としてもよい。しかし，図-6 より，崩壊幅 20m 以下での平均荷重係数は 0.7 以下，崩壊幅 40m 以下では 0.9 以下であり，崩壊幅 40m 以上の崩壊に対して平均荷重係数を用いることは危険である。このような崩壊規模の大きなものに対しては，施工の面で擁壁目地や打ち継ぎ目を工夫するなど，擁壁が一体となって崩壊土砂を受け止められる工法が開発されなければ，前述の崩壊幅での平均荷重係数をそのまま設計に用いることは避けるべきと考えられる。

4．おわりに

本研究の結果，擁壁目地間隔が 20m の場合，崩壊幅が 20m 以下の崩壊であれば平均荷重係数は 0.7 程度見込め，崩壊幅が 40m 以下であれば 0.9 程度見込めるとわかった。また，擁壁目地間を何らかの方法で連結し，延長が崩壊幅より大きい擁壁が一体となって土砂を受け止められれば，崩壊規模に関係なく平均荷重係数は 0.8 程度見込める可能性があるとわかった。

なお，今回仮定した擁壁の設置位置や測線間隔が異なれば，衝撃荷重の空間分布および平均荷重も異なると考えられ，これらにより本検討の平均荷重係数がどの程度変動するかについては今後検証していく。

【参考文献】

1）急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例ー急傾斜地崩壊防止工事技術指針ー，社団法人全国治水砂防協会，327pp.，2019　2）内田太郎・小山内信智・曽我部匡敏：急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性，土木技術資料，Vol.48，No.5，p.30－33，2006　3）曽我部匡敏・内田太郎・小山内信智・吉川修一：崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響，第 7 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，p.1－6，2004

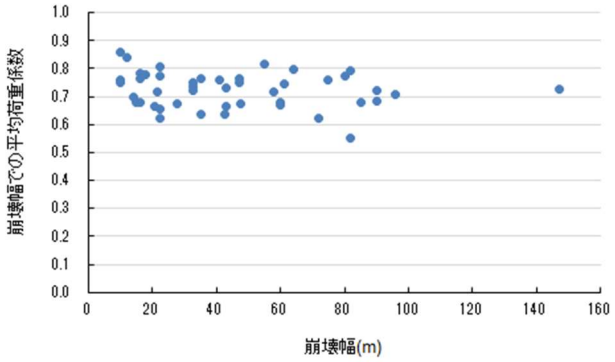


図-3　崩壊幅での平均荷重係数と崩壊幅

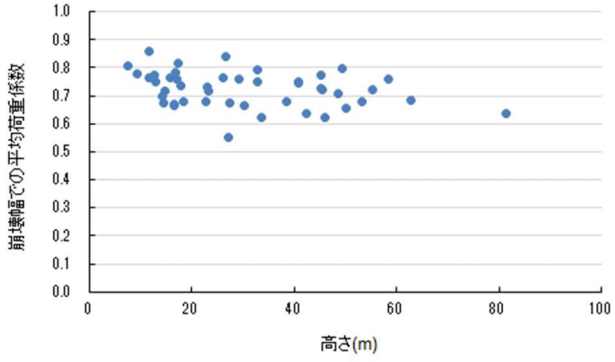


図-4　崩壊幅での平均荷重係数と高さ

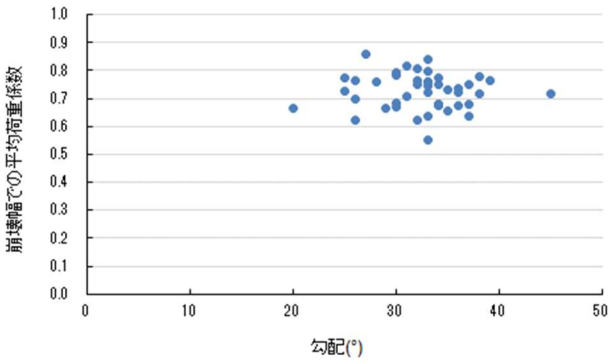


図-5　崩壊幅での平均荷重係数と勾配

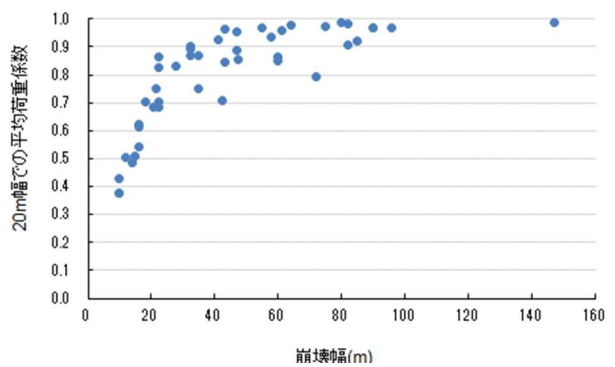


図-6　20m 幅での平均荷重係数と崩壊幅

細粒土砂の流出防止を考慮した急傾斜地崩壊防止施設における擁壁構造の提案

原田　紹臣（立命館大学理工学部）
○藤本　将光（立命館大学理工学部）
小西　成治（ヒロセ補強土株式会社）
河野　和人（トライアン株式会社）
水山　高久（京都大学名誉教授）

1，はじめに

現在，土砂災害防止法[1]に基づき，全国的に土砂災害警戒区域等が指定され，対策（例えば、急傾斜地崩壊対策事業）を要す箇所が把握された．これを受け，今後，更なる構造物による対策が望まれる．しかしながら，斜面と家屋が隣接し，従来の対策工[2]では施工が困難であると考えられる箇所も多く存在している．特に，近年では，斜面内における一般的な小型擁壁等は，構造上の安定性より設置が望まれていない[3]．一方，土砂移動は流水による影響の有無によって分類[4]される（例えば，斜面崩壊等のブロック状での運動形態や土石流）．なお，現在の土砂災害防止法における土砂災害特別警戒区域の設定は，完全に土塊が飽和し，土石流化した状態[5]を想定している．また，これらの土砂移動による崩土衝撃力に対して，これまでの被災実態調査結果より，従来のコンクリートによる待ち受け式擁壁等は外力に対して有効であると指摘されている[2]．

このような背景の中，近年，落石防護柵等を発展させた鋼材による崩壊土砂対策工が多数提案[6]され，これまで施工が困難であった箇所においても対策が可能となった．なお，これらの構造の土砂捕捉部は網目で構成されているため透過性において有利であり，日常的な無害の土砂を通過させることが可能である．ただし，土石流化した土砂礫に関して，格子間隔の2分の1から3分の1未満の径の礫は，大径礫や流木等による閉塞がない場合，透過部をそのまま通過して下流へ多量に土砂流出することが懸念される[7]．なお，急傾斜地崩壊対策事業は一般的な公共事業と異なり，保全対象人家が事業の一部を支払う受益者負担により事業化されるため，一般的に日常的な土砂流出（例えば，**図-1**）に対しても，土砂流出防止効果を考慮する必要がある．

そこで，これまでの対策事例（例えば，老朽化した既設石積み擁壁に配慮した急傾斜地崩壊対策工事: **図-2**）等を参考に，複数の技術を組み合わせることにより，様々な機能や効果が期待できると考えられる対策工を以降に提案する．

2，細粒土砂抜け出しや施工性に配慮した複合待受け式擁壁工の提案

本研究において，従来のコンクリートによる待ち受け式擁壁と，鋼材による柵工，斜面内における基礎補強土して一般的に採用されている網状鉄筋挿入工[8]とを複合的に組み合わせて提案する対策工を**図-3**，その特徴を**表-1**に示す．**図-3**及び**表-1**に示されるとおり，従来のコンクリート擁壁部を有するため，崩土衝撃力に対しても優位であると考えられるとともに，細粒土砂の捕捉に対しても有効である．一方，従来のコンクリートによる対策工（重力式擁壁）に対して構造物形状の縮小化を図るため，後続の土砂捕捉を目的に，捕捉部上部において鋼材柵を用いている．さらに，斜面内においても構造物の安定化を図るため，網状鉄筋挿



図-1 一般的な細粒土砂の流出氾濫及び堆積による被害事例

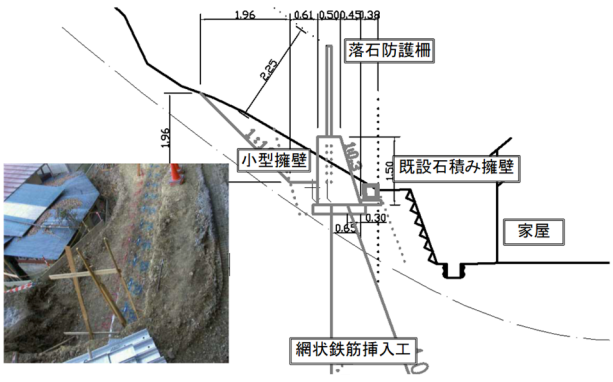


図-2 網状鉄筋挿入工を活用した急傾斜地崩壊対策工の既往事例

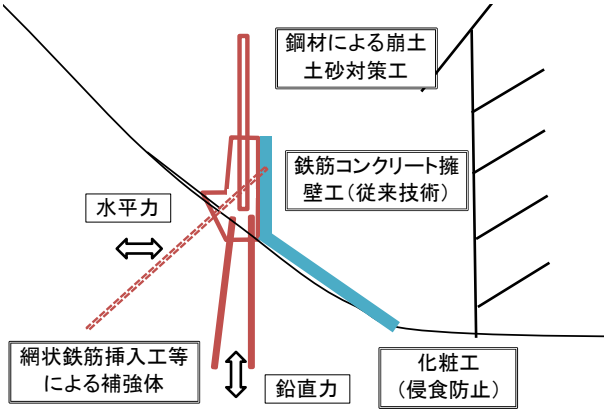


図-3　提案する複合的な待受け式擁壁（マルチプル・ハイブリッド・ウォール：MH ウォール）工法の概要図

表-1　MH ウォール工法の特徴

機能・特徴	説　明
細粒土砂の捕捉	捕捉構造部の下部において不透過型(コンクリート擁壁)構造を採用するため、確実に細粒土砂を捕捉することが可能である
崩土衝撃に対する構造の安定化	既往の知見より、崩土衝撃に対して優位なコンクリート擁壁構造を採用している
用地制約の軽減	網状鉄筋挿入工部は仮想壁体として期待できるため、斜面内に設置が可能である
施工性の向上	網状鉄筋挿入工に関して、一般的な鉄筋挿入工の機械・足場工で代用可能である
景観配慮	捕捉構造部の上部に崩土衝撃対応の柵を用いるため施工規模の縮小化が図れる。

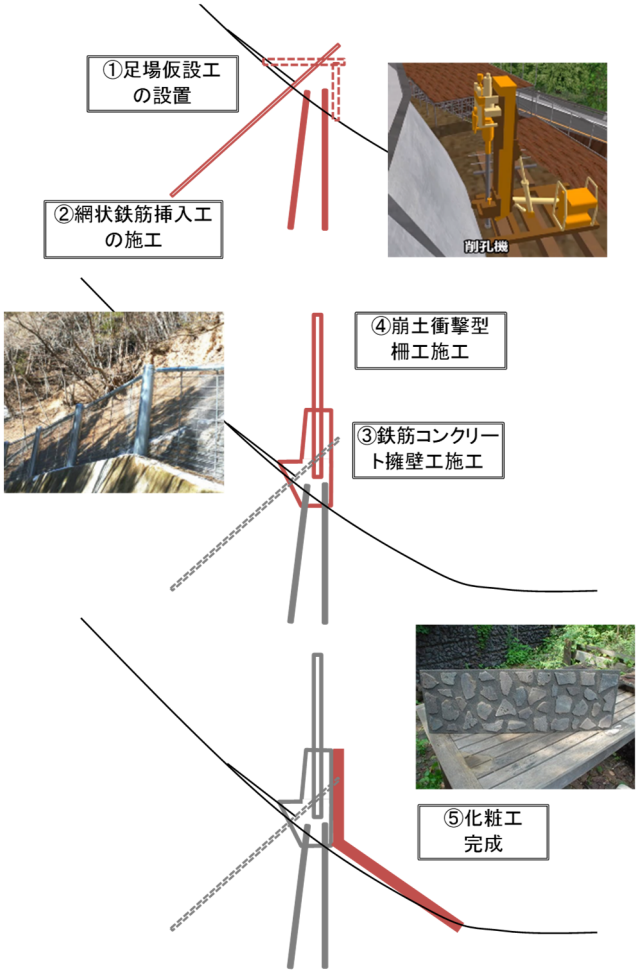


図-4　提案する MH ウォール工法の施工概要図

入工による土中部での仮想構造体の形成を期待している．

本構造の施工概要を図-4に示す．図-4に示されるとおり，基礎地盤補強のための網状鉄筋挿入工は，従来の一般的な鉄筋挿入工で使用する削孔機械等と同じ規模で施工が可能であるため，比較的に小規模な足場架設で代用できる．また，捕捉部上部において用いる鋼材による柵工については，その他で一般的に提案されている工法でも代替可能であると考えられる．なお，本対策構造物の下面における未対策の残斜面については，雨水等の表面流による侵食防止機能を兼ねた景観性に優れた化粧工の設置が望まれる．また，維持管理に関して，捕捉部下部の不透過部背面における土砂については撤去して空間を確保しておく必要があるため，維持管理の効率化より水抜きパイプ等の設置が望まれる．

本稿では紙面の関係より詳細には示さないが，日常的な細粒土砂の流出が懸念される鋼材のみを用いたこれまでの対策工法と経済性（ただし，仮設費等を含む初期建設費）について比較したところ，顕著な差が確認されなかった．なお，今後，更なる施工方法や構造の合理化（例えば，施工機械のユニット化）によるコスト縮減が望まれる．

参考文献

1) 改訂版 土砂災害防止法令の解説，全国治水砂防協会，2016.
2) 国土交通省河川局砂防部：急傾斜地崩壊防止工事技術指針，全国治水砂防協会，2007.
3) 兵庫県：土木技術管理規定集（砂防編）
4) 高橋　保：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報，Vol. 20，No. B-2，pp.405-435，1977.
5) 芦田和男・江頭進治・神矢弘：斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究，京大防災研究所年報，Vol. 27, pp.331-340, 1984.
6) 福永一基・川島　実・塩見昌紀・別府万寿博：崩壊土砂によりワイヤロープ防護柵に作用する衝撃的荷重に関する実験的研究，第11回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム，土木学会構造工学委員会耐爆・耐衝撃設計法に関する調査研究小委員会，2014.
7) 原田紹臣・里深好文：粒径分布特性を考慮した透過型砂防えん堤の土砂流出調節機能に関する研究，土木学会論文集B1(水工学)，Vol. 70，No. 4，pp.931-936，2014.
8) 原田紹臣・藤本将光・深川良一・奥田悠太・小西成治・疋田信晴：網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイル工）の高度化に関する基礎的な研究，平成29年度 砂防学会研究発表会，2017年.

R4-014

災害現場における無人化施工の導入事例

国土交通省　九州地方整備局　企画部　施工企画課　松岡雅博
国土交通省　九州地方整備局　建政部　住宅整備課　堤　宏徳
東亜コンサルタント㈱　○中濃耕司

1．はじめに

雲仙・普賢岳の噴火災害以降，災害現場において，作業員の安全確保という観点から無人化施工が導入されることが多い。九州地方整備局では無人化施工機械の操作経験者を増大させるため，年 1 回，無人化施工訓練を実施している [1)]が，現状では，災害発生直後の初動時に対応する災害協定企業の現場代理人・オペレータには，無人化施工の従事経験のない場合も想定される。

本報では，平成 30 年 4 月に大分県中津市耶馬渓町金吉で発生した山地崩壊現場において，初めて無人化施工に従事する現場代理人・オペレータへの支援状況と，同災害における無人化施工の課題の抽出，今後の災害時等において円滑に無人化施工を導入するための方向性等を報告する。

2．災害概要と支援状況

対象災害は，平成 30 年 4 月 11 日に中津市耶馬渓町金吉地区で発生した幅約 160m，長さ約 220m，最大深さ約 35m の山地崩壊で，同災害では死者 6 名。人家全壊 4 棟等の被害が発生した [2)]。

当該災害現場における無人化施工の支援は，国土交通省九州地方整備局九州技術事務所と「災害時における無人化施工の現場マネジメントに関する基本協定」の締結した企業のうち，表 1 に示す 3 社で対応を行った。なお，表 1 中の人数は常時の人数で，機械・計器類のセッティング時・撤去時には更に多くの人数を投入している。当該災害における無人化施工の支援は，①無人化施工ができる機械・装置及び無線・映像等の物理的環境整備，②無人化施工機械の操作方法指導等の人的環境整備及び③無人化施工の実施の円滑化であった。

なお，国土交通省が対応する災害復旧の作業時間は 8：00～24：00 とされ，オペレータは日中/夜間の 2 交代制であった。また，無人化施工はフルタイム実施するものではなく，降雨中や降雨後等を含む危険な条件下のみを対象とした。当初は直接目視方式のみが対象であったが，操作室が確保できた（写真 3 参照）ことを踏まえ，モニター方式も実施するものとした。

3．当該現場における無人化施工状況と課題

初動時の無人化施工状況調査を 4/13～4/15 に実施した。この調査期間中，天候が異なることもあり，無人化施工の実施意味が異なっている。表 2 に無人化施工実施理由を示すが，この 3 日間は，通常，無人化施工の実施が想定される(1)導入時（作業訓練），(2)災害リスク向上時，(3)災害リスク低下後の安全確認時の 3 ケースに該当している。

図 1 に調査期間中の無人化施工機械の稼動状況とその総括を表 3 に示す。1 日あたりの機械及び作業員の拘束時間は 9 時間～15.3 時間（平均約 12 時間）であったが，稼働時間は，通常時 13.8 時間，降雨中および降雨後 4.8 時間であった。拘束時間に対する稼働時間の比率は，通常時で約 90%，降雨中・降雨後で 40～50%程度であった。

実際に無人化施工を実施した時間は，通常時（無人−訓練）は 1.5 時間，降雨中・降雨後 0.8～2.1 時間で，拘束時間に対する無人化施工時間の比率は，通常時（無人−訓練）で約 10%，降雨中・降雨後で 10～20%程度であった。この結果より，災害現場におい



写真 1　災害現場状況

表 1　支援体制

企業区分	人数	主な支援内容
㈱熊谷組	2名	無人化施工の指導
㈱フジタ	2名	ロボQ指導/無線・映像システム
東亜コンサルタント㈱	1名	初動時に現場状況把握/課題の整理・対応



写真 2　指導状況（モニター方式）

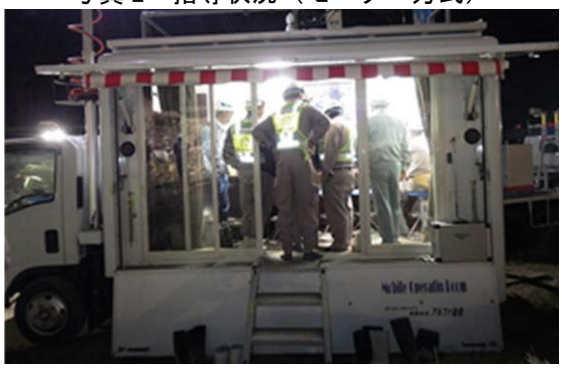


写真 3　簡易操作室

表 2　無人化施工実施理由

	区分	無人化施工実施理由
4月13日	通常時（晴天時）	無人化施工（モニター方式）実践訓練のため（条件のよい状況で無人化施工を経験させる）
4月14日	降雨中	降雨により，崩壊等の災害発生リスクが高まったため，作業員を現場内に投入できないため
4月15日	降雨後（晴天）	降雨後に崩壊・落石対象に変化が認めら，重機の稼動による崩壊・落石の発生が懸念されたため。有人作業実施の安全性確認の意味の有り。

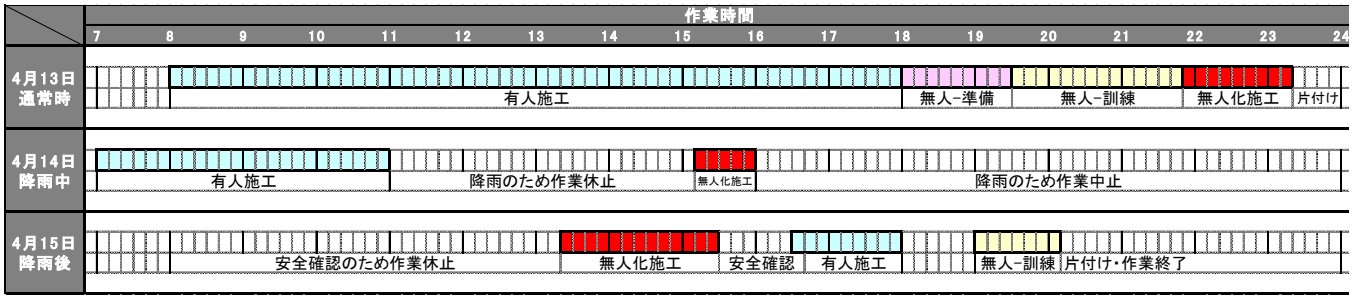


図１　無人化施工機械の稼動状況

て，無人化施工機械を導入し，危険な条件のみ無人化施工を行うとした場合，無人化施工は 1 日のうち 20%程度以下と推定することが現実的と考えられる。

ただし，降雨中・降雨後（4/14 及び 4/15）の待機時間が長いことから，無人化施工の早期投入の判断ができれば，無人化施工時間の延長・1 日あたりの実施比率が向上すると考えられる。

施工状況調査に基づく無人化施工実施時の主な留意点・課題等をまとめるとともに，今後の無人化施工の円滑化に向けての方向性を以下にまとめる。

1)当該災害における無人化施工は，当初，直接目視方式のみを想定していたが，無人化施工支援者が移動操作室を調達したことから，モニター方式の導入が可能となった。その結果危険箇所から離れた場所からの遠隔操作が可能となり，安全度が向上するとともに無人化施工実施可能環境が拡大した。このことから，無人化施工の円滑かつ効率的な実施のため移動操作室の開発・所有が必要である。

2)モニター方式の導入が追加実施であったこともあり固定カメラの配置が制約され，十分な映像確保が困難であった。無人化施工におけるカメラ配置は重要であり，直角 2 方向での 2 台の固定カメラの配置やロボＱＳ等の無人化施工機械装着型の移動カメラ設備の開発・所有・配置で対応することが必要である（図 2 参照）。

3)無人化施工支援者（無人化施工指導員(機械配置，操作等を含む)，映像関係担当者）による支援で，円滑な無人化施工が実践できる。なお，災害復旧現場などへの無人化施工の導入には，支援体制の確保・確立を前提とする。

4)無人化施工実施条件や無人化施工開始及び終了の基準が不明確であった。図 3 に一案を示すが，無人化施工実施基準の明確化を図ることが必要である。併せて，無人化施工開始判断の目安となる危険現象及び監視体制の強化する必要がある。

5)災害協定企業などによる施工支援者が無人化施工の習得のために，時間を要するようであった。支援者の確保が困難または不在の場合においても無人化施工が円滑化が図れるように，操作手順やノウハウをまとめた「（仮称）無人化施工作業要領」等を作成する必要がある。

表３　無人化施工機械稼動状況総括

	①拘束時間	②稼働時間	③待機時間	⑤有人作業時間	⑦無人化施工時間	⑨無人化関連時間
4/13 通常時	15:20	13:50	1:30	10:00	1:30	5:20
	—	90.2%	9.8%	65.2%	9.8%	34.8%
4/14 降雨中	9:00	4:50	4:10	4:00	0:50	0:50
	—	53.7%	27.2%	26.1%	5.4%	5.4%
4/15 降雨後	12:20	4:50	7:30	1:30	2:10	3:20
	—	39.2%	48.9%	9.8%	14.1%	21.7%
平均	12:13	7:50	4:23	5:10	1:30	3:10
	—	64.1%	35.9%	42.3%	12.3%	25.9%

※)②稼働時間:⑤有人作業時間＋⑨無人化関連時間，③待機時間:①-②，⑨無人化関連時間:無人化施工準備時間＋無人化施工訓練時間＋無人化施工時間
※)下段は①拘束時間に対する比率

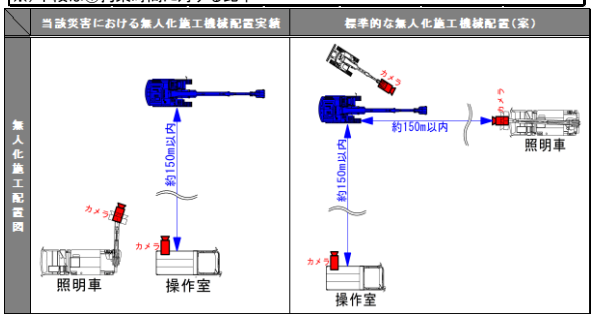


図２　無人化施工実施判断フロー(案)

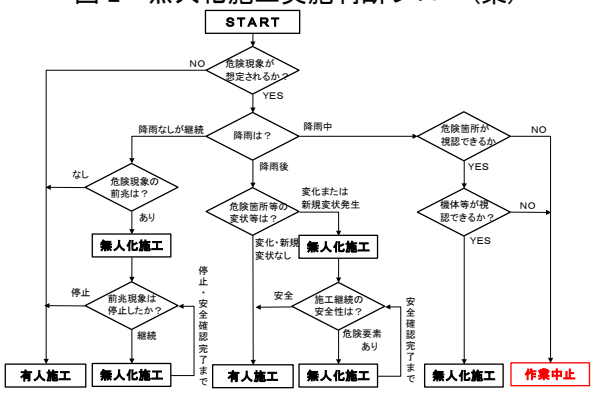


図３　無人化施工実施判断フロー(案)

４．まとめ

本報では，中津市耶馬渓町の山地崩壊現場における無人化施工の導入事例により，無人化施工実施時間は実稼働時間の 20%以下であることが確認された。また，円滑な無人化施工の導入には，移動操作室，無人化施工機械装着型の移動カメラ等の資機材の確保，カメラ配置を含めた支援体制の確立，無人化施工の開始・終了の目安・基準及び操作手順・ノウハウ等の基準・要領等作成が必要であることも確認できた。今後も災害現場において，円滑に無人化施工を導入し，一日も早い復旧・復興を，安全に実現するために努力していく所存である。

【参考文献】

1)堤宏徳，光益慎也，平野礼，中濃耕司，森茂紀；「無人化施工の普及のための遠隔操縦式バックホウ操作訓練について」(平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp228-229)

2) 耶馬渓町金吉地区山地崩壊原因究明等検討委員会；「平成 30 年(2018 年)4 月に中津市耶馬渓町で発生した山地崩壊について最終報告概要」（https://www.pref.oita.jp/uploaded/life/2045589_2349104_misc.pdf 参照, 2019-04-03)

H30 台風 24 号で被災した道路斜面の崩壊機構と類似斜面の抽出

応用地質株式会社　○千葉伸一
相模原市都市建設局　國島正弘，見明啓吾，高濱悟志
応用地質株式会社　　正木光一，樽角晃，木村美香

1．研究目的

H30/9/30 に日本を縦断した台風 24 号に伴う降雨で，神奈川県相模原市緑区青根の国道 413 号上方の自然斜面が 10/1 の未明に崩壊し，道路災害が発生した。周辺は道路防災総点検で危険性を把握し，バイパス整備等を進めているところであった。本研究は航空レーザ測量に基づく地形解析や現地踏査等により崩壊機構を考察するとともに，路線の危険度評価の方針を検討するものである。

2．気象状況

当時の現場付近における降水量を図-1 に示す。相模原市青根観測所で連続雨量が 251.5mm，時間最高雨量は 9/30 22～23 時の 59.0mm/h（1 時間の最大は 63.0mm/h，9/30 22:10～23:10），で 10/1 未明までの 4 時間で 160mm 以上の降水量を記録した。なお，被災当時の最大瞬間風速は，相模原消防で 42.2m/s（南風，10/1 0:31），津久井消防で 29.5m/s（南風，9/30 21:56）であった。

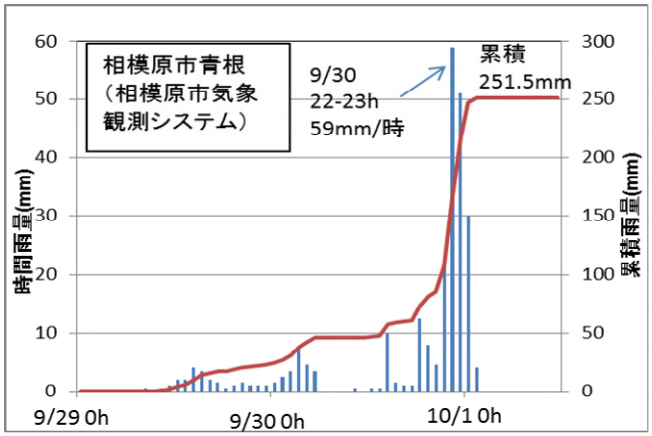


図-1 降水量（H30/9/29～10/1）

3．調査結果

崩壊発生域は幅 80m 奥行き 150m 程度の O 字谷で，平均傾斜は約 35～40°，道路から滑落崖までの比高は約 100m である。地質は新第三系の安山岩を基盤とし，それらを火山灰が被覆している（図-2，図-3）。

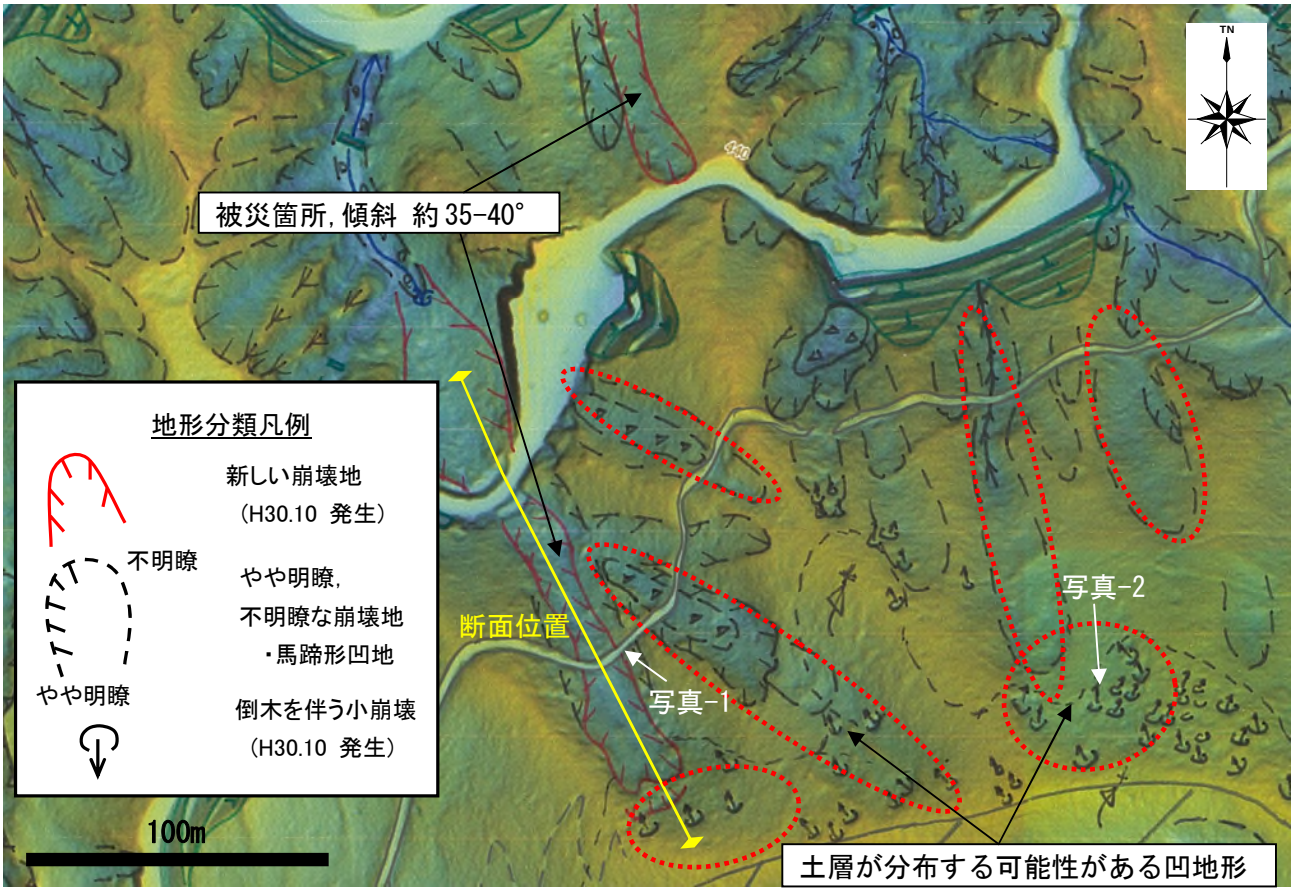


図-2 火山灰層等の土層が分布する可能性の凹地形や O 字谷

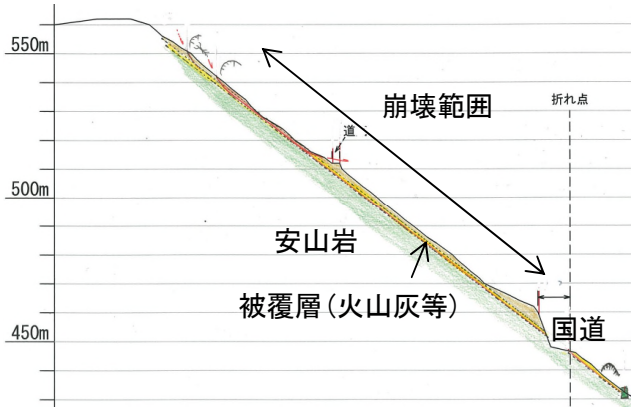


図-3 被災箇所の断面図

基盤岩上には層厚 1.3m 程度の 3 層の火山灰層が認められた(写真-1)。上位から細粒スコリア，クロボク，雑多な火山礫や軽石を含むロームであり，調査地周辺の主に凹地形部に分布していると考えられる。被災箇所の頭部滑落崖にて行った，土層強度検査棒(図-4)による貫入試験では，強風化安山岩の深度まで計測可能(深度 1.4m まで)であったため，今後火山灰等の土層厚の調査が危険度を評価する上で有効であることを確認した。

なお，既往文献[1)]によると調査地には以下の火山灰が分布し，その合計は 85～140cm であることが分かる(表-2)。



写真-1 被災箇所隣接のり面の露頭



図-4 土層強度検査棒

表-2 調査地周辺の広域火山灰[1)]

F-Ho:富士宝永，層厚 5-10cm(1707 年)
F-YP:富士吉岡，層厚 20-30cm（年代詳細不明，概ね 5000～6000 年前)
Hk-TP:箱根東京，層厚 40-50cm(4900～6000 年前)
Hk-KIP7:箱根吉澤下部 7，層厚 20-50cm(年代詳細不明，概ね 13 万年前)

また，崩壊地周辺には多数の倒木が確認された。その方向は N19～24° W であり，斜面の最大傾斜方向であり，木の途中で折れているものや根系ごと倒木して小規模な崩壊地となっている箇所が確認された。特に写真-2 の箇所では倒木が約 60m に渡って確認される崩壊地となっていた。



写真-2 倒木を伴う崩壊

4．崩壊機構の考察

素因は，火山灰等の未固結堆積物が被覆していることであり，地形的素因は集水地形の O 字谷をなしており，かつ火山灰が堆積可能な 35～40° 程度の適度な勾配であることと考えられる。誘因は，台風 24 号の接近に伴う 10/1 未明までの 4 時間で 160mm 以上のまとまった降雨が発生し，さらに斜面の最大傾斜方向の南風の強風が重なり，間隙水で飽和度が上昇した火山灰層等の土層が不安定化し，崩壊に至ったものと考えらえる。

5．今後の予定

今後の道路管理に資するため，航空レーザ測量の DEM データから傾斜区分図や地形起伏図等の表現図を作成し，類似の地形条件を有する斜面を抽出する(土層が分布する可能性がある凹地形の抽出事例は前述の図-2)。さらに O 字谷に堆積している火山灰層の有無や層厚を把握するため，抽出箇所の現地踏査とともに土層強度検査棒を用いた貫入試験を実施し，危険度評価を進める予定である。

参考文献

1）町田洋・新井房夫(1992)，火山灰アトラス-日本列島とその周辺

斜面崩壊が発生する水文と地形的な要素に関する数値解析

台湾　国立台湾大学森林学系　○梁　偉立
国土技術政策総合研究所　内田　太郎

1. 研究背景と目的

斜面崩壊予測精度を向上させるために，流域スケールの水文・地形特性を取り組んだ斜面水文・安定評価の物理モデルの構築が期待されている。崩壊発生に至るまでは，地形，土層厚，植生，土壌と基岩の物理性などの複雑な要素が存在しているので，どの要素が最も寄与していることはまだ定論になっていない。内田ら（2009，砂防学会誌）は，表層崩壊発生危険定常降雨強度を提案し（H-SLIDER），実測した土層厚の空間分布情報を入れただけ，表層崩壊の危険箇所を比較的精度よく表現できると指摘した。ただし，そのような定常状態を仮定した斜面安定解析手法は，降雨波形が表層崩壊発生箇所に及ぼす影響など，降雨の影響を十分に考慮できているとは言いがたい。そこで，本研究では，地形量の空間情報を流域スケールの三次元雨水浸透計算と斜面安定解析に取り組んで，破壊面であった基岩面に着目し，非定常状態における基岩面地形および土層厚はどれほど斜面安定に寄与することを考察した。

2. 雨水浸透計算と斜面安定解析

数値解析は三次元雨水浸透計算と簡易斜面安定解析に分けて，実施した。対象流域は，広島市街地から西方約 11 km に位置する荒谷川の支渓にある小流域である。流域面積は 1.4 ha，流域の斜面勾配は 12～54°で平均 36°，基岩は広島花崗岩類である。1999 年 6 月 29 日に起きた集中豪雨（恵下谷山より：総雨量 182.5 mm，最大 10 分雨量 11 mm）によって荒谷川で土石流をもたらし，対象流域の右岸側斜面において四つの表層崩壊が発生した。2003 年から現地観測が始まり，流域内で 178 箇所に行われた貫入試験によって土層厚分布を計測した。また，崩壊発生後にレーザプロファイラで測量した地表面地形と土層厚から，基岩面地形を推定し，基岩面地形指数（Topographic wetness index）の空間分布を計算した。

三次元雨水浸透計算は，有限要素法により三次元の Richards 式の数値解である間隙水圧を計算した（Liang and Uchida, 2014, Journal of Hydrology）。推測した崩壊前の地表面地形，土層厚，基岩面地形の情報に基づき，計算領域を設定した。入力降雨については，崩壊イベントと類似した 2009 年 7 月 19 日に観測された降雨イベント（総雨量 147 mm，最大 10 分雨量 13 mm）を入力した（図 1a）。計算領域を 250 cm × 250 cm 単位のメッシュに分けた（計 2272 個）。各メッシュの斜面安全率（Fs）は，以下の式で算出した。

$$Fs(t) = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - u(t)) \tan \phi}{\gamma h \cos I \sin I}$$

ここで，t [min]は時間，c [kN/m^2]は粘着力，γ[kN/m^3]は土層の単位体積重量，h [m]は土層厚，I [°]は斜面勾配，u [kN/m^2]は間隙水圧，ϕは土の内部摩擦角[m]とする。c，ϕなどの土質パラメータは空間分布は考慮せず，内田ら（2009）が計測した値を与えた。hとIは実測した土層厚と基岩面勾配を与えた。γは浸透計算の結果より，各メッシュに飽和･不飽和層の厚さ求め，飽和時･不飽和時の内田ら（2009）が求めた単位体積重量を用いて，算出した。uは，三次元雨水浸透で計算した基岩面直上における間隙水圧を時間ごとに用いることし，各メッシュに与えた。ただし，負圧になった場合は，u=0とした。

3. 結果と考察

対象イベント初期は降雨強度が弱く，Fs の中央値と Fs が 1 を割ったメッシュ数の変化が小さかった（図 1a）。その後，降雨強度が大きくなり，2 つ目の降雨ピーク（最大 10 分雨量が 13 mm）後の 1270 分に Fs の中央値が最小に達し，降雨終了直前の 1330 分に Fs＜1 のメッシュ数が最大になった。Fs の空間分布を見ると（図 1b），ランダムに分布したのではなく，特定な箇所に限って Fs の低下が顕著であった。例え

ば，1270 と 1330 分に，Fs＜1 のメッシュが右岸の崩壊箇所に集中したように見えた。土層厚と地形指数の関係から見ると（図 1c），地形指数の 6–9 の領域であった土層厚の大きい順から Fs が低下したことが分かった。Fs＜1 のメッシュ数が最大になった 1330 分に，計算の崩壊箇所は実際の崩壊箇所が集中した土層厚の 80–120 cm の領域に達していなかった。

通常，斜面安定の視点から，斜面勾配が急な領域では，集水しやすい場所（地形指数が大きい）やせん断破壊面に荷重の大きい場所（土層厚が大きい）が危険側に入ると考えられる。Liang and Uchida（2014）は降雨にともない，不飽和から飽和に鋭敏に変化する“空間的な変動領域”を提案し，崩壊箇所がほぼこの“変動領域”に含まれたことを指摘した。ただし，一定的な地形指数の範囲より，土層厚の寄与がやや複雑である。本研究の数値実験は，c とϕのばらつきを考慮せず均一に与えたため，土層の厚い箇所などにおいて降雨前にすでに Fs＜1 のメッシュがあった。その後，鉛直浸透によって，土層の浅い基岩面に飽和帯が先に形成されたため，危険箇所が土層厚の大きいところから小さいところへ拡大したと考えられる。つまり，地形指数により，まず危険箇所の静的な範囲を特定できる。次は，土層厚は単位体積重量と飽和帯の形成時間に影響を及ぼすから，土層厚と飽和帯の形成時間である二つの釣り合いにより，危険箇所の動的な変異を決めることが言える。本研究の三次元雨水浸透計算と斜面安定解析を取り組んだ非定常モデルより，危険箇所の動的な変化を考察できた。この手法により，表層崩壊発生箇所の予測精度向上やメカニズム解明には有効であることを考えられる。

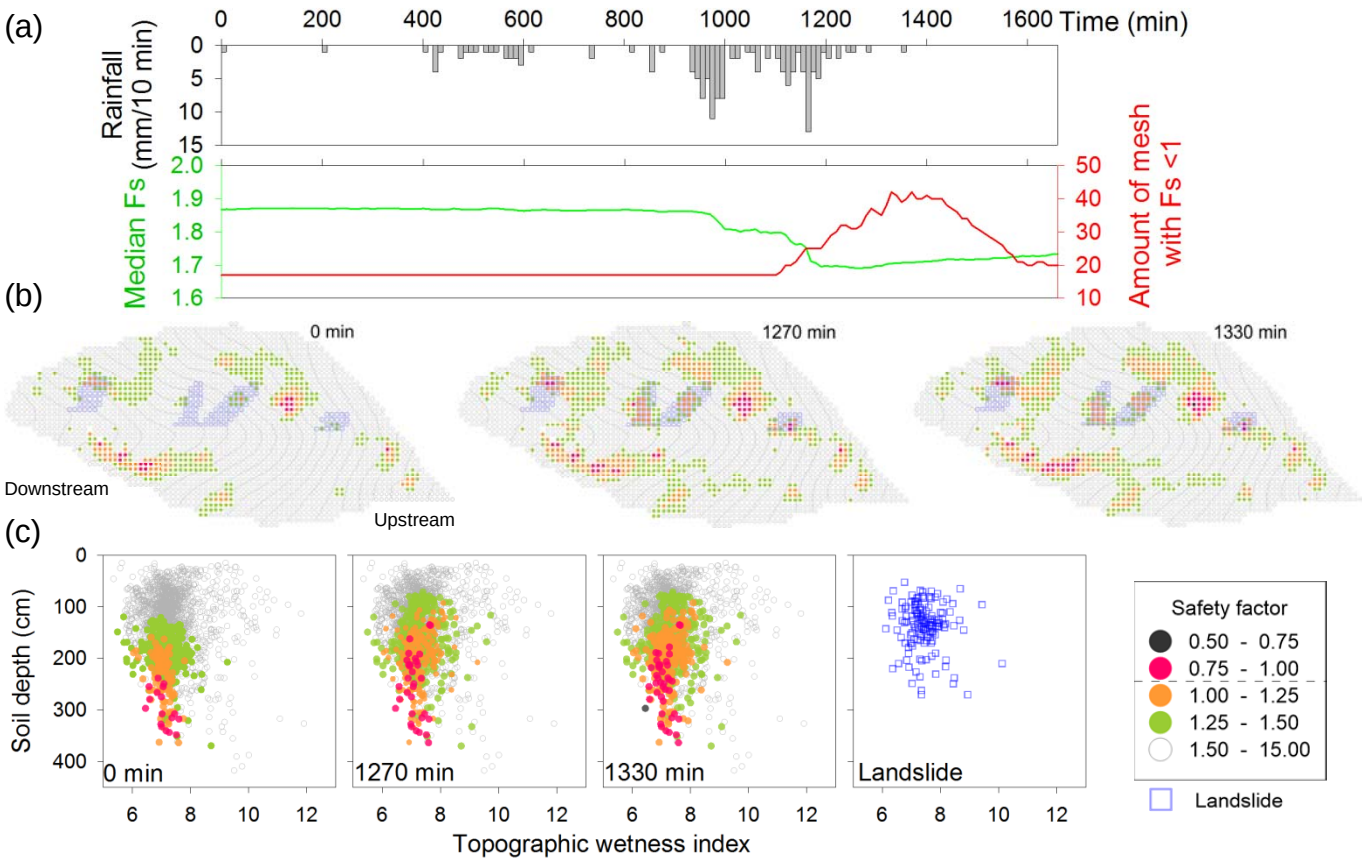


図 1. (a)対象イベントの降雨波形および計算した全メッシュにおける安定率（Fs）の中央値と Fs が 1 を下回ったメッシュの数。(b) Fs の空間分布。(c) 地形指数（Topographic wetness index）と土層厚から見る Fs の変化と実際の崩壊箇所。

崩壊規模と降雨条件の関係分析による深層崩壊発生要因の考察

国土技術政策総合研究所　○坂井佑介　内田太郎
応用地質株式会社　林幸一郎　北原哲郎　永井愛

１．はじめに

近年、深層崩壊に伴う被害を防止・軽減するため、その発生リスク評価手法の提案[1)]や誘因となる降雨特性[2)]など、発生予測に関する様々な研究が進められている。一方で、実際に深層崩壊対策を効果的かつ効率的に実施するためには、斜面崩壊の規模や発生頻度を定量的に評価した上で費用対効果分析を実施する必要がある。

ここで過去の実績から崩壊規模や発生頻度を把握するためには長期間のきめ細やかな情報が必要となるが、正確な崩壊規模の把握できる空中写真は断片的にしか取得されておらず、崩壊規模と発生頻度を空中写真のみで定量的に評価することは難しい。一方で、その斜面崩壊の誘因となった降雨の発生確率が把握できれば、降雨確率を介して崩壊規模と発生頻度を定量的に評価できないか、と筆者らは考えた。

このことから、本研究では、崩壊規模と発生頻度の定量化を目的として、空中写真から判読した崩壊面積と誘因と推定される降雨確率の関係を分析する。さらに、複数時期で深層崩壊が発生した流域を対象に検討することで、深層崩壊の発生要因となる降雨確率について考察した。

２．調査方法

複数時期で深層崩壊が発生した流域を選定するため、深層崩壊の発生履歴を既往文献・資料から整理した。なお、整理するにあたり、以下の条件に合致する深層崩壊を対象とした。

・空中写真と雨量データが存在する可能性の高い 1945 年以降に発生した深層崩壊
・降雨が誘因とされる深層崩壊
・崩壊時期が明らかな深層崩壊
・雨量観測所から半径 10km 以内の深層崩壊

この結果から、複数時期で深層崩壊が発生した 13 流域を選定した。さらに、当該流域における土砂災害記録及び空中写真を収集するとともに、雨量観測所における雨量データの存在状況を整理して、深層崩壊を含む斜面崩壊の崩壊面積と降雨条件の関係分析に適した 5 地域を調査対象流域として選定した。

次に、当該流域における複数時期の空中写真が撮影された間の期間（以下、「判読期間」という。）に発生した斜面崩壊を判読し、GIS 上で重ね合わせて斜面崩壊の崩壊面積を計測した。このとき、収集した土砂災害記録に記載のある災害発生域内の斜面崩壊を判読・計測しているため、雨量観測所から半径 10km より外側の斜面崩壊も一部含まれている。また、既往文献・資料に記載の無かった斜面崩壊であっても、1ha 以上の崩壊面積を有するものは、深層崩壊として取り扱うこととした。そして、各判読期間における斜面崩壊が発生した事象（以下、「災害事象」という。）を深層崩壊の有無で A（深層崩壊のみが発生）、B（表層崩壊のみが複数発生）、C（深層崩壊と表層崩壊が複合して発生）に分類した上で、その発生時期として深層崩壊の発生日もしくは土砂災害記録で複数の斜面崩壊が発生したとされる日を設定し、5 地域 22 回の災害事象を整理した。さらに、これらの災害事象の発生時期から、誘因と推定される降雨の 1・3・6・12・24・48・72 時間降雨確率を整理した。整理した結果を表－１、２に示す。

３．調査結果

初めに、縦軸を災害事象で発生した斜面崩壊面積を斜面崩壊個数で除した「平均崩壊面積」、横軸を「降雨確率」とした散布図を作成した（図－1）。ここで、回帰直線は災害事象の分類に関わらず全て災害事象を対象として算出している。この結果から、降雨確率の算定時間が長くなる

表-1 災害事象の整理結果

対象流域	雨量観測所	災害事象数			
			分類A	分類B	分類C
黒部川	黒薙	5	3	1	1
姫川	浦川	3		2	1
宮川	宮川	4		2	2
那賀川	福原旭	5	1	3	1
小丸川・耳川	栂尾・上栂尾	5	1	1	3
計		22	5	9	8

分類Ａ：深層崩壊のみが発生、
分類Ｂ：表層崩壊のみが複数発生
分類Ｃ：深層崩壊と表層崩壊が複合して発生

表-2 災害事象の整理例

黒部川

No.	災害事象				空中写真			雨量観測所（黒薙）						
	発生日	深層崩壊箇所数	その他土砂災害記録	分類	発災前撮影日	発災後撮影日	発災後経過年数	1h	3h	6h	12h	24h	48h	72h
1	1969/8/11	0	土砂崩壊多数	B	1967/10	1977/10	8	47	92.5	168.4	256.4	279	299.1	357.7
2	1980/5/27	1	－	A	1977/9	1990/10	10	7.5	13.5	26.5	42	59	75	75
3	1995/7/12	2	新規崩壊128ha	C	1990/10	1995/10	0	56	103.5	159.5	186	280	347	389
4	1996/7/11	1	－	A	1995/10	2000/11	4	6	16	17	21	30	52	69
5	2001/7/4	1	－	A	2000/11	2006/10	5	21	31	39	47	60	93	94

災害事象分類　A：深層崩壊のみが発生、B：表層崩壊のみが複数発生、C：深層崩壊と表層崩壊が複合して発生

につれて、平均崩壊面積と正の相関が示される傾向にあることがわかる。特に、分類 C については、降雨確率の算定時間が長くなると、平均崩壊面積が 0.15ha より大きな災害事象は降雨確率が大きい側にプロットが移動し、平均崩壊面積が 0.15ha より小さな災害事象は降雨確率が小さい側にプロットが移動して、72 時間降雨確率では、1 事象を除き、20～200 年確率に収束することがわかる。この結果について、短時間降雨確率が小さく長時間降雨確率が大きい災害事象では比較的崩壊面積の大きな斜面崩壊が発生し、短時間降雨確率が大きく長時間降雨確率も大きな災害事象では、崩壊面積の小さな斜面崩壊も多数発生して、平均崩壊面積が小さくなった可能正が考えられる。また、この結果から、崩壊規模や深層崩壊の発生･非発生と 72 時間降雨確率に関係があることを示唆された。一方、分類 A については、1 事象を除き、算定時間にかかわらず、降雨確率が小さくかつほぼ同じ場所にプロットされていることから、深層崩壊のみが発生するような災害事象では、降雨以外の要因が大きく影響している可能性が考えられた。

次に、災害事象における深層崩壊の発生・非発生を降雨確率の違いによって分析するため、縦軸を深層崩壊の「災害事象数」、横軸を「降雨確率」としたヒストグラムを作成した(図－2)。ここで、降雨以外の要因が影響していると考えられる分類 A はヒストグラムの対象外として集計している。この結果から、1～12 時間降雨確率まではほとんど分類 B と分類 C の傾向は変わらないが、12 時間降雨確率から算定時間が長くなるにつれて、より高い降雨確率で深層崩壊が発生した分類 C が増えることがわかった。また、72 時間降雨確率が 20 年を超える降雨では 9 事象中 8 事象で深層崩壊が含まれるという結果が得られた。

４．おわりに

本研究では、複数時期で深層崩壊が発生した流域を対象に、深層崩壊を含む斜面崩壊の崩壊面積と降雨確率の関係を分析した上で、深層崩壊の発生要因となる降雨確率について考察した。その結果、崩壊規模や深層崩壊の発生・非発生と 72 時間降雨確率に関係があることが示唆された。また、72 時間降雨確率が 20 年を超える降雨になると、土砂災害に深層崩壊が含まれる可能性が非常に高くなることが明らかとなった。一方で、深層崩壊の崩壊規模や発生頻度をより明確にするために、更なる分析を進めるとともに、特に、深層崩壊のみが発生する事象についても検討していきたいと考えている。

参考文献

1)（独）土木研究土砂管理研究グループ火山・土石流チーム:深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル,土木技術資料, No.4115, 2008

2)内田ら：深層崩壊を引き起こした降雨の特徴, 土木技術資料, Vol.54, No.11, p.32-35, 2014

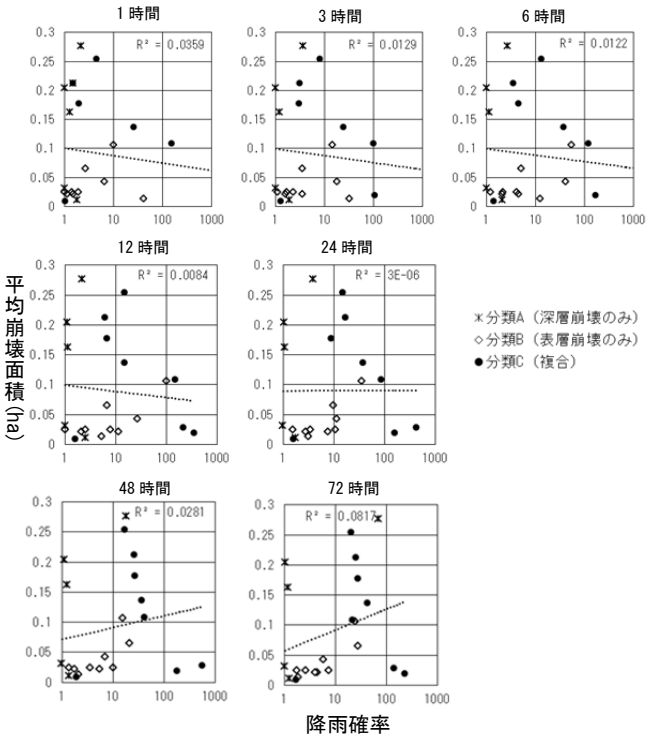


図-1 平均崩壊面積と降雨確率

※分類 C について、1 時間降雨確率で 2 事象、3・6 時間降雨確率で 1 事象が 1,000 年を超えており、図外にプロットされている

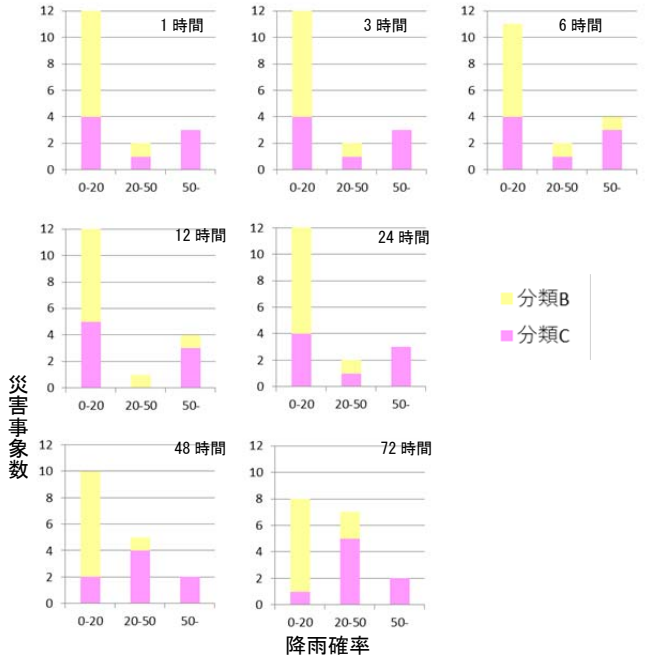


図-2 災害事象数と降雨確率

土砂災害発生豪雨の評価と時間特性

○林　拙郎（静岡大（客員））・山田　孝（北大農学研究院）・川邉　洋（新潟大名誉教授）

1. はじめに

斜面崩壊などによる土砂災害に対し，地震関係では，マグニチュードや計測震度などがあるのに対し，豪雨の場合，それに相当する指標が従来研究されて来なかった。筆者らは，土砂災害を発生させた豪雨の結果としての豪雨度，豪雨階の設定法を示し，豪雨に対する評価法を提示した（林・山田，2017）。2018 年 7 月豪雨は西日本（以下，西日本豪雨）の多くの府県におよび，多大な土砂災害を発生させた。この豪雨は，2017 年 7 月発生の九州北部豪雨の豪雨度 $H6.9$ まで達しなかったものの，豪雨度の最大値は $H5.4$ まで到達した。一方，西日本豪雨の範囲は広く，広域豪雨とも呼べるもので，多くの地点で豪雨度 $H2.5$ を上回った。そのため，豪雨度が大きい区域での土砂災害は，発生初期から豪雨の終盤まで延々と続くことになった（図-1）。

今回，土砂災害を発生させた西日本豪雨他の大雨を評価するために，豪雨度・豪雨階の意義，有効性を示し，発生した豪雨の時間的・活動的特性を検討した。

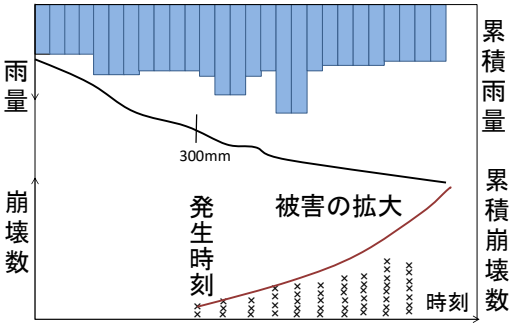


図-1　豪雨と被害の拡大状況

2. 豪雨度の算定法と結果

豪雨による土砂災害の発生は，間隙水圧の上昇による土層抵抗力の減少により発生する。間隙水圧の上昇は，山腹内の浸透流や地下水脈の発生，あるいはそれらの谷川への浸出によるものであり，降雨が長引けば累積雨量（総雨量）が与える影響は大きい。これらの豪雨が関係する成分は，直前に急激な変化を発生させるトリガー雨量と予め浸透経路に浸入して水脈発生を助ける先行雨量との２因子が挙げられる（林・山田，2017）。

ここでトリガー雨量 $R_{0\text{-}1}$ とは，災害当日と前日の累積雨量（総雨量）であり，先行雨量 $R_{2\text{-}15}$ は前々日から２週間前までの累積雨量（総雨量）である。これら２つの因子を両軸にとった図が図-2 である。典型的な土砂災害は，図中「C」であり，先行雨量が大で，且つトリガー雨量が大の場合であり，この他，先行雨量が小でトリガー雨量が大きく（「A」）ても，逆にトリガー雨量が小で先行雨量が大きくても（「B」）土砂災害は発生する（林･山田，2018）。

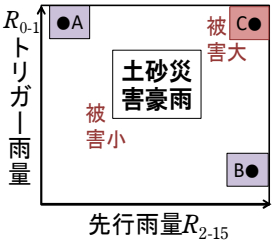


図-2　先行雨量とトリガー雨量の

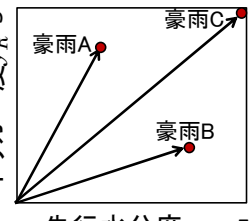


図-3　豪雨Ａと豪雨Ｂの影響度の同一性

(1)豪雨度･豪雨階の算定法

上で述べた $R_{2\text{-}15}$ と $R_{0\text{-}1}$ は，豪雨の地域性があるので，地域雨量 $R_{1/2}$ を用いて基準化すると，次の２因子（x_R，y_R）が設定される（林・山田，2017）。

{先行水分度($R_{2\text{-}15}/R_{1/2}$)，トリガー度($R_{0\text{-}1}/R_{1/2}$)}

先行雨量の期間を２週間とすると，先行水分度とトリガー度の最大値はどちらも 5 であり，縦軸と横軸の最大値は同一となり，少なくとも数値上は横軸と縦軸の影響度は同一となる（図-3）。豪雨度 H は $H=\{x_R^2+y_R^2\}^{1/2}$ で表される（林・山田，2017）。

(2)土砂災害豪雨の豪雨度，豪雨階

さて図-4 は，顕著な土砂災害の各豪雨に対する

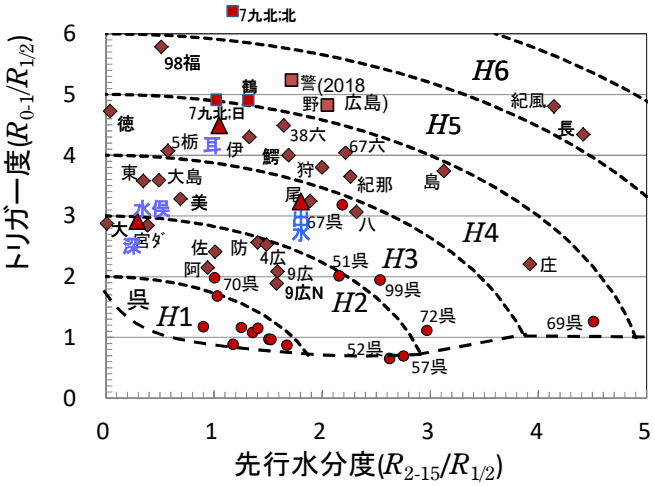
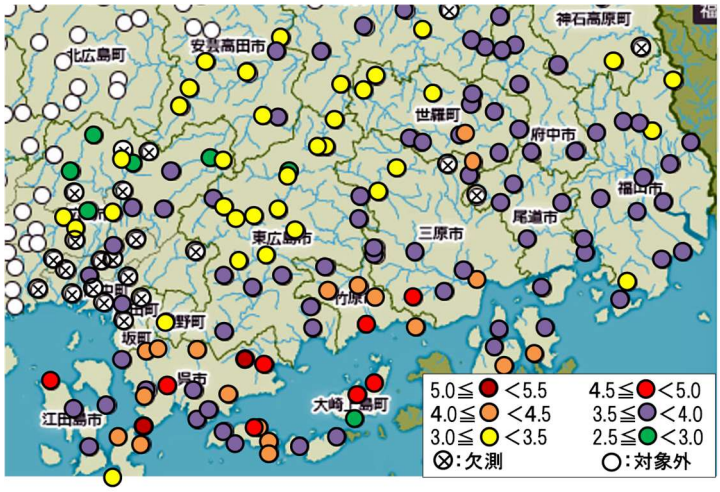


図-4　最近の土砂災害発生豪雨の豪雨度，豪雨階

豪雨度，豪雨階を示したものである。紀伊半島豪雨の紀伊風屋(紀風)と長崎豪雨（長）が豪雨階 H6 である。この図には 2017 年の九州北部豪雨と 2018 年の西日本豪雨の豪雨度も示した（警固屋，野呂川ダム)。九州北部豪雨のデータは北小路公民館，日田，鶴河内のものであり，山地部のデータとみてよい。豪雨度は，*H*6.9 であり，崎豪雨と紀伊半島豪雨の豪雨度を上まわっており，得られたデータの中では最大である。

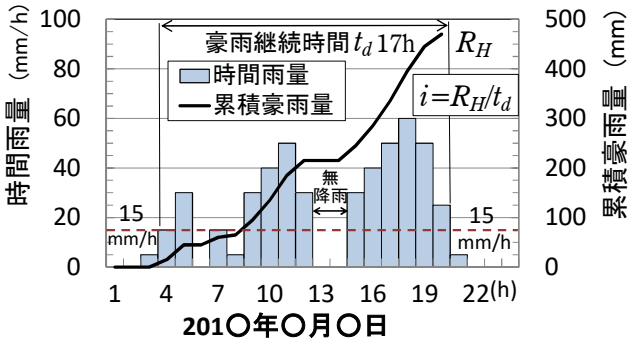


図−5　西日本豪雨広島県内各雨量計の豪雨度

3. 西日本豪雨における地点豪雨度

さて，西日本豪雨における豪雨度の大きい観測点は，**図−5** に示すように，呉市内の警固屋 *H*5.4 と野呂川ダム *H*5.2 である（農赤色）。野呂川ダムは，呉市東部安浦町に位置し，周辺山地は崩壊が多発した地区である。一方の警固屋周辺は市街地から南に延びる半島の先端に位置するが，以前より土砂災害に見舞われた地区で斜面対策も進んでおり，被害発生は安浦町よりかなり少ない。

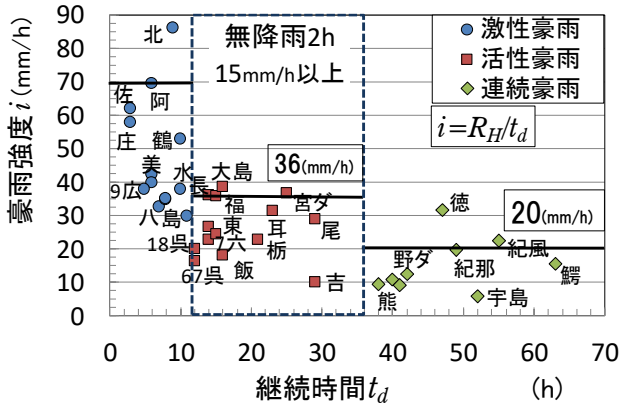
この他，被害の大きかった坂町，安芸区（飛地），熊野町における県雨量計が欠測となっており，累積雨量，豪雨度は求められていない。しかし，隣接する呉市側に県雨量計の天応，焼山，呉市の本庄ダム雨量計があり，それによると，豪雨度は，それぞれ *H*3.9, 4.1, 4.2 であり，やはり大きい値となっている。また，これら 3 市町の南西に江田島市があり，ここの最大値が *H*4.5 であることと海から陸地に北東に伸びる降雨域を考慮すると，これら市町の豪雨度が大きい値であったことが推測される。



図−6　土砂災害発生豪雨の時間特性の解析法

4. 土砂災害発生豪雨の活動的・時間的特性

豪雨の継続時間 t_d と平均的な豪雨強度 i との解析方法を**図−6** に示す。豪雨の時間雨量の最低値は大滝（1986），気象庁（2009）を参考にした。これより求められる顕著な土砂災害を発生させた豪雨の t_d と i と関係を**図−7** に示す。この結果より，短時間の激性豪雨の豪雨強度 i の上限は突出値を除くと 70mm/h 程度とみられ，もう少し長く継続する活性豪雨の豪雨強度 i の上限は 36mm/h とすると両豪雨の上下限の分離は良さそうである。同様に，長時間にわたる連続豪雨の上限値は 20mm/h とすると両者の分離が良いようである。さらに，土砂災害を発生させた豪雨の時間的特性を調べた。各豪雨は次の 3 種に区分される。激性豪雨；3〜12h，活性豪雨；12〜36h，連続豪雨；36〜?h



図−7　災害豪雨の継続時間 t_d 内豪雨強度 i

謝辞　降雨データ入手に，広島大学海堀教授，広島県・熊野町・海田町，愛媛県職員の方々にお礼申し上げる。

引用・参考文献

林拙郎・山田孝(2017)自然災害科学 **36**(3)．　海堀正博・長谷川祐治・山下祐一他(2018)砂防学会誌 **71**(4)．　大滝俊夫(1986)斜面災害の予知と防災，222-241，白亜書房．　気象庁(2009)気象注意報および警報の発令基準．　林拙郎(2008)保全砂防学入門，電気書院．　林拙郎・山田孝(2018)平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，27-28.

R4-019

土砂移動現象発生時刻の調査を踏まえた熊本地震前後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標値に関する分析

北海道大学　○林真一郎，桂真也，齋藤はるか，梅谷涼太　国土交通省　渡邊輝嗣
国土技術政策総合研究所　野呂智之，野村康裕，村田郁央

１．はじめに

大規模な地震が発生すると，亀裂や地盤強度の低下により，地震前よりも小さな降雨で土砂移動現象が発生することが知られている。渡邊ら（2018）は，平成 28 年熊本地震（以下，熊本地震）前後の降雨による土砂移動現象発生時の各種降雨指標値（解析雨量を用い算出；時間雨量，実効雨量（半減期 1.5h，3h，6h，12h，24h，48h，72h），土壌雨量指数，連続雨量）を算出し，各種降雨指標の最大値において土砂移動現象が生じると仮定して，地震前後の土砂移動現象が発生した降雨イベントの各種降雨指標の最大値の比を用いて（以下，前後比），分析を行っている。渡邊らの研究では土砂移動現象発生時刻の調査が十分には行われておらず，分析結果の精度に課題があった。本稿では，熊本地震前後の降雨による土砂移動現象発生時刻について文献調査を行い，その結果に基づき，各種降雨指標値の比較・分析を行った結果について報告する。

２．土砂移動現象発生時刻の調査

表－１に熊本地震前後の降雨による土砂移動現象の発生時刻について文献調査を実施した結果を示す。解析雨量のメッシュ番号については，渡辺ら（2018）で用いたメッシュ番号に準じている。

表－１　熊本地震前後の降雨による土砂移動現象発生時刻の調査結果（灰色は非発生）

	No.2	No.3	No.4	No.7	No.8	No.10	No.11
H13.6		6/29 狩尾：徳仏川 3:30 （熊本県，2001；熊本日日新聞，2001）			6/29 1:31，2:09-3:06 （宮縁ら，2004）		
H24.7		7/12 三久保 8:00，10:30 （阿蘇市，2012）	7/12 車帰・的石 8:40 （阿蘇市，2012）	7/12 立野　5:30 新所　6:10 7/13 赤瀬　14:40 （南阿蘇村，2012） 7/12 立野・新所 5:00ごろ （熊本日日新聞，2012）	7/12 阿蘇ファームランド，吉岡 13:45-17:15 （南阿蘇村，2012）		
H28.4		4/21 上の小屋川3 12:00-13:00 （砂防学会，2016）		4/21-5/31 阿蘇大橋地区 時刻不明 （石川ら，2016） 4/21 立野 時刻不明 （石川ら，2016；熊本日日新聞，2016a）	4/21 東下田川2 時刻不明 （石川ら，2016）		4/21 東下田川2 時刻不明 （石川ら，2016）
H28.6		6/25 上の小屋川3 6:00までに発生 （石川ら，2016）		5/31-7/5 阿蘇大橋地区　時刻不明 （石川ら，2016） 6/19-22 立野　時刻不明 （石川ら，2016） 6/20-21 立野　未明 （熊本日日新聞，2016b） 6/21 瀬田　2時ごろ （国土技術政策総合研究所・土木研究所，2017）	6/20-21 山王谷川　時刻不明 （石川ら，2016） 6/20- 東下田川1・2　時刻不明 （石川ら，2016） 6/21 東下田川1　2時ごろ （国土技術政策総合研究所・土木研究所，2017） 6/21 夜峰山・烏帽子岳　時刻不明 （北園，2017）		6/20- 東下田川1・2 時刻不明 （石川ら，2016） 6/21 東下田川1 2時ごろ （国土技術政策総合研究所・土木研究所，2017）

３．土砂移動現象発生時の各種降雨指標値の比較・分析

２．の結果を踏まえ，土砂移動現象発生時刻の調査を踏まえた熊本地震前後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標値に関する分析結果の事例として，No.3 における分析結果を表－２に示す。H13.6，H24.7，H28.4 について，２．の結果を反映し，降雨指標値を見直している。

表－２　発生時刻の調査を踏まえた土砂移動現象発生時の各種降雨指標値に関する分析結果（No.3 の事例）

		H28.4（発生）				H28.5（非発生）				H28.6（発生）			
		最も前後比が小さい指標：前後比		最も前後比が大きい指標：前後比		最も前後比が小さい指標：前後比		最も前後比が大きい指標：前後比		最も前後比が小さい指標：前後比		最も前後比が大きい指標：前後比	
渡邊ら（2018）	No.3（H13.6に対して）	連続雨量	129/348 =0.371	実効雨量（半減期12h）	97/142 =0.683	時間雨量	15/57 =0.263	土壌雨量指数	118/195 =0.605	時間雨量	49/57 =0.860	連続雨量	773/348 =2.221
	No.3（H24.7に対して）	連続雨量	129/988 =0.131	土壌雨量指数	113/373 =0.303	実効雨量（半減期1.5h）	22/227 =0.097	土壌雨量指数	118/373 =0.316	実効雨量（半減期3h）	110/317 =0.347	連続雨量	773/988 =0.782
本研究	No.3（H13.6に対して）	時間雨量	23/57 =0.404	実効雨量（半減期12h）	97/116 =0.836	時間雨量	15/57 =0.263	土壌雨量指数	118/175 =0.674	時間雨量	49/57 =0.860	連続雨量	773/245 =3.155
	No.3（H24.7に対して）	実効雨量（半減期24h）	65/519 =0.125	時間雨量	20/22 =0.909	実効雨量（半減期1.5h）	22/227 =0.097	時間雨量	15/22 =0.682	実効雨量（半減期1.5h）	87/227 =0.383	時間雨量	49/22 =2.227

４．考察

熊本地震後である H28.4 において最も前後比が大きい指標に着目すると H13.6，H24.7 に対して，前後比は 0.836，0.909 となり，1.000 を下回ることから，地震前よりも小さな降雨で土砂移動現象が発生したことが読み取れる。また，H28.6 においては H13.6，H24.7 に対して，前後比は 3.155，2.227 となり，1.000 を超えることから比較に用いるデータが得られなかった。土砂移動現象の発生に対し，安全側を考え，前後比が最も小さな指標に着目すると，H28.4 において H13.6，H24.7 に対して，前後比は 0.404，0.125 となり，また，H28.6 においては H13.6，H24.7 に対して，0.860，0.383 となり，警戒基準の設定の参考となる値が得られた。地震後，土砂移動現象を発生させなかった最も規模の大きかった降雨である H28.5 の最も前後比が大きい指標に着目すると H13.6，H24.7 に対して，前後比は 0.674，0.682 となり，今回の分析では，この値を上回る規模の降雨でないと土砂移動現象が発生しなかったと考えられた。

５．おわりに

本稿では一部のメッシュの分析結果を示したのみとなったが，今後は，①表－１に示した全ての検討メッシュでの分析②今回の検討期間以降の降雨を含めた分析について，検討を進めていく予定である。時間雨量や半減期の短い実効雨量では分析に採用する時刻の取り方によって指標値が大きく変化するため，分析結果に大きく影響を与えることが見て取れた。

謝辞

本研究は，国土交通省河川砂防技術研究開発公募「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」の助成を受け実施しました。

参考文献

阿蘇市（2012）：広報あそ「九州北部豪雨災害特別号」，20pp.，石川ら（2016）：砂防学会誌，Vol.69，No.4，pp.25-36，北園（2017）：熊本地震・１周年報告会，国土技術政策総合研究所，土木研究所（2017）：国総研資料第 967 号，土研資料 4359 号，356pp.，熊本県（2001）：河川，No.663，pp.44-46，熊本日日新聞（2001）：平成 13 年 6 月 29 日版，熊本日日新聞（2012）：平成 24 年 7 月 13 日版，熊本日日新聞（2016a）：平成 26 年 5 月 5 日版，熊本日日新聞（2016b）：平成 26 年 6 月 24 日版，南阿蘇村（2012）：広報南阿蘇「災害特集号」16pp.，宮縁ら（2004）：地形，Vol.25，No.1，pp.23-43，砂防学会（2016）：平成 28 年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書，81pp.，渡邊ら（2018）：第９回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p.151-156

熱赤外画像を用いた崩壊斜面の湧水の検出可能性

○篠原慶規（宮崎大学）

1 はじめに

土砂災害の抑制を目指し，様々な対策を行っていく上で，崩壊した斜面において，崩壊に至ったメカニズムを解明していくことは極めて重要である。斜面が崩壊に至るメカニズムについては，個々の斜面で異なっていると思われるが，多くの場合，湧水が何らかの影響を与えていると考えられる。そのため，斜面崩壊のメカニズムを明らかにする際，湧水の有無，また湧水が見られた場合は，その位置や地質条件との関連などが調べられる。このような調査は，踏査によって行われるのが一般的であるが，崩壊した斜面を踏査するのは容易ではなく，限られた時間で多くの斜面を調査するのは困難である。

近年，熱赤外カメラが急速に普及し，様々な分野で活用が進みつつある。湧水の温度は，地中の温度と関連していると考えられるため，周辺の表面温度と異なることが想定される。このことを利用し，熱赤外画像を用いて湧水の有無を判別しようとした事例は存在するものの，実用的に利用可能かどうかは十分には検証されていない。

そこで，本研究では，熱赤外カメラを用いて，斜面の湧水発生状況，すなわち周辺部との土壌水分の違いを把握できるか検証することを目的とした。まず，宮崎大学構内において，土壌の体積含水率の違いが表面温度に与える影響を調べた。次に，大分県日田市の崩壊した斜面において，様々な距離，気象条件で熱赤外画像を取得し，湧水の発生状況を確認できるかどうか検証した。

2 土壌の体積含水率の違いが表面温度計測に与える影響

2.1 方法

幅 195 mm，奥行 133 mm，高さ 40 mm の容器を用意し，真砂土もしくは豊浦硅砂を乾燥単位体積重量が一定になるように容器に挿入した後，体積含水率を 10%，20%，30%に調整して実験を行なった。真砂土は，それぞれの体積含水率で 2 サンプルずつ，豊浦硅砂は 1 サンプルずつ計 9 サンプル用意した。これらを 2019 年 1 月 21 日に，宮崎大学農学部内の野外に暴露し，1 時間毎に質量を計測し，体積含水率を算出すると共に，熱赤外カメラ（Flir C2）を用いて表面温度を 3 回ずつ計測した。

2.2 結果と考察

図 1 には，各サンプルの体積含水率の変化を示した。初期体積含水率が 10%～30%のサンプルのすべてで，時間の経過と共に体積含水率が低下していた。体積含水率の減少量は，当初の体積含水率が大きい方が大きくなった。これは，体積含水率が小さいサンプルの方が，乾燥による蒸発抑制が強く働いているからであると考えられる。なお，当初の体積含水率が 10%・20%のサンプルでは，真砂土に比べ，豊浦硅砂の方が，体積含水率が大きく減少していた。これは，真砂土に比べ，豊浦硅砂の方が，毛管力が大きく，表層が乾燥すると，土壌下層から上層に水が効率的に運ば

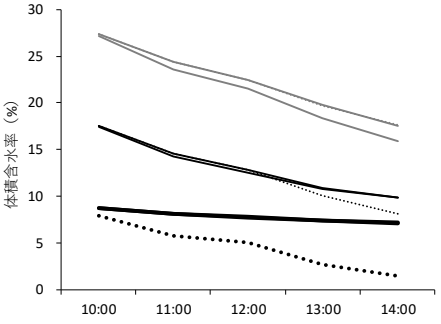


図 1 体積含水率の時間変化（太線，細線，灰色線は，初期体積含水率が 10%，20%，30%のサンプル，実線が真砂土，破線が豊浦硅砂）

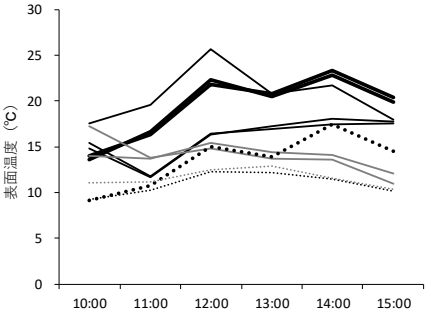


図 2 表面温度の時間変化（凡例は図 1 と同じ）

れたためであると考えられる。

図 2 には，それぞれのサンプルの表面温度の計時変化を示した。真砂土のサンプルを見ると，実験開始当初は，体積含水率が同じ 2 サンプルで必ずしも表面温度は同じではなかったが，11 時以降は，2 サンプルで，ほぼ同じ挙動を示した。最終的な表面温度は，体積含水率が 10%，20%，30%の順で大きくなり，10%と 20%で 3℃程度，10%と 30%では 10℃近い差があった。一方，豊浦硅砂では，体積含水率が 10%のサンプルとそれ以外（体積含水率が 20%，30%のサンプル）で異なる挙動を示し，最終的な表面温度は両者で 5℃近い差があった。このように，体積含水率に 20%程度差があれば，表面温度から体積含水率の違いを把握できると考えられる。

3 崩壊斜面における表面温度の計測

3.1 方法

2018 年 8 月 4 日の晴天時に大分県日田市の斜面において熱赤外カメラ（Flir C2）を用いて，表面温度の計測を行った。この斜面は 2017 年の九州北部豪雨で崩壊した斜面であり，斜面の中ほどから湧水が湧き出している。この斜面を様々な角度，距離から 42 枚の熱画像を撮影した。斜面の特徴点 10 地点を選定し（図 3），熱赤外カメラ解析ソフト Flir tools を用いて，その温度を抽出した。また，2018 年 11 月 12 日（曇天時），2018 年 11 月 13 日（晴天時）にも同様に撮影を行なった。

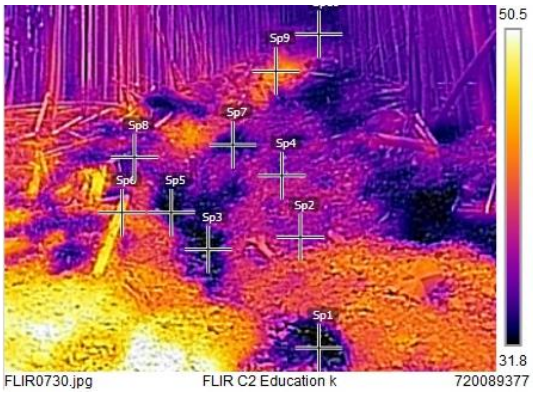


図 3 解析に用いた 10 箇所の特徴点

3.2 結果と考察

図 4 には 8 月 4 日に撮影した全 42 枚の画像を用いた場合のそれぞれの地点の平均温度と標準偏差を示した。湧水が確認された Sp1, Sp3, Sp5 の温度は他の地点よりも小さい傾向が見られ，画像毎のばらつきも大きくなかった。一方，湧水が確認されなかった Sp7 においても，Sp1, Sp3, Sp5 と同様に表面温度は小さかった。通常，湧水があると，付近は侵食され谷地形となる。谷部では，日射が差し込んだ場合，影になる可能性が高い。影では，表面温度が低くなると予想される。Sp7 については，このような微地形の影響を受けて表面温度が低くなったと予想される。

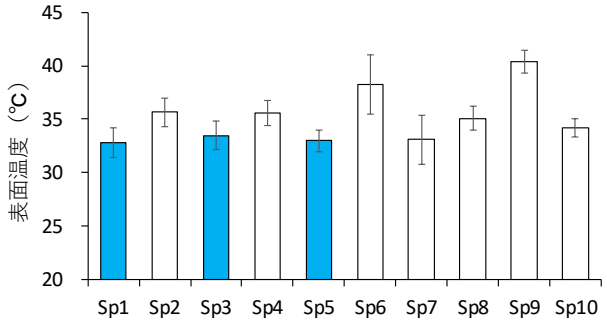


図 4 10 箇所の平均温度と標準偏差。水色で示した箇所は湧水が見られた場所

11 月 12 日に撮影した熱赤外画像は，斜面の表面温度は概ね一様であり，場所による大きな差は見られなかった。11 月 13 日に撮影した熱赤外画像は，前日とは異なり，斜面の中心部は，周辺部と比較すると表面温度は低くなったが，その差は 0.5℃ほどであった。

以上のように，夏季の晴天時には，表面温度により湧水が判別できる可能性はあるが，影の影響と区別することは難しい。秋季は天気によらず斜面の表面温度に大きなコントラストはないため，判別は難しいと考えられる。このように，本斜面においては，遠隔から撮影した熱赤外画像のみでは，湧水の有無を明確に判断することは難しいと考えられる。

謝辞：本研究は，平成 30 年度砂防学会採択若手研究助成の支援を受けました。

Developing methods for evaluating spatial distribution of soil depth for Slope Stability Analysis

○ Ingrid Ferreira LIMA[1], Takashi GOMI[1], Taro UCHIDA[2], Takao YAMAKOSHI[3]
1) Tokyo University of Agriculture and Technology
2) National Institute for Land and Infrastructure
3) Sabo and Landslide Technical Center

1. INTRODUCTION

Soil depth is considered one of key factors for affecting the occurrence of landslides and resultant debris flow (Wu and Sidle, 1995; Dietrich *et al*., 1995). Because soil indicates availability and storage of water in soil matrix as well as runoff and groundwater flow, deflagration of sediment disasters directly depends hydrological conditions and processes in soil matrix in a given hillslopes and watersheds. Hence, soil depth extremely varies extensively depending on where it forms. On flattened terrains, they are shallower while on slopes where material is redistributed due to gravity, deeper layers may form. Slope gradient, length, direction and curvature moreover vegetation play an important role in variation of the soil depth. For instance, Roering *et al.* (2010) analyzed the variation of soil depth and demonstrated the influence of vegetation not only on topographic features but also on subsurface characteristics, since the depth varied according to the density and reach the roots.

Various methods had been developed for estimating soil depth various location with a given watershed. Existing methods can be classified into (1) field methods and (2) mathematical and statistical approaches. For instance, using Knocking Pole test method, Kim *et al.* (2016) showed that soil depth can be assessed through the of penetrometers, especially when applied to shallow soils with 0,3 to 2 m. Moore *et al.* (1993) used quantitative relationships between soil properties and the environment are based mainly on linear regression and artificial neural networks in Colorado at Sterling in Logan County. Both field and mathematical methods have advantages and disadvantages for identifying the spatial patterns of soil depth. Indeed, the field methods provide point information and thus require the mathematical methods to generate more comprehensive information about the whole area of study. Mathematical methods, in turn, require field data to calibration and validation.

Despite the difficulty for estimating soil depth, soil depth is an important input parameter in slope stability analysis. In a physically-based analysis, an infinite-slope concept is usually adopted with the defined physical parameters of the study area, and information of the spatial distribution of soil thickness in the valley is required to perform the slope–instability analysis (Michel and Kobiyama, 2015). For overcome the problems of investigating soil depth, characteristics of spatial patterns of soil depth need to be investigated. Therefore the primal objective of this study is to estimate the soil depth based on field investigations (knocking pole test) and using morphometric analysis. Based on the findings of this study, we will propose the method for including the patterns of soil depth for improving the slope stability analysis.

2. STUDY AREA AND METHODOLOGY

This study was conducted in a 9.5 ha catchment area in Hofu City, south of Yamaguchi Prefecture. Geology of catchment is consisted by fine-grained biotite granite and granodiorite. Mean annual precipitation and temperature was 1802mm and 15.3 °C, respectively. Vegetation of these areas is mainly Japanese red pine (Daimaru *et al.*, 2011). On 21 July, 2009, the heavy rainfall induced a 241 landslides and debris flow with 330mm with 48hours (hourly rainfall of 63.5mm and daily rainfall of 275mm), consequently fourteen casualty in Hofu City by the debris flow (Wakatsuki *et al.*, 2010).

Digital evaluation model (DEM) with contour lines with 1-m intervals was developed by the air-born LiDAR investigation in 2014. The interpolation method used was: TOPOGRID in ArcGIS 10.4.1. From the DEM-derived catchment analysis obtained, several parameters were calculated, such as the Slope angle, Elevation and Wetness index. We also obtained Topographic Wetness Index (TWI) through the TOPMODEL method proposed by Beven and Kirkby (1979) in SAGA GIS. The morphometric factors that control the distribution of landslides in the study area were analyzed from the Frequency (F), Scar Concentration (SC) and Landslide Potential (LP) indices (Gao, 1993). Frequency (F) is the ratio between the number of cells of each class and the total number of cells in the basin. The Scar Concentration (SC), ratio of the number of cells of each class affected by the slides and the total number of cells of the basin that were reached; Landslides Potential (PE), ratio between the number of cells affected by landslides and the total number of cells in that class. We also delimited the erosion zone and deposition zone of the landslides was done using an aerial photograph (obtained in 2010).

To measure soil depth, was used a knocking pole test which consists of several 0.5 m flights of a 15 mm diameter stainless steel rod, with a cone diameter of 25 mm and a weight of 5 kg with etched graduations every 10 cm (Kim *et al.*, 2016). The penetration resistance value, Nd (drop/10 cm), was computed as the number of blows required to penetrate 10 cm. The soil depth in the study site was measured in the vertical gravitational direction with measurements made at 151 points (15m intervals) along the slope (the inside and outside of the landslide area). The position and elevation of each soil sample were georeferenced using a global positioning system.

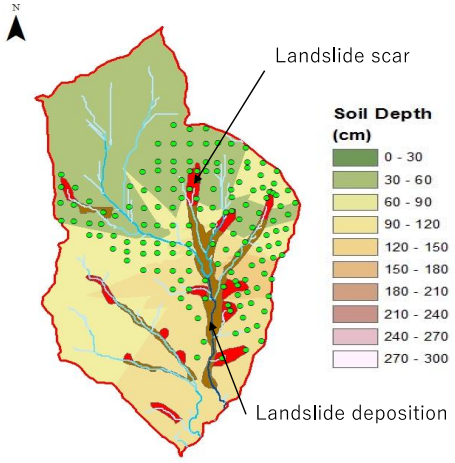


Fig.1 Soil depth distribution in 9.5 ha catchment in Hofu

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1) Geomorphic pattern of landslide occurrence

Topographic analysis showed that elevation ranging from 208 - 225m was the high and affected to the location of landslide scar. With respect to the slope gradient, 59% of landslide scars are concentrated between the 30º - 45º angles, although highest Landslide potential (LP) occurred above 45º with 12 % . These pattern of our findings agree to the findings by Guimarães (2000). For the TWI, the most frequent class occurred 15.9m²/º-16.5m²/º (28.3%). Hence, the high value of LP was found in 19.6m²/º - 21.8m²/º (13.8%). The highest values of scar concentration were not corresponding to TWE. Based on the study in the northern region of Turke with 50 cm to 2–3m soil depth, Yilmaz (2009) found that TWI for the most frequent landslide was 3.3m²/º and 3.8m²/º which was lower than our studies sites.

3.2) Soil depth distribution and characteristics

The soil depth based on Nd value 20 ranged from 0.3 m to 3 m with mean value of 89cm, in which thin soil was found on the narrow ridges and thick colluvium accumulated at the bottom of the valley (Fig 1). Uchida *et al.* (2009) compared the vertical Nd distributions between locations outside and inside shallow landslides and found that soil layers with Nd values ranging from 5 to 20 were not detected at locations inside landslides at their study site. They suggested that soil depths with Nd ≤ 20 be defined as soil layers with the potential to rupture and soil depths with Nd ≥ 20 be defined as bedrock layers. Yamakawa *et al.* (2010) suggested that the bedrock was defined as the layer with Nc exceeding 100 in granitic regions. Based on these previous studies, we further conducted analysis for identified the weathered soil layer and the bedrock (granite). We assumed that the Nd40 to Nd100 values was highly weather bedrock which is possibly the formation low permeable layers (potential landslide surface), Fig 2. After the calculate 15 points, mean depth of Nd100-Nd40 was 1m with 0,75 of standard deviation. In general, it can be observed that in the depth of weathered bedrock changed depending on the depth, being able to be related to the rock property changes (granite).

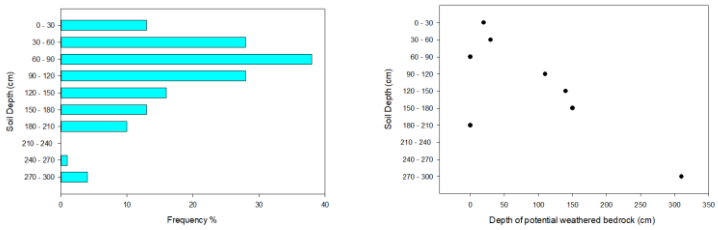


Fig. 2 Soil depth and depth of potential weathered bedrock

4. CONCLUSIONS

Although various studies showed the total soil depth of soil by using a knocking pole method, our approach proposed the method for estimating the depth of weather bedrock layers which is a key for landslide occurrences. Our findings and method is further confirmed by the field for the presence of weathered bedrock layers. We will conduct both field and laboratory analysis for testing the applicability for improving the slope stability model.

REFERENCES

Beven KJ, Kirkby MJ. 1979. A Physically Based Variable Contributing Area Model of Basin Hydrology. In: Hydrological Sciences Bulletin 24(1): 43-69.

Dietrich WE, Reiss R, Hsu M, Montgomery DR. 1995. A process-based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data. Hydrological Processes 9: 383-400.

Gao J. 1993. Identification of topographic settings conductive to landsliding from Nelson County, Virginia, U.S.A. Earth Surface Processes and Landforms 18: 579-591.

Guimarães RF. 2000. Utilização de um modelo de previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos translacionais rasos com controle topográfico: adequação e calibração em duas bacias de drenagem. Tese de Doutorado. Departamento de Geografia. UFRJ, Rio de Janeiro.

Kim MS, Onda Y, Uchida T, Kim JK. 2016. Effects of soil depth and subsurface flow along the subsurface topography on shallow landslide predictions at the site of a small granitic hillslope. Geomorphology 271: 40-54.

Michel GP, Kobiyama M. 2015. Estimativa da profundidade do solo: parte 2 – métodos matemáticos. Revista Brasileira de Geografia Física 8(04): 1225-1243.

Moore ID, Gessler PE, Nielsen GA, Peterson GA. 1993. Soil attribute prediction using terrain analysis. Soil Science Society of America Journal 57: 443–452.

Roering JJ, Marshall J, Booth AM, Mort M, Jin Q. 2010. Evidence for biotic controls on topography and soil production. Earth and Planetary Science Letters 298: 183–190.

Tesfa TC, Tarboton DG, Chandler DG, Mcnamara JP. 2009. Modeling soil depth from topographic and land cover attributes. Water Resources Research 45: 1-16, W10438.

Uchida, T., Mori, N., Tamura, K., Takiguchi, S., Kamee, K., 2009. The role of data preparation on shallow landslide prediction. J. Jpn. Soc. Erosion Control. Eng. 62, 23–31 (in Japanese).

Wakatsuki T, Ishikawa T, Uetake M, Kawada S. 2010: Characteristics of debris flow and alopecia failure on granite slope caused by heavy rainfall on July 2009 in Hofu and Yamaguchi cities, Japan, Natural Disaster Research 44: 39-51.

Wu W, Sidle R. 1995. A distributed slope stability model for steep forested basins. Water Resources Research 31: 2097–2110.

Yamakawa KK, Masaoka N, Sumida J, Tani M, Mizuyama T. 2010. Estimation of Soil Thickness Distribution on a Granitic Hillslope using Electrical Resistivity Method Yosuke International Journal of Erosion Control Engineering V3: 20

Yilmaz I. 2009. Landslide susceptibility mapping using frequency ratio, logistic regression, artificial neural networks and their comparison: A case study from Kat landslides (Tokat--Turkey). Computers and Geosciences 35: 1125-1138.

Analyzing Characteristics and Distribution of Landslide Triggered By the 2018 Eastern Iburi Earthquake, Hokkaido

Rasis Putra RITONGA, Hefryan Sukma KHARISMALATRI, Takashi GOMI,
Ingrid Ferreira LIMA, Yoshiharu ISHIKAWA
(Tokyo University of Agriculture and Technology)

1. INTRODUCTION

Thousands of shallow landslides were triggered over 400 km^2 area due to Mw 6.7 Eastern Iburi Earthquake on September 18, 2018, Hokkaido, Japan. Most of the landslides collapsed over the air-fall pumice and ash layers part (Yamagishi and Yamazaki 2018). The landslides mass rushed down the steep slopes and deposited in the valley, resulting in 36 fatalities and substantial damage to 192 houses, agriculture facilities, and infrastructures.

Numerous studies had been conducted to investigate the characteristics of earthquake triggered landslide around the world. For instance, Zhou et al. (2016) investigated that landslides occur in mountainous area with elevation range of 800-3000 m and landslide abundance on the elevation of 900-1300 m in 2014 Ludian earthquake in China. By studying the Gorkha earthquake in Nepal, Roback et al. (2018) identified that earthquake triggered landslides occurred in elevation range of 1000-5000 m, resulting in high sediment yields (0.1 to 1.1 km^3) from high elevations range from 2500 to 4000 m.

Various studies also investigated distribution and spatial patterns of landslides. In Chi-Chi earthquake of Taiwan, Wang et al. (2002) showed that mean of landslide density became 10 landslides/km^2 with total landslides number of 1000 landslides over 3750 km^2 of area. On the other hand, Dai et al. (2011) showed that landslide density of Wenchuan earthquake in China was 1.3 landslides/km^2 with total number of 56000 landslides covering an area of 811 km^2. Chen et al. (2014) examined 1000 landslides in a total area of 2200 km^2 of the Lushan earthquake in China and they found that the landslide density was 0.5 landslides/km^2.

Compared to previous studies, Eastern Iburi earthquake is unique in terms of the landslides occurrence and concentration. First, numerous landslides occurred in area with rather gentle and hilly topography (<500 m). Second, landslide was highly concentrated in some specific areas. The density of landslides in Eastern Iburi earthquake was possibly 20 times greater than those by Wenchuan earthquake (Yamagishi and Yamazaki 2018). Such unique characteristics may affect the sediment production and downstream transports. Analyzing the unique characteristics of Eastern Iburi earthquake induced landslide is essential for identifying the worst affected area. This is crucial to set the priority area for sediment management and control in the disaster recovery process. Therefore, the objective of this study is to analyze the characteristics and spatial distribution of landslides induced by the 2018 Eastern Iburi Earthquake, Hokkaido.

2. STUDY AREA AND METHODOLOGY

This study focused on three watersheds with total area of 18.87 km^2. This area was located 10 km to northwest from epicenter. Mean annual precipitation and air temperature are 158 mm and 21.5°C, respectively. The underlain geology materials of this area are Neogene mudstone, sandstone, and conglomerate. Soil depth is approximately 4 m consist of various volcanic deposits such as tephra originated from Mount Tarumae and andosol. The most dominant land use consisted of broad leaved and coniferous forest and agriculture area (e.g., paddy field).

We used LiDAR datasets with 0.5 m resolution and Ortho-photo image with 0.2 m resolution taken on 11th September 2018. We delineated landslide scar and deposition separately using Ortho-photo image. Then, each landslide boundary was assessed using *Minimum Geometry Boundaries* tool from ArcMap ver. 10.3 (Niculita, 2015). Width, length, and length-width ratio were measured as the index of landslide shape. We also used a 0.5 m DEM data to analyze the topographical characteristics of individual landslide including elevation, slope gradient, aspect, and curvature. The landslide position consisted of distance to ridge, stream, and epicenter were analyzed using *Near* tool from ArcMap (Zhuang et al. 2018).

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

(1) Geomorphologic characteristics

792 landslide scars in 18.87 km^2 was identified (Fig. 1). 98% of landslides has area <0.015 km^2 while the greatest landslides area was 0.023 km^2. Landslide area of 0.015 km^2 to 0.03 km^2 was the most frequently occurred (29.7%). Based on the ratio of length and width (L/W ratio), 74% of landslides had 1 to 3 of L/W ratio with 1.8 of mean value. Our findings of L/W ratio tended to be smaller than previous studies by Xu and Xu (2014) in Mw 6.9 Yushu earthquake, China. The topographic relief in Yushu earthquake induced landslide (elevation ranges up to 3500 to 5000 m) was much higher than our study (<500 m). Such condition caused greater gravitational potential energy which affected the shape of landslides and potential mobility of the landslides. Other than topographic relief, previous study also pointed out that larger earthquake magnitude may cause larger L/W ratio which resulting in higher mobility of the landslides (Tian et al. 2017).

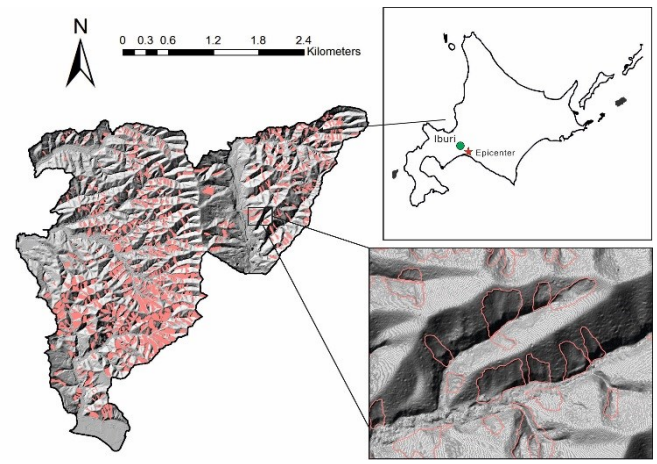
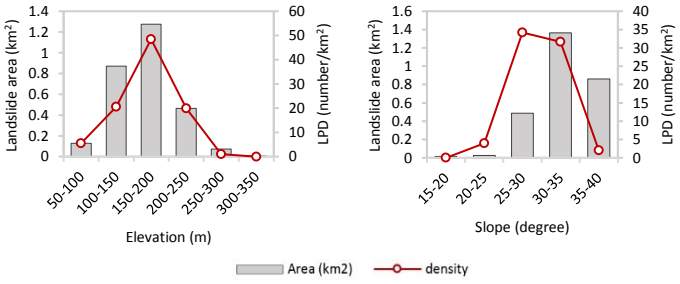


Fig 1. Study area and identified landslides in Iburi Sub Prefecture



(a) **(b)**

Fig 2. LPD values and area versus topographic factors. **a** Elevation; **b** slope gradient

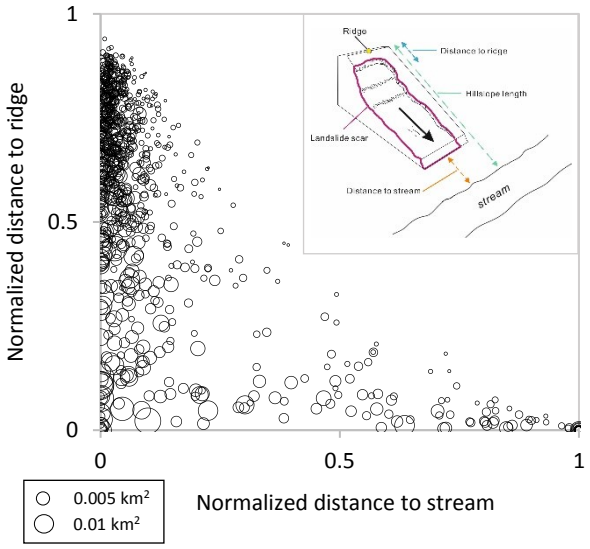


Fig 3. Normalized distance to ridge and stream

(2) Spatial distributions

The Landslides Point Density (LPD) was examined based on the landslides number per square kilometers in given areas of elevation, slope gradient, and slope aspect. LPD value was the highest in elevation of 150 to 200 m, possibly because of high concentration of landslides at near the ridge crest (Fig. 2a). Further, LPD value was high on slope gradient range of 25-35° (Fig. 2b). However, slope gradient >35° generated larger landslide area. In contrast, a study on 2010 Port-au-Prince earthquake induced landslides in Haiti showed that LPD abundance was found in slope gradient of 40-45° (Xu et al. 2014). The landslide area in their study tended to decrease when the slope gradient >45°. Such difference possibly due to the slope in Eastern Iburi area is dominated by 25° to 35° (moderately steep slope area). Furthermore, landslides in our area were concentrated on slope aspect in the direction of Southeast to South. Because our study area located northwest from epicenter, the slope facing the epicenter tends to collapse due to tensile stress called "*back slope effect*" (Zhuang et al. 2018).

Relationship between normalized distance to stream and ridge line indicates the locations of landslide occurrence on the hillslope. (Fig. 3). 54% of the landslide clustered near the ridge (normalized distance to ridge >0.6), followed by near the stream and ridge (17.5%), and near the stream (7%). Meanwhile, the largest landslide area was found in those occurred near ridge and stream, followed by near the stream and near the ridge for 0.006 km^2, 0.003 km^2, and 0.002 km^2 respectively. This result suggested that the upper part of the slope which has steeper slope gradient is more susceptible to landslide with smaller landslide area. Contrastingly, landslides triggered by Jiuzhaigou earthquake in China mostly occurred on the lower part of the slope (Fan et al. 2018). This dissimilarity possibly because of different hillslope morphology among the study areas. The hillslope in Jiuzhaigou earthquake has steep slope gradient on lower part near the stream, while the hillslope in Eastern Iburi earthquake dominantly steep near the ridge crest.

4. CONCLUSIONS

Based on our findings, the characteristics and distributions are very important to recognize the location of landslide affected area over broad region in more efficient way. Furthermore, the proper mitigation planning can be arranged in assessing the highest priority location that needs to be concerned after the landslides occurrence by the earthquake. For further investigation, we will estimate the volume of the landslides to propose the most effective counter measured needed to be developed in sediment controls management after the earthquake.

5. REFERENCES

Chen XL, Yu L, Li JY, Liu CG, Lin CX, Wang, MM. 2014. Brief Communication: Landslides triggered by the 7.0 Lushan earthquake, China. Natural Hazards and Earth System Sciences 14(5): 1257–1267

Dai FC, Xu C, Yao X, Xu L, Tu XB, & Gong QM. 2011. Spatial distribution of landslides triggered by the 2008 Ms 8.0 Wenchuan earthquake, China. Journal of Asian Earth Sciences 40(4): 883–895.

Fan X, Scaringi G, Xu Q, Zhan W, Dai L, Li Y, Huang R. 2018. Coseismic landslides triggered by the 8th August 2017 M_s 7.0 Jiuzhaigou earthquake (Sichuan, China): factors controlling their spatial distribution and implications for the seismogenic blind fault identification. Landslides 15(5): 967–983.

Niculita M. 2015. Automatic extraction of landslide flow direction using geometric processing and DEMs. Geomorphometry 201–203.

Roback K, Godt JW, Clark MK, Li G, Gallen SF, Zekkos D, Chamlagain D. 2017. The size, distribution, and mobility of landslides caused by the 2015 Mw7.8 Gorkha earthquake, Nepal. Geomorphology 301: 121–138.

Tian Y, Xu C, Chen J, Zhou Q, Shen L. 2017. Geometrical characteristics of earthquake-induced landslides and correlations with control factors: a case study of the 2013 Minxian, Gansu, China, Mw 5.9 event. Landslides 14(6): 1915–1927.

Wang WN, Nakamura H, Tsuchiya S, & Chen CC. 2012. Distributions of landslides triggered by the Chi-chi Earthquake in Central Taiwan on September 21, 1999. Landslides 38(4): 318–326.

Xu C, Xu X. 2014. Statistical analysis of landslides caused by the Mw 6.9 Yushu, China, earthquake of April 14, 2010. Natural Hazards 72(2): 871–893.

Xu C, Shyu JBH, & Xu X. 2014. Landslides triggered by the 12 January 2010 Port-au-Prince, Haiti, Mw = 7.0 earthquake: Visual interpretation, inventory compiling, and spatial distribution statistical analysis. Natural Hazards and Earth System Sciences 14(7): 1789–1818.

Yamagishi H, Yamazaki F. 2018. Landslides by the 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake on September 6. Landslides 15(12): 2521–2524.

Zhou S, Chen G, & Fang L. 2016. Distribution pattern of landslides triggered by the 2014 Ludian Earthquake of China: implications for regional threshold topography and the seismogenic fault Identification. ISPRS International Journal of Geo-Information *5*(4): 46.

Zhuang J, Peng J, Xu C, Li Z, Densmore A, Milledge D, Cui Y. 2018. Distribution and characteristics of loess landslides triggered by the 1920 Haiyuan Earthquake, Northwest of China. Geomorphology 314: 1–12.

Keyword: *Landslide, Earthquake, LiDAR, Topographic Characteristics, GIS*

The Landslide Dam Breach Impact Assessment - A Case Study of the Hokkaido Earthquake in Japan

Chia-Hsing Lin (林家興), Chen-Yu Wu(吳振佑), Kuo-Wei Chen(陳國威), Chen-Yu Chen(陳振宇)
Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan (台湾水土保持局)

1. INTRODUCTION

A large-scale landslide near Atsuma Town, Hokkaido, Japan was induced by 6th September 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake, causing natural dam and barrier lake formed. On September 6, 2018, in the early morning and JMA magnitude of 6.7 earthquake struck Hokkaido, Japan. The Iburi-Tobu Earthquake event resulted in 36 deaths (Yamagishi and Yamazaki, 2018). The large-scale landslide formed a natural dam of 40 ~ 50 m height, 400 ~ 500 m width, and dammed the river about 1100 m length in the flow direction and resulted in a backwater length of 2 km long (**Fig. 1**). To study and understand the overall impact area of potential sediment disaster, the numerical model was used to simulate Hidaka Horobon Inukawa natural dam breach. The potential natural dam break was modeled and analyzed using HEC-RAS 2D model based on available geometry data. Physiographic parameters are determined from Geospatial Information Authority of Japan Website and Hokkaido Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Website. The results indicate that natural dam break increases the downstream flooding risk as breach formation time decrease.

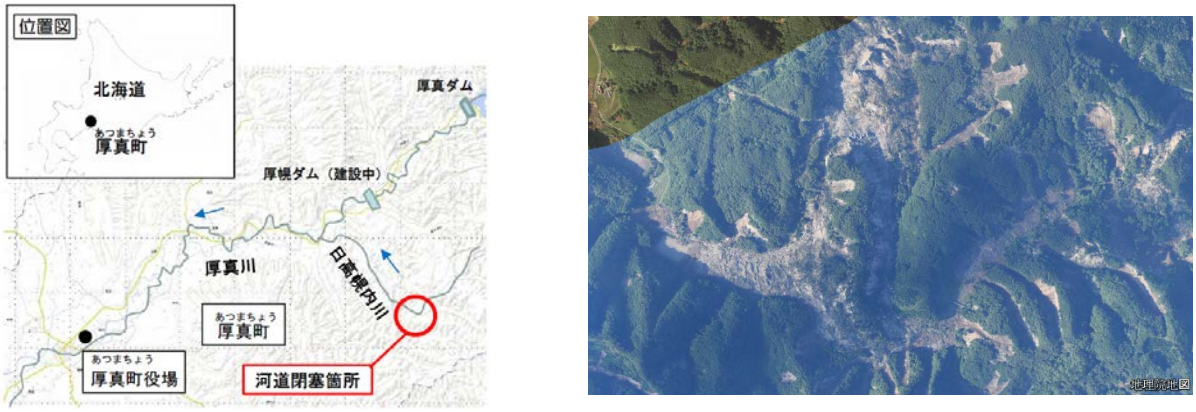


Fig. 1 Location of large-scale landslide at Atsuma Town, Hokkaido, Japan (Geospatial Information Authority of Japan Website).

2. MATERIALS AND METHOD

(1) Site condition

The earthquake occurred just after typhoon Jebi (No. 21 in Japan) and the precipitation was accumulated up to 100 mm over 3 days from September 3 to 5, 2018 (Yamagishi and Yamazaki, 2018). To analyze the sediment disaster condition, this study uses the digital elevation model (DEM) data from the Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer (ASTER) Global Digital Elevation Model Version 2 (GDEM V2) and orthophoto from the Maps of Geospatial Information Authority of Japan. The resolution of GDEM V2 is 30 x 30 m. The large-scale landslide formed natural dam of 400 width in right bank side, 50 m height, and sediment blocked the river about 1100 m long. The barrier lake water surface is 92 (m) on October 1, 2018, and 97.8 (m) on March 18, 2019 (Hokkaido, MLIT website, 2019).

(2) Scenario of natural dam breach simulation

This study used the Hydrology Engineering Center River Analysis System 2D model to simulate the flood propagation and dam breach analysis. The HEC-RAS 2D can be divided into three modules. The geometry data was developing from the terrain model and convert it into a gridded data format. The detailed and accurate hydraulics model relies on the quality of the terrain model the user can import. The boundary condition types are flow hydrograph at upstream and normal depth at the outlet. Once the simulation was complete, the results can be viewed within RAS Mapper for inundation areas, velocity, water depth, and other types of output.

The simulation has been made for unsteady flow routing for 2 days duration. Based on the GEDM V2 terrain model data, the simulation domain could be identified as **Fig. 2**. The parameters used in the model were listed in **Table 1**, and the mesh size is 50 x 50 m, dam height is 50m, and with different breach formation time (0.5 to 6 hours). The hydrograph of the discharge could be estimated by the rational formula and imposed as the upstream boundary condition for overtopping failure breach analysis. The estimated elevation-volume curve of the barrier lake (**Fig. 3**) is also imposed at the upstream boundary of the computational domain for this dam breach simulation.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

The results of the flood map indicate that flooding and rapidly flow is observed in the downstream area. The flood wave arrival time result showed the short breach formation time was earlier than that of the long breach formation time. The simulation using short breach formation time showed that flow depth, velocity, and inundated area much larger, and a flood wave arrival time earlier 2 to 8 times, than that modeled by the longer breach formation time cases (**Table 2**).

4. CONCLUSIONS

HEC-RAS 2D has a graphic-user-interface for unsteady flow hydrodynamics analysis and it can easily setup the model to estimate potential impact risk of a dam break. In this preliminary study, the simulating of inundated areas, velocity, water depth, and outflow of dam break were estimated. The result indicates that the outburst of the dam breach increase the impact of downstream reach depends on the breach development time. The inundated areas, flow depth, velocity, and arrival time are very important for officials to make a decision and early warning response to the emergency plan.

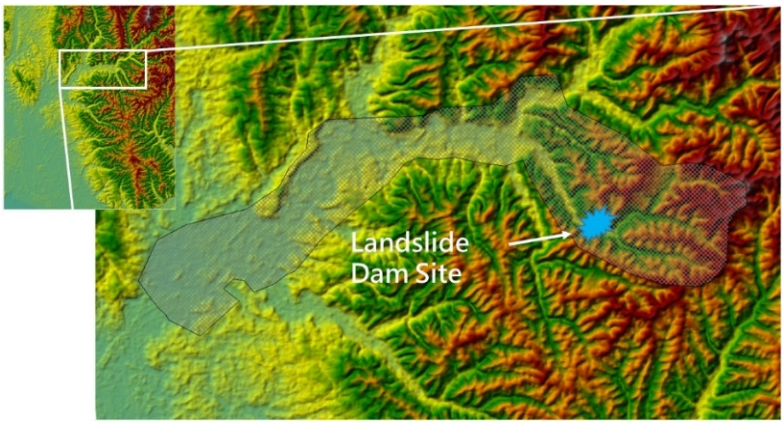


Fig. 2 Study map of the natural dam location and simulation domain

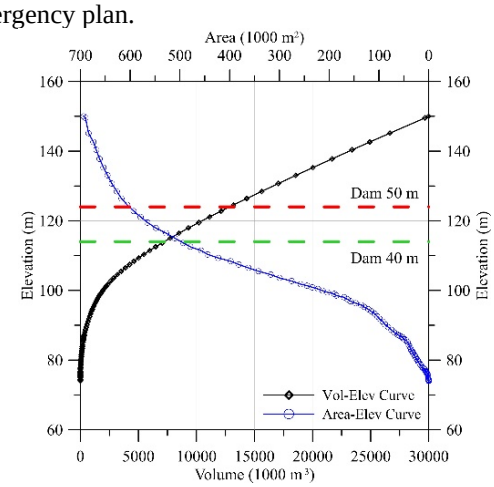


Fig. 3 The estimated elevation-area-volume curve of impounded lake

Table 1 Parameters of the simulation

Case Number	Failure mode	Water supply discharge	Model parameter				Empirical methods and their breach formation time	
							Method	C_{bw}
		Q_p (m³/s)	n	h_b	C_{bw}	T_f	MacDonald et al (1984)	0.96
Run 1	Overtopping	40	0.04	50	2.6	0.5	Forehlich (1995)	0.33
Run 2		40	0.04	50	2.6	1	Forehlich (2008)	0.3
Run 3		40	0.04	50	2.6	3	Von Thun & Gillete	1.05
Run 4		40	0.04	50	2.6	6	Xu & Zhang (2009)	1.14
Note	h_b : Dam height (m); C_{bw} : Breach Weir Coefficient (-); T_f : Breach formation time (hour); n: Manning's n (s/m$^{1/3}$)							

Table 2 Summary of dam breach analysis

Case Number	Village 1			Village 2			Village 3			Inundated area (km²)
	Arrival time (min)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Arrival time (min)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Arrival time (min)	Depth (m)	Velocity (m/s)	
Run 1	11	15.2	13.9	19	6.8	18.6	39	0.92	0.17	5.9
Run 2	20	11.9	11.2	31	5.6	16.2	57	0.89	0.17	5.7
Run 3	47	7.8	7.4	69	3.8	12.2	121	0.87	0.16	5.4
Run 4	80	6.0	5.4	116	2.9	9.8	206	0.86	0.16	5.1

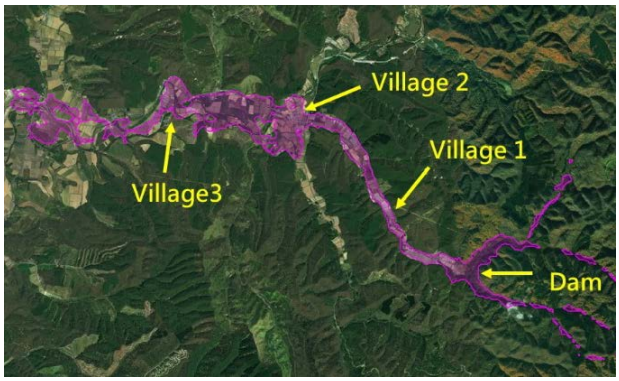


Fig. 4 Inundated area of dam break in Atsuma river

References

1) Yamagishi, H. and Yamazaki, F. (2018): Landslide by the 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake on September 6, Landslides, Vol. 15, No. 2, pp. 2521-2524. https://doi.org/10.1007/s10346-018-1092-z
2) Geospatial Information Authority of Japan Website: http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html #3, accessed Jan. 13, 2019.
3) Maps of Geospatial Information Authority of Japan Website: https://maps.gsi.go.jp/#13/42.756208/142.005614/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0f1, accessed March 13, 2019
4) Hokkaido Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Website: https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/release/splaat00000194ji-att/splaat000001esm3.pdf , accessed March 13, 2019.

Keywords: Flood routing, Natural dam, Two-dimensional simulation, Dam breach analysis.

Examining the Controlling Factors of Landslide Sediment Connectivity by Flume Experiment

○Hefryan Sukma KHARISMALATRI[1], Yoshiharu ISHIKAWA[1], Takashi GOMI[1],
Roy C. SIDLE[2], Katsushige SHIRAKI[1]
[1] Tokyo University of Agriculture and Technology
[2] University of Central Asia

1. INTRODUCTION

Sediment connectivity is defined as the linkage and transfer of sediment from sources to deposits within a catchment system (Bracken et al., 2015). Sediment connectivity implies how sediment can mobilize from one zone to another (e.g. Cavalli et al., 2013) which depends on the geomorphic and hydrologic process of the system (Di Stefano and Ferro, 2018). Connectivity of landslide sediment to and within catchment systems is a key factor affecting the mobilization of landslide material. When the landslide sediments are less mobilized and poorly connected to downstream, most of sediments remain at the hillslopes foot or within the channel and often formed landslide dam (Imaizumi and Sidle, 2007). Meanwhile, when landslide sediments closely connect to downstream, they often transform into debris flows due to their highly liquefied nature (Dade and Huppert, 1998). Although numerous studies examined factors that control the mobility of debris flows and landslide dams, most of these studies only examined individual factors related to hydrologic and geomorphologic conditions. To better understand sediment connectivity related to the mobility of landslide sediments, interactions among multiple hydrogeomorphic factors need to be considered. Therefore, we identify the key factors that control the mobility of sediment using flume experiment and introduced new index of sediment connectivity. We then examined the landslide dam formation and the occurrence of debris flows based on different condition of sediment connectivity.

2. METHOD

We constructed a flume (10 cm wide and 15 cm high) using 1-cm thick acrylic material, consisting of an inflow segment and main channel segment. The inflow segment was 50 cm long with a 45° gradient, while main channel segment was 150 cm in length. We examined the mobility of sediment on four inflow angles (0°, 30°, 60°, and 90°) and two channel gradients (10° and 15°). Four types of sediment originating from different geology were used: sand and shale (SS) from Nigoridani, Nara Prefecture; pyroclastic sediment (PS) from Izu Oshima Island; Tokyo Prefecture; weathered granite (WG) and weathered sedimentary rock (WS) from Asaminami Wards, Hiroshima City. The D_{50} for SS, PS, WG, and WS were 7.5, 0.2, 1.3, and 2.2 mm respectively. For all types of sediment, we used samples of 400 cm^3 and applied six gravimetric water contents (0% to 100% in 20% increments) in all experiments. The channel width and sample volume were approximately 1/2000 of an actual deep-seated landslide (Kharismalatri et al., 2017; 3.3×10^6 m^3 for a mean channel width of 199 m). After the experimental flushing, the amounts of sediment deposition were measured in the flume's junction and outlet.

To evaluate the mobility of sediment, we developed a sediment connectivity index (*SCI*). The Sediment Connectivity Index (*SCI*) represents the potential connection between up and downstream parts of a catchment (Borselli et al., 2008). We assumed the sediment deposition at the junction and the outlet for differentiating between the formation of landslide dam and transformation into debris flows. Our *SCI* is expressed by the following equation:

$$SCI = \frac{W_O - W_J}{W_O + W_J} \quad (1)$$

where W_J and W_O are the dry weights of sediment in the junction and outlet, respectively. Positive *SCI* values indicate that the sediment sources and downstream are closely connected, i.e., landslide material transformed into debris flows. In contrast, negative *SCI* values are associated with the formation of landslide dams because the sediment source is poorly connected with downstream.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Assessment of material mobility shows that *SCI* values change with respect to channel gradient and inflow angle, in association with water content and sediment type (Figure 1). For the 10° channel gradient, *SCI* elevated from negative to positive values at high water content condition. *SCI* values with inflow angles of 0° and 30° also significantly differed to ones with inflow angles of 60° and 90°. Such characteristics agreed to GIS analysis of 33 rainfall-induced deep-seated landslides (Kharismalatri et al., 2017). They showed landslide dams formed with inflow angles >60° and channel gradients <10°, while landslide materials with inflow angles <60° and channel gradients >10° were transported as debris flows.

By comparing 10° and 15° channel gradient, water content acted differently for the mobility of sediment. *SCI* values in 15° channel gradient elevated much greatest toward positive values. Such threshold behavior in 10° channel gradient was associated with the deposition process of sediments. A study on debris flow sites in Austria, Japan, New Zealand, Switzerland, and United States showed that debris flows generally initiated on channel gradient >25°, transported on >15°,

and deposition occurs on <10° (VanDine, 1996). Decrease in channel gradient leads to separation of water from the sediment and increasing of internal friction angle (Takahashi, 1983). Such conditions ultimately lead to decreasing of velocity and deposition of sediment, particularly in channel gradient <10°.

Among different sediment types, mobility of sediment much differs in 10° channel gradient. In contrast, *SCI* values with 15° channel gradient were similar among different soil types. In steep channel gradient, sediment mobilized in high velocity without water separation from sediment mixture (VanDine, 1996; Takahashi, 2009). In this condition, water content has significant influence on sediment mobility. Contrastingly, soil properties control the sediment mobility in 10° channel gradient, particularly the combined effect of density, porosity, and particle size distribution. For instance, laboratory experiment indicated that sediment with smaller D_{50} values generated rapid sediment flow due to abrupt increase in pore water pressure (Hayashi and Self, 1992; Wang and Sassa, 2003).

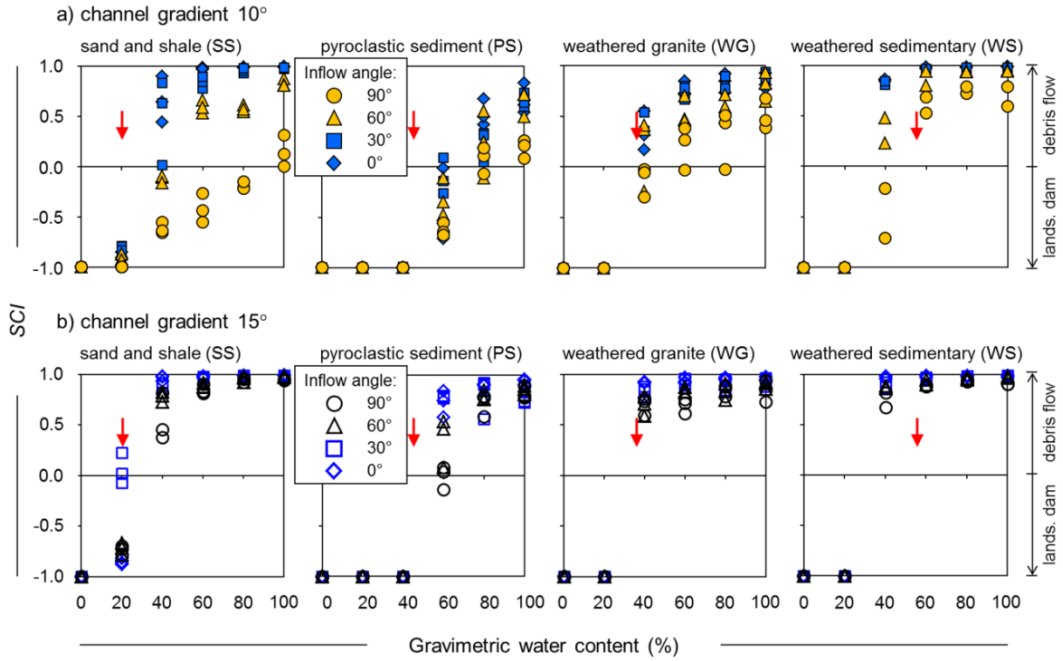


Figure 1. Sediment Connectivity Index (*SCI*) for the classification of landslide dams and debris flows. The arrows represent the different saturated water contents of sediments.

4. CONCLUSION

Our results highlight how topographic characteristics with different sediment and water content affect the sediment connectivity, i.e., formation of landslide dam and mobility of debris flow. Assessment of sediment connectivity is crucial for hazard risk analysis by providing knowledge on possible end members of landslide material mobility on-site and off-site. Because comprehensive spatial planning and land use strategies are keys to ecosystem-based disaster risk reduction and are more cost-effective than conventional structural countermeasures, identification of sediment connectivity is an important aspect for disaster risk reduction.

REFERENCES

Borselli, L., Cassi, P., Torri, D. (2008). Prolegomena to sediment and flow connectivity in the landscape: A GIS and field numerical assessment. CATENA, 75, 268-277.

Bracken, L.J., Turnbull, L., Wainwright, J., Bogaart, P. (2015). Sediment connectivity: a framework for understanding sediment transfer at multiple scales. Earth Surf. Process. Landf., 40, 177-188.

Cavalli, M., Trevisani, S., Comiti, F., Marchi, L. (2013). Geomorphometric assessment of spatial sediment connectivity in small Alpine catchments. Geomorphology, 188, 31-41.

Dade, B.W., Huppert, H.E. (1998). Long-runout rockfalls. Geology, 26, 803-806.

Di Stefano, C., Ferro, V. (2018) Modelling sediment delivery using connectivity components at the experimental SPA2 basin, Sicily (Italy). J. Mt. *SCI*., 15(9), 1868-1880.

Hayashi, J.N., Self, S. (1992). A comparison of pyroclastic flow and debris avalanche mobility. J. Geophys. Res. Solid Earth, 97, 9063–9071.

Imaizumi, F., Sidle, R.C. (2007). Linkage of sediment supply and transport processes in Miyagawa Dam catchment, Japan. J. Geophys. Res.: Earth Surf., 112.

Kharismalatri, H.S., Ishikawa, Y., Gomi, T., Shiraki, K., Wakahara, T. (2017). Collapsed material movement of deep-seated landslides caused by Typhoon Talas 2011 on the Kii Peninsula, Japan. Int. J. Eros. Control Eng., 10, 108-119.

McKenna, J.P., Santi, P.M., Amblard, X., Negri, J. (2012). Effects of soil-engineering properties on the failure mode of shallow landslides. Landslides, 9.

Takahashi, T. (1983). Debris flow and debris flow deposition. In Advances in the mechanics and the flow of granular materials. Vol. 2. M. Shahinpoor (ed.). Trans Tech Publications, West Germany.

Takahashi, T. (2009). A review of Japanese debris flow research. Int. J. Eros. Control Eng., 2(1), 1-14.

VanDine, D.F. (1996). Debris flow control structures for forest engineering. Research Branch, Ministry of Forests, Victoria, BC Working Paper 22/1996.

Wang, G., Sassa, K. (2003). Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: Effects of grain size and fine-particle content. Eng. Geol., 69, 109-125.

Keywords: landslide dam, debris flow, flume experiment, hydrogeomorphic conditions, connectivity

Examining Landslide Materials Movement Using a Small Flume Experiment : A Case Study of the 2018 Eastern Iburi Earthquake, Hokkaido

Rozaqqa NOVIANDI [1*], Hefryan S. KHARISMALATRI [2], Takashi GOMI [3] and Yoshiharu ISHIKAWA [3]

[1] Dept. of International Environmental and Agricultural Science, Tokyo University of Agriculture and Technology, Japan
[2] Institute of Global Innovation Research, Tokyo University of Agriculture and Technology, Japan
[3] Graduate School of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology, Japan

1. INTRODUCTION

More than 6000 landslides on over 20 × 20 km area near Atsuma Town occurred by Eastern Iburi earthquake (M_w: 6.7) on September 6th, 2018 (Konagai et al. 2018). The density of the landslide was approximately 20 times greater than that in earthquake occurred in Wenchuan, China. Some of the material on hillslope was transported as debris flow and damaged houses and agriculture lands (Takahashi and Kimura 2019). Total sediment production was approximately 30 million m^3 (MLIT 2018). The area affected by landslides has various layers of volcanic deposit that originated from the eruption of Tarumae volcano 9000 years ago (Konagai et al. 2018). In these landslides, Yamagishi and Yamazaki (2018) represented that mobility of sediment varied from materials moved without mixed in a short run-out distance and fluidized creating long run-out distance.

Several studies analyzed the mobility of landslide material by flume experiments. For instance, Kharismalatri et al. (2018) pointed out that the mobility of different landslide sediments was associated with the combined effect of soil characteristics such as porosity, particle size distribution, and density. They identified that soil with 1.1 g/cm^3 of density, 60% of porosity, and 2.2 mm of D_{50} had the highest transport rate. Eu et al. (2017) remarked that different composition of sand, gravel, and clay showed the different behavior of sediment movement. Indeed, they showed that in a condition where gravel was more dominant than sand, soil with 19% sand had higher sediment transport than the other condition with 30% sand. Most of these experiments were conducted using a mixture of soil and weathered rock materials. However, no study investigated the mobility of volcanic materials.

Volcanic deposit generally has unique consistency, low bulk density, and high water-holding capacity (Nanzyo 1993). A volcanic area typically has tephra defined as volcanic ejecta that contains various silicates with different size of materials and andosol defined as volcanic ash soil formed due to mineral decomposition of tephra deposition (Nanzyo 2006). Among the tephra, pumice was defined as a vesicular-textured volcanic deposit formed by rapid cooling down process of ejected volcanic rock (Sparks and Whitham 1986). Pumice typically had lower density ($0.2 \leq \rho_b \leq 0.75$ g/cm^3) and higher porosity ($60 \leq n \leq 91\%$) compared to volcanic ash soil ($0.6 \leq \rho_b \leq 0.9$ g/cm^3; $51 \leq n \leq 72\%$) (e.g., Maeda et al., 1982). Because pumice was widely distributed with 3 to 5 m in depth, pumice was the major mobilized materials in the area with landslides by Eastern Iburi Earthquake. Consequently, the testing on the mobility of pumice layer is one of key factors for examing the mobility of sediment.

Therefore, the objectives of this study are to (1) examine the physical and engineering characteristics of soil with volcanic deposit and (2) examine the movement characteristics of pumice by a small flume experiment. Information resulted in this study might be useful for assessing the risk of sediment disaster by an earthquake-induced landslide.

2. METHODOLOGY

This study consisted of (1) soil sampling and analysis and (2) flume experiment for sediment movement. Soil samples were collected from landslides located in Atsuma town on November 3rd – 4th, 2019. Six undisturbed samples was collected using 100 cc stainless tubes (5.1 cm in diameter, 5 cm in length) for analyzing permeability (k), while 14 disturbed samples were collected using 400 cc stainless tubes (11.3 cm in diameter, 4 cm in length) for water content (w), dry density (ρ_b), particle distribution (D_{50}), specific gravity (G_s), porosity (n), and liquid limit (LL). Dry density and water content were respectively analyzed based on ASTM D7263 and ASTM D4643. Particle size was analyzed using sieves for particles larger than ≥ 75 μm and laser diffraction particle size analyzer SALD-2300 for particles < 75 μm. The liquid limit was estimated using fall-cone penetrometer based on JGS 0142-2009. Specific gravity for indicating particle density was estimated based on ASTM D854. Samples were visually classified as pumice, weathered pumice, andosol, clay, and surface soils. Pumice was light brown with light gravel-sized texture collected from 1.8 m from soil surface in the depositional zone. Weathered pumice had a finer texture than pumice with similar color was collected from 2 m from soil surface in the depositional zone. Andosol that was defined as black or dark brown soil with high organic material formed from decomposed volcanic deposit (Nanzyo 2006) was collected from 1 m from soil surface in the depositional zone. Surface soil with a mixture of organic matter and roots were collected from 60 cm from soil surface in landslide scarp. Clay was collected from the lower layer of landslide scarp which possibly was 3 m from the soil surface.

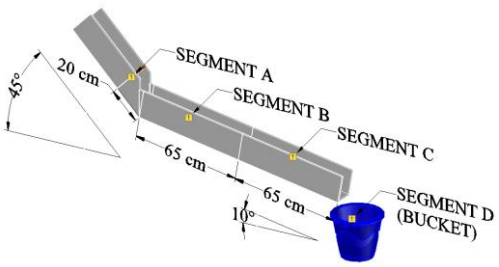


Fig. 1 Schematic illustration of experimental flume

A small flume model is developed consisted of primary and secondary segments (**Fig. 1**). Each segment has 10 cm in width and 15 cm in height made of 1-cm thick acrylic board. The primary segment represents the valley while the secondary segment represents the slope for material supply. The primary segment is 130 cm length with placing a bucket at the end of the segment to collect transported materials. We classified four segments in the primary and secondary channel from segment A to D (**Fig. 1**). We used the 500 cc pumice which represented as 13500 m^3 of collapsed material by 1:300 scale. Because mean of landslide volume was 5000 m^3 based on MLIT (2018), our experiment focused on relatively larger size of landslides. Because water content of soil is one of key parameter for mobility (Iverson 2014), we applied different conditions of water contents with saturation 0, 0.3, 0.6, and 1, for which 0.58 (surface dry: S_{SD}) was assumed to be a threshold of saturation. The surface dry that represents inner-particle water holding capacity was estimated based on a condition when particle surfaces are dry but the inner-particle voids are saturated with water. We placed mixed soil and water at 20 cm upstream from the confluence and then released material. Then sediment deposited in the section from A to D was collected and the dry weight was measured. The experiment was conducted four times for each saturation.

3. RESULT AND DISCUSSION

[1] Soil characteristics

Water contents of pumice and weathered pumice ranged from 108% to 172% (mean: 136%; *SD*: 24%), which was higher than that in the other soils (mean: 49%; *SD*: 23%). Because the presence of vesicles resulted in the high matric potential (suction) of dry pumice particles (Esposito and Guadagno 1998), pumice can hold more water than other soils. Pumice also had relatively large D_{50} (mean: 5 mm; *SD*: 1.5 mm) compared to the other soil (mean: 0.7 mm; *SD*: 0.5 mm). The large D_{50} resulted in high porosity of pumice, which ranged from 71% to 77% (mean: 74%; *SD*: 2%). The dry density of pumice was very low, ranging from 0.3 to 0.4 g/cm^3 (mean: 0.35 g/cm^3; *SD*: 0.05 g/cm^3). Our findings with low density agreed to the previous studies by Geoffrey et al. (2012) with 0.6 g/cm^3 and Whitham and Sparks (1986) with 0.27 g/cm^3. The specific gravity of pumice ranged from 1.3 to 1.5 (mean: 1.3; *SD*: 0.1) was not only lower than the other soil types (mean: 2.6; *SD*: 0.1), but also lower than that in the previous study by Bowles (1997) (G_s = 2.6 to 2.8). The lower specific gravity signifies that pumice has numerous microscopic vesicles that make pumice floating in the water (Fauria et al. 2017) and having low shear strength (Roy and Bhalla 2017).

[2] flume experiment

Movement of pumice differed depending on the water content of samples. Mean run-out distance from the confluence was 41.6 cm (*SD*: 4.6 cm) at zero saturation and became lower to 27.3 cm (*SD*: 2 cm) and 20.2 cm (*SD*: 5.1 cm) for 0.3 and 0.6 saturation. In general, lightweight materials with no cohesion between particles promoted much individual mobility for granular materials. Thus, condition with zero saturation had higher mobility than 0.3 and 0.6 saturation. When the saturation was nearly 0.6 (near S_{SD}), water applied to the samples were absorbed to the pumice materials. Indeed, total absorbed water in pumice was 230.5 g under 0.6 saturation, while the estimated amount of water under surface dry (0.58) was 222.8 g. Indeed, most of the pumice was contented water with 108% (162 g) to 172% (258 g) (about saturation 0.55 to 0.67) based on the soil analysis, which implied that field water content was near surface dry. Consequently, a few amounts of water retained between particles since the suction value is exceedingly high under 0.3 and 0.6. Therefore, our finding of pumice mobility under 0.6 saturation level was the lowest among other conditions.

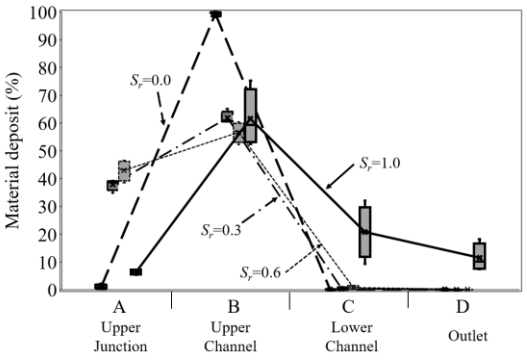


Fig. 2 Material deposits with different water contents

When pumice was oversaturated ($S_r \geq 1$), we found that material was highly mobilized due to low shear resistance of materials (Al-Karni 2001). Indeed, percentages of pumice transported to the outlet became 7.2% to 18.2% (mean: 11.4%; *SD*: 5%) (**Fig. 2**). Kharismalatri et al. (2018) analyzed sediment mobility for four different soil types and remarked that sediment mobility is associated with the combined effect of the density and porosity. Our pumice has lower density and higher porosity than their soils, and consequently our pumice was highly mobilized than their sand and shale (outlet = 1%), pyroclastic sediment (outlet = 0%), and weathered granite (outlet = 13%). However, our pumice is less mobilized than their weathered sedimentary rock (outlet = 61.3%). Because pumice has high inner-particle water holding capacity (S_{SD} = 58%), approximately only 42% of the total water in saturated condition retained in inter-particle voids. Even though pumice has high porosity, since their S_{SD} is also high, the inter-particle water might be less than that in weathered sedimentary rock. This condition implied that the higher porosity does not always represent higher mobility. Our study agrees with Kharismalatri et al. (2018) that density and porosity affect sediment mobility. However, our experiment highlights that the inner-particle water holding capacity is also a key factor that controls sediment mobility.

4. CONCLUSION

Our findings showed that pumice had unique mobility by a high inner-particle water holding capacity. As Yamagishi and Yamazaki (2018) noted that mobility of landslides by east Iburi earthquake varied. Our findings implied that such mobility might associate with variability of water contents in pumice layers, which related to accumulation and storage of water by topography and soil conditions. We further investigate the mobility of different types of soil (pumice, weathered pumice, andosol, soil, and mixture) with different topographic conditions (e.g., junction angle).

REFERENCES

Al-Karni, A. A. (2001): Shear strength reduction due to excess pore water pressure, Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, pp. 1-6.

Bowles, J. E. (1997): Foundation Analysis and Design 5th Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., Singapore, 29 pp.

Eu, S., Im, S., Kim, D. and Chun, K. W. (2017): Flow and deposition characteristics of sediment mixture in debris flow flume experiments, Forest Science and Technology, Vol. 13(2), pp. 61–65.

Fauria, K. E., Manga, M. and Wei, Z. (2017): Trapped Bubbles Keep Pumice Afloat and Gas Diffusion Makes Pumice Sink, Earth and Planetary Science Letters, Vol. 460, pp. 50–59.

Geoffrey, M., Raphael, N. M., Walter, O. and Silvester, O. A. (2012): Properties of Pumice Lightweight Aggregate, Civil and Environmental Research, Vol. 2, pp. 58–68.

Iverson, R. M., George, D. L., Allstadt, K., Reid, M. E., Collins, B. D., Vallance, J. W., Schilling, S. P., Godt, J. W., Cannon, C. M., Magirl, C. S., Baum, R. L., Coe, J. A., Schulz, W. H. and Bower, J. B. (2015): Landslide Mobility and Hazards: Implications of the 2014 Oso Disaster, Earth and Planetary Science Letters, Vol. 412, pp. 197–208.

Kharismalatri, H. S., Ishikawa, Y., Gomi, T., Sidle, R. C. and Shiraki, K. (2018): Evaluating factors for controlling sediment connectivity of landslide materials: A flume experiment, Water (Switzerland), Vol. 11(1), pp. 1-20.

Konagai, K., Nishiyama, S., Ohishi, K., Kodama, D., and Nanno, Y. (2018): Large ground deformations caused by the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, JSCE Journal of Disaster Factsheets, FS2018-E-0003, pp. 1-9.

Maeda, T., Soma, K. and Warkentin, B. P. (1983): Physical and Engineering Characteristics of Volcanic Soils in Japan Compared in Other Countries, Irrigation Engineering and Rural Planning, Vol. 3, pp. 16–31.

Ministry of Land Infrastructure, Transport and Tourism, (2018): The collapse area of the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake was the largest since the Meiji era, http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h30_iburitobu/181005_sediment_volume.pdf [accessed on April 7, 2019]

Nanzyo, M., Shoji, S. and Dahlgren, R. (1993): Physical characteristics of volcanic ash soils, Developments in Soil Science, Vol. 21, pp. 189-207.

Nanzyo, M. (2006): Unique properties of volcanic ash soils, Soil Science and Plant Nutrition, Vol. 52(2), pp. 145–152.

Roy, S. and Bhalla, S. K. (2017): Role of geotechnical properties of soil on civil engineering structures, Resources and Environment, Vol. 7(4), pp. 103–109.

Takahashi, H. and Kimura, R. (2019): The 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake and its Aftermath, Journal of Disaster Research, Vol. 14, pp. 1-3.

Yamagishi, H. and Yamazaki, F. (2018): Landslides by the 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake on September 6, Landslides, Vol. 15(12), pp. 2521–2524.

Keywords: a small flume experiment, pumice, soil physical properties, mobility of sediment

Time-series Characteristics of Bedload in Mountain River

Ki Hwan LEE[1], Taro UCHIDA[2], Hiroaki IZUMIYAMA[2], Masaaki MANTOKU[3]
[1]Department of Forest Resources, University of Yeungnam, Gyeongsan, Korea
[2]National Institute for Land and Infrastructure Management, Tsukuba, Japan
[3]Fuji Kawa River Basin SABO Office, Kanto Regional Development Bureau, Yamanashi, Japan

Introduction

The observation of sediment transport is highly essential to determine the reasonable Sabo works[1)]. However, continuous bedload discharge data was still limited in mountain rivers. The objective of this study was to present a result of continuous bedload measurements in the Fuji River of Southern Alps of Japan. Moreover, we examined roles of relatively large event on bedload characteristics in following periods.

Method of Data Collection

This study was carried out in the Kamanashi River, Nigori River, and the Omu River which are tributaries of the upstream of Fuji river (Fig. 1). In the Fuji River, bedload observation has been carried out since 2010. We analyzed bedload data (e.g., bedload discharge, particle size, and water level), which were taken in 5 or 15 minutes intervals in the field using pipe hydrophone. The dataset simplified to average values of one-hour intervals for the analysis. Rainfall data used the dataset, which was taken in one-hour intervals by AMeDAS network (Automated Meteorological Data Acquisition System).

Bedload events were extracted based on the single rainfall event which occurred the bedload transport (Fig. 2). Table 1 shows the number of bedload events. In the Nigori and Kamanashi Rivers, 67 and 111 bedload events have been observed from 2010 to 2016, respectively. For the Omu River, 62 bedload events have been observed from 2011 to 2016.

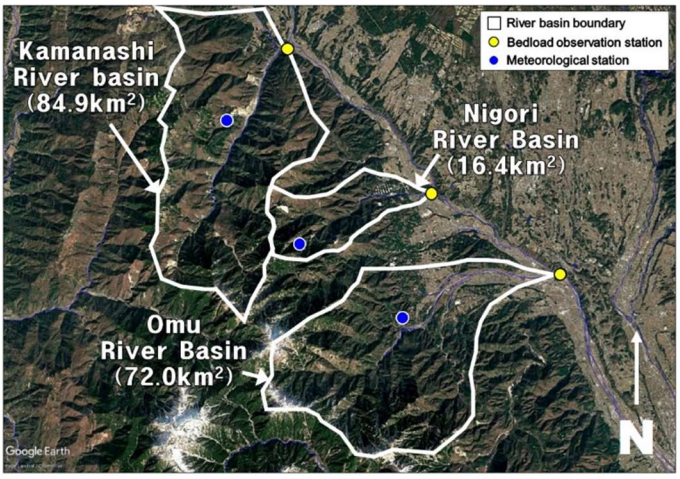


Figure 1. Location of study sites

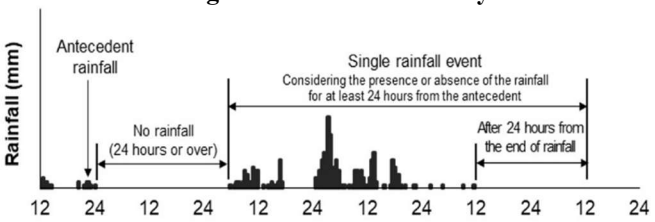


Figure 2. Definition of single rainfall event

Table 1. Number of bedload events

	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Kamanashi River	12	16	13	17	12	15	26
Nigori River	8	19	12	9	9	3	7
Omu River	-	13	14	9	6	10	10

Results and Discussion

In 31 August 2011, a typhoon with heavy rainfall occurred in Fuji River. Total rainfall amounts of typhoon were recorded at 350mm, 306mm, and 220mm in the Kamanashi, Nigori, and Omu Rivers, respectively. Typhoon led to a large-scale sediment transport (hereafter episodic event) at the study sites. Thus, annual bedload discharges were the largest in 2011 during the observation periods (Fig. 3). After this episodic event, annual bedload discharge was elevated in the Nigori and Omu Rivers, while the change of annual bedload discharge was not clear in the Kamanashi River.

Fig. 4 shows the correlation between total rainfall amount, R_T, and bedload discharge, Q_B. Overall, Q_B occurred in R_T larger than 10mm, and it was increased two and four orders of magnitude when R_T increased by

one order of magnitude. The data of Kamanashi River displays a relatively good correlation between R_T and Q_B, While the plots of the Nigori and Omu Rivers for the relationship between R_T and Q_B were scattered. Q_B of the Nigori and Omu Rivers in 2012 were one and two orders of magnitude higher than 2011 in the similar rainfall conditions. We assumed that because the episodic event led to an increased bedload transport capacity of the Nigori and Omu Rivers, it caused the difference as shown in Fig. 4.

Yager et al. (2012) proposed Equation (1) to describe temporal change of bedload discharge after episodic event.

$$Q_{SW} = aT^b$$

where Q_{SW} is the bedload discharge per water volume, T is the elapsed time (month) after episodic event. We used same equation, but we used Q_B instead of Q_{SW} (Fig. 5). Fig. 5 displays a clear difference in bedload transport capacity between the mountain rivers largely affected by episodic event (Nigori River and Omu Rivers) and little affected (Kamanashi River). The variability of Q_B indicated one order of magnitude more substantial in the Nigori and Omu Rivers than in the Kamanashi River. Further, Q_B of the Nigori and Omu Rivers tends to be greater in 2011 and 2013 than in 2014 and 2016.

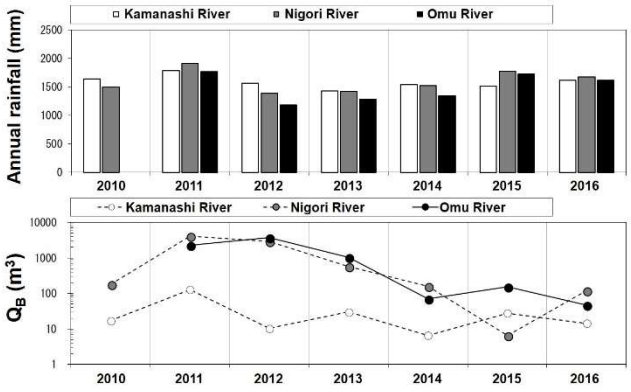


Figure 3. Annual changes of Q_B

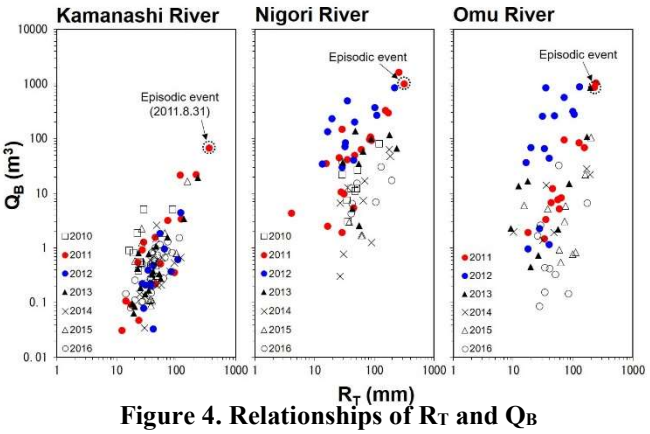


Figure 4. Relationships of R_T and Q_B

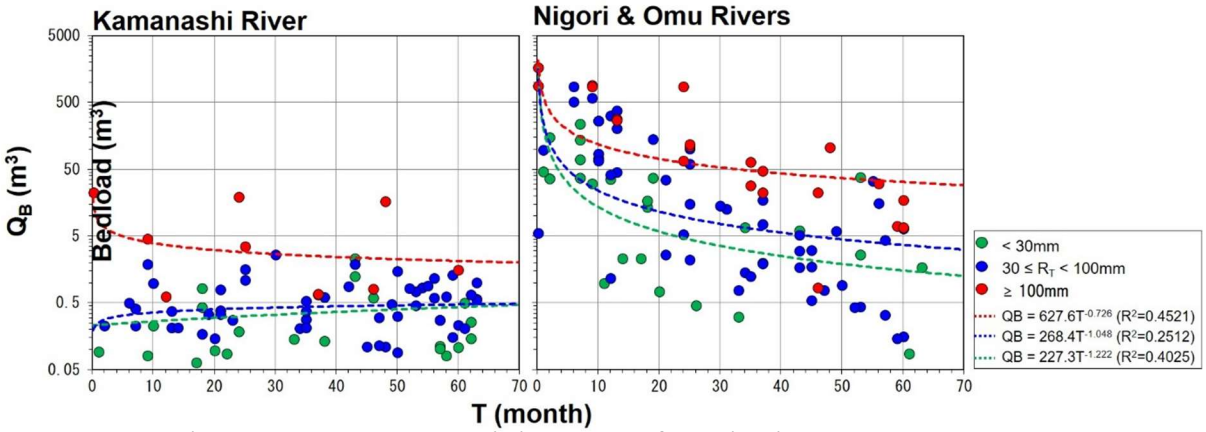


Figure 5. Bedload characteristic changes after episodic event

Reference

1) T., Mizuyama, M., Fujita, and M., Nonaka (2003): Measurement of bed load with the use of hydrophone in mountain torrents. Erosion and Sediment Transport Measurement in Rivers: Technological and Methodological Advance, 283, 227-227

2) E. M., Yager, J. M., Turowski, D., Rickenmann, B. W., McArdell (2012): Sediment supply, grain protrusion, and bedload transport in mountain streams. Geophysical Research Letters, 29, 1-5

歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について
～持続可能な地域づくりに向けて～

岩手大学大学院連合農学研究科　○澤 陽之(アジア航測株式会社)
岩手大学農学部　井良沢道也　飯塚珠恵　森隆彰　深澤真聖

1 はじめに

砂防事業により建設された砂防施設の中で、竣工後 50 年以上経過し、歴史的・文化的な価値を有する施設は歴史的砂防施設と呼ばれている。現在、数多くの歴史的砂防施設が、文化財保護法に基づく国の登録有形文化財に登録されており、一部は国の重要文化財となっている。文化財保護法では、「文化財を保存し、且つ、その活用を図り、もって国民の文化的向上に資するとともに、世界文化の進歩に貢献すること」とあり、文化財の保護だけでなく、活用についても並列に記述されており、文化財は様々な形態で利活用が進められている。その中で、歴史的砂防施設は、現役の防災施設として地域を土砂災害から守りながら、地域の歴史や災害との付き合い方を現在に伝える野外の教材として、また、観光等の地域の活性化のために活用されている。

これまで、新潟県の登録有形文化財に登録された歴史的砂防施設を対象に、活用計画の策定状況や、施設管理者や地域住民の利活用の取り組み状況が報告されている [1)2)]。今回、登録有形文化財に登録後、活用計画に基づき砂防施設を中心に地域活性化に取り組んできた万内川・日影沢（新潟県妙高市）において、毎年歴史的砂防施設を中心に開催されているイベントの参加者に対し、アンケート調査を実施し、歴史砂防施設が中心となったイベントの効果について調査を行った。また、石積堰堤の保存に配慮した復旧工事を実施し、登録有形文化財に登録された鎌倉沢川（新潟県南魚沼市）において、地域住民を対象にアンケート調査を実施し、歴史的砂防施設や登録有形文化財の認知度、利活用方法について調査を行った。

2 万内川･日影沢歴史的砂防施設(新潟県妙高市)

2.1 調査内容

万内川・日影沢は、1921 年（大正 10 年）に新潟県で初めて砂防工事が実施された場所であり、建設された砂防堰堤の一部は、平成 15 年に登録有形文化財に登録されている。登録有形文化財になった後、平成 16 年から毎年 8 月に開催されている万内川砂防公園サマーフェスティバルは、歴史的砂防施設を活用した取り組みの中心となっている。イベントは、地域住民や自治体職員をはじめ、ボランティア団体「万内川砂防公園ファン倶楽部」によって運営されており、砂防施設の見学ツアーや砂防クイズ、流路工区間における魚（ニジマス）のつかみ取り、飲食ができる屋台の出店などが行われ、毎年 1,000 名を超える来場者があり、地域の夏休みイベントとして定着している。

今回、万内川砂防公園サマーフェスティバル（2018 年（平成 30 年）8 月 11 日開催）の参加者に対し、アンケート調査を実施した。イベントでは駐車場対策のため、会場から離れた駐車場からバスによるピストン輸送を実施しており、イベント開催前の往路バス乗り場（駐車場）とイベント開催後の復路バス乗り場（イベント会場）において、基本的な参加者の属性とイベント前後における砂防に対する認知度の違い、等についてヒアリング形式でアンケート調査を実施した（アンケート数　イベント前：106、イベント後：69）。

2.2 調査結果

万内川・日影沢における調査結果のうち、主なものを以下に示す。

(1)砂防に関する認知度

イベント前のアンケート調査では、「砂防」についての認知度は 71%（回答数 75／106）であったのに対し、イベント後は 90%（回答数 60／67）に増加している。今回のイベントによって「砂防」と言う用語を認知した参加者は 19%増加した。

(2)登録有形文化財についての認知度

イベント前にアンケート調査では、「登録有形文化財の登録」について認知度は 26%（回答数 28／106）であったのに対し、イベント後は 74%（回答数 50／68）に増加している。今回のイベントによって砂防施設が登録有形文化財であることを知った参加者は 48%増加した。

(3)参加者の目的

参加者に対し、1 番楽しめたイベント内容を質問したところ、ニジマスのつかみ取りが最多となった。次いで屋台村、その他（川遊び・公園遊び）となった。



写真-1 万内川砂防公園サマーフェスティバル

3 鎌倉沢川歴史的砂防施設(新潟県南魚沼市)

3.1 調査内容

鎌倉沢川は、新潟県において 2 番目の砂防事業として、昭和 2 年（1927 年）から工事がはじまり、複数の石積砂防堰堤と流路工が設置された。平成 27 年 8 月には 8 基の砂防施設が登録有形文化財に登録されている。特に平成

23 年の豪雨災害による被災後、歴史的砂防施設の保存と活用に向けて、専門家及び地域住民、県・市職員から構成される意見交換会を開催し、当該施設の補修・保存及び利活用方法について検討を実施し、復旧工事と利活用計画に反映されている。現在、施設管理者である新潟県南魚沼地域振興局が中心となり、案内看板の整備などのハード対策の他、各種イベント時におけるパネル展示や、地域の小中学生を対象とした現地学習会等を開催している。

今回、鎌倉沢川の歴史的砂防施設の下流に位置する 3 地区（吉里・思川・片田）の住民に対し、集落の上流にある歴史的砂防施設の認知度や登録有形文化財の登録、今後の利活用の要望等について、ポスティング形式でアンケート調査を実施した（配布世帯数 236、有効回答数 141）。

3.2 調査結果

鎌倉沢川における調査結果のうち、主なものを以下に示す。

(1)砂防施設の存在

調査対象者が居住する集落の上流に砂防施設が存在することを知っている住民は全体の 81%（回答数 114／141）であった。

(2)登録有形文化財についての認知度

鎌倉沢川の砂防施設が平成 27 年に国の登録有形文化財に登録されたことについて、知っている住民は全体の 41%（回答数 51／125）であった。

(3)砂防施設の利活用について

鎌倉沢川歴史的砂防施設の利活用について、利活用をしていくべきとの意見は全体の 85%（回答数 114／135）であった。

(4)利活用の内容

(3)において利活用をしていくべきと回答した対象者に対し、利活用の内容について複数選択で質問したところ、「魅力のアピール」（回答数 70）、「防災教育の場」（回答数 66）、「技術伝承の場とする」（回答数 56）等の回答があった。



写真-2 鎌倉沢川歴史的砂防施設

4 考察

4.1 万内川・日影沢における調査結果から

回答者の 52%は複数回来訪し、毎年 1,000 人を超える来訪者が訪れており、イベントの開催は「砂防」の認知度の向上に貢献している。イベントを 8 月の夏休み時期に開催することで、帰省中の家族連れを含む若い世代に対する砂防の認知度の向上にもつながっている。一方、イベント前後のアンケート結果から、参加者はイベントについて、魚のつかみ取りや川遊びといったレクリエーションの場（夏休みの遊び場）として認識が強く、防災や砂防を学ぶ場としての認識は低いと見られる。その中でも、地域住民のイベントに対する満足度は高く、平成 28 年の調査では約 9 割の住民がイベントを肯定的に評価しており[3]、観光的な側面から地域の活性化への一定の効果はある。施設を管理する新潟県は、別途子供を対象とした砂防に関するイベントを開催しており、防災教育的な内容を補完している。

4.2 鎌倉沢川における調査結果から

地域住民の砂防施設の認知度については高いものの、登録有形文化財としての認知度は半数以下（41%）となっている。砂防施設の認知度に対し、比較的最近登録された砂防施設の登録有形文化財の認知度は低い結果となっている。これは平成 28 年に万内川・日影沢の西野谷地区で実施したアンケート調査結果[3]（住民の 92%が登録有形文化財であることを認知）と比べ、低い値となっている。鎌倉沢川においては、登録有形文化財の登録による地域の砂防施設の歴史的、文化的価値についての周知が不十分であることがうかがえる。一方で、歴史的砂防施設の利活用に対する期待は高いことから、現在施設管理者である新潟県が進めている教育・周知活動を今後も進めていくとともに、地域住民が参加できる説明会や見学会を開催することで、歴史砂防施設を地域の施設として認識し、地域主体の保全、利活用の活動につなげていくことが望まれる。

5 おわりに

歴史的砂防施設の利活用については、パンフレット作成や案内看板の設置といった広報的手法から、万内川・日影沢等の先進事例に見られるような、地域住民・行政機関・ボランティア等の複数の関係者により実施するイベント開催などがある。イベント開催については、歴史的砂防施設や登録有形文化財の認知度向上について一定の効果がある。また、家族連れの参加者が増加することにより、歴史的砂防施設や登録有形文化財の認知度の世代間の広がりも見られる。今後の歴史的砂防施設の利活用の一つの形として、イベント開催は有効な手法であるが、防災や砂防について学ぶ場として不十分であることから、イベント内容（コンテンツ）の検討や防災教育的な内容を補完する別途手法が必要である。今後も、事例の調査を進め、歴史的砂防施設の利活用による地域活性化や地域防災力の向上等の効果について、有効な手法や取り組むべき対応項目について、研究を進めていきたい。

【参考資料】

1) 澤陽之ほか：万内川・日影沢における歴史的砂防施設の活用に向けた取り組みについて，平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集，p, 2008 年

2) 澤陽之・井良沢道也ほか：歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018 年

3) 熊谷和馬、井良沢道也：地域と共に創りあげる歴史的砂防施設の利活用の現状と課題，岩手大学農学部卒業論文，2017 年

■本研究については、新潟県土木部砂防課ならびに同県上越地域振興局妙高砂防事務所、同南魚沼地域振興局地域整備部の皆様にご協力をいただきました。御礼を申し上げます。

常願寺川上流域の明治時代の砂防施設について

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○渡邊　尚
国土交通省 北陸地方整備局 立山砂防事務所 大坂　剛※1，高橋　至※1，柳川磨彦※1
※1　平成 30 年度時点の所属

1．はじめに

富山県の常願寺川流域では江戸時代以前から治水・砂防対策が行われ、内務省による直轄砂防事業開始以前の明治～大正期には富山県が砂防事業を実施していた。現存資料によれば、富山県は常願寺川源頭部の立山カルデラ内の「鳶崩れ」崩壊地付近の谷筋を中心に 330 以上の箇所で砂防工事を行ったという記録（図-1）があり、当時の写真にも広範囲に亘る砂防工事の様子が写っているものもあるが、施設の規模や具体的な施工箇所等の詳細については明らかになっていない。

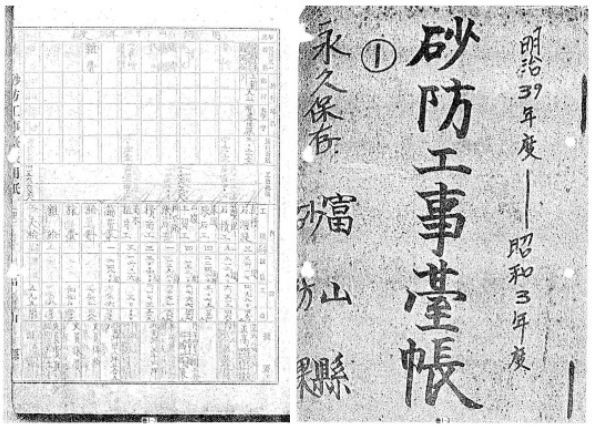


図-1　富山県の砂防工事臺帳

2．平成 19～21 年度の現地調査

これら明治～大正期に「鳶崩れ」崩壊地付近の谷筋に施工された砂防施設の現存状況の確認については、平成 19～21 年度にかけて調査が実施され、空石積の砂防施設が複数現存していることが確認された。ただし、施工写真（図-2）に残るような広範囲に亘り施工されたような砂防施設の現存確認には至らず、崩壊地直下の谷筋特有の現場条件の厳しさ（30 度を超える渓床勾配、長年の土砂の堆積、初夏の残雪、夏季の植生の繁茂等）から、一部の谷筋は未調査のまま残されていた。



図-2　当時の砂防設備の施工写真の例

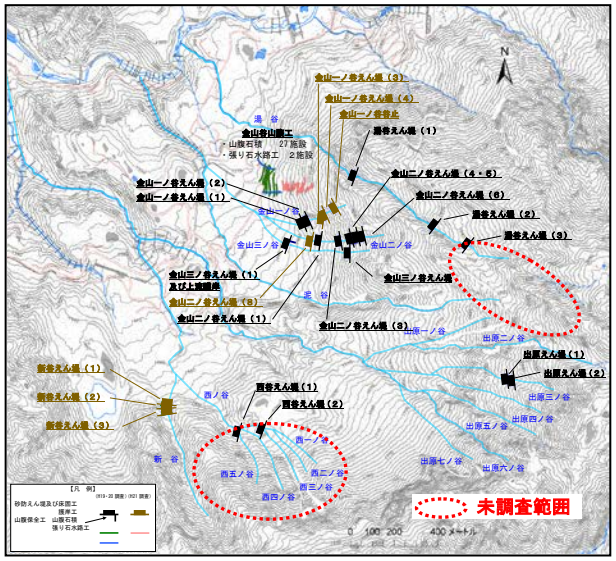


図-3 平成 19～21 年度の踏査箇所と未調査範囲

3．近年の新たな知見と現地調査

近年、航空機や UAV を用いた測量・画像撮影の普及や解析技術の向上により平成 19～21 年度の調査時よりも詳細な地形図や鮮明な写真の入手が可能となったため、①図面資料、②最新の地形図、③平成 19～21 年度の調査記録等、を総合的に比較・照合することにより、富山県が「鳶崩れ」崩壊地付近の谷筋に施工した砂防施設について、現存可能性が高い渓流を以前より安全に机上で抽出することが可能となった（図-4）。

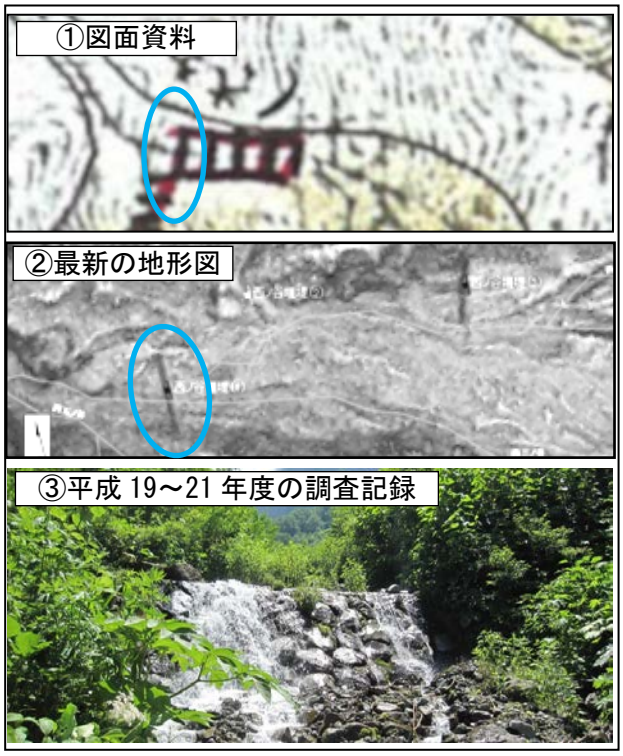


図-4 異なる資料による同一施設の比較・照合の例

加えて平成 30 年度に実施した文献資料調査により、明治～大正期の「鳶崩れ」崩壊地付近の砂防事業の状況を記したと考えられる図面（図-5）が発見された。この図面には、富山県が「鳶崩れ」崩壊地付近で実施した砂防工事について、これまでに発見されていた図面等に比べて、より詳細な情報が記載されていることを確認した。

これら近年の状況の変化を踏まえ、平成 19～21 年度に未調査の谷筋等を中心として、明治～大正期に施工された砂防設備の現存調査を実施した。



図-5 「立山砂防區域平面圖」

４．調査手法

調査対象の谷筋は「鳶崩れ」崩壊地付近の南北約 2km×東西約 3.5km の広範囲に亘って分布する「湯ノ谷」「金山谷」「泥谷」「多枝原谷」「西ノ谷」「新谷」と呼ばれる主要 6 渓流であり、「金山谷」「多枝原谷」「西ノ谷」はさらに 4～7 の支渓流に分岐する。各渓流は中流域から勾配が急になり、最終的に渓床勾配は 30 度を超える。渓流ごとに若干の差があるが 10 月下旬～翌 6 月頃は積雪により調査が不可能であり、8 月中は植生繁茂により施設へのアプローチや現存確認が非常に困難となるため、調査可能期間は実質 2 か月半である。

このような条件の下、安全かつ効率的に砂防施設の現存確認を行うため、以下のプロセス（表-1）に示す様に、机上での入念な資料分析や UAV 等を用いた予備調査、事前ルート設置を行い、さらにプロの登山家を加えたチーム編成、安全確保技術の習得等を行った上で、現存確認調査を実施した。

表-1 砂防施設の現存確認調査プロセス

調査の種類		調査対象、内容
机上・屋内	①文献調査	・昔の図面、台帳、施工写真等の収集 ・近年の調査記録、地形図等の収集
	②机上検討	・地形図等の資料の照合、分析 ・調査候補地点の選定 ・調査計画の策定
	③安全対策	・調査チーム編成 ・登山技術、安全確保技術の事前講習 ・事前調査計画の策定
屋外・現地	④事前調査	・UAV 観測、遠方観測、概略踏査 ・安全確保技術の現地講習 ・本調査ルートの設置
	⑤本 調 査	・砂防施設の現存確認調査の実施

５．現存調査結果

現存確認調査の結果、平成 19～21 年度時点で未調査となっていた渓流をはじめとして、新たに 21 箇所で石積砂防施設（堰堤工、山腹工、水路張石工）の現存を確認した。これらは全て空石積の砂防設備で、約 1,400～1,900ｍという非常に高い標高の箇所で施設を発見した。これらの施設の大半は水通し等の部位を除いて、大部分が上流や側岸部から流下したと思われる堆積土砂等に覆われていた。露出している部位から推定した施設規模は砂防堰堤を例にすれば堤高 4～7m、延長 15～30m程度、使用石材は小さいものでも 60 ㎝×60 ㎝内外（重さ約 500kg 以上と推定）であった。

また今回、新たに発見した砂防堰堤と施工写真に写っている砂防堰堤の石積外観の比較・分析の結果、施工写真に写っている砂防堰堤の設置箇所や施設周辺の当時の状況が一部明らかになった。



図-6 現存を確認した砂防堰堤と水路石張工の例

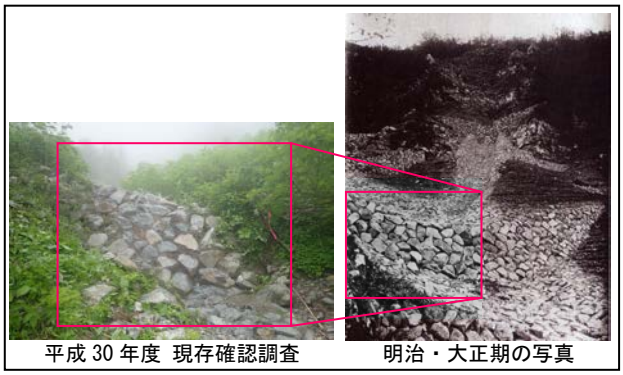


図-7 現存施設と施工写真の分析・照合

６．おわりに

今回の調査では「鳶崩れ」崩壊地直下の谷筋に明治～大正期に整備された砂防施設の整備範囲や諸元等に関する概略を把握することができた。

平成 29 年九州北部豪雨や平成 30 年西日本豪雨に代表される近年の土砂災害により石積砂防施設の被災が増える一方で、今回発見した施設は空石積の施設ながら 100 年以上も現存し続けている。

今後は今回の調査で発見した石積砂防施設の詳細調査、文化財としての価値の評価、利活用方策の検討等を行うことが望ましいと考える。

別所砂留の築造および修復年代の推定

岡山大学大学院環境生命科学研究科　○樋口輝久、秋田哲志

１．はじめに

広島県福山市の別所砂留は、2009 年から 2015 年にかけて、五入道川の流域で地域住民が発見した近世最大規模の砂留群で、水通しを有する大型の砂留 14 基（小規模なものを含めると 36 基）から構成されている（**図-1**）。特筆すべきは、鎧積みやアーチ形状、勾配が途中で変化した水通しなど様々な形態の砂留が現存していること [1]、それらの保存修復、整備活動を地域住民が主体となって実施していることである [2,3]。築造年代は、宝暦 14（1764）年の古文書に記載があることからそれ以前と推測されるが、嵩上げや修復の痕跡を確認することができる。なお、古文書には 13 基の砂留について記載されているが、現存する大型の砂留は 14 基であり、1 基は古文書の記録以降に新設されたものと推測される。そこで本研究では、現存する砂留の計測結果と古文書の記録を照合しながら、後年に築造された砂留を特定するとともに、砂留の築造および修復年代を推測する。

２．別所砂留に関わる古文書

別所砂留に関する江戸時代の記録は、國頭家文書（旧福田村の庄屋）に 3 通が確認されている。

2.1「仕ルー札之事」（宝暦 14 年）

13 基の砂留を 7 人の村人で管理していたことが記されており、現時点で別所砂留の詳細が分かる最も古い文書である。「壱」から「七」までの「上」「下」2 基の砂留（ただし、「七」のみ 1 基）の「長さ」（間）と「横」（間）とそれらを掛けた面積が記されている。その数値から判断すると、「長さ」は堆砂域の奥行きを、「横」は堤長を意味していると推測される。

2.2「乍恐以書附ヲ奉願上候御事」（天保 11 年）

天保 11（1840）年の洪水で破損した砂留の修復願である。四、五、十二番を除く 10 基の「切口長」、「上り」と修復に必要な「人足」の見積りが記載されている。「切口長」は破堤部の長さ、「上り」は破堤した堰堤の斜面長を示していると推測される。

なお、天保 11 年の洪水は福山藩において、記録に残る最も被害が大きかった洪水である。下宮家文書の「大水被災状況届書」には「砂留損七百七拾ヶ所」の記載がある [4]。驚くほどの数である。

2.3「別所拾三ヶ処普請人足着帳」（弘化 3 年）

弘化 3（1846）年 5 月 8 日から 12 日まで、砂留普請に従事した「普請人」と「石築」の名前、人数が記されているが、どの砂留を築造あるいは嵩上げ、修復したかは分からない。なお，この文書に「拾三ヶ処」と記載があることから、14 基の内の 1 基は、弘化 3 年以降に築造されたものと判断できる。



図-1　別所砂留の分布図
（国土地理院公共測量地図に加筆）

３．実測値と古文書の照合による年代推定

表-1 に、現存する砂留の堤長、砂留と砂留の間隔、堆砂域の奥行きの実測値（水色）と「仕ルー札之事」（宝暦 14 年）の記録（肌色）を示した。なお、現在の砂留の番号は、地域住民（昭和 22 年生）が小学校高学年の時に、明治 22 年頃生まれの祖父から「ここが○番砂留」と教えられた記憶をたよりに下流から順に付けられている。宝暦の数値を上流から「上壱」、「下壱」の順に並べると、「横」「長さ」が実測値を超える箇所がいくつか存在するが（黄色）、大きな不整合はない。一方、下流から順に並べると現在の堤長、砂留間隔とつじつまが合わなくなる。したがって、宝暦 14 年当時は、上流から順に番号が付けられていたものと思われる。また、この照合によれば、現在の 6 番砂留の前後の間隔が狭いことから、6 番が後年に築造されたものと推測される。

一方、「乍恐以書附ヲ奉願上候御事」（天保 11 年）の記録は、上流、下流いずれから並べても実測値と合致しない（**表-2**）。現在の 7 番、8 番砂留は、堤頂

表-1　実測値を宝暦 14 年の照合

現在	宝暦 14	堤長	「横」	間隔	堆砂域	「長さ」
1 番	上下七	26.5	30.9	75.0	43.0	69.1
2 番	下六	51.5	27.3	25.0	39.2	38.2
3 番	上六	55.0	27.3	50.0	40.0	36.4
4 番	下五	46.5	27.3	45.0	49.5	32.7
5 番	上五	51.0	27.3	28.0	22.5	40.0
6 番		32.0		35.0	23.0	
7 番	下四	55.4	32.7	65.0	82.0	38.2
8 番	上四	53.0	27.3	75.0	23.0	40.0
9 番	下三	32.0	30.9	30.0	30.0	43.6
11 番	上三	19.5	29.1	24.0	15.0	47.3
12 番	下弐	22.9	25.5	25.0	19.0	38.2
13 番	上弐	31.0	30.9	—	40.8	49.1
10 番	下壱	32.0	23.6	40.0	37.5	43.6
14 番	上壱	22.0	32.7	—	55.0	109.1

※ 単位は m（1 間＝1.818m で換算）。

表-2　実測値を天保 11 年の照合

現在	堤長	斜面長
1 番	26.5	11.6
2 番	51.5	18.3
3 番	55.0	21.0
4 番	46.5	15.0
5 番	51.0	15.0
6 番	32.0	9.0
7 番	55.4(23)	16.0(26.85)
8 番	53.0(27)	15.2(17.60)
9 番	32.0	23.2
10 番	32.0	32.5
11 番	19.5	32.5
12 番	22.9	13.2
13 番	31.0	15.5
14 番	22.0	18.2

天保 11	「切口長」	「上り」
壱番	14.5	7.3
弐番	23.6	27.3
三番	25.5	25.5
四番	—	—
五番	—	—
六番	10.9	3.6
七番	29.1	3.6
八番	12.7	5.5
九番	12.7	12.7
十番	7.3	5.5
十一番	5.5	3.6
十二番	—	—
十三番	18.2	21.8

※ 単位は m（1 間＝1.818m で換算）。

部が大きく破堤し、やや低い位置に水通しが築造されているが（**写真-1**）、その破堤長が天保 11 年の「弐番、三番砂留」の「切口長」に、斜面長が「上り」とほぼ一致する（**表-2** の赤数字）。したがって、現在の砂留と番号を同定することは困難であるが、天保 11（1840）年の洪水で大きな被害を受け、修復されたものと推測される。そして、7 番砂留から流出した土砂の末端部に、新たに 6 番砂留が築造されたと考えられる。その構造は、側壁が高く、勾配が途中で変化した水通しを有し、両側の斜面は下から途中まで石組で被覆されており、修復された 7 番、8 番砂留の構造と類似している（**写真-2**）。なお、弘化 3（1846）年の「別所拾三ヶ処普請人足着帳」の普請が、6 番砂留の築造あるいは 7 番、8 番砂留の修復であったのかは、現時点では分からない。



写真-1　7 番砂留の破堤と修復状況



写真-2　6 番砂留（手前）と 7 番砂留（奥）

4．おわりに

現存する砂留の実測値と破堤、修復の状況および江戸時代の古文書に記載された情報を照合することによって、7 番と 8 番砂留は天保 11(1840)年の洪水で破損し、修復されたこと、6 番砂留は弘化 3（1846）以降に築造されたと推測できる。

今後はそれらを科学的に裏付けるために、放射性炭素（^{14}C）による年代測定を実施する。7 番砂留上流側の水通し石積の基礎部分（土中）から石の滑動を防止するために打たれたと思われる木杭が発見されている。6 番砂留の石組には古木の切り株があることから、これらを分析し年代を同定したい。他の砂留についても、新たな古文書の発見は望めそうにないため、科学的な分析を進めて行く予定である。

謝辞

本研究は、河川財団およびウエスコ学術振興財団の助成を受けて実施したものである。また現地調査にあたっては、「別所砂留を守る会」の皆様にお世話になった。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 近世最大の砂防施設群“別所砂留” ― その実態と地域住民による保存整備活動（第一報）― ，樋口輝久・戸谷宥貴・山科直生，土木学会，土木史研究（講演集），Vol.36，2016.5，pp.243-246.

2) 近世最大の砂防施設群“別所砂留”（第二報） ― 七番砂留の修復と今後の維持管理について ―，樋口輝久・山科直生・秋田哲志，土木学会，土木史研究（講演集），Vol.37，2017.5，pp.65-68.

3) 近世最大の砂防施設群“別所砂留”（第三報）― 保存活用に関わる行政の支援 ―，樋口輝久・光成良秀，土木学会，土木史研究（講演集），Vol.38，2018.5，pp.37-40.

4) 『福山市史 近世資料編Ⅰ政治・社会近代』，福山市史編さん委員会，2011，p.345.

イタリア・トスカーナ州の歴史的砂防施設

株式会社東京建設コンサルタント　○西本晴男
高橋大地
応用地質株式会社　大村さつき

1．はじめに

イタリア中部のトスカーナ州の州都フィレンツェ（Firenze）から南へ約 50km 行くとシエナ（Siena）市がある。この両都市のほぼ中間に，バルベリーノ・ヴァル・デルサ（Barberino Val d'Elsa）というコムーネ（comune，基礎自治体）がある。ここは，フィレンツェ県の最南端に位置する人口 4,400 人の町である（図-１）。町の西側を流れるアリエーナ（Agliena）川流域において，1992 年に発生した洪水の際に，流域内を覆っていた土砂が侵食され，古い砂防堰堤群が見つかった。

著者は 2016 年に，イタリアの CNR-IRPI（水文地質災害対策研究所）のマルカート（Gianluca　Marcato）博士から，フィレンツェの近くで 15，16 世紀に築造されたといわれている古い砂防堰堤があるという情報を入手した。マルカート博士の話によると，レオナルド・ダ・ヴィンチ（Leonardo da Vinci，1452－1519，以下「ダ・ヴィンチ」）がこの砂防堰堤に係わった可能性があると地元で言われている。現存する世界最古の砂防堰堤は，イタリアのトレントにある 1613 年竣工のポンテ・アルト（Ponte Alto）堰堤といわれている。アリエーナ川の堰堤にダ・ヴィンチが関係したのであれば，ポンテ・アルト堰堤よりも古い堰堤ということになる。

筆者は，2017 年 10 月にフィレンツェを訪問する機会があり，その際にアリエーナ川の現地調査を行った。この調査に当たっては，事前にフィレンツェ在住のホフマン（Amerigo A. Hofmann）氏（明治期の東京帝国大学砂防講座外国人教師アメリゴ・ホフマンの孫）に協力を依頼した。ホフマン氏が，フィレンツェ農林大学のプレティ（Federico Preti）教授に連絡をとってくれた結果，具体的な場所を特定し，関係者と共に現地調査を実施することが出来た。

2．砂防堰堤群の発見とその後の経過

アリエーナ川には，バルベリーノ・ヴァル・デルサの町（以下，「バルベリーノ町」）の北から西に流れる，ボッロ・アリエーナ（Borro Agliena）渓が注ぎ込んでいる。この上流にはその支渓ボラッチョ（Borraccio）渓がある（図-2）。今回，筆者はボッロ・アリエーナ渓を主に調査し，ボラッチョ渓は時間的理由で調査できていない。

この地区では，西暦 1,200 年頃に生活と農地の灌漑・排水のための水管理施設の整備が行われ，18 世紀末までこの施設が利用されていたという記録がある。1992 年の洪水発生前，渓流は土砂や植生に覆われおり，ほとんどの堰堤がその存在を知られていなかった。

1992 年の洪水後，この渓流内に古い堰堤があることが地元で初めて認識された。渓流の修復のために，中央トスカーナ土地保全・環境保護コンソーシアム（Consorzio di Bonifica per la Difesa del Suolo e la Tutela dell'Ambiente della Toscana Centrale，以下「コンソーシアム」）が調査を実施した結果，アリエーナ川，ボッロ・アリエーナ渓，ボラッチョ渓に 27 基の歴史的な堰堤があることが判明した。27 基の堰堤の状況は，4 基がほぼ全壊で，他の堰堤は基礎部の侵食，袖部破損などの一部損傷が見られた [1]。

土地保全・環境保護コンソーシアムの制度はイタリアでは歴史があり，現在は 1933 年の王国の法律にもとづき各地に組織が存在している。日本の土地改良区に環境的，社会的（関係河川の管理，水・農地関連の歴史的構造物の保全など）の役割が備わった組織である [2]。

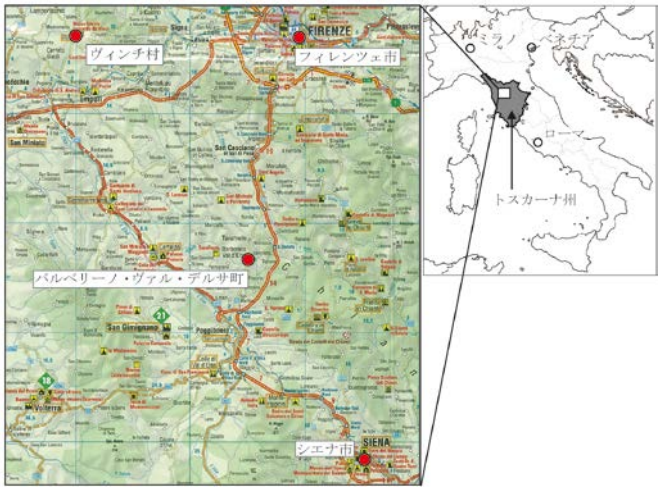


図-1 フィレンツェとバルベリーノ・ヴァル・デルサの位置



図-2 アリエーナ川周辺図　（PROGETTO n°450 の図に加筆）

3．地域の歴史とレオナルド・ダ・ヴィンチ

アリエーナ川の西に位置する丘の上に，セミフォンテ（Semifonte）の遺跡がある。セミフォンテは，1,170 年代に皇帝派（シエナ）により造られたが，1202 年の教皇派（フィレンツェ）との戦いに敗れ街は破壊された [3]。街があった台地の下方はアリエーナ川の谷になっているため，大雨時に川岸が侵食を受け，街の台地が不安定なることを避けるため，治水工事が実施されたという記録が残っている（地元住民から聞き取り）。

ダ・ヴィンチは，フィレンツェから約 20km 西方のヴィンチ（Vinci）村で 1452 年に生まれ，1466－1481 年フィレンツェ，1482－1499 年ミラノ，1500－1507 年フィレンツェ，1508－1519 年ミラノに在住し，芸術以外に，建築，数学，解剖学，天文学，物理学，土木工学などに顕著な業績をあげた。この間，フィレンツェを流れるアルノ川改修工事，水流に関する研究などを行ったほか，晩年には多くの「嵐，大洪水」のイメージ画を描いている [4]。

また，ダ・ヴィンチが，アリエーナ川で水路実験を行っていたことを示す資料が残っており，さらにダ・ヴィンチ作と考えられているアリエーナ川の絵が，ロンドンの大英博物館にあるとのことである（フィレンツェ農林大学と地元の関係者から聞き取り）。これらは確定的な証拠にはならないが，内容が事実であればダ・ヴィンチがアリエーナ川の整備に携わったことになる。地元ではこうした歴史的背景から，アリエーナ川流域の堰堤にダ・ヴィンチが係わったことを主張している。

4．砂防堰堤群の復旧と現況

1992 年の災害直後は，表面の土砂と樹木・植生が流水で洗われて，堰堤が見える状態になった。コンソーシアムとバルベリーノ町は，渓流と周辺の作業道の修復計画を立て，1999 年に EEC（欧州経済共同体）の融資を受けて事業に着手することとなった。その後，修復方法として歴史的価値の保全と環境への配慮について見直しを行った計画（PROGETTO nº 450）を作成し，これにもとづく修復工事が 2011 年にほぼ完了した。修復事業は，コンソーシアムが計画にもとづき，一部が破損した堰堤については原型復旧を行い，流失した堰堤については材木と石材を使用した堰堤を新設するなどの工事を行っている。

図-3 の堰堤は，27 基の堰堤の中で最も規模が大きい，ボッロ・アリエーナ渓にある堰堤（以下，「堰堤 A」）である。洪水前は近くに道も無く植生に覆われ，存在を知られていなかった。水通部上部が流出していたため修復がなされた。堤長 14m，堤高 3m。水通部前面が階段状になっていることと水通部の両側が直立していることが特徴的である。階段の各段の高さは上から 80cm，60cm，90cm である。また前庭保護工として副堰堤が設置されている。堤体は切石（長径 30～50cm）の布積みが主であるが，袖部には煉瓦が使用されている部分がある（図-4）。嵩上げがなされている様にも見えるので，施工時期が複数回の可能性がある。ボラッチョ渓にも煉瓦使用した石積堰堤があるようだが，煉瓦を使用した砂防堰堤を，筆者はこれまで見たことが無い。相当古い時代の堰堤である可能性は否定できない。

図-5 の堰堤は，ボラッチョ（Borraccio）渓で被災を受けなかった堰堤（以下，「堰堤 B」）で，袖が無い。図-6 の堰堤は，ボッロ・アリエーナ渓で最下流の堰堤（以下，「堰堤 C」）で，水通部が緩い弧状である。堰堤 B，堰堤 C と同様のタイプの砂防堰堤が欧州における 19 世紀後半の砂防堰堤にある。図-7 の堰堤は，ボッロ・アリエーナ渓の右支渓にあり，その堤銘板「1863」と刻まれていることから 1,863 年施工と考えられる。



図-3　27 基中で最大規模の堰堤



図-4 堰堤 A の右岸袖部の煉瓦積部分



図-5 ボラッチョ渓の堰堤



図-6　ボッロ・アリエーナ渓の最下流の堰堤



図-7　ボッロ・アリエーナ渓の右支渓にある堰堤と銘板の「CCR1863」の文字

5．まとめ

地元の有志の調査やプレティ教授の研究室の大学院生がまとめたレポートなどをふまえ，地元ではいくつかの不確実性を持ちつつ，堰堤群の整備は約 1,000 年前から始まり，後にダ・ヴィンチが係わっていたと謳っている。

前述した事情から，堰堤 A の施工年代は，①1,200 年頃，②1,500 年頃，③1,800 年代の 3 時期が考えられる。欧州砂防史に関する著者の知見をふまえると，③の可能性が高いが，②の可能性も否定できない。また。他の石積堰堤は 19 世紀のものと考えられる。

〈参考文献〉

1）西本晴男・大村さつき・高橋大地：平成 29 年 10 月欧州砂防調査報告書，筑波大学大学院環境防災学講座，274pp.

2) https://it.wikipedia.org/wiki/Consorzio_di_bonifica

3) https://it.wikipedia.org/wiki/Semifonte

4）杉全美帆子：イラストで読むレオナルド・ダ・ヴィンチ，河出書房新社，127pp.，2012

歴史的砂防施設の利活用に関する現状と課題～砂防遺産を地域とともに活かす～

岩手大学農学部　○森 隆彰，井良沢 道也，石川丈暎，小泉瑳智，後藤伶央
アジア航測（株）　澤 陽之

1. はじめに

我が国には数多くの歴史的砂防施設が存在し，また登録有形文化財に指定されている歴史的砂防施設も多い中，その利活用については活発でない砂防施設が多い[1)]。費用をかけて施設の維持管理を行っても，利活用をせずにただ存在するだけにしておくだけではその意義が問われる。本研究では利活用が進んでいる歴史的砂防施設を取り巻く要因を調査し，あまり進んでいない砂防施設と比較することで今後の砂防施設の利活用を進めるための手がかりについて検討を行った。

2. 全国の先進事例と鎌倉沢の現状

2.1　調査内容　利活用が進んでいる全国の先進事例として，福井県南条郡南越前街のアカタン砂防堰堤群，長野県松本市の牛伏川階段工を，利活用が活発でない事例として鎌倉沢川砂防堰堤群を選定し，それらの現状と課題を把握し，先進事例と鎌倉沢川砂防堰堤群を比較するために，現地調査を行った。

2.2　調査結果　先進事例であるアカタン砂防堰堤群，牛伏川階段工では，どちらも地元の住民団体が草刈などの堰堤の日常的な維持・管理を行っていて，利活用を円滑なものとしていた。また，アカタン砂防堰堤群では，住民団体と堰堤の利用客の両方が利用できる拠点施設「りとりーとたくら」の存在により，利活用を円滑なものとしていたこと，牛伏川階段工では，観光情報サイトに堰堤の情報を載せるなど，行政側のバックアップが豊富なことがわかった。一方で鎌倉沢川砂防堰堤群は，日常的な維持管理が行われておらず，歩行が困難なものとなっていたことがわかった。



写真 2-1 アカタン砂防堰堤



写真 2-2 鎌倉沢川砂防堰堤

3. 住民団体へのアンケート調査

3.1　調査内容　歴史的砂防施設の利活用を円滑なものにする住民団体の活動内容や課題の把握を目的に，全国の歴史的砂防施設で活動を行っている 8 の住民団体に対してアンケート調査を行った。アンケートの項目は全体で 23，回収率は 100%となった。

3.2　調査結果　質問項目の一部を抜粋して紹介する。歴史的砂防施設の利用人数の質問項目の結果からは，年間の利用人数が 10000 人を超えるような大規模な場所から，年間の利用人数が約 20 人と小規模な場所まで，様々な規模で活動が行われていることが判明した。また，住民団体の課題については，後継者不足が最も多く挙げられる結果となった。

・通年は200～300人（アヤメ開花新聞報道の時は1000人以上）
・年間約300人
・年間約2000～3000人
・年間約20人
・年間約10000人以上
・把握していない 3団体

図 3-1　利用人数について

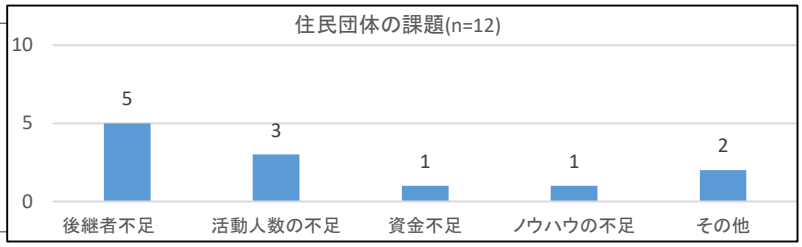


図 3-2 住民団体の課題について

4. 行政機関へのアンケート調査

4.1　調査内容　歴史的砂防施設の管理状況や，住民団体に対する認知・認識の把握を目的に，歴史的砂防施設を管理する全国の行政機関へアンケート調査を行った。アンケートの項目は全体で 20，回収率は 82.4%となった。

4.2　調査結果　質問項目の一部を抜粋して紹介する。行政側から見て，住民団体が必要かという質問では，必要という回答が 22（53.7%），不必要という回答が 9（22%），分からないという回答が 10（24.4%）という結果が得られた（図 4-1）。不必要，分からないという回答を合わせると 46.4%であり，行政側の，住民団体の必要性について理解が求められると推察される結果となった。実施施策についての質問の内，住民団体が存在する堰堤と，そうでない堰堤を分け，それぞれで行われている施策を比較した結果の内，住民団体のものが図 4-2 である。横軸は行われている施策の種類を，縦軸は数を表しており，住民団体が存在する堰堤では，存在しない堰堤に比べて，合計で 1.88 倍，平均で 2.17 倍の施策が行われていることがわかった。

5. 鎌倉沢川下流域住民へのアンケート調査

5.1　調査内容　鎌倉沢川下流域の住民の，鎌倉沢川砂防施設とその関連施設であるかまくら桜ヶ丘公園に対する認知，認識の把握を目的に，鎌倉沢川下流域の住民に対してアンケート調査を行った。質問項目は全体で 21，回収率は 59.7%となった。

5.2　調査結果　質問項目の一部を抜粋して紹介する。砂防施設（鎌倉沢川砂防堰堤群）を利活用していくべきかという質問に対しては，砂防施設の利活用が必要という回答が 114（85%），不必要という回答が 21（15%）という結果が得られた。多くの人が鎌倉沢川砂防堰堤群を利活用していくべきという回答をしており，住民の鎌倉沢川砂防堰堤群の利活用に対する意識の高さが伺える結果となった。一方で現状では利活用は活発に行われておらず，現状と住民の意識の隔たりが見られる結果ともなった。

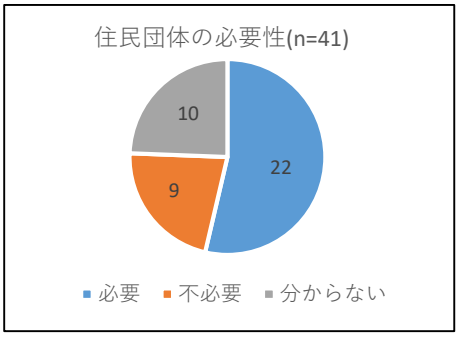


図 4-1 住民団体の必要性

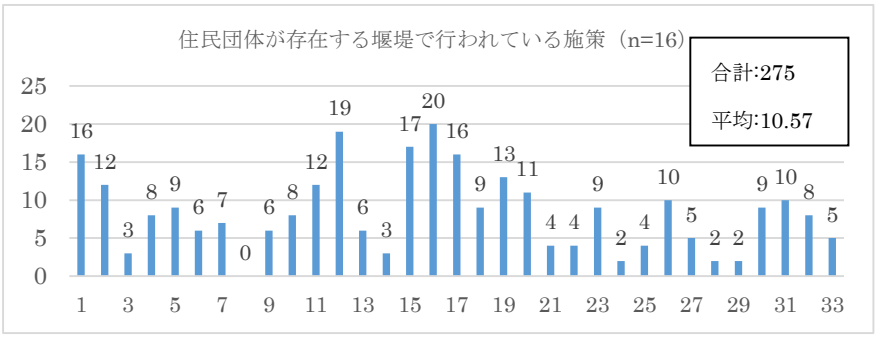


図 4-2　住民団体，施策の相関図

6. まとめ

利活用が進んでいる歴史的砂防施設は，住民団体と拠点施設の存在によって数多の活動が実施されており，細かな維持管理も可能となっている。一方で住民団体自体の高齢化などの課題を抱えており，それは行政側から見ても同様である。また，利活用が活発でない地域では，住民団体は結成されていないものの，住民の利活用への意識は高い結果となった。今後砂防遺産を地域とともに活かすためには住民と行政，また各住民団体間，行政間で課題や意見を交換できる場が必要であり，広く連携を取って解決に取り組んでいく必要がある。

1)澤陽之・井良沢道也ほか（2018）：歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について

歴史的砂防施設を活かした砂防インフラツーリズムの可能性
～新潟県万内川・栃木県稲荷川を事例として～

岩手大学砂防学研究室　○飯塚珠恵　井良沢道也　石川丈瑛　小泉瑳智　後藤伶央
岩手大学大学院連合農学研究科　澤陽之

1. 背景と目的

毎年，日本各地では土砂災害が後を絶たず，甚大な被害が発生している．砂防施設は土砂崩れから下流を守る働きを持ち，竣工 50 年以上の砂防施設のことを「歴史的砂防施設」と呼ぶ．「歴史的砂防施設」は被害を抑えるだけではなく，歴史的・文化的に価値がある．近年，公共施設を観光資源としてインフラツーリズムは各地で行われているが，砂防をテーマとしたものはほとんど扱われていない[1)]．砂防インフラツーリズムは長野県小谷村で実施されているような狭義のツアー型のものばかりではなく，砂防施設の近傍で実施する地域の団体が主催するイベント（砂防を主目的としたイベントでなはい）を通じて，付加的に砂防に対する学びが得られるのではないかと仮定した（ここではイベント型と呼ぶ）．以上より，「砂防」をより多くの人に知ってもらうために，全国で事例の少ない歴史的砂防施設を活かした砂防インフラツーリズムに着目し，検討した．

2. 調査地と調査方法

全国の事例として，新潟県南魚沼市の鎌倉沢川砂防堰堤群，福井県越前町のアカタン砂防堰堤群，長野県松本市の牛伏川階段工，新潟県妙高市の万内川砂防堰堤群，栃木県日光市の稲荷川砂防堰堤群の現地調査を行ない，現状と課題を整理した．調査地選定は，全国で行われている砂防インフラツーリズムの中でも参加者が多い，新潟県妙高市万内川「万内川砂防公園サマーフェスティバル」（以下，調査地 1），栃木県日光市稲荷川「日光ツーデーウォーク」（以下，調査地 2）にて参加者に聞き取り調査を行なった．また，実際に参加し，イベントの現状を調査した．さらに調査結果から「砂防」を知っている・知らない，の 2 値のデータを目的変数とし，「砂防」の認知度に影響を与える要因を固定効果とした R（3.5.2）によるロジスティック回帰分析を行なった．

図 1　調査地 1 の聞き取り調査の様子



図 2　調査地 2 の聞き取り調査の様子



3. 結果と考察

聞き取り調査の結果，両イベントとも「砂防」の認知度の向上に貢献した（図 3，図 4）．また，調査地 1 では 95%，調査地 2 では 79%の回答者が今イベントを家族や友人と共有したいと回答した．さらに

調査地 2 では 58%がイベントに参加したことで，防災意識が高まった．ロジスティック回帰分析の結果，「砂防」の認知度の向上に最も貢献している要素は，調査地 1『参加回数』（複数回参加）（表 5，表 6），調査地 2『年齢』（年齢が高いほど）（表 7）であった．歴史的砂防施設における砂防インフラツーリズムは「砂防」を普及していると言える．「砂防」の認知の拡大のために『初めて参加』『若い人』を対象にした広報活動やツーリズムの開催が必要である．今回取り上げた 2 事例の地域団体主催のイベント（砂防を主目的としたイベントではない）により，参加者は歴史的砂防施設に触れ合うことで，付加的に砂防に対する学びが得られることがわかった．しかし，課題も多くあげられた．全国には数多くの歴史的砂防施設があるが，利活用されているものは少ない．今回得られた知見からより地域の方々に親しまれるような取り組みの参考となれば幸いである．

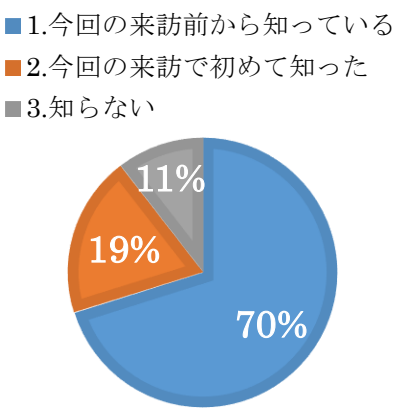


図 3　「砂防」の認知度の結果（調査地 1）

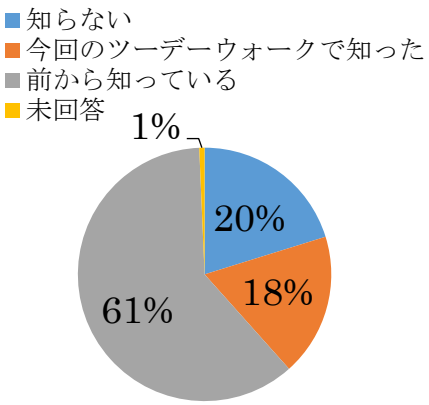


図 4　「砂防」の認知度の結果（調査地 2）

表 5　調査地 1 イベント前の「砂防」の認知度に関するベスト・モデルに対する各説明変数の寄与度

モデル	AIC	ΔAIC
ベスト・モデル	120.56	-
-情報源	122.76	2.2
-参加回数	123.91	3.35

表 6 調査地 1 イベント後の「砂防」の認知度に関するベスト・モデルに対する各説明変数の寄与度

モデル	AIC	ΔAIC
ベスト・モデル	61.0	-
-居住地	63.24	1.24
-参加回数	64.21	2.21

表 7　調査地 2 の「砂防」の認知度に関するベスト・モデルに対する各説明変数の寄与度

モデル	AIC	Δ AIC
ベスト・モデル	711.78	-
-性別	745.71	33.93
-年齢	757.91	46.13

1)(一財)砂防フロンティア整備推進機構(2009):歴史的砂防施設の保存と文化財 P276

知床半島ルシャ川における河床路の施工特性

Construction Characteristics of River Road Installed in Rusha River at Shiretoko Peninsula

日本大学理工学部土木工学科〇安田陽一

1. はじめに

世界自然遺産として認定された知床半島において，半島の北西側に位置するルシャ川では河口近くで生活道路として暫定的な橋（**写真 1**）が設けられている．橋の設置によって河道幅が制限され，中小洪水において，流れが広がらず，流れが集中するため河床低下ならびに橋の崩壊（**写真 2**(a)）が生じている．また，橋の周辺では洪水氾濫の痕跡（**写真 2**(b)）もあり，橋を利用する漁業者が北海道森林管理局知床森林生態系保全センターとの利用承認に基づき崩壊箇所を修復しているのが現状である．

世界自然遺産委員会から、ルシャ川の自然回復を促進するためには，拘束箇所を解消する必要があり，将来，生活道路の確保が不要になった段階では橋を撤去すべきと勧告を受けている．そこで，林野庁北海道森林管理局網走南部森林管理署が橋の代替施設として河床路（**写真 3**）の実証試験を行うこととなり，橋の下からの洪水流出量を抑え，洪水痕跡が認められる箇所を河床路にして，洪水流の分散を試みる．また，増水した段階で，河床路において魚類の遡上・降河の妨げにならないようにする必要がある [1),2),3)]．

ここでは，橋梁の前後の状態を考慮した河床路の構造を検討し，15 分の 1 スケールの模型で再現し，施工上の留意点を示す．また，模型スケールの検討結果に基づき石組み施工した過程を報告する．

2. ルシャ川の河口付近の状態

ルシャ川の河口近くの平面図を**図 1** に示す．図中，赤く記されている箇所が河床路の設置位置を示す．図に示されるように，河川が分岐され，橋梁の影響を受けて，左岸側の河床が下がっているため，右岸側の流量が常に左岸側に比べて小さい．洪水時においても右岸側と左岸側の差は生じる．この点を考慮して，左岸側から中央にかけて洪水時の流れが氾濫しやすいようにし，橋梁に向かう流れを軽減するようにする必要がある．

3. 河床路の施工過程

施工は 2018 年 11 月に実施され，通常は積雪の影響で管理用道路が閉鎖される次期ではあるが，11 月中旬過ぎまで降雪もなかった．施工範囲は 33 m 区間とし，



写真 1 ルシャ川の河口付近に設置された暫定的な橋





a) 橋梁崩壊　　b) 右岸側の盛土破壊

写真 2 生活道路の崩壊 (2000. 12. 02 記録)



写真 3 河床路の事例



図 1 ルシャ川の河口近くの平面図



写真 4　石組河床路の模型 (1/15 縮尺模型)

既設のコルゲート管を残した状態で，**写真 4** に示す石組み模型に基づき，海岸周辺に点在している 90 cm 内外の巨礫を利用して石組み河床路の施工を行った．事前に 1300 個の巨礫を採集し，施工環境を整えて，石組み施工を開始した．**写真 5** は石組み作業の状態を示す．



写真 5　石組み作業の状態



写真 6　石組みに砂礫で空隙を埋めた状態



写真 7　石組みが完了した状態



写真 8　砂礫で河床路として完成した状態



写真 9　橋梁と河床路との位置関係

(**写真 8, 9** は北海道森林管理局網走南部管理署からの提供)

写真に示されるように，石組みの向きは洪水時の流れの方向に基づいて，巨礫を組んでいる．重機を用いて巨礫を所定の位置に置いて，金テコを用いて巨礫の配置を調整して石組み[4]を繰り返し，作業を行った．**写真 6** に示されるように，巨礫による石組みを行い，巨石同士の空隙に 30 cm 前後の礫で差し工を行い，階層ごとに土砂を含んだ砂礫によってさらに空隙を埋めるようにしている．その後，水締めを行い，構造の安定性を高める作業を行っている．**写真 7** は巨礫による石組みが完了した状態を示す．石組みを開始して，約 3 週間で完成した．巨礫の上には車が通れるように，土砂が混じった砂礫を敷いて整備した (**写真 8**)．車の通行について，施工後に実車で確認が行われている．**写真 8, 9** に示されるように，河床路の工事終了後の現場復旧として，河床路の海岸側を整地し，河川が蛇行するように冠水域が河床路近くまで迫った状態になっている．施工直後に降雪が始まり，河床路の前後の整備について，融雪出水の状況を踏まえて対策等を検討することになった．また，2019 年度には，増水に伴い河床路に流水が生じた際に流況確認を行う．

4. まとめ

北海道知床半島西部を流れるルシャ川の下流部において，将来自然河道に復元しやすいように，既設の橋梁に負荷をかけず，増水時に分散し，一部河床路にして通水できるように，事前に 1/15 の縮尺模型を用いて河床路の構造を検討し，2018 年 11 月に施工が開始された．実質的な施工期間は約 3 週間を有したが，降雪の影響を受けずに無事に河床路の施工が完了した．河床路は 90 ㎝内外の巨礫を石組むことで構成されている．また，増水したときの流れに抵抗するように石組みを行っている．なお，石組みをせずに巨礫を置いただけでは従来の急勾配河川に実施された事例ように増水によって容易に流出する結果となる．河床路の機能について，融雪以降の状況について，定期的な観察を行うことを計画している．

ルシャ川で施工された河床路の整備事業は知床世界遺産地域科学委員会河川工作物アドバイザー会議として行ったものである．

参考文献

1) 安田陽一，技術者のための魚道ガイドライン，コロナ社，144 pages，2011.
2) 安田陽一，河川整備の土木技術から見た通し回遊性の水生生物の保全に向けた貢献，海洋と生物 225，生物研究社，Vol. 38，No. 4，pp.387-396, 2016.
3) 安田陽一，生態系保全と治山・治水との調和のとれた河川環境,フォレストコンサル,森林部門技術士会，No.138，2014，pp. 7-22.
4) 安田陽一，石組みを利用した減勢工に関する実験から実務への適用とその成果，土木学会河川技術論文集，第 23 巻，pp.639-644, 2017.

効率的な砂防事業の実施に向けた希少猛禽類の営巣リスク評価

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生※1，後藤　健※1，川邊　三寿帆，高嶋　啓伍※2
（株）建設技術研究所　○堀裕和，澤樹征司，吉井千晶，井川裕介
※1 現 国土交通省北陸地方整備局河川部，※2 現 国土交通省北陸地方整備局建政部

1．はじめに

砂防事業の対象となる急峻な山岳地は，イヌワシやクマタカ等の猛禽類（写真 1）の生息地となっている。猛禽類は，食物連鎖の頂点に位置するため，猛禽類の生息が維持されていることは生態系の多様性を示す一つの証になるものと考えられる [1]。湯沢砂防事務所では，自然と共生した砂防事業を進めており，イヌワシやクマタカを対象とした調査を平成 9 年度より継続している。さらに，調査と同時に「湯沢砂防管内の砂防事業とイヌワシと共存した事業の進め方検討会」を立ち上げ，平成 19 年に「猛禽類と共存した砂防事業の進め方－猛禽類調査と保全対策の手引き－」を策定し，以降は本手引きに基づき砂防事業の影響の回避及び低減に努めている [2]。また，近年においては，猛禽類の生息に配慮した UAV 運用ルールを策定し，時代に合わせた試みを進めている [3]。

砂防事業における猛禽類の保全にあたり，湯沢砂防事務所では，特に営巣地の確認数が多いクマタカについて，既往の調査結果を基に地形や植生から猛禽類の営巣地が存在する可能性が高い範囲を営巣適地として抽出し，約 2,200 km^2 に及ぶ広大な管内の猛禽類保全の効率的な実施に活用している。



写真 1　左：クマタカ　右：イヌワシ

表 1　湯沢砂防管内におけるクマタカの営巣適地条件

項目	条件
標高	既知の巣の標高の最低～最高値の範囲内
巣の標高帯	当該地の周辺 1.5km 圏内の標高帯における相対的な位置が既知の巣と同範囲に該当する箇所
傾斜度	既知の巣の傾斜度の最低～最高値の範囲内
植生	当該地域でクマタカの営巣地が立地する植生，または当該地域のクマタカの主な営巣木であるスギやブナが生育すると考えられる植生
林齢	既知の巣が位置する樹林の林齢幅に該当する樹林

本稿では，砂防事業における希少猛禽類の保全対策の必要性をコスト増大の観点から敢えて「リスク」と捉え，営巣適地の条件の 1 つとして採用している林齢に着目し営巣適地の経年的な変化を予測することにより，砂防事業の整備優先度の検討への活用可能性を検討した。

2．検討手法

2．1．生息適地の抽出

クマタカの生息適地は，過去に湯沢砂防事務所が実施した調査で確認されたクマタカの営巣地の立地を参考に，表 1 に示す項目の全てを満たす場所を抽出することにより設定した。

2．2．経年的な営巣適地の変化の予測

営巣適地の経年変化の予測は，上記の営巣適地条件の項目のうち，最も指標が経年的に変化しやすいと考えられる「林齢」を評価年に応じて変化させることにより行った。具体的には，図 1 のように 2018 年に入手した管内の樹林の林齢データ（GIS データ）について，現行の中期計画開始年，10 年後，20 年後及び 30 年後を評価年とし，

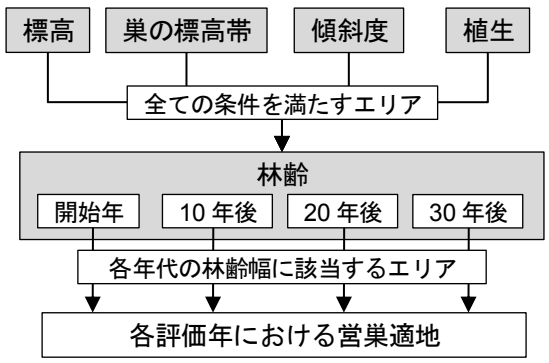


図 1　予測手順のフロー

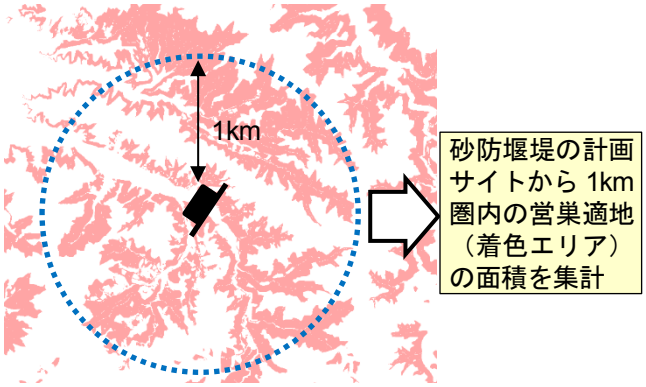


図 2　計画サイトにおける営巣適地の集計イメージ

各評価年における林齢データを整理した上で，それぞれの営巣適地を抽出した。

２．３．砂防堰堤の計画サイトにおける営巣適地の変化

中期計画の計画砂防堰堤のサイトそれぞれについて，クマタカの営巣中心域と想定される 1km 圏内における各評価年の営巣適地の面積を集計し，その経年変化を確認した。

３．結果と考察

３．１．経年的な営巣適地の変化

湯沢砂防事務所管内における営巣適地の経年的な変化の予測結果を図 3 に示す。図 3 は，管内全域ではなく，顕著に営巣適地が増加した箇所を抽出している。営巣適地の経年変化予測の結果，湯沢砂防事務所管内の営巣適地は，今後増加する傾向が確認され，現時点で営巣地が確認されていない地域においても，新たにクマタカの営巣が確認されるようになる可能性が示唆された（図 4）。営巣適地条件の検討結果より，管内のクマタカは壮齢林で営巣していることが把握されたことから，管内には 1950 年代の拡大造林期に整備され，今後営巣に適した林齢（概ね 50 年以上）となる樹林が管内に多く存在していると推察された。

３．２．現時点の施設配置計画との関係

中期計画の事業計画地の 1km 圏内における将来的な営巣適地を集計した結果，短期・中期・長期対応とのいずれかで整備が計画されている堰堤のうち，目標期間までに営巣適地が大幅に増加（増加率が 20%以上）する施設は，計画サイト全体の約 1 割となった。

湯沢砂防事務所管内では，人工林の施業の多くは人里で実施されており，湯沢砂防事務所が今後整備予定としている候補地となる箇所が多い。そのため，基本的には事業を避けることは困難であり，影響の低減による保全対策を実施せざるを得ない。本検討の結果，計画中の砂防施設の中には整備予定時期までに計画施設周辺の営巣適地が大幅に増加し，新たにクマタカの営巣が確認される可能性が高まる箇所が見られた。このような箇所においては，工事の実施を早める等により，猛禽類調査や保全対策が必要となる前に事業を完了させることで，事業費の縮減を図る等の対応があり得ると考えられた。

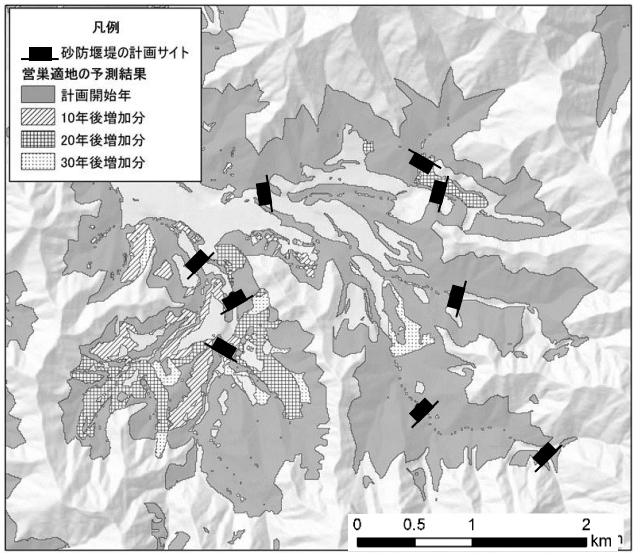


図 3　営巣適地の経年変化の予測結果

４．おわりに

砂防事業におけるクマタカの営巣に伴う工事への影響の回避手法として，林齢に着目した営巣適地の将来予測による検討を行った。

本検討により，湯沢砂防事務所管内では，今後クマタカの営巣適地が増加し，新たに定着・繁殖するペアが出てくる可能性が示唆された。このため，今後は営巣適地の将来的な変化にも考慮しながら砂防施設の配置の計画を検討していくことで，猛禽類の繁殖への影響を最小限にさせることが可能でかつ猛禽類の保全対策にかかるコスト（対策による工事期間の長期化や対策にかかる費用の増大）を低減しながら，砂防事業と猛禽類の共存を実現できる可能性があると判断した。

なお，これらの取り組みは，猛禽類の営巣及び砂防事業と密接に関連する森林管理分野とも協働することで，より効果的な取り組みが可能になると考えられる。

５．参考文献

1) 環境省自然環境局野生生物課，猛禽類保護の進め方（改訂版），86 pp.，2012，2) 石川ら，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 204-205，2009，3) 後藤ら，応用生態工学会第 22 回研究発表会講演集，p. 130，2018

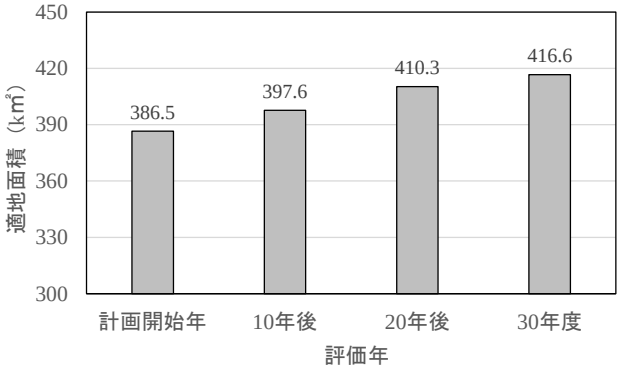


図 4　湯沢砂防管内のクマタカの営巣適地面積の推移

自然公園にふさわしい地域とつくる砂防事業

国土交通省北陸地方整備局神通川水系砂防事務所　中山真二　千財利治　中川雅允
株式会社建設技術研究所　○竹内えり子　長井斎　澤樹征司

1. はじめに

近年、地域活性化とともに地域の産業やインフラを活用した観光事業が展開されている。土木学会の「土木広報アクションプラン」最終報告*1では、情報発信のアクションプランが示され、一般市民へ土木の魅力や社会基盤整備の意義を伝える取り組みが進められている。砂防事業では、立山砂防のインフラツーリズムなどが展開されているところである。本報告では、神通川水系蒲田川流域における新穂高渓流保全工の整備に伴う周辺整備への対応について、平成 30 年度に実施した検討内容と地元等との協議の過程を報告する。

2. 対象箇所

対象箇所である新穂高地区は、一部が中部山岳国立公園に位置し、水源を槍ヶ岳に発する右俣谷と水源を樅沢岳に発する左俣谷の合流点に位置する。新穂高温泉や新穂高ロープウェイが整備され、新穂高の登山口として観光拠点となっている。

2-1. 新穂高渓流保全工

左俣谷、右俣谷は、高山性崩壊地形の渓流で、上流域が脆弱な地質のうえ多雨多雪の気象条件下にあり、平成 9 年に山腹崩壊、平成 10 年に土石流が連続して発生した。また、新穂高地区を流下する蒲田川は、川幅が狭く宿泊施設等が河岸に近接しているため、観光拠点ではあるが土砂洪水による被災の危険性が高い地区である。土砂災害に対する安全性の確保を図るため、多量な土砂を含む洪水をスムーズに流下させる渓流保全工を平成 17 年から整備している。

2-2. 周辺整備

新穂高渓流保全工の整備では、左俣谷、右俣谷の流路の拡幅により周辺の改変が伴う。これらの復旧時に、戦略的に砂防の要素を観光に取り入れて PR できるよう、管理用道路を散策路と兼用するなど、周辺整備について関係者と協議し、整備を進めている。

整備に関する地元との協議は平成 12 年度から開始し、平成 15 年度に新穂高地域活性化基本構想を策定、平成 22 年度には計画の見直しを行っている。

平成 30 年度は、計画当時からの社会情勢の変化等を踏まえ、地元関係者の意向を再確認のうえ、関係機関が各々当該地域の整備を完成させるため協議を行った。

3. 整備のコンセプト

3-1. 上位計画の確認

中部山岳国立公園に位置するため、環境省の管理計画書、岐阜県の中部山岳国立公園活性化基本構想と基本計画、高山市の八次総合計画、環境基本計画、緑の基本計画を確認した。これを踏まえ、園地の基盤整備の方向性を表-1 に示すように「新穂高を訪れた人が滞留できる場所であり、地域を学べる場所」と位置付け砂防事業として取り組むメニューを検討した。

表-1　基盤整備の方向性

基盤整備の方向性 **「新穂高を訪れた人が滞留できる場所であり、地域を学べる場所」** 滞留する：バスやロープウェイを待つ間の散策、登山客の休憩場 地域を学ぶ：地域の自然、地域を守る砂防の整備 整備時に留意事項：緑化は現地産の自生種を用いる
サイン計画　標識の配置・内容の検討 ・滞留する場所として、周遊できる散策ルートを設定してサインの配置を検討 ・地域を学ぶ場として活用できる解説サインを配置 ・外国語の併記により海外からの観光客への対応

3-2. 基本コンセプトとゾーニング

現地の状況、上位計画等を踏まえて合流点エリアの基本コンセプトを表-2、図-1 のとおり設定した。

ゾーンは、撤去されたドロノキを再度この地に戻して渓畔林を形成する渓畔林復元ゾーン、休憩・散策と砂防施設の解説版等による学習ができる休憩・砂防学習ゾーン、細流が流れる森を保全ゾーンと位置付けた。

表-2　基本コンセプト

コンセプト 1	工事によって改変された自然環境の復元
コンセプト 2	砂防学習の場としての活用
コンセプト 3	体験や自然探勝の場として活用

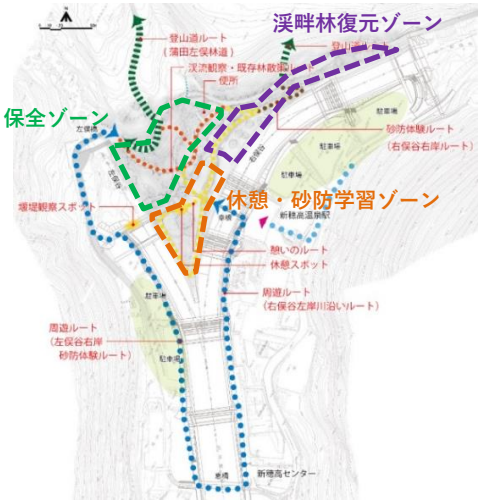


図-1　ゾーニング案と周遊・散策ルート

4. 整備案

主な整備案は、①周遊できる管理用通路(散策路)、②左俣谷下流砂防堰堤袖部を活用した展望広場、③支流の連続性を確保する渓流再生水路工、④案内看板である。整備(案)のイメージを図-3 に示す。

4-1. 周遊できる管理用通路散策路

左俣谷、右俣谷の合流点の散策路と、既往検討を踏襲した、合流点、ロープウェイの駅から下流の恵橋を含めた周遊ルート設定した(図-1)。平成 30 年度には、左俣谷沿いの管理用通路を整備し、今後、順次整備を進めていく。

4-2. 左俣谷下流砂防堰堤袖部を活用した展望広場

右岸側袖部の整備と同時に、展望広場を整備する計画を検討した(図-2)。人工地山の構造の機能を確保し、地山の上に盛り土をして緩やかな斜面からなる小山を形成し、人々を天端まで誘導する案とした。散策路のルートは、小山に登り、上流側の市道へ通り抜けができるように設定する。



図-2 袖部を活用した展望広場の整備(案)イメージ

4-3. 渓流再生水路工

左俣谷下流砂防堰堤左岸上流部に合流する支流は、左俣谷合流点での伏流と堰堤の落差によって流路の連続性が遮断されている。このため、渓流再生水路工を設置することで移動経路の連続性を創出する。支流は、イワナが産卵場として利用し、再生産が確認されている。堰堤の落差解消では、河積有効断面を阻害しない堰堤前庭部の側壁部の空間(デルタゾーン)に水路を配置し、景観面に配慮した構造を検討した。

4-3. 案内看板

左俣谷と右俣谷沿いにある駐車場や、新穂高ロープウェイの新穂高温泉駅やバスの利用者を対象として、案内看板の種類と配置を検討した。看板のねらいは、「新穂高を体感し、砂防を学べるサインによるご案内」とした。配置する看板(案)は、新穂高地区を全体の「総合案内」、砂防施設や自然環境を説明する「解説サイン」、解説箇所を結ぶ「誘導サイン」、「視点場の目印」の 4 種類とし、今後も検討を継続する。

案内看板には、解説サイン、視点場までの所要時間、そこから見える景色を入れる案とした。



図-3 左俣谷・右俣谷合流点の整備(案)イメージ

5. 関係者・地元との協議

環境省、地方公共団体、地元代表者と整備案について議論するため、検討会・説明会を開催した。

各会議において概ね整備内容について了承され、既設トイレを改善する提案などがあった。地元代表からは、除雪を考慮した転落防止用の柵などについて意見があり、意見交換をしながら、具体的な整備について議論を重ねているところである。

表-3 関係者・地元との協議開催状況

開催日	会議
平成 30 年 12 月 11 日	新穂高渓流保全工周辺整備検討会 (実務担当者対象:地方公共団体、環境省)
平成 31 年 1 月 29 日	平成 30 年度第 1 回穂高渓流保全工周辺整備に関する説明会(対象:地元)
平成 31 年 3 月 1 日	平成 30 年度第 2 回穂高渓流保全工周辺整備に関する説明会(対象:地元)

6. 今後の予定

今後、関係者、地元との協議を継続して実施し、合意が得られた内容から詳細設計にうつり整備を進めていく。

地域活性化の一助となるように、関係者、地元と対話を続け、園地に砂防のスパイスを加えることでより一層、観光資源へ寄与できるよう整備を進めていく。

引用文献

＊1 公益社団法人土木学会 社会コミュニケーション委員会土木広報アクションプラン小委員会, 土木広報アクションプラン「伝える」から「伝わる」へ【最終報告】,2013.

六甲山系グリーンベルト整備事業における効果的な樹林整備手法の検討

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　田中秀基、白髭一磨、近藤浩明、矢野　治
兵庫県立大学　服部　保
株式会社環境総合テクノス　○藤井禎浩、山内昌之、梅迫泰年

1　はじめに

六甲山系グリーンベルト整備事業（以下、GB 整備事業）は、兵庫県神戸市須磨区鉢伏山から宝塚市岩倉山までの六甲山系の南側斜面（**図 1**）を対象として、市街地に対し直接的に土砂災害の被害をおよぼす可能性のある斜面で積極的な整備を実施している。

整備は平成 10 年から本格的に開始し、平成 13 年から整備後のモニタリング調査を実施しており、ネザサ刈り取り時の誤伐やネザサによる被圧に起因する植栽木（苗木、H:1m 内外）の生育阻害が確認されている[1)]。

このような状況を解決するため、平成 23 年度以降試験施工を実施し、苗木の効率的な植栽方法として寄せ植え工法の検討やコナラの苗木サイズによる生長量の違いをモニタリング調査してきた。

本研究は、効率的な整備手法を検討するために実施した試験施工地において、モニタリング調査終了後約 3 年を経過した時点での現状を把握した際に、樹林整備に影響を与える新たな知見が得られたため報告する。

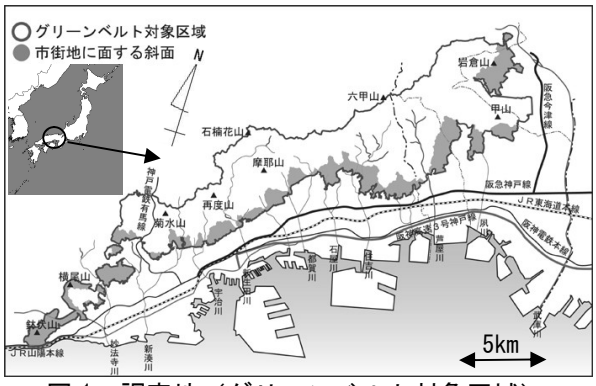


図 1　調査地（グリーンベルト対象区域）

2　試験結果

2.1　苗木の効率的な植栽方法の検討試験

2.1.1　試験概要

GB 整備事業で樹林整備を行う立地は、平均斜度が約 35° と急傾斜な立地であり、草丈 2m 程度のネザサが繁茂している。このような状況でササ刈りを行うため、植栽木を視認しながらササ刈りを行うことができず誤伐が発生し、結果として植栽木が枯死する状況を確認していた。

このため、誤伐の発生率を少なくし、効率的にササ刈などの維持管理が可能となる植栽方法として寄せ植え工法を検討した。

寄せ植え工法は 100 ㎡に 5～8 箇所で寄せ植えするため、隣接する寄せ植えの間隔が 3～4m と広く、従来の 1 本ごとに 2m 間隔で植栽している条件と比較して草刈り機の扱いが容易となり作業効率が非常に良く、誤伐発生率も低いことを確認した[2)]。

このため、平成 28 年度から樹林整備に導入している。寄せ植え工法試験区を**図 2** に示す。

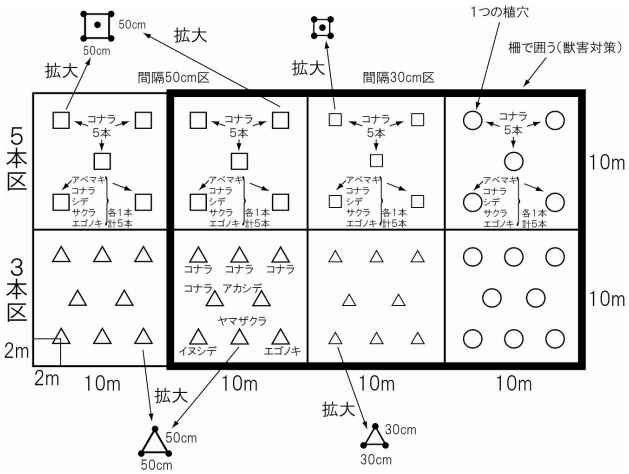


図 2　寄せ植え工法試験区のイメージ図

2.1.2　寄せ植え試験区の現状

①　植栽木の生存率

寄せ植え試験区における植栽木の生存率を**図 3** に示す。

平成 30 年 12 月調査時の生存率は概ね 40%であり、モニタリング調査が終了した平成 27 年 10 月からの約 3 年間にすべての試験区で枯死個体が増加した。

植栽木はネザサによる被圧などの影響で生存率が低下するものの、樹高がネザサの草丈(約 2m)を超えた時点(植栽後約 5 年)で枯死個体は増加しないと想定していた。

しかし、今回のモニタリング調査では、植栽木の樹高がネザサの草丈を超えても枯死個体が増加する状況を確認した。

②　植栽木の枯死原因

植栽木の樹種別の生育状況を**図 4** に示す。

樹種別の生育状況を見るとコナラの生存率が低かった。コナラは他の樹種と比較して植栽本数が多いため、コナラの生存率が低くなると早期樹林化が困難となる。

コナラの枯死原因を把握するため、コナラの生育状況を確認した結果、ほぼすべての個体から**コウモリガによる穿孔**を多数確認した。このため、枯死原因はコウモリガによる被害と考えられた。

なお、コナラと同じブナ科のアベマキはコナラと比較してコウモリガの被害は少なかった。

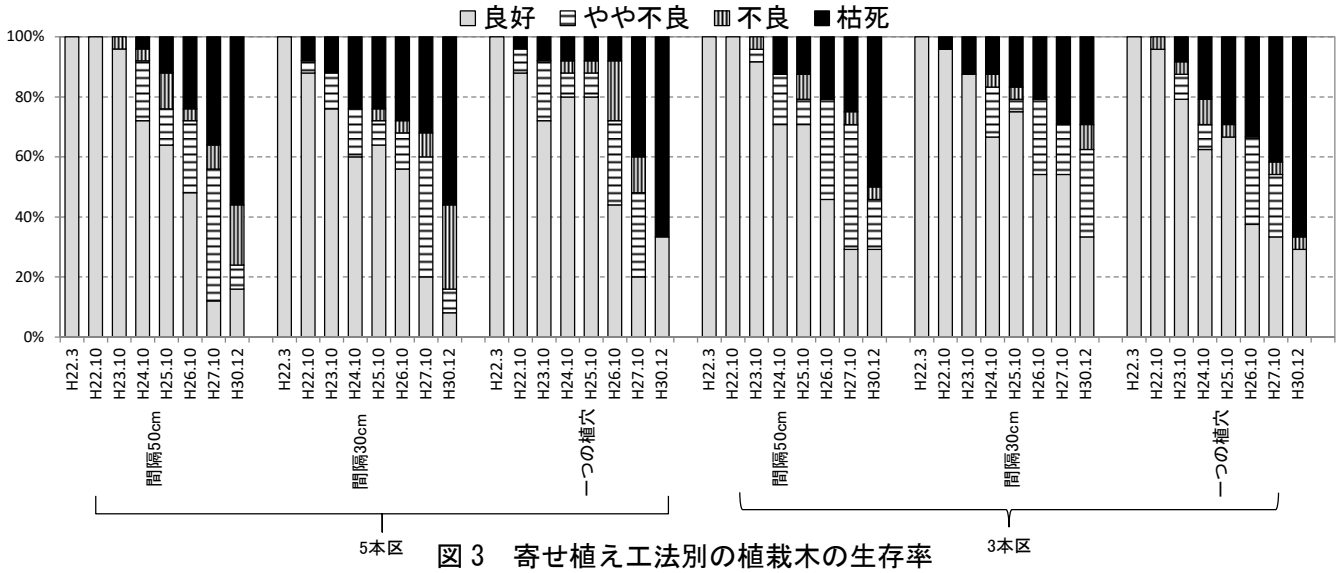


図 3　寄せ植え工法別の植栽木の生存率

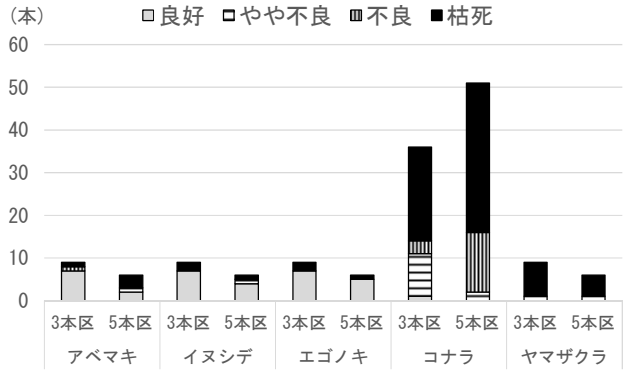


図 4　植栽方法検討試験における樹種別の生育状況

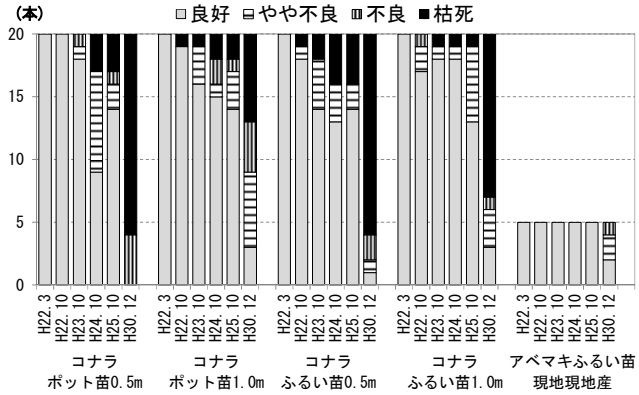


図 5　苗木サイズ比較試験における生育状況

2.2　コナラ苗木の苗木サイズ比較試験

2.2.1　試験概要

GB 整備事業では、主要な植栽木であるコナラを対象として、生存率の高い苗木タイプを把握するため**1mの苗木**と**0.5mの苗木**で生長量の比較試験を実施した。また、「**ポット苗**」と「**ふるい苗**」の比較試験も併せて行った。

試験の結果、苗木のサイズやタイプの違いによって生長量はほとんど差がなく、すべての個体が良好に生育した。苗木サイズやタイプの違いによって生長量や生存率に差がないことから、試験施工後も 1m のポット苗による植栽が行われている。

2.2.2　試験区におけるコナラの現在の生育状況

①　コナラの生存率

苗木サイズ比較試験区において、現在のコナラの生育状況を把握した。

試験区を踏査した結果、コナラは 7～8 割程度が枯死していた(**図 5**)。生育している個体も生育状況は**不良**や**やや不良**が多かった。平成 25 年 10 月に実施したモニタリング調査では、2 割程度枯死を確認していたが、平成 25 年から平成 30 年の間に枯死個体が大幅に増加した。

②　コナラの枯死原因

コナラの生育状況を詳細に調査した結果、**苗木の効率的な植栽方法の検討試験**同様に**コウモリガによる穿孔**を多数確認したため、コウモリガによる樹木被害が枯死原因と考えられる。

3　新たな生長阻害要因の把握

植栽木の生長阻害要因として、誤伐やノウサギによる食害が確認されていた。コウモリガによる樹木被害も、植栽後 5 年間継続するモニタリング調査の際に確認されていた。しかし、樹木被害の発生率は非常に低く、**樹林整備に大きな影響を与える要因**と考えられていなかった。

今回の研究によってコウモリガによる樹木被害が、ササ刈りなどの撫育作業終了後(整備後 6 年目以降)に発生する生長阻害要因として確認された。このため、今後、整備後 7～8 年経過した範囲においてコウモリガによる樹木被害の発生状況を把握することが望ましいと考えられた。

また、コウモリガの幼虫は、高茎の草本植物を登って幹等に穿孔して入り込み、地際に穴を開け樹木を枯らす。コウモリガの生態的特徴を考慮して、樹木被害を軽減する整備手法を検討する必要がある。



1) 木下篤彦, 岡本敦, 藤井禎浩, 梅迫泰年, 山内昌之:六甲山系グリーンベルト整備事業における植生調査－効果的な樹林整備を目指して－, 砂防学会誌, Vol. 64　No. 3, p. 68－74, 2011. 9

2) 石塚忠範, 宮﨑元紀, 久保正和, 服部保, 藤井禎浩, 吉田和男, 山内昌之, 瀧川幸伸:六甲山系グリーンベルト整備事業における効果的な樹林整備手法の検討, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集, p. B-54-B-55

サケカウンターによる勇払川ウトナイ堰魚道および十勝川新水路魚道を移動するサケ（*Oncorhynchus keta*）個体数計測

国研）土木研究所寒地土木研究所　○布川雅典
新潟大学農学部　権田　豊
北海道室蘭建設管理部苫小牧出張所　中村繁人

1. はじめに

北海道における 2017 年秋期のシロサケ来遊数（沿岸と河川での捕獲数の合計値）は 1989 年以降最低となった。2018 年秋期の来遊数も平年比 53%と依然低い水準が続いている。このような事態をうけて、自然産卵魚（野生魚）への関心が高まっている。以前からも生態系保全や水産資源維持の観点から、遺伝的多様性を持つ自然産卵魚による資源管理の必要性が求められてきた（眞山、 2004）。このような野生魚個体群の保全と維持には河川の縦断的連続性の確保は必須である。

また、従前から行われてき魚道整備も河川法の改正を受けてより多くの構造物が整備されるようになった。このような魚道の効果は、遡上数計測で評価される（Noonan *et. al* 2012）が、その計測は目視およびカメラ調査により行われる（ダム水源地環境整備センター 1998）。このため，長期間計測や夜間計測は手間と費用を考えた場合難しい。自動計測装置による計測はこれらの調査に取って代わる一つの方法である（Welsh and Aldinger 2014）。

北海道中央部の勇払川流域美々川では約 45 年前にサケ稚魚の放流が中止されたが、親魚遡上が確認されている（帰山・真山 1996）。しかし、夜間遡上数だけでなく遡上数すらわかっていない。年間約 30 万匹が遡上する北海道東部十勝川においても千代田新水路に観察窓のついた魚道がある。ここで遡上数計数されているが、夜間の遡上量は知られていない。本稿では、サケ親魚を対象として、魚類遡上量自動計測装置（以下サケカウンター）を用いた遡上数計数の試みを報告する。

2. 調査地

調査地は北海道中央部安平川水系勇払川（流域面積 219 km^2）のウトナイ堰と北海道東部十勝川流域（流域面積 9,010 km^2）の千代田新水路階段魚道である。

勇払川流域には美々川と勇払川が主な河川であり、この美々川では 1971 年まで人工ふ化放流が行われていたが現在は行われていない（帰山・真山 1996）。しかし、毎年 10 月になるとサケ親魚が勇払川を遡上している。この河川と安平川との合流点から 5.5 km 上流に、ウトナイ湖の水位を維持するためのウトナイ堰が左岸側の魚道とともに設置されている。

十勝川は十勝岳から流れを発し、山間地を流下して十勝平野に至り、各支流と合流しながら豊頃町で太平洋に注ぐ幹川流路長 156 km の一級河川である。この河川の河口から約 43 km 上流に位置する千代田新水路の右岸に階段魚道が設置されている。

サケカウンターは、それぞれの魚道に設置した。勇払川ウトナイ堰魚道（以下ウトナイ魚道）では遡上が活発になる（帰山・真山 1996）11 月から遡上が終了する翌年 1 月まで（2018 年 11 月 8 日 10 時から 2019 年 1 月 31 日 24 時）まで計測した。千代田新水路階段魚道(以下新水路魚道)調査は 2017 年 11 月 22 日 0 時から 12 月 11 日 24 時まで行った。

両調査地の魚道を移動する個体が夜間に移動しているのかを調べるために、ウトナイ魚道では 2018 年 11 月 9 から 11 日、新水路魚道では 11 月および 12 月の調査期間中に記録されたデータから、夜間に移動した個体を計数した。

3. サケカウンター諸元

両河川魚道に設置したサケカウンターは、鉄骨製の架台に 2.0 m × 0.8 m（長さ×幅）の木製水路がついている。この木道魚道に 3 本のセンサー電極を流下方向に上流端から 30 cm 間隔で設置し，両端に 5.0 V の電圧を印加している。この木製水路を魚道の隔壁間に設置し、センサー上の流水の電気抵抗を計測する。センサー上を対象魚が通過した際に、流水の電気抵抗が変化し、センサーから出力される電圧信号がパルス状の波形を描く。パルス波の形状により遡上・降下を判定して遡上数を計数する（近藤・権田 2012）。

カウンターセンサからの信号の読み取りは FishCountSystem_Anlyzer03（田村電子工房、高崎市）を使用した。これは、遡上個体が作る波形だけではなく、遡上か降下を自動判別する能力があり、そのほかに判定不能なものも計数する。また、閾値を設定することで、サケではない小型魚を一定の精

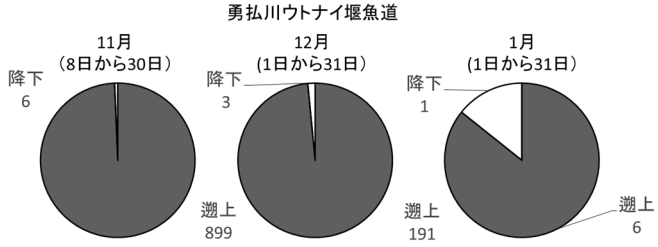


図-1 ウトナイ魚道の遡上数と降下数の割合 11 月は 8 日から 30 日，12 月および 1 月は 1 日から 31 日まで計測した．それぞれの母数に違いがあることに留意。

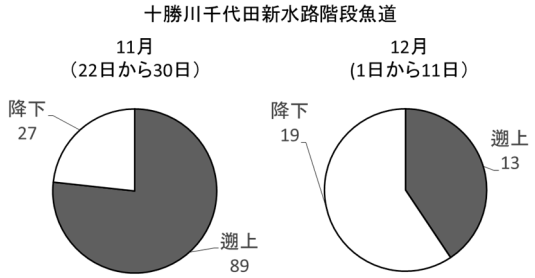


図-2 十勝川新水路階段魚道の遡上数と降下数の割合 11 月は 22 日から 30 日，12 月 1 日から 11 日まで計測した．

度で判別することも可能である。今回はこの閾値を 1000 mV に設定して、遡上と降下と判断されたものを研究対象とした。なお、設置時の各カウンター木製魚道の流速と水深はそれぞれ、ウトナイ魚道は 162.2 cm/s および 20.2 cm、千代田魚道は 146.3 cm/s および 20.0 cm だった。

4. 計測期間中のシロザケの行動

ウトナイ魚道では 11 月の数日間（9、10 および 11 日）に多くの遡上があったことから、11 月遡上数（899 個体）で測定期間中の遡上全個体数（1,096 個体）の 82%を越えていた。12 月までは一定量の遡上があるが、1 月はほとんど遡上していない。また、降下はほとんどみられなかった（図−1）。一方新水路では 11 月 23 および 29 日で 20 匹を越える遡上があった。12 月になると降下遡上ともに減少した。また、この階段魚道では降下する個体も多かった（図−1）。両調査地でも特定の日に遡上が多くなったのは、降雨により水位が上昇したためだと考えられる。

5. 夜間における移動数

遡上数の多かった 11 月 9 から 11 日のウトナイ魚道では、96%が夜間に遡上していた。また、新水路魚道においては、11 月では遡上数の 60 %が、降下数のすべてが夜間に移動していた。12 月もこの傾向は変わらず、遡上の 62 %、降下の 79 % が夜間に行われていた（表−1）。遡上数が多くても少なくても夜間に遡上する個体がいることがわかった。サケ科は目で見て採餌するため夜間は睡眠するといわれているが、産卵時期はそれとは関係なく移動していることがわかった。

6. おわりに

本研究では，サケカウンターを使用することにより、トラップ調査等ではわかりにくかった長期間の遡上数や降下数が明らかになった。また、今回の調査から夜間に遡上する個体がかなりいることもわかった。このようなカウンターの使用により長期間 24 時間計測による遡上数や降下数があきらかになり多くの構造物に付帯する魚道等の評価に役立つと期待される。

引用文献

眞山紘（2004）さけ・ます類の河川遡上生態と魚道，さけ・ます資源管理センターニュース 13: 1-7.

Noonan M. J., Grant, J. W. A. and Jackson C. D. (2012) A quantitative assessment of fish passage efficiency. Fish and Fisheries 13: 450–464.

ダム水源地環境整備センター ダム水源地環境整備センター（199 1998）: 最新魚道の設計ー魚道と関連施設， 信山社サイテ ック， 581p

Welsh S. A and Aldinger J. L. (2014) A Semi-Automated Method for Monitoring Dam Passage of Upstream Migrant Yellow-Phase American Eels. North American Journal of Fisheries Management 34: 702–709.

帰山雅秀・真山紘(1996)野生産サケの復活をめざして，魚と卵 165: 41-52.

近藤康行・権田豊(2012)魚カウンターによるサケの遡上計測に関する研究，土木学会論文集 G（環境）， Vol. 68， No. 1， 1-12.

表-1 ウトナイ堰魚道(ウトナイ魚道)と千代田新水路階段魚道(新水路魚道)の夜間における遡上数および降下数。

対象観測日	ウトナイ魚道		新水路魚道	
	遡上	降下	遡上	降下
11月 (22- 30日)			53 (89)	27 (27)
12月 (1- 11日)			8 (13)	15 (19)
11月 (9-11日)	593 (617)	1 (1)		

Note: ウトナイ魚道のデータは遡上数が多かった 11 月 9 日から 11 日を用いた。新水路魚道は観測全期間のデータを用いた。()内に昼間を含めた全移動数を示す。

R5-006

DNA 解析技術・撮影技術等の導入による生物調査の高度化・効率化の取組み

国土交通省北陸地方整備局神通川水系砂防事務所　中山真二 中川雅允 千財利治
株式会社建設技術研究所　○柴田閑 澤樹征司 川尻啓太 井上太志

1. はじめに

砂防事業では、自然環境への配慮に向けて生物の生息状況を把握するために自然環境調査を行う際、河川水辺の国勢調査で用いられる調査手法を援用することが多い。

しかし、砂防事業が展開される山岳部は、河川水辺の国勢調査が対象とする河川敷の環境と異なり、広大な樹林、ガレ地や急峻な崖地等、河川とは環境やその連続性が大きく異なる。よって生息する動物も河川と異なり、クマ等の大型獣、イタチ等の肉食動物、それを避けるために人目につかない箇所を移動するオコジョ、樹上に生息するヤマネやモモンガ等の名が聞かれる。しかもこれらは希に出現する、定まったルートでしか活動がみられない、樹洞性・夜行性であるなど、生態や行動が特異なものが多い。

近年、技術の発展により、このような既往の調査手法では確認が困難な山岳域の生物の生息状況の把握に向け、様々な調査法の工夫が可能となってきた。

本稿は、神通川水系砂防事務所が平成 30 年度に行った自然環境モニタリング業務の一環として、山岳域の生物の確認に向けて様々な調査手法を組み合わせ、試行した結果を報告するものである。

2. 事例の紹介

2-1. ヤマネ

(1)当初計画

当初計画段階では哺乳類を対象とした「春季、夏季、秋季の 3 回」とされており、踏査やシャーマントラップ等による調査が想定された。これに対し、樹洞性動物確認の観点から「春から秋までの巣箱による連続観察、月 1 回の見回り」を追加し、6 月 11 日に巣箱を設置した。

(2)DNA 分析技術の投入による種の同定

9 月 20 日の見回り時、巣箱に巣材と糞と思われる有機物が確認された。これらの残留物からは種の同定が出来かねたため、残留物を対象として DNA 解析を行った結果、ヤマネと判定された。

(3)赤外線動画撮影装置によるエビデンスの取得

DNA 解析のアウトプットはデータシートなどであり、個体の実体感は全く得られない。そこで、残留物が確認された巣箱を被写体として無人撮影カメラを設置し、ヤマネ個体の赤外線動画撮影を試みた。その結果、10 月 10 日にヤマネが巣箱を伺う様子が撮影され、訴求力の高い調査結果を整えることが出来た。



図-1　巣箱残留物(左)と撮影された個体(右)

2-2. オコジョ

(1)当初計画

当初、横坑を利用するコウモリ類の同定を目的とし、横坑内に存在する糞を収集したうえ網羅的解析を行った。その結果、ユビナガコウモリ、モモジロコウモリと併せ、オコジョの生息が確認された。

表-1　横坑内残渣に対する DNA 解析結果

Identity	Alignment_length	Target	Species
100	170	*Mustela erminea*	オコジョ
100	173	*Homo sapiens*	ヒト
99.412	170	*Miniopterus fuliginosus*	ユビナガコウモリ
100	173	*Myotis macrodactylus*	モモジロコウモリ
100	258	*Enterobacteriaceae bacterium*	バクテリア

(2)無人撮影カメラによるエビデンスの取得

次に、ヤマネと同様に個体の撮影を試みた。オコジョは動作が俊敏であり、物陰に隠れつつ定まった移動経路を利用し行動する。よってレリーズタイムラグが小さいカメラを用い、周辺環境から移動経路を推定してカメラアングルを決定する等の工夫を施した。

カメラを設置したところ、7 月から 10 月にかけて複数回の利用が確認され、当該地域を利用するペアの存在が示唆された。



図-2　撮影されたオコジョ

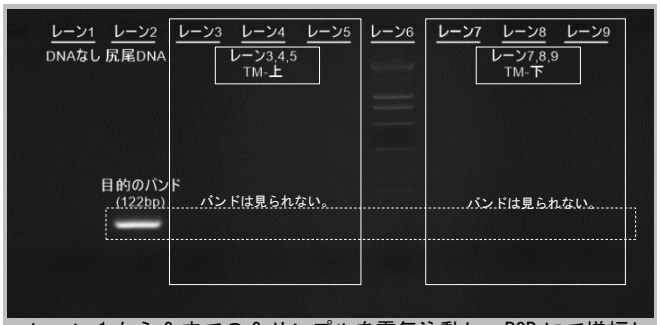
2-3. カワネズミ

本件は上記とは視点が異なり、DNA 分析結果を踏まえ、捕獲調査等を見送った事例である。

砂防事業計画地周辺を流下する小渓流を対象とした保全計画立案に際し、イワナの生息が確認されたため、生態系の上位に位置するカワネズミの生息確認を行った。

カワネズミは通常トラップにて捕獲調査を行うが、トラップの設置・見回りに費やす労力が大きいことから、トラップ調査等の取組みの前に、まず環境 DNA 技術を用いて簡便に生息の有無を把握した。

分析の結果、カワネズミの生息を示唆する DNA の増幅がみられなかったことから、コストと労力を要するトラップ調査等の必要性を棄却し、取組みを終えた。



・レーン 1 から 9 までの 9 サンプルを電気泳動し、PCR にて増幅した遺伝子（PCR 副産物）が確認できるかどうかを判定した。
・レーン 1、2 はポジティブ・ネガティブを判断するための試料であり、レーン 1 はカワネズミの DNA が含まれていない試料、レーン 2 はカワネズミの DNA が含まれている試料。
・レーン 3、4、5 は調査地点「TM-上」から抽出した DNA に対し PCR を行ったもの。カワネズミの DNA が含まれている場合、レーン 2 と同様のマークが見られるはずであるが、現れていない。よってカワネズミの DNA は含まれていなかったと判定できる。
・レーン 7, 8, 9 は調査地点「TM-下」について、同様の動作を行ったもの。ここにもレーン 2 と同様のマークは現れていない。よってカワネズミの DNA は含まれていなかったと判定できる。

図-3　環境 DNA によるカワネズミ在不在の判定

3.　支援技術の紹介

事例に示したような取組みは、近年開発が進み、実用化が容易になってきた 2 つの技術を援用して行っている。ここでその概要を紹介する。

3-1. DNA 解析技術

DNA 解析技術は 10 年以上前から環境調査で用いられてきたが、近年「環境 DNA」や「次世代シーケンサ」を用いた分析が盛んになり、分析が手軽になってきたため自然環境調査での採用事例が増加している。

主な用途は生物相の把握、特定の種の在不在の判定等である。

また、これまでは分析用に個体の組織片を採集する必要があったが、環境 DNA 技術では水中を漂う組織片をもとに分析を行うため、水生生物を対象とする場合に要する作業は試料水の採水作業のみであり、労力が大幅に低減されている。

3-2. AI による画像判定技術

設置型無人撮影カメラによるデータ取得は、時には取得画像が数千枚ともなり、撮影画像から生物データを抽出するために多大な労力を要する。

そのため、AI による画像判別技術を用い、撮影された全画像データから生物が撮影された画像を抽出する技術を開発した。

当該技術はいまだ発展途上であり種レベルまでの判定は困難であるが、スクリーニング段階で採用することにより画像判定労力を大幅に低減することができる。

これにより、画像判定のコストを気にせず理想的な台数・期間の設置が可能となり、更に希少な生物の確認可能性を高めることが可能となっている。

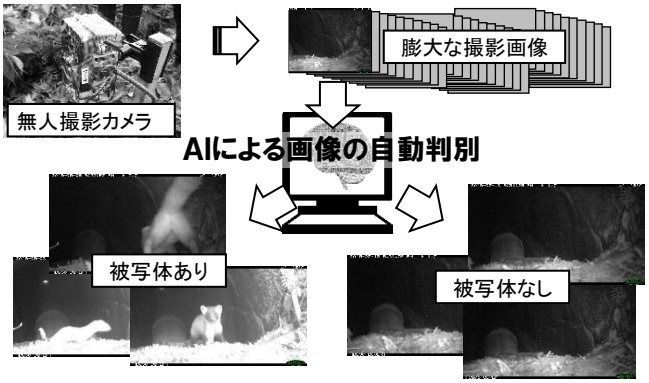


図-4　AI による画像判定技術

4.　まとめ

砂防域に生息する生物を適切に把握するためには、現場に蓄積された残渣の収集による DNA 解析、または現場に設置しデータを蓄積していくカメラや巣箱といった、時間を味方につけてデータの量と質を高める手法がより効果的である。

また、スクリーニングをかけて在不在を推定したうえで撮影や捕獲といった証拠収集に進むことで、コスト・労力を縮減しつつ、生息を見逃すリスクを削減することが可能となると思われる。

今後もこのような技術の採用、効果的な組み合わせのアイディアを育み、豊かな山岳域の自然と共存した砂防事業の推進に役立てていきたい。

環境ＤＮＡによるイワナ在来個体群の判定の試み

国土交通省北陸地方整備局神通川水系砂防事務所　中山真二 中川雅允 千財利治
株式会社建設技術研究所　○澤樹征司 柴田閑 吉井千晶 川尻啓太 那須正英

1. はじめに

砂防事業を進めるにあたり環境保全の対象として挙がる機会が多いイワナは、輸送が容易な種苗放流技術が確立した 1970 年頃から各地の渓流へ盛んに放流が行われた。その結果、過去から各渓流に生息する天然イワナ（以下「在来個体群」と呼ぶ）との交雑が進み、多くの在来個体群が消失している*1。これを受け、現在イワナの保全にあたっては、種レベルだけでなく種内多様性の指標となる在来個体群の保全が念頭に置かれている*2。

2. イワナの在来個体群の判定技術の推移

イワナが在来個体群か交雑個体群かの判定は、形態からでは困難であるとされている。よって現在までに以下の方法にて在来個体群の判定・管理が行われてきた。

2-1. 聞き取り調査による生息分布域の推定

渓流の流路を、滝や治山堰堤等のイワナの移動を阻害するもので分割し、その区間及びその上流でのイワナの放流履歴の有無で判定する方法*3である。

2-2. 遺伝子解析による識別法

イワナの体組織を採取し、ミトコンドリア DNA の cytochrome b 領域を対象として 557 塩基対の配列パターン（以下、ハプロタイプと呼ぶ）を解読することにより判定する*4。現在では当該方法が普及している。

ところで近年、水中を漂う生物の組織片から DNA を抽出して解析を行う「環境 DNA」と呼ばれる技術が発達し、種の判定に活用されるようになってきた。

本稿では、環境 DNA 解析によりイワナのハプロタイプの判定を試行した結果を報告する。

3. 方法

3-1. 調査水域

岐阜県北部を流れる高原川流域の小渓流のうち、分断された最上流端の区間を対象とした。なおイワナ在来個体群保全の観点から具体的な地名などは伏す。

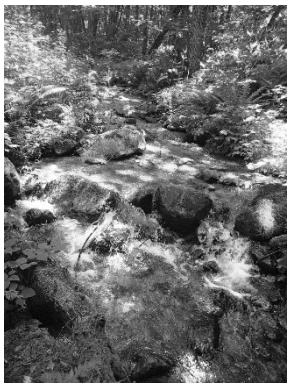
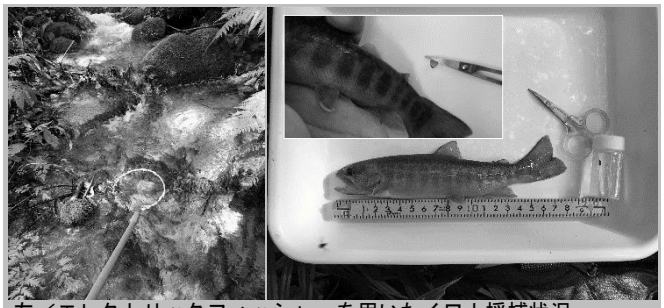


図-1　調査水域

なお調査水域では平成 30 年の夏に 5 個体のイワナから採取した体組織にてハプロタイプの判定が行われ、5 個体とも当該地方を含む北陸地方にて自然分布が知られている、Hap-14 と呼ばれるタイプであることが判明している。



左／エレクトリックフィッシャーを用いたイワナ採捕状況。
右／採捕したイワナの脂鰭から 2mm 四方程度の組織を採取して無水エタノール中に液浸し、DNA 解析用の検体とする。

図-2　DNA 解析用の検体採集状況

3-2. 環境 DNA 解析用検体の採集方法

採集法は、今後の汎用性を視野に入れて可能な限り簡便な方法を試みた。

調査水域の下流端及び中間部にて、環境 DNA 分析用の試料水を 2 リットル採水した。採水容器は未開封の市販ミネラルウォーターのペットボトルとした。これを現場で採水する際に開封し、内容物（水）を空けたうえでペットボトルの口を上流側に向けた状態で流水に浸け、採水者自身の組織片の混入を防止しつつ採水した。採水後はベンザルコニウム塩化物液を 10ml 添加し、常温にて分析室に輸送した。



図-3　環境 DNA 解析用の検体採集状況

3-2. 解析方法

サンプル水 1L をグラスフィルター(Whatman GF/F)でろ過し、市販キットを用いて DNA を抽出した(DNeasy Blood and Tissue Kit：QIAGEN 社)*6。得られた DNA を用いてライブラリ調整を行い(16 反復)、シーケンシングを行った(MiSeq Reagent Kit v3 600 cycles, MiSeq：Illumina 社)。次いで QIIME2 を用い、得られた DNA 配列からシーケンシングエラーとプライマー配列の除去、ペア配列の結合、クラスタリング解析(OTU 解析)を行った。OTU 解析で得られた代表配列を

用いてデータベースとの照合を行い、サンプル中のハプロタイプを推定した(http://gedimap.zool.kyoto-u.ac.jp/)。

4. 結果

NGS 解析で得られた 75,738 リードの塩基配列データを数学的にクラスタリングし、一定以上の類似性を持つ配列同士をまとめた結果、64 個の塩基配列データに収束された。これをハプロタイプデータベースと照合したところ、63 個が Hap-14 に、1 つが Hap-15 に合致した。

但し Hap-15 に割り当てられたデータはリード数が少なく(全体の 0.19%)、Hap-14 と Hap-15 の両方の特徴を有していた。このことから、Hap-15 のデータは前処理時に偶発的に発生したエラーであり信頼性が無いと考えた。よって解析の結果は全て Hap-14 と照合されたと判断した。

5. 考察

5-1. 環境 DNA によるハプロタイプ判定の妥当性と課題

環境 DNA によるハプロタイプ判定の結果、体組織による判定結果と同様に Hap-14 のみと判定され、本技術の有効性を一定程度確認することができたと考える。ただし、前処理時のエラーなどから異なるハプロタイプと判定される（偽陽性）事例がある等、より確実なハプロタイプ判定法の開発が課題として残されている。

5-2. 環境保全の現場での適用性

本事例を踏まえ、砂防事業に関係する実務者がイワナの在来個体群判定を行う際の適用性について、個体の採捕による方法と比較した際の環境 DNA による方法の長所・短所を整理し、現場での具体的な適用法を考察した。

(1) 環境 DNA によるハプロタイプ判定の長所

①採捕にかかる手間（特別採捕許可証の取得や現場採捕の機材算段等）が少なく、試料採集が簡便である。

②採捕や体組織の切断を要さないため、イワナの個体を痛めない。これは対象水域に生息するイワナの個体数が少ない場合は特に重要だと思われる。

③調査時期を選ばない。個体の採捕は産卵が迫る秋季を避けることが望まれるため秋季には採捕しづらいが、本手法は採水のみで済むため周年に渡り試料採集が可能である。

④適切な採水法・量により多数の個体の組織片が採集できた場合、少数の採捕による判定と比較して、結果が偶然性に左右されにくく（存在数が少ないハプロタイプの検出を逃しにくい)、個体群の性質をより正確に判断出来る可能性がある。ただしこの長所を確実なものとするためには更なる研究が待たれる。

(2) 環境 DNA によるハプロタイプ判定の短所

①既知のハプロタイプデータベースと照合するため、未知のハプロタイプについては検出が困難である(データベースが更新された後の再解析は可能である)。

②隔離され遺伝的多様性が低下した小個体群にみられる奇形個体*5 の有無等、実際の個体の特徴を把握できない。

③現時点では、一度に解読できる配列長の制限から、Yamamoto et al.,2004*4にて判定に用いている DNA 配列のうち Hap-7 と Hap-10 の識別領域が読み取れない。よって両者の区別をつける必要がある場合には改めて当該領域を解析する必要がある。なお本件については今後改良を行っていく予定である。

(3) 現場での具体的な適用法について

当該技術は発展途上であり、本手法のみで在来個体群生息水域を確定的に判断することは尚早と思われる。

ただし、以下の手順で在来個体群生息水域判定の効率化を図ることは可能であろう。

①概査として手軽に環境 DNA による判定を行う。

②種苗放流が疑われるハプロタイプが検出されず、在来個体群生息水域である可能性が示唆された場合に採捕調査に進み、奇形の確認・ハプロタイプの判定・マイクロサテライト DNA による遺伝的多様性の分析等の在来個体群保全に向けた取組みを行う。

これにより、現場の労力やコスト、イワナ個体群への調査圧による影響の低減が期待される。よって積極的な試行を通じて課題を明らかとし、引き続き技術開発に取組み、適用範囲を広げていくことが望ましい。

6. 謝辞

環境 DNA によるイワナのハプロタイプ判定のアイディアの実現は、株式会社生物技研・中野江一郎氏、半田佳宏氏による技術開発をもって実現されました。ここに厚く御礼申し上げます。

引用文献

＊1 山本祥一郎,イワナの分布は不思議に満ちている,自然保護,vol568,pp8-11,2019

＊2 久保田仁志・土居隆秀,渓流管理体制構築事業-水系内および近隣水系間におけるイワナの遺伝的集団構造-,平成 16 年度栃木県水産試験場研究報告,pp144-145,2006

＊3 中村智幸,聞き取り調査によるイワナ在来個体群の生息分布推定,砂防学会誌,voi.53,No.5,pp 3-9, 2001

＊4 Shoihciro Yamamoto,et al. Phylogeography of White-Spotted Charr (Salvelinus leucom-aenis)Inferred from Mitochondrial DNA Se-quences

＊5 渓流魚における遺伝的多様性低下の影響の把握,中村智幸,平成22年度渓流資源増大技術開発事業研究報告書, 2011

＊6 Hideyuki Doi, Ryutei Inui, Yoshihisa Akamatsu, Kazuki Kanno, Hiroki Yamanaka, Teruhiko Takahara, Toshifumi Minamoto ,Environmental DNA analysis for estimating the abundance and biomass of stream fish,Freshwater- Biology (2017) 62, 30-39

天然林流域からの流出（Ⅶ） 天然林の動態と流出物の長期モニタリング

京都大学大学院農学研究科 ○鈴江 卓也
京都大学フィールド科学教育研究センター 中島 皇
京都大学生態学研究センター 福島 慶太郎

1. はじめに

源流域の森林は水・土砂・有機物などさまざまな物質で構成されている。それらの物質の一部は河川を通じて下流へ流出する。森林には物質の流出を抑制する機能があるとされているが、流出物（特に粗大な有機物）の変動を長期的かつ定量的にとらえた研究はほとんどない。有機物はサイズにより図 1 に分類される。倒流木や落葉落枝など森林で生産される粗粒状有機物（Coarse Particulate Organic Matter : CPOM）は炭素源として重要であり、その流出現象に関する研究の代表例として国内では[1]森林流域からの倒木や流木の流出（芳賀ら, 2006 ほか）の研究が挙げられる。本研究では、100 年以上人為の影響がほとんどない天然林流域において森林動態と流出物に関する長期モニタリングを行った。特に今回は 17 年間にわたる CPOM 流出の観測結果について報告する。

	DOM（溶存）	FPOM（微粒状）	CPOM（粗粒状）
粒径	0.45 μm未満	0.45 μm以上1 mm未満	1 mm以上

図 1 有機物の分類

2. 調査地の概要

観測は京都大学芦生研究林内の幽仙谷集水域天然林研究区で行った。年間降水量は 2,359 mm(1986～2015)と比較的多く、冬季には 1 m 程度の積雪が観測される。また、集水域の斜面の平均傾斜は 35.2 度と急峻である。渓流の形態はステップ・プール構造であり、基岩が露出している部分が多くみられる。

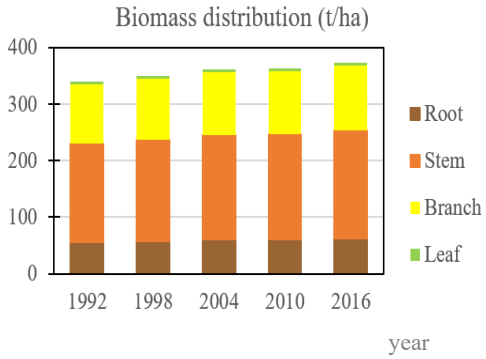


図 2 バイオマス量の変遷

3. 森林動態

本調査地は 1992 年から森林動態の観測が行われており、6 年ごとの毎木調査によって胸高直径 10cm 以上の樹木を計測し、生存・枯死・進級の確認している。図 2 は 6 年ごとのバイオマス量の変化を表したデータである。

4. CPOM 観測方法

CPOM は上流から順に網目のサイズが 45 mm 金網, 1 mm プランクトンネット,1 mm 網戸用ネットの 3 つの網で捕捉した。台風などの比較的大きな出水があれば、網よりも上流にある鉄柵で捕捉する。網より下流に越流したものは量水堰とその上流のポケット状の空間で捕捉する。捕捉した CPOM は実験室で以下の 5 つに分類する。

⑴ Woody Debris（WD） ：直径≧10.0 cm または長さ≧1 m の枝・幹・樹皮
⑵ Branch：Woody Debris に含まれない枝・幹・樹皮
⑶ Leaf：新葉, 落葉, 葉片, 葉柄
⑷ Others：花・実・殻斗・動物遺体等
⑸ Fine：1≦粒径≦5.6 mm の枝葉やその他の破砕物

分類後はオーブンによって 70 ℃で 48 時間以上乾燥し、乾重を計測した。また土砂についてはちぎ秤を用いて湿重を計測、長径が 10.0 cm を超える礫については長径・短径・厚さ（短径＞厚さとする）を計測し、湿重を計測した。

5. 結果 - CPOM 流出量 -

CPOM 総流出量の 17 年間の推移は図 2 のようになった。最大は 2017 年 40.84 kg/ha（計測途中のため暫定値、確定値は発表時に示す。）、最小は 2003 年 1.83 kg/ha となった。全体の CPOM 流出量の平均は 8.70±10.43 kg/ha であった。また、2013,2017 年は台風による大規模流出が観測された。この 2 年を除くと全体の CPOM 流出量の平均は 5.09±3.01 kg/ha であった。WD は 2004 年以降、増加傾向を示した。

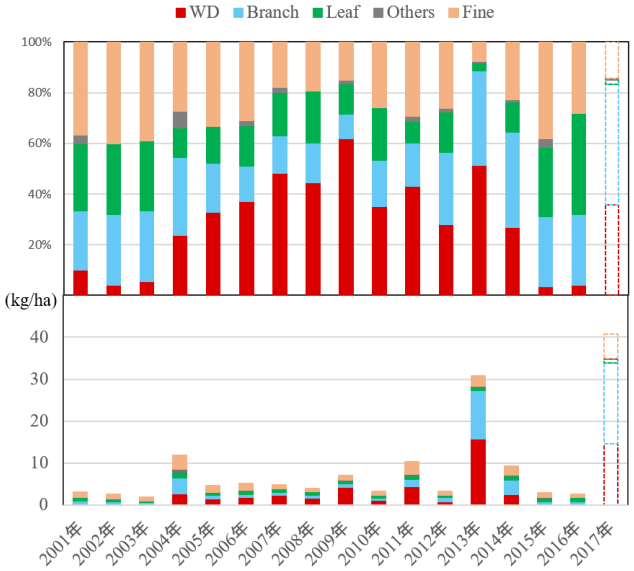


図 3　CPOM 総流出量(2001～2017)と種別の割合

6. 考察

6-1 CPOM の年間の総流出量

2013・2017 年はいずれも連続降雨 300 mm を超えるイベントを観測した。そのため他の年と比べて流出量が卓越したと考えられる。CPOM 流出量が卓越したのは 2013 年以前では 1998 年（当時の観測方法で 131.2 kg 湿重/ha）であり、15 年間大規模な CPOM 流出は見られなかった。観測地の渓流の河床形態はステップ・プール構造であることから河道の安定性が高く、中小規模の出水では CPOM 流出量の顕著な増加は起こらず、渓流内に CPOM が保持されると考えられる。

6-2 WD の流出と森林動態

1990 年代半ばからシカによる樹皮食いが見られはじめ、2000 年代にかけて下層植生の衰退が問題となった。幽仙谷は急峻な地形であることを考慮するとシカの食害増加は流出物の増加を促進していると考えられる。また、図 2 のバイオマス量の変遷に注目すると全体としてバイオマス量は増加傾向にあるが、2004～2010 年にかけてはほぼ横ばいで推移している。このことは、2004～2010 年では枯死量と成長量の収支が釣り合っていることが認められ、これはナラ枯れ被害が影響していると考えられる。枯死木の増加は WD の供給源となり、流出に影響する可能性がある。

7. 参考・引用文献

1） 芳賀ら(2006) 森林流域からの倒木や流木の流出. 水環境学会誌, 29：207-213

2） 大畠ら(1994) 幽仙谷天然林試験地の概要と林分構造. 京都大学農学部演習林集報 26:54-65

8. 謝辞

本研究を進めるにあたり、芦生研究林の職員の皆様には試料の採取および保管のための場所やデータの提供に尽力して頂きました。また、科学研究費補助金（基礎研究 C）「天然林の環境保全機能」及び 21 世紀 COE プログラム「昆虫科学が拓く未来型食料環境学の創生」から研究費の助成を頂きました。公益財団法人阪本奨学会には平成 26 年度・30 年度の二度、奨学金の助成を頂きました。深謝いたします。

ESD を意識した防災教育プログラムの開発と実践−八幡平市寄木小学校を例として−

岩手県立大学総合政策学部　○伊藤英之，早坂桃子，渋谷晃太郎
岩手河川国道事務所　三浦俊明

1.はじめに

2017 年告示の小学校学習指導要領では，持続可能な社会づくりの担い手を輩出する教育が求められている（文部科学省,2018）。その中では，ESD (Education for Sustainable Development) の視点から，各教科に取り組むことが求められている。ESD とは，「持続可能な開発のための教育」のことであり，地域の自然環境に関する特色の習得や自然環境保全に寄与する態度・能力の育成を目標に掲げている（文部科学省,2017）。一方，災害軽減の視点から片田(2012)は，「地域に住むためのお作法としての災害教育」を提唱している。地域に暮らすためには，その土地の成り立ちから，災害，土地利用，文化までをシームレスに理解する必要があり，そのためには児童が主体的に学習に参加するプログラムであることが必要である。本研究では，ESD の視点を持ちつつ，地域の成り立ちから災害までをシームレスに直感できる防災学習授業プログラムの構築と実践を行った。

2.既存 ESD プログラムの解析

プログラム開発にあたり，既存 ESD プログラムについて分析を行い，既存 ESD プログラムの傾向と特徴を把握した。具体的には環境省が 2013～2015 年度までに全国 47 都道府県で実施された ESD 授業を，「地域版 ESD プログラムガイドブック」としてとりまとめている。これを KH-Coder（樋口,2015）を用いてテキスト解析を行うとともに，階層的クラスター分析により，各地で実施された ESD 授業の可視化を行った。図 1 に階層的クラスター分析によるデンドログラムを示す。図 1 より，既存 ESD プログラムの構成要素は大きく 6 つのクラスターに分類され，いずれもビオトープ，エネルギーなど，従来からの環境教育の域を出たものではなかった。さらに地域環境を構成する地形，景観，土地利用，文化などをシームレスに理解させるプログラムは出現しなかった。

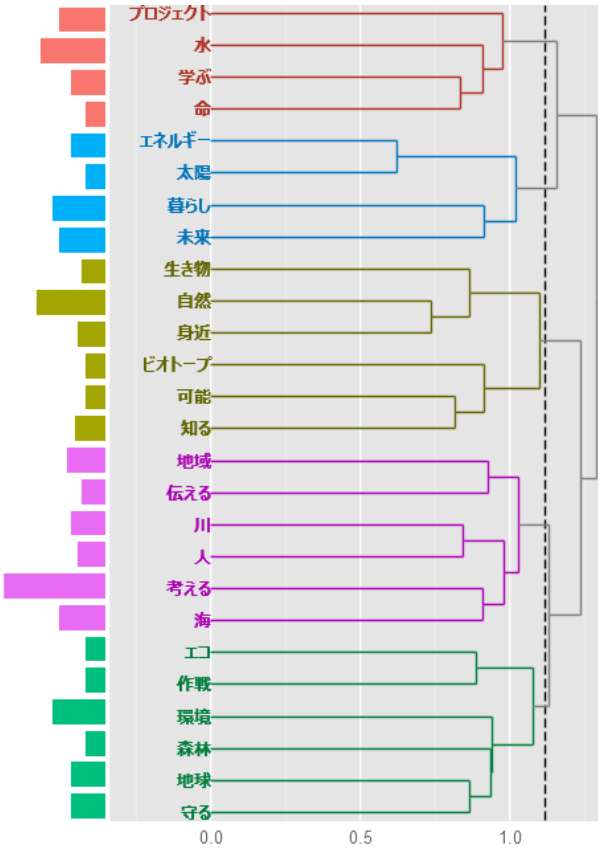


図 1「地域版 ESD プログラムガイドブック」タイトルの階層的クラスター分析結果

3.防災学習プログラムのコンセプト

今回実施対象とした八幡平市立寄木小学校周辺は，岩手山の北東麓に位置し，約 6000 年前の平笠岩屑なだれや多数の火山灰が堆積している。また，土砂災害や洪水災害の常襲地域であり，2013 年にも寄木小学校付近まで洪水が到達している。そのため，岩

屑なだれの流山部を洪水堆積物や土石流堆積物が埋めている。さらに神社等は周辺より若干標高の高い流山の頂部に建立されている場合が多い。対象小学校との相談の上，対象学年は 6 年生（14 名），実施日は，2018 年 11 月 5，12,19 日の延べ 3 回，いずれも 10:30-12:00 までと決定された。そこで，これら地域の特徴と自然災害との関係を，児童が直感的に理解できるよう，「地域散策による地域発見」，「地域の成り立ちと災害」，「未来の松尾寄木」を学習のコンセプトとして，プログラムを構築した。その際，第 1 回目の学習では，UAV による学校周辺の地形観察や，実際に学校周辺を散策し，2 回目には「降雨体験装置による大雨と災害の関係」とプロジェクションマッピングによる土地利用状況の理解，3 回目にはブロック玩具を用いて地域の持続的な発展を意識させるよう工夫した。



図 2　降雨体験装置を用いた大雨体験（2018/11/12）



図 3　ブロック玩具を用いた地域の将来ワークショップ（2018/11/19）

4.学習プログラムの効果検証

それぞれの学習の終わりにアンケートをとり，自由記述欄に記述されたテキストについて，KH-Coder を用いて，共起ネットワークか遺跡を行った。結果を図 4 に示す。図 4 より，大きく 4 つのクラスターに分類され，一番大きなクラスターの記述を見ると，強い共起関係にあるワードは「昔」，「残る」，「災害」を中心に地域の成り立ちを網羅する項目が抽出されている。また，降雨体験から土地の成り立ちが有機的にネットワークしているクラスターも存在している。これらのことから，本プログラムの有効性が確認された。一方，プログラム進行を大学生に任せていたこともあり，準備不足や不手際等も散見された。今後は，大学の関与なしに，学校側が能動的に実施できるプログラムの構築を目指す予定である。

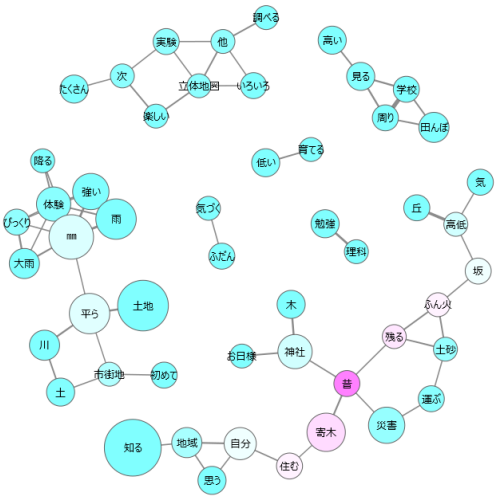


図 4　自由記述の共起ネットワーク分析図

【引用文献】

・文部科学省(2018)：小学校学習指導要綱，東洋館出版社,3-11p.

・樋口耕一(2011):ソシオロジ,55,No.3,102-108pp.

・片田敏考(2012)，株式会社フレーベル館,185pp.

・環境省(2017):<https:/edu.env.go.jp/esd/>

土砂災害に関する防災訓練の効果向上を支援する事前学習（その２）

（一財）砂防フロンティア整備推進機構：○河合 水城，亀江 幸二，西山 幸治，綱川 浩章
応用地質 株式会社　　：三木 洋一，大村 さつき，山田 英明

1. はじめに

近年は特に激甚化が進む土砂災害に対して、土砂災害に特化した経験・知識が十分とは言えない行政機関の職員を対象に、土砂災害に関する効率的な学習機会が確保されることが期待されている。

当機構では学習型方式等による防災訓練を提案し多くの実績を上げてきているが、年に１回程度の訓練参加では人事異動もあるため行政職員の危機管理能力の向上機会が少ないことが大きな課題であった。

こうした状況に対応するため、昨年度は防災訓練前の事前学習による土砂災害に対する組織、個人の危機管理能力の向上を目的に、訓練に参加する行政機関の防災担当職員を対象に事前学習内容を検討した。その結果、表1に示した問題内容等の改善に加え、他市町村、都道府県、国交省等の防災担当職員を対象とした問題内容についても検討し、地域特性に応じた事前学習内容の多様化に努める必要があることが分かった。

表１ 今後の課題（昨年度）

1	説明文、問題文、解説文内容の改善
2	市町村だけではなく、都道府県、国交省等の防災担当職員を対象とした問題内容等についての検討
3	地域特性に応じた事前学習内容の多様化
4	ｅラーニング等のツールの開発検討

本研究では、昨年度の課題としていた説明、問題、解説文の改善と具体に学習するためのeラーニングソフトを開発したことから、その結果について報告する。

2. 事前学習内容の修正、追加について

山梨県韮崎市および当機構内の土砂災害対応の有識者等から説明、問題、解説の記載内容について、表２に示したような要望、指摘を受けた。

表２ 要望、指摘事項

① 土砂災害に関する知識の少ない職員でも分かる内容にすること
② 降雨による土砂災害を想定した内容を前提とすること（地震でも発生することは注意書き）
③ 文章内容は公開されている文献等から引用し、その出典を明記すること
④ 土砂災害防止法や災害対策基本法に基づき実施することを分かるようにすること

上記に基づき、昨年度検討した基礎編について事前学習内容の修正、追加を行った。

昨年度検討した問題構成（30 分程度で説明文の確認、問題回答（４択：不正解選択）、解説文の確認できるように、問題数は10問）に基づき、表３に示した説明、解説内容に修正、追加した。

なお、解説事項は不正解選択問題に応じた内容とした。

表３ 説明、解説の構成概要

設問	説明事項	解説事項
1	・土砂災害を引き起こす土砂移動現象の特徴	・土砂移動現象の特徴 ・土砂災害による犠牲者の遭難場所の特徴
2	・深層崩壊の特徴（土砂移動現象）	・深層崩壊の発生により想定される被害の特徴
3	・砂防事業の役割（ハード対策）、工種	・ハード対策の課題とソフト対策 ・平成 30 年 7 月豪雨での施設効果事例
4	・土砂災害防止法の特徴（危険周知、警戒避難体制の整備、新規住宅等の立地抑制、既存住宅移転促進）	・ハード対策施設整備根拠
5	・地域防災計画 ・要配慮者利用施設の避難訓練の実施・避難確保計画の作成義務付け	・要配慮者利用施設の避難訓練の実施・避難確保計画の作成義務付け
6	・気象情報の発表	・土砂災害警戒判定メッシュ情報の意味
7	・市町村の責務と避難行動の原則 ・避難準備・高齢者等避難開始、避難勧告、避難指示、 ・自主避難	・避難準備・高齢者等避難開始の意味 ・立退き避難の原則 ・「避難指示（緊急）」への呼称変更
8	・指定緊急避難場所・指定避難所の違い	・異常な現象の種類ごとに指定緊急避難場所が設定されていること ・災害種別避難誘導標識システムの改正
9	・リエゾン・TEC-FORCE の役割	・リエゾンの役割と実績
10	・避難勧告・指示（緊急）の発令に際しての助言 ・土砂災害防止法に基づく緊急調査	・土砂災害防止法に基づく緊急調査の分担

上記、問題文内容の構成は山梨県韮崎市に再確認し、承諾いただいた内容になっている。

大きく変更した点は、被災する危険があるため、土砂災害の前兆現象の確認対応に関する問題を削除したこと、図、表を多用し対応の根拠（土砂災害の特徴など）を明確にできるようにしたことである。

3. 事前学習ツールの開発検討について

事前学習内容（基礎編）を学習ツールとして運用できるように、画面構成、文字が見やすく、回答履歴等の確認が可能なソフト（アウトソーシングで配信するｅラーニング形式）とした。

アクセス方法は図１に示した学習ツール（ｅラーニング）の初期画面からＩＤ、パスワードを入力し受講画面に入る。受講画面では、これまでの受講回数や実施状況を確認し、間違えた問題内容等も確認できるようにしている。

受講ボタンを選択することにより、図２に示した問題の説明文から始まり、それを確認後に回答画面（４択問題）、結果を確認し（必要に応じて解説画面で確認）、次の問題に移ることになる。

事前学習（基礎編）には今後訓練に参加する可能性のあり、土砂災害対応に関する知識力の向上が期待される約10名の山梨県韮崎市職員の方々に操作手法､回答手順等を試行していただき、問題ないことを確認した。

今年度からは以下の対応スケジュールに基づき、訓練前の事前学習効果を把握することになる。

４月の人事異動後にｅラーニングを開始する
（６月の梅雨入り前に10問中８問の回答率を目標）

↓

８月の台風期前に全問回答できるようにする

↓

１０月の訓練前に解説内容も把握する

上記については、山梨県韮崎市と協議の上、事前学習の初年度目標として実施し、その回答状況を把握したうえで、今後のｅラーニングスケジュールを見直すことにした。

4. おわりに

本研究では昨年に引き続き、山梨県韮崎市の職員（防災関係部署）をモデルに事前学習内容の修正とそのツール開発について検討し、土砂災害に関する基礎知識力の向上に一定の効果があることが分かった。

今後は数年の学習効果を確認し、利用者（ユーザー）の習熟度の管理、分析及び学習スケジュール等の管理に加え、今後の学習内容の管理手法（学習項目の追加等）について検討する必要があると考える。

また、本事前学習ソフトの効果を確認した上で、他市町村、都道府県等の行政機関職員の方々に活用していただくような案内等についても実施する必要があると考える。



図１学習ツール（ｅラーニング）の初期画面

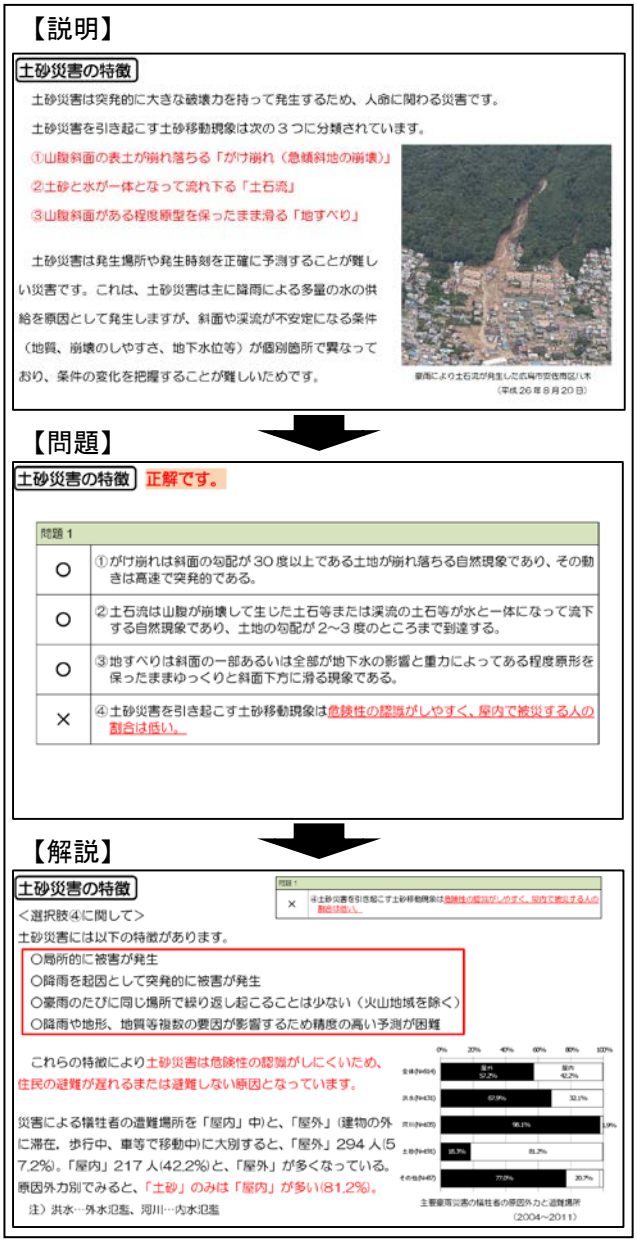


図２ 事前学習構成（問１の事例）

参考文献 1）河合水城，蒲原潤一，千葉幹ら：土砂災害に関する防災訓練の効果向上を支援する事前学習について，平成30年度砂防学会研究発表会概要集ｐ255-256，平成30年５月

「年間計画に基づく危機管理対応能力の向上の取り組み」
～越美山系大規模土砂災害危機管理連絡調整会の事例～

越美山系砂防事務所　吉野睦，片桐知治，大森徹治
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○佐光洋一，山口悠
日本工営株式会社　松尾環，笠原亮一

1. はじめに

急峻な地形や脆弱な地質構造を有する越美山系砂防事務所管内（以下,「当地域」と記す）は，これまで濃尾地震（明治 24 年）や奥越豪雨（昭和 40 年）をはじめとする大規模地震や豪雨により，たびたび土砂災害に見舞われており，少子高齢化の進行等と相まって災害ポテンシャルの高い地域と言える。一方，全国的に見ても，近年，地震や豪雨を誘因とする大規模な土砂災害が発生している。

当地域においても，越美山系砂防事務所（以下,「事務所」と記す）と県・市町等の関係機関が緊急時に円滑に連携対応が実施できるよう，会議や防災訓練等を通じて連携内容の確認を行うとともに，顔の見える関係の構築･維持を目指して平時の備えを進めている。本発表では，年間計画に基づき私たちが実施・支援してきた当地域の大規模土砂災害に対する危機管理体制構築の取り組みの概要や特徴等を報告する。

2. 取り組みの概要

当地域での県や市町等の関係機関と連携した取り組みは，平成 23 年度に「越美山系大規模土砂災害危機管理検討会」（以下,「検討会」と記す）を発足し，以降，平成 26 年 12 月に「越美山系大規模土砂災害危機管理連絡調整会」（以下,「連絡調整会」と記す）に改称しながら，これら関係機関が集まる会議を通じて，大規模土砂災害発生時の対応能力の向上と連携の強化を図っている。

「連絡調整会」は，市町の首長や事務所長等で構成され，その下部組織に防災担当者で構成される「幹事会」を置く体制とし，意思決定及び実務の両レベルでの連携体制を構築している。（写真-1 参照）。



写真-1 幹事会の開催状況

連絡調整会の設置にあたっては，覚書が締結されており，連携体制の継承性を高めるとともに平常時だけでなく緊急時にも開催できる仕組みとしている。

連絡調整会等による一年を通しての取り組みは，定期的な会議（年 2 回）と会議等にあわせてのミニ演習，合同防災訓練や危機管理対応訓練等を主体として，前記演習等に向けた準備（予習）を促すことも含め，関係機関の災害対応能力等の向上に努めている。また，前述の取り組み結果を分析･検証し，大規模土砂災害発生時における具体的な連携方法を示したマニュアルを作成し継続して更新している。

3. 連携強化･災害対応能力向上の取り組み

(1) 年間計画

連絡調整会においては，平成 28 年度より一年を通して関係機関の災害対応能力の向上と連携強化のため取り組んでいる。前年度後半の第 2 回検討会へ次年度計画の方針（案）を提出し会議での協議の結果を踏まえ，実施方針をとりまとめ，同方針に基づいて次年度の取り組みをスタートしている。

平成 30 年度の取り組みを表-1 に示す。

表-1　連絡調整会等の設置・開催状況

イベント	形式等	実施内容（テーマ等）
第1回幹事会（出水期前）	会議	顔合わせ、年間計画の確認･キックオフ、連携マニュアルの周知･習熟
	ミニ演習（学習型）	出水期に備えた豪雨対応シナリオ、事前防災行動の確認
合同防災訓練事前説明会	座学	土砂災害に関する最近のトピック、前年度訓練での課題の周知等
	ミニ演習（学習型）	訓練シナリオ主要部の確認（予習）
合同防災訓練	ロールプレイング訓練	地震時の大規模土砂災害対応及び地震後の降雨対応
危機管理対応訓練	座学	天然ダム対応（監視･観測、緊急対策等）に関するマニュアルや留意事項等の習熟
	演習	具体的な対応計画の立案検討（計画図の作成、実施方針等の検討）
第2回幹事会（年度後半）	会議	連携マニュアルの更新結果、次年度計画･方針の確認
	訓練反省会	結果報告、課題の把握、今後必要な対応等

(2) 災害対応能力の向上に向けた工夫

当地域では，平成 23 年度より毎年，関係機関が参加した合同防災訓練を実施している。最初の 2 年間はロールプレイング形式，次の 3 年間は学習型（質問回答）形式，平成 28 年度より再びロールプレイング形式を実施している。

平成 30 年度の合同防災訓練の参加機関を表-2 に示す。災害誘因は連絡調整会における取り組み状況や全国で発生した災害を踏まえつつ，地震と豪雨を適宜選定し，災害事象は河道閉塞，地すべり，同時多発的土

砂災害を組み合わせている。形式，災害誘因，災害事象の異なる訓練を経年的に繰り返すことで，計画やマニュアル等の記載事項に対する理解の促進，災害対応のさまざまな局面に応じた判断力・行動力といった災害対応力をバランスよく向上させることに繋がっているものと考える。しかし，年 1 回の合同防災訓練のみでは，全ての災害対応の習熟は困難であり，効果は限定的との参加者等からの指摘があったため，平成 28 年度より連絡調整会幹事会や防災訓練の事前説明会等のイベントも関係機関の連携を深める機会と捉え，開催時期も踏まえて，表-1 に示したように，学習型（質問回答）形式の演習を計画･実施している。また，結果を参加者へフィードバックすることで参加機関各位の課題解決に向けた取り組みを促すなど，年間を通じて連携体制の強化，災害対応能力の向上を図っている。



写真-2 事前説明会(座学)



写真-3 合同防災訓練

表-2　防災訓練の参加機関

本巣市／揖斐川町／本巣及び揖斐郡の消防本部／岐阜県(県庁及び出先機関)／岐阜県警察／水資源機構／中部電力／岐阜土木工業会／揖斐建設業協会／越美山系砂防ボランティア協会／岐阜地方気象台／中部地方整備局／木曽川上流河川事務所／越美山系砂防事務所

(3)危機管理対応訓練（実働演習）の実施

表-1 に示した危機管理対応訓練を平成 29 年度より実施している。同訓練は，合同防災訓練における課題への対応として，天然ダム形成時における実務に関する机上演習により，土砂災害対応の習熟を図ることを目的に実施している(方針は表-3 参照)。

表-3　実施方針

●天然ダム形成時における緊急・応急的な対応として，監視観測体制並びに応急対策工に関する基礎的な知識を学ぶ。 ●監視観測体制として，天然ダムやその周辺における監視・観測箇所（対象）並びに監視・観測機材の選定を行うとともに，警戒避難に必要な情報伝達体制の構築を行う。 ●応急対策工として，天然ダム本体やその周辺における応急対策工（工種・数量等）の検討を行うとともに，応急対策工施工時の留意点（安全管理）を検討する。

特に平成 30 年度においては，建設業協会，建設コンサルタント協会，砂防ボランティア等民間からの参加を依頼し，国土交通省職員と一緒に天然ダムの実務対応を行う際の連携(各々の得意分野を分担)も含めて，参加者が複数の班（4 班：合計 25 名（民間から 12 名））に分かれて取り組んだ。また，民間側からの参加については，継続教育の制度を活用し，参加しやすい環境の創出も行った。

課題を 2 種類用意して実施し班毎に対応方針や対策の考え方について協議しながら進行したが，全ての結果（対応方針･考え方等）が班毎に異なり，保全対象を考慮した切下げ高さの設定や下流部での対策検討，アクセスルートの選定などにおいて様々なアイデアが確認できた。また，ポンプ排水は，全ての班で計画されたが，設置台数やポンプ設置高さ，ホースの配置ルートなどで様々な考え方が見られた。



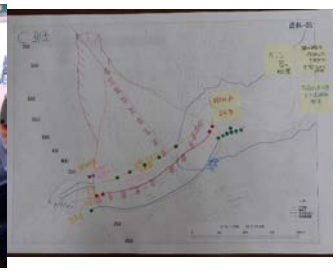


写真-4 訓練風景と作成した図面

訓練後のアンケートでは,「各立場による視点の違いがよかった」,「資機材の情報を知っていないとなかなか計画が立てることが難しい」,「発注者，受注者の視点の違いが討論にいい刺激になった」等，好意的な意見が多く見られ，また，本訓練の継続を望む意見も多く見られた。

4．おわりに

平成 23 年度～28 年度（6 年間）の取り組みに加え，平成 29 年度からの一年を通した取り組みを通じて，関係機関の防災担当職員等の知識の習得・判断力等の向上が図られてきた。あわせて，危機管理対応訓練の実施により，具体的な対応(詳細な計画立案，施工計画等の検討など)についても対応能力の向上，建設業協会や砂防ボランティア等との災害時の役割の確認も図られたと考えられる。

今後も連絡調整会の上記の一年を通した取り組みの継続により，連携マニュアルの浸透や防災訓練等の活動を通じて良好な関係を維持し，かつ災害対応能力の維持･向上が望まれる。また，連絡調整会等の活動に市町等の新たなニーズを反映し，関係機関が協力した危機管理体制強化の取り組みが継続して実施されることに期待する。あわせて，平成 30 年 7 月豪雨災害からの教訓を踏まえ，土砂災害発生時の「逃げ遅れゼロ」に向け，当該地域（住民）を対象とした警戒避難に関する取り組み等も連絡調整会メンバーが連携し，支援していくことが望まれる。

平成 30 年 7 月西日本豪雨災害(広島地域)後の被災者支援

(株)テクニコ　○山下祐一　中電技術コンサルタント(株)　古川　智

１．はじめに

平成 30 年 7 月 6 日～7 日の西日本豪雨災害は、広域的に大規模な被害をもたらした。広島県内で、死者 108 名、行方不明者 6 名、土砂災害 484 件、7000 箇所で斜面が崩壊した(平成 30 年 7 月 31 日)。このような広域で大規模な災害に対して、広島地域の被災者支援の視点で実施した内容について報告する。

２．被災初動期・応急復旧支援期（発災後約 3 か月）の概要

「広島県災害復興支援士業連絡会(以下士業連絡会)」は、平成 22 年 5 月に設立され、平成 26 年の広島豪雨災害でも被災者支援を行ったが、今回も災害発生とともに、被災者支援を開始した。士業連絡会は、弁護士など法律系、社会福祉士などの福祉系、技術士・建築士の技術系の 14 団体が加盟している。

今回の災害では、①災害ボランティア受け入れ支援(7 月 10 日～8 月 12 日)、②広島市、広島県からの依頼による被災者相談活動(8 月～11 月)を行った。



図-1　安芸区ボランティアセンターの様子

①災害ボランティア受け入れ支援は、広島市災害ボランティアセンター(以下災害ＶＣ）の支援活動であり、7 月 9 日に災害ＶＣ調整会議に参加し、10 日には災害ＶＣの本部に、12 日からは安芸区ＶＣ、安佐北区ＶＣに延べ 48 名を派遣して、被災者の支援(図-1)にあたった。私自身安芸区ＶＣに数日参加した。

②広島市、広島県からの依頼による被災者相談活動は、災害ＶＣによる情報や実績が参考になり、広島市では安芸区矢野南小学校、矢野公民館、広島県からは安芸郡熊野町、三原市、呉市、安芸郡坂町の相談活動を行った(図-2)。このうち、熊野町川角地区「大原ハイツ」の方から復旧・復興の検討支援要望があり、その後も支援を続けており、詳細は後述する。また、安芸郡坂町は被害の割合が高く、坂町の総頭川や坂町小屋浦地区を除いても多くの箇所で崩壊が発生した。坂町社会福祉協議会から直接技術的相談がよせられ、現地調査を行った。家屋の裏山が崩れたり、土石流が押し寄せたり、多くの被災箇所があり、相談内容に対する被災の現状や今後の対応等について回答や報告を行った。



図-2　被災者相談のチラシ

３．熊野町川角地区「大原ハイツ復興の会」支援活動

「大原ハイツ」は 113 世帯の小さな団地で、今回の災害で、土石流が 2 カ所、斜面崩壊が 1 箇所発生し、土石流で 12 名の方がなくなり、全壊 17 棟、半壊・一部損壊 15 棟に被害が及んだ(図-3)。

「大原ハイツ」への支援は、8 月 19 日の熊野町体育館に避難していた人の相談から始まった。現在避難しているが、今後被災した家屋を修理したものか、そこを離れた方がよいか、迷っている人が多いのでどうしたらよいか相談にのってほしいという。士業連絡会では「大原ハイツ」の住民が今後の復旧・復興に対して署名活動を行い、安心して暮らすことのできる団地の実現に取り組みを行うことから支援することとなった。

まず、「大原ハイツ」の住民に、1)今困っている事、即対応してもらいたいこと、2)将来に希望することはなんですか、3)行政に対する意見・要望について、アンケート調査を行った。次に、復興の会の

代表と役員の方と意見交換を行うとともに、平成 26 年 8 月の広島災害を経験された広島市安佐北区可部東 6 丁目の新建自治会、広島市安佐南区八木 3、4 丁目を中心に、復興交流館「モンドラゴン」の役員の方と意見交換を行った。

復興の会は、アンケート調査や過去の災害の現地調査・意見交換等を取りまとめ、10 月 16 日、11 月 27 日と 2 回の会合を開き、様々な意見交換を行うとともに、意見を集約して熊野町への要望等も行った。11 月 7 日には応急復旧工事が終了したことから、広島県と林野庁から災害関連緊急事業等による説明会が開催された。それを受けて、現状の課題と今後の取組みについて取りまとめた。



図-3　熊野町大原ハイツの大原ハイツの被災状況

(1)地域の自治会、自主防災会との連携体制

(2)復興の会の活動方針

(3)復興の会の勉強会・相談会の開催計画

これを受けて、第 1 回勉強会が開催された。その題目は次のとおりである(図-4、図-5))。

・土砂災害発生メカニズムと今後の危険性について

　　広島大学防災減災センター　土田孝センター長

・土砂災害ハード対策ンついて

　　(公社)日本技術士会中国本部　山下祐一



図-4　応急復旧対策の現地調査

この勉強会の前に、実際の現地調査を熊野町、川角自治会、福祉協議会、復興の会、専門家等 11 名で行い、現状の危険性や対策状況を共有した。

今後の活動として、①4 月 7 日に、警戒・避難位ついて、避難マップについての勉強会、②4 月 21 日、防災まち歩き(危険箇所・避難路等の確認)、避難マップの作成作業、③5 月中旬、土砂災害警戒避難マニュアルについて、避難訓練について、④6 月初旬、避難訓練の実施を予定している。



図-5　大原ハイツ第 1 回勉強会のチラシ

4．おわりに

平成 30 年 7 月豪雨により、広島県では多くの土砂災害が発生し、多くの被害を出した。士業連絡会ではそれぞれの士業の協力により、被災者の支援を行ったが、災害からの復興はまだまだこれからであり、被災者の支援内容も変化していくものと考えられる。

熊野町川角地区大原ハイツでは、地元住民が「大原ハイツ復興の会」を立ち上げ、それを支援してきた。現在は大原ハイツの勉強会・相談会を計画実施したが、今年の梅雨・台風時期までに避難体制を確立する必要がある。今後は住民自ら勉強し、避難マップを作るとともに、警戒避難マニュアルを作成し、避難訓練も実施する計画である。この計画は、熊野町や川角自治会、熊野町社会福祉協議会等、関係者の理解を得ながらの推進していく必要もあり、被災者の復興は長期的視野に立って支援する必要がある。

共助を目的とした自治会が運営する警戒避難システム

岡山理科大学生物地球学部　佐藤丈晴

１．はじめに

平成 30 年 7 月豪雨によって、岡山県では近年にない豪雨が発生し、県内多数の土砂災害が発生した。このような豪雨を経験していない岡山県の自治体では、膨大な情報を処理できず様々な課題を残した。その一方で適切な気象情報、避難情報が提供されていたにも関わらず、危険を避ける動きが少なく、避難ができなくなった住民も多かった。本報告では、自治会が雨量を計測し避難のタイミングを評価し、従来から使用している自治会のネットワークを用いて提供している事例を報告する。

２．提案する警戒避難システムの概要

平成 26 年広島災害を受け、広島市の被災地の自治会では、自治体に頼らず自らが雨量を観測して情報を提供する仕組みを作った事例が紹介されている。この仕組みを拡大するには、二つの課題を挙げられた。

（課題１）自治会が運用するための導入コストの問題

（課題２）避難情報を自治会員に伝達する基準値の設定

佐藤（2018a）[1] では、防災気象情報の発表基準に用いられている解析雨量と地上雨量計の降雨データから相関分析を行い、防災気象情報の発表基準相当の数値基準を地上雨量計に与える方法を提案した。地上雨量計を用いることで、当該自治会内の雨量を正確に把握することを可能にした。設定した基準値が、空振り頻度を約 8 分の 1 に減少させ、数回の発生降雨をすべて予測することができた。このことから、（課題２）については、一定の改善は見られたと考えている。

（課題１）について、佐藤（2018b）[2] は自治会が導入可能な極小規模の雨量計システムを開発した（図－1)。雨量計で雨量観測を行い、佐藤（2018a）の方法で算定した基準値を超過するとランプが点灯するのみのシステムである。通信システムは標準では備えておらずネットワークや通信に関するランニングコストは必要ない。

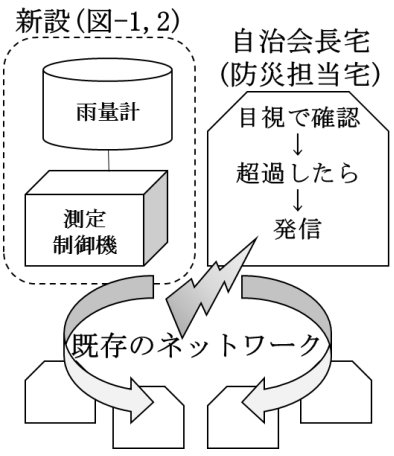
本事例では、自治会長宅の敷地内にこの雨量計システムを設置した（図－2)。豪雨時に自治会長が雨量計システムを確認し、点灯したランプの色の変化により、既存の自治会のネットワークを活用して伝達する全体の仕組みを 1 つの警戒避難システムを考える（図－3)。この自治会では、自治会の雨量計システムの観測データに基づいた自治会独自の基準値に基づいて自治会長（防災担当者）からの指示により避難を開始する方針を決めて運用を開始した。現在は会長宅のビデオカメラで雨量計システムを全戸リアルタイム表示することを検討中である。



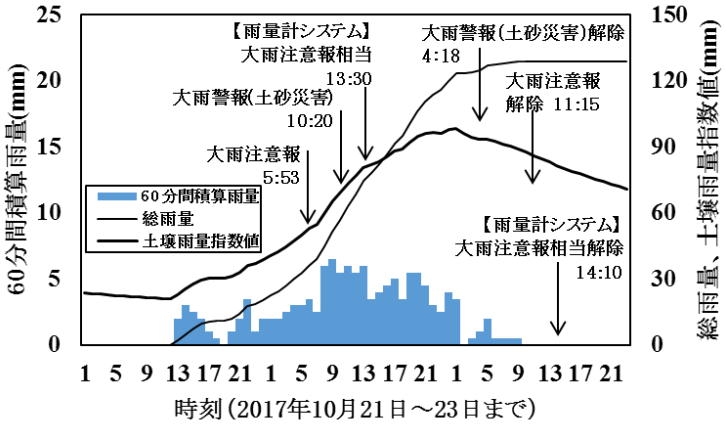
図－1　観測制御器



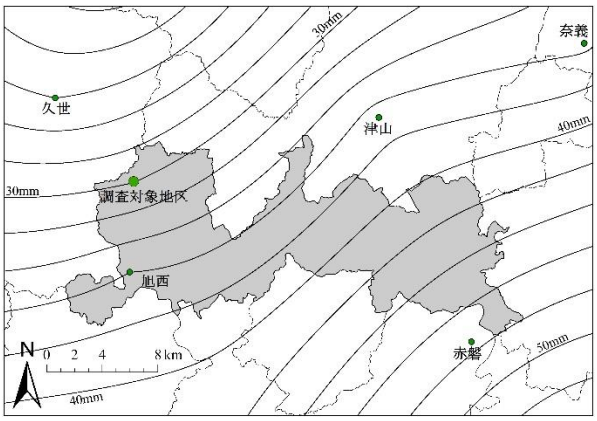
図－2　雨量計システム設置状況



図－3　提案する警戒避難システム



図－4　平成 29 年 10 月の観測と予警報の発表のタイミング



図－5　大雨注意報発表時刻の等雨量線図

３．平成 29 年 10 月の豪雨事例

平成 29 年 10 月より、岡山県美咲町にて自治会長宅において本警戒避難システムを設置し観測を開始した。当日は，美咲町で，10 月 22 日の 10 時 20 分に大雨警報（土砂災害）が発表されたが，本調査対象地域では，大きな豪雨になっておらず、雨量計システムは大雨注意報相当基準にも達していなかった。約 3 時間が経過した 13 時 30 分に大雨注意報相当基準を超過した。図－3 に示したシステムに則り、町内会の既存ネットワークで自治会員に伝達した。美咲町内の他地域で土砂災害が発生したが、システムを設置した自治会内では災害は発生しなかった。基準超過時刻は防災気象情報よりもかなり遅いタイミングで大雨注意報相当基準を超過した。これは図－5 に示したとおり、観測地域が町内で最も降雨量が小さい地域であったためである。当該地域では、大雨警報級の豪雨とはならず、災害も発生しなかったことから、基準値どおりの妥当な判断が下されたと考えている。

４．まとめと今後の課題

本研究では、自治会が運営できる極小コストの雨量計システムに当該地域の基準値を付与して自治会が主体とした警戒避難システムの構築を行い、実際の豪雨時の情報提供事例を報告した。継続的な避難体制を整えるには、自治会などの地域が無理のない範囲で適切な運用が可能な警戒避難システムを構築することが必要である。今後も「共助」を実行する上で、地域の実情を踏まえた形作りを模索していきたい。

その一方で平成 30 年 7 月豪雨では予期しない欠測が確認された。この理由は、AC 電源を第三者が抜いたため電気供給が止まったことであった。また 9 月には復旧したが、10 月に再度草刈によってケーブルを切断した。いずれも初歩的な原因であるが、自治会や個人宅に設営するため、このようなことは十分に起こりうる。雨量計システムには図－1 の観測制御器の左側面に通電確認用ランプの点灯によって状態を表示しているが、いずれも筆者の定期確認で判明した。機能の理解や配線に注意するなど一般市民の利用という視点を考える必要がある。様々なトラブルに対応できるよう改善に努めたい。

参考文献

1)佐藤丈晴（2018a）：地上雨量計観測値に基づいた防災気象情報基準の設定方法，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.74，No.2，pp.23-31，2018.5

2)佐藤丈晴（2018b）：自治会・要配慮者利用施設等が独自に運用可能な警戒避難システムの開発，砂防学会誌，Vol.71，No.4，pp.30-37，2018.11

R5-014

融雪土砂災害に対する融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用性の検討

北海道大学大学院農学研究院　桂 真也

1. はじめに

積雪地域では，融雪に起因する土砂災害が頻発し，大きな被害をもたらしている。被害を軽減するためには，こうした融雪土砂災害の発生タイミングを予測することが重要であるが，避難勧告等の発令の判断のために現在運用されている土砂災害警戒情報は融雪の影響を考慮できていないのが現状である。融雪を考慮するためには，警戒情報の判断基準に用いている土壌雨量指数と 60 分間積算雨量を，融雪水量込みで計算することが考えられる。こうした検討はこれまでも行われてきた（岩倉ら，2010；神野ら，2011）が，限られた範囲で発生した少数の融雪土砂災害についての検討にとどまっており，適用性をさらに検討する必要がある。本研究では，全国の任意地点の融雪水量を簡易に推定するモデルにより，既往の多数の融雪災害発生地点における融雪水量を再現した上で，現行の警戒情報の発表スキームに導入した場合の発生予測性について検討することを目的とした。

2. 方法

2.1　融雪水量推定モデル

本研究では，全国に適用可能な融雪水量推定モデルとして以下のようなモデルを考えた（桂，2017）。このモデルは，日本全国で広域的に観測され，データの入手が容易な気象項目である降水量と気温から融雪水量を推定する。計算は，警戒情報への応用を見越して 1 時間単位で行う。まず，気温が 2℃以上のときの降水を降雨，2℃未満のときの降水を降雪と判定する。降雨は積雪層の有無にかかわらずただちに地表面に到達し，降雪は地表面に積雪層を形成する。形成された積雪層は気温に応じて融けるものとし，基準気温（本研究では 0℃とする）より気温が高い場合に，その気温差に係数 K（mm／℃／hr）を乗じた水量が融雪するとして積雪層から減じ，ただちに地表面に到達するものとする。地熱による底面融雪や積雪表面からの蒸発は少ないため無視する。

表 1　積雪水量観測地点の解析結果

地点 No.	地点名	都道府県	観測者	観測データ採用期間	観測回数	K (mm/℃/hr)	$RMSE$ (mm)
1	十日町	新潟	森林総研	1978/79～2007/08冬季	3162	0.188	75
2	釜淵	山形	森林総研	1976/77～1984/85冬季	133	0.137	56
3	幕の沢	新潟	森林総研	1999/00～2006/07冬季	27	0.055	168
4	長岡	新潟	防災科研	1987/88～2007/08冬季	2056	0.274	75
5	新庄	山形	防災科研	1976/77～2005/06冬季	1821	0.371	96
6	白金	北海道	防災科研	1992/93～1995/96冬季	502	0.256	46
7	美瑛	北海道	防災科研	1992/93～1995/96冬季	607	0.247	32
8	藤崎	青森	防災科研	1994/95～1995/96冬季	425	0.123	28
9	志津	山形	防災科研	1994/95～1995/96冬季	262	0.473	152
10	高田	新潟	北陸農試	1979/80～1983/84冬季	428	0.191	65
11	母子里	北海道	低温研	1979/80～1988/89冬季	41	0.078	89
12	札幌	北海道	低温研	1982/83～1987/88冬季	59	0.171	29
13	妙高	新潟	土研	2011/12冬季	11	0.137	148
14	池原	長野	筆者ら	2013/14冬季	4	0.042	101
15	栗沢	新潟	筆者ら	2014/15冬季	7	0.269	95
16	野花南	北海道	筆者ら	2016/17冬季	6	0.110	9

係数 K の値を決定するため，北海道から長野県までの 16 地点（表 1）において，雪氷関係の研究機関や筆者が観測した延べ 132 冬期，9,551 回の積雪水量の観測データを収集した。各観測地点を内包する最も小さな三角形を構成できる気象庁アメダス 3 地点を選び，その 3 地点での降水量および気温のデータから，標高補正および降水量計の捕捉率の補正を行った上で，距離重み付け平均法により積雪水量観測地点での降水量および気温を推定した。こうして得られた値を上述のモデルに与え，積雪水量の推定値が観測値を最もよく再現できるように K の値を観測地点ごとに決定した。

2.2　既往の融雪土砂災害発生地点に対する土砂災害警戒情報の適用性の検討

融雪により発生した既往の災害事例のうち，発生時刻が特定でき，警戒情報の発表基準線（CL）が都道府県の web サイトで公開されている 14 事例（表 2）を収集した。各発生地点に上記の融雪水量推定モデルを適用して融雪水量を求め，降雨量と合算することにより，最終的に地表面に到達した全ての水量 MR を求めた。時間雨量の代わりに時間 MR を用いて，災害が発生した冬期全体のスネークラインを描き，災害発生時の値と CL との関係を検証した。

3. 結果

3.1 融雪水量推定モデルの妥当性および K の値

積雪水量観測地点における K の値は 0.042～0.473 mm／℃／hr であった（表 1）。モデルの精度を表す 2 乗平均平方根誤差 $RMSE$ は 9～168mm の範囲にあり，簡易なモデルながら一定の精度で観測値を再現できていると判断された。標高，緯度等と K の値との間に何らかの関係は見いだせなかったため，全地点の平均値 0.195 mm／℃／hr を全国一律の K の値として融雪土砂災害発生地点の解析に用いた。

3.2 融雪土砂災害発生地点に対する土砂災害警戒情報の適用性

表 2 の No.9 花立のスネークライン（発生した冬期を含む 1980 年 11 月 1 日～1981 年 6 月 30 日をすべてプロット）と CL を図 1 に示す。災害発生時の 60 分間積算 MR は 2.0mm と非常に小さい一方で，土壌雨量指数は 100.3mm と比較的大きくなった。これは，低強度ながら長期間連続する融雪の特性を反映したものと言える。ただし，災害発生時でも CL を超過してはいなかった。

14 事例の災害発生時の 60 分間積算 MR と土壌雨量指数を表 2 に示す。60 分間積算 MR はやはりいずれの事例においても 2.0mm 以下と非常に小さかった。すなわち，縦軸の値は大きくなりえないため，CL を超過するかどうかはほぼ横軸の土壌雨量指数に依存する。そこで，横軸と CL の交点の土壌雨量指数の値に対する災害発生時の土壌雨量指数の値の比 R（%）を求めた。R が 100%を超えると災害発生を捕捉できていると判断される。表 2 から，R は図 1 に示した No.9 花立が最も大きい 46%で，全 14 事例とも CL 超過に必要な土壌雨量指数の半分にも満たない結果となった。すなわち，斜面に供給された水は災害が発生するとは判断されない程度の量であったにも関わらず，災害が発生したことになる。

4. 考察およびまとめ

このような結果となった理由として，以下の 2 点が挙げられる。1 点目は，地すべりに対する警戒情報の適用性である。融雪による土砂災害は表 2 に示す通り地すべりが多いが，現行の警戒情報はそもそも地すべりを対象としていないため，60 分間積算 MR や土壌雨量指数といった指標や現在設定されている CL が地すべりには適していない可能性がある。2 点目は，融雪水量の推定精度である。本研究では全国的に融雪水量を計算するため，降水量と気温のみから計算できる簡易なモデルを採用したが，融雪に最も影響を与える日射の影響を考慮できていないなど，精度がまだまだ不十分な可能性が高い。今後はこうした点を改善していく必要がある。

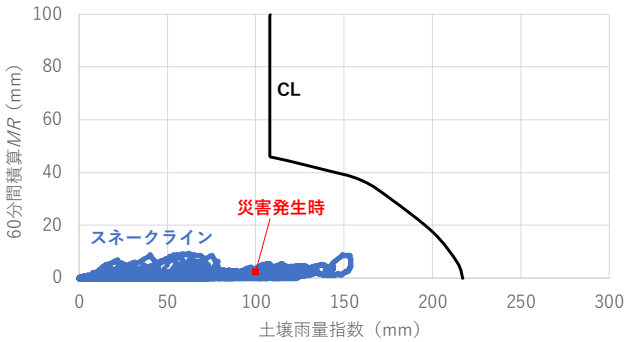


図 1　No. 9 花立のスネークライン

表 2　融雪災害発生箇所の解析結果

事例 No.	現象	発生箇所		発生日時	災害発生時の値		
		都道府県	地区名		土壌雨量指数（mm）	60分積算 MR（mm）	R（%）
1	地すべり	新潟	中束	1981/4/13 7:30	106.4	1.0	42
2	地すべり	新潟	蓬平	1984/5/17 19:30	107.9	0.0	43
3	地すべり	新潟	濁沢	1980/12/30 12:00	9.9	0.0	4
4	地すべり	新潟	虫亀	1980/4/9 4:00	81.0	0.5	29
5	地すべり	新潟	沢口	1990/2/19 3:20	68.4	0.8	30
6	地すべり	新潟	岩神	2003/4/1 9:00	29.3	0.0	14
7	崩壊・土石流	長野	井出川	2017/5/19 6:00	15.5	0.0	8
8	地すべり	新潟	馬場	1981/1/25 1:00	1.1	0.0	1
9	地すべり	新潟	花立	1981/4/10 15:00	100.3	2.0	46
10	地すべり	新潟	下倉	2005/4/10 5:30	100.4	1.2	38
11	土石流	新潟・長野	蒲原沢	1996/12/6 10:40	64.0	0.0	27
12	地すべり	長野	清水山	1994/4/14 4:30	84.1	0.0	29
13	地すべり	新潟	玉ノ木	1985/2/15 18:30	44.8	0.3	16
14	土砂流出	富山	上百瀬	2017/1/16 15:30	7.7	0.0	3

【謝辞】各地で積雪観測を長期間継続的に実施されてきた各機関のたゆまざる努力に謝意と敬意を表します。本研究は JSPS 科研費 JP16K16376，JP18H03819 の助成を受けたものです。

【引用文献】岩倉ら（2010），平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，520-521；神野ら（2011），平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集，190-191；桂（2017），第 56 回日本地すべり学会研究発表会講演集，220-221

R5-015

深層崩壊に対する警戒避難の発表ならびに解除に資する雨量データ解析

京都大学大学院農学研究科
小杉賢一朗○・千野佑輝・中谷加奈・正岡直也
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所
小竹利明・菅原寛明・田中健貴

1. はじめに

紀伊山系では，平成 23 年台風 12 号の豪雨で深層崩壊が多発し，甚大な被害をもたらした。深層崩壊は頻度が少なく規模が大きいため，効率的・効果的なハード対策が難しく，ソフト対策が重要となる。本研究は，紀伊山系付加体特有の基岩内地下水位の変動と雨量との対応関係を明らかにし，紀伊山系の深層崩壊をターゲットとした，精度の高い警戒避難の発表ならびに解除に資する雨量データの解析・活用手法を検討することを目的として実施している。ここでは，警戒避難の解除のタイミングに関して得られた知見を報告する。

2. 解析に用いたデータ

平成 23 年に発生した深層崩壊跡地やそれらの周辺の非崩壊斜面ならびに潜在的な危険斜面で集中的な調査が行われている 9 地区（赤谷，長殿，清水（宇井），北股，那智，坪内（冷水），栗平，熊野，三越）を対象として，降雨と地下水位のデータを解析した。地下水位観測地点の総数は 140 である。データは全て 1 時間インターバルのものを使用した。観測の開始・終了時期は地点によって異なっており，解析期間の統一はしていない。

3. 解析方法

48 時間の無降雨期間を降雨イベントの区切りとし,「総雨量 10 mm 以上かつ地下水位上昇量 0.5 m 以上」の条件により解析降雨イベントを抽出した。時間雨量の時系列を用いて実効雨量を計算した上で，各降雨イベントにおける実効雨量のピーク値ならびにピーク発生時刻を特定し，地下水位のピーク値ならびにピーク発生時刻と比較した。

4. 結果と考察

図-1 には，栗平地区の W2 地点で観測された地下水位と半減期 120h 実効雨量を示した。実効雨量は地下水位と類似した波形を示しており，両者のピーク値の間には高い順位相関が認められた（NSEF 値＝0.803）。ただし，両者のピークは必ずしも同時刻に発生しているわけではない。一般に深い深度に存在する基岩地下水では降雨に遅れて水位上昇を示す傾向があり，このことが降雨ピークに遅れて深層崩壊が発生する一因だと考えられる。

そこで，地下水位ピークと実効雨量ピークのタイムラグ（地下水位ピークが実効雨量ピークからどのくらい遅れて出現するかを意味し，以下ではピークラグと呼ぶ）を計算し，実効雨量ピークとの相関をとったものが図-2 の左パネル，地下水位ピークとの相関をとったものが図-2 の右パネルである。実効雨量ピークや地下水位ピークが大きくなるにつれてピークラグが小さくなる傾向が認められる。すなわち，大規模降雨イベントではピークラグがゼロに近く，実効雨量がピークとなる時刻と比較的近い時間帯において地下水位ピークが出現していることになる。このような地点では，降雨ピークに極端に遅れた深層崩壊の発生は比較的少ない可能性が推察される。なお，ピークラグがマイナスになっている降雨イベントが数例存在しているが，これは地下水位のピークが雨量指標のピークよりも早く発生したことを意味している。

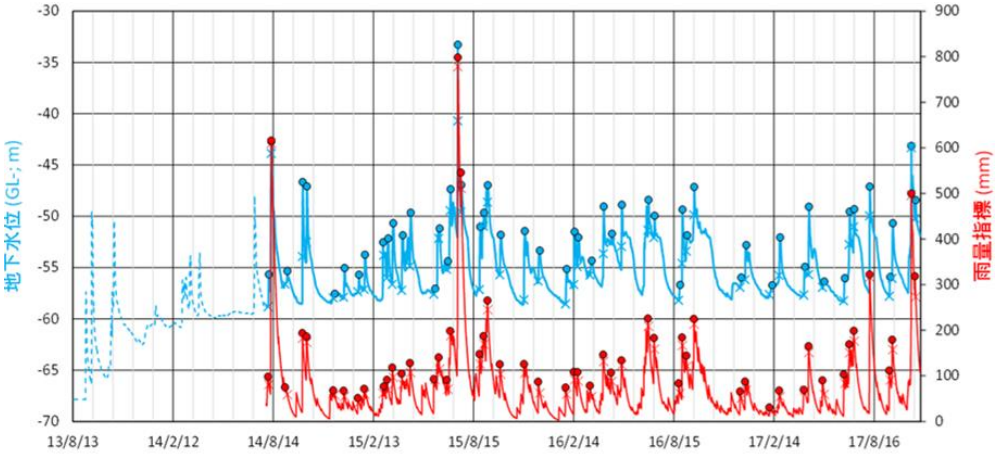


図-1 地下水位と雨量指標（半減期 120h 実効雨量）の時系列

次に図-3 は，140 地点すべてについて半減期 120h 実効雨量のピークとピークラグの相関を示したものである。雨量指標ピーク値が大きくなるほど，ピークラグは概してゼロに近づく傾向を示している。この図では，崩壊地の内部と外部の地点を区別しているが，崩壊地の内部にある地点においてピークラグがより大きくなるケースが多くみられる。この傾向は，特に雨量指標ピークが大きな大規模降雨イベント時に強く表れている。崩壊地内部では，圧密されて透水性が低下した崩土が厚く堆積することでピークラグを大きくしている可能性が考えられる。未崩壊斜面における災害を警戒する場合には，崩壊地外部の地点の傾向を分析することが適切だと考えられることから，以下の解析では，崩壊地内部の地点を除外した。

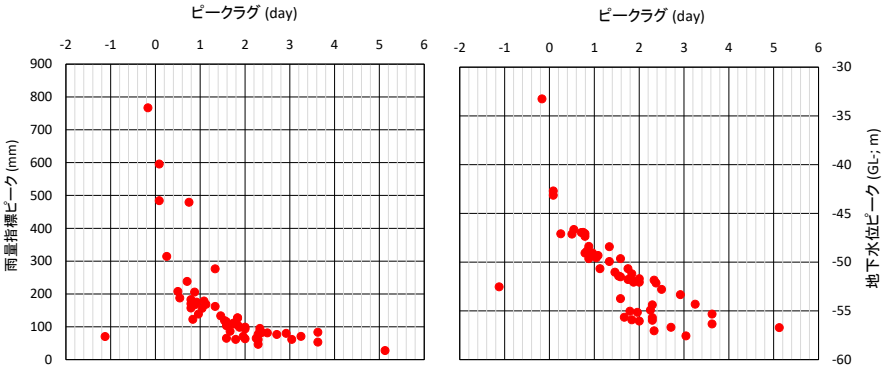


図-2 雨量指標および地下水位のピークとピークラグの関係

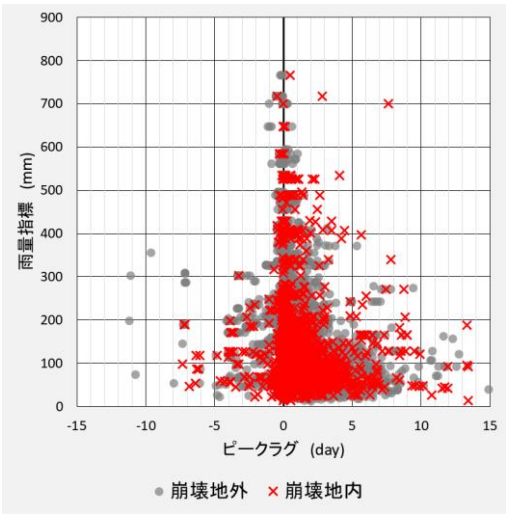


図-3 全観測地点における雨量指標ピークとピークラグの関係

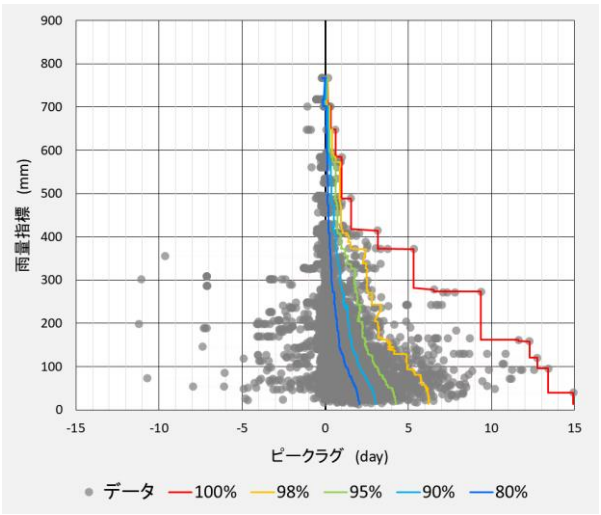


図-4 雨量指標ピークとピークラグの関係における包絡線

図-4 は，崩壊地外部の地点を対象とした「半減期 120h 実効雨量ピークとピークラグの相関」において，ピークラグの包絡線を引いたものである。例えば 95%包絡線は，実効雨量 300 mm において 1.74 day を示しているが，これは「実効雨量のピークが 300 mm 以上になる全てのデータのうち 95%は，ピークラグが 1.74 日以内に納まっている」ことを表している。包絡線のピークラグの値は，当然のことであるが，包絡割合を小さくするほど小さくなっている。また，雨量指標ピークが大きくなるほど小さくなっており，これは，規模が大きな降雨イベントほど地下水位ピークがより早く出現することを示している。

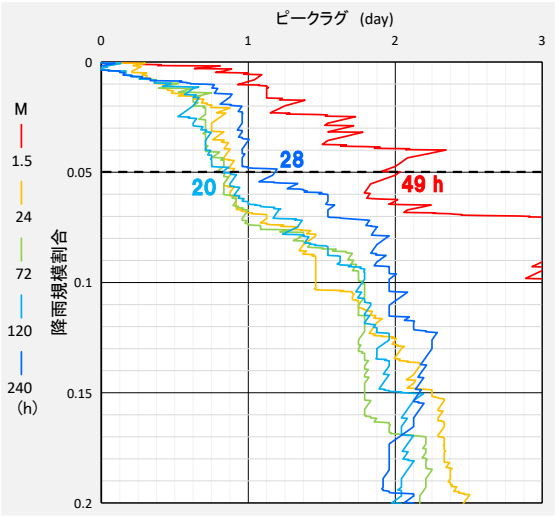


図-5 半減期 M による 95%包絡線の変化

実効雨量の半減期 M を変化させて図-4 と同様の解析を行うことで得られた 95%包絡線を図-5 に示した。この図の縦軸の降雨規模割合は，各雨量指標の大きさで降雨規模を表した際に上位に位置するデータの割合を表している。降雨規模割合を 5%に設定した場合のピークラグは，半減期 1.5，24，72，120，240h 実効雨量で 49，21，19，20，28 h となった。よって，ここでの設定条件の下では，各雨量指標のピーク後にこれらの時間が経過すれば地下水位が低下すると推測できることになり，警戒避難解除のタイミングの推定に活用できる可能性が考えられる。

平成 30 年 7 月豪雨災害時の広島県における雨量指標 R’ の特徴

復建調査設計(株) ○中井 真司，中瀬 有祐，永井 瑞紀
広島大学大学院教育学研究科　吉冨 健一
広島大学大学院総合科学研究科　海堀 正博

1．はじめに

平成 30 年 7 月豪雨により，広島県では，7 月 6 日午後～7 日未明にかけて最大時間雨量 50～70mm の非常に激しい雨が降り，死者 108 名・不明者 6 名（10 月 9 日 17:00 内閣府資料）を出す甚大な災害が発生した。9 月 7 日時点の広島県の資料によると，県内で 1,242 件の土砂災害が発生し，これによる人的被害は 87 名となっている。広島市，呉市，東広島市，熊野町，坂町をはじめ，県内の広い範囲で甚大な被害が発生した。

筆者らは，土砂移動現象の発生予測のための雨量指標 *R’* を提案し[1]，これまでにも，地域ごとの災害の発生条件を考慮した警戒避難方法について検討してきている[2),3)など]。雨量指標 *R’*は，式(1)，(2)により算出される 1 つの値を用いて，土砂災害発生の危険度を予測できる指標である。単純な式で係数も少ないため，地域ごとの特性を反映させることが容易で，さらに単一指標であるため，統計的手法を用いた検討を行うことができるという特徴を有している。

$$R_{fw}=\sqrt{(R_1-R_w)^2+a^2(r_1-r_w)^2} \quad \cdots (1)$$

$$R'=R_{fw0}-R_{fw} \quad \cdots (2)$$

ここに，
R_w ： 長期実効雨量 (mm)
r_w ： 短期実効雨量 (mm)
R_1 ： 座標上の横軸基準点
r_1 ： 座標上の縦軸基準点
a ： 重み係数
R_{fw0} ： R_w=0，r_w=0 のときの R_{fw} 値

これまでの事例検証から，広島周辺のまさ土分布域では，半減期 72 時間と 1.5 時間の実効雨量の組み合わせを用い，R_1=600mm，r_1=200mm，a=3 とした場合，*R’*>125mm でがけ崩れ，*R’*>175mm で山地崩壊，*R’*>250mm で土石流が発生し始めることが明らかになっている[1]。また，中国地方南部に甚大な被害をもたらした土砂災害は *R’*>400mm で発生していることがわかっている[2),3)など]。

2．広島県の降雨状況と雨量指標 R’

図-1 に，広島県内の 7 月 6 日～7 日の間の雨量指標 *R’*の最大値を示す。県内ほぼ全域で *R’*>200mm，県北や県東部の一部を除く地域では *R’*>250mm となっており，県内のいたるところで土石流が発生しやすい状況であったことがわかる。図中に引用した広島県内の市町村別土砂災害発生状況を見ると，県内の全ての市町村で少なくとも 1 件以上の土砂災害が発生しており，このことを裏付けている。

また，特に被害が大きかった広島市東部，坂町，熊野町，呉市，東広島市南部では *R’*は 400mm を超えており，特に危険な状態であったことがわかる。一方で，広島県南東部の *R’*<350mm の範囲においても，相当数の土砂災害が発生しており，竹原市 4 名，三原市 5 名，尾道市 2 名の死者も出ている。これは，広島県南東部では，広島市東部～呉市周辺と比べて土砂災害に対する耐性が小さく，比較的小規模な降雨でも甚大な被害に至る可能性があることを示唆するものである。

図-2 に県内で降雨量の最も多かった地域に位置する，広島県の警固屋観測所（呉市）の時間雨量と雨量指標 *R’*の推移を示す。警固屋観測所の 7 月 3 日～8 日の累積雨量は 654mm で，このうち 563mm は 7 月 5 日 8 時～7 日 8 時の 48 時間に途切れることなく降り続いている。6 日 20 時には時間雨量 56mm，7 日 5 時には時間雨量 60mm の非常に激しい雨が降り，この時間帯に多くの土砂災害が発生した。雨量指標 *R’*は 6 日 18 時に，この地域での土石流発生の目安とされる 250mm となり，非常に激しい雨の降った時間帯には 400mm を超え，最大 525.5mm に至っている。なお，平成 26 年 8 月豪雨の際には，土石流が多発した地域では *R’*の最大値は 400mm を超え，最も雨量の多かった国土交通省の上原観測所では最大 550.8mm に達した。降雨パターンの大きく異なる災害であったが，土石流多発地域の *R’*は同程度の値を示す結果となっている。

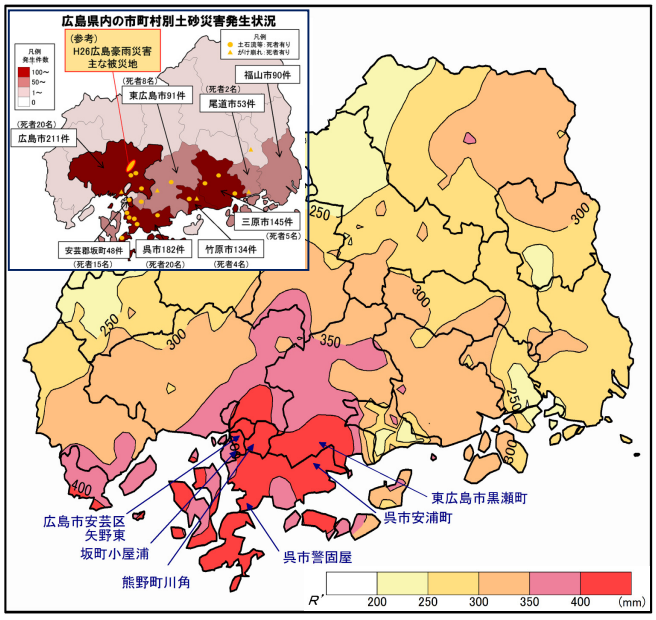


図-1 2018 年 7 月 6 日～7 日の雨量指標 R’ の最大値
（気象庁・国道交通省・広島県の雨量データを用いて作成，図中の「広島県の市町村別土砂災害発生状況」は 10 月 29 日時点で集計された国土交通省の資料より引用）

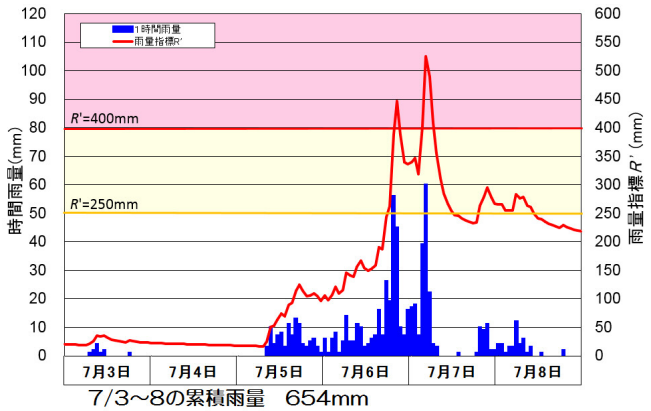


図-2　2018 年 7 月 3 日～8 日の警固屋観測所の降雨状況
（時間雨量と雨量指標 R’ の経時変化）

3．広島県における雨量指標 R’ の地域性

広島県の降雨履歴にはかなりの地域格差があり，年間降水量平年値で比較すると，県南東部では 1,200mm 程度，県北西部では 2,300mm 程度と 2 倍弱の格差がある（図-3）。このため，今回の災害時の広島県南東部における R'＝200～350mm に相当する降雨は，この地域にとってはかなり特筆すべき降雨であったものと考えられる。

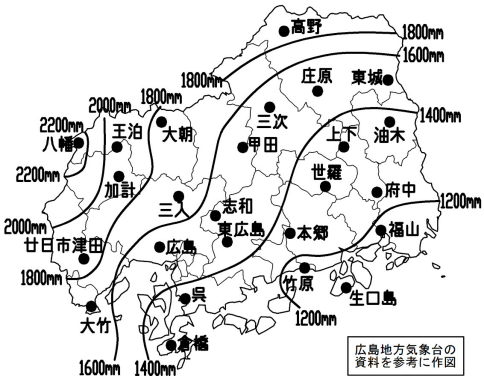


図-3　広島県の年間降水量平年値の分布図

筆者らは，Gumbel の極値分布に従って算定した雨量指標 R'の生起確率を用いて，地域ごとの限界降雨を評価することに取り組んできた。これまでの研究から，広島県においては 8 年確率程度の R'が土石流発生降雨の下限値であることがわかっている[3]。表-1 に今回被害が大きかった範囲に位置する気象台観測所（AMeDAS）の呉，広島，東広島，竹原における生起確率ごとの R'値と，甚大な災害の目安とされる R'＝400mm の生起確率を示す。なお，生起確率の算定には 1981～2010 年の 30 年間の観測データを用いた。

広島観測所，東広島観測所における 8 年確率の R'は，それぞれ 239mm，264mm で，これまで広島周辺の土石流発生限界降雨としてきた 250mm に近い値となっている。一方で，呉観測所の 8 年確率の R'は，292mm とやや大きな値を示している。これは，呉地域が広島や東広島に比べ豪雨にさらされた履歴が多いことを意味している。呉観測所における R'＝400mm の生起確率は 38 年となっている。呉市周辺では，1945 年の枕崎台風，1967 年の豪雨災害，1999 年の 6.29 災害および平成 30 年 7 月豪雨と，概ね 25 年に 1 度の確率で甚大な被害を受けており，オーダー的には調和的な結果となっている。一方で，平年は雨の少ない竹原観測所では，生起確率 38 年の R'は 274mm であり，R'＝400mm の生起確率は 891 年となっている。表-2 に今回の災害で被害が大きかったエリアに位置する観測所の最大 R'値と，最寄りの気象台観測所における関係式により算定した生起確率を示す。この結果から，災害時の最大 R' 値は概ね 100 年～数 100 年の生起確率であったことがわかる。平成 26 年の広島豪雨災害や，平成 29 年の九州北部災害においても，R'値が概ね 100 年～数 100 年確率を上回る範囲で甚大な被害が発生していることがわかっており[4]，R'の生起確率の観点では，今回の災害と同等の降雨であったと言える。

表-1　生起確率ごとの R' 値と R' ＝400mm の生起確率

観測所名	生起確率ごとの R'値　(mm)				R'=400mm の生起確率
	8 年	38 年	100 年	400 年	
呉	292	400	466	560	38 年
広島	239	306	347	405	358 年
東広島	264	351	403	477	95 年
竹原	210	274	313	368	891 年

表-2　今回の災害時の最大 R' 値とその生起確率

観測所名	今回の最大R'値(mm)	生起確率	備考
広島	360.2	138 年	—
警固屋	525.5	241 年	呉の生起確率で算定
野呂川ダム	468.8	104 年	呉の生起確率で算定
黒瀬町	414.6	125 年	東広島の生起確率で算定
竹原	355.6	326 年	—

4．まとめ

平成 30 年 7 月豪雨を対象に R'を用いて検証した結果，

① パターンが異なる豪雨でも，雨量指標 R'を用いることにより一定の基準値で土砂災害を予測できること。

② 広島県北西域に比べ，南東域では豪雨の履歴が少なく，土砂災害の誘因となる降雨量も小さいこと。

③ 甚大な被害は，概ね 100～数 100 年確率の R'に相当する降雨の範囲で発生していること。

を示す結果が得られた。これらのことより，地域に応じた適切な係数を用い，地域ごとの降雨履歴や災害履歴を考慮した閾値を設けることで，雨量指標 R'により様々な地域の災害発生を予測できるものと考えられる。

参考文献：

1)中井，佐々木，海堀，森脇（2004）：警戒・避難のための雨量指標の改良（危険雨量指標 R_Iの再吟味と R'の提案），広島大学工学研究科研究報告，Vol.53, No.1, pp.53-62.
2)中井，海堀，佐々木，森脇（2007）：最近の土砂災害への新しい雨量指標 R'の適用と警戒避難のための表現方法，砂防学会誌，Vol.60，No.1，p.37-42.
3)中井，海堀，佐々木，森脇（2008）：雨量指標 R'による土砂災害発生基準の設定と監視雨量強度 R_Rの提案－地域ごとの降雨履歴特性を反映した適用の可能性－，砂防学会誌，Vol.60，No.6，pp.4-10.
4)中井，永井（2018）：土砂災害時の降雨特性（雨量指標 R'を用いた検討），平成 29 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書，地盤工学会調査団，pp.15-20.

筑後川の降雨特性と予測

国土交通省九州地方整備局筑後河川事務所　船橋昇治，牟田弘幸
株式会社ニュージェック　○杉本利英，牧野裕至，景山健彦，西川 誠
株式会社気象工学研究所　高田　望，安藤滋人

１．はじめに

平成29（2017）年7月5日から6日にかけて，福岡県朝倉市や大分県日田市では，梅雨前線や台風3号の影響により，発達した積乱雲が線状に連なる線状降水帯による豪雨が継続し，赤谷川などの筑後川右岸流域で，斜面崩壊や河岸侵食により生産された多量の土砂や流木が洪水とともに流下し死者40名、行方不明者2名の人的被害のほか，多くの家屋が被災した。筑後川流域では，平成24(2012)年7月にも記録的な大雨により大きな被害が発生している[1)]。

本研究では，筑後川流域における豪雨災害をもたらす気象要因を明らかにすることを目的に，氾濫注意水位以上の降雨事例を対象に降雨要因，発生時期や卓越風向等の分析を行うとともに，さらに氾濫危険水位以上となった大雨事例の気象条件の特徴を整理した。また，領域気象モデルWeather Research and Forecasting（WRF）によるシミュレーションを行い，豪雨災害を引き起こす降雨の早期予測手法についても検討した。

２．筑後川流域の地形的特徴

台風や前線性など大規模擾乱による降雨現象では，斜面勾配や方向，標高などの地形特性が降雨量や降雨分布に密接に関係していることから，国土数値情報の3次元メッシュ平均標高を使用して流域の斜面方向別の標高分布と傾斜度を調査した。その結果，流域は大局的には東西に延びる「へ」の字の形状を示し，地形の傾斜方向は，東西に延びる流域の南北側の分水界を呈する南北側斜面，ならびに西へ流下するため西方向に10°未満の斜面が卓越していた。標高の分布割合は0～500mが66%、500～1,000mが32%、1,000～1,500mが2%を占めており，標高は下流から中流まで比較的低いものの上流に至ると急激に標高が高くなる傾向がある。流域全体での下層の風の流れを考えた場合，流域下流の西側からの風が筑後川に沿って東へ抜けていき，上流の高標高部で上昇する流れが考えられる（**図-1**）。

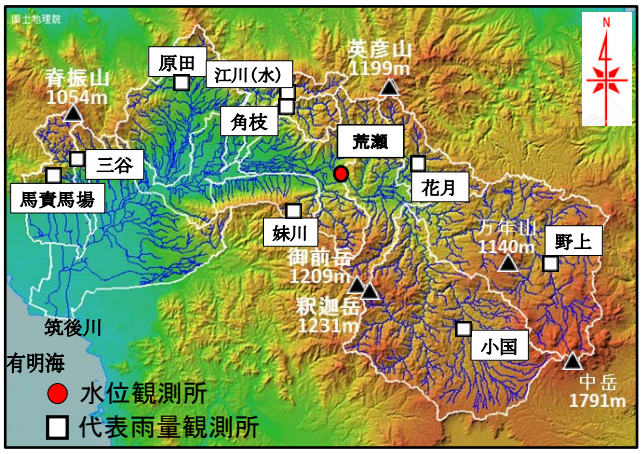


図-1　筑後川流域位置図

３．災害発生降雨要因、発生時期、卓越風向等の分析

荒瀬水位観測所で氾濫注意水位(5m)以上となった観測開始以降～平成30(2019)年迄の降雨を対象に代表観測所9地点を選定し降雨原因と発生時期を整理した。その結果，総雨量上位10位までの降雨は，91%の事例が前線により6月中旬～7月下旬の梅雨期に発生していた。次に，2003年以前は気象庁55年長期再解析(JRA55)データ，2004年以降はメソ数値モデル(MSM)データを用いて高層気象解析値（850hPa・500hPaの風向風速，相当温位，気温）について分析を行った。その結果，850hPa面(下層高度約1,500m)の大雨時に暖湿流の流入する風向は，南西～西南西，500hPa面(上層高度約5,700m)での寒気流入は，西南西～西風が卓越しており，850hPaの風速は，中央値13.2m/s～17.4m/s，500hPaは，17.4m/s～21.4m/sでいずれも強い風となっていた。また，850hPaの相当温位は，中央値343.3K～344.1Kで，大雨時の特徴である340K以上の暖湿流が流入している。500hPaの気温は，中央値-4.6℃～-4.1℃で，大雨時に強い寒気(-5℃以下)は流入していなかった。

次に、氾濫危険水位(6.3m)以上となった，9事例(前線8，台風1事例)より大雨となりやすい気象条件の特徴を整理した。以下に，前線性豪雨の特徴を示す(**図-2**)。

① 前線が九州北部から対馬海峡付近に張り出し長期停滞　② 前線南側の等圧線間隔が狭く，太平洋高気圧が日本の南まで張り出す(多量の水蒸気をもたらし易い) ③ 前線上を低気圧orキンクが通過(上昇流が強化される) 以上の条件の他，平成29年7月豪雨発生時は，下層(850hPa)暖湿気が背振山地東側で収束し，上層(500hPa)に-7℃前後の強い寒気が流入していた。

4．気象モデルWRFによる降雨予測

気象モデル WRF を使用し，平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象に早期予測の可能性について検討した。計算領域を**図-3** に，計算条件(領域，格子サイズ，標高データ，初期・境界条件)を**表-1** に，予測結果を**図-4**，**図-5** に示す。筑後川全流域の流域平均雨量と比較して，WRF の予測結果は過少だが，ピーク時刻の 14 時間前には MSM では予測できなかった強雨を予測でき，さらにピーク時刻に近づくほど予測精度は高くなった。

5．考察および結論

筑後川流域において豪雨災害をもたらした降雨要因，発生時期や卓越風向等の高層気象分析の結果，ほとんどの豪雨は，6月中旬～7月下旬に長期にわたり梅雨前線が停滞し，暖かい海域から多量の水蒸気が南西～西南西方向から供給される場合に発生していた。WRFを用いた風向別の地形性降雨シミュレーションや再現計算結果においても，強雨が発生しやすい風向や強雨の位置は実現象とほぼ一致していることを確認した。

また，WRFシミュレーションによる事前降雨予測の可能性検討では，MSMでは予測できなかった強雨をWRFの中で流域地形を正確に再現し，計算格子サイズを局所的な気象現象も再現できるように細かくすることにより，平成29年7月豪雨のような災害の発生する降雨を事前に早い段階から予測できる可能性を示す結果となった。

このように過去の降雨解析を行うことにより，流域において危険な降雨特性が明らかとなり，防災関係者が災害を発生させる降雨についての共通認識を持つことやWRFシミュレーションにより早期の強雨の予知は，今後の防災対応に大変有効であると考える。

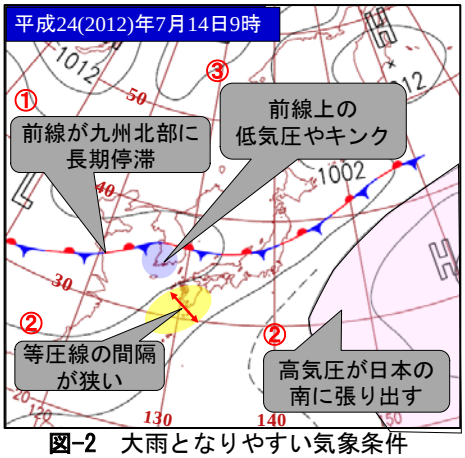


図-2　大雨となりやすい気象条件

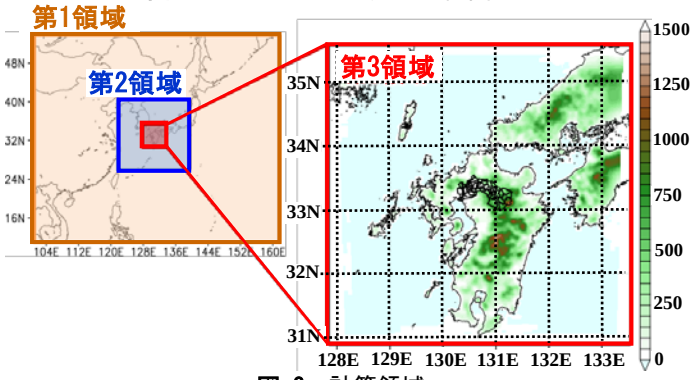


図-3　計算領域

表-1　WRF 計算条件

	第1領域	第2領域	第3領域
領域の広さ（東西×南北）	4347km × 4347km	1460km × 1460km	487km × 487km
水平格子サイズ	31.5km	10.5km	3.5km
標高データ	2分（≒3km）	30秒（≒1km）	50m
初期・境界条件	気象庁GSM（全球）の予測値	気象庁MSMの予測値及び気象庁GSM（全球域）の予測値	

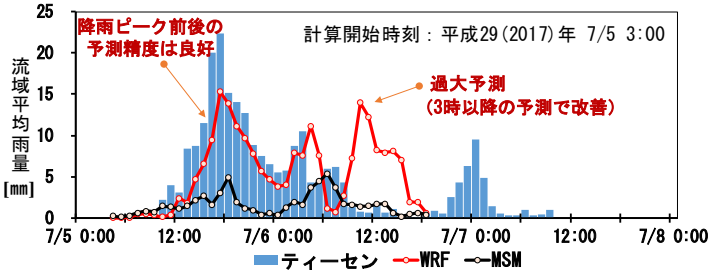
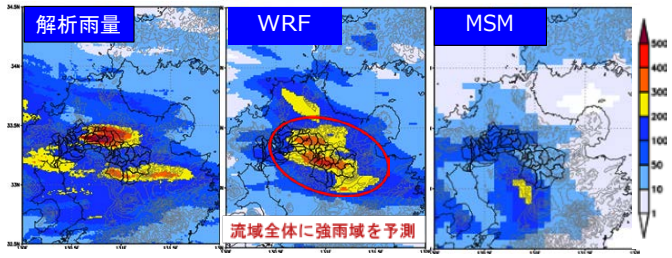


図-4　筑後川流域平均雨量時系列（ピーク 14 時間前予測）



平成 29(2017)年 7 月 5 日 10 時～6 日 18 時

図-5　積算雨量分布図

参考文献

1)　内閣府：平成30年度版　防災白書

地質的特徴と土砂災害を引き起こす降雨パターンの関係に関する検討

国土技術政策総合研究所　○野村康裕、野呂智之、戸舘 光
(株)エイト日本技術開発　海原荘一、髙田隆行、竹本大昭、谷田佑太

1. はじめに

平成 25 年伊豆大島災害、平成 26 年広島豪雨災害、平成 29 年九州北部豪雨災害、平成 30 年西日本豪雨災害等、近年多くの人命が失われる土砂災害が多発している。特に平成 30 年は西日本豪雨災害等により過去最多の土砂災害発生件数となった。土砂災害の警戒避難には都道府県と気象庁で共同で発表する土砂災害警戒情報（以下、「警戒情報」と略称する）が用いられている。空振りが多いといった課題があり警戒情報の精度の向上が求められている。

そこで、土砂災害の発生予測技術を高度化する上での基礎データとする目的で、全国における過去約 20 年間の降雨データ・土砂災害発生データ、地質データ等を整理し、地質的特徴と土砂災害を引き起こす降雨パターンとの関係について検討を行った。

2. 検討手法

1995 年～2018 年の土砂災害データ（発生位置、土石流・がけ崩れの別、2018 年については主要なもののみ）及び降雨データ（時間雨量、土壌雨量指数）を収集した（以下、「土壌雨量指数」を「指数」と略称する）。都道府県の警戒情報で用いている Surface データを用いて RBFN 値を算出し 0.3 以下の比較的大きな降雨イベントとそれにともなう土砂災害をここでの検討対象とし、その他の比較的小さな降雨イベントや地震による土砂災害は除外した。降雨イベントは 24 時間無降雨で区切ったものを一連降雨として扱った。整理の結果、土砂災害 2,405 件、一連降雨約 41 万降雨が検討対象となった。また、地質データについては、産業技術総合研究所のシームレス地質図を用いて地質区分の GIS データを収集した。それをもとにここでは、岩質を堆積岩、火山岩、深成岩・変成岩の 3 種類、地質年代を第四紀、第三紀、中・古生代の 3 種類に区分し、全体として 9 種類の地質区分に分類した（内田ら、2016）。これらの土砂災害、降雨、地質区分のデータを全国 1km メッシュ毎に整理した。その際、人口を有さないメッシュや湖沼・平野部等の土砂災害の起こりづらいメッシュを除外し約 23 万メッシュを対象とした。

降雨パターンの分類については、60 分積算雨量と指数のグラフにおいて平面分布エリアのカテゴリ区分を行い、一連降雨のスネーク曲線が指数の最大値をとるまでにどの領域を通過したかによって分類した。具体的には、多雨地域の雨量データと少雨地域の雨量データを統一的に比較しやすいよう確率年を両対数軸にとった平面エリアを図-1 の通り超過確率年 10 年、100 年で 4 領域に分割し降雨パターンを表-1 のように 5 タイプに分類した。それぞれのパターン毎に 1 降雨あたりの災害発生件数（災害発生率に相当）を算出し土砂災害の危険度を分析した。なお、超過確率年は Gumbel 分布と一般化極値分布(GEV)の 2 手法のうち各地域で精度の良い方を用いた。

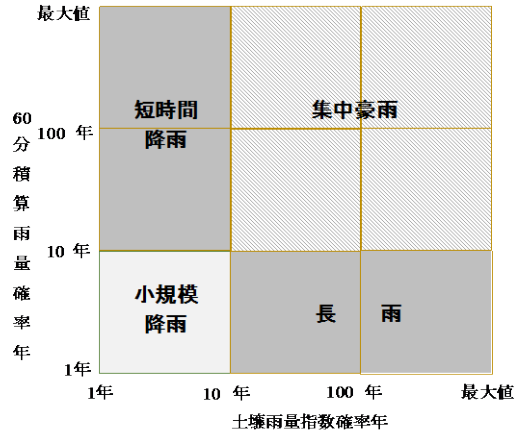


図-1　平面分布エリアのカテゴリ分類

表-1　降雨パターン分類

パターン	定義
小規模降雨型	小規模降雨領域に収まる一連降雨
短時間降雨型	小規模降雨＋短時間降雨領域に収まる一連降雨
長雨型	小規模降雨＋長雨領域に収まる一連降雨
複合型	小規模降雨＋短時間降雨＋長雨領域
集中豪雨型	上記に該当せず、集中豪雨領域に一点でもプロットされる一連降雨

3. 結果および考察

土石流について整理、分析した結果を表-2 に示す。指数及び 60 分積算雨量の超過確率年がともに 10 年を超過した集中豪雨型の土砂災害発生危険度が相対的に高く、全国平均の 10 倍程度となった。また、短時間降雨型では土砂災害発生危険度が低く危険度は概ね全国平均の 1/20 以下となった。地質特性ごとに見ると、同じ集中豪雨型であっても地質特性 No.9（深成岩・変成岩、中・古生代）で土砂災害危険度が相対的に高く、No.2（堆積岩、第三紀）で低い傾向が

地質特性			1降雨あたりの平均発生件数（災害発生件数/一連降雨数）					
			スネーク曲線の形状分類					
No.	種別	時代	小規模降雨型	短時間降雨型	長雨型	集中豪雨型	複合型（短時間+長雨）	全形状
1	堆積岩	第四紀	0.00327	0.00007	0.01103	0.02658	0.00540	0.00320
2		第三紀	0.00314	0.00003	0.00280	0.00859	0.00000	0.00081
3		中・古生代	0.00568	0.00016	0.00573	0.03222	0.00771	0.00243
4	火山岩	第四紀	0.01802	0.00037	0.00424	0.02836	0.00133	0.00293
5		第三紀	0.00000	0.00029	0.00933	0.03883	0.00667	0.00534
6		中・古生代	0.00000	0.00012	0.00616	0.04077	0.01163	0.00332
7	深成岩・変成岩	第四紀		0.00000				0.00000
8		第三紀	0.00625	0.00000	0.00554	0.01997	0.00467	0.00186
9		中・古生代	0.00000	0.00003	0.01007	0.05179	0.00926	0.00422
全地質特性			0.00566	0.00013	0.00698	0.03090	0.00539	0.00288

表-2　土石流災害平均発生件数（1 降雨あたり）

見られた。なお、がけ崩れについても傾向は同様であった。

これら集中豪雨型で危険度の傾向の異なる 2 種類の地質について、60 分積算雨量と指数の年超過確率の対数表示で示した平面上の土砂災害の発生危険度の分布状況を確認した。縦・横軸の確率年について 1 年～10,000 年までをそれぞれ 20 等分し合計 400 メッシュに分割しそれぞれのメッシュ毎に危険度を計算し表示した。計算方法は 2. で前述したスネーク曲線の通過回数から 1 降雨あたりの災害発生件数（災害発生率に相当）を算出する方法を用いた。その結果、

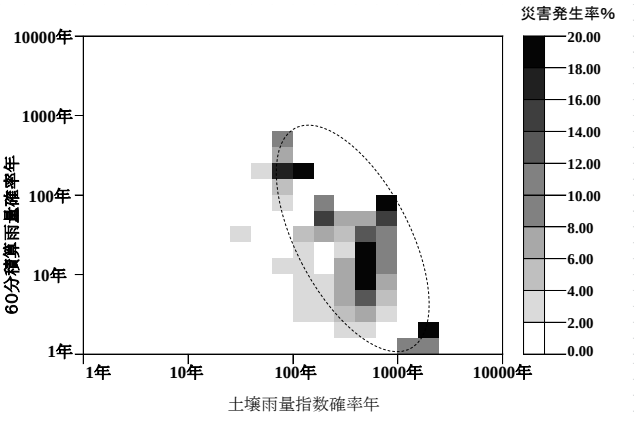


図-2　土石流災害平均発生件数（1 降雨あたり）

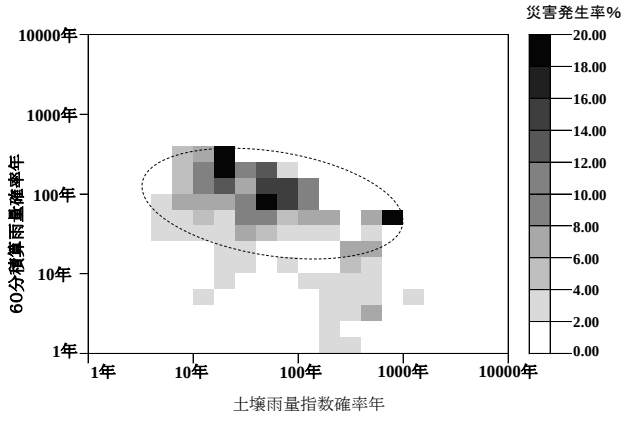


図-3　土石流災害平均発生件数（1 降雨あたり）

No.2（堆積岩-第三紀）は和歌山県南部等に多く分布している地質であるが、図-2 のように危険度の高いエリアは指数の超過確率 100 年程度以上に多く分布している。No.9（深成岩・変成岩-中・古生代）は広島県南部等に多く分布している地質であるが、図-3 のように危険度の高いエリアは 60 分積算雨量では 50 年～数 100 年かつ指数が 10 年程度以上に多く分布している。今回は No.2 と No.9 だけではあるが、警戒情報の発表基準を設定している 60 分積算雨量と指数のグラフ平面において、地質特性により危険度の高いエリアが異なる傾向にあるとの結果であった。これは、地質特性によって土砂災害発生危険度の高い雨の降り方が異なることを示唆している。

4.　まとめ

最近の約 20 年間の土砂災害データ、降雨データ、地質データ等を収集し、地質特性ごとの土砂災害発生危険度の高い降雨特性を検討した結果、60 分積算雨量及び指数の超過確率年が 10 年を超える集中豪雨型の雨では土砂災害危険度（土石流）が全国平均の 10 倍程度となることが分かった。さらに集中豪雨型の雨で危険度の傾向の異なる堆積岩-第三紀と深成岩・変成岩-中・古生代について 60 分積算雨量と指数の超過確率年の対数表示で危険度の高いエリアの分布を比較したところ、それぞれ危険度の高いエリアの分布傾向に違いが見られた。

5.　おわりに

現在運用されている警戒情報は必ずしも地質特性と雨の降り方を考慮した雨量基準とはなっておらず、地質特性ごとに危険な降雨特性が明らかとなれば空振りの低減に繋がるものと考えられる。今後、地質特性と降雨特性の関係について詳細に検討するとともに、深層学習等の手法を用いることで地質以外の素因特性についても考慮した警戒基準雨量の設定方法についても検討していきたい。

【参考文献】

1)　国土交通省：第 2 回実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会資料、2018
2)　鈴木ら：地質的特徴と土砂災害を引き起こした降雨パターンの関係に関する一考察、平成 28 年度砂防学会研究発表大会概要集、B-362～B-363、2016
3)　内田ら：比較水文学的アプローチによる山地流域の降雨流出応答の影響因子に関する一考察、地形、37(4)、pp.579-595、2016.

R5-019

土砂災害警戒情報の高密度化に向けた土砂移動形態の分類と空間分布特性の把握

鳥取大学大学院工学研究科　○和田孝志，岩井優弥※1，三輪　浩
理化学研究所計算科学研究センター　山野井一輝※2
京都大学防災研究所　藤田正治
※1 現所属：国土交通省中国地方整備局浜田河川国道事務所，※2 現所属：京都大学防災研究所

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨では，西日本を中心に広い範囲で総降雨量が非常に大きい降雨が発生し，広島県や愛媛県を中心に甚大な土砂災害となった。本災害では，人的被害が発生した 53 箇所のうち約 70%（37 箇所）で発災前に土砂災害警戒情報が発令されていた[1]。しかし，これらの箇所を含めて多数の犠牲者が出る結果となった。このことから，地域住民の避難や地区防災活動において，より活用可能となる土砂災害警戒情報のあり方が課題となっている。

現在の土砂災害警戒情報は，土砂災害警戒区域等が指定された市町村のうち約 7 割の市町村において土砂災害に対する避難判断基準として活用されている。しかし，空振り率が依然として大きく，地区単位でみると降雨状況や地形・地質等が異なることから的確である場合とそうでない場合がある。このことから，地区単位での住民の的確な避難に活用することが困難な状況である。これは，現在の土砂災害警戒情報が 1 km メッシュを単位スケールとした短期・長期降雨を指標としており，局所的な降雨状況，地形，地質条件等の反映が難しいことが原因と考えられる。以上のことから，現在の土砂災害警戒情報のスケールよりも細かいスケール（地区別，小流域別等）での降雨状況，地形，地質条件等を考慮したより詳細な土砂災害警戒情報の提供が求められている。

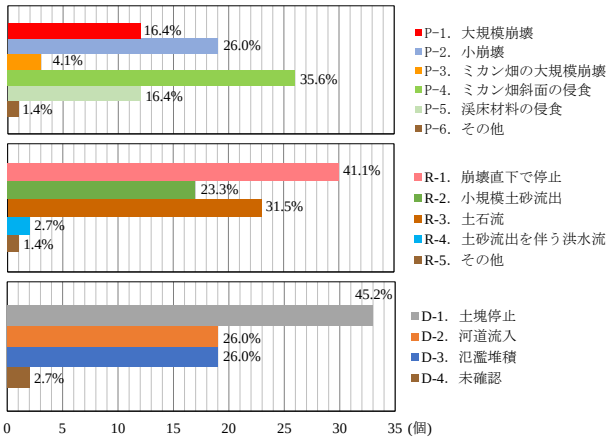
本研究では，土砂災害警戒情報の高密度化に向けた知見を得るため，崩壊または土砂流出が多数発生した既往土砂災害を対象とし，現地調査結果および災害後の航空写真を活用することで個々の崩壊・土砂流出について崩壊規模や流出形態等のタイプを分類し，その空間分布を把握した。また，これらのタイプの空間分布と降雨および地質条件との関係性を把握した。

2. 対象地域

本研究の対象地域は平成 30 年 7 月豪雨により甚大な被害が発生した愛媛県宇和島市・西予市である。当該地域では，2018 年 7 月 7 日未明から早朝にかけて宇和島市吉田町を中心とした広範囲の地域で斜面崩壊および土石流が多発した。宇和島市吉田町ではミカン畑が尾根近くの急斜面まで展開され，樹林が少ない山地斜面が点在し，これらのミカン畑で崩壊深の浅い表層崩壊（斜面侵食）が多数発生した。一方で時間雨量が比較的大きい範囲では崩壊深 5m 以上，推定崩壊土砂量 1,000m^3 以上となる大規模な崩壊も複数確認された。

表－1　土砂移動形態の分類内容

分類項目	分類名	内　容
土砂生産	P-1	大規模崩壊（崩壊土量 1,000 m^3 以上）
	P-2	小崩壊（崩壊土量 1,000 m^3 以下）
	P-3	ミカン畑の大規模崩壊（崩壊土量 1,000 m^3 以上）
	P-4	ミカン畑斜面の侵食（崩壊土量 1,000 m^3 以下）
	P-5	渓床材料の侵食（上流部に明確な崩壊地が無い）
土砂流出	R-1	崩壊直下で停止
	R-2	小規模土砂流出
	R-3	土石流
	R-4	洪水流を伴う土砂流出
流出末端	D-1	土塊停止
	D-2	河道流入
	D-3	氾濫・堆積



図－1　現地調査による土砂移動形態分類結果

3. 現地調査結果を用いた土砂移動形態の分類

（公社）砂防学会緊急調査団により現地調査で確認された崩壊地・流下痕跡に関する調査結果（全 73 箇所）[2]を用いて，それぞれの崩壊について土砂移動形態（土砂生産形態，土砂流出形態，流出末端形態）に関するタイプ分類を行った。分類するタイプは表－1 のように設定した。

図－1 にタイプ分類結果を示す。土砂生産タイプ別にみると，比較的崩壊規模が小さいタイプ 2 およびタイプ 4 が多く確認され，タイプ 1 およびタイプ 3 以外の崩壊土量 1,000m^3 未満の崩壊は全体の 80% 以上となった。ミカン畑での崩壊の中には，表層の侵食による小規模なもの以外に，深い崩壊深を有するタイプ 3 も 3 箇所（全体の約 4%）確認された。土砂流出タイプ別にみると，崩壊直下で停止したものが多かった。これは，比較的小規模な崩壊が多かったことによると推察される。流出末端タイプ別でも同様に，土塊停止が全体の 45%程度となり，比

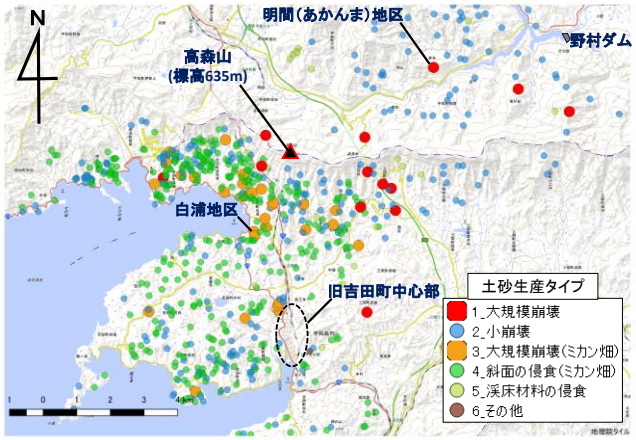
表－2　現地調査に基づく土砂生産タイプ分類と航空写真判読結果

土砂生産タイプ別の事例	現地調査結果（笹原ら 2019）		航空写真判読結果（国土地理院データ）
	崩壊諸元	崩壊状況	航空写真（崩壊面積等）
P-1 **大規模崩壊** 県道 31 号歯長峠北側の大崩壊	・崩壊深：5m ・崩壊幅：44m ・斜距離：70m ・崩壊土量：15,400m^3 	・崩壊地脚部に崩土＋流木が残存（8 月調査時） ・崩壊地下流で支川と合流し，谷筋勾配が緩い地点で土砂＋流木が堆積 ・堆積域下流端で流木ダム（堆積厚約 3m）が形成	・崩壊面積：約 2,600m^2 ・土地利用：森林 
P-2 **小崩壊** 浅川地区左支流域	・崩壊深：1.5m ・崩壊幅：5m ・斜距離：40m ・崩壊土量：300m^3 	・崩壊面付近に竹林あり ・崩壊面脚部は道路湾曲による切土（露頭） ・崩壊面下流に土石流流下痕跡あり	・崩壊面積：約 100m^2 ・土地利用：森林 
P-3 **ミカン畑における大規模崩壊** 吉田町白浦地区（玉津港）の大崩壊	【北側崩壊】 ・崩壊深：7.8m ・崩壊幅：45m ・斜距離：75.5m ・崩壊土量：26,500m^3 【南側崩壊】 ・崩壊深：5m ・崩壊幅：30m ・斜距離：78m ・崩壊土量：11,700m^3 	【北側崩壊】 ・崩壊土砂が海まで到達 【南側崩壊】 ・崩壊土砂が海岸付近の集落まで流下（海には到達せず） ・崩壊面直下の民家は破壊を免れたが，一軒離れた家屋が破壊された ・流下痕跡左岸側がけ崩れの土砂により土石流の流向が変わった可能性あり	【北側崩壊】 ・崩壊面積：約 2,200m^2 ・土地利用：ミカン畑 【南側崩壊】 ・崩壊面積：約 2,800m^2 ・土地利用：ミカン畑 
P-4 **ミカン畑斜面の侵食** 大河内地区右岸斜面	・崩壊深：1m ・崩壊幅：15m ・斜距離：58m ・崩壊土量：870m^3 	・ミカン畑の表層侵食 ・崩壊土塊が斜面下端家屋まで到達した後停止 ・崩壊土塊の主成分は砂質土	・崩壊面積：約 400m^2 ・土地利用：ミカン畑 
P-5 **渓床材料の侵食** 県道 31 号山脈南側	―― 	・治山堰堤（粗石を多く含むコンクリート）の袖が破損 ・侵食深 2m 程度 ・源頭部規模が小さいが流下距離が比較的大きい	・源頭部面積：約 100m^2 ・土地利用：森林 

較的小規模な崩壊が多い傾向が反映されていると考えられる。

4. 航空写真を用いた広域的な土砂生産タイプ分類

前述のタイプ分類結果を活用し，調査未実施の土砂生産（崩壊）箇所について土砂生産タイプに関する広域的な分類を行った。国土地理院が提供する「崩壊地等分布図」の崩壊プロット（809 箇所）[3]を対象として，タイプ分類した現地調査箇所の崩壊



図－2　広域的な土砂生産タイプ分類結果

面積および土地利用を災害後航空写真より判読し，これらと同様の崩壊面積および土地利用の条件を有する崩壊箇所を同じタイプとして分類した。

表－2 に土砂生産タイプ別の現地調査と航空写真判読結果を示す。この表に示すように，概ね 1,000m^2 以上の崩壊面積を有する崩壊は崩壊土量 1,000～10,000m^3 オーダーの比較的大規模な崩壊であった。このことから，航空写真より崩壊面積 1,000m^2 以上と判読された崩壊をタイプ 1，3 とした。また，崩壊箇所付近がミカン畑と判読可能な箇所はタイプ 3，4 とし，これら以外をタイプ 2 とした。タイプ 5 は上流部崩壊地が不明瞭なものとした。

図－2 に広域的な土砂生産タイプ分類結果を示す。この図より，比較的大規模な崩壊（タイプ 1，3）は，宇和島市と西予市の境界となる山脈を中心に南西～北東方向に分布しており，この範囲は笹原ら [2]が示したレーダー解析雨量の最大 60 分間雨量 70mm 以上の範囲と概ね一致する。特に，タイプ 1，3 が集中する山脈の南側は付加体砂岩の分布域とも重なる。これらのことから，土砂生産タイプは降雨・地質条件との関連性が強く，降雨・地質条件の空間分布を把握することで地点別の土砂生産規模の予測に繋がる可能性が示唆された。

5. おわりに

本研究では，災害後の航空写真判読より，土砂生産タイプの空間分布および降雨･地質条件との関連性を把握した。今後，他の既往災害において本手法を適用し，得られた知見の妥当性を検証する必要がある。また，本手法はわずかな現地調査結果に基づく簡易な外挿的手法であり，手法の精度には課題が残ることから，現地調査結果を用いた本手法による分類結果の検証も継続的に実施する必要がある。

謝辞

本研究では，平成 30 年 7 月豪雨に係る四国地方の砂防学会緊急調査団（団長　高知大学笹原克夫）による現地調査結果を活用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1)国土交通省(2018)：「第２回実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」配付資料　資料２追加資料，p.4　2)笹原ら(2019)：砂防学会誌，vol.71，No.5，pp.43-53　3)国土地理院 HP：URL：http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30.taihuu7gou.html#5

郷土の特性や暮らしと結びついた長期の防災の取組みを主導できる人材のイメージの明確化とその養成課程の検討

名古屋大学大学院生命農学研究科 ○田中隆文・鈴木清敬・大槻聡志・町田尚久

1. はじめに

平成25年の災害対策基本法の改正により登場した地区防災計画制度も運用開始から丸５年となる。平成 30 年７月豪雨を踏まえ設置された国土交通省「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」は講ずべき施策として「地区防災計画に基づく警戒避難体制の構築」や「地区防災計画と連携した砂防施設の整備」などを挙げている。今後は，取組みの拡大だけでなく，策定を終えた地区における地区防災計画の実効性・継承性の検証にも関心が払われる段階となってきたといえよう。

地区防災計画制度は，１）地域コミュニティ主体のボトムアップ，２）地区の特性に応じた計画，３）継続的に地域防災力を向上，の３つに特徴があり，地区防災計画の実効性・継承性についても住民主体，住民発案で進めて行く必要がある。しかし策定を終えた段階での“やり尽くし感”への対処や，次期役員，新住民，新世代への継承など，策定時の勢いの延長だけでは対応できないことも少なくない。さらに『策定』という明確なゴール到達後に始まる長期の息の長い『継承』というプロセスを持続していくためには，日常生活の中で育まれる“構えない防災”として取り組んでいく必要があろう。

本研究では以上の観点を踏まえ，防災活動の実績を有する以下の A から C の３地区を対象に「郷土の特性や暮らしと結びついた長期の防災の取組みを主導できる人材」について，アンケート調査を実施した。A 地区は地区防災計画制度，B 地区はオリジナル，C 地区は文科省の公民館を対象とした取組みを背景としている。

謝辞　本研究は**一般財団法人前川ヒトづくり財団の研究助成「研究課題番号：MHF2018-A012，代表：田中隆文」**を受けた。ここに記して謝意を表する。アンケートの実施にあたって**公益社団法人砂防学会の H30～R02 年公募研究会「土砂災害に備える地区防災計画研究会」**の協力を得たことを付記する。

2. 調査対象地区の特徴と防災活動の実績

2.1. A 地区（福島県いわき市平旧城跡地区）

いわき市平城山地区は，同市の中心に位置した平（たいら）城が戊辰戦争の攻防戦後に解体され住宅地として分譲された地区であり約 600 世帯を擁する。いわき駅近くに立地するが急傾斜地の警戒区域のイエローゾーンを多く含む。全国に先駆けて地区防災計画に取り組み，策定を実現した。

この取り組みは同市の平成27～28年度防災まちづくり支援活動事業のひとつとして市役所危機管理課によってセッティングされコンサルタント会社の支援をうけたものであった。しかし防災に特化しない取り組みとしたいという住民コミュニティの意向で，策定された地区防災計画には活動方針として，●健康長寿のまちづくり ●人をつなぎ、地域をつなぐまちづくり ●災害に強いまちづくり ●地域で子どもを守るまちづくり ●城山らしい環境のまちづくり，以上の五項目が掲げられている。活動拠点である城山公民館は住民が管理し，市の HP の公民館一覧には記載されていない。

2.2. B 地区（岐阜県瑞浪市陶地区）

陶地区は，近世は尾張の瀬戸を経て信州の飯田を結ぶ中馬街道沿いにあり，近代は陶磁器産業が活況を呈した地にあるが，近年は過疎化・高齢化が進行し中学校の閉校も生じている。昭和 47 年（1972 年）の甚大な土砂災害の被災地である。平成 22 年頃，防災関係の NPO の支援を受け，継続的な防災力の向上をめざし防災プログラムを作成した。その内容は，防災マップ作成，要援護者の名簿作りと避難誘導方法の検討，体験体感，防災訓練の実施などがあり，中学生を災害時の重要な支援者と位置付けた先進的なプログラムとなっていた。この活動はまだ地区防災計画制度が生まれる前であったが，同制度の開始を受けた取組は実施されていない。

2.3. C 地区（岐阜県郡上市西和良地区）

郡上市中心部や下呂市よりは一段高い標高約 500ｍほどの場所にあり冬季は積雪が多い。土石流のレッドゾーンやイエローゾーンも多い。旧西和良村は，1954 年（昭和 29 年）八幡町らと合併し改めて八幡町として発足，平成の大合併で 2004 年に郡上郡の 7 町村で合併し郡上市となっている。東隣の和良地区とは変遷が異なる。近年、過疎・高齢化が進み地区内の小学校は平成 30 年度末に閉校した。小学校に隣接する西和良公民館は，平成 27 年優良公民館表彰を受けた。地域全体で防災に取り組む「防災キャンプ」など公民館における小学校の活動を大切に行っていること，住民みんなで地域の子どもを育み，地域が一体となって公民館を核として強い絆を培っていることなどが，評価されたと文部科学省社会教育実践研究センター「平成 27 年度公民館に関する基礎資料」に記されている。

3. アンケート調査の概要と実施方法

本研究では当該の人材に，１）どういう能力が必要となるのか？　２）行政を含む様々な機関の広範囲な部署と連携していくためには，当該の人材がどういう立ち位置であるべきなのか？　３）研修制度や資格授与制度などの“ヒトづくり”をどう設計していくのか，を明確化するため，アンケート調査を実施した。いずれの地区でも，まず，ハザードマップや近代の旧版地図を参照しながら対象地全域をこまめに踏査後，ヒアリングを実施し，さらにアンケート実施を提案した。

回覧板を回す班が A 地区では 80，B 地区では 70 あり，その班長さんを対象としてアンケート調査を実施した。C 地区では全戸 205 世帯を対象とした。配布については

表－１　アンケート調査の概要状況

A 地区（福島県いわき市平旧城跡地区）2018 年 10 月。
　　回覧板班長 80 名を対象（町内会を通じて配布）。
　　回収　59 通，回収率 73%（郵便投函で回収）。
B 地区（岐阜県瑞浪市陶地区）　　2018 年 1 月。
　　回覧板班長 70 名を対象（町内会を通じて配布）。
　　回収　33 通，回収率 47%（郵便投函で回収）。
C 地区（岐阜県郡上市西和良地区）　2018 年 2 月。
　　全戸 205 戸を対象（郵便投函または町内会で回収）。
　　回収 163 通，回収率 79%

自治会の組織にお願いし切手と返信先タックシールを貼った返信封筒を 8 ページの冊子体の質問票に同封し，A 地区と B 地区では各回答者によるポスト投函の郵送で回収した。C 地区では回答者自身によるポスト投函が困難なケースが多いことが判明し町内会によって回収が担われた事例も多かった。設問は下記の 8 項目から成り，多肢選択式が 18 問，記入式が 10 問，所要時間は 15 分と想定された。実施状況を表－１にまとめた。

設問１．回答者についての基本情報
設問２．地区についてのよい点，悪い点の認識
設問３．回答者の方の，防災意識
設問４．土砂災害警戒区域についての理解
設問５．地区防災計画制度についての理解
設問６．この地区の防災の取組み実績について
設問７．取組みに関わっていない次世代への
　　防災の取組みの継承について
設問８．コミュニティのまとめ役について

4. 調査結果

以下に示す結果を含め回答の多くは３地区ともほぼ同様の傾向があった。以下はいずれも複数回答であり，百分率の母数はアンケートの回収数である。

設問４の結果（表－２）から，土砂災害警戒区域についてある程度の知識を有しているものの対策は「漠然と考えている」方が多いことがわかる。

設問８の結果（表－４）から，住民コミュニティーのまとめ役には多様なスキルが必要という結果となった。立ち位置の設問は，自治会役員，自治会の一構成員の割合が高く，次いで行政の嘱託が挙がった。長期的に継承していくためにはその住民コミュニティの中から人材を輩出すべきという認識は３地区ともにみられた。まとめ役に求める資質を尋ねた設問ではいずれの選択肢も一定の指示を得ている。防災の知識だけでなく日常における様々な資質が必要ということといえ，これらを人材養成に反映させていく必要がある。

設問７は防災の取組みの次世代への継承についての設問であるが（表－４），「ａ）継承を目的に据えた活動」が過半数を得るとともに，防災に特化しない活動も２割以上の支持を得ていた。公民館などの活動拠点の存在が３割を超えたことも注目される。

文献：田中隆文「日々の暮らしと土砂災害への備え」
『砂防と治水』第 242 号　2018 年 4 月号　p.4-6

表－２　土砂災害警戒区域について　（複数回答）

土砂災害警戒区域や特別警戒区域について知っていますか？	A地区	B地区	C地区
a）人に概要を説明できるくらいは知っている。	14%	12%	10%
b）なんとなくは理解している	76%	70%	68%
c）言葉は聞いたことがあるが，意味は知らない。	12%	12%	13%
d）見たり聞いたりしたことがない，初耳だ！	0%	0%	1%
土砂災害警戒区域や特別警戒区域に自宅があるのかどうか知っていますか？	**A地区**	**B地区**	**C地区**
a）知っている	71%	55%	57%
b）知らない	20%	21%	17%
c）調べた覚えはあるが忘れた	7%	9%	9%
避難のタイミングや避難先やその経路について，検討したことがありますか？	**A地区**	**B地区**	**C地区**
a）具体案を作成済みで，その訓練もしている。	25%	15%	17%
b）具体案を作成済みであるが，その訓練はしていない	12%	6%	10%
c）検討済みであるが，具体案としてまとめてはいない	15%	24%	21%
d）漠然と考えている。	44%	42%	36%
e）考えたことはない。	7%	12%	7%
f）考える必要はない。	2%	0%	1%

表－３　次世代への取組み継承に有効なこと（複数回答）

取組みに関わっていない次世代に，活動を継承するため，どんなことが有効ですか？	A地区	B地区	C地区
a）継承を目的に据えた活動が有効	59%	76%	55%
b）結果的に継承に繋がると期待される企画が有効	37%	30%	21%
c）外部のアドバイザーの支援（例：行政が雇用し派遣）	27%	15%	15%
d）外部への発信や外部への支援	8%	6%	10%
e）活動資金の確保	15%	36%	20%
f）行政やNPOによるモデル地区制度などの指定	14%	18%	9%
g）行政の総合的な一元化された窓口あるいは「行政サービス水先案内人」の設置	12%	9%	7%
h）活動拠点となるような場所	42%	36%	34%
i）活動の資料を保管するスペースや資料を預かってくれる機関	7%	6%	5%

表－４　住民コミュニティのまとめ役について（複数回答）

防災計画策定に向けて住民コミュニティのまとめ役には，どんなスキルが必要でしょうか？	A地区	B地区	C地区
a）ファシリテータなど皆の意見を引き出す能力。	19%	21%	42%
b）皆の気持ちを盛り上げ，次回も来ようという気を起させる能力。	44%	39%	43%
c）世代や様々な違いを超えて，皆の気持ちをひとつにしていく能力。	51%	45%	41%
d）災害や防災についての基本的な知識。	58%	73%	49%
e）対象地区の自然的条件や社会的条件を調査し解析する能力。	36%	39%	27%
f）対象地区にある郷土館や公民館活動との連携を図れる調整力。	34%	30%	28%
g）国・県・市町村のどの部局がどんな仕事を担っているかを理解し，窓口を見出す能力。	24%	24%	27%
h）行政のガイドラインや通達や支援制度及びその改定に明るいこと。	25%	18%	23%
i）お祭りや運動会などの地域行事の伝統に明るくその運営主体と連携できる能力。	34%	30%	24%
j）その他	7%	6%	2%
既得スキルの評価方法としてはどんなものがよいでしょうか？	**A地区**	**B地区**	**C地区**
a）講習会の受講証	39%	36%	31%
b）資格試験証明書	19%	15%	13%
c）経験年数	19%	30%	29%
d）現役時代の職歴や役職で判断	22%	12%	18%
e）その他	3%	9%	3%
まとめ役を担う際の，住民コミュニティの中での立ち位置として，適切なものは？	**A地区**	**B地区**	**C地区**
a）自治会の役員	59%	61%	50%
b）行政の嘱託	22%	27%	23%
c）社会教育施設の職員	8%	0%	12%
d）NPO等の会員	8%	15%	9%
e）自治会の一構成員	24%	36%	30%
f）その他	7%	6%	3%

土砂災害の実効的な避難に結びつく地区防災計画に求められるもの
～平成 30 年 7 月豪雨時の土砂災害タイムラインに基づく避難行動の検証から～

応用地質（株）○大村さつき　三木洋一

1. はじめに

平成 27 年度、平成 28 年度砂防学会研究発表会において、広島県広島市 2 地区においての土砂災害に対するタイムライン検討事例について報告した。この報告において、今後の活動の継続、実際の避難行動の状況については長期的な確認が必要であり、経過を観察し、必要に応じた改善策を提案していくことも必要であると示していた。そこで本検討では、タイムラインを検討して約 5 年が経過した同地区においての、警戒避難の取り組みの現状と、平成 30 年 7 月豪雨時に警戒避難状況について報告する。

また、平成 29 年度には茨城県阿見町での地区防災計画策定の事例について報告した。国の平成 30 年 7 月豪雨に関する検討会報告では、地区防災計画の必要性が挙げられている。この報告と、この 2 地区の状況踏まえて土砂災害の実効的な避難に結びつく地区防災計画に求められるものについて合わせて検討する。

2. 国による平成 30 年 7 月豪雨検証結果

平成 30 年 7 月豪雨では、梅雨前線や台風 7 号の影響により、西日本を中心に広い範囲で記録的な大雨となり、岡山県、広島県、愛媛県等で河川の氾濫や土砂災害が相次ぎ、人的被害は 1 府 13 県で、死者 224 名、行方不明者 8 名に及ぶ極めて甚大な被害が広域で発生した。これを受けて国では、「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」（国土交通省）において、今後取り組むべき施策として「地区防災計画に基づく警戒避難体制の構築」「市町村の防災力向上の支援体制の構築」「地区防災計画と連携した砂防施設の整備」が挙げられている。

3.　タイムライン策定地区での策定後の取り組み

タイムラインを策定した広島県広島市 2 地区（河内地区、八木ケ丘団地地区。表 1 に概要を示す）においてのタイムライン策定後の取り組みについて以下に示す。

3.1　河内地区

河内地区は平成11年の土砂災害を経験しており、タイムライン策定当時から既に地域での取り組みが進んでいた地区である。

タイムライン策定後の取り組みとしては、策定したタイムラインについて、地区で更新を行っている。今後、住民用にさらに簡易化したもの、今後実施される気象庁の 5 段階の情報に合わせた形への修正も予定しているとのことであった。

また、避難の判断に使用するために、地域に雨量計の設置を行い、特定の管理者に雨量がメールで配信される仕組みを構築している。基準についても平成 11 年の雨量を超えたら、避難に関するメールを地区内に配信する（3 人が権限を持つ）形となっている。

表 1　2 地区の概要

地区名	河内地区	八木ヶ丘団地地区
経験した土砂災害	平成11年6月29日	平成26年8月20日
地区の規模	複数の自治会・町内会	1町内会
タイムライン策定時に既にあった取り組み	・地域情報発信システム ・災害相互応援協定 ・ハザードマップの改良版 ・毎年6月29日に訓練兼式典を実施 ・小学校への土砂災害に関する防災教育	・雨量計 ・サイレン
作成したタイムラインの特徴	・土砂災害警戒情報を避難の基準に使用 ・平成11年の災害時の雨量をグラフで表示	・土砂災害危険度情報を避難の基準に使用 ・サイレンと連絡網両方で連絡
タイムライン策定時の新たな取り組み	・既存の地域の警戒避難に関する仕組みを時系列化 ・避難所の鍵を地域で所有	・連絡網作成 ・一時避難所としてマンションと協定
策定後の取り組み	・タイムラインの更新 ・雨量計の設置 ・避難に関する雨量基準の設定	・連絡網の更新 ・マンションの管理組合と協定継続 ・避難訓練時に一時避難所を利用

タイムラインと合わせ、地区のネットワークが強化された状況であることが確認できた。

3.2　八木ヶ丘団地地区

八木ヶ丘団地地区は、平成 26 年の土砂災害を経験後、地区での警戒避難の取り組みを開始した地区である。

タイムライン策定後の取り組みとして、連絡網の改良（細分化による必要時間の短縮）、一時避難所とした

マンションの施設管理組合と協定締結を継続し非常時にマンションの共有スペース（ロビー、カラオケルーム）の提供を受ける、訓練時にも集合場所として使用する、X レインの確認による警戒、30 ㎜/h を超えた時（雨量計のパトライトが点滅）の通報受領、避難指示時のサイレン吹聴等が実施されている。

策定したタイムライン自体は表に出てはいないものの、タイムライン策定に伴い構築した仕組みが改良されて、引き続き利用されていることが確認できた。

4. タイムライン策定地区での平成 30 年 7 月豪雨時警戒避難の状況

前述の 2 地区について、平成 30 年 7 月豪雨時の警戒避難の状況について以下に述べる。

4.1 河内地区

7 月 6 日の午後 5 時頃から避難を開始し、地区内で指定避難所に 78 名、一時避難所に 72 名、合わせて 150 名が避難した。指定避難所へ避難した避難者の中には河内保育園の園児もいた。避難所の鍵の開錠については問題なく行われ、避難状況の連絡についてもタイムラインで定めていた通り各地区から連絡が入る形であった。ただ、「要支援者の避難が少なかった」「避難しない人がいる」等の課題が抽出された。

災害後、地区の自主防災会連合会では、避難時の課題について、独自で課題抽出を行い、課題解決に向け、健常者・要支援者のみんなが防災情報を知り安全な所に早めに避難し、命を守る行動がとれるよう、河内地区防災ネットワークの結成等の取り組みを行っている。

4.2 八木ヶ丘団地地区

7 月 6 日の昼過ぎから、親族の家に自主避難をした家もあった。地区としては、午後 4 時から自主防災会で対応について検討し、地区の中で危険度の高いと考えられている範囲から声掛けを行い避難を促していた。避難準備・高齢者等避難開始の発令の段階で、自主防災会の見回りにより判断を行い、「避難が必要な状態になる可能性がある」との情報を、連絡網を利用して地区内に連絡している。また。避難指示（緊急）に合わせてサイレンを吹聴し、指定避難所には 70 人程度（八木ヶ丘団地地区の人数は不明）が避難していた。

5. 土砂災害に関わる地区防災計画に求められるもの

実効的な避難に結びつく地区防災計画に求められるものを、平成 30 年 7 月豪雨で 150 名が事前避難した河内地区の避難行動およびその後の取り組みから考察した。

①防災情報の確実で迅速な収集・伝達

行政からの防災情報と併せて地区の状況を確認する情報（雨量計、住民からの情報、平常時の自主防災会による現地確認、渓流のテレビカメラによる出水状況等）を収集・伝達する仕組み（地区地域情報発信システム、土砂災害タイムライン（平成 30 年 4 月改定））を構築している。

②防災と福祉とのネットワーク共有

「要支援者の避難者が少なかった」と言う反省点から、河内地区自主防災連合会、民生委員・児童委員協議会・社会福祉協議会・女性会・公衆衛生推進協議会・防犯組合・消防団河内分団、指定避難所、福祉避難所、一時避難所、防災支援機関の参加のもと河内地区防災ネットワークを新たに立ち上げている。

③防災行動計画を作る人と使う人の同一化

タイムライン策定前から、地区の住民が主体となって警戒避難の取り組みを実施しており、それらを用いて防災行動計画を作成していた。また、地区の実状に合った一時避難所、避難路を検討し、ハザードマップやタイムラインに反映している。

④平常時の防災教育

河内小において、各学年で土砂災害防災教育を実施しており、授業参観日に実施することで、小学生及びその保護者が一緒に防災教育に関わる機会を設けている。

参考文献
・大村ほか(2015)：住民主導の土砂災害に対するタイムライン検討事例, 平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集
・大村ほか(2016)：土砂災害に対するタイムラインを活用した住民の減災に向けた取り組み検討, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集
・白石ほか(2017)：阿見町における土砂災害に対する地域防災力向上の取り組み事例, 平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集
・国土交通省：実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会, 第 2 回配布資料, 資料 5 中間とりまとめ

熊本県氷川町における地区防災計画の策定について

氷川町役場　森田幸夫，本島洋一，柿本宏樹，畑野光昭
日本工営株式会社　○小林 豊，渡部康祐，能登準弥，萩原 崇

1. はじめに

従来、防災計画としては国レベルの総合的かつ長期的な計画である防災基本計画と、地方レベルの都道府県及び市町村の地域防災計画を定め，それぞれのレベルで防災活動を実施してきている。

しかし，東日本大震災において，自助，共助及び公助がかみ合って初めて大規模広域災害後の災害対策がうまく働くことが強く認識され，その教訓を踏まえて，平成25年の災害対策基本法では，自助及び共助に関する規定がいくつか追加された。その際，地域コミュニティにおける共助による防災活動の推進の観点から，市町村内の一定の地区の居住者及び事業者（地区居住者等）が行う自発的な防災活動に関する地区防災計画制度が新たに創設された（平成26年4月1日施行）。

熊本県氷川町においては，平成27年に地域防災計画を全面的に更新したことを契機に，地区防災計画の策定をすすめることとし，平成28年度から3ヶ年かけて全39地区の地区防災計画の作成を行ってきた。本報はその地区防災計画の策定について報告するものである。

2. 氷川町について

2.1 氷川町の概要

氷川町は熊本県のほぼ中央、熊本市から約30km南、八代地域の北部に位置し、北は宇城市、南は八代市に接している。平成17年10月に八代郡の旧竜北町，旧宮原町が合併して発足した町で，人口は12，000人程度である。主な産業は，い草や，柑橘類，梨，苺などの果樹を主とした農業である。

町の中央部を東から西へ2級河川八間川，氷川が流れ、南北に走る国道3号を境に、東部に山林、丘陵地帯、西部には不知火干拓をはじめとした平坦地帯が広がる総面積33.3平方キロメートルの町である。

2.2 氷川町における災害

国道3号線より西側はほぼ干拓地で低平地が続くため，高潮災害，津波や河川の氾濫による浸水などの災害が懸念される。文献によると，江戸享禄年間から明治，大正，昭和まで台風や豪雨による氷川の増水で，洪水氾濫，氷川橋，立神橋の流出がある。最近では，平成11年の台風18号が高潮と重なり，氷川下流で河川堤防が決壊し，川沿い2～3kmの家屋や耕作地が被害を受けた。

また，山間部では土砂災害警戒区域・特別警戒区域の指定を数か所受けているもののこれまでは特に大きな被害の記録はない。

他に，国道3号線に沿って日奈久断層が走っており，日奈久断層を震源とした地震が起きた場合は，町内ほぼ全域で震度6強以上の揺れに襲われるとされている。平成28年熊本地震では本震で震度6弱，5回の震度5以上を記録し，町内で631棟の住家被害があった。しかし，直接的な人的被害は0であった。



図 1 氷川町位置図

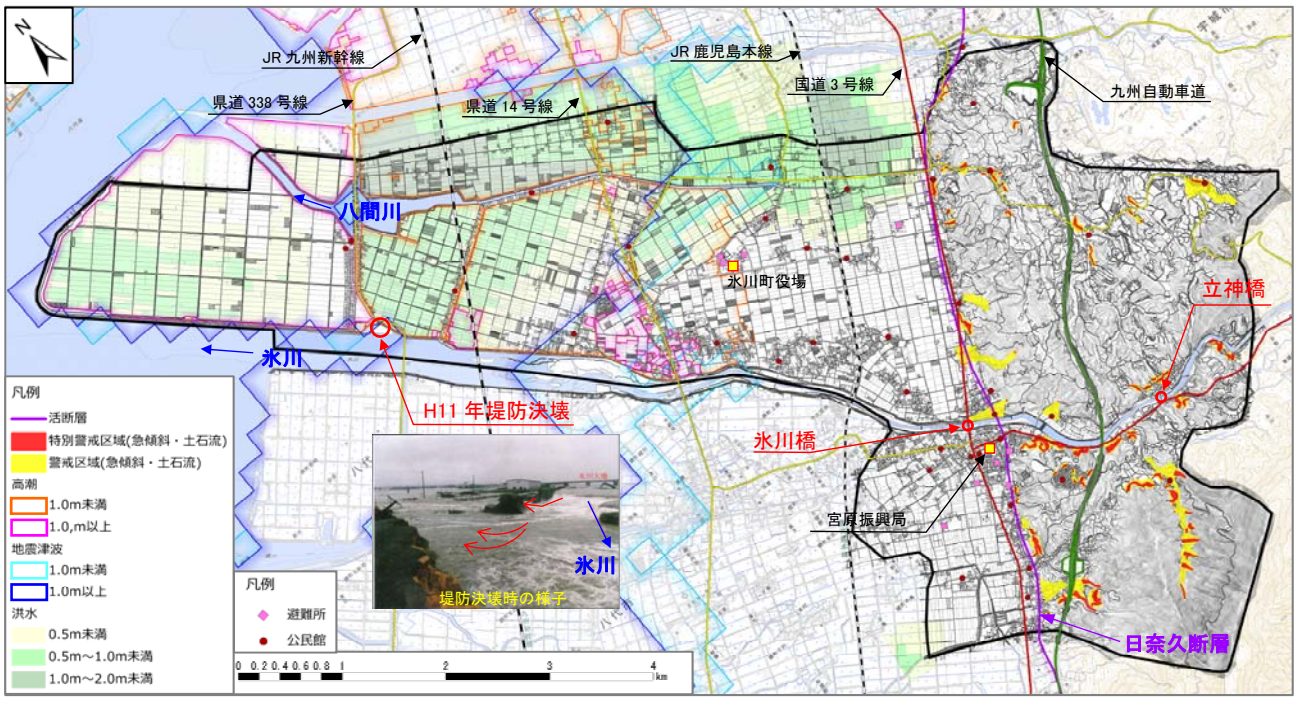


図 2 氷川町全体図

3. 地区防災計画の作成

3.1 地区防災計画作成マニュアル

実際の地区防災計画の作成に先立ち，地区防災計画の基本方針，作成方法など以下の項目を記載した地区防災計画作成マニュアルを策定（地域防災計画の巻末資料として添付）した。

・地区防災計画作成の基本方針
・地区防災計画に定める項目、留意事項
・地区防災計画の進め方
・計画提案の手続き
・地区防災計画の見直し・更新
・地区防災計画の作成・運用に際しての町の支援

3.2 地区防災計画の様式

地区防災計画の成果は各家庭に配布すること，家庭内では常時目に付く場所に貼り付けできることを前提とし，A3 用紙数枚程度でまとめることとした。最終的には，①地区概要，災害特性・心構え，行動計画などの防災計画の骨子，②運営体制，連絡体制，③防災マップの 3 枚でまとめることとした。



図 4　各ワークショップの内容



図 3　地区防災計画（3 枚目/3 枚中）

3.3 作成手順

地区住民が主体となって地区防災計画を策定することができるように，地区の役員が集まる場を利用してワークショップ（WS）を開催することとし，各地区において WS を 3 回開催した。第 1 回 WS では，地区防災計画の必要性や今後の進め方等を説明した後，過去の災害の振返り，記憶の呼び起こしのために，地区のハザードマップ作成を行った。

第 2 回 WS では，第 1 回 WS で作成したマップを持ち歩いて「まちあるき」を行い，危険個所・既往災害箇所や防災設備を地区で共有した。また，第 3 回 WS までに，防災計画の中心となる「災害に対しての心構え」、「災害に強い地区づくりのための行動計画」を地区内で作成してもらい，第 3 回 WS で計画書素案を住民が確認できるスケジュールとした。

3.4 地区防災計画作成における留意点

地区防災計画作成においては以下の点に留意した。

① 防災計画の作成主体は地区住民であること

WS の中では，これまで行政が行ってきた手厚いハード対策を求める声も散見され，中には紛糾した WS もあった。防災計画の必要性を自助，共助の観点から説明し，WS を通して自ら作成する計画であることを意識してもらうようにした。

② 防災計画完成時がスタートであること

災害時の連絡体制，運営体制は地区の役員が中心とした構成となった。ほとんどの地区で役員の交代が毎年あるため，役場と協同で防災計画を毎年更新して，常に最新のものにすることを強調した。同時に，資機材の更新や，防災計画の更新を促すことを目的としたものである。

③ 地区住民の負担にならない行動計画

防災計画の中心となる「行動計画」においては，消火訓練，炊き出し訓練など取り組みやすいものから設定し，身近に感じられる計画とした。

4. まとめ

過年度に作成した地区においては，地区防災計画を基にした訓練等を行っているところもあり，今年度は，数地区合同，あるいは，学校も含めた訓練などの計画がある。作成時から強調しているように，完成時がスタートであり，毎年更新していくことを前提としており，今後は，その運用を確認するとともに，地区防災計画の運用に留意していく必要がある。

参考文献：平成 11 年発生　氷川・鏡川・野崎海岸災害復旧助成事業，熊本県土木部

土砂災害に対する地域防災力向上に向けた取組実例と地区防災計画制度の活用について

砂防フロンティア整備推進機構
○西山幸治，綱川浩章，佐光洋一，河合水城，千葉幹

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨は，広島県，愛媛県など西日本の広い範囲で多数の土砂災害が発生し，多数の死傷者を伴う大規模な被害をもたらした。この災害においては，交通網やライフラインへの被害，がれきや堆積土砂の処理，猛暑と重なった被災者への支援等様々な課題が明らかとなった。特に住民避難に関して避難勧告等の情報が提供されていたにもかかわらず，実際に避難をしなかった住民の人的被害が顕著であったことが大きな課題であったと言えよう。こうした課題に対し国土交通省では，「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」において検討が行われ，昨年 12 月に公表された中間とりまとめにおいて，避難の実効性を高める取り組みとして，地区防災計画に基づく警戒避難体制の構築の必要性が指摘されたところである。

本稿では，地域の防災力を高めるために取り組んでいる事例を紹介するとともに，こうした事例の考察を通じて得られた住民避難の実効性を高めるための課題と地区防災計画策定の普及促進のための提案を試みるものである。

2. 地域防災力向上に向けた実例

これまでにも地域防災力向上への取り組みにより様々な知見が得られており[1)]、例えば長崎県島原市，南島原市の一部の地域においては、雲仙普賢岳に未だ不安定な状態で残存する溶岩ドーム崩落等の大規模土砂災害発生時に，住民が適切に警戒避難対応を行えるよう，国土交通省や地元自治体の支援を受けながら，住民参加によるワークショップを開催し，この中で住民が主体となってハザードマップ及び防災行動計画の作成が行われた。

また，徳島県三好市東祖谷地区においても同様な支援の下，住民によるワークショップの開催を通じてハザードマップを作成し，事前行動計画，役割分担表や情報連絡網などを合わせてコミュニティ防災計画案としてとりまとめている。

これらの取組は，意見交換・勉強会→ワークショップ→住民説明会と段階を経て行われ，国土交通省や地元自治体が意見交換の進行補助，ハザードマップ作成に必要な情報やデータの提供，勉強会の実施や専門的な知見による助言等の技術的支援を行い，住民の積極的な参画が得られたと同時に意識の向上が図られた。雲仙普賢岳の例では，溶岩ドーム崩落に対する地区住民の認識について，ワークショップ後に地区住民を対象に実施したアンケートによれば、約 9 割が危険と認識していたことがから明らかとなった。これらの取り組みを通じて作成されたハザードマップ等は，地域のルールを記載したものであるが，今後地域住民一人ひとりが作成するマイハザードマップのような形にカスタマイズし，避難行動を自分自身の問題としてとらえていくことが望まれる。



写真 1 ワークショップの状況

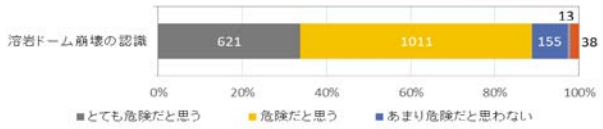


図 1 溶岩ドームの危険性認識



図 2 完成したハザードマップの例

3. 住民避難の実効性を高めるための課題と地区防災計画制度の活用

住民避難を妨げる要因としてこれまで考えられたきた代表的なものとしては，土砂災害に対する基本的な知識が不十分であること，認知バイアスによるもの，安全で短時間にアクセスできる避難路・避難場所の確保が困難な場合があること，夜間の避難には危険が伴うこと，要支援者の支援に困難が伴うことなどがある。

このうち認知バイアスに関しては，よく言われる正常性バイアスのほかに，楽観性バイアス，同調性バイアス，現状維持バイアスなども住民の避難行動を妨げるものとして考慮する必要がある。このような認知バイアスに対しては，土砂災害に対する正しい知識の普及やリスクコミュニケーションが適切な行動につながるものと考えられている[2)]。

避難行動に影響する避難路・避難場所等に関しては，避難場所の整備や避難経路の安全対策を行政が行うことで改善できる場合もあるが，土砂災害のおそれのある地区が膨大な数にのぼることを踏まえると，コスト面などから現実的な解決策とは言えず，住民自身が避難を的確に行うために如何に備えるのかという視点が欠かせない。地形的に厳しい条件下にある東祖谷地区のワークショップにおいても住民自身が避難方法を検討することで，危険な避難路の確認や比較的安全な一次避難場所を特定することが可能となった。

また，夜間の避難行動や要支援者の支援といった問題も，行政の支援に期待することだけで解決できるものではなく，最終的には住民自身の判断や住民同士の共助が成否を左右する問題であろう。島原市，南島原市の防災行動計画においては，消防団が行う要配慮者の避難支援を時系列的に記載しており，地域の共通認識としている。こうした課題や実例から，リスクコミュニケーションや住民避難を阻害する要因への対処について，住民が避難の実効性を高めるための取り組みを主体的かつ継続的に行うため，地区防災計画制度を活用することが有効な手段になり得ると考えられる。

4. 地区防災計画作成にあたっての留意点

土砂災害警戒区域を含む地区における地区防災計画の作成にあたっては，住民の主体性を損なわないよう十分に留意しつつ，一方で土砂災害の特性を踏まえた科学的な合理性，換言すれば土砂災害に対する正確な知識に基づいた一定の品質を確保することが重要である。

また，住民主体で検討された地区防災計画は，地域防災計画にも位置付けた上で，行政はこうしてくれるだろう，住民はこのように動くだろうという思い込みや誤解を排するため，地区住民の行動計画と地元自治体の行政対応を住民と行政担当者が相互に理解し，共通認識を醸成しておくことも重要と考えられる。

加えて，マイハザードマップの例のように，一人ひとりが自分の問題として認識するためのプロセスを工夫することで，避難の実効性がさらに高まると期待される。

5. 地区防災計画普及に向けた提案

全国的には，地区防災計画は既に策定されている例もあるが，まだまだ少数である。今後，すべての土砂災害のおそれのある地域において，住民自らが避難や防災について考え，主体的に災害時の行動を想定し，地区防災計画が策定されることが理想であるが，これらの取組を進めるためには，現実的には行政や関係団体等による支援が不可欠である。そのため土砂災害に対する地区防災計画策定を普及・促進させるための具体的な支援策を以下に提案する。

① 地区防災計画への取り組みを進めるためには，土砂災害に対する防災訓練が急速に普及したプロセスも参考にしながら，先行する地区での取り組みをネットやメディアに情報発信し実例を共有するとともに行政からの働きかけを全国的に展開し，対象となる住民に理念的なインセンティブを与えることが必要である。また特に優良な事例を表彰するなど評価的なインセンティブを与えることも有効と考えられる。

② 特に，警戒区域以外の土地で避難場所を確保することが困難な場合，行政または行政の委託を受けた者等が，例えば警戒区域内の建築物（計画段階のものを含む）のリスクを居室若しくはフロア単位で詳細に評価し，相対的に危険性の低い空間と当該建築物が備えるべき条件を情報提供することにより現実的な地区防災計画の策定を支援する。

③ 市町村に土砂災害に詳しい職員が不足している現状を踏まえ，土砂災害に対する知見を有する機関が品質チェックを行うことで，地区防災計画を地域防災計画に位置付けようとする市町村を支援する。品質チェックには，土砂災害の基本情報，地区の災害履歴，ハザードマップ，行動計画，役割分担，情報伝達，要支援者の支援，土砂災害以外の災害に対する考慮等の項目と理解のしやすさ，使いやすさ，継続性等の観点から行うことが望ましい。この場合，品質チェックの結果は，チェックリストによる達成度の評価やランキング型の評価など様々な方法で地区住民のインセンティブが増進されるよう工夫すべきである。

④ 地区住民を対象とした土砂災害に関する知識の普及啓発，防災リーダー育成等の重要性は論を待たないが，地区の要請があれば，土砂災害に関する知見を有する専門家，行政経験者等をアドバイザーとして派遣し，住民と共に計画策定を支援する仕組みを構築することも必要である。この場合のアドバイザーには，大学や学校，研究機関等の学識者だけでは，全体をカバーすることは困難であり，砂防ボランティア，砂防・急傾斜管理技士や地すべり防止工事士等砂防技術を有する民間コンサルタント等の活用が考えられる。

⑤ 上記の①から④の方策を実施するために必要となる経費を交付金などにより支援するなどコスト面での支援策を講ずることも不可欠な要素である。

参考文献

[1] 石塚ら：コミュニティ防災計画に基づく中山間地の防災力の維持・向上，砂防学会誌，Vol.63,No.2,
河合ら：土砂災害に対する地域防災力向上に関する提案，砂防学会誌，Vol.69,No.6

[2] 菊池聡：災害における認知バイアスをどうとらえるか，日本地すべり学会誌，Vol.55,No.6

土砂災害防止法に基づく基礎調査における技術的課題について

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○村上　治、西　真佐人、内山　均志、近藤　正樹

平成 12 年に土砂災害防止法が制定されてから、各都道府県は法第 4 条に基づく基礎調査を進めている。

全国における土砂災害警戒区域の指定数は、平成 31 年 2 月末現在、土砂災害警戒区域（イエローゾーン）が 556, 607 箇所、土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）が 406, 393 箇所となっており、平成 31 年度末までに全ての都道府県で基礎調査を完了予定である。

当機構では、平成 16 年度より（公社）砂防学会と連携し、基礎調査の土砂災害警戒区域等の設定に当たっての照査（以下、基礎調査照査とする）を実施しており、平成 31 年 3 月までの基礎調査照査数量は、111, 974 箇所である。

本稿は、これまでに実施した基礎調査照査時に提出されたデータを集計・分析し、１巡目基礎調査におけるいくつかの技術的な課題および２巡目以降の基礎調査に資するための対応策案を示すものである。

１．１巡目基礎調査における技術的課題

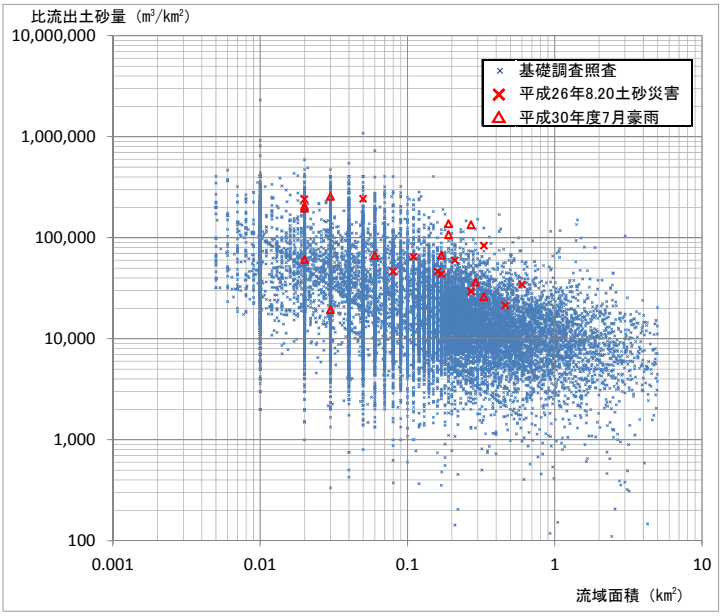
1.1 土石流の侵食可能土砂量

平成 26 年 8 月に広島市で発生した 8.20 土砂災害や、昨年の平成 30 年 7 月豪雨災害では、土石流による甚大な被害が発生した。

土石流の単位流域面積当たりの比流出土砂量と流域面積の関係について、平成 26 年と平成 30 年に広島県で発生した土石流実績データ [1] と、基礎調査照査データ（N=30,744）との関係を比較した（図-1）。

この結果、土石流実績データは基礎調査照査データの上位付近に多くが分布することがわかった。

これは平成 26 年、平成 30 年の土石流災害が大規模なものであった一方、基礎調査照査データには侵食可能土砂量（侵食可能断面）が少ない渓流があるためとみられる（なお基礎調査照査データは、照査資料提出時のものであり、指定された土砂災害警戒区域等のデータとは異なる）。

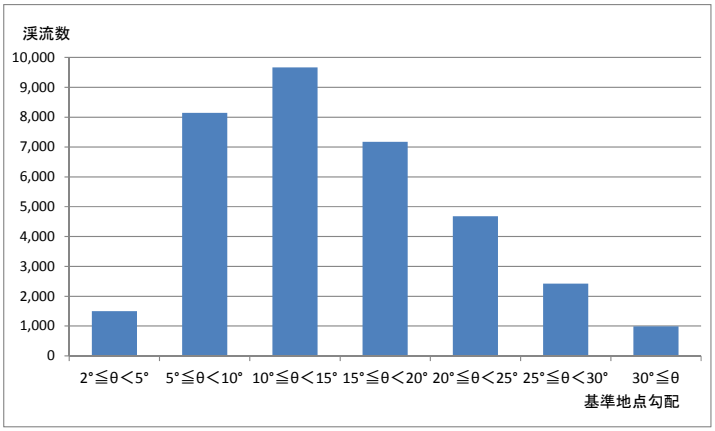


図−１　流出土砂量と流域面積の関係
（基礎調査照査データと土石流実績の比較）

1.2 土石流の基準地点

基礎調査における土石流基準地点は、保全対象や対策施設の位置、地形条件等から総合的に決定する必要があるが、地盤勾配も重要な要素である。

基礎調査照査データ（N=34,567）における基準地点勾配を集計した結果（図-２）、土砂移動形態が堆積区間(2°～15°）かつ流下区間(10°～20°）である 10°～15°である渓流が最も多いことがわかった。一方、5°以下や 20°以上となる渓流については、土砂移動現象が土石流の形態と離れてくるものと考えられる。また、流域面積が大きな渓流では基準地点勾配が緩くなる一方、流域面積が小さな渓流では急になる傾向がある。

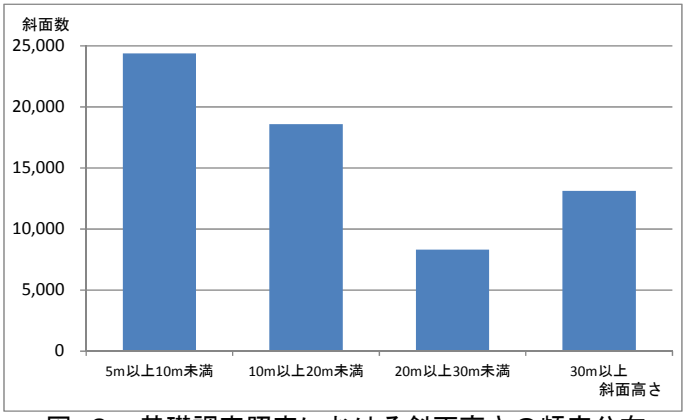


図−２　基礎調査照査における基準地点勾配の頻度分布

1.3 急傾斜地の長大斜面対策

全国で土砂災害警戒区域等の指定が進み、同時に対策施設等によるレッドゾーン解除の事例も多くなっている。

基礎調査照査における急傾斜地の斜面高さ（N=64,159）を集計した結果（図-３）、5m 以上 10m 未満の斜面が最も多く、高さが大きくなるにつれて漸減することがわかった。このうち、高さ 30m以上の斜面（全体の 20%）については、一般に斜面崩壊対策が難しい長大斜面とされている[2)]。



図−３　基礎調査照査における斜面高さの頻度分布

1.4 急傾斜地対策施設の維持管理

１巡目基礎調査において健全かつ効果有りとしていた急傾斜地対策施設が、その後の経年変化や地震等によって効果が失われ、効果無しと判断される場合があると考えられる。さらに待受け施設の場合、除石により空容量を確保する等の維持管理が必要となるが、変状や土砂の堆積等により効果を発揮できなくなることが想定される。

また、公共管理施設であれば、管理者によって健全（施設効果を評価できる状態）に回復させるための補修が担保されるものと考えられるが、民間管理施設の場合、管理者が不明となる場合が多いものと考えられる。

２．２巡目基礎調査にあたっての対応策案

土砂災害防止対策基本指針では、２巡目以降の基礎調査について、「～おおむね 5 年ごとに、各区域における地形や土地利用の状況等を確認し、変化が認められた箇所等については、現地確認を行うなど、詳細な調査を行うものとする。」とされている。1 巡目基礎調査における技術的課題で挙げた項目に対する対応策案を以下に示す。

1-1 土石流の侵食可能土砂量の設定については、現場の状況による差や技術者による個人差を小さくするため、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）[3)] の侵食幅、侵食深の調査方法や周辺地域における災害実績等を参考にして設定する必要がある。

1-2 土石流の基準地点については、土砂が堆積し始めると想定される地点より下流に設定することを基本とし、地形条件や過去の土石流の氾濫開始点等を参考として設定する必要がある。渓流の条件によっては必ずしも適切な地盤勾配の位置に基準地点を設定できるわけではないが、土砂災害警戒区域等を適切に設定するため十分な検討が必要である。

1-3 急傾斜地の長大斜面対策については、新工法等の採用も考えられるが、ハード対策では不可能であると判断される場合には、警戒避難の徹底（立ち退き避難）や法第 26 条による移転勧告等のソフト対策によって対応することも必要である。

1-4 急傾斜地対策施設の維持管理については、各都道府県における施設効果有無の基準、施設の点検方法や記録の仕方、レッドゾーンの再指定等について整理することが必要である。１巡目基礎調査からの変化状況の記録様式の整備と併せて、対策施設の効果評価のための様式を整備することが有用であると考えられる。公共施設の場合、長寿命化計画の施設点検結果を反映させることも検討すべきである。

３．おわりに

２巡目基礎調査の項目や実施内容は、１巡目基礎調査の実施状況によって都道府県ごとに大きく異なるものと考えられる。その際、本稿で示した課題を踏まえて、都道府県毎の状況に対応した基礎調査マニュアルの改訂等の検討を行うことが望まれる。

参考文献：

1）広島県：平成 30 年 7 月豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会（第 1 回砂防部会）資料　土砂災害警戒区域等における検討事項,2018

2）急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例,（一社）全国治水砂防協会,2015

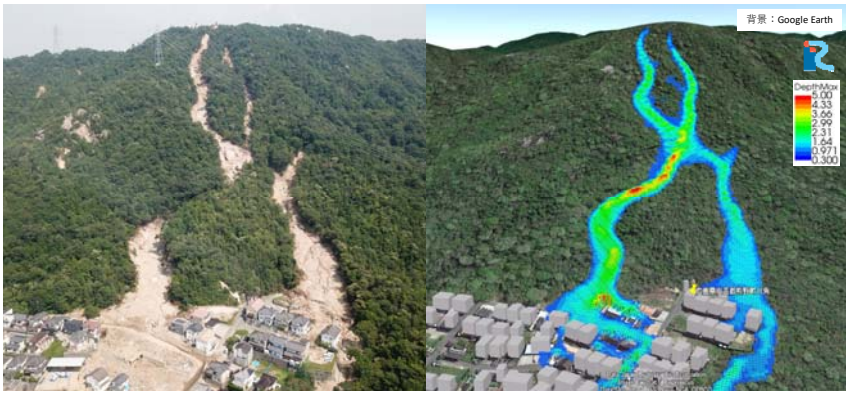
3）国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説, 国総研資料第 904 号,2016

2018 年 7 月に広島で発生した土石流の氾濫特性

京都大学防災研究所 ○竹林洋史・藤田正治

1. はじめに 2018 年 7 月 6 日と 7 日に中国・四国地方を中心として、九州北部から中部地方の広い範囲で多くの雨が降った．広島県においても広島市や呉市など県南部を中心に長時間雨が降り続けるとともに，南西から北東方向に線状降水帯が形成され，降雨強度の強い雨が観測された．その結果，非常に多くの斜面崩壊および土石流が発生し，甚大な被害が発生した．本研究では，広島県安芸郡熊野町川角で発生した土石流について実施した現地調査の結果を報告するとともに，土石流の数値シミュレーションを実施し，宅地における土石流の氾濫特性と土砂災害警戒区域との関係を検討した結果を報告する．

2. 現地調査 図 1（a）に被災後の斜面の様子を示す（図 1（b）は数値シミュレーションによって得られた最大流動深の分布であり，後述する）．図より，山頂付近の二カ所と中腹付近の一カ所から土石流が発生していることがわかる．山頂付近の二カ所から発生した土石流が流れた渓流は，中腹付近で合流するとともに分派し，二つの渓流に分かれてから宅地に流れ込んでいる．図 2 に，現地調査時の様子を示す．図 2（a）は，宅地内の地盤勾配方向に沿って建設された北西方向に伸びる道路の下端から道路の様子を撮影したものである．北側の渓流から宅地に流入した土石流の主流は，この道路を流下している．図 2（d）は，図 2（a）で示した道路から流れてきた土石流の堆積物である．直径数 m の粒径の大きい岩とともに，粒径の小さい真砂土も多く堆積していることがわかる．さらに，流木も含まれている．図 2（b）は，図 2（a）で示した道路の途中の様子であり，道路沿いの家屋の一階の一部が被災していることがわかる．図 2（c）に示すように，北側の渓流から宅地に流れ込んだ土石流は，渓流出口から北西に広がる家屋を破壊するとともに，その主流は，図 2（e）で示す南東方向に伸びる道路に沿って流れている．図 2（a）で示した道路と図 2（e）で示した道路が交わる場所の様子を示したものが図 2（g）である．図 2（g）に示されている家屋は，一階は形状が全くわからないほど破壊されている．しかし，二階は転倒しているものの，それほど大きな損傷を受けていないように見える．これは，土石流の流動深が二階を直撃するほどの深さでは無いことを示すものである．



（a）斜面上の土石流の流下経路（b）解析よる土石流の最大流動深
図 1　土石流の流下経路と解析による最大流動深の比較（単位 : m）

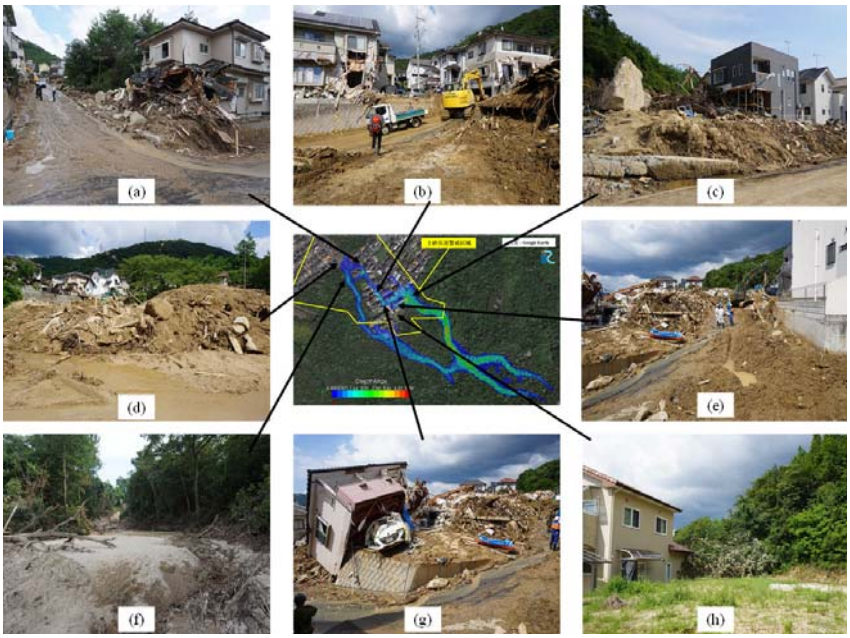


図 2　土石流による浸食・堆積の様子

2. 数値シミュレーションの概要 解析に用いた式は，平面二次元の土石流の基礎方程式である [1]．地形データは国土地

理院により被災前に測定されたものであり，平面的に 5m の解像度の DEM データである．解析格子は，道路上を流れる土石流を表現するとともに家屋の形状を表現するため，2m×2m の比較的細かい正方形格子を用いる．表層崩壊は，山頂付近にニカ所，中腹付近に一カ所の合計三カ所を考慮する．これら三カ所の斜面崩壊の発生時刻の関係は不明であるため，本解析ではこれら三カ所の斜面崩壊が同時に発生したと仮定している．宅地の中の家屋は，高さ 8m の非浸食域とした．現地調査により，宅地内の道路のアスファルトが大きく浸食・流出した場所は見られなかったことと，宅地内の地盤勾配が緩やかで堆積が卓越することから，宅地内の地盤は非浸食とした．

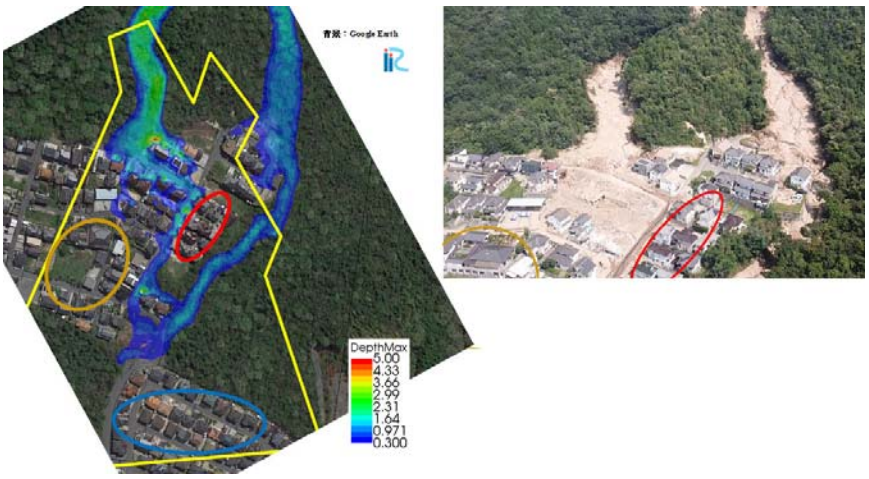


図 3　数値シミュレーションによって得られた宅地の最大流動深の空間的な分布と宅地の土砂の氾濫の様子（単位：m）

3. 結果と考察　図1（b）に数値シミュレーションによって得られた最大流動深の空間的な分布を示す．図1（a）と比較すると，土石流による斜面の浸食域と数値シミュレーションによる土石流の流動域が良く一致していることがわかる．図3に数値シミュレーションによって得られた宅地における最大流動深の空間的な分布と現地調査によって得られた被災後の宅地の土砂の氾濫の様子を比較したものを示す．北側の渓流から土石流が宅地に流れ込んだ地点は，数値シミュレーションでも流動深が深くなっていることがわかる．また，現地で土砂が氾濫している範囲は，数値シミュレーションで土石流が流動した範囲とよく一致していることがわかる．さらに，図2（b）と（g）に示す家屋の一階が被災した領域の土石流の深さは最大で2.00m ，2.56mとなっており，一階のみが大きく被災していることと一致している．これらの結果より，本数値シミュレーションによる土石流の流動・氾濫特性は，現地の土石流の流動・氾濫特性をかなり良く表現できていると考えられる．土砂災害警戒区域は，地形の情報が主となって設定できるため，比較的短時間で領域を決定することが可能である．そのため，土砂災害の危険性が高い地域が非常に多いことを考えると，このような土砂災害警戒区域の設定方法は有効な方法と考えられる．しかし，図3に示すように，実際の土石流は，家屋や道路などの構造物の影響を受けて氾濫・堆積する．そのため，土砂災害警戒区域内にも土石流が危険な状態で流れてこない領域が多く存在する．図3に赤色・茶色・青色の楕円で囲まれた領域のように，土石流がほとんど流れていない領域が存在する．また，土石流が流出する渓流が隣接していることは非常に多く，2014年8月に大規模な土石流が複数発生した広島市安佐南区八木・緑井地区の土砂災害警戒区域などは，土砂災害警戒区域が二重・三重に重なっている．このような状態となると，土砂災害警戒区域外への避難は移動距離が長くなり，豪雨中に避難をすることは困難となる．そのため，豪雨中の土砂災害からの避難や土石流発生後の避難を考えると，土砂災害警戒区域内の土石流が流れてこない領域への避難が有効となる．数値シミュレーションによって土石流が流れてこない領域が，どのような規模の土石流が発生しても土砂が流れてこないわけではないが，セカンドチョイスの一時避難場所として非常に有効と考えられる．また，図2に示したように，一階が被災していても二階に大きな損傷を受けていない家屋が多く見られることを考えると，流動深が浅い領域では，豪雨中に危険を冒して遠方まで避難するよりも二階に避難する方が安全と考えられる．

4. おわりに　広島県安芸郡熊野町川角で発生した土石流について，現地調査と数値シミュレーションを実施し，宅地における土石流の氾濫特性と土砂災害警戒区域との関係を検討した．土砂災害警戒区域内には土砂が流れてこない領域も多いことと豪雨中に避難のために長い距離の移動が困難であることを考えると，土石流が流れてこない領域への避難は，生存確率を大きく上昇させることが期待されることが示された．

参考文献　1)竹林：地盤工学会誌，Vol.64，No.4（699），pp.12-15，2016.

氷河湖決壊洪水(GLOF)の発生リスク評価法確立のための研究
- モデル実験と数値解析 -

三重大学　○鈴木　心，堤　大三
立命館大学　　里深好文，高山翔揮

1. はじめに

近年，地球温暖化の影響で，高山地帯において氷河の縮小が進んでいる。それに伴い，氷河湖の拡大が進行しており，氷河湖決壊の発生頻度やそのリスクが高まっている。氷河湖決壊が原因で発生する洪水を氷河湖決壊洪水(GLOF：Glacial Lake Outburst Flood)という。GLOF は，大量の水が土砂を巻き込み流下するため，下流域の自然やインフラ，人々の暮らしに大きな被害をもたらす。

GLOF 発生原因の一つに，モレーンの融解がある。モレーンは材質・形状の点から非常に不安定であるが，永久凍土となることで強度が保たれている。もし，地球温暖化によりモレーン全体が融解する様な場合，その強度は低下し，GLOF 発生のリスクが高まると予想される。そのため，モレーンの温度変化を把握することは，GLOF 発生の危険度を評価するために非常に重要である。

本研究では，GLOF 発生の危険性が指摘されている場所の一つである，ネパールの Tsho Rolpa を対象地とする(**図-1**)。当該地のモレーンの比高は約 150 m あり，このように巨大なモレーンの内部温度を直接測定することは困難である。そのため，熱伝導解析によってその内部温度を把握し，GLOF 発生の予測を行うことが本研究の最終目標である。今回はその前段階として，実験室サイズでのモデル実験を行い，その温度変化をシミュレーションすることで，熱伝導解析の有効性の検証を行った。

2. 現地観測

現地にて観測を行っている。観測事項は，モレーン地表面の温度，気温，気圧，氷河湖水位，水温である。また，インターバルカメラを設置し，湖面の様子のモニタリングも行っている(**図-2**)。すべて 1 時間間隔で計測を行っている。

3. モデル実験

実験は 2019 年 1 月 13 日～15 日にかけて，岐阜県高山市にある京都大学防災研究所 穂高砂防観測所にて行った。発泡スチロール製実験水路(流路全長 90 cm，流路高 20 cm，流路幅 10 cm）の下流端にモレーン模型を作成し，屋外に自然状態で放置して土砂を凍結させた。その後，氷水をモレーン模型の上流側に投入し，温室にてモレーン模型を融解することで，その決壊過程と温度変化を観測した。土砂の種類，モレーンの形状を変えて 5 ケースの実験を行ったが，今回は空隙率



図-1　Tsho Rolpa のモレーン

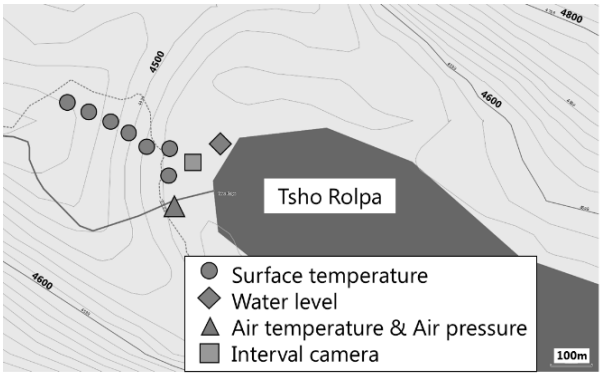


図-2　各観測機器の設置場所

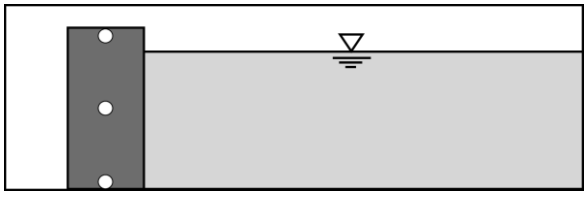


図-3　矩形型モレーンの断面

0.40 の土砂を用いた幅 10 cm，高さ 10 cm，厚さ 5 cm の矩形型モレーンの結果のみを示す。矩形型モレーンの実験では，矩形の天端・中心・底面・壁面の計 4 箇所の温度を 10 秒間隔で測定した（**図-3**）。

4. 数値シミュレーション

土層の凍結融解を考慮した断面二次元の熱伝導解析を行った。二次元の熱伝導方程式(1)と凍結融解体積の計算式(2)を連立させ，不凍水率 θ と凍結融解温度 T_L の関係式(3)を用いて，差分法により解いた。

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda\frac{\partial T}{\partial z}\right)+L_W\frac{\partial \phi}{\partial t}=C\frac{\partial T}{\partial t} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\Delta\phi(i,t)=C\times\{T_L(i,t)-T(i,t)\}/L_W \quad \cdots(2)$$

$$T_L=\theta-0.4 \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで，Tは温度(K)，T_Lは凍結融解温度，L_w は水の融解潜熱(J/m^3)，λは土層の熱伝導度(W/m/K)，Cは土層の熱容量(J/m^3/K)，ϕは凍結水率，θは不凍水率，$\Delta\phi$ は凍結融解体積変化量，i は節点番号，t は時間である。

断面すべてに，実測値である-3.65℃を初期値として与え，土中の水分はすべて凍結した状態から解析を始めた。境界条件として，モレーン表面には天端の実測温度，水と接している部分には 0℃，底面は熱移動がないという条件をそれぞれ与えた。矩形型モレーンの断面を 1×1 mm の正方メッシュに区切り，時間ステップΔt = 0.1 s で計算を行った。

5. 結果と考察

5.1 モデル実験

温室に移動後，表面と壁面から融解が始まった。水を投入して 3 時間 2 分後に左岸側の壁面から決壊が起きた。発泡スチロール板による断熱が完全ではなかったため，壁面の融解が支配的となり，その部分から決壊したが，モレーン内部の融解が堤体を不安定にする現象が確認できた。ただし決壊発生時，モレーン中心部は凍結した状態であった。

温度の測定結果を**図-4, 5** に示す。中心温度は，水の投入と同時に-0.09℃まで急激に上昇したが，その後，-0.25℃付近で推移した。底面温度は水を投入後，時間経過に伴い温度の上昇速度は弱まり，-0.3℃付近で推移した。

5.2 数値シミュレーション

熱伝導解析により得られた，中心温度と底面温度の結果を測定結果とともに**図-4, 5** に示す。底面温度については，計測された温度と非常に近い値をとった。中心温度は，水投入直後の急激な温度上昇を再現することはできなかったが，0℃付近の氷点下の温度で推移するという実験結果と，同じような結果が得られた。

モレーン全体の解析結果については，時間経過に伴いモレーン表層から融解が始まり，モレーンの底面からコアの部分にかけては最後まで氷点下を維持するという，実験結果と同様の温度変化を再現することができた。

6. 結論

本研究で明らかとなった事項を以下に示す。

① 実験では，凍結した土砂が融解することでその強度が弱まり，決壊を起こした。

② モデル実験により得られた表面温度をもとに熱伝導解析を行うことで，矩形型モレーン内部の温度変化を再現することができた。

以上の結果を踏まえて，今後は実際のモレーンを対象とした熱伝導解析を行い，モレーン内部の温度変化を把握することで，GLOF 発生の危険度評価法の確立を目指す。

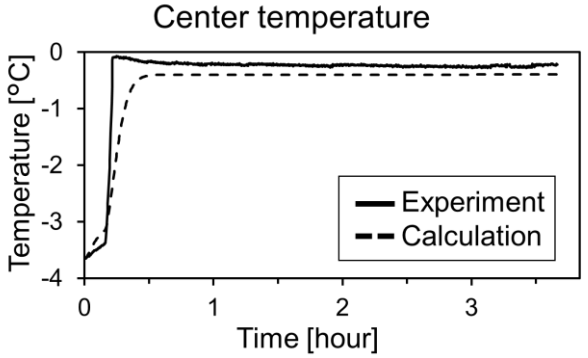


図-4. 中心温度の実験結果と解析結果

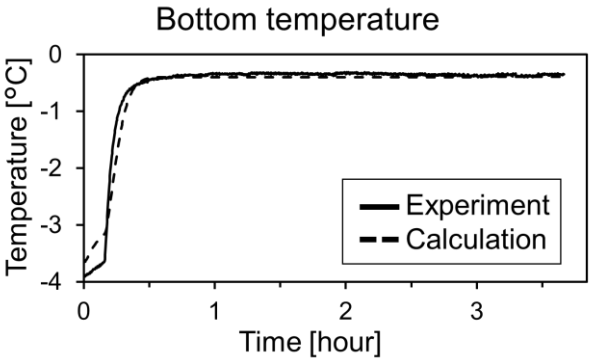


図-5. 底面温度の実験結果と解析結果

気候変動に対する土砂災害警戒区域のリスク評価

福島大学共生システム理工学類　教授　川越　清樹
元福島大学大学院共生システム理工学研究科　博士前期課程　齋藤　洋介
福島大学大学院共生システム理工学研究科　博士前期課程　鈴木　皓達
Thuyloi university　Lecturer　Thuy THI Thanh LE

1. はじめに

IPCC AR5 より 1901 年以降の日本を含む北半球中緯度陸域における降水量の増加が報告され，複数の気候モデルのシミュレーションから将来は更に豪雨の頻度，短時間降雨量増大が生じる可能性を指摘している[1]．近年も降水事象の極端化の兆候は多く認められ，観測史上の経験値を超過した多降雨が記録され，既往対策整備基準を超過に伴う災害の激甚化が発生している．本研究のテーマとして取り上げる土砂災害は，挙動可視化の困難さ，滑動の衝撃度より人的被害の多くなる特徴を有している．そのため，事前に被災回避できるリスク情報を早期に提示する等の対策を強化しなければならない．なお，被災回避するための情報はリアルタイムだけに留まらない．例えば，気候変動に伴い脆弱になる領域を早期に提示して移転等の処置を進めることも効果的な防災対策に含まれる．こうしたアプローチは，土砂災害防止法に示された土砂災害警戒区域(特別含む)の指定を更に強化させるものとして位置付けられる．

以上を背景として，本研究では，気候変動に対する土砂災害警戒区域のリスク評価として，気候モデルにより求められる降水量を用いて近未来(2031-2050 年)，将来(2081-2100 年)における土砂災害警戒区域のリスク情報を整備した．リスク情報は，ある条件化の下で生じる斜面崩壊の発生確率である．発生確率は，*Kawagoe* らにより開発された地形，地質，水文量の条件を多重ロジスティック回帰分析に当てはめた斜面崩壊発生確率モデル[2]を，高度化(高空間解像度 250m×250m，地質状況多様化)した齋藤らのモデル[3]より得る．

対象地域として，社会基盤が山岳地に密接する長野県内全域の土砂災害警戒区域を設定した．研究では，個別の区域の気候モデルに応じた発生確率，および市町村毎の発生確率に応じた個数分布を求めてリスク情報を整理した．なお，本文では，個別の区域の気候モデルに応じた発生確率動向の結果を中心にまとめ，市町村毎の結果は割愛する．

2. 解析手法およびデータセット

2.1 発生確率の解析方法とデータセット

Kawagoe ら[2]，齋藤ら[3]より開発された発生確率は以下の式(1)に示すとおりである．

$$P = \frac{1}{1+exp[-(\beta_0+\beta_h \cdot hydY_h+\beta_r \cdot reliefY_r)]} \cdots\cdots(1)$$

ここで P：崩壊発生確率，β_0：動水勾配係数，β_h：標高差係数，$hydY_h$：動水勾配，$reliefY_r$：標高差である．各係数は地質別に設定されている．標高差は，グリッドセル内の最大と最小の標高差である．動水勾配は，250m×250m 単位の斜面傾斜度，表層土壌の条件に 24 時間降水量を与えた擬似二次元化浸透解析の結果より求められている．基本的に 250m×250m の数値地理情報(監修：国土数値情報)をベースに全県の範囲で斜面崩壊発生確率は得られる．この情報を国土数値地理情報より取得した土砂災害警戒区域を重ね合わせし，警戒区域内の斜面崩壊発生確率の平均値を抽出した．

2.2 降水条件

斜面崩壊発生確率を求めるために利用した浸透解析の 24 時間降水量の条件は現在気候(1980-2010 年相当)で「既往最大実績降雨量(Maximum Actual Rinfall)」，「可能最大降水量(Probable Maximum Precipitation)」，近未来(2031-2050 年)，将来(2081-2100 年)で「想定最大降雨量(Maximum Predict Rinfall)」，「可能最大降水量」である．以下の詳細を①～③に示す．

① 既往最大実績降雨量（以下 MAR）

MAR として，現在気候中の実績最大の降雨量空間分布情報を開発した．ベースとして，牛山らが求めた暖候期降水量と極大降雨の関係性のアルゴリズム[4]と *Kawagoe* らの降雨極値変換法[2]に基づき MAR 分布を作成し，動水勾配の算定に利用している．データとして長野県内 AMeDAS 29 地点(選定条件：1986-2015 年までの 30 年分の降水量観測データの分布)と隣接県 AMeDAS 8 地点のデータを用いて，暖候期(4-10 月)降水量と既往最大日降水量の関係性を求めた．この関係より「広域規則性(関係式)」と「地域固有性(広域規則性との差分)」を分類し，各々の特性にあわせて空間分布を作成した．広域規則性では，メッシュ気候値 2010(監修：気象庁)の暖候期値を利用して広域規則性の空間分布を作成した．地域固有性では，AMeDAS の地域固有性値を重み付け距離平均法の補間処置を行うことで地域固有性の空間分布を作成した．広域規則性と地域固有性の空間分布を統合して，MAR の空間情報を開発した．

② 可能最大降雨量（以下 PMP）

PMP は降水量の最大ポテンシャルを表したものである．Clausius-Clapeyron の理論に基づいて日平均気温と 99 パーセンタイル以上の降水量の極値を散布図(**図 1** 参照)に示し，得られた指数曲線式を PMP 推定式(式(2)参照)とした．

$$PMP = a \cdot exp(b \cdot t) \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここで，a：係数(=81.858)，b：1℃あたりの豪雨強度変化率(0.0766)，t：日平均気温である．式(2)に国土数値地理情報よりメッシュ 2010 の最暖月平均気温を入力して現在気候の PMP を求めた．また，複数の気候モデルアウトプット(**表 1** 参照)を用いて近未来気候，将来気候における最暖月平均気

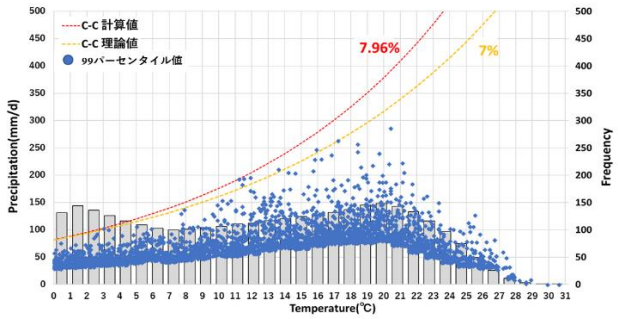


図 1　長野県における平均気温と降水量の極値の関係

表 1　近未来・将来気候の気候モデルデータセット

気候モデル名	開発元
GFDL-CM3	米:地球物理流体力学研究所
HadGEM2-ES	英:ハドレーセンター
MIROC5	日:東京大学/国立環境研究所/海洋研究開発機構
MRI-CGCM3	日:気象庁気象研究所
CSIRO-Mk3-6-0	豪:科学産業研究所
IPSL-CM5A-LR	仏:ピエール・シモン・ラプラス研究所

温の PMP を推計した. なお, 気候モデルアウトプットは温室効果ガスの代表濃度シナリオ(Representative Concentration Pathways:以下 RCP)に準じてシミュレーションされている. 本解析では低位安定化シナリオの RCP2.6, 高位参照シナリオの RCP8.5 を用いた解析を進めた.

③ 想定最大降水量(以下 MPR)

MPR は, 近未来と将来の PMP に対して地域に応じた気温に関する感度実績係数を乗じることで求める. 感度実績係数は, 現在気候に対する PMP と MAR の比をとることで得ることとする.

長野県における現在, 近未来, 将来の MAR, MPR, PMP の結果を図 2 に示す. PMP に関して, 将来気候 2070 年 RCP8.5 では長野市, 上田市, 飯田市の一部地域において 700mm 以上の 24 時間降雨量が推計された. また, 現在気候 PMP と比較して平均+80mm, 最大+122mm が見込まれる結果を得た. 総じて, 気候システムによる温暖化により降水量は増加することが示されている.

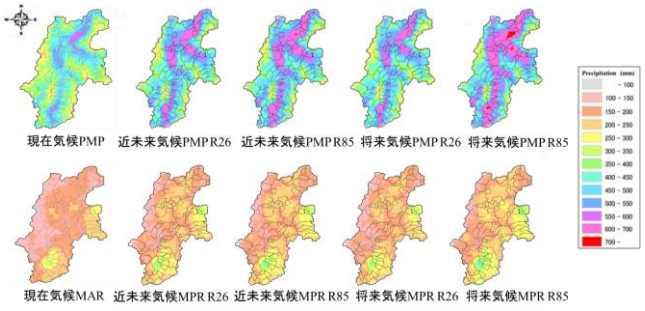


図 2　検討降水条件空間分布図

3. 解析結果

図 3 は RCP も含めた各気候期の土砂災害警戒区域の斜面崩壊発生確率分布を示したものである. 総じて, 気候期変化に伴い 24 時間降水量が変化した場合でも大き

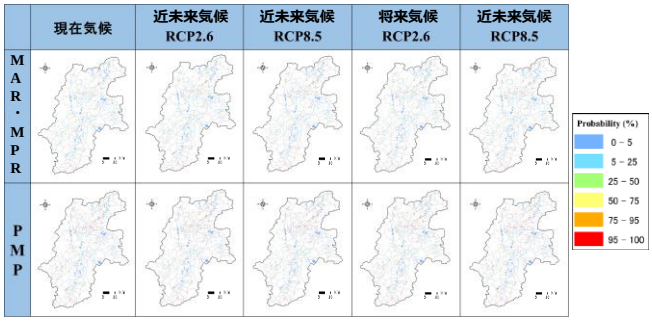


図 3　長野県土砂災害警戒区域結果

な発生確率変化は認められない. 斜面崩壊の誘因となる降雨量増加よりも, 素因となる地形地質の方がリスクへ強い感度を示しているためにこの傾向が認められたと解釈できる.

なお, 参考として MAR と将来気候 RCP8.5 時 MPR の発生確率差を図 4 に示す. この結果の比較より降雨感度に応じてリスクの高まる土砂災害警戒区域が明らかにすることができる. 中野市周辺(図中(a)), 長野市, 小川村(図中(b)), 東筑摩郡周辺(図中(c)), 佐久市, 東御市周辺(図中(d)), 飯田市, 小県郡周辺(図中(e))が相対的に斜面崩壊発生確率の上昇する地域として挙げられる. これらの地域の共通点として, 県内では比較的に著しく高い標高に属さない台地であることが挙げられる. こうした列挙される発生確率上昇の高まるリスク上昇の高い地域に関しては, より詳細な調査を進めて検証すると共に, 対応として提唱されている措置を至急に進めていくことが必要である.

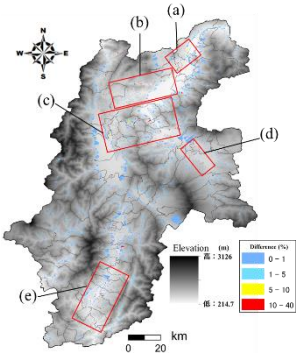


図 4　発生確率差マップ

4. まとめ

長野県単位で見ても将来的に降水量の増加は明らかであり, それに伴い斜面崩壊に起因する土砂災害リスクも増大する可能性は高い. 将来も考慮した気候変動対策を早急に講じていく必要がある. 今後は長野県をモデルケースとして全国への適用をすすめるとともに社会実装可能な適応策を検討していく意向である.

謝　辞:本研究は, 文部科学省気候変動適応技術社会実装プログラム(SI-CAT)および長野県環境保全研究所の協力により実施された. ここに謝意を示す.

参考文献:

1) IPCC: Special Report on Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation: : SREX , Cambridge Univ. Press, 2012.
2) S. Kawagoe et al, Probabilistic modeling of rainfall induced landslide hazard assessment,, Hydrology and Earth System Sciences, 14, 1047-1061, 2010.
3) 齋藤洋介ほか:地域への汎用性をふまえた斜面崩壊発生確率モデルとアウトプットの開発, 土木学会論文集 G(環境), Vol.73, 229-237, 2017
4) 牛山素行ほか:AMeDAS データによる暖候期降水量と最大 1 時間・日降水量の関係,水文・水資源学会誌,Vol.16,368-374,2003.

現地観測機器活用による警戒避難体制の強化について

NPO 土砂災害防止広報センター○山本 賢一郎, 黒川 興及,
佐々木 一行, 新村 幸子,
松木 敬 , 池田 一平

１．はじめに

雨量，水位，土壌水分を測定でき，特小無線で情報がスマホ等にリアルタイムに伝達できる現地観測機器および運用プログラムソフトの「サキモリ（先守)」を開発した．これを試験運用するための設置場所を探した結果，栃木県，同大田原市の協力を得て同市内須賀川地区に設置することができた．現地観測機器は昨年の平成30年7月豪雨でも避難しない実態から，避難を促す手段の一つと考え，地元住民に活用していただくことも目指している．

そのため設置の許可を得た須賀川地区の実態を知り，利用の前提となる防災知識の向上を図ることとした．そのために防災学習会および運用説明会を実施し，合わせて住民の防災意識を調査するアンケートを実施した．

今回はこのアンケート結果から地区の現状，住民の土砂災害に対する意識を発表する．現地観測機器により地区の警戒避難体制を強化することが目的であるので，地区の現状から活用に当たっての課題も合わせて整理する．

２．須賀川地区の概要

須賀川地区は，大田原市の茨城県境に位置し，地区を流れる押川は久慈川の支川で，地区自治会は上流から上，中，下地区に区分されている．最下流の下地区の下流は茨城県になる．3 地区全部で 265 世帯である．アンケートの概要を**表 1** に示す．アンケート回答者及びその世帯は次の通りである．

○回答者は，70 才以上が 40%(46/116)に対して，60 歳未満は 22%(26/116)である．60 歳代(37%=43/116)がこの地区での主要となる世代である．

表 1　アンケートの概要

実施機関	土砂災害防止広報センター
回答期間	2018年12月15日～2019年1月31日
対象者･数（世帯）	栃木県大田原市須賀川地区 全265世帯(平成30年12月1日時点)
回答者･率	116世帯・43.8%
配布方法	区長便(地区区長による配布)
回収方法	郵送

○回答した 116 世帯の居住者合計は 294 名である．地区の人口は 649 名であり，その 45.3%である．以上より，アンケート回答者は全世帯の半分以下であるが，須賀川地区を代表しているとみなし，以下の分析を行った．

○世帯構成については同居人の年代，さらに避難困難者の有無等についても確認しており，それらから**表 2** のように世帯をグループ区分した．

表 2　世帯グループ分け

グループ1	独居でかつ避難困難者　5%(6/116)
グループ2	2人以上の世帯で、すべてが70才以上で避難困難者を含む　7%(8/116)
グループ3	70才以上で独居　7%(9/116)
グループ4	2人以上の世帯で、すべて70代以上　22%(12/116)
グループ5	世帯の中に避難困難者がいる　10%(19/116)
	計54世帯 52%

表 2 のグループ分けは避難が必要な際に，全員の無事な避難が困難なことが予想される世帯で [1]，グループ５から１に従って，より困難であると考えられる．半数近くの世帯が実際に全員で避難するには困難さを伴う．

その他の 62 世帯でも 75 才以上の高齢者が居る世帯が 15（内 2 世帯には小学生を含む)，幼児あるいは小学生が居る世帯が 4 であり，これらの世帯も全員が避難することが困難といえる（**図 1**)．

以上の分類は自力で家族の避難を行えるグループと，それが困難なグループ分けとなる．

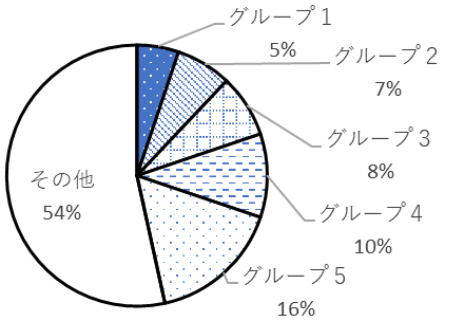


図 1　世帯グループ分け

３．須賀川地区の住民の防災意識

（１）情報に関して

防災情報の入手方法として,テレビだけ(ラジオ,固定電話からも含む) という世帯が 24 世帯あり，これらの人々は情報に対して受け身とみなせる.一方,PC あるいはスマホで入手している人は自ら情報にアクセス能力があり，情報リテラシーが高いとみなせる.

土砂災害の危険性を知らせる情報として，ｱ.大雨注意報，ｲ.大雨警報，ｳ.記録的短時間雨量情報，ｴ.大雨特別警報，ｵ.土砂災害警戒情報について，①どういう意味か説明できる，②聞いたことはあるが意味は良く知らない，③聞いたことがないとして回答を得た．ｱ，ｲについて②，③と回答した人もいた．一方，ｳ，ｴ，ｵについて①と回答した人は情報リテラシーが高いとみなした.

情報入手，情報に対する知識いずれも情報リテラシーが高い回答者は 25 名で,それらは上述の避難困難グループ区分でグループ１から４にはいなかった.グループ５には6名いたがいずれも60才代以下の世代である．すなわち，避難困難グループの世帯は土砂災害にかかわる情報に対しても脆弱といえる.

（２）ハザードマップに関して

この地区は大田原市がハザードマップを配布しており，自宅が土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン)，土砂災害警戒区域（イエローゾーン）に入っているか居ないかの認識を確認した．その結果，認識している人が 70%であった．なお，個人情報の関係から，回答者の住所（番地）は聞いておらず，実際に区域内なのか区域外なのかは個々の回答者では不明である．防災学習会の参加者（30 名）にはハザードマップを拡大コピーして，自宅の位置にシールを貼ってもらったが，一部の住民は図面上の自宅が分からなかったため,他の人から教えてもらっていた.また配布されたハザードマップの保存状況について以下の**表 3** の設問で確認した.

表 3　ハザードマップの保存に関する設問

ア	いつでも見られるように家の壁に貼ってある。
イ	配布されたときに中身を見たが、今は家のどこかにしまってある。
ウ	配布されたとき一応目を通したが、今は捨ててしまって自宅にない。
エ	配布されたが、一度も見ないで捨てた。
オ	届いていない。

ｳ.については一見防災意識に欠けるように見えるが，自宅が警戒区域に入っていないことを確認した人は問題が無いともいえる．問題があるのは，警戒区域かどうか認識していない人（33 名）にｳ.と回答した人が 7 名いて，ｴ.と回答した人(2 名)とともにハザードマップを理解できない人であると考えられる．認識していないのにｲ.と回答した人も同様であろう.

（３）須賀川地区の住民の土砂災害からの避難に関する課題と改善

- 避難が困難な世帯における情報の入手が受け身であり，土砂災害に係わる知識不足が見られる
- 避難が困難な世帯でのハザードマップ認知が低い傾向がある.
- 指定避難場所は 3 地区に対して 2 か所で収容人数や，避難距離等で問題がある[2].

これらの課題を解決するためには，地区防災計画を策定し，情報弱者に対して自分で情報入手ができる住民が伝達し，避難困難世帯については適当なタイミングで避難を促したり，援助したりすること[3]が望ましい．そのためには警戒区域に住んでいて，それを認識していない住民が理解しやすい避難マップ等を地区自ら作成することが望まれる.

４．おわりに

今後，設置した現地観測機器の運用を通じて，住民に利用を慣れていただき，自ら土砂災害等に警戒する意識を醸成していただく．合わせて，地区防災計画の策定に向けて支援していくことを考えている.

最後に当地区でのサキモリ設置にご協力を賜った栃木県，同大田原市に感謝申し上げます．また，須賀川地区自治会長をはじめ住民の皆様にもお礼を申し上げます.

＜参考文献＞

1) 静間，土田:「社会における要配慮者に対するイメージと地域防災との関連についての考察」，地区防災計画学会誌,第 14 号，pp.59-60,2019.

2)水山:「土砂災害に関する避難勧告,避難指示を受けて取るべき行動を戸別に指導する提案」ひろば,砂防学会誌,Vol.70No.3,P.71,2017.

3)片田，金井:「土砂災害を対象とした住民主導型避難体制の確立のためのコミュニケーション･デザイン」,土木技術者実践論文集,Vol.1,106-121,2013.

R5-029

AI（機械学習）を活用した土石流検知センサー

国土技術政策総合研究所：○桜井　亘・泉山寛明・高原晃宙（現 国土交通省砂防部）
産業技術総合研究所：倉島優一、叶嘉星、樋口哲也、小林健

1. はじめに

土石流に対する警戒避難体制を整備する上で、土石流検知センサーは重要であり、これまで様々な検知センサーが開発されてきた。検知センサーは接触型と非接触型に大別され、これまで接触型であるワイヤーセンサーが多用されてきた[1)]。構造が簡単で検知が確実なためであるが、連続して発生する土石流が検知できないほか、地形条件が厳しい渓流内では、設置や張り替えに手間を要するという短所がある。一方、非接触型は光、音響、振動センサー等があり連続検知が可能であるが、検知精度等の問題もあり、振動センサーの使用実績が少数ある以外は、ほとんど普及していない。振動センサーについては、研究実績[2)3)]があるが、確実に検知するためのトリガー設定が難しく、さらに土石流以外の振動による誤検知の可能性も高い点が普及を妨げていると考えられる。そこで、本研究では、連続検知が可能である振動センサーの改善を目指し、パターン認識手法の一種であるサポートベクターマシンを用いた土石流発生時、非発生時の振動波形の機械学習（教師あり学習）[4)]により誤検知を無くし検知精度を高めることを検討した。また試作した検知センサーを鹿児島県桜島の野尻川に設置し、検証をおこなった。

2. センサーシステムの概要

新たな検知センサーは、複数のセンサー子機と受信機から成るセンサーシステムを構成する。受信機ではマイコンによる振動波形の解析を行い、機械学習により検知した振動波形が土石流によるものか判断を行う。将来的には、センサー子機にもマイコンを設置し、リアルタイムで振動波形を解析し、土石流の判定結果のみを受信機に送信することにより通信に対する消費電力等の負荷軽減も可能である。また複数センサーを設置することにより、多数決判定による検知精度の向上やセンサーの破損および流失等に対してフェールセーフの確保が期待できる。材料費が 1 万円程度とセンサー単体を低コストにすることにより、複数センサーの設置が可能になったと言える。

図-1 にセンサーの概要を示す。今回試作したセンサーは、市販のガーデニングライトに充放電回路を追加し、ソーラーパネルにより電力供給を行う。振動センサーは 3 軸加速度センサーを搭載し、センサーからの振動波形は 920MHz 帯、送信出力 10mW の電波で受信機に信号として送り、市販 PC の HDD に 1 時間おきにデータを保存する。PC への電源供給は、商用電源を利用し、PC から USB で受信機に給電する構造となっている。ソーラーパネルは出力最大 1.5W であり、

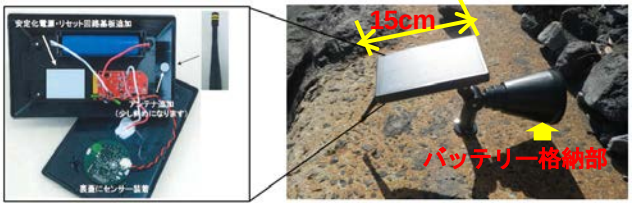


図-1　センサー子機外観

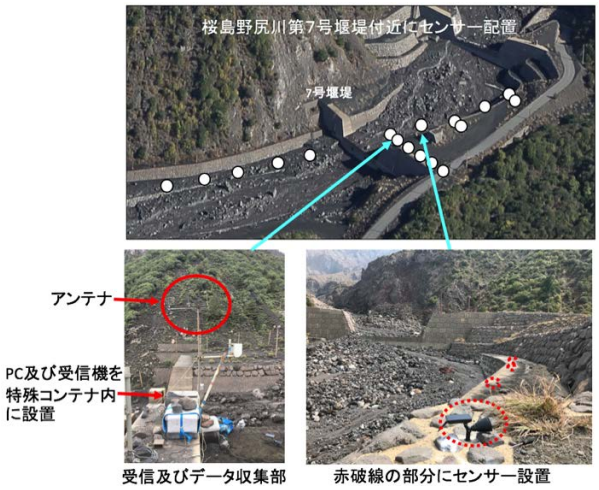


図-2　センサー、受信機設置状況

システム全体の消費電力は 0.13W のため、一度リチウムイオン電池に満充電すると 2 週間弱はソーラーパネルによる発電が無くてもセンサーを稼働できる。

センサーのサイズは全長が 15cm 程度（アンテナ、バッテリー格納部を除く）であり、重量も一人で数個のセンサーを運搬できるほど軽量で、設置も非常に容易である。検証のため実際に現地に設置したセンサーは、市販の電気ドリルで岩や砂防構造物に削孔し、ネジ止めをする構造であり、作業に習熟すると 1 つのセンサーについて 5 分程度の時間で設置が可能であった。これは地形等の自然条件が厳しい砂防事業の現場において、設置や維持管理面で大きなアドバンテージになると期待できる。

3. 土石流検知センサーの現地検証

試作した検知センサーを、動作の検証および機械学習に用いる振動波形データを取得するため、平成 29 年 3 月に土石流が頻発する鹿児島県桜島にある野尻川の野尻川第 7 号、8 号堰堤付近に設置した（図-2）。

図-3 に代表的な観測事例として、2018 年 5 月 2 日に観測された振動波形データを示す。土石流の通過に伴う大きな振動を捉えていることが分かる。観測箇所では、ワイヤーセンサーが併設されているが、ワイヤーセンサーが切断される直前の約 30 秒前から大きな

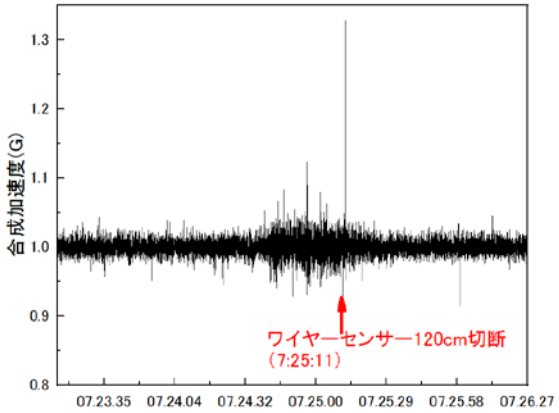


図-3　土石流発生前後の合成加速度

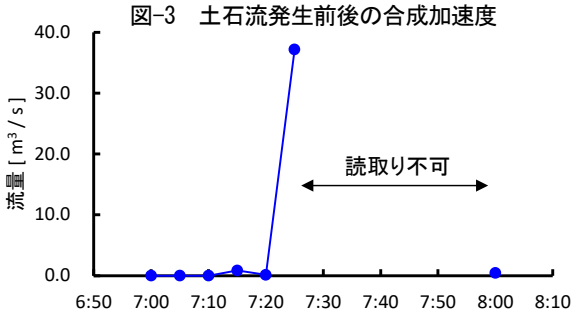


図-4　土石流発生前後の流量波形

振動を捉えはじめ、ワイヤーセンサー切断と同時刻の 7 時 25 分 11 秒に最大の振動を観測している。また先頭部の通過とともに、発生前と同じレベルまで振動が減衰している。これは併設したビデオカメラ映像の結果から、土石流先頭部に巨礫を含み、後続流は濃度が低下する典型的な土石流であり、振動波形もこのような土石流の流下形態を反映したものと考えられる。また CCTV の画像解析を行い、土石流の流量波形も求めた（図-4）。ピーク流量は 37 m^3/s 程度と推定され、この程度の規模の土石流なら十分に土石流の振動を検知できることを示した。

4. AI（機械学習）による検知の仕組み

2017 年 6 月 3 日～7 月 4 日における 3 回の土石流について、サポートベクターマシンによる土石流判定が可能か否か、検討を行った。概要を図-5 に示す。まず、振動波形データを 1 分おきに 5 分間のデータ区間に分け、8835 区間を生成した。その後、2 つの過程を経て判定を行うこととした。まず、第一ステップ（異常度計算部）では、部分空間法により土石流や多数の雨滴衝突、強風による異常な振動と平時の振動を区別する。これは、第二ステップ（土石流検知部）での計算時間を短縮することを目的としている。今回の場合異常な振動データ区間は 619 区間となった。第二ステップでは、土石流発生時の振動データを学習したサポートベクターマシンにより、第一ステップで異常と判定された 619 データ区間を基に土石流の検知を行う。今回は、交差検証法を用いた。これは、3 回の土石流のうち 2 回のみ学習させ、学習していない残りの 1 回の土石流が検知できるかを確認する手法である。組み合わせからして検証は 3 回行うことが可能である。検

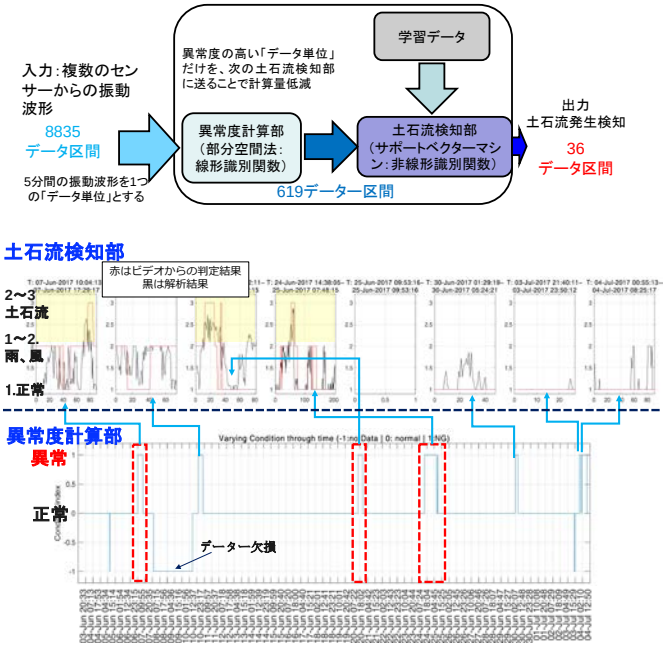


図-5　上段；判定プロセス　下段；判定イメージ

証の結果、計 36 データ区間が土石流と判定され、判定されたデータ区間の時間帯と実際の土石流発生時刻を比較すると、実際の土石流発生期間と一致した。このように、機械学習により、実際に取得した振動データを用いて検証したところ、土石流と判定することが可能であることが実証された。

5. まとめ

今回開発した機械学習による土石流判定の手法を、これまで収集した振動波形データに対して適用した結果、土石流の検知が可能であった。しかし、今後発生する土石流に対して、リアルタイムの検知可否に関する検証はこれからである。機械学習により土石流振動波形をさらに取得し解析数を増やすことにより、検知精度を向上させていく予定である。またソーラーパネルによる発電では、曇天が続いた場合に電力が不足することも懸念された。今後は実際の普及に向けて、残された課題を解消し少しでも早く実用化できるよう、精力的に取り組んでいく予定である。

最後になりますが、現地観測に対して多大なご協力を頂いた国土交通省大隅河川国道事務所および同桜島出張所の皆様に深く感謝申し上げます。

参考文献

1)　山田ら（1998）：土石流防止のためのセンサー開発の現状と今後の課題、砂防学会誌 Vol.50，No.5，p-60-64
2)　大角ら（2008）：野尻川における振動センサーを用いた土石流検知自動判定システムに関する一考察、砂防学会誌 Vol.61，No.1，p.3-10
3)　吉永ら（2015）：可搬型振動センサーを用いた土石流振動の現地計測、砂防学会誌 Vol.68、No.1、p.52-59
4)　Jiaxing，YE et al.（2018）：Journal of World Wide Web Internet and Web Information Systems(投稿中)

AI を適用した土砂災害警戒区域の自動設定に関する検討

中電技術コンサルタント株式会社　○道財健斗、倉本和正、小宮山賢太郎、池田寛、山野亨
関西大学総合情報学部　広兼道幸
関西大学大学院総合情報学研究科　麻野貴義、石井唯嵩

1. はじめに

近年、異常な気象現象により、人的被害を伴う甚大な土砂災害が頻発している。国土交通省などでは、人的被害の防止に向けたソフト対策として、土砂災害警戒区域等の指定を積極的に推進している。

土砂災害警戒区域等の指定には、基礎調査が必要になるが、その箇所数は全国で約 65 万区域にも及び、調査完了後もおおむね 5 年ごとに見直しを行うこととされている。また、我が国では、急激な人口減少と高齢化の進行が予測されており、基礎調査業務を担える技術者の確保が困難になると考えられる。そのため、基礎調査を今後も継続して行うためには、調査作業の効率化を進めることが重要である。

本検討では、基礎調査の作業効率化を目的に、AI を用いて、地形情報から土砂災害警戒区域（土石流）を自動で設定する手法について検討した。

2. 検討方法

(1) 検討の流れ

本検討では、任意の地形データから氾濫開始地点を自動で生成する AI と再帰的アルゴリズムによる区域設定を組み合わせたモデルの作成を試みた。本検討におけるモデルの作成及び評価フローを**図 1** に示す。

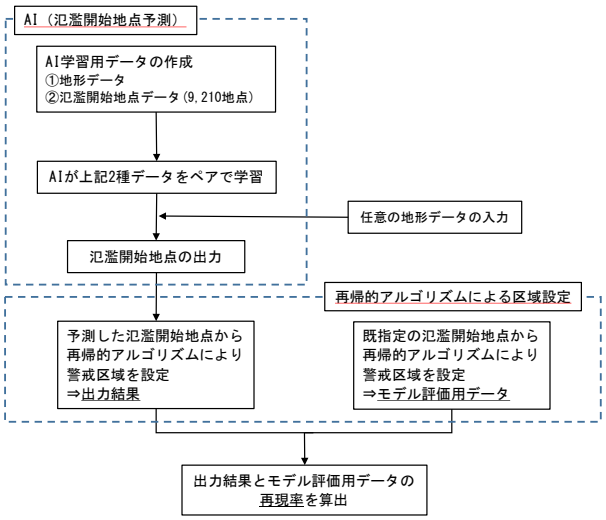


図 1　モデルの作成及び評価フロー

本検討では、まず、2. (3)に示すペア画像を学習した AI モデルに任意の地形データを入力し、その地形から氾濫開始地点を予測した。次に、予測した氾濫開始地点から勾配 2°となる地点までの警戒区域を設定した（予測区域）。ここで、警戒区域の設定には、5mDEM の標高値データから近傍メッシュとの勾配を計算により読み取り、その勾配が 2°未満となる地点まで繰り返し計算を行う再帰的アルゴリズムを用いた。

また、当該モデルの再現性を評価するために、既指定の氾濫開始地点に対しても、同様な方法を用いて警戒区域（モデル評価用区域）を設定した。

最後に、上記 2 つの警戒区域の再現率（重複率）によってモデルの評価を行った。

(2) AI モデルの概要

本検討で用いた AI モデルは、入力画像をもとに新規画像もしくは何らかの加工をした画像を出力する変換機能を有している（Image to Image Translation）。相関を持った 2 種の画像データセットをペアとして学習させることで、任意の画像から学習用データの蓄積を基にした新規画像を自動生成することができる。

(3) 学習用データの概要

当該モデルの学習に用いたデータは、地形データと氾濫開始地点の位置情報を有したデータの 2 種である。

地形データには、国土地理院の 5m メッシュ数値標高モデル（以下、5mDEM）を用いた。また、氾濫開始地点データには、広島県 HP（土砂災害ポータルひろしま）より抽出した氾濫開始地点（9,210 地点）を 5mDEM と対応するように設定したものを用いた。

なお、画像サイズは、1 画像に極力多くの警戒区域が含まれるように 828×986 メッシュとした。（**図 2** 参照）。



(a) 5mDEM　　(b) 氾濫開始地点

図 2　学習用データセット例（828×986 メッシュ）

3. 検討結果

(1) 画像サイズ 828×986 メッシュでの学習

本検討では、まず、作成した画像サイズ（828×986 メッシュ）をそのまま学習し、再現率を検討した。検討結果を**表 1** に示す。**表 1** は、モデルが学習済みのデータ（学習用データ）、モデルが未学習のデータ（評価用デ

ータ）の再現率を示している。

表より、学習用データの再現率であっても 5 割未満と低い結果になり、広域の画像を学習しても高い再現率を得ることができなかった。そこで、画像サイズの変更及び標高値の標準化を行った学習データを作成し、それぞれについて検討を行った。

表 1　828×986 メッシュでの警戒区域再現率

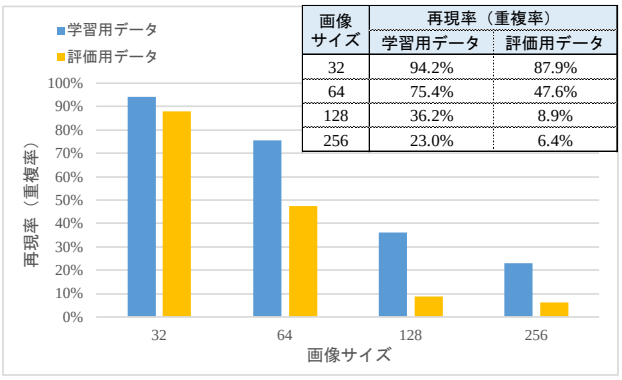
	学習用データ	評価用データ
再現率（重複率）	45.7%	12.4%

(2) 画像サイズ別の学習

画像サイズを 32×32、64×64、128×128、256×256 メッシュ（以下、32、64、128、256）にそれぞれ分割しモデルに学習させた結果を**図 3** に示す。また、32 における結果の代表例を**図 4** に示す。

図 3 より、3. (1)の結果と比較して、画像サイズが 64 以下の場合に再現率が大幅に向上した。特に、32 では学習用、評価用ともに 9 割近くの再現率を示し、画像の細分化がモデルの学習に効果的であることが判明した。

ただし、上記の再現率は、予測区域がモデル評価用区域をどれだけ網羅できているか示したものであり、モデルの正確性を示すものではない。実際、**図 4** では、予測区域がモデル評価用区域のほとんどを網羅しているものの、未指定の箇所でも多数の警戒区域が生成されており、モデルの正確性には課題がある。



画像サイズ	再現率（重複率）	
	学習用データ	評価用データ
32	94.2%	87.9%
64	75.4%	47.6%
128	36.2%	8.9%
256	23.0%	6.4%

図 3　各画像サイズにおける警戒区域再現率

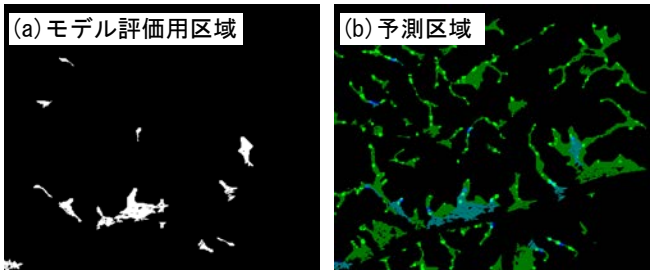
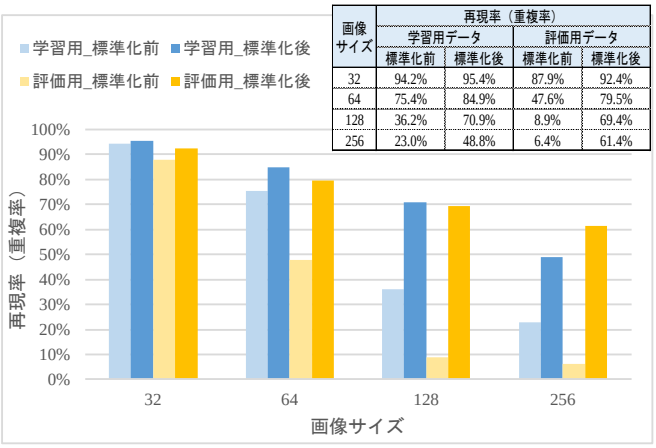


図 4　同地域のモデル評価用区域と予測区域の比較

(3) 標高値の標準化データを用いた学習

5mDEM の標高値について、各メッシュ間の相対値は変化させず、画像内の最低標高値を 0m とすることで、画像ごとの標高値を標準化した。そのデータセットを用いて、3.(2)と同様に 32、64、128、256 の画像サイズでモデルに学習させた結果を**図 5** に示す。

全画像サイズにおいて、標高値の標準化により、標準化前よりも再現率の向上が確認された。32 では、学習用、評価用ともに再現率 9 割以上の高い値を示した。



画像サイズ	再現率（重複率）			
	学習用データ		評価用データ	
	標準化前	標準化後	標準化前	標準化後
32	94.2%	95.4%	87.9%	92.4%
64	75.4%	84.9%	47.6%	79.5%
128	36.2%	70.9%	8.9%	69.4%
256	23.0%	48.8%	6.4%	61.4%

図 5　標高値の標準化前後での再現率比較

4. 考察

3. (1)及び 3. (2)より、画像サイズが一定より大きいとモデルの再現率が低値であった。この原因は、画像サイズが大きくなるほど、社会条件により未指定となる箇所が多く含まれるためである。そのため、3. (2)では、画像サイズを細分化するほど、社会条件により未指定となった箇所が画像内に含まれる割合が減少し、再現率の向上につながったものと推察される。しかしながら、画像サイズを小さくし過ぎると、地形を適切に学習できない可能性があるため、再現性の向上には、適切な画像サイズの学習データを作成することが重要である。

3. (3)では、標高値の標準化により、再現率の向上が見られた。これは、標高が高くなるにつれて警戒区域の設定数が減少する傾向を学習していないためである。つまり、標高値を学習データに考慮せず、純粋に勾配等の地形条件のみを学習するだけで、再現率を向上させることができることを示している。

以上を勘案すると、本検討でのモデルを用いることで、谷地形を適切に評価できる（警戒区域の見逃しがない）モデルを構築できると考えられる。ただし、現状では、モデルの正確性に課題があるため、学習データに社会条件を追加し、モデルの再現性とともに正確性の向上につなげていくことが重要である。

5. おわりに

本検討では、AI を用いた警戒区域の自動設定手法を検討した。検討したモデルでは、90%を超える高い再現率を示す結果が得られ、谷地形を適切に評価していることを確認した。また、今後のモデルの精度向上に関する課題についても明らかにした。

「要因分析図」を用いた砂防施設配置計画の検証（続編）

協和設計株式会社 防災グループ　　○西岡 孝尚　南部 啓太
国土交通省近畿地方整備局 紀伊山系砂防事務所　　菅原 寛明　山下 大雅

1. 概 要

昨年度は，これまでに砂防堰堤などの施設整備がほとんどなされず手付かずであった流域で，30箇所を越える砂防堰堤等の配置計画の立案に際し，数値地図から算出される地形量や地質・植生・地質構造・崩壊発生実績などの数値データによる客観的な情報を用いて，それらを要因とする分析図（以下「要因分析図」と称す）を作成し，砂防施設の配置計画の妥当性を検証する手法を報告した。すなわち，土砂災害や土砂流出の起因となる0次谷などで生じる斜面崩壊の危険度を「要因分析図」から判定し，効果的・効率的な施設配置を図る試みであり，その取り組みの概要である。今年度は，昨年度検討に用いた地形的な要因である地形量（斜面傾斜，集水面積，崩壊面積率）に，斜面の凹凸を断面曲率で評価する要因を加えて，再評価した。その結果を続編としてここに紹介する。

2. 検討の手法

2.1 「要因分析図」の作成

「要因分析図」は，例えば土木研究所資料「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案）」(H20.11)や「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」(H21.1)に示された手法を準用したものであり，崩壊の危険性の要因を要素として抽出して評価するものである。今回検討に用いた要因と要素を**表-1**に示す。

表-1　検討に用いた要因と要素

要因	要素
崩壊発生実績	H23 台風12号による崩壊箇所
地質構造及び微地形要素	地すべり地形分布
地形量	斜面傾斜，集水面積，崩壊面積率
地質特性	斜面傾斜，堆積岩・火成岩・地質境界
植生	斜面傾斜，広葉樹・針葉樹・その他
斜面の凹凸	斜面の断面曲率

「要因分析図」は，対象流域全体を50mメッシュデータ（総メッシュ数は18,786）に区分し，**表-1**に示す要因をそれぞれのメッシュの危険度で表現した図である。

「要因分析図」の作成は，対象流域において，まず，「実際に発生した崩壊箇所（崩壊発生実績）」や「地すべり地形の分布」を抽出する。その上で，崩壊発生実績をもとに斜面傾斜度と集水面積との関係から危険度が高い「地形量」を算出する。同様の手法で，「地質特性」との関係，さらに「植生」との関係を算出し，これらそれぞれにおいて崩壊発生実績と斜面傾斜度との関係をカバー率，的中率，的中率比として算出し，危険度を区分して表現する。今年度はこれに，「斜面の凹凸」を「断面曲率」で表現し，標準偏差で区分して評価する要因を加え，再評価した。

2.2 「要因分析図」における危険度の設定

分析に用いた崩壊跡地メッシュ数（崩壊発生実績）は562である。「要因分析図」における危険度は，「崩壊発生実績」と「地すべり地形の分布」は，「大」「小」で表現した。斜面傾斜度と崩壊面積率に基づく「地形量」や，斜面傾斜度と組み合わせる「地質特性」「植生」及び「斜面の凹凸」の要因は，閾値を設定し，危険度を「大」「中」「小」で表現した。それぞれの危険度の設定と「要因分析図」を「GISを活用した土石流発生の危険箇所の要因分析」[1)]で紹介する。

表-2　断面曲率の標準偏差(0～0.3)と斜面傾斜度の関係

傾斜度	表層崩壊地が存在するメッシュ数	標準偏差が0-0.3で表層崩壊が存在するメッシュ数	標準偏差が0-0.3であるメッシュ数	カバー率	的中率	的中率比
～10	0	0	93	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	87	0.00	0.00	0.00
15～20	1	0	83	0.00	0.00	0.00
20～25	22	1	59	0.05	0.02	0.57
25～30	63	1	70	0.02	0.01	0.48
30～35	130	3	93	0.02	0.03	1.08
35～40	161	6	107	0.04	0.06	1.87
40～	185	4	53	0.02	0.08	2.52

ここでは新たに要因に加えた「斜面の凹凸」を示す「断面曲率」について説明する。断面曲率は地形の縦断面形状をDEMから曲率で表現し，地形の凹凸を数値化したものである。今回対象流域で崩壊跡地との関連を，断面曲率・平面曲率・標準曲率のそれぞれで確認したところ，断面曲率に最も良い

相関が認められたことからこれを採用した。断面曲率は標準偏差0～0.3，0.3～0.6，0.6以上の3つに区分したが，**表-2**に示すように0～0.3の範囲で斜面の傾斜度との関連で明瞭な違いが確認できた。すなわち凹凸具体が小さい斜面では勾配が急なほど表層崩壊が発生しやすいことが実現象で確認できた。

2.3 斜面崩壊の危険度判定

これら6つの要因を分析した図をもとに，それぞれの要因の重なりから，土砂災害に結びつく斜面崩壊の危険度を判定する。

危険度は要因の重なりに応じ，それぞれレベル0からレベル5に区分する。すなわち，50mメッシュのそれぞれで，要因の重なりから**表-3**に示す危険度に区分した。

表-3　危険度判定レベル

危険度判定	要因分析の重なり具合
レベル0	すべて「小」
レベル1	「中」あり
レベル2	「中」が2つ
レベル3	「中」が3つ
レベル4	「大」が1つ
レベル5	「大」が2つ以上

3.　要因分析による危険度判定図

3.1 危険度判定図

図-1は従来のものと「斜面の凹凸」を要因に加えたものの対比である。要因の加算により図のコントラストがわずかに際立った印象は受けるが，基本的に大きな変化は見られない。

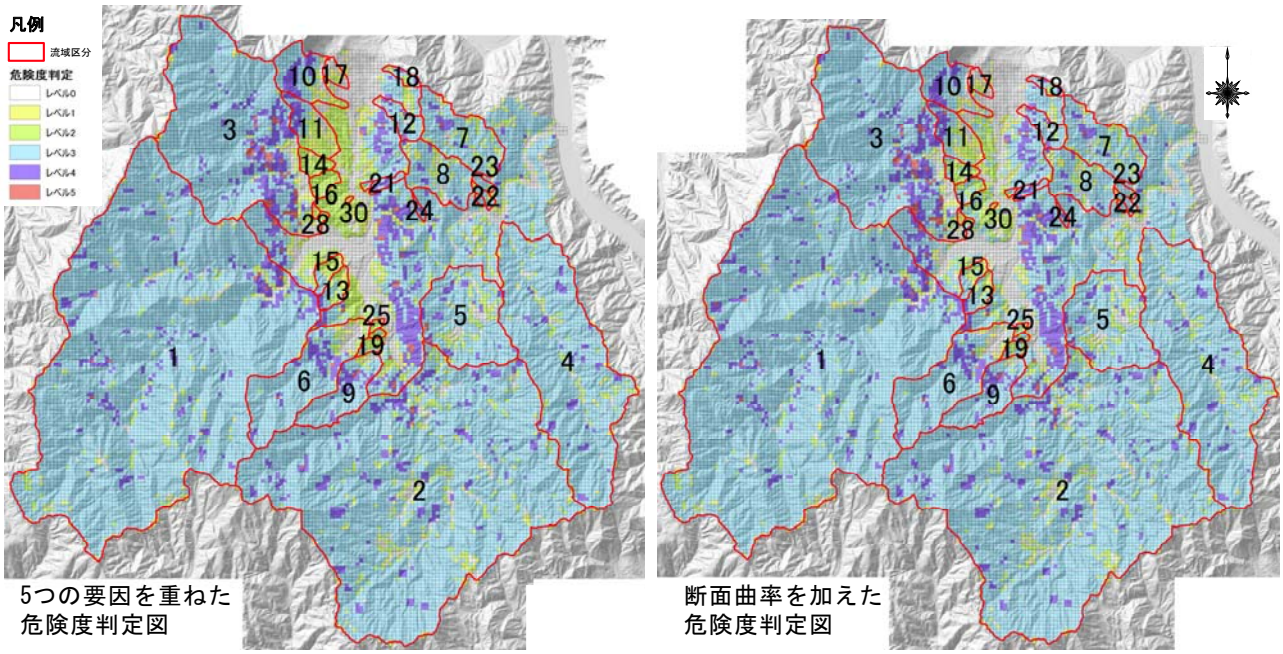


図-1　要因分析図に基づく斜面の危険度判定

3.2 危険度判定図における占有率と砂防施設の配置計画流域との関係

表-4は対象流域に対し危険度判定レベルのメッシュ分布を占有率で表し，従来のものと要因を加えたものを対比している。占有率の平均（流域全体）を上回っている箇所を着色した。両者で劇的な変化はないが，断面曲率を加えたことで，例えばレベル5と3の占有率の高い流域が増え，整備優先度を評価する際の重みづけに寄与すると考えられる。

表-4　砂防施設対象流域毎の危険度判定レベル占有率

流域番号	5つの要因による占有率						断面曲率を加えた6つの要因による占有率					
	レベル5	レベル4	レベル3	レベル2	レベル1	レベル0	レベル5	レベル4	レベル3	レベル2	レベル1	レベル0
1	0%	5%	90%	2%	1%	2%	0%	6%	89%	2%	1%	2%
2	0%	6%	85%	4%	2%	3%	0%	6%	85%	4%	2%	3%
3	2%	12%	77%	3%	2%	4%	2%	12%	78%	2%	2%	4%
4	0%	4%	87%	4%	2%	2%	0%	4%	87%	4%	2%	2%
5	1%	8%	71%	10%	4%	7%	1%	8%	71%	10%	4%	7%
6	0%	11%	71%	6%	3%	8%	1%	11%	74%	3%	3%	8%
7	0%	8%	68%	15%	4%	5%	0%	8%	69%	14%	4%	5%
8	0%	5%	69%	13%	8%	6%	0%	5%	69%	12%	8%	6%
9	1%	15%	76%	5%	1%	2%	1%	16%	77%	2%	1%	2%
10	0%	22%	52%	12%	6%	9%	0%	22%	60%	3%	6%	9%
11	0%	16%	22%	34%	15%	12%	1%	15%	34%	22%	15%	12%
12	1%	13%	69%	5%	4%	8%	1%	13%	69%	5%	4%	8%
13	0%	7%	35%	48%	7%	3%	0%	7%	52%	32%	7%	3%
14	0%	0%	0%	91%	6%	2%	0%	0%	38%	53%	6%	2%
15	0%	2%	36%	47%	16%	0%	0%	2%	53%	29%	16%	0%
16	0%	0%	0%	98%	0%	2%	0%	0%	48%	50%	0%	2%
17	0%	0%	3%	8%	22%	67%	0%	0%	3%	8%	22%	67%
18	0%	10%	55%	28%	3%	3%	0%	10%	69%	14%	3%	3%
19	0%	0%	29%	67%	4%	0%	0%	0%	58%	38%	4%	0%
20	0%	0%	29%	67%	4%	0%	0%	0%	58%	38%	4%	0%
21	0%	30%	70%	0%	0%	0%	0%	30%	70%	0%	0%	0%
22	0%	0%	72%	17%	11%	0%	0%	0%	83%	6%	11%	0%
23	0%	7%	60%	20%	0%	13%	0%	7%	60%	20%	0%	13%
24	0%	30%	70%	0%	0%	0%	0%	30%	70%	0%	0%	0%
25	0%	0%	10%	60%	20%	10%	0%	0%	30%	40%	20%	10%
26	0%	0%	14%	86%	0%	0%	0%	0%	71%	29%	0%	0%
27	0%	0%	57%	43%	0%	0%	0%	0%	57%	43%	0%	0%
28	0%	0%	0%	57%	29%	14%	0%	0%	0%	57%	29%	14%
29	0%	0%	83%	0%	17%	0%	0%	0%	83%	0%	17%	0%
30	0%	0%	0%	100%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	0%	0%
合計	0%	7%	82%	6%	2%	3%	0%	7%	83%	5%	2%	3%
全域	1%	8%	77%	5%	3%	7%	1%	8%	77%	5%	3%	7%

3.3 砂防施設配置計画との関係

危険度判定図から砂防施設の対象流域としてレベル5とレベル4のメッシュが効果的に網羅されていることがわかる。一方，本川沿いの斜面地で砂防堰堤等の施設整備が難しい高レベルのメッシュ帯が認められるなど，課題も確認できた。

1)　西岡・南部・阿部・山口・菅原・山下：GISを活用した土石流発生の危険箇所の要因分析，平成31年度砂防学会研究発表会概要集（投稿中），2019.5

土砂流出の多い支川合流点処理計画の一考察

国土交通省中部地方整備局 天竜川上流河川事務所　椎葉秀作※1，岡村修※2，山根宏之※3
株式会社 建設技術研究所　○長井斎，飯田弘和，奥山遼佑，清野真義
（※1 現 国土交通本省水管理・国土保全局砂防部砂防計画課，※2 現 退職，※3 現 沼津河川国道事務所）

1．はじめに

従来、本支川の合流点の洪水到達時間は、流域面積の小さい支川が早く、本川のピーク流量が遅れて到達するため、本支川のピーク流量が同時に到達する可能性は低いと言われてきた。しかし、近年線状降水帯が長時間停滞すると本支川の洪水到達時間差がなくなり、ピーク流量が同時に発生する可能性が高まっている。

このような地球規模の気象環境の変化を念頭に、天竜川の竜西流域の与田切川と中田切川を対象に合流点処理計画の検討として水理模型実験を実施し、土砂流出の多い合流点処理対策として新たな知見を得たので一考察として報告する。

2．合流点処理計画検討の着目点

これまでの合流点処理に関わる研究や計画・設計は、本支川の合流角度や護岸法線の是正、供給土砂量や流量の変化に着目した検討が中心であった。

本実験は、以下の条件に着目して検討を行った。

1) 地形条件（湾曲部や狭窄部）と流況への影響の確認
2) 湾曲部における合流位置と水位上昇への影響の確認
3) 洪水到達時間（水位差）と流況への影響の確認

3．竜西流域の本支川合流地形の特徴

3.1 合流点における地形の特徴

表-1 本支川の合流地形の特徴

	与田切川	中田切川
天竜川本川と支川の合流地形の特徴	■本川S字湾曲型（図1参照） ■本川凹部に合流 本支川の合流角度は、中小規模洪水では約90度、大規模洪水では約30度で、本川の外湾側から合流	■本川単湾曲型（図2参照） ■本川凸部に合流 本支川の合流角度は約70度で、本川の外湾側から合流

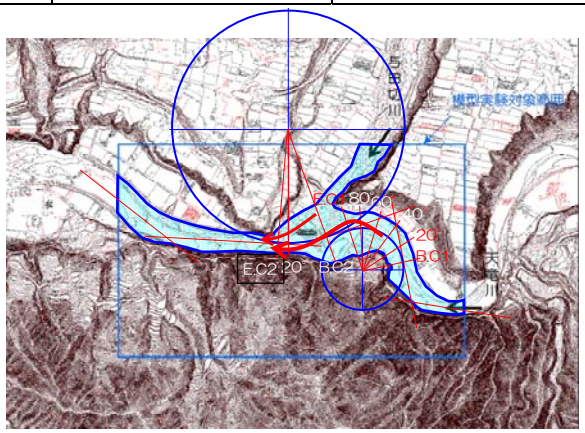


図-1 与田切川と天竜川の合流地形平面図

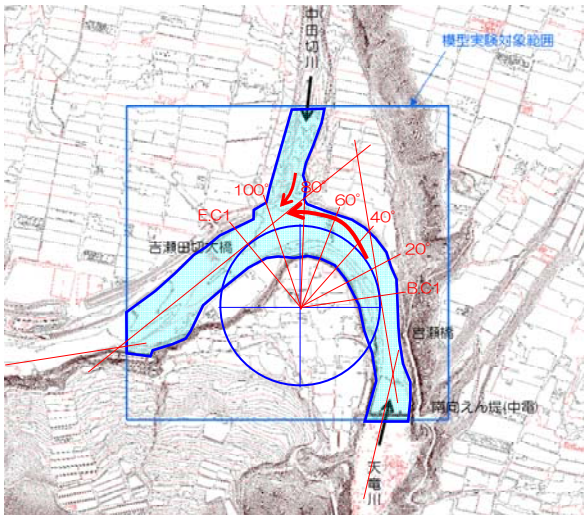


図 -2 中田切川と天竜川の合流地形平面図

3.2 合流点の流路変遷の特徴

(1) 与田切川合流点

与田切川合流点の流路変遷の経年変化を見ると、写真-1 に示すように①合流位置が本川の上流側に向かって屈折して約 90 度の角度で合流、②直進して本川の下流側で約 30 度の角度で合流する 2 経路が形成されているのが特徴である。

前者の現象は中小規模洪水時に、後者の現象は比較的大きな洪水規模の時に発現する。



写真-1 与田切川合流点（S51.9 撮影）

(2) 中田切川合流点

中田切川合流点の流路変遷の経年変化を見ると、写真-2 に示すように昭和 22 年から昭和 60 年までは支川からの土砂流出が多く、天竜川本川への押し出しが顕著であったが、平成 10 年から平成 25 年では合流点の堆積土砂は天竜川本川の流れで侵食されている。

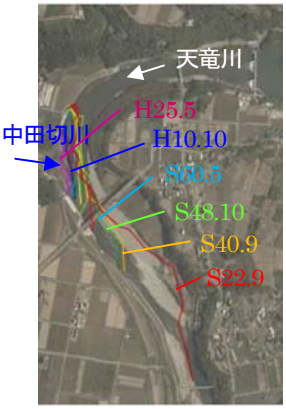


写真-2 中田切川合流点

4．水理模型実験の実施

4.1 実験条件

1) 模型縮尺：　1/150
2) 相似則：　フルード相似則を適用

3) 対象流量と供給土砂量

中田切川合流点		与田切川合流点	
天竜川	中田切川	天竜川	与田切川
2,274m³/sec	355m³/sec	2,629m³/sec	629m³/sec
3,800m³/sec	117,000m³	3,800m³/sec	370,200m³

天竜川流量　上段：昭和 63 年 9 月実績
　　下段：計画高水流量

4.2 実験結果と考察

(1) 支川合流点出口の土砂堆積の特徴と対策

支川からの土砂流出が多く、且つ天竜川本川のバックウォーターが支川の奥まで到達する条件が重なると、バックウォーターの上流端で急激に土砂堆積が始まり、堆砂肩が形成される。その後は、上流側に向かって土砂の堆積遡上が進み、同時に下流に向かってより大きな堆砂肩を形成しながら進行する特徴がある。その結果、支川合流点の堆積土砂を除石しても、土砂流出を伴う洪水が発生すると土砂堆積による河床高が上昇した状況に戻ってしまう。これは、河口部の潮位の影響で河口部に土砂が堆積する現象と類似しており、潮位（天竜川本川の水位）以上には堆積しないことから、現状の堆積河床高を基準に縦断計画を策定し、支川からの流送土砂を円滑に本川に流入させることが有効と考えられる。

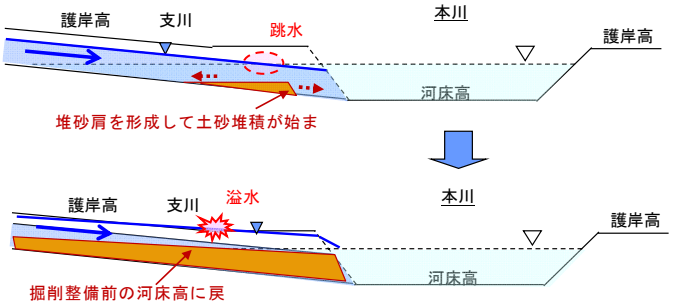


図-3 支川合流点で土砂堆積による河床高上昇の模式図

(2) 立体合流の効果

現況では、与田切川合流点は中田切川合流点に比べて天竜川本川の河床高との比高差が 2.5m 程度と大きいことから、バックウォーターの影響範囲が小さい。

そのため、合流点を下流側に固定するため上流側の合流点に導流堤を設置して本川水位の変動の影響を遮断すること、支川出口の河床高を現況の高い位置に保ち、支川水位を本川水位よりも高く保って立体的に（段差を付けて）合流させることで、図-4 に示すように平面合流（本支川の河床高を合わせて段差を付けない）に比べて与田切川からの流出土砂が約 5 時間早く模型下流端に到達することが確認された。

これは、与田切川からの流送土砂が円滑に本川に流入していることを示唆しており、立体合流の有効性が確認された。

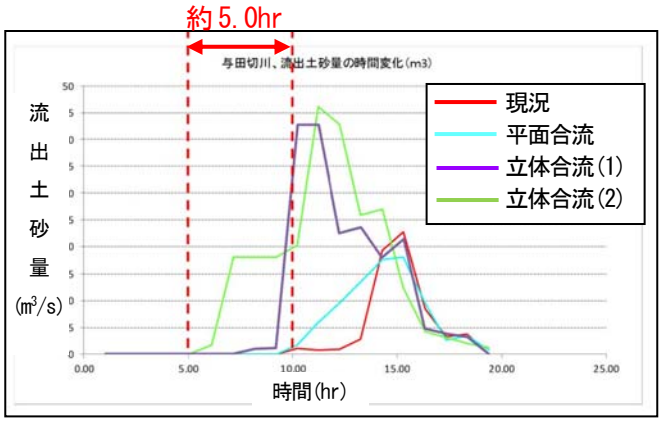


図-4　与田切川からの流出土砂の時間変化

(3) 現況河道と計画河道の合流点の流況変化

中田切川合流点は、天竜川の河床高との比高差が小さいため、写真-3 に示す合流点上流側に導流堤を設けることで本川のバックウォーターの影響を軽減し、支川合流を円滑に改善できることを確認した。与田切川合流点は比高差が大きいため、導流工設置と立体合流させることで支川合流を円滑に改善できることを確認した。

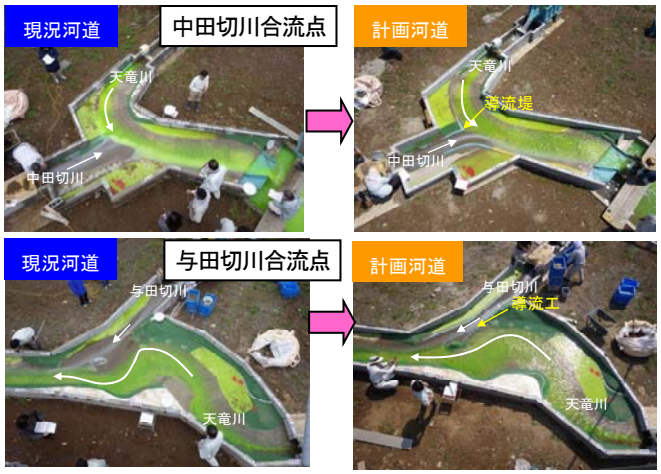


写真-3 現況河道と計画河道の合流点の流況比較

5. 合流点の土砂堆積軽減方策の一提案

支川出口の土砂堆積を軽減するには、支川の掃流力を高め本川のバックウォーターに負けない環境条件を保つことが有効であることを確認した。

その方策として、河床高は現況の高い位置を保ち、支川水位を本川水位よりも高く保つことで支川の流速を高め、図-5に示すように天竜川合流点近くで落差工を配置した立体合流計画を提案する。これにより、既設の取水施設などの保障施設の存続が可能となり、掘削残土処理が大幅に削減できることから、コスト縮減効果にも繋がる。

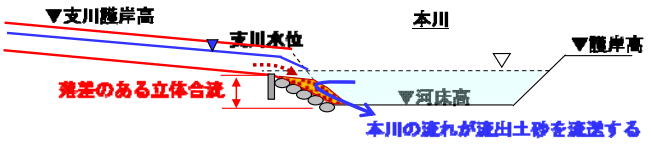


図-5 落差を利用した立体合流断面図

透過型砂防堰堤と渓流保全工の組合せによる土砂調節機能に関する水理模型実験

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼隼一，福田光生※1，後藤健※1，樫田司紀
日本工営株式会社　○木佐洋志，田方智，伊藤隆郭，保谷智之，木村詩穂，田畑光涼
※1 現 国土交通省 北陸地方整備局 河川部

1. はじめに

湯沢砂防事務所では，近年の台風等の出水の度に河岸侵食や顕著な河床上昇が発生し，被災リスクが高まっている箇所を対象に渓流保全工を計画している。

対象箇所は，河川背後地に住宅や田畑等の土地利用があり，一般的な算出方法[1),2)]での渓流保全工流路幅への拡幅による流下断面の確保が難しい。そのため，出水時の河床上昇を抑制し，流下断面を確保する必要がある。そこで，透過型砂防堰堤の出水時に上流からの土砂を貯留，渓流保全工の河床を維持する2つの機能を組合せて配置し，治水安全度を向上させる方策を検討した。なお，対象区間では弯曲部や川幅変化が多いため，実現象により近い土砂流下，堆積傾向の把握が可能な水理模型実験を採用した。ここでは，土砂調節が効果的な施設配置の組合せ例を示す。

2. 実験条件

対象とした区間は，延長約2 km，平均河床勾配1/70程度，平均的な河道幅は約40mの区間である。地形模型（模型縮尺1/70），河床勾配，施設配置条件一覧及び施設模型写真，模型砂諸元を**図 1** に示す。透過型砂防堰堤は，**図 1** に示すパターンを対象とした。渓流保全工は，現況河道幅を極力維持した流路幅とし，弯曲区間や河床勾配変化点に床固工や帯工を配置した。横断形状は，単断面，複断面，曲面のパターンとし，床固工等の配置は**図 1** に示す。

河道内は，施設箇所以外は移動床である。実験では，給水流量に応じた平衡給砂量を与えた。流量は，透過型砂防堰堤の配置検討(Case1~4)で計画流量(ピーク流量 1,584m^3/s)，渓流保全工の配置検討(Case5~10)でピーク流量650m^3/s(1/20~1/30年超過確率)の実績中小洪水のハイドログラフおよびその改良ハイドログラフ（**図 2**）とした。なお，Case11ではCase10の施設配置で計画流量を与え，無施設時(Case1)との氾濫範囲の違いを確認した。実験での計測項目は，下流端流量および流砂量の時系列，総流出土砂量，水位・河床位の時系列，流況写真・動画撮影である。

3. 実験結果

無施設および透過型砂防堰堤①，②の下流端流砂量の計測結果を**図 3** に，通水後河床位の計測結果をもとに算出した透過型砂防堰堤の捕捉土砂量（原型値，以下同様）および土砂捕捉率を**表 1** に示す。総給砂量に対する堰堤の土砂捕捉率，渓流保全工区間の土砂堆積率の算出結果を**表 2** に示す。

(1)透過型砂防堰堤の配置の効果：**図 3** から透過型砂防堰堤の配置により渓流保全工区間へのピーク流砂量が低減し，その時刻がピーク流量から遅れる効果が認められる。また，堰堤上下流の流向の連続性を考慮した配置③が土砂捕捉効果が高い。以下，透過型砂防堰堤は配置③とし，渓流保全工区間での土砂堆積の抑制効果が高い渓流保全工の配置を確認した。

(2)横工基数：渓流保全工区間の堆積土砂量は10基(Case7)で小さくなったが，これは総給砂量の差(およそ2万 m^3)と同程度であり，給砂条件の差である。

実験番号	流量規模条件	施設配置条件		
		透過型砂防堰堤	渓流保全工（横工） 基数	横断形状
Case1	計画規模	無施設	無施設	
Case2	計画規模	配置①	無施設	
Case3	計画規模	配置②	無施設	
Case4	計画規模	配置③	無施設	
Case5	実績中小洪水	無施設	無施設	
Case6	実績中小洪水	配置③	6 基	単断面
Case7	実績中小洪水	配置③	10 基	単断面
Case8	実績中小洪水	配置③	6 基	複断面
Case9	実績中小洪水	配置③	6 基	曲面
Case10	実績中小洪水	配置③	7 基	複断面
Case11	計画規模	配置③	7 基	複断面

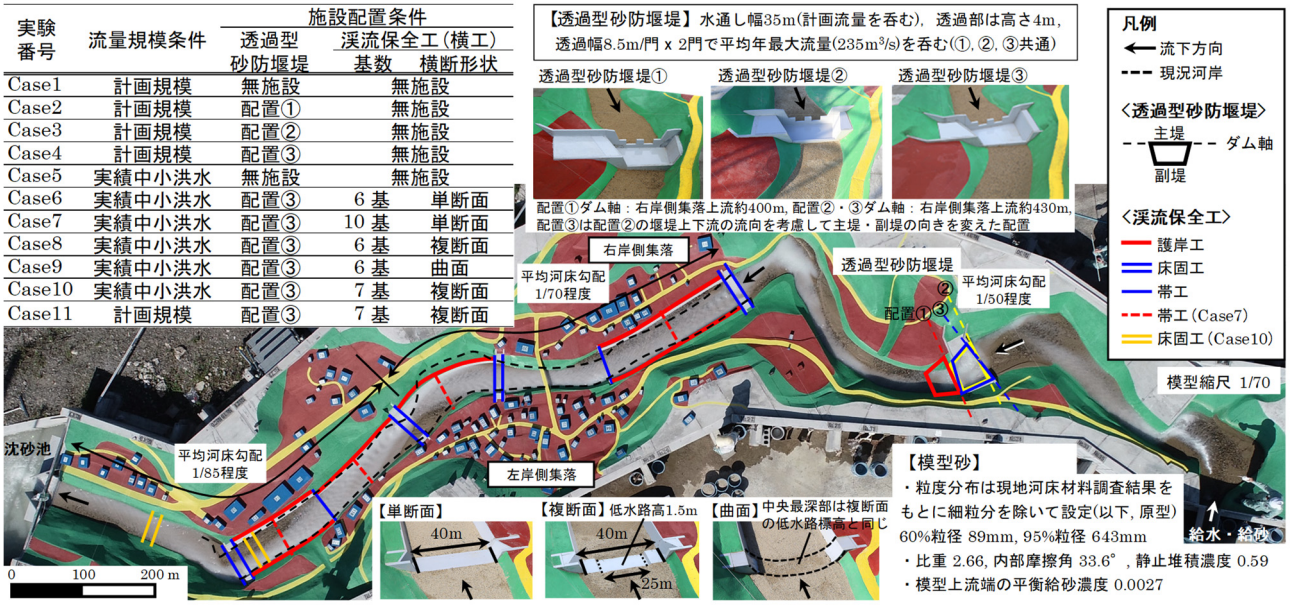


図 1　地形模型と実験条件，施設写真　※背景の平面写真はCase9（原型 12hr 経過時）

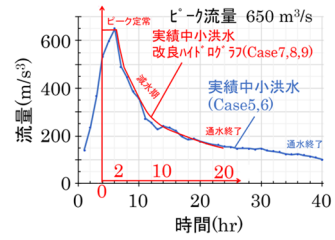


図 2 実績中小洪水ﾊｲﾄﾞﾛｸﾞﾗﾌ

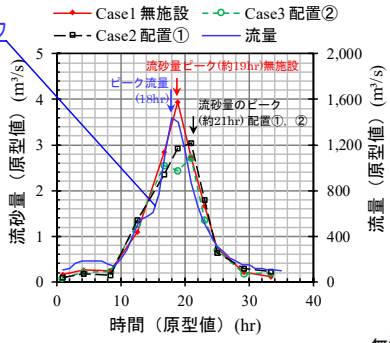


図 3 下流端流砂量

表 1 透過型砂防堰堤の捕捉土砂量

実験番号	施設配置		捕捉土砂量	供給土砂の捕捉率 *2
Case1	無施設 *1	①の上流	18,242 m³	7.7 %
		②, ③の上流	16,940 m³	7.2 %
Case2	透過型砂防堰堤①		68,444 m³	28.9 %
Case3	透過型砂防堰堤②		77,252 m³	32.6 %
Case4	透過型砂防堰堤③		76,489 m³	32.3 %

*1 無施設：無施設状態でダム軸より上流側に堆積した土砂量
*2 捕捉土砂量/総給砂量(236,670 m³) x100

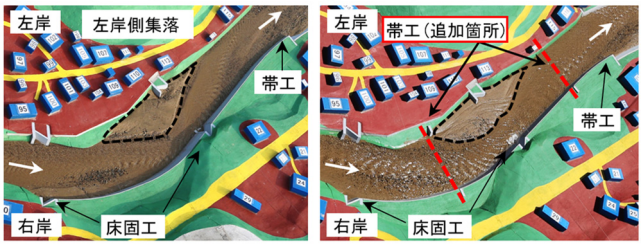


図 4 横工基数を変えた条件（実績中小洪水）

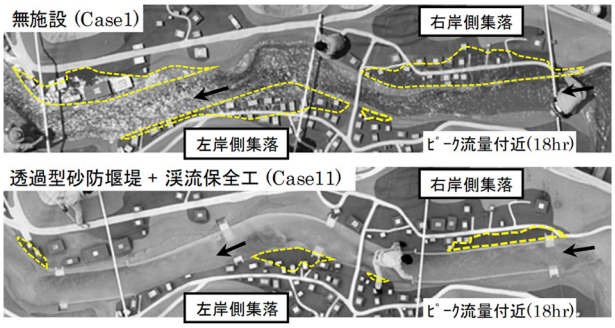


図 5 無施設時と施設配置時の氾濫範囲（破線）

表 2 透過型砂防堰堤の捕捉土砂量と土砂捕捉率，渓流保全工区間の堆積土砂量と区間堆積率

実験番号	渓流保全工施設配置			総給砂量	下流端からの総流出土砂量	透過型砂防堰堤の捕捉土砂量	渓流保全工区間の堆積土砂量 *4	供給土砂の透過型砂防堰堤捕捉率	供給土砂の渓流保全工区間堆積率 *4
	流路幅	横工基数	横工横断形状	a	b	c	d=a-b-c	c/a x100	d/a x100
Case5	–	–	–	154,350 m³	99,470 m³	5,868 m³ *3	49,012 m³	3.8 %	31.8 %
Case6	40 m	6 基	単断面	154,350 m³	54,537 m³	70,118 m³	29,695 m³	45.4 %	19.2 %
Case7	40 m	10 基	単断面	133,770 m³	64,484 m³	65,457 m³	3,829 m³	48.9 %	2.9 %
Case8	40 m	6 基	複断面	133,770 m³	96,040 m³	68,261 m³	-30,531 m³	51.0 %	-22.8 %
Case9	40 m	6 基	曲面	133,770 m³	94,325 m³	72,476 m³	-33,031 m³	54.2 %	-24.7 %
Case10	40 m	7 基	複断面	133,770 m³	92,610 m³	60,337 m³	-19,177 m³	45.1 %	-14.3 %

*3 無施設状態で③ダム軸より上流側に堆積した土砂量，*4 ここで，渓流保全工区間とは，透過型砂防堰堤下流から模型下流端までの区間を指す

図 4 の例に示すように帯工の追加により，逆に局所的な堆積範囲が拡がる。一方，横工を最下流に 1 基追加したケース(Case10)では，その付近で顕著な河床上昇が生じた。よって，横工基数は 6 基とした。流路幅(B)と横工区間長との比(l/B)の関係 [2]によると横工間隔は流路幅 B=40m で l=80m(l/B=2 とした場合)となる。静的平衡勾配の分母(m)と横工間隔(l)の経験式 [2]から求めると，対象区間(m=70~85)では l=70~85m となる。横工 10 基(Case7)のケースは，経験式と同程度の横工間隔だが，河床上昇が顕著であった。河床上昇の抑制効果が高い 6 基のケースは，横工間隔は 120~220m 程度で，経験式より長い箇所を含む。横工基数を変化させた水理模型実験を通じて，対象区間に適した横工間隔が得られた。

(3)横工横断形状：渓流保全工区間の土砂堆積率は単断面に比べて，複断面で顕著に減少した（表 2）。複断面化により，流下断面は計画流量時ではほぼ変わらないが，中小洪水時には，流向を河道中心に向ける効果がある。そのため，河床への堆積可能な土砂は流下し，側岸への流水作用時間が減り，流向の制御のため，河床上昇と側岸侵食の抑制効果が発揮される。

(4)施設配置の効果の確認：透過型砂防堰堤と渓流保全工を配置した条件(Case11)で，計画流量におけるピーク流量(18hr)付近の氾濫範囲を無施設時(Case1)と比較した（図 5 中に破線で図示）。施設配置時の氾濫範囲は無施設時より縮小した。透過型砂防堰堤と渓流保全工を組合わせることで，対象箇所の治水安全度を向上させている。

4. まとめ

渓流保全工と土砂調節機能を有する透過型砂防堰堤を組合わせることで，河床上昇が卓越する区間で流下断面の確保に効果的な施設配置を水理模型実験を通じて検討した。また，渓流保全工の横工横断形状として複断面や曲面を検討し，それらが単断面より河床上昇の抑制に効果的であるとともに側岸侵食も防止し，治水安全度を向上させることを確認した。

謝辞：実験条件設定や施設配置検討に際し，国土技術政策総合研究所より助言を頂きました。ここに記して感謝します。

参考文献 1)芦田・高橋・水山(1975):流路工計画に関する水理学的研究，新砂防, 97, p.9-16, 2)(社)全国砂防治水協会(1984)，砂防設計公式集(マニュアル), p.159, 163-164

R6-004

既往の土石流のデータを用いた土石流の土砂量の確率的な評価の試み

東京農工大学　名誉教授　○石川　芳治
京都府立大学　名誉教授　　松村　和樹

1. はじめに

最近、地球温暖化の影響と思われる極端な気象現象がしばしば発生しており、これまで経験されて来なかったような希な豪雨による大規模な土石流が発生するようになって来ている。このため大規模な土石流による災害への対策が重要な課題となってきている。土石流の土砂量は対策施設の規模や土石流の氾濫範囲に強く影響し、ピーク流量は流体力や衝撃力に強く影響するため、土石流の土砂量とピーク流量は土石流対策計画の策定において重要な値である。「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」[1]によれば、計画流出土砂量は現地調査による移動可能土砂量と一般には 24 時間の 100 年超過確率降雨量による運搬可能土砂量のいずれか少ない方を用いることで求められる。土石流のピーク流量は「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」[1]によれば、①土石流の流出土砂量により求める方法、②実測値に基づき求める方法、ならびに、参考として、③年超過確率降雨量に対する清水の対象流量を基に求める方法が示されているが、一般には①の方法で求められている。これまでに策定された土石流対策計画を見ると、ほとんどの渓流で移動可能土砂量の方が運搬可能土砂量よりも少ないために、移動可能土砂量により計画流出土砂量が決定されている。このため「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」[1]を用いて計画流出土砂量を設定すると、移動可能土砂量に変化がない限り、年超過確率降雨量が増大しても計画流出土砂量は変化せず、土石流の規模、ピーク流量も変化しないこととなる。ここでは「砂防便覧（平成 26 年版）」（(一社）全国治水砂防協会発行）[2]に掲載されている平成 8 年～24 年に発生した約 450 件の土石流災害のデータを分析することにより現状の計画流出土砂量を超えるような大規模な土石流の土砂量を推定する手法を検討した。

2. 研究方法

解析に用いた既往の土石流の土砂量のデータは「砂防便覧（平成 26 年版）」[2]に掲載されている、平成 8～24 年に発生した土石流約 550 件の内、①豪雨により発生した土石流（地震によるものを除く）、②流域面積 5km^2 以下の土石流（大流域で発生した土石流を除く）、③表層崩壊に関連する土石流（崩壊部の平均崩壊深が 5m 以上のものを除く）の３条件を満たすデータ約 450 件である。ただし、解析項目によっては記載が欠けている事項もあるため解析件数は若干少なくなった。土石流の流出土砂量と関係することが予想される要因としては、降雨量、地形・地質等多数あるが、ここでは、「砂防便覧」[2]に掲載されている項目の中で、①降雨量（最大時間雨量、最大日雨量、連続雨量）と②流域面積について解析した。また、「砂防便覧」[2]において「流出土砂状況」の欄の「堆積土砂量」と記載されている土砂量を以下では「流出土砂量」として扱った。なお、土砂量については「流出土砂量」のまま用いた場合と、流域面積の大小による影響を除くために「単位流域面積当たりの流出土砂量」として用いた場合がある。

3. 結果と考察

3.1 降雨量と土砂量

図-1 に最大日雨量と流出土砂量の関係を示す。最大日雨量と流出土砂量との相関は認められない。特に、連続雨量が約 300mm を超えると流出土砂量はほぼ同じレベルになる。なお、最大時間雨量および連続雨量と流出土砂量の関係も分析したが、結果は同様であった。土石流の発生は主として山腹崩壊に起因する場合が多いため降雨量と山腹崩壊面積率の関係は古くから研究されてきている。打荻(1971)[3]は既往の豪雨による 4 流域における山腹崩壊発生事例の分析から一雨の連続雨量が増大すると崩壊面積率が増大することを示している。一方で、木下ら(2015)[4]は 2014 年の広島災害と 2011 年の那智川災害の分析から、1 時間雨量は崩壊密度と弱い相関があるが、24 時間雨量では相関が認められないとしている。池谷(1995)[5]は雲仙普賢岳の噴火に伴う火砕流や火山灰の堆積後の水無川における土石流の発生から、連続雨量と流出土砂量には正の相関があることを示している。このように、連続雨量、24 時間雨量と崩壊面積率、崩壊密度、流出土砂量の相関については調査対象となった山腹崩壊、土石流災害により異なる見解が示されているが、この原因としては、対象流域の荒廃状況や降雨状況により異なることが

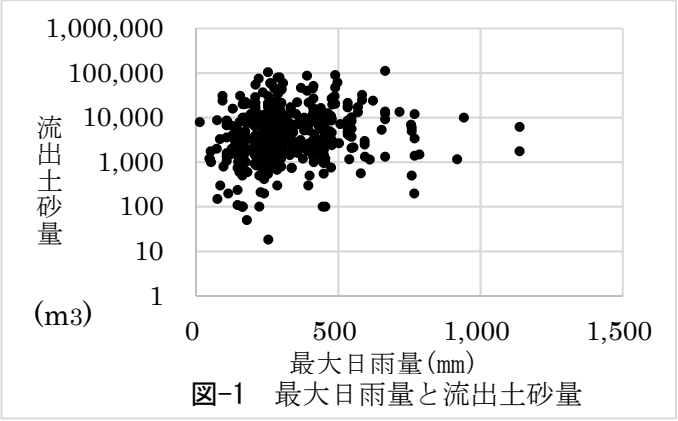


図-1　最大日雨量と流出土砂量

考えられる。今回の解析結果からはある程度の降雨量（比較的小さな雨量）に達するとそれ以上降雨量が増加しても流出土砂量は増加しない（頭打ちになる）ことがうかがえる。今回の解析結果からは、降雨量が増大しても、それが直接的に土石流による流出土砂量を増大させることはないと言える。

3.2　流域面積と土砂量

流域面積と流出土砂量の関係を**図-2** に示す。流域面積と流出土砂量には弱い正の相関があることが分かる。また。同様の流域面積でも流出土砂量には大きなバラツキがあることが分かる。

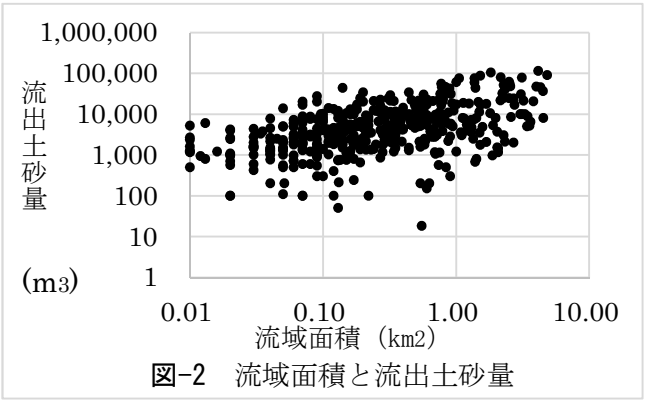
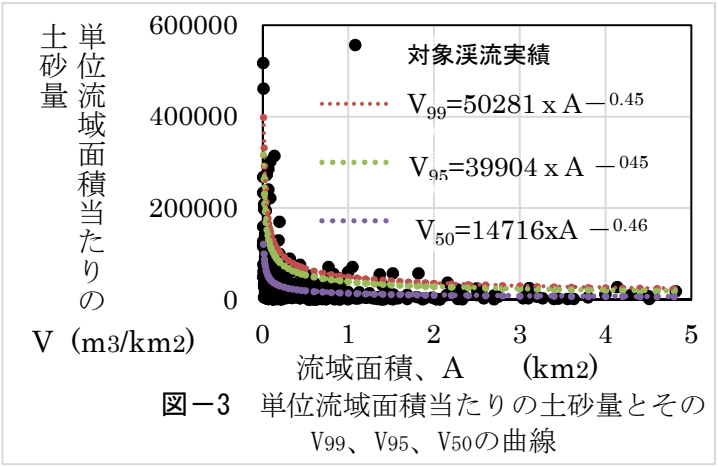


図-2　流域面積と流出土砂量

3.3　流域面積と単位流域面積当たりの土砂量

流域面積と単位流域面積当たりの流出土砂量の関係を**図-3** に示す。また、**図-3** には単位流域面積当たりの土砂量がある値を超えない確率が 99%, 95%, 50% の値（図-3 ではそれぞれ V_{99}、V_{95}、V_{50} とする）の曲線とその式を示す。流域面積が増加すると単位流域面積当たりの土砂量は減少する傾向が認められる。特に流域面積が 0.2km^2 未満の小流域においては変化が激しい。

図-4 には流域面積と V_{99} および V_{95} による土砂量、24 時間降雨量を 300mm とした時の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」[1]に基づき算定した運搬可能土砂量を比較した結果を示す。流域面積が約 0.1 km^2 未満では運搬可能土砂量よりも V_{99} および V_{95} による土砂量の方が大きくなることが分かる。



図－3　単位流域面積当たりの土砂量とその V_{99}、V_{95}、V_{50}の曲線

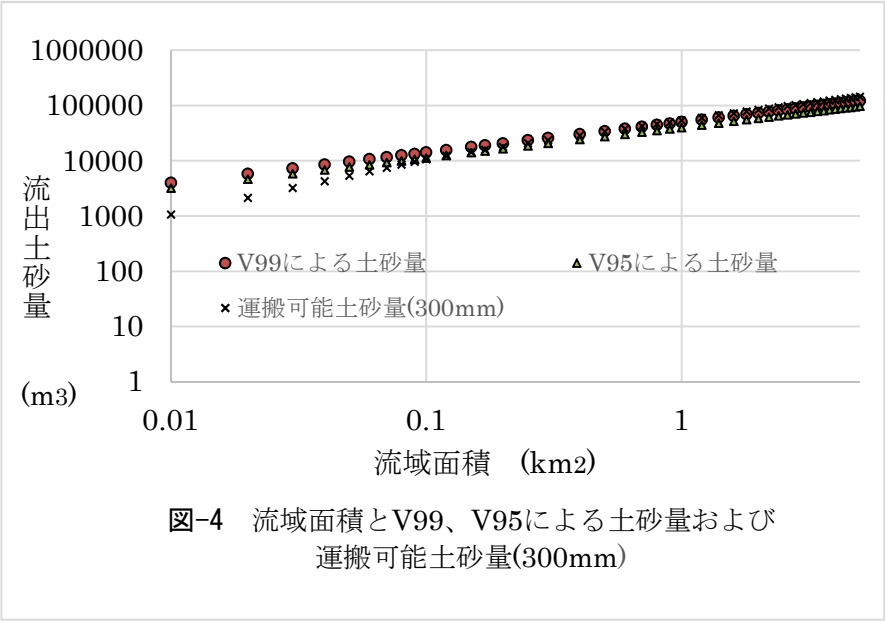


図-4　流域面積とV99、V95による土砂量および運搬可能土砂量(300mm)

4. おわりに

既往の土石流データを用いて解析した結果、今後発生することが想定される最大規模の土石流としては、**図-2** および**図-3** に示すように単位流域面積当たりの土砂量のバラツキを考慮して、確率的に99%の事象を包括する V_{99} 程度を計画流出土砂量とすることが考えられる。

謝辞

本研究は国土交通省河川砂防技術研究開発（砂防技術分野）の助成を受けたものです。関係各位に心より謝意を表します。

参考文献

1）国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料第904号，p.11-19,25-28，2016
2)一般社団法人全国治水砂防協会:砂防便覧・平成26年版、p.66-109、2015
3)打荻珠男：ひと雨の山腹崩壊について、新砂防、No.79,p.21-34，1971
4)木下篤彦ら：過去の表層崩壊の崩壊特性と降雨分布との比較、平成27年度砂防学会研究発表会概要集、B-116-117,2015
5)池谷浩：雲仙水無川における流出土砂量の推定方法、砂防学会誌、Vol.47,No.5,p.36-42,1995、

R6-005

地質特性を考慮した平成 23 年台風 12 号豪雨による斜面崩壊の要因分析

協和設計株式会社　○南部啓太，西岡孝尚
神戸大学大学院　　澁谷啓
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　菅原寛明，山下大雅

1, はじめに

近年，豪雨による土砂災害が頻発しており，各地で被害が発生している。豪雨災害では，斜面崩壊が発生して崩壊土砂が土石流化し土砂や流木が流出して，大きな被害を引き起こす。災害発生履歴がある流域の砂防施設の整備優先度は高いが，未崩壊斜面や災害履歴のない土石流危険渓流においても，今後の豪雨により渓流が荒廃して土砂災害を引き起こす可能性は考えられる。そのため，砂防施設の整備優先度を決定するためには斜面崩壊の危険度予測を行うことが重要である。その中で，流域の小さい土石流危険渓流では，砂防施設の配置エリアに関して保全対象の直上の最下流域に整備することが多くエリア選定は限定的であるが，流域面積の大きい砂防河川などでは，砂防施設の配置エリアの決定が容易でない。決定するための判断材料として，斜面崩壊リスクを評価して高いリスクが予想されるエリアを抽出することが必要であり，斜面崩壊リスクを評価するうえで地形地質特性との相関関係を検討することは有効であると考えられる。そこで，本論文では，平成 23 年台風 12 号豪雨で多くの斜面崩壊が発生した流域について，地形地質特性を踏まえた斜面崩壊の要因分析を行った結果を報告する。

2, 検討流域の地質特性

本論文で検討した流域を図－1 に示す。地質特性は，「産業技術総合研究所：シームレス地質図」を用いた。流域の大部分を占める地質は火成岩類であり，非常に硬質な岩盤性状で，急峻な山岳地形を形成している。一方で，流域の中心部を南北方向に分布している地質は，泥岩や砂岩を主体とした堆積岩類である。堆積岩類の分布領域は盆地や低地が形成され，低地部と急峻な山岳部との地形境界と堆積岩類と火成岩類の地質境界領域が概ね一致しており，比較的明瞭に区分される特徴を有している。

3, 地質特性と斜面崩壊箇所との相関性検討

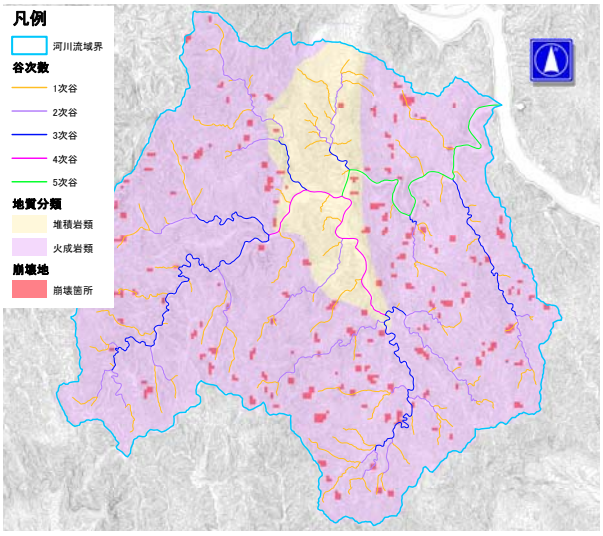
3. 1, 地質特性と斜面崩壊箇所の相関性

流域面積は A=45. 8km^2 で，平成 23 年台風 12 号で 1 日最大雨量 708mm，総雨量 1, 451mm に及ぶ大規模な豪雨が発生し，斜面崩壊箇所数 213，最大崩壊面積 3, 475m^2 に至る斜面崩壊が発生した。

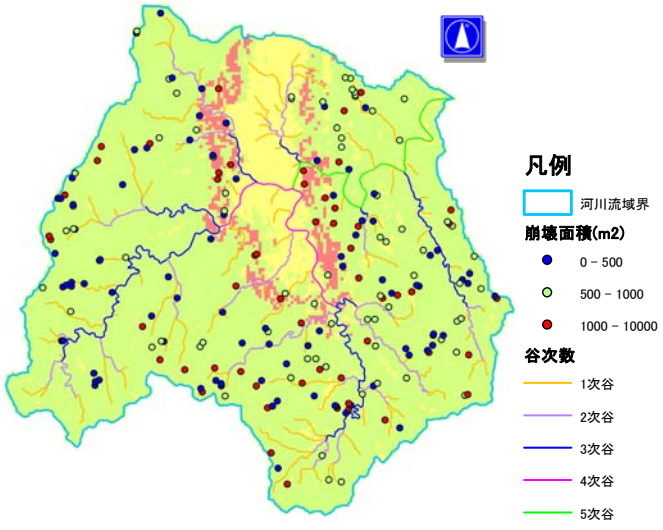
これらの斜面崩壊に対して，集水面積と斜面勾配，地質特性，微地形要素，植生の各種斜面崩壊要因との相関性について，「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案）」[1)]を参考にして検討した結果[2)]，図－2 の地質特性による斜面崩壊危険度マップを示すように，地質特性においては，堆積岩類と火成岩類との地質境界領域が斜面崩壊との高い相関性を有していることが確認された。

3. 2, 地質特性と斜面傾斜度及び斜面崩壊の相関性

堆積岩類・火成岩類・地質境界の 3 種類について，地形との相関性について検討を実施した。図－3 に各地質における斜面傾斜度と累積頻度の関係図を示す。火成岩類および地質境界は，斜面傾斜度が 30° 以上の急斜面



図－1　検討流域の流域図



図－2　地質特性による斜面崩壊危険度マップ[2)]

部の割合が 50%以上を占めているが，一方で堆積岩類は 13%と非常に小さいことが確認できた。

本流域に分布する堆積岩類は層理面が発達し，流れ盤を呈する層理面沿いに，斜面崩壊が発生する危険性が高いことが指摘されているが[3]，堆積岩類での斜面崩壊の発生メッシュ数は 2 箇所で非常に少ない結果であった。斜面崩壊が少なかった原因は，堆積岩類が分布するエリアの斜面傾斜度が全体的に小さく，緩斜面や低地を形成し急斜面に比べて全体的に安定した地形特性を呈していることによると考えられる。

3.3, 地質特性と地形断面曲率の相関性

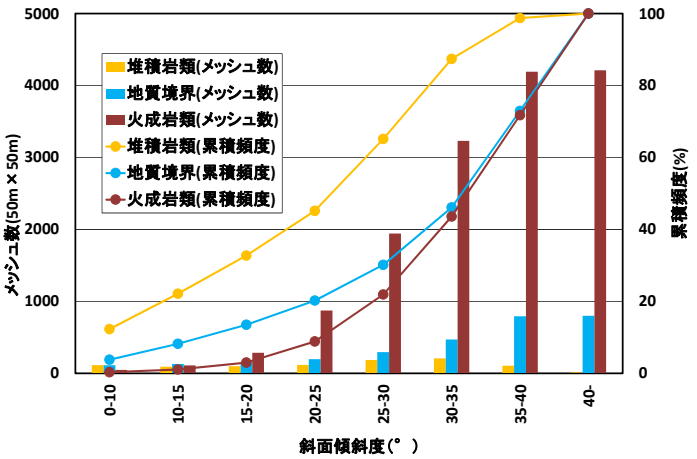
堆積岩類・火成岩類・地質境界の 3 種類について，地形断面曲率との相関性について検討を実施した。断面曲率の数値は負が凸型，正が凹型地形を示している。地形断面曲率と地質特性図を図－4 に，検討結果を表－1 に示す。地質境界では，凹型斜面に比べて凸型斜面の方が斜面崩壊箇所の的中率比が高い結果となった。一方で，火成岩類では凹型斜面の方が斜面崩壊箇所の的中率比がやや高いが凹凸で概ね同等の結果となった。ただし，いずれも高い相関性（的中率比が 2 以上）を有していないことが確認できた。

豪雨時は，集水地形の影響を受けて凹型斜面の方で斜面崩壊が発生しやすい傾向にあり，地震時は地震動の増幅などの影響を受ける凸型斜面にて斜面崩壊が発生しやすいことが示されている[4]。地質境界では，凸型斜面の方が斜面崩壊箇所の的中率比が高い傾向が認められた。ただし，集水面積が大きくなると，斜面崩壊が発生しやすい傾向が確認されており[2]，集水影響が斜面崩壊に及んでいる可能性は否定できない。

以上の検討結果から，斜面崩壊箇所に対する各地質と地形断面曲率の相関性について，地質境界で地形断面曲率の影響を比較的大きく受けていることが確認された。地質境界は地盤の緩みや粘土化などによる斜面の不安定化が進行しており[5]，不安定な地質特性の要因が斜面崩壊に対する高い相関性として顕著に表れているものと判断される。

4, おわりに

台風豪雨による斜面崩壊について，地質特性を考慮して斜面崩壊の要因を分析した結果，地質境界では斜面傾斜度や断面曲率などの地形要因の影響を受けやすい傾向が確認された。一方で，流域の大部分を占める火成岩類では，地形断面曲率の影響はほとんどなかった。火成岩類の分布エリアは全体的に急峻な地形を形成しており，高い傾斜度を呈する地形要因が斜面崩壊に対して大きな影響を及ぼしているものと考えられる。



図－3　各地質における斜面傾斜度と累積頻度の関係

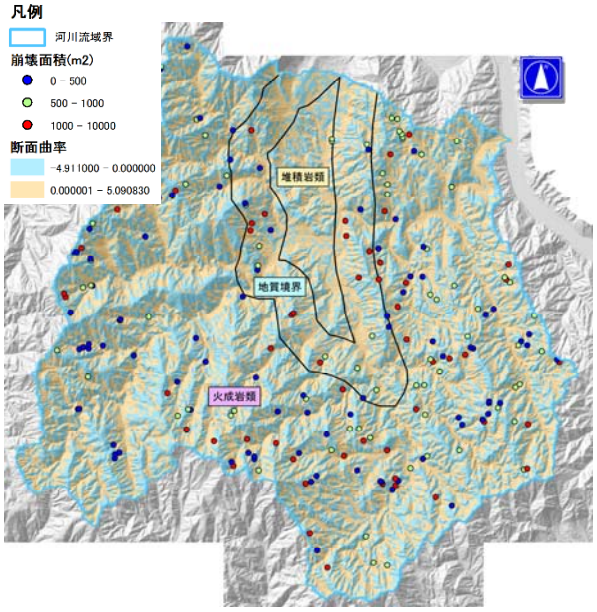
表－1　地質特性と斜面崩壊箇所の関係

●断面曲率【凸型(負)】

地質区分	① 表層崩壊メッシュ数	② 凸型(負)表層崩壊メッシュ数	③ 凸型(負)メッシュ数	②/① カバー率	②/③ 的中率	的中率比
堆積岩類	2	0	398	0.00	0.00	0.00
地質境界	95	54	1288	0.57	0.04	1.40
火成岩類	465	210	7395	0.45	0.03	0.95

●断面曲率【凹型(正)】

地質区分	① 表層崩壊メッシュ数	② 凹型(正)表層崩壊メッシュ数	③ 凹型(正)メッシュ数	②/① カバー率	②/③ 的中率	的中率比
堆積岩類	2	2	537	0.00	0.00	0.12
地質境界	95	41	1677	0.43	0.02	0.82
火成岩類	465	255	7501	0.55	0.03	1.14



図－4　地形断面曲率と地質特性図

参考文献　1）独立行政法人土木研究所（2008）：深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案），土木研究所資料，第 4115 号．2)南部・他（2018）：平成 23 年台風 12 号豪雨により発生した斜面崩壊の要因分析，砂防学会研究発表会概要集，p. 331-332．3）江種・他（2016）：平成 23 年紀伊半島大水害の実態と教訓，地盤工学会誌，Vol. 64，No. 6，p. 41-48．4)鳥居・他（2007）：地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討，土木学会論文集 C，Vol. 63，No. 1，p. 140-149．5）谷垣・他（2015）：平成 23 年台風 12 号による新宮市高田口の土石流災害，第 50 回地盤工学研究発表会概要集，p. 2263-2264.

深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法の適用

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記，奥山悠木，田所真路，佐野奈津子
国土交通省国土技術政策総合研究所砂防研究室　内田太郎，松本直樹
株式会社建設技術研究所　○速見智，柳崎剛，西島健二，佐伯響一

1. 緒論

深層崩壊に起因して発生する土石流，崩壊発生後の同一降雨期間中に決壊する「短時間決壊型」の天然ダムは，応急対応が困難であるため，事前ハード対策により被害を減ずることが重要となる。本検討では，流域内に深層崩壊実績を有する地蔵寺川の支流・相川川流域を対象として，深層崩壊起因の土石流および「短時間決壊型」天然ダムが発生した場合の被害を低減させる事前ハード対策を検討し，その効果を検証した。なお、本検討は手法の検証を目的として試行的に事例検討したものであることに留意が必要である。

2. 流域概要

地蔵寺川は，流域面積約 93km^2，最大流路長 17.6km，平均河床勾配 1/51 の一級河川である。流域内は三波川帯南縁部と秩父帯との境界域であり一部に御荷鉾緑色岩類が分布する。

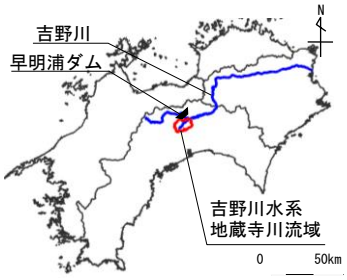


図-１　計画対象位置

3. 大規模土砂災害被害想定検討箇所の絞り込み

「国総研資料第８０７号深層崩壊対策技術に関する基本的事項」[1]「国総研資料第９８３号深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法」[2]に基づき、①蓋然性の観点からの想定する発生場所の絞り込み、②被害発生の可能性の観点からの想定する発生場所の絞り込み、③地形条件の観点からの想定する現象の絞り込み、④過年度における被害想定の検討状況より、蓋然性の高い深層崩壊現象に起因する被害が想定される流域として地蔵寺川流域内で有間川、地蔵寺川上流、相川川流域を選定した。

本検討では深層崩壊起因による天然ダムによって決壊流の氾濫被害が想定される相川川を対象として検討した。対象の流域では既設砂防施設は無く河道沿いに人家が多く存在する。また下流域では地蔵寺川本川と合流する。

4. 蓋然性の高い深層崩壊現象の絞り込み

河床勾配が 10°（1/6）未満の箇所で天然ダムが形成されるとして [1]、100m ピッチごとに深層崩壊土砂量に対する天然ダムの決壊タイプを分類し、短時間決壊型となる天然ダムを被害想定の対象とした。

湛水容量は天然ダムの天端高さで水平に湛水するものとして算定した。天端高さは全崩壊土砂量が天然ダムを形成するものとしてオベリスク式により設定した。決壊タイプは湛水容量と計画ハイドログラフを比較し，洪水中に決壊する場合を「短時間決壊型」，決壊しない場合を「長期間継続型」に分類した。「長期間継続型」の天然ダムは形成後，一定の対策が実施できると考え，「短時間決壊型」を対象に被害想定を優先的に検討するものとした。計画ハイドログラフは，吉野川本川下流池田地点の計画降雨時のハイドログラフを天然ダム形成箇所の流域面積で按分して用いた。

地蔵寺川流域では、既往の検討 [3] より求められた標準規模の崩壊土砂量の天然ダムは、多くが長期間継続型となり一波の洪水中には決壊しないため、より小さい規模である中央値や最小規模における被害想定を主として検討した。決壊タイプの判定を踏まえ、深層崩壊跡地の分布状況や実績、保全対象の分布状況、および砂防施設の位置関係から評価し、被害想定検討箇所の絞り込みを行った。相川川流域においては相川川本川と支川との合流点で、形成される天然ダムで標準規模や中央値の崩壊土砂量では長期間継続型となったが、最小値である 50 千m^3 のときには短時間決壊型となった（表-1）。

表-1　相川川流域上流域における深層崩壊の崩壊土砂量と天然ダム高

規模	崩壊土砂量（千 m^3）	天然ダム高（m）	決壊タイプ
標準値	752	74.1	長期間継続型
中央値	444	61.6	長期間継続型
最小値	50	28.0	短時間決壊型

5. 事前ハード対策の検討

5.1 検討方針

本検討では，「深層崩壊対策技術に関する基本的事項」[1]に示される「短時間決壊型」天然ダムに対する対策（施設）の考え方を参考に，相川川における災害シナリオと改良可能な砂防堰堤との位置関係を勘案し，現況施設と具体的な対策案（Case2～Case3）を設定し比較した。対象とする現象は蓋然性の高い深層崩壊現象の絞り込みより相川川上流域に形成される 28.0m の天然ダムとした（図-1）。

Case1：現況施設（施設なし）
Case2：スリット堰堤　２基　有効高 8.0m
Case3：スリット堰堤　２基　有効高 20.0m

堰堤のスリット幅は2基ともに感度分析によって最もピーク流量の抑制効果があった5.0mとした。

5.2 対策効果の評価方法

事前ハード対策の効果は，対策有無における被害を数値シミュレーションにより算定し，それらの差分により評価した。数値シミュレーションでは，深層崩壊に起因する土石流の1次元流動～2次元氾濫，天然ダムの越流決壊・決壊後の流動（1 次元）～2次元氾濫を解析可能とするため，HyperKANAKO を用いて計算した。本検討における被害指標は，氾濫開始点（保全対象直上流地点）の「通過ピーク流量」および氾濫域における「浸水家屋戸数」とした。

6. 結果と考察

表-2 に相川川に施設を配置した場合の被害軽減効果をまとめた。現況施設（無施設）の場合と比較してスリット堰堤 2 基を天然ダム形成地点の下流に設置すると有効高 8.0m では 41 戸、有効高 20.0m の場合では 42 戸の被害戸数の減少が確認できた。施設の高さで比較した場合は、20.0m の場合に 8.0m よりも被害戸数が 1 戸低減した。地蔵寺川との合流地点のピーク流量を比較すると、現況施設では 820.0m^3/s であったが、スリット堰堤 2 基配置・有効高 8.0m は 718.0m^3/s に減少し、2 基配置・有効高 20.0m の場合は 545.0m^3/s に減少することがわかった（図-2）。

相川川流域にスリット堰堤を複数基新規で配置することで浸水被害戸数を減少させ、地蔵寺川本川に流入する決壊流のピーク流量を減少させることができることがわかった。

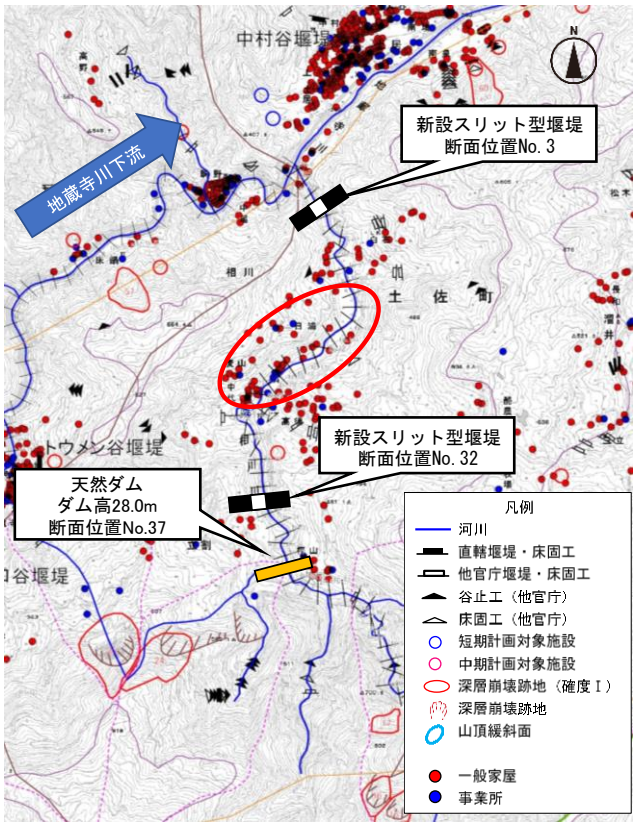


図-1　相川川流域の対策施設配置

表-2 相川川流域における対策施設の被害軽減効果

項目		現況施設	スリット型堰堤 有効高8.0m 2基配置	スリット型堰堤 有効高20.0m 2基配置
ケースNo.		Case1	Case2	Case3
被害戸数	家屋	81	44	43
	事業所	18	14	14
	合計	99	58	57
	現況施設からの被害戸数の減少数	–	41	42
洪水流量	天然ダム下流(No.30)のピーク流量(m3/s)	3421.0	2358.0	1635.0
	現況施設ピーク流量からの低減率(%)	–	31.1	52.2
	相川地区付近(No.18)のピーク流量(m^3/s)	1429.0	968.0	529.0
	現況施設ピーク流量からの低減率(%)	–	32.3	63.0
	合流前(No.1)のピーク流量(m^3/s)	524.0	424.0	261.0
	現況施設ピーク流量からの低減率(%)	–	19.1	50.2
	合流後のピーク流量(m^3/s)	821.0	718.0	545.0
	現況施設ピーク流量からの低減率(%)	–	12.5	33.6

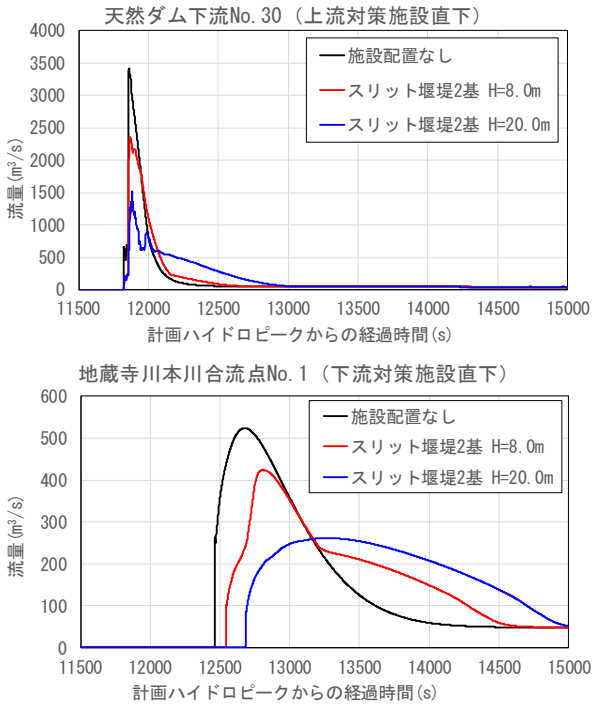


図-2　検討ケースごとのピーク流量の比較

7. 結論

地蔵寺川の支流域・相川川流域を対象として，深層崩壊起因の土石流および「短時間決壊型」天然ダムが発生した場合にこれらの被害を低減させる事前ハード対策を検討し，その効果を検証した。その結果、天然ダム形成地点の下流にコンクリートスリット堰堤を複合的に配置することによって、決壊流のピーク流量の抑制ができ、浸水被害戸数の減少につながることが確認できた。

参考文献

1) 内田太郎, 桜井亘, 鈴木清敬, 萬徳昌昭（2017）：深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法，国総研資料第 983 号，ISSN1346-7328
2) 蒲原潤一, 内田太郎（2014）：深層崩壊対策技術に関する基本的事項，国総研資料第 807 号，ISSN1346-7328
3) 児玉龍朋，伊藤誠記ら(2018)：地蔵寺川流域における深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定手法について，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

深層崩壊に起因する天然ダム対策施設の検討

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記，奥山悠木，田所真路，佐野奈津子
国土交通省国土技術政策総合研究所砂防研究室　　内田太郎，松本直樹
株式会社建設技術研究所　○柳崎　剛，西島健二，速見　智，佐伯響一

1. 緒論

祖谷川流域(**図-1**)において，深層崩壊に伴い形成される天然ダムの事前ハード対策の検討に取り組んでいる。深層崩壊は，通常の土砂災害に比べ非常に規模が大きく被害も甚大になる場合がある一方で，従来の砂防施設は，深層崩壊や崩壊に起因する天然ダムに対して十分な耐力，規模を有しているとは言い難い場合もある[1]。本稿では，祖谷川流域内において，深層崩壊現象の蓋然性が相対的に高く，比較的大きな集落が下流に位置する落合谷川流域を対象に，天然ダムの規模と形成位置を条件とする土砂災害シナリオに対し，複数の既設砂防堰堤の改良を組み合わせた複合的な整備により天然ダム決壊流の低減を図る対策施設を検討し，その効果を検証した結果を報告する。



図-1　流域位置図

2. 落合谷川における土砂災害シナリオの検討

落合谷川流域における土砂災害シナリオを検討するために，4つの崩壊規模（最大値，平均値（標準規模），中央値，最小値），5つの形成位置を組み合わせ，**表-1** に示す20ケースの天然ダム決壊解析を行った。ここで，崩壊規模は蓋然性の高い深層崩壊現象の抽出結果[2]より，崩壊土砂量を最大値74.2万 m^3，平均値（標準規模）15.1万 m^3，中央値12.0万 m^3，最小値2.6万 m^3 とした。天然ダム形状は，崩壊土砂量の全量が天然ダムを形成するものとしてオベリスク式により設定した。天然ダムの形成位置は，既設堰堤の連続整備区間より上流，かつ天然ダムの既往実績の 95%が分布する河床勾配 1/6[3]より下流を対象区間とし，勾配変化点，保全対象との距離，天然ダムの湛水量，深層崩壊跡地との位置関係を踏まえて選定した（**図-2**）。また，数値解析には，天然ダム決壊解析機能を実装した土石流解析モデル HyperKANAKO[4]を基本に，複断面化により施設諸元を精度良く反映できる機能，コンクリートスリット堰堤のスリット部の構造改良による洪水低減期の土砂流出抑制効果を表現できる機能を付加した数値解析モデルを使用した。

解析結果より，天然ダム湛水容量と決壊最大流量の関係を**図-3** に示す。最大規模は，流下距離4,600mより上流では流入量に対し湛水容量が大き過ぎるため決壊には至らず，3,700m 以下ではピーク流量が 10,000m^3/s を超過した。整備対象とする土砂災害シナリオとして，最大規模は過大で非現実的な対応になるため，最下流の 1,800m における標準規模の決壊最大流量約 5,000m^3/s を上限として施設配置検討を行うものとした。

表-1　天然ダム形成の検討条件

case	距離	条件	想定規模 最大 高さ(m)	最大 湛水量(千m^3)	標準 高さ(m)	標準 湛水量(千m^3)	中央 高さ(m)	中央 湛水量(千m^3)	最小 高さ(m)	最小 湛水量(千m^3)
1	1,800m	保全対象距離の平均	50.1	1,480	36.9	570	33.8	470	23.3	120
2	2,500m	湛水量の平均	57.1	1,580	33.0	420	30.2	300	20.5	120
3	3,700m	河床勾配1/10未満の上流端	63.5	1,380	37.6	340	34.5	220	23.7	80
4	4,600m	深層崩壊跡地の直下	53.6	960	30.3	230	27.6	180	18.5	70
5	5,460m	河床勾配1/6未満の上流端	49.8	840	27.8	190	25.2	140	16.9	50

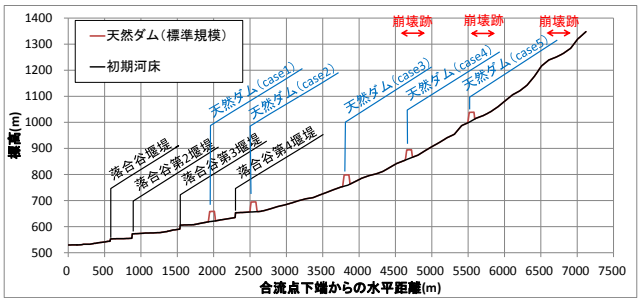


図-2 天然ダムと既設堰堤の縦断位置（標準規模）

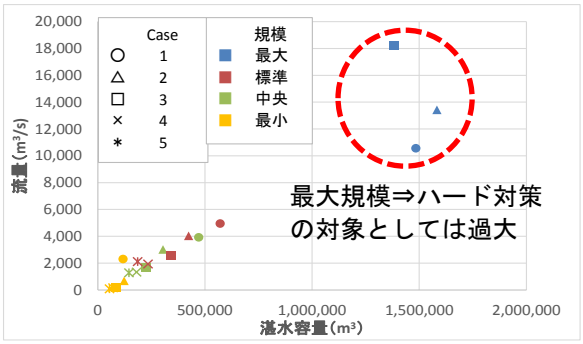


図-3 天然ダムの湛水容量と決壊最大流量の関係

3. 対策施設の概略検討

3.1 施設配置検討と効果評価

従来の砂防計画上の効果に加えて，深層崩壊のリスクの高い地域において天然ダム決壊流に対しても効果を発揮する施設配置とすることに着眼し，落合谷川の整備率を 100%に高める過程で施設配置を工夫することで、通常の土砂流出，天然ダム決壊時の出水の双方に効果を発揮する施設整備方法を検討した。具体には，土砂災害シナリオの検討結果を踏まえ，最大規模を除く3つの規模と5つの形成位置に対し，各既設堰堤の改良メニュー（除石，スリット化，嵩上げ）を複合的に組み合わせた施設配置パターンを整理し，各パターンの整備後の流量を数値解析により算定し，無害流量（535 m^3/s）以下に低減可能かを評価した。ここで，無害流量は，当該渓流が掘り込み河道であるため既設護岸天端高もしくは河道区間との境界を評価高として，等流計

算で得られる河道満杯流量の最小値を採用した。

標準規模における現行施設時の最大流量と整備後の最大流量との関係を**図-4** に，複合整備案より代表的な整備パターンの流下距離と整備後の最大流量の関係を**図-5** に示す。最下流の 1,800m 地点において，既設堰堤を個々で改良する単独整備案では，「落合谷第 2 堰堤の嵩上げ・スリット化案(H=22m)」により約 5,000 m^3/s から約 1,740m^3/s（ピーク低減率 65%）に低減する。同様に，既設堰堤 2 基を改良する複合整備案では，「落合谷第 2 堰堤の嵩上げ・スリット化案（H=22m)」と「落合谷堰堤のスリット化案（H=9m)」を組み合わせる案の効果が最も大きく，約 910m^3/s（ピーク低減率 82%）まで低減する。現行施設時の決壊最大流量に対して，複合整備案では 4,000 m^3/s，単独整備案では 2,000 m^3/s 以下であれば，無害流量以下に低減することがわかる。天然ダムからの流下距離に着目すると，複合整備案は 2,500m より上流では無害流量以下まで低減する。

3.2 土砂災害シナリオに対する効果検証

土砂災害シナリオとして崩壊規模と形成位置を変化させた場合の単独整備案と複合整備案それぞれの施設効果を検証した。複合整備案における流下距離と整備前後の流量の関係を**図-6** に，単独整備案を**図-7** に示す。両図では，標準規模以外のケースの数値解析を実施していないものの，整備前の流量を比較することで，各ケースの施設効果を類推することができる。複合整備案では，1,800m 地点において標準規模の天然ダムが形成した場合のみ整備後流量が無害流量を上回るが，その他のシナリオでは無害流量まで低減する。一方，単独整備案では，4,600m より上流では全ての規模で無害流量以下に低減する。3,700m 地点では標準規模のみが僅かに無害流量を上回るが，一部区間で溢水は生じるものの甚大な被害は回避できると考える。1,800m では全ての規模で無害流量を上回るが，最小規模は超過分が僅かであり被害は限定的であると考える。

4. 結論

天然ダムの発生条件を精度良く予測することは現時点では困難であるため，規模と形成位置に着目して蓋然性の高い土砂災害シナリオを整理した上で，現実的な対策メニューとして既設堰堤の改良を検討した。全シナリオの被害を完全には軽減できなくても，規模や流下距離の条件により天然ダム対策としての効果を期待できることを確認した。

本検討で試みたように，通常の砂防施設が上流域の様々な位置で形成した短期決壊型の天然ダムの決壊現象に対しても効果を発揮することを説明できれば，砂防事業の費用対効果分析マニュアルの「異なる現象が誘因となり発生する複数の土砂災害形態により被害のおそれのある地域」における費用対効果分析の考え方に従い、通常の土砂・洪水氾濫対策や土石流対策で得られる便益に天然ダム対策の便益を付加できる可能性があると考えられる。

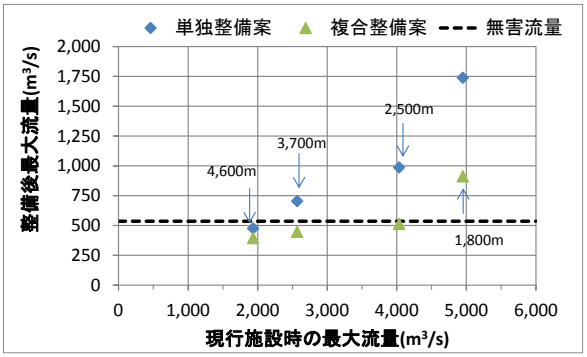


図-4　天然ダム決壊流のピーク低減効果

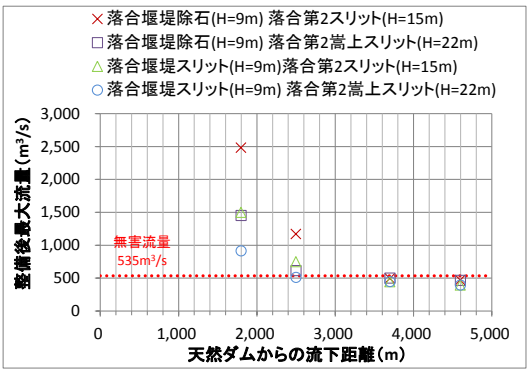


図-5　流下距離と整備後最大流量の関係

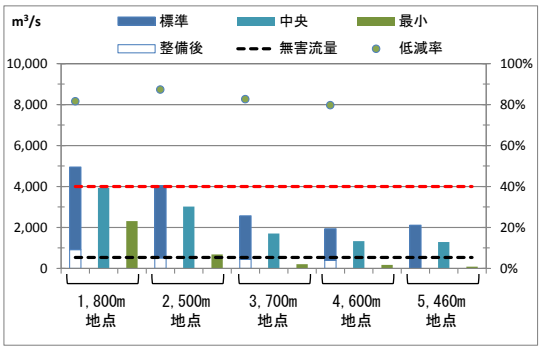


図-6　整備前後のピーク流量（複合整備案）

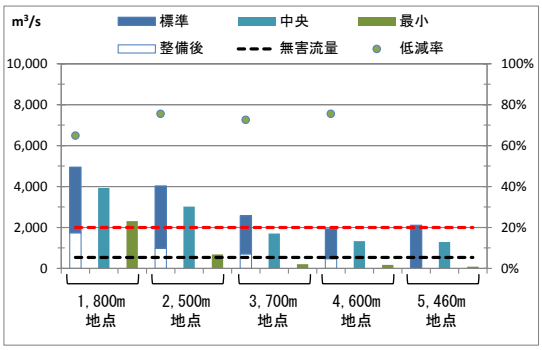


図-7　整備前後のピーク流量（単独整備案）

参考文献

1) 蒲原潤一, 内田太郎（2014）：深層崩壊対策技術に関する基本的事項，国総研資料第 807 号，ISSN1346-7328

2) 林孝標, 平澤良輔, 尾嶋百合香，村上睦実，内田太郎, 松本直樹，横尾公博, 大塚智久, 長塚結花(2017)：深層崩壊に起因する被害想定手法について，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 550-551

3) 内田太郎, 桜井亘, 鈴木清敬, 萬徳昌昭（2017）：深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法，国総研資料第 983 号，ISSN1346-7328

4) 柳崎剛, 岩浪英二，堀内成郎, 里深好文, 中谷加奈, 水山高久（2014）：天然ダム決壊解析機能を実装した土石流シミュレーションシステムの開発，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. B220-221

天然ダム高さの推定手法に関する一考察

国土技術政策総合研究所（現 株式会社パスコ）　鈴木清敬
国土技術政策総合研究所　内田太郎
国土技術政策総合研究所（現　奈良県県土マネジメント部）　桜井　亘

1. はじめに

天然ダムの高さは，事前対策の必要性 [1] や被害範囲（決壊時のピーク流量は湛水量に依存する [2]）に大きな影響が及ぼすことが考えられるため，天然ダムの対策を検討するために非常に重要な事項となる。天然ダム高さの推定手法は，これまでにいくつかの手法が提案されてきている（例えば表-1）。これらの手法は，各々，天然ダム高さを推定するために必要なパラメータが異なり，パラメータにより適用できる状況が異なると考えられる。例えば，ハザードマップの作成時など，不特定多数の斜面（崩壊位置）を対象として被害想定を行う場合には原田ら [5] の手法や数値計算による手法は検討作業量が非常に多くなる可能性が考えられる。筆者ら [8] は昨年度までの検討により、2011 年紀伊半島大水害時に形成された天然ダムを対象として，航空レーザ計測データ（以降、LP データとよぶ。）を用いて天然ダムの形状を計測し，計測値をオベリスク式（式 1）に代入し、天然ダム高さの推定を試みた結果、概ね推定できることを示した（図 1）。

一方，オベリスク式を用いて天然ダムの高さを崩壊発生前に予測するためには，河床幅 B_2 および側岸勾配 m_1, m_2 といった地形条件以外のパラメータ（天然ダムの体積 Ve，堰止長 L_2，下流法勾配 θ_1、上流法勾配 θ_2）について事前に入手できる情報や過去の天然ダム形成実績等から予測する必要がある。

表-1　天然ダム高さ推定手法の例

手法	事例	必要となるパラメータ		備考（パラメータ決定手法の例）
(1)幾何学的な手法	オベリスク式[3]	堰止土砂量（天然ダムの体積）	V	崩壊土砂量から推定
		川幅	$B2$	地形図等から計測
		堰止幅	$B1$	川幅と側岸勾配から逆算可能
		堰止長	$L2$	崩壊幅等から推定
		天端幅	$L1$	堰止長と法勾配から逆算可能
		上流法勾配	$\theta1$	不明（便宜上 $\theta1=\theta2$ として推定）
		下流法勾配	$\theta2$	既往実績から統計的に推定
(2)経験的・統計的分析	田畑ら(2002)[4]	堰止土砂量	V	崩壊土砂量から推定
	原田ら(2016)[5]	崩壊頂部から河床までの比高	h	地形図等から計測
		崩壊頂部から河床までの水平距離	l	地形図等から計測
		堰止幅（川幅）	w	地形図等から計測
		崩壊面積	A	地形図等から計測
(3)数値計算による手法	LSFLOW[6]	単位体積重量	ρ	一般値
		移動層の厚さ（崩壊深）	h	既往実績から統計的に推定
		すべり面の粘着力	c	一般値
		すべり面の摩擦角	ϕs	佐光ら(2013)の手法で推定[7]
		土塊の内部抵抗角	ϕm	佐光ら(2013)の手法で推定[7]
		土塊の粘性抵抗	μ	一般値

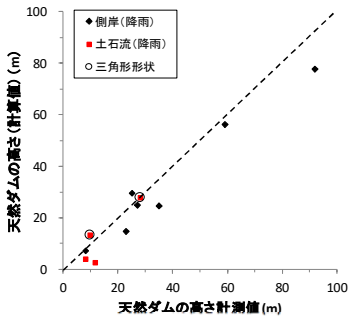


図-1　計測値を用いたオベリスク式による天然ダム高さの推定結果

2. 研究目的

上記の研究背景を踏まえ，本研究では幾何学的な手法であるオベリスクの式に着目し，天然ダムの体積 Ve，堰止長 L_2，下流法勾配 θ_1について実態を調査し、事前に入手可能な情報等から予測した結果を用いて天然ダムの高さをどの程度まで推定することができるのかについて検討を行った。本研究では、上流法勾配 θ_2は下流法勾配に等しいと仮定した。

3. 研究方法

3. 1 オベリスクの式

オベリスクの式はオベリスク形状の四角錐台の体積を求める公式であり，底面積の積分で導出できる（式 1）。

$$h = \frac{6 \times V_e}{L_2 \times B_1 + L_1 \times B_2 + 2(L_1 \times B_1 + L_2 \times B_2)} \quad (式1)$$

ここで，h：天然ダム高(m)，Ve：天然ダムの体積(m³)，B_1：堰止幅(m)，B_2：河床幅(m)，L_1：天端幅(m)，L_2：堰止長(m)，θ_1：下流法勾配（度），θ_2：上流法勾配（度）である（図-2）。また，堰止幅 B_1および天端幅 L_1は，河道の側岸勾配（m_1, m_2：度）を用いて，以下の式 2，3 から求めることができる。

$$B_1 = B_2 + h\ tan\ m_1 + h\ tan\ m_2 \quad (式2) \qquad L_1 = L_2 - h\left(\frac{1}{tan\theta_1} + \frac{1}{tan\theta_2}\right) \quad (式3)$$

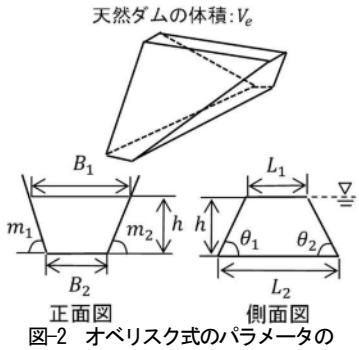


図-2　オベリスク式のパラメータのイメージ図

3. 2 事前に入手可能な情報を用いたパラメータ予測と検証

(1) 天然ダムの有効体積 Ve

本研究では，天然ダムを形成した土砂のうち，天然ダムの越流開始点より低い位置にある土砂の量を天然ダムの有効体積 Ve と定義し，LP データを用いた差分解析により天然ダムの有効体積 Ve と崩壊土砂量 V との関係性を検討した。

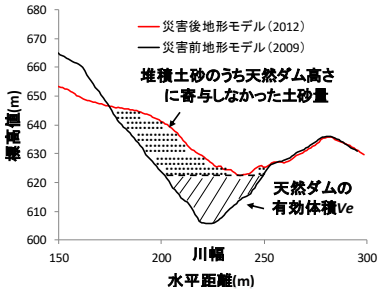


図-3　天然ダムの有効体積のイメージ図

(2) 堰止長 L_2

堰止長 L_2は，崩壊幅 Wとの関係があることが考えられるため，LP データを用いて平均崩壊幅 Wと堰止長 L_2を計測し，その関係性を検討した。

(3) 下流側勾配 θ_1

LP データを用いて下流法勾配を計測し，天然ダム高さとの関係性を検証した。

4. 研究結果

4. 1 LP 計測値を用いたオベリスク式による天然ダム高さの推定結果

(1) 天然ダムの有効体積 Ve

図-4 に崩壊土砂量 V と天然ダムの有効体積 Ve の関係を示す。崩壊土砂量 V が大きくなるほど天然ダムの有効体積 Ve も大きくなる傾向があり，天然ダムを形成した土砂移動現象（側岸崩壊または土石流）によって異なる傾向を示した。そのため，天然ダム高さを推定する場合に用いる天然ダムの有効体積 Ve は，天然ダムを形成する際の土砂移動現象を考慮した上で設定する必要があると考えられた。

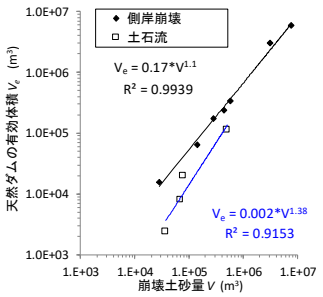


図-4　天然ダムの有効体積と崩壊土砂量の関係

(2) 堰止長 L_2

図-5 に平均崩壊幅 W と天然ダムの堰止長 L_2 の関係を示す。この図より天然ダムの堰止長 L_2 はバラツキがあるものの，概ね平均崩壊幅 W の 1～3 倍程度であった。

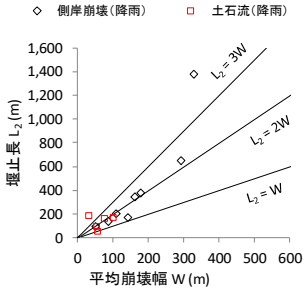


図-5　堰止長と崩壊幅の関係

(3) 下流法勾配 θ_1

図-6 に天然ダム下流法勾配の事例を示す。この図より天然ダムの下流法勾配は単断面形状を呈するものと上部に急斜面、下部に緩斜面を有する複断面形状を呈するものがあることがわかった。また図-7 に下流法勾配と高さの関係を示す。この図より天然ダム高さが 20m を超えると下流法形状が複断面化する天然ダムが多くなることがわかった。

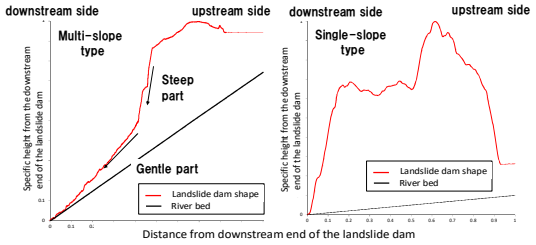


図-6　下流側法形状の事例

4. 考察

上記の結果を踏まえ，オベリスク式を用いて天然ダム高さを推定する手法を検討した（図-8）。ここでは、事前に崩壊位置・形状・土砂量が想定できると仮定した。川幅 B_2 および側岸勾配 m_1,m_2 は地形図から計測する。続いて、天然ダムの有効体積 Ve は土砂移動現象別に図 4 中の近似式で計算した値を用いた。堰止長 L_2 は崩壊幅 W 以上であることから、いったん崩壊幅と等しいと仮定した。法勾配 θ_1 ははじめに単断面形状を想定し図-7 の天然ダム高さ 20m の単断面形状の天然ダムの実績 θ_1=31° と仮設定し，オベリスク式による天然ダム高さの計算結果が 20m を超える場合は複断面化すると考え，複断面形状の天然ダム法勾配の平均値 12° に変更し再計算した。その後，想定した天然ダムの有効体積 Ve とオベリスク式で想定している形状の土砂量が等しいか確認し、天然ダムの有効体積 Ve よりオベリスク式で想定している形状の土砂量が小さいときは、両者が等しくなるよう堰止長 L_2 を延長した。このとき、天然ダム法勾配は変化させない。図-9 に上記の手法を用いた天然ダム高さの推定結果を示す。この図より事前に予測可能な情報から予測したパラメータを用いた場合であってもオベリスクの式で天然ダム高さが概ね推定できることがわかった。

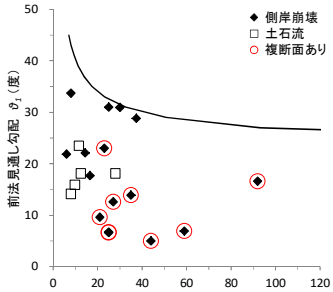


図-7　天然ダムの高さと下流側法勾配の関係

一方，今回の推定手法は降雨で形成した天然ダムのみの検証であるため，誘因が異なる地震で形成した天然ダムにおいても有効か否かは今後のデータの蓄積と検証が必要であると考えられる。

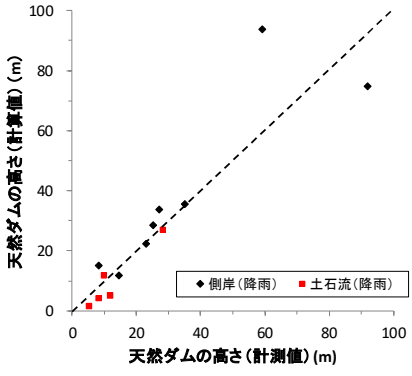


図-9　推定フロー案での計算結果の比較

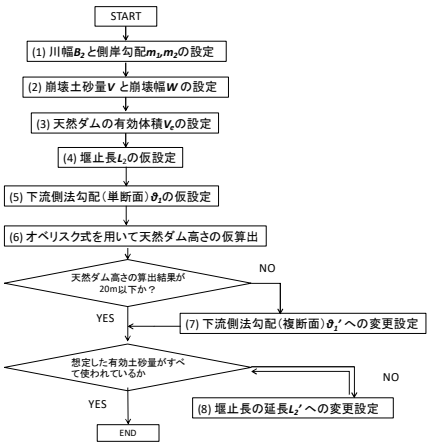


図-8　オベリスク式を用いた天然ダムの高さの推定フロー案

＜参考文献＞　1）横山修・内田太郎・木下篤彦：決壊までの継続時間からみた天然ダムの分類，砂防学会誌，Vol. 68, No. 6, p. 14-23, 2016, 2）石川芳治・井良沢道也・匡尚富：天然ダムの結果による洪水流下の予測と対策，砂防学会誌，Vol. 45, No. 1, p. 14-23, 1992, 3）国土技術政策総合研究所：深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法，国土技術政策総合研究所資料第 983 号，2017, 4）田畑茂清・水山高久・井上公夫：天然ダムと災害，古今書院，pp. 205, 2002, 5）原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：天然ダムの堆積高及び堆積長に関する簡易的な予測手法とその適用性，砂防学会誌，Vol. 68, No. 6, p. 47-50, 2016, 6）吉松弘行・近藤観慈・石濱茂・綱木亮介・小嶋伸一・中村浩之：準三次元地すべり運動解析プログラムによる地すべり性崩壊の被害範囲の予測，土木研究所資料第 3057 号，1992, 7）佐光洋一・森俊勇・中村浩之・渡部文人・福田睦寿・遊佐直樹：LS-FLOW モデルを用いた深層崩壊に伴い形成される天然ダム（河道閉塞）形状の予測について，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集，p. B-60-61, 2013, 8）鈴木清敬：深層崩壊に起因する天然ダムの特徴に関する検討，国土交通省国土技術政策総合研究所 平成 29 年交流研究員報告書，p. 33-38, 2018

R6-009

赤谷西地区岩盤クリープ斜面の変動と空中電磁探査による比抵抗分布特性について

国土交通省国土技術政策総合研究所(近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター)　○木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所　桜井亘・内田太郎
応用地質株式会社　林幸一郎・窪田安打
大日本コンサルタント株式会社　河戸克志・奥村稔

1. はじめに

奈良県・和歌山県にまたがる紀伊山系では，2011 年の台風 12 号により，多数の深層崩壊が発生し，多大な被害が発生した [1]．これらの被害を軽減するには，事前に危険箇所を把握し，対策を検討しておく必要がある．これまで，深層崩壊の危険箇所抽出手法としては，地形判読によるもの，水質によるもの，物理探査によるものなどが提案されている [2]．これらの手法は，一長一短あり，調査する面積や地質・地形によって使い分ける必要がある．これらのうち, 本研究では, 短い期間に広いエリアでの調査が可能な物理探査手法である空中電磁探査に着目した [3]．2011 年に深層崩壊が発生した奈良県五條市の赤谷流域内の岩盤クリープが発生している斜面(以下，赤谷西地区と呼ぶ．) において，空中電磁探査により地表から地下 100～150m 程度の深さの比抵抗分布を計測するとともに，孔内傾斜計により斜面の挙動を計測し，比抵抗分布の妥当性を検証した．

2. 熊野川流域で実施した空中電磁探査の概要

図-1 に赤谷西地区の位置図を，**図-2** に空中電磁探査の仕組みの模式図を示す．空中電磁探査は，地盤の比抵抗を測定する電磁探査の一種で，ヘリコプターを用いて空中から人工的に発生させた交流磁場が地中を透過する際に生ずる電磁誘導現象を利用し，地盤の比抵抗 3 次元構造を測定・解析し，地質・地下水状態を広域で把握する探査手法である [3]．**図-3** に空中電磁探査により得られる比抵抗値と体積含水率・粘土鉱物含有量との関係についての模式図を示す．粘土分が多くなるほど，また，体積含水率が多くなるほど低比抵抗となり，青で表示する．逆に，粘土分が少なくなるほど，また，体積含水率が少なくなるほど高比抵抗となり，赤で表示する．赤谷流域を含む熊野川流域では, 2012 年から 2014 年にかけて計 326.11km^2 の範囲で空中電磁探査を行っている．なお，測定はいずれも降雨の少ない時期を選んで実施している．

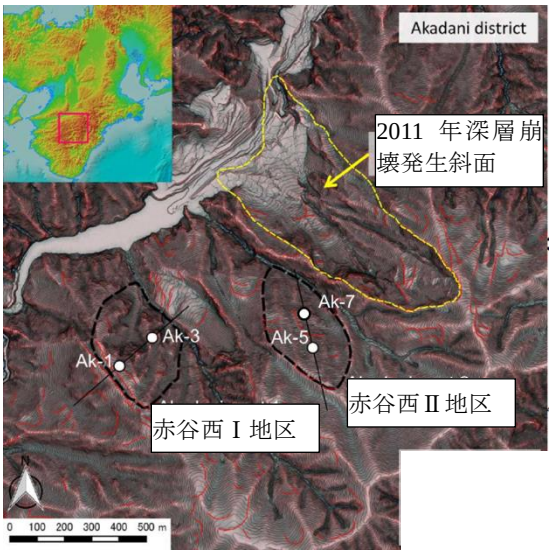


図-1 赤谷西地区の位置図. Ak-○はボーリング位置かつ孔内傾斜計観測位置を示す.

3. 赤谷西地区の岩盤クリープ斜面の危険度評価と孔内傾斜計でのひずみの観測について

3.1 既往研究を基にした 2 つの岩盤クリープ斜面の危険度評価

まず, 既往研究成果 [2]を基に，赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区の斜面の危険度評価を行った．評価手法としては，ひずみ率 [2]による手法と千木良ら [4]による地質･地形からの危険度評価手法を用いた．ひずみ率は，小崖長を斜面長で除したもので，斜面の変形割合を示す [2]．また，千木良ら [4]による深層崩壊発生危険斜面の評価手法は，斜面の見た目の概況から崩壊危険度を判定するものである．ひずみ率の算出結果は，赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区でそれぞれ 4.1%, 2.7%であった. また，地質・地形による危険度は，それぞれⅣ，Ⅱであった．このことから従来の手法で評価した場合は，ひずみ率でも地質・地形でも，赤谷西Ⅰ地区の方が危険度が高いことが分かった．

3.2 孔内傾斜計によるひずみ速度の観測について

図-4(a)・(b)に赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区の

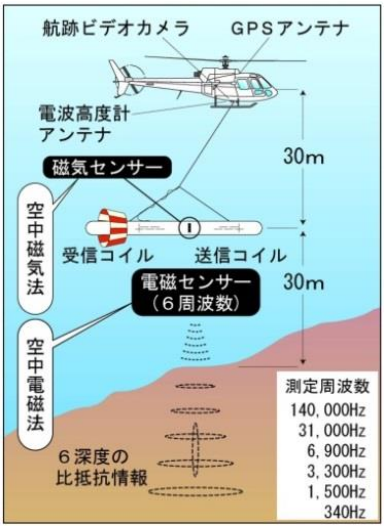


図-2 空中電磁探査の仕組みの模式図．測定周波数によって異なる深度で比抵抗が得られる．

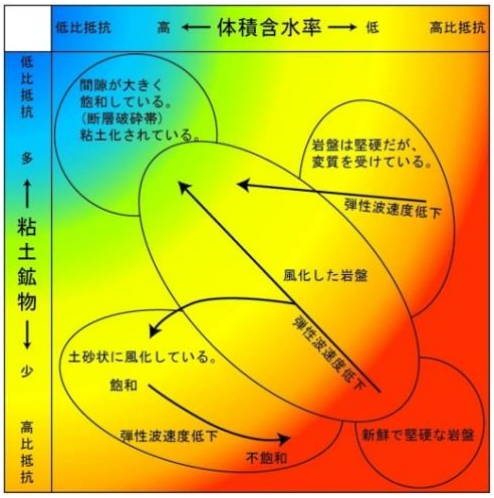


図-3 空中電磁探査により得られる比抵抗値と体積含水率・粘土鉱物含有量との関係についての模式図

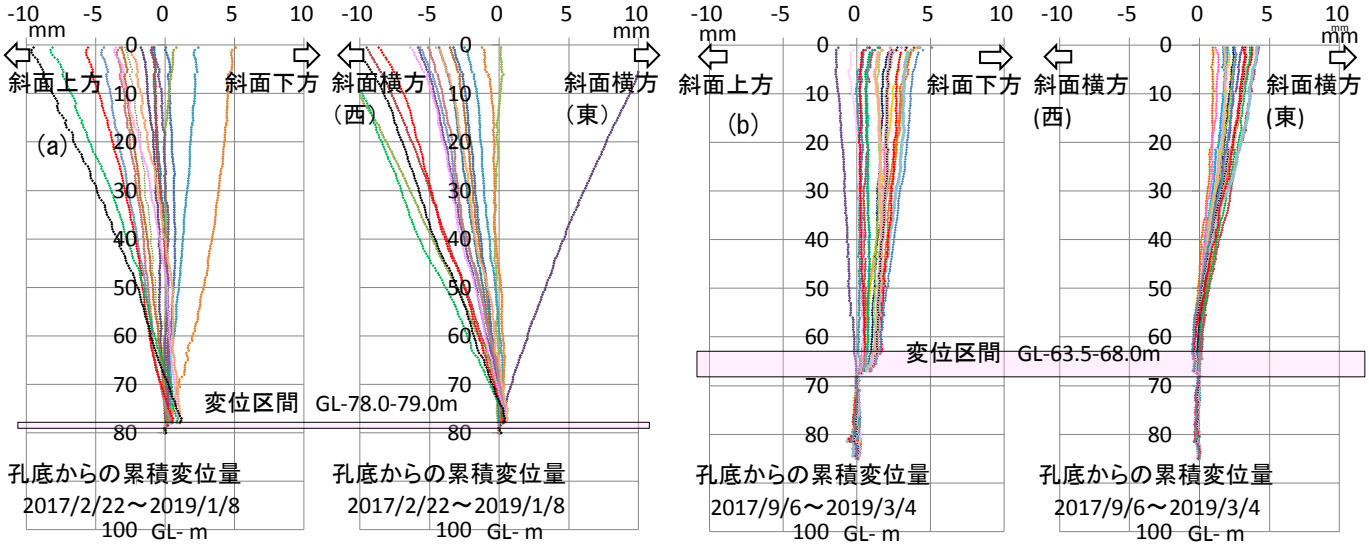


図-4　赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区での孔内傾斜計による地中のひずみ変位観測結果．(a) Ⅰ地区(AK-1)，(b) Ⅱ地区(Ak-5)．

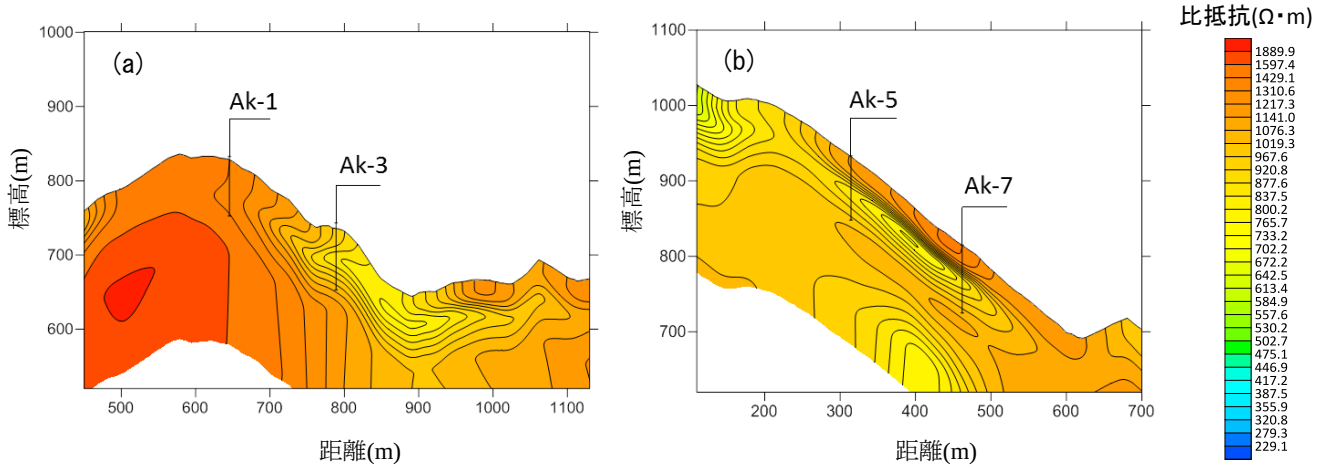


図-5　赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区での主測線の比抵抗縦断図．(a) Ⅰ地区，(b) Ⅱ地区．

斜面での孔内傾斜計による地中のひずみ変位の調査結果を示す．Ⅰ地区では，深度 78.0～79.0m に微小なせん断性の変形が見られた。一方，Ⅱ地区では，深度 63.5～68.0m に微小なせん断性の変形が見られた．Ⅰ地区で観測を行った約 2 年間の変位速度は，0.6mm/年程度(深度 78.0～79.0m)であった．一方，Ⅱ地区の約 1.5 年間の変位速度は，1.1mm/年程度(深度 63.5～68.0m)であった．このことから，変位速度の大きい層で考えると，Ⅱ地区の方が変位速度が大きく，崩壊の危険性が高いことが分かった．この結果は，ひずみ率や地質・地形による評価結果とは異なる．

4. 空中電磁探査による赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区の比抵抗分布について

図-5(a)・(b)に赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区の主測線の比抵抗断面を示す．(a)・(b)ともに地下 50m 程度付近に比抵抗分布が変化する面が見られた．特に，(b)は(a)に比べ比抵抗の変化面が明瞭に見られ，変形が発生している面と考えられる．このことは，孔内傾斜計による変位速度の調査結果と同様で，Ⅱ地区の方がⅠ地区よりも斜面の変形が進み，崩壊の危険性が高いことが示唆された．

5. おわりに

本研究では，赤谷西Ⅰ・Ⅱ地区について，既往研究による危険度評価手法と空中電磁探査による比抵抗分布による評価手法を孔内傾斜計による変位速度と比較した結果，空中電磁探査による手法の方が危険度を適切に評価できていることが分かった．ただし，空中電磁探査による手法は補間・補正などが伴うため，精度が大きく落ちることも想定される．このため，複数の手法で検討し，判断する必要があると考えられる．

参考文献：1) 松村ら：2011 年 9 月台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol. 64，No. 5，pp. 43-53，2012，2) 木下ら：深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究，土木研究所資料，pp.1-18，2016，3) 坂井ら：阿蘇西麓地熱地帯における空中電磁探査を用いた水理地質構造の推定，砂防学会誌，Vol. 69，No. 1，pp. 20-29，2016，4) 千木良ら：深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 A，pp.16-17，2014

強風下の斜面における雨量捕捉率と受雨面積

東京農工大学　○若原 妙子、アジア航測株式会社　石川 芳治
環境省関東地方環境事務所伊豆諸島自然保護官事務所　武藤 静、椋本 真里奈

１．背景および目的

降水量は自然環境を評価するための基本データであり、土砂災害予測の指標や避難勧告発令の基準、水資源量の把握など日常生活や防災の上で欠かせない。雨量計を用いて地表面降雨を計測する際には、無風で上空が開けた平地に設置することが理想とされる[1)]。平地でも風速があると、雨滴の捕捉率が低下し、降水量が過小評価される[2)]。しかし実際の雨量観測では、地形や風、雨量計の受雨面積など様々な影響が加味されるため、降水量の正確な測定は困難であることが指摘されている[3)]。山地の多い日本では、理想的な環境で降水量を地上計測することは難しく、その結果、山地斜面での降水量が少なく見積もられていると考える。

そこで本研究では、斜面における雨量捕捉率と受雨面積の関係を調べるため、上空に樹木等の影響が無く風向が比較的一定である伊豆大島の草地斜面を調査地とし、地上部に転倒マス型雨量計、受雨面積の広い雨量検定装置および風向風速計を設置した。これらの測器を用いて、降雨、風および雨量計の受雨面積が降雨捕捉に与える影響を調べた。

２．調査地および調査方法

調査地は東京から南に約 120 km 離れた伊豆大島の、大島町大金沢上流部(N34.44, E139.24)荒廃斜面（標高約 330 m）である（図-1）。年平均気温 15-18℃、年平均降水量約 3,000 mm で比較的温暖多雨な海洋性気候に属する[4)]。強風地域であり、冬季の降雪は少ない。2013(平成 25)年 10 月、台風 26 号の影響で崩壊した斜面に測器を設置したため、設置時（2015 年）は上層木がなく丈の低い林床植生のみが見られた。

上記斜面の同標高上の 2 地点（プロット A, B）に転倒マス型雨量計（受雨面積 200 cm^2）、雨量検定装置（受雨面積 8,050 cm^2）および風向風速計をそれぞれ設置した（図-2）。斜面の傾斜は 28°で 2 地点は約 60m 離れている。雨量計および雨量検定装置は開口部が水平になるよう設置し、その近傍に風向風速計を設置した。観測は 2015 年より通年でおこなった。これらの調査観測データを基に、降雨、風および雨量計の受雨面積が降雨捕捉に与える影響を調べた。各データは 10 分単位で測定し、1 イベント降雨は降雨の前後 6 時間が無降雨の時とした。



図-1　調査地概要



図-2　測器の設置状況

３．結果および考察

3.1　風向の特徴

プロットAでの風向は、季節を問わず南西方向の風が卓越した。プロットBでは多少のばらつきはあるものの、主として南西-西の風が見られた（図-3）。斜面に対し、ほぼ一定方向の風が吹いていることを確認した。

3.2　風速の特徴

プロットBではAよりも平均風速が大きく、10分間最大風速の年平均値はプロットAで3.0 m/sec、プロットBで5.2 m/secであった。月別の風速は8-9月は大きく、11月は小さかった。

3.3　雨量計および雨量検定装置の比較

図-4 に雨量計および雨量検定装置で計測した月別雨量を示す。受雨面積の広い雨量検定措置に対して、雨量計の降雨捕捉率はそれよりも小さい値を示した。

図-5 に降雨イベント別の雨量検定装置の捕捉雨量と雨量計の降雨捕捉割合を示す。降雨捕捉率は0.6-0.8を示した。60 mmを越える大雨では捕捉率が低下し、5 mm以下の小雨では捕捉率がばらついた。受雨面積の小さい雨量計では風の影響が大きいことや、雨量計の転倒マスの問題等が考えられる。

3.4　風速および雨量計の降雨捕捉率

平均風速、最大平均風速、瞬間風速、最大平均瞬間風速と雨量検定装置に対する雨量計の降雨捕捉率をそれぞれ比較したところ、平均風速と雨量計の捕捉率に関係が見られた（図-6）。平均風速が増大すると雨量計の降雨捕捉率は低下し、風速5 mを越えると雨量計の捕捉率は雨量検定装置の0.6-0.5倍にまで低下した。

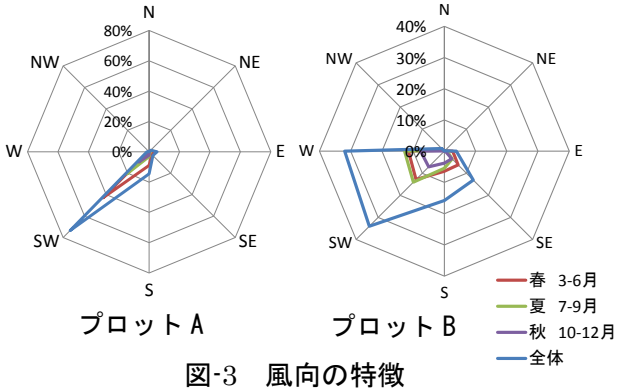


図-3　風向の特徴

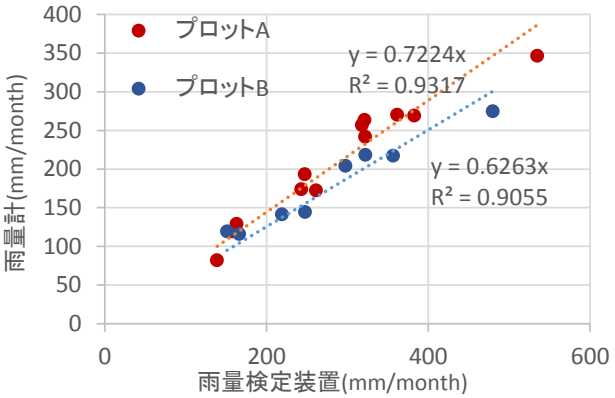


図-4　雨量計および雨量検定装置の雨量

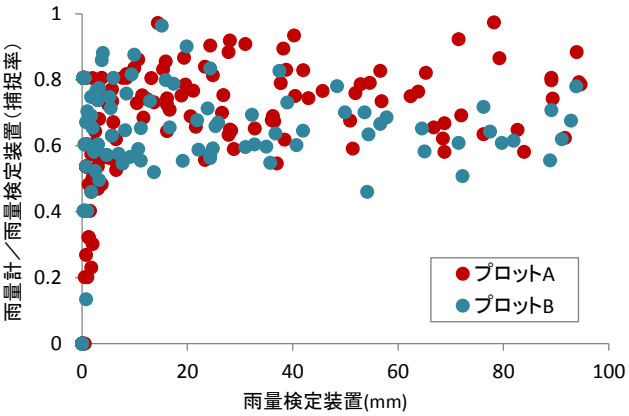


図-5　雨量検定装置の捕捉雨量と雨量計の降雨捕捉割合

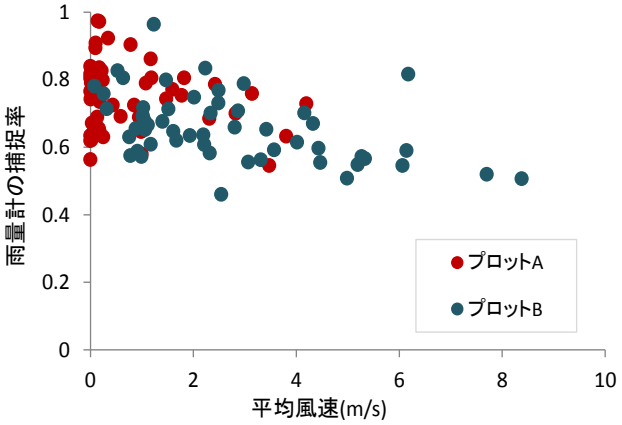


図-6　平均風速および雨量計の降雨捕捉率

4. まとめ

風向がほぼ一定の斜面で受雨面積の異なる雨量計を用い、降雨捕捉と風速の関係を明らかにした。降雨捕捉率は小雨でばらつき、大雨で低下した。平均風速が大きくなると雨量計の降雨捕捉率は減少し、風速5 m以上では降雨捕捉率が半減した。

謝辞：本研究はJSPS科研費 JP26450189の助成を受けたものです。

参考文献

1) 塚本編（1992）『森林水文学』文永堂出版.
2) Neff E.（1977）Journal of Hydrology, 35:213-220.
3) 鈴木（2008）日本生態学会誌 58:175-182.
4) 伊豆大島土砂災害対策検討委員会(2014)伊豆大島土砂災害対策検討委員会報告書，東京都，pp57.

気象庁観測データのみを用いた融雪水量の推定と それに基づく地すべり地の時間地下水位変動モデルの開発

北海道大学　○松永隆正　桂真也

1. はじめに

多雪地域では融雪水の浸透に伴う地下水位の上昇により地すべりが頻発し、大きな被害をもたらしている。このため、融雪水の供給と地下水位の関係を把握することは地すべり対策を検討する上で重要である。融雪水量を把握する手法としてライシメータによる直接計測や専用の現地連続観測機器を用いて積雪層に出入りする熱収支成分を求め、その残差から融雪水量を得る熱収支法等があるが、山間部に位置する地すべり地では適用が困難なことが多い。したがって比較的容易に入手できる気象データから融雪水量を把握することが望ましい。そのような手法として、気温のみから融雪水量を求める積算暖度法があるが、融雪係数が場所や時期によって異なる・気温以外の要因を考慮できないといった問題がある。近年、雪氷学において一般的な気象データから熱収支法に基づいて融雪水量を推定する研究が盛んに行われている。そこで本研究では、最も一般的に入手可能な気象庁観測データのみから融雪水量を推定し、推定した融雪水量から地下水位変動を再現するモデルを開発することを目的とした。

2. 研究方法

研究対象地は北海道芦別市野花南地区の地すべり地である。2010 年に地すべりが発生したが、林野庁北海道森林管理局空知森林管理署によって集水井工等が施工され、現在土塊は安定している。研究対象期間（根雪期間を含む 2016 年 11 月 2 日から 2017 年 4 月 30 日まで）において、対象地内の 2 か所のボーリング孔 BV2(深さ 40.0m)及び BV22(深さ 20.0m)内の地下水位(GL_{obs})を 1 時間おきに測定した。また、積雪水量(積雪層として貯留されている水の量)の現地測定を研究対象期間内に 6 回行った。

本研究では、積雪・融雪に関する次のようなモデルを構築した。まず、気温が 2℃以上のときの降水を降雨、2℃未満なら降雪と判断し、降雪は地表面に積雪層を形成した後、気温上昇時などに融雪するものとする。融雪水量は熱収支法を踏まえて推定した。積雪表面に作用する熱収支成分のうち、全天日射量は Yang and Koike(2005)・山崎ら(1994)、大気放射量は近藤ら(1991)、地球放射量・顕熱輸送量・潜熱輸送量は松元ら(2010)・田口ら(1994)、降雨伝達熱量は倉島ら(1991)・栗原ら(2013)の手法を用いた。これらの計算に必要な降水量・気温・日照時間・風速はアメダス芦別、気圧・水蒸気圧は札幌・岩見沢・留萌・旭川の各気象官署のデータを用い、野花南地区の値に補正・補間して用いた。雪中伝導熱量は寄与が小さいため無視し、地中熱流量による融雪水量は日本での平均的な値(0.02mm/hr)を用いた。1 時間前の積雪水量にその 1 時間での降雪量を加え、融雪水量を減ずることで、積雪水量を 1 時間ごとに計算した。積雪水量の計算値と実測値、および計算で得られた消雪時刻とアメダス芦別の実際の消雪時刻を比較することで本研究の融雪水量推定手法の妥当性を判断した。

地下水位変動の解析には、小杉ら(2013)の実効雨量に基づく 4 種類の関数モデルを用いた。このモデルは山体基岩内部の地下水位変動の解析のために提案され、概ね良好な結果が得られており、本研究対象地の地すべり地の深い地下水位変動解析にも適用できると判断した。本研究では、実効雨量を計算する際、融雪の影響を考慮するため、時間雨量の代わりに最終的に地表面に到達した全ての水の量（降雨量と融雪水量の和）である時間地表面到達水量MRを用いた。Nash-Sutcliffe 係数(NSEF 値)が最大となるように各関数モデルの各係数および実効雨量の半減期を最適化した。この際、一時的な高水位時のデータの再現性を損なわないように、データの抽出を行った上で最適化を行った。4 種類の関数モデルの内、BV2、BV22 ともに赤池情報量規準(Akaike、1973)で最適と判断された以下の Pw2 モデルを採用した。

$$GL_{cal} = b_0 + b_1 X_1^{p_1} + b_2 X_2^{p_2}$$

但し、GL_{cal}は計算地下水位(m)、b_0, b_1, b_2, p_1, p_2は係数、X_1, X_2はそれぞれ半減期 M_1、M_2 の実効雨量(mm)を表す。

3. 結果及び考察

積雪水量の実測値と計算値、アメダス芦別の積雪深を図 1 に示す。積雪水量の実測値と計算値との平均誤差は 8mm であった。また、アメダス芦別における消雪時刻は 2017 年 4 月 5 日 15 時、計算上の消雪時刻は 2017 年 4 月 7 日 11 時であった。図 1 から精度よく積雪水量を再現できており、融雪水量も精度良く推定できたといえる。

BV2、BV22 における解析結果を図 2－a、図 2－b、表 1 に示す。NSEF 値は BV2 において 0.678、BV22 において 0.754 となり、BV2、BV22 ともに精度は「良い」（菅、2001）と判断された。図 2 からGL_{cal}は 11 月下旬から 12 月上旬、3 月中旬の積雪・融雪が始まる時期にGL_{obs}とやや乖離しているが、全体を通してGL_{obs}をよく再現できている。

4. おわりに

本手法により、気象庁観測データのみを用いて融雪水量を推定し、地下水位の変動を再現することができた。地下水位変動の関数モデルの係数等をいったん決定すれば、その後は容易に入手可能な気象データのみから融雪の影響を考慮しながら地下水位をほぼリアルタイムに計算できるため、積雪地域の山間地に位置する地すべり地における警戒避難等への活用が期待される。

なお、本研究を実施するにあたり、林野庁北海道森林管理局には資料の提供等のご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。本研究は、JSPS 科研費 JP16K16376、JP18H03819 の助成を受けたものです。



図 1 積雪水量の実測及び計算値、積雪深の経時変化

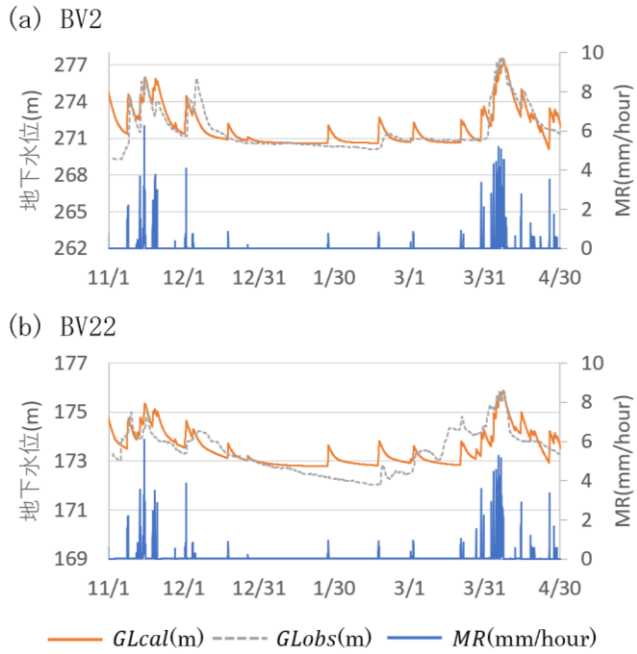


図 2 地表面到達水量MR、実測地下水位$GLobs$、計算地下水位$GLcal$の経時変化

〈参考文献〉

Yang and Koike(2005)：Water Resources Research, 41,W10403.
山崎ら(1994)：天気,41,pp.71-77.
近藤ら(1991)：天気,38,pp.41-48.
松元ら(2010)：雪氷,Vol.72,No.4,pp.255-270.
田口ら(1994)：雪氷,Vol.56,No.1,pp.11-18.
倉島ら(1991)：農士論集 154 号,pp.109-115.
栗原ら(2013)：鉄道総研報告,Vol.27,No.11,pp.29-34.
小杉ら(2013)：砂防学会誌,Vol.66,No.4,pp.21-32.
Akaike,H(1973)：Proc. of 2nd International Symposium on Information Theory,pp.267-281.
菅(2001)：Excel で学ぶ多変量解析入門,p.266.

表 1 BV2、BV22 における解析結果

観測孔	b_0	b_1	b_2	p_1	p_2	M_1	M_2	NSEF 値
BV2	14.71	156.3	1.279	0.003	0.173	122.2	17.85	0.680
BV22	164.8	98.84	6.581	0.004	0.136	131.4	27.11	0.754

花崗岩山地源流域における流域界を越えた地下水流動の解析

京都大学大学院農学研究科　○正岡直也・小杉賢一朗
立命館大学理工学研究科　藤本将光

1. 研究背景

山体の基岩地下水が水源涵養や崩壊に及ぼす影響が認知され、また近年は有効な観測手段が得られるようになり、今まさに様々な条件下での実証的研究が求められている。本研究では比較的小起伏の花崗岩山地において基岩地下水を高密度で直接観測することで、地下水の流動機構及び流域の水文過程への影響をより正確に把握することを目的とした。特に本発表では、小流域間における比流量の不均衡を生み出す流域界（尾根）を越えた地下水流動に着目した解析を行った。

2. 研究サイト・手法

観測は、田上花崗岩を母材とする滋賀県大津市不動寺水文試験地内の F0 流域（2.3 ha; 図 1 ）で行った。恒常的地下水の存在する 61 本の基岩内ボーリング孔と 3 本の土層内井戸において地下水位を観測した。加えて、F0 流域末端及び内部の小流域末端に計 8 箇所の量水堰を設置し流量を観測した。解析には連続して欠測のない一年間（2014 年 10 月～2015 年 9 月）のデータを用いた。この期間の総降雨量は 1864 mm であった。

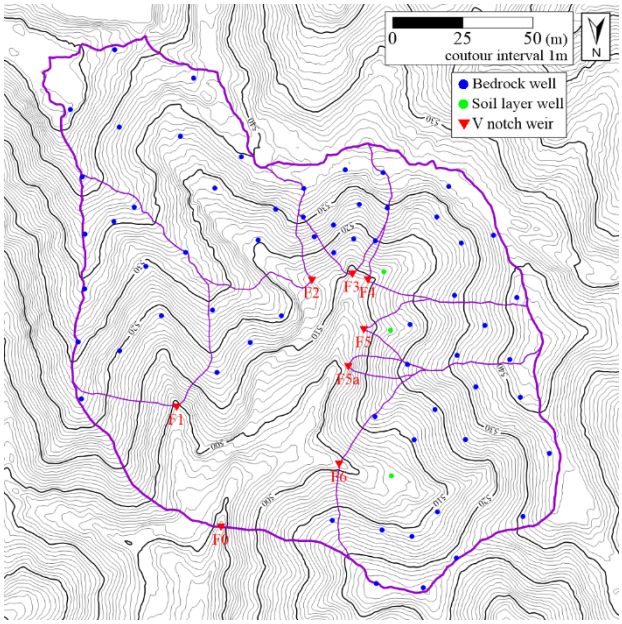


図 1　地形図と観測孔・堰の位置

3. 結果と考察

3.1. 比流量

表 1 に、各流域の一年間の比流量と流出率を示す。F0 流域の流出率 0.48 が本観測地における平均的な値といえる。F5a の流出率が際立って高い理由は、地表面の集水域を持たない基岩湧水を計測しているためである（図 1 ）。しかし集水地形を持つ F3 流域においても流出率は 0.76 と高く、逆に F3 に隣接する F2, F4 両流域での流出率は 0.2 程度と低い。このような比流量の不均衡は、F2, F3, F4 流域間で流域界を越えた地下水流動が起こっていることが理由と推測される。

表 1　各流域の面積と流量のまとめ

	地表面[ha]	地下水面[ha]	比流量[mm]	流出率
F0	2.34	2.08	891	0.48
F1	0.29	0.28	863	0.46
F2	0.47	0.19	367	0.20
F3	0.11	0.22	1409	0.76
F4	0.21	0.10	393	0.21
F5	0.12	0.01	764	0.41
F5a	0.01	0.11	3245	1.74
F6	0.47	0.33	746	0.40

3.2. 地下水面形状

図 2 に観測期間の平均地下水位コンター図を示す。地下水面形状は流域中央の谷に向かって両岸から水が集まる傾向を示し、表面地形（図 1 ）に比べ起伏が少ない。特に小流域間の尾根地形と対応せず、例えば F1, F2 流域間では尾根にあたる起伏がほとんど存在しなかった。また谷頭に位置する F3 流域では、左右から流域界を跨いだ地下水流入を示す水面勾配が顕著にみられた。

地下水位コンターに基づき、各小流域における地下水の集水域を計算した。算出にあたっては、地下水面を 0.5×0.5 m グリッドに区切り、8 方向流れ計算アルゴリズムを用いた。各小流域の基岩湧水点（堰より数 m 上流に位置する）の地表面標

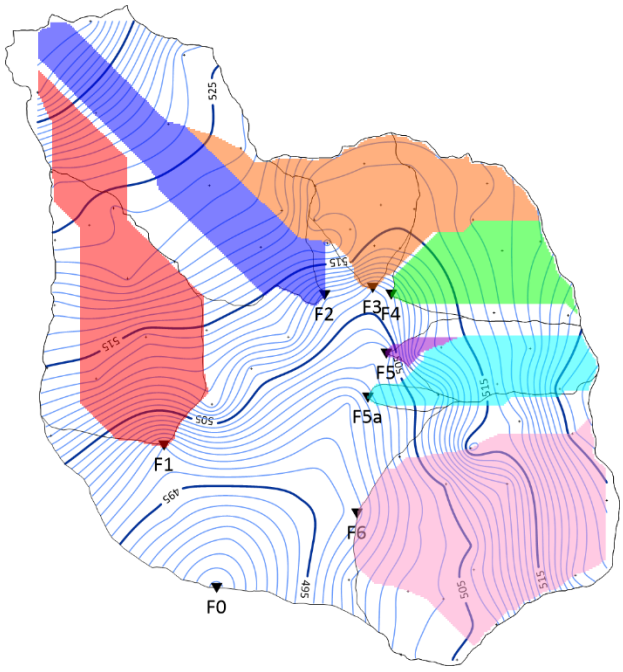


図２　平均地下水面コンターと地下水集水域

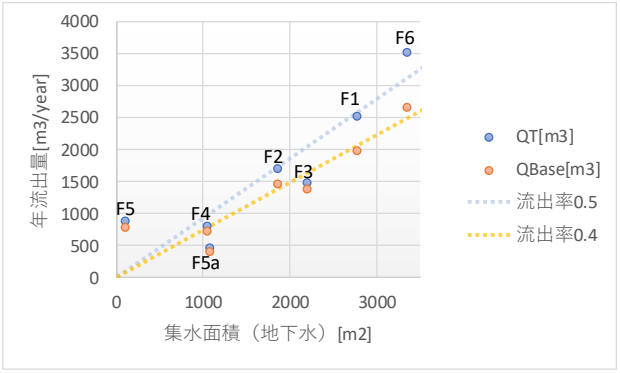


図３　地下水集水面積×年流出量（体積）

高を湧水標高とし、流域内で湧水標高に位置する全グリッドを流出点とした。計算された地下水集水域を図２中に、小流域ごとに色分けで示す。F3 流域の地下水集水域は地表面の流域界を越え、左右に大きく広がっていた。その分、F2, F4 両流域では地下水集水域が狭くなっていた。F5 流域の地下水集水域はきわめて小さく、また隣接する F5a 湧水は大きかった。地下水集水域の面積を表１中に示す。地表面の集水域に比べ、F3 流域は約２倍、F2, F4 両流域は２分の１以下となっていた。

3.3. 地下水集水域と流出率

地下水の集水面積に対する年流出量（体積）のプロットを図３に示す。流出量のうち、ハイドログラフの成分分離により求めた基底流量も併せて示す（詳細は省略する）。地下水集水域は全流

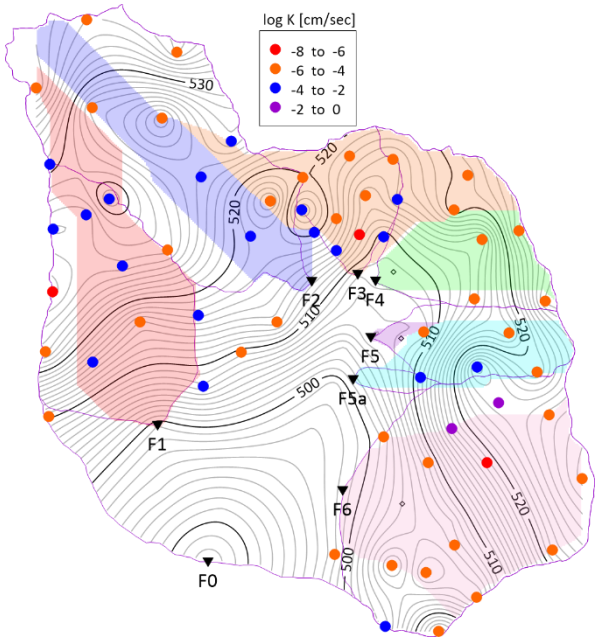


図４　C_M 面地形と揚水試験による透水性分布

量・基底流量ともに相関が高く、小流域ごとの流出率が全流量は 0.5、基底流量は 0.4 でほぼ一定となった。このことから、小流域間における比流量の不均衡は地下水集水域によってほぼ説明できることが示された。ただし F5 流域は明らかに地下水集水域を過小評価しており、本研究で利用したボーリング孔では捉えきれない微細な地下水流動が存在することが示唆された。

3.4. 地下水集水域と基岩の物理性

図４にボーリングコアの C_M 面地形を示す。花崗岩の風化度 C_M 級基岩はマトリックス透水係数が 10^{-9} cm/sec オーダーになることが知られ、不透水面となることが予想される。C_M 面地形と F3, F4 流域間の地下水集水域とは良好に対応していた。しかし F1, F2 流域間、さらに F2, F3 流域間には Cm 面地形の尾根が存在し、地下水集水域とは対応していなかった。一方、現場揚水試験により計測した透水係数 K を図４中に示す。K の大きい地点では通水性の高い開口亀裂の存在が予想される。上記の F1, F2 および F2, F3 間の C_M 面地形尾根において大きい K が計測され、これらの地点で地下水移動が起こっていることが考えられた。以上から、基岩の透水性と亀裂分布により地下水集水域が規定されていることが示唆された。

R6-013

付加体堆積岩地域を対象とした水文地形特性の解明

筑波大学大学院生命環境科学研究科　○輿水康二
筑波大学生命環境系　山川陽祐
筑波大学大学院生命環境科学研究科　北本楽

1．はじめに

空中写真判読に基づく既往の大規模崩壊（地すべりおよび深層崩壊）についての危険斜面抽出法(地すべり地形分布図)は，土塊の移動形態や斜面の不安定性（変形速度）の判定に曖昧な部分が多い。近年，　高精細な DEM の全国的な整備に伴い，微地形や種々の地形解析に基づく大規模崩壊の危険箇所抽出手法の検討が進められている。GIS を用いた複数の地形・地質情報の統合的な評価も有効と考えられる。他方，渓流の流量や電気伝導度（EC）などの水文指標による危険箇所抽出の有用性も報告されている。このような複数の指標（地形・地質・水文特性）の重ね合せにより，情報が相補され，大規模崩壊の危険箇所抽出や危険度評価の確度向上が期待できる。本研究は，そのような統合的な検討の一環として，大井川上流域付加体堆積岩地域を対象として，多地点での（18 渓流）の水文調査，地質踏査及び基本的な地形解析を行い，近接する複数の流域間における水文地形学的な特性の差異について検討した。

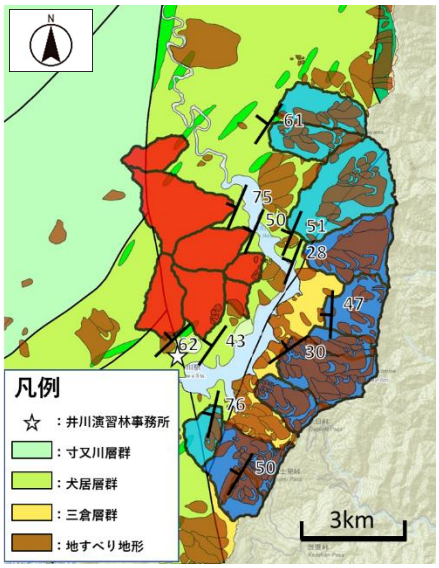


図 1　解析対象地と地質概況

2．対象地および研究手法

静岡県の大井川中・上流部の井川湖に流入する 18 渓流を検討対象とした。井川湖右岸域の 7 流域はすべて犬居層群(地質年代：後期白亜紀後期～前期漸新世)に属する。一方，井川湖左岸域(11 流域)の地質層群は二種類に分けられ，大玉沢，小玉沢，ション沢，スネ沢は右岸域と同じ犬居層群に属し，ほかの 7 流域は三倉層群(地質年代：中期始新世～前期漸新世)に属する。図 1 には現地踏査による走向・傾斜のデータを示し，図 2 には井川湖周辺の日降雨量と日平均気温を示した(井川演習林事務所内に設置されているアメダスデータを参照)。

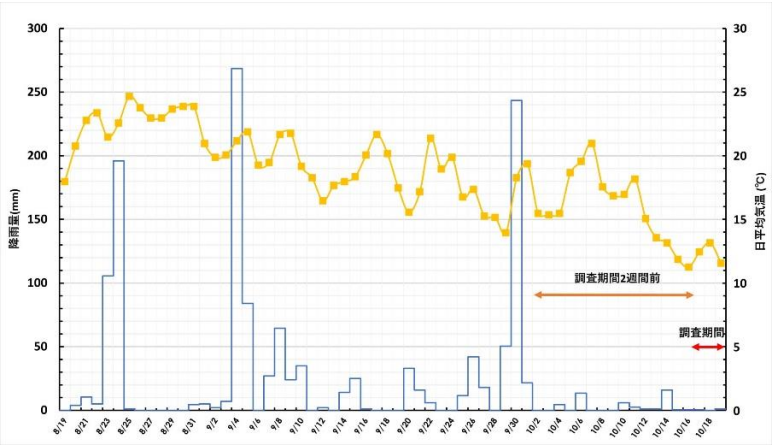


図 2　気象データ（2018/8/19~2018/10/19）

現地での調査項目として，流量と EC・水温を計測した。流量観測は，プロペラ流速計を用いて行った。EC・水温観測にはポータブル EC 計を用いて計測を行った。地形解析には，地形量のデータとして 5mDEM(国土地理院：基盤地図情報・数値標高モデル)，地質データとして産業技術総合研究所地質調査総合センター発行の「20 万分の 1 日本シームレス地質図」を用いた。なお，地形量として，勾配を GIS ソフト(ArcGIS，Esri 社)の解析ツールを用いて DEM から算出し，流域面積は流量観測を行った地点を流域末端地点として算出した。

3．結果と考察

図 3，図 4，図 5 は，18 流域における平均勾配と比流量の関係，EC と比流量の関係，観測地点

の標高と水温の関係，それぞれ示したグラフである。これらの観測データは，地質年代と右岸左岸に基づく区分けから，3 つの流域群に区分して示した。

図 3 では，犬居層群(右岸域)に属する流域は平均勾配が全体的に大きく，左岸側の支流群は平均勾配が全体的に小さいことがわかる。また，比流量は各流域群でばらつきがありつつも，左岸側の支流群の方が右岸域よりも全体的に小さいことがわかる。さらに，その比流量のばらつきは，犬居層群(右岸域)に属する流域が最も大きい。図 4 では，全てのデータは，関係は一定の負の相関の内側範囲(両パラメータ値の低い側)に分布していることがわかる。図 5 では，左岸域の流域群は全体的に水温が高く，犬居層群(右岸域)に属する流域は水温のばらつきが最も大きいことがわかる。また，水温は標高の高低のみによって決まるものではないこともわかる。

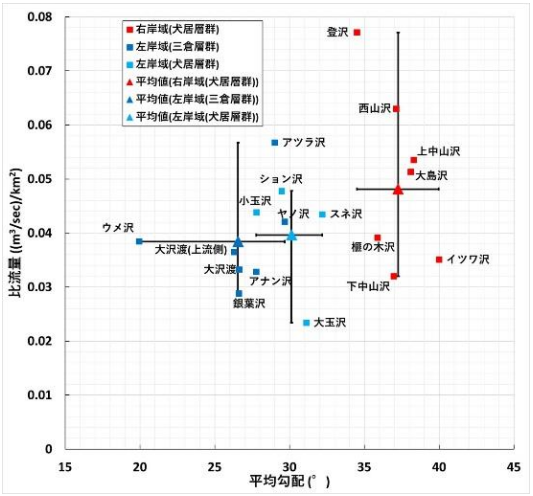


図 3　平均勾配と比流量

図 3 の比流量の結果も踏まえると，地すべり地形が発達している左岸域では，右岸域に比べて深部浸透による流域外への流出成分(損失量)が卓越している可能性も考えられる。

各沢の地質および風化度などの地盤特性の違いが影響しないと仮定したとき，一般的には，深部も経由した基岩との接触時間（滞留時間）が長い渓流水ほど EC が高くなるので，比流量と EC の間には正の相関が確認できる。しかしながら，図 4 を全体的に見たとき，そのような正の相関関係を示していない。そこで，各渓流水において，比較的風化度合いの高い基岩層を経由した地下水の寄与率が左岸域では大きく，右岸域では小さいと考えられた。

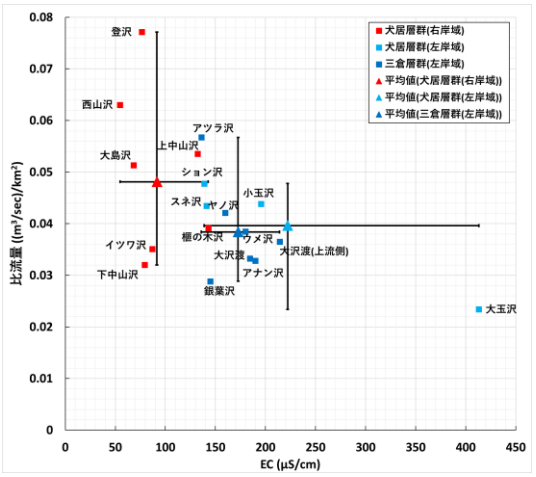


図 4　EC と比流量

他方，渓流水の水温(図 5)に着目すると，左岸側の支流群は右岸側に比べて平均値で約 0.5℃高い（右岸：12.7℃，左岸：13.1℃）。ここで，先行する 1 週間の平均気温（図 2）が 14.7℃であり，一方で渓流水温が日射による温度上昇の影響を受けているとしても左岸側の支流群が北西向きであり，その影響は右岸側より小さいことを考慮すると，左岸域の渓流水は右岸域に比べて，より浅層を経由した地下水が卓越していると考えられる。

以上，図 4 および図 5 の結果から，左岸域は比較的風化度合いの高い基岩浅層を経由した地下水が卓越し，一方で右岸域は，比較的風化度合いの低い基岩深層を経由した地下水が卓越したと考察できる。

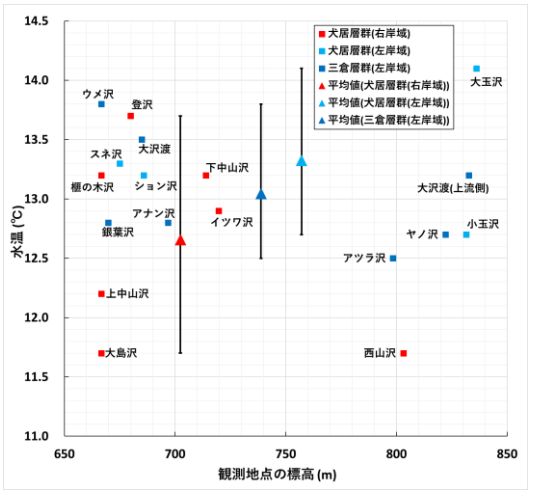


図 5　観測地点の標高と水温

図 2 では，右岸域の流域間で平均勾配の値の差が小さいことから，右岸域は地形条件以外の条件が流出プロセスに大きく寄与していると考えられる。右岸域の傾斜角の範囲は 43 度～75 度と流域ごとにも異なっていることから，受け盤構造における地層の傾斜角度の違いが流出プロセスに一定の影響を及ぼし，比流量および水温のバラつきを生じさせていると考えられる。

四国地方における平成 30 年 7 月豪雨特性解析について

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記、奥山悠木、田所真路、佐野奈津子
株式会社ニュージェック　　○鈴木浩生、福神和興、景山健彦、藤田暁、牧野裕至

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨（図 1）は西日本の広い範囲に甚大な土砂災害をもたらし、四国地方でも愛媛中部（松山市怒和島）、愛媛南部（宇和島市・西予市周辺）、高知中部（大豊町）等で多くの土砂災害が発生した。

四国地方は石鎚山、剣山に代表される 1.5～2 千 m 級の四国山地が東西に走り、四方を海に囲まれるという地形特性により、地域により土砂災害を起こす降雨特性が大きく異なると考えられる。

本稿では、四国地方において土砂災害を起こす降雨を高層気象値等の実測データ及び気象モデルを用いて要因分析するとともに、降雨の早い時期から土砂災害の危険性を予測できる可能性に言及する。

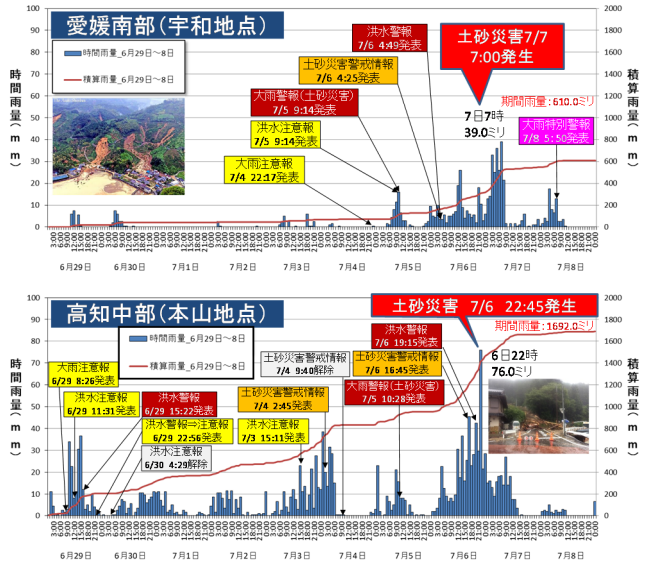


図 1　平成 30 年 7 月豪雨及び気象情報発表等の状況

2. 土砂災害を起こす降雨の特性解析

2.1　大雨事例の定義

四国地方を瀬戸内海側と太平洋側に大別し、平成 11 年～平成 30 年（7 月豪雨まで）の土砂災害を引き起こした降雨を対象に、総雨量とピーク雨量の関係を図 2 に整理した。ここで総雨量は 12 時間無降雨を区切りとした。

これにより、土砂災害発生の閾値は瀬戸内海側で「総雨量 100mm 以上かつピーク雨量 20mm/hr 以上」、太平洋側で「総雨量 200mm 以上かつピーク雨量 30mm/hr 以上」であることが示された（「大雨事例」の定義とする）。また、平成 30 年 7 月豪雨は、前線事例としては総雨量が非常に多いことが示された。

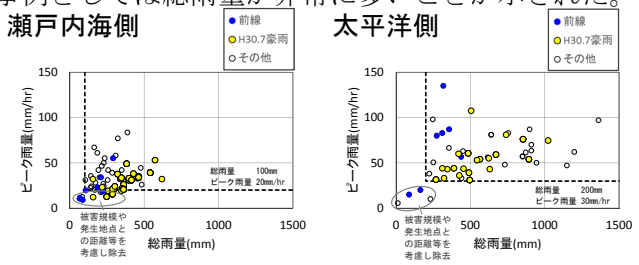


図 2　土砂災害発生事例の総雨量とピーク雨量の関係

2.2　降雨分布と土砂災害

1km メッシュ解析雨量が活用可能な平成 18 年～平成 30 年（7 月豪雨まで）を対象に大雨事例（84 事例）を抽出し、その降雨要因を「前線」「前線＋台風」「台風」「低気圧」「大気不安定」の 5 つに分類した。さらに、降雨要因毎に 1 事例あたりの雨量分布（メッシュ毎に全雨量を積算し事例数で割った値）を算出した。これらの整理結果を「前線」（33 事例）、「台風」（10 事例）を対象に図 3 に示す（「土砂災害・降雨実態図」と称す）。

これにより、前線事例では、高知東部のほか、愛媛中部、愛媛南部でも比較的雨量が多いこと、台風事例では、太平洋側で雨量が多いことが示された。また、高知東部（奈半利川流域等）は、前線・台風ともに雨量が多いことも示された。一方、土砂災害発生事例数をみると、瀬戸内海側と太平洋側とで大差がないことも示された。

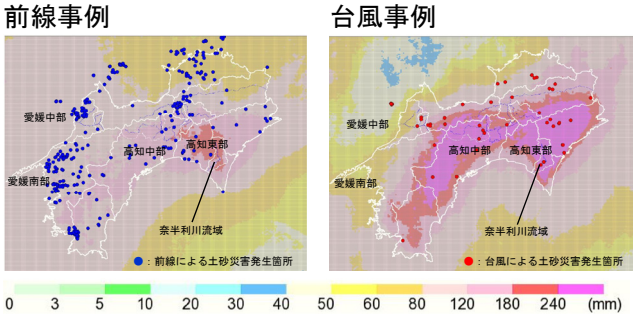


図 3　土砂災害・降雨実態図

2.3　高層気象

昭和 62 年～平成 30 年（7 月豪雨まで）の大雨事例に対し、最寄りの GPV（Grid Point Value：格子点値）から高層気象値の整理を行った結果を図 4 に示す。

一般に大気上層に寒気があり下層が暖湿である場合に大雨となりやすく、その目安を、高度 850hPa（約 1,500m）の相当温位 340K 以上、高度 500hPa（約 5,800m）の気温－5℃以下とすると、四国地方では上層気温が－5℃以下であることが少ない一方、下層の相当温位が 340K 以上であることが多いことが示された。

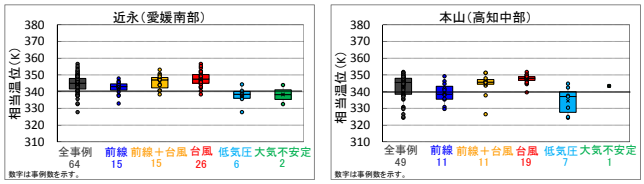
また、高度 850hPa の風配図から、愛媛中部、愛媛南部、高知中部における前線事例で南西寄りの風が卓越することが示された。

平成 30 年 7 月豪雨時の高層気象もこれらの傾向と合致する（ピーク雨量時刻において、近永：－4.3℃、343K、南南西、本山：－4.2℃、345K、南南西）。

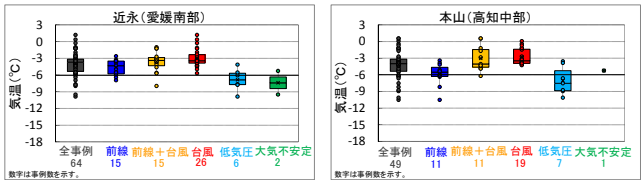
以上より、四国地方の大雨は、下層の暖湿流の流入によるものが支配的で上層の寒気によるものは比較的少ないといえる。これは、九州地方での平成 29 年 7 月九州北部豪雨のような上層寒気流入（－7.4℃）による突発的な豪雨（ピーク雨量：朝倉 106mm/hr）と対照的である。

その理由は地形から説明できる。すなわち、中国山地の存在により四国地方まで寒気が流入しにくいこと、南側からの湿暖流は流入しやすく四国山地により収束・上昇し降雨が増幅することが考えられる。

高度 850hPa（約 1,500m）の相当温位
瀬戸内海側　　太平洋側



高度 500hPa（約 5,800m）の気温
瀬戸内海側　　太平洋側



高度 850hPa（約 1,500m）の風配図
瀬戸内海側　　太平洋側

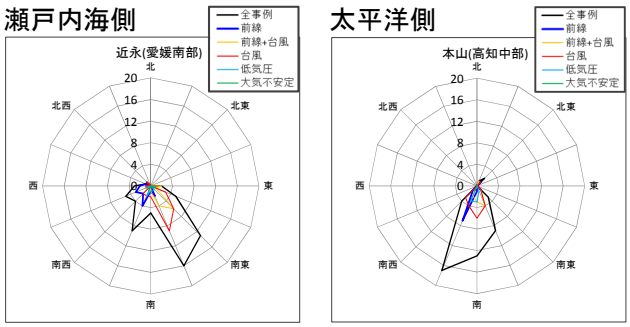


図 4　高層気象値の整理

3. 気象モデルによる降雨解析

3.1　概要

地形が降雨特性に及ぼす作用を考慮し、地形を 1km メッシュで詳細に表現した気象モデルにより平成 30 年 7 月豪雨の再現と事前の予測を行った。

気象モデルとして、米国大気研究センター（NCAR）と米国環境予測センター（NCEP）を中心とする共同プロジェクトによって開発されている WRF（Weather Reserch and Forecasting）を使用した。

3.2　平成 30 年 7 月豪雨再現計算

計算の初期条件・境界条件として気象庁の MSM モデルデータを用い、WRF による平成 30 年 7 月豪雨の再現計算を行った。

図 5 に解析雨量との比較結果を示す。宇和地点、本山地点のほか、平成 30 年 7 月豪雨で同様に土砂災害が発生した呉（広島県）の再現性を確認した結果、5km メッシュの MSM と比較して、WRF により 1km メッシュで地形を表現することにより再現性が向上する傾向がみられた。

3.3　平成 30 年 7 月豪雨予測計算

WRF による再現性を確認できたことを踏まえ、ターゲット時刻（土砂災害発生時刻）の最長約 30 時間前からの WRF 予測計算を行い、土砂災害発生リスクを事前に把握できる可能性を検討した。

例として 23 時間前からの予測結果を図 6 に示す。解析雨量と比較すると、23 時間前において、愛媛中部、愛媛南部、高知中部の大雨が予測できている。

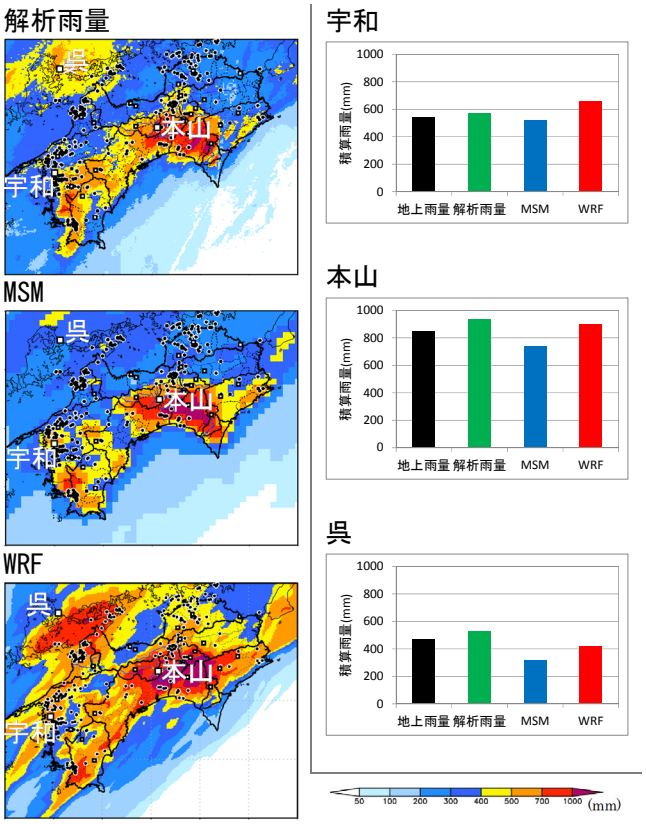


図 5　平成 30 年 7 月豪雨 再現計算結果（積算雨量）

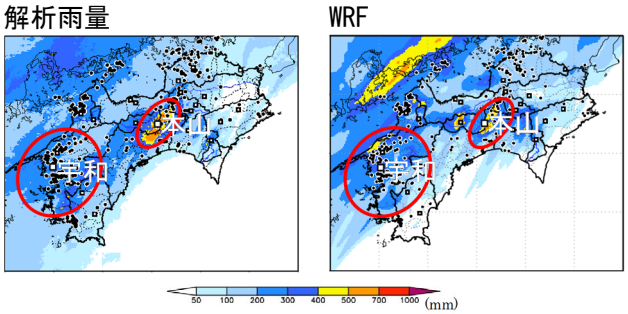


図 6　平成 30 年 7 月豪雨 予測計算結果
（土砂災害発生 23 時間前からの積算雨量）

3.4　大雨危険度推定への活用

四国地方において災害を起こす降雨は地形との関係が深い（地形性降雨）ことを踏まえると、気象モデル WRF を用いた予測計算により、降雨の早い段階で土砂災害警戒情報の基準値を超える可能性の予測が可能となる。

高知中部（大豊町）において 29 時間前の予測結果で CL（土砂災害発生基準線）超過を予測した例を図 7 に示す。

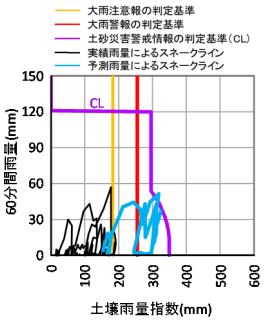


図 7 平成 30 年 7 月豪雨 予測計算結果による CL 判定（大豊町 土砂災害発生箇所）

4. おわりに

四国地方の降雨特性を実測データにより把握し、気象モデルにより平成 30 年 7 月豪雨の再現計算と事前の予測計算を行った結果、災害発生 29 時間前に CL 超過が予測され、今後の防災体制のあり方の検討等に活用できると考えられる。

三次元流体解析を用いた砂防堰堤の前庭保護工の機能検証事例について

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠，矢野孝樹，横尾公博，保坂幸一，○小林泰士

1.　はじめに

堰堤高が15m未満の砂防堰堤は本副間距離・重複高は一般的に経験式より算定されるが，経験式は係数に幅が設けられており，係数の選定は技術者の経験や過去の事例によって決まる場合が多く，定量的な評価はなされていない．本検討では，現行基準[1)]の経験式（以降，公式と称す）に準拠して計画した砂防堰堤について三次元流体解析を用いた三次元水理解析を行い前庭保護工の流況と機能について検討した．

2.　水理解析モデル

2.1.　検討ケース

本検討では，本堰堤の堰堤高（14.5m），水通し幅（20m），袖小口勾配(1:0.5)に対して，越流水深を6ケース変化させ，本副間距離及び重複高を厳しい条件となる係数を用いて公式より算定し，本堰堤・前庭部・副堰堤が一体となった三元モデルを作成した．概略図を**図１**，検討ケースを**表１**に示す．

$$L = (1.5\sim2.0)\times(H + h_3) \quad \{本検討では1.5\} \quad (1)$$

$$H_2 = (1/3\sim1/4)\times H \quad \{本検討では1/4\} \quad (2)$$

$$t = 0.1\times(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad (3)$$

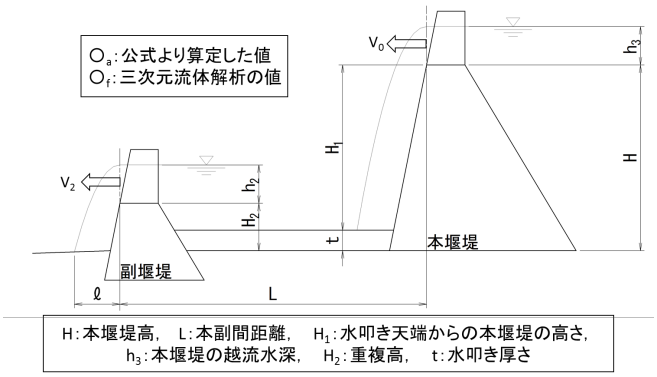


図　１　概略図

表　１　検討ケース

Case	h_{3f} (m)	L(m)	H_2(m)	t(m)
1	0.5	22	3.7	0.9
2	1	22	3.7	1.1
3	2	23	3.7	1.3
4	3	24	3.7	1.6
5	4	25	3.7	1.9
6	5	26	3.7	2.2

2.2.　三次元流体解析手法

本検討で用いた三次元流体解析には等温・非圧縮・不混和流体の2相流（水・空気）モデルを用いた．このモデルの基礎方程式は，連続式とNavier-Stokes方程式であり，離散化手法には有限体積法，自由水面の解析にはVOF法を用いている．

2.3.　解析モデル

計算格子サイズは，水が存在する範囲は細かくし（最小メッシュサイズ 0.125m），上部は粗く設定している．境界条件は，堰堤部及び底面はNoslip，領域側部はslip，上部は開放，上流端は水を一定流入，下流端は自由流出させた．また，左右対称のモデルであるため，右岸半分を解析範囲とし，中央部での境界条件を対称面とした．計算時間は各ケースで流況が定常状態となる秒数（120～170 秒），計算時間間隔は自動制御（最大クーラン数 0.5）とした．乱流モデルは，LES の標準 Smagorinsky モデルを採用した．

3.　三次元流体解析結果

実施した三次元流体解析結果の評価を行った．例としてh_{3f}=3.0mの三次元流体解析結果を**図２**に示す．実施した解析結果を**図３**に示す．各図には，水と空気の境界線及び，流速コンター，流速ベクトルを表示した．

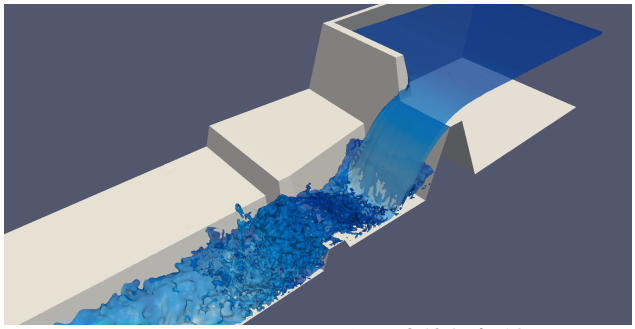


図　２　h_{3f}=3.0mの三次元流体解析結果

3.1.　流況の評価

越流水深の変化に伴う前庭部の流況の評価を行った．

h_{3f}=0.5m，1.0mの場合本堰堤から落水した鉛直下向きの流れは，水褥池に衝突し，速やかに分散し安定した流況となり，副堰堤を越流している．

h_{3f}=2.0mの場合，本堰堤から落水した鉛直下向きの流れは水叩きに衝突し，副堰堤に接近するにつれ徐々に分散され水面のうねりを伴いながら流向が上向きに変化し副堰堤を越流している．

h_{3f}=3.0m，4.0m，5.0mの場合，本堰堤から落水した鉛直下向きの流れは直接水叩きに衝突し，水褥池が形成されない状態で水叩き沿いに流下し，副堰堤に衝突することで上向きに流向となり，跳ね上がる流れを伴いながら副堰堤を越流している．

これらのことから，本堰堤の堰堤高を14.5mとした場合，越流水深h_{3f}が3m以上になると，水褥池が形成されず，卓越した流下方向流速を伴った状態で副堰堤に水流は到達することが確認された．

3.2.　減勢機能の評価

越流水深の変化による減勢状況の評価を行った．副堰堤の越流水深 h_{2a} を本堰堤の越流水深 h_{3a} 除した無次元量 h_{2a}/h_{3a} に対する机上計算より算定した越流水深 h_{3f} を**図４**に示す．副堰堤の越流部流速 V_{2a} を，本堰堤の越流部流速 V_{0a} で除した無次元量 V_{2a}/V_{0a} 対する h_{3f} を**図５**に示す．副堰堤の水脈飛距離ℓ_aを，公式より算定した水脈飛距離ℓ_fで除した無次元量ℓ_a/ℓ_f対する h_{3f} を**図６**に示す．

$h_{3f}\leqq1.0$ の場合には，副堰堤の越流水深及び越流部流速は本堰堤と同等程度となり本堰堤から落水した高速流が前庭部内で十分に減勢されている．また，十分に減勢された場合ℓ_a/ℓ_fが1.2程度となることが確認された．

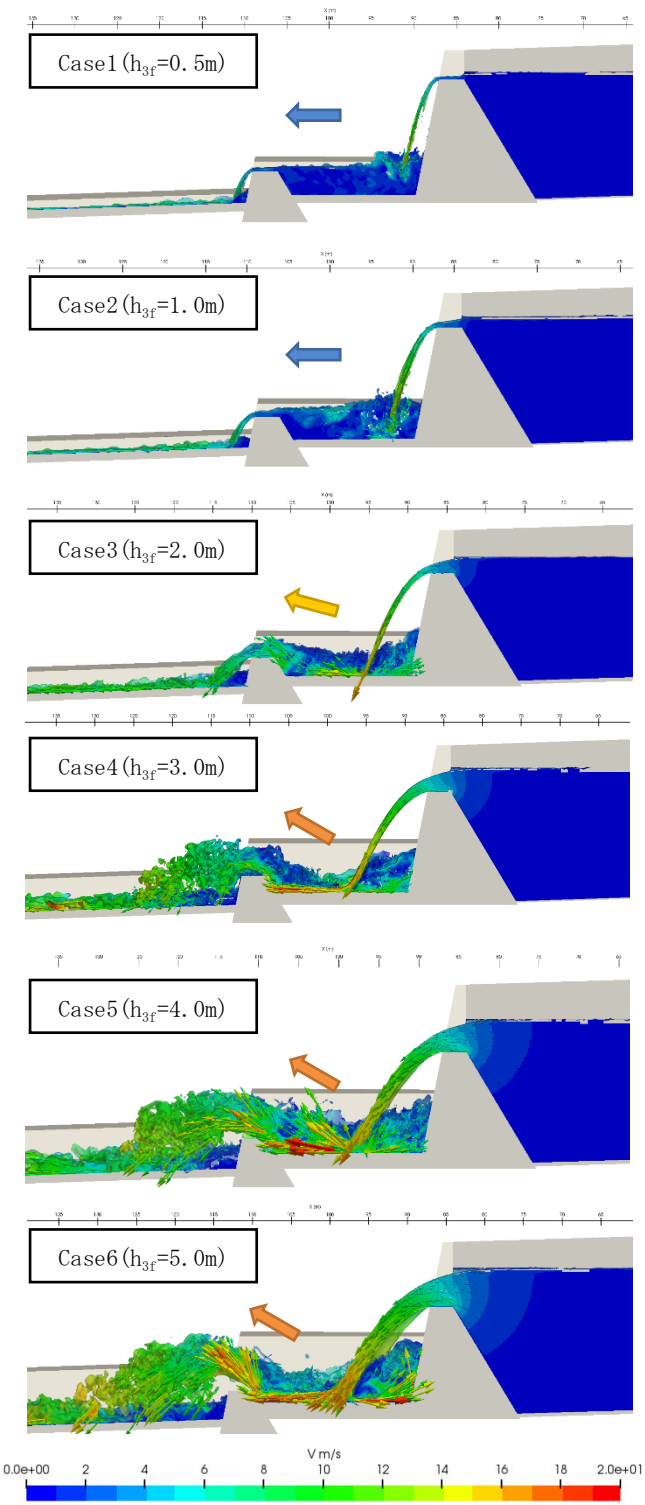


図　3　水褥池内の流況及び流速の解析結果

h_{3f}≧3.0の場合には，V_{2a}/ V_{0a}は1.8～2.0程度，ℓ_a/ℓ_fは2.3～2.7程度，h_{2a}/ h_{3a}は1.8～2.1程度となり，他のケースと比較して急激に大きくなる．本堰堤から落水した高速流が前庭部において水褥池が形成されない状態で流下し，副堰堤に衝突することで，流向が強制的に上向きに変化し，ジャンプするような流れとなるため，水深・流速・水脈飛距離ともに上昇したと考えられる．

h_{3f}=2.0 の場合には，V_{2a}/ V_{0a} は 1.1 程度，ℓ_a/ℓ_f は 1.4 程度，h_{2a}/ h_{3a} は 1.5 程度となり，流速及び水脈飛距離は，h_{3f}≦1.0 の場合と近い値となっているものの，越流水深は大きくなっている．これは，本堰堤から落水した高速流が前庭部で h_{3f}≦1.0 の場合と比較して減勢されず副堰堤に達したため，上向きの流れとなり，空気混入を伴いながら副堰堤を越流したため水深が大きくなったと考えられる．

このことから，本堰堤の堰堤高を 14.5m とした場合，越流水深が 2～3m以上になると本堰堤から落水した高速流が十分に減勢されない状態で副堰堤に達し，水深・流速・水脈飛距離ともに大きい状態で副堰堤を越流することが確認された．

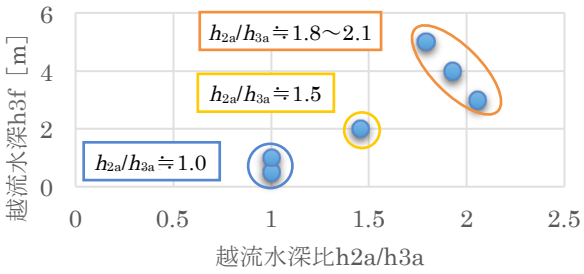


図　4　本堰堤と副堰堤の越流水深の比較

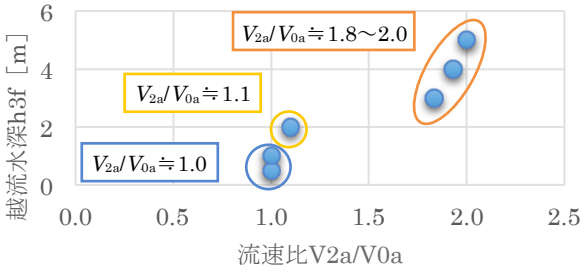


図　5　越流水深に対する越流部流速の変化

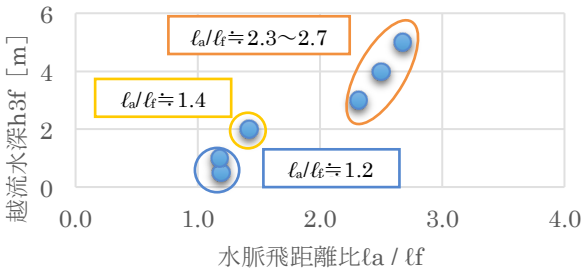


図　6　越流水深に対する水脈飛距離の変化

4.　まとめ

現行基準の経験式における，厳しい条件となる係数を用いて，三次元流体解析を実施し，前庭部保護工の機能について検討した．本堰堤の越流水深が2～3m以上になると，前庭部に水褥池が形成されず，十分に減勢されない可能性があることを確認した．今後は，他の係数や半理論式を用いたモデルや，堰堤高を変化させたモデルでも三次元流体解析を実施し傾向を把握したい．

参考文献

1)建設省河川砂防技術基準（案）　同解説　設計編Ⅱ(1997)：建設省河川局監修

弾塑性解析を用いた鋼製透過型砂防堰堤の挙動に関する一考察

防衛大学校　○石川信隆・香月智
砂防鋼構造物研究会　浅田泰男

1.　緒言

構造物の弾塑性解析は，構造物の設計荷重レベルまたは弾性限界から終局強度までの変形プロセスや破壊メカニズムを調べるもので，構造物の余剰耐力を知ることができる[1)]．本研究は，継手部および接合部の影響を考慮した骨組弾塑性解析法を開発して，鋼製透過型砂防堰堤（以下，鋼製堰堤）の挙動を調べるものである．

2．弾塑性解析（Push-Over Analysis）の概要

図－１のように設計流体力 F_0 に荷重係数 α をかけて，α を増大させることにより天端水平変位が無限大（構造物の抵抗力がなくなる）になるときを以て終局強度（F_u）とする。ここでは，3 次元骨組弾塑性解析を用いた（FEM 解析用の Autodyn を骨組解析用に改良した）．

(1)　解析モデル

図－2(a)に示す鋼製堰堤は，表－１の土石流諸元によって設計された（鋼製高さ 10.5m，幅 10.9m）もので，これを図－2(b)のようにはり要素モデルに置換した．図－3 に継手部と接合部の位置を示す．

表－1　土石流設計諸元

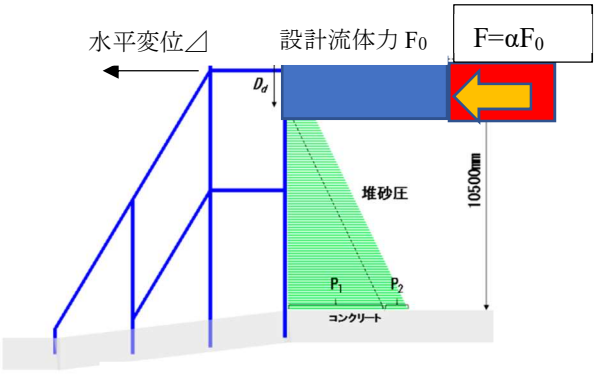
河床勾配　θ	1/5
最大礫径 D_{95} (m)	1.1
土石流ピーク流量(m³/sec)	167.9
土石流流速（m/sec）	7.01
土石流水深 D_d(m)	1.99
土石流流体力 F_0（kN/m）	163.85

(2)　継手部モデル

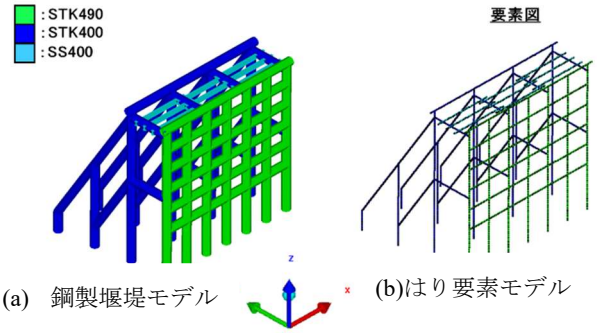
継手はφ800 のフランジにより構成され，計 16 本のボルトにより接合されているが，これを図－4 のように曲げ状態において引張側は 7 本のボルト(中立軸上は含めない)で負担し，圧縮側は継手に接続された鋼管が荷重を受け持つものと仮定した．これらの断面 2 次モーメントと断面積を合成して設定し，はりモデルに置換した．なお，鋼管の破断ひずみは 20%，ボルトの破断ひずみは 14%とした．図-4 のとおり継手を２つのはり要素によりモデル化し，フランジの厚さは 60mm であるが，これをボルトの長さと同じと仮定し，ボルトの破断ひずみ 14%より，破断時の伸びは 8.4mm となる。よって，継手を模擬する 2 要素(長さ約 200mm)に対して設定する破断ひずみは，8.4mm／200mm ＝ 0.042(4%)と設定した。また継手を模擬する 2 要素に対してボルトのヤング率 E=200GPa，ポアソン比 ν =0.3，降伏応力 σ_y=900MPa で，表－2 のような断面特性を用いた．

(3) 接合部モデル

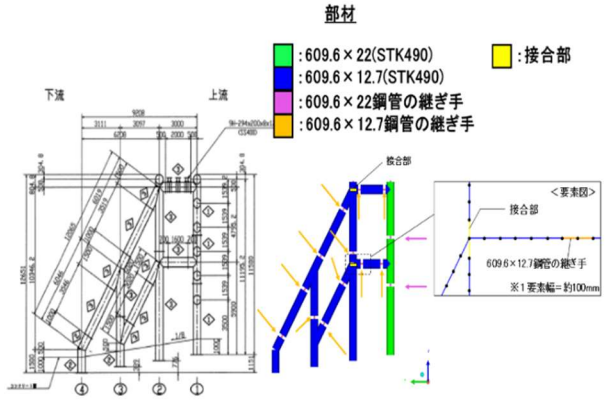
接合部とは，上流側から 2 列目の柱と梁の接合部を指す．堰堤全体では 2 箇所×4 列＝8 箇所あり，この接合部において，土石流の作用による水平鋼管からの押込み力を受けるため，2 列目の柱を修正エリナス式を用いて図－5 のように荷重―へこみ変形関係を求めた．これより応力－ひずみ関係に変換して表－3 のような断面特性を与えた．



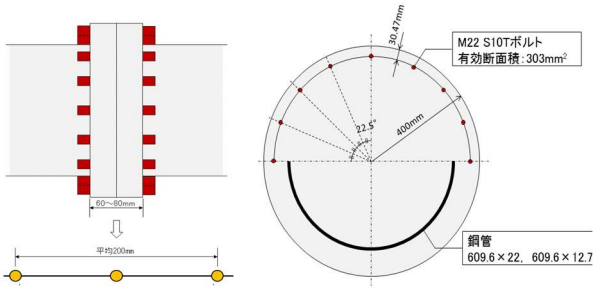
図－1　弾塑性解析の概要



図－2 解析モデル



図－3　継手部および接合部の位置



(a) はり要素モデル　　(b) 継手モデル

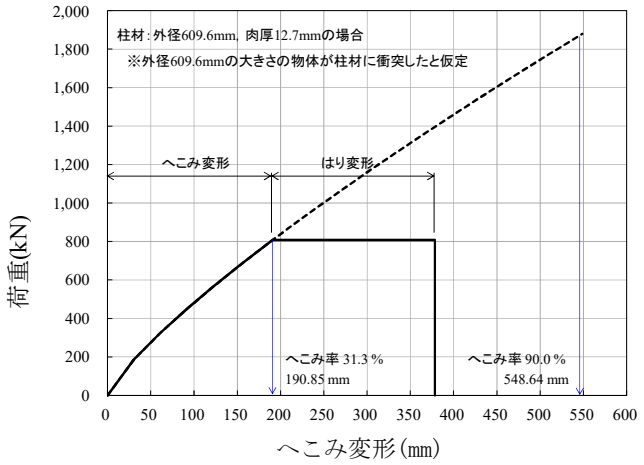
図－4　継手部のモデル化

表-2　継手要素の断面特性(609.6×12.7 鋼管)

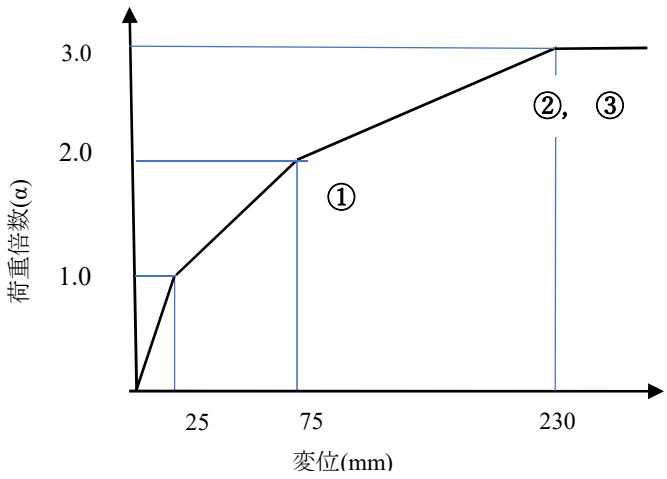
部材	断面二次モーメント 値(mm^4)	609.6×12.7 鋼管に対する比(-)	断面積(mm^4)
609.6×12.7 鋼管(1/2)	5.3056e+8	0.5	1.1908e+4
ボルト	1.6555e+8 (７本計)	0.156	2.424e+3 (８本計)
継手	6.9611e+8	0.656	1.4332e+4

(4)　外力モデル

図－1 のように堆砂圧を考慮したうえで，設計流体力(163.85kN/m)の場合を α＝1.0 として，α を逐次増大させた．



図－5 接合部の荷重―へこみ変形関係



図－6 荷重係数(α)―天端水平変位（◿）関係

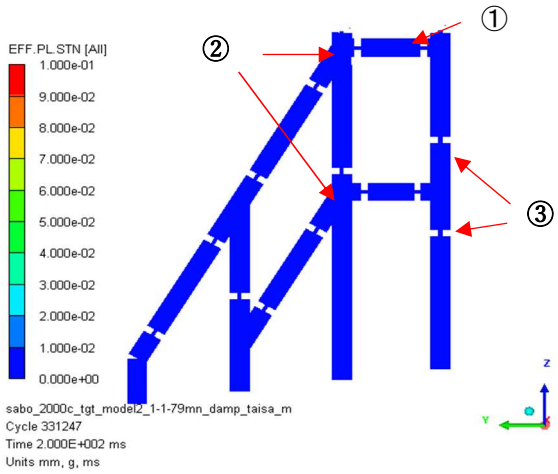
３．計算結果

図－6 は荷重係数(α)－天端水平変位（◿）関係を示したもので，α＝3.0 のとき，つまり設計荷重(F_0=164kN/m)の 3 倍のとき終局強度に達する(単位幅流体力 F=492kN/m，全体流体力 P=5358kN)ことが分かった．

図－7 は終局限界状態を示したもので，図－6，7 中の数字は，①天端水平鋼管の継手の損傷，②2 か所の接合部の損傷，③上流側の 2 か所の継手の損傷の順序を示している．

表-3　接合部の材料・断面特性

項目	値：内容
ヤング率	48.7(MPa)
ポアソン比	0.3
降伏応力	線形弾性体
破断ひずみ	0.2 (20%)
断面	606.6×12.7 鋼管



図－7　終局限界状態(設計荷重 163.85kN/m の 3 倍)
単位幅流体力 F=492kN/m，　全体流体力 P=5358kN

4．結論

本研究は，継手部および接合部の影響を考慮した弾塑性解析法を開発して，鋼製堰堤の破壊プロセスと終局耐力を調べたものである．まだ継手部や接合部のモデル化について問題点が残っているが，さらに検討する予定である．また個別要素法による弾塑性解析[2),3)]も行っており，両者を検討していく予定である．

謝辞：　本研究は，国土交通省河川砂防技術研究開発（砂防技術分野）の助成を受けたもので，関係各位に謝意を表するものである．

参考文献

1)　石川信隆，香月智，片出亮，水山高久：想定外土石流荷重(偏在荷重)を受ける鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査法，平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.266-267, 2011 年 5 月

2)香月智，堀口俊行，石川信隆，水山高久：個別要素法による土石流に対する鋼製透過型砂防堰堤の荷重評価解析，平成 29 年度砂防学会研究発表概要集,R3-14,p.160-161,2017 年 5 月

3)堀口俊行，小松善治，香月智，石川信隆，水山高久：個別要素法を用いた鋼製砂防堰堤が受ける土石流の荷重評価法，平成 30 年度砂防学会研究発表概要集,V-002,pp.55-56,2018 年 5 月

砂防堰堤における CIM の活用事例

いであ株式会社　　○増田 賢人，上葛 健太，木村 啓祐，森 克味

1．はじめに

国土交通省では，建設現場の生産性向上を図る i-Construction の取組において３次元モデルを活用し，社会資本の整備，管理を行う CIM（Construction Information Modeling/Management）を導入し，受発注者双方の業務効率化・高度化を推進している．現状は工事主体で活用されているが，今後は全ての計画・設計において CIM を活用されることから，その活用方法について考える必要がある．砂防分野においては現地条件が厳しく工事において危険を伴うことから，施工時の安全性向上のため，無人化施工等の ICT 技術の活用が望まれており，既に多くの試行がなされている．一方で，砂防施設の設計においては土工や無筋コンクリート構造物が主なため，CIM を活用した計画・設計はあまり進められていないのが現状である．本論文は砂防堰堤設計での CIM（三次元設計）の有効な活用を見出すことを目的に，「設計における精度の高い土工数量の算出」，「地形条件や建設重機の干渉等を考慮した施工計画」，「床掘時における“現場あわせ”の対応」に着目し，３つの事項について有益性及び課題を取り纏める．

2．三次元設計におけるモデル仕様

三次元モデルは『i-Construction における「ICT の全面的な活用（ICT 土工）」の推進について』[1)]，『CIM 導入ガイドライン（素案） 第２編　土工編』[2)] 及び『CIM モデル作成仕様【検討案】＜道路編＞』[3)] に基づき作成した．また，『LandXML1.2 に準じた三次元設計データ交換標準（案）』[4)] 及び『LandXML1.2 に準じた３次元設計データ交換標準の運用ガイドライン（案）』[5)] に示される詳細モデルの交換標準となる「LandXML1.2」に準じてデータ形式への交換・作成を行った．（表-1）

表-1　三次元モデル仕様

項　目	規　格	
	地形モデル仕様	設計モデル仕様
地理座標系	世界測地系(測地成果2011)	
単位系	m表記	
モデル	TIN形式	サーフェス(面データ)
データ形式	点群データ、TINデータ：.txt モデルデータ：.xml	モデルデータ：.bfox ビューアーデータ：.pdf
使用ソフト	GeoForm(32bit、64bit) ※OCF LandXML非対応	V-ROAD(i-Conオプション) V-nas Clair(32bit、64bit) ※OCF LandXML対応ソフトウェア

3．砂防堰堤設計及び工事用・管理用道路設計

3．１　設計における精度の高い土工数量の算出

一般的に土工数量は「平均断面法」により算出しており，砂防堰堤設計では堰堤軸直角方向の横断図を，道路設計では道路線形に対する測点毎の横断図を用いて行っている．三次元モデルにおいてはいずれもメッシュ交点における現況高と計画高の差を計測する「点高法」により土工数量を算出する．

「平均断面法」と「点高法」による土工数量を比較した結果，砂防堰堤設計ではあまり差が無かったが，道路設計では三次元モデルの方が掘削量が 30%程度少なくなった．これは、山間部における道路設計では急峻な地形条件が多く、平均断面を取得する際、掘削や盛土の誤差が大きくなるためである．道路線形の選定では土工バランスが重要な要素であるため三次元設計は非常に有益であるといえる．

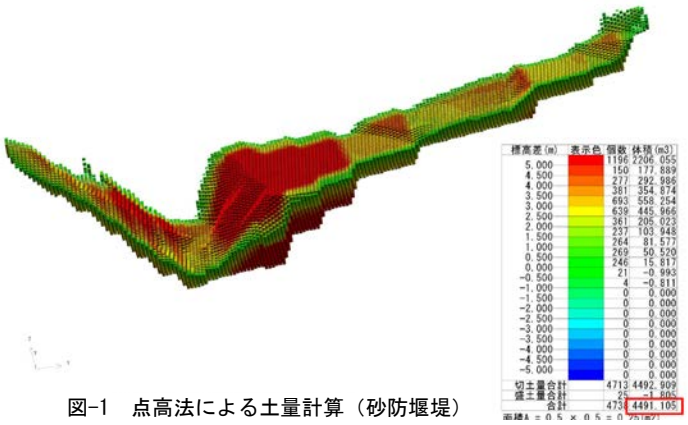


図-1　点高法による土量計算（砂防堰堤）

また，従来の道路線形等の検討方法は二次元の平面図から道路線形を決定し，ペーパーロケーションにより横断図へ展開する必要があり，線形が少しでも変われば横断方向の向きも変わることから，作業量が増大し，時間とコストがかかる．

三次元設計による道路設計は計画諸元を入力すれば平面図，縦断図及び横断図を自動で作図し，土工数量を算出できることから作業量が大幅に削減でき，コスト縮減が可能である．

3．２　地形条件や建設重機の干渉等を考慮した施工計画

急峻で狭窄部に計画される砂防堰堤は施工計画を適切に立案することが重要である．



図-2　三次元 CAD による施工計画

従来は平面図及び断面図等に仮設進入路，仮排水路，施工ヤード及び建設重機等を配置し，掘削影響や施工重機の進入等を考慮して計画を行っているが，空間的な干渉等を確認することができない．一方，三次元設計による施工計画を立案すると，空間的な干渉を視覚的に確認できることから，施工時の課題・問題点等を容易に確認することが可能である．

３．３　床掘時における“現場あわせ”の対応

砂防堰堤の土工は，堰堤軸直角方向の横断図を作成して掘削計画を立案している．その際の床掘形状，すなわち掘削法勾配は地質条件により異なるが，砂礫地盤では１：0.6，岩盤では１：0.3 としている．

実際の施工現場では，この横断図を基に丁張を行って掘削するが，袖部の床掘においては，砂礫地盤で１：0.6 以上の急勾配となる法面や堰堤軸方向及び直角方向ではない法面（ひねり面）が生じるため，“過掘り“等の対応，いわゆる“現場あわせ”となる．三次元設計においては，上記のような今までは工事発注図面には出てこない，法面に対しても，その形状を明確にすることができるため，掘削形状の把握には非常に有益であると考えられる．

一方，施工管理の面からは，急勾配法面やひねり面についても受け取り形状（数量）となり，実際の施工現場においては，施工できない場面も考えられる．

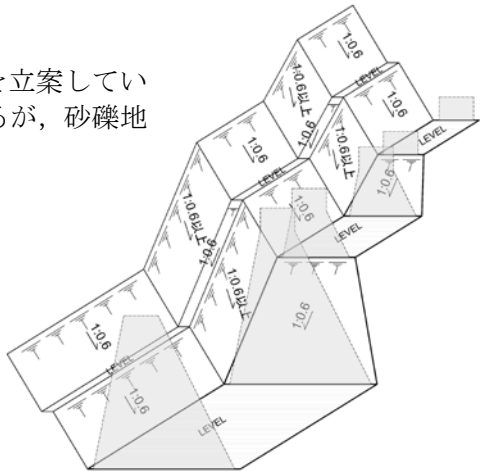


図-3　床掘形状イメージ図


写真-1　床掘施工状況事例①


写真-2　床掘施工状況事例②

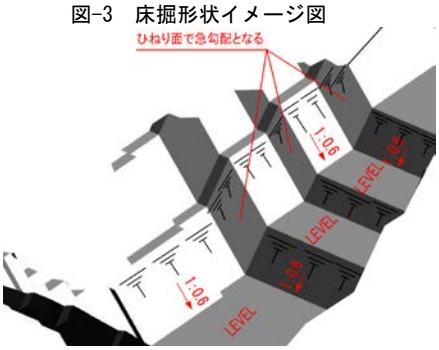


図-4　床掘形状の三次元モデル化

４．ＣＩＭの活用による検証結果

「設計における精度の高い土工数量の算出」，「地形条件や建設重機の干渉等を考慮した施工計画」，「床掘時における“現場あわせ”の対応」に対して有益性及び課題について整理した．

（１）現況地形を考慮した精度の高い土工数量の算出

有益性：複雑な地形条件でも設計段階で土工数量を正確に把握できることで生産性や施工性が向上する．

課題：現状ではモデル作成に時間がかかり，設計時の生産性にやや課題がある．

（２）地形条件や建設重機の干渉等を考慮した施工計画

有益性：設計段階で支障物や建設重機の干渉等を把握できるため，施工性の向上につながる．

課題：施工の段階毎にモデルを作成する必要があるため，生産性において課題がある．

（３）床掘時における“現場あわせ”の対応

有益性：床掘・掘削形状が正確に把握できることにより，施工性の向上につながる．

課題：急勾配法面やひねり面が受け取り形状となることで施工時の安全性に課題がある．

5. 今後の課題・展望

本論文では，砂防堰堤及び管理用道路の詳細設計において三次元設計を用いた設計を行い，「設計における精度の高い土工数量の算出」，「施工時における地形条件や建設重機の干渉等を考慮した施工計画の立案」，「床掘工事の“現場あわせ“の対応」の３つの事項について検証を行い，有益性及び課題を取り纏めた．特に床掘に関しては，実際の施工現場で，これまで”現場あわせ”で行っていた施工をどのように設計し，施工に反映させるか，また，検査時の施工管理基準をどのように定めるか等，議論していくことも必要であると考える．調査・測量，設計，施工（無人化施工），検査，維持管理のすべての過程で生産性，安全性，施工性，品質の向上に向け，砂防 ICT の実現に尽力したいと考える．

【参考文献】

1)『i-Construction における「ICT の全面的な活用（ICT 土工）」の推進について』，平成 28 年 3 月 30 日　国官技第 402 号

2)『CIM 導入ガイドライン（素案）　第 2 編　土工編』，平成 28 年 10 月　国土交通省　大臣官房技術調査課

3)『CIM モデル作成仕様【検討案】＜道路編＞』，平成 28 年 4 月　国土交通省国土技術政策総合研究所

4)『LandXML1.2 に準じた 3 次元設計データ交換標準（案）』平成 28 年 3 月　国土技術政策総合研究所（国総研資料 第 905 号）

5)『LandXML1.2 に準じた 3 次元設計データ交換標準の運用ガイドライン（案）』平成 28 年 10 月　国土交通省　大臣官房技術調査課

個別要素法を用いた鋼製透過型砂防堰堤に作用する荷重評価手法

防衛大学校　○嶋川理　小松善治　堀口俊行　香月智　別府万寿博

1．諸　言

近年，我が国では，局所的・短期間に強い雨が降る傾向にあり，土砂災害が頻発している．中でも土石流は，数 m にも及ぶ巨礫が一気に流れ込み，広範な地域に甚大な被害をもたらしている．土石流の対策工としては，河川に土石流を捕捉する砂防堰堤を設け，せき止めることが一般的である．その中でも，鋼製透過型砂防堰堤は，河川をせき止めずに水や砂を流し，災害発生時は先頭部に集中する巨礫が堰堤の透過部を閉塞することで後続の土砂を捕捉できる機能を持っている．

著者ら [1]は，砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝突荷重を与える影響を実験的に検討している．ただし，その荷重発生のメカニズムについて解析的に検証されていない．

そこで本研究では，個別要素法を用いて直線水路実験の再現解析を行い，透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝突荷重を低減するメカニズムを解析的に検証するものである．

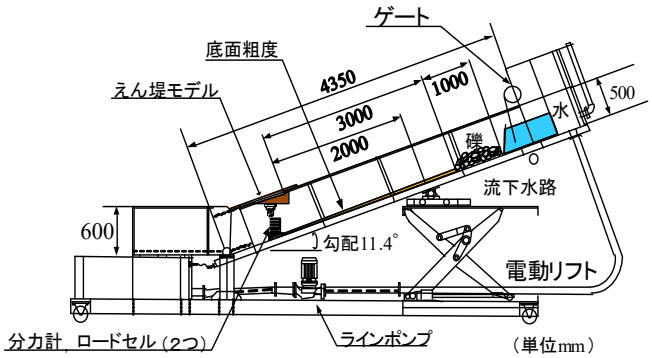


図-1　実験水路

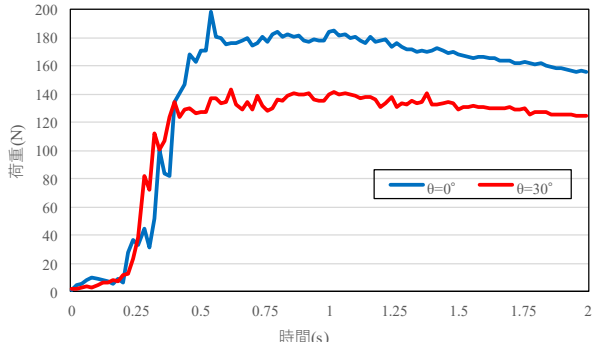


図-2 実験における荷重～時間関係

2．実験の概要

著者らは，**図-1** に示す可変勾配型直線水路に前面傾斜角が 0～30 °までの堰堤モデル 4 種類に対して，土石流を衝突させて衝撃荷重との関係を調べた．その実験ケースにおいて，前面傾斜角 θ = 0 °と 30 °の結果を**図-2** に示す．前面傾斜角 30 °の最大衝撃荷重は前面傾斜角 0 °の場合に比べ，約 30 %ほど低減していることが判る．これは，実験結果の映像分析によって，前面傾斜角が 0 °の場合では，段波形状のままに衝突しているのに対して，30 °の場合では，礫の塊がわずかな時間差を生じて，個々で衝突していることから段波形状が斜めに衝突している．このことから，衝撃荷重が急激に上昇することなく，やや緩やかに衝撃が発生することで，瞬間的に最大荷重が小さくなっていると考えられた．

3．解析手法

個別要素法は，まず各要素が接触状態にあるかを判定し，接触したならば，要素間に仮想の接触ばねを与え，要素同士の重なり量から接触力を算定し，時々刻々，要素の運動方程式を解くことにより，要素の変位を求め，その要素の運動を追跡する手法である．解析モデルは，**図-3** に示すように礫材として球形要素，堰堤モデルとして円柱形要素を複数組み合わせて使用する．流水は，計算負担を軽減するため，水路中の要素に水深と流速を直接与える流速分布モデル [2]を使用した．また，堰堤の礫捕捉量によって堰堤前面の水深が増え，流速が変化するように設定した．

表-1 に，解析パラメータを示す．流速および球形要素の粒径分布は実験と同様とした．なお，土石流の配置の前段階として，礫を落下法によって実験と同様の条件下にし，流速分布モデルで再現し，流体力を与えることで土石流モデルとして流下させた．そして，衝突直前で解析を中断して，これを初期配置とする．この初期配置を**図-4** に示す．このようにすることで，堰堤形状以外の土石流荷重の条件を均一にすることができる．

4．解析結果

図-5 に，荷重～時間関係を示す．堰堤の角度にかかわらず 0.6 s まで荷重は大きくなり，その後若干低下し，0.8s 以降はほぼ一定となる．これは実験結果とほぼ一致した

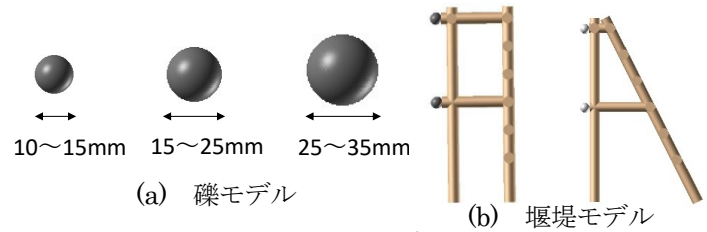


図-3 解析モデル



図-4 初期配置

表-1　解析初期値

項　目		値
流水モデル	流速(m/s)	2.0
	水深 (m)	0.15
	抗力係数	0.49
堰堤モデル	円柱要素	26
	球形要素	8
水　路	傾斜角(°)	11.3
	水路長 (m)	4.35
	水路幅 (m)	0.3
礫モデル	球形要素(10～15 mm)	2552
	球形要素(15～25mm)	467
	球形要素(25～35mm)	81
ばね係数	法線方向(N/m)	1.0×10^{6}
	接線方向(N/m)	3.5×10^{5}
	摩擦係数	0.404

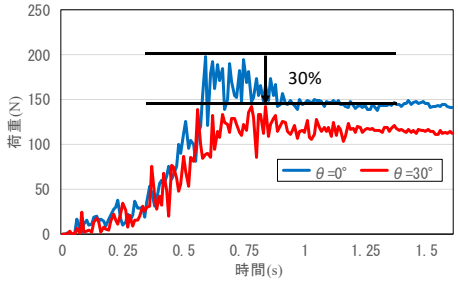


図-5　荷重～時間関係(解析)

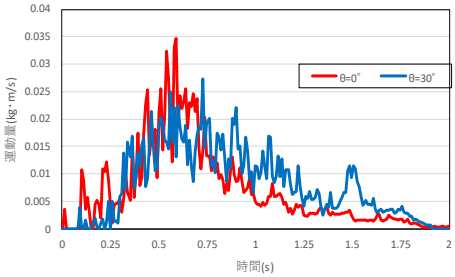


図-6　衝突総運動量～時間関係

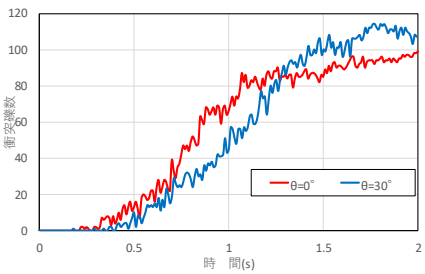


図-7　衝突礫数～時間関係

傾向にある．また，前面傾斜角を与えると直立堰堤の最大荷重は約 30 %低減されることがわかる．この前面傾斜角による礫の減速効果の生起メカニズムを分析するため，**図-6** に堰堤への衝突礫の運動量～時間関係を示す．ここで衝突礫の運動量とは，時々刻々の堰堤に衝突した礫が有する運動量の総和である．衝突した礫の運動量のピークは $\theta=30°$のものが，約 30 %小さく，そのピーク発生時間がやや遅れ気味であることがわかる．つまり，衝突運動量の総和が影響している．総和には，個数の影響と衝突速度の影響が考えられる．そこで**図-7** に示すように，2 つの解析における堰堤への衝突個数～時間関係を比較する．$\theta=30°$の場合，荷重発生のピーク時，堰堤に衝突した礫の数が $\theta=0°$に比べて 35 %ほど少なく，このため明らかに衝突個数の影響が大きいことがわかる．このことより，前面傾斜角が大きいと，先頭の停止した礫を乗り越えて堰堤に衝突するため単位時間に衝突する礫数が少なくなっており，総運動量が小さくなっていることがわかる．一方，運動量のピークを過ぎた後，$t=0.75$ s から $\theta=30°$の方が $\theta=0°$に比べて大きくなっており，ピーク後にも礫の後続が先頭を超越し堰堤前面に衝突していることと，礫の減速が緩やかで，礫の運動量がすぐに荷重に変換されず，荷重が低減されていることを示している．このことから，衝突に影響を与える力がこの時間的な遅れによって堰堤が受ける荷重が低減していると考えられる．

5．結　言

本研究は，個別要素法を用いた実験の再現解析により，堰堤の前面傾斜角が荷重に与える影響について検討したものである．その結果，次の知見が得られた．

①堰堤に衝突した先頭部の礫が後続の超越を阻害することで，礫が集合体として固まって衝突することを防ぐ．

②それに伴い最大衝突荷重および最大衝突運動量のピーク発生に時間的な遅れが生じる．

参考文献

1) 小松善治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.64A,　pp.779-788,　2018.3

2) 堀口俊行，香月智：個別要素法による鋼製透過型砂防堰堤に対する巨礫衝突荷重解析, 砂防学会誌, Vol.70, No.3 pp51−57，2017.5.

土石流流体力の作用位置の違いが鋼製透過型砂防堰堤に与える影響に関する一考察

砂防鋼構造物研究会　○築城彰良
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋丈示
防衛大学校　堀口俊行

1. はじめに

鋼製透過型砂防堰堤（以下，鋼製堰堤）の透過部の構造検討において，「土石流・流木対策設計技術指針　解説」では設計外力として自重，土石流流体力，堆砂圧，温度応力を見込むこととしている[1)]．また，土石流流体力は短期荷重であることから，これまでの実績を考慮して許容応力度を 1.5 倍増しとすることと記載されており，温度荷重においては 1.15 倍増しとして検討する．

一方，「鋼製砂防構造物設計便覧」においては，構造計算に用いる荷重の組み合わせについて解説がなされている[2)]．それによると，土石流時の計算においては安定計算の方法に倣い，土石流の流体力を鋼製堰堤の天端付近に作用するものと想定するとともに，未満砂の状態において土石流を受ける場合も想定して計算する方が望ましいとされている．これは，堆砂圧も考慮すれば満砂時の外力が最も大きいケースとなるが，実際は未満砂の状態にて土石流が発生する場合もあるためである．

実際に土石流（或いは土砂流）が発生した現場においては，必ずしも満砂状態にはなっておらず，鋼製高の半分程度の高さで土砂が止まっていることも屡々見受けられ，鋼製高さが高い鋼製堰堤においてはこのような状態になる可能性が高い．除石を実施することで未満砂の状態で待ち受けることになるが，除石をする前に再度土石流が発生する可能性もある．本報告では，土石流流体力の作用位置の違いが鋼製堰堤に与える影響について調べ，その報告をするものである．

2. 検討概要

2. 1　外力の概要

土石流諸元は，外力条件が厳しい現場[1)]を想定した値とした（**表-1**）．最大礫径は直接土石流流体力には関わらないが，柱の間隔（負担幅）を設定するうえでの想定値である．土石流流体力の載荷ケースは，通常の満砂時と未満砂時の間に更に 3 段階の堆砂状態を加えて，計 5 ケースとした（**図-1**）．

表-1　土石流諸元（想定値）

現渓床勾配	θ	1/5.0
流出土砂量	V_{dqp}	11550 m^3
流れ幅	B_{da}	10.0 m
最大礫径	d_{95}	1.5 m
土石流ピーク流量	Q_{sp}	203.82 m^3/s
土石流流速	U	8.16 m/s
土石流水深	h	2.50 m
土石流流体力	F	278.98 kN/m

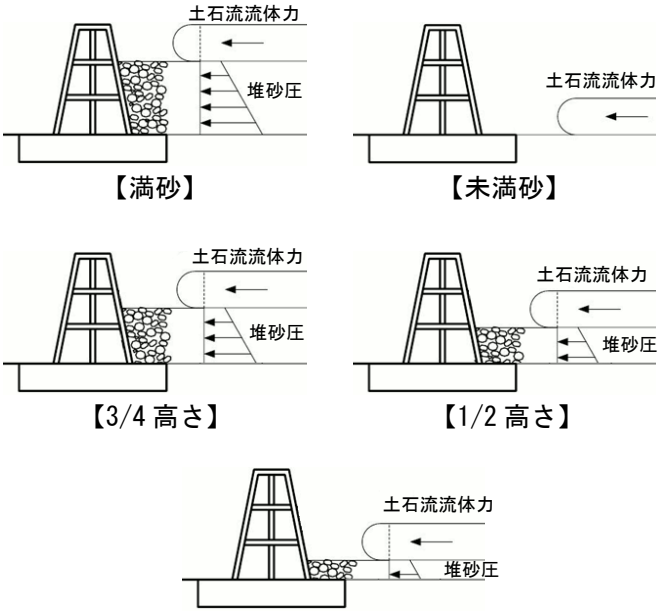


図-1　土石流流体力の載荷ケース

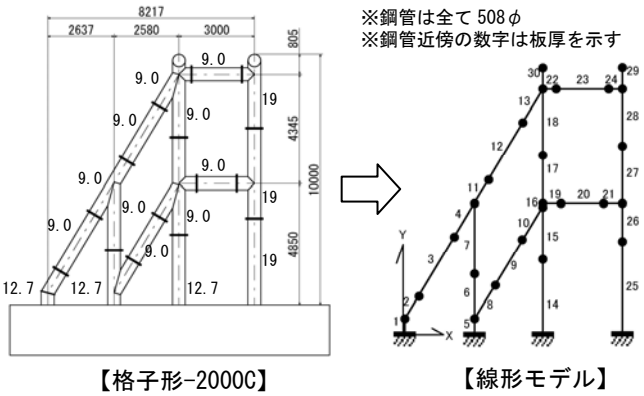


図-2　解析モデル

2. 2　検討モデル

本検討モデルは格子形-2000C とした（**図-2**）．鋼製高は比較的高い 10 m とした．計算はこれを線形モデルに置き換えて弾性解析を実施し，応力度の変化を見た．

3　検討結果

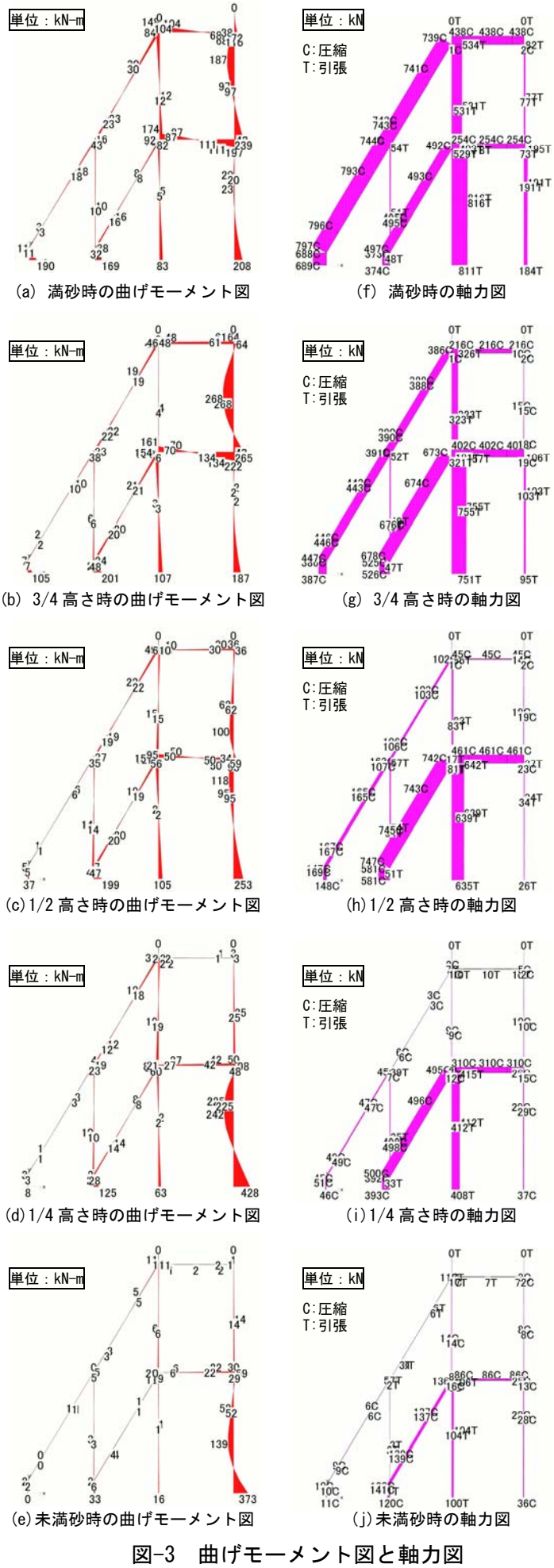
土石流量体力の 3 ケースの追加は，通常の計算によって設定した板厚を変えるほどの変化をもたらさなかったが，土石流が満砂から未満砂の高さまでに下がるにつれて，応力度の分布が変化している．その様子を**図-3** に示す．通常のケースでは，満砂時の土石流流体力の力が上部梁から斜材を通じて基礎に伝わるが，土石流流体力が下がるにつれて，中間の梁や斜材の軸力が増す．また，曲げモーメントの最大値の変化が，土石流体力の作用位置に伴い変化している．局所的にとらえると，作用位置周辺において，大きく曲げモーメントが生じていることが判る．また，全体的な構造安定性の概念から捉えると，本報告の設定条件においては，設計基準における荷重設定が最も荷重作用として厳しく評価していることが判る．一方で，中間付近における土石流流体力の作用位置の影響で，衝突面における軸力は大きくないが，後方の部材においては大きく軸力が生じていることから，作用位置の影響によって，後段部分に大きく荷重が作用していることが示唆される．

4　まとめ

今回のケースにおいては，板厚が変わるほどの変化はみられなかった．これは，鋼製堰堤の鋼管断面は土石流流体力だけで決定するのではなく，満砂状態の堆砂土圧の影響も大きく関わっているからである．一方で，土石流流体力の高さが変わるにつれて応力分布は変化し，ある程度の影響があることがわかった．部材の（特に柱長）が長くなると，土石流流体力の作用位置の影響は大きくなると推測されるが，鋼製高さが高くなると堆砂土圧による影響も大きくなるため，土石流流体力の影響が薄れ，結果的に高さの違いによる影響も小さくなることも推測され，鋼製高さの違いも課題として考えられる．また，本報告においては，格子形-2000C をモデルに検討を実施したが，型式の違いによる特徴はあるものと推測される．今後の課題として，ハイダムにおける検討と，他の形式による違いについて検討する予定である．

参考文献

1. 国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針　解説，国総研資料，第 905 号，平成 28 年 4 月，2016.4
2. 鋼製砂防鋼構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年度版，2009



(a) 満砂時の曲げモーメント図　(f) 満砂時の軸力図
(b) 3/4 高さ時の曲げモーメント図　(g) 3/4 高さ時の軸力図
(c) 1/2 高さ時の曲げモーメント図　(h) 1/2 高さ時の軸力図
(d) 1/4 高さ時の曲げモーメント図　(i) 1/4 高さ時の軸力図
(e) 未満砂時の曲げモーメント図　(j) 未満砂時の軸力図

図-3　曲げモーメント図と軸力図

土砂災害対策の人的被害軽減効果の評価手法の検討

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○千葉幹、綱川浩章

1. はじめに

土砂災害防止対策は、砂防三法や土砂災害防止法などの法制度に基づき、住民・市町村・都道府県・国がそれぞれの役割を果たしながら実施されてきた。近年、豪雨規模の拡大等に基づき土砂災害発生件数が拡大するなかであっても、犠牲者数は減少していることが指摘されており（篠原ら[1]など）、災害の経験を重ねながら改善されてきた対策が効果を発揮していることと推測できる。

一方、急激に進む人口減少の下、これまでに実施されてきた対策のままでは対応が難しくなる可能性、例えば、警戒避難において自助・共助が困難となる地域が増加することや、行政職員数の減少なども予想される。今後、より効果的な対策を計画する上では、多くの関係機関等が行う各対策の組合せや優先度など考慮することが望ましい。また今後、地区防災計画の作成などを通じ、住民と行政各機関がともに対策を考えるため、様々な主体が行う対策の効果を、今後の計画見通しも含め、分かりやすく示す必要性が高まる。

しかしながら現状において、各箇所で実施されている対策をまとめて取り扱うことのできる効果評価手法はなく、この結果、各対策を連携させて行うことや、箇所ごとの相対的な評価が難しい。

このため本研究では、土砂災害対策の人的被害の軽減効果を評価する手法開発のための取り組みの一つとして、関連する既往研究成果を整理し、H30.7 豪雨災害を例に、検討した手法の適用を試みた。

2. 効果評価手法の検討

2.1 土砂災害防災対策の効果に関する既往研究事例

土砂災害対策の効果のうち、ハード対策については、砂防事業の効果として、幅広い効果が示されている。「土石流対策事業の費用便益分析マニュアル」（国土交通省、H24）を見ても、直接・間接的な被害抑止効果の他、被災可能性に対する不安の軽減に係る効果等が挙げられており、後者を定量化する試みも平松ら[2]などによりなされている。

またソフト対策については、災害発生した地域においてアンケートやヒアリングを通じソフト対策の実施状況や避難行動等を把握することで、避難に影響した要素を検討した研究事例が多く見られる（例えば、菊井ら[3]など）。また個々の住民の警戒避難行動に関する要素を入れ込みモデル化する手法が木下ら[4]により検討されているほか、警戒避難に関する実態把握のためのデータ解析も進んでいる（岡本ら[5]）。さらに井良沢ら[6]による住宅移転事業の現状調査や土砂災害防止法に区域指定の効果として地価等に注目した岸下[7]による研究など、発災前に実施される対策を調査した例もあるが、警戒避難と比較すると少ない。

これらから、土砂災害対策の効果評価に関し、土砂災害対策の効果を人的被害の軽減と限定したとしても、土砂災害対策が様々な効果を持つ以上、その影響を受ける人的被害の軽減に影響する各種要因を検討する必要があるといえる。また牛山[8]によれば、土砂による犠牲者の遭難場所は屋内が多いが、一定数屋外で遭難する場合もある。このため、対策に期待する効果が現実的に可能か、災害事例に基づき再確認する必要もあると考えられる。

2.2 効果評価手法の検討

土砂災害防止対策の効果は様々であり、2.1 章で示したとおり、人的被害の軽減に限った場合であっても、その効果に影響を及ぼす要素は多い。ここではまず、人的被害の軽減以外の効果等による影響がないと想定して検討した。

また取り上げる土砂災害防止対策として、危険な区域自体を無くす効果、危険な区域に住む住民を無くす効果、危険な区域から逃げる効果を発揮する代表的な対策として、それぞれ以下の①～③を想定し、人的被害を軽減する割合との関係を整理した。

① ハード対策
② 土砂災害警戒区域等の指定（指定されることで、建築構造の規制や開発抑制などが実施されたと想定）
③ 土砂災害防止法で想定する警戒避難対策
　③-1 ハザードマップの配布
　③-2 災害前の土砂災害警戒情報の発表（土砂災害警戒情報が、土砂災害のおそれがあるタイミングであるという認識に繋がると想定）

上記の①～③について、平成 30 年 7 月豪雨における土砂災害時の状況を公表資料から推定した。以下において、(*)で示す記述は、国土交通省[9]による「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」資料による。

人的被害を軽減する割合（human damage mitigation rate、以下 H と置く）は、以下の式を用いて数値化を試みた。

$$H = H1 + H2 + H3 = \alpha 1 \cdot X1 + \alpha 2 \cdot X2 + \alpha 3 \cdot X3$$

H1～H3:①～③それぞれによる人的被害の軽減率
$\alpha 1 \sim \alpha 2$:①～③の各対策の実施率
X1～X2:①～③の各対策が期待した効果を得られた割合

各数値は、①～③ごとに以下のとおり考えた。

① ハード対策

- 土石流により人的被害が発生した渓流の数は、特に被害の多かった広島県と愛媛県で計 33 渓流であり、そのうち砂防設備があった渓流は 3 か所。(*)
- ハード対策が実施されていた場合、その箇所につい

て、被害軽減率を 100%と考えた。

以上より、H1＝α1・X1＝(3/33)×1.00＝0.09

② 土砂災害警戒区域等の指定

- 土砂災害警戒区域は、全国約 66 万区域(推計)のうち、およそ 9 割に相当する約 57 万 5 千区域の基礎調査が完了、指定は 8 割。(*)
- 川崎ら[10]によれば、47 都道府県のうち、土砂災害特別警戒区域における既存不適格住宅の移転実績があったのは 30%となっており、移転実績は、平成 27 年 9 月末時点で土砂災害特別警戒区域 247,820 箇所存在する状況下、76 戸であり、0.03%となっている。土砂災害特別警戒区域においては、既存不適格住宅の移転のほか、特定開発行為の抑制や建築構造の規制など様々な対策が実施されているが、ここでは指定による効果を 0.03%と仮定した。

以上より、H2＝α2・X2＝0.8×0.0003＝0.00024

③ 土砂災害防止法で想定する警戒避難対策

土砂災害のおそれがある土地がどこか知っており避難のタイミングが分かる場合、全ての住民が避難行動をとると仮定した。

③-1 ハザードマップの配布

- アンケート回答者(N=72)の 54.2%がハザードマップを持っていたと回答。(*)
- そのうち、土砂災害警戒区域内に含まれているか知っていると回答したのは、14 人(39 人中)。(*)

③-2 災害前の土砂災害警戒情報の発表

- 平成 30 年 7 月豪雨で、人的被害(死者)が発生した 53 箇所全てで土砂災害警戒情報が発表された。(*)
- 土砂災害警戒情報はテレビなど、様々な手段で周知されており、概ねすべての人が避難のタイミングを知っていたと考えられる。なお避難勧告等の発令を認識した人は、92%(*)であったことから、ここでは仮に同程度が土砂災害警戒情報を認識していたとする。

以上より、

H3＝a1・x1×a2・x2＝0.54×0.36×1.00×0.92＝0.18

a1～a2:③-1、2 の各対策の実施率

x1～x2:③-1、2 の各対策が期待した効果を得られた率

①～③の結果から、H＝0.09＋0.00024＋0.18＝0.27 となり、対策により人的被害を軽減した効果は 27%となる。

2.2 実際の被害状況との比較

土砂災害警戒区域等の指定又は基礎調査が完了し土石流により死者が出た箇所(25 箇所)において、区域内の 1462 戸のうち、全壊戸数 108 戸とされている(*)。この場合、土砂災害警戒区域内の約 7%(108 戸／1462 戸)が、警戒避難が必要であったとした。またこれらの箇所について、1 箇所あたりの区域内戸数は 58 戸となる。

人的被害(死者)が発生した 53 箇所では、119 名が亡くなったとされている(*)。先ほどの 1 箇所あたり区域内戸数を適用すると、区域内戸数は 3074 戸(53 箇所×58 戸)と推定され、また 1 戸あたりの居住人員は、土砂災害発生数が最も多かった広島県における人口等基本集計結果(広島県[11])から、1 世帯あたり 2 名で構成されているとすると、6148 名が区域内に居住していたこととなる。またこのうち全壊家屋は前出した値から 7%とすると、454 名が人的被害(死者)の可能性があったと推定することができる。実際には 119 名が亡くなったため、被害軽減率は 74%となる。

以上から、今回想定した人的被害軽減率 H＝27%の 2.7 倍となる 74%の方が助かっていたことが分かった。

3. 考察

今回検討した土砂災害対策、及びその推定した人的被害軽減率からは、土砂災害防止対策の人的被害低減効果を過小に表現することが分かった。これは、今回対象とする対策が実際よりも限定されていることや、その効果の推定精度が低いこと、また 2.1 章で影響する要素を考慮していないことが理由だと考えられる。また想定される被害についても、土砂災害警戒区域内の戸数は箇所ごとに異なる上、全壊家屋の割合も土石流氾濫区域内の全壊戸数が 37%という水山ら[12]による災害調査例もあり、地域や土砂災害の規模によって大きく異なる。被害の軽減度を考える際は、こうした点にも留意していく必要がある。今後、事例の収集や比較を進め、より適切に土砂災害対策の効果を表現できる手法を検討したいと考える。

参考文献:

1)篠原慶規・小松光:近年の土砂災害による死者・行方不明者数の経年変動、砂防学会誌、Vol.68、No.5、p.3-9、2016

2)平松晋也・水山高久・山下勝・伊藤力生:砂防事業の進捗によりもたらされる自然環境保全効果の評価、砂防学会誌、Vol.53、No.3、p.20-29、2000

3)菊井稔宏・佐野寿聰:土砂災害における住民等の意識と警戒避難対応について、砂防学会誌、Vol.60、No.6、p.48-51、2008

4)木下猛・秋山玲子・清水孝一・小山内信智:土砂災害発生時における避難行動に関する簡易心理モデルの構築-長野県内の 3 つの市町を事例として-、砂防学会誌、Vol.62、No.4、p.11-21、2009

5)岡本敦・冨田陽子・水野正樹・林真一郎・西本晴男・石井靖雄・千葉真一:土砂災害警戒避難に関するデータ解析共同研究、国土技術政策総合研究所資料、第682号、2012

6)井良沢道也・目黒渚:がけ崩れ危険住宅移転促進事業に関する現状と課題、砂防学会誌、Vol.64、No.4、p.25-32、2011

7)岸下優樹:土砂災害リスクに関する情報の非対称性の軽減に向けて、政策研究大学院大学まちづくりプログラム、2019

8)牛山素行:2004～2014 年の豪雨災害による人的被害の原因分析、東北地域災害科学研究、No.51 、p.1-6、2015

9)国土交通省:実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会 、 http://www.mlit.go.jp/river/sabo/committee_jikkousei.html 、参照 2019-03-27、2018

10)川崎優介・水山高久・森地茂・武田文男・安藤尚一:土砂災害特別警戒区域における既存不適格住宅移転の課題、砂防学会誌、Vol.69、No.6、p.33-41、2017

11)広島県:統計情報(国勢調査)平成 27 年(人口・世帯<概要>)、https://www.pref.hiroshima.lg.jp/site/toukei/kokuseityosa.html#h27 、参照 2019-03-27、2015

12)水山高久・石川芳治:土石流による家屋の被災度、新砂防、Vol.42、No.1、p22-25、1989

地すべり斜面における AI を活用した管理基準値設定手法に関する検討

西日本技術開発株式会社　○大石博之・小林央宜
九州電力株式会社宮崎支社技術部　村上和磨
山口大学　古川浩平

１．はじめに

各種の挙動観測機器を用いた斜面管理は、有効なソフト対策のひとつといえる。個々の斜面から得られる挙動データは、対象斜面の災害発生危険度を直接的に表すものであり、人々が警戒・避難行動を起こすための重要なトリガーになり得るものと考えられる。

一方、挙動計測によるソフト対策の実施の上で課題となるのは、管理基準値の設定方法である。これまでは既往文献等[1)]を参考に基準値を設定していた例がほとんどであった。しかしながら、全国に数多く存在する斜面災害の危険箇所は、その規模や形状・地質構造など千差万別であり、一般的な管理基準値での評価には課題があるものと考えられる。そこで、本研究においては計測機器により取得された斜面挙動データを学習分析することにより、精度よく対象斜面の評価が行える管理基準値の設定に取り組んだ。ここでは水力発電用のダム貯水池に隣接した地すべり斜面での計測結果を例にとり、データ学習から作成した非線形の管理基準値の有効性の検証結果について報告する。

２．計測データを対象とした学習分析と管理基準値の設定

２．１ 対象斜面の概要

検討対象とした斜面は、水力発電用のダム貯水池に隣接した地すべり斜面で、伸縮計、傾斜計、地下水計、雨量計を設置し、1993 年から現在にわたって挙動監視が実施されている地点である（図-1 参照）。当該斜面は、2002 年 7 月 5 日に部分的な崩壊が発生した記録がある。本研究では、それ以前の 1998 年～2001 年の計測データを学習することで管理基準値を設定し、2002 年 7 月の崩壊を予測できるかの検証を実施した。なお、従来の管理基準値としては、伸縮計の日変位量の 1 指標のみを用いて、20㎜/day を『一時警戒』、50㎜/day を『厳重警戒』として管理していた。

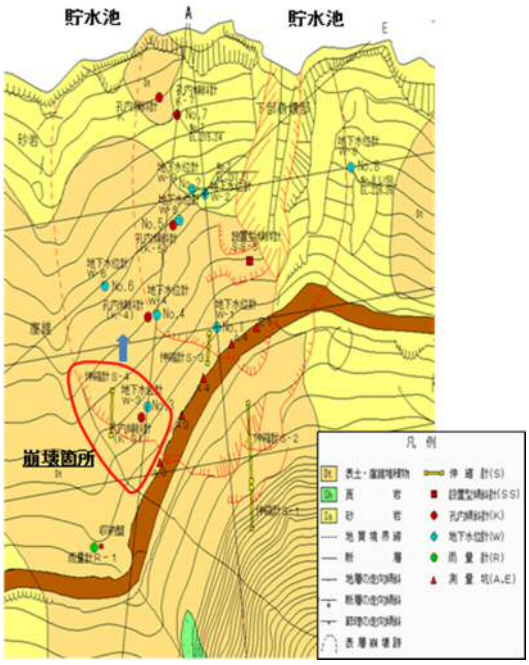


図-1　検討対象斜面平面図

２．２ 管理基準値の設定

ここでは、土砂災害警戒情報の発表基準の設定手法として広く用いられている RBF ネットワーク(Radial Basis Function Network：以下、RBFN)を用いた土砂災害発生危険基準線(Critical Line：以下、CL)の設定手法[2)]を適用することとした。RBFN を用いた CL の設定では、短期指標と長期指標の 2 指標のデータに基づく応答曲面を設定し、当該応答曲面上で RBFN 出力値が同値となる点を結んだ線を CL とするものである。

本検討では、当該斜面に設置された伸縮計の計測データ（1998 年～2001 年の 4 年間）を対象とし、長期指標には、従来の管理基準値に用いられている日変位量(㎜/day)、短期指標には、リアルタイムで計測している時間変位量(㎜/hr)を用いることとした。

図-2 に RBFN を用いた CL の設定結果を、表-１に出力値毎の的中率の一覧を示す。

どの出力値においても、非発生データの的中率は、99%以上の高い精度を確保していることが確認できる。また、CL を超過（＝空振り）する頻度を確認すると、年 0.5 日～年 11 回となっている。警戒避難の基準としては、確実に発生を的中させることができると同時に、空振りの頻度をできるだけ抑えることが重要である。そのため、空振りの頻度が急激に上昇する手前の出力値 0.8 を管理基準値として設定した。

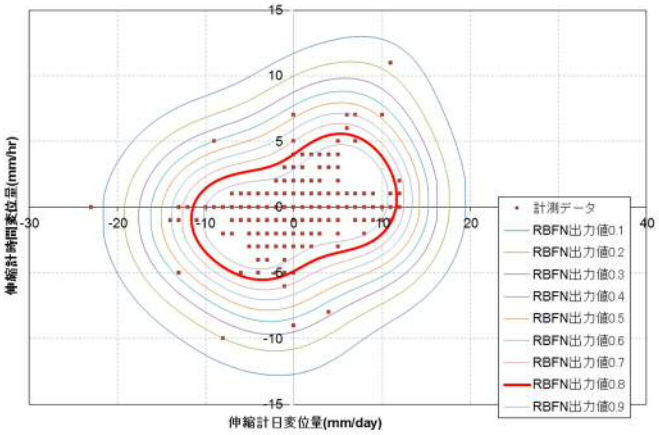


図-2　管理基準値の設定結果

表-1　出力値毎の的中率

出力値	計測データ数(①)	非発生的中数(②)	非発生的中率(②/①)	空振り数(①-②)	空振り日数(※)	空振り頻度(日/年)
0.1	34,295	34,290	99.985%	5	2	0.50
0.2	34,295	34,287	99.977%	8	5	1.25
0.3	34,295	34,287	99.977%	8	5	1.25
0.4	34,295	34,285	99.971%	10	7	1.75
0.5	34,295	34,281	99.959%	14	10	2.50
0.6	34,295	34,279	99.953%	16	12	3.00
0.7	34,295	34,275	99.942%	20	14	3.50
0.8	34,295	34,261	99.901%	34	23	5.75
0.9	34,295	34,219	99.778%	76	44	11.00

(※)空振り日数：同日に2度以上CLを超過しているものがあるため、日数で整理

３．管理基準値の有効性検証

設定した管理基準値に対して、2002 年 7 月の部分的な崩壊の発生を事前に予測できたかの検証を実施した。(図-3)

実際に当該箇所で使用されている従来の管理基準値（日変位量 20mm/day）では、崩壊発生まで基準値を超過することはなく、監視体制の強化を図る十分な時間を確保できず、警戒避難の基準としては不十分であったことが分かる。

一方で RBFN を用いた管理基準値では、時間変位量と日変位量を組み合わせることで、6 月 29 日 19 時（崩壊発生 6 日前）に一度、管理基準値を超過している。この時点で、警戒レベルを引き上げることができていれば、現地の状況確認やその結果を踏まえた警戒避難体制の整備、さらには関係各所への連絡等の十分な対応をとることが可能であったと考えられ、管理基準値としても有効であることが確認できた。

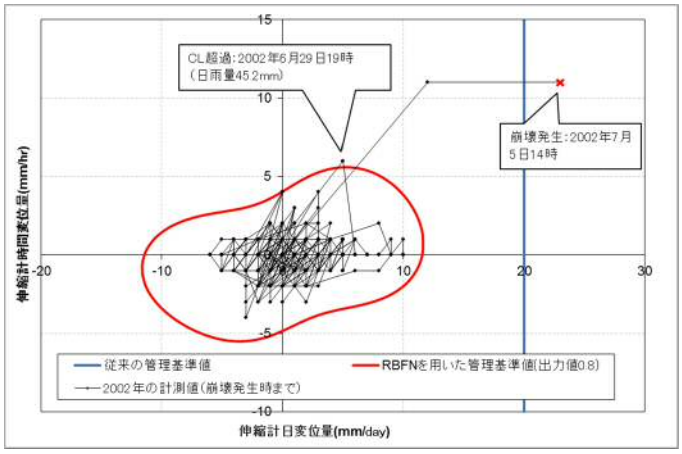


図-3　崩壊発生時の検証結果

４．おわりに

本報告では、伸縮計のデータを例にとったが、この手法の対象はあらゆる挙動計測器に応用できる可能性があると考えられる。また、誘因である雨についての CL と組み合わせることで、個別斜面に対して精度の高い防災情報を発信できるシステムを構築できる可能性がある。

参考文献

１）地すべり観測便覧　社団法人　斜面防災対策技術協会発行　平成 24 年 10 月

２）国土交通省河川部砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法(案)
平成 17 年 6 月

のり面工事における施工管理への３次元モデルの活用

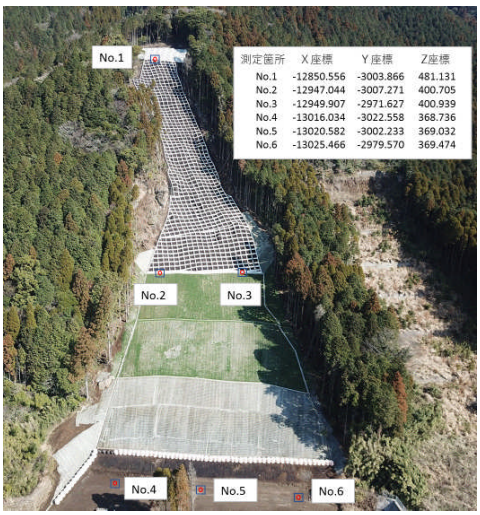
日特建設株式会社　○藤田哲、宇次原雅之

1.　はじめに

近年、UAVの小型化、高性能化により、空撮連続写真を用いたSfM技術による3次元モデルの作成・活用が進んでいる。砂防工事においても、調査・点検、工事への利活用が推進されているが、のり面工事の施工管理においてもレーザースキャナやUAVによる施工管理への3次元モデルの活用が進められている。筆者らは、UAVを用いてのり面構造物の撮影を行い、得られた3次元モデルの施工管理への適用性の確認を進めてきた[1]してきた。本報告では、のり枠工を対象として行ったUAVの撮影条件（距離、方向）の違いによる3次元モデル上での寸法精度の検討結果について報告する。UAV搭載レーザースキャナにより得られた3次元点群データとの比較検証も併せて報告する。

２．適用試験の概要および実施方法

対象のり面は、豪雨により崩壊が発生した高さ110m、斜面長140m、勾配45°の斜面の復旧工事である。主な工種はのり枠工（枠断面300m×300mm、枠間隔2000mm、延長3210m）及びのり枠上部のグラウンドアンカーL=17.4～19.4m、n=28本である。撮影に使用したUAV は、Mavic Pro（DJI 社製）で、搭載カメラ（横×縦：4000×3000 画素）で撮影を行った。撮影時の画像ラップ率はオーバーラップ（横方向）80% 、サイドラップ（上下方向）60%を確保した。標定点及び検証点としてGNSSロガー内蔵対空標識を**図－1**に示すように6箇所設置した。撮影は、以下のCASE1～CASE4の4つの条件でマニュアルにより行い、撮影した画像から専用ソフト（Pix 4Dmapper）により位置補正を行い3 次元モデルを作成した。また、精度比較のため位置補正を行わないで作成した3次元モデルを作成し比較を行った（CASE5）。



図－1　対空標識設置

・CASE 1　距離：15m、撮影方向：正面からのり面に垂直　位置補正あり
・CASE 2　距離：30m、撮影方向：正面からのり面に垂直　位置補正あり
・CASE 3　距離：15m、撮影方向：上面から下向き　位置補正あり
・CASE 4　距離：30m、撮影方向：上面から下向き　位置補正あり
・CASE 5　距離：15m、撮影方向：正面からのり面に垂直　位置補正なし

得られた3次元モデルについて、以下の項目について寸法を測定して精度を評価し、適用性を検討した。3次元画像上での寸法値の読み取りにはCloud Compare V2.6.2を使用した。

① 法枠間隔

のり枠工の出来形管理基準の 1 つである枠の中心間隔について、25 箇所の現場計測値と比較を行った。

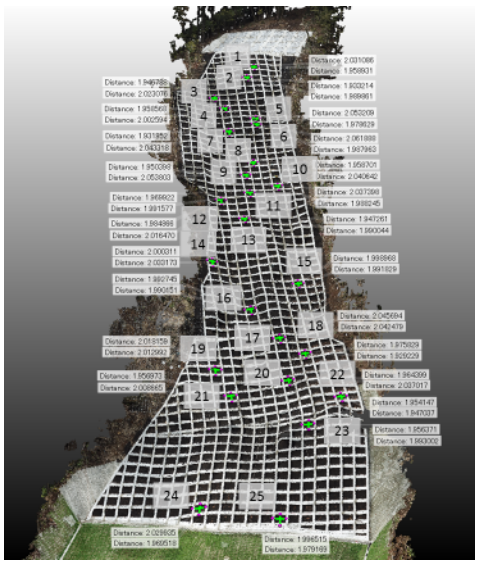
② のり枠の外周

のり枠の外周梁の延長を現場計測で行った位置と同じ位置で行った。

③ のり枠の幅、高さ（厚さ）

各CASEにおいてのり枠の梁の幅、高さを計測した。

またUAV搭載レーザースキャナ（YellowScan Surveyor）を使用して、のり枠上部～下部にかけて対地高度40mで計測を行い、解析処理された色付き点群データの適用性を確認した。



図－2　CASE1 におけるのり枠間隔計測結果

３．結果及び考察

3.1 のり枠間隔の計測

のり枠間隔を対象とした測定結果を図－2に、各CASEの測定値を表－1に示す。計測誤差は正面からの撮影条件では撮影距離15mのCASE1で現場実測値との差分の絶対値平均が9mm（0.45%）、撮影距離30mのCASE2では23.2mm（1.16%）

であった。また、上面から下方に15m離れで撮影したCASE3は17.7mm（0.89%）、撮影距離30mのCASE4では28.1mm（1.41%）であった。撮影距離が近いほうが3次元モデルを拡大した際、細部が鮮明となる。これは点群の密度が大きくなり、誤差が小さくなるためと考えられる。一方、位置補正なしのCASE5は57.8mm（2.90%）と差が大きく、同一写真を用いても標定点による位置補正の有無で2.45%の差が出る結果となった。

3.2 のり枠の外周の計測

図－3 は、CASE1 により得られた 3 次元モデルから、のり枠の外周梁を計測した結果である。計測値の合計は 322.02m で現場計測値 325.30m に対し－3.28m（誤差 1.01%）の差であった。ほか CASE2 では－3.17m（誤差 0.97%）、CASE3 では－2.58m（誤差 0.79%）、CASE4 では－2.72m（誤差 0.84%）標定点による位置補正を行っていない撮影から得られた 3 次元モデル（CASE5）ではのり枠間隔の計測と同様に＋6.7m（誤差 2.06%）と誤差が大きくなった。

3.3 のり枠の幅、高さ（厚さ）の計測

のり枠の梁の幅、高さの CASE1 における計測状況を図－4 に示す。幅の計測値は設計 300mm に対し 300.9mm、高さは 243mm で枠内植生基材吹付 t=5cm の分少なくなっている。計測方向の平均点群数は幅（正面）で 23 個、高さ（側面）で 11 個程度であった。側面の点群は正面に比べ減るものの、のり枠の角、植生基材底面の角が拡大しても認識でき測定可能である。同様に各 CASE の平均点群数を調査したところ幅（正面）は CASE2 で 17 個、CASE3 で 15 個、CASE4 で 9 個であった。高さ（側面）については CASE2,3,4 においては点群がほとんど認められず、底面の角の点群が不明瞭のため計測不能であった。

3.4 レーザースキャナ計測による点群データ

UAV搭載レーザースキャナによる計測から得られた点群データを図－5に示す。全景を俯瞰する限りではのり枠及びその両側の樹木が鮮明に表現されている。しかし、のり枠部分を拡大すると通常のUAVによる3次元点群データに比べ梁の角が丸みを帯び不鮮明となり、出来形の計測は不能であった。対地高度を下げれば精度は向上する可能性はあるが、立木に囲まれた環境での自律航行はリスクが大きい。

４．まとめ

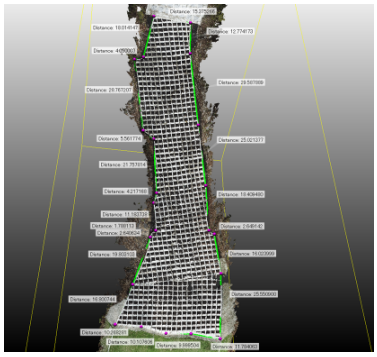
今回用いた UAV による撮影では、のり枠間隔の計測は、撮影範囲が近いほど、そして撮影方向が正面からのほうが上面から下方に比べて精度が良くなった。また、30m の測定距離でも平均誤差 1.5%以内で測定可能であることが確認できた。のり枠外周の計測については撮影条件での精度のばらつきは法枠間隔ほど認められなかった。のり枠の高さについては正面からの 15m の撮影距離のみ計測可能であった。

標定点を設けることにより、のり枠工の出来形管理にも適用可能な精度の 3 次元モデルが得られることが確認された。ただし、のり枠の幅・高さについては、今後さらにのり枠の仕様の違い、使用する機器や撮影距離などの影響を明らかにし、のり面工事におけるのり枠出来形管理への 3 次元モデルの活用を進めたい。本研究にあたり、熊本県阿蘇地域振興局、岩奥産業株式会社の皆様には多大なるご協力を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

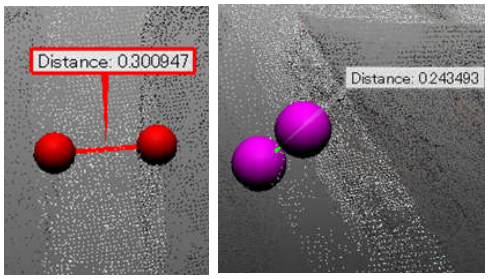
表－1のり枠間隔の測定結果

位置	実測値	CASE 1 測定値	CASE 1 差	CASE 2 測定値	CASE 2 差	CASE 3 測定値	CASE 3 差	CASE 4 測定値	CASE 4 差	CASE 5 測定値	CASE 5 差
1A	2020	2031	11	2061	41	2049	29	2049	29	2092	72
1B	1960	1958	−2	1941	−19	1939	−21	1938	−22	1990	30
2A	1950	1933	−17	1954	4	1964	14	1997	−19	2010	60
2B	2000	1989	−11	2010	10	2017	17	1961	−39	2064	64
3A	1970	1946	−24	1921	−49	1947	−23	1952	−18	2034	64
3B	2020	2023	3	1947	−73	1965	−55	1972	−48	2066	46
4A	1950	1958	8	1952	2	1939	−11	1938	−12	1984	34
4B	1980	2002	22	2060	80	1998	18	2064	84	2098	118
5A	2050	2053	3	2056	6	2051	1	2069	19	2126	76
5B	1990	1978	−12	1964	−26	2036	46	1985	−5	1991	1
6A	2050	2061	11	2065	15	2056	6	2098	48	2133	83
6B	1970	1987	17	1934	−36	1984	14	1966	−4	2038	68
7A	1950	1931	−19	1930	−20	1917	−33	1984	34	1985	35
7B	2050	2043	−7	2090	40	2048	−2	2035	−15	2113	63
8A	1960	1958	−2	2009	49	1989	29	2011	51	2017	57
8B	2040	2040	0	2062	22	2055	15	2012	−28	2100	60
9A	1950	1950	0	1997	47	1972	22	2022	72	2043	93
9B	2050	2053	3	2071	21	2056	6	1957	−93	2112	62
10A	2050	2037	−13	2024	−26	2004	−46	2033	−17	2098	48
10B	2000	1988	−12	1983	−17	1977	−23	1949	−51	2052	52
11A	1990	1969	−21	1984	−6	1976	−14	2010	20	2043	53
11B	1990	1991	1	2011	21	2008	18	1973	−17	2052	62
12A	1980	1984	4	1986	6	1952	−28	1976	−4	2031	51
12B	2010	2016	6	2002	−8	1981	−29	2025	15	2070	60
13A	1950	1947	−3	1973	23	1938	−12	1977	27	2012	62
13B	1980	1990	10	1978	−2	1992	12	2044	64	2040	60
14A	1980	2000	20	1967	−13	1977	−3	2023	43	2048	68
14B	2040	2033	−7	1999	−41	2062	22	2062	22	2096	56
15A	2010	1998	−12	2032	22	2019	9	2028	18	2047	37
15B	1990	1991	1	1993	3	1996	6	2075	85	2078	88
16A	2010	1992	−18	2042	32	2009	−1	1991	−19	2045	35
16B	2000	1990	−10	1990	−10	1990	−10	2006	6	2049	49
17A	2040	2045	5	2027	−13	2014	−26	2072	32	2086	46
17B	2030	2042	12	1996	−34	2033	3	1995	−35	2060	30
18A	1970	1975	5	1998	28	1980	10	1967	−3	2021	51
18B	1950	1929	−21	1938	−12	1923	−27	1962	12	2000	50
19A	2020	2018	−2	2019	−1	2013	−7	2053	33	2089	69
19B	2020	2012	−8	1990	−30	2001	−19	1999	−21	2118	98
20A	1970	1964	−6	1931	−39	1933	−37	1946	−24	2023	53
20B	2040	2037	−3	2031	−9	2057	17	2088	48	2112	72
21A	1960	1956	−4	1994	34	1938	−22	2009	49	2005	45
21B	2010	2008	−2	2005	−5	2023	13	2012	2	2067	57
22A	1970	1954	−16	1942	−28	2000	30	1985	−5	2006	36
22B	1960	1947	−13	1967	7	1956	−4	1977	17	2014	54
23A	1970	1956	−14	1979	9	1959	−11	1966	−4	2035	65
23B	2000	1993	−7	1970	−30	2005	5	1972	−28	2071	71
24A	2030	2029	−1	1993	−37	2026	−4	2032	2	2095	65
24B	1970	1969	−1	1956	−14	1951	−19	1959	−11	2023	53
25A	2000	1984	−16	2006	6	2001	1	2001	1	2055	55
25B	1990	1995	5	1955	−35	2027	37	2027	37	2043	53
差の絶対値の平均A		1990.0	10.2		22.2		17.2		23.9		56.5
差の絶対値の平均B		2001.6	7.8		24.2		18.3		32.4		59.1
差の絶対値の平均		1995.8	9.0		23.2		17.7		28.1		57.8
(%)			0.45		1.16		0.89		1.41		2.90

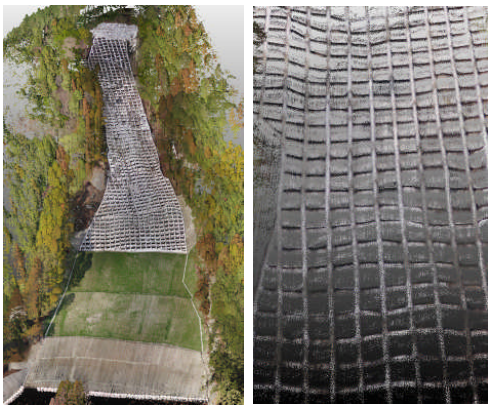
※差：実測値と3次元モデル上の計測値との差分



図－3 のり枠外周の計測状況



図－4 のり枠の幅（左）、高さ（右）の点群計測状況



全景　　拡大

図－5 レーザースキャナ計測による点群データ

参考文献： 1) 藤田・宇次原ほか, のり面構造物における３次元モデルの活用に関する研究, 平成 30 年度砂防学会研究発表会, 2018.

新潟県中越地震発災後 14 年が経過した小千谷市内の復旧状況

秋田大学理工学部（現新潟県庁）　小林広明
秋田大学大学院理工学研究科　○野田　龍

1. はじめに

平成 16（2004）年 10 月 23 日、新潟県中越地方において M6.8 の地震が発生した。新潟県は日本でも有数の地すべり地帯を抱えていたこともあり、各地で多くの斜面崩壊が発生した。土砂崩落等による道路の被害額は 1551 億円 [1]に上り、交通面や生活面で大きな混乱を招いた。このように大きな被害を受けた社会資本は地震発災から 14 年が経過し、どのように復旧したか、またその復旧は周辺住民にどのような影響を与えたかを把握することは、今後の防災のあり方を考えるうえで重要なことである。

そこで本研究では、斜面・道路被害について被災箇所を改めて現地調査し、現況を把握するとともに、被害の大きかった小千谷市を対象にアンケート調査を行い、新潟県中越地震発災前から現在までの住民の意識変化を調査した。

2. 調査概要

(1) 被害状況調査

主な斜面・道路の被害箇所を過去の調査結果および既往資料を基に被害発生の傾向を把握した。また、どのように地震被害から復旧し、現在に至っているかを把握するため、現地調査を行った。

(2) アンケート調査

アンケートは斜面崩壊により道路が被災・復旧した箇所について、住民に与える影響と防災意識の変化を把握することを目的とし、小千谷市に配布した。小千谷市は特に被害の大きかった県道小千谷長岡線の利用者が多く、また市内でも地区によって被害の差が大きかったことが特徴である。市内全域を網羅するように、1048 世帯 2096 票の配布を行い、430 世帯 661 票を回収した。世帯回収率は 41.0%であった。

3. 調査結果

(1) 被害状況調査

地震による主な斜面・道路の被害箇所を地図に入力した結果、「震源から半径 20 km 以内・地すべり危険箇所・東山丘陵上」に被害が集中していたことが分かった。地すべり危険箇所は新潟県土砂災害警戒情報システム [2]のデータを用いた。また、図-1 に示すように、対策工を施した斜面では、対策工が視認できないほど植生の繁茂・生長が確認できた。

(2) アンケート調査

道路の復旧が周辺住民に与える影響を調査するため、大規模な斜面崩壊が発生した県道小千谷長岡線を現在利用している人に、なぜ利用しているのか選択方式で質問した。その結果、15%の人が「斜面に対策



図-1　県道小千谷長岡線沿い斜面の復旧状況（左：2007年5月、右：2018年10月）

工がしてあって安心を感じるから」と回答した。その一方で、県道小千谷長岡線の利用率は中越地震前の 68%に対し、現在では 54%まで低下していた（図-2）。県道小千谷長岡線を現在利用していない人にその理由を選択方式で質問したところ、10%の人が「斜面が崩壊するかもしれない」、「不安だから・中越地震当時の記憶を思い出すから」と回答した。現在利用している人も地震後数年間は同様の理由から利用できなかったとの回答があった。利用率の減少には高齢化などの要因が考えられるが、その 1 つとして中越地震の影響があると考えられる。

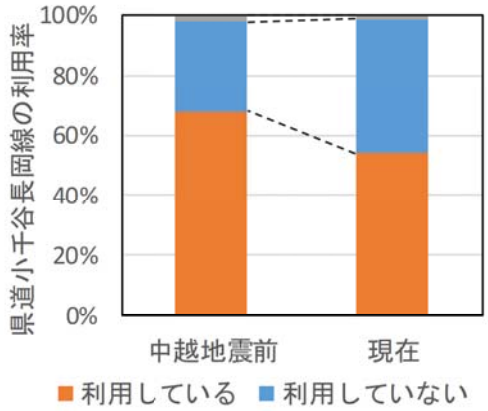


図-2　小千谷市民の小千谷長岡線の利用率

中越地震前から現在にかけて、どのような防災活動を行ってきたか、その推移を図-3 に示す。中越地震の発生に伴い、防災活動の実行率は上昇したものの、「家庭での防災会議」の実行率は常に 30%を下回る低い値となった。また中越地震後から東日本大震災前にかけて、ハザードマップの確認率はほぼ同程度で推移したのに対し、防災訓練の参加率は大幅に減少していた。

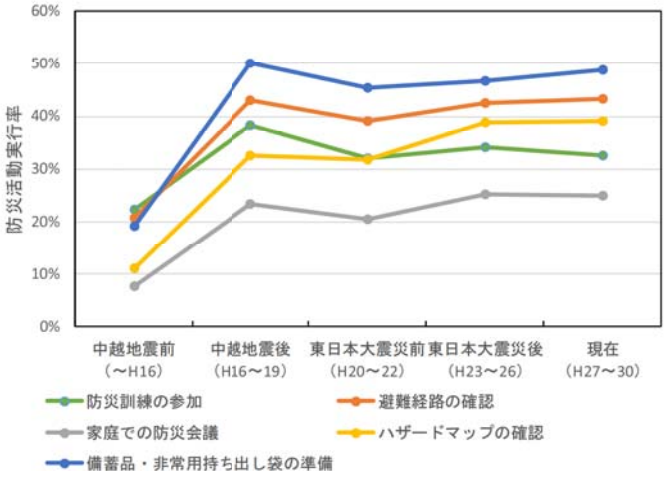


図-3　防災活動の実行率の推移

図-4 に防災活動の種類数の推移を年代別に示す。20 代から 70 代ではどの時期においても、年代が上がるにつれ、実行した防災活動の種類数は増えていることが分かる。しかし 80, 90 代では中越地震後から東日本大震災前にかけて大きく減少し、結果として現在は 20, 30 代よりも低い値となっていることが分かった。

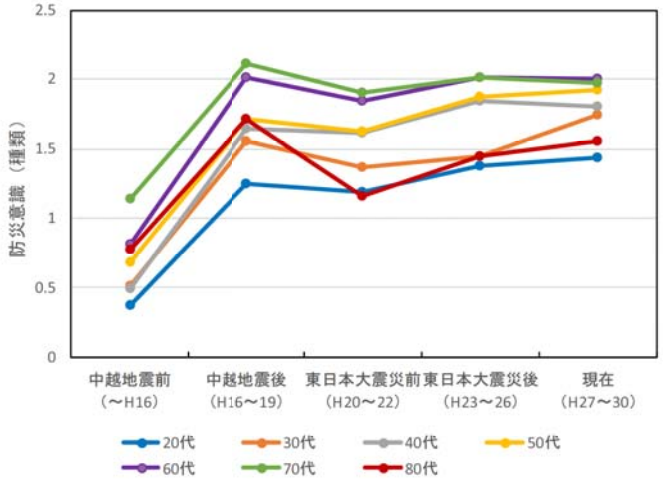


図-4　年代別の防災活動実行種類数の推移

4.　まとめ

本研究では中越地震による斜面・道路の被害情報を地図に入力することにより、被害の発生傾向を把握した。そして現地調査の結果、14 年という年月の経過により復旧工事は完了し、植生が回復しつつあることが確認できた。アンケート調査の結果、復旧工事を行った道路に安心を感じて利用している人がいる一方、中越地震の影響から未だに利用できない人がいることが分かった。

また、人々の防災意識は中越地震後に減少し、長期間高い状態を維持することが出来ていないことが分かった。今後はこれらの問題を解決し、防災・復旧・復興のあり方を検討することが必要である。

＜謝辞＞

本研究を行うにあたり、新潟県庁より調査協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) 新潟県中越大震災記録誌編集委員会：中越大震災〈前編〉雪が降る前に、ぎょうせい、2006.
2) 新潟県土砂災害警戒情報システム doboku-bousai.pref.niigata.jp/sabou/index_top.html, 2019/1/15 閲覧

R6-024

流木調査におけるサンプリング調査法の課題と可搬型レーザースキャナの活用について

日本工営株式会社　○窪寺　洋介，渡部　春樹，長山　孝彦
株式会社共栄測量設計社　松林　直人

1.　はじめに

昨今，平成 29 年 7 月の九州北部豪雨や平成 30 年 7 月豪雨（西日本豪雨）を始めとして流木災害が頻繁に発生している。流木の主な発生原因は，①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落，②土石流等の発生源での立木の滑落・流下，③土石流等の流下に伴う渓岸・渓床の侵食による立木の流出[1)] であり，砂防基本計画の策定において発生流木量の正確な把握は重要な課題である。発生流木量の設定は従来，コドラート内の立木 1 本毎に作業員がコンベックス等を用いた計測により実施している。本報告ではそれらのサンプリング調査の省力化および精度向上を目的として可搬型レーザースキャナの立木調査への活用事例を報告する。

2.　現況調査法の概要と課題

発生流木量は，原則として流木の発生が予想される箇所に存在する立木，倒木の量，長さ，直径を直接的に調査する方法（「現況調査法」）を用いて算出する[1)]。この方法は，発生流木の対象となる範囲の樹木や立木の全てを調査する方法（「全数調査法」）と，それらの代表箇所のいくつかをサンプル調査する方法（「サンプリング調査法」）に分かれる。実際には，全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため，現況調査法のうちのサンプリング調査法を用いられている[1)]。サンプリング調査は対象渓流において代表箇所を選定し，面積 100m^2 あたりに自生する立木・倒木の密度，直径，長さを計測し，その結果を基に発生流木量の推定を行う。

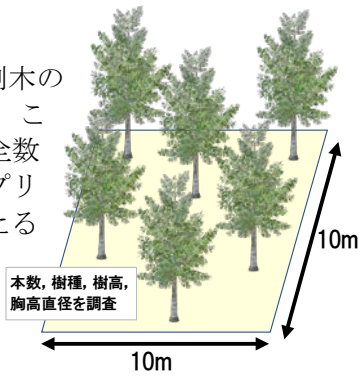


図 1　サンプリング調査の例

サンプリング調査にあたり，対象流域における代表箇所の選定が重要であるが，現況では谷次数毎の調査や植生毎の調査の実施等，サンプリング箇所数を増やすことにより調査結果の妥当性を確保している場合が多い。一方で調査箇所を増やした場合，調査に時間や労力を要することが課題となる。

3.　可搬型レーザースキャナの概要

使用したレーザースキャナは調査時の利便性を考え，軽量で持ち運びが可能かつ測定距離がコドラート内を網羅可能（1～100m）である機種を選定した（表 1）。実施方法は，モバイル 3D スキャナ本体を手に持ち，対象範囲の外周を歩きながら対象物をスキャンする。衛星信号を取得する必要がないため，衛星信号が届かないような場所（森林内等）での，対象物の細部の形状の把握が可能である。スキャン終了と同時にデータ保存が行われ，数分で合成された点群データが作成されるため，計測終了後に現地で 3D データを確認できる。使用したレーザースキャナの照射角度は上下方向合わせて 30°であるため，対象物との距離を確保でき，縦横方向に見通しがきく必要があり，降雨や霧，もやなどの気象条件下ではレーザーがコドラートまで到達しないため測定が困難である。

表 1　モバイル 3D スキャナの仕様

スキャナ	・測定距離：1～100m ・測定点数：約300,000点/秒 ・視野　　：360°　x 30° ・精度　　：±3cm (1σ@25m)
カメラ	640 x 360 @ 50Hz
IMU	6DoF-MEMS　X, Y, Z, Roll, Pitch, Yaw
寸法	162mm x 111mm x 141mm
重量	約1.5kg
動作電源	DC12～19V
ストレージ容量	500GB
ユニットインタフェース	USB3.0 x4，LAN x1，HDMI x1
プロセッサ	Intel NUC i7-DualCore
OS	Linux(ubuntu)
出力ファイル	3D点群マップ，軌跡（PLYフォーマット）





写真 1　モバイル 3D スキャナ



写真 2　計測状況

4.　実施箇所

可搬型レーザースキャナを用いたサンプリング調査を石川県白山市（尾添川流域内）2 箇所と岐阜県飛騨市（高原川流域内）2 箇所の計 4 箇所において実施した（表 2）。なお従来の作業員による調査方法と比較を行うため，作業員の計測によるサンプリング調査も併せて実施した。

表 2　調査実施箇所の概要

調査地点	林相区分	場所	流域名	現地条件				調査実施日
				地形条件	勾配	縦横断方向見通し	調査範囲（コドラート）	
(1)	針葉樹（人工林）	岐阜県飛騨市	神通川水系高原川流域	平坦	0°	良好	10m×10m	2018/11/28
(2)	針葉樹（人工林）	石川県白山市	手取川水系尾添川流域	平坦	0°	良好	10m×10m	2018/10/31
(3)	広葉樹（天然林）	岐阜県飛騨市	神通川水系高原川流域	起伏有り	35～40°	起伏があり，横断方向からの見通し不良	10m×10m	2018/11/28
(4)	広葉樹（天然林）	石川県白山市	手取川水系尾添川流域	斜面	30～35°	斜面のため山側方向からの見通しがやや不良	10m×10m	2018/10/31

5.　調査結果

針葉樹は従来方式と測定誤差が小さい結果となった（識別本数：測定誤差なし，幹材積：測定誤差 +3～15%）。広葉樹は測定誤差が大きい結果となった（識別本数：測定誤差 -42%，幹材積：測定誤差 -21%）。

表 3　調査結果まとめ

調査地点	林相区分	流域名	100m2当たり識別本数（本）			100m2当たり幹材積（m^3）		
			①可搬型レーザースキャナ	②従来方式（作業員計測）	誤差 ①/②	①可搬型レーザースキャナ	②従来方式（作業員計測）	誤差 ①/②
(1)	針葉樹（人工林）	神通川水系高原川流域	16	16	100%	9.357	8.148	115%
(2)	針葉樹（人工林）	手取川水系尾添川流域	7	7	100%	18.531	17.906	103%
(3)	広葉樹（天然林）	神通川水系高原川流域	-(識別不可)	12	-	-(識別不可)	8.045	-
(4)	広葉樹（天然林）	手取川水系尾添川流域	5	12	42%	4.189	5.321	79%



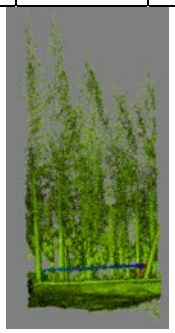




図 2　調査箇所（1）全景 針葉樹（人工林）　　3 次元データ

【針葉樹（人工林）】
個体の識別が可能で樹高や胸高直径についても良好に計測が可能



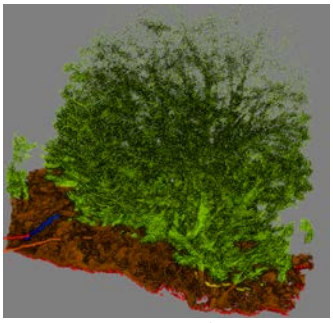


図 3　調査箇所（3）全景 広葉樹（天然林）　　3 次元データ

【広葉樹（天然林）】
地形の起伏があり，また下草や個体の重なりがあり個体の識別が困難

6.　考察

針葉樹は，個体間の重なりが少なかったこと，下草が少なく，地形が平坦であったことから樹高や胸高直径，立木密度を精度良く計測できたと考えられる。広葉樹は落葉していたが，地形に起伏があったこと，下草が多く個体間の重なりがあったことから 1 本あたりの樹木の幹や枝の抽出・識別が困難であったため誤差が大きかったと考えられる。

7.　まとめ

現地において軽量で持ち運びが可能な可搬型レーザースキャナを用いたサンプリング調査を行った結果，個体間の重なりが少なく，縦横方向に見通しがきく現地条件においては 3D 化やマッピングを良好に行うことができ，立木の情報を精度良く把握することが出来た。このような条件下では調査全体の省力化が可能であり，現地適用性が高いと言える。一方でレーザースキャナの特性上の課題として，霧やもやなどの気象条件下での測定が困難であり，また技術的な課題として個体間で枝や樹冠の重なりが多く下草が多い場合や地形の起伏が顕著な場合は全体の見通しがきかず，単独での現地への適用は困難であると言える。このような場合，ドローンレーザーや地上レーザー測量等と併用することによる補完が必要であると考えられる。今回，可搬型レーザースキャナは現地条件によって精度や適用性の違いが見られることが分かった。今後，このような事例を重ね，改良や検討を加えていき，活用範囲が広がることを期待したい。

謝辞

本報告にあたり，現地におけるフィールドの提供をいただきました金沢河川国道事務所ならびに神通川水系砂防事務所にこの場を借りて御礼申し上げます。

【参考文献】　1）砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国土交通省　国土技術政策総合研究所，2016

R6-025

梓川上流域（上高地）における解析雨量の適用性について

（一財）砂防・地すべり技術センター　○池田暁彦　五十嵐勇気　池田貴洋　竹口由紀
国土交通省松本砂防事務所　石田孝司　長谷川真英[*1]　谷保和則　杉崎亮太　坂井咲香[*2]
([*1])現 湯沢砂防事務所，[*2]現 立山砂防事務所）

1．緒　論

梓川上流域（上高地）は，我が国有数の山岳景勝地であり，年間約 120 万人の登山客・観光客が来訪している．上高地は流域面積 112.4 km^2，流路長 17.0km，平均河床勾配 1/55（低地部：大正池～横尾は 1/150），標高約 1,500m の開けた山岳渓谷である．上高地は急峻な地形と脆弱な地質である上，厳しい気象条件であるために土砂生産・流出が活発であり，河童橋周辺の上高地集団施設地区や明神地区等では土砂災害や浸水被害が懸念されている．

国土交通省松本砂防事務所では，上高地における土砂動態を把握するとともに，今後の河床変動を予測するために必要となる降雨流出モデル（計算ハイドログラフ）を構築することを目的に，2015 年（平成 27 年）以降，稜線部を含む上高地全体を網羅した雨量観測を実施している．降雨流出モデルの構築に際しては，流域全体の雨量を把握する必要があるが，観測地点のみでは把握することが困難なため，国土交通省の解析雨量を用いて補完している．しかし，解析雨量は地上雨量に基づき較正された比較的精度が高い推定値ではあるものの，山岳地域ではレーダーの照射範囲が狭かったり，稜線部などの地上雨量データが少ないため，山岳地域での推定精度を確認した事例は少ない [1]．

本研究は，上高地で 2015 年（平成 27 年）から 2018 年（平成 30 年）の 4 年間に発生した出水を対象に，土砂生産源に近い稜線部における地上雨量（実測雨量）データと解析雨量を比較し，上高地における解析雨量の適用性について検証したものである．

2．雨量観測データの概要

検証対象出水は，時間雨量 20mm もしくは連続雨量 80mm 以上となる出水を対象とした（表－１）．

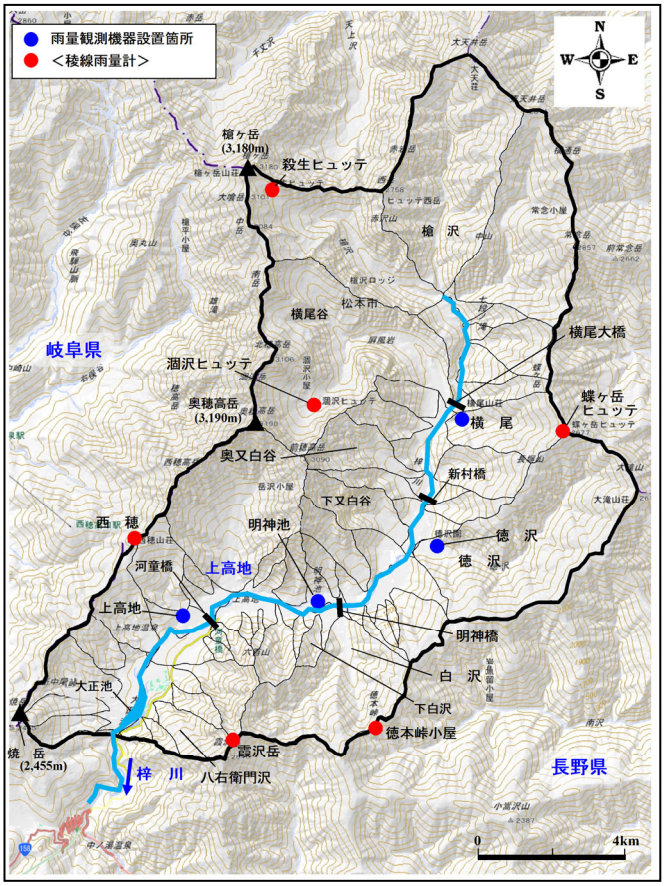
(1) 地上雨量（実測雨量）データ

雨量計は土砂生産源に近い稜線部の山小屋と渓谷部に上高地全体を網羅するように 9 箇所（殺生ヒュッテ，

表－１　検証対象出水一覧

出水日時		雨量観測所	最大時間雨量（mm/hr）	連続雨量（mm）
2015年（平成27年）	7月1日0:00～23:00	（横尾）*)	12.5	111.0
	10月1日13:00～2日12:00	涸沢ヒュッテ	26.0	167.5
2016年（平成28年）	5月10日13:00～11日12:00	（横尾）	10.0	100.5
	6月24日13:00～25日23:00	涸沢ヒュッテ	29.0	158.0
	9月17日22:00～19日11:00	涸沢ヒュッテ	32.0	418.5
2017年（平成29年）	6月30日1:00～7月5日4:00	（横尾）	21.0	583.5
	8月7日16:00～9日5:00	殺生ヒュッテ	25.0	325.5
2018年（平成30年）	7月4日0:00～9日0:00	蝶ヶ岳ヒュッテ	28.0	357.0
	9月7日0:00～11日0:00	殺生ヒュッテ	25.5	518.0

*) 稜線雨量計 未設置



図－１　雨量観測機器設置箇所

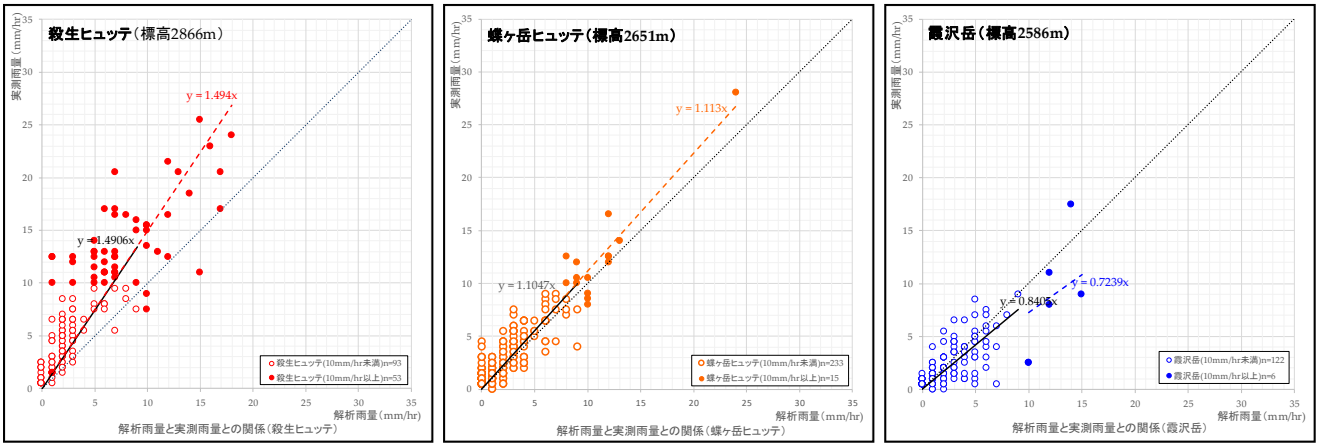
蝶ヶ岳ヒュッテ，涸沢ヒュッテ，徳本峠小屋，霞沢岳，西穂，横尾，徳沢，明神，上高地）に設置している（図－１）．本研究では，土砂生産源に近い稜線部の雨量計（殺生ヒュッテ，蝶ヶ岳ヒュッテ，涸沢ヒュッテ，徳本峠小屋，霞沢岳）における時間雨量を検証対象とした．なお，これらの雨量計は山小屋の協力を経て設置しているため，山小屋の開設期間（無積雪期の 4 ヶ月間）のみ観測している．

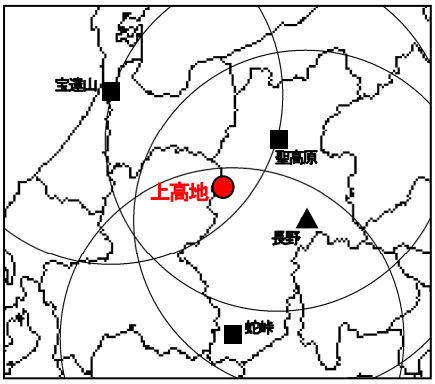
(2) 解析雨量データ

解析雨量は，国土交通省水管理・国土保全局，道路局，気象庁が全国に設置しているレーダー（C バンド），アメダス等の雨量計を組み合わせて雨量を 1km 四方（2006 年より運用開始）に解析している [2]．本研究では上記の 5 箇所の稜線部の雨量計が位置する 1km メッシュにおける 60 分間降水量解析値を用いて地上雨量データの時間雨量と比較した．なお，上高地を定量観測範囲（半径 120km 以内）に含むレーダーは「聖高原」・「宝達山」・「蛇峠」（国土交通省），「長野」（気象庁）の 4 箇所である（図－２）[2),3)]．

3．検証結果と解析雨量の適用性

図－３に各観測地点における解析雨量と地上雨量（実測雨量）の関係，表－２にその相関係数について示す．





図－２　レーダー位置と定量観測範囲
（■：国土交通省，▲：気象庁）

図－３　各雨量観測所における解析雨量と実測雨量の関係

全ての観測所において解析雨量と実測雨量の相関がみられ，時間雨量の違いによる相関の違いはほとんどみられない．蝶ヶ岳ヒュッテ，霞沢岳，徳本峠小屋では実測雨量が解析雨量の 0.8 倍～1.1 倍とほぼ同程度であるが，殺生ヒュッテと涸沢ヒュッテでは実測雨量が解析雨量の 1.3 倍～1.5 倍となっている．相関係数についてみると，蝶ヶ岳ヒュッテでは時間雨量に係わらず相関係数が 0.8 以上となっている．他の観測所においても相関係数は 0.7 と良好な相関を示すが，殺生ヒュッテ，涸沢ヒュッテ，徳本峠小屋においては時間雨量 10mm 以上で 0.6 前後とやや低くなる傾向を示す．これらについては以下のような原因が考えられる．

- 実測雨量と解析雨量がほぼ同程度で相関係数も 0.8 となる蝶ヶ岳ヒュッテ，霞沢岳，徳本峠小屋は，東～南東稜線に位置しており，聖高原・長野レーダーの照射を受けやすい状況にある[4]．
- 実測雨量が解析雨量よりも大きく相関係数がやや低い殺生ヒュッテと涸沢ヒュッテは，北東稜線（殺生ヒュッテ）と谷の中（涸沢ヒュッテ；涸沢カール内）に位置していることから，東～南東稜線が聖高原・長野レーダーからの照射を受けにくい状況だと考えられる．

以上のことから，上高地においては解析雨量の適用性は高いものと考えられるが，レーダー照射を受ける地形的な条件によっては解析雨量が実測雨量を過小評価している場所もあることから，実測雨量による較正を行う必要があるものと考えられる．

表－２　各雨量観測所における相関係数

		殺　生 ヒュッテ	蝶ヶ岳 ヒュッテ	霞沢岳	涸　沢 ヒュッテ	徳本峠 小　屋
標高（m）		2,866	2,651	2,586	2,309	2,139
10mm/hr 未満	サンプル数	93	233	121	128	236
	相関係数	0.769	0.835	0.701	0.792	0.817
10mm/hr 以上	サンプル数	53	15	6	33	17
	相関係数	0.657	0.913	0.756	0.677	0.585
全データ	サンプル数	146	248	127	161	253
	相関係数	0.850	0.925	0.760	0.879	0.874

4．おわりに

上高地のような山岳地域においても解析雨量の適用性は高いものと考えられる．しかし，地形条件によっては実際の雨量を過小評価する可能性があることから，引き続き観測データの蓄積・比較を行い，較正を行うことが望ましいものと考えられる．また，本研究における検証対象期間では時間雨量 30mm 程度となっていることから，土砂生産・流出が想定される大規模降雨における適用性についても検証する必要がある．

参考文献

1) 鈴木ら(2017)：1km メッシュ解析雨量の精度検証ー関東甲信越地方と東北地方における解析ー，土木学会論文集 B1（水工学）Vol.3, No.4, 2) 気象庁 HP, 3) 国土交通省 HP, 4) 西内ら(2015)：山地地域におけるレーダー雨量（解析雨量）の適用検証，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集.

礫の自動判読技術の開発

株式会社オリエンタルコンサルタンツ　○井川　忠、青山　哲司
株式会社リサーチアンドソリューション　小山　実苗
株式会社スカイマティクス　渡邉　善太郎、榎本　真貴
政策研究大学院大学　水山　高久

1．はじめに

砂防施設の配置検討にあたり、現行の「土石流・流木対策設計技術指針」では砂防堰堤計画地点の上下流各々200mの範囲で礫径調査を実施し、設計諸元を決定することとなっている。計測を実施する渓流は、土石流の発生後や水系砂防事業を実施する河幅の広い渓流条件下では、足場の悪い状況での作業、渓流数が多い場合は作業の長期化、また作業者によって、渓流内に数千個の礫が存在する場合は人の目線による見落としや作業誤差が発生する。さらに土石流の調査は、流域の上流は滝などの急峻斜面が存在する場合も少なくなく、直接人が視認できない場所に礫が分布することも想定される。近年、無人ヘリコプターの活用によって、直接人が視認できない場所において高解像度の写真撮影によって、礫を把握することは可能となってきたが、数多くの礫が存在する場合は、判読に労力を費やすことから計測画像の効率的な処理が課題となる。

本報告は、UAV 等を用いた高解像度の撮影画像を用いた礫径の判読作業について、生産性向上や作業者の安全性向上の観点から、人工知能（以下「AI」）を用いた自動判読技術の適用を試みたものである。

2．教師データの取得

礫の自動判読を行うために、AI に数多くの礫撮影画像（以下、「教師データ」）を与える必要がある。教師データは、撮影高度が高い航空機による画像では、解像度が低いため、直径数mの礫でなければ判読できない。従って、本研究では渓流調査に用いられることが多い UAV による撮影画像を対象とした。撮影高度は航空法の許可が不要な150m 未満のものを対象とし、撮影画像の礫質・形状・色彩・明度等が異なる条件の教師データを与えるものとした。

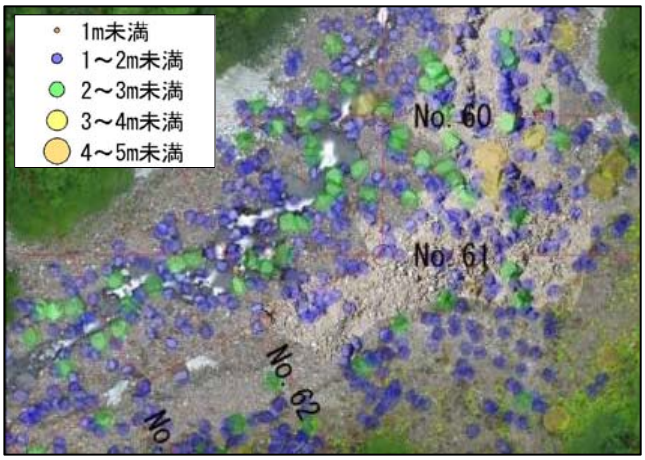


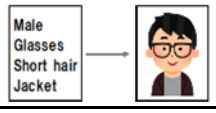
図 1 教師データの一例

3．学習モデルの開発

(1) 学習モデルの選定

AI の学習モデルはいくつか存在するため、礫の自動判読に適するモデルの選定が必要となる。代表的な学習モデルは表 1 に示す 4 つの手法のうち、認識したい物体を矩形で囲って検出する手法である物体検出（ObjectDetection）を採用するものした。

表 1 学習モデルの選定

手法	概要	イメージ
領域分割 Segmentation	認識したい物体の領域をピクセル単位で分割	
物体検出 Object Detection	認識したい物体を矩形で囲って抽出	
分類 Classification	画像が予め設定した分類項目の何にあたるかを検出	
生成 Image generation	画像からその内容、状態をテキスト、さらにテキストから画像を生成	

(2) 学習モデルの開発手順

選定した物体検出の手法を用いて、撮影した画像を深層学習アルゴリズムに読み込みし、モデルを生成させたのち推論の結果を出力するものとした。深層学習は与えた教師データに対して調整・反復学習を繰返し行う原理であり、条件の異なる様々な教師データを用いて繰り返し演算処理を行うことで物体検出の精度が向上するという原理である。従って、様々な色彩・形状が含まれたパターンの画像を認識させることが重要である。

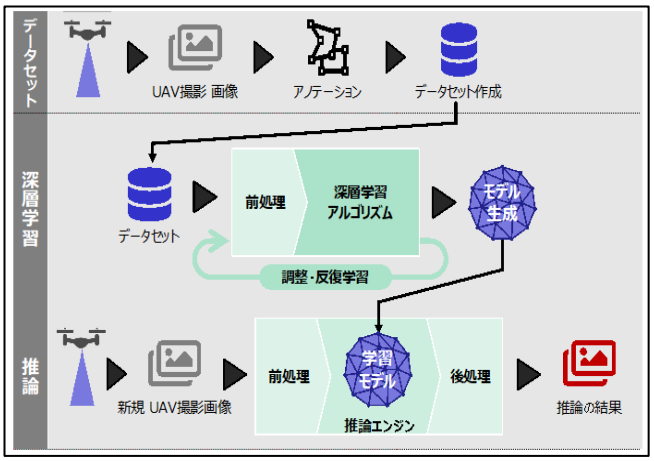


図 2 学習モデルの開発手順

(3) 深層学習アルゴリズムのための教師データ作成

礫は様々な形状やサイズがあるため、深層学習アルゴリズムに様々なバリエーションの礫を学習させる必要がある。礫検出に適した教師画像を選定するため、撮影場所や撮影高度を変化させながら、表 2 に示す学習モデルを作成した。

表 2 学習モデルの概要

学習モデル	学習モデル概要	教師画像 撮影場所
Ver.01	低解像度の礫画像による学習 高度130m撮影	場所A
Ver.02	高解像度の礫画像による学習 高度40m撮影	場所B
Ver.03	高～中解像度の礫画像による学習 高度40,60,80,100m撮影	場所B
Ver.04	Ver.03にVer.01の2m以上の礫を追加	場所A＋場所B
Ver.05	Ver.03にVer.01の全ての礫を追加	場所A＋場所B
Ver.06	教師データはVer.05と同一 学習アルゴリズムを礫向けに調整	場所A＋場所B

低解像度の教師画像から 1～2m 以上の大きい礫を中心に学習し、中～高解像度の教師画像から、より小さい礫も認識するよう学習させた。

(4) 深層学習モデルによる礫抽出結果

各学習モデルの教師画像数と礫認識数を表 3 に示す。Ver. 01 で適切な学習時間を判定し、20～30 時間程度で充分な検出能力を得られることが分かった。Ver. 05 で教師データを組み合わせることで大小様々な礫を認識できた。Ver. 06 では認識率の向上のため、教師データを Ver. 05 と同一のまま、深層学習アルゴリズムのパラメータのみを礫向けに調整した。その結果、同一の教師データから礫検出数を向上させることができた。なお、本学習モデルの検出精度は、人が数えた目視判読の礫の個数に対して、判読礫径 1m 以上の場合、検出率 70%程度となった。

表 3 学習モデルごとの礫認識数

学習モデル	教師画像数	学習時間	礫認識数
Ver.01	8814個	220時間	700個
Ver.02	1416個	19時間	1451個
Ver.03	3332個	20時間	1754個
Ver.04	4410個	20時間	1000個
Ver.05	12146個	29時間	1346個
Ver.06	12146個	29時間	2042個

検出した礫をサイズごと分類し、大きい方から赤、紫、黄色、緑で表示した。その例を図 3 に示す。

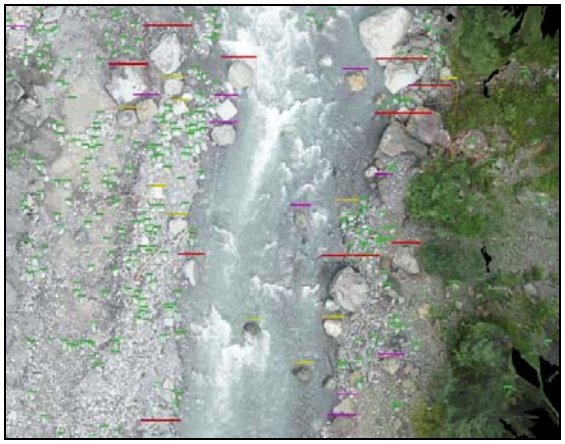


図 3 自動判読の抽出画像の例

自動判読結果の礫径グラフを図 4 に示す。

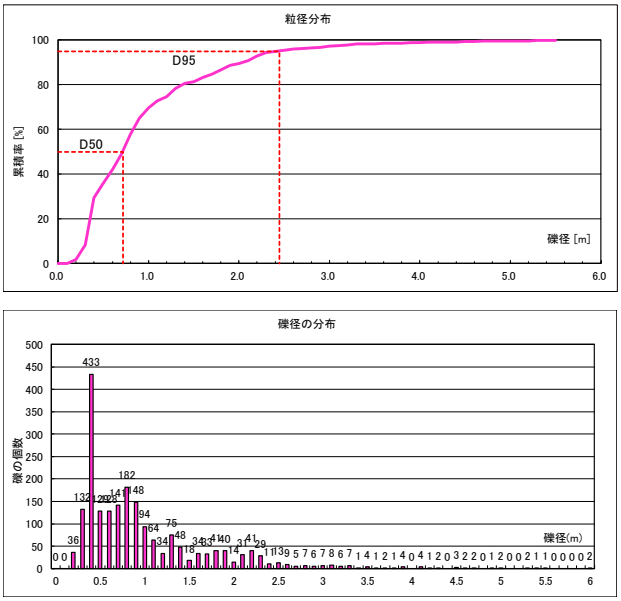


図 4 自動判読結果の礫径グラフ

4. 抽出精度の検証

認識した礫画像の検証には、実際に撮影画像内に計測棒（2m 赤白ポール）を設置し、演算時に 1 ピクセルあたりの大きさを設定した。また、地表での計測礫と演算した礫の対比検証を合わせて行うことで、自動判読結果との検証を行った。比較結果を図 5 に示す。

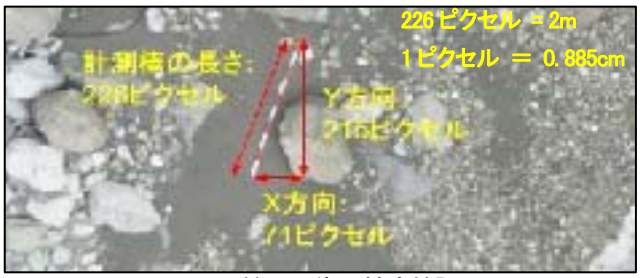


図 5 抽出画像の精度検証

人力作業と AI の自動判読の比較結果を表 4 に示す。

表 4 人力作業と AI による礫抽出の比較

項目	人力作業	人工知能（AI）
抽出可能な礫径	10cm～上限なし	30cm以上～上限なし ※解像度による
礫の認識率	100%	礫径100cm以上で70%以上
礫の誤検出率	定量評価困難 人による目視誤差	8.6% ※本開発実施段階
礫の抽出個数	400個 長時間	数千個 短時間

5. まとめ

近年頻発している土砂災害発生時には多くの人が土砂災害発生後の危険な足場において災害調査を実施していることが実情である。本技術の活用により、砂防技術者が安全かつ迅速・高精度で現地作業を実施できることを願い、本技術の研鑽に努めたいと考える。

R6-027

紀伊山系栗平地区における地形変化と流出土砂量について（その２）

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　小竹利明・菅原寛明・田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
アジア航測株式会社　船越和也・柏原佳明・○岡野和行・吉野弘祐・井之本信

１．はじめに

平成 23 年台風 12 号により紀伊半島では大規模な斜面崩壊が多数発生した．熊野川水系十津川左支川滝川流域栗平川の左岸斜面では，面積，土砂量ともに最大規模の深層崩壊が発生し，崩壊土砂が下部の河道を閉塞することによって，高さ約 100m の天然ダムが形成された．この天然ダムでは，平成 29 年に台風 5 号および 21 号の 2 度にわたり，越流した流水が下流部を大規模に侵食した．

平成 30 年には，台風 20 号，台風 21 号，台風 24 号という 3 つの台風による豪雨イベントが発生し，仮排水路や側岸の侵食に伴う土砂移動が発生した．紀伊山系砂防事務所では，それぞれの台風の直後に航空レーザ計測と斜め写真撮影を行い，河道閉塞周辺の状況を確認するとともに，地形変化の把握と流出土砂量の推定を行った．

ここでは，航空レーザ計測結果を用いた差分解析結果から得られた栗平地区の土砂生産状況と，下流河道への土砂流出状況を報告する．また，仮排水路の侵食が湛水池に到達した場合の流量と河床変動についての予測計算結果を紹介する．

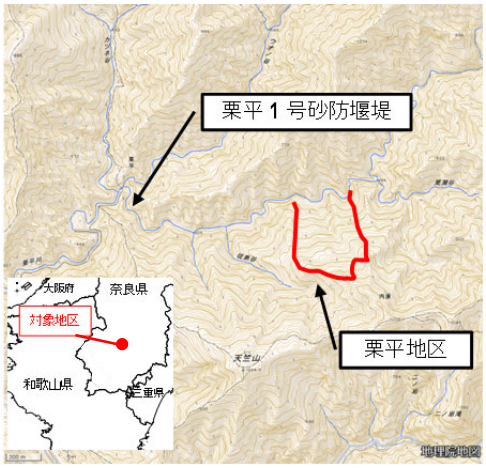


図１　対象地区の位置

表１　航空レーザ計測諸元

	計測日	計測密度	計測機体
1回目	8月26日	10点／m^2	回転翼
2回目	9月5日	10点／m^2	回転翼
	9月6日	10点／m^2	回転翼
3回目	10月3日	10点／m^2	回転翼

２．天然ダムの侵食による土砂の生産と堆積

紀伊山系砂防事務所では，各イベント直後に，深層崩壊跡地と天然ダムから下流河道区間までの航空レーザ計測と斜め写真撮影を実施した．計測諸元を表１に示す．さらに，平成 29 年 11 月に実施した航空レーザ計測結果と豪雨イベント後の計測結果を用いて各イベント前後の標高差分解析を実施し，それぞれの豪雨イベントによる地形変化と土砂変動量の推定を行った．平成 29 年から仮排水路が侵食を受け末端部が上流に後退していたが，台風 20 号でさらに上流に 90m移動し，台風 21 号時に侵食が湛水池に到達した（図２）．その後，台風 24 号時には，仮排水路の侵食跡の側岸が崩壊し，土砂が生産され流下した．図３に河道閉塞から栗平１号砂防堰堤下流までの縦断形状を示す．平成 29 年以降は，約 5° の一定勾配となっており，平成 30 年の 3 つの豪雨イベントを受けてもその傾向は変わっていない．生産された土砂は，栗平１号砂防堰堤上流に一部堆積し，堆積しきれなかった土砂は下流に流出している．

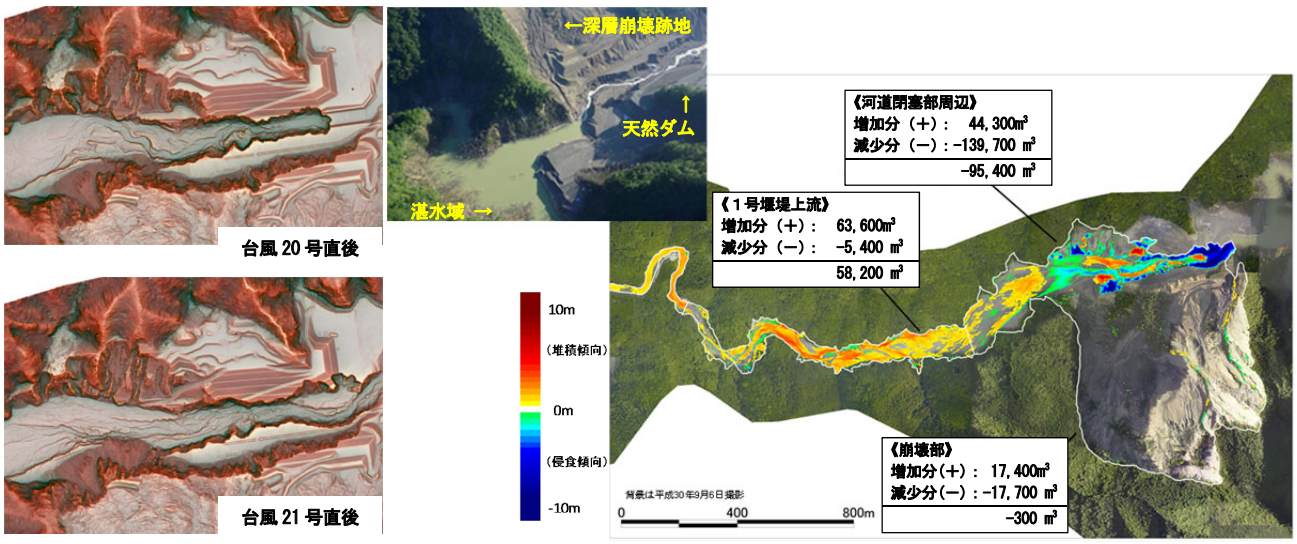


図２　標高差分解析結果

３．下流への土砂流出と河床変動

差分解析の結果，栗平 1 号砂防堰堤から下流に流出した土砂量は，台風 20 号時が約 42,000m³，台風 21 号時が約 37,000m³，台風 24 号時が約 56,000m³ であった．栗平川合流点より下流 1,200m の滝川本川における３つの豪雨イベント前後の河床変動状況を図４に示す．河床が 1~2m程度上昇しており，豪雨イベントによる流出土砂の堆積に伴い，河床が上昇し，河積が減少している状況がうかがえる．

４．排水路の侵食に伴うピーク流量の予測

台風 20 号により仮排水路末端部が湛水池から 80mのところまで後退したため，侵食が湛水池まで到達した場合の流量と河床変動の予測計算を実施した．元地形は台風 20 号発生直後とし，流入流量を計画規模（410m³/s）とした場合のピーク流量と計算後の河床高，河床変動高を図５に示す．なお，計算には，側岸侵食を考慮した１次元河床変動計算による天然ダム決壊シミュレーションモデルである LADOF モデルを用いた．また，滝川合流後の本川河道における集落周辺の流量は，シミュレーションによる栗平川の流量に滝川本川の流量を加えたものとし，等流計算でその流量を流しうる水位を求めた．

計画規模の流量を想定した場合，ピーク流量は約 570m³/s であった．流入流量に対して約 160m³/s の増加したが，下流集落周辺での浸水被害等は発生しない予測となった．図５の縦断図をみると，河道閉塞から下流の河床高は，豪雨後も大きく変化していない．図３をみると，実績の河床高も同様に大きい変化は見られず，予測は概ね妥当であったと考えられる．侵食土砂を含む水の流下に対して概ね安定な勾配となっており，急激な河床低下に伴うピーク流量の増大は発生しない状況であったと考えられる．

５．おわりに

栗平地区の河道閉塞は，平成 26 年に大規模に侵食され，河床勾配が概ね一定となり安定な状況となっていた．この状況下で，仮排水路の侵食が湛水池に到達したが，予測計算で得られた結果と同様に，著しいピーク流量の増大による下流での洪水氾濫は発生しなかった．一方，生産された土砂は下流河道へと流出し，滝川との合流点やその下流に堆積している．今後は，生産土砂の下流への流出状況や下流河道への堆積状況を確認し，下流河道の河積減少に伴う洪水氾濫の危険性増大に注意していく必要がある．

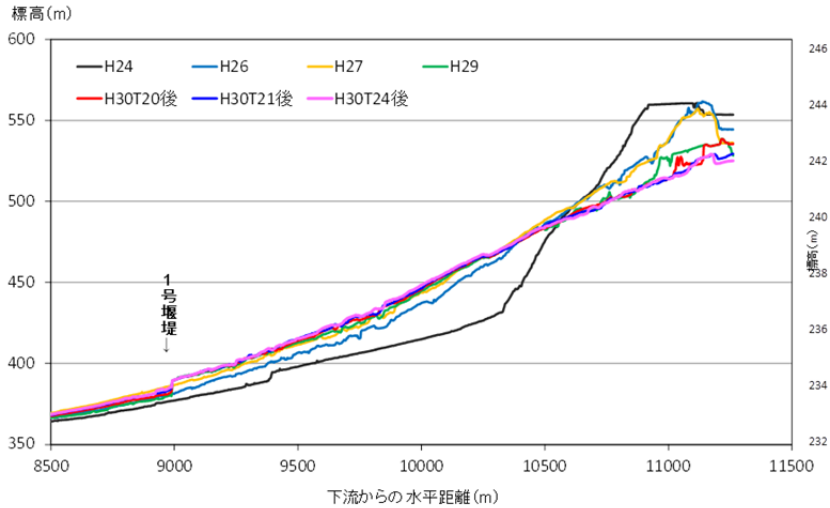


図３ 河道閉塞周辺の縦断図

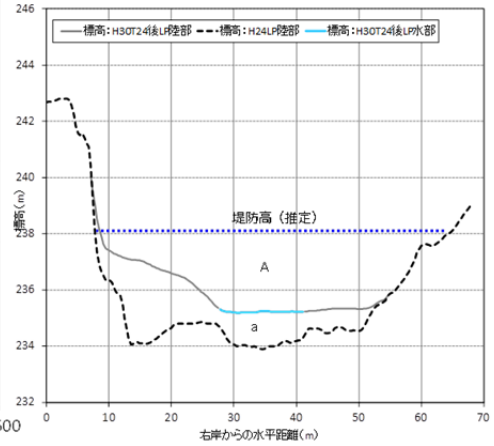
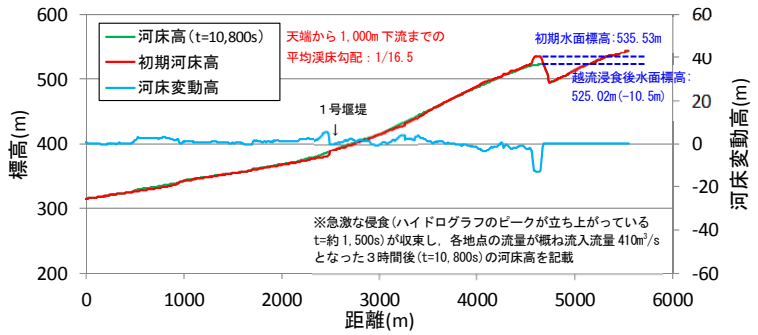


図４ 滝川本川の河道横断図
（栗平川合流点下流 1200m 地点）



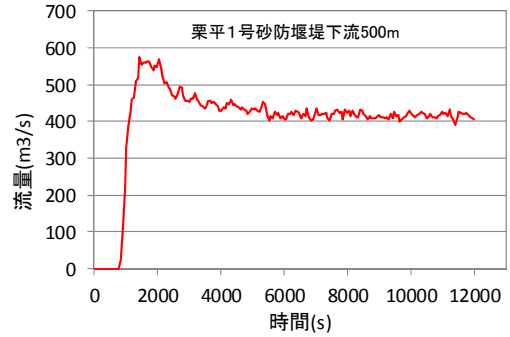


図５ 予測計算結果（河床高・河床変動高・流量）

熊野川流域における流砂水文観測データに基づく土砂移動状況の把握

国土交通省近畿地方整備局大機土砂災害対策技術センター　○田中健貴・木下篤彦
菅原寛明・小竹利明
アジア航測株式会社　臼杵伸浩・岡野和行・井元成治・井之本信

１．はじめに

近年、全国的に流砂水文観測が実施され、そのデータの活用が進められている[例えば1)]。平成 23 年台風 12 号によって大量な土砂が生産された紀伊山地においても、平成 28 年より流砂水文観測を開始し、流域の監視観測を行っている。一方で、出水期間中における観測機器の破損事例が多く、重要なデータが得られない場合がある。

そこで観測機器の破損に着目し、観測機器の破損までの過程、破損時に観測されたデータの分析可能性について考察した。

２．観測箇所および観測方法

今回は平成 30 年 20 号によって観測機器の埋没や破損が見られた栗平地区および熊野地区について検討を行う（図-1）。栗平地区では平成 29 年台風 21 号による出水時に上流に位置する天然ダムが一部越流侵食され、再移動した土砂によってハイドロフォンの埋没、さらに濁度計や水位計のケーブル破断が生じた。その後、観測環境を再度整備して観測を再開したが、平成 30 年台風 20 号で再度埋没した。

熊野地区では平成 30 年 20 号によって斜面の再崩壊に伴う土砂の流下によってパイプ型ハイドロフォンが破壊され内部のマイクが破損した。両地区ともハイドロフォンの他に濁度計、水位計が設置されている。栗平地区ではプレート型ハイドロフォンをパルス式で、熊野地区ではパイプ型ハイドロフォンを音圧式ならびにパルス式で計測を行っていた。

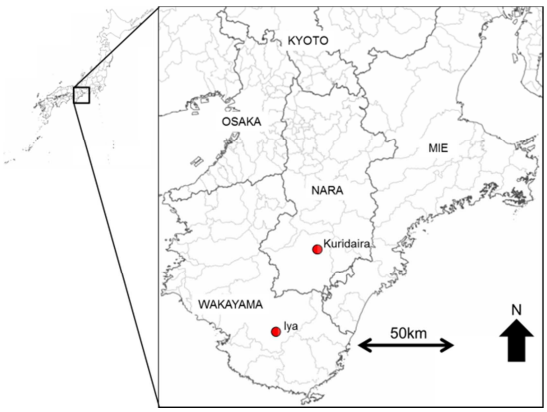


図-1　観測機器設置位置図

３．分析結果

栗平地区での観測における破損時間帯前後の観測データを図-2 に示す。水位の上昇が 21：30、翌日 0：30 の 2 度見られた。またハイドロフォンによって算出される掃流砂量は 0：30 にほぼ 0 m³/ s を示した。このとき増幅率 2～256 倍のパルス数の低減が見られる。しかしながら、増幅率 2～256 倍のパルス数の低減が見られた後も増幅率 1024 倍のパルス数の高倍率ではパルス数のカウントはされている。

熊野地区の観測機器の破損時間帯前後のパイプ型ハイドロフォンで観測された音圧データを図-4 に示す。ハイドロフォンが破損したと考えられる 21：30 から 22：00 以降、周波数特性に変化が見られ、22：30 まではピークが見られていたのに対し、23：00 以降の周波数特性は、明瞭なピークが見られない。

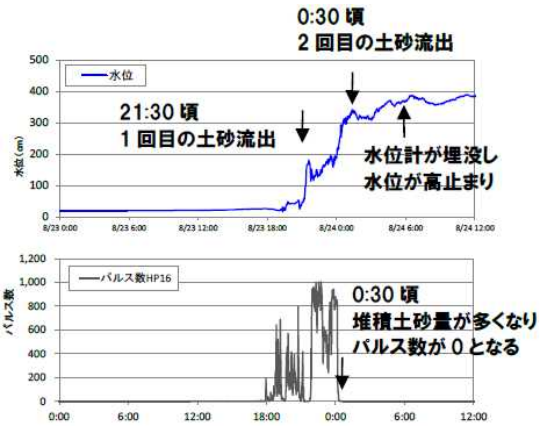


図-2　栗平地区の観測機器埋没時のデータ
0:30 頃に増幅率 16 倍のパルス数がほぼ 0 となるため、この時に観測機器が埋没したと考えられる

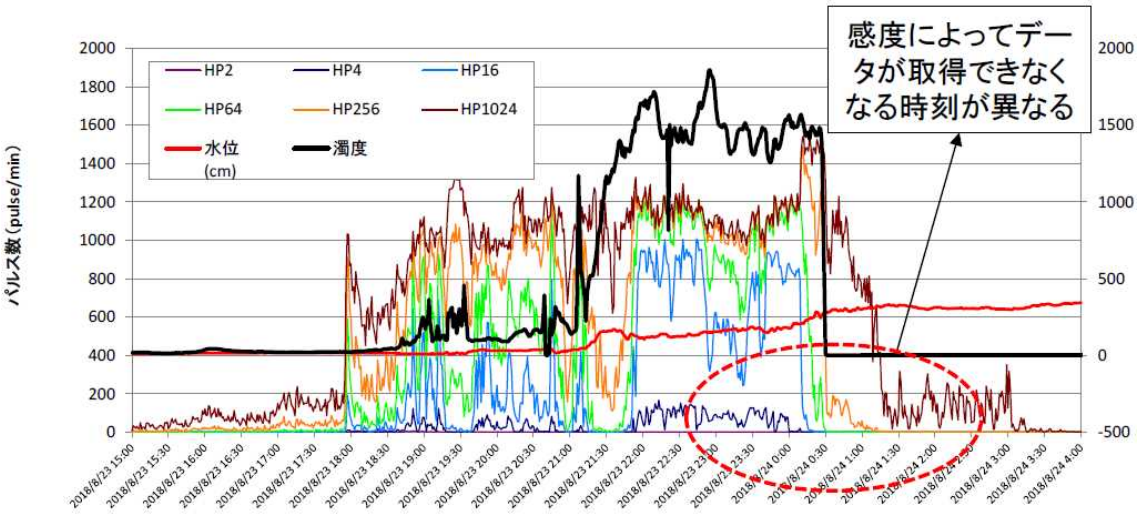


図-3　栗平地区における出水時のパルス数の変化

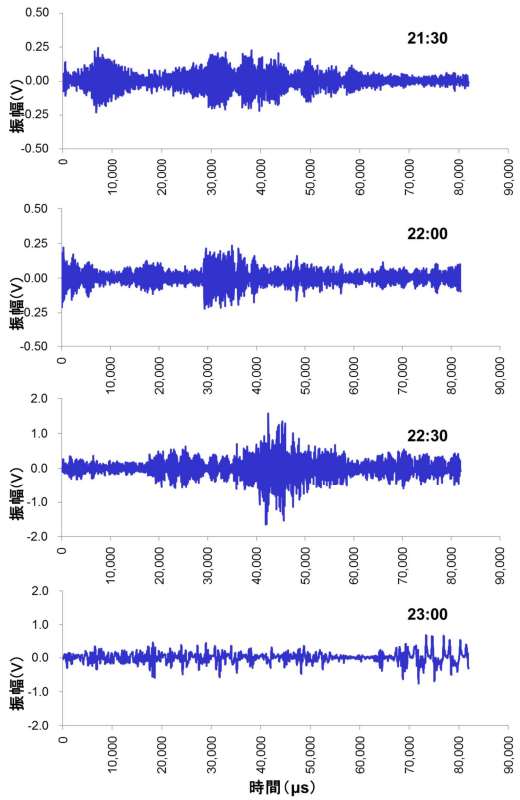


図-4　熊野地区での出水時の音圧データ

4．考察

ハイドロフォンは、埋没や破損をした後も一定時間は計測を続けている可能性が示唆された。例えば、栗平地区では通常時に掃流砂量への換算に用いている 16 倍のパルス数ではパルス数の低減が見られたが、より高倍率でカウントされるパルス数は記録を継続していた。このことは埋没の場合には、より高倍率での観測に切り替えることで一時的に観測を継続することが可能であることを示唆する。また栗平地区ではパイプ型ハイドロフォンよりも強度の大きいプレート型ハイドロフォンを採用していたため、土砂移動があっても、埋没はしたが、観測機器自体は破損しなかったと考えられる。

熊野地区での観測では、音圧による観測結果も同様に破損したと考えられる時刻以降は周波数特性に変化が見られた。これは巨礫の衝突等によるパイプの変形あるいは破損を示唆し、通常時には観測されないデータに着目することで観測機器の異常を把握出来る可能性を示す。

一方で、実際に破損したハイドロフォンによる観測データを用いた掃流砂量への変換は一部[2)]を除いて少なく、今後さらなる検討が必要と考えられる。

参考文献：

1）桜井亘ほか：近年の山地河川における流砂水文観測、国総研試料 887 号、2016

2）内田太郎ほか：ハイドロフォンの破損が流砂観測に及ぼす影響、平成 24 年度砂防学会研究発表会、pp.434-435、2012

定点カメラによる斜面変状モニタリング手法

国際航業株式会社　○佐藤匠　久保毅　室井翔太　佐藤渉
国土交通省 北陸地方整備局 松本砂防事務所　石田孝司　石田哲也　坂井咲香

1. はじめに

荒廃した斜面の変位をモニタリングすることは安全監視上非常に重要である。一方で観測機器の取り付け、メンテナンス、撤去等の作業には危険が伴い、また大規模な土砂動態が発生すると機器の流出・消失により最も重要な「移動時の情報」が取得できない場合がある。本発表では市販されている通信機能付き定点カメラを用いた画像解析による斜面監視手法（特願 2018-093709）を適用し、荒廃斜面を定常的にモニタリングした結果について報告する。

2. 検証フィールド

本手法の検証フィールドは姫川水系浦川流域右支渓・金山沢源頭部である。明治 44 年の稗田山大崩壊をはじめ大規模な土砂移動が繰り返し発生し、近年も降雨や融雪に伴い斜面移動や土石流などの土砂移動が活発である。対象斜面は変動範囲が広範で変動量が極めて大きいことから、斜面内に計測機器を設置することが困難な箇所である。この対象斜面において活動が活発な地すべり性斜面変動が認められる C, D, E ブロックを取り囲む形で 3 箇所に定点カメラを設置（対象距離 300~1,200m）し、斜面の変状を継続的に撮影した（図 1）。

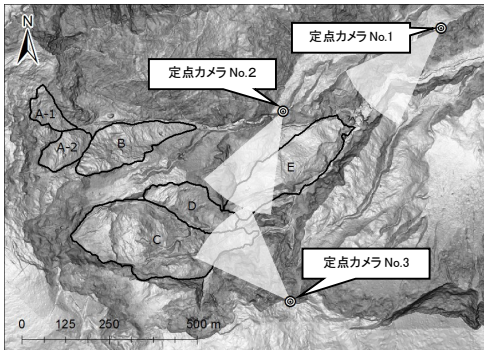


図 1　金山沢源頭部カメラ配置図

3. 使用機材

本手法は野外撮影用定点カメラ「ハイクカム SP4G」を用いて撮影を行い、取得した画像を解析に利用した。同カメラは最大 1,200 万画素（約 4,000 ×3,000 pixel）の画像を設定スケジュールにより定期的に撮影し、携帯通信網を利用した電送が可能である。本研究では 1 時間ごとに撮影し、電送した。

4. 画像解析手法

4.1 幾何補正

定点カメラは三脚による簡易的な設置のため、風や地面の膨張収縮による影響を受け、撮影画像がわずかに動揺する。撮影された画像を直接画像解析にかけると画角ずれに伴い変位量に面的な誤差が発生するため、画像マッチング処理による幾何補正を行い、取得画像すべてを画素単位で一致させた。

4.2 輝度値補正

斜面監視は屋外撮影となるため、太陽光の影響を大きく受ける。特に晴天で太陽光が直接降り注ぐ環境においては対象の位置（方位角・仰角）が時間・季節によって大きく変動するため、影の発生の仕方も変化し続け、画像解析に大きな影響を与える。

そのため、撮影画像の輝度値を 1 日単位で平均化し、時間に依存した影を緩和する処理を施した。この処理は日単位の移動を精度良く確認するために有効であり、大規模崩壊の前兆である比較的速度の小さな斜面移動の把握に適している。

4.3 土砂動態解析

土砂動態解析は画像解析から斜面の変動量を算出する「画像変位量」と、二時期の画像間の相関性を評価する「相関係数」の 2 つの指標を用いて評価を行った。それぞれの解析方法について以下に示す。

4.3.1 画像変位量

画像の変位を定量的に評価する手法として一般的な PIV（Particle Image Velocimetry）法を用いて、画像内の連続する二時期間において局所的に地すべり的な変位が発生した場所の画像変位量を算出した。

なおカメラから撮影対象までの距離に応じて 1 画素の変位量は変化する。このため、実変位量を得るには換算式が必要となる。撮影対象までの距離に応じて 1 画素の示す空間分解能は変化するため、定点カメラ撮影画像に映り込んだ地物の投影面における実距離を航空レーザ測量およびオルソフォトから GIS を用いて多数サンプリングし、距離に応じた画素数の変化を近似式として取得した。

この近似式に基づき対象物までの斜距離から画像変位量を実変位量に換算した。

4.3.2 相関係数

前述の PIV 法では、一時期目の画像の一部を矩形で切り出し、二時期目の画像内から「最も似た場所」を検出することで変位ベクトルを求める。この「最も似た場所」は一時期目の中から局所的な矩形画像を切り出し、二時期目画像の中から 1 画素ずつずらして濃淡パターンの類似度を相関係数として評価し、最も相関の高い場所を移動先の画像として抽出する。

崩壊等により地表面の形状が大きく変化した場合、一時期目の濃淡パターンが二時期目の画像から見つからず、相関係数が低く評価される。これを利用して、相関係数の低い領域を「崩壊等の土砂移動が発生した場所（地表面にかく乱が発生した箇所）」として抽出した。

5. 解析結果

5.1 検出された土砂移動現象

1 日ごとの解析用画像を作成し、画像解析によって土砂動態を評価した結果、2018 年 7 月初旬に発生した時間雨量 100m を超える集中的な降雨により著しい斜面変動が発生し、7 月 20 日まで継続したことが 2 か所のカメラ画像から確認された(**図 2**)。また、8 月に連続雨量 80mm を超える降雨で斜面変動が確認され、その後は 50mm 程度の雨でも斜面崩壊や土石流が頻発する様子が画像解析から確認された。

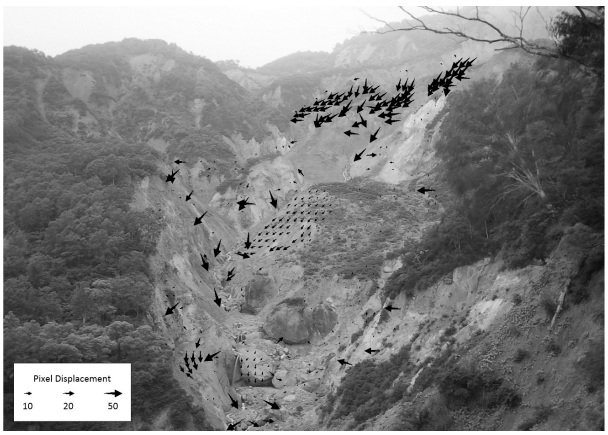


図 2　定点カメラ画像変位量算出結果（7/3-7/22）

5.2 精度検証

航空レーザ測量 DEM および UAV 画像から DSM を取得し、その間に発生した E ブロック側岸の斜面変位量を変動ベクトル解析（3D-GIV）によって求めた。この斜面変動領域について航空レーザ計測と UAV 計測を実施した日の定点カメラ画像を用いて変位量解析を行い、画像変位量を実変位量に変換して整合性を確認した。

定点カメラ画像解析および UAV・航空レーザ測量による 3D-GIV 解析いずれも同一ブロックが 2m 程度の平均的変動、4m の最大変位量を示しており、おおむね整合的であると考えられる（**図 3**）。

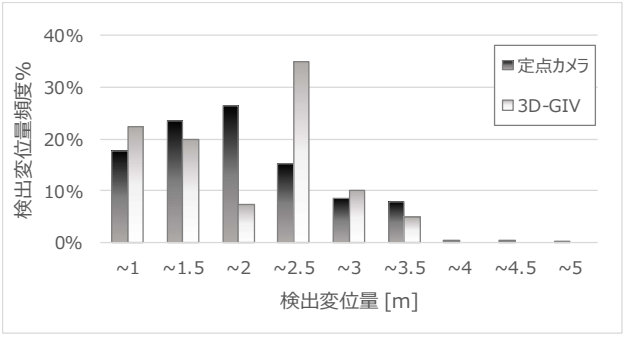


図 3　E ブロック側岸の変位量算出結果比較

5.3 国土交通省 CCTV 画像への適用性評価

本手法は定点カメラを用いて実施することを念頭に開発されたものであるが、国土交通省が保有している既設の CCTV 画像が利用可能であるかを金山沢土石流観測所に設置された CCTV 画像を利用して検証した。同 CCTV は画素数が定点カメラに比べて粗く（720×480 pixel）、また対象斜面まで 1,700m 程度の距離がある。

CCTV 画像に本手法を適用した結果、C ブロックの大規模斜面変状を検出することができ、画素が粗く遠距離であっても、数 m 規模の土砂移動現象であれば検出可能であることが確認された。ただし CCTV のズーム復帰精度が不足しており、画像変位量 1~2pixel 程度の微小な変位は評価困難であった。

6. おわりに

定点カメラによる連続画像について画像解析を行うことで、土砂動態の発生および収束のタイミングを把握することが可能となった。また、計測精度についてもメートル単位での整合性は取られていることが確認できた。

本手法は夜間・濃霧など視認性が低い状況下での適用は困難であるが、荒廃斜面から数百 m 以上遠方の安全な場所から面的かつ高頻度の斜面変動監視が可能であることから、危険斜面の定常的モニタリング手法として有効であると考える。

また、本手法に基づき画像変位量・相関係数の 2 指標を用いた閾値を設定することで大規模な斜面変動を自動検知するシステムの構築も期待できる。

【参考文献】

1) 佐藤ほか（2018）「金山沢源頭部の土砂移動とその面的なモニタリングについて」，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.717-718

R6-030

砂防指定地における衛星画像を使った土地改変抽出手法の検討

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　酒谷　幸彦、西　真佐人、○藤澤　誠二
一般財団法人リモート・センシング技術センター　古田　竜一、清水　孝一、中田　和輝、平松　真宙

1. はじめに

砂防指定地内の違反行為（無許可での伐採や開発等）は、古くから全国各地で発生しており、これらの違反行為は、指定地内のみでなく下流域においても土砂災害の危険性を高める重大な問題である。

砂防指定地の管理者は、適切な砂防指定地管理を行うために指定地の違反行為を早期に発見し是正措置を講じる必要があり、土地改変の状況を広域、簡易に把握する方法が求められている。

本報告では、砂防指定地管理の効率化に繋がる方策として検討した「衛星画像等を使った土地改変抽出手法」の概要について述べる。

2. 砂防指定地内の管理上の課題

砂防指定地における近年の主な違反事例としては、土砂搬入・盛土、宅地・農地造成、土砂採取、産業廃棄物の不法投棄、太陽光パネルの設置によるものが発生しており、これらの違反事例は、時間が経てば経つほど解決しにくくなることから、行政指導は早期に行うことが重要であると言われている[1)]。

砂防指定地における管理において、①管理対象が広範囲にわたる、②管理対象が山岳部など人目につきにくい、③管理対象へのアクセス性が低いことなどの課題がある。

一方、近年は衛星画像の技術発展が進み、利活用の場が増えてきていることから、指定地内の開発行為を早期に発見、対応するための指定地管理の効率化に繋がる方策として、「衛星画像を使った土地改変抽出手法」の検討を行った。衛星画像の特徴（撮影範囲が広範囲、現地へ行かずに把握できる、継続的な撮影が可能等）を踏まえると、衛星画像を活用することで指定地の管理の効率化、省人化が期待できると考えられる。

表１　衛星画像の活用で期待される効果

衛星画像の活用で期待される効果
・一度に広範囲を把握可能 ・現地に行かずに把握可能 ・継続的な把握が可能 ⇒指定地管理に係る効率化、省人化が可能

3. 土地改変抽出手法の妥当性検証

指定地内における違反行為７事例を対象に、衛星画像による土地改変抽出の検証を行った。衛星画像は、今後の運用面を考慮し、無償公開され、大気補正、雲・雲影等の範囲の除去が可能な Landsat-8 の光学画像を使用した。

図１は違反事例（指定地内での無許可伐採）について、伐採行為前後の２時期のカラー画像を比較したものである。この事例では、対象地の伐採範囲は約３ha 程度であり、目視による識別が可能であることがわかる。しかしながら、小規模な開発も含め、広域にわたる土地改変をすべて目視で抽出することは難しい。そこで、広域にわたる土地改変を自動的



図１　衛星画像による違反行為前後のカラー画像
（上：平成 26 年 10 月 25 日下：平成 27 年 2 月 14 日）

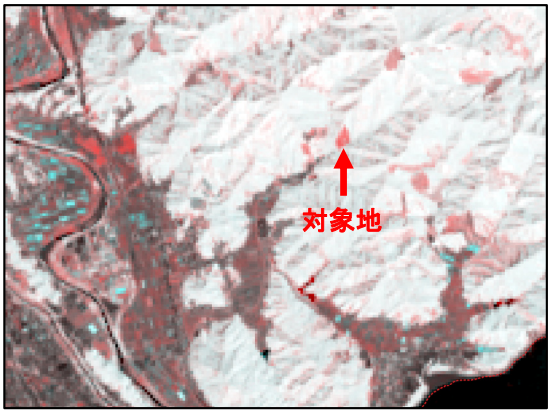


図２　対象地における２時期の差分可視化画像

に抽出するプログラムを検討することとした。２時期のカラー画像を用いることで、NDVI(Normalized Difference Vegetation Index：正規化植生指標)の差分値を可視化し、１ピクセル単位（30m×30m）での土地改変が抽出できるものとした。

図２に２時期の差分可視化画像を示す。違反行為のあった対象地は赤色で示されており、対象地の伐採行為は２時期の NDVI の差分値を用いて抽出可能であることが確認された。なお、対象地以外で赤色に示されている箇所は、カラー画像を目視判読し、伐採地や圃場等であることを確認した。

4. 土地改変抽出プログラムの検討

前節の検証結果を基に、土地抽出プログラムの検討を行った。図３にアルゴリズムの流れを示す。

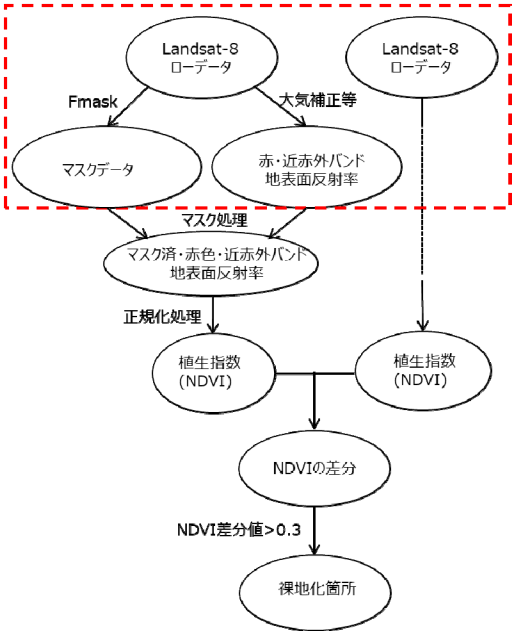


図３　土地改変抽出プログラムのアルゴリズム

土地改変箇所（本研究では植生地の裸地化、伐採を対象とした）の抽出プログラムの検討にあたり、2 時期の NDVI 差分値を使って、求めたい変化域の閾値に関する検討を行った。図４は土地改変のなかった箇所と土地改変箇所との NDVI の変化をヒストグラムとして比較したものである。

土地改変のなかった箇所（陸地全体からランダムで 79 ピクセルを抽出）における NDVI の差分値はすべて 0.3 未満であった。

一方、土地改変箇所（裸地化箇所から目視で 30 ピクセルを抽出）の NDVI の差分値は最小でも 0.35 程度の値であり、NDVI の差分値が土地改変の有無により明確に分離されていることがわかる。

以上から本研究では閾値を 0.3 に設定した。

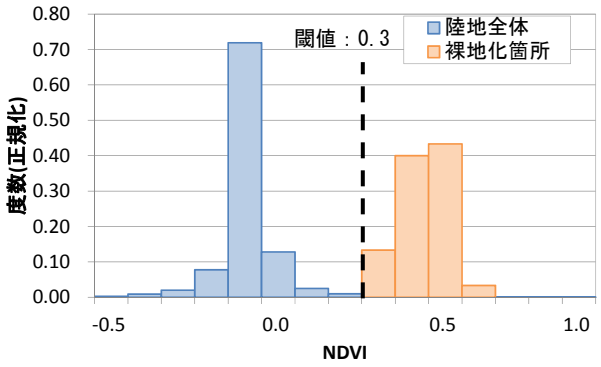


図４　陸地全体（青色）及び土地改変箇所（橙色）の NDVI 差分値のヒストグラム

プログラムを使用して、土地改変地を抽出した事例を図５、図６に示す。抽出した結果について、以下のように評価できた。

・土地改変は概ね精度よく抽出できた（図５）
・土地改変として圃場も多く抽出される（図６）
・マスク処理により、水域、雲、雲陰による誤抽出はほとんどみられない

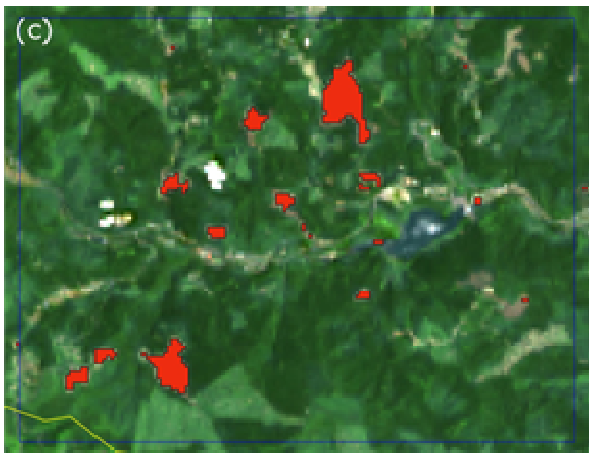


図５　土地改変抽出プログラムによる抽出結果①

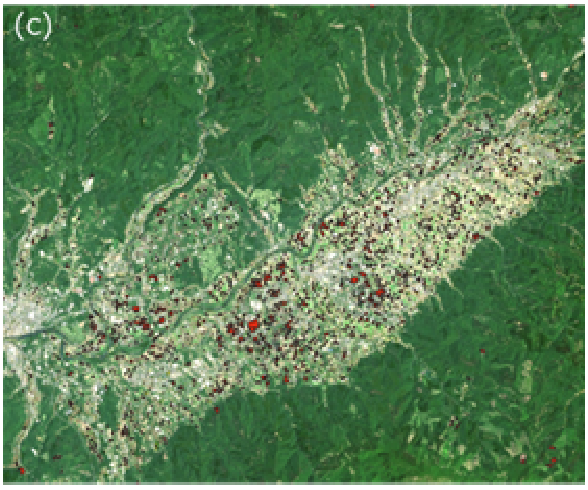


図６　土地改変抽出プログラムによる抽出結果②

5. まとめ

本研究では、衛星画像を使用した土地改変抽出手法の検討を行った。検討の結果、土地改変（植生地の裸地化、伐採等）について、改変地の面積、撮影時の天候、圃場の誤抽出等一定の利用限界はあるものの、概ね精度よく抽出できることがわかった。

手法の利用限界を考慮したうえで、業務プロセスの適切な位置に導入することで有効活用が期待できる。例えば、抽出された箇所を対象として、現地調査、市町村等への聞き取り、詳細な空中写真やドローンによる再判読などにより抽出結果を確認することが考えられる。

また、確定された結果を蓄積して、分類手法検証のための評価データとして用いることで継続的な精度向上に資すると期待される。

光学衛星は、天候によって必ずしも良好な画像を定期的に取得することはできない。対象地の土地利用変化のポテンシャルを加味するなどして、モニタリング間隔をどのように設定するのか等、技術の性能を向上させるだけではなく、砂防指定地管理上の運用面とバランスの取れた技術開発を図ることが重要である。

【参考文献】

1)国土交通省：砂防指定地の管理における課題と取組事例、砂防および地すべり防止講義集（第 57 回）、平成 29 年 2 月

奈良県赤谷西地区の重力変形斜面におけるゆるみ域の性状と、変形機構の推定

応用地質株式会社　○林幸一郎・窪田安打・小松慎二・橋本裕司
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　菅原寛明・田中健貴・木下篤彦

1. はじめに

深層崩壊による被害を軽減するためには，崩壊が発生する場所と規模を予測し，事前対策を検討する必要がある。これまでの研究により，崩壊前の斜面には重力変形が生じている場合があることなどが明らかになっており [1]，航空レーザ測量による詳細な地形データを用いて，深層崩壊発生前の地形の特徴を抽出する検討などが行われている [2]。

一方，事前対策を検討するためには，重力変形斜面のうちどのような斜面が崩壊する可能性が高いのか，また崩壊した場合にどのような規模となるのかを推定し管理する必要があり，変形が進みゆるみが生じている深さを把握する必要がある。

そこで本研究では，地形的な特徴から抽出された重力変形斜面について，ボーリング調査と物理探査を実施し，重力変形が生じていると推定される領域とそうでない領域の，亀裂の発達の程度，密度，弾性的性質などの岩盤性状を比較し，ゆるみが生じている深さの推定に必要な岩盤性状を評価する指標を検討した。

2. 調査方法

2.1　調査対象

調査は，平成 23 年に発生した深層崩壊箇所（赤谷地区）の西側に抽出されている重力変形斜面（赤谷西地区）を対象とした（**図-1**）。斜面上方の尾根には，重力変形により生じたと考えられる幅約 10m の線状凹地が存在する。斜面上部の Ak-5 地点では，変形領域である深度 67.75m まで特徴的な破砕と開口亀裂が分布しており [3]，1.1mm/年程度のせん断性の地中変位が確認されている。

2.2　岩盤性状の調査

ボーリング調査は，斜面下部の Ak-7 地点で実施し，亀裂の開口が認められなくなる深度 90m まで削孔し，岩盤性状の鉛直方向の変化を確認した。岩盤性状は，破砕の程度をコアの破砕度区分 [4]，亀裂の開口の程度を孔壁の開口量測定，弾性波速度を孔内の速度検層，密度をコア重量測定により得られる値で評価した。

地表面の弾性波探査は，重力変形斜面上端の線状凹地を跨ぎ，斜面方向に設けた長さ 180m の測線上で実施し，弾性波速度分布の測線方向の変化を確認した。

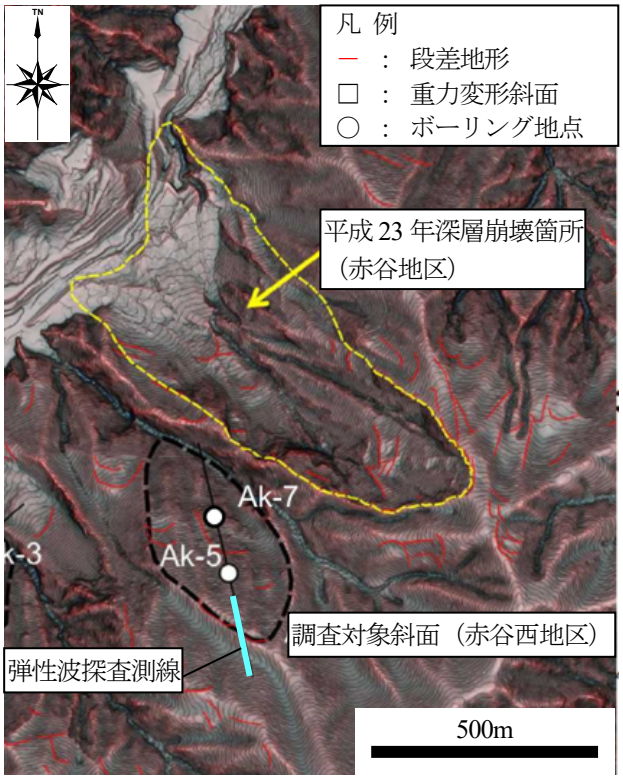


図-1　調査対象位置図

2.3　岩盤性状の比較

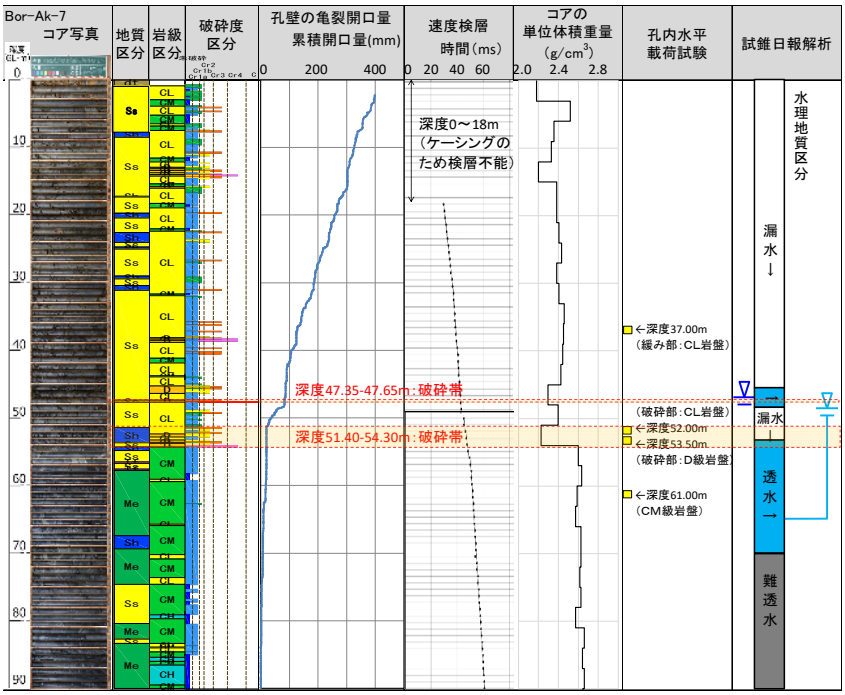
鉛直方向の重力変形領域とそうでない領域は，孔内傾斜計観測によって地中変位が確認される深度の下端を境界として評価するが，調査期間内（H31/1/9～H31/3/4）では明瞭な変位が認められなかったため，Ak-5 で検討された破砕度区分による評価 [3]により Cr2～Cr4 が認められる深度（深度 54.3m）を変形領域の下端として推定し，岩盤性状の比較を行った。

重力変形斜面の上端付近の変形領域は，斜面上端の線状凹地を境界として評価し，その重力変形斜面の内側と外側の弾性波速度分布の比較を行った。

2.4　地盤の状態の確認

重力変形領域がどの程度力学的に脆弱となっているのかを確認するため，孔内水平載荷試験を実施し，岩盤性状の分布と比較した。

地中変位が発生する要因の一つと考えられる間隙水圧の変動が生じている可能性のある深さを確認するため，ボーリング削孔中の孔内水位の変動から試錐日報解析などを行い，地下水の分布と岩盤性状を比較した。



下端深度 m	破砕度	累積開口量 mm/m	P波速度 km/s	コアの密度 g/cm³
18.0	～Cl	7.3	－	2.3
31.0		6.7	1.7	2.4
42.6		8.1	2.7	2.4
47.7		1.7		2.4
51.4	～Cr4	17.7		2.4
54.3		0.0	2.1	2.2
62.7	～Cr1b	1.1	3.2	2.6
70.0	～Cr1a	0.5		2.6
85.0				2.6
90.0	非破砕	0.0	3.8	2.7

図-2　Ak-7 地点の鉛直方向の岩盤性状変化

3. 調査結果

3.1　岩盤性状の調査，比較結果

Ak-7 地点における鉛直方向の岩盤性状を，**図-2** の通り整理した。重力変形領域の下端と推定される深度 54.3 m を境に，破砕度では Cr4 と Cr1b，1 m あたりの開口量では 1.7～17.7 mm と 0.0～1.1 mm，P 波速度では 1.7～2.8 km/s と 3.2～3.8 km/s，コアの密度では 2.2～2.4 g/cm³ と 2.6～2.7 g/cm³ と，いずれの指標でも明瞭な変化が確認された。

重力変形斜面の上端付近における弾性波速度分布を**図-3** に示す。線状凹地を境に，重力変形斜面で P 波速度が速い層の出現深度が深くなることが確認された。

3.2　地盤の状態の確認結果

孔内載荷試験の結果，深度 61m では降伏応力が 12.2 MN/m² 以上であったのに対し，深度 54.3m 以浅では 2.4～3.5 MN/m² で降伏し，相対的に強度が低いことが確認された。特に深度 53.5m の破砕部では，せん断剛性率 193 MN/m²，粘着力 2.8 MN/m²，内部摩擦角 15° と，相対的にせん断強度が低かった。

地下水位は，破砕帯が分布する，深度 46～47m，深度 54.3～70m にそれぞれ確認された。

3.2　評価指標の検討

図-2，3 に示す通り，いずれの指標でも，推定される重力変形領域の境界で明瞭な差異が確認された。このうち最も簡便に調査できる指標としてはコア密度が挙げられる。また，岩盤性状が明瞭に変化する深度では，せん断強度が相対的に低く，さらに間隙水圧の変動が生じている可能性があり，それ以外の深度に比べ崩壊の可能性が相対的に高いと評価することができる。

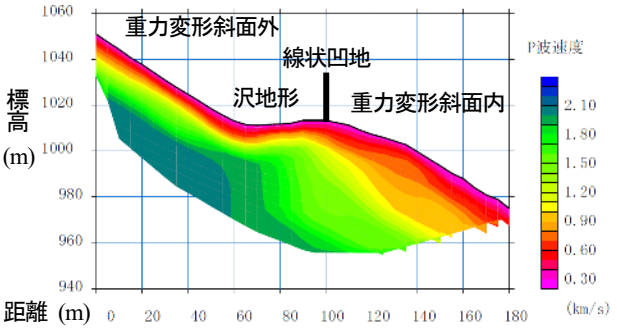


図-3　弾性波速度分布（トモグラフィ解析）

4. まとめ

赤谷西地区において，変形領域の境界と推定される箇所で岩盤性状が明瞭に変化することを示し，ゆるみが生じている深さの推定に必要な評価指標を検討した。今後は，実際の地中変位と間隙水圧の変化を観測することで，変形機構と岩盤性状の関係性を明らかにし，赤谷西地区で得られた情報を基に，地形解析や広域的な探査手法など効率的な方法も含めた，重力変形斜面を評価する手法を検討する必要がある。

参考文献

1) 千木良雅弘：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について，応用地質，Vol.56，No.5，p.200-209，2015
2) 田中健貴・吉村元吾・菅原寛明・船越和也・染谷哲久・岡野和行：高精度地形データを用いた深層崩壊斜面の地形的特徴に関する研究，砂防学会誌，Vol.71，No.5，p.3-10，2019
3) 林幸一郎・武澤永純・石井靖雄：破砕度と開口亀裂の評価に基づく奈良県赤谷西地区における重力変形領域の推定，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，p.167-168，2018
4) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之：地すべり移動体を特徴づける破砕岩―四万十帯の地すべりを例として―，応用地質，Vol.52，No.6，p.231-247，2012

ポスター発表

P-001

花崗岩広葉樹林流域の蒸発散特性

愛媛大学農学部　○戎　信宏・佐藤嘉展
石川県立大学　　高瀬恵次

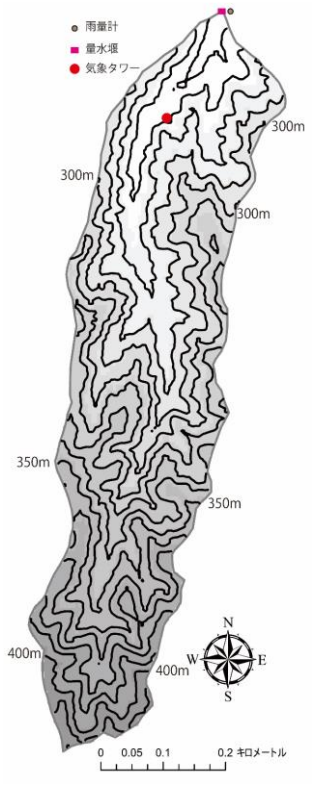
１．はじめに

筆者らは、愛媛県大洲市（天貢、杭瀬試験地）[1),2)]における森林小流域の長期間観測データから森林流域の流出特性について検討を行ってきた。そのなかで森林蒸発散の特性としては、少雨年、多雨年の年蒸発散量は降雨の量に比較して、その増減の変動は小さく、少雨年の蒸発散量の低下は年を超えて持ち越されないで、少雨年でも降水量の蒸発散量の低下は思ったより少ないこと。多雨年では、実蒸発散量と可能蒸発散量の比である蒸発散比が年間の値でも 1.0 を超えることがあること、ただし、多雨年でも年間の降水量のばらつきで蒸発散量がそれほど大きくならない場合もあることが分かってきた。また、スギ・ヒノキ人工林（常緑樹）と落葉樹の蒸発散特性の違いは、冬期の着葉、落葉の差異だけではなく、夏期の蒸発散量は、スギ・ヒノキより広葉樹の方が大きいことが示唆された。

さらに森林流域の蒸発散特性の研究を進めるため、本研究では、愛媛県以外の滋賀県甲賀市の落葉・常緑混交林の流域（信楽試験地と言う）の雨量・流量データを解析し蒸発散特性を調べたので、ここに報告する。

２．試験地概要と解析方法

信楽試験地（図－１、量水堰位置：北緯 34° 51′ 57″ 東経 136° 6′ 49″ ）は、京都大学防災研究所、京都大学生存圏研究所等の共同研究試験地として、滋賀県甲賀市信楽町神山の国有林内に、2010 年４月から雨量・流量の本観測とさらに 2012 年 4 月より試験地内の気象タワーでフラックス・微気象観測が開始された。流域面積は、24.2 ha、標高は 254 m～421 m、平均勾配 26.9°、基岩の地質は花崗岩類である。ドローン撮影の画像解析によると着葉期の森林面積割合は、落葉樹 73%、常緑樹 18%、裸地・河道 9%で、常緑樹には人工植栽されたヒノキ、アカマツ、クロマツも含まれる。広葉樹の樹種としては、ウリカエデ、エゴノキ、リョウブ、コナラ、ソヨゴ、アセビなどがある。ヒノキは谷部に植栽されており、下流から上流まで点在している。



図－1　信楽試験地地形図

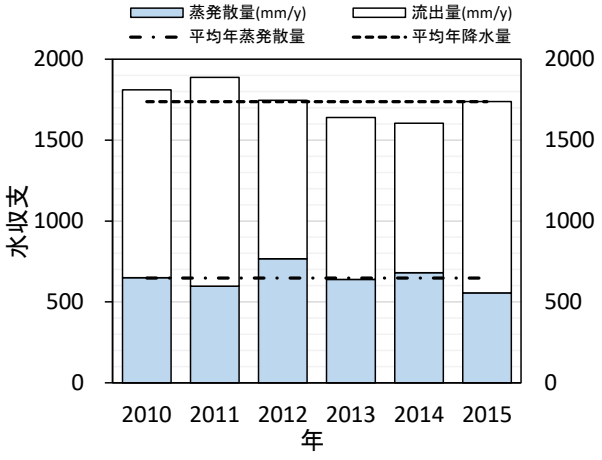
本試験地の流量観測は、流域の末端に直角三角形の量水堰を設置し、圧力式デジタル水位計（STS 社 DL.OCS/N など 2 台）で行っている。一方、雨量観測は、量水堰の横に設置した 2 基の雨量計と気象タワーに設置した雨量計で行っている。また、流域内には高さ約 45m の微気象・フラックス観測用の気象タワーが設置されている。今回の解析のペンマン式の可能蒸発散量の計算は、この気象データを用いた。

解析に用いた雨量・流量データは、2010 年～2015 年の 6 年間のものである。解析期間内の試験地雨量の欠測は、京都大学生存圏研究所の信楽 MU 観測所（試験地より直線距離 1.6 km）の雨量データと信楽アメダス（試験地より直線距離 6.1 km）の雨量データで補完した。流量は、2010 年 1-3 月と 2015 年 9-12 月のデータがない期間とデータの不良等は、長期流出モデルである高瀬モデルによって時間流量を補完計算した。

解析方法の年間水収支の計算と蒸発散量の季節変化は、鈴木方式[3)]による短期水収支法の解析を行った。年間水収支の計算で、単純に 1 月 1 日から 12 月 31 日を水収支期間とした。

３．解析結果と考察

信楽アメダスによると信楽の平年降水量は 1466.1 mm（1981-2010 年）で、今回の観測期間の平均年降水量は、1738 mm で平年より大きく、最大年雨量は 2011 年の 1888 mm である。この期間中の年間流域水収支による年平均蒸発散量は、648 mm となった。このときのペンマン式の可能蒸発散量は、797 mm、蒸発散比は 0.81 である。この年間水収結果を表－1、図－2 に示す。天貢試験地、杭瀬試験地の二つの試験地と同様に年降水量の変動と比較すると、年蒸発散量の変動は小さい。また、杭瀬と信楽試験地の共通する解析期間である 2010 年～2014 年の 5 年間の年蒸発散量を比較すると、信楽試験地は 666 mm、杭瀬は 727mm、その差は 61mm（降水量差は 112mm）蒸発散比は、信楽試験地は 0.83、杭瀬 0.86 で、蒸発散比の 0.03 の差は年可能蒸発散量を 800 mm と仮定すると蒸発散量は 24 mm の差となり、水源かん養機能として意味があるかどうかであるが、スギ・ヒノキ人工林流域の方が、蒸発散量は大洲の試験地の解析で得られた



図－2 解析期間の水収支の年変動

のと同様に確かに蒸発散量は多く、水源かん養機能の点では落葉広葉樹林流域より不利であると結論づけられる。

次に、短期水収支法の結果である蒸発散量の季節変化を図－3 に示す。短期水収支法で求めた平均年蒸発散量は 657 mm(2010-2015 年)となり、年間水収支で得られた 648 mm の値より約 1.4%多い結果であった。平均の最大日蒸散量は 3.58 mm/d(9 月)、最小日蒸発散量は 0.51 mm/d (1 月) である。季節変化の値の妥当性を検証するために、2012 年 9 月から 2013 年 8 月に観測されたフラックス・微気象データから渦相関法によって求めた 1 年間の解析データ[4] の蒸発散量をそれぞれ月別に整理して比較したのが図－4 である。夏期の 7 月、8 月以外は同程度の値を示しているので、短期水収支法から得られた値は妥当であると言える。

さらに、杭瀬と信楽試験地の蒸発散特性の季節変化を見るために、蒸発散比の季節変化を図－5 に示す。この図からわかるように冬期(11 月～2 月)の期間は、杭 瀬試験地と信楽試験地で値に大きな差がある。これは、杭瀬試験地は常緑樹のため気温が低くても遮断蒸発量が多く、蒸散もゼロにはならないため、その影響を示していると考えられる。また、初夏(6 月～7 月)に信楽試験地の方が、蒸発散比の値が大きくなることは、広葉樹の方は蒸散が多く、そのため蒸発散量を多くなると考えられる。このことは天貢試験地、杭瀬試験地の比較でもその傾向が示されている。

3．おわりに

今回、落葉広葉樹の多い信楽試験地の蒸発散特性の解析で、杭瀬試験地のスギ・ヒノキ林との蒸発散特性の違いが明らかになった。現在、林内雨量観測による遮断蒸発の解析も共同で別途進めているので、初夏あるいは夏期の遮断蒸発・蒸発散特性がさらに明らかになると思われる。

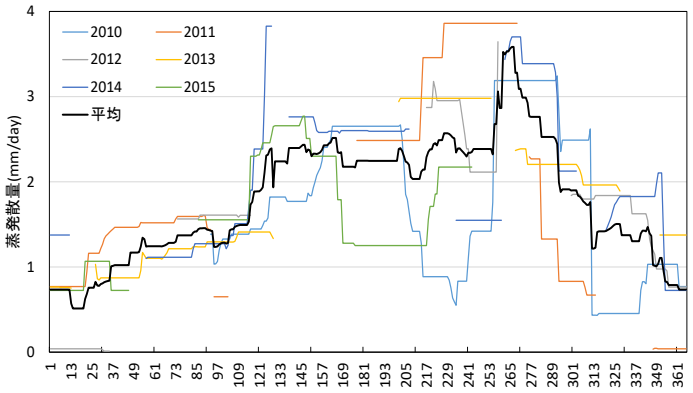
謝辞：最後に本研究は、「流域上空大気と地上部での多様な水文観測に基づく 3 次元水循環モデルの構築」の科学研究費補助金・基盤 B (16H04999, 代表：高瀬恵次) の援助を受けた。さらにデータ、調査等でご協力いただいた京都大学大学院、京都大学防災研究所、京都大学生存圏研究所の科研の諸先生に謝意を表します。またデータ整理、解析で協力いただいた研究室の渡邊裕衣（愛媛県）さんにも感謝の意を表します。

引用文献

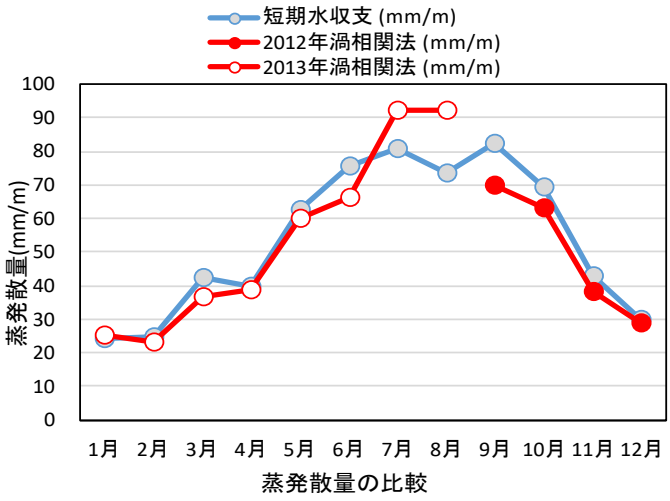
1) 戎信宏・高瀬恵次：山地森林小流域の長期間観測による流出解析Ⅱ－愛媛県大洲市天貢試験地の蒸発散量と流況－、平成 29 年度砂防学会研究発表概要集
2) 戎信宏・高瀬恵次：山地森林小流域の長期間観測による流出解析Ⅲ－森林植生の異なる流域の比較－、平成 30 年度砂防学会研究発表概要集
3) 鈴木雅一：短期水収支法による森林流域からの蒸発散量推定. 日林誌 67(4)、 p.115-125、1985
4) 戎信宏・萬和明・中北英一・山口弘誠・田中賢治・高瀬恵次・石田祐宣・福池孝記：落葉広葉樹林における水蒸気･CO_2 フラックス観測、水文・水資源学会 2014 年度研究発表会要旨集、2014 年 9 月

表－1 水収支の計算結果

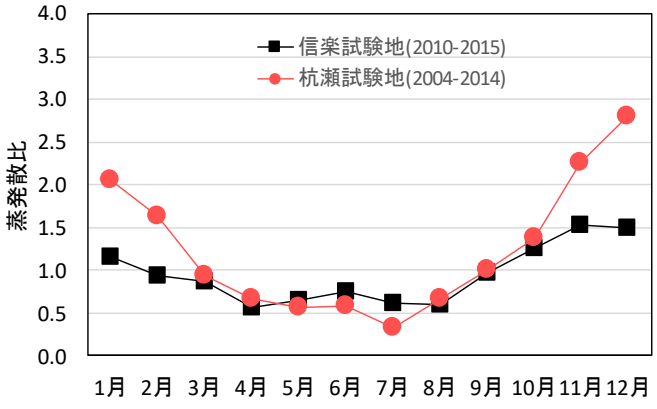
年	降水量 (mm/y)	流出量 (mm/y)	蒸発散量 (mm/y)	可能蒸発散量 (mm/y)	蒸発散比
2010	1811	1161	650	798	0.81
2011	1888	1291	597	787	0.76
2012	1747	981	766	779	0.98
2013	1640	1001	639	842	0.76
2014	1604	923	681	814	0.84
2015	1739	1184	555	763	0.73
平均	1738	1090	648	797	0.81
2010-2014	1738	1071	666	804	0.83



図－3 短期水収支法の結果



図－4 渦相関法との月別蒸発散量の比較



図－5 蒸発散比の比較

P-002

広島西部山系における豪雨時の斜面動態観測

中電技術コンサルタント株式会社　○秦雅之，宮本英夫，平尾暢美，大盛泰我
国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所　岡﨑尚也※1，溝口佑輔※2，鳥越美里※2
（※1：現 中国地方整備局河川部，※2：現 中国地方整備局広島西部山系砂防事務所）

1. はじめに

広島県では、近年土砂災害が頻繁に発生しており、平成 11 年 6 月豪雨、平成 26 年 8 月豪雨、平成 30 年 7 月豪雨では死者数が数十名から百名を超える甚大な被害が生じている。

このため、国土交通省太田川河川事務所（現 広島西部山系砂防事務所）では、今後の土砂災害被害の防止・軽減のため、平成 15 年度から広島西部山系直轄砂防事業区域の梅雨時期の斜面動態観測を実施し、斜面崩壊・土石流発生メカニズムの解明を目指している。

斜面動態観測の対象地区については、平成 15 年度以降少しずつ追加し、平成 27 年度に平成 26 年 8 月豪雨で多大な被害の生じた八木地区を加え、現在計 9 地区の斜面観測を行っている（図-1）。

また、近年は観測機器を段階的に更新し、Web 画面で観測結果を逐次監視できる観測システム（図-2）を構築している（平成 30 年度末時点で 9 地区中 8 地区で Web 観測システムを構築）。

本稿では、上記の斜面観測結果について総括を行い、豪雨時の斜面水文動態を整理した結果を紹介する。

2. 斜面動態観測の内容

観測地区毎に観測項目や観測機器の配置（縦断的な観測の有無）、観測機器の数量は異なるが、現在の斜面動態観測の概要は以下のとおりである（表-1、図-3）。

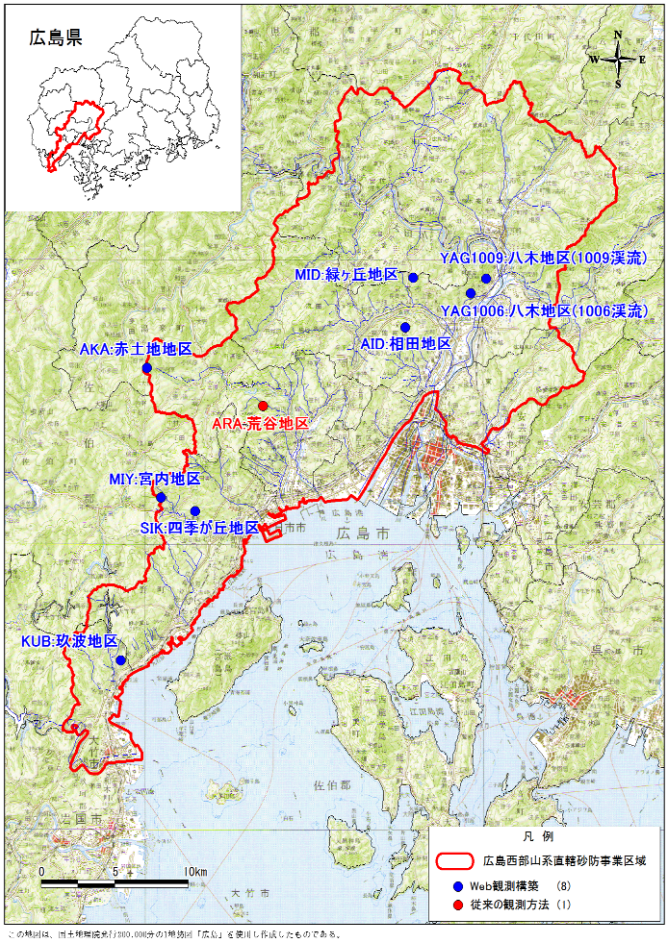


図-1　斜面動態観測　位置図

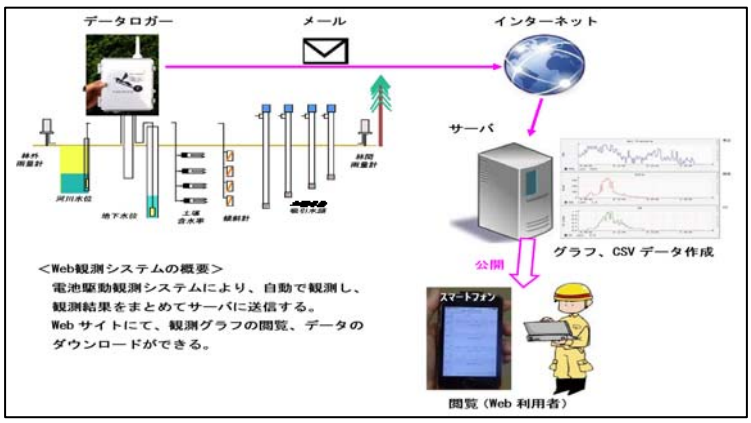


図-2　Web 観測システムのイメージ

表-1　斜面動態観測の観測項目

No.	地区	地質	観測開始	観測項目						
				雨量	流出量	地下水位	土壌水分吸引水頭	体積含水率	斜面傾斜	斜面変位
1	荒谷地区	花崗岩	H15	○	○		○	○	○	○
2	相田地区	花崗岩	H15	○	○					
3	宮内地区	花崗岩	H17	○	○	○	○	○	○	○
4	四季が丘地区	花崗岩	H17	○	○					
5	赤土地地区	堆積岩	H20	○	○					
6	玖波地区	花崗岩	H20	○	○					
7	緑ヶ丘地区	花崗岩	H20	○	○					
8	八木地区(1006)	花崗岩	H27	○	○	○	○	○	○	
9	八木地区(1009)	堆積岩	H27	○	○	○	○	○	○	

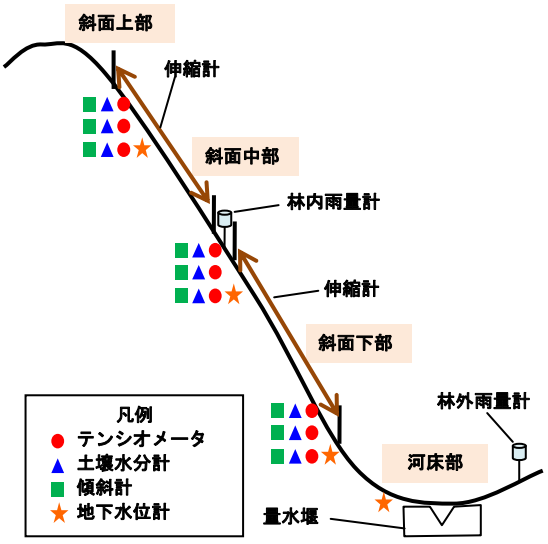


図-3　斜面動態観測の機器配置イメージ

3. 斜面動態観測の結果

観測開始以降の斜面観測結果の概要・特徴の整理結果を以下に示す（図-4、表-2）。

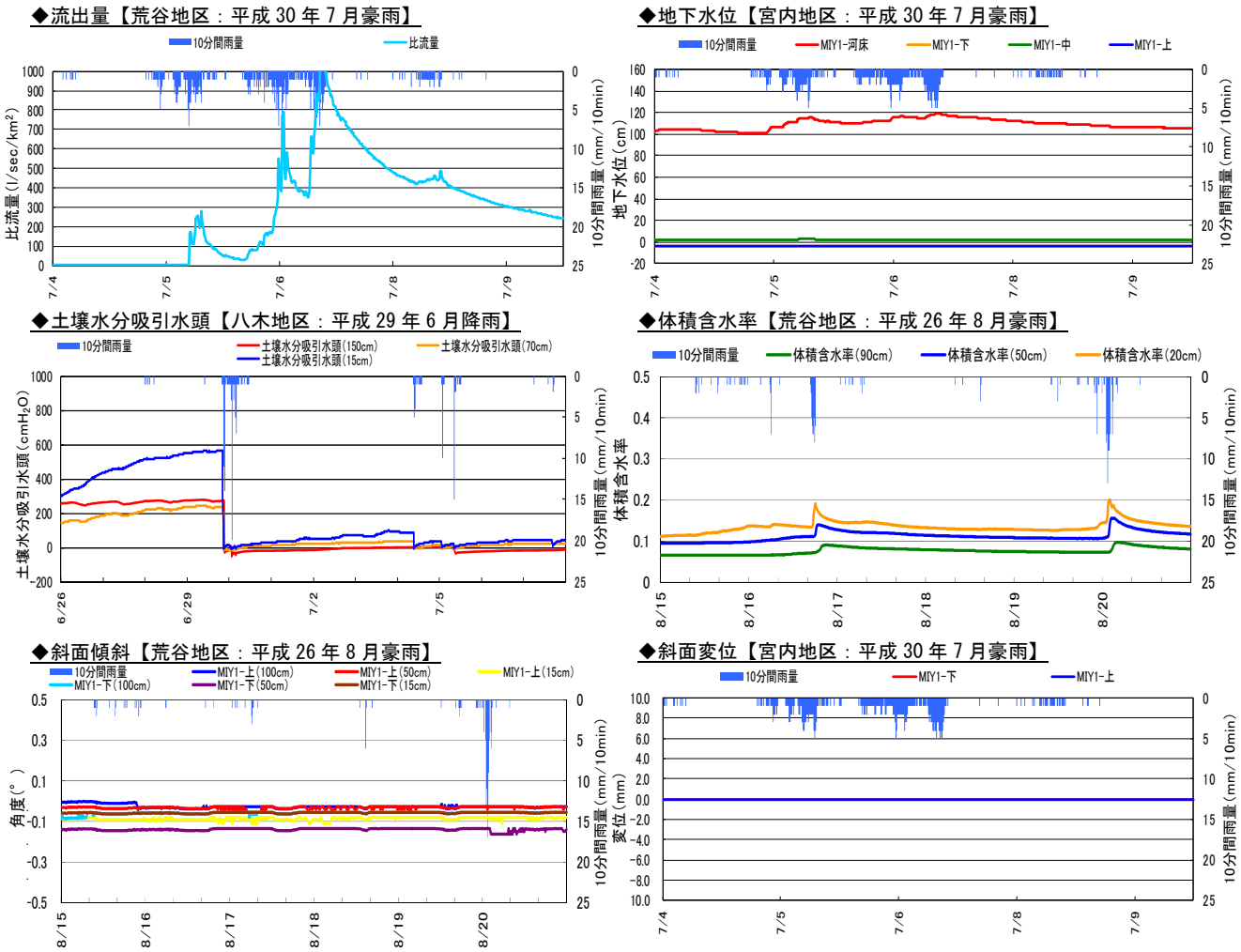


図-4　代表的な斜面動態観測結果

表-2　観測結果の特徴・概要

観測項目	観測結果の特徴・概要
流出量	・中小規模の降雨では流出量が変動しないことがあるが、断続的な降雨があると、時間雨量のピークから少し遅れて降雨波形に対応した流量波形が観測され、降雨のピークから遅れて流出量のピークが発生する。 ・同規模の降雨で比較しても、降雨への流出量の応答は必ずしも同一でなく、前期降雨による土壌の水分状態が流出に影響していると考えられる。
地下水位	・大規模な降雨がある時に、降雨のピークから少し遅れて地下水位が上昇する傾向が見られる。 ・設置した場所別に見ると、斜面上部より、渓床に近い位置（集水面積が大きく斜面勾配が緩い位置）の方が地下水位は高く、降雨に応答した水位上昇が観測されやすい傾向にある。
土壌水分吸引水頭	・土壌水分吸引水頭（サクション）は、土壌の水分状態に依存するため、4 月から梅雨期においては小さな値を示すが、夏季以降は乾燥状態となり、観測値が大きくなる傾向を示す。 ・少量の降雨については、表層近くの深度の浅い機器のみが反応している。 ・表層ほど観測値が大きくなる傾向にあり、降雨時は表層近くの設置深度の浅い機器から順に観測値の低下が観測されている。
体積含水率	・体積含水率は、土壌の水分状態を表すため、4 月から梅雨期においては大きな値を示すが、夏季以降は乾燥状態となり、値が小さくなる傾向を示す。 ・多くの地区（荒谷地区、宮内地区）では、降雨時に表層近くの設置深度の浅い機器から順に観測値の上昇が観測される。一方、一部の地区（八木地区）では、表層近くの設置深度の浅い機器よりも設置深度の深い機器で体積含水率の上昇が顕著に確認されており、土層中に難透水層や水みちが存在している可能性が考えられる。
斜面傾斜	・斜面傾斜は、大規模降雨の際も変動幅は 0.1° 程度であり、大きな斜面傾斜の変化は観測されていない。
斜面変位	・斜面変位は、大規模降雨の際も変動幅は 5mm 程度であり、大きな斜面変位は観測されていない。

4. 結論・今後の課題

これまでの斜面動態観測により、斜面における降雨浸透および降雨流出の挙動はある程度把握することが出来てきているが、斜面崩壊・土石流発生メカニズムの解明に直結するデータ（斜面傾斜・斜面変位等）は観測できていない。今後は、引き続き観測を行い、斜面崩壊・土石流発生時の挙動を監視するとともに、既往の観測結果の土砂災害警戒避難等への有効活用について検討していく必要がある。

P-003

山地河川における流量観測の問題点と課題

国土交通省 近畿地方整備局 六甲砂防事務所　田中秀基・白髭一磨・矢野治
国土防災技術株式会社　小菅尉多・○永田葉子
京都大学　水山高久，京都大学大学院農学研究科　小杉賢一朗
国土技術政策総合研究所　内田太郎

1. はじめに

六甲山系には９ヶ所の常設の水文流砂観測所があり，また平成 23 年から仮設水位計も加えて観測を実施している。上流の小流域では河道に三角堰などを設置して流量観測を行っているが，流量が多いところでは，砂防堰堤の水通し，もしくは流路工内などに水位計を設置し，その観測水位から流量に換算している。これらの観測から，山地河川において，流量（水位）観測を実施するうえでの問題点・課題について整理した。

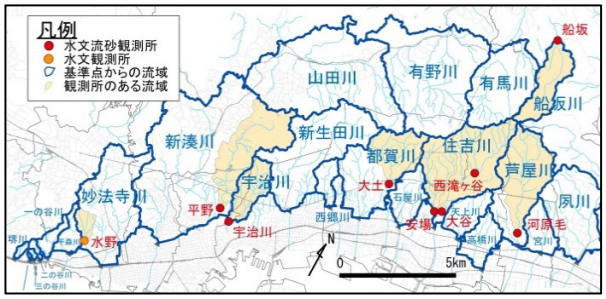


図 1　六甲山系の水文流砂観測所

表 1　水文流砂観測所の諸元

流域	観測所名	流域面積	設置位置	水位計	備考
芦屋川	河原毛	6.91km²	堰堤水通し	水圧式・超音波併用	
住吉川	西滝ヶ谷	1.48km²	堰堤水通し	水圧式水位計のみ	流速計なし
住吉川	大谷	7.44km²	堰堤水通し	水圧式・超音波併用	
住吉川	安場	3.45km²	堰堤水通し	水圧式・超音波併用	
都賀川	大土	4.11km²	床固工水通し	水圧式・超音波併用	
宇治川	宇治川	2.98km²	流路工	水圧式水位計のみ	
新湊川	平野	7.29km²	堰堤水通し	水圧式水位計のみ	
船坂川	船坂	4.00km²	床固工水通し	水圧式・超音波併用	
妙法寺川	水野	0.87km²	堰堤水通し	超音波水位計のみ	

2. 観測水位の実態

2.1 観測水位の実態調査

常設の観測所の多くは水圧式水位計と超音波水位計が併設されている。出水時のピーク水位を見ると，これらの水位計でかなりの水位差が生じることがあり，多くの場合で超音波水位計の水位が高い。この水位差が生じる原因を確認するために，大谷，大土の両観測所に仮設の水位計とタイムラプスカメラを設置し，出水時の状況と水位の把握を行った。

2.2 観測結果

観測結果の例として，大谷観測所での水位計設置位置を図２に，平成 30 年７月 4～8 日の水位と平成 30 年８月 23～24 日の水位とカメラ観測結果を図３に示す。大谷観測所では３基の仮設水位計を水通しの上流端に設置した。７月出水時後半の仮設水位計の水位は土砂堆積の影響による異常値と考えられる。全体的に仮設水位計の水位が高く，水圧式水位計のピークが他の水位計水位と比べて，やや低くなっているが大きな違いはない。一方，８月出水時の水位観測結果には大きな差が生じている。これは写真に示すように観測所に流木が堆積し，それが右岸よりに設置されている水位計の水位に影響しているものと考えられる。

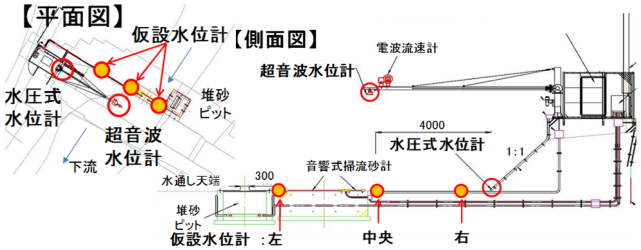
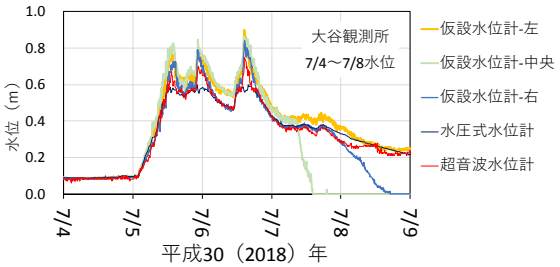
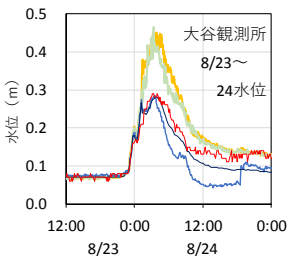


図 2　大谷観測所（住吉川）での水位観測位置







8/24　10：20 撮影

図 3　水位計とタイムラプスカメラの観測例

観測結果から以下の傾向が見られる。

- 上流側の堆積地や堆積物によって水位は大きく影響を受け，その影響は出水時に大きい。
- 大谷観測所では仮設水位計が上流側，水圧式・超音波水位計がやや下流側に設置されており，これが仮設水位計の出水時の水位が高い原因と考えられる。結果を示していないが，大土観測所では超音波水位計が天端

中央，水圧式水位計は天端下流端で水圧式水位計の値は非常に低い。この傾向は非出水時には見られない。

3. 流量換算方法の問題点

3.1 流量換算の方法

ほとんどの水文観測所は流速計により表面流速が観測されている。この場合は水位と流速（表面流速×0.85）から流量を算出し，さらにその算出流量から水位流量関係式（*HQ* 式）を作成して水位から流量換算を行った。出水時の流速データが得られない場合には以下の堰の式 1)もしくはマニング平均流速式により流速を求めて流量換算をした。

[堰の式] $$Q=\frac{2}{15}C\sqrt{2g}(3B_1+2B_2)D_h^{3/2}$$

Q：土砂含有を考慮した流量（m³/s），Dh：水位（m）

C：流量係数，B_1：水通し幅（m），B_2：水面幅（m）

[マニング式] $$Q=A\cdot\frac{1}{n}R^{2/3}\cdot I^{1/2}$$

Q：流量（m³/s），A：流積（m²）

n：粗度係数，R：径深（m），I：勾配

砂防堰堤水通しでの流量観測では，満砂した堰堤で観測を行っている。そのため，流量が増加して流速が速くなると堰の式では計算条件に合わなくなると考えられる。また堰の式では流量係数，マニング式の場合は粗度係数の設定が必要となる。

ここでは，流速観測により *HQ* 式を作成した水文観測所の水位から堰の式とマニング式で流量換算を行い，*HQ* 式による流量と比較を行った。

3.2 流量係数 C と粗度係数 n の検討

図４は *HQ* 式の流量から堰の式の流量係数 *C*，マニング式の粗度係数 *n* を逆算したものである。

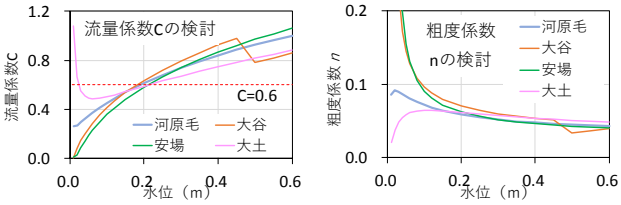


図 4　逆算により求めた流量係数 C と粗度係数 n

流量係数 *C* は水位が高くなるほど値が大きくなる。水通し設計時に用いられる 0.6 は水位が 0.2m 程度の時の値である。粗度係数は逆に水位が上昇すると値が小さくなり，堰堤水通しの 4 地点では水位 0.4m のときに粗度係数 *n* は 0.05 程度である。

河原毛，大谷，安場観測所の流量係数・粗度係数の傾向は非常に近く，大土観測所が他の箇所より係数の変化が小さい（低水位時を除く）。これは，水通しの幅が河原毛，大谷，安場では 11～12m であるのに対して，大土観測所は 15m と広いことが影響している可能性がある。

なお，水位数 cm 程度の低水位時の流速データは得られないことが多く，また信頼性が低いため *HQ* 式の精度も低い。この範囲での極端な値の変化は *HQ* 式による流量の精度の問題も考えられる。

4. 考察及び今後の課題

4.1 観測水位の実態と水位計の設置位置

仮設水位計とタイムラプスカメラによる観測などにより，観測所の状況と水位計観測結果の把握を行った。その結果より，今後の水文観測所の計器設置について以下のように整理される。

- 観測水位の差は水位の観測方式（超音波か水圧式か）の問題ではなく，設置位置の問題であると考えられる。
- 水位計設置位置は上流側に堆積地等のない場所を選ぶ。
- 出水時には天端の上流端，中央，下流端で水位が異なっている。流速は天端よりやや上流位置を観測していることから，天端の上流側に水位計を設置することが望ましい。
- 水位計設置位置上流の堆積状況の変化の可能性や漂流物などの影響を考慮すると，2 箇所以上の水位観測が望ましい。また，状況を把握するためにカメラ観測を併用するとよい。

4.2 流量換算方法

流量係数 *C* を 0.6 とした堰の式は設計でよく用いられる流量算出式であるが，図５ に示すように，実測をベースとした *HQ* 式による流量と比較すると，水位が高くなるとかなり差を生じる。粗度係数は低水位のときに値の違いが大きく，一つの値に決めることは難しい。2.2 節で試みたように，流量係数 *C* や粗度係数 *n* を変数として流量を算出するか，低水位時は堰の式を用い，ある程度水位が上昇した場合はマニング式とするなど，水位と流量係数の関係などを元に，流速データがないときの流量算出方法について検討を進める必要がある。

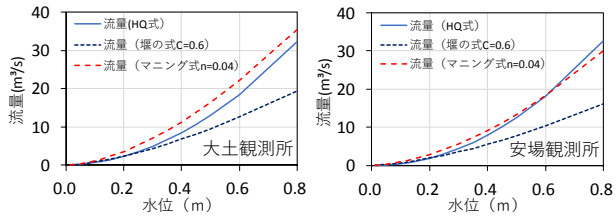


図 5　各計算方法での流量（*C*=0.6，*n*=0.04 のとき）

5. まとめ

より精度の高い観測のために，適切な計器設置位置を考慮する必要がある。また，複数の水位計での観測，カメラとの併用が望ましい。今後は，河道の固定などを含めた観測施設の改良及び具体的な流量の換算方法についても検討を進める必要がある。

【参考文献】1)河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編

P-004

那智川流域における斜面の水分動態に対する考察（その2）

国際航業株式会社　　○瀬戸康平・島田　徹・江川真史・山田真悟・孝子綸図
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　　小竹利明・木下篤彦・菅原寛明・田中健貴

1. はじめに

那智川流域では，平成23年9月の台風第12号に伴い豪雨により多数の斜面崩壊・土石流が発生し，甚大な被害が発生した．筆者らは，平成23年災害時に那智川流域で発生した最大規模の斜面崩壊地に着目し，表層崩壊の発生機構解明を主目的としたボーリング調査及び，ボーリング孔を利用した地下水の観測，雨量・流量の観測を継続的に実施している．また，深度4m程度の森林土壌およびコアストーンを含む表土層からなる斜面表層において，テンシオメータによる観測を平成28年2月より実施してきた．

本報告では，昨年度に発表した降雨イベントの観測例に加えて，平成30年に観測した降雨イベントにおける観測結果を比較し，斜面表層における豪雨時の水分移動の動態について考察する．

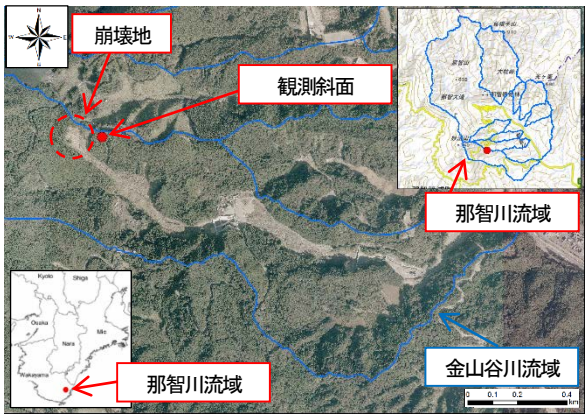


図-1 那智川流域位置図

2. 対象斜面及び観測体制の概要

対象とする斜面は，那智川流域の金山谷川源頭部に位置する崩壊地(幅約120m，長さ約100mとその周辺斜面である．植生はスギの人工林であり，崩壊が発生した斜面と地形・植生条件が近い自然斜面となっている．

崩壊地に面して右側の斜面において，斜面縦断方向に3点のテンシオメータ観測箇所（T-1～T-3）を配置した．観測斜面は，基盤岩が花崗岩からなる．表層の土層部は，4m程度の層厚となっており，多くのコアストーンを含むことが過去の調査で確認されている．表土層の下位には，15m程度の強風化層が分布し，地表から135m下位には透水性の低い砂岩泥岩互層が分布し，地質境界付近には地下水面が形成されている．ボーリング孔による地下水位の観測は，強風化層の下部および熊野層群地質境界部の2層の水位を計測している．渓流における流量は，崩壊地のある左支渓および平成23年災害で顕著な荒廃の発生しなかった右支渓の2箇所で実施した．

3. 観測結果

本報告では，平成29年から30年の2ヵ年に観測された6回の降雨イベントにおける観測事例を示す．

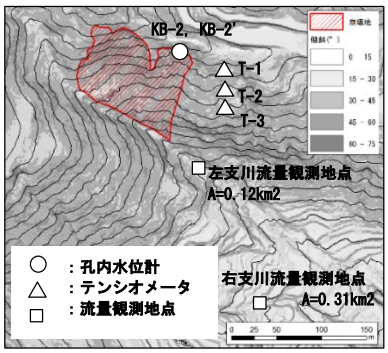
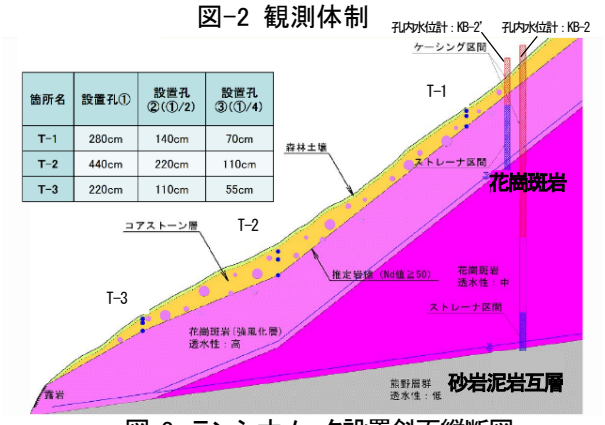


図-2 観測体制



箇所名	設置孔①	設置孔②(①/2)	設置孔③(①/4)
T-1	280cm	140cm	70cm
T-2	440cm	220cm	110cm
T-3	220cm	110cm	55cm

図-3 テンシオメータ設置斜面縦断図

3．1 表土層内の浸透過程について

斜面上部のT-1と斜面中間部のT-2の圧力水頭の変化を見ると，表層部の圧力水頭が早く上昇（飽和する例もある），中層・下層の圧力水頭が順番に上昇していく傾向がある．これは，表土層内に表層部から浸潤帯が発生し，浸潤面が徐々に下方に向かって降下しているものと考えられる．降雨強度によって下方への降下のスピードは様々であるが，降雨強度が大きいほど降下のスピードも速くなる傾向にある．特に，降雨D（平成30年8月7日2日）のイベントでは，T-2の表層では降雨開始直後に飽和状態に達したが，中層・下層では圧力水頭の変化が見られなかった．また，図-5に示すように同一時点でインターバルカメラの画像による表面流の発生が確認された．また降雨F（平成30年9月29日）のイベントにおいても同様の観測結果が確認された．このように，一定以上の強度の降雨イベントでは，降雨強度が浸透能を上回り，表面流が発生すると考えられる．

T-3の圧力水頭は，平時から飽和に近い状態にあり，降雨の直後から全層が素早く飽和状態へと遷移することが多い．これは，この観測箇所が表土層の末端に近く湿潤状態にあるためと考えられる．

3．2 表土層内の浸透過程と強風化層の水位

強風化層の地下水位（KB-2´）の上昇は，T-1およびT-2の圧力水頭の上昇のタイミングよりも早いか，または同時に発生している．つまり，強風化層の水位上昇は表

土層部の飽和浸潤面が強風化帯に達するよりも早く現れるもので，斜面内に選択流のような早い流れが生じているものと思われる． また，強風化層の水位の上昇は，孔内の水位で 2m 程度の位置が上限となり，それ以上に達しないことが特徴的である．

4. まとめ

以上の観察結果から，那智川流域における斜面水文現象として，以下の特徴が整理される．

- 斜面表土層では，降雨時に斜面の表層から飽和層が形成され，浸潤面が徐々に降下することが観測された．
- 一方，強風化層の下部における地下水上昇は，表土層内を降下する浸潤面が表土層の下部にまで到達するよりも早い．このことは，選択流（早い流動）によるものと考えられる．
- 強風化層の下部の地下水位は，渓流の流量との応答が概ね一致している．また，地下水位は上限値があり，降雨が継続しても一定水位を超過しない．
- 平成 30 年 8/7 の降雨イベントでは，降雨強度が強く継続時間の短い降雨が記録された．このイベントでは，表土層の飽和帯が降下している段階で，地表に表面流が観測された．降雨強度の大きなイベントでは，降雨強度が浸透能を超過し，表面流が発生している．

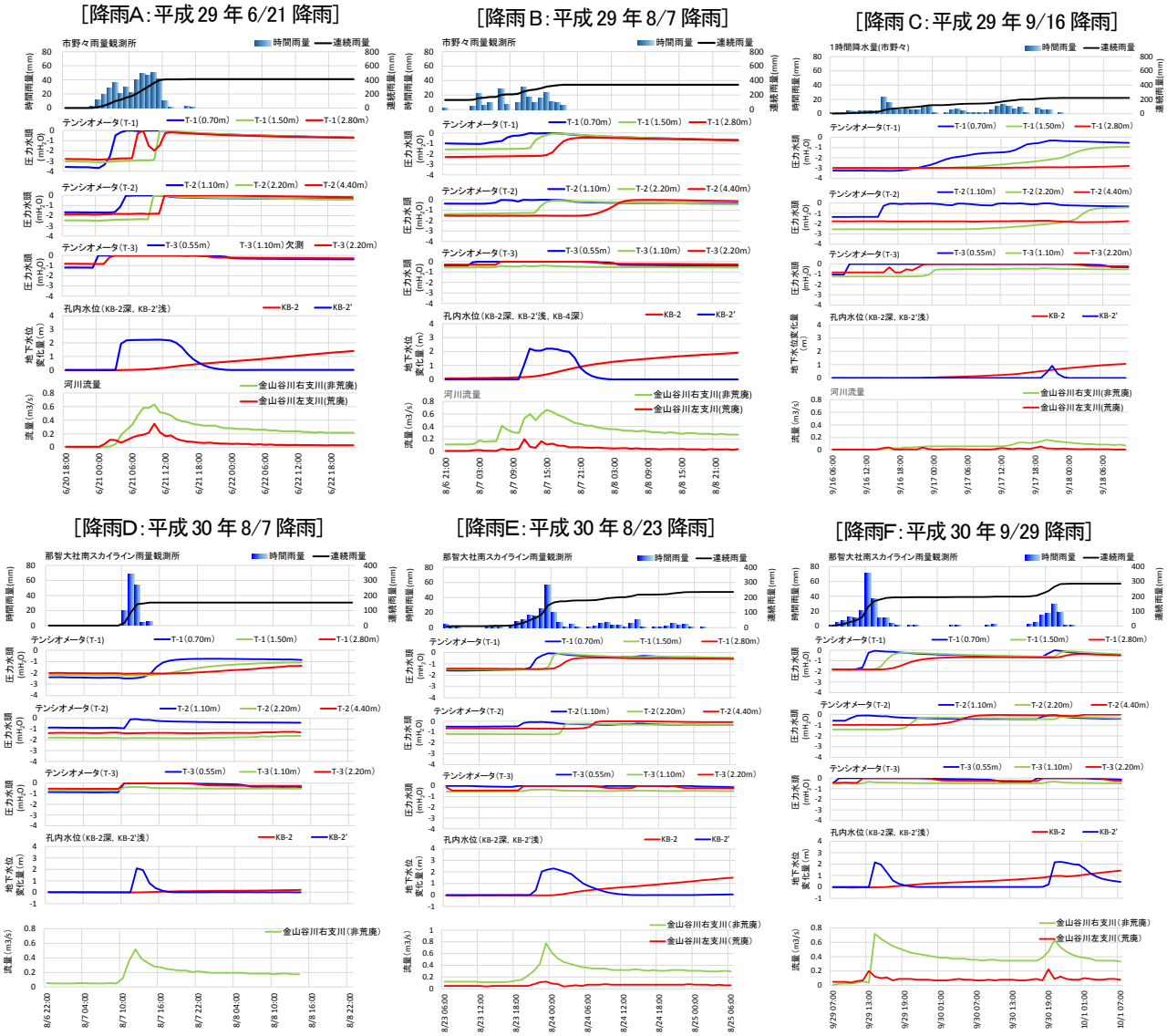
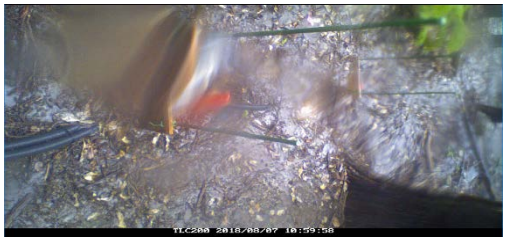


図-4 観測データの時系列変化



平成 30 年 8 月の豪雨(2018/8/7 11:00)の表面流の状況



平成 30 年 9 月の豪雨(2018/9/29 13:00)の表面流の状況

図-5 表面流の状況(インターバルカメラによる撮影)

P-005

種々の観測手法を用いた堆積岩山地における地下水流動の把握

京都大学大学院農学研究科　○柴田俊・正岡直也・小杉賢一朗
土木研究所土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター　金澤瑛

1. 背景と目的

深層崩壊の発生には基岩地下水の影響が大きく、地下水が集中するメカニズムを解明することは崩壊の発生予測において有用である。近年、基岩地下水の解析の重要性が高まっているものの、研究は概して遅れている。特に堆積岩山地では地形に依存しない複雑な地下水流動が存在すると考えられるが、その詳細は明らかにされていない。そこで本研究では堆積岩を地質とする山地源流域において、既に高密度で掘削されているボーリング孔を利用し、複数の手法を用いて地下水流動を観測し、それらを総合的に評価することによって基岩内部の地下水流動の実態を解明することを目的とした。

2. 調査地と方法

本研究は滋賀県甲賀市金山（以下、信楽サイト）で行った。信楽サイトは中古生層の堆積岩を基岩とする流域である。各湧水地に量水堰を設置し流量・EC の連続観測を行うとともに、ボーリング孔を掘削し地下水位の連続観測も行っている。本研究ではそれに加えボーリング孔を利用した加熱式地下水検層法、電磁式流向流速試験、熱式流向流速試験の 3 つの試験を行い、それらの試験結果と水文観測結果の比較検討を行った。

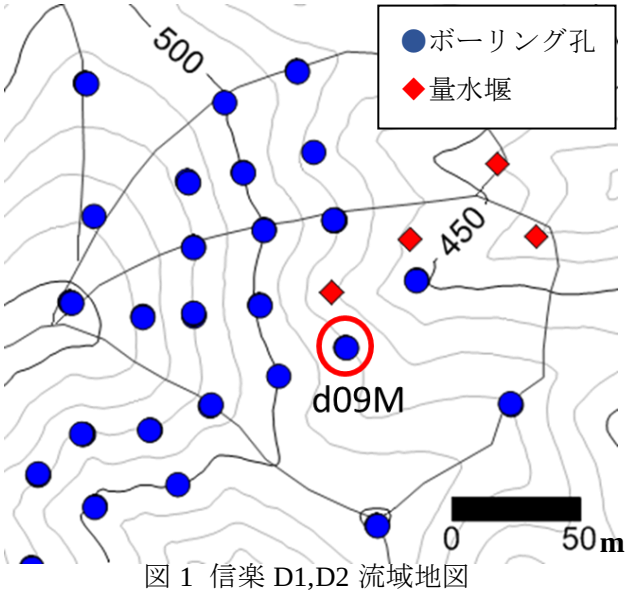


図 1　信楽 D1,D2 流域地図

具体的には加熱式地下水検層法によって流量の多い特異的な地下水を特定し、その流量の多い地点・深度において熱式流向流速計による試験を行った。また、熱式流向流速試験では観測に時間がかかり多深度の観測が一度にできない問題があるため、この短所を補う手法として電磁式流向流速試験を実施した。電磁式流向流速計は短時間で多深度観測することができるが、地下水に対して用いられた例は少ない。調査地での試験に先立ち、実験室内において検証実験を行った。

3. 結果と考察

以下では加熱式地下水検層法において最も特徴的な結果の見られた d09M 孔をピックアップし考察していく。図 2 は d09M 孔における加熱式検層法の結果と熱式流向流速試験の結果をまとめたものである。試験を行った中で 2℃以上の温度の低下が見られた観測孔は d09M のみであった。加熱式地下水検層法では地下水の流量が多くなると、それによって運ばれていく熱量も増えるため、地下水温が低下している深度で流量が多いことになる。このことから d09M 孔には流量の多い地下水帯が存在し、特に深度 20.5m～23.0m で流れが大きいことが推定された。

図 2 から加熱式地下水検層法と熱式流向流速試験の結果は概ねよく対応していることが分かるが、加熱式地下水検層法において一様に温度の低下が見られた深度 20.5m～23m において、実際には流速のばらつきが存在することが熱式流向流速試験から分かった。具体的には水温の急速な低

下が観測された深度 20.5m において特に大きな地下水の流れが存在していることが本研究から判明した。この傾向は図 3 で示す電磁式流向流速試験の結果においても見られたが、電磁式流向流速試験では流速の値が不自然に大きくなる傾向があり、結果の信頼性についてさらなる検討が必要だと考えられる。

また d09M 孔とその周囲のボーリング孔において観測している地下水位が降雨イベントに対し、どのようなタイミングで反応しているかをまとめたものが図 4 である。D09M 孔地下水は水面が深度 12m にあるにも関わらず降雨への反応が早いことから、降雨の鉛直浸透よりも水平方向の地下水の流れの影響を受けて水位が上昇した可能性があり、上記した種々の地下水流動観測の結果と合致するものであった。

4.まとめ

以上のことから、加熱式地下水検層法を地下水流動層の分布の概略を把握するために実施した上で、大きな流動層の存在が推定された場合に熱式流向流速試験を実施し、詳細で正確な地下水流動の評価を行うことが、効率的かつ高精度な調査方法として適当であることが示された。

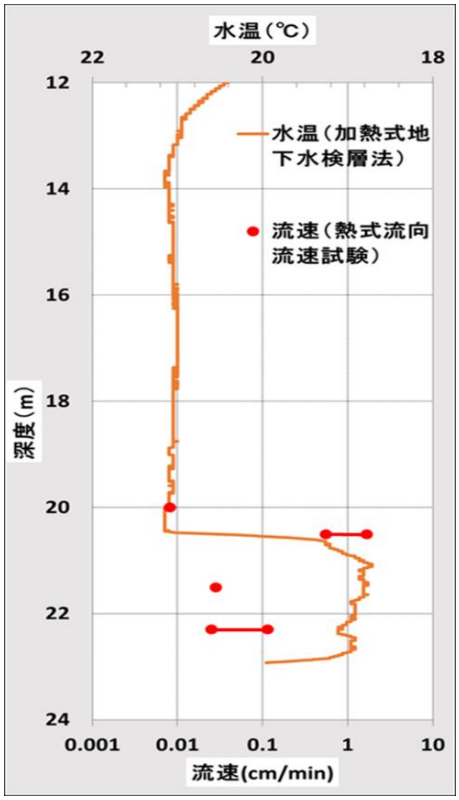


図 2. 加熱式地下水検層法と熱式流向流速試

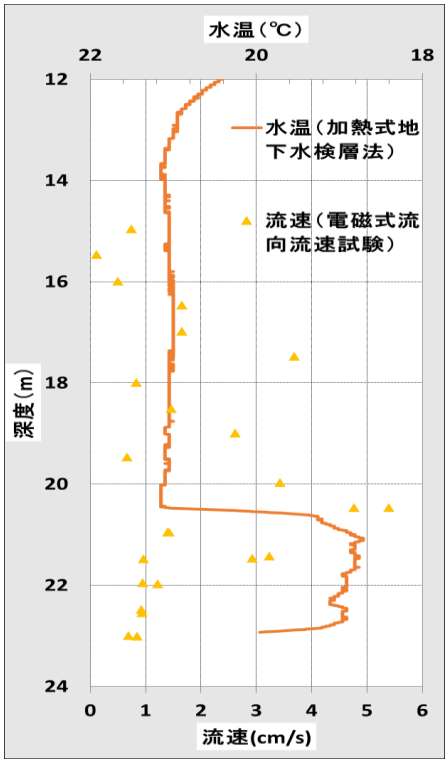


図 3. 加熱式地下水検層法と電磁式流向流速試験結果

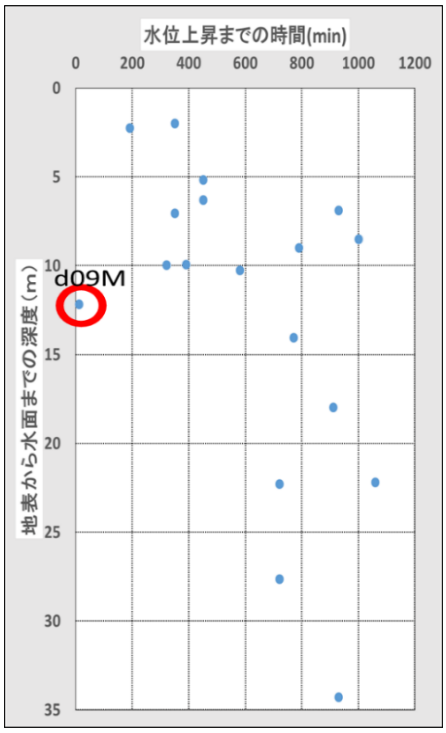


図 4. 地下水水深と降雨反応時間の関係

(参考文献)

(1) 桂真也ら (2015)積雪地域の地すべり地における繰り返し地下水流動調査, 土木技術資料

(2) 丸山清輝ら (2012)加熱式地下水検層による地すべり地の地下水調査, 日本地すべり学会誌

大起伏堆積岩山地における地下水位の連続観測データを用いた山体地下水の考察

京都大学農学研究科　○谷知幸，小杉賢一朗，正岡直也

【研究背景】

近年、豪雨による土砂災害が多発しているが、特に深層崩壊は大規模かつ広範囲に及ぶ災害となりうるため発生機構の解明は喫緊の課題である。深層崩壊の発生には基岩内に存在する地下水が関与していると考えられているが、深層崩壊発生頻度が高いとされる中古生層堆積岩を地質とする山地では、地下構造が複雑で、研究事例も少ないことから、多くの不明な点が残されている。そこで本研究では堆積岩を基岩とする山地源流域において、高密度に掘削されたボーリング孔を用いて基岩地下水の水質と深度との関係を考察し、さらに地下水位の連続観測データから地下水が降雨イベントに対してどのように反応しているかを考察する。

【観測地と方法】

調査地は滋賀県大津市葛川の安曇川上流の右岸斜面に位置する(図1)。地質は中古生層堆積岩で花折断層に付随する断層破砕帯が分布している。調査地には同一斜面に61本のボーリング孔が高密度に掘削してあり、地下水位の計測を行った。また各地下水・湧水を2017年10月11日に採水し電気伝導度計とイオンクロマトグラフィーによる水質分析を行い、それぞれ電気伝導度及び溶存イオン濃度を求めた。

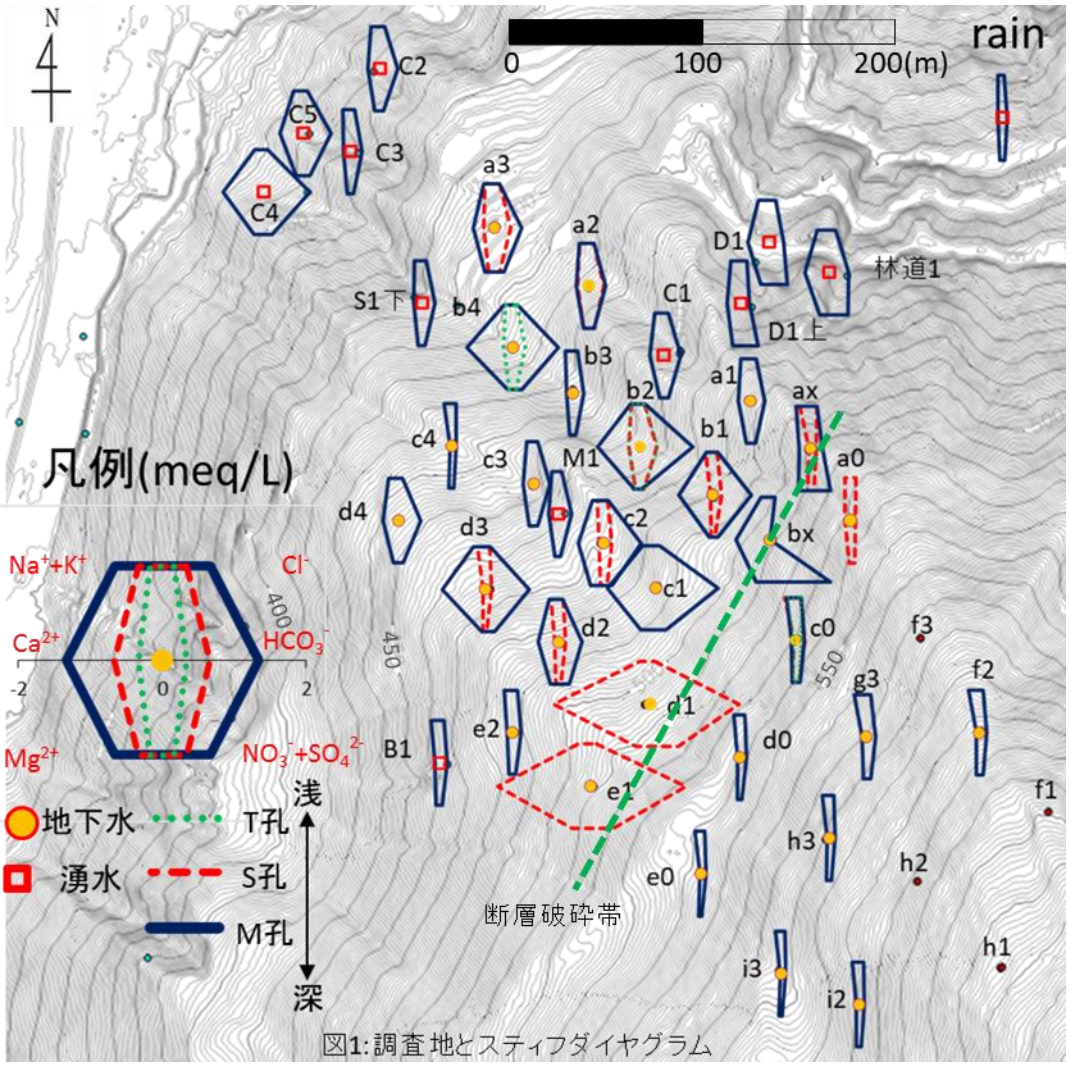


図1:調査地とスティフダイヤグラム

【結果と考察】

図 1 の地図において採水地点上にイオン濃度をスティフダイヤグラムとして示す。また図 2、図 3 に地下水位のデータを示す。図 1 のスティフダイヤグラムを二分すると太い形のものと細い形のものが存在している。斜面上部には降雨に近い(Na+K)-Cl 型の細い形のスティフダイヤグラムが多く存在している。またこの形に近い地下水が斜面中腹部の主として浅いボーリング孔内に存在する。図 2 より水位のほとんどなかった a0S と c0T を除いて、斜面上部の地下水はそれぞれ降雨に対して大きな遅れ時間もなく上昇するという、似たような反応をしている。一方でそれぞれの地下水位の違いから、全てが同じ地下水帯を有しているわけではないことがわかる。これらの地下水は長い時間地下にとどまらずに斜面下方向に流れ、斜面中腹部の浅い地下水の涵養源になる、あるいは B1 などで湧出していると推察される。

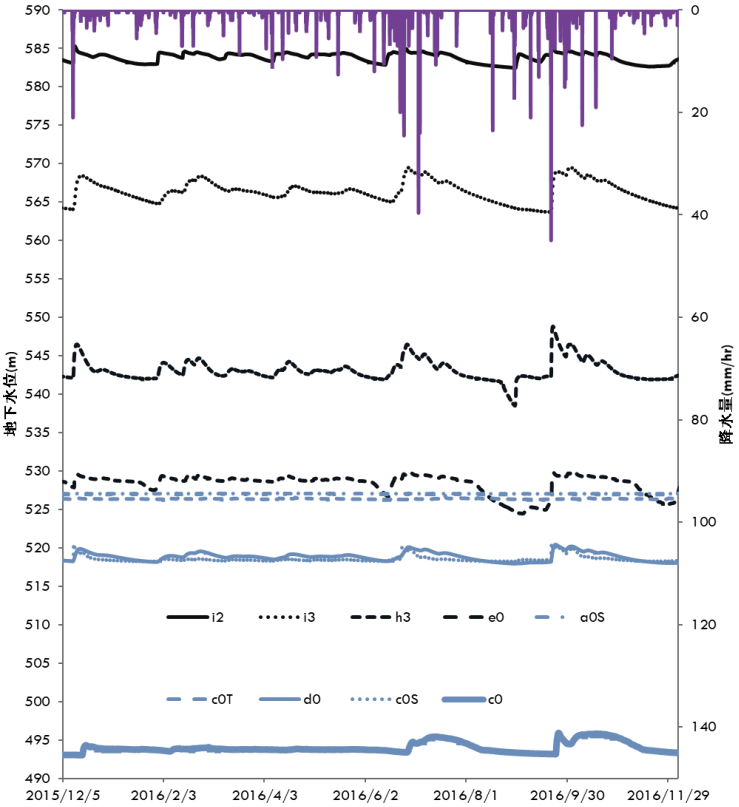


図 2:斜面上部の地下水位

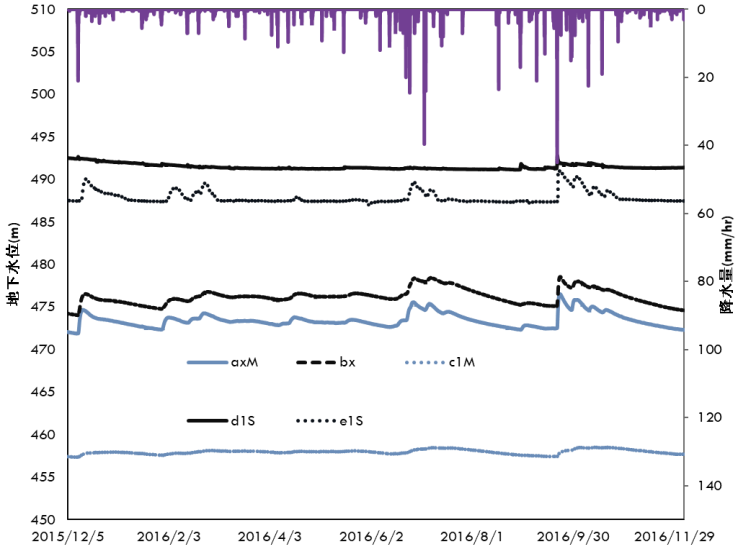


図 3:断層破砕帯直下の地下水位

一方で降雨とは異なり太い形のスティフダイヤグラムは Ca-HCO_3 型の地下水と(NO_3+SO_4)型の 2 種類の地下水が存在する。図 3 より(NO_3+SO_4)型の地下水(axM と bxM)は斜面上部の地下水と似た反応をしている。NO_3 や SO_4 が多く溶けていることから斜面上部の地下水より地下にとどまっていた時間は長いと推察される。これらの地下水は地下水面の立体的な位置関係より bxM→axM→D1・D1 上・林道 1 のように流動していると考えられる。また、Ca-HCO_3 型の地下水は主に斜面中腹部の深いボーリング孔内に存在する。図 3 より e1S は axM や bxM のように降雨に対して反応が見られるが、c1M や d1S は降雨に対してほとんど反応がみられない。図 1 よりこれらの地下水は断層破砕帯より下側にあることから断層破砕帯の影響を受けていると考えられるが、場所によってその影響の程度は異なるために様々な地下水位の反応をすると推測される。

今後、流向・流速試験を行い今回の推定を検証すると共に地下水流動を定量化する必要がある。

P-007

スギリターの接地条件と表面流による土砂流出実験

三重大学　○岡井優樹，沼本晋也

1. はじめに

土砂災害防止や土壌保全，水源涵養等の森林が有する多面的機能を長期的に発揮させていくには，山地斜面における過剰な土壌侵食による土砂流出は抑制されることが好ましい。土砂移動の１つの要因である地表面流に対し，被覆層中の落葉・落技は，土砂運搬作用を弱める効果を有しており，その抑制効果については林床被覆率や気乾重量により評価されたものが多い[1) 3)]。スギ人工林での研究事例はヒノキや広葉樹に比べ少数であるが，土砂流出や地表面流の発生が報告されている[2) 4)]。本研究ではスギリターの堆積状態，特に接地部に着目し，表面流による土砂流出に対する抑制効果について明らかにすることを目的とした。

2. 研究方法

斜面からの土砂流出を抑制する被覆層は下層植生やリター等の有機物の集合体である。ここで小スケールの室内実験により，被覆層を構成するスギリターが単体でもたらす土砂流出抑制効果について検証した。実験土槽は 38 cm 四方，深さ約 5 cm のプラスチック製ガーデニングトレーを傾斜角 30 ° で設置した（写真－1)。土槽底部に排水孔を複数個所設け，1.5 cm 厚で川砂利（4.75 mm 以上）を敷き詰めた。土槽上部に表層土を 5.66 mm メッシュの篩にかけ巨礫等を除去した上で，密度 35 g/100 cm^3 を参考に 2.5 cm 厚で詰めた。リターおよび実験土槽は初期の水分状態を揃えるため実験開始 24 時間以上前から水に浸した。斜面幅はリターの長径と同一（24 cm）で固定し全実験で統一した。斜面上端（水供給部）からの侵食区間の距離の違いによるリターの土砂流出抑制効果を検討するため，リターの位置は土槽上端から斜距離 6.5，19，31.5 cm とし，斜面を上部，中部，下部と分割した。流水実験は分割した各部のいずれかにリターを１本設置した単独のケースおよび各部にリターを１本ずつ（合計３本）設置した複数のケースの２通りおこなった。単独ケースでは No.1～8 のリターを使用し，複数ケースでは No.1～5，No.6～8 の各通りで配置した。単独の実験では，リターを水平面に置き長径方向に接地している長さを接地長とし，斜面幅で除した値を接地割合とした。複数の実験では，斜面幅（＝24 cm）を 1 cm ごとに区切り，区切りごとの流下方向におけるリター接地部の有無から遮蔽率を求めた。ここに約 30 秒間で 200 ml の強度で，偏りなく水を流し入れた。土槽枠から流出した土砂および水を捕捉し，流出土砂量（g/m），流出水量（ml/m）を得た。単独の実験結果は３回おこなった値の平均とした。表層土は三重大学平倉演習林スギ人工林（花崗閃緑岩類，乾性褐色土）斜面においてリターを除いてから採取した表層 0～2 cm を使用した。スギリター（表－1）も同林床から収集したもので，長径約 24 cm の８本である。

表－1　スギリターの形質　　葉間：接無＞2 mm＞接地有

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
絶乾重量(g)	10.2	8.4	3.9	5.5	6.0	5.0	6.3	4.7
長径(cm)	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0
短径(cm)	14.0	12.0	8.5	10.0	6.5	9.5	8.5	7.6
接地長(cm)	13.0	18.5	18.0	18.1	17.0	8.2	12.7	11.1

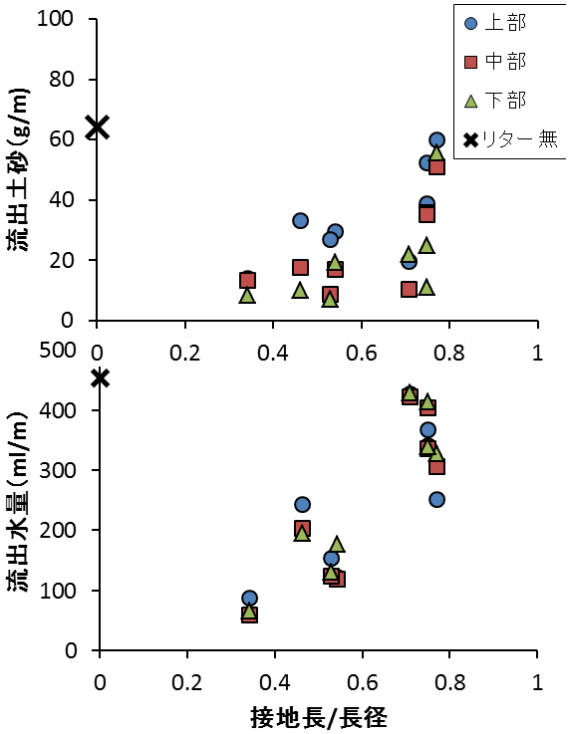


写真－1　小スケール実験斜面

3. 結果・考察

単独の実験における接地長の割合と流出土砂および流出水量の関係を図－1 に示す。斜面幅に対して，接地長が占める割合が多いほど流出土砂量は増加傾向を示した。接地の割合が大きくなるにつれ，流出水量も増加していることから，接地部以外で集中的な水の流れが発生し，土砂流出に影響を与えたと考えられる。水供給

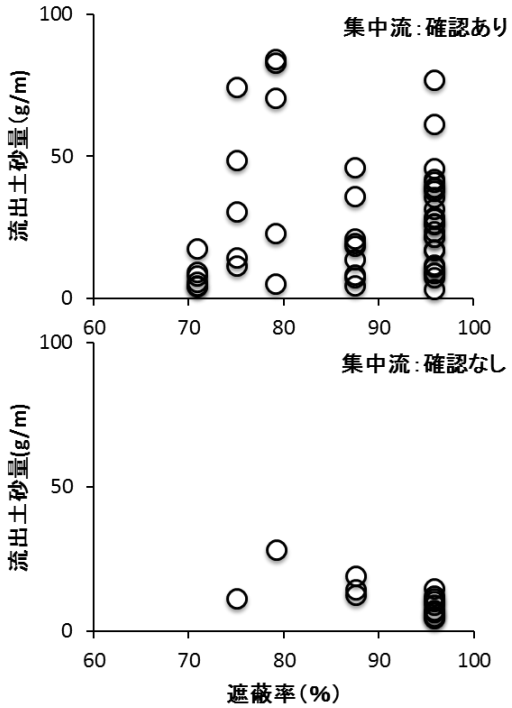
部とリターとの距離に着目すると，リターの位置が斜面上部から下部になるにつれ土砂流出が少量となる傾向にあった。表面流の流下初期段階でリター接地部があると，斜面上端で集中した表面流が斜面全体を流れるため，流出土砂量が増えたと考えられる。またリターの位置が中部，下部であるほど，集中した表面流の流下距離が短いことや，リターによる土砂捕捉量が増えたため，流出土砂が減少したと考えられる。複数リターでの遮蔽率と流出土砂の結果からは，明確な関係性は確認できなかった。そこで，各実験において集中した表面流の有無を目視で侵食跡から確認し分類した。それぞれの遮蔽率と流出土砂の関係を図－2 に示す。目立った集中流が確認されなかった場合、遮蔽率の増加と流出土砂量の関係は，相関係数が－0.627 で，負の相関傾向がみられた。反対に顕著な表面流が確認できた実験では，単独の実験同様に接地部以外に表面流が集中したため，結果的にリターの土砂捕捉量を上回る土砂流出に繋がったと考えられる。



図－1　接地長の割合と流出結果（単独ケース）

4. まとめ

リター単独の流水実験では，土砂流出はリター無に比べると存在するほうが少量となり，リターによる土砂移動抑制効果を確認できた。しかし，リターの接地割合が増加するにつれ，流出土砂量と流出水量も増加する傾向にあった。水供給部からの距離別でのリターの土砂移動抑制は斜面下部で効果が高かった。リター複数の流水実験では，遮蔽率と流出土砂の関係に明確な関係は確認できず，実験映像を目視で分析し，集中した表面流の確認有無で分類した。集中した表面流が確認できなかった実験において，負の相関傾向が確認できた。またリター接地部以外で表面流の集中化が発生すると総合的にリターの土砂移動抑制効果を上回る土砂流出が起こる可能性があると考えられる。今後，表面流の集中化とリター形質との関係について着目する必要がある。



図－2　遮蔽率と流出土砂（複数ケース）

参考文献

1）服部重昭・阿部敏夫・小林忠一・玉井幸治（1992）林床被覆がヒノキ人工林の侵食防止に及ぼす影響. 森林総研研報 362，1－34　2）宮田秀介・恩田裕一・五味高志・水垣滋・浅井宏紀・平野智章・福山泰治郎・小林健一郎・Roy C.Sidle・寺嶋智巳・平松晋也(2009) 森林斜面におけるホートン型表面流の発生に影響を与える要因－地質および降雨特性の異なる 3 サイトにおける観測結果の解析－．日林誌，91，398－407　3）若原妙子・石川芳治・白木克繁・戸田浩人・宮貴大・片岡史子・鈴木雅一・内山佳美（2008）ブナ林の林床植生衰退地におけるリター堆積量と土壌侵食量の季節変化－丹沢堂平地区のシカによる影響．日林誌 90（6），378－385　4）渡邊仁志・井川原弘一・茂木(2016)　植栽樹種の違いが同一斜面のヒノキ，スギ,アカマツ人工林の表土移動に及ぼす影響，日林誌　98：193－198

P-008

新庄河川事務所管内における土砂災害と降雨特性に関する啓発資料について

国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所　　光永健男、村岡　章、阿部勝博、畠山　徹
株式会社ニュージェック　○藤田　暁、永島弘士、野口和義、牧野裕至

1．はじめに

土石流やがけ崩れ等の土砂災害は、発達した積乱雲やそれが連なる線状降水帯により引き起こされることが多い。また、それらの積乱雲、線状降水帯は、その形成過程において、地形による風の収束や上昇流が大きく寄与する。このため、その時々の気圧配置や風向に応じて、地形の効果により大雨が発生しやすい場所、あるいは、逆に発生しにくい場所等が存在し、そのような地域毎の降雨特性をあらかじめ把握しておくことは、防災上、大きな意味を持つ。

特に、防災においては予測雨量の情報が非常に重要であるが、気象庁の予報は「多い所で○○mm」のような地域を特定しない大局的な表現であり、具体的な地域に結びつけて考えることが困難な場合が多い。このため、地域毎の大雨発生特性の分析結果を資料としてまとめておくことは、降雨時の適切な防災体制をとる上で、非常に有効となる。

また、防災業務に従事する防災行政担当者は、部署や地域が異動となることもある。このため、新たに着任した場合においても地域の降雨特性を適切かつ効率よく把握できるよう、資料はわかりやすく、また、よく視覚に訴えるものであることが望ましい。

以上の考えのもと、本研究では、新庄河川事務所の直轄砂防流域およびその周辺域を対象とし、地域毎の大雨発生特性について分析するとともに、その結果を土砂災害啓発資料（図-1）としてまとめることについて検討した。

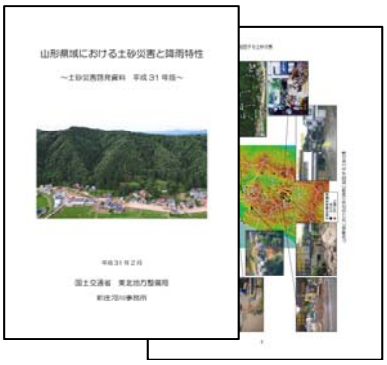


図-1 作成した土砂災害啓発資料

2．降雨特性に関する啓発資料の作成

新庄河川事務所の直轄砂防流域は、月山を取り巻く立谷沢川・角川・銅山川・寒河江川・赤川の各流域と、山形県北部の鮭川流域から成る。これらの流域はそれぞれ、斜面の向きが異なり、降雨特性にも違いが見られる。このため、降雨が予想される際には、どの流域のどの方面で大雨の可能性が考えられるのか、的確に予測し対応する必要がある。

こうした要求に応えるため、本研究では、上記の各直轄砂防流域、およびその周囲の最上川水系全域、赤川水系全域を対象とし、細分化した流域毎に、過去のデータ等に基づき降雨の特性を分析し、その結果を下記のような各種図としてとりまとめた。

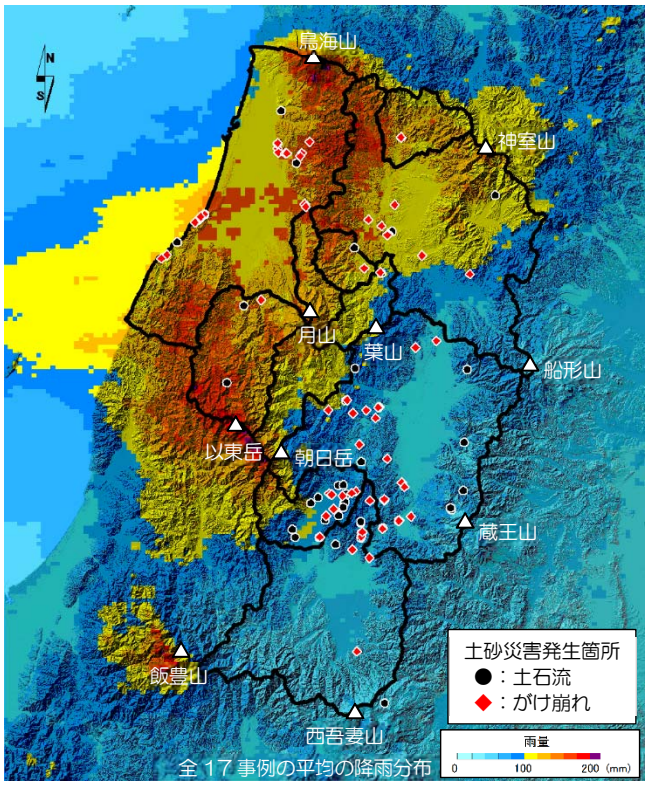


図-2　土砂災害・降雨実態図

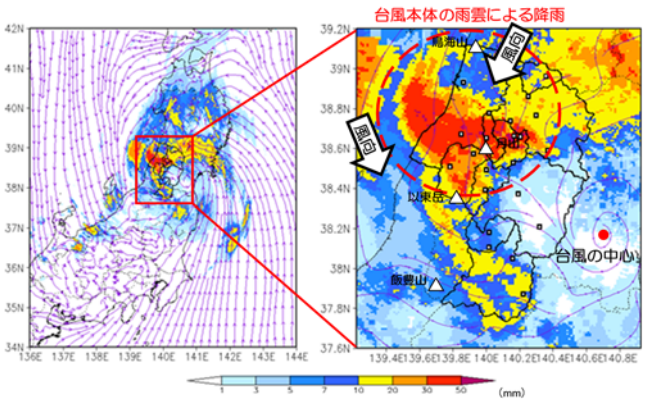


図-3　台風による降雨と風向の関係図

- **土砂災害・降雨実態図（図-2）**
  災害の発生位置および実績の降雨分布を地図上にまとめ、地域毎の降雨・災害特性を一覧可能とした。図-2は、近年（平成18年以降）の大雨17事例について総雨量の分布を図化したものであり、山形県の西部・北部で雨量が大きいこと、および、雨量の少ない東部・南部においても土砂災害の発生が見られること等が分かる。
- **台風による降雨と風向の関係図（図-3）**
  大雨事例のうち台風によるものを対象とし、台風がどの位置にあるとき大雨が発生しやすいか、流域毎に特

徴を調べた。**図-3**は、ある台風事例を対象に、対象流域に大雨がもたらされた際の台風位置、風向分布、雨量分布を示したものである。山形県では台風が接近し台風本体の雨雲がかかった場合に大雨が発生する場合があるが、台風が遠方にある場合の大雨は発生しにくい。

- **前線危険図（図-4）**
  大雨事例のうち前線によるものを対象とし、その気象条件の特徴（前線の位置と走向、下層大気の湿り具合、上空の気温等）を整理した。対象流域に災害を発生させるおそれのある気象条件の特徴として、**図-4**に示す①～⑤が挙げられる。
- **風向・風速別降雨特性図（図-5）**
  気象モデルWRF（ワーフ）を使用し、16方位から湿潤な風を一様に与える降雨発生シミュレーションを行い、地形の影響による風向・風速別の降雨特性を整理した。

以上各種の図の他に、対象流域における過去の歴史的な土砂災害の紹介、および、山形県における気象に関する言い伝えに関するページ等も設けた。

また、資料の作成にあたっては、リスクコミュニケーション確保を図るため、県および自治体の防災担当者にもヒアリングを行い、その結果の反映を図った。

3．考察および結論

本研究の啓発資料の作成にあたり、

- 過去の具体的な大雨事例を例にとり、流域の降雨特性を説明すること。
- 地形図・雨量分布図・風向図等、具体的かつ鮮明な図を活用すること。
- 気象モデルによるシミュレーションを援用すること。

等により、資料の訴求力を高めることができた。

本研究の成果が今後とも管内の安全管理の一助となることを願う次第である。

参考文献

吉村ら（2018）：紀伊半島に土砂災害を引き起こす降雨について，平成30年度砂防学会研究発表会概要集，V-103

◆災害を引き起こす危険な前線の特徴
① 前線が管内直上もしくは管内北側に長期間停滞
→ 南から暖湿気が引き込まれる。
→ ①の前線位置時に、下記の②～⑤の条件が発生すると大雨の可能性が高いので注意が必要。
② 日本の南まで太平洋高気圧が張り出す
→ 高気圧の縁を回り、非常に高温多湿な空気が太平洋側から流入する。
③ 前線上の低気圧もしくはキンク（※）が通過
（※ キンク：低気圧の卵である前線上の折れ曲がり）
→ 暖湿気の流入が強化される。
④ 上空に寒気が流れ込む
→ 大気不安定を強化
⑤ 前線の走向が「 西南西～西北西 」
→ 前線が上記走向になると、暖湿気が日本海から陸地を通過せず管内に流れ込みやすくなる。
→ 暖湿気が陸地を通過すると、水蒸気の補給は弱くなる。

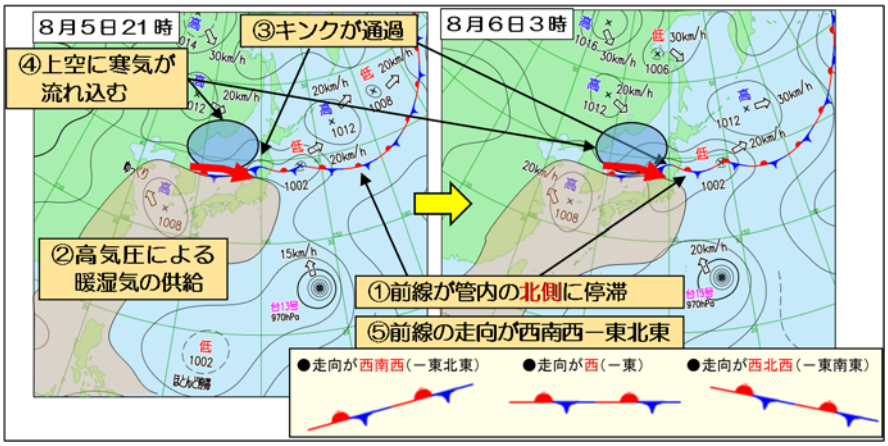


図-4　前線危険図

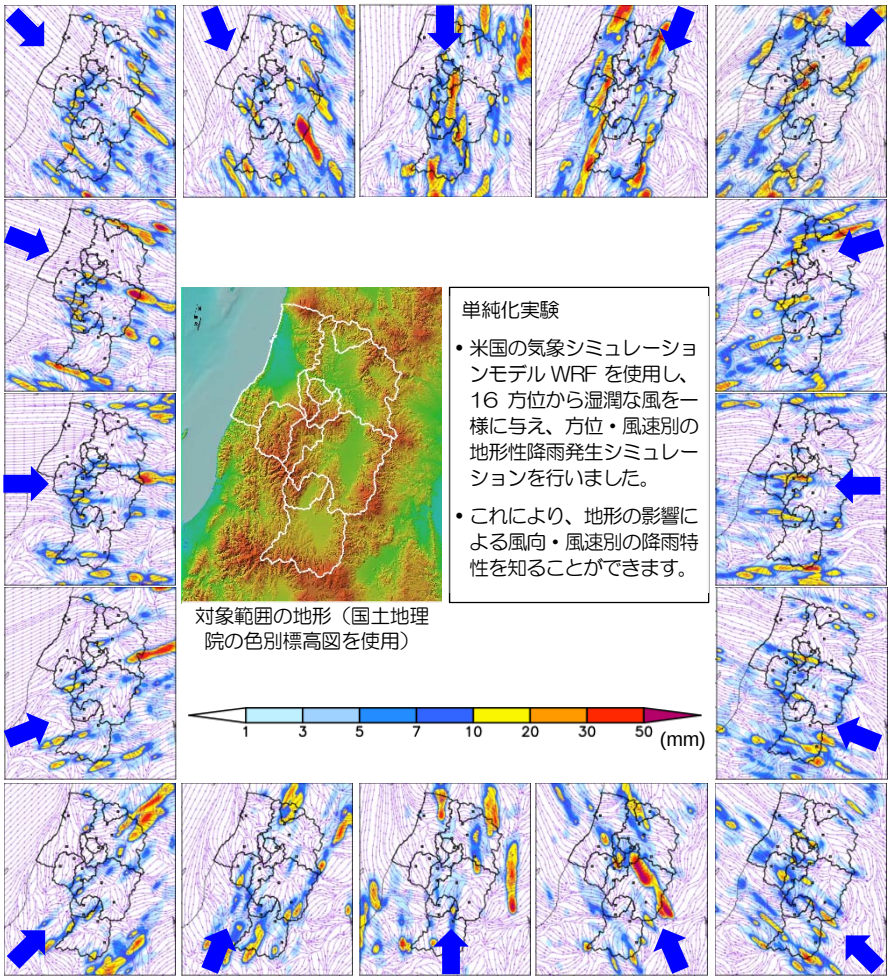


図-5　風向・風速別降雨特性図

P-009

蒸発法を用いた森林土壌の不飽和水分特性の計測と解析

京都大学大学院農学研究科　○村上智哉・小杉賢一朗・正岡直也

1　はじめに

森林斜面において不飽和土壌中の保水性や透水性を的確に把握することは、森林斜面における水循環機構や斜面崩壊の発生機構を解明する上で重要な課題である。

これらの土壌水分特性のうち、保水性は各大きさの間隙がどれだけ存在しているかという間隙の分布特性に支配されていると考えられる。これに対し、土壌の透水性は間隙の分布特性に加え、間隙の透水性に関する特性も関与していると考えられる。小杉・大手（1992）はこの間隙の透水性に関する特性として、間隙のひずみ・屈曲の度合や、異なる大きさの間隙の連結確率を統括して間隙の連結特性とよび、これを解析する手法の検討を行った。

本研究では、改良型蒸発法（Masaoka and Kosugi, 2018）による計測データと小杉・大手（1992）の解析手法を用いて、土壌の連結特性という新たな指標を取り入れて森林土壌の不飽和水分特性を解析する手法を検討することを目的とした。

2　方法

2.1　解析対象地

解析には、大分県内の 2 地点（X 地点、Y 地点）で採取した土壌サンプルを用いた。



図−1 X地点、Y地点の位置

両地点ともに、地質は中期更新世の非アルカリの苦鉄質火山岩類で、植生はスギ林であった。各地点で 3 深度（10～15cm、30～35cm、50~55cm）の土壌サンプルを、1 深度につき 6 個（2 地点×3 深度×6 サンプル、計 36 個）採取した。

2.2　蒸発法

土壌の不飽和水分特性を計測する手法として、改良型蒸発法(Masaoka and Kosugi, 2018)を用いた。蒸発法は、土壌サンプルを飽和させた後、水分の蒸発に伴う重量変化と動水勾配の変化を計測することで、保水性を表す体積含水率 θ -圧力水頭 ψ 関係（水分特性曲線）と、透水性を表す透水係数 K-圧力水頭 ψ 関係の双方を算出する手法である。改良型蒸発法は、従来の蒸発法と比べて、差圧センサーによる高精度化や、下面蒸発による他手法への応用性などが特徴である。

2.3　連結特性の解析手法

小杉・大手（1992）の手法に従い、蒸発法による計測データから、土壌間隙の連結特性の解析を行った。間隙径 r の間隙の透水係数に当たる物理量として間隙のコンダクタンス C(r)を導入し、間隙と同じ半径 r の円管のコンダクタンスの理論値 Cp(r)との比、C(r)/Cp(r)を間隙の連結特性を示す指標とした。C(r)/Cp(r)は 1 以下の値を取り、1 に近いほど間隙の連結性が良好であることを意味している。C(r)、Cp(r)はそれぞれ以下の式により算出した。

$$\mathrm{C(r)} = \frac{dK(r)}{dr} \Big/ \frac{d\theta(r)}{dr}$$

$$\mathrm{Cp(r)} = 1.07 \times 10^4 \times r^2 \ (cm/s)$$

3　結果・考察

X 地点と Y 地点における間隙率と飽和透水係数の鉛直分布はそれぞれ以下のようになっ

た。

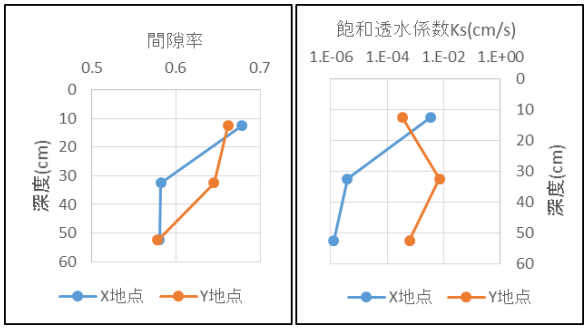


図-2 間隙率と飽和透水係数の鉛直分布

X 地点は表層の透水性が高く、深い深度の透水性は低くなるという典型的な森林土壌の傾向を示したが、Y 地点は表層の透水性が低く、その下の層の方が透水性が高いという特異的な地点であった。

蒸発法の計測結果と、間隙の連結特性の解析結果はそれぞれ以下のようになった。

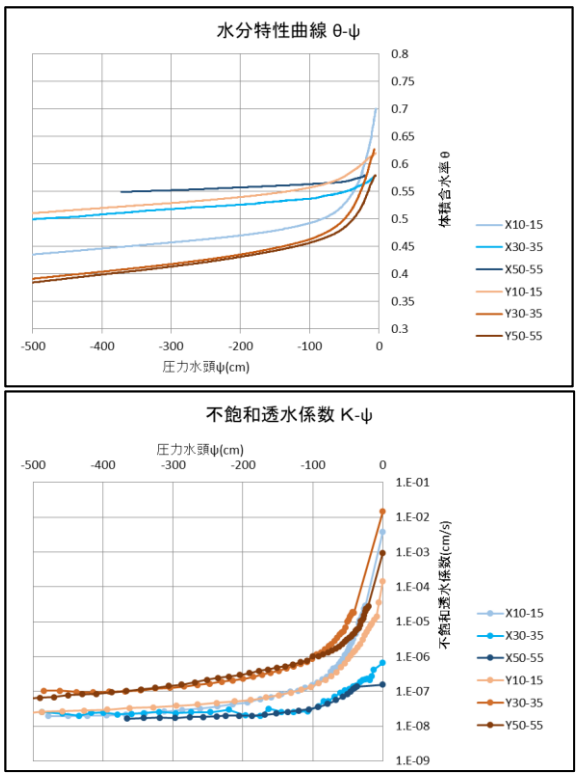


図-3 蒸発法の計測結果（θ-ψ、K-ψ）

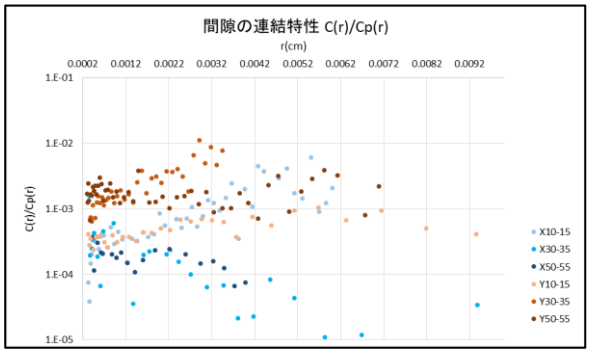


図-4 間隙の連結特性 C(r)/Cp(r)の解析結果

地点 X は、飽和付近の範囲では表層に対し下 2 深度の透水係数が小さいが、乾燥するに従い同じ大きさに近づいていく。これを間隙の連結特性で見てみると、下 2 深度は右下がりとなっており、飽和状態の透水性に寄与する大きな間隙の連結性が悪くなっていると考えられる。

地点 Y は、飽和不飽和の状態にかかわらず表層の透水係数が低くなっている。これについて間隙の連結特性を見てみると、表層の間隙連結特性はほぼ一定の値をとりながら下 2 深度よりも小さくなっている。すなわち、表層は下 2 深度に比べて間隙の連結性が全体的に悪く、透水性が低いことの一因となっていると考えられる。

今後は解析対象地を増やし、透水性に対する間隙の分布特性と連結特性の寄与の度合いについて詳しく解析しながら、森林土壌の間隙の連結特性についての一般的な傾向を探っていきたい。

参考文献

1) 小杉賢一朗・大手信人, 森林土壌の透水性の評価における土壌間隙の連結特性の解析, 1992

2) Masaoka N., K. Kosugi, Improved evaporation method for the measurement of the hydraulic conductivity of unsaturated soil in the wet range, 2018

P-010

平成３０年北海道胆振東部地震で発生した日高幌内川河道閉塞箇所における水文観測について（その１）

日本工営株式会社 ○濱原能成・早川智也・松山洋平
エルコーエイ株式会社　酒井博
株式会社福田水文センター　中村茂樹
北海道大学 小山内信智

1. はじめに

平成 30 年北海道胆振東部地震にともない、基盤岩上に堆積していた火山灰層を主とした表層崩壊が多数発生し、甚大な被害が発生したところである （小山内ほか 2019）[1]。一方、基盤岩が移動したケースが、明瞭なものだけでも 4 箇所程度確認されており、その中でも日高幌内川における河道閉塞箇所は最大規模形成された湛水部は、現在も越水せずに湛水位が変動している。

そこで本報告は、日高幌内川河道閉塞箇所の概要を示すとともに、湛水状況からみられる河道閉塞箇所としての特徴やほかの河道閉塞事例との比較を実施し、当該箇所における水文観測上の課題について考察する。

2. 日高幌内川河道閉塞箇所の概要

日高幌内川では、地震により長さ 850m・幅 400mの尾根が約 350m にわたり崩壊し日高幌内川が閉塞、上流側に湛水池が形成された。地震直後に計測された LP データより推定される河道閉塞部の総湛水部容量は最大約 1,300 万 m^3 であり、その後の閉塞箇所の切り下げにより現在は 210 万 m^3（2019/3/31 時点）まで減少している。また、同 LP データより計測された集水面積は 9.75 km^2 となり、近傍の厚真ダム上流流量観測所（集水面積 22.9km^2）における既往流量観測データ（S40～H6）をもとに面積比換算により推算した同湛水部の流入量は年間 1,100 万m^3、平水流量は 0.2m^3/s となる。この年間総流入量より想定される湛水部の回転率は 1.2 回/年であり、ほぼ日高幌内川の同箇所における流量 1 年分の容量を有する湛水部が形成されたことになる。

3. 降雨と湛水の状況

地震発生後の 9/9 より、投下型水位観測ブイによる水位計測が開始され、その後、湛水部の結氷に伴い固定式の水圧式水位計による水位計測に移行されている。また、湛水位計測に続き雨量や下流河川・流入河川における水位計測・流量観測が開始され（図-1 参照）現在はデータの蓄積が図られている状況にある。

図-2 に示す地震発生後からの湛水位の変化をみると、9 月 29 日時点の湛水量は 1.0 万 m^3 であり、地震発生時の湛水容量を 0m^3 とすると日当たりの湛水速度は 470m^3/日程度となる。近傍観測所流況より推定される平水流量が 1.7 万 m^3/日(=0.2m^3/s×86400)となるため、河川流量の約 3%が湛水位上昇に影響した計算となる。損失分については、崩落土塊中への浸透や地下水涵養、蒸発、流域内での貯留等の要因と考えられるが、日高幌内川の特徴として、河道内の土砂堆積により形成された、大小多くの水たまりよる貯留効果につても無視できない。その後、10 月 1 日には台風 10 号の通過に伴い日雨量 82 ㎜のまとまった降雨があり、同降雨を起点に湛水容量が顕著に増加し、12 月中旬まで湛水位の上昇傾向が継続した。10 月 18 日より閉塞土塊下流端からの湧水量が増加し、また 12 月 7 日以降は根雪となり地表面からの直接的な降雨供給が減少するなど水収支バランスが変化し、12 月 20 日の 102.36mをピークに湛水位は減少に転じた。1 月からはポンプ排水による人為的な湛水位の低下が図られ、渇水による流入量減少との相乗効果により 3 月下旬の融雪開始まで水位低下傾向は継続した。

4. 降雨イベント時の流入量の応答

10 月 1 日と 10 月 28 日に降雨イベントにおけるハイドロ・ハイエトを図-3 に示す。なお、地震発生から 10 月 1 日までに大きな降雨は経験していない。

10 月 1 日は台風 10 号の通過に伴い日雨量で 82 ㎜を観測した。降雨開始より 24 時間後までの湛水部への流入量は約 4 万m^3、流出高に換算すると 4.5mm（流出率 0.05）となり、降雨量より想定される流入量に比べ湛水位の変化は小さく、降雨応答が遅い。一方 10 月 28 日は前線を伴う低気圧の接近により日雨量 46 ㎜の降雨を観測した。降り始めより 24 時間の流入高は 9.7mm、流



図-1　日高幌内川河道閉塞箇所周辺の水文観測施設一覧

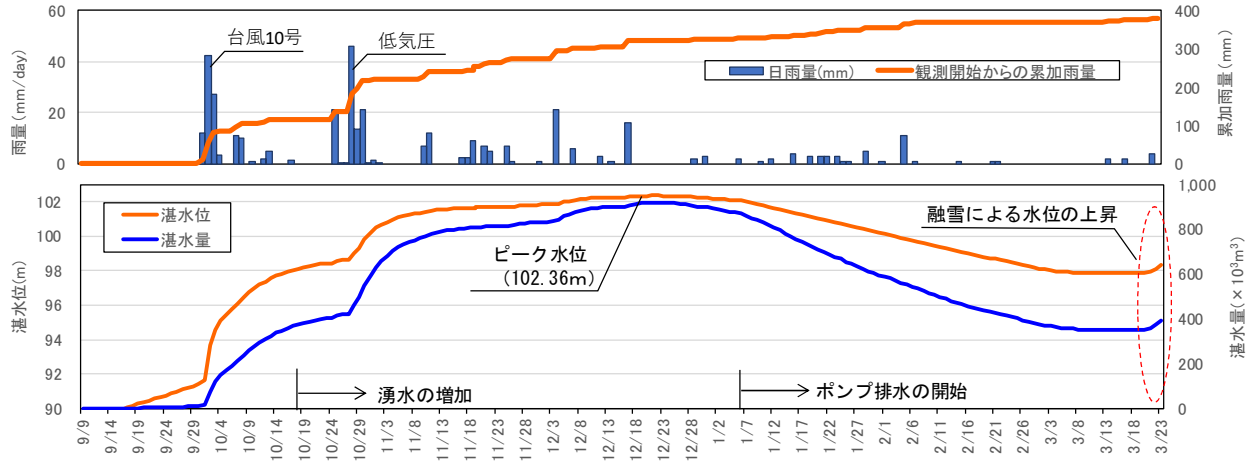


図-2　地震発生以降の降雨と日高幌内川河道閉塞箇所湛水位・湛水容量の関係

出率は 0.21 となり 10 月 1 日の降雨時と比較し明確に降雨応答が早くなった。

5. 他の河道閉塞との比較

日高幌内川の湛水部について、近年の河道閉塞事例の比較を表-1 に示す。なお、既往事例については、文献 2)～3)より抜粋している。日高幌内川の河道閉塞は、閉塞部の高さが 50m とおおむね平均的であるのに対し、容量の大きい湛水部が形成されていることが特徴としてあげられる。これは、同地域が比較的起伏の小さい勇払山地に属し河床勾配が緩く、浅く広い湛水域が形成されたためと考えられる。また、湛水容量と比較し集水面積も小さいことも一つの特徴である。気候的に降水量も少なく、湛水位上昇には時間を要すことから、今後、流入・流出及び湧水量等の水収支を精度よく把握することが湛水水位管理において重要と考えられる。

6. 水文観測上の課題について

河川流出と地質の関係については、虫明ら（1981）[4]が整理しており、日高幌内川流域のように第 4 期火山岩類が分布する地域は、地下水涵養が多く、降雨時の河川流出が小さいといった傾向は当該流域の降雨-流出傾向と一致する。一方、流域内では地すべり地が点在し、谷部に湛水部が多数形成されている。これら上流湛水部での貯留効果や地下水涵養及び崩落土塊の浸透流等を解析し、湛水部の定量的な水収支を推定することが今後の水文観測の目標の一つと考えられる。また、水文観測上の課題として、地震により林道等が寸断され、流入河川の降雨時流量観測が困難なことがあげられる。そのため、無人流量観測等[5]の新技術を活用し効率よく水文データを蓄積することや、また同データを活用し、CommonMP[6]上に構築した湛水部流入予測モデルの精度向上を図ることが今後の課題である。

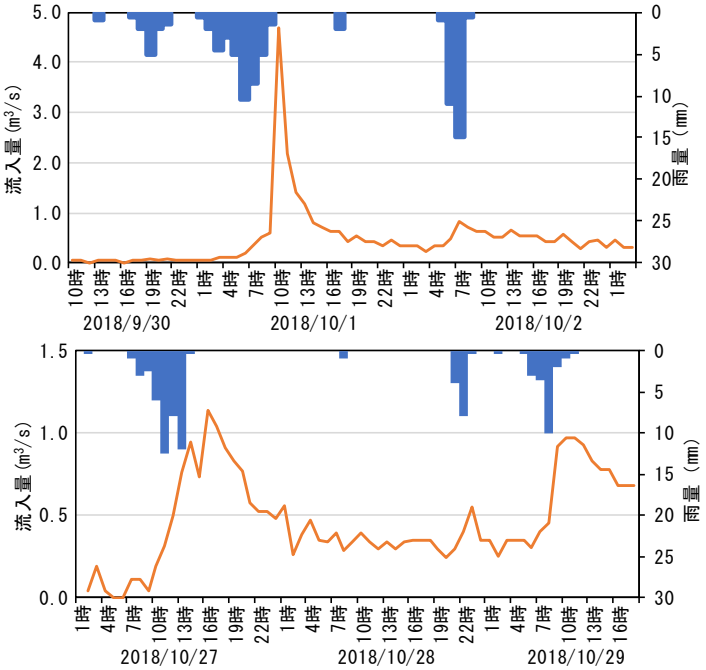


図-3　降雨イベント時の流入量の変化※
※流入量は湛水量の時間変化及び漏水量から算出

河道閉塞(天然ダム)対策の考え方(案), 平成 29 年 9 月, 近畿地方整備局, 紀伊山系砂防事務所

3) 水山高久ら, 日本の天然ダム対応策, 古今書院

4) 虫明功臣ら（1981）: 日本の山地河川の流況に及ぼす流域の地質の効果, 土木学会論文報告集, 第 309 号, p.51-62

5) 例えば河川流量観測の新時代, https://www.pu-toyama.ac.jp/EE/tebakari/newQobs/journal.htm

6) CommonMP, https://framework.nilim.go.jp/

表-1　既往河道閉塞事例

No	発生日時	名称	要因	流域面積 km2	河道閉塞部の高さ	最大湛水量 m3	年間降水量
1	H16. 10. 23	信濃川水系・芋川・東竹沢	新潟県中越地震	4. 8	31m	390, 000	2, 300mm
2	H16. 10. 23	信濃川水系・芋川・寺野	新潟県中越地震	19	32m	2, 600, 000	2, 300mm
3	H17. 9. 6	耳川・野々尾	平成17年台風14号	410	57m	2, 600, 000	3, 000mm
4	H20. 6. 14	北上川水系・一迫川・湯の浜	岩手宮城内陸地震	17	50m	790, 000	1, 200mm
5	H20. 6. 14	北上川水系・磐井川・市野々原	岩手宮城内陸地震	67	33m	1, 800, 000	1, 200mm
6	H23. 9. 4	新宮川水系・赤谷地区	紀伊半島大水害	14	67m	1, 078, 000	2, 800mm
7	H23. 9. 4	熊野川・長殿地区	紀伊半島大水害	4. 6	85m	2, 269, 000	2, 800mm
8	H23. 9. 4	新宮川水系・栗平地区	紀伊半島大水害	9. 0	100m	7, 228, 000	2, 800mm
9	H30. 7. 7	由良川水系・谷河川	平成30年西日本豪雨	1. 8	10m	30, 000	1, 800mm
10	H30. 9. 6	厚真川水系・日高幌内川	北海道胆振東部地震	10	50m	13, 000, 000	1, 000mm

引用文献

1) 小山内信智ら（2019）: 平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害, 防学会誌, Vol.71, No.5, p.54-65

2) 紀伊山地における大規模

P-011

平成 27 年 9 月関東・東北豪雨後における男鹿川流域の経年的な土砂移動の変化に関する一考察

国土交通省関東地方整備局日光砂防事務所　　佐藤保之，小渕光昭，大浦二朗※1，小林幹寛※2
中電技術コンサルタント株式会社　　○荒木義則，河井恵美，上野麻由子，濱田隆敬

1. はじめに

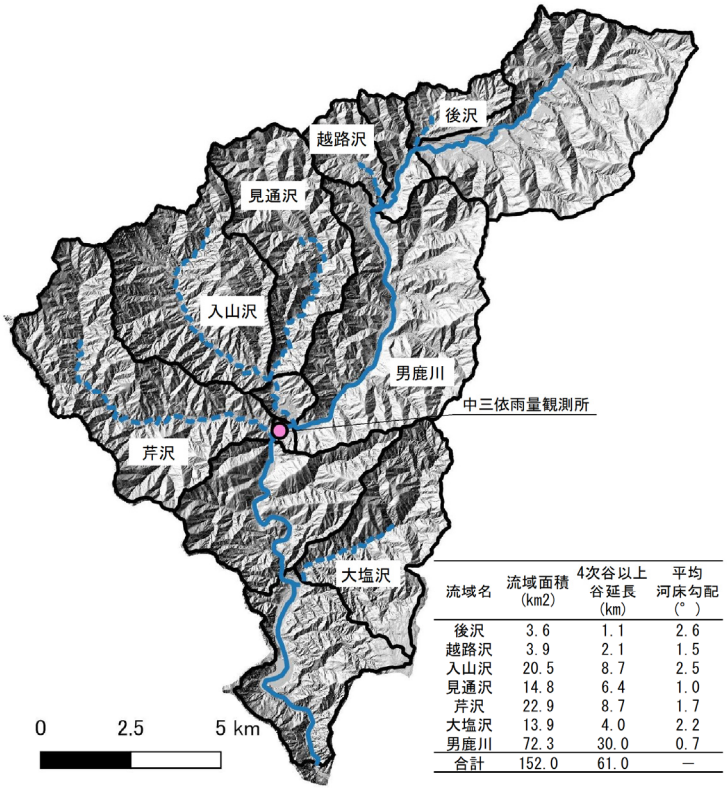
平成 27 年 9 月関東・東北豪雨では、台風第 17 号および台風第 18 号から変わった低気圧の影響により、関東地方から東北地方にかけて記録的な大雨となった。特に、利根川水系の鬼怒川流域では、上流域の栃木県における日光市芹沢地区において同時多発的に多くの箇所で土石流が発生し、甚大な被害[1]が発生している。

この芹沢地区を有する男鹿川流域では、発災後、流域内に多くの土砂が生産され、河道内に堆積または流出している。その後の降雨等により生産された土砂の二次移動や新たな土砂生産等の流域内で発生している土砂移動現象を把握[2]することは、今後の砂防計画を検討するうえで重要であると考えられる。

本稿では、男鹿川流域内の複数時期の航空レーザ計測データを用いた差分解析を行い、平成 27 年 9 月関東・東北豪雨後における経年的な土砂変動の変化について検討した結果を報告する。

2. 男鹿川流域の概要

男鹿川流域は、**図-1** に示すように流域面積 152.0km^2、谷延長 61.0km の 6 次谷であり、男鹿川本川の勾配は平均河床勾配 0.7° と緩いものの、本川には大小 6 つの流域からなる支川（主な支川：芹沢_4 次谷, 入山沢_4 次谷等）が流入している。また、主な地質は、芹沢および入山沢は深成岩類からなり、その他は火山岩類からなっている。平成 27 年 9 月関東・東北豪雨では、男鹿川流域内の中三依雨量観測所（国土交通省）において、連続雨量 603 ㎜、最大 1 時間雨量 57 ㎜/hr が観測されている。最大 24 時間雨量は、男鹿川流域全体が概ね 100 年超過確率規模以上の範囲となり、最大時間雨量は 30 年確率程度であった。災害発生から平成 30 年 12 月現在までの雨量観測データは、連続雨量の最大値が 186㎜ であり、土石流災害を発生させるような強雨は観測されていない。



流域名	流域面積 (km2)	4次谷以上 谷延長 (km)	平均 河床勾配 (°)
後沢	3.6	1.1	2.6
越路沢	3.9	2.1	1.5
入山沢	20.5	8.7	2.5
見通沢	14.8	6.4	1.0
芹沢	22.9	8.7	1.7
大塩沢	13.9	4.0	2.2
男鹿川	72.3	30.0	0.7
合計	152.0	61.0	—

図-1 男鹿川流域図（陰影図）

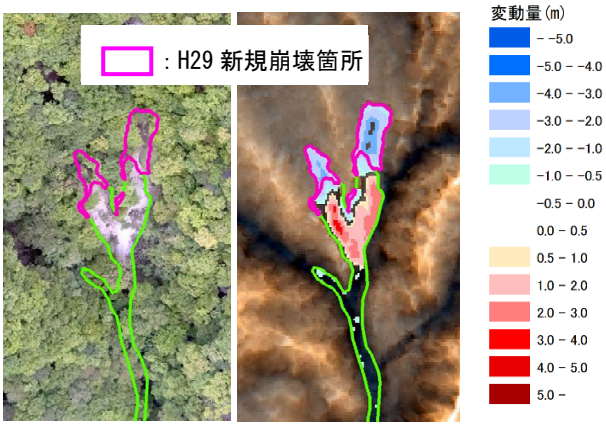


図-2　土砂移動量の算出範囲と算出事例

3. LP 計測による差分解析

3.1 LP 計測データの概要

男鹿川流域における LP 計測は、災害発生前（平成 24 年 4 月～5 月）、災害発生直後（平成 27 年 9 月～10 月）、災害発生から 2 年後（平成 29 年 9 月～12 月）の概ね 3 時期において実施されている。LP 計測における地盤照射密度は、災害発生前：1 点以上/m^2、災害発生直後：2 点以上/m^2、災害発生から 2 年後：4 点以上/m^2 となっている。

土砂変動量は、2 時期の DEM データ（1 m）を用いた差分解析により算出した。算出範囲（土砂変動量算出エリア）は、全流域ではなく、航空写真判読や立体図（DEM データから地形解析により微地形を強調した図面）を用いて、山腹崩壊地や渓床部等の土砂移動が比較的明瞭に確認される箇所を抽出し、土砂移動の上下流の連続性に着目して設定した。土砂移動の算出範囲や差分解析の結果を示した 1 事例を**図-2** に示す。

3.2 経年的な土砂変動量の変化

前述した 3 時期の LP 計測データを用いて、各時期の地形変化について差分解析を行い土砂変動量を算出した。算出結果を**表-1** に示す。**表-1** より、災害発生直後に土砂変動が大きかった主な流域は、入山沢（侵食量：約 103 万 m^3,堆積量：約 85 万 m^3）、芹沢（侵食量：約 88 万 m^3,堆積量：約 69 万 m^3）、男鹿川（侵食量：約 83 万 m^3,堆積量：

約 78 万 m³）であった。男鹿川は、各支川の流入する流域であるため上流の土砂変動の影響を強く受けている。次に、災害発生から 2 年後に土砂変動が大きかった主な流域は、入山沢（侵食量：約 23 万 m³,堆積量：約 8 万 m³）、芹沢（侵食量：約 28 万 m³,堆積量：約 7 万 m³）、男鹿川（侵食量：約 37 万 m³,堆積量：約 26 万 m³）であった。当該期間は、災害発生以降、土石流災害が発生するような降雨は観測されていないものの、土砂移動の変化が大きいことを示している。

次に、男鹿川流域全体において災害発生直後から 2 ヶ年で崩壊地や渓岸崩壊等が拡大した箇所数は、男鹿川流域全体で 706 箇所（その内：入山沢流域 210 箇所、芹沢流域 261 箇所）確認された。**図-2** には、斜面崩壊の拡大した事例を示しており、斜面崩壊や渓岸崩壊の発生した箇所からの拡大崩壊や渓床等に不安定に堆積している土砂の二次移動等による影響が考えられる。

表-1　経年的な土砂変動量の変化一覧表

流域	災害前(H24.4～5)-災害後(H27.9～10)			災害後(H27.9～10)-現在(H29.9～12)		
	侵食量 (千m³) ①	堆積量 (千m³) ②	収支 (千m³) ②-①	侵食量 (千m³) ①'	堆積量 (千m³) ②'	収支 (千m³) ②'-①'
後沢	9.3	5.8	-3.5	3.9	6.8	2.9
越路沢	18.1	12.3	-5.8	3.1	8.6	5.4
入山沢	1025.8	851.5	-174.3	228.0	84.5	-143.5
見通沢	306.2	264.0	-42.2	49.7	69.1	19.3
芹沢	875.8	689.0	-186.8	278.2	65.2	-213.0
大塩沢	135.9	93.0	-42.9	52.0	28.3	-23.7
男鹿川	826.3	781.1	-45.2	365.8	258.1	-107.7
合計	3197.4	2696.7	-500.7	980.8	520.5	-460.2

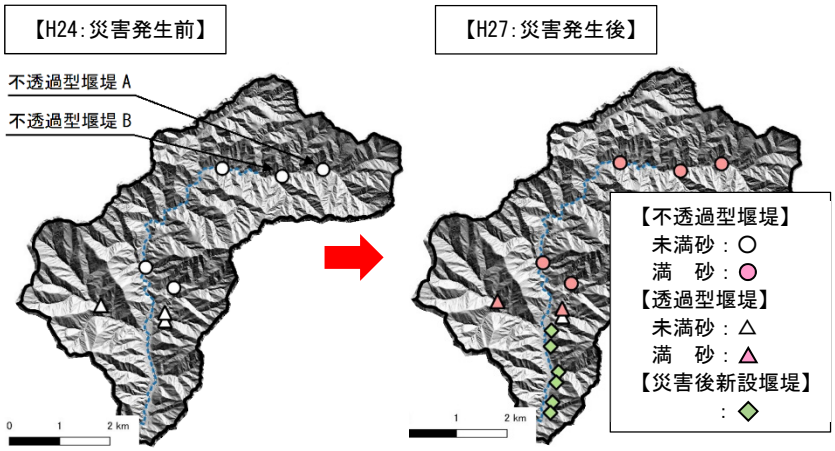


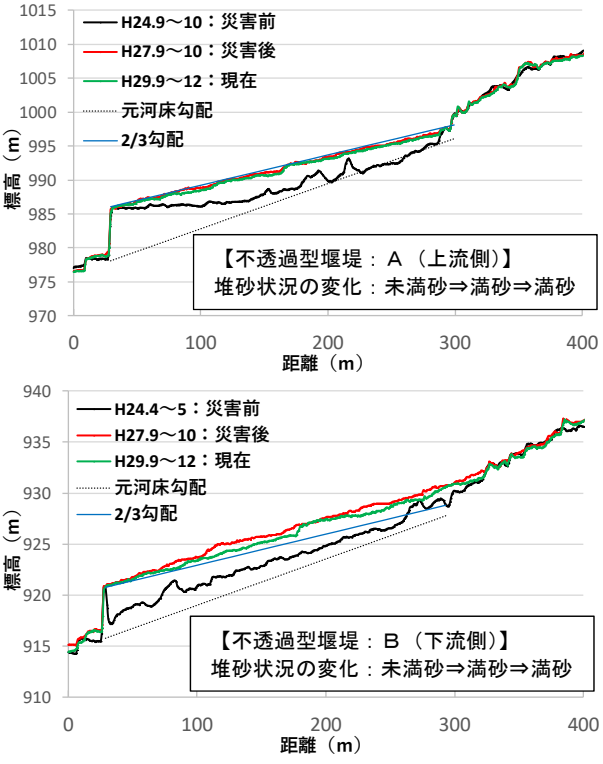
図-2　芹沢地区の砂防堰堤位置図と堆砂状況の変化

3.2 砂防堰堤の堆砂状況の変化

土砂変動量の大きい芹沢流域を対象として、砂防堰堤の堆砂状況の変化[3]を経年的に整理した。**図-2** に砂防堰堤の位置図と災害発生前･後における堆砂状況の変化（未満砂：○,満砂：●）を示す。芹沢流域には、本川沿いに不透過型砂防堰堤が整備され、災害発生前は、未満砂の堰堤が多く、災害発生後はほぼ全ての堰堤で満砂となっている。また、下流域の土石流が発生した小規模な各支川では、災害発生後、新しく砂防堰堤（透過型：◇）が整備されている。

ここでは、**図-2** 左図に示す芹沢流域の本川上流部にある不透過型砂防堰堤（2 基：A, B）に着目し、各時期の LP 計測データから堆砂域の重ね合わせ縦断図を作成したものを、**図-3** に示す。**図-3** より、上流側の砂防堰堤（A）は、災害発生前は、水通し天端付近まで堆砂が進行していた段階で、土石流発生により計画堆砂勾配（元河床勾配の 2/3 勾配）で土石流を捕捉している。災害発生から 2 年後の現在は、堆砂線があまり変化していない。

次に、砂防堰堤（A）の下流側にある砂防堰堤（B）は、災害発生前は、砂防堰堤の堆砂域に土砂があまり堆積していない未満砂状態であった。土石流発生により計画堆砂勾配（元河床勾配の 2/3 勾配）よりも急勾配で土石流を捕捉している。また、災害発生から 2 年後の現在は、災害発生直後よりも堆砂勾配がやや緩やかになり、計画堆砂勾配（元河床勾配の 2/3 勾配）に近づく傾向を示した。



4. おわりに

本研究では、災害発生前･後およびその後の土砂変動量の変化について、航空レーザ計測データを用いた差分解析を行った。その結果、斜面崩壊や土石流等により、土砂移動が顕著に見られた荒廃流域は、その後の降雨量があまり大きくなくても、土砂生産が継続する傾向が確認された。今後も航空レーザ測量を継続することで、流域内の土砂移動の経年的な変化特性を把握することが重要と考えられる。

参考文献　1)竹歳健治(2016)平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による日光市芹沢地区の土石流災害への対応,砂防学会誌,Vol.69,No.3,p.67-74.
2)田中隆文・木村正信・近藤観慈・岡本敦（2010）木曽川水系中津川流域 406 年間の災害発生と土砂動態,砂防学会誌,Vol.63,No.1,p.3-13.
3)砂防堰堤の働き，国土交通省砂防部 HP＜http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/entei_hataraki.pdf＞,H29.8.

P-012

平成 30 年北海道胆振東部地震における衛星データの活用について

株式会社パスコ　○宮崎　真由美，望月　貫一郎，下村　博之，小更　亨

1．はじめに

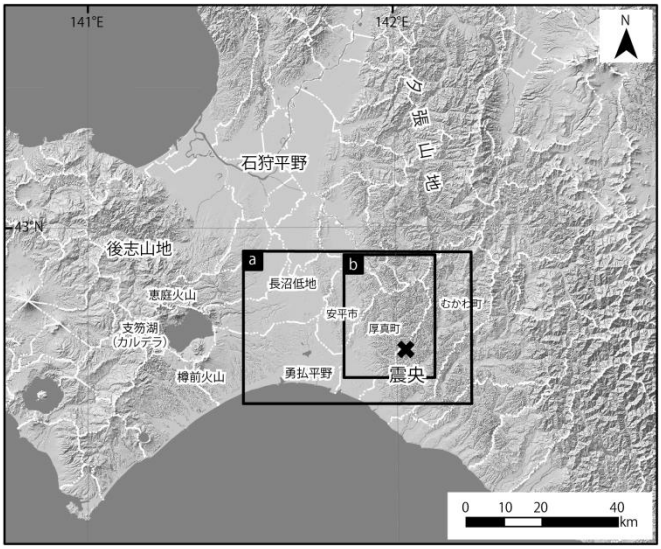
2018 年 9 月 6 日 03 時 07 分に，北海道胆振地方中東部を震源とする M6.7 の地震が発生した（気象庁，2018a）[1]．この地震により，厚真町，安平町，むかわ町を中心として広範囲に斜面崩壊が発生した．

筆者らは，被害の早期把握と定量化を目的に，災害発生直後に撮影した光学衛星画像（SPOT 6）を用いて画像解析による土砂移動痕跡の自動抽出を行なった．本発表では，その解析結果について述べるとともに，土砂移動痕跡の分布の特徴について地震動や地形・地質の観点から分析を行ったので，その結果について報告する．

2．対象地域

土砂移動痕跡が多くみられる厚真町を中心に，約 780 km^2 の範囲を画像解析の対象地域として設定した（図-1）．

本地域は新第三紀の堆積岩類を基盤とし，その上部を支笏カルデラや樽前火山，恵庭火山起源の降下堆積物が厚く覆っている．



a：SPOT 6 撮影範囲　b：画像解析範囲

基図は国土地理院発行の基盤地図情報を使用. 震央位置は地理院地図より引用.

図-1 対象地域

3．画像解析の手法

3.1 使用した光学衛星画像

画像解析には中分解能衛星 SPOT 6 を使用した．使用したデータの諸元を表-1 に示す．SPOT 6 の観測幅は 60 km 程度で，広域にわたる被災地を 1 シーンでカバーすることできる．

表-1　光学衛星画像の諸元

撮影日時	2018年9月11日9:42（JST）
衛星分解能	1.5 m
プロダクト	パンシャープン（4バンド）

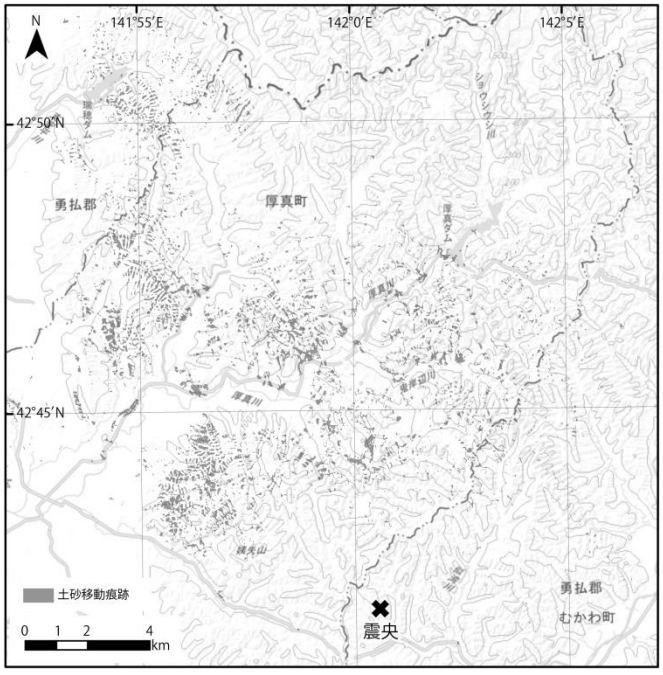
3.2 土砂移動痕跡の自動抽出

土砂移動痕跡の自動抽出の手法として，最尤法による画像分類を用いた．最尤法は，設定した教師データから得られる統計量をもとに分類が行われ，閾値を設定する必要がないため，被災状況の把握等の即時性が求められる場合には大変有効な手法であると言える．

本発表では，教師データとして裸地，森林，水部，構造物等の 7 つのクラスを設定し，4 バンド（赤，，緑，青，近赤外）による最尤法分類を行った．裸地に分類されたデータの中には土砂移動痕跡のほか，畑やグラウンド等が含まれるため，国土数値情報の森林域データを用いてデータの絞り込みを行った．加えて，ノイズと考えられる微小なデータのほか，誤抽出と考えられるデータを目視により除去した．

4．画像解析結果

本解析により，13.7 km^2 が土砂移動痕跡として抽出された（図-2）．本解析にかかる処理時間は 3 時間程度であった．本地域は，既往崩壊地や崩壊地との区別が難しい伐採地等が少なく，それらの除去にほとんど時間を要さなかった．



基図は地理院地図タイル（標準地図）を使用. 震央位置は地理院地図より引用.

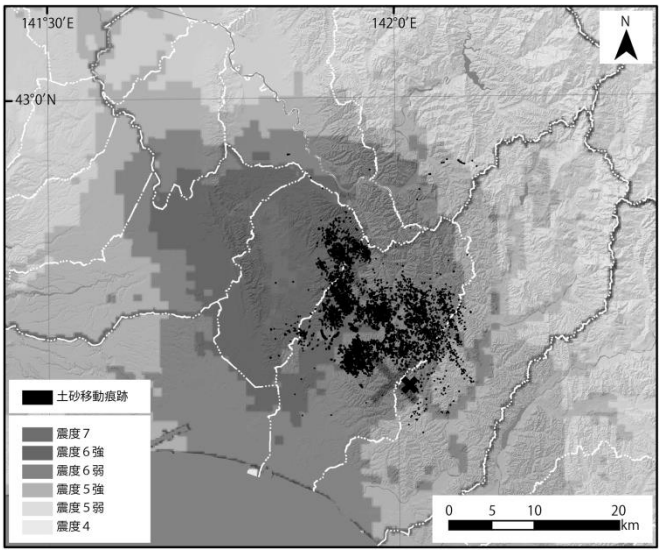
図-2 画像解析結果

5．土砂移動痕跡の分布の特徴

5.1 推定震度分布

土砂移動痕跡の分布に関する特徴を捉えるために，気象庁発表の推定震度分布図（気象庁，2018b）[2]と画像解析結果との重ね合わせを行った（図-3）．その結果，震度 5 強以上の範囲で土砂移動痕跡が確認され，そのうちの約 7 割が震度 6 弱

の範囲で見られた．一方で，震度 7 の範囲では土砂移動痕跡がほとんど見られなかった．これは，震度 7 の範囲が低地と重なることに起因すると考えられる．



基図は国土地理院発行の基盤地図情報を使用. 推定震度分布は気象庁（2018b）[2]引用.

図-3 土砂移動痕跡と推定震度分布

5.2 地形

土砂移動痕跡の分布に関する地形的特徴を捉えるために，国土地理院提供の基盤地図情報 10 m 数値標高モデル（DEM）を使用し，対象地域周辺の傾斜角，傾斜方位を算出し，画像解析結果との重ね合わせを行った．

5.2.1 傾斜角

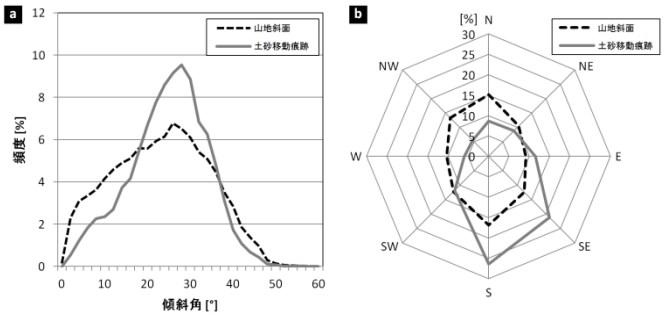
斜面崩壊は一般的に 30° 以上の急傾斜地で多数発生すると言われているが，本地震による土砂移動痕跡はそれよりも緩傾斜地で見られることがわかった（図-4(a)）．地震動の作用により，降雨による斜面崩壊よりも緩勾配かつ広範囲で土砂移動痕跡が見られたと考えられる．

5.2.2 傾斜方位

本地域は南または北向きの斜面が卓越するが，土砂移動痕跡は南東～南向き斜面に多く見られた（図-4(b)）．この土砂移動痕跡の異方性について説明するためには地質構造，日射量の違いによる風化の程度，地震動や地盤変位の方向等について検討する必要があり，今後の課題とする．

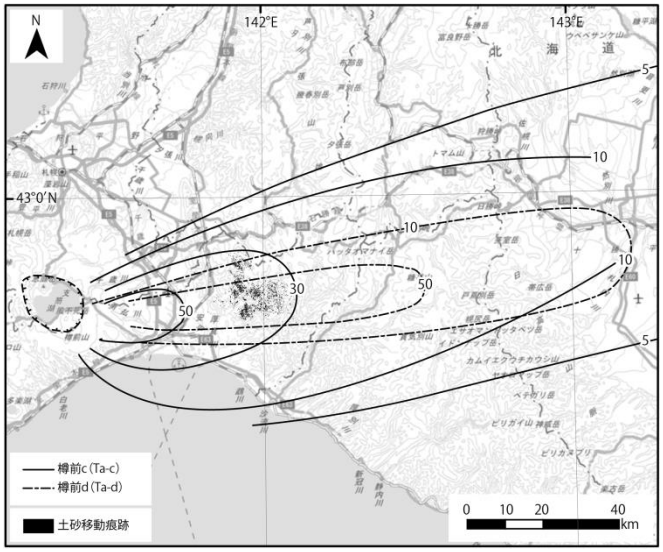
5.3 テフラの層厚

小山内ほか（2019）[3]によると，崩壊面は樽前 d（Ta-d，8～9 ka：町田・新井，2003）[4]の下部から基盤との境界付近に見られる．そこで，崩壊面より上部の堆積層厚と土砂移動痕跡の分布の関係を考察するため，町田・新井（2003）[4]の樽前火山の完新世主要テフラの等層厚線図と画像解析結果との重ね合わせを行った（図-5）．その結果，樽前 c（Ta-c，2.5～3 ka：町田・新井，2003）[4]が 30 cm 程度かつ Ta-d が 50 cm 程度堆積している範囲に土砂移動痕跡が多く見られることがわかった．



a：土砂移動痕跡の傾斜角　b：山地斜面と土砂移動痕跡の斜面方位

図-4 土砂移動痕跡の発生場に関する地形的特徴



基図は地理院地図タイル（標準地図）を使用. 完新世主要テフラの等厚層線は町田・新井（2003）[4]より引用.

図-5 土砂移動痕跡完新世主要テフラの等厚層線

6．おわりに

平成 30 年北海道胆振東部地震により発生した斜面崩壊の被害を早期に把握することを目的に，光学衛星画像（SPOT 6）を用いた最尤法分類による土砂移動痕跡の自動抽出を試みた．

光学衛星画像は，雲が少ない状況で撮影できた場合，広域に地表の状況を把握することができる．また，最尤法分類を用いた土砂移動痕跡の自動抽出は，抽出に用いるバンドの種類や抽出限界，精度等の課題を検討する必要があるものの，広域にわたる大規模災害による被害を即時的に捉え速報値としての被害量を把握するためには，大変有効な手法であると言える．

参考文献

1) 気象庁（2018a）:「平成 30 年北海道胆振東部地震」について（第 6 報）, http://www.mlit.go.jp/common/001255861.pdf, 参照 2018-04-02.
2) 気象庁（2018b）: 気象庁｜推計震度分布図, https://www.data.jma.go.jp/svd/eew/data/suikei/201809060308_146/20180906030 8_146_2.html, 参照 2018-04-02.
3) 小山内ほか（2019）: 砂防学会誌，71(5)，54-65.
4) 町田・新井（2003）: 新編火山灰アトラス，東京大学出版会.

P-013

十勝岳の硫黄沢川における 1926 年岩屑なだれと大正泥流の流下機構

応用地質株式会社　○黒澤 貴之・池上 忠・山根 誠
本間 宏樹・野々山 一彦・岡野 浩幸
北海道森林管理局　上川中部森林管理署　髙金 哲雄・大山 暁央

1. はじめに

十勝岳の北西山麓を流れる美瑛川及び富良野川では，1926(大正 15)年の大正泥流のような融雪型火山泥流への対策事業が，治山・砂防・河川事業の連携によって進められている．融雪型火山泥流の被害軽減に向けては大正泥流の流下機構を把握することが重要であるが，美瑛川水系硫黄沢川流域は，富良野川流域に比べて被害が小さかったことから研究が進んでいなかった．

大正泥流は，1926 年に中央火口丘の山体崩壊により発生した岩屑なだれが斜面上の雪を融かしたことにより発生したとされており[1)]，大正泥流堆積物の構成物や分布を把握するためには，泥流の母材となった岩屑なだれ堆積物の分布や層相，流下機構を整理することが重要である．本報告は，北海道森林管理局の治山事業に関連して実施した，平成 27～30 年度の 4 ヵ年にわたる地質調査の結果から，1926 年岩屑なだれと大正泥流の流下機構に関するまとめを行ったものである．

2. 対象地の概況

調査地は，標高 650m の白金温泉付近から標高 1,400m 付近までの硫黄沢川流域である(図-1)．上流域は，中央火口丘溶岩からなる溶岩ローブが明瞭な傾斜 15 度以上の斜面からなり，下流域は，望岳橋溶岩や焼山溶岩に囲まれた緩やかな谷をグラウンド火口火砕流堆積物が埋積する，比較的平坦な傾斜 5 度程度の斜面である．

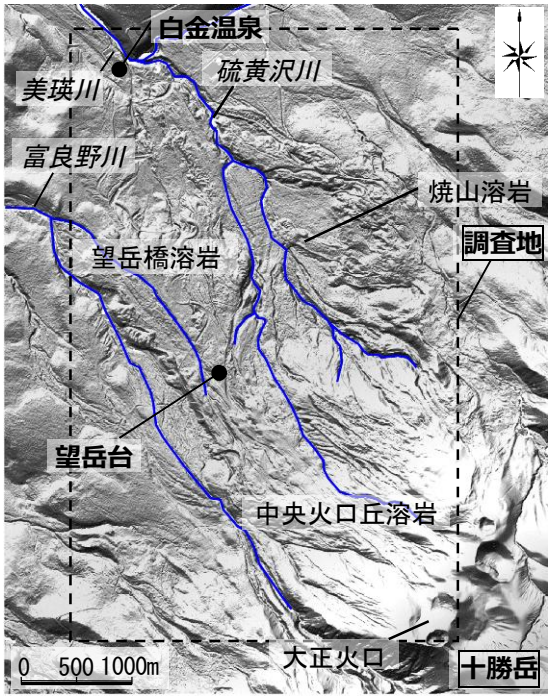


図-1　調査地周辺の地形陰影図

3. 調査・検討手法

硫黄沢川流域で大正泥流が流下した痕跡は，露頭と 302 箇所のピット調査(図-2)によって大正泥流の堆積物の有無を確認し，大正泥流の流下範囲の輪郭をトレースして分布域を把握した．1926 年岩屑なだれ堆積物の層相は，調査地の露頭(図-3)の観察によって確認した．大正泥流の痕跡区分を表-1 に示す．

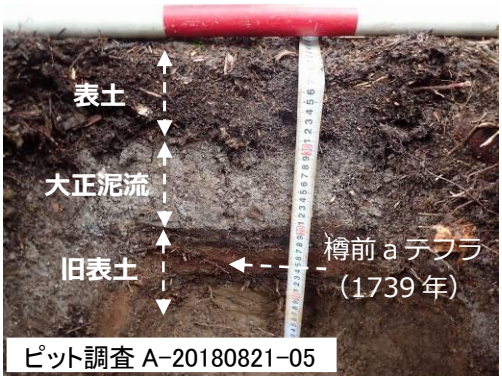


図-2　大正泥流の層相（標高 865m 付近のピット）



図-3　岩屑なだれの層相（標高 1,200m 付近）

4. 1926 年岩屑なだれ堆積物

1926 年岩屑なだれ堆積物は，上澤(2008)[1)]によって層相と層序から Unit A, Unit B, Unit C に分けられている．岩屑なだれ堆積物は，標高 1,115～1,450m において，ガリーの壁面で断面的に観察することができる．また，Unit C は褐色である特徴を持つため，地表面の色も分布の指標になる．上澤(2008)によると，Unit B として堆積した熱水サージは雪を融かし，Unit A を削り込みながら両者が混合して大正泥流を形成したとされている．望岳台付近よりも下流に分布する大正泥流痕跡区分の Cm-b, Cm-c に相当する堆積物は，基質の色や変質岩の礫を含むことなど，構成物の特徴が Unit A および Unit B と共通点が多いことから本調査によっても大正泥流堆積物は，Unit A, Unit B が起源となっていることが裏付けられた．

5. 流れ山

1926 年岩屑なだれ堆積物（十勝岳火山地質図(2010)[2]の Cm）の分布範囲の下流の標高 870m の位置において岩屑なだれの堆積物の一部と思われる一つの流れ山を確認した．流れ山の構成物は岩屑なだれ堆積物の層相 Unit A と類似し、硫黄を含む強変質岩であるために植生に覆われていない．ただし，こうした流れ山は，周辺では確認できないことから，岩屑なだれの本体をさらにここまで運搬した未知の事象があったのかもしれない．



図-4　硫黄沢川左岸側の流れ山（標高 870m）

6. 大正泥流の流下機構

調査結果をもとに，硫黄沢川流域における大正泥流の流下機構を発生源(上流)から白金温泉(下流)にかけて①～⑤の順に推定した．①最初に，噴火活動に伴う山体崩壊による岩屑なだれが発生した．噴火は 2 回にわたって発生し，2 回目の噴火で中央火口丘の北西部が大きく崩壊し，崩壊物は高温の岩屑なだれとなって斜面を下った．②次に標高 1,600～1,050m 付近で高温の岩屑なだれ Unit B が Unit A を侵食しながら流下して，雪を融かしながら泥流を発生させた．③さらに，標高 1,050～900m 付近で融雪水のさらなる取り込みと侵食による肥大化，地形を無視して直線的に流下した．④標高 900～670m 付近では，溶岩地形の制約による流心の形成，流心の屈曲，崩壊の誘発，および越流部の緩斜面で堆積した．⑤最後に，標高 730～670m の谷の屈曲部で流心の一部が尾根へと越流し，減衰が起きたと考えられる．岩屑なだれと大正泥流の平面的な広がりを図-5 に示した．

表-1　大正泥流の痕跡区分

地質	痕跡区分	記号	構成物	岩相・層相の特徴
大正泥流の痕跡	①侵食	Cmc	―	大正泥流により地表面が侵食を受けた。
	②堆積物	Cmd	礫・砂・シルト・材	灰色の砂～シルトを主体とする堆積物。白色の礫やこぶし大の亜円～亜角礫を多く含む場合がある。
	③崩壊	Cmc	巨礫	大正泥流に伴った崩壊による巨礫群。礫はほぼ単一の安山岩溶岩の亜角～亜円礫からなる。
	④二次堆積	Cmr	砂・シルト	大正泥流堆積物が後続流により細粒で分級を受けた堆積物。
1926年岩屑なだれ堆積物		Cm	巨礫・礫・砂	細粒物質に富む砂質堆積物からなる。UnitA、UnitB、UnitCに分けられる。ケイ化した灰色～白色岩片や玄武岩質安山岩溶岩礫、硫黄を含む。

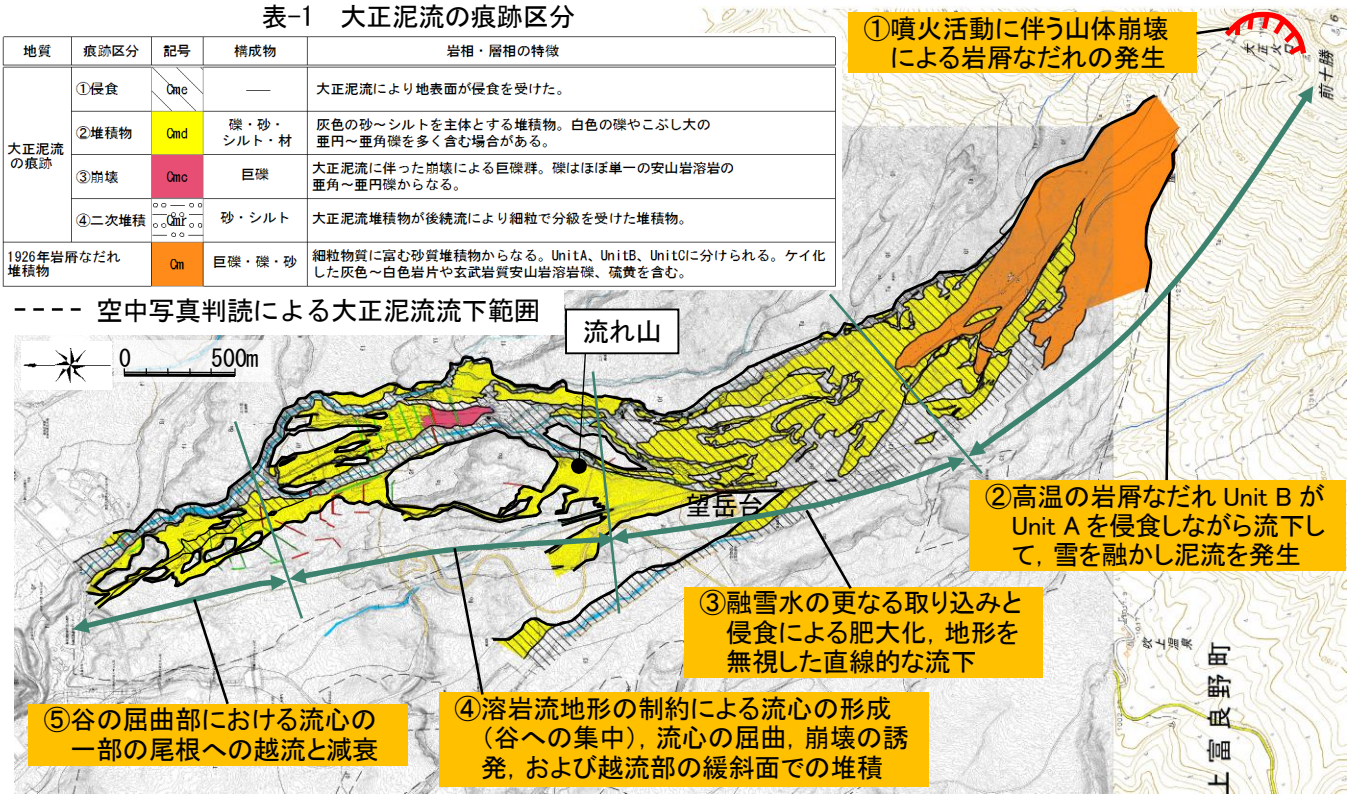


図-5　発生源から白金温泉までの大正泥流の流下形態の変化とその広がり

参考文献

1) 上澤真平（2008）：北海道十勝岳火山 1926 年噴火大正泥流堆積物層序の再検討と古地磁気特性，火山．第 53 巻第 6 号 pp171-191.

2) 石塚吉浩・中川光弘・藤原伸也（2010）：十勝岳火山地質図，産業技術総合研究所地質調査総合センター.

3) 黒澤貴之・山根誠・池上忠・本間宏樹・大曾根啓介・阿部拓実・岩山誠・浅野仁・丸谷知己・山田孝（2018）：十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下痕，平成 30 年度砂防学会研究発表大会「鳥取大会」，講演要旨.

4) 本間宏樹・黒澤貴之・山根誠・池上忠・大曾根啓介・阿部拓実・岩山誠・浅野仁・丸谷知己・山田孝（2018）：十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下機構，平成 30 年度砂防学会研究発表大会「鳥取大会」，講演要旨.

5) 池上忠・本間宏樹・黒澤貴之・山根誠・岡野浩幸・鈴木洋一郎・岩山誠・浅野仁・丸谷知己・山田孝（2018）：十勝岳硫黄沢における治山施設整備及び森林整備の方針，平成 30 年度砂防学会研究発表大会「鳥取大会」，講演要旨.

6) 林野庁北海道森林管理局（2019）：十勝岳治山事業全体計画調査業務報告書.

P-014

北海道十勝川水系における平成 28 年 8 月出水での河道変化

北海道大学流域砂防学研究室　○青木大輔　笠井美青　山田孝

1. はじめに

豪雨により多数の斜面崩壊や土石流が発生すると，河道に多量の土砂が流入する。それらの土砂は，各流路区間の土砂運搬能力に従って下流へと運搬されるが，運搬しきれなくなった土砂は河道に堆積し，後続の流れの方向を変化させる。こうして新しい水みちが形成されることにより，河床や側岸の侵食が促進される。すなわち，出水時の河道の地形変化は，区間の土砂運搬能力のみならず，各区間に流入する土砂量の影響を大きく受ける。本研究では，2016 年 8 月に十勝川水系で生じた出水を対象に，区間への土砂流入量が河道の地形変化に与えた影響について報告する。

2. 調査地概要

平成 28 年 8 月，北海道東部十勝川水系において 3 日間の総降雨量が 500 mm を超えるような記録的な豪雨が発生した（小山内ら, 2017)。この豪雨により水系内の多数の支川で土石流が発生し，これを引き金として大規模な側方侵食や河道の拡幅が生じた。こうした変動は，山地部のみならず扇状地部を通る下流区間に至るまで続いた。調査はこの十勝川水系の戸蔦別川（流域面積: 269.9 km^2, 流路延長: 48 km，平均勾配: 1.27 °），小林川（41.9 km^2, 16.8 km, 1.89 °），ペケレベツ川（46.6 km^2, 15.8 km, 2.24 °）で実施した。どの流域とも，出水時に土石流が多発した風化花崗岩が分布する一帯があり，主要な土砂生産源であった。

3. 研究方法

各流域において出水中の土砂移動量に関する計測データはない。そこで本研究では，ある区間からの流出土砂量を，その上流部や支流からの流入土砂量と河道内侵食土砂量から河道内堆積土砂量を引いた値として，簡易的に求めることとした。戸蔦別川は，支川の合流により流域面積が飛躍的に増加する地点を境に，4 つの区間（上流側から順に A から D とする）に分割し，小林川とペケレベツ川では，流域に対し支流域からの土砂流入量の影響は顕著ではないと観察されたため，両河川ともに土石流が堆積した上流部，掃流土砂の堆積が進んだ中流部，その下流部，のあわせて 3 区間に分割した。各土砂量について，戸蔦別川では H25 年および H28 年出水後の航空レーザー測量により作成された DEM の差分を用いて求めた。出水前に航空レーザー測量が実施されていない小林川とペケレベツ川については，出水前の河道の地形を国土地理院で公表されている 10 m メッシュサイズの DEM と現地調査から推定した。そして出水後に取得された航空レーザー測量データを用いて，出水前後の地形変化量を求めた。ただし，出水前の河道の地形の推定精度は航空レーザー測量で得られたデータに対し非常に粗いため，戸蔦別川の変動との量的な比較をすることは難しい。それぞれの流域では，1 km 区間ごとに，土砂運搬能力の指標としてストリームパワー，Ω（W/m）を求めた。ここで，$\Omega=\rho gQS$（ρ: 水の密度 1000 kg/m^3, g: 重力加速度 9.8 m/s^2, Q: 流量, S: 河床勾配）である。ストリームパワーを採用した理由は，（1）詳細な地形の変化や水理・水文データが存在しない河川であっても簡便に計算できること，（2）本研究は，土石流が堆積した後の流水による地形変化を対象にしていること，による。流量については，十勝川水系内の 9 地点で出水時に観測されたピーク流量 Q_p(m^3/s）とその地点での流域面積 A (km^2)から得た回帰式（$Q_p = 34.7A^{0.65}$）より推定した。なお，ペケレベツ川の狭窄部にある露岩した地点にて洪水痕跡を用いて出水時のピーク流量を求めたところ，この推定値に近い値が得られた。

4. 結果と考察

各河川のストリームパワーについて，小林川とペケレベツ川の上流部および戸蔦別川の区間 A では，60,000

から 150,000 W/m の範囲にある高い値を示し，戸蔦別川ではこの高いストリームパワーが区間 C まで維持されていた（図-1）。前者 2 河川の上流区間では，土石流の堆積に伴って河道の侵食が促進されたが，戸蔦別川では区間 A や B への土砂の流入が少なく，流域内の変動に対してこの区間の河道の変化は比較的小さかった（図-2）。区間 C では，支流から多量の土砂が流入したことで河床に土砂が堆積し，流水が側方へ偏流することで，側方侵食が顕著に発生したことが，出水前後のオルソ写真や航空レーザー測量データより明らかであった。その結果，この区間では区間 A と B と比べて，河道の変化が大きくなった(図-2)。その後に合流する支流からの流入土砂量は顕著ではなかったことを踏まえると，ストリームパワーが減少した区間 D（図-1）において，流路を通じてもっとも激しい河道の侵食や土砂の堆積が生じた原因は，区間 C の河道からの流出土砂量が多量であったためと考えられる（図-2）。一方，小林川とペケレベツ川の中流部では，ストリームパワーは戸蔦別川の区間 D と同様の値まで減少し，土砂の堆積が進んだ。特にペケレベツ川では，砂防ダムにより約 630,000 m^3 の土砂が堆積した（小山内ら, 2017）。しかし中流部末端の狭窄部の出口にて氾濫原への側方侵食が発生したことで，ペケレベツ川では小林川と比較して約 10 倍の量の土砂が下流部に流入し，下流部の河道は小林川よりも激しく変動した。

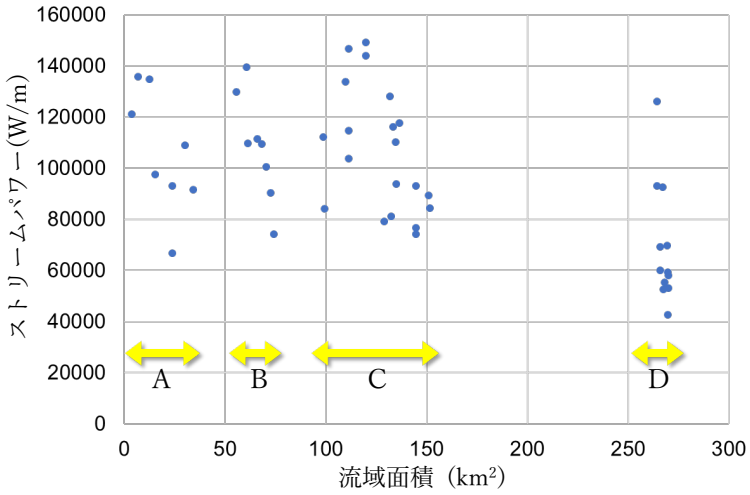


図-1 戸蔦別川での H28 年 8 月出水時ストリームパワー

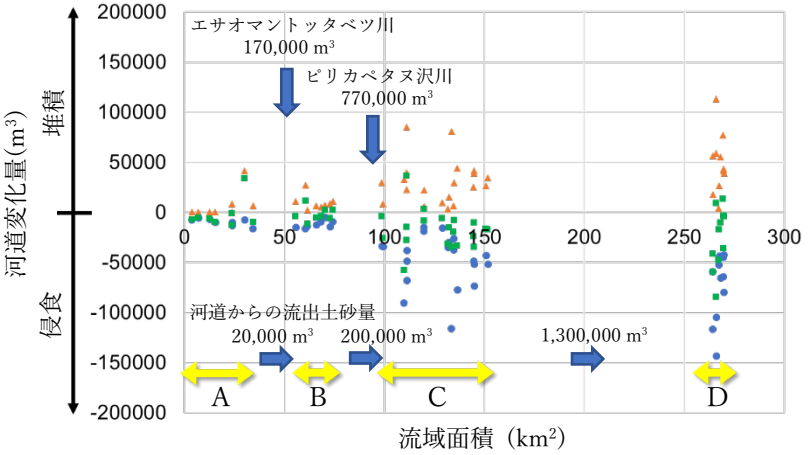


図-2 戸蔦別川での H28 年 8 月出水時河道変化量

5. まとめ

本研究では，大規模出水時における河道の変動は，区間へ流入する土砂量に大きく影響をうけることが示された。また，ある区間での河道の変動が大きくなると，侵食された土砂が流下することにより，更なる河道の変化が下流にて促されることも分かった。なお本解析は，現象の概況を把握するために簡易的な手法で実施された。今後は土砂流入に伴う土砂の侵食や堆積のメカニズムと土砂運搬能力との関係について，数値シミュレーションを用いて，より詳細に明らかにしていく予定である。

6. 引用

小山内信智・笠井美青・林真一郎・桂真也・古市剛久・伊倉万理・高坂宗昭・藤浪武史・水垣滋・阿部孝章・布川雅典・吉井厚志・紅葉克也・渡邊康玄・塩野康浩・宮崎知与・澤田雅代・早川智也・松岡暁・佐伯哲朗・稲葉千秋・永田直己・松岡直基・井上涼子，平成 28 年台風 10 号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出，砂防学会誌, Vol. 69, No. 6, p. 80-91, 2017

広域土砂災害時の早期状況把握における高頻度衛星画像の活用性について

国土技術政策総合研究所土砂災害研究室　野呂 智之，野村 康裕，鈴木 大和，山下 久美子
アジア航測株式会社　○松田 昌之，船越 和也，金田 真一，高山 陶子，
角田 里美，服部 聡子

1. はじめに

大規模・広域的・突発的な自然災害に対して，初動時の情報空白時間を解消し，迅速かつ的確な被災状況の把握を行うことが必要である．そこで，国土技術政策総合研究所では，夜間や悪天候時にも観測可能な合成開口レーダ（以後 SAR と称す）等による衛星画像を利用した土砂災害等の判読調査手法の検討を行ってきた．また，SAR 画像による土砂移動域の把握には技術的な解釈が必要である．観測手法の特性からレイオーバ（高い山が衛星から近い距離にあると判断され，倒れこむ現象）やレーダシャドウ（高い山の後ろ側に電波が届かず情報が得られない現象）が発生するなどの課題がある．このため光学衛星画像を活用する必要がある．

本研究では，近年に整備された小型衛星群による高頻度衛星画像を用いて，平成 30 年 7 月豪雨及び北海道胆振東部地震を対象として，災害対応の時系列調査や土砂移動域の抽出結果を比較し，効果的な利活用方法を検討した．

2. 対象地区と利用した光学衛星画像

本検討では，平成 30 年 7 月豪雨で土砂災害が多発した広島県呉市付近の 421.4km² と，北海道胆振東部地震（厚真町付近）による崩壊集中域を中心とする 448.9km² の 2 地区を対象とした．

利用した光学衛星画像は高頻度衛星で取得される PlanetScope と従来型の衛星で取得される SPOT6/7 である．利用した衛星画像の条件は表 - 1 のとおりである．

表-1　本検討に用いた光学衛星画像

サービス名（衛星名）	センサー	観測幅	地上解像度	再訪日数
PlanetScope（Dove 衛星）	RGB，近赤外	24.6km	3.5m	1 日
SPOT-6/7（SPOT-6 or 7）	RGB，近赤外，パンクロ	60km	1.5m	26 日

3. 災害初動時における被災状況データの時系列整理

災害初動時はヘリによる巡視や，SAR の緊急撮影画像による土砂移動域の判読のほか，航空機による空中写真撮影・判読，従来型の光学衛星画像による判読等が行われている．そこで，災害直後の初動時に着目し，これらの調査手法による情報取得状況と高頻度衛星画像の撮影状況を合わせて整理した．また，光学衛星画像の利用時には，画像内の雲量は判読に大きな影響を与える．そこで，雲量と見え方の変化についても整理した．平成 30 年 7 月豪雨における調査方法別の時系列情報取得状況図を図 - 1 に示す．

災害後で雲が少ない画像の取得タイミングは PlanetScope と SPOT-6/7 で大きな違いは見られない．しかし，PlanetScope は日々画像を取得しているため，モザイク合成画像により早く広域の画像を入手できる可能性がある（以下 PlanetScope は Planet 画像，SPOT-6/7 は SPOT 画像と称す）．

モザイク合成に要する日数を調査した結果，対象範囲全体では，雲率 10%未満で 7 日，雲率 30%未満で 4 日，雲率 50%未満で 1 日となった．雲率 30%以下の画像であれば，国土地理院の判読結果公表前に全域の画像を入手できていた可能性があった．さらに，対象範囲 90%を超えるのに要した日数は，雲率 10%未満で 2 日，雲率 30%及び 50%では翌日であった．

このように，災害の全容を緊急に把握するという観点から，ある程度雲量が多い画像（例えば 30%未満など）のみを使用した場合であっても比較的広範囲に光学衛星画像が得られる可能性を示しており，SPOT 等と比較してより迅速に画像を得る可能性を確認できた．

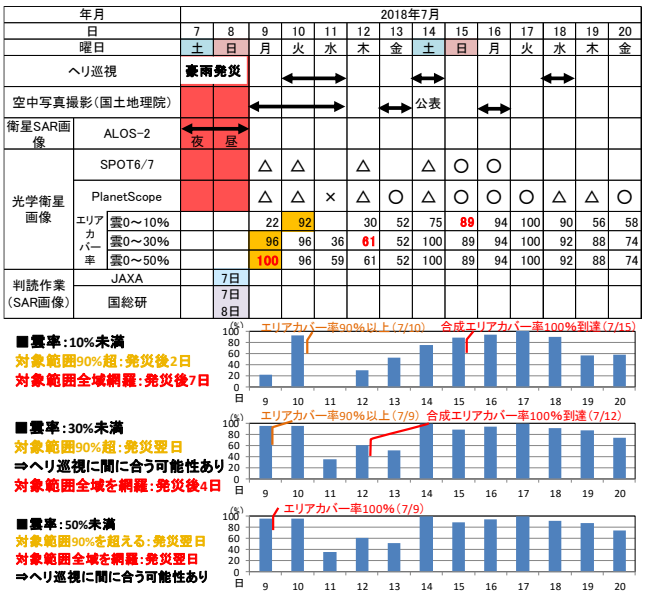


図-1　時系列の各種情報取得状況（平成 30 年 7 月豪雨）

4. 高頻度衛星画像を用いた土砂移動域の抽出

検討対象の災害に対して深層学習による土砂移動域の抽出を施行し，適合状況を整理した．条件は表 - 2 に示す．

表-2　深層学習等を用いた土砂移動域の抽出条件

対象地域	平成 30 年 7 月豪雨（広島県呉周辺） 平成 30 年胆振東部地震（厚真周辺）
解析手法	災害前後の NDVI(正規化植生指標)による変化抽出と、深層学習による自動抽出の組合せ
深層学習の手法	pix2pix[1]
学習用データセット	平成 29 年度九州北部豪雨における福岡県朝倉市周辺衛星画像データ(PlanetScope)

高頻度衛星画像は，一般的な衛星画像と比較して，災害発生直前の画像を活用できる利点がある．この利点を生かした災害前後の画像比較による差分解析手法と，深層学習に基づいた抽出とを合わせて，土砂移動域を抽出した．これは，平成 29 年度の九州北部豪雨における福岡県朝倉市周辺の画像を教師データとして実施された深層学習の結果を用いたものである．詳細は船越ほか（2018）による．

従来型の光学衛星として SPOT 画像を，高頻度衛星画像として Planet 画像を用いてそれぞれで土砂移動域を抽出し

た．使用した画像は表-3 及び表 - 4 に示す．

表-3　利用した衛星画像（平成 30 年 7 月豪雨）

	災害前	災害後
PlanetScope	2018/6/25	2018/7/16～7/17
SPOT-6/7	2018/5/11	2018/7/15～7/16

表-4　利用した衛星画像（平成 30 年北海道胆振東部地震）

	災害前	災害後
PlanetScope	2018/8/3	2018/9/11
SPOT-6/7	2017/6/23	2018/9/11

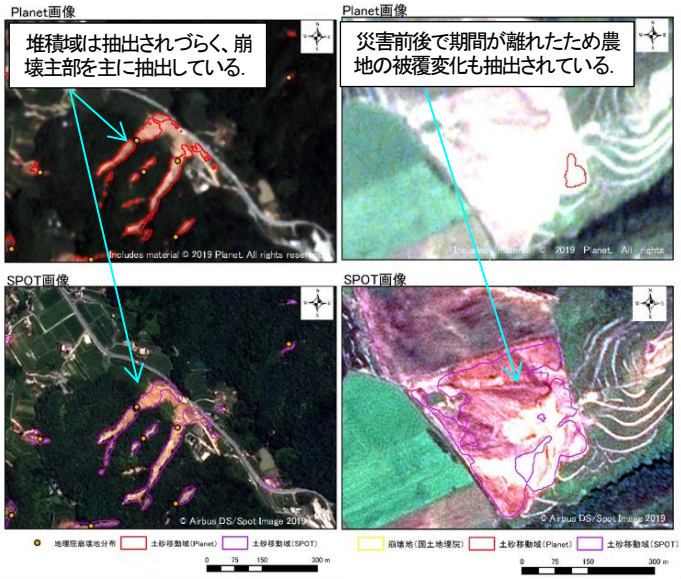


図-2 Planet 画像及び SPOT 画像による土砂移動域抽出結果

抽出された土砂移動域と国土地理院の判読結果を比較すると，衛星画像で抽出された評価結果は，流下・堆積域より崩壊主部をうまく抽出している傾向が確認された（図 - 2）．

表-5　国土地理院の崩壊地分布との一致状況（7 月豪雨）

	Planet 画像		SPOT 画像	
距離(m)	箇所数	累積相対度数	距離(m)	箇所数	累積相対度数
0	287	0.33	0	387	0.44
0～10	234	0.60	0～10	171	0.64
10～20	75	0.69	10～20	56	0.70
20～30	44	0.74	20～30	43	0.75
30～40	29	0.77	30～40	23	0.78
40～50	19	0.79	40～50	17	0.80

平成 30 年 7 月豪雨における国土地理院の崩壊分布は点データであるため，その点と抽出された崩壊地ポリゴンとの距離を求めて，その一致度合いを把握した．ポイントデータには位置精度に課題があるため完全に包含される（距離 0m）場合は 30%~40%であるが，多少の猶予をみれば，（例えば 10m までを許容すれば）おおむね 6 割程度が含まれている結果となった(表 - 5)．

表-6　国土地理院判読結果との整合性（北海道胆振東部地震）

種別	崩壊地面積 (km^2)	一致面積 (km^2)	的中率	カバー率	空振り率
国土地理院判読結果	36.78				
SPOT画像抽出結果	16.34	14.56	89.1%	39.6%	10.9%
Planet画像抽出結果	10.04	9.61	95.7%	26.1%	4.3%

北海道胆振東部地震ではポリゴンで崩壊地分布が得られているため，的中率とカバー率等の関係を整理した（表 - 6）．Planet 画像および SPOT 画像の的中率は 9 割程度と非常に高い値となっている．特に Planet 画像では，的中率が高く，かつ空振り率が低い．一方，SPOT 画像では地上分解能が高いため，より精度よく崩壊地を広く抽出できているためカバー率が高くなっていると考えられる．また，SPOT 画像では空振り率が高くなっている．これは撮影頻度が少なく，災害直前の画像が得られないため，災害前後の画像変化影響が大きくなり，差分解析の信頼度が低下することが要因の一つと考えられる．このため，高頻度光学衛星画像を用いることにより，季節変化や人工改変等による誤抽出が低減する可能性があり，さらに今後の地上解像度向上に伴い的中率が向上することも期待される．

5. 継続監視による画像利用の可能性

高頻度衛星は雲域の有無にかかわらず日々画像を取得している場合が多いため，同一箇所で複数回の撮影がなされている．そのため，航空写真撮影など限られた機会で把握しきれなかった情報を，災害直後のアーカイブ画像から雲域に影響していない画像を検索することが可能である．図 - 3 は，国土地理院による崩壊地判読の際には雲域として判読不可能であった領域に対して，Planet 画像で崩壊地を判読した結果である．

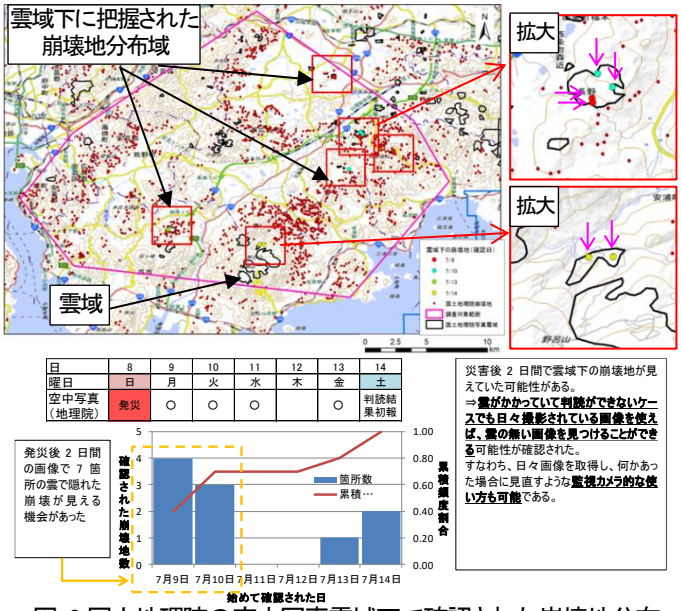


図-3 国土地理院の空中写真雲域下で確認された崩壊地分布

国土地理院の空中写真では雲により判読できなかった箇所について，高頻度に撮影された画像群から 10 個所の崩壊を事後に確認することができた．これは，高頻度衛星による大量の画像群が，特定の崩壊地に対して雲の隙間から撮影された画像を検出できる可能性を示すものと考えられる．

6. おわりに

SAR 画像は，得られた画像の解釈に熟練の技術と経験を要することがある．これに対し，光学衛星画像は画像の解釈が容易である．高頻度の光学衛星は，日々継続して撮影されていくため，災害直前の画像入手にも優位性がある．また，良好な条件下では，迅速に災害後の画像の入手が可能であり，SAR 画像と相互補完的な活用を行うことにより，災害初動時の被災状況把握に活用することが期待できる．

参考文献：船越和也他，高頻度衛星画像を用いた土砂移動箇所の把握（2018）：平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集 P-088,p545-546

P-016

登川流域における豪雨時の土砂移動予測と施設配置の検討

国土交通省 湯沢砂防事務所 赤沼 隼一，福田 光生[1)]，後藤 健[1)]，川邊 三寿帆，高嶋 啓伍[2)]
国土交通省 国土技術政策総合研究所 内田 太郎，坂井 佑介
（株）建設技術研究所 ○西口 幸希，村上 正人，中村 直登，飯田 弘和
1) 現 北陸地方整備局河川部，2) 現 北陸地方整備局建政部

１．はじめに

土砂移動による災害を防止するためには，将来生じる土砂移動現象を予測しつつ，対策施設の効果評価を適切に行い，対策計画を立案することが重要である[1)]。将来生じうる土砂移動現象を河床変動計算で予測するには，再現計算等によりパラメータを適切に設定することが重要である。湯沢砂防事務所における計画対策施設の適切な効果評価及び今後の施設配置計画の検討においては，信濃川水系魚野川の支川である登川での平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨（以下，H23.7 豪雨）等を対象に再現計算を行い，土砂移動現象の予測に必要なパラメータを検討することが必要である。

山地河川における豪雨時の土砂移動を河床変動計算で表現する際には，河床勾配等に応じて土砂移動形態は土石流や掃流状集合流動，掃流砂と変化することや，間隙流体中の乱流状態で浮遊する細粒土砂が流体と同様な挙動を示す等の細粒土砂の扱いに留意することが重要である[2)]。

このため本検討では，H23.7 豪雨時における支川及び本川の土砂移動に関する再現計算を行い，計算モデルの検証や適切な計算条件の設定を行ったうえで，計画規模の土砂移動現象を予測した。次に登川流域において計画規模の豪雨時の土砂移動や被害範囲の予測結果を踏まえて，新たな施設配置や既往施設の改良を行った場合の被害軽減に関する効果を試算した。

２．評価手法

２．１．流域概要

登川流域は，流域面積 84.5 km^2，流路長 18.5 km，平均河床勾配 1/16 の河川である。過去には H23.7 豪雨だけでなく，昭和 56 年 8 月にも台風による豪雨で氾濫が生じる災害が生じた。H23.7 豪雨では登川流域の清水観測所で，最大 1 時間雨量 62 mm，連続雨量 522 mm を記録した。H23.7 豪雨前後の航空レーザ測量結果（以下，LP）の差分より，100 万 m^3 以上の土砂が登川流路工まで流出したと推定される。現況施設の配置状況は図-1 のとおりである。登川本川の蟹沢砂防堰堤の下流は登川流路工が整備されており，その上流域及び支川には国土交通省所管の砂防堰堤が約 35 基配置されている。

２．２．河床変動計算モデル

土石流形態から掃流砂・浮遊砂形態までの土砂移動を連続的に計算できる，土石流・掃流状集合流動時の細粒土砂の挙動が表現できる 1 次元河床変動計算モデルを用いた。

３．H23.7 豪雨時の土砂移動の再現

３．１．計算条件

計算流域は，出水前後の LP の差分から多量の土砂流出が生じたと想定された支川の東屋沢，二子沢，姥沢川及び登川本川で，計算河道は勾配 12 度程度以下の区間とした（図-1）。ハイドログラフは実績の 1 km レーダ雨量による流域平均雨量から合成合理式により設定した。東屋沢，二子沢及び姥沢川での土砂供給は，計算区間上流域からの土砂量と，計算河道に流入する支川・渓岸崩壊からの流入量を LP の差分より算定し供給した。登川本川の計算の土砂供給は，計算区間上流域及び支川からの流入量を同様に算定し供給した。東屋沢，二子沢及び姥沢川の河床材料は，清水観測所の出水時の最大流量に対する移動限界を最大粒径とした粒度分布，本川の河床材料は昭和 60 年度の調査結果を用いた。供給土砂は，各流域の河道侵食量と崩壊生産土砂量の割合で河床材料と崩壊土砂の粒度分布を混合させた粒度分布（図−2）とした。計算での粒径階は 12 区分とした。このうち次式の条件を満たす粒径 d_k は土石流・掃流状集合流動の砂礫移動層中の間隙流体に取り込まれて流体として振る舞うと考え，このパラメータの適切な設定の必要性から，本検討では α を整数として感度分析を実施した。

$$u_* > \alpha W_k \qquad \text{（式 1）}$$

ここに，u_*：摩擦速度，W_k：粒径 d_k の沈降速度，α：係数である。

３．２．計算結果

東屋沢，二子沢，姥沢川及び登川の計算において式 1 の α を小さくするにつれ，計算上流区間の侵食は顕著となり，通過土砂量が増加する（図-2）。各流域の実績の河床変動高および通過土砂量と最も整合する α はそれぞれ 4〜5，3，2，1 であり，河床勾配と正の相関があった（図-3）。この傾向は，細粒土砂を用いた既往の水路実験の結果と同様である[3)]。これは，土石流の応力構造より[5)]，急勾配区間では粗粒土砂濃度が高く，粗礫



図-1 登川の流域分割、再現対象流域、施設位置図

の衝突等の応力が大きくなると，摩擦速度に対する間隙流体の乱れによる応力が相対的に小さくなるためである可能性が考えられる。

４．計画規模の土砂移動予測

２．２．の計算モデルおよび図-1 の流域分割を用いて計画規模（100 年超過確率規模）の現況施設配置時の土砂移動予測を行った。ハイドログラフは H23.7 豪雨での降雨波形をもとに，砂防基本計画の日雨量 201.9 mm とした降雨の流出解析結果を用いた。供給土砂量は単元流域ごとの砂防基本計画の基本土砂量程度の土砂量（合計約 160 万 m³）を，計算上流端，支川および本川が田や家屋と隣接しない残流域から，平衡土砂濃度で供給した。流体としてみなす細粒土砂の粒径の条件は，再現計算より平均的な α=3 とした。その他の条件設定等は基本的には国総研資料 第 1048 号 [4]に従った。その結果，二子沢合流前の本川の通過土砂量は約 27 万 m³，二子沢合流後では約 57 万 m³，一之沢合流後では約 70 万 m³ であった（図-5）。魚野川合流点から 0～2 km で 0～3 m の土砂堆積が生じ，本区間で氾濫が生じた。

そこで本川への流入土砂量が最も多い支川の二子沢に 3 基の砂防堰堤，3 基の床固工，1 基の堆積工を，次いで流入土砂量の多い一之沢に 1 基の砂防堰堤を配置し，登川本川では施設効果量が大きく，保全対象に比較的近い蟹沢砂防堰堤の除石，登川砂防堰堤の嵩上げ，威守松砂防堰堤の除石の施設配置（改良）案を作成した（図-1）。水や土砂の条件は現況施設時と同様とし，河床変動計算を実施した結果，現況施設時に比べて，通過土砂量は二子沢合流後で約 57 万 m³ から約 49 万 m³ に減少，一之沢合流後で約 70 万 m³ から約 66 万 m³ に減少し（図-5），登川の氾濫範囲は縮小した。

５．おわりに

登川流域の豪雨時の土砂移動を予測するため，H23.7 豪雨の再現計算を行い，間隙流体に取りこまれる細粒土砂の粒径の条件を設定した。施設配置では，二子沢や本川の中流域等，下流域の保全対象に影響の大きい位置での新たな施設配置（改良）を検討し，施設効果を定量的に把握することができた。今後，計算条件の精査や施設配置計画の更なる検討を行う必要があると考えられる。

【参考文献】
1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国総研資料第 1048 号，2018, 2) 西口ら，砂防学会誌，Vol. 64. No. 3，p. 11-20，2011，3)長谷川ら，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 118-119, 2013，4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国総研資料第 874 号，2013，5) 江頭ら，京大防災研年報，第 32 号 B-2，p. 487-501，1989

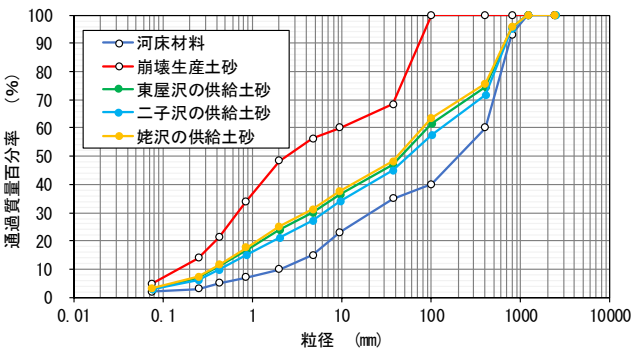


図-2 支川の供給土砂の粒度分布

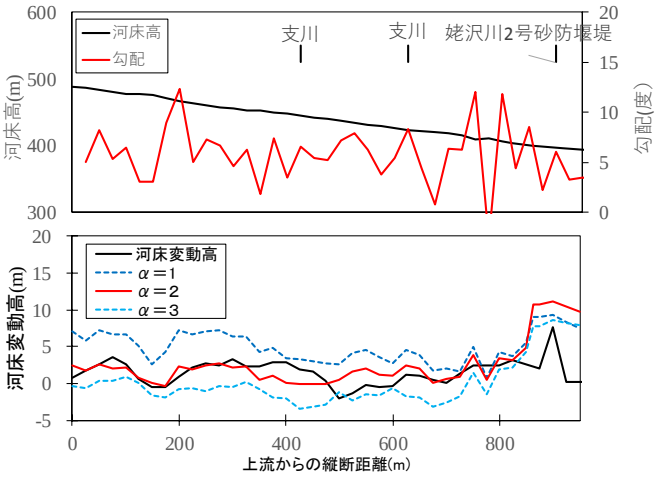


図-3 姥沢川の再現計算結果

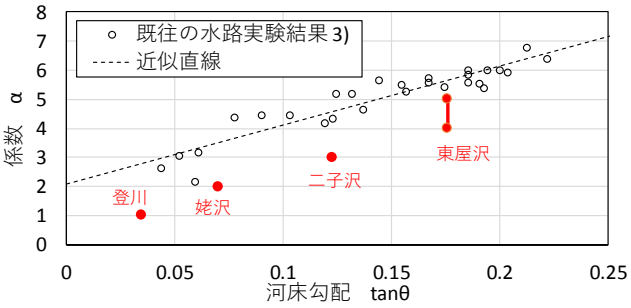


図-4 再現計算流域の河床勾配と式 1 の α との関

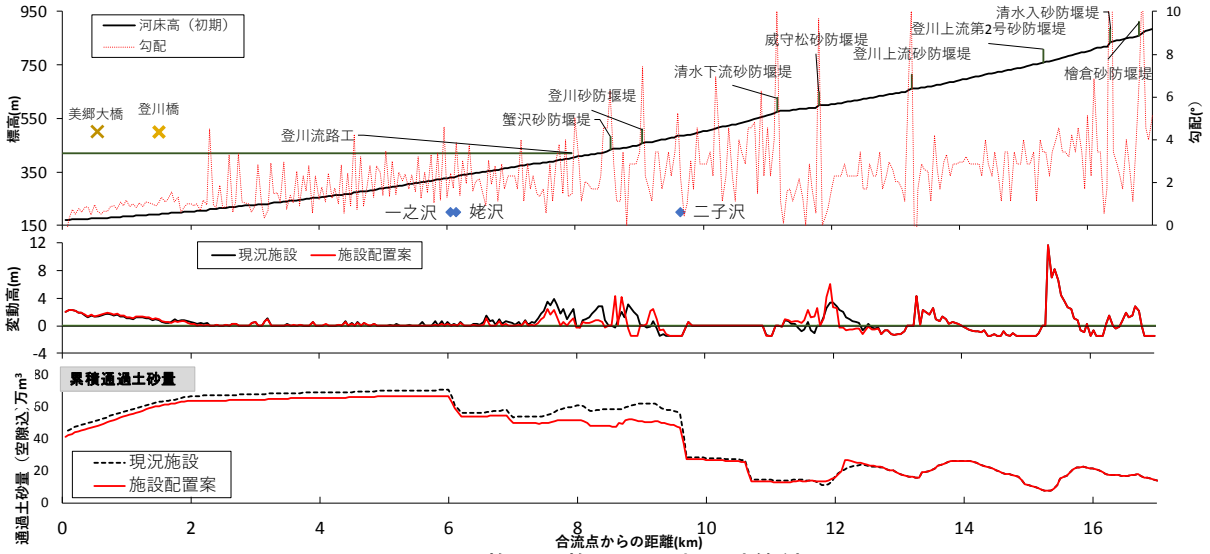


図-5 現況施設と施設配置案の計算結果

P-017

山地渓流における大規模土砂堆積後の洗掘過程と河床安定化の要因

宮崎大学農学部　○福永悦子※1，田中慎吾※2，清水　収

※1：現　アジア航測（株）　※2：現　ダイヤコンサルタント（株）

1. はじめに

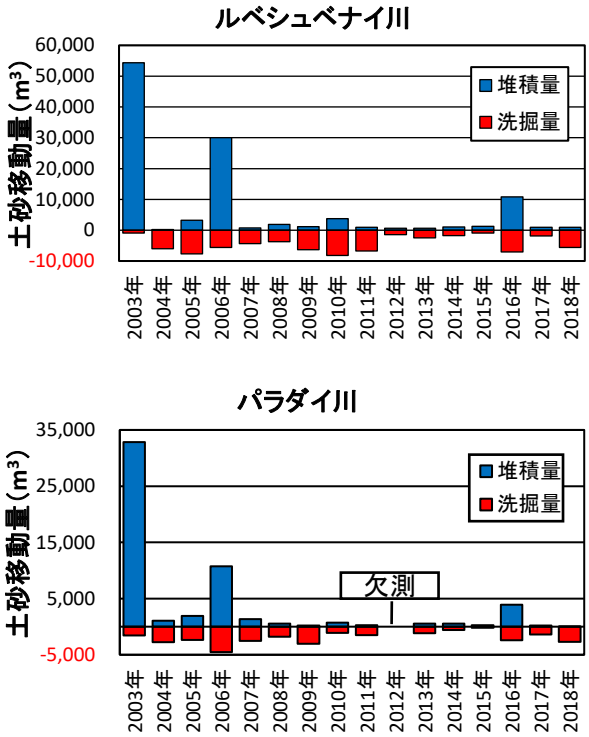
豪雨に伴う大量の崩壊発生によって大規模な土砂生産が生ずると，下流では大きな土砂災害になるほか，土砂生産によって河床に貯留された土砂がその後継続的に流出する。しかし，その土砂流出の継続・鈍化等の推移，それに影響する要因に関する知見は多くない。本研究では 2003 年 8 月の台風による大雨で生じた土砂生産で大規模土砂堆積が生じた北海道日高地方の山地小流域を対象に，大規模土砂堆積後の洗掘過程の実態を把握すること，洗掘が鈍化した段階の安定流路の特性を検討することを目的とした。

2. 調査地概要と調査方法

調査地は北海道日高地方を流れる沙流川の小支流のルベシュベナイ川，パラダイ川であり，流域面積はともに約 2km^2 である。調査方法は調査区間に縦断距離 50m 間隔で固定横断測線を設け，2003 年から毎年 9 月に縦横断測量を行った。河床変動の土砂量算出は，毎年の河床横断形の重ね図から堆積断面積と洗掘断面積を計測し，両端断面平均法により堆積土砂量と洗掘土砂量を算出した。洗掘が鈍化したときの河床条件を調べるために，年最大 1 時間雨量時の流出解析（特性曲線法）を行って得られた流量から流積を求め，流路断面積と比較した。また，河床材料の変化を調べるため 2 つの評価を行った。毎年の現地調査の際に各測線を撮影した写真を用いて，河床表面の礫径を評価する目視判読と，洗掘が鈍化した後に（2013 年または 2014 年）いくつかの測線を抽出して線格子法による礫径計測を行った現地調査である。現地調査での礫径計測は，堆積時の状態が保存されている地形面（高位面）と近年まで洗掘が続いていた河床面（低位面）の 2 地点で実施した。

3. 大規模土砂堆積後のこれまでの洗掘過程

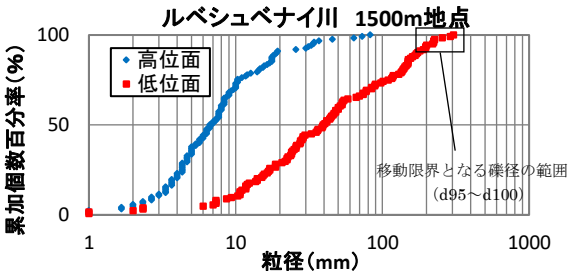
図－1 に両流域の各年の土砂移動量を示す。2003 年と 2006 年に最大 24 時間雨量が 300mm を超える大雨イベントがあり大規模な土砂堆積が発生した。その他の年は際立った大雨イベントは発生せず，堆積直後の 4～5 年間は活発な洗掘が継続し，その後，洗掘が鈍化した。この洗掘が鈍化した要因としては，洗掘が活発だった期間と降雨規模に変化が無かった点から，土砂を動かす外力よりも場の条件の時間的な変化が関係していたと考えられた。



図－1　区間全体の各年の土砂移動量

次に，洗掘と堆積の発生域の縦断分布を時系列的にみると，ルベシュベナイ川では，上流で早期に洗掘が停止したが，下流では洗掘が長く続いた，または上流の停止後に洗掘が開始した。このことから，洗掘の発生域が上流から下流に移行したことが考えられた。パラダイ川では，上流では早期に洗掘が止まるが，中流では 2003 年イベントで流木ダムが形成されて河床が上昇し緩勾配になっていたため河床低下しにくい区間であった。そのため，他の区間よりも遅れて河床低下が生じた。これら洗掘過程における河床横断形の変化をみると，ほぼ平坦な河床面の一部が掘り込まれることから洗掘が始まり，その流路断面積が次第に拡大していた。そして，数年後に河床変動は生じなくなった。河床

堆積土砂の粒径変化については，例として図－2 を示す。清水・前田（2016）によると，堆積イベントによって細粒分の多い土砂で河床が満たされ，その後洗掘が進むとともに粗粒化が進んだことが確認されている。また，洗掘の停止した時期は粗粒化の停止した時期とほぼ一致していたと報告されている。

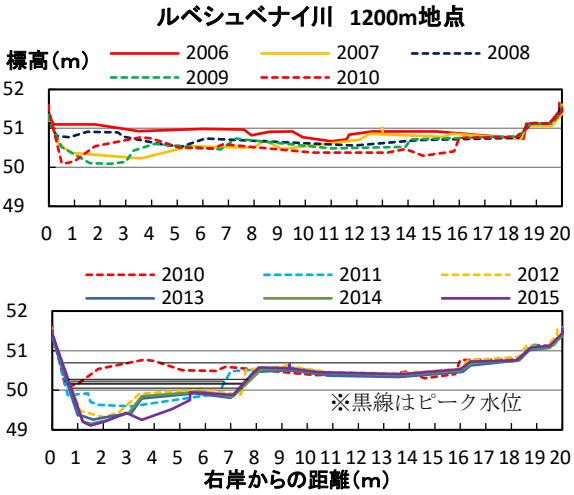


図－2　粒度分布の変化

4. 洗掘が鈍化したときの河床条件

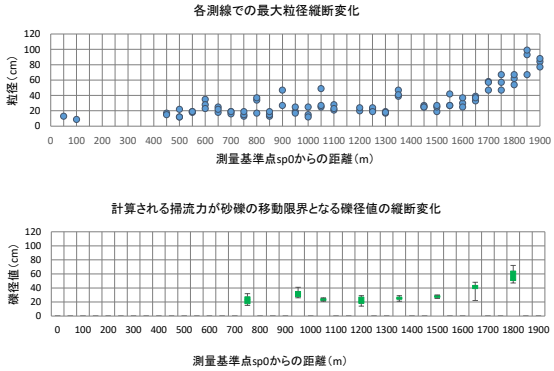
大規模土砂堆積後には平年の降雨状況の年でも洗掘が発生し，その後洗掘が鈍化した。この洗掘過程において河床の地形や河床材料の変化が停止したことは安定な河床状態になったことと考えられる。河床安定化の要因は，毎年起こる規模の小出水を流せる断面積を持つ流路と，その規模の小出水では動きにくい粒径成分が優占する河床材料の 2 点が考えられ，それらの具体的な姿が上流の河床横断形や粒径に現れていると考えられる。

そこで，まず，洗掘の鈍化・停止により安定流路になったと想定される河床の特徴を洪水流下能力の点から検証した。流出解析で得られた流量から流積を求め，流路断面積と比較した。例として図－3 を示す。2011 年に流路の掘り込みが生じてからの毎年の流路断面は年最大流量（年最大 1 時間雨量時）を流すことができた。この流路が形成されてからは，そこを水が選択的に流下するため川幅は概ね固定される。また，流路断面の径深は毎年の流量に規定されるが，掘り込みが生じた後はそれ以前より径深が大きくなり，結果的に流速も大きくなった。



図－3　横断重ね図と年最大流量時のピーク水位

次に，河床表面礫の粗粒化と水理条件との関係について調べるために，最大流量が流れた時の掃流力から砂礫の移動限界となる礫径値を算出し，現地で計測した表面礫径のデータと比較した。なお，調査流域は混合砂礫床であるが，ここでは，一様粒径の砂礫で構成された河床として考える。その結果，水理条件から求められる礫径値は各測線の最大礫径程度を示していた（図－2 に図示）。図－4 に掃流力から算出した移動限界となる礫径（2007 年から 2014 年までの 7 年分を箱ひげ図としてプロットした）と最大礫径の縦断変化を示す。現地の最大礫径は粗粒化開始年から礫径調査年までに働いた，各測線の水理条件から推測される移動限界の礫径値と近似していた。勾配が急な上流では掃流力が大きく，移動限界となる礫径も大きい値であった。



図－4　最大粒径と掃流力が砂礫の移動限界となる礫径との関係

5. まとめ

大規模土砂堆積後の土砂移動の実態として，洗掘の発生域が上流から下流へ時間経過を伴って移行すること，安定流路の特性として洗掘が進行していたときの掘り込み流路は年最大流量を流せることが明らかになった。また，流路安定化の要因として，河床材料の抵抗性が上がったことが示唆された。これらの知見に基づき，大規模土砂生産後の流域の総合的な土砂管理の際には，洗掘に伴う土砂流出の推移を考慮する必要があることが示唆される。

引用文献　清水収・前田幸恵（2016）：河床変動モニタリングによる土砂動態の研究－北海道沙流川支流ルベシュベナイ川－，砂防学会誌，Vol. 69，No. 2，p. 36－40

P-018

豪雨時の山地河川における多量の細粒土砂を含む土砂動態計算

株式会社建設技術研究所 ○中村 直登，西口 幸希，大坪 隆三
国土技術政策総合研究所 内田 太郎，泉山 寛明

1. はじめに

平成 29 年九州北部豪雨時の赤谷川流域では、上流域で多数の斜面崩壊、土石流が発生し、大量の土砂が流下・堆積した。これに伴い下流域では氾濫が発生し、甚大な被害が生じた。河床勾配は土石流発生・流下区間から掃流砂区間まで変化する地形であったことから、このような災害の防止・軽減のためには、土石流から掃流状集合流動、掃流砂の領域を連続して取り扱う数値計算が重要になると考える。

これまで、土石流から掃流砂までの土砂移動を連続的に解析する様々な手法が開発されており、例えば高橋ら [1]の研究成果を用いたモデルが挙げられる[2]。しかし、各流砂形態間で平衡濃度式や侵食・堆積のメカニズム、適用条件が異なるため、条件が遷移する地点において堆積深や流動深に極端な変化が生じると指摘されている [3]。特に、式形が異なる集合流動と掃流砂で不連続性が大きい。そこで、本研究では平成 29 年九州北部豪雨時の赤谷川流域の土砂移動現象の再現計算を通じ、掃流状集合流動から掃流砂へ遷移する条件について検討を行った。

2. 数値計算モデル

2.1 数値計算プログラム

本研究では、内田ら [4]が Kanako-LS[5]をベースに開発した土石流から掃流状集合流動、掃流砂・浮遊砂を連続的に解析可能な一次元河床変動計算プログラムを用いた（図 1）。質量保存則、運動方程式、抵抗則および侵食・堆積速度式は高橋ら [1]の研究成果に基本的に準拠している。掃流砂区間の侵食・堆積は、高橋ら [1]の侵食・堆積速度式を基に作成した粒径別の侵食・堆積速度式を用いて、粒径ごとに侵食・堆積を評価する。侵食・堆積速度式を式(1)～(4)に示す。

＜掃流状集合流動の侵食・堆積速度式＞

侵食のとき $$E = \delta_e \frac{C_\infty - C_L}{C_* - C_\infty} \frac{q}{d_{mbed}} \quad (1)$$

堆積のとき $$E = \delta_d \frac{C_\infty - C_L}{C_*} \frac{q}{d_{mbed}} \quad (2)$$

ここに、E は侵食・堆積速度、δ_eは堆積速度係数、δ_dは浸食速度係数、C_∞は平衡濃度、C_Lは砂礫層の輸送濃度、C_*は堆積層の土砂濃度、q は単位幅流量、d_{mbed}は河床材料の平均粒径である。

<掃流砂の侵食・堆積速度式>

侵食のとき $$E_k = \delta_e \frac{C_{\infty k} \cdot f_{bk} - C_k}{C_* \cdot f_{bk} - C_{\infty k} \cdot f_{bk}} \frac{q}{d_k} f_{bk} \quad (3)$$

堆積のとき $$E_k = \delta_d \frac{C_{\infty k} \cdot \frac{C_k}{C_L} - C_k}{C_* \cdot \frac{C_k}{C_L}} \frac{q}{d_k} \frac{C_k}{C_L} \quad (4)$$

ここに、E_kは粒径 k の侵食・堆積速度、$C_{\infty k}$は粒径 k の平衡濃度、f_{bk}は交換層内の粒径 k の存在割合、C_kは粗粒土砂の粒径 k の輸送濃度、d_kは粒径である。

2.2 掃流状集合流動から掃流の接続手法

掃流状集合流動から掃流砂へ平衡濃度式、侵食・堆積速度式を遷移させる際の方法を検討するため、水面勾配、輸送濃度をパラメータとして 3 つの遷移モデルを作成した（表 1）

(1) モデル①

モデル①は、高橋ら [1]の手法に基づき、水面勾配(tan θ)が 0.03 未満の区間で平衡濃度式と侵食・堆積速度式ともに、掃流状集合流動の式から掃流砂の式に遷移するモデルとする。

(2) モデル②

モデル②は、鈴木ら [3]の手法に基づき、地点ごとに掃流状集合流動と掃流砂のうち濃度が高い方の平衡濃度式を採用し、平衡濃度が連続的になるように掃流状集合流動から掃流砂の平衡濃度式に遷移するモデルとする。侵食・堆積速度式はモデル①と同じとする。

(3) モデル③

モデル③は、輸送濃度が高い場合には緩勾配区間でも粗粒砂は集合運搬すると仮説を立て、水面勾配(tan θ)が 0.03 未満であっても、輸送濃度に応じて掃流状集合流動あるいは掃流砂の侵食・堆積速度式を用いることとした。ここでは、侵食・堆積速度式を切り替える条件として輸送濃度が 1%以上か未満かで判断することとした。平衡濃度式はモデル②と同じとする。

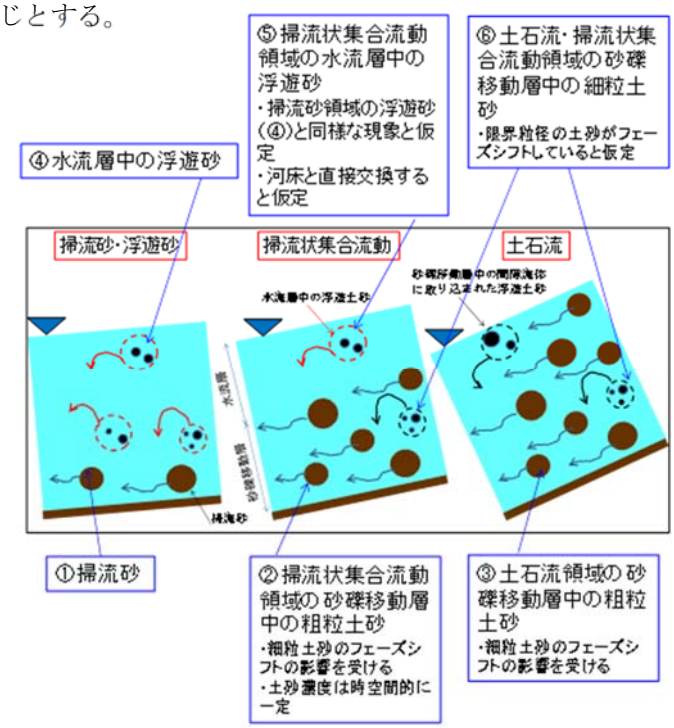


図 1 計算プログラムの概要

表 1 計算モデル　　*I*:水面勾配(tan θ)、*C*:輸送濃度

計算モデル	平衡濃度式の適用範囲		侵食・堆積速度式の適用範囲	
	掃流状集合流動の式	掃流砂の式	掃流状集合流動の式	掃流砂の式
①	$I \geqq 0.03$	$I < 0.03$	$I \geqq 0.03$	$I < 0.03$
②	平衡濃度が連続的になるように掃流状集合流動から掃流砂の平衡濃度式に遷移する		同上	
③	同上		$I \geqq 0.03$、あるいは、$C \geqq 0.01$	$I < 0.03$、かつ、$C < 0.01$

3. 再現計算

3.1 計算対象

平成 29 年九州北部豪雨時の赤谷川流域を計算対象とした。本稿では、赤谷川本川の計算結果を示す。乙石川からの流出土砂量は約 85 万 m^3 であり、赤谷川本川に流入する土砂の大半を占めている。乙石川の河床勾配(tan θ)は 0.03 以上であるため、計算モデル①の場合には乙石川からの流出土砂は赤谷川合流地点で掃流状集合流動から掃流区間の式に遷移する。

3.2 計算条件

赤谷川本川への土砂供給は次のように行った。まず、流域を計算対象区間の上流域、赤谷川支川流域、残流域に分割し、上流域と支川流域の下流端に水・土砂の供給地点を設けた。残流域からは接続する河道の側方から均等に水・土砂を供給した。供給ハイドログラフは、タンクモデルの解析結果とした。供給土砂は、LP データの差分解析より算出した支川流域からの総流出土砂量をヒアリング結果に基づくタイミングで供給した。なお、赤谷川本川への乙石川、小河内川の流入条件は計算モデル①の計算結果とした。この計算結果は河床変動・通過土砂量の再現性が得られたことを確認している。また、摩擦速度と沈降速度の比が 4 以上の粒径の土砂はフェーズシフトするものとし、浮遊砂の基準面濃度は芦田・道上式、沈降速度は高濃度下の沈降速度の低下 [6]を考慮し、基準面濃度算出時の水深は水流層厚とした [3]。なお、フェーズシフト条件である摩擦速度と沈降速度の比の値や沈降速度の低下を表現する式の係数が赤谷川本川の計算結果に与える影響は小さいことを確認している。

4. 計算結果

出水前後の LP データの差分解析より算出した各地点の河床変動（実績値）と計算値を図 2 に示す。モデル①と②に顕著な違いは見られないため、本稿では代表してモデル②と③の結果を示す。モデル②の計算値は、乙石川から流出した土砂が掃流状集合流動から掃流砂の侵食・堆積速度式に遷移する乙石川合流点下流で実測値よりも過剰に土砂が堆積した。これは、掃流状集合流動から掃流砂・浮遊砂へ遷移させたときに、掃流砂として運搬される限界の粒径よりも粗い粒径の土砂が運搬されずに瞬間的に堆積するような処理をしていたためと考えられる。

一方、水面勾配(tan θ)が 0.03 以下で輸送濃度が 1%未満になる区間で掃流状集合流動から掃流砂の侵食・堆積速度式に遷移するとしたモデル③の計算値は乙石川合流点下流側の過剰な堆積が解消され、再現性が向上した。これは、水面勾配(tan θ)は 0.03 以下であっても掃流状集合流動状態がしばらく維持される処理のため、堆積が一地点で急激に生じず、徐々に下流へ堆積が発生するようになったからだと考えられる。

5. おわりに

本研究では、平衡濃度式と侵食・堆積速度式について、掃流状集合流動に適用される式から掃流砂に適用される式へ遷移させる方法について 3 つのモデルを考案し、平成 29 年九州北部豪雨時の赤谷川流域の土砂移動現象の再現計算を通じて最も実用性の高いモデルを検討した。その結果、平衡濃度に連続性が確保されても、水面勾配（tan θ ）が 0.03 以下の区間で掃流状集合流動から掃流砂の侵食・堆積速度式へ遷移するとした場合には遷移区間に異常な土砂堆積が生じた。一方、水面勾配（tan θ ）が 0.03 以下であっても掃流状集合流動がしばらく継続するものと仮定し、輸送濃度 1 %以下の区間で掃流状集合流動から掃流砂の侵食・堆積速度式へ遷移するとした場合には遷移区間の過剰な土砂堆積が解消し、再現性が向上した。ただし、上記のような掃流状集合流動の挙動が物理的に説明できている訳ではない。今後は、掃流状集合流動から各個運搬に遷移する条件の妥当性を検証し、実用的な数値計算手法の開発を進めていきたい。

参考文献

1) 例えば，高橋保・中川一(1991) : 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，砂防学会誌（新砂防），Vol.44, No.3
2) 例えば，中谷ら(2010): 混合粒径に対応した汎用土石流 1 次元・2 次元シミュレータの開発と適用，平成 22 年度砂防学会概要集
3) 鈴木ら (2013): 土砂移動シミュレーション手法における輸送形態の遷移に伴う不連続性の解消に関する研究，砂防学会誌，Vol.66, No.2
4) 内田ら (2018): 豪雨時の山地中小河川の土砂動態計算：平成 29 年九州北部豪雨時の土砂動態再現計算，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集
5) Uchida et al. (2013): New numerical simulation procedure for large-scale debris flows (Kanako-LS), International Journal of Erosion Control Engineering
6) 内田ら (2017): 高濃度浮遊砂の流れに関する考察，平成 28 年度砂防学会概要集

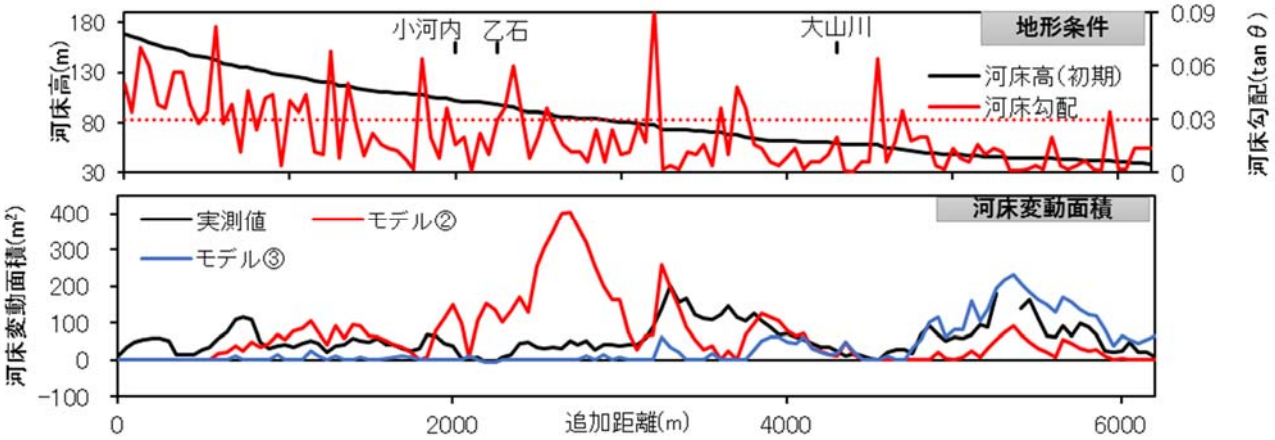


図 2　赤谷川本川における河床変動の実測値と計算結果の比較（右端が筑後川と赤谷川の合流点を示す）

P-019

流砂観測機器を用いた土砂災害に対する危機管理に関する一考察

関東地方整備局富士川砂防事務所　萬徳　昌昭、小島　隆※1、木暮一也※2、三雲　浩司※3
京都大学防災研究所　藤田正治
株式会社　建設環境研究所　○富田邦裕、叶　正興、井内拓馬、重村一馬
※1：現日光砂防事務所、※2：現八ッ場工事事務所、※3：現甲府河川国道事務所

１．はじめに

平成22年から直轄砂防事務所により約90箇所において、ハイドロフォン、濁度計、水位計等の観測機器による流砂観測が実施され、データが蓄積されている。流砂観測データは、流域の流砂環境の変化や土石流等の土砂災害発生の監視、砂防事業の計画・事業評価への活用及び総合的な土砂管理計画への適用等が期待され、研究開発が進められている。

本稿では、富士川砂防事務所において、平成23年から実施、取得した流砂観測データの整理結果及び全国の検討事例を参考に、流砂観測機器を用いた土砂災害に対する危機管理等への適用可能性について考察を行い、その結果を報告する。

２．流砂観測データの土砂災害の監視等の危機管理への利活用等に関する検討事例

近年、流砂観測データの蓄積が進み、流域状態と出水に伴う土砂流出状況の関係が徐々に明らかになってきている。流砂観測から得られたデータのうち、流量に対する流砂量の応答、変化の度合い、流量～流砂量関係の経年変化及び濁度の観測結果による上流域の土砂動態の変化や土石流発生等の監視に活用する検討事例が多く報告され、流砂観測機器による土砂災害の監視など危機管理へ適用の可能性を明確になってきている。ここでは、その代表的な事例を抽出し、考察を行った。

(1) 流量(水位)～流砂量関係のヒステリシスによる流域の土砂移動の環境変化の監視

流砂観測結果を流量～流砂量の相関で整理すると、同程度の出水に対して時計まわりと反時計まわりのループになる場合があることが確認される。桜井ら[1]は、上流域で土石流の発生を確認された日光砂防事務所管内の関の沢第2床固工での観測事例をもとに（図-1参照）、これは、上流域の土砂生産時(a)、土砂生産後に河床に堆積した土砂の移動(b)と土砂生産の影響を受けていない河床(c)のそれぞれの状態を表すヒステリシスと考え、土砂生産の発生など、流域の土砂動態の変化を監視する重要な指標になると指摘されている。

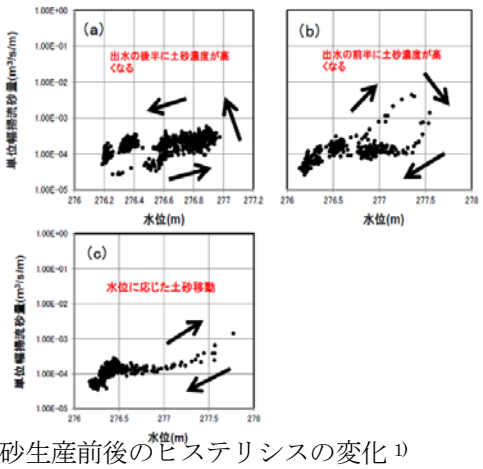


図-1 土砂生産前後のヒステリシスの変化[1]

(2) 濁度の連続観測結果による土砂生産条件変化の感知

蒲原、中島ら[2]は、天竜川上流河川事務所管内の坊主平砂防堰堤観測所の観測結果より、濁度計による継続観測結果より、上流域で土石流の発生等の大規模な土砂流出が生じた場合は、水位が低くても体積土砂濃度(濁度)が増加することを確認され、濁度の継続的観測により上流域に大規模土砂災害の発生を感知する可能性を示されている。

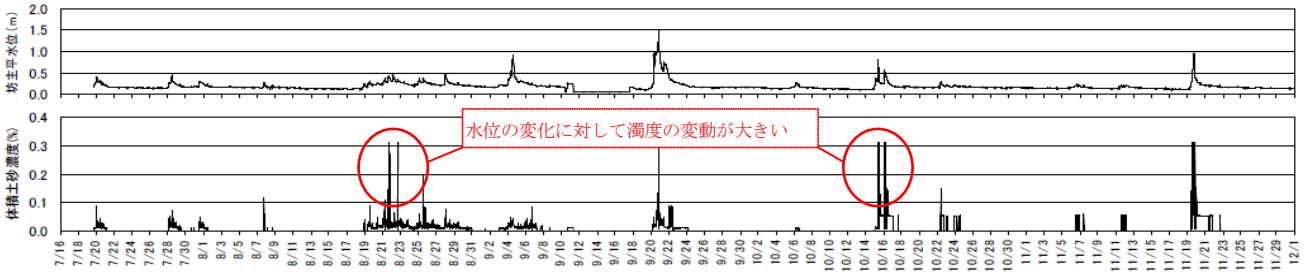


図-2 水位と濁度の変化から確認した土砂流出の影響[2]

３．富士川砂防事務所管内の流砂水文観測との活用の取り組み

富士川砂防事務所では、平成22年から釜無川、早川流域においての計8か所で流砂観測機器による流砂観測を実施し、多くの観測データを蓄積され、その利活用の方法も検討されている[3]。

(1) 無次元掃流力と無次元掃流砂量関係の経年変化による流域の土砂動態の監視

既往の流砂観測データの解析より、大きな出水後に上流域の土砂生産、移動状況を流砂観測結果より確認できることが明らかにされている。

図-2は、平成23年9月に関東地方に大きな被災を与えた台風15号発生前後で富士川砂防事務所管内、大武川代50床固工観測所の観測データを無次元掃流力と無次元流砂量の関係を示したものである。

台風15号発生の前には、流砂量式が示す平衡流砂量より2オーダー程度小さい流砂量しか流れていないが、台風発生

時にはほぼ平衡流砂量と同程度となり、その以降、台風15号以前より流砂量の多い状態を続けているが、時間の経過とともに流砂量が減少し、徐々に台風15号発生前の状態に戻っていくことが認められる。そこで、支川の流域に対して、既往のデータを含めて時系列に整理しておけば、いつの時点で上流に大規模の土砂生産または流下を発生し、今後どのように推移していくかを推定でき、河川事業の計画や流域管理等に適用できると考える。

(2) P-A曲線概念の提案と流域監視への適用

富士川砂防事務所管内における流砂観測結果整理に基づき、図-4に示すP-A曲線の概念を提案し、観測箇所でその適用性を確認した。

流砂量観測地点で流量と流砂量の関係を整理すると、土砂生産が活発な場合(P)と河床が安定した（アーマー化）場合(A)を代表する2本な線が描くことができ、流砂観測の結果を同図　にプロットすると、その経年的な変化傾向から、上流域の土砂生産条件が活発か安静化しているかを判断でき、流域の状態監視に利用できる。

(3) 流砂情報表示システムの構築

既往の検討事例等によれば、流砂観測データ(流砂量、濁度、水位等)を時系列に整理して表示すれば、例えば、降雨に対して水位の変化、水位に対する流砂量、濁度の変動幅等により、上流域に天然ダムや土石流の発生による土砂生産の活発化がすぐに判断でき、流域監視または土砂災害等の防災情報として活用可能が確認できた。そのため、富士川砂防管内においてはH31年度より、その試行事例として、まず。土砂生産が活発な春木川流域を対象に、栃原堰堤の流砂観測データ等を光ファイバーと通じて事務所内に送信され、降雨・水位などの水文データと合わせて、図-6に示す流砂情報表示システムの構築を行うことになっている。これの有効性が検証されれば、他の箇所にも展開することを予定している。

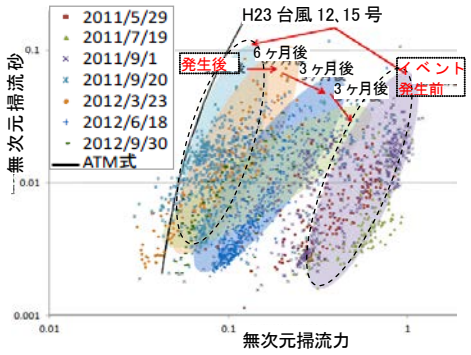


図-3 無次元掃流力と無次元流砂量関係の変化 [1)]

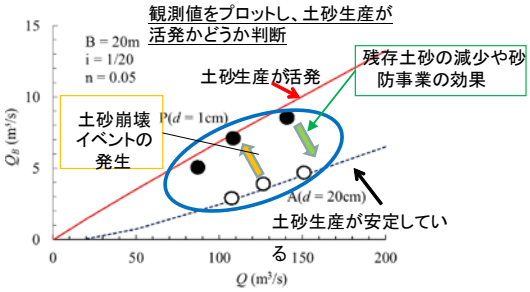


図-4 P-A 曲線の概念図 [3)]

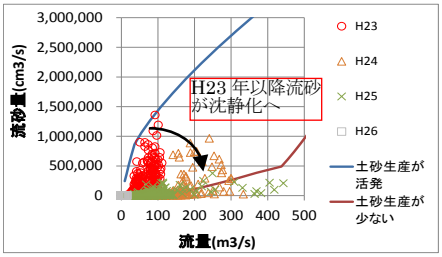


図-5 P-A 曲線の実際活用例 [3)]（利根水系砂防_鎌田）

4．今後の展望と課題

既往データの整理・考察により、流砂観測データを適切な形式で整理すれば、流域の監視や土砂災害発生の早期発見に利用可能であり、今後実用化を進めていくことが期待される。

但し、現況の流砂観測機器では、以下の課題があり、今後の研究及び技術開発を進めることにより、今後の改善が望まれる。

① 異常データの排除：観測機器は厳しい環境に設置され、破損・故障によりデータの欠測または異常データを取得されることがある。災害判断や危機管理の情報として利用する場合は、継続的に正確で安定なデータ取得が必要である。

② 土砂災害発生等の判断閾値の設定：現在、降雨と水位の応答、水位と流砂量、濁度の変動の度合いにより、定性的土石流発生の有無などを判断することがなるが、今後検証事例の蓄積と解析により、場所ごとに適切な管理閾値の設定が必要である。

③ 時間遅れへの対応：現在の流砂観測システムでは、取得データを一時現地ロガーに記録し、定期的にデータ回収して解析を行う必要がある。このため、危機管理の情報として利用する場合は時間の遅れが大きな課題である。観測データを光ファイバー等の通信回線を利用して直接に管理事務所（または担当職員）に直接に伝送されるシステムの整備が必要である。

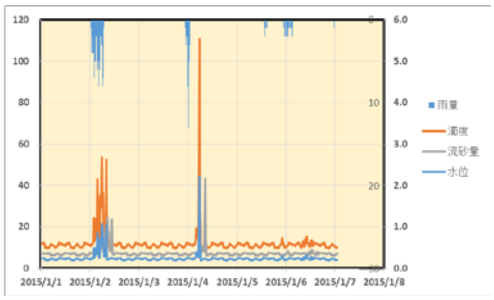


図-6　流砂情報表示システムのイメージ

【参考文献】

1) 桜井、内田ら：近年の山地河川における流砂水文観測　　国土技術政策研究所資料 No.887,2016.3

2) 桜井、内田ら；山地流域の流砂水文観測の結果と今後の活用について　平成28年度砂防学会研究発表会概要集

3) 富田、叶、重村ら:ハイドロフォンデータを用いた上流域の土砂流出状況の評価に関する提案　平成26年度砂防学会研究発表会概要集

P-020

土砂流出に伴う渓流水生生物の生息場の動的変化

京都大学大学院工学研究科　○村上秀香
京都大学防災研究所　藤田正治

1. はじめに

流域内の土砂に関する問題は治水や利に加えて，河川生態系もある．山地渓流において土砂流出過程と水生生物の生息場の変動過程は密接に関連しており，土砂動態解析によって生息場の変動特性を明らかにできれば，河川環境の問題の解決に繋がる．本研究では山地渓流において土砂動態解析を用いて生息場の変動特性を明らかにすることを目的とし，生息場の変化を視覚的に表現した．ここでは，とくに上流で毎年生産される砂礫が下流に運ばれる過程における生息場の変化を対象とする．

2. 対象渓流

2.1 対象流域

本研究では岐阜県北東部の神通川水系蒲田川ヒル谷流域を対象とした (図 1) ．ヒル谷は延長 1.335km，流域面積 0.85km^2 であり，地形勾配が 11°~14°と急勾配である．支川源頭部には斜面崩壊にともなって形成された裸地があり，冬季から春季の凍結融解作用によって粒径 0.1mm から 4cm の土砂が生産される [1)]．

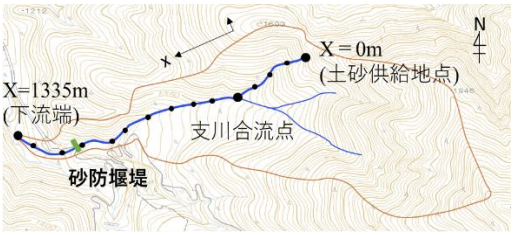


図 1　流域概要図

2.2 解析条件

本研究では，山野井らの土砂動態モデル[1)]を用いて，冬季の凍結融解作用による裸地からの生産土砂の流出過程のシミュレーションを行った．本解析では初期状態として，土砂供給が行われない時期が続き粗粒化した状態（Case1）と，通常流量で河道が平衡状態になった状態（Case2）を想定している．そのため，対象とする計算期間の前に初期計算期間を設け，各河道区間の地形勾配に即した状態を求めた．初期計算で河道が平衡状態であることを確認したのち，初期計算で得られた結果を初期条件として主計算を 20 年分行なった．

（1）　流量条件

山地小渓流では流出機構の複雑さから，降雨流出の再現が困難である．本解析では降雨の流入を考慮せず，観測されている本流域下流端の流量を河道の集水面積ごとに配分した（図 2）．通常流量での平衡状態を求める初期計算では，ピーク流量が本流域の年間最大流量と同等の 2009 年の流量を用い，その他の計算では 2007 年から 2010 年の 4 年間の流量を 1 データセットとし，繰り返し与えた．

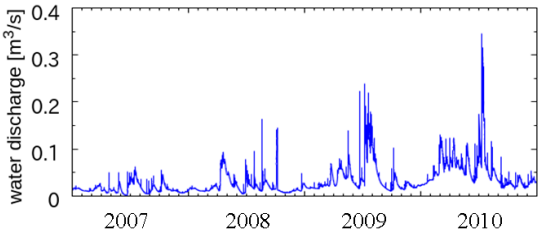


図 2　下流端での観測流量

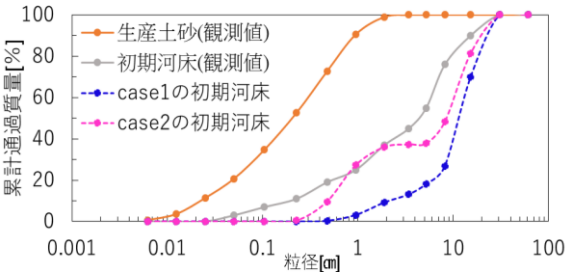


図 3　粒度分布

（2）土砂供給条件

土砂供給を行う解析では，裸地での生産土砂量は既往の研究 [2)]から毎年 15m^3 とした．また生産土砂は河道上の残雪の上に堆積することが観測されているため，生産土砂はすべて毎年 4 月 1 日に裸地のある上流端河道に堆積するものとした．なおその粒度分布は観測されたもの（図 3）を与えた．

3. 水生生物の生息場の動的変化

図 4 より，粗粒化した河道に細粒土砂を供給した Case1 では生産土砂の到達によって流出土砂量が増加し，4 年目の流量でおおよその流域内の生産土砂が流出する．しかし流出量は生産土砂量をわずかに下回っており，5 年目以降は 4 年間で流域内の生産土砂が流出している．図 5 より 4 年目の出水によっても細粒土砂は流出していないことから，1 年目から 4 年目は初期河床の粗粒化により，流域内に土砂が堆積するためと考えられる．一方通常流量で平衡状態となったものを初期状態とした Case2 では 3，4 年目の流出が大きく，4 年目の出水では河道が粗粒化している．その後 5 年目以降は生産土砂が流域内に堆積し，Case1 同様の流量に応じた流出が見られる．しかし，5 年目以降の Case2 の土砂流出量は Case1 に比べて大きい．図 6 より Case2 は 4 年目によって粗粒化するものの，その程度は粗粒化した Case1 の初期河床に比べて細粒土砂の割合が多い．その後生産土砂が到達する

ことで細粒土砂の割合が増加し，土砂が流出しやすくなるためこのような違いが見られたと考えられる．

よって長期間土砂供給が行われず粗粒化した河道では細粒土砂に選好を示す生物に好適な生息場は流域内に徐々に広がると考えられる．一方，通常規模の出水によって毎年生産土砂が一定量供給される場合は，大出水によって生息場は大出水によって流出するものの，その後回復すると考えられる．

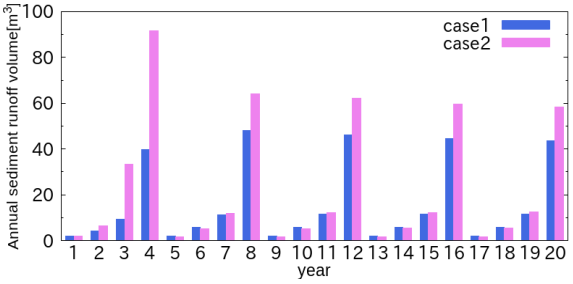


図 4　下流端のおける土砂流出量の変化

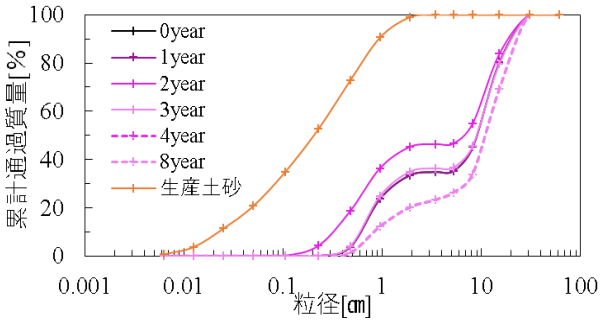


図 5　x=700m 地点での粒度分布の変化（Case1）

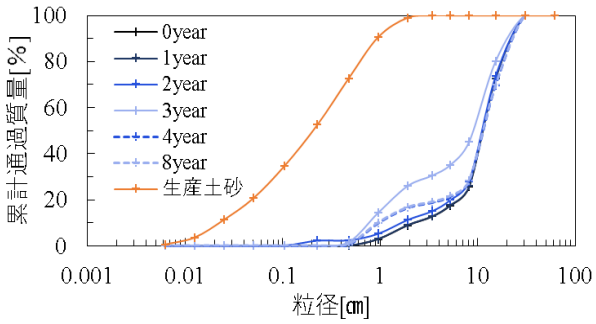


図 6　x=700m 地点での粒度分布の変化（Case2）

本研究では得られた複数の指標情報の分布を可視化するため，RGB カラーモデルによって 3 指標を混合させて表示させた．本モデルを用いることで，視覚的に理解することが可能となる．ここでは生息場と関連すると考えられる，各河道の細粒土砂の堆積厚，平均粒径，3 か月間の流砂量の標準偏差に着目した．それぞれの期間における各指標に R，G，B の輝度値を割り当て，その混合によって得られた色を図-5 に示す．各河道長は一定とした．

図 7，図 8 より，支川では白色または水色の河道が多く見られることから，細粒土砂を多く含む場を好む生物に好適であるのに対し，本川では赤色の河道が多く細粒土砂が堆積しない場を好む生物に好適となることが分かる．また，Case2 は 3 年目までは細粒土砂を河道に含むため，橙色に近い河道が見られる．また各年の夏季に出水によって黒色の河道が見られ，流量の大きくなる夏季出水によって土砂流出が多くなり，変動への耐性が小さな生物には不適となる．このように RGB カラーモデルを用いることで季節変動による影響も視覚的に表現できている．また 20 年後の色の違いから，初期河床状態による違いが 20 年後も解消されないことも示された．

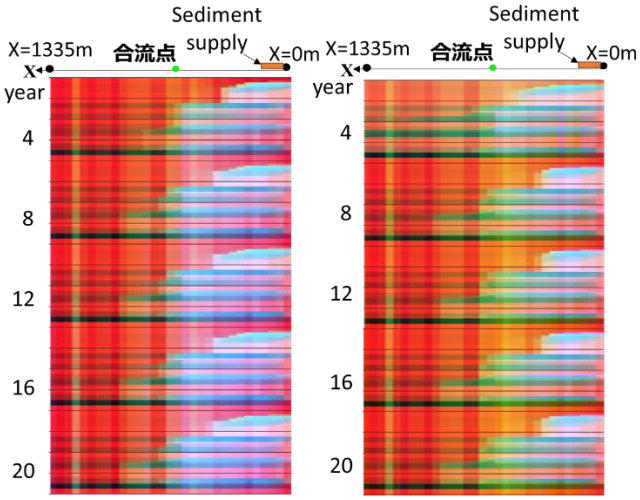
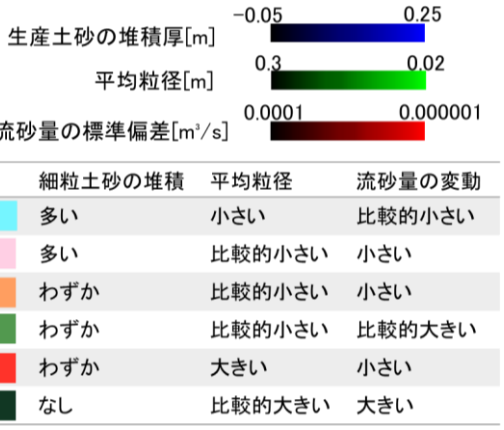


図 7　20 年間の生息場の季節変動
（左図：Case1，右図 Case2）



	細粒土砂の堆積	平均粒径	流砂量の変動
	多い	小さい	比較的小さい
	多い	比較的小さい	小さい
	わずか	比較的小さい	小さい
	わずか	比較的小さい	比較的大きい
	わずか	大きい	小さい
	なし	比較的大きい	大きい

図 8　RGB モデルによる色分布

4.　まとめ

本研究では，山地小渓流を対象に土砂流出解析を用い，RGB カラーモデルによって生息場の動的変化を視覚的に表現した．その結果，土砂流出に伴う流域内の生息場変化を表現することができ，長期間の生息場変化や河川状態を視覚的に評価できる可能性が示された．

参考文献

1）山野井一輝：土砂生産・土砂供給過程を考慮した土砂流出モデルの開発とその応用に関する研究，京都大学博士論文，2017
2）藤田正治，澤田豊明，志田正雄，伊藤元洋：山地流域における土砂生産，京都大学防災研究所年報，第 47 号，2004

P-021

山地河川の流出形態・流出場を考慮した CCTV 等映像データによる流出解析

株式会社気象工学研究所　○坂井大作、友村光秀
国土技術政策総合研究所　内田太郎、松本直樹

1.　はじめに

山地流域での土砂災害対策を行うためには、山地流域の土砂移動現象を規定する山地流域の洪水流出に関する実態把握、および機構解明が必要不可欠である。しかし、現時点では、山地流域の洪水流出に関するハイドログラフの想定手法の確立がなされたとは言い難い。その理由の一つとして、山地流域において豪雨時の観測はしばしば土砂移動をともなうため、観測機器の破損などにより観測困難となることがあげられる。

そこで著者らは、直轄砂防事務所において取得が進んでいる CCTV 等の映像データ（以降、「映像データ」と表記）を用いることにより、山地流域の豪雨時の流出特性の把握について研究を行ってきた（友村ら、2016；坂井ら、2017；桜井ら、2018）。

一方、内田ら（2016）は全国 164 流域の山地流域の水文観測データに対してタンクモデルによる流出解析（SCE-UA 法によるパラメータ最適化）を行い、同定されたパラメータと場の条件の関係を統計解析し、タンクモデルの係数に関する重回帰式を提案した。しかし、この重回帰式の作成に用いた降雨イベントは，総雨量が 200mm 以下の降雨が大半であることから、短時間の豪雨を多く含んでいるとは言えず、豪雨時の流出特性の分析に適用するには不十分であると考えられる。

そこで、本研究では、桜井ら（2018）の検討にデータを追加し映像データに基づき土石流および山地洪水のピーク流量等を推定した上で、内田ら（2016）のタンクモデルの適用性について検討した。

2.　解析手法

2.1　CCTV 映像データを用いたハイドログラフの推定

出水時における、2015 年～2018 年の 32 地点 58 出水事例の映像データを用いた。これらの事例において、映像データから水位を読み取り、流量変換（10 分間間隔）を行った。水位データへの変換は、友村ら（2016）・坂井ら（2017）・桜井ら（2018）と同様に、キャプチャ画像から目視により水位のピクセル位置を読み取ることで行った。流量への変換は、床固工の設計に用いられる式を用いた。また、映像から流出現象を、土石流、泥流、それ以外の通常の出水に分類した。

その上で、該当地点の最寄の雨量観測所（アメダス）の雨量（10 分間隔）を収集するとともに、高解像度降水ナウキャスト（250m×250m メッシュ）の流域平均雨量（5 分間隔）を算出し、ハイドロ・ハイエトグラフを作成した。図-1 にハイドロ・ハイエトグラフの一例を示す。

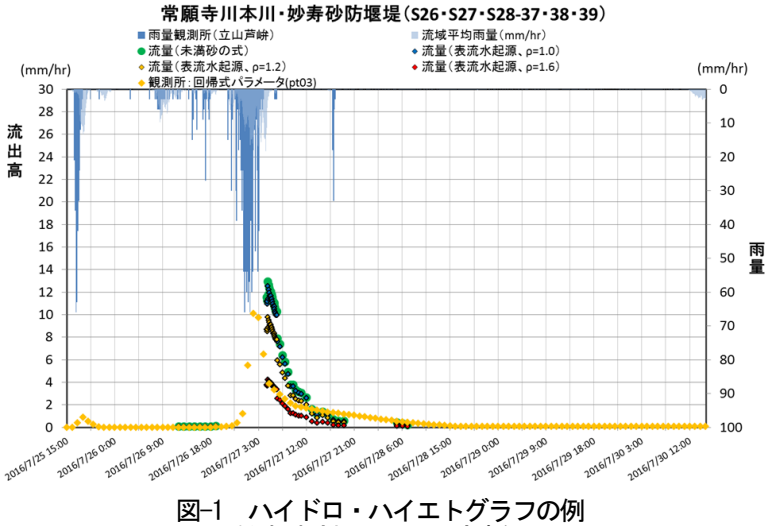


図-1　ハイドロ・ハイエトグラフの例
（妙寿砂防堰堤・土石流事例）

2.2　流域における場の条件の整理・抽出

流量は、該当流域の地形や地質など、様々な場の条件の影響を受けると考えられる（内田ら、2016）。そこで、2.1 で対象とした流域のうち 17 流域（比較的ピークを含む流出波形がある流域、土石流の場合はピークがある流域）を抽出し、抽出した流域に関して、内田ら（2016）で示したタンクモデルの係数決定に用いる重回帰式の説明変数である以下の諸元を整理・算出した。

（1）地質等基礎情報

流域ごとに、観測地点の流域面積、勾配、地質を整理した。地質の整理にあたっては、国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センターの 20 万分の 1 の日本シームレス地質図を用いて、内田ら（2016）と同様に、流域の岩種（堆積岩、火山岩、深成岩）、地質年代（第四紀、第三紀、中古生界）についてそれぞれ 3 区分した。

さらに、第四紀の隆起沈降量、百年レベルの隆起沈降量、気候区分も併せて整理した。

（2）地形量

国土地理院 50m メッシュデータから流下経路を算出し、以下の 4 種類の地形量を求めた。

①流域内の各地点から流量計測地点までの流出経路の平均長

②流域内の各地点から流量計測地点までの流出経路長の変動係数
③流域内の各地点から流量計測地点までの流出経路の平均勾配
④流域内の各地点から流量計測地点までの流出経路の勾配の標準偏差

（3）気候値

流量算出地点に最も近い気象庁観測データ（アメダス）を用いて、以下の気候値を流域ごとに算出した。
①既往最大時間雨量　②既往最大日雨量　③平均年最大時間雨量　④平均年最大日雨量
⑤平均年最大 10 分雨量　⑥平均年最大 30 分雨量

なお、既往最大値は観測開始から事象発生までの期間、平均年最大値は 1 月から観測されている最初の年から 2018 年までの各年の最大の平均とした。ただし、10 分雨量は、1994 年 4 月より観測開始のため、⑤⑥については 1995 年以降を計算した。

2.3　タンクモデルを用いた流出解析

2.2 で整理した（1）～（3）の場の条件から、重回帰式により、17 流域のタンクモデルの係数を決定した。なお、タンクモデルは、4 段タンクとし，2.1 での雨量データを入力して各時刻の流量を計算した。計算結果は、映像データから求めた流量と比較し、整合性を検証した。

また，土石流の事例（10 事例）での流量については、桜井ら（2018）と同様の手法により、表流水起源の水のピーク流量（Q_{wsp}）の推定を行った。間隙流体の密度（ρ）は、1000、1200、1600kg/m³ の 3 通りとし、それぞれにおいての Q_{wsp} を求めた。その上で、Q_{wsp} とタンクモデルによる流出解析結果との比較も行った。

3.　結果と考察

図-2(a)(b)に、映像データから算出した 17 流域での事例のピーク流量と、タンクモデルを用いて算出したピーク流量の比較結果を示す。出水（図-2(a)(b)の●）については、タンクモデルでの再現性が比較的良好であることがわかる。このことは、地形などの地域特性を用いた回帰式でのタンクモデルの係数設定が、一般的な山地洪水にはかなり有効であることを示唆している。

一方、土石流については、表流水起源の水の分離前の段階では、実際に生じた流量はタンクモデルでの計算値よりもはるかに大きい（図-2(a)の◆）。しかし、流量のうち、表流水起源の水（Q_{wsp}）を分離すれば、Q_{wsp} は出水の場合と同程度の再現性を示した（図-2(b)の◆・◆・◆）。分離において、タンクモデルの計算値に最も近くなる間隙流体の密度（ρ）は、1200、1600kg/m³ となる事例が大部分を占めていた。

なお、山地流域では、高解像度降水ナウキャストのデータよりも、雨量計で観測した雨量の方が、流出量の再現性が良い流域も少なからず存在した。高解像度降水ナウキャストは気象レーダーを基に計算されているが、レーダーの電波が山地により遮られることで、実際の雨量との誤差が生じる影響が考えられる。

4.　今後の課題

今後は、出水の映像データの蓄積・および流量変換により、解析の事例数を増やすことで、タンクモデルの回帰式の適用条件の整理をさらに進めることが必要である。このことにより、ハイドログラフの想定手法をより適切に確立することができると考えられる。

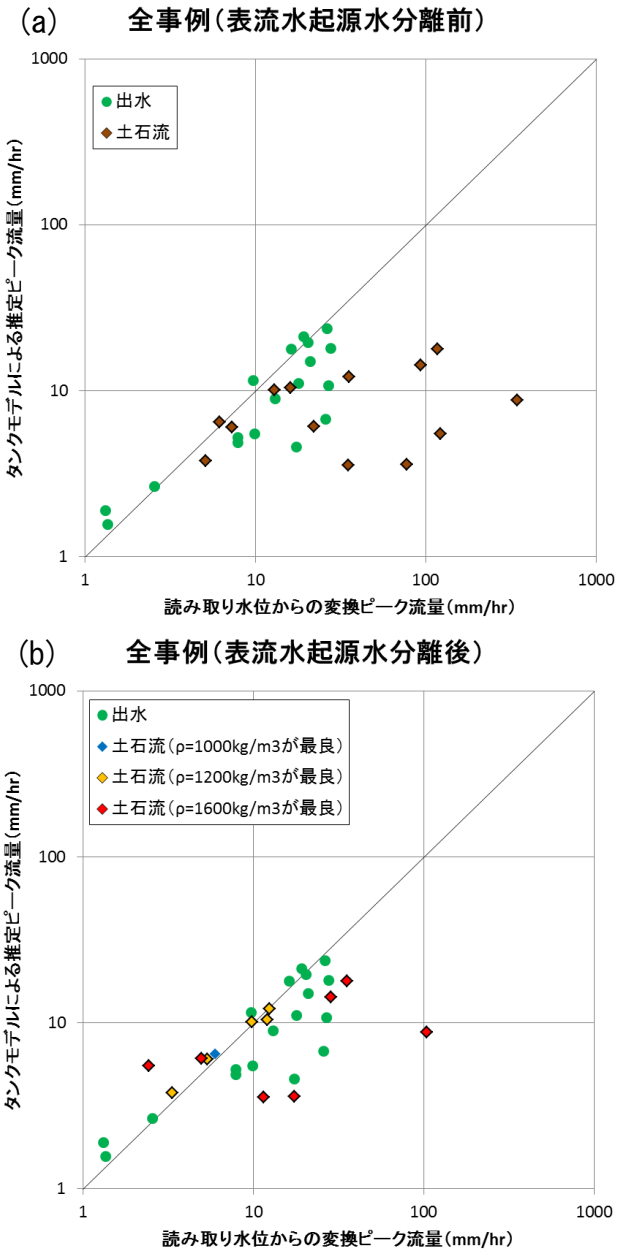


図-2 タンクモデルと CCTV 等映像データから算出したピーク流量の比較結果
（(a)：表流水起源水分離前、(b)：分離後）

【参考文献】

1)友村ら(2016)：平成 28 年度砂防学会概要集
2)坂井ら(2017)：平成 29 年度砂防学会概要集
3)桜井ら(2018)：平成 30 年度砂防学会概要集
4)内田ら(2016)：地形、Vol.37、No.4、p.579-595

P-022

火山地域における土石流シミュレーションの計算条件設定時の留意点

(一財)砂防・地すべり技術センター ○太田　紘樹,杤木　敏仁
国土交通省 九州地方整備局 雲仙復興事務所 田村　毅,石橋　浩*,宮脇　正彦

*)2019 年 3 月末時点

1.　はじめに

火山地域の特徴として,噴火が発生した直後と噴火が沈静化して数年が経過した場合では,山体への火山灰の堆積等の有無で流域状況が異なることが挙げられる。特に,土石流が発生した場合は,火山噴火により堆積した火山灰が土石流に含まれるかで,流出状況に影響を与えることが考えられる。このような土石流の発生時に,影響範囲の把握や砂防施設の効果等を把握するための手法として,土石流シミュレーションを使用することは有効である。土石流シミュレーションに用いる計算条件については,再現計算や土質調査結果を用いて設定されていることが多い。例として,雲仙普賢岳の水無川では平成 5 年に発生した土石流から再現計算を実施し,計算条件を設定している。しかし,噴火直後に発生した土石流は海岸部まで広く土砂が堆積したのに対し,近年の土石流は,上流域での土砂の堆積が顕著であるような状況が見受けられた。

本検討では,雲仙普賢岳の水無川の例を参考とし,既往の計算条件を用いた時の計算結果の違いについて,火山地域の特徴を踏まえて,今後火山地域で土石流シミュレーションを実施する際の留意点について整理する。

2.　既往の計算条件

平成 5 年に発生した土石流の内,土石流の発生に起因した 6 降雨(平成 5 年 4/28,6/13,6/18,6/22,7/4,7/16)を対象に,氾濫範囲を検討している。当時設定された計算条件は表 1 である。

表 1　既往の計算条件

項目	記号	記号	単位	数値
泥水密度	ρ	g/cm3	1.2	平野他(1993)より
砂礫密度	σ	g/cm3	2.31	密度試験結果より
土石流の代表粒径	dm	cm	10	粒度試験結果より
堆積語の土砂濃度	C_*	−	0.6	一般的な数値
砂礫の内部摩擦角	ϕ	°	12.4	土砂濃度から逆算

3.　土砂の堆積状況の比較

水無川流域の赤松谷左支渓では,水無川流域内で最も土砂移動が活発な渓流である。近年では,平成 26 年に赤松谷床固工群で除石が実施された後に,平成 27 年で 2 回,平成 28 年で 1 回の土石流が発生した。平成 26 年度と平成 29 年度に撮影されたオルソ画像での土砂堆積状況の比較として,図 1 と図 2 に示す。



図 1　平成 26 年度の初期河床(出典：雲仙復興事務所)

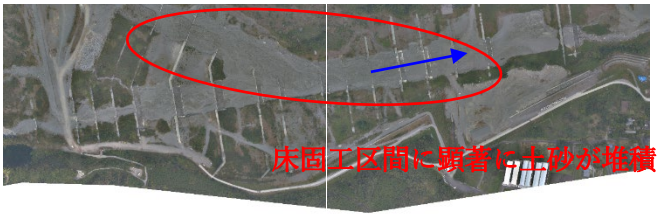


図 2　平成 29 年度の初期河床(出典：雲仙復興事務所)

図 1 と図 2 に示すように,近年の土石流は,床固工区間で顕著に土砂の堆積が確認される状況にある。

4.　感度分析による計算結果の違い

平成 27 年度と平成 28 年度に発生した土石流条件を用いて,平成 29 年度の土砂堆積状況を再現してみた。使用した数値計算モデルは,(一財)砂防・地すべり技術センターが保有する計算ソフト New-SASS を用いた。土石流条件として,既往の調査結果から把握されている流出土砂量と発生時期を踏まえて,土石流発生時期の降雨から流出解析を行い,作成した清水ハイドログラフのピーク時に土石流が発生すると仮定した。作成した土石流ハイドログラフを図 3 に示す。

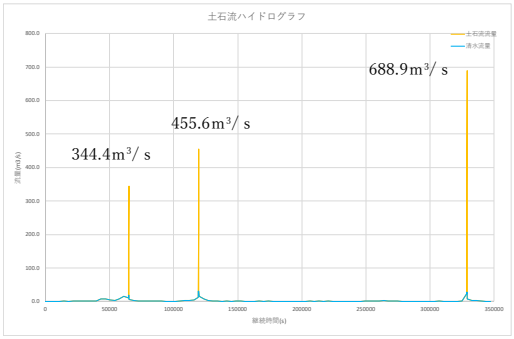


図 3　土石流ハイドログラフ(赤松谷川左支渓)

ここで,既往の計算条件を踏まえて土石流シミュレーションを実施した結果を図 4 に示す。

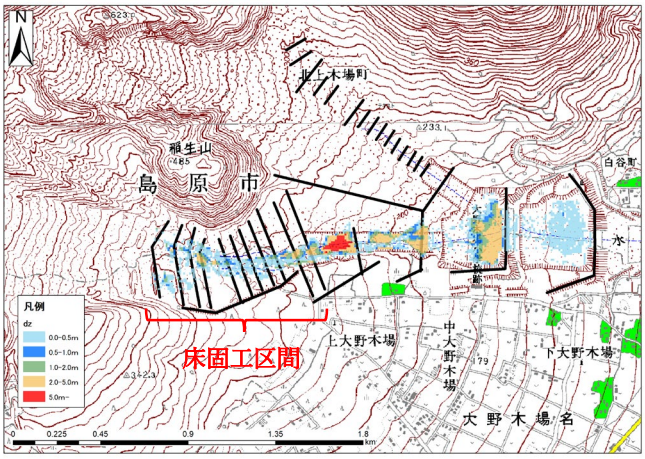


図 4　内部摩擦角 12.4°での土砂堆積

既往の計算条件を使用した計算結果では,床固工区間より下流での土砂の堆積が顕著であることがうかがえる。ただし,計算結果より作成した H26 年度及び H29 年度の初期地形の縦断図と結果を重ねてみると,土砂の堆積が反映できていないことが確認できる。

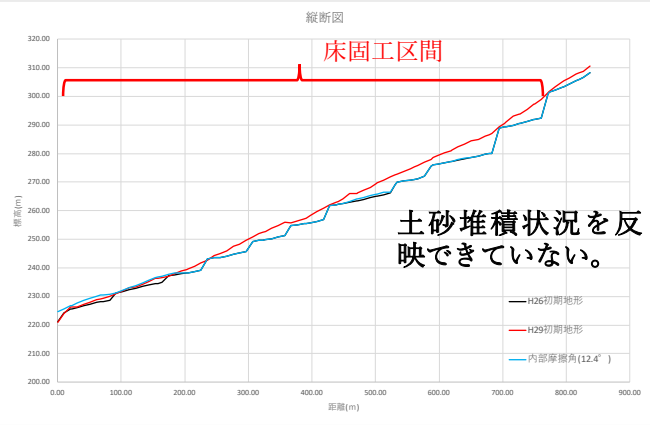


図 5　縦断図(H29 初期河床位との比較)

近年では,水と細粒成分が一体となって流下するとして流体密度 ρ を変化させる考え方が提案されている[1),2)]が,対象地域の当時の考え方では内部摩擦角 ϕ を小さくして細粒成分を考慮している。そのため,本検討では内部摩擦角を ϕ＝30°　26°　22°　の 3 パターンで,感度分析を実施した。

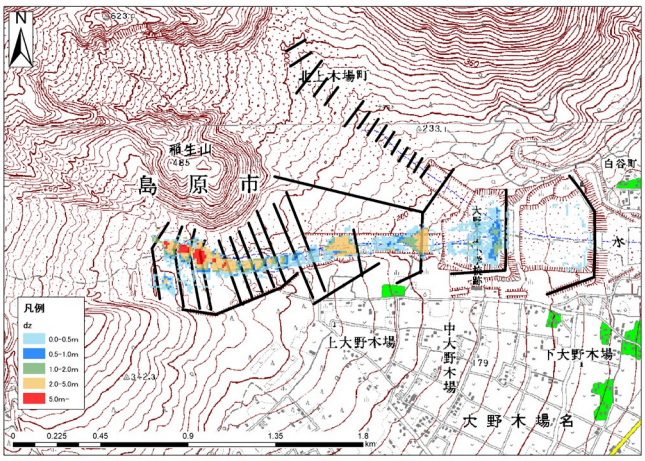


図 6　内部摩擦角 ϕ＝22°で計算結果

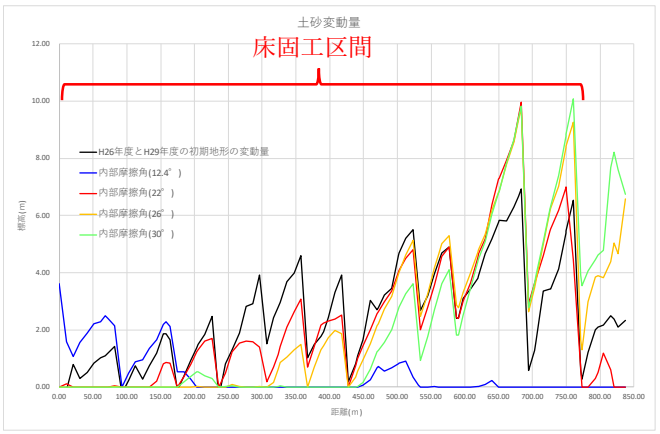


図 7　土砂変動量による堆積土砂の変動

結果より,平面図や縦断図より確認される土砂堆積状況を確認すると,既往の計算条件での内部摩擦角 ϕ＝12.4°　より,内部摩擦角 ϕ＝22°　の結果の方が,近年の土砂堆積状況に近い結果となる。このように,噴火活動が沈静化している火山地域においては,噴火活動が活発な時に設定された計算条件を用いても,土石流の流下状況を反映できない結果となる。

5.　まとめ

以上のように,火山地域で土石流シミュレーションを実施する場合においては,既往の計算条件にとらわれずに対象地域における河床勾配や粒径分布等の流域特性について把握することに留意する必要がある。今後は,計算条件の設定の参考となる調査結果についても最新のデータに更新していくことが望ましいと考えられる。

【参考文献】

・1)中西ほか：火山地域の細粒土砂を多く含む土石流の数値シミュレーション,平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集,Pa-47,2017

・2)西口ほか：深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション,平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集,06-08,2011

雲仙普賢岳ガリー内の局所地形における土砂流出現象の観測

神戸大学海事科学研究科　○阪本実紀
神戸大学海事科学研究科　Christopher Gomez
宮崎大学農学部　篠原慶規
森林研究・整備機構　森林総合研究所　經隆悠
東京大学大学院農学生命研究科　堀田紀文
東京大学大学院農学生命研究科　酒井佑一
筑波大学大学院生命環境科学研究科　北本楽

1. はじめに

長崎県島原半島に位置する雲仙普賢岳は、平成２年に噴火開始後、その噴出物の堆積により、土石流などの土砂流出現象を頻繁に繰り返してきた。特に近年では、雲仙岳東部山腹に位置する２つのガリー内においてその発生が多く確認されている。現在では噴火が終息し、火山噴出物の供給が途絶えてからおよそ２０年あまりが経過していることに伴い、土石流などの土砂流出減少の発生頻度は減少しているものの、完全に途絶えることはなく、いまだに毎年数回程度の土石流の発生が確認されている。このように現在でも土石流が発生していることから、土石流に起因する災害のリスクは存在し、それらを未然に予測し被害を防ぐためには、その発生過程や条件を調べる必要がある。

土石流の発生は局所地形の影響を大きく受けると言われており [1)]、より精度の高い土石流発生予測のためには、土石流発生地域における局所地形部分での土砂移動の要素が重要であると考えた。そこで本研究では、近年、土石流が確認されている雲仙岳東部のガリー内の局所地形において地形変化の観測を行うことで土砂生産の過程を調べることを目的として、局所的に勾配が急になる地点において約５か月間のうち３度にわたり、UAV-SfM (Unmanned Aerial Vehicle - Structure from Motion) 写真測量法を用いて地形調査を行い、その変化を調べた。

2. 研究対象地

本研究を行ったのは、長崎県島原半島に位置する雲仙普賢岳東部山腹にある２つのガリーのうち南側の極楽谷ガリーの下流部である（図１）。この対象地は、観測開始時の 2018 年 6 月時点において範囲内の上流側と下流側の２か所に局所的に勾配が急になっている箇所を含むように選出し、その範囲はガリーの流れ方向におよそ３０m程度とした。



図１．研究対象地（Google より引用）

3. 手法

地形の変化を観察する手法として UAV-SfM 測量を用いた。UAV による空撮は 6 月 1 日、8 月 3 日、11 月 4 日の 3 回行った。撮影高度は 30m、50m とし、撮影枚数は 6 月に 96 枚、8 月 172 枚、11 月 36 枚であった。枚数にばらつきがあるが撮影範囲の違いであり、SfM での精度に違いがないように写真のオーバーラップ率が 9 枚以上となるようにそろえている。SfM は Agisoft 社の PhotoscanPro を使用し、各月のオルソ画像と DEM を取得した。

得られた 6、8、11 月のオルソ画像は、それぞれを比較し、土砂の変化、ガリー壁の変化を観察した。DEM は 6-8 月、8-11 月の変化をそれぞれ見るため、8 月のデータから 6 月のデータを、11 月のデータから 8 月のデータを差し引いたものを QGIS 上で作成した。

4. 結果

下部の局所勾配地形では、6 月から 8 月の間に崩壊が見られた（図２）。8 月から 11 月の間に南側ガリー壁が中流から下流に向けて崩壊しているのが分かった（図３）。

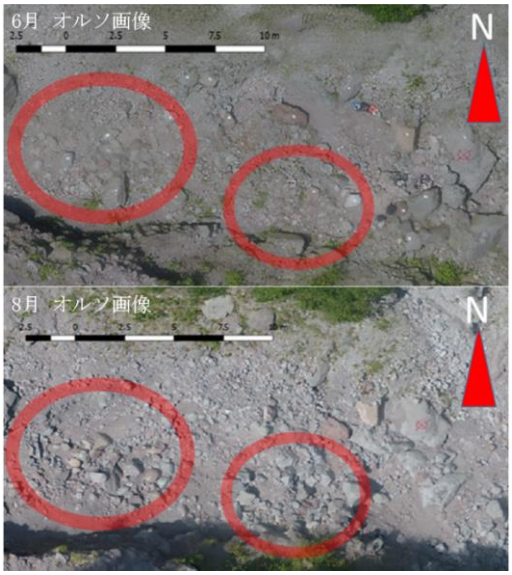


図 2. オルソ画像（上: 6 月, 下: 8 月）

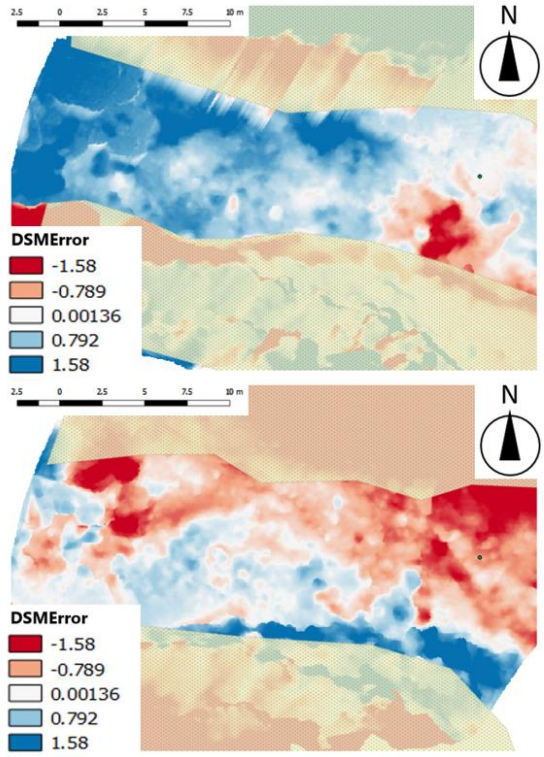


図 3. DSM 差分（上:6-8 月, 下:8-11 月）

オルソ画像と DSM の差分より研究期間中の大きな地形変化としては、6-8 月間の①上流側における堆積、②下流側での浸食、8-11 月間の③北側ガリー壁に沿った侵食、④南側ガリー壁に沿った堆積が見られた。対象地では土砂の崩壊と供給の両方が起こっている。

5. 考察とまとめ

上部の局所勾配地形における侵食(②)は一般的な浸食速度 [2] と比較してその速度が非常に大きかったことがわかり、瞬間的な崩壊である可能性が高いと考えられた。また、6 月から 8 月の上流部の堆積(①)は上流からの土石流などの流れが上部の局所勾配地形を超えて地面に衝突する際のエネルギー損失から停止したものと考えられ、8 月から 11 月の間に起こっている侵食、堆積(③, ④)はガリー壁の崩壊が主な要因と見られる。このように、観測地点では局所地形が作用して土砂の供給が行われている。6 月から 8 月の間に下部局所勾配地形では崩壊が起こったが、土砂の供給により再び崩壊の可能性を高めていると考えられる。特に、崩壊土砂は豪雨により水を含むことで流動性を得て大量の土砂の塊を下流に向かって運搬し、土砂災害を引き起こす危険性がある。本研究の観測地点のように崩壊と堆積のサイクルをもつ局所地形では多量の土砂を生産する可能性が高く、観測を続けることが重要である。

6. 参考文献

1) Imaizumi, F. Hayakawa, Y.S. Hotta, N. Tsunetaka, H. Ohsaka, O. Tsuchiya S., 2017, Relationship between the accumulation of sediment storage and debris-flow characteristics in a debris-flow initiation zone, Ohya landslide body, Japan. Natural Hazards and Earth System Sciences, 17, 1923-1938

2) Hayakawa, Y.S., Matsukura, Y., 2003, Recession rates of waterfalls in Boso Peninsula, Japan, and a predictive equation. Earth Surface Processes and Landforms, 28(6), 675-684.

P-024

熊野川流域における土砂動態特性

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　小竹利明・菅原寛明
国土交通省国土技術政策総合研究所（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）
木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
アジア航測株式会社　船越和也・岡野和行・○井之本信・横田潤一郎・望月沙紀

1 はじめに

平成 23 年台風 12 号（以下,「H23T12」）により，熊野川流域では大量な土砂が生産され，流域内に堆積している．今後，流域内に堆積した土砂は徐々に移動すると考えられる．

移動土砂は再度堆積し，河床を上昇させ，土砂および水の氾濫に影響を与えるおそれがある．そのため，流域内の堆積土砂の分布や移動状況をモニタリングすることは，流域内の安全を確保するうえで，重要であると考えられる．

本研究では，H23T12 により大量な土砂生産があり，その後の豪雨などにより再移動があったと推定される熊野川流域支川神納川を対象（図 1）に，H23T12 以降の土砂移動特性について考察する．

2 調査概要

2.1 調査対象流域の概要

熊野川流域支川神納川は，流域面積 89km²，流路長 32km，平均勾配 1/100 程度となっている．

H23T12 では，7 箇所の深層崩壊などが発生し，生産土砂量は約 370 万 m³ と推定されている。

2.2 調査方法の概要

調査は下流から約 10km の神納川本川区間を対象とし，航空レーザ測量（以下,「LP」）の結果をもとに，各測量時期の断面形変化を確認するとともに，差分解析を実施し，土砂変動量を把握した．LP は H23T12 以前を含む 3 時期の実施がある．

また，UAV で撮影した河床材料表面の画像を用いて，河床材料調査を行い，LP 差分解析から得た土砂変動量と比較した．

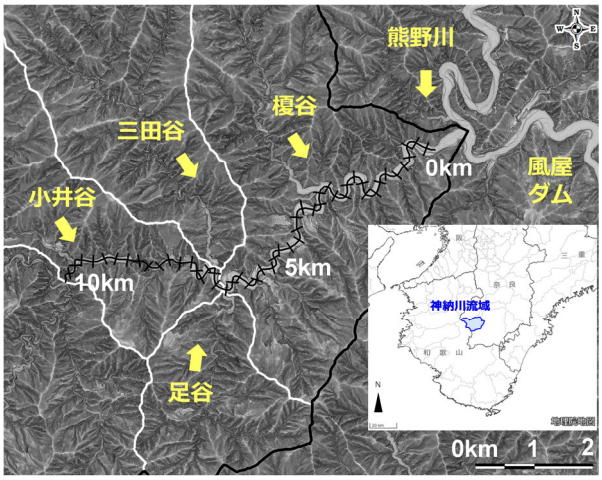


図 1　調査対象流域（神納川：奈良県吉野郡十津川村）

3 熊野川流域における土砂動態特性

3.1 降雨の状況

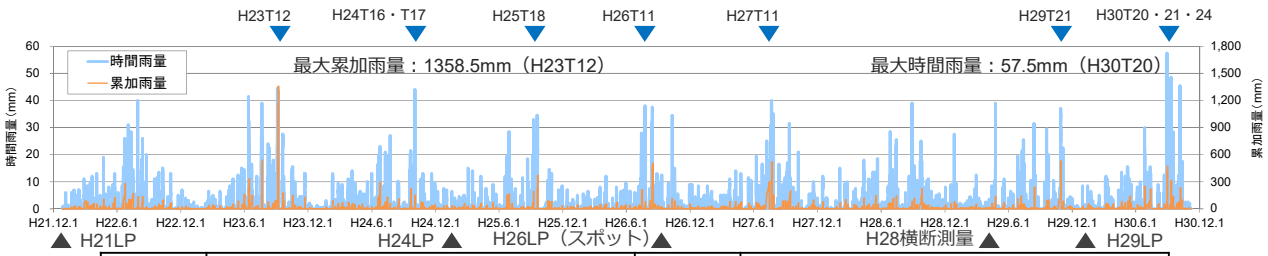
神納川流域近傍の風屋ダム雨量観測所の状況（図 2）をみると，H21LP～H24LP の期間では H23T12 時の雨量が時間・累加とも最大値となっている．

時間雨量は 40～45mm/h を記録する年が複数あるが，累加雨量は 600mm 未満で 1358.5mm を記録した H23T12 が突出していることがわかる．

3.2 LP 差分解析より把握した土砂移動状況

H24LP と H21LP との差分解析結果（以下,「前期」）によると，H23T12 で生産された土砂が流域内の本川や，支川下流域の河床に広範囲で堆積していることがわかる（図 3 左）．

H29LP と H24LP との差分解析結果（以下,「後期」）をみると，上流域で侵食傾向を示す区間が多く，前期に堆積した土砂が後期に下流へ移動していることがわかる（図 3 右）．



■H21LP～H24LP	最大時間雨量	44.5mm	平成23年台風12号	■H24LP～H29LP	最大時間雨量	40mm	平成27年台風11号
	最大累加雨量	1358.5mm	平成23年台風12号		最大累加雨量	528.5mm	平成29年台風21号

図 2　雨量の状況（風屋ダム観測所：H21.12.1～H30.11.1）

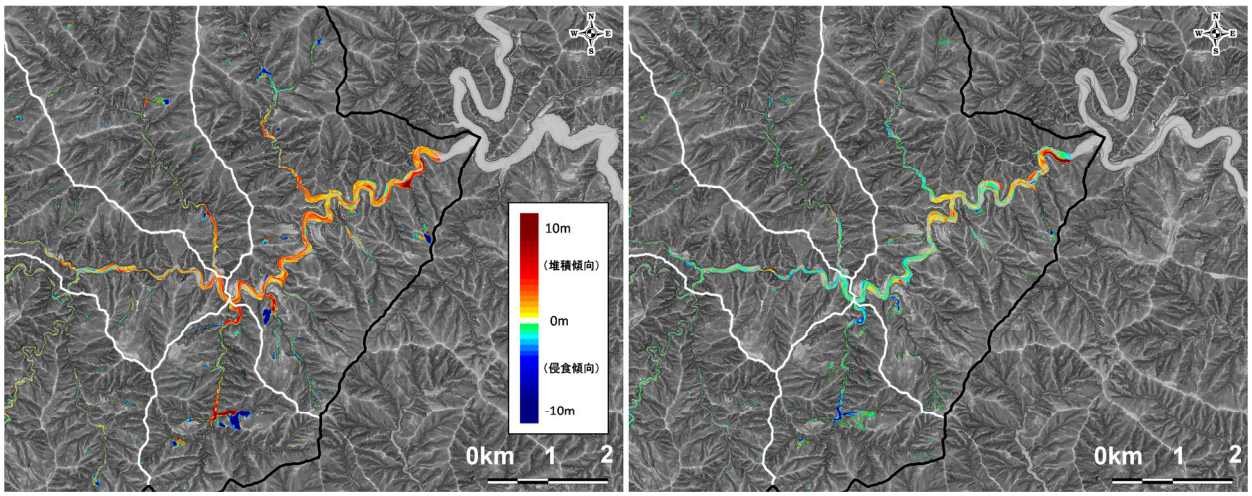


図 3　LP 差分解析結果（左：H24LP-H21LP　　右：H29LP-H24LP）

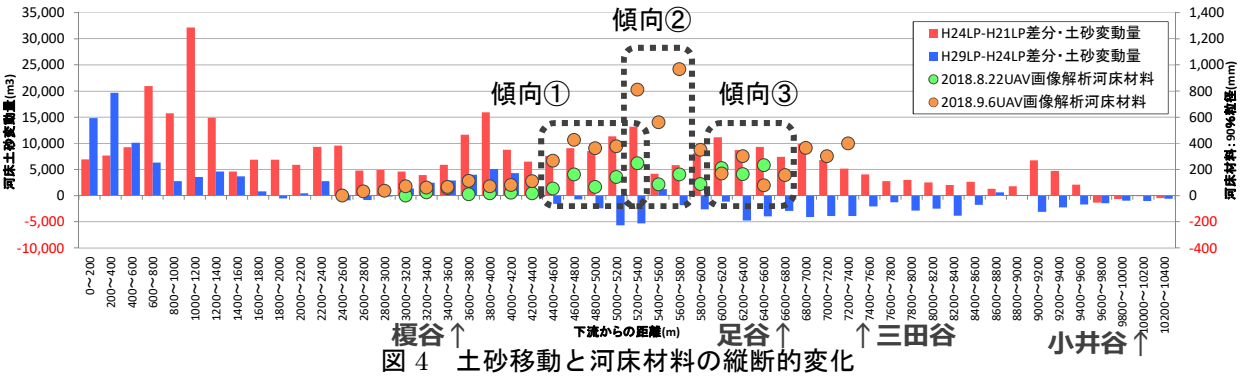


図 4　土砂移動と河床材料の縦断的変化

3.3 土砂移動と河床材料の縦断的変化の特徴

平成 30 年に発生した 2 つの台風をはさむ 2 時期（H30.8.22 撮影：H30 台風 20 号前，9.6 撮影：H30 台風 21 号後）の UAV 撮影画像を用いた解析（BASEGRAINvar.2.2.0.4 を使用）による河床材料調査から得た表面粒径（90%値）と，LP 差分解析から得た土砂変動量とを比較した（図 4）．

比較結果より，以下の傾向がみられた．

①前期から後期にかけて差分解析で堆積傾向から侵食傾向に大きく転じた区間では，台風前後で河床材料の粒径の変化が大きい

②五百瀬地区下流においては，台風前後で粗粒化傾向が顕著である．出水前後の短期間での粒径変化を UAV 画像解析において確認できた

③足谷合流点下流で，粒径が小さくなっている区間があり，現地状況と比較的整合している

4 おわりに

本研究では，神納川流域における H23T12 での生産土砂が豪雨など機に，下流へ徐々（約 6 年間）に移動している状況を LP データによる差分解析により把握した．

また，UAV 画像解析による河床材料調査では現地状況と比較的整合した結果が得られた．河床土砂動態の質的特徴を時空間的に把握することができ，画像による河床材料調査の有効性が確認できた．

今後は，1 出水前後など短期間での土砂移動状況の把握手法（例えば，UAV 画像解析など）の事例を増やし，精度を高めるとともに，流域内の土砂動態を継続的にモニタリングすることで，流域内の安全を確保することが重要であると考えられる．

参考文献

1)　丸谷知巳,笠井美青,牧田正代：崩壊地を含む小面積流域における流出土砂量,砂防学会誌,52 巻,6 号,pp.24-31,2000.
2)　中村良光,椎葉秀作,柏原佳明,小川紀一朗：航空レーザ計測を用いた土砂生産・流送域における河床変動状況,砂防学会誌,59 巻,4 号,pp.54-57,2006.
3)　宮崎知与,山田孝,丸谷知己：Sediment pulse 発生後における土砂の波状移動と分球現象,砂防学会誌,61 巻,No.2,pp.5-15,2008
4)　松岡暁,山越隆雄,田村圭司,長井義樹,丸山準,小竹利明,小川紀一朗,田方智：LiDAR データの差分処理による流域土砂動態把握の試み,砂防学会誌,62 巻,1 号,pp.60-65,2009.
5)　今森直紀,吉村元吾,田中健貴：紀伊山地における各流域ごとの土砂の偏在および河道形状把握の試み,平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集,pp.692-693,2017
6)　田中健貴,吉村元吾,菅原寛明,木下篤彦,船越和也,岡野和行,吉野弘祐,井之本信：航空レーザー計測による平成 23 年台風 12 号以降の熊野川支川神納川流域での土砂移動状況の把握,第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集,pp.139～144,2018

P-025

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
—土石流判定手法の課題整理（その２）—

（一財）建設工学研究所：沖村 孝，中川 渉，○原口勝則，鏡原聖史
神戸市立工業高等専門学校：鳥居宣之
兵庫県県土整備部土木局砂防課：石田博彰（現・兵庫県道路公社）
兵庫県但馬県民局 新温泉土木事務所：鎗水正和

1. はじめに

兵庫県では豪雨激化に伴う土砂災害に対し，警戒避難活動に資することを目的に，土砂災害警戒区域ごとに危険度を判定する箇所別土砂災害危険度予測システム [1]の導入に取り組んでいる．本システムの土石流予測モデルは，流域内の矩形メッシュに対して無限長斜面安定解析を実施し，“崩壊判定メッシュの割合”と，“総流量に対応する流域面積”を指標として判断している．ただし，本手法は，主に斜面崩壊の発生機構を反映したものであり，近年増加する，“地表面流の発生に起因する渓床堆積土砂流動型土石流”に対して適用性が高いとは言えない．よって過年度の検討にて，丹波市域における平成 26 年 8 月豪雨災害を対象として，斜面崩壊発生機構及び渓床堆積土砂流動機構を反映した土石流予測モデルを構築した [2]．本報では，再構築した丹波市域の土石流予測モデルの概要を示すとともに，香美町域への適用結果について報告する．

2. 新たな土石流予測モデルの概要

新たな土石流予測モデルでは，以下の３タイプの土石流発生機構を反映するモデルとした．

① 斜面崩壊の崩土が流動化した“崩壊起因型土石流”
② 渓床の不安定土砂が流動化した“渓床堆積土砂流動型土石流”
③ 上記２タイプが複合的に発生した“複合型土石流”

なお，災害実績調査より，流域面積の大小(≒5ha)が土石流発生機構に影響することが確認されている．

以上より，判定手法を表-1 に，概念図を図-1 に示す．

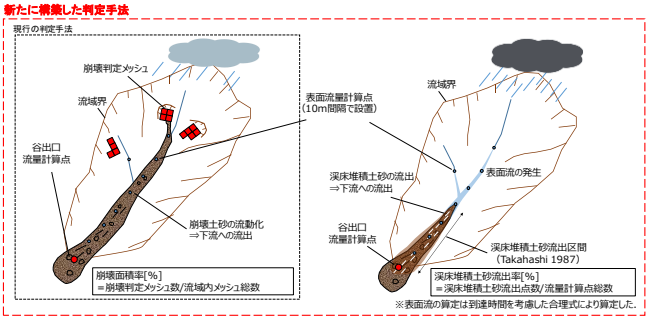


図-1　土石流判定手法の概念図

表-1 に記載した指標を用い，土石流の発生機構ごとに氾濫を生じた土石流事例とそうでない事例をできるだけ良好に分離するように閾値を設定した結果を図-2 に示す．

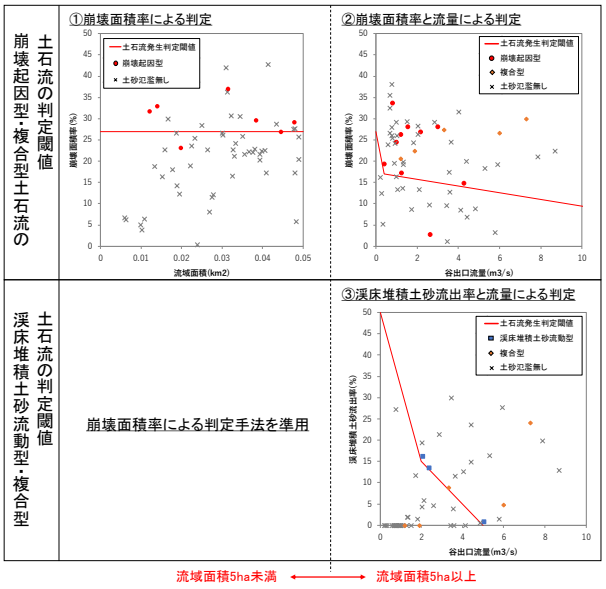


図-2　丹波市域災害実績(H26.8)に基づく閾値の設定

本閾値を用いた新たな土石流予測モデル及び，現行のモデルによる判定状況を表-2 に示す．それぞれの判定状況の比較より，捕捉率は現行手法と同等に高精度を保ちつつ，課題となっていた空振率が現行の 80.0%から 44.2%と大きく改善された．

表-2　新旧判定手法の検証結果比較(丹波市域)

		新たな土石流判定手法		現行の土石流判定手法	
分類（災害実績）	土石流発生機構	捕捉率（%）(B/A)	空振率（%）(B/A)	捕捉率（%）(B/A)	空振率（%）(B/A)
土石流発生	崩壊起因型	88.2	－	94.1	－
	渓床堆積土砂流動型	100.0	－	100.0	－
	複合型	100.0	－	100.0	－
	計	92.0	－	96.0	－
土石流非発生	－	－	44.2	－	80.0

表-1　新たな土石流予測モデルの判定手法

土石流発生機構	小規模渓流（流域面積 5ha 未満）	大規模渓流（流域面積 5ha 以上）
崩壊起因型	【特徴】崩壊土砂が直接的に流出。表面流の発生は僅か。 【判定概念】崩壊土砂量が多いほど、危険度が高い。 【判定手法】崩壊面積率が閾値を超過する際に判定。 ◆崩壊面積率：箇所別土砂災害危険度予測システム [1]で算定した崩壊判定メッシュ数の、流域全メッシュ数に対する割合	【特徴】表面流の運搬作用により、崩壊土砂が流出。 【判定概念】崩壊土砂量(不安定土砂量)が多いほど、表面流量(掃流力)が大きいほど危険度が高い。 【判定手法】崩壊面積率、及び渓流谷出口部の表面流量の 2 軸が閾値を超過する際に判定。 ◆崩壊面積率（左に同じ） ◆渓流谷出口流量：洪水到達時間を加味した合理式により算出される、該当地点の表面流量
渓床堆積土砂流動型	※集水面積が小さいため表面流量が乏しく、本機構の土石流発生実績は確認されない。安全に配慮した判定とするため、崩壊起因型の判定を準用する。	【特徴】表面流の運搬作用により、渓床の不安定土砂が流出。 【判定概念】渓床堆積土砂流出量が多いほど、危険度が高い。 【判定手法】以下に示す渓床堆積土砂流出率、及び渓流谷出口部の表面流量の 2 軸を設定し、両指標が大きくなる領域において土石流発生判定を行う。 ◆渓床堆積土砂流出率：渓流内谷筋に等間隔(10m)に設定された流量計算点において、表面流量から推定される掃流力が不安定土砂の移動限界を超過する計算点数の、流域内総流量計算点数に対する割合。※土石流の代表粒径や、各計算点における土石流発生限界流量の算出を事前に行う必要あり。 ◆渓流谷出口流量（上に同じ）
複合型	同上	【特徴】上記の2つの発生機構の複合型。 ※“崩壊起因型”、“渓床堆積土砂流動型”両タイプの判定がなされた際に区分する。

3. 香美町域への適用

新たに構築した土石流予測モデルの適用事例として，平成 16 年台風 23 号発生時(図-3)に複数の斜面崩壊が認められた香美町域を対象として検証計算を実施した．

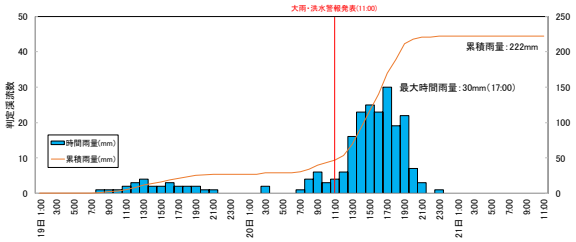


図-3　平成 16 年台風 23 号発生時の降雨状況（香住）

他地域へのモデル適用に際しては，対象地域の土砂生産・流出機構のモデル再現性や，計算パラメータ等の設定のために現地調査を実施する必要がある．そのため，調査対象渓流は，航空写真判読に基づき，平成 16 年豪雨時の土砂生産痕が認められた渓流とした．現地における土砂生産・流出状況調査及び渓床堆積物調査の状況を図-4 に，所見を以下に示す．

・香美町域においても，“崩壊起因型”及び“渓床堆積土砂流出型”の土砂生産機構が認められた．
・渓床堆積物の諸元(代表粒径等)は丹波市域とおおよそ同様である．

以上より，香美町域の検証計算実施にあたっては，丹波市域にて設定した計算諸量を準用することとした．



図-4　現地における土砂生産及び堆積物の状況調査

航空写真よる崩壊地判読結果(土砂生産痕)及び，新モデル判定結果を表-3，図-5 に示す．なお，崩壊地は香美町北側エリアの矢田川層群及び花崗岩地質に多く分布し，南側エリアには認められない．

結果から得られた所見は以下のとおりである．

・香美町北側エリアにおいて，新モデルの土石流発生判定渓流の空間分布，ならびに土石流発生機構はおおよそ一致している．対する現行のモデルでの判定では，北側エリアにおいても多数の空振りが認められた．
・香美町南側エリアの大規模渓流において，新モデルによる“渓床堆積土砂流出型”及び“複合型”土石流発生判定が認められる．なお，現行モデルにおいては流域面積の大小にかかわらず多数の土石流発生判定が認められた．

表-3　新旧判定手法の検証結果比較(香美町域)

	土石流発生機構	新モデルによる判定	現行モデルによる判定
土石流発生	崩壊起因型	20	72
	渓床堆積土砂流出型	7	
	複合型	3	
	計	30	72
土石流非発生	－	197	155

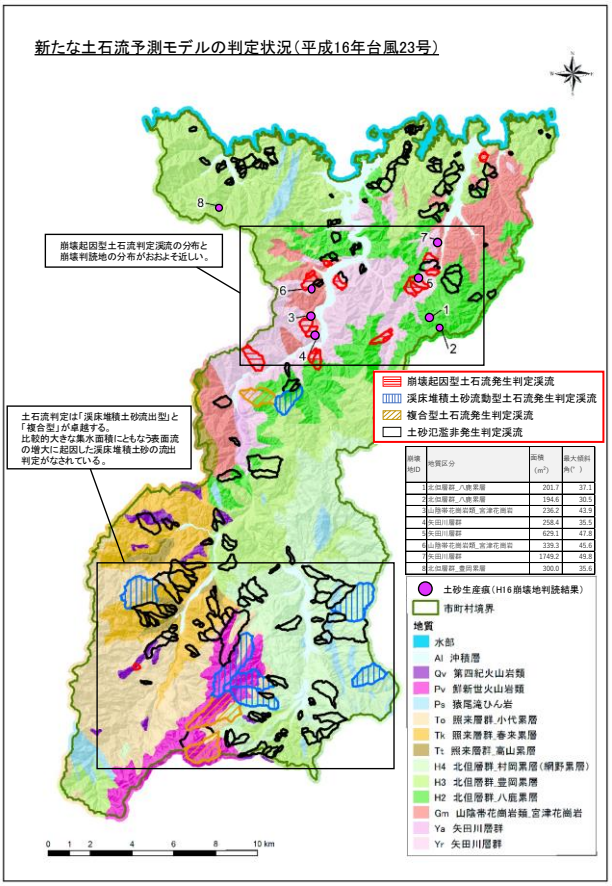


図-5　崩壊地判読結果と土石流発生判定状況の分布図

4. まとめと今後の課題

本報では，過年度構築した土石流予測モデルの他地域への適用事例として，平成 16 年台風 23 号発生時の香美町域に対し検証計算を実施した．結果より得られた所見を以下に示す．

1)現行モデルと比較し，新たな予測モデルは判定の空間分布及び土石流発生機構の予測精度が向上している．
2)香美町においては，エリア内に複数の地質が認められる．モデル精度向上にあたって，これら地質の違いをモデル判定に反映させることも検討する．
3)香美町を例として，過去に顕著な土砂流出が認められない地域における予測モデルの精度向上には，災害非発生降雨実績の積み上げにより，土石流発生判定閾値のフィッティングを行うことも検討する．

参考文献

1) 沖村孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，新砂防，63（6），pp.4-12，2011.
2) 沖村孝・鳥居宣之・石田博彰・鎗水正和・原口勝則ほか：兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み ―土石流判定手法の課題整理―，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 693-694，2018.
3) Takahashi,T.,1987：High velocity flow in steep erodible channels,Proc.IAHR Congress,Lausanne,pp.42-53

土砂・洪水氾濫が発生した流域における侵食・堆積箇所の地形的特徴について

株式会社建設技術研究所　○潮見 礼也、大坪隆三、家田泰弘、清野真義、中西宏彰
国土交通省国土技術政策総合研究所　坂井佑介、内田太郎

1. はじめに

平成29年7月九州北部豪雨や平成30年7月豪雨では、大量の土砂が流出し下流域に甚大な被害をもたらす土砂・洪水氾濫が発生した。

このような上流域からの土砂流出に起因する土砂・洪水氾濫に対し、河床変動計算等を用いた土砂移動予測に関する様々な研究が行われてきた。しかしながら、山地流域内の豪雨時の土砂移動現象は、極めて複雑であり、現時点においても、将来生じうる土砂移動現象を予測することは必ずしも容易ではない。

一方で、土砂・洪水氾濫被害の防止・軽減は喫緊の課題となっていることから、土砂移動予測の高度化と平行して、豪雨時に土砂・洪水氾濫が発生するリスクを山地流域内の地形的特徴から比較的簡易かつ簡便的に評価する手法も必要である。

そこで、筆者らは、豪雨時に山地域で大量に生産される土砂が河川にどの程度流入し、下流の土砂・洪水氾濫にどの程度寄与するかは、山地域から下流域までの水系網のコネクティビティ（接続度合い）によって評価できるのではないかと考えた。コネクティビティのイメージを図1に示す。

本報告では、水系網のコネクティビティを評価するにあたり、まずは水系網のどのような区間が土砂流出・堆積の支配的な要因となっているのかを明らかにするために、顕著な侵食・堆積が発生した区間を把握するとともに、顕著な侵食・堆積が生じる要因となった地形的特徴を分析した結果のうち、堆積に関する内容について述べる。



図1　コネクティビティのイメージ図

2. 分析手法

対象流域は、近年、大規模な土砂災害が発生した以下の①～③の3事例8流域とした。収集した災害前後のLPデータから堆積深を算出し、各流域の河川や渓流内で顕著な堆積が生じている区間について、流域ごとに最大5箇所ずつ抽出を行った。そして、抽出した区間の地形量を計測した後、単相関分析・重回帰分析・主成分分析を実施し顕著な堆積傾向に影響を及ぼす要因の分析を行った（図2）。

①平成29年7月九州北部豪雨による筑後川右岸流域の土砂災害（赤谷川、白木谷川、北川、寒水川、妙見川、黒川流域）

②平成27年9月関東・東北豪雨による日光市芹沢の土砂災害（芹沢流域）

③平成21年7月　中国・九州北部豪雨による防府市の土砂災害（剣川流域）

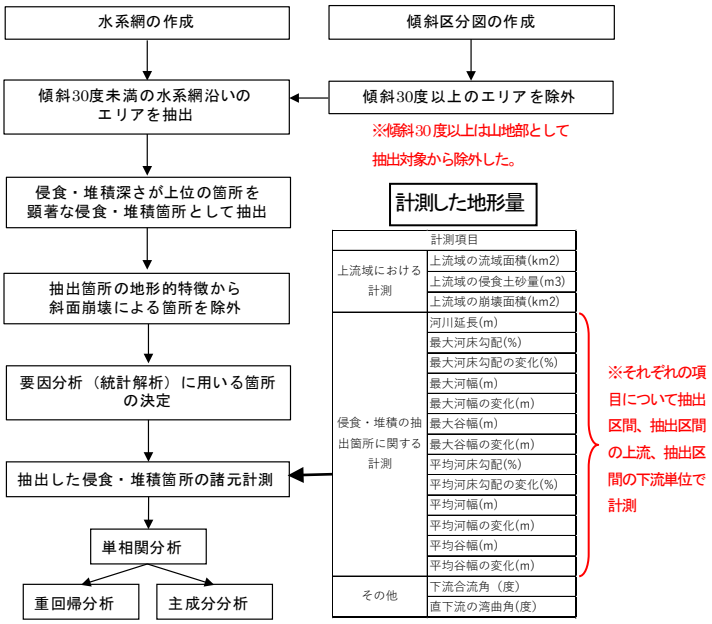


図2　分析フロー

3. 要因分析の結果

抽出された顕著な堆積区間の災害前後のLP差分、横断図、縦断図から視覚的に地形的特徴を概観すると、下流側の谷幅が広く勾配の緩い区間、勾配が緩い屈曲部を有する区間で堆積が生じていた。また、抽出された顕著な堆積区間のうち、約50%が山地域の渓流と本川の合流点付近であった。

次に、統計的な分析によって顕著な堆積が生じる要因となった地形的特徴を抽出するため、堆積深と計測した地形量を用いた単相関分析・重回帰分析・主成分分析を実施した。単相関分析では、抽出区間の平均谷幅が大きく、下流平均河床勾配が小さいほど、堆積深は大きい傾向があることを確認した（図3, 図4）。

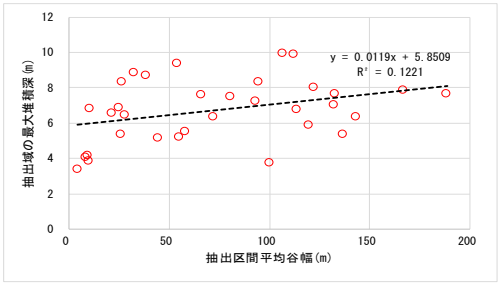


図3　堆積深と平均谷幅の関係

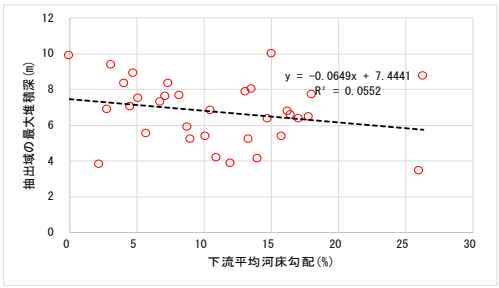


図4　堆積深と下流側平均河床勾配

複数の要因を組み合わせた重回帰分析では、谷幅のみを用いることで堆積深に係る統計的に最も有意なモデルが作成され、谷幅が広いほど堆積量が多くなる傾向となった。これは、土砂が堆積する空間が十分にある区間であり、また水深が浅くなり掃流力が低下することにより、多く土砂が堆積することを表していると考えられ、単相関分析の結果や既往文献等の一般的な結果とも一致する。勾配を用いたモデルが有意とならなかった理由として、谷幅と比較し相関関係が劣ること、また、同程度の緩勾配区間でもその他の地形条件等により土砂堆積環境が異なっていることが考えられた。

主成分分析では、谷幅、河川延長等の堆積空間の規模に関係する主成分軸と湾曲角に関係する主成分軸が算出された（図5）。この結果は、視覚的な概観から確認された地形的特徴と一致する。一方で、谷幅および河川延長で表現される堆積空間と湾曲角で主成分軸が異なることから、堆積空間の広さが影響する区間と湾曲角が影響する区間では、それぞれ異なる堆積過程を有していると考えられる。このことから、堆積過程を考慮した分類を行った上で堆積深との相関分析を実施することで、地形量との関係をより精度よく分析することができる可能性があることが示唆された。

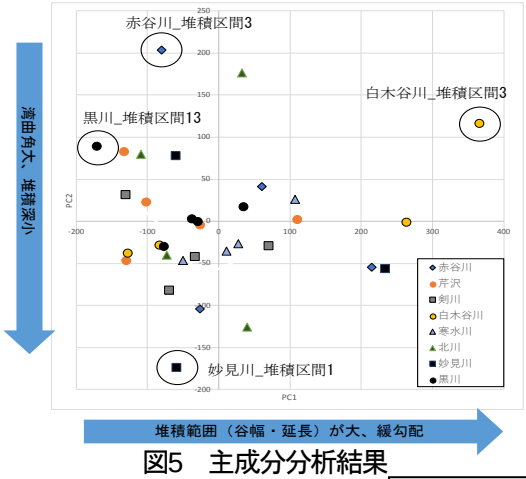
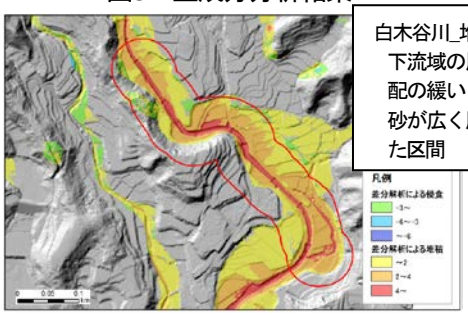


図5　主成分分析結果



白木谷川_堆積区間３
下流域の屈曲部や勾配の緩いところで土砂が広く厚く堆積した区間

図6　特徴的な堆積区間の一例

4.　まとめ

本研究よって得られた堆積が生じる地形的特徴の分析結果の概要を以下に示す。

- 視覚的に概観した結果、顕著な堆積は下流側の谷幅が広く緩勾配区間や勾配が緩い屈曲部を有する区間で生じており、主成分分析の結果とも一致している。また、顕著な堆積区間は50%が山地域の渓流と本川の合流点付近であった。
- 単相関分析では谷幅が広く勾配が緩いと堆積深が大きくなる傾向が確認され、重回帰分析では谷幅のみで堆積深との統計的に有意なモデルが作成された。
- 主成分分析の結果、谷幅および河川延長で表現される堆積空間と湾曲角で主成分軸が異なることから、堆積空間の広さが影響する区間と湾曲角が影響する区間では異なる堆積過程を有していると考えられる。

5.　今後の課題

今後は、顕著な堆積が生じた区間を堆積過程を考慮した分類を行った上で分析するとともに、山地域における生産土砂量の違いなども考慮して分析する必要があると考えられる。

また、今回抽出した顕著な堆積区間のうち約50%が山地域の渓流と本川の合流点付近であったことから、土砂・洪水氾濫のリスク評価について、特に渓流と本川のコネクティビティに着目して検討を進めていきたいと考えている。

P-027

流域サイズと出水時の発生流木量の関係

北海道大学農学院　○法覚俊　笠井美青　山田孝

1. はじめに

豪雨によって斜面が崩壊したり、出水によって渓床が侵食したりすると、土砂とともに立木も河川に流出し、大量の流木として下流に運搬される。その結果、流木による構造物の破壊や、閉塞による氾濫などの様々な災害が発生する。そのような災害を防ぐため、流域からの発生流木量を適切に推定し、その量に対応した流木対策施設の設置を進める必要がある。発生流木量を簡便に推定するにあたり、石川ら（1989）によって示された土石流による流木の運搬が主である渓流（以下、土石流区間）における、また Comiti ら（2016）による、流水の運搬力によって土砂や流木が運搬される河川（以下、洪水流区間）における、流域面積と発生流木量との関係が参考となる。本研究では、斜面が崩壊しやすい場合、また斜面や渓床に立木が密に生息していた場合に、流域面積当たりの発生流木量が多いと考え、これらの条件における流域面積と発生流木量の関係を調べた。

2. 調査方法

過去に発表された報告書や論文から 122 例の流木災害の事例を収集し、流木の運搬形態、山地部の地質、立木密度、発生流木量を抽出した。そのうち、土石流区間を対象にした事例は 38 ケース、洪水流区間を対象に報告された事例は 20 ケースあった。各事例については、山地部の地質を花崗岩、火山岩、変成岩、堆積岩、火砕流堆積物に分類した。この分野は、井上らの研究（1992）による崩壊のしやすさと地質との関係、および近年に甚大な流木災害が生じた伊豆大島と筑後川水系の山地部の地質を参考にした。山地部が複数の地質より構成されている場合は、最も面積の広い地質を選択した。収集した文献に山地部の地質に関する記述がない場合は、シームレス地質図（産総研より 2017 年発行）を用いて地質を調べた。流木発生源の立木密度については、収集した文献に記載されていなければ、発生流木量から立木流出面積を割って求めた。表 1 に、収集した事例をまとめる。

表 1　収集事例数

（土石流区間）

		地質				
		花崗岩	火山岩	変成岩	堆積岩	火砕流堆積物
立木密度 (m^3/ha)	< 1	-	2	-	-	-
	1.0 – 2.0	-	1	-	-	-
	2.0 – 3.0	28	-	-	-	-
	3.0 – 4.0	-	-	-	-	-
	4.0 – 5.0	-	-	-	-	3
	5.0 – 6.0	-	-	-	-	-
	不明	4	-	-	-	-

（洪水流区間）

		地質				
		花崗岩	火山岩	変成岩	堆積岩	火砕流堆積物
立木密度 (m³/ha)	< 1	-	-	-	-	-
	1.0 – 2.0	-	1	-	-	-
	2.0 – 3.0	-	-	-	-	-
	3.0 – 4.0	-	4	-	-	-
	4.0 – 5.0	-	-	-	-	1
	5.0 – 6.0	4	2	4	-	-
	不明	4	-	-	-	-

3. 結果と考察

流域面積と発生流木量の関係については、土石流区間においては、源頭部の地質が火砕流堆積物であり、斜面の立木密度が 4.0 以上 5.0 未満[m³/ha]である流域が、他の流域よりも発生流木量が多かった（図-1）。一方で、斜面の地質が花崗岩であり、立木密度が 2.0 以上 3.0 未満[m³/ha]の流域では、それらの流域よりも流域面積当たりの発生流木量はやや小さかった。一方、洪水流区間では、流域面積当たりの発生流木量で比較すると、山地部が花崗岩と火山岩からなる地質の流域は、堆積岩からなる流域に比べ、約 16 倍大きかった（図-1）。平野部に位置する洪水流区間でも、山地部の地質と発生流木量に関連が見られた原因としては、山地が崩壊しやすい地質であるほど、大規模出水発生時には平野部にも多量の土砂が堆積し、より広い面積で河床が覆われることが挙げられる。時間の経過とともにその広い堆積物上に植生が侵入し、渓畔林が生息する為、次の出水が発生した時には大量の流木が生産されると考える。また、洪水流区間では、立木密度が 5.0 以上[m³/ha]の流域では、立木密度が 2.0 以上 3.0 未満[m³/ha]の流域と比較し、流域面積が 10km²の時は約 17 倍、100 ㎢の時は約 8 倍の発生流木量があることが分かった。(図-2)。なお、今回調べた要因の他に発生流木量が大きくなると考えられる条件としては、斜面や河川が急勾配であること、また流木が発生する際の雨量が大きいことなどが考えられる。今後はそれらの条件にも着目して、流域面積と発生流木量の関係を調べていく予定である。

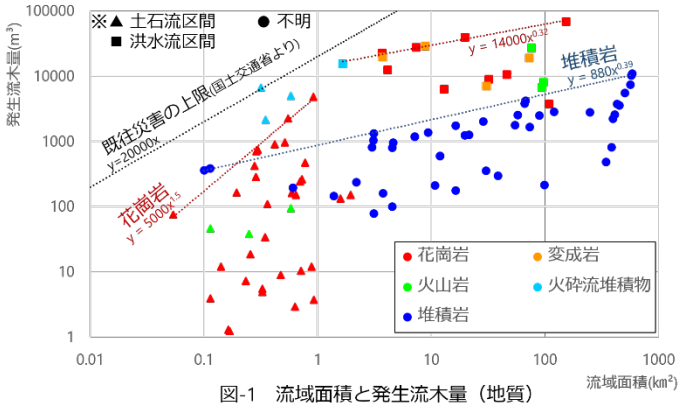


図-1　流域面積と発生流木量（地質）

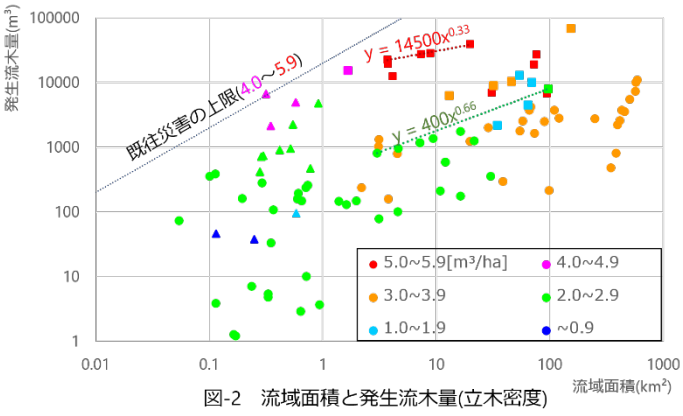


図-2　流域面積と発生流木量(立木密度)

参考文献

1)　石川芳治・水山高久・福沢誠(1898) 土石流に伴う流木の発生及び流下機構, 新砂防, vol.42, No.3, p.4-10

2)　Comiti, F., Lucia, A., Rickenmann.D(2016) Large wood recruitment and transport during large floods: A review, Geomorphology 269, pp23-39

3)　井上大榮・角田隆彦・河村和夫・友利方彦(1992) わが国における地質別崩壊特性と貯水池堆砂(その１)―地質からみた崩壊特性―, 応用地質, 33-3, p.123-132

P-028

航空レーザ測量データを活用した豪雨時の土砂生産に関する分析

国土交通省国土技術政策総合研究所　　○對馬美紗　内田太郎

1. はじめに

近年の豪雨時の土砂・洪水氾濫被害に伴い、土砂の流送・堆積過程について、河床変動計算等により施設配置計画を評価作成する手法などが開発されてきた[1)]。過去の災害事例を対象に、再現計算による入力条件や解析手法について十分に検証を行った場合でも、将来生じうる現象に対する評価結果には多くの不確実性が含まれる可能性があり、特に、流出（生産）土砂量は、地形・地質が一見同じに見える流域であっても、流域間で異なる可能性が考えられる。

また、流出土砂量の推測についてはこれまでも様々な研究・解析[例えば 2),3)]が行われてきているが、実際の土砂移動現象は複雑で、既往手法による流出土砂量の予測精度は必ずしも高くはない。そこで、本研究では、近年蓄積されてきた災害発生前後の航空レーザ測量データを用い、素因・誘因の空間分布が同一条件下である範囲において、山地上流域からの流出土砂量の空間的ばらつきの実態の評価を行った。

2. 研究方法

2.1. 対象災害

本検討では、比較的近年の豪雨により土砂災害が集中して発生、かつ災害前後の航空レーザ測量データが入手可能な次の 5 災害を対象とした。

① 2009 年中国･北九州北部豪雨（山口県防府市／剣川流域）
② 2011 年新潟･福島豪雨（新潟県南魚沼市／登川流域）
③ 2014 年 8 月豪雨（広島県広島市／太田川流域）
④ 2015 年関東･東北豪雨（栃木県日光市／芹沢・入山沢）
⑤ 2017 年九州北部豪雨（福岡県朝倉市／赤谷川流域）

2.2. 対象範囲の設定

本検討では、災害ごとに地質や降雨条件が概ね同一と扱える範囲を抽出し、検討対象範囲とした。

対象流域は同スケールでの比較を行うため、1～4 次谷の 4 パータンで谷次数により流域分割を行った。ただし、本研究で扱う土砂移動には深層崩壊に該当する規模の崩壊は対象とせず、極端に規模の大きい土砂移動を含む小流域はあらかじめ除外した。その結果、除外した流域は、日光の 1 流域である。

2.2.1. 地質条件の整理

対象範囲の地質条件を一様とするため、20 万分の 1 日本シームレス地質図（基本版）より、地質条件の整理を行った。空間的ばらつきの分析を目的としていることから、20 万分の 1 シームレス地質図全国統一凡例：岩石区分大分類（堆積岩類、付加コンプレックス、火山岩類、深成岩類、変成岩類）の 5 区分に分類し、深成岩に該当する流域を検討対象とすることとした。

2.2.2. 雨量条件の整理

対象範囲の雨量条件を一様とするため、気象庁解析雨量データ（格子間隔 1km）より、各災害時における連続 30 分・60 分・3 時間・6 時間・12 時間・24 時間・総積算雨量の最大値による整理を行った。対象流域と 50%以上重なる解析雨量データを対象とし、対象流域全体の各最大雨量の平均値を算出、各メッシュの実績値と平均値の比を用いて対象範囲の絞り込みを行った。ここでは、平均値に対する比が、全ての指標において 0.7～1.3 の範囲を対象範囲として抽出した。

その結果、登川流域では右岸のみを検討対象とすることにより、降雨条件の分布幅を一定の範囲内とした（図 1）。

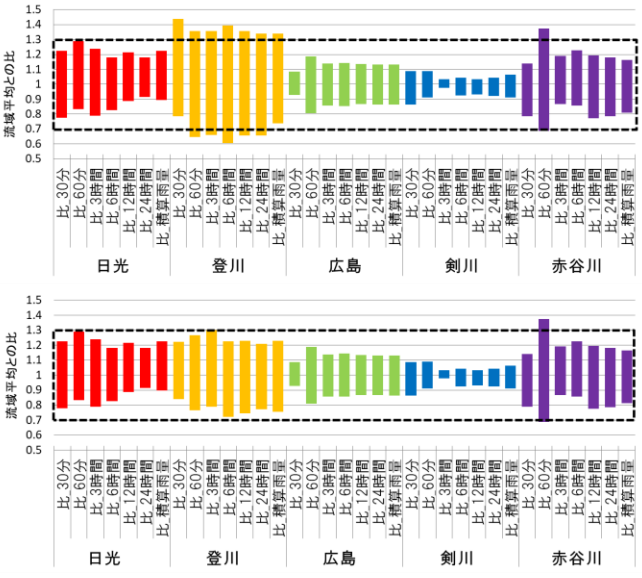


図 1　雨量条件の整理結果
（上図：調整前、下図：調整後）

2.3. データ解析

本検討では、災害前後の航空レーザ測量データ（計測密度 1 点以上/m²、メッシュサイズ 1m）を用いて差分解析を行い、流出土砂量（＝侵食・崩壊土砂量－堆積土砂量）を算出した。次に、2.2 で区分した小流域ごとに、単位面積当たりの流出土砂量を求め、対象範囲ごとに、流出土砂量のばらつきの傾向を整理した。また、流出土砂量がマイナス値となる（崩壊・侵食土砂量よりも堆積土砂量が大きくなる）小流域があったが、一部の解析結果には含めないこととした。

3. 結果・考察

3.1. 流出土砂量の空間分布様式について

1 次谷を例に、流出土砂量の空間分布様式を図 2 に示す。また、2.2.2 で降雨条件の分布幅について一定の範囲内としたが、それでも 2 倍程度の差がある指標がある。一方、流出土砂量の空間分布は顕著な偏りが見られず、細かな降雨分布によって流出土砂量が規定されている可能性は小さいことが考えられる。

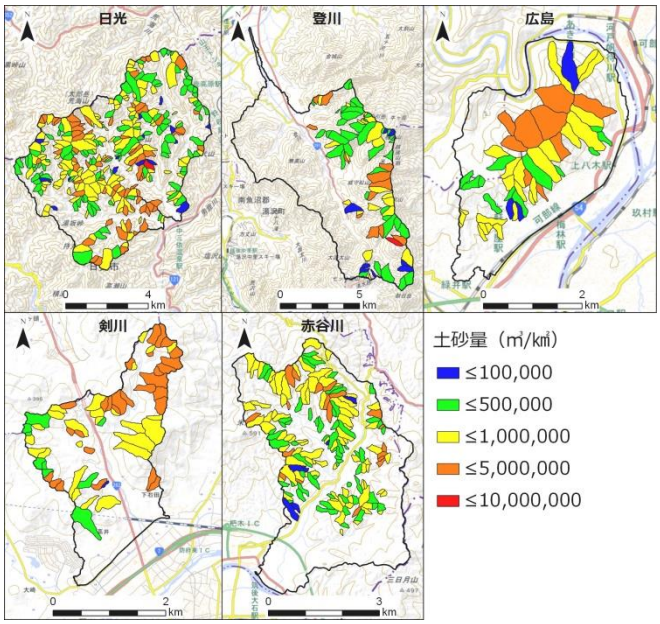


図 2 1次谷における流出土砂量の分布様式
（背景には地理院地図を使用）

3.2. 流域間の違いと空間スケールの関係

流出土砂量と流域面積の関係について、整理した結果を日光を例に示す（図 3）。流出土砂量は、1 次谷では 4.0×10^4 ～ 6.0×10^6 m³/km²、2 次谷では 1.3×10^5 ～ 1.8×10^6 m³/km²、3 次谷では 1.3×10^5～1.1×10^6 m³/km²、4 次谷では 2.5×10^5～3.5×10^5 m³/km² の範囲で分布している。流域面積が大きくなる（谷次数が大きくなる）ほど、流出土砂量のばらつきは小さくなる関係にある。流域によって多少の違いはあるが、この傾向は他の 4 地域においても確認された。流出土砂量は対象となる空間スケールに依存し、空間スケールを大きくする（単元流域の次数を大きくする）と、流出土砂量の流域間の差は小さくなることが分かった。

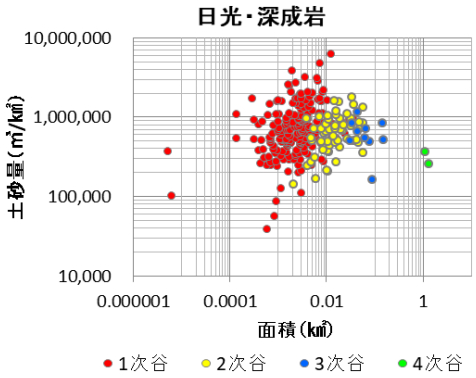


図 3 流出土砂量と流域面積の関係

4. まとめ

本検討では、地域・地質・降雨条件を同一条件とした時の山地上流域からの流出土砂量の空間的ばらつきについて、近年蓄積されてきた航空レーザ測量データを用いて分析を行った。

その結果、山地上流域からの単位面積当たりの流出土砂量は、素因・誘因の条件を一定程度同一にした場合でも、その空間分布様式には明瞭な偏りが見られず、ランダムに分布することが分かった。また、流出土砂量のばらつきは、流域面積が大きくなるほど小さくなる関係にあるが、地域による違いは比較的小さいことから、空間的スケールへの依存が示された。

このことより、現状、地形・降雨情報等から決定論的に山地上流域からの流出土砂量（河床変動計算における上流域の流出土砂量）を設定するのは難しい可能性が高いことが考えられ、土層厚などの情報を考慮する必要がある。河床変動計算等において流出土砂量を設定するためには、流出土砂量の不確実性の評価を取り入れること等が重要となる。本検討結果より、流出土砂量と流域面積は中心極限定理の関係にあり、流出土砂量の空間分布様式の出現頻度は対数正規分布で表現可能であると考えられるため、流出土砂量の不確実性は対数正規分布を用いて評価できる可能性が高い。

【参考文献】

1) 国総研(2018),国総研資料 第 1048 号
2) Gartner *et al.*(2014),Engineering Geology,176,p45－56
3) Raia *et al.* (2014),Geoscientific Model Development,7, p495－514

P-029

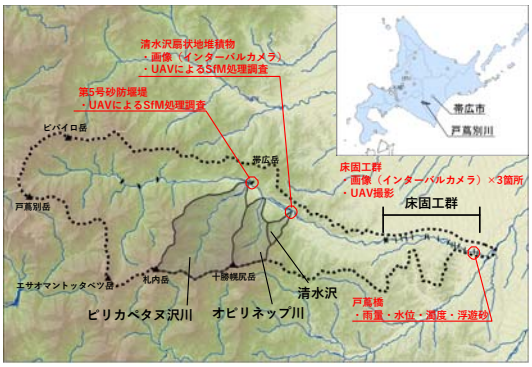
戸蔦別川流域における平成 28 年 8 月豪雨以降の土砂・流木の再移動実態

日本工営株式会社　○松岡　暁，永野統宏，上條孝徳，池島　剛，伊藤隆郭，早川智也
有限会社ジオ・プランナー　佐伯哲朗
国土交通省北海道開発局帯広開発建設部　米元光明，谷　昭彦，三上孝敏
北海道大学　小山内信智

1. はじめに

平成 28 年 8 月 28 日から 31 日にかけて北海道へ接近した台風 10 号の影響により，北海道の十勝・上川・日高地方を中心に広範囲で水害・土砂災害が発生した。これらの災害をもたらした降雨については，地形性降雨に起因した豪雨により，日高山脈の高標高地域で 3 日間雨量が 500mm を超過していることが確認されている[1]。平成 28 年 8 月豪雨（以降，H28.8 出水と呼ぶ）による戸蔦別川流域の現地調査や航空レーザー計測データに基づく土砂移動実態及び定量化評価については，平成 29 年 5 月及び平成 30 年 5 月の砂防学会で報告した[2), 3)]。

本報告は，戸蔦別川流域での現地調査や UAV 調査，インターバルカメラ等によるモニタリング結果と戸蔦橋での濁度計計測データの分析結果に基づき，災害後の土砂・流木の再移動実態について報告する。



図－1　戸蔦別川流域図

2. 戸蔦別川流域の概要

戸蔦別川は，戸蔦別岳（標高 1,959m）を源流とする流域面積 306.1km^2，流路延長 44km，平均河床勾配約 1/37 の河川であり，十勝川水系札内川の主要な支川である（図-1）。流域の地質は，上流部に深成岩・変成岩，下流部に堆積岩類が分布する。また，上流部斜面には周氷河堆積物が厚く分布しているのが特徴である。流域内には，5 基の砂防堰堤と 15 基の床固工が整備されている。

3. H28.8 出水後の土砂・流木動態モニタリング

3. 1 出水後の降雨イベント

H28.8 出水後の出水イベントとしては，平成 29 年 9 月 18 日の台風 18 号による降雨（累積雨量 111mm：戸蔦橋雨量観測所），平成 30 年 3 月 8 日～9 日の低気圧による降雨と融雪出水（累積雨量 79mm：戸蔦橋雨量観測所），平成 30 年 8 月 14 日～16 日の前線に伴う降雨（累積雨量 112mm：戸蔦橋雨量観測所）が挙げられる（図-2）。いずれの降雨に対しても，戸蔦別川流域では目立った災害は発生しなかった。

3. 2 出水後のモニタリング

出水後の土砂・流木移動実態を把握するために，現地調査やインターバルカメラ，UAV 等を用いたモニタリングを実施した。代表箇所でのモニタリング結果を以下に記載する。

3. 2. 1 戸蔦別川第 5 号砂防堰堤

戸蔦別川第 5 号砂防堰堤はスリット堰堤である。H28.8 出水時には，堰上げ効果により土砂を捕捉していることが出水前後の LP 差分により確認されている。H28.8 出水後に撮影されたオルソ画像と平成 30 年 5 月に UAV により撮影した画像から，SfM（Structure from Motion）処理を実施し，出水後の移動土砂量を求めた（図-3）。この期間の主な出水イベントは，平成 29 年 9 月 18 日台風 18 号と平成 30 年 3 月 9 日融雪出水が挙げられる。この期間にピリカペタヌ沢川と本川との合流点付近及び，堆砂肩が形成されている流路沿いの 2 か所において，堆積土砂の一部が約 1,600m^3 侵食し，下流へ流出していることが判明した。平均侵食深は上流側で約 1.4m，下流側で約 2.0m である。

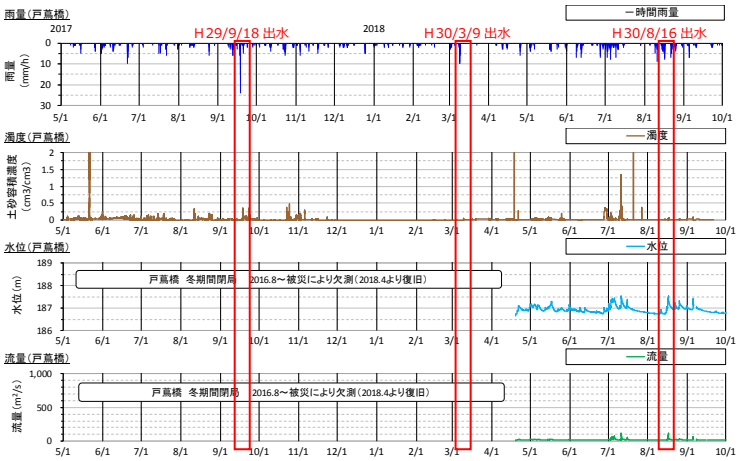


図-2　戸蔦橋における H28 出水後の観測データ

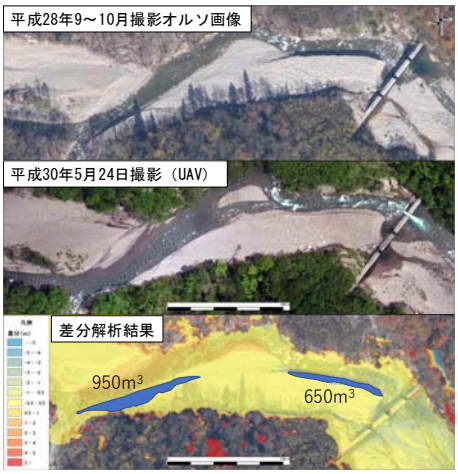


図-3　第 5 号砂防堰堤における差分解析結果

3. 2. 2 戸蔦別川床固工群

戸蔦別川床固工群では，H28.8 出水以降，代表地点でのインターバルカメラ撮影と定期的な UAV 撮影を実施している。出水後の降雨イベントにより，顕著に土砂移動あるいは倒木等の発生が認められた事例を図-4 に示す。平成 29 年 9 月 18 日の台風 18 号による降雨時に，側岸侵食による流路幅が大きく拡大し，侵食された土砂や流木が第 9 号床固工下流で堆積しているのが認められた。また，その後の平成 29 年 11 月と平成 30 年 5 月に撮影したドローン映像からは，第 7 号床固工と第 8 号床固工区間で河畔林の倒木が(図-5)，第 4 号床固工上流でも中洲の侵食による倒木の発生が確認でき，小規模かつ局所的ではあるが，側岸侵食が進み，新たな流木の移動が発生していることが明らかになった。そのほか，インターバルカメラによる画像からも第 9 号床固工付近の河道内に堆積した流木に変化があったことが確認され，平成 30 年 3 月の融雪出水時による影響と推定される。



図-4 第 9 号床固工付近の状況変化(UAV 撮影)

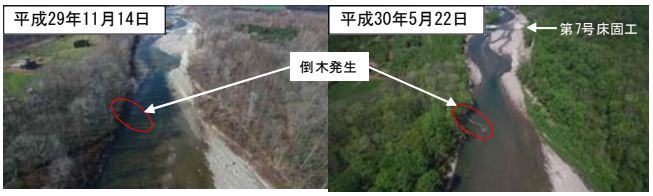


図-5 第 7 号～第 8 号床固工区間の状況変化(UAV 撮影)

3. 2. 3 清水沢扇状地

清水沢では，H28.8 出水で土石流が発生・流下し，戸蔦別川本川合流部に土石流扇状地の形成と本川の河床上昇を引き起こした。その後，定期的な UAV 撮影やインターバルカメラによるモニタリングを実施しているが，谷出口の左岸の礫が落下している程度で，顕著な変化は認められていない(図-6)。



図-6 清水沢扇状地におけるｲﾝﾀｰﾊﾞﾙｶﾒﾗ撮影結果

3. 3 流砂観測データの分析

戸蔦別川流域の下流である戸蔦橋では，H28.8 出水前から濁度計・水位計による流砂観測を実施しており，出水発生後の荒廃した流域特性下における Q(流量)～Qs(細粒分土砂量)の関係についてデータ分析を行った。なお，濁度計のキャリブレーションは，国総研資料 [4]に基づき3種の粒径区分(2mm 以下，0.075mm 以下，0.005mm 以下)のサンプル土砂を用いて実施し，戸蔦橋で定期的に回収されている浮遊砂サンプラー内の細粒成分や，出水時に直接採水(バケツによる表面採水)されたサンプル内の土砂の粒度分布に最も近い粒径として 0.075mm 以下のキャリブレーション式を採用して，電圧値と濃度の関係式として扱った。

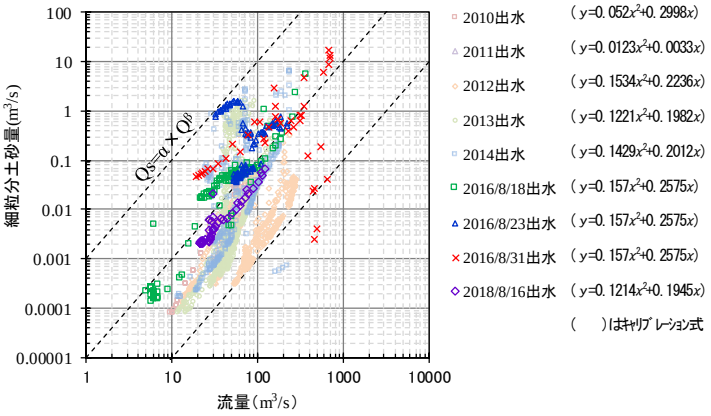


図-7 流量と細粒分土砂量の関係(戸蔦橋)

流量 Q と細粒分土砂量 Qs の関係は，$Qs = \alpha \cdot Q^{\beta}$ の関係を示すような分布となる。観測結果から流量 Q と細粒分土砂量 Qs の関係(係数 α および指数 β)を整理した。災害が発生した H28.8 出水を含む観測データに，災害後の平成 29 年，平成 30 年の出水イベントを加えた流量 Q と細粒分土砂 Qs の関係を図-7 に示す。H28.8 出水およびそれ以降のイベントでは，流量と細粒分土砂量の関係にそれほど顕著な変化は認められず，係数 α はほぼ一定，指数 β はおよそ 2 の関係であり，細粒分土砂は継続して流出しているように読み取れる。

4. まとめと今後の課題

H28.8 出水後の土砂・流木の再移動状況について，定期モニタリング及び流砂観測データから分析を行った。出水後約 2 年が経過した時点で，H28.8 出水時に顕著な土砂流出があった清水沢などの支川では，その後大きな変化は認められていない状況である。一方，戸蔦別川本川では，H28.8 出水後の降雨イベントや融雪出水イベント時に側岸侵食等による新たな土砂流出，堆積土砂・流木の再移動が発生していることが確認できた。北海道内では融雪出水に関する被害も報告されており，融雪出水時の土砂・流木の挙動についても懸念されるところである。

今後も出水及び融雪による土砂・流木移動実態について定期的なモニタリング(定点観測，UAV 調査等)や流砂観測機器(濁度計，ハイドロフォン等)による継続的な観測を実施し，H28.8 出水後の中小出水による流出土砂量の経年変化を把握していくことが必要と考えられる。

参考文献:1)小山内ほか:平成 28 年台風 10 号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出，砂防学会誌，Vol.69，No.6，p.80-91，2017. 2)永野ほか:平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂・流木移動実態，砂防学会平成 29 年度研究発表会，概要集，Pb-57 3)永野ほか:平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂移動実態の定量的評価，砂防学会平成 30 年度研究発表会，概要集，P-049 4) 山地河道における流砂水文観測の手引き(案)，国総研資料第 686 号，2012

P-030

平成 28 年熊本地震による崩壊土砂の堆積要因と その後の降雨による二次移動要因

北海道大学農学院　○梅谷涼太(現　日本工営株式会社)　斉藤はるか(現　朝日航洋株式会社)
北海道大学農学研究院　桂真也　林真一郎(現　国立研究開発法人　土木研究所)

1. はじめに

地震による斜面崩壊での土砂移動現象(以後、一次移動)では、斜面途中での崩壊土砂の堆積が多く確認されている。また、地震後の降雨によって、一次移動堆積土砂が再度移動する(以後、二次移動)ことも確認されている。二次移動は地震後の大きな降雨が重要な誘因となるが、地震の発生頻度は少なく、地震後に大きな降雨に見舞われる事例も大変少ない。そこで本研究では、一次移動での堆積土砂に着目し、地震後の降雨での二次移動の発生要因を明らかにすることを目的とする。

2. 研究対象地

本研究の対象地は、熊本県阿蘇地域のカルデラ壁北西部である。カルデラ壁は、度重なる噴火活動と斜面崩壊から、最上部に火山灰層が堆積、直下の遷急線からは溶結凝灰岩や溶岩類が露岩した急斜面となっており、その下部に過去の崩壊により生じた崖錐堆積物の層がある地質構造となっている。阿蘇地域を含む熊本県では、平成 28 年 4 月 14 日と 16 日にそれぞれ M6.7 と M7.3、ともに最大震度 7 を記録する大規模な地震が二度発生、また、地震後 4 月と 6 月に強い降雨があり、これらに伴い土砂移動現象の発生が多数見られた。

3. 研究方法

【一次移動】地震前後で空中写真を比較し、新たに裸地と確認できた箇所を崩壊地と判読し、ポリゴンデータで抽出した。また、LP データから数値標高モデル(DEM)を作成し、地震前後で標高差分を算出、判読した崩壊地の中で標高が 1m 以上増加した箇所を一次移動の堆積域とした。また、陰影図上で一次移動堆積土砂が谷に到達したものを谷堆積土砂、斜面途中で停止したものを斜面堆積土砂として分け、要因分析をした。

分析に用いた指標は次の通りである。堆積土砂の規模として一次移動の堆積域の面積を算出し、代用した。また、DEM から勾配・曲率のメッシュデータを作成、堆積域ポリゴン 1 つに対しそれぞれ中央値、平均値を算出した。さらに現地踏査において樹木による一次移動土砂の捕捉を確認できたため、堆積土砂の停止、および二次移動の要因として樹木が関与していると考え、植生を加えた。植生は環境省の植生調査データを用いた。

【二次移動】地震後降雨前後の空中写真で変化があり、一次移動の堆積域内での DEM の標高差分が 1m 以上の減少があったものを対象とした。また、二次移動の範囲が一次移動の堆積域を超えて移動したものを域外移動、一次移動の範囲内のものは域内移動と区別、さらに、DEM での 1m 以上の減少が一次移動での堆積域よりも上部斜面で生じたものをガリーあり、堆積域内で生じたものをガリーなしとし、形態別に区別した。

二次移動の要因として、新規・拡大崩壊の降雨での崩壊土砂の流入の有無(以後、外部影響)で整理することが重要となる。これらの崩壊土砂が一次移動堆積土砂を巻き込んだ場合の二次移動は、土砂流入のない場合とはメカニズムが異なると考えられ、区別が必要である。以降、降雨時の新規・拡大崩壊に一次移動堆積土砂が巻き込まれて二次移動したものを外部影響あり、巻き込まれていないものを外部影響なしとし、二次移動の移動形態別に整理した上で要因分析を行った。

4. 結果

【一次移動】地震後、堆積域として判読できた個数は 271 個であった。以下、斜面堆積土砂と谷堆積土砂に分けた上で、特徴的だった要因の分析結果を示す。規模に関しては、500m²以下の堆積土砂が斜面堆積土砂と谷堆積土砂でそれぞれ 107 個と 51 個で、斜面堆積土砂の方が多く、それ以上の規模では数に違いは見られなかった。また、斜面と谷をあわせると 158 個となり、

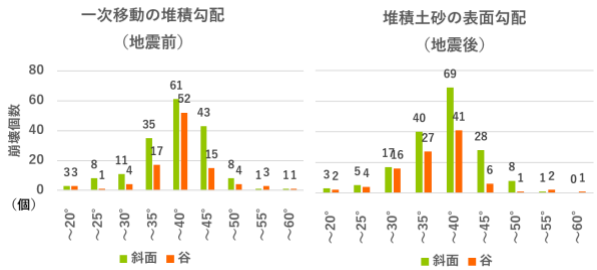


図 1　一次移動堆積土砂の勾配

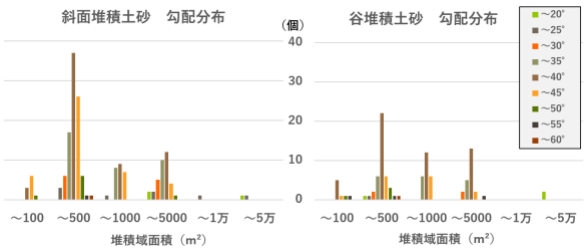


図 2　堆積土砂の規模別の勾配分布

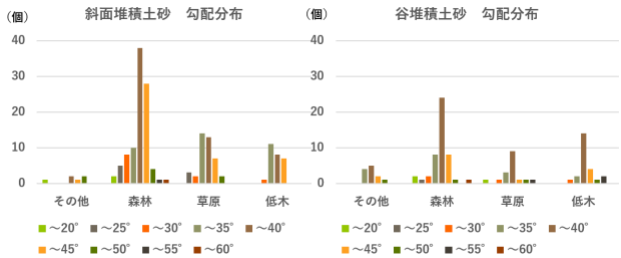


図 3　堆積土砂の植生別の勾配分布

全体の 6 割程度は 500m²程度の規模だった。地震前後での勾配分布は(図1)、地震前で 30-45° の斜面での停止・堆積が多く見られた。さらに、斜面・谷の比較では、斜面堆積土砂は 40-45° の急勾配斜面においても堆積が多くみられた。一方地震後では、斜面堆積土砂は 30-40° が増加、谷堆積土砂は 25-35° が増加した。堆積土砂の規模別の勾配分布(地震前)を図2に示す。堆積の多い勾配は 35-40° であるが、次に堆積が多い勾配は、特に斜面堆積土砂で顕著な傾向が見られるが、100-500m²で 40-45° 、500-1000m²、1000-5000m²と規模が大きくなると、30-35° で多くなることがわかる。崩壊土砂の規模が小さいほど急な勾配で停止しやすいと言える。また、植生別の勾配分布(地震前)を図3に示す。森林での土砂の堆積が多く、特に斜面堆積土砂が多い。また、斜面堆積土砂で顕著であるが、森林での堆積土砂の勾配は①35-40° ②40-45° なのに対し、草原や低木では①35-40° ②30-35° が多く、森林のみ高い傾向があった。曲率については、地震前は凹地形を示す場で多く、地震後は斜面堆積土砂がやや凸形状で堆積、谷堆積土砂が谷地形を埋めてやや凹形状での堆積が多い結果となった。

【二次移動】

斜面堆積土砂と谷堆積土砂の外部影響の有無別で整理すると(表1)、斜面堆積土砂は外部影響ありが 26%、谷堆積土砂は 50%と、谷の方が外部影響を受けやすかった。さらに、外部影響の有無別で二次移動の移動形態を整理すると、外部影響ありでは、斜面・谷で差異はなく、8-9 割程度の堆積土砂が域外移動に繋がることがわかった。一方、外部影響なしでは、斜面・谷ともに 7 割が変化なしであった。二次移動の要因がわからない外部影響なしのみ、二次移動形態別での要因分析の結果で特徴的なものを以下に示す。

表 1 外部影響別の二次移動形態

外部影響あり	斜面堆積土砂	谷堆積土砂
変化なし（不動）	5(11.4%)	1(2%)
域内移動	4(9.1%)	5(10%)
域外移動	35(79.5%)	44(88%)
合計	44	50

外部影響なし	斜面堆積土砂	谷堆積土砂
変化なし（不動）	89(70.1%)	35(70%)
域内移動	13(10.2%)	3(6%)
域外移動	25(19.7%)	12(24%)
合計	127	50

地震後の勾配については、域内移動と域外移動を比較した際、斜面・谷ともに堆積土砂の勾配が急であると、域外移動が多い傾向にあった。しかし、二次移動の発生・非発生、つまり域外・域内移動と不動(変化なし)グループを比較しても明確な違いは認められなかった。地震後の曲率に関して(図4)、曲率は域内移動と域外移動には違いは認められないものの、斜面堆積土砂では、不動グループには曲率が 0.04 以上の値をとっている明瞭な凸形状となっているものがあるのに対し、域内移動にはなく、域外移動に関しても 1 点存在するのみである。堆積土砂の二次移動の発生条件として、堆積土砂が明瞭な凸形状をとらないことが挙げられる。植生に関して、

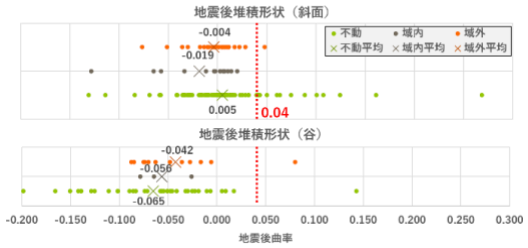


図 4 二次移動形態別による曲率分布

二次移動の発生が多いのは森林であり、特に斜面堆積土砂で顕著であった。一方で森林では不動グループも多かった。また、ガリーの有無に関して整理した結果では、外部影響なく二次移動が発生した全 53 ケース中、35 ケースがガリーありのグループで、そのうち斜面堆積土砂は 28 ケースと多くを占める結果となった。二次移動の発生には、堆積域の上部斜面においてガリー侵食等の表面侵食を強く受けるといえる。

5. まとめと考察

地震での堆積土砂の二次移動について、以下のことがいえる。①二次移動の発生の要因として、外部影響があることと一次移動崩壊発生斜面における侵食のされやすさが挙げられる。外部影響がある場合、一次移動堆積土砂の堆積条件によらず堆積域外への移動へと繋がる可能性が高く、新規・拡大崩壊の発生メカニズムの解明が、地震時の堆積土砂の二次移動の発生・非発生の予測にも繋がると考えられる。②外部影響がない場合でも二次移動が発生することがある。その際の発生要因は地形的条件の関与は小さく、堆積域の上部斜面の表面侵食による影響が大きいものと考えられる。一次移動発生斜面の礫径や透水性など、表面侵食のされやすさについて検討することで、堆積土砂の二次移動の直接的な要因解明に繋げることができると考えられる。③一次移動での堆積要因および二次移動の発生要因の特徴として、森林の関与の可能性がみられた。堆積要因として森林が働く際には、一次移動での崩壊土砂の規模が小さく、樹木でも土砂を柵のように受け止め、他の植生よりも急勾配で停止するものと考えられる。一方、二次移動での関与については、この急勾配で停止することが二次移動の発生に繋がるとは言えない。しかし、森林では地表に腐食土が多く堆積しており、礫径の細かい土砂が一次移動堆積時の樹木の転倒・寝返り等の土砂の攪乱により表出すること、また堆積土砂も急勾配で停止し表面侵食が活発になりやすいことなど、表面侵食のされやすさ等の要因に繋がると考えられる。

謝辞

本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募および JSPS 科研費 18H03819 の助成を受け実施しました。航空レーザー測量データは国土交通省と防災科学技術研究所から提供を受けました。

P-031

平成30年7月豪雨において土砂災害警戒区域未設定箇所で発生した土砂流出の特徴
～広島県呉市・江田島市を事例として～

国際航業株式会社 ：○西川 友章、吉川 卓郎、河合 貴之、郡 典宏

1．はじめに

平成30年7月豪雨により広島県内では多数の土砂災害が発生し、特に広島市～呉市間においては激甚な被害が生じた。土砂災害が発生した箇所の中には、公示済・公示前を問わず土砂災害警戒区域の設定されていない箇所も多く確認された。これらの箇所が土砂災害警戒区域に設定されていないのは、地形条件が土砂災害危険箇所としての抽出基準を満たしていないことが主な原因に挙げられる。

そこで本発表では、呉市（※1）及び江田島市を対象に実施した土砂災害緊急調査の結果に基づき、特に土石流の発生した渓流の中で土石流危険渓流の条件である1次谷地形（同一等高線における奥行き＞谷幅）を呈していない谷筋（以下、0次谷地形）に着目し、その地形や地質等の特徴を検証したので報告する。この検証結果は、今後の土砂災害への警戒避難対策に資するものと考える。※1：安浦町域を除く。

2．呉市、江田島市における土砂災害発生状況の概要

土砂災害緊急調査ではがけ崩れ397箇所、土石流177箇所、合計574箇所を確認し、調査を行った。図-1に示すように、土砂災害発生箇所は調査地区全域に広く分布していることが分かる。これらの災害箇所には、空中写真で判読できなかったものや、撮影範囲外のものも多く含まれる。

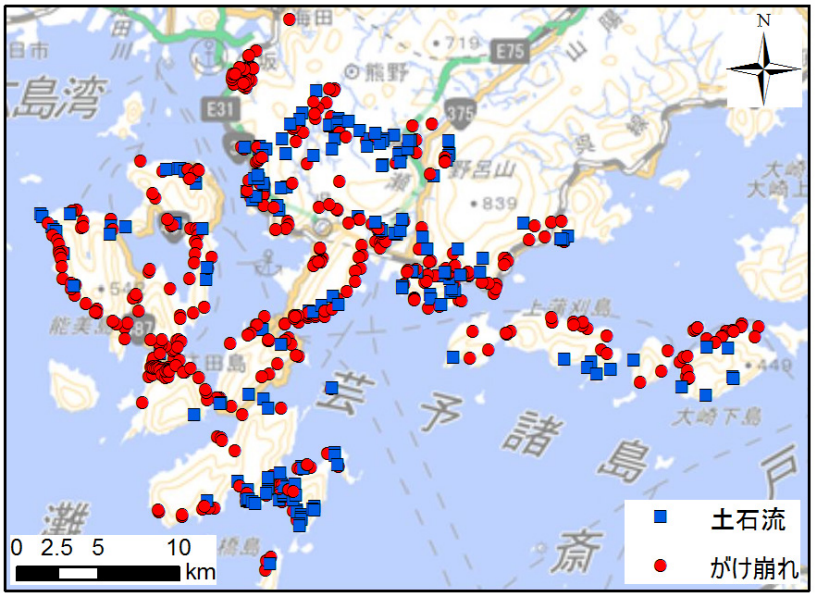


図-1　土砂災害発生箇所の分布状況

3．土砂災害の特徴

全ての土砂災害発生箇所の状況を確認したところ、土砂災害危険箇所の要件を満たさない地形においても土砂災害が多数発生していることが把握できた。そこで本報告では、被災人家のあった箇所もしくは被害想定区域内に5戸以上の災害箇所を対象に、その地形状況の特徴を検証した。

・その発生件数の割合はがけ崩れより土石流の方が高い。
・がけ崩れの場合、高さ5m未満の小規模な斜面からの崩壊によるものが多い。また、勾配30°に近い緩傾斜地からの流動性の高い表層崩壊も複数発生していた。
・土石流においても、細粒分を含む流動性の高い土砂流に近いものが多い。そのため流出土砂が広く氾濫し、家屋まで到達することとなった。
・調査地区全体の地質が、風化してマサ化の進む花崗岩地帯であることが大きく影響しているものと考える。
・今回の災害は土砂移動現象として、「がけ崩れ」と「土石流」の判別が容易でないものが多かった。

表-1　土砂災害発生箇所数一覧表

市町村	がけ崩れ			土石流			合計
	土砂災害警戒区域		計	土砂災害警戒区域		計	
	有	無		有	無		
呉市	116 (3)	34 (2)	150 (5)	75 (10)	41 (15)	116 (25)	266 (30)
江田島市	76 (0)	13 (2)	89 (2)	11 (4)	1 (1)	12 (5)	101 (7)
合計	192 (3)	47 (4)	239 (7)	86 (14)	42 (16)	128 (30)	367 (37)

※1　緊急調査に基づく箇所数。
※2　()内は土砂災害危険箇所の要件を満たさない箇所数

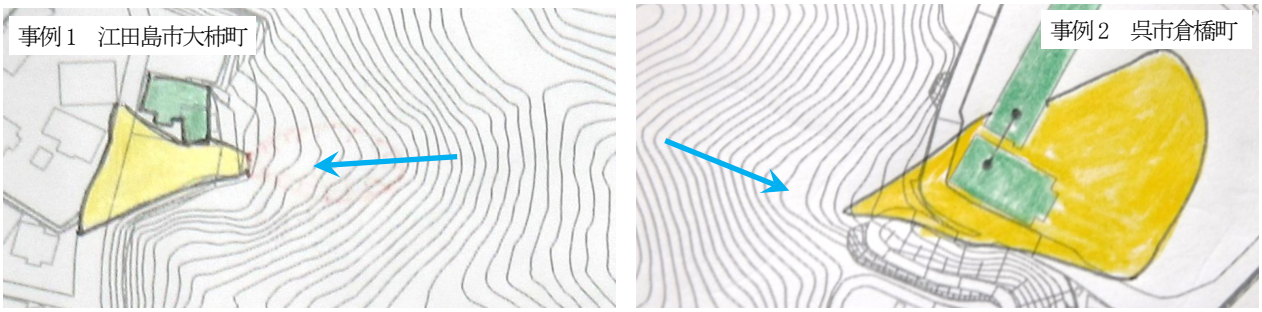


図-2　0次谷から発生した土石流災害の事例

4．土石流災害を発生させた 0 次谷地形の特徴

0 次谷地形からの土石流発生箇所の中で家屋やその周辺まで土砂流出が確認された 44 箇所を対象に、「流域面積」「渓床勾配」「エロンゲーション比」「扇状地の発達度合」「谷密度」といった地形状況について分析を行った。なお各項目の分析は、今回発生した土石流の氾濫開始点を基準とした流域単位で実施した。以下に分析により把握できた特徴を示す。

・流域面積は、砂防基礎調査では対象としない 0.01km² 未満の渓流が半数以上を占める。
・渓床勾配について、80%以上の渓流が流域全体で 20°以上の勾配を有している。30°以上の渓流も 20%以上含まれており、全体的に勾配の急な小規模渓流が多い傾向にある。
・エロンゲーション比は流域内の主流路長と流域面積に等しい面積の円の直径との比を求めることで流域形状の特性を判定する指標であり、一般的にエロンゲーション比が大きいほど洪水時のピークが尖る傾向にあるとされている。対象とした流域のエロンゲーション比は比較的大きいものが多いことから、流域面積に対して主流路長が短い傾向にあることが分かる。渓床勾配が急な渓流も多く、流域への降雨は直ぐに谷出口まで流下することが読み取れる。
・多くの渓流において、谷筋は主流路の 1 本だけで支渓を持たないものが多い。
・ほとんどの渓流において、谷出口下方には不明瞭なものも含めて扇状地が形成されている。過去にも土砂流出の履歴のあることが伺える。

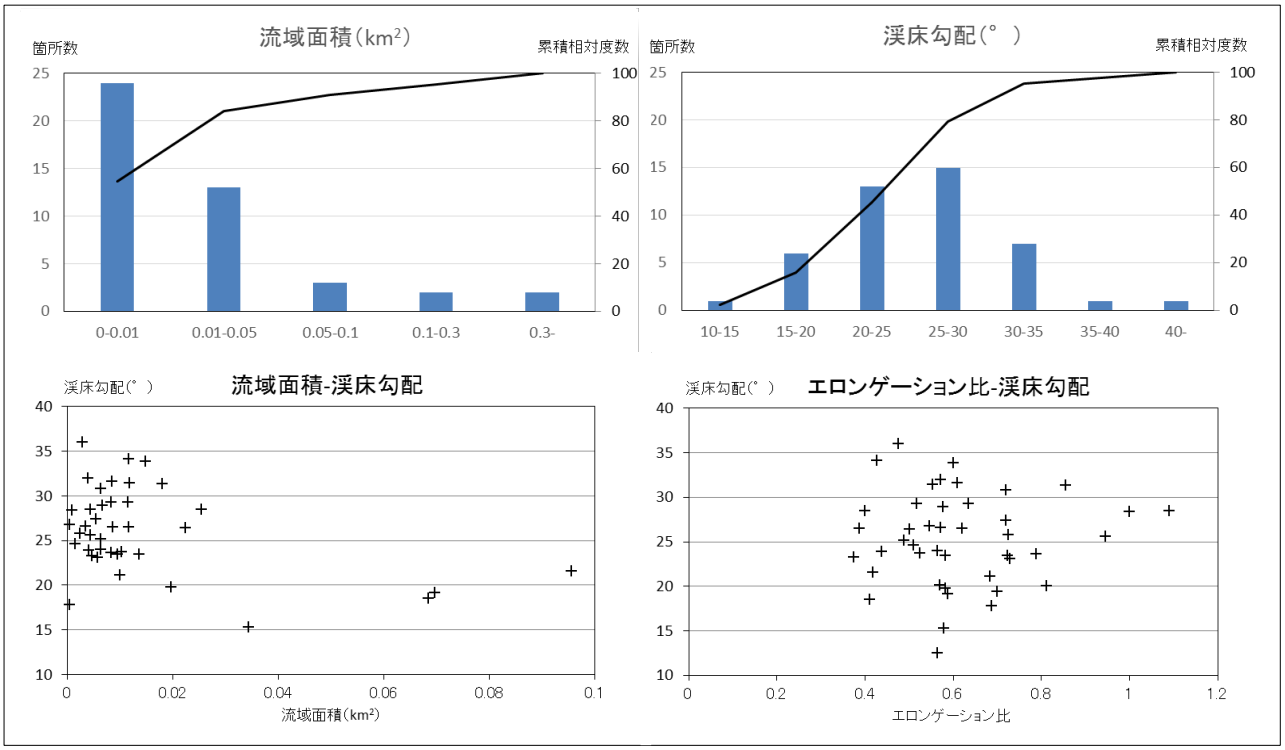


図-3　土石流を発生させた 0 次谷地形の特徴

今回 0 次谷から発生した土石流のほとんどは、流域面積が小さく急勾配の谷筋から流出していた。斜面勾配が 30° 未満であっても集水型地形であり、かつ風化の進んだ花崗岩地帯という地質も影響し、渓床および渓岸の侵食が活発で不安定土砂が生産されやすい地形状況であったと考えられる。谷出口下方に扇状地が形成されている渓流も多いことから、土石流の発生は今回が初めてではなく、これまでも何度か繰り返されてきたことが十分に想定できる。このように地形や地質状況を踏まえ過去の土砂流出の履歴が想定できる場合は、たとえ地形図上で 1 次谷地形が確認できなくても砂防基礎調査の対象とし、土石流における土砂災害警戒区域等の設定が行われることが望まれる。

5．おわりに

本報告では呉市および江田島市を対象に、土砂災害危険箇所の要件を満たしていない箇所で発生した土砂災害について、その地形的特徴の検証を行った。今回は 0 次谷地形から発生した土石流に着目して検証を行ったが、がけ崩れについても勾配 30°未満もしくは高さ 5m未満の斜面で災害が多数発生しており、これらに対する検証も必要と考える。また、他の地域にも検討範囲を広げ、かつ地質や植生といった他の要因も分析することで、現状の土砂災害危険箇所の要件を満たしていなくても土砂災害が発生する可能性のある条件について、その妥当性を向上させていきたい。今後の課題である。

謝辞

広島県砂防課には本報告の検証にあたり、緊急調査結果である災害報告や砂防基盤図データといった貴重な資料を提供頂きました。ここに感謝の意を表します。

P-032

平成 30 年 7 月豪雨の土砂・洪水氾濫による家屋被害範囲の地形的特徴

国土交通省国土技術政策総合研究所　内田太郎，坂井佑介，松本直樹※
国際航業株式会社　○澤村朱美，島田徹，宮田直樹
※現 土地・建設産業局建設市場整備課労働資材対策室

1．はじめに

平成 30 年 6 月 28 日から 7 月 8 日にかけて、日本付近に停滞した梅雨前線や台風 7 号の影響により、西日本を中心に広い範囲で記録的な大雨となった。広範囲かつ長時間の降雨により、全国各地で河川の氾濫、土砂災害等が多数発生し、豪雨災害としては平成最多の死者数となる甚大な被害となった。

広島県では流域上流部で発生した崩壊や土石流により、多量の土砂および流木が下流市街地に流出した。その際、河道の埋没等に伴う土砂・洪水氾濫が発生し、多数の家屋被害が生じた。

本報告では、平成 30 年 7 月豪雨により広島県において土砂災害が集中的に発生したエリアを対象に、土砂・洪水氾濫による家屋被害状況を把握するとともに、被害発生場所の地形的特徴について整理した。

2．家屋被害調査

広島県で土砂・洪水氾濫が発生したと想定される坂町の総頭川流域、天地川流域（小屋浦地区）、及び呉市の大屋大川流域（天応地区）の 3 流域を対象とし、家屋の被害状況を調査した。家屋被害状況は、下記に示す災害発生直後に撮影された斜め写真及び UAV 動画を用いて把握し、一部エリアでは補足的に現地調査を実施した。また、流失した家屋の特定には、災害前後に撮影されたオルソ画像を使用した。

表 1　家屋被害状況調査使用データ

種別	作成機関
オルソ画像（災害前後）	国土地理院
斜め写真	国際航業・パスコ共同撮影
	広島県
	国土交通省
UAV撮影画像	国土交通省

以上の調査をもとに、図 1 に示すフローに基づいて、家屋の被害程度の分類を行った[1)]。また、土砂・洪水氾濫による被害家屋の分布を把握するために、災害直後の撮影画像や現地写真より把握した土砂・流木の堆積状況や渓床勾配をもとに、土石流区間と掃流区間（土砂・洪水氾濫による被害の発生区間）の境界を設定し、「土砂・洪水氾濫による被害」と「土石流等による被害」に分類を行った（図 2）。

被害分類を行った家屋数は対象の 3 流域で計 5,099 戸であり、そのうち土砂・洪水氾濫による家屋流失に該当する家屋数は 15 戸、被害程度大に該当する家屋数は 397 戸であった。一例として、坂町小屋浦地区の天地川における被害家屋分布図を図 2 に示す。家屋流失および被害程度大に該当する家屋は、崩壊や土石流が集中している上流側だけでなく、下流側においても分布している。特に、谷が広がる扇頂部付近や下流部の盛土により氾濫流の流下が阻害された付近に被害が多く集中している。

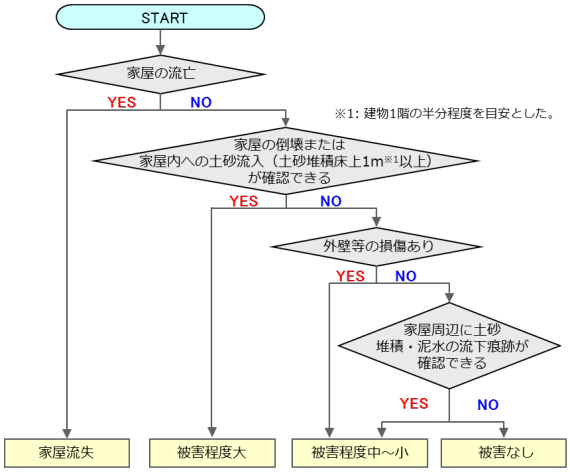


図 1　家屋被害分類フロー[1)] を参考

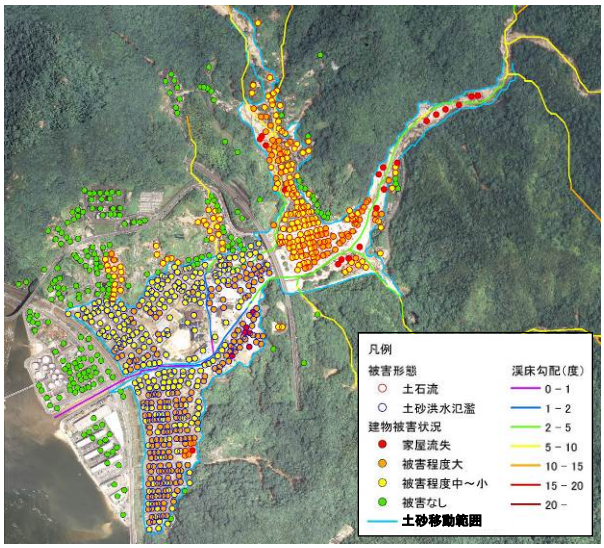


図 2　天地川における被害家屋分布図

3．被害家屋の分布の特徴

土砂・洪水氾濫による被害家屋について、その立地場所の地形条件を整理した。整理した地形条件は、集水面積、河床勾配、河道との比高、および河道からの水平距離の 4 項目である。各項目の値は国土地理院の基盤地図情報の数値標高データを用いて算定した。なお、各家屋の河床勾配や集水面積は、各家屋から直交する河道ライン上の地点の河床勾配及び集水面積とした。

被害の程度が大きい家屋（家屋流失・被害程度大）に限定して、地形条件別に被害家屋数との関係を整理した結果を図 3 に示す。図中の被害家屋率は、全家屋に対する被害家屋数の割合（(家屋流失＋被害程度大）／全家屋）を示す。

図 3 より、河道との比高は概ね一定の地形条件（概ね 3m 未満）のもとに分布する傾向が見られた。河道との距離は、家屋と河道の距離が近いほど被害家屋の割合は増加するが、150～300m においても被害家屋率は一定以上の値を示している。これは、各流域とも扇状地で天井川となっていることや、下流部を横断する鉄道等の数 m 程度の起伏の影響により氾濫範囲（氾濫幅）が拡がりやすかったためと考えられる。河床勾配は 1/100～1/80 で被害家屋数が卓越しているが、被害家屋率は 1/300～1/250 の区分まで 10～15%前後で推移している。集水面積は、2～6km² まで被害家屋数は一定数分布しているが、被害家屋率は集水面積が小さいほど大きくなる傾向となった。

次に、比高と距離、および集水面積と河床勾配の組み合わせにより被害家屋数の分布を整理した（図 4，図 5）。河道との比高については 3m 未満で被害家屋が分布しているが、河道からの距離は 300m 地点まで一定数で分布している。比高 3m 未満で、河道との距離が 200m 以内に位置する被害家屋は全体の 81%、150m 以内に位置する被害家屋は全体の 67%、100m 以内に分布する被害家屋は全体の 54%であった。一方、集水面積は 2～10km² の範囲で分布し、河床勾配は 1/300 までの緩勾配の区分まで分布している。河床勾配 1/200 以上で被害家屋は全体

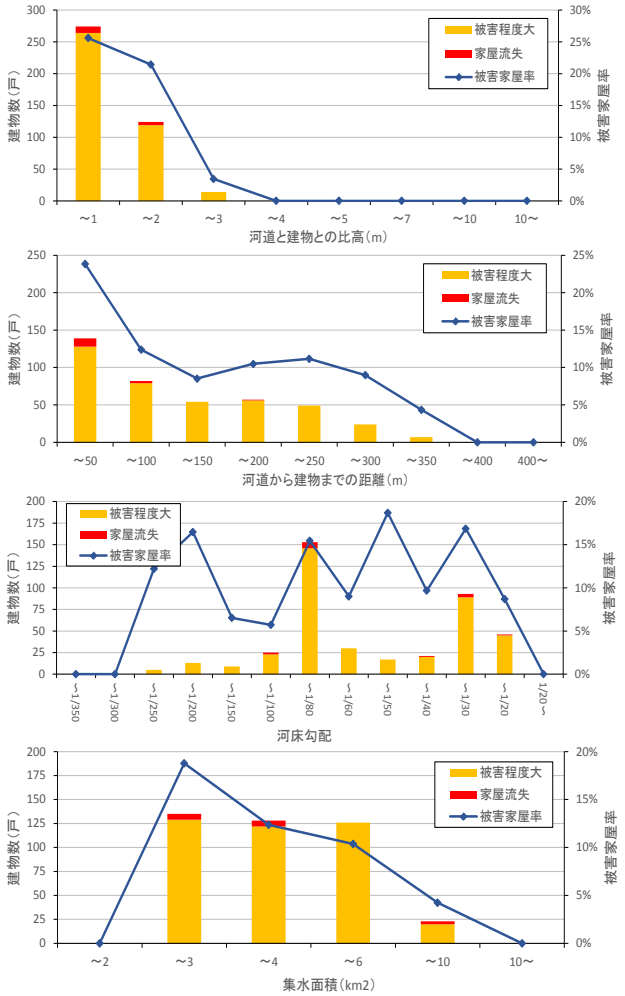


図 3　地形条件と被災家屋数の関係

【被害家屋数（家屋流失＋被害程度大）】

比高区分＼距離区分	～50m	50m～100m	100m～150m	150m～200m	200m～250m	250m～300m	300m～350m	350m～400m	400m～
～1m	73	60	45	55	36	5	0	0	0
1～2m	59	19	8	2	12	18	6	0	0
2～3m	7	3	1	0	1	1	1	0	0
3～4m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4～5m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5～7m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7～10m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10m～	0	0	0	0	0	0	0	0	0

図 4　河道との比高・距離と被害家屋数の関係

【被害家屋数（家屋流失＋被害程度大）】

集水面積＼河床勾配	～1/400	1/400～1/350	1/350～1/300	1/300～1/250	1/250～1/200	1/200～1/150	1/150～1/100	1/100～1/80	1/80～1/60	1/60～1/50	1/50～1/40	1/40～1/30	1/30～1/20	1/20～
～2km²	0	0	0	0	0	0	6	37	8	9	3	36	36	0
2～3km²	0	0	0	0	0	0	12	91	4	2	2	8	9	0
3～4Km²	0	0	0	0	0	0	7	16	4	6	16	49	1	0
4～6km²	0	0	0	5	13	9	0	0	0	0	0	0	0	0
6～10Km²	0	0	0	0	0	0	0	9	14	0	0	0	0	0
10Km²～	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

図 5　集水面積・河床勾配と被害家屋数の関係

の 96%、河床勾配 1/150 以上で全体の 93%、1/100 以上で全体の 87%が分布している。

また、今回の整理結果と平成 29 年九州北部豪雨における被害家屋の分布範囲 [2] を比較した。その結果、平成 30 年 7 月豪雨の方が、九州北部豪雨よりも「河道との比高が小さく、河道からの距離が大きい」、「被害家屋の分布する集水面積は限定的であるが、河床勾配が緩い」といった違いが見られた。

以上の比較結果より、被害発生場の地形条件と土砂・洪水氾濫の関係を以下のように整理した。

表 2 被害家屋の分布傾向からみた土砂・洪水氾濫の特徴

災害事例	被害発生場の地形条件	被害家屋の分布傾向からみた土砂･洪水氾濫の特徴
平成29年九州北部豪雨	谷底平野	･集水面積に対して河床勾配は比較的急。 ･比高は比較的大きいが、河道からの距離は小さい。 →河道から離れると比高が大きくなるため、氾濫は拡がりにくく、主に本川沿いを中心に氾濫しやすい。
平成30年7月豪雨	扇状地	･集水面積に対して河床勾配は比較的緩い。 ･比高は比較的小さく、河道からの距離は大きい。 →河道から離れても比高は大きくならない（今回の対象流域では天井川を形成）ため、氾濫は横方向に拡がりやすい（数m程度の起伏の影響もあり）。

4．おわりに

本報告では、平成 30 年 7 月豪雨における土砂・洪水氾濫による被害家屋の分布状況の把握、及び被害家屋における地形条件の整理を行ない、平成 29 年九州北部豪雨の事例と比較した。

今回の調査結果は、土砂・洪水氾濫による被害発生箇所の実績データとなり、土砂・洪水氾濫の危険箇所を概略的に推定する手法を確立するための基礎資料になり得ると考えられる。今回と同様の被害実態の整理を今後も継続的に実施し、データの蓄積や精度の向上を進めていきたい。

【参考文献】

1）国土技術政策総合研究所・土木研究所：平成 25 年（2013 年）台風 26 号伊豆大島土砂災害調査報告，国総研資料第 875 号・土木資料第 4302 号，2015

2）澤村ら：平成 29 年 7 月九州北部豪雨における土砂洪水氾濫による被災家屋の分布とその特徴，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，p177-178，2018

P-033

平成 30 年 7 月豪雨災害により広島県で発生した土石流の発生機構

応用地質株式会社　○本間 宏樹・池上 忠・山根 誠・伊藤 正美・黒澤 貴之・山根 百花
広島大学大学院総合科学研究科　海堀 正博
森林総合研究所　大丸 裕武・小川 泰浩
近畿中国森林管理局　川浪 亜紀子※
広島県農林水産局　福田 淳

※現 林野庁東北森林管理局

1. はじめに

2018 年 7 月 5 日頃から 7 月 8 日にかけて，台風 7 号に刺激された梅雨前線により大雨が長時間降り続き，広島県内では土石流等が発生して甚大な被害が生じた．近畿中国森林管理局は検討会を設置し，土石流の発生状況にもとづいて，治山事業による復旧対策や災害に強い森林づくりに向けた方向等の検討を行った[1)]．

本発表では，土石流の発生源の特徴と発生機構について，平成 30 年 11 月から平成 31 年 2 月にかけて実施した高屋地区，八本松地区，黒瀬地区の 3 地区における土石流調査結果をとりまとめ，土石流の発生機構について考察した結果を示す．

2. 土石流の特徴

2.1 発生域

土石流は幅約 10m，長さ約 15m，深さ 1m 以下の小規模崩壊が発生源であり，大きな崩壊地に見える箇所もこうした小規模な崩壊が複合したものである．また，崩壊は０次谷だけでなく稜線付近でも発生している．発生した箇所の上方の稜線は平坦面があり，八本松地区は，約 800m に渡り曽場ヶ城の城址が平坦面をなす．

崩壊源の地質は，広島花崗岩類の強風化帯の残積土（１次マサ）とその２次堆積物である砂質土を主体とした崩積土（２次マサ）とが主体である（図-1）．崩壊物質は２次マサであり，ほぼ普遍的に炭を含む．

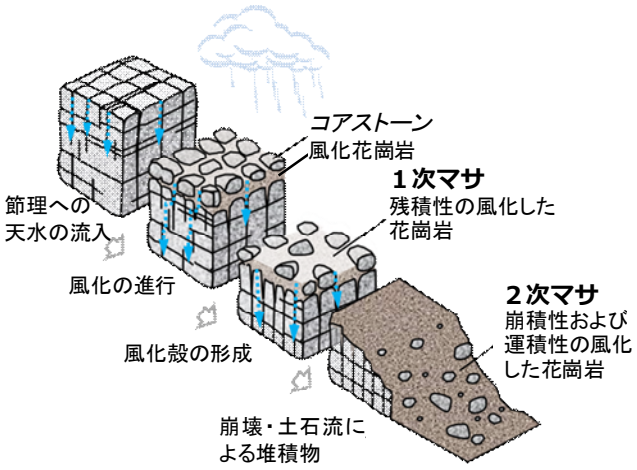


図-1 マサの形成模式図

高田流紋岩類の分布域である黒瀬地区は，風化のしやすさは花崗岩類より弱いが，花崗岩類と類似した風化物質を形成し，その残積土が崩壊物質となっている．また，崩壊源は多数のパイプと切れずに残った植物の根が多くみられ，直下の樹幹には地表から数 m の高さまで泥しぶき（飛沫）が付着している．また，発生源の周辺には湿性地を好むウラジロの生育が確認され，3 地区合計の崩壊源 209 箇所に対し，優占的にウラジロが生育していたのは 101 箇所（48.3%）であった．

2.2 流下域

流下域は凹状地形として谷筋が多いが，凸状地形にもある．谷筋では渓床堆積物が侵食されて岩盤が露出しており，特に，高屋地区では，平安時代後期のたたら製鉄の痕跡を示す鉄滓（かなくそ）を含む地層とその上位のマサからなる厚い砂質土が侵食され，土砂の供給源となっている（図-2，図-3）．侵食跡の堆積物の礫の表面には，黒色や暗褐色の水酸化鉄の被膜がみられ，浅層地下水の水みちの痕跡が多数確認された．一方，黒瀬地区における凸状地形では，主に２次マサが侵食され，流下幅が約 70m と広いが侵食深さは数 10cm～50cm と全体に薄い．２次マサの直下の下位の古赤色土や基盤の強風化帯は，ハロイサイトなどの風化粘土を含んで難透水性をなし，浅層に地下水を保持しやすい水理構造をなしている．流下域における発生土砂量は，発生域と比較して 4～8 倍（荒廃地調査結果による参考値）であった（表-1）．

2.3 堆積域

堆積域では，上流側に土石流の主体部の粗粒堆積物が堆積したが，より下流側には道路や耕作地を流れた土砂流や後続流により，広範囲に砂質土が堆積した．

3. まとめ

数日にわたって尾根に降った多量の雨は，透水性の高い２次マサに浸透して浅層地下水となり，２次マサの貯留能力を超えると０次谷や遷急線などの稜線付近から飛沫を出して噴き出して，小規模な崩壊地を作って２次マサとともに溶け出すように流出し，土石流の発生源になったと推定される．また，ウラジロの生育地は，豪雨時には水が集まりやすく高水分条件に分布していることや根系が浅く弱いこと，上層木が衰退している箇所に多く分布している等の要因から崩壊源となりやすい可能性がある．

土石流の土砂発生量が発生域よりも流下域の方が圧倒的に多いことは，流下域に分布する堆積物が土石流に積極的に参加する仕組みがあることを示唆している．難透水性をなす基盤の強風化帯や古赤色土の広がり，渓床堆積物の礫の水酸化鉄被膜などの状況証拠ではあるが，流下域も浅層地下水を保持するような水理構造が存在することから，降雨時には浅層地下水がほとんど飽和状態にあった堆積物が，上流から流れてきた土

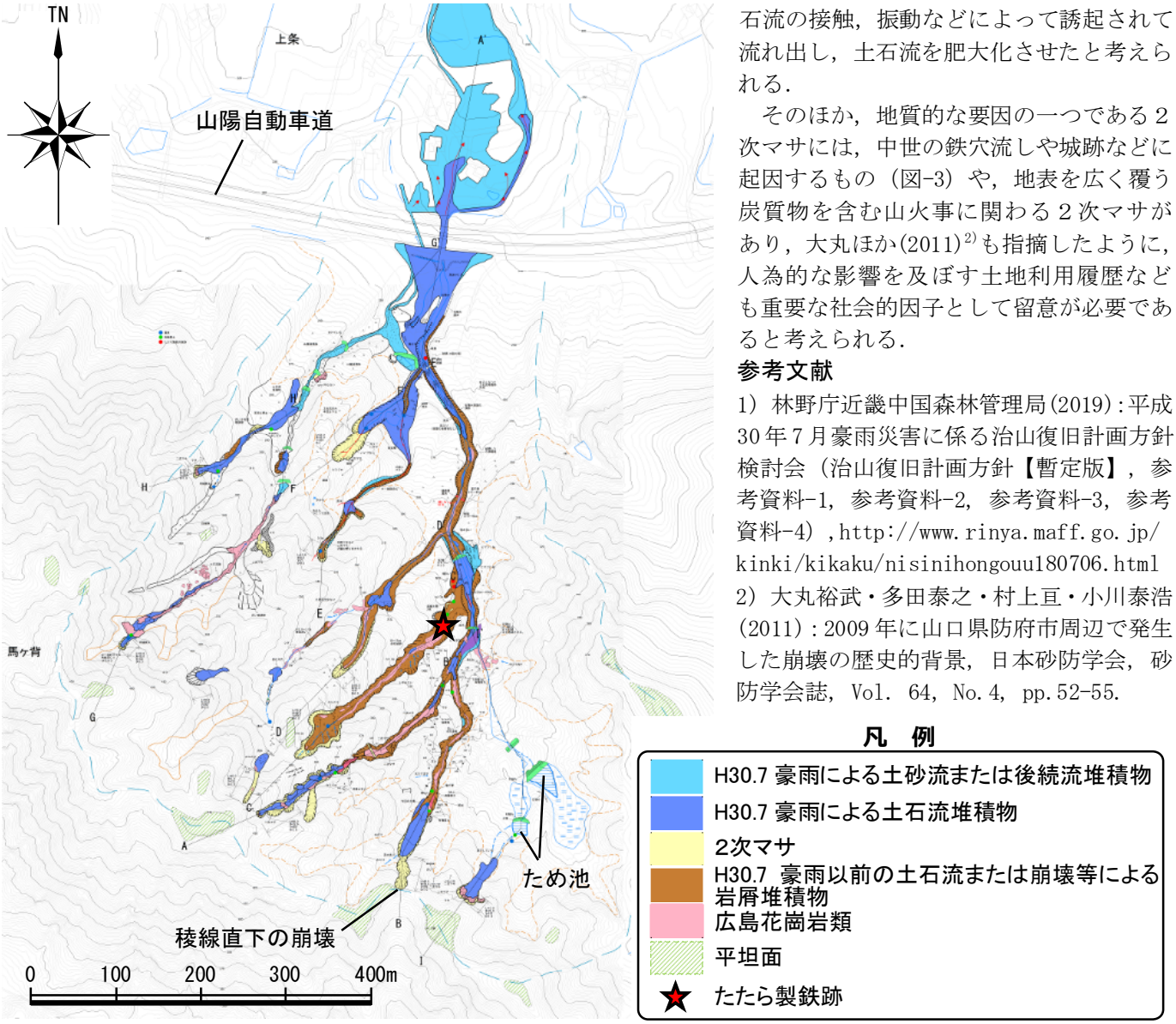


図-2 代表渓流の踏査図例（高屋地区⑫渓流）

石流の接触，振動などによって誘起されて流れ出し，土石流を肥大化させたと考えられる．

そのほか，地質的な要因の一つである２次マサには，中世の鉄穴流しや城跡などに起因するもの（図-3）や，地表を広く覆う炭質物を含む山火事に関わる２次マサがあり，大丸ほか(2011)[2]も指摘したように，人為的な影響を及ぼす土地利用履歴なども重要な社会的因子として留意が必要であると考えられる．

参考文献

1）林野庁近畿中国森林管理局(2019)：平成30年７月豪雨災害に係る治山復旧計画方針検討会（治山復旧計画方針【暫定版】，参考資料-1，参考資料-2，参考資料-3，参考資料-4），http://www.rinya.maff.go.jp/kinki/kikaku/nisinihongouu180706.html

2）大丸裕武・多田泰之・村上亘・小川泰浩(2011)：2009年に山口県防府市周辺で発生した崩壊の歴史的背景，日本砂防学会，砂防学会誌，Vol. 64，No.4，pp.52-55.

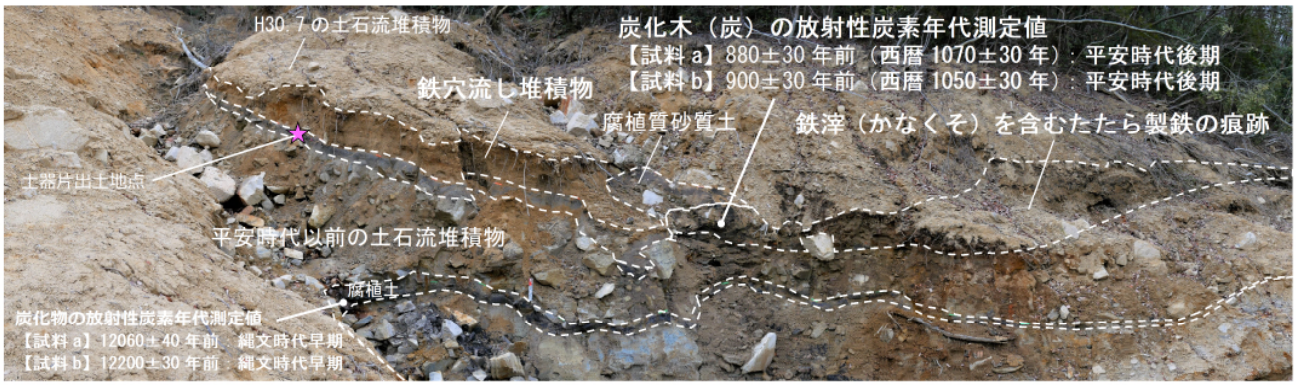


図-3 平安時代後期のたたら製鉄の痕跡とそれ以降の土砂移動を示す露頭

表-1 高屋・八本松・黒瀬地区における荒廃調査に基づく崩壊/侵食/堆積/流出土砂量（参考値）

地区	基盤地質	流域の総面積(ha)	荒廃面積(ha)	発生域の崩壊土砂量 A		流下域の侵食土砂量 B		堆積域の堆積土砂量 C		下流側への流出土砂量=A+B-C	
				土砂量(m³)	比率	土砂量(m³)	比率	土砂量(m³)	比率	土砂量(m³)	比率
高屋	花崗岩類	226.00	27.28	30,480	1	247,390	8	59,750	2	218,120	7
八本松	花崗岩類	82.05	10.25	17,820	1	101,640	6	24,950	1	84,790	5
黒瀬	流紋岩類	165.29	42.41	24,180	1	89,250	4	66,890	3	46,550	2

平成３０年７月豪雨による東五反田川隣の土石流災害について

八千代エンジニヤリング株式会社　矢野孝樹、○西ヶ谷友美、池田誠

１．はじめに

平成 30 年 7 月 5 日～8 日にかけ、本州付近に停滞する梅雨前線の活動が活発になり、九州から東北にかけて広い範囲で断続的に激しい降雨があり、各地で記録的な豪雨となった。広島県では、まさ土が広範囲に分布しており、土石流災害が多数発生した。本報告では、広島県尾道市吉和町東五反田川隣流域で発生した土石流災害について、特徴を整理・考察した結果を示す。

２．流域特性

東五反田川隣流域は、流域面積が 0.028km²、計画基準点上流の渓床勾配は約 1/6 である。

流域内は狭い沢地形であり、谷出口では河道幅が広がり開けた地形となる。谷出口下流は農地として利用されているが、果樹を除いた林相は主に広葉樹である。

地質はまさ土が主体であり、最大礫径が 0.1m であり巨礫の分布は認められなかった。

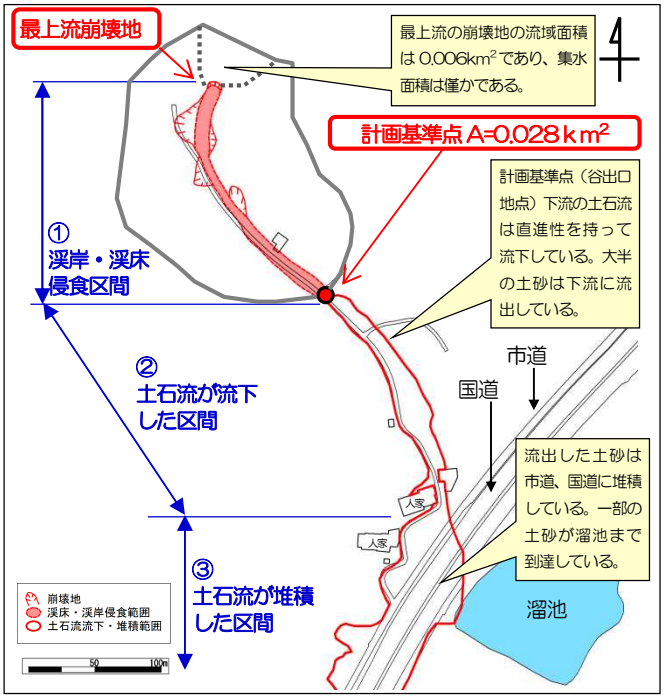
３．災害の概要

当該地域では、7 月 5 日の正午頃から激しい降雨が長時間続いた。当該地域の 100 年確率 24 時間雨量である 163mm/24h に対して、近傍の観測所で観測された最大 24 時間雨量は 238mm/24h であり、記録的豪雨であったといえる。災害の概要図（図－1、図－2、図－3）に示すように、東五反田川隣流域では、最上流の崩壊地から発生した土砂が土石流となり渓岸・渓床侵食を引き起こしながら流域内を流下したと推察される。計画基準点より下流では土石流が直進性を持って流下し、市道および国道を横断し、溜池まで到達し、広範囲に土砂が堆積していた。

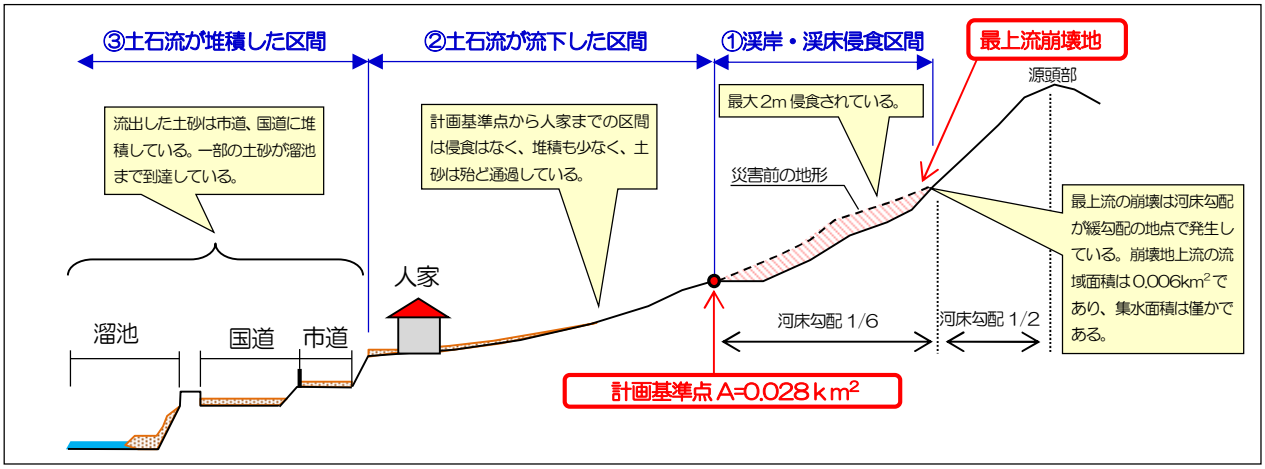
このように、東五反田川隣流域の土石流災害は、流域面積が小さく、渓床勾配が比較的緩やかであるが、崩壊地及び渓岸・渓床では深い侵食が生じ、多くの土砂が生産され、流域の遠方まで土砂が流出している点が特徴的であった。



図－１　東五反田川隣　災害の概要図（空中写真）



図－２　東五反田川隣　災害の概要図（平面図）



図－３　東五反田川隣　災害の概要図（縦断図）

４．土石流の発生・流下・堆積に関する考察

前頁の図－2 および図－3 に示す、『①渓岸・渓床侵食区間』、『②土石流が流下した区間』、『③土石流が堆積した区間』に着目し、特徴を整理・考察した。

４．１　渓岸・渓床侵食区間

最上流の崩壊地の状況は図－5（写真①）に示す通り、崩壊幅は 9m 程度であった。崩壊地点における集水面積は 0.006km² と非常に小さいが、規模の大きい崩壊が発生している。

降雨による表流水の集水だけでなく、地質的な構造により、崩壊地上流の集水域よりも広い範囲から地下水の集水があり、継続的な豪雨により地下水位が上昇したことが崩壊の誘因であった可能性も考えられる。

渓岸・渓床侵食された区間では図－5（写真②）に示すように、侵食深さは最大 3m と深く、渓床内に残存した堆積土砂が少ないことが現地踏査で確認された。

当該流域では、土石流ピーク流量が大きかったことが推察され、このことで崩壊地から発生した土砂および侵食により発生した土砂の多くが渓流内に堆積せずに流下したと考えらえる。

４．２　土石流が流下した区間

土石流が流下した区間は河道幅が広がり、開けた地形となっている。通常、扇状地形において土石流の分散角は 30° とされているが、流出跡からは土砂が広く堆積していないことが確認された（図－6（写真③））。これより、土石流は流下時に分散せず、土石流の流下形態は高い直進性を有していたと推察される。

当該区間においても、土石流ピーク流量が大きかったことが土石流の直進性を高めた要因の 1 つであると考えられる。

４．３　土石流が堆積した区間

高い直進性を有していたと推察される土石流は、一部が国道の中央分離帯を乗り越え、横断し、溜池まで到達した。また、高い流動性を有していたため、市道および国道の勾配に沿って流下・堆積したことで被災範囲が広域に及んだと考えられる（図－7（写真④））。

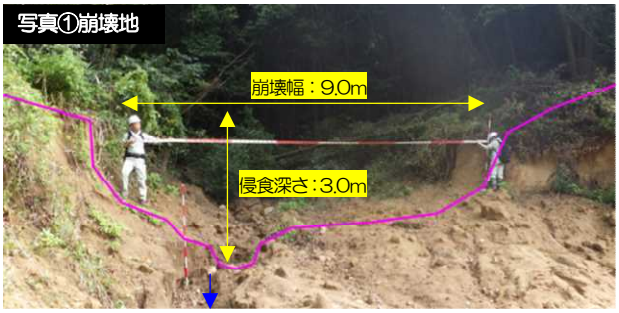
５．まとめ

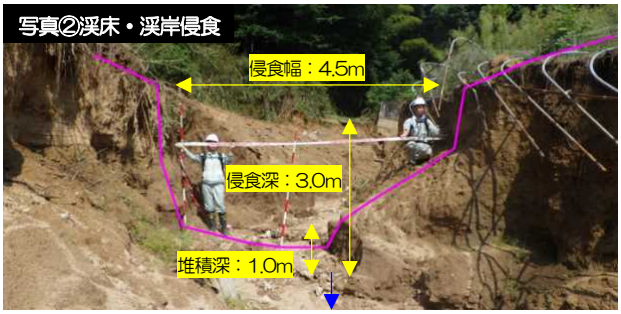
本災害は、当該地域の 100 年確率の雨量を上回る降雨があったことから、記録的な豪雨が土石流の誘因であったと考えられる。しかし、最上流の崩壊地点において集水面積は小さく、渓床勾配は比較的緩やかであることから、崩壊の誘因には表流水の集水に加えて、地下水の集水もあったことが推察された。

地形構造だけでなく、地質構造を踏まえた集水特性について考察を深める必要があると考えられる。また、当該流域と類似した流域は多いと考えられ、地質的な特徴を明らかにした上で土石流発生の原因を分析することが、土石流災害発生リスクを検討する際の基礎資料となることが期待される。



図－４　写真位置図

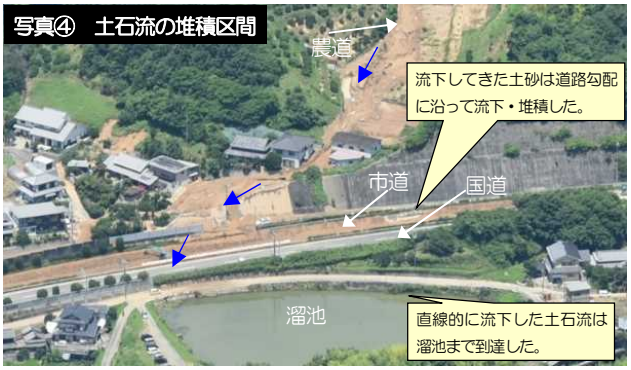




図－５　渓岸・渓床侵食区間の状況



図－６　土石流が流下した区間の状況



図－７　土石流が堆積した区間の状況

P-035

平成 30 年 7 月豪雨災害により広島県で発生した土石流における森林の土砂流出防止効果

応用地質株式会社　○野々山一彦・池上 忠・山根 誠
中山 雅之・徳田 岳志・堺 史晶
広島大学大学院総合科学研究科　海堀 正博
森林総合研究所　大丸 裕武・小川 泰浩
林野庁近畿中国森林管理局　川浪 亜紀子※
広島県農林水産局　福田 淳
※現 林野庁東北森林管理局

1. はじめに

2018 年 7 月 5 日頃から 7 月 8 日にかけて，台風 7 号に刺激された梅雨前線により大雨が長時間降り続き，島県内では土石流等が発生して甚大な被害が生じた．

近畿中国森林管理局は検討会を設置し，土石流の発生状況にもとづいて，治山事業による復旧対策や災害に強い森林づくりに向けた方向等の検討を行った [1)]．本発表は，この検討会における森林による土砂流出の調査結果ならびに効果についての考察をとりまとめたものである．

2. 調査の概況

調査地は，森林による土石流の減勢が確認された黒瀬地区，八本松地区（ともに広島県東広島市）とした．土石流の停止区間付近において立木の組成（樹種，直径，樹高など），土石流の流下状況（流下幅，堆積厚，構成物など），縦断地形を調査した．

3. 堆積区間の立木調査結果

【黒瀬地区　②渓流】

ソヨゴやリョウブなどの広葉樹とアカマツやネズミサシの針葉樹からなる森林であり，胸高直径が 10cm 程度の小径木が主体の林相であった（図-1）．

径の比較的太い立木の上面や地形平坦面などに明瞭な土砂の捕捉が確認された．さらに下流では森林全体で広域的に石礫や流木片を捕捉しており，下流に行くにしたがい立木に損傷等は減少しており低木も生存している．

【黒瀬地区　④渓流】

アカマツやネズミサシの比較的若齢（直径 20cm 程度）の疎林で，林床にオオバヤシャブシなどの低木が密生する（図-2）．土砂はアカマツやネズミサシを押し倒しながら停止している．その下流 10m程度の区間は植生の損傷や土砂の堆積はほとんどみられない．

【八本松地区　⑧渓流】

直径 20～35cm 程度のスギやヒノキからなる植林地でやや過密な林相である（図-3）．スギやヒノキを押し倒しながら土砂が停止している．

土砂の停止地点よりも上流に立木はほとんど残存しておらず，下流では植生の損傷や土砂の堆積はほとんどみられない．

4. 森林による土砂流出防止機能

土砂流出の防止・緩衝に果たした森林の効果を，土石流の停止状況とその周辺の立木の状況から，次のように推察した．

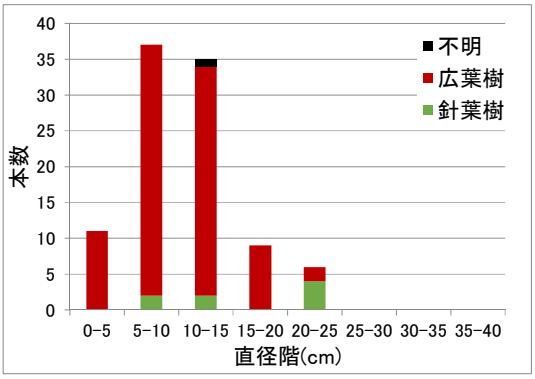


図-1　立木調査結果（黒瀬地区②渓流）

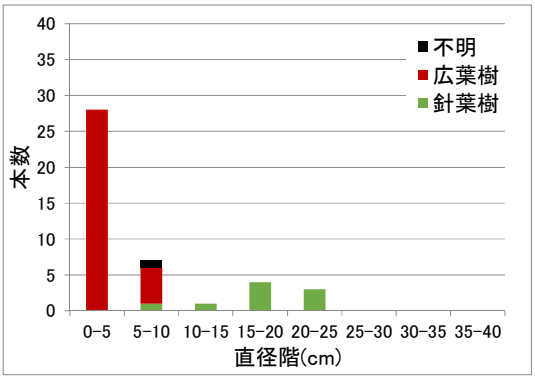


図-2　立木調査結果（黒瀬地区④渓流）

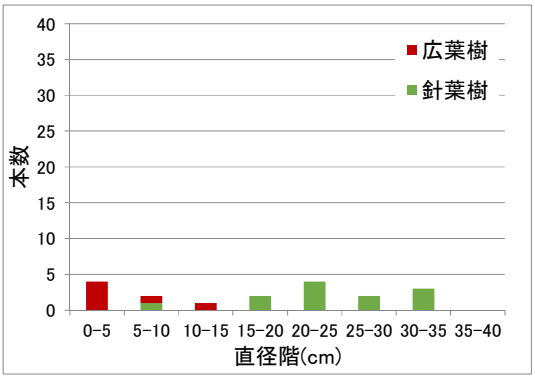


図-3　立木調査結果（八本松地区⑧渓流）

【黒瀬地区　②渓流】

流下区間の谷止工群で減勢及び巨礫が捕捉された土

石流の主体部が 10° 程度の緩傾斜に到達することでさらに減速した．土石流の流体力の低下に伴い，点在する径の比較的太い立木の抵抗力が勝る状況が発生し，その背後や地形平坦面などでローブ（堆積地形）を作りながら停止させた．後続の土石流はそのローブを回り込むことで流下幅を拡幅しつつ減勢される．減勢された土石流は比較的小径な立木でも捕捉され，次のローブが作られる．これを繰り返しながらローブの集積体が形成された（図-4）．

【黒瀬地区　④渓流】

細粒土砂からなる土砂流の主体部が 10° 程度の緩傾斜の区間に到達することで減速する．点在する径の比較的太い立木の抵抗力が勝る状況が発生し，流木の集積によって土砂流をせき止めた．後続の土砂流はせき止めによって生じた平坦面の側方から流下したが，過去の土石流が形成した平坦部で大きく減勢し停止した．

【八本松地区　⑧渓流】

細粒土砂からなる土砂流の主体部が 10° 程度の緩傾斜に到達すると減速し，直径の太いスギ・ヒノキの林帯に流木が集積することで土砂流をせき止めた．立木が流木や石礫を捕捉することでその上流側に細粒土砂も堆積させた．また，側方の立木は土石流の流下幅の拡大を抑制する効果がみられた．

5. まとめ

今回の調査箇所での土石流における森林の土砂流出防止・緩衝の特徴を以下にまとめる．

①森林による土砂流出の緩衝は傾斜 10° 前後の区間で発現した．

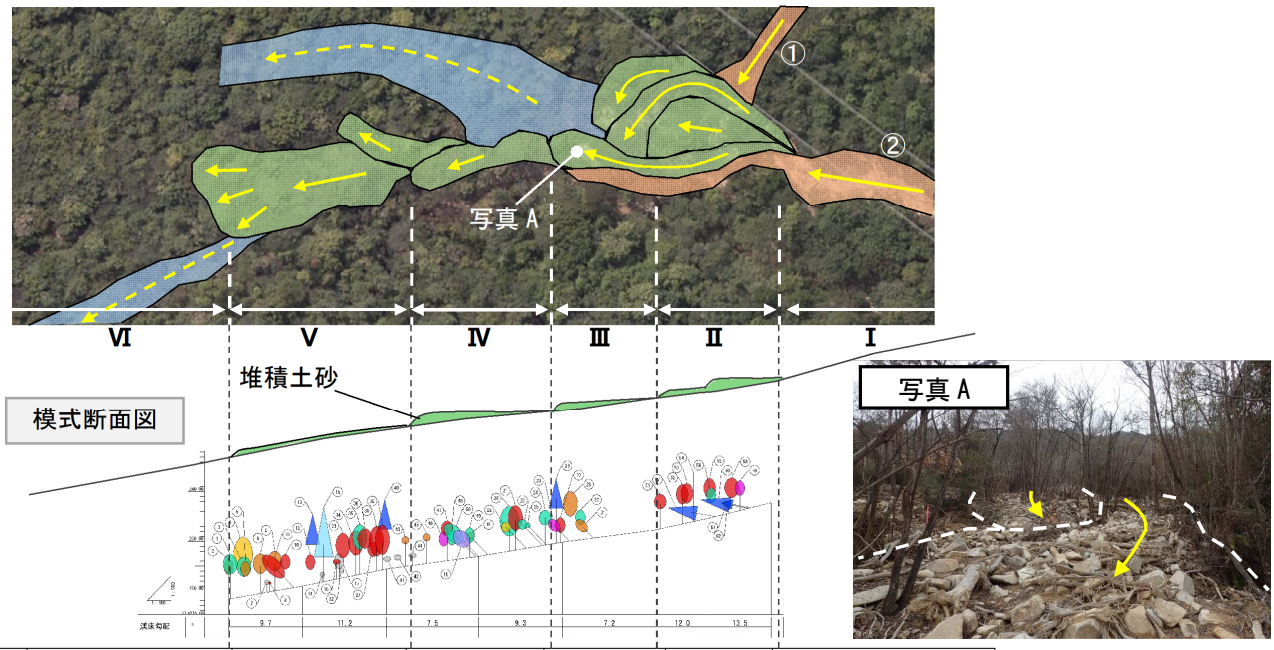
②大径木からなる林帯のみでなく，胸高直径が 10cm 程度の小径木が主体の林相においても土砂流出防止機能は確認された．

③小径木主体の林相での土石流の停止形態としては，立木との衝突などでローブが形成され，その平坦面で後続土砂が減勢・迂回することを繰り返すものであった．

④側方の立木による土石流流下幅の拡大抑制が確認された．

参考文献

1) 林野庁近畿中国森林管理局(2019)：平成 30 年 7 月豪雨災害に係る治山復旧計画方針検討会 http://www.rinya.maff.go.jp/kinki/kikaku/nisinihongouu180706.html



区間	Ⅵ	Ⅴ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅰ
勾配	緩い	緩い	緩い	ほぼ水平	緩い	急
様式	土砂流	土石流				
	流心：流送 側部：自然堤防による捕捉	堆積、流送	堆積、側部からの越流			流心：流送 側部：自然堤防による捕捉
構成物	流心：なし 側部：流木片、径 10～20cm の亜円礫を含む土砂	流木（低木）、径 10～30cm の亜円礫を含む土砂		流木（低木～中木）、径 10～50cm の亜円礫を含む土砂		流心：なし 側部：流木（中～高木）、径 10～50cm の亜円礫を含む土砂
厚さ(cm)	0	10～20	10～200	30～100	30～120	0
植生による効果	立木による捕捉	立木による捕捉	流木・石礫の集積によるせき止め・減勢			側方の拡大抑制（土砂先頭部到達時の抵抗力）

図-4　土石流の停止状況と植生断面（黒瀬地区②渓流）

P-036

平成 30 年 7 月豪雨による呉市天応地区における土砂・洪水氾濫の実態について

国土交通省中国地方整備局広島西部山系砂防事務所　大塚尚志・正木俊英※1・岡本功
中電技術コンサルタント株式会社　○河井恵美・荒木義則・大盛泰我
広島大学大学院総合科学研究科　長谷川祐治・海堀正博

1. はじめに

平成 30 年 7 月の豪雨により広島県各所において多くの土砂災害が発生し、甚大な被害が発生した。崩壊土砂量は約 800 万 m^3 で、平成 26 年 8 月広島土砂災害の約 16 倍もの土砂が崩壊した。坂町総頭川、呉市天応の大屋大川等では、上流からの大量の土砂により河床上昇が生じ、河道外に大量の土砂が水とともに氾濫する土砂・洪水氾濫が発生した。土砂・洪水氾濫により土砂災害警戒区域外の比較的下流に位置する川沿いの家屋にも被害が生じた。本報告は、天応地区で発生した土砂・洪水氾濫の実態把握のために現地調査や数値シミュレーションを行ったものである。

2. 気象の概要

平成 30 年 6 月 28 日以降、北日本に停滞していた梅雨前線は、7 月 5 日に南下し、7 日にかけて本州付近に停滞した。この前線へ向けて暖かく湿った空気が流れ込み、前線の活発な活動が続いたため、図-1 に示すとおり降り始めの 7 月 5 日 9 時から 7 月 8 日 0 時までの総雨量が 426 mm が観測された。最大 24 時間雨量を見ると 305mm であり、これは広島県の確率降雨強度式(広島地域)から推定すると 100~150 年確率雨量である。また、図-1 より、最大時間雨量を観測した後もまとまった降雨を観測していることが分かる。

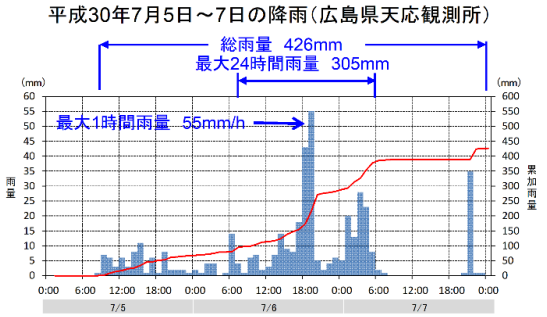


図-1 広島県天応観測所 雨量グラフ

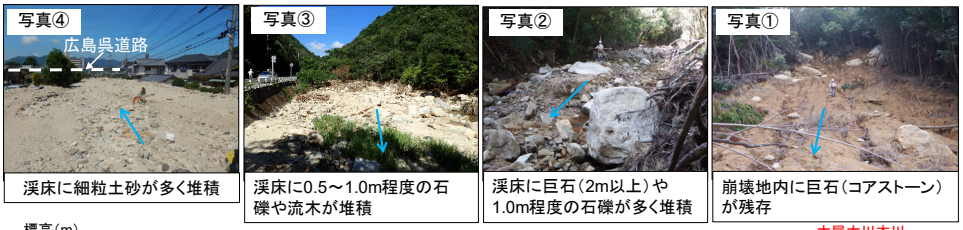
3. 大屋大川渓床状況について

3.1 上流域から河口までの現地調査の実施

図-2 に大屋大川本川の上流域から河口までの縦断図と土砂移動形態と堆積状況の変化を示す。図-2 より、上流域にある崩壊地の勾配は、10 度程度であり、崩壊地内には、巨石が残存している。崩壊地から住宅地が密集する縦断勾配が 2 度までの区間には、堰堤や床固工群が整備されている。土石流の氾濫は、堰堤・床固工群の下流域端付近が起点となり、縦断勾配が 2 度付近から下流側の渓床に細粒土砂が多く堆積している。

3.2 堆砂地内におけるトレンチ調査の実施

図-3 に大屋大川の中流部に位置する砂防堰堤堆砂地内のトレンチ調査状況を示す。本調査では、砂防堰堤の堆砂地内において、重機を用いて縦断方向に幅 2m 長さ 5m 深さ 2m の掘削を行い、堆砂地断面図の計測を行った。図-4 に示すように堆砂地は、堆積した土砂の識別から 5 層であることから、少なくとも 4 回以上の土砂が層状に堆積したことがわかる。また、堆積層毎に土砂を採取し、粒土分布等の土質試験を行いの粒度分布等を把握した。図-5 より、第 2 層と第 4 層が同じ粒土分布を示していることが分かる。



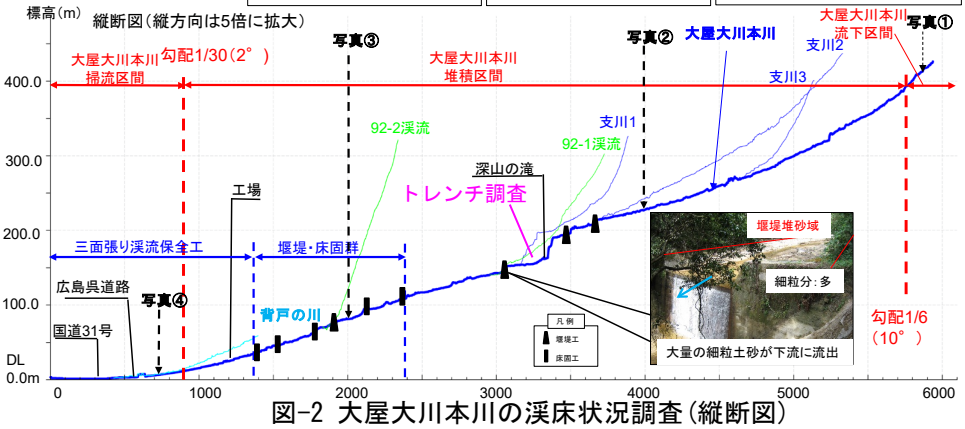


図-2 大屋大川本川の渓床状況調査（縦断図）

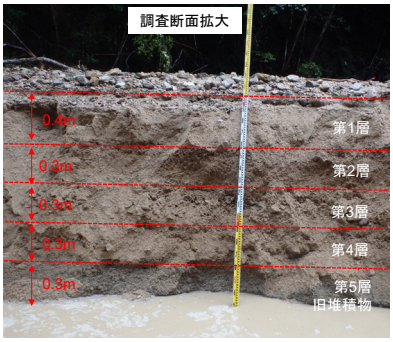


図-3 トレンチ調査状況

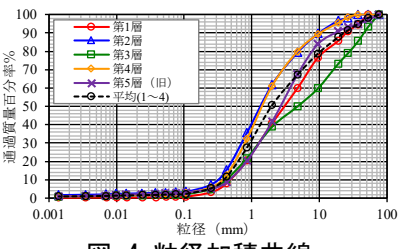


図-4 粒径加積曲線

※1 現所属： 国土交通省 中国地方整備局 高梁川・小田川緊急治水対策河川事務所

3. 土砂・洪水氾濫状況の把握

3.1 土砂堆積・洪水氾濫状況の現地調査の実施

図-5 に主な土砂堆積範囲、浸水被害範囲、氾濫範囲を示す。災害直後や土砂撤去後の痕跡を比較することで土砂の堆積厚や浸水深の計測を行い、空中写真も参考にして各種範囲を設定した。縦断勾配が 2 度を下回る付近から広島呉道路までが土砂堆積の概ね範囲であり、広島呉道路から国道 31 号までのエリアが主な浸水被害の範囲であることが分かる。

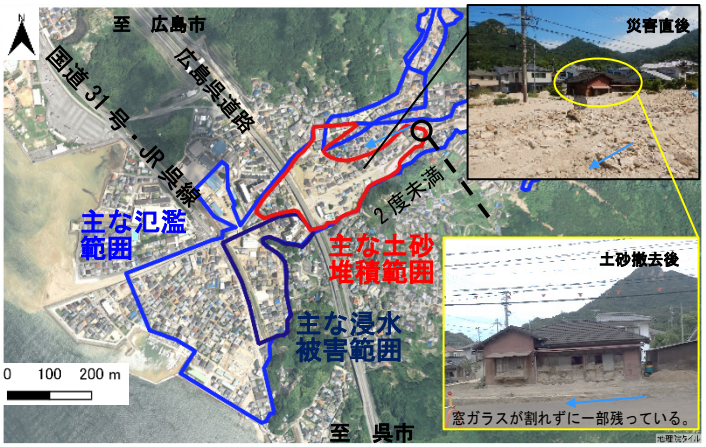


図-5 土砂・洪水氾濫状況

3.2 土石流から土砂流、掃流砂までの移動形態を想定したシミュレーションの実施

広島県呉市天応地区の大屋大川を対象に、土石流から土砂流、掃流砂までの移動形態を想定したシミュレーションを実施した。シミュレーションには Hyper KANAKO システムを採用した [1]。システム上では、堰堤緒元以外のパラメータは、土石流の緒元を表す供給ハイドログラフ、及び地形条件（一次元領域の河道幅、移動可能土砂厚、二次元領域のメッシュサイズ）、及びその他パラメータである。そのたパラメータは、推奨値が存在するものは数値を設定している。

表-1 計算ケース一覧

ケース	Qp (m^3/s)	C	Time (sec)	ρ(kg/m^3)	粒径 d(m)
1	50	0.03	20,000	1,400	0.01
2	25	0.03	40,000	1,400	0.01
3	10	0.03	100,000	1,400	0.01
4	250 10	0.1※ 0	1,200（300×4 回） 70,000	1,400	0.01

※土石流の継続時間と発生回数から設定

供給ハイドログラフは、本報告では、対象流域において崩壊前後のレーザー測量を基に移動可能土砂量を設定して、その土砂を上流端から水と合わせて供給した。供給する土砂濃度は不明であるため、一定濃度で設定した。水の総流量は、総雨量 426 mm を対象渓流（二次元領域の上流端、流域面積 3.1 km^2）に流出率 0.8（山地）で流出したと想定した。また、土石流の流出を想定した条件では、継続時間を 250 秒～300 秒の範囲で設定した。土石流のピーク流量は、痕跡調査から用いて、250 m^3/s で設定し、トレンチ調査の結果から発生回数を 4 回と設定した。本計算では、一定流量（10、25、50 m^3/s の 3 種類）を低濃度で長時間、供給し続ける条件を実施した。なお、本計算では家屋等の建物の高さは再現しておらず、造成地盤高さのみを再現した。また、支川の影響を一切考慮していない。

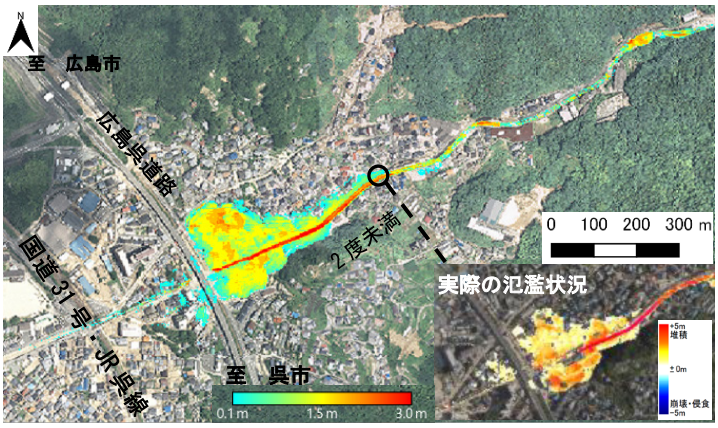


図-6 計算終了直後の堆積高コンター（一定流量_10m^3/s）

土砂は、広島呉道路付近のボックスカルバートに到達し、その上流の渓床内に堆積する。河道外での堆積は左岸側から始まり、ある一定時間まで氾濫範囲は左右に広がる。その後は、堆積高が大きくなり最大 2m まで達した。

実際の氾濫範囲と数値シミュレーションによる氾濫、土砂堆積を比較は図に示すとおりであり、広島呉道路、ボックルカルバートより上流の氾濫について左岸側と右岸側の範囲は同じ範囲を示し、堆積高については最大 2.0m（河道内を除く）を示す。堆積高の大きい位置を見ても、実際と計算結果はほぼ同じであることがわかる。一方で、氾濫が広い右岸側では、計算では支川付近まで土砂が到達するが、実際は建物の影響を受けてその範囲まで広がっていない。また、少し上流を見ると、計算では河道を越えた氾濫を示すが、実際は氾濫が示されていない。これは、実際は高さの低い堆積が考慮されていないためだと考えられる。レンジを変更した図と比較すると、実際とほとんど一致する。

4. おわりに

本報告では、天応地区の気象状況や被害状況、渓床状況について災害前後の LP データの活用や現地調査の結果より、土砂・洪水氾濫の実態を把握し、数値シミュレーションによる再現計算を行うことにより、土砂の堆積、洪水氾濫の過程の一部を把握することができた。支川の影響等を反映させた検討を行う予定である。

参考文献

1) 堀内成郎、岩浪英二、中谷加奈、里深好文、水山高久：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発、砂防学会誌、Vol.64, No.6, pp.25 -31, 2012

P-037

平成 30 年 7 月豪雨災害における被災事例と既往災害との比較

復建調査設計(株)　中井 真司，○永井 瑞紀，中瀬 有祐，渡邉 聡，木下 博久

1．はじめに

平成 30 年 7 月豪雨では，西日本を中心に記録的な大雨が降り，各地で土砂災害や河川の氾濫により甚大な被害が発生した。広島県では，7 月 6 日午後～7 日未明にかけて最大時間雨量 50～70mm の非常に激しい雨が降り，死者 108 名・不明者 6 名（10 月 9 日時点，内閣府）を出す甚大な災害が発生した。広島県内では 1,242 件の土砂災害が発生し，土砂災害による人的被害は 87 名となっている(9 月 7 日時点, 広島県)。広島市，呉市，東広島市，熊野町，坂町をはじめ，県内の広い範囲で甚大な被害が発生した。

今回被災した地域の多くは，これまでにも明治 40 年 7 月災害，昭和 20 年枕崎台風，昭和 42 年 7 月災害，平成 11 年 6.29 災害などでも被害を受けており，坂町小屋浦地区など水害碑（明治 40 年に被災，明治 42 年に建立[1]）が建立されている地域もある。特に，戦後間もない時期に発生した昭和 20 年 9 月の枕崎台風は，呉市周辺に豪雨をもたらし，呉市で 1,154 名もの死者を出す甚大な被害となった。広島県の資料によると，今回の豪雨で土石流が発生した神原川，浜田川，冠崎川では，枕崎台風の時にも土石流が発生し，神原川で 108 名，冠崎川で 3 名の死者が出ている。昭和 42 年 7 月災害でも浜田川で 4 名，冠崎川で 3 名の死者が出ており，この地区が繰り返し土砂災害の被害を受けてきたことがわかる。

2．呉市安浦町市原地区～東広島市黒瀬地区の災害

呉市安浦町市原地区～東広島市黒瀬地区にかけての山間部では，県内で最も多くの連続雨量を記録しており，近隣に位置する広島県の野呂川ダム観測所では，7 月 3 日 18:00～7 月 9 日 7:30 までの累積雨量は 677mm に及んだ。この地区では，前平山～本岳一帯から非常に多くの土石流が発生し（図-1 上），死者を含む甚大な被害となった。この地域も，枕崎台風により相当数の土砂災害が発生しており，今回の災害直後に撮影された空中写真と昭和 23 年に撮影された空中写真を比較すると（図-1），発生源や流出程度が異なるものもあるが，同じ山体，同じ流域での土砂流出痕（図中 A～H 地点）を確認することができる。

3．東広島市助実地区～三永地区の災害

東広島市助実地区～三永地区周辺では，今回と枕崎台風だけでなく，平成 11 年 9 月 15 日の豪雨でも土石流災害が発生している。図-2 に今回の災害直後に撮影された空中写真と平成 11 年，昭和 42 年，昭和 23 年に撮影された空中写真を示す。この地区でも，同じ山体，同じ流域での土砂流出痕(図中 A～H 地点)を確認することができる。今回の災害と枕崎台風では 8 つ同じ流域からの土砂流出痕が確認される。また，このうち 4 つの流域では平成 11 年の災害時にも流出痕が見られる。昭和 42 年災害では，この地区は大きな被害を受けていないようであるが，流域 F に小規模な土砂流出痕が確認される。

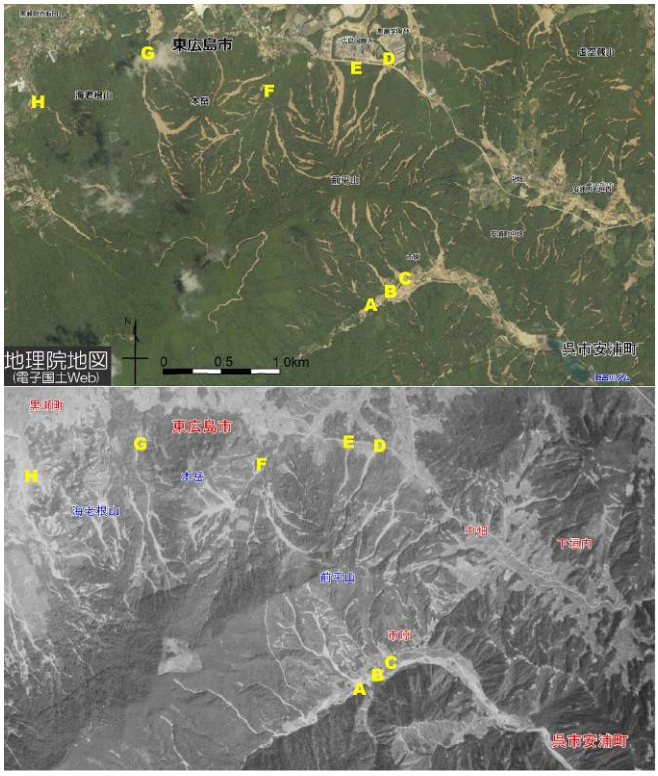


図-1　平成 30 年と昭和 23 年の空中写真

（国土地理院 Web サイトより取得した画像に加筆，以下同様）

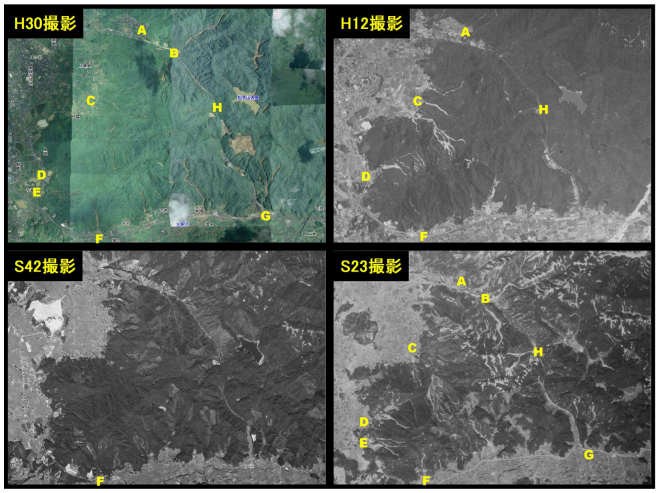
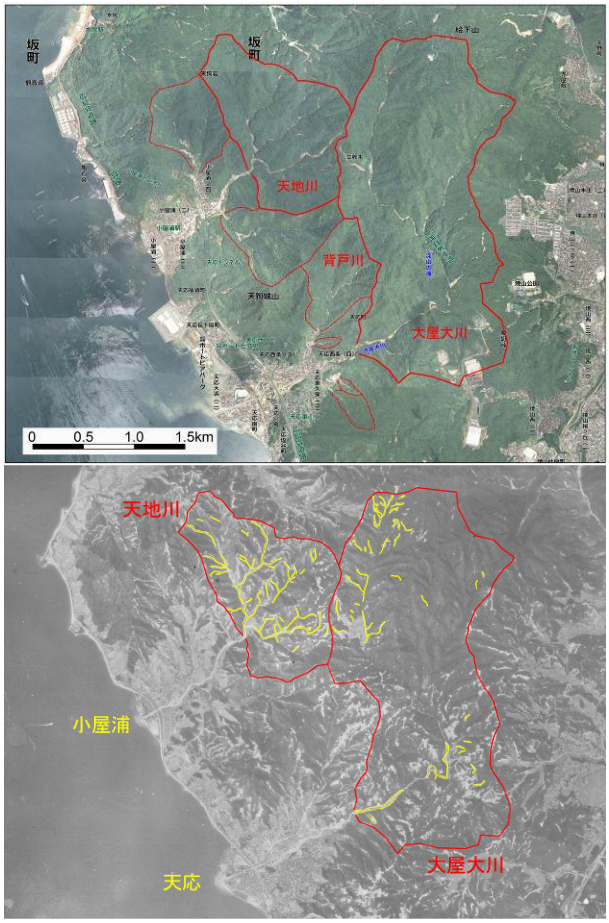


図-2　平成 30 年，12 年，昭和 42 年，23 年の空中写真

4．坂町小屋浦地区と呉市天応地区の災害

坂町小屋浦地区と呉市天応地区は隣接する区域で，いずれも今回の災害で甚大な被害が発生した（図-3 上）。小屋浦地区では，流域面積 1.54km^2 の天地川及び小渓流からの土石

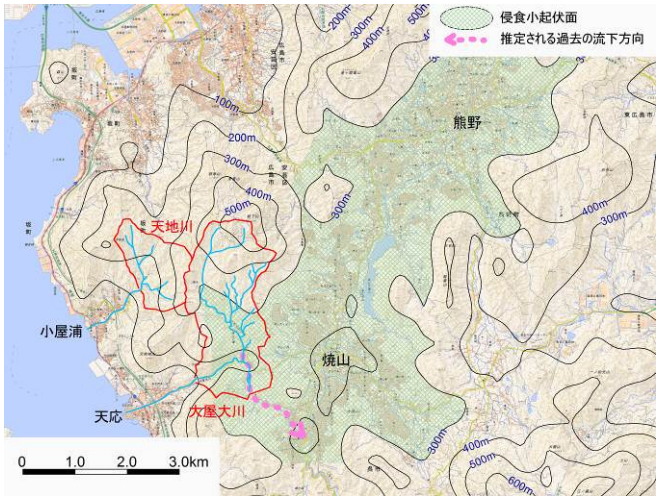
流が発生し，死者 15 人，行方不明者 1 名の被害となった。特に天地川からの土石流は，巨礫を多く含む，破壊力の大きな流体であったと考えられ，谷出口に設置された石積堰堤が，基礎部分を残して大規模に被災した。天応地区では，流域面積4.20km^{2}の大屋大川と流域面積0.51km^{2}の背戸川及び小渓流から土石流が発生し，12 人の死者が出た。大屋大川では，土石流により谷の出口付近に到達した土砂が，洪水流により下流まで運搬されて氾濫し，厚さ 2m 程度の土砂が広い範囲で堆積した。この現象は，土砂洪水流と呼ばれ，坂町の総頭川や府中町の榎川でも同様の現象が発生した。



図−3 平成 30 年と昭和 22 年の空中写真

これらの地区においても，枕崎台風の際には災害が発生している。図-3 下に昭和 22 年の空中写真を示す。小屋浦地区の天地川では，流域のいたるところで崩壊が発生し，土石流化している状況が確認される。一方で，天応地区の大屋大川では，上流域では多くの崩壊が発生しているが，その他の範囲ではまばらである。また，上流の崩壊は流動化しているが，途中の流路では大きく氾濫することなく流下していることが確認される。谷出口上流 1km 程度の区間も屈曲部を除き，大きく氾濫していない。しかし，天応地区の集落には氾濫痕跡が確認され，海に土砂の堆積が見られることから，相当量の土砂が流出したものと考えられる。なお，大屋大川の流域内に禿赭地が多く見られ，そこを起源とする土砂流出もあった可能性もある。これらのことから，枕崎台風の際には，天地川では土石流として谷出口に到達したが，大屋大川では土砂洪水流として谷出口に到達した可能性も考えられる。

図-4 に周辺の接峰面図を示す。大屋大川は焼山周辺に広がる侵食小起伏面を源流としており，もともとは焼山側の水系であった上流部が，河川争奪により天応地区側に流下するようになったと考えられている[2]。天地川より流域面積が広いため，雨水が集まりやすいことは言うまでもないが，もともと焼山側に流下していた上流域を取り込んでいることや，背後の小起伏面で浸透した地下水も湧出しやすい環境にあることから，特に水が集まりやすいものと考えられる。谷出口の地形が流域規模に比べて狭いということも加わり，大屋大川下流域は，非常に氾濫しやすい地形的素因を有しているといえる。天応地区に見られる海に突き出した特徴的な地形は，度重なる大屋大川の氾濫で運搬された大量の土砂により発達したものと考えられる。



図−4 周辺の接峰面図

4．まとめ

平成 30 年 7 月豪雨災害で土石流により深刻な災害を受けた箇所には，過去にも土石流の履歴がある箇所も多い。土石流が発生するには，流域内で崩壊等が起こるだけではなく，これを谷の出口まで運搬するための，大量の水が供給される必要がある。このため，土石流災害が繰り返し発生する渓流は，大雨により非常に水が集まりやすい素因（地形条件や地下構造）を有しているものと考えられる。土砂災害の発生には免疫的なものがあり，渓流内の土砂を一掃するような規模の土石流が発生すると，当分の間は発生しないという考え方もあるが，今回崩壊しなかった斜面を起源とした土石流や，渓流内に残存する土砂の再移動のリスクもあるため，大雨により水が集まりやすい素因を有する渓流では，引き続き注意が必要である。

参考文献：

1) 藤本，小山，熊原(2016)：広島県内における水害碑の碑文資料，広島大学総合博物館研究報告，pp.91～113.
2) 広島県(1986)：5 万分の 1 都道府県土地分類基本調査［呉］

P-038

広島県八本松地区における平成 30 年 7 月豪雨で発生した流木の不透過型堰堤による捕捉状況

（国研）森林研究・整備機構 森林総合研究所　○經隆悠，浅野志穂，鈴木拓郎

1. 研究の背景と目的

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による福岡県朝倉市での災害のように，近年表層崩壊の土石流化に伴う大量の流木の生産・運搬による被害が生じており，その被害軽減のために施設による流木の捕捉が求められている。流木の捕捉には，透過型堰堤が効果的とされており，実際の災害時に大量の流木を捕捉した事例も多い[1)]が，現地での整備は未だに不十分である。一方で，すでに多くの流域に設置されている不透過型堰堤によっても流木が捕捉され，被害の軽減に効果を発揮した事例が報告されている[1)]。そのため，既設の不透過型堰堤での捕捉効果の評価は，流域の流木災害危険度の判定や，透過型堰堤の最適な設置位置の選定等に効果的だと考えられる。しかしながら，不透過型堰堤による流木捕捉に関する現地データは十分に蓄積されておらず，捕捉効果は良くわかっていない。本研究では，比較的簡易に得られる UAV による空撮結果を用いて，平成 30 年 7 月豪雨で発生した流木について，不透過型堰堤による捕捉状況を調べた。

2. 対象地

対象地は広島県東広島市八本松地区の隣接した 2 つの渓流で，これらは下流端の農業用ため池で合流している（以下，図-1a のように渓流 A および渓流 B と呼ぶ）。両渓流では，平成 30 年 7 月豪雨により，源頭部および側岸部で表層崩壊が発生し，土砂と流木が流下した。堰堤は，流域 A では 1 基，流域 B では計 3 基設置されており，流下した土砂および流木の大部分がこれらの堰堤および末端のため池に堆積した。流路の最高地点の標高は，渓流 A が約 325 m，渓流 B は約 380 m と同程度であるのに対し，流路長は渓流 A が約 465 m，渓流 B は約 880 m と異なる。地質は風化した花崗岩で，森林は，樹高およそ 10～20 m の広葉樹，アカマツ，ヒノキの混交林で，70 %以上が広葉樹である。本研究では，堰堤 A（渓流 A 上流から約 400 m 地点，図-1b）と渓流 B の最上流の堰堤である堰堤 B（上流から約 525 m 地点，図-1c）について，流木の捕捉状況を比較した。

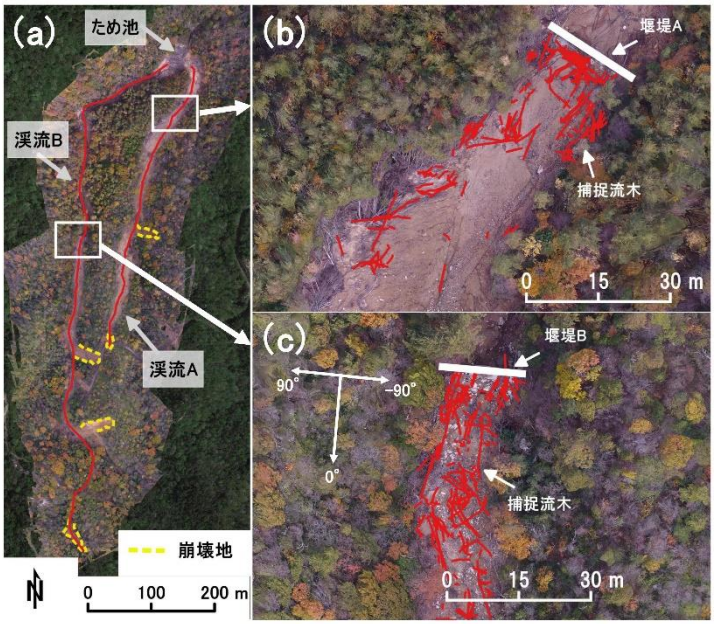


図-1 研究対象地（a）対象地全景，（b）堰堤 A，（c）堰

3. 方法

堰堤による流木の捕捉状況を，2018 年 11 月 16 日に UAV（Mavic pro, DJI Co.）によって空撮した。UAV はマニュアルで操作し，対地高度約 100～200 m でおよそ 300 枚の画像を撮影した。撮影した画像を SfM 解析ソフト（Metashape，Agisoft LLC.）で処理し，解像度 3 cm のオルソ画像を作成した（図-1）。オルソ画像の絶対座標は，各画像に付加された Exif 情報（撮影時の機体位置の GNSS 測定結果）を用いた簡易的なジオリフ

ァレンスで与えた。作成したオルソ画像から，堰堤の中心から流木の重心位置までの距離，流木の捕捉角度（座標系は図-1c のとおり）および長さを算出し，これらを比較した。

4. 結果と考察

オルソ画像から，堰堤 A と堰堤 B ともにほぼ満砂し，流木がそれぞれ約 200 本および約 300 本捕捉されたことが確認された。図-2 にこれらの流木の堰堤からの距離および捕捉角度，長さの箱ひげ図を示す。堰堤からの距離の四分位範囲は，堰堤 A では上流側およそ 10～28 m であったのに対し，堰堤 B ではおよそ 15～63 m と大きな違いがあった。そのため，捕捉位置の中央値については，堰堤 A で約 16 m，堰堤 B で約 35 m と倍程度両者で異なった。一方で，捕捉角度の中央値は堰堤 A が約 13 度，堰堤 B が約 0 度とどちらも比較的流れの方向に沿って（堰堤と垂直に）捕捉されている流木が多かった。四分位範囲については，堰堤 A が約 -18～40 度，堰堤 B が約-28～27 度であり，捕捉位置に比べると違いは小さかった。流木の長さは両堰堤による違いがより小さく，箱ひげ図は非常に似通っており，中央値もそれぞれ約 1.7 m と約 1.5 m と大きな違いは無かった。また，流木の堰堤からの距離および捕捉角度と，長さの間に優位な関係性は見られなかった。

以上のように，どちらの堰堤でも多くの流木が，長さに関わらず 10 m 以上上流側で堰堤に対して垂直に近い角度で堆積していたことが分かった。この結果は，本研究で検討した流木の捕捉が，透過型堰堤のような施設による直接的な集積・捕捉ではなく，本来の不透過型堰堤の目的である土砂の捕捉・堆積に伴う河床の緩勾配化による流れの減衰により，流木の輸送能が低下したことで生じたことを示唆する。

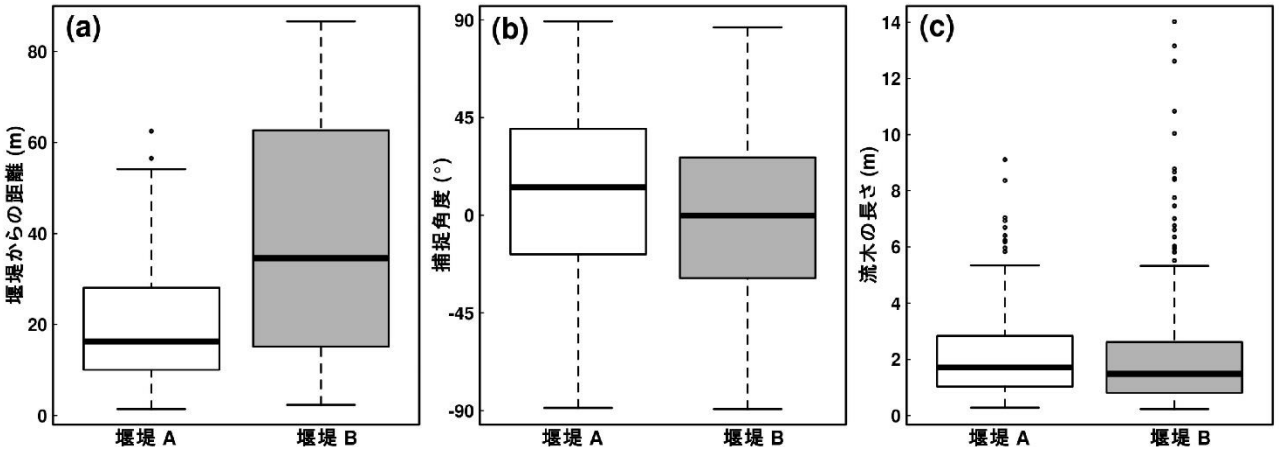


図-2 流木に関する箱ひげ図（a）堰堤からの距離，（b）流木の捕捉角度，（c）流木の長さ

5. まとめ

本研究では，不透過型堰堤によって，流木が長さに関わらず堰堤から比較的離れた位置で流れ方向に沿った向きで捕捉される場合があることを示した。以上の結果は，不透過型堰堤による流木の捕捉効果を評価する上で，流木到達以前の堰堤への土砂の堆積の有無が重要であることを示唆する。このことは，不透過型堰堤の上流側に複数の土砂・流木発生源が存在する場合に，それらからの土砂と流木の供給の順序によって，捕捉効果が変わり得るという点で重要な知見となるだろう。

謝辞 本研究は（国研）森林研究・整備機構森林総合研究所交付金プロジェクト(課題番号 201807)の助成を受けた。

参考文献 1)（一財）砂防・地すべり技術センター(2018)，土砂災害の実態 2017

P-039

平成30年7月豪雨災害におけるGISを活用した情報共有

中電技術コンサルタント(株)　○桑田志保，曽我部貴史，川村彩織，
水上雅嗣，矢上優希，山野亨
広島県土木建築局砂防課　山本悟司，新田勉，大本直樹，大坂智宏，
谷澤裕司，宮脇恵子，中元洋介，水野拓也

1. はじめに

平成30年7月は，台風第7号や梅雨前線，湿った空気の影響により，7月6日から7日にかけて雨が強まり，西日本を中心に広範囲で記録的な大雨となった。7月6日19時40分には広島県では初となる大雨特別警報が発表され，21時37分には安芸太田町を除く県内全域で大雨特別警報が発表された。多くの雨量観測地点で24，48，72時間降水量の値が観測史上第1位となるなど，広範囲において長時間の記録的な大雨が続いた。広島県で発生した過去の主な土砂災害と比較して，最大60分雨量は飛びぬけて多いわけではないが，7月6日夜と7日の朝に短時間降雨のピークが2回あり，土砂災害発生危険基準線（CL：Critical Line）を超過した状態で，2山目のピークを迎えたことにより，被害が拡大したと考えられる。

本豪雨により，広島県では1,242箇所の土砂災害が発生し，住家被害計15,817棟，人的被害は死者・行方不明者114人（うち，土砂災害による人的被害は87名）に及び，平成最大の豪雨災害となった（表-1参照）。

広島県では，発災直後より被害情報の収集が行われたが，被害が甚大かつ広範囲に渡ったことから，膨大な被害状況等を迅速に収集・整理，共有し，全容を解明し，円滑な災害対応を実施することが求められた。

表-1 広島県における被災状況（平成30年12月20日時点）

項目		小計	計
土砂災害発生箇所	土石流	609箇所	1,242箇所※2
	がけ崩れ	632箇所	
	地すべり	1箇所	
住家被害	全壊	1,149棟	15,817棟
	半壊	3,597棟	
	一部損壊	2,115棟	
	床上浸水	3,158棟	
	床下浸水	5,798棟	
人的被害	死亡※1	109人（87人）	260人
	行方不明	5人	
	重傷	61人	
	軽傷	85人	

※1：括弧内の数値は土砂災害による人的被害を示す。
※2：発生件数は土砂災害危険箇所で土砂災害が発生した箇所，土砂災害危険箇所以外で土砂災害による人的被害及び人家被害等が発生した件数
出典：広島県土木建築局砂防課：平成30年7月豪雨災害パンフレット，2019.3

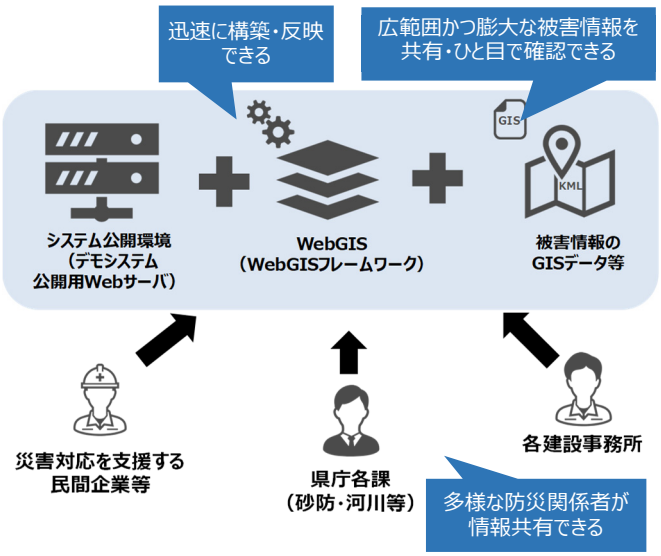


図-1 災害情報共有サイトの概念図

そこで，各種情報（雨量情報，被害情報（被害状況，被害写真，位置情報等），航空写真等）を閲覧・共有できるシステムを迅速に構築し，防災関係者（関係各課，各事務所，災害対応を支援する民間企業等）での情報共有を図ることとした。

なお，広島県は既に土砂災害情報を管理するシステムを保有していたが，大量の情報整理，整理した情報のデータ化・登録作業に時間がかかること，災害対応を支援する関係各課や民間企業等との情報共有をより積極的に行う必要があることから，本システムの構築に至った。

2. GISを活用した情報共有システムの構築

(1) WebGISの活用による迅速なサイトの構築

災害状況や規模を把握する上で，地図による位置情報の可視化が有効であるため，これまでのシステム構築のノウハウを活用し，オープンソースのWebGISフレームワークによる災害情報共有サイトを速やかに構築した。発災後，7月10日に本サイトを防災関係者に公開し，雨量分布や被害情報，被災後の航空写真等の背景地図を順次追加しながら情報共有した。

(2) 効率的な情報収集による迅速な情報共有

大量の被害情報（被害状況，写真，位置情報）等を迅速に整理・データ化することが必要であり，効率的な情報収集・共有が求められた。そこで，組織を横断

した情報集約を実施し，背景地図やヘリからの斜め写真等の共通データを共有することにより，組織間での効率的な情報収集と迅速な情報共有を実現した。

(3) GIS連携による視覚的な状況把握

収集・整備した各種情報を地図上に可視化することで，県庁や各建設事務所等における広範囲かつ膨大な被害情報や被災時の降雨状況等の把握を支援した。さらに，現地調査員も情報共有ができるよう，スマートフォンでの閲覧も可能とし，GPS機能を活用した現在地情報の表示も実現した。また，発災直後に国土地理院より公開された航空写真や地理院タイルを背景地図として表示することで，現地の被災状況や地形情報を確認できるようにし災害対応作業の効率化を図った。

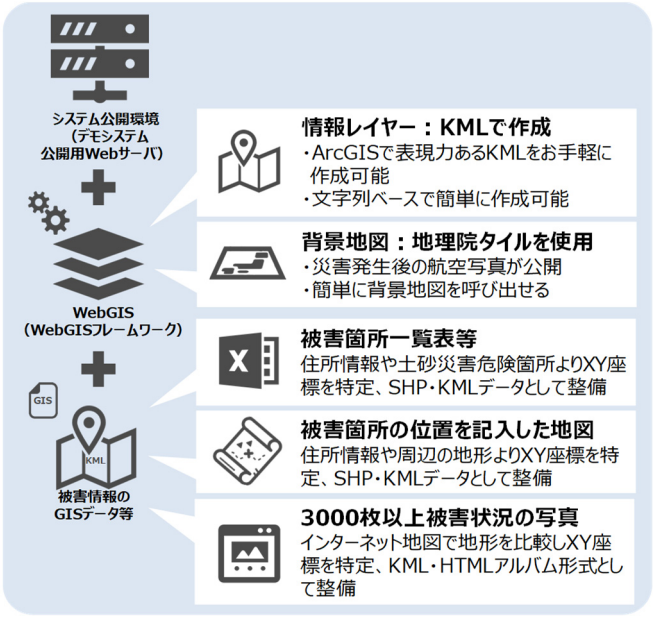


図-2 災害情報共有サイトの特徴

表-2 災害情報共有サイトに掲載した情報（砂防のみ）

項目		数量
被災情報（砂防）	土石流発生箇所	609箇所
	がけ崩れ発生箇所	632箇所
	その他土砂災害発生箇所	1箇所
	災害報告	1,177箇所
	現地調査写真	11箇所81点
	ため池	6,035箇所
	土砂崩壊・流出箇所	―
共通データ	航空写真	49箇所764点
	町丁目字界	―
	等雨量線図（総雨量）	―
背景地図	OSM	―
	地理院地図	―
	地理院地図（航空写真）被災前	―
	被災後航空写真	―

※2019年3月28日時点

3. まとめと今後の課題

今回構築したフレームワークにより，発災直後より組織横断的な情報収集・共有が可能となった。しかし，発災後3日間で構築し，防災関係者に公開したため，表示レイヤー等を追加・調整しながらの運用となった。平時より想定される機能追加や関連情報を整備することにより，さらなる災害対応の高度化・効率化が期待できる。

参考文献：1) 海堀正博ほか：平成30年7月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.71，No.4，p.49-60，2018，2) 広島県土木建築局砂防課：平成30年7月豪雨災害パンフレット，2019.3，3) 広島県土木建築局砂防課：平成30年7月豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会（第1回砂防部会）資料，2018.09.28

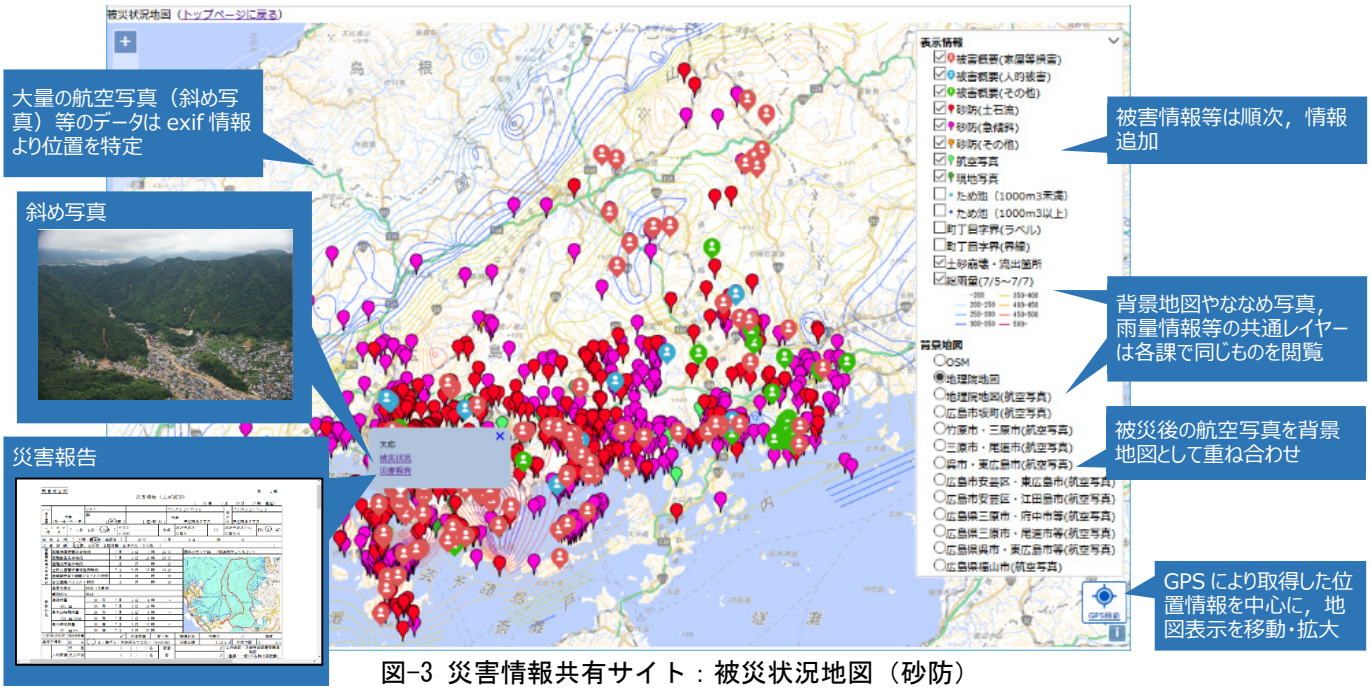


図-3 災害情報共有サイト：被災状況地図（砂防）

P-040

平成 30 年 8 月豪雨災害における流木流出実態―山形県戸沢村の事例―

国土交通省東北地方整備局　新庄河川事務所　光永健男　村岡章　阿部勝博　畠山徹
アジア航測株式会社　○滝澤雅之　臼杵伸浩　新井瑞穂
柏原佳明　太井正史　木下奈央　牧野陽一

1．はじめに

土砂と共に多量の流木が流出した場合，流木の直撃による直接的な被害の他に，流木が橋梁等を閉塞させて氾濫被害を増大させること等が指摘されている．近年では，平成 29 年の九州北部豪雨で多くの立木が流木化し，甚大な被害となった災害[1)]が発生しており，流木対策を講じる必要性が高まっている．

対策を講じるためには流木の流出特性を明らかにすることは重要となる．しかし，流木の流出特性は解明されていない部分も多く，流木の流出特性を明らかにするためには，さらなるデータ蓄積が必要である．

今回，新庄河川事務所の流木対策を検討する業務の一部で，平成 30 年 8 月に山形県戸沢村で発生した豪雨災害における流木の流出実態を，現地調査や災害前後の航空レーザ計測データ等から把握した．本論では，これらの結果について報告する．

2．平成 30 年 8 月豪雨の概要

東北地方に上陸した前線上の低気圧が停滞し、8 月 5 日の 14 時から 6 日 8 時までの間に豪雨をもたらした．古口観測所（国土交通省）で最大 24 時間雨量が 366mm を観測する等，戸沢村で記録的な大雨となった．

幸いにも人的被害は発生しなかったが，土砂崩れや土砂・流木の流出，道路の崩落，農地埋没など甚大な被害が発生した．

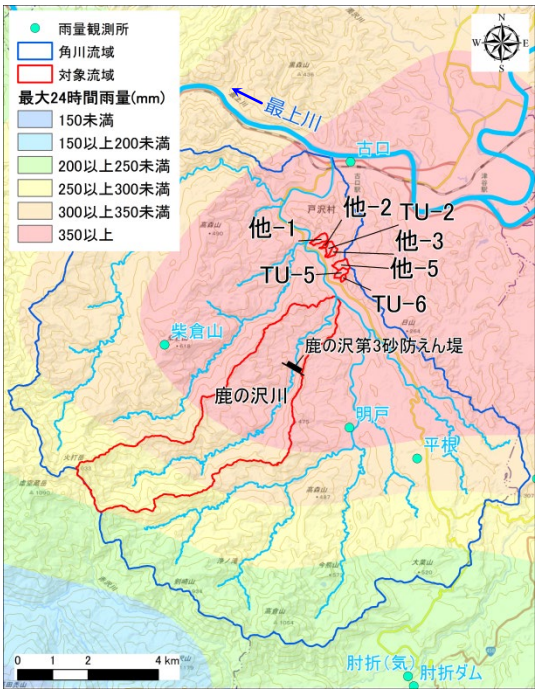


図 1　平成 30 年 8 月豪雨時の等雨量線図（最大 24 時間雨量）及び対象流域の位置図

3．対象流域

対象流域は流木の流出が顕著であった十二沢地区の土石流危険渓流と鹿の沢川流域とした（図 1）．

十二沢地区の土石流危険渓流は 7 渓流を対象とした．対象流域の流域面積は 0.01～0.09km²，河床勾配は 6～48° となっており，流域全域が土石流区間である．他-1 を除き治山堰堤が施工されている．

鹿の沢川流域は，掃流区間を含む支川で，流域面積が 15.5km² の流域である．主流路の渓流長は約 14km となっており，下流の約 10km が掃流区間となっている．流域内には直轄砂防堰堤が 5 基整備されており，全て掃流区間に位置している．

4．流木量の算出方法

4.1 発生流木量

発生流木量は，斜面崩壊に伴い発生する流木を対象とし，斜面崩壊は災害前後のオルソ画像の判読等により抽出した．

材積については，抽出した崩壊箇所に対して，崩壊により流出した立木の材積を，災害前に計測した LP データから推定して発生流木量とした．

4.2 堆積流木量

堆積流木量は，現地調査で確認できたものを対象とした．

現地調査では，流木の堆積位置と堆積域の体積を把握し，堆積域の体積に流木の実積率 0.2[2)] を乗じて材積を算出した．

鹿の沢川流域の鹿の沢第 3 砂防堰堤で捕捉された流木（図 2）は，堆積範囲が広域で規模が大きかったため災害前後の LP データの差分から算出した体積に実積率 0.2 を乗じて材積を算出した．

なお，鹿の沢流域では，流域の大部分が急峻な地形であるため，堆積流木の現地確認範囲は，比較的勾配が緩くアクセス可能な範囲に限られた．



図 2　鹿の沢第 3 砂防堰堤で捕捉された流木

５．流木の堆積状況

十二沢地区の 7 渓流において，流木の堆積位置と地形条件等を整理した．地形条件は，LP データから主流路の縦断図及び 50m ピッチの横断図を作成し，各区間の勾配，河幅，屈曲度を整理した．

水理条件は，対象災害の降雨実績 366mm（古口観測所）を用いて合理式にてピーク流量を算出した．また，算出したピーク流量と河幅にマニング則を適用して水深を算出した．

流木の堆積位置などは縦断図にとりまとめて，各条件との関連性を検討した（図３）．今回の土石流区間の対象流域では，水理条件と流木の堆積発生位置に，特徴的な関連性は認められなかった．堆積流木は，渓流の合流部や勾配の変化点，治山堰堤に捕捉された流木，立木に引っかかり堆積した流木が認められたが，ほとんどは谷出口まで流出していた．

鹿の沢川流域の堆積流木は，主に砂防堰堤の堆砂敷に堆積していた．

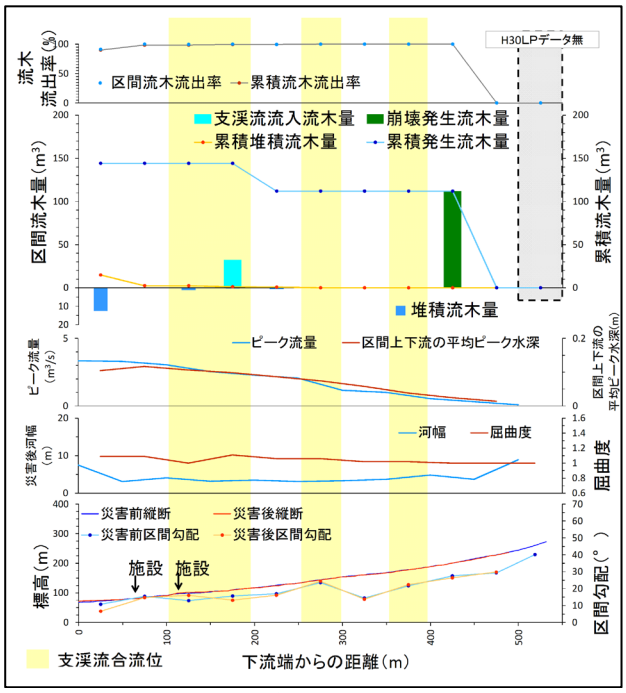


図３　流木と地形条件等の整理例（他-5）



図４　立木に引っかかり堆積した流木

６．流木流出率

6.1 土石流区間における流木流出率

十二沢地区の 7 渓流では，堆積流木量と発生流木量から流木流出率を算出した．結果，流木流出率は 0.48～0.99 となった（表１）．治山堰堤で捕捉された流木量を，治山堰堤がない場合には流出していた流木量と想定すると，流木流出率は 0.75～0.99 となった．今回の流出率は，過去の広島災害（1988 年）での無施設の渓流における流木流出率 0.48～0.95[3] と概ね合致した．どちらの事例においても，土石流区間における流木流出率は高い結果であった．

表１　土石流区間での流木流出率算出結果

渓流番号	発生流木量（m³）	堆積流木量（m³）	捕捉された流木量（m³）	平均河床勾配（度）	既設堰堤基数（基）	流木流出率	流木流出率（無施設）
TU-2	31.51	10.35	7.52	23.29	3	**0.67**	**0.91**
TU-5	56.85	5.58	3.15	19.54	3	**0.90**	**0.96**
TU-6	106.48	0.77	0.18	28.22	3	**0.99**	**0.99**
他-1	123.89	16.70	－	21.07	0	**0.87**	**0.87**
他-2	54.52	10.56	5.15	32.25	6	**0.81**	**0.90**
他-3	26.78	13.89	7.28	26.34	3	**0.48**	**0.75**
他-5	106.16	14.85	1.22	18.90	2	**0.86**	**0.87**

6.2 掃流区間における流木流出率

鹿の沢川流域では，堆積流木の全数調査が難しいため，鹿の沢第 3 砂防堰堤に捕捉された流木量を堰堤地点における流出流木量とし，堰堤上流域における発生流木量と比較して流出率を算出した．

堰堤上流域では，崩壊地は 103 箇所抽出され，算出した発生流木量は合計で 262.7m³ となった．鹿の沢第 3 砂防堰堤に捕捉された流木量は，183.6m³ となり，流木流出率は 0.70 となった．

また，鹿の沢第 4 砂防堰堤の堆砂敷で堆積していた流木の材積 14.9m³ を，砂防堰堤がない場合に流出していた流木量と想定すると，流木流出率は 0.76 とる．このことから，河床勾配の緩い掃流区間においても，70%以上の流木が流出する可能性があると考えられる．

７．まとめ

平成 30 年 8 月豪雨における，土石流区間の流木流出率は 0. 75～0. 99 となり，既往報告と合致する値であった．また，掃流区間を含む鹿の沢川流域で無施設時を想定すると，流木流出率は 0. 76 となった．

一方，今回の対象災害は，戸沢村の広域で最大 24 時間雨量が 300㎜ 以上となった降雨の一例であり，降雨条件等が異なれば流出率が変化することが考えられる．

今後も流木の流出実態の調査を継続し，地形や降雨条件などの流木流出率に関わる要因を明らかにしていく必要がある．

参考文献

1)丸谷ら:2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害，砂防学会誌，Vol.70，No.4，pp.31-42，2017
2)楠窪ら:2013 年 7 月島根津和野町名賀川流域で発生した流木氾濫に関する調査,第 7 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.103-108, 2014
3)　石川ら:土石流に伴う流木の発生及び流下機構，砂防学会誌（新砂防），Vol.42，No.3，pp.4-10，1989

P-041

流木混じり土石流の氾濫・堆積過程に関する実験と数値計算

（国研）森林研究・整備機構　森林総合研究所：　○鈴木　拓郎
筑波大学大学院（現北海道庁）：　劒持　嵩之
（国研）森林研究・整備機構　森林総合研究所：　經隆　悠
東京大学：　堀田　紀文

1. 背景及び目的

平成 29 年九州北部豪雨に代表されるように，近年極端豪雨により同時多発的に斜面崩壊が発生し，斜面上に生育していた立木が流木となり，下流域に甚大な被害をもたらす災害が発生している。極端豪雨は増加傾向にあり，このような流木災害の被害を軽減するための対策が必要である。

そのためには，流木がどのように流下するのか，そのメカニズムを明らかにし，そのメカニズムに基づいた対策を立案することが必要である。流木混じり土石流については，既往研究においても水理模型実験に基づいた検討がなされている。これらの実験は，流木模型には円柱状の木材を用いたものがほとんどである。透過型堰堤による捕捉過程に関して，根付きの状態を考慮した検討事例はあるものの（渋谷ら，2012），流下・氾濫過程に関して，流木の形状に着目した研究はほとんどない。しかしながら，実際の流木は流下とともに枝・根を失ったり，表皮が剥がれたりするなど，その形状や摩擦力を変化させていくと考えられる。また，枝葉や表皮をほとんど失ったとしても，完全な円柱状の形状ではないと考えられる。

そこで本研究では，流木の形状の違いが流木の氾濫・堆積過程に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした水理模型実験を実施した。実験では，流木材料には円柱木材，実際の枝を加工した材料（以下，単純に枝と呼ぶ）の 2 種類を用いて，氾濫・堆積過程の違いを明らかにした。また，粒子法による計算手法による再現計算を実施し，材料による結果の違いを再現可能であるか検証した。

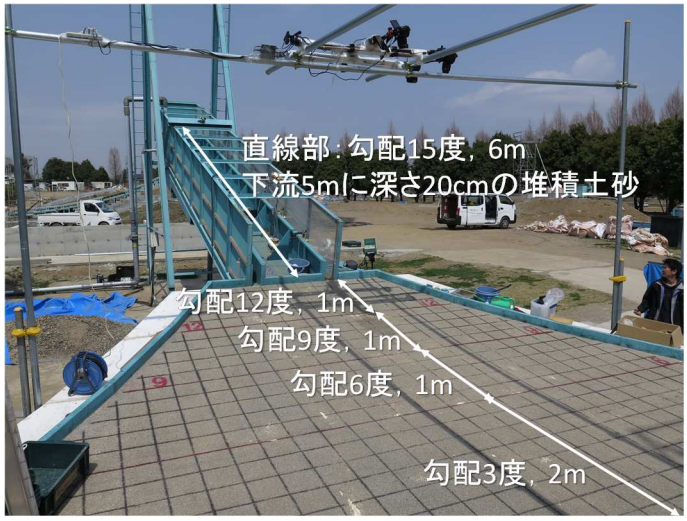
2．実験方法

(1) 実験水路と実験材料

図―1 のように直線水路に氾濫部を連結させた水路を用いた。直線部の幅は 10cm，長さは 6m であり，勾配は 15°である。氾濫部の縦断方向は 1m ごとに，12°，9°，6°，3°と勾配を変化させた．3°部分のみ 2m の長さである．また，横断方向は水平である。直線水路部分は下流側 5m 部分に深さ 20cm の土砂を堆積させた．堆積土砂の表面が接続する氾濫部の表面と同じ高さとなるようにした．実験に用いた土砂の平均粒径は 0.265cm で比重は 2.6 である。流木材料は，円柱木材，枝の 2 種類を用いた。両者とも直径約 5mm，長さ 8cm のものを 300 本用い，堆積土砂の上流側から 3cm 間隔で設置した。湿潤比重は円柱材料が 0.98，枝が 1.11 であるため，比重の違いにも注意が必要である。

(2) 実験方法

直線水路の上流端から 3,000cm3/s の水を 60 秒間供給し，直線水路の土砂と流木を侵食させることで流木混じり土石流を発生させた。発生した土石流は氾濫部において水と土砂に分離し，扇状地を形成した。



図―1　実験水路

3．検証計算

流木の流下・捕捉過程に関わる特性として，流木の比重が土石流全体の比重よりも小さく流れの表面を流れやすいこと，それによって先端に集積しやすいことが挙げられる。つまり，流木は土砂と分離して流れの表面に集中しようとする性質があるということであり，そのため，土石流中の土砂のように平均濃度という場の平均量を取り扱うシミュレーション手法を適用することは困難である。したがって，流木要素を個別に表現することが必要であり，粒子法のような計算手法が適している。鈴木・堀田（2015）は土石流の構成則に基づいた粒子法モデルを開発している。このモデルでは土砂は濃度を用いて表現しているが，流木は粒子を連結することによって個別に再現することができる（鈴木・堀田，2018）。流木（連結要素）の計算方法は次のとおりである。

① 土石流粒子と同様に計算する。
② 粒子の相対位置がずれる。
③ 重心の座標変化量と角運動量が保たれるように、粒子の位置を修正する(Koshizuka et al., 1998)　。

一方，応力を土石流粒子として計算すると，固体間の接触摩擦を生じさせることができない。一般的には個別要素法を併用して再現されるが，計算時間が非常に長くなる。そのため，固体粒子同士がある距離より近い場合（接触判定）には，摩擦力を粒子の相対速度と逆方向に作用させる簡易摩

擦項を導入した（摩擦力＝固体粒子間の接触応力×摩擦係数）。

計算では，円柱材料と枝の違いは摩擦力が大きいと考え，摩擦係数を変化させることで，その違いを表現した。

4. 結果と考察

実験では，堆積土砂の上流側に設置した流木材料は土石流の先端部に集積した状態で氾濫部に流入した。氾濫部に流入した土石流は扇状地を形成しつつ，水と土砂が分離して広がっていった。先端部に集積した流木は流れの先端に乗って流下するため，流動深が小さくなった縁の部分で一旦停止する場合があった。円柱材料の場合は，後続の流れによって再流出しやすかったが，枝の場合は再流出しにくかった。また，枝の場合は土砂の堆積に取り込まれて堆積する場合も存在した。図－２には氾濫部流入後 20 秒後の実験の様子を示している。再流出過程の途中段階であり，円柱材料は流れの縁に一部残存している程度であるが，枝は流れの縁だけではなく，堆積土砂の周辺にも多く堆積していることがわかる。このような後続流による再流出のしやすさ，堆積土砂への取り込まれやすさは，材料の摩擦力の違いによるものが大きいと考えられる。

図－３には摩擦係数を変化させて計算を実施した結果を示している。実験と同様に氾濫部流入後 20 秒後の様子を示している。実験と計算では，堆積土砂が形成する扇状地形に少し違いが生じるものの，摩擦係数の変化による流木の堆積個所の違いを定性的に再現できていることがわかる。

一方で，実験材料で示したように湿潤比重は円柱材料が 0.98，枝が 1.11 であるため，材料の違いによる結果が比重によるものである場合もある。そこで，比重を変化させて数値計算を実施したが，計算結果には大きな違いは生じなかった。あくまでも計算上なので実験で確認する必要があるが，本研究において生じた材料による違いは摩擦力による違いが大きいと考えられる。

5. まとめ

流木材料の違いにより，流木の氾濫・堆積箇所が異なることが明らかになった。また，粒子法による計算手法を用いて再現計算を試みたところ，摩擦係数を変化させることで実験結果の違いを概ね再現可能であることが分かった。そのため，材料の違いによる実験結果の変化は摩擦力の違いによる影響が大きいと考えられる。したがって，流木対策の検討にあたっては，現実の流木と同等の摩擦力を持つ材料を用いて検討を行ったうえで，当該箇所で想定される流木の条件に応じた対策を実施する必要がある。

6. 謝辞

本研究は科研費（16K16375）の助成を受けたものである。ここに記して感謝申し上げます。

7. 引用文献

Koshizuka et. al. (1998)：Int. J. Numer. Meth. Fluids, 26, p.751-769

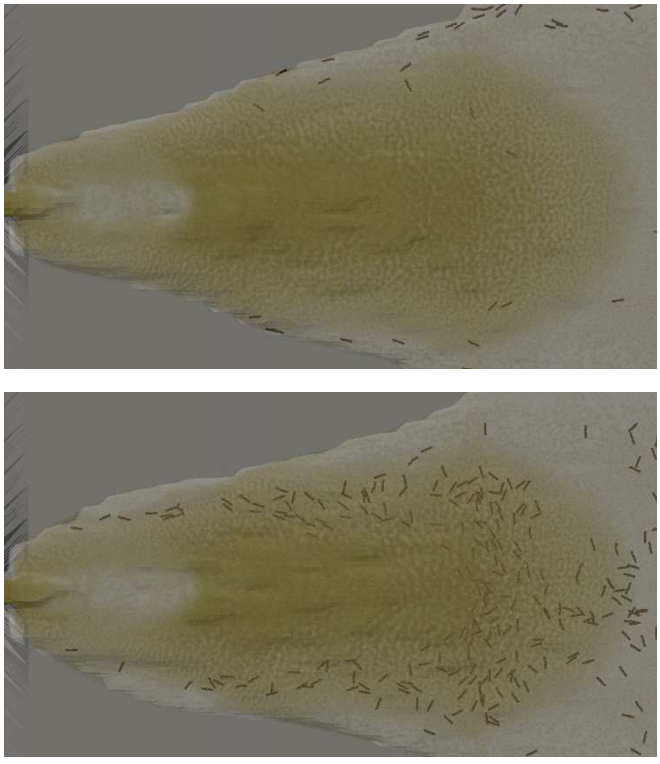
渋谷ら（2012）：砂防学会誌，Vol.65，No.3，p.35-41

鈴木・堀田（2015）：砂防学会誌，Vol.68, No.1, p.13-23

鈴木・堀田（2018）：第 129 回日本森林学会大会学術講演集，P1-194



図－２　実験における氾濫部到達後 20 秒後の様子。上：円柱材料，下：枝。



図－３　計算における氾濫部到達後 20 秒後の様子。上：摩擦力小，下：摩擦力大。

P-042

鹿児島県境松崎川における流木堆積箇所の特徴

国立研究開発法人土木研究所　○染谷哲久，藤村直樹※，山﨑祐介，石井靖雄，西井洋史
※現　国土交通省総合政策局

1．はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨などでは、土砂・洪水氾濫が発生するとともに流木が下流へと大量に流出、被害を拡大させる災害が発生している。今後、効果的な流木対策計画を策定するためには、流木の発生と堆積の過程から算出される流出流木量の予測が重要となる。

流木の発生と堆積の過程うち、堆積流木について既往の研究事例では、水山ら[1]は谷の合流点や谷幅の急に広がるところなどの流木が多く堆積している箇所を分析しており、黒岩ら[2]は渓流の地形条件が流木の移動、停止に関連し、流木の流出に影響すると分析している。ここでは、土石流危険渓流を対象に、流木の発生および堆積の実態を把握し、堆積流木量の多い箇所の特徴を分析した。

2．研究方法

2.1　本研究における用語の定義

本研究では、発生流木は発生原因別に崩壊による発生流木と渓岸渓床侵食による発生流木の 2 つに区分した。また堆積流木は、枝葉が多く残存して土砂や水に運搬されなかったと考えられるものを「残存木（既往研究[3]における倒木）」に、土砂や水に運搬されて枝葉や樹皮が少ないものを「渓床堆積流木」に区分した。流出流木量は発生流木量から堆積流木量を差し引いて算出した。

2.2　対象流域の概要

本研究の対象流域は、鹿児島県垂水市および霧島市の土石流危険渓流である境松崎川とした（図-1）。境松崎川では、2016 年の台風 16 号により土石流が発生しており、谷出口の鋼製透過型砂防堰堤で土砂と流木を捕捉している。流域面積は 1.03km²、流域の平均勾配は 12.7°、主な地質は火成岩や付加体となっている[4]。また対象地域の主な植生は針葉樹（スギ）で、一部、広葉樹が分布する。

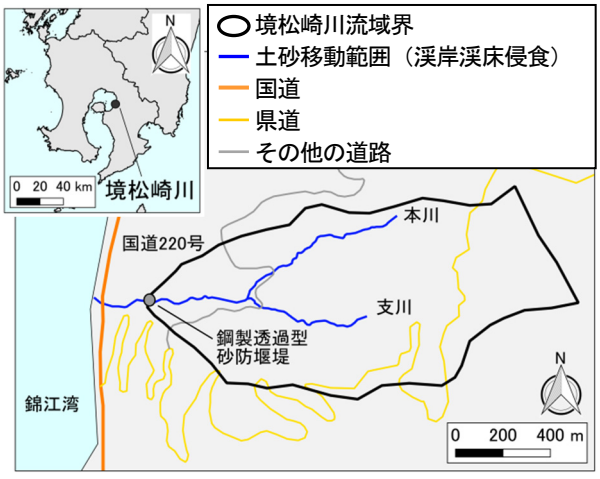


図-1　境松崎川の位置図

2.3　流木の発生・堆積・流出実態の把握手法

流木の発生範囲は、土石流発生前後のオルソフォトから土砂移動範囲を崩壊と渓岸渓床侵食に分けて判読し、土砂移動範囲のうちオルソフォトや DHM の差分[5]から流木の発生した範囲を判読した。また発生流木量は、判読等により林相を区分し、林相ごとに現地において単位面積あたりの材積量調査（10m×10m のコドラート調査）[6]を行い算出した。

堆積流木範囲は土石流発生後のオルソフォトから判読し、現地調査により流木長や流木径等を計測することで詳細な堆積位置と堆積量を算出した。

なお、対象範囲の下流端は鋼製透過型砂防堰堤の堆砂敷上流端までとした。

2.4　流木堆積箇所の特徴の分析方法

流木堆積箇所の特徴は、黒岩ら[2]を参考に縦断的な流木収支を算出し、堆積箇所の地形量や土砂移動状況から流木の堆積過程を分析した。分析の対象とする土砂移動範囲のうち、渓岸渓床侵食範囲を 50m ごとの区間に分割し、区間ごとの発生流木量、堆積流木量、流出流木量を算出して縦断的な流木収支を算出した。また流木の堆積に関する地形量として、区間上下流端の標高差による区間勾配、区間の面積を区間長で除した平均河道幅、区間長を区間上下流端の直線距離で除した屈曲度を算出した。

3．流木堆積箇所の特徴

3.1　流木の発生および堆積実態

流木は崩壊、渓岸渓床侵食の双方の原因により発生しており、渓岸渓床侵食による発生流木量よりも崩壊による発生流木量の方が多い結果となった。流域面積と発生流木量との関係を既往災害例[2),6]と比較すると、境松崎川の発生流木量は平成 23 年那智川流域における同程度の流域面積の事例よりは少ないものの、既往災害例の中では最大規模の事例と同程度であった。

堆積流木は、渓床堆積流木量よりも残存木量の方が多い結果となった。また、堆積流木の堆積形態の割合を既往災害例[3),7]と比較すると、昭和 62 年 8 月山形県温海町災害や平成 29 年 7 月九州北部豪雨の事例より、残存木の割合が多い傾向であった（図-2）。

3.2　流木堆積箇所の特徴

発生流木量と残存木量とを比較すると、発生流木量のうち 10%程度は残存木量として崩壊地内や崩壊地直下、渓岸や渓床付近に、土砂や流水に運搬されずに残った。

渓床堆積流木の特徴について、境松崎川の縦断的な流木収支から、渓床堆積流木量の最も多い区間は、河道幅拡大区間かつ土石流堆積区間となる 10° 未満の緩勾配区間であった（図-3）。また渓床堆積流木量の最も多い区間では、渓床堆積流木は土砂とともに折損した流木が集積して堆積しており（写真-1）、土砂が堆積しやすい条件において土砂とともに流下してきた流木が堆積したと考えられる。

なお、本事例においては屈曲度と渓床堆積流木量との間に明瞭な関係は見られなかった。

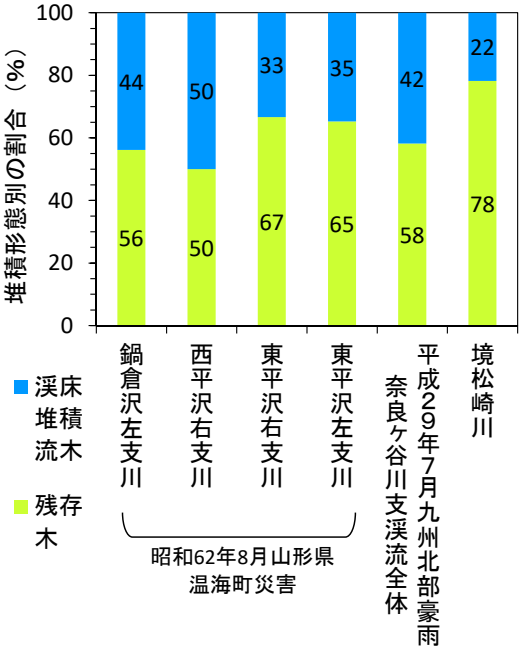


図-2　堆積形態割合の既往事例との比較

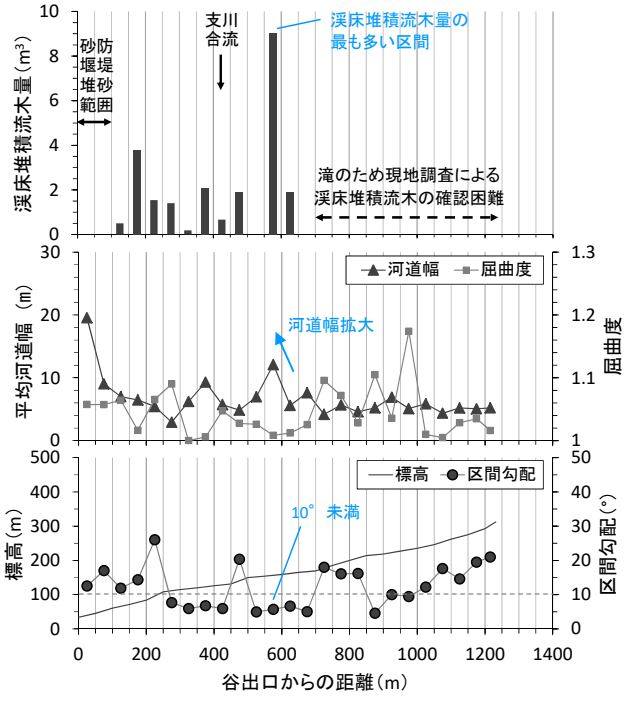


図-3　境松崎川本川の縦断図



写真-1　渓床堆積流木量の最も多い区間の状況

4．おわりに

本研究における土石流危険渓流の事例では、堆積流木は渓床堆積流木よりも残存木の方が多く、発生流木量の 10%程度は残存木として崩壊地内や崩壊地直下、渓岸や渓床に位置した。また渓床堆積流木は、土砂が堆積しやすい緩勾配の河道幅拡大区間に多く堆積する傾向が見られた。今後、堆積の特徴を踏まえた流出流木量の予測手法の検討を行う。また、広域の流域における流木の発生、堆積および流出実態も明らかにしていく予定である。

参考文献

1）水山ら：土石流発生に伴う流木の生産，流出事例と対策，砂防学会誌（新砂防），Vol.38, No.1, p.1-6, 1985

2）黒岩ら：平成 23 年台風 12 号土砂災害における和歌山県那智川支流域の流木の発生と流出実態，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p.127-132，2016

3）石川ら：崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法，土木技術資料，Vol.31，No.1，p.23-29，1989

4）国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センター：20 万分の 1 シームレス地質図 v2，https://gbank.gsj.jp/seamless/v2.html，2018

5）坂井ら：航空レーザ計測データを用いた流木発生箇所の特徴，砂防学会誌，Vol.65，No.3，p.47-51，2012

6）国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国土技術政策総合研究所資料第 904 号，2016

7）染谷ら：平成 29 年 7 月九州北部豪雨における流木の発生および流出の特徴，水利科学，No.365，p.36-55，2019

P-043

水路実験による新たな流木捕捉工の検討

三重大学　○武藤弘典・奥山隆也・本居絵子・堤大三・沼本晋也

1. はじめに

流木が橋梁などの河川狭窄箇所を閉塞し、その個所から土砂や水が越流・氾濫することで被害が拡大する現象が、近年の土砂災害では多発している（例えば、広島県坂町総頭川，**図－1**）。この現象を防ぐため、最近になって種々の流木捕捉工が提案され始めている。しかし、これらの流木捕捉工は砂防ダムや遊砂池に併せて設置されることが多く、設置場所が限られることと、施設が大規模化するという問題点がある。全国で18万以上指定されている土石流危険渓流に対して、砂防ダム等が整備されている率が22%程度である現状を考えると、小規模河川を対象として低コストで効率の良い新たな流木対策手法の開発が必要である。

2. 実験の概要

本研究で提案する流木捕捉工は、鋼管等の材料で作成することを想定し、河川縦断方向に水平に設置するものである。土砂とともに流下した流木がこの水平部に乗り上げ、土砂・水と鉛直方向に分離されることで捕捉されることを期待している。

実験に用いた水路は、長さ2.0 m，幅0.1 m，高さ0.1 mの矩形断面水路で、傾斜角5.0°に調整した。模型橋梁は河床から0.05 mに設置し、橋梁の直上流部に、アルミロッド（径4 mm，長さ46 cm）3本で作った捕捉工を水平に設置した（**図－2**）。上流から土砂（平均粒径5 mm）、流木（人工木材：長さ10，15 cm×20本、天然木：15 - 25 cm×10本）、水を同時に流し、橋梁部での流木の閉塞量・土砂堆積量を計測する。捕捉工の有無によるこれらの量の違いを比較した。

3. 実験条件

実験は、捕捉工の有無、流木の種類および供給方法、水の流量を変えて、それぞれ 3 回ずつ行った。土砂の供給方法は、水路上端から 1 m 下流に置き土をし、その上流側から一定量の水を一気に供給することで流下させた。水の供給量は、5.6 *l* と 2.8 *l* の 2 種類とした。流木の供給方法としては、水供給前の置き土の上に無作為に設置する方法と、置き土下流側に同じく無作為に設置する方法とした。ここでは、流木の供給方法として、置き土の上に設置する方法のみを示す。それぞれの実験条件に対応する実験ケース（Run No.）を**表－1** に示す。

4. 実験結果と考察

実験結果の一例として、Run No. 4の、a：水供給開始直後、b：土砂と流木の流下途中、c：流木が捕捉工に捕捉され、土砂が通過していく様子を**図－3**に示す。水が供給されると、まず流木が移動を開始し、流木を追うように土砂も流下していく。捕捉工に到達した流木の一部が捕捉工に乗り上げる形で捕捉され、その下をくぐって土砂が流下していく様子がわかる。

水の供給が停止した後、捕捉工に捕捉された



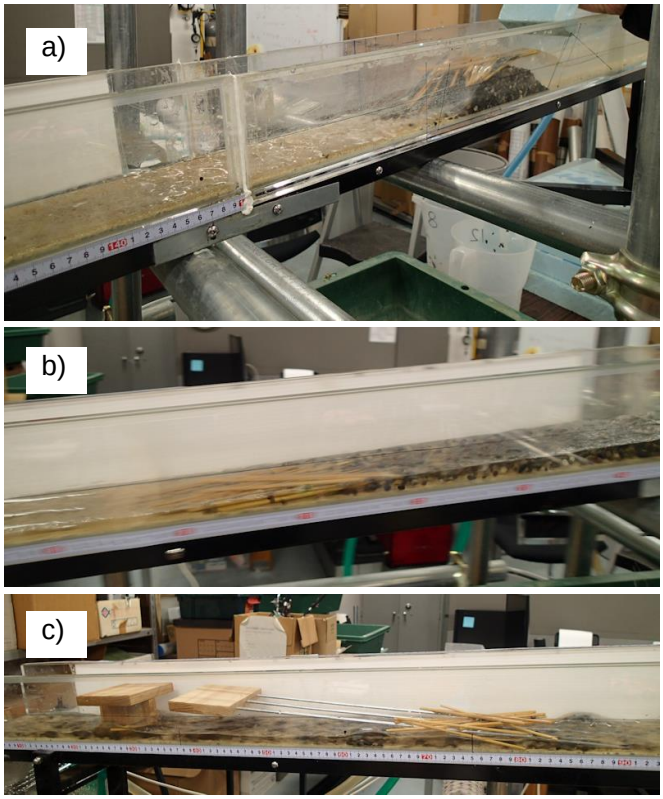
図－1　橋梁が流木と土砂によって閉塞し、氾濫が生じた場所（2018 年 7 月の西日本豪雨、広島県坂町総頭川にて撮影）



図－2　実験水路に設置した橋梁と流木捕捉工の模型

表－1　実験ケース（Run No.）

High discharge: 5.6 *l*				
		Wood type		
		10 cm	15 cm	Natural
Capturer	N	1	3	5
	Y	2	4	6
Low discharge: 2.8 *l*				
		Wood type		
		10 cm	15 cm	Natural
Capturer	N	7	9	11
	Y	8	10	12

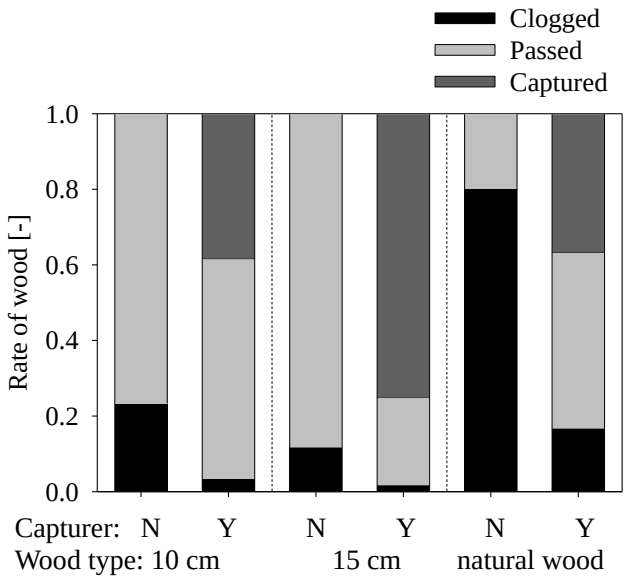


図－3　実験結果の一例（Run No. 4）
a：土砂と流木の流下開始，b：流下途中，c：捕捉工に流木が捕捉され、土砂が通過する様子

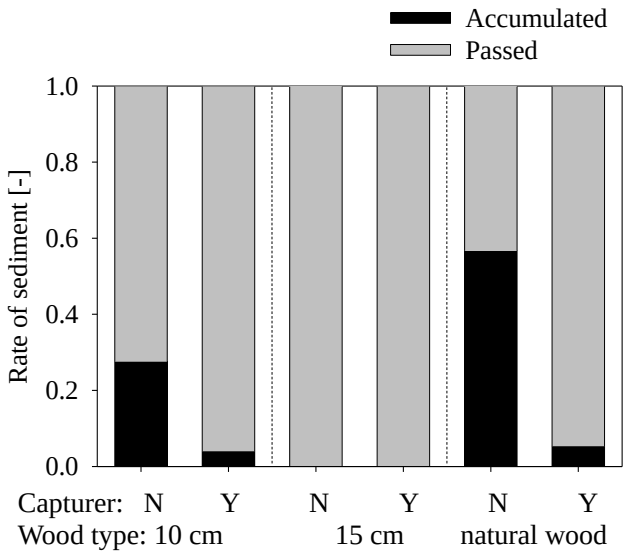
流木の本数、橋脚を閉塞した流木の本数、橋梁よりも下流に流出した土砂体積（橋梁より上流に堆積した土砂体積）を計測した。それらを流量が大きい実験ケースについてのみ図－4，5に整理して示す。

図－4は、捕捉工の有無と流木のタイプ別に、橋梁に閉塞した流木、橋梁を通過した流木、捕捉工に捕捉された流木の本数を供給した流木本数で除した割合を示している。この結果を見ると、捕捉工が無い場合、どの流木タイプでも一定以上の割合の流木が橋梁を閉塞している。特に天然木では高い割合で橋梁を閉塞した。一方、15 cmの流木の場合、閉塞割合が低いが、これは流木長が水路幅よりも長いため、流木が流れ方向に平行になって流れる傾向が強まり、橋梁を通過しやすくなったためである。捕捉工が有る場合、どの流木タイプでも、流木が捕捉されていることが示されている。特に、15 cmのものの捕捉率が高い。これによって、どのタイプでも橋梁に閉塞する流木の割合が、捕捉工が無い場合に比較して減少している。ただし、全く橋梁を閉塞する流木がなくなるわけではない。

図－5は捕捉工の有無と流木のタイプ別に、橋梁よりも上流に堆積した土砂と下流に流出した土砂体積の割合を示している。15 cmの流木の場合は、橋梁への流木の閉塞率が低かったため、捕捉工が無い場合でも、堆積土砂は見られなかった。捕捉工が無い場合、10 cmと天然木では土砂が橋梁より上流部に堆積している。これは、橋梁を流木が閉塞したことによるものである。対して、捕捉工が有る場合は、堆積土砂の割合が減少している。これは、捕捉工による橋梁閉塞の緩和効果によるものであると考えられる。



図－4 流木捕捉工の有無による流木閉塞率（Clogged），通過率（Passed），捕捉率（Captured）の比較



図－5 流木捕捉工の有無による土砂堆積率の比較

5. おわりに

実験によって、新たに提案した流木捕捉工の効果が確かめられた。ただし、捕捉工によって完全に流木を捕捉できるわけではなく、少量ではあるが流木が橋梁を閉塞してしまうことも認められた。今後は、効果的な流木捕捉工の構造や条件等を選定するため、水路実験や数値シミュレーションの手法を用いて、更に検討を進める。

P-044

土石流の発生・流下に伴う流木塊発達に関する実験

北海道大学農学院　○片山和紬
北海道大学農学研究院　山田孝

１．はじめに

2017 年 7 月の九州北部豪雨では、土石流とともに大量の流木が発生した。福岡県朝倉市妙見川支川の谷出口では、現在でも図-1 のように流木が鳥の巣状に絡み合った流木塊が残存している。しかし、現在のところ、立木がどのような条件下で土石流に取り込まれ、流木塊を形成し、どの程度の規模まで発達するのかは明らかになっていない。

そこで、本研究では、現地調査や流木塊の映像解析をもとに、土石流発生・流下区間において立木が土石流に取り込まれて流木塊が発達する条件を、水理模型実験により明らかにすることを目的とした。



図-１　朝倉市妙見川の支川谷出口での流木塊の事例（2018 年 11 月撮影）

２．研究方法

２．１　研究の流れ

まず、現地調査や映像資料の整理を行い、流木塊の実態についての情報を収集・整理した。続いて、現地調査の結果や映像資料解析結果をもとに、実験条件や実験のパラメータを設定した。その後実験を行い、実験の様子を撮影した動画や実験で撮影されたデータから、流量と土砂濃度、流量と流木本数、PIV 解析によって可視化された流木の移動速度や移動方向、流木塊の組成等に着目し、流木塊の発達条件や発達過程、発達規模について考察した。

２．２　現地調査と映像整理

現地調査は 2018 年 11 月 28 日に福岡県朝倉市妙見川支川の谷出口で行った。

流木塊が土石流によって運搬される様子を捉えた映像には、2012 年 7 月 13 日にカナダのブリティッシュコロンビアで撮影されたものや、2014 年 7 月 9 日に長野県南木曾町で撮影されたもの、2019 年 3 月にアメリカのカリフォルニアで撮影されたものなどがある。

これらの現地調査の結果と映像資料から、流木塊の発達条件には、①立木の長さ（流路幅との比）、②立木の本数（立木密度）、③土石流の流速変化が関係しているのではないかと考えた。

２．３　実験の概要

実地の渓流の約 1/100 スケールを想定した直線流路を用いて実験を行った。流路の長さは 475cm、流路幅（B：内寸）は 18cm である。流路の勾配は土石流発生・流下区間を想定して 15°とした。流路上端から 20 秒間給水（流量：約 1,100 ㎤/s）し、土石流（流量：約 4,000 ㎤/s）を発生させた。

実験条件は２．２で述べた現地調査と映像整理の結果をもとに設定し、立木の長さ h と立木本数（密度）を実験のパラメータとした。使用した立木モデルは直径 3mm の丸棒である。h/B が 1.25、1.125、1、0.85、0.75、0.5、0.25 となるよう長さは 6 種類（22.5cm、20.25cm、18cm、15.5cm、13.5cm、9cm、4.5cm）設定した。立木の本数は 25 本～300 本まで 8 種類（密度にすると 70 本/㎡～840 本/㎡）を用意した。

流路全体に 5cm 厚で土砂（平均粒径 1.7mm）を敷いており、上流から順に土石流区間（土砂のみ、200cm）、立木区間（立木モデルを等間隔に設置、200cm）、流下区間（土砂のみ、75cm）とした。

上記の条件で h/B と本数（密度）を様々に組み合わせ、実験を行った。

３．結果・考察

３．１　土石流の流下状況

どの実験ケースにおいても、土石流の先頭部付近に流量のピークが見られ、流量のピーク付近に多くの流木が集まっていた（図-2 参照）。

３．２　流木塊の発達状況

流木塊発達後（流路下端）の実験ケースごとの流木塊発達状況を表-1 に示す。

h/B が 0.5 以下の時は、立木本数（密度）に関わらず流木が絡み合う様子は全く見られなかった。

h/B が 0.75～0.85 では流木の絡みは見られたものの、塊の程度が小さく明瞭な流木塊は発達しなかった。

表-1　パラメータの組合せごとの流木塊発達状況

本数／密度 h/B	300本 (840本/㎡)	195本 (550本/㎡)	180本 (500本/㎡)	150本 (420本/㎡)	120本 (340本/㎡)	100本 (280本/㎡)	50本 (140本/㎡)	25本 (70本/㎡)
1.25		△		○	○	○	△	×
1.125		△		○	○	○	△	×
1	△	△	△	○	○	○	○	×
0.85				△	△			
0.75	×	×	×	△	△	△	×	
0.5	×	×				×	×	
0.25	×	×				×	×	

○：明瞭な流木塊発達　△：流木の絡みはあるが塊の程度が小さい　×：流木の絡みは見られない

h/B が 1 以上では、立木密度によっては明瞭な流木塊の発達が見られたが、立木密度が高過ぎる（500 本/㎡以上）、あるいは低過ぎる（70 本/㎡以下）と、流木の絡みは見られたものの、塊の程度が小さかった。

以上の結果から、流木塊が明瞭に発達する条件としては、h/B≧1 かつ密度が高過ぎない、あるいは低過ぎないこと（本研究では、500 本/㎡未満かつ 70 本/㎡以上）が必要であるといえる。

３．３　流木塊の発達規模

h/B＝1 の時、明瞭な流木塊発達が見られた 4 ケース（表-1 の○印）について、横軸に採取開始からの経過時間、縦軸に流量と流木本数をとったグラフを図-2 に示す。本実験では、流木塊の発達規模を、流木塊を構成する流木の本数で表す。

グラフから立木本数の違いはあるものの流木塊構成本数は顕著な差がないことがわかる。他の実験ケース（h/B=1.25、h/B=1.125）のデータも整理した結果、h/B と流木塊構成本数には高い正の相関があり、h/B が同じであれば流木塊構成本数に大きな差はないと考えられる。この理由は現時点では不明である。

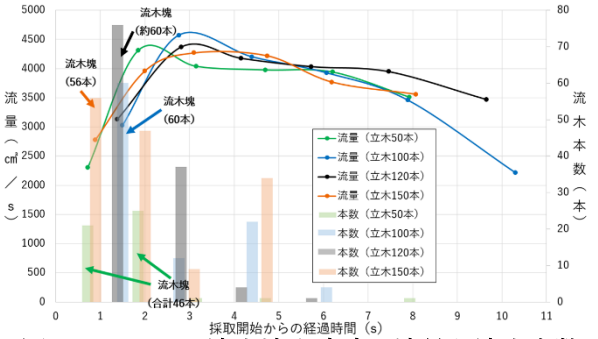


図-2　h/B=1 で流木塊発達時の流量と流木本数

３．４　PIV 解析

流木塊が発達していく上での土石流と流木の動きを解析するため、PIV（ライブラリー社、Flow-PIV）を用いた。

流木塊の発達が始まる箇所付近（流木区間上流側付近）を流路上部から撮影した映像の静止画を PIV 解析したものを図-3 に示す。流下方向は下向きである。

図-3 を見ると、流木が集まっている付近はベクトルの色は水色（7cm/s～10cm/s）が多く、流速が減少しているものの、後続の流木付近のベクトルの色は橙色（27cm/s～30cm/s）が多く、流速が大きいことが読み取れる。

このことから、土石流が流下して立木区間に到達すると、立木や集まった流木が抵抗となり土石流の中央部付近が減速し、そこに後ろから流れてきた流木が追い付き、絡み合いながら流木塊が発達していくと考えられる。本研究では流木塊発達初期の発達過程のみを考察しており、今後、どのように発達して規模が大きくなっていくかを解明する必要があると考えられる。

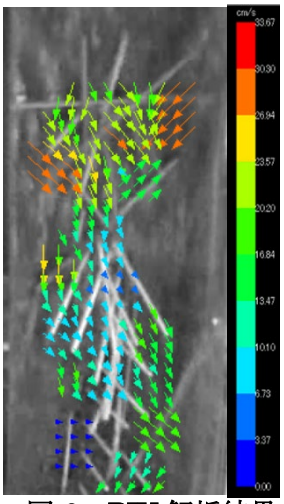


図-3　PIV 解析結果

４．参考文献

1）水山高久・大場章・万膳英彦（1985）：土石流発生に伴う流木の生産・流出事例と対策，砂防学会誌，Vol. 38，No. 5，pp. 1-6　2）石川芳治（2006）：流木災害と森林，森林科学，Vol. 47，No. 0，pp. 28-32　3）国土交通省国土技術政策総合研究所（2007）：土石流・流木対策設計技術指針解説，国総研資料第 365 号，pp. 3-55　4）立石龍平・堀口俊行・香月智（2015）：回転円筒実験における流木混じり土石流の段波形成に関する実験的検討，構造工学論文集 A，Vol. 61A，No. 0，pp. 926-934

P-045

Climate change and population depletion control over sediment hazards and drifted wood hazards in japan

神戸大学大学院海事科学研究科○清水万莉子, Gomez Christopher, 国総研　内田太郎

1.Introduction

1.1 Climate change and population depletion in Japan

In recent years, heavy rainfall events have been increasing in japan, mostly because of climate change. Due to the effects of global warming, the temperature of the sea can rise and the state of the atmosphere can then become unstable, triggering heavy rainfalls with intensities over 50mm/h. Consequently, the risk of sediment hazards also increases. On the other hand, population depletion in Japan is a serious problem especially in local rural areas. The total population is decreasing, but the ageing rate is increasing. The present research area, Asakura city, is also facing this combinations of problems. The population is decreasing and the rate of elderly people is increasing. The lack of successors for the primary industry has caused desolated landscape. In the mountainous areas, cultivated land has left the place to forested slopes, which unfortunately can turn into the drifted woods easily during rainfall events.

1.2 Overview the July 2017 event and the damage

In the Northern part of Kyushu Island, at the limit between Fukuoka prefecture and Oita prefecture lies the municipality of Asakura-city, where the basin topography usually protects it from the heavy rainfall that are usually recorded in other part of the Island. However, an “extreme” rainfall event was observed in the north part of Kyusyu, (Japan) on the 5th and 6th of July 2017. Asakura city in Fukuoka prefecture and Hita city in Oita prefecture recorded the highest daily rainfall.

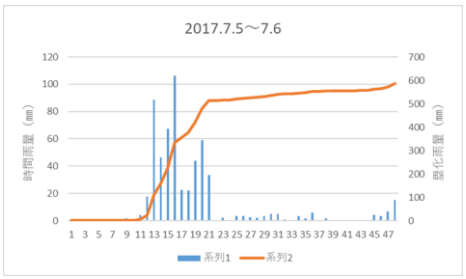


Fig.1: Hourly rainfall depth and cumulative rainfall in Asakura city on 2017.7/5~7/6

2.Method

2. 1Research location investigation

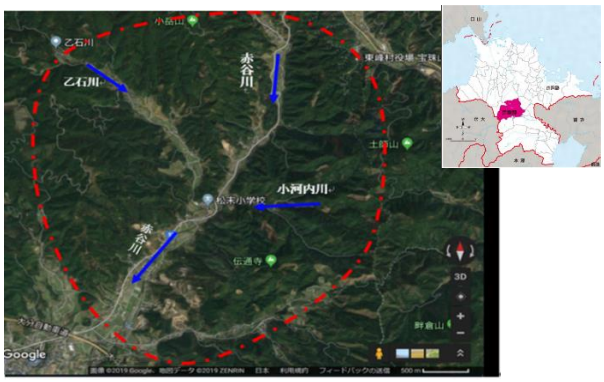


Fig.2: Field in Akatani basin at Asakura city, in Fukuoka prefecture

The research location is in Asakura city, Fukuoka Prefecture (Japan), on the basin of Akatani river. The size of catchment area: 20.1 km^2, length of the river : 15.5 km ○average slope of river bed：1/35(1.6°)○Collapse area rate：about3.1%○sediment volumeabout 2900000m^3 ○drift woods volume：about 39000m^3 ○the nature of the soil：granite.

2.2 Data acquisition and analysis

The aerial photographs and the DEM obtained from the LiDAR (Light Detection and Ranging) data were loaded in the GIS software QGIS for analysis. First I did digitize 5812 trees, out of the ortho-photographs. The method, unfortunately does not account for bio debris buried in the sediments and also underestimate the number of trees in the log-jam. Then, I measured each tree length and characteristics (with branches and foliage or not) Extract from the DEM data for each tree, and exported it in Excel. (how many trees, distance from the mouth of river, tree length, slope data, topo data, curvature data) in order to understand the stopping conditions of the drifted wood as well as the distribution of the drifted wood.

3. Result & Discussion

The statistical analysis has shown that trees can stop both on steep slopes and on the flat area of the valley, even if one would think that drifted wood would rather stop on flat area (Fig.3). This is explained by differentiations in the types of landslides. Some of the landslides were generated as debris flows along thin corridors, where only the first few centimeters of the soil have been eroded, whereas at other locations, deeper landslides have occurred. When the mass movements occurred as a debris flow, the soil loss its structure and all the trees have been evacuated from the area. On the contrary, in areas where the landslides are deeper, the top soil structure was not loss and the trees did not fully dissociate from the soil. The same landslides but different results, it is concluded that importance of the position in the water catchment.

Almost of trees in Japan are coniferous trees like cedar and cypress don't spread its roots deeply. They should be thinned at stated periods. But in Japan, population depletion and aging are advancing, so people who manage the forests are decreasing. So drifted woods caused by sediment hazards and landslide with heavy rain will be more thick and long in the future. And it applies to all over Japan.

With remote sensing system, it is easy to check some artificial forests and catch sight of fragile area. We can consider future measures about how prevent drifted woods and if there are dangerous area, we can prevent the damage before the disaster. This isn't the perfect tool but very effective tool.

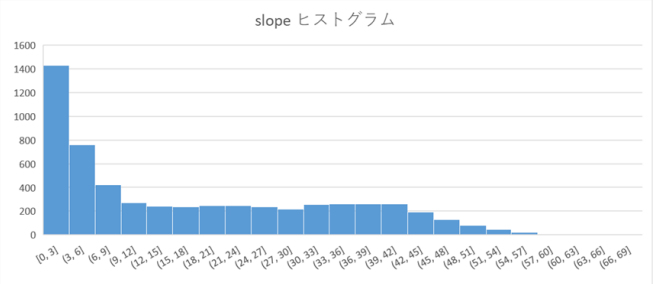


Fig.3: Distribution of trees per slope angles.

5.Conclusion

Drifted woods in sediment-disaster impacted valleys are a direct impact down to the valleys and the sea they have flown to, but a large amount of the timber trapped in the mountains appear to be a potential source of hazards in the future. As this distribution is dependent on the type of landslides, proper sabo structures would address present sediment and timber hazards as well as potential drifted wood hazards.

References

・JMA(2018)・GIS.(2017)・Cabinet Office.平成29年度版高齢社会白書・九州地方整備局・福岡県（2017）・岡本敦,(2017).平成29年度国総研講演会・Yamamoto.H, et al. (2017).JOURNALOF SOCIETY FOR NATURAL DISASTER SCIENCE, Vol.36, No.3, p257-279 ・ Marutani.T, et al. (2017): Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering, Vol.70, No.4, p.31-42 ・ Tetsuya,K, et al. (2018). 平成30年度砂防学会研究発表会概要集,T2-03・H. Saito, et al. (2014). v. 42; no. 11; p. 999–1002; Data Repository item 2014350・Stefano Luigi Gariano, et al. (2016)Earth-Science Reviews 162, 2016, p.227-252・山本晃一流木災害―発生から処理まで―,技報堂、2009

流木を含む土石流の氾濫解析

株式会社建設技術研究所　○山下 伸太郎，大坪 隆三

1. はじめに

2014年8月広島豪雨災害や2017年7月九州北部豪雨など土石流だけでなく流木の流出による被害拡大が度々発生しており，山地渓流・河川における流木の移動・堆積に関する予測精度の向上は，土砂災害のソフト対策や対策工の施設効果を評価するうえで極めて重要になっている．しかし，現在の土石流氾濫解析で流木を評価する場合，流木量を土砂の一部として流出総量を割り増すなど，土砂・流木を一体として評価するため，土砂の挙動に支配され，土砂からの分離や流木のみの移動を評価することができない．

そこで，本稿では，既往の流木移動に関する調査・研究をもとに，従来の土石流氾濫解析モデルに流木の連続式と濃度式を組み込むことで，流木の移動範囲や集積状況を評価可能な土砂・流木氾濫解析モデルを作成し，水理模型実験との比較検証やモデル地形（扇状地形）における試算検討を行うことで精度検証を行った成果を報告する．

2. 土砂・流木氾濫解析モデルの概要

土石流区間における流木挙動の解析は、山崎・江頭2018[1)]を参考に，土砂の質量保存則に別途流木の輸送・貯留方程式を弱連成させた二次元土石流流木輸送モデルの考え方を，国総研資料第874号に準拠する弊社保有の二次元河床変動計算モデルに適用した．流木移動に関する既往モデルへの適用方法を表-1に示す．

表-1　既往モデルへの流木移動適用方法

項目	適用方法
E(侵食･堆積速度)	混合粒径の粒径別侵食･堆積速度の合計値．侵食･堆積速度式は高橋式を採用．
D(侵食可能深)	全土層厚とした．
S(山腹斜面や渓床の単位面積あたりの立木あるいは流木の体積)	D(全土層)内の流木存在量＝D_1(交換層厚)×F_{d1}(交換層内の流木の存在比率)+ D_2(下層厚)×F_{d2}(下層の流木の存在比率)
侵食時の取り扱い	･修正係数r=1.0 ･限界水深を下回る時,流木の一部は侵食により，河床から流水中に移動するが，着底しているので，隣接メッシュに移動はしない．
堆積時の取り扱い	･修正係数h≧h_{drf}:r=0.0、h<h_{drf}:r=1.0 ･全体の土砂が堆積傾向であっても，限界水深を上回る時，流木は堆積しない． ･限界水深を下回る時，堆積(交換層に包含)し，残りは流水中に存在(ただし，流木着底しているので，隣接メッシュに移動しない)．
隣接メッシュへの流木の移流	当該メッシュの水深(流動深)が限界水深を下回る時，当該メッシュから隣接メッシュへ流木は流出しない．
河床における流木の扱い	他の粒径の土砂と同じ．粒径を含めた土層の存在率の合計は1.0とする．
粒径分布のおける流木の扱い	一番大きな粒径を流木として計算(d_{drf}:流木の直径は実際の計算には未使用)．

なお，流木の連続式は以下のとおりとした．

① E>0（侵食過程）

$$\frac{\partial C_{drf} h}{\partial t}+\frac{\partial C_{drf} uh}{\partial x}+\frac{\partial C_{drf} vh}{\partial y}=E\frac{S}{D}r$$

② E<0（堆積過程）

$$\frac{\partial C_{drf} h}{\partial t}+\frac{\partial C_{drf} uh}{\partial x}+\frac{\partial C_{drf} vh}{\partial y}=EC_{drf}r$$

rは修正係数とし，①侵食過程時r=1.0，②堆積過程時r=1.0（h<h_{drf}）またはr=0.0（h>h_{drf}）とした．

ここで，E：侵食・堆積速度（高橋式），S：山腹斜面や渓床の単位面積あたりの立木あるいは流木の体積，D：侵食可能深，C_{drf}：土石流の流れにおける流木の体積濃度，h_{drf}：流木浮上限界水深である．

3. 水理模型実験（直線流路）との比較検証

水理模型実験の勾配2～20°の直線流路（延長約12.6m，縮尺1/50）と土石流・流木諸元を対象に，土砂・流木氾濫解析モデルによる検証検討を実施した．計算に用いた条件を表-2に示す．

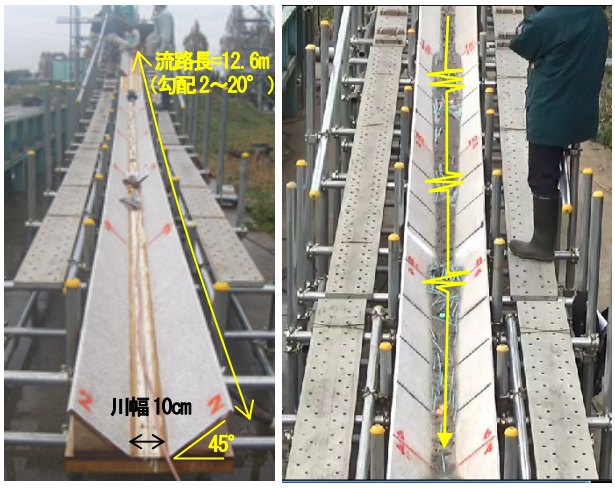


写真-1　水理模型実験の状況

表-2　計算条件一覧表

項目		数値	備考
内部摩擦角		30°	一般値
水密度		1.0g/cm³	一般値
土石流間隙流体密度		1.0g/cm³	初期値
砂礫密度		2.65g/cm³	一般値
堆積土砂濃度		0.6	一般値
粗度係数		0.04	一般値
侵食速度係数		0.0007	一般値
堆積速度係数		0.05	一般値
メッシュ間隔		2.5m,5.0m	流路幅5m
粒径分布		4粒径	平均粒径17cm
材積量/流木1本あたり		0.459m³	長さ6.5m、直径0.3m
流木本数		486本	
ハイドロ	清水流量	25.3m³/s	矩形
	土砂流量	11.9m³/s	矩形，濃度32%
	流木流量	0.8m³/s	矩形，濃度2%

水理模型実験から得られた流木流出率（89.1～93.4%）に着目し，メッシュ間隔と流木浮上限界水深（h_{drf}）を変化させた複数ケースの土砂・流木氾濫解析を実施し，流木の停止・再移動の条件について検討した．実験流路下端から流出した流木量の流木流出率について，計算結果と実験結果を表-3に示す。

表-3　流木流出率（計算と実験）

浮上限界水深（h_{drf}）	流木流出率		
	土砂・流木氾濫解析		水理模型実験
	メッシュ間隔 2.5m	メッシュ間隔 5.0m	
0.10m	92%	96%	89.1～93.4%
0.15m	89%	95%	
0.20m	86%	93%	
0.30m	80%	88%	
0.40m	75%	84%	
0.50m	65%	78%	
0.70m	49%	54%	

流木流出率による検証結果から，流木浮上限界水深（h_{drf}）が0.1m～0.2m以下で，水理模型実験と同様の流木流出率（約90%以上）を再現できた．また，メッシュ間隔の設定により，計算される流動深が微小に変化するため，実地形への展開には設定するメッシュ間隔と流木浮上限界水深（h_{drf}）の両方に留意する必要があることを確認した．

4.　モデル地形（扇状地形）における試算検討

砂防領域の一般的な扇状地形（谷出口上流の河床勾配4°以上、谷出口下流の河床勾配2°）を対象に，土砂・流木氾濫解析モデルによる試算検討を実施した．なお，土石流・流木諸元は「3.水理模型実験との比較検証」と同様とした（表-2）．

流木浮上限界水深（h_{drf}）を0.3mとした場合の計算結果について，最大流動深分布図，最終土砂堆積深分布図，最終流木堆積量分布図を図-1に示す．

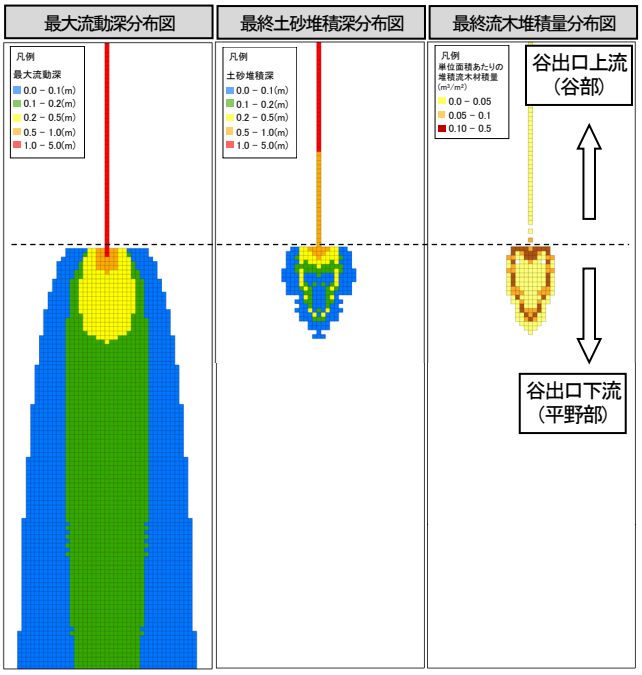


図-1　土砂・流木氾濫解析結果（流木浮上限界水深:0.3m）

また，図-2に流木浮上限界水深（h_{drf}）の設定値を0.1m，0.2m，0.3mに変化させた場合の最終流木堆積量分布図を示す．流木浮上限界水深（h_{drf}）が0.3mの場合は，土砂と流木の堆積挙動が類似するのに対して，流木浮上限界水深（h_{drf}）が0.1mの場合は，流木が谷出口下流の流動深の規模によって土砂から分離し，流木の停止や再移動が土砂の挙動に支配されず，流木のみの移動が評価できていることを確認した．

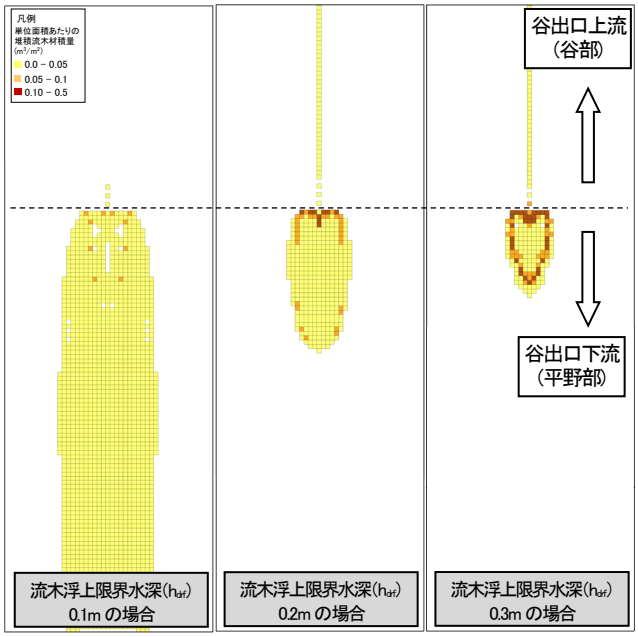


図-2　最終流木堆積量分布図（流木浮上限界水深を変化）

5.　まとめ

本検討によって得られた土砂・流木氾濫解析モデルによる評価結果の概要を以下に示す．

- 開発した土砂・流木氾濫解析モデルにより，土砂・流木の規模や地形条件等に応じて，流木の移動範囲や集積状況を追跡できることを確認した．
- 本モデルの評価には，計算パラメータとして適正なメッシュ間隔と流木浮上限界水深（h_{drf}）を設定する必要がある．

6.　今後の課題

本検討で構築した土砂・流木氾濫解析モデルは，検討の初段階であり，未だ研究の域を脱していないと考える．土石流区間における流木流出の実績とのキャリブレーションを多数実施し，適正なメッシュ間隔の設定や流木浮上限界水深の設定条件について検討し，モデル全体の精度向上を図る必要があると考える．

また，修正係数 r についても，土砂の移動形態（土石流，掃流状集合流動，掃流），土砂濃度，相対水深（h/d）等により，変化させる必要があると考える．

【参考文献】

1）山崎祐介・江頭進治:豪雨に伴う土砂・流木の生産と流下過程に関する研究，河川技術論文集，第24巻，pp 71-76，2018年6月

P-047

土石流が渓畔林の攪乱と成立に及ぼす影響

静岡大学農学部（現 アジア航測株式会社）菊地慎太郎
静岡大学農学部　今泉文寿　逢坂興宏　小川滋之

1　はじめに

土石流は流下速度が速いこと、大きな破壊力を有すること、流下距離が長いことから人的、物的被害を大きくする土砂移動現象であり、現地観測によって実態解明が試みられている（例えば土屋ら,2009；経隆ら,2016）。また、土石流により引き起こされる地表変動は、その流域内の森林群集の成立に大きな影響力を持つことが示唆されている（中村,1990）。したがって、土石流が頻発する渓流における渓畔林の成立は土石流による強度の攪乱の影響を受けていると考えられる。これまで渓畔林の成立と攪乱強度との関係についての研究では、主として現地調査による群落構造、遷移の経年変化の把握が行われてきた。しかし、これでは広い範囲を定量的に明らかにすることは難しい。UAV を用いた空撮写真の解析、DEM を用いた地形変動量の解析を併用することによってより高精度で明らかになる。本研究では以上のことをふまえ、土石流が渓畔林の攪乱と成立に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。

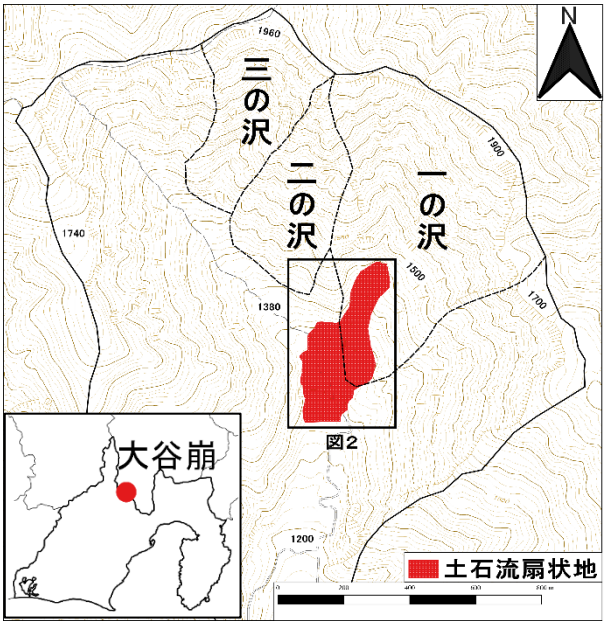


図 1 調査地位置図

2　研究方法

2.1　調査地

研究対象地は、静岡県安倍川源頭部に位置する大規模崩壊地、大谷崩内の「一の沢」下流域である（図 1）。大谷崩の地質は古第三紀層の四万十層群に属しており、砂岩、頁岩、およびこれらの互層によって構成されている。「一の沢」下流域には上流から流下してくる土石流の堆積により、土石流扇状地が形成されている。調査地の主な樹種は、ヤマハンノキ（*Alnus hirsuta Turcz*）、ミズメ（*Betuia grossa Sieb*）、ホソエカエデ（*Acer capillipes*）である。

2.2　研究方法

2005 年、2006 年、2008 年、2010 年、2011 年、2012 年、2013 年の 7 時期に行われた航空レーザー測量（国土交通省実施）により得られた DEM と 2016 年、2017 年、2018 年の 3 時期に行った UAV（Phantom4pro、DJI）の空撮写真より作成した DEM の、計 10 時期の DEM を用いて土石流扇状地の地形の変化を解析した。空撮写真からの DEM の作成には Photoscan（Agisoft）を用いた。連続した 2 時期の DEM を QGIS にて差分することで土石流による侵食・堆積に伴う標高の変化を求めた（図 2）。また、各時期のオルソ画像を用いて、渓畔林を便宜上、裸地、低木林（~1m）、亜高木林（1~3m）、高木林（3m 以上）に区分した。

2.3　現地調査

土石流扇状地上に、攪乱後の経過年数の異なる調査区（3m×3m）を 16 箇所（図 2）設け、高木性木本の位置座標、樹種、胸高直径、樹高、樹齢の測定を行った。通常、調査区のサイズは樹高と同程度に設定するが、本研究では数多くの場所で調査を行うために小さめの調査区とした。また、調査結果に代表性を持たせるため、植生の状態が同じ

ような調査区をできるだけ複数個所設置するようにした。

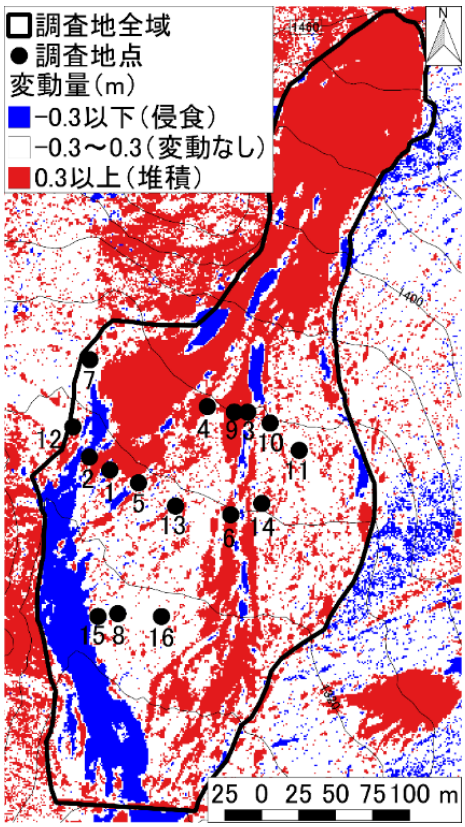


図 2 解析事例(2006-2008)

3 結果と考察

図 3 に各調査区における植生の成立状況の経年変化を示す。攪乱は、DEM 差分図による地形変化に基づいて作成しており、堆積厚の最も大きかった 2.3m を最大として、4 段階で堆積・侵食のある程度の強度を示している。攪乱の前後で林分に変化がない場合は林床のみ攪乱を受けたと判断した。No.1~6 のような攪乱の頻度が高いエリアでは、ヤマハンノキのような先駆種が優占し、No.10~16 のような攪乱の強度が小さいエリアでは、ミズメやイタヤカエデ(*Acer pictum*)が優占している。2006 年から 2008 年に発生した土石流によって多くの調査区が攪乱を受けたが裸地に戻るほどの攪乱を受けたのは No.9 のみであった。その攪乱強度は最大 2.3m の堆積で、その他の調査区では 1m に満たない攪乱であった。林床のみ攪乱を受けた調査区では、生き残った高木の周辺に実生が多くみられた。裸地に戻る撹乱後の林分と林床のみ攪乱後の林分の間で、その後に成立する林相が異なる。

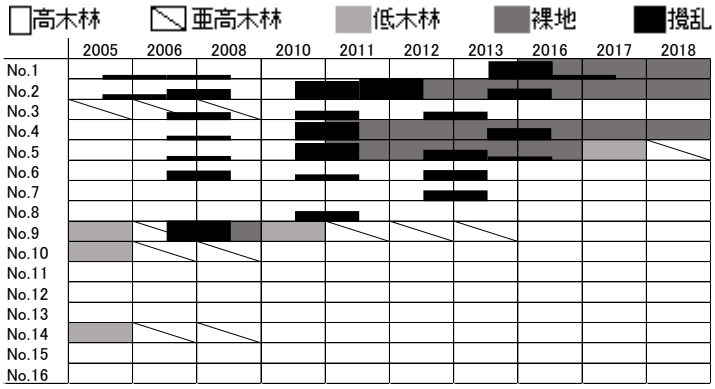


図 3 各調査区における植生の成立状況の経年変化

図 4 は DEM 差分を行った各時期における土石流の流下面積と各時期における渓畔林区分ごとの面積から算出した、裸地面積の変化量の関係を示している。土石流の流下面積が大きくなるにつれ裸地面積変化量も大きくなることがわかる。土石流の流下面積が約 1.5 から 3ha であると、裸地面積の変化量に大きな変化がないことがわかる。

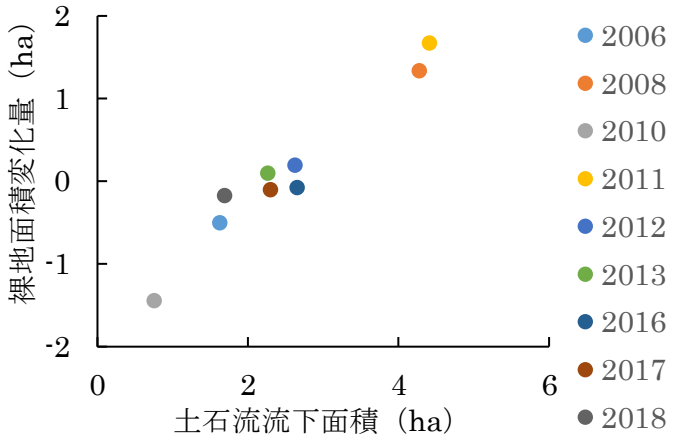


図 4 土石流の流下面積と裸地面積の変化量の関係

4 おわりに

今回の研究では、大谷崩「一の沢」におけるオルソ画像や DEM、現地調査によって土石流による渓畔林の攪乱と成立について研究した。これらの結果、土石流扇状地における渓畔林は、土石流と密接な関係にあることがわかった。

参考文献

土屋智・今泉文寿・逢坂興宏（2009）砂防学会誌 Vol. 61. No. 6, p. 4-10

經隆悠・堀田紀文・今泉文寿・早川裕弋（2016）中森研 No. 64, p. 117-120

中村太士（1990）生物科学 42, p. 57－67

P-048

水系砂防における流木流出率に関する事例整理

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生[1)]，後藤　健[1)]，川邊　三寿帆，高嶋　啓伍
株式会社パスコ　○板野　友和，小更　亨，川上　誠博，本多　泰章
国立研究開発法人土木研究所　藤村　直樹[2)]，染谷　哲久
1) 現　国土交通省　北陸地方整備局　河川部　2) 現　国土交通省　総合政策局

1．はじめに

近年の土砂災害では，山腹崩壊等により発生する流木が被害を拡大させる事例[1),2),3)]が報告されている．特に平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下，九州北部豪雨）においては，山地渓流から下流河道まで大量の流木が流入し，橋梁を閉塞させ氾濫被害が拡大し，水系砂防における流木対策の必要性が再認識された．土石流に伴う流木への対策計画は，石川ら[4)]の調査結果を参考に示された，土石流・流木対策施設が無い場合の流木流出率[5)]を用いて立案されている．一方，これらは流域面積が 2km^2 以下の渓流が対象であり，水系砂防が対象とする規模の流域における流木流出率に関する知見は不足している．

そこで湯沢砂防事務所では，管内の流木対策計画の立案のために大量の土砂・流木が発生した流域を対象に，流木の流下・堆積状況を把握し，流木流出率に関するデータを整理した．対象は，平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨（以下，新潟・福島豪雨）の登川，データ蓄積のために管外である九州北部豪雨における赤谷川を選定した．

2．調査対象流域

調査対象とした流域と災害の概要を以下に示す．

表-1 登川流域（新潟・福島豪雨）概要

対象流域	信濃川水系魚野川支川登川 （流域面積 76.9 km^2，幹川流路延長 16.5 km）
災害発生日	平成 23 年 7 月 26 日～30 日
降雨状況	【清水観測所】 最大時間雨量：62 mm/hour，最大日雨量：172 mm/1day，最大 2 日雨量：341 mm/2day
流域内被害	崩壊地面積率 0.35 %，破堤 2 箇所．家屋や人的被害はないが，多くの崩壊が発生．渓床・渓岸侵食に伴い多量の土砂・流木が流出．

表-2 赤谷川流域（九州北部豪雨）概要

対象流域	筑後川水系赤谷川 （流域面積 20.1km2 幹川流路延長 15.5km）
災害発生日	平成 29 年 7 月 5 日～6 日
降雨状況	【松末小学校（7/5 18:00-欠測）】 最大時間雨量：137 mm/hour 【北小路公民館（流域外）】 最大時間雨量：124 mm/hour，最大日雨量 796 mm/1day，最大 2 日雨量：861 mm/2day
流域内被害	崩壊地面積率 3.1%，死者・行方不明者 22 人，建物被害全壊 99 戸，半壊 37 戸[1)]．同時多発的に発生した崩壊に起因する土砂・流木の流出に伴う谷底平野の埋塞・氾濫により多くの被害が発生．

3．調査手法

航空写真の比較判読結果等から発生流木量，堆積流木量を算定し，流域の流木収支を整理した．

3．1．登川流域における流木流出状況の整理

既往報告[6),7)]における流木流出状況を再整理した．

①発生流木量

崩壊及び渓床・渓岸侵食により消失した樹林面積に，単元流域ごと，単位面積あたりの材積量を乗じて算出した．下流域の登川流路工内の樹林は，流出本数に 1 本当たりの材積量を乗じて算出した．

②堆積流木量

現地調査により堆積状況を量的に把握できた図-1 に示す 4 支川（姥沢川，二子沢，上流右支川，一之沢）について流木の堆積状況を算出した．

③流木収支

各支川から登川本川への流出流木量を，発生流木量から堆積流木量を差し引いて算出し，4 支川の流木流出率を算出した．登川流域全域の流木収支については 4 支川の流木流出率の平均値を用いて算出した．

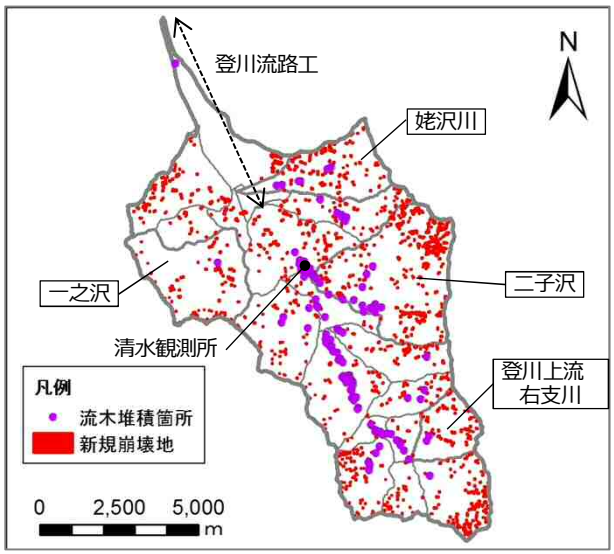


図-1　流木発生域と堆積域の分布（登川）

3．2．赤谷川流域における流木流出状況の整理

①発生流木量

既往報告[1)]において流木発生面積に単位面積あたりの材積量（549 m^3/m^2）を乗じて算出した値を使用した．

②堆積流木量

流木が集積している箇所については，災害後に取得し

た LP の 1m メッシュの表層標高モデル（DSM）と地盤標高モデル（DTM）の差分の合計に空隙率（0.8）を乗じて算定した．空隙率は，現地の流木堆積箇所における UAV 撮影データから SfM 解析により作成した 3D モデルと現地計測により漏れなく計測した堆積流木量と上述の差分の合計の比から推定した．1 本ずつ堆積していた流木は，写真判読により計測した流木長に平均的な直径（0.3 m）を乗じて算出した．

③流木収支

地質別，崩壊規模別に崩壊地から本川，支渓から支川への各流出率を整理し（それぞれ 0.8，0.9），主要支川（赤谷川上流，乙石川，小河内川）及び赤谷川全域の流出流木量を算出し，①・②と合わせて流木収支を求めた．

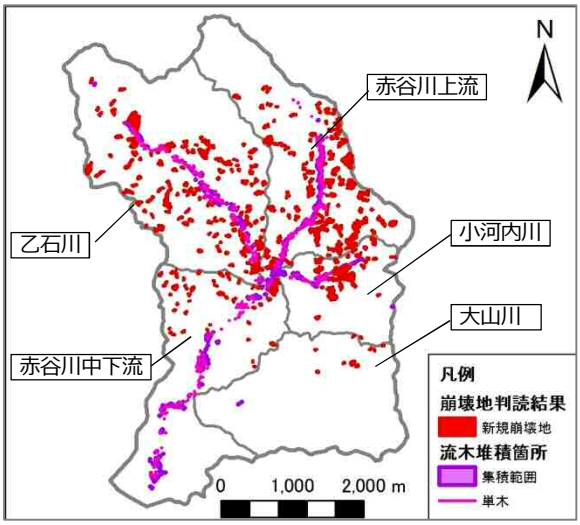


図-2　流木発生域と堆積域の分布（赤谷川）

4．結果と考察

登川及び赤谷川における流木収支を表-2 に示す．

登川の流木流出率は，一之沢が他の支川に対して 0.22 と低いが，これは登川左岸側の崩壊が少なく，かつ支川下流の渓床勾配が緩いことが影響していると考えられる．登川流域全体では0.37 と一之沢以外の支川に比べ低いが，これは本川での堆積流木量が多いためである．

表 3 流木収支の整理結果

登川	発生流木量	堆積流木量	流出流木量	河床勾配	流出率
上流右支川	314 m^3	50 m^3	264 m^3	15.8 度	0.84
二子沢	249 m^3	60 m^3	189 m^3	12.9 度	0.76
姥沢	995 m^3	195 m^3	800 m^3	12.7 度	0.80
一之沢	153 m^3	120 m^3	33 m^3	6.5 度	0.22
登川流域	6,840 m^3	4,304 m^3	2,536 m^3	4.8 度	0.37

赤谷川	発生流木量	堆積流木量	流出流木量	河床勾配	流出率
赤谷川上流	15,907 m^3	9,328 m^3	6,579 m^3	5.5 度	0.41
小河内川	5,303 m^3	3,776 m^3	1,527 m^3	6.2 度	0.29
乙石川	14,959 m^3	7,095 m^3	7,864 m^3	5.7 度	0.53
大山川	381 m^3	114 m^3	267 m^3	4.9 度	0.70
赤谷川全域	39,231 m^3	4,303 m^3	14,647 m^3	3.3 度	0.37

赤谷川の支川別の流木流出は，崩壊等の土砂移動が顕著な乙石川が 0.53 と最も流出率が大きく，土砂・流木の流下区間に砂防堰堤が整備されている小河内川が 0.29 と最も流出率が低い結果となった．

水系における流木流出率について，流域面積・勾配との関係を図-3 に整理した．比較のため九州北部豪雨の他流域の成果から算出した値及び既往災害 [9]を加えた．図-3 からは，流域面積の増加及び勾配の減少に伴い，流木流出率が低下する傾向があることが分かる．この結果から，水系で流木対策を検討する際には，流域面積や河床勾配など地形条件を考慮した検討が必要と考えられる．しかし，流木の流出には，降雨分布，流量規模，川幅等の条件がそれぞれ影響すると考えられることから，さらなるデータ蓄積により流木の流出特性を明らかにする必要がある．

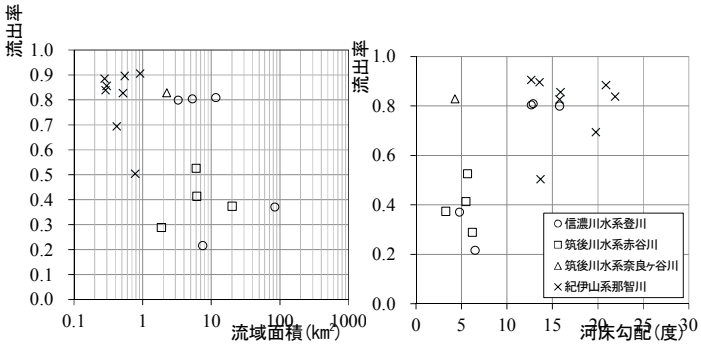


図-3 左：流域面積と流木流出率の関係
右：勾配と流木流出率の関係

5．おわりに

本検討では，10 km^2 以上の流域において，流木流出率を複数事例整理し，既往報告にある 10 km^2 以下の流域における事例と組み合わせることで，流木流出率が流域面積や河床勾配に応じて変化する傾向が示された．今後は，さらに事例を追加し，流木の流出に影響を与える指標を整理・分析することが必要である．

最後に，赤谷川流域におけるデータ整理に際し，航空レーザ測量成果を提供いただいた九州地方整備局河川部に感謝申し上げる．

6．参考文献

1) 筑後川右岸流域河川・砂防復旧技術検討委員会, 130 pp., 2017, 2) 石川ら，砂防学会誌，Vol.66 No.5，p. 61-72，2014，3) 佐藤ら，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集（以下，概要集），p. B-284-285，2016，4) 国土技術政策総合研究所，国総研資料第 904 号，20pp.，2016， 5) 石川ら，砂防学会誌，Vol.42 No.3，p. 4-10，1989，6) 萬徳ら a，平成 24 年度概要集，p. 526-527，2012，7) 萬徳ら b，平成 24 年度概要集，p. 604-605，2012，8) 染谷ら，水利科学，No.365，p. 36-55，2019，9) 黒岩ら，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p. 127-132，2016

P-049

AI を用いた樹種判読と流木量算出について

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼 隼一，福田 光生，後藤 健，川邊 三寿帆，高嶋 啓伍
株式会社 パスコ　○川上 誠博，小更 亨，板野 友和，本多 泰章，福井 翔宇，彦坂 修平

１．はじめに

砂防事業における流木対策計画立案において，流木量算出の精度が計画の信頼性に直結する。一般的に流木量は，流域内の植生別の面積を植生区分図から求め，それに植生別の単位面積当たりの材積量を乗じることで算出できる。そのため，正確な植生区分図の作成が重要となってくる。砂防事業における流木対策計画で一般的に用いられる環境省作成の植生図は作成が古く（管内は 1999～2004 調査），現状の植生を正確に表現出来ていない可能性がある。一方，湯沢砂防事務所が撮影した空中写真は直近 10 年以内のものであり，現状の植生状況を示していると考えられることから，空中写真を用いて植生区分図を作成し，流木量算出を行うこととした。

本事例では，AI を用いた植生区分の試行を行った。AI を用いた場合，人による判読に比べ，作業に要する時間，統一的な精度かつコスト面で有効性が考えられる。また，AI を用いた樹種判読を行うとともに既往 LP 計測の点群データを用いて樹高・密度区分を行い，植生の粗密を表現することで流木量算出区分を詳細に分け，その適用性と今後の展開について検討した。

２．AI による植生区分図の作成手法

航空 LP 測量で取得したオルソ画像を基に，画像分類に特化した機械学習技術の一つである畳み込みニューラルネットワーク（Convolutional Neural Network，以後 CNN）を用いた。CNN では植生区分とオルソ画像を併せて機械に学習させ，植生区分ごとのパターンを認識させることで自動判読を実施した。

２.１．対象流域と学習データ

植生区分図を作成した流域は，信濃川下流水系魚野川流域のうち，破間川流域，大源太川流域，魚野川上流域である。

オルソ画像から林相，落葉・積雪の有無、影等の有無やスキー場等の特殊な土地利用等を考慮し，学習データ範囲を抽出した（図-1）。その結果，全範囲に対し約 8%の割合を学習データとして抽出した。

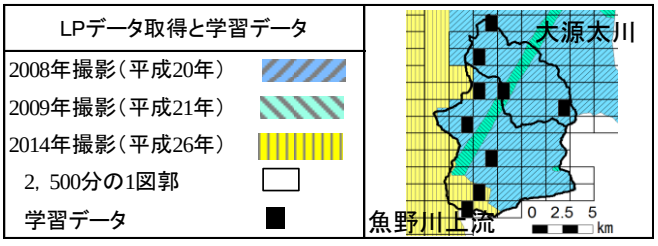


図-1　学習データ作成範囲例（魚野川上流・大源太川）

２.２．学習フェーズと分類フェーズ

学習フェーズでは，オルソ画像を基に人による判読を行い植生の特徴を学習データとして定義し，その学習データから機械が反復学習することにより学習結果をモデル化した。分類フェーズでは，機械学習によりモデル化した法則を基に，未判読領域のオルソ画像から植生の特徴を捉え，機械により自動判読し，植生区分を作成した。

２.３．機械学習による植生自動判読

機械学習による自動分類後の植生図を図-3 に示す。大源太川・魚野川流域での植生区分については，環境省の植生図と類似することが得られた。しかし，局所的な分布では大きく異なる箇所が散見された。特に，「広葉樹」，「低木草原」「スギ植林」間で環境省の植生図と自動判読結果に不一致箇所が多く見受けられた（図-4）。

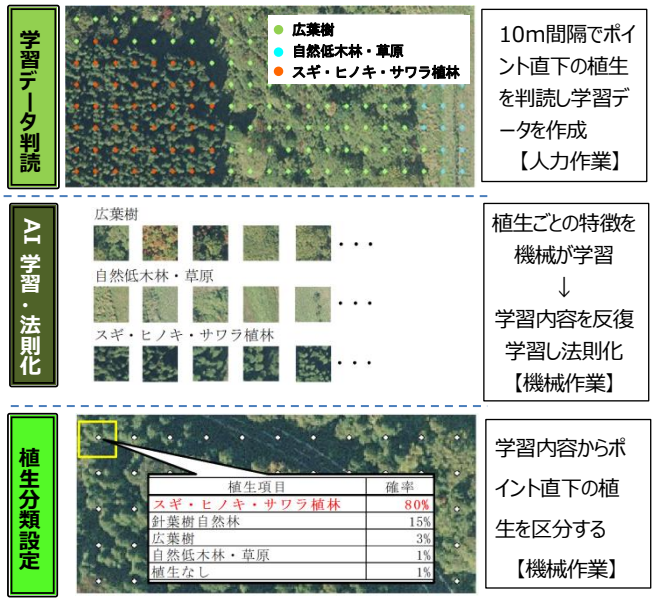


図-2　AI による植生区分図作成の流れ

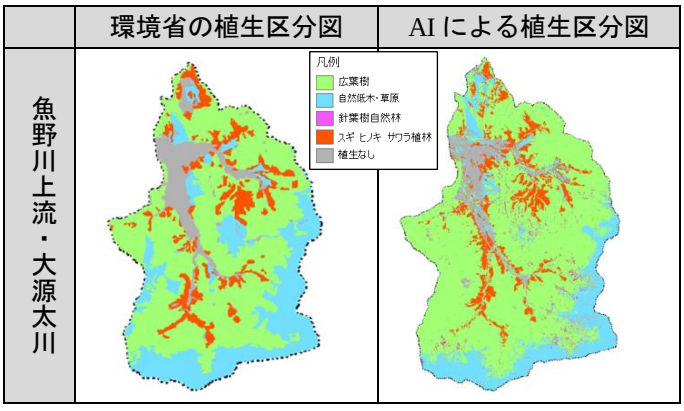


図-3　植生判読結果の比較（魚野川上流・大源太川）

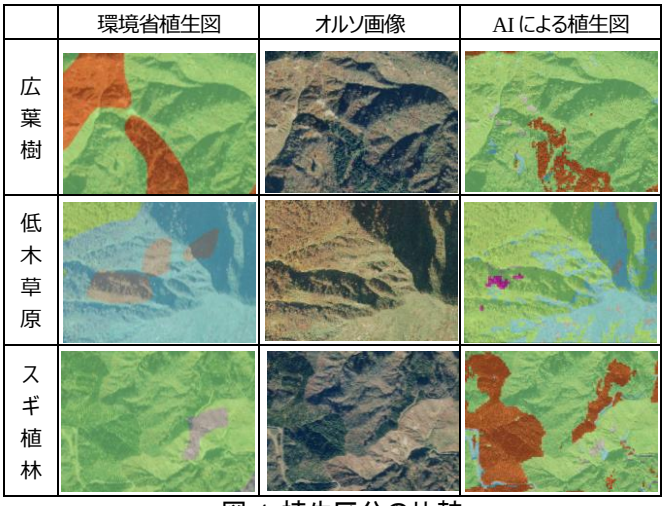


図-4 植生区分の比較

2.4. LP データを活用した樹高・密度区分

流木量を算出する場合，植生区分だけでなく区分ごとの樹高及び密度の違いを考慮することでより正確な値となる。そこで，広域的な判読範囲に対し，効率的に樹高及び密度を評価するため，航空 LP の点群データを用いて区分するとともに，コドラート法（10m×10mの範囲）によるサンプリング調査を実施した。また,樹高・密度区分は，広葉樹は樹木の性質から樹頂点が取り難いため，針葉樹の人工林を対象とした。

樹高及び密度による細区分は，図-5 のように DSM と DEM の差分 DCHM(Digital Crown Height Model)を 50 cm のピクセルサイズで作成した。細区分は，樹高は 10 m 未満，10-15 m，15-20 m，20 m以上の 4 つとし，密度は 10mセルに 5 本以下を疎，5 本以上を密の 2 つとした。

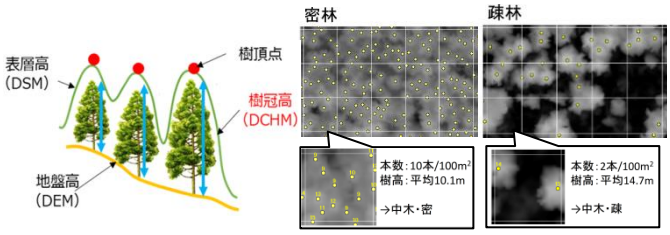


図-5 航空 LP データを用いた人工林の区分

3. 結果と考察

機械学習による自動分類後の植生図に対し，人による目視作業にて判読結果を照査し，判読修正作業を実施した。その結果，自動判読結果と目視判読の結果は約 95%一致し，高い精度で判読していることが確認できた。この要因は，①使用したオルソ画像が落葉時期であり，広葉樹の判読が容易であったこと，②対象流域には機械学習による判読がしやすい広葉樹が広域に存在したこと，③当該地域に人工林の樹種がスギの 1 種類であったことが考えられる。

しかし，撮影時期（季節や時間帯）が大きく異なるデータでは，同じ植生でも見え方が異なり，学習データが多くなることから判読結果にバラツキが生じやすくなり，精度にも影響を受けるものと考えられるため，同一時期の空中写真データを用いて植生区分図の作成を行うことが重要である。

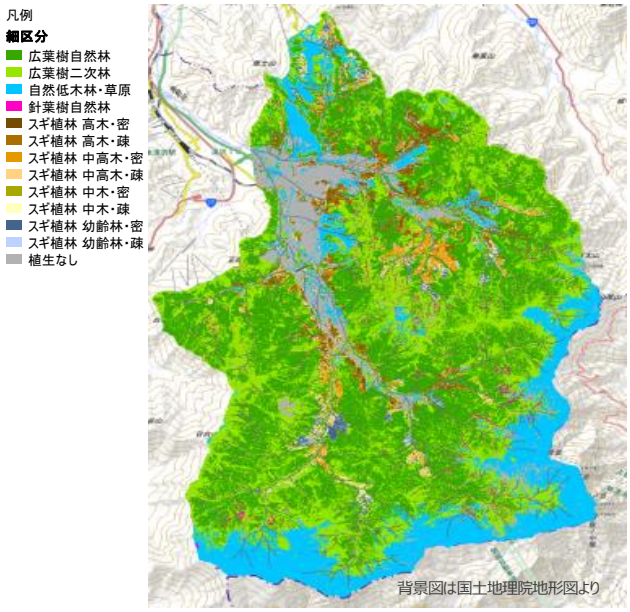


図-6 植生林相区分（魚野川上流・大源太川）

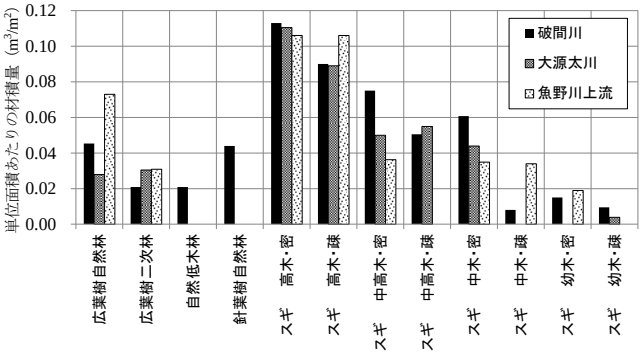


図-7 林相区分毎の単位面積当り材積量

一方で，樹高・疎密を考慮した植生区分図では，自動判読した植生図（図-3）と比べて，同じ樹種でも細区分による分布の違いが確認できる。特に中～上流域の渓流沿いに分布するスギ植林では，樹高の違いが表現されている（図-6）。また，サンプリング調査による林相区分毎の材積量（図-7）では，スギ植林の樹高・疎密による材積量に違いが見受けられ，特に中高～高木では差が大きいことが確認できた。これにより算出する流木量に大きく影響することが明らかとなり，樹高・疎密による樹種区分実施の必要性が確認できた。

4. おわりに

AI を用いた植生区分の試行により，自動樹種判読は現地の実態を精度よく表現出来ることが分かった。また，従来の植生区分図と大きな差があったことから，本手法が発生流木量を評価する基礎情報として非常に有効な手段の一つであることが分かった。AI による自動判読は得られた結果をモデルに反映させることで，さらにモデルが昇華されることから，再判読や範囲追加時の精度向上等への利用が期待される。

P-050

九州北部豪雨災害を対象としたストリームチューブ地形分割に基づく斜面崩壊-土石流統合モデルの適用

京都大学防災研究所　○山野井一輝・藤田正治
国際航業株式会社　孝子倫図
三重大学生物資源学研究科　堤　大三

1. はじめに

平成 29 年九州北部豪雨災害では，福岡県朝倉市周辺に，7 月 5 日 0 時から 6 日 0 時までの積算雨量が最大 698.1mm（CX 合成レーダ雨量による推定 [1]）にも到達する甚大な降雨がもたらされ，多数の斜面崩壊と土石流，およびこれによって生じた土砂の堆積による地形変動の影響を受けた甚大な洪水氾濫被害が生じた [1]．観測または想定可能な降雨データを元に，このような一連の現象を予測可能なシミュレーションが統一的な数値モデルによって実現されれば，発生条件の推定や将来における被害推定，また河道下流部における河道設計などにも有用と考えられる．

このような一連の現象を対象とするとき，①降雨浸透，②斜面崩壊，③土石流のそれぞれの過程は，①→②→③の一方方向への影響だけでなく，例えば斜面崩壊発生域では土層が存在しなくなり降雨の流出が活発になることや，土石流による地形の侵食が土層厚を変化させ，降雨・崩壊に影響が及ぶことも考えられる．全ての現象の数値モデルを同一の地形モデル上で統合的に解析することは，このような各現象の相互作用の効果を考慮することや，プログラムの可用性の観点から非常に重要である．

堤ら [2]は，ストリームチューブの集合で表現された流域地形モデルを用いることで，降雨浸透（飽和側方浸透流）過程と，簡易 Janbu 法に基づく斜面安定解析とすべり面探査を組み合わせた表層崩壊のシミュレーションモデルを提案している．この手法の特徴は，降雨浸透過程と表層崩壊過程を統合的に解析できるだけでなく，崩壊面の位置すなわち斜面崩壊の深さ情報までを得ることができることにある．本研究では，この手法に一次元土石流モデルを追加し，同一の地形上で降雨浸透から斜面崩壊および土石流を一体的に解析するシミュレーションモデルを構築し，2017 年九州北部豪雨で甚大な被害を受けた乙石川流域に適用を行なった．

2. 解析手法の概要

降雨流出過程と斜面崩壊の計算方法は堤ら [2]と同様の手法を用いる．ただし，堤らの手法では，斜面崩壊が発生しても土層厚を固定したまま崩壊解析を続けるのに対し，本研究では土層厚を動的に変化させて計算を継続させる．

土石流の計算手法には，高橋モデル [3]に基づく 1 次元解析手法を用いる．ただし，本研究では，土石流と浸透流を同時に解析するため，流体（水と土砂の混合物）と河床および流体中の土砂成分の連続式は下記のようになる．

$$\frac{\partial h_s}{\partial t}+\frac{\partial u_s h_s}{\partial x}+\frac{\partial h_b}{\lambda \partial t}+\frac{\partial u_b h_b}{\lambda \partial x}=p \qquad (1)$$

$$\frac{\partial C h_s}{\partial t}+\frac{\partial C u_s h_s}{\partial x}=iC_* \qquad (2)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+i=0 \qquad (3)$$

ここに，h_s, u_sは表面流の水深，流速であり，h_b, u_bは浸透流の水深，流速，λは土層の空隙率，pは降雨強度，Cは土砂濃度，C_*は河床の濃度であり$1-\lambda$で与えた．座標系はチューブの下流側方向に x 軸をとり，複数のチューブが合流する地点では，流入する流量をすべて合算したものと下流側の流出量との差分を空間差分として与える．z_bは土層上端の標高である．

また，表面流および浸透流の運動方程式は，

$$\frac{\partial u_s}{\partial t}+u_s\frac{\partial u_s}{\partial x}=g\sin\theta_w-\frac{\tau_b}{\rho h} \qquad (4)$$

$$u_b=k\sin\theta_w \qquad (5)$$

で与える．θ_wは水面勾配である．本研究では表面流と浸透流は同一の水面を有するものと仮定している．河床面せん断力τ_bの評価には高橋・中川の式 [3]を用いる．

および侵食・堆積速度iは，斜面崩壊解析の結果を用い下記のように場合分けして与えた．

$$i=\begin{cases}\delta_e\dfrac{C_\infty-C}{C_*-C_\infty}\dfrac{u_s h_s}{d} & (z_s\geq z_b, C_\infty\geq C)\\ \delta_d\dfrac{C_\infty-C}{C_*}\dfrac{u_s h_s}{d} & (z_s\geq z_b, C_\infty<C)\\ i_l & (z_s<z_b)\end{cases} \qquad (6)$$

ここに，C_∞は平衡土砂濃度，dは代表粒径，δ_e, δ_d, i_lは定数である．z_sはすべり面の標高であり，斜面崩壊モデルによって算出される．

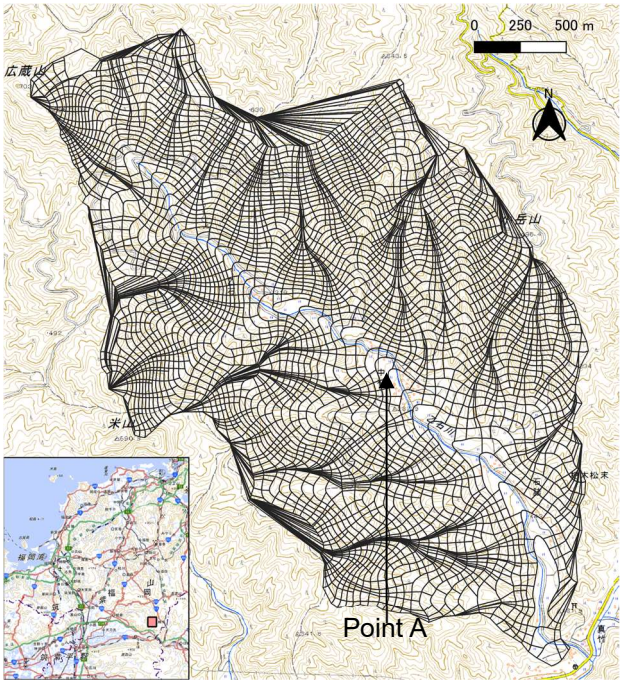


図 1 福岡県朝倉市乙石川流域を対象に抽出したストリームチューブ

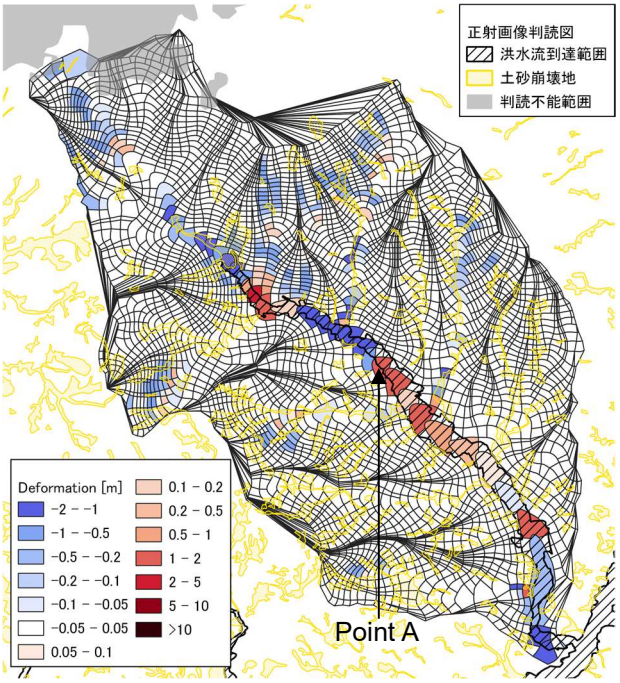


図 2 地形変動量の計算結果と国土地理院 [4]による正射画像判読図の比較

2. 対象領域と利用データ，解析手法

図 1 に対象の乙石川流域を対象に抽出したストリームチューブによる地形モデルを示す．抽出には既存の抽出プログラムを用いた．次に，2017 年九州北部豪雨時にアメダス朝倉地点で観測されたハイエトグラフ（2017/7/5 00:00 – 2017/7/7 0:00）を入力して得られた地形変化量を図 2 に，図 1,2 の A 地点における流量（全流体）と土砂ハイドログラフの計算結果を図 3 に示す．

図 2 によると，流域内の複数の斜面において縦断方向に長さのある表層崩壊が発生して，その付近が侵食され，乙石川本川に流入し，さらに本川沿いの数か所の領域で 1 - 5m 程度の堆積域が形成される結果が得られた．ただし，本結果の算出において内部摩擦角や粘着力などの土層強度や粒径等の土石流に関するパラメータは同定しておらず，降雨も空間的に分布していないものと仮定して計算している．今後，これらの諸パラメータを変化させ，また降雨の時空間分布を考慮することでどの程度実際の現象が再現できるかについて，更なる検討を行う予定である．

謝辞：本研究は JSPS 科研費（課題番号：17H06769）の助成を受けて実施されたものです．ここに記し感謝申し上げます．

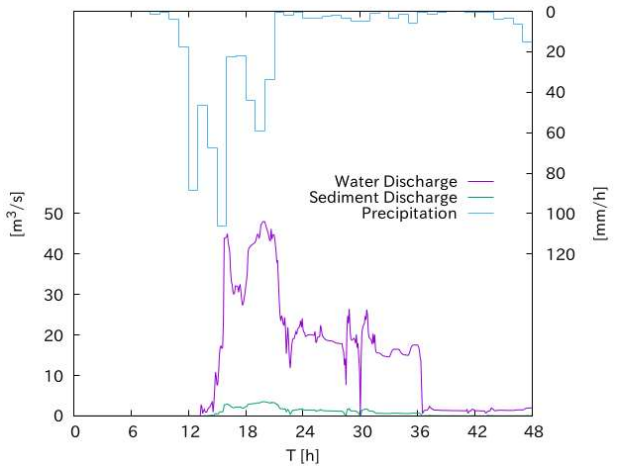


図 3 計算に与えた降雨データおよび本川 point A における流量と土砂のハイドログラフ

参考文献

1) 田中茂信，佐山敬洋：降雨の極値統計と流出・氾濫現象の現地調査およびモデリング，2017 年九州北部豪雨災害調査報告書，京都大学防災研究所, pp.72-79　2) 堤大三，孝子倫図，山野井一輝，藤田正治：ストリームチューブによる地形分割を元にした表層崩壊解析手法（印刷中）　3) 高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，砂防学会誌（新砂防），Vol. 44, No. 3, pp. 12-19, 1991. 4) 国土地理院技術資料 D1-No.874, http://www.gsi.go.jp/common/000194860.zip

P-051

山地渓流における流砂量の横断分布観測

三重大学大学院生物資源学研究科　○堤大三
京都大学防災研究所　宮田秀介，市田児太朗
ハイドロテック株式会社　野中理伸

1. はじめに

土砂災害の防止・軽減のためには、山地河川における土砂流出を定量的に把握することが必要であり、日本においては過去40年、音響法による間接計測手法の開発が進められてきた。著者らもこれまで15年間、活火山焼岳を源流とし土砂流出の著しい足洗谷流域においてハイドロフォンの開発を進めてきたが、検出パルスの飽和やパイプに衝突せずに流下する土砂粒子等の課題が残されている。本研究では、縦型・横型ハイドロフォンセットを用いた新たな計測手法（Tsutsumi et al., 2018）により、掃流砂計測手法の高度化を図り、年間を通した流砂量把握を試みた。

ハイドロフォン等の間接法計測機器を河川に設置する場合、様々な制約から河川横断方向の一部のみに設置されることが多い。本研究では、足洗谷水路幅5 m全体に0.5 m長さのハイドロフォンを5本設置し、横断方向全長における計測を行うシステムとした（図-1）。また、左右岸の垂直壁にもハイドロフォンを各１本ずつ設置し、新計測方法に適用した。



図-1　足洗谷観測水路における
ハイドロフォン設置状況

2. 解析可能な土砂移動の観測結果

観測期間（2018年4－12月）の穂高砂防観測所での降水量、観測水路における水位、流速とスロットサンプラーのピット重量変化を図-2に示す。降雨に反応して、観測水路での水位と流速が増減している。また、スロットサンプラーのピットは、期間中に3回満砂状態となっており、ピットからの排砂がその都度行われていることがわかる。これらの結果から、掃流砂移動が起こっていたイベントの内、スロットサンプラーのピット重量が増加し、掃流砂量が正常に計測されていたイベントが5回あった。

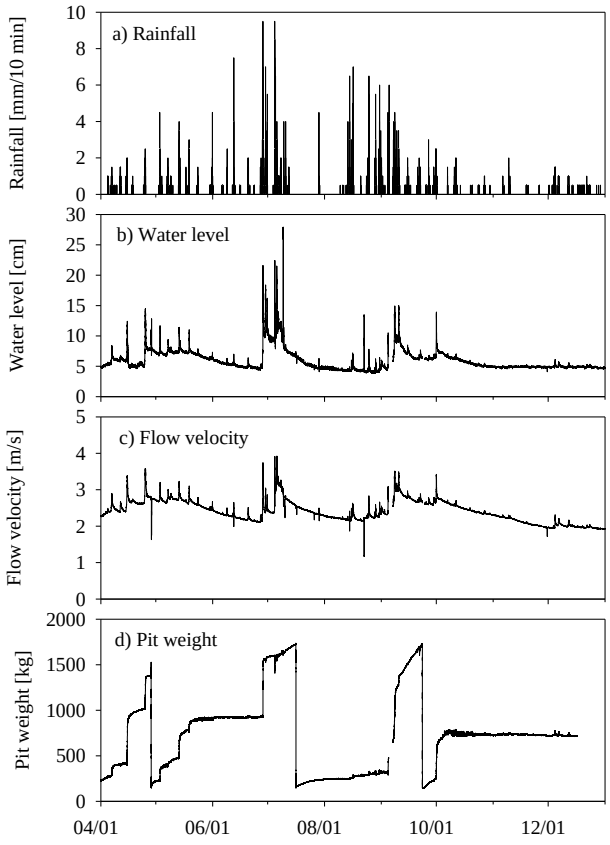


図-2　年間を通した観測結果（2018 年）
a) 降水量，b) 水路水位，c) 水路流速，
d) スロットサンプラー重量

3. ハイドロフォン出力と掃流砂量との相関関係

中央ハイドロフォン計測値（音響レベル）とスロットサンプラーによって計測された掃流砂量とのキャリブレーション関係を、１イベント（2018 年 4 月 15－16 日）を代表例として図-3 に示す。ここで、ハイドロフォン計測値は、左右岸の壁面パイプ計測値による補正を行っている。およそ線形の相関関係が現れており、ハイドロフォン計測とスロットサンプラーによる掃流砂計測が良好な相関を示していることがわかる。また、左右岸に設置した縦型ハイドロフォンによる補正も機能しているといえる。

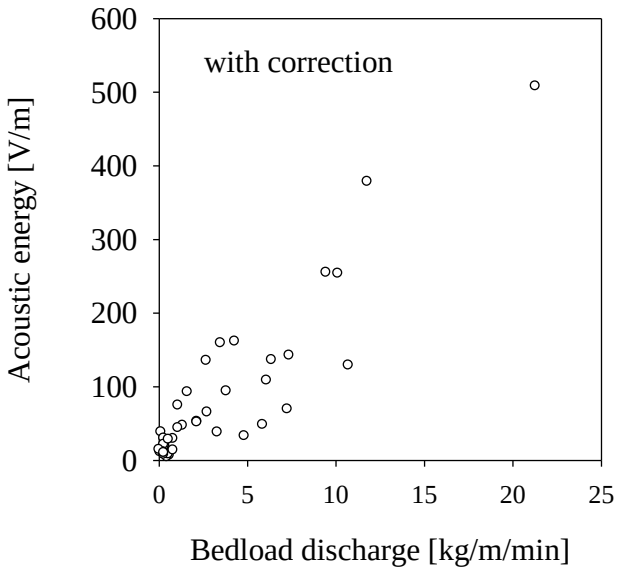


図-3　一イベントにおけるキャリブレーション関係（2018 年 4 月 15－16 日）

4. 通年掃流砂量の推定値

代表例として図-3に示した１イベントのハイドロフォン計測値と掃流砂量計測値のキャリブレーション関係を、全ての解析可能なイベントに対しても求め、それらを重ね合わせた場合、完全にはキャリブレーション線が一致せず、イベント毎の相関特性が異なることがわかった。ただし、ここではその違いを無視して、全てのイベント共通の相関直線を求め、それによって年間を通して連続して計測されているハイドロフォン計測値に適用し、掃流砂量の連続推定値を求めた。水路横断方向右岸側から1 m毎に5分割した掃流砂量推定値を図-4に示す。年間を通して、掃流砂量が右岸側から左岸側に向かって多くなり、掃流砂が常に左岸側に偏って流れていることがわかる。この傾向を数値化するため、横断方向各位置の全期間の掃流砂量を積算し、図-5に示す。掃流砂の大部分が左岸側2 mに集中しており、全体の80%程度を占めていることがわかる。水路全体の総掃流砂量は650 t/yearとなった。水路中心の1 mの範囲では、掃流砂量がおよそ60 t/m/yearだが、水路全体の掃流砂量650 t/yearから単位長さ平均として求めた130 t/m/yearの半分程度となり、水路中心に設置したパイプハイドロフォンで横断方向全体を代表させると半分程度に流砂量を過小評価してしまうことがわかる。

5. おわりに

2018年に起こった融雪出水、梅雨末期の豪雨、台風による豪雨が引き金となった流砂イベントを、連続的に観測することができ、5本の底面パイプによる観測によって、左岸側に掃流砂が偏って流れていることが示された。

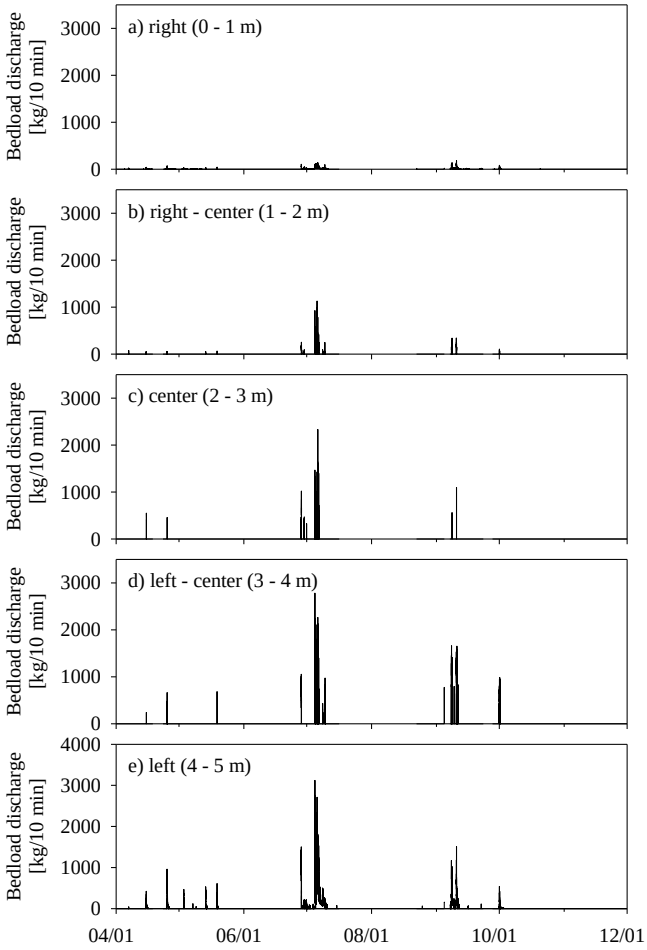


図-4　年間を通した掃流砂量推定結果（2018 年）

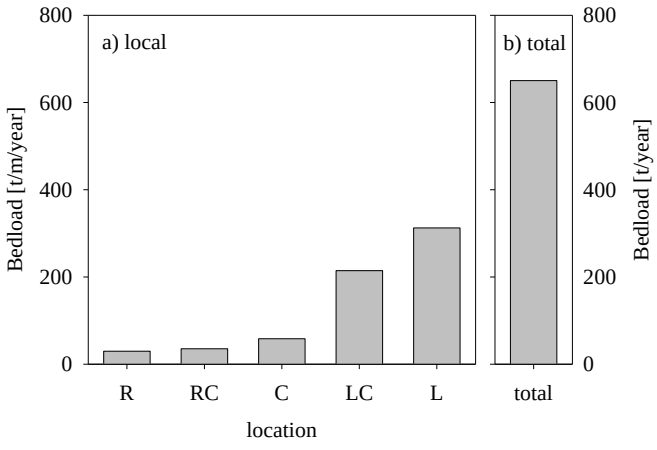


図-5　2018 年全期間での 5 底面パイプによる掃流砂量積算値と水路全体の総掃流砂量

参考文献

Tsutsumi, D., Fujita, M., Nonaka, M., (2018): Bedload transport measurement with a horizontal and a vertical pipe microphone in a mountain stream: taking account of particle saltation, Earth Surf. Process. Landforms 43, pp. 1118–1132.

P-052

ハイドロフォンを用いた流砂量観測の留意点

関東地方整備局富士川砂防事務所　萬徳　昌昭、小島　隆※1、木暮一也※2、三雲　浩司※3
京都大学防災研究所　藤田正治
株式会社　建設環境研究所　富田邦裕、叶　正興、井内拓馬、○重村一馬
※1：現日光砂防事務所、※2：現八ッ場工事事務所、※3：現甲府河川国道事務所

1．はじめに

富士川砂防事務所管内における土砂動態を把握するため、管内8箇所で設置されたハイドロフォンを含む標準的な流砂水文観測機器による流砂量観測とデータ解析を行っている。また、ハイドロフォンを用いた流砂量観測の精度向上のため、大武川第50床固工に平成25年度からロードセルを有したピットを設置し、流砂の直接観測も開始している。さらに、ピットでは観測開始直後に満砂になってしまう課題があったため、平成28年度からピットに改良装置を設置し、出水初期や側方から土砂の流入を抑制し、出水のピーク時に合わせた流砂量観測ができるようにし、流砂観測の精度向上に努めている。

2．これまでの観測研究における問題点

ハイドロフォンを用いた流砂量観測にはまだ多くの技術的課題が残されているが、本研究では観測可能な粒径の下限値と水理条件について、前述のハイドロフォンとピットを用いた観測データに基づいて検討した。最初に観測可能な粒径範囲に関しては、ハイドロフォンで流砂量を計測するにあたっては、粒径が小さいとノイズのレベル程度の音圧反応が出力され、流砂量が適切に観測できず、観測可能な粒径範囲の下限値があるものと考えられる。そこで、ハイドロフォンの直下流でピットに捕捉された粒度分布から計測できる粒径の下限値を調べようとした。[1] しかし、最近の研究で、近年では粒径が小さくても団塊であたると音圧が大きくなりハイドロフォンで流砂量の観測が可能であるのではないかとの知見[2] も示され、ハイドロフォンで流砂量を観測することのできる粒径の下限値を単一粒子の衝突のみでは決めることはできないと考えられる。（図-2①に該当）次に、水理条件については、流量が大きくなると砂礫が浮遊運動やサルテーション運動するため、ハイドロフォンを跳び越すものが多くなり、計測精度が低下する。したがって、流量が大きくなると衝突率を考慮した補正が必要になる。（図-2②に該当）

本研究では、以上のことについて、ハイドロフォンの観測データに基づき考察を試みる。



図-1 流砂量観測地点位置図

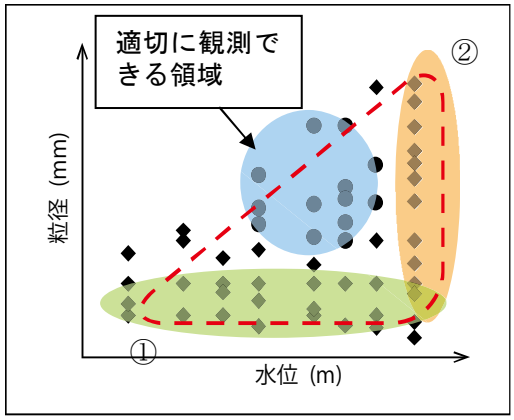


図-2 仮説のイメージ図

3．観測データ

ピットの改良以降の平成28年台風18号、平成29年台風5号、台風21号、平成30年台風24号の4出水を対象に、ピットで捕捉された粒度分布とピット近傍で計測された水深を用いて、水深と捕捉された土砂の平均粒径・粒径範囲の関係を整理した（図-3）。また、各水深に対する河床材料の移動可能な粒径範囲をEgiazaroff式および芦田・道上の修正式[3]より算定し、図-3に赤の点線で示す。ただし、計算には河床材料の最大粒径、最小粒径、平均粒径が必要である。図-4に観測地点近隣の平成25年度河床材料調査の結果を示す。この図から最大粒径は100㎜、最小粒径は0.075㎜とした。また、この河床材料の平均粒径は42.5㎜であるが、洪水時の平均粒径はよくわからないので、図-4に示すように平均粒径20㎜の場合も設定した。図-3には最小粒径、最大粒径、平均粒径の値も示している。各水深に対する移動可能な粒径は最小粒径の線と赤の点線で挟まれる領域である。ハイドロフォンによる流砂量とピットによる流砂量の一致度を表-1のように分類した。

分類1､2はハイドロフォンによる流砂量がピットによるものよりかなり小さい場合、分類3は両者がよく一致している場合、分類4はハイドロフォンの方が大きい場合を表す。

表-1 ハイドロフォンとピットの流砂量の一致度

分類	関係
1	ハイドロフォンの観測値<ピットの観測値×0.3
2	ピットの観測値×0.3≦ハイドロフォンの観測値<ピットの観測値×0.8
3	ピットの観測値×0.8≦ハイドロフォンの観測値<ピットの観測値×1.2
4	ピットの観測値×1.2≦ハイドロフォンの観測値

4．考察

図-3において、理論的な移動可能な粒径と実際に洪水時に移動している粒径を比べると、平均粒径を20㎜にした方が両者の隔たりが小さいことがわかる。河床材料調査による粒度分布はタルボット型であり、洪水後に河床がアーマーリングしたときのものであると推察される。洪水中は細粒成分がもう少し多いものと考えられる。そこで、図-3の下図について詳しく見ると下記のようなことが考察される。

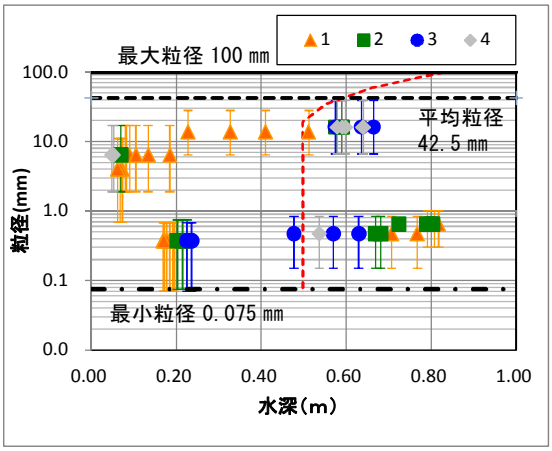
①ピットに捕捉された粒径範囲と理論的な移動可能な粒径範囲から見て、図-4の河床材料の一部がピットの上流の河床を構成しており、それが移動したものと考えられる。河床材料が平面的に一様でないことを意味するが、それが砂州や地形によるものかは今後の詳細な調査が必要である。

②ピットに捕捉された砂礫群は、細砂群（粒径0.1～0.8mm）と粗砂群（粒径5～20mm）に分けられることは興味深い。同じ水理条件でも流砂の粒度分布は大きく異なることを意味する。したがって、河床材料の粒度分布調査で得られるような平均的な河床材料の粒度分布に基づく流砂と局所的な流砂は、大きく異なることが推察される。

③細砂群に対して、ピットによる流砂量とハイドロフォンによる流砂量がよく一致するのは、水深0.22m以上、0.65m以下である。0.2m付近で分類1から3に急に変化している。水深が0.2m以下ではハイドロフォンに一度にあたる砂の量は少なく、ノイズに埋もれてうまく観測できないと考えられる。また、 水深0.65m以上になるとピットとハイドロフォンの関係が悪くなるのは、粒径が小さく、浮遊砂形式で運ばれるものが多くなったためと考えられる。

④粗砂群では水深0.55m以上でピットとハイドロフォンの関係はよいが、水深0.5mまではハイドロフォンによる流砂量のほうがピットによるものよりかなり小さい。これについては、機械的な原因か水理学的な要因があるかについては今後検討する必要がある。

⑤河床材料調査による粒度分布を用いて流砂量を計算しても、移動土砂の粒径範囲が相違しており、計算と実現象と合わないことがわかる。そのため、モニタリングによる実現象把握の意義が理解される。



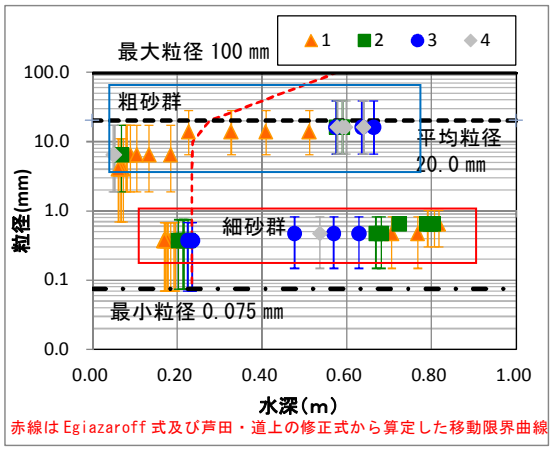


図-3 粒径と水深の相関図
（上：河床材料 H25、下：仮定）

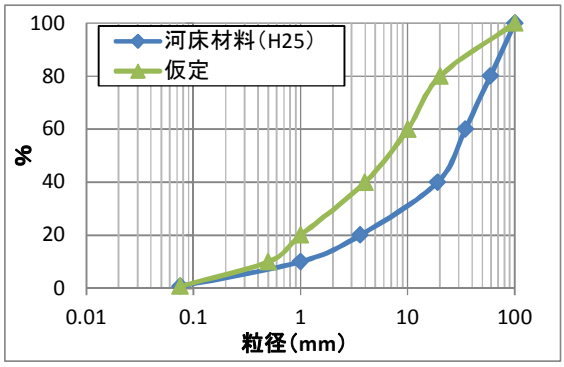


図-4 粒度分布曲線

5．おわりに

ハイドロフォンとピットによる流砂量観測によって，混合砂礫の洪水時の流砂特性が考察されたが、河床形態などの局所的な流砂現象に影響を及ぼす要因の検討やハイドロフォンへの砂礫の衝突率などを明確にする必要があることなどが示された。今後、さらに観測を継続し、これらの問題の解決を図る必要がある。

【参考文献】1）大武川におけるハイドロフォンを用いた流砂量観測とその評価、富田・叶ら 平成27年度砂防学会研究発表会概要集 A-126,127
2）ハイドロフォンを用いた掃流砂観測における流水によるノイズ・非衝突の影響に関する水路実験、井内・内田ら 砂防学会誌 Vol.69 No.3 p4-14 2016
3）移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究 芦田・道上 土木学会論文報告集 第206号 1972年10月 p59-69

P-053

天竜川水系与田切川流域における流砂量モニタリングについて

国土交通省中部地方整備局　天竜川上流河川事務所　椎葉秀作[*1]　岡村修[*2]
株式会社コルバック　○鶴田謙次　吉村暢也　遠藤哲雄
([*1]現　水管理・国土保全局砂防部砂防計画課地震・火山砂防室長　[*2]現　退職)

1. はじめに

天竜川水系与田切川では、坊主平堰堤（流域面積：37.6km^2　、元河床勾配：1/25）で、近年、パイプ型ハイドロフォンを主体として流砂観測が展開されてきた（文献1)。一方、課題となっていた中央の砂州の撤去に伴い全断面で流況が安定化し、また、上流の飯島第6砂防堰堤の満砂に伴い土砂が下流へ流出し始めた。本報告は、既設のトロンメル流砂観測施設（直接法）を稼働し、トロンメル観測値と隣接のパイプ型ハイドロフォン（間接法）の観測値と比較し、パイプ型ハイドロフォン観測値の妥当性について検討したものである。また、鉛直方向に濁水を採水できたことから浮遊砂濃度の鉛直分布について報告するものである。

2. 与田切川流砂水文観測状況

2.1 観測施設および観測機器

与田切川流砂観測施設を写真-1に示す。トロンメル観測設備は、左岸側の河床(下段)、水深50cm(中段)、水深1m（上段）の3箇所より土砂を含む流水を採取し、それを回転式篩により土砂を分離し流砂を直接採取する設備である。パイプ型ハイドロフォン（パルス式、0.5m）はトロンメル流砂観測設備の取水口に隣接して設置されている。パルスから土砂量への変換式は、機器設置時に現地水路実験を行って作成し、また、濁度計は左岸袖部に設置されており、濁度からＳＳ濃度への変換式はトロンメル稼働時の採水した浮遊砂の粒度分布から作成して いる。



写真-1　与田切川左岸流砂観測施設

2.2 流砂水文観測状況

平成30年9月30日から10月1日にかけて、トロンメル流砂観測設備による流砂観測を実施した。図-1に雨量、水位、浮遊砂量および掃流砂量の観測結果を示す。最高水位は1.84mを記録し、トロンメル設置の平成15年以降で最大の出水であった。

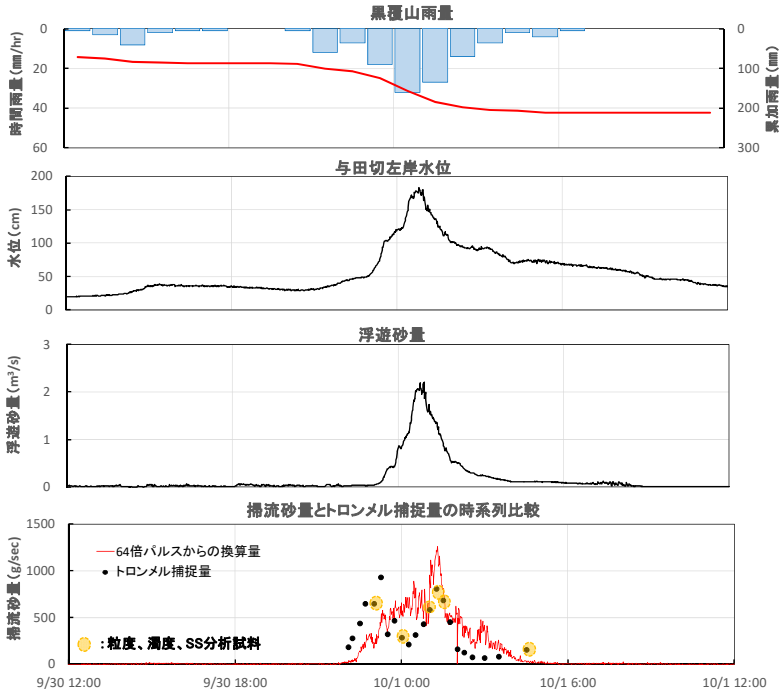


図-1　トロンメル観測時の雨量、水位、浮遊砂量、掃流砂量

3. 直接観測法と間接観測法の観測結果比較

3.1 トロンメル捕捉土砂(直接法)とハイドロフォン流砂量（間接法）との比較

トロンメル捕捉土砂量(下段)とハイドロフォン土砂量の関係を図-2に、トロンメル下段の捕捉土砂の粒度分布を図-3に示す。出水立ち上がりの部分では、トロンメル捕捉土砂量がハイドロフォン土砂量より大きく観測されている。出水立ち上がりの土砂粒径は、細粒成分が多く含まれているため、トロンメルによる流水と細粒土砂の分離が不十分となり、トロンメル捕捉土砂

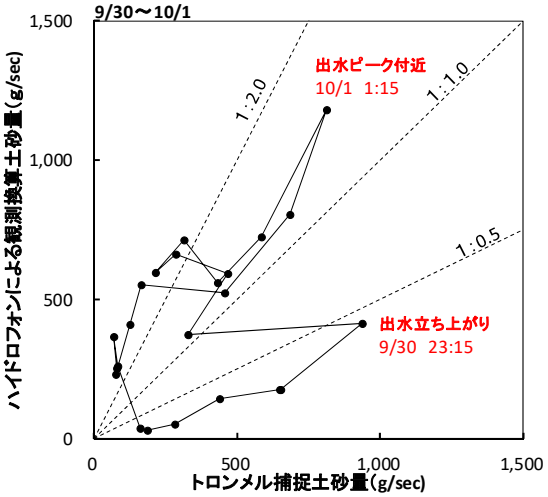


図-2 浮遊砂量の直接法と間接法の比較

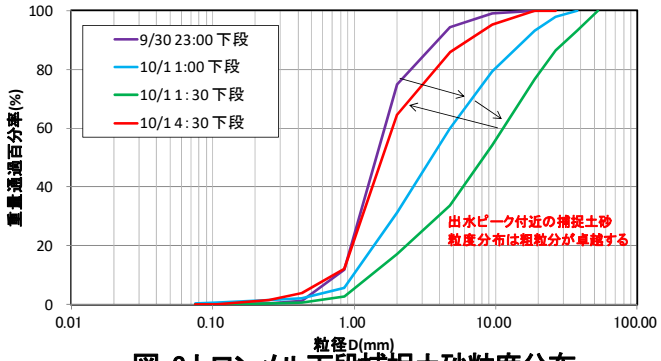


図-3 トロンメル下段捕捉土砂粒度分布

重量に細粒成分が計測されたためである。また、ハイドロフォンの細粒成分の検知サイズは約3㎜(文献2)であることからも説明できる。一方、ピーク付近では、ハイドロフォン土砂量がやや大きめであるが、両者の土砂量はほぼ同等である。このことは、ピーク付近では移動土砂粒径が大きく、掃流成分の土砂量割合が大きくなったことから、ハイドロフォンが移動土砂を検知して同等の土砂量が観測されたと考えられる。

3.2 トロンメル下段採水と濁度計によるＳＳ濃度の比較

トロンメル下段採水による浮遊砂濃度と濁度計から計算した浮遊砂濃度を比較すると、濁度計による浮遊砂量の方が約1.7倍多い傾向を示した。これは、トロンメル下段採水は、トロンメルによる流水と細粒土砂の分離後の流水を採水しているため、上記と同様に、細粒土砂が分離できずにトロンメル捕捉土砂量の中に混入されたためである。

4. 浮遊砂濃度の鉛直分布

4.1 鉛直分布の計算式（ラウスの式）

浮遊砂の鉛直分布は下記に示すラウスの式より求めた。

$$\frac{\varepsilon_s}{\beta\kappa u_* h}=\frac{z}{h}\left(1-\frac{z}{h}\right)$$

$$\frac{C}{Ca}=\left(\frac{h-z}{z}\cdot\frac{a}{h-a}\right)^{Z0} \qquad zo=\frac{w_0}{\beta\kappa u_*}$$

ここに、

ε_s：拡散係数　κ：カルマン定数（0.4）　β：係数（1.2）　U*：摩擦速度

h：水深　z：河床からの高さ　a：基準高（0.05×h）　Ca：基準高での濃度

C：z位置の濃度　w0：沈降速度

4.2 浮遊砂濃度の鉛直分布の比較

浮遊砂の計測ＳＳ濃度とラウスの式から計算したＳＳ濃度を図―4に示す。10/1 1:00の水位が1.84mまで上昇したケースでは、計測値と理論値ともに浮遊砂の鉛直方向の分布が見られず、深さ方向に均一な土砂濃度となっている。一方、10/1 1:30、2:00については、下段付近の濃度が高く、上層が薄くなるケースであるが、このケースは計測値と理論値の分布傾向がよく一致している(誤差15%以内)。以上より、浮遊砂の鉛直分布は、ラウスの理論式で表現できるものと考える。

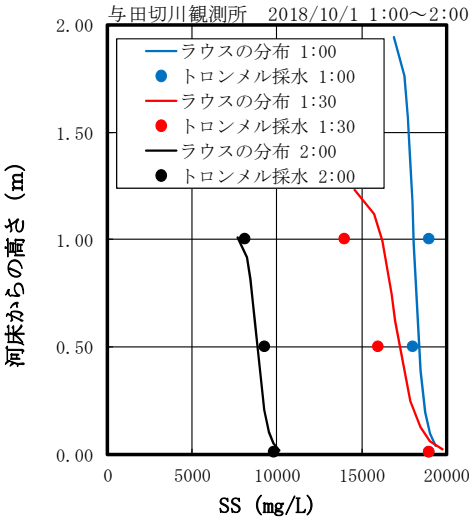


図-4 浮遊砂の鉛直分布比較

5. 今後の課題

上流砂防堰堤が満砂となり、今後、土砂流出が顕著になると予想される。そこで、トロンメル流砂観測を行って、パイプ型ハイドロフォンの実用性を検証していく必要がある。また、天竜川支川小渋川では、流砂外力が大きいことからプレート型ハイドロフォンによる観測が面的に展開されている。同様にプレート型ハイドロフォンの観測値についても精度検証し、天竜川上流域の事業効果や流域監視方法、また、バイパストンネルの影響評価や効果的な土砂管理手法に活用することが望まれる。

(文献1)：「山地河川における流砂解析手法の改良事例」砂防学会誌Vol169、No5、(文献2)：「ハイドロフォンを用いた掃流砂観測における流水によるノイズ・非衝突の影響に関する水路実験」砂防学会誌Vol169、No3

P-054

循環水路を用いた土砂流の砂礫移動層厚に関する水路実験

株式会社建設技術研究所 ○髙橋 佑弥，日名 純也，奥山 遼佑，松原 智生
国土技術政策総合研究所 松本 直樹*，内田 太郎
*: 現 国土交通省 土地・建設産業局

1. はじめに

山地流域における水・土砂流出現象は高濃度・高速で山腹河道を流下する固液混相流である土石流から、緩勾配区間において水流層の底面で土砂粒子が転動・滑動・跳躍し移動する掃流砂まで勾配や土砂濃度に応じて流下形態を変化させながら流下する。水・土砂流出現象をその発生域から保全対象が多数存在する平野部まで河床変動計算や氾濫シミュレーションで評価するためには、これら土砂移動形態に応じた構成則を適切に表現する必要がある。特に、土石流と掃流砂の中間的な土砂移動形態である掃流状集合流動については砂礫層と水流層の二層に分かれて流下し、土砂濃度は河床面から上方に向かって減少するような分布を有していることが知られている [1]が、砂礫移動層厚及び砂礫移動層の土砂濃度を計測した知見は少ない状況である。そこで本研究では掃流状集合流動の流動機構を評価するための基礎的なデータを蓄積する事を目的に、直線実験水路を用いて安定した掃流状集合流動を発生させる実験条件を検討し、発生した掃流状集合流動状態で流下する土砂流の直接採取による濃度の計測や画像判読による砂礫移動層厚の計測を行った。

2. 実験方法

2.1 実験水路と実験砂

実験水路は水路幅 10 cm、水路長 7 m、水路勾配は最大 20° 程度まで可変である矩形直線水路を用い、水路床には実験砂の粒径を参考に粗度板（d_m = 3 mm）を貼り付けた。河床の条件は固定床と移動床の 2 つの条件で実験を行った。実験では砂礫移動層厚等の計測を行う時間を確保する必要があるため、掃流状集合流動が定常状態で発生するような条件を作成する必要がある。そのため、特に、実験水路へ長時間安定した土砂を供給し続けることが重要となる。そこで、固定床の条件ではホッパー（図-1）を用いて流路上流から土砂を供給し、移動床の条件では、河床が安定するまでさらに長い時間を要することから、サンドポンプ（表-1）を用いた循環水路により土砂・水を水路下流に設置したタンクから上流へ循環させた。

表-1 循環水路用サンドポンプ仕様

型　式	吐出し量	全揚程
HS-48E	1.3 m³/min 21.7 ℓ/s	10 m



図-1 ホッパー給砂状況

実験で用いる実験砂は、既往実験 [2]を参考に、相対水深が 17.5～34.5 程度となる平均粒径 2 mm を目安として調合した均一粒径（d_m = 1.6 mm）を用いた。

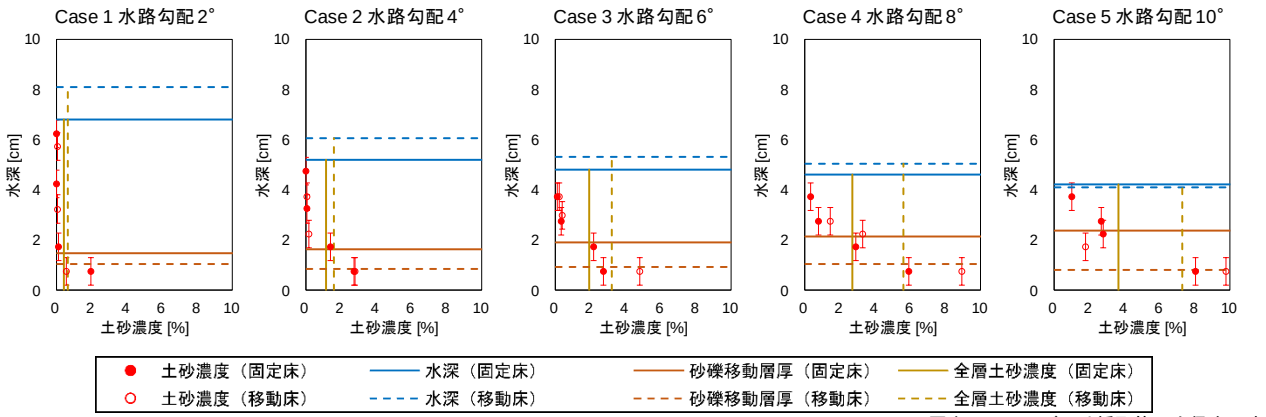
2.2 計測方法

土砂流の計測はビデオ撮影、土砂流の直接採取により実施した。水路側面からビデオ撮影を行い、実験中の流況を記録し、撮影した映像より水深、砂礫移動層厚および渓床勾配を判読した。水路下流端では土砂流を一定時間全量直接採取し、流出流量および流出土砂量を計測し、全体の土砂濃度を求めた。全量採取に加え、水路下流端にパイプ（内径 11 mm、外径 15 mm）を用いた採取装置を設置し、高さ毎の土砂と水を採取し、水深方向の濃度を 3 深度程度で計測した。土砂の採取は全量、水深別ともに 3 回ずつ実施し、平均値を採用した。

表-2 実験ケースリスト

ケース	水路勾 配	河床条件	流　量	供給土砂濃度
Case 1	2°	固定床	10 ℓ/s	0.90%
		移動床		1.50%
Case 2	4°	固定床	10 ℓ/s	1.40%
		移動床		2.00%
Case 3	6°	固定床	10 ℓ/s	2.10%
		移動床		4.00%
Case 4	8°	固定床	10 ℓ/s	3.00%
		移動床		6.00%
Case 5	10°	固定床	10 ℓ/s	4.00%
		移動床	4 ℓ/s	8.00%

実施した実験のケース一覧を表-2 に示す。ここで、Case 5 の移動床条件において 10 ℓ/s の流量では河床が安定しなかったため供給流量を小さく設定した。



※図中のエラーバーは採取管の内径を示す

図-2 計測された水深・砂礫移動層厚・土砂濃度の分布

3. 実験結果

各実験ケースで計測された水深、砂礫移動層、土砂濃度を図-2 にプロットした。深度別に測定した土砂濃度は、砂礫移動層において高い土砂濃度を示し、エラーバーで示した採取管の内径が水流層と砂礫移動層の界面を跨ぐような深度ではそれらの中間的な濃度を示している。固定床条件においては既往の報告 [1]と同様に水路勾配が高くなるにつれて砂礫移動層厚が厚くなる傾向が見られたが、移動床の条件においては顕著な傾向は計測されなかった。実験時の水路の状況を図-3 に示す。サンドポンプを用いている移動床のケースにおいて、水流層の濁度が高くなっていることが分かる。水・土砂を循環させ続けた結果、ポンプ内で土粒子が研磨され細粒化した成分が濁度を上昇させたものと考えられる。その結果、砂礫移動層と水流層との界面が不明瞭となり判読が困難となった。一方、例えば Case 4 の移動床条件における水深別土砂濃度を見ると、水深 2 cm 位置で固定床条件における砂礫移動層中の濃度を超える値が計測されている。従って、移動床条件における砂礫移動層厚は映像より判読された層厚より発達していた可能性が伺える。表-3 に移動床条件において河床勾配が平衡状態となったと思われるタイミングで画像より計測した河床勾配と流出土砂濃度を示す。移動床条件における流出土砂濃度は供給時に想定した土砂濃度よりやや低い値を示した。これは、流れが堆積傾向であったことを示すが、河床勾配は水路勾配に比べて同じか緩い勾配を示した。実験時の流況は、特に急勾配のケースにおいて、河床の周期的な変動が見られており、平衡状態が維持できていなかったのではないかと考えられる。



図-3 水路映像（Case 3 の例）

表-3 移動床条件での河床勾配・濃度

ケース	水路勾配 (°)	河床勾配 (°)	土砂濃度 供給 (%)	土砂濃度 流出 (%)
Case 1	2	1.74	1.5	0.62
Case 2	4	3.43	2.0	1.57
Case 3	6	4.03	4.0	3.22
Case 4	8	8.08	6.0	5.58
Case 5	10	6.49	8.0	7.28

4. おわりに

本研究では直線水路においてホッパーやサンドポンプを用いることにより、掃流状集合流動を示す土砂流を発生させ続けることができた。特にサンドポンプを用いた循環水路では長時間安定して実験水路に高い濃度の土砂ハイドロを供給することが可能となった。深度別の濃度計測では水流層と砂礫移動層での濃度の違いと、それらの界面周辺における中間的な濃度を取得できたが、移動床の条件では計測手法に関する課題が示された。今後は濁度の上昇を抑える実験計画や、土砂流の平衡状態をなるべく長時間維持する事が必要と考えられる。また、計測手法においても画像解析など、砂礫移動層と水流層を定量的に評価可能な手法が望まれる。

参考文献

1) 橋本ら (1986): 土砂の掃流状集合流動について，第 30 回水理講演会論文集，p. 235–240
2) 例えば、橋本ら (1996): 掃流状集合流動の抵抗側と流砂量，土木学会論文集，No. 545/II-36，p. 33–42

P-055

土砂濃度が透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響に関する水路実験

国土交通省国土技術政策総合研究所　○松本直樹，内田太郎
株式会社建設技術研究所　松原智生，奥山遼佑，高橋佑弥
立命館大学　里深好文

1. はじめに

透過型砂防堰堤の部材間隔は，砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）や土石流・流木対策設計技術指針に基づき，部材間隔は水平純間隔及び鉛直純間隔は，最大礫径（D_{95}）の 1.0 倍程度に設定されており，土砂流区間においても適用されている。また，透過型砂防堰堤の部材間隔の設定に関して，松本ら [1]は，土砂の最大礫径のみならず最大礫径以下の粒度分布が大きく関係していると考え，粒度分布を変化させて水路実験を実施した。その結果，部材間隔の 1/2～1/3 の粒径の土砂は透過型砂防堰堤の閉塞に寄与しうるとした上で，河床勾配に関係なく，単位面積当たりの閉塞に寄与する粒径以上の土砂量（以下，「閉塞寄与土砂量」という）と土砂捕捉率は関係があることを示した。一方，水山ら [2]は，水路実験を実施し，透過型砂防堰堤の閉塞条件には，土砂濃度も影響していることを示している。しかし，松本ら [1] の実験は，土石流又は土砂流の土砂濃度を平衡土砂濃度程度与えて実施しており，土砂濃度が閉塞寄与土砂量と透過型砂防堰堤の土砂捕捉率にどの程度影響を及ぼしているか十分検討できているとはいいがたい。

そこで，本研究は，土砂濃度と透過型砂防堰堤の閉塞条件を検討することを目的に，閉塞寄与土砂量に着目し，水路実験を実施し，閉塞寄与粒径以上の土砂のみ流下させた場合（均一砂）と閉塞に寄与しない土砂と混合させた場合（混合砂）の透過型砂防堰堤の土砂の捕捉結果を整理し，土砂濃度が透過型砂防堰堤の土砂の捕捉に与える影響を分析する。

2. 実験の概要

実験は 1/30 程度の縮尺を想定し，実験装置は，長さ 10m，幅 30cm，高さ 50cm の水路を用い，水路勾配は 5°，8°，10°の 3 段階とした。また，水路末端から 2.25m の位置に透過型砂防堰堤を設置した。部材間隔は，32mm に設定し，開口部は実験水路全幅に設定した。実験砂は，松本らの実験を参照に，閉塞に寄与する（以下、「閉塞寄与粒径」という）16-19mm までの均一砂と，閉塞に寄与しない 9.5mm 以下の土砂と 16-19mm の土砂の混合砂を準備した。なお，これらの土砂は，予備実験において，いずれの勾配においても 16-19mm の土砂は閉塞し，9.5mm 以下の土砂は閉塞しないことを確認している。土砂流は，固定床上に上流から給水・給砂した場合と土砂を敷き詰めて上流から水を供給し発生させた場合（置土）の 2 パターン設定し，水路末端で，堰堤下流に流出した水及び土砂の流出量を計測した。併せて，実験状況は，水路側壁および鉛直方向，堰堤下流からビデオ撮影した。

表-1　実験ケース

CASE	勾配（°）	供給土砂（60ℓ）	投入閉塞寄与土砂量(ℓ)	閉塞寄与土砂量の濃度(%)
1	5	均一砂	60	1
2				0.2
3				0.1
4	8			置土
5				3
6				1
7				0.5
8				0.1
9	10			置土
10				3
11				1
12				0.1
13	8	混合砂	20	1
14			10	0.5
15			2	0.1
16	10		40	2
17			20	1

3. 土砂濃度の設定および実験ケース

本研究では，閉塞寄与粒径の土砂濃度が透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響を検討することを目的としている。そこで，供給土砂量(60ℓ)及び供給流量(18ℓ/sec)は一定で，閉塞寄与粒径以上の土砂のみで構成された均一砂の供給土砂濃度を変化させたケースと供給土砂濃度(3%)も一定で，閉塞寄与土砂と閉塞に寄与しない土砂の配分を変えた混合砂のケースを設定した。実験ケースを表-1 に示す。

4. 実験結果（堆積過程・土砂捕捉率）

通水後に堰堤下流部に流出した土砂量から堰堤による捕捉量を算出した土砂捕捉率及びビデオ画像から透過型砂防堰堤の 1 段目まで閉塞するまでにかかった時間及び計測した時間から投入した土砂量を算出した表を表-2 に示す。均一砂の場合（CASE1～12）は，土砂捕捉率は，勾配 8°では CASE4 が 95.4%で，土砂濃度が下がるほど 92.2%（CASE5）から 42.5%（CASE8）まで低下した。勾配 10°では，CASE9 が 95.9%，最も濃度（0.1%）低い CASE12 では 35%であった。この結果、土砂濃度が小さくなるに従い，土砂捕捉率は単調に小さくなると言える。一方，勾配 5°では，CASE1 は 96.1%，CASE2 が 72.5%，CASE3 が 88.1%であり，土砂濃度と土砂捕捉率の関係に顕著な傾向はなかった。

表-2　実験結果

CASE	土砂捕捉率(%)	閉塞寄与土砂の捕捉率(%)	1段目閉塞までの総供給土砂量(ℓ)	1段目閉塞までの総供給閉塞寄与土砂量(ℓ)
1	96.1	96.1	2.4	2.4
2	72.5	72.5	13.14	13.14
3	88.1	88.1	13.83	13.83
4	95.4	95.4	0.89	0.89
5	92.2	92.2	1.02	1.02
6	83.2	83.2	3.6	3.6
7	72.4	72.4	3.6	3.6
8	42.5	42.5	10.56	10.56
9	95.9	95.9	1.46	1.46
10	81.5	81.5	12.6	12.6
11	77.9	77.9	4.2	4.2
12	35	35	14.13	14.13
13	31.7	31	30.6	10.2
14	26.1	34.3	53.1	8.85
15	0.5	15.6	閉塞せず	閉塞せず
16	78.7	76.4	8.1	5.4
17	30.2	31.6	25.2	8.4

混合砂の場合（CASE13～17）は，土砂捕捉率は勾配 8°では，CASE13 が 31.7%，CASE14 が 26.1%，CASE15 が 0.5%であり，勾配 10°では，CASE16 が 78.7%，CASE17 が 30.2%であり，均一砂と同様に土砂濃度が小さくなるに従い，土砂捕捉率も小さくなった。一方，閉塞寄与粒径以上の土砂の濃度が等しい均一砂と混合砂のケース（CASE6 と 13、CASE7 と 14，CASE8 と 15，CASE11 と 17）を比較した場合，土砂捕捉率は混合砂の方が単一粒径の 1/85～2/5 と大幅に小さくなった。また，閉塞寄与土砂量のみ抽出した土砂捕捉率を比較してもほとんど同様の結果となった。1 段目が閉塞するまでに投入した土砂量は，CASE16 を除き，10ℓ以上であり，閉塞寄与土砂量も投入した全閉塞寄与土砂量の 40%以上投入している。

5. 考察と今後の課題

図-1 は，閉塞寄与土砂量を，開口面積と閉塞に寄与する最小粒径で除した無次元閉塞寄与土砂量と土砂捕捉率の関係を示している。同図には，透過型砂防堰堤を用いた既往の実験結果 [1),3),4),5),6)] も比較のためにプロットしている。ここでは，既往の実験は，閉塞寄与粒径は部材間隔の 1/2～1/3 と定義し算出した。また、既往の実験は、土砂の投入は、全て平衡土砂濃度程度の条件である。既往の研究は，松本らも示しているが，無次元閉塞寄与土砂量がある程度大きくなると，土砂捕捉率は安定して 90%以上になるが，本実験では，無次元閉塞寄与土砂量が大きい均一砂のケース（約 150）の CASE1～12 においても，土砂捕捉率は 35～95%と大きくばらつく結果となった。同様に，混合砂の CASE13～17 においても，既往の研究では，無次元閉塞寄与土砂量が 15 以上になると，土砂捕捉率は 80%以上になっているが，本研究結果では，無次元閉塞寄与土砂量が 20～50 の範囲においても，土砂捕捉率は，26～35%の範囲であり，大きく下回る結果となった。以上の結果を踏まえ，閉塞寄与土砂量が十分存在する条件においても，堰堤に到達する閉塞寄与土砂の土砂濃度が極端に小さくなる場合は，透過部を閉塞しない可能性があることが示唆された。ただし，松本らの実験では，単位面積当たりの閉塞寄与土砂量が近い場合は，土砂捕捉率も近くなる傾向があった。本実験は，開口面積が全て同じ条件であることから，土砂捕捉率が小さいケースについては，開口面積を小さくする条件，即ち開口幅を狭くし，堰上げをする条件の場合について検討する必要がある。

6. まとめ

本研究から，土砂濃度が低い条件では，閉塞寄与土砂量が十分大きな条件であっても，土砂捕捉率は小さくなる傾向が確認できた。この結果，土砂濃度は透過型砂防堰堤の土砂の閉塞に大きな影響を与える可能性が考えられる。今後も，開口面積を変化させた実験条件でも実施し，引き続き土砂濃度と透過型砂防堰堤の閉塞条件について検討を進めていく予定である。

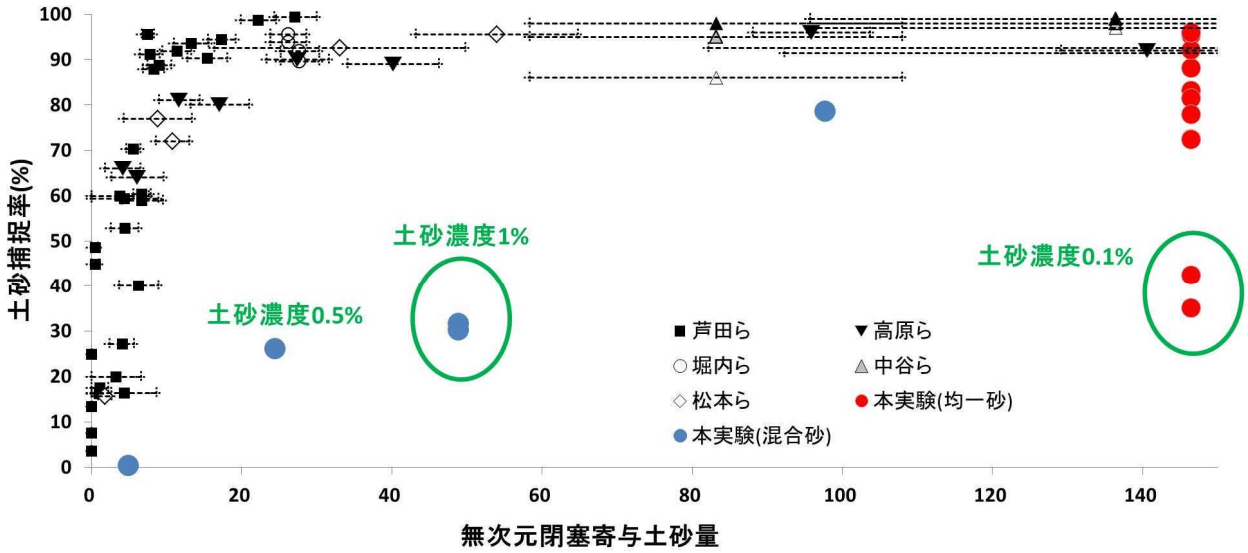


図-1　無次元閉塞寄与土砂量と土砂捕捉率

【参考文献】1)松本ら(2018) 平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集,p.399-400，2)水山ら(1995)，砂防学会誌，Vol.47，No.5，p.8-13，3) 芦田ら(1987) 京都大学防災研究所年報，第 30 号 B-2，p.441-456，4)高原ら(2007) 砂防学会誌，Vol.60，No.4，p.55-60，5)堀内ら(2009) 砂防学会誌，Vol.62，No.2，p.29-36，6)中谷ら(2015) 平成 27 年度砂防地すべり技術研究成果報告会講演論文集，p.73-101

P-056

土石流の家屋被害と堆積深の関係

国土技術政策総合研究所　○小松美緒[*1]，内田太郎，松本直樹[*2]
(一財)法人砂防・地すべり技術センター　宮瀬将之，加藤誠章[*3]
*1 現 長野県建設部砂防課　*2 現 国土交通省土地・建設産業局建設市場整備課
*3 現 福山市立大学都市経営学部

1. はじめに

土石流による家屋等資産の被害想定を行う上で，実際の土石流災害による被害実態を把握することは重要である。また，警戒避難体制を検討する上でも家屋被害実態に関する情報は重要となる。

国土技術政策総合研究所及び一般財団法人砂防・地すべり技術センターでは，土石流の空間分布の実態や土石流による家屋被害の実態を把握することを目的に，過去 10 年間程度，土石流災害後に調査を実施してきた。本稿では，近年の土石流による家屋被害と堆積深に関する調査データを整理・分析した結果を報告する。

表-1 調査対象

番号	渓流名	所在地	土石流発生年月
1	剣川	山口県防府市	2009年7月
2	鳴子谷川	和歌山県那智勝浦町	2011年9月
3	平野川	和歌山県那智勝浦町	2011年9月
4	蛇ノ谷川	和歌山県那智勝浦町	2011年9月
5	金山谷川	和歌山県那智勝浦町	2011年9月
6	岳本川	大分県由布市	2012年7月
7	新所川3	熊本県南阿蘇村	2012年7月
8	土井川	熊本県阿蘇市	2012年7月
9	野中川3	熊本県阿蘇市	2012年7月
10	宮川支川	熊本県阿蘇市	2012年7月
11	湯之沢	新潟県長岡市	2013年7月
12	大金沢	東京都大島町	2013年10月
13	梨子沢	長野県南木曽町	2014年7月
14	鳥越川	広島県広島市	2014年8月
15	太田川支川77	広島県広島市	2014年8月
16	太田川支川75	広島県広島市	2014年8月
17	太田川支川72	広島県広島市	2014年8月
18	太田川支川71	広島県広島市	2014年8月
19	大采川	広島県広島市	2014年8月
20	根谷川支川102	広島県広島市	2014年8月
21	根谷川支川101	広島県広島市	2014年8月
22	根谷川支川98	広島県広島市	2014年8月
23	根谷川支川97	広島県広島市	2014年8月
24	根谷川支川90	広島県広島市	2014年8月
25	根谷川支川86	広島県広島市	2014年8月
26	根谷川支川62	広島県広島市	2014年8月
27	滝向沢	栃木県日光市	2015年9月
28	大黒川	福岡県朝倉市	2017年7月
29	大木谷	福岡県東峰村	2017年7月
30	示上谷	福岡県東峰村	2017年7月
31	猿喰谷	福岡県東峰村	2017年7月
32	小田川	広島県広島市	2018年7月
33	神長川	広島県広島市	2018年7月
34	二河川支川21	広島県熊野町	2018年7月

2. 調査手法の概要

表－1 に調査対象の一覧を示す。本研究では，現地調査等から被災要因が土石流の直撃によると考えられる家屋のみを対象とした。なお，2013 年 10 月災害における大島町神達地区の 43 戸については，家屋位置及びその近傍での堆積深データが確認できなかったため，家屋被害－堆積深の分析では除外している。また，家屋被害は，住家・非住家を問わず現地調査写真や被災直後の写真等から家屋被害を判読するものとし，図－2 に示すフローに基づいて家屋の被害規模に応じた分類を行った。

次に，家屋被害と堆積深の関係を大掴みに整理するため，家屋の被害率として，ランク 1～2 は 100%，ランク 3 は 75%，ランク 4 は 25%，ランク 5 は 10%，ランク 6 は 0%の 5 段階に簡便に設定して，堆積深毎の平均被害率を算出した。さらに，平均被害率と堆積深の関係について，a）最大時間雨量，b）流域面積，c）谷出口の平均河床勾配，d）堆積土砂量により，堆積深と家屋の平均被害率の関係に差異があるかどうか整理した。

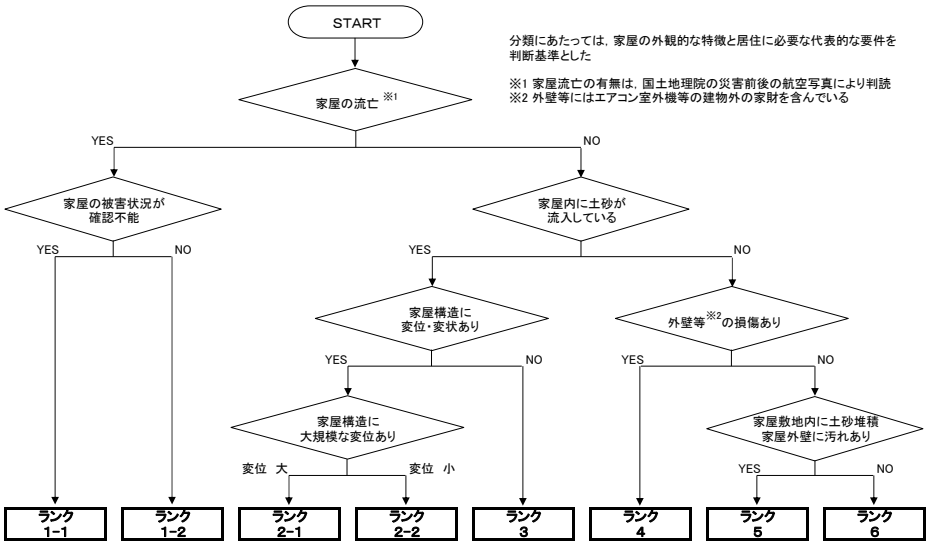


図-1 家屋被害分類フロー

3. 結果

3.1 家屋の被害状況

家屋被害分類結果を図－2 に示す。被害規模の大きいランク 1，2 の割合が約 30%，被害規模の小さいランク 5，6 の割合が約 50%を占めていた。次に，家屋構造区分毎の被害頻度を図－3 に示す。対象家屋のほとんどが木造であり，構造の違いが被害規模に及ぼす影響については十分な情報を得ることができなかった。

3.2　家屋被害と堆積深

家屋被害と堆積深の関係を図－4 に示す。上図は家屋数を，下図は出現頻度を示している。被害規模は堆積深が大きくなるにつれて大きくなる傾向が見られた。なお，堆積深 50cm 未満では，被害規模の小さいランク 5，6 が 60%以上を占めていた。一方で，被害が甚大なランク 1 は 6%を占めており，より詳しく分析したところ，堆積深は小さいものの甚大な被害が生じた家屋は，谷出口あるいは土石流が直進した流下範囲に位置していたことが分かった。本研究では，災害直後に比較的精度高く調査可能な堆積深を便宜的に用いて家屋被害との関係を分析している。そのため，土石流流下域においては土石流の流動深と堆積深に大きな乖離があり，小さい堆積深でも谷出口や土石流の流下方向に当たる範囲では被害が大きくなる場合があると考えられる。

3.4　家屋の平均被害率

家屋の平均被害率と堆積深の関係を図－5 示す。同じ堆積深の場合，渓流の流域面積や渓流出口の勾配といった渓流の地形条件が家屋の被災の程度に及ぼす影響は不明瞭であった。さらに，堆積土砂量のように土石流の規模に関する要因の影響も不明瞭であった。一方，同じ堆積深でも降雨強度が大きくなるほど家屋の平均被害率が大きくなっていた。これらのことから，地形条件や土石流全体の規模が堆積深－家屋被害の程度に及ぼす影響は限定的であるものの，降雨強度のように土石流の瞬間的な大きさ（ピーク流量や最大流動深）を規定する要因が大きくなると，堆積深が同程度であっても家屋被害に影響を及ぼしうることが分かった。

4. おわりに

本稿では，過去 10 年間程度の土石流災害における家屋被害と堆積深に関する調査データを整理・分析した。その結果，堆積深と家屋の被災の程度を大掴みではあるものの，一定程度定量的に評価できた。

今回の結果は，土石流による家屋等資産の被害想定を行う上での根拠データとして重要な資料になり得ると考えられる。今後も土石流災害後に調査を実施し，データの蓄積と分析を進めていきたい。

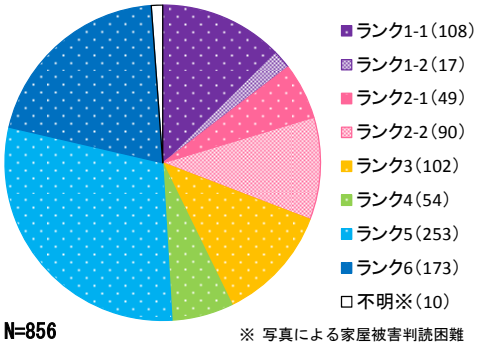


図-2 家屋被害分類結果

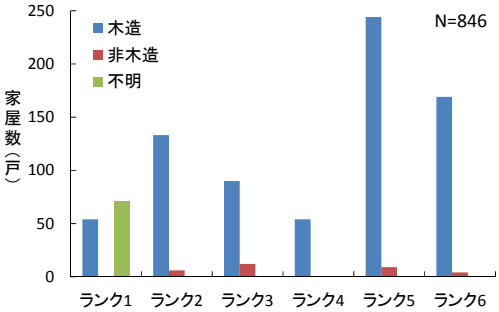


図-3 家屋構造と被害ランク

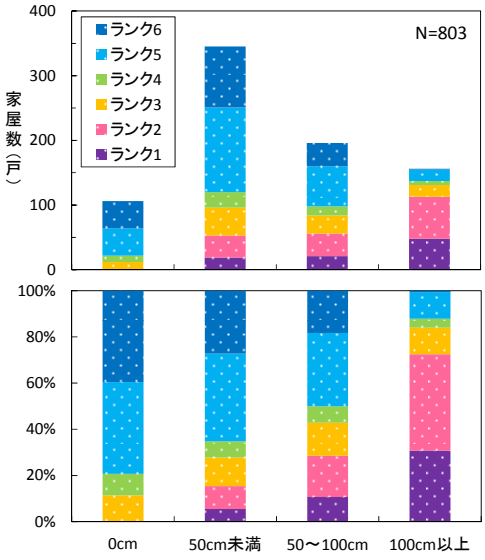


図-4 被害ランクと堆積深

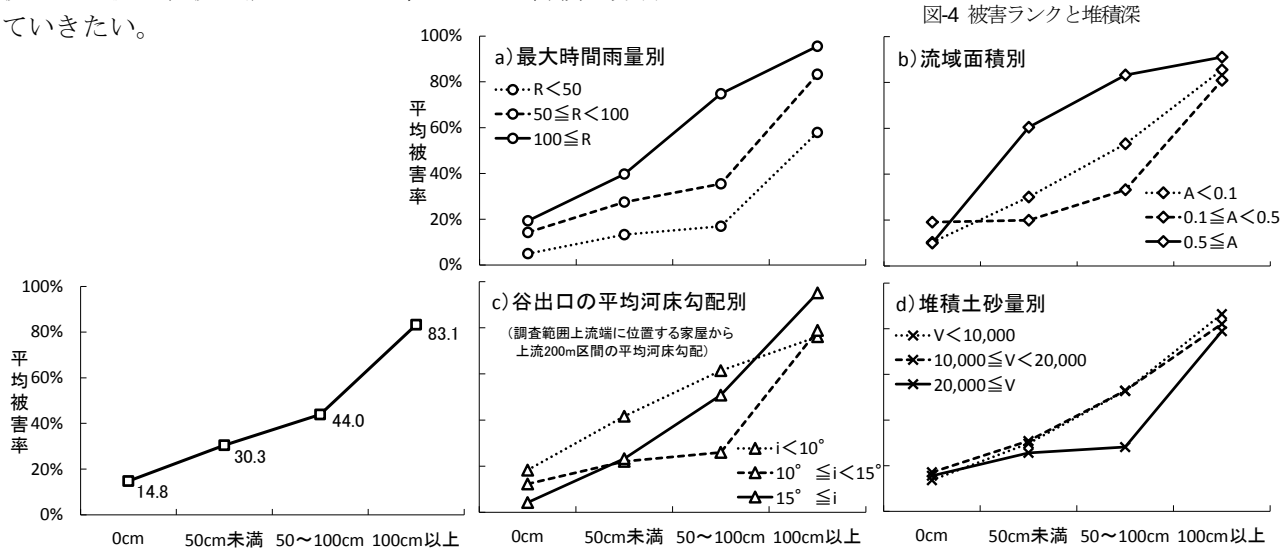


図-5 堆積深と家屋の平均被害率の関係

P-057

平成 30 年 7 月豪雨で発生した土砂移動・土砂流出の数値シミュレーション

京都大学大学院農学研究科　○林聖也・中谷加奈・小杉賢一朗
広島大学大学院総合科学研究科　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

1. 研究背景と目的

土石流数値シミュレーションは、地形やハイドログラフ、構成材料など適切な土石流シナリオを設定すると、実現象をよく表現できることから、防災対策に活用される。一般的にハイドログラフの設定には、土石流事例や観測データを基に一波の土石流を想定する。また、基となるピーク流量データが痕跡からの推定値や土石流の頻発渓流に限られることや、約 5-10 分の継続時間が推定されることから、台形や三角形状のハイドログラフ（以下、短時間ハイドログラフ）を設定して土石流計算を行うことも多い [1]。

平成 30 年 7 月豪雨では、西日本を中心に多数の土砂災害が発生した。広島県呉市天応（以下、天応）[2]では土砂が低濃度で長時間流出したことによる下流での顕著な土砂堆積や、京都府福知山市（以下、福知山）[3]では天然ダムが形成され、降雨による湛水に伴う越流決壊での土石流流出の危険性が懸念された。天応や福知山では、先述の短時間ハイドログラフを用いたシミュレーションでは、長時間の土砂流出が表現できないと考えられる。本研究は、天応や福知山を対象として、流出解析で求めたハイドログラフと、短時間ハイドログラフを用いた土砂流出について、実現象と比較することにより、ハイドログラフの適切な設定方法を検討することを目的とした。

2. 手法

2.1 概要

天応及び福知山を対象に、最寄りの気象庁観測所の雨量データを用いて解析を行った。流出解析はキネマティックウェーブ法を採用した SERMOW[4),5)]を使用し、数値シミュレーションには高橋モデルを採用した HyperKANAKO[1)]を使用した。

2.2 SERMOW の条件設定

対象流域を図 1,2 左に示すような単位斜面と河道に分割した。雨量は広島県呉市及び京都府福知山市の気象庁観測所における 10 分間雨量を使用した（図 4,5）

2.3 HyperKANAKO の条件設定

一次元(1D)及び二次元(2D)領域を図 1,2 右のように設定した。天応は災害前の LP データを用いた。福知山は災害前後の LP データを用い、天然ダムを形成した崩土が移動するものとして 1D 領域を設定した。短時間ハイドログラフ（図 3）及び SERMOW で計算した降雨由来の長時間ハイドログラフ（図 4,5 矢印）の 2 種類を使用した。その他のパラメータは表 1 のように設定した。天応では、災害報告の総土砂量（62,000m3）に基づき，土砂濃度を短時間ハイドログラフでは 30%、長時間ハイドログラフでは 5%に設定した。福知山は水のみを上流端から供給した。

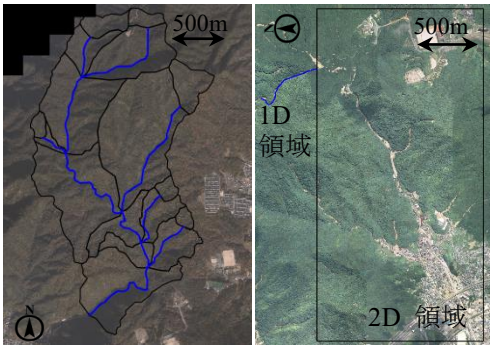


図 1 天応流域図及び計算領域

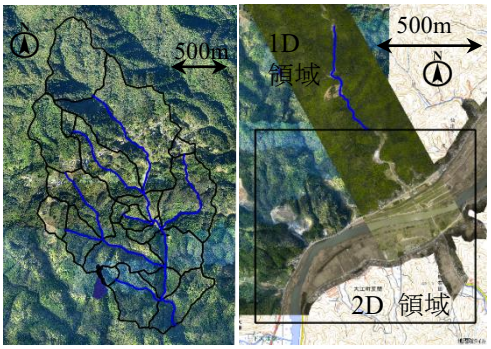


図 2 福知山流域図と計算領域

表 1 計算パラメータ

パラメータ	天応	福知山
短時間/長時間計算時間(s)	2000/86400	1200/136800
粒径(m)	0.01	0.1
砂礫の密度(kg/m^3)	2650	2650
液相の密度(kg/m^3)	1400	1180
1D 領域計算点間隔(m)	5	5
2D 領域計算点格子(m×m)	5×5	10×10

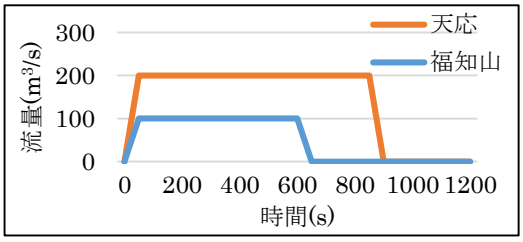


図 3 短時間ハイドログラフ

3. 計算結果と考察

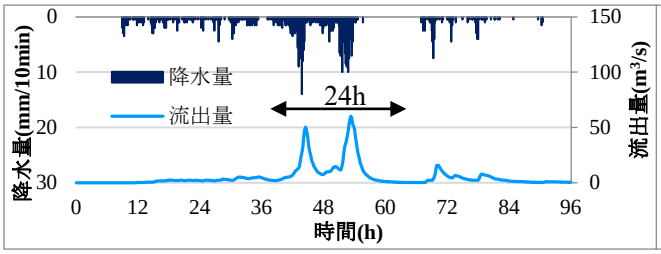


図 4 天応流出ハイドログラフ

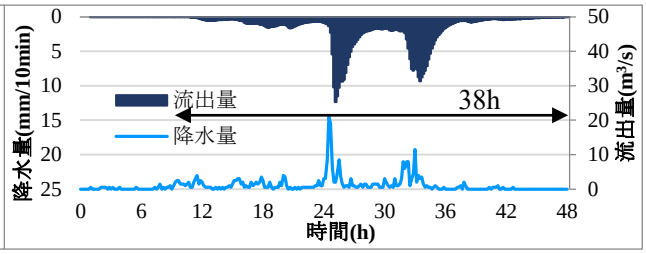


図 5 福知山流出ハイドログラフ

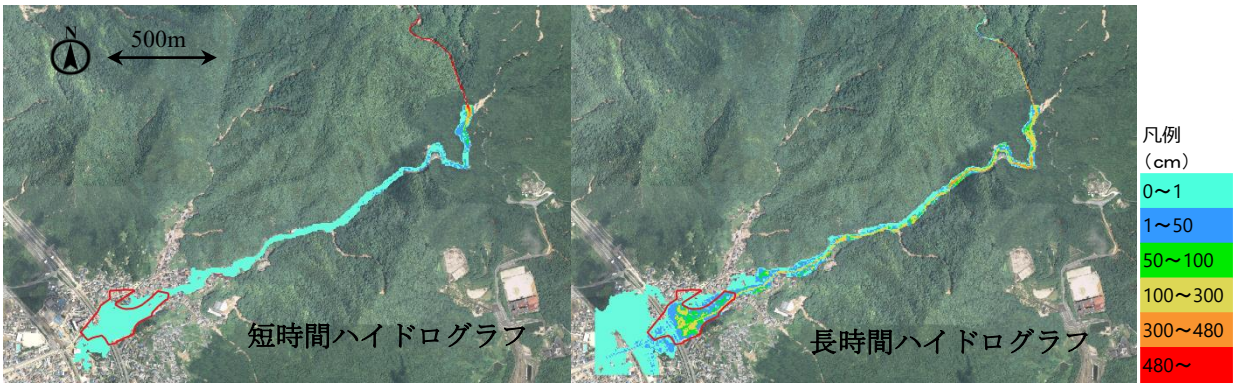


図 6 天応 HyperKANAKO 計算結果（二次元領域の土砂堆積厚）

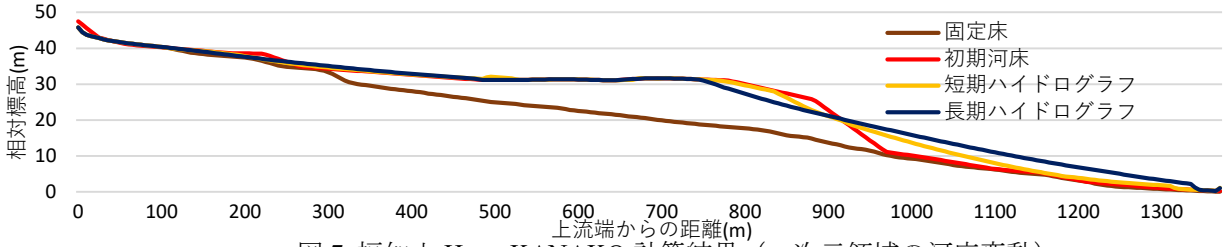


図 7 福知山 HyperKANAKO 計算結果（一次元領域の河床変動）

図 4,5 に SERMOW での計算結果を示す。どちらの流出ハイドログラフも降雨から遅れてピークが発生している。図 6 は HyperKANAKO の計算結果で、計算終了時の堆積厚を示す。図中の赤枠は実災害で見られた顕著な土砂堆積範囲である。短時間ハイドログラフ（図左）は一次元領域で 480cm 以上の堆積が見られ、大部分が上流で堆積するのに対し、長時間ハイドログラフでは二次元領域の下流部に位置する赤枠範囲で 100-300cm の堆積が見られた。これは、長時間ハイドログラフでは土砂濃度が低いためと考えられる。以上より、短時間ハイドログラフでは表現出来ない長時間の土砂流出現象が、長時間ハイドログラフにより表現されたことがわかる。一方で、土砂濃度や粒径、液相密度なども土砂流出に影響することから、災害状況の整理を行うとともに、さらなる検討が必要である。

図 7 は福知山での HyperKANAKO での一次元領域の計算結果で、初期河床をあわせて併せて示す。どちらのハイドログラフを用いたケースでも、天然ダムの上流で湛水し越流侵食が進むが、流出した土砂は天然ダムの直下流に堆積する。長時間ハイドログラフは、短時間ハイドログラフと比較して侵食が進むが、勾配が緩いため両ケースで土砂の大部分が一次元領域内で堆積して、天然ダム決壊による危険は小さい。短時間ハイドログラフでは、上流から 500m 付近で顕著な堆積が見られるが、これは大量の水を供給したため天然ダムの上流部でも侵食されたためである。天応と比べるとハイドログラフによる差は小さく、短時間ハイドログラフでも長時間ハイドログラフと近い結果が得られた。

謝辞：近畿地方整備局六甲砂防事務所には、災害発生前後の航空レーザ計測データを提供頂いた。広島県土木建築局には災害発生後の航空レーザ計測データを提供頂いた。ここに記して感謝致します。

参考文献

1)中谷加奈ら：異なる地形データを用いた土石流の到達範囲の検討-扇状地の土地利用を考慮して-，自然災害科学，Vol.37，特別号，107-117, 2018, 2)海堀正博ら：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，71(4), 49-60, 2018, 3)里深好文ら：平成 30 年 7 月豪雨による関西における災害，砂防学会誌，71(4), 38-48, 2018, 4)高橋保ら：山岳流域における土砂流出の予測，水工学論文集，Vol.44, 717-722, 2000, 5)平澤良輔ら：山地流域の雨水流出，土砂生産流出シミュレーター（SERMOW-Ⅱ）の開発と適用，砂防学会誌，64(5) , 32-37, 2012

P-058

長野県飯山市山腹崩壊に起因する土石流発生過程の報告

北陽建設株式会社　○岡崎壮泰　猪又　亘
長野県砂防課　田下昌志※1　西沢　賢※2　北原　誠
長野県北信建設事務所　山崎隆雄※3　長谷川国宏

1 はじめに

信濃川水系井出川では，融雪期の平成 29 年 5 月 19 日 6 時頃の無降雨時に大規模崩壊が発生し，その崩壊土砂が崩壊地の直下に堆積するとともに，右岸の尾根を越えて隣接する井出川本川に達した。崩壊は図 2 に示す右岸斜面の地すべりが滑動し，その滑動に続いて崩壊が発生して，その崩壊土砂が流動化して土石流となって流下したと考えられている[1)]。

平松ら(2017)では崩壊後に発生した土石流発生状況についてまとめられているものの，複数回発生した土石流の発生過程について詳細に把握されていない。このため，本報告においては，弊社，長野県北信建設事務所及び飯山市の職員が撮影した動画や写真をとりまとめ時系列整理することで，山腹崩壊から土石流発生までの過程について報告するものである。

2 井出川流域特性

井出川流域は長野県飯山市に位置する一級河川千曲川水系出川の左支川であり，流域面積 6.62km^2，主流路長 5.2km，平均河床勾配 8°（1／6.8）である。崩壊が発生したのは井出川の左支渓の斜面であり，崩壊発生前の斜面勾配は 23°，その直下の河床勾配は 10°と急峻であった。井出川流域は，地すべりで閉塞した本川に崩壊が発生した流域を含む左支川が 2 つ合流している。それぞれの左支川には表流水があり，合流点 2 において河道は大きく右方向に屈曲している。井出川の河床縦断図を図 1，流域図を図 2 に示す。崩壊が発生した斜面は前述の通り 23°（1/2.4），その直下から合流点 1 までは 10°（1/6），合流点 1 から合流点 2 までは 8°（1/7），合流点 2 から羽広大橋まで 6°（1/10），羽広大橋から桑名川砂防堰堤までは 4°（1/14）程度となっており，大きな勾配変化点はなく，徐々に河床勾配が緩くなっている。崩壊内の湧水は，滑落崖の末端部や再崩壊箇所 2 下部に認められ，澪筋となる。

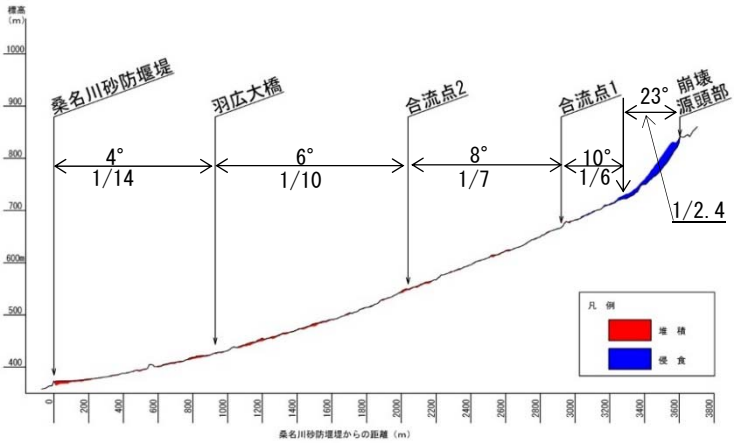


図 1　井出川河床縦断図

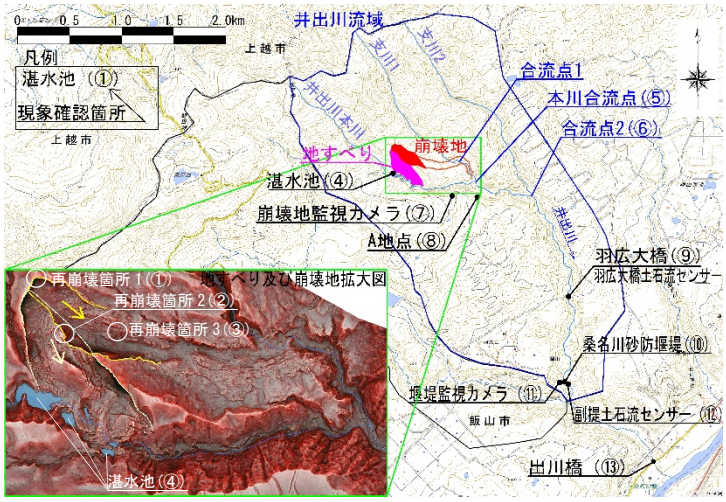


図 2　井出川流域図

3 山腹崩壊から土石流発生経緯

山腹崩壊から土石流の発生経緯について表 1 に 5 月 19 日から 5 月 29 日までの経緯を整理した。

※1)現 長野県建設部，※2) 現 長野県上田建設事務所，※3)現 長野県道路管理課

○5 月 19 日（崩壊～土石流発生：1 回目）

UAV の画像及び山田ら(2017)から，1 回目の土石流は，地すべりに次いで発生した崩壊地の崩壊土砂が流動化し，羽広大橋下流まで流下したものと考えられる。15：26 に桑名川砂防堰堤（以降，堰堤）上流 120m には土石流が到達していないことが確認されたことから，土石流は羽広大橋の下流で停止・堆積したものと推察される。

○5 月 19 日 17：14～5 月 20 日 9：50（2 回目土石流）

5 月 19 日まで未満砂であった堰堤に 9：50 時点で 2m 程度の土砂堆積が確認された。このことから，発生時刻は不明であるが，2 回目の土石流が発生したと推察される。

○5 月 20 日 10：08（3 回目土石流）

10：08 に羽広大橋を土石流が通過した。

○5 月 21 日 18：30～22 日 13：45（4 回目土石流）

②の再崩壊をきっかけとして 13：44 に 4 回目の土石流が発生し，その後 14：45 までの 1 時間の間に 2 回の段波が確認された。1時間と短い間隔で発生していることから，一連の土石流であると考えられる。羽広大橋 14：38 通過の段波はフロント部で 15.8m/ｓの流速であった。

○5 月 22 日 18：30～5 月 25 日

崩壊地内(①～③)において再崩壊が計 6 回確認されたが，土石流は発生していない。5 月 24 日 21：00～25 日 14：00 まで降雨があった(最大時間雨量 4 ㎜，累積雨量 18.5 ㎜)。

○5 月 26 日～5 月 27 日（5 回目土石流）

5 月 26 日 23：27 に羽広大橋に設置してあった土石流センサーが作動したが，夜間であったため確認できていない。5 月 26 日 16：00～27 日 4：00 まで降雨があった(最大時間雨量 5.5 ㎜，累積雨量 15.5 ㎜)。

4 まとめ及び今後の課題

崩壊直後からの動画及び静止画を整理することで，発生した土石流は計 5 回であったと推察された。無降雨時発生の土石流は計 4 回であり，1 回目は融雪に伴う山腹崩壊により発生した。2～4 回目は崩壊地内の再崩壊等がきっかけとなり，1 回目の土石流によって河床に堆積した不安定土砂を侵食しながら土石流となったと推察される。また，河床の不安定土砂は湧水や表流水によって飽和状態であったと考えられる。

今後は，各土石流の発生原因等を明らかにし，避難体制構築等に有益となる資料をとりまとめていきたい。

謝辞

本報告を作成にあたり貴重なデータをご提供いただいた長野県北信建設事務所ならびに飯山市役所には，ここに感謝の意を表します。

表 1　山腹崩壊及び土石流発生経緯

月日	時間	現象確認箇所	状況
5/19	早朝6時頃	⑬付近	下流の集落付近の出川において、普段見かけない濁り水を認めたことから異変に気がついた時刻
	13:07～13:17	④	井出川本川方向へ移動した地すべりによって河道が閉塞し、湛水池を形成している。
		①②	再崩壊箇所1末端部及び再崩壊地2付近から湧水が確認され、澪筋を形成して崩壊地内を流下する。
		⑤	本川合流点に濁水の湛水地が確認される。
		⑤～⑥	本川合流点から合流点2まで特に多くの不安定土砂が堆積している。
		⑨上流	羽広大橋まで土石流が到達しているのが確認される。
		⑨～⑩	羽広大橋より下流の土石流到達点は不明である。
	15:26～15:36	⑩より上流120m	桑名川砂防堰堤上流120mまで土石流は未到達でことを確認。
		⑩	桑名川砂防堰堤を流下する流水は、濁水である。
	15:37	⑨下流	羽広大橋下流側に土石流の流下痕跡が確認されるものの、河道の樹木は残存している。
	17:14	⑬	出川橋より上流20mの右岸側護岸には0.3m程度の高さに濁水流下痕跡が確認される。
5/20	9:19	⑬	出川橋より上流20mの右岸側護岸には0.7m程度の高さに濁水流下痕跡が確認される。
	9:50	⑩	桑名川砂防堰堤スリット側面の高さ2.0m付近に濁水流下痕跡が確認される。
	10:08	⑨	羽広大橋を土石流が通過
	11:52	①	再崩落箇所1で再崩落を確認を確認。
	14:40	⑦	崩壊地監視カメラ設置
	17:17	⑩	桑名川砂防堰堤スリット部の高さ8.0mまで土砂及び流木によって閉塞。
	18:44	⑬	出川橋より上流20mの右岸側護岸には0.7m程度の高さに濁水流下痕跡が確認される。
5/21	18:00～30	②	再崩落箇所2で再崩壊が確認される。
5/22	11:00頃		井出川流域を航空レーザー測量実施
	13:44	②	崩壊地監視カメラ設置位置より崩壊地を観察していると再崩落箇所2で再崩壊が発生し、土砂が流下。
	13:45～57	⑨	羽広大橋を土石流が通過。 12分間以上、流下は継続（流下停止の時間は未確認）。
	14:30～40	②	再崩壊箇所2で再崩壊及び崩壊内河道で侵食の痕跡が確認される。
	14:36	⑧	A地点を土石流が通過。土石流は右岸側の斜面駆け上がり、侵食の痕跡を残す。
	14:38	⑨	羽広大橋を土石流が通過。
	14:41	⑩	桑名川砂防堰堤に満砂状態で堆積した土砂を押し上げるように土石流が押し寄せ、左岸側の袖部を越流する。
	14:41	⑫	副提土石流センサーが作動。
	14:43	⑧	A地点を土石流が通過。
	14:45	⑨	羽広大橋を土石流が通過。
	18:30	②	夜間のため目視が可能な時間帯の静止画を比較すると再崩壊箇所2で再崩壊が確認される。
5/23	4:30		
	8:40～50	①	再崩落箇所1で再崩壊が確認される。
	11:30～40	②	再崩落箇所2で再崩壊が確認される。
	18:30	①	夜間のため目視が可能な時間帯の静止画を比較すると、樹木を含んで再崩壊箇所1で再崩壊が確認される。
5/24	5:10		
	9:20～30	③	再崩落箇所3で再崩壊が確認される。
	13:30～40	③	再崩落箇所3で再崩壊が確認される。
5/25	21:00～翌日14:00		降雨有 最大時間雨量4㎜，累積雨量18.5㎜
5/26	14:50～翌日11:00	①	霧および降雨、夜間のため目視可能な時間帯の静止画を比較すると樹木を巻き込んで再崩落箇所1が再崩落し、崩壊内河道で侵食の痕跡が確認される。
	16:00～翌日4:00		降雨有 最大時間雨量5.5㎜，累積雨量15.5㎜
	23:27	⑨	羽広大橋土石流センサー作動
5/29	12:50～13:00	③	再崩壊箇所2で再崩壊及び崩壊内河道で侵食の痕跡が確認される。
	13:38	⑨	羽広大橋上流で新たに数十cmの土砂堆積が確認される。

凡例

	崩壊地カメラ(撮影間隔10分)で変状確認
	UAV撮影
	弊社作業員の目撃
	静止画像より確認
	土石流センサー作動
	堰堤監視カメラ
	地元住民の目撃
	降雨有

参考文献 1) 山田ら(2017)：2017 年 5 月 19 日飯山市の山腹崩壊の調査報告，http://www.eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp/~masumi/eq/iiyama2017/
2) 平松ら(2017)：平成 29 年 5 月長野県飯山市井出川流域で発生した大規模崩壊と土石流　砂防学会誌，Vol. 70, No. 3, p. 41-50, 2017
3) 矢島ら(2018)：長野県飯山市井出川で発生した山腹崩壊に伴う土石流に対する既設堰堤の効果に関する検討，H30 年度砂防学会研究会概要集
4) GONDA ら(2018)：Landslides and Subsequent Debris Flows Occurrence on May 2017 at Iiyama, Nagano, Japan, Interpraevent2018

P-059

南木曽における大規模土石流時の氾濫解析

立命館大学大学院理工学研究科　○山本　歩　　立命館大学理工学部　SHAO Nanwei
京都大学大学院農学研究科　中谷加奈　　立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

我が国では近年計画を超過するような規模の土石流災害により，砂防堰堤等が損傷する事例が数多く報告されている．平成 26 年 7 月 9 日の台風 8 号により，長野県木曽郡南木曽町梨子沢流域で発生した大規模な土石流災害においても，砂防堰堤の一部が損傷した．今後，異常気象の影響により，こうした大規模土石流の発生頻度増加が危惧されるため，砂防堰堤の設計外力の見直しも必要ではないかといわれている．そこで本研究では，大規模土石流時の土石流ピーク流量（以下レベルⅡとする）を推定する手法について検討を行った．また，南木曽町梨子沢流域を対象として土石流の規模と土石流の氾濫範囲の関係を明らかにするため，氾濫解析を行った．

2. レベルⅡの土石流ピーク流量の推定

国土交通省国土技術政策総合研究所が取りまとめた国総研資料第 904 号「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」に従い，従来の土石流ピーク流量（以下レベルⅠとする）の算出方法をフローチャートで示すと図-1 となる．図-2 に示すように，レベルⅡの土石流ピーク流量の想定に関して，降雨確率として 1/500 年を採用し，最大 10 万 m^3 規模の崩壊可能土砂量を加えることを提案する．降雨確率を引き上げることで運搬可能土砂量は増大する．例えば，南木曽のアメダス雨量データを基に一般財団法人国土技術研究センターが提供する水文統計ユーティリティーを用いて，石原・高瀬法の確率分布モデルによって 100 年確率の 24 時間降雨と 500 年確率の 24 時間降雨を求めると，それぞれ 267.3 mm と 313.1 mm となる．すなわち，レベルⅡの運搬可能土砂量はレベルⅠの 1.17 倍になることが分かる．しかし，梨子沢では，移動可能土砂量が運搬可能土砂量を下回るため，土石流ピーク流量は変化しない．レベルⅠの想定において，このように移動可能土砂量が運搬可能土砂量を下回ることはよくあることであり，このような場合には，降雨確率を引き上げてもレベルⅡの土石流ピーク流量はレベルⅠと同じ値となる．大規模な土石流の発生時には，0 次谷以外の山腹でも新規崩壊が発生し，渓流に数万から 10 万 m^3 規模の土砂が新たに供給されることも多い．したがって，レベルⅡに関しては最大 10 万 m^3 程度の崩壊可能土砂量の想定も必要であると考えられる．より的確な崩壊可能土砂量の設定については，既往データを基に今後検討が必要である．

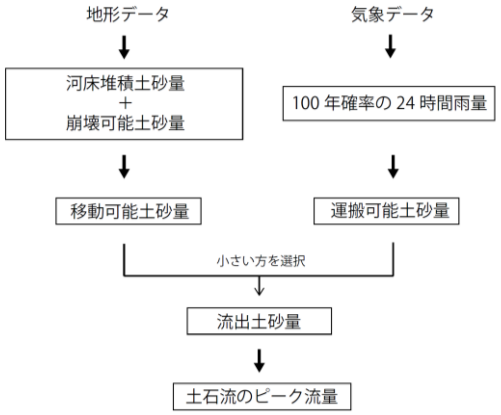


図-1　レベルⅠの土石流ピーク流量の求め方

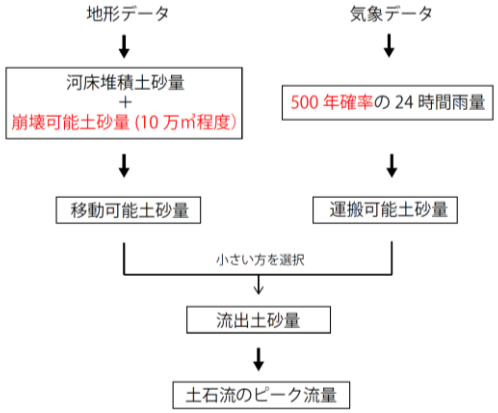


図-2　レベルⅡの土石流ピーク流量の求め方の 1 例

梨子沢を例にとると，100 年確率の運搬可能土砂量は 9,513 m^3 とされており，レベルⅠのピーク流量は 167.9m^3/s であるのに対し，500 年確率の運搬可能土砂量である 56,581 m^3 を流出土砂量とすると，レベルⅡのピーク流量は 998.5 m^3/s となる．

3. 土石流の規模と土石流の氾濫範囲，被害範囲の関係

南木曽の梨子沢を対象として，レベルⅠおよびレベルⅡの土石流を想定した氾濫解析を行った．中谷ら[1]による南木曽の土石流氾濫に関する数値シミュレーションと同様の手法で、土石流の供給ハイドログラフのみを変更して氾濫解析を行った．計算にはHyperKANAKOを使用し，1mメッシュの地形データを用いている．供給ハイドログラフは土石流ピーク流量を，レベルⅠで167.9 m^3/s，レベルⅡで998.5 m^3/sと設定した．ピーク継続時間を80秒，開始時0 m^3/sからの増加とピーク後の減少に要する時間を20秒とした．土石流濃度は，梨子沢流域砂防堰堤に関する検討会報告書に従い0.34を，その他のパラメータは一般的な値である，粒径0.2 m，計算の時間間隔0.01 s，砂礫の密度2650 kg/m^3, 流体相の密度1000 kg/m^3, 内部摩擦角37度, 河床の容積濃度0.65, 侵食速度係数0.0007, 堆積速度係数0.05，マニングの粗度係数0.03 $s/m^{1/3}$を用いた．

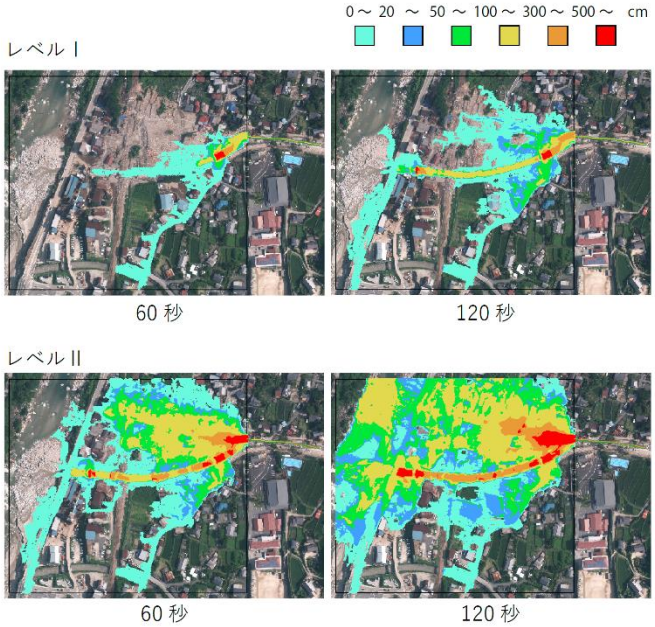


図-3 各時刻における痕跡水位(流動深+堆積厚)の最大値)の空間分布【 上段：レベルⅠ　下段：レベルⅡ 】

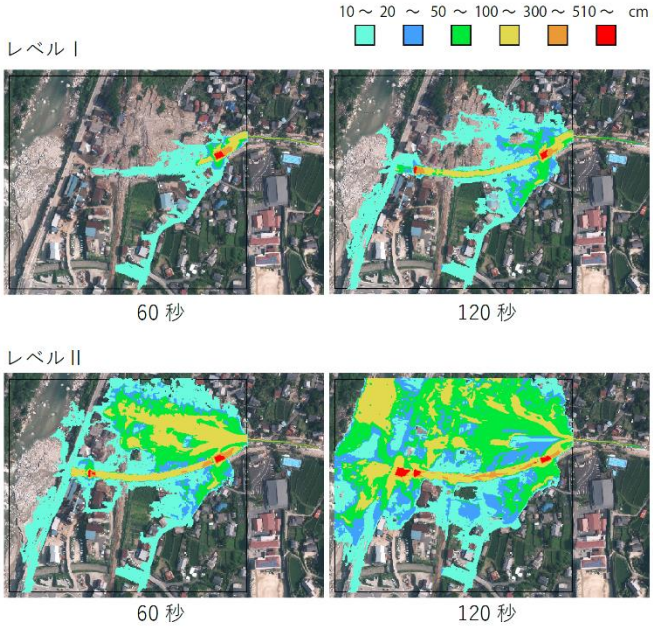


図-4　各時刻における流動深の空間分布【 上段：レベルⅠ　下段：レベルⅡ 】

レベルⅡの土石流ピーク流量998.5 m^3/sはレベルⅠの5.95倍であるため，氾濫範囲の拡大と，氾濫域における流動深さの増大が確認される．流入地点付近で土砂が堆積し，河道とは無関係に氾濫流が扇状地全体を流れ下る．ただし，今回の計算は無施設の条件であるため，砂防堰堤が設置されている条件下でどのような氾濫となるのか明らかではない．砂防堰堤による土砂の捕捉，調節には限界があるため，レベルⅡの土石流に対して無被害となるような対策を実行可能かどうか，今後さらに検討が必要である．

4. おわりに

本研究では，レベルⅡの土石流ピーク流量を推定する手法として，降雨確率1/500年を採用し，最大10万 m^3規模の崩壊可能土砂量を供給する方法を提案した．今後は既往のデータを基に，より的確な崩壊可能土砂量の設定方法について検討が必要である．また，この手法に基づき南木曽町梨子沢を対象として，土石流の氾濫解析を行ったところ，氾濫範囲が拡大することが確認された．砂防堰堤が設置された条件下でどのような氾濫となるか，レベルⅡの土石流に対して無被害となるような対策を実行可能かどうか，今後さらに検討が必要である．

謝辞

本研究は国土交通省河川砂防技術研究開発（砂防技術分野）の助成を受けたものです．ここに記して感謝致します．

参考文献

1) 中谷加奈・里深好文：土石流の規模と地形データの解像度が到達範囲に及ぼす影響，土木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.4, I_1201-I_1206, 2018.

P-060

Adaption of Evaluation Index on the Magnitude of Debris Flow Occurrence in the South Korea

Korea, National Institute of Forest Science ○Choongshik Woo, Kidae Kim, Changwoo Lee, Dongyeob Kim, Junyeo Seo, Minjeng Kang

1. Introduction

Debris flow scale is difficult to clearly define, because form of debris flow is erosion and deposit in runoff process. The definition of the scale of debris flow according to the point of view. It is generally defined as the sediment discharge of the debris flow through a specific point, the sediment discharge of the debris flow, or impact force of the debris flow. But this definition has limitations that sediment discharge of movement energy and impact forces of debris flow is difficult to reflect the various variable conditions. Especially, the magnitude is one of the ways of expressing the easily as a global unification index of earthquake. Therefore, a comprehensive indicator of disasters is very important in carrying out disaster response activities. In South Korea, the debris flow combine risk has been developed by using the concept of the amount of slope failu re on source area and the altitude difference of the source area and deposit area suggested by Uchida et al.(2005). This hazard risk used magnitude of collapse 1 and 2 grade sites of landslide hazard in the catchment and the social vulnerability in the downstream. However, the magnitude of the debris flow is an extreme, which may be different form the actual magnitude of debris flow. Therefore, the study applied the methodology of Uchida et al.(2005) for suggest the magnitude of debris flows in the South Korea..

2. METHODS AND MATEROALS

2.1 Estimation of debris flow magnitude

In this study, we proposed the magnitude of debris flow using the magnitude of the debris flow suggested by Uchida et al.(2005). It is impossible to understanding the magnitude of the debris flow by the individual physical. So this concept is that the potential energy is proportional to the height and the volume. In this case, M = magnitude, V = volume of source area(m^3), and H = relative elevation(m).

2.2 Collection of spatial database

In this study, a helicopter aerial photograph was taken for investigate the location and scale of the debris flow. Debris flow area were extracted by visual detection using orthoimage image, and debris flow area zoned using GIS technique. Finally, Based on the constructed basic data, the volume of source area and the relative elevation was extracted using the soil map(1:25,000) and digital elevation model(1:5,000) .

3. RSULTS AND DISCUSSION

3.1 Occurred characteristic of debris flow

The analysis of the characteristics of 721 debris flow area in the South Korea showed that the source area was less than 1,000m^2, and the average was 2,878.6m^2(Fig. 1). The average soil depth of the source area was 0.5m. Calculating the volume of source area using the area of the source area and soil depth, most of volume of source area were lower 1,000m^3, and average was 1,603.0m^3. The source area was distributed to 100-600m, and the deposit area was distributed to 0-500m. The relative elevation between the source area and the deposit area was the largest distributed at less than 100m, and the volume of source area were not difference large in under 100m. In the case of the relative elevation of more than 100m, the volume of source area were increased. Because the source area were increased as the catchment area increased. On the other hand, the coefficient of determination was 0.18, which is presumed to be influenced by various factors such as slope length and slope angle. As a

result of analyzed the debris flow magnitude and damage of life and houses, all of them showed a linear relationship. However, this is closely related to the existence of houses in the downstream. So In this study, additional analysis is needed because there are few samples.

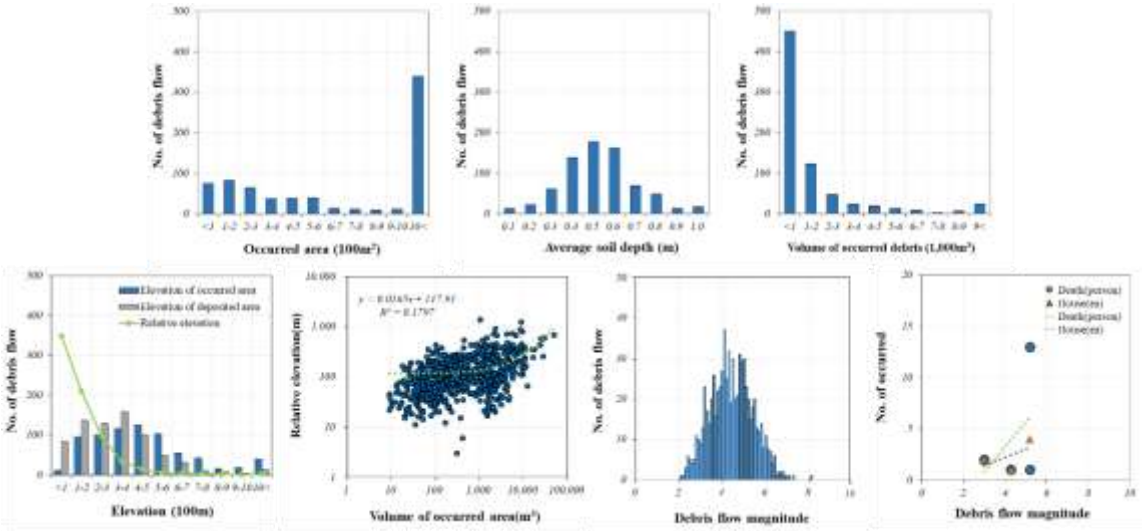


Fig. 1. General characteristic of debris flow in the South Korea.

3.2 Magnitude of debris flow

Calculation of the magnitude of the debris flow showed a range of 2.3-8.3, with an average of 4.6(Fig. 2). The magnitude of the sediment-related disaster in the Japan was smaller than 11 that of the Uchida et al.(2005). Especially, the distribution of the relative elevation was similar. But it is assumed to be due to a small volume of the source area.

The data of 163 catchment overlapped with the predicted magnitude of debris flow are compared. As a result, the surveyed value and the predicted value of the related elevation were similar. But there was a large difference in the sediment discharge of source area. This is considered to be an overestimation, because it was assumed that both the grade 1 and 2 sites in the catchment area would collapse. The measured and predicted magnitude of debris flow were about 2 (100 times) different. Finally, we suggested relational equation to adjust the magnitude of the debris flow for predicted magnitude of debris flow by Woo et al.(2014).

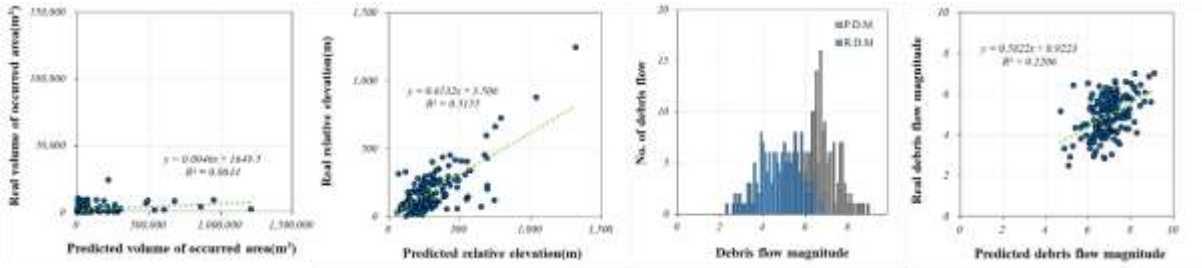


Fig. 2. Characteristics of measured and predicted magnitude of debris flow in the South Korea.

P-061

粒度構成が土石流先頭部の粗粒化に及ぼす影響

鳥取大学大学院工学研究科　○前田純平，和田孝志，三輪　浩

1.背景と目的　土石流は大小様々な粒径の砂礫によって構成された流れであり，これらの砂礫は土石流内部で互いに複雑に影響を及ぼし合う．この結果，土石流を構成する砂礫に粒度偏析が生じ，先頭部には比較的粒径の大きい砂礫が集積する．この現象は巨礫を多く含む土石流の特徴的な現象の一つである．土石流先頭部で集積した巨礫が集落等に到達することで人的・物的被害が拡大する可能性がある．土石流先頭部での粗粒化現象の発生機構について多くの研究がなされているが，土石流の粒度構成の違いによる先頭部粗粒化への影響について十分な検討がなされていない．そこで，本研究は，宮本[1]と和田[2]の実験を参考に設定した水路実験により，土石流の粒度構成が土石流先頭部粗粒化現象にどのように影響するかを検討する．

表 - 1　実験砂の混合方法

大粒径:小粒径 (mm)	勾配(°)		
	15	20	25
	混合割合(大粒径:小粒径)		
3.0:1.4	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4
7.1:1.4	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4
10.7:1.4	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4
7.1:3.0	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4
10.7:3.0	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4
10.7:7.1	1:1　1:4	1:1　1:4	1:1　1:4

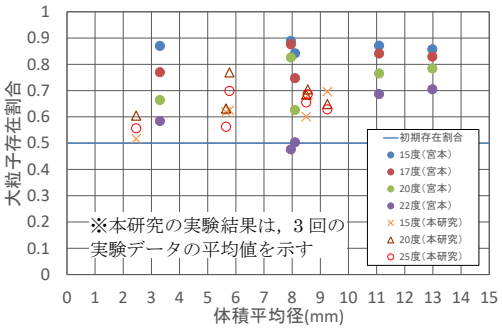


図 - 1　体積平均径に対する先頭部の大粒子存在割合（1：1）

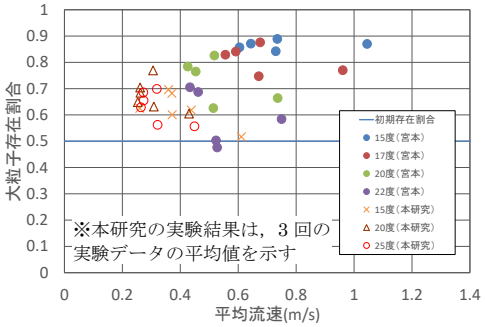


図 - 2　平均流速に対する先頭部の大粒子存在割合（1：1）

2.実験の概要　本研究で用いる実験水路は，水路長 100cm，水路幅 7cm のアクリル製循環式直線水路であり，水路勾配を 5°刻みで 5°～30°に設定可能である．なお，水路底面には粗度として 5mm 角の桟が 3cm 間隔で張り付けられている．本研究で用いる砂礫は，平均粒径 10.7mm，7.1mm，3.0mm および 1.4mm の 4 粒径のほぼ一様な砂礫であり，実験では 4 粒径のうち 2 粒径を混合して用いる．実験条件は，混合する 2 種類の砂礫，水路勾配，混合割合の組み合わせにより設定し，計 36 ケースを設定した．水路勾配は 15°，20°，25°の 3 種類とし，上流端給水量は 28.2L/min とした．本実験の流れは次のようである．まず混合した実験砂を水路に敷き詰めた後，上流端より給水し，敷き詰めた混合砂を侵食させることで土石流を発生させた．実験水路下流部では，連結させた 4 つの採砂箱を用いて，1～1.5 秒間隔で土石流の先頭部を 4 つの部分に分けて採取し，採取した各採砂箱内の水および各粒径の重量を計測した．これらの各採砂箱の採取時間を計測するため，カメラで土砂の採取状況を撮影した．なお，結果のばらつきを考慮して全ケースにおいて同一の実験を 3 回繰り返した．

3.実験結果と考察　水路勾配，配合割合および混合する粒径等に着目して実験結果を整理し，これらが土石流先頭部の粗粒化に及ぼす影響を検討する．なお，本研究の実験結果に加えて，宮本[1]の既往研究成果も用いて検討を行った．先頭部粗粒化への影響分析を行いやすくするため，実験結果のうち先頭部の採砂箱，すなわち 1 つ目の箱で採取した大粒子存在割合に対する混合砂礫の体積平均径 d_m，粒径比 d_l/d_s，平均流速 U_m の 3 つの指標との関係を整理した．なお，平均流速 U_m についての算出方法として，石礫型土石流の平均流速公式[3]を用いた．

$$U_m = \frac{2}{5d_m}\left[\frac{g\sin\theta}{\alpha_i \sin\alpha}\left\{C_d + (1-C_d)\left(\frac{\rho_m}{\sigma}\right)\right\}\right]^{1/2}\left\{\left(\frac{C_*}{C_d}\right)^{1/3} - 1\right\}h^{3/2} \qquad (1)$$

ここに，U_m:平均流速，d_m:平均粒径，g:重力加速度，θ：水路勾配，α および α_i:係数，C_d:平衡土砂濃度，ρ_m:間隙流体の質量密度，σ:砂礫の質量密度，C_*:河床堆積物の容積濃度，h:流動深である．

混合砂礫の体積平均径 d_m および平均流速 U_m と先頭部大粒子存在割合との関係を図 - 1～図 - 4 に示す．本研究結果における水路勾配 θ の影響についてみると，図－1 に示すように，1 : 1 での配合では，水路勾配が 20°のとき先頭部粗粒化が顕著にみられた．1 : 4 での配合では，図－3 に示すように，水路勾配が 15°のとき先頭部粗粒化が顕著にみられた．一方で，宮本の結果では，配合割合によらず 15° のとき先頭部粗粒化が顕著にみられた．混合する粒径の組み合わせの影響については，一部を除くと概ね体積平均径 d_m が大きいほど，先頭部粗粒化現象が顕著に起こっている傾向にあった．一方，平均流速 U_m については，図 - 2，図 - 4 に示すように，両者の結果とも，同一勾配の条件においては U_m が小さくなるほど先頭部大粒子存在割合が大きくなる傾向が見られたが，異なる勾配で比較すると反対に U_m が大きくなる勾配（平衡土砂濃度が小さく緩勾配）ほど先頭部粗粒化が大きくなる傾向があった．なお，粒径比 d_L/d_S と先頭部粗粒化との関係については，本実験条件では d_L/d_S が大きいほど d_m が大きくなるため，概ね d_L/d_S が大きいほど先頭部粗粒化が顕著となる傾向にあった．

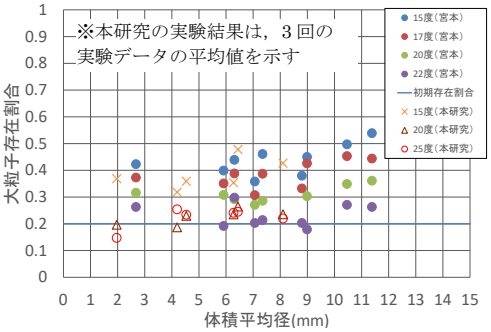


図 - 3　体積平均径に対する先頭部の大粒子存在割合（1 : 4）

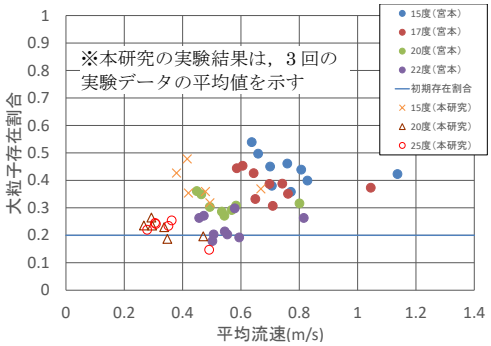


図 - 4　平均流速に対する先頭部の大粒子存在割合（1 : 4）

上記の結果より θ, d_m および U_m と先頭部粗粒化現象との関係について一部傾向が明確に見出せなかったため，土石流平均流速公式(1)を用いて上記の指標を複数組み合わせて先頭部粗粒化の傾向を検討した．前述したように，混合する粒径が大きい（すなわち d_m が大きい）ほど，また，同一勾配条件では平均流速 U_m が遅いほど先頭部粗粒化現象が顕著になる傾向があった．このことは式(1)で示した平均流速 U_m と体積平均径 d_m の反比例関係が先頭部粗粒化の傾向と一致している．したがって，1 : 4 での配合の方が 1 : 1 での配合よりも緩勾配の条件で先頭部粗粒化が顕著となったのは，d_m が小さい 1 : 4 での配合の方が U_m が大きくなり，先頭部の大粒子存在割合が最大となるような U_m に近づくように θ が小さくなったものと推察できる．以上のことから，U_m，θ および d_m が式(1)の関係により互いに影響することで，先頭部粗粒化が最も顕著となる条件が定まると考えられた．なお，U_m が大きくなるほど先頭部粗粒化が顕著となるのは，U_m が大きいほど流動深表面に浮き上がった大粒子が先頭部へのより速く輸送されるためと考えられる．

表 - 2　宮本と本研究の実験条件の比較

	宮本[2)]	本研究
水路長	12m	1m
流量	1～3L/sec	0.47L/sec
水路幅	10cm	7cm
単位幅流量	0.01～0.03(L/m^2)	0.006714(L/m^2)
取得方法	20L分を採集	1～1.5sec間隔で4つ採集

4.あとがき　本研究により，土石流先頭部粗粒化と水路勾配 θ，粒径比 d_L/d_S，体積平均径 d_m，平均流速 U_m との関係が一部明らかとなった．ただし，宮本と本研究の実験結果から，先頭部粗粒化とこれらの指標との関係が一致しない部分があることも明らかとなった．これは，宮本と本研究での実験条件の違いに起因するところが大きいと考えられる．表 - 2 に示すように，宮本の実験の方が本研究の実験より約 1.5～4.5 倍単位幅流量が大きいこと，取得方法が異なっていることが原因の一つであると考えられる．今後，供給流量や水路長について，宮本の実験条件に近い条件での実験を行う必要がある．また，実験水路の水路長が短いため本研究では先頭部粗粒化が十分に発達する前に採取してしまっていた可能性があり，このことからも水路長がより長い実験水路を用いる必要がある．

参考文献　1）宮本邦明：Newton 流体を含む粒子流の流動機構に関する研究，立命館大学博士学位論文，pp.73-94,1986.
2）和田孝志：実用的な土石流数値計算モデルの開発，京都大学博士学位論文，pp.111-151，2016.
3）高橋　保：土石流のながれ，ながれ，Vol.3，No.4，pp.307-317，1984.

P-062

渓床堆積物再移動型土石流の発達過程に関する画像情報を用いた実験的研究

北海道大学農学院　○谷川安平
北海道大学農学研究院　　山田孝

1. はじめに

渓床堆積物再移動型土石流(以下，土石流)の発達について，高橋(1977)では堆積層に作用するせん断力とせん断抵抗力の関係から平衡土砂濃度を求め[1)2)]，平衡土砂濃度の時流動深方向に土砂濃度分布が一定となるモデルを提案した．しかし，平衡土砂濃度に達するまでの土砂濃度増加や渓床侵食などについては不明な点が多い．筆者らは水路模型実験で取得した映像の輝度値に着目し，土石流先頭部が平衡土砂濃度に至るまでの過程を考察した[3)]．しかし，輝度値は光環境などの実験条件で大きく変化する．そこで本稿では光環境等を的確な条件下で実験を行い，土石流先頭部の流動深方向の土砂濃度分布について画像情報の輝度値を用いることで考察を行った．

2. 研究方法

アクリル製実験流路(流路全長 200cm，流路高 9.8cm，流路幅 2.5cm)の流路底部に均一に土砂 7cm を敷き詰め，流路上部から流量 50cm^3/s で給水を行うことにより渓床堆積物再移動型土石流を発生させた(図-1)．本実験での土石流発達過程とは土石流先頭部が平衡土砂濃度に至るまでの過程と定義する．土石流流下に伴う平均的な土砂濃度変化と平衡土砂濃度に達するまでの距離を明らかにするため，流路末端から給水箇所までの距離を流下距離 10cm，20cm，30cm，40cm，50cm，60cm で実験を行った．それぞれ流路末端から流出する土石流を土砂受け箱で約 1 秒ごとに採取し土砂濃度を測定した．土石流先頭部の流動深方向の土砂濃度分布変化を推定するため，土石流流下時の流路側面から撮影した映像の流動深方向の輝度値に着目した．輝度値は(1)式で表され，計測には ImageJ を用いた．

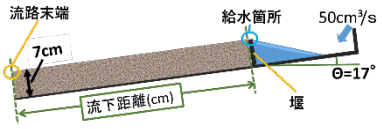


図-1　土石流の発生方法

カメラ (CASIO EXILIM EX-100)	撮影速度	1000fps
	E.Vシフト	1.7
	ISO感度	6400
	倍率	×2.7
	ホワイトバランス	昼光色蛍光灯
実験材料	カラーサンド(ブラック) D_{50} = 0.7㎜	
照度	580lx~610lx	

表-1　実験条件

$$L = 0.299R + 0.587G + 0.114B \cdots (1)$$

ここに，L :輝度値，R :Red 値，G :Green 値，B :Blue 値である．使用カメラ・実験材料・光条件を表 1 に示す．実験材料は色の違いによる輝度値の変化を少なくするため均一色の土砂を使用した．土砂濃度と輝度値の関係を考察するために，表-1 と同様の実験条件下でスクリュー硝子管を用いた実験を行った．胴径 24mm×高さ 50mm のスクリュー硝子管に土砂濃度が 0.0，0.05，0.1，0.2，0.3，0.4，0.5 になるよう土砂と水を入れ撹拌した．その時の画像を撮影し，各ビンの土砂が均等に混ざっている時の輝度値の平均を取り，各土砂濃度における輝度値を求めた．これらの結果から土石流の発達過程での流動深方向の土砂濃度分布について考察を行った．

3. 結果・考察

流路末端での土砂受け箱による直接採取の結果を図-2 に示す．土石流先頭部(土砂受け箱 1)の平均的な土砂濃度は平衡土砂濃度に至るまで流下距離の増加に伴い増加する．平

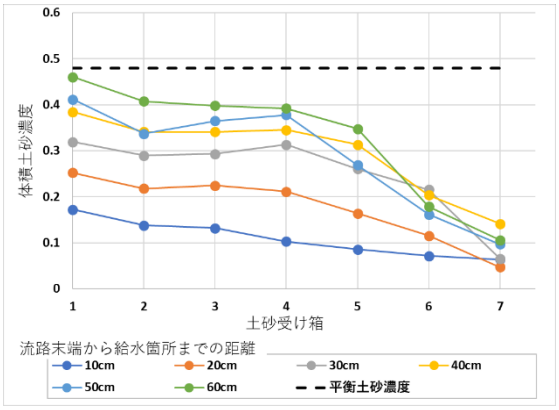


図-2　流下距離と土砂濃度変化

均的な土砂濃度はどの流下距離においても土石流先頭部先頭部で最も高く，後続は低い．流下距離 60cm の時土砂受け箱 1 の土砂濃度が平衡土砂濃度に近いため，本実験条件では流下距離 60cm の時平衡土砂濃度に達したと見なす．スクリュー硝子管を用いた土砂濃度と輝度値の結果を図-3 に示す．縦軸は相対輝度(輝度値/堆積層の輝度値)とする．土砂濃度が 0.2 以下では相対輝度に明瞭な差がある．土砂濃度が 0.2 以上の時相対輝度は 1 に近い値を取った．流路実験から得られた平均的な土砂濃度の測定と土石流先頭部の輝度値を図-3 上に表す．土砂濃度に対して相対輝度が少し上昇するが概ね一致する結果となった．図-4 に流路実験で得られた土石流先頭部の流動深方向の輝度値を示す．どの流下距離においても渓床面から約 3mm 以下で土砂濃度が 0.6 前後であった堆積層に近い相対輝度である．流下距離の増加に徐々に堆積層(土砂濃度：約 0.6)の輝度値に近い値を流動深の上部でも示すようになる．

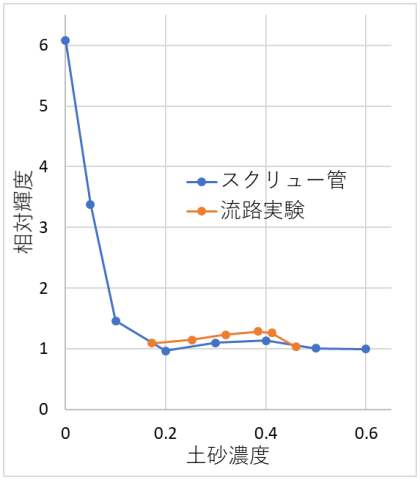


図-3　土砂濃度と輝度値

本実験ではハイスピードカメラを用い撮影速度 1000fps で画像を取得し(写真 1)，目視により土砂の挙動が確認できる．流下距離が 30cm 以上の時土石流先頭部(先端から約 1 秒間)での堆積層の侵食は確認できない．これらの結果から本実験での土石流発達における土石流先頭部の土砂濃度分布について考察を行う．図-2 から土石流先頭部の平均的な土砂濃度は流下距離の増加に伴い増加することが分かった．図-4 から流れ流動深方向の輝度値分布は発達初期の流下距離 20cm では流動深の底部約 1/2，平衡土砂濃度に達する流下距離 60cm では流動深の底部約 7/8 の高さまで堆積層の輝度値に近い値である．また，写真-1 のように流れの上部では土砂の粒子が確認できない液相・気相層があり，相対輝度は約 1.2 以上である．これは図-3 に示した土砂濃度が 0.2 以下の時と同様の傾向を示す．これらより土石流先頭部が平衡土砂濃度に至るまでに流動深方向に土砂濃度の差が存在することが考えられる．堆積層の土砂濃度(約 0.6)での輝度値がほぼ一定であり，流れ上部でもその値は変わらず一定であることと，流下距離 30cm 以上では土石流先頭部による堆積層の侵食が発生しないことから，流下距離 30cm 以上では平均的な土砂濃度は平衡土砂濃度に達していなくても流れの底面付近は土石流発生箇所付近においても平衡土砂濃度に近いために渓床を侵食できないと考えられる．平均的な土砂濃度が流下に伴って増加するのは，給水箇所付近で急激に侵食にされた土砂が土石流の流れ上部に取り込まれることによるもので[3]，発達に伴い流動深方向の深部から上部へと平衡土砂濃度に近似していくことが考えられる．

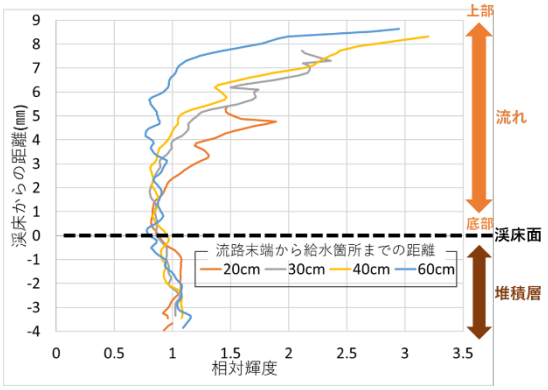


図-4　流路実験での輝度値

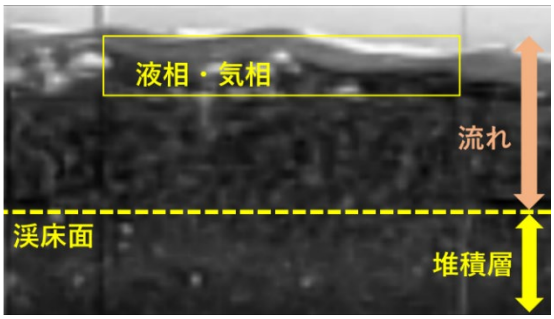


写真-1　土石流先頭部の様子
(流下距離 40cm)

【参考文献】

1）高橋保(1977):土石流の発生と流動に関する研究,京都大学防災研究所年報,第 20 号,B-2,P.405-435,
2）高橋保(2004):土石流の機構と対策,近未来社,P.45-172，3）谷川安平（2018）：渓床堆積物再移動型土石流の発達プロセスに関する実験的研究，第 37 回日本自然災害学会学術講演会講演概要集 ,P.147-148,

P-063

二層流モデルによる土石流の二次元氾濫シミュレーション

京都大学大学院農学研究科　○　鈴木　裕里
京都府立大学　生命環境科学研究科　高濱淳一郎

1. はじめに

土石流は低濃度，あるいは緩勾配のときに，上部に水流層，下部に砂礫移動層に分かれて、**図 1** に示すように二層流の形態をとることが知られている。高濱らは，二層のインターフェースの取り扱いに留意して，各層の連続式，運動方程式に基づいて解析する二層流モデル [1]を提案している。二層流モデルによる一次元シミュレーションは水路実験や実現象を対象として実施されており，その有用性が確かめられている [2]ものの，二次元シミュレーションは簡単な数値実験にとどまっている [3]。 そこで本研究では，二次元シミュレーションを高橋らによる実験 [4]を対象として実施し，二層流モデルによる堆積範囲や流動層の挙動について比較した。また全層を砂礫移動層として扱う一層流モデルとも比較することで，二次元二層流モデルの特性を把握した。計算結果と実験との比較を行うことで，二層流モデルの適用性について考察を加えた。

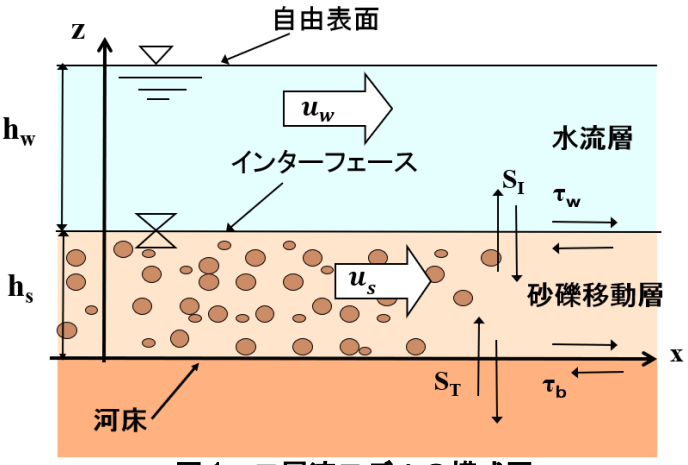


図 1　二層流モデルの模式図

2. 実験条件及び計算条件

高橋らの実験 [4]では急勾配一次元水路の下流端に二次元氾濫台を接続した水路を用いている。そして，一次元水路の上流区間に飽和土砂を一定量堆積させ，上流端から一定量，一定時間給水することで土石流を発生させ，二次元氾濫台上に土石流を氾濫堆積させた。上流側水路勾配を 17° に固定し，下流氾濫台の勾配を 2° としたものと 7° としたものの計 2 ケースを対象として数値計算を実施した。

3. 計算結果及び考察

図 2 に下流氾濫台の勾配を 2° としたケースの氾濫台の最終堆積形状の一層流モデル，二層流モデルの計算結果及び実験結果を示す。一層流モデル，二層流モデルにおいて堆積範囲，堆積形状ともに大きな差は見られなかった。高橋らの実験結果と比較すると一層流モデル，二層流モデルでは共に再現性が高い結果が得られた。**図 3** に下流氾濫台の勾配を 7° としたケースの氾濫台の最終堆積形状の一層流モデル，二層流モデルの計算結果及び実験結果を示す。一層流モデル，二層流モデルで堆積範囲を比較すると二層流モデルの方が少し広く堆積した。高橋らの実験結

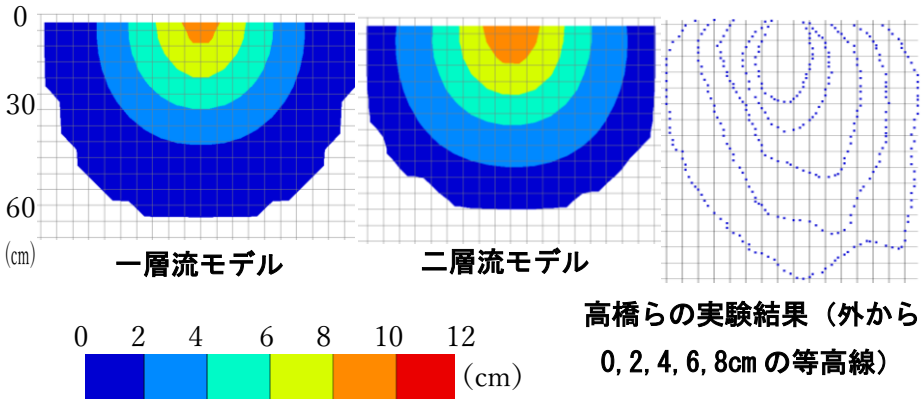
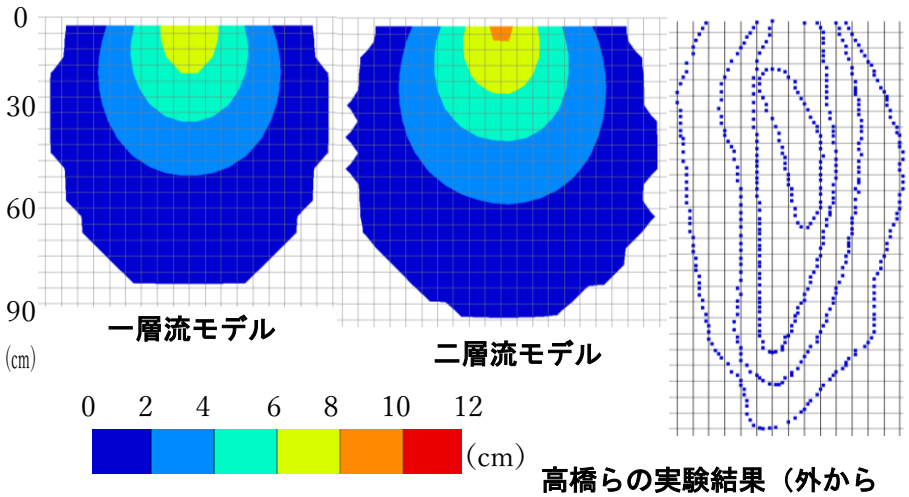


図 2　下流氾濫台の勾配が 2° のケースにおける氾濫台での最終堆積形状の計算結果及び実験結果

果においては後続流による二次侵食が起こったと推察されていた[4]。これにより高橋らの実験では氾濫台において流れが左右に分かれ，堆積範囲がより前方に伸びたと考えられる。**図 4** に下流氾濫台の勾配を 7°としたケースの一層流モデル，二層流モデルの計算結果の氾濫台における自由表面の時間的変化を示す。一層流モデルと二層流モデルで比較すると，二層流モデルの方がより速い流動層の挙動を表現できた。



高橋らの実験結果（外から 0，2，4，6cm の等高線）

図 3　下流氾濫台の勾配が 7°のケースにおける氾濫台での最終堆積形状の計算結果及び実験結果

4. おわりに

二層流モデルでは緩勾配領域において上層に水流層が出現するため一層流モデルと比較して流下速度が高くなり，堆積氾濫範囲の拡大速度も高くなる。実験による堆積範囲は二層流モデルによっても概ね表現できた。今後は，二層流モデルの妥当性を詳細に検討するため，氾濫堆積領域における二次元的な流速・流向を把握するための水路実験を考えている。

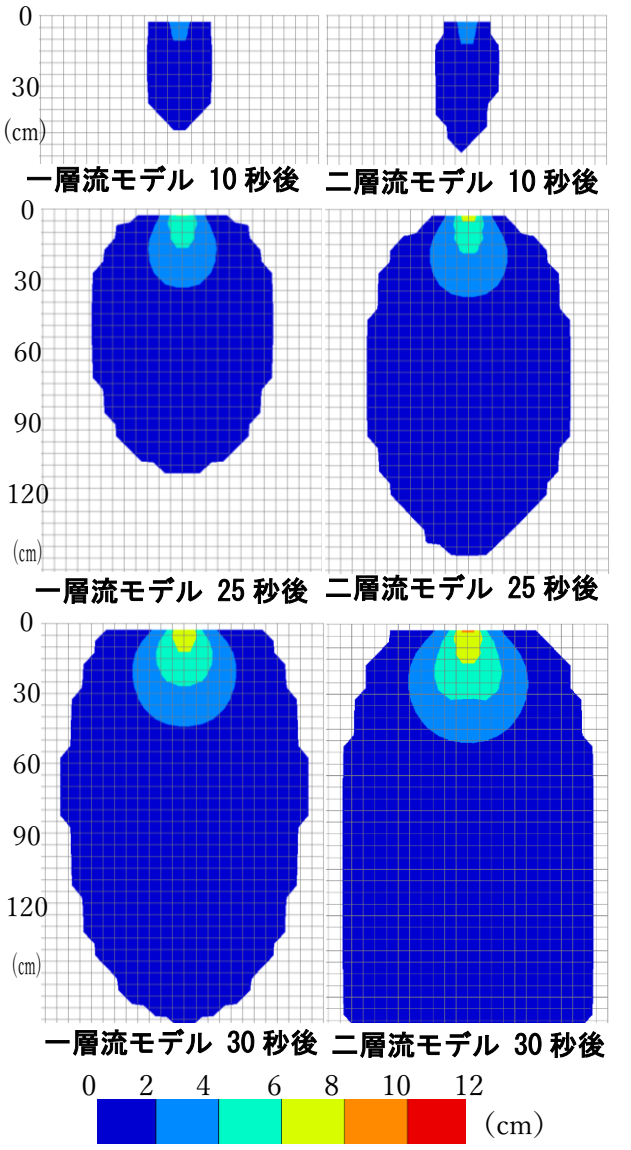


図 3　下流氾濫台の勾配が 7°のケースにおける氾濫台での自由表面の時間的変化の計算結果

参考文献

1）高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘：土石流から掃流状集合流動に遷移する流れの解析法に関する研究，水工学論文集，第 44 巻，pp.683-686，2000

2）高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘・蜂谷圭：土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルによる解析，水工学論文集，第 46 巻，pp.677-682，2002

3）高濱淳一郎・藤田裕一郎・吉野弘祐：二層流モデルによる土石流の二次元氾濫解析法に関する研究，水工学論文集，第 48 巻，pp.919-924，2004

4）高橋保・中川一・佐藤広章：土石流及び土砂流扇状地の形成に関する研究，第 32 回水工学論文集，pp.497-502，1988

P-064

土石流に含まれる土砂の沈殿条件の解明

九州大学大学院　○和田眞典、久保田哲也、水野秀明

1.　はじめに

近年、豪雨災害が増加し、それに伴って土砂災害が多く発生している。例えば、平成 27 年 7 月 28 日に鹿児島県垂水市深港川流域では、崩壊に伴って土石流が発生した。土砂災害を防ぐには、砂防堰堤などの構造物による土砂移動の制御に加えて、土砂や洪水の氾濫に巻き込まれずに安全に避難することが重要である。特に、後者については、土砂や洪水の氾濫を高い精度で予測することが求められている。

一般的に、土石流の氾濫範囲を推定する際、二次元浅水流方程式を用いる。この方程式は流れ全体の連続式、砂礫の連続式、運動量保存則から構成される。このうち、全体の連続式と砂礫の連続式は侵食・堆積速度を湧き出し項に持つ。侵食・堆積速度は、単位時間当たりに土石流に含まれる土砂が河床に堆積する割合、あるいは、河床の侵食により、土石流に取り込まれる土砂の割合を意味する。侵食・堆積速度は主に平衡土砂容積濃度を変数とする関数で表されており、対象の土石流中の土砂容積濃度が平衡濃度よりも大きければ土砂が河床に堆積、小さければ河床を侵食するという関係になっている。

流れの中の砂礫の鉛直方向の動きについての既往研究を見ると、Coussot(1992)は、土砂容積濃度と土砂のうち細粒成分が占める割合との関係を用いて沈殿の生じる条件を明らかにした。また、その結果から土砂移動の分類を試みた(図 1)。図 1 に高橋(1977)の平衡土砂容積濃度(平衡状態に達した土石流の土砂容積濃度、Cd)の式をプロットした。すると、灰色の部分で示した条件では、土砂が沈殿しないにも関わらず、土砂容積濃度が Cd よりも大きいため、土砂が堆積することになる。これは土石流の氾濫を推定する際に誤差を生じさせる原因となる。

特に、鹿児島県垂水市深港川や同県大隅町船石川で発生した土石流は、細粒成分を多く含むものと想定される。そのため、前述のような氾濫範囲の推定の誤差が想定される。これまで、川原ら(2018)は深港川、船石川、山王谷川で発生した土石流を対象として、沈殿が生じる条件を明らかにした。しかし、Cd との関係を明らかにできていない。そこで、本研究では深港川と船石川で発生した土石流を対象として、沈殿限界曲線と分断限界曲線を明らかにし、これらの河川における侵食堆積速度の適用範囲を明らかにすることを目的とする。なお、本研究では、比較のために前述の二つの河川に加えて、鹿児島県鹿児島市桜島内を流れる有村川も対象に加えた。

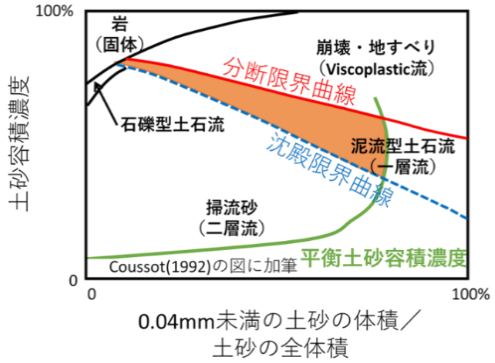


図 1　Coussot のグラフと平衡濃度の曲線の関係

2.　実験の概要

対象地の鹿児島県垂水市深港川流域、南大隅町船石川流域、鹿児島市有村川流域の 3 流域それぞれにおいて土砂を採取した。

実験に用いる土砂を抽出するために、その土砂を乾燥炉で 24 時間、110℃の条件で乾燥させた。次に土砂をふるい分けし、細粒成分(0.075mm 未満)と粗粒成分(2.0mm～4.75mm)を抽出した。

実験に際しては、所定の量の水、細粒成分、粗粒成分をビーカーに入れ、撹拌棒で 30 秒程度撹拌し、シェイカーを用いて 1 分間撹拌した後、1 分間放置して土砂の状態を確認した。

なお、3 つの事例の間で沈殿限界曲線と分断限界曲線の差が生じる理由を考察するために、簡易的に降伏応力を計測する。降伏応力の値を求める試験に関しては 2 つの限界曲線の間とその周辺の条件に対して行った。まず、水 40cc に対し、所定の土砂容積濃度になるように細粒分を加え、撹拌した。次にシャーレの上に筒を置き、その中に混合物を入れる。続いて筒を引き上げ、混合物の移動

が停止した後、土砂の広がり幅(m)と土砂中央の深さ(m)を計測した。計測した結果は以下に示す式(1)に代入して、見かけの降伏応力を求めた。

$$T_b = \frac{1}{B}\rho_m g h_0 \quad \cdots (1)$$

ここに、T_b :見かけの降伏応力(N/m^2)、B :土砂の広がり幅(m)、ρ_m :混合物の密度(kg/m^3)、g :重力加速度(m/s^2)、h_0 :土砂中央の深さ(m)である。

3. 結果

深港川、船石川、有村川における土砂の沈殿試験の結果をプロットし、曲線を描いたものを図 2,3,4 に示した。また、降伏応力の計算値(式(1))を図 5 に示した。

4. 考察

シラス台地である深港川と船石川では沈殿限界曲線と分断限界曲線の形が比較的類似しているのに対し、火山地帯にある有村川はこの二つの河川に比べ、曲線がより高い位置にあり、土砂が沈殿しやすいことが分かった。図 5 より、混合物の密度 ρ_m が大きくなると見かけの降伏応力 T_b が大きくなることが分かった。この関係が実験で対象とした ρ_m の値の範囲外でも適用できるとすると、3 つの河川を同じ ρ_m で比較したとき、有村川の T_b が他の二つよりも低いと推測できる。このことから、有村川の場合、ほかの二つの事例に比べて粗粒成分の砂は沈殿しやすかったと考えられる。そのため、有村川の沈殿限界曲線は他の二つの事例より上に位置したと考えられる。また、図 2,3,4 に堆積速度が適用できない範囲を灰色で示しているが、有村川では二つの曲線の差が小さく、これに該当する範囲がほとんどないため、深港川や船石川と比較すると、現在のハザードマップの計算での誤差は小さいと考えられる。

5. 結論

本研究では深港川、船石川、有村川について土砂の沈殿条件を明らかにし、それと Cd の関係を示した。さらに、見かけの降伏応力の値を明らかにした。その結果、3 つの河川を同じ ρ_m で比較したとき、有村川で T_b が最も低くなるという傾向がみられるため、沈殿限界曲線がほかの二つの河川に比べ上に位置することが分かった。

謝辞

本研究は国土交通省河川砂防技術研究開発地域課題分野(砂防)「平成 30 年度微地形が泥流型土石流の水面形の変化に及ぼす影響の解明」の成果の一部を報告したものである。国土交通省大隅河川国道事務所をはじめ関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

P. Coussot , M. Meunier(1996) :Recognition, classification, and mechanical description of debris flows , Earth-Science Reviews 40 209-227

高橋保(1977) : 土石流の発生と流動に関する研究、京都大学防災研究所年報、第 20 号、B-2、p.405-435

川原健士郎、水野秀明、久保田哲也(2018) : 火山性堆積物地帯の泥流における構成材料の沈殿条件の解析、平成 30 年度砂防学会研究報告会概要集、p.433-434

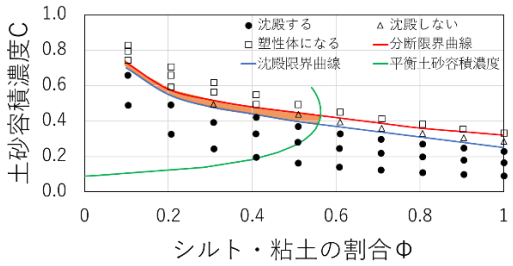


図 2 深港川の沈殿条件と侵食堆積速度の適用範囲

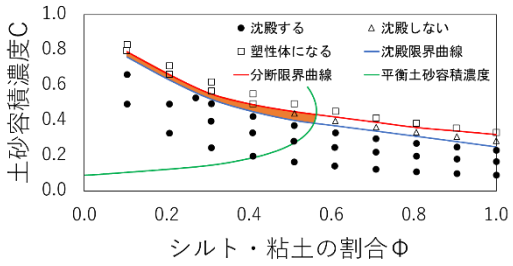


図 3 船石川の沈殿条件と侵食堆積速度の適用範囲

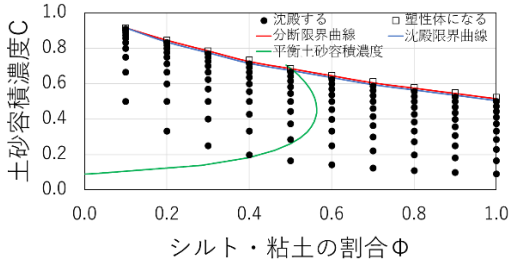


図 4 有村川の沈殿条件と侵食堆積速度の適用範囲

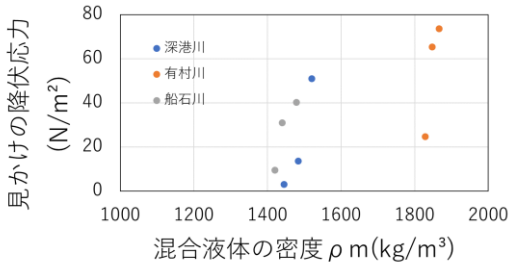


図 5 流体の密度と降伏応力の関係

地震動が泥流の流動特性に与える影響

京都大学大学院工学研究科　○石川新
京都大学防災研究所　竹林洋史・藤田正治

1. はじめに

我が国において土石流，泥流等が人に与える被害は甚大なものであり，この対策として土石流，泥流のシミュレーションモデルによる被害の予測などが考えられる．しかし，現在のシミュレーションモデルで扱われている基礎式は，地震によって発生する様々な方向の加速度が流動中の泥流に与える影響を考慮していない．本研究では，既存のシミュレーションモデルを地震動による加速度の影響を考慮したものに改良し，地震動が泥流に与える影響について検討する．対象とする泥流は，平成 30 年北海道胆振東部地震によって北海道厚真町吉野地区で発生した泥流とする．

2. 数値解析の概要

本研究では一般座標系による平面二次元の基礎方程式を用いる．運動量保存則は以下のようである．

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{hU}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U\frac{hU}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V\frac{hU}{J}\right)-\frac{hu}{J}\left(U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)\right)-\frac{hv}{J}\left(U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)\right)=-(g-a_z)h\left(\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial z_b}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial z_b}{\partial \eta}\right)+a_\xi\frac{h}{J}\cos\theta-\frac{1}{\rho_m}\left(\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial P}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial P}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{b\xi}}{\rho_m J} \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{hV}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U\frac{hV}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V\frac{hV}{J}\right)-\frac{hu}{J}\left(U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)\right)-\frac{hv}{J}\left(U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\right)=-(g-a_z)h\left(\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial z_b}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial z_b}{\partial \eta}\right)+a_\eta\frac{h}{J}\cos\theta-\frac{1}{\rho_m}\left(\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial P}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial P}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{b\eta}}{\rho_m J} \quad (2)$$

ここに，ξとηは一般座標系における流下方向と横断方向の座標である．t は時間，h は流動深，U と V はξとη方向における反変速度成分である．g は重力，z_b は河床位，a_z は z 方向における地震加速度成分である．a_ξ と a_η はξとη方向における反変地震加速度成分である．

以上の基礎式を用いて厚真町吉野で発生した泥流の流動特性について検討する．図 1 は泥流シミュレーションの斜面崩壊深さについての初期条件である．地形データは国土地理院による 5mDEM を用いた．図 2 は使用した地震波の 0s~20s の部分である。使用する地震波については気象庁による厚真町鹿沼の加速度データを用いた．本研究では地震動を考慮しないものを Case1，考慮したものを Case2 としてシミュレーションを行った．

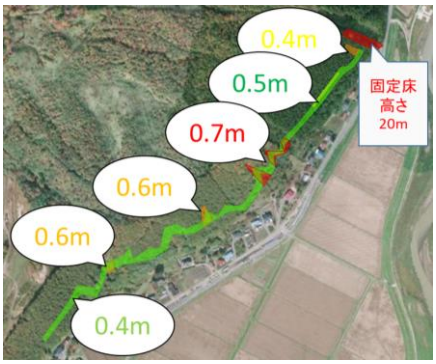


図 1　泥流シミュレーションの初期条件(吹き出し内は初期斜面崩壊深さ(m)．背景画像は地理院地図より引用した．)

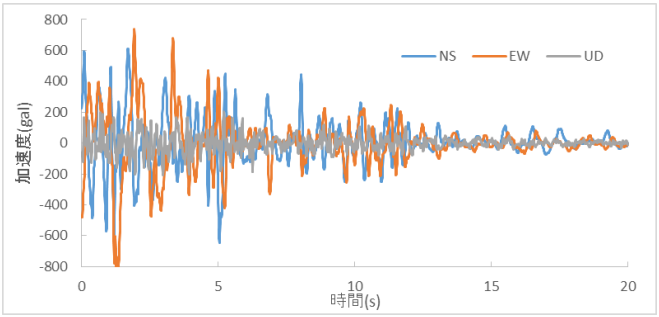


図 2　使用した地震波の一部(0s~20s．NS は南北，EW は東西，UD は上下成分．)

3.　結果と考察

3.1　地震動の影響

図 3 は Case1，Case2 における最大流動深の平面分布である．Case1，Case2 とも泥流は 6 秒ほどで家屋に到達し，30 秒ほどで最大流動域に達した．両 Case とも実際の泥流の流動範囲より狭い範囲で流動が止まり，また Case1，Case2 で流動範囲に違いがほとんど見られなかったことが分かる．このことから今回の平成 30 年北海道胆振東部地震で発生した泥流の流動範囲については，地震動による影響は非常に小さかったことが示される．しかし，流速ベクトルについては違いが見られた．図 4 は 3 秒後の速度ベクトルの平面分布であり，Case1 と Case2 でベクトルの向きが異なっている．つまり，瞬間的な泥流の動態は地震動の影響を大きく受けているが，最終的な流動範囲はそれぞれの方向の地震動の影響が打ち消し合い，地震動が無い場合と大きな違いが見られなかったものと考えられる．

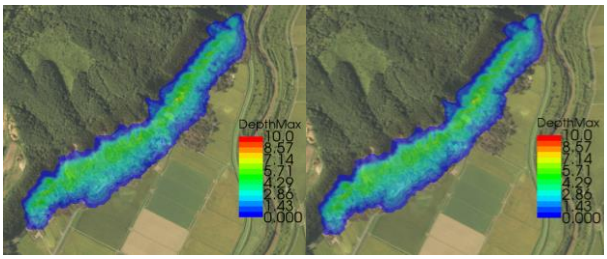


図 3　Case1，Case2 における最大流動深の平面分布(左図は Case1，右図は Case2)

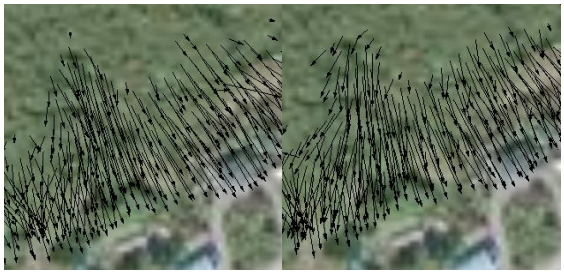


図 4　Case1，Case2 における 3 秒後の速度ベクトルの平面分布(左図は Case1，右図は Case2)

3.2　加速度の周期の影響

Case2 で行ったシミュレーションでは，考慮する加速度の周期は実測値と同じ約 0.5 秒であった．そこで加速度の周期を他の地震でも観測されている約 2 秒に引き延ばした解析を Case3 として行い，地震動の周期が与える影響を検討した．図 5 は Case2 と Case3 の最大流動深の平面分布である．Case2 より，Case3 の方が流動範囲は狭くなったことが分かる．この結果から周期が長い地震動による加速度は泥流の流動範囲に影響を与える可能性がある．

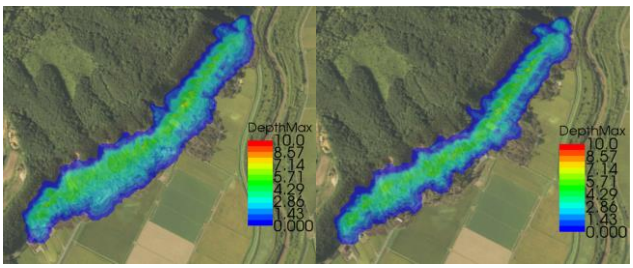


図 5　Case2，Case3 における最大流動深の平面分布(左図は Case2，右図は Case3)

4.　まとめ

本研究では平成 30 年北海道胆振東部地震によって厚真町で発生した泥流を対象に，地震動による加速度を考慮した泥流シミュレーションモデルを開発して解析を行い，地震動が泥流に与える影響について検討した．その結果，胆振東部地震による加速度の影響を考慮した泥流は地震動を考慮していないものと比べて，速度ベクトルに違いが見られたが，流動範囲については違いが見られなかった．しかし加速度の周期を約 4 倍に伸ばすと，泥流の流動範囲に違いが見られた．このことから，比較的周期の長い地震動は泥流の流動範囲に影響を与えることが推測された．

参考文献

(1) 竹林洋史・藤田正治：2016 年 4 月熊本地震時に発生した山王谷川の土石流の流動特性山王谷川の土石流の流動特性 ，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1093-I_1098, 2018.

(2) 江頭進治・伊藤隆郭：土石流の数値シミュレーション，日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌，第 12 巻，第 2 号, pp. 33-43, 2004.

(3) 竹林洋史：広島市で発生した土石流の数値シミュレーションの事例と対策，地盤工学会誌，第 64 巻，第 4 号，pp12-15，2016.

P-066

六甲山系のナラ枯れ激害地における根茎及び林床変化

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　田中秀基・白髭一磨・近藤浩明・矢野治
アジア航測株式会社　○池田欣子・船越和也・横田潤一郎・山賀由貴・梅村裕也

1. はじめに

ナラ枯れは，カシノナガキクイムシ（以下，カシナガとする）が集団的にコナラ等のブナ科樹種に穿入することで発生するナラ類の伝染病であり，六甲山地では近年その被害が激化している．

六甲山地では，六甲山系グリーンベルト整備事業としてコナラを中心とした樹林整備を進めているため，平成 22 年度から継続的にナラ枯れ被害拡大防止対策を進めている．ここでは，六甲山系グリーンベルト整備事業地（以下，六甲 GB 事業地とする）でのナラ枯れ激害化による樹林の林床や根茎に与える影響を把握した事例を報告する．

2. 六甲ＧＢ事業地でのナラ枯れ被害の拡大状況

六甲 GB 事業地でのナラ枯れ被害は，平成 22 年に初めて確認されて以降，経年的に増加している（図 1）．六甲 GB 事業地では，これまで，ナラ枯れ被害の受けやすい場の条件を数値化し，ナラ枯れ被害発生ポテンシャルとして事前に評価することで，ナラ枯れ被害の拡大予測と対策優先度検討に活用している．

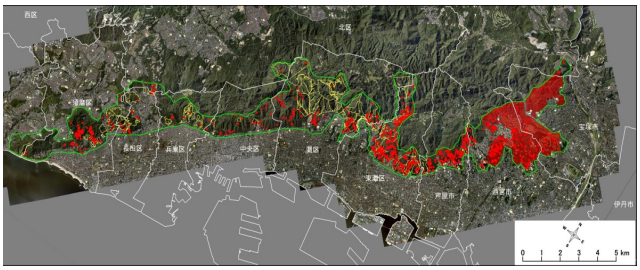


図 1　平成 30 年度の六甲山系ナラ枯れ被害分布

表 1　六甲 GB 事業地におけるナラ枯れ被害状況

行政界	地区	10mメッシュ数	ナラ枯れ高ポテンシャルメッシュ数	ナラ枯れ高ポテンシャルメッシュ割合	10mメッシュ数（全メッシュ）に占める激害地累積経験メッシュの割合				
					H26	H27	H28	H29	H30
西宮市	苦楽園	2,484	521	21%	0.0%	0.0%	5.6%	6.0%	6.0%
芦屋市	剣谷	1,465	1,377	94%	0.0%	0.0%	56.3%	80.5%	81.9%
	三条	2,062	1,732	84%	0.8%	4.3%	37.3%	38.0%	39.6%
東灘区	森	1,742	1,084	62%	0.0%	1.0%	11.3%	20.5%	29.4%
	中野	2,811	1,902	68%	0.7%	3.4%	23.2%	23.3%	28.3%
	保久良	5,497	1,793	33%	0.0%	0.0%	2.6%	3.6%	10.5%
	岡本	478	390	82%	0.0%	0.0%	20.9%	21.1%	21.1%
	住吉・野寄	9,508	5,990	63%	0.0%	0.3%	1.0%	7.9%	11.9%
	北六甲	10,953	4,693	43%	0.0%	0.0%	0.6%	1.2%	3.1%
灘区	西谷山	6,470	3,274	51%	0.0%	0.0%	0.0%	1.9%	3.5%
	坊主山	12,460	6,891	55%	0.0%	0.0%	1.9%	6.1%	7.6%
中央区	葺合	585	290	50%	0.0%	0.0%	4.4%	4.4%	4.4%
兵庫区	平野	2,996	0	－	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	1.3%
長田区	高取	11,186	6,440	58%	0.0%	0.0%	0.0%	0.8%	1.8%
総計		70,697	36,377	51%	0.1%	0.3%	4.6%	7.6%	10.0%

平成 28 年からはナラ枯れによる枯死木がまとまって発生する激害地が六甲山系の東方で急増し（六甲 GB 事業地における激害地は，樹林地 1ha 当り 4 本以上のナラ枯れ枯死木が確認された箇所としている），近年では六甲山系の西方に被害が拡大している（表 1）．

ナラ枯れ被害木は，その全てが枯死に至らず，カシナガの穿入被害を受けた後も生存し続ける個体も多い．六甲 GB 事業地内で継続的に調査したナラ枯れ被害木の枯死率は，概ね 15～30%程度となっている（図 2）．ここで，各年度のナラ枯れ枯死率と降水量を比較すると，ナラ枯れが多く発症する夏期の降水量と枯死率に高い関連性が見られ，夏期の降水量が比較的多い平成 27 年度や平成 30 年度の枯死率が低い結果となっている．これは，ナラ枯れ被害木は，水を吸い上げる導管に被害を受けるため，蒸散活動が高まる時期の降水量により枯死率が変化することを示しているものと考えられる（図 2）．

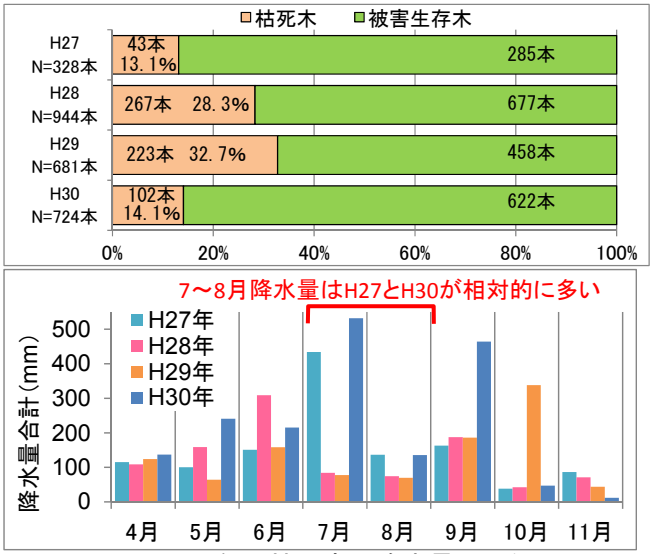


図 1　年別枯死率と降水量の関係

3. ナラ枯れ枯死木の根茎腐朽状況

ナラ枯れ枯死したナラ類は，樹木内に腐朽菌が広がることにより腐朽進行が早いことが知られている．このとき，ナラ枯れを引き起こすカシナガの樹木穿孔は，根際に集中する傾向があるため，ナラ枯れ枯死木の根茎腐朽が急速に進行する可能性が考えられる．

このため，ナラ枯れ枯死木の根茎腐朽の進行状況を把握するとともに，枯死経過年数と根茎土壌緊縛力の変化を把握する目的でコナラとアラカシの根茎腐朽観察と根茎引張試験を行った（図 3）．

ナラ枯れ枯死木の根茎腐朽観察では，枯死経過 1 年程度で根茎断面に腐朽による変色がみられ，枯死経過 3 年程度で根茎断面全体に腐朽が進行している様子が確認された（写真 1）．

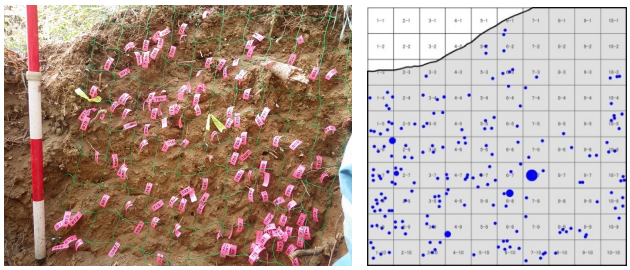


図 3　ナラ枯れ枯死木の根茎腐朽観察例



写真 1　ナラ枯れ枯死木（コナラ）の根茎断面
（左：枯死計 1 年, 右：枯死経過 3 年）

ナラ枯れ枯死木の根茎引張試験は，枯死後 1 年，2 年，3 年が経過したコナラに対して実施した．なお，アベマキについては，今回は枯死後 3 年経過したもののみを調査した．ナラ枯れ枯死木で実施した根茎引張強度は，過年度に実施されている健全なナラ類の根系引張試験結果と比較し，枯死経過年数による強度変化を把握した．

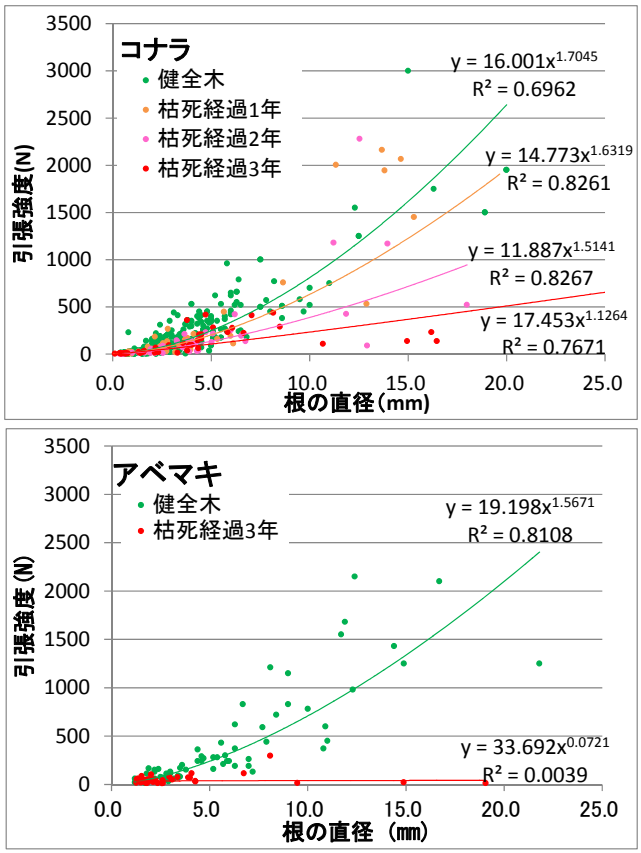


図 4　ナラ枯れ枯死経過年数と根茎引張強度変化

コナラの引張強度を見ると，枯死経過 1 年ではややばらつきがあるものの、健全なナラ類より強度が低下する傾向がみられ，その後も経過年数に応じて強度が低下する傾向が確認された（根直径を 10㎜ とした場合には，枯死経過 1 年で約 20%，枯死経過 2 年で約 50%，枯死経過 3 年で 70%程度の強度低下傾向を示す：図 4）．

また，枯死経過 3 年のアラカシについてのみ根茎引張試験を行ったが，コナラと比較して腐朽が進行している根茎が多く，引張強度確認可能な根茎が少ない状況が確認され，引張強度も低い傾向を示した．また，枯死経過 5 年のアラカシについて根茎観察を実施したが，トレンチ断面に残存する根茎が見られないほど腐朽が進んでいた．

4. ナラ枯れ激害地における林床環境の変化

ナラ枯れ激害地では，種子の供給減によりナラ類の実生が減少，植生遷移へ影響する可能性がある．

そのため，ナラ枯れ激害地と比較のために未被害地を選定し，20m四方のコドラートを設定，コドラート内の樹木の実生について，樹種と多寡を記録し，遷移傾向を確認した．その結果，コナラの実生は，未被害地と比較して，激害地では極めて少ないコドラートが多数確認された．また，激害地では未被害地と比較してアカメガシワやカラスザンショウ等の森林のギャップや崩壊地でみられる先駆種の実生が多くを占めていることが確認された（表 2）．これらの結果から，ナラ枯れの被害拡大に伴い，次世代のナラ類へと自然更新することが難しい樹林環境に変化しつつあると考えられる．

また，ナラ枯れ被害後の樹林遷移傾向として，常緑樹林化が加速する傾向を示す地点が多く確認されており，低木が優占する群落に推移するなど，森林の質的劣化にも注意が必要と考えられる．

表 2　各調査地点で確認した実生個体数

科名	種名	被害地1 4地点平均	被害地2 4地点平均	被害地3 4地点平均	未被害地 2地点平均
ブナ科	コナラ	53	7	17	550
ブナ科	スダジイ	2	0	0	0
ブナ科	アベマキ	0	1	0	0
ブナ科	アラカシ	0	0	1	0
トウダイグサ科	アカメガシワ	19	13	12	2
ミカン科	カラスザンショウ	6	5	16	0
ニレ科	エノキ	4	4	18	2
エゴノキ科	エゴノキ	4	4	8	0
クスノキ科	クスノキ	9	1	0	1
その他	その他	1	1	1	1

5. まとめ

ナラ枯れ枯死木は，根茎腐朽が早く，腐朽進行に伴う根茎の土層緊縛効果の低下が確認された．また，ナラ枯れが激化することでナラ類の実生が著しく減少するほか，出水時などには枯死木の倒木や流木の危険性が増加するなど，六甲山系に与える影響も大きい．このため，周辺地域と連携したナラ枯れ対策を今後も進めていく必要がある．

P-067

環境ＤＮＡを用いた砂防事業における環境調査の可能性

国土交通省湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生*1，後藤　健*2，川邊　三寿帆，高嶋　啓伍*3
株式会社建設環境研究所　島村　彰，横山　良太，西方　肇，関根　洋
*1，*2：現　国土交通省北陸地方整備局河川部，*3：現　国土交通省北陸地方整備局建政部

１．はじめに

砂防事業は，山間部の自然環境が豊かな地域で事業を実施しており，そこには希少種が存在することが多いため，工事実施に際しては自然環境への配慮を行う必要がある．湯沢砂防事務所においても自然との共生を整備方針の一つとして定めている．湯沢砂防事務所管内（以下，管内）では，平成 4 年度から水と緑の渓流づくり調査マニュアル案 [1]に基づく管内全域の生物相把握調査，砂防施設における自然環境調査及び魚道調査等を継続して実施してきた．継続調査により管内の生物相把握調査はその調査目的が概ね達成されたことから，平成 27 年度に自然環境調査計画が検討され，個別の砂防施設に対する工事の進捗（工事前，工事中，工事後）に合わせた環境調査の確実な実施及び災害後に事業を集中的に実施している流域での環境調査の実施を目的とする計画を定めた [2]．

一方で，管内は，直轄砂防事業としては最も広い流域を抱えておりかつ事業予定箇所が多いため，毎年の調査箇所数やその労力が大きいことから，現在実施している調査の精度を保ちながら，より効率的な調査手法を検討することが求められている．

そこで，より効率的な調査手法の検討の一環として，近年，応用生態工学の分野での適用が進みつつある環境 DNA 分析 [3]による調査を試行した．具体的には，魚類の捕獲調査を実施した流域において環境 DNA 分析を行い，分析による確認状況（確認種数，確認種の内訳）が，同時に実施した捕獲・潜水目視調査結果とどの程度一致するのかを確認し，山地渓流での実施事例が少ない環境 DNA 分析の適用性と今後の砂防事業での実施に向けた課題について検討した．

２．調査箇所と調査手法

調査箇所は，信濃川水系魚野川右支川の登川流域の砂防施設の上下流に設定した（図-1）．登川は，流域面積 83.2 km^2，流路延長 18.5 km，平均河床勾配 1/16 の河川である．湯沢砂防事務所では，平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨による被害を受け，流路工の深掘対策に合わせて魚道改修を行っている．環境 DNA 分析に供する採水は，平成 30 年 11 月に登川流路工および登川上流第 1 号砂防堰堤を含む区間の 7 か所（図-1）で実施した．

環境 DNA 分析に供する検体は，各採水箇所の表層から 1 L を採水し，塩化ベンザルコニウム 10 w/v%水溶液

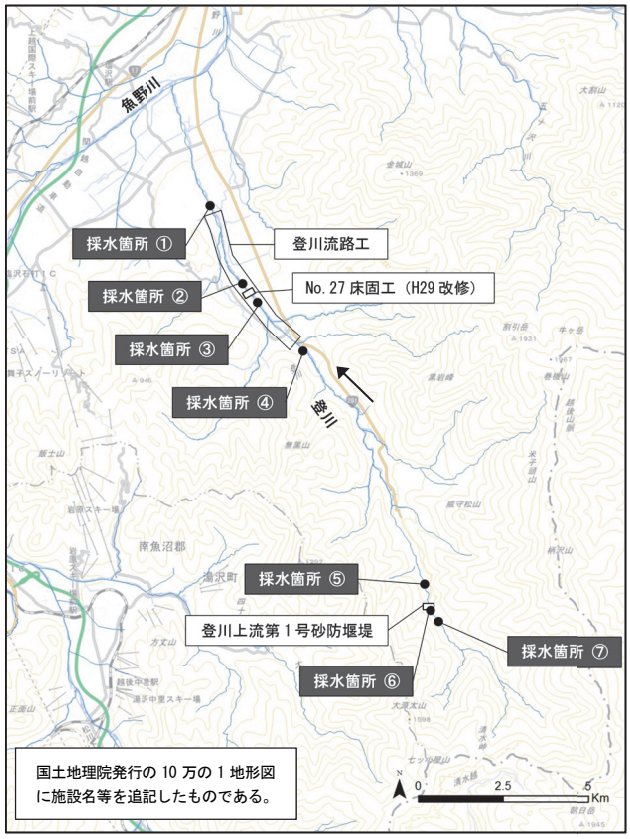


図-1　調査地の位置図

を 0.1 %になるように添加して，遮光・冷蔵状態で実験室に運搬した．検体をろ過したフィルター（ワットマン GF/F フィルター）から DNA を抽出した．抽出した DNA を魚類のユニバーサルプライマー [4]で増幅し，MiSeq（イルミナ）により分析した．分析結果は，MiFish パイプライン [5]により解析した．

環境 DNA 分析の結果と比較を行うための魚類の捕獲・目視調査は，平成 30 年 8 月～9 月に行った．捕獲はタモ網および投網を用いた．また，潜水目視により魚類の生息を確認した．

３．結果と考察

環境 DNA 分析及び捕獲・潜水目視の結果を表-1 に示す．環境 DNA 分析の結果，合計 5 種の魚類が確認された．アユが環境 DNA 分析で確認されなかったが，環境 DNA 分析を行った 11 月にはアユが魚野川本川へ移動しているためである．環境 DNA 分析と捕獲・目視調査結果を比較すると，両手法ともに，下流の確認種数が多く，

表-1　環境 DNA 分析および捕獲・目視調査の結果

No.	目名	科名	種名	採水箇所①		採水箇所②		採水箇所③		採水箇所④		採水箇所⑤		採水箇所⑥		採水箇所⑦	
				捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA	捕獲目視	環境DNA
				8月	11月	8月	11月	8月	11月	8月	11月	9月	11月	9月	11月	9月	11月
1	コイ目	コイ科	コイ						●								
2			ウグイ	●	●	●	●	●									
3			カマツカ	●													
4		ドジョウ科	ドジョウ	●													
5			シマドジョウ	●													
6	サケ目	アユ科	アユ	●		●											
7		サケ科	ニッコウイワナ		●		●	●	●	●	●		●	●	●		●
8			ヤマメ(サクラマス)		●	●	●	●									
9	スズキ目	カジカ科	カジカ	●	●	●	●	●	●	●	●		●	●	●		●
計	3目	5科	9種	6	4	4	4	4	3	2	2	0	2	2	2	0	2

上流での確認種数は少ない傾向がみられた（図-2）.

捕獲・潜水目視調査において，多くの調査地点で確認されたカジカ及び流程に沿った分布（下流で多く上流で少ない）を示すウグイについて，環境 DNA 分析結果と比較した（図-3，図-4）.

環境 DNA 分析では，すべての採水箇所でカジカが検出された（図-3）. 捕獲・潜水目視調査で確認されたカジカの個体数が多かった区間（採水箇所②③）では，環境 DNA 分析においてもリード数(検出された塩基配列の数)が多く検出された.

ウグイは，既往の調査結果により，春季から夏季にかけて魚野川本川から登川へ遡上することが確認されている [2]. 捕獲・潜水目視調査では，下流部（採水箇所①，②）及び H29 に改修された No.27 床固工上流（採水箇所③）で確認された（図-4）. 環境 DNA 分析では，下流部（採水箇所①，②）でウグイが確認された. 環境 DNA 分析では，採水箇所③でウグイが確認されなかったが，採水時期（11 月下旬）にはウグイが越冬のために登川下流に移動したためである可能性が考えられた.

以上から，環境 DNA 分析結果は，捕獲・目視調査で確認された流呈に沿った魚類の生息パターンと概ね一致しており，山地渓流での環境 DNA 分析の有用性が示唆される.

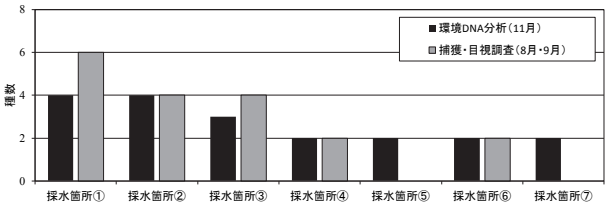


図-2　捕獲・目視調査と環境 DNA 分析による確認種数

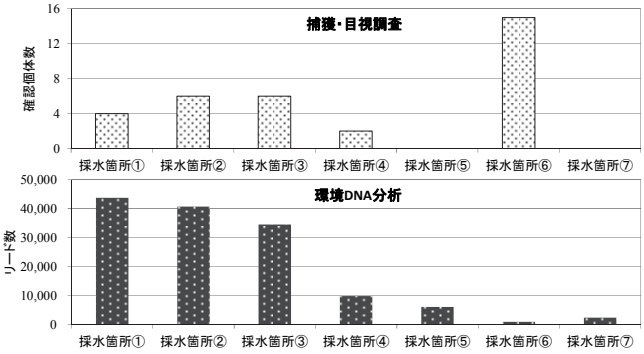


図-3　捕獲・目視調査と環境 DNA 分析の比較（カジカ）

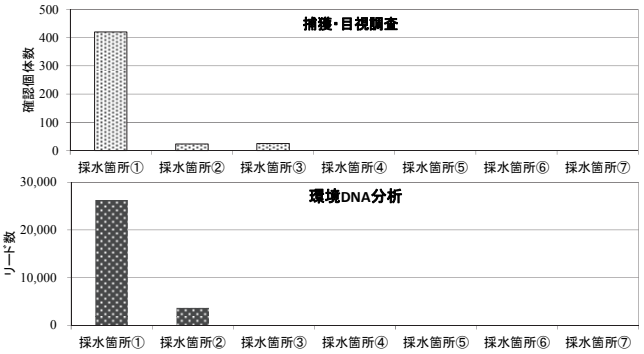


図-4　捕獲・目視調査と環境 DNA 分析の比較（ウグイ）

4．おわりに

環境 DNA 分析と捕獲・目視調査での魚類の確認状況を比較した結果，両手法で同様の結果が得られたことから，魚類の調査手法としての環境 DNA 分析の有効性が示唆された. 砂防事業実施個所は，危険箇所や国立公園等の調査が制限される箇所が多いため，現地の環境を攪乱せずに採水のみで試料を採取出来る本手法は，砂防事業における環境調査手法として利用範囲と適用性が広いと考えられる.

しかし，環境 DNA 分析では，採水箇所のどの程度上流にいる魚類の DNA を検出しているのかがまだ明らかにされておらず, 特に山地渓流のデータが少ない. 今後，砂防域での環境調査手法として適用するために，データ蓄積を進め，流量，勾配，河床地形及び砂防堰堤の有無等の違いが環境 DNA の検出結果にもたらす影響を把握すること, 環境 DNA 分析と捕獲・潜水目視調査の労力，費用及び精度を整理した上で，目的に応じた捕獲・目視調査との調査手法の組み合わせを検討することを実施していく予定である.

5．参考文献

1) 建設省河川局砂防部砂防課, 水と緑の渓流調査マニュアル（案），1991，2) 湯沢砂防事務所，平成 27 年度環境調査業務報告書，2016，3) 高原ほか，日本生態学会誌，2016，4) Miya et al., R. Soc. Open Sci., 2016，5) Sato et al., Mol. Biol. Evol., 2018.

P-068

スギ根が発揮する引き抜き抵抗力の経年劣化と引き倒し抵抗力の模型実験

森林総合研究所　○岡田康彦
森林総合研究所九州支所　　黒川　潮

1 要旨

森林が多面的に発揮する公益的機能のうち、山地での土砂災害を防止軽減する機能には国民の期待も高く、その効果的な機能発現を目指して種々の取り組みや研究が実施されてきている。山地斜面に樹木が生育することにより、地中に根系が張り巡らされることにより斜面が補強され、したがって、表層の斜面崩壊が防止されることは定性的には間違いがなく、室内での実験研究や、現場での根の特性に関する調査は多数が報告されている。また、豪雨や地震などの誘因により斜面が崩壊し下流へ流下する際、樹木が上流からの土砂および流木を捕捉し、下流域の被害を軽減する機能も知られている。近年の山地土砂災害現場においても認められており、今後の研究推進が期待されている。

著者らは群馬県内の国有林斜面で、スギ根の引き抜き抵抗力の調査を実施した。現場の表層地質は安山岩、玄武岩質安山岩、火災岩と分類された斜面で、伐採直後、伐採からの経過年数の異なる根株を対象に調査した。根の引き抜き抵抗力は、一般に、根の直径のべき乗で見積もられることがここでは、伐採からの経過にともなう特性変化を調査した。

また、樹木が崩壊土砂や流木を捕捉する機能に関しては、太い樹木ほど大きな抵抗力を発揮するものと推定されているものの、その発現メカニズムについてはよくわかっていない。ここでは、丸棒に根系を模した線を取り付けた模型を対象に引き倒し試験を実施した。取り付ける根系模型を種々に与えて試験を繰り返し、その結果を分析した。

2 試験結果

スギ根の引き抜き抵抗力試験は、群馬県内の国有林内で実施した。生木、伐採から１年度および伐採から８年後の根株からはえる根を対象にした。根を引き抜くために治具をセットした箇所の根の直径を調べた後、引き抜く時に発揮された最大の荷重を整理した（図１）。一般に根の引き抜き抵抗力は、根の直径のべき乗関数で近似されることが多い。

$$N = a \times D^{b}$$

生木および伐採後１年後の根株から生える根については、べき乗関数で近似できそうであることが図１からわかった。伐採から１年が経過すると、生木に較べて強度が低下することが示された。また、伐採から８年が経過すると、細い根についてはすでに腐朽により治具のセットが困難で、試験自体が不可能であること、20mm 以上の太い根に関しても強度が著しく低下していることがわかった。

直径が 30mm、長さが 300mm の円柱状の丸棒を立木模型とし、直径 7mm のアンテナケーブルを根の模型として根系模型を作製した（写真１）。接続する鉛直根の長さや、水平根の長さおよび層数（１層に８本の水平根を与える）を変えた条件をつくり、地表から 100mm の位置で水平方向に引っ張った時（写真２）発揮された最大の荷重を調べた。その結果、鉛直根の長さが大きくなるにつれて、最大荷重は概ね線形に大きくなる結果が得られた（図２）。また、水平根についても多く与

えられている場合に、発揮される最大の荷重が大きくなることがわかった。樹木模型に引っ張り荷重を載荷して引き倒す場合に根株の条件が大きく寄与することが実験的には示された。今後は、より詳細な計測を実施してそのメカニズムを解明することが望まれる。

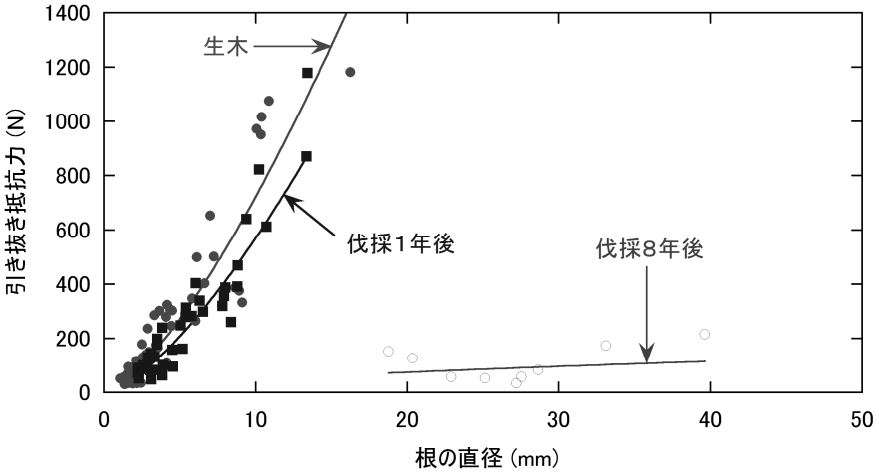


図１　スギ根の引き抜き抵抗力

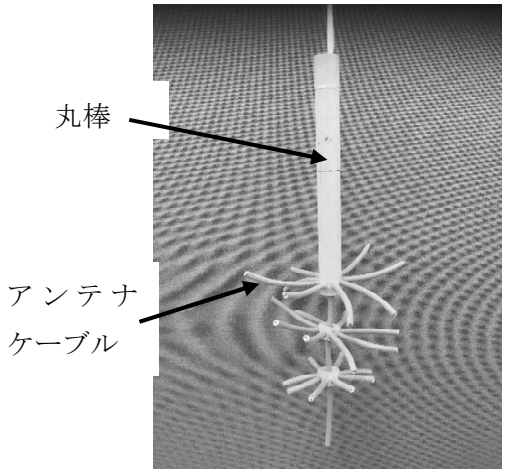


写真１　樹木根系の模型

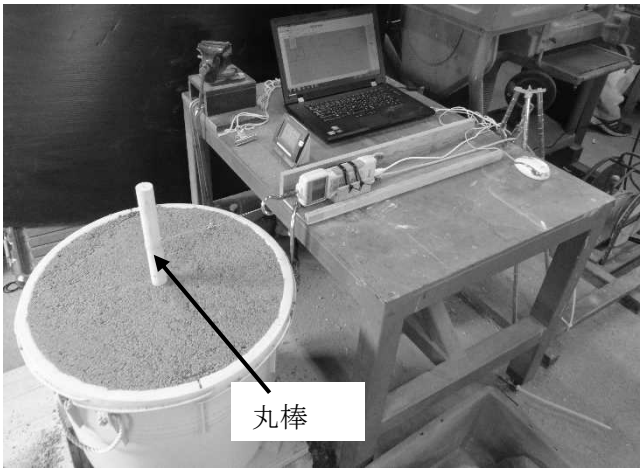


写真２　模型を対象にした引き倒し試験

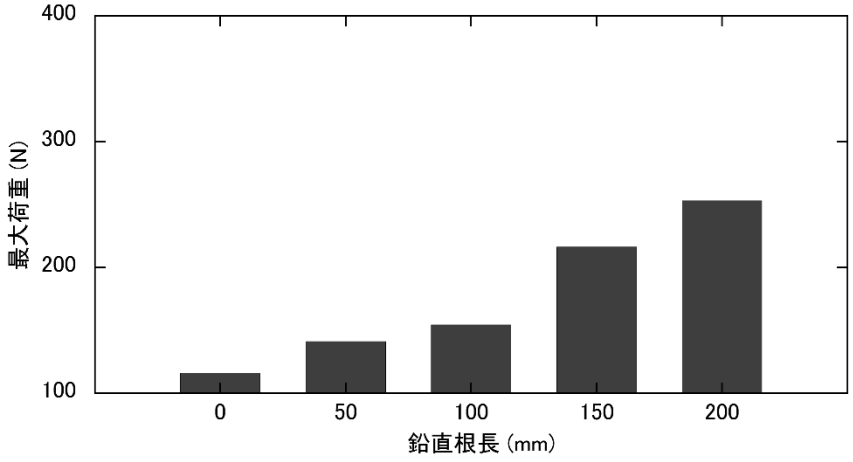


図２　スギの引き倒し現地実験で算出された転倒抵抗力のモーメントと胸高直径の関係

P-069

高頻度光学衛星を用いた土砂移動域抽出手法の検討

アジア航測株式会社　○船越　和也，織田　和夫，角田　里美，服部　聡子
松田　昌之，屋木　わかな，太井　正史
株式会社アクセルスペース　池田　義太郎

1. はじめに

大規模な地震や豪雨等により広域で土砂移動が想定される場合には，土砂発生源となる山地斜面の崩壊状況等を速やかに確認する必要がある．このとき，広域で同時多発的な土砂災害の発生状況を効率的に把握する手法として航空機を用いた空中写真撮影・判読が有効であるが，より広範囲を迅速に画像確認する手法として，高解像度化と高頻度撮影化が進む光学衛星の活用も進んでいる．光学衛星は，災害後の天候不良や山間部での雲や霧の発生などの影響を受ける場合が多いものの，多数の衛星群による高頻度撮影が可能となったことから，雲間で撮影された画像の収集と活用が期待される状況となっている．

ここでは，平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴い 7 月 5 日~6 日に発生した土砂災害について，高頻度光学衛星で観測された画像群の活用性を確認するとともに，災害発生前後の画像比較や機械学習を用いた土砂移動箇所の自動抽出手法を検討した．

2. 高頻度光学衛星画像の抽出の検討

検討に利用した光学衛星は，地上解像度が概ね 5m 以下で，再訪日数が概ね 1 日（ほぼ毎日）の観測が可能となる Planet Labs である．

光学衛星画像検討対象範囲は，平成 29 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害発生域を含む 288.7km² とした（図 1）．

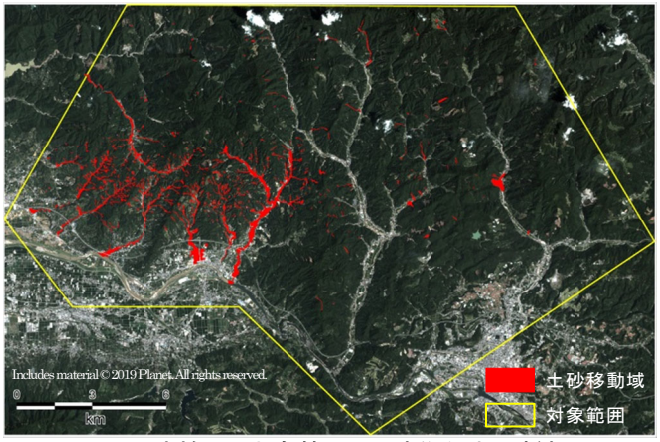


図 1　本検討の対象範囲と土砂移動域判読結果

表 1　本検討に用いた人工衛星の概要

衛星名	搭載センサー	地上解像度	再訪日数
Planet Labs 社 Dove	RGB･近赤外	3m	1 日

※選定時で 200 機以上の衛星コンステレーション

検討にあたっては，災害発生前後の 50 日間に撮影されたアーカイブ画像を収集し，雲域が少ない画像と撮影日を整理した．このとき，雲域影響がない災害前の画像は，直近で 6 月 15 日に撮影された画像となり，災害後の画像は，災害発生から 50 日以上経過した 8 月 30 日に撮影された画像となっている．一方で，災害発生後から多数撮影された衛星画像から雲域を自動除外した可視域内における土砂移動域の視認面積の推移を整理すると，災害発生からの経過日数による変化を整理すると，災害発生後の 7 日経過時点（7/13）で 57.4%，14 日経過時点（7/20）で 98.9%が可視可能となっていた．

ここで，土砂移動域の判読活用性が高い光学衛星画像を効率的に抽出するため，災害前後に撮影された雲が含まれる大量の画像群から深層学習を用いて自動的に雲域と判定される領域を抽出し，任意に設定した期間中で雲域が最も少ない画像を 5km メッシュ単位で自動的に抽出する手法を検討した．このとき，雲域の割合が同程度の画像が多数ある場合には，期間中の同一日や同一衛星が撮影した画像を優先的に選定する手法を用いた．この手法を取り入れることにより，雲域だけでなく，陰影効果が大きい画像や輝度値が飽和した画像など，土砂移動域把握に適さない画像の抽出影響を少なくすることを可能にした．

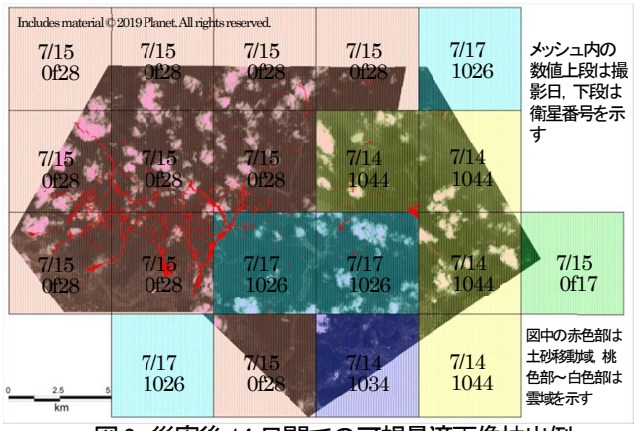


図 2　災害後 14 日間での可視最適画像抽出例
（5km メッシュ単位の画像抽出）

3. 高頻度光学衛星画像を用いた土砂移動域の抽出

高頻度光学衛星画像は，一般的な光学衛星画像と比較して，災害発生直前の画像を活用できる利点がある．この利点を生かし，災害前後の画像を比較することで，土砂移動域を抽出する手法を検討した．ここでは，RGB バンドと NIR バンド（近赤外）で撮影された画像から，崩壊等で植生が流亡した可能性のある範囲を抽出する手法（以下、差分抽出とする）を用いた．

さらに，雲域が存在しない衛星画像から，技術者が判読した土砂移動域を教師データとして深層学習（ここでは pix2pix と呼ばれるアルゴリズムを利用）により，災害後に撮影された画像から土砂移動域の疑いがある範囲を抽出した（以下、深層学習抽出とする）．

技術者による土砂移動域の判読結果を正として，差分抽出と深層学習抽出による結果を比較したところ，いずれも崩壊部や流送部（侵食部），堆積部などの明瞭な土砂移動域が概ね捉えられていることを確認した．いずれの手法も，

抽出漏れとなる事例は，土砂移動域の面積が極めて小さいものや土砂移動域に植生が多く残存するものが多い傾向となっていた．一方で，差分抽出は，土砂移動以外で災害前後に色調変化した箇所（河川の濁度変化、宅地や田畑での泥水跡など）を誤抽出する傾向が見られ，深層学習抽出は，土砂移動域と同様の色調と分布形状を示す箇所（崩壊地形状に近い伐採地や災害前から存在する裸地や崩壊地など）が誤抽出する傾向が確認され，抽出手法ごとの課題を確認した．

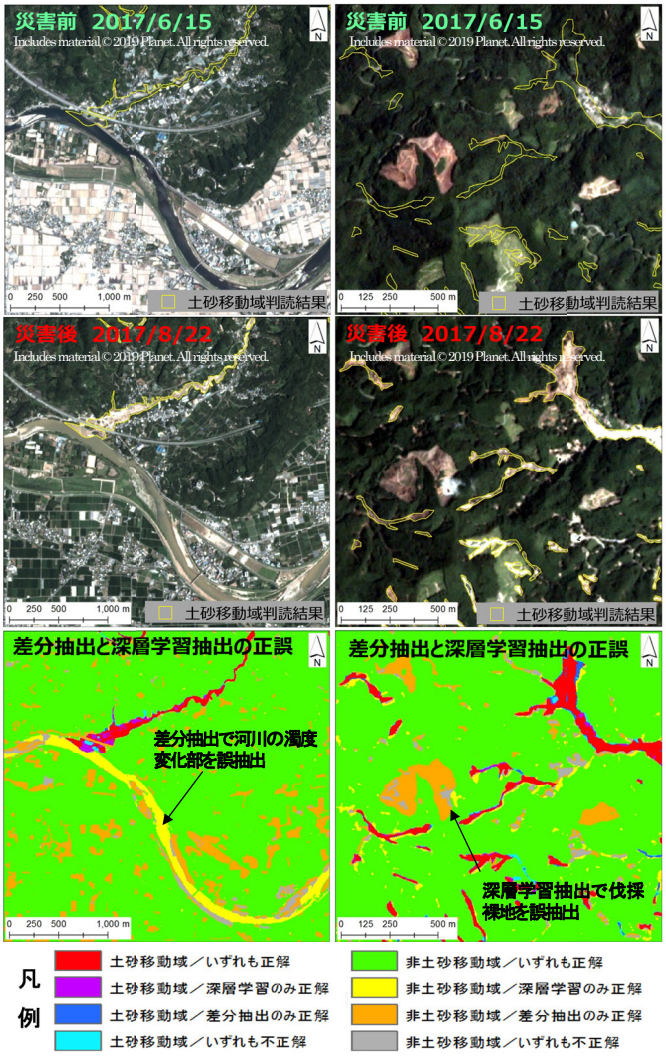
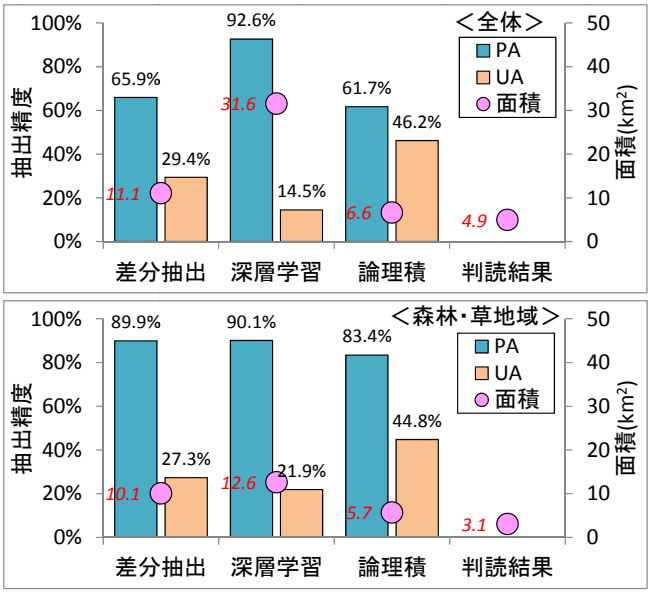


図３　土砂移動域判読結果に対する差分抽出と深層学習抽出の正誤状況確認例

4. 土砂移動域の自動抽出の精度向上に関する検討

土砂移動域を自動抽出する手法として，差分抽出と深層学習抽出を組み合わせた手法による抽出精度を検証した．ここでは，抽出結果の面積に対する判読結果の面積の割合をユーザ精度（UA：値が低ければ過剰抽出の傾向を示す。的中率ともいう）と，判読結果の面積に対する差分抽出結果の面積の割合をプロデューサ精度（PA：値が低ければ抽出漏れの傾向を示す。カバー率ともいう）で検証した．差分抽出と深層学習抽出の抽出精度に対し，両結果の論理積（and 条件）で絞り込んだ抽出結果は，その面積率が差分抽出結果の 3.8%から 2.3%にまで絞り込まれ，PA 精度を維持しつつ，UA=46.2%まで精度が向上した（図４上）．

また，土砂移動域の抽出を，国土数値情報における土地被覆分類が森林・草地域となっている範囲のみを対象とした場合には，深層学習の抽出面積が全体 31.6km² に対して 12.6km² と 40%程度にまで絞り込まれ，UA が 14.5%から 21.9%に向上する結果が確認された（図４下）．



PA＝正解抽出メッシュ数／全正解メッシュ数，UA＝正解抽出メッシュ数／全抽出メッシュ数

図４　差分と深層学習による抽出精度の検証結果
（上図：全域，下図：森林・草地域）

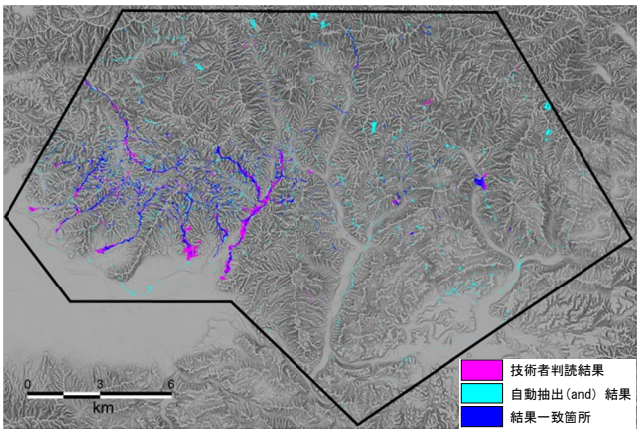


図５　森林・草地域における差分 and 深層学習の抽出結果

5. おわりに

高頻度に撮影された大量の衛星画像群から，雲域を自動除去するとともに，判読性の高い可視域最大の画像を自動に抽出・統合する技術は，広域土砂災害発生後の状況を確認するうえで重要な技術と考えられる．また，これらの画像から，土砂移動域の疑いが高い箇所を自動抽出する技術は，今後の土砂災害危機管理対応での活用が期待される．

さらに，光学衛星画像は，結果解釈が比較的容易であることから，悪天候時や夜間等の条件下で活用される SAR 画像と相互補完的に活用していくことも有効と考える．

本研究は，国土交通省建設技術研究開発助成制度による開発費補助金を受けて実施した研究成果の一部をとりまとめたものである．

参考文献：船越和也 他，高頻度衛星画像を用いた土砂移動箇所の把握(2018)：平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集 P-088,p545-546

P-070

平成 30 年 7 月豪雨における立川川流域の土砂移動実態

国土交通省　四国地方整備局　四国山地砂防事務所　○奥山悠木，伊藤誠記，田所真路，佐野奈津子
国際航業株式会社　江川真史，島田徹、堀大一郎

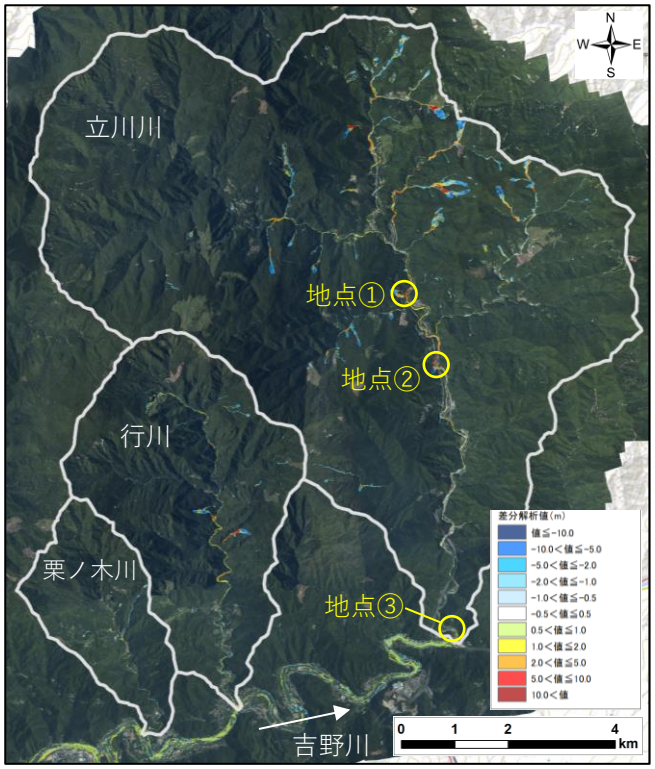
1．はじめに

平成 30 年 7 月豪雨では，四国においても記録的な豪雨により甚大な土砂災害が発生した。四国中央部では特に雨量が多く，累積約 1,700mm の雨により吉野川上流域の支川である立川川（高知県大豊町），行川，栗ノ木川（同本山町）の各流域では大規模な崩壊や土石流が相次いで発生した。

本報告では，豪雨後に 3 流域を対象に実施した航空レーザ測量の結果から，流域全体の土砂移動実態を整理した結果を報告する。

2．流域全体の土砂移動状況

各流域の面積は立川川 73km²，行川 18km²，栗ノ木川 7km²，流路延長はそれぞれ 17km，9km，5km であり，地質は主に三波川変成岩類で構成される。対象流域では災害前の 2009～2010 年に航空レーザ測量が実施されており，今回の計測結果との標高差分により，流域別の総崩壊土砂量・総堆積土砂量を算出した（図－1，表－1）。なお、総崩壊土砂量は崩壊地内の侵食量の合計値（崩壊地内の崩積土量は含まない）、総堆積土砂量は崩壊地、流下・堆積区間および河川区間に含まれる堆積量の合計値とした。



図－1　LP 標高差分図

表－1　総崩壊・堆積土砂量

流域	総崩壊土砂量（m³）	総堆積土砂量（m³）
立川川	1,364,101	1,216,872
行川	163,093	247,905
栗ノ木川	18,266	30,565
計	1,545,460	1,495,342

結果として、3 流域における総崩壊土砂量は約 155 万 m³（流下範囲の侵食量も含めると約 206 万 m³）であった。これに対して、流域内の総堆積土砂量は約 150 万 m³ であり、**大部分の生産土砂が流域内に残存している**状況と考えられる。

実際に，崩壊地からの流出土砂により本川で河床上昇が生じており，特に，図－1 地点①②では立川川沿いの大規模崩壊の影響で**河床高が 10m 程度上昇**している。さらに，立川川の**吉野川本川合流点においても 5m 以上の河床上昇が見られる**（図－1 地点③，図－2）。地点③より上流 6km 付近まで目立った崩壊地は存在しないことから，上流崩壊地で発生した細粒土砂が本川合流点まで流送され，河道の急拡や吉野川本川の背水の影響により堆積したものと考えられる。



図－2　立川川・吉野川本川合流点の河床上昇

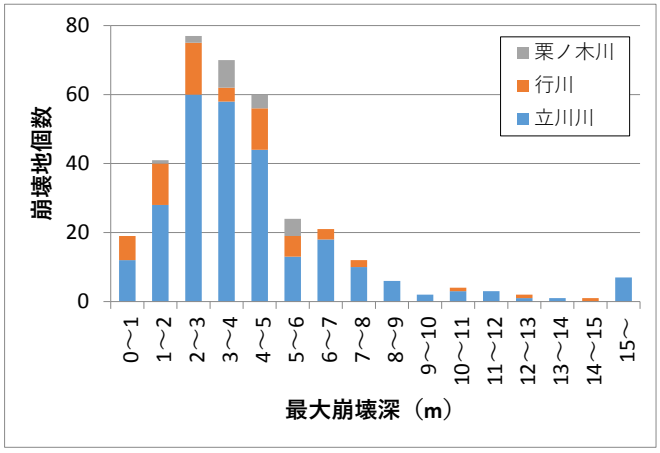
3．崩壊地の特徴

航空写真より崩壊地判読を行った結果，3 流域全体で 351 個の崩壊地が存在し，崩壊面積率は 0.63%であった（表－2）。

表－2　崩壊地個数・面積

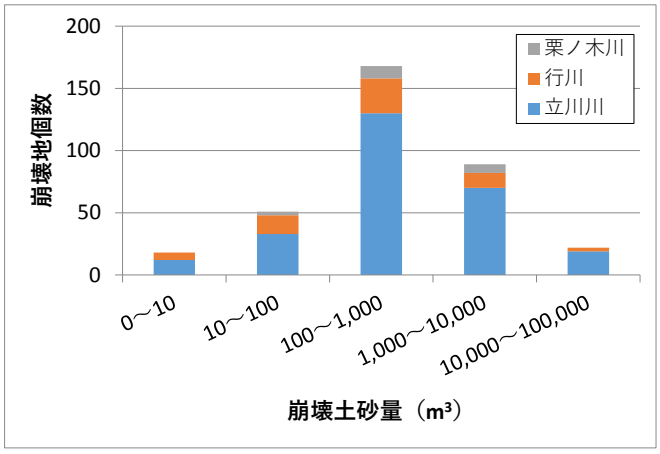
流域	流域面積（km²）A	崩壊地個数	崩壊面積（m²）B	崩壊面積率=B/A
立川川	72.5	267	525,699	0.73%
行川	18.0	64	71,418	0.40%
栗ノ木川	6.7	20	13,553	0.20%
計	97.2	351	610,670	0.63%

各崩壊地の最大崩壊深は，5m 以下が全体の 76%を占める一方，10m 以上の崩壊地も 18 個あり，最大で 19m のものが存在した（図－3）。一方，各崩壊地の平均崩壊深では，2m 以下が全体の 79%を占めている。このことから，**崩壊地の大部分は表層崩壊であるが，一部深層崩壊と考えられるものも存在している**ことが分かる。



図－3　最大崩壊深の分布

各崩壊地の崩壊土砂量は平均で約 4,400m³ であり，100～1,000m³ のものが全体の 48%を占めた（図－4）。一方，総崩壊土砂量に対する割合では，上位 10%の崩壊地が土砂量の 85%を占め，さらに上位 2%（8 個）の崩壊地で土砂量の 46%を占めている。このことからも，数としては少ない**大規模崩壊地からの土砂が全体の土砂量を支配している**ことが分かる。

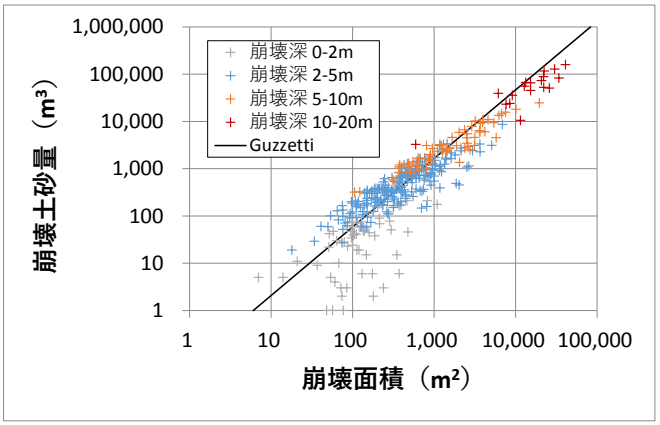


図－4　崩壊土砂量の分布

各崩壊地について**崩壊面積と土砂量の関係を整理したところ，両者には明確な相関が見られた**（図－5）。参考として，崩壊面積から土砂量を推定する経験式（式(1)，Guzzetti et al.，2009）と比較したところ，良好な結果が得られた。このことから，式(1)は崩壊土砂量の推定に有用であるといえる。

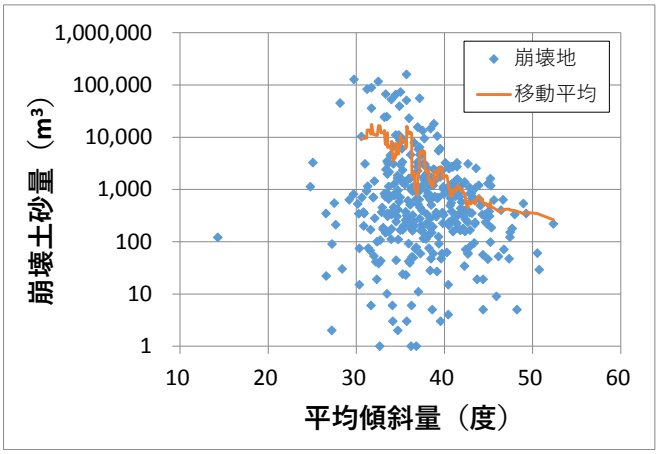
$$V=0.074\times A^{1.45} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，V: 崩壊土砂量（m³），A: 崩壊面積（m²）。



図－5　崩壊面積と土砂量の関係

各崩壊地の傾斜量は平均で 37 度であり，35～45 度のものが全体の 89%を占めた。さらに平均傾斜量と土砂量の関係を見ると，非常にばらつきが大きい結果となったが，土砂量の移動平均を取ったところ，30 度から傾斜量が大きくなるほど土砂量が小さくなる傾向が見られた（図－6）。土砂量のかわりに崩壊深，崩壊面積でも整理すると，前者には傾向が見られず，後者に図－6 と同様の傾向が見られた。このことは，**30 度以上であれば勾配が緩い斜面ほど崩壊面積が大きくなり，結果として土砂量も大きくなる**可能性を示している。



図－6　平均傾斜量と土砂量の関係

4．まとめ

平成 30 年 7 月豪雨による立川川流域周辺の土砂移動実態を整理した結果，次のことが明らかとなった。

- 崩壊土砂の一部は本川合流点まで流送されているが，それらを含め大部分は流域内に残存している。
- 多くは表層崩壊だが，一部深層崩壊も見られる。
- 崩壊土砂量の多くは大規模崩壊由来である。
- 崩壊面積と土砂量には明確な相関が見られる。

引用文献

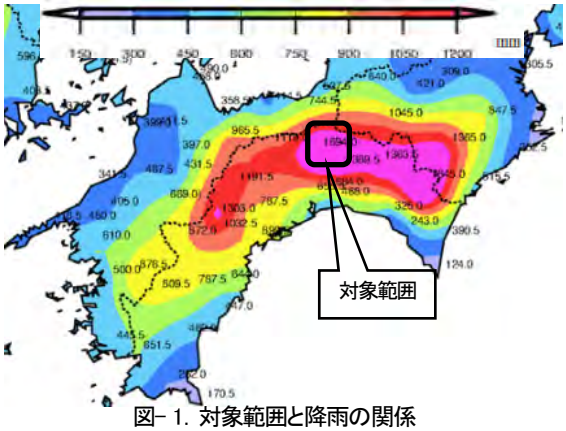
Guzzetti F., Ardizzone F., Cardinali M., Rossi M. and Valigi D.（2009）: Landslide volumes and landslide mobilization rates in Umbria, central Italy. Earth Planet. Sci. Lett., Vol.279, p.222-229

平成 30 年 7 月豪雨による大豊町大規模崩壊の地形解析

高知大学　笹原克夫
国土交通省 四国地方整備局 四国山地砂防事務所　奥山悠木
国際航業株式会社　○小野尚哉，江川真史，堀大一郎，島田徹，佐藤匠

1. はじめに

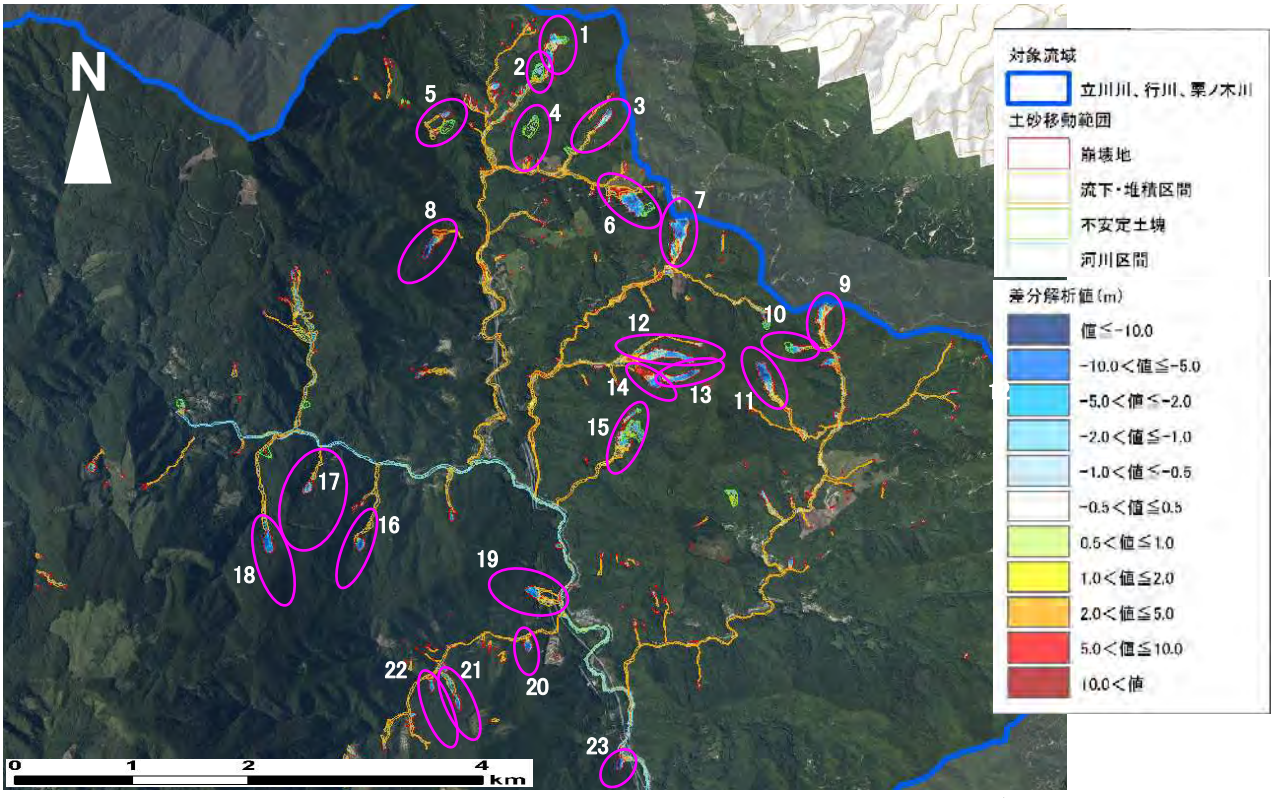
西日本を中心に広い範囲で被害をもたらした平成 30 年 7 月豪雨により、四国地方においても多数の土砂災害が発生した。本報告では、図－1 に示す高知県長岡郡大豊町立川川流域他で多数発生した大規模崩壊等の土砂移動現象を対象として、災害前後の航空レーザデータをもとに地形解析を行い、その結果から得た崩壊斜面の地形特性について述べる。



図－ 1. 対象範囲と降雨の関係
6月28日18時～7月8日24時のアメダス降水量積算図[1] に加筆

2. 高知県長岡郡大豊町立川川流域他における被災概要

四国中央部では平成 30 年 7 月豪雨による雨量が多く、本山観測所では累積雨量 1,694mm の降雨[1] を記録した。この降雨により吉野川上流域の支川である立川川（高知県大豊町）、行川、栗ノ木川（同本山町）の各流域では大規模な崩壊や土石流が数多く発生した。奥山ほか (2019)[2] によると、航空写真を用いた崩壊地判読の結果、3 流域全体で 351 個の崩壊地が存在し、崩壊地面積率は 0.63%である。特に多くの被害が生じた立川川流域上流部を図－2 に示し、対象とした 23 箇所の位置を図中に示す。図中の 19 番は笹原（2019）[5] による立川千本地区の大規模崩壊であり、高知自動車動（上り線）の立川橋上部工が流出する大きな被害を生じた。周辺流域の地質は、三波川帯の泥質片岩を主とし、少量の塩基性片岩や珪質片岩を挟む[4]。



図－ 2. 立川川流域の崩壊地等の分布と対象箇所の位置 （立川川流域の崩壊地分布図[3] に加筆）

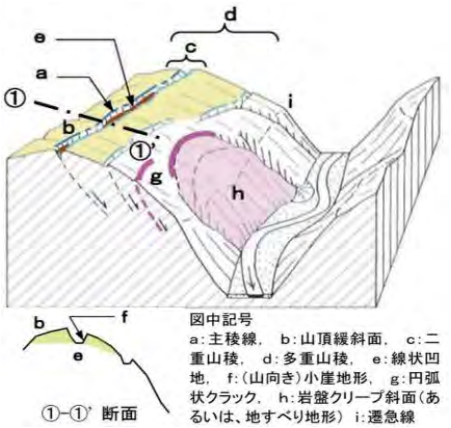
3. 地形解析方法

大規模な崩壊地および、その周辺に認められる地すべり等の土砂移動現象の発生が疑われる箇所について、航空レーザデータを用い、２種類の地形解析を行った。航空レーザデータは、災害前が平成 21 年冬期・22 年春期、災害後が平成 30 年夏期に取得された四国地方整備局四国山地砂防事務所が所管するデータである。

① 地形変動解析：数値地形画像マッチング手法（通称「3D-GIV」）[6] により、2 時期の DEM から地表面の水平移動方向と変位量を面的に把握する方法である。2 次元画像のパターンマッチングで把握できる移動量は水平成分ベクトルだが、

DEM から作成した画像は各画素に標高値を持つので、画像上で算出した水平成分ベクトルの始点と終点の標高値から鉛直成分を算出することができる。

② カラー標高傾斜図等による地形判読：傾斜量図に高度段彩図を重ね合わせて作成するカラー標高傾斜図（ELSAMAP）[7] 等を用い、特徴的な地形を判読する方法である。ここでは地すべり地形等の斜面変動が疑われる地形の抽出を行った。同地形の概念図を図－3 に示す。

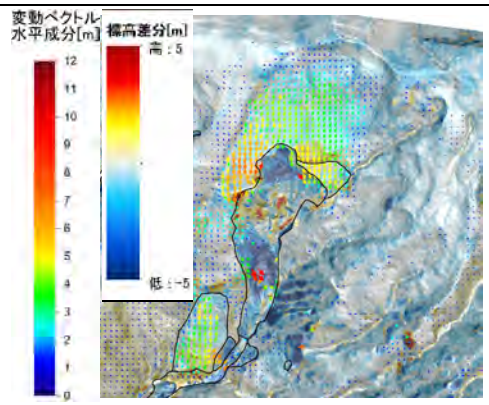
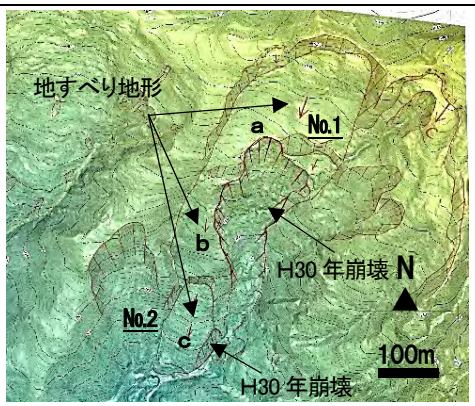
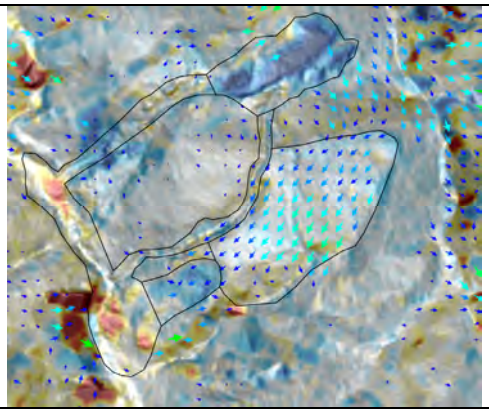
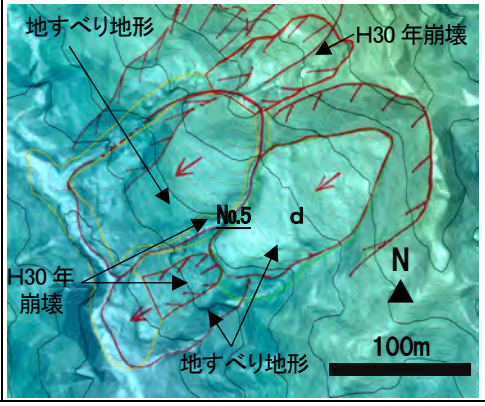


図－3. 深層崩壊等の土砂移動現象の発生に関連する微地形要素の位置関係(模式図)[8]

4. 地形解析結果

地形解析の結果、次の点が明らかになった。解析対象とした 23 箇所のうち、未崩壊箇所は 1 箇所（1/23）、崩壊上端が斜面の上～中部斜面である箇所が 20 箇所（20/22）、遷急線付近より下方が崩壊した箇所が 19 箇所（19/22）である。崩壊上端が斜面の上～中部である場合が大多数であり、崩壊上方や周辺には未崩壊の斜面変動領域が位置する箇所が多い。崩壊は山稜に及ぶものもあり、遷急線付近を頭部として発生した箇所が多い。過去 8～9 年間の変位の水平成分ベクトルは、最大 7m 程度であった。変位の水平成分ベクトルの分布と大きさから、移動体のブロック区分を推定できる場合がある。表－1 に地形解析結果一覧（抜粋）を示す。

表－1. 地形解析結果一覧(抜粋)

No.	地形変動解析図 (災害前後のDEMから変動ベクトルと標高差分を算定)	地形判読図 (災害後のカラー標高傾斜図に判読地形を記載)	地形的特徴
1 2			1) 山頂緩斜面付近に幅約300m、上下 2 段の地すべり地形が有り、下部が幅約 150m で崩壊。主に上部地すべりの変動が検知され、水平移動量は最大 7m 程度（図中ａ）。下部ブロックの移動量は最大 3m 前後（図中ｂ） 2) 山腹に幅 100m 強の地すべり地形が有り、左側部末端が幅 50m 前後で崩壊。地すべり地形全体の変動が検知され、水平移動量は最大 5m 程度（図中ｃ）。
5			5) 稜線に達する滑落崖を伴う幅約 100m 前後の地すべり地形と、その下方に各々幅 100m 前後の 2 つの地すべり地形が有る。下方の地すべり地形のうち北側ブロックの主に右側部とその上方が幅 50m 前後で崩壊し、南側のブロックは中腹で幅 30m 程度の崩壊が生じた。上部地すべりの変動が検知され、水平移動量は最大 3m 程度（図中ｄ）。

5. まとめと今後の課題

崩壊上端が斜面の上～中部に位置する箇所が大多数であり、崩壊の上方や周辺に斜面変動領域が残存する箇所が多い。崩壊周辺で地すべり地形等が幅100m以上の規模で分布する箇所は、23箇所中17箇所と多く、さらなる土砂供給が懸念される。

今後は、大規模崩壊発生斜面の微地形区分と現地確認を進め、大規模崩壊と周辺地形の関係を明らかにする。

謝辞　使用した航空レーザデータは、四国地方整備局四国山地砂防事務所より貸与いただいた。本研究の一部は「科学研究費特別研究促進費 18K1995」の助成を受けたものである。ここに記して謝意を表します。

＜参考文献＞ 1)気象庁高知地方気象台(2018):高知県の気象 2018 年(平成30 年)7 月． 2)奥山ほか(2019):平成30 年7 月豪雨における立川川流域の土砂移動実態，平成 31 年度砂防学会研究発表会概要集(投稿中)． 3)国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所(2018):立川川流域の崩壊地分布図，http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/1807/1807.html． 4)四国地方土木地質図編纂委員会(1998):四国地方土木地質図，(財)国土開発技術研究センター． 5)笹原(2019):平成30 年7 月豪雨による高知県大豊町における大規模崩壊の群発について，防災科学技術研究所研究資料第431 号，p.43-47． 6)向山(2010):多時期の航空レーザ測量データを用いた地表面変動の抽出，日本測量協会関東支部報，第39 号，pp.16-18． 7)佐々木ほか(2009):地形判読を支援する新しい地形表現方法の開発とその利用，応用地質，第49 巻，第6 号，318-330 頁． 8)土木研究所(2008):深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル(案)，土木研究所資料 第4115 号，p.10.

P-072

平成 30 年 7 月豪雨による六甲山系の崩壊特性

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　田中秀基・白髭一磨・岩村美樹
アジア航測（株）　船越和也・岡野和行・○吉安征香

1．はじめに

六甲山系では、平成 30 年 7 月豪雨災害（以下、H30 豪雨とする）時の 7 月 4 日から 8 日に、多いところで総雨量 900mm を超える降雨があり、多数の崩壊が発生した。神戸市灘区篠原台や北区有馬町などでは流出した土砂が人家等に到達し、建物を損傷させるなどの被害が発生した[1)]。六甲山系では平成 26 年台風 11 号（以下、H26 豪雨とする）でも多数の崩壊が発生し、芦有道路をはじめとして被害が発生した。近年発生した上記 2 つの豪雨直後に実施した空中写真判読結果をもとに、崩壊の規模や分布に関する特徴を把握した。さらに、災害発生時の降雨特性と比較しその関連性を解析した。

2．空中写真判読・レーザ計測の実施

六甲砂防事務所では、H30 豪雨の 7 月 11 日、及び 14 日に、六甲山系全域の空中写真撮影を実施した（表 1）。この写真を用いて崩壊判読を実施し、崩壊の分布状況を把握するとともに、崩壊面積の計測を行った。また、平成 28 年度に実施された崩壊判読結果と比較し、判読した崩壊を、新規、拡大、継続、縮小、消滅に分類した。さらに、平成 26 年台風 11 号で発生した新規、及び拡大崩壊の判読結果を整理した結果と合わせて崩壊分布図を作成した（図 1）。

面積の大きな崩壊地等主要な崩壊地については、レーザ計測を実施し、平成 28 年度の計測結果から差分を取ることで侵食・堆積土砂量の算出を行った（図 2）。

3．崩壊発生状況

図 1 をみると、H30 豪雨時に発生した崩壊は六甲山系全域に分布しているのに対し、H26 豪雨に発生した崩壊は、六甲山系の北東部に集中していることがわかる。崩壊箇所数は H30 豪雨時の方が多いが、崩壊規模を比較すると、H30 豪雨時の崩壊は小規模なものの比率が高いのに対し、H26 豪雨時は規模の大きいものの比率が高く、崩壊面積が 2,000m² 以上の崩壊も 2 箇所存在した（図 3）。

表 1　六甲山系で撮影された空中写真

年度	撮影年月日	精　度
H26	平成26年8月20日,9月9日	地図情報レベル2500
H28	平成28年8月11日	地図情報レベル2500
H30	平成30年7月11日,14日	地図情報レベル1000

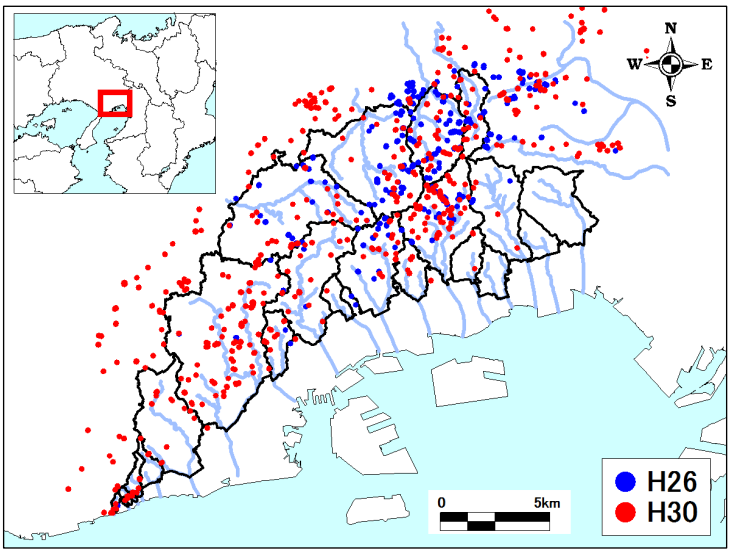


図 1　六甲山系における新規・拡大崩壊地図

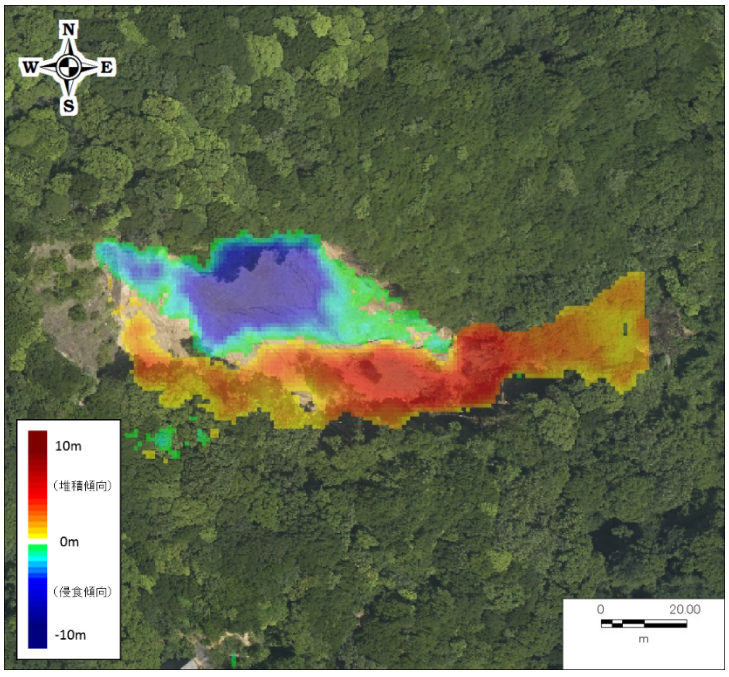


図 2　崩壊箇所の標高差分図（二の谷川流域）

4．降雨状況

六甲山系に設置された 36 箇所の雨量観測所の最大時間雨量を縦軸に、総雨量を横軸としたグラフを図 4 に示す。H26 豪雨、H30 豪雨ともに、最大時間雨量と総雨量との間に相関関係がみられるが、H26 豪雨の方が総雨量に対する最大時間雨量の割合が大きいことが分かる。

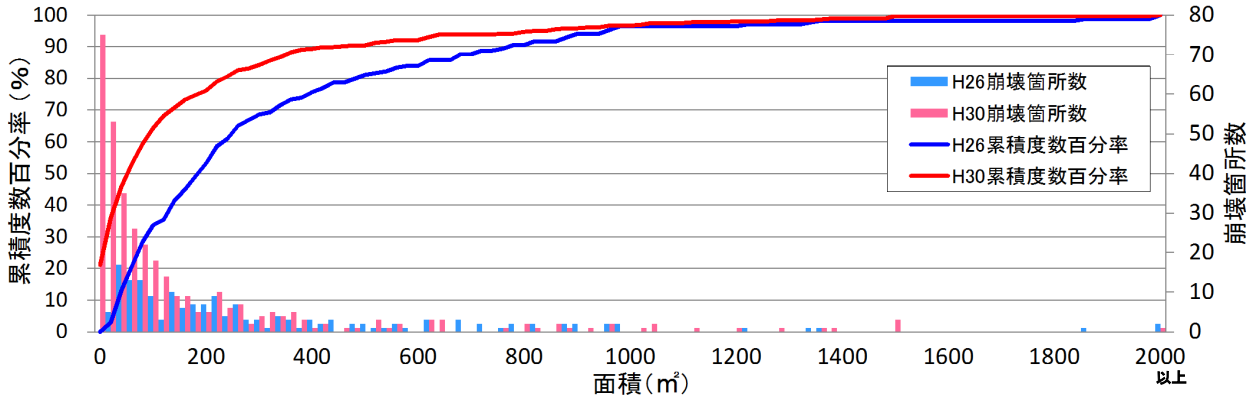


図３ 崩壊面積階級別度数分布と累積度数百分率

すなわち、H26 豪雨の方が短期集中型の降雨特性を持っている。最大時間雨量が最も大きい柴小場観測所では、最大 93mm/h を記録している。それに対し、H30 豪雨は総雨量が非常に大きく、最も大きい自然保護センター観測所で 918mm を記録している。H30 豪雨の総雨量は H26 豪雨の 2 倍程度の最大値をもつが、最大時間雨量の最大値は 1/2 程度である。

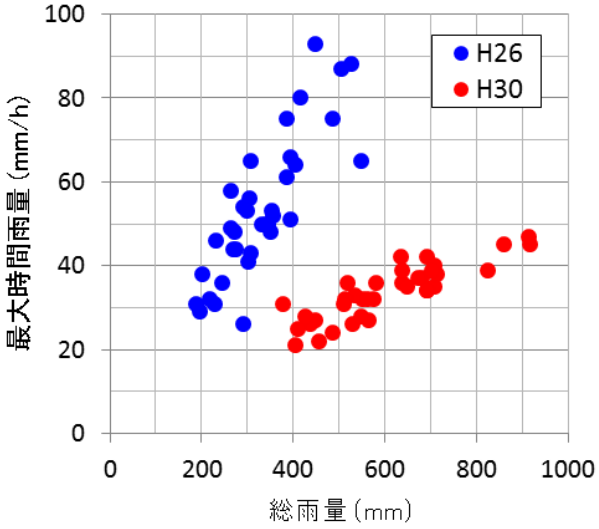


図４ 総雨量と最大時間雨量

５．崩壊と降雨の関係

雨量観測所の位置と観測値をもとに、最大時間雨量の等雨量線図を作成し、等雨量線間の崩壊の総面積を、等雨量線間の全面積で除することにより、崩壊面積率を算出した。最大時間雨量を横軸に、崩壊面積率を縦軸にとったグラフを図５に示す。H26 豪雨、H30 豪雨ともに、最大時間雨量が大きくなると、崩壊面積率が大きくなっており、両者に相関関係があることが分かる。H26 豪雨は、最大時間雨量が大きい範囲が存在し、高い崩壊面積率を示している。

一方、最大時間雨量が 50mm/h より小さい階級では、H30 豪雨の方が H26 豪雨より、崩壊面積率が高い。崩壊の発生は最大時間雨量と相関関係がみられるが、同じ時間雨量の場合、総雨量が大きいほど崩壊面積率が高くなっている。降雨強度が高くなった時点より前の降雨量が大きい H30 豪雨の方が、崩壊が発生しやすかったことを示している可能性がある。

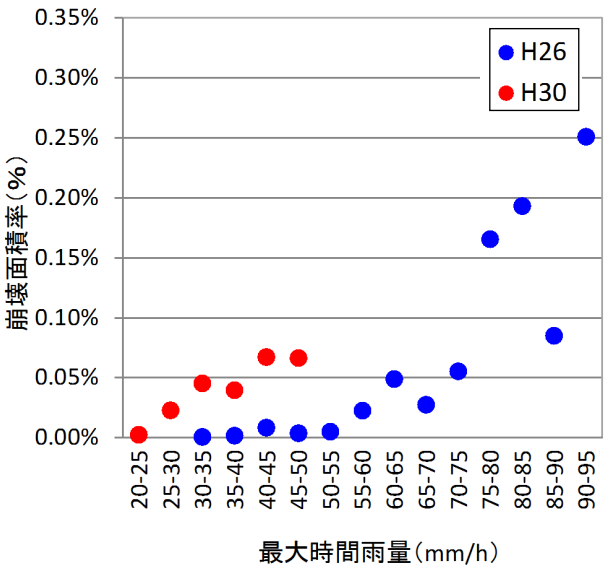


図５ 雨量階級別にみた崩壊面積率

６．おわりに

平成 26 年と平成 30 年の豪雨時の崩壊地の分布傾向や規模の特徴を把握するとともに、降雨との関係性を解析した。解像度の高い写真と多数の雨量データという詳細かつ高精度のデータを用いることにより、降雨と崩壊の関係性を定量的に把握し、2 時期の特徴を把握することができた。崩壊規模と降雨との関係や、地形地質など素因との関係を詳細に確認したうえで要因を分析することにより、どのような降雨条件下でどのような箇所が崩壊しやすいかを特定していくことが今後の課題であると考えられる。

参考文献

１）里深好文，小杉賢一朗，中谷加奈，正岡直也，岡野和行，笠原拓造，柳崎剛，山口雄一：平成 30 年 7 月豪雨による関西における災害，砂防学会誌，第 71 巻，第 4 号，pp.38-48，2018

P-073

平成 30 年北海道胆振東部地震による崩壊地形と崩土の移動距離の関係について

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠、横尾公博、大塚智久、○矢野孝樹

1．　はじめに

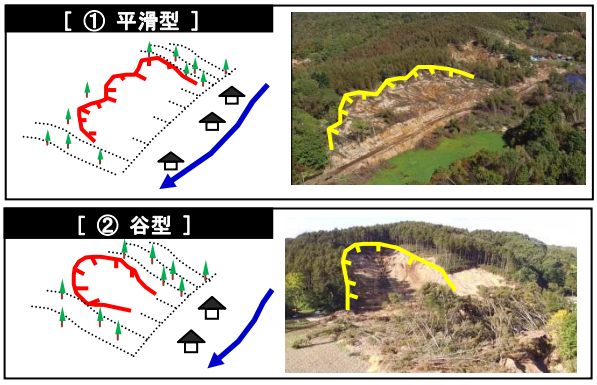
2018 年 9 月 6 日 3 時 7 分に北海道胆振地方中東部の深さ約 35km でマグニチュード 6.7 の地震が発生した。厚真町では最大震度 7 を観測し大きな被害を伴った。厚真川流域では広域かつ多数の崩壊が発生し、崩積土により人家等に甚大な被害を与えた。本報告では、北海道胆振東部地震により発生した崩壊地及び崩積土の形状のタイプの分類を行った上で、崩壊地形と崩土の移動距離の関係を試行的に検討した内容を報告する。

2．　崩壊地および崩積土の形状の分類

厚真川流域では多数の崩壊があるため、オルソ画像とレーザプロファイラデータを用いて崩壊地及び崩積土の形状を判読し、タイプの分類を行った。

2．1　崩壊地の形状と分類

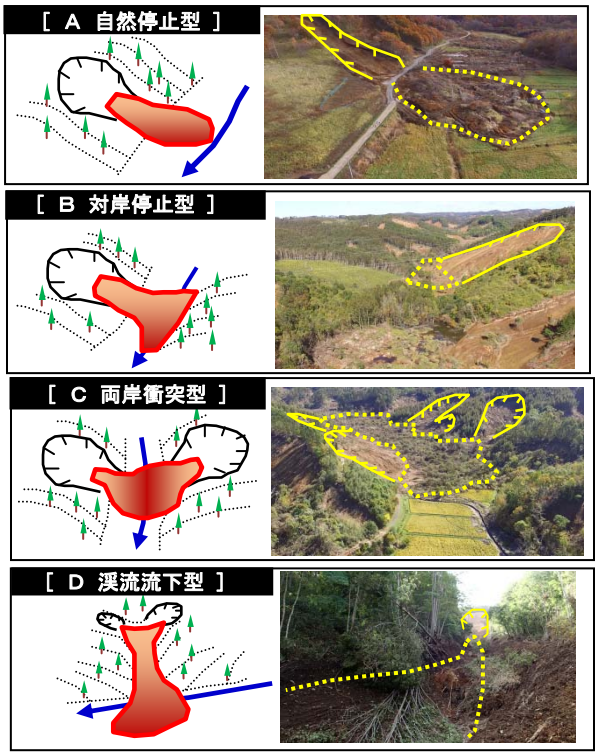
崩壊地の形状は図－1 に示す通り、大きく 2 つのタイプに分類された。［①平滑型］は傾斜角が一様な直線型の山腹斜面の崩壊であり、崩壊地が連続した平滑な帯形状となっている。［②谷型］は崩壊地が馬蹄形を呈しており、崩壊地の中央付近が谷型の形状となっている。



図－1　崩壊地の形状の分類

2．2　崩積土の形状と分類

崩積土の形状は図－2 に示す通り、大きく 4 つのタイプに分類された。［A 自然停止型］は山腹の崩壊地から流出した土砂が対岸地形や他の崩積土の影響を受けずに平坦地に自然停止している。［B 対岸停止型］は山腹斜面の崩壊地から流出した土砂が対岸の山腹斜面に衝突し停止している。［C 両岸衝突型］は山腹斜面で複数の崩壊が発生し、流出した土砂が平坦地で衝突・重なり合い停止している。［D 渓流流下型］は、支渓流の渓岸斜面で崩壊が発生し、流出した土砂が渓流沿いに流下・停止している。



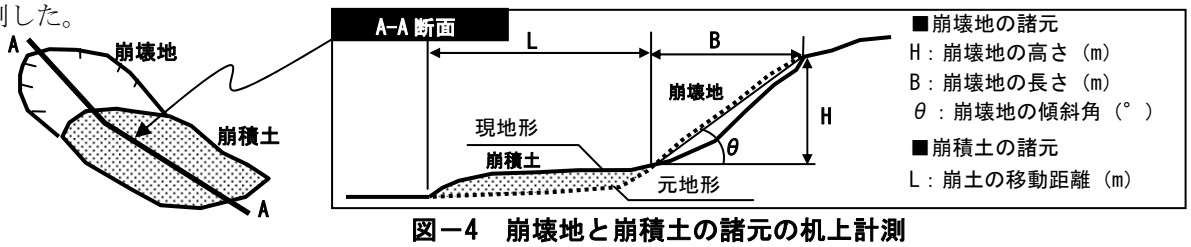
図－2　崩積土の形状の分類

3．　崩土の移動距離の分析

本災害では崩土が遠方まで移動する特徴が指摘されている。このため、崩土の移動距離について分析した。

3．1　崩壊地の高さと崩土の移動距離

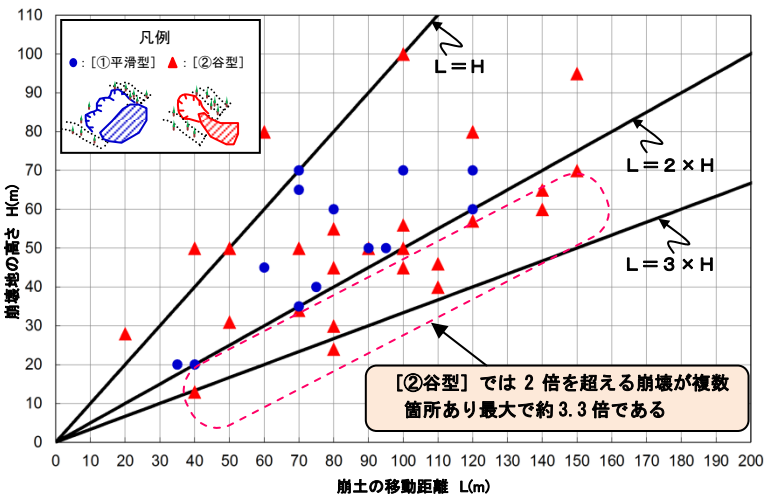
崩壊地の高さと崩土の移動距離の関係を整理する上で、崩積土のタイプ B～D は 1 つの崩壊地から流出した崩土の移動距離を計測することが困難である。そこで、本報告では［A 自然停止型］に該当する［①平滑型］と［②谷型］の崩壊地を抽出し、崩壊地の高さと崩土の移動距離の関係を整理した。これらの抽出は、オルソ画像を用い、対象範囲は約 220km² に対して行った。この結果、［①平滑型］で 14 箇所、［②谷型］で 26 箇所を抽出した。抽出した［①平滑型］、［②谷型］を対象とし、図－4 に示す崩壊地と崩積土の諸元を机上で簡易計測した。



図－4　崩壊地と崩積土の諸元の机上計測

崩壊地の高さ H と崩土の移動距離 L の関係を図－5 に示す。[①平滑型] の崩壊地の高さ H は平均で約 50m、最大で約 70m、崩土の移動距離 L は平均で約 80m、最大で約 120m であった。また、崩壊地の高さ H の 1～2 倍が崩土の移動距離 L となる傾向であり、最大で約 2 倍であった。

[②谷型] の崩壊地の高さ H は平均で約 50m、最大で約 100m、崩土の移動距離 L は平均で約 90m、最大で 150m であった。崩土の移動距離 L が崩壊地の高さ H の 2 倍を越えるような崩壊が複数箇所あり、最大で約 3.3 倍であった。

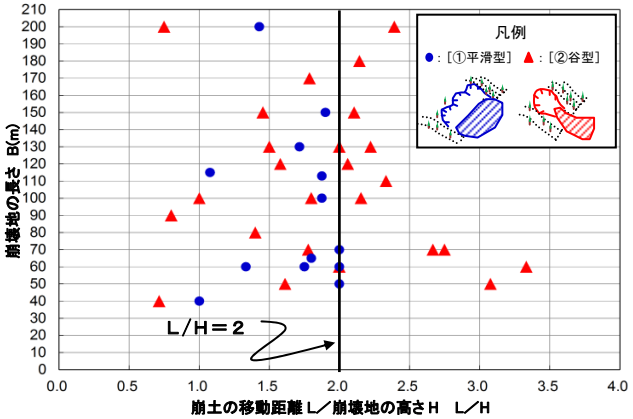


図－5　崩壊地の高さ H と崩土の移動距離 L

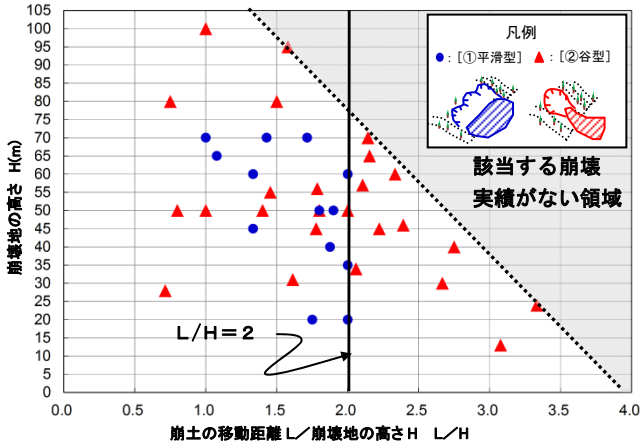
3．2　崩壊地形と L／H による評価

長距離移動している崩土の要因について、机上計測した崩壊地の『**崩壊地の長さ B（m）、崩壊地の高さ H（m）、崩壊地の傾斜角 θ（°）』と『L／H』の関係**に着目し、整理・考察を行った。

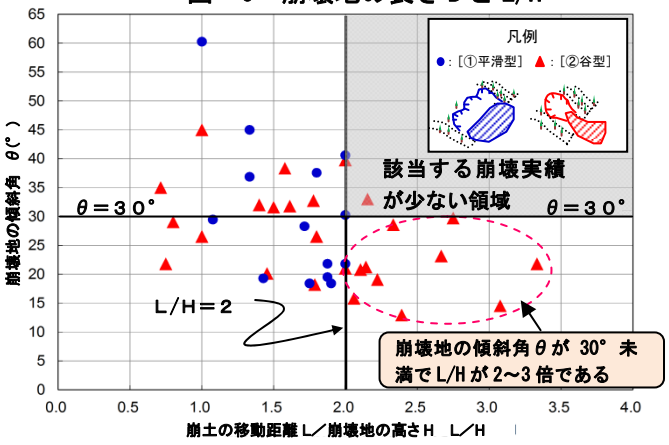
崩壊地の長さ B と L/H との関係（図－6）では、明確な傾向は認められなかった。崩壊地の高さ H と L/H との関係（図－7）では、[②谷型] では崩壊地の高さ H が低いほど L/H の値が大きい崩壊地が点在し、崩壊地の高さ H が高いと L/H は 2 倍を超える崩壊は少なくなる傾向が確認された。また、右上の領域の崩壊実績は認められなかった。崩壊地の傾斜角 θ と L/H との関係（図－8）では、崩壊地の傾斜角 θ が 10°～30° の緩斜面で、L/H が 2～3 倍の崩壊が多く発生していた。また、崩壊地の傾斜角 θ が 30° 以上、L/H が 2 倍以上の右上の領域にある崩壊実績は少ない傾向であった。



図－6　崩壊地の長さ B と L/H



図－7　崩壊地の高さ H と L/H



図－8　崩壊地の傾斜角 θ と L/H

4．　本報告のまとめ

土砂災害警戒区域（通称：イエローゾーン）の範囲は通常、斜面高の 2 倍、最大 50m である。[①平滑型] の到達距離は高さの 2 倍程度が上限であった。一方、[②谷型] では、高さの 2 倍を超える崩土の移動が確認され、最大で 150m であった。この殆どは、傾斜角 30° 未満の緩勾配斜面において発生していた。この崩壊地形は 0 次谷に類似しており、土石流危険渓流と急傾斜地崩壊危険区域の中間的な地形条件であった。

このような地形は危険区域に指定されにくい上、土砂の到達範囲も広域に及ぶ可能性がある。このような『0 次谷崩壊』について、今後、詳細調査、地形解析、地質条件等を含めた総合的な分析とデータの蓄積が必要であると考えられる。

【参考文献】「平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害」砂防学会誌 Vol.71,No.5（340）　P58～P59

P-074

北海道胆振東部地震における崩壊土砂到達に関する考察

パシフィックコンサルタンツ㈱　○依田直樹、伊藤留寿都、舩山淳
国土交通省国土技術政策総合研究所　村田郁央、長谷川陽一、坂井佑介、野呂智之
朝日航洋㈱　安海高明、山村祥子、斎藤智仁、　㈱北海道朝日航洋　吉田剛

1. はじめに

2018（平成 30）年 9 月 6 日未明に発生した H30 北海道胆振東部地震では、震源に近い厚真町を中心に広い範囲で斜面崩壊が発生した。国土交通省速報値では崩壊面積は推定約 13.4 km²、崩壊土砂量は約 30 百万 m³ とされ、明治以降の主要な地震による土砂崩壊の中で最も大きい。

この地震による斜面崩壊は小規模なものが多数発生したことも特徴である。丘陵性山地内では渓流の渓岸及び厚真川沿いの河岸段丘崖での発生が認められる。渓流の崩壊土砂は渓流を流下して下流部で扇状に堆積した。河岸段丘崖の崩壊土砂は斜面下の段丘面の耕作地等に堆積した。

これらの土砂移動特性の実態を明らかにする基礎資料として、地震後に得られた航空写真、レーザープロファイラー(LP)データ等を活用し、土石流危険渓流及び急傾斜地崩壊危険箇所を対象に移動形態に関する計測を実施した。

2. 調査概要

2.1 調査対象地域と概要

調査対象地域は斜面崩壊が多数発生した厚真町内とした。厚真町周辺には新第三系の堆積岩を基盤とした丘陵地が広がり、表層には支笏カルデラ、恵庭岳及び樽前山を起源とする降下火砕堆積物が分布する。

町内の土石流危険渓流は 121 渓流、急傾斜地崩壊危険箇所は 39 箇所である(平成 31 年 3 月現在)。これらのうち地震後の航空写真範囲内の崩壊地・土砂流出の有無の分布を図-1 に、集計一覧を表-1、2 に示す。

表-1 対象土石流危険渓流　単位：渓流

全体	崩壊地		土砂流出	
96 (121)	あり	67	あり	33
			なし	34
	なし	29		

表-2 対象急傾斜地危険箇所　単位：箇所

全体	崩壊及び土砂流出	
31 (39)	あり	7
	なし	24

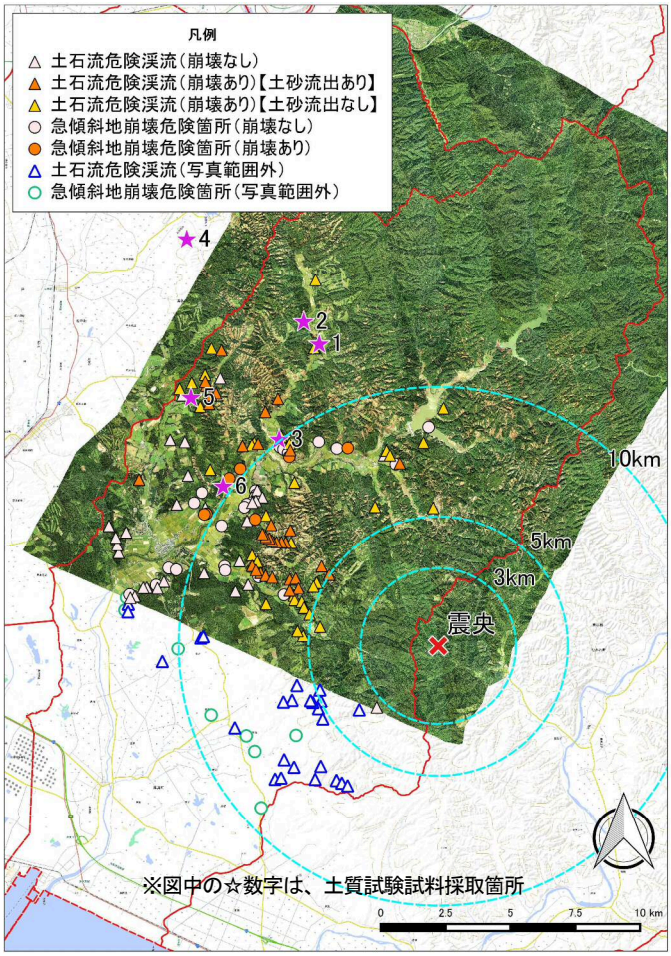


図-1　調査対象地域

2.2 使用データ及び計測手法

地震前の地形情報は、国土地理院基盤地図情報による「数値標高モデル 5m メッシュ（レーザー測量）及び 10m メッシュ（地形図の等高線）」、「土砂災害危険箇所データ」及び「土砂災害警戒区域データ」を用いた。地震後のデータは国土交通省北海道開発局撮影に拠る航空写真（オルソ画像）及び LP データを用いた。崩壊地は航空写真のほぼ全域を判読しポリゴン化した。更に、土砂流出範囲は土石流危険渓流及び急傾斜地危険箇所を対象に、航空写真及び LP データによる陰影図により流域ごとに範囲を判読した。

これらのデータにより QGIS 上で計測を行った。

3. 結果と考察

3.1 移動土砂の室内土質試験

崩壊箇所を対象にして、6 地点で室内土質試験を実施した（図-1 中に採取地点を示す）。

①自然含水比：崩壊から 1 ヶ月後の試料採取にも関わらず、自然含水比は 76～198%と高い傾向であった。軽石の粒子内間隙の水分保有や火山灰質細粒土特有のペッド構造により水分が拘束されていると考えられる。

②粒度分布：同じ降下火砕流堆積物層でも各粒径の含有率にはバラつきがあり、粗粒分主体のも

の、細粒分主体のものと幅は広い。
③スランプ試験：軽石の試料に対してスランプコーンを用いたコンシステンシー試験を実施した。結果、流動限界は 163～207%と高液性限界であった。自然含水比は流動限界より 3～36%小さいが、地震直後の自然含水比は試験値よりも高かったと推測され、崩壊によってかく乱された時の流動性は高く、移動土砂が長距離移動した要因のひとつと判断される。
④鉱物：軽石に非晶質物質の火山ガラスの含有が認められ、崩壊面試料にはハロイサイトの含有が認められる。地震による降下火砕物の崩壊にはハロイサイトが関係する事が多いと言われており、今回の崩壊発生にも寄与した可能性がある。

3.2 移動土砂の形態

本事例では崩壊が同時多発だったため、土石流危険渓流と急傾斜危険箇所及び他の渓流･斜面との隣接箇所では、多数の斜面崩壊により移動土砂が相互に干渉した実態が明瞭に確認できる。土砂流出を確認した 33 渓流のうち、他の移動土砂と干渉しない「単独」は 10 渓流である（図-2、3）。

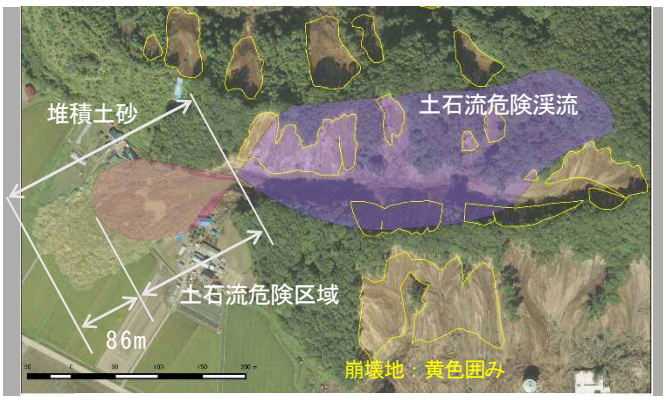


図-2 土砂崩壊形態（単独の例）

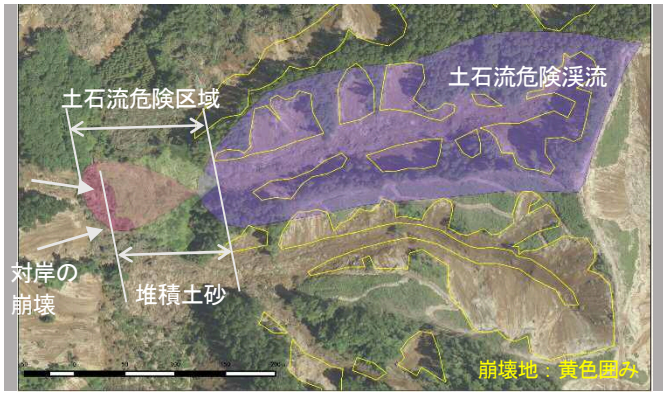


図-3 土砂崩壊形態（干渉する例）

3.3 移動土砂の到達

①崩壊と土砂流出：土石流危険渓流では流域で崩壊があっても約半数で土砂流出していない。一方、総崩壊面積が大きいほど流出する傾向がある（図-4）。
②流出した移動土砂：計測結果を単独と干渉に分けて整理した。以降に主な傾向を示す。
(1)停止位置の地盤勾配：単独での停止位置の地盤勾配は 2° 前後が多い。逆勾配で停止するケースは、流出土砂が対岸まで到達したことによる（図-5）。
(2)移動土砂の堆積勾配：単独の場合は流出土砂の勾配は 3～5° のケースが多い。干渉の場合は流出土砂が互いに干渉・拘束した結果、単独に比較して更に緩い勾配で堆積している（図-5）。
(3)土砂到達距離：移動距離にはバラつきがあるが、崩壊部の比高が高いほど、水平移動距離が長い傾向が認められた（図-6）。移動土砂が土石流危険区域を超えたものが約半数であり、最も流下した事例では区域から 80m以上であることが分かった（図-2）。

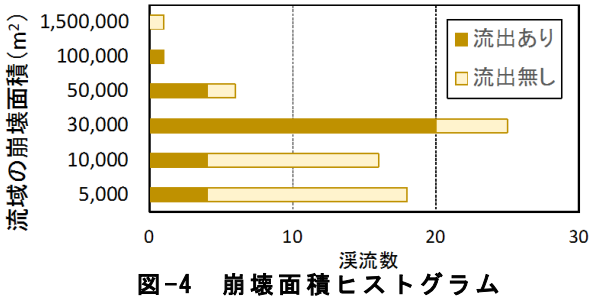


図-4 崩壊面積ヒストグラム

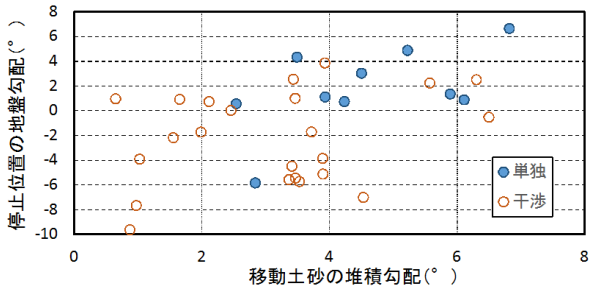


図-5 停止位置の地盤勾配と移動土砂の堆積勾配

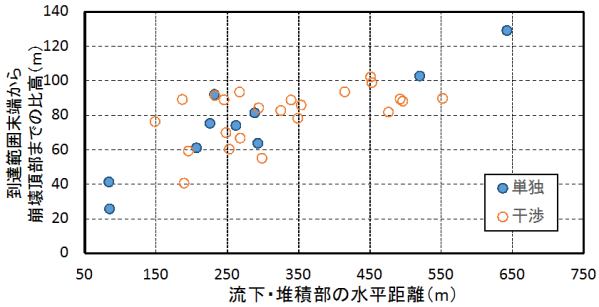


図-6 崩壊部の比高と流下の水平距離

今回の事象では、もともと流動性の高い土質であったところに、先行降雨等があったことから、従来から判明している土石流・泥流等の流下範囲で最も緩勾配・遠方まで到達した。今後、類似地質・土質の地域において、降水・浸透が多いところに強震動があった場合には同様の到達範囲となりうることに防災上の留意が必要である。

〔参考文献〕
平成 30 年北海道胆振東部地震土砂災害関連情報（国土交通省 HP）、平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害緊急報告会（地盤工学会 HP）、深層崩壊－どこが崩れるのか－（千木良雅弘,2013）、地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会,2009）

P-075

北海道胆振東部地震における厚真川流域の崩壊斜面面積率算出

朝日航洋株式会社　○斎藤智仁，山村祥子，櫻井由起子，小林浩，安海高明
株式会社北海道朝日航洋　吉田剛
国土交通省北海道開発局建設部河川計画課（現千歳川河川事務所）　近藤雄一

1.はじめに

平成 30 年 9 月 6 日の北海道胆振東部地震では、本地震を起因とする斜面等の崩壊により、多数の河道閉塞が発生した。この地震による被災箇所や崩壊規模を迅速に把握するために、発災直後に撮影された空中写真や衛星画像から国土交通省や喜多ら [1] によって崩壊地の緊急判読が行われた。

本研究では特に崩壊が集中する厚真川流域（261km²）（図 1）を対象に、本流域における生産土砂量算出のための基礎資料とするため、北海道開発局が発災直後に取得した空中写真と航空レーザ測量成果から作成された立体可視化図（陰陽図）を用いて崩壊地の詳細判読を行った。

2.LP データを用いた崩壊地の詳細判読

崩壊地の形態は、一般的に①崩壊源である滑落崖（崩壊主部）と、②崩壊により発生した崩積土（堆砂域）によってなる。また、発生した土砂が山腹や支渓を流下した場合は、侵食部分（流送部）を伴うこともある（図 2）。

本研究においては、堆砂域を除き、土砂生産に寄与する範囲（崩壊主部とその下流の流送部）を崩壊地として取得することとした。

第一段階として、空中写真を用いて斜面内で明らかな裸地となった部分を本地震による崩壊発生範囲として取得した。空中写真では、同一斜面が一連となって崩壊した大規模な平滑型斜面の崩壊や、深い谷部など写真内で影となる範囲で発生した谷型斜面の正確な崩壊地形状の取得が難しい。したがって、第二段階として、樹木下の微地形を立体的に再現した陰陽図（特許第 4379264 号）を用いて、より詳細な崩壊地形状を取得した。

表 1　判読に使用したデータの諸元

	デジタル空中写真	航空レーザ測量
計測日	2018年9月11日	2018年9月12日から15日
データ解像度	0.2m	0.5m

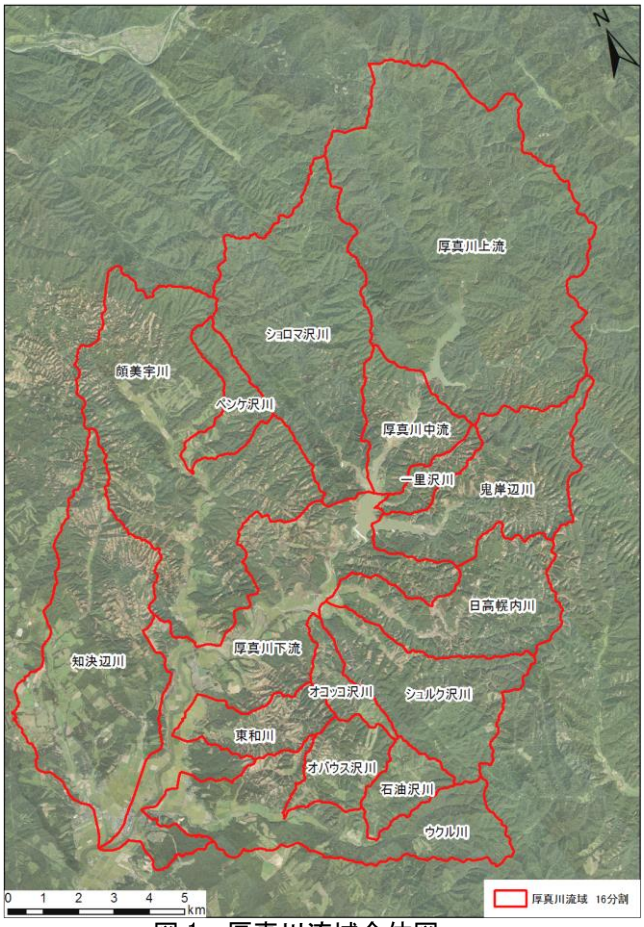


図 1　厚真川流域全体図

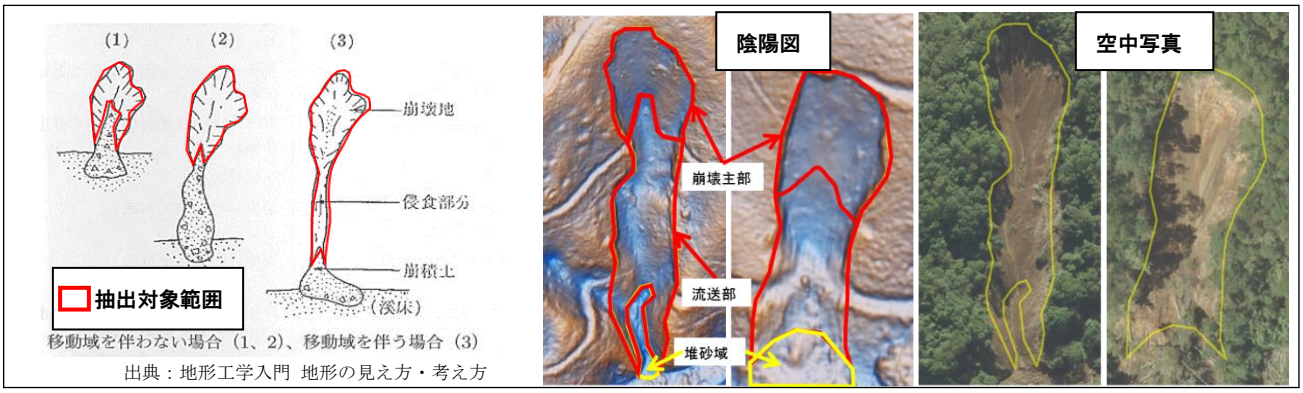


図 2　崩壊地形状の取得

3.崩壊地の判読結果

詳細判読の結果、厚真川流域では約 6500 箇所、総面積 23km² ほどの崩壊地が取得された。流域ごとの崩壊地面積、崩壊面積率を表 2 に示す。最も崩壊面積率の高い東和川流域で 25.5%、厚真川流域全体で 9.0%という結果になった。

地震の規模が同程度な災害事例として、新潟県中越地震および岩手・宮城内陸地震と崩壊面積率を比較した（表 3）。崩壊地の判読基準や崩壊面積率の取り方の違いから一概に比較することはできないが、関口ら（2006）によると新潟県中越地震の際の崩壊面積率はおよそ 3.6%、小川内ら（2009）によると岩手・宮城内陸地震による崩壊面積率はおよそ 4.1%であったと報告されている [3) 4)]。過去事例と比較しても、北海道胆振東部地震における崩壊発生面積は特出しており、これら特定流域に集中した崩壊発生の背景には水利条件や地質等の要因が大きく関連していると考えられる。

さらに、詳細判読された崩壊地は、発生形態により①谷型斜面の崩壊、②平滑型斜面の崩壊、③渓岸斜面の崩壊、③地すべり性の崩壊地の 4 種類に大別することができた。崩壊地の詳細な区分や分布傾向については、ポスター発表にて報告する。

4.まとめ

本研究では、航空レーザ成果を基に作成した立体可視化図（陰陽図）による詳細判読により、本流域における崩壊地の空間的分布傾向、および形態的特徴を詳細に把握することができた。これら成果は、本流域における生産土砂量把握や、今後起きうる同様の地震性崩壊への傾向把握など、多くの利活用が期待される。

なお、広域に及ぶ崩壊イベントの生産土砂量把握には被災前後の航空レーザデータをペアにした標高差分解析が有効であるが、本対象流域においては発災前のレーザ成果が不足しており実施されていない。そういった場合、多くは技術者の目視確認に頼っており、判読技術者不足が問題となっている。

今後、航空レーザ計測成果を活用した崩壊地の自動抽出手法の開発に向け、基礎データとなれば幸いである。

表 2　流域ごとの崩壊地面積と崩壊面積率

流域名	崩壊面積（m2）	流域面積※（m2）	崩壊面積率（%）
一里沢川	492,653	2,405,482	20.5
オコッコ沢川	288,967	2,947,874	9.8
石油沢川	46,797	3,693,636	1.3
ペンケ沢川	160,036	4,372,643	3.7
オバウス沢川	792,062	5,148,264	15.4
東和川	1,434,722	5,620,133	25.5
厚真川中流	1,089,759	7,417,290	14.7
シュルク沢川	830,526	13,493,711	6.2
日高幌内川	2,554,483	13,705,790	18.6
鬼岸辺川	2,174,358	14,966,873	14.5
ウクル川	913,410	17,060,502	5.4
ショロマ沢川	945,170	25,889,672	3.7
知決辺川	3,081,379	27,527,281	11.2
厚真川下流	3,002,684	27,599,828	10.9
頗美宇川	4,725,764	36,287,757	13.0
厚真川上流	908,245	52,889,317	1.7
合計（厚真川流域全域）	23,441,015	261,026,053	9.0

※崩壊面積率算出に用いた流域界や崩壊地面積は、LP 計測を用いた本研究で改めて設定及び計測したものであり、関係機関から既に公表されている数字とは一致するものではない。

表 3　類似の地震との比較

	発生年	崩壊面積率（%）	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ	地質の特徴
北海道胆振東部地震	2018	9.1	6.7	第3紀層（火山噴出物が覆う）
新潟県中越地震	2004	3.6	6.8	第3紀層
岩手・宮城内陸地震	2008	4.1	7.2	火山噴出物

参考文献

1）喜多耕一（2018）：
https://github.com/koukita/2018_09_06_atumatyou

2）今村遼平：
地形工学入門 地形の見え方・考え方．鹿島出版会、p.148

3）関口辰夫・佐藤浩（2006）：
新潟県中越地震における斜面崩壊の特徴と分布．日本地すべり学会誌，43 巻，p.142-154

4）小川内良人・大坪俊介・黒川将・笠井史宏（2009）：
岩手・宮城内陸地震で発生した土砂災害の形態と移動状況．砂防学会研究発表会概要集，第 58 回

P-076

木曽川上流域における深層崩壊の発生する恐れのある斜面の抽出検討事例

国土交通省 中部地方整備局 多治見砂防国道事務所　植野利康，小川光生，秋田尚孝，前田和祐
アジア航測株式会社　臼杵伸浩，○江口友章，梶原あずさ，太井正史，内藤直司，木田千鶴

1. はじめに

深層崩壊が起こると，それに起因する天然ダムの形成や大規模土石流の発生により周辺地域に甚大な被害が生じる恐れがある。そのような深層崩壊の発生に備えるためには，深層崩壊の発生場所，時期，規模等を事前に想定しておくことが重要である。

一方，深層崩壊の発生場所に着目した研究成果としては，深層崩壊推定頻度マップ，深層崩壊渓流（小流域）レベル評価マップ，深層崩壊跡地密度マップ等が，これまでに公表されている。さらに，渓流レベル評価マップの評価単位よりも小さな斜面単位で深層崩壊の発生する恐れのある斜面を抽出する研究が土木研究所により行われ，土木研究所資料（以下，リスク評価マニュアルという）[1]としてとりまとめられている。

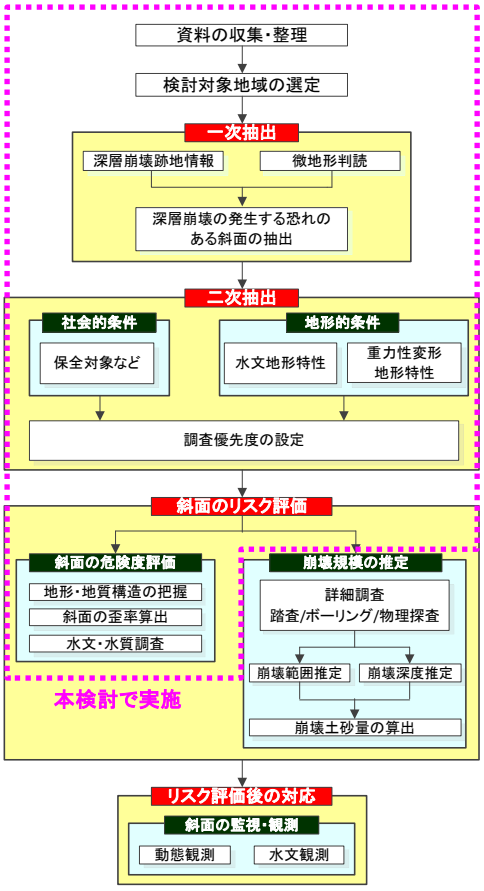
今回，リスク評価マニュアルで報告された手法に基づき，木曽川上流域において深層崩壊の発生する恐れのある斜面を抽出し危険度を評価した。本論は，この検討事例について報告するものである。

2. 検討対象渓流

検討対象地域は，木曽川直轄砂防区域を含む木曽川上流域（5,161km^2）において，深層崩壊渓流（小流域）レベルにおいて危険度が相対的に高いと評価されている 95 渓流（149km^2）とした。この地域は 5 つの地質帯（領家帯花崗岩類，濃飛流紋岩類，堆積岩類（美濃帯），新第三紀丘陵地，第四紀火山岩類）から構成されており，この地質帯ごとに深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出，ならびに危険度評価を行った。

3. 検討フロー

本検討では，リスク評価マニュアルに記載されている検討フロー（図 1）に従い，一次抽出，二次抽出，斜面のリスク評価（斜面の危険度評価）を行った。



出典：リスク評価マニュアルに一部加筆

図 1 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出及びリスク評価フロー

4. 検討結果

各段階での検討方法，結果を以下に記す。

(1) 花崗岩地域における深層崩壊実績の整理

花崗岩類における深層崩壊は全国的に見ても発生事例が少なく，リスク評価マニュアルにも記載が少ない。そのため，花崗岩地域の滑川北股沢で平成 30 年に発生した深層崩壊に着目し，発生前後の航空レーザ計測データを用いて，花崗岩地域における深層崩壊の状況や崩壊発生前の前兆現象を把握した（図 2）。その結果，以下のことが明らかになり，これらの結果を以降の検討に反映させた。

- ✓ 崩壊した斜面は岩盤（花崗岩質）であり，節理が発達していた（北東-南西方向）。この節理面をすべり面とする“岩盤すべり”であった可能性が高い。
- ✓ 崩壊前の斜面は凸状尾根型の斜面であった。また，斜面頭部の稜線が細く，上部斜面との結合度が弱かったことも示唆された。
- ✓ 崩壊前の斜面に，重力変形に伴う斜面頭部のひずみ（円弧状クラック，小崖，線状凹地等）やクリープ現象は見られなかった（斜面ひずみ率 0%）。

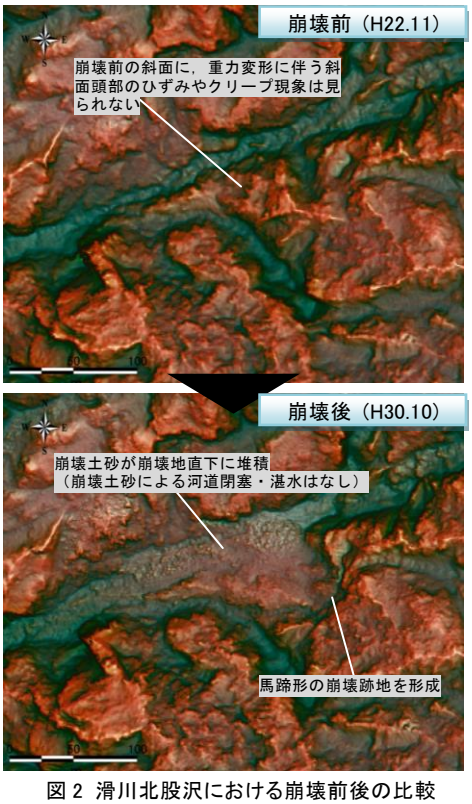


図 2 滑川北股沢における崩壊前後の比較

(2) 一次抽出

航空レーザ測量データから作成した赤色立体地図と空中写真を用いて，深層崩壊跡地や深層崩壊と関連性の高い微地形の分布をもとに，深層崩壊の発生する恐れのある斜面を判読により抽出した。抽出対象とした斜面は，リスク評価マニュアルに記載されている 5 つの要素に「地すべり地形（凸状台地状・単丘状台地状）」，「二重山稜（多重）山稜・線状凹地・（山向き）小崖地形を有する斜面」を加えた 7 要素とした。抽出した深層崩壊の発生する恐れのある斜面は 259 斜面であり，斜面密度は 1.7 箇所/km^2 であった。

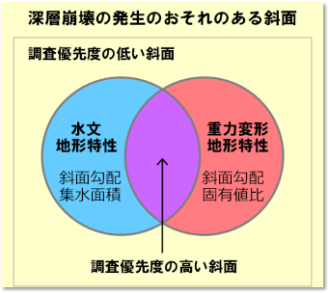
(3) 二次抽出

① 社会的条件

検討対象渓流内の人口や福祉施設・公共施設数，道路・鉄道の有無，法規制等をもとに，点数法にて各渓流の社会的条件にもとづく調査優先度を設定した。

② 地形的条件

航空レーザ計測の数値標高モデルを用いた GIS 上での地形解析手法により，深層崩壊の発生する恐れが高い水文地形特性・重力変形地形特性にもとづく地形的条件による選定を行った（図 3）。



出典:リスク評価マニュアルに一部加筆

図 3 地形的条件に基づく調査優先度の設定イメージ

まず，深層崩壊跡地および岩盤クリープ斜面と関連性が高い水文地形（斜面勾配・集水面積）と重力変形地形（斜面勾配比，最小固有値比）の閾値を設定した（表 1）。

表 1 地形的条件による閾値の設定結果

地質	水文地形特性		重力変形地形特性	
	メッシュサイズ	危険度が高い地形量の閾値	斜面勾配比	最小固有値比
領家帯花崗岩類	10m	平均深層崩壊面積率の1.50倍	0.70以上	1.75以上
濃飛流紋岩類		平均深層崩壊面積率の1.25倍	0.80以上	2.50以上
堆積岩類(美濃帯)		平均深層崩壊面積率の1.25倍	0.75以上	2.50以上
新第三紀丘陵地		平均深層崩壊面積率の1.25倍	0.85以上	2.50以上
第四紀火山岩類		平均深層崩壊面積率の1.50倍	0.85以上	2.75以上

次いで，3 指標（水文地形・斜面勾配比・最小固有値比）を組み合わせた地形量指標の的中率・カバー率を比較して，最適な組合せ指標を選定した（図 4）。その選定条件は，的中率比 1.5 以上，カバー率 25%以上とした。

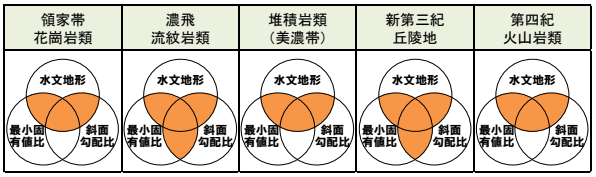


図 4 3 指標を組み合わせた地形量指標

さらに，その指標から抽出される危険な地形量が斜面内に占める割合をもとに，一次抽出斜面の危険度を 4 段階で評価した（図 5）。抽出した指標を基に設定した危険度が高い地形量メッシュと一次抽出斜面の分布を比較した結果，両者の分布は概ね一致しており比較的精度良く抽出できていることが確認できた。

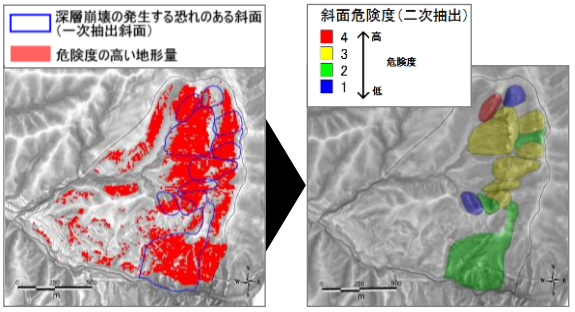


図 5 地形的条件に基づく調査優先度の高い斜面の設定結果

(4) 斜面の危険度評価

モデル渓流を 2 渓流選定した上で，これらの渓流内に分布する調査優先度の高い斜面を対象に，「地形・地質構造」「斜面ひずみ率」「水文・水質調査」の調査を行い，その結果から斜面の危険度を総合的に評価した（図 6）。各調査結果の評価基準は，以下のとおりとした。

① 地形・地質構造：千木良ら（2014）[2]に従い重力変形地形が地表面に認められる場合に斜面危険度を高く評価

② 斜面ひずみ率：深層崩壊実績等を踏まえ，斜面上部のひずみ率が 4～30%かつ斜面勾配 30 度以上の場合に，斜面危険度を高く評価

③ 水文・水質調査：現地調査結果に基づき，斜面下部の渓流水の電気伝導度が周囲よりも 2 倍以上高い場合に，斜面危険度を高く評価

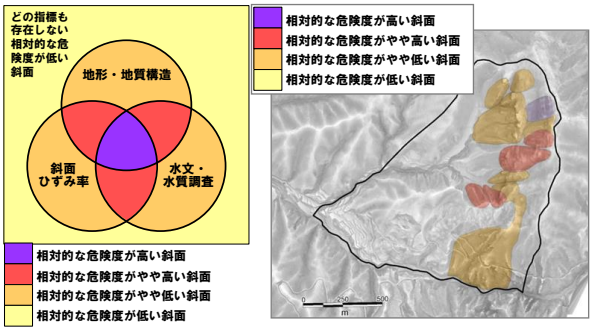


図 6 斜面の総合危険度の評価方法（左図），評価結果例（右図）

5. まとめと課題

本検討により，深層崩壊の発生する恐れのある斜面の位置及び危険度を明らかにするとともに，本手法の適用性を確認することができた。今後は，斜面の危険度評価を広域で実施することや，モデル斜面を対象として電気探査，ボーリング調査等の詳細調査を実施し，本検討の方法・結果について検証すること等が課題である。

参考文献

1) 国立研究開発法人土木研究所(2016)：深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究，土木研究所資料 第 4333 号 2016 年 3 月

2) 千木良雅弘，坂島俊彦，渋谷研一(2014)：深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，p.A-16-17

P-077

大分県耶馬渓町の火砕流台地周縁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測

鹿児島大学農学部 ○地頭薗 隆・宮本 祐成・天野 祐一朗
CROSS-ENGINEERING 清﨑 淳子

１．はじめに

2018 年 4 月 11 日未明，大分県中津市耶馬渓町金吉で降雨がないときに大規模な崩壊が発生し，6 名が亡くなった。崩壊斜面の地質は，火砕流堆積物，その下位の水中堆積物，火山岩類から構成される。火砕流堆積物の溶結部は柱状節理が発達して急崖をなしており，その直下には崩壊の繰り返しによって崖錐が発達している（図１）。崩壊直後，崩壊地内に湧水がみられ，その付近の岩石は地下水によって粘土化していた。崩壊は，湧水付近の地下水排水システムの破壊により地下水圧が徐々に上昇，あるいは湧水付近で長年の侵食により，小規模な崩壊が発生，連続して上部の崖錐堆積物とその下位の強風化層が大規模に崩壊したと推定される。この火砕流台地を対象に，渓流水と湧水を活用して地下水の集中という視点で地下水が関与する崩壊の発生危険箇所を抽出する調査を実施したので報告する。

２．渓流水・湧水を活用した崩壊発生予測

図２は，渓流水と湧水を活用して深い地下水が関与した崩壊が発生する恐れのある流域と斜面を抽出して，警戒避難対応を行う作業手順である。まず，火砕流台地周縁に小流域を設定して，降雨が一週間以上なかった後に，渓床に基盤岩が露出しているなどの条件を満たす，渓流水が伏流していない箇所で流量を計測する。測定される流量は，流域面積が数 km^2 未満と小さく，降雨後一週間以上経過して測定しているので，基底流量を把握していると考えてよい。同時にポータブル電気伝導度（EC）計を用いて渓流水 EC を測定する。EC は渓流水中の溶存イオンの総量であり，地下水が流動する過程で岩石から溶出するイオンを取り込むことから，地下水が流出している付近の渓流水は EC が高くなる。渓流水 EC が高くて比流量が大きい流域は，地形的流域界を越えた地下水が流域内に流入している可能性があり，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出する（図２の①）。次に，抽出された流域内で湧水の分布を調査する。湧水流量が多い斜面の背後には地下水が集中しており，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断する（図２の②）。危険斜面が特定されると，その斜面の湧水流量を監視して警戒避難対応を行う（図２の③）。

３．危険渓流・斜面の抽出

大規模な崩壊が発生した火砕流台地の周縁に設けた 90 渓流について水文調査を実施した（図２の①）。調査日は，2018 年 5 月 24 日，9 月 24 日，11 月 3～4 日，11 月 17～18 日である。図３は，90 流域（流域面積 0.004～2.07km^2，平均 0.104km^2）の下流端で測定した渓流水の流量と EC をプロットしたものである。90 渓流のうち通常河川より高い渓流水 EC10mS/m 以上は 13 渓流，このうち 90 流域の流量合計を全流域面積で除した平均比流量 0.005$m^3/s/km^2$ 以上は，流域界を紫色で示した 6 渓流であった。6 渓流は地形的流域界を越えて地下水が集中する地下構造を有すると推定される。6 流域のうち 5 渓流は台地の東側に分布しており，台地に浸透した雨水は地下水として台地の東側へ流動していることがわかる。この 5 渓流のひとつで 4 月 11 日に大規模な崩壊が発生した。

5 月 24 日に崩壊地内の標高 220m 付近から湧出する地下水の流量と EC を測定すると，流量 0.55L/sec，EC12mS/m であった。湧水付近における地形的流域面積は 0.007km^2 であり，比流量は 0.079$m^3/s/km^2$ となる。この値は 90 流域の平均比流量 0.005$m^3/s/km^2$ の約 16 倍の値である。したがって，湧水付近における水文的流域面積は，地形的流域面積の約 16 倍と大きく，崩壊した斜面には広範囲の地下水が集中している地下構造が推定される。

火砕流台地周縁で比流量が大きかった 3 流域（図３の A～C）において湧水調査を行った（図２の②）。図４は縦断図に湧水箇所を記入したものである。3 流域とも 4 月 11 日崩壊地と同様に火山岩類の地層から湧水がみられた。また，3 流域の斜面は崖錐が発達し，4 月 11 日崩壊地と類似した縦断地形を呈しており，今後ボーリング等による地下部の風化度等の調査が必要と思われる。さらに，崩壊の危険度が高いと判断されると図２の③に示した湧水流量の監視による警戒避難対応の検討が必要になる。

末筆であるが，本研究の一部は，砂防・地すべり技術センター研究開発助成および文部科学省「気候変動適応技術社会実装プログラム（SI-CAT）」によるものである。現地調査の際は大分県と中津市に多大なご協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

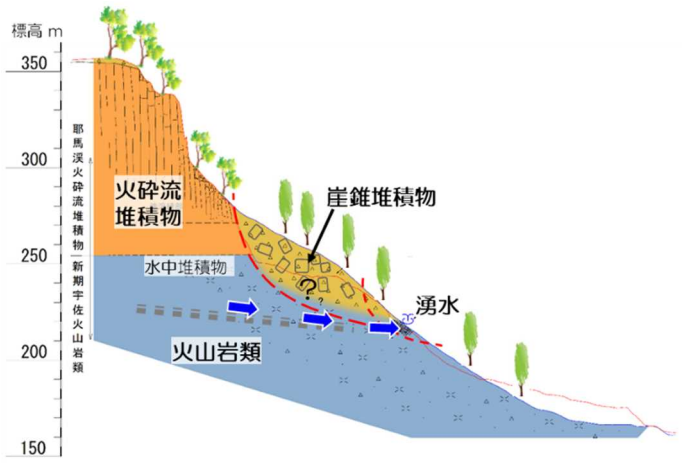


図１　耶馬溪町金吉の崩壊（砂防学会，2018）

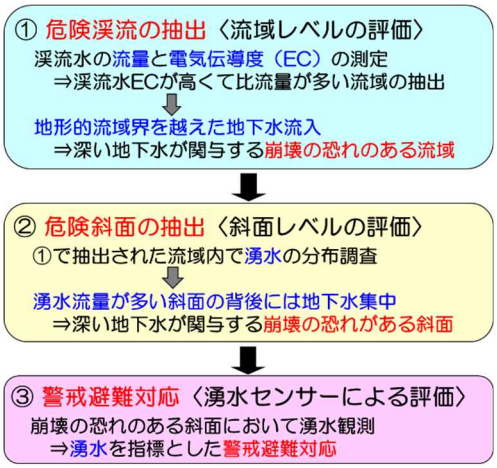


図２　渓流水・湧水を活用した崩壊発生の予測

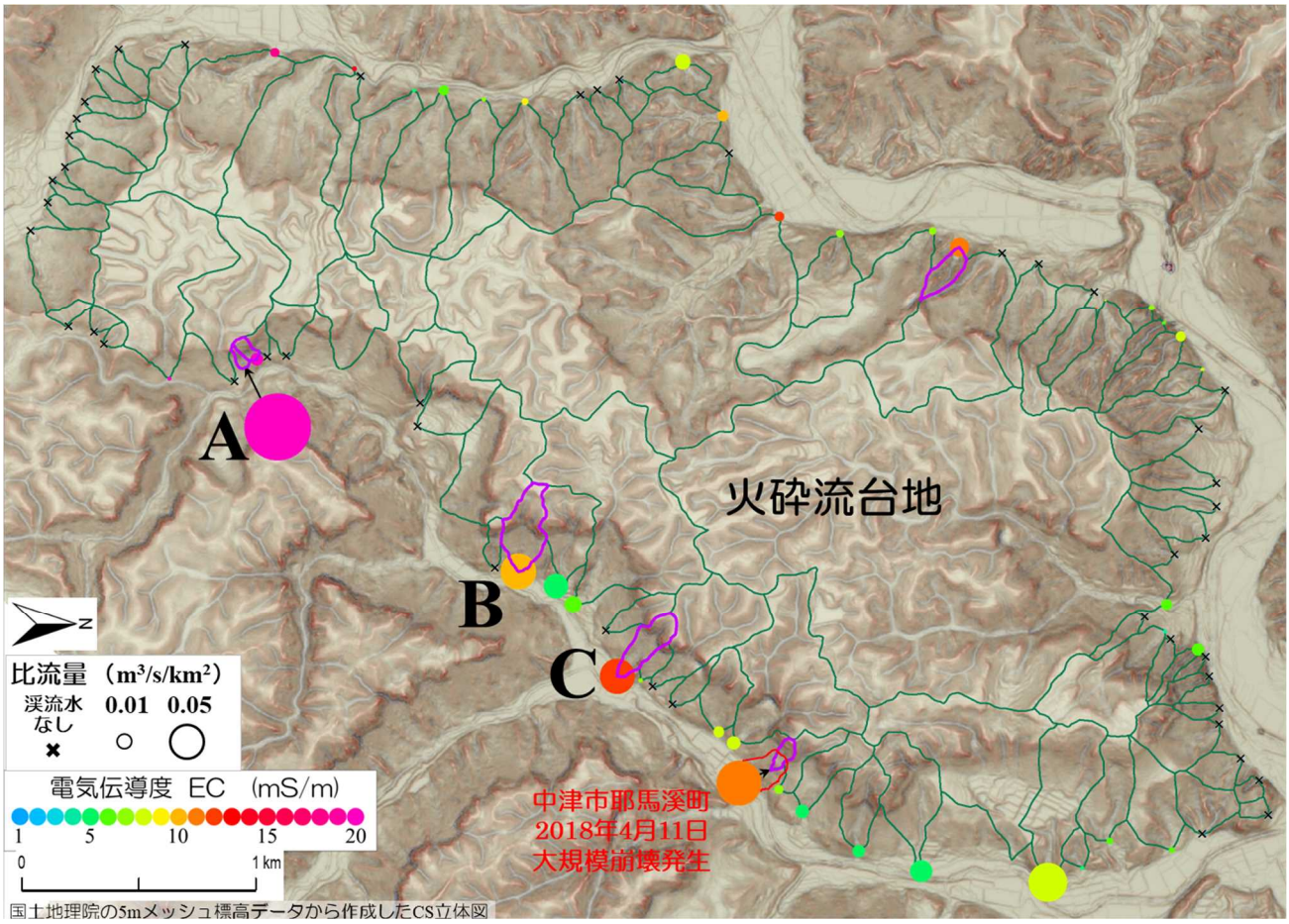


図３　火砕流台地周縁の 90 流域における比流量と渓流水 EC の分布

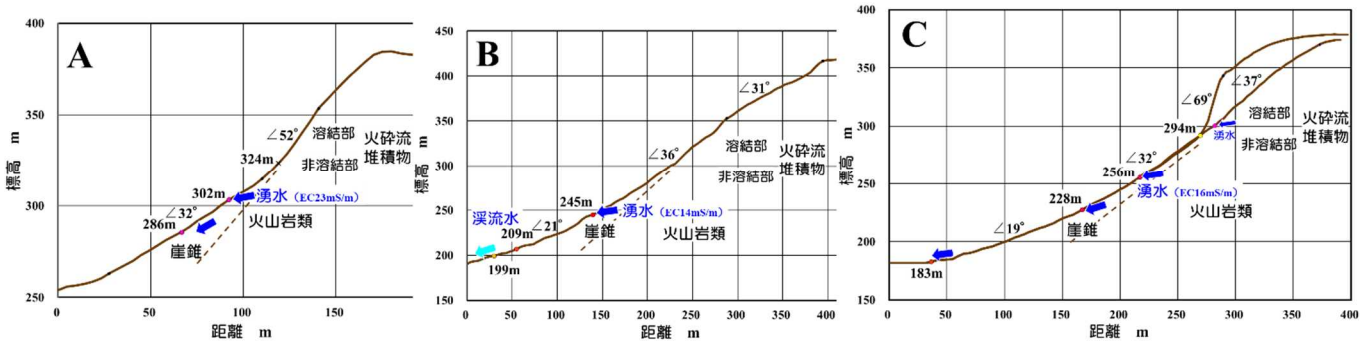


図４　火砕流台地周縁で比流量が大きかった流域の湧水分布

P-078

Development of Visualized Integrated Rainfall-Infiltration-Slope stability (IRIS) model

○Chen-Yu Chen, Jyun-Wei Chen, Chia-Hsing Lin, Chen-Yu Wu
Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan (台湾水土保持局)

1. INTRODUCTION

Rainfall is one of the most common causes of landslides. To understand the mechanism, occurring time and scale of landslides triggered by rainfall, the environment survey, setting up monitoring systems and establishing numerical simulation are the essential method to reduce casualties. According to the past case studies, the integrated rainfall-infiltration-slope stability model (IRIS model) can be applied to simulate the process of landslides during rainfall, and it is able to predict the occurring time and scale of landslides. This study improves the existing unfriendly user interface of IRIS model, and develops the visualized tool to display the change of water pressure in the soil and critical slip surface of landslide simultaneously.

2. MATERIALS AND METHODOLOGY

(1) Integrated Rainfall Infiltration Slope stability (IRIS) model

This study used the Integrated Rainfall-Infiltration Slope stability (IRIS) model to conduct the slope stability analysis. The IRIS model is divided into three stages. Firstly, the variation of water content is described by Richard's equation, performing finite-element method to solve the process of rainfall-infiltration. Secondly, the concept of limit equilibrium using Janbu's simplified method is utilized for slope stability analysis. Afterward, the critical slip surface is determined by dynamic programming method. (**Fig. 1**).

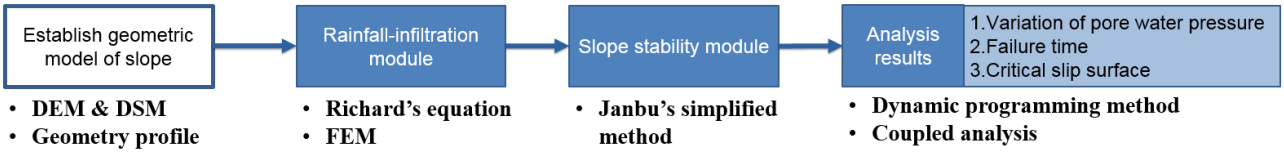


Fig. 1 The operating procedure of Integrated Rainfall Infiltration Slope stability (IRIS) model.

(2) Framework of visualized IRIS model

While the IRIS model had been verified the applicability for the simulation of landslides triggered by rainfall, its user interface was unfriendly (Tsutsumi and Fujita, 2008; Chen and Fujita, 2014). This study established a visualized user interface for IRIS model, and it is easy to use based on step by step procedure (**Fig. 2**). Moreover, the program of visualized IRIS model also offers the function of exporting dynamic GIF which can not only express the change of water content of soil but also the critical slip surface during simulation.

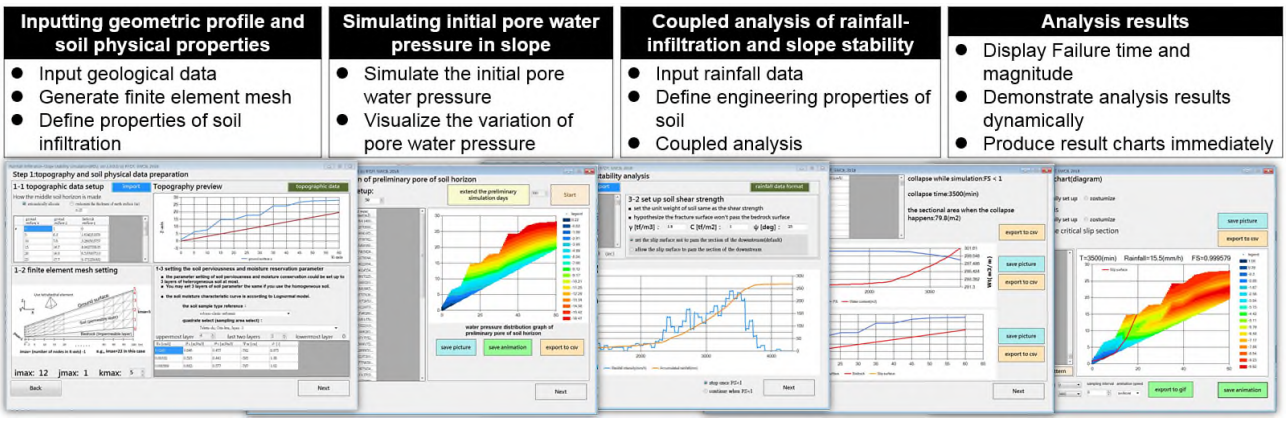


Fig. 2 The framework of visualized IRIS model.

(3) Case study

In this study, a landslide occurred at Wushen temple in Nantou, Taiwan will be introduced. During the torrential rainfall, a landslide near Wushen temple in Guoxing township, Nantou was occurred at 3:00 p.m. on 15th June in 2017. According to the precipitation in Changfeng rainfall station, which was the closet rainfall station to Wushen temple, the accumulated rainfall at slope failure time was 275 mm. In order to establish a post-disaster survey report, an unmanned aerial vehicles (UAV) has been used to investigate and measure the spatial information of this landslide. Afterward, a digital surface model (DSM) would be produced and used

to map the landslides zone. Moreover, the digital elevation model in 2011 which before disaster is used to compare with the digital surface model mentioned in post-disaster survey for estimating the landslide volume. Therefore, the landslide volumes can be estimated by the area and change of height. After estimating, the area of erosion equals 2,729 m^2 and the landslide volume equals 19,278 m^3 (**Fig. 3**). The parameters used in the simulation were listed in **Fig. 4** and **Table 1**.

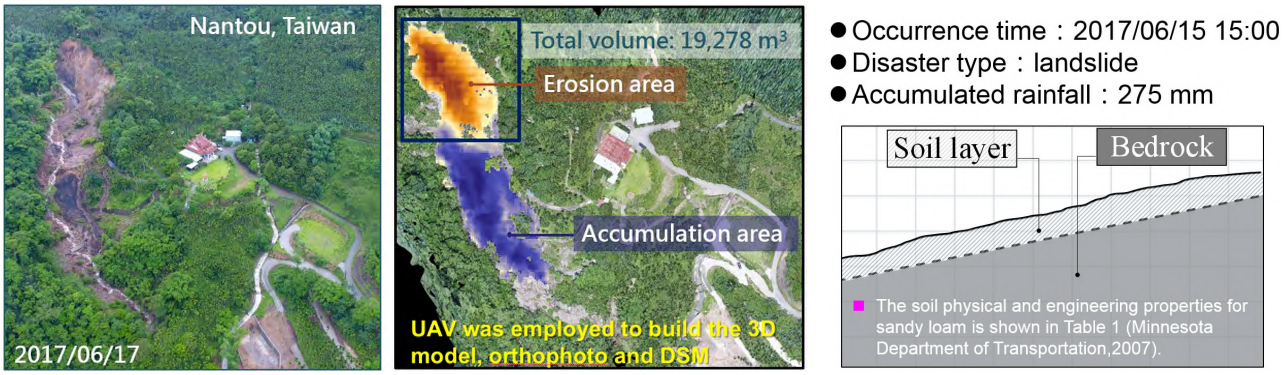


Fig. 3. The disaster photo and orthophoto after landslide in 2017

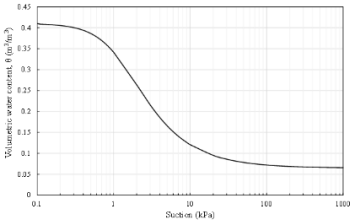


Fig.4 Soil-water characteristic curve of typical sandy loam

Table 1 The typical soil properties of sandy load

Soil properties	Max.	Min.	Avg.
Unit weight, γ (t/m³)	2.04	1.73	1.89
Cohesion, c′ (t/m²)	2.04	1.02	1.53
Friction angle, ϕ′ (degrees)	32	25	28.5
Permeability, k_s (m/s)	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}

(Minnesota Department of Transportation, 2007).

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

Because of the inhomogeneity and uncertainty in geology, this study tests different values based on the typical properties of sandy loam for back analysis. The test models of different values have 48 cases as shown in **Fig. 5**. Therein, SWCC is constant in each simulation case, and *c', ϕ'* and k_s is variable for 48 simulation cases. The best fitting result was shown as **Fig.6** (k_s =10^{-6} *m/s*, *c'*=1.52 *t/m²* & *ϕ'*=31°). The landslide occurrence time of the simulation result was similar with the actual landslide event. However, because the actual collapse maybe be formed by multi-stage, the landslide scale of simulation result was less than actuality.

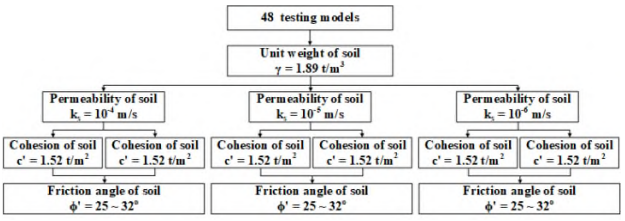


Fig.5 Flow chart for model testing

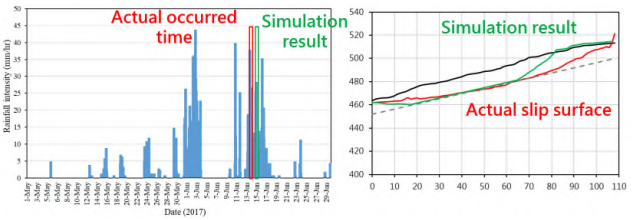


Fig.6 The simulation results

4. CONCLUSIONS

Applying the terrain data and soil parameters, IRIS model can simulate the scale and occurring time of landslide. The results showed that the visualized IRIS model cannot only predict the landslides well, but also provide useful teaching aids. (**Download IRIS software**: https://tech.swcb.gov.tw/Results/ResultsIRIS)

Keywords: Landslide, simulation, IRIS, Visualization.

References

1) Tsutsumi, D. and Fujita, M. (2008): Relative importance of slope material properties and timing of rainfall for the occurrence of landslides, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 1, No. 2, pp. 79-89.
2) Chen, C.Y., and Fujita, M. (2014): A method for predicting landslides on a basin scale using water content indicator, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 70, No.4, pp.I_13-I_18.
3) Minnesota Department of Transportation. 2007. Pavement Design. USA

P-079

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
-兵庫県北部積雪地域における地形・地質学的特徴と崩壊特性-

（一財）建設工学研究所　沖村孝，神戸市立工業高等専門学校　鳥居宣之
兵庫県県土整備部土木局砂防課　石田博彰　（現・兵庫県道路公社）
兵庫県但馬県民局新温泉土木事務所　鎗水正和，（一財）建設工学研究所　○中川渉，原口勝則，鏡原聖史

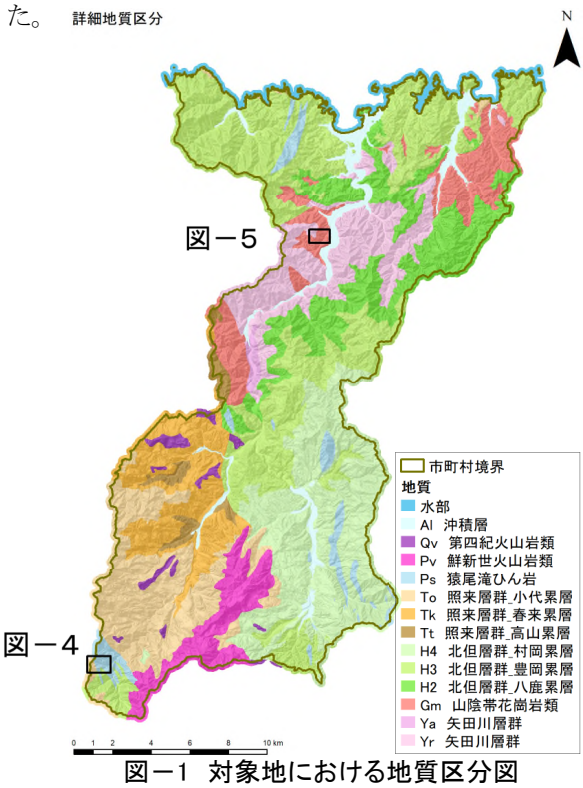
1. はじめに

兵庫県では，警戒避難活動に資するため，土砂災害警戒区域毎に降雨時の危険度を予測する「箇所別土砂災害危険度予測システム」(以下，システム)を表六甲山系において平成 24 年4月より運用を開始した。その後，現在までに県内 13 市町への導入が進んでおり，今年の6月からは土砂災害警戒情報を補足する情報として，一般への公開が予定されている。筆者らは，システム構築に際して新たに出現した問題と対応を報告してきている[1)]。

兵庫県北部の日本海側の積雪地域では，豊岡市では平成26年度，新温泉町では平成29年度，香美町では平成 30 年度にシステムを構築し，検証を行っている。本報告では，3市町のうち，香美町域において検討した地形・地質学特徴と崩壊特性について報告する。

2. 対象地と方法

兵庫県美方郡香美町域を対象とし，対象地における表層崩壊機構を検討するために，地形解析，文献調査，空中写真判読および現地調査を実施した。地形解析では，対象地における 10mDEM を使用した。過去の災害事例から，平成2年9月台風 19 号災害と平成 16 年 10 月台風 23 号災害にて発生した崩壊地を対象に判読した。

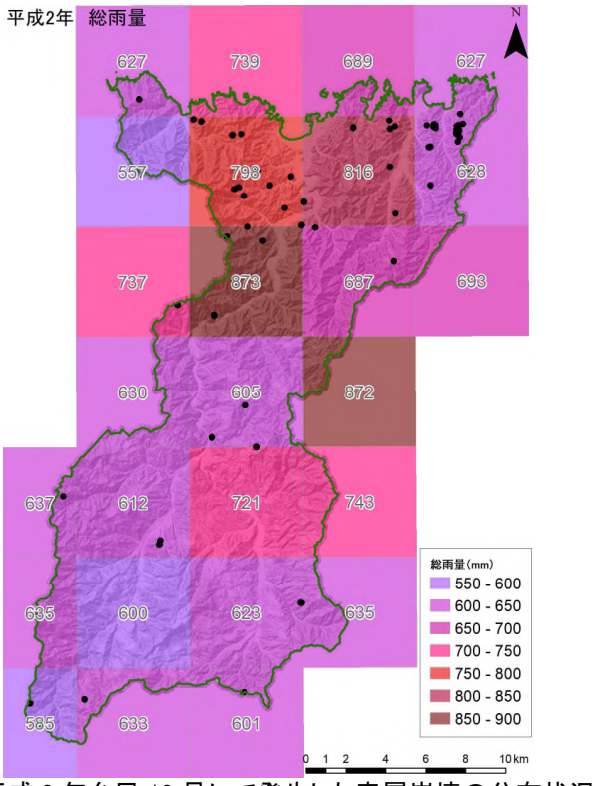


図－1　対象地における地質区分図

3. 対象地の地形・地質特性

対象地北部地域は，標高 200m 程度の小起伏山地で，矢田川，佐津川が，ほぼ南北もしくは南南西から北北東に流下し，日本海にそそいでいる。このため，主尾根が河川と平行に南北方向に連なり，枝尾根（二次尾根）はこれの直行方向の東西方向からやや北に伸びている。主尾根，枝尾根ともに山頂に幅の狭い小起伏面を伴っている。中部地域は，標高 500～700m 程度，南部地域で 1000m 以上となる。

中部地域と北部地域の境界付近の矢田川に沿って，当該地域では最も古い古第三系の矢田川層群と花崗岩類が東北東―西南西方向に帯状に分布する(図－1)。この両側に新第三系中新統の北但層群の地層が分布する。北但層群の地層は，海岸部から南部の養父市との行政界まで分布し，当該地域でもっと広く分布する。南部地域の西側には，新第三系鮮新統の照来層群が分布し，この上位を部分的に鮮新統の火山岩類，第四系の火山岩類が被覆する。香美町中部域から南部にかけては，北但層群の火山礫を含む砕屑岩，泥岩，砂岩が互層している。地質構造は，緩やかに東に傾斜する単斜構造を示し，ケスタ地形を形成している。

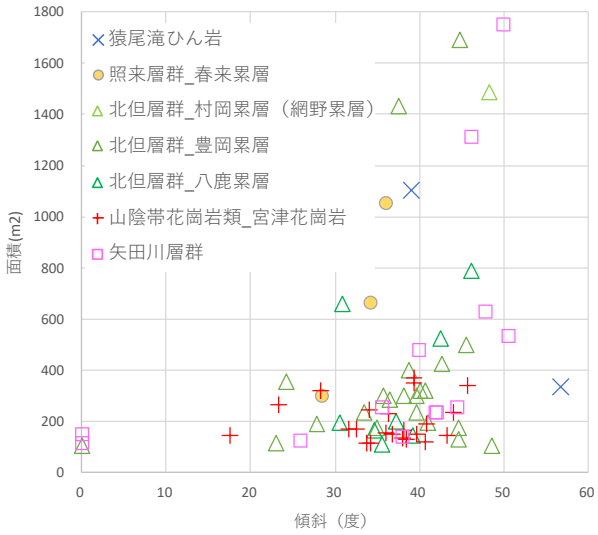


図－2　平成 2 年台風 19 号にて発生した表層崩壊の分布状況
（黒点：崩壊箇所）

4. 対象地の崩壊の特性

a)表層崩壊

図－2に本システムの対象となる表層崩壊の分布状況(平成2年台風19号)と降雨状況の重ね合わせを示す。崩壊地は花崗岩類，矢田川層群といった古い地層および北但層群で確認され，特に北部地域の小起伏山地に崩壊が集中している。地層ごとの崩壊面積と崩壊箇所の最大傾斜の関係を図―3に示す。傾斜 40 度前後で面積が 400m^2 未満の崩壊地が大半を占めている。



図－3　崩壊面積と最大傾斜の関係

b)地すべり，土石流

矢田川層群分布域より南方では，地層が東側に傾斜し，地質構想に起因した，ケスタ地形（差別削剥地形）が発達している。これにより，流れ盤となる東向きの斜面（矢田川や湯舟川の左岸側斜面）では，地すべり地形が発達している。また，受け盤斜面となる西側斜面では，階段状の浸食地形が見られ、矢田川、湯舟川の河床には古い時代の土石流堆や沖積錐が形成されている箇所が認められる。

c)崩壊特性

香美町の崩壊地は，町の北部に集中している。南部では行政界付近の高標高部に偏っている。行政界付近の高標高部（南部地域）では，雪崩による削剥地が多くみられ，渓流は渓床勾配がきつく，V 字谷で谷底低地の発達や崖錐堆地形の面積が低標高部に比較して小さい。これは，雪崩や雪渓による削剥作用(図－4)もしくは融雪期の流水による土砂運搬作用が大きいことが想定される。このため，香美町の南部では，降雨に伴う崩壊が発生しにくいことが想定される。

一方，香美町の中部域から南部にかけの渓流出口には，図－5に示すような顕著な土石流堆や沖積錐の発達するものがある。これらの集水範囲には，空中写真や地形図に顕著な崩壊地形は見られないものが多い。このことから，土石流堆や沖積錐はかなり古い時代に形成されたものであると推察される。誘因が降雨であるとすると，本検討の中で整理したよりもはるかに大きい降雨が過去に発生した可能性がある。対象地は日本海に面して基本的に県の南部に比較して降雨強度が低いが，記録的豪雨に際しては，土石流の発生に警戒する必要がある。

5. システム構築にあたっての留意点

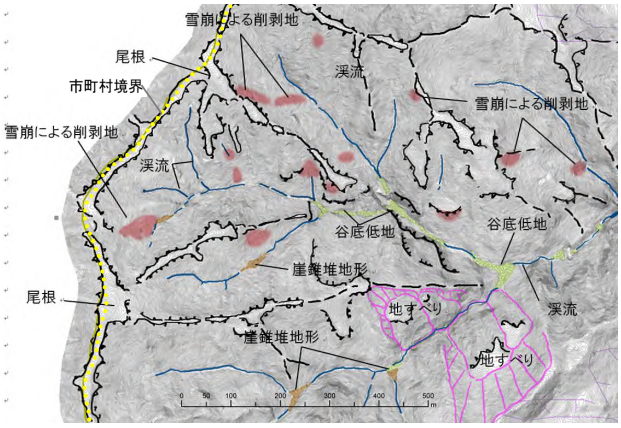
他市域の類似した地形や地質を基に構築したシステムでは，空振り率が 10%程度になる解析結果となった。これは他市域の標準的な空振り率が 2%前後であることと比較すると5倍程度の値である。前章までの検討より，対象地の南部では積雪の影響による土砂移動が卓越していると考えられ，これらをモデル構築にあたって考慮する必要があると考えられる。

6. おわりに

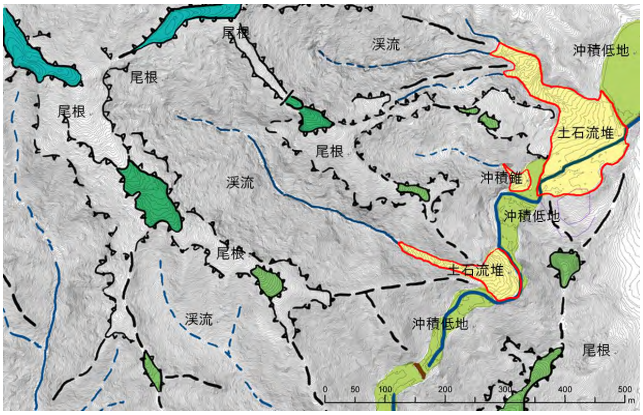
本報告では，積雪融雪を誘因とする土砂移動が卓越する地域について，地形・地質的な特徴をとりまとめ，崩壊特性について示した。今回の検討では空中写真の判読を基に検討を進めたが，今後は詳細な現地調査を実施し，結果のモデル化を検討する。

参考文献:

1) 沖村ら，兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-兵庫県内の新生代第三紀堆積岩類における地形・地質学的特徴と崩壊特性-，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018



図－4　高標高地に見られる雪崩や雪渓による削剥地の事例



図－5　渓流出口発達する土石流堆や沖積錐の事例

越美山系における深層崩壊に起因する土砂災害に対するハード対策の検討事例（その２）

国土交通省 中部地方整備局 越美山系砂防事務所　吉野睦，片桐知治，大森徹治，大前秀明
アジア航測株式会社　○坂口宏，江口友章，冨田康裕

1. はじめに

越美山系砂防事務所管内では，根尾西谷川流域を対象に天然ダムタイプ（短期決壊型）の深層崩壊現象に対する事前のハード対策を検討し，不透過型堰堤(ローダム)を 1 基新設することで堰堤下流域の氾濫被害を大幅に低減でき，かつ費用対効果も高いことを明らかにしている。本稿では、その後の検討として，根尾西谷川流域における深層崩壊対策として，新設堰堤の下流に位置する既設堰堤の取扱いや，深層崩壊に起因する土砂災害（土石流・天然ダムの決壊）の外力に対する補強対策の考え方について報告する。

2. 検討対象堰堤および計画対象現象

本稿における深層崩壊対策の検討対象堰堤および計画対象現象を以下に示す（図 1）。

① **検討対象堰堤**

計画堰堤：西谷川第 2 砂防堰堤

既設堰堤：倉見砂防堰堤・根尾西谷川砂防堰堤

② **計画対象現象**

天然ダムの決壊：最大規模×3 斜面

（根尾西谷川 20、根尾西谷川 15、根尾西谷川 34）

土石流：最大規模×2 斜面

（根尾西谷川右支渓 1110、根尾西谷川右支渓 413）

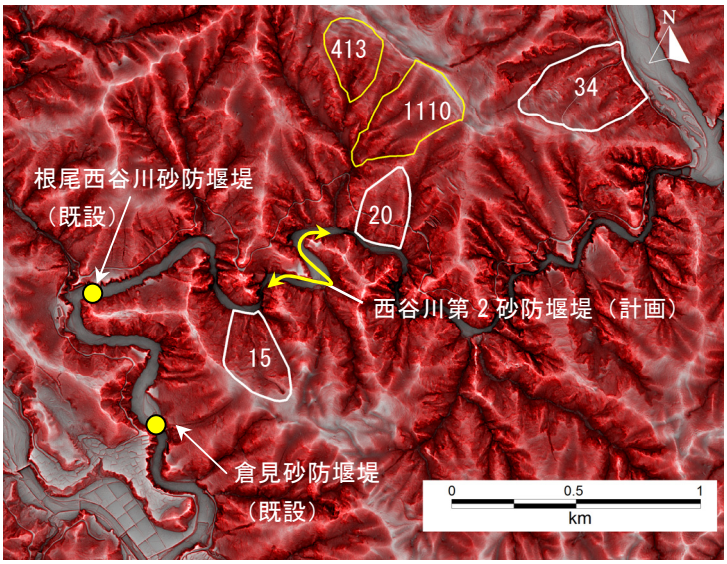


図 1 検討対象堰堤および計画対象現象

3. 安定性の照査

検討対象堰堤について，水系砂防計画の計画流量（現行基準）に加え，深層崩壊発生時（天然ダム、土石流）の安定性を評価した（表 1）。なお，既設堰堤（倉見砂防堰堤、根尾西谷川砂防堰堤）は，現況で満砂状態にあること，計画施設（西谷川第 2 砂防堰堤）は，完成直後は未満砂であるが 30 年程度で満砂すると想定されることより，満砂時の安定計算も実施した（表 2）。安定計算結果を以下に示す。

表 1 緩和条件

評価項目		通常設計	緩和設計	極限設計
転倒		荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3（ミドルサード）以内（B/6以内）	荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の1/3以内（底面中央の2/3内）まで許（B/3以内）	下流側つま先を超えない範囲まで荷重の合力線を許容（B/2以内）
滑動	砂礫地盤	安全率：n=1.2(1.5) ※	安全率：n=1.1（1.3）※（中間値）	安全率：n=1.0（極限まで緩和）
	岩盤	全体安全率：n=4.0（局所安全率：n'=2.0）	全体安全率：n=3.6（局所安全率：n'=1.8）	全体安全率：n=3.2（局所安全率：n'=1.6）
地盤支持力		安全率：3（長期）（極限支持力×1/3以内）	安全率：2（短期）（極限支持力×1/2以内）※通常設計の1.5倍まで許容	地盤支持力＝極限支持力

表 2 安定計算検討ケース

施設名	種別	堰堤高(m)	検討断面	水系計画			深層崩壊対策				
				平常時（地震時）	洪水時		天然ダムタイプ		土石流タイプ		
					空虚	満砂	空虚	満砂	未満砂	満砂	巨礫衝突
倉見砂防堰堤	既設	16.0	越流部	○	○	○	○	○			
			非越流部								
根尾西谷川砂防堰堤	既設	9.5	越流部		○	○	○	○			
			非越流部								
西谷川第2砂防堰堤	計画	14.5	越流部		○		○	○	○	○	○
			非越流部							○	○

① **既設堰堤（倉見砂防堰堤・根尾西谷川砂防堰堤）**

倉見砂防堰堤は，深層崩壊（天然ダム）の外力以前に水系計画現象で不安定である。まずは，水系計画現象規模に対応した補強が必要となる。根尾西谷川砂防堰堤は，水系計画現象では安定であるが，深層崩壊（天然ダム）の外力に対しては不安定となる（極限設計とした場合は安定）。

② **計画堰堤（西谷川第 2 砂防堰堤）**

深層崩壊（天然ダム）の外力に対し緩和設計であれば安定する（通常設計で安定する補強対策検討の余地有）。

また，土石流の外力に対しては，巨礫の衝突を考慮しない場合，越流部・非越流部ともに緩和設計であれば安定する。

4. 補強案の検討

4.1, 被害軽減額の確認

二次元氾濫シミュレーションを用いて，天然ダム決壊時の氾濫被害の低減に対する既存施設の影響を確認した。既設堰堤 2 基を補強した場合の被害軽減額 83.9 億円に対し，既設堰堤 2 基が流出した場合の被害軽減額は 82.2 億円で差は 1.7 億円（表 3）であり，既設堰堤の安定性は氾濫被害の軽減には寄与しないことが判明した。

表 3 氾濫被害の低減に対する既存施設の影響

検討ケース				被害額（億円）		
ケース No.	西谷川 第2砂防堰堤	根尾西谷川 砂防堰堤	倉見 砂防堰堤	①事業を実施しない場合（現況施設時）	②事業を実施した場合（深層崩壊対策完了時）	③ 被害軽減額 (①-②)
B1	OK	NG	NG	392.2	309.9	82.2
B2	OK	OK	NG	392.2	309.0	83.1
B3	OK	NG	OK	392.2	305.4	86.7
B4	OK	OK	OK	392.2	308.2	83.9

差 1.7 億円

4.2, 深層崩壊対応堰堤の選定

検討対象堰堤の制約条件（堆砂条件、地質条件，工事用道路、付帯施設など）を整理した上で，深層崩壊対応堰堤の選定フローを検討した（図 2）。

選定フローより，既設堰堤である根尾西谷川砂防堰堤と倉見砂防堰堤は，事前のハード対策は行わずに，深層崩壊の発生により万一被災した場合には事後の修繕・復旧で対応する方針とした。

計画堰堤である西谷川第 2 砂防堰堤は，通常設計で深層崩壊に対する事前の補強対策を実施する堰堤として位置付けた。

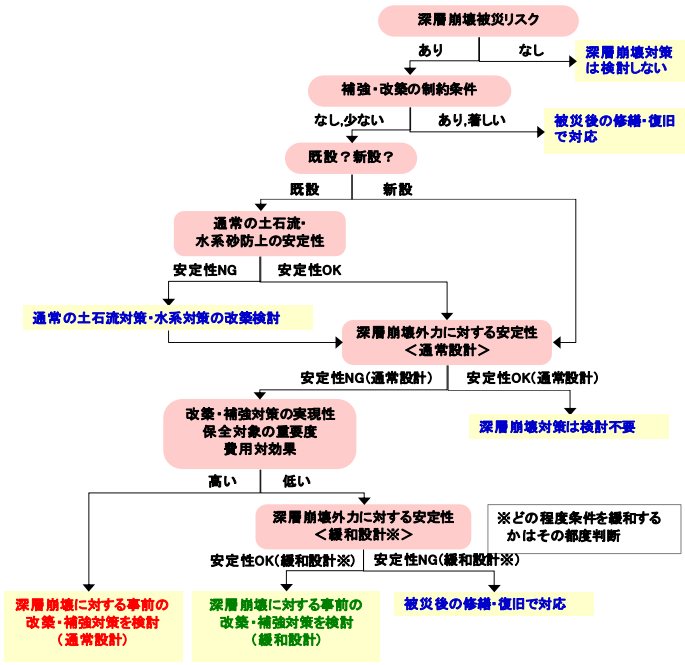


図 2 深層崩壊対応堰堤の選定フロー

4.3, 西谷川第 2 砂防堰堤の補強対策

事前の補強対策として，外的安定性の向上（堰堤の増厚やアンカー補強等）や内的安定性の向上（袖部の鉄筋補強等）が考えられるが，本検討では，基幹となる“本堰堤の本体の損壊を許容しない”対策を優先し，堤体の増厚を実施することとした。また，全国で被災した堰堤の事例収集結果より，本堤基礎の洗掘事例が最も多いことから，侵食対策（護床工）も事前対策として実施することとした。

5. 費用対効果による確認

費用対効果分析は，「砂防事業の費用便益分析マニュアル（案）」を踏まえ直接被害抑止効果（一般資産被害、農作物被害、公共土木施設等被害）及び間接被害抑止効果（営業停止被害、応急対策費用）を計上した。

費用対効果分析の結果，事前対策として選定した「堰堤の増厚＋護床工」は Case4 に該当し，B/C は 1 以上を確保できていることを確認した（図 3，表 4）。

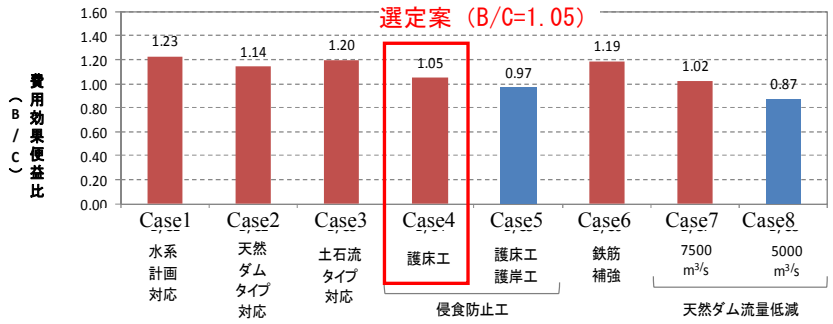


図 3 費用対効果分析結果

表 4 費用対効果分析ケース

ケース	内容
Case1	水系計画対応堰堤（事前対策無し） ※緩和設計を許容
Case2	天然ダム対応堤体断面 （決壊流量 10,741 m^3/s時）
Case3	土石流対応堤体断面 （土石流ピーク流量 1,940 m^3/s時）
Case4	天然ダム対応堤体断面＋護床工 （決壊流量 10,741 m^3/s時）
Case5	天然ダム対応堤体断面＋護床工＋護岸工 （決壊流量 10,741 m^3/s時）
Case6	土石流対応堤体断面＋袖部鉄筋補強 （土石流ピーク流量 1,940 m^3/s時）
Case7	天然ダム対応堤体断面 （決壊流量 7,500 m^3/s時）
Case8	天然ダム対応堤体断面 （決壊流量 5,000 m^3/s時）

6. おわりに

本検討により，根尾西谷川の深層崩壊対策として，計画施設の補強対策や既設施設の位置づけを明確化することができた。今後は選定した補強対策案の設計段階への移行とともに，事業化のために費用対効果の精査が課題である。

P-081

斜面崩壊源頭部における豪雨時の水みちの現地観測

株式会社東京建設コンサルタント　○梶　昭仁，小森潤二，宮田英樹
広島大学　小橋力也※1　広島大学大学院　内田龍彦，河原能久
（※1 現 中電技術コンサルタント）

1. はじめに

広島県では，平成 26 年 8 月豪雨に続き，平成 30 年 7 月豪雨によって大規模な土砂災害が発生した．

土砂災害の危険度は降水量と土壌中に貯留される水量に基づいて判定し，発表しているが，個々の斜面の降雨浸透・流出の詳細なメカニズムについては考慮されていない課題がある．

筆者らは，土石流発生の起因となる斜面崩壊の発生予測手法の高度化に向けて，雨水の浸透・流出過程のメカニズムを解明することを目的に，土石流が発生した林地斜面における現地観測を行った．

平成29年に実施した前報[1)]の現地観測結果では，斜面崩壊源頭部において，鉛直下向きに雨水が浸透するだけでなく，降雨強度が高まると，間隙構造やパイプが存在する層に水が供給され，土壌が下から浸潤している可能性を確認した．本稿では，平成 29 年の観測と比べて累加雨量が多く記録的な豪雨が発生した平成 30 年 7 月 5 日から 7 月 7 日に観測した土壌内の水理特性変化について報告する．

2. 現地観測の概要

現地観測は，広島市安佐北区の高松山南東側に位置する斜面で，2014 年 8 月豪雨で土石流が発生した箇所を対象とした．平成 30 年の観測は 5 月 10 日から 10 月 25 日まで行っている．観測機器の設置場所を図-1 に示す．平成 30 年の観測では，斜面内の浸透現象の縦断方向と水平方向の変化を明らかにするため，観測箇所を追加した．M2 地点は斜面崩壊源頭部直上に設置する M1 地点の上流側，J2 地点は M1 の水平方向に位置し，支渓の崩壊源頭部の上流側である．I2 地点は崩壊地の側方に位置する．山地斜面の雨水浸透を観測するため，圧力式水位計と TDT 式土壌水分計（3 深度：地表面基準 GL-30cm，GL-60cm，GL-90cm）を設置した（ただし，M2 地点の土壌水分計は欠側）．水位計と土壌水分計は地中の温度も計測した．また，源頭部からの流出特性を観察するため，M1 地点の下流側にインターバルカメラを設置した．なお，堰堤は災害発生後に新設されたものである．

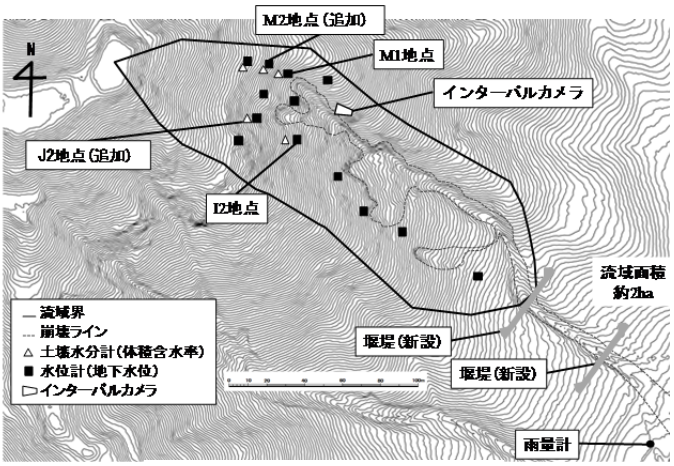


図-1　観測機器の設置場所

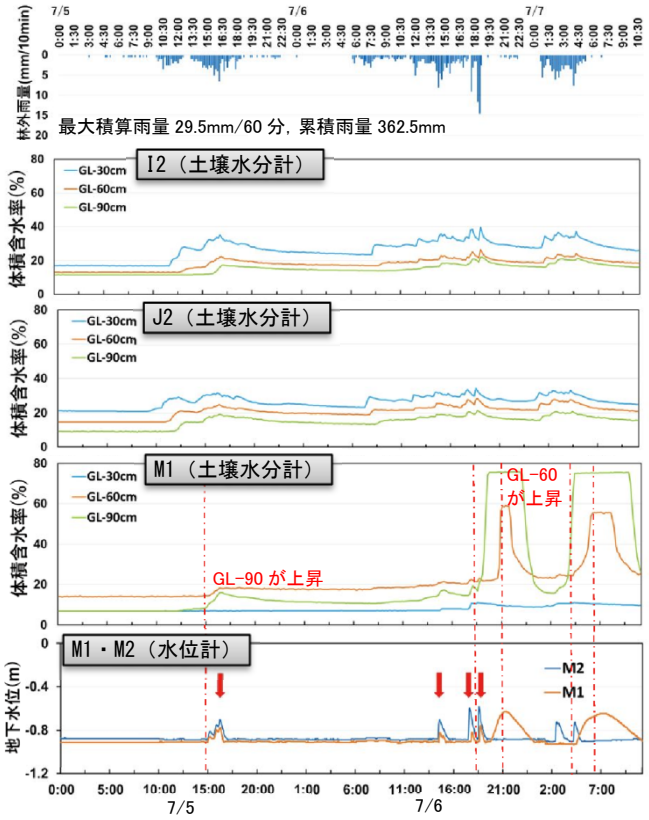


図-2　体積含水率と地下水位の変化

3. 観測結果と考察

3.1 体積含水率と地下水位の変化

体積含水率と地下水位の時間変化を図-2 に示す．源頭部から離れて位置する I2，J2 地点ともに，地表面に近いほど体積含水率が高く，GL-30 cmが先に反応し，GL-60 cmと GL-90 cmが時間経過とともに順に反応しており，鉛直下向きの浸透が発生していることがわかる．I2，J2 地点ともに地下水位計に反応は見られなかった．一方，源頭部直上の M1 地点では降雨に対して地下水位が急上昇し，ほぼ同時刻に GL-90cm の体積含水率が上昇した．また，地下水位が GL-60cm 付近まで上昇（7 月 6 日 21：00 頃）すると GL-60cm の体積含水率も急上昇した．M1 地点では地下水の圧力上昇の影響を受けて土壌が下から湿潤したと考えられる．

M1 地点の地下水位は M1 地点上流側の M2 地点と同様の反応（赤矢印 4 箇所）が見られたが，7 月 6 日 18：30 頃（左から 4 つ目の赤矢印）以降の水位変化が M2 地点と異なっている．M2 地点同様の降雨のピークに対する敏感な反応が無くなり，降雨のピーク

から遅れて緩やかに地下水位が上昇する反応となった．反応が変化した同時刻頃から，源頭部直下の渓流内で濁った流水の発生がインターバルカメラで確認された（図-3）．18：30 頃より前の 3 回の水位上昇時には流水の発生が見られなかった．即ち，この時発生した浸透流（パイプ流）により，細かい土粒子が輸送され，空隙が広がる等の地盤構造の変化や水みちの変化が生じた可能性があると推察される．

3.2 地中温度の変化

土壌水分計で計測した 3 深度の温度変化を図-4 に示す．I2，J2 地点は，雨水が鉛直下向きに浸透することで温度が上層から下層の順に伝わっている．

一方，M1 地点では，GL-90cm において，降雨のピークに対応する地下水位の上昇時には地中の温度が上昇する傾向にあるが，降雨のピークから遅れて上昇した地下水に対して，GL-90cm，GL-60cm の順に地中の温度が急激に低下し，7 月 7 日の 9 時頃には 15.6℃まで温度が下がった．この時，大気圧計で計測された温度は 19.5℃であった．

図-4 の最下段に，圧力式水位計により計測された M1，M2 地点の地下水位と温度変化を示す．M1 地点の温度変化は土壌水分計の GL-90cm の地中温度の変化と類似している．

ここで，降雨条件による地中の温度変化の検討を行うため，昨年の観測データと比較をした．比較した降雨は平成 30 年 7 月豪雨の現象と同様に，下層からの浸潤現象が土壌水分計で確認できた平成 29 年 9 月 11 日から 13 日のデータである．累積雨量は林外雨で 104mm，60 分の最大積算雨量は 39.5mm/h である．平成 30 年 7 月豪雨と比べ，降雨強度はやや強いが，累積雨量は 3 分の 1 以下である．図-5 より，降雨に対して地下水位が急激に上昇し，その影響を受けて土壌が下から湿潤したことが分かる．しかし，平成 30 年 7 月豪雨時に観測した地中温度の急激な低下は見られなかった．平成 29 年，30 年に観測した降雨のうち，平成 30 年 7 月豪雨に次ぐ 2 番目の累加雨量は 130mm 程度であったが，130mm 未満の降雨では急激な温度低下は見られなかった．

これらの観測結果から，平成 30 年 7 月豪雨時は地中より温度の高い降雨が浸透し，パイプ流となって土壌を下から湿潤することで起きた温度上昇に加え，さらに深い場所（水の出入りが激しい岩など）に蓄えられていた温度の低い地下水が下から吹き出したと考えられる．

4. おわりに

本観測では，パイプ流の発生前後で斜面崩壊源頭部付近の水みちの水理特性に変化があったことを示した．また、地中内の温度を計測することで，累加雨量の多い降雨波形に対して遅れて起こる地下水位上昇は，温度の低い深層の地下水の挙動であったことを示した．

参考文献

1）梶ら：広島市安佐北区高松山における斜面浸透・流出過程の現地観測，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.565-566，2018.



図-3　渓流内に流出するパイプ流

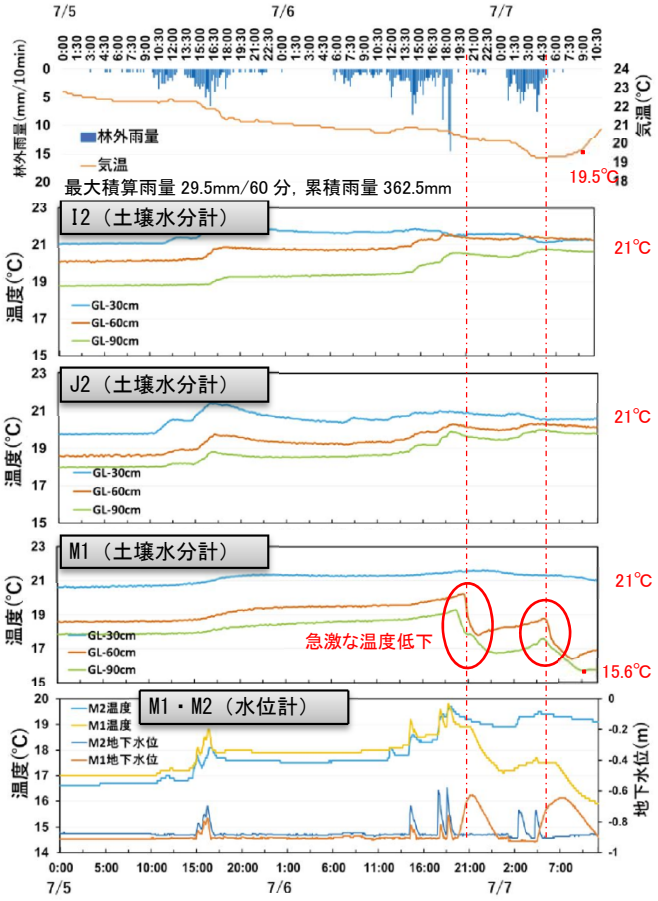


図-4　地中温度の変化

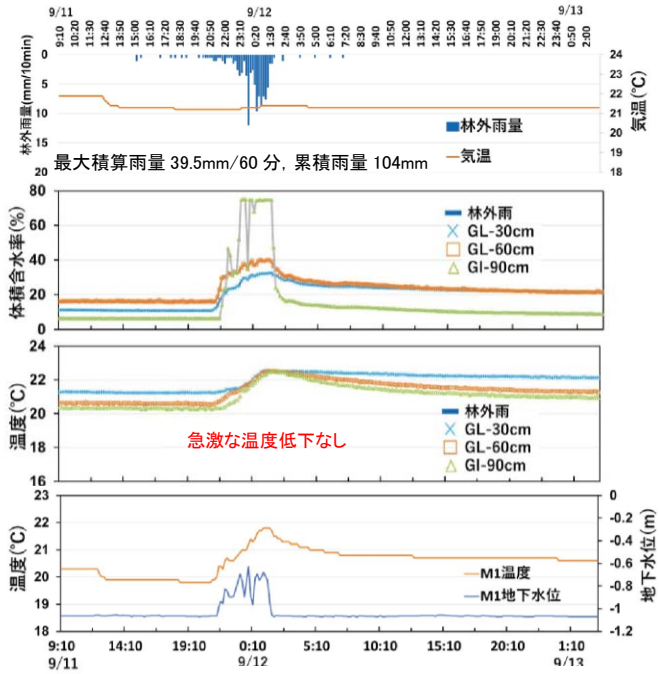


図-5　平成 29 年観測結果（M1 地点）

P-082

震源情報と地形を考慮した内陸型地震による斜面崩壊危険域

防災科学技術研究所　○飯田智之・山田隆二
アジア航測株式会社　　松田昌之・佐藤紫乃

1 はじめに

平成 30 年 9 月 6 日北海道胆振東部地震による犠牲者（41 名）の大半（36 名）は土砂災害によるものであり、地震による斜面崩壊予測研究の重要性が改めて認識されている。ここでは、防災科学技術研究所がこれまで実施してきた内陸型地震に伴う斜面崩壊の危険域評価に関連して、地形要因の影響を検討した。そして、昨年度提案した地震による崩壊分布モデルと併せて、斜面崩壊危険域予測図の検証を試みた。

2 地形要因分析

（1）分析対象地震と使用データ

・分析に用いた地震崩壊：各研究機関により作成された、2004 年中越地震（防災科研）、2008 年岩手・宮城内陸地震（森林総研）、2016 年熊本地震（防災科研）による面積 100m² 以上の崩壊分布図（ポリゴン）
・地震の震源情報と震源断層モデル：気象庁、国土地理院および文献による
・地形情報：国土地理院のいわゆる 10m DEM（緯度経度座標）を 10mDEM（平面直角座標）に変換

（2）分析方法（ArcGIS 等利用）

○検討地形要因：傾斜・曲率・尾根谷度
（=(地上開度－地下開度)／2)（千葉・鈴木、2008）
○方法：対象範囲の各要因ランク別の総メッシュ数と崩壊メッシュ数（重心が崩壊ポリゴン内のもの）の頻度分布図を作成し、両者の比を崩壊面積率として地形要因との関係を検討した。各地形要因計算の際にはいくつかウインドウサイズ(WS)を変えて検討。

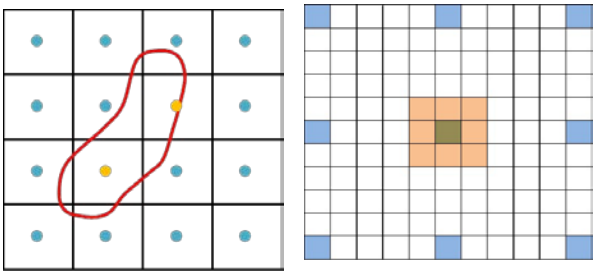
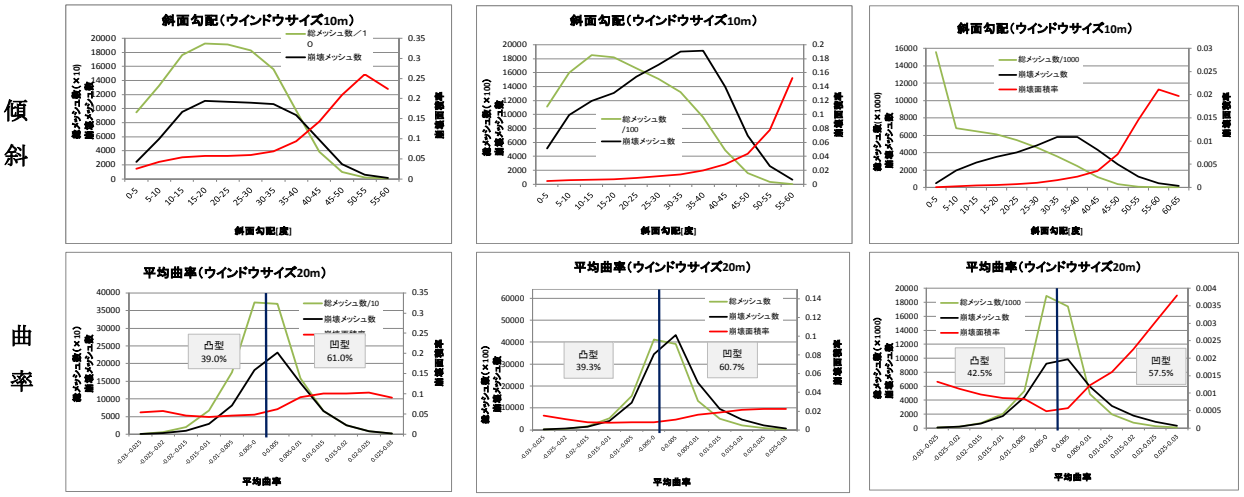


図 1 崩壊メッシュとウインドウサイズの説明図
（左図赤線：崩壊ポリゴン、右図赤：WS=10m、青：WS=50m の場合）

（3）分析結果

WS による傾向の違いはほとんどなく、また尾根谷度と曲率の傾向は同様であったため、尾根谷度の図は割愛した。傾斜については WS=10m、曲率については WS=20m のそれぞれのケースの地形要因ランク別の総メッシュ数および崩壊メッシュ数の頻度と崩壊面積率との関係を図 2 に示す。



中越地震　　岩手宮城内陸地震　　熊本地震

図 2 地形要因と崩壊面積率の関係

崩壊面積率と傾斜との関係に関しては、3 地震とも、30～40 度を超えると崩壊面積率は急激に増加する傾向が見られる。曲率との関係に関しては、谷（凹）型斜面（平均曲率正）の方が尾根（凸）型斜面（同負）より崩壊面積

率は大きい傾向がみられる。原因のひとつとして、このような空中写真による広域の崩壊域判読では、崩壊源だけでなく傾斜の緩い凹部の流走部や堆積部も含まざるを得ないことが考えられる。また、土砂災害に対する防災では、予測の正確さを示す的中率よりも、安全性を示す補足率の方がより重要である。同時に危険域の絞り込みも重要な要素となる。そこで、崩壊メッシュの補足率と傾斜との関係を**図 3** に示す。当然、傾斜の増加と伴に補足率は低下するが、絞り込みを考慮した 3 地震共通の傾斜閾値を 15 度とすると、補足率は、中越地震：77.6%、岩手・宮城内陸地震：80.0%、熊本地震：86.1%となる。本稿ではこの値を仮の閾値とする。

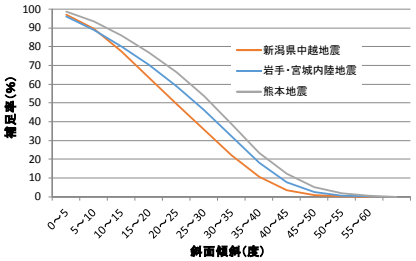


図 3 傾斜と崩壊メッシュ補足率の関係

3 内陸型地震による崩壊分布モデルの適用

崩壊分布モデル式は以下のとおりである（x：震源断層上端からの距離）

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

$$\mu=-0.188\times Slope+11.280 \quad (Slope\le 60^\circ)$$

$$\mu=0 \quad (Slope>60^\circ)$$

$$\sigma=1.560\times10^{-15}E+1.017$$

$$E=10^{(4.8+1.5M_j)}$$

μ：崩壊地分布の平均値（km），$Slope$：断層モデルの勾配（°），
σ：崩壊地分布の標準偏差，E：地震のエネルギー（J），
M_j：地震のマグニチュード（気象庁マグニチュード）

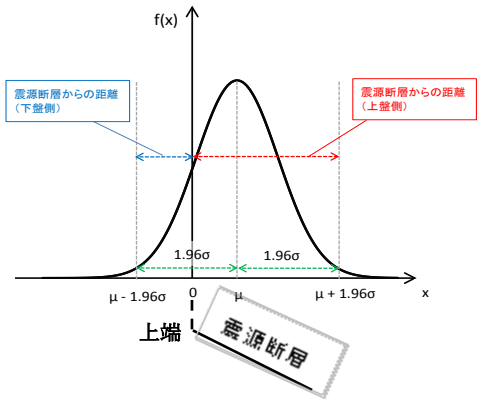


図 4 崩壊分布モデル式の説明図

崩壊危険域の震源断層上端からの距離を上盤側と下盤側で**図 4** のように定義すると、3 地震の震源情報とモデル適用結果は**表 1** のとおりとなる。

表 1 3 地震の震源情報

	発生年	断層傾斜	Mj	断層型	μ	σ	上盤距離	下盤距離
	（年）	（度）			(km)	(km)	(km)	(km)
新潟県中越地震	2004	53	6.8	逆	1.32	2.58	6.37	3.73
岩手宮城内陸地震	2008	31	7.2	逆	5.45	7.23	19.62	8.71
熊本地震	2016	60	7.3	横ずれ	0.00	9.79	19.19	19.19

3 つの実地震崩壊に対する、崩壊分布モデルの適用結果を**図 5** と**図 6** に示す。地震による崩壊危険域は、それぞれの地震の震源断層上端からの距離（**表 1** の上盤距離と下盤距離）内で、かつ傾斜 15 度以上の範囲（図の灰色部を省いたピンク部の範囲）となるが、実際の崩壊部（図の赤色部）は、概ねその範囲に含まれていることが分かる。

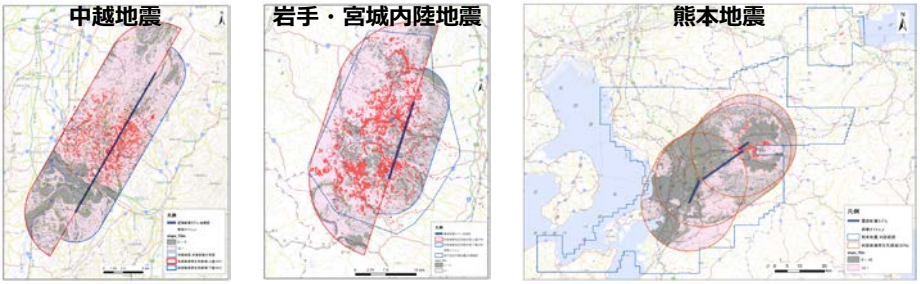


図 5 3 地震崩壊に対するモデル適用結果

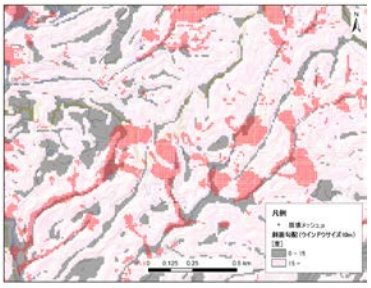


図 6 中越地震図の一部の拡大図例

4 まとめと今後の課題

崩壊分布モデル式を導入することで、内陸地震に伴う崩壊危険地域の一般化が可能になった。また、崩壊の発生に重要な地形要因として斜面傾斜を用いることで、地震による土砂災害の危険性の高い地域をある程度絞り込むことが可能となった。ただし、北海道胆振東部地震により多数の犠牲者を出した厚真町吉野地区のように、傾斜が緩い平野部でも斜面に近い地域は崩壊の流走部や堆積部となるため、安全とはいえない。今後は、これらも考慮して広域ハザードマップの精緻化を図る。

P-083

数量化Ⅱ類を用いた大規模地震が降雨による斜面崩壊発生場の特性に与える影響評価

北海道大学　○齋藤はるか※1・桂真也・梅谷涼太※2・林真一郎※3
（現所属　※1：朝日航洋(株)　※2：日本工営(株)　※3：(国研)土木研究所）

1. はじめに

近年、頻発する大規模な降雨により斜面崩壊が多発し、人家を巻き込むなどして甚大な被害を及ぼしている。こうした被害を防止・軽減するため、降雨による斜面崩壊発生場の特性に関する研究がこれまで精力的に行われてきた。近年、大規模な地震も頻発しており、大規模な地震の直後に大規模な降雨が発生する可能性が高まっていると言える。そうした検討を詳細に行った研究は少ない。そこで本研究では、平成 28 年熊本地震に見舞われた阿蘇地方を対象に、数量化Ⅱ類を用いて地震前の降雨と地震後 2 回の降雨による斜面崩壊発生場の特性を明らかにし、大規模地震が降雨による斜面崩壊発生場の特性に与える影響を明らかにすることを目的とした。

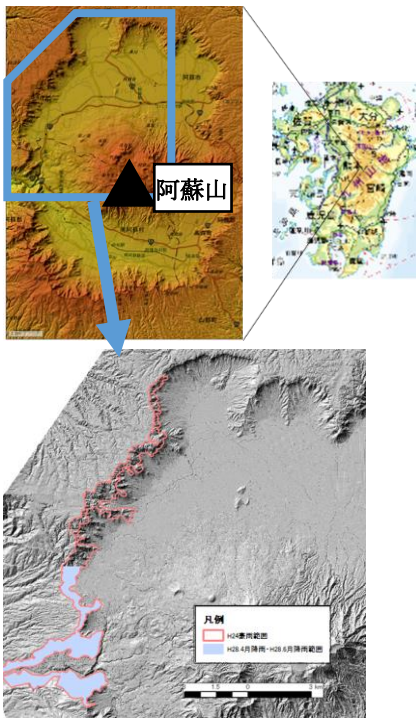


図 1.　研究対象地と解析対象範囲

2. 研究方法

研究対象地は熊本県阿蘇地方に位置する阿蘇カルデラ壁北西部である（図 1）。2016 年 4 月 16 日 01 時 25 分に発生した南北方向に張力軸を持つ横ずれ断層型の平成 28 年熊本地震（以下、「熊本地震」）により、震度 5 強から 6 弱の強い揺れに見舞われた。本研究対象地では、熊本地震前の平成 24 年 7 月九州北部豪雨（以下、「H24 豪雨」）により、多数の斜面崩壊が発生した。また、熊本地震後の平成 28 年 4 月 21 日の前線の通過に伴う降雨（以下、「H28.4 月降雨」）、平成 28 年 6 月 19 日～25 日にかけての梅雨前線の停滞による降雨（以下、「H28.6 月降雨」）によっても多数の斜面崩壊が発生した。カルデラ壁で見られる崩壊タイプ（久保田ら（2012），石川ら（2016））の内、前述の 3 つの降雨イベントで崩壊発生数が最も多かった溶岩類での新規崩壊を対象とした。溶岩類の分布、上記 3 つのイベントで共通して崩壊が多数崩壊した範囲、および後述する航空レーザー測量データ・空中写真の計測・撮影範囲を踏まえ、解析対象範囲は図 1 に示す範囲とした。解析対象範囲の面積は、H24 豪雨で 14.6km^2、H28.4 月降雨と H28.6 月降雨で 8.5km^2 である。

ArcGIS を用いて対象地の航空レーザー測量データから 1m メッシュの数値標高モデル（DEM）を作成した。各イベント前後の DEM で標高の差分を取り、負の変動がある箇所でかつ空中写真でも崩壊が確認できる箇所を斜面崩壊発生場として判読した。崩壊の規模を考慮して、以下の解析は 10m メッシュで行い、判読した崩壊発生場と一部でも重複するメッシュを崩壊メッシュ、それ以外を非崩壊メッシュとして扱った。

解析手法として数量化Ⅱ類を用いた。ArcGIS 上で算出した各イベント前の傾斜角、平均曲率（斜面の凹凸を表す指標で、正なら凸地形、負なら凹地形を示す）、Topographic Wetness Index（TWI）（斜面の湿潤度を表す指標で値が大きいほど湿潤であることを示す）、斜面方位、熊本地震時の最大加速度（H28.4 月降雨及び H28.6 月降雨のみ）を説明変数、崩壊の有無を目的変数とし、説明変数間の相関が低いことを確認した上で解析を行った。数量化Ⅱ類においては各説明変数の各カテゴリーに数値（カテゴリースコア）を与える。各説明変数のカテゴリースコアが正値側に大きいほど崩壊しやすく、負値側に小さいほど崩壊しにくかったことを表

す。カテゴリースコアの最大値と最小値の差（レンジ）が大きい説明変数ほど崩壊へ及ぼす影響が大きい（崩壊への寄与順位が高い）ことを表す。

表 1.　イベントごとの崩壊しやすいカテゴリーと寄与順位

寄与順位	H24豪雨		H28.4月降雨		H28.6月降雨	
	要因	崩壊しやすいカテゴリー	要因	崩壊しやすいカテゴリー	要因	崩壊しやすいカテゴリー
1	斜面方位	**南向き**	斜面方位	**北西**	傾斜角	**25°～**
2	TWI	**6以上**	傾斜角	**30°～**	斜面方位	**北**
3	傾斜角	**25°～**	加速度	**690gal～**	加速度	**690gal～**
4	曲率	**－0.06～－0.03**	曲率	**－0.06～－0.03**	TWI	**6以上**
5			TWI	**6以上**	曲率	**－0.06～－0.03 0～0.06**

3. 結果および考察

崩壊メッシュは、H24 豪雨で 591 メッシュ、H28.4 月降雨で 221 メッシュ、H28.6 月降雨で 1128 メッシュであった。数量化Ⅱ類による解析の結果、各説明変数において正のカテゴリースコアをとったカテゴリー、すなわち崩壊しやすいカテゴリーを表 1 に示す。傾斜角は全てのイベントで傾斜角が増加すると崩壊が発生しやすくなり、その傾向は地震前後で変わらなかった。平均曲率は、全てのイベントで雨水を集水しやすい-0.06～-0.03 で崩壊が発生しやすく、その傾向は地震前後で変化しなかったが、H28.6 月降雨ではそれに加えて地震の影響を受け不安定になったと考えられる 0～0.06 でも崩壊しやすいという結果になった。以上より、平均曲率においては地震の影響は 2 ヶ月経過しても残存していることが示唆された。TWI は 6 以上の斜面がより湿潤である箇所で崩壊が発生しやすく、その傾向は地震前後で変化しなかった。斜面方位においては、H24 豪雨では南東から南向き斜面で崩壊しやすいという結果になった。これは、他の方位の斜面よりも風化が進んでいたためと考えられる。一方、地震後の 2 回の降雨では、北西から北向き斜面で崩壊が発生しやすかった。熊本地震の発生機構である横ずれ断層では、断層面が延びていく方向で S 波の振幅が最大になり、断層に直交する方向に揺れを与える（川邉，2009）。そのため、地震後降雨では熊本地震の震源断層に直交し、地震で大きな揺れを与えられ不安定になっていたと考えられる北西から北向き斜面で崩壊が発生しやすかったと考えられる。したがって斜面方位において地震の影響は 2 ヶ月経過しても残存していると考えられる。加速度においては、690gal 以上で崩壊しやすいという結果となった。加速度が大きかった地域では、地震時に崩壊が発生していなくても山体が脆くなっていたために、地震後の降雨で崩壊が発生しやすかったと考えられる。

各イベントの寄与順位を比較すると（表 1）、地震後降雨では、斜面の集水しやすさ（曲率）や湿潤度（TWI）といった降雨の影響を表す要因よりも地盤の緩み（加速度）という地震の影響を表す要因の方が崩壊により寄与していた。また、斜面方位は全てのイベントで上位の寄与順位を示したが地震の影響を受けて、崩壊しやすい方位が地震前後で変化した。特に地震後降雨における崩壊しやすい斜面方位は、断層の向きなどが崩壊しやすい方位に寄与することが考えられるため、地震の特徴に注意する必要がある。

4. まとめ

本研究では地震前後の降雨による斜面崩壊発生場の特性を比較し、大規模地震が降雨による斜面崩壊発生場の特性に与える影響を明らかにした。地震の影響は 2 ヶ月経過しても残存していることが示唆されたが、こうした影響がいつまで残存するかについては今後検討していく必要がある。

【謝辞】本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」および JSPS 科研費 18H03819 の助成を受け実施しました。航空レーザー測量データは防災科学技術研究所と国土交通省、解析雨量データは国土交通省から提供を受けました。

【参考文献】石川芳治ら：平成 28 年熊本地震による土砂災害（2016），川邉洋：斜面災害発生に影響を与える地震動の諸性質（2009），久保田哲也ら：平成 24 年 7 月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害（2012）

P-084

現地調査から考察した ALOS-2/PALSAR-2 強度画像を用いた土砂移動箇所推定の可能性

国土技術政策総合研究所　○山下 久美子（現 国際航業）、鈴木 大和、
野村 康裕、野呂 智之（現 立山砂防事務所）
宇宙航空研究開発機構（JAXA）　宮崎 景太（現 三菱電機）、小野 清孝
リモート・センシング技術センター（RESTEC）　清水 孝一、平松 真宙

1　はじめに

近年、豪雨や地震に伴う大規模崩壊や被災範囲が広域にわたる土砂災害が多く発生しており、被害状況を迅速に把握するための広域監視技術が求められている。その中で、昼夜・天候問わず広域にわたる観測ができる合成開口レーダ（以下、SAR）を用いた大規模土砂災害の判読調査手法が提案され[1)など]、災害対応時における効果的な活用が目指されている。国土技術政策総合研究所（国総研）および宇宙航空研究開発機構（JAXA）では、効率的な流域監視手法や土砂移動箇所抽出手法の社会実装を目指し、JAXA が運用する SAR 衛星である ALOS-2/PALSAR-2 の観測データを用いて「陸域観測技術衛星 2 号「だいち 2 号」による土砂災害監視手法の開発に関する共同研究」を実施している。その中で、災害初動期対応として災害前後で観測された二時期 SAR 強度画像（以下、二時期画像と略す）を用いて土砂移動箇所の判読を行い、被災状況の報告を行っている。二時期画像は近年では平成 29 年 7 月九州北部豪雨や平成 30 年 7 月豪雨、平成 30 年北海道胆振東部地震などで緊急観測および判読を行い、判読結果は現地での調査箇所検討などの災害対応に役立てられている。

SAR 画像の視認性は、斜め観測の原理上、観測条件や地形条件、土地利用条件に大きく依存し、土砂移動箇所の判読精度にも影響する。二時期画像で判読しやすい土砂移動の規模や形状、地形条件については研究が進んできている[2)など]。しかし、SAR 画像の視認性を現地の事象と照らし合わせている研究は少ない。現場の状況と SAR 画像での見え方から被害状況の解釈を整理することは、今後 SAR 画像を用いて災害時の初動対応を的確に行っていく上で非常に重要である。

本研究では、平成 30 年 7 月豪雨で発生した土砂災害における SAR 画像判読調査と、判読結果を基に実施した現地調査から、土砂移動箇所の実際の現地状況と SAR 画像上の視認性との関係を考察し、SAR 画像を用いた災害調査の有用性および留意事項を整理することとした。



図-1　研究対象地域

2　研究方法

研究対象地域は、平成 30 年 7 月豪雨で土砂移動が確認された広島県坂町小屋浦地区および同呉市安浦町市原地区を選定した（図-1）。判読に用いる二時期画像は、ALOS-2/PALSAR-2 が災害前後に観測した HH 偏波 SAR 強度画像をカラー合成して作成した。二時期画像は、災害前後を比較して後方散乱強度が弱くなる場合には赤く、強くなる場合には青く表現されるため、災害前後で地表面被覆に変化があった箇所を容易に抽出できる特徴がある[3)]。

二時期画像から土砂移動の可能性がある後方散乱強度の変化箇所を目視判読し、その範囲を示すポリゴンデータ（以下、「判読ポリゴン」）を作成した。土砂移動現象による「崩壊」と「堆積」は区別して判読を行った。次に、判読ポリゴンと災害後に撮影された空中写真（国土地理院撮影）と比較し、空中写真で確認できる土砂移動範囲と対応するものを「判読成功」、判読できなかったものを「見逃し」と判定し、視認性を確認した。その後、机上での確認結果をもとに現地調査を実施し、地形的特徴や土地被覆などの現地状況から、二時期画像の視認性や判読結果の要因について考察を行った。

3　研究結果

3.1　二時期画像判読

坂町小屋浦地区では、土砂洪水氾濫により集落に大量の土砂が堆積したことが確認されている。二時期画像では、集落付近は堆積による青の変状が所々で判読できる程度で、広域にわたる変状は判読できなかった。集落の上流側では、天地

川に沿った渓流部分や周辺の谷筋において、赤の変状が判読できた。

呉市安浦町市原地区では、集落域における大量の土砂流出に加え、野呂川を挟んで複数の斜面からの土砂移動が確認されている。二時期画像では、集落域において明瞭な青の変状が見られた。また、野呂川を挟んだ北側斜面では赤と青の筋状の変状が判読できたが、南側斜面では同様の変状は判読できなかった。

3.2　現地調査による要因分析

坂町小屋浦地区の集落域では建物が密集し、建物の間や道路に土砂が堆積していた。建物密集地では地表と建物の 2 回散乱の影響で、災害前後ともに後方散乱強度が高いため、画像が白くなり堆積の判読が困難となったと考えられる。他方で集落の上流域では、森林の消失や河道内における礫や流木の堆積など、土砂移動の痕跡が確認された。土砂移動の痕跡と二時期画像の赤の変状の分布は整合が見られ、森林の消失による後方散乱強度の低下を捉えていたと考えられる（図-2）。すなわち、直接的な判読が困難な扇状地や埋立地といった集落等における被害状況推定のためには、上流域の土砂移動状況に着目することで、下流域での土砂流出被害をある程度予測できる可能性がある。



図-2　坂町小屋浦地区の各種画像

呉市安浦町市原地区の集落域では、被災前は農地であった土地に大量の巨礫や土砂、流木が堆積していた。巨礫などの堆積により地表面の粗度が大きくなったため後方散乱係数が増加し、二時期画像において明瞭な青の変状が見られたと考えられる。また、野呂川を挟んだ斜面では、北側・南側の両斜面において、谷筋に沿った土砂移動が確認された。谷筋での土砂移動の場合、崩壊範囲は森林の消失により後方散乱係数が減少し二時期画像において赤く、電波照射方向と正対する斜面の崩壊範囲は 2 回散乱の影響で青く着色され、土砂移動の様子が赤と青の筋状で表現される。そこで、山下ほか（2019）[2] に基づき、当該斜面の衛星観測条件に基づく地形条件を確認したところ、北側斜面では土砂移動の判読がしやすい斜面分布となっていた一方で、南側斜面は判読しづらい斜面および SAR 画像の観測原理的に判読が困難な領域（不可視領域）が分布していた（図-3）。発生形態が同じ土砂移動現象であっても、斜面方位などの地形条件によって二時期画像における視認性が大きく異なることが確認された。

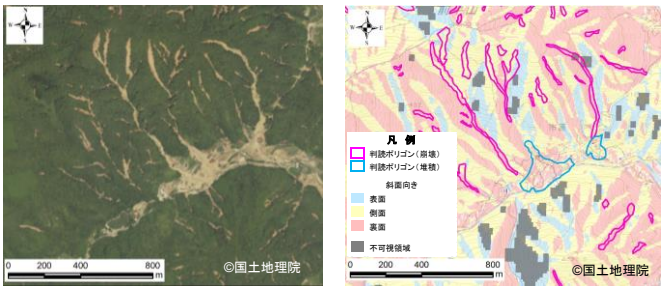


図-3　呉市安浦町市原地区の地形条件と判読精度の比較

4　まとめ

本研究によって当該箇所の土砂移動状況が SAR 画像上で確認できない場合においても、周辺斜面や渓流の判読結果と照らし合わせることで、被害状況の把握につながることがわかった。二時期画像からすべての土砂移動現象を判読することは困難である。しかし現地被害状況や地形条件など、複数の情報を組合せた上での画像視認性評価を蓄積していくことで災害時に SAR 画像を活用することができる。

【謝辞】

判読には、（国研）宇宙航空研究開発機構が所有する ALOS-2/PALSAR-2 データを提供頂きました。ここに記して謝意を表します。なお、本研究は JAXA との共同研究「陸域観測技術衛星 2 号「だいち 2 号」による土砂災害監視手法の開発に関する共同研究」の成果の一部です。

【参考文献】

1）水野ほか（2014）：2 偏波 SAR 画像による大規模崩壊及び河道閉塞箇所の判読調査手法(案)，国土技術政策総合研究所資料，No.791

2）山下ほか（2019）：二時期 SAR 強度画像を用いた土砂移動箇所判読精度の検証 - 平成 29 年 7 月九州北部豪雨の事例 - ，砂防学会誌，71(6)，pp.21-27

3）阪上ほか（2017）：二時期衛星 SAR 強度画像を用いた土砂移動箇所の判読特性（平成 28 年熊本地震を例に），平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.460-461

P-085

阿蘇カルデラ壁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測

鹿児島大学農学部 ○宮本祐成・地頭薗隆・天野祐一朗
CROSS-ENGINEERING　清﨑淳子

1. はじめに

平成 28 年熊本地震は，阿蘇カルデラにおいて多様な土砂移動現象を発生させた。土砂移動現象の中には崖錐斜面や丘陵地の火砕物堆積斜面で深い地下水が関与した崩壊がみられた。深い地下水が関与した崩壊は，土砂量が多いこと，崩壊土砂が長距離移動して被害が広範囲に及ぶこと，危険斜面として注意されない緩斜面でも発生することなどの特徴をもつ。本研究の目的は，阿蘇カルデラ壁を対象として渓流水と湧水を活用し，深い地下水が関与した崩壊の危険箇所を抽出することである。

2. 渓流水・湧水を活用した崩壊予測手法

図 1 は，渓流水と湧水を活用して深い地下水が関与した崩壊が発生する恐れのある流域と斜面を抽出し，警戒避難対応を行う作業手順である。**①流域レベルでの評価**：カルデラ壁に小流域を設定して，降雨が一週間以上なかった後に，渓床に基盤岩が露出しているなどの条件を満たす，渓流水が伏流していない箇所で流量を計測する。測定される流量は，流域面積が数 km^2 未満と小さく，降雨後一週間以上経過して測定しているので，基底流量を把握していると考えてよい。同時にポータブル電気伝導度（EC）計を用いて渓流水 EC を測定する。EC は渓流水中の溶存イオンの総量であり，地下水が流動する過程で岩石から溶出するイオンを取り込むことから，地下水が流出している付近の渓流水は EC が高くなる。渓流水 EC が高くて比流量が大きい流域は，地形的流域界を越えた地下水が流域内に流入している可能性があり，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出する。**②斜面レベルでの評価**：抽出された流域内で湧水の分布を調査する。湧水流量が多い斜面の背後には地下水が集中しており，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断する。**③警戒避難対応**：危険斜面が特定されると，その斜面の湧水流量を監視して警戒避難対応を行う。

3. 危険渓流の抽出（流域レベルでの評価）

カルデラ壁に設けた 215 渓流（面積 0.02～3.88km^2，平均 0.35km^2）において水文調査を実施した。調査日は，平成 29 年 12 月 13～16 日，12 月 27～28 日，平成 30 年 1 月 5～8 日，1 月 18～21 日，12 月 15～16 日，12 月 26～29 日，平成 31 年 1 月 12～14 日，1 月 17～20 日である。図 2 は，215 流域について比流量と渓流水 EC の分布を示したものである。カルデラの北東側には低水時の比流量が大きい渓流が分布しているが，西側や南側は低水時に涸れる渓流が多い。また，北東側の渓流水 EC は通常の河川水より高い 10mS/m 以上を示しており，深い地下水が関係していると判断される。渓流水 EC が高くて比流量が大きい渓流は，流域内に地形的流域界を越えて地下水が集中している可能性があり，このような流域において地震や大雨で崩壊が起こると，土砂が多量の地下水を含んで長距離流下し，大きな土砂災害を引き起こす恐れがある。仮に，渓流水 EC が 10mS/m 以上かつ比流量が 0.02$m^3/s/km^2$（215 流域の流量合計を流域面積合計で除した平均比流量）以上の流域を抽出すると，図 2 の流域界を紫色で示した流域である。

4. 危険斜面の抽出（斜面レベルでの評価）

前節で抽出された流域において湧水調査を行った。以下，カルデラの北東側流域の調査結果を示す。標高 600～700m に湧水帯がみられ，崖錐斜面から点状あるいは帯状に多量の地下水が流出しており，それより上流側は渓流水がほとんどなく，明瞭な湧水も確認できなかった。図 3 は，カルデラの北東側に位置する 2 渓流の縦断図に湧水箇所を記入したものである。湧水帯は，Aso-1 火砕流と Aso-2 火砕流の地層境界付近にあたり，それより上流の Aso-2 火砕流，Aso-3 火砕流および Aso-4 火砕流の地層境界付近には低水時の湧水はみられなかった。

湧水流量が多かった斜面の背後には地下水が集中する地下構造が推定され，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断される。また，斜面脚部に発達した崖錐は湧水によって常に飽和した状態であり，地震や大雨で崩壊すると土砂が流動化して被害が広範囲に及ぶことも考えられる。

末筆ではあるが，本研究の一部は国土交通省河川砂防技術研究開発制度によるものである。ここに記して謝意をします。



図１　渓流水・湧水を活用した崩壊発生の予測

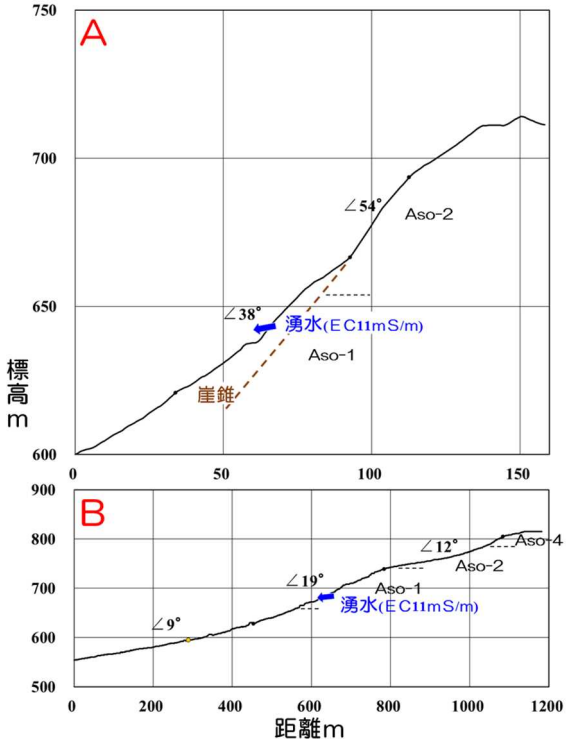


図３　カルデラ北東側流域の湧水分布

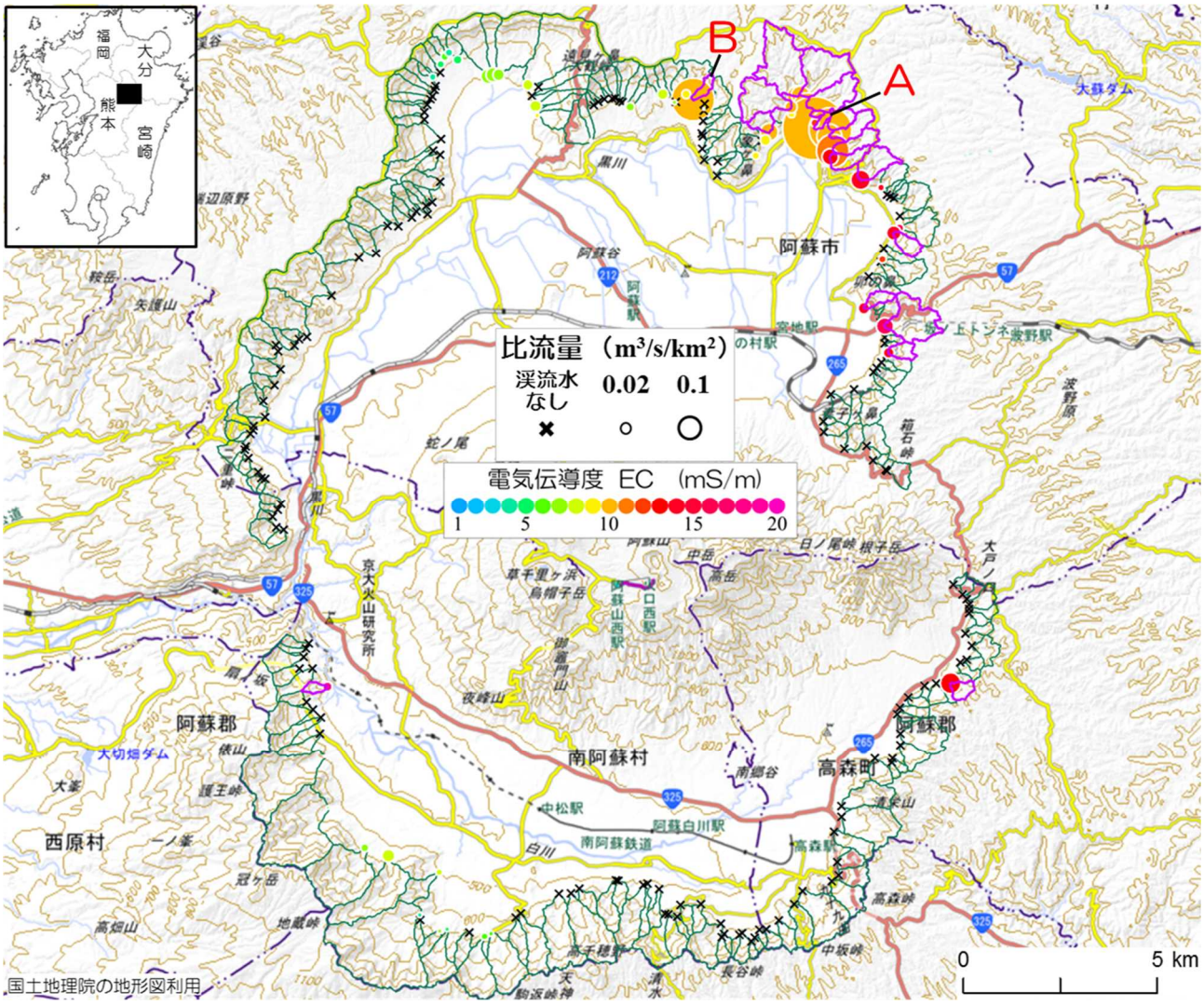


図２　阿蘇カルデラ 215 流域における比流量と渓流水ＥＣの分布

P-086

崩壊発生形態に着目した表層崩壊発生危険度評価の適合性について

国土交通省　湯沢砂防事務所　赤沼　隼一，福田　光生[1)]，後藤　健[1)]，樫田　司紀
パシフィックコンサルタンツ株式会社　○伊藤 達哉，野池 耕平[2)]，松澤 真，蔭山 星，飛岡 啓之
1）現　北陸地方整備局河川部，2）現　東日本旅客鉄道株式会社

1．はじめに：

砂防事業における施設配置計画の立案や整備優先順位の評価は，要整備土砂量，既往災害の有無，重要交通網の有無，保全対象の重要性・距離等を総合的に判断し，実施している。この判断基準の一つに，深層崩壊の発生リスクが採用されることがあるが，表層崩壊の発生リスクについては採用されることは少ない。これは，流域の荒廃状況，崩壊実績及び打荻式[1)]での新規崩壊土砂量の想定で包括されていると整理されているものと想定されるが，それらのみで小流域単位での表層崩壊の危険性や保全対象への危険性は評価しきれていないと考えられる。

湯沢砂防事務所では，小流域単位での表層崩壊の発生危険度を施設配置計画に反映させることを目的に，これまで平成23年7月新潟・福島豪雨（以下，H23.7豪雨）により多数の崩壊が発生した登川流域[2)]において，簡易な表層崩壊危険度評価法[3)]が適用性について検討してきた。しかし，既往検討では，再現性が低い結果となり[4)]，検証手法の改善が求められていた。原因として，流域内に様々な崩壊発生及び土砂移動の形態があるが，これらすべての土砂移動形態を教師データとして扱っていたこと，与条件である降雨量（降雨強度）を流域一律の値としていたことが考えられた。このため，本事例においては，簡易な表層崩壊危険度評価法の適用性の向上のために，空中写真の再判読及び現地調査結果に基づき，崩壊発生場の地形的特徴を考慮し，崩壊発生形態を7つの区分に分類するとともに，Cバンド解析雨量を用いた表層崩壊発生危険度評価を実施した。

2．崩壊発生形態に着目した危険度評価：

1）対象流域と崩壊発生

今回検証を実施した登川は，信濃川水系魚野川の右支川で，流域面積84.5 km^2，流路長18.5 km，平均河床勾配1/16の河川である。地質は主に花崗岩が分布しており，全般的に開析が進行した地形で山頂付近まで露岩している。

H23.7豪雨では登川流域の清水観測所で，最大1時間雨量62 mm，連続雨量522 mmを記録した。Cバンド解析雨量から左岸側と比べ右岸側の降水量が多いこと，それに伴い崩壊も右岸側が多いことが分かる（図-1）。H23.7豪雨前後の航空レーザ測量結果及び空中写真判読結果によると，崩壊面積率は0.65％で，新規崩壊1,498箇所及び崩壊生産土砂量約55万m^{3}であった[2)]。山地の開析程度を表現する[5)]地形開析区分図を図-2に示す。崩壊地は開析斜面下部において多く分布しており，崩壊面積の分布頻度は79％である。

2）評価手法

本検討では，既報[4)]と同様にH-SLIDER法とC-SLIDER法を組み合わせて[3)]検討を実施した。H-SLIDER法は，地表面地形，土層厚，土質強度及び飽和透水係数を実測し，斜面安定解析及び定常状態を仮定した水文モデルを組み合わせた簡易な評価モデルであり，斜面スケールの表層崩壊の発生危険度を評価する。C-SLIDER法は，H-SLIDER法により同定したパラメータを用いて渓流単位での崩壊発生危険度を積上げ，渓流の集合体である流域における表層崩壊の相対的な発生危険度を評価するものである。地形データは，国土地理院発行の数値標高モデル（DEM）10mメッシュにより設定した。

3）崩壊現象の分類

H23.7豪雨により発生した崩壊地の判読結果は，表層崩壊以外にも渓岸侵食や崩壊跡地の拡大崩壊等も含まれており，それらは今回の評価手法での再現が難しい現象であり，既

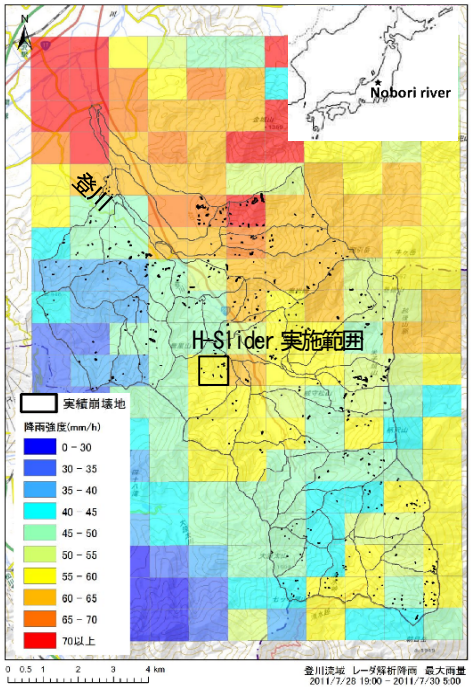


図-1　登川流域のCバンド解析雨量

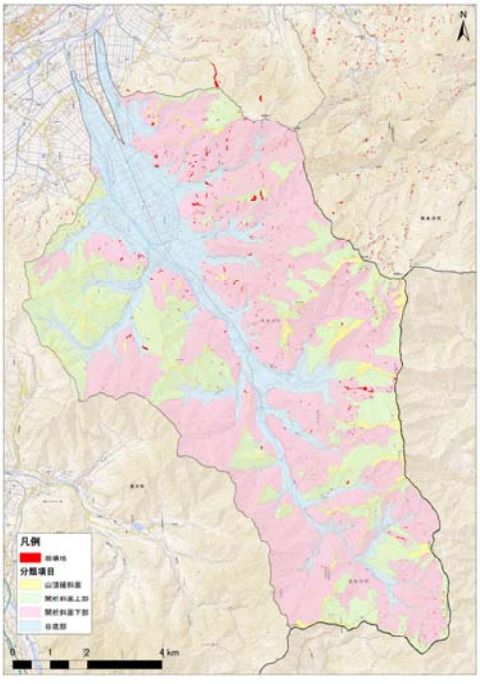


図-2　登川流域の地形開析区分図

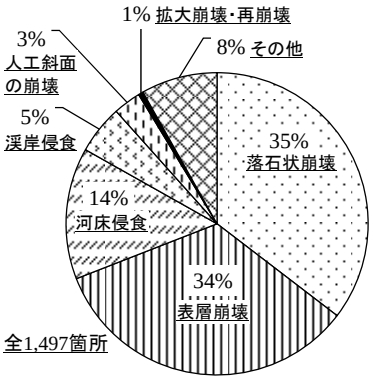


図-3　崩壊現象別の分布比率

報の再現性の低さは表層崩壊以外の崩壊も含めて評価したためと考えられる。そこで，航空レーザ測量結果及び空中写真をもとに崩壊発生場の地形的特徴を考慮し，崩壊発生形態を，表層崩壊，河床侵食，渓岸侵食，拡大崩壊・再崩壊，人工斜面の崩壊，落石状崩壊及びその他の7つに分類を行った（図-2）。その結果，登川流域では崩壊前から露岩した地域において，落石状に崩壊した現象が全体の 1/3 以上を占めていることが確認された。本検討では，この分類のうち34%を占め，そもそも評価手法で想定されている現象である表層崩壊のみを評価の対象として扱うことで，精度向上を図るものとした。

3．結果と考察：

1）H-SLIDER 法によるパラメータの設定

対象流域で表層崩壊が発生した斜面を対象に，簡易貫入試験及び土質試験を実施し，土層厚，土層の内部摩擦角，粘着力，単位体積重量などのパラメータを設定した。透水係数については，土質試験結果を用いて H-SLIDER 法を実施した場合の崩壊の再現性が悪かった。透水係数は，パイプル流などの選択的な流れの影響を受けることから，小さい土壌サンプルで求めた透水係数よりも大きい可能性が指摘 [6]されているため，再現性の検証結果から最も実現象に合致した透水係数として，対象流域と同じ花崗岩での既往報告[6]の実測値の17倍と同オーダーの20倍に設定した。設定したパラメータを表-1 に示す。

2）C-SLIDER 法の実施

図-3 に既報 [4]（崩壊発生形態の分類なし，流域一律の降雨強度のケース）及び本事例における C-Slider 法による計算値と実績値との相関を示す。また，本事例での流域全体の小流域ごとの評価結果を図-6 に示す。

今回，C-Slider による評価手法の検討を実施した結果，既報 [4] と比べて表層崩壊発生履歴に基づく再現性が向上し，崩壊地個数（実績値）と崩壊危険面積（計算値）との関係が，相関係数 0.51 という結果が得られた。

表-1 設定パラメータ

パラメータ	値
内部摩擦角 φ	33.9 度
粘着力 c	1.9 kN/m^2
飽和透水係数 k_s	0.0054 m/s
土の単位体積重量(飽和) γ_s	15.4 kN/m^3
土の単位体積重量（不飽和） γ_t	12.1 kN/m^3
水の単位体積重量 γ_w	9.8 kN/m^3

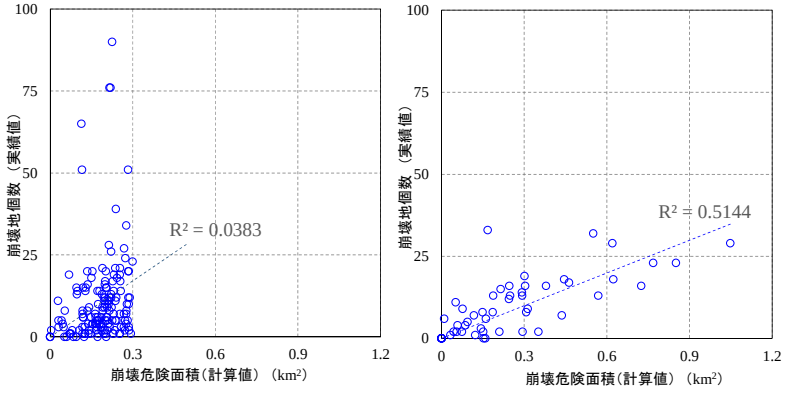


図-4　C-Slider 法による再現性の検証結果

（左：既報での再現性，右：崩壊発生形態分類後の再現性）

4．おわりに：

航空レーザ測量結果及び空中写真を用いた判読による崩壊現象の分類による対象崩壊の選定及びCバンド解析雨量を用いて空間分布の違いを考慮することで，流域での表層崩壊の発生危険度評価を精度向上させることが出来た。今後，湯沢砂防事務所では花崗岩以外の地質が分布する流域での適用性についての取組を進めることとしている。異なる地質における統一的な評価手法等，課題は多いが，様々な地質が分布する流域において，渓流単位の相対的な事業優先度評価指標や合理的な施設配置計画の立案に向けて必要な検討と認識している。

5．参考文献：

1) 打荻，ひと雨による山腹崩壊について，新砂防，No. 23 Vol. 4，p. 21-33，1971，2) 萬徳ら，平成23年7月新潟・福島豪雨における登川流域の崩壊・土砂流出に関する一考察，平成24年度砂防学会研究発表会概要集，p. 604-605，2012，3)(独)土木研究所，表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案），土木研究所資料，第 4129 号，2009，4) Morishita et al，Rainfall induced slope failure risk assessment in Nobori river，Japan，INTERPRAEVENT 2018 in the Pacific Rim，p. 304-3052，5) 松澤ら，地形，Vol. 36 No. 1，p. 23-48，2015，6) 内田ら，場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol. 62 No. 1，p. 23-31，2009

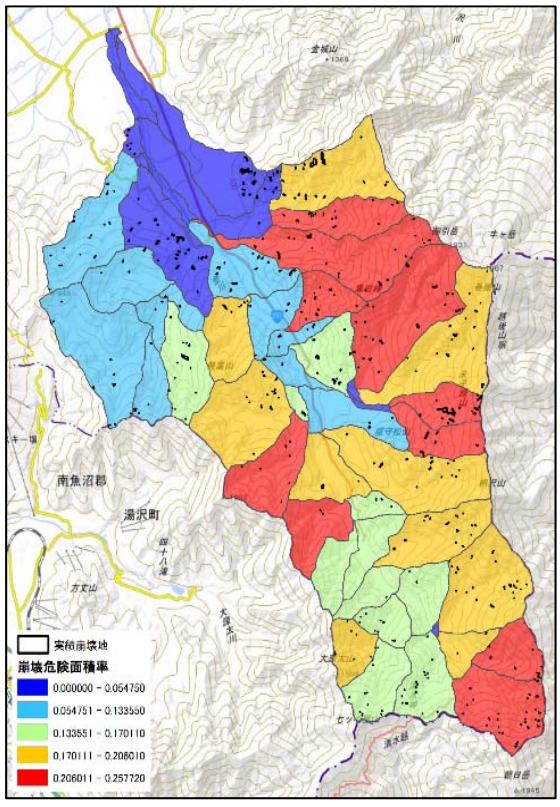


図-5　C-Slider 法による流域ごとの危険度評価結果

P-087

森林の崩壊抑制機能の適正評価に関する一考察

信州大大学院　○土田 海斗・信州大学学術研究院　平松晋也

1. はじめに

樹木根系が有する崩壊抑制機能の評価には，「引き抜き抵抗力」が従来より用いられている。従来の研究では，個々の根系が示す引き抜き抵抗力の時間変化を考慮することなく，個々の根系の最大値の積算値を用いて崩壊抑制力としているため，実際の根系の効果を過大評価していることになる。本研究は，このような樹木根系の崩壊抑制機能を評価する上での問題点を勘案し，根系の引き抜き抵抗力の時間変化を考慮することにより，根系の崩壊抑制力を適正かつ定量的に把握することを目的として実施したものである。

2. 試験地概要と試験方法

信州大学農学部付属手良沢山ステーション内の 45 年生ヒノキ林内に試験地を設置し，同林内で根系の現地引き抜き試験を実施した。図-1 に示すように，斜面方向に位置する 2 立木の中央にトレンチ断面を掘削し，断面に露出した直径 2mm 以上の根系を対象に引き抜き試験を行った。引き抜き試験実施前に，根系の出現位置，断面直径:D_1，伸長方向を計測した。根系の伸長方向については，断面下流の立木から上流方向へ伸びている根系を「上流方向」，上流の流木から下流方向へと伸びている根系を「下流方向」と定義した(図-1)。引き抜き試験では，図-2 に示すように電動ウィンチを用いて根系を一定速度(1.3cm/s)で引き抜いた。試験中の根系が示す抵抗力の時間変化をロードセルで計測し，データロガーに保存した。

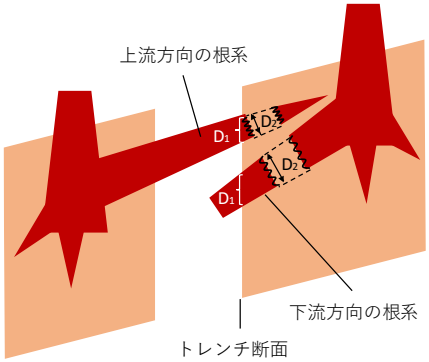


図-1 根系の伸長方向の定義

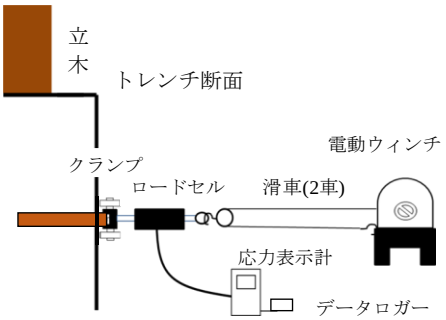


図-2 引き抜き試験の概要

引き抜き試験終了後，根系の破断直径:D_2と土層中に残った根系の表面積を測定した。根系の表面積は，CCD 方式のスキャナー（GT-X820, EPSON）と LED ライトボックス（LED ビュアープロ HR-2,富士フィルム株式会社）を用いて測定した。

3. 引き抜き試験結果

ヒノキ林内の 6 箇所にトレンチ断面を作成し，計 79 本の根系の引き抜き試験を実施した。根系の引き抜き形態は「引き抜け」と「破断」に大別されるが，本研究では全て「破断」する結果となった。上流方向の根系に対しては，破断後に土層中に残った根系の直径と表面積との関係を求めるため，回収できた 17 本の根系の破断直径:D_2，主根長，表面積を測定した。本研究では，根系が破断する際に発揮する強度を「最大破断強度: F_{max}」，その強度を発揮する時間(≒変位量)を「ピーク到達時間: T_{max}」とそれぞれ定義し，上流方向と下流方向に分けて崩壊抑制力の推定を試みた。上流方向(D_1:2.3 ㎜, D_1:17.5 ㎜), 下流方向(D_2:10.2 ㎜, D_2:4.2 ㎜)それぞれの根系に対して得られた抵抗力~変位曲線の一例を図-3 に示す。D_1 と D_2 の増大とともに最大破断強度:F_{max} も増加し，ピーク到達時間:T_{max} は遅くなるといった興味深い事実が明らかになった。

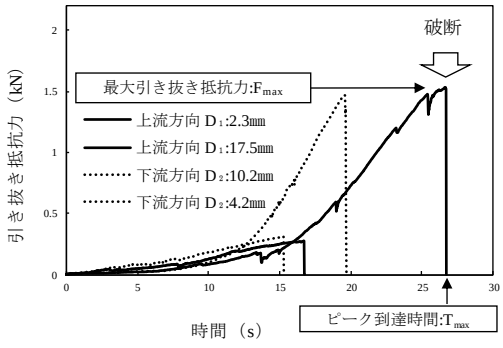


図-3 抵抗力～変位曲線

4. F_{max} と T_{max} との関係

上流方向の根系に対する断面直径:D_1と最大破断強度:F_{max} 並びに，下流方向の根系に対する破断直径:D_2と最大破断強度:F_{max}との関係を図-4 に示す。上流方向の根系の引き抜き抵抗力:F_{max}は，

既往研究により断面直径:D_1 を用いて累乗近似可能となる事実が示され，本研究でも(1)式を用いて累乗近似可能となった。また，下流方向の根系の場合，根系は上流に位置する立木によって固定されているため，計測された F_{max} は破断した部分での抵抗力となるため，既往研究（Abe & Iwamoto 1986）と同様に，本研究においても F_{max} は破断直径:D_2 を説明変数とした(2) 式を用いて累乗近似可能となった。

上流方向：$F_{max}=0.0212\cdot D_1^{1.66}$　　$R^2=0.844$ ……(1)

下流方向：$F_{max}=0.0334\cdot D_2^{1.43}$　　$R^2=0.815$ …… (2)

ここでは，紙面の関係上，下流方向の根系に着目し，引き抜き抵抗力~ 変位曲線のモデル化を行うこととする。下流方向の根系に対して得られた F_{max} と T_{max} との関係を図-5 に示す。少なからずバラツキが認められるものの，F_{max} の増加とともに F_{max} を示す T_{max} も増加する傾向がみられ，T_{max} は F_{max} を説明変数として(3)式を用いて近似可能となる($R^2=0.523$)。

$T_{max}=5.61\cdot \ln\cdot(F_{max})+22.38$ …… …… (3)

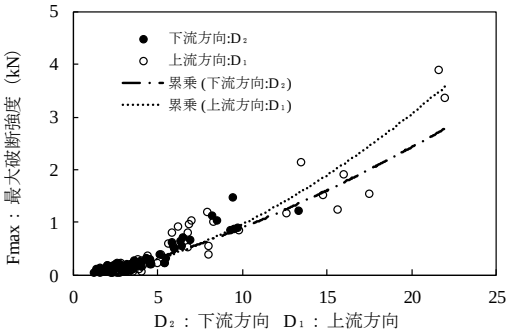


図-4 根系の直径と F_{max} との関係

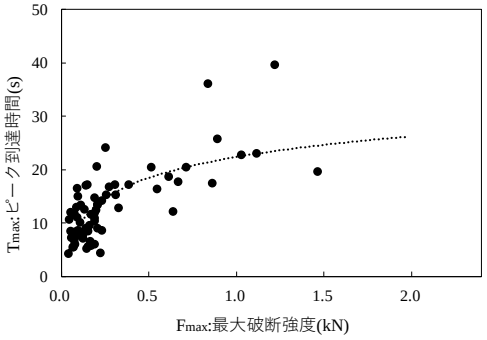


図-5 下流方向の根系に対する F_{max} と T_{max} との関係

5. 引き抜き抵抗力~変位曲線のモデル化とその妥当性の検討

本試験で引き抜き試験を実施した下流方向の根系 29 本が全て同一断面に存在するものと仮定して，モデルの妥当性の検証を行った。個々の根系に対して得られた実測値である抵抗力~変位曲線と同一時刻の 29 本の抵抗力の合計値である総抵抗力(以下，崩壊抑制力と呼ぶ)~変位曲線，並びに各根系の F_{max} を単純積算して算出する従来モデルによる崩壊抑制力を図-6 に示す。実測値の崩壊抑制力の最大値が 5.43kN であるのに対し，従来モデルでは 9.24kN と，実測値を 1.7 倍も過大評価している事実が明らかになった。次に，「個々の根系の抵抗力は，最大破断強度:F_{max} を示す T_{max} 時点まで直線的に増加する」ものと仮定し，図-7 に示すように (2)~(3)式を用いて個々の根系に対する抵抗力~変位曲線をモデル化した。そして，各根系に対して得られた抵抗力~変位曲線を同時刻ごとに合計することにより，トレンチ断面全体の根系による崩壊抑制力の時間変化を求めた。以上の操作を行うことにより得られた崩壊抑制力の時間変化を図-6 中に併記した。本モデルにより求められる崩壊抑制力は 6.25kN と実測値の 1.15 倍にまで減少させることが可能となった。以上の結果，根系の有する引き抜き抵抗力の時間変化を考慮した本モデルを適用することにより，従来モデルによる崩壊抑制力の過大評価を大幅に是正可能となる事実が確認された。

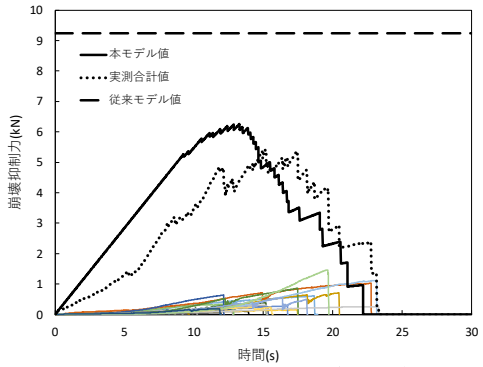


図-6 根系の崩壊抑制力の経時変化

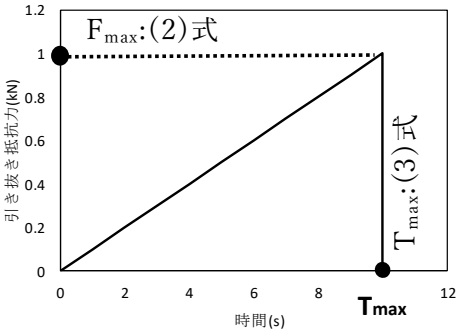


図-7　抵抗力～変位曲線のモデル化

6. 終わりに

本研究では，根系の引き抜き抵抗力の時間変化を考慮することにより樹木根系の有する崩壊抑制力の再現を試みた。その結果，従来モデルを用いて算出した崩壊抑制力が現地引き抜き試験により得られた実測値の 1.7 倍も過大評価となるのに対し,本研究で提示したモデルを適用することにより 1.15 倍にまで減少させることが可能となった。今後は，根系の破断メカニズムの詳細を明らかにするとともに，これをモデル化するため，現地で採取した根系を用いた室内引き抜き試験を実施する予定である。

P-088

湧水を活用した深層崩壊発生の警戒避難対応

鹿児島大学農学部 ○天野 祐一朗・地頭薗 隆・宮本 祐成
CROSS-ENGINEERING 清﨑 淳子

１．はじめに

近年，各地で大規模な降雨が発生し，深層崩壊による土砂災害が引き起こされている。深層崩壊地の現地調査によると，多くの箇所で多量の湧水がみられる。地下水が集中する地下構造をもつ斜面は，地下水の排水システムが地下侵食等で破壊されたり，排水能力を超える地下水が集中したりすると，基盤岩内で地下水圧が上昇して深層崩壊発生の危険性が高まる。湧水流量と基盤岩内の地下水位はよく対応していることから，湧水は深層崩壊発生時期を予測する重要な因子である。そこで湧水を指標にした深層崩壊発生の危険度を評価する装置（湧水センサー）を開発した（地頭薗ら，2014）。湧水センサーの警戒対応の妥当性を検証するために南九州火山地域において実証実験を行っている。ここでは，深層崩壊発生の警戒対応の考え方と避難基準の策定方法を提案する。

２．警戒対応の考え方と避難基準の策定方法

湧水センサーは，湧水の流量，電気伝導度，濁度を連続的に測定してサーバーに送信し，インターネットを介してリアルタイムでデータを監視する装置である。図１は，湧水流量の変化に基づく深層崩壊発生の警戒対応の考え方である。すなわち，①湧水が増加中の場合：雨が止んだ後でも基岩内の地下水位が上昇中であり，崩壊の危険性も増加中と判断，②湧水が多いまま頭打ち状態が続く場合：地下水排水システムの能力を超えた地下水が集中している可能性があり，基岩内の地下水位が上昇して崩壊の危険性が継続と判断，③湧水が急激に減少した場合：山体の地下水排水システムが地下侵食等で破壊された可能性があり，基岩内の地下水位が急上昇して崩壊発生の恐れがあると判断する。以上の状況が降雨終了後もみられる時は警戒対応を継続しなければならない。警戒対応の解除は，湧水流量が初期の流量にゆっくりもどった時と考えている。③は深層崩壊発生の恐れのある斜面とその下流部の警戒対応であるが，①と②はさらに広範囲の流域や地域での警戒対応にも適用できると考えている。

本報告では，図１①の警戒避難基準（しきい値）の策定方法について検討する。火山地域は火山活動に伴う堆積物が幾層も重なっており，透水性の不連続な層の重なりが特徴的な地下構造となっており，地下水はこれらの地層境界を流動して斜面から湧出している場合が多い。この地下構造にタンクモデルを適用して降雨と地下水流出の応答を解析した。タンクモデルの流出孔（湧水）と浸透孔（深部浸透）の係数は湧水センサーの観測データから同定した。モデル計算において，タンク側面からの流出量（mm/h）を流量（m^3/s）に変換するために湧水地点の水文的流域面積が必要である。湧水地点の水文的流域面積は、湧水センサーのデータから求めた低水時の湧水流量を対象地域の低水時の渓流水の流量から求めた平均比流量で除して求めた。この地下水流出モデルを用いて既往の深層崩壊発生時の湧水流量を計算し，深層崩壊の警戒避難基準を策定する。

３．警戒避難基準の策定事例

鹿児島県の出水市（火山岩山地），南大隅町（火砕流台地）および垂水市（カルデラ壁）において警戒避難基準の策定を試みた。出水市では 1997 年，南大隅町では 2010 年，垂水市では 2015 年に大雨に見舞われ，深い地下水が関与した大規模な崩壊が発生している。3 地点の崩壊地の地下構造は，上層が亀裂の多い溶結凝灰岩や深層風化した安山岩，その下層が非溶結凝灰岩や凝灰角礫岩であり，上層は透水層，下層は難透水層の役割をし，これらの地層境界を流動した地下水が崩壊に関与した。これらの地下構造に 1 段タンクモデルを適用して雨量と湧水流量の応答を解析した。図 2 は，3 地点の崩壊発生時の計算ハイドログラフであり，崩壊発生時の湧水流量は 3 地域とも 10L/s であった。この値は湧水を監視している斜面において地下水が関与した崩壊発生の危険性が高まる湧水流量を表し，警戒避難基準はこの値に安全率を考慮して決めることになる。また，深層崩壊を引き起こすような大雨があった湧水センサー周辺域における深層崩壊発生の警戒避難対応の判断資料としても活用できると考える。

４．おわりに

湧水を指標にして深層崩壊発生の危険性を判断する方法を提案した。深層崩壊発生の警戒避難対応の基準については，今後も大雨時のデータを蓄積して精度を高めたい。また，湧水ハイドログラフの形状変化，湧水の電気伝導度や濁度の変化を警戒避難対応に活用する方法も検討したい。

末筆であるが，本研究の一部は，文部科学省「気候変動適応技術社会実装プログラム（SI-CAT)」によるものである。現地調査や観測の際は，鹿児島県，出水市，垂水市，南大隅町に多大なご協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

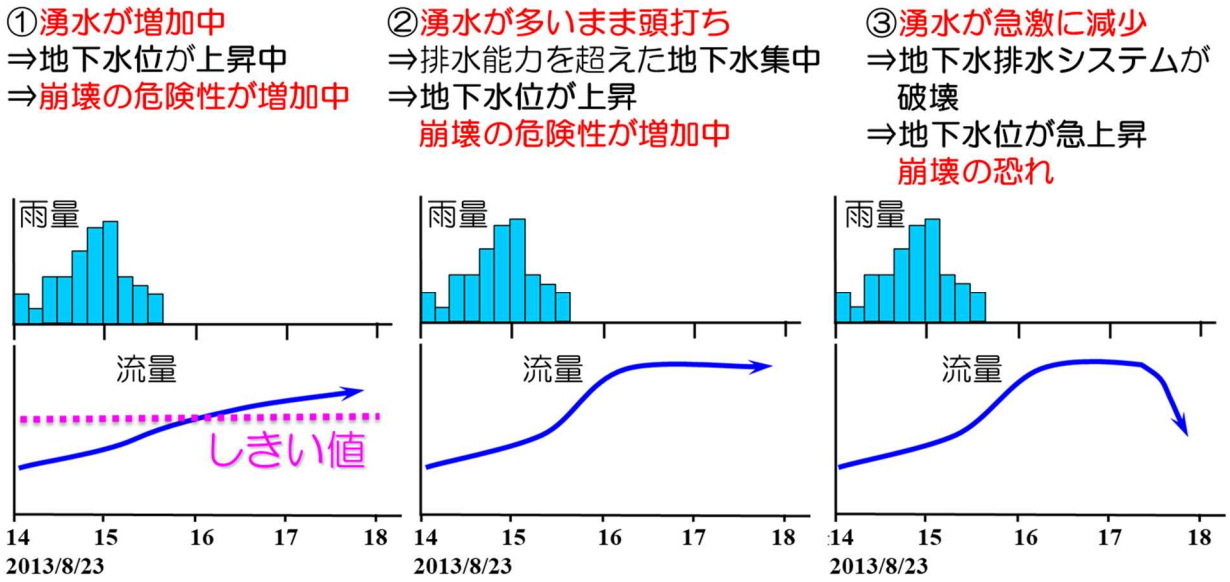


図１　湧水監視による深層崩壊発生の危険度評価の考え方（地頭薗ら，2014）

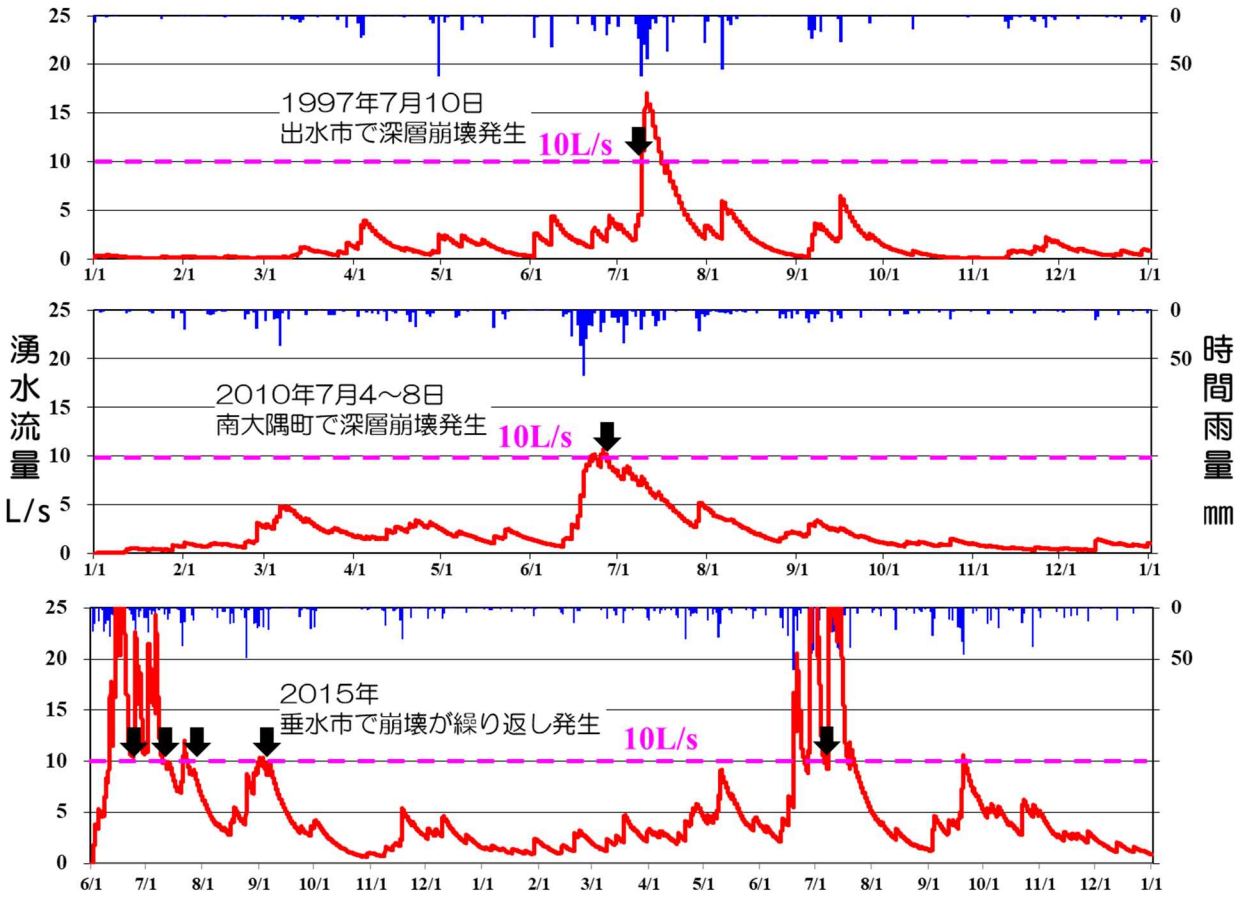


図２　既往の深層崩壊発生時雨量から湧水流量を求めて警戒避難基準策定

Topotube を利用した表層崩壊解析法の地震災害への適応

三重大学　○中 智昭，堤 大三
理化学研究所（現：京都大学防災研究所）　山野井 一輝

1. はじめに

日本は、これまでに幾度となく地震を経験している。過去 10 年の間も、代表的なものでも東日本大震災（2011 年）、熊本地震（2016 年）、北海道胆振地震（2018 年）などが相次いでおり、地震時に誘発される土砂災害によっても大きな被害を誘発している。その際、人的な被害も小さくなく、土砂災害がいつ発生するのかというタイミングや、どこで崩壊が起きるのかという発生場所、流出する土砂量を予測することが困難であることが原因と考えられる。本研究では、土砂災害の主要な原因である斜面崩壊に焦点を当て、その予測が可能となる解析手法を確立することにより、土砂災害の軽減に貢献することを目指す。

2. 対象地

今回対象地とした熊本県南阿蘇村河陽町を図-1 に示す。熊本地方を震源として、最大震度 7 に達する程の地震が平成 28 年 4 月 14，16 日に発生した。熊本地震では、阿蘇山周辺で多数の斜面崩壊が発生した。崩壊発生個所は、外輪山西側から北部のカルデラ壁急斜面、中央火口丘西側斜面周辺における緩勾配斜面から内輪山周辺であり、崩土が流動化し土石流となった箇所も見られる。崩壊の規模やタイプはさまざまであり、地質や地形条件違いが大きく影響したと考えられる。その中で、本研究では、外輪山西側にある阿蘇大橋近傍の斜面を対象地として選んだ。これは、斜面形状が単純であり、一連の解析（Topotube による地形分割、降雨流出解析、斜面安定解析）を行うことが容易であるためである。地震の加速度は熊本県南阿蘇村河陽町で観測されたデータを使用し、水理特性や土質強度のパラメータは現地調査の結果を参考とした（表－1，2）。



図-1　阿蘇大橋の位置図

3. 解析方法

地下水位分布と地震の加速度が斜面崩壊の位置や形状に及ぼす影響を検討するため、Topotube による地形分割、降雨流出解析、斜面安定解析という一連の解析を、熊本地震によって崩壊が発生した比較的形状が単純な斜面に適用し、解析手法の確立を行う。熊本地震では 4 月 14 日 21:26 と 4 月 16 日 1:25 にそれぞれ、M6.5、M7.3 の地震が発生した。阿蘇大橋に隣接する右岸側の斜面では２度目の地震によって崩壊した。この斜面を対象とし、それぞれの地震による加速度を与えて斜面崩壊を解析しその結果を比較検討する。 Topotube による地形分割、降雨流出解析、斜面安定解析についてのそれぞれの手法について、以下に説明する。

表－1　降雨流出解析に用いたパラメータ

変数	設定値
透水係数 [m/s]	1.0×10^{-6}
マニング粗度係数 [$m^{-1/3}$ s]	0.07
空隙率 [-]	0.4
斜面土層深 [m]	2.0
地下水深初期値 [m]	1.0

表－2　斜面安定解析に用いたパラメータ

変数	設定値
内部摩擦角 [°]	35
粘着力 [kN/m^2]	2.1

3.1　地形分割

DEM データを基に地形分割し Topotube を作成する。Topotube は、等高線を基に流線を描き、隣り合う 2 本の流線に挟まれた帯状の地形単位である（Wu and Sidle, 1995）。流域の上流から下流までの水の流下方向に沿ったひとつながりの形状をしており、流域全体を分割でき、流出解析に適している。Topotube の持つ上記の特徴を活かし、広範囲に発生する斜面崩壊を対象に、その安定解析に活用した。

3.2　降雨流出解析

ハイエトグラフを入力値として、全ての Topotube を対象に Diffusion Wave 法による降雨流出解析を行い、地下水位を算出した。解析では、Topotube の各位置における飽和側方流と表面流を合わせた流量も飽和帯の水位と共に求めている。この解析手法においては、不飽和鉛直浸透過程を考慮せず、地表面に降った雨は瞬時に飽和帯に到達するという簡略化を適用している。



図-2　崩壊分布の解析結果

3.3　斜面安定解析

降雨流出解析で算出した地下水位と地震の加速度を入力値とし、臨界すべり面法によって全ての Topotube の安全率とすべり面形状を求めた。臨界すべり面法とは、任意の形状を持つすべり面の安全率を簡易ヤンブ法で求め、DP 法を用いて想定しうる全てのすべり面を探査し、それらの内で安全率が最小となるすべり面を特定する方法である。

4. 解析結果と考察

降雨流出解析の結果、2 度の地震が発生した 4 月 14，16 日の地下水位分布には、ほとんど差がみられなかったが、それぞれの時点での地下水位分布を入力値として、斜面安定解析を行った。その結果を図－2 に示す。図中の白線で囲ったエレメントが崩壊発生と判定された領域を示している。図が示す通り、14 日の地震では主要崩壊部外の斜面下端部分が小規模に崩壊しているものの、主要部には崩壊箇所がみられない。一方、16 日の地震では、手法崩壊箇所の上部にまとまった崩壊箇所が現れており、実際に崩壊した箇所と一致している。14 日と 16 日の解析において、地下水位の分布にはほとんど差がなかったことから、崩壊発生には地震の加速度が支配的に影響していることが示唆される。14 日に斜面下端部で小規模に発生と計算された崩壊箇所に関しては、実際の崩壊発生時刻は不明であるものの、現地においてもやはり崩壊がみられる部分である。なお、現地で採取した土層試料を用いた土質強度試験で得られた土質強度（粘着力 c, 内部摩擦角 ϕ）を用いた場合は、崩壊規模を過大評価したため、この解析結果は土質強度を調整したものである。このことから、土質強度も重要な影響を持っているといえる。

5. おわりに

本来 Topotube を用いた地形分割による解析が効果的であるのは、より複雑な地形によって構成される流域単位である。今後は、平成 30 年北海道胆振東部地震により、発生した厚真町幌内での斜面崩壊・土砂流出現象等も対象に検討を進める計画である。

P-090

急傾斜地における崩土の衝撃力と対策に関する実験的研究

立命館大学　○高瀬蔵・藤本将光・原田紹臣・里深好文・山本和輝・玉木健太
ヒロセ補強土株式会社　小西成治・疋田信晴

1. はじめに

近年、日本では地震や台風などの災害により、急傾斜地では多くの土砂災害が発生している。急傾斜地において、土砂災害防止法では土砂災害の危険性のある区域を警戒区域としている。その中でも特に危険な区域は、警戒区域のうち特別警戒区域として定められている。特別警戒区域では現状、危険な状態で生活している人も多い。このことから、急傾斜地における崩壊土砂による被害を防ぐために擁壁を設置することが有効であると考えられる。本研究では、急傾斜地における斜面崩壊に対する対策工に関して、室内土槽実験によってモデル斜面を用いた斜面崩壊による崩土の移動形態を把握する。得られた斜面崩壊対策に必要な基礎データを用いて、急傾斜地での土砂災害に対する対策工の在り方について検討し、土砂災害の危険性のある区域内での安全な生活に向けて適切な対応策を提案することを目指す。

2. 実験概要

本実験では、急傾斜地での斜面崩壊時に擁壁に加わる衝撃力と透過型擁壁が捕捉する土砂量を計測する。本研究で、圧力は擁壁全体に働く力と定義する。

2. 1. 実験装置

急傾斜地での斜面崩壊現象を室内土槽実験で再現するにあたり、モデル斜面を設置した（図１）。土槽の上部に土塊を支えるシャッターの取っ手を引き上げることで斜面崩壊による土砂移動を再現する。また、対象を測定するために擁壁と測定器受け面が合わさった直方体の装置を用いた。この装置の下部分に車輪が取り付けられており、擁壁部分に土砂が当たると延長台に固定してある測定機器に当たり圧力を測定する仕組みである。衝撃力の測定には東京測器研究所の Type.CLA-5KNA を使用した。

2. 2. 実験条件

本実験では、モデル斜面の傾斜角を 30 度に設定し、擁壁は網目の大きさが 10mm と 16mm の透過型擁壁と不透過型擁壁を用いた。

土試料は真砂土を使用し、含水比は 10%、15%、20%で行った。実験における土塊の高さは 200mm×幅 600mm×奥行き 300mm の 3600cm³ の大きさで行い、使用土砂量はそれぞれ 63360g、66249g、69120g であった。

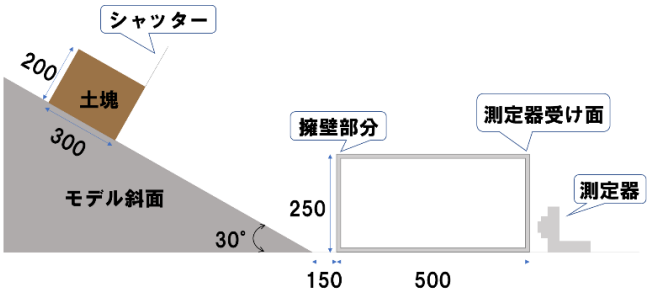


図１　実験装置の模式図（単位：mm）

3. 実験結果

3. 1. 擁壁が受ける圧力

各条件での実験より得られたデータから土砂が擁壁に当たった瞬間の値を読み取り含水比、擁壁の種類ごとのグラフを作成した（図２、図３）。

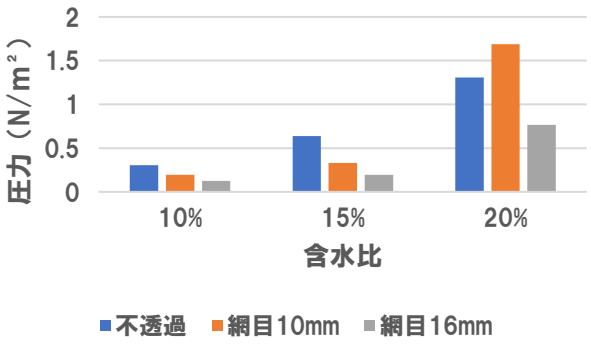


図２　含水比ごとの圧力のグラフ

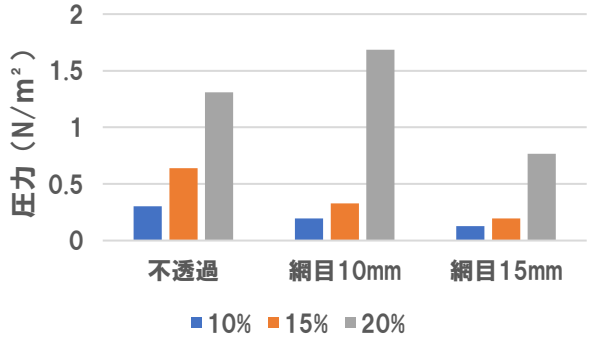


図３　擁壁ごとの圧力のグラフ

図 2 から含水比ごとの擁壁が受ける圧力の比較を行う。不透過型擁壁を用いた場合、含水比 15%のときは 10%のときの約 2.1 倍となり、含水比 20%のときは 10%のときの約 4.3 倍となった。透過型擁壁を用いた場合、網目の大きさが 10mm のときはそれぞれ約 1.7 倍、約 8.7 倍となった。網目の大きさが 16mm だとそれぞれ約 1.5 倍、約 6.0 倍となった。

図 3 から擁壁ごとの擁壁が受ける圧力の比較を行う。含水比 10%の場合、透過型擁壁（網目 10mm）は不透過型擁壁の約 0.64 倍となり、透過型擁壁（網目 16mm）は不透過型擁壁の約 0.42 倍となった。含水比 15%の場合はそれぞれ約 0.52 倍、約 0.31 倍となり、含水比 20%の場合だとそれぞれ約 1.30 倍、約 0.58 倍となった。

3. 2. 透過型擁壁から流出した土砂量

本実験で用いた透過型擁壁の網目の大きさが 10mm と 16mm の透過型擁壁では、含水比が大きいほど擁壁から流出した土砂量は少なくなることが観測された。

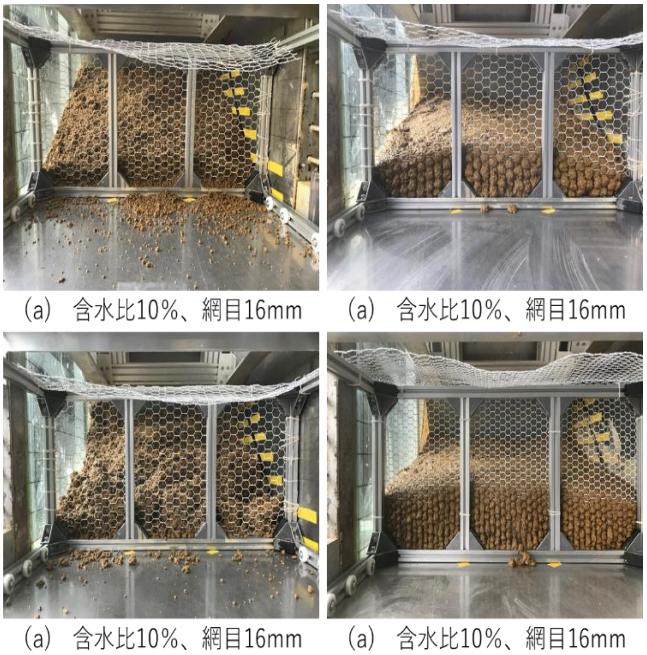


図 4　正面から見た透過型擁壁の崩壊土砂の様子

4. 考察

4. 1. 含水比の違いによる擁壁が受ける圧力に与える影響

図 2 から含水比が大きくなるにつれて当たった時に受ける圧力は、擁壁の種類を問わず増加する傾向を示した。これは、土砂の含水比が大きいほど重量が大きくなるからであると考える。ここで擁壁に注目すると、不透過型擁壁を用いたときは含水比が 5%ずつ大きくなるにつれて、圧力は約 2 倍ずつ大きくなった。しかし、網目の大きさが 10mm の透過型擁壁を用いたときは、含水比が 10%から 15%に増加したとき圧力が約 1.7 倍になったのに対して、含水比が 15%から 20%に増加したとき圧力は約 5 倍になった。また、網目の大きさが 16mm の透過型擁壁を用いた場合には、それぞれ圧力は約 1.5 倍、4 倍になった。このように、不透過型擁壁を用いたときの増加傾向が透過型擁壁を用いたときと異なることが示された。これらの結果には、土砂の積み方が条件ごとにわずかだか異なっており、土砂の崩れ方に違いが出たためであると考えられる。

4. 2. 擁壁の違いによる擁壁が受ける圧力に与える影響

図 3 から透過型擁壁を用いたときの方が不透過型擁壁を用いたときと比較して、含水比が 20%のとき以外は圧力が小さくなっていた。また、透過型擁壁においても網目が大きいものの方がより圧力が小さくなった。これは、透過型擁壁の場合では土砂を受け止める際に網目構造部分がクッションの役割をしているからであり、網目の大きさが大きいほど土砂を受け止めるときのクッション性は大きくなると考えられる。含水比 20%のときに不透過型擁壁が受けた圧力が網目の大きさが 10mm の透過型擁壁が受けた圧力よりも小さくなった。この結果は、各条件で土砂の崩れ方が異なっていたが含水比 20%のときにその違いが顕著に出たためであると考えられる。

4. 3. 透過型擁壁から流出した土砂量の含水比と擁壁の関係

本実験では、網目の大きさに関係なく、含水比が大きくなるにつれて擁壁から流出する土砂量は少なくなった。これは、含水比が大きいほど土砂の粘性が大きくなるからであると考えられる。網目の大きさに注目すると、流出する土砂量に大きな差はない。このことから、網目の大きさが一定値を超えるまでは流出する土砂量は網目の大きさに依存しないと考えられる。

P-091

那智川流域における地質構造や水文特性に着目した表層崩壊危険斜面の抽出に関する研究

和歌山県土砂災害啓発センター　○榎原伴樹・崎山朋紀・岸畑明宏・坂口武弘
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴・木下篤彦
パシフィックコンサルタンツ株式会社　野池耕平・松澤真
大日本コンサルタント株式会社　河戸克志

1. はじめに

平成 23 年 9 月の台風 12 号に伴う豪雨により, 和歌山県那智川流域では斜面崩壊や土石流が多数発生し，大きな被害を受けた[1]. 那智川流域は堆積岩である熊野層群（砂岩泥岩互層）に熊野酸性岩（花崗斑岩）が貫入しており，特異な地質構造や水理構造が崩壊発生の原因となった可能性が報告されている[2]. このような流域では従来の危険斜面評価手法[3]では適正に評価されない恐れがある. これまで地質境界が存在する斜面での表層崩壊危険斜面の抽出手法を提案することを目的に, 既往の研究において空中電磁探査と地下水位の変動から, 地下水の排水性に着目した検討がなされている[4]. しかし，地質境界上・下部の表層土層内の水文挙動に関する検討は十分なされていない. そこで，本研究では，斜面の地下水位の観測結果に加え，表層土層内の水文観測を実施し，表層崩壊危険斜面の特性の把握を行った.

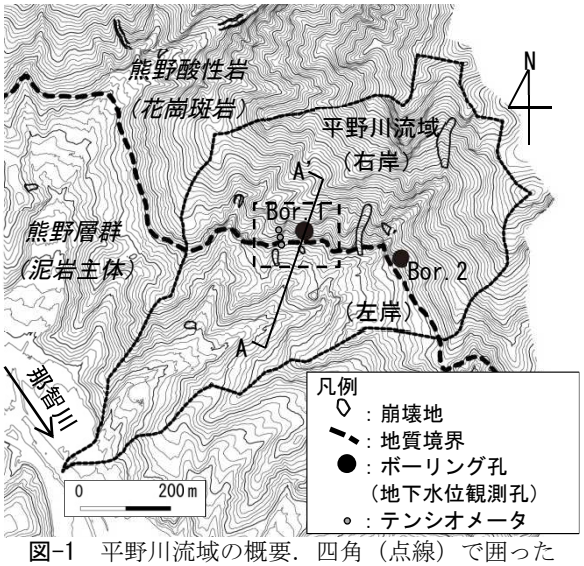


図-1　平野川流域の概要．四角（点線）で囲ったエリアは図-2 に拡大図で示す．矢印は流向を表す.

2．調査箇所と調査方法の概要

那智川流域の左岸支渓の平野川を対象として調査を行った. 那智川流域では崩壊の多くが地質境界付近の熊野酸性岩分布域で発生しており[5]，平野川もその特徴を有する．崩壊が多数確認できる斜面（右岸）と崩壊の発生が確認できない斜面（左岸）において地質境界を貫入した観測孔で斜面の地下水位の観測を行い，崩壊が多数確認できる斜面（右岸）においてテンシオメータによる表層土層内の水文挙動の観測を実施した．平野川流域の概要図と観測地点を図-1，2 に示す.

斜面の地下水位の観測は，それぞれの観測孔で上位の花崗斑岩層に 2 深度，地質境界付近と下位の熊野層群の泥岩層にそれぞれ 1 深度の合計 4 深度で行った．またテンシオメータは斜面上部から花崗斑岩分布域，地質境界付近，泥岩分布域の 3 箇所にそれぞれ，表層土層の中間部（40cm），下部（80cm）の 2 深度に設置した.

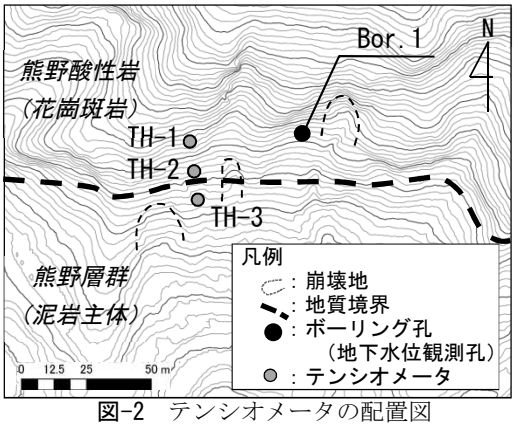


図-2　テンシオメータの配置図
（図-1 中四角で囲ったエリアの拡大図）

3．調査結果

各斜面の地下水位の観測結果を図-4 に，崩壊が多数確認できる斜面（右岸）の表層土層内のテンシオメータによる観測結果を図-5 に示す. 図-4 から，各斜面とも泥岩層の地下水位は緩やかな応答を示し，常時の地下水位は泥岩層及び地質境界では確認できるが，花崗斑岩層では確認できない．降雨時の花崗斑岩層内の応答は，右岸（崩壊斜面）では各深度が独立した水位を示すが，左岸（非崩壊斜面）では地質境界付近の地下水位と一体となった変動を示し，各斜面で降雨に対する応答が大きく異なることが確認でき，斜面の透水性の違いが崩壊の発生に大きな影響を与えた可能性が推察できた.

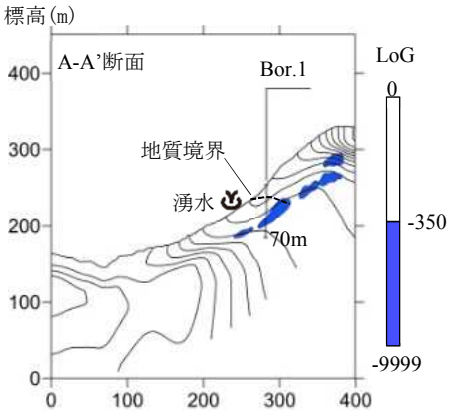


図-3　右岸（崩壊斜面）の空中電磁探査による比抵抗解析断面（点線は地質境界）

テンシオメータの結果について，いずれの観測点も無降雨状態が続くと，地表面部が乾燥傾向となるため，概ね深度 40cm の観測値の方が深度 80cm より高い値を示している. また, 雨が降ると TH-1 と TH-3 では深度 40cm の値の方が低い値となっているが，これは雨水の浸透によるものと考えられる．一方，TH-2 では降雨の際も深度 80cm の値の方が低い値を保ち続けている．この結果から，一定規模以上の降雨の際は，表層土層内において，雨水の浸透に加え地質境界等の斜面内部からの水の流入が発生している可能性が考えられ, 平成 23 年当時のような大規模の出水の際は斜面崩壊発生の大きな要因になった可能性があると考えられる．なお，今回の表層土層内の水文観測期間中

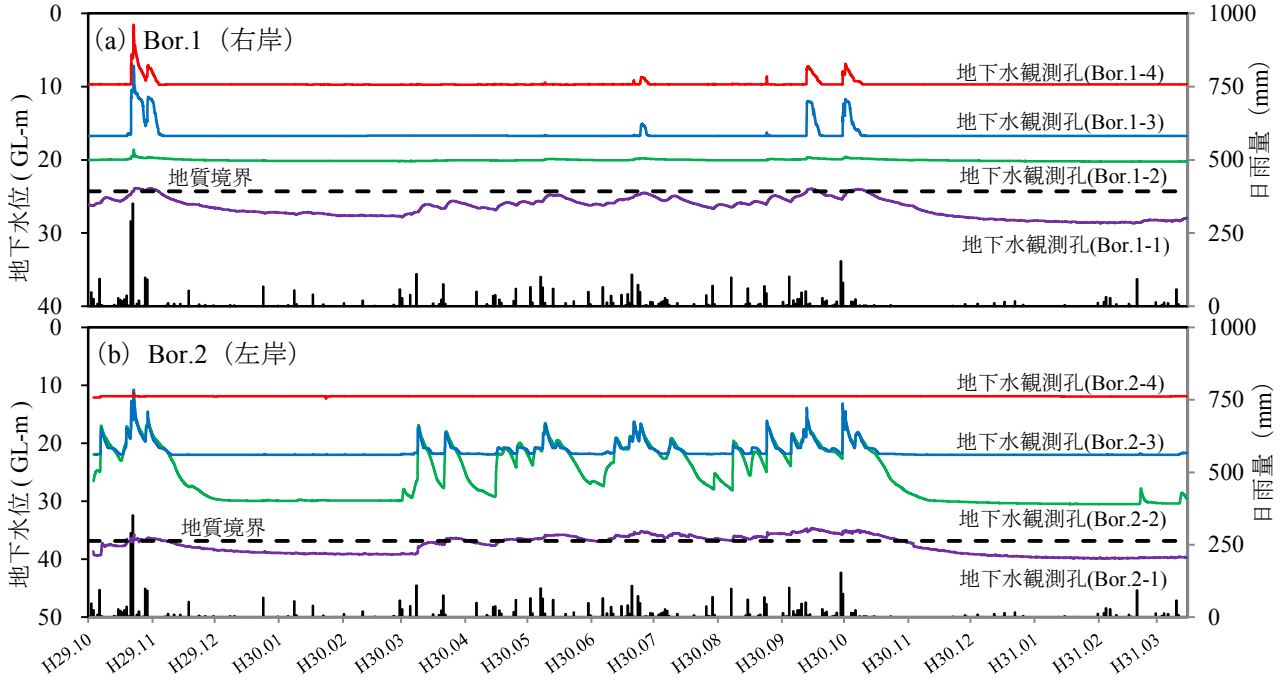


図-4　各斜面の地下水位の変動.（a）崩壊が多数確認できる斜面 Bor.1（右岸），（b）崩壊が発生しなかった斜面 Bor.2（左岸）.

の出水においては，右岸（崩壊斜面）の地下水位の大きな変動は捉えることができなかった.

また，右岸（崩壊斜面）の空中電磁探査による比抵抗解析[6]結果（**図-3**）では，比抵抗急変箇所の分布が途絶している状況が確認でき，これは帯水層等が不連続である様子が示されている可能性があると考える.

4．おわりに

本研究では，流域内に地質境界が存在する那智川流域において，崩壊斜面と非崩壊斜面の地下水位の観測と，表層土層内の水文調査を行った．崩壊斜面と非崩壊斜面では斜面の透水性に違いがあること，崩壊斜面では地質境界で水文挙動が大きく変化することが確認でき，これらのことが表層崩壊の発生に大きな影響を与えたと考えられる.

今回の調査では表層土層内の水文観測期間が短く，地下水位の変動との関連付けが不十分な状態である．また，規模の大きい降雨での水文観測ができていない．雨の降り方により水文挙動も異なることも想定されることから，今後も観測を継続して十分なデータを蓄積し，崩壊に係る水文プロセスを解明し，表層崩壊危険斜面の抽出につなげたい.

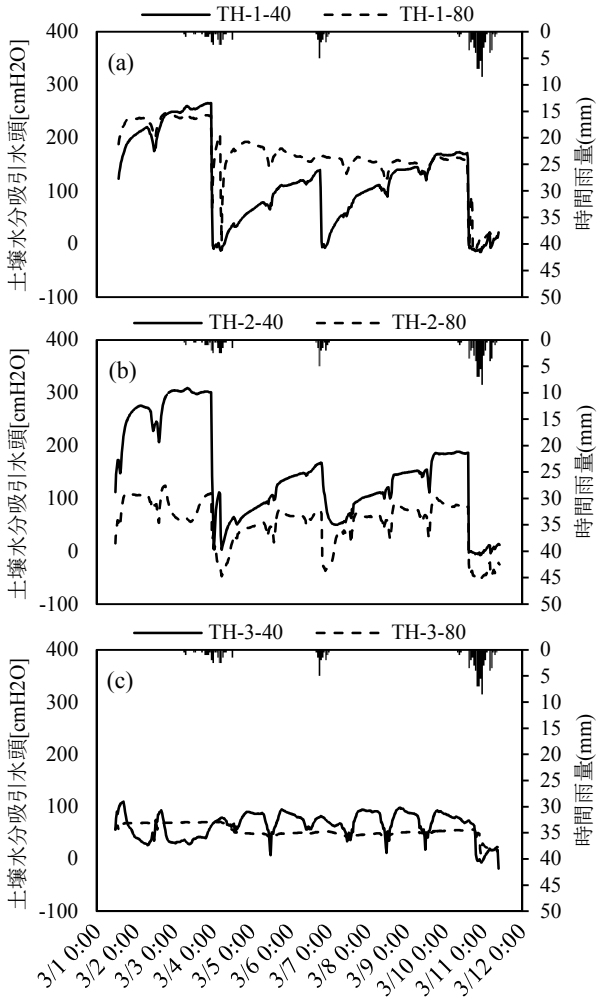


図-5　テンシオメータ観測結果.（a）TH1（花崗斑岩層），（b）TH2（地質境界），（c）TH3（泥岩層）.

参考文献

1) 松村ら：2011 年 9 月台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害：砂防学会誌，Vol.64，No.5，pp.43-53，2012.
2) 田村ら：平成 23 年台風 12 号で崩壊した金山谷川・鳴子谷川における斜面崩壊発生機構について，砂防学会概要集，2013.
3) 独立行政法人土木研究所　土砂管理研究グループ　火山・土石流チーム：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案），土木研究所資料，2009.
4) 榎原ら：表層崩壊危険斜面における空中電磁探査解析と地下水位の変動に関する研究，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.43-48，2018.
5) 千東ら：平成 23 年台風 12 号の那智川流域の水文・水質特性と崩壊メカニズムに関する研究，砂防学会概要集，2015.
6) 影浦ら：滋賀県葛川試験地における空中電磁探査による三次元比抵抗構造，砂防学会概要集，pp.618-619，2017.

P-092

地震時における斜面崩壊発生場の地形・地質的検討

エイト日本技術開発　○種平一成
国土交通省国土技術政策総合研究所　坂井佑介，内田太郎
エイト日本技術開発　藤原康正，橋尾宣弘，末冨岩雄

1. はじめに

近年の大規模地震では，表層崩壊に加え深層崩壊などの大規模な斜面崩壊が発生しており，被害拡大の主要因のひとつとなっている。このため，地震時の斜面崩壊の予測においては，小規模から大規模な崩壊まで包括的に危険性を評価できる手法の構築が課題となっている。大規模な斜面崩壊とその他の崩壊では，崩壊発生場の地形・地質的特徴が異なる場合があり，地震時崩壊の規模に影響する要因についてはこれまでにいくつか報告されている（例えば，八木ら，2007；濱崎ら，2015；林ら，2015 など）。しかし，崩壊規模を定量的に区分し，地形条件・地盤条件・地震特性との関係性を分析した事例は少ない。そこで本検討では，崩壊面積により大規模崩壊とその他の崩壊を区分し，崩壊発生に影響する素因・誘因の傾向の違いについて検討を行ったため，その概要を報告する。

2. 検討条件と手順

2.1 対象地震

対象地震は，国内の直下型地震のうち斜面崩壊事例が最も多く，かつ大規模な崩壊を含んでいる 2004 年新潟県中越地震，2008 年岩手宮城内陸地震，2016 年熊本地震の 3 地震とした。

2.2 影響を分析した項目

地震時の斜面崩壊に関する既往文献を収集・整理し，既往の知見として得られている影響要因について，表 2.1 のように整理した。これらの要因の影響の大きさを分析することとしたが，データの存在状況により地震毎に分析項目は異なっている。

表 2.1 影響を分析した項目

大項目	小項目	中越	岩手宮城	熊本
地形条件	傾斜	○	○	○
	起伏量	○	○	○
	平均曲率	○	○	○
	方位	○	○	○
	集水面積	○	○	○
地盤条件	地質	○	○	○
	比抵抗値		○	○
	火山灰層厚		○	
地震特性	断層最短距離	○	○	○
	等価震源距離	○	○	○
	最大加速度	○	○	○
	計測震度	○	○	○
地盤変動	地盤変動量			○

※○は地震毎の分析対象項目

2.3 崩壊規模の区分

本検討では，深層崩壊の規模の目安（土木研究所，2009）を参考に崩壊面積 1ha 以上の斜面崩壊を「大規模崩壊」，1ha 未満を「その他崩壊」とした。

2.4 分析手順

分析手順の概要を以下に示す。①地震前の数値標高モデル（DEM）および各種資料等から地形条件，地盤条件，地震特性等を GIS 上で 10m メッシュデータとして整理する。②地震後の崩壊地判読結果から作成した崩壊地ポリゴンを用いて崩壊メッシュを設定する。③各分析項目について階級別もしくは属性別に分類し，崩壊発生率や崩壊面積との関係について整理し，相関を分析する。崩壊発生率は，階級別・属性別の全メッシュ数に対する階級別・属性別崩壊メッシュ数の割合とし，図示する際は「大規模崩壊」と「その他崩壊」ごとに正規化（最大値を 1，最小値を 0 に変換）して比較しやすいようにした。分析方法は，単相関の分析をヒストグラムにより行うとともに，複数要因を組合せた場合についてラフ集合分析を行った。

3. 分析結果

3.1 ヒストグラムによる分析

各要因の崩壊発生率をヒストグラムに整理した結果，いくつかの要因について「大規模崩壊」と「その他崩壊」で傾向の違いがみられ，本報告ではそのうち傾斜，断層最短距離，比抵抗値，地質について以下に例示する。

①傾斜（分析対象：3 地震）：「その他崩壊」は傾斜が急になるほど崩壊発生率が高くなるが，「大規模崩壊」では 60° 前後をピークに急傾斜側で発生率が低下する傾向が 3 地震に共通してみられた（図 3.1 に中越地震の例を示す）。また，大規模化するほど階級別の平均傾斜が小さくなる傾向が 3 地震に共通してみられた（中越は 2,500m^2 以上，岩手宮城は 7,500m^2 以上，熊本は 1ha 以上，図 3.2 に中越地震の例を示す）。

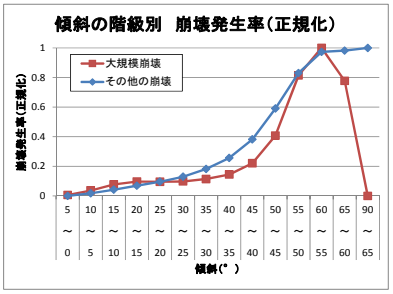


図 3.1 傾斜の階級別崩壊発生率（中越地震の例）

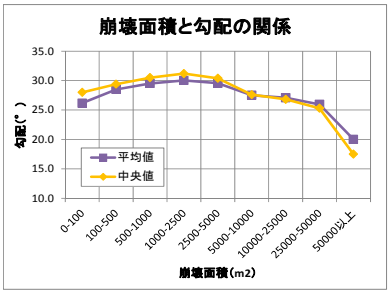


図 3.2 崩壊面積の階級と傾斜の関係（中越地震の例）

②断層最短距離（分析対象：3 地震）：3 地震に共通する傾向として，「大規模崩壊」は「その他崩壊」と比較して遠距離での崩壊発生率が低く（図 3.3 に中越地震の例を示す），全崩壊に占める「大規模崩壊」の割合は，断層から近距離（概ね 10km 以内）で増加する傾向がみられた（図 3.4 に中越地震の例を示す）。ただし，震源断層が沖積低地等に位置する場合も多いため，必ずしも最近地点の崩壊発生率が最も高いとは限らない。

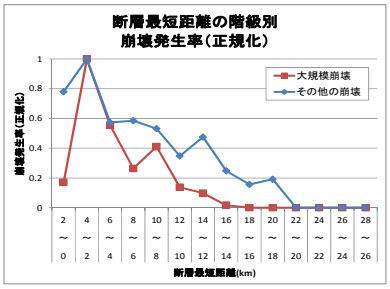


図 3.3 断層最短距離の階級別崩壊発生率（中越地震の例）

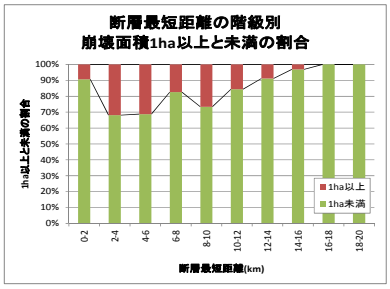


図 3.4 大規模崩壊とその他崩壊の割合（中越地震の例）

③比抵抗値（分析対象：熊本）：空中電磁探査により得られた深度 0～100m の 10m 間隔の比抵抗値をもとに，各深度間の鉛直一次微分値（比抵抗値の差分を鉛直距離で除した値）を求めた。そして，10m メッシュ毎に微分値が最大となる深度と崩壊発生状況（1ha 以上，1ha 未満，非発生のいずれに該当するか）を整理し，深度別に最大微分値の頻度と発生率を集計した（図 3.5）。「大規模崩壊」，「その他崩壊」とも最も頻度が高い深度は 20-30m となっており，「大規模崩壊」については 60-70m においても高い頻度を示している。そして，「大規模崩壊」の発生率は 60-70m が突出して高く，微分値の増大が「大規模崩壊」に関わる何らかの地質的特性を反映しているものと考えられる。

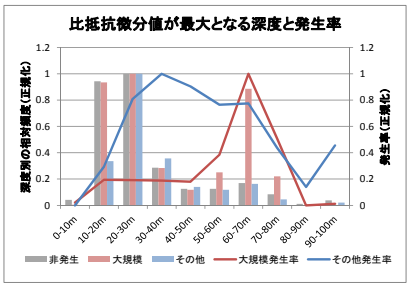


図 3.5 微分値が最大となる深度と発生率（熊本地震の例）

④地質（分析対象：3 地震）：崩壊面積が大きくなるほど特定の地質に限られる傾向が 3 地震に共通してみられた（図 3.6 に熊本地震の例を示す）。大規模化に伴い優勢となる地質は，中越では新第三紀の堆積岩類，岩手宮城では火砕流堆積物，熊本ではカルデラ形成後の火砕岩や先阿蘇火山岩類などである。

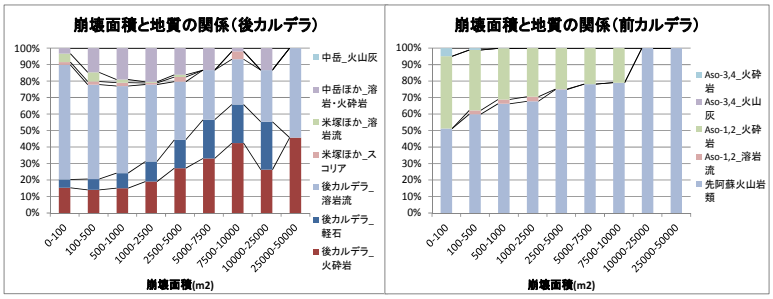


図 3.6 崩壊面積の階級と地質の割合（熊本地震の例）

3.2 ラフ集合分析

ラフ集合分析の縮約により，「大規模崩壊」と「その他崩壊」の発生に影響する要因を抽出した。傾斜等の地形量は主に「その他崩壊」の要因として選定され，「大規模崩壊」では，主要因として比抵抗値（微分値を含む）が選定された。また，地震特性に関する要因は，「大規模崩壊」，「その他崩壊」ともに複数事例で選定され，特に断層最短距離の選定頻度が高い結果が得られた。このような結果はヒストグラムによる分析結果とも整合性があり，妥当な結果と考えられる。

4. まとめと課題

斜面崩壊発生に影響すると考えられる素因，誘因について分析を行った結果に基づき，「大規模崩壊」と「その他崩壊」を区別できる可能性があるいくつかの要因についてまとめる。地形量としては，従来から地震時崩壊との関係性が指摘されている傾斜について，大規模化によって平均傾斜が緩くなる傾向がみられた。この傾向は中越地震で最も顕著であり，地すべり地形を反映したものと考えられる。このような地域では，危険箇所の推定において「大規模崩壊」と「その他崩壊」で傾斜の閾値を変更することが効果的となる可能性がある。地盤条件としては，比抵抗値が「大規模崩壊」の起こり易い地質条件（溶岩と火砕岩の互層等）を反映している可能性があり，個別斜面の精査を行うとともに事例を追加して検証していく必要がある。地震特性については，断層最短距離が近いほど（斜面が存在する範囲で）「大規模崩壊」の割合が増加し，断層から概ね 10km 以内で発生率が高まる傾向がみられた。

本稿では詳述していない項目についても部分的に崩壊面積との関係性がみられた要因が複数存在するため，これらの組合せを含めてより詳細に検討していく予定である。

参考文献

八木浩司，山崎孝成，渥美賢拓（2007）：2004 年新潟県中越地震にともなう地すべり・崩壊発生場の地形・地質的特徴の GIS 解析と土質特性の検討，日本地すべり学会誌，Vol. 43, No. 5, pp. 294-306

濱崎英作，檜垣大助，林一成（2015）：GIS に基づく斜面変動予測評価のためのバッファ移動解析と過誤確率分析法，日本地すべり学会誌，Vol. 52, No. 2, pp. 51-59

林一成，濱崎英作，八木浩司，檜垣大助（2015）：バッファ移動解析と過誤確率分析法を用いた地震地すべりの危険度評価モデルの構築，日本地すべり学会誌，Vol. 52, No2, pp. 60-66

土木研究所 火山・土石流チーム（2009）：「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案）」に関するよくある質問と答え，p. 1

P-093

清水寺後背斜面における豪雨時の降雨浸透特性に関する研究

立命館大学大学院理工学研究科　○五井　渉太
立命館大学理工学部　藤本　将光
立命館大学理工学部　里深　好文

1. はじめに

我が国では，近年集中豪雨が多発しており，降雨を起因とした土砂災害が発生する危険性が高まっている．近年に発生した集中豪雨による土砂災害の主な例としては，平成 26 年 8 月に発生した広島土砂災害や平成 30 年 7 月豪雨災害等が挙げられる．特に，西日本豪雨災害では大雨特別警報(数十年に一度の大きな災害が予想される場合に出される警報)が 11 都道府県に発令され，一つの災害で 4 つ以上の都道府県に警報が出された事例は初めてであった．

また，観光地等では，土砂災害による被害は人的被害だけでなく，重要文化財等も被害の対象となる．観光地を象徴する重要文化財が被災した場合，観光客の避難場所の確保と両立して行っていく必要があるため，土砂災害の主要因である降雨時の浸透特性と豪雨を起因とした土砂災害から重要文化財や人的被害を軽減するために土砂災害の危険性をより正確に把握することが重要になると比較し，評価することを目的とした．

そこで，本研究では，清水寺後背斜面を対象とし解析データの結果と現地モニタリングの結果を降雨時の浸透性評価や人的被害を軽減する予測に関する検討を行った．

2. 研究方法

2. 1. 対象地

清水寺は京都府京都市東山区清水にある寺院であり，境内には国宝や重要文化財を含む 15 の伽藍が建ちならんでいる．また，文化財としてユネスコ世界遺産にも登録されており，京都市を訪れる観光客 5522 万人のおよそ半分が清水寺を訪れるという点からも有数の観光名所として，年間を通して多くの人で賑わう場所といえる．斜面に造られているため過去にも斜面崩壊が複数回発生(1972 年，1999 年，2013 年)している．

本研究では清水寺奥ノ院の後背斜面を研究対象地とした．図 1 の計測点 B から計測点 C までの青線を対象側線とした．

2. 2. 解析方法

本研究では，飽和・不飽和の可変多孔質体中の水分動態解析プログラム HYDRUS2D を用いて，浸透流解析をおこなった．HYDRUS2D の特徴として，水分の局所的異方性を有する地盤や不均一な地盤から構成されるモデルにおいても解析を行うことができる．また，農業分野での使用が非常に多く，不飽和土中の水分動態を精度よく解析できるため，本研究に用いるソフトとして選択した．

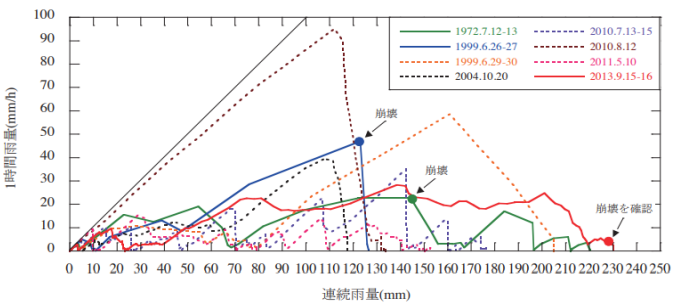
HYDRUS では地盤条件や解析タイプ，計算時間等の時間設定等が求められる．



図 1　測定点の場所

表 1 テンシオメータの設置された地点と深度

計測深度(cm)/地点	B	P1	M	P2	P3	C
浅			20	30		40
	40	30	40	60	30	
	100		60	100		100
	200	65	100		60	
深	260		190	230		230



3)図 2　過去の崩壊時の降雨

また，本研究では対象地において崩壊が発生した 2013 年 9 月 15，16 日の降雨を対象とし，実際のモニタリング結果と解析結果の比較を行うため，テンシオメータの設置地点の深度に Observation Node を置く．

図-3 に，入力する降雨データを示す．また，先行降雨条件を考慮するため，2013 年 8 月 15 日から 9 月 14 日までの降雨データを対象降雨イベントの前に与えた．

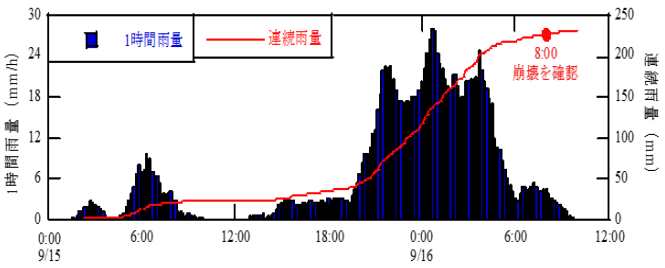


図 3　台風 18 号（2013 年 9 月 15-16 日）時の清水寺における降雨ハイエトグラフ

4. 結果と考察

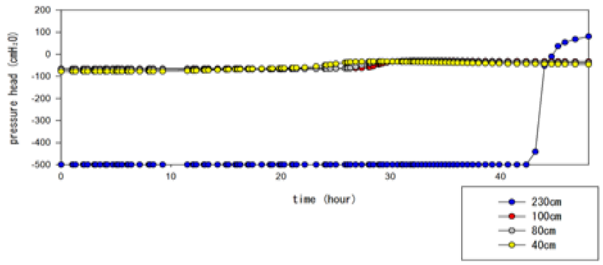


図 4　解析で求めた C 地点の圧力水頭

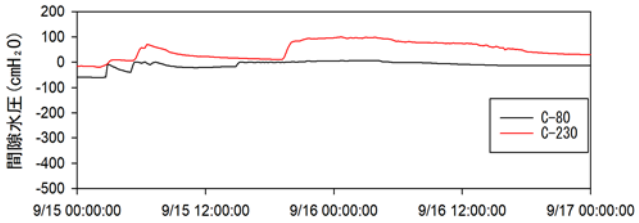


図 5　モニタリング結果での C 地点の圧力水頭

解析比較して圧力水頭の変動幅が小さいことが示された．結果は深さ 20cm を除いて，解析結果では浅い地点から間隙水圧値が上昇している事に対し，計測結果では深い地点の方が浅い地点より先に反応している点もみられ，変動傾向が異なった．解析において鉛直方向の水移動が卓越していると考えられるが，実際には側方流のような水移動が発生していると推察された．

崩壊に至ったとき，計測結果では B 地点の 260cm, 200cm，M 地点の 40-190cm，P2 地点の 200cm，C 地点の 230cm が正圧を示し，計測測線において地下水面が現れる事が考えられる．一方，解析では C 地点の 230cm のみが正圧を示した．また，C 地点の 230cm の間隙水圧の降雨に対する応答は遅く，遅れて上昇する結果となった．この結果は透水係数の設定に大きく影響を受けていると考えられ，設定方法に課題が認められた．おり，下半分の Ks が大きかったため他のモニタリングの正圧の値が出なかった事が考えられる．

参考文献

1)　檀上徹ら(20142013 年台風 18 号の豪雨に伴う清水寺境内の被害と重要文化財後背斜面の地盤内水分変動に関する考察　歴史都市防災論文集 8，115-122，2014-07-05 立命館大学歴史都市防災研究所

P-094

パイピング孔周辺における人工散水による水の浸透過程の検討

紀伊山系砂防事務所　小竹利明・菅原寛明・田中健貴
国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
和歌山県土砂災害啓発センター　榎原伴樹・崎山朋紀
パシフィックコンサルタンツ株式会社　○野池耕平・松澤 真・田村友起夫・澤田悦史・斉藤泰久

1. はじめに

表層崩壊跡地の滑落崖において，パイプと呼ばれる空隙が存在することが知られており，これが水みちを形成して表層崩壊へ影響を及ぼしていると考えられている。たとえば，パイプの一部が閉塞することにより崩壊を誘発するモデル[1]，パイプ内において地下水圧が上昇しボイリング現象を伴って崩壊が発生することを指摘する事例もある[2]。いずれの場合においても，表層崩壊の発生機構を解明していく上では，パイプの形成過程について議論することは非常に重要である。

本検討では，パイプが形成されている斜面の滑落崖上部において自然降雨前後、および人工的に散水を行い，水の浸透過程を把握した。水の浸透過程は，連続的に高密度電気探査を実施することで比抵抗の差分を捉えることから評価した。

2. 調査地概要

本調査は，和歌山県那智勝浦町にある那智川水系尻剣谷川上流部にある崩壊跡地頭部で実施した（図-1）。この流域は，2011 年 9 月に表層崩壊が多く発生しており，この崩壊跡地も同様の時期に崩壊が発生している。崩壊の形状は，崩壊長 57.2m，崩壊平均幅 20.6m，崩壊面の平均傾斜 31° 程度であり，調査を実施した範囲の滑落崖は 1m ほどである。地質は熊野酸性岩類の花崗斑岩であり，地形は山頂緩斜面および開析が進行する斜面（開析斜面上部）との境界である開析前線付近に位置する。

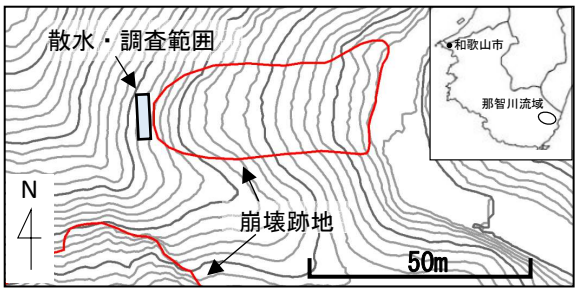


図-1　調査位置図

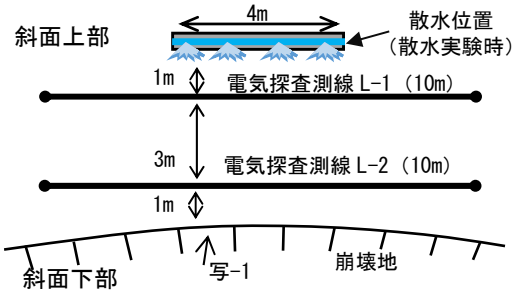


図-2　電極・散水装置配置図



写-1　パイプの写真(位置は、図-2 に示す)

3. 調査方法

3.1 自然降雨前後における雨水の浸透過程

散水実験前にパイプを含む地下の土層構造や水の浸透状況を確認する目的で降雨前後での電気探査を行った。散水 1 日前に総雨量 40mm の雨(継続時間 11 時間，最大時間雨量 7.5mm)であった。電気探査は，2 測線で実施した(図-2)。

3.2 人工散水に伴う水の浸透過程

パイピング孔がある崩壊地滑落崖から 5m ほど離した位置に長さ 4m の有孔塩ビパイプを設置し，3L/分程度の水を 4 時間半散水した。塩ビパイプは，パイピング孔が中央に位置するよう配置した。孔は径 1.5 ㎜とし，20 ㎝間隔で施工した。

水の浸透過程を把握するため，塩ビパイプより斜面下部において電気探査を実施し，比抵抗の差分を解析した。L-1・L-2 測線に測線 10m，電極間隔 0.25m で電極を配置し，散水用塩ビパイプ（パイピング孔）が中央部に配置されるよう留意した。電気探査は二極法により実施し，散水前に 1 回，散水中に 4 回（散水開始 30 分後から 1 時間おき（各測線で 30 分おき)），および散水 30 分後に 1 回実施した。

4. 調査結果

4.1 崩壊地滑落崖の状況

崩壊地滑落崖は，右岸側（電気探査測線起点側）では，礫混じりの砂質シルト状であるマサ土から構成されいる。左岸側（測線終点側）には，土検棒による調査から，礫やコアストーンが含まれている状況が確認された。

4.2 自然降雨による浸透過程

図-3 に，降雨前後における比抵抗の差分解析結果を示す。地表付近，および起点・終点側の深部において，雨水が深部に向かって浸透し比抵抗が低く変化している様子が確認できる。L-1 では地表から 2m ほど下に目玉状の低比抵抗帯の分布が確認されるが，L-2 の右岸では分布せず，鉛直方向に線状の低比抵抗帯が分布するのみである。また，比抵抗が目玉状に高く変化している領域が確認された((a)・(b)の比抵抗が増加した領域)。これは，盛土で雨水の浸透過程を検証した事例[3]を参考にすると，間隙中の空気が雨水の浸透により圧縮された箇所を観測した可能性がある。

4.3 人工散水結果

L-1，2 の散水前における電気探査結果を，それぞれ図-4(a)，図-5(a)にを示す。両者とも，地表から深度 1m～2.5m 程度の範囲に高比抵抗帯が分布し，特に右岸側の比抵抗は高い。これは，コアストーンや礫などが密集していることによると推定される。

L-1，L-2 の散水後における差分解析結果を，それぞれ図-4(b)，図-5(b)に示す。L-1 では，地表から 1m 程度の範囲において散水した範囲を中心に一様に比抵抗が低く変化し，水が浸透している様子が確認された。一方，L-2 では，散水した範囲の右岸側，特にパイプが形成された範囲から樹木の周辺部にかけて水が浸透しており，散水範囲の左岸側には水の浸透が見受けられなかった。

自然降雨のL-2(図-3(b))と散水実験のL-2(図5(a))を比較すると水の集中帯(低比抵抗帯)が異なることが確認された。自然降雨の降雨継続時間は 11 時間，散水実験は 4 時間半であり単純に比較することはできないが，降雨継続時間と降雨の範囲の違いが水の浸透経路を変化させたと推察される。

5. まとめ

降雨および人工散水に伴う水の浸透過程について電気探査により検討を行った。ここでの成果を以下にまとめる。

・降雨及び散水実験時の比抵抗変化から、パイプ及びコアストーンが水の流れに影響を及ぼしていることが分かった。

・降雨時には，コアストーンの分布範囲で雨水が深部に向かい浸透している状況や，間隙中の空気が圧縮されていると推察される状況が確認された。また，降雨継続時間や降雨の範囲により水の浸透経路が変化する可能性が確認された。

・今後は，コアストーンの分布地域で同様の実験を行うことにより，時系列に雨水の浸透過程を考察し，表層崩壊の発生機構を考察していく必要があると考えられる。

参考文献　1）太田ら：パイプフローと山崩れについての 1 考察，昭和 56 年度砂防学会研究発表会概要集，p327-333，1981.　2）西尾：ボイリング現象のメカニズムに関する研究，日本森林学会誌，60(9)，p327-333，1978.　3）高倉ら：比抵抗モニタリングによる盛土中の水分変化の推定，物理探査，p223-236，2012.

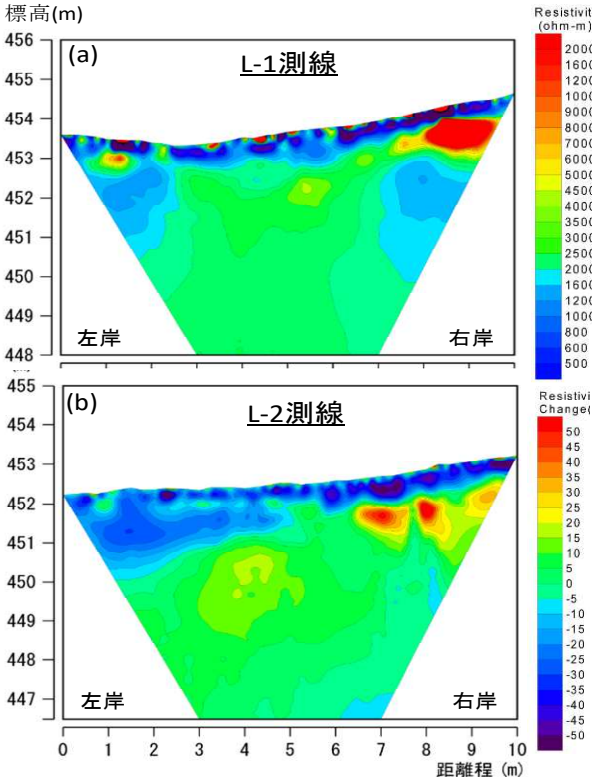


図-3　自然降雨前後における比抵抗差分解析結果

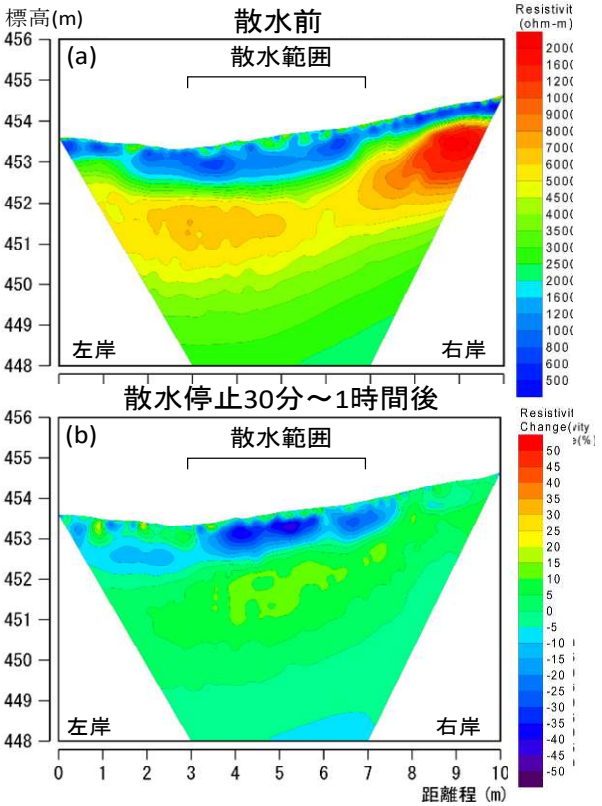


図-4　L-1 測線の電気探査結果((a)：散水前の比抵抗、(b)散水停止 30 分～1 時間後と(a)の比抵抗値の差分)

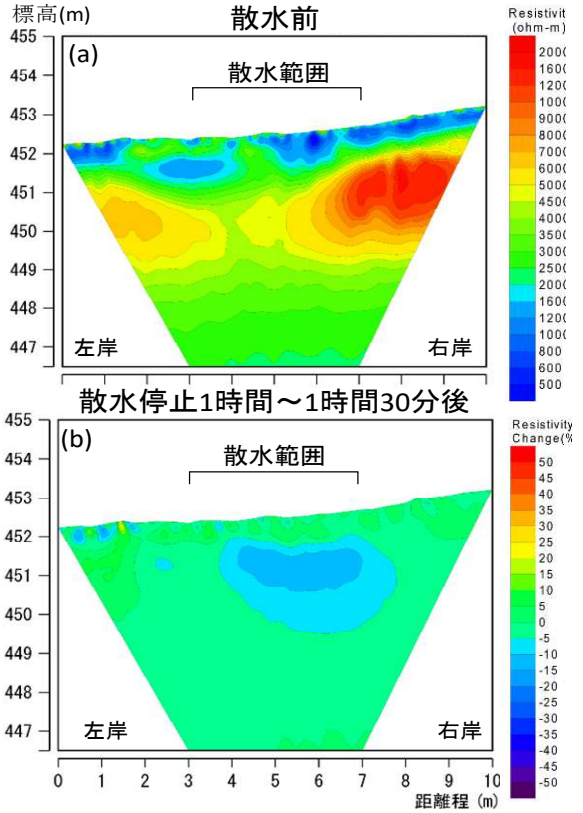


図-5　L-2 測線の電気探査結果((a)：散水前の比抵抗、(b)散水停止 1 時間後～1 時間 30 分後と(a)の比抵抗値の差分)

P-095

天竜川流域，長野県天龍村における過去の土砂災害について

国土交通省中部地方整備局天竜川上流河川事務所　椎葉 秀作・岡村 修
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　井上 公夫・佐光 洋一・○中根 和彦
株式会社防災地理調査　今村 隆正

1．はじめに

天竜川流域は，糸魚川―静岡構造線，中央構造線をはじめ，数々の構造線，断層が走っており，急峻な地形と相まって，土砂災害が頻発している。三六災害（昭和 36 年（1961））では，台風の接近と梅雨前線の停滞により激甚な災害が発生している。併せて過去には豪雨だけでなく地震によっても大規模崩壊や，それに伴う天然ダムが形成・決壊することで，激甚な大規模土砂災害が発生している。また尾田（2009）によれば，霊亀（れいき）元年（715）に遠江の地震において，山崩れが天竜川を防ぎ水が流れず，数十日後決壊し，静岡県西部に大きな被害をもたらしたことが続日本紀に記されている。天竜川流域は地すべり地形が多く，その他にも過去に大規模土砂災害が発生したと考えられるが，発生地点やその規模等の調査はあまり進んでいない。



図 1　天龍村位置図

本研究では，天竜川本川の狭窄部となっており，沿川に地すべり地形が多く見られる長野県天龍村を対象とし，過去の大規模土砂災害の位置，規模等を推定した。得られた調査結果のうち，土砂移動現象の規模が大きい，先途（せんど）地区の大規模崩壊と，早木戸川における大規模崩壊・天然ダムについて報告する。



図 2　崩ノハタ

2．調査手法

調査は過去の土砂災害に関連する史料とともに，天龍村の地形図，小字図，旧版地形図，赤色立体図，空中写真等を収集・整理し，地区ごとに取りまとめた。これを基に地元古老へのヒアリング，現地調査を通じ災害発生個所を推定し，災害記録地図としてわかりやすくとりまとめた。

3．先途地区の大規模崩壊

先途集落の西側谷頭部に「崩ノハタ」と呼ばれる急傾斜地がある（図 2 参照）。天龍村史編纂委員会（2000）によれば，寛政元年（1789）の豪雨で先途集落の上方斜面が崩壊し，崩れた巨石が先途の集落を埋め 3 戸 13 人が犠牲となるとともに，土石流となって虫川を下り，天竜川本川に流れ込んだ（図 3 参照）。土石流は天竜川の河床を埋めて新滝となり，天竜川舟運の屈指の難所となった。

地元住民によれば，他地域の

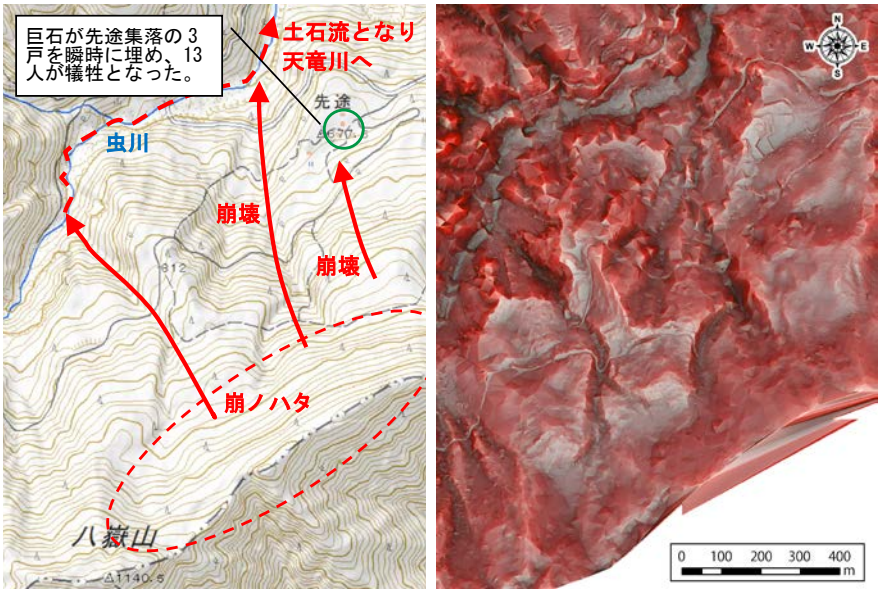


図 3　寛政元年（1789）先途地区の大規模崩壊位置図と赤色立体図
赤色立体図はアジア航測（株）より（特許 3670274, 特許 4272146）

「掛け踊り」が雨乞いのために行われているのに対し，当該地区ではこの災害の影響で雨止めを願って「掛け踊り」が現在も行われている。また，崩壊で出来た緩斜面を田畑として活用したとのことであった。現地は大規模な地すべり地形となっており，流れ山と伝わる丘や多くの巨石が見られた。

４．早木戸川の天然ダム

4.1　湯の沢の崩壊

現在の国土地理院地形図には示されていないが，明治 41 年（1908）測図 1/5 万地形図には，溝の田地区の南斜面に大規模な崩壊地が示されている。住民によれば，この崩壊地は「湯の沢」（図 4 参照）と呼ばれ，かつての集落は川沿いにあったが，湯の沢の崩壊により山頂付近に移り住んだこと，この崩壊が早木戸川を埋めたことがわかった。これらのことから，湯の沢の大規模崩壊が早木戸川を堰き止め，天然ダムが出来たものと考えられる。



図 4　湯の沢

地形図・赤色立体図から湯ノ沢対岸の微地形等から高さ 30～40ｍの天然ダムが形成されたと考えられ，湛水面積は約 10 万㎡，湛水量は約 100～140 万㎥と推定される（図 5 参照）。

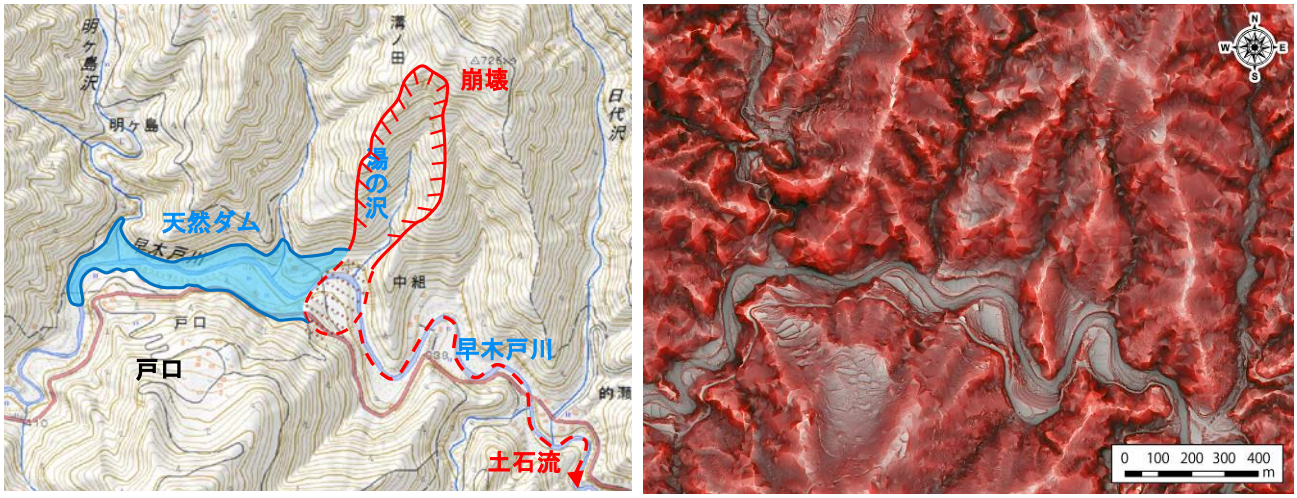


図 5　早木戸川の大規模崩壊・河道閉塞位置図と赤色立体図

赤色立体図はアジア航測（株）より（特許 3670274, 特許 4272146）

4.2　大蛇伝説と土石流

地元住民によれば，この地区にはかつて池があって，そこに大蛇が住んでおり，この大蛇は池の崩壊後，天龍村大蛇地区（図 1 参照）にある池（大蛇が池）に移ったことが伝わっていた。天龍村史編纂委員会（2000）によれば，寛文二年（1662）の大地震（寛文近江・若狭地震）で大蛇が池は崩壊し，大蛇は和知野川を下り，天竜川をさかのぼり，この地震で出来たとされる阿南町の深見池（図 1 参照）に移り住んだとされている。土石流を龍や蛇とした逸話は多くあることから，湯の沢の天然ダムの崩壊，及び大蛇が池の崩壊時に土石流が発生したと考えられる。

湯の沢の崩壊・天然ダムの形成は，これらの逸話の経過から，寛文二年（1662）以前に発生したと考えらえる。

５．おわりに

本調査では，長野県天龍村における過去の土砂災害を把握した。天竜川沿いには地すべり地形が多く分布しており，過去に大規模崩壊が発生した箇所は，多く存在すると考えられる。今後もこれらの調査を進めるとともに，過去の土砂災害と砂防の歴史を地域住民に啓発することで，防災教育に活かす予定である。

参考資料

尾田栄章（2009）古代の水管理体制－荒（麁）玉河－，河川，平成 21 年 1 月号，p. 80-86
天龍村史編纂委員会（2000）天龍村史　上巻，p. 73-92, 1211-1218

P-096

六甲山上部における豪雨による平成 26 年 8 月災害と平成 30 年 7 月災害での崩壊地の特徴

兵庫県神戸県民センター六甲治山事務所　山田　裕司・竹下　洋一
林　一郎
株式会社ダイヤコンサルタント　鏡原　聖史・根本　信行
○岡崎　敬祐

1．はじめに

六甲山系では、過去から土砂災害が繰り返し発生しており、人命を守るために治山事業、砂防事業等が行われ、ハード面およびソフト面での対策が進められてきた。近年では、平成 26 年 8 月の台風 11 号による豪雨（以下、平成 26 年豪雨）や平成 30 年 7 月豪雨（以下、平成 30 年豪雨）によって、六甲山上の宿泊施設や生活道路直下の斜面地が崩壊し、下流への土砂流出被害のみにとどまらず、山上部の市民生活や観光に大きな影響を与えた。このことから、今後は六甲山上部の市街地を保全対象とし、施設ならびに道路直下の山腹斜面や自然斜面等の危険性の高い箇所を特定し、計画的に予防対策を実施することで六甲山系の斜面の強靭化を図っていくことが望まれる。そこで、危険斜面の特定を行うために、六甲山系で確認された崩壊事例をもとにその特徴について整理したので報告する。

2．調査地周辺の概要

調査地は兵庫県神戸市の六甲山山上部であり、検討対象範囲は山上部の道路から 100m のバッファを設け**図 1** のように設定した。六甲山地は、山上部が平坦面を呈しており、六甲山地の最高地点（標高 931 m）から摩耶山（標高 699m）、菊水山（標高 459m）、鉄拐山（標高 266m）に至る北東から南西方向に延びる山体である。南東に向かっては急崖をなし、北西にむかって緩い傾斜の台地上地形を呈している。地質は、六甲花崗岩が主体で六甲変動により隆起したことで破砕され、さらに風化作用によってマサ化している。また、地形的特徴を考慮し、遷急線から上部を山上緩斜面、下部を急斜面と定義した。

3．災害降雨の特徴について

六甲山上における国土交通省の自然保護センター観測所の平成 26 年豪雨（8 月 8 日～11 日）と平成 30 年豪雨（7 月 4 日～8 日）の降雨量の時系列変化について**図 2** に示す。時間雨量で比較すると、平成 26 年豪雨時は 8 月 10 日 11:00 に最大降雨の約 64 ㎜を記録している。一方、平成 30 年豪雨では、7 月 5 日 3:00～同日 22:00 まで継続して時間雨量 35～42 ㎜前後の雨が降り、その後 10 時間ほど 10 ㎜程度の降雨に落ち着いたが、再び 7 月 6 日 12:00 に最大雨量の 45 ㎜を記録している。次に累積雨量について、平成 26 年豪雨時は 4 日間で約 404 ㎜を記録していることに対し、平成 30 年 7 月豪雨時では 5 日間で倍の 918 ㎜を記録した。以上より、降雨の特徴として、平成 26 年豪雨の降雨パターンは強雨タイプ、平成 30 年豪雨は長雨タイプと解釈できる。

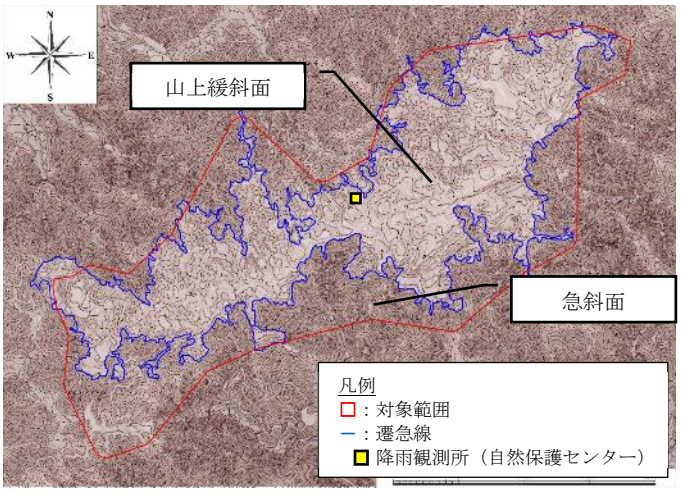
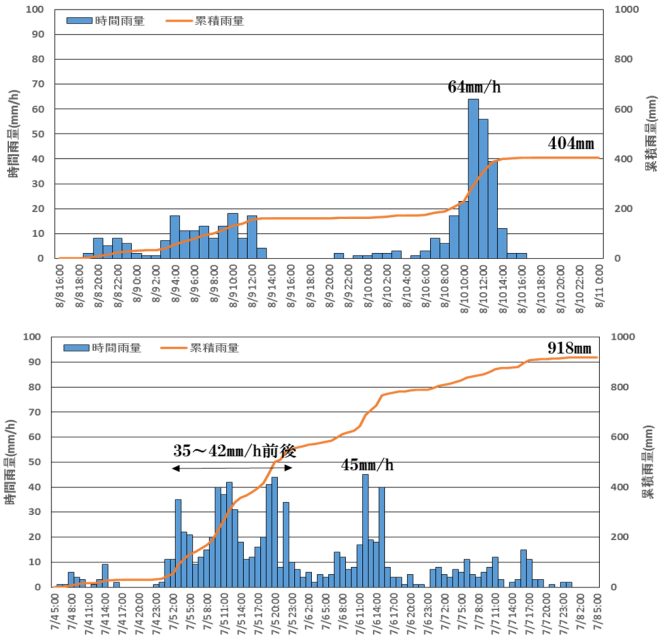


図 1　検討対象範囲



（上）平成 26 年豪雨　（下）平成 30 年豪雨
図 2　降雨の時系列変化

4．六甲山上での崩壊地の特徴

平成 26 年豪雨と平成 30 年豪雨により六甲山上で発生した崩壊地の分布状況を**図 3** に示す。崩壊箇所は、国土交通省六甲砂防事務所が災害後に撮影した空中写真ならびにレーザー測量 [1] 等をもとに整理された資料を参考として、再度空中写真判読および現地確認を行い、合計 50 箇所確認できた。これらの地

形的特徴を考慮し、発生場所に起因する崩壊メカニズムに基づき崩壊箇所の分類を行った。また、降雨の違いも含めて分析を行い、崩壊地の特徴について整理した。

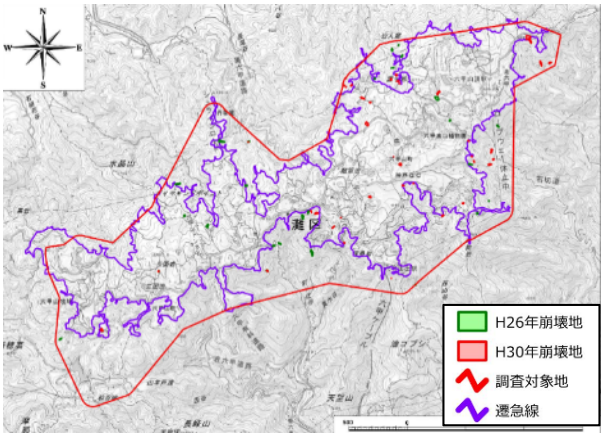
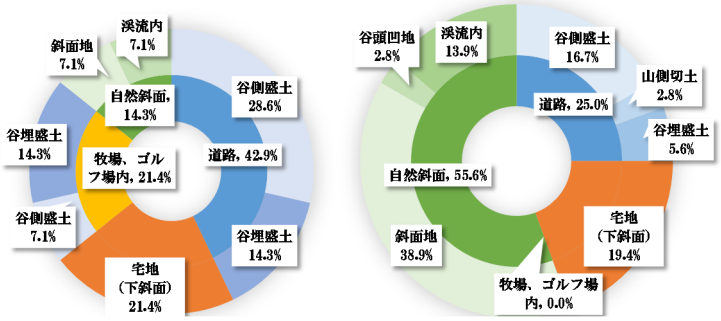


図 4　崩壊地分布図

崩壊地を発生要因別で区分し、(1) 道路排水による崩壊、(2) 牧場、ゴルフ場等の施設排水による崩壊、(3) 宅地排水による崩壊、(4) 自然斜面で発生した崩壊の 4 つに分類した。さらに、その 4 分類の内、道路および施設内で発生した崩壊は、谷側盛土、山側切土、谷埋盛土で発生しており、自然斜面は斜面地、渓流内、谷頭凹地で崩壊が発生していることが分かった。これらの発生箇所を山上緩斜面と急斜面に棲み分けして整理したものを図 4 に示す。図 4-(b) の急斜面地では自然斜面の崩壊が 55.6%と多いことがわかる。一方、図 4-(a) の山上緩斜面では、道路や牧場、ゴルフ場内の盛土斜面での崩壊事例が多く、人工的に改変した場所での被災が特徴的であった。

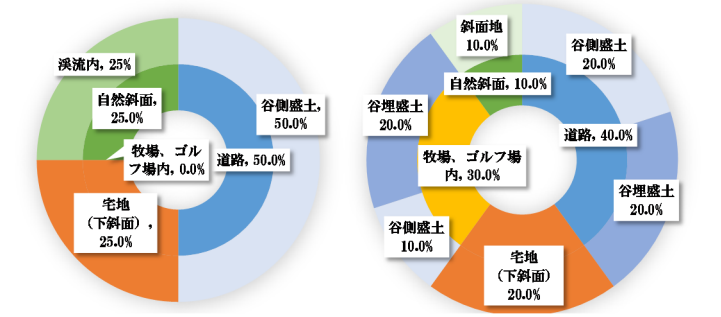
降雨タイプ別に分析した山上緩斜面での崩壊発生割合と急斜面での崩壊発生割合を図 5、図 6 に示す。図 5-(c) の平成 26 年豪雨では、道路の谷側盛土での被災が多かった。短時間に凄まじい雨が降るため、道路の曲線部で流水がオーバーフローし、道路下部の斜面に流れ出たため、盛土斜面のような人工的に改変している斜面が崩壊したと考えられる。一方、図 5-(d) の平成 30 年豪雨時は、道路および施設内での谷埋盛土で崩壊が多く発生していることが確認された。平成 26 年度豪雨ほどの降雨強度はなかったが、長期間降り続けることで盛土内に水が貯留されるため、地形的に水の集まる谷埋盛土で崩壊が発生したと考えられる。

また、急斜面において、図 6-(e) の平成 26 年豪雨では、宅地直下斜面および自然斜面での崩壊が多く確認された。自然斜面では、沖村らが報告している谷頭凹地 [2] での崩壊が発生していた。一方、図 6-(f) の平成 30 年豪雨では、自然斜面の崩壊が約 7 割を占めており、渓流内での崩壊が 22.2%と平成 26 年時よりも増えていた。また、道路の谷埋盛土での崩壊も発生しており地形的に水を集める箇所で崩壊が発生していることが特徴的であった。



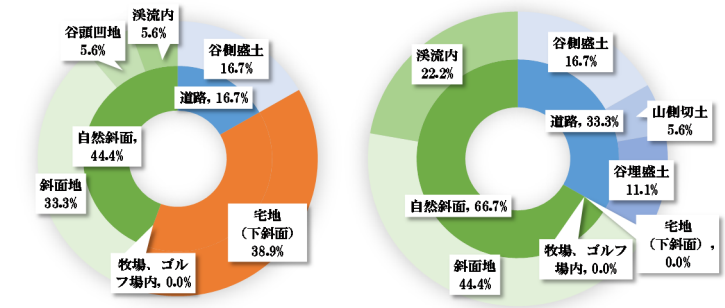
(a) 山上緩斜面　　(b)　急斜面

図 3　六甲山上における崩壊発生割合（50 箇所）



(c) 平成 26 年豪雨　　(d) 平成 30 年豪雨

図 5　山上緩斜面における崩壊発生割合（22 箇所）



(e) 平成 26 年豪雨　　(f) 平成 30 年豪雨

図 6　急斜面における崩壊発生割合（28 箇所）

5．おわりに

六甲山系における崩壊地の特徴について整理したところ、急斜面地のみならず、山頂緩斜面においても人工改変地が多く崩壊していた。本調査地では、環境省による観光地としての再開発計画も絡んでおり、今後は整理した内容をもとに、土地利用が与える影響について考慮しながら斜面の危険箇所を抽出し、対応策を検討していきたい。

6．謝辞

本検討に当たり、多くの助言を賜り、また懇切丁寧にご指導頂いた沖村孝神戸大学名誉教授他、委員の先生方に深く感謝申し上げます。

参考文献

1) 六甲山系レーザー測量成果,国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所,2017.
2) 沖村ら：土砂災害の原因となった近年の降雨特性と強雨による崩壊・土石流発生メカニズムについて，建設工学研究所論文集第 60 号（報告），pp.61-91,2018.

P-097

室内実験に基づく斜面形状が崩壊現象に及ぼす影響の検討

立命館大学院理工学研究科 ○Qin xin
立命館大学理工学部 藤本将光
立命館大学理工学部 里深好文

1. 背景と目的

日本は、急峻な地形が多い地理的特徴があるため、斜面崩壊などの土砂災害に多く遭遇してきた。特に近年は集中豪雨が増加する傾向にあり、斜面崩壊などの土砂災害について、減災だけではなく、事前の防災事業も急務な課題となっている。そのため、斜面崩壊の発生メカニズムを解明する必要があり、特に降雨中の地盤内の地下水位の変動を把握することが重要であると考えられる。そこで，本研究では、降雨中の地下水位の変動が斜面崩壊の挙動に及ぼす影響を把握することを目的とする。異なる排水条件を設定した室内実験を実施し、地下水位の変化と斜面崩壊のメカニズムの関係を検討した。

2. 実験方法

2.1 実験概要

人工降雨装置を用いて、降雨イベント中の斜面崩壊を再現した。斜面内部に圧力水位計を設置することで、降雨開始後、各点の水位の時間推移変化を計測した。斜面の正面でカメラを設置し、斜面の表面の崩壊面積は斜面全体を目測した。崩壊形態から，崩壊全体を三つのステージに分けた。本研究では、降雨後に斜面に小崩壊が発生する時点をSTAGE1（崩壊発生段階）、崩壊面積が斜面全体の面積の1/2に達した時点をSTAGE2（崩壊進行段階）、STAGE2から斜面崩壊が止まるまでをSTAGE3（全面崩壊段階）として検討を行った（図-1）。



図-1 三つのSTAGE（CASE1）

2.2 実験条件

本研究は図-1のような実験装置を用いた。斜面は含水比10%、密度1.6g/㎥の真砂土で作成した。斜面の長さは70.7cm、高さ50cm、奥行き50cm，勾配45°である。平均降雨強度120mm/hの雨を発生させ、豪雨イベントを再現した。斜面内部で斜面の長さに対して、斜面最低部から10cm（図-2内①）、30cm（図-2内②）、50cm（図-2内③）の箇所において、圧力水位計により斜面内部の水位変化を計測した。降雨イベント中の地下水位変化が斜面崩壊に及ぼす影響を検討するため、排水条件の異なるCASE1とCASE2に分けて実験を行った。CASE1は正面に5cmの不透水板をつけ、 越流した水を排水させた。CASE2は正面でそのまま排水させた。斜面の排水条件については、両CASEとも底面，側面は非排水とした（図-3）。

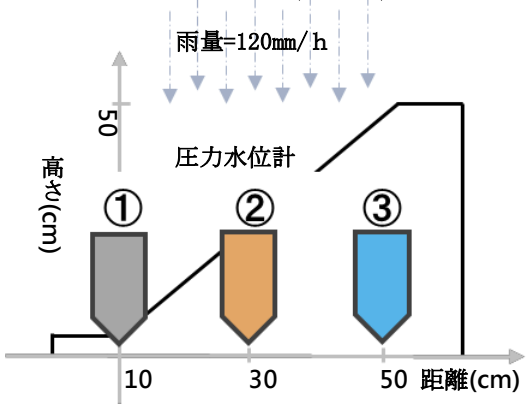
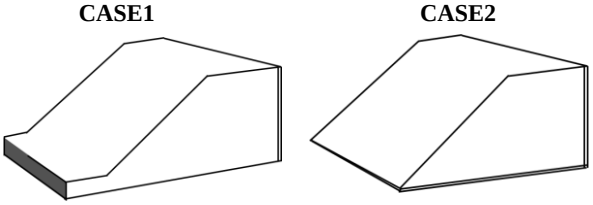


図-2 実験装置（CASE1）



三面非排水
正面排水条件=5cm

三面非排水
正面排水条件=0cm

図-3 CASE1 と CASE2の斜面形状

3. 実験結果

図-4と図-5に本実験のCASE別の斜面内部の地下水位の時間変化を示す。

CASE1では、斜面正面に設置したカメラが取られた映像から確認することより、降雨開始後44分で斜面に小崩壊が発生し、降雨開始後61分で崩壊面積は斜面の表面積の1/2を超えた。斜面全体が崩壊に至るまでは104分かかった。また、CASE1においては、法先に位置する水位計①で水位が上がった直後に斜面崩壊が始まったことが確認された。水位計③は一番早く水位上昇が発生したが、水位計②では降雨中に最高水位を確認することができた。また、三つの水位計はほぼ同時刻に最高水位を確認でき、最高水位を計測した後においても、崩壊はまだ継続することを確認した。

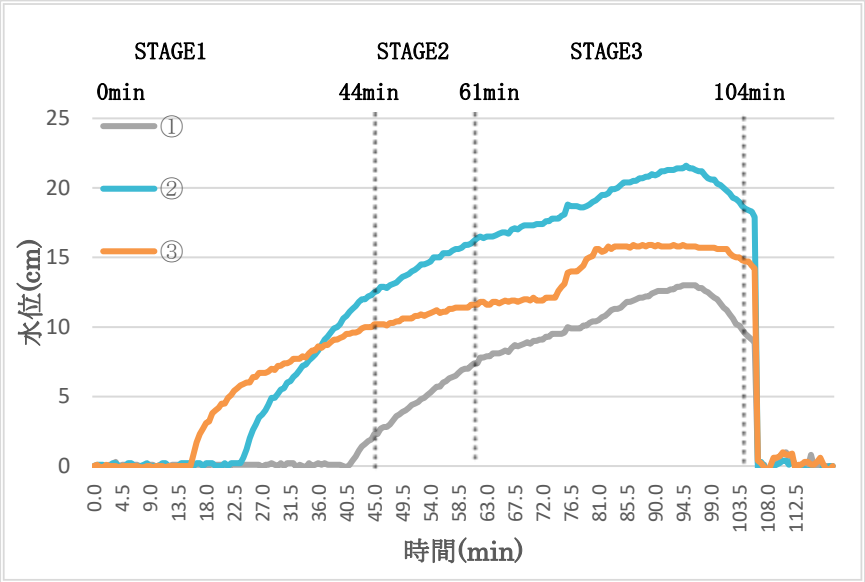


図-4 CASE1の斜面内部水位と時間の関係

一方、CASE2では降雨開始後13分で斜面に小崩壊が発生し、降雨開始後34分で崩壊面積は斜面表面積の1/2に至り、降雨から全体崩壊が至るまでは48分かかった。

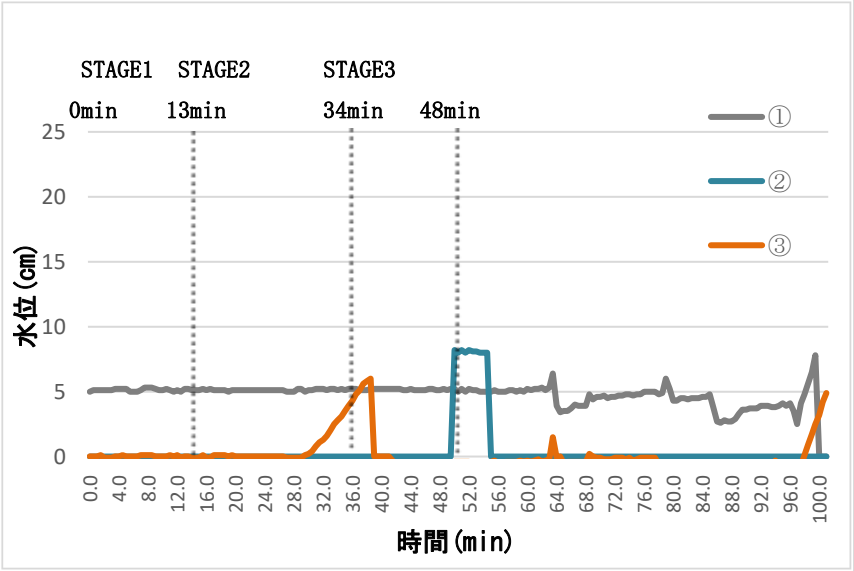


図-5 CASE2の斜面内部水位と時間の関係

4. 考察

降雨開始から斜面全体が崩壊するまでの時間を比べると、CASE1の崩壊時間はCASE2の崩壊時間より二倍以上長く、排水条件の違いが斜面崩壊の進行過程に影響を与えることが示された。CASE1で設置した固定の板は斜面の排水条件を変えるだけではなく、押え盛土のような効果を発揮し、斜面の底部を支えることで、斜面崩壊発生に対する抵抗力を与えたと考えられる。また、 CASE2では、法先から表面浸食を伴う土砂流出によって崩壊が発生し、その後斜面上部へと崩壊が進行した。この際、水位計が進行性崩壊に伴って移動し、正確な水位データを取得できなかったため、実験装置について改善が必要だと考えられる。

CASE1では法先の押え盛が非排水条件となっていることから、斜面内部で地下水帯が発生し、地下水位が累積降雨量の増加に伴って上昇する傾向を示した。この斜面内部の地下水帯の形成が斜面崩壊の主要因であると考えられる。一方，CASE2では法先に押え盛土がなく、降雨初期の段階で法先部が飽和に至ることで変状が発生し、その後進行性崩壊が引き起こされたと考えられ、斜面内部の地下水帯の形成が直接的な斜面崩壊発生の引き金になっていないと推察された。以上の結果から、本研究では斜面形状と排水条件の違いによって斜面崩壊の発生形態が異なることが示された。

P-098

大規模な地震発生後に崩壊が発生した斜面の地形的特徴

岩手大学農学部　○深澤真聖　井良沢道也
奥山ボーリング株式会社　林一成
岩手大学農学部　石川丈瑛　小泉瑳智　後藤伶央

１．はじめに

大規模な地震動の影響を受けた斜面では、地震後しばらくたって崩壊に至る現象が発生することがある。地震後にはそれ以前よりも崩壊が生じやすい状況が生じ、通常は崩壊が発生しないレベルの降水量であっても崩壊が発生する。地震発生後の二次被害の軽減の観点から、大規模地震後の経年の崩壊発生状況を把握したり、二次的な崩壊の発生場の地形特性を考えることは重要である。ここでは、2008 年に発生した岩手・宮城内陸地震と 2004 年に発生した新潟県中越地震の影響を受けた 2 地域（図 1）において、地震時とその後の崩壊地の状況について調査した。

２．調査方法

対象地域は、岩手県一関市の磐井川上流の祭畤大橋の北東に位置する山地斜面（以下、祭畤地区）と、新潟県長岡市山古志地区の芋川流域の一部（以下、芋川流域）である。地質は、祭畤地区が第三紀層中新世・鮮新世の火山岩類、芋川流域が第三紀層中新世・鮮新世の堆積岩類である。祭畤地区では、経年の LP 地形図とオルソ写真から地震時に発生した崩壊地とその後に発生した二次的な崩壊地を抽出した。芋川流域では、(財）砂防・地すべり技術センター（2007）による経年の崩壊地分布図を参照し、同様の崩壊地データを作成した。さらに、両者の地形的な位置を判読し、二次的な崩壊が発生した斜面の特徴を検討した。また、現地調査並びに簡易貫入試験を行い、風化層の状態について調査した。

３．結果と考察

祭畤地区における地震時に発生した崩壊と翌年までに発生した崩壊の数は、それぞれ 81 箇所（73%）と 30 箇所（27%）であった。両者の崩壊発生場の地形を分類した結果を図 2 に示す。地震時の崩壊は尾根での発生が多いのに対し、地震後の二次的な崩壊は谷地形での発生割合が比較的大きくなっている。また、地震時の崩壊により斜面中腹に残存した不安定土砂が再移動しているケースや、地震時の崩壊地の側方や下方に新たに発生するものもみられた（図 3)。すなわち、地震により地盤のゆるみが形成された集水性の高い緩斜面、あるいは地震による崩壊の「落ち残り」の部分が、二次的に崩壊していると考えられる。一方で、芋川流域における地震時に発生した崩壊と翌年まで、および２年後までに発生した崩壊の数はそれぞれ 36 箇所（33%)、33 箇所（30%)、40 箇所（36%）であった。原稿ページ数の規定により図の掲載を割愛するが、二次的な崩壊の地形的特徴と傾向は祭畤地区のケースと類似していた。また、簡易貫入試験による表土が推定 3m 以上と厚く総じて Nc 値が小さく、地震後の二次的な崩壊は受け盤での発生が多い傾向がみられた。その他、両地区の検討を通して得られた二次的な崩壊発生場の特徴や地震時の崩壊との比較をまとめて以下に示す。

- 二次的な崩壊の規模は地震時の崩壊に比べ小さい。
- 二次的な崩壊の勾配は地震時の崩壊に比べ緩やかであった。
- 地震時の崩壊は尾根に多く発生しているが、二次的な崩壊は尾根地形よりも谷地形で多く見られた。
- 二次的な崩壊は地震時の崩壊地と隣接して斜面中腹・下部に拡大するものが多くみられた
- 地震による崩壊の残存した不安定土砂が再移動するケースも見られた。

謝辞

本研究は、平成 30 年度河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野研究開発テーマ「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」の成果の一部である。本研究を進めるに際して、北陸地方

整備局湯沢砂防事務所からはLPデータを提供していただくとともに、芋川流域での現地調査の際、現地の様子や状況について細かく説明していただきました。また、祭畤地区の空中写真及びLPデータは岩手県林務部と国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所からご提供頂きました。記して感謝申し上げます。

参考文献

（財）砂防・地すべり技術センター（2007）：平成18年度芋川流域土砂災害対策検討業務委託報告書.

村上亘・大丸裕武・金子守男（2017）：2008 年岩手・宮城内陸地震後の降雨により崩壊が発生した山地斜面の地形的特徴，日本地すべり学会誌，Vol.54，No.1，pp.3-12.



図1　調査地の位置（背景は地理院地図）

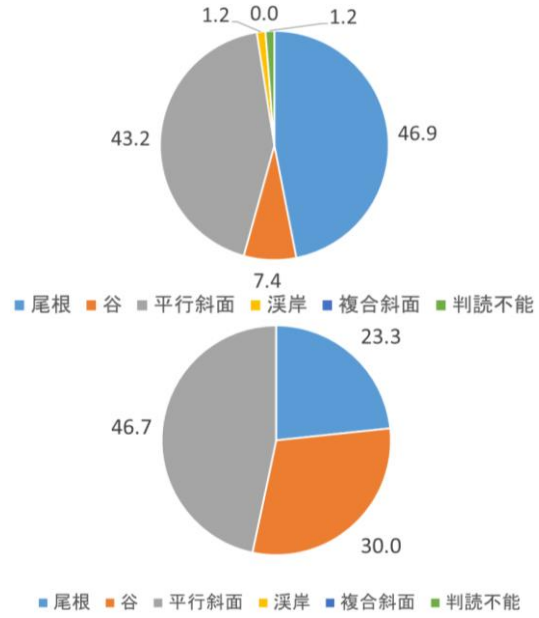


図2　祭畤地区の崩壊地の地形分類
（上：地震時，下：地震後の二次的な崩壊）

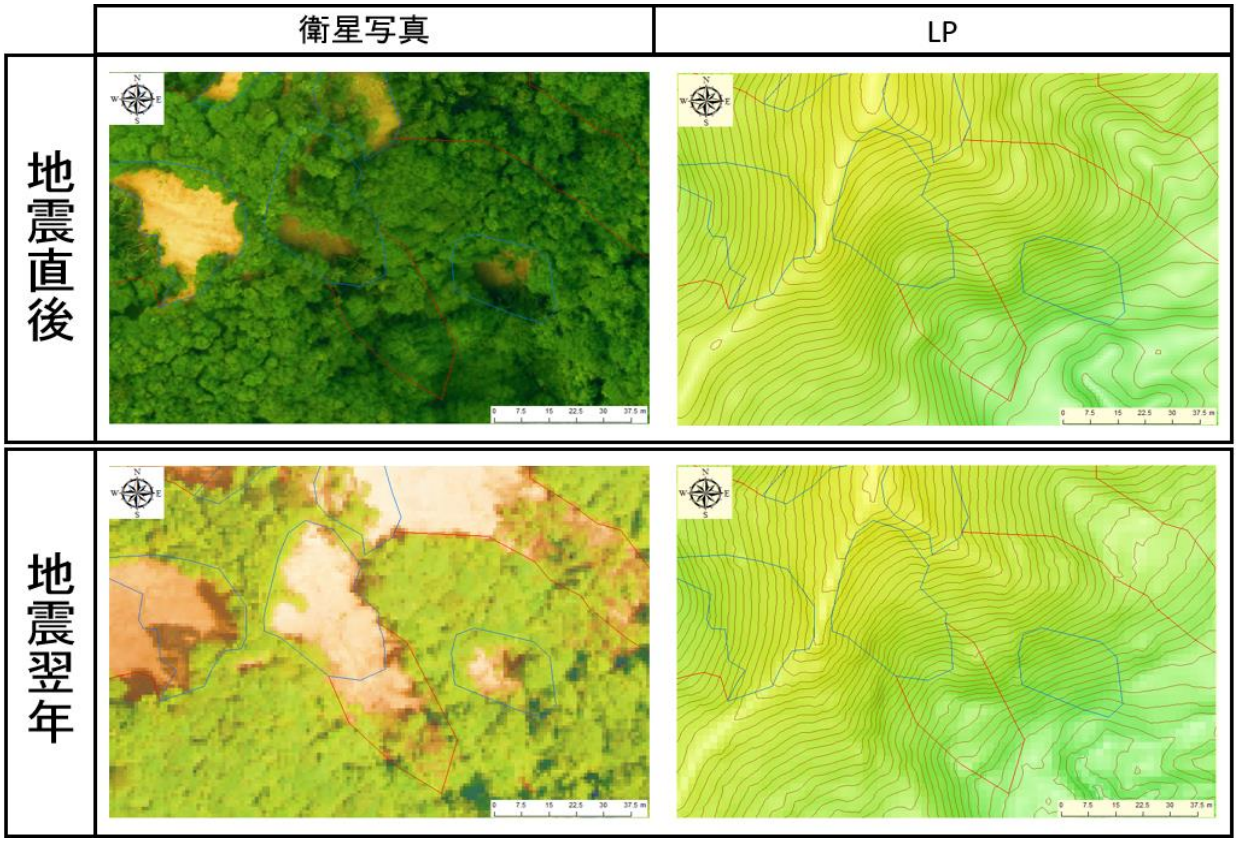


図3　地震直後の不安定土砂が翌年に再移動している例（2008 年岩手・宮城内陸地震 祭畤地区）

自然斜面崩壊予防工（鉄筋挿入工）の地中内変形状況について

ロープネット・ロックボルト併用工法研究会
○鏡原聖史・沖村　孝・青木龍一郎・山本　寛・岡崎敬祐
兵庫県六甲治山事務所　山田裕司・竹下洋一・林一郎

1.はじめに

自然斜面の崩壊を事前に予防する工法として，ネットと支圧板，鉄筋挿入工を併用する工法がある。一般に鉄筋挿入工は，待受対策であり，地山の変形に追随して，鉄筋が変形し崩壊防止効果が発揮されると言われている。しかしながら，鉄筋挿入工は施工後，地中にあるため前述したような状況となっているか確認することができないのが現状である。そこで，本稿では，施工後 14 年経過した鉄筋挿入工をボーリングによる被せ掘りによって，鉄筋を掘出し，変形状況を確認したので報告する。

2.本工法の概要

本工法は，**図 1** に示すように鉄筋挿入工（ロックボルト，D22，以降ボルトと呼ぶ）を斜面直角方向に打設し，その頭部を支圧板（φ300）とロープネット（0.5m メッシュ）によって連結することにより斜面安定を図るもので樹木を残したまま斜面を補強できる特徴がある。この工法は，豪雨，地震時において，斜面の変形および破壊状態に対応して各部材が効果を発揮することにより，変形を抑制する機能を有する構造で，変形により安定性を照査する設計手法を採用[1)]している。

3.調査地の概要

調査地は，平成 14（2002）年に兵庫県神戸市須磨区西須磨高倉山に本工法が施工された箇所である。当該箇所では，対策工の効果確認のため，現地計測が行われている。**図 2** に対策斜面と未対策斜面の中央付近に設置されている地中傾斜計（GL-0.5m，-1.0m，-1.5m）の累積値の変化ならびに，観測期間中の時間雨量を示している。この図から対策斜面では，平成 16（2004）年以降に累積変位の増加傾向に変化が現れており，大きな降雨を受けてもその変化は小さいことが確認できる。このことから対策工が斜面に馴染み，変形抑制効果を発揮している状況であると考えられる。また，対策工の維持管理として，対策工ならびに対策工周辺の地盤状況の目視点検とボルトの頭部間を簡易な 5.5mのスチールテープで計測する方法を継続に行っている。ボルト頭部間の距離の変化を**図 3** に示す。この図から初期値を計測した平成 19（2007）年 6 月と平成 29（2017）年 6 月では，区間により異なるが頭部間隔が最大 14mm 伸びたり，縮んだりしていることが確認できる。ここで区間 1 は，不動点と斜面上部のボルトの間，区間 2 は，斜面上部のボルトと一段下のボルトの間を意味している。区間 3～6 に区間長の差が大きいことが確認できる。

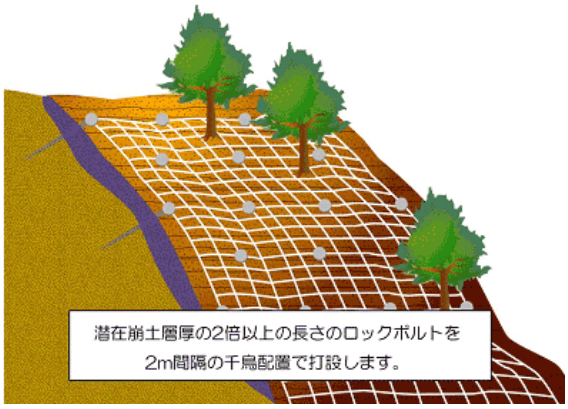


図 1　本工法の概要[1)]

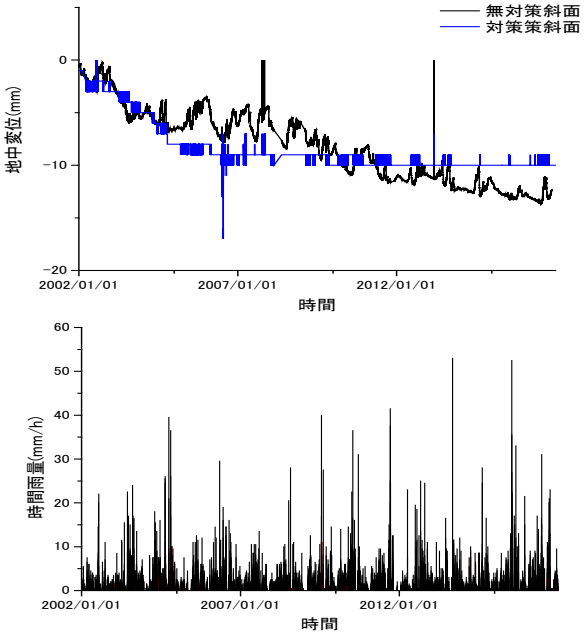


図 2　モニタリング計測結果[2)]

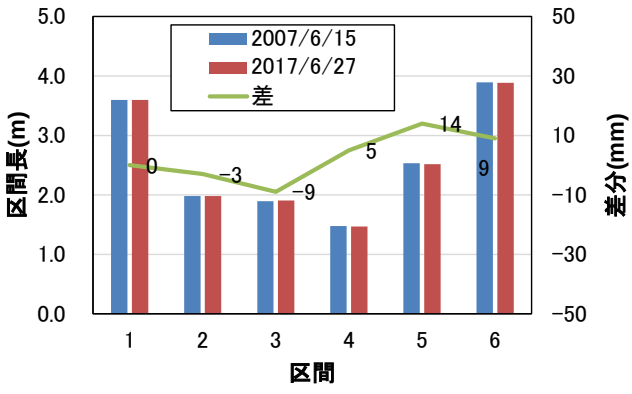


図 3　ボルト頭部間隔の変化

4.ロックボルトの掘り出し

平成 30（2018）年 9 月にボルトの掘り出しを行うため，ボーリングによる被せ掘りを行った。ボルトの斜面縦断上の位置は，**図 4** に示すとおりである。削孔は，削孔の中心にボルト中心が来るようにボーリングマシンをセットして，φ100 で削孔を行ったが，ボルトを一部切断する形で掘り出された箇所があった。**図 5** に示すように R1，R2 は全長掘り出しができたが，R3，R4，R5 はボルトが切断された形で掘り出された。図に示した赤破線は，地表面，地表からの深度-1.0m，2.0m，-2.5 m を示している。また黒破線は，削孔方向のイメージを示しており，ボルト頭部から直線的に伸ばした方向を示している。ボルトの設置位置に着目すると，R1，R2 のように斜面上部に設置されたボルトの変形は小さく，R3，R4，R5 のように斜面下部に設置されたボルトの変形が多くなっていることが確認できる。掘り出したボルトのメッキ剥がれなどは確認できなかった。つぎに，設計時の断面（**図 4**）から想定すべり面は，急傾斜である R3～5 は GL-1.0m～1.1m（頭部 0.1m 除く）である。掘り出したボルト R3～5 は GL-0.5～1.0m 程度の深度で概ね斜面下方に変形していた。この結果から，想定すべり面を境界に土塊が移動したものと推察でき，土塊の移動に伴って，ボルトが変形した可能性が考えられた。また，R5 のボルトにはねじれが認められた。このねじれは，ネットでボルト間の変形を制限しているため，斜面下のみの変形ではなく，上部のボルトの引き止め効果等によってボルトがねじれた可能性が考えられる。

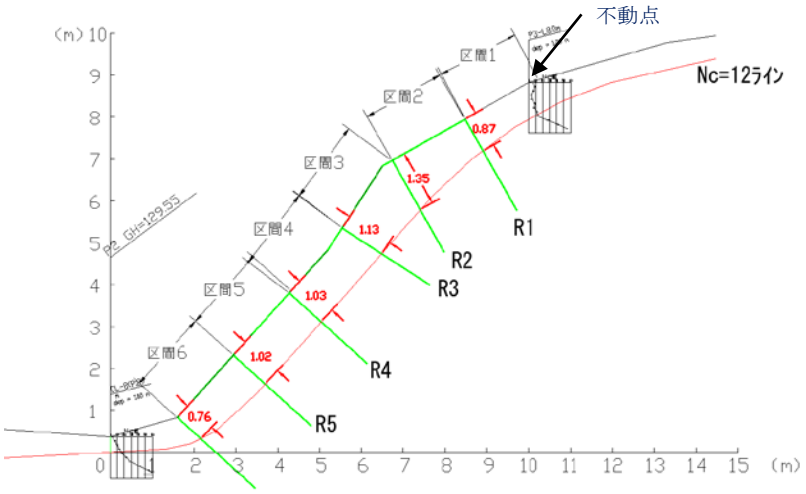


図 4　設計時の断面と各ボルトの位置関係

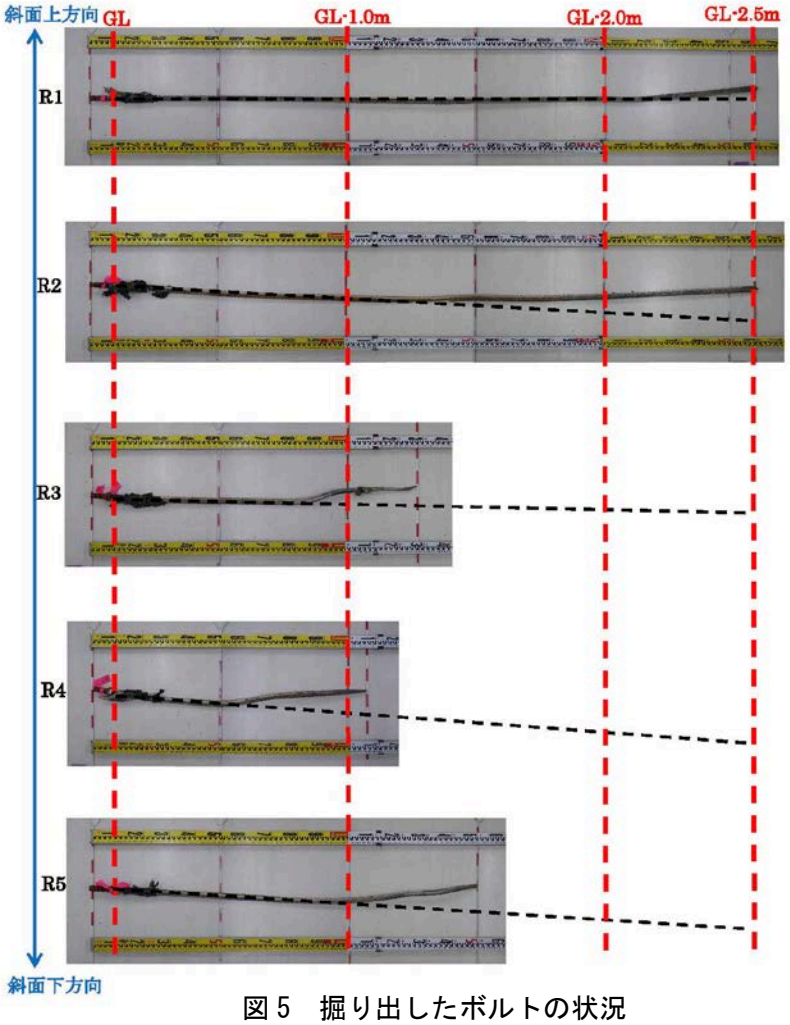


図 5　掘り出したボルトの状況

5.まとめ

施工後 14 年経過したボルトをボーリングによる被せ掘りによって，ボルトを掘出し，変形状況を確認した。その結果，急斜面に設置されたボルトが地表からの深さ 0.5～1.0m 程度で変形していた。また，地中傾斜計の計測結果から対策斜面の地盤の変形は 10mm 程度で，点検時に実施しているボルトの頭部間計測の結果とも概ね整合（最大 14mm）する結果が得られた。さらに頭部間の距離が 10mm 程度変化している箇所とボルトが変形している区間 3～6 が対応していた。なお，被せ掘りを行ったが，初期の掘削方向によってはボルトを切断する可能性があるため，今後，引き続きボルトを掘り出するなどしてデータを集めたいと考えている。

参考文献：
1）兵庫県：ロープネット・ロックボルト併用工法　設計・施工指針（案）,2015.
2）西原ら：予防治山工法施工箇所におけるモニタリング計測，第 56 回日本地すべり学会研究発表会講演集,P-24,2017.

P-100

自然斜面崩壊予防工のロープネットによる土砂流出抑制について

ロープネット・ロックボルト併用工法研究会
○村上恭通，西原玲二，阿部真也，川上博行
岩佐直人，飯田将史，菊地薫，沖村孝

1. はじめに

自然斜面の表層崩壊を地震及び降雨から予防する対策工として，ロープネット，支圧板，ロックボルトを併用したロープネット・ロックボルト併用工法[1)]（以降，本工法）がある。本工法はロープネットにより地表面を格子状に覆い，ロックボルトの頭部で支圧板と連結することにより補強効果を発揮するものである。

本工法の施工後の斜面において，対策範囲と隣接する未対策範囲とで，地表面の土砂流出傾向に違いがみられ，地表面に施工されたロープネットによる効果と推測された。そこで，本稿ではロープネットによる土砂流出抑制効果を検証したので結果を紹介する。

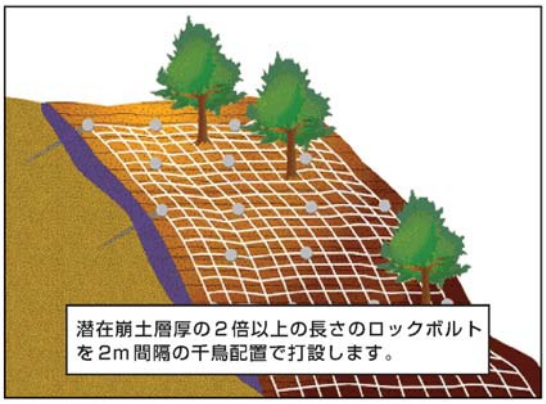


図 1　本工法の概要[2)]

2. 対策範囲と未対策範囲の土砂流出傾向の違い

2.1 調査地の概要

調査地は，兵庫県養父市養父市場の北東向きの斜面である。斜面の勾配は30～50°程度の等斉谷型斜面であり，対象斜面全体に針葉樹（ヒノキ）が生育している。

また，平成16年台風による崩壊発生箇所に隣接した斜面であり，再度災害防止対策（崩壊予防対策）として，本工法が適用され平成17年度，平成18年度に施工されている。現在では，施工後10年以上が経過しており，昨年度の平成30年7月豪雨時（連続雨量477mm：八鹿観測所）においても大きな斜面の変状は確認されていない。

2.2 対策範囲で確認された地表現象

調査地の斜面状況を確認した結果，対策範囲内では，格子状に敷設されたロープネットの内，横ロープに表層土や落ち葉の堆積がみられ，小規模の段々形状が一様に形成されていた。このことから，横ロープには表層部から流亡した土砂が残存することによる斜面の土砂流出抑制効果があると推測された。



写真 1　対策範囲内で確認された斜面の段々形状

2.3 対策範囲外（未対策範囲）の土砂流出傾向

対策範囲外においては，対策範囲内でみられた一様な段々形状は確認されなかった。また，自然斜面であることから，斜面の起伏により土砂が堆積する箇所もみられるが，横ロープ敷設箇所の様に一様に土砂が堆積している箇所は少ない状況であった。

その他，未対策範囲と対策範囲の境界部では，対策範囲に比べ未対策範囲の浸食量が大きい状況であった。

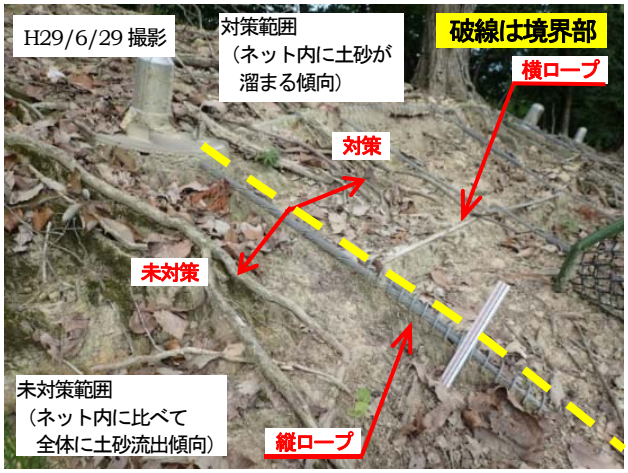


写真 2　対策範囲と未対策範囲の境界部の状況

3. 土砂流出抑制効果の検証

土砂流出抑制効果の検証として，以下の2点の取り組みを行った。

1）既設ロープネットを地表面から浮かせて経過観察
2）新設したロープネットによる経過観察

3.1 既設ロープネットを地表面から浮かせて経過観察

対策範囲内の横ロープには，表層土が堆積していることから，既設の横ロープを浮かせる（2.0m×2.0mの範囲）ことで，残存している堆積物の変化（段差形状の変化）を観察し，横ロープの効果を検証した。（図 2）

調査箇所は 2 箇所とし，各調査箇所に 2 箇所の観測点を設けた。各調査箇所の斜面勾配は約 30° （A 箇所）と約 40° （B 箇所）である。斜面勾配に違いはみられるが，植生の状況などのその他の斜面状況に大きな違いは無い。観測は平成 29 年 11 月より開始し，平成 31 年 3 月現在においても引き続き経過観察中である。

観測結果を表 1 に示す。横ロープからの段差は，低くなる傾向を示しており，段差地形の肩部が裾部に落ちることで段差は低くなったものと判断される。また，段差が低くなることで，なだらかとなる傾向がみられる。ロープネットを浮かせていない範囲では，段々形状に大きな変化がみられていないことから，横ロープに一定の土砂流出抑制効果があると見込まれる。

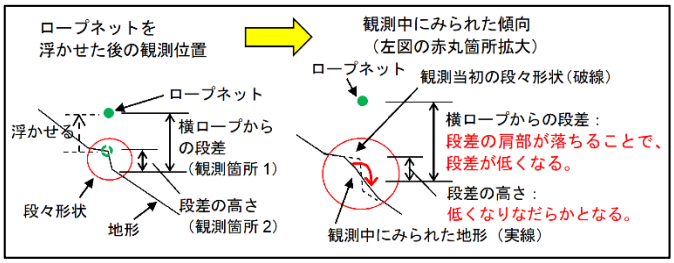


図 2　観測箇所および観測結果のイメージ図

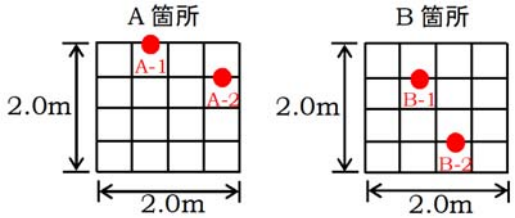


図 3　各調査箇所の観測位置（寸法値：浮かせた範囲）

表 1　ロープネットを浮かせた後の経過観察結果

箇所	斜面勾配（°）	測点	横ロープからの段差（cm）			段差（cm）		
			H29.11.29	H30.7.9	H30.12.5	H29.11.29	H30.7.9	H30.12.5
A	30	A-1	20	14	14	13	8	7
		A-2	13	8	9	9	なだらか	なだらか
B	40	B-1	24	18	19	20	13	13
		B-2	11	9	16	9	なだらか	9

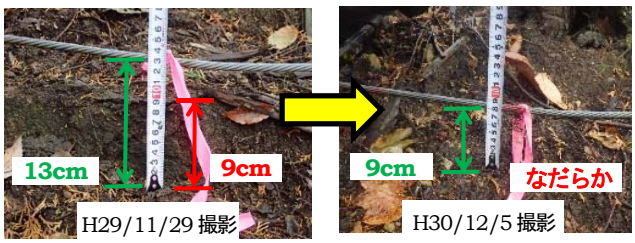


写真 3　A-2 における段差形状の変化（経過 1 年）

3.2 新設したロープネットによる経過観察

ロープネットを新設（2.5m×2.0mの範囲）することで，設置斜面と周囲の斜面に土砂流出状況の違いが生じるかを検証した。

調査箇所は 1 箇所であり，斜面勾配は約 30° となる。

観察結果は，設置斜面および周囲の斜面共に浸食を受けていると推測されるが，設置斜面については，横ロープに若干の土砂の堆積がみられ，土砂流出抑制について一定の効果が見込まれる。

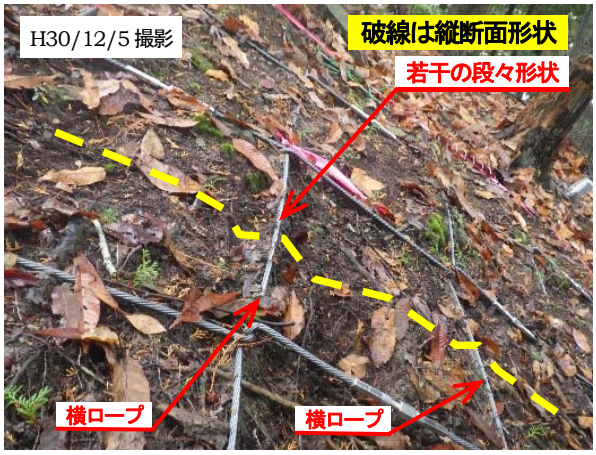


写真 4　新設した横ロープ背面の土砂堆積状況

3.3 検証結果

ロープネットを地表面から浮かせた場合，また，新設したロープネットによる検証結果より，ロープネットには，ロックボルトの頭部で支圧板と連結することにより補強効果を発揮することに加え，一定の土砂流出抑制効果がみられた。

また，地表現象でみられていた段々形状は，横ロープによる土砂抑制効果から形成されたものと判断できた。

4. おわりに

検証を行い，ロープネットにより一定の土砂流出抑制効果が得られることが分かった。

検証を行うに当たり，ロープネットを浮かせた箇所については定量的な観測を行っていたが，周囲との比較や，新設したロープネット箇所については目視による観察のみとしていた。このことから，斜面状況の変化の違いをより明確に比較するため，ロープネットを浮かせた箇所の周囲と新設箇所における定量的な観察を開始している。

今後はより多くの経過観察結果を比較し，引き続き土砂流出抑制効果の検証を行っていきたい。

【参考文献】

1）兵庫県：ロープネット・ロックボルト併用工法設計・施工指針（案），2015

2）R・R 工法研究会 web：http://www.rr-kouhou.com/index.html

2017 年九州北部豪雨に伴い発生した斜面崩壊の解析

九州大学大学院　○武田剛、水野秀明、久保田哲也

1. はじめに

近年、九州地方をはじめとする西日本では 2012 年九州北部豪雨・2014 年広島豪雨・2017 年九州北部豪雨・2018 年西日本豪雨のように、集中豪雨に起因する土砂災害によって多数の住民が犠牲となっている。このような土砂災害による被害を抑える、また被害に遭わないためには構造物による対策だけでなく、住民の速やかな避難が肝要である。それには斜面崩壊の危険性を事前に予測しなければならない。

2017 年九州北部豪雨（以下、本災害）では、雨量と斜面崩壊の関係（千木良（2018）、Moriyama and Hirano（2018）など）が明らかになった。しかし、降雨強度の時間変化が斜面の安定性に及ぼす影響は未だ明らかにされていない。そこで本研究は、本災害のような異常な強度の降雨が斜面の安定性に与える影響を、数値解析によって明らかにすることを目的とする。

2. 2017 年九州北部豪雨

2017 年 7 月 5 日の正午過ぎより、九州北部地方の上空に発生した線状降水帯によってもたらされた集中豪雨は、福岡県朝倉市・大分県日田市を中心に時間雨量 100mm を超す猛烈なものであった。豪雨に伴い多数の斜面崩壊が発生し、一部が土石流となり大量の土砂と流木を巻き込みながら下流へ押し寄せた。その結果として、死者 40 名（2019 年 1 月時点、毎日新聞）という大きな被害を出した。

3. 解析対象及び使用データ

解析で対象とする斜面は、本災害にて崩壊が発生した大分県日田市内の 3 斜面と福岡県朝倉市内の 5 斜面の計 8 斜面（表 1 参照）とした。解析に用いる雨量データは、先行降雨に関してはアメダス観測地点（朝倉・日田）のデータ、崩壊発生降雨に関しては XRAIN のデータ（国土交通省より提供）を使用した。

表 1　解析対象斜面と計算ケースの概要

	ケース番号	地名	傾斜(°)	最大崩壊深さ(m)	平均崩壊深さ(m)	地質	根系の影響
日田市	①	大鶴	18	13.7	9.75	凝灰角礫岩	無
	②	鶴河内	25	16.0	11.0		
	③	鶴河内2	24	21.0	13.2		
朝倉市	④	黒川奥	31	9.3	8.5	片岩	無
	⑤	黒川高木	22	5.0	3.4		
	⑥	乙石川	35	3.3	2.1	花崗岩	無
	⑦	乙石川2	28	3.6	2.6		
	⑧	寒水川	34	6.1	3.9		
	⑨	乙石川	35	3.3	2.1	花崗岩	有
	⑩	乙石川2	28	3.6	2.6		
	⑪	寒水川	34	6.1	3.9		

4. FEM 解析

本研究では有限要素法（FEM）に基づく斜面安定解析ソフトウェア（GUSLOPE Ver1.00）を用いた。このソフトウェアは降雨データに応じた浸透流を計算し、圧力水頭の分布等を計算した後、斜面の安全率を計算する。

解析に必要な地形情報や土質定数は、現地測量・土質試験の結果を基に設定した。なお、土質定数の値は 2012 年九州北部豪雨などの、崩壊が発生しなかった降雨で解析を行い、斜面安全率が 1 以上になるように微調整を施した。

5. 解析条件

解析に当たって先行降雨は、10 日（240 時間）前までの降雨とした。

花崗岩の地質である乙石川と寒水川（⑥、⑦、⑧）の斜面においては、根系補強効果が期待できるため、Laura *et al*（2014）などを参考に土質定数を変化させ

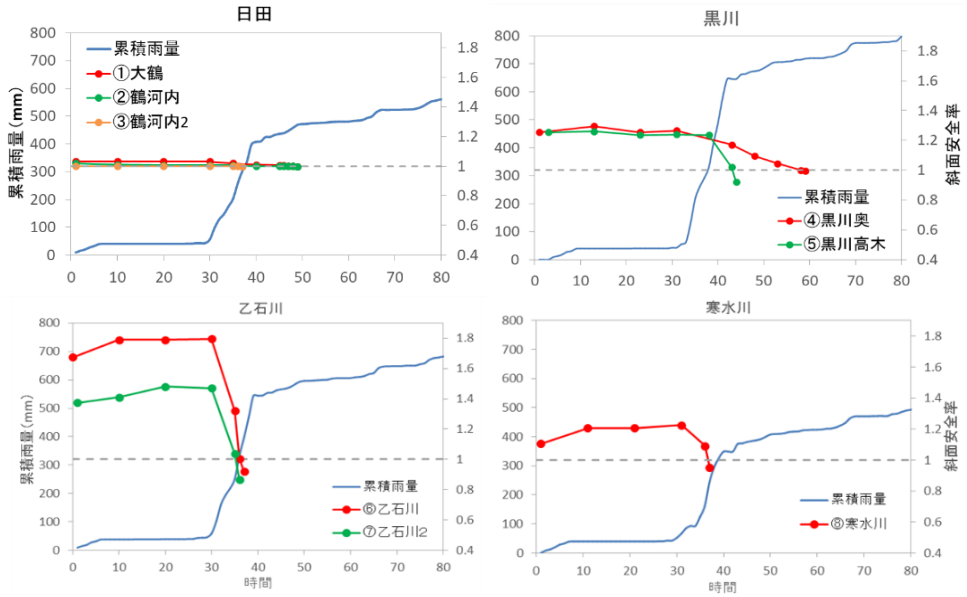


図 1　各地域の累積雨量と各対象斜面の斜面安全率の推移

（破線は斜面安全率 1 を示す。）

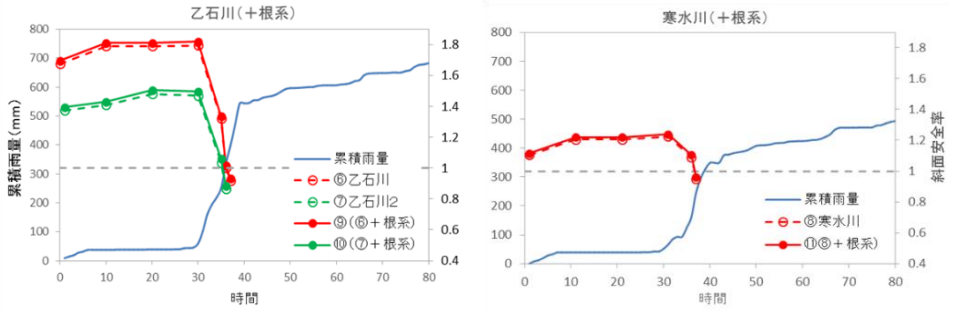


図 2　根系の影響を考慮した乙石川・寒水川の斜面安全率の推移

（白抜きマーカー付き折れ線は図 1 の⑥・⑦・⑧と同じもの。）

た条件での解析も併せて行った。

6. 結果と考察

図 1 に累積雨量と斜面安全率の時間推移を地域ごとに示した。なお時間は、各地域における崩壊発生降雨の開始時刻からの経過時間である。

結果を地質ごとに比較すると、凝灰角礫岩・片岩の斜面は斜面安全率の下がり方が花崗岩の斜面に比べて緩やかであり、斜面安全率が 1 を切るまでに時間がかかる。つまり降雨のピーク期間が過ぎても崩壊の危険性が残っているといえる。一方で花崗岩の斜面は降雨強度が上がると即座に斜面安全率が大きく下がり、降雨強度と崩壊の危険性とが比例関係にあると考えられる。

図 2 は乙石川・寒水川における、根系の影響を考慮した斜面安全率の時間推移である。土質定数を変化させたグラフ（⑨、⑩、⑪）と変化前のグラフを比較すると、⑨・⑩・⑪では斜面安全率が 1～2.4%上昇していた。しかし、崩壊を防いだり、崩壊発生時間（斜面安全率が 1 を切る時間）を有意に遅らせたりするには至らなかった。

7. まとめ

本研究では、斜面安定解析ソフトウェア GUSLOPE を用いて FEM 解析を行い、2017 年九州北部豪雨が各対象斜面に与えた影響を調査した。その結果、地質によって斜面安全率の時間推移に変化が出るが、本災害のような異常な強度の降雨が発生した場合には、いずれの条件においても斜面の安定性が低下することが示唆された。そして、根系の補強効果によって斜面安全率はやや上昇するものの、激しい降雨には耐えられないことが分かった。

今後は、より統計的な解析を行えるように解析対象斜面を増やし、地質・すべり面深さ・斜面形状などのパラメータと斜面安全率との相関を詳細に明らかにすることが望まれる。

参考文献

千木良雅弘（2018）2017 年九州北部豪雨災害調査報告書, 26-27

Moriyama and Hirano（2018）Proceeding of the 21st LAHR-APD Congress 2018, 999-1005

Laura *et al*（2014）2014 年度砂防学会研究発表概要集, A54-55

新潟県上越地方における融雪地すべりの発生時期

国立研究開発法人土木研究所 雪崩・地すべり研究センター ○金澤瑛、石川泰裕

1. はじめに

新潟県などの積雪地域では、従前より融雪期に発生する地すべり（融雪地すべり）の報告が数多くなされ、その原因や機構を解明するための研究が実施されてきた[1)]。融雪地すべりの誘因としては、大量の融雪水が斜面に浸透し、すべり面付近の間隙水圧が上昇することですべり面のせん断抵抗が低下することが一つの因子として考えられているほか、積雪荷重により土塊の推進力が増大することも一因として考えられている[2)]。融雪地すべりによる被害を防止するためには、事前に融雪地すべりの発生を予測し警戒を促すことが重要であるが、発生メカニズムの複雑さに加え観測上の課題点も多く、現在でもその発生を予測することは困難である。そこで、本研究では融雪地すべりの発生予測と警戒避難に資する指標を検討するため、新潟県上越地方において近年融雪期（3~5 月）に発生した地すべり災害の事例を対象として、その発生時期と積雪深との関係を分析したので、その結果を報告する。

2. 方法

対象とした融雪地すべり災害の事例は、2011 年冬期から 2017 年冬期までの各融雪期 3～5 月に、新潟県上越市、妙高市、糸魚川市で発生した地すべり災害 62 事例である。対象とした融雪地すべり災害の発生箇所を図-1 に示す。なお、全事例は国土交通省砂防部が取りまとめた地すべり災害であり、そのうち発生要因が融雪と区分されている地すべり災害のみを抽出した。

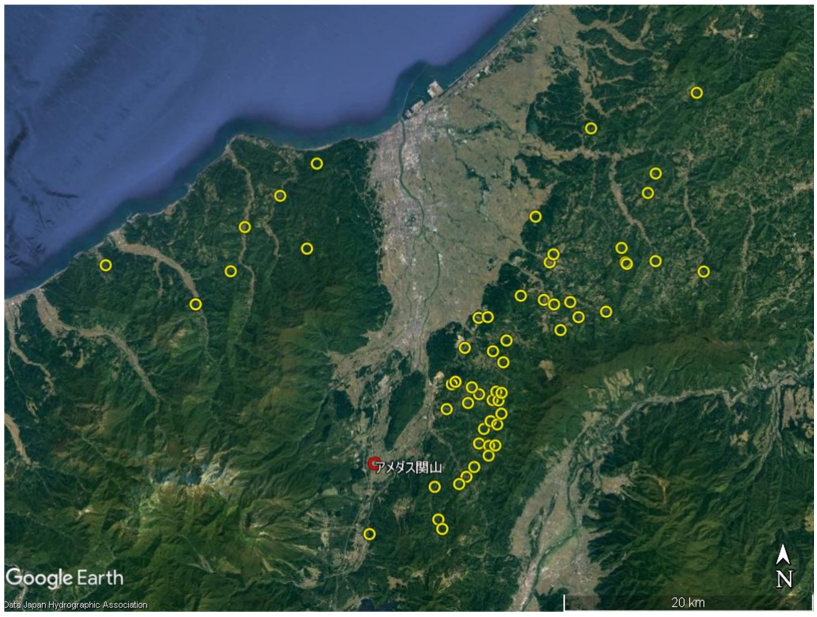


図-1 融雪地すべりの発生箇所（2011～2017）

融雪地すべりが発生した箇所の積雪深の推定には、農研機構メッシュ農業気象データシステムを利用した。このシステムでは、1980 年以降の 1 日毎の各種気象要素を1km メッシュで推定しており、任意の箇所、任意の日付の積雪深を抽出することが可能である。このシステムを用いて、融雪地すべりの発生した箇所における発生した年の冬期 1 日毎の推定積雪深データを抽出した。

これらの災害事例データと推定積雪深データを用いて、災害発生日前後の積雪深変化の状況を、災害発生日に推定積雪深が 0cm（消雪済み）であるかどうかで場合分けを行い、分析を行った。なお、消雪日から 30 日以上経過してから災害が発生した事例は除外した。

3. 結果と考察

対象とした融雪地すべり62 事例の年毎の発生件数と本調査地域内で積雪を観測しているアメダス関山（標高 350m）における冬期最深積雪の一覧を表-1 に示す。融雪地すべりの発生件数は、2011 年に 25 件と最も多く、次に 2012 年の 12 件と続いた。アメダス関山の最深積雪の値を見ても、この 2 年は対象とした 7 年間のうちで積雪の多い年であったことが分かる。また、最深積雪と発生件数には概ね正の相関があることが分かる。災害発生日の積雪の有無別の発生件数では、全 62 件のうち約 2/3 の 42 件が積雪の残っている時期に災害が発生しており、残り約 1/3 は消雪した後に災害が発生していた。

各災害発生箇所における災害発生時の積雪深及び当該冬期の最大積雪深と災害発生日の関係を図-2、図-3 に示す。図-2 の結果から、災害が発生した日の積雪深は、0cm～250cm までの間でばらついており、積雪の多かった 2011 年と 2012 年は、比較的遅めの時期まで積雪が残っており、そうした時期にも災害が発生していることが分かる。また、図-3 の結果より最大積雪深が大きいほど、比較的遅めの時期まで積雪が残り、災害発生日が遅くなっていることが分かる。

次に最大積雪深に対する発生日積雪深の割合（以下、積雪深率とする）と発生日の関係及びそのヒストグラムを図-4、図-5 に示す。ただし、図-5 のヒストグラムは、災害発生日に積雪が残っていたデータのみを使用している。図-4 及び図-5 の結果より、災害発生日は災害発生年や発生箇所ごとの積雪深の大小によってばらついているものの、積雪深率が概ね 0.6 以下になる頃から発生件数が増え始め、積雪深率 0.3 から 0.4 の間で災害が発生する件数が最も多くなっていることが分かった。これは、各箇所で最大積雪深を迎えて以降融雪が進行し、斜面への融雪水の浸透が進みやすくなるのがこのあたりの時期になるからではないかと考えられる。

4. おわりに

今後は、災害発生日前後の積雪深の減少速度なども考慮して検討を進めていくこととする。

参考文献

1)丸山清輝・近藤政司（1988）：新潟県における積雪期の地すべりについて，地すべり, Vol. 25, No.2, pp.18-26.

2)松浦純生（1998）：積雪を誘因とした地すべりの発生予測における諸問題，地すべり, Vol. 34, No.4, pp.39-46.

表-1　融雪地すべりの発生件数とアメダス関山における冬期最深積雪

発生年	発生数［件］			アメダス関山（標高350m）における最深積雪［cm］
	計	発生日に積雪あり	発生日に積雪なし	
2011	25	14	11	272
2012	12	11	1	347
2013	4	3	1	229
2014	4	3	1	153
2015	8	5	3	233
2016	2	1	1	102
2017	7	5	2	182
合計件数	62	42	20	

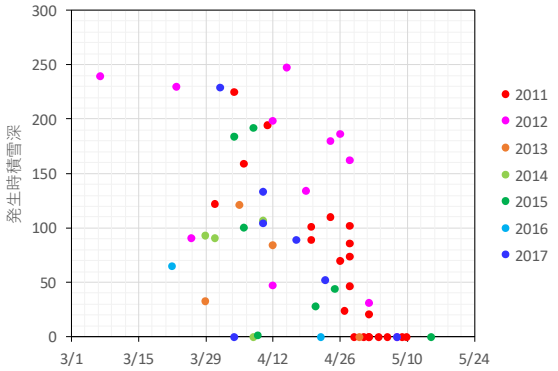


図-2　発生時積雪深と災害発生日の関係

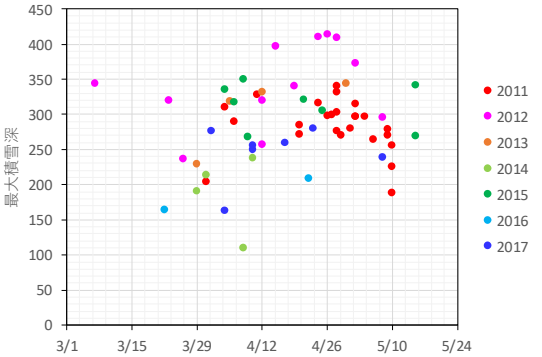


図-3　最大積雪深と災害発生日の関係

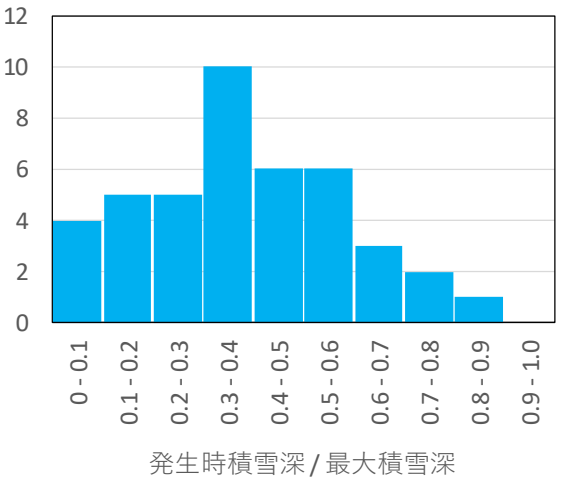


図-5　積雪深率のヒストグラム

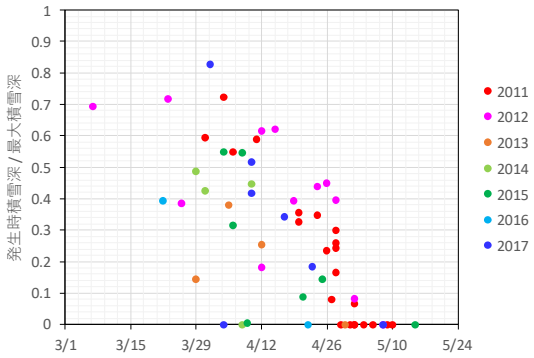


図-4　積雪深率と災害発生日の関係

P-103

豪雨により九州北部地方で発生した地すべり災害と降雨の関係

国立研究開発法人土木研究所　土砂管理研究グループ　地すべりチーム
○竹下航　藤平大

1. はじめに

近年頻発する豪雨に伴い，土砂災害が多数発生しており，土砂災害発生の恐れが高まった際に，土砂災害警戒情報等の気象情報や避難勧告等の情報が活用されている。また，平成 30 年 7 月豪雨における土砂災害をふまえ，今後の対策のあり方の検討を行うことを目的に設置された「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」中間とりまとめ[1]では，災害リスクの程度を認識しやすいように，過去の災害や既往最大降雨規模のデータを重ねて示すなど，土砂災害警戒情報を補足する情報の改善などを進めるべきとしている。一方，地すべりについては土砂災害警戒情報の対象となっていないものの，近年避難に関する関心が急速に高まりつつある。

本報告では，地すべり災害の発生危険度の高まりを把握する可能性を探るため，九州北部地方において豪雨時に発生した地すべり災害を対象として，地すべり災害報告の災害発生時刻と土砂災害警戒情報発表期間の対応関係を整理するとともに，積算期間の異なる雨量毎に既往最大値との比較を行い，地すべり災害発生との関連性について調査した。

2. 調査方法

平成 24 年 7 月九州北部豪雨と平成 29 年 7 月九州北部豪雨の 2 つの豪雨を対象として，九州北部地方で発生した地すべり災害 22 件について，各災害箇所を含む地域に対する土砂災害警戒情報の発表状況を調査し，地すべり災害発生数に対する土砂災害警戒情報が発表されている期間内の災害発生数の割合（以下，「捕捉率」という。）を求めた。また，地すべり災害の発生危険度の高まりを分かりやすく評価することを目的として，表-1 に示す積算期間の異なる雨量毎に，災害発生までの既往最大値との比を算出した。なお，各災害の一連の降雨期間における総雨量については，災害発生月である 7 月の月降水量平年値との比較を行った。

表-1 対象とした積算雨量

1 時間雨量	3 時間雨量
6 時間雨量	12 時間雨量
24 時間雨量	48 時間雨量
72 時間雨量	期間総雨量

対象とした雨量観測所は，気象庁アメダス雨量観測所とし，災害発生時の時間雨量データ及び当該災害までの既往最大値を気象庁 Web サイトから取得した。各観測所について，積算期間別雨量の既往最大値との比を算出した後，これらの値をもとに分布図を作成した。分布図の作成は ArcGIS の内挿ツールを利用し，分布図作成後，地すべり災害発生箇所の緯度経度データから当該地点における値を抽出した。

3. 結果及び考察

3.1 土砂災害警戒情報発表状況

対象とした豪雨により発生した地すべり災害について，土砂災害警戒情報による捕捉率を表-2 に示す。いずれの災害についても，災害発生時刻を確認済の災害に対しては，土砂災害警戒情報発表期間中に災害が発生した。

次に土砂災害発生時刻が確認されている事例について，土砂災害警戒情報が発表されてから災害発生するまでの猶予時間を図-1 に示す。平成 24 年 7 月豪雨の事例では，土砂災害警戒情報発表から 20 時間以上 22 時間未満経過した後に災害が発生した事例が最も多く，いずれの事例にでも，土砂災害警戒情報発表から数時間以上の猶予時間があった。

表-2 対象豪雨時の災害数と土砂災害警戒情報発表による捕捉率

	地すべり災害発生件数	災害発生時刻確認済の件数(a)	土砂災害警戒情報発表中の災害数 (b)	(b)/(a) 捕捉率
平成24年 九州北部豪雨	18	15	15	100.0%
平成29年 九州北部豪雨	4	1	1	100.0%

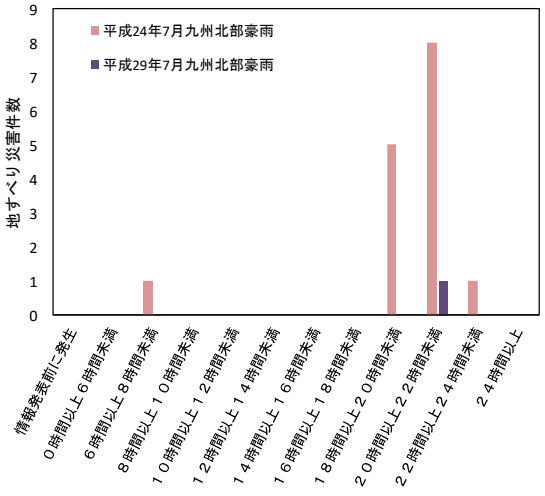


図-1 土砂災害警戒情報発表から災害発生までの時間

3.2 積算期間別雨量における既往最大値との比較

対象とした豪雨のうち，平成 24 年 7 月九州北部豪雨の期間における積算期間別雨量（3 時間雨量，48 時間雨量，総雨量）の最大値の分布図と，算出した最大値と当該災害までの各積算期間別雨量の既往最大値との比の分布図を図-2 に示す。また，図-3 に対象とした 2 つの豪雨時に発生した地すべり災害箇所における，積算期間別雨量（1 時間～72 時間雨量）の当該期間最大値と既往最大値との比について示す。

図-2 の 48 時間雨量の最大値分布図では，地すべり災害発生箇所よりも南東の地域で顕著な雨量を記録している。一方，48 時間雨量の既往最大値との比の分布図では，地すべり災害箇所付近で既往最大に迫る降雨となっていたことが分かる。このため，既往最大値との比の分布図により，当該地域では土砂災害発生の可能性が高まるような降雨であったと視覚的に認識できる。

図-3 では，いずれの豪雨においても地すべり災害箇所では 24 時間以上の長期の積算雨量が既往最大値付近，もしくは大きく超過しており，地すべり災害の発生危険度の高まりと長期の積算雨量との関連が高いと考えられる。

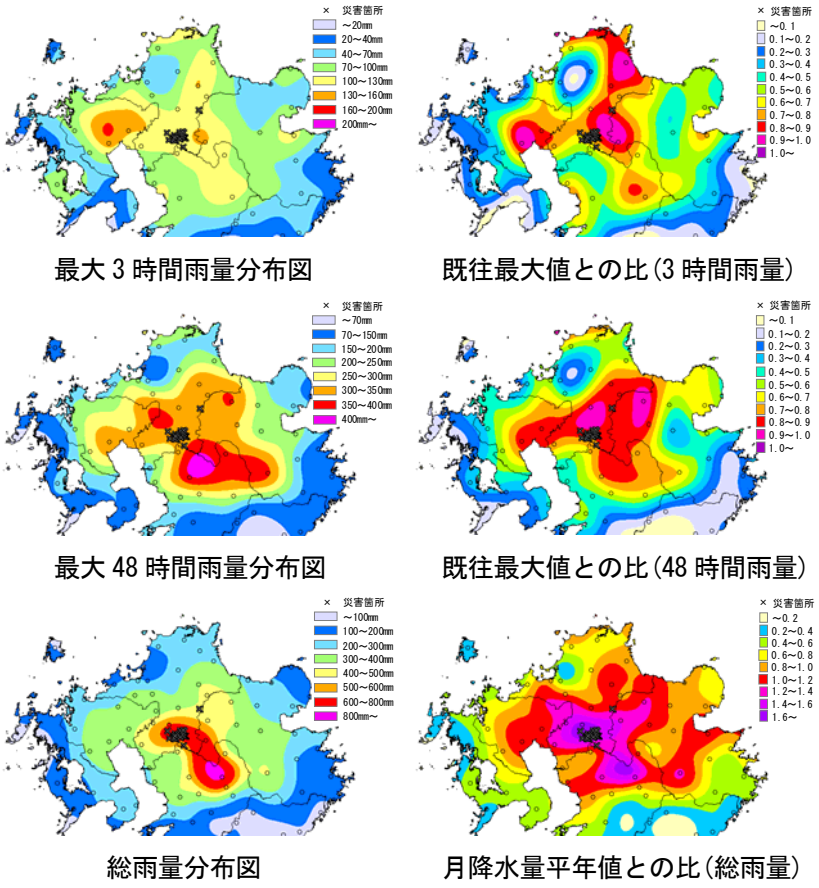


図-2 積算期間別雨量の最大値分布図（左列）と当該災害までの既往最大値との比の分布図（右列）［平成 24 年 7 月 11 日～14 日］

4．まとめ

九州北部地方において近年の豪雨により発生した地すべり災害を対象として，土砂災害警戒情報の発表状況や積算期間別雨量の既往最大値との比較を実施した結果，以下のことが明らかとなった。

- 豪雨に伴い集中的に発生する地すべり災害について，土砂災害警戒情報発表期間内に発生する傾向が強く，土砂災害警戒情報発表を，地すべり災害の被災回避に向けた行動のきっかけに活用できる可能性がある
- 積算期間の長い雨量について，既往最大値との比較をすることにより，地すべり災害発生の危険度の高まりを把握することができ，その比を分布図として示すことで，視覚的にも理解しやすい情報の提供が可能であると考えられる。

今後，豪雨による地すべり災害における事例を蓄積するとともに，長期間の雨量指標として土壌雨量指数や実効雨量の適用性についても検討する必要がある。また，一連続降雨の中でのピーク出現時期やピーク雨量の影響についても検討する必要がある。

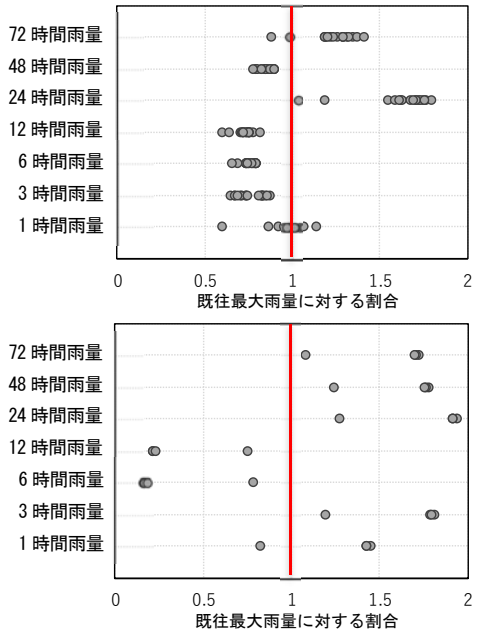


図-3 地すべり災害箇所における積算期間別雨量の当該期間最大値と既往最大値との比（上：平成 24 年 7 月，下：平成 29 年 7 月）

【参考文献】

1） 国土交通省砂防部(2019)：「実効性のある避難を確保するための土砂災害対策検討委員会」中間とりまとめ，http://www.mlit.go.jp/river/sabo/committee_jikkousei/181031/05shiryo5.pdf

P-104

小泊権現崎における地すべり斜面の監視クラウドシステムについて

パシフィックコンサルタンツ株式会社　○菊池　将人，澤田　悦史，北原　一平，依田　直樹，市山　誠
弘前大学（現：日本工営株式会社）　檜垣　大助
西松建設株式会社　鶴田　大毅，永山　智之

1．はじめに

近年，地球温暖化等による地球環境変動により，我が国では土砂災害発生件数の増加や激甚的な土砂災害が顕在化している。このようななか，現状の土砂災害に対するソフト対策としては，XRAIN を用いた雨量情報から土砂災害を予知する方法や，山間部で監視・観測するためワイヤーセンサーや CCTV などを設置し，現地の情報を取得・伝達していることが多い。しかし，このような山間部で監視・観測するためには新たに通信環境を整備することが必要となり，多大な労力を費やすこととなる。

以上のことを踏まえ本研究では、山間部でも簡易的に設置できる斜面変位センサーを用いて地すべり斜面の観測を実施し，最新の無線通信規格 LPWA（Sigfox）とクラウドシステムを活用したリアルタイムな情報取得の可能性について検証した。

2．研究対象地と観測概要

研究対象地は，青森県北津軽郡中泊町の小泊権現崎である。選定理由は，平成 15 年の台風 14 号を契機に継続的な地すべり活動が確認されており，海岸沿いとその背後斜面に大きく 3 つの地すべりブロックが確認されている（図 1）。

本研究では，ここで斜面変位センサーとして傾斜計を設置し，傾斜計が地すべりの滑動現象を観測しているか検証するため，伸縮計も設置した。

1) 伸縮計

図 1 に示すように, 伸縮計は A-1 ブロックに 1 台(伸縮計①), A-2-1 ブロックに 2 台設置した（伸縮計②，③）。伸縮計①，②はデータロガーを用いてデータを記録しており，観測期間が 2018 年 10 月 6 日～2019 年 2 月 28 日である。一方, 伸縮計③は, 後述する OKIPPA104 を活用したものであり，クラウドシステムを活用してリアルタイムなデータを取得している。観測期間が 2018 年 11 月 21 日～2019 年 2 月 28 日である。

2) 傾斜計

図 1 に示すように，A-1 ブロック傾斜計 4 台，A-2-1 ブロックに傾斜計 4 台を設置しており（傾斜計①，②），観測期間は 2018 年 8 月 29 日～2019 年 2 月 28 日である。なお，傾斜計は全て OKIPPA104 を用いて観測した。OKIPPA104 の性能は表 1 に示すとおりである。特長として，1 つは無線通信規格 LPWA（Sigfox）を用いることで新たな通信環境を整備する必要なく, 現地のリアルタイムな観測データを取得することができる。もう 1 つは，図 2 に示すように, 従来の傾斜計の設置方法と比較し簡易的に設置することができる特長がある。

No.	ブロック	設置利用物	設置概要
伸縮計①	A-2-1	－	不動土塊とA-2-1ブロック間に設置
伸縮計②	A-1	－	CブロックとA-1ブロック間に設置
伸縮計③	A-2-1	－	伸縮計②の近傍に設置。OKIPPA104を活用
傾斜計①	A-2-1	既設構造物	防護柵の支柱に設置
傾斜計②	A-2-1	杭	伸縮計①の近傍に設置

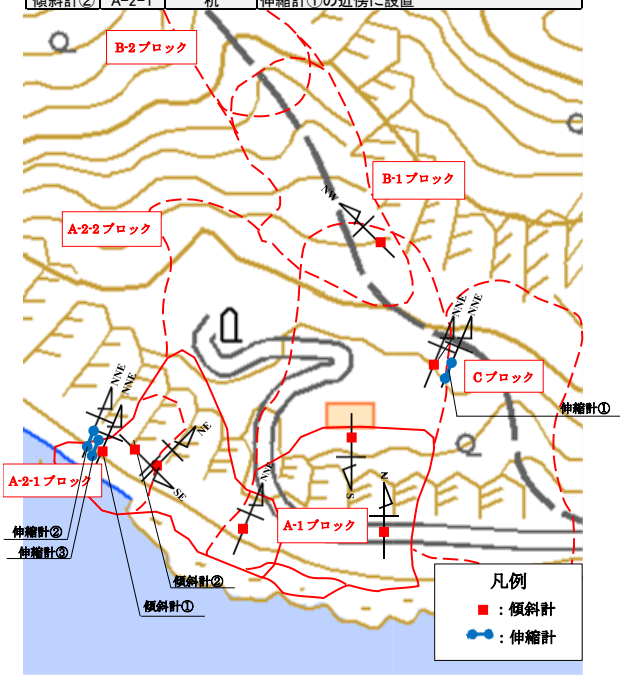


図 1. 中泊権現崎観測概況図

表 1. OKIPPA104 の性能一覧

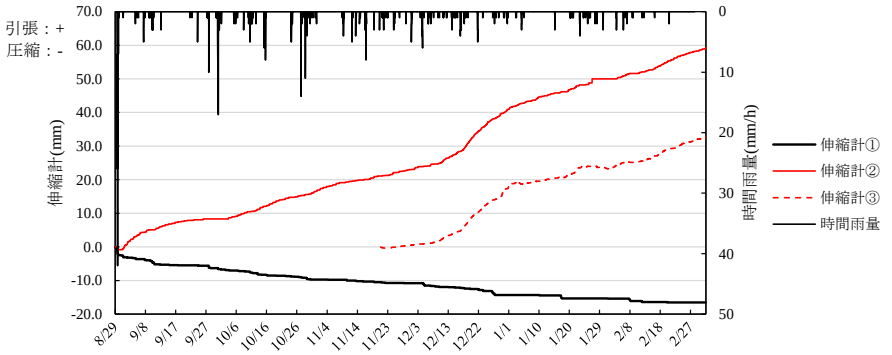
項目	内容
測定範囲	±180°（3軸方向の角度）
傾斜角度	3軸方向
分解能	0.06°
傾斜計測・通信間隔	1時間に一回 （最小15分に一回に可能）
電池稼動時間	約2年間
通信規格	Sigfox



図 2. 傾斜計設置写真

３．クラウドシステムを活用した伸縮計の観測結果

伸縮計の観測結果である図３に示すように，研究対象地では，降雨と滑動現象の明瞭な関係は得られなかった。しかし，伸縮計②では約 60ｍｍの滑動現象が観測することができ，小泊権現崎の地すべりが極めて活動的であることを確認できた。また，OKIPPA104 を活用した伸縮計③の観測結果について，同じ A-2-1 ブロックで観測している伸縮計②と比較すると，概ね似たような観測結果が得られた。



※雨量は研究対象地近傍の下前観測所の観測データを用いた

図 3. 伸縮計の観測結果

このことから，OKIPPA104 を活用した伸縮計でも地すべり挙動が把握できるものと推察できる。

４．クラウドシステムを活用した傾斜計の観測結果

A-2-1 ブロック内における傾斜計①，傾斜計②の観測結果をそれぞれ図 4，図 5 に示す。

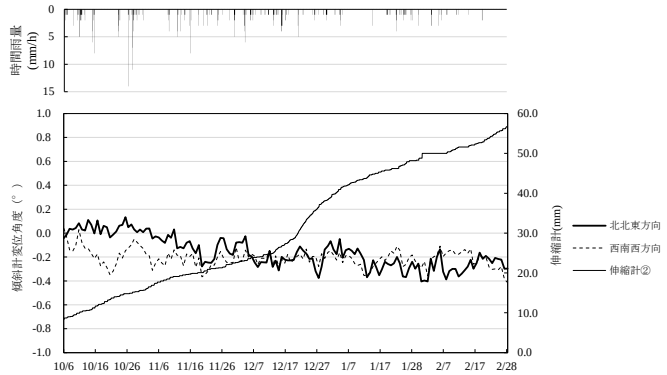


図 4. 傾斜計①の観測結果

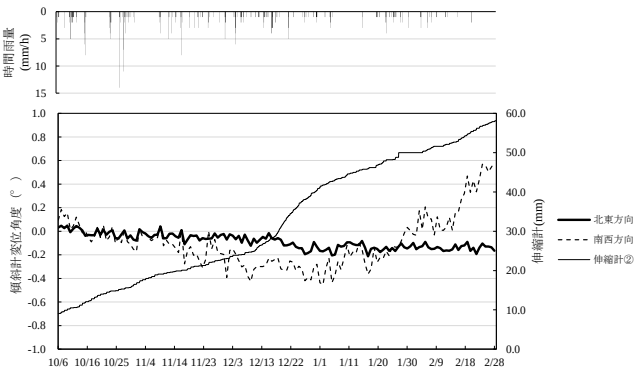


図 5. 傾斜計②の観測結果

図 4 に示すように，伸縮計②の近傍に杭を用いて設置した傾斜計①では，伸縮計により滑動現象が見られたときに傾斜計の観測値が変動していることを確認できたものの，傾斜計の変動量から伸縮計の変動量を推定するまではできなかった。また，図 5 に示すように，傾斜計の設置に既設構造物を利用した傾斜計②においても，伸縮計と傾斜計の観測結果間で明瞭な関係を確認することはできなかった。そして，傾斜計①と傾斜計②の観測結果を比較しても，特徴的な違いを得られなかった。

５．おわりに

本研究では，地すべり斜面において無線通信規格 LPWA（Sigfox）とクラウドシステムを活用し，新たな通信環境を整備せず現地のリアルタイムなデータを取得することができた。伸縮計は比較的良好な結果が得られ，クラウドシステムを活用した伸縮計による斜面監視に今後期待することができる結果であった。

傾斜計は，研究対象地における観測値から伸縮計の変動量を推定するまでには至らなかったものの，地面変状の発生を類推できることが可能であると認められる。研究対象地は海岸沿いであることから，常に強風が吹いているものと想定され，これが傾斜計を設置した杭や既設構造物に当たっているが，今後傾斜計の観測値と伸縮計の変位量の関係を検証するため，傾斜計の設置方法について検討する予定である。

また本研究では検討しなかったが，現在無線通信規格 LPWA（Sigfox）を利用してデータを取得しているところを，更なる斜面監視システムの向上のため，Iot（Internet of Things）技術を活用し伸縮計や傾斜計の観測値がある基準値を超過したら管理者に通達するアラート機能に関し，その基準値について精査する予定である。

P-105

老朽化した雪崩対策施設の健全度評価に関する研究

○堀口　礼顕，落合　達也，松坂　裕之，中島　達也（アジア航測株式会社）
隅田　聖也，星本　真秀，原田　紹臣（三井共同建設コンサルタント株式会社）
水山　高久（京都大学名誉教授）

1，はじめに

砂防関係施設の管理者は，既存施設及び施設周辺の点検により各施設の部位におけるそれぞれの変状レベルを把握し，それらの変状レベルやライフサイクルコスト等を評価して対象施設の健全度や補修等の対策優先度に関して検討（**図-1**）することとなったため[1), 2)]，これらの健全度に関する評価指標等の立案が急務となっている．そこで，これまで欧州における橋梁を対象にした維持管理マネジメントの意思決定手法[3)]を参考に，砂防関係施設の長寿命化計画策定において有効であると考えられる老朽化した砂防関係施設の健全度に関する定量的な評価手法等を提案している[4)]．

本稿では，殆ど議論[1), 2)]されてこなかった雪崩対策施設に関する健全度評価手法について提案する．

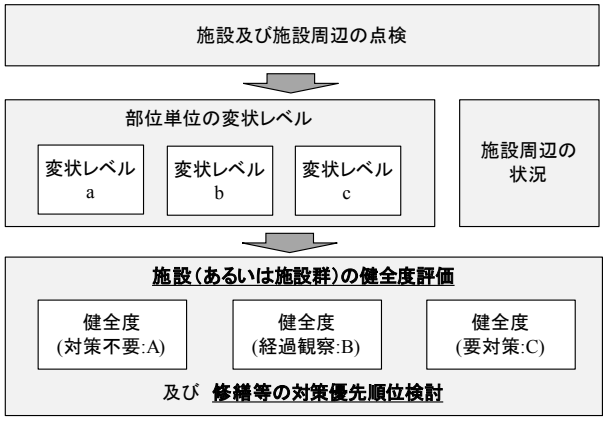


図-1　砂防関係施設の健全度評価及び対策優先順位検討の流れ[1)]に一部加筆

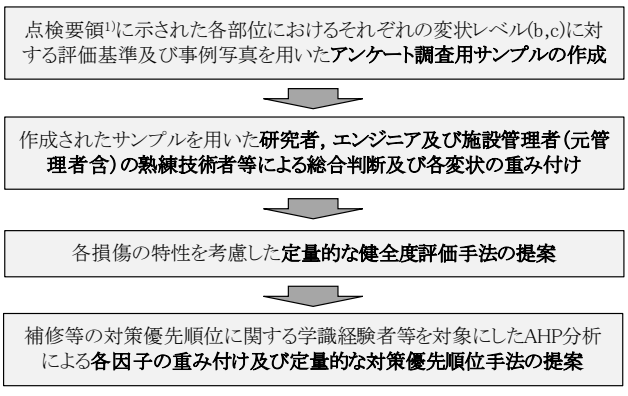


図-2 筆者らの既往研究[4)]における検討手法の概要とその流れ

2，雪崩対策施設に関する健全度評価手法の提案

砂防関係施設の長寿命化計画策定において，砂防関係施設の管理者は**図-1** に示されるとおり点検要領[1)]等で定義された各施設の部位における変状レベル（a, b, c：**表-1**）等を対象に既存施設の健全度（A, B, C：**表-2**）について評価する必要がある．その際，説明責任の観点より，定量的な評価指標の立案が望まれる．そこで，筆者らは，施設の健全度について評価する際に有効な指標に関して，**図-2** に示されるとおり学識経験者，エンジニア及び管理者（元管理者含）ら熟練技術者等により回答されたアンケート調査結果を用いて分析[4)]しており，これまで数多くの一般的な砂防関係施設[1), 2)]を対象に議論している．しかしながら，寒冷地域等において管理されている砂防関係施設（雪崩対策施設）については議論できていない．

そこで，雪崩対策施設の健全度に関する評価指標について，これまでと同様に，学識経験者，エンジニア及び管理者（元管理者含）ら熟練技術者等により回答されたアンケート調査結果を用いて分析を加えるものとする．ここで，対象となる雪崩対策施設の分類や種類について**表-3** に示す．

表-1　部位あるいは部位グループの変状レベル評価[1)]

変状レベル	損傷等の程度
a	当該部位に損傷等は発生していないもしくは軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該部位の性能の劣化が認められず、対策の必要がない状態
b	当該部位に損傷等が発生しているが、問題となる性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、今後の損傷等の進行を確認するため、定期巡視点検や臨時点検等により、経過を観察する必要がある状態
c	当該部位に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

表-2　砂防関係施設の健全度評価と表記[1)]

健全度（表記）	損傷等の程度
対策不要 (A)	当該施設に損傷等は発生していないか、軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該施設の機能の低下及び性 能の劣化が認められず、対策の必要がない状態
経過観察 (B)	当該施設に損傷等が発生しているが問題となる機能の低下及び性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、将来対策を必要とするおそれがあるので、定期点検や臨時点検等により、経過を観察する必要がある状態
要対策 (C)	当該施設に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該施設の機能低下が生じている、あるいは当該施設の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

表-3 雪崩対策施設の分類と種類[5)]

雪崩対策施設	施設の種類
雪崩予防施設	予防柵工
	予防杭工
	植栽工
	階段工
雪崩防護施設	阻止工
	防護工
	減勢工
	誘導工

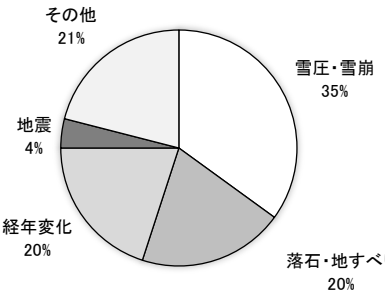


図-3 雪崩対策施設の損傷等における主な要因の割合[6)]

表-4 今回新たに追加した雪崩予防施設における分析結果

部 位[6)]		変状レベル(概要)[6)]	評価値 V_d
雪崩予防柵工	結合部の変状	結合部材の緩み・脱落・腐食	97
	梁材・支柱の変状	水平部材・支柱の変形・破損	91
	本体工の倒壊・崩落	倒壊・崩落	100
	基礎洗掘・浮上り	基礎洗掘・浮き上がり	60
	吊り部材の変状	線部材の破断	100
	雪 防 護 網	スノーネットの変形・損傷	100

表-3に示されるとおり，雪崩対策施設は，主に，雪崩の発生を予防する施設（雪崩予防施設）と発生した雪崩を制御する施設（雪崩防護施設）に分類され，それぞれの機能を有する対策施設が提案されている[5)]．その中でも，予防柵工（雪崩予防施設）や擁壁等による阻止工（雪崩防護施設）が，一般的に多く採用されている．

一方，既往の雪崩対策施設（73事例）を収集して分析された雪崩対策施設の損傷等における要因によると，主に，外力による変状と経年変化によるものとに分類されている[6)]．その際，外力による変状として，主な要因としている雪圧や雪崩以外に，落石等の積雪期以外においても発生する可能性がある変状も多く報告されている．

雪崩予防施設（予防柵工）を対象に，熟練技術者等（10名）により回答されたアンケート調査結果を用いて分析した結果（予防柵工の各部位における主な変状[6)]）を**表-4**に示す．なお，**表-4**に示される評価値を用いて，これまでと同様に，得られた各部位における施設の健全度については，

表-5 変状レベル（評価値）と施設の健全度との関係[4)]

施設の健全度（表記）	変状レベルの評価値 V_d
対策不要 (A)	$V_d = 0$
経過観察 (B)	$0 < V_d \leqq 61$
要 対 策 (C)	$61 < V_d$

表-6 急傾斜地崩壊防止施設における分析結果[4)]（雪崩防護施設）

部 位[1)]		変状レベル(概要)[1)]	評価値 V_d
擁壁工(待受式含)	ひび割れ	部分的なひび割れ等	44
		広範囲な連続したひび割れ等	78
	湧 水	部分的な湧水等	44
		広範囲な湧水等	66
	変 形	微細な変形(はらみ出し等)	55
		顕著な変形(はらみ出し等)	78
	沈 化	微細な沈化	52
		顕著な沈化	87
落石防護柵工	損傷変形等	支柱の変形(折れや曲り)等	93
安全設備	防止柵等	損傷・変 形、腐 食・ 劣化に よる使用不可	88

表-5に示される閾値(評価値61)を参考にして評価するものとする．ここで，**表-4**における雪崩予防施設の評価値については，これまでにおける他の砂防関係施設（例えば，砂防堰堤）[4)]と比較して，安全側（高い数）の傾向が示されている．この要因として，雪崩予防柵工は一般的に不安定な斜面中腹に存在することが多く，斜面下部へ施設が落下する危険性が高いことと，これまであまり議論されてこなかったため，技術知見が比較的に不足しており，結果として，安全側に評価（回答）されたことによるものと考えられる．

一方，雪崩防護施設については，**図-3**にも示されるとおり，雪圧や雪崩以外に落石等による変状も想定されることより，ここでは機能として類似する急傾斜地崩壊防止施設において提案されている既往の評価値（擁壁工）を参照するものとする．今後，更なる評価値の精度向上が望まれる．

参考文献

1) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設点検要領（案），2014.

2) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案），2014及び2019（改訂）.

3) Brime: *http://www.trl.co.uk/brime/index*

4) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：老朽化した砂防関係施設の健全度及び対策優先度に関する定量的な評価手法の提案，河川技術論文集，Vol.21，pp.183-188，2015.

5) 土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター：雪崩対策施設, *https://www.pwri.go.jp/team/niigata/leaflets/*

6) 松下拓樹・桂 真也・石田孝司：雪崩対策施設の維持管理のための点検の着眼点について，北陸地方整備局事業研究発表会, 2015.

P-106

気象データを利用した降雪事例と雪崩発生条件となる事例の頻度解析

国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所 雪氷チーム ○松下拓樹，高橋 渉，高橋丞二

1. はじめに

雪崩対策を計画し実施するためには，その箇所で発生する雪崩の規模と頻度などのハザード評価を行うことが重要である。しかし，一般的には雪崩発生に関する長期の観測データが存在することは稀であり，雪崩の発生を直接評価することは難しい。そこで，雪崩発生の気象条件を見出し，過去の気象観測データからその条件に適合する事例を抽出して，雪崩の発生頻度解析を行う方法が考えられる。また，現象の発生頻度は，一般的には確率分布を用いた手法により推定される場合が多いが，各種パラメータの設定などデータの確率分布への適合性評価等が必要となる。一方，ある閾値以上の自然現象の規模と発生数は，指数やべき乗の関係で近似できることが知られている。この方法を活用することで雪崩の発生頻度を簡便に評価できる可能性がある。そこで，過去数十年間の気象データから雪崩発生条件に適合する降雪事例を抽出し，対数関係を用いて多量降雪に伴う雪崩発生頻度を簡便に評価する手法を検討した。

2. 方法

2.1 解析の対象とする雪崩発生条件について

気象データを用いた雪崩の発生頻度評価の試みとして，多量降雪に伴う雪崩を対象とする。特に，短時間に多量の降雪がある場合，通常では雪崩が発生しにくい樹林内でも雪崩が発生する。その典型例が，2014 年 2 月 14 日から 15 日にかけて関東甲信地方を中心とした地域の大雪事例である。図1は，樹林内で発生した雪崩とその他の雪崩の発生条件を，近傍の気象観測データを用いて示したもので，各気象観測所の降雪期間の中で 12 時間の降雪深が最も大きくなったときの気温と降雪深の関係である（松下ら，2015; Matsushita and Ishida, 2016）。図1より，雪崩（●と×）は斜面積雪の安定度 *SI* が 2.0 以下となる条件で発生しており，特に樹林内における雪崩（●）はさらに安定度 *SI* が小さい条件で発生したと推定される。この降雪時の平均気温は-4℃以下で，降雪深が 12 時間で 45cm 以上となる短時間多量降雪に伴い雪崩が発生した。さらに，植生条件や斜面勾配なども考慮した樹林内における雪崩発生条件を検討した結果（松下ら，2018a）によると，12 時間の降雪深の条件は斜面勾配に応じて 45～50cm となる。これに加え，降雪前にある程度の積雪が存在することも樹林内における雪崩発生に必要な条件である（松下ら，2018b）。以上，多量降雪に伴う樹林内の雪崩発生条件をまとめると，以下のとおりである。気象データを用いた雪崩の発生頻度解析の試みとして，この雪崩発生条件に着目して解析を行う。

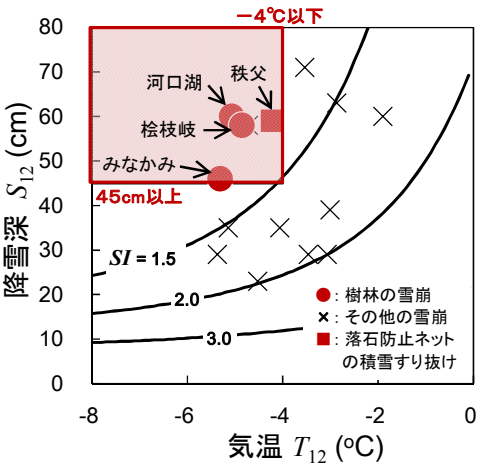


図1 2014 年 2 月大雪時の雪崩発生条件
連続する 12 時間降雪深の最大値 S_{12} と平均気温 T_{12} の関係（松下ら(2015)を基に作成）。*SI* は斜面積雪安定度の理論値。

- 降雪深 S_{12} ： 12 時間で 45cm 以上（斜面勾配 45 °）または 50cm 以上（斜面勾配 30 °）
- 気　温 T_{12} ： −4℃以下（上記 12 時間の平均気温）
- 積雪深 SD_{b12}： 50cm 以上（上記 12 時間の 1 時間前）

2.2 雪崩発生条件となる降雪事例の頻度解析の方法

2014 年 2 月の大雪で 2.1 の雪崩発生条件となった群馬県みなかみ（気象庁アメダス; 北緯 36° 48.0', 東経 138° 59.5', 標高 531m）を例に，解析を行った。解析期間は，1989 年 11 月 1 日～2017 年 4 月 30 日の 28 年間である。

まず 1 時間間隔の積雪深差の正値を累積し，これを降雪深 *S* とした。降雪の中断（積雪深差≦0cm）が 5 時間未満であれば降雪が継続しているとして，降雪深 *S* が 30cm 以上の事例を抽出した。これらの降雪事例について，降雪深 *S* の 5cm ごとの度数 *n* を求め，降雪深 *S* の大きい階級から度数 *n* を累積して，それを観測年数で除した。この値を降雪深が *S* 以上となる発生率 $F(S\leq)$（数/年）として，降雪深 *S* と発生率 $F(S\leq)$の対数に対して回帰分析を行った。

次に，各降雪事例の期間内の連続する 12 時間の降雪深の最大値 S_{12} と平均気温 T_{12} を求め，上記 2.1 の雪崩発生条件に適合する事例を抽出した。そして，降雪深 S_{12} の 5cm 間隔の度数 n_{12} を求め，降雪深 S_{12} の大きい階級から度数 n_{12} を累積し，降雪事例と同様に，降雪深が S_{12} 以上となる発生率 $F(S_{12}\leq)$（数/年）を算出し，回帰分析を行った。

3. 結果

3.1 降雪事例の発生頻度

降雪事例を抽出した結果，227 の事例が得られた。図2は，降雪深 S の階級幅 5cm の度数分布である。また，図には，降雪深が S 以上となる発生率 $F(S\leq)$も示す。降雪深が 50cm 以上となる事例の発生率は 2.96（1 年に 3 回程度），降雪深が 100cm 以上となる事例の発生率は 0.25（4 年に 1 回程度）である。

図3は，降雪深 S と降雪深が S 以上となる事例の発生率 $F(S\leq)$の対数の関係である。図中の実線は回帰直線，r^2 は決定係数である。両者の間に統計的に有意な直線関係がみられる。回帰式から推定される降雪深 50cm 以上の事例の発生率は 3.35，降雪深 100cm 以上の事例の発生率は 0.28 であり，観測値と同程度の発生率が回帰式から推定された。よって，図3のように，対数関係を活用して単純な回帰分析を行うことにより，降雪深 S がある値を超過する事例の発生率の評価を簡便に行うことができると考えられる。

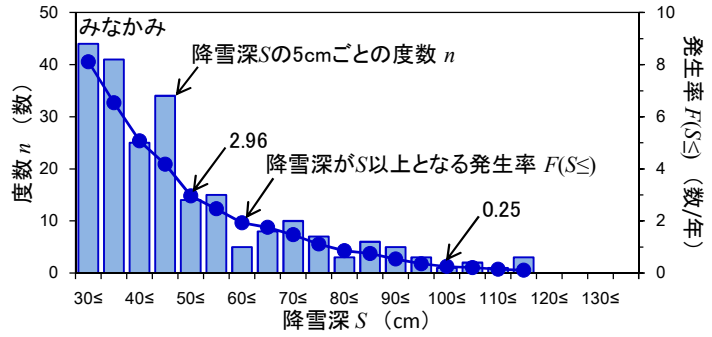


図2　降雪事例の降雪深 S の度数分布

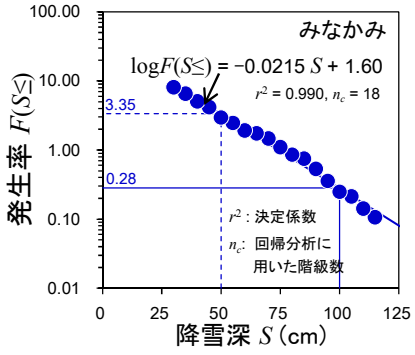


図3　降雪深 S と発生率 $F(S\leq)$の対数の関係

3.2 雪崩発生条件に適合する事例の発生頻度

図4は，降雪事例の 12 時間降雪深の最大値 S_{12} の度数分布と，降雪深が S_{12} 以上となる発生率 $F(S_{12}\leq)$である。降雪深 S_{12} が 45cm 以上となる事例，つまり 2.1 の雪崩発生条件に適合する事例の発生率は 0.18（5.5 年に 1 回程度）であり，降雪深 S_{12} が 50cm 以上となる事例の発生率は 0.04（25 年に 1 回程度）であった。

図5は，降雪深 S_{12} と発生率 $F(S_{12}\leq)$の対数の関係である。図中の回帰直線（実線）は，降雪深 S_{12} が 30cm 未満となる事例（図中○）を除いて求めた。回帰式から推定される降雪深 S_{12} が 45cm 以上となる事例の発生率は 0.12，降雪深 S_{12} が 50cm 以上となる発生率は 0.05 であり，観測値と同程度の発生率が回帰式から推定された。

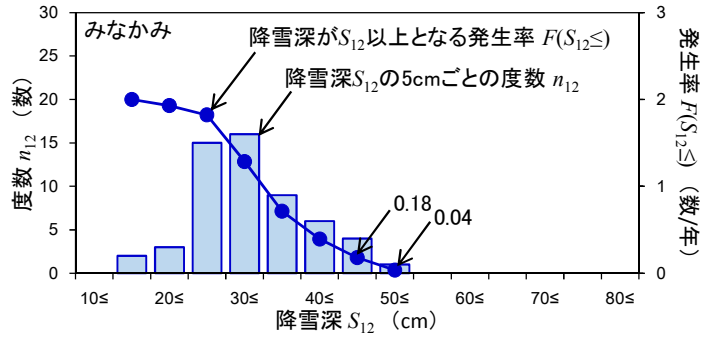


図4　降雪事例の 12 時間降雪深の最大値 S_{12} の度数分布

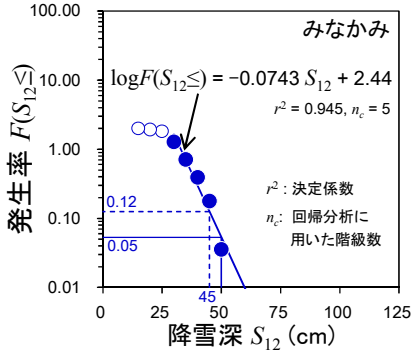


図5　降雪深 S_{12} と発生率 $F(S_{12}\leq)$の対数の関係

4. おわりに

現象の頻度解析において，対数関係を活用して単純な回帰分析により評価する方法は簡便である。また，国内では同一箇所の長期的な雪崩発生記録は皆無であり，気象データから雪崩発生頻度を評価する手法は有用である。

参考文献

松下ら (2015): 樹林内における雪崩発生条件に関する一考察，雪氷, 77, p.433-445

Matsushita and Ishida (2016): Characteristics of snow avalanche release in forests during a heavy snowfall event, Proc. ISSW, p.556-560

松下ら (2018a): 広葉樹林における乾雪表層雪崩の発生条件について，日本雪工学会論文集, 34, p.55-67

松下ら (2018b): 短時間多量降雪時の雪崩発生リスクを簡便に把握する手法，寒地土木研究所月報, 780, p.19-24

分布型表層崩壊モデルによる地震が土質強度に与えた影響の検討

新潟大学大学院　○金指和将
新潟大学農学部　　権田　豊

1. はじめに

一般的に，降雨量が増加することによって斜面崩壊の発生危険度も増加すると考えられている。しかし，2016 年 4 月の熊本地震発生後の 4～6 月の降雨イベントは，2012 年に九州北部豪雨が発生した時と同程度かそれ以下の規模だったのにも関わらず，熊本県阿蘇山周辺の外輪山西側の地域でこの期間に発生した崩壊数は，2012 年の九州北部豪雨で発生した崩壊数よりも多くなっている(石川ら，2016)。

このような現象が生じた要因として，地震による地盤の強度や降雨の浸透特性等の変化などが挙げられているが，実際にそれらが評価されたわけではなく，いずれが支配的な要因なのかは明らかにされていない。

斜面崩壊による被害を的確に予測するためには，斜面崩壊の発生しやすさに地震が及ぼす影響を定量的に把握することが重要である。本研究では，分布型表層崩壊モデルを用いて熊本地震の前後で崩壊が発生する崩壊セル数の閾値がどのように変化するかを明らかにした。さらに閾値の変化が，土壌粘着力の変化により生じたと仮定し，地震が土壌粘着力に与えた影響を定量的に把握した。

2. 研究対象地域概要

熊本県阿蘇山周辺に位置する立野地域を研究対象地とし，この地域で降雨観測が開始された 1989 年から 2017 年までを解析対象期間とした。解析範囲を図 1 に示す。本地域では 2012 年の九州北部豪雨および 2016 年 4 月の熊本地震の際に崩壊が多発した。更に 2016 年 4 月～7 月の降雨により崩壊が多発した。

3. 使用データ

国土地理院の基盤地図情報ダウンロードサービスから入手した，熊本県阿蘇山周辺の 5mメッシュ数値標高データを解析に使用した。国土交通省水文水質データベースから入手した，立野地域の 1989 年から 2017 年の 12 の降雨イベントの 1 時間降水量を解析に使用した。

4. 解析方法

解析に使用したモデルは沖村・市川（1985）によって提示されたモデルを基本としたものである。本研究では，解析範囲を 5m×5m のセルに分割し，各セルにおける標高，土層厚，粘着力，内部摩擦角，降雨などの各変数を条件として与え，地下水の連続式（式 1～3）を解き，1 時間毎に地下水位を算出した。ただし，モデルの単純化のために，降雨は地下水面に直接到達するものとし，セル間の水の移動は，飽和側方流のみとした。

$$\lambda \frac{\partial \mathrm{h}}{\partial \mathrm{t}} + \frac{\partial q_x}{\partial \mathrm{x}} + \frac{\partial q_y}{\partial \mathrm{y}} = \mathrm{r} \qquad (1)$$

$$q_x = hkI_x \qquad (2)$$

$$q_y = hkI_y \qquad (3)$$

ただし，h:地下水位(m)，q:流出量（m^3/s），I:動水勾配，x, **y** :東西方向，南北方向の諸量であることを示す添え字，k:透水係数（m/s），λ：有効間隙率，**r**:有効降雨(m/s)である。

さらに，算出した地下水位を用いて，各セルにおいて無限長斜面安定解析を行った。安定解析では結果として安全率（式 4）が出力される。今回の解析では Simons, *et. al*(1978)による無限長斜面安定解析（式 4）を使用した。

$$F = \frac{(\gamma Z - \gamma_w h)cos^2\alpha\, tan\varphi + C}{\gamma Z cos\alpha sin\alpha} \qquad (4)$$

ただし，F：安全率，C:土壌粘着力，φ：内部摩擦角，α：斜面勾配，γ：湿土壌単位体重量，γ_w：水の密度，Z：表層の有効土層である。

本研究では，安全率が 1 未満のセルを崩壊セルと定義し，崩壊セルの総数が増大するほど崩壊の発生危険度が高くなり，ある一定の値（閾値）を越えると崩壊が発生すると仮定した。

本研究のような解析を実施する際に，問題となるのは粘着力 C や内部摩擦角 φ 等の与え方である。これらの値を，広域にわたって詳細に計測することは不可能である。そのため本研究では，先行研究を参考にφ=28.6°とし，C については，試行錯誤の結果，崩壊が発生した降雨イベントと，崩壊が発生していない降雨イベントの崩壊セル数の最大値（PUC）の値の差が明瞭になる，C=8.0kPa を採用することとした。

まず，これらの C，φ を用いて，全ての降雨イベントの崩壊セル数を計算した. 地震前の崩壊発生降雨イベント 1 ケースと非発生降雨イベント 8 ケースの PUC を比較し，崩壊が発生する崩壊セル数の閾値（地震前の閾値）が存在する範囲を求めた。さらに，地震後に崩壊が多発した 2016 年 4 月の降雨イベントの PUC から崩壊が発生する崩壊セル数の閾値（地震後の閾値）の存在する範囲を求めた。2016 年 4 月の降雨イベントについて，C を 0.5kPa から 8.0kPa の範囲で 0.5kPa ずつ変化させた計算を行い，どの程度 C が低下すれ

ば地震前の閾値に達するのかを検討した。

5. 結果と考察

2012 年 7 月の降雨イベント， PUC が 2 番目に大きい 2003 年 7 月の降雨イベント，2016 年 4，6 月の降雨イベント，熊本地震の翌年の 2017 年 7 月の降雨イベントの，C=8.0kPa で計算した崩壊セル数を比較したものを図 2 に示す。

PUC が 2 番目に大きい 2003 年 7 月の降雨イベントでは，対象地域では崩壊が発生していない。地震の発生前に関しては，2003 年 7 月の降雨イベントと 2012 年 7 月の降雨イベントのそれぞれの PUC 値の間の領域に，崩壊が発生する崩壊セル数の閾値が存在すると推測できる。

しかし，地震の発生後に関しては，実際に斜面崩壊が発生した 2016 年 4 月の降雨イベントでは，PUC は低い値を示しており，地震前の閾値の領域には達していない。本研究で仮定しているように，崩壊セル数が閾値を超えると崩壊が発生するものとするならば，地震後の閾値は 2016 年 4 月の PUC 以下の領域に存在する，つまり地震前よりも引き下げられたものと解釈される。一方で 2017 年 7 月の降雨イベントの崩壊セル数は， 2016 年 4 月の降雨イベントよりもわずかに上回っているにも関わらず，実際には崩壊が発生しなかった。これは時間経過により，閾値が引き上げられたものと解釈される。

2016 年 4 月の降雨イベントについて，C を変化させて計算した結果と，C=8.0kPa で計算した場合の地震前の崩壊セルの閾値の存在する領域を比較したものを図 3 に示す。2016 年 4 月の降雨イベントの PUC が地震前の閾値の領域に達するようにするためは，少なくとも C を C=6.5kPa よりも下げなければならないことがわかる。これは，地震による崩壊発生セル数の閾値の変化を C の変化として評価するならば，C は 8.0kPa から少なくとも 6.5kPa への約 18%の低下に相当することを意味する。

6. おわりに

今回は，地震が地盤に与える影響の有無を評価するために，熊本地震の前後で豪雨により崩壊が発生した立野地域を対象として，分布型表層崩壊モデルを用いて崩壊セル数から崩壊発生危険度の評価を行った。その結果，地震は崩壊が発生する崩壊セル数の閾値を低下させたが，地震の経過とともに閾値の値が回復する傾向があること，地震による閾値の低下を粘着力の低下として評価した場合約 18%の低下に相当することがわかった。今後は対象エリアを拡大して解析を行い，結果の検証を進める。

7. 引用文献

石川ら (2016)：平成 28 年熊本地震後の降雨による二次土砂移動と二次土砂災害,砂防学会誌, Vol.69, No.4, p.25-36

沖村・市川(1985)：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法,土木学会論文集, 358, p.69-75

Simons, *et. al* (1978): Mapping of potential landslide areas in terms of slope stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, No.16－712, pp71

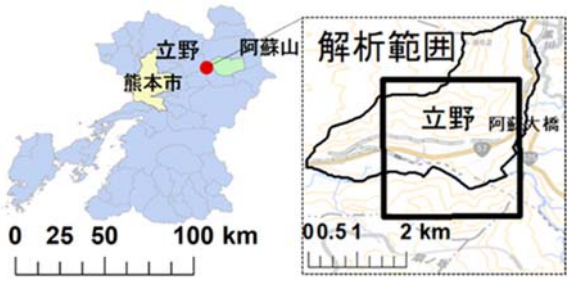


図 1　対象地と解析範囲

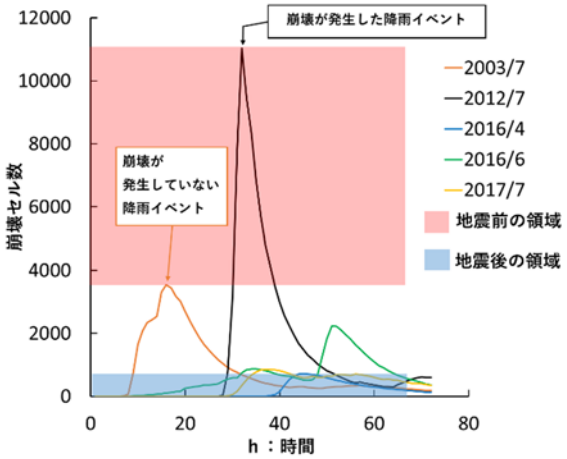


図 2　各年の降雨イベントの崩壊セル数（C=8.0kPa）と地震前，地震後崩壊が発生する崩壊セル数の閾値

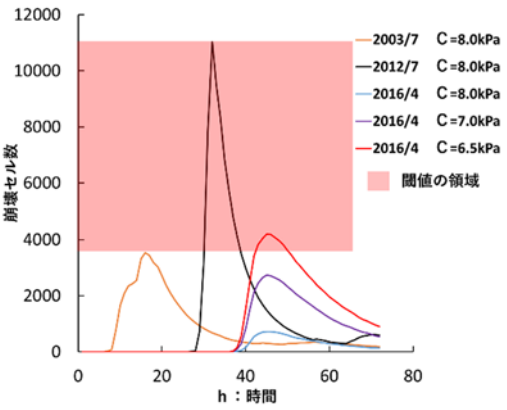


図 3　土壌粘着力 C を変化させて計算した 2016 年 4 月の降雨イベントの崩壊セル数と地震前の崩壊が発生する崩壊セル数の閾値

P-108

豪雨後の臨時巡視点検における効率化に関する一考察

国土交通省中部地方整備局越美山系砂防事務所　吉野睦、片桐知治、大森徹治、大前秀明※1、田中直※2
※1 現：天竜川上流河川事務所、※2 現：沼津河川国道事務所
㈱パスコ　：筒井胤雄、美土路哲也、渋谷典幸、板野友和

1. はじめに

2018 年度は平成 30 年 7 月豪雨をはじめとして、数多くの豪雨災害が発生し、岐阜県西濃地方においても梅雨前線や秋雨前線、台風による豪雨の影響を受けた。砂防設備点検では、降雨状況等をもとに点検対象地区や施設を設定し、臨時巡視点検を実施する。臨時巡視点検の実施基準は管内の雨量観測所における観測値をもとに設定されており、基準を超過する度に緊急出動し、臨時巡視点検を実施した。また、災害時の砂防設備点検は、緊急性が高く人手も多くかかるため、点検の効率化が急務である。

本論では、単年度に複数回発生した豪雨時に臨時巡視点検を行った際に明らかとなった点検実施判断基準や、点検機材（ドローン）による効率化に関する課題と対応について取りまとめた。

2. 岐阜県西濃地方に影響した気象概要

岐阜県西濃地方では、梅雨前線による 7 月 1 日の豪雨から始まり、台風 7 号、21 号、22 号、24 号など、複数の台風の襲来により各地に多くの降雨をもたらした。臨時巡視点検を実施した降雨イベントごとに気象概要および臨時巡視点検概要を整理した（表-1）。

表-1　臨時巡視点検時の気象概要

回	日時	気象状況	最大時間雨量(mm)	2時間雨量(mm)	24時間最大雨量(mm)	累積雨量(mm)	対応種別	主な点検地区	備考
1	7月1日	梅雨前線	92	147	210	216	臨時巡視点検(1次)	高知川流域	小津観測所
2	7月8日	台風7号及び梅雨前線(西日本豪雨)	38	58	191	936	災害対応(現地)	全域	上大須観測所杉原観測所
3	7月10日						災害対応(現地)	ワシズ洞、屏洞、和井谷	
4	7月12日						臨時巡視点検(1次)	全域	
5	9月5日	台風21号	58	104	262	270	臨時巡視点検(1次)	朝又川第1砂防堰堤他16箇所	門入観測所
6	9月12日	台風22号	47	63	117	120	臨時巡視点検(1次)	ナンノ谷床固工群他12箇所	杉原観測所
7	10月1日	台風24号	30	59	156	209	臨時巡視点検(1次)	C判定箇所等	諸家観測所

3. 事前準備体制における課題と対応

3.1. 臨時巡視点検実施基準雨量の設定

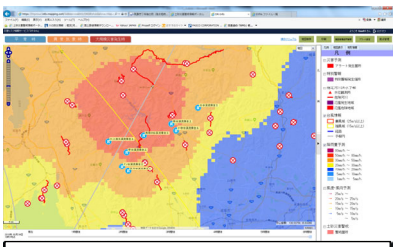
降雨時の臨時巡視点検実施基準雨量は、24 時間雨量 350mm 以上、1 時間雨量 80mm 以上、3 時間連続雨量 100mm 以上の降雨量が設定されている。しかし、管内には 14 箇所（水情報国土）の雨量観測所があり、流域ごとの降雨状況および土砂災害に起因する事前降雨による土壌中の水分量が考慮されていないことが課題であった。そこで、臨時巡視点検実施基準については、時間雨量や日雨量だけでなく、5km メッシュの土砂災害警戒情報が 10 分ごと表示される岐阜県土砂災害ポータル等で公開されている「土砂災害警戒判定メッシュ情報」を反映した基準が改訂された。その結果、視覚的に理解しやすくなり、関係者間の情報共有が円滑化されるとともに、迅速な出動態勢を構築することが出来た。

3.2. タイムラインの設定

災害時の点検では、事前に取るべき行動について臨時巡視タイムラインとして整理しておくことが重要となる。そこで、気象条件、収集すべき情報、目安となる対応時間および行動基準等の設定を行い関係者にあらかじめ周知した。

3.3. DR-Info®を利用した臨時巡視点検時事前準備

DR-Info®とは株式会社パスコが開発した「多岐にわたる情報元や、さまざまなデータ形式によって散在する自然災害に関する情報を空間情報技術で集約し、自由に情報の抽出や比較を行うことができる。」システムである。本システムを利用して、豪雨の状況、道路の通行状況を把握して、臨時巡視点検施設への経路を事前に把握した。



2018.9.4　10：00 台風 21　6 時間後予測画面

4. 臨時巡視点検の実施概要

砂防設備等臨時巡視点検要領(案)により、臨時巡視点検を実施した回数は 5 度に及んだ。以下に各点検時で判明した課題と対応について記述する。

2018.7.1 梅雨前線では、2018.6.28 以降北日本に前線が停滞していたため、関係者で警戒態勢を発令し、出動態勢を準備していたところ、揖斐川下流域にて極めて危険な状態を示す濃い紫が確認されたため、臨時巡視点検を実施した。

2018.7.8~7.12 臨時巡視点検では平成 30 年 7 月豪雨により土砂災害警戒情報が発令されるとともにワシズ洞で土砂流出が発生した。そのため、根尾川、揖斐川流域全域で臨時巡視点検を実施した。

2018.9.4 に台風 21 号が来襲し、2018.9.5 に土砂災害警戒情報が発令され、極めて危険と判定されたメッシュ内の砂防設備に対して臨時巡視点検を実施した。

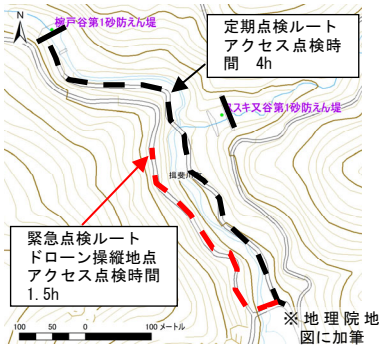
ナンノ谷砂防ダム 3 号の被災は台風 22 号通過後、確認された。そのため、坂内川上流域に対して 201810.12 に臨時巡視点検を実施した。

2018.9.30 に台風 24 号が来襲し、2018.10.1 に、2018.7.7 に崩壊が確認されたワシズ洞、坂内川上流域の他、降水量が多かった白川、日坂川流域、西野前の谷周辺の状況と点検評価 C 及び昭和 40 年代竣工の古い砂防設備の状況把握のため、臨時巡視点検を実施した。

5. ドローンの活用による効率化とその課題

臨時巡視点検時では、施設状況を短時間で把握する必要がある。ここでは臨時巡視点検時に安全を確保し、効率的に施設点検を行った事例を示す。

椀戸第 1 砂防堰堤、ススキ又谷第 1 砂防堰堤は坂内川上流域の最上流部にあり、管理道は落石により車両通行が不可で徒歩によるアクセスとなる。定期点検ルートで臨時巡視点検を実施した場合は河床の未整備現道を通行するため、約 4 時間が想定された。しかし、臨時巡視点検時ルートを使用し、ドローンにより点検したことにより約 1.5 時間で施設状況を把握できた。




椀戸第 1 砂防堰堤　堆砂状況


ススキ又谷第 1 砂防堰堤　堆砂状況

貝月谷渓流保全工は延長約 900m である。施設へのアクセスは問題ないが、定期点検では施設内を徒歩で移動する必要があり、臨時巡視点検時では水量が多いため点検員の危険を伴う。定期点検ルートで臨時巡視点検を実施する場合は約 1.5 時間が想定されたが、ドローンによる臨時巡視点検では約 0.75 時間で実施できた。


貝月谷渓流保全工状況　左：上流部、中：中流部、右：下流部

ドローンによる臨時巡視点検ではアクセス困難箇所、延長が長い施設の点検に効力を発揮した。しかし、ドローン操縦者の技量に差があるため、撮影品質に違いが表れたことは今後の課題として残った。

6. おわりに

臨時巡視点検実施基準は、流域内の複数の観測所をもとに時間雨量や日雨量だけでなく、5km メッシュの土砂災害警戒情報を反映した基準とした場合の方が視覚的に理解しやすく、効率化に寄与した。DR-Info®は降雨情報や台風情報、道路情報等の異なるサイトを一つの画面に投影・閲覧することができ、状況の把握、予測等に役立った。災害時のドローンによる調査結果は、調査日の夕方に事務所で即日報告を行ったため、施設状況を関係者間で速やかに共有することができ、効果的であった。さらに、災害時の臨時巡視点検では道路寸断箇所等が多かったこと、および、増水した河川状況を安全な地点より確認できたことからドローンの活用が有効であったと言える。一方で、現場状況はその都度変化し、災害発生前に飛行経路を設定することが困難である。ドローンの手動操作は遠近感が掴みづらく、数 km 離れた目視外飛行においては遠方の崩壊地等の調査が困難であった。したがって、点検技術者のドローン操縦技術と経験の向上を図っていくことが重要である。また、過去の点検結果の経年変化について、年度によっては土砂に埋没して変状が確認されない年もあるため、これらの経年変化が写真等によって明確になるようなデータベースの整備も重要である。　　以　上

P-109

衛星データの解析によるクラカタウ火山の山体崩壊について

株式会社パスコ　○本田　健、吉川 和男、徳武 祐斗、野崎 高義

1. はじめに

インドネシアは日本と同じ火山国であり、火山の噴火により人的・経済的損失が発生している。このような中2018年12月22日には津波により多くの犠牲者が発生した。津波発生の原因は当初不明であったが、その後の調査でクラカタウ火山の噴火に伴って発生した事が判明した。

日本においても1741年の渡島大島噴火や1792年雲仙・眉山崩壊など、火山噴火に伴う山体崩壊によって津波が発生した事例が確認されている。

そこで、火山噴火に伴う山体崩壊による災害軽減の基礎資料とするため、衛星データを用いてクラカタウ火山の山体崩壊の規模を調査した。

2. 調査の概要

クラカタウ火山は、インドネシア国のスマトラ島とジャワ島の間にある、標高338m、面積約3km^{2}の火山島である(図1)。

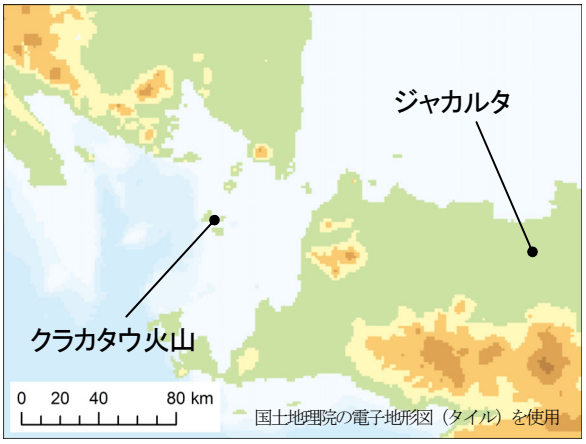


図1 クラカタウ火山の位置

使用した衛星データは、合成開口レーダ衛星のTerraSAR-Xである。SAR画像の諸元を表1に示す。

表1 使用したSAR画像の諸元

	噴火前	噴火後
撮影日	2018年11月3日	2018年12月28日
撮影軌道	Descending	Descending
撮影モード	Spotlight	高分解能 Spotlight
分解能	1.70m	1.00m
偏波	HH	HH
入射角	26.1°	26.1°
プロダクト	GEC	GEC

GEC：Geocoded Ellipsoid Corrected

噴火前後で撮影モードが異なるが、噴火前の画像は同一軌道で直近のデータを用いたためである。またSAR画像の解析結果を補足・検証するため、光学衛星のPleiades(2019年2月23日撮影、分解能0.5m)も用いた。

3. 噴火による地形変化について

SAR画像より噴火前後の山体の変化を調査した。

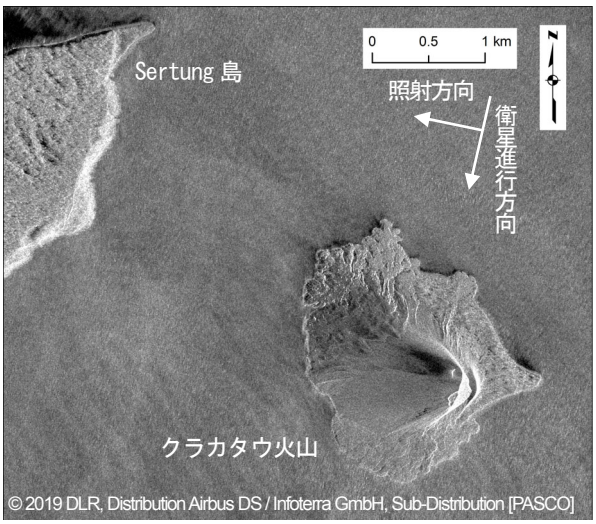


図2 噴火前のクラカタウ火山の地形形状

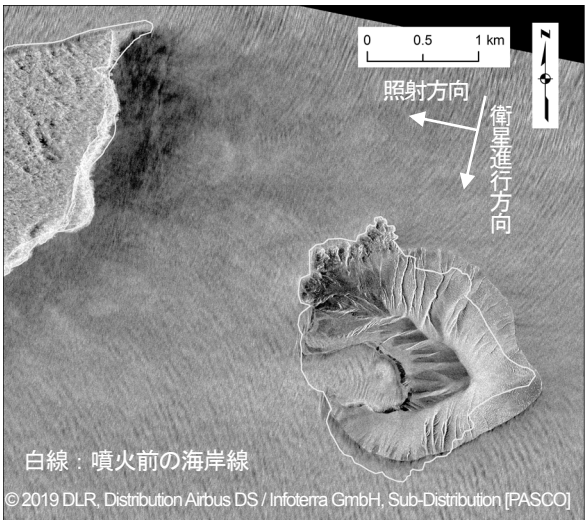


図3 噴火後のクラカタウ火山の地形形状

(1) 火口の形状

噴火前の火口は、山頂の西側に1～2箇所確認できる。火山灰の堆積によると思われる後方散乱強度の低い領域が存在する北側の火口が最近活動していたと推測される。噴火後は山体崩壊によって山体が消失し、海水の浸入により直径約430mの火口湖が形成された。

(2) 降下火砕物の堆積状況

島の北西にみられる溶岩流を除いて大量の降下火

砕物が堆積し、北東から南東にかけては海岸線が約250m前進した。また南にあった溶岩流の上にも降下火砕物が堆積したが、海岸まで到達した溶岩流の末端は消失したため海岸線が約180m後退した。

一方、周辺海域も含めて山体崩壊によって消失した土塊は確認されなかった。

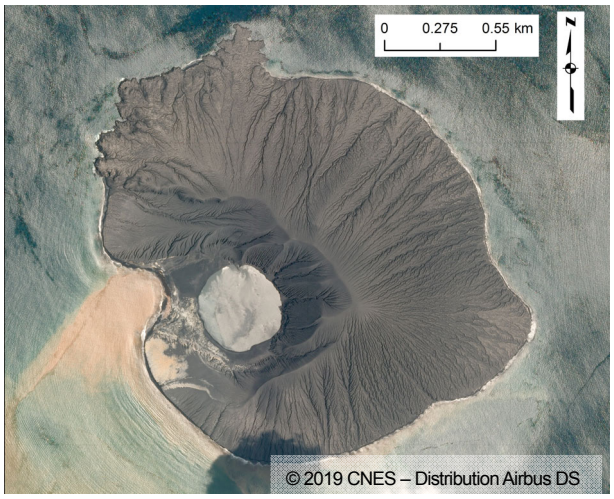


図4 噴火後の光学衛星の画像

4. 山体崩壊の規模と津波の痕跡について

SAR及び光学衛星の画像、並びに噴火前の地形データより、山体崩壊の規模と津波の痕跡を調査した。

(1) 山体崩壊の量

噴火前の地形データ、光学衛星の画像から判読した噴火後の火口や海岸線の形状より、噴火後の標高を推定した。これら噴火前後の地形データを用いて差分解析を実施し、地形変化量を算出した。その結果、噴火によって消失した山体崩壊の量は約7,700万m^3(約0.08km^3)となった(表2)。

表2 山体崩壊の量

	山体体積 (m^3)	備考
噴火前	188,331,700	ALOS World 3D[1)]の地形データより。
噴火後	111,108,100	陸地の増加や火山噴出物の堆積は考慮していない。
変化量	77,223,600	海底部分の地形変化は考慮していない。

今回算出した値は、インドネシアの火山地質災害軽減センター(CVGHM)が発表[2)]した山体体積の減少量1.5～1.8億m^3よりも少なくなった。その原因としては、①噴火前の地形データ(観測期間:2006～2011年)は最近の火山活動による地形変化が反映されていないため山頂標高が噴火直前の標高(338m)よりも28m低かったこと、②本検討では海底地形の変化を考慮していないこと、の2点が推測される。

(2) 津波の痕跡

噴火後のSAR画像をみると、山体崩壊の方向、クラカタウ火山の西側約2.5kmに位置するSertung島の北端の岬が消失し海岸線が約350m後退しているのが確認できる。しかしながら、レイオーバーのため、それ以外の海岸線の変状は確認できなかった。

一方、光学衛星の画像をみると、Sertung島の海岸線において津波の遡上によると思われる侵食痕跡が確認された。ALOS World 3Dの標高データより作成した等高線と重ねた結果、最大で高さ約60mまで津波が到達したと推測された。

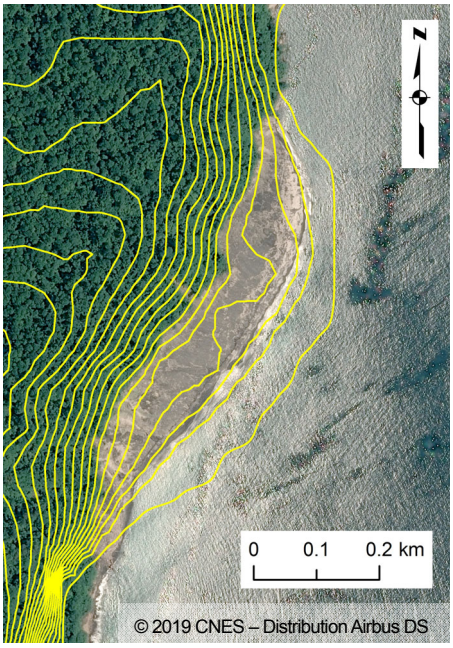


図5 津波遡上の痕跡
(等高線は10m間隔)

5. さいごに

日本で発生した山体崩壊の規模は渡島大島2.4km^3、雲仙・眉山0.44km^3、磐梯山1.5km^3である[3)]。クラカタウ火山の事例はこれよりも規模が小さいにもかかわらず災害となったのは、遠方の住民が前触れもなしに津波の襲来を受けたことが原因と考えられる。

このような災害を減らすためには、海底火山も含めた火山の監視・観測体制や、遠方の住民にも確実に情報を伝達する体制を充実することが重要と考える。

【参考文献】

1) ALOS 全球数値地表モデル(DSM) "ALOS World 3D - 30m (AW3D30)" (https://www.eorc.jaxa.jp/ALOS/aw3d30/index_j.htm)
2) 22-23 Dec 2018 eruption & tsunami of Krakatoa (https://magma.vsi.esdm.go.id/press/view.php?id=173)
3) 気象庁・全国の活火山の活動履歴等 (http://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/kaisetsu/vol_know.html#rireki)

赤谷川・川原樋川合流点付近における土砂動態観測

国土交通省大規模土砂災害対策技術センター　小竹利明・菅原寛明・田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
アジア航測（株）　○臼杵伸浩・岡野和行・井元成治・吉野弘祐・井之本信

1. はじめに

平成 23 年 9 月の紀伊半島大水害では，紀伊山系で多数の深層崩壊が発生するとともに，崩壊土砂が河道を閉塞することにより天然ダムが形成された．熊野川水系川原樋川の支川である赤谷川流域もそのような箇所の 1 つである（図 1）．赤谷川流域では，約 900 万 m^3 の崩壊が発生し，高さ約 85m の天然ダムが形成された．その後，天然ダムは台風などの豪雨時に越流を繰り返し，その度に侵食が発生している．その他，崩壊斜面の再崩壊や裸地からの土砂流出が観察されている．流出した土砂は赤谷川と川原樋川の合流点付近に堆積し，河床上昇が発生することで川原樋川の流水・流砂の阻害要因となっている．このようなトラブルスポットとなる可能性のある合流点付近の現象の把握を目的として，流砂観測機器の整備，流砂量観測，PIV 解析および UAV による画像撮影等を実施し，赤谷川と川原樋川の合流点付近の土砂動態観測を実施している．ここでは，実施した流砂観測の概要と，昨年度の観測データの一部を紹介する．

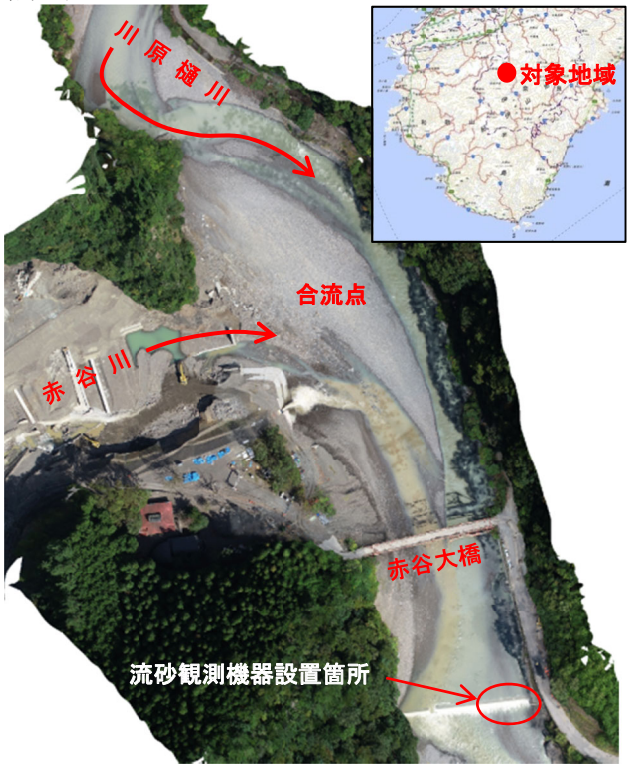


図 1.合流点と流砂観測機器設置位置との関係

2. 流砂観測機器の整備

赤谷川・川原樋川合流点付近における土砂動態観測を目的とし，流砂観測機器を設置した．機器の設置箇所は，合流点より下流約 200m に位置する横断構造物の天端とした．設置した観測機器は，プレート型ハイドロフォン，濁度計およびそれらのデータを収集するデータロガーである．ハイドロフォンは耐久性の高いプレート型とし，横断構造物天端中央に，左岸側護岸裾部より 9m の位置に埋設した．濁度計は，左岸側護岸裾部に設置した．水位計は，左岸側護岸裾部に設置している既設のものを活用した（図 2，図 3）．また，流砂観測機器の他，表面流速を計測するためにインターバルカメラを設置し，静止画あるいは動画を 5 分間隔で取得した．

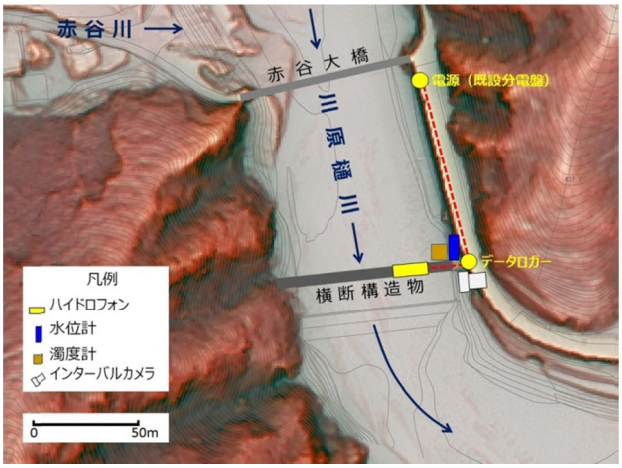


図 2.流砂観測機器設置状況



図 3.流砂観測機器設置状況（合流点下流側）

3. 合流点付近における土砂動態観測

3.1 合流点付近の流砂量観測

流砂観測は，平成30年3月に開始した．川原樋川流域では，平成30年に台風20号，21号および24号の3度の台風により豪雨がもたらされた．これらの豪雨の中で累加雨量，最大時間雨量ともに最大であった台風20号時の雨量，流量，濁度およびパルス数を図4に示す．

濁度，パルス数ともに8月23日19時30分頃に観測値が上昇を開始していることから，この時刻付近から土砂移動が開始したと推定される．濁度は8月24日2

時30分頃に上限値に達し，流量は同日3時30分頃に上限値に達していることから，流量より土砂流出のタイミングが早いことがわかる．なお流量は，インターバルカメラで撮影した動画から水位ごとの流速を計測して作成したH-Q曲線を用いて，観測水位から推定したものである（図5）．

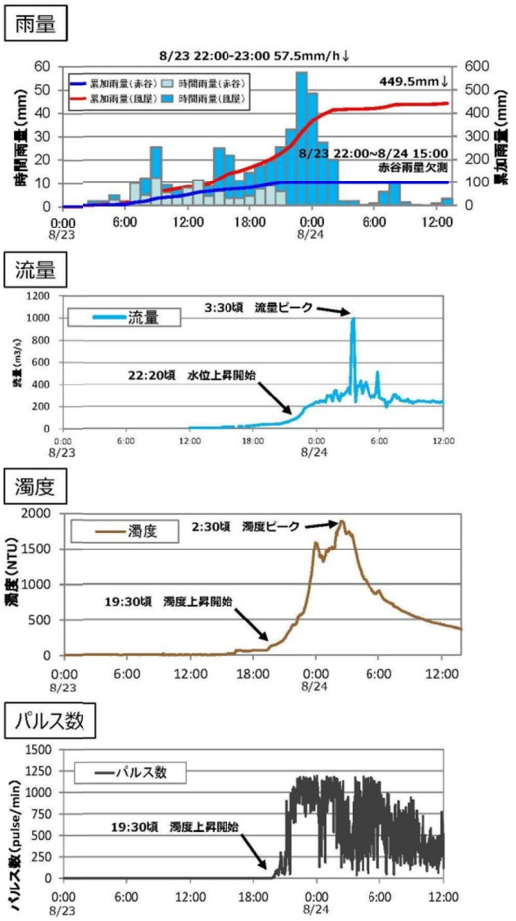


図 4.流砂量観測データ

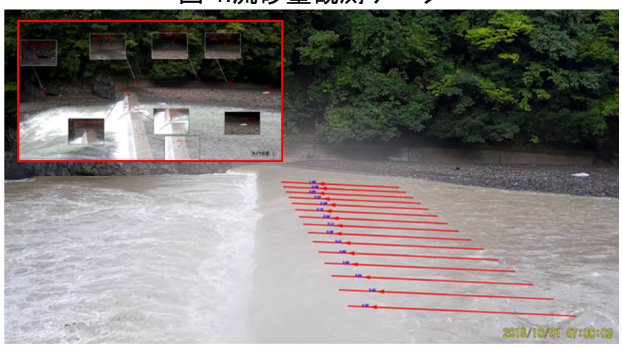


図 5.PIV 解析による流速分布

3.2 UAV 撮影による合流点付近の河床地形計測

3度の台風豪雨イベントの前後4回にわたり，合流点付近のUAV撮影を実施し，SfM[1] 技術を用いて3次元地形データを作成した（図6）．台風後の3時期では，台風豪雨イベント間の短期間の実施であったため，対空標識の設置および現地測量を実施できなかった．代わりに，平成29年に実施された航空レーザ計測データから不動点を抽出し，図化標定することにより3次元地形モデルの座標付けを行った．作成した3次元データを立体可視化した微地形表現図を図6に，横断形状を図7に示す．

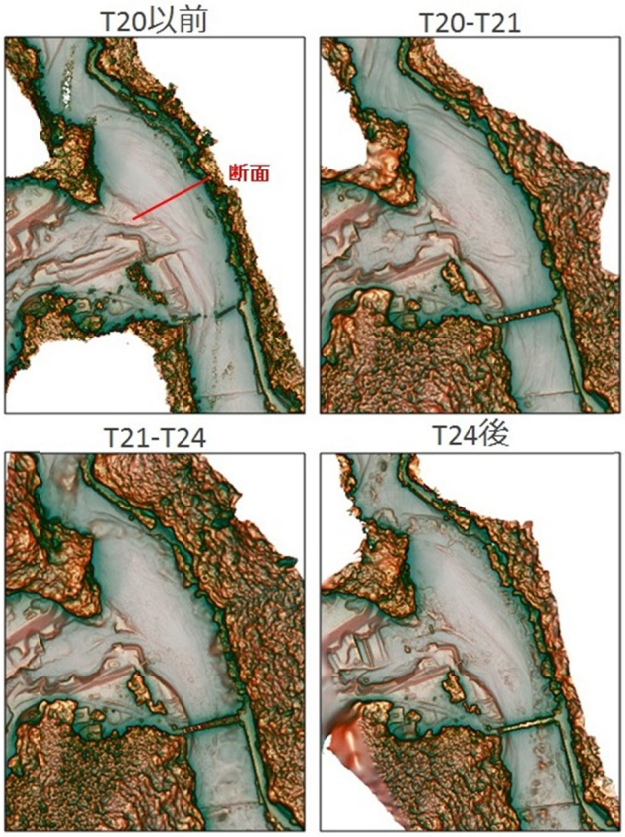


図 6.合流点付近の微地形表現図

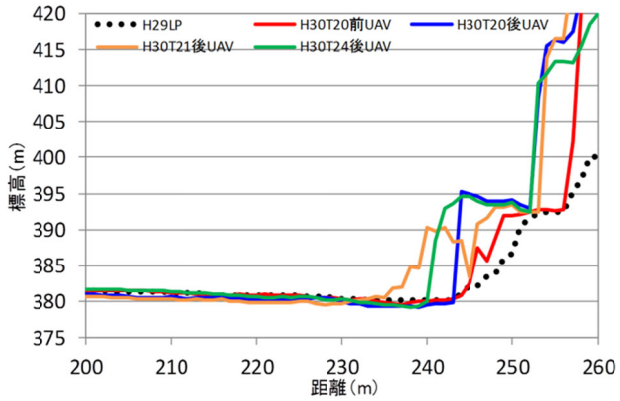


図 7.合流点付近の横断形状（図 6 に断面位置を示す）

4. おわりに

合流点付近の土砂動態把握を目的として，流砂観測機器を整備し観測を行った．平成30年の3度の台風時の水位，濁度およびハイドロフォンのパルス数，音圧を捉えることができた．今後は継続的に監視を実施し，データを蓄積するとともに，より詳細な合流点付近の河床変動メカニズムを解明していきたい．そのためには，赤谷川からの流量，流砂量の観測を目的とした観測機器の整備，合流点付近の詳細な流速分布の観測，土砂供給源となる川原樋上流の流量，合流点までの区間の河床変動量の計測，濁度からの浮遊砂量推定式の検討（現地採水）等を進めたい．

参考文献

1）織田：Structure from Motion（SfM），写真測量とリモートセンシング，Vol.55, No.3, pp.206-209, 2016.

P-111

春木川流域における堆砂面変動管理への三次元計測データの活用

朝日航洋株式会社　○藤本拓史，弓真由子，櫻井由起子，江藤稚佳子
国土交通省関東地方整備局　富士川砂防事務所　萬徳昌昭，小島隆，木暮一也*1，金子裕司*2
*1 現関東地方整備局八ッ場ダム工事事務所　*2 現関東地方整備局甲府河川国道事務所

1. はじめに

早川流域のうち土砂移動が顕著な支川流域では近年，河床変動測量が毎年実施されてきた。しかし安全性・効率性の課題があり，河川分野をはじめ実測の河床変動測量から航空レーザ測深（以下，ALB）等の三次元計測データの活用に切り替わりつつある。

一方で，早川流域では 3 年に 1 度，航空レーザ測量が実施されてきた。その成果を用いることで，各渓流の縦横断図を作成することが可能であり，近年活用が増えている UAV レーザ測量や，UAV 撮影写真からの三次元点群でも，上記成果が得られる。

本報告では，早川右支川である春木川流域において河床変動測量と航空レーザ測量による縦横断図の精度等を比較し，今後の堆砂面変動管理について検討した。また，UAV 測量の活用や，当流域で実施されているその他観測データとの連携等についても併せて検討した。

2. 調査地概況

富士川右支川である早川は，20 程度の小流域に区分され，その下流側に位置する春木川は源頭部に崩壊地が存在し，土砂移動が顕著である。特に近年では，平成 23 年 8 月-9 月の台風 12 号，台風 15 号にて，時間雨量 69mm/h（台風 15 号），累積雨量 1228mm（台風 12 号）と大きな降雨イベントがあり，顕著な河床変動が報告されている※1。

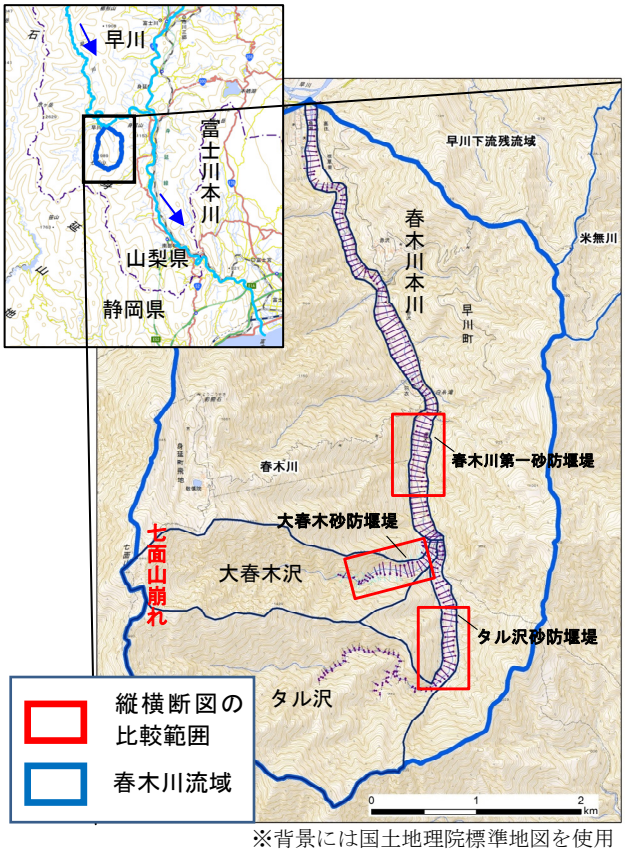
春木川流域の本川沿いおよび大春木沢・タル沢の下流で河床変動測量が実施されているが，本報告では春木川本川，大春木沢，タル沢の主要堰堤を含む区間において，縦横断図を比較した（図 1）。

3. 比較対象データ

春木川流域では，河床変動測量は年 1 回実施されている一方，航空レーザ計測は直近では平成 29 年度に実施されており，それ以前では平成 27 年，24 年，21 年と 3 年毎の計測となっている。比較対象年度は，大きな出水のあった平成 23 年前後の平成 21 年と 24 年，直近の平成 29 年度の 3 ヶ年とした。各々，測量実施年月を以下に示す。

表 1　比較対象データの測量実施年月

測量種別	平成 21 年度	平成 24 年度	平成 29 年度
河床変動測量	平成 21 年 11 月-12 月	平成 24 年 11 月-12 月	平成 29 年 11 月-12 月
航空レーザ測量	平成 21 年 11 月	平成 24 年 5 月-8 月	平成 30 年 6 月



※背景には国土地理院標準地図を使用

図 1　春木川流域の比較範囲

4. 縦横断図の比較

4.1. 縦横断図作成に際する航空レーザ測量の課題

航空レーザ測量では，河床変動測量で取得できない横断測線間のデータが取得でき，精度向上が期待できる一方で，以下の課題が想定される。

- ALB ではない航空レーザ測量では，水部が取得できないため，水深が深いまたは広い場合は，誤差が生じる可能性がある。
- 下草等の密生地下部や構造物のエッジ等は，航空レーザ測量では取得が難しい場合があり，渓流内に植生密生域が広い場合や構造物のエッジがある箇所は，誤差が生じる可能性がある。

4.2. 横断図の比較結果

航空レーザ測量の横断測線は，河床変動測量と同位置にて作成し，それぞれの横断線を重ねた比較横断図を作成した。平成 21 年度を青色線，平成 24 年度を緑色線，平成 29 年度を赤色線で示し，河床変動測量データを実線，航空レーザデータを破線で示した。その結果まとめを以下に示す。

・土砂移動が顕著でない範囲（河床部から比高差のある範囲など）において，各年度で両手法の横断図で，平均的に標高較差が 0.2m 以内など，較差が小さかった（図 2 上）。
・河床部では，両手法の横断図で，標高較差が 1m 以上など，較差が大きい測線があった（図 2 下）。その理由として，大春木沢をはじめ春木川では短期間でも土砂移動が顕著であること等がある。
・春木川では，水部の水深・幅が小さく，河床部に密生植生もなかったことから，水部や植生による誤差は確認されなかった。
・堰堤の端部（前面または後面）では，航空レーザ測量成果では，エッジの上部と下部の標高が混在し，波打ったような断面となった。航空レーザ測量では正確なエッジの取得が難しいため，堰堤位置付近については，堰堤端部からややずらして測線を設定する等の工夫が必要と考えられる。

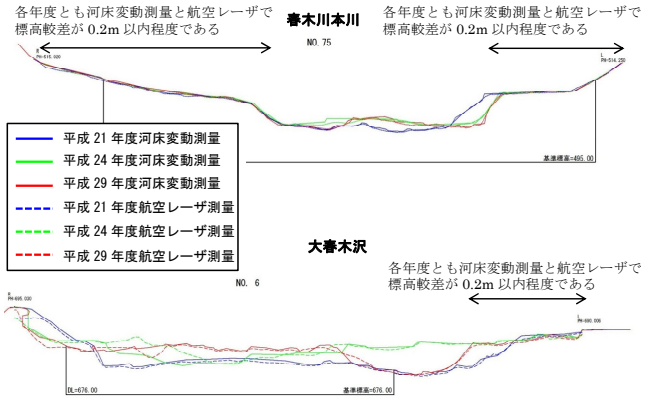


図 2　横断図の比較結果

4.3.　縦断図の比較結果

縦断図は，各横断測線の最深河床点をつないで作成した。横断図と同じ色分け，線種分けにて年度と測量種別を示した。その結果まとめを以下に示す。

・両手法で測量実施時期が近い平成 21 年度は最大の標高較差が 0.2m 以内程度と小さかった一方，平成 24 年度，平成 29 年度は 1m 以上の較差が生じた区間もあった。平成 24 年度で特に較差が大きく，半年程度の測量時期の違いの間に堆砂面の変動があったことが推察される。
・後述の砂面計観測結果では，平成 23 年の台風 6 号，12 号，15 号にて，No1,2 の砂面計が 4m 以上堆砂しており※1，縦断図の変動状況と整合的であった。

4.4.　縦断図の高精度化

航空レーザ測量成果は，面的に標高データが取得されているため，縦断図の測線間隔を任意に設定できる。航空レーザ測量成果の縦断図を 5m 間隔で作成した縦断図を図 3 に示す。50m 間隔から 5m 間隔にすることで，勾配変化点など，より細かく堆砂面の変動状況が把握できる。

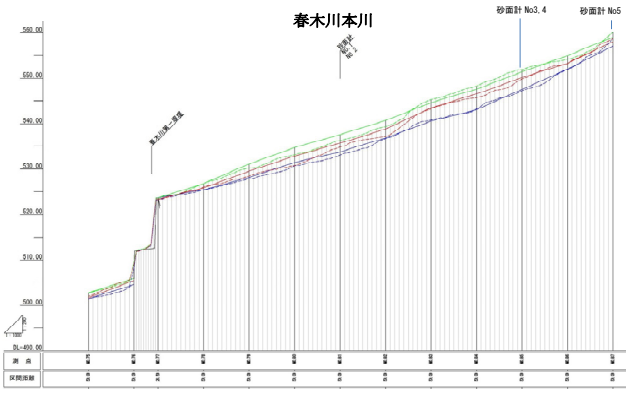


図 3　縦断図の比較結果（河床変動測量は 50m 間隔，航空レーザ測量は 5m 間隔）

5.　三次元計測データを用いた今後の堆砂面変動管理方法の検討

河床変動測量と航空レーザ測量では，縦横断図を用いた堆砂面変動管理に影響を及ぼす較差はなく，航空レーザ測量成果を用いて管理することは差支えないと判断される。三次元計測の面的なデータ同士の標高差分解析により，土砂移動量も高精度に把握可能となる。縦断図は，5m 間隔など当流域における従来の河床変動測量より細かい間隔で作成しデータを蓄積しておくことが，出水時における比較対象の出水前データとしてより有用と考えられる。

なお，春木川第一砂防堰堤の堆砂敷付近においては，平成 30 年 3 月に取得された UAV レーザデータと UAV 撮影の三次元点群データがあり，これらの精度比較も行い UAV 測量を用いた堆砂面変動管理の有効性を検討する。

6.　その他観測データとの連携

春木川流域には，高さ方向に 10cm 間隔で発光機と受光機が装備され堆砂高を把握できる砂面計が，14 箇所設置されている。また，春木川第一堰堤，第二堰堤，および大春木砂防堰堤に，CCTV が設置されている。いずれも，10 分間隔で継続的に取得されている貴重なデータである。

ただし上記観測装置はいずれも，設置箇所付近の状況を示す点的（局所的）なデータであるため，堆砂面変動や土砂移動量の管理は航空レーザ測量や UAV 測量等による三次元計測データを用いて行い，その確認・検証のためのデータとして用いることが有効と考えられる。

参考文献

※1　丹羽ら：大規模崩壊地を有する渓流における豪雨時の土砂流出と河床変動の実態－富士川水系早川の春木川を例に－　砂防学会誌，Vol68，No.5，p21-31

P-112

踏査困難な斜面における UAV を用いた落石源の抽出と斜面管理への活用

アジア航測株式会社　○高山陶子，澤　陽之，冨田　康裕，影山　高史，熊倉　歩，吉田　崇博

1. はじめに

落石や崩壊の発生が懸念される斜面の危険性を評価し，対策の検討などを行うためには，その地形形状や発生源の状況を把握することが重要である。しかしながら，砂防施設が配置される渓岸斜面の多くは，比高が大きく勾配が急で，現地踏査が困難である。

そこで，近年活用が進む小型無人航空機（Unmanned Aerial Vehicle，以下 UAV）を利用してレーザ計測及び写真撮影を行って，落石源の位置や規模を把握し，砂防施設への影響可能性について検討した。

また，人工知能（AI）の 1 つであるディープラーニング（深層学習）を利用し，詳細地形データからの落石源の自動抽出を試行した。

2. UAV を用いた落石源の抽出と斜面管理への活用

2.1 UAV を用いた詳細地形データの取得

径が 1m を超える浮石・転石が点在し，下方で護岸工が計画されている斜面を対象に，UAV を用いて空中写真撮影とレーザ計測を行った。使用した UAV は SPIDER 及び SPIDER-EX，使用したカメラは SONY α7R，使用したレーザ計測器は RIEGLE VUX-1 である。水平位置及び標高の調整のため，対象地域内に調整点を 5 点選点のうえ対空標識を設置し，スタティック測量により観測を実施した。

撮影写真から SfM/MVS（Structure from Motion／Multi-View Stereo）手法により，三次元モデルを作成し（図-1），5cm 解像度のオルソ画像を作成した。

レーザ計測データはフィルタリングを行い，地表面の点群（グラウンドデータ），20cm メッシュ数値地形データ（Digital Elevation Model, DEM），赤色立体地図（NETIS 登録 No. SK-130008-A）を作成した（図-2）。

レーザ計測による等高線データと，オルソ画像からのデジタイズにより 500 分の 1 平面図を作成した。



図-1 作成した三次元モデル

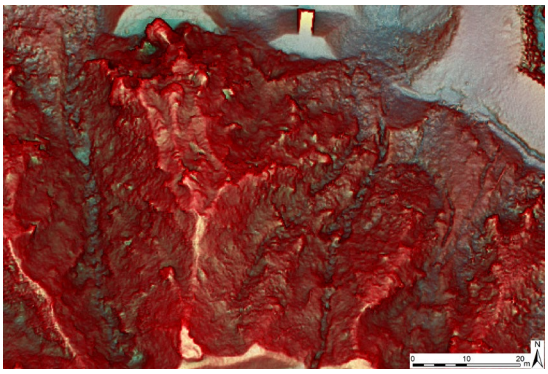


図-2 UAV レーザによる赤色立体地図

2.2 落石源の抽出および対策検討

現地確認結果も参考に，UAV による点群データおよび三次元モデルから，落石源の位置と規模を三次元的に把握した（図-3）。

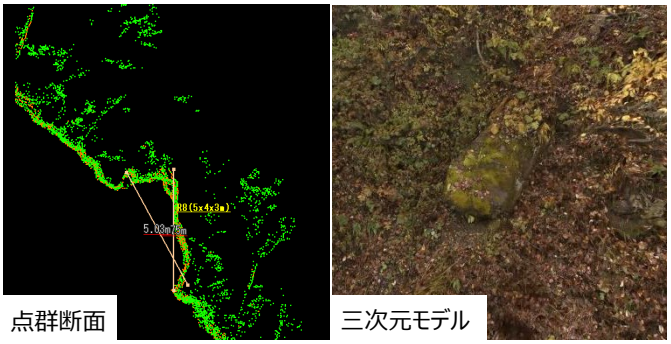


図-3 UAV を用いた落石源の抽出例

抽出した落石源に対し，UAV レーザで得た地形データを用いて，落石シミュレーションを実施した（図-4）。その結果から護岸工施工時の仮設落石対策設置想定位置において，エネルギー最大値と最大跳躍高を整理した。これらより，落石防護工の工種・規模や，落石予防工の必要性について検討し，落石対策工設計を実施した。設計結果は，UAV を用いて作成した平面図，断面図にとりまとめた。

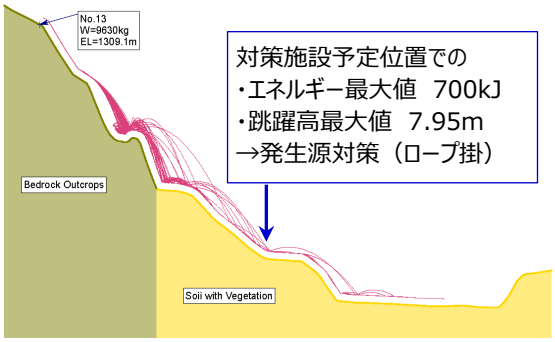


図-4 落石シミュレーション結果例

３. 深層学習による落石源の自動抽出試行

3.1 手法の概要

深層学習とは機械学習の手法の一つである。従来の機械学習では，対象を識別するための「特徴」を人間が定義する必要があったが，深層学習では「特徴」を機械が学習データから自動的に抽出する点が異なっている。このため，地形判読のように，言葉による定義が困難な事象への効果が高いと考えた。

深層学習を行うにあたって，入力画像と出力画像のセットからなる学習データを作成すれば，機械学習モデルの構築と機械判読ができる pix2pix を使用した。pix2pix とは Generative Adversarial Network（敵対的生成ネットワーク）の手法を基にして，入力画像から出力画像を生成するアルゴリズムである。

入力画像は，航空レーザ計測により取得した 1m 解像度の DEM から作成した赤色立体地図とした。出力画像の教師データとして，技術者による地形判読データを GIS 化して重ね合わせたものを用意した。

3.2 検討用データの作成

対象流域は，中生代の花崗岩・花崗閃緑岩が分布し，急壁をなす露岩地や浮石状に露岩が点在すると推測される場所が多くみられ，落石源となっている。これらを「露岩地」として，赤色立体地図上で技術者が判読したものを教師データとした（図-5）。

対象地域を 2 つに区分し，半分を学習用データ，残り半分を検証データとして使用する領域として設定した。学習用領域を対象に，赤色立体地図（入力画像）と判読図（出力画像）をセットにして学習させ，学習モデルを構築した。

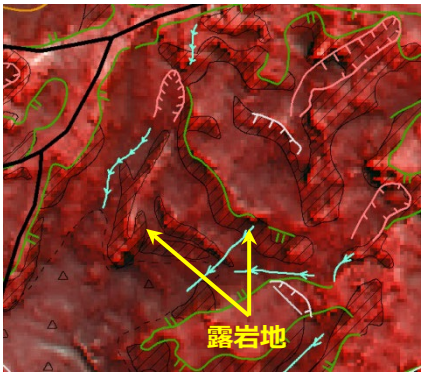


図-5 露岩地の判読例（黒斜めハッチ）

3.3 検討結果

検証領域を対象として，構築した学習モデルを適用し，赤色立体地図からの露岩地の自動抽出を試みた。結果（部分）を図-6 に示す。

多少のバラツキはあるものの，ほぼ同様のエリアが抽出できた。抽出されるエリアがやや狭くなる傾向があるが，入力画像（赤色立体地図）と比較すると抽出結果は概ね妥当と判断される。人の手で GIS データ入力するよりも，細かな地形を反映できている可能性がある。

当該地区では，現地踏査に基づく点検を行っており，着目箇所とされている露岩部が抽出されているかについても確認した。その結果，ほとんどの箇所が抽出されていたが，一部，人工地形と見誤りやすい直線状の急崖部が抽出されていなかった。

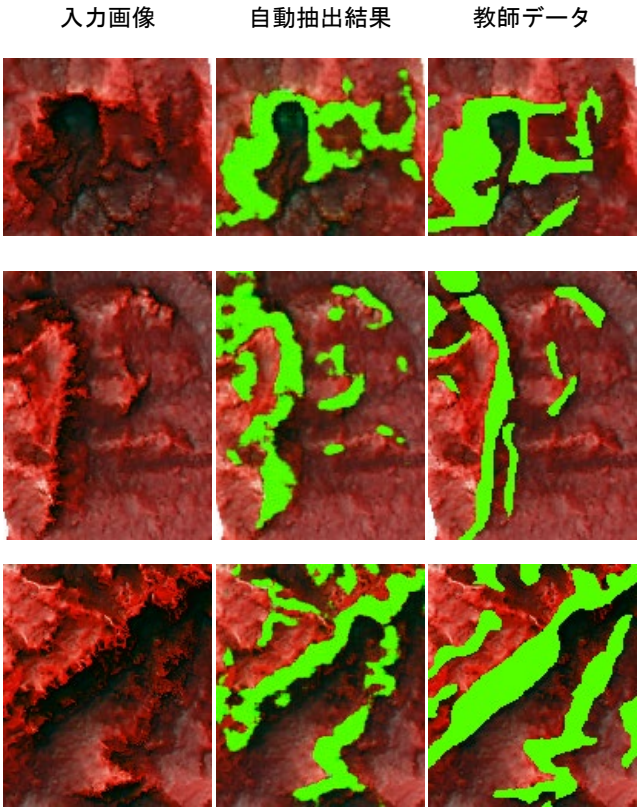


図-6 深層学習による露岩地の自動抽出結果

４. まとめと今後の課題

UAV を用いた cm オーダーの地形データを活用することで，踏査困難な斜面における浮石・転石の状況を把握し，対策工の検討材料として，斜面管理に役立てることができた。その際，レーザ計測による点群データと，写真撮影による三次元モデルを併用することが効果的であった。

また，深層学習による，地形データからの落石源自動抽出を試みた。その結果，技術者が判読した地形を完全に自動抽出することは難しいが，ほぼ同様のエリアを抽出することができた。

今後，UAV による高精細の地形データを活用することで，自動抽出の精度向上も期待できる。ただし個別の浮石・転石については，教師データの数が少ないことから現状では自動抽出は難しく，事例の蓄積と適切な手法の必要が望まれる。

P-113

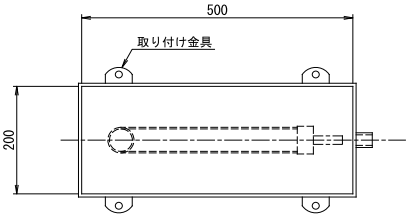
プレート型ハイドロフォンの現地水路実験による校正試験

国土交通省大規模土砂災害対策技術センター　小竹利明　菅原寛明　田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
株式会社 コルバック　○吉村暢也　鶴田謙次

1. はじめに

近年，掃流砂量の観測手法として，ステンレス製のパイプをセンサーとして使用したパイプ型ハイドロフォン（以降，パイプ型と呼ぶ）を採用した観測が進められている[1)]。この観測手法は，センサー部に衝突する礫の衝突音を計測しているため，土砂量が多く外力の高い渓流などで使用するとセンサー部が損傷する頻度が高くなり、正常な計測値が得られないケースが生じている[2)]。このため，より強度の高いセンサーの開発が望まれている。

本報告は，最近開発されたが現地実験等による検証事例がまだ少ない高強度タイプのプレート型ハイドロフォン（以降，プレート型と呼ぶ）を対象として，計測値から流砂量に換算するための校正式について現地水路実験を行って検討したものである。現地水路実験は，奈良県十津川村の熊野川支川神納川に設置したプレート型を利用して行った。



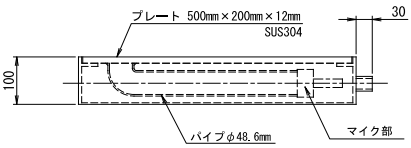


図-1　プレート型ハイドロフォン

2. プレート型ハイドロフォンの説明

プレート型は，幅 50cm×縦 20cm×板厚 12mm のステンレス製のプレートの下部にパイプとマイクを取り付けたものである（**図-1** を参照）。プレート型の板厚は 12mm となっており，パイプ型の板厚 3mm に対して強度が増している構造となっている。

3. 流砂量換算手法

ハイドロフォンは，センサー部に衝突する礫の衝突音を計測している。流砂量への換算手法は，その計測した衝突音の音圧波形をパルス波形に変換してパルス波形の数から流砂量に換算する方法と音圧波形を積分して音圧積分値から流砂量に換算する２つの手法が主なものとなっている。本検討では，後者の音圧波形の積分値から流砂量に換算する方法について行った。ここで，音圧積算値と流砂量との関係式[3)]を示すと**式(1)**のようになる。

$$Sp = \alpha \cdot f(nc) \cdot Qsc \qquad \text{----------式(1)}$$

ここに，Sp：ハイドロフォン計測値で音響波形の上位包絡線の時間積分値「以降，音圧積算値と呼ぶ」（V・sec），α：音圧積算値と流砂量との比例係数（V・sec／cm^3），f(nc)：検出率，干渉によって音響波形が打ち消される割合，nc：単位時間内にハイドロフォンに衝突する粒子数（個/sec），Qsc：ハイドロフォンに衝突した流砂量の合計（cm^3）。検討では，現地水路実験を実施して**式(1)**に示す比例係数αを求め，さらに音圧積算値 Sp から計算される土砂量 Qsc の検証を行った。

4. 現地水路実験

現地水路実験は，熊野川支川神納川の流砂観測施設に設置したプレート型を使用して実施した。

(1) センサー感度試験

ハイドロフォンは，センサー部の拘束方法やマイク感度の劣化等により，センサー感度が異なることが点検作業等で分かってきた。今回ハイドロフォンに一定の打撃を与えて計測を行いセンサー感度の試験を行った。また分析のための比較対象として同時期に設置した熊野川支川高田川のプレート型を使用した。試験方法は，**写真－１**に示すようにビー玉（φ11mm とφ17mm）を高さ 30ｃｍから衝突させて音圧波形を計測し，神納川と高田川のプレート型の音圧積算値を比較して感度の違いを調べた。

(2) 現地水路実験

現地水路実験は神納川にて実施した。実験は**図-2** に示すようにプレート型の直上に簡易水路（B=50cm×L=180cm，水路勾配 i=3°）を設置して，水と土砂を流下させて音圧波形を計測した。実験ケースは，既往の実験ケースを参考にして[3)4)]，土粒子を１粒子ずつ流下して計測するケースを粒径を 5mm から 20mm に変化させてさらに流速(V=2m/s, 2.6m/s)を２種類実施し計８ケース（個別衝突ケース）と混合粒径の土砂を土砂量 0.5kg から 10kg に変化させて流速を V=2.6m/s として計１０ケース（集団衝突ケース）実施した。

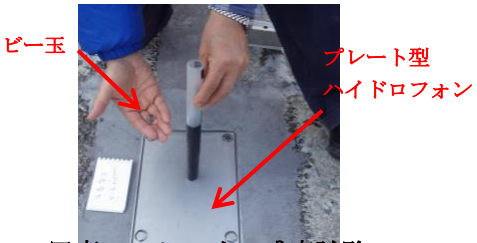


写真-1　センサー感度試験

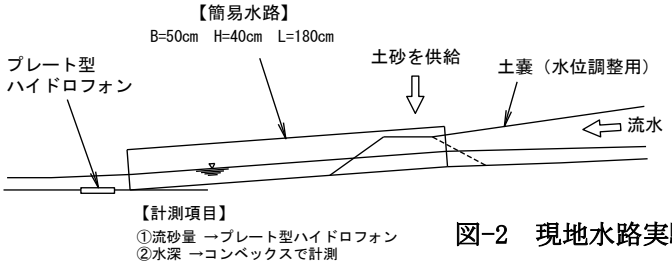


図-2　現地水路実験

5. 検討結果と検証

(1) センサー感度の比較

神納川と高田川のプレート型のセンサー感度を比較したところ，同じ打撃を与えたときの音圧波形の積算値は，神納川の方が約 2.16 倍大きい結果となった（**図-3** を参照）。この結果から神納川のプレート型の方がセンサー感度が高いようである。原因としては，設置時の拘束方法の違いやマイク感度のバラツキなどが考えられるが詳細は今後の課題となっている。

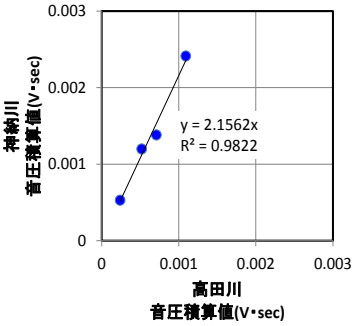


図-3　センサー感度の比較

(2) 比例係数 α

個別衝突ケースで供給した 1 粒子ごとの土粒子体積と計測値の音圧積算値から校正式(1)の比例係数 α を求めた。結果を整理したものを**図-4** に示す。**図-4** によると比例係数 α は 2.16×10^{-3} となった。

この α に対して既往の実験結果と比較すると，小渋川生田観測所のプレート型では比例係数 α が 6.13×10^{-4} [4] となり今回の実験結果の約 0.3 倍であった。また，室内実験のパイプ型では比例係数 α =1.04×10^{-3} [3] となり今回の実験結果の約 0.5 倍であった。

ここで，パイプ型と相違があるのはセンサーの形状が異なるから当然であるが，同じ形式のプレート型同士でも相違が生じた。考えられる原因としては，センサー感度の比較で示したようにハイドロフォンのセンサー感度に違いが生じているためと考えられる。

(3) 検証

集団衝突ケースの計測値を使用して，実験時の供給土砂量と実験時に計測した音圧積算値 SP を使用して**式(1)**から計算した計算土砂量とを比較して検討した。

比較した結果を**図-5** に示す。この結果によると実験で供給した土砂量に対して，計算された土砂量は，供給土砂量の約 35%であった。残りの約 65%がハイドロフォンに衝突しないまたは検知しない割合と考えれば衝突率が約 35%となる。

パイプ型での既往の検討結果ではハイドロフォンの衝突する割合が 30～70%[5]（無次元掃流力 0.1～0.3 の場合）であるので，今回のプレート型の結果も同様の傾向となったようである。

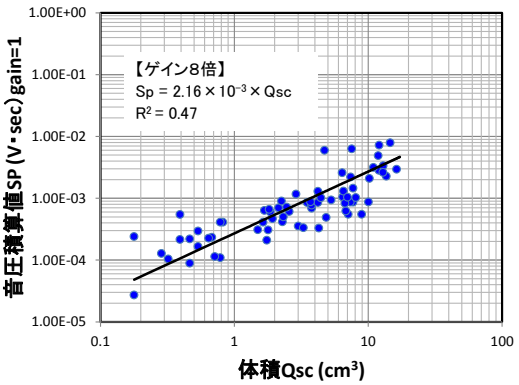


図-4　土粒子体積と音圧積算値との関係

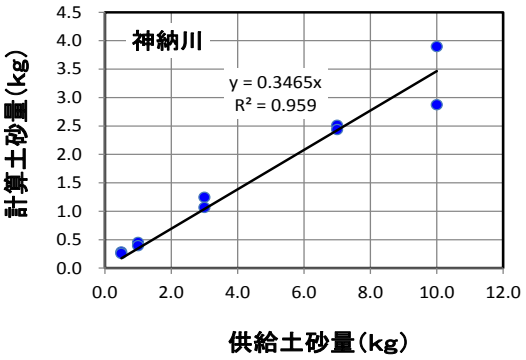


図-5　供給土砂量と計算土砂量

6. まとめと課題

プレート型の計測値から流砂量に換算する手法の留意点と課題を以下に整理した。

- プレート型の校正式で使用する比例係数 α は，パイプ型と相違があるのでプレート型の値を使用する必要がある。
- ハイドロフォン個体ごとにセンサー感度に相違が生じている可能性があるので，センサー感度試験もしくは現地水路実験等を実施して確認する必要がある。
  個体ごとにセンサー感度に相違が生じているので，現段階では校正式の一般化が難しいようである。このため今後は、センサー感度に相違が生じる原因の詳細を突き止めて，一般化に向けた対応策を検討する必要があると考える。
- ハイドロフォンに衝突しないまたは検知しない移動礫が存在する。パイプ型でも同様の課題があり，今度衝突率を考慮した補正方法を検討する必要があると考える。

【参考文献】

1) 桜井ら：近年の山地河川における流砂水文観測，国総研資料 第 887 号，平成 28 年 3 月

2) 吉村ら:ハイドロフォンの破損が流砂観測に及ぼす影響,平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集,Pa-35

3) 鈴木ら:音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂観測手法の現地適用性の検証，砂防学会誌，Vol.66，No.1，P4-14,2013

4) 吉村ら：プレート型ハイドロフォンの流砂量換算手法に関する提案，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集,V-084

5) 井内ら:ハイドロフォンを用いた掃流砂観測における流水によるノイズ･非衝突の影響に関する水路実験，砂防学会誌，Vol.69，No.3，P4-14,2016

P-114

未来の災害対策室を用いた防災情報の共有化ツールの開発

日本工営株式会社　○太田敬一　後藤裕子
株式会社コーエイシステム　小林弘和

1. はじめに

災害発生時には,発生後の対応を迅速に進める必要がある。そのため,収集されたデータや提供された情報を一元化し,現状把握や情報を共有することは重要である。自治体などには複数の大型ディスプレイやパソコンを備えた危機管理室や災害対策室などが設けられ,災害発生時の初動対応として,情報収集や情報共有に役立てられている。情報共有に際しては,関係者が同じ情報をリアルタイムに確認できると共に,適宜更新できる仕組みがあれば,収集された情報に基づく対応は精度良く迅速に進むものと考えられる。

複合現実（Mixed Reality:MR）は,我々の目の前にある現実空間に仮想的なオブジェクトを重ねた技術であり,ヘッドマウントディスプレイ（HMD）などの MR デバイス[1)]で視聴することができる。拡張現実（Augmented Reality）に類似した技術であるが,特に複合現実の特徴としては,MR デバイスに具備された各種のセンサーにより,HMD 周辺の現実空間を認識した上で仮想的なオブジェクトを配置するため,MR デバイス周辺の全ての空間がアプトプット領域として扱える点であり,これまでその利用方法について検討を進めてきた[2)]。

このような MR デバイスの特徴を生かし,災害時に危機管理室や災害対策室などへ配置することを想定し,現地の地形モデルの設定,センサー情報の表示,および遠隔地からの支援システムなど,災害時の防災情報の共有化ツールを開発したので以下にその内容を示す。

2. 地形モデルの設定

図 1 に示したモデルは,MR デバイス用のアプリケーション[3)]をベースに,ユーザーが指定する任意のエリアの地形モデルを会議室内に表示するよう作成したツールである。この地形モデルは,MR デバイスを通じて視聴できるものであり,ハンドジェスチャーにより地形の拡大,移動などの操作ができる他,クラウドが提供する音声認識機能を利用し,地名の発声によりエリアを表示変更できる。



図 1 地形モデルの表示

その他,インターネットで公開されている X バンドレーダーの雨量コンター図を地形モデルに重層表示させること,Web ページをパネル状に表示させることができる。刻々と更新される雨量データや Web ページの情報を表示させることで,リアルタイムな情報収集に役立てることができる。また,地形モデル上にハンドジェスチャーでマーカーを置くこと,ラインを描画することできる。これらはユーザーが取得した情報に基づき,例えば通行止めの道路の箇所をマーキングし迂回路を表示するなど,地形モデルに付帯的な情報を記すことに利用できる。これらの機能により,災害時にこの地形モデルを立ち上げ,災害の発生している現地の災害情報の共有に役立てることなどができると考えられる。

3. センサー情報の表示

図2は,図1に示した地形モデルにセンサー情報を重ねて表示したものである。センサーは図 2 右下に示す GPS,温湿度センサーであり,これらセンサーを wifi が具備されたマイコンに接続,センサーが取得した日時,緯度経度,温度,湿度のデータを,wifi を通じてクラウドサービスのデータベースに保存している。このデータベースに保存された最新のデータを MR デバイスから定期的に取得することで,マイコンの位置を地形モデルに旗揚げして配置し,その位置に温度,湿度の値を示すようにした。図 2 の緑の旗揚げの位置は,日本工営のつくば市の中央研究所である。

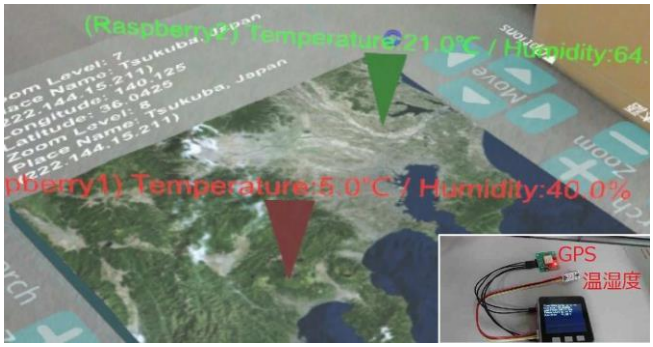


図 2 センサー情報の表示

またセンサーの緯度経度の更新不要な場合や,GPS の受信が困難な箇所,屋内にマイコンを設置した場合でも,地形モデルに表示させることが可能である。例えば図 3 は,マイコンを富士山の麓に置いたことを想定し,データベースの緯度経度のデータをその箇所に設定し,表示した結果である。

このような機能は,災害発生時に現場で設置される様々なセンサーのデータを一元化し表示させることで,集約されたセンサー情報に基づく災害発生後の対応を検討することに役立つと考えられる。

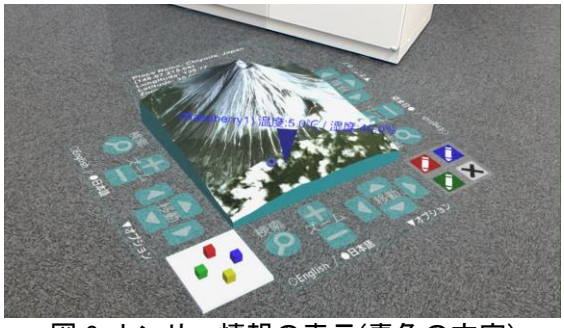


図 3 センサー情報の表示(青色の文字)

4. 遠隔地からの支援システム

図 4 は,地形モデルに遠隔地に居る人を疑似的にテレポーテーションさせ,表示したものである。MR デバイスでは遠隔地に居る人が見えており,MR デバイスに具備されたマイクを通じ,遠隔地に居る人とのコミュニケーションが可能である。遠隔地に居る人には,MR デバイスと同じものがパソコンを通じ見えており,MR デバイスを掛けた人と同じ情報を共有することができ,遠隔支援を受けることができる。

疑似的なテレポーテーションの実現には,赤外線カメラを利用している。遠隔地にはパソコンと接続した赤外線カメラを設置,赤外線カメラは遠隔地に居る人をスキャニングし,赤外線カメラに接続されたパソコンは,そのスキャニングしたデータをポイントクラウド化した後,MR デバイスへ転送する。MR デバイスでは,ポイントクラウド化したデータを図 1 に示す地形モデルの脇にインポートしている。現在,疑似的なテレポーテーションは 1 名であるが,複数名を同時にインポートし,様々な人から遠隔支援を受けるようなシステムを作成することは可能である。

このように遠隔地に居る人を疑似的にテレポーテーションし,遠隔支援を受けることは,災害発生後の対応の検討に役立つと共に,遠隔地に居る人との情報共有にも役立つと考える。



図 4 遠隔支援の表示

5. 今後の課題

今後,未来の災害対策室に関し,以下の開発を予定している。

(1)ドローン映像のリアルタイム表示

災害現場を飛行するドローンが撮影する映像をリアルタイムで地形モデルの脇に表示し(図5),現地情報の共有化を図る。また図 2 に示したセンサー情報の表示で利用した方法を使い,ドローンの飛行位置や飛行軌跡を地形モデルに表示させる。

また,MR デバイスを掛けた危機管理室や災害対策室などに居る人が,図 5 に示すドローンをハンドジェスチャーで触ることで,ドローンを操作し,必要な箇所の映像を撮るということも考えられる。



図 5 ドローン映像の表示

(2)災害対策室の現地版

これまでに示したツールは,危機管理室や災害対策室などへ配置することを想定したものである。一方,現地で調査する人にも情報を共有することができれば,調査作業の効率化に役立つと考えられる。

図 6 はそれをイメージしたものである。現在,我々が開発で利用している MR デバイスには GPS センサーが無いため,MR デバイスを掛けた人がマイコンを持ち,マイコンに取り付けた GPS センサーの緯度経度のデータを,クラウドサービスを通じ MR デバイスに設定する。その結果,図 2 や図 3 のセンサー情報の表示と同様,MR デバイスを掛けた人の現在位置が表示される。MR デバイスを掛けた人の画面には,自分が居る場所を示した地形モデルが表示されることに加え,その場所に関する予測雨量の情報や,発令されている注意報などの情報が表示される。これにより,現地で作業している人への注意喚起ができるため,安全管理に役立てられると考える。

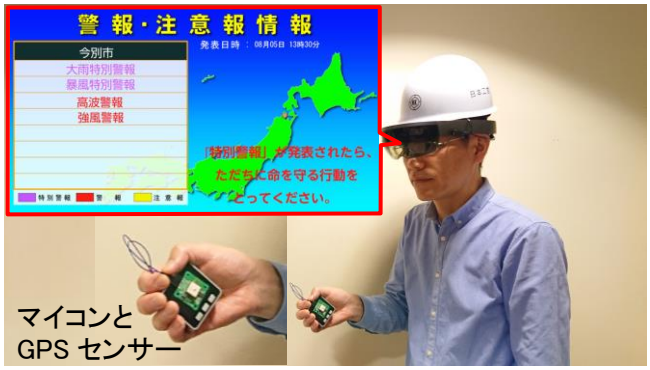


図 6 災害対策室の現地版のイメージ

参考文献

1)ﾏｲｸﾛｿﾌﾄ株式会社(2018):Microsoft HoloLens, https://www.microsoft.com/ja-jp/hololens/hardware
2)太田敬一・後藤裕子・西村正寛(2018):現実空間と仮想空間を融合した技術の防災分野への適用-複合現実を実現するデバイスを用いた防災体験の試み-,公益社団法人日本地すべり学会誌,Vo.55,No.5,pp.33-38
3)ESRI 社(2014):https://github.com/Esri/hololens-terrain-viewer

P-115

RTK-GNSS による新たな地盤変位計測システム開発に向けた取り組み

国際航業株式会社　○江川　真史，飯島　功一郎，武石　朗，原口　勝則，佐藤　匠，室井　翔太
株式会社高速道路総合技術研究所　横田　聖哉，藤原　優

1 はじめに

近年，我が国の高速道路事業は，建設から維持管理の時代にシフトし，NEXCO 東日本においては，ICT や機械化によるインフラ監視や現場技術の効率化等を目的とした「スマートメンテナンスハイウェイ(SMH)」構想を推進している．のり面管理の部門においては，IoT を活用した安価なセンサの広域展開等，予防保全に資するセンサ開発が期待されている．

これまでのり面監視技術の一つとして，GPS による高精度な 3 次元地盤変位計測(スタティック測位)が行われてきたが，変位検知のリアルタイム性に乏しく，高コストな仕組みが課題であった．一方，近年では準天頂衛星のような GPS 以外の測位衛星が普及し，多衛星を取り扱う GNSS 測位技術が急速に発展している状況である．

本報は，高速道路のり面を対象とした点検の高度化や交通規制解除の支援等を目的として，RTK-GNSS による新たな地盤変位計測システムを開発し，のり面監視の有効性を評価するための実証実験結果について報告する．

2 RTK-GNSS 地盤変位計測システムの概要

2. 1 基本構成

RTK-GNSS 地盤変位計測システムの基本構成は，長田電機株式会社製 GNSS センサ(SB-35)を使用し，測位方法は GNSS(GPS，QZSS，GLONASS)による RTK をベースとしている(図-1)．本システムは，GNSS 受信，920MHz 無線伝送，基線解析のオールインワン構成で，小型化，低消費電力化を実現し，無線ネットワーク，ソーラー電源でのケーブルレス化により，設置工事の省力化やメンテナンスコストの削減が期待できる．また，計測データは，Web 上でリアルタイムに閲覧可能である．

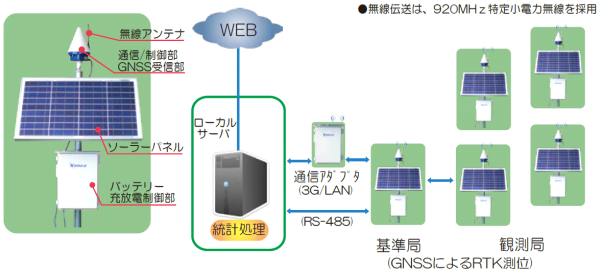


図-1　RTK-GNSS 地盤変位計測システムの基本構成図

2. 2 誤差評価手法(特許番号:5915916)

誤差評価については，のり面監視に必要な mm 級の計測精度とリアルタイム性を考慮した 2 つの手法を採用した．

(1) 母集団移動平均法（グラフ:図-5 上）

衛星の公転周期を考慮した母数による移動平均値を計測データ取得間隔毎に計算する．データ数が多いため，中心極限定理をとり，平均値が最尤推定値とみなせる．一般的に，RTK の水平精度は数cm程度であるが，本手法により数 mm 程度まで計測精度の向上が期待できる．

(2) 恒星日差分法（グラフ:図-5 下）

恒星日差分法は，衛星の恒星日(見かけの日周時間)毎に基準値を設定し，時系列で差分をとる方法である．母集団移動平均法と比べて，計測環境に影響を受けやすいが，リアルタイム性に優れるという長所があり，母集団移動平均法における変位検出までのタイムラグを補う手法として期待できる．

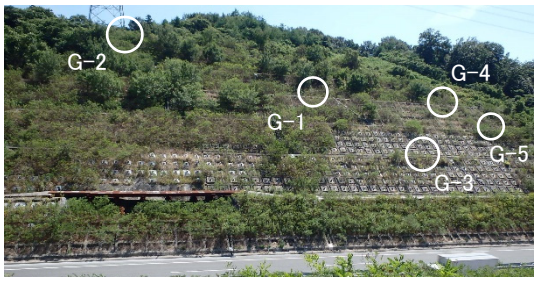
3 実証実験

RTK-GNSS 地盤変位計測システムの有効性を確認するため，高速道路のり面において現地実証実験を実施した．

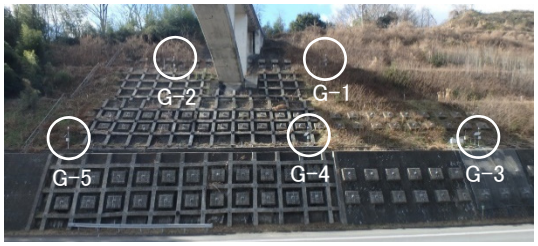
3. 1 実証実験フィールド

実証実験は，以下の 3 つの高速道路のり面で実施した．

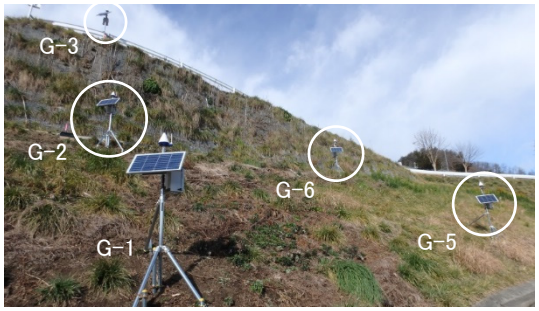
①山陽自動車道　木津地区(切土)
②上信越自動車道　新井山地区(切土)
③長野自動車道　四賀バスストップ(盛土)



①山陽道　木津地区(切土)【計測開日 2015/09/16】



②上信越道　新井山地区(切土)【計測開始日 2017/01/17】



③長野道　四賀 BS(盛土)【計測開始日 2016/12/06】

図-2　GNSS センサ設置状況

3. 2 実験方法

本計測システムの計測精度や変位応答性等を把握するため，異なる設置環境や計測条件等（表-1）における計測結果の比較や強制変位実験（図-3）を行った．

表-1 GNSS センサ諸元

箇所	番号	センサ	天空率	基礎形式	備考
木津（切土）	G-1	GPS	-	三脚固定	旧式センサ
	G-2	GPS	-	打ち込み式	旧式センサ
	G-3	GPS	-	アンカー固定	旧式センサ
	G-4	GPS	-	打ち込み式	旧式センサ
	G-5	GNSS	-	アンカー固定	
新井山（切土）	G-1	GNSS	64.8%	アンカー固定	
	G-2	GNSS	52.5%	アンカー固定	
	G-3	GNSS	62.1%	アンカー固定	
	G-4	GNSS	55.9%	アンカー固定	
	G-5	GNSS	52.9%	アンカー固定	
	G-6	GNSS	74.0%	アンカー固定	
四賀BS（盛土）	G-1	GNSS	70.2%	打ち込み式	
	G-2	GNSS	64.1%	打ち込み式	
	G-3	GNSS	77.6%	カートレール固定	
	G-5	GNSS	70.8%	打ち込み式	
	G-6	GNSS	66.9%	打ち込み式	



強制変位実験
強制変位治具（スライド盤）に GNSS センサを設置し，南北・東西・高さの 3 方向にそれぞれ強制的に変位を与えることが可能（スライド量は目盛りで確認）

図-3 強制変位実験（強制変位治具の設置）

3. 3 実験結果

（1） GPS と GNSS の比較（木津地区）

木津地区の GPS センサ（G-1～G-4）と GNSS センサ（G-5）の計測結果に対して，標準偏差を指標に比較した結果，計測データおよび恒星日差分法では GNSS が優位であり，母集団移動平均法では明瞭な差は認められなかった（表-2）

表-2 GPS センサ（G-3）と GNSS センサ（G-5）の標準偏差の比較

番号（センサ）	計測データ（mm）			恒星日差分法（mm）			母集団移動平均法（mm）		
	NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD
G-3（GPS）	12.78	10.24	38.47	5.67	5.40	13.39	0.08	0.13	0.10
G-5（GNSS）	6.82	7.86	17.36	4.77	5.66	11.52	0.19	0.16	0.14

※上記の標準偏差は、2017/11/25 の 1 日分のデータを対象に算出

（2） 上空視界と標準偏差の関係（新井山地区・四賀 BS）

新井山地区（橋梁や切土斜面により上空視界が制限）および四賀 BS（全体的に上空視界が確保）における天空率と標準偏差を比較した結果，計測データおよび恒星日差分法では，天空率の増加に伴い測位結果が収束する傾向が認められ，母集団移動平均法では，天空率に依存せず，良好な計測精度が得られた（図-4）．

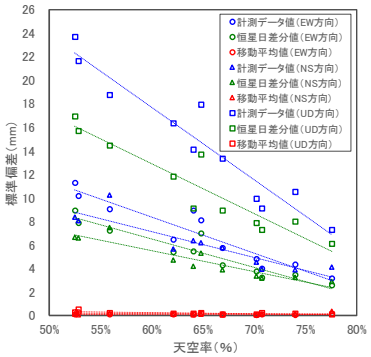


図-4 上空視界と標準偏差の関係

（3） 強制変位実験（3 箇所）

表-3 に示す強制変位実験を実施した結果，強制変位量に対する母集団移動平均値は，±1mm 以内であり，高い計測精度を有していることが実証された．また，恒星日差分法のグラフ（図-5）では，変位発生から数 10 分～数時間以内に変位検知でき，高い変位応答性が認められた．

表-3 強制変位実験結果

箇所	実施日	番号	強制変位※1	計測結果※2
木津（切土）	2015/12/01	G-1	W 5mm	W 5.6mm (+0.6mm)
		G-2	E 2.5mm	E 2.8mm (+0.3mm)
	2016/01/18	G-1	S 1mm×4回	S 3.4mm (−0.6mm)
		G-5	N 2mm×2回	N 3.2mm (−0.8mm)
	2016/01/26	G-5	N 2mm×2回	N 3.4mm (−0.6mm)
	2016/10/19	G-2	S 5mm	S 4.8mm (−0.2mm)
		G-5	E 5mm	E 4.9mm (−0.1mm)
新井山（切土）	2017/02/24	G-1	E 2mm	E 2.5mm (+0.5mm)
		G-5	W 5mm	W 5.5mm (+0.5mm)
	2017/03/30	G-1	E 1mm×2回	E 2.1mm (+0.1mm)
		G-5	W 2mm	W 1.8mm (−0.2mm)
	2018/02/07	G-1	D 5mm	D 4.5mm (−0.5mm)
		G-5	D 2mm	D 2.0mm (0.0mm)
四賀BS（盛土）	2017/02/24	G-5	N 2mm	N 1.6mm (−0.4mm)
		G-6	N 5mm	N 5.0mm (0.0mm)
	2017/03/30	G-5	N 1mm	N 1.0mm (0.0mm)
		G-6	N 1mm×5回	N 4.7mm (−0.3mm)

※1 強制変位量は±0.5mm 程度の人的誤差を含む（アナログのため）
N:北方向，S:南方向，E:東方向，W:西方向，U:上方向，D:下方向
※2 強制変位から 24 時間後の母集団移動平均値
（ ）内の数値は計測結果から強制変位量の差分値

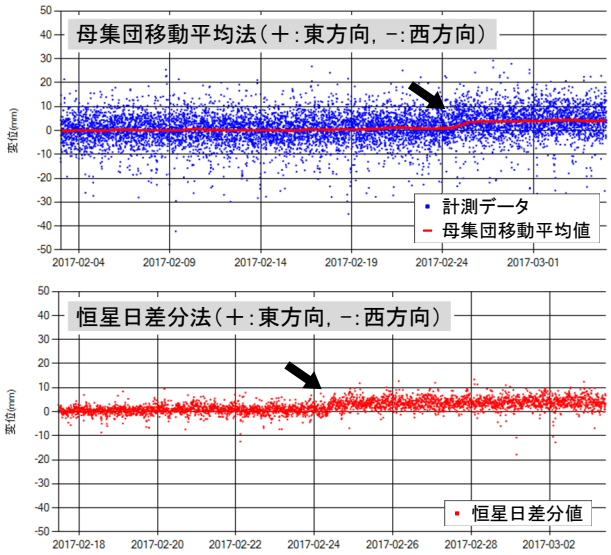


図-5 強制変位実験時の計測結果（新井山地区 G-1）

4 おわりに

本報では，新たに開発した RTK-GNSS 地盤変位計測システムにおいて，優れた計測精度やリアルタイム性を実証した．今後，高速道路のり面に対する各種管理基準値への適応性等について詳細に検討を進め，点検の高度化や交通規制解除の支援等に資する斜面監視手法として，広域的な実運用が期待される．

《謝辞》
実証実験に際して，東日本高速道路（株）関東支社佐久管理事務所，長野管理事務所および西日本高速道路（株）関西支社神戸高速道路事務所には，実証フィールド等をご提供いただきました．ここに深く御礼申し上げます．

P-116

地形改変を伴う砂防基盤図の修正等における小型地上 LP の活用

株式会社パスコ
○榊 仁一・大森 晃・森 良樹・山﨑 渓・鵜殿 俊昭・近藤 弘崇・野田 敦夫

1. はじめに

土砂災害防止法における基礎調査は、まもなく１巡目の調査が完了し初期に基礎調査が実施された箇所は区域指定を完了している。指定後から５年以上経過している箇所は、「土砂災害警戒区域等における土砂災害対策の推進に関する法律」の第四条に、都道府県は、基本指針に基づき、おおむね五年ごとに基礎調査を実施すると記述されている。２巡目の基礎調査は区域指定済みの全てでおこなうものではなく、地形改変や保全対象の進出、災害発生箇所、対策工の新設・更新箇所の指定済みの区域が変わる箇所などで実施される。２巡目の基礎調査の作業に砂防基盤図の修正があり、地形改変や建物が増えた範囲が対象となる。(砂防基盤図とは一般の DM（デジタルマッピング）に地形変化点にブレイクラインを配した３次元数値地形図で、一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構が提供している区域設定支援システムに用いて地形の解析をおこなうのに必要)。本発表は砂防基盤図の修正作業の現地調査において、平板測量を応用した小型地上 LP を活用した事例を報告する。

2. 砂防基盤図の修正に用いる素材について

砂防基盤図の作成は空中写真を用いるが、樹木などで視通がない場合はレーザ距離計（レーザプロファイル）の利用と現地で地形を補足する。地形改変などがある場合に空中写真に地形改変が記録されていれば、修正図化で対応は可能となるが、地形改変が記録されていない場合は、空中写真の再撮影もしくは平板測量による現地補測により修正図化をおこなうことになる。基礎調査における基盤図修正の範囲は 0.1 平方キロ以下の極小の範囲が多く、容易に空中写真を撮影できる規模ではない。また、平板測量で地形変化点を計測する場合においても、砂防技術者がブレイクラインなどの測点を指示する必要がある。

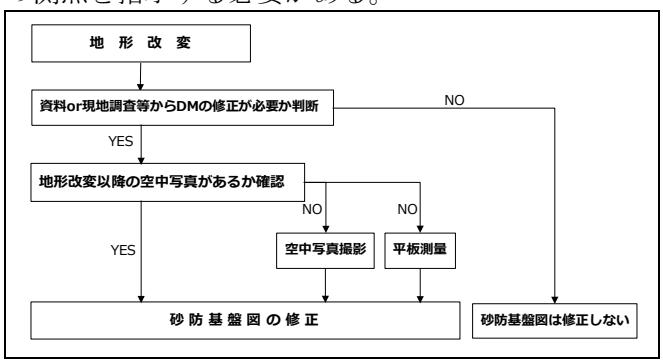


図 2.1　砂防基盤図の資料確認フロー

3. 計測方法について

平板測量の作業方法は、最新の手法を取り入れると３つあり、オフセット測量、基準点測量及び TS 測量、地上レーザ測量がある。

3.1 オフセット測量

オフセット測量は目標の地物からテープ等で測った斜面下端点との位置関係と距離を表示する。一か所を 2 点から測定する。

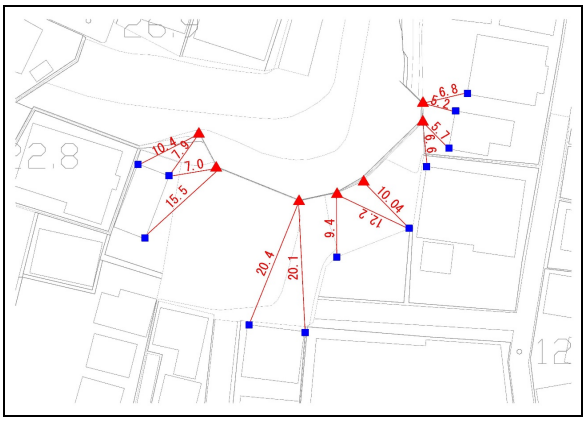


図 3.1　観測図（オフセット測量）

3.2 基準点測量及び TS 測量

基準点測量及び TS 測量とは、基準点もしくは GNSS 測量により、4 級基準点を現地に設置（鋲）する。設置した 4 級基準点にトータルステーション（TS）を設置して観測を行う。

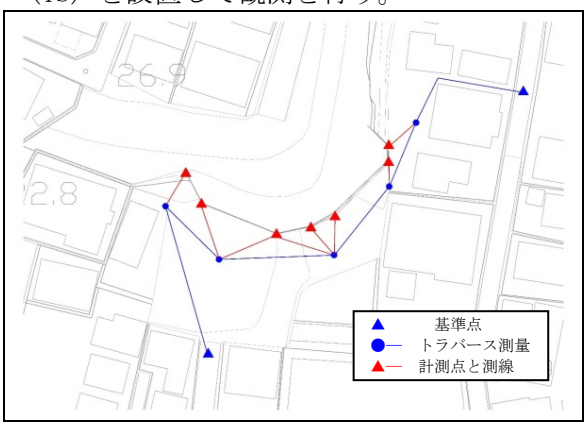


図 3.2　観測図（トータルステーション）

3.3 地上レーザスキャナ

地上レーザスキャナから多数のレーザパルスを対象範囲ならびに対象物に照射し、そのレーザパルスが地形・地物に反射し機器に戻ってくる時間から距離を把握するものである。

レーザパルスがどの方向に照射されるのかを把握する必要はあるが、照射されたレーザの反射パルスを計測できる範囲において詳細な 3 次元点群データを得ることが可能である。

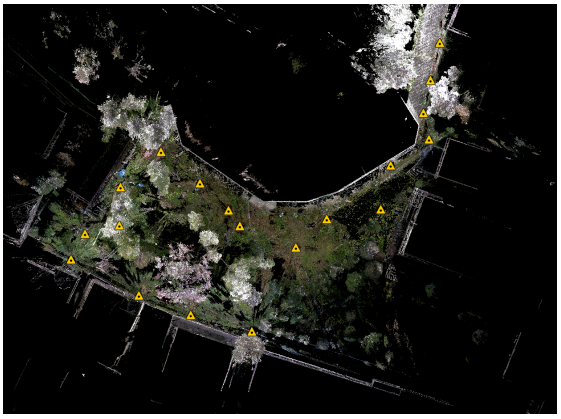


図 3.3　スキャナ位置図(19 測点)

４．初期費用と作業時間について

初期費用と作業時間は、使用する機器によっては異なるため､単純に比較することはできないが､砂防基盤図の 1/2500 の縮尺であれば､どの計測方法でも基準内の精度を満たすことが可能である。作業に用いた機材で比較すると初期費用で 1.5 倍、作業時間で 2 倍程度の差があり、地上小型レーザスキャナを使用した場合は、初期投資額も抑えられ作業時間も短縮できる。

５．計測と計測結果について

5.1 計測作業

計測作業は、図 5.1　砂防基盤図の修正範囲で実施した。小型機材であるためレーザの到達距離が 15m と短い、機械設置位置は各測点をカバーできる位置を任意に設定した｡計測は 19 回おこなったが、１回の計測時間が 5 分程度と短く機器の移動を含めても 2 時間程度で作業を完了できた。



図 5.1　計測データ（地上レーザスキャナ）

5.2 計測結果

計測結果を基に砂防基盤図の修正を行った。

図 5.1　砂防基盤図の修正結果に示すように赤く表示されているところが修正前の地形を表して、

いる。修正結果の精度を確認するため、GNSS とトータルステーションを用いて計測した｡GNSS と砂防基盤図の差異について、表 5.1 に示す。

表 5.1　GNSS と砂防基盤図の差異

測点番号	誤　差 (mm)		
	ΔX	ΔY	距離誤差(ΔD_n)
No.1	0.60	0.24	0.65
No.2	0.53	−0.26	0.59
No.3	0.65	0.15	0.67
No.4	0.61	0.03	0.61

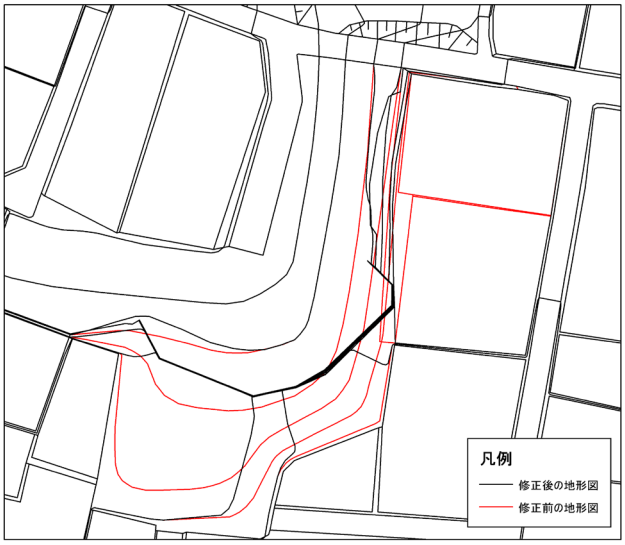


図 5.1　砂防基盤図の修正結果

６．考察

GNSS で設置した基準点から任意に測点を設けて、平面直角座標系と修正済みの砂防基盤図との差異を確認したところ 60cm 程度あった｡砂防基盤図の標準偏差は 1.75m であり基準を満たしている。この差異は、既成砂防基盤図作成時に用いた空中三角測量の座標と GNSS に用いて新たに設置した基準点とのズレによるものと考えられる。

７．おわりに

近年の測量技術の進化により、機器の小型化や作業の自動化が促進され精度も向上している。今回実施した地区は都市部であったため、小型地上レーザスキャナのみでの試みであったが、郊外では、準天衛星みちびきを用いた基準点設定やドローンによる地形調査も期待できる。

2 巡目の基礎調査は、一度、告示された箇所での再調査となるため、指定された地域にお住いの住民に理解の得られる区域設定が求められる。したがって区域設定に直接影響する砂防基盤図の精度の向上は重要である。今後とも、土砂災害防止法における基礎調査の精度向上に努めていきたい。

表 4.1　計測方法の初期投資額と作業時間

計 測 方 法	使 用 す る 機 材	初期投資費用	作業面積	作業時間			備考
				外業	内業	合計	
地上レーザスキャナ	小型地上型レーザプロファイラー	約300万	2800㎡	2時間	4時間	6時間	
基準点測量及びTS測量	トータルステーション	約450万	2800㎡	5時間	6時間	11時間	RTK機器を含む等級は2級

P-117

ALB 計測データを用いた砂防堰堤堆砂形状等の把握

株式会社　パスコ：○平林 大輝、畑野 文雄、村井　渉 、横田　浩

1. はじめに

砂防事業における航空レーザ計測技術は、山腹斜面及び河床部での土砂管理、詳細な地形状況の把握のために用いられている。

土砂移動等に関するモニタリングは、従来の実測による横断測量から航空レーザ測量の出現により面的な把握が可能となった。しかし、近赤外レーザはその特性上、水面で吸収または乱反射等が生じるため水面下地形の取得は出来なかった。また、水系砂防事業が行われる河道では、流量が多くなるため水部の影響により河床形状が把握できない範囲が多く土砂管理、詳細な地形状況の把握に向けての課題であった。

本発表は、水中部の地形状況の把握が可能なグリーンレーザ技術を用いて水系砂防事業が行われる水量が多い本川河道において、河床状況及び砂防堰堤等の堆砂形状が把握できたので、その結果を報告する。

2. 対象流域の概要

対象流域は、流域面積約 350km^2、平均河床勾配 1/30 の急流河川であり、火成岩が風化した非常に脆弱な地質であることから土砂生産・流出が著しい地域である。直轄砂防事業をはじめ他官庁の事業が鋭意進められる等、急崖斜面での崩壊や河道内での土砂堆積・洗掘など多くの箇所で地形変化が見られる地域である。

3. 航空レーザ計測（ALB）

3.1 計測諸元

計測は、水中部データ取得が可能な ALB 機材 Chiroptera Ⅱ（Leica AHAB 社製）を回転翼機に搭載し実施した。計測仕様を**表-1** に示す。飛行コースは、河道沿いにコースを設定し計測を実施した。

表-1　計測仕様

近赤外線、緑レーザ測距儀（Leica AHAB社製Chiroptera Ⅱ）の機器仕様	
項目	内容
レーザの波長帯	緑レーザ:515nm 、 近赤外線レーザ:1,064nm
レーザパルス数	緑レーザ測距儀： 35,000 発/秒（固定） 近赤外線レーザ測距儀: 最大500,000 発/秒
レーザクラス	Class 4
測深可能距離	測深距離： Dmax = 2.2 / k 最大測深距離： ～23m （当社最大実績）
飛行高度	水部・陸部計測の場合： 500 m
飛行速度	約60 knot～ (100km/h)
計測密度	緑レーザ測距儀： 0.7 m× 0.7m に1点 近赤外線レーザ測距儀： 0.3 m× 0.3m に1点
測深精度（基準）	IHO Order 1a
スキャン角度（スキャン幅）	±40°（約342 m）



図-1　Leica AHAB 社製 Chiroptera Ⅱ

3.2 計測状況

計測は、出水期後の 10 月以降に実施した。オリジナルデータ点密度(国土基本図メッシュ単位の面積当たり点群数)は全域平均で陸部 70.53 点/m^2、水部 10.99 点/m^2 であった。

4. 計測結果と考察

4.1 計測結果の定性的な評価と考察

1）河床部（床固工群例：従来計測と ALB 計測との比較）

ALB 計測による地形取得結果を示す。**図-2** は、上段が（a）航空レーザ用写真地図、中段に（b）近赤外レーザのみを使用し作成した微地形解析図（レーザ解析図）、下段に（c）緑レーザも含めて作成した微地形解析図を示す（以下図中（a）（b）（c）は同じ意味を示す）。ALB 計測より、水通し部の水量が少ない箇所ならびに各床固工群が設置されている河床部では、水面下の河床形状まで取得できていることを確認した（図中赤色丸部）。

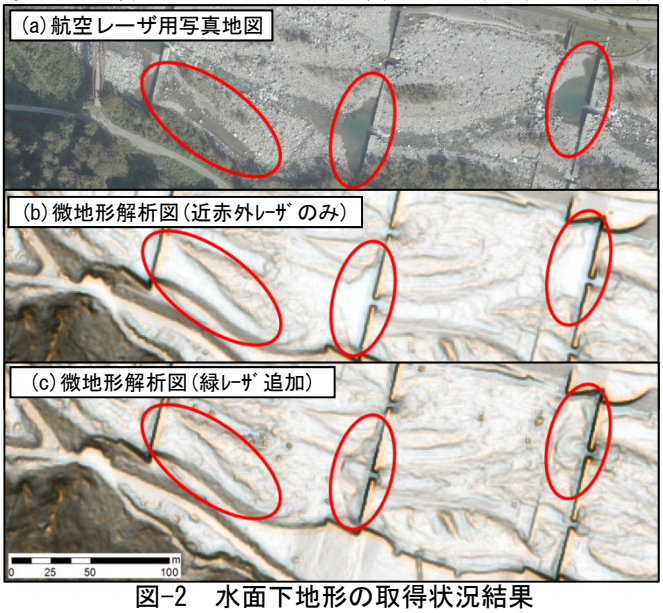


図-2　水面下地形の取得状況結果

2）砂防堰堤施設周辺

①A 砂防堰堤

施設周辺の ALB 計測による取得結果を示す。A 砂防堰堤では、本堤-第 1 副堤間の地形について上流本堤から流出した土砂が本副間で堆積している状況が ALB 計測により確認できる（**図-3(c)**）。また、本堤左岸側の露岩による地形状況については、近赤外レーザと緑レーザによって水面を挟んだ連続的な地形が ALB 計測により取得できており、現地確認結果とも整合が取れていることが確認できた（**図-4**）。

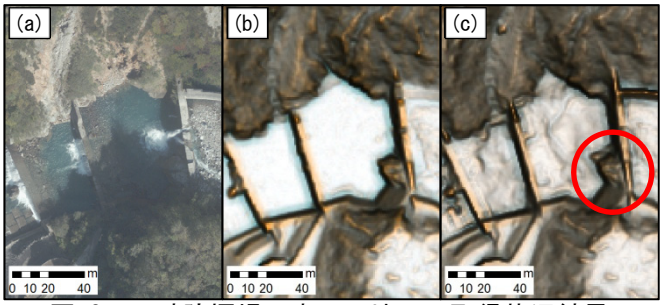


図-3　A 砂防堰堤：水面下地形の取得状況結果



図-4　A 砂防堰堤：現地確認写真

②Ｂ砂防堰堤

Ｂ砂防堰堤の取得結果を示す。Ａ砂防堰堤同様に本堤-副堤間の最大水深約 4.6m の土砂堆砂形状が ALB 計測により取得できており、現地状況や構造図とも整合していることを確認した（図-5,図-6）。

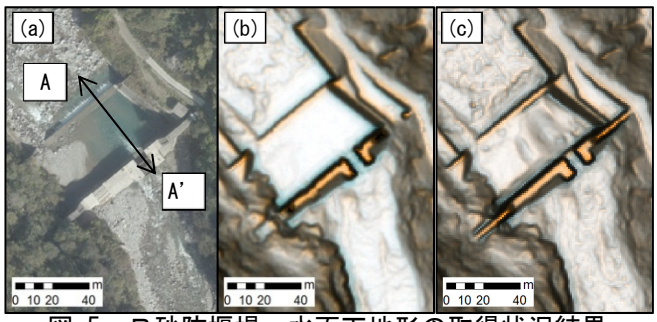


図-5　Ｂ砂防堰堤：水面下地形の取得状況結果

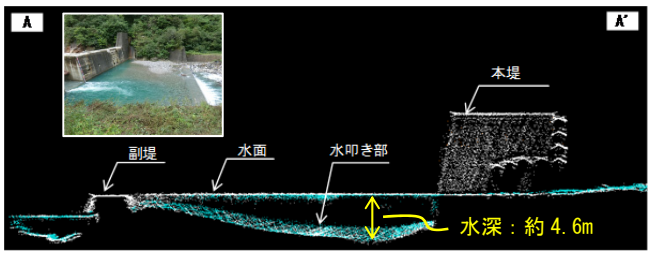


図-6　Ｂ砂防堰堤：断面状況及び現地確認写真

③Ｃ砂防堰堤

Ｃ砂防堰堤の取得結果を示す。同様に、本堤-副堤間の水面下地形が ALB 計測により取得できていることを確認した（図-7）。さらに、本堤-副堤間にある旧副堤の形状、最大水深約 3.0m の土砂堆砂形状も捉えており、構造図との位置関係も整合していることを確認した（図-8）。

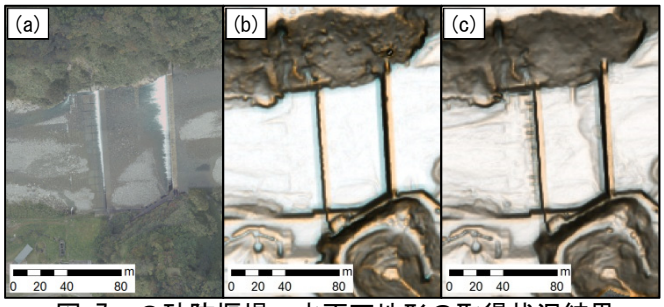
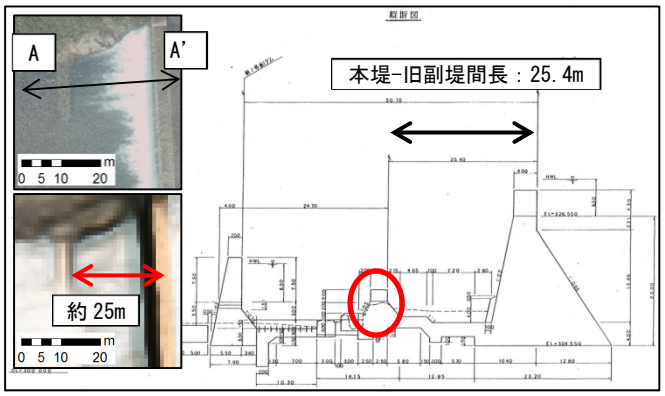


図-7　Ｃ砂防堰堤：水面下地形の取得状況結果



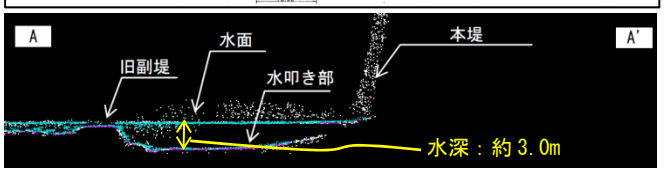


図-8　Ｃ砂防堰堤：旧副堤位置の整合性確認結果と横断図

4.2 計測結果の定量的な評価と考察

水面下地形の再現性を確認するため、最大水深 1m 程度の横断測線を任意に設定し、検証用データとしての横断測量を実施した（図-9）。

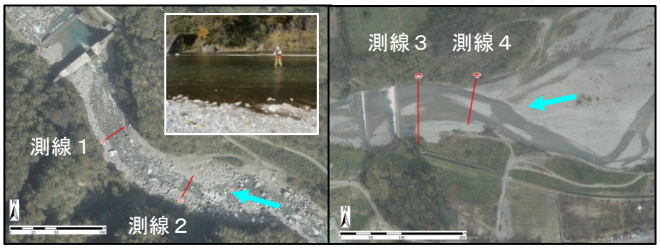
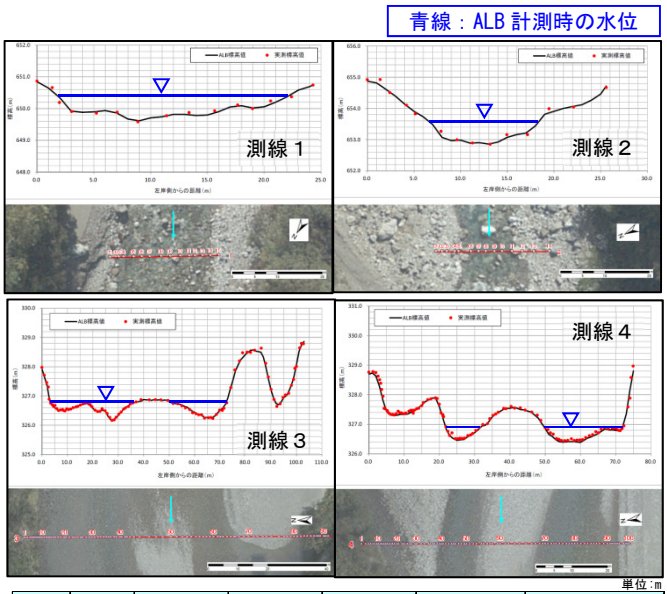


図-9　検証用横断測線位置図（1～4）

2 施設、4 測線における ALB 標高と実測値との比較をまとめたものを以下に示す。高さ精度は、地図情報レベル 500 相当である標準偏差 25cm に対し、4 測線での標準偏差の平均が 7.3cm であり、測線別に確認しても各々10cm 以内に収まっている。この結果、ALB により取得した水面下地形の高さ精度も高い品質を持つ結果となった。



単位：m

測線	検証点数	較差の平均値	較差の最大値	較差の最小値	較差の標準偏差	較差の平均二乗誤差
1	15	0.009	0.242	-0.104	0.081	0.084
2	14	-0.039	0.135	-0.250	0.096	0.108
3	92	-0.011	0.079	-0.187	0.049	0.050
4	100	-0.049	0.290	-0.276	0.066	0.083
	最大値	0.009	0.290	-0.104	0.096	0.108
	最小値	-0.049	0.079	-0.276	0.049	0.050
	平均値	-0.022	0.186	-0.200	0.073	0.081

図-10　実測標高値と ALB 標高値との較差検証結果

5. おわりに

ALB 計測により従来取得できなかった水面下の地形状況を面的に計測することで、より精度の高い土砂管理や施設堆砂形状把握のための基礎資料が構築できた。

しかし、一部施設では、水通し部の流量が多い施設について、局所的にその直下の河床地形の再現性が低下することが確認出来た。このような箇所は施設点検業務等で河床形状を補備測量するなどの対応が必要であり、ALB 計測における一つの課題と考える。

今後は、ALB 計測を活用した継続的な水部河床の把握により精度の高い 2 時期の変動解析や砂防施設の効果把握へ寄与できると考える。

P-118

有村川 3 号砂防堰堤における土石流の流下断面形状計測について

八千代エンジニヤリング株式会社　○長塚結花，横尾公博，児玉龍朋，後藤宏二
国立研究開発法人　土木研究所　藤村直樹※，山﨑祐介，手塚咲子
（※現所属：国土交通省）

1．はじめに

鹿児島県桜島の南岳の南東斜面に位置する有村川流域は，源頭部に南岳及び昭和火口が位置する流域である．有村川流域は，桜島を流れる河川の中では，土石流の発生回数が比較的多い河川であり，国土交通省大隅河川国道事務所の資料によれば，平成 30 年の土石流発生回数は 17 回である．また，有村川の中流に位置する有村川 3 号砂防堰堤では土石流観測が実施されている．

本報告は有村川 3 号砂防堰堤において，平成 30 年 2 月 28 日及び 9 月 29 日に観測された土石流イベントの観測結果を報告するものである．

2．観測の概要

2.1　観測機器概要

有村川 3 号砂防堰堤は，流域面積が 1.38km^2，堰堤地点の平均河床勾配は約 3～4 度である．有村川 3 号砂防堰堤では，荷重計，測域センサ，超音波流速計，CCTV，インターバルカメラ等の機器により，土石流観測が実施されている[1)2)]．このうち有村川 3 号砂防堰堤に設置されている測域センサは，空間的な物理形状を計測可能な光波距離計である．測域センサは，照射部から 0.125 度ずつ 190 度の範囲にわたりレーザを照射し，80m の範囲にある物体からの反射波を受信し角度毎の距離として記録している．

測域センサによる土石流の形状計測は，堰堤水通し部の縦断方向・横断方向及び，堆砂敷内の横断方向 2 箇所の，合計 4 測線で行われている（図 1）．



図 1　有村川流域図と測域センサ設置状況

2.2　土石流イベントの概要

対象とする土石流イベントは，表 1 に示すとおりで，土石流発生時の時間雨量は 10mm/h 程度，測域センサと流速計の観測結果から推定される土石流ピーク流量は，約 9～10m^3/s であった．

土石流形状の解析時間は，ワイヤセンサ切断時間（土石流検知時間）から前後およそ 1 時間の計 2 時間とした．また，解析対象としたデータは，2 月 28 日の土石流イベントでは全測域センサのデータとし，9 月 29 日の土石流イベントではエラー値を含まない測域センサ 1～3 のデータとした．

表 1　対象イベント概要とデータ取得状況

		Event1	Event2	備考
日時		H30年2月28日 19:30～21:30	H30年9月29日 20:00～22:00	
土石流検知時間		20:14	20:51	ワイヤセンサ切断時間
降雨	時間雨量	9mm	11mm	
	累積雨量	10mm	13mm	
土石流	ピーク流量	9m^3/s	10m^3/s	測域センサ・流速計から算出
測域センサ	センサ1	○	○	堰堤部　縦断
	センサ2	○	○	堰堤部　横断
	センサ3	○	○	堆砂敷　横断
	センサ4	○	×（エラー値）	堆砂敷　横断

3．観測結果

3.1　解析内容

土石流観測結果の解析に用いたデータの諸元は，次表に示すとおりである．

表 2　解析対象データ

観測データ	単位	備考
降雨量	mm/10min	テレメータ降雨量計
土石流流速	m/s	超音波流速計 計測値
底面鉛直応力	kN/m^2	荷重計 計測値
土石流水深	m	測域センサ1観測結果より水通し中央部の水深を算定
流下断面積	m^2	測域センサ2～4観測結果より土石流発生前との断面積の差分を流下断面積として算定

3.2　流下断面積の算定方法

測域センサによる計測データから，土石流発生前の基準断面データ（初期値）と土石流時の横断データの面積の差分をとることで，流下断面積を算定した．なお，堆積は正の面積とし，侵食は負の面積とした．

流下断面積は，測域センサの横断データを 30 秒一定間隔で重ねて描画し，エラー値を示す範囲を除いた幅を対象として，測域センサ・イベントごとに算出することとした（図 2 で例示）．

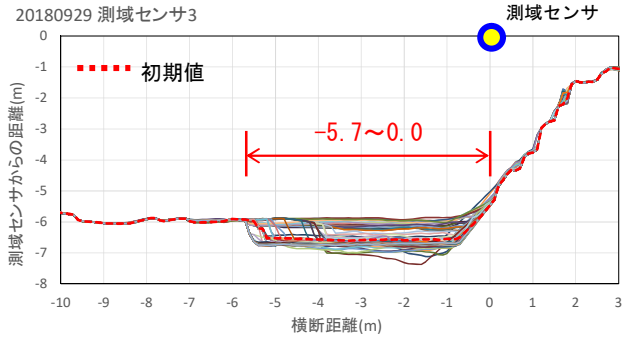


図 2　断面積の算出例

3.3　解析結果

対象とした土石流イベントの解析結果は，図４に示すとおりである．

① 平成 30 年 2 月 28 日

土石流水深のピークは，20:13 分頃に生起しており，ピーク後の土石流継続時間は，17 分程度であった．ピーク時の流速は 3m/s 程度，測域センサ 2～4 で計測されたピーク時の流下断面積は，約 2～3m² の値を示した．

当該土石流イベントにおいては，土石流流下後の降雨及び流速は観測値が零であるものの，堰堤水通し部に設置されている荷重計や土石流水深（測域センサ 1），流下断面積（測域センサ 2）は，初期値に比べて増加している．これは，土石流流下時に土砂が水通し部に堆積し，残存していることによるものであると考えられる．

② 平成 30 年 9 月 29 日

土石流水深のピークは，20:42 分頃に生起しており，ピーク後の土石流継続時間は，23 分程度であった．ピーク時の流速は 5m/s 程度，測域センサ 2 及び 3 で計測されたピーク時の流下断面積は約 3m² の値を示した．

土石流流下後の流下断面積は，水通し部の測域センサ 2 では，約 0.2m² と初期値に近い値であったが，堆砂地上の測域センサ 3 では，初期値に比べ約 1.0m² 程度の侵食が認められる結果となった．当該土石流イベントでは，土石流ピーク後においても降雨があり，流速も検知されていることから，後続流によって侵食されたものと考えられる．

４．まとめ

解析結果に示したとおり，本報告で対象とした土石流を解析した結果，測域センサによる計測データや，超音波流速計や荷重計の観測結果について，土石流の波形は，概ね整合する結果が得られた．

測域センサでは，水深の変化に加え，断面の変化も捉えられるため，後続流による侵食状況を捉えることが出来た．このように，土石流の流下断面形状把握に有効であることが，今回のイベントでも確認できた．

そのため，今後も継続的に観測を行い，データの蓄積をはかりながら土石流の流下特性の把握を行っていくことが重要である．



図３　CCTV による画像データ

参考文献；

1) 大坂ら：桜島における土石流荷重計による単位体積重量測定，砂防学会誌（新砂防），Vol.65，No.6，p46-50，2013

2) 吉永ら：レーザ測距儀を用いたナップ飛距離及び水深の計測方法の提案と流速推定への応用，砂防学会誌（新砂防），Vol.70，No.1，p46-53，2017

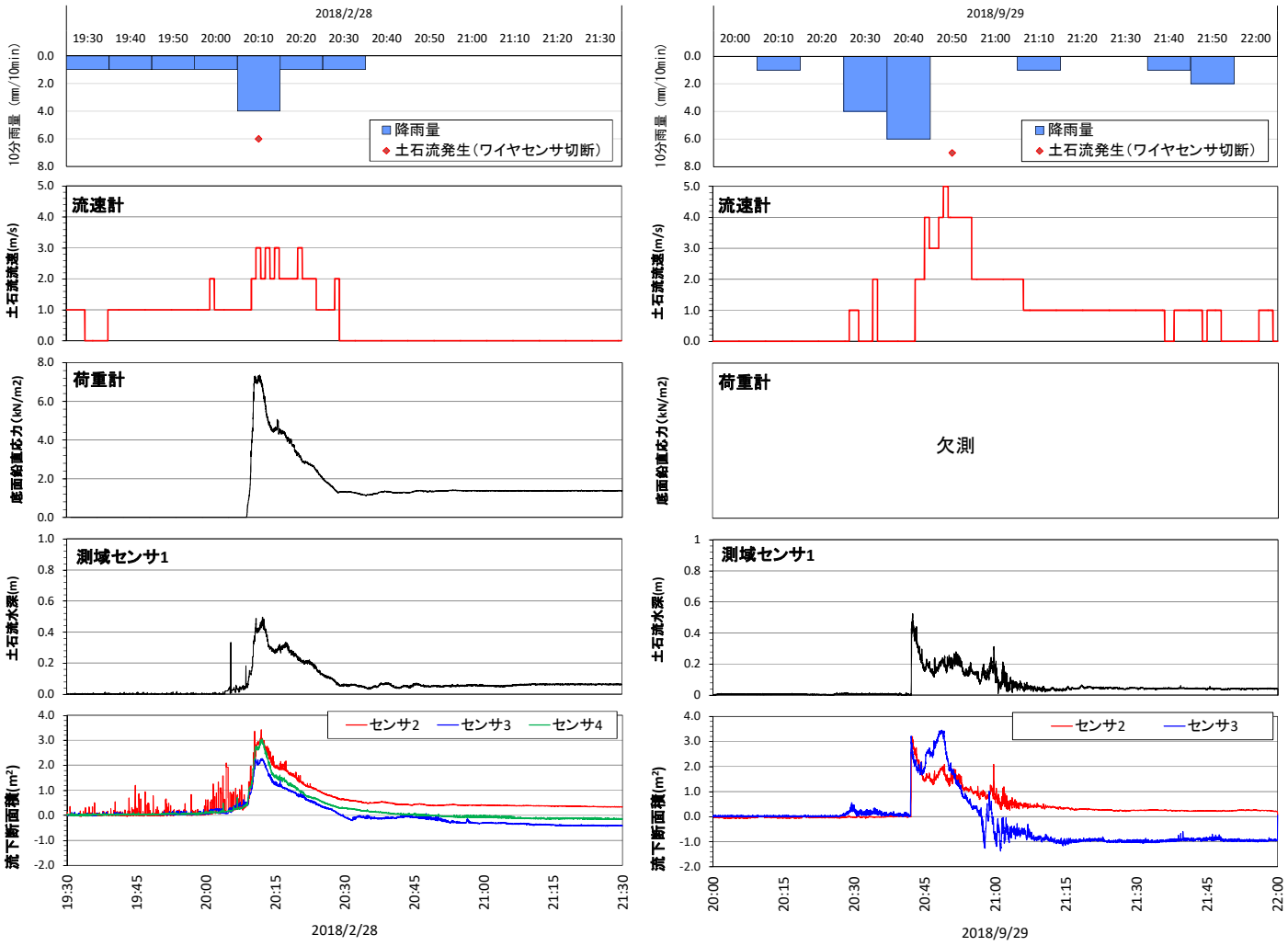


図４　土石流イベント　観測結果（左 2/28，右 9/29）

P-119

航空レーザ測深システム(ALB)の砂防堰堤点検等への有効性

国土交通省新庄河川事務所　光永健男・村岡章・阿部勝博・畠山徹・小原孝一
朝日航洋株式会社　○小林浩・戸神昌裕・羽深不二夫・熊谷一考・岡崎知樹

1. はじめに

近年、河川分野における航空レーザ測深システム(以下 ALB と称する)の有効性が注目を集め、平野部の浅い河床部の微地形把握や、護床工・護岸工など水中の河川構造物の変状確認等に積極的に活用する取り組みが始まっている。一方、上流域の砂防河川における利活用はこれからである。そこで、砂防施設点検のうち、湛水した砂防堰堤堆砂域における堆砂状況の把握や、河床部の洗堀等の把握の有効性について考察した事例を紹介する。

2. 調査対象

調査は、山形県庄内町の最上川左支川立谷沢川上流の、湛水部を有する本沢第 2、第 3 砂防堰堤で行った。(図 1 参照。)

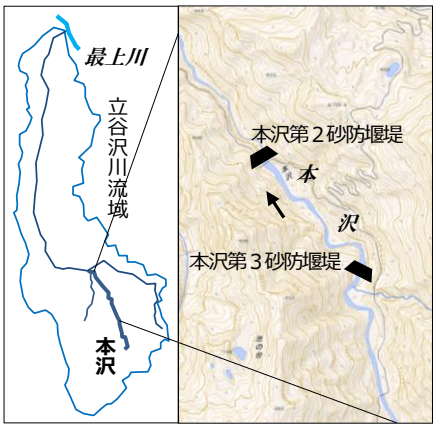


図　1　調査位置図

3. 調査方法

ALB 計測の概要を右図に示す。ALB は、航空機に搭載した水部を透過しやすい波長のやや短いグリーンレーザを照射するシステムを用いて、比較的浅い水底の三次元形状を把握する手法である。

透過する水深は、水質や水面の波立ち等の影響を受けるが、一般に透明度の 1.5 倍が目安と言われている。

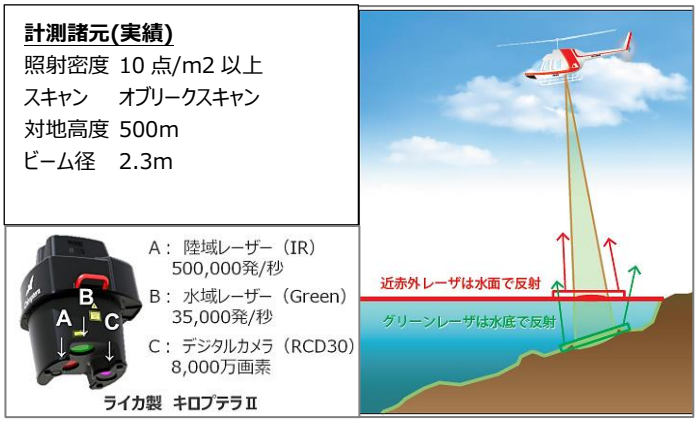


図　2　ALB 計測諸元

4. 調査結果

(1)水部下河床の状況把握について

本沢第 2、第 3 砂防堰堤で得られた最大水深を表 1 に示す。合せて第 2 堰堤で計測した水質も示した。

表　1　ALB 計測最大水深

堰堤	最大水深	水質(第２堰堤で計測)
本沢第２	4.03m(本堤直下流)	透明度 0.4 以上 (同時撮影写真では全域で水底が視認可能) 透視度 100cm 以上 濁度 1.5NTU
本沢第３	3.18m(本堤直下流)	
	5.40m(本堤直上流)	

図 3 は得られた点群から作成した本沢第 3 砂防堰堤の本堤付近のコンター図、図 4 は縦横断面図である。これを見ると、計測時の水質条件が非常に良好であったこともあり、最大水深 5.40m まで十分な点群が得られている。また、本堤直上と直下、副堤直下に局所的に水深の大きな領域があることがわかる。図 5 に鳥瞰図を示すが、水深の大きな領域はおおむね水通し部の幅に対応する広がりを持っている。このことから、本堤直上の深部は、上段の水抜穴(水通し天端下 4.2m)に対応する、堆砂域が前進する過程で残った古い堆砂面、本堤直下及び副堤直下の深部は、水通しや水抜穴から流下する流水により堆砂が進んでいない領域と解釈できる。

(2)過去の計測データと合せた時系列的な堆砂状況把握への適用

点検記録によれば、本沢第 3 堰堤は、図 6 に示すように、平成 25 年 7 月の出水時に下段暗渠から土砂が流出し、堆砂面が約 11m 以上低下したことが記録されている。その後平成 27 年 10 月の航空レーザ測量では、図 7 に示すように新たな湛水域が生じ、再び堆砂が進行している。

平成 30 年 11 月の ALB 測量による地表・水底統合モデルと平成 27 年 10 月の航空レーザ測量による地表・水面モデルとで変動量解析を行ったところ、同図に示したように、堆砂域で少なくとも 9 万㎡近い増大があったことがわかる。実際には平成 27 年 10 月の成果は水底ではなく水面のモデルであるため、増大量はさらに大きいと考えられる。

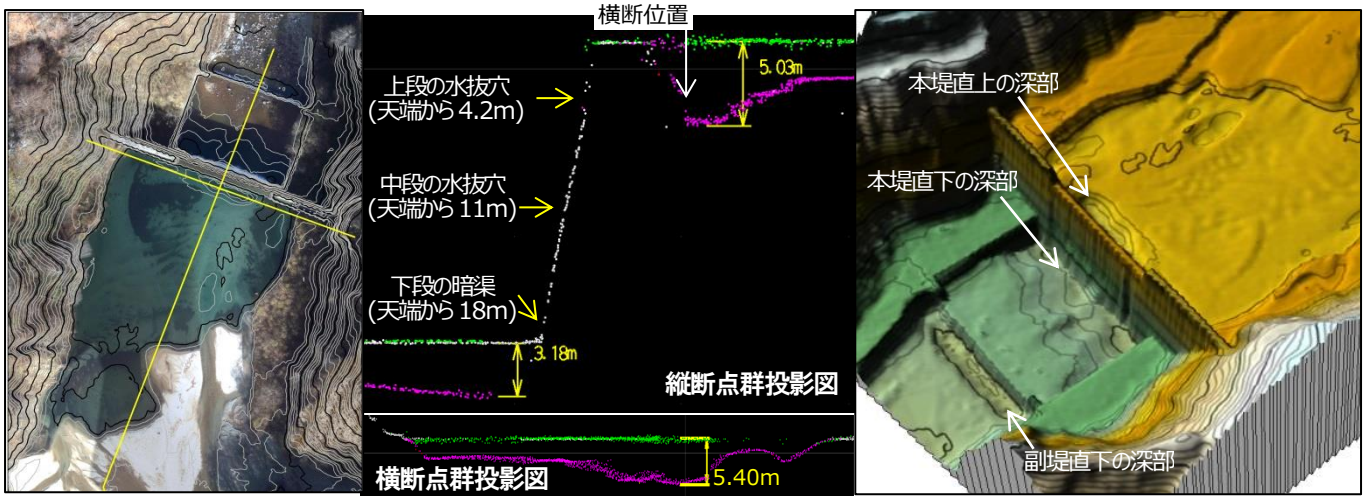


図 3　平成 30 年等高線図　　図 4　堰堤縦断 ALB 点群投影図　　図 5　平成 30 年鳥瞰図

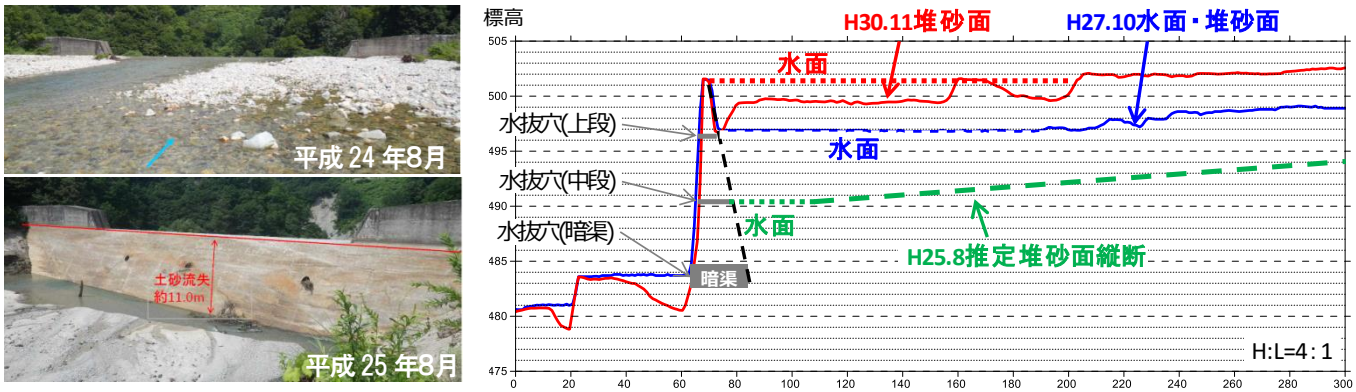


図 6　点検記録による堆砂面の変化と縦断の変化

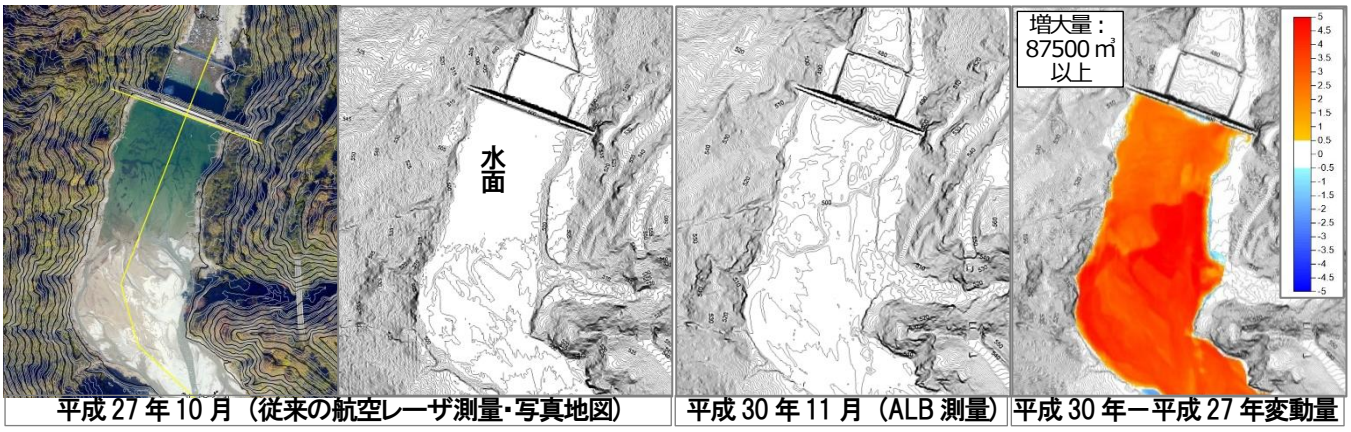


図 7　平成 27 年 10 月から 30 年 11 月にかけての堆砂域の変動状況

5. まとめ

従来の航空レーザ測量や点検技術者による目視点検作業では十分捉えられない、湛水域の河床や堆砂面の状況を把握する手法として、ALB 測量を試行した。その結果、湛水域をもつ砂防堰堤でも堆砂状況の把握に有効であるほか、詳細な水底形状を得られることから、洗堀などの局所的な異状の検出にも応用できる見通しを得た。ただし、水質や水面の波立ちなどの影響を受けることから、適用時期を水質の安定する降雪前とするなどの配慮が必要と考えられる。

今後、この手法の有効な砂防堰堤がどのくらい存在するのか把握し、経済性も確保しつつ最適な計測を行う手法を確立できるよう検討を続けていきたい。

参考文献

新庄河川事務所(2016)：平成 27 年度立谷沢川流域航空レーザ計測・解析業務報告書
新庄河川事務所(2019)：立谷沢川航空レーザー計測業務報告書

ハイドロフォンの感度変化に関する現地実験

○井内拓馬※1・山本和彦※1・吉村暢也※2・内田太郎※3・泉山寛明※3
※1 株式会社建設環境研究所，※2 株式会社コルバック，※3 国土技術政策総合研究所土砂災害研究部砂防研究室

1. はじめに

山地河川における掃流砂の計測手法の 1 つとして，ハイドロフォンを用いた手法の技術開発が進められており，全国的な観測が実施されている。

ハイドロフォンを用いた掃流砂量の推定には，様々な手法が提案されてきている。例えば，鈴木ら[1)]により提案された手法（以下，合成音圧法）では，音響波形の音圧積算値 Sp[V･sec]と当該時間に金属管に衝突する掃流砂量 Q_{sc}[cm^3]の関係は，式(1)で表されている。　$Sp=\alpha f(n_c)Q_{sc}\cdots$　(1)

ここに，$f(n_c)$は検出率で単位時間にハイドロフォンに衝突する土粒子の数（n_c[sec^{-1}]）に依存すると考えられる[1)2)]。v は土粒子 1 個の体積[cm^3]，α は干渉により音響波形が打ち消し合うことがない場合の音圧積分値と当該時間に通過する掃流砂の総量との比例係数[V･sec/cm^3]である。このため，合成音圧法を用いて観測を実施するにあたっては，α の値を把握しておくことが重要である。また，合成音圧法以外の手法であっても，掃流砂の体積と音圧積分値や最大音圧値の関係は，流砂量に変換するための基礎情報となる。

一方，掃流砂の体積と音圧積分値や最大音圧値の関係は，ハイドロフォンの設置状況や設置の年数，変形状況に依存する可能性が考えられるが，これまで α の値等の比較検討事例は少ない。そこで本研究では，複数の観測箇所で現地実験を行い掃流砂の体積と音圧積分値やピーク値の関係について，比較・分析を行った。

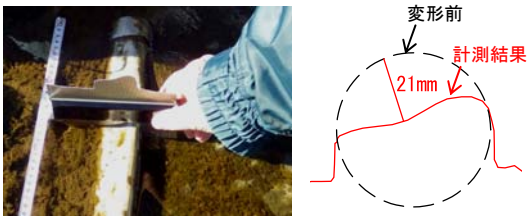
2. 方法

2.1 現地実験について

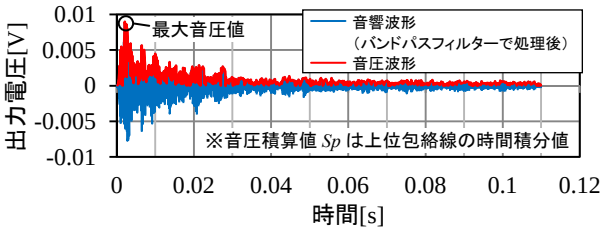
表－1 に示す各観測箇所の長さ 0.5m のハイドロフォンを対象に，鈴木ら[2)]と同様の方法により，粒子を単独で流下させハイドロフォンに衝突させた際の音響波形を記録する水路実験（幅 0.5 cm，長さ 2 m の直線矩形断面水路）を行った。音響波形データは，プリアンプ 20 倍×増幅率 4 倍，サンプリングレート 100 kHz で記録した。また，粒子を流砂させていない流水のみの時間帯でも音響波形を計測した。流下させた粒子は，観測箇所 No.1～10 ではアルミ球（比重 2.70，粒径 d＝5.0, 8.0, 10.0, 12.7mm）とし，観測箇所 No.11～14 では現地の土砂（比重 2.52－2.74，粒径 d＝5.0, 10.0, 20.0mm）とした。実験前には，ひずみゲージによりハイドロフォン（金属管）の変形状況を長さ方向に 5cm 間隔で計測し，実験時には，水深の計測と粒子の流下状況の動画記録を行い，実験後には，記録した動画により表面流速を計測した。

表－1　現地実験実施箇所

No.	管理事務所	観測所名	川幅 [m]	河床勾配 [°]
1	富士川砂防	流川第 36 床固	20	0.004
2		濁川下流第 9 床固	25	0.019
3		大武川第 50 床固左岸	74.4	0.016
4		大武川第 50 床固右岸		
5		栃原砂防堰堤	50	0.056
6	六甲砂防	河原毛堰堤左岸	11	3.43
7		大土堰堤右岸	15	6.28
8		宇治川右岸	5	1.15
9		大谷堰堤	23	4.00
10		安場堰堤	12	4.00
11	利根川水系砂防	三原	80	0.72
12	湯沢砂防	土樽上流砂防堰堤	55	1.91
13	天竜川上流河川	坊主平砂防堰堤左岸	50	2.32
14	静岡河川	大島	36	5.19



図－1　ひずみゲージによる金属管の変形状況の計測例
（左：計測状況，右：計測結果の一部）



図－2　最大音圧値と音圧積算値のイメージ図

2.2 分析方法

計測された音響波形から衝突波形を抽出し，バンドパスフィルター（サンプリング周波数 4.5 kHz，フィルター強度 20）で処理した。なお，衝突波形の長さは 0.1 sec 程度とした。処理後の音響波形の上位包絡線である音圧波形から，最大音圧値と音圧積算値 Sp を求めた。また，流水のみの音響波形についても同様に処理し平均音圧値を求めた。

各粒子の体積[cm^3]と音圧積算値 Sp[V･sec]の関係から比例係数 α を求め，同様に，各粒子の体積と最大音圧値[V]の関係から比例係数 β を求めた。

表－2　現地実験よるαとβの算出結果（増幅率 8 倍に換算した値）

No	観測所名	金属管の変形状況[mm]	α※ [×10⁻³]	β※ [×10⁻¹]	No	観測所名	金属管の変形状況[mm]	α※ [×10⁻³]	β※ [×10⁻¹]
1	流川第 36 床固	無	1.58	1.40	9	大谷堰堤	1.3 (下流左岸側の一部)	2.50	2.06
2	濁川下流第 9 床固	5.9～10.7 (上流側のみ)	8.68	7.88	10	安場堰堤	1.4 (下流右岸側の一部)	0.623	0.425
3	大武川第 50 床固左岸	無	1.80	1.98	11	三原	1.2～24.0(全体)	5.73	5.69
4	大武川第 50 床固右岸	無	24.8	9.54	12	土樽上流砂防堰堤	0.4～1.1 (上流側のみ)	4.09	2.76
5	栃原砂防堰堤	1.3～1.83 (上流側のみ)	22.0	16.7	13	坊主平砂防堰堤左岸	0.5～1.0 (下流側のみ)	12.9	4.28
6	河原毛堰堤左岸	上流側中央頂部:1.3, 2.3 下流側中央部:3.0, 3.8	4.37	3.70	14	大島	1.0 (上流側頂部の一部)	2.64	1.86
7	大土堰堤右岸	1.8 (下流側中央のみ)	4.46	4.91	15	土樽上流砂防堰堤 3)	現地実験実施が No.12 以前のためそれ以下	4.31	1.28
8	宇治川右岸	無	7.54	6.05	16	既定値(鈴木ら 2)による)	無	1.04	0.935

α :粒子の体積[cm³]～音圧積算値[V･sec]の比例係数　β :粒子の体積[cm³]～最大音圧値[V]の比例係数

金属管の変形状況の凡例 :変形無しもしくは変形がほとんど無い, :少し変形しているがその変形量は金属管の外径 48.6 mm の 10 %未満, :大きく変形しておりその変形量は金属管の外径 48.6 mm の 10 %以上

3. 結果

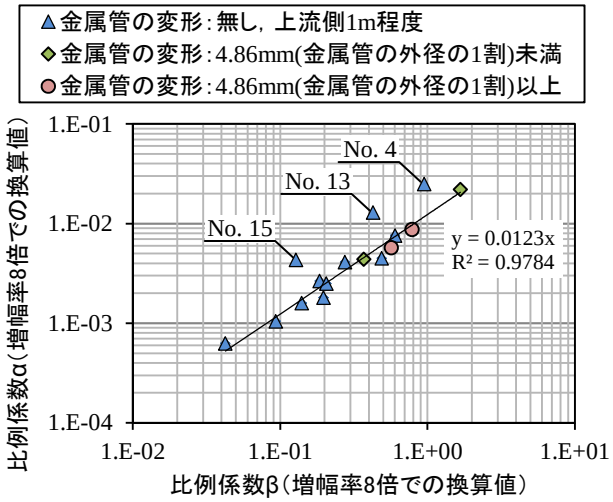
現地実験より算出した比例係数 α と比例係数 β の算出結果および金属管の変形状況を表－2 に，図－3 に示す。なお，表および図中には，No.15（既往研究 3)において鈴木ら 2)と同様の方法により現地実験を実施した結果）と，No.16（鈴木ら 2)による現地実験の結果）も示している。

既往研究 4)によると，ハイドロフォン（金属管）が変形することによる音響特性の変化として以下のことが確認されている。

- 金属管の変形箇所に礫が衝突すると 5 mm 程度の軽微な変形でも音圧値が約 2.5 倍となる。
- 変形していない箇所に衝突した場合，音圧の増加は 10%程度の軽微な増加となる。

つまり，金属管が変形すると衝突波形の音圧値は増加し，それに伴って β および α の値も大きくなると考えられる。また，金属管の変形が一部であったり，粒子の衝突しない下流部のみであったりする場合には，β および α の値の増加の程度は小さいと考えられる。しかし，表－2 および図－3 によると，現地実験の結果は，必ずしも金属管が変形している方が β および α の値は大きくなってはいなかった。

そこで，図－3 においてαとβの相関に着目すると，ほとんどの現地実験結果は直線付近にプロットされ比例関係となっているのに対し，一部 No. 4, 13, 15 のみ同程度の β に対して α が大きくなっていた。これらの違いは，音響波形の減衰過程の違いによるものであり，金属管に粒子が衝突した際の音響波形以外に，金属管周辺に粒子が衝突することにより発生した音響波形が重なり合った音響波形となっていたとためと推測される。実際 No.4 では，金属管直下のモルタルの膨らみに衝突することによる影響が音響波形の減衰過程で見られた。



図－3　金属管の変形状況別のαとβの算出結果

4. まとめ

14 箇所の観測所で実施した現地実験により α を算出し，その値の比較・分析を行った結果，以下のことが確認された。

- 最大音圧値と音圧積算値 *Sp* は比例するため，β とαも比例し同じ直線で近似された。一方で，その傾向と異なる箇所が見られ，それらの箇所は金属管周辺の衝突波形の影響によると推測される。
- βとαが同じ直線で近似された現地実験結果によると，金属管の変形が無い，もしくは変形量が 1 mm 程度の場合は，α＝0.000623～0.00754 であり，ある程度変形した場合は，α＝0.00437～0.0220 であった。

参考文献

1）鈴木ら：音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂量計測手法に関する基礎的研究，砂防学会誌，Vol.62，No.5　2）鈴木ら：音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂観測手法の現地適用性の検証，砂防学会誌，Vol.66，No.1　3）井内ら：流水ノイズと衝突率を考慮したハイドロフォンによる掃流砂量換算手法の提案，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集　4）内田ら：ハイドロフォンの破損が流砂観測に及ぼす影響，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集

P-121

濁水の直接採水結果を用いた濁度計の特性把握

国土技術政策総合研究所　砂防研究室　泉山　寛明，内田　太郎
建設環境研究所　井内　拓馬，山本　和彦，阿部　里美
コルバック　吉村　暢也

１．はじめに

平成21年以降現在までに全国の直轄砂防流域で実施されている流砂水文観測では、掃流砂量・浮遊砂量観測および水位観測が実施されており、平成21年～25年の観測結果は流砂量年表[1)]としてとりまとめられている。山地河川における信頼性の高い観測データの取得は重要な課題の一つである。そのうち濁度計の出力は粒径に依存するため、複数の粒径階でキャリブレーションを実施し、適切な関係式を設定する必要があるとしている[1), 2)]。一方、横山[1)]は濁度と粒度分布から理論的に精度良く浮遊砂濃度を算定できる可能性を実験結果から示し、桜井ら[3)]は、その方法と現地河床材料に含まれる細粒土砂を用いて精度良く浮遊砂濃度を推定している。したがって、粒径分布が分かっていれば、理論的に浮遊砂濃度が算定でき、上記のキャリブレーションを実施しなくても良い可能性がある。また、濁度計で分かる濁度と浮遊砂濃度の実測値の比較事例[4)]はあるものの、濁度計による推定結果と実測値の比較はそれほどなされていない。本研究は濁度計の推定値と実測値の比較を行い、推定値の妥当性について検証を行った。

２．方法

２．１ 濁度計による浮遊砂濃度推定

濁度計から浮遊砂濃度 C [m^3 / m^3]を推定するにあたっては式(1)～(4)を使用する[3)]。ここで対象とする濁度計はCampbell Scientific社製のOBS-3+である。

$$T_b = A_1V^2 + A_2V + A_3 \quad (1)$$

$$SS = T_b/\alpha \quad (2)$$

$$\alpha = \sum_{i=1}^{n}(D_c/D_i) \times p_i \quad (3)$$

$$C = \beta \times SS / \sigma / 10^6 \quad (4)$$

ここに、T_b：濁度[NTU]、A_1、A_2、A_3：濁度計出荷時の校正試験結果表等に記載されている校正係数、V：電圧[V]、SS：浮遊砂の重量濃度[mg / l]、α：粒度分布に依存する係数、p_i：粒径階 i の存在割合、Dc：校正液の粒径（ここでは0.005 mmのホルマジン）、D_i：粒径階 i の代表粒径[cm]、β：浮遊砂の形状や色に依存する係数、σ: 浮遊砂の密度[g / cm^3]である。なお、桜井ら[3)]は、係数βとして六甲砂防事務所にて実施された校正試験結果（$T_b - SS$ 関係）[2)]と、式(1)、(2)から得られるSSの比較から単回帰分析により決定した値（0.5254）を用いている（**図 1**）。ただし、この値を一意的に全国に適用可能か否かは不明なため、本研究では$\beta = 1$として実測値との比較を行った。

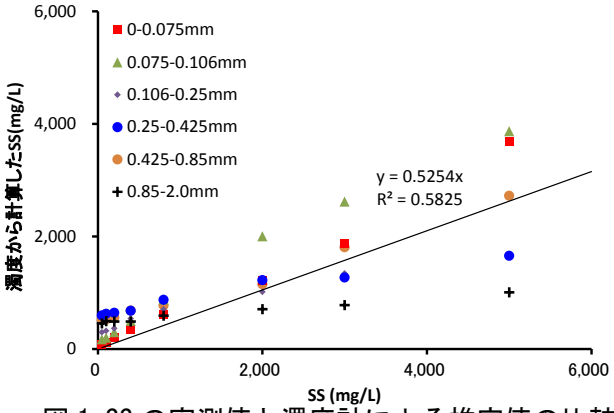


図 1 SS の実測値と濁度計による推定値の比較

表−1　粒度分布、浮遊砂濃度の実測データ一覧

地点名	データ
第2大川橋（帯広）	・出水時採水調査　H28.8.30 12:00～8.31 12:00（粒度分布、SS） ・浮遊砂サンプラー　H28.8.5～9.14
戸蔦橋（帯広）	・出水時採水調査　H28.8.17 11:00～8.18 11:00（粒度分布、SS）
足尾砂防堰堤・銅橋（渡良瀬）	・出水時採水調査　H29.8.7 21:00～8.8 6:00（粒度分布、SS） ・浮遊砂サンプラー　H29.7.25～8.23
栃原砂防堰堤・春木川橋H28（富士川）	・出水時採水調査　H28.9.20 15:00～9.21 3:00（粒度分布、SS）※栃原、自動採水器 ・出水時採水調査　H28.9.20 14:00～9.21 3:00（粒度分布、SS）※春木川橋
栃原砂防堰堤・春木川橋H29（富士川）	・出水時採水調査　H29.10.22 8:00～10.23 10:00（粒度分布、SS）※栃原、自動採水器 ・出水時採水調査　H29.10.22 13:00～10.23 12:00（粒度分布、SS）※春木川橋

２．２ 粒径分布、浮遊砂濃度の実測

全国の直轄砂防流域では、出水時における直接採水、浮遊砂サンプラー等による浮遊砂捕捉が実施されており、その結果から浮遊砂濃度、浮遊砂の粒度分布が分かる。そこで、２．１の方法の妥当性の確認と直接採水、浮遊砂サンプラー等で採取する試料の違いを把握するため、**表 1** に示す5箇所のデータを検証対象とした。出水時採水は**表 1** に示す期間で概ね1時間おきに実施されており、ここでは全ての採水試料についての平均を用いた（**図 2**）。浮遊砂サンプラー試料は**表 1** に示す期間に得た後、期間の最後に回収したものである。**図 2** によると、足尾砂防堰堤における浮遊砂サンプラー以外、粒径0.1 mm以下のものが70%以上と大半を占めていることが分かる。足尾砂防堰堤の浮遊砂サンプラーでは0.075 mm

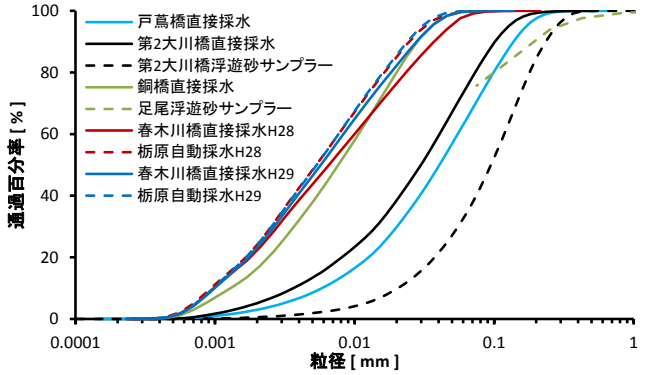


図 2 浮遊砂濃度推定に用いた粒径分布

以上で粒径分布が得られているが、これはふるい試験のみを行ったためである。栃原砂防堰堤では自動採水器による採取を行っている。

3．検討結果および考察

図 3 に浮遊砂濃度の実測値と推定値の関係を、直接採水、浮遊砂サンプラー、自動採水とで分けて示す。また、図 1 に示した回帰線、1 対 1 の線も載せている。浮遊砂濃度の実測値は最大でもたかだか 1%であった。推定値と実測値の関係を見ると、いずれの場合も回帰線の周辺に概ね分布していることが分かる。したがって、βとして 0.5～1 程度の値が適用できる可能性が高い。なお、春木橋、栃原では回帰線から大きくはずれたプロットがあるが、設置されている濁度計は出水時でも電圧が突然 0 V 程度を記録することがあり、電圧出力異常によるものであると考えられる。これを除けば、推定値は実測値の 1/10 倍～10 倍ほどであり、オーダーとしては同じである。

なお、浮遊砂は鉛直方向に分布するのが一般的な傾向である。しかし図 2 より、採取された土砂の粒径は 0.1 mm 以下のウォッシュロード成分が大半である。ウォッシュロードは鉛直方向に一様になりやすいため、採水深度と濁度計の設置深度の違いは今回の場合、それほど影響しないと考えられる。

第 2 大川橋と足尾・銅橋について、直接採水試料と浮遊砂サンプラー試料で推定値の違いを見ると、浮遊砂サンプラー試料で推定した方が濃度の推定値はやや大きくなる傾向が見られるものの認められる。図 2 を見ると、どちらの場合も浮遊砂サンプラー試料は直接採水試料よりも大きな粒径となる傾向があり、それが影響しているものと考えられる。実際、足尾砂防堰堤・銅橋では、直接採水試料は 0.02 mm 以下が大半を占め、浮遊砂サンプラー試料は 0.075 mm 以上と明確な違いがある。また、栃原砂防堰堤、春木川橋でも直接採水試料と自動採水器採取試料とではそれほど違いは見られない。以上のことから、出水期間中に浮遊砂サンプラー等で採取した浮遊砂

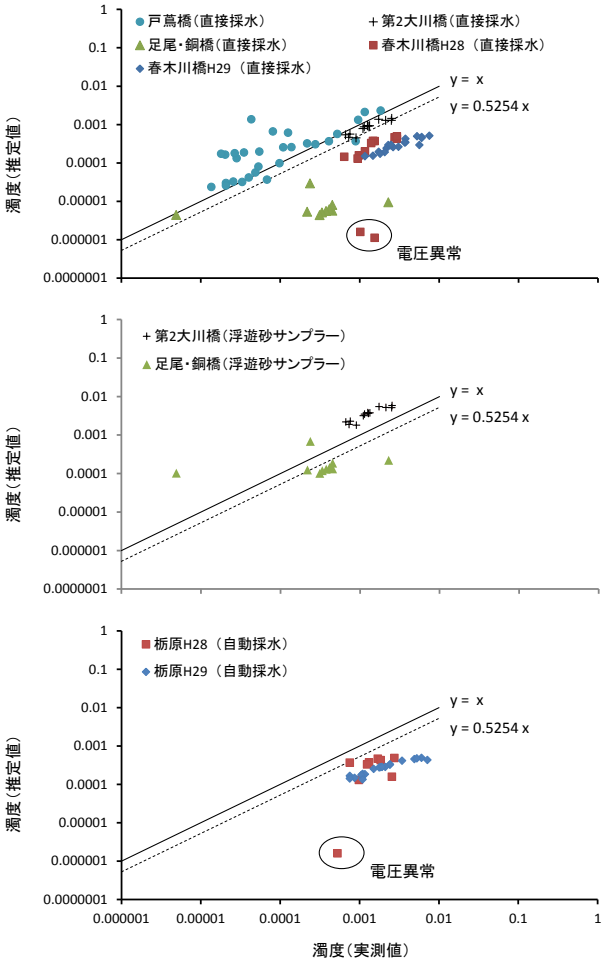


図 3 浮遊砂濃度の実測値と推定値

成分を用いた場合でも、浮遊砂濃度を高い精度で推定できる可能性が高いことが分かる。

4．おわりに

濁度計の校正係数、横山 [1)]の提案する手法を基とした浮遊砂濃度推定値と実測値を比較した結果、概ね良い精度で推定ができる可能性が示された。したがって粒度分布と今回の手法を組み合わせることで粒径階別にキャリブレーションを実施することなく、高精度な観測が継続できるものと考える。一方、より大きな粒径が浮遊砂として存在する場合は今回とは異なる結果を示す可能性があるため、その検証を別途実施しておく必要がある。

謝辞

日々の観測等を継続的に実施されている直轄砂防事務所の担当の方々に敬意を表しますと共に，観測データ等を提供頂いた地方整備局、事務所の皆様方に感謝致します。

参考文献

1) 横山(2002), 土木学会論文集 No.698, II-58, 2) 国総研資料第 686 号(2012), 3) 桜井ら(2017), 砂防学会研究発表会概要集, 4) 田村ら(2016), 砂防学会誌 Vol.69(4)

P-122

狩野川流域における渓流監視システムの取り組み

国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所　　中村一郎・村松弘一
日本工営株式会社　　○五十嵐和秀・松本定一・水谷佑・池島剛

1. はじめに

沼津河川国道事務所では，狩野川砂防情報機器整備計画（平成21年策定）に基づき，土砂災害発生時の緊急対応の迅速化，素早い避難情報の提供，砂防基本計画のための基礎資料の蓄積・解析を目的として，渓流監視システムを整備・試行している[1]。渓流監視システムでは，直轄砂防区域を主な支渓流毎に13ブロックに分割し，各ブロックの流末付近に水位計・濁度計・監視カメラを配置して渓流を監視している（図-1）。これら計測データおよび雨量情報に合わせて，分布型流出解析による水位予測や斜面崩壊の危険度評価モデル[2]を用いて各ブロックの危険度評価を実施している。これら狩野川流域における渓流監視システムの取り組み内容を報告する。

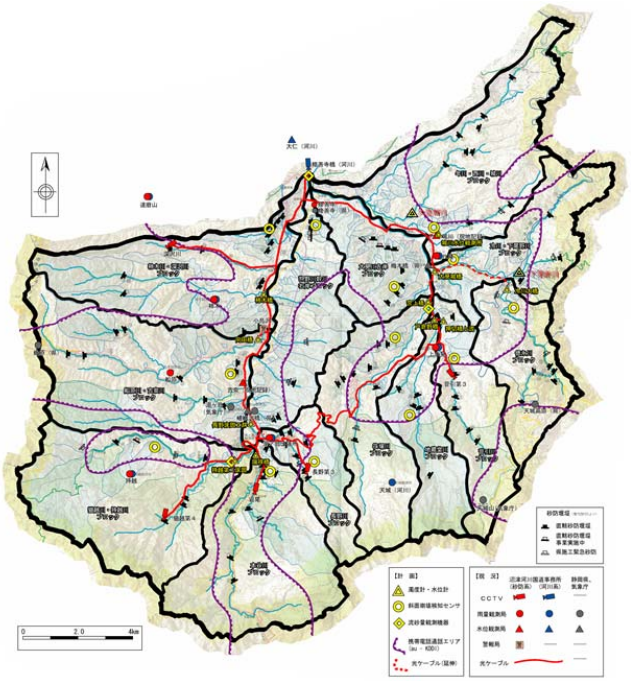


図 1　狩野川砂防流域のブロック分割と観測機器配置状況

2. 渓流監視システム

2.1　水位・濁度観測と簡易監視カメラを用いた画像解析システム

監視カメラの高度利用を図るため，水位計・濁度計の観測に加えて，画像解析システムによる水位・濁りの監視・観測を試行している[3]。画像鮮明化処理や，水位標に見立てた再帰性反射シートの水面上の長さを画像処理で計測することで，水位を自動抽出するアルゴリズムを構築し，目視と同等の精度が得られている（図-2）。

2.2　斜面崩壊危険度評価モデル

分布型流出解析（図-3）と無限長斜面安定解析をネスティング手法で組み合わせた斜面崩壊危険度評価モデル[2]により，崩壊予測を行っている。雨量データは，現在，地上雨量データに加え，CバンドMPレーダ雨量を用いている。分布型流出解析モデルは，1辺100mの非構造メッシュを用いて，鉛直飽和・不飽和浸透流，飽和側方流，表面流出，河道流出のモデルで構成している。無限長斜面安定解析は，1辺20mの非構造メッシュを用いて，分布型流出解析で得られた不飽和水分分布・圧力分布を入力値として，以下式で安定解析を行っている。

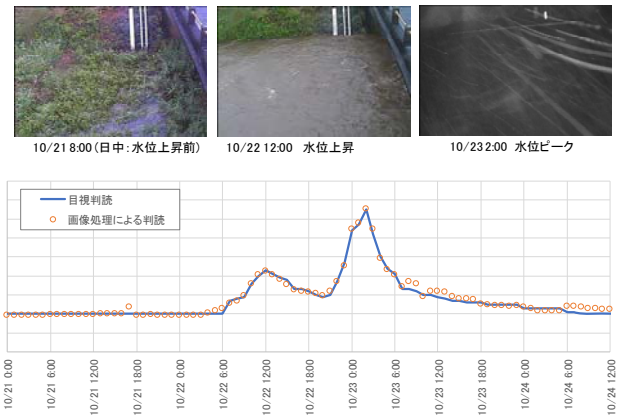


図 2　画像解析システムによる水位観測例（城川：2017/10/21-2017/10/24）

$$F_s = \frac{c + \Delta c + (W\cos\theta - P)\tan\phi}{W\sin\theta}$$

$$W = \rho_s ZB(1-\varphi)\cos\theta + \rho_w BZS_w\varphi\cos\theta$$

$$P = \rho_w h_g B\cos^2\theta$$

ここで，F_sは斜面の安全率，Wは土の湿潤質量［kg］，Pは間隙水圧［kg］，cは土の粘着力［N／m^2］，Δcは樹木根系のせん断抵抗力［N／m^2］，Φは土の内部摩擦角［deg］，ρ_sは土粒子密度［kg／m^3］，ρ_wは水の密度［kg／m^3］，Zは土層厚［m］，h_gは地下水位［m］，Bは土柱の底面積［m^2］，φは土の間隙率，θは斜面の傾斜角［deg］である。

斜面崩壊危険度評価は，小流域区分の崩壊危険判定メッシュ数の割合1.0%を閾値の下限に設定して，メールでアラート配信を行っている。2018年10月1日夜中の降雨（台風24号）により，数沢川にて盛土崩壊が発生しており，当時のアラート状況について確認したところ，ピンポイントでは予測できていないが，周辺において危険アラートは発令しており，概ね傾向は捉えていた（図-4）。

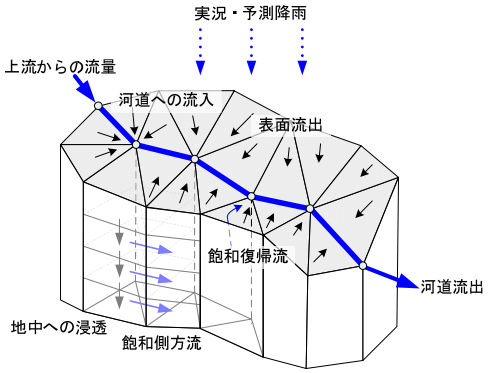


図 3　分布型流出解析モデル

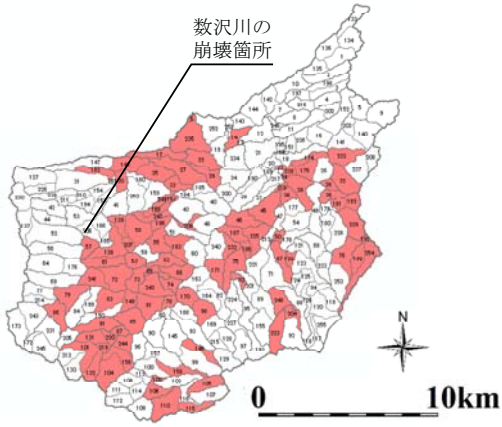


図 4　小流域区分とアラート発令状況（2018/10/1 00:40）

2.3　渓流監視システム

雨量や水位・濁度の観測データ，簡易監視カメラによる昼夜間の渓流監視映像，斜面崩壊危険度評価や画像解析システムは，モニタ表示をさせてリアルタイムで監視を行っている。雨量・水位・濁度についても，規定値に達すると計測値等を記載したメールが発出され，各流域の状況を把握できるようになっている。

3. 今後の取り組み

今後の取り組みとして，流域監視については水位・濁度の観測データを蓄積し，斜面崩壊危険度判定の精度向上を図る。画像解析についても，水位・濁度の観測データと画像解析による計測値を比較し，多様な環境条件下での精度検証を行い，監視観測体制の多重化を図っていく。また，2018年度に，濁度計を計測レンジが最大3,000mg/l（カオリン）の機器（オプテックス社製TC-3000）から，最大50,000mg/l（カオリン）の最新機器（同社製TS-Mx）に更新した。これまでのレンジ不足等の課題を解消させて浮遊砂量のデータを精度よく蓄積する。また，整備できていない掃流砂の観測体制の整備を行い，土砂移動実態の把握を進める。

参考文献

1)　松原克彦，竹内昭浩，木下篤彦，高原晃宙，水谷佑，池島剛，松本定一，石井秀樹：狩野川流域の渓流監視の取り組み，平成26年度砂防学会研究発表会概要集，pp.280-281，2014.

2)　一言正之，池島剛，竹内昭浩，堀智幸，梅村幸一郎：流出解析-斜面安定解析のネスティングによる広域斜面崩壊危険度評価モデルの構築，平成28年度砂防学会研究発表会概要集，pp.250-251，2016.

3)　五十嵐和秀，水谷佑，佐野恭志，松本定一，池島剛：画像の輝度情報・色情報を用いた山地河川の流況変化検知手法の開発，平成30年度建設コンサルタント業務研究発表会，第18回論文集，pp.9-12，2018.

P-123

SH 型貫入試験による崩壊土砂量算出マニュアルの作成

国土交通省国土技術政策総合研究所　○村田郁央、長谷川陽一、野呂智之
パシフィックコンサルタンツ株式会社　依田直樹、舩山　淳、松澤　真

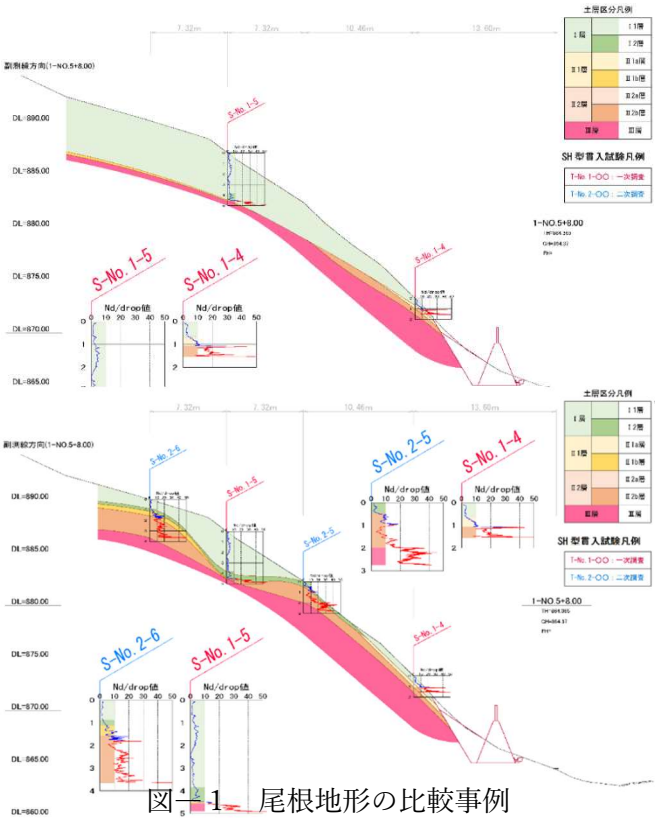
1.　はじめに

急傾斜地崩壊防止工事の設計に当たっては、多くの都道府県においてボーリング等の各種地盤調査を行っている。しかし、調査結果を施設設計に活かしている事例は少なく、過去の統計値[1)]を使用していることが多い。

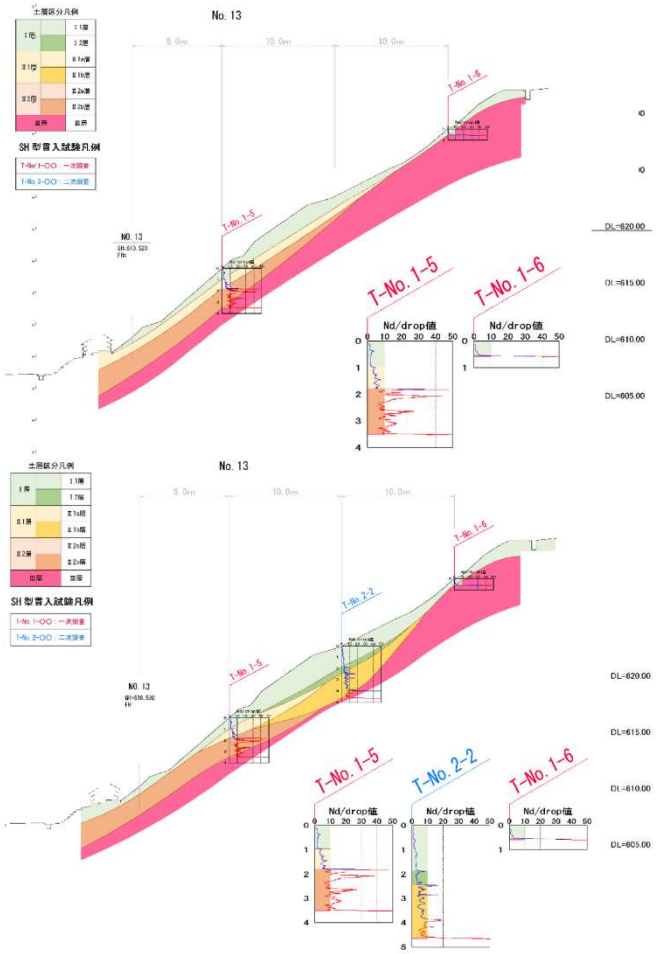
本研究では、都道府県の急傾斜地対策事業担当者が地盤調査を設計に活用しやすくなるよう、１打撃毎の貫入深（Nd/drop 値）を計測することで表層の土層を詳細に調査可能な SH 型貫入試験を用いた崩壊位置や崩壊土砂量を推定するマニュアル案を作成した。（「Nd/drop 値」の詳細については～を参照されたい。）また、実際の急傾斜地対策事業実施箇所で使用し、留意点を整理した。

2.　調査手法

過去の論文等で呼称がバラバラであった簡易貫入試験や試験結果の単位を「SH 型貫入試験」および「Nd/drop 値」に統一し、崩壊土砂量算出マニュアルを作成した。



図―１　尾根地形の比較事例



図―２　谷地形の比較事例

長野県内の花崗岩地質の急傾斜事業実施箇所において、SH 型貫入試験を実施した。土層区分指標[2)]を用いて、得られた Nd/drop 値の下限値と波形から土層区分を行った。検証のための調査地点としては、SH 型貫入試験の妥当性が評価できるようにボーリングを実施している現場を選定した。

調査地点間隔の違いによる土層断面図の違いを検証するために、調査地点間隔が広い場合と狭い場合でそれぞれ土層断面図を作成した。調査地点間隔は広い場合が約 20m、狭い場合が約 10m と設定した。

表－１　土層区分指標と現場試験結果

土層区分				室内土槽実験結果									現場試験結果					
層区分	記号	Nd/drop値下限範囲目安	Nd/drop値のばらつき	実験材料：購入真砂土		実験材料：購入真砂土＋購入砂利				実験材料：風化花崗岩礫(礫状真砂土)(土取り場採取)				風化花崗岩地山斜面			堆積岩地山斜面		
				供試体条件	実験結果	供試体条件			実験結果	供試体条件			実験結果	採取試料による土質試験結果			採取試料による土質試験結果		
				乾燥密度ρd(g/cm3)	Nd/drop値の範囲（平均値）	乾燥密度ρd(g/cm3)	混入礫径	礫混入割合	Nd/drop値の範囲（平均値）	乾燥密度ρd(g/cm3)	混入礫径	礫混入割合	Nd/drop値の範囲（平均値）	乾燥密度ρd(g/cm3)	土質分類	Nd/drop値の範囲	乾燥密度ρd(g/cm3)	土質分類	Nd/drop値の範囲
Ⅰ層	Ⅰ Ⅰ1	5以下	変動無し	1.644	1.7～5.5（3.3）					1.544	9.5mm以下		0.6～3.9（2.5）	1.155～1.312	SF-G SG-F	0.9～2.4	0.831～1.183	VS VS-G VSG	1.9～2.9
	Ⅰ2		変動有り			1.836	8～12mm	30%	3.3～7.2（5.5）	1.624	9.5mm以上混入	30%	1.4～5.2（3.2）	1.042～1.267	SF-G SG-F	1.4～4.7	0.760～1.175	VG	1.5～3.5
						1.849	20～40mm	30%	3.9～6.6（4.9）										
Ⅱ層	Ⅱ1 Ⅱ1a	5～10	変動小さい	1.770	4.8～10.2（7.6）	1.896	20～40mm	30%	3.5～13.9（8.5）	1.700	9.5mm以下		6.0～10.4（8）						
						1.873	20～40mm	15%	5.1～12.5（8.7）										
	Ⅱ1b		礫当たり様の変動あり			1.932	20～40mm	45%	4.5～17.2（10.6）										
	Ⅱ2 Ⅱ2a	10～20	変動小さい	1.874	6.9～13.2（8.9）														
	Ⅱ2b		礫当たり様の変動あり			2.000	20～40mm	30%	10.0～38.5（22.2）	1.807	9.5mm以上混入	30%	12.0～25.6（14）						
Ⅲ層	Ⅲ	10～50	礫当たり様の変動あり																
Ⅳ層	Ⅳ	50以上	SH型貫入試験では調査できない																

3.　結果および考察

尾根地形の事例（図－１上段）では、約 20m 間隔の調査のみでは斜面全体の風化が進んでいると判断することになる。しかし、中間点でも SH 型貫入試験を実施すると、風化が進んでいるのは一部であったことが判明した（図－１下段）。この事例では、SH 型貫入試験を併用することで過大設計を避けることができる。

谷地形の事例（図－２上段）では、調査地点間隔が 20m だと斜面中腹に堆積した表土を見逃してしまい過少設計となる恐れがある。10m 間隔にすることで地表の微地形だけでは判断できない土層構造を把握することが出来る（図－２下段）。

谷地形と比べると尾根地形の方が全体的には堆積した風化土層が薄いが、やせ尾根などの場合には局所的に風化している場合がある。

室内土槽実験から作成した土層区分指標に現地試験の結果を加え、表－１とした。土層区分指標はマサ土および風化花崗岩を室内で締固めたものを用いて作成した。なお、実斜面においても花崗岩地質の斜面においては Nd/drop 値の範囲は同程度となった。一方、堆積岩地質の斜面においては全体的な傾向は指標と同様であったが、Nd/drop 値の目安は若干異なっていた。このため堆積岩地質の斜面の目安は別途定める必要がある。

4.　調査頻度

調査測線の設定については、明瞭な尾根や谷がある場合には局所的な風化や崩積土の堆積が見られるなど、周囲と著しく異なる土層断面となることがあるため、尾根や谷に調査測線を設定する必要がある。斜面変化のない平衡斜面の場合には、20m 程度まで測線間隔を広げても設計上大きな誤りとはならないと考えられる。

ただし、平衡斜面であっても場所によって風化深度が異なることがあるため、あまり測線間隔を広げすぎると適切な土層構造の把握が難しくなる。現地踏査の段階から測線間隔を意識する必要がある。

測線内の調査地点間隔は、尾根や谷の場合は 10m 程度が望ましいが、平衡斜面の場合は 20m 程度まで広げても良い。

5.　おわりに

Nd/drop 値は 10 以下であれば N 値とほぼ同程度だと言われており、SH 型貫入試験の結果を用いて土層断面図を適切に作成できれば、待受け式擁壁工と法枠工などの抑止工の設計を比較検討できる。

今後は、より使いやすくするために堆積岩地質の斜面での Nd/drop 値の目安を整理していく必要がある。

【参考文献】

1）　全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例、2010

2）　村田ら：SH 型簡易貫入試験による土層区分の堆積岩地質への適用、平成 30 年度砂防学会研究発表大会概要集、p.573-p.574、2018

空中写真を活用した礫径調査手法の検討

国立研究開発法人土木研究所　○武澤永純
九州大学大学院　　水野秀明

1．はじめに

砂防堰堤の設計荷重の一つに土石流衝撃力がある。この荷重はヤング係数や土石流の流速等の他、礫の径（礫径）によって変化する。設計で使う礫径は、200 個以上の礫径を計測した結果に基づき設定されており[1]、礫径は現地において調査者により直接計測しているが、近年は、調査の効率化の観点から、航空機や UAV から撮影された写真から礫径を計測する手法が検討されている[2][3]。一方、この手法は、写真の解像度よりも小さい礫がある場合は、礫径分布の精度が著しく低下することが想定される。このため、礫径調査は現地での計測と空中写真による計測を併用することが有効と考えられる。しかし、既往研究[2][3]では、礫径調査[1]に基づく計測結果との比較はされていない。

そこで、本研究では、土石流が発生した渓流における礫径分布について、現地で計測した結果と写真判読により計測した結果の差を明らかにすることを目的とした。

2．検討方法

表 1 に検討ケースを示す。ケース A-1、A-2 は熊本県（2003 年）、ケース B-1、B-2 は長野県（2014 年）の事例である。ケース A-1、B-1 は現地計測の範囲において、空中写真を用いて、礫径の判読（以下、写真判読という）を行った。礫径は 2 辺計測したうちの最大値を採用した。ケース A-1 で用いた写真の解像度はケース B-1 より低く、ケース A-1 で判読できた礫の数はケース B-1 より少なかった。ケース A-2、B-2 は現地での礫径を調査（以下、現地計測という）した結果[4][5]を整理した。現地計測では、礫径を 0.1 m 刻みで計測されていた。

表 1　検討ケース

ケース	測定方法	対象礫数	備考
A-1	写真判読	100	解像度0.5m
A-2	現地計測	200	参考文献 4）
B-1	写真判読	239	解像度0.1m
B-2	現地計測	202	参考文献 5）

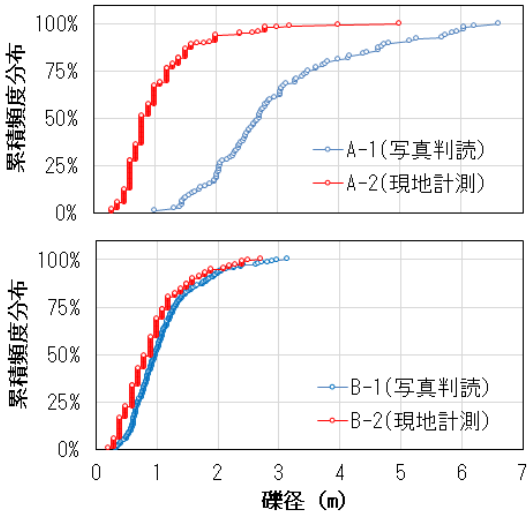


図 1　現地計測の礫径分布と写真判読の礫径分布との比較

現地計測と写真判読の方法を併用するためには、調査対象とする礫が同じ条件で選定されている必要がある。ここでいう条件とは、礫径調査[1]に基づき調査された礫径が、現地にある礫径の上位を占めることを意味する。しかし、調査対象とする礫の選定は調査者による[6]。また、本研究において、現地計測で対象とした礫の位置情報は確認出来なかった。ここで、礫径調査で得られた礫径分布は確率密度関数で表現されている事例がある[7]ことから、写真判読の礫径分布と現地計測の礫径分布が同じ確率密度関数で表現できれば、写真判読で判読対象とした礫の選定は、現地計測と同じ条件で選定されている可能性が考えられる。ここでは、確率密度関数として対数正規分布を用いた。対数正規分布については、現地計測、写真判読で得られた礫径分布の適合性を確認するために、片出ら[7]の方法に基づき、対数正規確率紙にプロットして分布特性を確認するとともに、決定係数を算出した。

3．結果

現地計測および写真判読の礫径分布を図 1 に示す。図 1 より、写真判読による礫径は現地計測による礫径より大きかった。この理由として、礫径を計測する位置の相違（写真判読では水平面上に投影された長さであり、現地計測では礫の比較的平滑な面に沿った長さ）による差が生じた可能性が考えられる。また、現地計測による礫径に対する写真判読による礫径の比について算出した結果、ケース A-2 に対する A-1 の比は 1.3～3.6、ケース B-2 に対する B-1 の比は 1.0

～1.6 であり、礫径の比の範囲は、前者の方が大きかった。この理由として、現地計測では大きい礫を調査できていない可能性や、写真の解像度が低いため、径が 1.0 m 未満の礫（現地計測の礫径分布における割合は 57%）を写真で判読できなかったことも考えられる。

対数正規分布による礫径分布の適合性を確認した結果の一例を図 2 に示す。図より、現地の礫径分布は対数正規分布による推定結果と比較的適合性がよかった。また、図 2 より求めた対数正規分布の決定係数を表 2 に示す。写真判読による礫径分布の決定係数は 0.97～0.99、現地計測による礫径分布の決定係数は 0.97 であり、実河川で求められた巨礫の平均決定係数（0.97）[7] と概ね同等であった。なお、写真判読と現地計測における係数 a、b の差について、ケース A-1 と A-2 は 0.53 と 2.73、ケース B-1 と B-2 は 0.33 と 0.36 であり、前者は差が大きいことがわかる。

ケース A-1、A-2 について、礫径分布は対数正規分布の確率密度関数と適合性はあるものの、回帰式の係数の差が大きい。写真判読で選定した礫は、現地計測で選定した礫と同じ条件で選定されてないためと考えられる。一方、ケース B-1、B-2 において、土石流の礫径分布は対数正規分布の確率密度関数と適合性があり、写真判読で選定した礫は、現地計測で選定した礫と同じ条件で選定されていた可能性が考えられる。

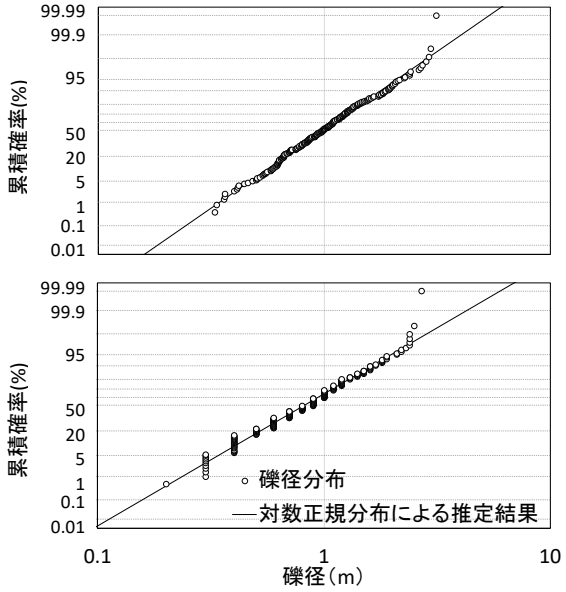


図 2　現地計測の礫径分布と写真判読の礫径分布との比較（上：ケース B-1、下：ケース B-2）

表 2　対数正規分布の決定係数

ケース	測定方法	回帰式 Y=a･ln(x)+b		
		係数a	係数b	決定係数R^2
A−1	写真判読	2.51	−2.54	0.97
A−2	現地計測	1.98	0.19	0.97
B−1	写真判読	2.20	0.03	0.99
B−2	現地計測	1.87	0.39	0.97

4. まとめ

本研究は礫径分布を写真判読による計測と現地における計測した時の差を明らかにすることを目的とした。その結果、写真判読による礫径は現地計測による礫径より大きくなることがわかった。その原因として礫径を計測する位置の相違や調査した礫の違いによることが考えられた。写真の解像度が高いほど、調査方法の違いによる礫径の差は小さくなることが明らかとなった。また、礫径分布は対数正規分布の確率密度関数と適合性があり、回帰式の係数の違いは、礫径調査手法の選定条件の違いを示している可能性があると考えられる。

謝辞：本研究の遂行にあたり、国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所より、礫径調査結果および空中写真画像をご提供頂きました。また、本研究の一部は国土交通省河川砂防技術研究開発（砂防技術分野）の助成を受けたものです。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献　1）国土交通省国土技術政策総合研究所（2016）：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説、国土技術政策総合研究所資料第 904 号、p.35.　2）加藤ら（2016）UAV 撮影画像を用いた河床礫径の粒度分布把握手法の検討、平成 29 年砂防学会研究発表会概要集、A-160-A-161.　3）美土路ら（2017）：航空機搭載オブリークカメラ撮影を活用した渓流内及び礫径調査手法、平成 30 年砂防学会研究発表会概要集、pp.558-559.　4）熊本県（2003）：平成 15 年集川土石流災害調査報告書、p.3-17.　5）国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所（2014）、平成 26 年度木曽川水系梨子沢鋼製砂防堰堤対策検討業務　巻末資料 6、p.10.　6）財団法人砂防・地すべり技術センター（2009）：鋼製透過型砂防構造物設計便覧平成 21 年版、ニッセイエブロ株式会社、p.180.　7）片出ら（2011）:巨礫粒径分布の砂防堰堤閉塞確率に及ぼす影響、構造工学論文集 Vol.57A、pp.209-220.

支川からの土砂供給と本川河道の非一様性が本川の土砂移動に与える影響

国土交通省近畿地方整備局大機土砂災害対策技術センター　○菅原寛明・木下篤彦
小竹利明・田中健貴
アジア航測株式会社　船越和也・岡野和行・井元成治

１．はじめに

大規模な土砂生産が生じた後、生産された土砂は長期間流域内に滞留することが知られている[1)]。近年 LP データが蓄積され、土砂生産後数年間で支川から供給された土砂の本川合流点での堆積、また支川内において河道地形が堆積土砂量に与える影響を明らかに出来る可能性がある。以上から本研究では、平成 23 年台風 12 号によって大量な土砂が生産された奈良県十津川村神納川流域を対象に、大規模な土砂生産の影響期間と考えられる平成 29 年の 6 年間において上記課題を考察する。

２．調査地および計測方法

神納川流域では平成 23 年台風 12 号で 7 箇所の斜面崩壊が発生した。平成 21 年以降複数回 LP 測量が実施されている。諸元を**表-1** に示す。本稿では支川のうち足谷を対象とした（**図-1**）。LP データから堆積土砂量を標高データの差分から、また河道地形に関するデータとして川幅、勾配、横断形状を計測した。

３．結果

３．１　支川からの土砂の本川との合流点における堆積状況

差分結果を**図-2** に期間毎に示す。支川と本川との合流点周辺での土砂の堆積は平成 21 年から 24 年にかけて著しく、平成 24 年から 29 年では平成 21 年から 24 年に比べて小さくなる傾向が見られた。一方で平成 21 年から平成 29 年の差分では支川出口よりも上流周辺で堆積傾向が継続している。

表-1　LP データ諸元

	撮影範囲	計測年月日	使用航空機等	計測点密度	計測機材
平成21年	流域全体	H21.8.12	セスナ 206型，208型	1点/㎡	ALS50，ALS60
平成24年	流域全体	H25.2.9	AS350B1	1点以上/㎡	Harrier68i
平成29年	流域全体	H29.12.15	JA8899	平均10点/㎡	LMS-Q780

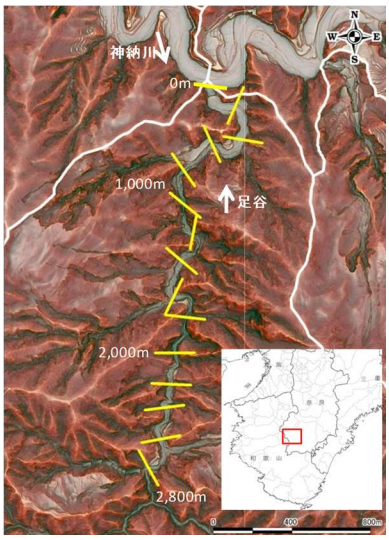


図-1　LP 取得範囲図

３．２　河道地形が支川流域内において堆積土砂量に与える影響

川幅、勾配、横断形状について**図-3** に示す。平成 21 年から平成 24 年に堆積が顕著となった箇所は、川幅の広がる箇所あるいは勾配が小さくなる箇所である傾向が見られた。また横断形状は平成 24 年に河岸段丘状の地形を形成している箇所が見られた。これらの箇所は平成 29 年には平成 21 年と同様の形状に戻っている。

４．考察

支川と本川との合流点での土砂堆積について同様の傾向はこれまでも指摘されており[2)]、支川内で生産された土砂が本川の土砂堆積に与える影響の 1 つであると考えられる。また支川出口にも土砂の堆積が見られたことから、今後も影響が継続する可能性が示唆される。

また既往研究[3)]と同様に支川内では生産された土砂はある程度川幅や勾配に影響される傾向が見られた。また横断形状の変化から平成 24 年から平成 29 年の土砂移動は、新規崩壊や崩壊地の再崩壊が無かったことをあわせて考えると、河道内に堆積した土砂の再移動

であることを示唆する。以上より、土砂生産後少なくとも数年間においては、河道内に堆積した土砂を土砂供給源とした下流への土砂移動可能性があらためて示されたと考える。

参考文献：
1）桜井亘ほか：大規模土砂生産を含む山地流域の土砂流出特性、平成 30 年度砂防学会研究発表会、pp.189-190
2）木下篤彦ほか：2011 年深層崩壊発生後の赤谷川流域からの土砂流出と川原桶川との合流点での河床上昇について、河川技術論文集 Vol.24 pp.113-118、2018
3）新谷融・黒木幹男：流域学辞典　人間による川と大地の変貌、北海道大学出版会、2006

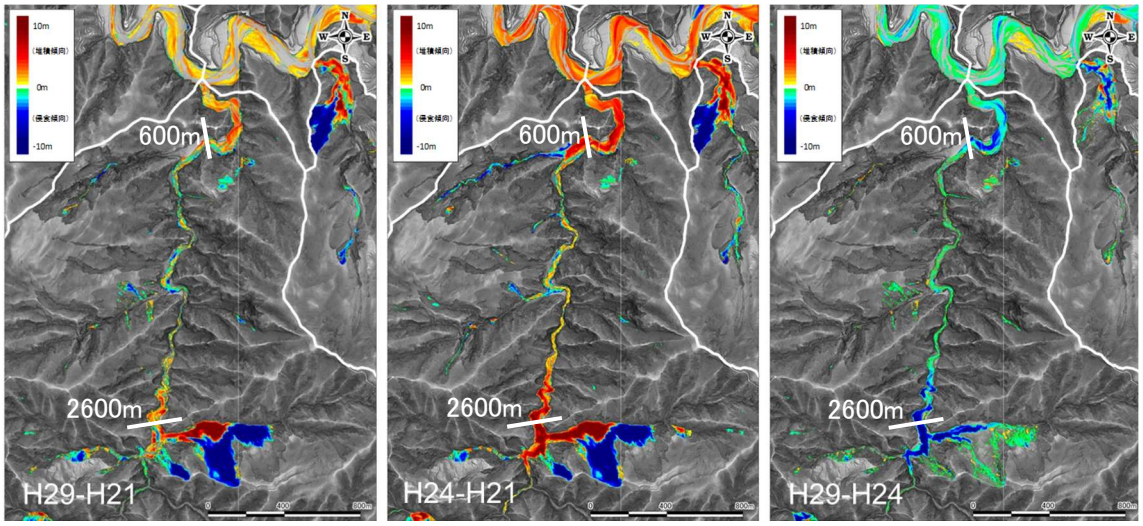


図-2　支川（足谷）と本川合流部における LP データの差分結果

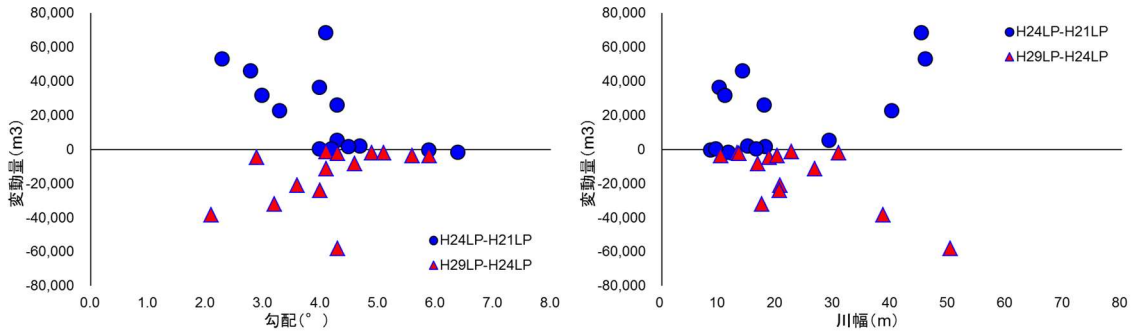


図-3　支川（足谷）における勾配および川幅と土砂変動量の関係

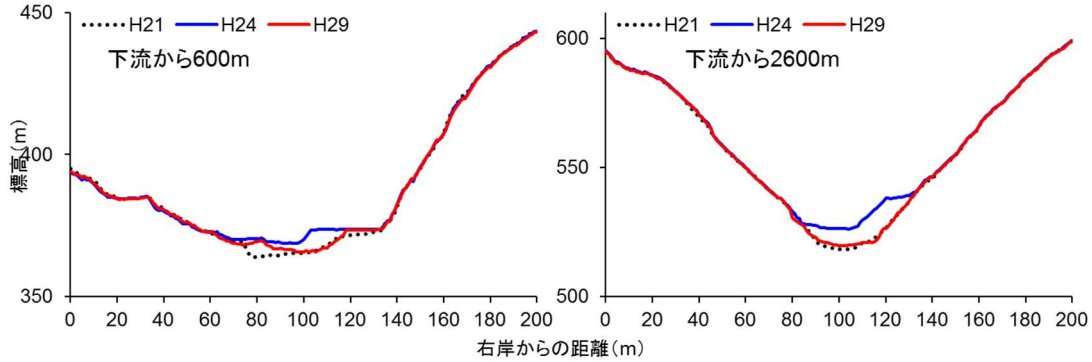


図-4　支川（足谷）における横断形状の変化

P-126

発生流木量の把握を目的とした地上レーザスキャナの活用

キーワード：地上レーザスキャナ，立木調査，幹材積量，立木密度分布

国土交通省東北地方整備局　新庄河川事務所　光永 健男，村岡 章，阿部 勝博，畠山 徹
日本工営㈱　○田淵 陽介，池島 剛，池田 一，鈴木 聡樹

1. はじめに

近年，全国各地で台風や梅雨前線による大雨に伴い土砂災害が頻発している。これらの土砂災害は，平成 29 年 7 月の九州北部豪雨災害をはじめとして，土砂だけでなく流木の流下により，家屋の破壊や橋梁閉塞による氾濫等の被害が確認されている。そのため，新庄河川事務所管内においても，流域から発生する流木量を把握し，対策を行うことが必要とされている。

本稿では，流域内から発生する流木量を効率的かつ正確に把握するために地上レーザスキャナを活用して幹材積量を算出した事例を紹介する。

2. 計測・算出手法

山形県西川町の寒河江川流域において，①現地踏査によるサンプリング調査，②地上レーザスキャナ計測の２手法で，樹種や繁茂状況等が異なる(1).針葉樹林，(2).広葉樹林，(3).渓畔林の３箇所で立木計測を実施した。計測項目は表 1 に示す樹種，立木本数，胸高直径，樹高の４項目である。幹材積量は，サンプリング調査範囲(10m×10m)を対象に表 2 の式を用いて算出した。

表 1　各手法計測項目

調査法	樹種	立木本数 本/100 ㎡	胸高直径 cm	樹高 m	幹材積量 ㎥/100 ㎡
①ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ調査	○	○	○	○	○
②地上ﾚｰｻﾞ	○	○	○	○	○

表 2　幹材積量算出式

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4} \quad \cdots \text{(式 1)}$$

Vwy2：単木材積（m3）
Hw：樹高（m）Rw：胸高直径（cm），Kd：胸高係数
砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 p22

2.1. 現地踏査によるサンプリング調査

サンプリング調査は，発生流木量算出の一般的な手法であり，代表地点において 10m×10m の範囲を設定して範囲内の樹種，立木本数，樹高，胸高直径を計測する。

2.2. 地上レーザスキャナ計測

地上レーザスキャナ計測は，可搬式のレーザスキャナ（3D Walker）を背負って，林内を歩行することで３次元点群データを取得し，立木形状を把握する。取得した点群データは，電算プログラム処理により林冠データをフィルタリングで除去した後，立木位置，胸高直径，樹高を計測する。

点群データ取得に際しては，立木形状を精度よく取得するため，調査箇所を周回して点群データを密に取得した。計測に用いた地上レーザスキャナ諸元及び計測状況を表 3，写真 1 に示す。

表 3　地上レーザスキャナ諸元

計測機器	スキャン能力		最大到達距離	測距精度	重量
	点数	範囲			(本体のみ)
3D Walker	30 万点/秒	360°	100m	約 3cm	3.2kg



写真 1　地上レーザスキャナによる計測状況

3. 地上レーザスキャナ計測結果

地上レーザスキャナで計測した立木位置(針葉樹)及び立木形状(針葉樹，渓畔林)を図 1，図 2 に示す。地上レーザスキャナ計測は，林相や下層植生により変化するものの，歩行ルートから 30～50m 程度までの立木把握が可能である。しかし，立木位置が歩行ルートから離れるに従い，点群データ数が減少するため計測精度が低下する。

密な点群データが取得できる歩行ルートから 10m 程度の範囲では，複雑な立木形状の広葉樹や胸高直径 3cm 程度の樹木も計測可能である。

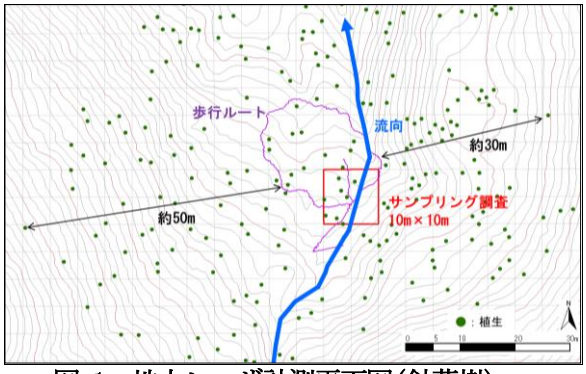


図 1　地上レーザ計測平面図(針葉樹)

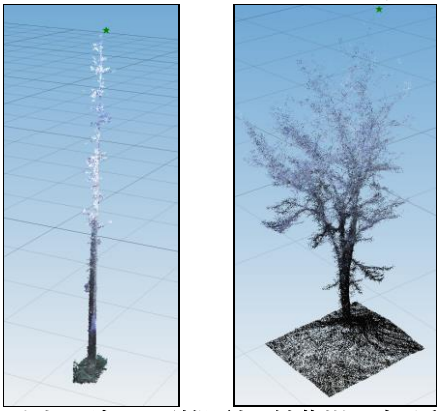


図 2　地上ﾚｰｻﾞｽｷｬﾅ計測(左:針葉樹，右:渓畔林)

4. 計測結果及び考察

サンプリング調査と地上レーザスキャナ計測における胸高直径及び樹高の関係を図 3，図 4，各調査箇所における立木計測結果及び算出幹材積量を表 4，未計測幹材積量を表 5，計測範囲及び計測時間を表 6 に示す。

4.1. 胸高直径と樹高の関係

胸高直径は，針葉樹が計測誤差 10%以内(最大誤差 2.60cm)に対して，広葉樹(最大誤差 9.60cm)及び渓畔林(最大誤差 9.50cm)では 20%以上の計測誤差が生じている。また，樹高についても胸高直径と同様の傾向を示しており，針葉樹は計測誤差 20%以内(最大誤差 2.35m)に対して，広葉樹(最大誤差6.10m)及び渓畔林(最大誤差6.70cm)では20%以上の計測誤差が生じている。

広葉樹及び渓畔林で胸高直径と樹高の計測誤差が大きくなった原因として，樹木の曲がり及び樹木に絡む蔦や下層植生の影響により胸高直径が大きく見積もられたことに加えて，低木の頭上に高木の林冠があることで樹高と判断され，樹高が高く見積もられたと考えられる。広葉樹と渓畔林の樹高計測誤差は，全立木において高く見積もられる傾向を示している。

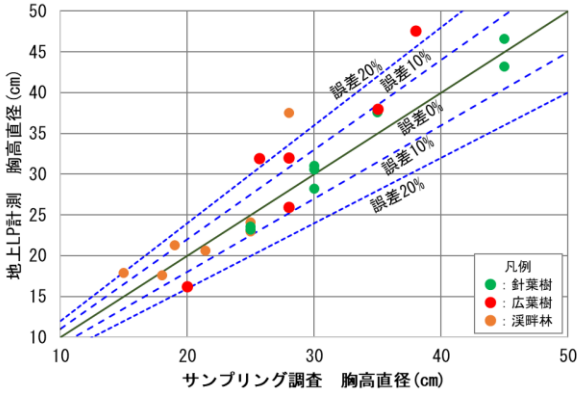


図 3 ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ調査と地上 LP の胸高直径計測結果

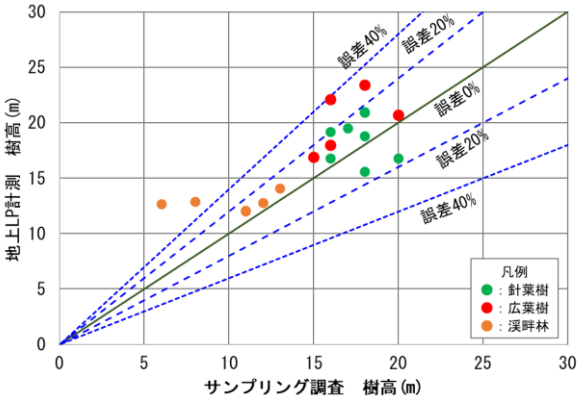


図 4 ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ調査と地上 LP の樹高計測結果

4.2. 幹材積量

幹材積量は，針葉樹(-0.22 m³/100 m²)と渓畔林(-0.42 m³/100 m²)で差異が僅かなのに対して，広葉樹(-1.25 m³/100 m²)で差異が大きい結果となった。広葉樹は渓畔林と同程度の計測誤差が生じているものの，渓畔林に比べて胸高直径と樹高が大きく，幹材積量への影響が大きくなったと考えられる。

広葉樹及び渓畔林の立木本数の相違は，斜めに繁茂する立木や下層植生より樹高が低い立木によるものであった。未計測立木の幹材積量は広葉樹 0.006 m³/100 m²(0.1%)，渓畔林：0.114 m³/100 m²(8.0%)である(表 5)。

表 5 未計測樹木幹材積量

林相	胸高直径 (cm)	樹高 (m)	幹材積量 (m³/100 m²)	割合 (%)
広葉樹	5.00	5.00	0.006	0.1%
渓畔林	20.00	6.00	0.114	8.0%

4.3. 計測範囲及び計測時間

計測範囲及び計測時間は，サンプリング調査で 10m×10m の範囲を 10 分程度で計測するのに対して，地上レーザスキャナ計測では点群が密となる 40m×40m 程度の範囲を 15 分程度で計測する。

表 6 未計測樹木幹材積量(針葉樹の場合)

林相	計測範囲	計測時間
サンプリング調査	10m×10m	10 分程度
地上レーザスキャナ計測	40m×40m 程度	15 分程度

5. まとめ

地上レーザスキャナによる計測は，サンプリング調査に比べて，広範囲の立木データ(立木本数・密度，胸高直径，樹高)を短時間で容易に取得することができる。地上レーザスキャナで計測した取得点群データは，単一樹種かつ樹木形状が単純な針葉樹林では，点群データから精度の高い立木位置や胸高直径，樹高の把握が可能であり，サンプリング調査結果との差異も僅かである。一方で，林相（樹木形状や複層林等）が複雑になる広葉樹林や渓畔林では，胸高直径や樹高に誤差が生じ，サンプリング結果との差異が大きい結果となった。

6. 今後の課題

発生流木量の精度向上を行うため，以下の取り組みが必要と考えらえれる。

① 地上レーザスキャナ計測によるデータの蓄積

今後，多様な植生・地形条件下でデータの蓄積を行い，地上レーザスキャナ計測に適した林相や地形条件等の把握が必要である。また，多様な植生に対応した電算プログラムの作成することで計測精度及び幹材積量算出精度の向上につながる。

② 全数調査への展開

全数調査は，これまで調査範囲が広域に及ぶことからほとんど実施されていない。地上レーザスキャナ計測は，サンプリング調査に比べて，広範囲を迅速に計測できることから，0.05 ㎢未満程度の土石流危険渓流に対しては，全数調査が可能になると考えらえる。

謝辞：本稿の作成にあたり，ご協力を頂いた国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所及び㈱woodinfo の皆様に謝意を表します。

表 4 立木計測結果及び算出幹材積量

項目	針葉樹				広葉樹				渓畔林			
	本数 (本)	平均胸高直径 (cm)	平均樹高 (m)	幹材積 (m³/100m²)	本数 (本)	平均胸高直径 (cm)	平均樹高 (m)	幹材積 (m³/100m²)	本数 (本)	平均胸高直径 (cm)	平均樹高 (m)	幹材積 (m³/100m²)
①ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ	8	33.13	17.63	6.17	6	25.67	15.00	3.05	7	21.43	9.58	1.42
②地上ﾚｰｻﾞ	8	33.00	18.58	6.39	5	31.96	20.22	4.30	6	20.63	12.57	1.84
差異(①-②)	0	0.13	-0.95	-0.22	1	-6.29	-5.22	-1.25	1	0.80	-2.99	-0.42
最大誤差	-	2.60	2.35	0.31	-	9.60	6.10	0.40	-	9.50	6.70	0.36

P-127

岩手県における急傾斜地崩壊防止施設の健全度および優先度評価手法の検討事例

国際航業株式会社:○小野寺智久、窪田慎一
岩手県県土整備部砂防災害課:小田島源

1．はじめに

岩手県では砂防関係施設を適切に維持管理するため、「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）(H26.6)」（以下、ガイドライン）、「砂防関係施設点検要領（案）(H26.9)」（以下、点検要領）等に基づき、長寿命化計画の策定に取り組んでいる。

岩手県の急傾斜地崩壊防止区域は、「急傾斜地の崩壊による被害の防止に関する法律」に基づき、昭和 44 年度から釜石市の日ヶ沢地区を始めとして、325 区域が指定されている(平成29年10月現在)。このうち303区域で、急傾斜地崩壊防止施設が整備されている。過年度に実施された急傾斜地崩壊防止施設の健全度評価結果によると、健全度 C の区域が約 51%(156 区域(安全設備を除く))となっていた。

しかし、156 区域の健全度 C の損傷箇所を改築・修繕するには、膨大な時間と費用が必要となる。また、県職員が毎年点検を実施しているため、変状レベルｃまたは変状レベルｂと評価された施設の経過観察をするためには膨大な時間と労力が必要となる。

砂防関係施設の維持管理予算は限られるため、特に重要な急傾斜地崩壊防止区域を抽出し、時間や労力、費用を抑えることが長寿命化計画を実行する上で重要となると考えた。そこで本報告では、岩手県における急傾斜地崩壊防止施設の健全度および優先度評価手法の検討事例を紹介する。

2．岩手県における急傾斜地崩壊防止施設の現状

それぞれの急傾斜地崩壊防止区域で確認された最も損傷している工種の変状レベルは、変状レベルｃで 155 区域（約 51%）、変状レベルｂで 82 区域(約 27%)、変状レベルａで 66 区域(約 22%)となっていた。

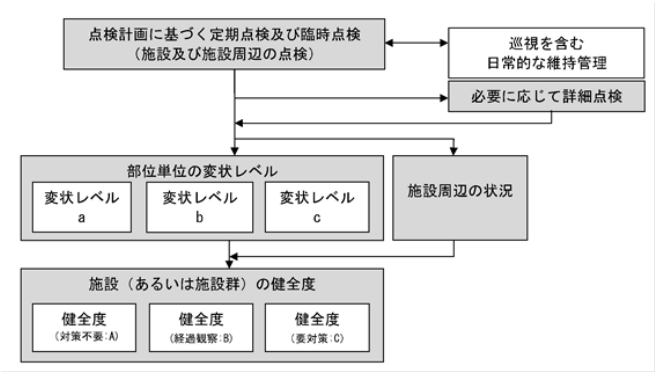
変状レベルｃが確認されている工種の割合は、地表排水工、待受擁壁工、落石防護柵工・落石予防工が多く約 20%～40%となっていた。

また、崩壊地が確認できた箇所の約 90%で変状レベルｃの変状が確認されており、地すべりブロックが確認できた箇所の約 60%で変状レベルｃの変状が確認された。

3．健全度評価手法の検討

3．1　基準等における健全度の考え方

点検要領によると、健全度評価は「点検結果に基づく部位単位の変状レベルと施設周辺の状況から総合的に施設（あるいは施設群）の健全度を判断する。」とされている。しかし、具体的な健全度評価手法は各管理者の判断に委ねられている。



出典）点検要領, P4

図１　基準等における健全度評価フロー

3．2　岩手県における健全度評価手法

岩手県では、「損傷範囲の妥当性」と「健全度低下要因」の組み合わせから以下のマトリクス表を作成し、健全度を評価した。このうち、表１の青破線枠は変状レベルｂであるが、「健全度低下要因」を有しており、次回点検時までに周辺状況によって変状が進行する可能性が高いため、健全度Ｃとした。

表１　健全度評価マトリクス表

評価項目② 健全度 低下要因	評価項目①　損傷範囲の妥当性 変状レベルｃ 機能・性能 低下	変状レベルｂ 損傷あり	変状レベルａ 軽微、なし
あり	C	C	A
なし	C	B	A

評価項目①「損傷範囲の妥当性」は、変状レベル ｃの施設の変状範囲(延長)に着目し、変状レベルｃ評価の妥当性について検討した。変状レベル ｃ の箇所は、点検要領等を要約すると「性能上の安定性や強度の低下が懸念される部位で、がけ崩れ等が発生した際に崩壊土砂を抑制または抑止できない箇所」と考えられる。

そこで、がけ崩れ等が施設に損壊を与える可能性について検討するため、点検個票から読み取った変状レベルｃの延長と、岩手県で実施されている砂防基礎調査（急傾斜地の崩壊）の想定崩壊幅を比較した。

想定崩壊幅は、岩手県の「土砂災害防止に関する基礎

調査マニュアル(案)」に記載されており、急傾斜地の崩壊が発生する最小規模(急傾斜地の高さ 5m～10m)の想定崩壊幅は 13.8m と定義されている。そのため、変状レベル c と点検された変状範囲(延長)が 13.8m よりも広い場合、崩落した土砂が急傾斜地崩壊防止施設の損傷・劣化等により保全対象へ被害を及ぼす可能性があると考えた。ここで、変状レベル c と判定された変状範囲(延長)が 13.8m より狭い範囲の変状であった場合、変状レベル b に修正した。

表 2　崩壊土量および崩壊幅

急傾斜地の高さ H (m)	崩壊土量 V (m^3)	崩壊幅 W (m)	土砂の断面積 S(m^2)
$5 \leqq H < 10$	41.9	13.8	3.0
$10 \leqq H < 15$	78.9	17.1	4.6
$15 \leqq H < 20$	101.2	18.6	5.4
$20 \leqq H < 25$	150.0	21.2	7.1
$25 \leqq H < 30$	214.3	23.9	9.0
$30 \leqq H < 40$	238.3	24.8	9.6
$40 \leqq H < 50$	371.4	28.8	12.9
$50 \leqq H$	500.0	31.8	15.7

出典）土砂災害防止に関する基礎調査マニュアル(案),P46

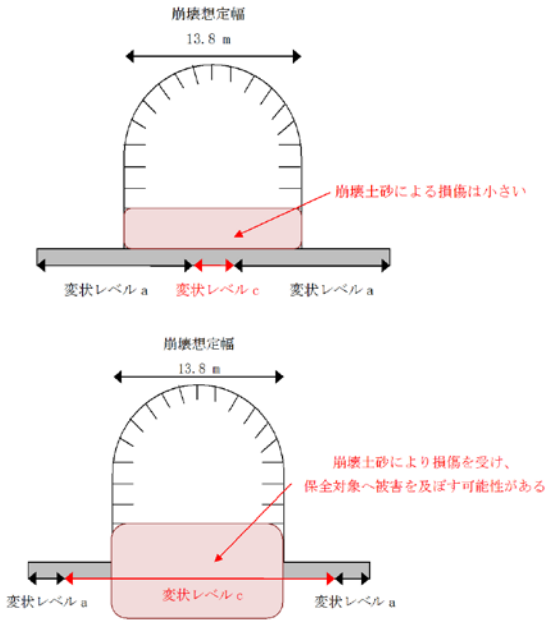


図 2　変状レベル c の延長と想定崩壊幅の模式図

評価項目②「健全度低下要因」は、既往点検結果の変状レベルと周辺状況（斜面方位、斜面勾配、表層地質、植生、崩壊地、地すべりブロック等）から地域性分析を行い、その結果を基に設定した。その結果、崩壊地が確認できた箇所の約 90%で変状レベル c の変状が確認されており、地すべりブロックが確認できた箇所の約 60%で変状レベル c の変状が確認された。そのため、急傾斜地崩壊防止施設の「健全度低下要因」は、崩壊地や地すべりの有無とした。

ここで、過年度の健全度評価結果と、表 1 のマトリクス表を基に健全度評価を行った今回の検討結果を比較すると、健全度 C は 156 区域から 28 区域、健全度 B は 81 区域から 183 区域、健全度 A は 66 区域から 92 区域となった。

4．優先順位評価手法の検討

4．1　基準等における優先順位の考え方

ガイドラインによると、対策優先順位は、①施設の健全度、②流域の荒廃状況、③保全対象との位置関係、④施設の重要度、⑤過去の災害履歴、⑥修繕、改築、更新の工法とこれに係るコスト等、により決定することとされている。しかし、具体的な優先順位評価手法は各管理者の判断に委ねられている。

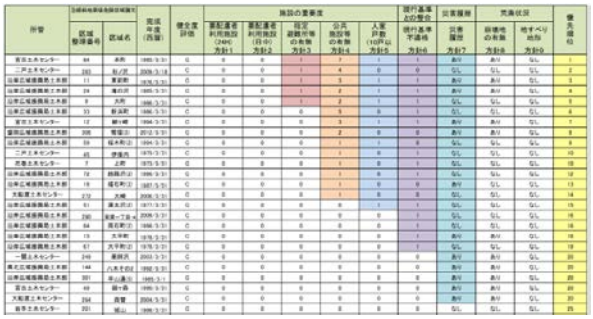
4．2　岩手県における優先度評価手法

岩手県では、保全対象への影響度が高い優先順位評価項目を優位に扱い対策順序を明確化する段階的優先度評価法を採用した。この方法は優先順位評価項目に重要度を設定し、重要度の高い優先順位評価項目に該当する施設から順に対策し、対策完了後に次の優先順位評価項目に移行する段階的整備手法である。

ここで、4.1 に記載されている優先順位評価項目のうち、①は優先度検討自体が健全度 C を対象とするため、③は施設が保全対象に隣接しているため、⑥は保全対象を守る観点からコストを考慮することが対策の優先順位を決定する上では好ましくないため、優先順位評価項目から外すこととした。よって優先度評価項目は②、④、⑤とし、保全対象への影響度が高いと考えられる順番（④＞⑤＞②）に対策順序を設定した。④では重要性の高い保全対象として要配慮者利用施設＞避難所・防災拠点＞公共的建物＞人家 10 戸以上を対策順序に挙げた。

その結果、表 3 に示す対策の優先順位を設定した。

表 3　対策優先度評価結果



5．終わりに

岩手県では今後点検結果をデータベース化し、変状規模や周辺状況等の情報を蓄積しながら、効果的かつ効率的な維持管理を実施していく。

P-128

SAR 強度画像の観測条件が土砂移動範囲の判読精度に及ぼす影響に関する一考察

国土技術政策総合研究所　　野呂智之，野村康裕，鈴木大和，山下久美子※
株式会社　パスコ　○杉本惇，柴山卓史，鵜殿俊昭，小俣雅志，濱口祥輝
※現：国際航業株式会社

1.　はじめに

災害発生時の迅速な状況把握のために昼夜や天候を問わず観測可能な合成開口レーダ（以下，「SAR」という）が有用であることは平成 23 年紀伊半島大水害 [1]の事例等から明らかとなっている。

SAR 画像の視認性は,電波照射方向により異なることが指摘されている [2]。また,平成 29 年 7 月九州北部豪雨の事例における 2 時期 SAR 強度画像判読精度の検討では,電波照射方向や局所入射角により判読精度が異なることが明らか [3]となった（「2 時期 SAR 強度画像」を以下「2 時期画像」と略す）。ただし,九州北部豪雨の 1 事例の検証結果であり他の災害事例や観測条件による検討はなされていない。

そこで本研究では,平成 29 年 7 月九州北部豪雨に加え,平成 30 年 7 月豪雨により広島県呉市・坂町で発生した土砂移動範囲を対象に,2 時期画像の観測条件が土砂移動範囲の判読精度に及ぼす影響について検討した。

2.　検討方法

2.1. 使用する SAR 画像

判読精度の評価に用いる SAR 画像は,ALOS-2/PALSAR-2 により災害前後に観測された HH 偏波 SAR 強度画像とし,赤のバンドに災害前,緑・青のバンドに災害後の画像を当てはめカラー合成した。

本研究の判読の対象は表－1 に示す 3 ペアとし,判読結果はポリゴンデータ（以下,判読ポリゴン）として整理した。なお判読作業は既存の判読チェックリスト [4]のチェック項目に沿って実施した。

表－1　SAR 画像観測諸元

判読ペア名	観測日	オフナディア角	軌道方向	観測方向
ペア1 平成29年九州北部豪雨 （福岡県朝倉市周辺）	2017/7/7	29.1°	南行	左
	2016/4/29			
ペア2 平成30年7月豪雨 （広島県呉市・坂町周辺）	2018/7/21	32.8°	北行	右
	2018/3/17			
ペア3 平成30年7月豪雨 （広島県呉市・坂町周辺）	2018/7/8	48.4°	南行	右
	2015/4/19			

2.2. 判読精度の評価方法

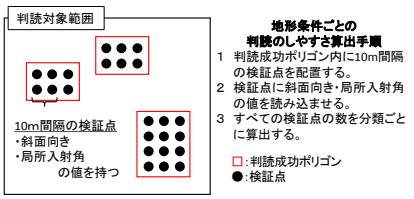
判読精度の評価を行うため以下の 2 つの指標を用いた。なお,本研究では判読した土砂移動範囲のうち,崩壊に着目して検討を行うこととした。

●判読成功率と見逃し率

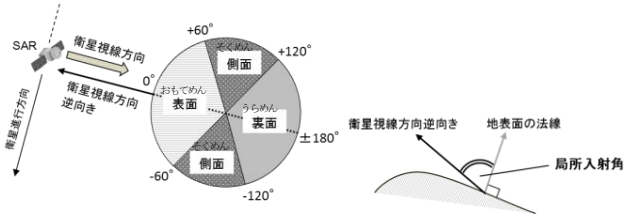
判読ポリゴンが実際の土砂移動範囲を正しく抽出できた割合である「判読成功率」と,実際の土砂移動範囲のうち判読できなかった割合を「見逃し率」として算出した。

●地形条件による判読のしやすさ

判読のしやすい地形条件,特に斜面向きや局所入射角ごとの判読のしやすさを図－1 に示す方法で算出した。また,斜面向きと局所入射角の概念図を図－2 に示す。ここでは,斜面向きは表面,側面,裏面の 3 区分とし,局所入射角は 45° を基準として,局所入射角小・大の 2 区分とした。



図－1　地形条件による判読のしやすさ算出方法



図－2　斜面向き（左）と局所入射角（右）の概念図（山下ら（2019）を一部引用）

3.　検討結果

3.1. 判読成功率と見逃し率

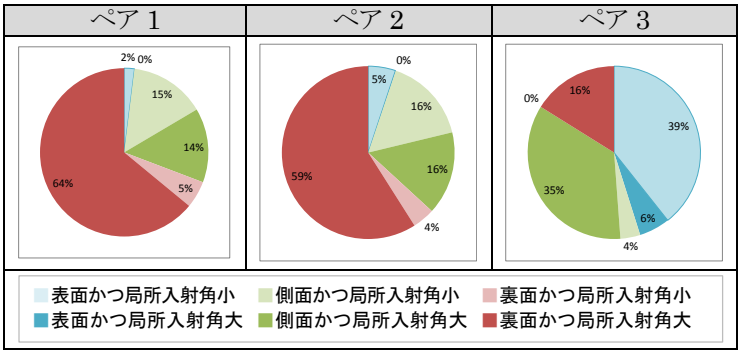
3 ペアにおける崩壊の判読成功率・見逃し率を表－2 に示した。どのペアでも判読した箇所の 7 割以上は実際の土砂移動範囲であった。ただし,見逃し率はいずれのペアでも 80%～90%以上となっており,実際の土砂移動範囲のうち,8 割以上を見逃してしまっている。また,ペア 1 の対象範囲では森林伐採が多く確認（23 箇所）でき,それらの植生変化を 2 時期画像で誤判読してしまっている。

表－2　各ペアにおける判読ポリゴン数と判読成功率

判読ペア	ペア 1	ペア 2	ペア 3
判読ポリゴン数	289	277	217
判読成功数	210	272	205
判読成功率	**72.7%**	**98.2%**	**94.5%**
見逃し率	**93.6%**	**79.8%**	**82.9%**

3.2. 地形条件による判読のしやすさ

判読のしやすい地形条件を明らかにするため,判読できた地形条件の割合を円グラフで示した（図－3）。ペア 1 とペア 2 では「裏面かつ局所入射角大」の割合が多く,表面ではほとんど判読できていないことが読み取れる。一方,ペア 3 ではペア 1,2 とは異なり,「表面かつ局所入射角小」や「側面かつ局所入射角大」の割合がペア 1,2 と比較して多くなることが確認できる。すなわち,ペア 1,2 では「裏面かつ局所入射角大」,ペア 3 では「表面かつ局所



図－3　各ペアにおける判読しやすさの算出結果

入射角小」となる斜面で発生した崩壊が判読しやすかったと言える。

4. 考察

4.1. 判読成功率と見逃し率

既存のチェックリスト [4]を用いた判読作業においては判読成功率が高いことが示された。一方で,見逃し率はどのペアでも 8 割以上であった。中でもペア 1 では見逃し率が高い値を示した。これは対象とした災害である平成 29 年 7 月九州北部豪雨では規模の小さい土砂移動が多かったため、見逃し率が高かったと考えられる。また,既往検討 [3]では面積ごとに見逃し率が変化することを指摘していることから,災害事例による差異が大きいと考えられる。

以上から,2 時期画像を用いた判読はすべての土砂移動範囲を判読することはできないが,判読した箇所の判読成功率は高いことが示唆された。

判読箇所を優先的に現地調査やヘリ調査を行う等,迅速かつ広域の土砂移動範囲を把握することに寄与すると考えられる。ただし,森林伐採の誤判読が多いことから,森林伐採と土砂移動の違いを見分ける手法を検討する必要がある。

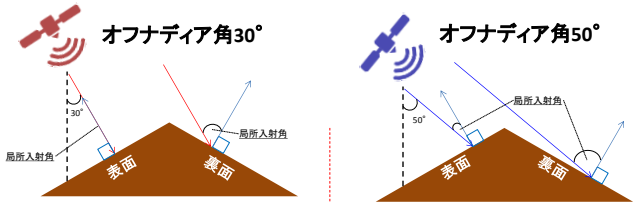
4.2. 観測条件と判読しやすさとの関係

2 時期画像の判読精度は,地形条件によって以下のように異なることが明らかとなっている [3]。①斜面向きが表面で判読精度が低く,裏面や側面で精度が高くなる。②局所入射角が大きい斜面の方が判読精度は高くなる。

ペア 1,2 の判読のしやすさの結果は既往検討 [3]と調和的であったが,ペア 3 では異なる傾向を示した。ペア 1,2 とペア 3 の大きな違いはオフナディア角であり,前者では約 30°,後者では約 50° であった（表−1)。オフナディア角（図−4）が異なると判読できる地形条件が異なる可能性が示唆された。

ペア 1,2 のようにオフナディア角がおおむね 30° の場合（図−5 b）,表面の斜面はレーダ座標の画像上はフォアショートニングにより縮んだようにみえるため判読しづらくなる。一方,裏面の斜面は引き伸ばされるため実際の大きさより大きくみえることから判読しやすくなる。ペア 3 のようにオフナディア角が 50° と相対的に大きな場合は（図−5 c）,表面の斜面においてもフォアショートニングによる縮みの影響が小さいことから判読しやすく,反対に裏面の斜面は局所入射角が大きいため,後方散乱が小さくなったり,レーダシャドウとなったりするため判読しづらくなったと考えられる。

実際の災害時には迅速な状況把握という観点から,判読しやすいオフナディア角を選んで使用することは困難である。したがって,災害直後に観測されたオフナディア角で判読作業を行う必要がある。オフナディア角に応じて判読しやすい地形条件が異なることに留意し,判読作業を行う必要があると考えられる。



図−4 オフナディア角の概念図

5. まとめ

本研究では,2 時期画像の観測条件が土砂移動範囲の判読精度に及ぼす影響について異なる 3 ペアの事例を用いて検討した結果,以下のことが判明した。

(1) 2 時期画像を用いた判読はどの観測条件でも,判読した箇所の判読成功率は高かった。判読箇所を優先的に現地調査やヘリ調査を行う等,迅速かつ広域の土砂移動範囲を把握することに寄与すると考えられる。ただし,森林伐採の多い地域では誤判読が多い傾向があり,留意が必要である。

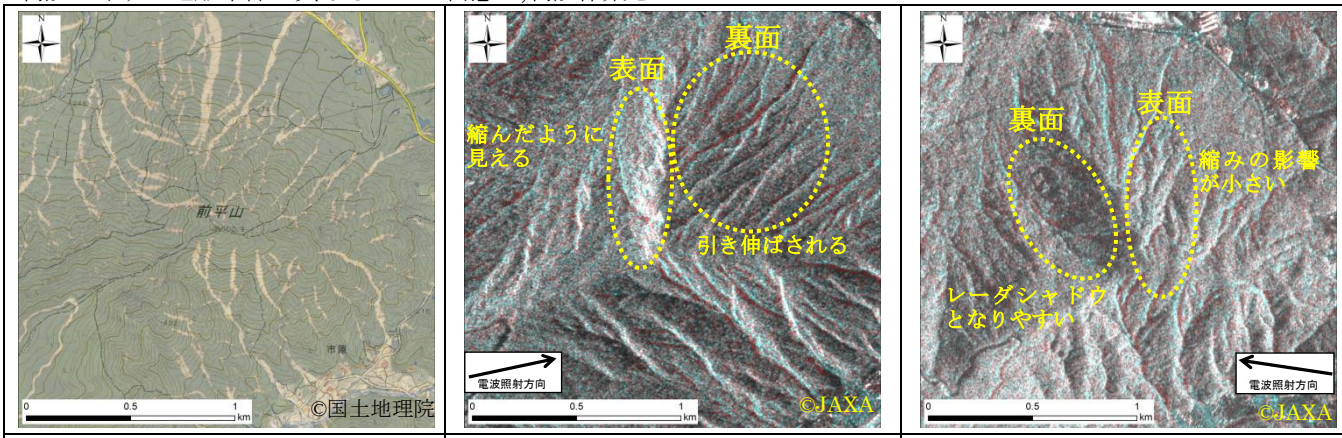
(2) 判読のしやすさは,地形条件のみによって決まるのではなく,斜面傾斜角（ないし地表面の法線）とオフナディア角の関係,すなわち局所入射角の大小によって異なるということが判明したが,実際の災害時に判読結果を利用する際は,判読しにくい地形条件の範囲では見逃しが生じる可能性に留意する必要がある。今回の事例においては,局所入射角が表面で小さく,裏面で大きな場合において判読しやすい結果となった。判読に適した局所入射角の具体的な値のレンジについてはさらに確認する必要があるものの,判読作業の効率化のため,判読しやすい条件の場所から先に判読作業を行うことも有効であると考えられる。さらに,今後の課題として,森林伐採の誤判読を低減すること,また判読条件を反映することが求められる。

【謝辞】

判読に用いた ALOS-2/PALSAR-2 データは,国立研究開発法人宇宙航空研究開発機構より提供頂きました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

1) 林ら（2013）: 紀伊半島台風 12 号災害を事例とした人工衛星高分解能 SAR 画像の判読による河道閉塞箇所探索手法の確立, 砂防学会誌, 66(3), p.32-39
2) 林ら（2012）: 高分解能 SAR 衛星画像を用いた台風 12 号災害での河道閉塞箇所の推定, 平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集, p.186-187
3) 山下ら（2019）: 二時期 SAR 強度画像を用いた土砂移動箇所判読精度の検証−平成 29 年 7 月九州北部豪雨−, 砂防学会誌, vol.71, No.6, p.21-27
4) 杉本ら（2018）: 災害前後に観測された単偏波 SAR 画像による土砂移動範囲の判読チェックリストの作成−九州北部豪雨の事例−, 平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, p.737-738



(a)災害後空中写真と地形図 | b)ペア 2（オフナディア角 32.8）の事例 | c)ペア 3（オフナディア角 48.4°）の事例

図−5 オフナディア角による 2 時期画像の見え方の違い

P-129

人工知能等の IT 技術を活用した砂防関係施設における維持管理の高度化

○星本　真秀，原田　紹臣，岩崎　貴志（三井共同建設コンサルタント株式会社）
川島　康史，越　　康，坂下　　江（JIP テクノサイエンス株式会社）
堀口　礼顕（アジア航測株式会社）
水山　高久（京都大学名誉教授）

1. はじめに

近年，砂防関係施設においても日常的な維持管理が求められ，砂防関係施設における長寿命化計画策定の流れ（**図-1**）が示された．**図-1** に示されるとおり，定期的な施設点検を通じて点検要領 [1]で規定された各施設の部位における変状レベル（a, b, c）を把握し，各施設の健全度（A，B，C）や対策優先度について総合的に検討することとなった．その際，砂防関係施設は他分野の施設と異なり，施設の老朽化や変状が直接的に土砂災害の発生原因等に影響を与えるため，それらの部位単位における変状の評価については留意する必要がある．これまで，筆者はこれらの課題に対応するため，欧州における維持管理手法を参考に，多工種の施設を一元的に評価可能な定量的な施設の健全度に関する評価指標等に関する評価指標を提案 [2]しており，これまで多くの国内における砂防関係施設を対象に議論してきた．一方，近年の砂防分野においては，IT（AI：人工知能，ICT）技術や，小型ドローン等の活用による施設点検や除石等の維持管理における効率化が期待されている．

本稿では，筆者らの提案する定量化された評価指標 [2]を基本とし，一般的に普及している高機能な携帯情報端末機（タブレット型パソコン）による点検の効率化を図った砂防関係施設の維持管理支援システム（**図-2**）や，CIM 運用により構築された地形情報と小型ドローンを活用した効率的な除石管理における生産性の向上等について提案する．

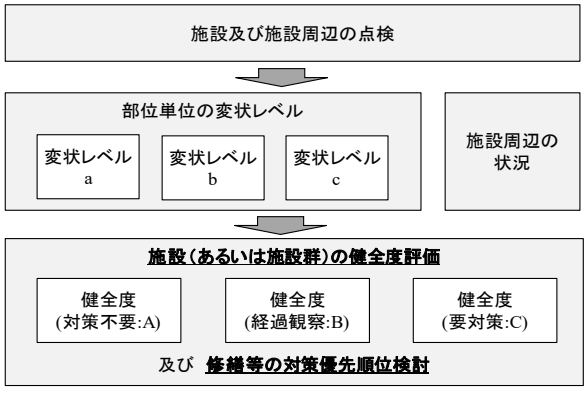


図-1　砂防関係施設の維持管理（長寿命化）計画の流れ [1]

2. 老朽化した砂防関係施設の定量的な健全度評価手法

学識経験者，施設管理者ならびにエンジニアら複数の熟年技術者によって回答された評価結果を対象に分析した部位毎の，それぞれにおける変状レベルの評価値（重み係数）の一例を**表-1** に示す．**表-1** に示される定量的な評価指標を用いることにより，点検者は点検要領 [1]に準じて部位単位の変状レベルを評価するだけで，施設の健全度が自動的に評価されるとともに，これまで課題であった点検者間の健全度評価における整合を図ることが可能となる [2]．

ここで，更なる機能拡張提案として，既往研究 [2] において提案している一般的な評価指標の更なる高度化（例えば，地域特性との整合や補正）を目的に，後述する点検時において使用するシステムやデータベース等で蓄積された膨大な点検結果（例えば，点検技術者の見解）を対象に収集・分析して，これらの評価指標を自動的に補正させていく人工知能を搭載させたマネジメント・システム（**図-2**）を提案している．



図-2　今回提案する砂防関係施設の維持管理支援システム（砂助（さすけ））

表-1　砂防関係施設の健全度評価における評価値の一例 [2]

部　位 [1]		変状レベル（概要）[1]	評価値 V_d
本堤 副堤 床固工 垂直壁	天端摩耗	鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度未満）：**b**	32
		鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度以上）：**c**	49
	ひび割れ	水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 未満）：**b**	50
		水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 以上）：**c**	83
	洗掘	基礎部の洗掘（堰堤基礎面に未到達）：**b**	54
		基礎部の洗掘（堰堤基礎面に到達）：**c**	89

3, IT 技術や小型ドローン等を活用した砂防関係施設の維持管理における効率化

(1)携帯情報端末機を活用した施設点検時における効率化

近年の携帯情報端末機（タブレット）を活用した維持管理に関する一連の施設点検や長寿命化計画策定を支援するシステムを提案する（図-3）．図-3 に示されるとおり，システムは点検時に必要なタブレット（点検入力システム）と，砂防関係施設の台帳作成や健全度評価に必要な自動計算機（パソコン；データベース，施設台帳，健全度評価支援システムの統合システム等）により構成されている．

システム運用に際して，先ず，点検者はデータベースに保存された対象となる各施設の基本情報や既往点検結果をタブレットに移行させる．そして，既往情報等を保存させた点検入力システムにより，現地にて点検結果（現地状況写真，部位における変状レベル等）を記録する（表-2）．そして，点検入力システムに蓄積された点検結果を施設台帳システムへ反映して，データベースを更新させる．さらに，それらの結果を用いて，健全度評価支援システムにより健全度等を自動的に評価する．最終的に，一般的な表計算ソフト（MS-Excel）型式の点検調書，施設台帳等を一括的に出力させることが可能である．また，更なる拡張として，ライフサイクルコストの算出も可能である．

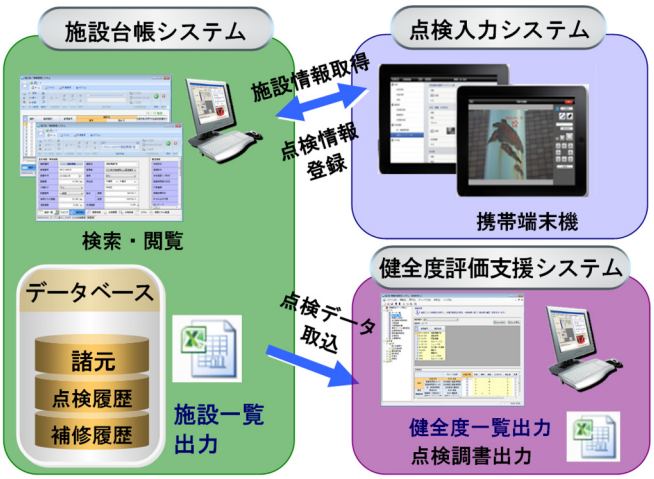


図-3 提案する砂防関係施設の維持管理に関するシステムの概要

表-2 提案する現地点検入力システムの機能

機 能	説 明
既存資料の閲覧機能	点検要領や既往点検結果等を情報端末機に保存しておくことにより、現地にて簡易に情報の確認が可能
位置情報機能	情報端末機の搭載機能である位置情報(GPS)機能により、容易な現地までのアクセスや点検路の記録も可能
写真撮影機能	情報端末機に表示される前回の点検写真を確認しながら撮影及び登録していくため、撮影不備や忘却の防止が可能 さらに、GPS により、自動写真位置図の作成が可能
情報入力機能	表記(a,b,c)や記事については、定型文の事前登録により選択式を採用、特記加筆は文字入力や音声入力が可能

(2)小型ドローンを活用した砂防堰堤での除石管理の効率化

近年，課題となっている砂防堰堤の除石管理に関して，堰堤上流の堆砂状況（地形情報）を効率的に精度良く把握することが求められる．そこで，本システムでは，CIM運用等により初期値として構築された3次元地形情報を基に，一般的なドローン空撮機（図-4）等により把握された地形情報との差分（図-5）より，効率的かつ安全に堆砂状況の把握が可能である．なお，地形情報の分析や解析に際しては，専用のGISソフトは不要であり，本システムのみで簡易的に実施できるように工夫している．今後，これらの地形情報を用いた除石工事におけるICT技術の適用も可能となり，建設現場における生産性や安全性の向上が期待される．



図-4 一般的な小型ドローンの概要と砂防堰堤における堆砂状況

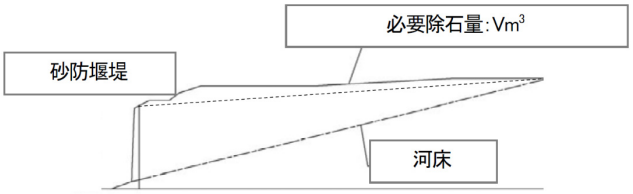


図-5 砂防堰堤における堆砂状況の把握に関する概要（縦断図）

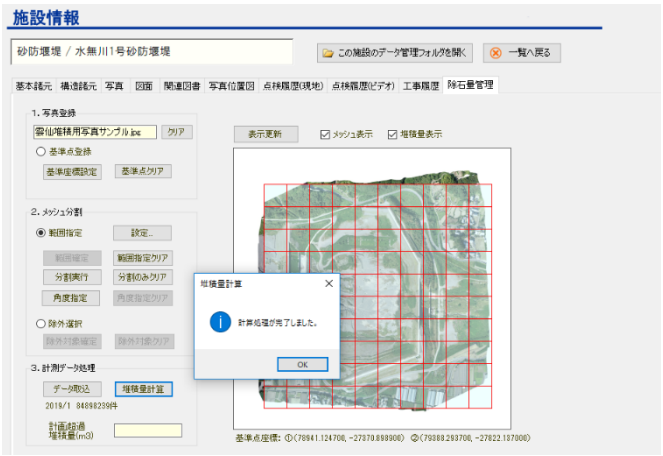


図-6 本システムによる地形情報を用いた除石管理計画の策定支援

参考文献

1) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設点検要領(案)，2014.

2) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：老朽化した砂防関係施設の健全度及び対策優先度に関する定量的な評価手法の提案，河川技術論文集，Vol.21，pp.183-188，2015.

P-130

UAV を用いた 3 次元モデル化による大規模崩壊地把握
-大西山崩壊地での試み-

国土交通省中部地方整備局天竜川上流河川事務所　矢澤 聖一，岡村 修，山根 宏之※
玉野総合コンサルタント株式会社　○黒岩 剛史，町野 嘉則，岡田 征太朗
日本工営株式会社　松本 定一
※現：国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所

1. はじめに

近年，比較的安価な UAV 及び SfM 解析ソフトが普及しており，災害時においても活用が期待されている．しかし，広域かつ対象地の高低差が大きい大規模崩壊地では，通常の上空からの撮影や比高差を考慮した段撮が UAV の飛行高度（対地高度）や立ち入りの制約により困難な場合が多い（図 1 参照）．一方，災害時は TEC－FORCE 隊員や協定を結んだ業者など，複数の人員が安全かつ容易に実施できる手法でなければ迅速な現状把握にはつながらない．そのため，UAV の飛行制約に左右されない比較的容易な撮影手法により大規模崩壊地の 3 次元モデルを作成し，現地の状況を把握する仕組みが必要である．

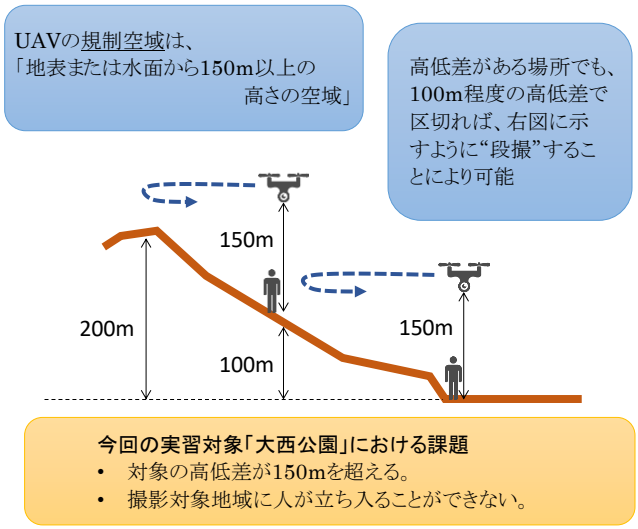


図 1　大規模崩壊地での撮影の課題

2. UAV を用いた大規模崩壊地の計測

天竜川上流河川事務所では，災害時の画像・映像データの共有訓練において、大西山崩壊地を対象に汎用的な UAV と SfM 解析ソフトを用いた 2 種類(垂直フライト、斜めフライト)の撮影方法による UAV 飛行及び 3 次元計測と、現場・支部・本部での三次元モデルを活用した情報共有の検証を行った．

表 1　実験概要

①	日時	平成 30 年 11 月 16 日（金）
②	場所	大西公園(大西山崩壊斜面)（図 2 参照）
③	使用機器	Phantom4
④	SfM 解析ソフト	Pix4D Mapper（クラウド）



図 2　対象地区

2.1 垂直フライトによる 3 次元モデル化

【撮影方法】

対象の前面から以下の要領で撮影を行う．

①サイドラップ率 60%を意識し，対象と平行に横へスライドしながら撮影ポイントを設定．

②垂直に飛行させ、垂直ラップ率 90%を意識しながら，高さ方向に何点か撮影を実施．

③撮影した写真を用いて SfM 解析ソフトにより 3 次元モデルを作成．

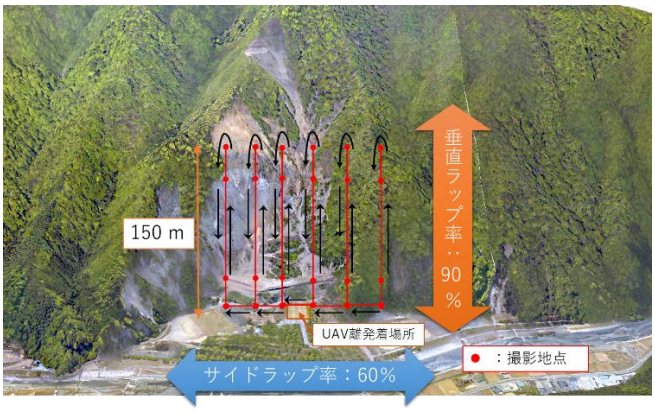


図 3　垂直フライトイメージ

2.2 斜めフライトによる 3 次元モデル化

【撮影方法】

垂直フライトにて作成した 3 次元モデルを用いて，傾斜に沿って斜めに飛行し，動画撮影を行う．

①通常の空撮と同様に計画した撮影コースにおいて対地高度が 150m以下になるよう起終点の高度を設定.
②斜めに飛行させ，動画を撮影.
③撮影した動画分割し，垂直フライトにて作成した 3 次元モデルを用いて SfM 解析ソフトにて任意点を標定し，3 次元モデルを作成.

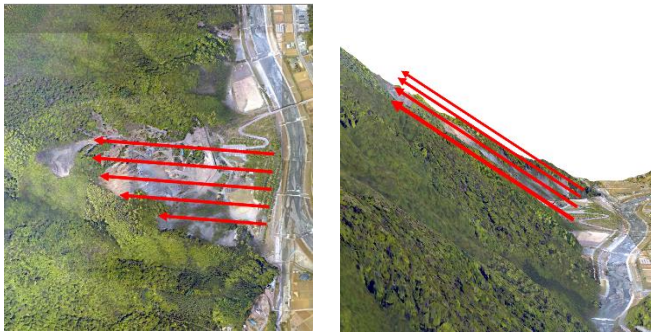


図４　斜めフライトイメージ

3. 計測結果の評価

2 種類の撮影方法により得られた 3 次元モデルを比較した．また，100m 四方に 1 点の間隔で選定した任意の検証点（図 5, 6）について、作成した 3 次元モデルから得られたと LP データとを比較した.

・斜めフライトと比較して垂直フライトの方が, 広がりや奥行のある 3 次元モデルが作成できた.
・垂直フライトによる 3 次元モデルは，撮影距離が遠くなる標高が高い位置（検証点 12～16）での誤差が大きく, 最大で 6m以上の誤差が生じたが，16 点の平均誤差は 2m以内であった（表２）.
・斜めフライトによる 3 次元モデルは，標定点の位置精度に依存するため，現地状況がわからない災害時での精度向上は難しい.
・断面図（図 7-①）では，LP 計測時との変状を確認することができた.
・断面図（図 7-②）で，傾斜角度が小さい箇所において垂直フライト結果は誤差があることが確認できた.

表２　検証点の誤差

検証点	垂直フライトによる 3次元モデルとLPとの比較			斜めフライトによる 3次元モデルとLPとの比較		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
1	−3.06	0.00	−4.48	−2.24	0.40	−4.67
2	−2.16	−0.35	−3.60	−1.88	0.49	−3.33
3	−1.16	1.32	−4.60	−0.17	0.83	−4.15
4	−0.37	−0.25	−1.06	−0.87	0.37	−0.90
5	0.17	0.00	−0.30	−1.16	−0.17	−0.42
6	5.28	−0.66	−13.08	4.84	−0.66	−12.04
7	0.50	−0.12	−5.18	−0.74	0.25	−4.77
8	4.79	0.83	−6.03	2.48	0.99	1.34
9	−1.65	−0.17	−4.72	−2.15	−0.99	−0.25
10	0.46	2.14	−8.55	0.46	1.39	−11.84
11	0.74	2.23	−1.78	0.12	1.24	−2.25
12	2.10	3.10	9.13	0.99	1.11	10.73
13	2.97	3.14	−8.31	3.80	0.66	−0.35
14	4.46	2.31	−2.33	4.79	0.17	1.03
15	2.72	2.23	−2.11	1.36	−0.25	1.20
16	6.31	0.62	0.74	6.93	−2.35	5.32
平均値	1.38	1.02	−3.52	1.04	0.22	−1.58
平均二乗誤差	3.07	1.63	5.87	2.89	0.95	5.66

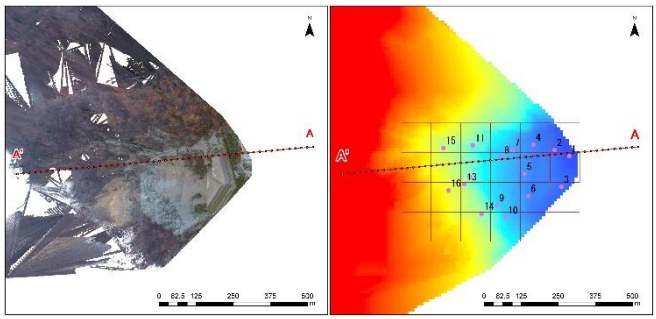


図５　垂直フライト結果（左：オルソ, 右：標高図）

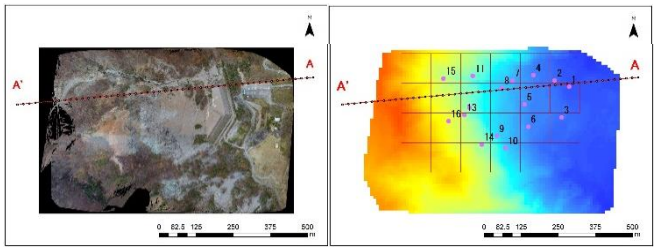


図６　斜めフライト結果（左：オルソ, 右：標高図）

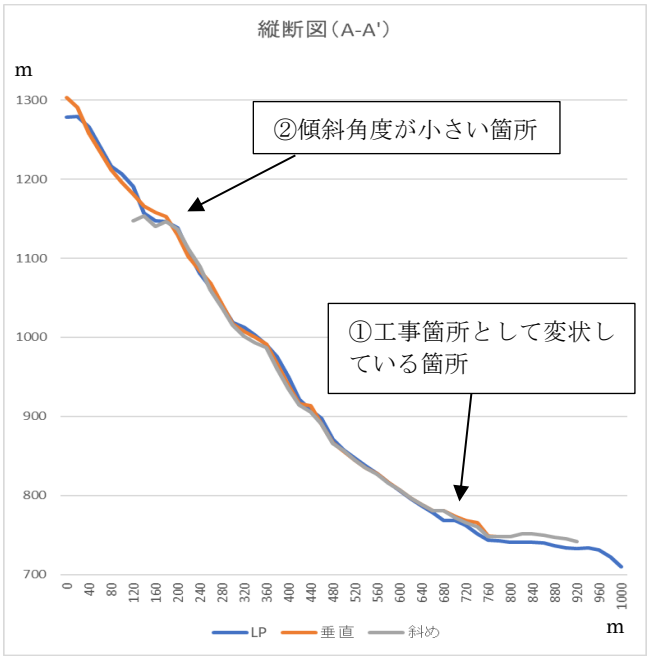


図７　縦断図

4. まとめ（今後の課題）

・垂直フライトは安全かつ直感的に飛行及び撮影することができるため，緊急時における現場状況報告（速報）において位置精度も含め有用であると考える.
・斜めフライトは，高度の飛行設定が必要となるが，動画から位置情報を含む画像を抽出する技術を活用することでより容易に 3 次元モデル化が可能になるとともに精度向上を望める可能性がある.
・作成した三次元モデルは，クラウドサーバを経由して支部・本部に大規模崩壊地の距離・標高等の詳細情報が共有でき、災害対応や情報提供における有効性が確認できた.

P-131

SAR 干渉画像を用いた崩壊危険斜面抽出手法とその適用範囲について

和歌山県土砂災害啓発センター　○﨑山朋紀・榎原伴樹・坂口武弘
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴・木下篤彦
国際航業株式会社　江川真史・佐藤匠・久保毅
国土交通省国土技術政策総合研究所　鈴木大和・山下久美子※
※現　国際航業株式会社

1. はじめに

平成 23 年紀伊半島大水害では，和歌山県内をはじめ奈良県，三重県などで大規模な崩壊が発生し，被害が出ている [1]．これらの被害を軽減するには，事前に崩壊危険箇所を把握しておくことが重要である．崩壊危険箇所抽出技術として，現在，レーザプロファイラによる地形判読 [2]や空中電磁探査による地下情報把握技術 [3]などが検討されている．これらは高精度に危険箇所が把握できるメリットはあるものの，コストが高いことと調査を実施できる時期が限られているというデメリットがある．これらを補う技術として，干渉 SAR 解析が挙げられる．干渉 SAR は，人工衛星から地表の同一の場所に対して 2 回の SAR（合成開口レーダー）観測を実施し，それらを干渉させて得た位相の差から地表変動を推定する技術である [4]．この技術は安価であることと定期的に広域な衛星画像が得られるというメリットがある．これまで，干渉 SAR 解析で斜面変動を捉えた研究は多くあるが [5-7]，レーザプロファイラなど他の面的に斜面変動を捉えた結果と比較し，それぞれの精度を検証した事例は少ない．

本研究では，干渉 SAR 解析結果を用いた斜面変動把握を行い，また他のリモートセンシング技術や現地調査と比較を行うことで，その適用範囲を明らかにし，今後の広域モニタリング手法の検討に役立てることを目的とする．

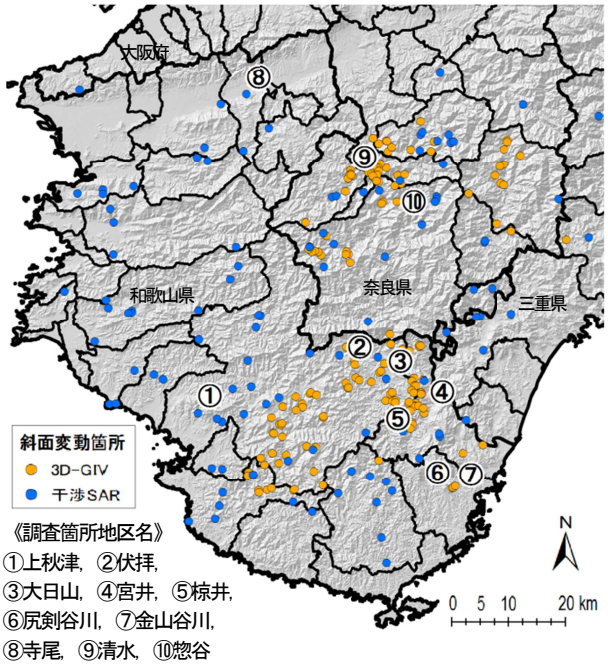


図-1　現地調査実施箇所位置図．

2. 調査方法

まず，国土地理院の干渉 SAR 解析結果（地理院 SAR マップ，2014～2018 年 までの ALOS-2 取得データによる解析結果，高分解モード，北行軌道 26 ペア・南行軌道 28 ペア）を用い，次の判断基準に従って斜面変動を抽出した．①斜面単位に相当する局所的な干渉縞が確認できる．②干渉縞の分布範囲が斜面変動を引き起こす地形として整合的である．③複数時期で干渉縞が確認できる．④電波照射方向と斜面変動方向に矛盾がない．⑤衛星画像等で人為的な地形改変が認められない．次に，干渉 SAR の抽出結果と対比するため，既往の航空レーザ測量成果を用い地形変動解析（3D-GIV 解析）を行い，斜面変動箇所を抽出した．

以上の結果から，変動規模，現地へのアクセスを考慮し，10 箇所を選定し現地調査を行った（図-1）．現地調査では，航空レーザ計測データを用いた微地形判読を併用し，斜面上に現れる変状を目視で確認した．また，GNSS 観測を行い，干渉 SAR 及び 3D-GIV 解析の結果と対比した．

3. 調査結果と考察

干渉 SAR 解析結果より 116 箇所（うち 26 箇所で複数ペア）の斜面変動を抽出した．また，3D-GIV 解析により 141 の斜面変動を抽出した．現地調査を実施した 10 地区の調査結果は以下のとおりである．

3. 1. 和歌山県田辺市・上秋津地区

この地区では，2014～2018 年までの干渉 SAR 解析結果から，7 ペアで斜面変動を示すと考えられる干渉縞を確認した．2016 年 6 月 20 日と 2017 年 6 月 5 の解析ペアでは，干渉縞の色調階から，最大で電波照射方向に 8cm 程度の斜面変動が読み取れた．対象斜面は，全幅 650m程度，全長 500m程度の地すべり斜面であり，現地調査では，頭部付近の旧農道舗装等の変状，南側端部の表層崩壊など顕著な変状が認められ，それらは SAR 干渉画像から読み取れる変動範囲と概ね整合していた．また， GNSS 基準点測量により 2013 年 3 月 5 日から 2019 年 1 月 22・23 日の変位量を算出した結果，変位が最も大きい観測点で東方向に累積 0.502m（約 8.5cm/年）であり，その変動の傾向は干渉 SAR 解析結果と概ね一致していた．

3. 2. 和歌山県新宮市熊野川町・宮井地区

2015 年以降 2018 年までの干渉 SAR 解析結果から，5 ペアで斜面変動を示すと考えられる干渉縞を確認した．干渉縞の色調階から，最大で電波照射方向に 8cm 程度の斜面変動が読み取れた（図-2）．一方，3D-GIV 解析では 2013～2017 年の 4 年間で最大 1.5m程度の地形変動を示す纏まったベクトル群が検出された（図-3）．ベクトル群は，変動の方向・範囲が SAR 干渉画像から読み取れるものと概ね整合していることから，干渉 SAR の抽出結果を裏付けるものと考えられる．なお，現地調査の対象箇所のうち，同一斜面を両手法で同時に検出できた事例は 1 箇所のみであった．

この斜面では治山事業による GNSS 基準点測量の実績があり，2014 年 11 月と 2017 年 10 月の計測結果から，変位が最も大きい P-8 で北東方向に累積 0.241m（約 8.2cm/年）であった．一方干渉 SAR 解析では電波照射方向（東方向）に約 8cm/年であり，両者の変動の傾向は概ね一致していた．

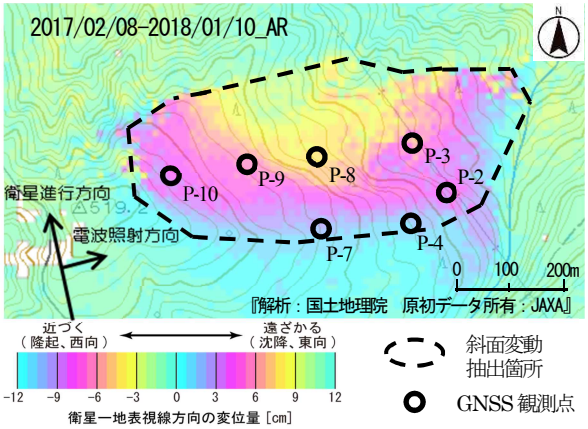


図-2　SAR 干渉画像（宮井地区）．国土地理院の SAR 干渉画像 2017/02/08-2018/01/10_AR を加工して著者が作成.

3. 3. 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町井関・金山谷川地区

3D-GIV 解析から 2012～2017 年の 5 年間で最大 1.5m程度の変動を示す纏まった南向きのベクトル群が検出された．対象斜面は，全幅 70m程度，全長 100m 程度の地すべりブロックであり，現地調査では，明瞭な滑落崖，開口亀裂や倒木など多数の変状が認められ，それらの範囲及び方向は 3D-GIV 解析の結果と概ね整合していた.

3. 4. その他

その他，上記 3 地区を含む現地調査結果の概要を**表-1** に示す.

干渉 SAR で抽出した大日山地区を除く 4 地区で，斜面変動の痕跡が確認された．これらの痕跡は，発生した時期は不明だが，画像から読み取れる変動範囲と概ね整合していた．4 地区のうち斜面変動の規模が最も小さい伏拝地区で，その規模は概ね 200m × 200m であった．大日山地区では，画像から読み取れる変動は 3cm 程度の微小なものであったことから，変動があったにもかかわらず，痕跡を確認できなかった可能性がある．一方，3D- GIV 解析では，抽出した 6 地区すべてで，顕著な斜面変動の痕跡を確認できた.

干渉 SAR で抽出できたが 3D-GIV 解析で抽出できなかった事例が 2 地区あった．これらについては，3D-GIV 解析で検出できる斜面変状は水平変位量数 10cm 以上であり，精度の違いによるものと考えられる.

3D-GIV 解析で抽出できたが干渉 SAR で抽出できなかった事例が 5 地区あった．これらの地区では変位量数 10cm 以上の斜面変動が検知されたにもかかわらず干渉 SAR で抽出できなかった理由として，以下の可能性が考えられる.

- 両手法の観測期間に多少のずれがあることから，干渉 SAR 解析ペアの期間内に動きがなかった.
- 大気中に含まれる水蒸気の影響などによると考えられるノイズが多数の解析ペアで確認されたことから，ノイズにより斜面変動を検出できなかった.
- ALOS-2 の干渉 SAR では，人工衛星からマイクロ波を横斜め方向（東西方向）に照射しその反射波の位相を受信するという観測の原理上，南・北向きの斜面では，地すべりの変動方向が衛星への視線方向と直交する方向であり斜面変動の距離に対して感度が悪くなり検出できなかった.
- 斜面変動領域が検出可能なサイズを下回っていた.

4. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す.

- SAR 干渉画像から 8cm 程度までの斜面変動が抽出できた.

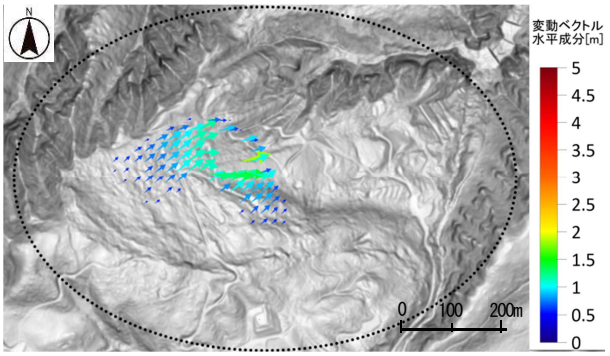


図-3　3D-GIV 解析結果（宮井地区）．2013 年から 2017 年の解析ペア.

表-1　調査結果一覧．※の地区は GNSS 測量も合わせて実施している.

NO	地区名	変位の有無		現地変状の有無	斜面変動推定規模（m）	斜面傾斜方向
		SAR干渉画像判読	3D-GIV解析			
1	上秋津※	○		○	幅W650 長さL500	東
2	伏拝	○	×	○	W200 L200	北西
3	大日山	○	×	×	W400 L400	東
4	宮井※	○	○	○	W330 L800	北東
5	椋井	×	○	○	W400 L500	東
6	尻剣谷川	×	○	○	W100 L100	北東
7	金山谷川	×	○	○	W70 L100	南
8	寺尾	○		○	W270 L400	北
9	清水	×	○	○	W110 L350	東
10	惣谷	×	○	○	W600 L800	北

- SAR 干渉画像により概ね 200m×200m 以上の広さの斜面変動が抽出できた.
- 干渉 SAR を用いて崩壊危険斜面を抽出する手法は有効である．一方で干渉 SAR だけに依存した斜面変動モニタリングは斜面変動を見逃す可能性がある.

以上より，干渉 SAR を用いて斜面変動を把握する場合には，その特徴を把握した上で場面に応じ，他のモニタリング手法とうまく組み合わせる必要があることを確認した.

参考文献

1) 松村ら：2011 年 9 月台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.64，No.5，pp.43-53，2012. 2) 花岡ら：航空レーザ計測データを用いた地表面変位量把握の事例と課題 －最上川水系立谷沢川流域　濁沢川池ノ台地区における事例－，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.A-136-137，2013. 3) 木下ら：平成 23 年大雨台風 12 号により紀伊半島で発生した深層崩壊周辺の広域比抵抗構造特性，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.B-356-357，2013. 4) 国土地理院：国土地理院の干渉 SAR ホームページ，http://www.gsi.go.jp/uchusokuchi/gsi_sar.html，2018. 5) 水野ら：DinSAR と航空レーザ測量と GNSS を用いた稲子岳の地すべり調査，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.511-512，2018. 6) 山中ら：全国干渉 SAR 解析による斜面変動の検出事例，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.55-60，2016. 7) 江川ら：国土監視ツールとしての L バンド SAR 干渉解析の活用について，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.B194-B195，2015.

P-132

砂防分野における UAV レーザ測量の活用検討

国土交通省　東北地方整備局　岩手河川国道事務所
パシフィックコンサルタンツ株式会社　○新子晃生　澤田悦史　北原一平
(株)計測リサーチコンサルタント　安井伸顕　西村正三

1. はじめに

国交省では近年、建設業の生産性向上のために i-Construction の取り組みが始まっている。この中で、計画・調査・設計の段階から 3 次元モデルを導入し、後工程の施工・維持管理においても一貫して情報を管理することで一連の建設生産システムの効率化・高度化を図る目的で BIM/CIM が推進されている。一方で、近年頻発する土砂災害時にも安全かつ迅速に施設設計に活用できる地形データの取得が求められている。

本報告では、砂防事業における BIM/CIM の導入と効率的な地形取得を目的とした測量機器の選定、選定機器による地形データの特徴及び取得した地形データの施設設計への適用性について報告する。

2. 測量機器の選定

施設設計に利用可能な地形データを取得できる測量機器の選定を行った。選定は、一般的な測量で使用されるトータルステーション（TS）、広域にわたり地形取得が可能な砂防 LP、近年利用が高まっている UAV レーザの 3 つの機器を対象とした。評価は、「機能評価」と「付加価値」の観点で実施した。測量機器の選定結果を表-1 に示す。

表-1　測量機器の砂防堰堤の設計における評価

	評価軸		砂防 LP	UAV レーザ	TS
機能評価	効率性	広域（10km² 以上）	○	×	×
		狭域（1km² 以下）	×	○	○
	精度		× 1/1,000	○ 1/250～1/500	○ 1/500
	樹林下の地盤取得性		○	○	○
	計測時の安全性		○	○	×
付加価値	斜面上部の危険箇所（浮石等）の計測		△ ※1	○	△ ※2
	デジタルオルソフォト		○	○	×
合計（満点 7 点）			4.5	6.0	3.5

【配点】○：1 点、△：0.5 点、×：0 点

※1：詳細形状の把握が困難、※2：斜面上部の計測が危険

上記選定の結果、優位となった UAV レーザにより地形取得を行うこととした。

また、本報告では UAV レーザの他にモバイル 3D スキャナでも地形を取得した。モバイル 3D スキャナは、既往の研究 [1] で、砂防水路工の形状を安全かつ迅速に取得可能な測量機器であることが確認されている。

3. 現地計測の概要

【地形取得日時と場所】

平成 30 年 10 月 31 日　岩手県岩手郡雫石町

【使用した測量機器の概要】

(1) UAV レーザ

- マルチコプタに小型レーザスキャナを搭載し、上空から地形データを取得する。
- 地形データの取得は、「レーザスキャナ」、「GNSS」、「IMU」の技術を用いる。
- 1 日で最大 24ha 程度の地形の取得が可能である。

(2) モバイル 3D スキャナ

- モバイル 3D スキャナを持ち歩くだけで計測が可能。
- 地形データは SLAM（Simultaneous Localization and Mapping）の技術を有するモバイル 3D スキャナ（STENCIL）を用いて、3D レーザ（LiDAR）、IMU、カメラのデータを統合処理し、自己位置を推定し自動合成を行っている。
- 計測機器の半径 20m 四方の地形の取得が可能。
- GPS 等を用いないためデータはローカル座標での取得となる。このため、公共座標等へ配置する際には別途測量や真値となるデータが必要となる。

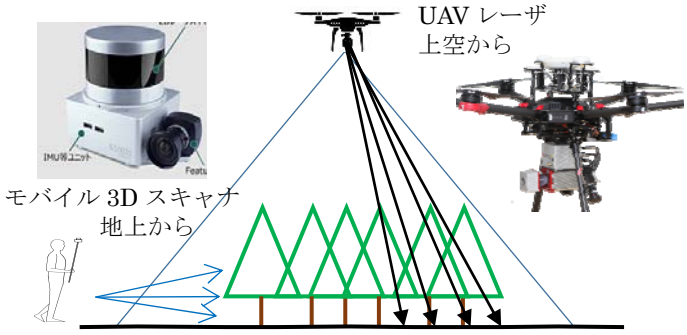


図-1　UAV レーザとモバイル 3D スキャナの計測概要

4. 取得したデータの特徴

(1) UAV レーザ

今回 UAV レーザにより取得した地形データの特徴を以下に示す。

- 取得したオリジナルデータ（図-2）をフィルタリング処理することで、樹木下の地盤状況を示す ground データを作成できる。この ground データからは、土砂の堆積状況や勾配変化点なども判断できる。
- GNSS、IMU を用いるため取得データは公共座標に配置されたデータである。
- レーザデータ取得と同時に画像を撮影するため、カラー点群を取得できる。

- 砂防 LP（高度 1000m 程度）よりも低空（高度 100m 前後）で詳細（1/250～1/500 程度）な地形データを取得することができる（図-3）。



図-2　UAV レーザで取得した点群データ



図-3　UAV レーザで取得した地形横断

(2) モバイル 3D スキャナ

今回モバイル 3D スキャナにより取得した地形データの特徴を以下に示す。

- 地上からの計測となるため、上空の UAV レーザでは取得できなかった樹木の幹が比較的明瞭に取得できることが分かる（図-4）。
- 徒歩で計測するため、意図した部分に関して 1/500 程度の精度の地形データを取得することが可能である（図-5）。



図-4　モバイル 3D スキャナで取得した点群データ



図-5　モバイル 3D スキャナで取得した地形断面

5. 砂防堰堤の施設設計への適用性

取得した地形データによる砂防施設設計の適用性を検証するために断面形状の比較を行った。比較は①既往の LP 地形図、②UAV レーザ、③モバイル 3D スキャナとした（図-6）。また、3 次元モデルによる設計を図-7 に示す。

(1) UAV レーザ

UAV レーザにより取得したデータは勾配変化点が明確に出ているのに対し、LP データは勾配変化点の間隔が大きい地形になっている。また、飛行した範囲の地形は確実に取得できているため UAV レーザによる砂防堰堤設計は可能であると判断される。

(2) モバイル 3D スキャナ

モバイル 3D スキャナにより取得した地形は UAV レーザと同様に勾配変化点が明確に確認できる。しかし、地上から側方に向かって計測するため、草木がある場合、レーザが側面にあたり部分的に地表面に到達しにくいことが分かった（図-6 の UAV レーザとモバイル 3D スキャナの横断地形相違の原因）。また、河床の歩行のみでは両岸の地形取得（特に尾根部）が困難である。このため、尾根部まで移動して地形を取得する必要があるが、立木や地形条件により地形取得の限界がある。

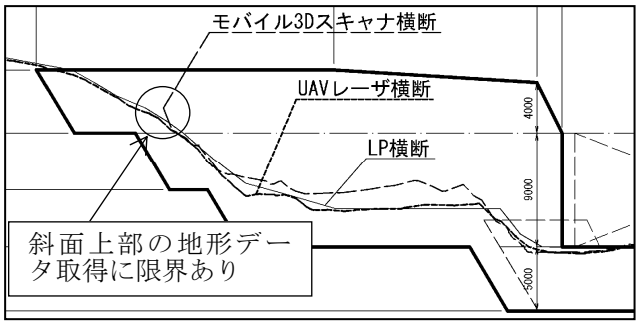


図-6　地形モデル（横断）比較



図-7　3 次元モデルによる設計

6. まとめ・今後の展開

今回の実証試験の結果、UAV レーザによる地形データの精度は施設設計においても適用が可能であることを確認できた。また、計測時の安全性、迅速性を加味した場合の地形取得手法として有用であることも確認できた。さらに、UAV レーザにより取得した地形データから立木状況が確認できたため、流域内の流木量算出の樹林計測にも活用できると考えられる。

【参考文献】1) 畠山ら（2018）：モバイル 3D スキャナを活用した砂防施設の点検・診断, 平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集, V-095

P-133

衛星画像を用いた平成 30 年 7 月豪雨災害における土砂災害広域被害把握

株式会社パスコ　○花田　大輝，鈴木　崇，郡谷　順英，山﨑　渓

1．はじめに

平成 30 年 6 月 28 日から 7 月 8 日にかけて発生した平成30年7月豪雨災害では，総雨量が四国地方で1,800mm，東海地方で 1,200mm を超えるなど，既往最大となる降雨量を記録した．この災害では河川の氾濫，浸水害，土砂崩れおよび土石流によって，死者 224 名，行方不明者 8 名，負傷者 459 名という甚大な被害が発生した [1]．

今回の災害の特徴は，関西から九州に至る西日本の広範囲にわたって河川氾濫や土砂災害による被害が発生したことである．被害状況の把握には空中写真の撮影が有効であるが，これほどの広範囲であると，航空機による写真撮影を 2，3 日で実施し，かつ被災状況を判読することは非常に困難である．そこで，今回は人工衛星の光学画像を活用して土砂災害の被害状況を把握した．

人工衛星の光学画像は航空機や UAV 等による写真撮影に比べて分解能は劣るものの，その撮影範囲は幅 60～300km におよび，航空機に比べて一回の撮影で広範囲の画像を撮影することが可能である．

崩壊地等の画像判読は，人が判読した場合，今回対象とした 11,400km^2（図-1 の赤枠の範囲）となると判読作業に極めて時間を要する．また，判読作業を複数人で分割した場合，作業員の熟練度の違いにより結果にばらつきが生じ，この調整時間も結果を得るまで想定しておかなければならない．

そこで今回の発表は，光学衛星写真より教師付き分類による崩壊地の自動抽出を実施し，1 日程度で判読成果を作成出来た事例を紹介する．

2. 衛星画像の特徴

2.1 光学衛星について

光学衛星は，地球を周回しながら太陽光の反射を利用して地上を撮影する受動型センサを搭載している．本稿で扱う SPOT 光学衛星は Airbus Defence & Space 社が運行するもので，撮影解像度はパンクロマティック（白黒画像の 1 バンド）が 1.5m，マルチスペクトル（R，G，B，NiR（近赤外）の 4 バンド）が 6m で，パンシャープン処理により地上分解能 1.5m のカラー画像を得ることができる．撮影幅は直下視で 60km の範囲が撮影可能で，カメラの方向を変えることで一度に 300km 幅の広域撮影が可能である．航空機から撮影する空中写真（分解能 20cm 程度）と比較して解像度は劣るものの，広域撮影が可能であること，また多機運用によりほぼ毎日撮影が可能である点において優れている．



図-1 光学衛星 SPOT 撮影範囲 [3]

2.2 撮影範囲・時期

平成 30 年 7 月中に災害地を撮影した SPOT 画像は図-1 に示すとおりである．東海地域から中国・四国・九州地域に渡り，西日本を広く撮影した．

このうち，7 月 10 日及び 16 日に撮影された広島県，岡山県，愛媛県にかかる範囲（同図中の赤枠範囲）を対象として，土砂災害状況の画像自動解析処理を実施した．

3. 活用事例

3.1 判読方法

判読方法および判読結果については下村ら [2) 3)] を引用した．崩壊地の自動抽出にあたり，リモートセンシングの画像解析手法の 1 つである最尤法教師付きクラス分類を用いた．サンプルとなる崩壊地を選定し，この崩壊地と同じ色（RGB）を持つ範囲を画像解析により抽出し，その範囲を土砂災害が発生している可能性がある範囲（土砂災害候補箇所）としてポリゴンを作成した．

判読結果にはサンプルとなる崩壊地と同じ色を呈する市街地のグラウンド等も含まれていた．これらを個々に除外する作業時間を短縮するため，土砂災害候補地の抽出範囲を山地領域のみと割り切り，国土数値情報の森林域データを重ね，市街地等の範囲を除外した．判読結果は災害の全体像が分かるよう，1km 標準メッシュごとに土砂災害候補箇所の面積占有率（密度）を算出し，密度の高低により色分けした分布図（土砂移動痕跡等の自動分類図）を作成した．

3.2 判読結果

判読結果を図-2 に示す．密度が高い範囲は広島市周辺

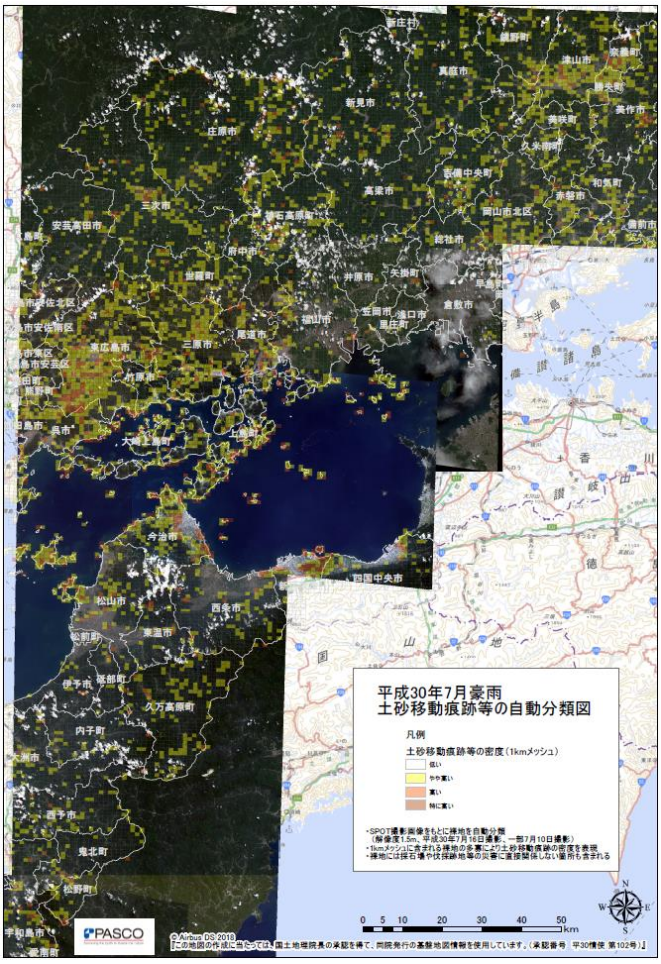


図-2　土砂移動痕跡等の自動分類図

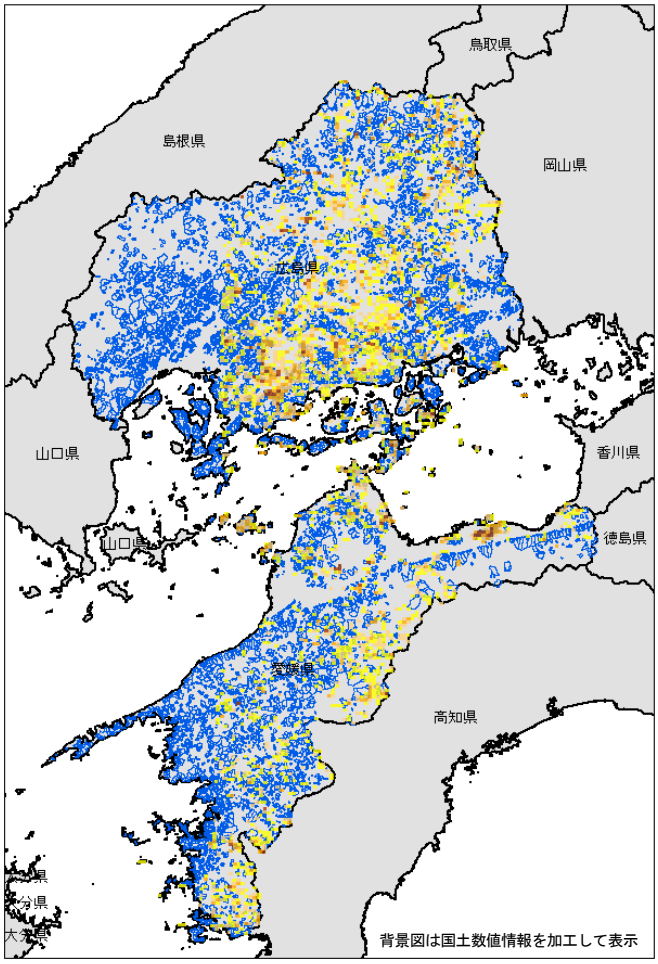


図-3 土砂災害危険渓流データとの重ね合わせ図

と愛媛県今治市東部に多く分布している．この解析処理には 1 日程度しか時間を要しておらず，人海戦術での写真判読作業に比べて大幅な時間短縮となり，また同じ色の範囲を均一な視点で抽出した結果となっている．

ただし，この結果を活用する際に留意すべきは，既存崩壊地や伐採跡地といった今回の降雨が起因となって発生したもの以外の要素が抽出されている点である．新規崩壊地および土砂流出範囲のみを選定するためにはこの方法は後述の課題が残るが，撮影後 1 日程度で被害の全体像を把握するには有効な手法であると考える．

3.3 土石流危険渓流の分布との重ね合わせ

被害状況を机上で把握した後，土砂災害危険箇所の緊急調査等，応急対応が実施される際，危険箇所と被害範囲および程度の位置関係が重要な情報となる．調査の優先順位や調査工程立案の際に有効となると考えられる土砂移動痕跡等と土石流危険渓流の分布の重ね合わせ図を作成した（図-3）．作成した図面は，3.2 節にて作成した，1km 標準メッシュごとに算出した土砂災害候補箇所の面積占有率と，土石流危険渓流のポリゴンデータ（青線：国土数値情報）を重ね合わせたものである．

4. まとめ

今回の事例では，広島県から愛媛県に至る広範囲を対象として，光学衛星写真を用いた最尤法教師付きクラス分類による土砂移動痕跡等の範囲の自動抽出を実施し，この結果を土石流危険渓流データに重ね合わせた図を作成した事例を示した．新規崩壊地および土砂流出範囲と危険箇所との位置関係といった空間情報をいち早く関係機関に提供することにより，土砂災害の初動対応が少しでも早く実施され，応急復旧対策の早期実施および二次被害を軽減できればと考えている．

5. 参考文献

1) 気象庁ホームページ：平成 30 年 7 月豪雨（前線及び台風第 7 号による大雨等），https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2018/20180713/20180713.html
2) 下村博之，望月貫一郎，板野友和，野田敦夫，本多泰章，宮崎真由美，小俣雅志，渋谷典幸：平成 30 年 7 月豪雨災害で広域に発生した土砂災害箇所の衛星画像による自動抽出解析，日本地球惑星科学連合大会，2019.
3) 下村博之，渋谷典幸，小俣雅志：衛星画像情報による災害状況把握の可能性と広域被害特性分析，日本応用地質学会平成30年7月豪雨災害調査報告書, 2019（投稿中）.

P-134

グラウンドアンカー飛び出し防護工の開発

東亜グラウト工業株式会社　梅沢広幸，○田邉梨沙，奥田峻，酒井啓介
東邦地水株式会社　石川昌幹

1. はじめに

グラウンドアンカー（以下，「アンカー」という）は，日本に導入されてから 60 年以上が経過し，長期間経過による引張材の破断や頭部の落下等の問題が発生している。特に，1988 年に制定された土質工学会（現：地盤工学会）基準「グラウンドアンカー設計・施工基準」以前のアンカーは二重防食の義務付けがなく耐久性に問題があるものが多い傾向がある [1)]。また，近年施工されたアンカーにおいても，地すべり等において想定を超える外力の影響により過緊張状態となり，破断する危険が懸念されている。

そこで，アンカー維持管理の一つとして，実物大実験を実施し，低コストで簡単に設置できるグラウンドアンカー飛び出し防護工（以下，「ABOXX」という）を開発した。本稿では，エネルギー吸収部材の要素試験結果および施工事例を報告する。

2. 工法の概要

図 1 に ABOXX の基本構造を示す。ABOXX は，飛び出したアンカーを捕捉するための本体ボックスおよびエネルギー吸収部材（以下，「スプリングブレーキ」という），スプリングブレーキを受圧板等に固定するブレーキ装着用アンカーから構成されている。スプリングブレーキは鋼材の曲げ変形を利用したエネルギー吸収部材である（写真 1）。このスプリングブレーキは，直径 8，10，12mm の 3 種類があり，本体ボックスに 2 個または 4 個設置する。これらの組み合わせにより，ABOXX は最大 64kJ の飛び出しエネルギーに対応することができる。

ABOXX はスプリングブレーキが変形しながらアンカーの飛び出しエネルギーを吸収する柔構造であるため，ブレーキ装着用アンカーから受圧板等に作用する力を小さくすることができる特長がある。また，軽量で簡単に装着できる上，アンカーごとに対策ができるため，工事費用を抑えることができる。

3. 要素試験

要素試験として，スプリングブレーキの動的引張試験をスイス連邦の DTC（Dynamic Test Center）にて実施した。スプリングブレーキは，実際の組立時と同様に，スプリング部分をブレーキボックスと呼ばれる箱に設置してブレーキボックスを壁面に固定（写真 2）し，スプリングブレーキのもう一端は牽引ロープを介して台車に接続し，水平滑走式の試験装置を使用して台車を牽引した（写真 3）。なお，スプリングブレーキは 2 本同時に試験し，全てのスプリングが引き出されるとブレーキボックスから抜け出るようになっている（写真 4）。台車の牽引速度は，試験エネルギー

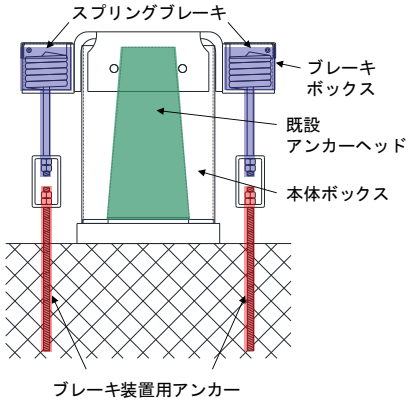


図 1　ABOXX 基本構造


写真 1　スプリングブレーキ
（エネルギー吸収前）

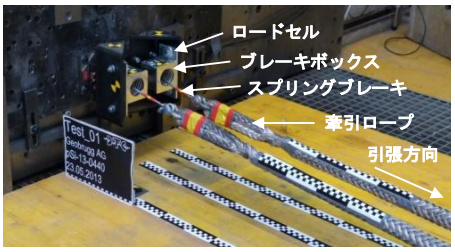


写真 2　試験装置
（スプリングブレーキ）

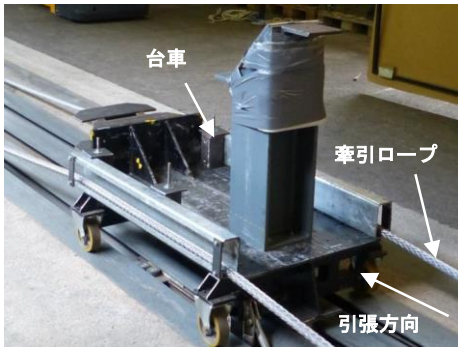


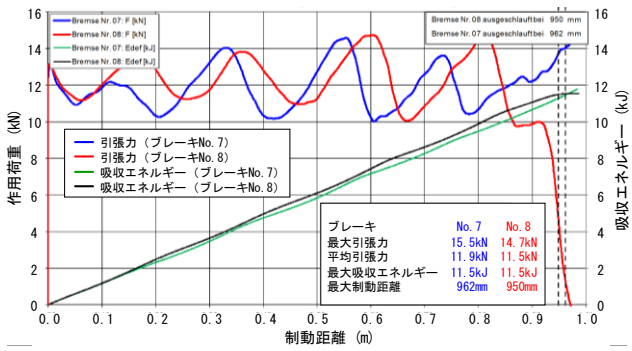
写真 3　試験装置（台車）


写真 4　エネルギー吸収後の
スプリングブレーキ

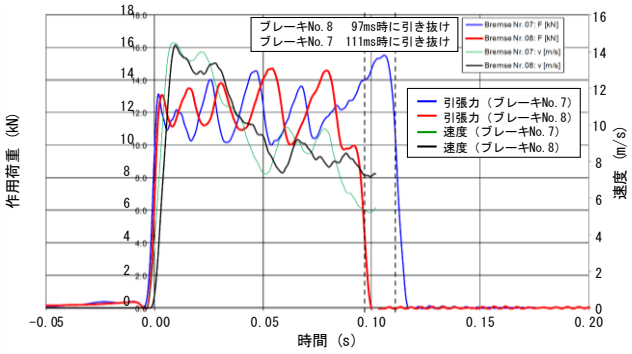
に応じて 5.6m/s～21.6m/s に設定した。測定項目は，ロードセルによるスプリングブレーキ作用荷重および高速度カメラにて撮影した連続写真の画像解析による制動距離である。

図 2 に直径 10mm のスプリングブレーキにおける各測定値の応答波形例を示す。なお，本試験では，全てのスプリングが引き出された。図 2(a)は作用荷重，吸収エネルギーと制動距離との関係を示している。作用荷重（赤線，青線）はスプリングが引き出されるたびに上下に振動するものの，全体としてほぼ一定の状態であり，衝撃緩和効果が表れていることが確認できる。また，スプリングブレーキによる吸収エネルギー（緑線，黒線）の最大値は 11.5kJ であった。図 2(b)は作用荷重，引張速度と時間との関係を示している。作用荷重（赤線，青線）は，制動距離の場合と同様にほぼ一定の状態を示しており，スプリングブレーキが引き出される速度（緑線，黒線）は，時間の経過とともに小さくなっている。以上より，スプリングブレーキの制動力は一定であり，制動距離の増加に伴い，吸収エネルギーも一定の割合で増加することが確認できた。

動的引張試験は 3 種類全てのスプリングブレーキで複数回実施し，その試験結果に基づいて各スプリングブレーキ組合せ時の対応可能エネルギーを設定した。



(a)　作用荷重，吸収エネルギーー制動距離関係



(b)　作用荷重，引張速度ー時間関係

図 2　各測定値の応答波形例（直径 10mm スプリングブレーキ）

4. 施工実績

ABOXX は，日本国内において現在 2 件の施工実績がある。

静岡県では，新たに地すべり面が発生したことによりアンカーが過緊張状態となったため対策が実施されることとなり，落石防護網，落石防護柵との工法比較の結果，総合的に施工性，経済性，維持管理性に優れているという理由で ABOXX が採用された[2)]（写真 5）。



写真 5　設置状況（静岡県）[2)]

三重県では，降雨を起因とした切土のり面の変位により通行止めとなった道路において，現地状況確認，常時監視を行うことにより通行解除が行われたが，その後の調査により既設アンカー工の一部が過緊張状態となっていることが確認された。そのため，破断時の第三者被害防止を目的として，実物大実験で性能が確認されている ABOXX が設置された。(写真 6)。



写真 6　設置状況（三重県）

5. 今後の課題

ABOXX は，ブレーキ装着用アンカーを受圧板本体に設置する必要性から，これまでのところコンクリート受圧板を対象に設置を行っている。今後は，鋼製受圧板にも対応可能な構造の検討が課題となる。

参考文献

1)　独立行政法人土木研究所，社団法人日本アンカー協会（2008）：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，2008 年 7 月

2)　井上真由美（2018）：下里地区におけるグラウンドアンカー工の飛び出し対策について，平成 30 年度静岡県森林・林業技術研究発表会

P-135

集中プラント方式におけるコスト縮減の実績紹介

ソイルテクノロジー(株)　○門分良太・秋山祥克・岡林茂通・崎田美優
味岡・藤本・熊阿復旧・復興建設工事共同企業体　坂本成一

1 はじめに（※1）

平成 28 年熊本震災関連工事である立野川 1 他 28 年災害関連緊急砂防（堰堤工）工事では、約 1.4 万 m^3 全 2 基の本堤工を構築した。本堤工の構築材料には、現地発生土砂を活用する砂防ソイルセメント工法が採用されており、設計時点の配合試験結果を参照して施工時には、各対象土砂のばらつきを把握して適時示方配合を補正する SB ウォール工法 INSEM 集中プラントの管理方法を採用した。

今回実施した SB ウォール工法 INSEM 集中プラントは、平成 28 年砂防ソイルセメント施工便覧で示された示方配合の事前確認試験を SB ウォール工法の適正判断指標等と組み合わせて実施することで費用と時間（約 2 ヶ月）がかかる室内配合試験を省略でき、工事の着工を早めることで工期短縮が図られ、かつ本事例のように適時活用する土砂の示方配合を補正することで INSEM 品質信頼性が向上すると同時に、結果的にコストが削減できた事を実績紹介として報告する。

- 当初配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%・単位セメント量 C=150kg/m^3
- 実施配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%・単位セメント量 C=120kg/m^3

2 事前確認試験

配合試験時に採取された土砂と実施工時に掘削された土砂は、目視においても異なっていると判断された。この結果を考慮して SB ウォール工法研究会の INSEM 適正判断指標で再評価（表 2 参照）した結果、INSEM 適応性指標は、全体的に向上すると判断されたため、費用および時間がかかる配合試験による示方配合の修正は必要ないと判断して、事前確認試験により示方配合を補正した。なお、材料試験結果を（表 1 参照）に示す。参考として詳細設計段階で実施した試験結果も併記した。

表 1 材料特性一覧表

試験項目			試験方法 JIS規格	立野集中P 現地材	立野集中P 破砕材	詳細設計時 立野川土砂	詳細設計時 破砕材
1.	土の粒度試験（%）	礫分	A 1204	54.4	83.3	30.1	86.6
		砂分		19.1	15.1	28.9	10.6
		シルト・粘土分		26.5	1.6	41.0	2.8
2.	土粒子の密度試験(g/cm^3)		A 1202	2.755	2.757	2.699	2.676
3.	細骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1109	2.46	2.62	2.040	2.510
		絶乾比重(g/cm^3)		2.27	2.56	1.710	2.430
		吸水率(%)		8.2	2.42	19.0	3.2
4.	粗骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1110	2.58	2.60	2.070	2.520
		絶乾比重(g/cm^3)		2.50	2.54	1.750	2.440
		吸水率(%)		3.38	2.48	18.1	3.38
5.	突固めによる土の締固め試験（E法）	最大乾燥密度(g/cm^3)	A 1210	1.599	2.046	1.127	1.950
		最適含水比(%)		20.2	9.5	40.8	7.6
6.	土の自然含水比試験（%）（参考）		A 1203	29.7	5.3	47.1	2.1
7.	細骨材の有機不純物試験		A 1105	暗赤褐色	濃黄色	－	－





写真- 1　土砂状況（左：対象土砂・右：設計段階）





写真- 2　破砕材状況（左：対象土砂・右：設計段階）

表 2 適応性指標分類結果比較表（左：現地発生土砂・右：破砕材）

試験の種類	詳細設計時試験結果	対象土砂の指標分類	評価
最適含水比	指標分類D⇒	指標分類C	向上
細骨材吸水率	指標分類C⇒	指標分類B	向上
最大乾燥密度	指標分類D⇒	指標分類C	向上
細粒分通過率	指標分類D⇒	指標分類C	向上

試験の種類	詳細設計時試験結果	対象土砂の指標分類	評価
最適含水比	指標分類B⇒	指標分類B	変化無
細骨材吸水率	指標分類A⇒	指標分類A	変化無
最大乾燥密度	指標分類A⇒	指標分類A	変化無
細粒分通過率	指標分類A⇒	指標分類A	変化無

事前確認試験の結果、適正判断指標による評価のとおり単位セメント量が 150kg から 120kg に減少した。

- 補正後示方配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%・単位セメント量 C=120kg/m^3

なお、示方配合の補正にかかる時間は事前確認試験に要する 7 日から 10 日程度であり、施工工程に全く影響はなかった。また、工事全体工期についても影響を及ぼすこともなかった（砂防ソイルセメントの施工；内部材施工、平成 30 年 6 月下旬～平成 30 年 11 月上旬）。

3 コスト比較

ここで、熊本県単価を用いて内部材コスト比較を実施した。

地区名	プラント名	堰堤名	適用部位			当初配合			単価
			本堤	人工地山	合計	現地材	改良材	単位セメント量	
立野地区	立野集中プラント	立野川１（下流）砂防堰堤	10, 045		10, 045	40%	60%	150	8, 230
		新所川４	4, 082		4, 082	40%	60%	150	
			全体合計		14, 127				

地区名	プラント名	堰堤名	適用部位			採用配合			単価	差額	配合試験有無
			本堤	人工地山	合計	現地材	改良材	単位セメント量			
立野地区	立野集中プラント	立野川１（下流）砂防堰堤	10, 045		10, 045	40%	60%	120	7, 600	-630	無し
		新所川４	4, 082		4, 082	40%	60%	120			
			全体合計		14, 127				増減率	-8. 3%	

4 まとめ

本事業のように、迅速な施工が求められる災害関連緊急事業において SB ウォール工法研究会の INSEM 集中プラントは、材料となる対象土砂を限定することなく様々な土砂を対象とすることができるため、INSEM 配合の見直し等で、工事が止まることなく効率的である。また、適時配合を補正するため、施工時においても INSEM の品質に安心感があり、結果としてコストの低減が図れ、施工の合理化が図られると思われる。

今回の施工実績を報告する事により、全国で実施される砂防ソイルセメントを活用する施工がより発展する事を期待する。

【謝辞】本報告は、熊本県 県木広域本部 阿蘇地域振興局をはじめ、味岡建設株式会社・株式会社藤本建設工業・株式会社熊阿建設工業で構成される復興建設工事共同企業体に助成を受けて行った。深甚なる感謝の意を表する。

参考文献：1)砂防ソイルセメント施工便覧 H28 年度版一般財団法人　砂防・地すべり技術センター
2)SB ウォール工法各種マニュアル　SB ウォール工法研究会 3)木村・森・渡辺・狩野・秋山・橘木・樋口：広島西部山系における INSEM 材への適性判断手法について　平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集

P-136

熊本震災関連工事における集中プラント方式を用いた工期短縮実績の紹介

ソイルテクノロジー(株)　○崎田美優　秋山祥克　岡林茂通　門分良太
肥後・熊阿復旧・復興建設工事共同企業体　田中弘法
池田・熊阿・肥後復旧・復興建設工事共同企業体　古岡直弥

1 はじめに

本発表の 2 工事は、双方ともに約 1 万 m³ の本堤工および鋼製スリットやその他附帯工を平成 30 年 1 月から平成 31 年 3 月末までの約 14 ヶ月と短い施工期間のため厳しい状況であった。

このため本工事は、工期短縮を目的として INSEM 集中プラント方式が採用されていたが、その他復旧工事も同時に進行するため多くの制限などによって、工事遅延が考えられた。このため、できる限り施工計画において工期短縮を想定した計画が求められたことから、本施工では、工期短縮を目的に代表的な 4 項目で対策を行った。その結果、双方とも工期内の下記日程で竣工することができた。

① 一里山川 28 年災害関連緊急砂防（堰堤工）工事
　平成 30 年 12 月上旬
② 宇土川 28 年災害関連緊急砂防（堰堤工）工事
　平成 31 年 2 月末

ここでは、工期短縮を目的として実施した各対策内容を紹介する。

2 工期短縮項目

本工事においては、下記の項目において工期短縮を目的に品質管理および対策を実施した。

① 現地発生土砂の活用計画の徹底（事前に活用する対象土砂を管理し、施工の効率化による工期短縮）
② 室内配合試験の省略による早期着工（約 1 ヶ月～2 ヶ月の工期短縮）
③ 日製造量の増加（INSEM 専用プラントの導入）
④ 合同会議における工程管理

2.1 現地発生土砂の活用計画の徹底

計画時の砂防ソイルセメント（INSEM 材料）として活用する現地発生土砂は、2 工事で発生する現地発生土砂を活用する事としていたが、土砂収支によると 2 工事で発生する現地発生土砂は、計画堰堤で活用する土砂量を大きく上回っていた。

このため INSEM 材料として適応性が高く、施工性が良好な対象土砂を優先的に活用することとし、2 工事でトレンチ堀による現地発生土砂の確認を実施した。

結果、宇土川砂防堰堤工事から搬出される現地発生土砂が INSEM 材料として活用し易い土砂である事を確認し、これを優先的に活用する事とした。



写真- 1　対象土砂確認状況（右下：土砂状況）

また、活用する現地発生土砂は、集中プラントに運搬して 5000m³ を目処に目視で分類し、事前に事前確認試験にて、そのばらつきを把握した。これにより適応性の高い土砂を特定し、適時示方配合を補正することで INSEM 品質の信頼性を高めた。



写真- 2　対象土砂確認状況（右下：土砂状況）

2.2 室内配合試験の省略による早期着工

従来、INSEM 材料としての現地発生土砂の適応性を確認するために配合試験を実施していたが、INSEM 集中プラントでは、様々な土砂を使用することを想定しているため、各対象土砂に対して配合試験を実施していては、多大な費用と時間が必要となり、予期せぬコストの増加や配合試験にかかる時間によって工事がス

トップするなど、従来から問題が指摘されていた。

一方、平成 24 年九州北部豪雨災害において、熊本県阿蘇地域で実施された INSEM 集中プラント方式では、配合試験を実施しなくても事前確認試験を用いる事で INSEM 材料としての適応性の評価が可能となり、これらの問題を解消している。このため本施工では、配合試験は実施せず、安価でかつ簡易に詳細な適応性の判断が可能となる“事前確認試験（物理特性を用いて適応性を確認すると共に示方配合妥当性確認試験）”を用いて適否の判断および実施工で使用する示方配合を修正・設定を実施した。

表 1　阿蘇地区集中プラント①(材料特性一覧表)

整理番号	試料採取日 年月日	試料名	土の粒度試験（%） 礫分	砂分	シルト・粘性土	粗骨材の密度及び吸水率試験 表乾比重 (g/cm³)	絶乾比重 (g/cm³)	吸水率 (%)	突固めによる土の締固め試験 最大乾燥密度 (g/cm³)	最適含水比 (%)	土の自然含水比 (%)	細骨材の有機不純物試験
1	2018年2月2日	品質管理-1	53.7	7.3	39.0	2.46	2.34	5.60	1.010	41.6	86.1	暗赤褐色
最大値			53.7	46.1	62.9	2.47	2.34	8.27	1.398	54.6	115.4	暗赤褐色
最小値			19.6	7.3	23.5	2.30	2.12	4.80	0.949	20.2	39.1	暗赤褐色
平均値			33.5	17.5	49.0	2.39	2.25	6.20	1.135	41.4	69.9	暗赤褐色

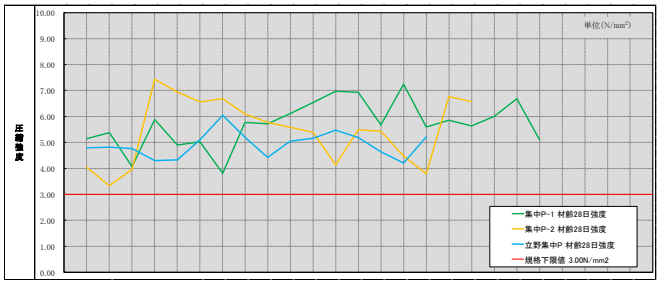


図 1　品質管理の強度結果

2.3　日製造量の増加

工期短縮に大きく影響があると考えられる INSEM の製造量を増大させるために，本集中プラントでは INSEM 専用プラントとして多くの災害復旧事業で実績がある日立建機日本のメサイアを導入した。

2.4　合同会議における工程管理

本施工では、２工事が同時に進行するため、毎週全体工程会議を実施し、各堰堤における施工進捗の確認・1 日当り施工量および実施する作業内容（工種）の確認を行い、事前に砂防ソイルセメントの製造・運搬計画を実施した。

結果、資材運搬などのトラフィックや資材の不足等もなく，工期短縮に寄与した。

① INSEM 専用プラント混合機械（メサイア）の製造量能力を最大限に活かす事が可能となり、日当りの製造量が最大 320m³/日まで向上した。

② 工程会議の実施により、日当り製造量の目標値が設定でき、また受け入れ体制も整っていることから、効率の良い製造および INSEM 材の運搬が可能となり、ダンプ台数を必要最小限として 4 台で運搬の実施が可能となった。

表 2　全体工程開示による工程管理（事例）

7月			9 月	10 火	11 水	12 木	13 金	14 土	15 日
宇土川	堰堤本体工	基礎コンクリート						右岸基礎 1.29m3	
		隔壁コンクリート				隔壁型枠組立（右岸）17・18段			
		上下外部保護材		型枠組立左岸側上下流		型枠組立右岸側上下流	型枠組立右岸側上下流	型枠組立右岸側上下流	
		内部材（INMSEM材）	（右岸）34・35・36層 320m3		（右岸）37・38層 320m3		（右岸）200m3		
一量山川	堰堤本体工	基礎コンクリート							
		外部保護材隔壁コンクリート							
		内部材（INMSEM材）		（左岸）50・51層 141.8m3（右岸）29・30層 108m3		（左岸）52・53層 135.8m3（右岸）31～33層 169m3		（左岸）54・55層 91.5m3（右岸）34～36層 175.8m3	
宇土川・一量山川合計数量			INSEM材 320m3	INSEM材 249.8m3	INSEM材 320m3	INSEM材 304.8m3	INSEM材 320m3	INSEM材 267.3m3	

3　まとめ

本施工では、当初目標とした H30 年 12 月までに本堤工を構築する工程を立案して開始したが、配合試験に要する工程の短縮をはじめ、効率の良い製造運搬計画を用いる事で計画通りの工期短縮が可能となり、工期内での施工を実施することができた。

また、INSEM 材の品質においては，示方配合妥当性確認試験を事前に実施することから、安心して施工に専念することができた。

今回の施工実績を報告する事により、全国で実施される砂防ソイルセメントを活用する施工がより発展する事を期待する。

表 3 阿蘇地区集中プラント①(製造数量・日数一覧表)

プラント名	施工業者	堰堤名	設計数量 (m3)	製造 開始月日 終了月日	製造 延べ日数 (日)	施工 日数 (日)	製造 日当(ほぐし) 最大数量 (m3)	施工 日当(締固め) 最大数量 (m3)	ダンプ使用台数 (台/日)
阿蘇集中プラント1			21,500	2018/4/16 2018/10/13	180	104	347	-	
	肥後・熊阿JV	一里山川砂防堰堤	10,056	2018/4/16 2018/10/9	176	69	-	254	4
	池田・熊阿・肥後JV	宇土川砂防堰堤	11,444	2018/5/8 2018/10/13	158	56	-	320	4

【謝辞】本報告は、熊本県 県北広域本部 阿蘇地域振興局をはじめ、株式会社　熊阿建設工業・株式会社　肥後建設社・株式会社　池田建設で構成される復興建設工事共同企業体に助成を受けて行った。深甚なる感謝の意を表する。

参考文献：1)砂防ソイルセメント施工便覧 H28 年度版 一般財団法人　砂防・地すべり技術センター2)SB ウォール工法各種マニュアル　SB ウォール工法研究会

P-137

集中プラント方式における現地発生土砂の変化に対する示方配合設定実績の紹介

ソイルテクノロジー(株)　○岡林茂通・秋山祥克・崎田美優・門分良太
江川・大政復旧・復興建設工事共同企業体　福田安伸
藤本・長濱・早井復旧・復興建設工事共同企業体　角中靖幸

1 はじめに

平成 28 年熊本震災関連工事である下記 2 工事では、双方で約 1.6 万 m^3 全 3 基の本堤工を、SB ウォール工法 INSEM 集中プラント方式を採用して施工した。

① 車帰川２ 28 年災害関連緊急砂防（堰堤工）工事
② 的石川１外 28 年災害関連緊急砂防（堰堤工）工事　他合併

設計においては、本堤工の構築材料として各堰堤の掘削土砂を活用する砂防ソイルセメント工法が計画されていたが同時期に近隣での復旧工事で発生する比較的 INSEM 適応性評価の高い土砂（以下「菊池土砂」と称す）があったこと、施工前に実施したトレンチによる確認では的石川 1 他工事で発生土砂が砂防ソイルセメント材料としての適応性が菊池土砂と比較して低いと判断されたことから、使用する土砂を急遽変更する必要があった。

従来の砂防ソイルセメント工法では、活用する対象土砂が変更となった場合、詳細な配合試験を実施して示方配合の見直しおよび単位体積重量の再設定を実施するが、膨大な時間・費用が必要となる。

本発表では、SB ウォール工法集中プラントにおいて、ほとんど時間・費用をかけずに示方配合の補正を実施した事例を報告する。

2 示方配合の設定

従来、砂防ソイルセメントとして活用する現地発生土砂の INSEM 材料としての適応性を確認するために、詳細な配合試験を実施していたが、集中プラントでは、様々な土砂を使用するため、これらの各対象土砂に対して配合試験を実施していては、多大な費用と時間が必要となり、予期せぬコストの増加や配合試験にかかる時間によって工事がストップするなど、その問題が指摘されていた。

一方、平成 24 年九州北部豪雨災害において、熊本県阿蘇地域で実施された INSEM 集中プラント方式は、詳細な配合試験をしなくても対象土砂の INSEM 材料としての適応性を評価することで、これらの問題を解消している。このため本施工では、詳細な配合試験は実施せず、安価でかつ簡易に詳細な適応性の判断が可能となる“事前確認試験（物理特性を用いて適応性を確認すると共に示方配合妥当性確認試験）”を用いて適否の判断および実施工で使用する示方配合を補正・設定した。

この適応性の評価については、採用工法であるＳＢウォール工法研究会が公表している適応性判断指標および示方配合妥当性確認試験を用いて実施した。各結果を以下に示す。

2.1 車帰川２土砂の示方配合設定

実施工開始前に車帰川 2 土砂を用いて事前確認試験を実施し、示方配合を補正した。

表 1 材料特性一覧表（車帰川２土砂）

試験項目			試験方法 JIS規格	車帰川2 土砂	詳細設計時 混合土砂
1.	土の粒度試験（%）	礫分	A 1204	29.4	17.9
		砂分		22.9	35.4
		シルト・粘土分		47.7	46.7
2.	土粒子の密度試験(g/cm^3)		A 1202	2.736	2.593
3.	細骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1109	－	2.380
		絶乾比重(g/cm^3)		－	2.230
		吸水率（%）		－	6.5
4.	粗骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1110	2.54	2.010
		絶乾比重(g/cm^3)		2.40	1.840
		吸水率（%）		5.68	9.340
5.	突固めによる土の締固め試験（E法）	最大乾燥密度(g/cm^3)	A 1210	1.035	1.178
		最適含水比(%)		46.6	34.0
6.	土の自然含水比試験（%）（参考）		A 1203	81.7	52.5
7.	細骨材の有機不純物試験		A 1105	暗赤褐色	－

表 2 適応性指標分類結果比較表

試験の種類	詳細設計時試験結果	車帰２の指標分類	評価
最適含水比	指標分類D⇒	指標分類D	変化無し
細骨材吸水率	指標分類A⇒	指標分類－	評価無し
最大乾燥密度	指標分類D⇒	指標分類D以下	低下
細粒分通過率	指標分類D⇒	指標分類D	変化無し

適正判断指標を踏まえ、現地発生土砂の活用度を引き上げて事前確認試験を実施して示方配合を以下の通りに補正した。

- 当初配合：現地発生土砂 30%・改良材 70%
  単位セメント量 C=190kg/m^3
- 変更配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%
  単位セメント量 C=215kg/m^3

2.2 菊池土砂の示方配合設定

菊池土砂は、INSEM 適応性指標において表 4 に示す通り、ほぼ車帰２と異なる特性を有する土砂である

と判断されたが顕著な差異ではないことから“事前確認試験（物理特性を用いて適応性を確認すると共に示方配合妥当性確認試験）”を用いて示方配合の補正により対応した。



写真- 1　菊池土砂状況



写真- 2　比較土砂（車帰川 2 土砂）状況

目視による確認でも明らかに異なる物理特性を有する土砂であることが確認できる。また、各特性について以下に示す。

表 3 材料特性一覧表（車帰川 2・菊池土砂）

試験項目			試験方法 JIS規格	対象土砂（菊池土砂）	比較土砂（車帰川2）
1.	土の粒度試験（%）	礫分	A 1204	8.5	29.4
		砂分		34.7	22.9
		シルト・粘土分		56.8	47.7
2.	土粒子の密度試験(g/cm^3)		A 1202	2.644	2.736
3.	細骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1109	－	－
		絶乾比重(g/cm^3)		－	－
		吸水率（%）		－	－
4.	粗骨材の密度及び吸水率試験	表乾比重(g/cm^3)	A 1110	－	2.54
		絶乾比重(g/cm^3)		－	2.40
		吸水率（%）		－	5.68
5.	突固めによる土の締固め試験（E法）	最大乾燥密度(g/cm^3)	A 1210	1.640	1.035
		最適含水比(%)		21.6	46.6
6.	土の自然含水比試験（%）（参考）		A 1203	32.2	81.7
7.	細骨材の有機不純物試験		A 1105	暗赤褐色	暗赤褐色

物理特性から判断すると比較対象である車帰川 2 土砂に近似するが異なる物理特性であったが、良い評価であるため、車帰川 2 土砂で設定した示方配合を用いて要求品質を満足する事が可能であるか適応性指標分類にて評価した。

表 4 適応性指標分類結果比較表

試験の種類	車帰 2 試験結果	菊池土砂の指標分類	評価
最適含水比	指標分類D⇒	指標分類C	向上
細骨材吸水率	指標分類－⇒	指標分類－	変化無し
最大乾燥密度	指標分類D以下⇒	指標分類C	向上
細粒分通過率	指標分類D⇒	指標分類D以下	低下

- 当初配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%
  単位セメント量 C=215kg/m^3
- 変更配合：現地発生土砂 40%・改良材 60%
  単位セメント量 C=170kg/m^3

結果、単位セメント量が 45kg/m^3 低減することとなった。また、示方配合の見直しによって工事がストップすることなどなく、施工工期内での竣工が可能となった（砂防ソイルセメントの施工は平成 30 年 11 月上旬で完了）。

3 まとめ

本施工では、集中プラント方式の長所である全く異なる土砂を対象に砂防ソイルセメントと製造した。

従来は、配合試験結果をみるまでは、活用する対象土砂の適応性が判断できず、場合によっては品質を確保する配合決定に多大な時間が生じ、工事が大幅に遅延することもあったが、SB ウォール工法集中プラントの管理方法は、当初から異なる土砂を想定しており適時適正判断指標などで、土砂の適応性を随時評価しながら適時事前確認試験を実施する。このため施工時に様々な問題が生じても、効率的に対処することが可能であった。また、施工業者として、施工時に INSEM 材の品質に対する安心感が高いことも SB ウォール工法集中プラント方式のメリットの一つとして挙げられる。

今回の施工実績を報告する事により、全国で実施される砂防ソイルセメントを活用する施工がより発展する事を期待する。

【謝辞】本報告は、熊本県 県北広域本部 阿蘇地域振興局をはじめ、株式会社　江川組・大政建設　株式会社・株式会社　藤本組・株式会社　長濱興業・有限会社　早井建設で構成される復興建設工事共同企業体に助成を受けて行った。深甚なる感謝の意を表する。

参考文献：1)砂防ソイルセメント施工便覧 H28 年度版 一般財団法人　砂防・地すべり技術センター2)SB ウォール工法各種マニュアル　SB ウォール工法研究会 3)木村・森・渡辺・狩野・秋山・橘木・樋口：広島西部山系における INSEM 材への適性判断手法について　平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集

P-138

CIM (Construction Information Modeling/Management) を活用した砂防事業運用に関する研究

原田　紹臣，石原　孝雄，伊藤　　靖（三井共同建設コンサルタント株式会社）
○西方　博幸，横山　純子（川田テクノシステム株式会社）
後藤　侑亮，澤端　秀隆（滋賀県高島土木事務所）
水山　高久（京都大学名誉教授）

1. はじめに

近年，国土交通省は三次元データを駆使した情報化施工やCIMの活用に基づいた「i - Construction」の取り組みを開始した．なお，河川や橋梁，トンネル工事等に向けたCIMに関する導入ガイドラインが示され，設計，施工，維持管理における「i-Construction」の推進が図られている．しかしながら，砂防分野に関するCIM導入ガイドラインは示されておらず，今後，活用方法や運用方法等に関して，試行的な取り組みによる更なる議論が望まれている．

本稿では，一般的な土石流危険渓流対策を目的にした砂防堰堤の詳細設計を対象に，3次元モデルデータ（例えば，図-1）や地質・土質モデル等を構築した事例を示すとともに，今後の砂防分野におけるCIMの活用事例等について示す．

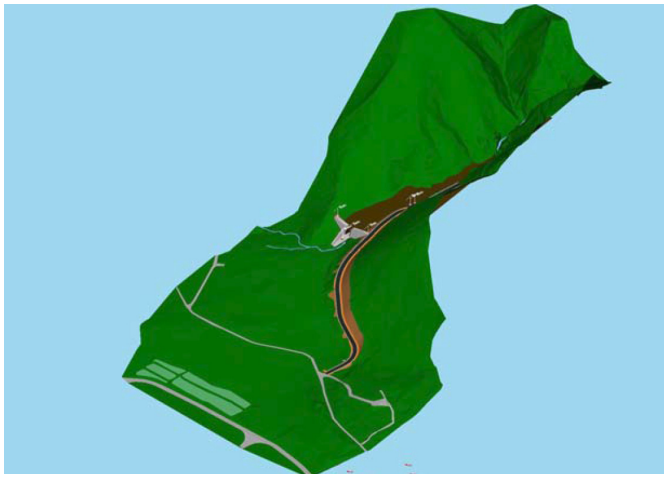


図-1　今回設計時に構築した砂防堰堤 CIM モデル（全景）

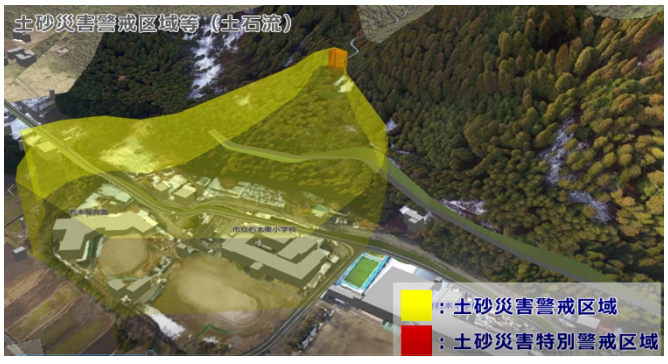


図-2 既往基礎調査データの活用事例（被害想定範囲の可視化）

2. 砂防分野における CIM 運用に関する提案

砂防分野におけるCIMモデル運用に関して有効と考えられる活用例を示し，それぞれ詳細な内容について提案する．

(1) 土砂災害リスクの可視化による円滑な事業説明

土砂災害防止法における土砂災害警戒区域等の指定に関する地元説明会や，砂防工事着手前の地元説明会等において，円滑な区域指定や工事着手に際して，想定している土石流被害リスクや保全対象状況に関するわかりやすい説明資料の整備が重要であると考えられる．

そこで，これまで整備された既往の土砂災害警戒区域情報（例えば，shpデータ）を鳥瞰的に表現した三次元ハザードマップ（図-2）の作成及び公開が有効であると考えられる．さらに，土石流現象に関する簡単な理解や整備予定の砂防堰堤の捕捉効果に関して，時間的な変化を考慮した説明資料も重要であると考えられる．ここで，砂防施設の効果検証として，スタッガード・スキーム手法により水深や河床位と流量とをそれぞれ計算が可能な様に工夫された解析モデル[1]を用いて，計算結果を重ね合わせた可視化（図-3）による説明も有効であると考えられる．





図-3　砂防堰堤の施設効果に関する資料（上・下：設置前後）

(2) 3 次元モデル(本体工，地形，地質・土質)データの作成

砂防堰堤や周辺地形を対象に構築した 3 次元モデル（本体工，地形等）データを図-4，5 に示す．その際，砂防堰堤の CIM モデル詳細度は，治水ダムや橋梁等と比較して簡易構造であることより，CIM 運用における簡素化を考慮して，スイープ手法（平面に描かれた図形をある基準線に沿って移動させて 3 次元化する技法）により構築できる詳細度（200）として提案した．なお，地質・土質モデルデータについては，地形起伏の複雑性や調査地点の密度を考慮して，一次元モデルを基本とした．また，構造物モデルに付与する属性情報における主な構造形式分類案を図-6 に提案する．

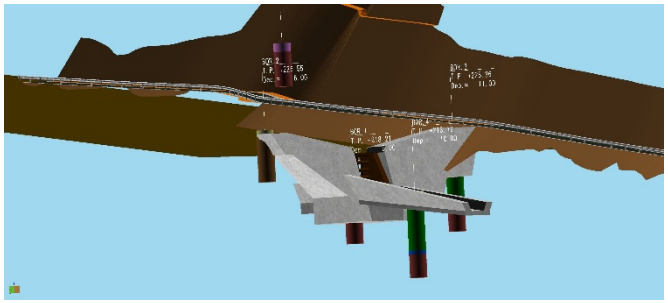


図-4　CIM モデル（地質図ー堰堤側面図）

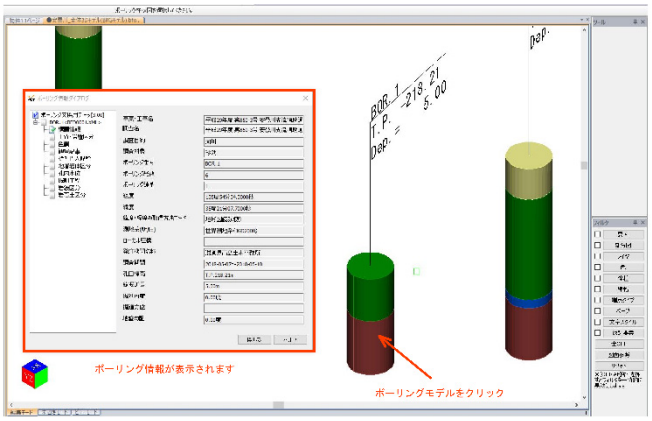


図-5　ボーリング調査結果を反映させた地質・土質情報（データ）

(3) 砂防事業の維持管理におけるドローンの活用提案

堰堤上流の堆砂状況について定期的に安価に把握するため，初期値として整備した地形情報を基に，ドローン空撮機（図-7）等を活用した定期的な地形情報との差分[2]（図-8）により，効率的かつ安全に堆砂状況の把握及び管理[3]が可能となる．さらに，これらの地形情報を用いた除石工事におけるICT技術の適用も可能となり，建設現場における生産性や安全性の向上に関して有効であると考えられる．



図-7　一般的な小型ドローンの概要

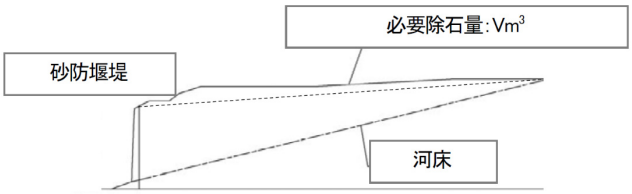


図-8　砂防堰堤における堆砂状況の把握に関する概要（縦断図）

参考文献

1) 里深好文，水山高久：砂防堰堤が設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算，砂防学会誌，Vol.58，2005.

2) 原田紹臣・中谷 加奈・里深好文・水山高久：小型ドローン空撮機及び数値解析モデルを活用した山地河川の土砂管理に関する一考察，河川技術論文集，Vol.22，pp.103-108, 2016.

3) 星本真秀・原田紹臣・岩崎貴志・川島康史・越康・坂下江・堀口礼顕・水山高久：人工知能等の IT 技術を活用した砂防関係施設における維持管理の高度化，砂防学会研究発表会，2019(投稿中).

分　類	構造物名称	使用部材	部材名称
透過型砂防堰堤	主堰堤ー非越流部(不透過部)	コンクリート 鉄筋 ソイルセメント	本体 袖
	主堰堤ー越流部	鋼構造物 コンクリート 鉄筋	鋼製砂防堰堤 底版コンクリート
	前提保護工	コンクリート	側壁(取付)護岸 水叩き
	副堰堤(垂直壁)	コンクリート 鉄筋 ソイルセメント	副堰堤 垂直壁
不透過型砂防堰堤	主堰堤	コンクリート 鉄筋 ソイルセメント	本体 袖
	前提保護工	コンクリート	側壁(取付)護岸 水叩き
	副堰堤(垂直壁)	コンクリート 鉄筋 ソイルセメント	副堰堤 垂直壁

図-6　砂防構造物に関する構造物モデルに付与する属性情報における主な構造形式分類案

AI 技術を用いた礫の自動判読技術の開発

株式会社オリエンタルコンサルタンツ　○青山　哲司、井川　忠
株式会社リサーチ＆ソリューション　小山　実苗
株式会社スカイマティクス　渡邉　善太郎、榎本　真貴

１．はじめに

砂防事業における礫径調査は、土石流の発生後や河幅の広い渓流では、足場の悪い状況下の作業となり、調査が長期化する。また、作業者によっては、渓流内に大量の礫が存在する場合、目視による見落としや計測誤差が発生する。さらに、土石流調査では、滝などの急峻斜面が存在する場合もあり、直接人が視認できない場所に礫が分布することも想定される。

このような状況を踏まえ、近年、UAV 等の活用によって、直接人が視認できない場所を高解像度の写真撮影により、礫を把握することは可能となってきている。

しかし、大量の礫が存在する場合、判読作業に労力を費やす等、コストの増加が問題となる。そのことから、計測画像の効率的な処理が課題となる。

本報告は、UAV 等を用いた高解像度の撮影画像を用いた礫径の判読作業について、生産性向上や作業者の安全性向上の観点から、AI を用いた自動判読技術とその活用方法について紹介する。

２．教師データの取得

礫の自動判読を行うために、人工知能に数多くの礫撮影画像（以下、「教師データ」）を与える必要がある。教師データは、撮影高度が高い航空機による画像では、解像度が低いため、直径数mの礫でなければ判読できない。

したがって、本研究では、渓流調査に用いられることが多いUAV による撮影画像を対象とした。

撮影高度は航空法の許可が不要な 150m 未満のものを対象とし、撮影画像の礫質・形状・色彩・明度等が異なる条件の教師データを与えるものとした。

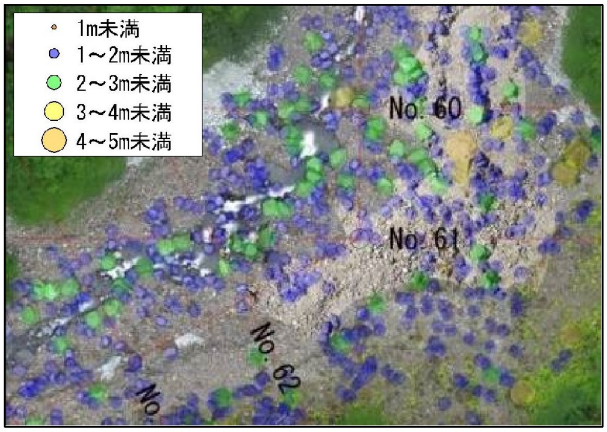


図１ 教師データの一例

３．学習モデルの開発

(1) 学習モデルの選定

AI の学習モデルはいくつか存在するため、礫の自動判読に適するモデルの選定が必要となる。代表的な学習モデル手法（①領域分割、②物体検出、③分類、④生成）のうち、認識したい物体を矩形で囲って検出する手法である物体検出（ObjectDetection）を採用するものした。

(2) 学習モデルの開発手順

選定した物体検出の手法を用いて、撮影した画像を深層学習アルゴリズムに読み込み、モデルを生成させたのち推論の結果を出力するものとした。

この作業を様々な教師データを用いて繰り返し演算処理を行うことで、物体検出の精度向上を図った。

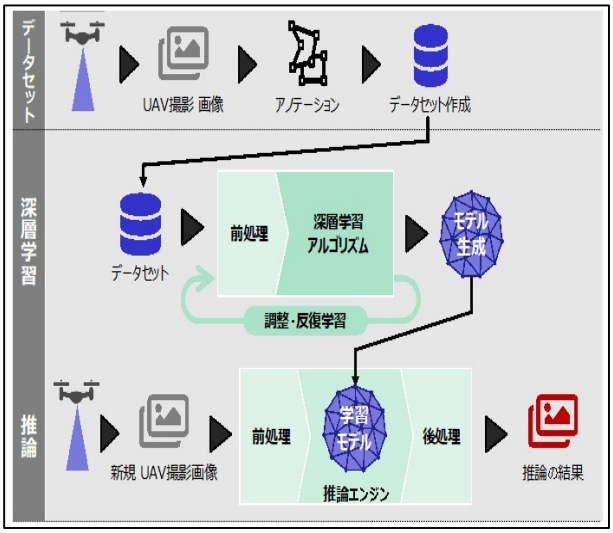


図２ 学習モデルの開発手順

(3) 深層学習アルゴリズムのための教師データ作成

礫は様々な形状やサイズがあるため、深層学習アルゴリズムに様々なバリエーションの礫を学習させる必要がある。礫検出に適した教師画像を選定するため、撮影場所や撮影高度を変化させながら、表１に示す学習モデルを作成した。

表１ 学習モデルの概要

学習モデル	学習モデル概要	教師画像 撮影場所
Ver.01	低解像度の礫画像による学習 高度130m撮影	場所A
Ver.02	高解像度の礫画像による学習 高度40m撮影	場所B
Ver.03	高～中解像度の礫画像による学習 高度40,60,80,100m撮影	場所B
Ver.04	Ver.03にVer.01の2m以上の礫を追加	場所A＋場所B
Ver.05	Ver.03にVer.01の全ての礫を追加	場所A＋場所B
Ver.06	教師データはVer.05と同一 学習アルゴリズムを礫向けに調整	場所A＋場所B

低解像度の教師画像から 1～2m 以上の大きい礫を中心に学習し、中～高解像度の教師画像から、より小さい礫も認識するよう学習させた。

(4) 深層学習モデルによる礫抽出結果

各学習モデルの教師画像数と礫認識数を表 2 に示す。Ver.01 で適切な学習時間を判定し、20～30 時間程度で充分な検出能力を得られることが分かった。Ver.05 で教師データを組み合わせることで、大小様々な礫を認識できた。Ver.06 では認識率の向上のため、教師データを Ver.05 と同一のまま、深層学習アルゴリズムのパラメータのみを礫向けに調整した。その結果、同一の教師データから礫検出数を向上させることができた。なお、本学習モデルの検出精度は、人が数えた目視判読の礫の個数に対して、判読礫径 1m 以上の場合、検出率 70%程度となった。

表 2 学習モデルごとの礫認識数

学習モデル	教師画像数	学習時間	礫認識数
Ver.01	8814個	220時間	700個
Ver.02	1416個	19時間	1451個
Ver.03	3332個	20時間	1754個
Ver.04	4410個	20時間	1000個
Ver.05	12146個	29時間	1346個
Ver.06	12146個	29時間	2042個

検出した礫をサイズごと分類し、大きい方から赤、紫、黄色、緑で表示した。その例を図 3 に示す。また、自動判読結果の礫径グラフを図 4 に示す。

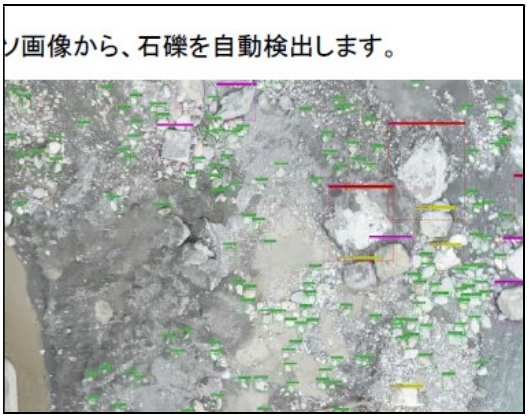


図 3 自動判読の抽出画像の例

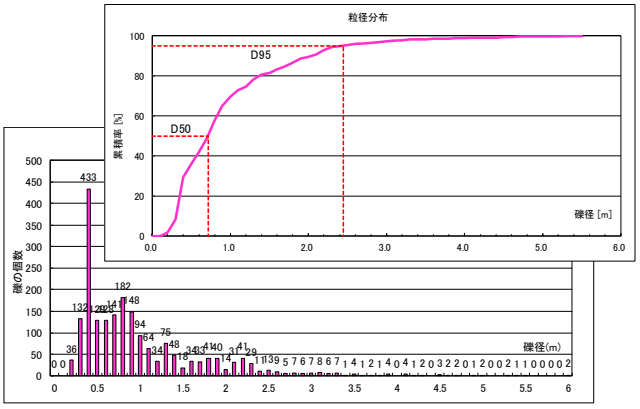


図 4 自動判読結果の礫径グラフ

4．抽出精度の検証

認識した礫画像の検証には、実際に撮影画像内に計測棒（2m 赤白ポール）を設置し、演算時に 1 ピクセルあたりの大きさを設定した。また、地表での計測礫と演算した礫の対比検証を合わせて行うことで、自動判読結果との検証を行った。比較結果を図 5 に示す。また、人力作業と人工知能の自動判読の比較結果を表 3 に示す。

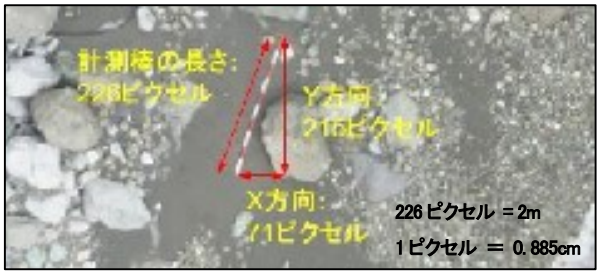


図 5 抽出画像の精度検証

表 3 人力作業と人工知能による礫抽出の比較

項目	人力作業	人工知能
抽出可能な礫径	10cm～上限なし	30cm以上～上限なし ※解像度による
礫の認識率	100%	礫径100cm以上で70%以上
礫の誤検出率	定量評価困難 人による目視誤差	8.6% ※本開発実施段階
礫の抽出個数	400個 長時間	数千個 短時間

5．自動判読技術の活用

今回開発した自動判読技術は、AI により物体を検出することが可能となる。すなわち、画像に映っている物体の形や大きさを識別し、個数を計測することができる。

この技術を使用することで、表 4 に示すケースで活用できる可能性がある。

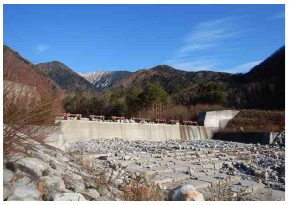
表 4 自動判読技術の活用例

分野	対象物	名称	概要
砂防	礫	移動礫の計測	土砂管理計画の基礎資料となる流域内における移動礫の計測
維持管理	流木	流木の計測	ダム湖に流入した流木量の計測
	構造物	根固め工の計測	既往護床工の設置状況や形状の確認
森林	樹木	森林管理	樹種や樹冠、樹高の計測



※ダム貯水流木対策の手引き（案）より抜粋

写真① ダム湖に堆積した流木の例



写真② 根固め工の維持管理

6．まとめ

今回紹介した礫の自動判読技術は、近年頻発している土砂災害発生後の危険な現場における災害調査において、迅速・高精度かつ安全に実施できることに資すると考える。今後も本技術の研鑽に努め、業務の効率化を目指したい。

P-140

不透過型砂防堰堤水通し部の付属施設における捕捉機構に関する一考察

原田　紹臣（三井共同建設コンサルタント株式会社）
○佐藤　厚慈（株式会社オリエンタルコンサルタンツ）
里深　好文（立　命　館　大　学）
水山　高久（京 都 大 学 名 誉 教 授）

1. はじめに

これまで，一般的に流木捕捉効果が高いと考えられている鋼製部材等の透過型砂防堰堤による流木対策[1]が推進されている中，平成29年7月に発生した九州北部豪雨災害では，多くの流域において既設の不透過型砂防堰堤が流木を殆ど捕捉せずに流木が下流域まで流出してしまい，家屋や橋梁等に多大な被害を与えた事例[2]が報告されている（図-1）．

今回の災害を受け，既設砂防堰堤の有効活用（透過型砂防堰堤への改良や前提保護工への流木捕捉工の設置）等による流木対策が積極的に進められている．ただし，現場条件等により，これらの対策が困難な場合や計画流木捕捉量が不足している場合は，一部の条件下において，既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置して，流木捕捉効果を高めることが新たに可能となった[3]．しかしながら，これらの流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関しては，知見の蓄積や新たな技術の開発が望まれている．そこで，本稿では不透過型砂防堰堤に付属施設（杭構造：流木捕捉工）を設置した構造における流木捕捉機構について，水路実験結果等により考察する．

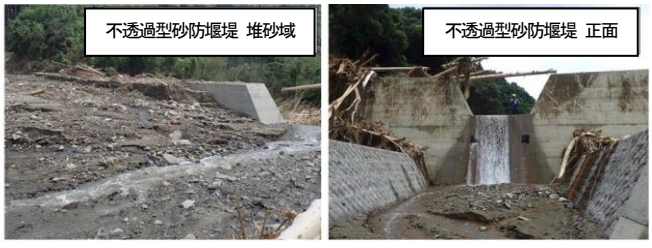


図-1 既設不透過型砂防堰堤における流木捕捉状況（被災直後）

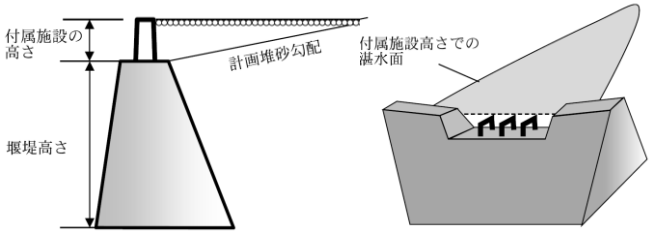


図-2 不透過型砂防堰堤水通し部の付属施設における流木捕捉概要[3]

2. 不透過型砂防堰堤の付属施設（杭構造：流木捕捉工）における流木捕捉機構に関する考察

既設不透過型砂防堰堤に付属施設（杭構造）を設置した構造における流木捕捉機構に関して，実験に使用した水路を図-3に示す．水路の上流から水 (Q_1)，流木 (円柱材料，流木長 l_1)，土砂（珪砂）を供給し，下流部に設置した流木捕捉工により閉塞された流木等の本数をそれぞれ計測している．水路の傾斜角は土石流区間での流木対策を想定し，10度以上[1]としている．なお，流木捕捉鋼材の間隔 l_2は，既往研究や設計指針[1]を参考に，流木長 l_1の2分の1としている．

実験結果における対策工の流木捕捉効果に関して，不透過型砂防堰堤に対策工を設置した構造での流木捕捉率 f_{c1}は，

$$f_{c1} = n_{dc} / n_w \quad (1)$$

と表される．ここに，n_{dc}は捕捉された流木（対策工：付属施設での捕捉と，捕捉された堆砂内に取り込まれた流木捕捉量の合計）の本数，n_wは流木の供給本数（図-3）である．

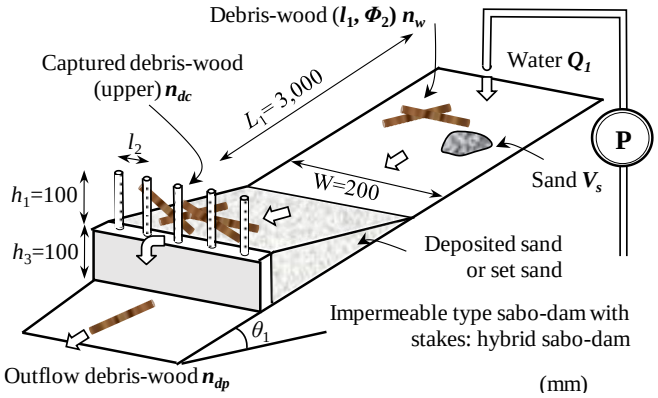


図-3 不透過型砂防堰堤に付属施設を設置させた流木捕捉実験概要

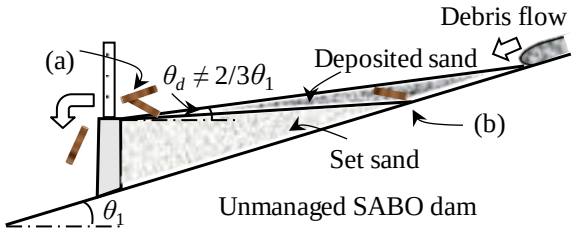


図-4 不透過型砂防堰堤等における流木捕捉の概要(土砂,流木供給)

不透過型砂防堰堤（ただし，不透過部は満砂）の付属施設（杭構造）における流木捕捉（a：**図-4**）及び土砂捕捉（堆積:deposited sand）に取り込まれる流木(b)による流木捕捉率 f_cの違いを**図-5**に示す．**図-5**に示すように，捕捉された流木の殆どは杭による捕捉(a)であり，土砂捕捉内で取り込まれた流木(b)は全体の約2%程度であった．ここで，流木と土砂との流動に関して，流木と土砂の比重の違いによる影響を受けたと考えられ，土砂と流木とが分離して挙動するのが確認された．なお，堆砂域の勾配変化点を中心に土砂の堆積が開始するとともに，同地点付近より流木が土砂と分離し，そのまま下流へ流下する傾向が確認された．

次に，流木と水のみ（土砂無し）を供給した場合における付属施設における流木量 n_wの違いによる流木捕捉高の変化を**図-6**に，流木捕捉工における流木捕捉機構の概要を**図-7**に示す．ただし，流木捕捉高は最大流木捕捉高$h_{d\,max}$と水深h_wとの割合である（**図-7**）．**図-6**に示されるとおり，供給流木量 n_wや流量 Q_1の違いによる流木捕捉高比の変化は殆ど確認されなかった．なお，最大流木捕捉高 $h_{d\,max}$と水深 h_wとの比（**図-7**）は，約1.0から1.2倍程度までであった．また，捕捉された流木の堆積間における透水性は高く，捕捉された流木の上部を越流することがなかったため，最大でも水深程度h_wまでしか流木は捕捉されなかったものと考えられる．

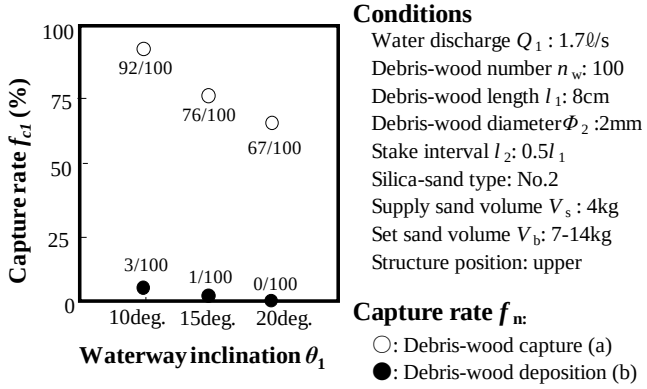


図-5 部分透過型砂防堰堤における流木捕捉率等の変化

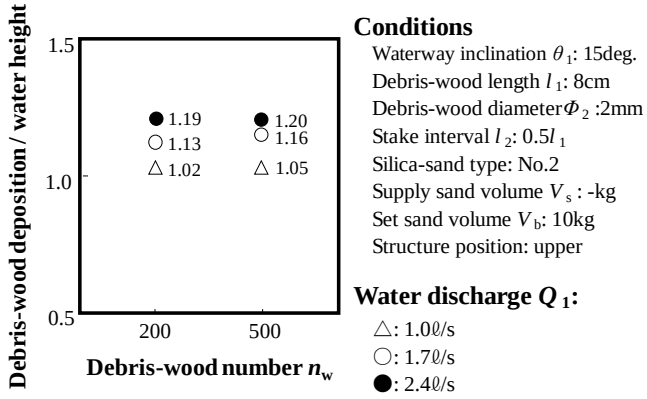


図-6 流木量の違いによる流木堆砂高の変化

ここで，不透過型砂防堰堤に付属施設を設置した場合における流木捕捉量X_{w3}に関する算定方法[3]の概要を**図-8**に示す．**図-8**に示すように，付属施設が捕捉することのできる流木量の上限値は，付属施設の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面A_{w3}を流木が一層で堆積すると仮定して，流木径R_{wa}との積により算定[3]することとなっており，本実験結果の観察によって見られた傾向とも概ね類似していた．

最後に，不透過型砂防堰堤等において考えられる流木対策効果に関して，本堰堤での付属施設による計画流木捕捉量X_{w3}(c)や，副堰堤（前庭部の流木捕捉工）による計画流木捕捉量X_{w2}(b)，土砂とともに捕捉される計画流木捕捉量X_{w1}(a)，除石により確保される空間での計画流木堆積量Y_wの概要を**図-9**に示す．なお，今後，更なる議論が望まれる．

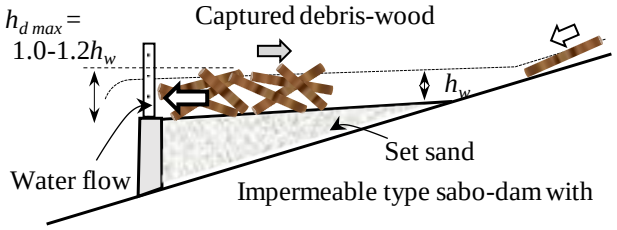


図-7 不透過型砂防堰堤等における流木捕捉の概要(流木のみ供給)

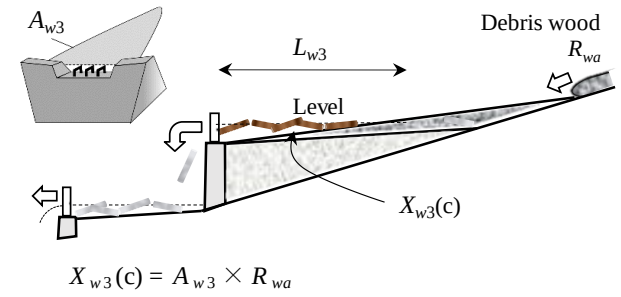


図-8 不透過型砂防堰堤の付属施設における流木捕捉量 X_{w3} (c)の概要

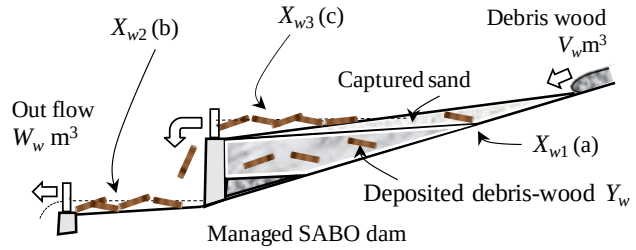


図-9 不透過型砂防堰堤等において期待される流木対策効果の概要

参考文献

1) 国土交通省 砂防部：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料，Vol.904，2016.

2) 地盤工学会：平成 29 年 7 月九州北部豪雨緊急災害 報告会資料，2017.

3) 国土交通省 砂防部：事務連絡，流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的手法について，2017.

P-141

鉄筋コンクリート砂防堰堤の設計法に関する一考察

パシフィックコンサルタンツ 株式会社（株）： ○花田 良太、飛岡 啓之、堂ノ脇将光、井上 隆太
国土交通省 利根川水系砂防事務所： 田村 圭司、杵淵 新一、石北 肇、佐藤 祐壮、尾池 香苗
一般財団法人 砂防・地すべり技術センター： 嶋 丈示
政策研究大学院大学： 水山 高久
（※所属は 2019 年 3 月末時点）

１．はじめに

砂防堰堤の構造は重力式コンクリート構造が多く、近年は鋼製砂防構造物や砂防ソイルセメント構造なども広く採用されている。一方、コンクリート構造は、基本的に無筋コンクリートであり、国内における鉄筋コンクリート構造による砂防堰堤の採用事例は非常に少ない。このため、設計手法が未確立であり、鉄筋コンクリート構造を採用する利点や課題などについての検証事例はみられない。

本検討では、実際の施工を見据え、鋼製透過型砂防堰堤の非越流部に鉄筋コンクリート構造を採用した設計を行った。その設計手法について報告する。

２．検討施設概要

対象とする検討施設は、利根川水系の烏川流域支川の土石流危険渓流である。同渓流内には 3 基の透過型砂防堰堤が計画されており、その最上流の施設となる。流域諸元及び設計条件を**表-1** に示す。

表-1　流域諸元・設計条件

流域面積 （堰堤計画地点）	1.93km^2 (0.93km^2)
現河床勾配	1/13.8
計画捕捉量	14,431m^3
堰堤高	10.0m
堰堤長	60.0m
土石流ピーク流量	39.2m^3/s
土石流流体力	16.4kN/m
基礎地盤	砂質層
最大礫径	1.2m

３．鉄筋コンクリート砂防堰堤の設計手法の検討

3.1 検討フロー

「土石流・流木対策設計技術指針 解説」の荷重条件に基づき、転倒、滑動、支持力に対しての安定性の照査を実施し、断面形状を仮設定した後、部材の安全性について照査（応力計算）を行い必要鉄筋量を設定する。経済性や必要な鉄筋のあき等を考慮して現実的な鉄筋量になるように設定する。検討フローを図-1 に示す。

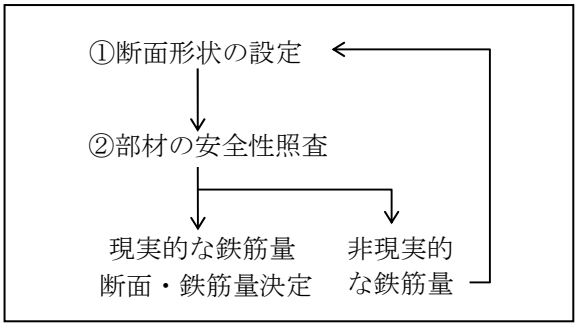


図-1 検討フロー

3.2 断面形状の設定

断面形状については、既往事例[1)]などを参考に逆Ｔ形状を採用し、安定計算により決定した。しかし、鉄筋コンクリート砂防堰堤の断面形状について基準等がなく、逆Ｔ形状を決定するにあたり計算上のパラメータが多くなるため、天端幅などは**図-2** のとおり設定しパラメータを減らした上で、後フーチング幅と上流法勾配のみを変数として安定計算を実施した。

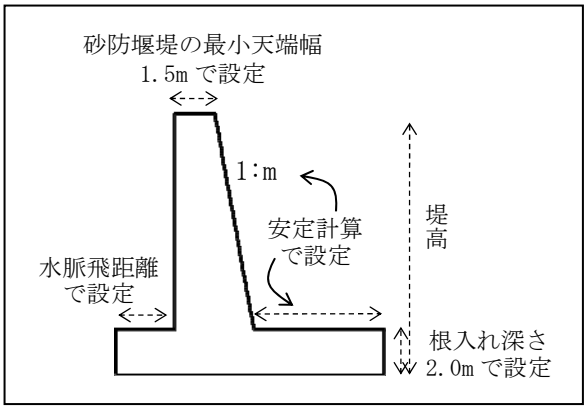


図-2 断面決定の考え方

3.3 部材の安全性の照査

部材の安全性評価については、**表-2** の①～③の考え方により必要鉄筋量の計算を行い、施工性や経済断面を踏まえ設定する。剛性の高い構造物へ礫の衝突する場合の内的安定の照査手法は確立されたものがないことから、③は、「土石流・流木対策設計技術指針 解説」及び「落石対策便覧」を踏襲して照査を行った。

表-2　部材の安全性照査（応力計算）の考え方

項目	考え方
①コンクリート断面に対する必要鉄筋量	道路橋示方書[2]を参考に最小鉄筋量0.15%で設定
②満砂後の堆砂圧（静的荷重）に対する必要鉄筋量	擁壁工指針[3]に準拠し土石流流体力の荷重を加えて照査を実施
③土石流時の礫衝突（動的荷重）に対する必要鉄筋量	－
（1）砂防堰堤袖部への礫衝突の考え方	竪版とフーチングの境界面にて照査を実施
（2）落石防護擁壁への落石の衝突の考え方[4]	照査手法が確立されていないため既往の被災事例等から配筋参考例が示されている。これを基本に配筋されることから、配筋例を基本に最大、最小となる鉄筋量を設定
（3）ロックシェッドへの落石の衝撃の考え方[4]	落石の衝撃力を静的荷重に置き換える方法を参考に、押し抜きせん断に対する照査を実施

4．検討結果

安定計算結果から設定された堤体断面積と、部材の安全性照査から算定される必要鉄筋量の結果を**図-3**に示す。

上流法勾配が大きいほど堤体断面積は大きく、必要鉄筋量は少なくなった。また、**表-2③（1）**の「砂防堰堤袖部への礫衝突の考え方」による鉄筋量が最も多くなる傾向が見られた。

最も経済的である上流法勾配 1：0.25 における主鉄筋は、D29（中心間隔 125mm）となった。これを元に、無筋コンクリートと鉄筋コンクリートについて比較を行うと、鉄筋コンクリートの方がコンクリート量で約 3 割、概算工事費で約 1 割少なくなる結果となった。（**表-3**）

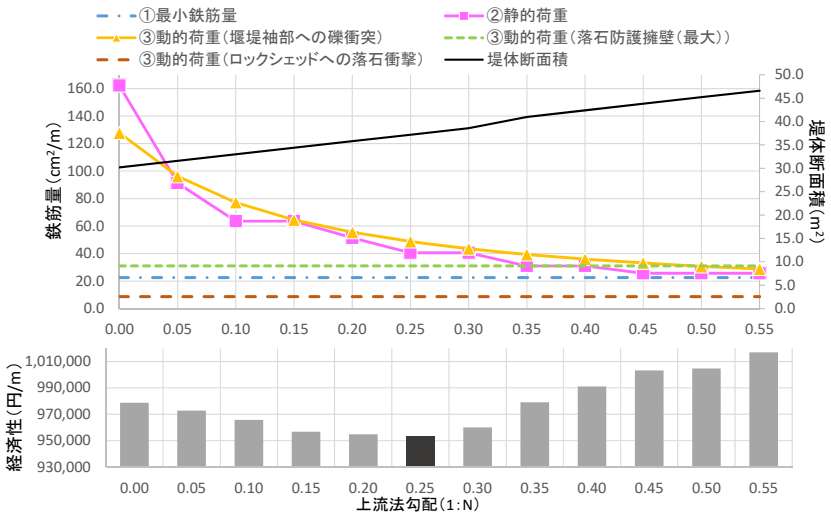
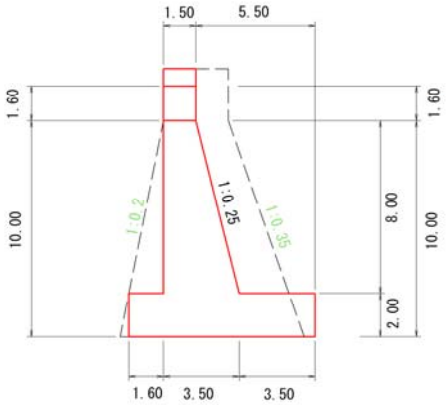


図-3　堤体断面積と必要鉄筋量及び概算工事費

表-3　断面形状と経済性比較結果

	重力式堰堤	RC 堰堤
ｺﾝｸﾘｰﾄ量	523m³/10m	356m³/10m
概算工事費	10,414 千円/10m	9,532 千円/10m



5．おわりに

本検討では、概算工事費の算出結果、コンクリート量として約 3 割、概算工事費として約 1 割のコスト縮減を図ることが見込まれる。一方で、山間地における施工であることから、仮設備費用、ダムサイトまでの資機材運搬費、配筋工などを含めて総合的に評価したうえで経済性の効果を確認する必要がある。また、骨材径の小さいコンクリートを使用することが必要となる場合も想定され、コンクリートのポンプ打設活用も考えられる。

今後、利根川水系砂防事務所では、実際の施工条件を反映した具体的な施工方法を計画・実施し、施工時の実態調査や施工後のモニタリング等を行い、鉄筋コンクリート砂防堰堤の利点や課題について把握を行っていく予定である。

【参考文献】

1）下田ら，オーストリアにおける鉄筋コンクリート（RC）砂防ダム技術，新砂防，Vol.46(3)，pp.21-27，1993

2）（社）日本道路協会，道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，2017

3）（社）日本道路協会，道路土工 擁壁工指針，2012　、4）（社）日本道路協会，落石対策便覧，2017

高エネルギー吸収型落石防護柵(ネット強化型)の実物大実験

東亜グラウト工業株式会社　　梅沢広幸，田邉梨沙，○奥田峻，酒井啓介

1. はじめに

平成29年12月に落石対策便覧[1]の改訂版が発行され，主な改訂内容の一つとして「実験による性能検証」が新たに追加された。そのため，新たな構造形式の落石防護施設については，実験による性能検証に則った実験方法で性能検証することが望まれる。

また，著者らは高エネルギー吸収型落石防護柵の更なる落石捕捉性能の向上を目指し，新たな構造形式の落石防護柵を開発した。

本稿では，実験による性能検証に則った実験方法で，対応落石エネルギー1,000kJの高エネルギー吸収型落石防護柵（以下，改良型リングネット落石防護柵）の実物大実験を実施したので報告する。

2. 実物大実験

2.1 供試体の構造

写真1に供試体全景，図1に供試体構造図およびロードセル配置図（柵高H＝4.0m，延長L＝6m×3スパン＝18.0m）を示す。供試体は主に，公称素線引張り強さが1,770N/mm²以上で素線径がφ3mmの硬鋼線をリング状に編んだリングネット，H型鋼を使用した支柱，ワイヤロープ，丸鋼の曲げ変形を利用した衝撃緩和装置であるUブレーキ（図2）で構成されている。ワイヤロープには，支柱上部下部に設置するネットを取り付けるためのサポートロープおよびUロープ，落石捕捉時にリングネットに作用した荷重を伝搬するためのトランスミッションロープ，端末支柱を柵の設置延長方向に拘束するラテラルロープ，端末支柱においてリングネット側端部を連結するバーチカルロープ，支柱頭部と山側反力体を連結するリテイニングロープがある。



写真１　供試体全景

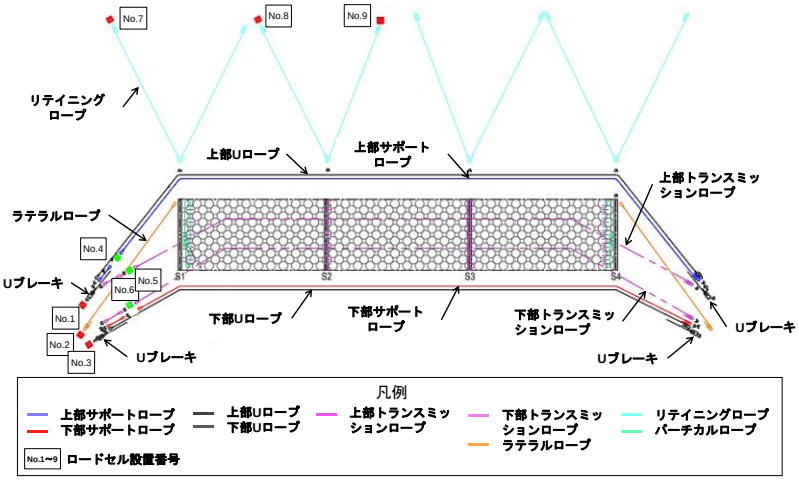


図１　供試体構造図およびロードセル配置図

2.2 実験条件

実験は，スイス連邦のDTC（Dynamic Test Center）にて実施した。重錘は，EOTA規格[2]に準拠した外寸1,210mm，質量3,220kgのコンクリート多面体を使用し，衝突速度は25.0m/s以上になるよう設定した。また，実験方式は水平滑走方式を採用し，衝突位置は中央スパンの高さ2mの位置に衝突させた。

測定項目は，①高速度カメラで撮影した連続写真の画像解析による重錘の捕捉状況，②重錘に内蔵した加速度センサによる加速度，③ロープ端部に設置したロードセルの荷重－時刻暦応答波形である。



図２　Ｕブレーキ

3. 実験結果および考察

図3は，高速度カメラ撮影による連続写真，図4は，加速度から求めた重錘の運動エネルギーおよび連続写真の画像解析から求めた重錘速度－時間関係，図5は，計測したロードセルの荷重－時刻暦応答波形を示す。以下に計測項目の測定結果を示す。

① 図3より，供試体のネットは，重錘衝突時（t=0ms）からt=260ms後に最大変形を示した。また，重錘は供試体ネットの最大変形後にリバウンドをしながらt=550msに運動が完全停止した。
なお，供試体のネットは重錘衝突による破断は確認されなかった。

② 図4より，供試体衝突時（t=0ms）の重錘速度は，高速度カメラからの解析により25.4m/sであった。このときの重錘の運動エネルギーは，重錘の質量と速度からE=1035kJであった。また，供試体ネット最大変形時（t=260ms）において，重錘の運動エネルギーおよび速度が0を示していることから，時刻t=260ms時に重錘は一時的に運動が停止していたことが確認できる。

③ 図5より，衝撃緩和装置のUブレーキと接続したロードセルNo.1，No.4，No.5およびNo.3，No.6は，それぞれ時刻t=60～250ms，t=110～250msの間で荷重が急激に上昇することなく，荷重のピークがカットされた応答波形を示した。これは，Uブレーキの衝撃緩和効果が発揮したためと考えられる。また，ワイヤロープ部材（リテイニングロープ）に直接接続し，重錘衝突時に最も荷重が応答したロードセルNo.8は，時刻t=170～240msで急激に荷重が上昇した結果からも，衝撃緩和装置の有無による荷重の応答が顕著であることが分かる。
なお，各ロードセルにおける応答値は，供試体ネットの最大変形時（t=260ms）付近でピークを迎える傾向であった。



(a)重錘衝突時(t＝0ms)



(b)最大変形時(t＝260ms)



(c)重錘捕捉後(t＝550ms 以降)

図 3　高速度カメラ撮影による連続写真

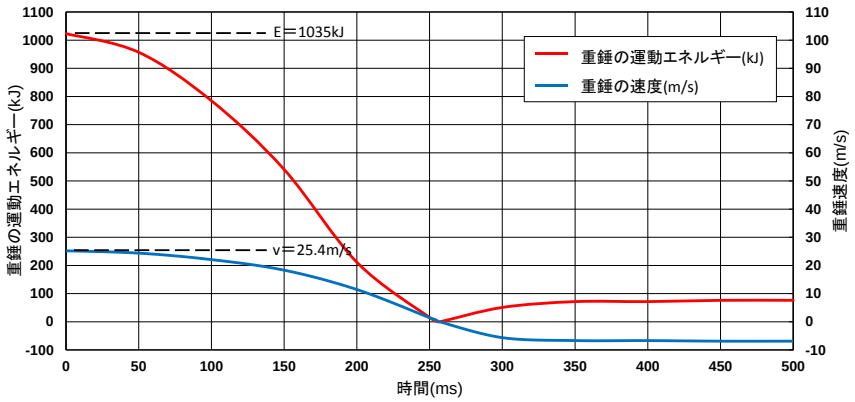


図 4　重錘の運動エネルギーおよび重錘速度－時間関係

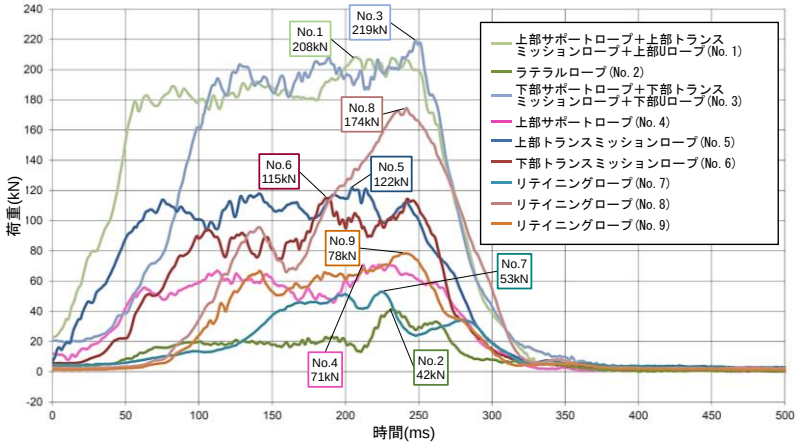


図 5　ロードセルの荷重－時刻暦応答波形

4. おわりに

改良型リングネット落石防護柵は実物大実験等を経て，平成31年1月に（一財）砂防・地すべり技術センターから建設技術審査証明（砂防技術）を取得した。今後，さらに実験や数値解析を重ねて，落石捕捉性能の向上や施工性の向上を図り，人命の安全確保に取り組んでいきたいと考える。

参考文献

1) 落石対策便覧，公益社団法人日本道路協会，2017.12.27

2) EOTA，Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits(ETAG 027)，2008

P-143

砂防堰堤の初期堆砂が土砂捕捉に及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　○麻野佑介・中谷加奈・小杉賢一朗
広島大学大学院総合科学研究科　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨において砂防堰堤が土砂を捕捉して下流の被害を防止、軽減した事例が報告されている。砂防堰堤には種々の形式が存在するが、不透過型が多く設置される。近年、除石が基本に位置づけられるが、設置から長期間経過した堰堤では、土石流発生前から堰堤上流に土砂が堆積している場合もある。しかし、不透過型の土砂捕捉機能は空き容量が十分にある空の状態を対象にした検討が多く、初期堆砂を考慮した場合の土砂流出量や土砂捕捉量に関する定量的な検討は不足している。本研究では、不透過型砂防堰堤の初期堆砂に着目して、堰堤の土砂流出量や土砂捕捉量などを明らかにし、初期堆砂が土砂捕捉機能に及ぼす影響を把握することを目的として、水理実験を実施した。

2. 実験方法

実験には長さ 450 cm、幅 10 cm、勾配 15°の矩形断面水路を用いた（**写真-1**）。水路床にはほぼ一様な粒径 1.4 mm の砂を貼った。実験砂には平均粒径 2.81 mm、密度 2.59 g/ cm^3、空隙率 0.48 の珪砂を用いた。堰堤模型には高さの異なる 2 種類（13cm、10cm）を用い、水路下流端に設置した。堰堤の初期堆砂について、堰堤天端まで水平勾配で堆積させた状態（堆砂 A、写真-2 左）、堆砂 A の 0.5 倍を水平勾配で堆積させた状態（堆砂 B、写真-2 中央）、空の状態（写真-2 右）の 3 種類とした。水路上流端から 390-450 cm の間に土砂を敷き詰めて、水路上流端から水を 0.61 l/s で供給し、侵食により土石流を発生させた。堰堤で捕捉された土砂を「捕捉土砂」、堰堤より下流に流出した土砂を「流出土砂」とした。流出土砂は流出開始から 3 秒毎に 12 秒間、堰堤下流で採取した。**表-1** に実験ケースを示す。本検討では、堰堤天端から水路勾配の 1/2 の勾配の状態を満砂と想定して、満砂の土砂量を供給土砂量として設定した。実験は各条件で 3 回ずつ実施した。



写真-1　実験水路外観

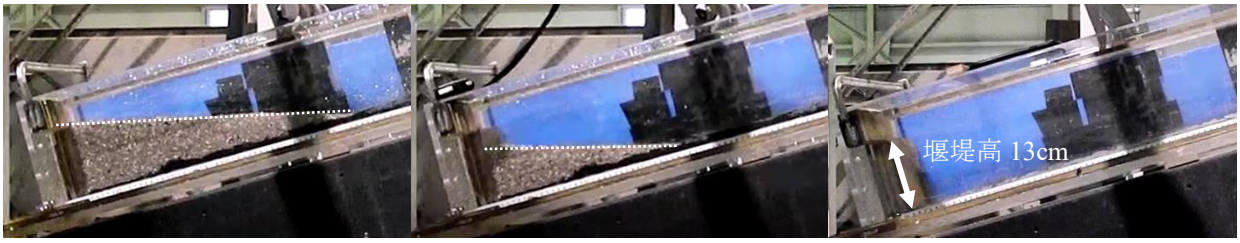


写真-2　初期堆砂（左：天端まで水平に堆積した堆砂 A、中央：堆砂 A の 0.5 倍の堆砂 B、右：空の状態）

3. 実験結果と考察

表-2 に実験結果を示す。捕捉土砂は初期堆砂を除いた土砂の堆砂量、堆砂土砂は初期堆砂も含めて堰堤に堆積した総土砂量を示す。また、R_c と R_f は以下の式で定義した。

$$R_c(\%) = \frac{\text{捕捉土砂量}}{\text{供給土砂量}} \times 100、\quad R_f(\%) = \frac{\text{捕捉土砂量}}{\text{空き容量}} \times 100$$

全ケースで堰堤の空き容量以上の土砂を供給したが、R_f が 100%を超えるケースはなく、最も R_f が大きいのは case2 である。これは、流出した土石流の濃度が時間とともに低下し、通水後半では下流端の

表-1　実験ケース

case	堰堤高(cm)	供給土砂 (cm^3)	初期堆砂 (cm^3)	空き容量 (cm^3)
1	13	6421	3154	3267
2				
3				
4			1578	4843
5				
6				
7			0	6421
8				
9				
10	10	3799	1866	1933
11				
12				
13			933	2866
14				
15				
16			0	3799
17				
18				

表-2　実験結果

case	捕捉土砂量 (cm^3)	堆砂土砂量 (cm^3)	*Rc* (%)	*Rf* (%)
1	3000	6154	46.7	95.8
2	3085	6239	48.0	97.2
3	2836	5989	46.7	95.8
4	4261	5839	66.4	90.9
5	4039	5617	62.9	87.5
6	4048	5626	63.0	87.6
7	4823	4823	75.1	75.1
8	4804	4804	74.8	74.8
9	4993	4993	77.8	77.8
10	1568	3434	41.3	90.4
11	1455	3321	38.3	87.4
12	1422	3288	37.4	86.6
13	2302	3235	60.6	85.2
14	2301	3234	60.6	85.1
15	2378	3311	62.6	87.2
16	2641	2641	69.5	69.5
17	2681	2681	70.6	70.6
18	2697	2697	71.0	71.0

堆砂末端部が侵食されて流出するからである。堰堤の高さで R_f を比較すると、高さ 13cm のケースの方が 10cm より R_f が大きくなっている。堰堤の高さに関係なく空き容量に対して初期堆砂量の割合は同じになるが、堰堤高が高い 13cm の方が初期堆砂の水平区間が長くなるため、土砂が堆積しやすい場が形成されるためである。R_c を見ると、堰堤の初期堆砂量が多くなるほど小さい。初期堆砂が多い条件では、あらかじめ堰堤に堆積した土砂量分、堰堤の空き容量が減少するからである。

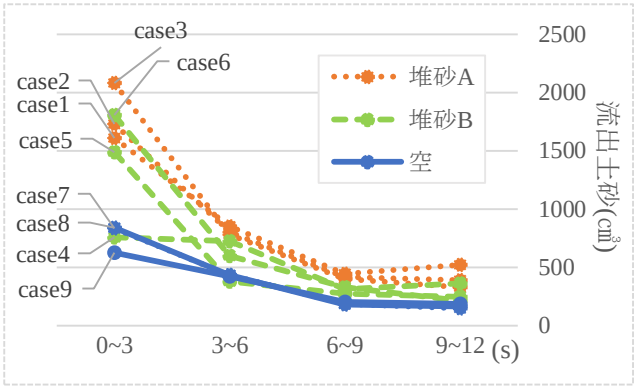


図-1　流出土砂量の時間変化（堰堤高 13cm）

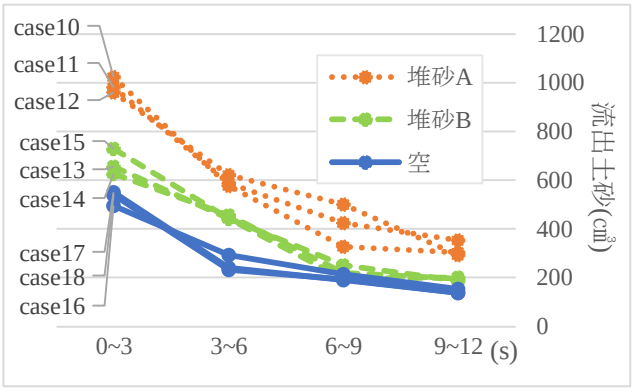


図-2　流出土砂量の時間変化（堰堤高 10cm）

図-1 に堰堤高 13cm（case1-9）、図-2 に堰堤高 10cm（case10-18）の 3 秒毎の流出土砂量の時間変化を示す。case4 を除く全てのケースで 0-3 秒間に最も多くの土砂が流出した。各条件の平均をとって考えると堰堤高が 13cm のケースの 0-3 秒間の流出土砂量は堆砂 A、堆砂 B、空の条件でそれぞれ 1805 cm^3、1350 cm^3、766 cm^3 を示しており、堆砂 B、空では堆砂 A と比べて 25%、58%の流出土砂の低下が確認できた。また、堰堤高が 10cm のケースでは 0-3 秒間の流出土砂量は堆砂 A、堆砂 B、空の条件でそれぞれ 989cm^3、671 cm^3、528cm^3 を示しており、堆砂 B、空では堆砂 A と比べて 32%、47%の流出土砂が低下した。したかって、堰堤高が 13cm、10cm のケースにおいてピーク時の流出土砂量は堆砂 A、堆砂 B、空の順に低下しており、初期堆砂がある条件でも堰堤はピーク時の流出土砂量を低下させることが確認できた。また、実験の観察から、流出土砂は上流からの供給土砂がほとんどで、供給土砂と堰堤で捕捉した土砂の河床での交換は確認できなかった。

謝辞　本研究は京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの実験施設を利用しました。

P-144

斜面の基礎補強時における網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイル工）の高度化に関する実験的研究

立命館大学大学院理工学研究科　○山本和輝，高瀬蔵
立命館大学理工学部　藤本将光，原田紹臣，玉木健太，里深好文
ヒロセ補強土株式会社　小西成治，疋田信晴

1．研究背景

昨今，山間部において地山の掘削および盛土工事を伴う多くの道路が建設されてきた．その際，用地や施工上の制約より，一般的なアンカー工，鉄筋による斜面安定化や補強土工による盛土の補強により対策が講じられてきた．特に，鉄筋を用いた地山や盛土の補強において，膨張性グラウトの活用により地山との密着性を高めた E.P. ルートパイル工法（以降“ルートパイル工”）は，施工性や自然への影響を最小限に抑えることができることから，今後の更なる現場への採用が期待される[1)]．また，近年に発生した地震（例えば，2016 年熊本地震）において，耐震性能についても確認されている．

本研究では，ルートパイル工の設計等における更なる高度化（例えば，コスト削減や利用の展開など）を図るため，室内実験により杭の間引き方，杭設置角度が補強効果に与える影響について把握することを目的とする．なお，本稿では初期実験として実施した斜め方向の力による補強効果について報告する．

2．実験条件

本実験で用いた実験装置の概要を図-1 に示す．実験での使用土砂は真砂土である．水槽内に土砂（W=250mm, L=370mm，H=200mm）を敷き詰めて，その土層内にアルミ製で作成された供試体を配置している．供試体上部の傾き 45° の板に鉛直荷重を加えることで斜め方向に荷重をかけた．杭の本数は 5 本とし，地盤内の杭（アルミ棒）の径および長さは ϕ=6mm, 深さ=100mm としている．杭の挿入形態の違いが補強効果に与える影響について把握するため，4 パターンに変化させている．パターンは Type1=（90° -90° ），Type2=（70° -90° ），Type3=（90° -110° ），Type4=（70° -110° ）である（図-2）．

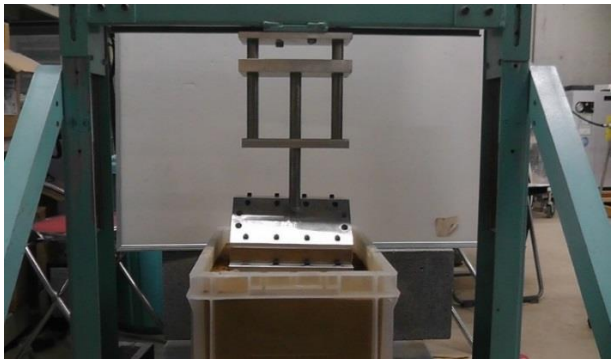


図-1　実験で用いた装置

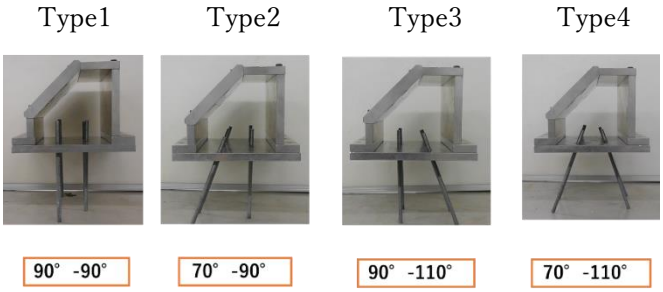


図-2　杭の挿入形態パターン

次に，山側と谷側における杭の位置が補強効果に与える影響について把握するため、山側 3 本・谷側 2 本と山側 2 本・谷側 3 本の 2 パターンを設定した．杭の位置は図-3 の赤点である．

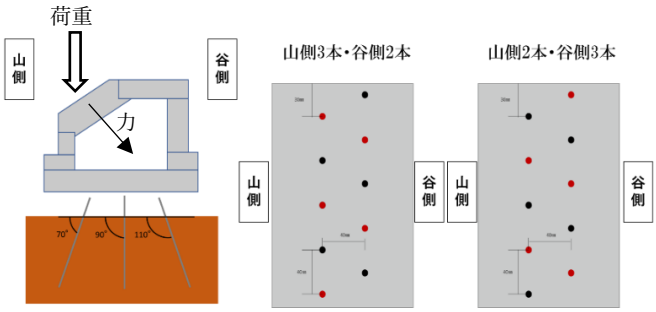


図-3　山側，谷側での間引き方

3．実験結果と考察

杭の挿入形態の違いによる実験結果について，山側 3

本・谷側 2 本での結果を図-4 に示す．異なる実験条件の結果を検討するため，鉛直方向と水平方向の変位は，鉛直荷重が 1000N 時の数値を比較した．図-4 に示されるとおり，杭の挿入形態が Type1（90° -90° ）>Type4（70° -110° ）>Type3（90° -110° ）>Type2（70° -90° ）の順に変位が大きくなることが示された． 同様に，山側 2 本・谷側 3 本での結果を図-5 に示す．鉛直変位は Type4>Type2>Type3>Type1 の順に，水平変位は Type4>Type3>Type2>Type1 の順に変位が大きくなることが示された．

杭の位置の効果（山側と谷側での違い）に関する実験結果について図-6 に示す．全体の傾向として，谷側の本数が多いと荷重に対して抵抗がより発揮され，変位が小さくなる傾向を示した．

以上の実験結果から，考察したことをまとめる．谷側の本数が多いと荷重に対して抵抗がより発揮され，変位が小さくなり，逆に，山側の本数が多いと回転が発生しやすくなり抵抗が小さくなることが示された．また，Type 1 における変位が，山側 2 本・谷側 3 本の場合最も小さかった．この結果から杭の挿入角度は 90° で谷側に杭が多い場合に最も抵抗が発揮されることが示された．

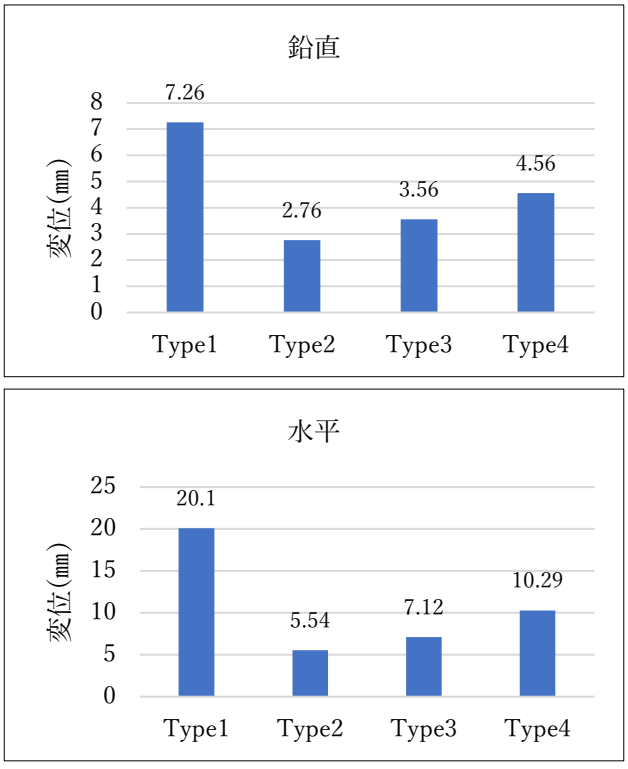


図-4　杭の挿入形態の違い(山側 3 本・谷側 2 本)

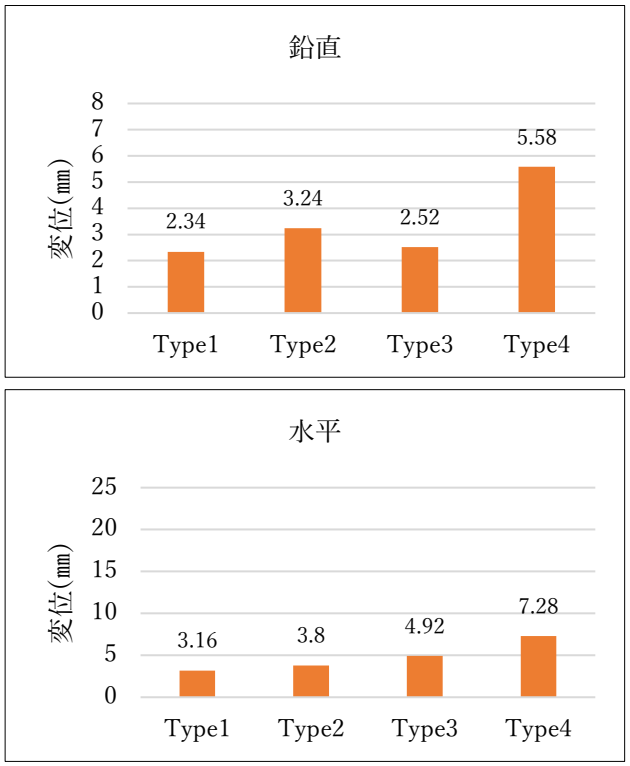


図-5　杭の挿入形態の違い(山側 2 本・谷側 3 本)

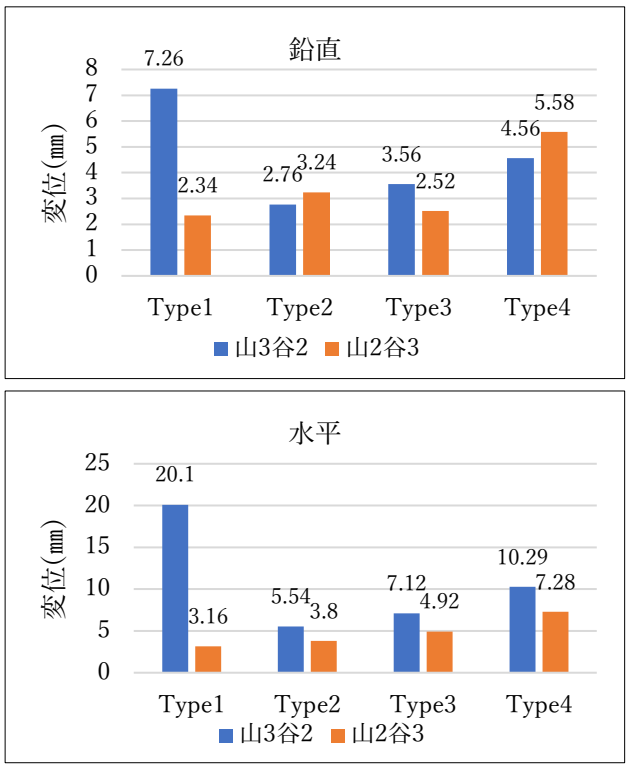


図-6　山側 3 本・谷側 2 本と山側 2 本・谷側 3 本 2 パターンの違い

4．参考文献

1) 三木五三郎・坂下五男・児玉秀文：網状ルートパイル（R.R.P）工法の日本における実施例，土と基礎，Vol. 31-9，pp.35-40，1983.

P-145

流体力を作用させた土のう構造体の破壊形態に関する実験的検討

国立研究開発法人土木研究所　○秋田寛己，武澤永純，石井靖雄，西井洋史

１．背景と目的

土石流発生後の渓流では，その後の降雨に伴い，土砂流出等が発生する危険性があるため，応急対策の実施が必要となる。近年は，平成 26 年 8 月の広島土石流災害や平成 27 年 9 月の日光土石流災害をはじめ，大型土のうを導流堤等に活用した応急対策の事例[1)]が見られる。擁壁や盛土工法等に活用した土のう構造体の安定性照査手法は，力学的な強度特性について室内試験で検討され[2)]，「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル改訂版（平成 29 年 10 月）[3)]に例示されている。一方で，土石流発生後の応急対策として，導流堤効果を期待する土のう構造体の安定性を検討した研究例は少なく，破壊の形態やその原因が未解明である。そこで本研究では，水路模型実験を行い，導流堤として設置した土のう構造体に土石流流体力を作用させ，それに伴う破壊の形態と原因を推定し，安定計算により結果を検証した。

２．実験方法

図 1 に実験水路と計測機器の配置を示す。実験には，上部に貯水槽を備えた勾配可変型水路を用い，水路勾配 θ を 15 度とした。水路内には，貯水槽の直下に流下水路を接続し，底面に粗度（0.09：山地流路相当の粗度係数）を設け，土砂（16.0ℓ）を敷き，給水して土石流を発生させた。

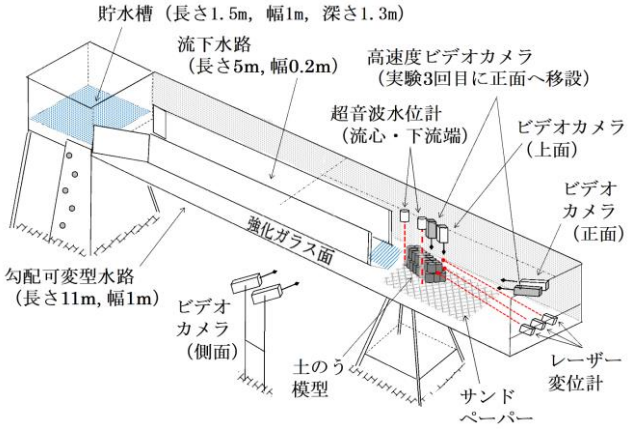


図 1　実験水路と計測機器の配置

流量は，平成 26 年 8 月に土石流が発生した広島市安佐南区の渓流（A=0.05km²）を参考にした。1900～2014 年までの広島雨量観測所のアメダスデータから，5 年超過確率雨量（134.6mm/day）を求めた。応急対策として設置することを想定し，今回は 5 年超過確率雨量による土石流を対象とした。総流量は確率雨量から有効降雨強度を求め，合理式によりピーク流量を計算し，流域面積による洪水到達時間を乗じて求めた。この総流量にフルード相似則（L^3=1:8,000）を適用し，実験での給水量（65.5ℓ）とした。

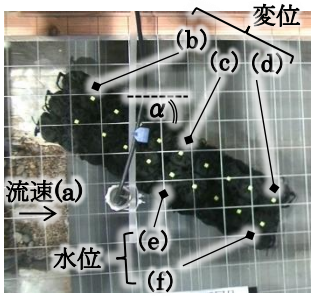


図 2　計測位置（上面）

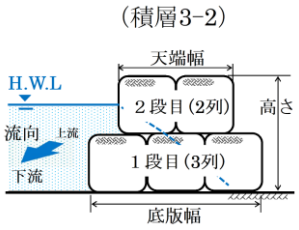


図 3　積層の例（横断面）

土のう模型はほぼ円柱状で 1:20 縮尺（h=5.0cm，ϕ=5.0cm）とし，素材は実物を模して，袋体にポリエステルの織物を採用した。中詰材の土砂は，水路に敷いた土砂と同じ材料を用い，乾燥重量 160g/個（礫質土相当）となるように充填した。粒径は，D_{50}=5.1mm，D_{95}=19.0mm である。土のう模型を設置する範囲には，水路底面にサンドペーパーを貼り付けた（摩擦係数 0.3：横型引張試験機で計測）。

表 1　実験ケース

Case	ケース名称	積層	導流角 α
1	基本	3−2	30°
2−1	底版幅の増加	4−3	30°
2−2		5−4	30°
3−1	導流角[注1)]の緩和	3−2	20°
3−2		3−2	10°

注１）流下水路の側壁と土のう構造体が成す角度のこと。

実験での計測項目は，流速・変位・水位である。図 2 に計測位置を示す。流速(a)は，ビデオカメラの画像から目視で計測した。変位はレーザー変位計を使用し，土のう構造体の上流端(b)・流心位置(c)・下流端(d)での堤内側の模型上段で計測した。水位は超音波水位計を使用し，土のう構造体の流心位置(e)と下流端(f)で計測した。なお，ケース 1 とケース 3-1 及び 3-2 での下流端の水位は，ビデオカメラの画像から目視で計測した。ビデオカメラは上面・側面・正面に設置し，土のう構造体の様子を観察した。

図 3 に基本ケースでの積層例を示す。例えば，積層 3-2 は 1 段目を 3 列，2 段目を 2 列とした積み方である。表 1 に実験ケースを示す。基本ケースに対し，底版幅の増加，水路側壁と接する基点での導流角 α の緩和（α=10° 及び 20° の 2 ケース）の 4 ケースを各 3 回の計 12 回で実験した。

３．結果と考察

３．１　実験による破壊の形態

図 4 と図 5 にビデオカメラにより上から撮影した画像を示す。図 4(a)と(b)はケース 1 の破壊の例となる。土石流の衝突後，土のう構造体が末端から上流側まで，構造体全体で滑動し破壊に至る形態が観察できた。図 5(a)と(b)はケース 2-2 の破壊の例となる。下流端が先に滑動し，破壊の範囲が次第に上流側へ至る形態が見られた。なお，ケース 3-1 では，下流端からの滑動が確認できるが，ケース 3-2 では滑動が見られなくなり，導流角の緩和で土石流流体力が低下したことが影響していると推察される。



図 4　ケース 1 での破壊の例（積層 3-2，α=30°）



図 5　ケース 2-2 での破壊の例（積層 5-4，α=30°）

３．２　実験結果と計算結果との検証

図 6 に設計荷重を示し，表 2 に計算諸元を示す。実験で見られた破壊の形態について，断面及び下流端での滑動の安全率 Fs を極限平衡法によりそれぞれ計算し，実験結果と計算結果を検証する。設計荷重は(1)～(3)式で自重 W を，(4)式で土石流流体力 F を計算する。

$$W = W1 + W2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$W1 = W_c \times V_n \times \cos\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$$W2 = W_c' \times V_n \times \cos\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

$$F = Kh \times \gamma d / g \times D_d \times U^2 \times \sin\alpha \quad \cdots (4)$$

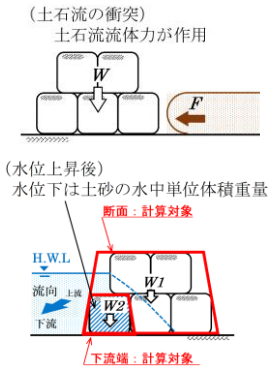


図 6　設計荷重

表 2　計算諸元

諸元	単位	記号	値	摘要
土のう模型の直径・高さ	m	L	0.05	
土のう模型の体積	m^3/m	V_n	0.003	
土のう模型の上下流法勾配	—	n	1:0.5	
土石流の水位	m	D_d	計測値	
流速	m/s	U^2	計測値	
土のう模型の単位体積重量	kN/m^3	W_c	17.0	水路勾配があり，自重に$\cos\theta$を乗じる
泥水の単位体積重量	kN/m^3	W_o	9.8	実測
土砂の水中単位体積重量	kN/m^3	W_c'	7.2	実測
土石流の単位体積重量	kN/m^3	γ_d	15.0	実測。導流角に応じ，流体力へ$\sin\alpha$を乗じる
土石流流体力係数	—	K_h	1.0	
摩擦係数	—	μ	0.3	模型底面を水で浸潤させて実測
重力加速度	m/s^2	g	9.8	

図 7(a)と(b)に Fs の時間変化を示す。実験で滑動を開始した時間前後の Fs を見ると，(a)ケース 1 の構造体全体で滑動した実験の例では，断面の Fs が 1.1～1.4 の範囲で，下流端の Fs が 0.3 程度といずれも比較的小さい。一方，(b)ケース 2-2 の下流端から滑動した実験の例では，断面の Fs が 2.3～2.6 の範囲を示す一方，下流端の Fs は 0.7 程度である。他方で，転倒の Fs を計算したところ，全ての実験ケースで合力の作用線が底版幅のミドルサードに入っていた。これらのことから，計算結果は実験による破壊の形態と整合しており，導流堤で設置した土のう構造体の破壊の形態は，主として土石流流体力が作用し滑動したものと推察される。

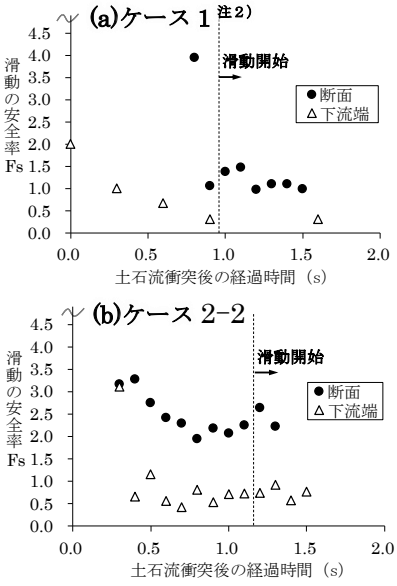


図 7　Fs の時間変化

注 2）ケース1は，下流端の水位をビデオカメラで目視計測しており，流心位置の水位（超音波水位計）で計算した断面のFsとの時間刻みが異なる。

４．まとめ

流体力を作用させた導流堤で設置した土のう構造体は，構造体全体で滑動する形態と，下流端から滑動する形態が見られた。計算結果は実験で滑動する形態と整合が見られ，断面の計算に加え，下流端の計算も行い，両方での安定性の評価が必要となる可能性がある。

参考文献

1）竹歳健治：「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による日光市芹沢地区の土石流災害への対応」，砂防学会誌, 69(3), p.67-74, 2016.

2）松岡元・劉斯宏・長谷部智久・島尾陸：「土のう積層体の変形・強度特性と設計法」，土木学会論文集, (767)Ⅲ-67, p.169-181, 2004.

3）一般財団法人土木研究センター：「耐候性大型土のう積層工法　設計・施工マニュアル（改訂版）」，土木研究センター発行, 120pp., 2017.

P-146

土砂が混在した場合のスクリーン型流木捕捉工の特性について

（一財）砂防・地すべり技術センター　○鳴海 正寿、嶋 丈示
シバタ工業株式会社　西村 佳樹、井上 貴照、山下 勝

1. はじめに

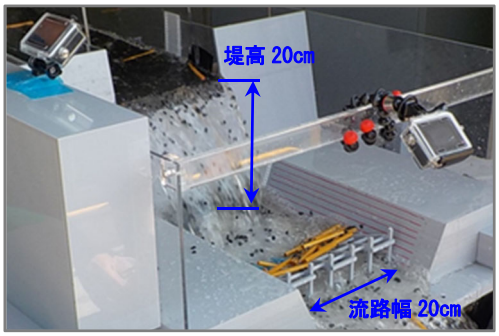
近年、土砂とともに大量の流木が流下し被害が拡大する土砂災害が増加していることを背景に、既設の不透過型砂防堰堤に流木捕捉機能を簡易に付加させる工法の一つとして、スクリーン型流木捕捉工（以下、スクリーン型）を考案した。スクリーン型は、従来の流木止めに多くみられる柱の流木止め（以下、従来型）とは異なり、捕捉部材を下流へ緩く傾斜させた構造となっている。これは、捕捉された流木が水位変化に応答し、上へ移動することで下に開口部を確保し、水と共に無害な土砂を流下させる効果を狙った構造である。すなわち、流木のみを効率的に捕捉するという流木止め本来の機能を期待したものである。利点としては、従来型と比較して水位が上昇しにくいことから流木止めから流木が越流する可能性の低減（流木捕捉の確実性）と、土砂が残りにくいことから除木し易いといった維持管理の容易性が考えられる。昨年度は前庭保護工でのスクリーン型の流木捕捉メカニズムを、1/50縮尺の水路模型を用いて調べた[1]。その結果、着目していた水位について従来型に比べ始終低い結果が得られた。

今年度は、前庭保護工において土砂が混在した状況下での流木捕捉特性を調べたが、水の流れが不安定な跳水での捕捉よりも、水の流れが安定した流路工での設置がスクリーン型の機能を最大限生かせることを確認したので、その捕捉特性について報告する。

2. 前庭保護工での捕捉実験

2-1 実験概要

実験結果はフルード相似則にしたがうものとし、1/50縮尺の水路模型で実験を行った。勾配 2°に設定した幅200mm の矩形断面水路に礫（平均礫径 5mm）を 3.7kg設置し、流量 1.68ℓ/s で通水し、水と礫が絶えず流れている状態で直径 6mm、長さ 8cm の流木を 1 本/sec で計100 本流した。この操作を縦材純間隔 4cm のスクリーン型と従来型の両ケースで 3 回ずつ行い、水位の変化と前庭保護工に残った礫の堆積状況を確認した。実験状況を写真－1 に示す。



写真－1　実験状況（前庭保護工）

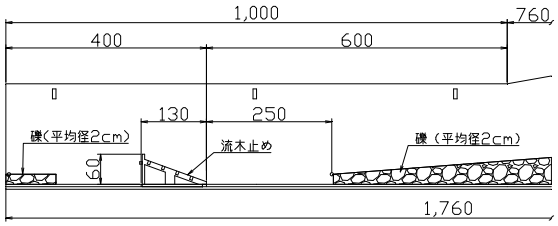
2-2 実験結果

スクリーン型では、前庭保護工内の水位は最大 45mmまで上昇したものの礫が徐々に抜け、33mm まで低下した。一方、従来型では礫はほとんど通過せず、最大水位も最終水位も 63mm で変わらなかった。なお、この時の捕捉されている流木の本数はそれぞれ、スクリーン型が 59 本、従来型が 62 本であり、ほぼ同じ捕捉本数であった。スクリーン型では、礫が抜ける一方で、流木は水面を移動するというよりも乱流に巻き込まれながら移動する現象に近く、下方で捕捉された後に水面へ移動しないものもあった。開口部を最大限確保した状態を保持したほうが良いことを考えると、流れが安定した流路工での設置の方が適しているものと考えられた。

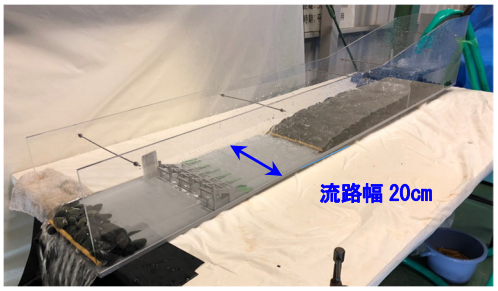
3. 流路工での捕捉実験

3-1 実験概要

流路工での流木捕捉実験は、前庭保護工での流木捕捉実験と同様、1/50 縮尺で行った。実験装置の概要図と全景を図－1 および写真－2 に示す。流路の勾配は 2°とし、ポンプの流水の整流を目的に、上流側に礫を設置した。また下流側には水位の調整を行うために礫を一定量設置した。



図－1 実験水路概要図



写真－2 実験水路全景（流路工）

3-2 実験操作

捕捉実験はケース①～③の通り順に行った。

ケース① 流量 1.02ℓ/s に設定し、流路下流に礫を置くことで初期の水位をスクリーン型および従来型ともに 40mm に揃えた。その後、流木を 50 本捕捉させ、上下流の水位を測定した。

ケース② 流量を 1.68ℓ/s に設定し、流木が水位上昇に応答するかどうかの確認と、上下流の水位を測定した。

ケース③ 平均礫径 5mm の礫を上流に少量投入し、礫が流木止めを通過するかどうか確認した。

3-3 実験結果

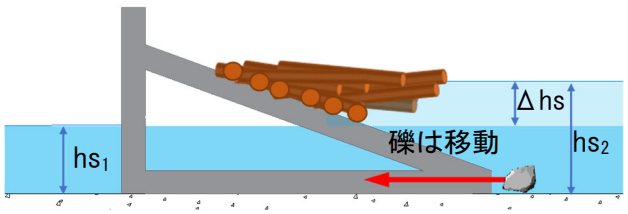
ケース①では、スクリーン型では水面付近で流木は捕捉され、下に開口部を形成していたのに対し、従来型は捕捉面に張り付くように捕捉され、断面は閉塞された。ケース②では、流木は水位の上昇に応答して上方に移動し、開口部断面が拡がったのに対し、従来型では流木は捕捉面に固定されたまま水位が著しく上昇した。ケース③では、スクリーン型では礫は移動し開口部から抜けたのに対し、従来型では礫は停止して抜けなかった。図－2 および図－3 は捕捉形態の模式図を示している。流木のスクリーン型での下流の水位を hs_1、上流の水位を hs_2、差を Δhs とし、同様に従来型において下流の水位を hv_1、上流の水位を hv_2、差を Δhv とすると、ケース①とケース②の時の水位と水位差は表－1、表－2 のようになった。

表－1 スクリーン型の水位と水位差（単位：mm）

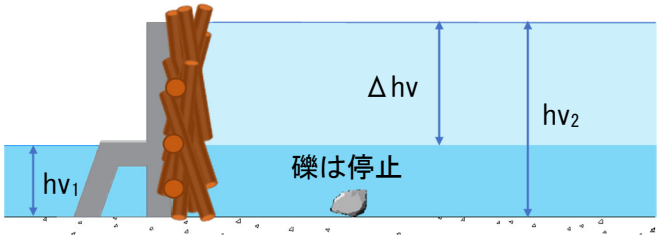
ケース	hs_1	hs_2	Δhs	流木および礫の状況
①	40	43	3	水面に流木 → 下は開口
②	47	51	4	水位上昇に応答して移動
③	-	-	-	礫は移動し開口部から抜ける

表－2 従来型の水位と水位差（単位：mm）

ケース	hv_1	hv_2	Δhv	流木および礫の状況
①	40	47	7	捕捉面に流木 → 捕捉面閉塞
②	43	60	17	水位上昇しても固定
③	-	-	-	礫は停止し抜けない



図－2 スクリーン型の捕捉形態



図－3 従来型の捕捉形態

また、前庭保護工での実験と比較すると、流木は捕捉部材に当たるとそこを基点に横に回転し、横向きで捕捉される割合が多く、流路工での実験の方が流木は整列されていた。

4. 考察

4-1 前庭保護工での捕捉特性

スクリーン型は、従来型と比較すると礫を通過させ水位上昇を緩和するという機能を発揮していた。しかし、捕捉された流木全てがスクリーン上方へ移動するわけではなく、下方で捕捉されたまま固定されてしまうものもあった。これは、前庭保護工での流れの形態は掃流ではなく跳水で、流れが乱れていることに起因しているものと考えられる。またもう一つの理由として、前庭保護工の最下流側に（副堤の手前）設置しているため下流の落差が生じ、流向がやや下向きになり引っ張られることに起因していると考えられる。よって、捕捉のされ方によっては目詰まりすることも考えられる。

4-2 流路工での捕捉特性

表－1 の hs_2 および hv_2 の大小を比較するとケース①とケース②の両方において $hs_2 < hv_2$ であった。これは流木捕捉に伴う堰上げがスクリーン型の方が小さいことを示している。また、ケース①とケース②において Δhs を比較すると 3mm,4mm とほとんど差が無かったの対し、Δhv は 7,17mm と差があった。これはスクリーン型では水位上昇とともに流木が移動し、開口部が拡がることで上下流の水位差を減少させている。

4-3 従来型について

前庭保護工および流路工どちらに設置してもまず捕捉面を塞ぐように捕捉が進行し、流木は固定されてしまうため、礫は抜けにくかった。特に、流路工に設置した場合では、粒径 1mm 以下の砂を加えても流れなかったため、河床付近は水の流れがほとんど無く、止水域になっているものと考えられ、土砂は粒径に関係なく溜まりやすい。

5. まとめ

今回の実験結果より、スクリーン型は前庭保護工での跳水箇所でも効果は発揮するが、設置箇所の上下流近辺に落差がない流路工もしくは流路形状の地形での設置がより効果を発揮することが分かった。また、スクリーン型は流木の捕捉によって上下流に水位差がほとんどできないことから、閉塞を考慮した水通し断面が不要または小さくすることができるものと考えられる。

参考文献

1) 鳴海正寿，嶋 丈示，西村佳樹，山下 勝：不透過型砂防堰堤の前庭保護工を利用したスクリーン型流木捕捉工の提案，平成30年度砂防学会研究発表会概要集，V-032

P-147

Algorithm of Sediment Discharge by Debris Flow for Decision of Location and Scale of the Check Dam

Korea, National Institute of Forest Science ○Kidae Kim, Choongshik Woo, Changwoo Lee, Dongyeob Kim, Junyeo Seo, Minjeng Kang

1. INTRODUCTION

In South Korea, most of the typical natural disasters are storm and flood in the summer season, and sediment-related disaster are causing human and property damage occurs every year in mountains. An effective methods to preventing damages of sediment-related disaster is the check dam. Therefore, it is necessary to predict sediment discharge from the catchment for maximize the effects of disaster prevention of check dam in planning. However, the location and size of the check dam is determined by empirical methods and civil complaints, without considering the watershed sediment discharge in the catchment. To overcome these limitations, many researchers have carried out studies on location and scale of check dam using statistical and physical techniques. But these studies are difficult to apply in the field, because they were performed in parallel. In this study, proposed an algorithm for predicting sediment discharge, which can reflect the topographical characteristics of catchment, and developed support system for determining of location and scale of the check dam.

2. PREDCTION OF GIS-BASED SEDIMENT DISCHARGE

2.1 Prediction eqauation of sediment discharge

Cumulative sediment discharge should be known according to stream length for optimal placement of the check dam. Because check dam is not always built at the downstream, and cumulative sediment discharge differs depending on the location. We used the relationship between stream length and sediment discharge according to stream width suggested by Seo et al.(2018)(Fig. 1, a). In the study by Seo et al.(2018), the most influential factor for sediment discharge were amount of slope failure on source area. It is due to repeated erosion and deposit in the stream. So in this study, the average stream width was calculated using the amount of slope failure on source area. First, the flow length was selected as a factor for predict the the amount of slope failure on source area. We analyzed the relationship between the flow length and slope failure on source area using spatial data of the 16 catchment collected in the previous study. We analyzed the the relationship between the slope failure on source area and stream width. As a result, the coefficient of determination showed a high value of 0.92(Fig. 1, b), so the amount of slope failure on source area can be used as a representative factor to predicting the stream width.

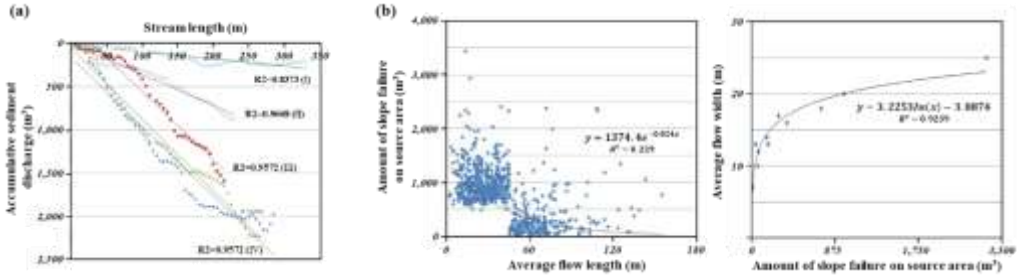


Fig. 1. The relationship between the stream length and accumulative sediment discharge by average stream width(a) the relationship between the flow length and amount of slope failure, stream width(b).

2.2 Prediction algorithm of sediment discharge

A prediction algorithm has been proposed to sediment discharge using prediction equations(Fig. 2). This algorithm is used for GIS-based spatial analysis program. The digital elevation model(DEM) is required as the input data of this algorithm. Digital elevation model uses assumed data through hydrological stream process of general GIS spatial analysis. The data is performed

network analysis to estimate the length of the main stream from each tributary. At this time, calculate using each prediction equation is used to predict the amount of slope failure on source area and stream width(Fig, b). Sediment discharge is predicted using the prediction equation of sediment discharge according stream length by stream width(Fig. 1, a).

3. OPTIMAL LOCATION AND SCALE OF THE CHECK DAM

In this study, the sediment discharge prediction algorithm was divided into two methods, like as decision the scale of the check dam according to location, and decision the location of the check dam according to cumulative sediment discharge. First, the cumulative sediment discharge in the target catchment is predicted, and the location and scale of the check dam are decided according to sediment discharge. It was developed as a GIS-based program using the suggested prediction algorithm for sediment discharge and the method for optimal location and scale of the check dam. And this progeam was named ‘support system for decision of location and scale of the check dam’. The development environment of the program uses Microsoft's Visual Studio.Net 2005 and operated on ESRI's ArcMap 10.0 or higher version. The developed program is divided into four parts(sediment discharge model, analysis of sediment discharge in specific stream, analysis of sediment discharge in all stream, and decision on location of check dam (Fig. 4, b). Estimated sediment discharge is expressed in different colors depending on sediment discharge can be confirmed at the each stream, or final outlets). The location and scale of the check dam can be selected according to the estimated sediment discharge. If the user enters the desired volume of the check dam, the location of the check dam is selected according to the cumulative sediment discharge. In addition, the final outlets is shown together the total sediment discharge and reduced sediment discharge by the check dam. Based on this, it is possible to determine the systematic location and scale of the check dam.

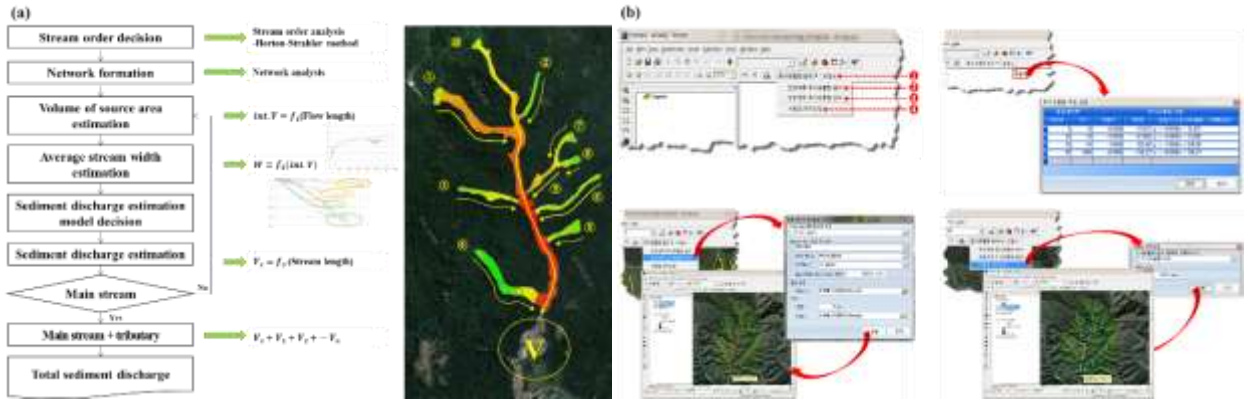


Fig. 2. Prediction algorithm of GIS-based sediment discharge by debris flow(a),
composition of program of support system for decision of location and scale of the check dam(b).

既設不透過型砂防堰堤における流木対策の計画・設計の留意点

玉野総合コンサルタント株式会社　加藤真雄，中山貴士，望月浩自，○中居暁

1. はじめに

近年，土砂災害発生件数が増加傾向にあり今年は過去最大件数を記録する一方で，砂防堰堤が土石流・流木を捕捉し，人家等を保全した事例が確認・報告されている．九州北部豪雨(H29.7)では土砂崩れに起因した大量の流木が発生し，過去最大級の流木を伴う災害が発生していることからも流木対策の一層の推進が求められている．

砂防堰堤を新設する際は，流木の捕捉のため透過型または部分透過型が原則となった[1)]．また，既設不透過型砂防堰堤(以下，「既設堰堤」という)についてもスリット化や流木捕捉工の設置が多数実施され，既設堰堤の改良に係る計画・設計上の留意点が蓄積されてきている．

これまでに取り組んだ既設堰堤の流木対策について事例を紹介するとともに計画・設計上の問題点や留意点を報告する．

2. 流木対策の事例

流木対策を考慮した既設堰堤の改良方法としては，本堰堤の透過型や部分透過型への改良及び副堰堤への流木捕捉工の設置が考えられる．また，堰堤張出タイプや単独設置の流木捕捉工も報告されている．以下に既設堰堤の改良実績や検討事例を示す．

2.1 本堰堤の改良事例

既設堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため，基本的な工法は本堰堤の天端を切上げまたは切下げて鋼製流木捕捉工を設置する２つに大別できる．一方で，切上げ工法は水通し断面を確保するため，袖部の嵩上げを必要とする場合が通常で，施設や堆砂敷の拡大に伴う地形条件や用地的制約条件などから採用が困難な場合がある．また，切下げ工法は，透過型や部分透過型が該当し，流木に加えて土砂捕捉量の向上が図られる．但し，堆砂が進行している場合は，除石も併せて検討する必要がある．

(1)透過型へ改良した事例

流木・土砂整備率が低い流域であることから，整備率向上を図るため，透過型を採用した事例である． 現状では満砂状態にあったため，渓岸侵食や用地的制約に配慮した除石も併せて検討した．

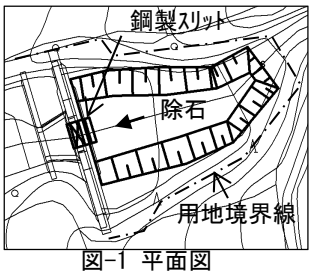


図-1 平面図

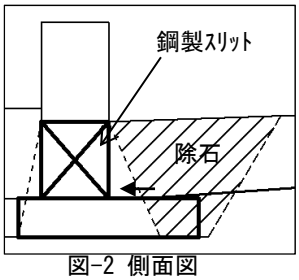


図-2 側面図

(2)部分透過型へ改良した事例

渓流の護岸兼道路擁壁の基礎が洗掘傾向にあり，スリット化による河床低下に影響が懸念されるため，現況河道形状を尊重し総合的に評価して部分透過型を選定した．

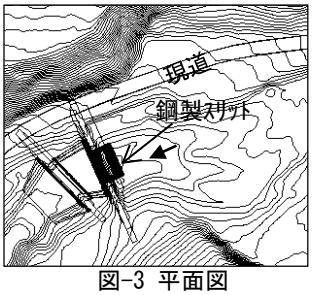


図-3 平面図

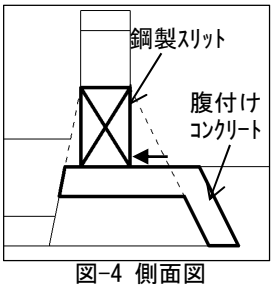


図-4 側面図

2.2 副堰堤に流木捕捉工を設置した事例

最大礫径が小さく本堰堤の透過型，部分透過型への改良が適当でないことや流出流木量が比較的小さく整備率 100%を満足することから副堰堤に流木捕捉工を設置した．

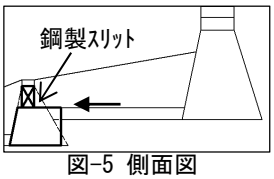


図-5 側面図

2.3 既設堰堤張出タイプ・単独設置の検討事例

満砂状態で多量の土砂が堆積している水系砂防堰堤で山脚固定や侵食防止の観点から流木捕捉工の単独設置や既設堰堤張出タイプを含めて比較検討した．

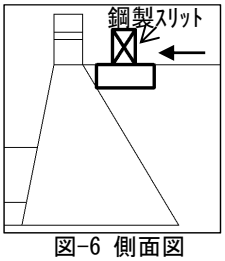


図-6 側面図

3. 計画・設計の留意点

以上の実績から流木対策工を検討する上での留意点は次のとおりである．

(1)施設の健全度の把握

既設堰堤の改良にあたっては，過去の定期点検結果や現地調査による既設堰堤の健全度に加えて長寿命化計画などを把握し，後述する現行技術基準に適合した改良

と併せて修繕工法を検討する必要がある．

(2) 既設堰堤の現行技術基準との適合性

昭和 40 年代に完成したＡ堰堤は天端幅 2.0m(**写真-1**)であり本堰堤の天端幅が不足していた．越流部は切り欠きにより，天端幅を確保できても非越流部の天端幅は不足していることになる．技術基準の改訂に伴い，当然，当時の設計条件とは異なることから既設堰堤に対して現行技術基準との適合性を把握する必要がある．しかし，当時の設計報告書が確認できるのは稀であるため，設計流量や土石流諸元の検討，礫径・流木調査などを実施して既設堰堤構造と現行技術基準を比較すると主に次のような問題があることが分かった．

①本堰堤，副堰堤の水通し断面の不足

②天端幅，堤体断面不足

③前庭保護工の長さや水叩き厚さの不足

施設全体の安全性・機能性を向上させるため，流木対策工と併せて現行技術基準に適合した改良が望ましい．ただし，流域全体の土砂整備率が高く流木整備率が低い現状から流木捕捉効果の発現を優先して，流木対策工を先行する場合もある．



写真-1 本堰堤天端幅

したがって，当面の整備目標や事業スケジュールを考慮し，現地特性に応じて追加用地買収や現道付替えなどに要する時間も踏まえ改良方針を検討する必要がある．

(3) 捕捉機能の照査

不透過型堰堤の場合，下流法勾配は越流土砂による損傷を極力受けないようにするため，越流部の下流法勾配は一般に 1:0.2 とし [1]上流法勾配を緩くして安定性を確保する．また，透過型堰堤の非越流部は，一般に上流法勾配を 1:0.2～1:0.3 の急勾配にして下流を緩くする逆断面が多い [2]．上流法勾配を急にしている理由の一つとして，透過部と不透過部の上流側を一致させることで土石流先頭部の巨礫により部材が閉塞され，土石流捕捉機能を発揮させるためとされている [2]．既設堰堤を透過型に改良する場合，**図-7** に示すように透過部(鋼製スリット部)と非越流部の堰堤上流法面において勾配差が生じるため，土砂捕捉機能にも留意する必要がある．

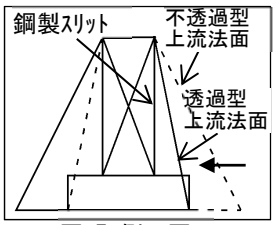


図-7 側面図

(4) 用地条件

資料収集した用地図を地形図に転写し重ねてもほとんどの場合は精度が低いため，既設の用地杭を測量し，用地境界を復元する必要がある．改良に伴いやむを得ず追加買収を行う場合は，取得期間を含めて事業工程を計画する．経験的に袖の嵩上げに伴う袖部の地山嵌入や前庭保護工の延伸を計画する場合は特に用地条件に留意が必要である．また，袖の嵩上げや堤体の腹付けによる袖の嵌入が大規模な切土を発生させ，広範囲に追加買収が必要とならないように人工地山の可能性を含めて検討する必要がある．

(5) 除木方法

管理用道路が基本であるが，用地的制約がある場合には借地による方法や下流側へのクレーン配置による除木・除石方法を検討する必要がある．

(6) 施工時の施設機能補償と現場作業員の安全性確保

流木対策工の工事期間中は，土石流・流木対策施設としての機能が失われることや現場作業員の退避時間を稼ぐため，代替施設として仮設対策工（土石流・流木流下防止緊急対策工）の設置を検討する必要がある．なお，仮設対策工は，使用後にも備蓄・転用可能な利点がある．

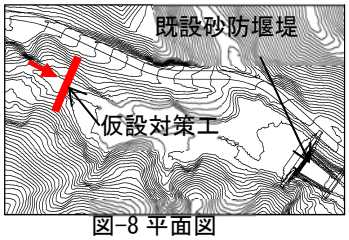


図-8 平面図

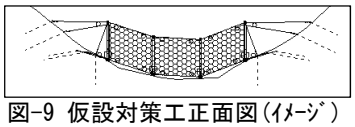


図-9 仮設対策工正面図(ｲﾒｰｼﾞ)

4. おわりに

流木災害件数の増加や規模の拡大を背景に今後も流木対策工の緊急性が高まると考えられる．既設堰堤の流木対策工は，効率的に流木捕捉効果を向上させる手段として有効である一方で，本報告に示すような設計・計画上の留意すべき点について慎重に検討を行う必要がある．さらに，既設不透過型堰堤の中には石積堰堤や粗石コンクリートを材料とする堰堤があり，切り欠きや本堤設置が困難な場合もある．加えて，堆砂敷の多量の土砂搬出が必要となる場合があることから，効率的・効果的に流木対策を実施するため，張出タイプや単独設置の普及，新技術や新工法の開発が望まれる．

参考文献

1) 土石流・流木対策設計技術指針　解説 平成 28 年 4 月国土交通省国土技術政策総合研究所

2) 鋼製砂防構造物設計便覧,(一財)砂防・地すべり技術センター,2009)

P-149

覚生川の流木対策における水理模型実験による検討事例

国土交通省 北海道開発局 室蘭開発建設部 治水課　松井博幸，真野拓司
(株)建設技術研究所　○小林優太，松原智生，西口幸希，吉田圭佐，中村直登，飯田弘和，笹山隆
八千代エンジニヤリング(株)　池田誠，西ヶ谷友美

1. はじめに

平成 29 年 7 月の九州北部豪雨では、大量の土砂や流木が流出し、甚大な被害が発生している。今後の砂防事業においては、土砂災害に合わせ流木災害への対策も重要となっている。

樽前山では、火山噴火に伴い融雪型火山泥流が発生し、多量の泥流と共に流木の流下が想定される。覚生川流域では現在、複数の砂防堰堤を整備しているが、流木捕捉工は未整備である。当該流域は河床勾配が緩くかつ 2 渓流が合流する地形であり、また複数施設が連続して配置されることから、流木の挙動が複雑であることが想定される。

本報告では、流木捕捉について①無施設時、②現況施設時、③流木捕捉工設置時の流木の挙動・流木捕捉効果を水理模型実験で検証した結果について報告する。

2. 水理模型実験概要

2.1 模型取り入れ範囲

模型の上流端は、覚生川 3 号砂防堰堤、熊の沢川 3 号砂防堰堤の影響範囲（HWL+余裕高）から上流 200m の位置とし、下流端は覚生川 3 号遊砂地下流から 400mとした。幅は、融雪型火山泥流の氾濫シミュレーション結果を参考に、最大氾濫範囲をカバーできる範囲とした。

2.2 実験条件

2.2.1 模型縮尺と相似則

模型縮尺は 1/100 とし、相似則はフルードの相似則を用いた。

2.2.2 流量供給条件

実験で対象とする流量は、融雪型火山泥流（計画規模及び中規模）のハイドログラフを対象とした（図 1）。供給地点は、覚生川上流、熊の沢川上流、中の沢川上流の計 3 箇所とし、泥流は清水に置き換えて実施した。

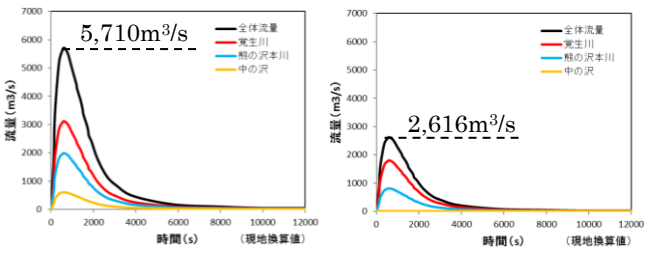


図 1 ハイドログラフ（左：計画規模、右：中規模）

2.2.3 砂防施設の条件

実験での砂防施設は、中規模噴火対応である覚生川 3 号遊砂地、覚生川 1,2,3 号砂防堰堤、熊の沢川 1,2,3 号砂防堰堤の完成後とした（写真 1）。

各施設の諸元は表 1 に示すとおりである。

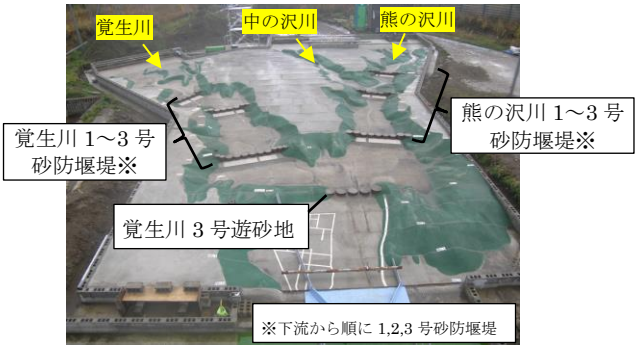


写真 1 模型完成写真（現況施設）

表 1 施設諸元一覧

	堰堤高(m)	有効高(m)	越流水深(m)	スリット形状
覚生川3号遊砂地	14.5	12.5	5.0	5.0m×4門
覚生川1号砂防堰堤	14.5	12.5	3.6	1.7m×1門
覚生川2号砂防堰堤	14.5	12.5	5.4	1.7m×1門
覚生川3号砂防堰堤	14.5	12.5	4.9	1.7m×1門
熊の沢川1号砂防堰堤	14.5	12.5	3.4	1.0m×1門
熊の沢川2号砂防堰堤	14.5	12.5	4.8	1.0m×1門
熊の沢川3号砂防堰堤	14.5	12.5	4.8	1.0m×1門

2.2.4 流木の供給条件

発生流木量は、融雪型火山泥流発生時の流下範囲のうち、式(1)を満たす範囲から流木が発生すると仮定し、泥流氾濫シミュレーションにより泥流の氾濫範囲および泥流の外力ﾓｰﾒﾝﾄを推定して算出した。また、流木の諸元は現地立木調査結果と整合させた。算出した発生流木量は、計画規模では 14,349m³、中規模では 6,800m³ である。

流木の供給量は、流木流出率の算出の際には全量に対して 100, 80, 50, 40, 30%と変化させて供給し、現況施設の流木捕捉効果の検証の際には全量に対して 100, 50, 30%と変化させて供給した。詳細は 3. 実験結果にて述べる。

樹木の倒伏限界ﾓｰﾒﾝﾄ＜泥流の外力ﾓｰﾒﾝﾄ・・(1)

2.2.5 流木捕捉工

流木捕捉工の位置・諸元は、現地状況及び無施設時、現況施設時の実験結果を踏まえ、設定した。

2.2.6 実験ケース

実験は無施設時の流木流出率の検討、現況施設の泥流及び流木捕捉効果の検証、流木捕捉工（計画案・改良案）の効果検証について 14 ケース実施した。

3. 実験結果及び考察

3.1 無施設時の流木流出率

無施設時において流木の供給量を変化させ、覚生川 3 号遊砂地地点からの流出が最大となる値を流木流出率とした。流木は、流木供給量に関わらず河道

の拡幅部や合流点近傍で河道中央付近に堆積していた。また、流木が堆積する形状は、横断方向全体に広がって河道閉塞するのではなく、河道内の一部に堆積・集積し流木塊を形成していた。

無施設時の流出流木率は、計画規模で発生流木量の約 10%、中規模では約 5%であった。

3.2 現況施設の流木捕捉効果

現況施設の上流部は、多量の流木を捕捉していた。流木の供給量を変化させて現況施設の流木捕捉効果を検証すると、供給流木量の減少に伴い覚生川 3 号遊砂地への流入流木量が減少する傾向であった。一方で覚生川 3 号遊砂地からの流出流木量は供給流木量が少なくなると多い傾向にあり、上流砂防堰堤群（覚生川 1, 2, 3 号堰堤および熊の沢川 1, 2, 3 号堰堤）と覚生川 3 号遊砂地は流木の捕捉に対して、その傾向は異なっていた（図 2）。

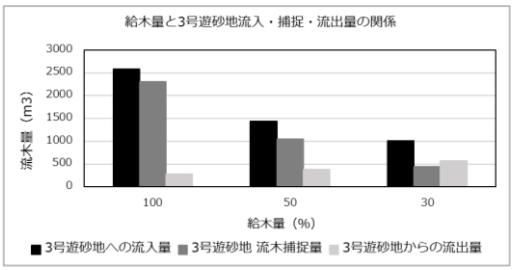


図 2 給木量と 3 号遊砂地の関係

3.2.1 上流砂防堰堤群

各堰堤のスリット部は、供給流木量の大小と閉塞の有無に傾向はなく、各砂防堰堤からの流木の流出は水通しからの越流が主であった。また、供給流木量と捕捉流木量は比例関係にあるが、捕捉率は、82～88%と 80%程度とさほど大きな変化はない。よってその捕捉は、一定の効果量を有するというものではなく、河道の調節率のような効果であり、施設効果量としての定量的なものではないと推測される。

3.2.2 覚生川 3 号遊砂地

覚生川 3 号遊砂地からの流木の流出は、主にスリット部からであった。このスリット部の閉塞の有無や閉塞のタイミングが覚生川 3 号遊砂地からの流出量に大きく影響を及ぼしたものと推測される。

3.3 流木捕捉工の流木捕捉効果

3.3.1 流木捕捉施設の配置方針

前述のとおり、現況施設は流下する流木に対して施設上流に流木を堆積させる効果はあるが、その効果は流入する流木の条件により変化するため、不安定な効果であると考えられる。このため、流木に対する下流の安全性を高めるためには、定量的な効果がある流木対対策工を設置する必要がある。

流木捕捉工の配置は発生流木量を最大限捕捉し、覚生川 3 号遊砂地に流入する流木量の安定を図るため、覚生川 1 号砂防堰堤、熊の沢川 1 号砂防堰堤の下流地点とした。

3.3.2 流木捕捉工の諸元

流木捕捉工の高さは、覚生川 1 号堰堤下流で 11.0m、熊の沢川 1 号堰堤下流で 11.5m とした。また、流木捕捉工の縦部材の間隔は、計画案として 7.5m（現地最大流木長の 1/2 以下）、実験結果を踏まえて改良案として 4.0m（現地代表流木長（中央値）の 1/2 以下かつ、北海道技術指針 2.5m～4.0m の最大値）とした。

3.3.3 流木捕捉工の効果

流入流木量に対する流木捕捉率は、部材間隔 7.5m（計画案）で、覚生川 39%、熊の沢川 56%である。また、部材間隔 4.0m（改良案）とした場合は、覚生川 92%、熊の沢川 86%となり、部材間隔を狭くすることで流木の捕捉率は大きく向上している（写真 2）。

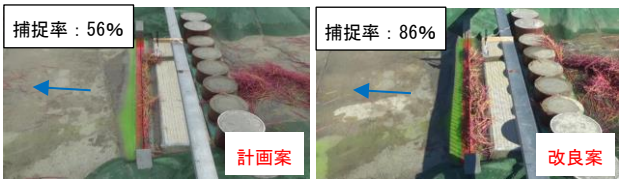


写真 2 通水後流木捕捉状況

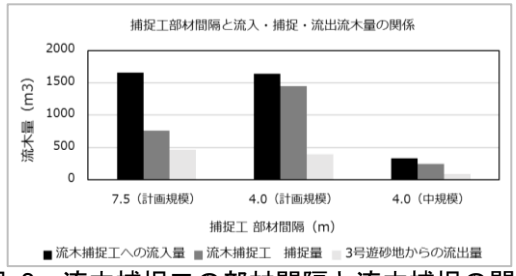


図 3 流木捕捉工の部材間隔と流木捕捉の関係

流木捕捉工は、透過部が閉塞すると、その後流入する流木の概ね全量を捕捉している。よって部材間隔を狭くすることで、透過部を早期に閉塞させ、捕捉率の向上に繋がったと考えられる。

4. おわりに

本実験では、上流堰堤群の流木捕捉量は流木流入量の 80%程度であることがわかった。これは、当該渓流のように河床勾配が緩く、砂防堰堤の空容量が十分に確保されている状況において、ピークまでの立ち上がりが非常に短時間の波形で流木が到達する等の条件により生じたものと考えられる。

一方で覚生川 3 号遊砂地は、流木の流入条件により流木捕捉効果が変化するため、直上流に流木捕捉工を配置し、覚生川 3 号遊砂地に流入する流木量を減少させることで安定を図る必要がある。そこで、覚生川、熊の沢川各 1 号堰堤下流に縦部材間隔 4.0m の流木捕捉工を配置した結果、上流から流入する流木に対して高い捕捉効果を得ることができた。

しかし、流木捕捉工から覚生川 3 号遊砂地間で発生する流木が覚生川 3 号遊砂地から下流に流出するため、現在の計画流木捕捉工だけでは、現況施設時における流木対策は十分ではない。よって、今後、覚生川 3 号遊砂地下流での対策が別途必要である。

【謝辞】

本実験の実施にあたり、助言を頂いた国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人 土木研究所の関係諸氏に感謝の意を表します。

景観に配慮した透過型砂防ダムの安心感の創出

立命館大学大学院理工学研究科　○竹村庄平
立命館大学大学院理工学研究科　坂本良祐
立命館大学理工学部　里深好文

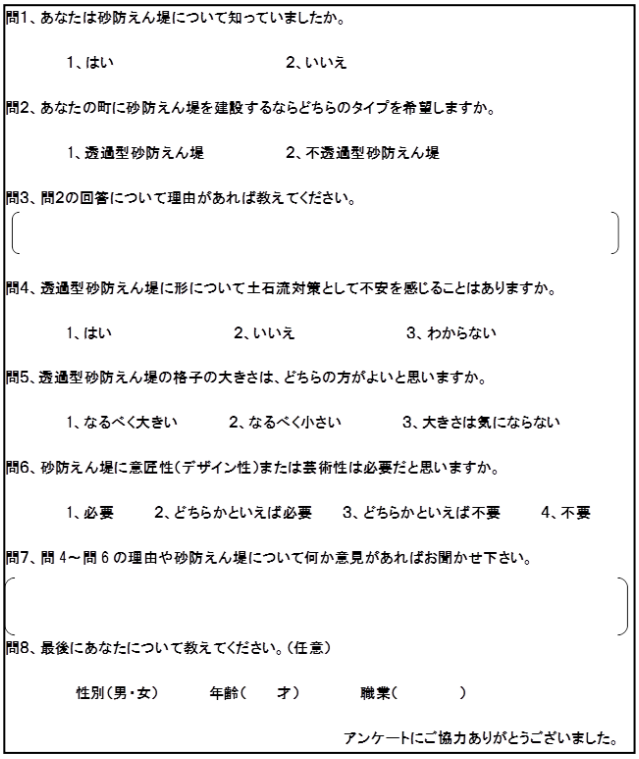
1. はじめに

砂防ダムは大きく分けて透過型砂防ダムと不透過型砂防ダムの 2 種類に分類される．透過型砂防ダムは，不透過型砂防ダムとは違って高い流木捕捉機能があるなど，機能面で優れていることが知られている．しかしながら，透過型砂防ダムはその導入に際し、住民から不安がられる傾向にあるように思われる．そこで本研究では，防災効果を維持しつつ歴史的景観保全や安心感の創出をするにはどういった構造が良いかについてアンケート調査を行い、望ましいあり方について検討した。

2. アンケート方法

図-1 に示すアンケートを全 3 回にわたり、合計 150 名の大学生に対して実施した．ここに，専門知識の有無によるアンケート結果の偏りを防ぐために 1，2 回生が多い授業を対象とした．アンケートの実施前に，図-2 に示すようなスライドを用いて，透過型砂防ダムと不透過型砂防ダムの外観や機能等について説明を行った．この説明に当たって，以下の点に留意した．

① 透過型砂防ダムと不透過型砂防ダムの両方のメリットを記載すること
② 写真と図を多く用いて，視覚的に理解できるようにすること
③ 多様な構造の砂防ダムを紹介すること
④ 捕捉メカニズムとスケール感を的確に伝えること


問1、あなたは砂防えん堤について知っていましたか。

1、はい　　2、いいえ

問2、あなたの町に砂防えん堤を建設するならどちらのタイプを希望しますか。

1、透過型砂防えん堤　　2、不透過型砂防えん堤

問3、問2の回答について理由があれば教えてください。

問4、透過型砂防えん堤に形について土石流対策として不安を感じることはありますか。

1、はい　　2、いいえ　　3、わからない

問5、透過型砂防えん堤の格子の大きさは、どちらの方がよいと思いますか。

1、なるべく大きい　　2、なるべく小さい　　3、大きさは気にならない

問6、砂防えん堤に意匠性（デザイン性）または芸術性は必要だと思いますか。

1、必要　　2、どちらかといえば必要　　3、どちらかといえば不要　　4、不要

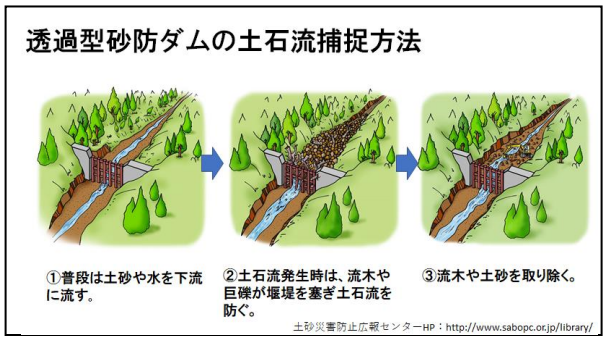
問7、問 4～問 6 の理由や砂防えん堤について何か意見があればお聞かせ下さい。

問8、最後にあなたについて教えてください。（任意）

性別（男・女）　　年齢（　　才）　　職業（　　）

アンケートにご協力ありがとうございました。

図-1　アンケートの設問



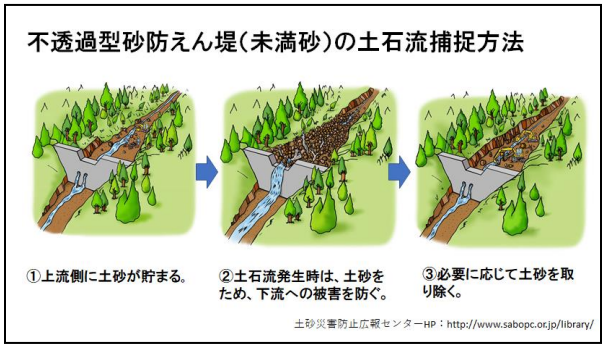


図-2　砂防ダムの説明スライド

3. アンケート結果と考察

図-3 の問 1 より，砂防ダムの知名度は低いことが分かり，防災意識向上のためには砂防ダムの認知度を向上させるための取り組みが必要であると示唆される．

問 2 に示すとおり，回答者自身の町に，不透過型砂防ダムではなく，透過型砂防ダムの建設を希望する意見の方が多く，透過型砂防ダムの機能上の利点や不透過型砂防ダムのコンクリート感が強い見た目に対する嫌悪を理由にした意見が多かった．

問 4 より，透過型砂防ダムの信頼度や安心感が高くないことが分かり，これらを改善していくための工夫が必要であることが示唆される．

問 5 では，格子の大きさは気にならないという回答も 34%あるが，46%の回答者は格子の大きさに不安を感じていることが分かる．格子が大きい場合，礫の通過や細かい土砂での被害を懸念した人が多いが，一方で，全てを止め続ける方が良いとの意見も一定数あった．この結果から，砂防ダムの機能に関する理解の向上が必要であることが示唆される．

問 6 では，デザイン性が必要と考える人の割合は，過半数を超えており，景観への意識の高さが分かる．よって，機能面だけでなく，景観面にも配慮することが重要であると考えられるであろう．

4. おわりに

本研究で最も強く印象づけられた点としては，一般の方は防災について考える機会があればその時に興味を示し，しっかりと考察する人が多いことである．現状，砂防ダムを含む砂防施設の認知度は低いが，知る機会を提供することで興味を持ってもらい，理解してもらえることが分かった．このことから，砂防施設の機能を一般の人に理解してもらえるような仕組みづくりが重要といえるであろう．そのうえで，安心感や親近感の創出や防災機能の向上の両立を目指した防災施設を考えていく必要があると考えている．

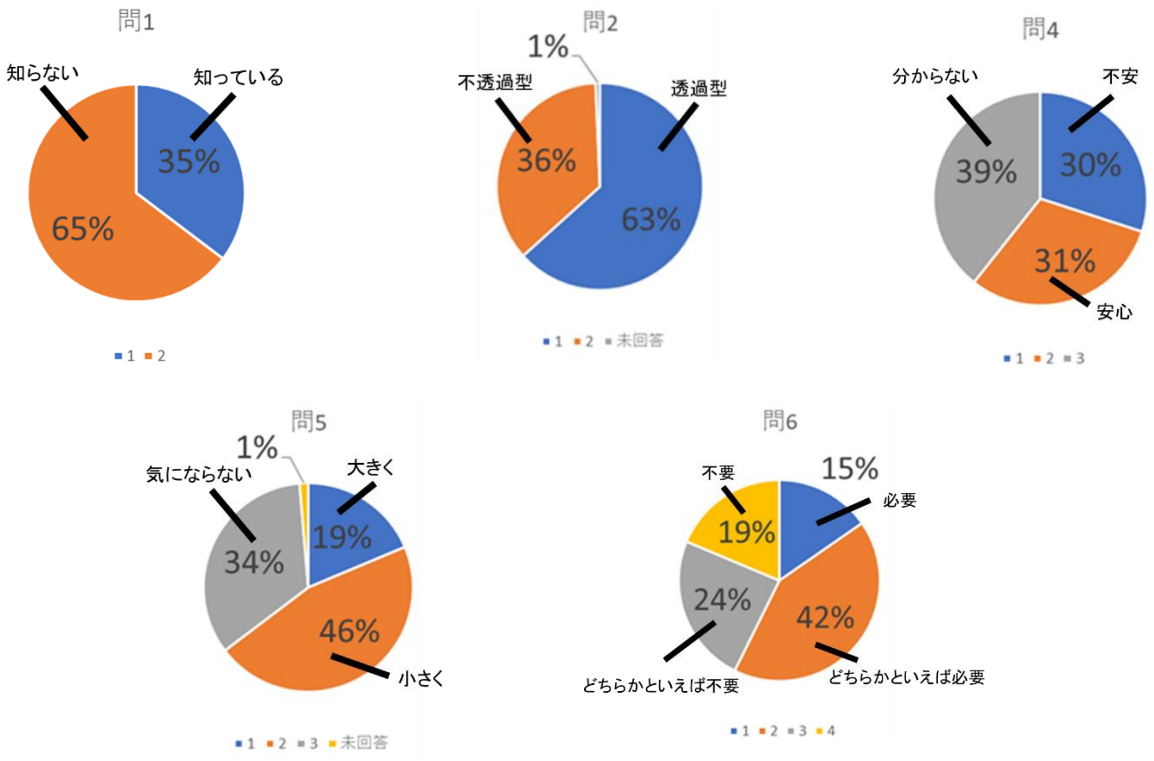


図-3 アンケートの結果

P-151

岩手火山麓における砂防堰堤の設計事例

岩手県盛岡広域振興局　　川村義丈 1)
土木部岩手土木センター　　1)現所属：岩手県沿岸広域振興局土木部岩泉土木センター
国土防災技術株式会社　　○岩田英也，佐藤達也，講武学，中島さくら，小田嶋政義

1. 岩手火山の概要

岩手山は盛岡市の北西約 20km に位置し，自然環境に恵まれたその山麓周辺には多くの温泉郷，スキー場が分布し，多数の観光客が訪れている。

岩手山周辺の気象観測所におけるデータでは，年間降水量は秋田県境付近で 2,200mm，東山麓で 1,600mm であり，最深積雪深の平均は，もっとも多い 2 月でおおむね 90cm となっている。

また，有史以降の火山活動履歴は 1686，1732，1919 年に噴火の記録があるほか 1934，1959，1972 年に噴気が観測されている。近年では 1995 年から地震・微動が観測され，1997～2004 年に地震活動が活発化している。その後平常状態に戻ったが，2011 年の東北地方太平洋沖地震以降，再び地震活動が活発化している。

岩手山は数千～数万年周期で噴出物による山体の形成と大規模な岩屑なだれによる山体崩壊が繰り返されており，約 6,000 年前に発生した平笠岩屑なだれは，盛岡市街にまで到達している。

2. 岩手山噴火対応火山砂防計画基本計画

上記火山活動に対し，関係機関が個々に対策を検討・実施していたが，共通認識を持って進むための基礎的資料・火山防災マップ（ハザードマップ）の作成が望まれ，岩手県知事の委嘱による「岩手山火山災害対策検討委員会」が設置された。これにより広範囲に甚大な土砂災害が発生する可能性が示され，また火山活動状況から緊急かつ総合的な噴火対応の砂防対策が必要となった。しかし，既往砂防計画のみでは対処できないため，学識経験者、関係 6 市町村、岩手県および岩手工事事務所により構成される「岩手山火山砂防計画検討委員会」を設置し，ハード・ソフト両面から総合的な噴火対応火山砂防計画の検討を行い，基本計画書に取りまとめた。

本検討では，この砂防基本計画に示された不安定土砂量と降灰量から施設の規模を設定した。

3. 砂防堰堤工の設計

3. 1 計画堰堤の概要

対象地は，岩手火山北東側山麓に位置するスキー場南沢流域である。平均渓床勾配は，1/5.7（10.0°）であるが，流域の源頭部では 30° を超える急峻な地形を呈している。

砂防施設計画位置は地形条件，既存地物から 2 地点抽出し，構造形式の比較検討により最適案を選定した。

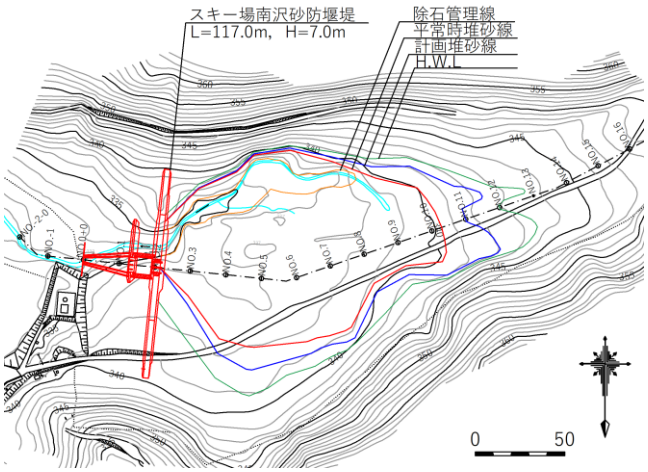


図 3.1　平面図

表 3.1　設計諸元

諸元		設計内容
本堤	堰堤型式	砂防ソイルセメント堰堤
	堰堤高	7.0m
	堤長	117.0m
	水通し下幅	8.0m
	水通し天端幅	3.5m
	下流法勾配	1:0.20
	上流法勾配	1:0.35
垂直壁	堰堤型式	コンクリート重力式堰堤
	堰堤高	4.50m
	堤長	35.5m
	水通し天端幅	1.0m
	下流法勾配	1:0.20
	上流法勾配	1:0.55
	流木捕捉工	A 型

3. 2 INSEM 材配合設計

INSEM 材の配合を決定するため，本堰堤軸上で採取した試料を用いて INSEM 材の適性判断試験を実施し，単位セメント量と INSEM 材の単位体積重量を設定した。

その結果，現地発生土 100%として INSEM 材を製造するとき，添加するセメント量は 200kg/m³，単位体積重量 17.7kN/m³ と推定された。現地発生土とクラッシャランを 1：1 で配合することで，添加セメント量を低減させ，単位体積重量を大きくすることができ，残土処分費等を考慮した場合でも経済的な配合になると判断した。

3. 3 地質調査

本堰堤軸上に 4 本，垂直壁軸上に 1 本実施したボーリング，標準貫入試験及び物理試験結果から，対象流域の地質構造を把握した。計画堰堤底面には N 値の低い砂質土層（As 層）が層厚 10m 程度で分布することが確認されたため，（1）地盤支持力確保，（2）不同沈下，（3）パイピングについて検討を行い，必要な対策を計画した。

表 3.2　対象地の地盤定数

地　層　名	地質記号	層　　相	代表 N 値 (Nd)	単位体積重量 (kN/m³)
砂質土層	As	礫混り砂質土 (一部シルトを多く含)	9	17.0
岩屑なだれ堆積物	Dh	礫混り砂質土 礫質土	26	19.0
三ツ森山安山岩類	Mt	流紋岩質凝灰岩 火山礫凝灰岩、安山岩	100	19.0

3. 4 基礎工検討

（1）地盤支持力確保

計画堰堤の基礎地盤における最大地盤反力度は，本堤非越流部において土石流時（袖天端高）に発生しており（q＝251.7kN/m²），直接基礎では地盤が破壊するおそれがあったため，基礎工により必要な支持力を確保する計画とした。設計基準強度は，最大地盤反力度に安全率（=3.0）を乗じた quck=760 kN/m² とした。地盤改良の方法は，比較検討により中層混合処理工法（WILL 工法）を採用した。

（2）不同沈下

「道路土工軟弱地盤対策工指針」に準じ，常時作用する鉛直荷重に対する沈下の検討を行った。その結果，左岸側袖部の As 層において，10cm オーダーの沈下量が推定され，不同沈下による堰堤の被災が懸念された。作業仕組みや施工の確実性を考慮すると，WILL 工法の改良範囲を As 層全体に拡大することにより対応することが適当と判断した。

（3）パイピング

粒度試験結果から対象地盤は細砂～粗砂と判断し，クリープ比による方法で地盤改良前後の条件で検討した。検討の結果，地盤改良することでパイピングを防げるものと判断された。

4. 終わりに

火山山麓における砂防事業では，当流域と同様に，岩屑なだれ堆積物等の軟弱層が厚く分布する場合がある。本報告はこのような地質条件における設計の一事例となるものである。

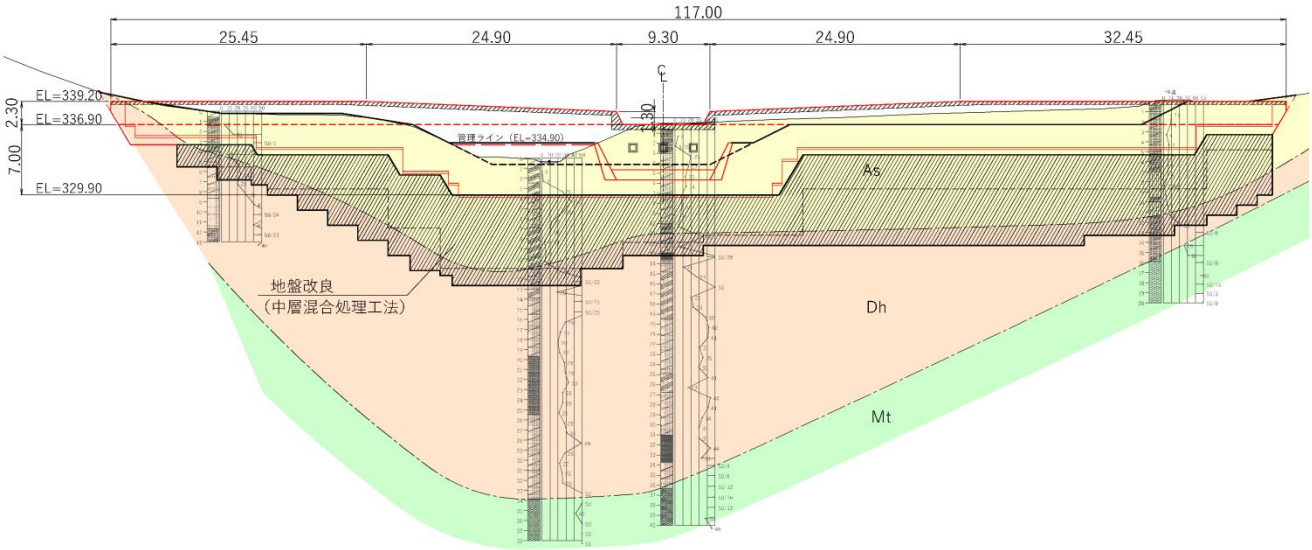


図 3.2　構造一般図

P-152

流木の形状と比重が山地河川における橋の閉塞に及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　○東谷卓哉・中谷加奈・小杉賢一朗
広島大学大学院総合科学研究科　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

１．はじめに

近年、土砂災害時に発生した流木により、下流の橋が閉塞して河床・水位が上昇することで、被害が拡大する事例が報告されている[1]。しかし、流木の流出により全ての橋が閉塞するわけではない。既往研究[2]では、山地河川に設置される橋脚のない橋を対象に、流木の流下濃度に着目することで水理実験から流木による閉塞の発生条件を検討している。これらの既往研究の多くは、丸太状の均一な形状を対象として、針葉樹を想定した 1 よりも小さい比重を採用しているが、その一方で実際の災害では、丸太状ではなく根付きの形状の流木や、比重が 1 よりも大きな流木が発生する事例も報告[3),4)]されている。本研究は、形状や比重の異なる流木に着目して、流木流出が橋の閉塞に及ぼす影響を検討することを目的とした。

２．実験方法

実験は、既往検討 2)と同様に、水路長 400cm、幅 20cm、勾配 2°の直線水路を用いた（図-1）。橋梁の模型は、橋の上流側が下流から 50cm の位置にくるよう配置した（写真-1）。上流端から定常的に水を供給して、上流端より 30cm 下流の位置から流木模型を一度にまとめて投入した。また、投入時のばらつきを考慮するため、同一条件での実験を 10 回繰り返した。水理条件は流量 3.37l/s、水深 14mm、平均流速 1.2m/s である。橋脚のないワンスパン橋梁の模型（縦断幅 8cm、幅 2cm）を作成し、水面から橋桁下面までの高さ（余裕高）を 2mm、5mm、8mm に変化させた。実験を行った流木の条件を表-1、写真-2 に示す。

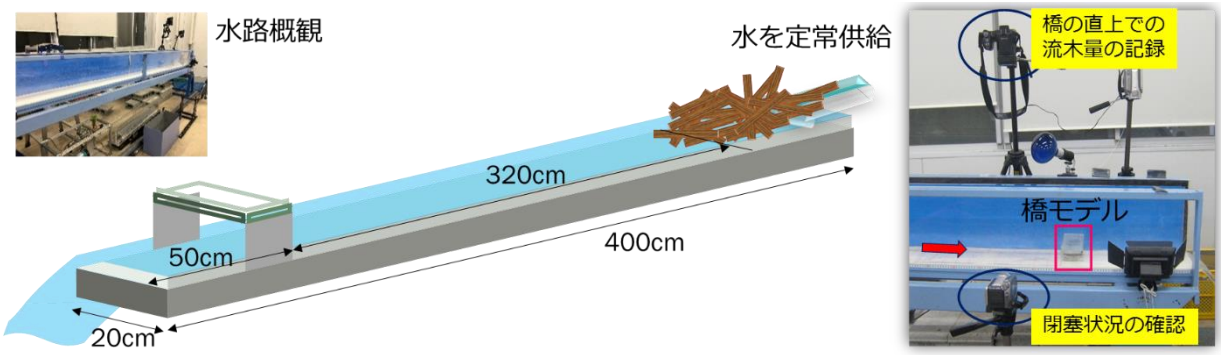


図-1　実験水路の概要（左）と下流の撮影状況（右）

表−1 流木の条件

形状	根付き	丸太状
長さ (mm)	50, 70	50
投入本数	3-110	100-280
径 (mm)	5	
比重	1.2	



写真-1 橋モデル



写真-2 流木モデル

実験中は 2 台の高速ビデオカメラ（300f.p.s.）を用いて撮影した。カメラは、水路上空から橋梁とその上流 50cm までが映る位置と橋梁の模型を真横から撮影できる位置に設置した。水路上空のカメラから流木が橋梁に到達する流れの状況を、横からのカメラでは閉塞状況を記録した。閉塞は、橋の上流側で水位が上昇している場合と定義した。実験後に映像を解析することで、橋の直上流に到達する流木濃度（供給された水およ

び流木の体積に対する流木の体積）を算出し、実験結果を元にロジスティック回帰分析を行うことで閉塞確率を算出した。流木模型には既往検討で用いられている丸太状と、根付きの 2 種類の形状を用いて（写真-2）、閉塞状況の違いを比較検討した。

3.結果と考察

図−2 に根付き流木についての余裕高 2mm と 8mm、流木長 50mm と 70mm の結果を示す。図中の○が閉塞しなかったケースで×が閉塞したケースである。すべてのケースで閉塞するときの平均的な流木濃度は閉塞をしないときの濃度に比べて高い。これにより、流木濃度が高いほうが閉塞を起こしやすいことが分かる。図−3 にロジスティック回帰分析の結果を示す。図中の曲線は閉塞の発生の確率を流木濃度の関数として表したものである。流木径に対して余裕高が十分ある場合（余裕高 8mm の場合）、流木濃度 0.05 以下では流木長が長い 70mm の方が閉塞発生の確率が高い。また，余裕高 2mm の場合は流木濃度 0.015 以上で流木長が長い 70mm の方が閉塞発生の確率が高い。このように，同じ流木濃度でも流木長が長いほど閉塞しやすい傾向が認められた。

また、余裕高 2mm、流木長 5cm、比重 1.2 の丸太状流木を用いて根つき流木の場合と同様の水理条件、実験方法で実験を行った結果では、最多の 280 本を投入しても閉塞は見られなかった。この時の流木濃度は，根つき流木であれば確率 0.7〜0.98 で閉塞が起きる値であった。

根つき流木で閉塞が起きやすくなる要因として，根つき流木は根の部分が水面から突出した状態で流下するので橋桁に衝突しやすくなることが考えられる。

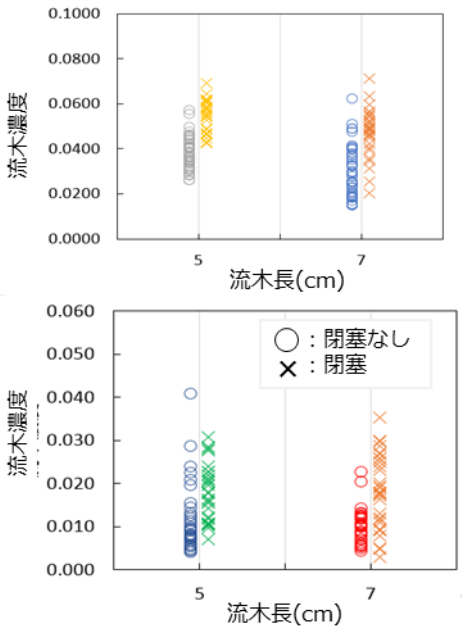


図-2 実験結果（上段：余裕高 8mm、下段：余裕高 2mm）

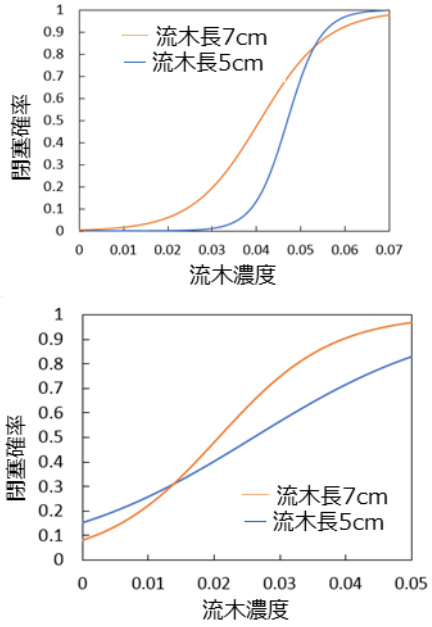


図-3 解析結果（上段：余裕高 8mm、下段：余裕高 2mm）

また、丸太状流木について既往検討[2)]の比重 0.8 と本検討で実施した比重 1.2 での閉塞状況を比較すると比重 1.2 の場合は最多の 280 本を投入しても閉塞は見られなかった。このときの流木量は，比重 0.8 の流木であれば 0.6〜0.9 の閉塞確率となる値であった（図-4）。比重が 1 以下の場合は流木が水面に浮いて流下するのに対して、比重が 1 より大きい場合は水中に沈んだ状態で流下するので、橋桁への衝突が起きにくくなるためと考えられる。

今後は、供給する流木の本数を増加させて、比重 1.2 丸太形状での閉塞について検討を進める予定である。また、比重 0.8 の根付形状の流木を用いた実験も実施する予定である。

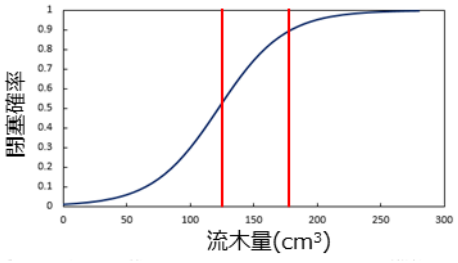


図-4 比重 0.8 の丸太状の流木量と推定閉塞確率（赤線は、比重 1.2 の丸太状流木を 280 本投入した実験の最大・最小流木量）

参考文献

1)石川芳治ら：2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，66(5), 61-72, 2014, 2)中谷加奈ら：山地河川を対象としたワンスパン橋梁への流木閉塞に関する検討，土木学会論文集 B1（水工学）74(5), I_1081-1086, 2018, 3)久保田哲也：平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害と流木の特徴，水利科学，62(6), 10-22, 2019, 4)小松利光監修，山本晃一編集：流木と災害 発生から処理まで，技報堂出版株式会社，203-225，2009

P-153

現地堆積土砂のソイルセメント活用についての一考察

（株）建設技術研究所　○溝口裕也, 池田幸太郎
岩手県沿岸広域振興局　藤原俊夫, 鈴木正義
（株）本久　小布施栄, 堀口哲夫

1. はじめに

平成28年8月に台風10号に伴う豪雨により発生した土石流は岩手県内各地に甚大な被害をもたらした．この被害を受け，岩手県沿岸広域振興局岩泉土木センター管内では，災害関連緊急砂防事業（以下，災関事業）として11箇所，砂防激甚災害対策特別緊急事業(以下，激特事業)として14箇所が指定を受けた．

災関事業ではほとんどの砂防設備がコンクリート構造での計画であり，河川や道路など他分野の復旧事業にもコンクリートが使用される予定である．

後続として事業を進める激特事業は，コンクリートの供給過多が懸念される状況下にあるため，コンクリート以外の材料として，現地発生土砂を利用した砂防ソイルセメントの適用性を検証し活用を試みることとなった．検証については既設の大沢砂防堰堤に堆積した土砂を対象として，先行して簡易配合試験を実施し，その結果を参考に配合試験を実施した．

簡易配合試験は，砂防ソイルセメントで実用化されている配合方法を用い，適量と推定されるセメントを現地の土砂に添加して，強度発現および単位体積重量の目安を把握するものである．

本発表では，これらの試験結果および現地堆積土砂の活用方法について報告するものである．

2．砂防ソイルセメントの適用判断手法

設計段階の適用試験では，適合判定の確実性と本調査に向けた確実性を高めるとともに，施工段階で実施する配合試験に供する添加材や添加量の検討に際して目安となる判断材料を提供することが求められる．

適合判定手法として粒度や含水比といった土質試験結果による判定方法もあるが，実施工との乖離が大きいことから，簡易で判断までのスピードがはやく，かつ調査労力が少ない適合判定方法として簡易配合試験を実施するものとした．

また，施工時に実施する配合試験には，準備を含め1ヶ月から2ヶ月程度の時間を要する．激特事業において再度災害防止の観点からは，いち早く施工に着手することが望ましく，異例ではあるが設計段階から配合試験を実施するものとした．

砂防ソイルセメントは転圧タイプと流動タイプに分かれる．タイプの選定は施工条件によるところであり，施工箇所近傍にプラントヤードを造成する場所の確保が必要な流動タイプではなく，施工実績の多い転圧タイプを前提として試験を実施することとした．

3．試験土砂の概要

砂防ソイルセメントに現地発生土砂を活用する場合，ほぼ同等な物性の土砂が必要量以上に確保できることが望ましい．大沢砂防堰堤には今回の土石流により流出した土砂が大量に堆積している状況にあり，上記の理由から本土砂を試験土砂に用いることとした．

大沢砂防堰堤は昭和49年に築造された堰堤高13.5mの不透過型砂防堰堤であり，砂防台帳からは堆積量は約15,000m^{3}であることが確認されている．

大沢砂防堰堤の近傍には６箇所の激特事業の対象地があり，本土砂が砂防ソイルセメントとして適用できれば，この６箇所に供給できるものと考えた．

土石流発生前の状況を写真で確認したところ，満砂はしておらず，堆積土砂量の約1/3が今回の土石流で流出した土砂と想定される(写真-1)．

試験土砂は簡易配合試験用としてスコップで表土を30cm剥いだ上，礫径40mm以下の土砂を土のう３袋程度採取した．また，本施工では土石流発生前の堆積土砂も活用するため，物性の違いも検証する目的の一つとして配合試験用では，堆砂敷下流側で表面から深度2mの土砂，堆砂敷上流側で表面から深度1mの土砂をバックホウにて各々大型土のう1袋程度採取した(図-1)．



写真-1．大沢砂防堰堤堆砂敷と堆積土砂

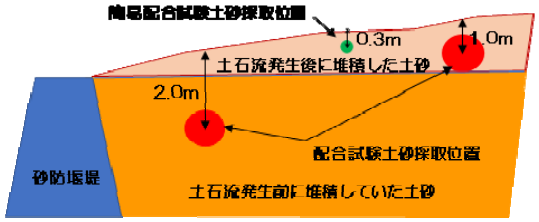


図-1．試験土砂採取位置

4　試験概要および結果

4．1　試験概要

簡易配合試験は，土質試験として湿潤密度，粒度，含水比を計測した．また圧縮強度試験では，φ50mm×H100mmの小径供試体と配合試験との比較のため同一材料でφ125mm×H250mmの標準供試体を作製し，圧縮強度と単位体積重量を計測した．

一方，配合試験では上記に示した土質試験のほか，突固めによる土の締固め試験，有機不純物試験など性状把握試験，練混ぜ水として用いる現地河川水の物性試験を実施した．なお，性状把握試験は堆砂敷下流側，上流側各々の土砂で実施し，圧縮強度試験は，これらを混合した土砂を用いてφ125mm×H250mmの標準供試体を作製し，圧縮強度と単位体積重量を計測した．

4．2　簡易配合試験の結果

ここでは，土質試験結果及び圧縮強度試験結果を下表に示す．なお，圧縮強度試験に用いたセメントは高炉B種で添加量は150kg/m^{3}とした．

表-1. 簡易配合試験　土質試験結果

含水比 炉乾燥 (%)	細粒分含有率 (0.075mm未満) (%)	砂分含有率 (0.075mm以上2mm以下) (%)	湿潤密度 (g/cm^3)
4.6	2.2	12.5	2.067

表-2．簡易配合試験　圧縮強度試験結果※()内は平均値との差異を示す

小径供試体（φ50×100）					標準供試体φ125×250				
材齢	7日		28日		材齢	7日		28日	
No	単重 (g/cm^3)	強度 (N/mm^2)	単重 (g/cm^3)	強度 (N/mm^2)	No	単重 (g/cm^3)	強度 (N/mm^2)	単重 (g/cm^3)	強度 (N/mm^2)
1	2.08 (±0.00)	5.65 (-0.02)	2.13 (+0.03)	10.1 (+1.78)	1	2.07 (-0.02)	3.83 (+0.23)	2.08 (-0.01)	5.05 (-0.23)
2	2.08 (±0.00)	6.37 (+0.70)	2.09 (-0.01)	7.54 (-0.78)	2	2.10 (+0.01)	3.67 (+0.07)	2.09 (±0.00)	5.30 (+0.02)
3	2.08 (±0.00)	5.00 (-0.67)	2.07 (-0.03)	7.33 (-0.99)	3	2.10 (+0.01)	3.30 (-0.30)	2.11 (+0.02)	5.50 (+0.22)
平均	2.08	5.67	2.10	8.32	平均	2.09	3.60	2.09	5.28

4．3　配合試験の結果

性状把握試験結果について主な項目を下表に示す．

この結果から下流，上流もほぼ同一の材料と考察し，配合試験は下流，上流の土砂を1：1の配合で混合した土砂を用いるものとした．配合試験に先立ち締固め試験を実施し，自然含水比2.4%，最大乾燥密度2.126g/cm^3，最適含水比7.8%，湿潤密度2.177g/cm^{3}の結果を得た．

表-3．性状把握試験結果

試験項目	単位	下流 堆積土砂	上流 堆積土砂	平均値
有機不純物	-	暗赤褐色	暗赤褐色	-
含水比	(%)	1.9	2.2	2.1
石分 (75mm以上)	(%)	13.4	17.7	15.6
礫分 (2mm以上75mm未満)	(%)	70.2	61.0	65.6
砂分 (0.075mm以上2mm未満)	(%)	13.2	13.0	13.1
細粒分 (0.075mm未満)	(%)	3.2	8.3	5.8

配合試験は，これまでの試験結果を参考にセメント添加量は50kg/m^3，100kg/m^3，150kg/m^3，試験含水比は6.0%，8.0%，10.0%を組み合わせ，次図の結果を得た．

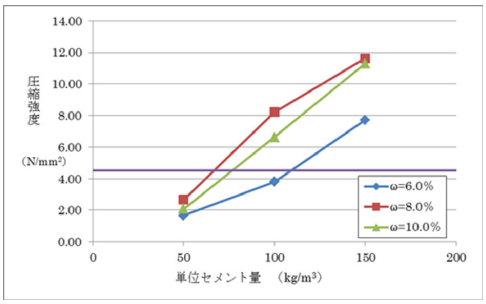


図-2．単位セメント量-圧縮強度試験関係図

配合としては，単位セメント量100kg/m^3，目標含水比を8.0%として，単位セメント量100kg/m^{3}の標準供試体が22.63kN/m^3（最小値ω6.0%）となることから，その90%の20.3kN/m^{3}を設計時の単位体積重量とした．

5．考察

①試験土砂：土石流発生前後の土砂で物性の違いが懸念されたが，表-3に示すとおり，ほぼ同一の土質材料であった．

②土質性状：堆砂敷上流で採取した簡易配合試験用と配合試験用の試験土砂は，採取した深度により物性に違いが確認された．浅い深度で採取した簡易配合試験用の土砂は細粒分が流出していたものと考える．

③簡易配合試験結果：試験材料の最大粒径は，小径供試体では9.5mm，標準供試体では40mmが最大粒径となり材料が異なる．今回の試験結果では粒度組成の違いに加えて，特に標準供試体では相対的に礫間充填物が少なく，この違いが強度に反映されたものと考える．

④簡易配合試験と配合試験：簡易配合試験では設定含水比を8.3%としており，配合試験におけるセメント量150kg，試験含水比 8.0%と比較した場合，強度は簡易配合試験 5.28N/mm^2，配合試験 11.63N/mm^2 となった．2mm以下の粒度の割合と単位体積重量は，簡易配合試験14.7%，2.09g/cm^3，配合試験 18.9%，2.31g/cm^3 と簡易配合試験の方が粗く，湿潤密度からも密実性の違いが確認され，この違いが強度に影響を与えたと考える．

6．おわりに

今回，簡易配合試験でも標準供試体を作製したが，通常は小径供試体を用い，その結果から砂防ソイルセメントの適用性を判断することとなる．小径供試体による試験は実際に使用する土砂との粒径の差が大きく，標準供試体の強度との差異が生じるため，あくまでも適用性を確認するための目安との位置づけが必要である．また堆積土砂は採取深度によりその物性が異なることが確認できた．堆積の履歴や堰堤形式，また水流の影響の受けやすさ等により物性に違いが生じることが想定されるため，堆積土砂を検証する際は，採取位置や採取深度に留意する必要があると考える．

業務自動化ツール RPA を使用した作業効率化について

～土砂災害警戒区域調書作成適用事例～

(株)インバックス　○由利浩二 秋山剛志　石塚昌一　根岸陽子

1　はじめに

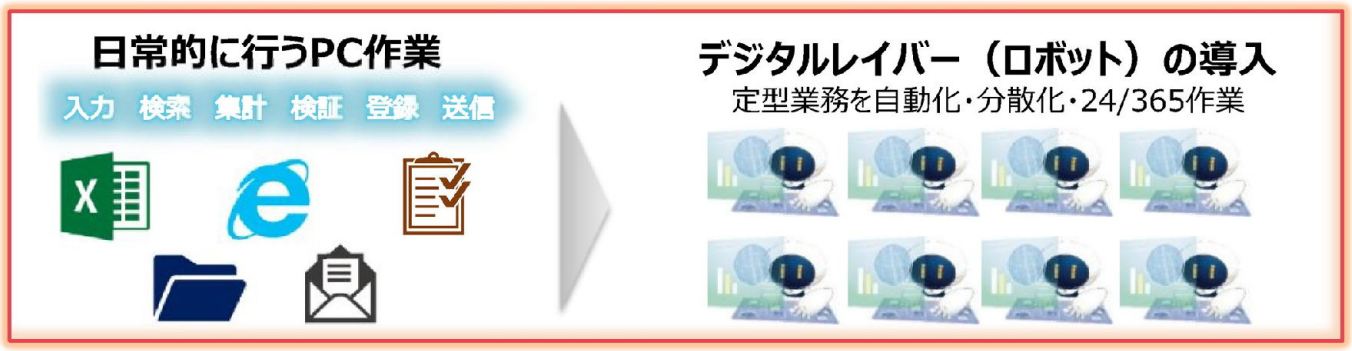
パーソナルコンピュータ（PC）が普及してきている現在、非常に便利な世の中となったがその陰では単純な繰り返し作業は未だ存在する。この単純作業というのは業務の中で大きな割合を占めており非常に時間のかかるものである。

その作業をより効率よく簡略化できるかが働き方改革に繋がっていくと考え、自動化・業務効率化を進めていくと RPA というキーワードに辿り着いた。

本発表は土砂災害警戒区域調書作成に取り組んだ経緯を取りまとめたものである。

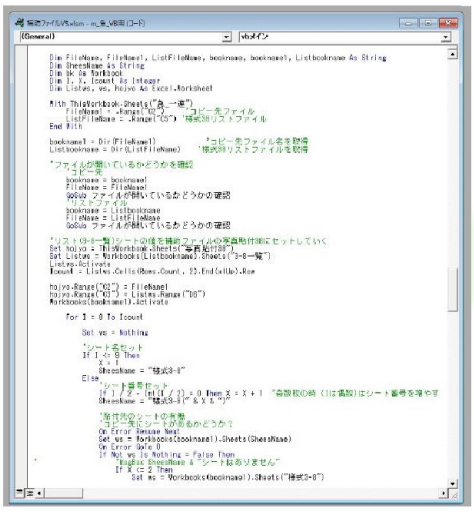
2　RPA 概要

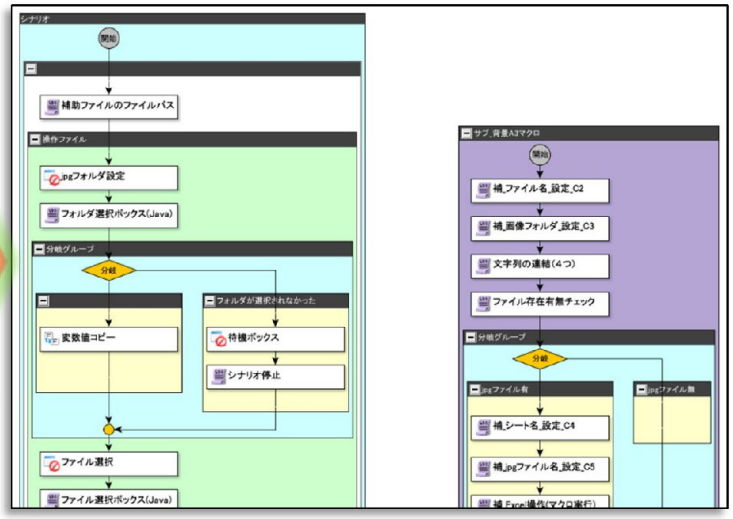
RPA とは「Robotic Process Automation（ロボティックプロセスオートメーション）」の略で「ルートエンジン・機械学習・人工知能などを活用し、ホワイトカラー業務を効率化・自動化する仕組み」のことで、仮想知的労働者（デジタルレイバー）とも呼ばれている。 エクセル操作、フォルダ・ファイル操作、インターネットブラウザの操作、社内で使う業務システムの操作、などを自動化できます。



自動化については、例えば Excel マクロでも同様に実際の操作を記録しプログラム化される機能があるのだが、その記録だけでは実質の作業では不足しており、プログラムのアレンジを加える必要があるため、ある程度のプログラミングの知識を持った人が必要であった。

この RPA では、高度なプログラミングの知識を必要とせず、作業はシナリオを作成するだけで簡単に自動化できるという点で技術者を選ばず、実際の作業者が個々の特徴を生かしたやり方で効率化が可能である。

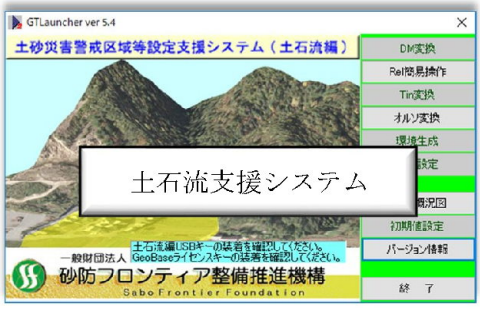


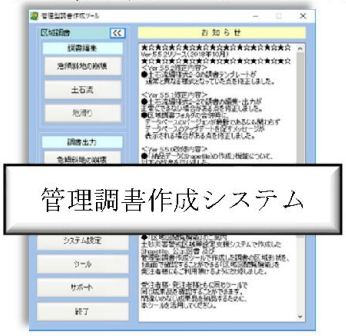


3　自動化検討

土砂災害防止法基礎調査にて作成する調書は既に支援システムが構築されており効率化が図られている。







この支援システムをフル活用するが、以下理由により調書作成を Excel とすることにした。

- Excel は他業務にも使われており使用方法を知っている人が多く、大抵の PC にはインストールされている。
- 調書様式が若干異なっている場合があり、管理調書作成ツールにて出力したものを手直して作り込むより、あらかじめ Excel にて異なる様式のテンプレートを作成しておき、それに必要なデータを貼付けていくほうが誤りも少ない。
- RPA は Excel のコントロールに特化している。

4　結果



自動的貼付

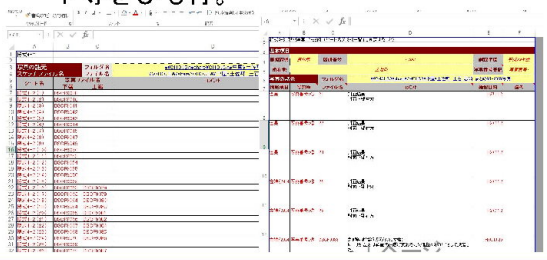
① 管理調書作成ツールから計算結果などのデータを Excel に出力。

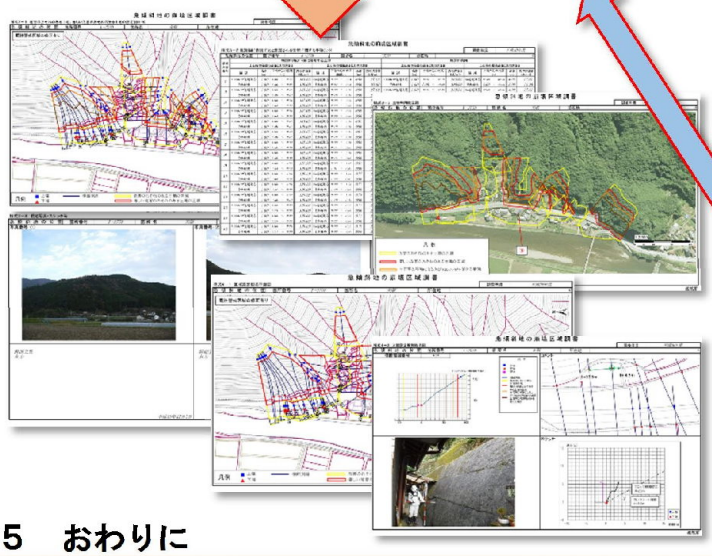


② 平面図様式の背景図(jpg)を別途 ArcGis で出力。



③ 写真様式はリストを作成し、写真とコメント等をひも付。





5　おわりに

RPA を土砂災害警戒区域調書作成に利用することで一定の効果を得た。
あらゆる業務に対して、RPA に対応可能な項目へ活用することで、作業効率化並びにコスト縮減に取り込んでいく考えである。

P-155

暗渠内における流れと流砂の停止過程の再現

九州大学大学院生物資源環境科学府　○江藤稚佳子
九州大学大学院農学研究院　水野秀明・久保田哲也

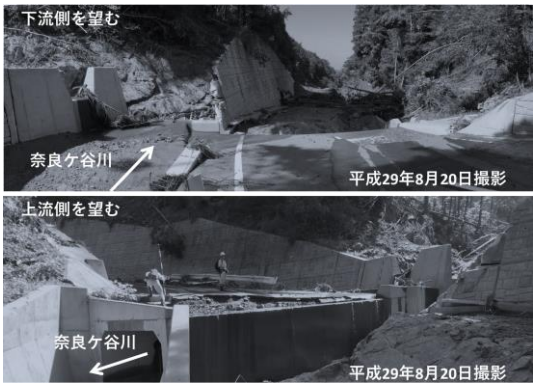
1. はじめに

山間地域における道は、住民の生活、物流・林業などの経済活動を支えるだけでなく、豪雨時などの避難経路としての役割を持ち、地域の経済上かつ防災上、非常に重要な施設である。しかし、道は空間上の制約からしばしばカルバートや暗渠などで渓流の上を通過しなければならない。豪雨時に流れてきた土砂や樹木はカルバートや暗渠の入り口やその内部で堆積して閉塞する。そのため、山間地域の道はその役割を果たせないことがある。

例えば、2017 年 7 月 5 日から 6 日にかけて生じた平成 29 年 7 月九州北部豪雨では、福岡県朝倉市奈良ケ谷川流域を通る市道のカルバートが土砂で閉塞したため、洪水と流砂が舗装上に流れ出し、舗装、路盤を侵食した（写真－1、江藤ら、2019）。2016 年 9 月 7 日に群馬県沼田市利根町柿平地区で発生した事例では、道の下に設置された暗渠が土砂や流木で閉塞し、その地点から土砂や洪水が住宅地に氾濫した（石川ら、2016）。平成 20 年から 22 年までの直轄国道の被災事例を調査した結果でも、「暗渠の閉塞・漏水等による崩壊」が 5 件で全体の 7%と報告されている（浅井ら、2014）。写真－2 は三重県津森林水産事務所管内の経ケ峰林道の下に設置された暗渠内を下流側から撮影したものである。砂礫が暗渠内の上流側に堆積したため、流下断面積が半分程度になった。このように、道の下に設置されたカルバートや暗渠が土砂や流木によって閉塞すると、その上にある道が破壊されるという事例が報告されている。そのため、カルバートや暗渠の土石流、流砂や流木による閉塞を回避するための対策が求められる。

カルバートや暗渠といった管水路内の土砂移動に関する研究は、これまで石炭や鉱石等の輸送や河川や海岸で浚渫した土砂の輸送といった土砂輸送システムの視点からなされた（例えば、芦田ら、1988、栗原ら、1998）。これらによれば、管水路内の土砂移動は、管内の流速が速くなるにつれて、堆積層流れ、部分堆積層流れ、摺動層流れ、浮遊流れへと遷移する。また、暗渠内の流れがほぼ定常な状態を想定して、それぞれの土砂移動の形態の発生領域が明らかにされ、流砂量の推定方法が提案されてきた。

しかし、山間地域における道の下に設置される暗渠の場合、写真－1 や写真－2 のように渓流が屈曲や湾曲して暗渠に接続するため、暗渠の内部において、流れの速度や水深は急変することが多い。これによって、流砂に作用する抗力の大きさと向きが急激に変化するため、流砂は急激に減速し停止する可能性がある。このように管水路内において流れが急激に変化する場合での流砂の挙動はまだ十分に明らかになっていない。そこで、本研究は、洪水時に暗渠が流砂によって閉塞するメカニズムの解明を目標として、暗渠内において流れが急激に変化する場合での流砂の挙動を水路実験によって明らかにすることを目的とする。



写真－1　カルバートの閉塞の事例（福岡県）



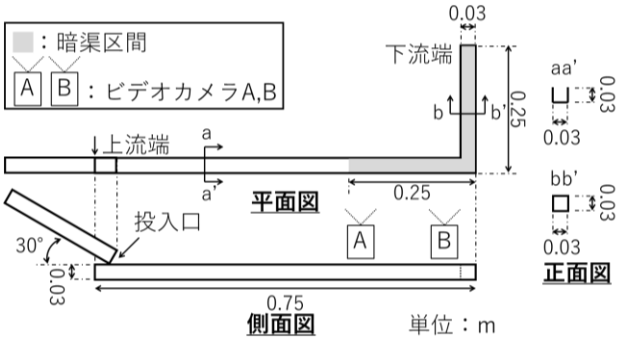
(a)暗渠の流入口　　(b)暗渠内

写真－2　暗渠内に堆積した砂礫の事例（三重県）

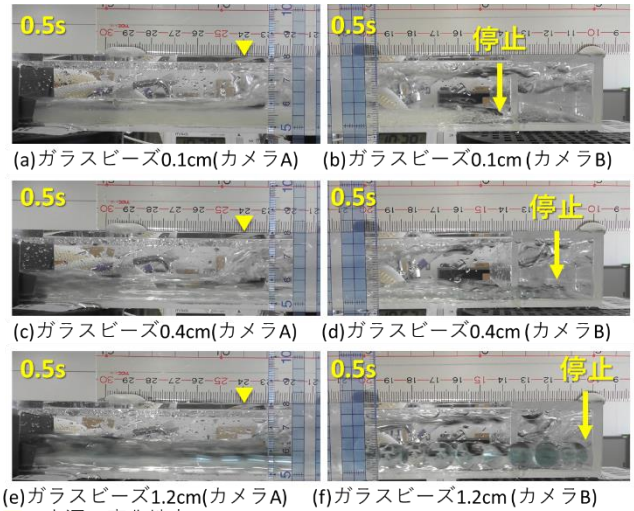
2. 水路実験の概要

図－1 は実験に用いた流路である。流路はアクリル製で、水平に設置した。カルバート等の暗渠は一般にコンクリートや鋼材、塩化ビニール等で作られる。そこで、本研究では、流路を固定床でなるべく滑面のものとした。また、暗渠内で流れを急激に変化させるために、流路の下流側を 90 度に屈曲させた。流砂の代わりに直径 0.1cm、0.4cm、1.2cm のガラスビーズを用いた。ガラスビーズの密度は簡易的に計測したところ、それぞれ 2.492g/cm^3、2.523g/cm^3、2.547g/cm^3 であった。実験に際して、水を水路の上流端から 201.74cm^3/s で供給し、ガラスビーズを投入口から直径 0.1cm、0.4cm、1.2cm のガラスビーズをそれぞれ 23.46cm^3/s、28.41cm^3/s、85.72cm^3/s で供給した。時刻は投入したガラスビーズが水路上端から 0.62m に到達した時点を 0.0s とした。

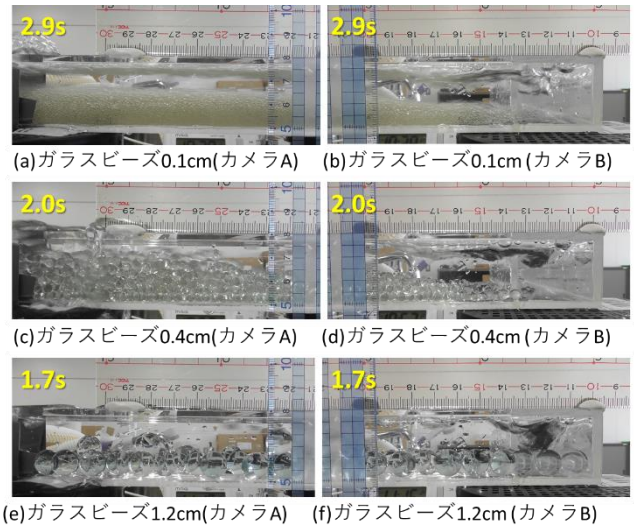
写真－3 はガラスビーズが停止し始めた位置を示したものである。流水は暗渠内で跳水のように水深が急激に深くなった（写真－3 の▼地点）。その地点をガラスビーズが通過すると減速し停止した。後続のガラスビーズは停止したガラスビーズに衝突し停止した。この時、ガラスビーズは、その粒径が小さいほど、暗渠内の上流側で停止し始めた。写真－4 はガラスビーズの堆積状況を示



図－1　実験に用いた水路の概要



写真－3　暗渠内のガラスビーズの停止



写真－4　暗渠内のガラスビーズの堆積状況

したものである。ガラスビーズの堆積により、暗渠の流下断面積が減少した結果、水深の変化地点は上流側に移動した。それに伴って、ガラスビーズが上流側に堆積し始めた。粒径 0.1cm のガラスビーズは暗渠内で架橋構造を形成せず、ほぼ一様の厚さで堆積した。粒径 0.4cm のガラスビーズは暗渠内で架橋構造を形成せず、上流側ほど厚く堆積した。粒径 1.2cm のガラスビーズは暗渠内で架橋構造を形成し堆積した。

3. 考察

流水中のガラスビーズに作用する力は、その進行方向に着目すると、流水による抗力と流路底面との摩擦力である。水深の変化地点を境に、流れの速さは急激に低下するため、ガラスビーズは急激に減速すると考えられる。その結果、後続のガラスビーズが減速したガラスビーズに衝突し停止したと考えられる。本報告では、暗渠内の流れの速度変化の計測、あるいは 3 次元数値計算による推測をしていないため、流れの減速によるガラスビーズの減速がどの程度であったのか、という点を定量的に評価できていない。また、本報告では、暗渠内の流れを急激に変化させるために、流路を 90 度で屈曲させた。その角度より緩く屈曲させた場合には、暗渠内の流れの速度は本報告の実験の結果よりも遅くならない可能性も考えられる。その場合のガラスビーズの挙動も明らかになっていない。今後は、暗渠の屈曲を系統的に変化させることにより、暗渠内の流速を系統的に変化させて、ガラスビーズの挙動を明らかにするとともに、暗渠の閉塞の発生条件を明らかにする必要があると言える。

4. おわりに

本研究では、暗渠内で流れが急激に変化する場合における流砂の挙動を明らかにするために水路実験を行った。その結果、暗渠内の流れの変化とガラスビーズの停止過程は、①暗渠内の水深は跳水のように急激に深くなったこと、②ガラスビーズは水深の変化地点を通過すると減速し停止したこと、③後続のガラスビーズは停止したガラスビーズに衝突し、乗り上げたり停止したりしたこと、④それに続いて、水深の変化地点が上流側に移動したこと、⑤後続のガラスビーズが上流側でさらに堆積したこと、であった。この結果から、ガラスビーズの停止はその粒径と流れの速度の低減の程度に大きく影響されると推測できる。今後は、それらの要因を系統的に変化させた水路実験を行って、暗渠の閉塞の発生条件を明らかにしていきたいと考えている。また、暗渠内の流れの速度を 3 次元数値計算により解析して、ガラスビーズの挙動並びに暗渠の閉塞過程を表す物理モデルを構築していきたいと考えている。最後に、林道経ケ峰線の現地調査に便宜を図ってくださいました、三重県津森林水産事務所の方々に感謝を申し上げます。

引用文献

浅井健一、林浩幸、宮本浩二、佐々木靖人（2014）：事例分析により明らかになった最近の国道斜面災害の特徴と道路斜面管理における留意点、応用地質、Vol.54、No.6、p.281-298

芦田和男、江頭進治、中島智彦（1988）：水平管路における土砂輸送形態と流砂機構、京都大学防災研究所年報、第 31 号、B-2、p.489-506

石川芳治、執印康裕、柏原佳明、宮田直樹、大野亮一、飛岡啓之、梶原誠、沼宮内信（2016）： 2016 年 9 月 7 日台風 13 号による柿平沢土砂災害、砂防学会誌、Vol.69、No.4、p.37-43

江藤稚佳子、水野秀明、久保田哲也（2019）：平成 29 年 7 月九州北部豪雨における土砂移動と降雨の関係、九州森林研究、No.72、p.47-50

栗原崇、 鈴木幸一、渡辺政広（1998）：砂礫堆積層を伴う水平管路流れの抵抗と流砂に関する研究、土木学会論文集、No.607、II-45、p.45-54

P-156

長野県における砂防設備の改築・修繕計画の検討事例

長野県建設部砂防課　細川　容宏※1，西澤　賢※2，山田　晃※3
株式会社建設技術研究所　○川崎　巧，古山　剛，金野　崇史，小林　優太
※1　現所属：長野県千曲建設事務所
※2　現所属：長野県上田建設事務所
※3　現所属：長野県松本建設事務所

１．はじめに

長野県は美しい豊かな自然に恵まれた環境にある一方、地形は急峻で、糸魚川～静岡構造線、中央構造線の２つの大断層が走り、脆弱な地質が広く分布する。このため、県内には土石流危険渓流等の土砂災害の危険箇所が多い[1)]。

長野県ではこれまで砂防事業などによる施設整備を進めており、県内の砂防設備は平成 28 年時点で１万８千基以上に及ぶ。これら施設の維持、修繕、改築及び更新を的確に実施するため、長野県では、平成 28 年３月に「砂防関係施設長寿命化計画（案）」（以降、「長野県長寿命化計画」とする）を策定した。平成 31 年３月には、国土交通省砂防部保全課の「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）」（以降、「ガイドライン」とする）及び「砂防関係施設点検要領（案）」（以降、「点検要領」とする）が改訂され、砂防関係施設長寿命化の機運が高まっている。

ここでは、砂防設備の改築・修繕計画検討の骨子である①「健全度評価指標の定量化・細分化」、②「複数の指標による対策優先度評価」、③「対策コストの将来予測を踏まえた計画の立案」について紹介する。

２．健全度評価指標の定量化・細分化

平成 25 年度に実施した施設点検により、砂防設備 1,500 基程度が「要対策」と評価された。しかし、既往の点検は評価指標が明確でなく、かつ複数の点検者が実施しているため、評価の偏りがあった。そこで、「要対策」の中から統一した指標で実際に対策すべき施設を抽出するため、健全度評価の指標を定量化・細分化した。

長野県長寿命化計画では、健全度 A を「要対策」とし、点検項目毎の「点検評価ランク」により健全度を評価している。既往の評価では点検評価ランクを a, b, c（損傷程度 c<b<a）の３段階としているが、本検討では、相対的に損傷が大きい施設を絞り込むため aa, a, b, c の４段階に細分化した（表 1）。

表１　点検評価ランクの区分

点検評価ランク		損傷等の程度
既往	本検討	
a	aa	**当該部位に比較的規模の大きい損傷等が発生しており、当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態**
	a	当該部位に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態
b	b	当該部位に損傷等が発生しているが、問題となる性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、今後の損傷等の進行を確認するため、定期点検や臨時点検等により、経過を観察する必要がある状態
c	c	当該部位に損傷等は発生していないかもしくは軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該部位の性能の劣化が認められず、対策の必要がない状態

点検評価ランクの評価基準のうち a の基準については点検要領を参考に設定し、aa の基準については既往点検データの分析結果から出来る限り定量的な数値を設定した。

既往点検では、ひび割れについて「長さ」と「幅」が計測されている。点検要領によると、砂防堰堤等本体のひび割れの変状レベル c（機能・性能低下あり）の評価基準は「水平方向ひび割れが各ブロック幅の概ね 1/2 程度以上」または「ひび割れが上下流に連続して発生」とされている。本検討では、点検要領を参考に、本体のコンクリートの各ブロック幅を 10m と仮定し、ひび割れの点検評価ランク a の基準は「ひびわれ長さ 5m」とした。点検評価ランク aa の指標はひび割れ幅に着目して設定した。既往点検で「要対策」と評価された施設の計測値を集計した結果、ひび割れの幅 2cm 未満に、点検評価ランク b は約９割、a は半数以上分布していた（図 1）。

土木工学的なひび割れの評価基準は、現場施工の鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリートの基準が一般的であり、無筋コンクリートのひび割れに関する研究・評価は少ない。その中でも、山本らの研究[2)]によると、ひび割れ幅 5mm 以上の場合、コンクリート耐力が著しく低いという結果が得られており、幅 2cm 以上のひび割れは変状程度が著しいと考えられる。また、計測精度等を勘案してひび割れ幅は 2cm を閾値とし、点検評価ランク aa の評価基準は「ひびわれ長さ 5m 以上かつひび割れの幅 2cm 以上」とした（表 2）。

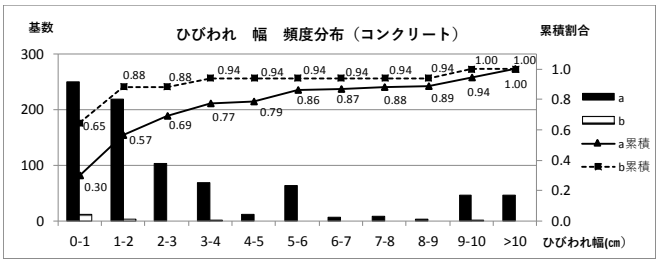


図１　コンクリート堰堤のひび割れ幅の頻度分布

表２　点検評価ランク評価基準（ひび割れ）

変状項目	点検評価ランク	
	aa	a
ひび割れ	・ひび割れ長さ5m以上かつ開口幅2cm以上	・ひび割れ長さ5m以上

３．複数の指標による対策優先度評価

ガイドラインによると、対策の優先順位は健全度、流域の荒廃状況等により検討するものとしているが、具体的な評価方法は示されていない。本検討では尺度が異なる複数の指標を一対比較法（以下、「AHP」とする）により評価した。

対策優先順位の評価項目は、ガイドライン等を参考に、①健全度、②流域の荒廃状況、③過去の災害履歴、④保全対象との位置関係、⑤施設の重要度、⑥安定性に関する現行基準との整合、⑦対策の施工性の７

項目とした。

評価項目が多いため、対策優先順位の評価は点数評価方式で行うものとしたが、7 項目はそれぞれ尺度が異なる指標であり、単純な合計点数では個々の砂防設備の重要度や優先度を適切に評価できない。そのため、主観的な判断プロセスを階層構造化した AHP により基礎点の重み付けを行った。AHP の実施にあたっては、評価の客観性を確保するため、長野県職員と建設コンサルタントの双方（合計 12 名）が参加するアンケート方式により評価値を検討した（図 2）。

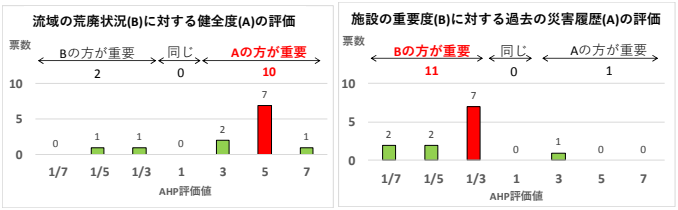


図 2　AHP 評価値のアンケート結果と採用値の例

表 3　AHP による重み付けの設定（一部抜粋）

	優先順位評価項目	B 健全度	流域の荒廃状況	過去の災害履歴	保全対象との位置関係	施設の重要度	安定性に関する現行基準との整合	対策の施工性	幾何平均	重み
A	健全度	1	5	5	1	3	3	7	2.8626	0.285
	流域の荒廃状況	1/5	1	1/3	1/7	1/3	1/3	3	0.4396	0.044
	過去の災害履歴	1/5	3	1	1/7	1/3	1/3	3	0.6018	0.060
	保全対象との位置関係	1	7	7	1	3	5	7	3.39	0.338
	施設の重要度	1/3	3	3	1/3	1	3	7	1.5449	0.154
	安定性に関する現行基準との整合	1/3	3	3	1/5	1/3	1	3	0.9296	0.093
	対策の施工性	1/7	1/3	1/3	1/7	1/7	1/3	1	0.2712	0.026

4．対策コストの将来予測を踏まえた計画の立案

ガイドラインによると、砂防設備の機能を回復させる対策のレベルは「修繕」、「改築」、「更新」がある。年次計画の立案にあたっては、将来的な対策コストを最小化できる対策レベルを設定する必要がある。

そこで、本検討では劣化予測モデルを用いたコストシミュレーションにより、将来的な対策コストの推定を行い、修繕、改築等の最適なシナリオを検討した。

劣化予測の検討には、確率論的手法のひとつである遷移確率モデルを用いた。しかし、県内で保有する点検データは一時期のみで個別施設の健全度の経年変化を追跡できないため、本検討では、竣工後経過年数ごとの健全度の分布を用いて疑似的な状態遷移の過程を推定[3]し、遷移確率の算定を行った。

コストシミュレーションは、CASE-0～3 の 4 ケースのシナリオについて検討した（図 4）。

CASE-0 無管理（何も対策を実施しない）

CASE-1 更新（機能喪失した施設を撤去・更新）
当初の対策コストは比較的小さいが、将来に向けて対策基数が徐々に増加し、中・長期的な対策コストは 3 案中で最も大きい結果となった。

CASE-2 修繕（要対策の施設を修繕により延命）
当面の対策コストは 3 案中で最も小さいものの、修繕による延命には限度があるため、撤去・更新の対象基数は将来的に増加し、中・長期的な対策コストは CASE-1 に次いで大きい結果となった。

CASE-3 改築（要対策の施設を改築により機能回復）
当初から大きな対策コストが発生し、対策基数も 3 案中で最も多いが、機能喪失の施設を出現させることなく、中・長期的に対策コストを平準化でき、かつトータルの対策コストも 3 案中で最も小さく抑えることができる結果となった。

CASE-3（図 5）は他の案に比べて対策コストが平準化され、かつ 100 年間の対策コストは CASE-2 に比べて約 2 割削減できる結果となった。

以上から、対策レベルは CASE-3 の「改築」を基本とし、中・長期的な対策コストを最小化・平準化した改築・修繕の年次計画を立案した（表 4）。

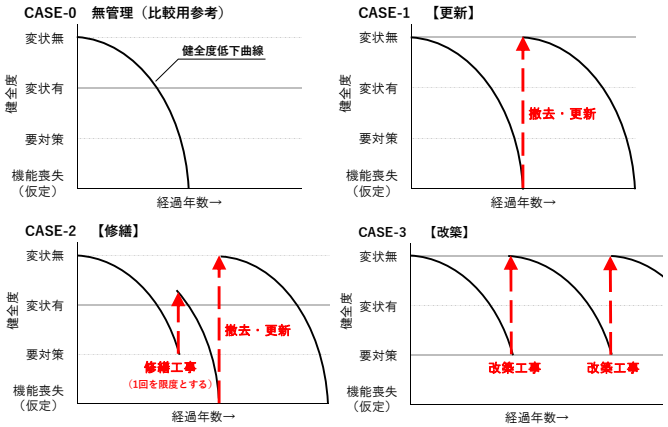


図 4　コストシミュレーションのシナリオ

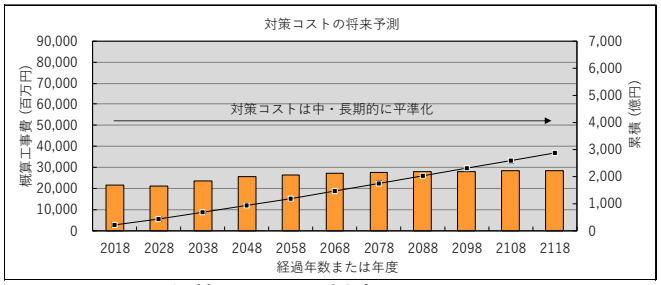


図 5　対策コストの将来予測（CASE-3）

表 4　砂防設備の改築・修繕の年次計画（一部抜粋）

事業費の単位は百万円

優先順位	施設名	機能回復レベル	年度	2015 H27	2016 H28	2017 H29	2018 H30	2019 H31	2020 H32	2021 H33	2022 H34	2023 H35	2024 H36	2025 H37
			事業費合計	371	534	690	306	3,370	2,565	2,270	1,765	1,784	1,735	1,556
			改築・更新合計	371	530	670	300	3,333	2,523	2,235	1,718	1,751	1,694	1,526
			修繕合計	0	4	20	6	37	42	35	47	33	41	30
1	○○堰堤	改築	163	3	22	125	13							
2	□□堰堤	改築	158	14	100	44								
3	△△堰堤	改築	281	16	15	113	62	75						
4	××堰堤	改築	183	18	115	50								
25	○□堰堤	修繕	2				2							
26	□△堰堤	修繕	2		2									
27	△○堰堤	修繕	2		2									

5．おわりに

本検討では、既往の点検結果等を基に砂防設備の改築・修繕計画を立案した。今後は、県内の砂防設備のマネジメントサイクルを展開することで、定期点検、改築・修繕を継続的に実施し、点検データや対策コストの情報を蓄積していく予定である。

【参考文献】1）小笠原ら(2015)；長野県における砂防関係施設の維持管理の最近の取り組みについて，砂防学会誌, Vol. 68, No. 4, p. 47-51, 2015　2）山本ら(2011)；無筋コンクリート構造物の性能評価に関する数値解析, 土木学会第 66 回年次学術講演会（平成 23 年度）　3）古山ら(2018)長寿命化計画における砂防設備の劣化予測に関する検討事例，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

P-157

牛伏川上流におけるニセアカシア林相転換事業の施業方針について

長野県建設部砂防課　田下 昌志[1)]・西澤 賢[2)]・○北原 誠・山田 晃[3)]
長野県松本建設事務所　石坂 文彦・柴田 洋二[4)]・馬場勇作
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　井上 公夫・中根 和彦
アジア航測株式会社　中田 慎
1)現 長野県建設部　2)現 長野県上田建設事務所　3)現 長野県松本建設事務所　4)現 長野県姫川砂防事務所

1. はじめに

牛伏川上流では，江戸時代後期から森林乱伐や野火等により森林が荒廃し，たびたび土砂災害が発生していた。牛伏川からの土砂流出は新潟港の土砂堆積の一因とされ，明治から大正にかけて，内務省や長野県により砂防工事が実施された。牛伏川砂防工事沿革史編纂会（1933）によれば，この砂防工事では山腹工（積苗工）でアカマツ，ヒメヤシャブシ，ニセアカシア等が植栽され，大手ら（1978）によれば昭和 50 年代を迎える頃には，牛伏川上流域はニセアカシア優占林となっていた。ニセアカシアが老齢期を迎え，倒木による山の荒廃や，在来種の生育阻害等の問題を生じたことから，平成 8 年度（1996）に長野県によるニセアカシア林の林相転換事業が開始され，現在も継続されている。

事業実施範囲は，長野県松本市の信濃川水系奈良井川右支の牛伏川上流であり，重要文化財である牛伏川階段工から 600m ほど上流に位置する（図-1）。

本報告は平成 30 年度に第Ⅱ期施業が終了したことを受け，牛伏川上流域のニセアカシア林相転換事業における経緯と，様々なメンバーで構成される検討委員会による PDCA 効果，第Ⅲ期施業の方針について説明する。

2. 林相転換事業の概要

林相転換事業は第Ⅰ期施業（平成 8～17 年度（1996～2005））及び第Ⅱ期施業（平成 21～30 年度（2009～2018））に分けて実施された。図-1 に示すように，第Ⅰ期は短冊状の 43 施業区，第Ⅱ期は第Ⅰ期施業区を除いた場所（ブロック）で事業を実施してきた。なお，事業実施範囲の南東部の F 地区は，施業を実施しない比較対象地としてきた。

3. 検討委員会の PDCA 効果

3.1 開催の背景と経緯

第Ⅰ期施業では，施業区内の全てのニセアカシアを伐採し，在来種の植栽を行っていた。しかし，ニセアカシアの切株からの萌芽や，植栽木の葉がシカに食べられ枯死する等の問題が発生したため，平成 20 年度（2008）にモニタリング調査を行った上で

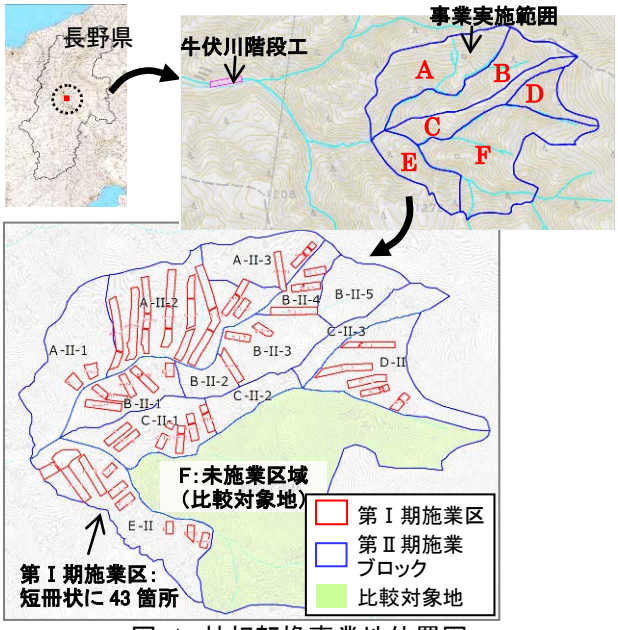


図-1 林相転換事業地位置図

検討委員会を開催し，問題への対応を検討することになった。

以降，平成 25 年度及び平成 30 年度と定期的に検討委員会を開催し，林相転換事業の確認，評価，今後の施業方針の意見を頂いている（表-1 参照）。

表-1 牛伏川林相転換事業経緯の概要

項目	事業期間																									
	第Ⅰ期												第Ⅱ期（前期）					第Ⅱ期（後期）							
平成（年）	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
伐採	■	■	■	■	■	■	■	■	■					■	■											
植栽	■	■	■	■	■	■	■	■	■																	
巻き枯らし														■	■	■							■			
萌芽除去																	■	■	■	■	■	■	■			
調査	■	■	■	■	■	■	■	■	■		■		■					■				■	■			
山腹工																					■	■				
検討委員会													■					■					■			

3.2 委員構成

林相転換事業は砂防（山腹工）の専門的知見はもとより，ニセアカシア除去・在来種の植栽，自然遷移等の植生に関する専門的知識，地元関係者の理解が必要になる。このことから，砂防・植生に関する学識者として，林相転換事業に当初から関わってこられた大手桂二京都府立大学名誉教授を委員長とし，事業者（長野県建設部砂防課，松本建設事務所），植生の専門家（長野県環境保全研究所，松本地方事務

所林務課），地元関係者（牛伏・鉢伏友の会 等）等で構成した。

平成 30 年度からは北原曜信州大学名誉教授に委員長を引き継ぐとともに，今後の牛伏川砂防の活用・地域との連携を鑑み，松本市関係部署を委員に加え開催している。

3.3 意見の反映

様々なメンバーを委員としたことで，多様な意見を得ることができ，事業に反映することが出来た。検討委員会の特徴的な意見と対応を以下に示す。

3.3.1. 巻き枯らしについて

ニセアカシアの萌芽を減らすため，伐採と比較して萌芽が少ないとされている**巻き枯らし**（環状剥皮：地際付近の形成層を長さ 50cm 程度，全周に渡って剥ぎ取り，枯死させる手法）が委員より提案された。平成 20 年度（2008）より提案を事業に反映し，現在のニセアカシアの除去は巻き枯らしを基本としている。

なお，除草剤の使用については地元関係の委員から，牛伏川下流域での飲み水としての取水が意見されたことから,除草剤は使用しないこととしている。

3.3.2. 萌芽除去について

ニセアカシアの萌芽除去について，年 3 回の実施が効果的であることが論文をもとに委員から紹介された（小山ら，2010）。平成 24 年度（2012）よりこれを実施し，5 年間継続したことで萌芽は当初の 1 割程度に減少した。

3.3.3. 植栽について

在来種の植栽については，シカの食害が美ヶ原高原周辺でも発生していることが委員から紹介された。根本的な解決が難しいため，当面植栽は行わないものとした。

4. 今後の施業方針（第Ⅲ期施業方針）

林相転換事業の第Ⅱ期施業の終了に合わせて，平成 31 年 1 月に検討委員会を開催した。第Ⅱ期施業からの主な変更点を以下に示す。

・ニセアカシアの倒木が施業範囲外でも確認されており，空石積砂防堰堤等への影響が懸念されるため，倒れそうなニセアカシアは伐倒していく。
・巻き枯らし未実施であった E・F ブロックはニセアカシアが多く繁茂しており，巻き枯らしを実施していく。
・巻き枯らしの実施密度について，ニセアカシアは相対照度 10%以下の暗い環境では，萌芽の発生が少ないことが指摘されている（崎尾，2003）。委員より巻き枯らし実施の際は，林冠の開空率 30%以内として，萌芽抑制に配慮し実施することが提案され，今後の施業方針に位置づけた。
・巻き枯らしで萌芽しなくなったニセアカシアは，順次伐倒する。

5. おわりに

平成 30 年度検討委員会では林相転換事業により，概ね良好な森林環境に改善されていると評価された。

検討委員会で示された施業方針をもとに，今後もニセアカシアの林相転換事業を行い，在来自然植生であるコナラ・ミズナラ林等の広葉樹林への誘導を図る予定である。

事業実施範囲の一部は八ヶ岳中信高原国定公園に指定されており，美ヶ原高原ロングトレイルコースが横切っている。今後は松本市との協議を踏まえ，砂防･環境学習への活用を検討していく予定である。

牛伏川は完成から 100 年を迎えた重要文化財牛伏川階段工の他，明治・大正期の空石積砂防設備を多く見ることが出来る。植生の回復した牛伏川を訪れ，先人から継続される砂防事業の効果に触れていただきたい。



図-2 林相転換が進む事業地の状況

謝 辞

本事業に多大な協力を頂いている大手桂二名誉教授，北原曜名誉教授に，この紙面を借りて深く感謝申し上げる。

参考文献

牛伏川砂防工事沿革史編纂会（1933）：牛伏川砂防工事沿革史，212p.

大手桂二・本城尚正・妹尾俊夫（1978）：山腹植栽工によって成立した植物群落の遷移に関する研究Ⅰ－牛伏川流域のニセアカシア林での事例－，京都府立大学学術報告農学，30，p. 58-71

小山泰弘・片倉正行（2010）：里山保全を目的とした山林火災跡地における森林整備技術の開発 - 里山に発生したニセアカシア管理技術－，長野県林業総合センター研究報告，24，p. 35-53

崎尾均(2003)：ニセアカシアは渓畔域から除去可能か？，日本林学会誌，85(4)，p. 355-358

P-158

狩野川流域における流木災害リスク評価と改築優先度評価への適用

国土交通省中国地方整備局沼津河川国道事務所　中村一郎,村松弘一
砂防エンジニアリング株式会社　○遠藤弘樹,外山泉,井野伸彦,櫻井一也

1. はじめに

流木による災害は平成29年7月九州北部豪雨にみられる通り,橋梁等の横断工作物や河道の狭窄部・屈曲部等のトラブルスポットでの流木集積による土砂・洪水氾濫の助長が原因と報告されている.更に,平成28年に土石流対策技術指針が改定されており,流木対策の必要性が周知されている状況にある.

沼津河川国道事務所管内には約100基の既設砂防堰堤が存在し,そのうち不透過型砂防堰堤が大部分を占めており,管内の整備率は,土砂整備率約50%と低い水準にある.

本検討では,狩野川流域内の流木発生ポテンシャルから橋梁位置における相対的流木災害リスク評価を矢野ら[1)]に基づき実施し,評価結果を踏まえた既設砂防堰堤の流木対策優先度の設定を試みたものである.

2. 流木発生ポテンシャルの算出方法

流木発生ポテンシャルV_i(m³)は,橋梁地点に集積する可能性のある流木量の最大値として,本検討では,流木発生ポテンシャルV_i(m³)について,以下の経験式(1)を適用して評価した.

橋梁の位置及び諸元(高さ,長さ,スパン長)は現地調査により確認した.

$$V_i = \Sigma_k \beta_k A_{ki} \qquad (1)$$

ここで,β_k:k種の森林における流木流出率(m³/km²),A_i:i地点の流域面積内における流木発生源(30°以上の急傾斜斜面)上のk種の森林面積(km²)である.β_kは森林の植生により,針葉樹:1000,広葉樹:100,竹林:500,無立木地と更新困難地:0とされている.

(図1)に,各橋梁地点の流木発生ポテンシャルの地理空間分布を示した.流域面積が広くなる下流の橋梁ほどV_iが大きくなっていることが分かる.

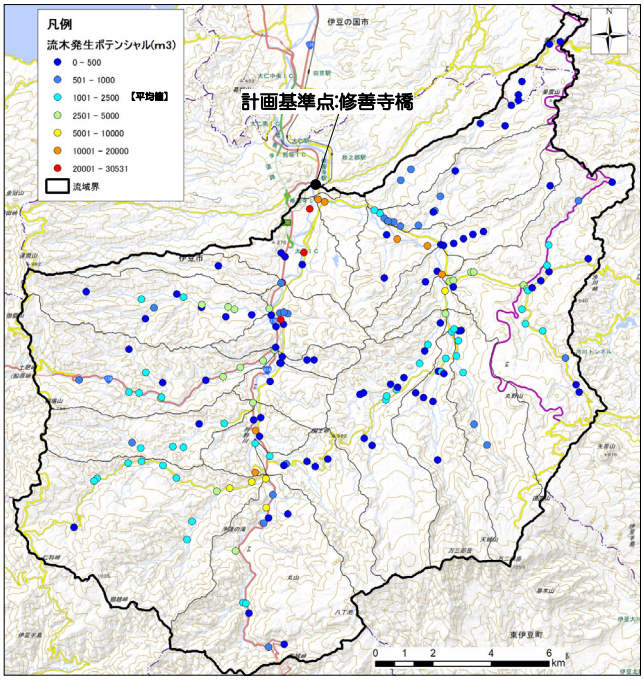


図 1　各橋梁地点の流木発生ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙの地理空間分布

3. 相対的流木災害リスクの評価方法

相対的流木災害リスク$\tilde{V}_i$(m³)は,流木発生ポテンシャルの収支を考慮した橋梁地点での流木捕捉量とした.すなわち,上流域からの流木発生ポテンシャルから上流の全ての橋梁により捕捉される量を差し引いた分のうち,対象とする橋梁へ流下し捕捉される流木量とした.

相対的流木災害リスク$\tilde{V}_i$(m³)は,以下に示す漸化式(2)を用いて評価した.

$$\tilde{V}_i = \left(V_i - \tilde{V}_{i-1} - \tilde{V}_{i-2} \cdots \tilde{V}_1\right)\alpha_i = \alpha_i\left(V_i - \sum_{k=1}^{i-1} \tilde{V}_k\right) \qquad (2)$$

ここで,$\tilde{V}_i$:橋梁i における流木捕捉量,α_i:橋梁i の流木捕捉率である.

(図2)には本検討における相対的流木災害リスクの検討イメージ図を示した.

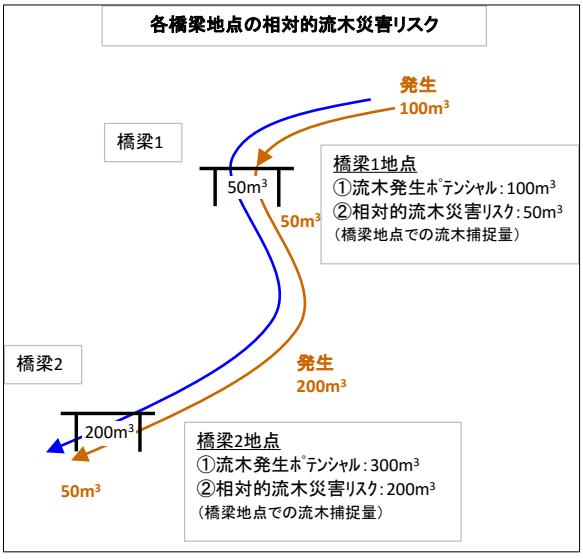


図 2　相対的流木災害リスクのイメージ図

流木捕捉率α_i は，最小の橋脚間スパン長に対する想定される流木長の比率から，式(3)で評価した．

$$\alpha_i = \frac{L_w}{S_i} \times \frac{1}{k} \qquad (3)$$

ここで，Lw:流域内の森林における現地調査から決定した想定流木長(=7.33m)，Si:橋梁 i における最小の橋脚間スパン長，k:橋梁における流木の集積しにくさを表す係数とする．相対スパン長(流木長(m)/ｽﾊﾟﾝ長(m))の最大値は 7.3 程度（図 3）となったため，これを包括する k=8.0 に設定した．

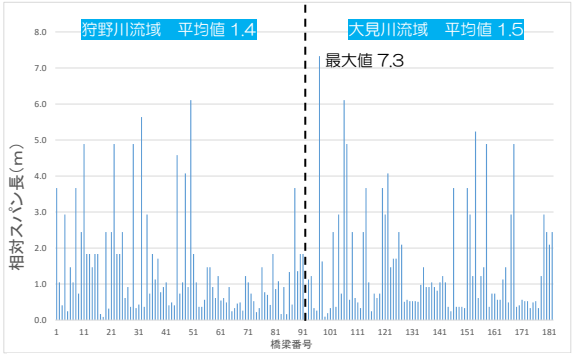


図 3　相対スパン長

4. 相対的流木災害リスクの評価結果

相対的流木災害リスクの平面図を(図4)に，各橋梁における流木災害リスクを(図5)に示した．

本検討では，リスクの高低判断について，各橋梁における算出値が全体の平均値と標準偏差を足した値より大きい場合はリスク高とし，流木のトラブルスポットとして取り扱った．

以下には狩野川流域を形成する狩野川流域，大見川流域の流木発生ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙ，ﾄﾗﾌﾞﾙｽﾎﾟｯﾄ箇所数を示した．

—狩野川流域—

・流域面積　：　147 km²
　急傾斜面の流域面積：　51 km²(面積比35%)
・流木発生ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙ計　：30,530 m³
・ﾄﾗﾌﾞﾙｽﾎﾟｯﾄ箇所数　：10箇所

—大見川流域—

・流域面積　：　121 km²
　急傾斜面の流域面積：　27 km²(面積比22%)
・流木発生ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙ計　：13,720 m³
・ﾄﾗﾌﾞﾙｽﾎﾟｯﾄ箇所数　：2箇所

—検討結果—

・狩野川流域においては，狩野川本川沿いに5箇所，小流域の持越川に2箇所，本谷川に2箇所，船原川に1箇所の計10箇所，大見川流域においては大見川本川沿いに2箇所のトラブルスポットが確認された．

・狩野川，大見川における最小スパン長の平均値は概ね一致(狩野川:1.4，大見川:1.5) していた．（図3）

・一方で，急傾斜面の面積は狩野川流域：51 km²，大見川流域：27 km²となり，急傾斜面の分布を反映すると，狩野川流域の方が相対的流木災害リスクが高まることが確認された．

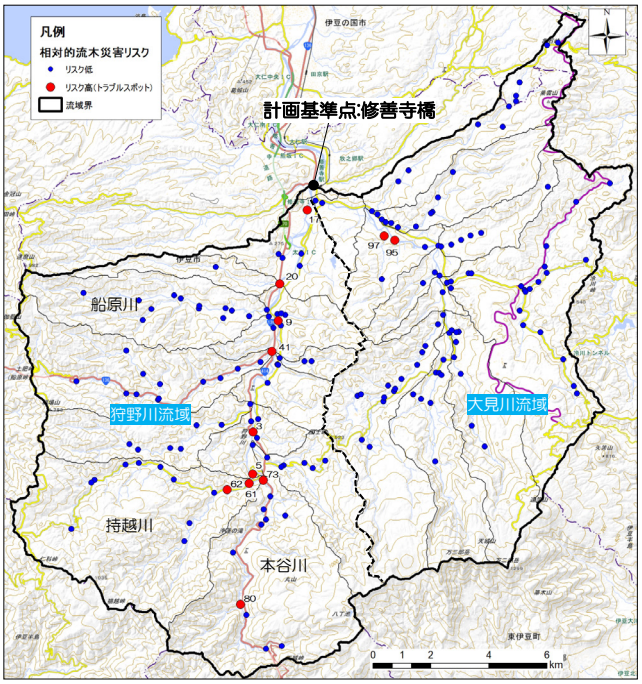


図 4　相対的流木災害リスク—平面図

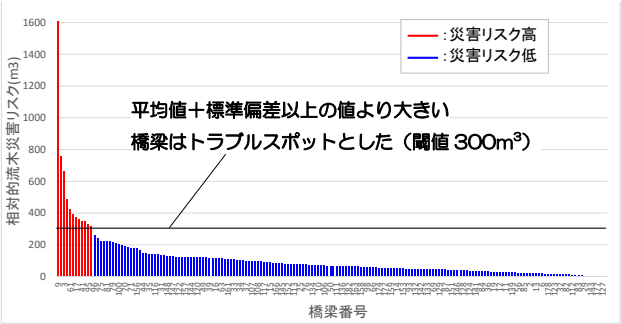


図 5　相対的流木災害リスクー算出値グラフ

5. 流木対策優先度への反映

既設砂防堰堤の流木対策優先度を検討する上での評価項目として，「相対的流木災害リスク」と「保全対象」及び各既設堰堤の健全度や施工性等の「堰堤改築の必要性」をクロスし，優先度決定に役立てた．

評価手法は，AHP(analytic hierarchy process)を活用し，項目毎の重み付けを実施した．

6. まとめ

沼津河川国道事務所管内の流木発生ポテンシャルを算出し，流木災害の原因となるトラブルスポットを設定した．狩野川流域，大見川流域での検討の結果，狩野川流域内での相対的流木災害リスクが高いと判断され，狩野川流域内での流木対策実施の必要性が示された．

相対的流木災害リスクは水系対策施設の流木対策優先度の判断項目の一項目としてAHPを用い評価した．

参考文献

1)　矢野ら:流木発生ポテンシャルの概念に基づく花月川の橋梁における流木災害リスク評価，2016.

P-159

瀬田川水系直轄砂防事業の山腹工

株式会社パスコ　○西川 大亮、森田 真一、平田 育士、武田 大典

1. はじめに

瀬田川水系直轄砂防事業は明治11年(西暦1878年)から平成25年（西暦2013年）まで136年間にわたり行われた砂防事業である。本事業では、崩壊地・禿しゃ地（はげ山）等からの土砂生産を抑制するための山腹工や下流への土砂流出を抑制し土石流等の土砂災害から人命・財産などを守るための砂防堰堤等の整備を行った。この事業において特徴的なのは、事業開始当初から長期にわたって様々な試みが行われた山腹工である。



図1　対象地の位置

本発表は、瀬田川水系直轄砂防事業で培われた山腹工に関する技術について、瀬田川砂防のあゆみ [1]に記載されている山腹工の技術開発史等を整理し、本事業で培われた山腹工に関する技術伝承に資することを目的とする。

2. 山腹工とは

山腹工は禿しゃ地あるいは崩壊地などにおいて切土・盛土や土木構造物により斜面の安定化を図り、同時に植生を導入することにより、表面侵食や表層崩壊の発生または拡大の防止または軽減するものである。瀬田川水系直轄砂防事業では、事業開始時（明治11年）から事業完了直前（平成19年）まで130年余り実施された。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。

- 山腹基礎工
  - のり切工
  - 土留工(ブロック板積工)

山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれの中に含まれる代表的な工種は次のとおりである。

- 山腹緑化工
  - 山腹階段工 ― 積苗工(芝積苗工､わら積苗工)
  - 伏　　工 ― 斜面緑化工
  - 植　裁　工

3. 山腹工の発達史

3.1 明治11年～明治30年

この期間は山腹基礎工においては、山腹法面を整形せずに段切りし山腹緑化工を施工していた。

山腹緑化工は、連束藁網工を主体に、柵止連束藁工、柵止連束柴工などが施工された。これら以外にも、類似の工種が数多く施工されたが、いずれも施工後の結果が不良なことから徐々に淘汰され、明治30年ごろには山腹階段工は積苗工が主体となった。しかしこのころの積苗工は間隔が広すぎ、植栽木はほとんどクロマツの単植で、施肥をしなかったため、植栽木は一時的な繁茂にとどまり、数年後には萎縮あるいは枯死する状況であった。

3.2 明治30年～事業完了まで

明治30年頃から、山腹基礎工では、斜面にのり切工を行って一定勾配に整形してから積苗工を施工し、さらに肥料も伏込むようになった。このため、植栽木の成育はやや良好となった。

明治34年頃からは、禿しゃ地にも生育するヒメヤシャブシを肥料木としてクロマツに混植し、山腹斜面を深く耕すことにも留意した結果、植栽木の成育は良好となった。

事業地の山腹工は概ね以上のような形で完成形となり、以後は大きな変化はなく、平成19年まで続けられた。なお、田上山においては肥料の追肥、ヒメヤシャブシの間伐等を植栽後2～3年後に行う必要があった。

3.3 明治期に試行された各工法の概要

各工種の概要は以下のとおりである

1)連束藁網工

緩勾配地全面に三尺目の菱形網状に溝を掘り、連束藁を入れ、土を詰める工法。(明治25年ごろまで施工され、その後は藁工に変更)

2)藁工

連束藁網工の改良工法で、地面に幅1尺、深さ6～7寸の溝を掘り、これに藁を詰めて土で覆い、苗木を植込む。形状は、必ずしも網状としない。

3)柵止連束藁工

斜面に直高3尺毎に小溝を掘り、この中に連束藁を3連入れ、これを貫いて小杭を打ち、柵を組んで内部に土を詰め、その上に苗木を植付けるものである。(明治25年以降は積苗工に変更)

4)柵止連束柴工

柵止連束藁工の連束藁の代わりに粗朶を用いるもの。(明治25年以降は積苗工に変更)

5)土俵止

山腹雨水筋道の凹所に粘土の土俵を2～3俵積重ね、

これに苗木を植込む。（明治 12 年以降廃止）

6)積苗工

山腹に直高６尺毎に幅３尺ぐらい水平に段切りして、厚く切取った草根土（厚：2～3 寸、面積１平方尺くらい）を 1.5～3.0 尺の高さに積重ねた後方に土砂を詰め、上に苗木を植込むもので、生育の悪い土地には肥料として詰土の中間に藁を入れる。この工法は、初め苗を植えず草根土は張付けないで、積み重ねて、これに自生する草木苗を発生させるつもりであったが、生育がよくないので苗木を植込むことに改められた。

工種	明治			昭和					平成	
	15	30	45	15	15	30	45	60	15	25
のり切工										
連束藁網工										
藁工										
柵止連束藁工										
柵止連束柴工										
土俵止										
積苗工										
保育工										

図２　各工種が採用された時期

4.　当地の標準的な山腹工

4.1　施工手順

標準的な施工手順は下記の①⇒⑥の順である。

①のり切工
②土留工（ブロック板積工）
③山腹階段工（積苗工等）
④伏工
⑤植栽工
⑥保育工

4.2　のり切工

山腹工を行う山腹斜面には、不規則な起伏があったり、また傾斜が急峻であったりして、そのままの姿では山腹段階工の施工が困難なため、これらの起伏をなくするとともに急傾斜地の上部を切り取って緩傾斜とする。

4.3　土留工（ブロック板積工）

のり切土によって切り落とした土砂及山腹階段工施工による残土を、不安定のまま放置すると、降雨により流出するので、盛土として利用するがこれを安定させるため、土留工（ブロック板積工）を施工する。

4.4　山腹階段工（積苗工等）

山腹傾斜において、等高線上に水平階段を作り、雨水による侵食を防止すると共に保水をはかり、植栽床を造る工種で、代表的な工種は積苗工である。使用材料によって芝積苗工、わら積苗工に分けられる。わら積工は芝積苗工の主材料で、芝の供給不足の箇所に芝積苗工と交互に施工する。

4.5　伏工

山腹階段工間の裸地斜面を、わら及植生にて被覆し、冬期の凍上、夏期の豪雨による表面侵食及水分蒸発を防止する。

4.6　植栽工

山腹階段工の完成した箇所に苗木を植えて、森林造成を早期にはかる。植栽工は２月下旬から４月上旬までに実施をするのが最適とされた。主たる植栽木はクロマツであるが、肥料木としてヒメヤシャブシがクロマツと交互に植えられた。

4.7　保育工

クロマツとヒメヤシャブシによる植栽工の成長過程で、クロマツがヒメヤシャブシに被圧されて成育不良となることがある。また年数が経つと、生き残ったクロマツにも樹勢の衰退が起り、当初期待していたような林型、すなわちクロマツを優勢木とし、それに各種広葉樹の混交した構成で、閉鎖した林冠を早期につくるという本来の目標が達成できなくなり、再荒廃に至ることもあった。

当地ではこの現象に対し、適期に保育作業を実施することにより、当初目標としていた林型へ誘導する技術として『保育工』を実施した。

保育工には、間伐作業と施肥を行うＡ工と、クロマツの成長が停滞した山腹工施工地を床掘り、肥料を与えてクロマツの成長を促すＢ工の２種類があった。

5.　現在の状況

瀬田川水系直轄砂防事業により山腹工が施工された箇所付近は、現在植生が回復し緑の多い山地となっている。山腹工が施工された場所の一部では、現在はハイキングコースが整備されており、休日には多くのハイカーが訪れるレクリエーションの場として利用されている。



図３　現地に設置されている案内看板



図４　現地に訪れるハイカー

本事業では、崩壊地・禿しゃ地（はげ山）等からの土砂生産を抑制することを目的として山腹工を施工し、植生回復により現地には森林が形成された。この結果の副次的な効果として、レクリエーションの場の創出という当初想定していなかった効果が発現している。

＜参考文献＞

1)近畿地方整備局琵琶湖工事事務所：瀬田川砂防のあゆみ　1998

P-160

GIS を活用した土石流発生の危険箇所の要因分析

協和設計株式会社　○阿部達也，西岡孝尚，南部啓太，山口明日香
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　菅原寛明，山下大雅

1. はじめに

砂防堰堤等施設を計画する際に，既往崩壊の拡大や崩壊面に分布する不安定化した残土の流出，河床部に堆積する不安定土砂の流出などに加え，未崩壊箇所における新規の斜面崩壊の可能性も踏まえて施設配置を決定する必要がある。しかしながら，新規崩壊箇所を推定することは困難である。そこで本稿は，平成 23 年度台風 12 号豪雨により 213 箇所の斜面崩壊が発生した流域を抽出し，数値地図から算出される地形量や地質・植生・地質構造・崩壊発生実績，斜面形状等の数値データによる客観的な情報を用い，それらを要因とする要因分析図を作成し，分析した結果について報告する。

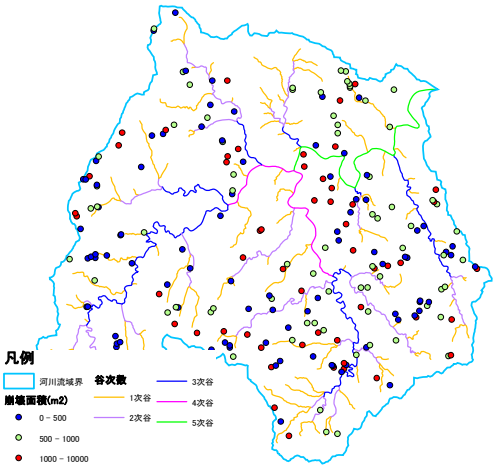


図-1 台風 12 号豪雨の崩壊箇所分布図

2. 検討の手法

2.1 要因分析図の作成

要因分析図は，「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価(案)」[1)]「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル(案)」[2)]を参考にして崩壊と表-1 に示す各要因との相関性により作成した。集水面積と斜面勾配及び断面曲率は LP データ，微地形は「防災科学技術研究所:地すべり分布データベース」，地質特性は「産業技術総合研究所:シームレス地質図」，植生は「環境省生物多様性センター:植生図地理情報システムデータ」を用いた。

表-1 検討に用いた要因と要素

要因	要素
崩壊発生実績	H23台風12号による崩壊箇所
地質構造及び微地形要素	地すべり地形分布
地形量	斜面傾斜、集水面積、崩壊面積率
地質特性	斜面傾斜、堆積岩・火成岩・地質境界
植生	斜面傾斜、広葉樹・針葉樹・その他
斜面形状	斜面傾斜、断面曲率の標準偏差

2.2 斜面崩壊発生実績との相関性

平成 23 年台風 12 号による斜面崩壊発生箇所は、崩壊面が不安定化していることが多く，今後の豪雨により崩壊の拡大が生じる可能性が高い。また，崩壊地周辺も崩壊の影響により地盤が緩んでいる可能性があり，崩壊する危険性が高くなっていると考えられることから，危険度を「大」「小」で区分した。

表-2 斜面傾斜度と地形量との関係

表層崩壊面積率		集水面積($\log_{10}$As)								
		3.40	3.70	3.88～4.00	4.10～4.40	4.44～4.70	4.72～5.10	5.11～5.40	5.40～5.70	5.70～
斜面傾斜度(度)	～10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	10～15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	15～20	0.000	0.000	1.316	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	20～25	0.518	1.724	2.381	1.923	5.405	2.247	3.571	0.000	0.000
	25～30	1.885	1.700	2.924	2.339	7.000	3.209	3.000	0.000	0.000
	30～35	2.374	2.581	4.259	4.554	4.878	3.759	4.918	0.000	0.000
	35～40	2.666	3.176	4.421	4.094	2.985	1.899	3.817	0.000	0.000
	40～	2.843	4.098	4.568	4.471	3.481	3.817	5.785	－	－

危険度大:崩壊面積率が当該検討対象地域全体の平均値の2倍以上
危険度中:崩壊面積率が当該検討対象地域全体の平均値の1倍以上
危険度小:崩壊面積率が当該検討対象地域全体の平均値の1倍未満

2.3 微地形との相関性

滑落崖等の地すべり地形要素と斜面崩壊発生実績との相関性は，総崩壊メッシュ数 562 箇所に対して 1 箇所のみであり，相関性は認められなかった。地すべりと表層崩壊との土砂移動の形態の違いが結果に表れたものと考えられる。

2.4 地形量との相関性

斜面傾斜度と集水面積及び崩壊面積率の関係から，崩壊面積率が検討対象地域全体の平均値の概ね 2 倍以上となる斜面傾斜度と集水面積の組み合わせを危険度「大」とし，1～2 倍を「中」，それ以外を「小」とする。結果，斜面傾斜度が 40° 以上で，集水面積が 0.1km^2 以上の危険性が最も高く，斜面傾斜度 25～30° 以上で危険度が増加する傾向が見られた。斜面傾斜度が 20° 程度でも集水面積が 0.02km^2 以上から危険度が高くなる傾向が見られたが，これらの傾向は土石流発生区間の勾配と概ね一致する。

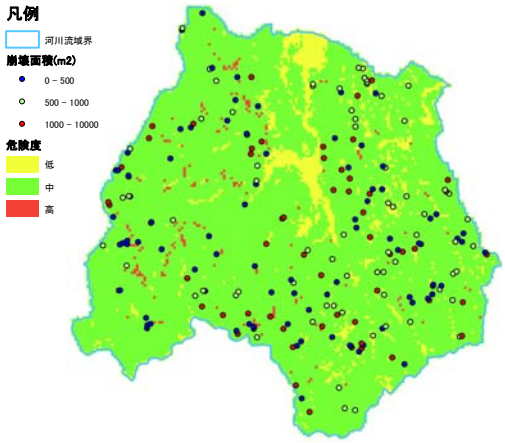


図-2 地形量による崩壊危険度マップ

2.4 地質との相関性

流域の大部分で花崗斑岩を主体とする火成岩類が分布する。流域中央部に砂岩・泥岩等から構成される堆積岩類が分布し，地質境界をあわせ 3 種類に区分した。斜面崩壊発生実績と地形図を重ね合わせ，地質との相関性を確認し，危険度を評価した。その結果，地質境界が最も的中率が高く，次いで火成岩類となった。

2.5 植生との相関性

検討流域は，主にスギの植林(針葉樹)が分布しており，その他広葉樹も認められる。植生について斜面崩壊発生実績との相関を検討した結果，広葉樹の相関性が針葉樹に比べてやや高い傾向がみられた。針葉樹の手入れがなされていないことや，幹材積($m^3/100m^2$)が広葉樹の約 2 倍程度の密な状態であり、植生根系の抵抗効果が発揮された可能性が考えられる。

2.6 斜面形状との相関性

斜面形状は，断面曲率の標準偏差により評価を行った。断面曲率の標準偏差は，地質等と同様の手法で 0～0.3，0.3～0.6，0.6 以上の 3 つで区分した。斜面崩壊発生実績と地形図を重ね合わせて，それぞれの断面曲率の標準偏差との相関性を検討し、危険度を評価した。結果，斜面形状が直線に近い箇所では，斜面傾斜度が急であるほど崩壊が発生しやすいことがわかった。

2.7 斜面崩壊の危険度判定

崩壊発生実績，微地形，地形量，地質特性，植生，斜面形状の 6 つの要因を分析した図をもとに，それぞれの要因の重なりから，土砂災害に結びつく斜面崩壊の危険度を判定する。(図-6 参照)

危険度は要因の重なりに応じ，それぞれレベル 0 からレベル 5 に区分する。(表-3 参照)すなわち，50m メッシュのそれぞれで，要因の重なりから表-3 に示すように危険度を区分した。

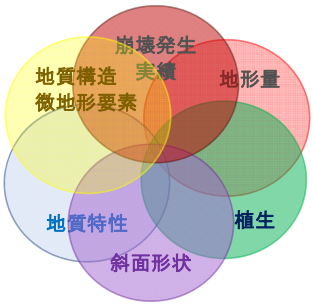


図-6 危険度判定の重なりの様式図

表-3 危険度判定レベル

危険度判定	要因分析の重なり具合
レベル0	すべて「小」
レベル1	「中」あり
レベル2	「中」が2つ
レベル3	「中」が3つ
レベル4	「大」が1つ
レベル5	「大」が2つ以上

3. 要因分析図による検討

対象流域はほぼ全域が急峻な山岳地である。一方で流域中央からやや下流の北側にかけて 2 つの支流が合流し，流域内で唯一の低平地や段丘，ないし緩斜面地を形成している。この地域は地質境界付近に相当し，地質特性の違いがその地形を反映している。図-7 に示す危険度判定図では，レベル 4，5 が上述のエリアに区分される。対象流域の大部分はレベル 3 で河道とその周辺はレベル 0 に区分される。レベル 1，2 はレベル 0 とレベル 4，5 の間に分布し，特徴的なエリアとなっている。今回検討した結果をもとに，小流域毎の危険度判定レベルのメッシュ分布を占有率で示すことで，砂防施設等の配置計画に利用できると考えられる。

参考文献 1) 土木研究所資料第 4129 号
2) 土木研究所資料第 4115 号

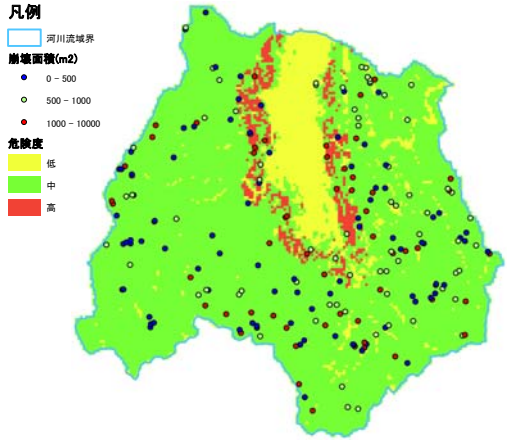


図-3 地質による崩壊危険度マップ

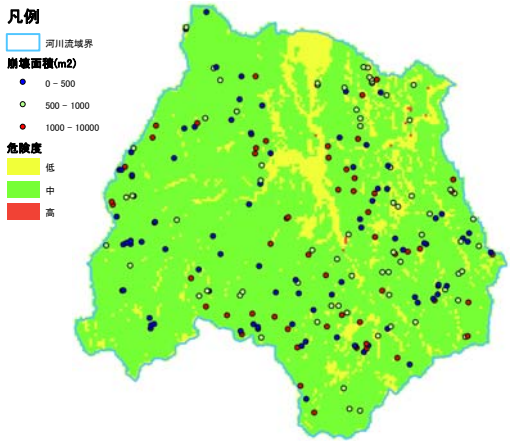


図-4 植生による崩壊危険度マップ

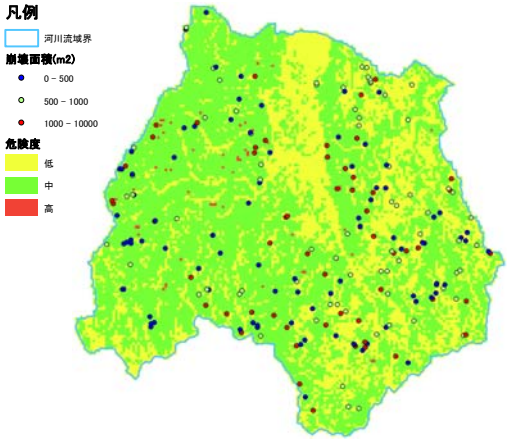


図-5 斜面形状による崩壊危険度マップ

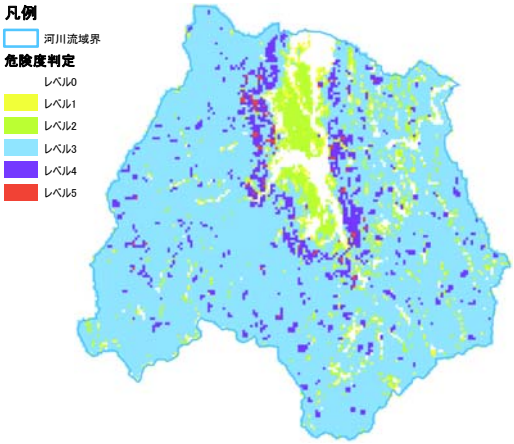


図-7 要因分析図に基づく斜面の危険度判定

福岡県朝倉市奈良ヶ谷地区における流砂・流木による流路の閉塞の実態の考察

九州大学大学院農学研究院　○塩崎将司、水野秀明、久保田哲也

１．はじめに

土砂災害を効率的に防止・軽減するためには、砂防堰堤や流路の整備といった構造物による対策と、土地利用の規制や避難の実施といった構造物によらない対策を組み合わせた対策が有効である。構造物による対策は、土砂や流木を住宅地内に氾濫させることなく流さなければならない。また、構造物によらない対策は予め土砂や洪水だけでなく、流木の流れを精度良く予測しなければならない。

平成 29 年 7 月九州北部豪雨によって、福岡県朝倉市奈良ヶ谷川では、土砂と流木を多く含んだ洪水が発生した。その流木が、屈曲した流路の上に設置された橋梁の上流側だけでなく、下流側でも流路を閉塞した（写真－1)。水原（2016）によると、これまで、流木は橋梁の上流側で停滞して、流路を閉塞する事が多かった。ところが、今回の事例では、橋梁の上流側だけでなく、下流側でも流木は流路を閉塞した。このように、橋梁の上流側だけでなく、下流側も流木により閉塞した事例はこれまであまり報告されておらず、そのメカニズムも明らかにされていない。そこで本研究の目的は、平成 29 年九州北部豪雨によって福岡県朝倉市奈良ヶ谷地区における流路の流砂・流木による閉塞の実態を明らかにすることとする。



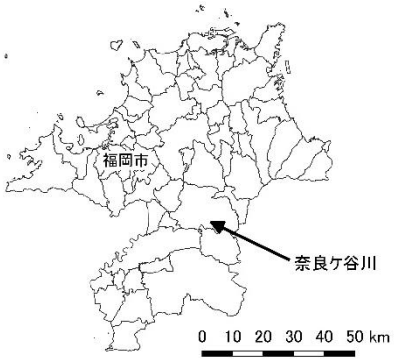
出典：国土地理院

写真－1 奈良ヶ谷川橋梁付近の流木堆積状況

２．奈良ヶ谷川流域の概要

２．１．流域概要

本研究の対象地である福岡県朝倉市は九州の北部に位置し、脊振山地、三郡山地、筑肥山地に囲まれた筑後川流域に位置する（図－1)。また、対象とした流路の橋梁については、床版の長さ 10.9m、幅 7.8m、カルバートの幅 4m となっている（写真－2)。



図－1 奈良ヶ谷川位置図



写真－2 災害後の奈良ヶ谷川橋梁（下流側より撮影）

２．２．災害概要

福岡県（2018)、丸谷ら（2017）によれば、朝鮮半島南部から中国地方に伸びていた梅雨前線が南下して九州北部に停滞し、大気の状態が不安定となった。そのため、平成 29 年 7 月 5 日の昼頃からよるにかけて筑後地方から大分県西部に線状降水帯が発生し大雨となった。福岡県朝倉市では 7 月 5 日 14 時 10 分から 7 月 6 日 13 時 45 分まで土砂災害警戒情報が発表された。朝倉市域では、豪雨が特に激しく、最大時間雨量（毎正時）は寺内ダム管理事務所では 145mm（7 月 5 日 14 時から 15 時）を筆頭に計 5 箇所の観測点で 120mm 超の時間雨量（毎正時）が記録された。日降水量（7 月 5 日）は 803mm（黒川、北小路公民館）が特筆されるが、アメダス朝倉でも 516mm と多い。この朝倉市黒川の北小路公民館の記録をさらに詳しく見ると、7 月 5 日 13 時に 67mm/hr,以後、93mm、124mm、114mm、39mm、

97mm、68mm、90mm、そして 21 時の 82mm/hr と、この 9 時間だけで 774mm も降った。これにより当該地域の山間地では多くの表層崩壊が発生し、立木とともに渓流に流入し、下流域へ流木混じりの土石流や洪水流となって流出した。福岡県朝倉市では死者行方不明者 35 名、全壊 248 棟、半壊 791 棟と大きな被害が発生した（平成 30 年 2 月 21 日現在）。今回の土砂災害は、狭い地域に集中的に非常に強い雨が継続して降ったこと、林業が盛んな朝倉市で多くの立木が流木化したことから犠牲者も多く、悲惨な災害となった。

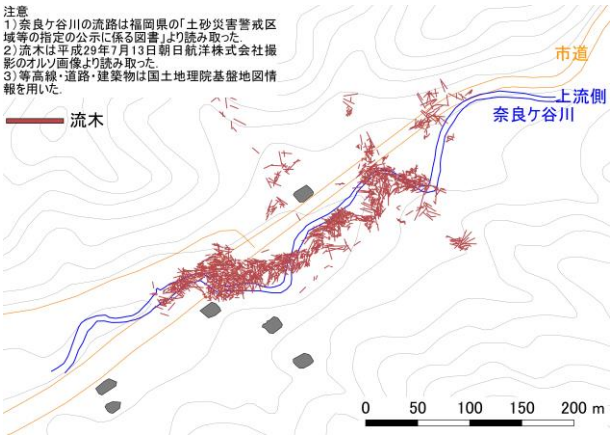
２．３．流木の堆積状況

写真－3 は、平成 29 年 7 月 21 日に奈良ヶ谷川橋梁付近で除木中の流木を撮影したものである。流木は直径 40cm 程度であった。

福岡県朝倉市の災害後のオルソ写真（朝日航洋）から、QGIS を用いて流木の堆積状況を整理した。今回は、堆積した流木を、QGIS を用いて線分で表した（図－2)。堆積状況をみると、流木は、流路から外れて湾曲部の内湾側に堆積している事がわかる。



写真－3 流木の例（奈良ケ谷川）



図－2 流木の堆積状況の読み取り結果

３．考察

高橋（2008）によると、流木は土砂と一緒に流れると、堆積時に流木が堆積土砂に埋没する傾向にある。抽出した写真（写真－1）を見ると、流木は堆積土砂に埋没せずに、堆積土砂のさらに上に堆積しているのがわかる。そのため、今回の事例では、流木が引っかかって上流側および下流側に流木が堆積したのではなく、土砂や石礫により溢れたところに流木が流れ込んできたものと考えられる。そのメカニズムを以下の様に考えた。

朝倉市域に非常に強い降雨が発生し、奈良ヶ谷川の流量が増加した。流量の増加に伴い、流砂量も増加し、カルバート周辺で堆積することで、河床位が上昇し、流路から洪水流が溢れた。そこに横の斜面が崩壊し、流木や土石流が奈良ヶ谷川に流れ込み、流木と土砂が堆積した。

４．まとめ

本研究では、奈良ヶ谷川の市道の橋梁周辺における流木の堆積状況が明らかになった。また、流木の堆積状況より、奈良ヶ谷川が氾濫したところに、両岸から流木と土砂が流れ込んだと推測できた。

今後は、流出解析などでその妥当性を検討する必要がある。また、水路実験等を行い数理モデルの開発をすることで、他の河川にも適用できるように発展させていく必要がある。現在のハザードマップには、流木は考慮されておらず、数理モデルを開発することで、ハザードマップの精度向上につながると考えられる。

【謝辞】

本研究は科学研究費 JSPS KAKENHI Grant Number JP18H04152 の補助金を受けて実施した。また、オルソ画像は朝日航洋株式会社より提供いただいた。ここに記して、関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

福岡県（2018）:「平成 29 年 7 月九州北部豪雨における災害対応に関する検証結果報告書」https://www.bousai.pref.fukuoka.jp/spc/images/H29hokubugouu.pdf （閲覧日 2019 年 1 月 28 日）

丸谷知己ら（2017）:「2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害」,砂防学会誌,Vol.70,No.4,p.31-42

江藤稚佳子・水野秀明（2018）:「平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴う妙見川・奈良ケ谷川における土石流発生渓流の特徴」,平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集,p.481-482

水原邦夫（2016）:「土石流に伴う流木による災害とその防止軽減対策に関する考察」,水利科学,60 巻,5 号,p.1-46

高橋裕司（2008）:「表層崩壊初期における流木発生縮小モデル」,九州大学農学部,卒業論文,35pp.

P-162

スイスの歴史的砂防について

株式会社建設技術研究所　片嶋啓介

1. はじめに

日本における近代砂防技術は、ヨーロッパ・アルプス地方からの砂防技術を導入したことが知られている（丸井 2011）。このうち、当時の主要な留学先であったオーストリアについては、「オーストリアの治山治水 100 年史 1884-1984　暫定日本語版」のように当該国の歴史的砂防について日本語での把握が可能である。しかし、スイスについては、同様の日本語で書かれた文献がないことから、その歴史的経緯がほとんど知られていない。

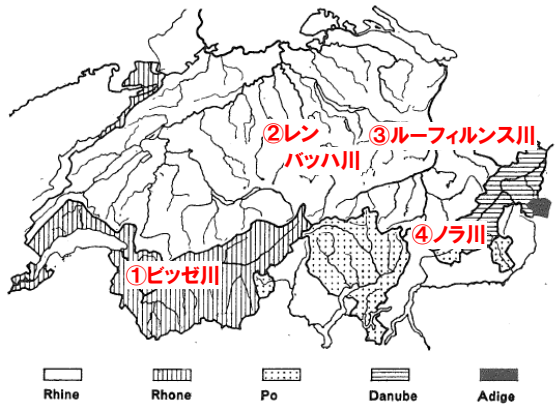
（一財）砂防フロンティア整備推進機構の自主研究（亀江・渡邊）に同行し、スイスの歴史的砂防の情報を得る機会があった。本研究では、収集した資料のうち、スイスの歴史的砂防の経緯がまとめられた「スイスの洪水防御の歴史」（Vischer2003）を再読し、19 世紀までの砂防技術について概要を把握し、戦前の日本の文献への影響について研究を実施した結果を報告する。

2. 概要

スイス連邦の歴史は、1291 年の 3 つの州からなるスイス誓約同盟に始まり、次第に同盟は拡大した。その後 1848 年に連邦憲法が採択され、現在の 26 の州（カントン）からなる連邦共和制に至っている。

スイスは、九州とほぼ同じくらいの面積（41,285km²）に高低差が 4,000m 以上ある地形を有し、アルプス山脈とジュラ山脈が国土の約 70%を占め、ライン川(Rhine)を始めとした 5 つの水系に大きく区分される（図-1）。

国家としての砂防事業は、1868 年の災害を契機として 1871 年に国家の事業負担を定めて始まっている。



※丸数字の場所が、後述の事例紹介の位置

図-1　スイスの河川流域分類（星野一男 1972）

3. 初期の砂防工事

スイスの砂防工事は、土砂流出により堆積した扇状地に人々が居住したために被害が発生したことから始まった。扇状地への居住が進んだ理由としては、湿地を避け、農業に適した土壌が得られる場所を選択したことから多くの人々が住むようになった。

また、スイスにおける伝統的かつ大規模な土木工事としては、平野部の河川水路の固定・迂回から始まっている。さらに、土砂に対する対策工として侵食を防止するための対策も実施されており、これらも砂防渓流(Wildbach)対策として認識されており事例を示した。

3.1 ビッゼ川(Vièze)での対策（図-1①）

1726 年に大きな災害を受けたモンテー(Monthey)では、丘を掘削することで、屈曲した河道を直線化する対策を実施した。掘削水路の規模は、長さ約 250m、最大深さ約 20m であった。しかし、1733 年には、丘を越えて氾濫した。

3.2 レンバッハ川(Renggbach)での対策(図-1②)

1738 年の大水害では、下流のルツェルン(Luzern)にまで災害を及ぼしていた渓流である。この災害発生の理由の一つとして、扇状地下流の侵食がある。この侵食を防止するために、1819 年に扇状地区間の流路 1.3km に対して石積で覆う計画（図-2）を立案し、340m 程度が建設された。その後、1835 年に再び被災し、再度対策工を実施したが、1896 年の洪水により破壊された。根本的な対策は、20 世紀まで待つ必要があった。

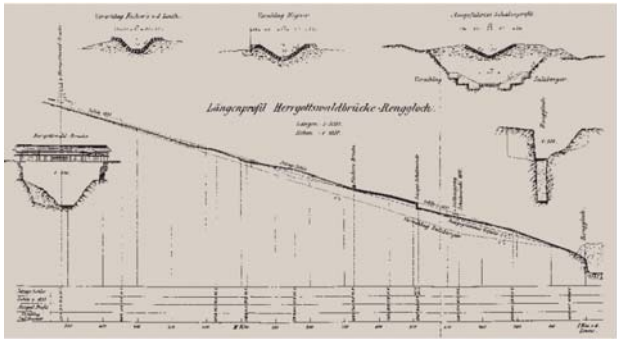


図-2　レンバッハ川の対策計画図（Vischer2003）

4. 堰堤工を含む砂防工事

現在の砂防技術につながる砂防堰堤を含むような対策工は、1842 年に隣国オーストリアのチロル地方の技術者デュイール(Duile)によってもたらされた。堰堤工を用いた初期のスイス砂防技術の特徴は、階段堰堤工である。1870 年代には、スイス人に砂防対策の一つとして、階段堰堤工が一般的なものと認識されるに至っている。

このように階段堰堤工が一般化した理由としては、

- 目新しい対策であること。
- 手付かずの谷筋で建設され目立つこと。
- 非常に高価な構造物かつ土石流や雪崩、天候など様々な条件を考慮した設計をエンジニアが検討すること

によっていると説明されている。以下に堰堤工を用いた対策事例を示す。

4.1 ルーフィルンス川(Rüfirunse)での対策(図-1③)

スイスの主要な歴史的に対策が実施されてきた河川の一つであるリント川(Linth)上流のモリス(Mollis)近郊のルーフィルンス川に対して、デュイールの調査結果に基づく計画により建設された。アーチ形状をした堰堤を階段状に順に建設して 1854 年までに 11 基の（空

石の）堰堤からなる階段工が建設され、最大の堰堤は、堤高 18m、堤長 30m であった（図-3）。しかし、50 年後には改築の必要が生じ、1893 年にはそのすぐ下流で高さ 22m の練石積でアーチ形状をした堰堤が建設された。

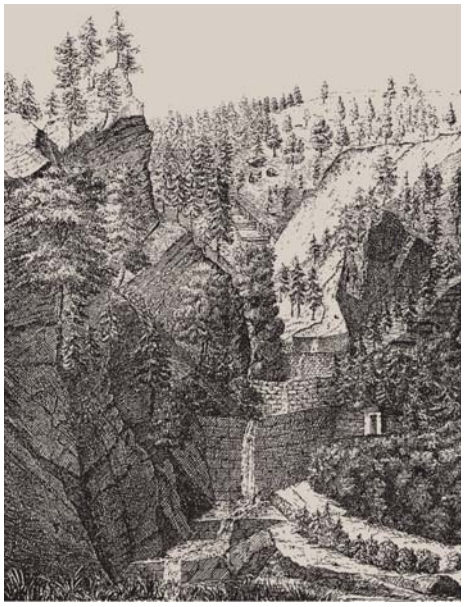


図-3　階段堰堤工の眺め 1868 年画（Vischer2003）

4.2 ノラ川(Nolla)での対策(図-1④)

トゥージス(Thusis)近郊においてヒンタールハイン（Hinterrhein）に合流するノラ川では、1807 年に土石流が発生し、本川側が 12m 上昇して氾濫した。

災害直後は、ノラ川に対する工事が困難であったことから、本川側で対策が始まった。その後、1868～1870 年の洪水でも荒廃したため、堤高 15～30m の堰堤 8 基の建設を実施した(図-4)。1872 年に堤高 15m 又は 16m の堰堤が崩壊したことから、堤高を 12m までに制限することが決定された。そして、1902 年には計画施設が完成している。

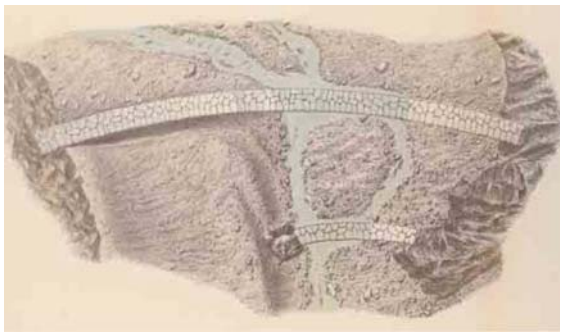


図-4　ノラ川の第 1 堰堤の平面図（Vischer2003）

5. 19 世紀における評価

19 世紀後半の研究者のクールマン(Culmann)による 1864 年の報告書では、西アルプス地域であるフランス側では、荒廃状況がスイスやチロル地方ほどでは無いとの報告があり、参照する主な技術としては東アルプス地域（チロル地方）の技術であるとしている。

後に、モリス等で建設された階段堰堤工は、この種の対策の最初の実現であったため、外国の専門家によっても訪問されている。また、階段堰堤工は、東アルプス地域に広まっていったとしている。

6. 日本の文献での記載状況

スイスの砂防技術について戦前の日本の文献における記載状況を把握した。以下に事例を示す。

6.1 諸戸北郎の教科書(諸戸 1919)

日本人による初代の砂防講座の教授となった諸戸北郎の主著の一つに、スイス人の始めた工法として、ジェニー(Jenny)の編柵工、シンドレル(Schindler)の渓底杭打工事、ヴィネッツ(Venetz)のいわゆる堆砂工などが説明されており、19 世紀に発展したスイスの砂防技術をも取り込んだ教科書となっている。

6.2 伊藤の報告

内務省技師の伊藤百世が 1927 年にスイス砂防の報告書を出版している。この中の事例として、モリスの堰堤（写真-1）が取り上げられている。前述の 1893 年に建設された堰堤と同じと考えられる堤高 21.89m の堰堤である。この伊藤の調査時には、堰堤の材料として、石材・木・コンクリートと、コンクリートの利用も一般的になってきている様子が伺える記述になっている。



写真-1　ルーフィルンス川の堰堤（伊藤 1927）

7. まとめと今後の展望

本研究では、スイスにおける初期の砂防技術について堰堤工を中心に概要を把握することができた。

さらにそれらの技術は、オーストリアと同様にスイスからも日本に影響を与えていることが確認できた。

今後もヨーロッパ・アルプス地域の砂防技術についての技術的特徴や荒廃渓流に対する課題に対する考え方について研究を進めていきたい。

謝辞

本研究を進めるにあたり、新潟大学災害復興研究所名誉教授の丸井英明氏、元・スイス環境庁次官のアンドレアス・ゲッツ氏には、スイスの砂防事業の歴史についてご指導を頂きました。これを踏まえて再度、スイスの歴史的砂防について検討を加えました。ご指導頂いた皆様へ感謝の気持ちと御礼を申し上げたく、謝辞にかえさせていただきます。

参考文献

・丸井英明(2011) ヨーロッパアルプスの土砂災害と砂防学の系譜、第 51 回砂防および地すべり防止講義集

・Daniel L Vischer(2003) Die Geschichte des Hochwasserschutzes in der Schweiz, BWG

・星野一男(1972)スイスの自然と人々(1),地質ニュース,No.214

・諸戸北郎(1919) 理水及び砂防工学　設計及び実例編

・伊藤百世(1927) 瑞西国に於ける渓流改善の一般状況

P-163

火山噴火時に衛星 SAR データ用いて一定厚以上の降灰分布形状を把握する手法の検討

国土交通省九州地方整備局九州技術事務所※　堤 宏徳，岡﨑 敏　※前所属
国立研究開発法人土木研究所※　水野正樹
株式会社パスコ　○柴山卓史，平田育士，杉本 惇，本田 健

1．はじめに

火山噴火時には，一定厚以上の火山灰等が堆積している範囲を面的に把握する必要がある。しかしながら，火山活動や曇天等により光学画像（衛星，航空機等）が取得できない場合には，火口周辺を含む広域の降灰調査を実施することが困難なことが想定される。そこで，天候等の影響を受けにくい衛星搭載型合成開口レーダ（衛星 SAR）データを活用し火山灰等の堆積範囲を推定する手法を，現地調査による降灰厚分布データを踏まえて検討した。

2．対象とした火山および噴火

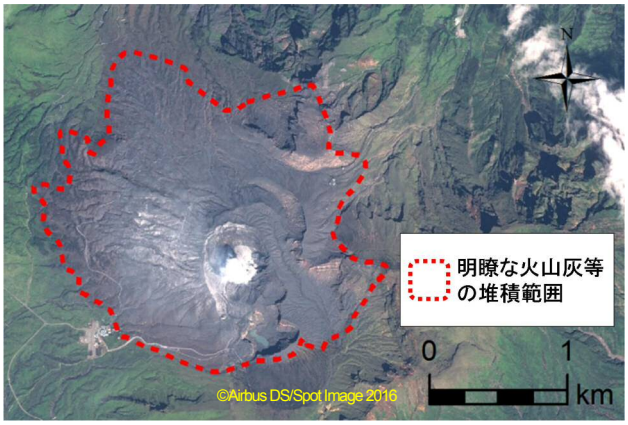
対象とする火山は，2014 年 9 月 27 日に噴火した御嶽山，および 2016 年 10 月 7 日に噴火した阿蘇山とした。これらの噴火前後には，空中写真もしくは高分解能光学衛星による撮影が実施されたほか，現地調査による降灰厚データがある。また，いずれの噴火も SAR 衛星（ALOS-2：「だいち 2 号」）により，後述する SAR データの解析（コヒーレンス解析）に適した SAR データが観測されている。

2.1　降灰範囲に関する資料調査

両火山の噴火後に撮影された空中写真等から降灰範囲を確認した。「土砂災害防止法に基づく緊急調査実施の手引き」[1]を参考に，「明瞭な火山灰等の堆積範囲」を判読した（図－1 は阿蘇山の例）。

2.2　降灰厚に関する資料調査・現地調査

噴火後の降灰厚の調査結果をとりまとめた資料を収集し，整理した。また，2018 年 9 月に現地調査（御嶽山，阿蘇山）を実施し，2 火山で計 56 地点の降灰厚を計測した。



撮影日:2016 年 10 月 10 日

図－1　光学画像から判読した「明瞭な火山灰等の堆積範囲」（阿蘇山）

3．衛星画像解析

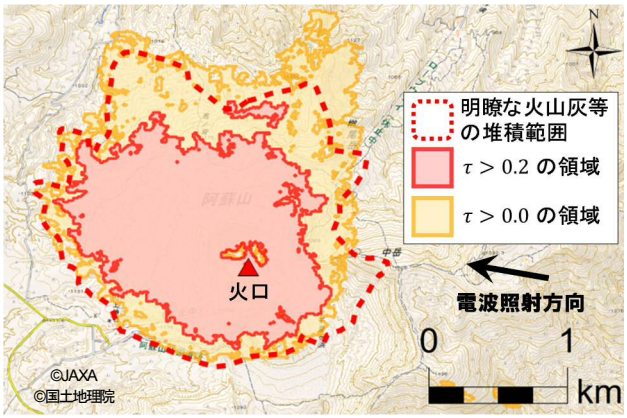
既往の研究事例[2]を参考に，火山灰等の堆積範囲の推定に有効と考えられるコヒーレンス解析を実施した。

3.1　衛星画像解析手法（コヒーレンス解析）

コヒーレンス（coherence）とは，波の性質の 1 つであり，位相の揃い具合を表す指標である。コヒーレンス値 γ は 2 時期の SAR データ間の相互相関を示し，2 時期の間に全く変化が無い場合は 1（相関が高い）となるが，何らかの変化がある場合には相関が下がり，0（無相関）に近づく。したがって，噴火を挟む 2 時期の SAR データを用いたコヒーレンス解析（2 時期）で得られるコヒーレンス値 γ によって，降灰に伴う地表面の変化領域を検出できる可能性がある。ただし，コヒーレンス低下要因は降灰だけではないため，2 時期コヒーレンス解析では，降灰以外の変化（例えば，植生の季節変化等）を誤検出するおそれがある。そのため，噴火前の 2 時期のコヒーレンス値 γ_1 と噴火前後のコヒーレンス値 γ_2 との差分を求める 3 時期コヒーレンス解析を実施して，コヒーレンス差分値 τ を求め，火山灰等の堆積範囲との適合性を検証することとした。コヒーレンス差分値 τ は $\tau = \gamma_1 - \gamma_2$ で求めた。なお，検討の結果，コヒーレンス算出時のルック数は 5×5 ピクセルとした。

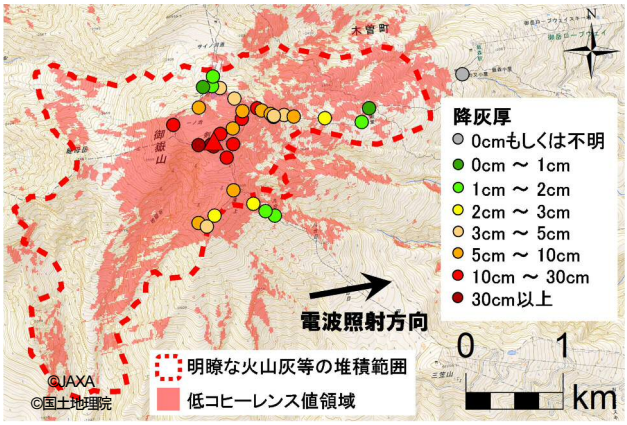
3.2　衛星画像解析結果

図－2 に阿蘇山で実施した 3 時期コヒーレンス解析により得られた低コヒーレンス値領域（$\tau > 0$ および $\tau > 0.2$）を示す。また，図－3 に御嶽山の低コヒーレンス値領域（$\gamma < 0.7$）と現地で計測された降灰厚[3]の分布を示す。噴火前後の SAR データ解析でコヒーレンス値が低下した（$\gamma_1 > \gamma_2$）領域を把握できる可能性が示された。



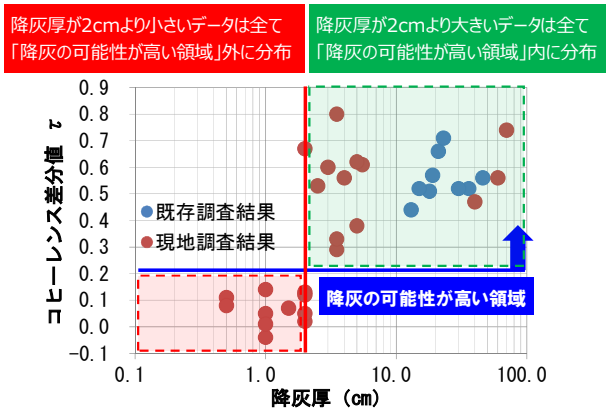
観測日:2016 年 9 月 19 日･10 月 3 日･10 月 17 日

図－2　3 時期コヒーレンス解析結果の一例（阿蘇山）



観測日:2014 年 8 月 22 日･10 月 3 日

図―3　低コヒーレンス値領域と降灰厚[3]分布（御嶽山）



図―4　降灰厚調査[4]結果とコヒーレンス差分値（阿蘇山）

4．降灰分布形状等を把握する手法の検討

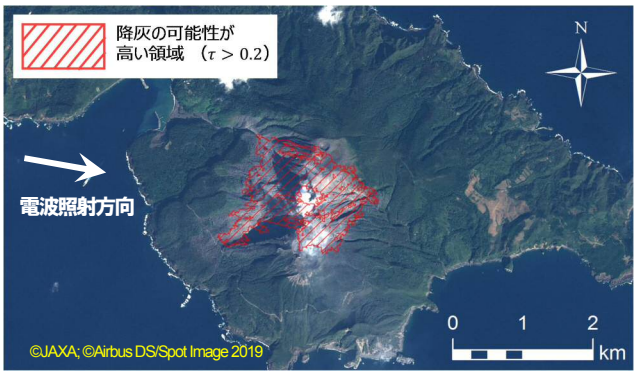
衛星 SAR データにより得られたコヒーレンス差分値 τ と空中写真等の光学画像や現地調査で確認した降灰範囲及び降灰厚のデータをもとに，降灰分布形状等を把握する手法を検討した。

4.1　降灰分布形状（降灰範囲）の把握

空中写真等から得られた「明瞭な火山灰等の堆積範囲」とコヒーレンス差分値 τ の分布との適合性を適合率と再現率で評価した。その結果，阿蘇山の解析結果からは，$\tau > 0.0$ の領域で再現率が 80 %～90 %程度となり，$\tau > 0.2$ の領域で適合率が 77 %～99 %程度となることが確認された。したがって，$\tau > 0.0$ の領域を「降灰の可能性がある領域」，$\tau > 0.2$ の領域を「降灰の可能性が高い領域」と定義し，2 つの領域を降灰分布形状（降灰範囲）として検出することとした。

4.2　降灰厚の把握

次に，現地調査による降灰厚と，解析による降灰分布形状（降灰範囲）との関係を確認した。図－4（阿蘇山）から，「降灰の可能性が高い領域」における降灰厚の下限は約 2 cm と判断した。ただし，阿蘇山の現地調査で得られた降灰厚は噴火から約 2 年経過後の値であるため，噴火直後には最低でも 2 cm 以上の降灰厚であったと推測される。また，同様の分析を御嶽山で実施した結果から，コヒーレンス解析により得られる降灰範囲の境界における降灰厚は 3 cm～8 cm 程度であると推定した。



観測日:2018 年 8 月 17 日･10 月 26 日, 2019 年 1 月 18 日

図―5　3 時期コヒーレンス解析で検出した「降灰の可能性が高い領域」と噴火後の光学画像（口永良部島新岳）

5．検討手法の有効性確認

平成 2019 年 1 月 17 日に口永良部島新岳で爆発的な噴火が発生した。そのため，ALOS-2 SAR データを入手し，3 時期コヒーレンス解析による降灰分布把握を試みた。図－5 は検出された「降灰の可能性が高い領域」を高分解能光学衛星（SPOT 6，2019 年 1 月 18 日撮影）画像上に重ねて表現したものである。気象庁の火山活動解説資料[5]に示される火砕流の痕跡と，解析結果の「降灰の可能性が高い領域」がおおむね整合することが確認できた。すなわち，検討した解析手法により降灰分布を検出できた可能性が高く，また，噴火から比較的早い段階で一定厚以上の降灰範囲を推定できると考えられる。

6．まとめと今後の課題

火山噴火時を想定し，天候等の影響を受けにくい衛星 SAR データの解析により，一定厚以上の火山灰等が堆積している範囲を面的に把握する手法を検討した。既往研究では，SAR データの解析から降灰厚に言及したものはほとんどみられない。そのため，本検討では現地調査の降灰厚計測データから，降灰厚とコヒーレンス値との関係を明らかにした。また，口永良部島での噴火を対象として，検討した手法の有効性を確認した。これにより噴火直後は 3 時期コヒーレンス，以後の噴火降灰継続時には 2 時期コヒーレンスの利用が考えられる。

ただし，本検討においては，堆積した火山灰の含水比の状態等については十分に検討していない。そのため，解析事例を蓄積し，検出可能な降灰厚等の検討を継続する必要がある。

【謝辞】コヒーレンス解析に用いた ALOS-2/PALSAR-2 データは，（国研）宇宙航空研究開発機構（JAXA）より提供された。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

1) 国土交通省砂防部砂防計画課ら（2011）：土砂災害防止法に基づく緊急調査実施の手引き
2) 夏秋ら（2017）：ALOS-2/PALSAR-2 の ScanSAR モードを併用した三時期コヒーレンス解析による火砕物の検出，日本リモートセンシング学会誌，Vol.37，No.1，p1-12
3) 御嶽山降灰合同調査班（2016）：御嶽山 2014 年 9 月 27 日噴火による降灰分布，火山噴火予知連絡会会報第 119 号
4) 福岡管区気象台（2018）：2016 年 10 月 8 日の爆発的噴火前後の阿蘇山の火山活動，火山噴火予知連絡会会報第 126 号
5) 福岡管区気象台（2019）：口永良部島の火山活動解説資料，平成 31 年 1 月 17 日 19 時 00 分発表

P-164

UAVと画像解析による火山灰堆積厚の計測手法開発に向けた試み

国土交通省　九州地方整備局　九州技術事務所　　堤宏徳※1・山本陽子※2・岡崎敏
日本工営株式会社　　○田方智・五十嵐和秀・上條孝徳
※1 現所属：国土交通省九州地方整備局建政部住宅整備課
※2 現所属：国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所福岡維持出張所

1. はじめに

「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」に定められた緊急調査において，火山噴火後には，緊急調査着手の判断およびその後の初動期の調査・継続監視期の調査等で，火山灰等が1cm以上の厚さで堆積している範囲を把握するための情報収集が必須である[1),2)]。これまで定面積サンプリング法等の現地調査によって堆積厚1cmの把握がなされているが，火山噴火時には立入が規制された範囲の火山灰堆積分布を把握することが困難であった。



それらの課題に対して，近年，画像解析技術の高度化や，UAVの市場拡大により，「空からの計測」に注目や期待が高まっている。本研究では，緊急調査時における降灰分布の情報量・精度の高度化を目的に，UAVと画像解析といった最新技術を用いて降灰厚を計測する降灰マーカー(凹型)を開発した。火山灰堆積厚の計測手法開発にあたっては，以下の点に着目・留意した。

- 堆積厚1㎝を計測する精度(画像解析による画素レベルの計測精度)
- 判読者による違いが生じない(画像解析によるオートメーション)
- 低コスト，低労力
- 電源レス，通信レス
- 立入規制区域内への搬入(UAVで輸送可能なサイズ，重量)

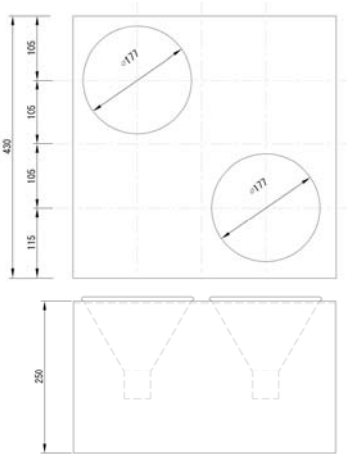


図 1　降灰マーカー（凹型）

2. 方法

2.1　調査地概要

本研究は，鹿児島県桜島の島内で比較的降灰量が多い有村川を対象とした。自動降灰量計の近傍に降灰マーカー（凹型）を設置し，2018年8月～2018年12月の期間でモニタリングを実施した。



図 2　桜島有村川に設置した降灰マーカー（凹型）

2.2　画像取得と画像解析

UAV撮影および地上デジカメ撮影により，降灰マーカー（凹型）を真上から画像取得した。降灰マーカー（凹型）は白と黒の2タイプを準備した。オープンソース画像解析ライブラリ（OpenCV）を用いて，降灰マーカー（凹型）の降灰部分とマーカー素地のピクセル輝度情報を二値化した。なお，傾斜部に付着した灰は，画像処理（ランクフィルタ）によりノイズとして除去した。

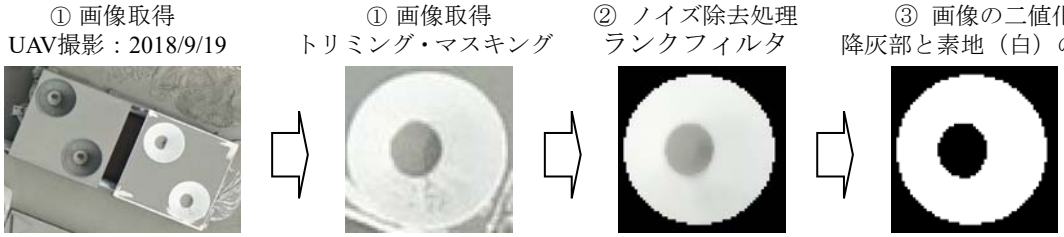


図 3　画像取得と画像解析

4. 結果

2018 年 8 月 8 日～2018 年 12 月 5 日の期間で実施した現地観測結果を示す。9 月 19 日と 12 月 5 日は，地上からのデジカメ撮影の他，UAV 撮影も実施した。マーカーの寸法から，火山灰の面積（mm²）から降灰厚（mm）への変換式をもとめ，計測した火山灰の面積率から降灰厚を推定した。

降灰マーカーは，黒タイプよりも白タイプの方が降灰部分の面積を鮮明に取得できた。地上からのデジカメ撮影画像，UAV 画像の両方で火山灰の降灰厚を計測できた。

表 1　モニタリング結果（2018年8月8日～2018年12月5日）

	8/8		9/19				10/3	10/31	11/15	12/5	
地上デジカメ/UAV	地上デジカメ		地上デジカメ		UAV		地上デジカメ	地上デジカメ	地上デジカメ	地上デジカメ	UAV
オリジナル画像											
マスク画像ノイズ除去有/無	 無	 無	 無	 有	 無	 有	 無	 無	 有	 有	 無
二値化											
降灰厚（mm）	0	0	―	0.8	―	1.6	0.8	0.5	2.1	1.6	2.6

※降灰マーカー（凹型）は黒タイプより白タイプの方が計測精度を確保できるため，10/3以降は白タイプのみ解析した。

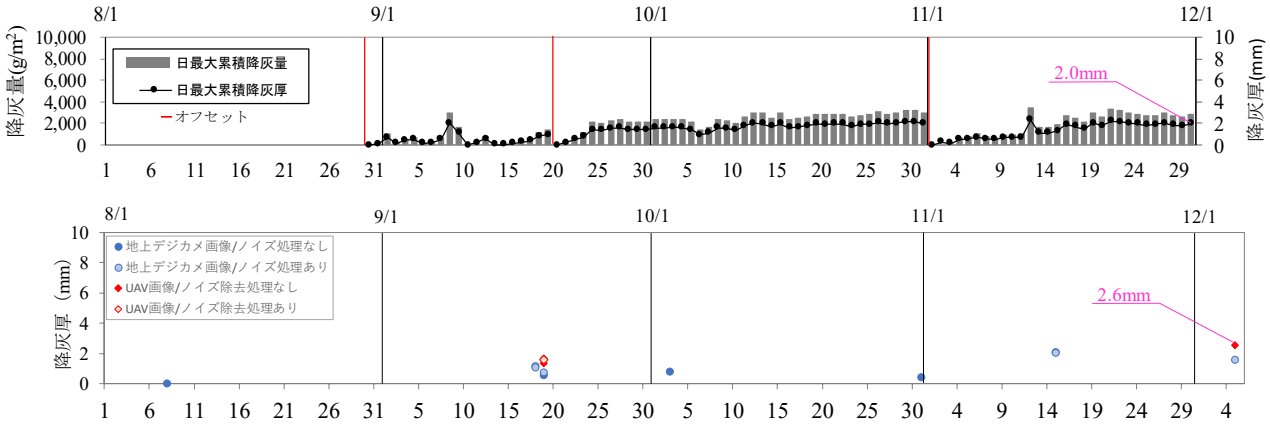


図 4　自動降灰量計と降灰マーカー（凹型）の降灰厚計測結果の比較
【上段：自動降灰量計、下段：降灰マーカー（凹型）】

4. まとめ

・降灰マーカー（凹）と画像解析技術を組み合わせることで，桜島火山噴火の降灰厚を数㎜精度で計測できた。

・マーカーは白タイプの方が，カメラのホワイトバランスが効いて精度よく降灰厚を計測できた。

・ランクフィルタによって，ロート傾斜部に付着した火山灰をノイズとして除去できた。

・画像を二値化することで影の映り込みの影響を除去できるため，昼間であれば，撮影時間帯や尾根・谷等の日照条件の制約を受けないと考える。

・ロート傾斜部に付着する火山灰が顕著な場合は，エッジ抽出手法でノイズを除去する手法がある。

・現在の試作器は降灰厚の計測レンジが「0 ㎜~53 ㎜」であるので，今後ロートのサイズを大きくして，計測レンジを広げた検討も必要である。

参考文献

1)　国土交通省河川局砂防部砂防計画課（2011）：土砂災害防止法の一部改正について
2)　手塚ほか（2018）：UAVを用いた火山灰堆積状況および浸透能の概略把握の試み，平成30年度砂防学会研究発表会概要集，pp785-786

P-165

UAV を用いた火山灰堆積状況および浸透能の概略把握の試み（その2）

国土交通省九州地方整備局 九州技術事務所 堤宏徳（現所属 九州地方整備局 建政部 住宅整備課），
岡崎敏， 山本陽子（現所属 九州地方整備局 福岡国道事務所 福岡維持出張所）
日本工営（株）○上條孝徳， 田方智， 関本あすみ

1. はじめに

火山噴火に伴って多量の火山灰が流域に堆積する場合，火山灰に覆われた山地斜面では浸透能が低下し，小規模な降雨でも土石流が発生しやすくなるといわれている。そのため，降灰後の火山地域において，火山灰の堆積状況や，地表面の浸透能を把握することは，土石流発生の危険性を把握するうえで重要である。

これまで火山噴火後の火山地域においては，降灰後の地表面の浸透特性を把握する場合，じょうろを用いた現地散水式浸透能試験や，採取試料を用いた室内試験（JIS 規格である室内飽和透水試験等）が行われている。一方で，火山噴火時や噴火警戒レベルの引き上げによって，流域内での調査や試料採取が困難な状況が想定され，特に火山噴火後の火口周辺や流域上流部の山地斜面等における調査手法の確立が求められている。

そこで本検討では，火山地域において直接調査地点に立ち入ることができない場合において，UAV 等の無人航空機を用いて，火山灰の堆積厚や浸透能を概略的に把握する調査手法の検討を昨年度に引き続き行ったので報告する。現地検証は鹿児島県桜島で実施した。

2. 降灰マーカー・降灰ゲージを用いた火山灰堆積厚把握手法の検討

2.1 手法の概要

高さ毎に色や形状を変えた杭（以下，降灰マーカーと呼ぶ）を流域内に設置し，UAV 搭載カメラによる撮影写真等から指標杭の見え方を確認することで，火山灰の堆積厚を概略的に把握する手法について検討した。

降灰マーカーは，径または一辺の大きさが 10 cm のジュラコン製とし，アルミ製の 75cm 四方のはめ込み式の板に自由に配置可能な構造とした（図 2.1）。降灰マーカーの高さは，国土交通省の緊急調査の着手判断基準の一つである火山灰堆積厚 1 cm を念頭に，10 mm，20mm,30 mm の 3 パターンとした。

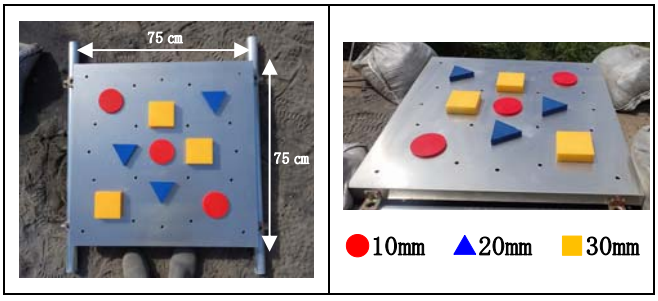


図 2.1 降灰マーカー

また，スタッフ等のメモリを読むことで降灰厚を識別することを目的として，H＝20cm・W＝75cm・D＝30cm のアルミ製の架台に，スタッフ・ロッド・ピンポールを立てた，降灰ゲージを作成した（図 2.2）。降灰マーカーと同じ手法で UAV 搭載カメラによる写真撮影により，降灰厚を概略的に把握する手法について検討した。



図 2.2 降灰ゲージ

2.2 実証試験結果と手法の適用性

上記の通り作成した降灰マーカーを用いて検証実験を行った。撮影に用いた UAV 機体は「SPIDER-6」，使用したカメラは市販品の「sony α7R」である。また，降灰ゲージにおいても同様の撮影を行った。

2.2.1 視認性の検証

カメラに搭載したレンズは 28mm と 55mm の 2 種類を準備した。500m 程度離れた箇所から自動航行により，対象物からの高度 30m において，両レンズで撮影を行った。飛行高度 30m 程度の場合，28mm・55mm のいずれのレンズでも降灰マーカーを確認することができた（図 2.3）。降灰ゲージについても，飛行高度が 30m の場合は，28mm・55mm のいずれのレンズでも降灰ゲージを確認することができる（図 2.4）。しかしメモリの判読は画像が不鮮明であるため難しい。

UAV の自動航行は，UAV の高度を 20m～30m 程度までしか下げることができない。今回この高度で撮影を行ったが，降灰マーカー・ゲージについて，判読が可能であり，本手法は適応性が高いといえる。期待される精度として，降灰マーカーでは 1cm 単位で降灰厚を読み取ることが可能であり，また，降灰ゲージでも同様に 1cm 単位での判読が可能である。



高度：30m レンズ 28mm	高度：30m レンズ 55mm

図 2.3 降灰マーカーの高度 30m からの撮影



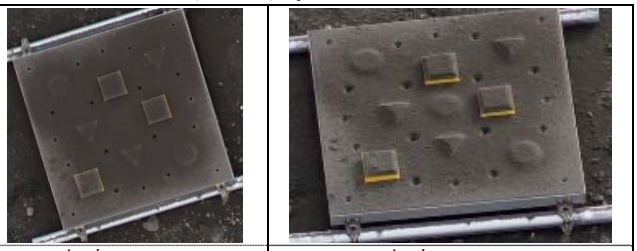
高度：30m レンズ 28mm	高度：30m レンズ 55mm

図 2.4 降灰ゲージの高度 30m からの撮影

2.2.2 撮影角度の検証

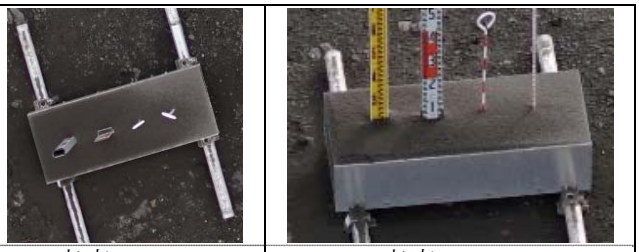
降灰マーカー・降灰ゲージまでの高度・仰角を予め設定し，UAV の自動航行にて撮影を実施した。撮影に当たっては，視認性の良い 55mm レンズを使用することとした。検証に当たっては，人工的に降灰させ，約 2cm の降灰状況を再現した。

検証の結果，鉛直方向からの撮影においては，降灰マーカーの側面が見えている方が，判別がしやすいことが確認された（図 2.5）。降灰ゲージにおいても同様であり，斜め 45° 程度の角度からの撮影が，視認性が高いことが示された（図 2.6）。



高度：20m 仰角＝0°	高度：20m 仰角＝45°

図 2.5 撮影角度の違いによるマーカーの見え方



高度：20m 仰角＝0°	高度：20m 仰角＝45°

図 2.6 撮影角度の違いによるゲージの見え方

3. UAV を用いた浸透能概略把握手法の検討

3.1 手法の概要

既往報告では UAV を用いて火山灰が堆積した斜面に水を供給し，地表面における浸透状況・表面流発生状況をカメラで記録して，浸透能を概略的に把握する手法について検討された[1)]。本検討では，4 つの異なる材料による試験ヤードを作製し，可視カメラとサーモカメラによる撮影を行った。計測にあたっては、UAV を用いた撮影を行い，画像解析により表面流の発生状況を定量的（流下長さ・面積）に評価する方法を検討した（図 3.1）。

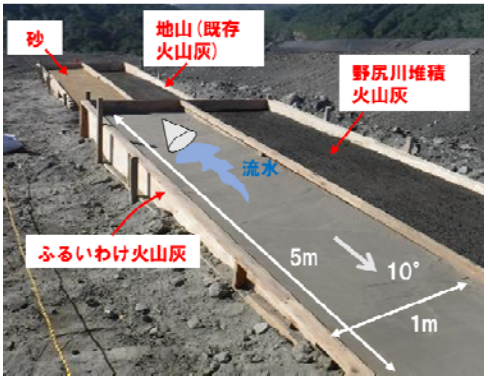


図 3.1 浸透能概略把握手法の概要

3.2 実証試験結果と手法の適用性

可視カメラ画像とサーモカメラ画像の比較例を図 3.2 に示す。可視画像については，材料が白っぽい場合，視認性が悪くなることが示された。サーモ画像については，流水範囲を捉えることができることが確認できた。表 3.1 に検証結果のまとめを，表 3.2 に流水面積・流水距離と散水式浸透能の関係示す。

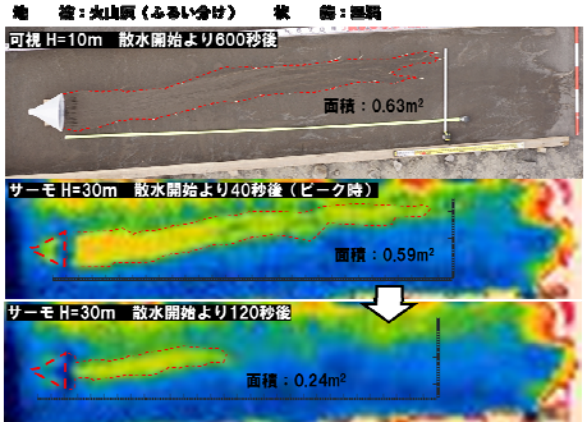


図 3.2 可視画像とサーモ画像の比較

表 3.1 検証結果のまとめ

項目		可視カメラ	サーモカメラ
乾燥状態	砂	識別にやや難あり	識別可能
	火山灰	識別可能	識別可能
湿潤状態	砂	識別に難あり	識別にやや難あり
	火山灰	識別可能	識別可能
特徴		両者、同等程度の定量的な面積を把握できる。サーモカメラは，表面流の範囲が広い（長い）場合，表面流の温度と地面の温度に差が無くなってきてしまうため，正確な表面流の範囲が確認できない。	
その他		材料が白い場合識別が難しい。	視界不良時に効果が発揮できる可能性がある。

表 3.2 流水面積・流水距離と散水式浸透能の関係

項目	砂	火山灰（地山）	火山灰（野尻）	火山灰（篩分け）
流水範囲（m^2）	0.10	0.13	0.10	0.36
流水距離（m）	0.3	0.7	0.6	2.2
浸透能（mm/hr）	240 以上	211	232	97

4. おわりに

火山地域の立ち入りが困難な区域において，UAV 等を用いて現地状況を把握する手法について検討を行った。火山灰堆積厚把握手法は，降灰マーカー・降灰ゲージの UAV による斜め方向からの撮影により，適用性が高まることが示された。

UAV を用いた浸透能試験は，浸透能試験値と流水面積・流水距離との関係を示すことができた。また，サーモカメラを用いた浸透能の概略把握も可能であることが示された。

謝辞：本検討を行うにあたり鹿児島大学地頭薗教授にご助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

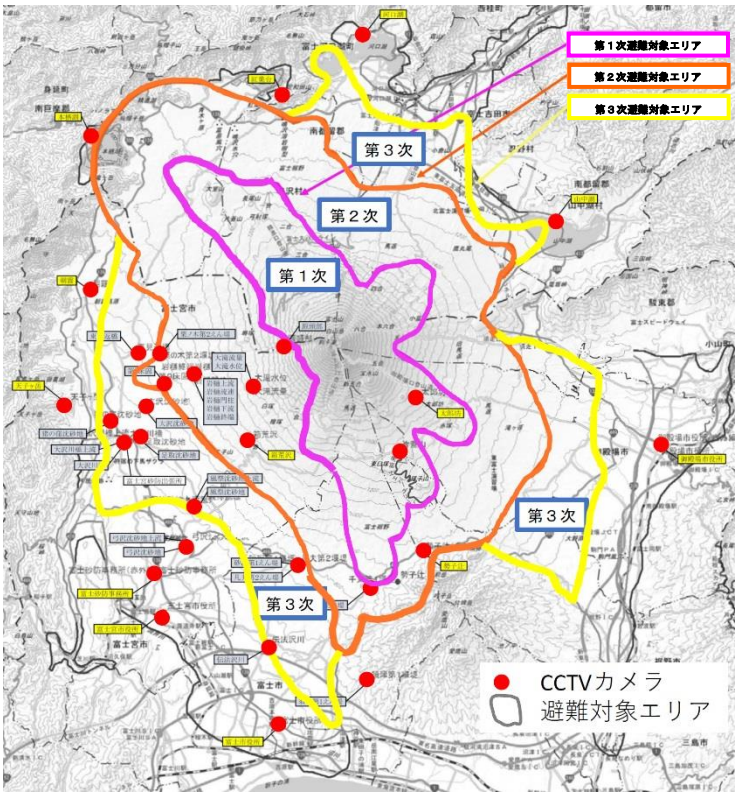
【参考文献】 1) 手塚ほか（2018）：平成30年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 785-786

富士山麓の CCTV カメラ監視における災害時の継続性確保に向けた取り組み

国土交通省中部地方整備局　富士砂防事務所　山田信人　鈴木聡※1　杉本宏之※2
日本工営株式会社　張本紀行　○石井秀樹　津島博志　多田拓晃　松尾有祐
※1　現：国土交通省中部地方整備局静岡河川事務所
※2　現：国立研究開発法人土木研究所つくば中央研究所土砂管理研究グループ

1. はじめに

平成 30 年 1 月に発生した草津白根山噴火では、同日に噴火警戒レベルが 3（入山規制）に引き上げられ、同年 3 月に噴火警戒レベルが 2（火口周辺規制）に引き下げられるまでの長期に渡り、監視カメラ等の状態の把握や発電機への燃料補給が出来ない事態が発生した。そのため、国土交通省が火山地域に設置している監視カメラについて、電源及び通信回線の二重化と電源状態把握のための機器等を整備することが求められている。そのため、富士砂防事務所では、無線とバッテリーを用いた低消費電力型の監視カメラの整備を検討している。本稿では、そのための通信回線の構築に係る基礎的な検討を実施したので、その概要を報告する。



2. 富士山噴火時の課題

富士山では、噴火時に発生する溶岩流の影響想定範囲を対象に「避難対象エリア」が設定されている。噴火の予兆現象にともない発表される噴火警戒レベルに応じて避難対象範囲が設定されており、噴火警戒レベル 5（避難）では、第 3 次避難対象エリアまでの広い範囲で入山規制が実施される（富士山火山広域避難計画 H27.3）。

富士砂防事務所管内では、火山監視及び土石流監視を目的として CCTV カメラが整備されている（図 1）。しかしながら、富士山噴火時には草津白根と同様に入山規制で設備の確認や燃料補給ができなくなること、噴火時だけでなく集中豪雨等により断線被害が度々発生していること等から、通信と電源の二重化を図ることが重要課題となっている。

3. 無線とバッテリーを用いた簡易監視カメラ網の整備

3.1 目標水準と実現に向けた課題

上記の課題を踏まえ、無線とバッテリーを利用し有線ケーブル（光ケーブルと商用電力）に依存しない監視システムの整備方法を検討した。表 1 に目標水準を示す。また、それぞれの実現に向けた課題を整理した。

表 1　目標水準と実現に向けた課題

区分	目標水準	実現に向けた課題
伝送路	無線方式（LTE・無線 LAN・特定小電力無線・衛星）	・サービスエリア外の子局の中継方法 ・通信時の消費電力の抑制 ・LTE 基地局被災時の対応
電源	バッテリー（＋太陽光） ・連続 6 ヶ月・最低 3 ヶ月	・連続無日照時のバッテリー単独稼動 ・火山灰降下時の太陽光発電効率低下
映像監視手法	静止画・照明無し ・5 分または 10 分間隔	・監視に最適な画質選択（SD・HD 等） ・夜間監視方法
配備数	全 CCTV カメラ	・運用コストの抑制
その他	低価格機種による多点配置（噴石による破損を想定）	・低価格機種の耐用年数 ・機器点数の増加による保守負担軽減化

3.2　機器配置の考え方

監視システム整備上の最重要事項は伝送路の確保と自立電源による長期可用性である。伝送路の確保にあたっては、通信方式の特性と現場

表 2　通信方式の比較

項目	LTE	特定小電力無線	長距離無線 LAN	衛星回線
伝送速度（最大）	下り 75Mbps/上り 25Mbps ベストフォート	100Kbps	54Mbps	数百 Kbps
伝送距離	LTE エリア内	～7km	～10km	無制限
消費電力	約 1w	約 1w	約 6w	約 2w

の条件から複数の通信方式（**表 2**）の組合せを検討し、安定的に監視局（管内全 CCTV）から事務所までのネットワークを確立する方法を構想した（**図 2**）。LTE 回線が利用可能なエリアでは LTE を活用する一方、LTE エリア外では、特定小電力無線若しくは長距離無線 LAN により中継する方法を採用した。１た、LTE エリア外かつ中継が困難な場所では、衛星回線を適用することとした。

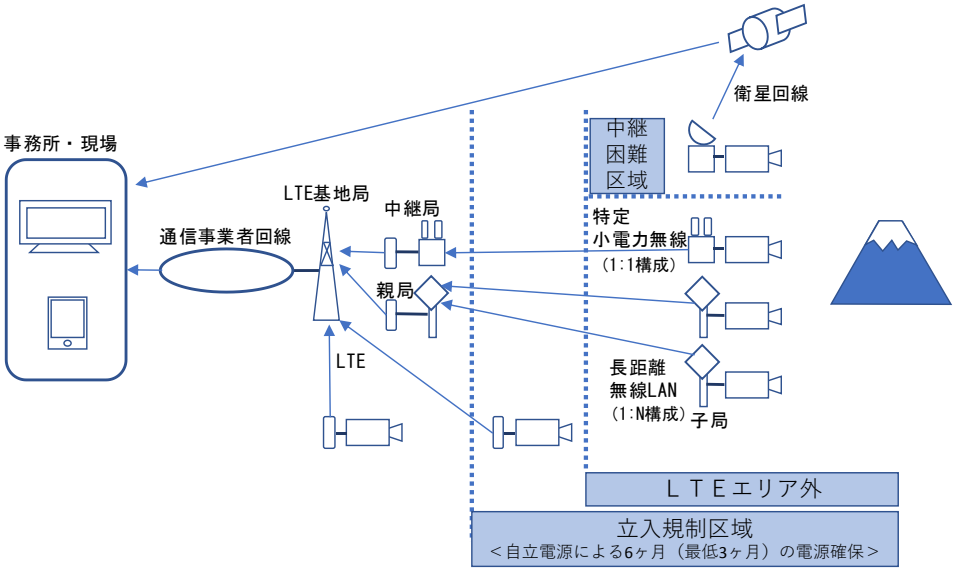


図 2　簡易監視カメラ網の整備構成（案）

自立電源による長期可用性については、避難対象エリア内の設備を対象に、立入規制により保守や燃料補給が不可能となることを想定し、最長 6 ヶ月（最低 3 ヶ月）の自立稼動を目標とした。

3.3　実機による伝送試験

富士山西麓・大沢川の岩樋～天子ヶ岳（距離約 7.2km）を対象に、表 2 に示す通信方式による回線構築上の課題を確認するため、現状の市販機器による短期（1 日）の映像伝送試験を実施した。



図 3　映像伝送実証試験状況と使用機器（左から LTE、特定小電力無線、長距離無線 LAN）

実験区間の伝送では、LTE 及び長距離無線 LAN は比較的的安定した伝送が確認されたが、前者は提供サービスエリア、後者は通信先との見通し確保が回線構築の前提となることから、管内全体でネットワークを構築するためには、両者の組み合わせにより構成する必要がある。また、特定小電力無線は伝送速度に制約があり、伝送時間が逆に消費電力を押し上げる要因となる可能性がある。そのため、監視対象に応じた適正な画質の選定が必要である。今後、今回の実証試験の結果をふまえ、長期運用に向けて機器仕様を見直し、実装レベルでの検証を計画する予定である。

4.　おわりに

富士砂防事務所管内における無線とバッテリーを用いた低消費電力型のカメラ装置の適用可能性を実証的に検証し、無線方式の組合せによる簡易監視カメラを検討した（図 2）。今回明らかとなった課題を踏まえ、引き続き低コストで様々な災害状況に対応可能な監視システムを検討する予定である。

P-167

伊豆東部火山群における噴火シナリオと噴火影響範囲の考え方

アジア航測株式会社　廣谷志穂・○荒井健一・藤田浩司
日本工営株式会社　池島　剛・上條孝徳
国土交通省 中部地方整備局 沼津河川国道事務所　中村一郎・村松弘一
静岡県 交通基盤部 河川砂防局 砂防課　北沢隆夫・村松昌広

Keyword；火山噴火緊急減災対策砂防計画　噴火シナリオ　噴火影響範囲　シミュレーション　水蒸気マグマ噴火

1. はじめに

伊豆東部火山群は静岡県の伊豆半島に位置する単成火山群で,伊東市及び伊豆市をはじめとする 3 市 2 町にまたがる。海に面し，市街地という立地は，他火山にはなく，伊豆東部火山群特有のものである。

伊豆東部火山群では，既往の噴火シナリオと噴火影響範囲（＝噴火の影響が及ぶ可能性がある範囲）に関する検討結果として，静岡県が，平成 23 年 10 月に「伊豆東部火山群の火山防災対策検討会報告書」（以下,「平成 23 年報告書」とする）を公表している。また，砂防部局としては，平成 28 年度から検討会(会長：土屋 智 静岡大学名誉教授)を開催し「伊豆東部火山群火山噴火緊急減災対策砂防計画」（以下,「緊急減災計画」とする）を検討し，平成 31 年 3 月に計画策定されたところである。

平成 23 年報告書以降，伊豆東部火山群に関する新たな知見が確認されたり，火山防災マップ指針（内閣府ほか，2013）が公表されたりしたことから，緊急減災計画検討にあたり，想定噴火シナリオや想定噴火影響範囲について見直したので報告する。

2. 想定される現象と噴火規模

緊急減災計画で扱う火山活動は，過去に実績がある水蒸気マグマ噴火とマグマ噴火のうち，ハワイ式噴火，ストロンボリ式噴火である。また，想定している火山現象は，大小の噴石，降灰，溶岩流，火砕流・火砕サージ,ベースサージ,それらに付随して発生する想定土砂移動現象は,降灰後の土石流,融雪型火山泥流である。このうち，緊急減災計画に直接関係するのは，大きな噴石とベースサージ※1 である。なお，緊急減災計画で対象とした噴火規模は 1,000 万 m^3 である。

3. 想定火口と噴火シナリオの考え方

想定火口は，近年の地震活動域に変化が見られないことから，平成 23 年報告書の「火口が出現する可能性のある範囲（＝想定火口)」を採用した。噴火シナリオは，平成 23 年報告書を基本として，土砂移動現象シナリオを加えたほか，これまで明確にされていなかった陸域噴火と海域噴火の想定シナリオを明確化した。例えば，陸域では水蒸気マグマ噴火とストロンボリ式噴火の場合，海域では，海中噴火で終える場合と海中で噴火して陸化した場合等，複数のシナリオを想定した。緊急減災計画においては，これらの想定シナリオを考慮しておくことで，噴火状況に応じた立入規制がなされ，緊急対策の実施可能エリアが広がる可能性がある。

4. 想定される噴火影響範囲の見直し

平成 23 年報告書では，噴火影響範囲は，大きな噴石やベースサージの影響をうける可能性がある 2km としている。緊急減災計画における大きな噴石とベースサージの検討結果を以下に示す。

4.1 大きな噴石の噴火影響範囲

陸域における水蒸気マグマ噴火時の大きな噴石について，火山防災マップ指針（内閣府ほか，2013）に基づいて弾道計算を実施した結果，得られた到達距離は 3.5km である。これは，伊豆東部火山群のひとつである城星火山の噴石の飛距離が 3.5km であること（小山・鈴木，2016）と一致する。ストロンボリ式噴火時は，伊豆東部火山群の既往最大の玄武岩質マグマ噴火における噴出量 2.5 億 m^3 でスコリア丘を形成したと仮定すると，形成範囲は噴出中心から 750m となる。また，他火山の噴火実績として，西之島でのストロンボリ式噴火時に計測された大きな噴石の飛距離は約 1km である。以上より，安全側をとり 1km とした。

海域で噴火したときは，水圧の影響を受けるため，陸域で想定した大きな噴石の到達距離に及ばない。さらに，海中でストロンボリ式噴火が起きて，徐々に陸化していく場合についても検討した。その結果，水深 160m 付近で噴火を開始して体積 1,000 万 m^3 のスコリア丘が形成されたときに陸化する計算になる。つまり，陸化した後は，大きな噴石が陸域の想定と同じ 3.5km まで到達する可能性があると考えた。

4.2　ベースサージの噴火影響範囲

伊豆東部火山群には多くのタフリング※2がある。タフリングは激しい水蒸気マグマ噴火で形成されたと考えられることから，地形について机上計測を行ったところ，想定火口から 1km 範囲にタフリングを形成して堆積し，さらにその外側約 2km 付近，すなわち想定火口から 3km までは，ベースサージによる影響がおよぶ可能性がある。また，海域では，水蒸気マグマ噴火時のベースサージの到達距離は，過去の噴火で発生した最大到達距離（火山防災マップ指針，2013）より 3km とした。

5.　想定噴火影響範囲の検討結果と対応

大きな噴石とベースサージの噴火影響範囲を合わせ，新たに想定噴火影響範囲を設定した（図１）。緊急減災計画で検討された内容は，伊豆東部火山群防災協議会に報告され，協議会での審議を経て承認された。

砂防部局では，協議会で承認された想定噴火影響範囲を伊豆東部火山群における防災対策の共通の土台として緊急減災計画を策定した。今後は，計画に基づき具体的な行動計画等を検討していく予定である。

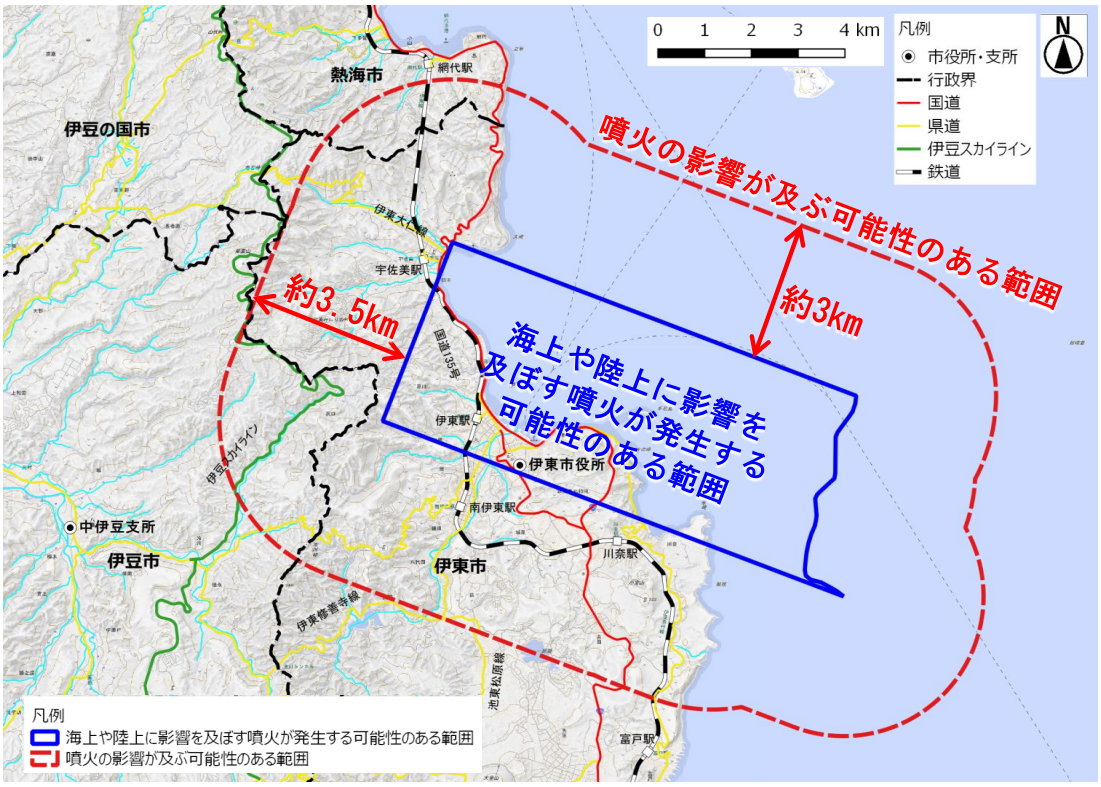


図１　噴火の影響が及ぶ可能性のある範囲（伊豆東部火山群防災協議会資料，2018 年 10 月）

<謝辞>

伊豆東部火山群火山噴火緊急減災対策砂防計画の検討においては，伊豆東部火山群防災協議会の会員でもある学識者３名（静岡大学の土屋 智名誉教授，静岡大学の小山真人教授，東京大学の森田裕一教授）をはじめ関係機関の方々にご議論いただいた。記して深く感謝申し上げます。

<注釈>

※１ベースサージ：水蒸気マグマ噴火などで，垂直に上昇する噴煙中の基部から地表に沿って四方に高速で広がる環状かつ高速の流れで，火山灰や岩片を含んで一定の破壊力をもつ。ベースサージの速度は時速数 10 から 100 km以上であり，発生後の避難は困難である。

※２タフリング：高さが低いわりに火口径の大きい火砕丘の一種である。浅い海底・湖底などでマグマが水に接触して起こるマグマ水蒸気爆発に伴い，冷却破砕されたマグマの固結破片が低角度で四方に飛散して生じる。

<参考文献>

伊豆東部火山群の火山防災対策検討報告書．静岡県，H23 年 10 月．
火山防災マップ作成指針．内閣府（防災担当），消防庁，国土交通省水管理・国土保全局砂防部，気象庁，2013.
小山真人・鈴木雄介（2016）伊豆東部火山群（東伊豆単成火山地域）の分布・噴火史の再検討．土と岩，no. 64，12-23.

なお，伊豆東部火山群火山噴火緊急減災対策砂防計画の全編（基本事項編・計画編）は，沼津河川国道事務所ホームページ，静岡県ホームページ等で公表しています。

冬期ＵＡＶ計測の現地検証調査

アジア航測株式会社　○新井瑞穂　菅原淳史　平嶋賢治　北村啓太朗　落合達也

１．はじめに

火山噴火緊急減災対策砂防計画で想定している緊急調査は，噴火（あるいは活動の活発化）に伴い行うため，季節を問わず実施することとなる。豪雪地帯の活火山であれば，2018 年 1 月に噴火した草津白根山のように，冬期にも UAV を用いた緊急調査を行う可能性がある。

このような背景から，緊急調査(冬期)でＵＡＶをどの程度活用できるか把握するため，下記点について現地検証調査を行ったので，報告する。

・UAV の耐久性検査（寒冷期の UAV 飛行におけるバッテリーの消耗状況等の確認）
・UAV 計測による積雪深の精度検証

２．調査に用いた機体の選定

本調査で用いた機体は，緊急調査での活用実績･場面想定（表 1）に基づき選定した。

表１　緊急調査時の UAV 活用を想定した機体の選定

機種	機体名	利用場面･撮影内容(冬期噴火した場合)
小型 UAV	PHANTOM 4PRO	【利用場面】調査時，職員の目として，周辺状況を撮影 【撮影内容】火口周辺の様子(崩壊等の地形変化等)，噴出物の飛散，土砂移動現象(土石流，泥流)の発生状況，被災状況
小型 UAV	MAVIC2 Pro	【利用場面】調査時，職員の目として，周辺状況を撮影 小型軽量なため，流域内調査に活用(ナップサックで運搬) 【撮影内容】土砂移動現象，周辺状況(降灰，積雪)等
中型 UAV	INSPIRE 1Pro	【利用場面】鎮静後，火口周辺の状況を精度良く撮影 【撮影内容】火口周辺の様子，噴出物･土砂移動現象，被災状況等を高解像度かつ鮮明な写真として撮影
UAV レーザー	PD-6BL	【利用場面】鎮静後，火口周辺の状況を精度良く計測 【撮影内容】雪面計測(融雪泥流の規模想定)／噴火鎮静後，地形改変(崩壊等)状況の計測等

３．ＵＡＶの耐久性検査

UAV を低温下でフライトさせると，バッテリー消耗により急激に電圧が低下し，飛行時間が短くなったり，墜落するといった事例がある。

そこで，実際に寒冷期に UAV を飛行させ，バッテリーの消耗状況を確認するとともに，急激な電圧の低下を避ける方法について検討を行った。

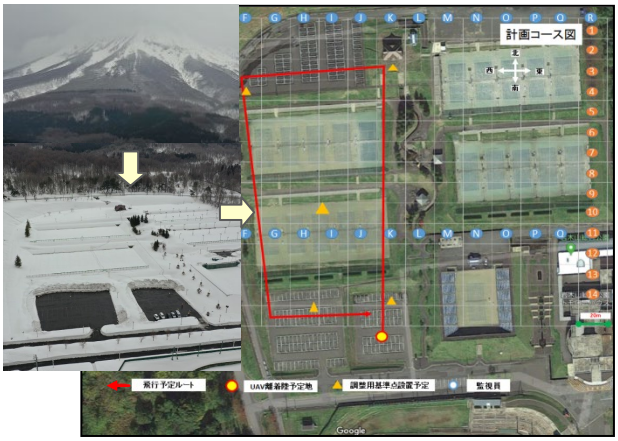


図１　調査飛行計画（岩木山総合運動公園）

3.1. 調査方法

対象機体の飛行データログからバッテリーの残量を整理した。記録項目としては，離陸時・着陸時のバッテリー温度，気温，飛行時間等とした。

3.2. 調査結果

1）バッテリー低下傾向の整理

気温 0℃を下回る場合，使用前のバッテリー温度により，飛行後の電圧低下の傾向が異なった。

使用前のバッテリー温度が低い場合，飛行直後に電圧が低下し，その後は不安定となる。飛行時間の目安となる「バッテリー容量と電圧の低下傾向」の不一致も確認された（図２右側）。

冬期に安全に飛行させるためには，飛行可能時間を安全側に見ること，急な電圧の変化を引き起こす操作（急上昇，急加速）等は極力避けることが望ましいと考えられる。

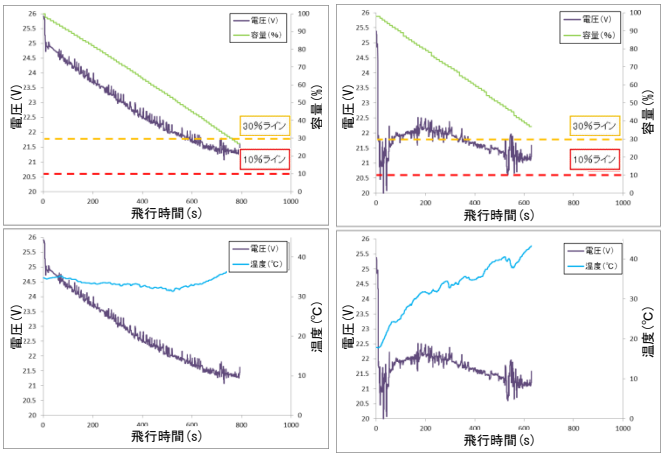


図２　バッテリー容量（上）と電圧（下）の低下傾向の不一致

2）気温の影響

飛行開始から終了目安である 22.5V(電圧フル充電の約 30%)を下回るまでの時間(電圧低下時間)と気温の関係について整理した。図３のとおり，気温と電圧低下時間(飛行可能時間)には相関が見られる。

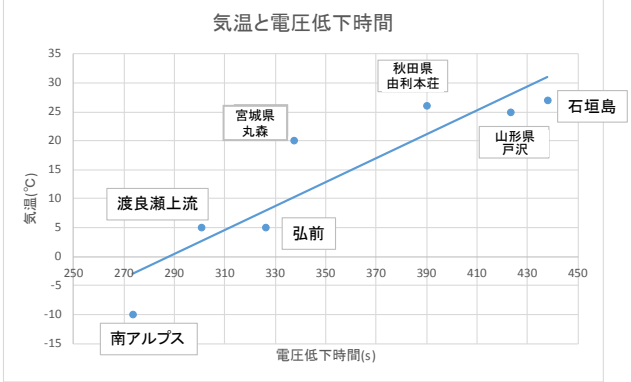


図３　気温とバッテリーの電圧低下時間

４．ＵＡＶ計測による積雪深の精度検証

UAV を用いて三次元モデリングを行うことにより，積雪深の推定及びその精度の検証を行った。

4.1. 調査方法

対地高度 100m と 50m で地上基準点の設置範囲を網羅するよう飛行し，積雪深(実測)と比較した。

4.2. 調査結果

1）積雪深の推定（差分解析）

UAV-SfM から作成した DSM（積雪面データ）と既往(H21)LP データから作成した DEM（地表面データ）の差分から，積雪深としての数値高さモデル（DHM）を求めた。精度検証のため，同エリアで UAV-LP 計測&差分を行い，その結果と比較した。

積雪深の推定値（DHM）と実測値の比較結果は，図４のとおりである。UAV-LP と UAV-SfM の差は高度 100m で 3~13cm，高度 50m で 8～9cm であった。航空 LP 計測データの標高精度（調整用基準点と比較し±25cm 以内）に準拠すれば，UAV-SfM も精度的に問題はない。

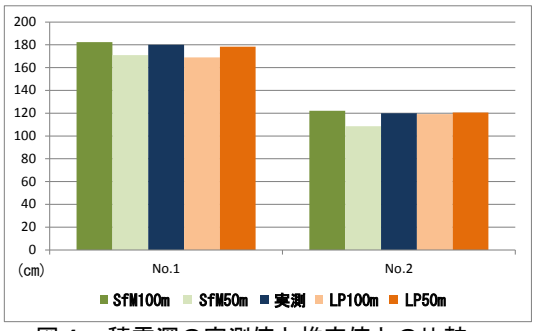


図４　積雪深の実測値と推定値との比較

2）SfM による雪面の３次元モデリング

UAV（SfM）による３次元モデリングは，オーバーラップする写真の特徴点を抽出し，点群を作成するため，特徴点を見出しやすい場合，精度の高い結果が期待できる。一方，新雪で動物の足跡等も無い，あるいは撮影高度が高く足跡と認識できない場合，モデリングの精度が悪くなる傾向があった（図５）。

断面図（図６）をみると，UAV-SfM50m は UAV-LP（50m，100m）と概ね同様の断面形状を示したが，UAV-SfM100m は断面形状に凹凸がみられた。特に中央の平らな範囲で凹凸が著しい。これは，対地高度 100m 地点からだと，平らな面でかつ地表面までの距離が遠く，足跡や雪面の特徴点が認識できなかったためと推察される。

UAV-SfM により雪面をモデリングする際，雪面状況によっては，低高度で撮影することにより，良い結果が得られる可能性が示唆された。

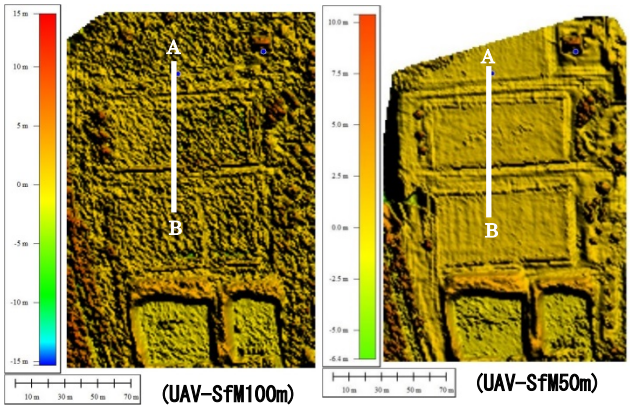


図５　差分解析結果（DHM）

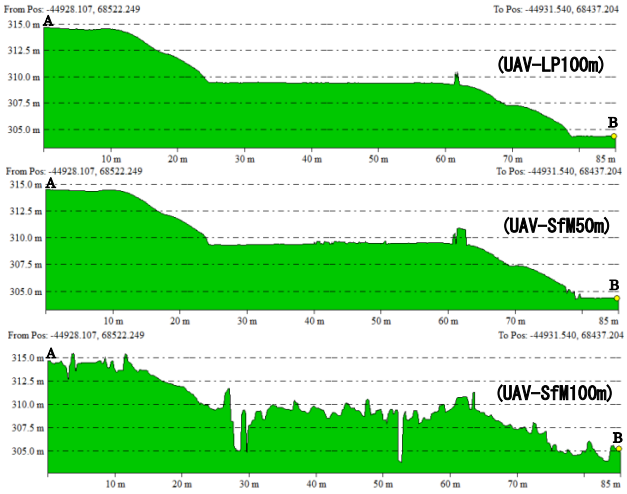


図６　断面計測結果（DSM）

５．まとめ（冬期 UAV 調査時の留意点）

1）低温対策（バッテリーの管理）

稼働中はバッテリーの発熱により温度低下は生じないため，稼働前のバッテリー温度の低下防止が重要となる。暖かい場所で充電し，稼働までクーラーボックスに湯たんぽやカイロ等を入れ，人肌程度の温度に維持しておくことが望ましい。

2）SfM 処理用に撮影する際の留意事項（積雪環境）

積雪環境下では，多視点画像を接合させるための特徴点が少ないことに留意する必要がある。

- **特徴点が多い環境**→低高度でラップ率を確保しつつ，撮影する
- **特徴点が少ない環境**→低高度でのラップ率を確保した撮影が困難な場合，高高度で撮影する

６．おわりに

UAV は建設業界においても普及し，災害時の活用が当たり前になりつつある。火山噴火に伴う緊急調査（特に初動調査）では，状況把握のため，UAV 活用の機会が増えていくことが予想される。

噴火警戒レベルが上がると立入り規制区域が広がるため，今後は，位置情報の精度確保に調整用基準点を用いない手法（RTK 方式，PPK 方式）についても検証していきたい。

P-169

地形解析図を教師とした深層学習による空中写真からの侵食地形抽出の試み

国土交通省九州地方整備局 九州技術事務所　堤宏徳(現所属　九州地方整備局　建政部 住宅整備課),
岡崎敏,　山本陽子(現所属　九州地方整備局　福岡国道事務所 福岡維持出張所)
日本工営(株)○古木宏和,　田方智

1. はじめに

火山噴火に伴い火山灰や火砕流が堆積した流域では，噴火後の降雨時に土石流が発生するようになることが指摘されている[1)]。これは，地表面が火山灰で覆われることによって，噴火前に比べて地表の浸透能が低下し，降雨時に表面流が発生しやすくなるため，斜面や河道を侵食しながら流下するといわれており，過去の噴火後の火山においてもガリー形成が土砂流出の生産源のひとつとなるとされている[2)]。降灰を伴う噴火後に，緊急的な対応や効果的な対策を講じるためには，リル・ガリーの形成・発達箇所を迅速に把握することが重要であると考えられる。リル・ガリーの形成・発達を把握する手法として，空中写真判読が行われるが，噴火後の緊急対応の場合，可能な限り迅速かつ省力的にリル・ガリーの形成・発達状況を把握する必要がある。そこで本研究では，リル・ガリー地形の判読に際する省力化と迅速化を目的として，ディープラーニングによる空中写真からの侵食地形の抽出を試みた。

2.　対象地域と使用した地形データ

本研究では，鹿児島県桜島を対象とした（図1）。桜島ではレーザープロファイラー地形測量が実施されている。本検討では，H25年～H28年の1年毎の地形差分データから分析した地形解析データを使用した。

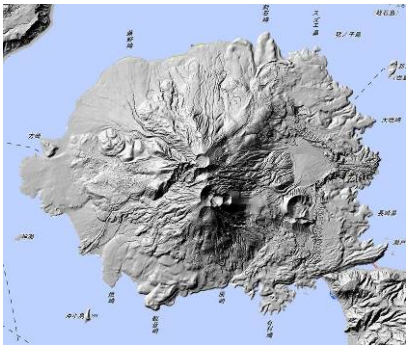


図 1　検討対象地域
国土地理院　地理院地図　陰影起伏図

3. 教師データの作成方法

3.1 ラプラシアンによる地形の溝地形の表現

教師データと正解データは，地形解析上，リル・ガリー地形が凹地形として表現されることに着目し，上述の地形解析データの内，ラプラシアンのプラス値（凹状地形）のデータを使用した。ラプラシアンの地形解析図は，図2に示すように凹凸が赤～青に表示される。この地形解析図に対し，マイナス値として青色で表現される凸状地形を除外し，平坦～凹状地形として0～プラス値のみが表示される画像を作成した。

3.2　画像生成 AI – pix2pix

本検討において，ディープラーニングによる画像生成には，画像系のAIとして知られるpix2pix[3)] を用いた。pix2pixには，対となる画像の関連性を学習した上で，「画像で入力」し，「画像で出力」する事で，視覚的に認識している特徴を持った画像をそのまま学習させることができる利点がある。

3.3 教師データの作成方法

教師データ作成の手順は，以下の通りとした。

① pix2pix で扱う画像サイズは 256pixel の正方形であるため，高解像度で撮影された桜島全体の空中写真を分割した画像を教師データとした。地形解析図において，リル・ガリー地形が表現されているスケールを検討し，1 辺の長さを約 200m として分割した。

② 正解データは地形差分データから凹状地形のみ抽出したラプラシアン地形解析画像とした。H25-26 年と H26-27 年は学習で，H27-28 年は推論で用いた。

③ pix2pix の仕様に沿い，図 3 のように教師データと正解データを連結した画像を作成した。教師データは 675 枚，正解データは 462 枚とし，画像のファイル形式は PNG とした。

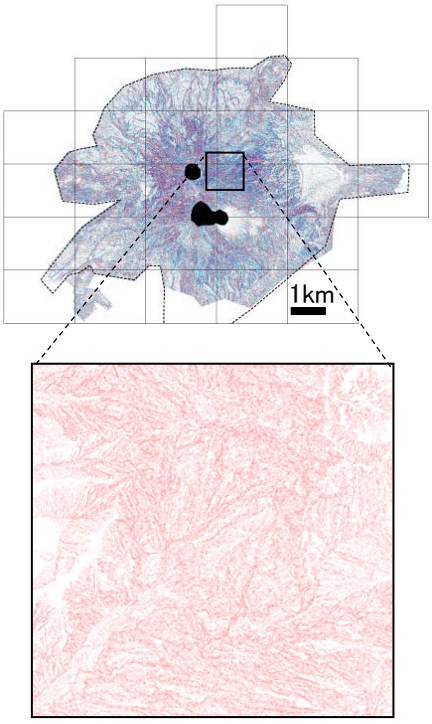
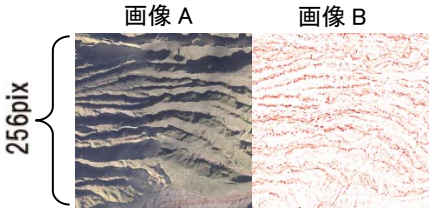


図 2　凹地形のみ抽出した
ラプラシアン地形解析データ

4. ディープラーニングによる画像生成結果

pix2pixの学習と推論の実行環境を表１に，設定したパラメータを表2に示す。なお，学習率や最適化手法はpix2pixのデフォルト値とした。

pix2pixにより生成された推論画像を，図4に示す。推論画像と正解画像(地形解析結果)を比較すると，ある程度の面積が一致しているように見える。また，植生の有無により推論精度の差が生じている傾向が認められた。植生の有無で区別した生成画像をもとに算出した，機械学習の評価に用いられる再現率と適合率を表3に示す。精度は，相対的に裸地の方が高い結果となった。



空中写真
（1 辺約 200m）

画像Aに対応する
ラプラシアンで表現
した溝（凹）地形

図 3　教師・正解データ作成例

表 1　pix2pix の実行環境

OS	Ubuntu Server 16.04
CPU	Intel Core i7-6700K CPU (4.00GHz)
ホストメモリ容量	32GB
GPU	NVIDIA Geforce GTX 1080
GPU メモリ容量	8GB

表2　学習実施時の設定パラメータ

調整したパラメータ（pix2pix の引数）	値
バッチサイズ（batch_size）	8
実行エポック数（epoch）	500 エポック
モデルの保存タイミング（save_freq）	1,000 ステップ毎

表 3　エリア毎の再現率と適合率

	再現率	適合率
植生有り	0.60	0.37
裸地	0.63	0.60

5. ディープラーニングで捉えられている特徴の考察

学習に用いた教師データをもとに，ディープラーニングで捉えられている特徴の推察を行った。図5に入力，推論，正解データの画像例を示す。空中写真に重ねた色調が赤色に近いほどラプラシアンの値が大きい（溝の深さが深い）ことを示す。赤色の着色部が線状に連続する部分を溝状地形とすると，図中矢印の部分はいずれも写真の陰影の色調のコントラストが明瞭な部分であることがわかる。

6. まとめ

本検討では，昨年度桜島全島で実施した検討に対し，昭和火口周辺の空中写真と解析データからディープラーニングによるリル・ガリーの発生場の予測を試みた。この結果，植生の有無による精度の差はあるものの，一定の適用性が確認できた。

ディープラーニングでは学習に時間を要するが，画像生成は短時間（本検討では数分）で行う事ができる。このため，土石流の発生源となる源頭部付近の裸地斜面においてドローン等の空中写真から速報的にリル・ガリー地形が抽出できる可能性がある。今後は，教師データの質の改善による推論精度の向上，他指標への適用（例えば，土砂変動量），他火山地域への適用の可能性の検討等を行う予定である。

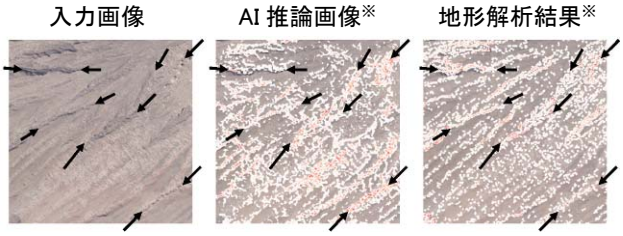


図 5　推論箇所の特徴の推察

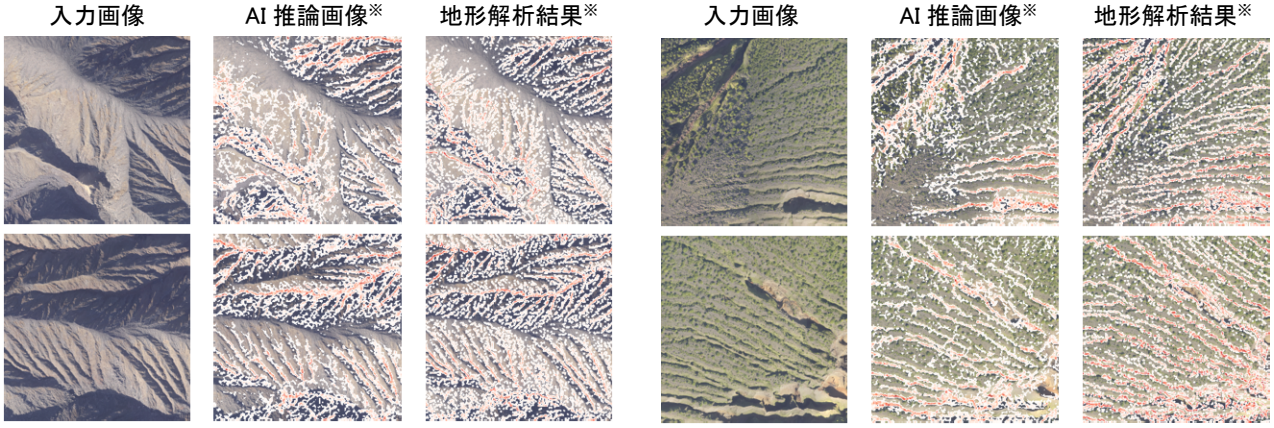


図 4　生成画像例（左図：裸地，右図：植生有り）　※空中写真を重ねている

引用文献

1. 例えば，池谷浩：雲仙・水無川の土石流発生機構について，新砂防，Vol.47，No.2，p.15-21，1993
2. 山越隆雄・仲野公章・渡正昭・水山高久・千葉達朗：2000 年三宅島噴火後の雄山山腹斜面におえるガリー形成特性，砂防学会誌，Vol.55，No.5，p.40-48，2003
3. Phillip Isola・Jun-Yan Zhu・Tinghui Zhou・Alexei A. Efros,： Image-To-Image Translation With Conditional Adversarial Networks”, CVPR2017, pp.5967-5976, July 2017.

P-170

関係機関と連携した災害図上訓練（DIG）～蔵王山噴火を想定した対応訓練～

国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所　光永健男、村岡章、阿部勝博、畠山徹
（株）建設技術研究所　内柴良和、家田泰弘、鴨志田毅、潮見礼也、○河野元

1. はじめに

山形・宮城県境に位置する蔵王山では、噴火に備え両県において緊急減災対策の行動計画が、新庄河川事務所では緊急調査の行動計画、火山防災協議会では避難計画が検討されている。更に、平成27年10月15日に学習型の火山防災訓練を実施しており、関係機関全体で噴火時の防災対応の流れを確認している。また、平成30年1月には蔵王山で噴火警戒レベル2（火口周辺規制）が発表され、これに相当する防災対応を各関係機関は実際に経験している。

しかし、実際の噴火警戒レベル3（入山規制）以上を経験した防災担当者はおらず、防災対応力及びその習熟度向上が課題であった。

上記を踏まえ、以下2点を目的に災害図上訓練（DIG）を企画・実施した。

①各機関の防災対応行動の確認と防災計画の課題抽出
②関係機関連携や火山防災全体の問題点抽出・共有

2. 訓練の手順と手法

2.1 訓練の手順

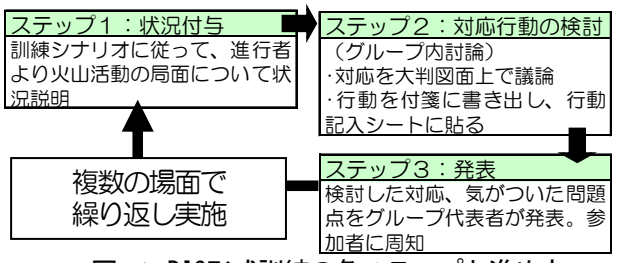
今回設定した複数の目的に対して、1回の訓練で成果を出すことは困難であるため、2段階での訓練を実施した。

(1) プレ訓練：目的①への解決方法として、宮城県側、山形県側、新庄河川事務所で各1回実施
(2) 本訓練：目的②への解決方法として、宮城県側・山形県側関係機関による両県合同訓練を実施

2.2 訓練の手法

蔵王山では学習型訓練や噴火警戒レベル引き上げに伴う防災対応を経験していることから、防災意識の高揚、課題の発見を行う訓練方式として、DIG形式を採用した。

各訓練は、場面毎に以下の3ステップを繰り返して実施した。また、機関連携の要素を取り込むため、情報伝達役を介して機関間での要請とそれに対する対応を繰り返し訓練できるように工夫した。



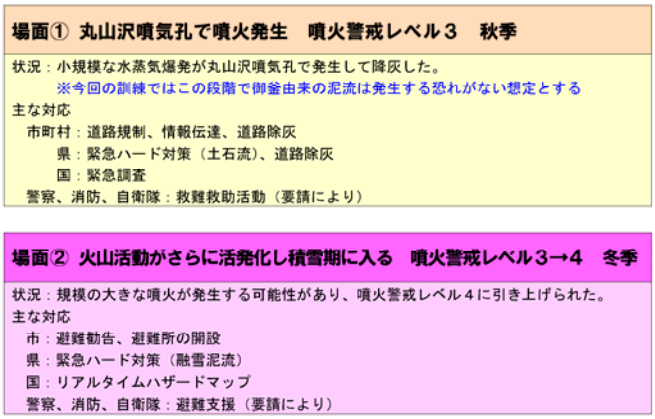
図－１．DIG形式訓練の各ステップと進め方

3. 蔵王山噴火を想定した対応訓練

3.1 訓練シナリオ（状況付与の設定）

訓練シナリオは、近年の蔵王山の火山活動活発化に伴い、現時点で発生する可能性の高いシナリオを設定し、訓練では火山防災の焦点となる行動場面について2場面を切り出して情報を状況付与した（**図２**）。

場面①は丸山沢噴気孔から噴火が発生し、噴火警戒レベルが3に引き上げられた場合を想定した。場面②は火山活動がさらに活発化した状態で積雪期に入る場合を設定した。なお、訓練シナリオについては、学識経験者へのヒアリングに基づき設定している。



図－２．訓練シナリオから状況付与とした２場面

3.2 プレ訓練の実施

プレ訓練は、本訓練を実施する約1ヶ月前に実施し、宮城県側（9機関の計25名）、山形県側（7機関の計25名）、新庄河川事務所（各調査班の計17名）でそれぞれ1回ずつ開催した。両県ともに気象庁、関係市町、消防本部を含んでおり、機関内外でも議論が行われ、防災対応と課題点等の相互理解を深めることができた。また、新庄河川事務所では、実際の降灰を想定し、調査班による降灰調査の実技訓練、解析班による土石流氾濫解析の実施訓練を行った。


プレ訓練実施状況


降灰調査実技訓練

図－３．新庄河川事務所でのプレ訓練実施状況

3.3　蔵王山噴火を想定した対応訓練（本訓練）

本訓練では、関係機関連携や火山防災全体の問題点を抽出・共有するため、両県合同によるDIG訓練を実施した。各場面においては、機関間での要請・回答のやりとりに情報伝達役を各機関1人程度配置することで、いつどのタイミングで連携が必要になるかを確認した。訓練参加機関は、蔵王山に関わる機関のうち16機関の総勢約70名にて行った。

表－１．蔵王山訓練参加機関一覧

蔵王山噴火を想定した対応訓練−参加関係機関一覧
気象庁、宮城県、白石市、蔵王町、川崎町、七ヶ宿町、山形県、山形市、上山市、仙南地域消防本部、山形市消防本部、上山市消防本部、東北地方整備局、仙台河川国道事務所、新庄河川事務所　　（計16機関、70名）



対応行動の検討状況



発表状況

図－４．蔵王山噴火を想定した対応訓練の実施状況

4.　訓練結果

4.1　各機関からの意見と課題の顕在化

今回実施した防災訓練の成果及び、訓練によって顕在化した課題等について一部抜粋した内容を以下に示す。

(1) 訓練の成果

○防災担当者として、行動計画の確認および他機関の行動・連携部分を把握することができた。

○関係機関と連携を図るためには、どのような対応をとるか想定できていなければならないため、訓練を通して事前に把握することができた。

○各関係機関が必要とする基礎データ及び監視・観測情報の重要性を確認できた。

(2) 防災対応に関する課題点

○各機関で保有するマニュアル及び計画への記載事項以外にも、他機関との調整事項が多く存在するため、より実効的な防災対応となるよう調整を図る必要がある。

○防災対応及び災害支援等の実施には、降灰対策が重要であると再認識した。他機関との連携や実働を考慮した除灰計画の検討・見直しを進めていく必要がある。

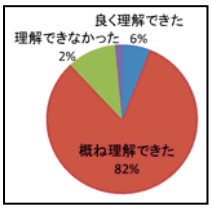
(3) 防災訓練に関する課題

①情報伝達役を通して他機関との連絡を付箋で行う方法が複雑である（特に要請と回答の管理）。

②関係機関と直接の問答や議論が必要ではないか。

4.2　防災訓練に関する課題への対応

参加者へのアンケート結果から、訓練よる防災対応の理解度は80％を越えることがわかった。しかし、機関連携を確認するプロセスが複雑で理解度に影響しているなど、今後の課題を含む回答も得られた。



図－５．訓練ｱﾝｹｰﾄ結果

得られた課題に対しては以下の対応策を講じることで、より実効性の高い訓練を提供できると考える。

①への対応：付箋でのやりとりでなく、機関連携カードを用いて要請内容と回答をまとめて管理する方式とする（図６）。

②への対応：各機関の発表に対する質疑の時間・場等を設けることで関係機関との相互理解を図る。



図－６．機関連携ｶｰﾄﾞ

5.　訓練成果のタイムラインへの反映

訓練の結果で得られた各機関の防災対応等については、「いつ・どのような状況で・誰が・何をする」をまとめた火山災害版タイムラインに反映した。本タイムラインは、気象庁からの噴火関連情報の発表を「いつどのような状況か」の時間軸とし、各関係機関が実施する防災対応を横並びにすることで、「誰が何をする」か把握することができるように留意した。

噴火警戒レベル引上げに伴う関係機関の動きを具体的かつ体系的に整理したことで、機関連携を円滑にすると共に、防災対応を迅速に行うことへの補助ツールとしての活用が期待できる。作成したタイムラインは新庄河川事務所の噴火時行動計画に反映した。

6.　まとめ

今回実施した訓練の成果は以下のとおりである

・蔵王山噴火に備え、関係機関連携を加味した両県合同のDIG形式の防災訓練を実施した。

・訓練は各機関の防災計画の課題抽出を意図したプレ訓練と機関連携を目的とした本訓練で構成したことで段階的な防災対応能力の向上が図れたと考える。

・訓練によって得られた防災対応の時系列を火山災害版タイムラインとして行動計画へ反映できた。

今後の取組として、各機関の防災担当者が変わることも踏まえ、防災対応能力の向上及び関係機関連携の強化を図るため、定期的に訓練を開催すべきと考える。また、訓練から得られた成果や新たな知見等を用いて、行動計画等のスパイラルアップに繋げていくことが望ましい。

簡易降灰量計の開発について

応用地質株式会社　○瀬戸秀治・ワンチャオウェン・金子涼磨

1. はじめに

火山噴火に伴う降灰に覆われた山地斜面を流域とする渓流では，小規模な降雨であっても土石流が発生しやすくなる。このような噴火後の土石流に対して警戒避難を的確に実施するためには，降灰厚さを正確かつ迅速に把握することが必要である。従来の降灰量把握手法は、複数人が現地において直接計測したり、計量容器を用いて計測する手法が用いられていたが、噴火直後の調査は危険であり、計測精度が不統一であるという問題が挙げられる。そこで、機械によるモニタリング計測手法の開発がすすめられており、現在、自動降灰・降雨量計[1)]を用いた観測が実施されている状況である。しかしながら、自動降灰・降雨量計は高精度ではあるが高価であり、多点観測を実施するためには、多額の費用が必要となる。そこで我々は、多点観測を実現することを目的として必要な精度を確保した安価な簡易降灰量計を開発し、その検証として新燃岳において計測を実施したのでその事例を報告する。

2. 検討の概要

2-1　簡易降灰量計（初号機）

簡易降灰量計の初号機として、径 22cm の漏斗で火山灰を採取し、径 22cm に対応した降灰厚さの目盛をメスフラスコにつけ降灰枡とし、アクリルケースに固定したカメラで降灰厚さを撮影する手法を採用した。このように降灰採取面積を広くとることで、より正確な測定を可能としている。カメラは 3G 回線網を用いて画像データを配信することができる仕様のものを選定した。この仕様では、降灰は最大 1.5cm まで測定可能である。降灰枡の下部には、不織布及び防虫網で作成したフィルターを設置し、排水可能な構造とした。アクリルケースの蓋は、火山灰が入り込まないようにブチルゴムテープ等でシーリングを施した。なお、火山灰と直接触れる漏斗と降灰枡部は腐食に強いステンレス製及びガラス製とした。

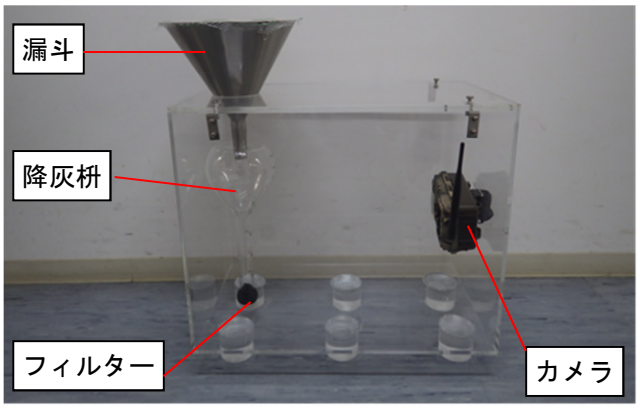


写真-1　簡易降灰量計（初号機）

2-2　簡易降灰量計の設置および計測

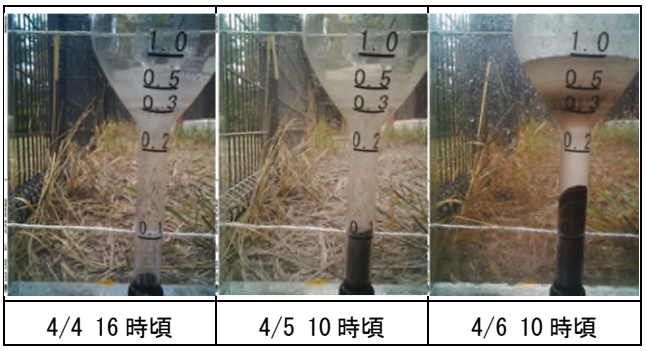
簡易降灰量計は、新燃岳から直線距離で 5km 程度の夷守オートキャンプ場に設置し、2017/10/20～2018/8/15 の期間において 4 回/日の頻度で計測を実施した。電源は 12V バッテリーを 2 個用いた。また、降灰厚さの検証用として、簡易降灰量計のすぐ横にプラスチックケース（42cm×30cm）を置き、降灰を採取した。なお、計算上、3 ヶ月でバッテリーがなくなるため、2017 年 12 月、2018 年 3 月、5 月にバッテリー交換を行うとともに、部材の劣化状況を確認し、簡易降灰量計および検証用ケースに堆積した火山灰を回収した。



図-1　簡易降灰量計（初号機）設置地点



写真-2　簡易降灰量計（初号機）設置状況



4/4 16 時頃	4/5 10 時頃	4/6 10 時頃

写真-3　降灰計測状況

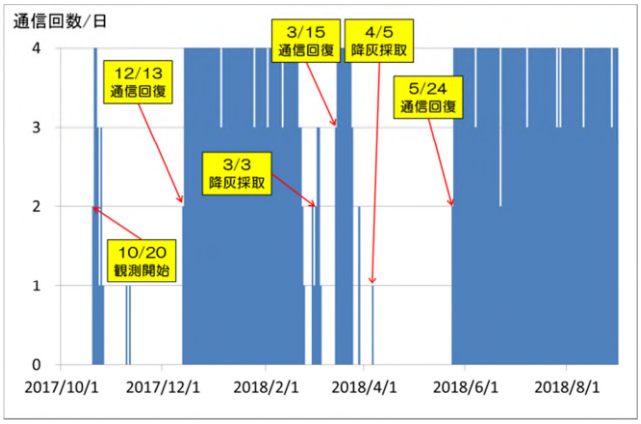


図-1　通信実績

2-3　計測結果

計測期間において降灰を採取した噴火イベントのうち、ここでは 4 月上旬の噴火イベントに対する計測結果を述べる。

4/5 の 3 時 31 分頃、爆発的噴火が発生し、噴煙柱高度は火口縁上 8,000m に到達した。宮崎県小林市や高原町の一部で多量の降灰が観測された。その後噴火は継続したが、4/7 以降おさまり、5/13 まで噴火は発生していない。写真-2 に降灰採取前後の画像データを示す。4/4 の夕方の画像では降灰は確認できないが、4/5 の朝の画像では 0.1mm 程度の降灰が観測されている。これは 4/5 の 3 時 31 分頃の爆発的噴火（による火山灰を採取したと推測される。その後も 4/6 までは断続的に噴火が発生しており、4/6 の朝の画像では 0.15mm 程度の降灰が観測されている。

検証用に設置したプラスチックケース内の火山灰について、5/24 に回収し、乾燥重量、土粒子密度を測定し、降灰厚さを算出した。結果を表-1 に示す。

写真-3 の画像では降灰厚さ 0.15mm 程度であるが計算値では.010mm となった。概ね整合していると言える。

2-4　通信実績

図-1 に通信実績を示す。計測開始直後の通信途絶は電源供給上のトラブルである。上述のように、3 月上旬と 4 月上旬には噴火活動が比較的活発であり、降灰を採取することができたが、この時期を境に通信が途絶えている。それ以外は欠測が散見されるが概ね通信は確保されている状況であり、途絶期間を除く通信実績は 94%であった。

表-1　土質試験結果（5/24 採取分）

乾燥重量	土粒子密度	採取面積	降灰厚さ
g	g/cm^3	cm^2	cm
337	2.734	1,200	0.10

2-5　簡易降灰量計（初号機）の問題点

今回の計測結果を踏まえた問題点を以下に示す。

①電源：バッテリーが 3 ヶ月しか持たないため、定期的にバッテリー交換を実施する必要がある。

②通信：火山灰が堆積する際、通信が途絶える傾向がある。これはケースの密閉が不十分であるため、細粒の火山灰がカメラの侵入し、通信障害を引き起こしているためであると推測される。

③フィルター：今回作成したフィルターでは、目詰まりして排水ができなかった。

④計測範囲：今回使用した降灰枡では 1.5cm までしか計測できないため、火山灰が多量な噴火や長期間の計測は難しい。

⑤腐食：固定ネジ等の金属部分における腐食が著しく、1 年たたないうちに破損した部品がある。

3. おわりに

本研究では簡易降灰量計を開発し、活発な火山活動を継続している霧島山新燃岳に設置して検証試験を実施した。検証試験期間中、2 回降灰を採取することに成功し、他の手法での観測結果と整合することから、簡易降灰量計は十分な精度を確保していることがわかった。今後は検証から得られた知見を活かし、簡易降灰量計の改良を進めるとともに他火山でも設置し、さらなる検証を進めていきたい。

謝辞

本研究にあたり、簡易降灰量計設置場所をご提供頂いた国立研究開発法人防災科学技術研究所に深謝する。

参考文献

1) 田島靖久、小原大輔、福田健太郎、下村幸男：自動降灰量計に開発について、こうえいフォーラム第 23 号、pp.39-46、2015

P-172

桜島有村川流域小斜面における表面流出観測と浸透特性の分析

国立研究開発法人 土木研究所 ○手塚 咲子，藤村 直樹（現所属 国土交通省），山﨑 祐介，石井 靖雄，西井 洋史

1. はじめに

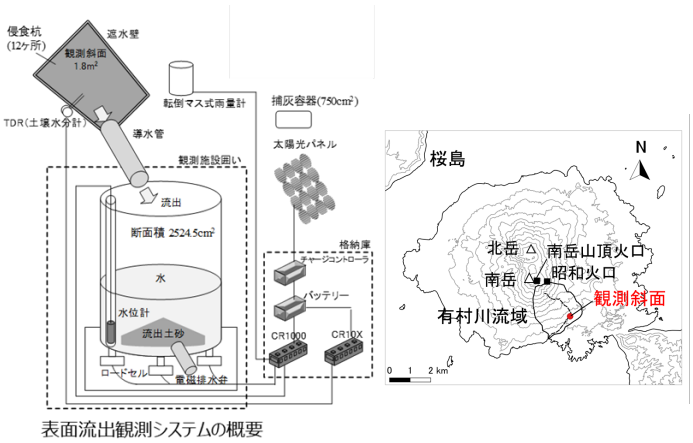
火山噴火に伴う細粒な火砕物が堆積した流域では，小規模な雨でも土石流が発生したり，その規模が増大することが知られている。その要因として，火砕物堆積斜面での浸透能低下と表面流出量の増大が指摘されており，火山噴火後の土石流の発生・規模を予測するうえで，火砕物の堆積が斜面の降雨浸透・流出過程に及ぼす影響を明らかにすることは重要である。土木研究所では，火山灰の堆積が表面流出および土石流の発生に及ぼす影響を明らかにするため，火山噴火に伴う降灰の続く桜島・有村川流域に小斜面観測地を設け，2012 年より表面流出および表面侵食量の計測を実施してきた[1)ほか]。本稿では，最新 2018 年の観測結果を示すとともに，過年度 2012 年と 2018 年の降雨浸透・流出特性について，浸透能と降雨特性との関係から比較・分析したので報告する。

2. 対象地と観測方法

対象地は，桜島・有村川流域の昭和火口から南東約 2.5 km 程に位置する面積約 1.8 m^2，勾配 12 ° の斜面である。遮水壁で囲った範囲から流出する水・土砂を，斜面下方に設置したドラム缶に集め，水・土砂の合計荷重と水位の関係から水・土砂を分離した量を求めるとともに，TDR 式土壌水分計を用いて地表面下 4 深度（3・10・20・30 cm）の水分状態の計測を行っている（図 1）。計測間隔は，表面流出量の計測（水・土砂）が 10 分毎，TDR 土壌水分計の計測が 5 分毎である。雨量・降灰量は，対象地から約 1 km 下流に位置する，大隅河川国道事務所による観測データ（有村テレメータ雨量/10 分値，およびドラム缶式降灰量計/月別値）を用いている。

3. 対象期間の噴火・降灰状況

桜島では，2009 年に昭和火口噴火が活発化して以降，2016 年 7 月～2017 年 4 月頃の噴火活動低下期以外は噴火活動が概ね継続してきたが，2017 年 11 月以降は，噴火火口が南岳山頂火口に推移している[2)]。観測期間中のドラム缶式降灰量計による月別降灰量は，2012 年～2015 年が平均3.7kg/m^2，2017 年～2018 年が平均1.1kg/m^{2}で，2017 年以降が相対的に小さい（乾燥密度を 1.5 g/cm^3 と仮定し[1)]降灰厚に換算すると，それぞれ 2.5mm/月および 0.7mm/月）。また，当観測斜面近傍で捕捉・回収した降下火山灰の粒度を 2012 年と 2018 年で比較すると，2018 年 3～11 月に降下した火山灰は，2011 年 11 月～2012 年 6 月に降下した火山灰の粒度[1)]と比べてシルト・粘土分（細粒分）の含有率が高く，およそ 25～30%である。



表面流出観測システムの概要

図 1 対象地と観測システムの概要

4. 2018 年の表面流及び土石流発生状況

2018 年の降雨イベント毎の表面流発生時・非発生時雨量を図 2 に示す。ここでは，24 時間無降雨に挟まれた一連の降雨を 1 イベントと定義し，2 mm/10min 以上の降雨を含むものを検討対象としている。表面流発生時雨量は，イベント中最初に表面流出が記録された時刻の 10 分雨量とした。非発生時雨量は，表面流が発生しなかった降雨イベント中最大の 10 分雨量とした。併せて，有村川 1 号堰堤に設置されたワイヤーセンサによる土石流発生状況（大隅河川国道事務所発表）も示した。

図 2 によると，2018 年は 2 mm/10min 以下と極端に小さい降雨でも表面流が発生している。2012 年の表面流発生時雨量の下限値は 4 mm/10min であり[1)]，2018 年は 2012 年と比べて表面流が発生しやすく，その頻度も高い傾向にある。有村川 1 号堰堤における年間土石流発生回数は，2012 年の 9 回に対し，2018 年は 17 回と頻発傾向で，表面流の発生傾向と調和的である。

月平均の降灰量は 2018 年に比べて 2012 年が多く，降灰量の多寡と表面流の発生しやすさは一致しない。観測斜面の近傍で斜面表層の断面を観察すると，2018 年 9 月には，表層 1 cm にクラスト状の茶褐色細粒層が確認された（図 3）。噴火火口の変化と火山灰の細粒化，クラスト形成との関係は，現段階で明らかでないが，それ

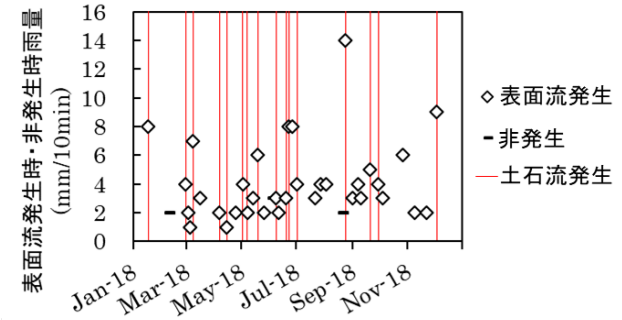


図 2 表面流発生時・非発生時雨量（2018 年）

以前と比べて相対的に細粒な火山灰の供給が，地表面における目詰まりやクラスト形成のきっかけとなり，表面流出特性に影響を及ぼした可能性が考えられる。

5. 降雨流出特性の分析

5.1 分析方法

表面流出状況が異なる 2012 年と 2018 年を対象として，表面流出観測結果に基づき浸透能（損失降雨強度）と降雨特性（降雨強度および土層の飽和度）との関係を分析した。「損失降雨強度」は，10 分毎に損失可能な降雨強度として，それを上回った雨量総量が観測された流出量総量と等しくなるよう，表面流出イベント毎に算定した。表面流非発生降雨に対しては，降雨中最大の 10 分雨量を「非流出」時損失降雨強度として示した。降雨特性は，降雨強度を表す指標として「流出中平均降雨強度」と，先行降雨等の影響を含めた土壌水分状態を表す指標として「有効飽和度」を整理した。有効飽和度 S_e は，地表面下 3cm の TDR 式土壌水分計による，流出直前 10 分の観測値 $\theta(t)$ を用い，以下の式で算出した。

$$S_e = (\theta(t) - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$$

ここで，θ_r：最小水分容量，θ_s：飽和体積含水率である。今回，対象土層の θ_s および θ_r が明らかでないので，便宜的に，TDR 式土壌水分計による各期間中最大・最小の体積含水率を与えた。

5.2 結果と考察

図 4 に 2012 年および 2018 年の表面流出イベント毎の損失降雨強度と流出中平均降雨強度との関係を示す。2012 年と 2018 年で，同程度の平均降雨強度に対する損失降雨強度の値を比べると，2018 年は 2012 年に比べて小さい。2012 年は相対的に浸透しやすく 2018 年は浸透しにくいと言える。この傾向は，特に降雨強度の小さい降雨に対して顕著である。

図 5 に 2012 年および 2018 年の表面流出イベント毎の損失降雨強度と有効飽和度の関係を示す。浸透能は一般に，土層の飽和度が高いほど小さい値をとることが想定される。2012 年の損失降雨強度は，有効飽和度が大きいほど小さい値をとる傾向を示す。一方で，2018 年はそのような傾向は見られない。

以上の通り，相対的に浸透能（ここでは損失降雨強度）が大きい 2012 年は，浸透能と土層の飽和度に相関が見られる一方，相対的に浸透能が小さい 2018 年は，浸透能と土層の飽和度に相関が見られない。前述の通り，2018 年には土層表層 1cm 程度にクラスト状の茶褐色細粒層が認められた（図 3）。一方で，2011 年の観測斜面設置時の観察では，地表面下 2 ～4 cm 程度までは目立った堆積構造は認められていない。2012 年と 2018 年の降雨流出・浸透特性の違いは，表層数 cm 程度の土層構造の違いと関連付けられる可能性が考えられる。



図 3 観測斜面の地表面および土層断面の様子（2018/9/21）

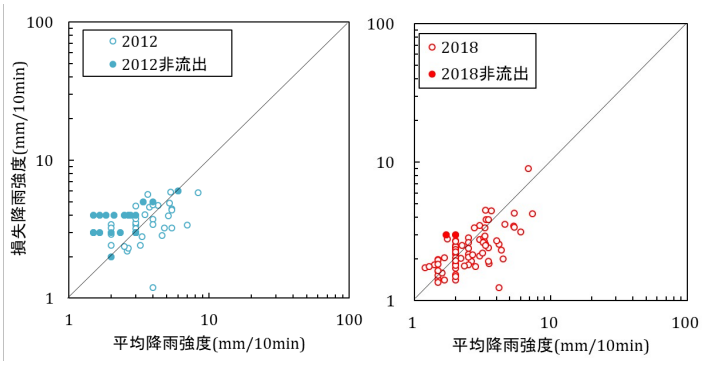


図 4 損失降雨強度と平均降雨強度の関係（2012 年・2018 年）

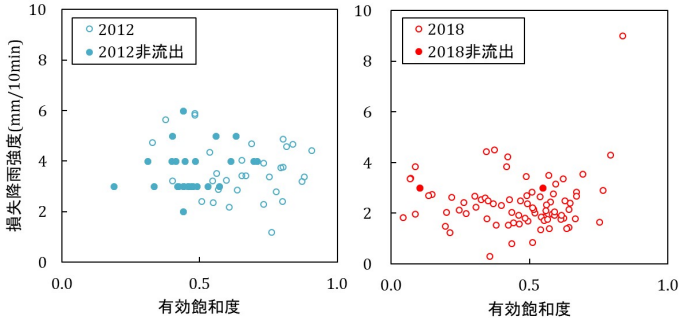


図 5 損失降雨強度と有効飽和度の関係（2012 年・2018 年）

6. まとめ

① 2018 年は，2012 年と比べて，より規模の小さい 2 mm/10min 以下の降雨でも表面流が発生していた。

② 2012 年と 2018 年で同程度の降雨強度に対する損失降雨強度を比べると，2018 年が小さく，浸透しにくい。また，2012 年は浸透能が土層の飽和度と相関が見られる一方，2018 年は相関が見られない。

③ これらの要因として，細粒な火山灰の供給と，クラスト形成等，斜面表層の土層構造の変化が推察される。

今後，降灰条件を変えた室内/野外実験により，火山灰の粒径・厚さやそれに基づく斜面の土層構造が降雨浸透・流出に与える影響をより詳細に検討する予定である。

本検討にあたり，国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所より雨量・降灰量のデータをご提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

【文献】1) Kisa et al. (2014) ：Impact of Short-term Temporal Changes in Volcanic Ash Fall on Rainfall Threshold for Debris Flow Occurrence in Sakurajima, Japan. , International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.7, No.3, p.176-177, 2) 気象庁 HP：「平成 30 年（2018 年）の桜島の火山活動」

P-173

火山ハザードマップのカラーユニバーサルデザイン

キーワード：火山ハザードマップ，カラーユニバーサルデザイン，火山砂防，危機管理

日本工営株式会社　○池田一，萩原陽一郎，長山孝彦
富山県総合政策局防災・危機管理課　山崎孝志，前山巌，碓井歩
富山大学都市デザイン学部　渡邊了

1．はじめに

ユニバーサルデザインとは，「全ての年齢や能力の人々に対し，可能なかぎり最大限に使いやすい製品や環境のデザイン」であり，この考え方はこれまでに，主に建築や施設などハード面で検討されてきた。

近年，多様な色覚を持つさまざまな人に配慮して，なるべく多くの情報が正確に伝わるように利用者側の視点に立った「カラーユニバーサルデザイン」が行われている[1)]。

日本では，色弱者（P 型・D 型）の割合が，男性の約 20 人に 1 人，女性の約 500 人に 1 人，日本全体では 320 万人以上いるとされている。欧米では男性の 8～10%の割合といわれており，世界に 2 億人を超える。色弱者は，視力に問題はなくとも一部の色の組合せについて，全く異なる色の感じ方となる。

また，緑内障，白内障等により色の感じ方が変化する場合もあり，高齢化社会の進行に伴い，これらロービジョンは増加の傾向にある。

本報告では，火山ハザードマップとして，初のカラーユニバーサルデザインとして認証された弥陀ヶ原火山を例として，火山ハザードマップを作成する上での配色案を提案する。

2．色の検証方法

弥陀ヶ原火山は，過去 1 万年以内に繰り返し水蒸気噴火が発生している活火山である。火山ハザードマップとしては，過去 1 万年以内に発生した噴火や他火山での事例を参考に，小規模噴火 5 万 m^3 と大規模噴火 500 万 m^3 にわけて，噴火による影響範囲を示している。対象現象としては，降灰（小さな噴石含む），大きな噴石，火砕流・火砕サージ，降灰後の土石流，融雪型火山泥流である。

火山ハザードマップの色の検証方法は，異なる色覚タイプ（P 型強度，D 型強度，C 型）の検証員により，表 1 に示す 6 段階色差[2)]により評価した。主観的評価であり，対象物や光の特性，評価者によって評価は変わる可能性があることから，検証環境は表 2 を基本とした。

表 1．　6 段階色差評価表

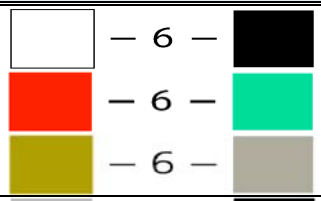
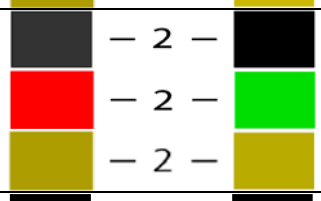
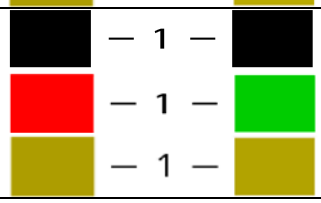
色差評価指標	色の見え方
	色の違いが明確であり，色名を言い当てることが出来る。
	違う色であると明確に認識出来る。
	色の違いに気がつくことができる。
	色の違いについて判断に悩む。
	若干の明度や色相の違いを感じ取るが，同じ色に見える。
	一切の違いが分からず，同じ色に見える。

表 2．　検証環境

項　目	条　件
検証場所	CUDO 会議室
検証照度	550lx
検証者 1	P 型強度
検証者 2	D 型強度
検証者 3	C 型

３．色の検証結果

異なる色覚タイプの検証員による検証を合計 3 回実施した結果，検証員からの指摘は大きく①文字や線を太くする，②ハッチング（模様）をつけるの 2 つであった。

①文字や線を太くする

色の見分けは，細い線など面積が小さいほど，色弱者や高齢者にとってはわかりにくくなり，太い線など面積が大きいほど色を感じやすく，色の違いがわかりやすくなる。また，火山現象の説明等で強調したい文字は赤着色としていたが，P 型及び D 型強度においては，色の感じ方が変化するため，強調色は赤橙（RGB255.60.0）を基本とした。

②ハッチング（模様）をつける

火砕流の表現については，塗りつぶす面積が広く，降灰後の土石流の範囲と重なる箇所があることから，斜線のハッチングを付けて，色の違いが見分けられない場合でも，情報が伝わりやすくした。また，大きな噴石や道路等の線は，枠線を設けて背景と区別できるようにした。

なお，配色の修正は，図1の簡易チェックツール（Ｐ型強度，Ｄ型強度）を用いて，見え方の確認を行い全体のバランスを配慮した上で，できる限り調整を繰り返した。

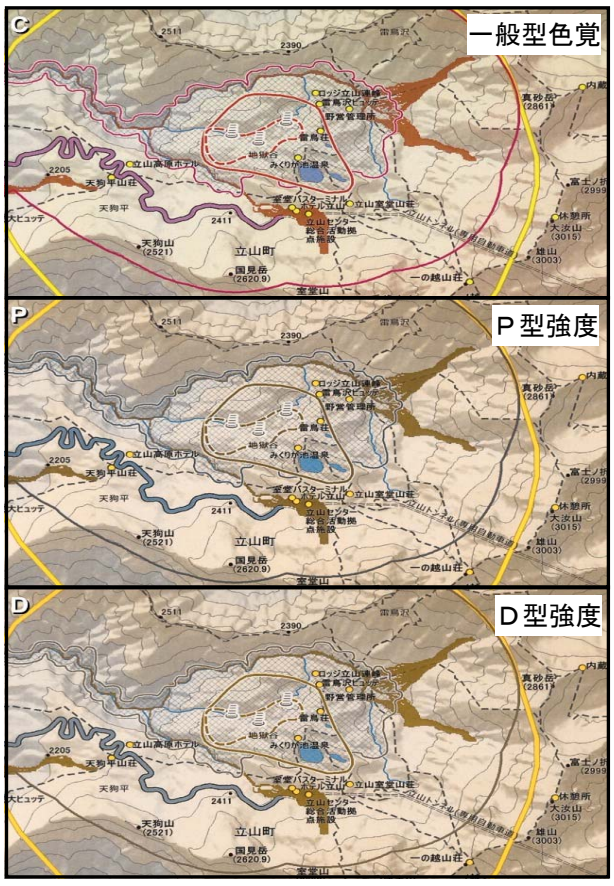
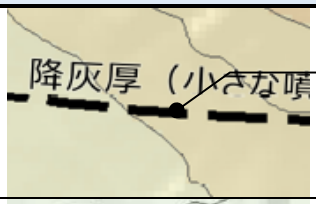


図１．　簡易チェックツールによる確認

４．推奨配色

弥陀ヶ原火山で採用した各火山現象の配色を配色案として表３に整理する。なお，背景色との組合せに留意が必要である。

表３．　火山ハザードマップの配色案

現象	出力図	推奨配色
降灰（小さな噴石含む）		破線 RGB0.0.0
大きな噴石		枠線 RGB185.160.0 塗線 RGB255.255.0
火砕流		枠線 RGB226.0.167 外側に白フチ網掛け RGB102.146.172
降灰後の土石流		塗着色 RGB178.63.0
融雪型火山泥流		塗着色 RGB255.255.0

５．まとめ

火山ハザードマップを手に取るなるべく多くの人々に情報が正確に伝わるよう，多様な色覚を持つ人に配慮した火山ハザードマップを検討し，NPO カラーユニバーサルデザイン機構より，色覚の個人差を問わずできるだけ多くの人に見やすいカラーユニバーサルデザインに配慮して作られた火山ハザードマップとして，認証された。今後は，色度図等を用いた客観的な評価方法を加えた検証について，検討したいと考えている。

本報告をまとめるにあたり，ご指導頂いた NPO カラーユニバーサルデザイン機構のみなさまに感謝致します。

参考文献

1）伊藤啓：カラーユニバーサルデザイン色覚バリアフリーを目指して，情報管理，2012.
2）NPO 法人カラーユニバーサルデザイン機構：カラーユニバーサルデザインガイドブック，2015.

ＵＡＶを活用した火山灰堆積厚の計測手法の検討

（一財）砂防・地すべり技術センター　○前寺雅紀　吉田真也　小尾亮　田中利昌

１．はじめに

火山噴火に伴って多量の火山灰が厚く覆われた流域では、浸透能が低下し小規模な降雨でも土石流が発生しやすくなると言われている[1)]。そのため、降灰後の火山地域において火山灰の堆積厚を把握することは、土石流発生の急迫性を把握する上で重要な判断材料となる。

しかし、火山噴火時や噴火警戒レベルの引き上げによって、流域内での調査が困難な状況が想定され、特に火山噴火後の火口周辺や流域上流部の山地斜面等における調査手法の確立が求められている。一方、近年無人航空機（以下 UAV）に関わる技術進歩が著しく、災害調査に関わる国土交通省事務所や関係業者も UAV を保有している状況にある。このような人の立ち入りが困難な区域における火山灰堆積厚を計測する手法の一つとして、UAV 搭載カメラにより指標を撮影し、撮影写真から火山灰堆積厚を読み取る方法が試みられている[2)]。

そこで本検討では、野外に複数の種類の目盛り・色調の指標を鉛直に設置し、指標からの距離・高度を変えて UAV 搭載カメラにより撮影し、調査に適した撮影位置や指標の色調を把握することを目的とした実証実験を行ったので、その結果を報告する。

２．実験概要

2.1 使用した UAV

UAV の機体はマルチコプター型と固定翼型に分類される。本実験ではピンポイントで指標を撮影することが可能（垂直離着陸が可能）となるマルチコプター型の機種の中から、現在一般的に使用されている「Phantom4Pro」を選定した（**表-1**）。

表-1　実験に使用した UAV の諸元

小型撮影機　Phantom4Pro (DJI 製)			
諸元		性能値	外観
作業スピード		3～40km/h	
航続時間		28 分（バッテリー消費率 15%）	
全長（対角寸法）		0.35×0.35 (m)	
重量		総重量：1.38kg	
プロペラ		4 枚（2 枚羽）	
動作環境温度		0～+40°C	
その他		障害物検知機能	
カメラ部	有効画素数	2000 万画素	
	シャッター速度	1/8000～8 秒	
	作業温度	0～+40°C	
	ISO 感度	100～1600	

2.2 実験方法

野外に複数の種類の指標を鉛直に設置し、高度 30mから高度 5mまでを 5m間隔で高度を変え、水平距離についても同様に 30mから 5m間隔で指標の撮影を行った（**図-1**）。計測精度については、撮影した写真をパソコンに取り込み、画面上で指標部分を拡大し、指標の目盛りの視認性を目視により確認した。

各指標の目盛り及び色調を**図-2** に示す。指標は様々なピッチの色分けをした木製の指標①～④を製作・設置したほか、参考として赤白ポール及びスタッフを設置した。また、飛行方法については、実際の運用を考慮すると、必ずしも見通しのよい場所だけではないことを想定し、制御ソフト（Litchi）を使用し、自動航行により撮影作業を行った。

なお、実験時間帯の気象条件[3)]は晴天で気温は約 9℃、風速は平均で 1.5m、最大で 1.8m と弱かった。

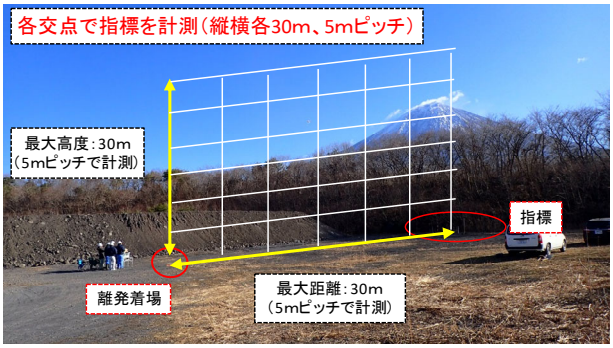
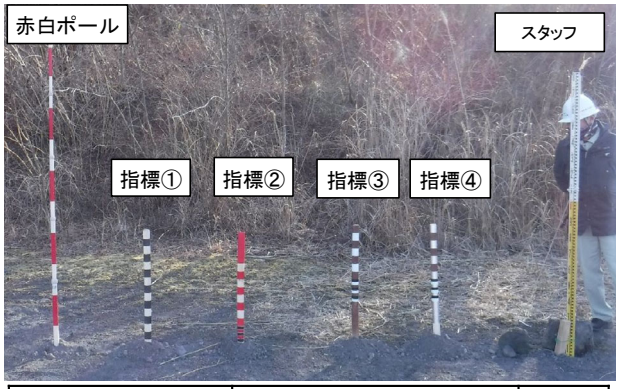


図-1　実験の実施状況



指標	ピッチ	色調
赤白ポール(参考)	200mm（20cm）	赤、白
指標①	上部：50mm、下部：20mm	黒、白
指標②	上部：50mm、下部：20mm	赤、白
指標③	上部：50mm、下部：20mm	茶、白
指標④	上部：50mm、下部：20mm	茶、銀
スタッフ(参考)	5mm	黄、白

図-2　実験で設置した指標

３．実験結果

3.1 指標の色調

UAV（Phantom4Pro）搭載カメラによる撮影写真の一例を図-3 に示す。指標の色調は白色を基調にしたものが認識しやすい傾向にあった。ただし、白茶（指標③）や白緑（予備実験で確認）は識別しにくい傾向にあり、白黒や白赤（指標①、②）といった配色の指標が調査に有効的であると考えられる。

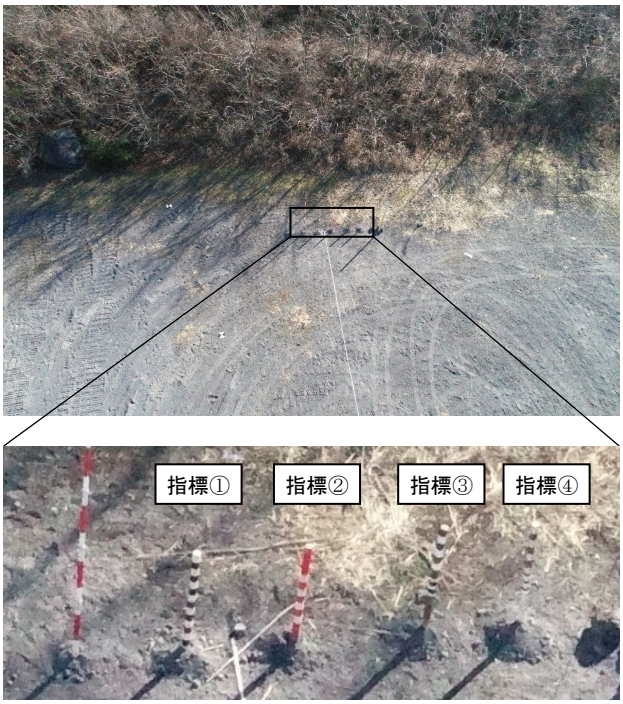


図-3 撮影写真の一例
（撮影位置：水平距離 15m×対地高度 15m）

3.2 計測精度及び指標を撮影するのに適した位置

高度・距離別の計測精度の実験結果を図-4 に示す。

対地高度 30mや 25mの場合では指標までの距離が遠く、20ｃｍの赤白ポールを識別することは可能であったが、50ｍｍや 20ｍｍといった細かなピッチのものについては識別できなかった。また、指標に近づくにつれカメラの俯角が大きくなり、指標の目盛りを読み取ることが困難であった。次に対地高度 20mや 10mでは、水平距離が 15～20m程度になると 50ｍｍピッチを識別できた。また、白黒や赤白を基調とした指標については、明瞭ではないものの 20ｍｍピッチも読み取れる可能性があった。対地高度の低い高度 10mや 5mでは 50ｍｍピッチを識別することができ、20ｍｍピッチについても水平距離 10m以内でおおよそ識別できた。

以上の結果から、計測精度を高めるためには可能な限り低空飛行とすることが望ましい。しかし、高度が低い場合には飛行条件の制限が影響すると考えられる。今回の実験は、見通しがよく、電線や樹木の影響の受けない条件下で行われたが、実際の運用を考慮すると必ずしも見通しのよい場所だけでなく、電線や樹木の影響を受ける可能性が高い。また、UAV(Phantom4Pro)の姿勢制御に気圧高度計を使用しており、気流の変化の影響で高度がうまく維持できず墜落する恐れがある(GPS 誤差 10m程度)。さらに、高度 5m程度以下の場合、火山灰の巻き上げによって UAV が故障する恐れがある点にも留意が必要である。

以上を踏まえると、UAV(Phantom4Pro)を用いて自動航行で指標を撮影するのに適した位置は「対地高度 15m、水平距離 15m」付近と言える。よって、火山灰堆積厚を計測するために指標とする目標物（人工構造物等）を選定する場合や新たに指標を設置する場合の「場条件」としては、20m程度以上の開けた場所であることが望ましい。

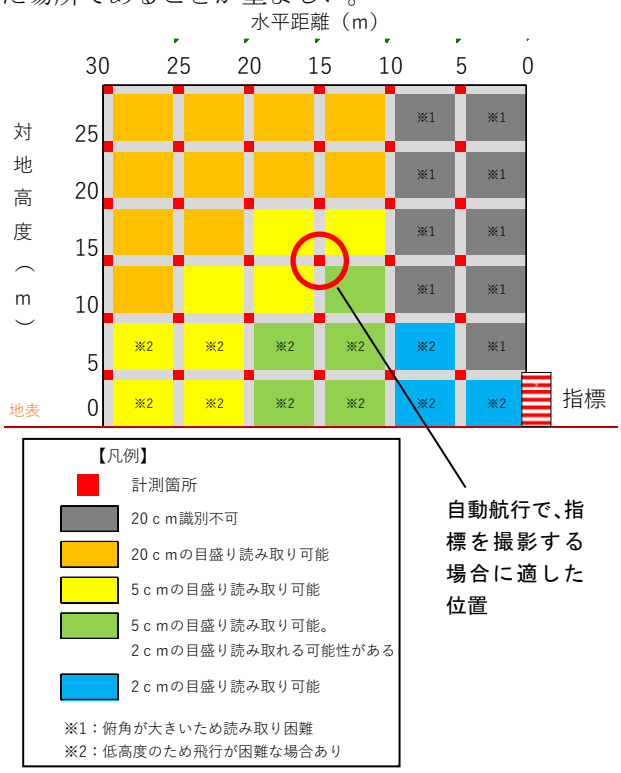


図-4 計測精度及び指標を撮影するのに適した位置

４．おわりに

火山地域の立ち入りが困難な区域において、UAV（Phantom4Pro）を用いて火山灰堆積厚を計測する手法について基礎的な実験を実施した。

実際に運用する際には、UAV の航続時間・距離、それに伴う飛行可能範囲に制約がある点を踏まえた上で、平常時から飛行ルートや離発着陸場所、指標の位置情報等を整備しておくことで、火山噴火発生のような緊急時においても円滑、迅速な対応が期待できる。

＜参考文献＞

1）池谷(1993)：砂防学会誌、VOL.47、No.2、pp.15-21、2）木佐ら(2016)：平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集、P2-054、3）気象庁アメダスホームページ(富士、2019/1/22)

P-175

火山砂防施設の健全度評価における高度化に関する研究

○木下　悦男，原田　紹臣，河野　文俊（三井共同建設コンサルタント株式会社）
平澤　太地，糸山　国彦，田村　　毅（国土交通省　雲仙復興事務所）
里深　好文（立　命　館　大　学）
水山　高久（京都大学名誉教授）

1，はじめに

砂防関係施設の管理者は，既存施設及び施設周辺の点検により各施設の部位におけるそれぞれの変状レベルを把握し，それらの変状レベルやライフサイクルコスト等を評価して対象施設の健全度や補修等の対策優先度に関して検討（**図-1**）することとなったため[1),2)]，これらの健全度に関する評価指標等の立案が急務となっている．そこで，筆者らは，これまで欧州における橋梁を対象にした維持管理マネジメントの意思決定手法[3)]を参考に，砂防関係施設の長寿命化計画策定において有効であると考えられる老朽化した砂防関係施設の健全度に関する定量的な評価手法等を提案している[4)]．本研究では，火山砂防事業において無人化施工された砂防堰堤[5)]に関する健全度評価について分析する．

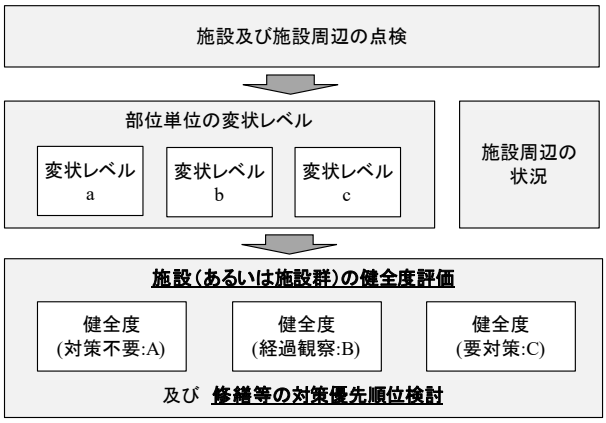


図-1　砂防関係施設の健全度評価検討等の流れ[1)]に一部加筆

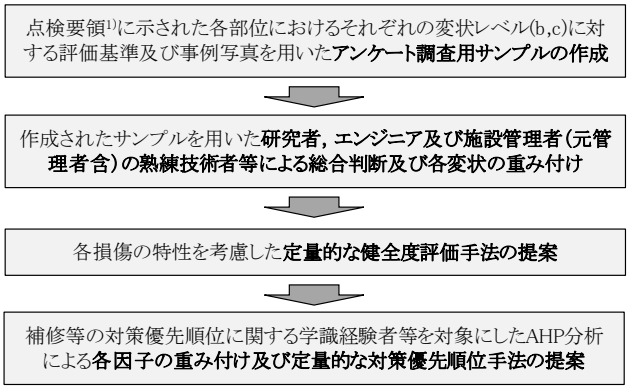


図-2　筆者らにの既往研究[4)]における検討手法の概要とその流れ

2，火山砂防施設に関する健全度評価手法の提案

砂防関係施設の長寿命化計画策定において，砂防関係施設の管理者は**図-1** に示されるとおり点検要領[1)]等で定義された各施設の部位における変状レベル（a, b, c：**表-1**）等を対象に既存施設の健全度（A, B, C：**表-2**）について評価する必要がある．その際，説明責任の観点より，定量的な評価指標等の立案が望まれる．そこで，筆者らは，施設の健全度について評価する際に有効な指標に関して，**図-2** に示されるとおり，学識経験者，エンジニア及び管理者（元管理者含）ら熟練技術者等により回答されたアンケート調査結果を用いて分析[4)]しており，これまで数多くの一般的な砂防関係施設[1),2)]を対象に議論している．しかしながら，火山砂防事業で管理されている無人化施工された砂防堰堤（土砂型枠先行型：RCC）については議論していない．そこで，代表的な土砂型枠先行型で施工された既設砂防堰堤の健全度に関する評価指標について，これまでと同様に学識経験者，エンジニア及び管理者ら熟練技術者等により回答されたアンケート調査結果を用いて分析するものとする．

表-1　部位あるいは部位グループの変状レベル評価[1)]

変状レベル	損傷等の程度
a	当該部位に損傷等は発生していないもしくは軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該部位の性能の劣化が認められず、対策の必要がない状態
b	当該部位に損傷等が発生しているが、問題となる性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、今後の損傷等の進行を確認するため、定期巡視点検や臨時点検等により、経過を観察する必要がある状態
c	当該部位に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

表-2　砂防関係施設の健全度評価と表記[1)]

健全度（表記）	損傷等の程度
対策不要 (A)	当該施設に損傷等は発生していないか、軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該施設の機能の低下及び性 能の劣化が認められず、対策の必要がない状態
経過観察 (B)	当該施設に損傷等が発生しているが問題となる機能の低下及び性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、将来対策を必要とするおそれがあるので、定期点検や臨時点検等により、経過を観察する必要がある状態
要対策 (C)	当該施設に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該施設の機能低下が生じている、あるいは当該施設の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態



図-3 無人化施工された砂防堰堤（土砂型枠先行型）施工状況[5)]

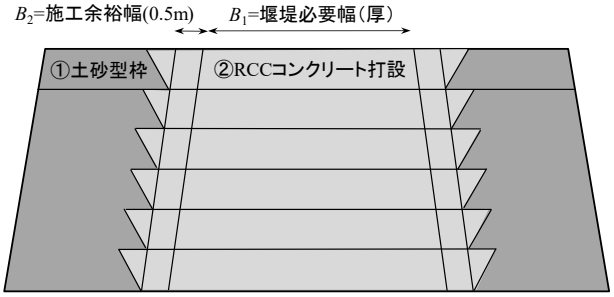


図-4 RCC 工法（土砂型枠先行型）施工の概要断面図[5)]に一部加筆

今回対象とする無人化施工された砂防堰堤（土砂型枠先行型）およびRCC工法（土砂型枠先行型）施工の概要を、**図-3**および**図-4**にそれぞれ示す．**図-4**に示されるとおり，無人化施工による土砂型枠の施工精度や土砂流出による誤差の影響を考慮して，堰堤の必要幅に対して，上下流にそれぞれ施工余裕幅（0.5m）が設けられており，この余裕幅内における変状に対して着眼し，評価する必要がある．

無人化施工された砂防堰堤（土砂型枠先行型）等を対象に，熟練技術者等（12名）により回答されたアンケート調査結果を用いて分析した結果（既往点検結果において報告されている変状）を**表-3**に示す．なお，**表-3**に示される評価値を用いて，これまでと同様に，得られた各部位における変状レベルの評価値については，**表-4**に示される閾値を参考にして評価するものとする．ここで，**表-3**における砂防堰堤（土砂型枠先行型）の評価値は，**図-1**において示される変状レベル（a, b, c）と健全度評価（A, B, C）とが概ね対比（例えば，b = B）した関係であることがわかる．なお，**図-4**に示される施工余裕幅内における変状（例えば，50cm程度までの段差や剥離）については，経過観察（B）で対応可能であるという分析結果であった．一方，堰堤表面における材料成分等の溶出に関しては，従来のRCC工法の施工特性として指摘されている付随的な変状[6)]と評価され，経過観察で十分に可能であるという分析結果であった．

表-3 砂防堰堤・床固工（土砂型枠先行型）に関する分析結果

部 位[1)]		変状レベル(概要)[1)]	評価値 V_d
RCC（土砂型枠先行型）	天端摩耗	鉛直方向の摩耗(深さ:1リフト程度未満)	41
		鉛直方向の摩耗(深さ:1リフト程度以上)	66
	亀裂	ひび割れ(水平割れ長:5m未満, 鉛直割れ長:1/2未満)	23
		ひび割れ(水平割れ長:5m以上, 鉛直割れ長:1/2以上)	57
	打ち継ぎ目の段差	段差(段差幅:50cm未満)	48
		段差(段差幅:50cm以上)	64
	方塊の剥落・剥離	水通し部の破損	61
		剥離・剥落(段差幅:50cm未満)	42
		剥離・剥落(段差幅:50cm以上)	61
	材料・成分溶出	錆汁・白華(局所的)	21
		錆汁・白華(広範囲)	44
	洗掘	基礎部の洗掘(洗掘深:堰堤基礎面に達していない)	49
		基礎部の洗掘(洗掘深:堰堤基礎面に達している)	91
		上流嵩上げ盛土(緩衝盛土)の洗掘	23
		河岸洗掘	41
	漏水	部分的な漏水	40
		本体の広範囲にわたる漏水他	71
	水通し・前庭保護工の堆砂	土砂堆積(堆積厚:水通し余裕高不足程度)	4
		土砂堆積(堆積厚:埋没)	95

表-4 今回提案する変状レベルと施設の健全度との関係

施設の健全度（表記）	変状レベルの評価値 V_d
対策不要 (A)	$V_d = 0$
経過観察 (B)	$0 < V_d \leqq 50$
要 対 策 (C)	$51 < V_d$

表-3 に示す以外の砂防設備における健全度評価に関しては，筆者らの既往研究[4)]を参照されたい．なお，今後，無人化による点検手法（例えば，ドローンによる施設点検）の提案や，**表-4** に示される対策工事が必要とされる変状（健全度：C）に対する ICT 技術を活用した補修工事等の施工方法に関する技術の向上が必要であると考えられる．

参考文献

1) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設点検要領（案），2014.

2) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案），2014 及び 2019（改訂）.

3) Brime: *http://www.trl.co.uk/brime/index*

4) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：老朽化した砂防関係施設の健全度及び対策優先度に関する定量的な評価手法の提案，河川技術論文集，Vol.21，pp.183-188，2015.

5) 建設無人化施工協会：雲仙普賢岳火山砂防事業における無人化施工の最新技術，建設の施工企画，pp.48-52，2011.

6) 白村 暁・鈴木徳行：RCC 工法に関する考察，ダム工学，pp.68-80，1994.

ハイパースペクトルカメラによる火山砕屑物の含水比同定

株式会社エイト日本技術開発　○小野秀史　藤原康正　嶋将志

1. はじめに

火口近傍や脆弱な火山性地盤の源頭部では，表層部の高含水比化により，表面流・浸透流の発生や構造脆弱化による崩壊現象が生じる恐れがある[1),2),3)など]．原位置での含水状態の計測方法としてテンシオメーターや誘電率水分計が用いられるが[4),5)など]，発災直後の人為計測はほぼ不能であり，予め機器を現地設置して遠隔計測が行われることが多い．しかし，対象域が広域な場合や予測が不可能な場合には，十分な対応ができない．

このためリモートカメラによる画像解析が期待されるが，通常の RGB～マルチバンドカメラによる可視光線～赤外線計測では対象物の形状や表面状態の観測を除き，物性の詳細調査に用いるには情報量が不足する．本研究では，ハイパースペクトルイメージングを用い，非接触かつ迅速に含水比をはじめとした火山砕屑物の物性値の取得方法を検討している．

人工試料を用いた計測実験[6)]では，近赤外領域での計測結果から含水比と相対反射率の間に高い相関を認めることができた．しかし，対象試料によってスペクトルの形状差があるため，未知試料の計測に用いるためには十分な教師データが必要である．今回，天然試料を用いたハイパースペクトル計測を行い，試料の種類ごとに含水比と相対反射率の相関を調べ，評価を行った．

2. 原理

ハイパースペクトルとは，数十～100 バンド以上に分光されたスペクトルのことを指す．実験に用いたハイパースペクトルカメラは，ハイパースペクトルデータを画像 1 ピクセルごとに取得するため，２次元の位置情報とバンド毎のスペクトル情報を同時に取得できる（図１）．RGB やマルチバンド（10 バンド前後）カメラに比べ，数十倍細かく波長情報が取得できるため，目で見えない情報を可視化し，対象物の状態や構造の面的解析に適する[7),8)など]．

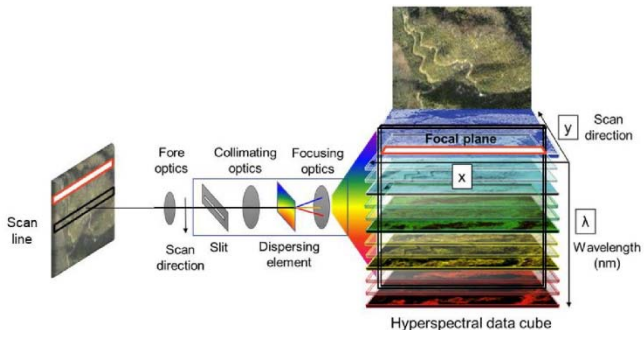


図 1　ハイパースペクトルカメラの構造

3. 試料

3.1 計測に用いた試料の種類

火山砕屑物（火山灰）天然試料を 5 試料，比較のための人工試料を 1 試料準備した．天然試料は，下記の特徴にもとづき，２つのカテゴリーに分類した．

【カテゴリーＡ】Ｎ＝２試料

土粒子の密度 ρ_s が 2.5 未満．φ0.1 ㎜未満の細粒分に富む．φ2 ㎜以上の火山ガラスの存在が確認できる．φ2 ㎜以下の斜長石がごく少量存在する．

【カテゴリーＢ】Ｎ＝３試料

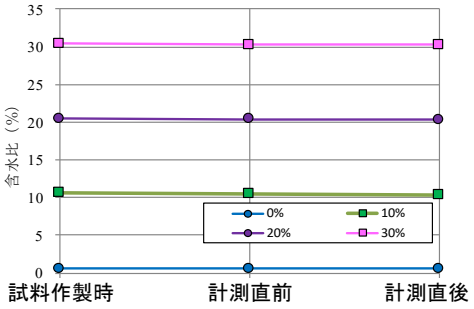
土粒子の密度 ρ_s が 2.7 を超える．φ0.1 ㎜未満の細粒分をほとんど含まない．火山ガラスは極細粒のものを少量有する．またφ2 ㎜以下の斜長石が多く存在する．

3.2 計測のための試料の調整

予め含水比を調整した試料を準備した．炉乾燥させた試料を所定の含水比となるように加水し，十分に攪拌した．試料の均質化を図るために，炉乾燥後の試料を 2 ㎜のふるいに通過させ，団粒化した試料を乳鉢で解した．計測検体はシャーレーに均質に充填した．

スペクトル計測の直前および直後に，試料の質量を検査した．図２に示すとおり，スペクトル計測前後での試料の有意な質量変化は無かった．

図 2　計測前後の試料の含水比変化



4. 計測方法

ハイパースペクトル計測には，エバ・ジャパン社製 SIS-1（測定波長：900nm～1700nm，波長分解能 10nm）を使用した．カメラを架台に鉛直下向きに設置し，試料を上方より計測した．光源には近赤外域の波長光を照射できるハロゲンランプを使用した．光源の照射不均一を防ぐため試料は光拡散ボックス内に設置し，ハロゲン光は 3～4 方向から照射した．また，試料の相対反射率の測定を適正に行うため，バックグラウンド補正およびセンサー暗電流ノイズ補正を行った．測定範囲は，試料の中心域を選択し（例：図３），選択域内の平均スペクトルについて解析を行った．

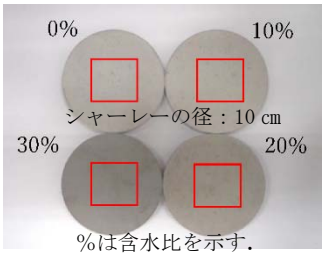


図 3　測定範囲（赤枠）

5. 解析方法

相対反射率の含水比評価には，NDSI※解析（※normalization difference spectral index）を用いた．これは，選択した２波長（λ_1，λ_2）の分光強度の差・和で正規化することにより，誤差因子の影響を軽減して特徴因子を表れやすいようにする解析手法である．単一波長の反射強度の比較評価だけでは，含水比以外の要素の影響を受け，目的とする含水比による相対強度の変化が検出し難くなる．そこで，２波長強度の差分を計算することにより上記影響を緩和する．

$$NDSI(\lambda 1/\lambda 2) = \frac{I_{\lambda 1} - I_{\lambda 2}}{I_{\lambda 1} + I_{\lambda 2}}$$

I_λ：λnmの相対反射率

6. 計測・解析結果

計測試料のスペクトルグラフを比較し，全試料に共通して含水比の増減に伴って変化する波長（λ_1）と含

水比の変化には影響を受けない波長（λ_2）を選択し解析波長とした．本計測では，1450nm における相対反射率に着目し，1000nm にて正規化するため，λ_1＝1450nm，λ_2＝1000nm とした．

図４，５に，試料のカテゴリー別の正規化相対反射率グラフの代表例を示す．

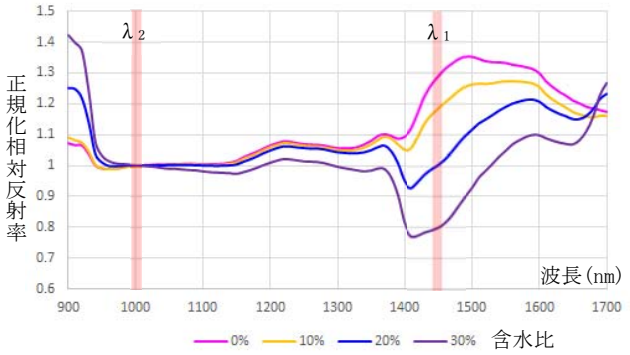


図 4　カテゴリーＡ試料の 正規化相対反射率グラフ

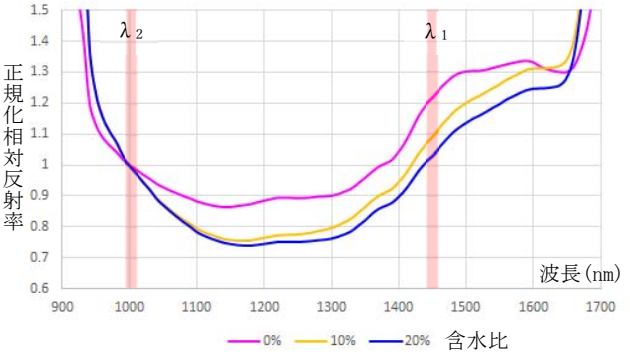
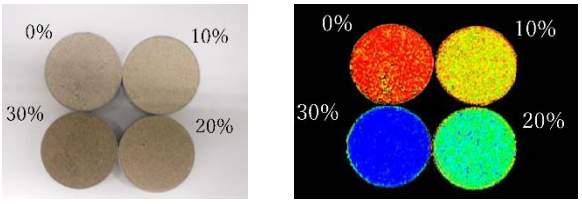


図 5　カテゴリーＢ試料の 正規化相対反射率グラフ

カテゴリーＡは，1450nm にて明確な吸収スペクトルが認められる．正規化後の画像解析により，含水比の定量的な変化を明瞭に可視化できる．

カテゴリーＢは，乾燥状態を除いて 1450nm における相対反射率の差を捉えにくい．しかし，1000nm で NDSI 正規化を行うと，含水比の増減に伴う正規化相対反射率の変化が明瞭に現れた．

画像解析により，カテゴリーＡは，乾燥状態から含水比 30%（飽和）に至るまでの定量的な変化を可視化できた．カテゴリーＢは，乾燥状態と 10%以上との差は明瞭に識別できるが，10%以上の状態では試料全体としての定量的識別は難しい．しかし，微細な領域の含水状態を識別ができ，含水比が高いほど含水領域が広がることが確認された（7 考察）．



%は含水比を示す．

図 6 左：ＲＧＢ画像　　右：ﾊｲﾊﾟｰｽﾍﾟｸﾄﾙ解析画像

7. 考察

試料カテゴリーB にて，乾燥状態以外の含水比での識別が困難であったのは，計測試料（シャーレーに充填した状態）の表層の水分分布が均質ではなかったことと，計測の２次元方向の分解能が高いため計測範囲のとり方によって平均化されたスペクトルデータに値差が生じたことと考察される．表層の水分分布が均質でなかった要因としては，シャーレー容器の形状・深さに因る水分の浸透状態のほか試料カテゴリーＢの構成物の種別・量比や粒度分布の特性に因む浸透水の分布不均一などが考えられる．

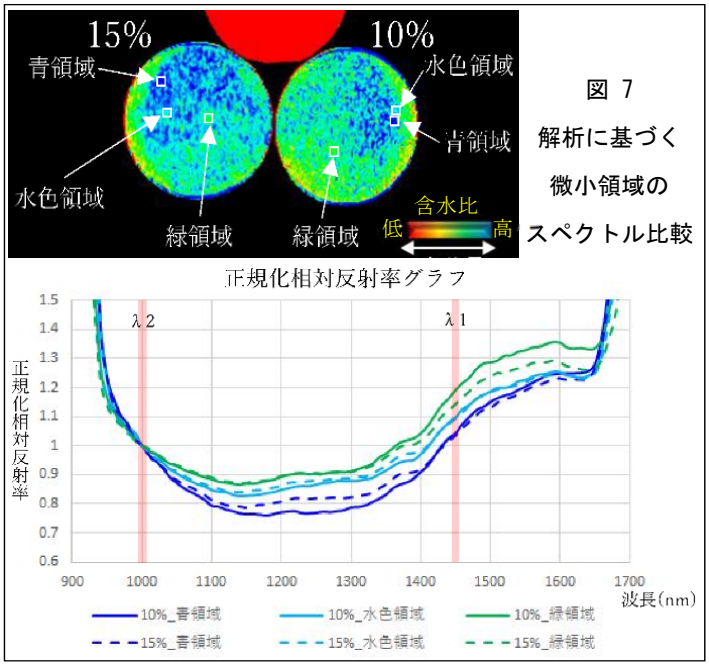


図 7　解析に基づく微小領域のスペクトル比較

8. まとめ

今回，1450nm 付近での相対反射率・スペクトルの違いを NDSI 正規化によって明瞭化した．さらに，正規化の結果に基づいて RGB カラースケールに変換して含水比変化を表現する画像解析を行うことができた．またこれらの結果に基づき，火山砕屑物種ごとの含水比変化のパターンを識別化した．

今後は，精度の高い評価方法への改良を目的とした教師データを作成するため，サンプル数（N数）を増やし，試料（火山砕屑物）の構成物・構成比・粒度分布・表面状態などによる影響の検討を進める予定である．

参考文献

1) 地頭薗ら：火砕流堆積物および火山灰に覆われた雲仙普賢岳山腹斜面における表面流出，砂防学会誌，Vol.49，No.5，p.42-48，1997
2) 野村ら：三宅島・有珠山・桜島の火山灰の物理特性の比較検討，砂防学会誌，Vol.55-6，p.3-12，2003
3) 厚井ら：降雨流出・土砂流出に影響する火山噴出物の特性－2011 年新燃岳噴火の事例－，砂防学会誌，Vol.65-6，p.37-45，2013
4) （社）地盤工学会：豪雨時における斜面崩壊のﾒｶﾆｽﾞﾑおよび危険度予測，2006
5) （社）地盤工学会：不飽和地盤の挙動と評価，2004
6) 小野ら：スペクトル計測による火山灰物性値の把握手法の検討，平成 30 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，p.63，2018
7) 高良ら：ﾊｲﾊﾟｰｽﾍﾟｸﾄﾙｶﾒﾗ「NH-1」及び「NH-7」を用いたﾘﾓｰﾄｾﾝｼﾝｸﾞ分野における応用，第 15 回 CEReS 環境ﾘﾓｰﾄｾﾝｼﾝｸﾞｼﾝﾎﾟｼﾞｳﾑ，2013
8) 山口：ﾊｲﾊﾟｰｽﾍﾟｸﾄﾙ画像による空間・波長融合ﾊﾟｰｾﾌﾟｼｮﾝ，第 77 回応用物理学会秋季学術講演会，2016

P-177

降灰頻度マップを用いた火山砂防における降灰範囲評価について

一般財団法人砂防・地すべり技術センター　○金井啓通、杤木敏仁
国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所　田村圭司*、杵渕新一、篠原幸夫、高橋忍
(*所属は 2019 年 3 月末時点)

１．はじめに

火山噴火により放出される火山灰は、火口上空に放出された後、風の影響を受け大気中に拡散し広範囲に様々な影響を及ぼす（堆積火山灰の荷重による家屋倒壊、電線碍子の漏電による停電被害、健康被害、水源汚染被害等（内閣府,2018)）。特に、火山地域の土砂災害防止のためには火山灰堆積後の降雨浸透阻害により土石流が頻発することが懸念される事から、過去の噴火実績や数値シミュレーション等で火山灰が堆積する可能性のある渓流を抽出する必要がある。火山灰堆積範囲は 2009 年浅間山噴火で見られたように、噴火継続中に風向きが変わることで様々な方向に火山灰が拡散・堆積することを踏まえると、想定火口を中心に全方位的に降灰範囲を把握し、対象渓流を抽出することが減災対策を検討する上で重要である。

本報告では、火山砂防における降灰範囲の評価について近年の知見に基づいた手法の適応事例とその課題等について報告する。

２．火山砂防分野における降灰評価手法の課題

降灰範囲の評価手法として、数値シミュレーション（ジェットモデル）や、地質調査等から得られた過去の降灰実績範囲を参照する方法が挙げられるほか、近年では、二次元移流拡散モデル Tephra2 が用いられる事例もある（浅間山火山ハザードマップ(平成 30 年 9 月改定版)など)。

移流拡散モデルとは、空中に放出された火山灰の移動を、風による輸送（移流）と空中での拡散によって単純化したモデルである（萬年, 2013)。Tephra2 は、噴煙柱高度別に風向風速を設定することが可能であり、ジェットモデルと比較してより精緻に降灰範囲を想定する事が可能である。

Tephra2 による計算結果は風向風速条件の与え方で変化する。例えば月別の平均風向風速を使用した場合では、月別の最も出現回数の多い風向の降灰範囲は評価しているが、1 日ごとの特異な風向風速による降灰範囲は評価できない。そこで、過去数年分の日ごとの風向風速データを用いた計算結果を重ねることで、偏西風の影響によらない東風や南風の場合の降灰範囲も想定する事ができる。しかしながらこの場合では到達の可能性が著しく低い範囲も評価している。

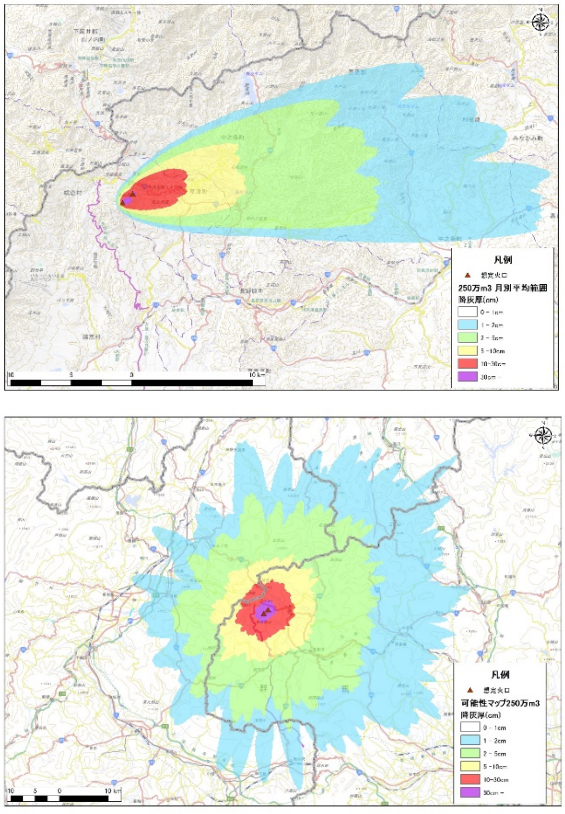
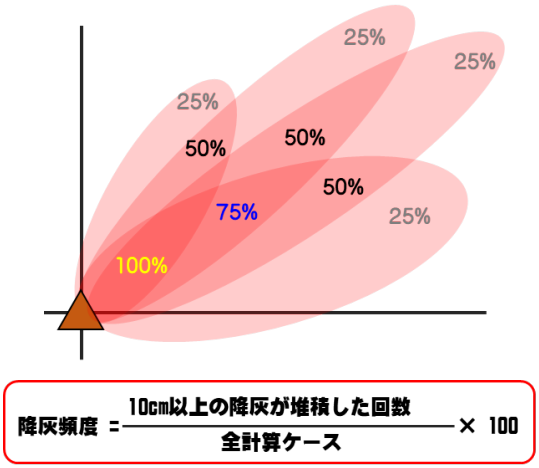


図. 1 月別平均風による計算結果（上図）日ごとの風向風速による計算結果の重ね合わせ（下図）

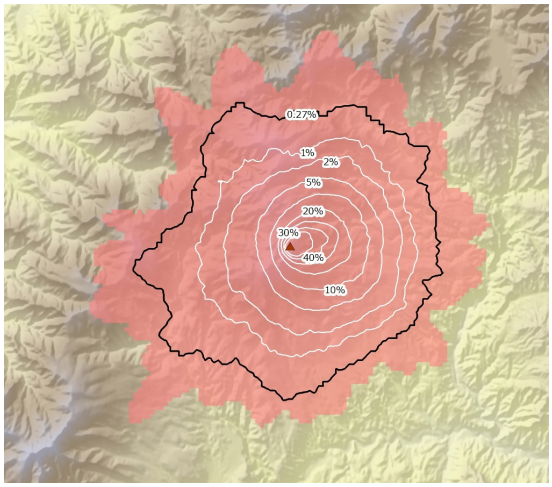
３．降灰頻度マップの作成

前述の課題に対する解決案として、日ごとの風による計算結果を重ね合わせ、地形メッシュ毎に任意の降灰厚が堆積する頻度を計算した降灰頻度マップの適用が考えられる（図. 2)。降灰頻度マップでは、噴火が発生した際に、ある地点に任意の厚さの火山灰が堆積

する可能性を頻度で表現しており、火山灰の挙動を支配する高層風の傾向を踏まえた全方位的な降灰範囲の評価が可能である。



図．2 降灰頻度マップ作成イメージ



図．3 降灰頻度マップ

４．降灰頻度マップの適用可能性と課題

４．１．適用事例

本白根山火山噴火緊急減災対策砂防計画の検討においては、降灰堆積厚が 10cm 以上となる頻度が 0.27%（年間 1 回）以上となる範囲の流域を緊急ハード対策の対象渓流とすることで想定火口を中心として東側（群馬県側）だけでなく、西側（長野県側）の渓流も対象として全方位的に対象渓流を抽出している。さらに月別に最も出現回数の多い風向の降灰範囲を評価している月別平均風を用いた計算結果を重ね合わせることで、より実態に即した降灰範囲を考慮した上で対策を実施する渓流の優先順位付けを行っている。

一般的に風向は低高度なほど、様々な方向に散らばる傾向があるため、噴火規模が小さく、噴煙柱高度が低い噴火を想定した場合には、本手法は特に有効であると考えられる。

４．２．適用可能性

緊急減災対策策定の対象渓流の優先順位決めのほか、緊急調査時の調査ルートの検討や、工事用車両の通行判定の判断材料などにも降灰頻度マップの活用が期待される。例えば、既存の調査ルートに降灰頻度マップを重ね、噴火時に車両が通行できなくなる恐れのある降灰厚（約 10cm）が高い確率で想定されるルートについては、あらかじめ別のルートを検討しておくなど、降灰状況に応じた臨機応変な対応の検討の一助となることが期待される。

４．３．適用時の課題

降灰頻度マップを適用する際の課題として、「①降灰頻度マップに使用する風のデータ数（使用する観測期間）」、「②降灰頻度マップを作成する際の降灰厚の設定および標記する頻度値」が挙げられる。

①に関して、過去のデータから風配図を作成し傾向を把握し、気象分野の専門家等から意見を頂いた上で使用する観測期間を検討し頻度マップを作成することが望ましい。

②に関して、火山噴火による降灰影響の確率評価事例は、国内における検討事例があまりないため（例えば永田,2015）、使用目的に応じて降灰厚さを設定し、火山周辺の状況を踏まえた上で標記する頻度を設定する必要がある。

【引　用　文　献】

内閣府：降灰が与える影響の被害想定項目について，大規模噴火時の広域降灰対策検討ワーキンググループ資料，2018

永田ほか：大規模噴火を想定する火山における降灰到達確率評価とその活用について，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，A280-281，2015

萬年一剛：降下火山灰シミュレーションコード Tephra2 の理論と現状-第四紀学での利用を視野に，第四紀研究，52(4)，p.10-21，2013

P-178

降灰後の土石流発生に関わる火山灰特性（軽石の堆積密度）について

一般財団法人 砂防・地すべり技術センター　○小尾 亮，藤沢康弘，厚井高志*，池田暁彦
国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所　堤 宏徳**，山本陽子***
*現　北海道大学 広域複合災害研究センター
**現　国土交通省 九州地方整備局 建政部
***現　国土交通省 九州地方整備局 福岡国道事務所

1.　背景と目的

火山噴火による降灰があると，その地域では，降灰のない地域あるいは降灰のない時期に比べ，より少ない降雨で土石流が発生する傾向となることが知られている（池谷ら，1995）．こういった降灰後の土石流発生メカニズムについては，直接的な誘因となる雨量だけでなく，火山噴出物の堆積量や特性（層厚，粒径，孔隙・空隙，固化成分）等の様々な要因が複雑に関与していることが指摘されている（厚井ら，2013）．

近年では，細粒火山灰が堆積した三宅島 2000 年噴火時に，少ない降雨で土石流が発生した一方，軽石主体の噴出物が堆積した新燃岳 2011 年噴火では，その後の降雨で土石流は発生せず，比較的規模の大きい降雨時に単発的に土砂移動が発生した．藤沢ら（2018）は，近年国内で発生した噴火降灰後の土石流発生事例を収集し，データ数は少ないものの，“堆積物が細粒火山灰であるか，軽石であるか”の違いに着目した際に，堆積物が軽石主体である場合，土石流発生限界の雨量値が大きくなる傾向があることを示した．

このように，火山噴出物の主体が軽石である場合，土石流発生の急迫性は相対的に低くなると考えられるものの，降灰後土石流の実績データの少なさもあり，未だ統計的な解明が進んでおらず，今後の火山灰特性と土石流発生に関するデータ収集の必要性が強調されるところである．本研究では，火山噴出物の土石流発生への影響把握にむけた基礎的なデータの蓄積を目的とし，有史以降の噴火によって堆積した軽石堆積物の堆積密度を，現地および室内で計測した．また本研究では，室内分析に対する現地簡易計測の適用性についても併せて考察を行った．

2.　軽石の物性について

2.1.　軽石の定義

一般に軽石とは，「火山砕屑物の一種で，多孔質で密度が小さく淡色を呈するもの」（地学事典，1996），あるいは，みかけ密度が約 1.0g/cm^3 以下でそれ故に水に浮くもの（*VOLCANIC SUCCESSIONS*，1987）等とされている．

2.2.　軽石の密度に関する情報

軽石の密度に関する情報は，火山学や地質学等の各学術分野をみてみても，着目点や目的が様々で十分な情報が収集されていないのが現状である．そのため，統一的な指標で情報を収集することが重要である．

そこで本研究では，火山噴出物の土石流発生への影響を把握するために，軽石１粒ずつの（みかけ）密度ではなく，堆積物全体の密度に着目し，一定容積内での堆積物の平均密度（堆積密度，かさ密度）の測定を行った．

3.　調査手法

3.1.　試料

有史以降の噴火として確認されている中で，桜島（大正軽石，文明軽石），霧島山（新燃岳享保軽石，御鉢高原スコリア），樽前山（樽前ａ軽石），北海道駒ヶ岳（1929 年火砕流堆積物）を対象に，堆積密度の計測を実施した．堆積物は各露頭内での平均的な粒径・層相部分からの採取を行い，粒径や層相のばらつきがある場合，現地判断により各部分の粒子をそれぞれ上部・下部等で分けて採取するようにした．

3.2.　現地計測

現地でバケツに軽石を約２ℓ採取し，電子バネ秤で重量を計測の後，堆積密度を算出した．

3.3.　室内計測

室内計測では，①搬入時の自然状態での計測，②水分をとばした乾燥状態での計測，③２日間水に浸した後の湿潤状態での計測，を実施し，最大体積の場合の密度（圧力を加えず堆積させる）および最小体積の場合の密度（隙間を埋めるように堆積させる）を計測した．また，試料はふるい分けにより粒度分析を行った．

4.　測定結果

堆積密度の計測結果を表－１に，粒度分析結果を図－１に示す．堆積密度は現地簡易計測で 0.68～1.15g/cm^3，室内計測（自然状態）で 0.57～1.48g/cm^3，室内計測（乾燥状態）で 0.40～1.35g/cm^3，室内計測（湿潤状態）で 0.60～1.56g/cm^3 を示した．各軽石の堆積密度計測値は試料によってばらつきがあり，平均して 1.0g/cm^3 を下回るものが多くみられたものの 1.0g/cm^3 を上回る試料もみられた．同一堆積物内では細粒なほど値が高くなった．

5. 考察

5.1. 現地計測と室内計測について

現地簡易計測とその後の室内計測の値の比較では，現地計測値が室内計測値の最大～最小範囲内におおよそ収まっていることから，堆積密度の測定は，現地における簡易な計測であってもある程度の精度を確保できるものと言える．

5.2. 自然状態と湿潤状態について

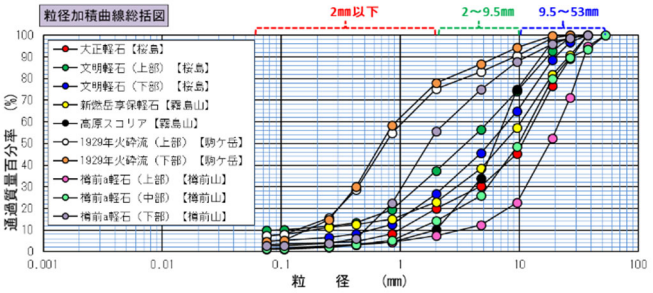
室内計測において，自然状態の計測値と湿潤状態の計測値がおおむね近い値を示していることから，現地においては，自然状態の軽石は普段から十分な水分を保った状態であると考えられる．これは，堆積してから現在までのうちに降雨や地下水の浸透等によって軽石層中に水分が保存されていくことが原因と考えられ，噴火直後に堆積した軽石を計測した場合には，より乾燥状態の数値に近づく可能性が高い．

5.3. 粒径の違いと密度について

軽石の粒径が大きい場合には，層内に空隙が多く生まれることにより，堆積密度が小さくなる傾向にあると考えられる．しかしながら，よく似た粒径（粒度分布）の大正軽石と樽前 a 軽石（中部）の計測値に 0.2g/cm^3 前後の差がみられることからわかるように，同一粒径であっても，軽石の発泡がよく粒子の孔隙率が大きかったり，元となるマグマ組成の違いで軽石中の重鉱物の量が少なかったりすることによって，堆積密度は小さくなると考えられる．

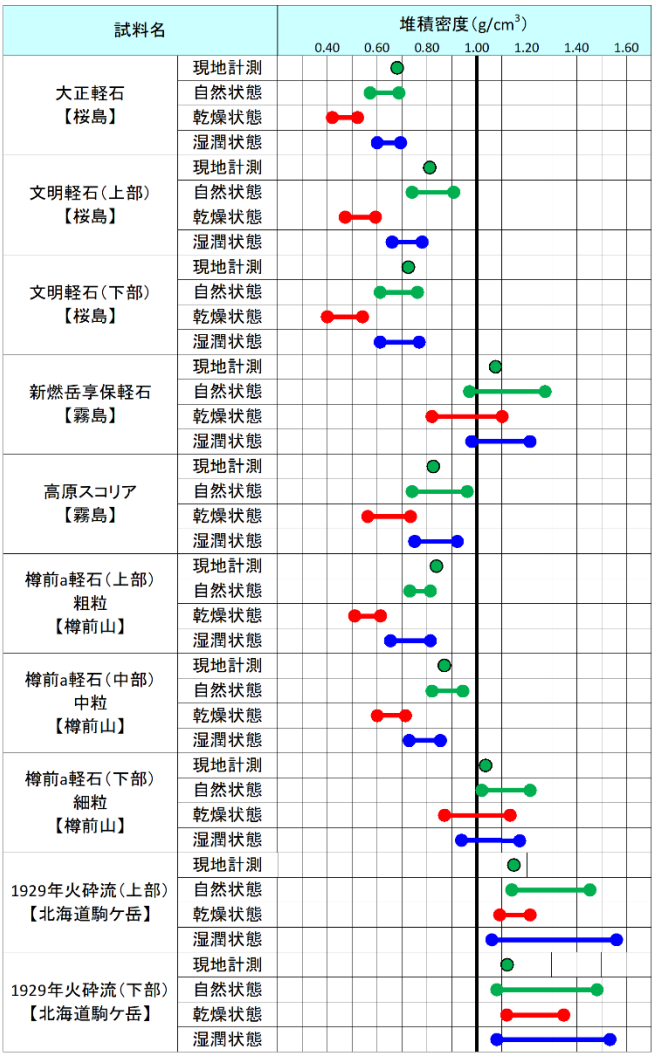
5.4. 1.0g/cm^3 を上回る試料について

計測値が平均して 1.0g/cm^3 を超える状況が見られた試料については，以下のような要因が考えられる．
①新燃岳享保軽石のように，軽石の採取地点が噴出源に近く爆発的噴火の影響が直接的に及んでいる場合は，堆積物中に岩片等が含まれ，質量が大きくなる．
②北海道駒ヶ岳 1929 年のような火砕流堆積物の場合には，堆積物の淘汰が悪く，軽石層中に細粒な鉱物片や岩片が含まれ，質量が大きくなる．



図－1　粒径加積曲線総括図

表－1　軽石堆積物の堆積密度測定結果



6. 今後の課題

前述したとおり，火山噴出物の主体が軽石である場合，土石流発生の急迫性は相対的に低くなると考えられるものの，一般に軽石と呼ばれる堆積物であってもその堆積密度には幅があり，一概に 1.0g/cm^3 以下の噴出物を軽石主体の堆積物と呼び，土石流発生に対して急迫性が相対的に低い堆積物であると判定することは難しい．

細粒火山灰主体の堆積物と軽石主体の堆積物では，透水性・保水性・排水性等の水に対する性質や影響が大きく異なることが想定され，これら水に対する性質や影響が土石流発生の急迫性を下げることに寄与していると考えられることから，今後は，火山噴出物の堆積密度と水に対する性質や影響の相互関係を定量的に検証し，土石流発生メカニズムを考慮して，土石流発生の急迫性が低くなる“軽石主体の堆積物”を判断する基準を議論していくことが必要である．

＜引用文献＞
池谷ら（1995）：火山噴出物の被覆による浸透能の減少－雲仙における比較試験－，砂防学会誌，Vol. 48, No. 2, P22-26
厚井ら（2013）：降雨流出・土砂流出に影響する火山噴出物の特性－2011 年新燃岳噴火の事例－，砂防学会誌，Vol. 65, No. 6, P37-45
藤沢ら（2018）：火山噴出物の特性および降雨特性に着目した土石流発生形態に関する一考察，H30 年度砂防学会研究発表会概要集，P769-770

P-179

乗鞍岳の噴火に備えた緊急対策案の検討

国土交通省北陸地方整備局松本砂防事務所　　石田孝司　谷保和則　※坂井咲香
アジア航測株式会社　　○牧野陽一　荒井健一　堀口礼顕　廣谷志穂
（※現　立山砂防事務所）

1. はじめに

乗鞍岳は長野県松本市，岐阜県高山市にまたがる複合成層火山体である．最近 1 万年間には少なくとも 12 回の噴火があり，その殆どは水蒸気噴火で終わるケースであるが，9200 年前のマグマ噴火時には火砕流の発生も確認されている．

周辺域の多くは森林であるが，乗鞍岳を取り囲むように集落や温泉施設，スキー場などが点在している．

本検討では乗鞍岳の噴火に伴う土砂災害から人家・建物を保全するための，緊急的なハード対策を検討した．まず対策を実施する候補地を選定し，現地状況を確認した．次に対策前後の被害軽減効果のシミュレーション解析を通して施設配置計画を立案し，対策候補地ごとの緊急対策について検討した．

2. 対策の条件整理

2.1. 対策計画で対象とする現象

乗鞍岳における緊急ハード対策の対象現象は，第 1 回乗鞍岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討委員会（以下，委員会）にて対策現象として決定した「融雪型火山泥流」と「降灰後の土石流」とした．想定条件において被害が想定される居住地域または渓流を対策候補地として選定した．

また，乗鞍岳の最近 1 万年間の噴火は全て剣ヶ峰火口からの噴火である．委員会での決定に従い，本検討における想定火口は剣ヶ峰とした．

表-1　緊急ハード対策における想定現象及び想定条件

現象	計画規模	その他想定条件
融雪型火山泥流	計画想定規模：火砕流 200 万㎥（火砕物温度 800℃）	計画積雪量：周辺地域の年最大積雪量の平均値をもとに，標高別に設定（山頂で 3.5m）
降灰後の土石流	計画対象降雨：100 年超過確率規模降雨	計画対象渓流：降灰が 10cm 以上の範囲において，想定噴火口を源頭部とする渓流もしくは乗鞍火山の山体範囲にある渓流で，直下流に保全対象をもつ渓流（もしくは土石流危険渓流）．

※第 1 回乗鞍岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討委員会にて決定

2.2. 対策箇所の選定

選定した対策候補地の位置図及び諸元を下記に示す．なお，人家がなく避難路の保全だけが目的となる場所は，今回の緊急時対応の砂防計画の対象外とした．

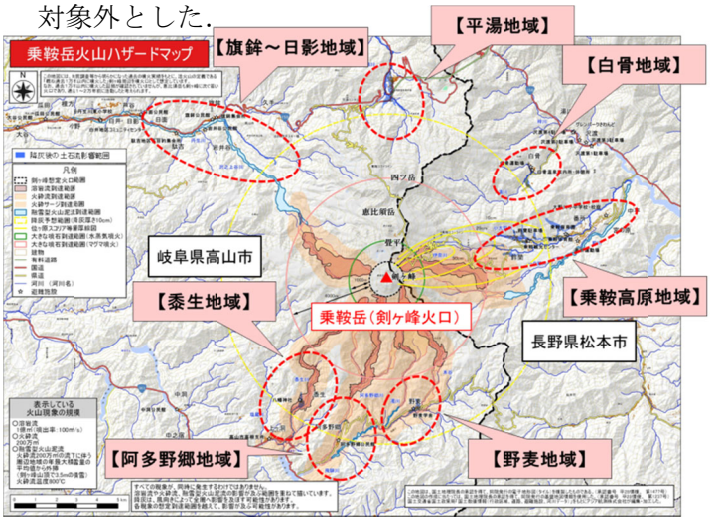


図-1　緊急ハード対策の計画エリアー覧

表-2　緊急ハード対策候補地の諸元一覧表

想定現象	県	町村	大流域界	地域	流域番号	保全対象	
						主要道路	人家
降灰後の土石流	長野県	松本市	湯川	白骨	102	－	有
					103	－	有
			小大野川	乗鞍高原	201	－	－
					204	－	有
					205	－	有
					206	－	有
					207	－	有
					208	－	有
	岐阜県	高山市	飛騨川	野麦	501	－	有
					502	－	有
				阿多野郷	702	有	－
				黍生	802	－	有
			小八賀川	丹生川上流	1002	－	－
			高原川	平湯	1401	－	－
					1402	－	－
					1403	有	－
融雪型火山泥流	長野県	松本市	小大野川	乗鞍高原	乗鞍高原（前川）	有	－
	岐阜県	高山市	小八賀川	旗鉾～日影	丹生川	有	有

2.3. 工法・工種の検討

対策工法の選定にあたり，工法・構造の選定フローを作成し，対策候補地別の対策工法を選定した．

表-3　対策工法の選定結果

対策工法	内容
仮設堰堤工	土石流等の発生に伴い流下する土砂の捕捉
導流堤工	流路の規制による保全対象の保全
除石・掘削工	不安定土砂の捕捉，被害軽減等

3. 緊急ハード対策における配置計画の検討

3.1. 現地状況の把握

現地調査では，地表踏査の他，俯瞰的に現地状況を把握する目的でUAVによる撮影を実施した．

降灰後の土石流の対象渓流の多くは流路がなく，扇頂部や流走部にも保全対象が密集する傾向にあった．氾濫開始点より下流側も急勾配な渓流が多く，道路幅も狭いことから，施設配置計画時には重機の進入可能性や構造物の安定性等も考慮する必要があった．

融雪型火山泥流の対象地域は谷地形であり，河川の谷底部に保全対象が分布する．河川は主要道路と並行しており，氾濫範囲も広いため，複数箇所での対策が必要と考えた．



図-2　UAVによる対策候補地204下流域の状況撮影写真

3.2. 数値シミュレーションによる解析

施設効果の検証を目的として，施設配置前後の氾濫解析を実施した．なお，対策施設の配置及び高さは，該当メッシュの標高値を嵩上げすることで評価した．

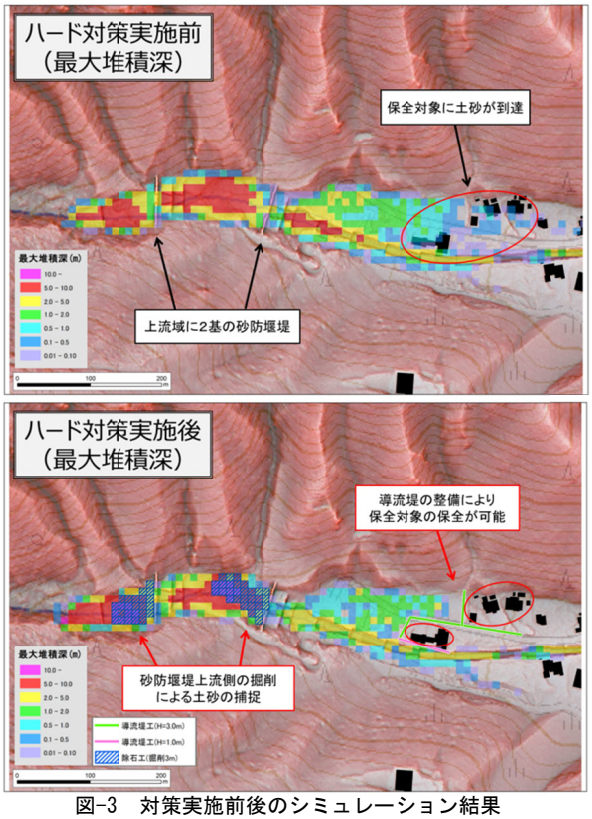


図-3　対策実施前後のシミュレーション結果

3.3. 施設配置計画の立案

現地状況や対策実施前後の氾濫解析結果を踏まえ，各対策候補地の施設配置計画を立案した．具体的に，対策実施前後の被災状況，施設効果検証結果及び各渓流で実施する対策工法を表-3に整理した．（なお，土砂や泥流の直撃が想定される保全対象について，周囲に矢板工や土のう積みを実施する等，必要に応じて別途対策を実施する．）

対策候補地の多くは急勾配あるいは広い谷幅を有する傾向にあり，該当箇所は主として導流堤工による流向制御を計画した．

対策候補地のうち，白骨・乗鞍高原地域や旗鉾～日影地域は，谷出口付近の斜面の流路上に保全対象が立地し，流出土砂・泥流量が多い等の理由から，応急的な施設による緊急ハード対策だけでは被害の軽減は難しいと考えられる．このため，雨量などの情報を基にした警戒避難等のソフト対策も必要と考えられる．

表-4　緊急ハード対策候補地の対策方針及び効果検証結果

想定現象	地域	流域番号	①対策前の被害程度		②対策工法			③対策施設効果		
			主要道路	人家	仮設堰堤	導流堤工	除石掘削	施設効果の有無	保全対象への最大堆積深（m）	
									対策前	対策後
降灰後の土石流	白骨	102	－	有	○	－	－	効果有	2.2	－
		103	－	有	－	○	－	効果薄	9.5	8.2
	乗鞍高原	201	被害なし							
		204	－	有	－	○	○	効果有	1.4	－
		205	－	有	○	○	－	効果薄	5.6	4.0
		206	－	有	○	○	－	効果薄	4.5	3.4
		207	－	有	－	○	－	効果薄	3.4	3.0
		208	－	有	－	○	－	効果有	0.9	0.1
	野麦	501	－	有	－	○	－	効果有	1.6	－
		502	－	有	－	○	－	効果有	1.4	－
	阿多野郷	702	有	－	－	○	－	効果有	－	－
	黍生	802	－	有	○	○	－	効果有	2.0	0.1
	丹生川上流	1002	被害なし							
	平湯	1401	被害なし							
		1402	被害なし							
		1403	有	－	－	○	－	効果有	－	－
融雪型火山泥流	乗鞍高原	乗鞍高原（前川）	有	－	－	○	－	効果有	2.6	－
	旗鉾～日影	丹生川	有	有	－	○	－	効果薄	2.5	1.5

=施設効果が薄い

4. 課題

緊急ハード対策は限られた時間の中で速やかに実施するために，予め対策に必要な資材（ブロック・大型土のうなど）を備蓄・調達しておくことが重要となる．乗鞍岳においては，特に大型土のうの作成に必要な土砂の不足が予想される．そのため，国土交通省，長野県，岐阜県等の関係機関が連携し，各機関における資機材の備蓄状況や作業ヤード等を平常時から情報共有しておく必要がある．

UAV を活用した岩手山火山噴火時の緊急調査手法の実証

国土交通省 東北地方整備局 岩手河川国道事務所
パシフィックコンサルタンツ 株式会社 ○清水綾乃，澤田悦史，北原一平，舩山淳
株式会社タックエンジニアリング 佐々木聖
株式会社計測リサーチコンサルタント 藏重裕俊

1. はじめに

近年わが国では火山噴火による被害や噴火レベルの変動が毎年のように報告されている。一方，火山噴火時の緊急対応や調査手法に関しては明確化されておらず，火山噴火緊急調査手法の緊急対応マニュアル化が望まれる。また，火山災害のみではなく近年頻繁に発生している豪雨等の災害時の緊急調査手法として，無人飛行機（以下 UAV）の活用が多くみられ，UAV を有効に活用した火山噴火時の緊急調査が期待される。

2. 目的

本実証調査では，岩手山噴火に備えた平常時からの準備事項の位置付けとして，UAV による緊急調査を行う場合の制約条件や課題を確認することを目的として，実証試験を実施した。調査にあたっては岩手県内の測量業者が所有する UAV を確認し，岩手山噴火時に利用できる機材 2 機種，回転翼（飛行高度 30m，画像精度 1 ㎝/ピクセル，バッテリー時間 30 分，手動操縦飛行）と固定翼（飛行高度 200m内，画像精度 5 ㎝/ピクセル，バッテリー時間 40 分，AI 機能搭載の自律飛行）で実証試験を実施した（写真-1、2）。



写真-1 回転翼機
（機種名：Phantom）



写真-2 固定翼機
（機種名：eBee）

3. 対象箇所と実施項目

岩手山は標高 2,038mの大型の成層火山で，噴火時には火口周辺や東側への降灰，渓流沿いの泥流や土石流の流下が想定されており，山体斜面の渓流には国や県により砂防施設等が整備されている。UAV による調査項目（把握事象）は，国内過去 10 年に発生した火山噴火時の緊急調査事例と岩手山の特性に基づき，岩手山で有効と想定される山麓部の緊急調査（砂防施設，土砂移動状況についての画像把握）とした。調査時期は，樹木と積雪による影響の少ない 10 月～11 月とした。

調査対象箇所は，直轄渓流の 12 渓流とした（自衛隊内の 3 渓流を除く）。

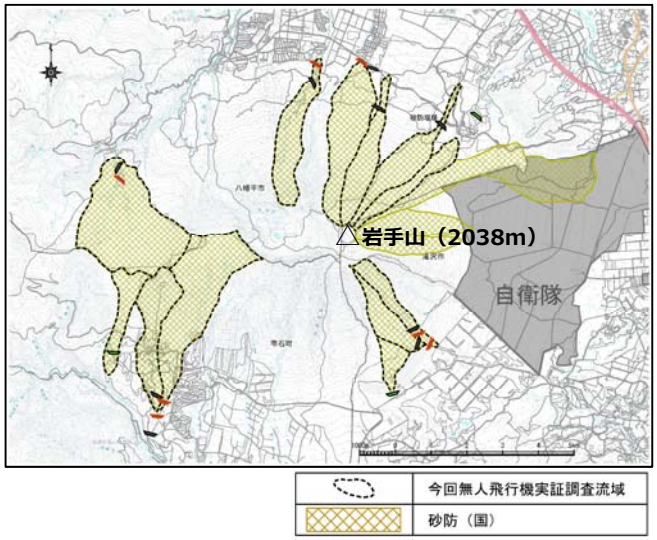


図-1 調査位置図

4. 実施項目と試験結果（評価）

UAV 実証調査の着眼点は，飛行時の制約条件の確認，取得可能な画像精度の確認，リアルタイム動画伝送の可否とした。

4.1 飛行時の制約条件（離発着地点，飛行ルート，飛行限界）の確認結果

飛行時の制約条件として①離発着地点，②飛行ルート，③飛行限界を確認した。

①は，立入規制，法規制（航空法・国有林・自衛隊・道路占有），土地所有者手続の確認・事前申請，緊急時のアプローチルート確保，固定翼機の胴体着陸用地（100m×30m）の確保等，渓流ごとに様々な制約条件が判明した。特に温泉施設（露天風呂上空の撮影）周辺や牧場での撮影には制約条件が多く，温泉施設上空へ飛行時の飛行時間の短縮等への配慮，放牧地への農薬散布時の放牧地立入り制限や放牧地立入りに際し消毒の徹底など多岐に亘る事前調整・確認事項が必要であった。また，本飛行における UAV 離発着地点選定では土地所有者（関係者含む）が多いため事前調整に時間を必要とした。

②は，渓流沿いの樹木等障害物について，目視確認と

オルソ画像の立体データで把握した。

③は，気象（山腹を回り込む特有の風，飛行に必要な上空 10m/s 以下の条件），無線限界（機体の位置確認），バッテリー限界を各渓流の離発着地点で確認し，各渓流で飛行可能範囲は回転翼上下流約 1km（飛行時間 10 分程度），固定翼上下流約 2～3km（飛行時間 20 分程度）であることが判明した。

4.2 画像による把握結果

実証試験により調査対象 12 渓流の単写真データ，動画，連続撮影による 3 次元画像データ，オルソ画像データを取得した。回転翼機では，高度 30m からの接近した撮影により砂防施設の構成部位や渓床の形状，堰堤上下流面の状況を明瞭に把握可能で，平常時の砂防施設の状態の基礎資料として活用できることが明らかとなった。またコンクリートの表面，鋼製スリット材料の表面など，施設の表面状態を数cmの精度で把握可能であった（図-2）。固定翼機では，高度 200mからの撮影により砂防施設の配置・形状，および周辺の植生や渓流位置を俯瞰的かつ明瞭に把握できることが明らかとなった。自律飛行で取得したオルソ画像は渓流の俯瞰の他，回転翼の飛行ルートの検討基礎資料としても有効と考えられた（図-3）。

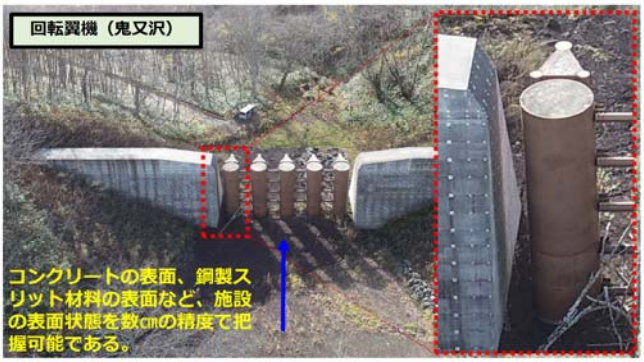


図-2　回転翼機　単写真データの例



図-3　固定翼機　オルソデータによる障害物マップの例

4.3 リアルタイム動画電送

岩手河川国道事務所内で現場状況をリアルタイムで確認するため，UAV を用いた上空撮影動画の電送試験を行った。実証試験の結果，現場から離れた事務所内でリアルタイム動画を閲覧することができた。

4.4 試験結果（評価）

岩手山における実証試験の実施結果のまとめを以下に示す。

表-1　実証試験の総括表

	確認項目（着眼点）	考察・課題
飛行制約条件	・離発着地点（立入り，法規制，土地所有者等） ・飛行ルート（支障物） ・飛行限界（気象，無線，バッテリー等）	立入規制，法規制，土地所有者手続，無線・気象等飛行限界など制約条件を確認した。 平常時より不足事項の精査，緊急調査時の準備・調整事項の整理が必要。
画像把握状況	・施設，渓床の把握精度 ・施設上下流面の把握 ・施設構造等の詳細把握	回転翼は砂防施設の詳細点検，固定翼は渓流概要及び大きな損傷把握で活用が期待される。
自律飛行実施へ向けて	・渓流沿いの支障物把握 ・飛行ルート（手動，自律）	離発着条件，障害物を考慮した飛行ルートを検討した。冬季立入可能箇所選定と飛行実証，回転翼の自律飛行実証が課題。
リアルタイム動画電送	・岩手河川事務所でのリアルタイム動画確認	国土交通省のセキュリティーをクリアする必要がある。

5. 岩手山における無人飛行機使用の留意点

本調査のデータ整理により特徴的な風の動きが確認された。特に岩手山では秋から春にかけて突風が多く観測されていた。また，山体北側では南東から吹き降ろす突風，山体南側では西から南に抜ける突風が多く観測されていることも岩手松尾観測所と雫石観測所データより明らかとなった。岩手山における気象や火山噴火の特徴を踏まえた上で調査計画を立て，より安全で効率的な UAV 調査の実施に留意する必要がある。

調査範囲にあたる土地所有者との手続や事前調整に関しては，本調査より判明した飛行時の制約条件を基に火山噴火緊急時のより迅速な対応に向け留意する必要がある。

6. 今後の展望

本調査結果を踏まえ，火山噴火緊急時に迅速かつ安全な緊急調査が実施可能となるよう，火山噴火時緊急対応マニュアルを作成し，平常時から体制を整えることが重要であると考える。また，火山噴火時の上空からの調査方法として無人飛行機だけでなく近年，技術開発が進んできた人工衛星を火山噴火時の緊急調査に用いることも有用であると考える。

P-181

火山災害における復興デザインの取り組み

アジア航測株式会社　○牧澄枝，臼杵伸浩，佐野寿聰
大分大学減災・復興デザイン教育研究センター　小林祐司，鶴成悦久

1 はじめに

2017 年度の研究では，火山災害における「復興準備（事前復興）」について，雲仙普賢岳噴火災害から復興した島原市の事例をもとに「過去の事例に学び，今後被災する可能性のある地域での計画策定に活かすことが重要」との結論に至った。[1)]

その後，鶴見岳・伽藍岳を背後に抱く別府市を対象として復興準備（以下，「復興デザイン」という）を行うための研究を開始したので，その取り組みについて報告する。

2 別府市と島原市の類似性と相違性

別府市は，総面積 125.34km² の中に約 12 万人の人口を抱えている。[2)]市域の西から南側にかけて由布岳，伽藍岳，鶴見岳，大平山，小鹿山，雨乞岳などが存在し，そのうち鶴見岳と伽藍岳は「火山防災のために監視・観測体制の充実等が必要な火山（常時観測火山）」に選定されている。

雲仙普賢岳噴火当時の島原市（旧深江町を含む）は，面積 82.53km²，人口約 5 万人であった。[3)]1km² あたりの人口密度を比較すると，別府市が約 957 人，島原市が約608 人で，別府市は島原市の 1.6 倍となっている。

別府市は島原市と同様に，東側に海，西側に活火山が存在しており，その間の土地で市街化が進行している。また，主要な国道や鉄道が海側で市域の南北を縦断している（図 1）。

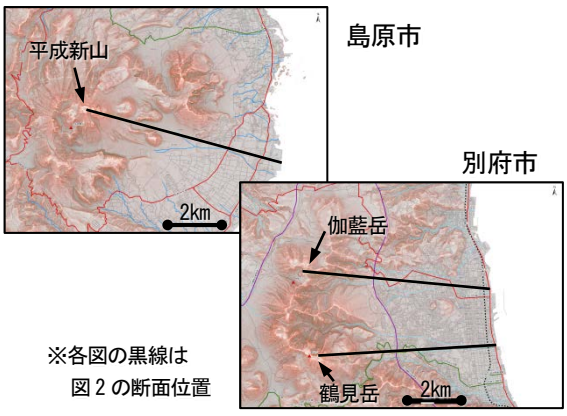
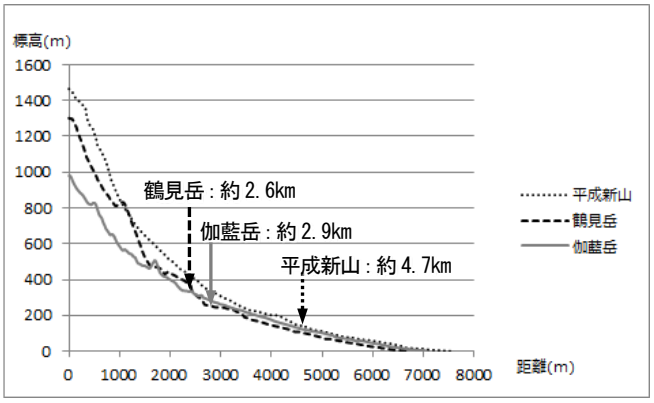


図 1　赤色立体地図 [4)]による島原市と別府市の地形

別府市と島原市について，図 1 の断面位置における縦断地形を図 2 に示す。火山山頂から海までの直線距離を見ると，別府市の方が島原市よりもやや短いものの，共に約 7km 前後である。各火山の山頂から海までの距離と標高を比較すると，鶴見岳と平成新山の断面形状が類似している一方で，山頂から集落までの距離は鶴見岳の方が平成新山よりも約 2km 近くなっている。このことは，前述の人口密度と併せて考えると，鶴見岳で火砕流が発生した場合，平成新山の火砕流発生時よりも集落に到達する時間が短く，かつ被害が大きくなる可能性を示唆している。



※矢印は集落開始地点（数字は山頂からの距離）

図 2　山頂から海までの距離と標高の比較 [5)]

3 火山災害と復興の特徴

平成新山を形成した雲仙普賢岳噴火は，1990～95 年の長期に渡って噴火活動が継続し，その間，火砕流堆積物や火山灰が降雨により土石流化して被害を拡大させた。1888 年に噴火した磐梯山の本格的な噴火活動は数時間であったが，山体崩壊に伴う岩屑なだれが河川に流れ込んで河床上昇を引き起こし，25 年に渡って洪水を発生させた。[6)]

このように，火山災害は，噴火による直接的な被害だけでなく 2 次災害も発生し，それが長期化する場合がある。

災害が長期化すると，復興にも時間を要する。島原市の事例では，被災と復旧を繰り返している中で復興

計画をまとめ，被害の拡大や状況の変化に応じた改訂も行っている。[3)]

広域，かつ長期に渡る火山災害からの復興は，幅広い分野における協力・調整が必要である。また，単なる防災や復旧という視点だけでなく，「まちづくり，地域コミュニティ，教育」など，防災学・工学・社会学・教育学・経済学等の連携が重要である。特に，被災後の復興を前提とした計画・準備，または地域づくり，都市計画（インフラ整備）そのものを行っておくことが，早期の復興に不可欠と考える。

4 鶴見岳・伽藍岳における取り組み

鶴見岳・伽藍岳における復興デザインでは，以下に示す 3 つの取り組みを検討している。

(1) 火山噴火における基本情報の習得
(2) 鶴見岳・伽藍岳における復興デザイン検討要素の整理
(3) 鶴見岳・伽藍岳噴火災害における復興デザインの提言案作成

このうち，2018 年度は(1)の取り組みとして，大分大学の学生を対象としたフィールドツアーと，市民を対象とした火山防災セミナーを行った。

フィールドツアーは，2018 年 5 月 17～18 日に，島原市で「雲仙普賢岳の火山災害から復興デザインを学び，考える」をテーマとして実施した。次に，2018 年 11 月 26 日に，別府市で「「もし噴火したら？」「復旧・復興はどうあるべきか？」を考える」をテーマとして実施した。



図 3　島原市フィールドツアーの様子

火山防災セミナーは，2019 年 1 月 28 日に，別府市中央公民館において「鶴見岳・伽藍岳を取巻く火山防災の現状と，噴火災害の実態を理解することにより，地域防災・減災の意識高揚を図る」をテーマに実施した。主催は大分大学減災・復興デザイン教育研究センター，共催は気象庁大分地方気象台，後援は京都大学大学院理学研究科附属地球熱学研究施設，大分県，別府市，由布市，宇佐市，日出町で，アジア航測株式会社が協力して実施した。



図 4　火山防災セミナーの様子

ツアーに参加した学生からは，現地訪問で火山災害への理解が深まったことや，自助の重要性を認識したといった感想が寄せられた。また，セミナーでは，火山観測体制の充実が必要という意見が挙げられたほか，避難場所の問題等について整理・提言した学生発表も好評だった。

5 おわりに

復興デザインの取り組みは，起こりうる火山災害を想定し，地域住民と産学官が連携・協力しながら，平時のまちづくりを策定していくことが重要である。一生のうちに経験するかしないかという噴火災害に対し速やかに復興できるよう，今後も研究を継続する予定である。

引用・参考文献

1) 火山災害の復興に関する一考察　平成 29 年度　砂防学会研究発表会　概要集 pp. 804-805
2) 別府市統計書　平成 29 年版　別府市
3) 1990-1995 雲仙普賢岳噴火報告書　平成 19 年 3 月　中央防災会議　災害教訓の継承に関する専門調査会
4) 国土地理院の基盤地図情報（10mDEM）から作成。国土地理院承認番号「平 28 情使第 1285 号」
5) 国土地理院の基盤地図情報（10mDEM）を使用。
6) 1888　磐梯山噴火報告書　平成 17 年 3 月　中央防災会議　災害教訓の継承に関する専門調査会

P-182

伊豆東部火山群における火山噴火緊急減災対策砂防計画の取り組み

国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所　中村　一郎，村松　弘一
静岡県交通基盤部河川砂防局砂防課　松村　昌弘、北沢　隆夫
日本工営株式会社　○池島　剛，上條　孝徳，木村　詩穂
アジア航測株式会社　荒井　健一、藤田　浩司、廣谷　志穂

1. はじめに

平成 28 年度から平成 30 年度にかけて伊豆東部火山群の火山噴火を想定した「伊豆東部火山群火山噴火緊急減災対策砂防計画（案）」を検討した。「火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン 平成 19 年 4 月 国土交通省砂防部」に基づき実施している。

2. 伊豆東部火山群について

(1)概要

伊豆東部火山群は、東伊豆単成火山群とこれらの東方に位置する海底火山群（東伊豆沖海底火山群）の総称であり、陸上での分布は伊東市をはじめとする 3 市 2 町にまたがる。その噴火活動は 15 万年前頃に開始した。

有史以降は、地下からのマグマの貫入による群発地震が発生しており、1989 年 7 月には群発地震の後、伊東港の北東 3km ほど沖合で海底噴火があり手石海丘を形成した。これは有史以降初めての噴火であった。

(2) 噴火警戒レベル

伊豆東部火山群における噴火警戒レベルは、2016 年 4 月から運用されており、噴火が想定される山体が無く、居住域を含む範囲が噴火の影響範囲であることから噴火警戒レベル 2 及び 3 が運用されない(図 1、図 2)。



図 1 伊豆東部火山における想定火口と影響範囲

(出典：伊豆東部火山群防災協議会資料（平成 30 年（2018 年）10 月）)



注1）ここでいう「大きな噴石」とは、主として風の影響を受けずに弾道を描いて飛散するものとする。
注2）噴火警報（噴火警戒レベル 4（避難準備）、5（避難））は、特別警報に位置付けられています。

図 2 伊豆東部火山群の噴火警戒レベル

(出典：気象庁「伊豆東部火山群の地震活動の見通しに関する情報と噴火警戒レベル」リーフレットより抜粋)

3. 噴火シナリオおよび対象現象

(1)噴火シナリオと対象現象

噴火シナリオは、「伊豆東部火山群の火山防災対策検討会報告書」（2011 年 10 月、静岡県・伊豆東部火山群の火山防災対策検討会）で示された噴火シナリオを土台とし、噴火規模は過去 15 万年間の噴火のうち体積が判明している 29 噴火の噴出量を基に、小規模噴火は 1,000 万 m^3（DRE）以下、中規模噴火は 1,000 万～1 億 m^3（DRE）、大規模噴火は 1 億 m^3（DRE）以上とした。

対象となる火山現象は、大きな噴石、小さな噴石(降灰)、ベースサージ、溶岩流が主体となるが、緊急減災対策としては小さな噴石(降灰)の後に降雨に伴い発生する土石流を主な対象としている。

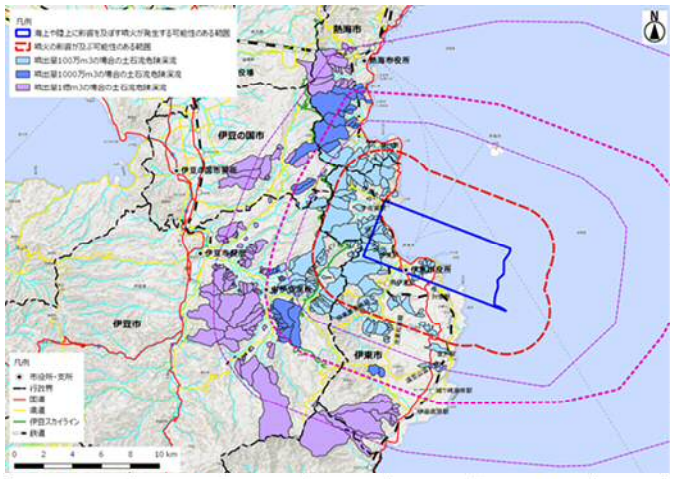
表 1 対策の対象とするシナリオケース

シナリオケース	噴火場所 陸域	噴火場所 海域	発生現象					緊急減災対策 ハード対策	緊急減災対策 ソフト対策
0	×	×	火山活動の活性化					○	○
1	×	○	火山活動の活性化	大きな噴石	小さな噴石・降灰	ベースサージ		×	○
2	○	×	火山活動の活性化	大きな噴石	小さな噴石・降灰	ベースサージ		×	○
2a	○	×	火山活動の活性化	大きな噴石	小さな噴石・降灰	ベースサージ	溶岩流	×	○
3	○	×	火山活動の活性化	大きな噴石	小さな噴石・降灰			×	○
3a	○	×	火山活動の活性化	大きな噴石	小さな噴石・降灰		溶岩流	×	○
4	○	×	火山活動の活性化				溶岩流	△	○
5	○	×	【噴火に起因する土砂移動現象】降灰後の土石流、火口噴出型泥流、融雪型火山泥流（積雪期）					○	○
6	○	×	【マグマ活動または噴火に起因する土砂移動現象で規模が大きい場合】地殻活動や地震による落石、斜面崩壊、天然ダム形成・決壊→二次泥流発生					×	△

○：対策を検討する　×：対策を検討しない
△：現時点では予測困難な現象であるが情報が得られた場合に共有する

(2)想定される影響範囲

降灰分布は Tephra2 を用い、2007 年～2026 年の静岡のウィンドプロファイラデータを使用して検討した。火口から 3.5 ㎞圏内には土石流危険渓流が 100 渓流ある。



噴出量	降灰厚	伊東市	伊豆市	熱海市	伊豆の国市	合計
1,000 万 m^3	1cm	95	72	33	13	213
（中規模噴火）	10cm	69	13	1	0	83

図 3 1cm 以上の降灰厚内の土石流危険渓流の位置

4. 対策の方針

緊急減災対策の方針は以下のとおりとし、基本的には噴火後に状況を見定めて対応する方針とした(図 4)。

- 1989 年噴火時の現象推移から、噴火前の対策可能期間は、4 日～2 週間程度を想定する。
- 対策開始のタイミングは、関係機関の防災対策や警戒避難体制とも密接に関連するため、協議会等における情報などを参考に総合的に判断する。
- 噴火発生後（火口の特定後）、住民避難に支障となる期間は実施しない。道路除灰による道路啓開、工事の安全管理体制の構築後に開始する。
- 立入規制範囲の外で工事車両の立入が可能な土石流危険渓流を対象とする。
- 施工者の安全確保、用地や法指定に伴う制約事項、施工のしやすさや迅速性等の観点に着目して対策箇所を選定する。

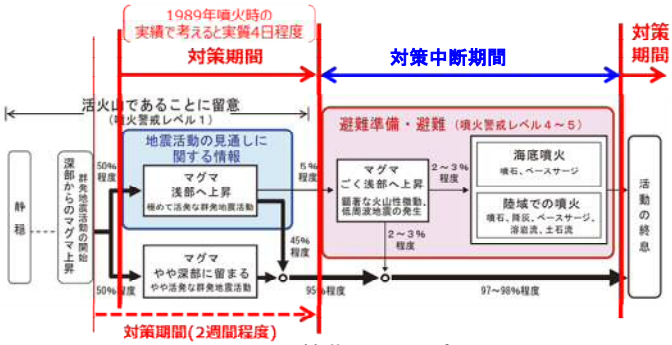


図 4　対策期間の設定

（伊豆東部火山群の火山防災対策検討会報告書（2011）に一部加筆）

5. 緊急ハード対策

対象現象は降灰後の土石流とし、流出する土砂を捕捉するため、既設施設の除石工や仮設堰堤工を計画し、地形条件や保全対象との位置関係などを考慮して迅速かつ効果的に実施可能な対策工法で、工事従事者の安全にも配慮した施工箇所や施工方法を選定した(図 5)。

【対象渓流】

- 立入規制範囲外の土石流発生の危険がある渓流

【実施時期】

- 噴火発生後（火口の特定後）、住民避難に支障となる期間は実施しない。
- 道路除灰による道路啓開や、工事の安全管理体制の構築後とする。

【対策工】

- 堰堤工による土砂の捕捉を基本
- 用地の制約が少ない既設堰堤の除石工を優先
- 堰堤が未整備の渓流では、仮設のコンクリートブロック積み堰堤工等の撤去可能な構造を検討

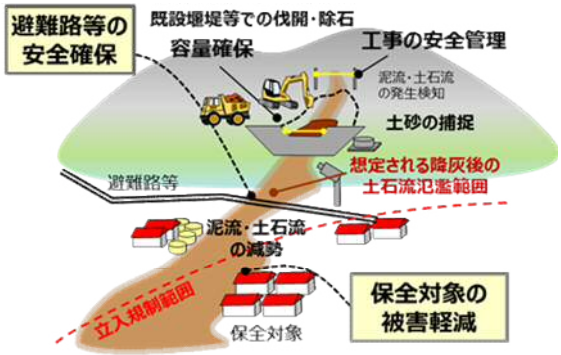


図 5　緊急ハード対策のイメージ

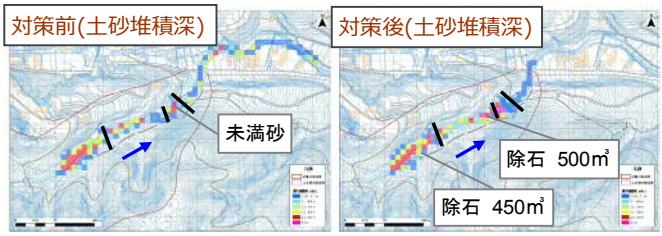


図 6　ハード対策の効果検討事例例(数値計算結果)

7. 緊急ソフト対策

緊急ソフト対策は、避難対策の支援、監視・観測情報の提供・共有、対策工事の安全確保等を目的として、現状の監視・観測体制をふまえて、緊急時に必要となる監視・観測機器や情報通信システムを可能な限り整備する方針とした。図 7 に噴火シナリオに対応した時系列的に実施する各種の対策を整理した。



図 7　緊急ソフト対策のイメージ（想定火口が南西端の場合）

6. 今後の展望

平常時も含めて対策を円滑に推進するため、関係行政機関で構成する伊豆東部火山群火山噴火緊急減災対策砂防計画推進連絡会議議により、顔の見える関係づくり（関係機関との連携）、関係機関相互連携のための演習、防災教育等の各種取組の調整や情報共有等を図っていく。

また、降灰後の土石流の対象となる全渓流に対して緊急減災対策を進め、本計画を更新していく予定である。

主な参考文献

1）火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン,平成 19 年 4 月,国土交通省砂防部

2）伊豆東部火山群の火山防災対策検討会報告書,静岡県,平成 23 年 10 月

3）火山防災マップ作成指針（内閣府（防災担当）, 消防庁・国土交通省水管理・国土保全局砂防部・気象庁, 平成 25 年 3 月

4）小山・鈴木（2016）伊豆東部火山群（東伊豆単成火山地域）の分布・噴火史の再検討. 土と岩, no.64, 12-23.

P-183

平成 30 年 7 月豪雨における住民の避難行動の実態調査 －坂町での調査事例－

坂町環境防災課　西谷 伸治
中電技術コンサルタント株式会社　○倉本和正、池田 寛

1. はじめに

広島県では、平成 30 年 7 月豪雨により、各地で土石流やがけ崩れ、河川の氾濫などが多発し、多くの尊い人命が失われた。特に、安芸郡坂町では、小屋浦地区の天地川流域における土石流などにより、町内全域で死者 17 名、行方不明者 1 名、全半壊家屋 1,250 棟を超える大惨事となった。

本報は、今後の効果的な警戒避難対策に資するために、坂町民に対するアンケート調査から把握した住民の避難行動の実態を報告するものである。

2. 坂町の概要

坂町は、広島県の南西部に位置し、北は広島市、南は呉市に接している（**図-1** 参照）。町内の多くを占める山地は、非常に急峻で、山裾付近や渓流下流部には、多数の土砂災害警戒区域等が存在している。また、住宅地は、河川下流域の扇状地に多く分布しており、潜在的な自然災害の危険性が高い地域である。

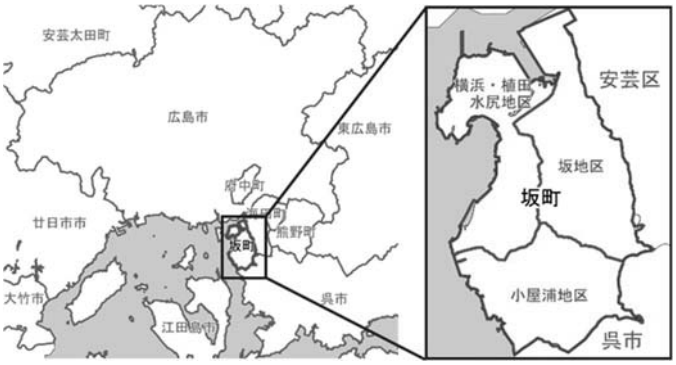


図-1　位置図

3. 降雨状況および避難情報の発令状況

坂町における 7 月 5 日から 8 日までの降雨状況（防災気象情報含む）および避難情報の発令状況を、それぞれ**図-2**、**表-1** に示す。ここで、降雨状況は、坂町に隣接する呉市天応観測所の観測記録である。

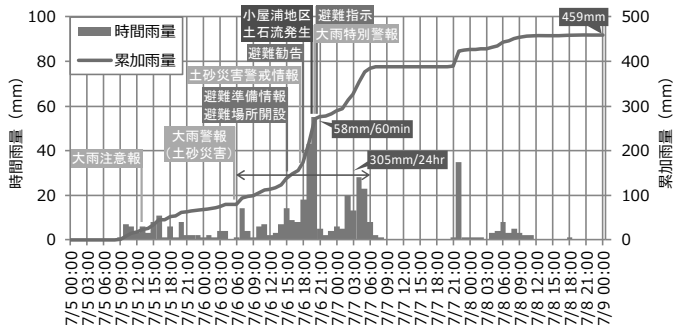


図-2　降雨状況および避難情報の発令状況

表-1　避難情報の発令状況

月日	時刻※1	気象情報の発表（気象台または広島県・気象台共同）	避難情報の発表（坂町）	坂町での情報発信方法※2
7/5	12:38	大雨注意報		
7/6	5:40	大雨警報（土砂災害）		
	10:06	洪水注意報 大雨警報（浸水害）		
	15:00		避難準備情報 避難所開設（4箇所）	防災無線、HP、ツイッター等SNS、登録制メール
	17:35	土砂災害警戒情報		
	17:40		避難勧告	防災無線、HP、ツイッター等SNS、登録制メール、坂町の広報車（3台）、消防団による広報、エリアメール
	19:40	大雨特別警報	避難指示（緊急）	防災無線、HP、ツイッター等SNS、登録制メール、消防団による広報（可能な地域）、エリアメール

※1：防災行政無線以外は、30分程度のライムラグがある場合がある
※2：上記以外にテレビでも情報発信している（時刻不明）

図より、6 日夕方から急激に雨脚が強まり、6 日 18 時 50 分から 19 時 50 分に 1 時間最大の 58mm、6 日 6 時 00 分から 7 日 6 時 00 分の 24 時間に 305mm、5 日の降り始めから 8 日までの累加雨量 459mm の雨量が記録されている。

坂町では、6 日 15:00 に避難場所を開設するとともに、「避難準備・高齢者等避難開始」を発令した。その後、17:35 に発表された土砂災害警戒情報を受けて、17:40 に「避難勧告」を発令した。さらに、19:40 には、大雨特別警報の発表を受けて「避難指示（緊急）」を発令した。

4. 豪雨による被害状況

坂町における被害の状況は、**表-2** に示すとおりである。

坂町では、7 月 6 日 18 時 45 分頃に横浜地区でがけ崩れが

表-2　坂町における被害状況

地区	坂地区	横浜地区他※1	小屋浦地区
死者等	1	0	17※2
全壊	78	22	191
半壊	499	28	454

※1 植田・水尻地区を含む、※2 行方不明者1名を含む



写真-1　小屋浦地区の被害状況

発生したのを契機に、19 時前後から町内各所で多くの土石流やがけ崩れが相次いだ。特に、19 時 25 分頃には、小屋浦地区で大規模な土石流が発生し、大量に流出した土砂や流木等が甚大な被害を引き起こした（各地区の死者・行方不明者数及び被災家屋等の数は、平成 31 年 2 月 8 日時点の集計値）。

5. 避難行動に係る実態調査

(1) アンケート調査概要

坂町では、住民の避難行動の実態を把握するために、アンケート調査を実施した。アンケートは、無作為に抽出した 1,300 世帯へ配布し、712 人から回答が得られた。ただし、本報では、避難行動の実態把握を目的とするため、7 月 6 日に不在の世帯を除く 628 人を整理の対象とした。

(2) 避難行動の調査結果

図-3 は、災害が発生した 7 月 6 日 19:00 までの避難行動を整理した結果である。また、「避難あり」と回答した住民の避難場所については、**図-4** に示すとおりである。ここで、避難先の「その他」は、避難場所以外（近隣の民家、公共施設など）である。

図-3 より、「避難あり」と回答した住民は、13%であった。また、**図-4** より、避難した住民の 29%は、自宅上階への避難であり、災害発生までに自宅以外への避難行動を起こした住民は、10%未満（628 人中 60 人）であった。

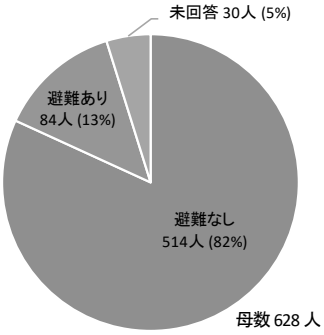


図-3 災害発生時刻までの避難行動の有無

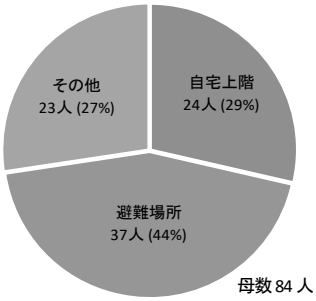


図-4 避難した住民の避難先

また、避難行動を起こしていない理由の整理結果を**図-5** に示す。

図より、避難しなかった理由には、「被害に遭うと思わなかったから」（55%）、「災害にあったことがなかったから」（47%）が多く、多くの住民に「自分の住む場所は大丈夫（安全）」という意識があったと推察される。

一方で、「避難する方がかえって危険と思ったから」（47%）、「既に危険な状況になっていたから」（15%）の回答も多く、夕方から急激に強まった降雨により、避難したくても避難できなかった状況もあったと考えられる。

また、「避難場所での滞在が不安」との回答も一定数（15%）確認され、避難所での生活への抵抗感・負担感が避難を妨げる要因の一つであることが明らかとなった。

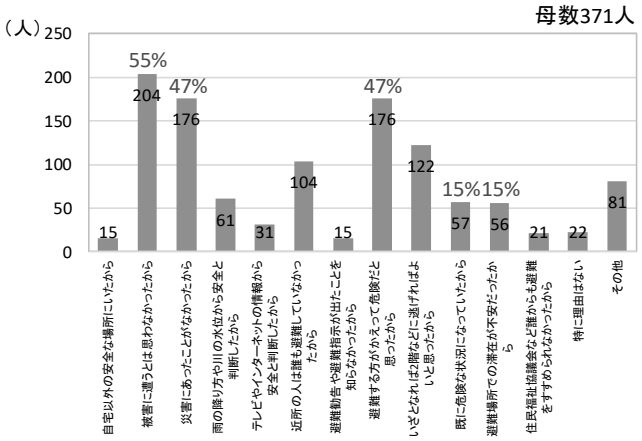
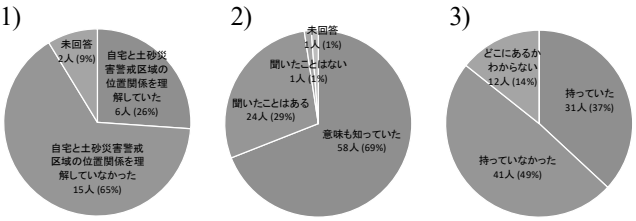


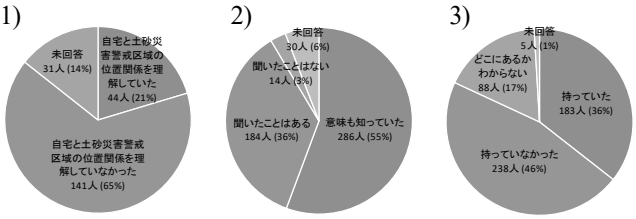
図-5 避難しなかった理由（複数回答あり）

さらに、各種情報の理解度等が避難行動に及ぼす影響を把握するため、下記項目と避難行動の有無の関係を整理した。整理結果を**図-6** に示す。

1) 自宅と土砂災害警戒区域等の位置関係の理解度
2) 避難勧告の理解度
3) 土砂災害ハザードマップの所持



(a) 避難行動あり



(b) 避難行動なし

図-6 各種情報の理解度等と避難行動の有無の関係

図より、いずれの項目についても、各種情報の理解度等が高いほど避難行動を起こす割合が高くなっており、事前に提供される情報に一定の効果があることがわかる。ただし、いずれの項目も避難行動の有無との間に明確な差異は見られず、避難行動は、住民自らが差し迫った危険性を認知することが重要であると推察される。

6. おわりに

本報では、住民へのアンケート調査に基づいて、豪雨時における避難行動の実態を整理した結果、今後の警戒避難対策に対する幾つかの有用な知見が得られた。今後は、土砂災害警戒区域等の情報に加え、いかにして災害の切迫性を伝えるかが重要になると考えられる。

P-184

平成 30 年 7 月豪雨 愛媛県内の土砂災害発生状況と警戒避難体制強化の取り組み

愛媛県 土木部 河川港湾局 砂防課　白石政志，久保貴裕，武井是樹
国際航業株式会社　○竹島彰子，小林実和，堀　大一郎

1. はじめに

愛媛県では、平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害で 17 名（10 箇所）の人的被害が発生した。そのうち 15 名（8 箇所）は、土砂災害警戒区域等に指定していたにも関わらず災害に巻き込まれた。このため、県では「警戒避難体制強化のための土砂災害対策検討委員会」（以下、委員会）を設置し、地形・地質・気象等の特徴を踏まえた災害の発生原因の分析、警戒避難体制の検証等を行い、警戒避難体制の強化に関する検討を実施した。本発表は、委員会での検討結果と、今後推進する土砂災害対策について報告する。

2. 平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害の被害状況の整理

平成 30 年 7 月豪雨により、愛媛県では主に瀬戸内海沿いの広範囲で土砂災害（人家やその周辺地に被害が発生した箇所のみ集計、413 箇所）が発生した。最大時間雨量と土砂災害地点を示した図-1 を見ると、特に、今治市島嶼部、松山市北部、宇和島市吉田町で多発しており、最大時間雨量 30mm 以上の範囲で多く発生している傾向がみられる。

委員会では、気象及び発生位置の地形・地質・植生・土地利用を調査し、過去の災害実績も確認したうえで今後に活かすべき教訓を整理した（表-1）。今回の豪雨災害は、県内雨量観測所 6 地点で 100 年以上の発生確率を記録した“過去に経験のない規模の降雨”により引き起こされたものであり、地形地質等の状況によって崩壊流出土砂の規模や性状が異なるものの、被害は広く全県で発生したことから、今後も土砂災害は県内のどこでも発生しうることを意識した対策を進める必要性が示された。

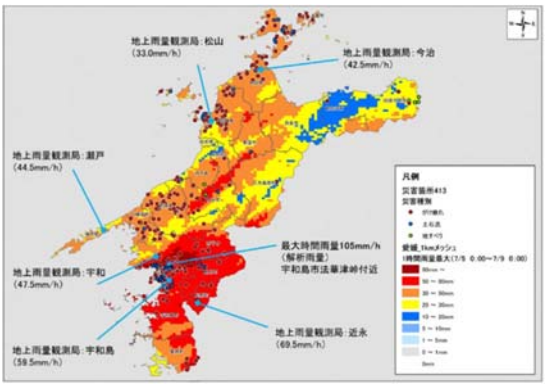


図-1　1 時間雨量の最大値と土砂災害発生位置

表-1　平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害の特徴と教訓

検討項目	平成30年7月豪雨による土砂災害で確認された特徴	今後に活かすべき教訓
土砂災害の発生	・県内では人的被害17人の記録的な大災害となった。 ・土砂災害が“広域”に発生した。 ・南予地方では、降雨ピークの7/7　7:00（時間雨量96mm）に土砂災害が“同時多発”した。	・土砂災害は県内のどこにでも発生する。 ・早朝や深夜にも土砂災害は発生する。
気象	・総雨量は950mm（宇和島市・愛南町）、時間雨量も極値更新の記録的豪雨であった。 ・今治、大三島、大洲、長浜、八幡浜、宇和で100年以上の発生確率となり、地域にとって“経験のない規模の降雨”であった。	・経験のない降雨が起こりうることを意識する。
地形	・勾配30度未満の斜面でも崩壊発生した事例あり。 ・山腹斜面が崩壊し、下方斜面を滑走した事例あり。 ・0次谷の集水型斜面で土石流が発生した事例あり。	・降雨の状況等によっては、土砂災害の危険箇所以外でも災害が発生する。
地質	・地質の違いによる発生頻度の顕著な違いはみられない。 ・崩壊地には強風化岩、マサ土が多くみられた。 ・崩積土や流出土砂は、細粒な土砂成分が多い。	・分布地質や地質構造によって、崩壊の規模や流出する土砂の性質が異なる。
植生	・土砂災害の約半数が果樹園で発生している。	・果樹園にかかわらず、普段から降雨時の流水状況など、斜面の特性を把握する。
土地利用	・土砂災害発生地点周辺では、宅地化が進んでいる傾向がみられる。 ・近年に建設された建物が被災した事例あり。	・土砂災害のリスクが高い土地に人家が立地することを抑制する。 ・住民が住んでいる土地の災害リスクを知る。

3. 土砂災害警戒情報と避難勧告等に関する検証

3.1 土砂災害警戒情報と発災の関係

土砂災害がどのような状況で発生したのかを検証するため、聞き取りや降雨ピーク等による推定から 227 箇所の発生時刻を確認し、降雨と気象予警報、土砂災害警戒情報の発表状況を確認した。

土砂災害発生 227 か所のうち、9 割以上が土砂災害警戒情報の発表中に発生しており、人的被害はすべてが発表期間中に発生していることから、土砂災害警戒情報が災害への備えとして有効であることが確認された（図-2）。一方で、土砂災害警戒情報の発表から人的被害発生までの時間は 19 時間以上と十分なリードタイムが存在したが、避難実績は対象人数に比べて非常に少ない状況であり、土砂災害警戒情報を避難行動に結びつける検討が必要であることが分かった。

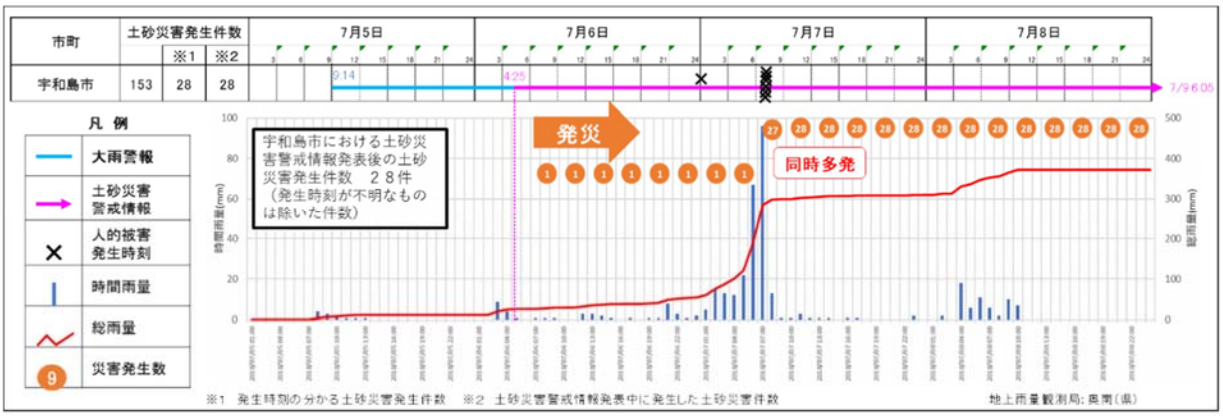


図-2　降雨・土砂災害警戒情報・発災の時系列変化（宇和島市）

3.2 避難関連情報の発表状況

土砂災害警戒情報と避難勧告等の発表状況を時系列に整理した。多くの市町で状況に応じた警戒避難情報が発表されているが、大雨警報段階での情報発信は少なく(1市/20 市町)、多くの市町は土砂災害警戒情報が発表されてから避難勧告等を発令しており、土砂災害警戒情報が発表判断に活用されていることが確認された。委員会の議論では、降雨の状況によって CL 超過メッシュが点滅するため避難関連情報の発表範囲やタイミングの判断が難しいという意見が出された。この状況を確認するため、2 時間先予測雨量、実況雨量での CL 超過メッシュ数の時系列変化を整理したところ、降雨の小康状態で超過メッシュが消滅する事例や予測と実況雨量の差異が大きい事例などが確認された(図-3)。

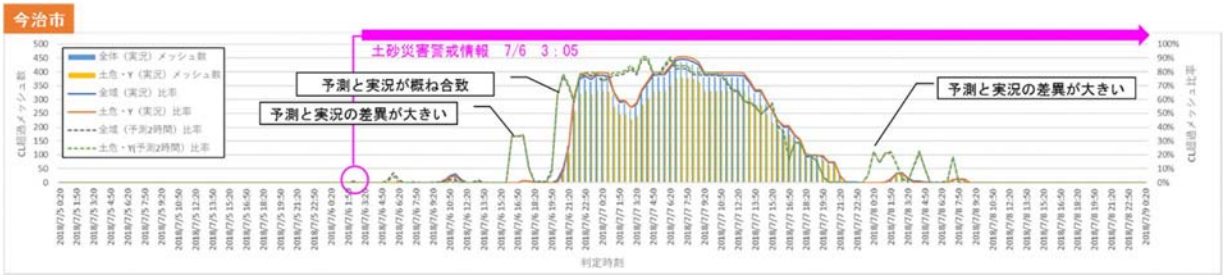


図-3 CL 超過メッシュの時系列変化(2018/7/5 0:20～2018/7/9 0:20 今治市)

3.3 避難実態に関するアンケートの実施

委員会では、避難実態や警戒避難体制の課題を把握するため、県内全市町を対象にアンケート調査を実施した。アンケート調査では、早期避難が十分でない実態、CL 基準やメッシュ位置情報の精度向上の要望、災害情報等のユニバーサルデザイン化の必要性、防災リテラシー(知識・理解度)を高める必要性などが確認された。

4. 警戒避難体制強化のための土砂災害対策(ハード・ソフト)

前章までの調査及び検討結果をもとに、これまでの取り組み状況と課題、今後の方針を表-2 に整理した。

ハード対策は今後も継続して実施していく必要があるが、平成 30 年 7 月豪雨の復旧に際して課題となった“一旦被災すると復旧までに時間を要する重要インフラ施設”についても重点整備箇所に加えてハード対策を実施する。

また、ハード対策はソフト対策との連携を強化する方針とし、具体的には、土砂災害警戒区域等の指定完了後に、市町や地区の防災計画とも連携して代替性のない避難所等の重要施設を保全するハード対策を実施するなど、ハード対策の整備優先度を見直し、今後の中長期計画の検討を行う(図-4)。

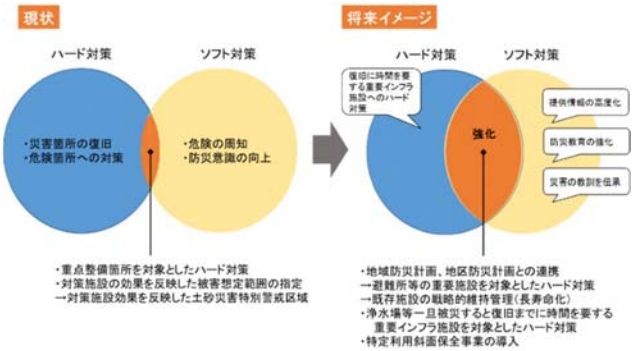


図-4 ハード・ソフトの連携強化イメージ

ソフト対策は平成 30 年 7 月豪雨の教訓を活かし、“危険の周知”として身近にある土砂災害の危険を伝える、情報を分かりやすく伝える、確実に届けることに取り組み、並行して“防災意識の向上”として命を守る知識・判断・行動・備えを育てる取り組みを実施する。

表-2 ハード・ソフト対策のこれまでの取り組み状況と課題及び今後のあり方

分類		施策の内容	これまでの取り組み状況と課題	今後のあり方
対策施設による安全確保		対策施設の建設	・着手済み40%、整備完了30% ⇒すべての土砂災害危険箇所に対してハード事業を実施するまでには膨大な時間と費用が必要	・重点整備箇所を対象としたハード対策については、土砂災害警戒区域・特別警戒区域、市町や地区の防災計画等を反映して整備優先度の見直しを行いつつ継続実施。 ・一旦被災すると復旧までに時間を要する重要インフラ施設を対象としたハード対策を実施。
危険の周知	危険な土地の周知	土砂災害警戒区域等の指定	土砂災害警戒区域等の指定・指定率40%、調査完了53% ・平成31年度末までに調査完了予定 ⇒区域指定の早期完了が必要	・土砂災害警戒区域等の指定を早期に完了するとともに、指定区域に関する十分な周知を実施。(土砂災害警戒区域等の周知看板設置やマップの作成)
		防災マップの配布、HP公開	・毎年、ポスター、チラシ、マップを約9,000枚配布 ・土砂災害警戒区域等をHPで公開 ⇒土砂災害警戒区域等の指定に関する十分な周知が必要	・警戒区域の周知に際しては「平成30年7月豪雨に伴う土砂災害は、土砂災害危険箇所内で8割、それ以外の場所で2割発生しており、危険箇所外でも土砂災害が発生している」ことを強調。 ・市町のハザードマップ作成を支援するとともに、県HPについても、より見やすく分かりやすくなるよう改善。
		危険箇所パトロール	・毎年、砂防ボランティアと連携して実施 ⇒パトロールにあわせて住民への防災教育が必要	・防災学習会やチラシの各戸配布など、土砂災害の情報に住民が触れる機会を増やす取り組みを継続実施。
	切迫した危険度の周知	土砂災害警戒情報の提供、HP公開	・松山地方気象台と共同で発表 ・HPでは5kmメッシュの評価区分を公開 ⇒土砂災害警戒情報の発表基準の見直しが必要 ⇒より詳細に危険な範囲を示すことが必要	・今回の災害を踏まえた土砂災害警戒情報の発表基準の見直し。 ・土砂災害の危険度を、より詳細な範囲で確認できるよう、1kmメッシュ表示など県HPの改修。
		メールを利用したPUSH型の通知	・土砂災害警戒情報、避難勧告等、避難所開設などの情報をメール配信(登録型) ⇒ツールを持っていない人にも確実に情報が伝わる仕組みが必要 ⇒危険度の高まった地区が分かる情報配信が必要	・情報伝達手段の多重化の一環として、ツールを持っていない人にも確実に伝わるよう、テレビ等、視聴者数の多いメディアでのリアルタイム情報配信(データ放送)。 ・切迫した危険の周知として、愛媛県防災メールの活用や危険度の高まった地区が分かる緊急速報メール等の配信。 ・県民に伝わりやすい伝文や、周囲への避難の呼びかけ等共助の呼び水となる表現。
防災意識の向上	防災教育	砂防学習会	・平成16年度から継続開催(小中学生対象) ・開催数増加(10～15回程度/年間) ⇒PTAや自主防災組織など対象者を広げていくことが必要 ⇒コンテンツの充実と共有が必要	・防災学習会や出前講座を小中学校だけでなく、PTAや自主防災組織まで拡充。 ・防災教育に使用する防災コンテンツの充実を図り、市町や関係機関と共有。
		絵画・作文コンクール	・毎年開催	
		避難訓練	・要配慮者利用施設、夜間訓練も実施 ⇒実態を把握し、優先度や目標期間を定めて警戒避難体制を強化することが必要	・土砂災害警戒区域等に含まれる要配慮者利用施設については、優先度や目標期間を定めて警戒避難体制強化を推進。 ・土砂災害に関するタイムラインや避難カードについてモデル地区での検討及び愛媛県版のガイドライン等の作成。
		住民と協働した避難誘導支援	・砥部町、東温市で実施 ⇒タイムラインや避難カードなども活用し、地区防災計画の立案を支援することが必要	・地区防災計画の立案支援や、防災教育を通じた災害情報に関する住民のリテラシー(知識・理解度)の向上。 ・平成30年7月豪雨では、土砂災害危険箇所以外の場所でも全体の約2割程度の土砂災害が発生しており、土砂災害はどこで発生するかわからないことを強調。

5. おわりに

愛媛県では、委員会の報告を受け、関係機関等と連携しつつ、全県での防災力向上を目指して土砂災害関連施策を推進していくこととしている。

P-185

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
－平成 30 年 7 月豪雨による養父市域の土砂災害箇所とシステム判定の検証－

神戸市立工業高等専門学校○鳥居　宣之
一般財団法人建設工学研究所　沖村　孝
兵庫県県土整備部土木局砂防課(現･兵庫県道路公社)　石田　博彰
兵庫県但馬県民局養父土木事務所(現･兵庫県県土整備部土木局総合治水課)　勝野　真
一般財団法人建設工学研究所　中川　渉，原口　勝則，鏡原　聖史

1. はじめに

兵庫県では，警戒避難活動に資するため，土砂災害警戒区域毎の危険度をリアルタイムで予測する「箇所別土砂災害危険度予測システム」(以下，システム)を表六甲山系において構築し，平成 24 年 4 月より運用を開始した[1]。その後，現在までに県内 13 市町への導入が進んでおり，今年の 6 月からは土砂災害警戒情報を補足する情報として，一般への公開が予定されている[2]。兵庫県養父市では，地形や地質，社会条件等の地域特性を反映させたシステムの試験運用を平成 30 年 4 月より開始している。本報告では，西日本において広い範囲に甚大な土砂災害をもたらした平成 30 年 7 月豪雨（以下，7 月豪雨）による養父市域における土砂災害と本システムによる危険度判定結果をとりまとめ，システムの検証を行った結果について報告する。

2. 災害の概要

7 月豪雨において，養父市八鹿観測所では時間雨量 38.5mm (7 月 6 日)，累積雨量 432.5mm (7 月 5 日～7 日) を記録[3] した。図 1 は，7 月 5 日～7 日の解析雨量を累積したものである。この図から，養父市全域で 340mm を超え，山間地域の出合地区や大屋地区では 500mm を超える降雨が観測されたことがわかる。

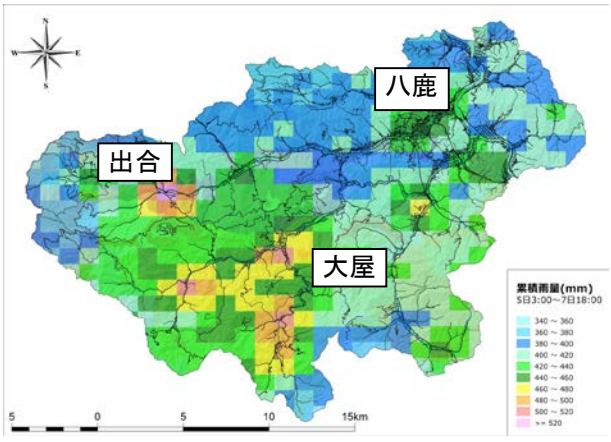


図 1 平成 30 年 7 月 5 日～7 日における累積雨量分布

3. 災害報告箇所

7 月豪雨により発生した災害箇所の箇所数を表 1 に示す。表 1 の養父市役所の災害報告は住民からの報告を基に整理されている。そのため，宅地・道路等からの排水（地表水）の影響による崩壊，渓流内の渓岸侵食による土砂移動や，護岸や人工盛土の損傷，小規模な崩壊（幅 10m 以下）などが含まれていた。

表 1 養父市における災害報告箇所数

養父市 市役所	兵庫県	
	砂防課	治山課
74 箇所	1 箇所	6 箇所

本システムは，降雨による表層内の地下水位の上昇に伴う斜面の安全率を 10m メッシュごとで計算して，危険度判定を行う物理モデルである。したがって，上記のような人工斜面や地表水の影響による災害箇所は，システムの検証対象外となる。そこで，システムで検証対象となる表層崩壊に起因する災害箇所を災害報告内容から机上で抽出した。その結果，図 2 に示すような 17 箇所がシステム検証対象崩壊地となった。

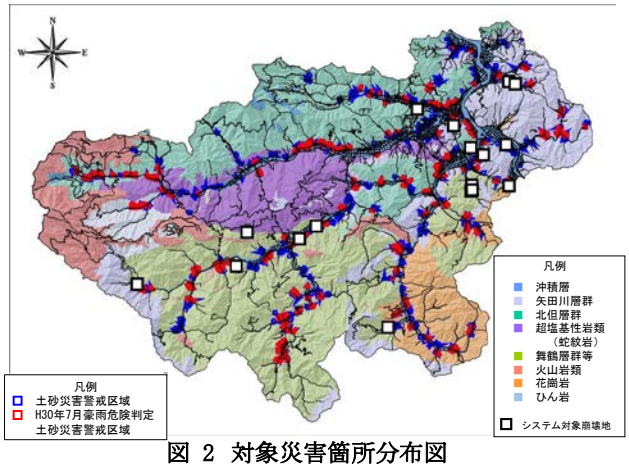


図 2 対象災害箇所分布図

4. システムによる危険度判定状況

システムの危険度による捕捉方法は，崩壊が発生した警戒区域内で危険と判定（安全率 1.0 以下，かつ，安全率の変化量-0.027 未満）したセルが存在した場合は，捕捉とした。また，警戒区域以外の箇所においては，崩壊箇所の 10m バッファ内で危険と判定された場合を捕捉とした。この定義のもと，抽出した対象災害箇所のシステムによる危険度判定状況は，17 箇所のうち 13 箇所が捕捉（捕捉率 76%）できていたが，4 箇所が見逃しとなっていた。なお，土砂災害警戒区域内で発生している

対象災害箇所は 6 箇所であり，その全てが捕捉されていた。災害報告があった養父市大杉の土石流危険区域について，土砂の流出状況，土砂流出の原因を確認するために現地調査を行った。調査地にはスリットダムが設置されており，スリット背後の土砂は流出していたが，天端まで土砂が堆積していたことから，災害直後は満砂状態であったと推察される。また，土砂の発生源は，谷の最上流部の崩壊箇所であり，崩壊後に UAV による空撮を行い，過去の空中写真との対比すると図 3 に示すように崩壊地が拡大していることを確認した。このことから，崩壊箇所が拡大崩壊し，下流へ流出，加えて河床侵食を伴って土砂が流出した箇所であると推定された。本事例では，システム判定が妥当であることが確認できた。

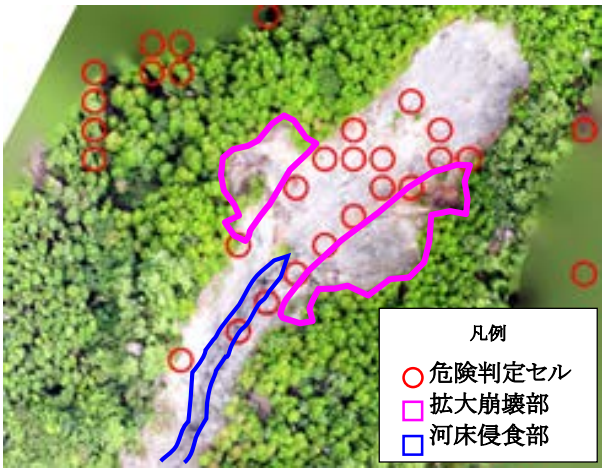


図 3 土石流発生源の概況図

つぎに，矢田川層群分布域で崩壊が 6 箇所（表 2 参照）と多く報告されていたことから，矢田川層群を対象に，捕捉箇所ならびに見逃し箇所となった対象災害箇所の崩壊メカニズムを把握するために，八鹿町朝倉で発生した崩壊地の現地調査をした。

表 2 地質別対象災害箇所数

	矢田川層群	舞鶴層群	花崗岩	北但層群	超塩基性岩類	合計
箇所数	6	5	2	3	1	17

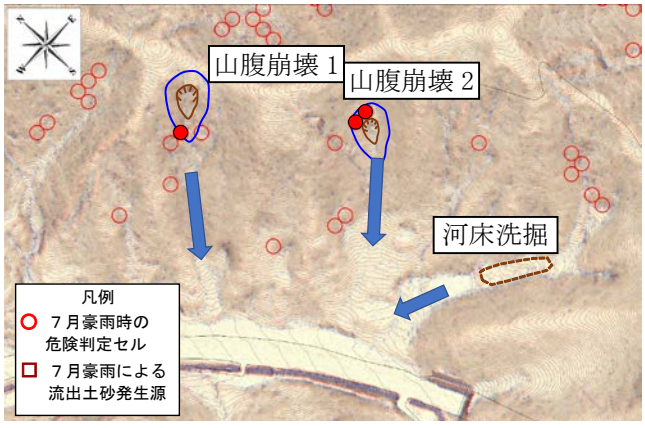


図 4 八鹿町朝倉で発生した崩壊地位置図

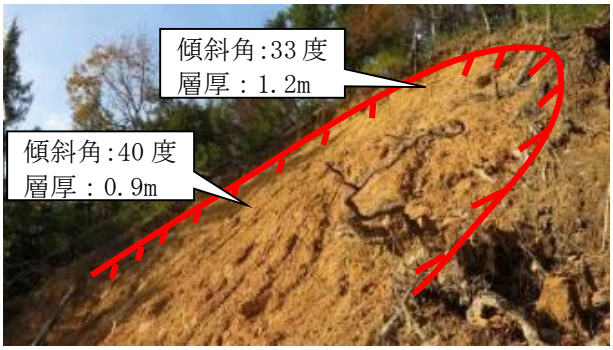


図 5 崩壊地における崩壊層厚と傾斜の測定(山腹崩壊 1)

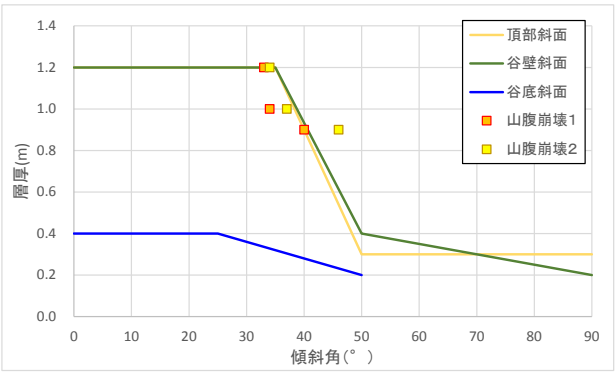


図 6 傾斜角-表層厚の関係(矢田川層群)

当該箇所では，国道に隣接する 3 渓流から流出した土砂が道路を 400m に渡り埋めたため一時通行止めとなり，さらに，その下方の公共施設や工場等にも流出土砂が到達したと報告されている。2 渓流では，最上流部で崩壊が発生しており，システムで危険判定となっていた（図 4)。また，崩壊地の滑落崖および側壁で確認した崩壊層厚および傾斜（図 5）は，システムで採用しているモデルと概ね一致していた（図 6)。一方，残りの渓流では，本システムで現在考慮していない渓床土砂の洗掘が土砂流出の原因であることを確認した。

5. まとめと今後の課題

平成 30 年 7 月豪雨による土砂災害箇所を対象にシステムの判定結果を対比し，高い捕捉率を確保していたことを確認した。一方で，本報告では触れなかったが，空振り箇所が多いことも事実である。この課題に対して，土砂災害警戒情報が発令されない程度の降雨波形（弱雨）を入力したシミュレーションにより空振り箇所を抽出し，現地確認を行ってモデルの修正を進めている。また，土砂災害警戒区域内においても本システムで対象としていない小規模な崩壊が発生した事例もあり，このような崩壊を捕捉するためには，さらに細かい精度の地形情報を取り入れる必要がある。

参考文献：

1) 沖村ら：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，新砂防，63 (6)，4-12，2011.
2) 沖村ら：兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-警戒避難システムとしての現状と課題，公表へ向けての取り組み-，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018.
3) 気象庁 Web：http://www.jma.go.jp/jma/index.html

P-186

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
ー平成 30 年 7 月豪雨の検証ー

一般財団法人建設工学研究所　○沖村 孝
神戸市立工業高等専門学校　鳥居宣之
兵庫県県土整備部土木局砂防課　石田博彰（現･兵庫県道路公社）
一般財団法人建設工学研究所　中川 渉，原口勝則，鏡原聖史

1. はじめに

兵庫県では，警戒避難活動に資するため，土砂災害警戒区域毎の危険度をリアルタイムで予測する「箇所別土砂災害危険度予測システム」(以下，システム)を表六甲山系において構築し，平成 24 年 4 月より運用を開始した [1]．その後，現在までに県内 13 市町への導入が進んでおり，今年の 6 月からは土砂災害警戒情報を補足する情報として，一般への公開が予定されている [2]．

本報告は，平成 30 年 7 月豪雨のシステムの検証を通じて，システムを土砂災害警戒避難に活用する上での課題や改良事項について整理した．

2. 平成 30 年 7 月豪雨の概要とシステム判定状況

2-1.降雨概要

2018 年 7 月 2 日から 9 日に総降水量 500mm を超える豪雨となった(図-1)．最大時間雨量は，30～50mm/h 程度であり，近年の豪雨と比較すると短時間の雨量強度はあまり大きくなかった．降雨の波形をみると，連続雨量 100～150mm 程度の雨が，複数回にわたって連続して襲来したことにより総降水量が非常に大きくなったことが特徴といえる（図-2)．

2-2.土砂災害の発生状況

この豪雨で，73 件の土砂災害が発生した（図-1，兵庫県砂防課調べ)．この内，システムが整備されていた市町で発生した災害は 39 件であった．これら 39 件は，家屋の半壊や一部損壊程度で人的被害や家屋全壊等の大きな被害はなく，小規模な崩壊によるものが多かった．

3. 検証結果

3-1. 対象災害のスクリーニング

システムは地下水位のシミュレーションと無限長斜面安定解析を組合せた力学的モデルであり，①表層崩壊・土石流(崩壊起因型)を対象（地すべりは対象外)，②自然現象を対象（人工的な地形改変地や道路等の排水の影響によるものは対象外)，③崩壊規模が 10m×10m 以上（判定メッシュが 10m×10m のため）を対象に構築している．この条件を適用すると，今回の 39 件の内，2 件のみが対象災害であり，大部分は対象外に分類された（図-3)．

3-2. システム判定結果

市町毎の災害発生件数とシステムの判定数を表-1 に整理した．災害の捕捉状況は，対象災害 2 件中 1 件の捕捉(50%)であった.空振り判定は，土砂災害警戒区域(急傾斜）で 888 箇所(全 6,571 箇所中の約 13.5%)，土砂災害警戒区域(土石流)で 122 箇所(全 3,663 箇所中の約 3.3%)あった．

4. 考察および今後の課題について

4-1. 市街地周辺の小規模斜面の災害について

今回，土砂災害として報告さているにも関わらず大部分の災害がシステムの対象外の災害であった．また，これらの災害の多くは神戸市の市街地周辺の斜面で発生したものである．対象外災害の内訳は，擁壁の倒壊や盛土の崩壊等の人工構造物の災害，宅地・道路からの排水の影響や斜面の排水不

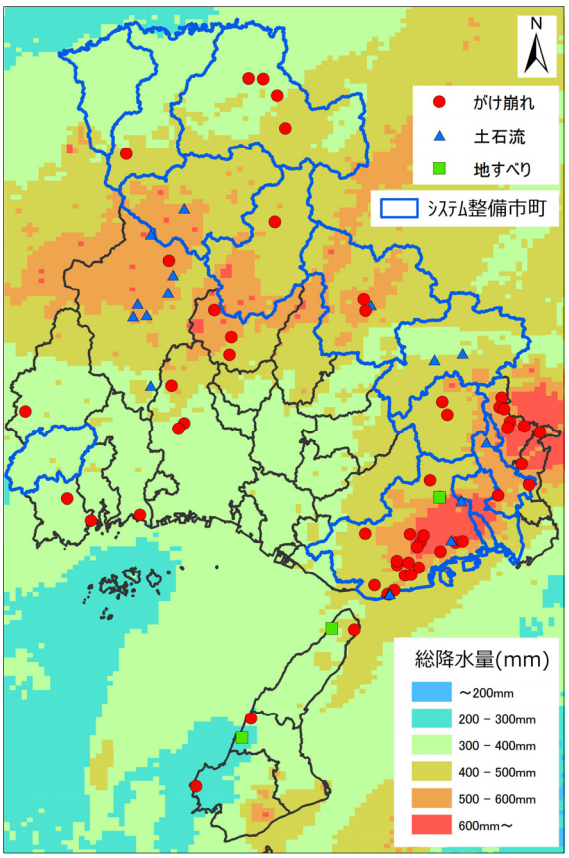


図-1　総降水量(2018.7.1-7.10)分布と災害発生位置図

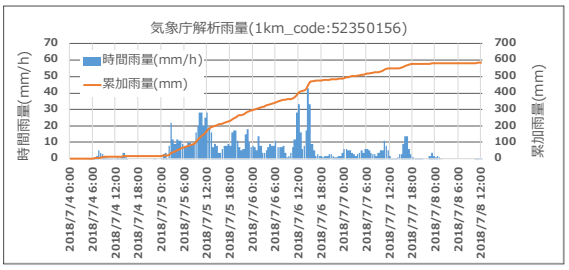


図-2　平成 30 年 7 月豪雨のﾊｲｴｲﾄｸﾞﾗﾌ(神戸市灘区)

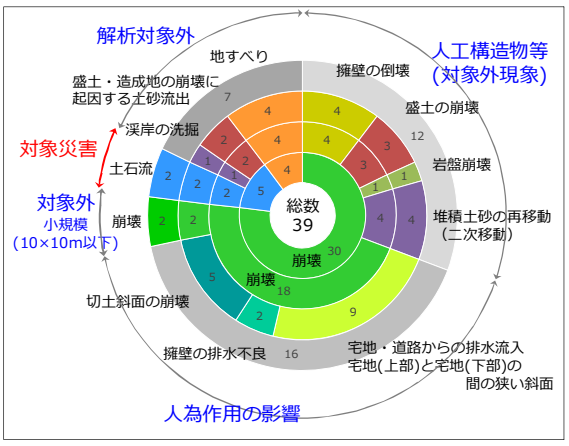


図-3　対象災害のクリーニング

良の人為作用の影響による災害（写真-1），地すべりや渓岸の侵食等のシステムの解析メカニズム以外の災害であった（図-3）．

災害のメカニズムは異なるが，対象外の災害についてシステムの判定を見ると，37 件の内 10 件の捕捉（約 27%）であった．今回，神戸市で発生した災害事例を対象に，比高 10m 未満の小規模な斜面や局所的な勾配変化を反映した 5mメッシュのモデルを試験的に作成し，再現計算を行った．その結果，地すべり除く 21 件の内，15 件（約 71.4%）が捕捉できた（土砂災害警戒区域の災害をみると，全て捕捉できた）．この結果から，解析メッシュの細分化が市街地周辺の小規模斜面の予測にある程度有効であることが確認できた（図-4）．

表-1 システムの判定状況(平成 30 年 7 月豪雨)

システム名			豊岡	新温泉	朝来	養父	丹波	篠山	三田	西宮芦屋宝塚	神戸	上郡	合計
災害件数	全災害		4	0	1	1	3	2	2	1	25	0	39
	がけ崩れ		4		1		2	1	2	1	19		30
	土石流					1	1	1			2		5
	地すべり										4		4
	上記の内,土砂災害警戒区域の災害		4		1	1	3	2	2	1	9		23
	上記の内,対象災害					1	1						2
システム判定（捕捉数）	全災害					1	2	1		1	6		11
	上記の内,土砂災害警戒区域の災害					1	2	1		1	4		9
	上記の内,対象災害					1	0						1
システム判定（空振数）	土砂災害警戒区域（急傾斜）	判定数	30	13	110	161	255	102	0	9	195	13	888
		総数	1,021	577	423	491	837	761	197	294	1,741	229	6,571
	土砂災害警戒区域（土石流）	判定数	0	0	19	46	49	0	0	1	7	0	122
		総数	743	188	336	385	627	502	184	106	476	116	3,663

4-2. 見逃し・空振りへの対応について

見逃しの災害は土石流災害であった．現場の状況より，谷底の堆積土砂の侵食が土石流の発生要因として推測された．現在，別途，堆積土砂の流動を考慮した土石流判定の高度化について検討進めているところである[3)]．

また，今回の豪雨では空振り判定が多かった．これは，長雨により斜面の安定性が低下したが，強度の大きい降雨インパクトがなく，樹木根系の斜面崩壊抑止効果等により，崩壊発生に至らなかったのではないかと推定される．モデルの作成段階では，今回のような複数の降雨ピークを有する長雨は想定してなく，今回の検証を受けて，降雨ピーク間の地下水の減衰特性や根系の影響等の崩壊メカニズムの調査・検討を進め，今後の精度向上につなげてゆきたい．



写真-1 神戸市の災害事例(兵庫県提供)

5. まとめ

今回の豪雨災害では，市街地周辺の人為的な改変をうけた小規模な斜面の事例が多く，いわゆる都市型災害の特徴がみられた．これらの災害を予測することは，自然斜面を対象とする従来モデル(10mメッシュ)では難しく，現状では解析メッシュの細分化の必要性等，いくつかの問題点を抱えていることが明らかとなった．そのうえで，あらかじめ本システムを用いて机上にて想定降雨によるシミュレーション解析を行い，降雨の特徴に応じて地区のどこが危険となりやすいのかを把握し，住民が有する地区のよりミクロ的な視点からの危険個所情報と重ね合わせることで，危険個所の絞り込みの信頼度が増し，住民のリスク認知度が向上するものと思われる．この結果は，地区の避難経路や巡回等の日常時の防災活動にも有用となろう．一方，危険な時刻に関しては，本モデルから得られる数時間前の危険情報を活用することにより，早めの避難行動への移行への動機づけに有用になることを期待している．

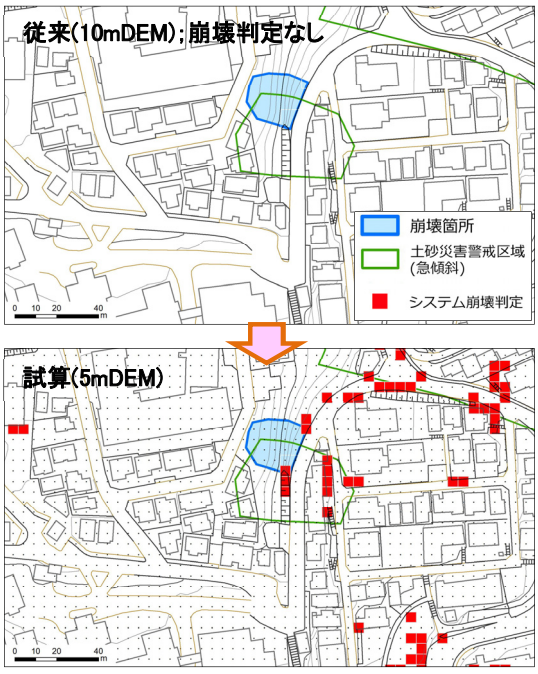


図-4 解析ﾒｯｼｭを細分化したﾓﾃﾞﾙによる計算例

参考文献

1) 沖村ら，豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，新砂防，63（6），4-12，2011.
2) 沖村ら，兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-警戒避難システムとしての現状と課題，公表へ向けての取り組み-，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018.
3) 沖村ら，兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-土石流判定手法の課題整理-，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，2018.

P-187

住民アンケート調査に基づく平成 29 年 7 月九州豪雨における土砂移動の時空間変化把握の試み

一般財団法人 砂防・地すべり技術センター ○厚井高志*・長井義樹・菊井稔宏・小林拓也・大野宏之**
国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部砂防計画課 城ケ崎正人***
国土交通省 国土技術政策総合研究所 野呂智之****
九州大学大学院農学研究院 水野秀明
東京大学大学院 情報学環 総合防災情報研究センター 田中淳
*現 北海道大学広域複合災害研究センター **現 一般社団法人全国治水砂防協会 ***現 石川県 ****現 国土交通省北陸地方整備局立山砂防事務所

１．はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨では福岡県，大分県などで広い範囲で土砂災害が発生し，死者・行方不明者 41 人にのぼる甚大な被害が生じた。この災害では強い雨が長時間継続したことにより流域内で多様な土砂移動現象が発生した可能性があるが、その実態は把握できていない。こうした土砂移動実態を把握することは、防災情報発表や住民避難のタイミングを検討するうえで重要な検討課題である。そこで、本研究では、特に大きな被害が発生した福岡県朝倉市で住民に対してアンケート調査等を実施し、被害が発生した当日の土砂移動状況について、その時空間的変化を把握することを試みた。そのうえで，土砂移動状況と住民の避難実態の関係性を明らかにした。

２．調査対象地および調査方法

調査対象地は，平成 29 年 7 月豪雨により人的被害も発生した福岡県朝倉市の赤谷川流域である。調査は，まず航空写真判読により流域内の崩壊発生状況を整理した。そのうえで，赤谷川流域の松末地域コミュニティ協議会の 11 区会長への個別ヒアリングおよび全 234 世帯を対象とした訪問面接法（留置併用）によるアンケートを実施した。調査期間は平成 30 年 6 月 16 日から 7 月 22 日，アンケートの回収率は 79.5%となった。なお，松末地域内では平成 24 年九州北部豪雨時にも斜面崩壊等が発生し（2 日間連続雨量 425 mm（松末小学校)），これを契機として地域コミュニティ協議会が自主防災マップを作成していた。

３．結果と考察

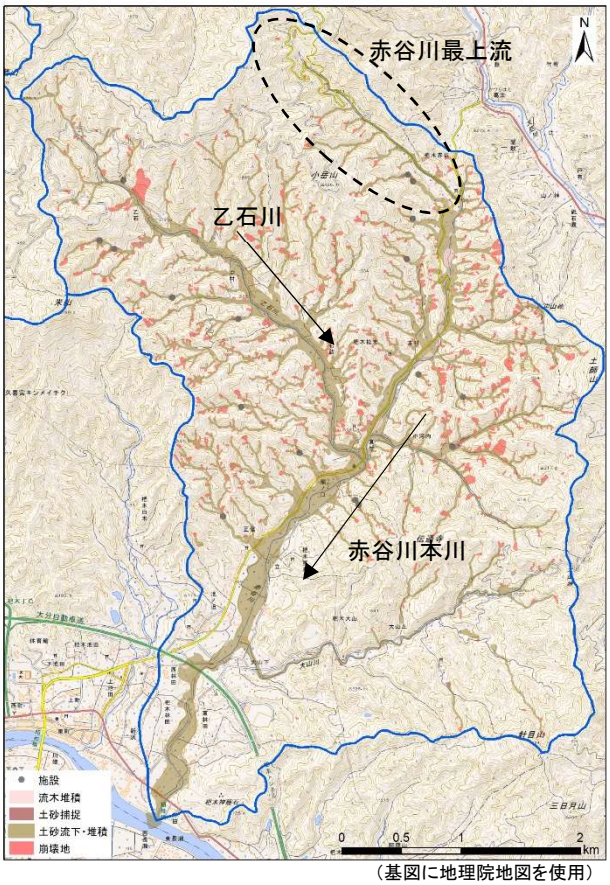
3.1 土砂移動状況の把握

(1) 赤谷川全体

航空写真判読の結果（図１），流域全体の広範囲で崩壊発生が確認でき，乙石川上流で比較的大規模な崩壊が発生していた。また，赤谷川最上流では崩壊発生が少なく土砂流下・堆積範囲は比較的狭いが，赤谷川本川沿いおよび右支川乙石川沿いは土砂流下・堆積範囲が広く，平成 29 年 7 月九州豪雨で大量の土砂移動が生じたと考えられる。

アンケート調査から土砂移動に関する異常を見聞きした時間および場所を整理した結果，川や沢の異常については，気象庁解析雨量から作成した当日のハイエトグラフ（図２A）と同調して増加したのに対して，斜面の異常については 7 月 5 日 15 時台に急激に件数が増加していた（図２B，C)。斜面異常の報告件数が急増した時間帯は、累加雨量 200mm を超えた 5 日 15 時からであり、一般的に斜面崩壊の発生が増えてくる累加雨量[1)]とも調和的であった。また，自宅等への被害は 5 日 15 時台以降から増加し同 17 時台が最も件数が多かった。

以上より，赤谷川流域では雨が強くなった 5 日昼過ぎ 12 時頃から河川が増水し始め，さらに雨が激しくなった同 15 時以降斜面崩壊が発生，土砂移動が生じ，雨が最も強かった



（基図に地理院地図を使用）

図1 赤谷川流域の崩壊発生と土砂移動状況

同 18 時より前にすでに被害が生じ始めたと考えられた。

(2) 土砂移動の時空間変化

松末地区の赤谷川流域を対象として，土砂移動状況についての時空間分布の把握を試みた。アンケート調査結果から得られた縦断的な川の異常に関する情報およびその時間帯，区会長への個別ヒアリングから得られた情報から流域の土砂移動は以下のように想定された。

まず，5 日 15 時以降増水が顕著となり，赤谷川上流や乙石川では小規模な崩壊が発生，赤谷川上流では土石流も発生した。雨が更に強くなった同 17 時から 18 時にかけて乙石川上流で大規模な斜面崩壊が発生（一時河道閉塞，その後決壊？），乙石川では土石流が複数回発生した。さらに同 18 時から 19 時にかけては乙石川と赤谷川合流点より下流で土石流が複数回発生し，河道周辺の家屋が流出した。

3.2 土砂移動状況と避難実態の時系列的な応答

想定された土砂移動状況と避難実態（図３）との時系列的な応答を整理した。避難開始時刻が分かっている人のみ（計 100 人）を対象に整理した結果，川や斜面の異常が最も多く確認された 5 日 15 時台直後で，避難指示発令・避難所が開設された同 16 時台に避難を開始した人が最も多かった（25 人）。また，斜面の異常が少なく，自宅等への被害も少なかった 5 日 14 時台までに避難（事前避難）した人は 18 人，大きな土砂移動や被害が増加し始めた同 15 時台から時間 60 mm 以上の降雨が継続した同 21 時台までに避難（切迫避難）した人は 72 人，雨が比較的弱くなった同 22 時台以降に避難（生活避難）した人は 10 人であった。防災情報の発表や避難所開設のタイミングに加え，結果的に土砂移動が激しい時間帯に避難行動が多くとられていた。

避難先については，事前避難では学校等の「公共施設」と「親戚・知人」宅の割合（28%），生活避難では「指定された避難所」,「公共施設」の割合（30%）がそれぞれも最も高い。一方，切迫避難では自宅の「近く」に避難した人の割合が最も高く（39%），避難行動に制限が生じていた可能性がある。

４．おわりに

本研究で実施したアンケート調査等から，赤谷川流域では 7 月 5 日 15 時頃から上流域で土砂移動が始まり，同 17 時台から 19 時台にかけて乙石川と赤谷川本川合流点より下流で土石流が複数回発生したと考えられた。土砂移動が活発な時間帯での避難開始者が多く，土砂移動が生じる前の避難に加えて，切迫避難を前提とした避難方策検討の必要性が改めて課題として抽出された。

最後にアンケート調査にご協力いただいた朝倉市，松末地域コミュニティ協議会，住民に方々に謝意を表します。

参考文献　1)土砂災害から命を守るポケットブック（2009），砂防技術研究会

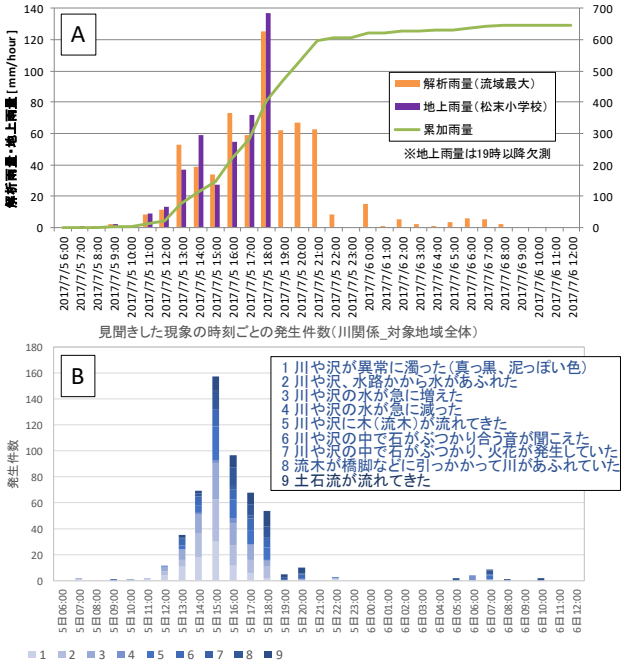


図2　災害時の降雨状況（A），川や沢の異常（B），斜面の異常（C），自宅等への被害（D）発生状況の時系列変化

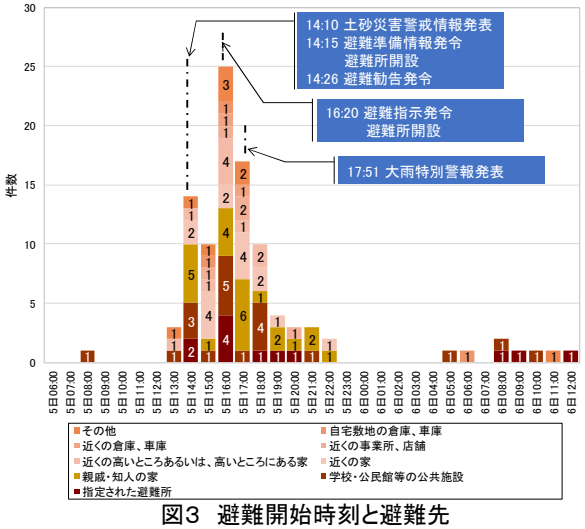


図3　避難開始時刻と避難先
（避難時刻が確認できた避難者のみを対象に整理）

P-188

土砂災害に対する地域防災力向上のための取組みと今後の課題について

国際航業株式会社　○江川 佳苗，鳥田 英司，坂下 晴佳
福岡県県土整備部砂防課　中村　宏，梶原　誠也

1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨災害では，河川の氾濫や土砂災害が西日本を中心に相次ぎ，甚大な被害が生じた．この豪雨では，多くの被災地で自治体から避難指示（緊急）や避難勧告が発令される等，避難行動を促す情報が出されたものの，自宅に留まる等により，多くの方が亡くなる結果となった※1．避難対策の強化を検討するため設置された防災対策実行会議の下のワーキンググループでは，今後の水害・土砂災害からの避難対策として，住民は「自らの命は自らが守る意識を持つこと」，行政は「住民が適切な避難行動をとれるよう全力で支援すること」と提言している．

福岡県では，平成 26～28 年度に設置した「福岡県土砂災害対策検討委員会」の答申を踏まえ，ソフト・ハード両面から総合的な土砂災害対策を推進している．ここでは，委員会の中で試行を経て開発され，平成 28 年度から県内で毎年実施している「避難判断訓練（以下，「訓練」とする．）」について紹介するとともに，訓練から得られた課題を報告する．

2. 土砂災害を想定した避難判断訓練

2.1 訓練の概要

訓練は，住民及び自治体防災担当職員が土砂災害の発生危険度が高まった状況を仮想体験し，自らの「判断力」を養う机上訓練である．訓練は平成 29 年度までに 3 回と平成 30 度に 1 回実施しており，訓練の詳細と平成 29 年度までの結果はすでに報告した※2※3．訓練シナリオ（**図 1**）では，降雨開始から 6 時間後まで 1 時間毎に気象状況等が変化し，土砂災害の発生危険度が高まる状況を想定している．訓練では，異なるシナリオを基本的に 2 回実施し，訓練終了後，行動に対する評価（点数付け）を行った（**図 2**）．

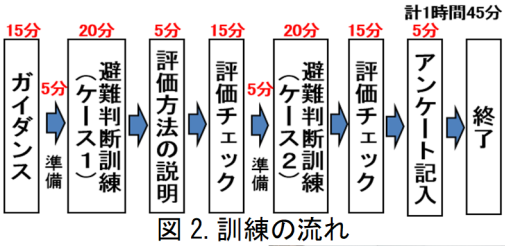


図 2. 訓練の流れ



図 4. 訓練中の様子（左図：住民，右図：自治体）

2.2 アンケート結果

住民の属性と避難行動の関連性を分析するため，平成 30 年度の訓練では，年齢，住居形態等の属性と訓練や避難に関するアンケートを実施した（**図 4**）．その結果，「訓練に参加して良かった・参考になった」と回答した人が 63%と最も多く，効果的な訓練となったことが伺える．また，避難で大事なことは何かという質問（複数回答可）に対しては，早めの避難・行動（58%），情報収集・状況把握（53%）という結果になった．他には，自分の身は自分で守ることや危機感を持つことが大事（21%）と回答した人もいた．

2.3 参加者属性の違いによる行動分析

参加住民の年齢とケース 1，2 の点数の関係（**図 5**）では，ケース 1 より 2 で高得点となる傾向にあったが，ケース 1，2 ともに 21 点中 10 点以下（課題が残る）をとったのは 75 歳以上の高齢者 2 名であった．サンプル数が少ないため一概には言えないが，高齢者が適切な判断をできない理由として，①これまで被災したことがないから自分は大丈夫という思い込み，②足腰が弱く移動が困難，また億劫であること．等が推測される．

ケース1

	ターン1	ターン2	ターン3	ターン4	ターン5	ターン6	ターン7
時間	10時	11時	12時	13時	14時	15時	16時
降雨量	0mm	45mm	15mm	5mm	1mm	60mm	0mm
気象警報等	大雨注意報	大雨警報	大雨警報	大雨警報	大雨警報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報
その他の情報	－	会話の声を聞き取りにくい	－	－	－	会話の声を聞き取りにくい	－

ケース2

	ターン1	ターン2	ターン3	ターン4	ターン5	ターン6	ターン7
時間	5時	6時	7時	8時	9時	10時	11時
降雨量	10mm	30mm	70mm	90mm	90mm	20mm	10mm
気象警報等	大雨注意報	大雨警報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報 ・記録的短時間大雨情報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報	・大雨警報 ・土砂災害警戒情報
その他の情報	－	－	会話の声を聞き取りにくい	会話の声を聞き取りにくい	・会話の声を聞き取りにくい ・用排水路が溢れている	－	－

図 1. 訓練シナリオ（ケース 1，ケース 2）

参加住民の住居形態と点数の関係（図６）では，避難行動は，マンションや戸建て等の住居形態に影響されない傾向にあった．これは，平成 24 年７月，平成 29 年７月の九州北部豪雨災害を経験したことや，平成 30 年７月豪雨災害時のマスコミ報道等により，住居形態によらず避難行動をとる必要があるという意識が芽生え始めたためと推測される．

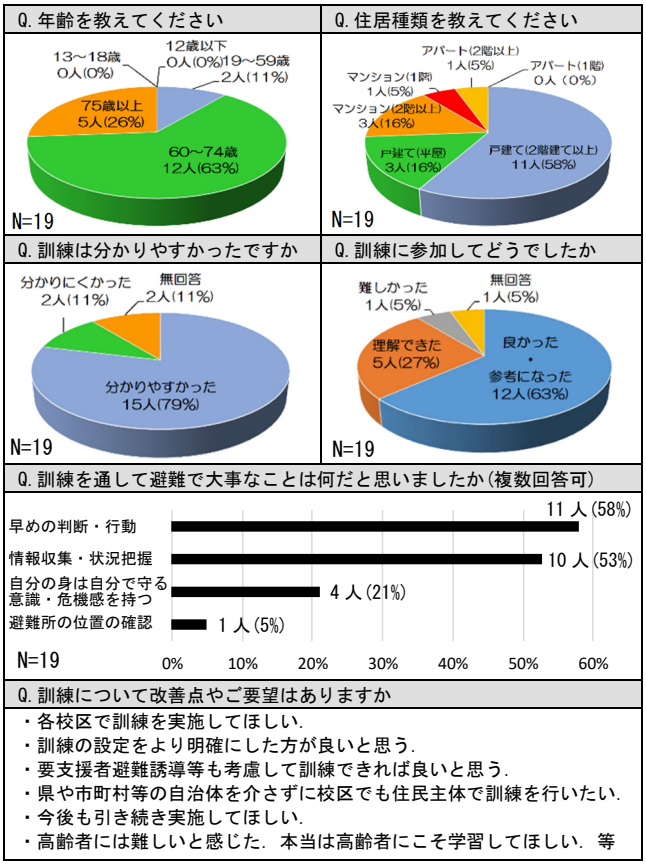


図 4. アンケート結果

【参加住民の年齢と点数の関係】

ケース1（有効回答数17）

点数＼年齢	19～59歳	60～74歳	75歳以上
10点以下(課題が残る)	1名	2名	2名
11～14点(やや適切)	0名	0名	0名
15点以上(適切)	1名	9名	2名

ケース2（有効回答数18）

点数＼年齢	19～59歳	60～74歳	75歳以上
10点以下(課題が残る)	0名	0名	2名
11～15点(やや適切)	0名	0名	1名
16点以上(適切)	2名	12名	1名

図 5. 参加者の年齢と点数

【参加住民の住居形態と点数の関係】

ケース1（有効回答数17）

点数＼住居	戸建て(平屋)	戸建て(2階以上)	マンション	アパート
10点以下(課題が残る)	1名	3名	0名	1名
11～14点(やや適切)	0名	0名	0名	0名
15点以上(適切)	2名	6名	4名	0名

ケース2（有効回答数18）

点数＼住居	戸建て(平屋)	戸建て(2階以上)	マンション	アパート
10点以下(課題が残る)	1名	1名	0名	0名
11～15点(やや適切)	0名	1名	0名	0名
16点以上(適切)	2名	8名	4名	1名

図 6. 参加者の住居形態と点数

３. 今後の課題

3.1 住民主体で訓練できるような仕組みづくり

アンケートの質問「訓練について改善点やご要望はありますか？」に対し，住民から「県や市町村等の自治体を介さずに校区でも住民主体で訓練を行いたい.」という意見をいただいた．今後は，住民主体で訓練を実施できるようなツールの開発やマニュアルの整備，仕組みづくりを検討していく必要がある．

また，住民主体で訓練実施する場合に，防災の基本的な知見を兼ね備えたファシリテーター（地域防災リーダー）の育成も必要であろう．

3.2 自治体への支援の充実

平成 30 年度の訓練実施後，自治体防災担当職員から「避難指示（緊急）の発令にあたって，災害の発生場所の特定と対象区域の人数確認に時間がかかりそうで，適切なタイミングで発令できるか不安である.」との意見をいただいた．この防災担当職員のように避難勧告等の発令の判断や，緊急時の対応に不安に思っている自治体防災担当職員が他の自治体にも多数いると考えられる．今後は，訓練実施後に自治体防災担当職員に結果をフィードバックし，対応について意見交換する等，職員が不安なく適切な防災対応ができるよう支援することで，自治体の防災対応の維持・向上が期待できる．

４. おわりに

本報告では，これまでに県内で実施した訓練の結果とそこから得られた課題について報告した．今後は，課題の解決を図るとともに，県内で訓練の周知啓蒙を行い，訓練を実施していくことで，土砂災害に対する地域防災力の向上が期待される．

また，今回は参加住民の属性と避難行動の関連性を分析した．分析の結果，一定の傾向は見受けられたものの，サンプル数が少なく信頼性に欠ける．今後も継続的に訓練とアンケートを実施してサンプル数を蓄積し，避難行動の分析と課題抽出を行い，より効果的な訓練となるよう検討が必要であろう．

＜参考文献＞

※１ 中央防災会議 防災対策実行会議 平成 30 年７月豪雨による水害・土砂災害からの避難に関するワーキンググループ（2018）：平成 30 年７月豪雨を踏まえた水害・土砂災害からの避難のあり方について（報告）

※２ 江川ほか（2017）：福岡県におけるソフト対策の取り組み，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集

※３ 江川ほか（2018）：地域防災力向上のためのソフト対策事例（１），平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

土砂災害に関する防災教育の地域波及支援について

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　小竹　利明，菅原　寛明*，田中　健貴
和歌山大学　災害科学教育研究センター　此松　昌彦，　江種　伸之
NPO 土砂災害防止広報センター　松木　　敬，○池田　一平

１．はじめに

平成 23 年紀伊半島大水害後の和歌山県那智勝浦町において，著者らは，総合的な学習の時間枠で 2 日間 3 時限を使って実施可能な土砂災害の防災教育プログラムを提案している [1)]（概要を**表 1** に示す）．本報告では，那智勝浦町教育委員会から要望を受け，**表 1** の学習プログラムを実施した後の小学校における教師主体の継続的な防災教育事例を紹介するとともに，児童の授業を通じた認識の変化と教職員・地域住民の評価について報告する．

２．継続的な防災教育内容の提案

（１）対象小学校の概要と学校の要望

本報告で対象としたの色川小学校である．位置を図 1 に示す．那智勝浦町の北西部に位置する色川地区には 9 つの集落があり，地区全人口は 189 世帯 327 人，うち新規定住者が 74 世帯 164 人（H30.4 現在）という人口の約 5 割が新規定住者という地域である．平成 23 年紀伊半島大水害時には，口色川で土石流が発生し人家等の被災等甚大な被害が発生した（人的被害無し）．色川小学校は，全校生徒 17 名の複式学級で，5，6 年生 5 名を対象とした防災学習を行った．学校側からの要望は，①先行的に実施した防災学習（**表 1**）を踏まえた内容としたい②6 箇月程度の時間をかけて児童の疑問を自分たちで解決する形にしたい③学習成果を地域に向けて発信したい④発表内容，形式及び学習プロセスの具体化を補助して欲しいという内容であった．



図 1　啓発センターと対象校（色川小学校）位置図

（２）提案した教育プログラム

著者らは学校からの要望を踏まえ，小学校周辺で土砂災害への防災意識を醸成すると考えられる防災教育プログラムを提案した．提案した学習プログラムを**表 2** に示す．基礎知識を学んだ先行学習を終えた児童の感想を踏まえ，地域への発信内容の異なる 3 案を提案した．また，学習の目標は教育委員会の目標「自分ごととして考え・行動する」と一致させた．小学校が選んだプログラムは，児童が，地域の大人の考えを直接的に調べる「(3)地域調査」であった．

表 1　土砂災害防止学習プログラムの実施概要

目標	基礎知識を学び、自分たちにできることを考える
概要・学習段階	総合的な学習の時間枠(2日間3時限,H30.5/28, 6/4)を活用し，実験や現地体験学習中心の学習プログラムを実施。 講師は、啓発センター職員が実施し、学習後に児童の感想をとりまとめ各家庭に配布。父兄の防災学習に関する意見聴取を行った。 【2日間3時限】基礎知識と啓発ｾﾝﾀｰ現地体験 ↓　(H30.5～6) 【学習後】児童が学び感じたことをまとめる(A4) ↓　(H30.6授業後) 【家庭配布】学習への感想、ご要望、前後の児童の変化等を返信してもらう(A4)
家庭からのご意見・ご感想	〔肯定的なご意見〕 ・数年前の台風の大雨による大規模な土砂災害を経験した色川では必須な学習だと思う。 ・毎年の実施を願う。 ・色川ではどこでも、学校さえも危険地帯と考えると、どうせ･･･との思いもよぎるが、通学路の危険箇所など今一度安全確認して知らせたい。等 〔改善を求めるご意見〕 ・有効性だけでなく、ダムの害も教えて欲しい ・治水・治山という考えを捨て、自然とともに生きるという考えを小学校では教えて欲しい。 ・子供達を洗脳しないで欲しい。等
児童の感想	・色川は危険な地域が多く逃げる場所を確認しないとだめだなと思った。 ・じぶんの家も危険区域に入っていた。 ・家でも家族などと話し合いたいと思った。 ・ニュースでも流れていたが、大人達は防災への意識が低いのでは？と感じた。

３．継続的な防災学習概要と評価

（１）地域調査の概要

対象地区は，色川地区 9 集落のうち，5，6 年生児

*現　国土交通省関東地方整備局河川計画課課長補佐

表 2　提案した学習プログラム

目標	自分ごととして捉え行動する		
手法	(1)啓発看板(過去の土石流堆積物の解説)	(2)防災マップ作り	(3)地域調査
段階1	児童の疑問点を整理		
段階2	訴求すべき内容を整理	まちあるきによる現地学習	より詳細な地域実態調査
段階3	具体的なコンテンツ(掲示物)の作成	学習結果を持ちより防災マップに整理	アンケート結果の分析
段階4	現地への効果的な設置	地域の方へ配布する資料作成	分析結果を踏まえた児童の考えを整理
段階5	発表方法検討		

童の自宅のある「大野」「口色川」「熊瀬川」「小阪」「籠」の 5 集落とし，51 世帯 51 名の大人へ児童が直接的にヒアリングする内容とした．質問項目は児童が素案を考え，教師を交えたグループワークで**表 3** の項目とした．結果は児童自身が聞き取り時にメモしたものを各自整理し後日持ち寄った．聞き取り結果の整理までを平成 30 年 7～11 月に実施した．

表 3　質問項目・内容

◆お名前と住んでいる地域を教えてください。

◆平成2 3 年紀伊半島大水害・土砂災害について
(1) 土砂災害(がけ崩れ・地すべり・土石流)が起こる前兆について知っている人はその現象を教えて下さい。
(2) 平成2 3 年紀伊半島大水害の時は避難しましたか。
ア した(→具体的な揚所は？　　)，　イ しなかった
(3) (2) で「した」と答えた人は、何を持って避難したか。
(4) (2)で「しなかった」と答えた人は、なぜ避難しなかったのですか。

◆避難について
(5) 平成2 3 年大水害以後の台風や大雨の時に避難したことがありますか。
ア したことがある。　　イ したことがない。
(6) (5)で「したことがある」と答えた人はどこに避難したか。
(7) (5)で「したことがない。」と答えた人は、なぜ避難しなかったのですか。

◆災害への備えについて
(8) 家で災害に備えて、防災バッグを準備していますか。
ア している　　イ していない。
(9) (8)で「している」と答えた人はどんなものを用意？
(10) (8)で「していない」と答えた人はなぜですか？
ア お金がかかるから。 イ めんどうくさいから。
ウ 置いておく揚所がないから
エ 自分の家は災害にまきこまれないと思うから。
オ 用意しなくても避難所にあると思うから。
カ その他(理由　　)
(11) 気象情報を毎日見ていますか。
ア 見ている。(→何で見る？　　)　イ 見ていない。

当初児童が予想していた「色川の大人たちは防災意識が低いのでは？」という印象に対し，調査結果(**図 2**)でも同様の結果となったが，個々の逃げない理由を聞くうちに，自分や身の回りの家族等に置き換えて考え，家族が仕事に出ている間や近くに親戚が居ない場合には一人で移動できない人が居ること，ペットを連れて避難所には行けない等の現実を理解し始める場面も現れた．地域の大人世代に向けて，何をどのように発信するかを整理し，少しでも早めに逃げるためには避難開始迄の時間短縮が必要と考え，防災バッグの充実を呼び掛けることとした．また，発表会を見る大人や下級生が楽しめるよう，会場に居る児童自身が現地レポーター役となり(録画)，中継場面を含むパネルディスカッションを企画実施し地域に向けて発信した．アンケート結果概要を**図 2** に示す．

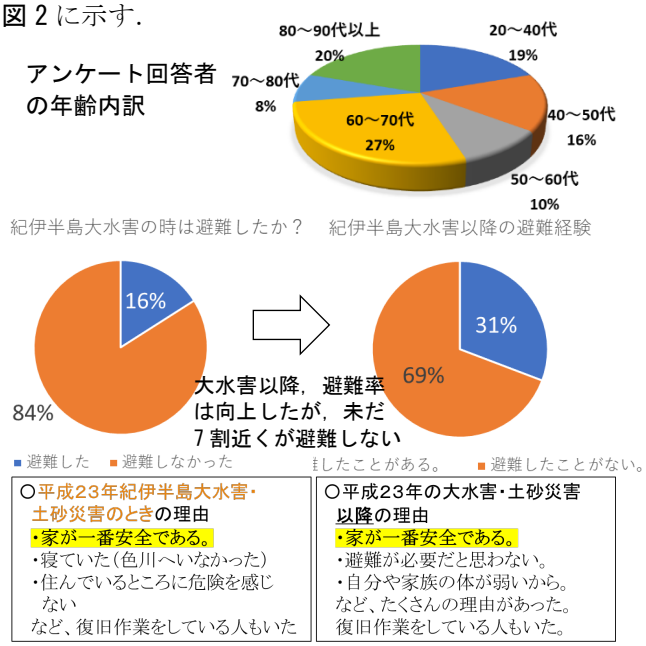


図 2　アンケート結果概要

（2）教職員と地域の大人世代の反応

担任の先生は，「取り組むにつれて自分ごととして取組めたことが良かった」と評価した．校長先生は，「学習した子供達が有事に対応できるかと言えば，未知数な部分はあります．何度も繰り返し学ぶことで実際の行動に繋げられると考えています．」と評価した．地域住民は，「子供達が防災を学ぶ姿を見て自分たちも意識を変える必要がある」と変化した．

4．まとめ

那智勝浦町の小学校を対象に，継続的な防災教育事例と児童の授業を通じた認識の変化と教職員・地域住民の評価を報告した．対象小学校の教職員は防災教育の必要性を強く感じつつも具体的な指導方法や教材等を模索していた．官学民が連携し町教委の積極姿勢を支援しつつ教育現場の状況を踏まえた専門家の提案・助言が防災意識の維持向上に重要と考えられる．本試行にご協力いただいた啓発センター，教育委員会及び色川小学校各位に感謝致します．

＜参考文献＞　1)犬丸・吉村・今森・田中ら：土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育コンテンツの検討，平成 29 年度砂防学会概要集，pp-274，2017.

P-190

河川流量に基づく地域特性を反映した土砂災害警戒避難基準雨量

（株）エイト日本技術開発　○只熊典子・竹本大昭・海原荘一
国土交通省国土技術政策総合研究所　木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴

1. はじめに

2017 年の九州北部豪雨や 2018 年西日本豪雨など，近年大規模な土砂災害が頻発しており，警戒避難基準の精度向上が喫緊の課題となっている。土砂災害警戒避難基準雨量の長期雨量指標には土壌雨量指数が採用されているが，その算定に用いるパラメータは全国一律のもので運用されており[1)]，各地域の降雨流出特性が考慮されていない。

一方，河川流量は降雨流出の地域特性が反映された結果であり，流域内の貯留量を推定可能な実測データであり，警戒避難基準雨量の長期降雨指標として適用できる可能性がある。そこで本研究では河川流量に基づく警戒避難基準雨量の設定方法等を検討した。

2. 検討対象地域及び使用したデータ

2.1 検討対象地域

検討対象流域は，2011 年の紀伊半島大水害による多数の土砂災害実績があり，流量データが豊富な新宮川水系熊野川流域のうち，二津野ダムより上流の流域(**図-1**)を対象とした。また，河川流量に基づく長期雨量指標の比較対象として，**図-1** に示す災害実績のある 5km メッシュの土壌雨量指数のデータも使用した。

2.2 河川流量に基づく警戒避難基準の長期雨量指標の算定方法

図-1 に示した検討対象範囲には二津野ダムを含む 5 つのダムがあり，それらの各ダム水文諸元を補正し，人為的操作の影響を排除した自然状態の河川流量を求めた。洪水調節機能を有するダムについては，流入量と放流量の差分流量を下流のダム地点流入量に加え，観測地点の流域面積で除して比流量を求めた。また，降り始めからの連続雨量から比流量の累計値を差し引いた値を流域内貯留量とした。なお，基底流量の影響により一定量の降雨が生じるまでマイナス値が生じるため，一連降雨毎に流域内貯留量を 0mm に戻している。災害データについては，国土交通省の整理した土砂災害データのリストを使用した。

3. 河川流量による警戒避難基準雨量の検討方法

2007 年 1 月～2018 年 7 月の各ダム地点の流量データから求めた自然状態の河川流量を基に，前述の比流量と流域内貯留量を求め，それらを長期雨量指標として，土砂災害警戒避難基準雨量と同様の方法で RBFN の応答局面を作成した。また，2011 年紀伊半島大水害時に発生した災害を警戒避難の対象災害とし，現行の土壌雨量指数を長期雨量指数とする応答局面から，各ケース・各流量観測地点において，対象災害データを捕捉

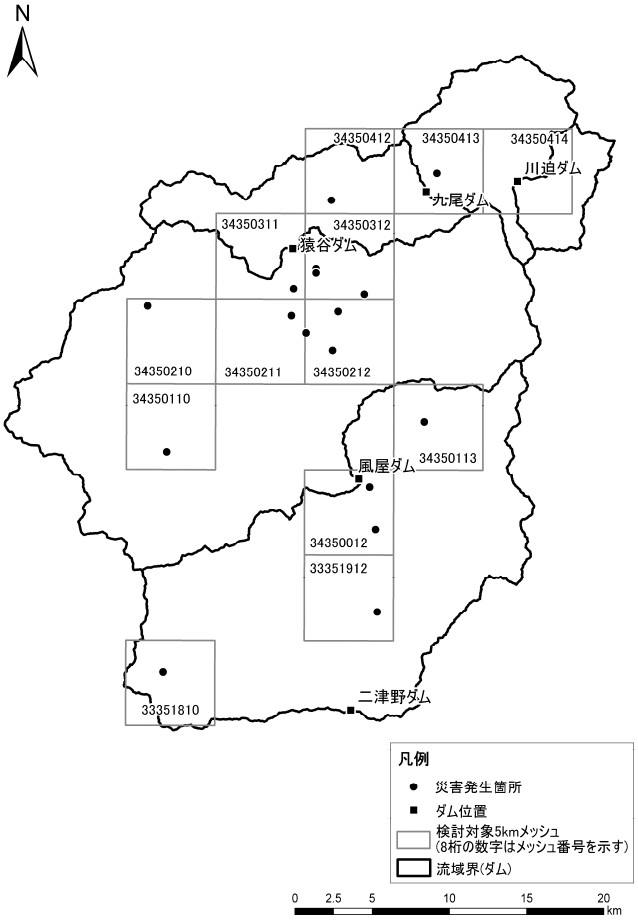


図-1　検討対象範囲(新宮川水系熊野川)

表-1　検討ケース

ケース	短期雨量指標	長期雨量指標
Case1	流域内平均雨量 (アメダス60分雨量)	比流量
Case2	流域内平均雨量 (アメダス60分雨量)	流域内貯留量
Case3	60分積算雨量 (解析雨量)	気象庁土壌雨量指数

できる RBFN の出力値での 2 次元の発生限界線(CL)を求め，同一の災害捕捉率となる条件の CL で空振り率を求めた。各検討ケースと警戒避難基準雨量の設定に用いた雨量指標の関係を**表-1** に示す。

4. 検討結果

Case1～3 の各雨量指標における各流量観測地点の空振り率の一覧を**表-2** に，本研究で対象災害とした 2011 年台風 12 号における猿谷ダム地点の Case1(比流量)と Case3(土壌雨量指数)の変化を**図-2** に，同様に Case2(流域内貯留量)と Case3 の変化を**図-3** に示す。なお，流域内には災害データのある 5km メッシュが複数存在するため，空振り率の平均値，最高値，最低値も示した。

表-2　Case1~Case3 の検討結果一覧表

流量観測地点	検討対象面積 (km^2)	Case1		Case2		Case3					
		短期指標：流域内平均雨量 長期指標：比流量		短期指標：流域内平均雨量 長期指標：流域内貯留量		短期指標：解析雨量 長期指標：JMA土壌雨量指数					
						平均		最高		最低	
		発生捕捉率(%)	空振り率(回/年)	発生捕捉率(%)	空振り率(回/年)	発生捕捉率(%)	空振り率(回/年)	発生捕捉率(%)	空振り率(回/年)	発生捕捉率(%)	空振り率(回/年)
九尾	109.10	100	0.00	100	0.08	100	0.00	100	0.00	100	0.00
猿谷	202.71	100	0.08	100	0.08	100	0.00	100	0.00	100	0.00
風屋	662.19	100	0.17	100	0.25	100	0.04	100	0.00	100	0.33
二津野	1017.52	100	0.25	100	0.33	100	0.03	100	0.00	100	0.33

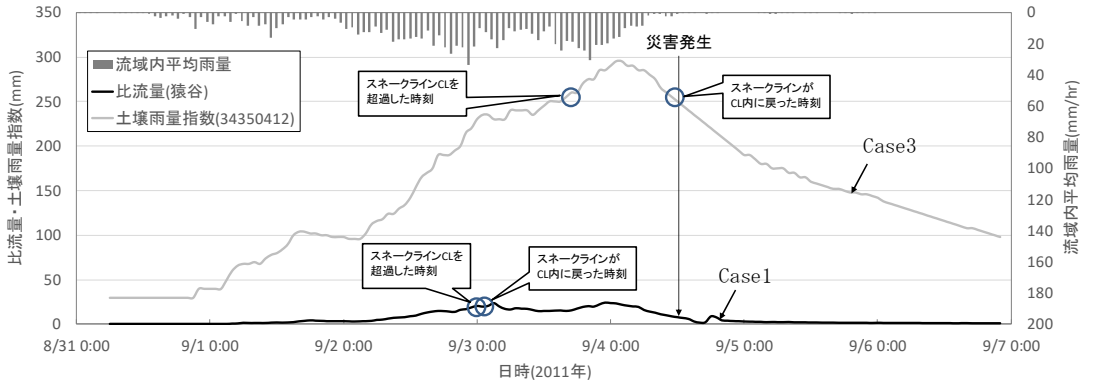


図-2 2011 年台風 12 号における猿谷ダム地点の比流量と土壌雨量指数の変化(Case1 及び Case3)

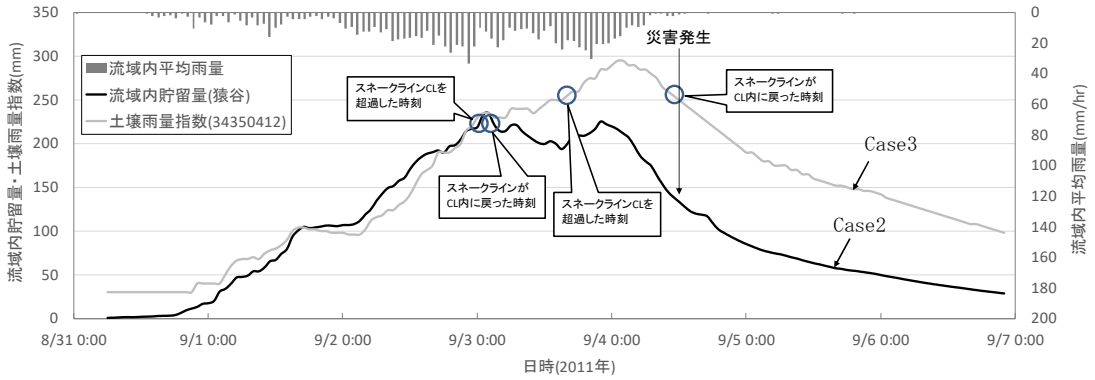


図-3 2011 年台風 12 号における猿谷ダム地点の流域内貯留量と土壌雨量指数の変化(Case2 及び Case3)

一般的に RBFN 応答局面と指標値の僅かな位置関係の違いで空振り率は変化するが，Case1(比流量)，Case2(流域内貯留量)ともに上流の観測点ほど空振り率が減少し，最も流域面積の小さい九尾ダム地点では，比流量は土壌雨量指数と同じ精度(空振り率)を有している。これは，流量観測地点から流域面積の小さい地点ほど，その地域の降雨と流出の関係性が高まり，土砂災害の発生をうまく捉えることができるためと考えられる。これらの結果から，比流量，流域内貯留量ともに九尾ダム地点程度の流域面積(A=109km^2)であれば土砂災害警戒避難基準雨量の長期雨量指標として適用可能であると考えられる。また，比流量はその時刻の瞬間的な値であり，流域内貯留量や土壌雨量指数のような累計値よりも指標値の範囲は小さいものの，警戒避難基準雨量の長期雨量指標として適用可能な精度を有していると言える。

図-3 では土壌雨量指数よりも流域内貯留量の方が値の減衰が早いという地域特性が反映された地域特性が把握されていると言える。また，図-2 の猿谷流域の比流量では土壌雨量指数よりも 17 時間超過が早くなっており，この事例では避難行動に対するリードタイムの面で有利となっている。

5. まとめ

本研究では河川流量に基づく降雨指標により土砂災害警戒避難基準雨量を設定した。河川流量に基づく流域内貯留量のように累計での降雨指標を求める場合，基底流量の影響を排除する必要があるが，100km^2程度の流域面積の地点であれば，現行の土壌雨量指数に基づく基準雨量と同じ精度を確保できることが明らかとなった。また，河川流量による指標は出水後半の流出の減衰が大きく、深層崩壊のような発生の遅れが顕著な災害でなければ，避難の解除の判断基準として適用できる可能性がある。今後は大きな流域面積の地点への適用方法や表層崩壊の多発した地域等での検証，警戒避難解除への適用等を検討していきたい。

参考文献

1) 岡田憲治, 牧原康隆, 新保明彦, 永田和彦, 国次雅司, 斉藤清：土壌雨量指数, 天気48(5), p349-356, 2001.

P-191

地球温暖化による降雨特性の変化が土砂災害発生頻度へ与える影響分析

国土交通省国土技術政策総合研究所　野呂智之※1，野村康弘，○戸舘光※2
一般財団法人日本気象協会　道広有理，片山勝之，遠藤理，渡邊良美
（※1 現　国土交通省北陸地方整備局立山砂防事務所，※2 現　株式会社建設技術研究所）

1. はじめに

近年，我が国では土砂災害の発生が増加しており，ハード・ソフト両面において状況に合わせた対策が必要とされている．さらに今後は，将来の気候変動に伴う地球温暖化の影響により，豪雨や台風といった極端現象の発生頻度や強度の増加が想定され，それらによる土砂災害の頻発，被害の増大が懸念されており，その影響を見据えた対策も必要となってくる．地球温暖化による影響予測は土砂災害のみならず，洪水や豪雪への防災，水資源管理といった事項にとっても非常に重要な要素となっている．ただし，地球温暖化の影響を評価し適応策を策定するには，気候変動予測とそれに伴う不確実性の定量評価が不可欠となる．そこで，文科省・気候変動リスク情報創生プログラムにおいて，「地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース(以下 d4PDF)」が作成された．このデータベースにより，過去の顕著な気象イベントに対する要因分析，将来変化予測の自然変動不確実性の理解，影響評価研究などが飛躍的に進むことや，各省庁，自治体等での温暖化適応策策定が推進されることが期待されている．

本検討では将来の地球温暖化の影響による降雨量の増加が妥当だと仮定した上で，それに伴う土砂災害の頻発や被害の増大といった現象に対して，d4PDF データを用いて地域による傾向等を推定，将来の降雨特性の変化が土砂災害発生頻度に与える影響を分析する．これによって将来のソフト対策に資する情報が得られると期待される．

2. 研究方法

(1) 使用データ

使用するデータを表- 1 に示す．降雨データとして d4PDF データのうち，ダウンスケーリングした 5km 格子データを対象に，現在気候データと将来 4 度昇温実験結果の 1 時間降雨量データを用いた．現在気候データは 12 サンプルの中から年毎に 1 つをランダム抽出して使用した．将来 4 度昇温実験では，6 種類の海面水温変化パターンがあり，本検討では 2 サンプルずつ使用した．対象とする期間は 2090 年～2110 年の 21 年間とする．d4PDF のデータの詳細については表- 2 に示す．

また，現行の土砂災害警戒情報発表に用いられている全国 5km 格子の土砂災害発生危険基準線（CL）について収集を行った．なお，本検討の対象範囲は北海道・沖縄を除く本州・四国・九州の陸域とする．

(2) 降雨量データのバイアス補正

整理した降雨量データについてバイアス補正を行う．バイアス補正の方法については一般的に用いられている QM 法を採用する．

具体的な手順としては，d4PDF データと解析雨量の日降水量データを降順に並べ，同順位のデータを比較し，d4PDF データを観測値に合わせる．この時の補正比を将来気候の同順位の d4PDF データに適用し補正を行う．

表- 1　使用データ

データ	内容
d4PDF　DS データ （現在気候データ）	格子間隔：5km 対象期間：1990年～2010年 （21年間）
d4PDF　DS データ （将来気候データ）	格子間隔：5km 対象期間：2090年～2110年 （21年間）
土砂災害発生危険基準線 （CL データ）	格子間隔：1km 2017 年 11 月調査時
解析雨量データ	対象期間：1990 年～2010 年 （21 年間）

表- 2　d4PDF データ

区分	昇温パターン	ケース名	計算期間
現在気候	―	HPB	1980.08-2011.08
将来気候（4℃昇温実験）	CCSM4	HFB_4K_CC	2080.08-2111.08
	GFDL-CM3	HFB_4K_GF	2080.08-2111.08
	HadGEM2-AO	HFB_4K_HA	2080.08-2111.08
	MIROC5	HFB_4K_MI	2080.08-2111.08
	MPI-ESM-MR	HFB_4K_MP	2080.08-2111.08
	MRI-CGCM3	HFB_4K_MR	2080.08-2111.08

(3) 超過回数の算出

バイアス補正済み d4PDF の 1 時間降雨量データおよび CL データを用いて，全国 5km 格子毎に超過回数を算出する．対象期間は，現在気候 1990 年～2010 年，将来気候 2090 年～2110 年で，降雨による土砂災害の発生が多い 5 月～10 月とする．なお，土壌雨量指数下限値以下の短期降雨では CL ラインの y 切片値の 1.5 倍を超えた場合を超過と判定した．

まず，1 時間降雨量データを用いて土壌雨量指数を算出し，超過回数を算出した．将来気候は，6 種類の昇温パターン別に 1 サンプルを年毎にランダムに選択し，1 時間毎に CL の超過判定を実施する．ここで，超過回数については，前後に 24 時間以上の無降雨(0mm)がある降雨イベント毎に結果を整理する．超過回数の算出については，一連の降雨で複数回超過している場合も 1 回として算出することとした．なお，ここで使用する CL は現在設定されているものであり，将来気候に対応した基準とはなっていない．そのため，将来の土砂災害発生頻度を直接求めたわけではなく，あくまで参考情報として，現状の CL を用いて将来の変化傾向を確認したものである．

3. 研究結果

超過回数算出結果の例を図- 1 に示す．これらの算出結果を用いて，現在気候と将来気候の超過回数の変化傾向を分析する．分析にあたっては，以下の 3 つの観点に従った．

①短時間強雨、集中豪雨、長雨の降雨タイプ別
②気象庁の全般季節予報区分に基づく 6 地域別

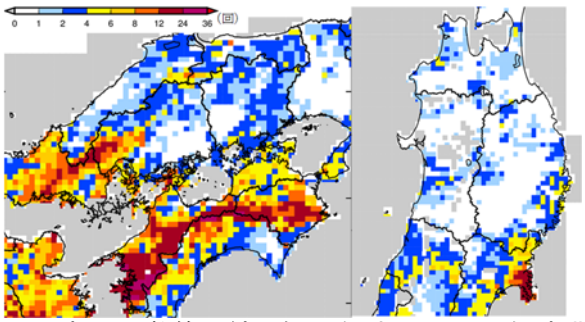


図- 1　超過回数算出結果例（左:中国四国，右:東北）

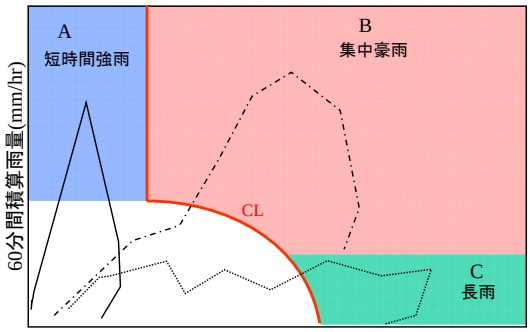


図- 2　降雨タイプ分類イメージ

③5～7 月の梅雨期，8～10 月の台風期の時期別

降雨タイプは，土壌雨量指数最大値が下限値以下である短時間強雨（タイプ A），土壌雨量指数最大値が CL の x 切片値以上かつ降雨期間 4 日以上の長雨（タイプ C），それ以外の集中豪雨（タイプ B）の 3 つに分類する．また，タイプ分けのイメージを図- 2 に示す．

図- 3～図- 5 のグラフより，現在気候と将来気候の超過回数を比較すると，1.5～2 倍程度増加していた．タイプ別でみた場合は，A の増加率が大きく，モデルによる将来予測では短期強雨が増加すると言える．

また、図- 4　地域別超過回数のように 6 地域別で見た場合では，将来の超過回数増加率は北日本，東日本が多く，さらに太平洋側よりも日本海側が多い．

ここで，解析雨量と d4PDF の現在気候の超過回数を比較すると，現在気候の方が解析雨量よりも超過回数が多く算出された．両者の超過回数の差は台風期よりも梅雨期の方が多く，全降雨数が解析雨量よりも現在気候の方が少なかった．このことから，d4PDF では長雨の発現回数が増加しているものと考えられる．

4.　まとめ

d4PDF のデータの妥当性を前提とした上で将来の超過回数（土砂災害発生頻度）増加の傾向を分析した．この前提の下で土砂災害発生頻度の増加は，地域や降雨タイプによる傾向の違いがあると確かめられた．現在気候に比べ，将来気候の超過回数は概ね 1.5～2 倍の増加となった．将来の降雨予測においては，短期強雨が強まる傾向がある．すなわち CL ラインの改善が必要になると考えられる．なお，今回の結果から d4PDF のデータでは長雨が発現しやすい傾向があると考えられ，今後はデータの補正やサンプルの抽出といった点に考慮をする必要がある．また，将来の土砂災害発生頻度について検討を行うため，d2PDF の雨量データを用いた新 CL を設定した上で，超過頻度等を分析していく必要がある．

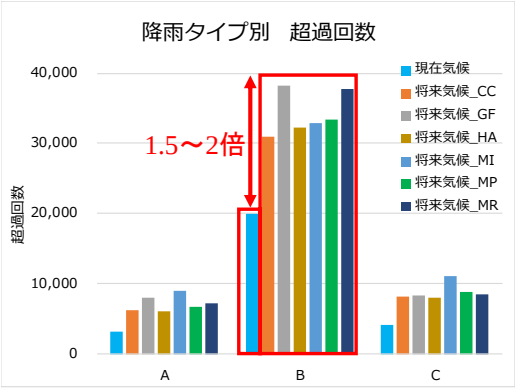


図- 3　降雨タイプ別超過回数

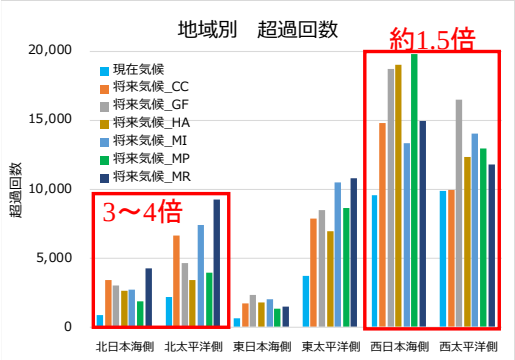


図- 4　地域別超過回数

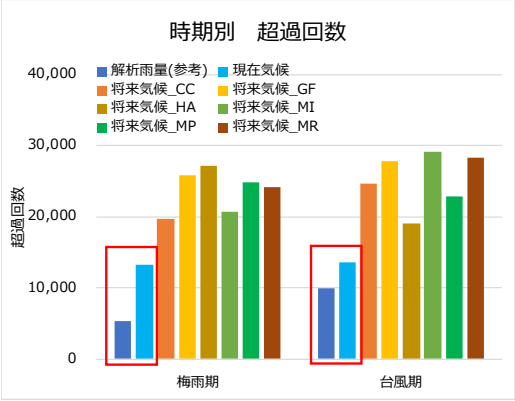


図- 5　時期別超過回数

謝辞

本研究では文部科学省の気候変動適応技術社会実装プログラム（SI-CAT）により地球シミュレータを用いて d4PDF を力学的ダウンスケールしたデータ(SI-CAT DDS5TK)を使用しました．

また，本検討にあたって，京都大学防災研究所の中北英一教授には多大な助言を賜りました．ここに謝意を表します．

参考文献

1)Kawase et al. (2018) [https://doi.org/10.2151/jmsj.2018-022]

2)Sugimoto et al. (2018) [https://doi.org/10.2151/sola.2018-008]

3)渡部哲史ほか：クオンタイルマッピング型補正を用いた気候変化影響評価に関する考察，水工学論文集,73 巻 4 号，p. I_121-I_126,2017

雨量計を用いた防災気象情報基準の設定方法

株式会社オリエンタルコンサルタンツ　○植野　惣
株式会社オリエンタルコンサルタンツ　澤　夏起
株式会社オリエンタルコンサルタンツ　井川　忠
岡山理科大学　佐藤　丈晴

１．はじめに

現在、気象庁が発表する防災気象情報は、大雨注意報、大雨警報（土砂災害）、土砂災害警戒情報の３段階となっており、後者ほど危険度が高くなっている。この情報は、1㎞メッシュで細分された範囲で降雨を解析（解析雨量）し、解析雨量が基準値に到達した際にそれぞれを発表している。しかし、防災気象情報は、市町村単位もしくは地域単位で発表されることから、近年多発している局所的な集中豪雨への対応が困難である。そこで、平成26年広島災害被災地では、早期の自主避難が重要であると考え、自ら雨量計を設置し、雨量データの把握、収集を行っているが、実際の避難には結びついていない。

広島災害と同様の局所的な集中豪雨は近年多発している。避難開始の基準値を、地上雨量計で観測した降雨を用いて設定することで、住民に対してより分かりやすい情報を発表することができると考えられる。そこで佐藤[1)]は、既往設置もしくは新設した地上雨量計に対して、地上雨量計観測値に基づいて気象庁の発表基準と同等のタイミングで基準を超過する雨量基準値を設定する方法を提案した。

本論文では、その方法を用い、地上雨量計観測値から住民の警戒避難の目安となる大雨注意報と大雨警報（土砂災害）を設定した事例を示す。

２．使用データ

大雨注意報、大雨警報（土砂災害）は、土壌雨量指数値によって定められている。そこで、両情報の発表基準値（土壌雨量指数値）を設定するために、A観測所（国土交通省）の雨量データとA観測所（国土交通省）の含まれる地域メッシュの土壌雨量指数値を収集した。

収集したデータ期間は2010年2月1日～2019年2月22日とし、この期間のデータを用いて土壌雨量指数値の算出及び防災気象情報発表基準の設定を行った。

３．解析方法

(1) 土壌雨量指数値の算出

防災気象情報は、土壌雨量指数値によって基準値が設定されている。本論文で使用した土壌雨量指数値の算定方法について示す。

土壌雨量指数値は、直列三段タンクモデルを用いて、地表に降った雨から流出量を算出したものである。タンクモデルは、タンクのパラメータを任意に設定することで、さまざまな地域に対応した流出量を算出することが可能である。現在、気象庁で運用されているパラメータは、木津川流域の流出量推定に用いられた値を全国で使用している。そこで、本論文においても気象庁の用いているパラメータと同じ数値を用いて流出量を算定した。

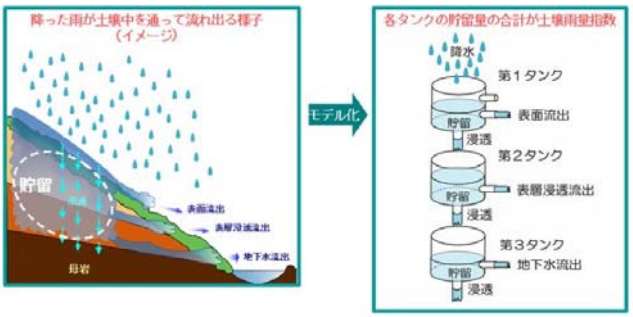


図-1 タンクモデルイメージ図[2)]

(2) 防災気象情報（土壌雨量指数値）の設定

今回対象とする防災気象情報のうち、大雨注意報及び大雨警報（土砂災害）は、土壌雨量指数値のみで設定が可能であり、土壌雨量指数値の算出には解析雨量が用いられている。そこで、地上雨量計観測値から算出した土壌雨量指数値と解析雨量から算出された土壌雨量指数値に対して回帰分析を実施し、得られた回帰直線に気象庁の発表基準を代入することで地上雨量計観測値の基準値を設定する。その際、説明変数xを解析雨量の土壌雨量指数値とし、目的変数yを地上雨量計観測値の土壌雨量指数値とする。

４．解析結果

(1) 土壌雨量指数値算出結果

地上雨量計観測値から土壌雨量指数値を設定した結果の一例を表-1、地域メッシュの解析雨量から算出されている土壌雨量指数値の一例を表-2に示す。解析結果は同時期を対象としている。この結果より、同時期の同メッシュの範囲内においても雨の降り方が異なっていることがわかる。

算出した地上雨量計観測値の土壌雨量指数値と解析雨量の土壌雨量指数値について、回帰分析を実施した結果を図-2に示す。回帰分析の結果、回帰直線の傾きは0.9と若干、解析雨量から算出されている土壌雨量指数値が多い傾向となり、決定係数は0.9程度となった。非常に相関が高いものの、お互いのデータには一定（直線の傾き）の差異がある。この結果、地上雨量計観測値から算出する土壌雨量指数値は、解析雨量から算出される土壌雨量指数値をそのまま使用できないことを示している。また、実際に地上雨量計のある地域は、観測データよりも大きい値から防災気象情報の発表基準が設定されていることがわかる。

表-1 地上雨量計観測値と土壌雨量指数値の関係

年	月	日	時間	雨量（mm）	土壌雨量指数値（mm）
2018	5	2	1	0	9.6
2018	5	2	2	0	9.5
2018	5	2	3	0	9.4
2018	5	2	4	0	9.3
2018	5	2	5	0	9.2
2018	5	2	6	0	9.1
2018	5	2	7	0	9.0
2018	5	2	8	0	8.9
2018	5	2	9	0	8.8
2018	5	2	10	0	8.8
2018	5	2	11	0	8.7
2018	5	2	12	0	8.6
2018	5	2	13	0	8.5
2018	5	2	14	0	8.4
2018	5	2	15	0	8.3
2018	5	2	16	0	8.3
2018	5	2	17	0	8.2
2018	5	2	18	1	9.1
2018	5	2	19	2	11.0
2018	5	2	20	2	12.9
2018	5	2	21	3	15.8
2018	5	2	22	2	17.8
2018	5	2	23	2	19.7
2018	5	2	24	3	22.6

表-2 解析雨量と土壌雨量指数値の関係

年	月	日	時間	雨量（mm）	土壌雨量指数値（mm）
2018	5	2	1	0	10.0
2018	5	2	2	0	10.0
2018	5	2	3	0	10.0
2018	5	2	4	0	10.0
2018	5	2	5	0	10.0
2018	5	2	6	0	10.0
2018	5	2	7	0	10.0
2018	5	2	8	0	10.0
2018	5	2	9	0.4	10.0
2018	5	2	10	0.4	10.0
2018	5	2	11	0	10.0
2018	5	2	12	0	10.0
2018	5	2	13	0	10.0
2018	5	2	14	0	10.0
2018	5	2	15	0	10.0
2018	5	2	16	0.4	10.0
2018	5	2	17	0.4	10.0
2018	5	2	18	0.4	10.0
2018	5	2	19	0.4	10.0
2018	5	2	20	2	20.0
2018	5	2	21	3	20.0
2018	5	2	22	2	20.0
2018	5	2	23	3	20.0
2018	5	2	24	3	30.0

(2) 地域に適合した防災気象情報発表基準の設定

前項までの解析結果より、地域に適合した防災気象情報の発表基準を設定するためには、地上雨量計観測値から算出した土壌雨量指数値を用いることが効果的である。そこで、地上雨量計観測値から算出される土壌雨量指数値を発表基準として設定するため、解析雨量から算出される土壌雨量指数値（気象庁の発表基準）の補正を行う。補正は、解析雨量から算出される土壌雨量指数値を回帰式（下式）に代入することで得られる。

$$y = 0.9491x + 5.7621$$

y ：地上雨量計の土壌雨量指数値
x ：解析雨量の土壌雨量指数値

回帰式により補正した結果を表-3 に示す。補正の結果、地上雨量計観測値から算出される土壌雨量指数値は、気象庁の発表基準とおおよそ一致することが確認できる。このため、地上雨量計観測値に基づき発表基準を設定した場合、気象庁の発表基準とほぼ同等のタイミングで基準を超過する雨量基準値を設定できていると考えられる。これにより、地上雨量計観測値を活用することで、住民は降雨量に対してどの程度の危険度であるのか把握しつつ避難の準備を行うことができると想定される。

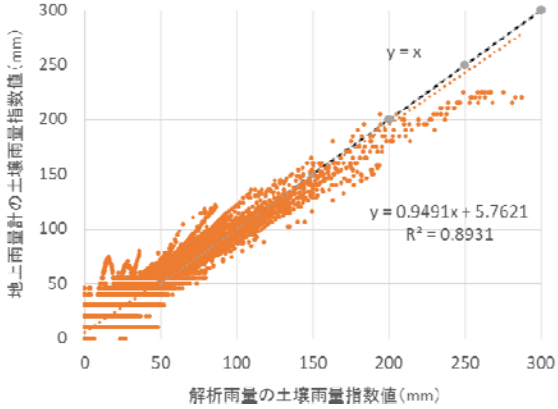


図-2 地上雨量計観測値と解析雨量の相関図（土壌雨量指数値）

表-3 回帰式による補正結果

土壌雨量指数値	大雨注意報	大雨警報（土砂災害）
解析雨量から算出される土壌雨量指数値（気象庁の発表基準）	132mm	177mm
地上雨量計観測値から算出される土壌雨量指数値	131mm	174mm

5．まとめ

本論文は、既往に設置された地上雨量計及び新設された地上雨量計に対して、「気象庁の防災気象情報の発表基準」に相当する雨量基準を設定する方法を用い、解析した事例を示した。その結果、設定した基準値は気象庁の発表基準とおおよそ一致していることから、基準超過のタイミングもほぼ同時期になると考えられる。

しかし、本検討では、実際の降雨が２つの基準を超過するタイミングや回数について詳細に検証できていない。今後は、設定した基準値の妥当性を確認するとともに、降雨が基準を超過した際に、住民に対する分かりやすい情報提供の方法を確立することにより、効率的な警戒避難体制の構築に努めていきたい。

参考文献

1) 佐藤丈晴：地上雨量計観測値に基づいた防災気象情報基準の設定方法；土木学会論文集 B1（水工学）Vol. 74、No. 2、23-31、2018
2) 気象庁、https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bousai/dojoshisu.html

P-193

山口県における土砂災害警戒情報の発表基準の見直し検討
－効果的な土砂災害警戒情報の発表に向けて－

山口県土木建築部砂防課　伊藤 克浩※、林 謙一
中電技術コンサルタント株式会社　○池田 寛、倉本 和正、道財 健斗
（※現 山口県環境生活部生活衛生課）

1　はじめに

山口県では、平成 19 年 6 月から、下関地方気象台と共同で土砂災害警戒情報（以下、本情報）の運用を開始している。本情報の運用開始から約 10 年が経過し、定期的に本情報の運用検証を実施してきたが、本情報の発表基準（Critical Line : CL）の見直しには至っていなかった。しかしながら、昨今の土砂災害防止法の改正などにより、本情報と避難との関連性が強く求められている。

このような現状を踏まえ、本検討では、本情報の運用検証結果より CL の課題を抽出するとともに、課題改善に向けた CL の見直しを実施した。

2　CL の課題整理

CL の課題を整理するため、平成 19 年～平成 29 年の 11 年間における対象災害捕捉率や空振り率を**表-1** に整理した。

この表より、対象災害捕捉率は 100%であり、災害捕捉の観点からは課題がないものと推察される。

一方で、空振り率は山口県全体で 91%と CL 超過降雨の多くが空振りとなっている。また、19 市町中 11 市町で空振り率が 100%となっている。

これらの結果より、現行の CL は空振り率が高く、空振り率軽減に向けた CL の見直しが必要であると推察される。

表-1　対象災害捕捉率および空振り率

市町名	対象災害捕捉率（%）			CL超過降雨数（降雨）	空振り降雨数（降雨）	空振り率（%）
	土石流	がけ崩れ	合計			
下関市	100%	100%	100%	15	13	87%
宇部市	－	100%	100%	5	4	80%
山口市	100%	100%	100%	11	8	73%
萩市	100%	100%	100%	8	7	88%
防府市	100%	100%	100%	10	9	90%
下松市	－	－	－	6	6	100%
岩国市	100%	100%	100%	8	7	88%
光市	－	－	－	4	4	100%
長門市	－	－	－	8	8	100%
柳井市	－	－	－	5	5	100%
美祢市	－	－	－	8	8	100%
周南市	－	－	－	12	12	100%
山陽小野田市	－	－	－	8	8	100%
周防大島町	－	－	－	7	7	100%
和木町	－	100%	100%	2	1	50%
上関町	－	－	－	2	2	100%
田布施町	－	－	－	2	2	100%
平生町	－	－	－	1	1	100%
阿武町	100%	－	100%	4	3	75%
合計	－	－	－	126	115	－
平均	100%	100%	100%	6.6	6.1	91%

3　CL の課題改善策の検討

CL の課題改善策を検討するため、対象災害発生降雨の分析を行った。**図-1** に対象災害発生降雨の代表例を示す。

この図より、災害多発メッシュでは、CL を大きく超過してから災害が発生しているが、災害散発メッシュでは、CL を少し超過した状況で災害が発生している。これらの状況から、現行の CL は、散発的な災害も捕捉できるように安全側に設定されていると推察されるため、対象災害の見直しを行い、CL を引き上げることで空振りを軽減できると考えられる。

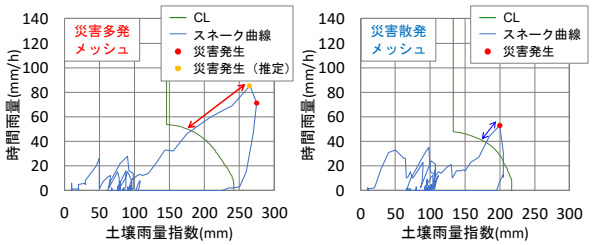


図-1　対象災害発生降雨の代表例

4　CL の見直し検討

4.1　市町へのヒアリング調査

本情報を避難勧告の発令に結び付けるには、避難勧告を発令する市町の意見を反映することも重要であると考えられる。そこで、まずは、本情報の利用者である市町へヒアリング調査を行った。主な意見は以下の通りであり、これらを参考に CL の見直し検討を実施することとした。

- H21.7.21 防府市等、H25.7.28 萩市等、H26.8.6 岩国市等の土砂災害（以下、重大災害）であれば、避難勧告を発令するという認識である
- 空振り率は 70%ぐらいまで下げてほしい
- RBFN 出力値は 0.3～0.4 程度がよい
- 地域バランスを考慮して CL を設定してほしい

4.2　対象災害の選定

市町へのヒアリング調査結果より、重大災害に相当する災害を対象災害として選定することができれば、本情報が避難勧告の発令に結び付くと考えられる。そこで、重大災害について分析し、対象災害の条件を検討した。

重大災害を分析した結果、2006 年以降の土石流がほとんど重大災害時に発生していること、重大災害時では 15km 四方で 20 件以上の土砂災害が発生している場合が多いことが確認されたため、「土石流および 15km 四方で 20 件以上発生した土砂災害」を対象災害の条件とし、対象災害を選定した（**図-2** 参照）。

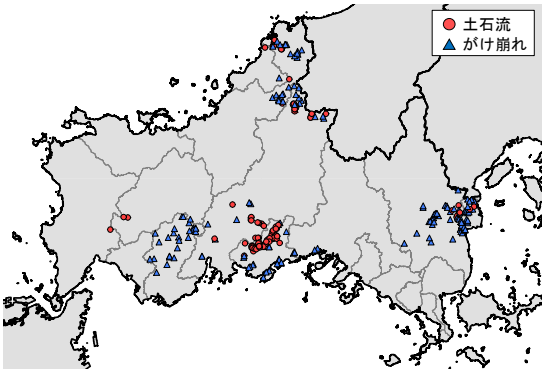


図-2　対象災害

4.3　RBFN 出力値の選定

RBFN 出力値の選定にあたっては、土砂災害フラジリティ評価 [1)]や対象災害の捕捉状況の確認も行い、総合的に検討することとした。

土砂災害フラジリティ評価を実施した結果、市町から意見のあった空振り率 70%（災害発生確率 30%）に相当する RBFN 出力値は、0.20～0.25 程度であることが確認された（**図-3** 参照）。

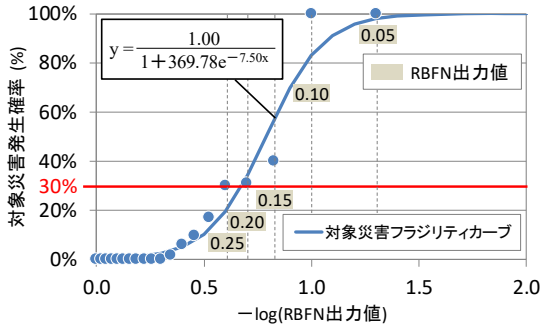


図-3　土砂災害フラジリティ評価実施結果

対象災害の捕捉状況については、地域によって差異があり、RBFN 出力値 0.15～0.45 で捕捉可能であること、H21.7.21 防府市等の土砂災害が対象災害の中で最も降雨規模が小さいことなどが確認された（**表-2** 参照）。

表-2　対象災害の捕捉状況

対象災害発生日	対象災害発生市町	対象災害を100%捕捉可能なRBFN出力値
H21.07.21	防府市、山口市、宇部市、周南市	0.45
H22.07.15	下関市、美祢市	0.15
H25.07.28	萩市、阿武町、山口市	0.15
H26.08.06	岩国市、和木町	0.20

以上の結果より、RBFN 出力値は 0.15～0.45 の間で選定することが有効と考えられる（**図-4** 参照）。

ただし、現行の CL と比較すると、RBFN 出力値を 0.45 としても大幅な CL の引き上げとなることが確認された（**図-5** 参照）。また、地域バランスを考慮して CL を設定してほしいという市町からの意見があったことも踏まえ、本検討では、県内一律で RBFN 出力値を 0.45 で選定した。

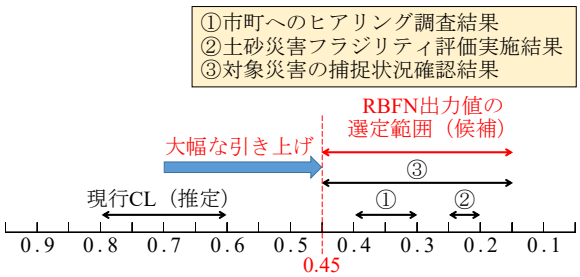


図-4　RBFN 出力値の選定に関する検討結果

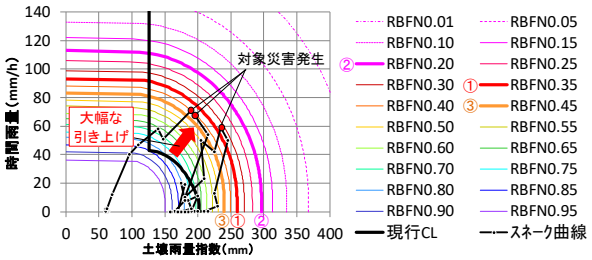


図-5　現行 CL と等 RBFN 出力値線の関係
（スネーク曲線：H21.7.21 防府市）

なお、今後さらに空振りの改善が必要と判断される場合には、地域毎に CL の引き上げを検討する予定である。

4.4　土壌雨量指数の下限値の設定

土壌雨量指数の下限値は、RBFN 出力値の選定と同様な条件（県内一律の条件、対象災害をすべて捕捉）で設定することとし、CL の X 切片値の 65%で設定した。

5　おわりに

見直した CL について精度評価を行った結果、空振り率は 70%となり、市町が希望していた値まで軽減することができた。ただし、CL の大きさが大幅に変更となったため、その旨を連絡調整会議で市町へ周知した。

今後の大雨に対し、本情報が有効に活用されることを期待している。

【参考文献】

1)　倉本和正ら：降雨規模に応じた「土砂災害の発生しやすさ」の確率的評価、平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集、pp.534～535、2017.5

P-194

奈良県南部地域における深層崩壊被害実績を反映した集落の脆弱性検討

国土交通省国土技術政策総合研究所　内田太郎
奈良県　砂防・災害対策課　川原﨑智也，三谷耕太
国際航業株式会社　堀大一郎，○小林実和，清水幹輝，竹島彰子，小宮賢祐

1. はじめに

奈良県では、平成 23 年紀伊半島大水害の教訓から深層崩壊への取り組みを実施してきており、深層崩壊の発生危険度を示した「奈良県深層崩壊マップ（奈良県，2016）」を作成しているが、集落の被害程度を示したﾊｻﾞｰﾄﾞﾏｯﾌﾟではないため、警戒避難体制への反映は限定的であった。本報告は、「集落単位で簡便に深層崩壊による被害のおそれを評価する手法の提案（内田ら，2017）」という新たな知見を用いて、深層崩壊の発生危険度の高い奈良県南部地域を対象に、集落ごとの脆弱性検討を実施したものである。

検討では警戒避難体制整備への活用を想定して“簡便さ”、“分かりやすさ”に着目し、奈良県内における深層崩壊による被災実態の整理、提案された評価手法の奈良県への適合性検証、奈良県の被災実態や集落の立地特性を反映した分かりやすい指標設定の手順を経て集落の脆弱性を評価した（図-1）。

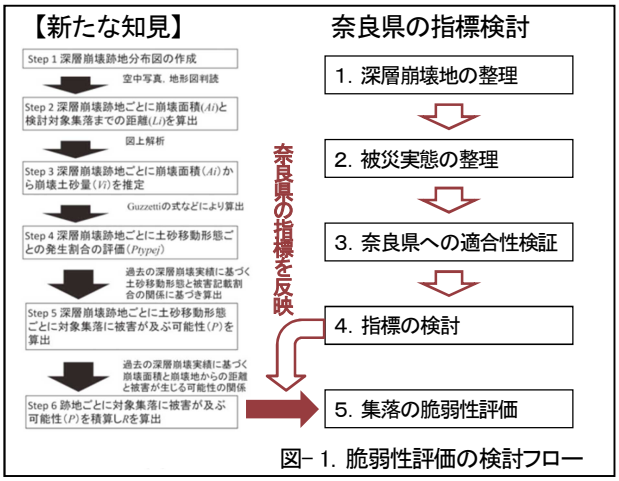


図-1. 脆弱性評価の検討フロー

2. 奈良県内における深層崩壊による被災実態の整理

奈良県内では、明治十津川大水害（M22）、伊勢湾台風（S34）、紀伊半島大水害（H23）の３災害で深層崩壊による被災実績が確認されている。本検討では上記３災害を“近年に発生した深層崩壊”とし、「吉野郡水災誌」、「古地図」、「深層崩壊跡地面積」等から、奈良県南部地域に分布する 1070 箇所の深層崩壊跡地のうち 108 箇所を近年に発生した深層崩壊地として整理した。

次に、被害を受ける可能性の高い集落の地形的特徴を見いだすため、上記 108 箇所の深層崩壊跡地を対象に被災の原因となった深層崩壊地と被災地点を特定できる 62 事例を抽出したうえで被災現象の分類や地形データの取得を行った。事例抽出では、被災境界を見いだすことを想定して対象を拡大し、被災集落近傍で被災していない集落や深層崩壊に起因した土砂が到達したことが確認できる地点（道路への乗り上げ）なども含めた（図-2）。

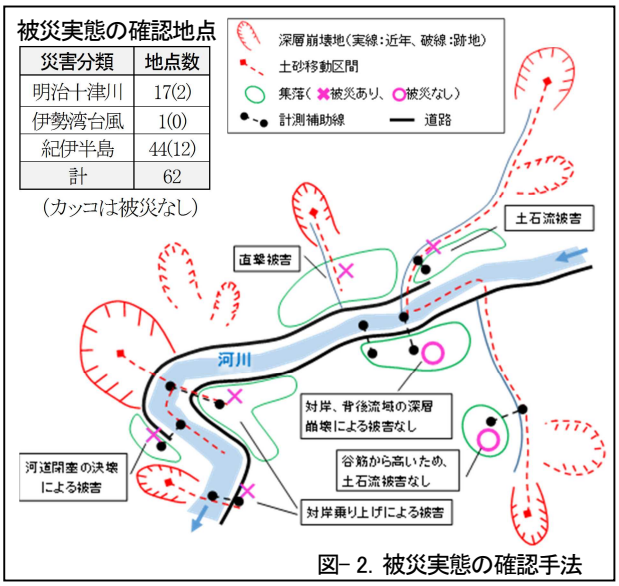


図-2. 被災実態の確認手法

3. 評価手法の奈良県への適合性検証

本検討で集落ごとのリスク値算出に使用する手法（内田ら，2017）について、奈良県内の深層崩壊跡地と被災実態による検証を実施した。検証は、①：奈良県南部地域の深層崩壊跡地の全データ（N=1, 070 箇所）、②：近年に発生した深層崩壊地データ（N=108 箇所）、③：①―②（N=962 箇所）の３タイプで集落別のリスク値を算出し、被災実態との整合性を確認した（図-3）。確認の結果、①、②、③のリスク値は概ね同じ傾向を示しており、被災実績のある集落は、被害を与えた深層崩壊地の影響を抜いてもリスク値が高いことから、この評価手法が妥当であると判断した。

また、②事例で深層崩壊地周辺の集落のみがリスク値増加することから、深層崩壊の発生危険度が広範囲で高い奈良県南部地域において集落の脆弱性を評価するためには全ての深層崩壊跡地（①）を使用することが適していると判断した。

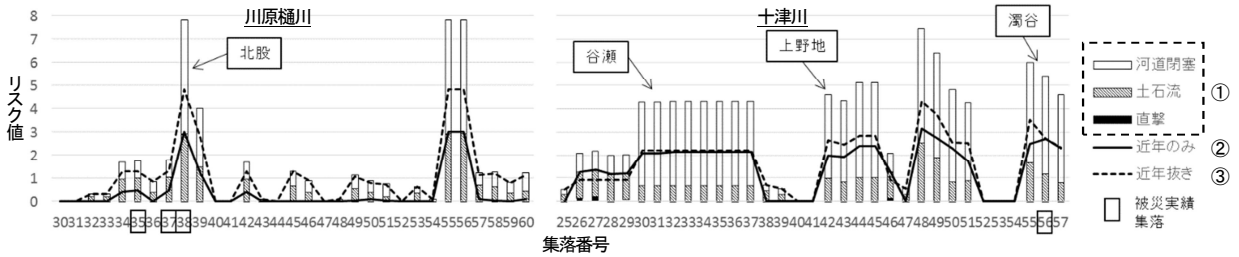


図-3. 深層崩壊地を3タイプに分けてリスク値検討した事例

4. 被災実態を反映した分かりやすい指標の検討

奈良県南部地域の集落は図-4に示すように、河岸から山頂まで、限られた可住地に点在して立地している特性があるため、新たな知見で示された水平距離によるリスク値だけでは集落の脆弱性を正しく評価できない。そのため、奈良県内の被災実績を反映した分かりやすい指標を設定してリスク値を補正することを検討した。



図-4. 奈良県南部地域の集落イメージ図

指標検討では、被災形態（直撃・土石流・河道閉塞の決壊）ごとに“被害の有無”や“被害の程度”を分類できる指標を仮設定し、その指標を用いて補正したリスク値が被災集落や被災していない集落の現地状況に合致しているかの検証をおこなった。検討当初は集落と河床の比高に着目した垂直方向の指標抽出を行ったが、深層崩壊地に近い位置での直撃・土石流被害で河床から高い位置まで被災した事例があるため、広範囲を評価する際に被災する可能性が低い集落を分離できない課題があった。そのため、深層崩壊跡地と集落の比高という条件（等価摩擦係数）を追加して検討したところ、直撃・土石流被害において、深層崩壊地から集落までの勾配10°、15°の位置条件で“被災の有無”、“被害の程度”を分離できることが確認できた。採用する指標は、補正リスク値が現地状況に合致するかを試行のうえで、直撃は「深層崩壊地と集落の比高」、土石流は「深層崩壊地と集落の比高」かつ「河床と集落の比高」、河道閉塞の決壊は「河床と集落の比高」の条件で“被害の有無”と“被害の程度”を分類した。

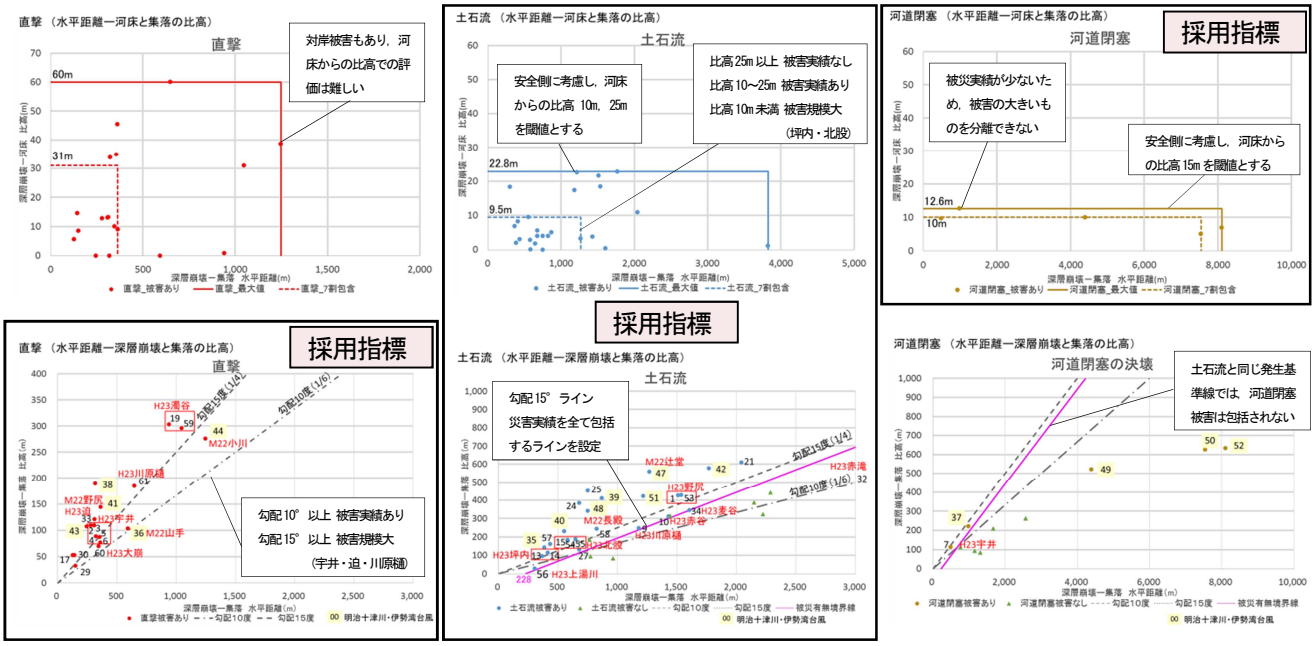


図-5. 指標設定根拠

集落の脆弱性評価は、被害実績ありは1.0、被害実績なしは0.1、被害実績ありのうち被害甚大な条件には2.0の係数を乗じることとした（表-1）。係数設定に際しては、被災実績箇所や被災実績のない主要な集落などで補正リスク値が現地のイメージに合致するかを確認した上で、最適案を選定した。

表-1. 奈良県の地域特性・災害実績を反映した集落の脆弱性評価指標

深層崩壊による土砂移動形態		災害実績あり		災害実績なし	
		被害が甚大			
崩壊土砂の直撃	深層崩壊ー集落　勾配(i)	1/4(15度)<=i	1/6(10度)<=i<1/4(15度)	i<1/6(10度)	
	係数	2.0	1.0	0.1	
土石流	被害実績線	被害実績 範囲内	被害実績 範囲内	被害実績 範囲内	被害実績 範囲外
	集落ー河床　比高(m)	比高　10m未満	比高　10m~25m	比高　25m以上	
	係数	2.0	1.0	0.1	0.1
河道閉塞の決壊	集落ー河床　比高(m)		比高　15m未満	比高　15m以上	
	係数		1.0	0.1	

5. 結果、今後の取り組み

本検討では、新たな知見によって算出するリスク値について、奈良県内の深層崩壊被害実態や集落立地特性を反映した指標により補正することで集落の脆弱性を評価する手法を設定することができた。この手法は、深層崩壊実績のある地域において、一定基準で集落の脆弱性を評価する手法として展開することも可能と考えられる。

奈良県では、市町村と連携して深層崩壊を想定した避難行動計画を検討するなど、警戒避難体制の強化に向けた取り組みを継続していく予定である。今後も新たな知見を積極的に取り込み、定期的に深層崩壊に関する情報発信をしていくことで、紀伊半島大水害の教訓を風化させず、警戒避難体制の維持・強化を図りたい。

＜参考文献＞　西口ら（2016）：深層崩壊の発生に伴う土砂移動現象と被害発生位置の実態，砂防学会誌 Vol68，No.6，p.31-41
内田ら（2017）：集落単位で簡便に深層崩壊による被害のおそれを評価する手法の提案，砂防学会誌 Vol69，No.6，p.42-48

P-195

狩野川流域における土砂災害防災教育の取り組み

日本工営（株）　○浅見晃菜、松尾環、笠原亮一、鎌田亮、西陽太郎
沼津河川国道事務所　程谷浩成※1、續木陽介※2、山田正和※3
※1 現 中部地方整備局防災室 ※2 現 設楽ダム工事事務所 ※3 現 函南町

1. はじめに

狩野川流域では、昭和33年9月に台風22号の襲来により、死者・行方不明者853人、被害家屋6,775戸もの未曾有の被害をもたらした。沼津河川国道事務所では、当災害などを踏まえ、かねてより流域住民の防災意識の向上を図る取組として小学校などへの出前講座などを実施してきたが、特定の児童にしか行えないこと、また職員が作成する資料などは難しい用語などもあり児童の理解向上に改善の余地があり、十分な効果が発揮されているとはいえない状況であった。

一方、全国的には平成27年9月関東・東北豪雨災害で鬼怒川の堤防決壊などにより甚大な被害が発生したことを踏まえ、平成27年12月11日に「水防災意識社会 再構築ビジョン」が策定され、当ビジョンに基づく狩野川水防災会議（平成30年5月より静岡県東部地域大規模氾濫減災協議会に移行）の取組方針の1つとして防災教育が位置付けられた。

上記を踏まえ、沼津河川国道事務所では、教師が授業を実施するための「狩野川に学ぶ - 防災・河川環境教育 - 教育実践ガイド」の作成などの支援を行い、授業自体は教育のプロである学校の教員に行っていただく形で防災教育を推進している。

また、平成29年度までは、河川災害に関する防災教育を中心に行ってきたが、近年は集中豪雨などによる土砂災害も多発しており、静岡県においても平成20年から平成29年間の10年間で平均50箇所の土砂災害が発生している状況である。したがって、土砂災害に対する対応についても児童に学習する機会を与えることが重要である。

本稿では、狩野川流域で平成30年度より新たに取り組んだ、土砂災害に関する防災教育の取組事例について紹介する。

2. 土砂災害に関する防災教育の取組

上記を踏まえ、狩野川直轄砂防事業区域内に位置し、学校の校舎近くに砂防堰堤を有している伊豆市立天城小学校の4年生を対象に、社会科の時間を活用して土砂災害に関する防災教育を実施した。以下に、教育実践ガイドの作成および試行授業の実施について述べる。

2.1. 教育実践ガイドの作成

小学校の教員が社会科において土砂災害について学ぶ授業を実施するための教師用指導計画書・発問計画、板書計画、授業用教材、単元テスト、ワークシートの資料をパッケージ化して作成した。

授業の内容については、小学校4年生社会の単元「くらしを守る」小単元「火事からくらしを守る」を対象に伊豆市内での主な災害形態の一つである土砂災害に関する要素を追加するかたちで検討し、「風水害からくらしを守る」として資料を作成した。作成にあたっては、これまで沼津河川国道事務所で実施していた土砂災害出前講座や「土砂災害防止教育支援ガイドライン（案）」を踏まえた内容となるよう留意した。

また、小学校教員との打合せ、教材などの作成・修正を複数回実施するとともに、試行授業や反省会などの意見を踏まえ検討した。

(1) 教師用指導計画書・発問計画

教師用指導計画書は、学習指導要領の内容に即し児童に伝えたいことや指導方針などを整理したもので、発問計画は、1時限毎にどのような発問を行い、どのような教材を使って児童の考えを導くかを計画したものである（表1）。

(2) 板書計画

板書計画は、発問によって児童から引き出した考えなどを表現しつつ、授業のまとめまでをどのように黒板に表現するかをまとめた計画である。図1は、実際の授業の結果を撮影したものであり、本写真を実践ガイドに反映した。

流れ	発問計画	指導上のポイント	教材解説（◎は補助教材）
導入 (5分)	1. 狩野川台風のときに、どんなことが起きたか問いかける。 発問： 前に勉強した狩野川台風を覚えていますか？狩野川台風のとき、私たちはどうなったでしょう？ ・祖父に聞いたら、体験していることがわかった ・川の水があふれた ・家が水に浸かった ・家が石や土でうまった	・河川の氾濫や土砂災害が起きることを確認する。	◎狩野川台風時の被害写真  大雨が降ると水害だけでなく、土砂災害も起こることに気づかせる。

表1　発問計画

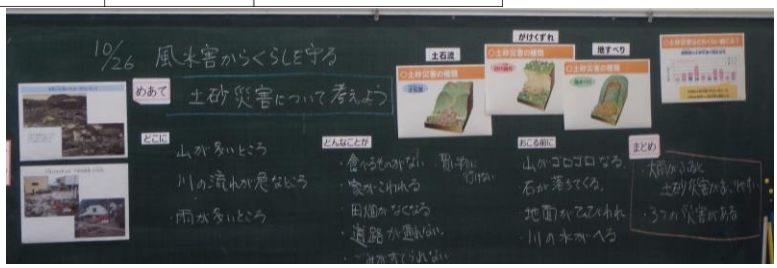


図1　板書計画



図2　ハザードマップ



図3　試行授業の様子

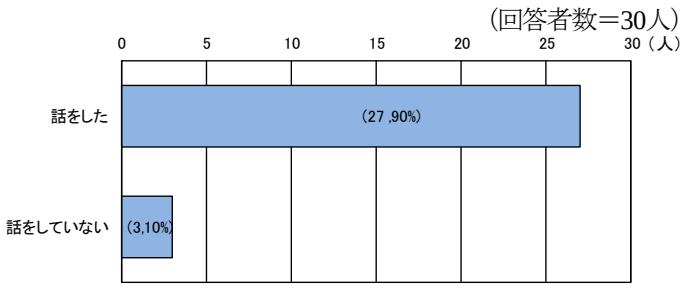


図4　試行授業を受けた児童による家庭への波及効果の有無

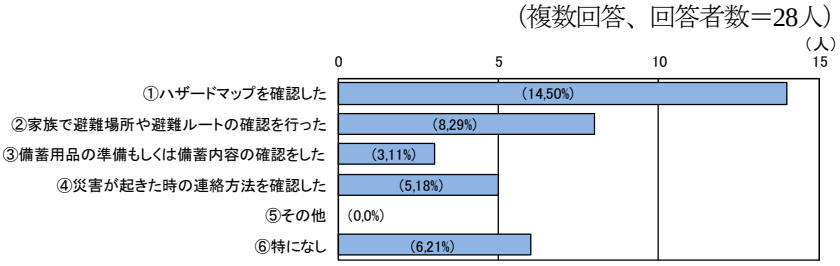


図5　試行授業後に保護者が行った防災に備えた行動（複数回答）

(3) 授業用教材

授業用教材の1つとして、学区内の土砂災害ハザードマップを作成した（図2）。作成にあたっては、公表されている一般的なハザードマップでは児童にとっては情報量が多いため情報量を絞ること、また少ない情報量で児童が空間を理解できる情報を教員と複数回にわたって打合せを重ね精査し、コンビニやバス停を記載することとした。

また、その他教材として板書用の掲示物やビデオ教材、授業で得られた知識に対して児童の考えをまとめるワークシート、児童の理解度を確認するための単元テストを作成した。

2. 2. 試行授業の実施

(1) 試行授業

教育実践ガイドを活用・検証することを目的に試行授業を実施した（図3）。試行授業の実施概要を表2に示す。

天城小学校は裏山に「入の洞砂防堰堤」が設置されており、2時間目の砂防堰堤について学ぶ授業では実際に現地で砂防堰堤を見学しながら仕組みについて学習した。

表2　試行授業の実施概要

時間数	内容
1	狩野川と水害
2	土砂災害を防ぐためには （砂防堰堤について学ぶ）
3	土砂災害って何だろう
4	土砂災害を防ぐ工夫を考え見つけよう （施設・働く人たち）
5	私たちにもできる水害、土砂災害への備え

(2) 試行授業の効果検証

試行授業の効果検証は、保護者へのアンケート調査により行った。保護者へのアンケート調査では、「試行授業の内容を児童が家庭で話したか」との問いに対し、児童の90%が家庭で話をしたといった結果となった（図4）。「どのような話をしたか」という問いに対しては、「ハザードマップを確認した」との回答が50%と最も多くみられ、各家庭での防災行動に備えた行動に繋がったといえる（図5）。

3. その他取組と今後の展開

平成30年12月4日に天城小学校で実施された「天城っ子　学習発表会」にて、授業を受けた児童たちが自らシナリオを検討し、「土砂災害劇場」にて学習した結果を発表するなど、他の児童達や保護者の目にも留まる機会の創出へと繋がった。

次年度以降、天城小学校では今年度作成した実践ガイドを基に教員が防災教育に関する事業を実施していくこととなる。流域全体では、新たに実践協力校に選定された学校において実践ガイドの作成を行うなど、継続的に防災教育の推進が図られていくことが決定している。

また、現在小学校から高等学校では学習指導要領の改訂が図られており、小学校においては2020年度より新規に採択された教科書の使用が開始される。新規教科書に基づき内容の精査を行うとともに、必要に応じて見直しを図る必要がある。中学校や高等学校においても順次学習指導要領が改訂される動きとなっているが、生徒に対する防災教育への展開も行っていくことが重要である。

P-196

紀伊半島大水害の被災体験を子供達に伝承する活動について

和歌山県土砂災害啓発センター　○坂口武弘，坂口隆紀
防災士（和歌山県東牟婁郡那智勝浦町在住）　久保榮子
和歌山県田辺市立上秋津中学校　新行靖

１．はじめに

平成２３年の紀伊半島大水害では，和歌山県東牟婁郡那智勝浦町にある那智川流域において，同時多発的な土石流と土石流が那智川本川に到達したことによる氾濫被害により甚大な被害が生じた．和歌山県では紀伊半島大水害から得た教訓を後世に継承することと，大規模土砂災害に関する研究拠点となることを目的とした和歌山県土砂災害啓発センターを平成２８年４月に立ち上げている．土砂災害啓発センターでは，国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センターの支援のもと、警戒避難意識向上に向けた教育コンテンツの検討（犬丸ら 2017）や教育カリキュラムの検討（松木ら 2018）に参画し，土砂災害に係る啓発コンテンツを得るとともに，町内の小学校における総合学習授業の講師役の機会を得て，土砂災害に係る防災教育のノウハウを吸収しているところである．

一方、紀伊半島大水害の被災者のご遺族の中には、「自らが体験した悲しみを後世の人に味あわせたくない」と考え，悲しみを抱えながら使命感を抱き，悲惨な被災体験を後世に伝承しようと紙芝居等を作成し懸命に活動されている方がいる．

そこで今回，中学生を対象とした被災体験をベースにした防災教育の内容について検討し，被災地外の中学校において試行学習会を実施した．本報告では，その内容と防災教育の効果について学習会実施後に行った生徒の感想文を基に考察する．

２．被災体験の伝承プログラムに関する検討

２．１ 伝承プログラムの検討

土砂災害に係る防災教育を行う上では，土砂災害の現象・特徴と危険な場所などを知り，それらの知識を応用できる判断力（考える力）と危険な時に自らの的確な判断で避難できる意志決定できる能力（行動する力）を養う必要がある（檜垣ら 2016）と言われている．

土砂災害啓発センターでは，土砂災害に係る団体研修を年間 93 件（平成 30 年実績）実施しており，その中で紀伊半島大水害時の那智川流域の様子を再現 CG 映像等のビデオや被災写真等で説明し，また，他の場所で撮影された土砂災害の映像を用いた土砂災害のメカニズムや被災を教訓とした避難に関する取組等を説明している．また，近隣の小中学校も 5 件（平成 30 年実績）来館し，子供用に作成した紀伊半島大水害時の那智川流域の様子を再現 CG 映像等のビデオや模型実験などの授業を行い，土砂災害の現象・特徴を説明し，主に「考える力」を養っている．

一方，紀伊半島大水害体験紙芝居（図 1）は，平成 26 年頃から始められ，現在まで近隣の小中学校はもとより自治会や自主防災組織の方々などを対象に 48 件実施されている．内容は平成 23 年 9 月 4 日未明に自らが体験した事を中心に，その時感じた事や今も抱いている後悔の念などを紙芝居にまとめたものである．また，「早く逃げること」の重要性を訴えるために，「脱兎のごとく逃げる」という言葉を用い，自身はウサギに扮し○×クイズを実施（図 2）しており，そうした一連の活動を通じて危険な時に自らの的確な判断で避難できる「行動する力」を主に養っている．

今回，そうした従来個別に行っていた授業と紙芝居を一体化する機会を設け，より有効な土砂災害防止教育が行えるよう「考える力」を養う授業と「行動する力」を養う紙芝居をベストミックスする手法を考え計画した．

図 1 紀伊半島大水害体験紙芝居



（紙芝居の概要）夫婦と娘の3人家族が洪水に見舞われ、最初は3人で樋に捕まって耐えていたが耐えきれず、隣の建物に移ろうと濁流に飛び込み流された。母親はフェンスに捕まり、娘は屋根に登って九死に一生を得たが、夫は遺体で発見された。



図 2 ○×クイズの実施状況



図 3 読み手の置かれた状況の説明



図 4 土石流の実際の動画

２．２ 伝承プログラムの内容

プログラムに要する時間は，中学生の集中力等を考慮して 1 時間と設定した．また，今回は紙芝居をベースに伝承プログラムを実施することとしたため，紙芝居とそれに続く○×クイズに要する時間を優先し 45 分と設定した．それに伴い残り 15 分の中で，紀伊半島大水害の説明用ビデオの CG 部分を切り取り，被災者（紙芝居の読み手）がどの場所でどんな現象に遭遇していたのかを具体的に説明（図 3）するとともに，土砂災害の現象・特徴に関する説明については，紀伊半島大水害時に那智川流域で発生した土石流（図 4）にのみ絞るなどして時間の短縮を図った．また，プログラムの順番は紙芝居で語られる事が，どういった状況で発生した事かを理解した方が紙芝居の理解が進むと考え，土砂災害の説明等を先行し紙芝居を後に配した．

３．プログラムの効果・課題の考察

プログラムを試行する学習会は和歌山県田辺市立上秋津中学校で実施した．当日は 1 年生が 31 名，2 年生が 30 名，3 年生 40 名が参加し，学習会後に感想文を自由に書く方式で調査を行った．分析方法は感想文中に書かれている単語の有無や内容，具体的な描写などに着目して行った．

結果を図 5 から図 9 に示す．この結果から，図 5 ではプログラムを受けて少なくとも 65%の生徒が心を動かされており，また，その感情としては 43%が紙芝居や土砂災害の映像などから「怖い」や「恐ろしい」といった災害に対する「恐怖」を感じていることが分かる。また，図 6 からは，60%もの生徒が感想文中に紙芝居の具体的な描写を記載しており，紙芝居を生徒が高い集中力を持って聞いていたことが分かる．また，悲しみを抱えながら紙芝居を行った読み手に対し「すごい」「えらい」との表現が感想文中にしばしば登場することも合わせると，被災者が紙芝居を行うことにより読み手に対し「畏敬の念」を生徒に抱かせていることが分かる．

図 5 プログラムを受けての感想

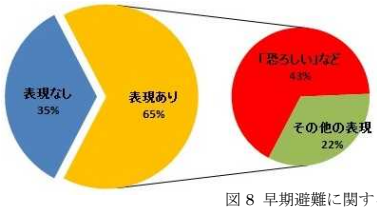


図 6 紙芝居の場面描写

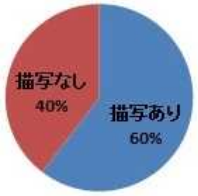


図 7 教訓の有無

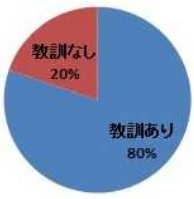


図 8 早期避難に関する教訓の有無

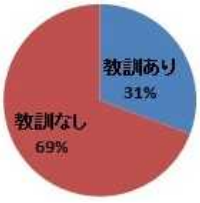
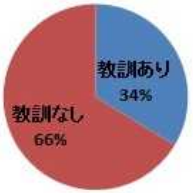


図 9 災害への備えに関する教訓の有無



最後に，このプログラムの最大の目的である災害から得た教訓の伝承であるが，図 7 から分かるように 80%の生徒が「避難する時は冷静に」や「近所の人に声をかけて一緒に避難する」など，このプログラムから何らかの教訓を得ており，教訓を伝承することについては現プログラムの内容で及第点と思われる．しかし，図 8 及び図 9 から分かるように，今回のプログラムで特に伝えたかった「早期避難」や「災害への備え」に関する教訓については 30%台と十分に伝わっていない実態も見受けられた．

４．今後の展開に向けての課題

上述の考察からも明らかなように，プログラムの構成を考える際に，「被災者による紙芝居」に優先的に時間を配分する方向性は正しいことが分かった．また，副次効果として被災者が自らの悲惨な体験を語ることが，学校教育の最上位の道徳性と位置付けられている「畏敬の念」を生徒に育ませる効果もあることが分かった．しかし，現在その必要性が叫ばれている「早期避難」や「災害への備え」を促す効果は限定的であると言わざるを得ない．今後は，今まで以上に被災者の心情により添い協業しながら，生徒の避難行動や準備行動を直接促すようなコンテンツの開発に注力していきたい．

参考文献

1) 犬丸ら：土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育コンテンツの検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，PP-274

2) 松木ら：土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育カリキュラムの検討，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，PP-156

3)檜垣ら：土砂災害と防災教育　命を守る判断・行動・備え，朝倉書店，2016

深層学習による素因特性分類に基づいた土砂災害危険度評価手法の検討

国土技術政策総合研究所　野呂智之、野村康裕、鈴木大和
株式会社建設技術研究所　○中西宏彰、家田泰弘
株式会社地圏総合コンサルタント　佐渡耕一郎、高橋信一、相澤明宏

1. はじめに

土砂災害による人的被害を軽減するためには、どこでどのような災害が発生することが分かるような土砂災害発生予測手法（以下、「発生予測手法」と略す）により警戒避難の実効性を高めることが有効である。

これに対して、大規模な降雨によって想定される土砂災害の発生形態や量的な被害を予測する技術の確立を目指し、新たなアプローチとして深層学習による素因特性の分類とその分類結果に応じた発生状況の分析が試みられている[1)]。

本研究では、深層学習による素因特性分類結果について精査を行い、土砂災害警戒避難情報に付加する情報を、素因特性に応じた災害の種別や規模に関する発生予測手法について検討した。

2. 解析手法及び解析条件

本研究で使用する学習データ、画像解析およびクラスタリング手法を表-1 に整理する。

画像解析は、国内を包含する全ての第 3 次メッシュ約 38 万枚の学習データ全画像に対して、各画像データ自身の特徴をとらえる畳み込みニューラルネットワーク(CNN)を利用した解析手法を用いた。

特徴の抽出やクラスタリングにあたっては、人の先入観を入れずに新たな素因特性を抽出するために、教師なし学習を適用した。

表-1　解析手法の整理

学習データ	画像解析	クラスタリング
国内を包含する全ての第 3 次メッシュ約 38 万枚	CNN(畳み込みニューラルネットワーク) 2 種類のモデル LeNet	クラスタリングを行うための定番のアルゴリズムである K-means

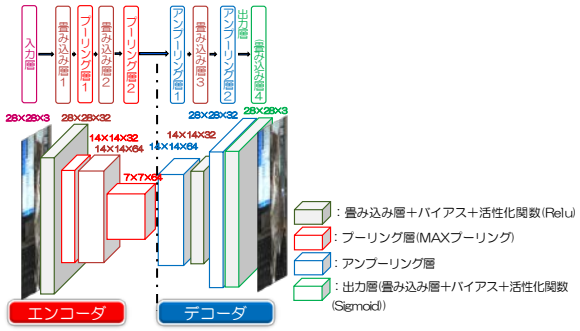


図-1　新規学習 CNN モデルの概要図（LeNet）

学習データは、数値標高モデル（10m メッシュ）から標高、曲率、傾斜、シームレス地質図から地質、それぞれを 4 チャンネルとするマルチチャンネル画像データとした。

なお、本研究では学習回数 500 回の解析を計 4 回実施し、10, 20, 30, 40, 50 の 5 段階でクラスタリングするものとした。

3. 深層学習結果の評価・検証

3.1 複数回の学習結果の評価方法案

深層学習で得られる学習結果を、防災対策に活用するためには、条件が同様である場合でも学習ごとに結果が完全には一致しないという特徴をもつことが課題である。そこで本研究では複数回(3 回程度)の学習結果に基づく評価方法を考案した。(表-2)

表-2　評価方法の案

	案 1	案 2	案 3	案 4
概要	多数の計算を実施し、理論的最適解を求める	精度(損失関数)が最小の結果を採用する	防災上安全側に、最大公約数で評価する	多数決的に分類確度を含めて評価する
特徴	膨大な計算時間が必要であり、非現実的	目的に即した特徴を捉えていない可能性有り	全部危険であるという結果となりうる	危険度の濃淡をつけることができる

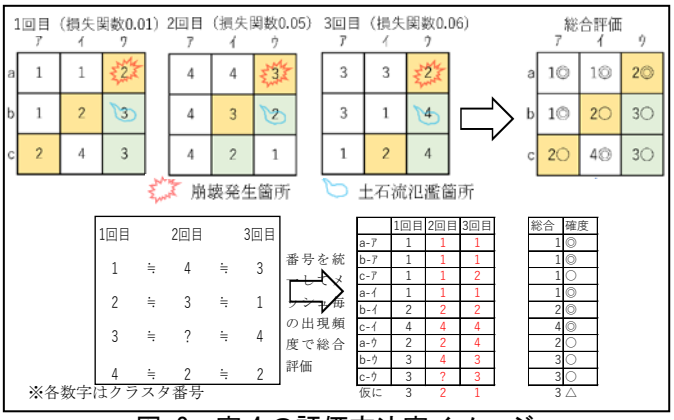


図-2　案 4 の評価方法案イメージ

表-2 に示す特徴から、案 4 の多数決的に分類確度を含めた評価が妥当であると判断したが、各案で得られた結果について土砂災害の専門家が確認することにより、結果の最適性が評価される。

3.2 AI 推定理由の可視化に関する試行

深層学習の一種である CNN は画像の特徴抽出を行う技術であるが、特徴抽出の過程・根拠がブラックボックスであるという問題が挙げられる。本研究では、「Grad-CAM」と呼ばれる技術を使用し、k-means により分類した土砂災害発生要因クラスタについて、画像のどこに着目してそのクラスタに分類したのかを可視化法で検討した。

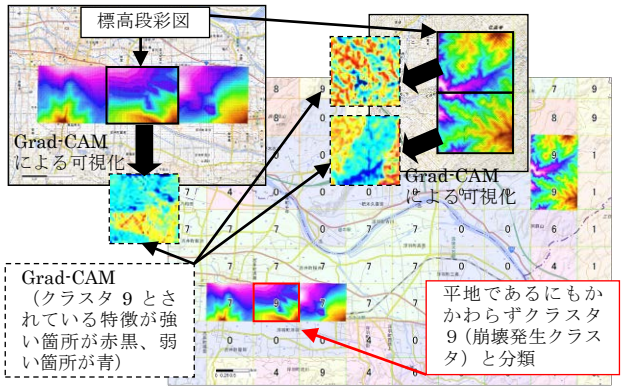


図-3　クラスタ区分に関わる特徴箇所の確認

図-3 に示す箇所で結果を確認すると、道路盛土等の微地形により誤って一部急勾配となっている箇所に着目している可能性がある。

3.3 マルチモーダルなデータ適用の試行

学習データにマルチチャンネル画像として地形・地質情報を与える際に、従来の方法では、傾斜や標高等は連続した整数として、地質は 1～6 の連続した数値の情報として入力されている。このため、本来順序優劣のない地質情報の属性を、順序のある数値属性として与えていることの影響を確認する必要がある。そのため、地質を文字属性として与えるマルチモーダル学習を試行した。

検討には試行データとして、地質が複数含まれる H29 九州北部災害地区 100 メッシュ（含まれる地質：火山性岩類、深成岩、未固結、変成岩）を用いた。

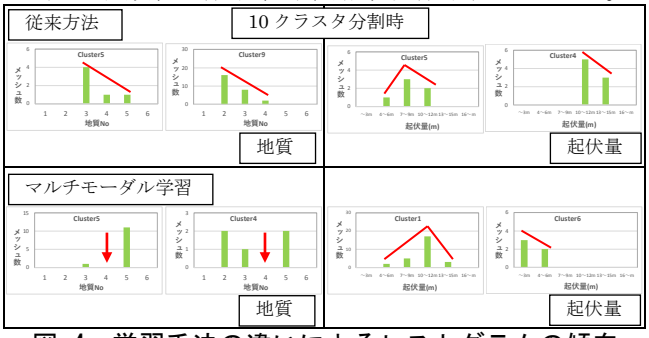


図-4　学習手法の違いによるヒストグラムの傾向

図-4 中の矢印地点に示すように、従来手法では起伏量同様地質でも近接した番号の地質で構成される傾向（ある数値を中心に集合）が確認できる。一方マルチモーダル学習で地質情報を与えた場合は分散しており、数値情報による影響は軽減されているように見える。その他の災害箇所でも同様に試行した結果、同様の傾向が見られる場合と見られない場合の両方が確認できた。

以上よりマルチモーダル学習を適用することが望ましいが、計算時間が 30 倍程度と膨大になるため、現実的には地質情報を意味のある数値で与える等の対応が考えられる。

4. 深層学習による素因特性分類結果の精査

深層学習による素因特性の分類とその分類結果に応じた土砂災害発生状況の分析対象とした既往災害を表-3 に示す。

表-3　対象災害一覧

災害名 ※通称	同時多発	誘因			素因
		雨の種類	連続雨量 (mm)	最大時間雨量 (mm/hr)	主な地質
平成21年7月中国・九州北部豪雨災害（防府）	○	梅雨前線	332.0	72.5	深成岩・その他
平成23年9月紀伊半島大水害	○	台風	1814.5	46.0	堆積岩
平成24年7月九州北部豪雨災害（阿蘇）	○	梅雨前線	570.5	94.5	火山域
平成25年10月大島豪雨災害	○	台風	824.0	122.5	火山域
平成26年8月広島豪雨土砂災害	○	梅雨前線	280.0	101.0	深成岩・その他
平成26年8月丹波市豪雨災害	○	梅雨前線	454.0	91.0	深成岩・その他
平成29年7月九州北部豪雨災害（朝倉）	○	梅雨前線	586.0	129.5	深成岩・その他
平成30年7月豪雨愛媛災害	○	梅雨前線	381.5	59.5	深成岩・その他
平成30年7月豪雨広島災害	○	梅雨前線	472.5	49.5	深成岩・その他

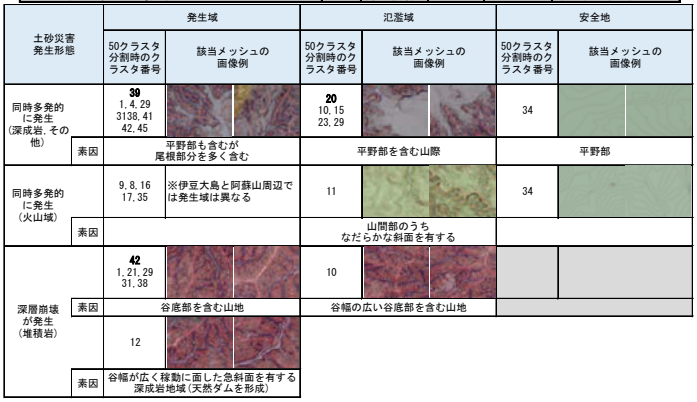


図-5　素因特性分類結果の精査

分類結果の精査については、各災害の災害発生領域をメッシュごとに集計し、災害が多く起こっているクラスタ（頻出クラスタ）を決定した。主な地質や発生した災害ごとのクラスタリング結果を図-5 に整理する。

整理した結果、各災害での頻出クラスタは概ね似た傾向であることが確認された。例えば、同時多発的に発生した災害の発生域は「平野部も含むが尾根部分を多く含む」クラスタ 39、氾濫域は「平野部を含む山際である」クラスタ 20 となる。

5. 素因特性に応じた土砂災害危険度評価手法検討

深層学習による素因特性分類結果で得た頻出クラスタを用いた、土砂災害警戒避難情報に付加する情報イメージを下記に示す。

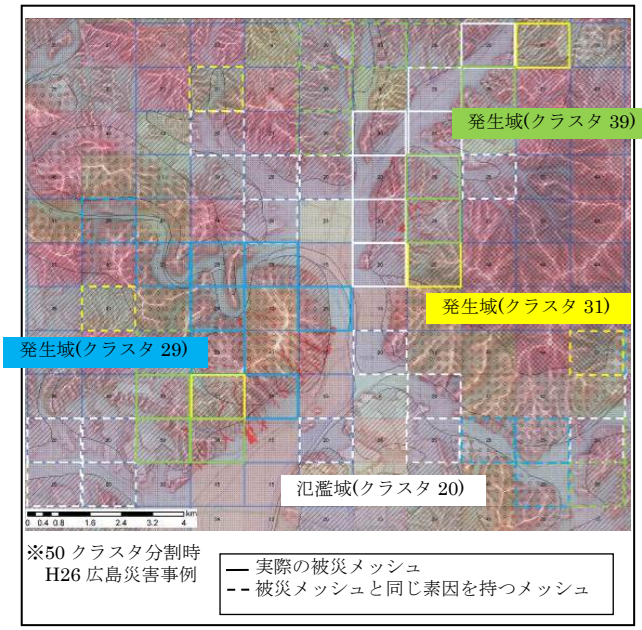


図-6　素因特性に応じた土砂災害警戒情報付加情報

6. まとめと今後の展望

深層学習により日本全国をクラスタ分類し、土砂災害発生予測に関わる新たな素因特性を抽出するとともに、それらの素因特性に対応した具体的な、土砂災害警戒避難情報に付加する情報を検討した。

素因特性分類結果の精査にあたっては、CNN にマルチモーダルなデータを適用すること、各メッシュをクラスタ分類した特徴箇所を視覚化する手法等を試行し、その有効性を確認した。また、計算時間が膨大である等の課題を確認した。さらに、同条件の深層学習でも結果が微妙に異なる特性があることに対して適用性を高めるため、複数回学習結果の多数決により評価する手法を提案した。

今後、教師あり学習による付加情報精度の向上や誘因との関係を組み合わせた手法の検討を試みることにより、より実効性の高い運用が可能となると考えられる。

本検討を進めるにあたり、深層学習に関する技術的ご指導をはこだて未来大学の松原教授に頂きました。ご指導頂いた皆様への御礼を申し上げます。

参考文献

1) 深層学習を用いた画像解析及びクラスタリングによる土砂災害の素因特性の抽出，砂防学会論文集，pp.667-668，2018

P-198

早明浦ダム上流域における深層崩壊に起因する土砂災害被害想定手法の検討

国土交通省　四国地方整備局　四国山地砂防事務所　奥山悠木，田所真路，佐野奈津子
国土交通省　国土技術政策総合研究所　内田太郎，坂井祐介
八千代エンジニヤリング株式会社　横尾公博，池田誠，大塚智久，長塚結花，○児玉龍朋

1．はじめに

深層崩壊に起因する土砂災害の特徴として，天然ダムや土石流等の災害が同時多発的に発生することが挙げられる．このような土砂災害では，緊急対策が一定の効果を発揮する一方で，事前対策によっても被害を軽減することが可能といえる．深層崩壊の被害想定やハード・ソフト対策を検討するにあたっては，過去に発生した深層崩壊の崩壊現象等を分析・評価し，深層崩壊によって生じる現象を把握しておく必要がある．すなわち，過去に発生した①深層崩壊のおそれのある地形・地質的な特徴，②深層崩壊の規模，③土砂の流下形態（土石流化するか，天然ダムを形成するか）等を明らかにする必要があり，本報告では，①～③を総称して「蓋然性の高い深層崩壊現象」と呼ぶこととする．

本検討では，四国山地砂防事務所管内の早明浦ダム上流域（約 416km²）を対象として，蓋然性の高い深層崩壊現象を抽出した上で，深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定手法を検討したものである．

2．深層崩壊発生条件の等質性をもつ領域の分割

資料 [1]によれば，深層崩壊と関連性のある指標として，地質帯や地質構造，地形条件等が示されている．このため，過去に発生した深層崩壊の特徴を分析する単位は，検討対象流域に分布する深層崩壊跡地における「地質特性」・「地形特性」・「気候特性」とした．結果として，流域内では地質特性(岩質の差異)において深層崩壊跡地との関連性が示唆されるものの，周辺流域をみると同様の特性は認められていない．この結果を鑑みると，早明浦ダム上流域内のみ地質特性で領域を分割することは不適であると考えられる．したがって，対象流域全体に分布する三波川帯（付加体）を一つの単位として評価することとした．

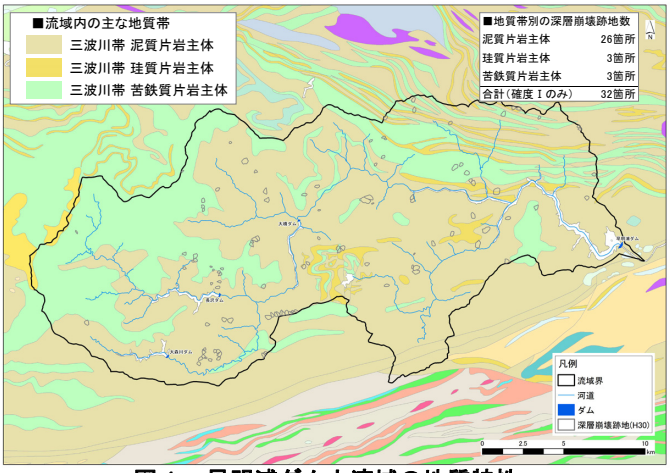


図１　早明浦ダム上流域の地質特性

3．蓋然性の高い深層崩壊現象の検討

3.1　検討手法

深層崩壊の発生実績を深層崩壊現象に着目して分析し，検討対象流域で今後発生するおそれのある蓋然性の高い深層崩壊現象を検討した．

検討に際し，既往業務で抽出されている深層崩壊跡地（109 箇所）の確からしさ（確度）を精査することを目的としてスクリーニング調査を実施した．

スクリーニング調査では，深層崩壊跡地の「滑落崖」地形に着目し，明瞭・不明瞭を指標にして評価した．

その結果をもとに確度を以下の 3 段階に区分した．結果として，深層崩壊跡地確度Ⅰ(滑落崖明瞭)は 32 箇所，確度Ⅱ(滑落崖不明瞭)は 77 箇所，確度Ⅲ(滑落崖無し)は 0 箇所となった（図２）．本検討では，跡地としての確実度の高い確度Ⅰを対象として，蓋然性の高い深層崩壊現象の検討を行うこととした．

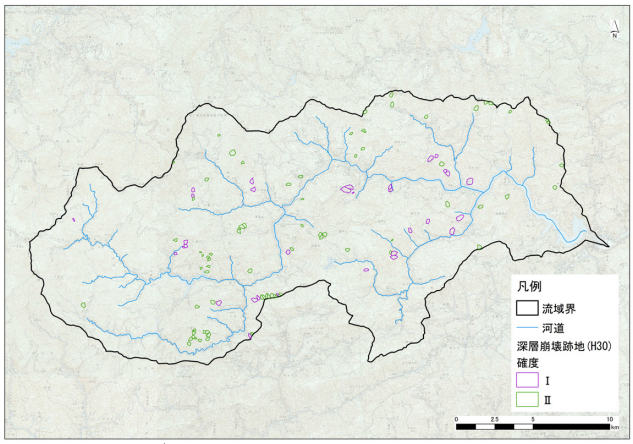


図２　早明浦ダム上流域内の深層崩壊跡地（確度検討結果）

3.2　蓋然性の高い深層崩壊現象の把握

深層崩壊跡地の地形・地質特性，規模，土石等の流下形態を分析し，検討対象流域における蓋然性の高い深層崩壊現象を把握した（表１）．

表１　蓋然性の高い深層崩壊現象の検討結果

深層崩壊検討の分割領域	深層崩壊検討分割領域
	早明浦ダム上流域全体（三波川帯）
領域の面積	416.0k㎡
領域の地形的特徴	岩質区分毎に異なり、泥質片岩や苦鉄質片岩では組織地形(ケスタ)を形成し侵食が進んだ斜面、珪質片岩では相対的に平滑な斜面となる
領域の地質	三波川帯
1.深層崩壊発生箇所周辺の地形・地質的特徴	
地形的特徴	表層に硬質な珪質片岩が分布する箇所では相対的に平滑な斜面であるが、泥質片岩が分布する区間では侵食量が大きいため急崖をなすところが多い。 深層崩壊に関連する微地形としては、全体に表層がクリープ変形した斜面が多く認められ、地すべり地形が多い。硬質な珪質片岩区間では山頂緩斜面が、苦鉄質片岩区間では、線状凹地や小崖地形が一部認められる。
地質的特徴	分布する岩質によりその特性が異なる。泥質片岩が分布する区間では他の領域の岩盤と比較し剥離性に富み、岩片自体脆い特性を有する。珪質片岩は岩片が非常に硬質で割れにくく、大局的な地質構造は東北東～西南西走向で北に数度～20°前後で傾斜しているが、全体に走向傾斜にバラツキが認められる。苦鉄質片岩区間は片理が発達するが、片理の固着が強く薄い板状に剥がれることは少ない。崩壊は主に節理に規制されたブロック状のものが多い。
2.深層崩壊規模と形状	
標準的な規模※1	473千m³程度
想定される最大規模※1	2,545千m³程度
概ね過去100年以内に発生した最大規模	120千m³(四国地方における同地質帯の実績)
深層崩壊跡地数・密度※1	0.08箇所/k㎡
確度Ⅰ：滑落崖の形状が明瞭	32 箇所
確度Ⅱ：滑落崖の形状が不明瞭	77 箇所
確度Ⅲ：滑落崖が認められない	0 箇所
3.深層崩壊に起因する土石流等の流下形態	
土石流の流下機構・形態※1	本川沿いでは天然ダムを形成した可能性が否定できない。山頂付近での崩壊は流下距離が長くなるため土石流化した可能性が否定できない。
天然ダムの発生確率※1	3%程度(32箇所中1箇所で可能性あり)
土石流の発生確率※1	38%程度(32箇所中12箇所で可能性あり)
崩土の直撃の発生確率	13%程度(32箇所中4箇所で可能性あり)
段波の発生確率※1	3%程度(32箇所中1箇所で可能性あり)

※1 深層崩壊跡地確度Ⅰ(32箇所)での評価

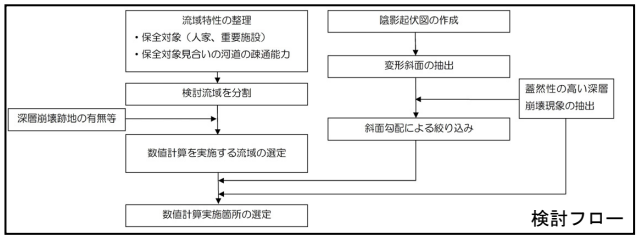
4．深層崩壊に起因する土砂災害被害想定

4.1　検討流域の分割・優先度評価

深層崩壊発生条件に基づく領域の分割では，検討対象流域を一つの評価単位とした．一方で，被害想定の

観点からすれば，流域内における保全対象の分布やダム貯水池等の流域特性に基づいて，検討対象流域を区分し，優先度が高い流域を選定した上で，被害想定を実施することが望ましいといえる．

そこで，流域特性の違いから，早明浦ダム上流域を 12 の流域に分割した（以降，被害想定検討流域とする　図３）．その上で，深層崩壊跡地の有無や，ダム貯水池区間の分布状況から被害想定実施の優先度を評価した．被害想定実施箇所の選定までの検討フローは次のとおりである．



4.2　被害想定実施流域の選定

本検討での深層崩壊被害想定は，優先度が高または中となった流域で実施することとした（図３）．

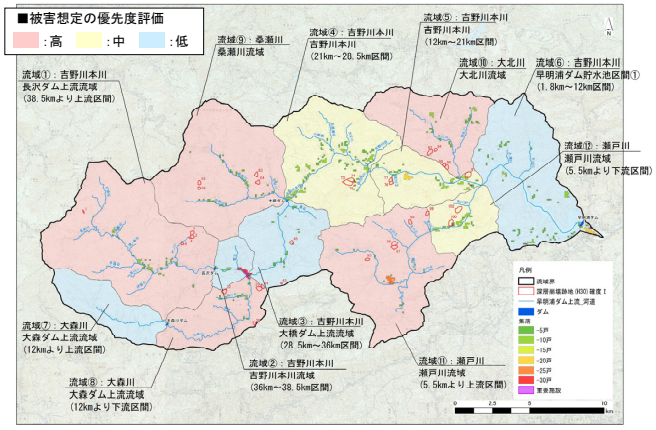


図３　被害想定検討流域図

4.3　被害想定実施箇所の選定

被害想定実施箇所を選定するにあたり，LP 地形図より作成した微地形判読図を用いて，クリープ変形が認められる斜面（変形斜面）を 278 箇所抽出した（図４）．

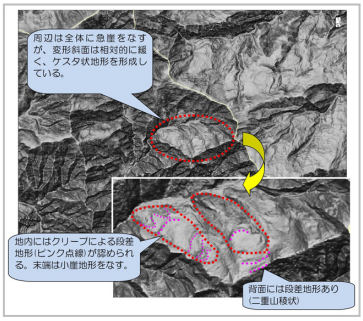


図４　変形斜面の抽出例

各被害想定検討流域について，検討流域毎の特性（保全対象，疎通能力，深層崩壊跡地，蓋然性の高い深層崩壊現象）に着目して被害想定実施箇所を選定した。深層崩壊が発生した際に想定される土砂移動形態を各被害想定実施箇所において整理した．

4.4　被害想定手法の検討

被害想定実施箇所において，数値シミュレーションを用いた被害想定手法を検討した．対象とする土砂移動現象は，「天然ダムの湛水・決壊」・「土石流」・「崩土の直撃」とし，各被害想定検討流域における被害想定検討手法を検討した．

５．まとめ

本検討では，早明浦ダム上流域において，深層崩壊に起因する土砂災害による被害を想定する上で，流域を代表すると考えられる箇所での被害想定手法を検討した．

ここで，土砂移動現象や地形条件から，早明浦ダム上流域で想定される土砂災害の全体シナリオを検討し，本検討で実施したケースの全体シナリオにおける位置付けを整理した（表２）．

なお，全体シナリオを検討するにあたり，河道区分を次のように設定した．支川及び支渓の区分については，流域面積 10km²を閾値とした．

① 吉野川本川（河道区間）
② 吉野川本川（ダム貯水池区間）
③ 支川（流域面積が 10km²以上）※天然ダム短時間決壊型 1)
④ 支渓（流域面積が 10km²未満）※天然ダム長期間継続型 1)

本検討では，吉野川本川沿いの土石流等の発生可能性が極めて低い現象を除き，深層崩壊に起因する土砂災害被害想定を行うべきシナリオに対しては，概ね全体を網羅したといえる．ただし，流域内には本川・支川・支渓問わず保全対象（集落）が点在することから，保全対象全ての被害を想定する場合は，検討ケースが極めて多くなることに留意する必要がある．

表２　流域内で想定される土砂災害の全体シナリオ

河川名		土砂移動現象		
		天然ダム	土石流	崩土の直撃
吉野川本川	河道区間	○ 河道沿いに深層崩壊跡地が認められること、河床勾配が緩いことから、天然ダムを形成する可能性がある また集水面積が大きいことから天然ダム形成後、短時間で越流決壊する可能性がある	－ 全区間で河床勾配が1/30以下であるため、土石流が発生する可能性は低い	○ 保全対象は河道沿いに位置しているため、崩土の直撃による被害が発生する可能性がある
	ダム貯水池	○ 貯水池沿いに深層崩壊跡地は認められるが、貯水池区間で河幅が極めて広いことから、天然ダムを形成する可能性は低い	－ ダム貯水池区間では河床勾配が1/30以下であるため、土石流が発生する可能性は低い	○ 保全対象はダム貯水池沿いに位置しているため、崩土の直撃による被害が発生する可能性がある
支川		○ 河道沿いに深層崩壊跡地が認められること、河床勾配が緩いことから、天然ダムを形成する可能性がある また集水面積が大きいことから天然ダム形成後、短時間で越流決壊する可能性がある	△ 吉野川本川合流点付近では、河床勾配が1/30以下であるため、土石流が発生する可能性は低い 一方で、支川上流域では、河床勾配が急であり、土石流が発生する可能性がある	○ 保全対象は支川沿いに位置しているため、崩土の直撃による被害が発生する可能性がある
支渓		△ 支渓沿いに深層崩壊跡地は認められるものの、集水面積が小さく、越流決壊現象が生じる可能性は低い ただし、崩壊規模によっては天然ダムの高さが小さくなり、小規模出水で決壊する可能性も否定できない	○ 支渓では主に河床勾配が1/30より急勾配であるため、土石流が発生する可能性がある	○ 保全対象は支渓沿いに位置しているため、崩土の直撃による被害が発生する可能性がある

○：想定される現象
△：条件によっては想定される現象
－：可能性が低い現象

□：本検討で実施した検討ケース

６．今後の検討課題

本検討結果を踏まえた今後の検討課題を整理した．

① 蓋然性の高い深層崩壊現象の抽出結果を用いて，事業実施箇所周辺での保全対象に着目した被害想定や，崩壊危険斜面の評価を行うことが求められる．
② 直轄砂防事業流域のうち，重信川，祖谷川，地蔵寺川 2)では蓋然性の高い深層崩壊現象が把握されてきた．一方で，汗見川，南小川，赤根川の流域では蓋然性の高い深層崩壊現象が把握できていない．これらの流域についても深層崩壊跡地が分布することから，蓋然性の高い深層崩壊現象を抽出することで,全体を俯瞰した評価が可能になるといえる．

参考文献

1)国土技術政策総合研究所，深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法(国総研資料 第 983 号)，H29.8.
2)横尾ら，地蔵寺川流域における深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定手法について，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集, pp673-674, 2018.

360°映像を用いた防災学習コンテンツの検討

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　小竹　利明，菅原　寛明*，田中　健貴
和歌山県土砂災害啓発センター　坂口　武弘
NPO 土砂災害防止広報センター○松木　敬，池田　一平

１．はじめに

平成 23 年紀伊半島大水害後の和歌山県那智勝浦町において，著者らは，小学生高学年を対象とし総合的な学習の時間を使って２日間３時限程度で実施可能な土砂災害の防災教育プログラムを提案している[1)]．那智勝浦町教育委員会等と協力して，町内小学校での試行学習を行ってきたが，本報告では，和歌山県土砂災害啓発センターにおいて当該学習の１コンテンツとなっている内の川の崩壊地学習について，従来の課題を改善し，臨場感を高めた教材を作成したのでその概要と試行結果を報告する．

２．防災教育内容の改善提案

（１）従来の問題点

啓発センターより遠方になるほど那智川流域の認知度は低下する．前年度の試行学習において小学校からは，①現地解説でどこが崩壊地か分かっていない児童がいた②自分たちの校区（平野部）に帰っても同じように危険な地形を認識させたい③平成 23 年紀伊半島大水害を記憶している児童は年々減少し今後崩壊や那智川の土砂災害を現地やニュース等で知っている児童は皆無となるとの意見があった．また，日頃，周辺地域の児童・生徒等も含め防災学習を実施している啓発センター職員からは，④崩壊地の植生が回復し受講生が崩壊地を見分けにくくなっている⑤今の崩壊地の様子を記録し今後活用することが望ましい等の意見があった．これらを踏まえると，遠方からの学習を含め現地学習を補助する疑似現地体験コンテンツが必要と考えた．



図１　啓発センターと試行対象（太田小学校）位置図

（２）提案した学習コンテンツ

東日本大震災後の現地を訪問した際，事前の報道での写真・動画では被害状況のリアルさが伝わりきれていなかったことを踏まえ吉住他（2015）[2)]は全天球映像の防災学習への活用を研究した．また，360°映像の防災活用は天野他（2008）[3)]等で報告されている．しかしながらドローンを活用し 360°映像を用いた防災学習コンテンツは検討されていない．そこで崩壊地を含む流域を上空から観察する 360°映像を検討した．**表１**に今回作成したコンテンツを示す．

○撮影地と撮影機材

那智川流域支渓内の川，鳴子谷川，金山谷川，及び奈良県五條市十津川支川川原桶川赤谷（川原桶川床固工群周辺）の４箇所を設定した．撮影時期は平成 30 年 10 月～11 月に２回実施した．撮影は GoPro Fusion(**表 2**)をドローンの本体に取り付け飛行して行った(**図 2**)．

表１　提案した学習コンテンツ

プログラム名	概　要
内の川空中散歩	那智川合流部より崩壊地,2分
鳴子谷川空中散歩	那智川合流部より崩壊地,2分
金山谷川空中散歩	那智川合流部より崩壊地,4分
赤谷空中散歩	川原桶川床固工群より崩壊地,2分

表２　撮影カメラの基本仕様

撮影仕様	GoPro Fusion 球面カメラ2個
解像度	Spherical 14Mピクセル(5228×2624)，5.2Kモード
カメラ寸法	74×75×40mm
カメラ重量	220g
使用機体	DJI INSPIRE2

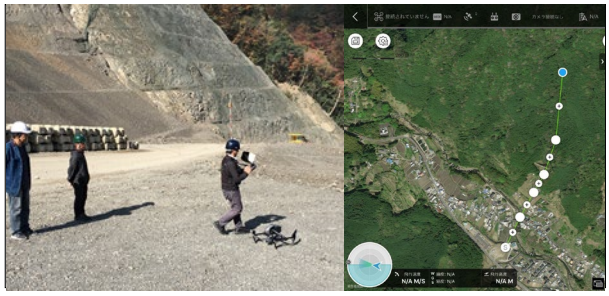


図２　撮影の様子，撮影コース例(内の川)

*現　国土交通省関東地方整備局河川計画課課長補佐

○映像編集

撮影した映像は映像編集アプリケーションソフトウェア(Adobe Premiere Pro)で編集しパノラマ形式に変換した．必要な部分を切り取って使用した．

○投影方式・視聴時間

従来，本学習プログラムには小学 4～6 年生（9～12 歳）が参加している．360° 動画視聴方式は年齢を考慮し**表 3** の手段を準備した．ヘッドマウントディスプレイの利用は関連ガイドライン [4]を踏まえ，VR 酔い対応は既往報告を踏まえ映像時間を考慮した．

表 3　年齢を考慮した VR 投影方式

13歳未満	プロジェクタ出力画面(教室全面200インチスクリーン)，スマートフォン端末，単ヘッドマウントディスプレイ(単眼)
13歳以上	ヘッドマウントディスプレイ(複眼) その他は上欄と同様

３．防災教育の実施概要とコンテンツ評価

（１）実施概要

試行対象は太田小学校である．平成 23 年紀伊半島大水害では校区を流れる太田川上流色川地区で土石流が発生，流出土砂は河道流入し下流域へ流出した．山間部の啓発センターから 15km 程離れた平野部に位置する小学校周辺は太田川の氾濫浸水域となった．現在，全校生徒 36 名の複式学級で 4,5,6 年生 23 名を対象とした従来と同様の防災学習 [1]を行った．本検討で開発したコンテンツは以下のように試行した．なお，学校側にはドローン搭載のカメラで撮影した 360° 実写空中(VR)映像を児童に見せることを事前に説明し許可を得て授業を実施した．

○内の川の崩壊地と土砂災害警戒区域を学習

既往啓発映像の視聴，和歌山県職員による座学，災害現地見学や啓発センターの各種実験を通じて基礎知識を習得した後，砂防堰堤建設中の内の川周辺のハザードマップの見方を学習した．ここで，VR 映像を使い，普段見えない上空 20～30m の視点で渓流沿いの疑似的な現地見学を行い，避難場所までの街歩きや現地確認では見えない渓流の奥行きや崩壊地，避難する際に気を付ける点等を学習させた．

（２）児童・教職員の評価

児童と教職員の主な感想・意見を**表 4** に示す．概ね崩壊地のスケール感や渓流上流の様子が分かったという感想が多かった．特に，教職員でも崩壊地の様子を間近に見たことが無いなど，児童が強い関心を示したことに加えて大人に対しても好評価を得た．360° リアルなスケール感を感じることができることを確認した．

表 4　児童と教職員の主な感想・評価

児童の感想	・上空を飛んだのが面白かった。 ・地上から見えにくかった崩壊地があんなに大きかったことがわかった。 ・木が倒れて流れ出したあとが良く分かった。土石流で木が倒れて流れるのが分かった。 ・空から見ると川が急なのがわかった。 ・作りかけの砂防堰堤を真上から見られて工事の様子がよく分かった。等
教職員の評価	・360度どの方向を振り向いても上空からの動画が広がっているので、リアルなスケール感を感じることができた。 ・児童が見たい方向を見られる点が良く、適度な誘導セリフやキャプションがあってみる方向にも困らなかった。 ・崩壊地のスケール感は初めてみた。また、未だに地面がむき出しのままなのが驚いた。 ・いかに児童の興味を惹くかによって授業全体の理解度が変わります。VRは好ましい教材だと思います。 ・次年度、同じ児童を対象に小学校周辺の防災マップづくりをやってみたいと思います。そこに繋がる現地学習ができました。

（３）今後の展開

360° 実写映像が効果的であることが確認できた．映像の一時停止，過去の被災時の静止画を使用して立ち止まる時間を作るなど，視聴者が興味のある部分を探し，質疑応答できる機能を持たせると，実際の現場見学に近い行動が可能になる．見たい方向を見るという個々の主体的な行動も児童・教職員ともに臨場感や没入感を感じさせた一因と考えられる．

４．まとめ

啓発センターで実施する現地学習コンテンツとして臨場感を高めた防災学習教材を作成した．啓発センターより 15km 離れた平野部の児童や教職員が那智川の崩壊地をリアルに体感できることを確認した．今後，さらに遠方の海岸部小学校や町外の防災教育における活用が望まれる．最後に，本試行にご協力いただいた教育委員会及び太田小学校各位に感謝致します．

＜参考文献＞

1)犬丸，吉村，今森，田中ら:「土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育コンテンツの検討」，平成 29 年度砂防学会概要集，pp-274，2017.

2)吉住，尾久土，此松ら:「理科教育における 360° 全天周実写動画を使用した防災教育授業モデルの開発」，平成 27 年度科研費研究成果報告書，2015.

3)天野，真壁，勝川:「360° シームレス地上映像の災害情報活用」，災害情報，No.6，pp.22-24，2008.

4)一般社団法人ロケーションベース VR 協会:「VR コンテンツのご利用年齢に関するガイドライン」，2018.
（ URL:http://lva.or.jp/pdf/guidelines.pdf ）

P-200

地域防災力向上のための取り組み事例－仙台市片平地区の例－

国土防災技術株式会社　○中島さくら，講武学，中村清美，大沼乃里子
片平地区連合町内会　　今野均
内閣府　　山口徳彦

1. はじめに

近年，東日本大震災や九州北部豪雨といった大規模災害の発生に伴い，「自助」「共助」の強化と「公助」の連携が強く叫ばれている。災害から命を守るためには，平時から住民が居住地域の地域特性やリスクを把握し，近隣住民との信頼関係を構築しておくことが必要であり，このような住民の自発的な活動を促すため，内閣府は災害対策基本法の改正を行い，平成 26 年 4 月より「地区防災計画制度」が施行されている。

この制度の普及のため，内閣府では，平成 26 年度から平成 28 年度に，計 44 箇所のモデル地区を選定し，計画の策定支援を行った。本発表では，平成 28 年度モデル地区である「仙台市片平地区」を例に，地域の防災力向上のための取り組みを紹介する。

2. 仙台市片平地区での取り組み

2.1 地区の概要

片平地区は，仙台市の中心市街地に接しており，仙台の城下町として発展した由緒ある地域である。

当地区は 8 つの町内会からなり，長年当地区に住み続けている人々はもとより，近年は，マンションの建設に伴う子育て世代の増加や，東日本大震災後に建設された災害復興公営住宅への移住などにより，人口増加が著しい地区となっている。加えて，地区内には東北大学をはじめとする教育機関があり，留学生を含む学生も多く居住する。

ここでの防災活動の特徴は，「防災はまちづくりの一部」という思いのもと，防災活動をまちづくり活動の中に位置付けている点である。まちづくり活動は各町内会が主体であるが，地区住民ならびに，観光，教育，福祉など，地区内にある産官学民の組織よって構成された「片平地区まちづくり会」が，各種団体の調整や資金調達，実行管理など統括的・事務局的な役割を果たすことで，地区に内在する様々な地域課題の解決にあたっている。

2.2 地区の災害脆弱性

広瀬川が蛇行する片平地区では，ゲリラ豪雨や暴風雨による洪水の危険性が高く，仙台市が公表している洪水ハザードマップによると，2～5 メートルの浸水想定区域も有している。また，地区の一部は急傾斜地崩壊危険区域に指定されるなど，がけ崩れの危険性も高い地区である。

2.3 地区の課題

片平地区まちづくり会では，平成 25 年に「片平地区まちづくり計画（第 1 期）」を整備しており，毎年，計画の棚卸を行っている。平成 28 年度時点で，地区の課題として挙げられた項目を以下に示す。

- 地区内に在住する学生（留学生含む），マンション住人などの，地域活動への参加促進
- 活動を継続するための，資金・人材の確保
- 防災無線やラジオ，地区のホームページを媒体とした，防災情報伝達の仕組み構築
- 次世代を担う若手の育成

モデル事業では，「次世代を担う若手の育成」の一環として地区防災計画の取り組みが行われた。

2.4 課題解決への取り組み

地区では，「次世代を担う人材の育成」に向けた活動として，「防災×宝探し」（地区の歴史や災害脆弱性について学ぶイベント）を企画・実施した。宝探しゲームは地域振興やまちづくりの活性化の観点から全国各地で開催され，防災と関連するものもあったが，一般参加者を増やすため“防災”や“内閣府主催”の文字をあえて伏せることで，ゲーム中に危険箇所や避難所の場所等を無意識に学び，防災の関心向上に結びつけようとする試みは全国初であった。

本企画の対象は小学 5，6 年生の児童と保護者とし，防災情報が記載された「宝探しマップ」を手に，地域の自然や歴史・文化を題材とした謎を解くことで，各種避難場所に隠された宝箱を探しゴールを目指すという内容であった。



図 2.1　宝探しマップ



図 2.2　イベント当日の様子

地区では，年度当初に「次世代のリーダーを育てる」を題材としたシンポジウムの開催を予定していたが，「地区活動への若手参画促進」という方向性が一致していることから，シンポジウムを「防災×宝探し」イベントに変更し，防寒，交通安全面などの観点から様々な意見交換を交わしたうえで，片平地区内の２つの町内会区域を対象にトライアル版という位置づけで本イベントを実施することとした。

参加者に対し過去の災害や歴史，避難所の種類や目的について説明を行うガイド役や，当日の交通整備や昼食の準備，会場設営などは各町内から全面的な協力を得て，また，企画の告知は片平丁小学校を通じて行うことができた。

本イベントの目的は次世代を担う人材の育成であり，児童や保護者といった若手の地区活動参加促進を期待したものであったが，活動後のアンケートでは「また参加したい」「普段通り過ぎてしまう町を楽しく見直すことが出来た」との回答が得られたことから，本イベントにより，継続的な地区活動への参加意欲が高められたと評価できる。

2.5　発展と展望

モデル事業内で実施した「防災×宝探し」イベントは，翌年度より第 2，3 回と継続して実施されている。イベントは，片平地区まちづくり会が主体となり，中学生や大学生も取り込み，企画・運営するなどといった展開がみられている。

「片平地区まちづくり計画」は，平成 30 年度で第 1 期の計画が終了し，平成 31 年度から始めた第 2 期のまちづくり計画においても，各種助成金を獲得しつつ，多様な組織と連携をとりながら，解決に向け実践活動に繋げているところである。

3.　まとめ

3.1　他地区への展開

片平地区の取り組みは，防災を含む多様なまちづくり活動を実践しながら，次世代の地域を担う人材育成にも取り組む先進的な事例であると評価できる。

本企画を２カ月半という短期間で実施できた背景には，まちづくり活動に係る多様な組織が“顔のみえる関係”であったことが大きく関係している。例えば，ガイド役を 10 名確保することが可能であったのは，これまでのまちづくり活動の蓄積があってのことであり，他地区で同様の取り組みを実施しようと発起しても一朝一夕には難しい場合も想定される。ガイド役やイベントの支援者は，“防災活動だけ”に参加しているのではなく，日頃から様々なまちづくり活動の中で“防災にも”力を発揮しており，こうしたまちづくり活動があってこそ「地域防災力」が育まれていくものと考えられる。

3.2　砂防と地区防災計画

地区防災計画を作成する過程では，片平地区のような“顔の見える関係”の構築に加え，災害リスクに関する情報提供や意識啓発，必要な助言を「アドバイザー（専門家）」から得られる体制づくりも重要である。砂防に携わる者としては，地区防災計画の策定において重要となる「地区の災害脆弱性を理解する」段階において，地区で想定される土砂災害の想定シナリオの作成や，避難行動計画の策定ワークショップでの貢献だけでなく，まちづくり（地域づくり）活動も含め継続的な関わりをもつことで，地域防災力の向上に貢献できるのではないかと考える。

【参考文献】

・「地区防災計画ガイドライン」，平成 26 年 3 月
・「片平地区防災活動報告書」，平成 29 年 3 月

急傾斜地における土砂災害警戒区域指定後の開発事例について

八千代エンジニヤリング株式会社　○内田康太，西尾陽介，目晋一，長嶺真理子

1．はじめに

我が国では平成12年に土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（以下、「土砂災害防止法」と呼ぶ。）が制定され、各都道府県において土砂災害防止法に基づく基礎調査及び土砂災害警戒区域等の指定が進められてきている[1)]。

国土交通省のHP[2)]によると、土砂災害防止法に基づく基礎調査は平成31年度末の完了を目標として進められており、平成30年3月31日時点では基礎調査完了済み22府県、平成30年度完了予定が6都県、平成31年度完了予定が19道県となっており、本年度中には全ての都道府県において基礎調査が完了する予定となっている。

指定された警戒区域等については、地形や土地利用状況等を確認し、変化が認められた箇所等については詳細な調査を行い、警戒区域等の見直しを行うものとされている。すでに一部の県では指定済み区域の調査が開始されている状況にある。本報告では、指定済みの警戒区域等のうち、急傾斜地について現地調査を実施した際に、地形及び土地利用状況の変化が確認された事例について報告し、区域設定の際に考えられる留意点について考察する。

2．急傾斜地における土地利用状況の変化事例

指定済み警戒区域のうち急傾斜地の現地調査結果から、警戒区域の形状に影響があると想定される地形及び土地利用の変化事例について、確認されたケースごとに整理した。整理結果を以下に示すとともに、確認された（1）～（8）までの地形及び土地利用の変化事例についての模式図を右図に示す。

（1）斜面形状の改変（図-1）

掘削等により斜面全体が改変されたケース。

（2）対策施設の新設（図-2）

斜面下の土地利用に伴い下端位置に対策施設（擁壁工等）が施工されたケース。

（3）対策施設の改築（図-3）

既設の擁壁工により造成されていた上端側の住宅地が撤去され、擁壁自体が小規模に改築されたことにより斜面形状が変化したケース。

（4）斜面下端側の盛土（図-4）

開発に伴い斜面下端側が盛土され、全体の斜面高が低下したケース。

（5）斜面中への道路敷設（図-5）

元斜面が改変工事（道路敷設）により斜面形状が変化したケース。

（6）斜面上端側の開発（図-6）

斜面上端側に住宅と駐車場が建設され、土地の形状が改変されたケース。

（7）斜面に沿った住宅建設（図-7）

1階と地下1階の2階建て構造の住宅が斜面に沿って建設されたケース。

（8）斜面に張り出した住宅建設（図-8）

斜面に人工的な柱を打ち、住居が斜面に張り出す状態で住宅が建設されたケース。

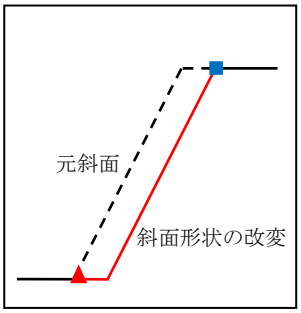


図-1 斜面形状の改変のイメージ図

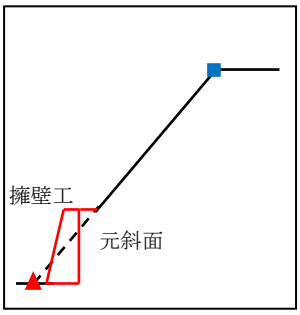


図-2 対策施設新設のイメージ図

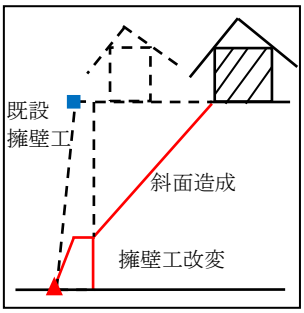


図-3 対策施設改築のイメージ図

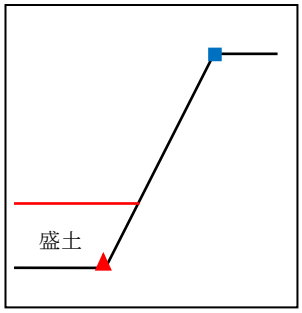


図-4 斜面下端側の盛土のイメージ図

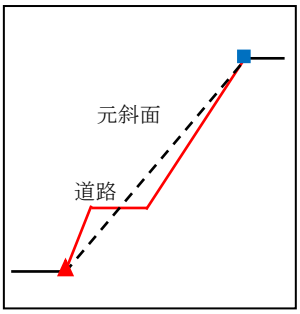


図-5 斜面中への道路敷設のイメージ図

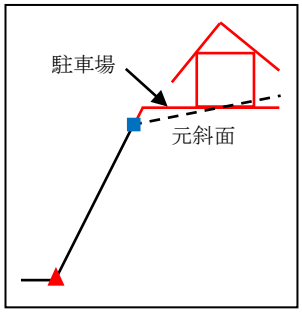


図-6 斜面上端側の建設のイメージ図

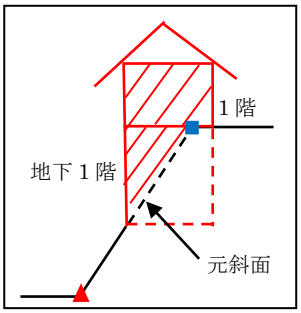


図-7 斜面に沿った住宅建設のイメージ図

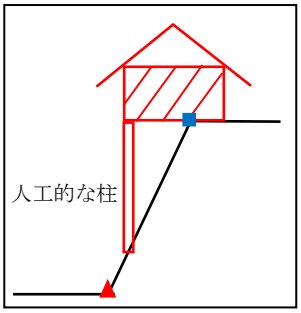


図-8 斜面に張り出した住宅建設のイメージ図

ここで、▲は下端位置、■は上端位置を示す。

３．上端側の開発について

現地調査の結果、新たに住宅が建設されるケースでは上端側での開発行為が複数確認された。急傾斜地の上端側は警戒区域に指定されていることから、一般的に土地の価格が平坦な土地と比べると安価であり、眺望の優れた土地が多いことから住宅開発されやすい環境にあると考えられる。

ここで、斜面上端付近に住宅が建設された場合、上端付近が建築物の中となってしまい、区域指定の根拠が不明確になることが予想された。

そこで、「2.急傾斜地における土地利用状況の変化事例」において示した変化事例のうち、斜面上端側の開発事例である（7）、（8）のケースについて、一般的に想定される構造を整理し、区域に与える影響について考察した。

（1）斜面に沿った住宅建設

斜面に沿った住宅を建設する場合、斜面上端の部分を１階、斜面部分を地下１階とする場合が多く、地下１階部分により斜面形状が外見からでは不明確となる。そのため、上端付近の地形が不明確となり区域設定にあたっての課題となる。

ここで、斜面中に地下 1 階を設置する場合、一般的には右図のように地下１階部分を直壁構造としている。これは、斜面に沿った構造とした場合に以下の課題があることが理由となっている。

①室内のデッドスペースが大きくなる。
②構造計算が複雑になる。
③斜面部は柱の安定性確保が難しい。

また、切土によって平坦部分を確保し、斜面側の土圧を考慮して、地下 1 階全体を鉄筋コンクリート構造とする場合がある。このため、地下 1 階部分の建築状況を踏まえて上端位置を確認することが必要となる場合があると考えられる。

（2）斜面に張り出した住宅建設

斜面から張り出した住宅を建設する場合は、斜面上端側が出入り口、張り出し部がベランダ等の室内側となる場合が多く、斜面に張り出した部分は、斜面部もしくは下端付近に柱を設置して住宅を支えることが一般的である。このとき、柱は支持地盤まで設置する必要があるが、斜面中への柱の設置は施工の際に斜面が不安定化する可能性があることから、右図のように下端より下方の平坦地側に柱を設置するケースが多い。

この場合、当該住宅の評価は、以下の 2 ケースの評価方法があると考える。

①柱部分が斜面上にあることから特別警戒区域内の住宅として考える。
②居室は上端より高い位置にあるが、警戒区域内の住宅として考える。

斜面に張り出した住宅の場合は、斜面中の改変が少ないことから、上端位置は造成された形状に沿った位置になると考えられるが、評価方法については明確な決まりが無いというのが現状である。

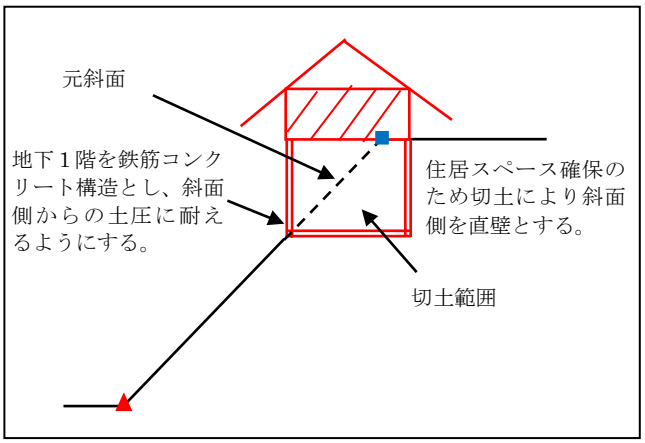


図-8 斜面に沿った住宅の建設例

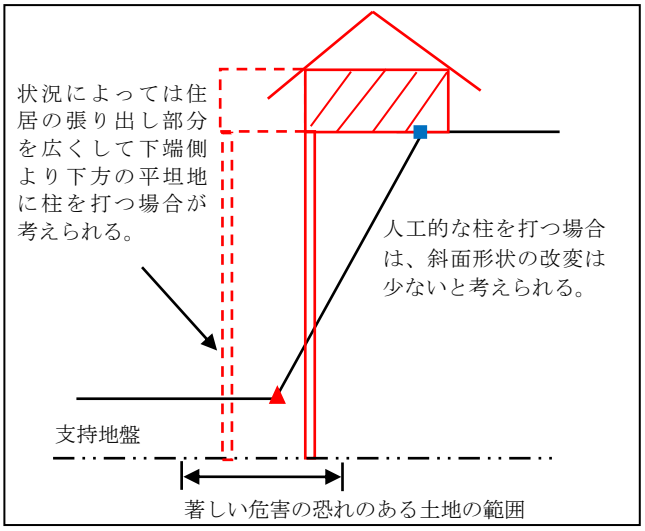


図-9 斜面に張り出した住宅の建設例

４．おわりに

今回の現地調査により、警戒区域等の形状に影響があると想定される地形及び土地利用状況の変化事例が複数パターン確認された。

特に住宅の新設による地形及び土地利用状況の変化事例が多く、今回確認された多くのケースにおいて上端側の変化が想定されるものであった。

土砂災害警戒区域（イエローゾーン）では住宅の建設にあたり規制はないが、土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）では特定開発行為の許可制・建築物の構造規制・建築物の移転等の勧告が定められている。

今回の調査では、土砂災害警戒区域内での地形及び土地利用状況の変化は確認されたが、土砂災害特別警戒区域内での変化は認められなかった。

今後、住宅開発が進み土地利用が多様化することにより警戒区域の上端側において本報告で紹介したような開発が生じた場合には、開発による改変状況の調査および警戒区域等の見直しの必要性について判断する必要がある。このような場合の区域の見直しにあたっては住宅の構造から考えられる上端位置と斜面の連続性を踏まえた場合の上端位置を検討し、現地の状況を考慮した適切な上端位置を選定することが重要である。

参考文献

1）土砂災害防止対策基本指針
http://www.mlit.go.jp/common/001196760.pdf
2）基礎調査完了予定年度
http://www.mlit.go.jp/river/sabo/pdf/map(red)_180331.pdf

P-202

栗駒山・秋田駒ヶ岳における登山者の火山防災意識調査と検討

岩手県立大学　伊藤英之
アジア航測株式会社　新井瑞穂　○戸谷千鶴

1. はじめに

栗駒山は、現在、火山活動に大きな変化はみられないが、昭和湖やゼッタ沢周辺では人体に有毒な火山ガスが普段から発生しており、登山する上で留意が必要である。

秋田駒ヶ岳は、近年、火山性地震の増加が時々みられ、2018 年２月以降、火山性微動や低周波地震などが発生しており、「火山活動の推移」が注意・警戒されている。

栗駒山、秋田駒ヶ岳には多くの登山者が訪れ、登山コースも比較的短く火口周辺まで行くことができる。一方で、御嶽山や草津白根山噴火のような火口周辺での突発的な噴火が発生した場合、多くの登山者に被害がおよぶことが考えられる。

しかし、これまで登山者等の安全確保について県や市町村に対するアンケート調査は行われてきたが、登山者を対象とした火山防災意識についてのアンケート調査はあまりされてこなかった。

そこで、本研究では、登山者の火山防災のあり方を考えるため、岩手県立大学とともに栗駒山と秋田駒ヶ岳の登山者を対象としたアンケート調査を行うとともに、その結果をもとに、火山防災の意識向上のための取り組みについて検討した。以下に、検討結果を報告する。

2. 防災意識アンケート調査の概要

2.1. アンケートの実施時期と項目

本調査では、火山活動が比較的静穏な栗駒山（火山活動解説情報[臨時]が発表されていない火山）と、2017 年９月以降、火山活動が活発化しつつある秋田駒ヶ岳を調査対象火山とした。ここで、火山活動が静穏な栗駒山に比べ、火山活動が活発化した秋田駒ヶ岳の登山者は、火山防災に対する意識が高いと想定し比較対象とした。調査時期は登山客が多いと考えられる紅葉シーズンとし、３連休であった平成 30 年 10 月７日（日）に栗駒山で、10 月８日（月）に秋田駒ヶ岳で、登山者を対象としたアンケート調査を実施した。アンケートの質問項目を表１に示す。

表１　アンケート調査の質問項目

回答者の基本属性	・性別、年齢、住まい　など
情報収集行動	・情報収集方法、内容 ・現地での立寄り場所　など
登山時の安全対策	・登山届の提出、装備品　など
火山防災意識	・活火山であること ・噴火警戒レベル　など

2.2. アンケート調査方法と対象者数

調査は、登山口において、登山者に直接聞き取る方法で行った。調査対象者は栗駒山で 75 人、秋田駒ヶ岳で 84 人であった。

3. アンケート調査の結果

3.1. 回答者の基本属性

回答者の男女比はほぼ半数であった。また、栗駒山では関東からのツアー客、秋田駒ヶ岳では東北地方からの登山客が多く占めた。

3.2. アンケート調査結果と検討

各質問の回答に対し、単集計およびクロスチェックを行った。以下、注目すべき事項について示す。

１．情報収集の手段
２．登山届の提出
３．噴火警戒レベルの浸透
４．突発的な火山活動に対する備え

①約 70%の人が情報収集にネットを活用していた。

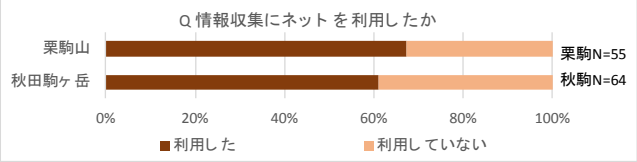


図１　情報収集におけるネット利用者の割合

②火山登山者向け情報を「見た」または「知っている（見てはいない）」人の半数以上は登山届を提出していた。

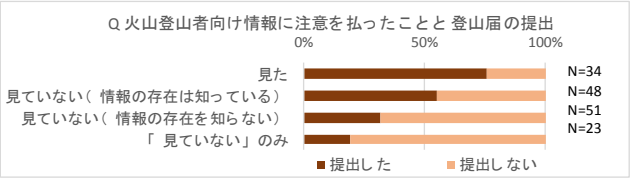


図２　火山登山者向け情報と登山届の関連性

③噴火警戒レベルを「知っている」または「聞いたことがある」と回答した人のうち、登山可能なレベルを理解していたのは両火山とも約 20%であった（図 3）。

④「噴火の可能性」があると答えた人は、両火山とも「訪れた山が活火山と知っている」と回答した人であった。

⑤火山活動が活発化した場合に対する登山時の備えとして、普段持ち歩いている携帯電話や飲料水は多くの人が持っていたが、非常食等の持参率は低かった。

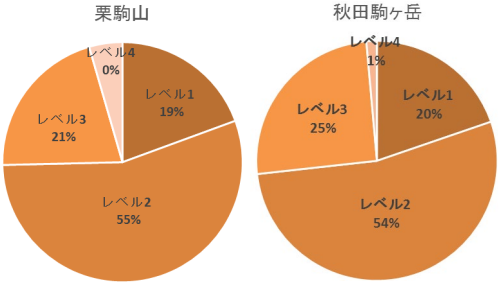


図３　登山可能なレベルの回答結果

4. アンケート調査結果からの考察

調査結果を踏まえ、噴火警戒レベルや登山届等、火山防災に関わる情報の発信・伝達方法について考察した。

4.1. 防災知識と行動の関連

噴火警戒レベルについては、栗駒山・秋田駒ヶ岳ともに登山者の約 90%が「よく知っている」または「聞いたことがある」と回答した(図４.上)。このうち、噴火警戒レベルを正しく回答できた割合は、２火山とも半数程度にとどまり(図４.中)、登山可能なレベルを正しく回答できた割合は２火山とも 20%と非常に低かった(図４.下)。このことから、噴火警戒レベルの言葉自体は浸透しているが、その具体的な意味や内容についてはあまり理解されていないと考えられる。また、訪れた山の噴火警戒レベルや、登山可能なレベルについての理解の向上が、今後の課題である。

情報収集の手段としてインターネットが多く利用されていたことから、登山者が目を向けやすい観光協会や登山に関する情報ページでの情報提供をしていく必要がある。これにより、非常食等の非常用備品に対する登山者の意識も向上するかもしれない。

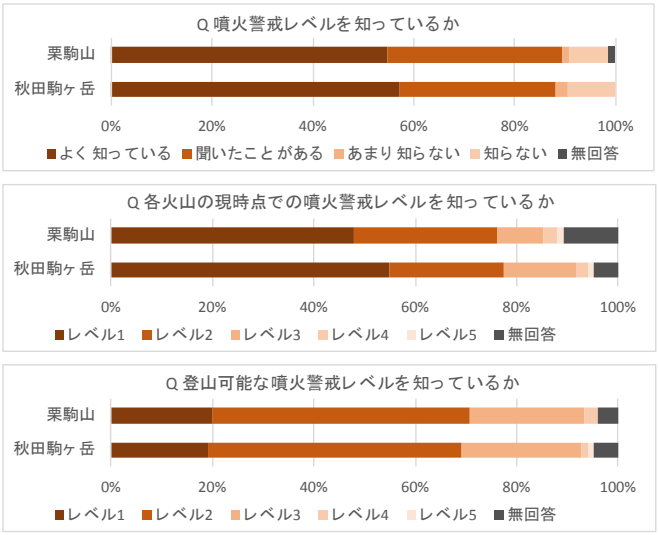


図４ 噴火警戒レベルに関する理解度

4.2. 遠方からの観光客にみられた特徴

栗駒山は、行楽シーズン（連休）のためか、関東からのツアー観光客が多かった(図５.上)。ツアー客の傾向として、栗駒山が活火山であることについての認識が低かった(図５.下)。

また、登山届を提出することの必要性を認識していながら、ツアー旅行なので提出していないと回答する者も多かった(図５.中)。ツアー旅行客（登山者）は、安全管理面も含め、観光会社に任せきりとなる傾向が見られた。

栗駒山等、ツアー客の多い活火山では、火山防災情報に関し、観光会社への周知も重要になってくる。

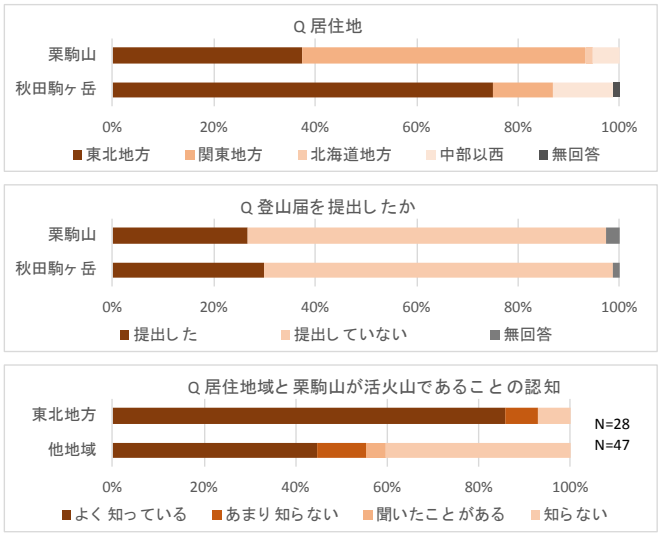


図５ 居住地と火山による傾向

4.3. 情報発信の場

栗駒山と秋田駒ヶ岳には、火山情報を提供する施設があるが、利用状況に違いがあった。栗駒山の「須川ビジターセンター」は、施設位置がやや寄りにくいところにあるためか、利用者が少なかった。一方、秋田駒ヶ岳の「アルパこまくさ」は、八合目行きバスの乗り換え場所にあるためか、利用者が多かった(図６.上)。この立寄り目的として、火山情報の収集と回答する者は少なかった(図５.中)が、施設利用者の約 50%が、施設内に常設されている「火山防災情報センター」に立寄り、情報を得ていた(図５.下)。

登山者が立寄りやすい仕組みを作れば、施設は情報発信の場として有効活用できると考えられる。

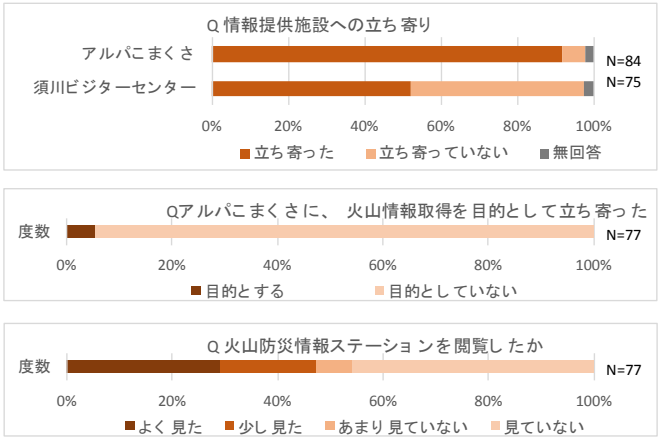


図６ 情報提供施設の利用

5. おわりに

アンケート結果より、噴火警戒レベルは、登山者に十分理解されている状況に無いことがわかった。

一方、年齢・性別を問わず、登山者の情報源としてインターネットが活用されていることがわかった。

粘り強い周知活動は、長い目で見れば周知に繋がると考えられる。今後は、インターネットによる配信内容・方法等のあり方について検討するとともに、登山者への情報提供を多方面から行えるよう、観光会社への情報周知、火山地での登山者立寄り場所の有効活用を考えていく必要がある。

P-203

降水短時間予報を用いた中小河川水位予測による警戒・避難の判断支援

日本ミクニヤ株式会社　○松本　舞恵　岩本　祐子　近藤　康弘

1. はじめに

近年、気候変動の影響とされる局地的な大雨により、中小河川の氾濫被害が各地で発生している。中小河川は流域面積が小さく、局地的大雨が発生した場合、土砂の流出・堆積などに伴い河川水位が急激に上昇して氾濫し、警戒・避難の判断が遅れる可能性がある。そのため中小河川流域においては、降雨に伴う河川水位の変動をいち早く把握して、その後の対応に繋げることが重要である。しかしながら、警戒・避難の判断の目安となる河川水位情報に関しては、一般公開されているものもあるが、独自に水位計を設置してデータを取得するのは難しいのが現状である。

既往研究で、局地的な降雨予測情報を提供するシステムとして、「詳細降雨情報システム」を独自に開発している。詳細降雨情報システムは、(一財) 気象業務支援センターから提供される解析雨量 [1)]や降水短時間予報 [2)]等の降雨データを活用し、今後 6 時間以内に予測される降雨を視覚的に表現して提供するものである。

本研究は、この詳細降雨情報システムを活用し、予測される降雨データと一般公開されている水位データを組み合わせることで河川水位を予測するシステム（以下、「河川水位予測システム」という）の開発・運用を検討するものである。システムの開発にあたっては、水位データが Web 上で一般公開されている中小河川流域を対象とした。さらに、対象流域にある要配慮者利用施設にご協力いただき、システムの運用上の課題を抽出した。

2. 中小河川水位予測の開発

水位予測に使用するデータの一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1　使用するデーター覧

使用データ	取得先	データ単位
水位	一般公開されているデータ	現在
予測雨量	降水短時間予報	1時間単位、6時間先
累積雨量	解析雨量	1時間単位、過去6時間前

水位予測の対象とする中小河川は、Web で公開されている水位データがあること、および河川近くに要配慮者利用施設があることを条件として図 2-1 のように選定した。

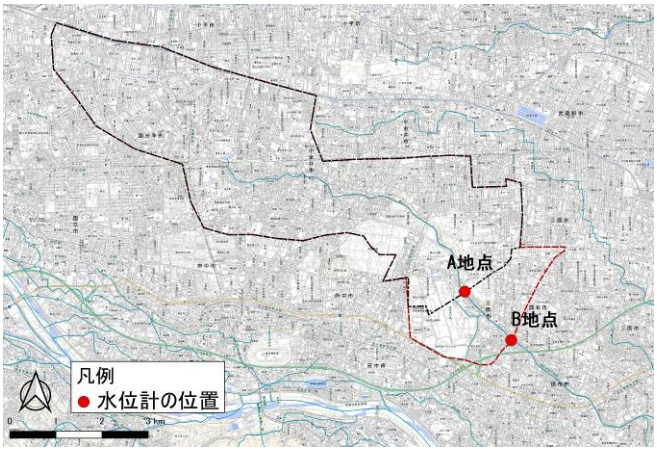


図 2-1　対象河川流域、水位データ位置

2.1 水位予測式の検討

対象河川において、過去に水位が上昇した平成 30 年 5 月 13 日を基本データとして、水位予測式を検討した。

加重累計流域平均雨量と水位の相関図を図 2-2 に示す。加重累積係数は降りはじめの雨量の影響が低くなるように加重累積した雨量と水位の相関を取り決定した。

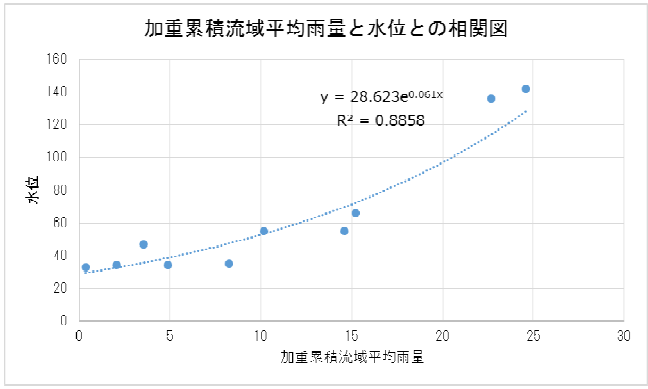


図 2-2　加重累積流域平均雨量と水位の相関図

さらに、加重累積雨量と降水短時間雨量のデータを用い、6 時間先まで水位を予測できるようにした。

2.2 河川水位予測システム

河川水位予測システムの主な機能は、視認性の高いグラフによる水位予測の表示機能と、水位上昇が予測された際のアラートメール機能である。グラフは Web ブラウザで表示し、図 2-3 に示すようにスマートフォンから手軽に確認できるようにした。



図 2-3　スマートフォンショートカット例

水位予測のグラフを図 2-4 に示す。上部に 6 時間先の予測雨量を 1 時間ごとに棒グラフで表示し、その下に水位予測を折れ線グラフで表示する。

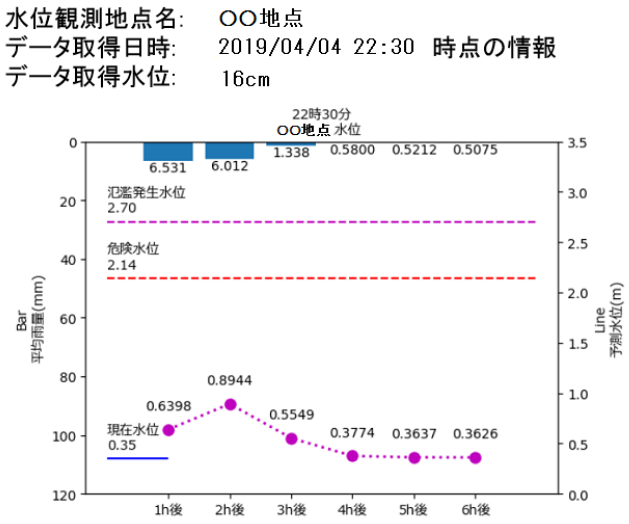


図 2-4 水位予測グラフ

また、予測水位が危険水位、警戒水位に達する場合、図 2-5 に示すアラートメールが送られるようにした。

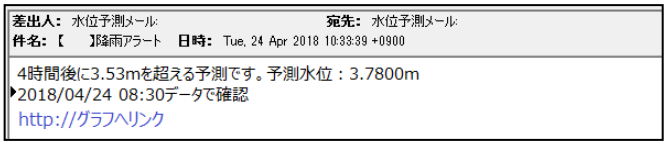


図 2-5 アラートメール

3. 本システムの運用

本システムの運用上の効果を確認するため、対象河川の下流に位置する要配慮者利用施設に試用を依頼した。依頼した要配慮者利用施設の位置図を図 3-1 に示す。試用期間は、2018 年 7 月 1 日～2018 年 10 月 31 日とした。

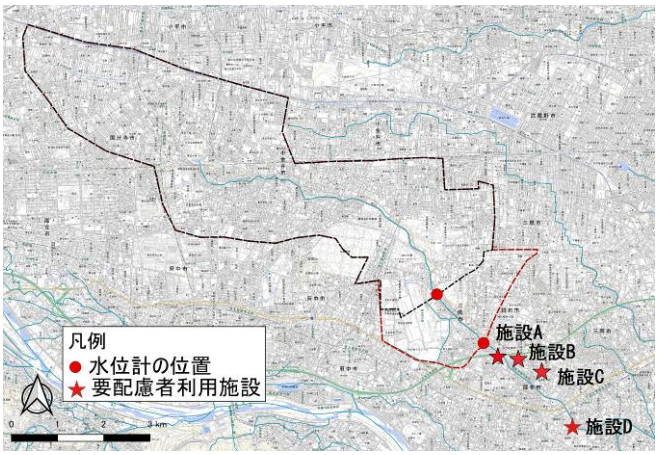


図 3-1 依頼した要配慮者利用施設の位置図

また、試用期間内に確認された水位上昇を反映するため、運用を行いながら加重累積流域平均雨量と水位の相関を取り精度を高めた。

さらに、本システムの使用状況や今後の要望等についての意見収集を目的に、対象施設にアンケートを行った。なお、施設 A は担当者異動により回答が得られず、施設 C は所内 PC 環境により使用が出来なかったとの回答であった。

アンケート結果を以下に示す。これによるとシステムの運用という観点では一定の効果が見られた一方、警戒情報の活用およびそれを用いた避難支援については、使用者への意識付け等を含めた活用方法の検討やメール配信の頻度の検討が必要と考えられる。

アンケート結果

【使用頻度・確認状況】

施設 B
・使用機会が生じた降雨は 1 回のみ。

施設 D
・大雨や河川の増水のおそれについて気になった際に使用した。

【今後ほしい機能・要望等】

施設 B
・システムを使用する動機付けが欲しい。
・降雨前だけでなく降雨時にもメールが欲しい。

施設 D
・情報提供先となる雨量計位置が施設から離れているため、警戒情報に対する意識が希薄であった。

4. まとめ

本研究では、中小河川の水位に着目した警戒・避難の判断支援のためのシステムの構築と運用、ならびに検証を行った。

今後の本システムの効果的な運用のためにユーザーの観点に立った改善策として、避難訓練と連動した活用により使用者へのシステムに対する理解・意識向上を図ること等が考えられる。

また、今回は都市河川での活用を行ったが、中山間地等の地理的・社会的条件が異なる流域への適用についても検討することで、システムの汎用性を高めることも必要と考えている。

さらに、降雨状況に応じた段階的な情報発信についての検討も必要と考える。

参考資料
1)国土交通省気象庁：解析雨量,
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kurashi/kaiseki.html , 参照 2019-04-04
2)国土交通省気象庁：降水ナウキャスト、降水短時間予報,
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kurashi/kotan_nowcast.html , 参照 2019-04-04

P-204

降雨指標の確率を指標とした警戒避難基準雨量

（株）エイト日本技術開発　○竹本大昭・海原荘一
国土交通省国土技術政策総合研究所　木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴

1. はじめに

近年，大規模な土砂災害が頻発していることから，警戒避難の精度向上は喫緊の課題となっている。土砂災害発生危険基準線（以下，CL）は 60 分積算雨量と土壌雨量指数の 2 軸で構成され，RBFN による非線形モデル[1]による RBFN 出力値の中から CL 対象災害の捕捉率、空振り率等の精度を比較検証し，最適な出力値を CL としている。特にどのような災害を CL 対象災害とするか，この選定基準が CL 精度に大きく影響している。

CL 対象災害は土石流及び土壌雨量指数が一定以上，かつ一連降雨のピーク付近に一定範囲で発生するがけ崩れ[2]とされるが，この定義のみでは必ずしも降雨規模等の災害のレベルが統一されず，降雨規模の小さい災害を対象とした地域では空振りの原因となっている可能性もある。また，過去の災害降雨を同等以上の非発生降雨を多く経験すると雨慣れ等により，同じ降雨規模でも災害が起こりにくくなる可能性もあり，これらの評価は空振り等の低減に必要と考える。

そこで本研究では，発生降雨や非発生降雨を超過確率年で評価し，これらを指標とした CL の検討を試みた。超過確率年を用いることで CL 対象災害を統一的，かつ行政的に判断し易い指標で選択可能になるとともに，これまでの豪雨経験（雨慣れ）を CL に反映できる利点を有するものと考えている。

2. 検討対象地域及び使用したデータ

2.1 検討対象地域

検討対象地域は 1999 年，2014 年等と複数時期での土砂災害発生履歴を有する広島市・呉市の CL 設定ブロックとした（**図-1**）。超過確率年の設定単位は，CL の精度検証に使用される 1km メッシュ単位とした。

2.2 使用した降雨データ及び超過確率年算定方法

使用した降雨データは 1988 年～2018 年 9 月までの 60 分積算雨量と土壌雨量指数のデータ（1km メッシュ単位，1 時間毎）とした。災害データについては，国土交通省の整理した土砂災害データのリストの内，1999 年～2018 年データを使用した。

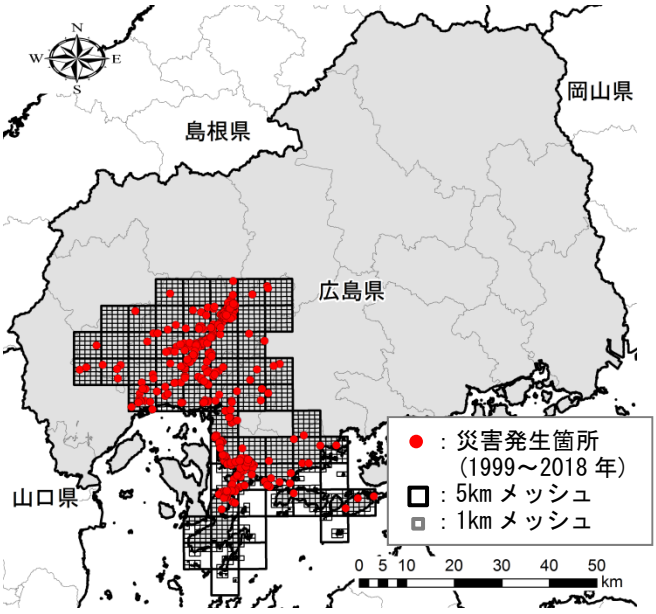


図-1　検討対象範囲（広島市・呉市　CL 設定ブロック）

1988 年から各災害前年までの RAP 形式及び GRIB2 形式のデータから 1km メッシュ単位で各年の最大値を抽出（異常値は除外）

↓

Gumbel 分布と GEV の両方の係数を計算

↓

適合度評価のために SLSC 値を求め，SLSC 値が小さい分布モデルを採用

↓

災害発生年以降の 60 分積算雨量，土壌雨量指数の超過確率年を算定

図-2　60 分積算雨量，土壌雨量指数の超過確率算定方法

超過確率年の算定に当っては，**図-2** に示すように各災害前年までの降雨指標の年最大値から確率分布モデルを設定し，災害発生年以降の 60 分積算雨量，土壌雨量指数の超過確率年を求めた。確率分布モデルとしては，Gumbel 分布と一般化極値分布（GEV）の 2 手法のうち SLSC 値の低い方のモデルを採用した。なお，年最大値を用いる場合の最小の超過確率年は 1 年となる。

3. 発生，非発生降雨の超過確率年の推移確認結果

前節の確率分布モデルを用いて次に示す 3 段階で各降雨指標の超過確率年の推移を確認した。

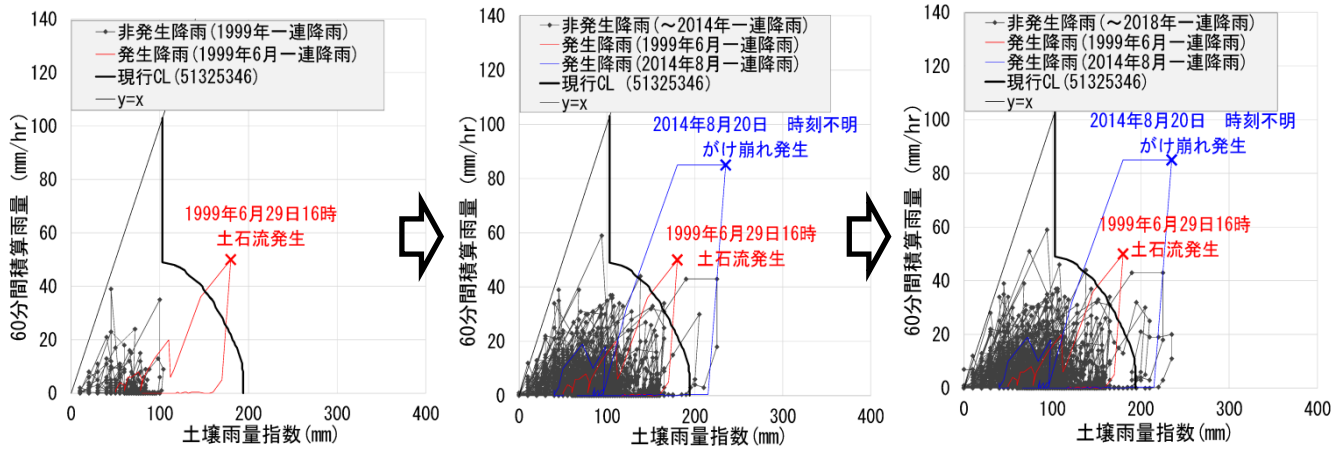


図-3 現行 CL と発生・非発生降雨（51325346 ※左から 1999 年⇒2014 年⇒2018 年）

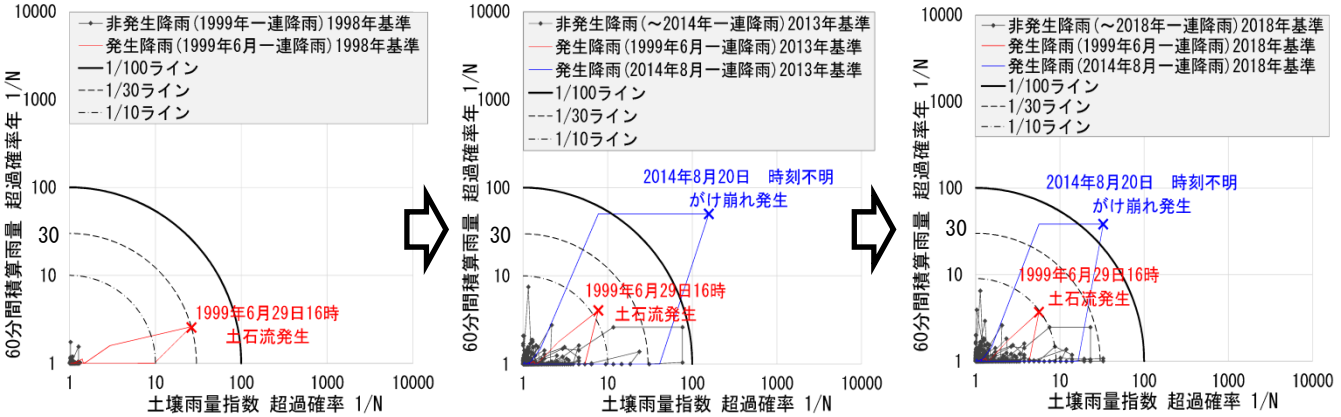


図-4 等超過確率年線と発生・非発生降雨の超過確率年（51325346 ※左から 1999 年⇒2014 年⇒2018 年）

①1988～1998 年(10 年) 1999 年 6 月 29 日土石流
②1988～2013 年(20 年) 2014 年 8 月 20 日がけ崩れ
③1988～2018 年(30 年) 現時点評価

また，**図-3** の現行 CL 及び発生非発生降雨の雨量分布と超過確率年が対比できるように**図-4** には y 軸に 60 分間積算雨量の超過確率年，x 軸に土壌雨量指数の超過確率年をとった 2 軸上に主要な等超過確率年線とスネークラインの超過確率年を描画した。

図-4 より，この事例では 1/10 を境界に発生と非発生降雨の分布密度が明確に異なり，1/10 を CL とした場合は現行 CL と同精度となる。ただし 1999 年の発生降雨は，災害当時 1/30 であるが，現時点までに同等以上の非発生降雨を経験したことで 1/10 未満となる一方，2014 年の発生降雨は現時点でも 1/100 以上の降雨となる等，本手法では対象災害の異常さをこれまでの豪雨経験を考慮して表現できる。今後，1/10 未満で災害が発生しない，かつ 1/10 以上の非発生降雨の精度が高い場合にこの発生降雨を CL 対象災害としない等の選択も考えられる。ただし，降雨規模＝災害規模ではないため，本指標と流出土砂量や被害状況等の指標と併せて CL 対象災害を評価することが重要と考える。

また，この事例では 1/10 を超える非発生降雨が存在する。このような降雨は山間部等で被害はないが，発生降雨と同規模の土砂移動は生じていないか，道路災害等での報告はないか等，空振りかどうか自体を精査すべき対象降雨を超過確率年から判断できる利点がある。

4. まとめ

本稿では発生・非発生降雨の超過確率評価の一例を示した。今後は検証例を増やし，CL 対象災害の選定レベルや非発生降雨の精査レベル等を検討する予定である。また GEV，Gumbel 以外のモデルでも超過確率年を検証し，本検討に用いる適切な確率分布モデルの選定方法を検討するとともに，降雨データ数が少ない場合，確率値の信頼性が低いため，アメダスデータを解析雨量に加える等，データ数を増やす方法を検討する。

参考文献

1) 倉本和正，鉄賀博己，東寛和，荒川雅生，中山弘隆，古川浩平：RBF ネットワークを用いた非線形がけ崩れ発生限界雨量線の設定に関する研究，土木学会論文集，2001 巻，672 号，p. 117-132，2001.
2) 国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案）平成 17 年 6 月，国土交通省河川局砂防部，気象庁予報部，国土交通省国土技術政策総合研究所

P-205

平成 18 年岡谷土石流災害の再考
-ハード対策とソフト対策の連携への示唆-

名古屋大学大学院生命農学研究科　○大槻聡志，田中隆文

1. はじめに

元来日本では地震，台風，豪雨などによる災害が多く発生し，それとともに土石流も誘発され，多大な被害が発生している（3)。その中の一つとして 2006 年（平成 18 年）7 月中旬から下旬にかけて日本の広範囲で大雨が降り続けた平成 18 年 7 月豪雨でも同様に豪雨による土砂災害が各地で発生し，中でも長野県岡谷市では死者 8 名，負傷者 12 名，そして合わせて 298 の住家に全壊や半壊といった被害が出た。

この災害は 100 年～200 年に一度という規模の大雨が主要因であり，被災地に最も近い釜口水門雨量計では降り始めから災害発生までの 49 時間で総雨量 350mm を記録しており，これにより 7 月 17 日の段階ですでに土石流が発生してもおかしくなかったことが分かっている（1)。しかし同市内で土石流の発生した渓流では砂防堰堤といった防災設備が一切存在していなかった。十分な防災対策が行われていれば被害の軽減や防止が可能であったと考えられることから，本研究では被害拡大の要因を調査し，今後の再発防止に必要な取り組みについて検討した。

2. 方法

本研究では大きく分けて三つの調査を行った。まず一つ目として文献調査を行い，岡谷市（2009）の報告書「忘れまじ豪雨災害」や災害当時の新聞記事を調べた。二つ目に現地調査を行い，小田井沢川，志平川，本沢川の 3 つの河川を 2018 年 9 月 14 日に訪れ，その地形的特徴や災害を伝える石碑や看板の有無を調べた。三つ目に中央自動車道橋脚が土石流被害に与えた影響を調べるため，橋脚を考慮した場合と考慮しない場合とで土石流シミュレータ「Hyper Kanako」を用いた土石流シミュレーションによる比較を行い，扇状地の構造変化による土石流被害の変化について検討した。ピーク流量は 200m^3/s とし，シミュレーション時間は 1800 秒とした。

3. 結果・考察

まず，文献調査では多くの住民の共通の証言として「危機意識の低さ」が挙げられた。その原因として不備の多い災害当時のハザードマップが考えられる。図 1 は災害当時の岡谷市防災ガイドから小田井沢川周辺地域のハザードマップを抜粋したものである。このハザードマップには確かに土石流の危険性そのものについては記されているが，それを伝えられているとは言い難く，むしろ渓流に近いと安全であるという印象を与えかねなかった。これには二つの理由が挙げられ，一つは土石流危険渓流として示されている矢印が各渓流の上流にしか存在しない点である。住宅は主に中央自動車道よりも下流側に位置しており，各家屋の近くの渓流が土石流危険渓流として設定されているのかどうか，一目ではわかりにくくなっている。もう一つは土石流危険渓流沿いのうち，諏訪湖から離れたところでは白地となっている点である。諏訪湖沿岸には水害危険区域や液状化危険区域が色付けされて示されているが，危険渓流沿いにそのような色付けは存在していない。これでは諏訪湖から離れた区域は安全であるといった誤った認識を住民に与えかねない。



図 1　災害当時の小田井沢川周辺ハザードマップ（2）

次に，現地調査では三つの川すべてで砂防堰堤が設置されていることを確認し，これにより被災地で同様の災害が再び起こりうる可能性は低くなったといえるが，災害のあった事実を伝える石碑は住宅街から離れた位置に存在しており，住民が目に触れる機会は少なく，災害の風化，防災意識の再低下が懸念されている。

最後に，土石流シミュレーションでは橋脚考慮の有無による差が現れることが分かった。下図は小田井沢川の各メッシュの土石流の高さを示したものであるが，複数個所で色が変化し，そのどれもが被害の小さい方向へと変化していることから橋脚の存在により被害が軽減された可能性が示唆された。しかし志平川で小田井沢川と同様の条件にてシミュレーションを行ったところ，被害の変化は見られなかった。これにより，扇状地の構造変化により土石流の動態は変化するということが示唆されたが，その条件や傾向についてはさらなる検証が必要である。

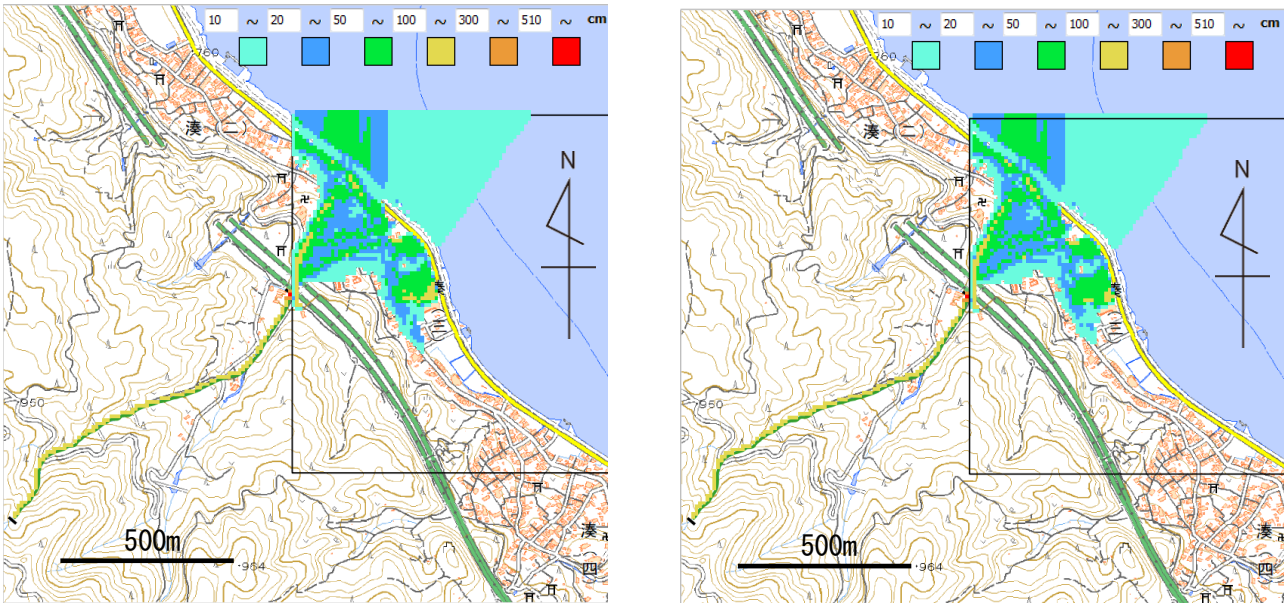


図 2　小田井沢川における土石流シミュレーション結果（左：橋脚考慮なし　右：橋脚考慮あり）

4.　まとめ

本研究では岡谷市で起こった土石流について調査を行ったが，シミュレーション結果により扇頂部の構造変化により土石流の被害が変化する可能性が示唆された。しかしその方向性については不明な点もあり，被害が拡大，縮小，また今まで流れていなかった個所への流下といった変化が考えられる。現状の防災ではこのような変化に対応することは難しい。土砂災害に限らず，災害対策にはダム，堤防といったハード対策と避難計画といったソフト対策の二種類に大別されるが，今後の防災にはハード対策とソフト対策とを組み合わせた総合的な対策が必要になってくるのではないだろうか。今回のシミュレーション結果はこれらをつなぐ方法となりうる。これを活用することにより現地の地形や砂防設備，並びに構造物を考慮したハザードマップの作製につながり，また住宅街への被害防止に必要な砂防堰堤の構造を知ることや，土石流流下に備えた街づくり及び避難所配置もできるようになる。岡谷市に限らず，全国の自治体において地域住民の防災意識向上を図るとともに，シミュレーションを介してハード対策とソフト対策を連携させることでより効果的な防災体制を作ることが可能になるだろう。

参考文献

(1) 青木旭 ，阿部廣史，松澤義明（2007）降雨特性から見た平成 18 年 7 月岡谷土砂災害について　長野工業高等専門学校紀要第 41 号　pp.11-16

(2) 岡谷市生活環境部環境安全課（1998）岡谷市防災ガイド

(3) ウェザーニュース　数多くの災害・異例な現象が目立った 2018 年
https://weathernews.jp/s/topics/201811/260125/ （閲覧日　2019 年 2 月 4 日）

ISSN 2433-0477
JSECE Publication No. 84

2019年度　砂防学会研究発表会概要集

発行日　2019年 5 月 21 日

編集者及び発行者
2019年度（公社）砂防学会定時総会並びに研究発表会「岩手大会」実行委員会

発行所　公益社団法人　砂防学会
〒102－0093　東京都千代田区平河町 2-7-4　砂防会館別館 3F
TEL 03－3222－0747　　FAX 03－3230－6759