

3 突発的な自然現象による土砂災害の防災・減災技術の開発

研究期間 : 平成 28 年度～令和 3 年度
 プログラムリ - ダ : 土砂管理研究グループ長 石井 靖雄
 研究担当グループ : 土砂管理研究グループ(火山・土石流チーム、地すべりチーム)、地質・地盤研究グループ(地質チーム、土質・振動チーム)、技術推進本部(先端技術チーム)、寒地基礎技術研究グループ(寒地構造チーム、寒地地盤チーム、防災地質チーム)

1. 研究の必要性

土砂災害対策は一定の確率規模の降雨を想定した計画等に基づき実施されているが、近年は確率規模を上回る降雨が生じている。また、火山噴火、大規模地震、局所的大雨及び急激な融雪といった突発的な自然現象に伴う土砂災害により、緊急対応が求められる事例が増加している。特に、災害時の初期対応をより迅速・効果的に行うとともに、被害を最小化する対策技術が求められている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、突発的に発生する自然現象に伴う土砂災害の被害を防止・軽減するための初期対応を、より迅速・効果的に実施するため、土砂災害が急迫・発生した箇所の早期把握、被害範囲等の早期推定、被害の防止・軽減、早期に復旧工事を実施するための無人化施工技術の開発等を研究範囲として以下の達成目標を設定した。

- (1) 突発的な自然現象による土砂移動の監視技術及び道路のり面・斜面の点検・管理技術の開発
- (2) 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術及び道路通行安全性確保技術の開発
- (3) 突発的な自然現象による土砂災害の防止・軽減のための設計技術及びロボット技術の開発

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」(1)、(2)、(3)に示した達成目標に関して、令和 2 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 突発的な自然現象による土砂移動の監視技術及び道路のり面・斜面の点検・管理技術の開発

土砂移動の監視技術の開発

火山噴火後に土石流の危険性が高まった渓流を抽出するためには、火砕物の堆積厚分布の迅速な把握が重要となる。そこで、自動降灰量計データの空間補間による方法、SAR 画像を用いたコヒーレンス解析による方法、既存物理モデルを用いる方法を挙げ、各方法の特性と適用性について検討を行った。検討した事例では、多数の自動降灰量計データを用いることで概ね良好に等層厚線の推定を行うことが可能であること、2 時期と 3 時期の SAR 画像のコヒーレンス画像から数 cm 以上の降灰厚の推定が可能であること、Windy Tephra26)を用い、いくつかの地点で実施された粒度調査結果を中央粒径のパラメータとして与えることでより実績に近い推定堆積厚分布を計算できる可能性があることがわかった。

道路のり面・斜面の点検・管理技術の開発

ゲリラ豪雨により生じやすい災害形態、災害の発生しやすい箇所の特徴を明らかにし、ゲリラ豪雨に対する高リスク箇所の抽出・点検手法及び対策手法を検討するため、平成 20～23 年度の直轄国道斜面災害、平成 29 年九州北部豪雨災害、平成 30 年 7 月豪雨災害を対象として、現地調査・崩壊地判読等によって道路斜面災害の特徴の整理・原因分析、点兼着目点・対応策の検討、フラジリティ解析による定量的な高リスク災害箇所抽出手法の検討を行った。フラジリティ解析では地質の違いによって崩壊発生確率が異なる結果が得られた。

また、現状の降雨に対する道路のり面・斜面の安定に関する点検・対策については、浸透水的作用による安定性確保の観点が主であり、短時間で集中的に降るゲリラ豪雨については考慮しておらず、ゲリラ豪雨に対す

る災害形態を明らかにした上で、それに応じた点検・被害軽減策を提案する必要がある。このため、過去の道路のり面災害事例を用いて、道路のり面災害の発生形態、発生要因等について分析し、道路のり面における降雨による災害の特徴や事例から得られる被災形態・素因・要因毎に点検・管理における着目点について整理した。

融雪期のり面・斜面分野における点検・管理技術の開発

北海道の国道における道路盛土の変状には、台風や前線がもたらす降雨、地震によるものだけでなく積雪寒冷地特有の融雪水の影響があり、近年、通行止めを伴う道路盛土の変状が発生している。そこで、積雪寒冷地における融雪水が要因となる道路盛土の変状メカニズムの解明や道路盛土の安定性、保全対策として管理手法の提案を目的とし、北海道の主な直轄国道で発生した、融雪水が一因とされる道路盛土変状の調査等から、積雪寒冷地特有の盛土災害に対する点検手法として北海道の国道における融雪期の道路盛土点検マニュアル（案）」を取りまとめた。融雪水の影響を考慮した道路盛土の点検・管理技術、道路通行安全確保のための本マニュアル（案）は、熟練した現場技術者が減少する中で、効率よい点検が可能となる。

また、融雪等に起因した切土のり面・道路斜面災害による道路機能低下の軽減に資するため、融雪を考慮した切土のり面・道路斜面の点検手法の提案を目的とし検討を行い、国道における道路斜面災害事例を分析し、降雨や融雪に起因した崩壊の特徴を整理し、積雪寒冷地特有の崩壊要因および崩壊メカニズムを明らかにした。また、崩壊メカニズムが作用しやすい地形地質条件や気象状況を考慮した融雪崩壊のタイプ分類を行い、崩壊メカニズムに応じた斜面の点検調査手法を検討し、マニュアル（案）としてとりまとめた。

(2) 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術及び道路通行安全性確保技術の開発

土砂移動の範囲推定技術

a) 噴火後の土石流氾濫範囲推定手法の高度化等

噴火後に発生する土石流への対応に活用するため、土石流の氾濫範囲を推定する数値シミュレーションプログラムを改良し、計算速度を大幅に向上させた。また、氾濫範囲の予測精度の向上を図るため、XRAIN等の降雨分布データおよび降灰状況を活用できる土石流発生・流下・氾濫過程を一体化した数値解析プログラムを開発した。併せて、降灰斜面の浸透特性を考慮した降雨流出計算モデルを改良するとともに、そのパラメータについて、桜島の火砕物を用いた室内実験を実施し、層厚が一定以上の場合には層厚や細粒分含有率の割合によらず浸透能は一定の値となることを明らかにした。また、桜島有村川流域における経年的な地形変化を解析し、流域内で主な土砂生産域の空間分布は異なり、土石流流出解析における土砂供給点等土砂供給条件の設定に際し考慮する必要性が明らかとなった。

b) 災害対応の迅速化・効率化

大規模な土砂移動リスクの早期把握技術の開発を目的として、地すべり発生危険域の早期把握技術と地すべり機構の早期把握技術の検討を行った。地すべり発生危険域の早期把握技術として、LPデータの差分解析による斜面変動発生範囲の把握手法、および地すべりの移動量の経時変化から崩壊に至る切迫性を評価する手法を提案した。また、地すべり災害発生の危険性を評価するディープラーニングモデルのプロトタイプを開発した。地すべり機構の早期把握技術として、災害直後に短時間でCIMを作成し、地すべり災害対応に活用する手法を開発した。

道路通行安全性確保技術

a) ゲリラ豪雨

災害データ及び関連する地形・地質状況、降雨状況を分析することにより、降雨と斜面災害の相関関係を明らかにし、安全性確保のための規制雨量の設定手法を検討するため、過去の道路斜面災害における降雨の特徴の整理、災害発生率と降雨の関係の分析を行った。また、崩壊と各種雨量指標の関係を詳細に分析できるようにするため、国土交通省のXRAINデータから各種の雨量指標（時間雨量、連続雨量、土壌雨量指数、48時間雨量）を迅速に算出するプログラムを開発した。

また、豪雨時の道路利用者の安全性確保の観点から、土砂災害の危険性がある山地部の道路においては事

前通行規制による対応が行われている。現在用いられている「異常気象時における道路通行規制要領」では連続雨量により事前通行規制の実施の判断をされているが、突発的に発生するゲリラ豪雨を考慮しておらず十分に対応できていない。このため、ゲリラ豪雨にも対応した事前通行規制手法を提案することを目的に検討を行った。過去の道路のり面の災害事例に対して種々の降雨指標を求めて各指標と災害との関連性の整理を行い、3時間・6時間の短時間累積降雨と連続雨量の関係による災害時の降雨パターンの分類を行った。また、事前通行規制における降雨指標としての土壌雨量指数の適用性に関する検討を行い、一部の災害においては先行降雨の影響が加味されることで、災害捕捉性が向上することを確認した。時間雨量 - 土壌雨量指数による土砂災害警戒情報の CL を道路の事前通行規制に用いる場合の課題を整理し、それに対して土壌雨量指数の各タンクの役割を再考して土中水分の状態を表す第2、第3タンクの合計値と土壌雨量指数との関係を用いた新しい規制手法を検討・提案した。

b)融雪

北海道の国道における道路盛土の変状には、台風や前線がもたらす降雨、地震によるものだけでなく積雪寒冷地特有の融雪水の影響があり、近年、通行止めを伴う道路盛土の変状が発生している。

本研究は、積雪寒冷地における融雪水が要因となる道路盛土の変状メカニズムの解明や道路盛土の安定性、保全対策として管理手法の提案を目的としており、既存の気象観測システムと現地の地下水水位計測結果より、融雪期の盛土内水位を簡易に推定する手法（浸透流解析）を提案した。さらに、その解析水位を踏まえた弾塑性変形解析により盛土の弱部と変形量の算出が可能となった。

また、切土のり面や自然斜面で発生する表層崩壊は、一般的に降雨に起因することが多い。しかし、北海道等の積雪寒冷地での融雪期には、降雨だけではなく、融雪水の地盤浸透が合わさった表層崩壊事例も確認されている。そこで、融雪期に発生する斜面崩壊による被災を回避するために、融雪を考慮した事前通行規制基準の開発を目標とし、現状で入手が容易な気温（積算暖度）に融雪水量係数を乗じることで簡便に融雪水量を推定できる改良 Degree-Hour 法を考案した。過去に融雪による崩壊の発生した地区における融雪状況調査に基づく融雪水量係数の算定において、降水を降雨と降雪に判別することで、観測融雪水量のノイズを減らし、融雪水量の推定精度を高めることができた。また、降水量から降雨量に修正した上で推定融雪水量を合算した水量を基にした土壌雨量指数の経時変化から災害時と非災害時が判別でき、融雪期の事前通行規制への適用性を検証できた。

落石・岩盤崩壊対策技術

岩盤斜面の変化状況を把握し、斜面形状や亀裂の分布状況等から、崩壊想定箇所を適切に抽出し、危険岩体の形状・規模を正確に推定することで、岩盤崩壊の影響範囲を精度よく推定する手法を検討した。その結果、岩盤斜面の経年変化から不安定な箇所を抽出する変状把握手法をとりまとめた。また、UAV 写真の SfM 解析から作成した三次元地形モデル上に、調査した亀裂の分布を再現し、亀裂面等の組合せから潜在的に崩壊する可能性のある岩体を特定し、崩壊形態モデルの作成手順をとりまとめた。さらに、応力に起因した亀裂面の劣化伸展をモデル化した FEM 解析によって、亀裂等に囲まれた想定崩壊岩体の将来的における崩壊に至る可能性を判断する手法と、実際に崩壊に至った場合に DEM 解析を用いた崩壊土砂の到達範囲推定手法をとりまとめた。

(3) 突発的な自然現象による土砂災害の防止・軽減のための設計技術及びロボット技術の開発

土砂災害の防止・軽減のための設計技術

小規模な落石に対応する従来型の落石防護柵および落石防護擁壁に関する性能評価手法や耐衝撃設計法等の設計技術を確立することを目的に、構成部材や実規模試験体を用いた重錘衝突実験や数値解析等を実施し、構成部材や全体系としての衝撃挙動や保有性能を明らかにした。落石防護柵については、実規模実験等で明らかになった損傷状態を基に、現行の設計法では想定されていない損傷を予防するために構造細目等を改訂した標準図案を提案した。落石防護擁壁については、要求性能と損傷状況の関連付けを行うとともに、押抜きせん断破壊に対する安全性の照査の考え方、柵付き擁壁の回転に対する照査の考え方を示した。

ロボット技術開発

大規模自然災害発生後の被害拡大防止や早期の復旧のためには、被災状況の調査や道路啓開などの応急対策を迅速に行うことが非常に重要であるが、これら応急対策は危険性が高い場所での作業となる場合が多い。そのような危険個所での施工では、安全のため遠隔操作が可能な建設機械を用いる無人化施工が運用される場合がある。災害が多く発生している我が国では、この遠隔操作型建設機械を用いた無人化施工はこれまで国内で200件以上の活用実績を持っている。本研究は、自然災害発生時に無人化施工に代表されるロボット技術を、安全・迅速・高効率で適用するための提案を行うことを目的とし、課題点の整理、必要な要素技術の研究、技術マニュアルの提案を行うものである。

検討の結果、(1)無人化施工課題点の把握、(2)無人化施工の施工効率改善新技術とその検証、(3)無人化施工セットアップ効率化新技術とその検証、(4)上記等をまとめた無人化施工新技術マニュアル、(5)建設機械における遠隔化・自動化レベルの提案、などの成果が得られた。特に「無人化施工新技術マニュアル」は、各地方整備局、施工業者などに展開することにより、災害発生時および通常施工時の無人化施工を効率よく運用することに寄与するものである。

DEVELOPMENT OF TECHNOLOGIES FOR PREVENTION AND MITIGATION OF SEDIMENT-RELATED DISASTERS INDUCED BY UNFORESEEN NATURAL PHENOMENA

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Erosion and Sediment Control Research Group
YASUO Ishii

Research Group : Erosion and Sediment Control Research Group (Volcano and Debris Flow Research Team, Landslide Research Team), Geology and Geotechnical Engineering Research Group (Geology Research Team, Soil Mechanics and Dynamics Research Team), Construction Technology Research Department (Advanced Technology Research Team), Cold-Region Construction Engineering Research Group (Structures Research Team, Structures Research Team, Geological Hazard Research Team)

Abstract : Countermeasures against sediment-related disasters are generally designed based on the recurrence interval of rainfall events. However, the frequency and intensity of some recent extreme rainfall events exceeded the current planning criteria. Moreover, sediment-related disasters induced by unforeseen natural phenomena, such as volcanic eruption, catastrophic earthquakes, torrential rainfall, and rapid snowmelt have newly emerged as critical issues. Therefore, we aim to provide novel technologies for the prevention and mitigation of those disasters, by achieving the following respective targets:

- 1) Development of innovative monitoring and management systems of slope failures following unforeseen natural phenomena;
- 2) Development of innovative hazard risk assessment and traffic regulation guidelines following unforeseen natural phenomena;
- 3) Development of innovative structural design for rockfall protection fences and unmanned construction technologies following unforeseen natural phenomena.

Keywords : Sediment-related disasters, Slope failure, Hazard risk assessment, Unmanned construction

3.1 突発的な自然現象による土砂災害の防災・減災技術の開発

3.1.1 土砂移動の監視を踏まえた被害予測技術に関する研究(1)

担当チーム：土砂管理研究グループ(火山・土石流)
 研究担当者：水野秀明, 石井靖雄, 石田孝司, 木下篤彦,
 平田遼, 今森直紀, 竹澤永純, 高原晃宙,
 清水武志,

【要旨】

火山噴火後に土石流の危険性が高まった溪流を抽出するためには、火砕物の堆積厚分布の迅速な把握が重要となる。そこで、自動降灰量計データの空間補間による方法、SAR画像を用いたコヒーレンス解析による方法、既存物理モデルを用いる方法を挙げ、各方法の特性と適用性について検討を行った。検討した事例では、多数の自動降灰量計データを用いることで概ね良好に等層厚線の推定を行うことが可能であること、2時期と3時期のSAR画像のコヒーレンス画像から数cm以上の降灰厚の推定が可能であること、Windy Tephra²)を用い、いくつかの地点で実施された粒度調査結果を中央粒径のパラメータとして与えることでより実績に近い推定堆積厚分布を計算できる可能性があることがわかった。

キーワード：火山噴火、降下火砕物、火砕堆積物の堆積厚分布、自動降灰量計、SAR、Tephra2、Windy Tephra2

1. はじめに

本研究の目的は、降下火砕物(以下、「降灰」という。)の堆積後の土石流や、深層崩壊に対する警戒避難体制の拡充により人的被害を軽減するため、噴火後の降灰範囲と堆積厚分布を速やかに把握する手法、並びに深層崩壊の発生を早期に検知する手法を提案することである。

まず、噴火後の降灰範囲と堆積厚分布に関する課題を次のように設定する。火山活動により斜面に火山灰などの火砕物が堆積すると、表面流出量の増加により土石流が発生しやすくなる場合がある。火砕物の堆積により土石流の危険性が高まった溪流を抽出するには、火砕物の堆積厚分布の迅速な把握が重要となる。しかし、噴火直後には入山規制等のため直接的な計測は困難であり、噴火直後に取得可能な情報は限られる。また、ヘリコプターによる上空からの火砕堆積物堆積範囲の調査も有効であるが、運航は天候に左右され速やかな調査が困難な状況も想定される。そこで、地上で得られたデータから全体の様子の推定や遠隔から降灰等の分布や厚さを推定する様々な方法を検討した。

次に、深層崩壊にともない河道閉塞(天然ダム)が発生した場合、土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律に基づく緊急調査における被害規模の推定など初動対応の迅速化を目的として、大規模土砂移動の発生を検知するための監視手法について検討を行った。

2. 本稿の構成

3章で降灰範囲と堆積厚分布の検討内容を述べる。人が現地に立ち入ったの直接的な計測やヘリコプターによる上空からの調査が困難な場合であっても、降下火砕物の堆積厚分布の把握が可能な手法として、3.1では自動降灰量計による多数地点の堆積厚計測データから等降灰厚線を作成する手法、3.2では人工衛星に搭載された高分解能合成開口レーダ(以下、「SAR」という。)を用いた手法、3.3では既存物理モデルを用いる手法を挙げ、それぞれの適用性などを評価した。3.4で適用条件を整理した。4章では初動対応の迅速化のため深層崩壊や土石流を地盤振動で検知する手法を検討した。

3. 火砕物の堆積厚分布把握手法

3.1 自動降灰量計を用いて等降灰厚線を推定する手法

3.1.1 研究方法

複数地点の火山灰の堆積厚からその分布を推定する手法として、火山灰が楕円の形状で堆積すると仮定した楕円近似法¹⁾や、堆積厚と堆積範囲の面積には反比例の関係が成り立つとの仮定から任意の厚さの等層厚線を推定する手法²⁾などが提案されている。しかし、これらの手法は等層厚線の形状がいずれの厚さでも相似的に同じになるなど、計測値の入力地点以外の領域における解析による堆積厚の推定値は、実際の火山灰の堆積厚とは異なる分布となる。そこで本研究では、複数地点の火山灰の堆積厚を

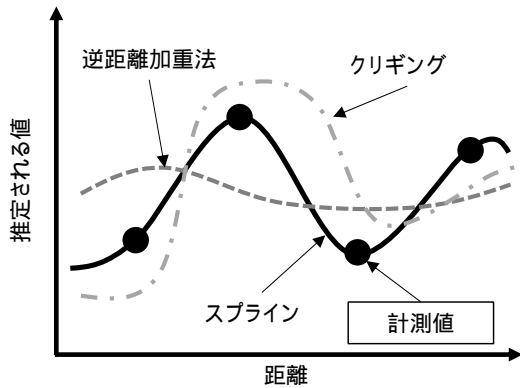


図-1 空間補間手法の推定イメージ

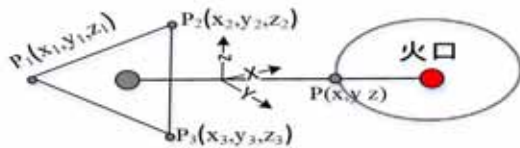


図-2 火口付近の火山灰堆積厚の推定イメージ

計測した場合における堆積厚の面的分布の推定を目的として、多地点に設置された自動降灰・降雨量系の堆積厚データを用いた等層厚線の推定を試みた。

桜島に設置されている24基の自動降灰・降雨量計の計測データを使用し、空間補間手法のひとつであるスプラインにより等降灰厚線の解析を行った。スプラインは、解析対象の全計測地点を通過する曲面の曲率を最小にする関数によって任意の点の値を推定する方法であり、値の入力地点を正確に通過することが特徴である(図-1)。

ただし、スプラインの解析は山麓にある自動降灰・降雨量系の計測データだけを用いて解析した場合、最も大きい堆積厚を計測した計測店をピークとした等層厚線となり、火口付近ほど堆積厚が大きくなるような実現象を表現できない。そのため、火口付近の堆積厚を推定し、スプラインの解析データに加える必要がある。火口付近の堆積厚の推定は、火山灰の堆積厚の分布が山麓から火口付近に対し、直線近似できると仮定して行った。この仮定に基づくと、火山灰の空間的な分布は、3地点の計測データが与えられれば式(1)のように平面形状で表すことができる。

$$Z = aX + bY + c \quad (1)$$

ここに、Z: 任意の地点の火山灰の堆積厚さ(mm)、X, Y: 任意の地点の平面座標、a, b, c: 係数である。

式(1)を用いて火山灰の堆積厚さを求める火口付近の地点は、3地点で表される三角形の重心と火口の中心をとる直線と火口縁の水平交点Pとした(図-2)。解析に用いる全ての自動降灰・降雨量計に対し、近接する3地点の組み合わせを複数設定することで、火口付近で複数の火

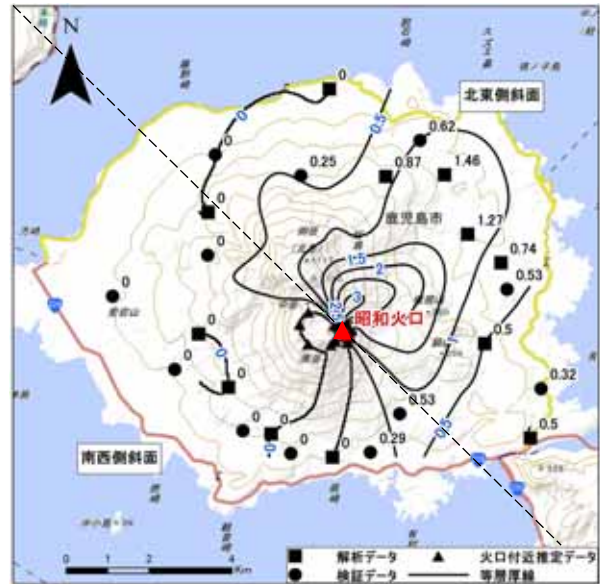


図-3 計測された火山灰の堆積厚とスプラインによる等層厚線(平成27年6月1日噴火)

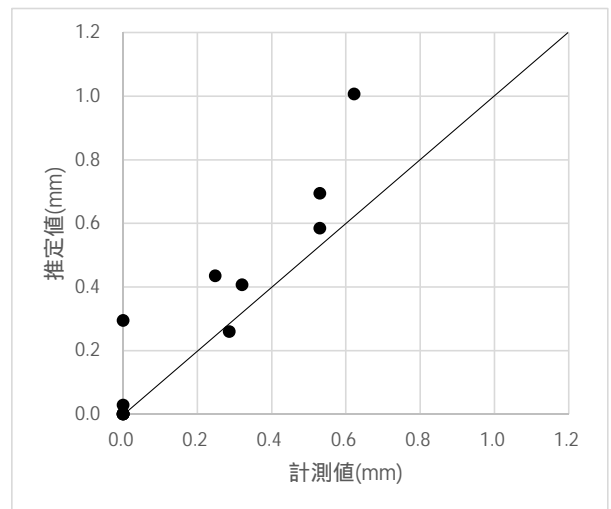


図-4 火山灰堆積厚の計測値と推定値の比較

山灰の堆積厚を推定した。また、作成した等層厚線の精度の検証は、実際の計測データとの比較より行った。

3.1.2 研究結果

平成27年6月1日の噴火における等層厚線を図-3に示す。この噴火は河口の南東方向に位置する昭和火口から生じたものである³⁾。昭和火口からの噴煙の流行は、統計的に東方向となる傾向がある。また、気象庁の観測では、この日最大の噴火のあった12時台から17時台までは、鹿児島観測地点での風向の記録は南南東方向となっており、低地では南から北の方向に流れる気象条件であった。

得られた火山灰の分布から、検証データとして扱った自動降灰・降雨量系の計測点において解析から得られた推定値を求めた。この推定値と検証データの計測値を図-

6により比較した。推定値と計測値が一致する場合は黒い実線上にプロットされる。ここに示すように、推定値は若干大きめの傾向であるものの、ほとんどの地点で計測値に近い値が得られた。

3.1.3 まとめ

桜島で24基の計測データを解析データと検証データに分け、解析データを用いてスプラインによる解析を行い、その結果から得られた推定値と検証データを比較した。推定値は計測データに近い値が得られ、検証地点全体では概ね良好に等層厚線の推定を行うことができた。ただし、推定値は火山灰の堆積方向の斜面では大きめに推定される傾向があることを確認した。

3.2 SAR画像を用いて等降灰厚線を把握する手法

3.2.1 研究方法

SARで撮影された画像(以下、「SAR画像」という。)を用いたコヒーレンス解析により降灰範囲・降灰厚の推定を試みた。なお、本章は既発表文献⁴⁾を再構成したものである。

対象とした現象は2016年10月8日の阿蘇山噴火による降灰である。現地調査により得た降灰厚分布と噴火直後となる2016年10月10日に光学衛星SPOT6による可

表-1 解析に用いたSAR画像の撮影時期など⁴⁾

名称	2時期解析のSAR画像	3時期解析の追加画像	撮影時期	衛星軌道と観測角度
A	2016/10/3	2016/9/19	噴火前	南行 32.4°
	2016/10/17		噴火後	
B	2016/6/16	2016/2/25	噴火前	北行 32.4°
	2016/10/20		噴火後	

視画像および双方から推定した降灰範囲をそれぞれ図-3と図-4に示す。これを検証用データとして降灰派に・降灰厚を得るために、異なる2時期と3時期に撮影されたSAR画像のコヒーレンス解析を実施した。噴火前後の2時期のコヒーレンス解析は、地表面の変化による相関値(以下、「コヒーレンス値」という。)の小さい範囲を抽出する手法である。3時期のコヒーレンス解析は、噴火前の2時期と、噴火前後の2時期のコヒーレンス値の差をとって、噴火前の地表面変化(落葉樹の季節変化など)を除去し、噴火前後の降灰による変化範囲を抽出する手法である。

解析に使用したSAR画像を表-1に示す。衛星軌道などが同じで、撮影時期の異なる2枚あるいは3枚の画像を画像セットA、Bとして設定した。各画像セットのコヒーレンス値は現地の実測降灰厚と比較した。

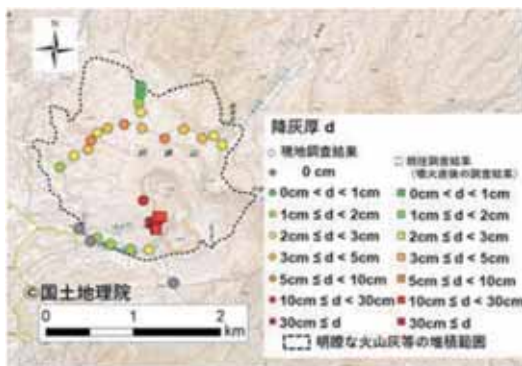


図-5 現地調査結果と空中写真判読による降灰範囲⁴⁾

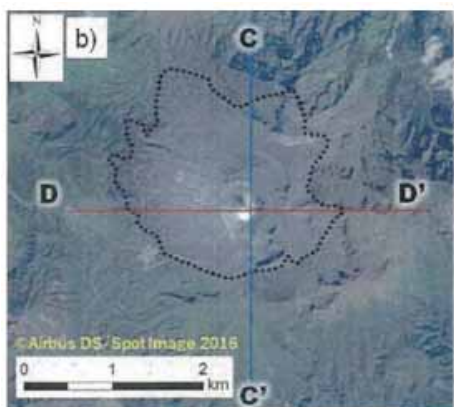


図-6 SPOT6による可視画像⁴⁾

3.2.2 研究結果

噴火前後の2時期画像セットA、Bによるコヒーレンス解析の結果をそれぞれ図-7と図-8に示す。表-1に示すように、図-7はともに10月に撮影された2時期画像を、図-8は6月と10月の2時期画像を用いた。コヒーレンス値が小さい範囲は地表面が変化した範囲と考えられる。この2ケースの解析では現地調査による降灰厚1cm以上の範囲がコヒーレンス値0.6~0.7以下の範囲と対応する¹²⁾。図-7では全ての範囲が明瞭な降灰厚当の堆積範囲に内包される。しかし、図-8では南側では低い範囲が明瞭な降灰等の堆積範囲よりも広い範囲に分布する。この理由は火山灰堆積以外に原因があると考えられる。

次に、表-1に示す2時期解析の画像ペアに噴火前の1画像を追加した3時期のコヒーレンス解析によるコヒーレンス差を図-9と図-10に示す。現地調査における降灰厚との対比からコヒーレンス差が0.0~0.2以上の範囲は降灰厚2cm以上と対応する⁴⁾。その範囲(黄・褐色)は2時期の解析と大きな違いは見られないが、図-4の南側における明瞭な降灰等の堆積範囲を超える結果とならなかった。表-1より、画像セットBでは噴火前の撮影時期が6月と2月で、噴火後は10月である。3時期解析では植生の季節変動などの降灰以外の表面変化の影響を低減

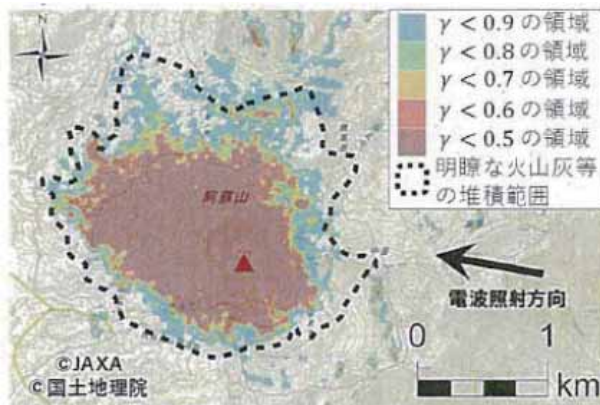


図-7 2時期画像セットAによるコヒーレンス値

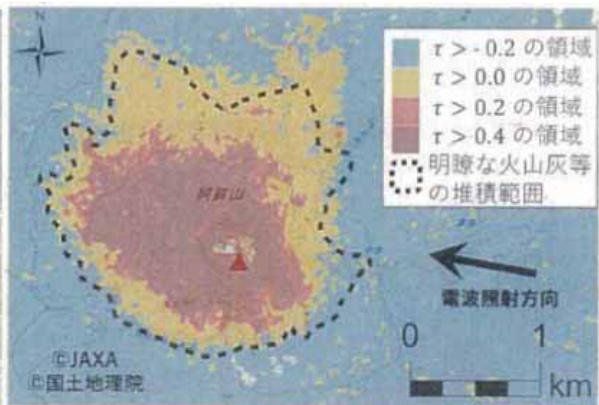


図-9 3時期画像セットAによるコヒーレンス差

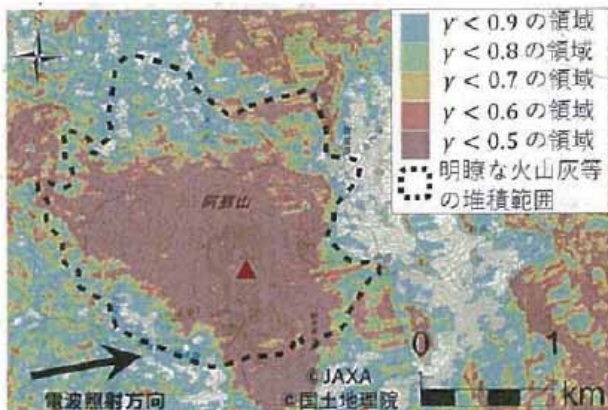


図-8 2時期画像セットBによるコヒーレンス値

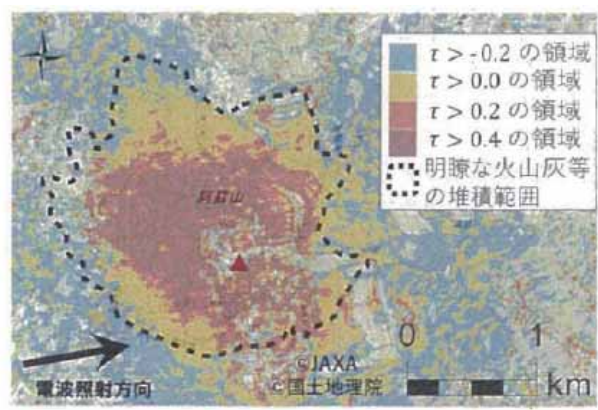


図-10 3時期画像セットBによるコヒーレンス差

できたと解釈される。

3.2.3 まとめ

3.2に示した結果より、2時期と3時期のSAR画像のコヒーレンス画像から数cm以上の降灰厚範囲が推定できた。さらに3時期解析によるコヒーレンス解析は、噴火前の地表面の変化による影響を低減できることが示された。

3.3 物理モデルを用いて等降灰厚線を把握する手法

3.3.1 研究方法

3.3.1.1 降下火砕物の層厚分布を推定するモデル

噴火直後より取得可能なデータを用いて降下火砕物の堆積厚を把握する手法として、複数ある物理シミュレーション手法のうち Tephra2⁵⁾や Windy Tephra2⁶⁾(以降「WT」と呼ぶ。)は、いずれも噴出物を移流させるモデルである。そのうち、WTは実際の噴火においては新燃岳2011年噴火に適用された事例があるが、他の事例への適用は報告されてい

ない³⁾。そこで、WTのパラメータに関して感度分析を行い調査項目との関係を考察した。なお本稿は既発表原稿^{7),8)}の一部を基に作成したものである。

降灰予報⁹⁾では膨大な計算資源を用いてリアルタイムで高度な推定を行った結果が公表され、堆積厚0.1mmと1mmの範囲を把握することが可能であるが、土石流発生への影響が大きい数cm程度の降下火砕物の堆積範囲(田村ら,2010;門村ら,1988)は直接的には得られない。そこで、簡易なモデルとはなるが、以下の7つの観点から降灰モデルの特徴、必要な入力情報を整理したところ、WT及びTephra2が7つの条件を満たした⁷⁾。

1. 堆積厚数cm以上の範囲を推定可能
2. 計算資源が小さい(スーパーコンピュータ等の利用を前提としない)
3. 少数地点の現地調査結果(実測堆積量)が不要
- ++4. 高度別の大気場(風速場)を反映

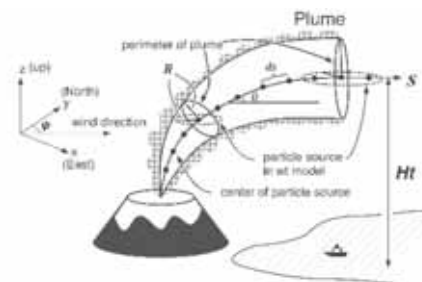


図-11 WTによる降下火砕物堆積厚分布推定イメージ⁶⁾

5. 地形の反映
6. 噴出物の調査結果の反映
7. 迅速な堆積厚分布取得

3.3.1.2 感度分析

WTに入力するパラメータのうち、噴火規模、噴火時の大気（高度別風速場）を除く6つ（中央粒径、粗粒子（軽石）密度、マグマ温度、粒径標準偏差、細粒子（岩片）密度、初期含水量）は、噴火直後に得ることは難しいと想定されるが、噴火後の調査によって得られるパラメータも存在する。入手しやすく感度の高いパラメータが予めわかっているならば、調査項目も検討しやすい。そこで、各パラメータの感度分析を行い、パラメータの値の変化が計算結果に与える影響を評価する。感度分析は次の手順で実施する。

1. パラメータが取りうると考えられる値の最大値・最小値を入力し、堆積量を計算
2. (WTの) 計算領域内の計算点をランダムに1000地点抽出
3. F検定(有意水準5%): 抽出1000地点
4. 等分散 : スチューデントのt検定
不等分散 : ウェルチのt検定
5. t検定(有意水準5%): 抽出1000地点

ここで、1. のパラメータが取りうる最大値・最小値は、文献調査を行い整理する。3. のF検定は2組のデータの等分散性を評価する統計的検定、4. の等分散のスチューデントのt検定は、2組のデータ間に対応がなくなかつ分散に等分散性が仮定できるときに、平均値の差を評価する統計的検定、一方、不等分散のウェルチのt検定は、2組のデータの母分散が等しいとは限らないときに、データ間の平均値の差を評価する統計的検定である。WTによる推定堆積量の平均値に差があるパラメータを感度が高い、平均値に差がないパラメータを感度が低いと評価する。

3.3.2 研究結果

様々な噴火様式(形態)を限定せずに文献で報告されたパラメータの最大値・最小値を整理した(表-2)。

パラメータの感度はt検定の結果から判定した(表-2)。感度の高いパラメータは、粗粒子密度、中央粒径であった。感度の低いパラメータは、細粒子密度、粒径標準偏差、初期含水量、マグマ温度であった。

図-11に有珠山1977年噴火を対象に中央粒径のみ値を変えた結果を示す。点線が実績、塗りか計算結果である。図-11の左図は表-1における中央粒径を、右図は文献

調査結果の中央粒径を用いた場合である。中央粒径は感度が高いパラメータであるため、推定結果への影響が大きいこと、調査結果を用いた場合、降下火砕物の層厚分布が実績と近い形状を示すことが分かる。

従って、いくつかの地点で実施された粒度調査結果を中央粒径のパラメータとして与えることで、より実績に近い推定堆積厚分布を計算できる可能性がある。

表-2 文献にもとづくパラメータの最大値・最小値

項目	最大値・最小値	根拠
初期含水量	多くの噴火では0.01-0.07	Takeuchi ¹⁰⁾
マグマ温度	約1000-1500 K	火山の事典 ¹¹⁾
粗粒子密度	一般的に700-1200 kg/m ³	Shipley et al. ¹²⁾
細粒子密度	岩石密度の中央値 2550 kg/m ³	土質工学 ¹³⁾
中央粒径	-5.31-5.00φ 砂/シルト境界: 4.00φ	小屋口 ¹⁴⁾
粒径標準偏差	1.28-4.36	小屋口 ¹⁴⁾

表-3 t検定による感度分析結果

項目	t検定:p値	感度
中央粒径	<2.2e-16	高
粗粒子密度	3.377e-07	高
マグマ温度	0.7804	低
粒径標準偏差	0.1321	低
細粒子密度	0.9384	低
初期含水量	0.9962	低

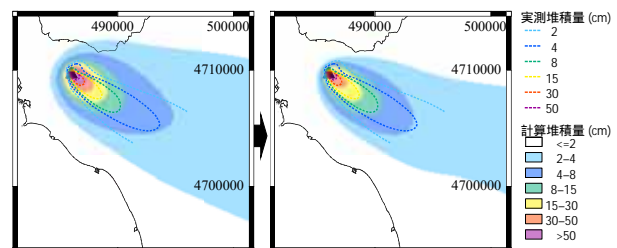


図-11 有珠山1977年噴火における中央粒径による降下火砕物堆積範囲の違い。(左)表-1の中央値,(右)調査結果,を適用

3.3.3 物理シミュレーションによる降灰厚分布把握手法のまとめ

噴出規模と噴火時の大気以外のパラメータについて、感度分析を行なった。その際、WTによって得られる堆積量の分散が等しいかF検定を行い、分散の性質に応じて

平均値が等しいか統計的検定 (t 検定) で評価した。その結果、粗粒子密度、中央粒径を変化させたときの堆積量の平均値は統計的に感度が高いこと、また、それ以外のパラメータは感度が低いことがわかった (表-3)。この結果を得て、有珠山 1977 年の事例において、堆積物の中央粒径に当時の文献調査の結果を用いると、堆積厚分布の推定結果が実績に近づくことを確かめた。

4. 大規模土砂移動発生監視手法

4.1 研究方法

国内で高感度な地震観測網が整備され、観測された連続記録が公開されている 2000 年頃以降に発生した深層崩壊・土石流のうち、土砂移動現象に伴う地盤振動が観測されている事例として、深層崩壊は 18 事例 244 波形、土石流は 2 事例 8 波形の地盤振動が得られた¹⁵⁾。このうち深層崩壊による地盤振動と遠地地震による地盤振動の時間が重なっており分離できない 1 事例は解析対象から除外した。これらの事例を対象とし、得られた地盤振動の特徴を明らかにするため、継続時間と卓越振動数を解析した。以下、既発表文献¹⁵⁾を再構成した。

4.2 研究結果

地震計は常時微小な振動 (常時微動) を記録している。そのため、あらかじめ大規模土砂移動を検知するためのトリガレベルを常時微動の何倍かで設定しておき、継続時間は、トリガレベルを超えてから下回るまでの時間 (秒単位) として定義した。卓越振動数は、トリガ前後のフーリエスペクトル比について 1Hz ごとの相乗平均値を求め、最大になる区分と定義した。このようにして求めた継続時間・卓越振動数について、同程度の振幅の波形の遠地地震、微小地震と比較した結果を図-13 に示す。

継続時間の分布 (図-13(a)) では、深層崩壊の振動は微小地震より長く、遠地地震よりも短い。ただし、30 秒前後では各現象の分布が重なるため、継続時間のみで深層崩壊の振動であると判断することは難しいが、継続時間が長すぎる、あるいは短すぎる振動は深層崩壊の振動ではないと判断できる可能性がある。一方、卓越振動数 (図-13(b)) については、深層崩壊と遠地地震の分布が類似している。微小地震の分布は、これらとは大きく異なる。このことから、卓越振動数の特徴の違いは深層崩壊と微小地震を区別するのに有効であるといえる。

4.3 大規模土砂移動発生監視手法のまとめ

深層崩壊等の大規模な土砂移動に伴う地盤振動の特徴を把握するため、これまでに国内で発生した深層崩壊・土

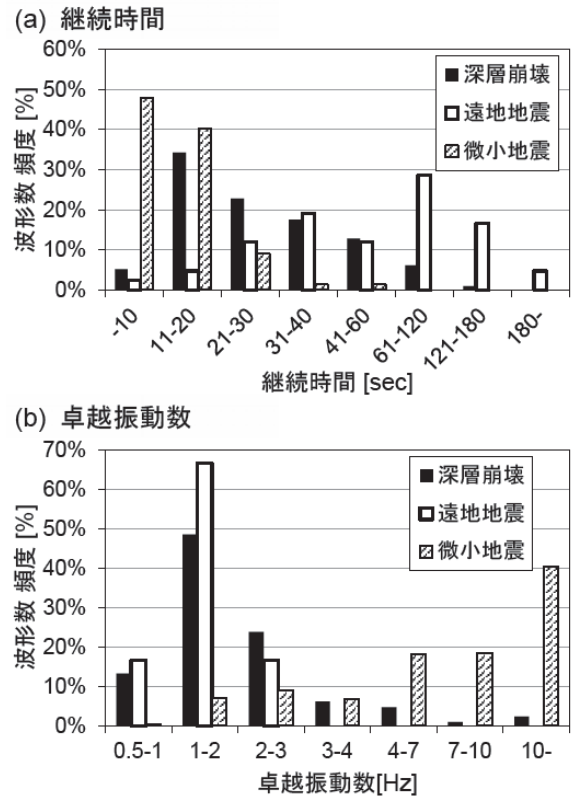


図-13 深層崩壊・遠地地震・微小地震の現象種別ごとの波形特性：(a)継続時間¹⁵⁾、(b)卓越振動数¹⁵⁾

石流時の振動記録を収集・整理し、それぞれの特徴について把握した。さらに、その継続時間および卓越周波数について、同程度の振幅である遠地地震、微小地震との比較を行った。その結果、継続時間・卓越振動数およびこれらの組み合わせにより、深層崩壊・遠地地震・微小地震をある程度区別することが可能であることがわかった。

5. まとめ

火山噴火が発生した場合には、その後の警戒避難のために迅速に降灰範囲や降灰厚分布を把握することが重要である。直接観測やヘリ調査が困難な場合を想定し、これらに代わる手法について検討を行った。手法はそれぞれ長所と短所があるため、図-12 のフローを参考にし、噴火時の立ち入り範囲や天候、機材の調達可否など状況に応じて複数の手法を並行して実施することが望ましいと考えている。また、近年は計測機器の技術開発が進んでいるため、新たな機器等を活用し、精度良く大規模崩壊発生監視が可能な手法の開発が望まれる。

参考文献

- 1) TAJIMA et al. : Ellipse-approximated Isopach Maps for Estimating Ashfall Volume at Sakurajima Volcano, Bull

Volcano Soc. Japan 58:291-306, 2013

- 2) 木佐ら：火山噴火後に降灰分布を速やかに推定する手法、土木技術資料、第54巻、第3号、pp.22-25、2012
- 3) 福岡管区気象台火山監視・情報センター鹿児島地方気象台：桜島の火山活動解説資料（平成27年6月）
http://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/monthly_v-act_doe/fukuoka/15m06/506_15m06.pdf
- 4) 水野正樹ら：降灰厚と複数時期 SAR 画像間のコヒーレンス低下の関係に基づく降灰範囲抽出手法と適用性、砂防学会誌、Vol.72、No.6、P.18-28、2020
- 5) Bonadonna et al.: JGR, 110, B03203, 2005
- 6) Mannen et al.: JGR Solid Earth, Vol. 125, Issue 6, e2019JB018902, 2020
- 7) 山本ら：三宅島2000年噴火及び御嶽山2014年噴火を事例とした既往噴火直後の降下火砕物堆積量の推定手法の適用性、令和3年度砂防学会研究発表会概要集、pp.311-312, 2021
- 8) 山本ら：火山噴火直後に降下火砕物の堆積量を推定する手法 - Windy Tephra2 のパラメータの感度分析と適用性の検証 -、令和4年度砂防学会研究発表会概要集、pp.333-334, 2022
- 9) 新堀ら：火山, Vol. 61, pp. 399-427, 2006
- 10) Takeuchi: JGR Solid Earth, Vol. 116, B10201, 2011
- 11) 下鶴ら：火山の事典第2版、朝倉書店、pp.1-592, 2008
- 12) Shipley et al.: USGS Numbered Series, 1435, pp.1-27, 1982
- 13) 土質工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用、p.10, 1974
- 14) 小屋口：火山, Vol. 50, pp. S151-S166, 2005
- 15) 木下ら：土砂移動現象に伴い発生する地盤振動の特徴、平成28年度砂防学会研究発表会概要集、pp.B140-141

3.1 突発的な自然現象による土砂移動の監視技術及び道路のり面・斜面の点検・管理技術の開発

3.1.2 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する研究（1）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（地質チーム）

研究担当者：浅井健一、矢島良紀、梶山敦司

【要旨】

ゲリラ豪雨により生じやすい災害形態、災害の発生しやすい箇所の特徴を明らかにし、ゲリラ豪雨に対する高リスク個所の抽出・点検手法及び対策手法を検討するため、平成 20～23 年度の直轄国道斜面災害、平成 29 年九州北部豪雨災害、平成 30 年 7 月豪雨災害を対象として、現地調査・崩壊地判読等によって道路斜面災害の特徴の整理・原因分析、点検着目点・対応策の検討、フラジリティ解析による定量的な高リスク災害箇所抽出手法の検討を行った。フラジリティ解析では地質の違いによって崩壊発生確率が異なる結果が得られた。

キーワード：ゲリラ豪雨、道路、斜面、災害

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨や急激な融雪による道路斜面災害により長期通行止めに至る災害が多発しており、人的被害の発生の懸念など安全・安心上の大きな課題となるとともに、交通機能確保の観点からも課題となっている。また、重要路線等においてはゲリラ豪雨や急激な融雪に対しても、早期の交通機能の確保が求められている。これらの課題に対し、本研究は災害データ及び関連する地形・地質状況、降雨状況を分析することにより、ゲリラ豪雨により生じやすい災害形態、災害の発生しやすい箇所の特徴を明らかにし、ゲリラ豪雨に対する高リスク個所の抽出・点検手法及び対策手法を検討するものである。

2. 研究方法

以下の項目について検討を行った。

2.1 定性的検討

道路防災点検¹⁾の事前スクリーニングで点検対象から外れた箇所（以下「点検対象外箇所」）及び点検で特に新たな対策を必要としないとされた箇所（以下、「対策不要箇所」）で発生した災害の危険性を有する斜面を事前に捕捉することを目的に、平成 20～23 年度に全国の直轄国道で発生した 115 件の道路斜面災害の特徴を整理し、それらの災害の原因分析を行って点検での災害危険箇所の捕捉率向上のための対応策を検討した。

また、平成 29 年 7 月に発生した九州北部豪雨による道路切土・自然斜面災害の事例調査を行い、災害の形態や特徴を整理し、豪雨による道路斜面災害危険箇

所の点検着目点の検討を行った。対象とした事例は調査時点（平成 29 年 7 月及び 9 月）で通行可能であった自治体管理道路 7 路線の 47 箇所の事例である。

2.2 定量的検討

道路斜面の高災害リスク箇所の定量的な抽出手法の検討のため、平成 29 年 7 月に発生した九州北部豪雨による災害地域を対象として、災害発生と降雨、地形・地質等との関係を分析して災害発生確率を推定するフラジリティ解析を行った。解析の対象とした地域は特に崩壊が多発した約 350km²の範囲である。

また、道路管理用地外の斜面からの崩壊土砂の到達範囲の推定手法の検討のため、平成 30 年 7 月豪雨災害において表層崩壊が多発した地域のうち「崩壊土砂が流下する地形とするため崩壊前の LP 図」、「崩壊地範囲を判読するため崩壊後の LP 図」、「崩壊地範囲の判読と崩壊土砂の到達地点の判読をするために崩壊後のオルソ画像」がそろって存在する地域を対象として、崩壊地判読及び現地調査を行い、崩壊のタイプ分け及び崩壊土砂到達範囲の整理を行った。

3. 研究結果

3.1 定性的検討

3.1.1 直轄国道斜面災害

(1) 災害の状況

平成 20～23 年度の直轄国道斜面災害は、点検対象外箇所及び対策不要箇所が発生した災害が 64%を占める（図-1）。これら点検対象外箇所及び対策不要箇所が発生した災害の種別は自然斜面崩壊、切土のり面崩

壊及盛り土崩壊を主とする(図-2)。これらのうち点検対象外箇所での災害は盛り土崩壊が約40%、切土のり面・自然斜面崩壊が50%弱であるのに対し、対策不要箇所での災害は切土のり面・自然斜面崩壊が約60%であり、他の災害は比較的少ない(図-3)。

(2) 災害原因

点検対象外箇所における災害原因ごとに区分した災害発生数を図-4に示す。件数の多い発生原因は道路表流水の流入(14件/点検対象外箇所の災害54件中)及び集水地形(11件/点検対象外箇所の災害54件中)で、この両者で約半数(25件/点検対象外箇所の災害54件中)を占めている。この両者の

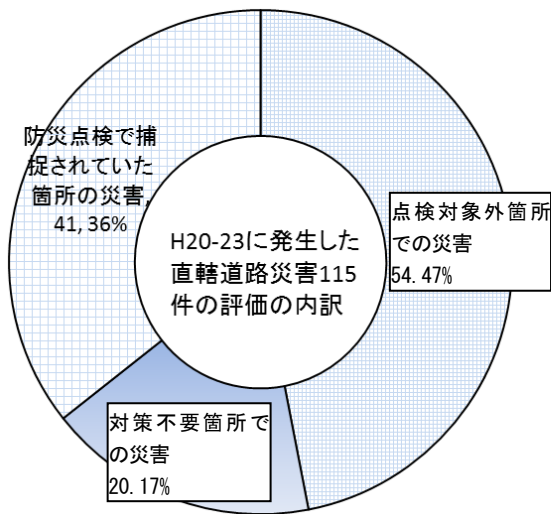


図-1 平成20～23年度直轄国道災害事例の内訳

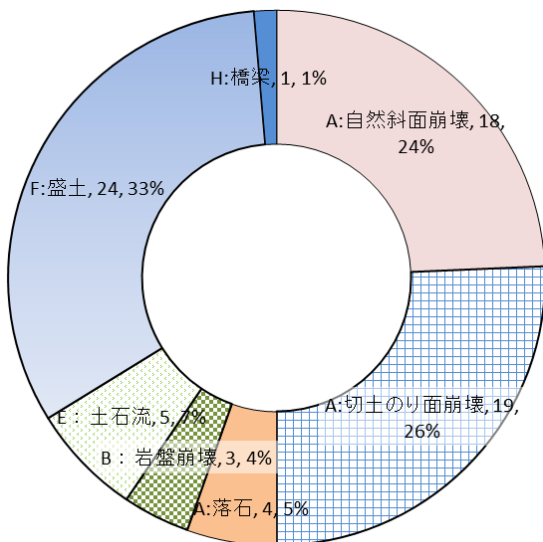


図-2 点検対象外箇所及び対策不要箇所の災害種別 (n=74)

災害のうち約3分の1は時間雨量30mm以上の降雨で発生しており、ゲリラ豪雨で発生しやすい災害形態であることが推測できる。これらの要因を重視して点検を行うことが点検による災害捕捉率を向上させる効果的な方法であるといえる。

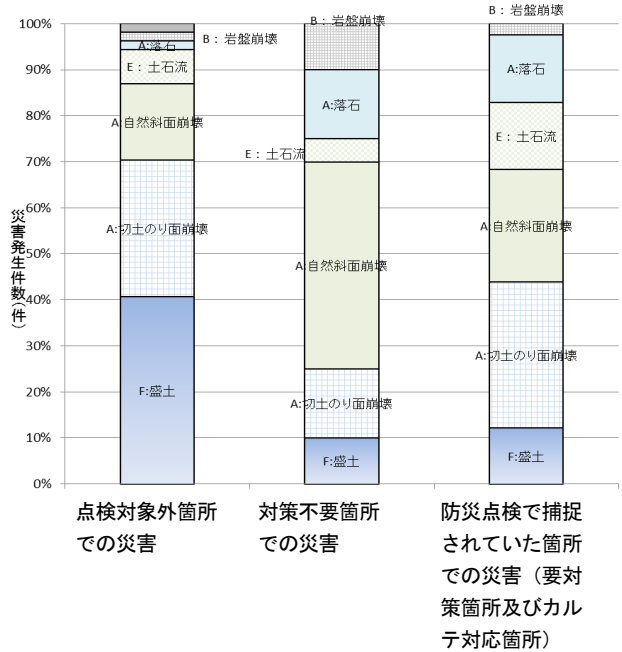


図-3 点検対象外箇所、対策不要箇所及び防災点検で捕捉されていた箇所別の災害種別 (n=115)

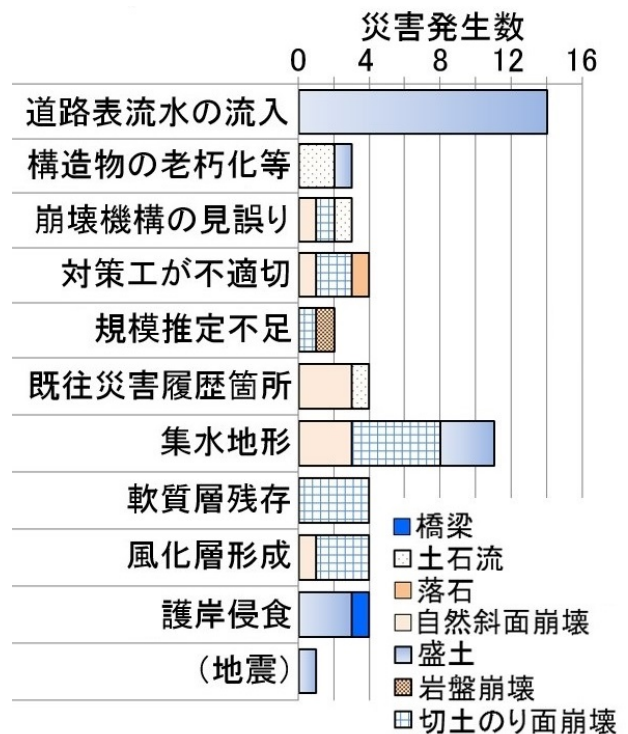


図-4 災害原因ごとの災害発生数 (点検対象外箇所、n=54)

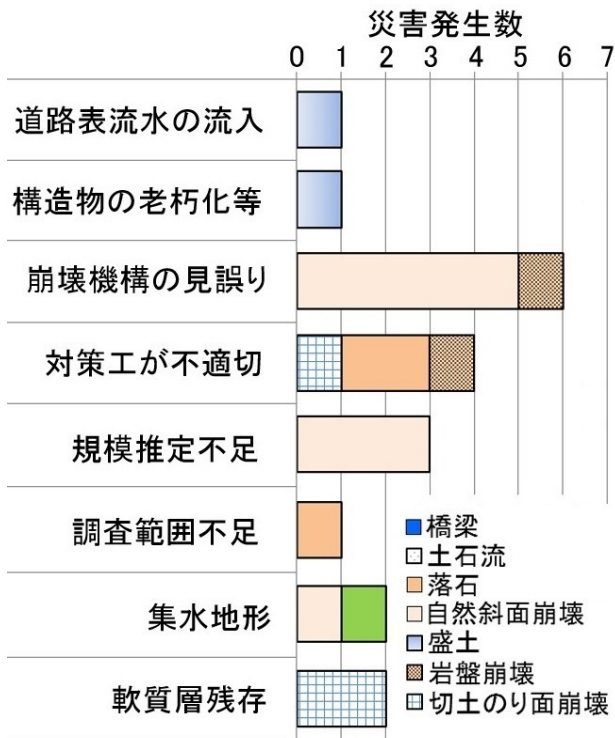


図-5 災害原因ごとの災害発生数 (対策不要箇所、n=20)

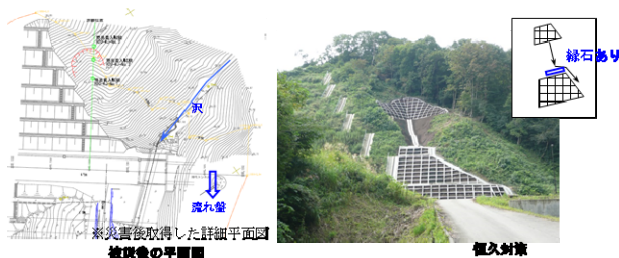


図-6 狭い集水地形で崩壊した箇所の事例

対策不要箇所における災害原因ごとに区分した災害発生数を図-5に示す。件数の多い発生原因は崩壊機構の見誤り(6件/対策不要箇所の災害20件中)及び対策工が不適切(4件/点検対象外箇所の災害54件中)で、既設対策工の効果により十分対応可能であると判断された箇所が被災する事例が約半数を占めている。また、対策不要箇所での災害箇所を踏査した事例では狭い集水地形での崩壊事例(図-6)、もともと不安定な土砂・岩盤が降雨で不安定化した事例などが見られており、点検でこれらの条件に該当する箇所を抽出することが重要である。

(3) 災害危険箇所捕捉率向上の対応策

(2)の災害原因から考えられる災害危険箇所の捕捉率向上の対応策としては以下の項目が考えられる。ここで、災害危険箇所の捕捉率を高めるためには、対応の難易度が低く、捕捉率の向上率が高いものから優先

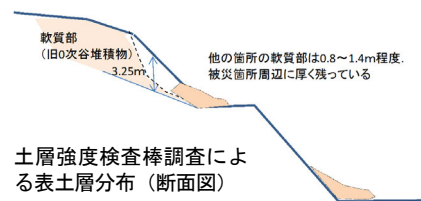
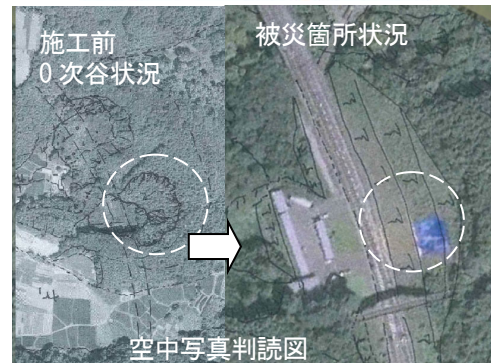


図-7 地形判読による0次谷の抽出により危険斜面を想定した事例

的に実施するのが効果的であることから、作業のしやすさ、調査での対応のしやすさ、作業者の必要技術力及び効果の即効性を考慮して優先度を設定した。

- 1)優先度1：机上調査(難易度：低)
 - ①レーザープロファイラや空中写真による0次谷や集水地形の抽出(13.9%向上)
 - ②優先度2：現地調査における判断(難易度：高)
 - ②道路表流水の流入跡の確認(12.2%向上)
 - ③道路ストックの安全パトロール(6.1%向上)
 - 3)優先度3：現地調査における判断(難易度：高)
 - ④土層強度検査棒などのサウンディングによる表土層厚・分布の把握(7.8%向上)²⁾
 - 4)優先度4：現地調査における判断(難易度：高)
 - ⑤崩壊機構を正確に把握する(8.7%向上)
 - ⑥対策工の効果を再評価(7.0%向上)

これらの対応策を踏まえて現場で試行した危険斜面の抽出事例を図-7に示す。この箇所は、空中写真判読に示すように、0次谷の谷頭を薄く切土した斜面であり、切土のり面に0次谷の堆積物が残存している可能性が示唆された。そこで土層強度検査棒を用いて土層

深さを調査した結果（断面図参照）、当該斜面は、周囲に比べて 2m以上表土層が厚く、もともこの箇所の斜面安定性が低かったことが確認され、これらの対応策を用いることで危険斜面を抽出できる場合があることが確認された。

3.1.2 平成 29 年九州北部豪雨災害

(1) 災害の状況

平成 29 年の九州北部豪雨災害では、7 月 5～6 日の豪雨による土砂災害及び河川氾濫によって福岡県朝倉市、東峰村及び大分県日田市を中心に大きな被害が生じた。本災害では道路斜面においても多くの被害が生じたが、そのうち調査できた 47 箇所の事例の災害形態の内訳を表-1 に示す。最も多いのが表層崩壊（写真-1）であり、次いで土石流（写真-2）が多く、この両方で全体の 9 割超を占めている。表層崩壊及び土石流は過去の豪雨による災害でも比較的多く発生する災害形態であり（例えば文献 3）4）、今回の災害状況もそのことと大きく矛盾しない。

(2) 災害箇所の地形・地質の特徴

調査できた災害箇所の地形的特徴として、47 箇所中 26 箇所（55.3%）において集水地形の存在が確認された（写真-3）。集水地形は昨年度の検討でも件数の多い災害原因として抽出されており、今回の結果もそれと矛盾しない。

また、調査できた 47 箇所において崩壊した層のほとんどは表土、崖錐堆積物または風化層であった。この特徴は表層崩壊の箇所や土石流のうち発生源の崩壊箇所が確認できた箇所で見られただけでなく、深層崩

表-1 調査対象 47 箇所の災害形態内訳

災害形態	箇所数	割合
表層崩壊	25箇所	53.20%
深層崩壊	3箇所	6.40%
土石流	18箇所	38.30%
地すべり	1箇所	2.10%

（表層崩壊と深層崩壊は崩壊深さ 5m で区分）



写真-1 表層崩壊の事例

壊の箇所においても厚い風化層が崩壊していた（写真-4）。3.1.1(2)の検討で抽出された災害原因には「軟質層残存」「風化層形成」が含まれており、今回の結果もそれと矛盾しない。

(3) 災害の特徴を踏まえた点検着目点

(2)で明らかとなった災害箇所の地形・地質の特徴から、豪雨による災害の起こりやすい箇所を抽出するための点検着目点として、以下の項目が考えられる。

1) 集水地形の的確な抽出・確認

集水地形は今回調査できた 47 箇所の 5 割以上の箇所を確認されていることから、豪雨時の災害の発生に関わっていると考えられる。したがって、豪雨災害危険箇所を抽出するための点検において集水地形は重要な着目点である。平成 28 年度に行った災害危険箇所の捕捉率向上のための対応策の検討においてもレー



写真-2 土石流の事例



写真-3 集水地形直下の表層崩壊の事例
崩壊斜面の上方に集水地形（赤丸内）が存在する。



写真-4 厚い風化層の深層崩壊の事例

ザープロファイラや空中写真による0次谷や集水地形の抽出により危険箇所捕捉率が向上するという結果が得られており、今回の結果はそのことと大きく矛盾しない。

2) 表層堆積物、風化層等の状況の確認

今回調査できた47箇所のほとんどが表土、崖錐堆積物または風化層の崩壊であったことから、表層堆積物、風化層等の分布、厚さ、ゆるみなどの状況は重要な着目点である。崖錐は地形判読により抽出できる場合があるが、堆積物の分布の詳細、厚さ、ゆるみなどの状況は現地を確認する必要がある。3.1.1(3)で行った災害危険箇所の捕捉率向上のための対応策の検討においては土層強度検査棒などのサウンディングによる表土層厚・分布の把握により危険箇所捕捉率が向上するという結果が得られており、点検時に現地に携行して使用することは危険箇所抽出に有効であると考えられる。

3. 2 定量的検討

3.2.1 平成29年九州北部豪雨災害

(1) 災害の状況と地形・地質の特徴

平成29年の九州北部豪雨災害では、7月5～6日の豪雨による土砂災害及び河川氾濫によって福岡県朝倉市、東峰村及び大分県日田市を中心に大きな被害が生じた。本災害では斜面崩壊も非常に多く発生し、今回の解析対象範囲において解析に用いるために抽出した崩壊箇所は約30,000箇所である(図-8)。解析対象範囲の地質は花崗岩類、変成岩類(結晶片岩)、火山岩類(溶岩及び火山砕屑岩)の3種類に分けられる。

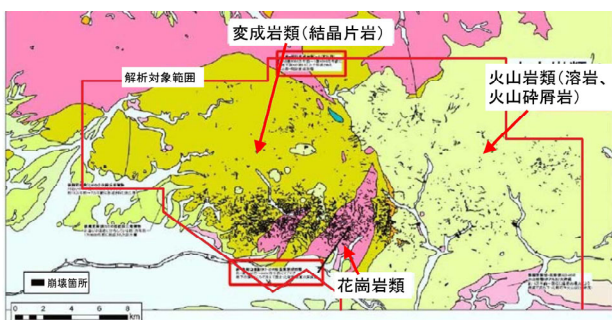


図-8 解析対象範囲の地質及び崩壊箇所分布

(2) 雨量指標

解析に用いる雨量指標として、気象庁のレーダー・アメダス解析雨量(1km²メッシュ)を用いて以下の指標について災害発生日(7月5～6日)を間を含む7月4～7日の期間のメッシュごとの毎時の値を算出した。

- ・時間雨量

- ・降り始めからの連続雨量(6時間無降雨でリセット)
- ・土壤雨量指数
- ・土壤雨量指数算出時の第1・第2・第3各タンクの貯留高
- ・48時間雨量

算出期間前の降雨の影響を受ける指標については期間前のデータも用いた。例えば土壤雨量指数については約1ヶ月の助走期間を設けて6月1日から計算を開始して算出した。

解析に用いる雨量指標の値は本来であれば各崩壊箇所の崩壊時刻の値を用いるべきであるが、今回の豪雨災害のように短時間で多数の崩壊が発生する場合は個別の崩壊箇所の崩壊時刻を特定できないため、算出期間内の最大値を解析に用いた。算出した雨量指標の分布図の例を図-9に示す。

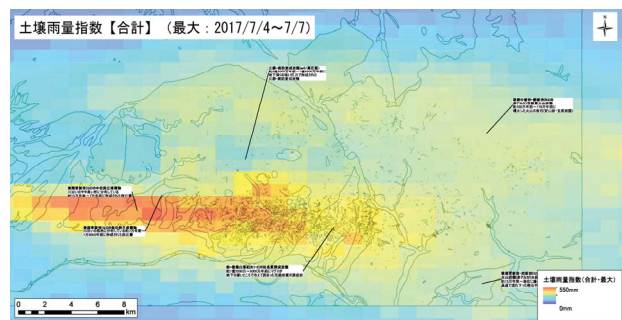


図-9 雨量指標の分布図の例

(3) 地形等の情報

10mメッシュの数値標高モデル(DEM)をもとに、GISを用いて以下の指標を算出した。

- ・平均曲率⁵⁾
- ・ラプラシアン⁵⁾
- ・地上開度⁵⁾
- ・地下開度⁵⁾
- ・尾根谷度⁵⁾
- ・遷急線までの距離
- ・ArcGIS Flow Accumulationによる累積流量(谷の侵食度合いを示す)

これらの指標に傾斜及び斜面方位を加えて主成分分析、クラスター分析等により各指標同士の関係や崩壊発生率との関係を整理した結果、雨量指標との多変量解析に用いる説明変数として傾斜、斜面方向、尾根谷度、累積流量を選定した。

(4) 多変量解析及び脆弱性マップ作成

(3)で選定した説明変数を用いて、崩壊の発生・非発生を目的変数とした判別分析、ロジスティック回帰分析、及び重回帰分析を行い、その中で崩壊・非崩壊の

推定精度が最も高かったロジスティック回帰分析の結果に基づいてフラジリティマップを作成した。作成にあたっては、ロジスティック回帰分析における判別スコアを地形の特性値として、解析対象範囲の3種類の地質について地形の特性値ごとに各雨量指標と崩壊発生率（崩壊地点数/全地点数）の関係の近似式を作成し、それを用いて崩壊発生確率分布図（フラジリティマップ）を作成した。

崩壊発生確率分布図の例を図-10に示す。崩壊発生確率は花崗岩類>変成岩類>火山岩類の順に高い結果が得られた。各地質における結果の特徴と理由として考えられる可能性は以下のとおりである。

- (1)花崗岩類では他の地質に比べて崩壊発生確率が大きく、また降雨量に対する崩壊発生確率の変化が大きい傾向にあった。理由としては表層が風化によりマサ化しており、降雨による浸透水や表流水の影響を大きく受けやすい（崩壊や土石流が発生しやすい）ことが考えられる。
- (2)変成岩類では全体的に花崗岩類に比べて崩壊発生確率が小さい傾向にあった。理由としては花崗岩類に比べて難透水性の地盤で雨水が浸透しにくいことが考えられる。
- (3)火山岩類では他の地質に比べて崩壊発生確率が小さい傾向にあった。理由としては火山砕屑物等の高透水性の地盤により雨水が表層よりも深く浸透しやすかった可能性が考えられる。日田市小野地区で大規模崩壊が発生した一方で表層崩壊が他の地質に比べて少なかったこととも大きく矛盾しない。

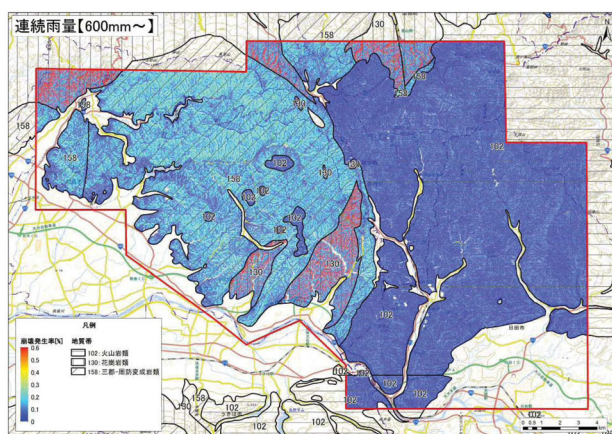


図-10 崩壊発生確率分布図の例

3.2.2 平成30年西日本豪雨災害

崩壊前のLP図、崩壊後のLP図、崩壊後のオルソ画像がそろって存在する地域として、広島県呉地域及

び愛媛県宇和島地域の2地区を選定して、いかの検討を行った。

(1) 現地調査

1) 広島県呉地区

当該地域は主に中生代の広島花崗岩類及び高田流紋岩類が露出する。現地調査は崩壊が多発した広島花崗岩類分布地域と高田流紋岩類分布地域で行った。その結果、崩壊には2つのタイプが存在することが分かった。

渓床堆積土砂流動タイプ：表層崩壊が溪流に一度トラップされた土砂あるいはもともと渓床に堆積していた土砂が流動化し土石流化したもの（図-11）

山腹崩壊土砂流動タイプ：表層崩壊した崩壊土砂が山腹を流下中に土石流化したもの（図-12）

なお、「渓床堆積土砂流動タイプ」と比較して「山腹崩壊土砂流動タイプ」は崩壊源頭部の風化が進行していることが分かった。

2) 愛媛県宇和島地区

当該地域には主に中生代の堆積岩である四万十層群が露出する。現地調査を行った結果、崩壊には2つのタイプが存在することが分かった。

表層崩壊タイプ：一般的に言われる表層崩壊（図-13）

表層土砂流出タイプ：30～50cm程度の表層部の土砂が流出したもの（図-14）

なお、「表層土砂流出タイプ」の発生場の特徴として、主にミカン畑等の果樹園利用されているような比較的裸地の範囲が多い地域に見られることが分かった。

(2) 崩壊地判読

1) 広島県呉地区

広島県呉地区では地形図のみを用いて崩壊地判読を行った。その上で、平成30年7月の豪雨で発生したか確認するために、オルソ画像を用いて旧崩壊地と新崩壊地の2つに区分した。その結果、平成30年7月の豪雨によって、約1,500箇所の崩壊が認められた。

2) 愛媛県宇和島地区

愛媛県宇和島地区では現地調査結果を踏まえ、崩壊地判読を行う際に、「表層崩壊タイプ」は地形図のみを用いて判読を行い、「表層土砂流出タイプ」は地形図の等高線の乱れとオルソ画像による裸地を合わせて判読することで崩壊地を判読した。その結果、「表層崩壊タイプ」を約400箇所、「表層土砂流出タイプ」を約1,500か所、計約1,900箇所の崩壊が認められた。

(3) 崩壊土砂の到達範囲の整理

上記のうち広島県呉地区について、崩壊土砂の到達

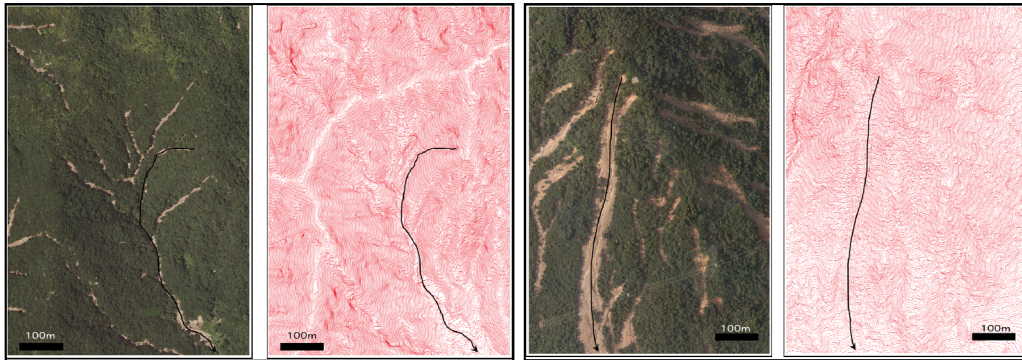


図-11 溪床堆積土砂流動タイプ
(左：空中写真, 右：地形図)

図-12 山腹崩壊土砂流動タイプ
(左：空中写真, 右：地形図)

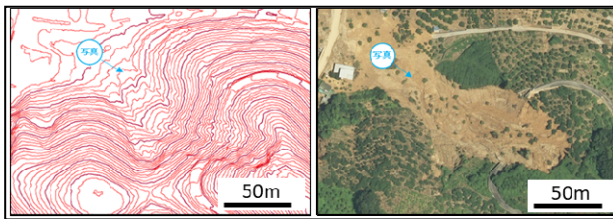


図-13 表層崩壊タイプ
(左：地形図, 右：空中写真,)

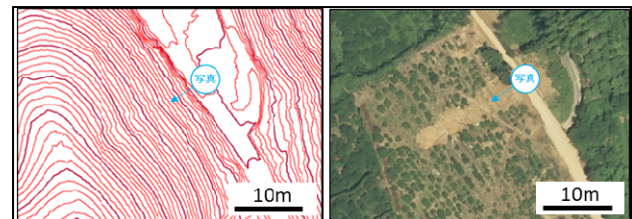


図-14 表層土砂流出タイプ
(左：地形図, 右：空中写真,)

範囲の整理を以下の通り行った。

1) 崩壊土砂到達範囲の判読

広島県呉地区の崩壊箇所のうち、複数地点で発生した崩壊土砂が合流して移動する箇所を除外し、単独で移動した箇所 439 渓流について、LP 地形図及び空中写真（オルソ画像）を用いて崩壊土砂到達範囲の判読を行った。これらの崩壊土砂到達範囲を崩壊発生点から崩壊土砂停止点までの見通し仰角として整理した結果、見通し仰角の平均値は 24.3 度、下限値は 9.6 度となった。

2) 現地調査

崩壊土砂が道路上に堆積した場合、厚く堆積した場合は早期の復旧が困難となるが、薄く堆積した場合は早期の復旧も容易となる。よって、「厚く堆積した場合」と「薄く堆積した場合」に分けて整理することは道路防災の観点からは有効と考えられる。したがって、1)で判読した渓流のうち見通し仰角が比較的小さい 53 渓流の現地調査を行って崩壊土砂の堆積状況を確認し、「厚く土砂が堆積した範囲」と「薄く土砂が堆積した範囲」を区分した。両者の区分は、常田ほか（2007）において、車の段差走行実験の結果から、小型緊急車両（パトロール車、救急車等）の場合は走行速度が 0～10km/h 程度であれば段差 20 cm までは段差を乗り降りすることが可能である

と評価している⁶⁾ことを参考として、層厚 20 cm 以上土砂が堆積している範囲を A「厚く土砂が厚く堆積しているタイプ」とし、層厚 20 cm 未満のものを B「薄く土砂が厚く堆積しているタイプ」として整理した。

3) 見通し仰角の整理結果

上記 1)2)で区分したタイプごとに見通し仰角を整理した結果を図-15 に、崩壊土砂の水平移動距離と比高の関係を図-16 に示す。A タイプ (n=50) の見通し仰角の平均値は 19.9 度、下限値は 12.6 度、B タイプ (n=16) の見通し仰角の平均値は 13.4 度、下限値は 9.6 度、現地調査未実施の渓流 (n=382) の見通し仰角の平均値は 25.2 度、下限値は 12.9 度であり、崩壊土砂の堆積層厚区分ごとに見通し仰角の分布傾向に差があることから、道路防災の観点からは堆積厚さを区分した整理が重要であるといえる。

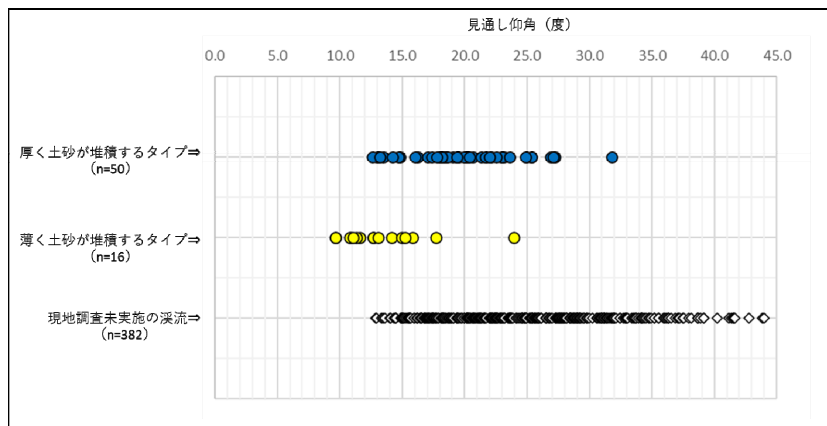


図-15 堆積層厚タイプごとに求めた見通し仰角の傾向

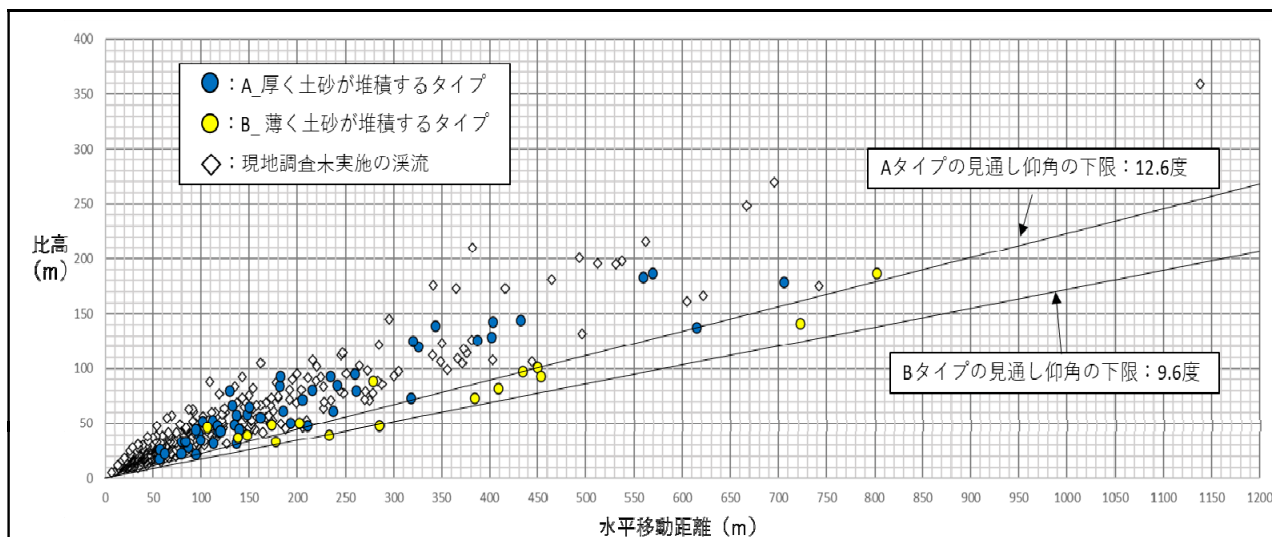


図 - 16 水平移動距離及び比高と見通し仰角の関係

4. まとめ

平成 20～23 年度の直轄国道斜面災害、平成 29 年九州北部豪雨災害、平成 30 年 7 月豪雨災害を対象として、現地調査・崩壊地判読等によって道路斜面災害の特徴の整理・原因分析、点兼着目点・対応策の検討、フラジリティ解析による定量的な高リスク災害箇所抽出手法の検討を行った。その結果、点兼着目点・対応策の整理・提案を行うとともに、フラジリティ解析では地質の違いによって崩壊発生確率が異なる結果が得られた。また、崩壊土砂到達範囲は堆積厚さによって差があり、道路防災の観点からは堆積厚さを区分した整理が重要であることが分かった。

参考文献

- 1) 財団法人道路保全技術センター：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等）、179p. 2009 年 5 月
- 2) 金井哲男・浅井健一・佐々木靖人・法水哲：土層強度検査棒を用いた危険斜面抽出方法、平成 28 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp.169-170、2009 年 10 月
- 3) 浅井健一・林浩幸・佐々木靖人：平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨における道路斜面災害の特徴、平成 22 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp.261-262、2010 年 10 月
- 4) 金井哲男・浅井健一・佐々木靖人：記録的な豪雨で発生した道路災害の特徴（平成 23 年紀伊半島大水害の事例から）、平成 27 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp.163-164、2015 年 9 月
- 5) 内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹・中野泰雄・杉浦信男・小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料第 204 号、pp.56-60、2004 年 11 月
- 6) 常田賢一・小田和弘・中平明憲・林 健二・依藤光代：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用、土木学会地震工学論文集、Vol.29、pp.596-604、2007 年 8 月

3.1.3 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する

研究（2）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二

【要旨】

現状の降雨に対する道路のり面・斜面の安定に関する点検・対策については、浸透水の作用による安定性確保の観点为主であり、短時間で集中的に降るゲリラ豪雨については考慮しておらず、ゲリラ豪雨に対する災害形態を明らかにした上で、それに応じた点検・被害軽減策を提案する必要がある。このため、ここでは過去の道路のり面災害事例を用いて、道路のり面災害の発生形態、発生要因等について分析し、道路のり面における降雨による災害の特徴や事例から得られる被災形態・素因・要因毎に点検・管理における着目点について整理した。

キーワード：道路のり面、ゲリラ豪雨災害形態、発生要因、事例分析

1. はじめに

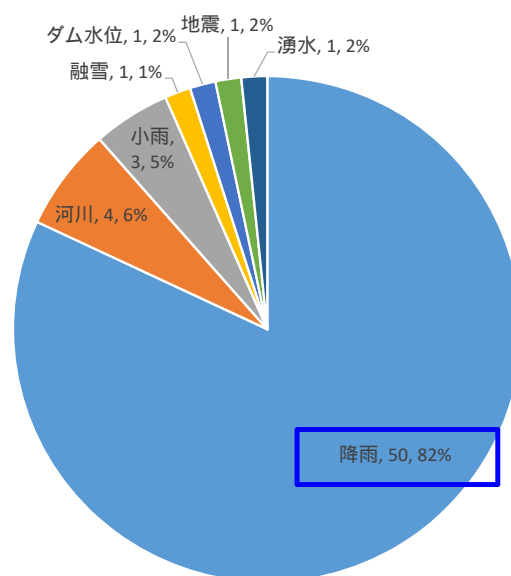
現状の降雨に対する道路のり面・斜面の安定に関する点検・対策については、浸透水の作用による安定性確保の観点为主であり、短時間で集中的に降るゲリラ豪雨については考慮しておらず、ゲリラ豪雨に対する災害形態を明らかにした上で、それに応じた点検・被害軽減策を提案する必要がある。このため、ここでは過去の道路のり面災害事例を用いて、道路のり面災害の発生形態、発生要因等について分析し、道路のり面における降雨による災害の特徴について整理するとともに、被災時の降雨がゲリラ豪雨（集中豪雨）型に分類される災害を抽出して素因・要因等の分析を行い、盛土部、切土部における点検・対応策に関する考察を行った。

2. 道路のり面災害事例分析

2.1 被災要因および誘因の整理

ここでは、平成20～23年度に発生した直轄国道の斜面災害における切土および盛土のり面で発生した表層崩壊・土砂流出等の61の災害事例について、発生形態、発生要因等について分析し、道路のり面における豪雨災害の特徴について整理した。なお、以下の被災誘因や被災要因の分類は、災害直後に現場事務所で行った調査を行い分類・報告されたもので、統一的な指標の下で分類したものでないことを断っておく。

61災害事例の被災誘因について整理した結果を図2-1に示す。約80%は直接降雨に起因するものであり、その他河川による洗掘や被災時の降雨がほとんどないような



(誘因, 件数, 割合)

図2-1 被災誘因

直接的に降雨が影響していないと思われる被災事例も約20%見られた。次に、具体的な発生素因・要因を整理した結果を図2-1に示す。図2-1で降雨が直接的な誘因と考えられる災害のほとんどは、図2-2(a)に示すように道路表面水の流入、集水地形による流入、排水施設の不全といった降雨の集排水に関連したのり面等の構造に起因するものと、豪雨（地形的な外部要因が見られずその地域で過去に経験のない累積雨量であったもの）・湧水（崩壊面内に大量の湧水が生じていたもの）といった雨水の

浸透によるものの大きく2つに分類された。さらにこれらについて、切土のり面(図2-2(b))および盛土のり面(図2-2(c))単位で見ると、切土のり面では集排水の構造に起因するものと雨水の浸透によるものはほぼ半々でみられるが、盛土のり面では集排水の構造に起因するものがほとんどであった。これは、切土のり面自体は自然地盤であるため、のり面の地質・土質構造の不均質性の影響もあり盛土と比較すると降雨浸透に起因するような災害も起こりやすいが、盛土のり面は浸透水に対する安定を確保するように人工的に締固めながら盛り立てて構築するものであり、降雨の表面浸透に対する構造上の不確実性が小さいものと考えられる。

2.2 被災事例から見る点検・管理のポイント

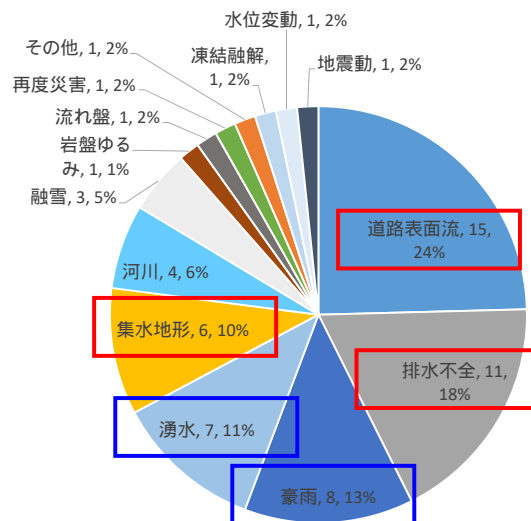
2.1 では、素因・誘因について整理したが、災害箇所の現地状況から、素因・誘因に対する点検・管理の着目点や対応方法について分析を行うため、現地調査を進めている。以下、盛土のり面、切土のり面における災害の調査事例を示す。

(1) 盛土のり面災害の事例

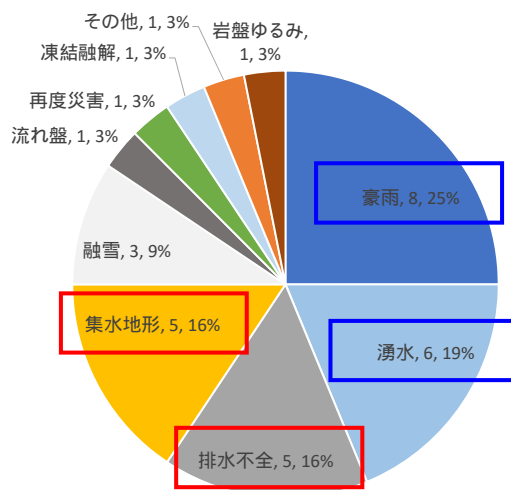
場所：静岡県駿東郡小山町須走
 路線名：国道138号17.8kp
 被災日時：平成22年9月8日 12:48
 崩壊規模：深さ4.0m、土量250m³、勾配1:0.5
 降雨量：連続274mm、最大時間82mm

図2-3に現地状況のイメージ図を示す。当該道路は富士山裾部の山岳道路で、図の上方に向かって登り勾配となっている。被災箇所は、図右下の沢部を埋めた盛土(赤線部)である。当該箇所では、道路の表流水を縁石(アスカーブ)で被災箇所の側溝に導いてから升および暗渠管を通じて沢部の縦排水により排水をしている。発災時の降雨は5時間という短時間で被災時の連続雨量に達しており、短時間の集中豪雨により大量の表流水が集中したため、崩壊したと考えられる箇所である。図2-4に発災前1か月の降雨について6時間累積雨量および連続雨量を1年確率連続雨量で正規化し作成したスネーク曲線($\Sigma 6/R(1) - R/R(1)$)を示す。この図からも、発災時には1年確率に近い連続雨量が6時間程度で一気に降っていたことがわかる。また、写真2-1に被災状況を示すが、アスカーブで導かれた表流水が被災箇所に大量に流入しているのがわかる。

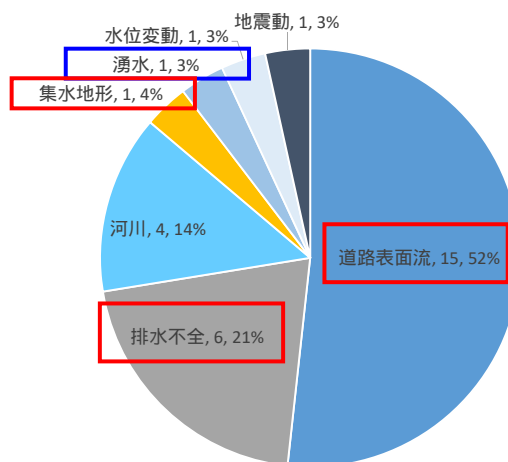
一方で、写真2-1をよく見ると手前に排水升があり、写真2-1に示すように上方からアスカーブで導いた表流水を側溝で受けて手前の升を介して沢に排水していたが、



(a)全体



(b)切土のり面



(c)盛土のり面

(要因、件数、割合)

図2-2 被災要因

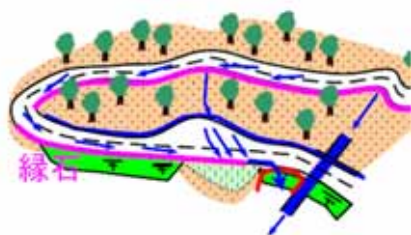


図2-3 被災箇所イメージ図

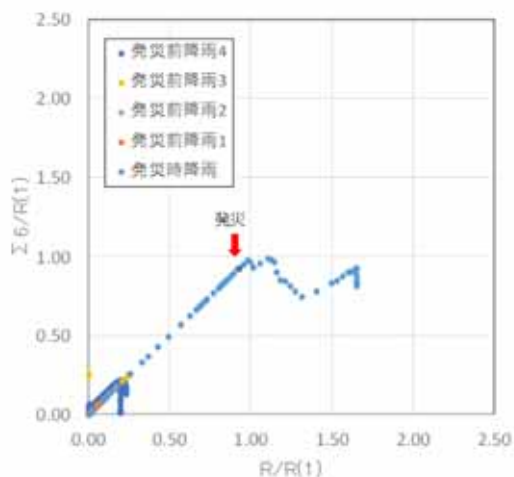


図2-4 発災前1か月間の降雨のスネーク曲線
($\Sigma 6/R(1) - R/R(1)$)



写真2-1 被災状況



写真2-2 表面流の排水系統

写真2-1では側溝が土砂で閉塞して草が生えている状況であり、適切な排水がなされていなかったことも、被災要因の1つであったと考えられる。

当該箇所は、降雨状況からはゲリラ豪雨（集中豪雨）型災害に分類できるものではあるが、図2-1で示した盛土の被災要因である道路表面流と排水不全の2つの要因が複合して生じており、側溝の清掃を定期的に行うとともに升の位置を切り盛り境界のところに設けて、斜面下方に導いて排水を行うことで防げた可能性のある災害でもある。

道路構造の観点から、当該箇所のような下り勾配のカーブ内側には水が流入しやすいので、点検においては道路上方からの表流水の処理方法も含めて、排水系統が適切であるかに着目する必要がある。

(2) 切土のり面災害の事例

場 所：福岡県直方（のおがた）市頓野
路 線 名：国道200号
被災日時：平成21年7月26日 11:00
崩壊規模：深さ5.5m、土量0m³

降 雨 量：連続80mm、最大時間27mm

図2-5に現地状況のイメージ図を示す。当該道路は、小規模な丘陵部を開削した両切道路の切土のり面で、図右側の部分は「吹付のり枠+グラウンドアンカー工」で補強されており、被災箇所（図中赤線部）は「吹付のり枠+地山補強工」が行われていた。写真2-3に被災状況を示すが、土砂が流出するような崩壊には至っていないが、小段位置で大きくずれが生じた災害である。写真3に示すように、のり面近傍に溜池があり、その水面がほぼ変状が発生した小段の位置と一致していた。また、のり面からは多くの湧水が見られ、常時水位が高いものと推察された。

図2-6に発災前1か月の降雨について6時間累積雨量および連続雨量を1年確率連続雨量で正規化し作成したスネーク曲線（ $\Sigma 6/R(1) - R/R(1)$ ）を示す。発災時の降雨は連続雨量80mmで比較的降雨量は大きいものの集中豪雨型に分類するほどの降雨ではなく、前日に240mmを超える先行降雨があり、先行降雨型に分類される。しかしながら、対策工が施されていた効果により崩壊までに

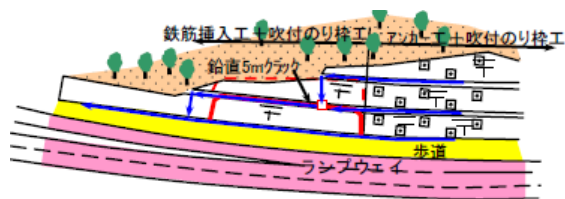


図2-5 被災箇所のイメージ図

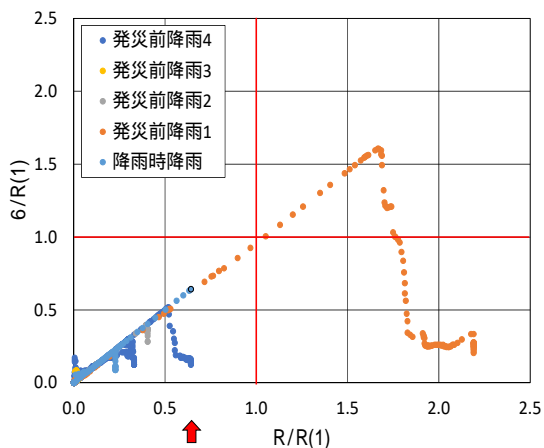


図2-6 発災前1か月間の降雨のスネーク曲線 (Σ6/R(1) - R/R(1))

至らなかったことや発災が遅れたことも考えられ、ゲリラ豪雨（集中豪雨）型に準じる事例として扱うこととした。

当該箇所は、図2-2で示した切土の被災要因である豪雨と湧水の2つの要因が複合して生じており、特に湧水の供給源となる溜池の位置が特徴的である。グラウンドアンカー工が施されていた範囲では、地下水を抜くための排水対策が行われていたが、地山補強工の部分では湧水があるためのり砕内は開放型であったものの、それ以外に排水対策が見られなかった。

点検においては、地下水の供給源に対して排水対策が十分であるか、またこのような箇所では被災事例のように被災が遅延して発生することも考えられるので、豪雨後の状況にも注意する必要がある。また、近傍に地下水の供給源がある場合には、設計段階でも排水対策や対策法に特に配慮する必要がある。

2.3 ゲリラ豪雨（集中豪雨）型災害の特徴

前述のように被災事例を調査し、点検・管理のポイントを整理してきた。以下、盛土および切土部のゲリラ豪雨型（以下、集中豪雨型）災害を抽出して、被災要因等について整理した結果を示す。ゲリラ豪雨型災害の抽出は、降雨データにレーダーアメダス解析雨量を用いて別途通行規制手法に関連して検討している発災前の連続雨



写真2-3 被災状況



写真2-4 周辺状況（溜池の位置関係）

表2-1 降雨パターンの判別結果

		レーダーアメダス解析雨量				計
		長雨	集中豪雨	先行降雨	少降雨	
近傍 アメダス	長雨	6	8	2	0	16
	集中豪雨	2	19	0	0	21
	先行降雨	0	2	6	0	8
	少降雨	0	6	2	5	13
計		8	35	10	5	58

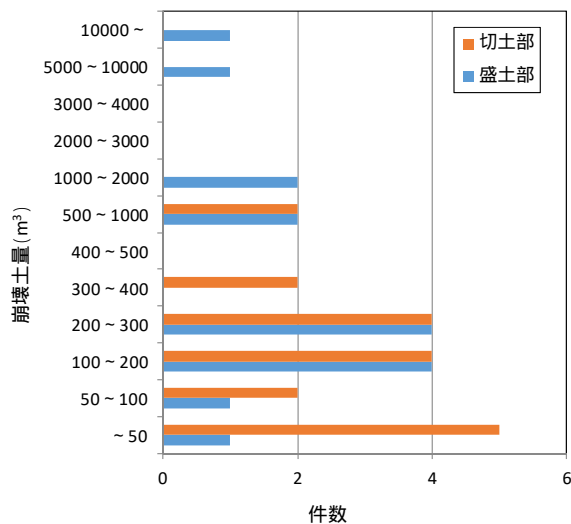


図2-7 災害規模と件数

量と6時間累積雨量によるスネーク曲線によって集中豪雨型となったものとし¹⁾、全部で35件であった(表2-1参照)。このうち、盛土部の災害は16件、切土部の災害は19件であった。図2-7に、それぞれの災害の崩壊規模のヒストグラムを示す。

(1) 盛土部の災害の特徴

盛土部の災害16件の被災要因は、路面等の表流水に起因するものが12件、河川の増水による洗掘・侵食(以下、河川増水)が4件であった。

表流水に起因するものについては、さらに2つに分類でき、1つは路面の表流水が直接のり肩に流入し表層部が侵食・崩壊したケース(以下、のり肩流入)もう1つはレベルバンク等窪地に滞水し盛土全体が浸透崩壊したケース(以下、窪地滞水)である。以下、それぞれの特徴を示す。

1) のり肩流入(9件/16件)

表流水をアスカープ等で流下させているところで盛土のり肩部が沈下している箇所で、滞水してアスカープをオーバーフローしたり(写真2-5)、アスカープの端部が盛土部で終わっているところで表流水がのり肩からのり面に流入して(写真2-6)表層部の侵食・崩壊が発生していた。盛土高さや、流入範囲にもよるが、崩壊規模は比較的小さく、概ね250m³以下であった。1件は流入範囲が広く500m³と比較的大きなものもあった(写真2-7)。

点検のポイントとしては、盛土部とアスカープの端部の位置関係や盛土部の縦横断勾配の変化に対して、滞水してオーバーフローをしたり、端部の位置が不十分で盛土部に流入したりしないか、さらにアスカープも含めた排水施設による路面排水の機能が十分であるかを確認することが必要である。また、対応策としては、切り盛り境界部に集水柵を設けてアスカープにより導かれた表流水を排水して流末に導き、盛土部に表流水が流入しないようにするなど排水系統による工夫が考えられる。

2) 窪地滞水(3件/16件)

山側にくぼんで滞水しやすい構造となっている盛土や沢部をまだ盛土で、もともと横断排水管が設けられていないあるいは土砂流入等で横断排水管が閉塞し排水機能が不全となり滞水し、浸透水により盛土内水位が上昇することで崩壊が発生していた(写真2-8、写真2-9)。崩壊規模が大きく(1,500、1,600、11,600m³)と路面に影響するものであった。盛土が全体的に崩壊し災害規模が大きくなるため、要注意箇所である。

点検のポイントとしては、レベルバンク等の滞水しやすい構造の箇所で、横断管の閉塞の有無等、排水系統が



写真2-5 アスカープ箇所(滞水 オーバーフロー)



写真2-6 アスカープ箇所(端部流入)



写真2-7 のり肩流入で規模が大きかった事例

適切であることを点検することが必要である。

また、対応策としては、横断管の閉塞が起こりにくい構造とする(沈砂部分を大きくする等)盛土部に路面の表流水が流入しないように、盛土部の外側両端に集水柵および路面を横断する排水溝を設け流末に導く、横断管が設置されていない箇所では通常水が流れていない沢でも豪雨時を考慮して横断管を設置するなどの対応が考えられる。

3) 河川増水(4件/16件)



(a) 崩壊状況



(b) 滞水状況

写真 2-8 窪地滞水による崩壊事例 (その 1)

河川の攻撃面などの地形的要因によって、河川の増水に伴い護岸部分の洗掘・侵食により、のり肩部分下方が流失した(写真 2-10)。規模は、増水の程度や護岸などの構造によるため、大小様々であった(130、230、500、8,000 m^3)。河川の増水によるものは、道路の構造上の災害ではなく、対策については河川護岸との兼ね合いもあるため別途検討する必要はあるが、攻撃面や川幅が狭くなる箇所などの河川水の影響を受けやすい箇所については、注意をしておく必要があると考える。

以上のように、盛土部における災害については、地形や構造の観点から生じているもので、危険箇所についてはある程度目視により点検・抽出ができるものと考えられる。また対応策については、河川の増水によるものは、護岸対策との兼ね合いもあるため別途検討する必要はあるが、表流水によるものについては、上記のように排水系統を工夫することで対応できるものとする。

(2) 切土部の災害の特徴

切土部の災害のほとんどは植生のり面で発生しており、構造物工については吹付工の崩落が1件であった。切土部の被災要因は、集中降雨のためほとんどの箇所では降雨強度が25mm/h以上と大きく、降雨強度の影響による表層崩壊が発生しやすい状況であった。そのうえで、地形的な素因として谷部・沢部における切土箇所(以下、地形的素因)地質・土質的素因とし地山の風化・泥濘化によ



(a) 崩壊状況



(b) 滞水状況

写真 2-9 窪地滞水による崩壊事例 (その 2)



写真 2-10 河川増水による洗掘崩壊箇所の例

るゆらみが生じた箇所(以下、地質・土質的素因)で発生していた。吹付箇所の崩落を除き、いずれも被災形態がのり面の表層の侵食・崩壊による土砂流出で被災規模の小さいものがほとんどであり、300 m^3 以下が16件/19件でその半分の8件は100 m^3 以下であった。500 m^3 を超えたものも2件(630, 840 m^3)あったが、1,000 m^3 を超えるような大規模なものはなかった。

以下、それぞれの特徴を示す。

1) 地形的素因(10件/19件)

沢部・谷部・鞍部を含む箇所を切土する際、尾根部にあたる場所は表層の脆弱な部分は切り取られるが、沢部・谷部・鞍部の切り取りが浅いところでは表層の脆弱

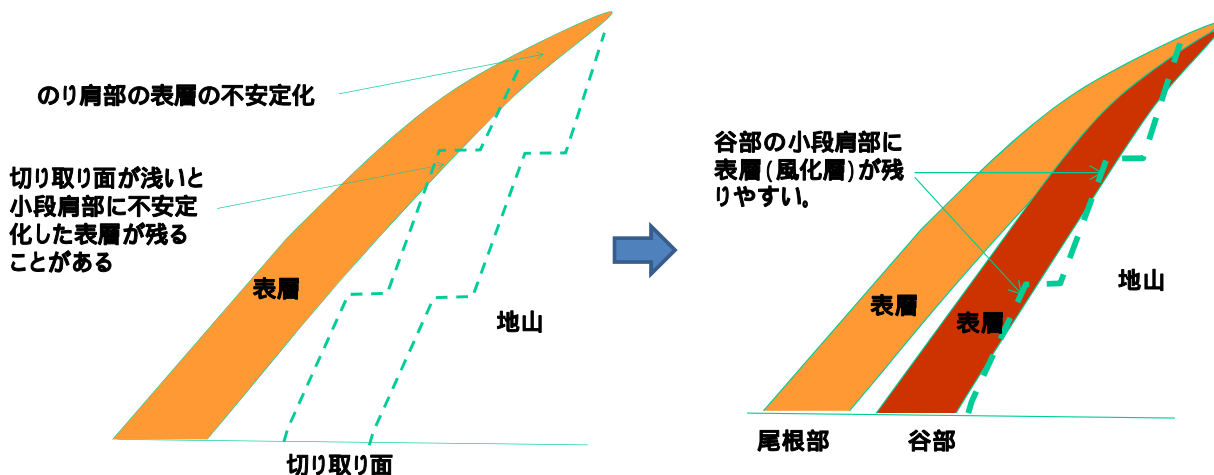


図 2-8 切土位置による表層脆弱部の残存イメージ



写真 2-11 谷部の切土箇所の事例（脆弱部残存）

部が残存することがある（図 2-8）。このような箇所は、地質・土質的にも尾根部に比して崩壊しやすく、さらに背後に集水地形がある場合には、表流水の流入も伴いより崩壊しやすい状況となる。このような箇所を尾根部と同様に植生工のみ保護した箇所で崩壊が発生していた（写真 2-11）。

また、土砂斜面において安定勾配で切土を行った箇所でも、背後に集水地があり大量の表流水が集中して、表層部を侵食したり、集水地が浸透性の高い土砂の段丘部分で浸透水が湧水として切土のり面に流入し、表層部が泥濘化して土砂流出が発生していた（写真 2-12）。

前者のような箇所は、植生工で被覆されており目視での抽出は困難であり、元地形や施工時ののり面状況の記録の既存資料から脆弱部の残存の可能性を判断することになるが、残存状況（深さ・範囲等）を把握するためにはサウンディングを行う等の詳細調査が必要である。

後者のような箇所は、背後が大きな集水地形であれば



写真 2-12 背後地からの表流水による崩壊事例

地形図から判読を行うことである程度は抽出はできるが、小さな微地形については地形図からの判読は困難であり、現地踏査等の詳細な調査を行う必要がある。その際には、通常の降雨時の表流水の流入状況や湧水の状況に着目して点検を行い、問題がある箇所について地形状況の調査を行うのが良いと考える。

前者の対応策は、弱部が残存しているところについて本来であれば施工段階で地山補強工などを行っておく必要がある箇所であり、このような箇所が抽出された場合には、必要に応じて地山補強工を追加することが望ましい。

後者の対応策は、表流水については法肩部の排水機能を強化したり、湧水箇所については湧水処理を行ったうえで、必要に応じて構造物による保護工を追加することが考えられる。

2) 地質的素因 (9件/19件)

植生工で被覆されたのり面で、岩の表面が風化して浅

く土砂化した箇所、寒冷地において凍結・凍上性の地山が凍結融解によつてのり面が脆弱化した箇所で、強雨による土砂流出が発生していた。いずれの箇所も切土時には十分な強度はあったが、気象作用により短期的あるいは中・長期的に土砂化した結果発生したものである。

前者では、強風化性岩でもともと風化を考慮して切土勾配をゆるく切っていた箇所以外に、切土時には十分な強度はあった軟岩等の通常の切土勾配の箇所でごく浅い表層部の風化が進行した結果生じたものがあった（写真2-12、写真2-14）。

植生工は、植物の根の緊縛効果によりのり面表層の土砂の侵食・崩壊を抑制する工法であるが、一般に草本類を用いるため、根の侵入深さは概ね30cm程度である。岩の風化速度に比べて、植物の根の伸長速度は非常に速いため、地山との一体性が確保できるのであれば30cm未満の浅い風化に対しては草本類による植生工でも保護できるが、それを超える風化に対しては草本類では対応できない。草本類による植生工については、のり面が安定していることが前提で、侵食に伴い表層崩壊が発生しないようにするための侵食防止工であることを認識しておく必要がある。

したがって、これらの災害は、地山が徐々に土砂化・泥濘化することで不安定化が進行し、結果的には図2-8で示した脆弱部が残存した場合と同じ状況となり、脆弱部の範囲（深度）が草本類による植生工の保護機能の範囲を超えたため生じたものといえる。

このような箇所を抽出するには、地山自体の評価をする必要がある。強風化性の岩であれば、切土時に判断し事前に緩勾配化を図っているため、調査・設計時や施工時の記録により抽出することは可能であるが、通常の勾配で切土している一般的な箇所の風化については、机上調査や目視でスクリーニングすることは困難である。このため、ある程度の期間ごとに背面の地山の状況を確認する必要がある。調査方法としては、物理探査により風化深度を調査する方法はあるが大掛かりになるため、できるだけ簡易に確認する方法が求められる。一つの方法として、通常の目視点検時にピンを用いたサウンディングを行い、風化深度を確認することが考えられる（写真2-15）。また、水の影響もあるため、降雨後にのり面の湧水や表流水の状況についても確認しておくことが望ましい。

寒冷地の凍結・凍上については、のり面の湧水などの水の供給があるか、同様の被災履歴が近隣のり面でもあるかに着目し、該当する場合には春先ののり面状況を点



写真2-13 表層の風化による事例（地山：花崗岩）



写真2-14 表層の風化による事例（地山：砂岩泥岩）



(a) 測量用ピンを装着した土壤硬度計



(b) 調査状況

写真2-15 土壤硬度計およびピンによるサウンディング方法の例²⁾

検するとともに地山の凍上性の確認を行うのが望ましい。また、前述ののり面の風化と同様に可能であれば目視点検時にピンを用いた簡便なサウンディングを行い、ゆるみの生じている深度を確認することも一つの方法として



(a) 被災状況



(b) 凍上による浮き上がり

写真 2-16 凍上の影響による被災事例（プレキャストのり枠）



写真 2-17 吹付工オーバーハング部の崩落事例

考えられる。

対応策としては、風化による土砂化に対してはのり枠等の構造土工の併用が必要となる。寒冷地の凍結・凍上性ののり面においても同様であり、30cm以上の深さまで泥濘化するのり面には対応できないので、構造土工を用いる場合には凍上力によつてのり枠のアンカーピンが持ち上げられることもあるため（写真 2-16）かごマット工等の凍上対策となる工種を用いる必要がある。

吹付工の崩落についても、原因は背後地山の風化（土砂化）によるもので、地山と吹付工の密着不良が生じ自重および土圧が作用することで抜け落ちが生じている。特に、被災箇所のようなオーバーハング部は下部の吹き付け厚が薄くなり亀裂が入りやすく、風化により崩落が発生しやすい（写真 2-17）。このため、下部に亀裂があり湧水跡が見られるような箇所は特に注意が必要である。したがって、吹付工の施工箇所では可能な限りオーバーハング部が生じないように整形することが必要である。

以上のように、切土部における災害については、地形や地質の観点から生じているものであるが、目視により

点検・抽出ができるものではなく、元の地盤情報のみならず、サウンディング等によりのり面保護工の背面の地山の状態を評価することも必要となる。また対応策については、土砂化による緩みの範囲に応じた補強や、可能であれば緩勾配に切り直しを行う等の検討も必要となる。

切土部の崩壊規模はごく小規模なものから中規模のものまで多々あるが、災害が発生した場合には道路に土砂が流入し道路交通に影響を及ぼすことから、のり面の規模と崩壊した際の道路への影響を考慮して、対応方針を検討することが必要である。

3. まとめ

上記のように道路のり面における降雨に起因する災害の特徴を整理した結果、盛土のり面では集排水の構造に起因するものがほとんどであるという特徴的な結果が得られた。この結果は、盛土のり面に関しては周辺の地形状況も含め雨水の集排水の観点で検討することで対応が可能であることを示唆しているものと考えられる。

一方、切土のり面に関しては植生工など雨水がのり面

に浸透するようなり面保護工の背面地盤の状況も含めた検討が必要であることが示唆された。

参考文献

1) 川添英生, 加藤俊二, 佐々木哲也: 豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析 - 短時間集中豪雨災害の把握 - , 第

73 回土木学会年次学術講演会, 2018.9

2) 加藤俊二, 川添英生, 佐々木哲也, 相川淑紀: 貫入土壌硬度計測によるのり面保護工背面地盤の簡易調査手法の検討 (その1: 器具の構造と調査方法), 第51 回地盤工学研究発表会, 2016.9

3.1 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術及び道路通行安全性確保技術の開発

3.1.4 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する

研究（3）（融雪期盛土のり面分野）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山乃、林宏親、山木正彦、御厩敷公平

【要旨】

北海道の国道における道路盛土の変状には、台風や前線がもたらす降雨、地震によるものだけでなく積雪寒冷地特有の融雪水の影響があり、近年、通行止めを伴う道路盛土の変状が発生している。

本研究は、積雪寒冷地における融雪水が要因となる道路盛土の変状メカニズムの解明や道路盛土の安定性、保全対策として管理手法の提案を目的としており、北海道の主な直轄国道で発生した、融雪水が一因とされる道路盛土変状の調査等から、積雪寒冷地特有の盛土災害に対する点検手法として北海道の国道における融雪期の道路盛土点検マニュアル（案）」を取りまとめた。融雪水の影響を考慮した道路盛土の点検・管理技術、道路通行安全確保のための本マニュアル（案）は、熟練した現場技術者が減少する中で、効率よい点検が可能となる。

キーワード：道路盛土、融雪水、道路盛土点検マニュアル（案）

1. はじめに

積雪寒冷地である北海道において、近年、融雪期（春先）に通行止めを伴う道路盛土の変状が発生しており（写真-1）、降雨だけでなく急激な融雪水が盛土の不安定化の一因と想定されている。

道路は人の移動や物流、観光など常時の国民生活を支援する役割だけでなく、緊急時や災害時には避難や救助、救急搬送や救援物資の輸送などを支援する役割を担っている。そのため、通行止めは極力回避することが望ましく、また、道路の変状による通行止めが生じたとしても早期の交通機能の確保が求められている。しかし、融雪水の影響を考慮した道路盛土の点検・管理技術は確立されておらず、熟練した現場技術者が減少する中で、効率よい点検による省力化が求められている。



写真-1 融雪期に発生した道路盛土変状事例

このような社会的要請から、本研究では急激な融雪時などにおける積雪・融雪量と道路のり面災害の発生形態、発生箇所、道路交通機能への影響などの関係を明らかにし、突発的な自然現象に対して道路通行の安全性を確保するための管理手法および道路交通機能を確保するための点検手法・対策手法を検討した。

まず初めに、北海道の主な国道で発生した道路盛土の変状について詳細調査し、その誘因について分析した。次に、調査・分析結果から特徴や傾向を分類し、危険箇所となり得る道路盛土構造や周辺環境等を踏まえ、道路盛土点検の視点から融雪期における新たな点検手法を整理した¹⁾。

そして、上記成果を点検マニュアル（素案）として取りまとめ、北海道の国道管理者への説明、了承を得た後、国道点検業務を担う各コンサルタントの管理技術者に対し点検マニュアル（素案）の利用説明会を開催し、試験運用を開始した。その後、説明会での意見や融雪期点検の試験運用結果を踏まえ、「北海道の国道における融雪期の道路盛土点検マニュアル（案）」として改訂した。

融雪水の影響を考慮した道路盛土の点検・管理技術、道路通行安全確保のための本マニュアル（案）は、熟練した現場技術者が減少する中で、効率よい点検が可能となる。

2. 策定した道路盛土点検マニュアル（案）の紹介

本マニュアル（案）（図-1）は、道路盛土の予防保全を目的とした点検手法として、図-2 に示す注視すべき道路盛土の抽出手順（盛土形状スクリーニング）を取りまとめている。これらの項目は過去の変状事例をほぼ満たす項目であり、例えば、盛土材料や盛土形態、周辺環境などの項目があり、これらの項目に該当する箇所を融雪期に注視すべき道路盛土として抽出することとなる。

そして、盛土形状スクリーニングにより抽出された道路盛土に対して、点検実施の目安となる融雪状況の確認手順として図-2 に示す積雪・融雪スクリーニングを取りまとめている。最寄りの道路テレメーターかアメダスの過去10年間の3~6月における温度、積雪深を1時間単位で抽出し、事前準備として、その数値から過去最大の7日間あたりの積雪低下量（単位：cm）を求めておく。調査した過去の変状事例では、積雪深が約100cmに近似し、7日間で約40cm以上の積雪低下量がある場合に変状していた。積雪深低下状況の確認のため、過去最大の7日間あたりの積雪低下量に対する実際の積雪低下量の割合（ここでは融雪指数という）を算出し、この融雪指数が0.6以上となる場合に、注視が必要とし、自主点検実施の目安としている。

また、本マニュアル（案）は例えば、図-3 に示すような点検時に重点的に点検を行うべき着目箇所についてまとめており、点検時の手引きとして活用できる。

3. まとめ

融雪期の道路盛土災害発生リスクが高い箇所の特徴を把握するため、融雪水が要因となる道路盛土の変状事例を踏まえ、既往災害資料や降雨・降雪、融雪な

どの気象データ、地形・地質データ等の分析や現地調査を行い、積雪・融雪特性と道路のり面災害の相関を分析し、整理した。「北海道の国道における融雪期の道路盛土点検マニュアル（案）」は、それらの調査・分析結果を踏まえ、道路盛土の予防保全を目的とした点検手法について、点検実務に携わる若手技術者から中堅技術者の手引きとして活用できるように取りまとめたものである。

積雪寒冷地の道路盛土点検に携わる技術者の皆様に有益な点検手法として広く活用していただけることを期待している

参考文献

1) 青木卓也、畠山乃、橋本聖：融雪水が道路盛土に及ぼす変状の分析と融雪期の道路盛土点検、寒地土木研究所月報、No.792、2019.

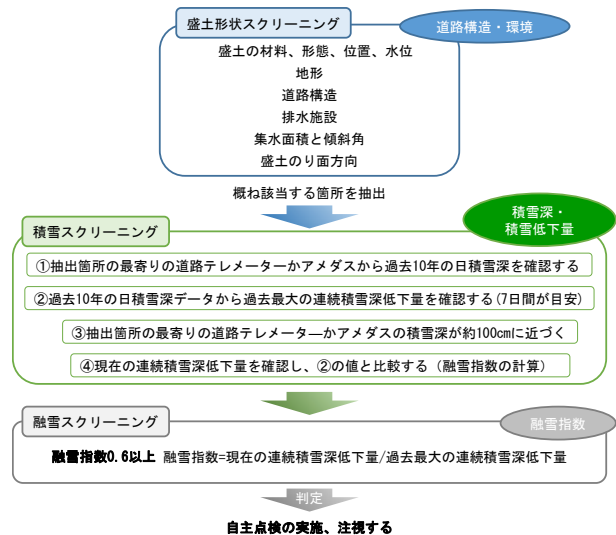


図-2 注視すべき道路盛土の抽出手順と点検の目安となる融雪状況の確認手順

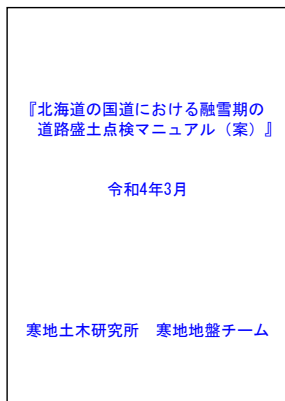


図-1 策定した道路盛土点検マニュアル（案）

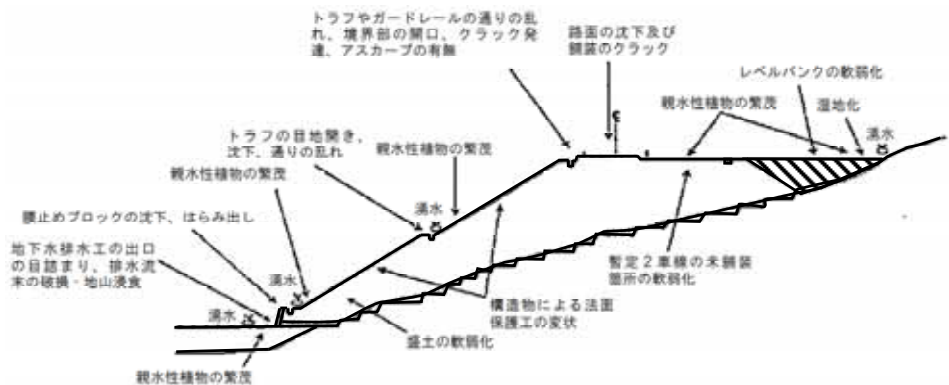


図-3 道路盛土・排水施設の点検時着目箇所

3.1.5 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する

研究（4）（融雪期斜面分野：点検・管理技術）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（防災地質チーム）

研究担当者：倉橋稔幸、日外勝仁、田本修一、坂本尚弘、吉野恒平

【要旨】

本研究は、融雪等に起因した道路のり面・斜面災害による道路機能低下の軽減に資するため、融雪を考慮した道路のり面・斜面の点検手法の提案を目的とするものである。国道における道路斜面災害事例を分析し、降雨や融雪に起因した崩壊の特徴を整理し、積雪寒冷地特有の崩壊要因および崩壊メカニズムを明らかにした。また、崩壊メカニズムが作用しやすい地形地質条件や気象状況を考慮した融雪崩壊のタイプ分類を行い、崩壊メカニズムに応じた斜面の点検調査手法を検討し、マニュアル（案）としてとりまとめた。

キーワード：道路斜面災害、北海道、降雨、融雪、点検

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨や急激な融雪による道路斜面災害により長期通行止めに至る災害が多発しており、人的被害の発生の懸念など安全・安心上の大きな課題となるとともに、交通機能確保の観点から課題となっている。また、重要路線等においてはゲリラ豪雨や急激な融雪に対しても、早期の交通機能の確保が求められている。これらの課題に対し、本分野では急激な融雪時における突発的な自然現象に対して道路交通機能を確保するための融雪を考慮した道路斜面点検手法を提案することを目的に検討を行っている。

本研究では、まず北海道内の国道で発生した道路斜面災害事例を収集し、降雨や融雪に起因した崩壊の特徴について分析した。次に、収集した事例を基に積雪寒冷地特有の崩壊要因を整理した後、事例分析に基づき崩壊メカニズムが作用し易い地形地質条件や気象状況を考慮した融雪崩壊のタイプを分類し、タイプ毎に点検時の着目点の整理を行い、個票としてとりまとめた。さらに、融雪を考慮した道路斜面の点検調査手法について検討し、マニュアル（案）としてとりまとめた。

2. 降雨や融雪に起因した崩壊事例分析

2.1 北海道内における道路斜面災害の発生状況

積雪寒冷地では融雪期に斜面災害が多発する傾向があり、図-2.1に示すとおり、北海道の国道では2006～2020年の間に発生した道路斜面災害の1/3以上が3～5月の融雪期に発生している。斜面災害の中で、特

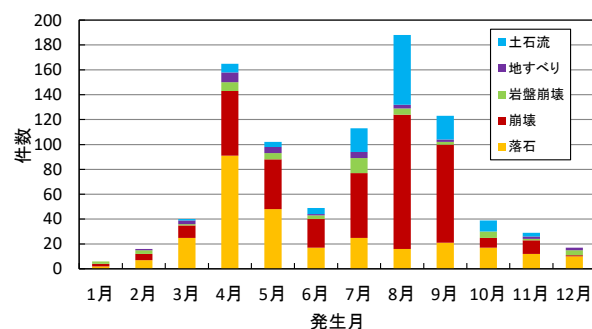


図-2.1 北海道での道路斜面災害月別発生件数

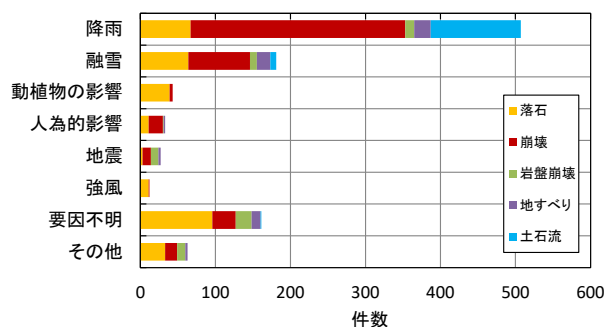


図-2.2 崩壊要因別の崩壊発生件数

に崩壊においては、地盤への水の供給が多くなる融雪期と降水期の2つの発生のピークが見られる。図-2.2に示した崩壊要因別の崩壊発生件数においても、降雨と融雪が崩壊要因の上位を占めていた。

2.2 降雨・融雪崩壊と地形的特徴

北海道の国道で道路防災点検の点検対象となっている道路斜面で発生した崩壊において、災害発生日が特定され、崩壊前後の詳細な斜面情報のある113事例

を分析対象とした。

道路防災点検の安定度調査表における地形区分の項目 1)に基づき、降雨・融雪崩壊の発生件数を図-2.1 に示す。崩壊の発生が多い地形区分は、降雨、融雪いずれの場合も、遷急線明瞭と集水型斜面の2つであることが明らかとなった。

図-2.3 に示すとおり、崩壊発生後の斜面において残雪が確認され、崩壊に融雪の影響が認められる事例は9事例あった。一方、降雨により崩壊した事例は41事例あった。降雨・融雪崩壊の月別の発生件数を表-2.1 に示す。降雨崩壊、融雪崩壊ともに、降雨や融雪水が斜面へ浸透することによる地盤の緩みが崩壊の大きな要因と考えられる。

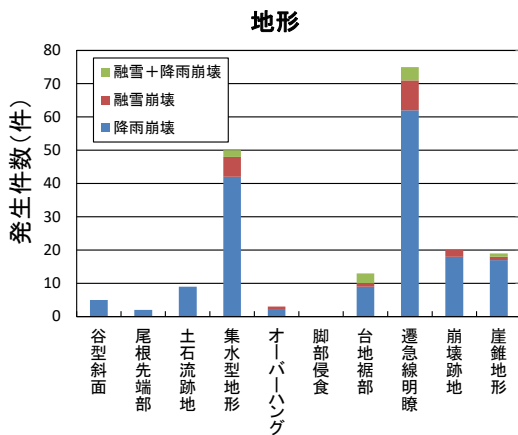


図-2.1 降雨・融雪崩壊と地形的特徴

事例であった。この崩壊集中時期と集水型斜面で崩壊が多発することを併せて考えると、融雪崩壊、降雨崩壊を問わず表層崩壊の最大要因は水と推察される。ただし、斜面への水の供給源と浸潤時間は、表-3.2 に示すとおり降雨崩壊と融雪崩壊で異なる。供給源は降雨崩壊で上空から斜面全体に均等に降り注ぐ雨水と地下水であり、融雪崩壊では上部平坦面など斜面上部からの地表水と地下水である。一方、浸潤時間は降雨崩壊で長くて1週間程度であるのに対し、融雪崩壊では残雪量と気温により異なるが数週間～数ヶ月である。また、融雪崩壊と降雨崩壊とでは、吸水膨張による強度低下から遷急線直下が不安定化するという基本メカニズムは同じであるが、寒冷地では融雪による地下水の上昇状態が長期間継続するため、特に粘性土が主体の斜面などにおいて、過圧密粘土化することでせん断力により崩壊に至るメカニズムが考えられる。また、同

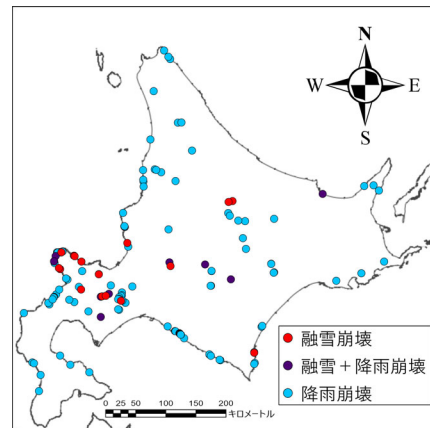


図-3.1 北海道における表層崩壊発生位置

3. 積雪寒冷地における表層崩壊の崩壊要因

3.1 分析対象と着目点

表層崩壊に対する融雪・降雨の影響を把握するため、北海道の国道道路斜面で発生した表層崩壊の内、道路防災点検の点検対象となっていて、崩壊前後の斜面情報のある168事例(2006~2020年)を分析対象とした。

2章では、遷急線地形や集水型斜面において発生頻度が高いことを明らかにした。本章では、融雪崩壊と降雨崩壊の違いに留意しつつ、斜面形状や地質構造等に左右される水の浸透の観点に着目し分析を行った。

3.2 積雪寒冷地における表層崩壊の崩壊要因

北海道における表層崩壊発生位置を図-3.1に、崩壊要因毎の表層崩壊月別発生件数を表-3.1にそれぞれ示す。崩壊発生後の斜面において残雪が確認され、崩壊に融雪の影響が認められる事例は2月から5月までの間に26事例あり、その内の10事例は降雨を伴った。一方、降雨による崩壊事例は7月から9月を主に117

表-3.1 崩壊要因毎の表層崩壊月別発生件数

発災月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
融雪のみ	0	2	3	7	4	0	0	0	0	0	0	0	16
融雪+降雨	0	0	1	5	3	0	0	0	0	0	0	1	10
降雨のみ	0	0	0	2	8	11	28	48	41	0	4	1	142
合計	0	2	4	14	15	11	28	48	41	0	4	1	168

表-3.2 融雪崩壊と降雨崩壊の発生状況

	発生時期	水の供給源	浸潤時間
融雪崩壊	氷点下を経験した直後の融雪時期	上部平坦面など、斜面上部からの地表水・地下水	数週間～数カ月(残雪量と気温による)
降雨崩壊	年中	上空から斜面全体に均等に降り注ぐ雨水と地下水	長くて1週間程度(通常は2~3日以内)

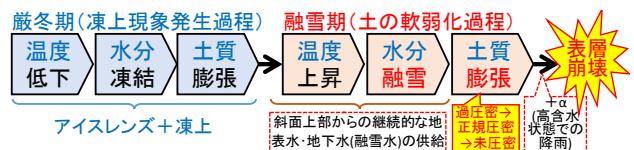


図-3.2 融雪崩壊メカニズムの概要

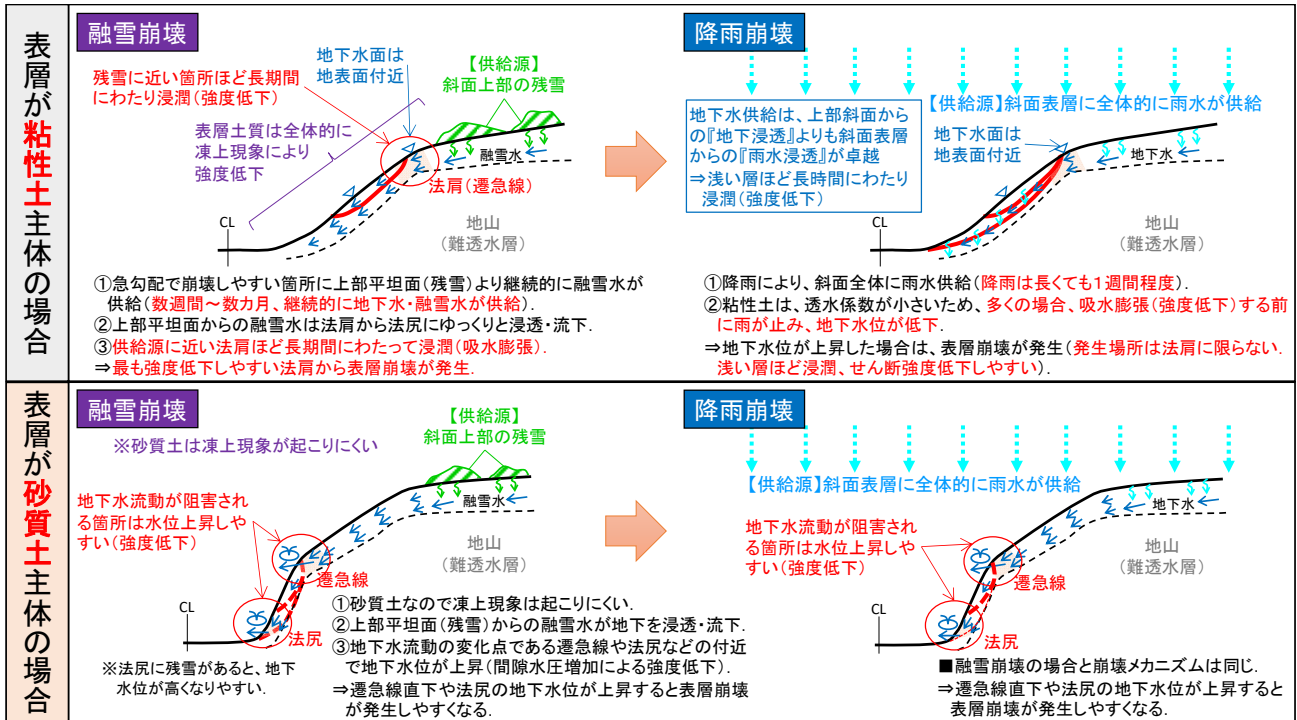


図-3.3 融雪崩壊と降雨崩壊の崩壊メカニズムの違い

様に水に起因した現象であるが、凍結融解による強度低下や凍上によるアイスレンズの形成箇所がすべり破断面となる場合、表面凍結による法尻部等の間隙水圧が上昇するなど、寒冷地特有の様々な要因が複合的に作用し、降雨崩壊時よりも見かけ上、少ない分量でも融雪崩壊が発生することが想定される(図-3.2)。

以上より、遷急線といった斜面形状要素と表層の主体が粘性土か砂質土かといった地質的要素の両者の観点から、融雪崩壊と降雨崩壊の崩壊メカニズムの違いを図-3.3にとりまとめた。

4. 融雪崩壊のタイプ分類

4.1 分類方法

本章では、事例分析に基づき3章で示した崩壊メカニズムが作用し易い地形地質条件や気象状況を考慮した融雪崩壊のタイプ分類を行った。融雪崩壊の発生には、図-4.1に示すように初冬期、厳冬期、融雪期それぞれの時期において、水が様々な形で関わっており、直接的なトリガーとなる地下水位上昇には降雨量の他に気温で変化する融雪水量も大きく影響する。融雪は、積雪量の多寡や気温によって数週間から数ヶ月に及び、降雨に比べて遙かに長い期間地盤を湿润状態にし、吸水膨張による強度低下(吸水軟化)により崩壊を発生し易くする。また、図-4.2に示すように主に気温に左

右されるアイスレンズ形成や堆雪・融雪といった積雪寒冷地特有の現象によって、法尻部での排水が阻害されて地下水位が上昇し、崩壊へと繋がる場合もある。その他に、雪崩予防柵の設置箇所では、アンカー部の地盤の緩みに積雪の重さも合わさって崩壊が助長される場合もある。そこで、これらの斜面不安定化現象が生じ易い地形地質条件や気象状況(積雪量や気温)の組み合わせによって、引き起こされ易い融雪崩壊タイプを分類した。

4.2 分類結果

前章の表-3.1から融雪崩壊26事例の内、崩壊メカニズムが判断可能な詳細情報のある15事例を、①長期浸水タイプ(5事例)、②雪崩予防柵崩壊助長タイプ(3事例)、③地質影響卓越タイプ(1事例)、④法尻排水阻害タイプ(1事例)、⑤地形影響卓越タイプ(4事例)、⑥アイスレンズ起因タイプ(1事例)の6つに分類した。その上で、融雪崩壊に寄与する融雪水の供給状況やアイスレンズの形成状況が、厳冬期から融雪期にかけての気温と積雪量によってどう異なり、その時にどの融雪崩壊タイプが生じ易いかを図-4.3に図示した。また、融雪崩壊タイプごとに点検時や対策検討時の着眼点を整理し、地形地質条件に即した崩壊メカニズムの解説図や代表事例の写真を添えた個票としてとりまとめた(図-4.4)。

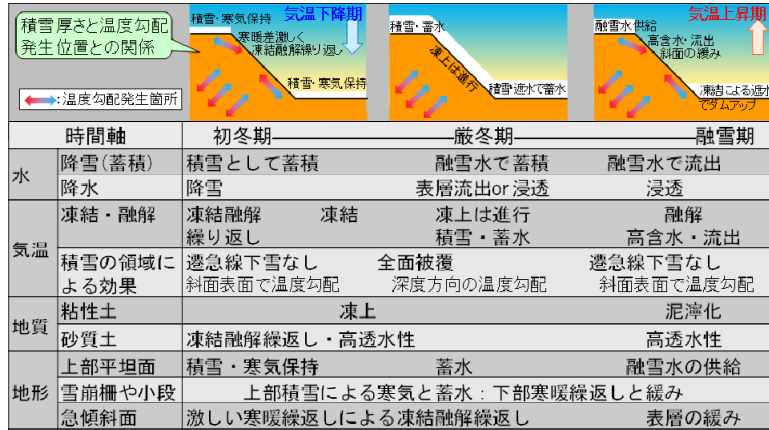


図-4.1 融雪崩壊に至る要因

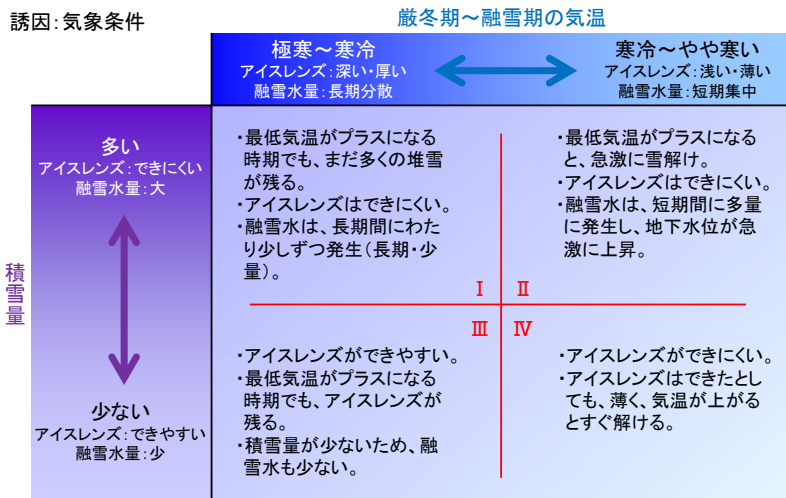


図-4.2 積雪深・気温と融雪崩壊要因

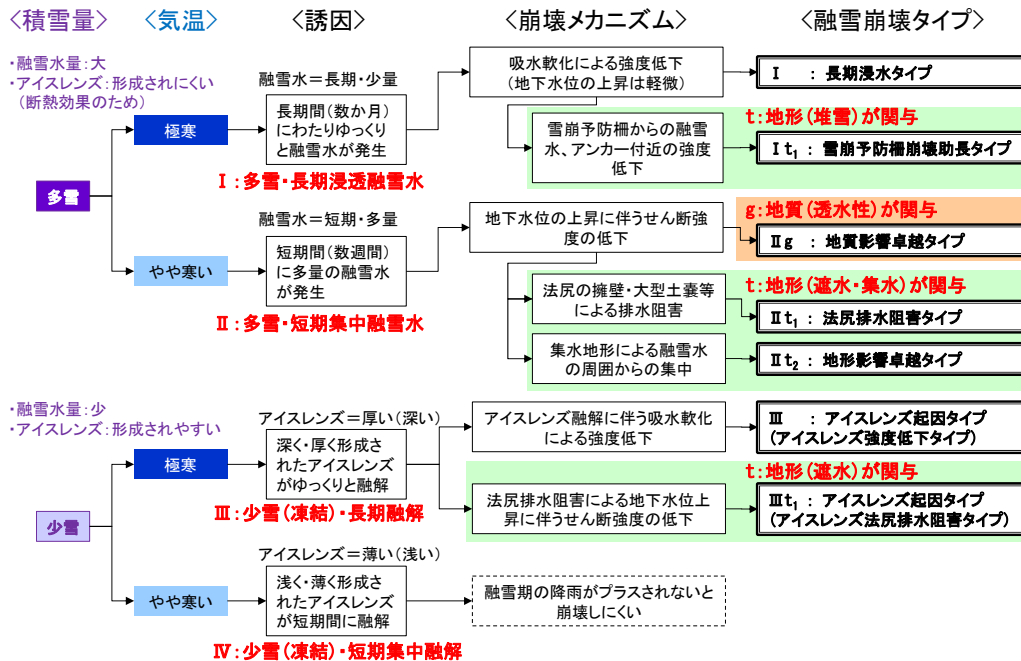
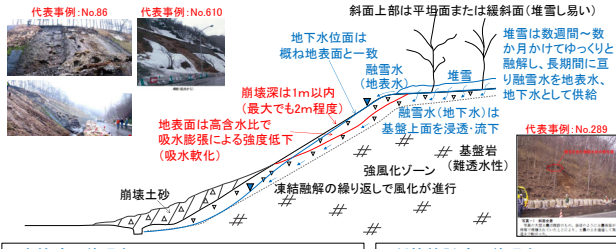


図-4.3 誘因(積雪量・気温)による崩壊メカニズムと融雪崩壊タイプとの関係

I : 長期浸水タイプ

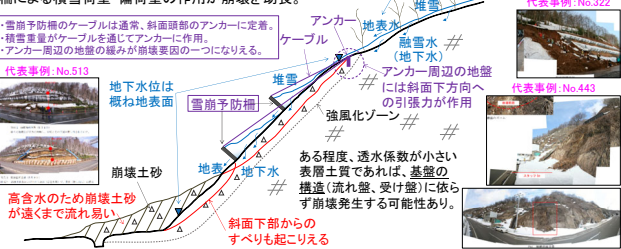
- ・岩盤掘削した切土法面(縦断方向に概ね直線)。
- ・基礎岩は一般に雑透水性。
- ・表層部は凍結融解の繰り返しで風化が進行。
- ・表層の土質は礫混じり土砂状で基質は細砂〜シルト
- ・融雪水(地表水・地下水)が集中易い法肩付近から崩壊



- 点検時の着眼点**
- ・切土後数年経過した表層土が風化により礫混じり土砂化した法面で、かつ、斜面上部が平坦面〜緩斜面よりなる斜面で生じ易い。
 - ・地表水・地下水により、晴れている日でも表層が湿潤状態の場合には要注意。
- 対策検討時の着眼点**
- ・切り直しても数年後、再び、風化が進み崩壊する恐れあり。
 - ・融雪水(地表水・地下水)の浸透を防ぐため、斜面上部に遮断排水、及び、排水トラフを設置。

I t₁: 雪崩予防柵崩壊助長タイプ

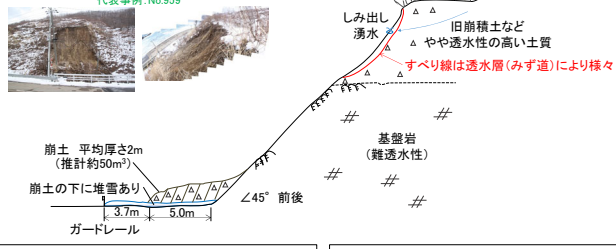
- ・雪崩予防柵が長期間、雪を蓄える(水の供給源)。
- ・柵背面の堆雪から継続的に融雪水が発生。
- ・斜面には、雪による自重増加(積雪荷重の増加)、ケーブル・アンカーを通じた斜面頭部への偏荷重が作用。
- ・吸水膨張による地盤の強度低下と自重増加、雪崩予防柵による積雪荷重・偏荷重の作用が崩壊を助長。



- 点検時の着眼点**
- ・切土してから数年経過した表層土が風化により礫混じり土砂状の法面で、かつ、斜面上部や雪崩予防柵の背面に多量の堆雪がある場合に生じ易い。
 - ・雪崩予防柵のアンカーに緩みがないか現地確認(初冬期点検)。
- 対策検討時の着眼点**
- ・融雪水(地表水・地下水)を速やかに排水するための法肩排水溝、小段排水溝、縦排水溝の設置、及び、風化進行防止のための法面緑化工。

II g: 地質影響卓越タイプ

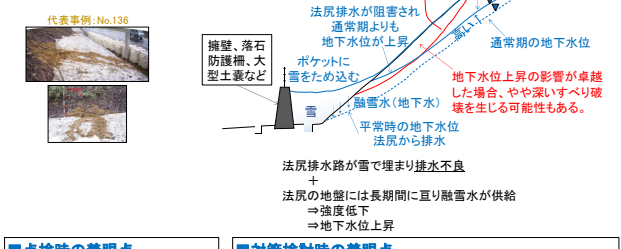
- ・地質の違いにより、融雪水が透水性の高い地層(透水層)に集中したことで生じるタイプ。
- ・数週間〜数か月に亘る継続的な融雪水により透水層が飽和状態にあったところにやや強い雨が降った場合に発生し易い。
- ・多くは、旧崩壊跡にて繰り返し発生。



- 点検時の着眼点**
- ・斜面下部が硬質(雑透水性)、上部が軟質(透水性)など、融雪水(主に地下水)が局所に集中する斜面で生じ易い。
 - ・頭部が平坦面〜緩斜面の場合や旧崩壊跡がある場合には要注意。
- 対策検討時の着眼点**
- ・切り直しても数年後、再び、風化が進み崩壊する恐れあり。
 - ・融雪水(地表水・地下水)の浸透を防ぐため、斜面上部に遮断排水、及び、排水トラフを設置。

II t₁: 法尻排水阻害タイプ

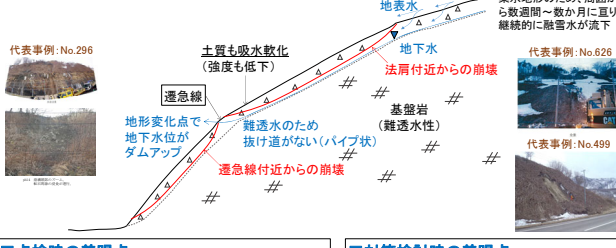
- ・法尻に擁壁等が設置されているとポケットに多量の雪が蓄えられる。
- ・ポケットに蓄えられた堆雪には以下の効果。
- ①水の供給源となり法尻の吸水軟化(地盤の強度低下)を引き起こす。
- ②法尻排水路の排水阻害により、通常期よりも地下水位を上昇する。
- ・切土斜面、自然斜面、どちらでも起こりえる。



- 点検時の着眼点**
- ・融雪期に点検し、擁壁・土壌等の背面を確認。堆積が多くあり、法尻排水が阻害されている場合には要注意。
- 対策検討時の着眼点**
- ・法尻排水を促すため法尻に布面か、及び、暗渠排水溝(堆雪がある状況でも法尻排水を流下させられる構造)の設置。
 - ・応急対策として大型土壌が設置してある場合は、速やかに恒久対策を施し、大型土壌を撤去。

II t₂: 地形影響卓越タイプ

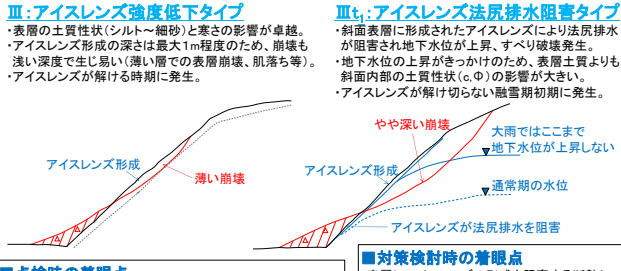
- ・集水地形が周辺の融雪水を長期に亘り継続的に地表水・地下水を供給。
- ・融雪水が集まり易い法肩付近、地下水位が上昇し易い遠急線付近などから崩壊発生。
- ・旧崩壊跡で繰り返し発生するケースも多い。
- ・多く発生する時期は融雪期の末期。



- 点検時の着眼点**
- ・当該斜面のみならず、周辺からの融雪水(地表水、地下水)が集まる集水地形で生じ易い。多くは旧崩壊跡で生じる。
 - ・融雪期にやや強い雨が降った場合には要注意。
- 対策検討時の着眼点**
- ・融雪水(地表水・地下水)を速やかに排水するための法肩排水溝、小段排水溝、縦排水溝の設置。
 - ・沢地形が明瞭な場合は、水路工の設置を検討。

III: アイスレンズ起因タイプ

- ・寒冷・小雪の状況で起こり易い。
- ・(積雪深が深いと断熱効果によりアイスレンズが形成されにくい)。
- ・表層土質は、アイスレンズが形成され易いシルト〜細砂質の土質。(シルト質礫混じり土砂など)



- 点検時の着眼点**
- ・表層土質が、シルト〜細砂を多く含む礫混じり土砂で生じ易い。
 - ・積雪がなし、または、少量の日当たりの悪い斜面で生じ易い。
 - ・融雪期点検にて、アイスレンズの有無を現地調査(土層強度検査棒等)。
- 対策検討時の着眼点**
- ・表層にアイスレンズの形成を阻害する断熱シートを敷設(IIIタイプ)。
 - ・法尻排水を促すため法尻に布面か、及び、暗渠排水溝(堆雪がある状況でも法尻排水を流下させられる構造)の設置(IIIタイプ)。

図-4.4 融雪崩壊のタイプ個票

5. 融雪を考慮した道路斜面の点検調査手法

道路斜面の目視点検や地表踏査では、地中の状態までは把握することが困難である。融雪期に崩壊する斜面は、凍結や融雪水の浸透による過飽和な状態が維持された末に崩壊が生じるため、通常の豪雨による崩壊より浸水している期間が長いことから、地中の状態を把握することで崩壊の危険性を未然に把握できる可能性が高い。そこで、本章では、簡易に地盤の深度方向の状態を把握できる「土層強度検査棒」(以下、土検棒という。)に着目し、4章で分類した融雪期の崩壊メカニズムに応じた点検手法と土検棒の活用方法について述べ、既往崩壊現場における点検調査の事例を紹介する。

ここで、土検棒には規格化されたコーン付き鉄筋を差し込む限界貫入深度試験、垂直荷重計を付けて鉛直貫入抵抗を計測する貫入強度試験、さらに羽付きコーンを使用しトルクレンチによって回転抵抗を計測するベーンコーンせん断試験の3種類の試験使用形態があり、上記をそれぞれ土検棒(簡易型)、土検棒(標準型)、土検棒(せん断強度計測)と以下称する。

5.1 融雪崩壊メカニズムに応じた道路斜面点検調査手法

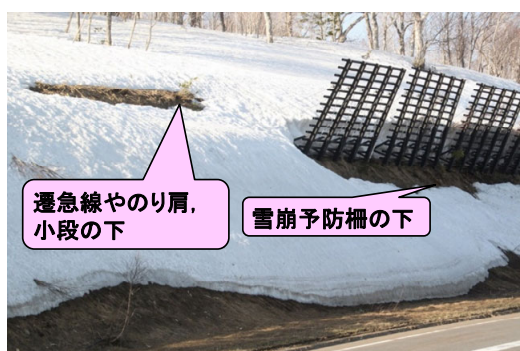
融雪崩壊に着目した道路斜面点検調査において、斜面の不安定化要因が作用しやすい地形地質条件を把握し、気象状況(気温・積雪量)による誘因に応じた着目箇所を点検・確認することが重要である。

まずは、事前に地形や地質条件を把握し、融雪崩壊の発生しやすい斜面と図-4.4に示した個票の融雪崩壊タイプに該当するかを把握する。また、水の供給源や斜面の土質情報があれば、より崩壊タイプを特定しやすい。道路斜面の点検調査時には、土検棒(簡易型)を用いて先端コーンに付着した土質や地下水の存在を確認する。崩壊していない斜面の不安定化の進行状況を

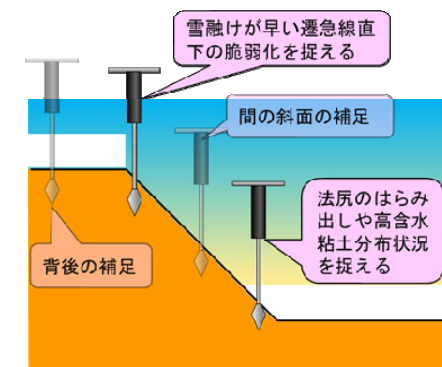
把握するには、融雪期では土検棒(簡易型)により地盤の凍結深度を把握し、無雪期では土検棒(標準型)、ないしは、土検棒(せん断強度計測)を用いて地盤の貫入強度やせん断強度を計測し、数年おきにサンプリングや土検棒(標準型・せん断強度計測)による地盤強度の経年的な傾向を把握することが肝要である。土検棒調査の実施場所は、現地で明らかな変状が現れる場合はその場所で行い、変状前の状態確認をするためには、図-5.1に示すようにのり肩や小段、遷急線直下の脆弱部の把握を優先し、次いで斜面を流下する水や土砂の法尻への影響を把握する。斜面規模や融雪状況に応じて、これらの地点の中間的位置や外側に、補足的な調査地点を設定する。土検棒(簡易型)で脆弱な箇所が認められた場合、その影響範囲を明らかにし、規模に応じた点数で土検棒(標準型)による定量的評価を行うと、融雪が進んだ際や安定化に向かう際の強度の変化と崩壊への進捗具合を把握することができる。

次に、気象状況(気温・積雪量)によって、起こりやすい融雪崩壊タイプを把握することでタイプ毎のメカニズムに応じた着目箇所を絞り込み点検調査を行う。厳冬期の点検調査では道路斜面の状況を把握し、図-4.3に示した積雪量と気温により崩壊メカニズムを絞り込む。融雪期には、道路斜面の着雪が溶け始め、およそ数週間~2ヶ月前後で完全融解に至り、その間は気象の変化により斜面の着雪状況と融雪状況は刻々と変化する。変化が早い斜面に対しては、図-4.4で示した絞り込んだ点検時の着目点を重点的に確認する。

融雪崩壊発生時は、基本的に降雨崩壊等通常の災害調査同様の対応を行う。滑落崖の延長部となる周縁に同様の軟質部が生じていないかの確認(水平方向広がり確認)や崩壊面以深に泥濁化した脆弱部やアイスレンズの存在の有無を確認(深度方向連続性の確認)し、崩壊拡大の可能性を検討する。現地では、供給水源と



土検棒調査位置の目安



土検棒調査の着目点

図-5.1 融雪期のり面・斜面点検時の土層強度検査棒実施箇所の例

なる残雪状況と今後の気温上昇に伴う融雪水の供給も考慮し記録を行う。崩壊発生時からさかのぼっての気象データの収集と分析を行うこと。応急対策の設置にあたって、崩壊発生により新たに凍害や融雪水にさらされることから、これに配慮した評価と応急対策の選定を行うことが重要である。

5. 2 既往崩壊現場の点検調査事例

5. 2. 1 調査方法

本事例では、6つのタイプのうち凍上現象による「アイスレンズ起因タイプ」に分類される崩壊現場において、土質試験及び土層強度検査棒による簡易貫入試験を行い、崩壊深度、粒度特性及び地盤の凍結深度との関係について調査を行った。

既往崩壊現場の位置を図-5.2に示す。また、試料採取位置及び土検棒（標準型）による簡易貫入試験実施箇所を図-5.3に示す。既往崩壊現場の崩壊規模は、崩壊高15m、崩壊幅35m、崩壊深2~3mであった。調査は崩壊現場の隣接斜面で行い、法肩（調査地点①）及び法肩から水平に約6mの小段法肩（調査地点②）上で、ハンドオーガーを用いて地表面から最大深度0.8mまでの間約0.2m毎に試料を採取した。さらに、採取した試料について、凍上しやすい土質を確認するため粒度試験を実施した。また、同採取位置において

土検棒（標準型）による簡易貫入試験を積雪期（2/19）と融雪期（5/13）に実施し、貫入限界深度を地盤の凍結深として調査した。

5. 2. 2 調査結果

まず、粒度試験結果一覧表を表-5.1に示す。採取した試料の土質分類は、調査地点①では地表面から深度0.35mまでを砂質シルト、深度0.4m~0.8mまでを粘性土質砂と分類された。一方、調査地点②では、採取深度全層で砂質シルトと分類された。次に、粒度試験結果を図-5.4に示す。図-5.4から粒径0.25mm以下の細砂分、シルト分及び粘土分が約80%以上で構成されており、平均粒径は粒径 $D_{50} < 0.1\text{mm}$ を示し、参考文献③の粒度分布による凍上性簡易判定により凍上性のある土質と判定される土が分布していることがわかった。

次に、土検棒（標準型）による簡易貫入試験結果を図-5.5に示す。貫入深度について着目すると、積雪期では調査地点①で深度0.3mまで貫入し、調査地点②では深度0.2mまで貫入した。融雪期では調査地点①で0.4mまで貫入し、調査地点②では0.7mまで貫入した。このことから、当該現場では表層から概ね0.2m~0.3mの深度で地盤が凍結していたことが確認された。また、時間経過により貫入深度が深くなったこと



図-5.2 既往崩壊現場位置図

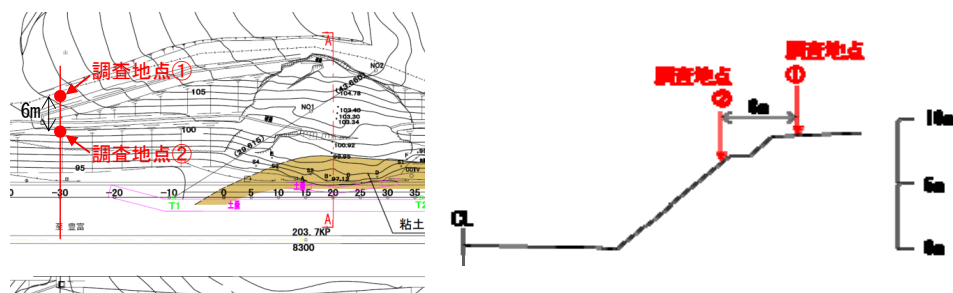
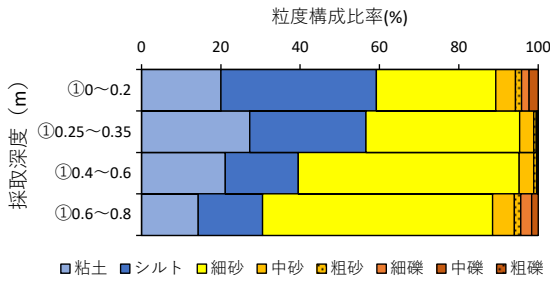


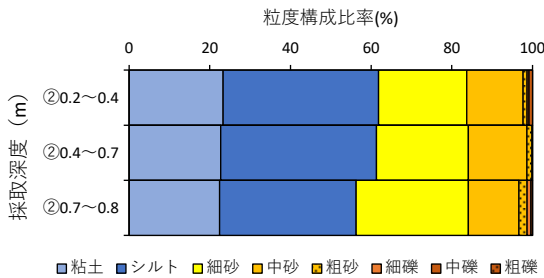
図-5.3 既往崩壊現場における試料採取及び簡易貫入試験位置図

表-5.1 粒度試験結果一覧表

試料採取年月日	箇所	採取深度(m)		粒度										地盤材料の分類名	分類記号
		自	至	粘土分 (0.005m 未満) %	シルト分 (0.075m 以下) %	細砂分 (0.25mm 以下) %	中砂分 (0.85mm 以下) %	粗砂分 (2.0mm 以下) %	細礫分 (4.75mm 以下) %	中礫分 (19.0mm 以下) %	粗礫分 (75.0mm 以下) %	D50 (mm)			
2021/2/19 (積雪期)	①	0.00	0.20	20.0	39.2	30.1	5.0	1.5	1.9	2.3	0.0	0.032	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
	①	0.25	0.35	27.3	29.3	38.7	3.6	0.6	0.3	0.2	0.0	0.036	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
	①	0.40	0.60	21.1	18.4	55.7	3.7	0.7	0.3	0.1	0.0	0.113	粘性土質砂	(SCs)	
	①	0.60	0.80	14.3	16.2	58.0	5.5	1.6	2.8	1.6	0.0	0.123	粘性土質砂	(SCs)	
	②	0.20	0.40	23.3	38.5	21.9	14.0	1.0	0.4	0.9	0.0	0.034	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
	②	0.40	0.70	22.7	38.6	22.8	14.5	1.3	0.1	0.0	0.0	0.038	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
2021/5/13 (融雪期)	②	0.70	0.80	22.4	33.9	27.8	12.5	2.1	0.9	0.4	0.0	0.052	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
	①	0.10	0.20	27.2	32.9	34.3	2.9	0.6	0.6	1.5	0.0	0.039	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
	①	0.20	0.30	24.4	22.7	47.3	4.2	0.7	0.5	0.2	0.0	0.088	粘性土質砂	(SCs)	
	①	0.50	0.65	11.4	15.2	67.7	4.3	0.8	0.4	0.2	0.0	0.126	粘性土質砂	(SCs)	
	①	0.65	0.75	16.3	26.6	40.5	6.1	3.6	4.4	2.5	0.0	0.096	礫まじり 粘性土質砂	(SCs-G)	
	②	0.10	0.20	19.2	29.0	35.5	7.0	2.9	3.1	3.3	0.0	0.085	礫まじり 粘性土質砂	(SCs-G)	
	②	0.25	0.35	6.9	33.4	46.9	6.8	2.5	2.0	1.5	0.0	0.107	粘性土質砂	(SCs)	
	②	0.40	0.60	24.6	26.0	42.8	4.8	0.6	0.7	0.5	0.0	0.072	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	
②	0.60	0.80	19.4	21.0	51.6	4.2	0.9	1.6	1.3	0.0	0.110	粘性土質砂	(SCs)		



(1) 調査地点①



(2) 調査地点②

図-5.4 粒度試験結果

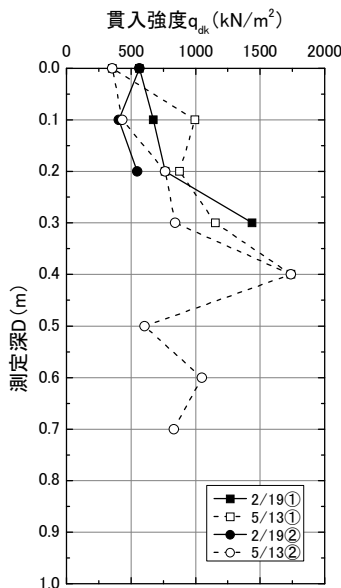


図-5.5 簡易貫入試験結果

から、時間経過による地盤の凍結深度の変遷を推測することができるものとする。しかし、本調査では土検棒による貫入深度が崩壊深度まで到達していないため、貫入強度と既往の崩壊深度との関係は不明である。他方、図-5.4と比較すると、積雪期の貫入限界深度における粒度構成は、調査地点①で粘土・シルト分を合わせて56.6%であり、調査地点②では61.8%であったことから、細粒分が多く凍結しやすい土質であることがわかった。今後、凍結融解の繰り返しにより表層の長期的な地盤強度の劣化の進行が懸念されるため、土

検棒(標準型)による簡易貫入試験を経年的に実施し、融雪期の貫入深度に関するデータの蓄積が必要であると考えられる。

6. 融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)の策定

既往事例分析から明らかにした崩壊メカニズムや融雪崩壊のタイプ分類等の研究成果を基に「融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)」(図-6.1)を策定した。本マニュアル(案)は、融雪を発端として切土のり面や道路斜面で発生する表層崩壊を対象に、調査・点検・復旧にあたっての技術的な対応方法を取りまとめたものである。図-6.1に示す本マニュアル(案)には、点検調査に関わる内容のほか、規模の大きな崩壊の主要因となる融雪水の影響を評価する手法についても取りまとめた。

今後、本マニュアル(案)を実務で運用させるため、北海道開発局等への意見照会を行い、内容の充実化を図っていく予定である。

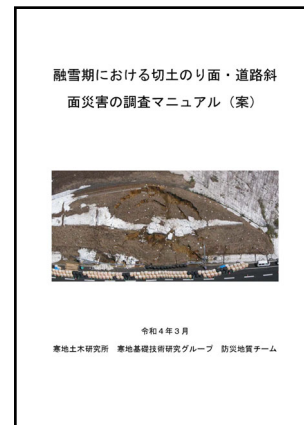


図-6.1 融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)

6. まとめ

本研究から得られた成果は、以下の通りである。

- 1) 降雨や融雪に起因した崩壊事例分析から、融雪による崩壊の発生が多い地形区分は、降雨、融雪いずれの場合も、遷急線明瞭と集水型斜面の2つであることを明らかにした。
- 2) 積雪寒冷地における表層崩壊の崩壊要因については、遷急線といった斜面形状要素と表層の地質的要素の両者の観点から、斜面不安定化現象が生じ易い地形地質条件や気象状況(積雪量や気温)の組み合わせによって、引き起こされ易い融雪崩壊タイプを

6つに分類した。

- 3) 融雪を考慮した道路斜面の点検調査手法については、土層強度検査棒を活用した点検調査の方法と留意事項を示し、融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)としてとりまとめた。今後は、本マニュアル(案)を実務で運用させるため、国土交通省北海道開発局等への意見照会を行い、内容の充実化を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 財団法人道路保全技術センター：道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等)、pp.34-39、2007.9.
- 2) 独立行政法人土木研究所：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案)、土木研究所資料第 4176 号、40p.、2010.7.
- 3) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所寒地地盤チームホームページ：積雪寒冷地における冬期土工の手引き(平成 27 年 2 月)、pp.14-15、
https://jiban.ceri.go.jp/earthwork_in_winter/(2022 年 3 月閲覧)

3. 2 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術の開発

3. 2. 1 土砂移動の監視を踏まえた被害予測技術に関する研究 (2)

担当チーム：土砂管理研究グループ

(火山・土石流チーム)

研究担当者：水野秀明，石井靖雄，石田孝司，
木下篤彦，平田遼，今森直紀，
竹澤永純，高原晃宙，清水武志

【要旨】

本研究は、噴火後に発生する土石流への対応に活用するため、土石流の氾濫範囲を推定する数値シミュレーションプログラムを改良し、計算速度を大幅に向上させた。さらに、氾濫範囲の予測精度の向上を図るため、XRAIN等の降雨分布データおよび降灰状況を活用できる土石流発生・流下・氾濫過程を一体化した数値解析プログラムを開発した。併せて、降灰斜面の浸透特性を考慮した降雨流出計算モデルを改良するとともに、そのパラメータについて、桜島の火砕物を用いた室内実験を実施し、層厚が一定以上の場合には層厚や細粒分含有率の割合によらず浸透能は一定の値となることを明らかにした。また、桜島有村川流域における経年的な地形変化を解析し、流域内で主な土砂生産域の空間分布は異なり、土石流流出解析における土砂供給点等土砂供給条件の設定に際し考慮する必要があることが明らかとなった。

キーワード：噴火後の土石流，土石流氾濫予測，降灰斜面の浸透能，土砂生産域の空間分布

1. はじめに

火山噴火後には、噴火前には発生しなかったような小規模な降雨でも土石流が発生することがある。これは、降灰により山腹斜面の土壌への雨水の浸透能や保水性が変わるためと考えられる。噴火後に発生する土石流の警戒避難のためには土石流等の氾濫範囲(以下、氾濫範囲という)の推定が必要である。

このため、国土交通省は土砂災害防止法の規定により緊急調査において数値シミュレーションで氾濫範囲を推定している。推定には土木研究所が開発したQUAD(QUick Analysis system for Debrisflow)を使用しているが、より速やかな推定が可能となるよう、QUADに組み込まれている土石流氾濫解析プログラムを並列化し高速化を図り、その成果を土木研究所資料としてとりまとめた²⁾。

一方、QUADは火山噴火後の初動期において計算の入力条件等の簡略化を行うなど、氾濫範囲の推定精度を一定程度とすることで迅速な推定を実現している。QUADの開発から10年以上が経過し、運用面での課題も顕在化しつつあることから、上流域における分布型降雨を用いた土石流流出解析モデルと河道からの溢流、下流域の流れを表現できる土石流氾濫モデルを開発し一体化した³⁾。また、

その成果が活用されるよう、土木研究所資料としてとりまとめた⁴⁾。

さらに、降灰後に発生する土石流にとって重要な浸透特性や表面流出特性について、火山の上流域での降灰を想定した不飽和浸透理論に基づく分析を行うとともに、火山灰の層厚や細粒分の影響を調査する実験を行なった^{5) 6)}。

また、これまで深層崩壊のおそれのある斜面抽出等具体の調査が進められてきたが、調査の進捗に伴い、いくつかの課題が明らかとなってきた。本研究では後述するような背景を踏まえ、各種課題に対する改良の検討を行った。

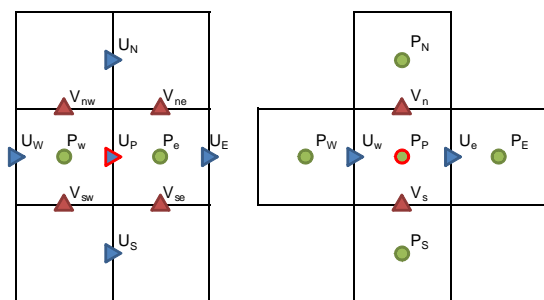
2. 土石流・掃流状集合流動・掃流砂流の氾濫に関する並列計算オープンソースプログラムの開発⁴⁾

2.1 任意形状の計算領域に対応する計算方法

氾濫現象の支配方程式は高橋ら⁷⁾の方法に則り保存型の浅水流方程式とし、差分法により離散化を行う。

通常、差分法では、矩形の計算領域に対し構造格子を構築するため、行・列方向に*i*、*j*等のインデックスを用いて計算格子点を管理している。このため、河床から十分に標高が高く計算が不要な範囲を含む矩形領域を確保しなければならず計算容量の面で不利となる。本研究では、計

算領域の削減のため、数値標高データを谷筋に沿った任意の多角形で想定最大氾濫範囲を抽出し計算を実施できるように差分式の書き換えを行った。任意の多角形の範囲で抽出した格子点に対し一連の格子点番号を付し、差分式を評価する格子点にP、隣接する格子点にE、N、W、S等評価格子点からの方向を添字に取って(図-1参照)変数を表記した。これによりローカルな接続関係のみを用いて差分式を評価することが可能となり、任意形状計算領域でも計算が実施できる。



a) 運動方程式格子点 (x方向) b) 連続式格子点

図-1 格子点の接続関係

2.2 計算アルゴリズムと並列処理による高速計算方法

従来の計算プログラムでは運動方程式 (x方向およびy方向)、連続式を解く際に計算格子一点一点を捜査し、水域格子点であれば水理量計算を行い陸域格子点であれば計算をスキップするような内部分岐を逐次行っているものが多かった。開発プログラムでは時間ステップ毎に一度だけ水域/陸域のチェックを行い、水域格子点のみを水理量の評価対象とするアルゴリズムとした。

近年のPCではマルチコアのCPUや大容量のメモリが実装され一般に普及している。このため、本研究では共有メモリ型の並列計算を実装することにより、計算の高速化を試みた。

2.3 改良した計算プログラムの性能

図-2に従来の計算プログラムと開発した計算プログラムによる計算時間とその要する時間の向上率を示す。アルゴリズムの改良とプログラムのチューニングにより5.4倍程度の計算速度、更に並列化を実装することにより8.6倍~13倍程度の速度向上を得ることができた。

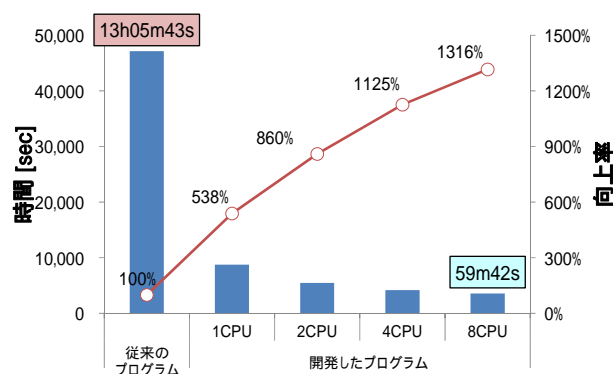


図-2 計算効率の向上状況

2.4 改良した計算プログラムの公表

並列化により計算時間を短縮した成果を、国土交通省と相談の上、土木研究所においてオープンソースプログラムとして公開し、その解説書を付した。併せて、QUADで用いている計算モデルの概要および計算に用いられている方程式の導出等の解説も収録した。

図-3に雲仙普賢岳で1993年4月28日に発生した土石流堆積範囲(推定)と計算結果の重ね合わせを示す。



図-3 雲仙普賢岳における計算結果⁴⁾

3. 降雨流出解析と連動した土石流の流出・氾濫解析法³⁾

3.1 モデルの概要

開発したプログラム Debris Flow Simulator for Sabo (DFSS) は、土石流の発生・非発生については降雨条件が重要な役割を果たすことを考慮して、分布型降雨を用いた降雨流出過程、斜面安定解析に基づく土石流の発生や流域内の流下過程、および土石流の発生から流下、氾濫に至る過程を一体として扱うことができ、図-4のとおり降雨流出モデルと土石流流下モデルは同じ空間(上流域)に設定され、土石流氾濫モデルは別の空間(下流域)に設定して解析する。

具体的には、流域に降った雨は、山腹斜面の表土層に浸透して溪流へ流下していくが、浸透しなかったものは斜面の表面を浸透流よりも速い表面流となって溪流へ落下していく。その後、溪流を流れる水は他の溪流と合流しながら溪床に堆積した土砂を取り込んだり、また、流れに取り込んだ土砂を溪床に堆積させたりしながら流下していく。研究で開発した分布型土石流流出モデルは、このようにモデル化された現象の数値解析を行う。このモデルでは、山腹斜面から溪流までの雨水の移動を解析する部分（以降、降雨流出解析という）と、溪流で土砂の取り込みや堆積を伴う土石流や洪水の流下を解析する部分（以降、洪水流・土石流解析という）から構成されている。

また、上流域と下流域の2つの空間の重なりでは、土石流の溢流量が自動的に氾濫解析の境界条件として与えられる。また、上流域の降灰を考慮して降雨流出解析時に斜面の浸透能、土石流の微細砂の流体層への遷移を扱うことができる。

3.2 降雨流出解析

降雨流出解析は、設定した地点から上流における複数の山腹斜面と溪流によって構成される地形モデルにおいて行う。火山の噴火によって降灰が発生したときには、図-5のとおり山腹斜面の表土層の浸透能を変化させることができるようになっている。浸透流および表面流には、それぞれダルシー則およびマニング測を適用して計算する。

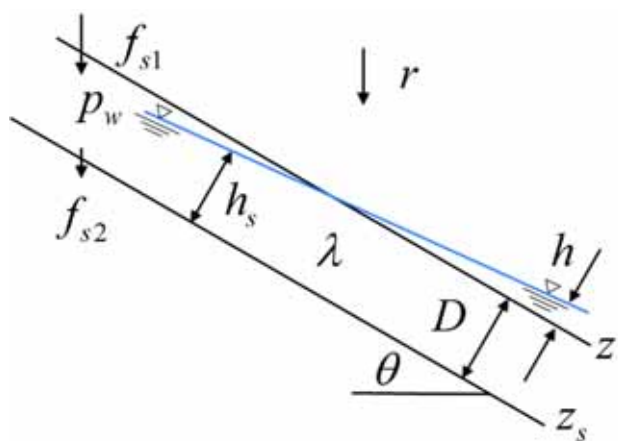


図-5 斜面と水面の模式図⁴⁾



図-4 地形モデルの模式図

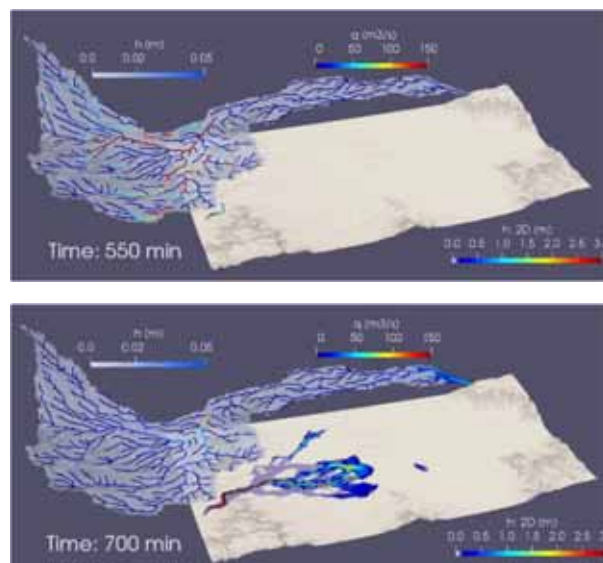


図-6 解析結果うち2時期における上流域の水深、河道の流量、下流域の氾濫の水深を両空間分離して表示。

3.2 洪水流・土石流流下解析

洪水流・土石流流下解析は、溪流の合流を考慮して行う。溪流は線分で構成されたネットワークで表現されている。山腹斜面において、降雨流出解析により計算された表面流および浸透流は溪流に流入する。溪流には堆積物が設定されており、斜面からの流入によって浸透流が発生する。浸透流水深が増加していくと、堆積物が不安定となり、全層が流動化して土石流となって流下するとしている。洪水流や土石流の流れの計算は、流れの深さと速さの関係式⁹⁾や土砂の取り込みの式を用いて行っている⁹⁾。

3.3 モデルの再現性の検討 (1)

土石流流出および土石流氾濫の再現性を検討するため、1990年7月の豪雨によって阿蘇市一の宮町では古恵川で発生した土石流が市街地で氾濫した災害の実績を用いて計算結果を検証した。3次元的に可視化した結果を図-6に示す。下流域の水路や盛土など地形モデルが精緻でなかった部分では氾濫範囲が再現できなかったが、全体として良好な結果を得た²⁾。

3.4 モデルの再現性の検討 (2)

開発したモデルを桜島有村川流域に適用し、降灰の有無を想定した浸透能の相違が土石流の流出へ及ぼす影響について検討を行った。

図-7に流域下流端における降灰がない場合とある場合の計算結果による流量、および観測された土石流の流量を示す。降灰がない場合は、土石流の流量の急増が観測結果より10分ほど遅く、流量の最大値は観測値の1.5倍程度となった。一方、降灰がある場合は、流量の急増が観測

結果より 30 分ほど早く、流量の最大値は観測値の 5 倍程度となった。本検討結果により、降灰がある場合の土石流の流量の増加の時期は、降灰がない場合よりも早く、最大流量は降灰がない場合よりも大きくなることが示された。

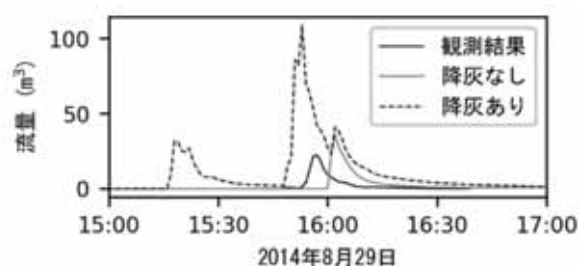


図-7 降灰の有無と土石流流量の相違

4. 不飽和浸透理論に基づく流出解析モデルの桜島有村川の降灰裸地斜面への適用

DFSS で考慮していない斜面土層の不飽和浸透過程を検討するため、桜島有村川流域の観測結果を用い、降灰の有無を想定した浸透能の相違が土石流の流出に及ぼす影響の検討を行った。2020 年の有村川の年降水量は 3,067 mm であり、24 時間以上の無降雨期間で区切ったものを降雨イベントとした。降雨イベントは 67 個存在し、流出が発生したイベントは 17 個であった。そのうち観測区面の表土層が不飽和状態で表面流の発生が確認された 1 事例を対象とし、不飽和浸透理論に基づいて降雨流出量を計算し、観測結果と比較した。観測条件等の詳細は既発表文献⁵⁾を参照されたい。

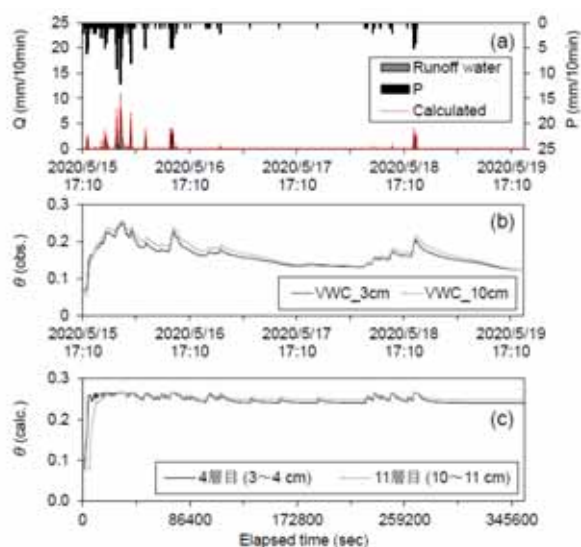


図-8 (a) 観測値と計算値のハイドログラフ, (b) θ の観測値, (c) θ の計算値⁵⁾

降雨流出計算に用いたモデルは、土層における水の鉛直一次元の移動は、不飽和浸透理論に基づいて計算した。表面流出量は、降雨量とサクションに応じた地表面の浸透量の差分とし、キネマティックウェーブ法による流出解析で算出した。不飽和浸透流解析における基礎方程式は、Darcy 則を不飽和領域に拡張させた Richards 式を適用している。不飽和浸透流解析における地表面の境界条件は、降雨量が土層の浸透能を上回る場合、既往のモデル¹⁰⁾では最上層セルに対して飽和透水係数を与えているが、本研究では改良を加え、土壌水分状態に応じた不飽和透水係数を算出して与えるモデルとした。なお、蒸発の影響は無視している。パラメータは室内実験より得られた値を使用した。詳細は既発表文献⁵⁾を参照されたい。

計算結果を図-8に示す。不飽和透水係数の与え方などを工夫した結果、(a)に示すように表面流出量の流出波形は概ね再現することができた。しかし、土中の体積含水率 θ の観測値(b)と計算値(c)を比較すると、両者の経時変化の傾向は再現することはできなかった。表土層の地下に雨水が浸透する過程については、観測値と計算値の挙動が一致しなかったが、表面流出波形は再現された。

5. 火山灰の細粒分含有率および堆積厚の違いが表面流出に及ぼす影響⁵⁾

火山灰の浸透能を決定する飽和透水係数 K_s は、火山灰中の細粒分含有率 F_c の増加に対して減少傾向を示すことが確認されている。噴火後に調査可能な F_c および層厚が浸透能に及ぼす影響が定量的に評価できれば、噴火直後の表面流出の発生量の予測精度が向上する。そこで、DLクレイで F_c を調整した火山灰試料を用いて、人工降雨による室内実験を行ない、表面流出量を比較し、層厚および F_c をパラメータとした浸透能(最終浸透強度) f_c との関係を調査した⁵⁾。結果を図-9に示す。室内実験の諸元などの詳細は文献⁵⁾を参照されたい。

今回の実験条件では、層厚が 2 cm までは f_c のばらつきが大きいが、層厚が 5 cm 以上の場合、試料間の F_c の違いによらず f_c は 20 mm/h 前後となった。このことから、層厚が薄い場合と厚い場合で、浸透能に対する F_c の影響が異なる可能性が示唆される。

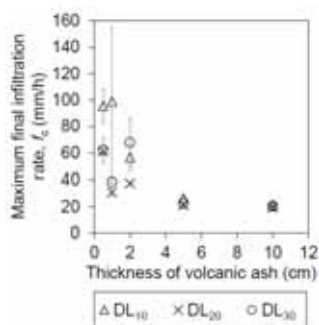


図-9 火山灰層厚と浸透能との関係⁶⁾。記号は試料中のDLクレイ含有率10%から30%を表す。

6. 火山地域における土砂生産域の空間分布の特徴¹⁰⁾

噴火活動中や噴火直後に細粒の火山灰が堆積した流域の土砂生産の実態調査は、空中写真判読や現地調査・現地観測によって行われてきた。近年では、地形を広範囲かつ高密度に測量した航空レーザ測量データ（以降、LPデータと呼ぶ）が取得・蓄積され始めているが、LPデータを用いることで、複数時期の流域内の土砂生産域の空間分布やそこでの土砂生産現象を詳細に分類し、その推移の調査が可能である。

そこで、LPデータを用いて、噴火活動が継続する桜島有村川を対象に、複数時期の流域内の土砂生産域の空間分布を調査した。データ解析手法等の詳細は既発表文献¹¹⁾を参照されたい。

各小流域の3期間の土砂移動範囲の空間分布の特徴を以下に示す。図-9に示す通り、小流域1は3期間とも侵食に伴う土砂移動範囲が小流域全域に点在していた。小流域2, 3, 4は、3期間とも土砂移動範囲が小流域全域に点在したが、特定の領域に分布する土砂移動範囲では期間により侵食と堆積が見られた。小流域5, 6, 8は、3期間とも土砂移動範囲が一部の放射谷区間に特に多く分布し、その区間の土砂移動範囲では期間によって侵食と堆積が見られた。小流域7は3期間とも土砂移動範囲がほぼ分布しなかった。小流域1, 2, 3, 4と小流域5, 6, 7, 8は噴火火口からの距離や火山体に対する小流域の位置関係（火山山体山腹斜面または火山山麓部）が概ね同じだが、小流域間で土砂移動範囲の空間分布が異なることが把握できた。桜島有村川の土流流出解析における土砂供給条件（土砂供給点）の設定に際し考慮していく必要がある。

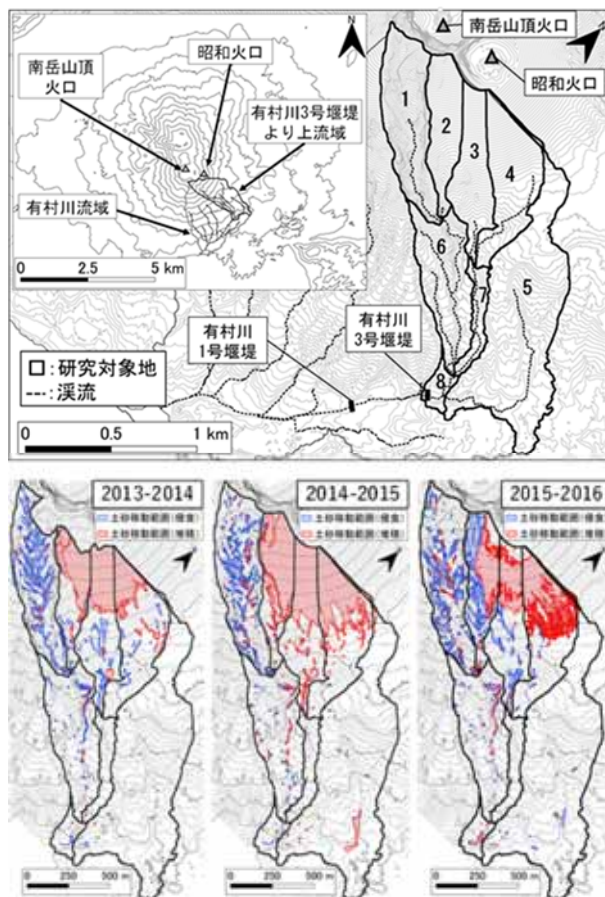


図-10 調査対象流域の位置図（上）と解析対象とした3期間の土砂移動範囲の空間分布（下）¹¹⁾

7. 深層崩壊の発生するおそれのある斜面抽出およびリスク評価手法の改良に向けた検討¹²⁾

7.1 調査の進捗により顕在した課題

国土交通省および土木研究所では、深層崩壊推定頻度マップおよび溪流レベル評価マップの公表を行うなど、深層崩壊に関する調査および公表を進めてきた。また、一連の調査研究で得られた知見を土木研究所資料「深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法およびリスク評価手法に関する研究」（以下、「現行資料」という）として取りまとめた¹³⁾。この資料を参考に、国土交通省の各地方整備局等では、深層崩壊のおそれのある斜面抽出等具体的な調査が進められてきた。

調査の進捗とともに顕在してきた課題について、直轄砂防事業を実施するいくつかの事務所に聞き取り調査を行った。主な課題について以下に示す。

2011年の紀伊半島大水害で発生した事例を除けば、近年の深層崩壊の発生事例は少なく、現行資料で示している抽出手法（特に水文地形特性、重力変形地形特性）に関して、危険度を判定するための指標となる基準値を示

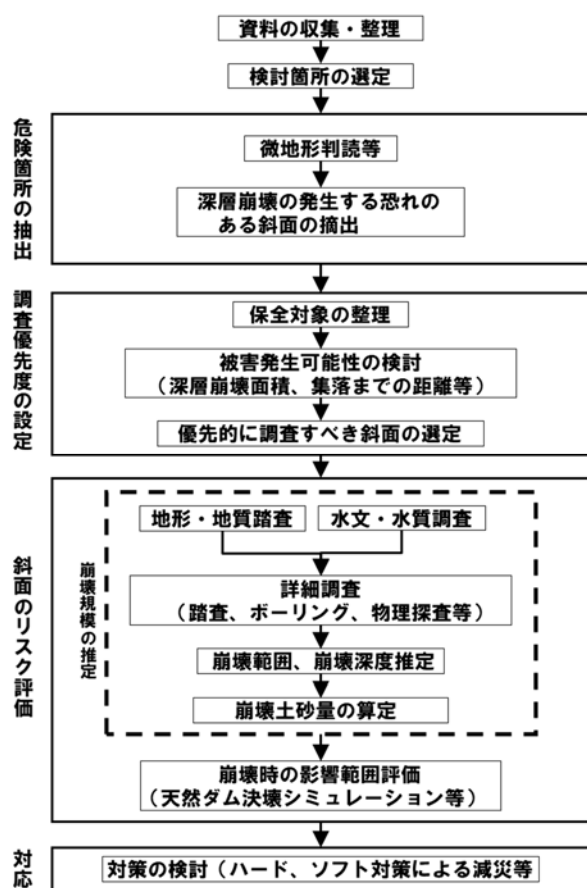


図-1 1 調査フローの改良案

すことは現段階では困難である。また、現行資料では作業ごとに使用する数値標高モデルの精度が示されておらず、抽出された危険斜面の評価結果の精度にはある程度のばらつきがあるものと推定される。このため、対象地域における深層崩壊に関する調査事例が活用できる場合に、こうした手法を用いることができるよう、また、地域の特性に応じた手法を選択することができるよう、考え方を示すことが望ましい。

詳細に調査すべき斜面の絞り込みにあたり、保全対象の重要度のみならず、保全対象に想定される被害の程度も考慮する必要がある。

現行資料では、推定した崩壊土砂量が具体的にどのように活用されるか明示されていない。監視観測だけでなく、リスク評価結果の活用方法を示す必要がある。

7.2 改良の方向性の検討

前述の課題を踏まえ、以下の通り改良の方向性を検討し、図-1 0のとおり現行資料の手法に関する調査フローの改良案を考案した。

一次抽出と二次抽出に分かれていた危険斜面の抽出を「危険箇所の抽出」とする。その上で、深層崩壊の発生事例等を有する場合等に、地形特性の分析を行うことも

有効であると明示するとともに、危険度を評価する際に参考となる文献を明示する。

保全対象等の社会的条件による斜面の絞り込みを危険度評価とは切り分けた具体の手法として、国土技術政策総合研究所の提案する「被害発生の可能性の観点」²⁾から斜面の絞り込みを行うことが出来るよう明示する。

崩壊土砂量算出後、シミュレーション等による詳細な影響評価が可能となる旨を明示する。また、リスク評価後の対応として、ハード、ソフトによる対策の検討を行う旨を明示する。

8. まとめ

本研究では QUAD を高速化するための改良を行った。また、降雨から土石流の発生・流下までの物理過程をモデル化し、任意の地点における土石流の流量の推定が可能な分布型土石流流出解析モデルを開発した。これらの技術について、土木研究所資料によりオープンソースとして公開したプログラムの概要を示した。

併せて、噴火後の土石流発生の要因となる降灰による表面流出量に寄与する浸透能の特性を、細粒分含有率と層厚の観点から調べ、層厚の増加により浸透能が小さくなること、ある層厚以上で浸透能一定となり細粒分含有率の効果が異なる可能性を示した。

また、深層崩壊の発生するおそれのある斜面抽出及びリスク評価手法について、現行資料に基づく抽出及び評価手法に関する改良の方向性について検討を行った。

謝辞

DFSS の計算に使用した雨量データ (XRAIN) は DIAS の下で収集・提供されたものである。また、桜島有村川の観測データならびに、実験に使用した桜島の火山灰は国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所にご提供いただいた。この他、同事務所には本研究の全期間を通じて現地観測など様々なご協力をいただいた。ここに記して改めて御礼申し上げる。

最後に、本研究は筆者らの他、過去に土木研究所土砂管理研究グループ火山土石流チームに在籍した多くの方々によって行われ、一部の成果はチームを離れた後も学会発表や土木研究所資料の取りまとめなどにご尽力いただいた。

参考文献

- 1) 田村圭司, 山越隆雄, 松岡暁, 安養寺信夫: 火山噴火後に土石流が発生した事例, 土木技術資料, 52 巻, 3 号, p.

3.2.1 土砂移動の監視を踏まえた被害予測技術に関する研究 (2)

- 34-39, 2010
- 2) 清水武志, 高橋佑弥, 藤村直樹, 石井靖雄: 土石流・掃流状集合流動・掃流砂流の氾濫に関する並列計算オープンソースプログラムの開発, 土木研究所資料第 4415 号, pp.134+134, 2022
 - 3) 山崎祐介, 清水武志, 石井靖雄: 降雨浸透・流出過程および土石流発生・流下・氾濫過程の一体型の数値解析法, 砂防学会発表会, R1-6, p.33-34, 2021
 - 4) 山崎祐介, 清水武志, 石井靖雄, 石田孝司: 降雨流出解析と連動した土石流の流出・氾濫解析法, 土木研究所資料第 4419 号, pp.52+18+140, 2022
 - 5) 平岡真合乃, 手塚咲子, 山崎祐介, 清水武志, 石井靖雄: 不飽和浸透理論に基づく流出解析モデルの桜島有村川の降灰裸地斜面への適用, 砂防学会発表会, P1-89, pp.453-454, 2022
 - 6) 平岡真合乃, 今森直紀, 清水武志, 石田孝司: 室内実験に基づく火山灰の細粒分含有率および堆積厚の違いが表面流出に及ぼす影響の検討, 砂防学会研究発表会, p.325-326, 2022
 - 7) 高橋保ら: 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, No. 29B-2, 1986
 - 8) 江頭進治, 芦田和男, 矢島啓, 高濱淳一郎: 土石流の構成則に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号, B-2, p.4787-501, 1989
 - 9) 江頭進治: 土石流の停止・堆積のメカニズム (1): 砂防学会誌, 第 46 巻, 1 号, p.45-49, 1993
 - 10) 山越隆雄・笹原克夫・田方 智・石田哲也・竹島秀大・若林栄一: 新規細粒火山灰堆積地における地表流発生モデル, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 4, p. 24-31, 2006
 - 11) 佐野泰志, 清水武志, 石田孝司, 今森直紀: 2013 年 10 月から 2016 年 10 月における桜島有村川上流域の主な土砂生産域の空間分布と土砂生産現象の特徴, 砂防学会研究発表会, p.361-362, 2022
 - 12) 国立研究開発法人土木研究所: 深層崩壊の発生するおそれのある斜面抽出及びリスク評価手法の改良に向けた検討, 令和 2 年度大規模土砂災害対策研究機構年報, 大規模土砂災害対策研究機構, 2022
 - 13) 木下篤彦, 石塚忠範, 高原晃宙, 瀬戸秀治, 野池耕平, 森加代子, 水野秀明: 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法およびリスク評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 2016

3.2.2 土砂移動の監視を踏まえた被害予測技術に関する研究（3）

担当チーム：土砂管理研究グループ
(地すべりチーム)

研究担当者：杉本宏之、竹下航、神山嬢子

【要旨】

大規模な土砂移動リスクの早期把握技術の開発を目的として、地すべり発生危険域の早期把握技術と地すべり機構の早期把握技術の検討を行った。地すべり発生危険域の早期把握技術として、LP データの差分解析による斜面変動発生範囲の把握手法、および地すべりの移動量の経時変化から崩壊に至る切迫性を評価する手法を提案した。また、地すべり災害発生の危険性を評価するディープラーニングモデルのプロトタイプを開発した。地すべり機構の早期把握技術として、災害直後に短時間でCIMを作成し、地すべり災害対応に活用する手法を開発した。
キーワード：地すべり、リスク把握、災害対応、BIM/CIM、ディープラーニング

1. はじめに

火山噴火、大規模地震、局所的大雨及び急激な融雪などの突発的な自然現象に伴う土砂災害により、緊急対応が求められる事例が増加している。このような土砂移動等は広域的な被害をもたらすおそれがあるため、その状況（リスク）を早急に分析し、速やかに事前措置や避難、応急措置を講ずる必要がある。

そこで、本研究では、突発的な自然現象に伴う土砂移動による被害・影響を防止・軽減するための初期対応をより迅速・効果的に実行するため、大規模な土砂移動リスクの早期把握技術の開発を目的として、地すべり発生危険域の早期把握技術と地すべり機構の早期把握技術について検討した。

2. 研究方法

2.1 地すべり発生危険域の早期把握技術

2.1.1 LP データの差分解析による斜面変動発生範囲の把握

表-1 に示すとおり、平成 21 年度から平成 25 年度にかけて複数時期の航空レーザ測量が実施されている口坂本地すべり地区周辺を含む静岡県安倍川流域を対象として、新しい計測時期の標高データから古い計測時期の標高データを引いて差分値を算出する方法である標高差分法を用いて、斜面変動の抽出を試みた。

表-1 安倍川流域における航空レーザ測量の主な計測諸元一覧

番号	平成21年5月9日 ～5月20日	平成23年10月27日 ～11月1日	平成24年11月7日 ～12月7日	平成25年11月30日 ～12月1日
計測日時	平成21年5月9日 ～5月20日	平成23年10月27日 ～11月1日	平成24年11月7日 ～12月7日	平成25年11月30日 ～12月1日
計測機体	固定翼	固定翼	固定翼	固定翼
照射密度（計画）	2点/m ²	1点/m ²	1点/m ²	2点/m ²
DEMサイズ	1m	1m	1m	1m
対地高度	1,000～2,450m	2,400m	2,400m	2,100m
対地速度	70m/s(252km/h)	260km/h	260km/h	260km/h

2.1.2 ひずみとひずみ速度による崩壊の切迫性評価

現地での地すべりの計測結果をもとに、既往の崩壊予測手法の適用性を調査するとともに、地すべりのひずみとひずみ速度に着目した崩壊の切迫性評価手法を検討した。

崩壊時刻予測の既往手法を適切に用いるには、現在の地すべりのクリープ段階を把握することが重要となる。しかし、実際の地すべりは、3つのクリープ段階を経て崩壊に至る場合もあれば、加減速などを繰り返した後に崩壊する場合や、そのまま変位が停止する場合もある¹⁾。そのため、地すべりの滑动が進行する過程で、現在の地すべりのクリープ段階を把握することは困難を伴う。

本研究では、既往文献や災害報告資料から、地すべりブロック頭部での移動量が地盤伸縮計により観測されており、地すべり移動体の斜面長が確認可能な 34 事例を収集した。収集した事例では、崩壊事例が 12 事例、未崩壊事例が 22 事例に分類された。これらの事例の計測値をもとに、ひずみとひずみ速度の経時変化から、地すべりのクリープ段階を評価する手法を検討した。この検討では図-1 に示すように、地すべりの斜面長と頭部での変位量の比 (D/L) を「ひずみ」とし、1 時間当たりのひずみの増加量を「ひずみ速度」としている。次に図-2 に示すように、各崩壊事例において、ひずみとひずみ速度の関係の経時変化を調査し、ひずみとひずみ速度が急激に増加する点を「加速点」として読み取っている。

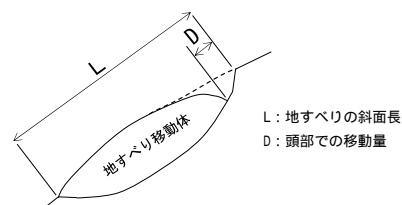


図-1 ひずみの算出方法²⁾

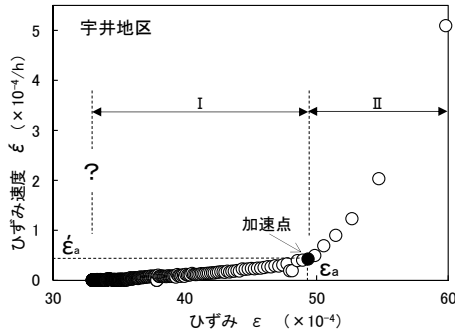


図-2 加速点の読み取り例²⁾

2.1.3 ディープラーニングを用いた地すべり災害発生の危険性評価

地すべり災害発生の危険性を評価することを目的として、災害が発生した地すべり地形を学習し、学習結果をもとに地すべり災害発生の可能性を分類するディープラーニングモデルを構築した。モデルは、災害が発生した地すべり地形 (以下、「発生」と災害が発生していない地すべり地形 (以下、「非発生」) の地形量を教師データとして学習する。また、学習済みモデルに入力した地形量データに対し、「発生」と「非発生」のもっともらしさを示す尤度を出し、地すべり災害発生の可能性を分類する。

モデルの学習と評価に用いる教師データを作成するため、国土交通省に報告された「地すべり災害」の位置情報をもとに「発生」と「非発生」データの抽出を行った (図-3)。また、モデルに入力するデータ範囲は、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図の移動体ポリゴンを元に設定し、入力する地形量データは国土地理院の数値標高モデル (5mDEM) から作成した微地形表現図を用いた。教師データは訓練・検証・テストデータに分割し、訓練データをモデルの学習に、検証データをモデルのパラメータ調整に、テストデータを評価に用いた。モデルには、画像認識に用いられる畳み込みニューラルネットワークを用いた。表-2 に教師データセットの例を示す。訓練データ数を増やすために、オリジナルデータに対し回転・左右反転・スライドによるデータ拡張を行った。

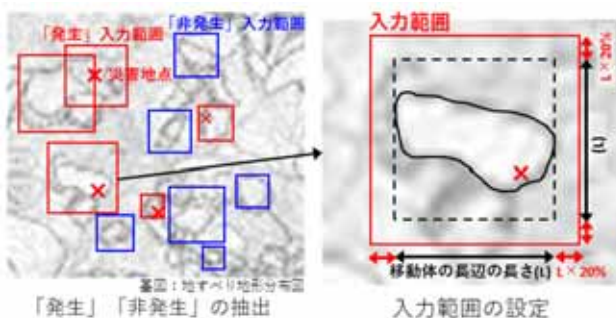


図-3 「発生」「非発生」の抽出と入力範囲設定方法

表-2 データセット例

No.	データ拡張処理方法	訓練・検証データ数 発生/非発生		テストデータ数 発生/非発生
		オリジナル	データ拡張後	
1	なし	501/506	-	120/120
2	回転・左右反転	501/506	4,008/4,048	120/120
3	回転・左右反転・スライド	501/506	19,688/19,984	120/120

2.2 地すべり機構の早期把握技術

2.2.1 地すべり災害対応のBIM/CIMモデル

地すべり災害の発災直後の対応としては、地すべりの変状範囲と移動方向の確認、移動土塊の挙動の予測、拡大の可能性の検討、影響範囲の推定等が行われ、警戒避難体制の整備や応急対策等が実施されるが、その際に重要なのは斜面地形、変状の発生状況、保全対象の分布状況等の3次元的位置関係を正確に理解し、検討を行うことである。そこで、本研究では、発災直後から地すべり災害の全体像を3次元的に把握し、効果的かつ効率的な応急対策の実施に資するため、カラー点群データからなる3次元地形モデルを基盤とした「地すべり災害対応のBIM/CIMモデル」の作成手法と活用手法について検討した。

3. 研究結果

3.1 地すべり発生危険域の早期把握技術

3.1.1 LPデータの差分解析による斜面変動発生範囲の把握

2 時期の標高差分解析結果を陰影図に重ねたものの例を図-4 に示す。差分解析した期間は、同左図では平成 21 年 5 月と平成 25 年 11 月末頃、右図では平成 23 年 10 月末頃と平成 25 年 11 月末頃である。図中の白線で囲った範囲の斜面では地すべり性崩壊により斜面中腹の標高が下がり斜面下部の標高が上がる傾向を示している。緑線で囲った範囲の斜面では崩壊により標高が下がる傾向を示している。一方、広域的にみると、右図では上記の他に斜面で標高差を生じていないが、左図では多くの斜面において標高差を生じる結果を示している。左図と同様の傾向は①と組み合わせたすべての標高差分解析により確認できる一方、それ以外の組み合わせでは確認できない。したがって、これらは、斜面変動とは関連しないデータ精度に伴う誤差によるものと考えられる。

斜面変動がない範囲で標高差分が抽出される原因を推定するために、各計測時期におけるグラウンドデータの点密度を確認した。10m 格子内のグラウンドデータの点数をカウントし、点密度の階級別の割合を図-5 に整理した。平成 21 年度のグラウンドデータは、10m 格子内に 50 点未満のデータしかない範囲が 80% 近くを占めており、他の計測時期と比較してグラウンドデータを取得できていない

範囲が多く存在する。計画時の照射密度は2点/m²で比較的密に設定されているが、計測時期が植生の繁茂時期と重複したことにより、グラウンドデータ点密度が低くなったと考えられる。

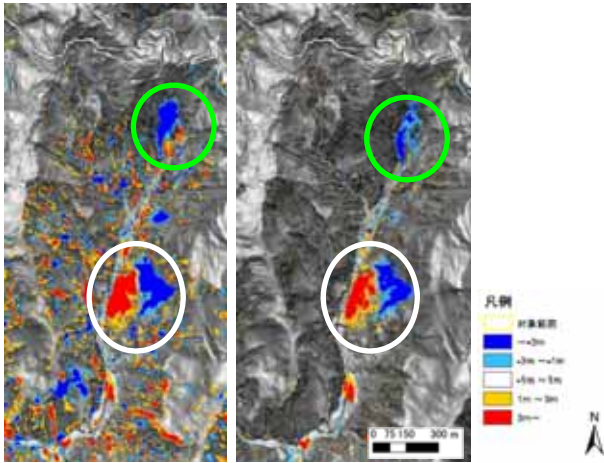


図4 標高差解析結果
(安倍川流域 左図：H25-H21 右図：H25-H23)

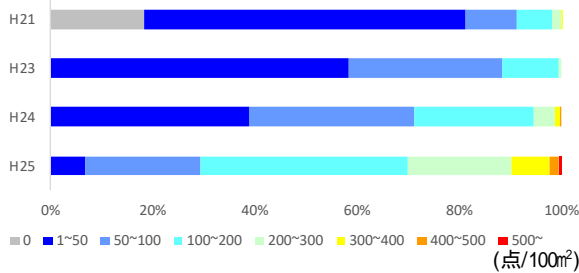


図5 グラウンドデータ点密度の階級別割合

3.1.2 ひずみとひずみ速度による崩壊の切迫性評価

収集した崩壊事例について、ひずみとひずみ速度の経時変化を整理した。その結果、崩壊事例12事例中9事例において加速点の読み取りが可能であった。解析対象34事例の最大ひずみ (ϵ_m) と最大ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_m$)、及び加速点の読み取りが可能であった9事例の加速点ひずみ (ϵ_a) と加速点ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_a$) を図-6に示す。図-6は両対数表示であり、崩壊事例に加えて未崩壊事例も示した。崩壊事例では、最大ひずみ速度は $1.3 \times 10^{-4}/h$ 以上、最大ひずみは 57×10^{-4} 以上の領域に分布する。加速点ひずみ速度は $0.3 \times 10^{-4}/h$ 以上、加速点ひずみは 21×10^{-4} 以上の領域に分布する。一方、未崩壊事例については、一定の範囲の値をとる傾向は認められなかった。今回の解析事例では、崩壊事例の加速点と、崩壊直前に最大ひずみ速度を示した時のひずみとひずみ速度は共に一定値を超え、両者に閾値(図-6に示す破線)が存在する可能性が考えられた。

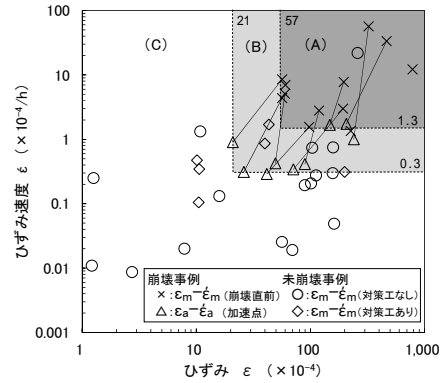


図-6 ひずみとひずみ速度の関係
実線：同一事例の加速点と崩壊直前の計測値を結んだ線
破線：加速点と崩壊直前の閾値

3.1.3 ディープラーニングを用いた地すべり災害発生の危険性評価

表-2のデータセットを用いて学習したディープラーニングモデルの分類性能を評価した。その結果、59%~69%の正解率が得られ、地すべり災害発生の危険性を評価するディープラーニングモデルのプロトタイプを構築することができた。これを用いて、ある地域における地すべり地形分布図の全ての移動体ポリゴンを対象として危険性評価を行った例を図-7に示す。赤く表示した移動体ポリゴンは、正解率約70%のディープラーニングモデルが「発生」と評価したものであり、地すべり災害発生の可能性が相対的に高いと解釈できると考えられる。そのため、構築したDLモデルによる地すべり災害発生の危険性評価結果は、事前防災対策として対策の優先度や警戒避難体制の検討に活用できる可能性があることが分かった。

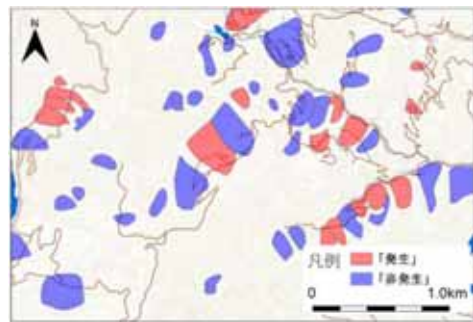


図-7 ディープラーニングモデルの予測結果例

3.2 地すべり機構の早期把握技術

3.2.1 地すべり災害対応のBIM/CIMモデル

地すべり災害対応のBIM/CIMモデルの構成は、①地すべり全体の概略地形モデル(カラー点群データ)に②基盤地図情報等のオープンデータを組み合わせる構成を基本構成とし、必要に応じて、③変状発生域の部分的な詳細地形モデル、④調査結果、⑤警戒避難対策等の検討結果等を順次追加し、組合せるものとした(図-8)。

概略地形モデル（カラー点群データ）とオープンデータを組み合わせた、基本構成の地すべり災害対応のBIM/CIMモデルを作成する作業手順について図-9に示す。この作業手順であれば、1日程度で地すべり災害対応のBIM/CIMモデルを作成できるため、迅速な対応が可能となる。開発した本手法について、土木研究所資料³⁾としてとりまとめ、その内容が国土交通省の「BIM/CIM活用ガイドライン（案）第3編 砂防及び地すべり対策編」⁴⁾に反映された。

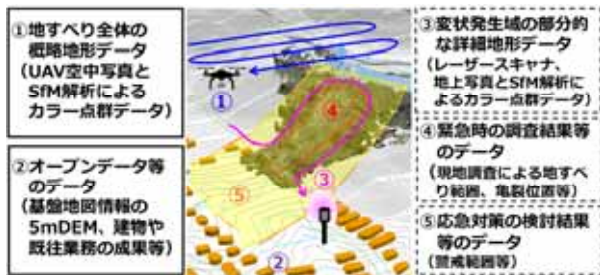


図-8 地すべり災害対応のBIM/CIMモデルの構成

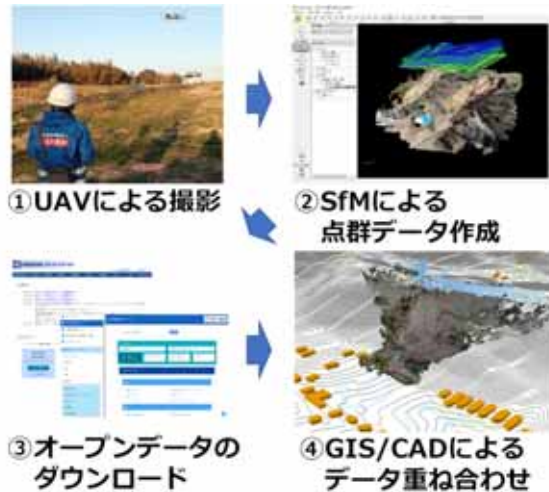


図-9 地すべり災害対応のBIM/CIMモデルの作成手順

地すべり災害対応のBIM/CIMモデルは、コロナ禍におけるリモート技術指導や令和2年7月豪雨等の災害時の技術支援において活用された⁵⁾。令和3年に発生した災害での技術支援においては、カラー点群データとオープンデータに加えて、地形解析データをBIM/CIMモデルに追加することを提案（図-10）し、地すべり機構の早期把握や災害発生域の危険性分析といった災害状況分析に活用できることを確認した。

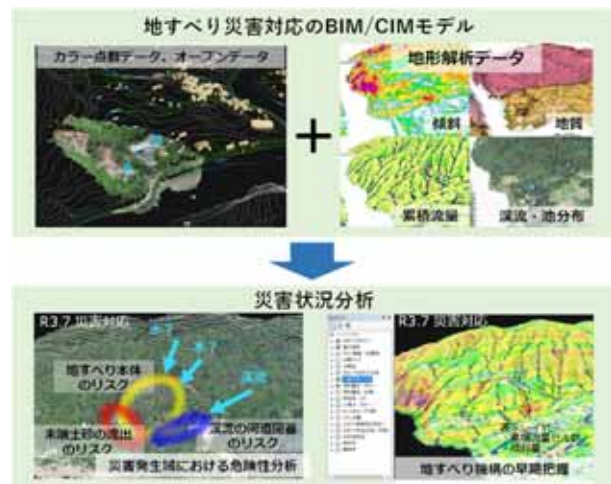


図-10 地形解析データを追加したBIM/CIMモデルによる災害状況分析イメージ

4. まとめ

地すべり発生危険域の早期把握技術として、LPデータの差分解析による斜面変動発生範囲の把握手法を検討し、地すべりの移動量の経時変化から崩壊に至る切迫性を評価する手法を提案した。また、地すべり災害データと地すべり地形をもとに、地すべり災害発生の危険性を評価するディープラーニングモデルのプロトタイプを開発した。

さらに、地すべり機構の早期把握技術について、災害直後に短時間でCIMを作成し、地すべり災害対応に活用する手法を開発した。

参考文献

- 1) 斎藤迪孝 (1992) : 実証土質工学、技報堂出版、 pp. 144-182.
- 2) 杉井良平・西井稜子・石井靖雄 (2017) : 地すべりのひずみ及びひずみ速度の経時変化による崩壊の切迫性評価、日本地すべり学会誌、Vol. 54、No. 6、pp. 11-20.
- 3) 国立研究開発法人土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム：地すべり災害対応のBIM/CIMモデルに関する技術資料、土木研究所資料 第4412号、
https://www.pwri.go.jp/team/landslide/kanrisya/cim/cim_model.pdf、2021
- 4) 国土交通省：BIM/CIM活用ガイドライン（案）第3編 砂防及び地すべり対策編、
<https://www.mlit.go.jp/tec/content/001395763.pdf>、2021
- 5) 和田佳記・竹下航・杉本宏之：地すべり災害の初動時におけるCIMモデルの活用-令和2年7月豪雨での災害対応の事例-、日本地すべり学会誌、Vol. 58、No. 2、pp23-29、2021

3.2 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術及び道路通行安全性確保技術の開発

3.2.3 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する研究(5)

担当チーム：地質・地盤研究グループ(地質チーム)

研究担当者：浅井健一、矢島良紀、梶山敦司

【要旨】

災害データ及び関連する地形・地質状況、降雨状況を分析することにより、降雨と斜面災害の相関関係を明らかにし、安全性確保のための規制雨量の設定手法を検討するため、過去の道路斜面災害における降雨の特徴の整理、災害発生率と降雨の関係の分析を行った。また、崩壊と各種雨量指標の関係を詳細に分析できるようにするため、国土交通省の XRAIN データから各種の雨量指標(時間雨量、連続雨量、土壌雨量指数、48 時間雨量)を迅速に算出するプログラムを開発した。

キーワード：ゲリラ豪雨、道路、斜面、災害

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨や急激な融雪による道路斜面災害により長期通行止めに至る災害が多発しており、人的被害の発生の懸念など安全・安心上の大きな課題となるとともに、交通機能確保の観点からも課題となっている。また、重要路線等においてはゲリラ豪雨や急激な融雪に対しても、早期の交通機能の確保が求められている。これらの課題に対し、本研究は災害データ及び関連する地形・地質状況、降雨状況を分析することにより、降雨と斜面災害の相関関係を明らかにし、安全性確保のための規制雨量の設定手法を検討するものである。

2. 研究方法

災害発生と降雨との関係を検討するため、以下の検討を行った。

(1) 直轄国道斜面災害

平成 20～23 年度に全国の直轄国道で発生した 115 件の道路斜面災害における降雨を分析し、道路防災点検¹⁾の事前スクリーニングで点検対象から外れた箇所(以下「点検対象外箇所」)点検で特に新たな対策を必要としないとされた箇所(以下、「対策不要箇所」)及び点検により災害危険箇所として捕捉されていた箇所(「対策が必要と判断される」及び「防災カルテを作成し対応する」とされた箇所)における降雨の特徴を整理した。

(2) 平成 23 年紀伊半島豪雨災害

平成 23 年 9 月の紀伊半島豪雨により和歌山県内の

県管理道路で発生した 279 箇所の道路斜面災害を対象として、災害発生率と降雨の関係について分析を行った。

(3) 平成 30 年西日本豪雨災害

平成 30 年 7 月の西日本豪雨対象として、アメダスデータをもとに降雨と道路斜面災害の関係について分析を行った。

(4) XRAIN データに基づく雨量指標算出プログラムの作成

崩壊と各種雨量指標の関係を詳細に分析できるようにするため、国土交通省の XRAIN データから各種の雨量指標(時間雨量、連続雨量、土壌雨量指数、48 時間雨量)を迅速に算出するプログラムを開発した。

3. 研究結果

3.1 直轄国道斜面災害

3.1.1 災害発生時の降雨の生起確率

災害が短時間降雨と長時間降雨のいずれの影響を受けているかを検討するため、災害発生前 24 時間以内の最大時間雨量の生起確率と災害発生前 24 時間の累積雨量の生起確率の比較を行った結果を図-1 及び 2 に示す。点検対象外箇所の災害は長時間降雨・短時間降雨のいずれの生起確率の領域でも発生している(図-1)。一方、対策不要箇所での災害は 24 時間累積雨量の生起確率が低く時間雨量の生起確率が高い領域で多く発生している(図-2)。このことは、対策不要箇所の場合には点検において短時間豪雨で発生する危険要因に対する判断を誤っている場合が多いことを示している

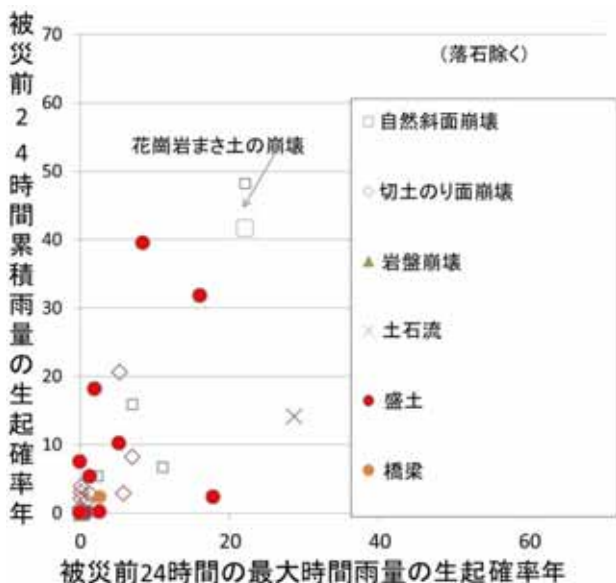


図-1 平成 20～23 年度直轄国道災害事例のうち点検対象外箇所災害の生起確率分布

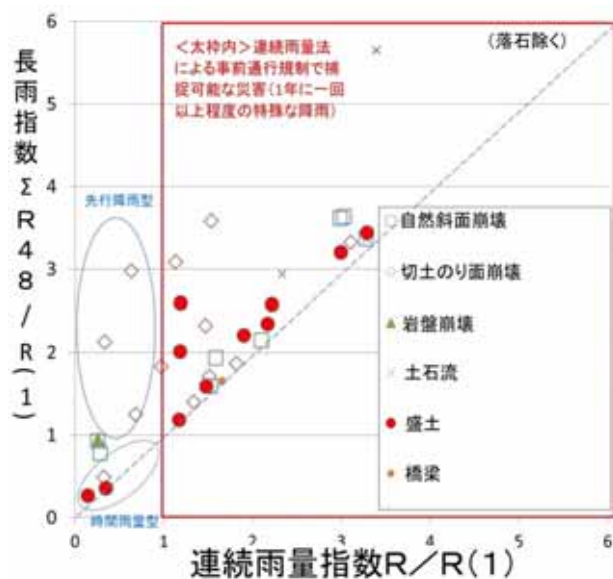


図-3 連続雨量指数と長雨指数の関係(平成 20～23 年度直轄国道災害事例のうち点検対象外箇所災害)

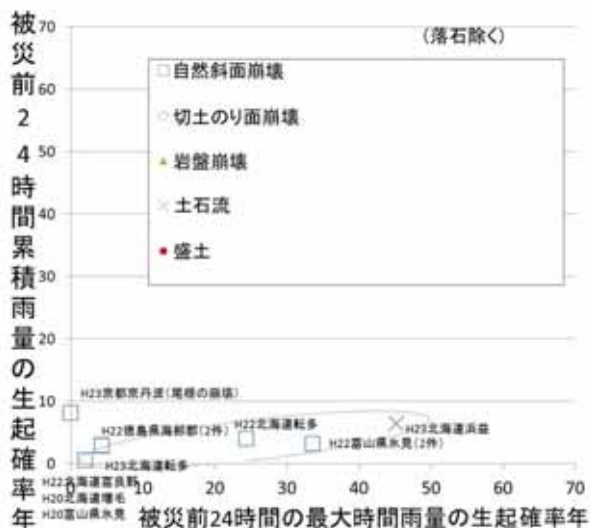


図-2 平成 20～23 年度直轄国道災害事例のうち対策不要箇所災害の生起確率分布

と考えられる。

3.1.2 災害発生に対する先行降雨の影響

災害発生時の降雨より以前の先行降雨の影響を検討するため、川添ほか²⁾による連続雨量指数と長雨指数の比較を行った結果を図-3 及び 4 に示す。図-3、図-4 に示した連続雨量指数 $R/R(1)$ は、災害発生時の連続雨量を災害発生時連続雨量期間における生起確率 1 年に相当する連続雨量で除した指数であり、長雨指数 $48/R(1)$ は、災害発生時の 48 時間連続雨量を災害発生時連続雨量期間における生起確率 1 年に相当する連続雨量で除した指数を示している。図の破線上の領域(長雨指数 = 連続雨量指数)の災害は、先行降雨のない降

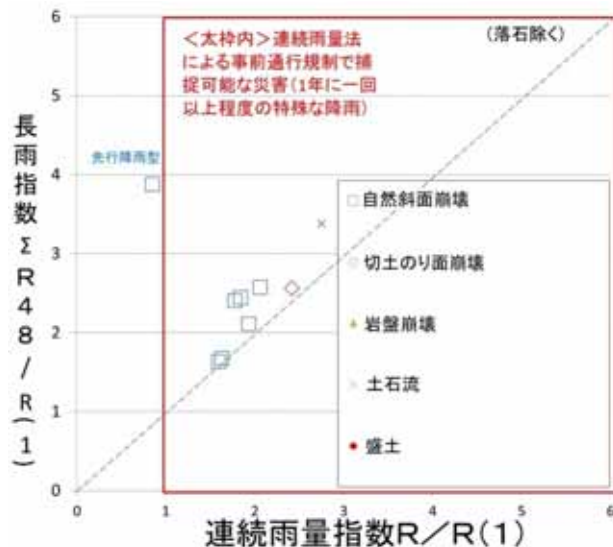


図-4 連続雨量指数と長雨指数の関係(平成 20～23 年度直轄国道災害事例のうち対策不要箇所災害)

雨災害を示している。点検対象外箇所の災害は、自然斜面崩壊や土石流を除くと、災害発生降雨以外にも 48 時間以内に降雨があったものが多いことがわかる(図-3)。一方、対策不要箇所の災害は、先行降雨がなく、短時間の強い降雨で発生したものが多い(図-4)。

3.2 平成 23 年紀伊半島豪雨災害

3.2.1 災害の状況

279 箇所の災害形態の内訳を表-1 に示す。また、279 箇所のうち切土・自然斜面災害の 204 箇所の災害形態の内訳を表-2 に示す。切土・自然斜面災害では最も多いのが崩壊であり、次いで土石流が多く、この両方で切土・自然斜面災害の 9 割超を占めている。なお、崩

表-1 調査対象 279 箇所 の災害形態内訳

災害形態	箇所数	割合
崩壊	163箇所	58.4%
土石流	38箇所	13.6%
地すべり	3箇所	1.1%
その他(盛土崩壊等)	75箇所	26.9%

表-2 切土・自然斜面災害 204 箇所 の災害形態内訳

災害形態	箇所数	割合
崩壊	163箇所	79.9%
土石流	38箇所	18.6%
地すべり	3箇所	1.5%

壊の大半は表層崩壊であり、過去の豪雨による災害でも比較的多く発生する災害形態である(例えば文献3)4)。

3.2.2 災害発生率の試算

本災害における道路沿いの災害発生率の試算を行った。試算は、道路の任意の地点を中心としたある一定区間内の災害発生数を集計し、1kmあたりの災害発生数を算出して災害発生率とした。集計区間長を10km(任意の地点の前後5kmずつ)とした場合の災害発生率を図-5に示す。集計区間長については2km~30kmでの試算を行ったが、集計区間長が短いと発生

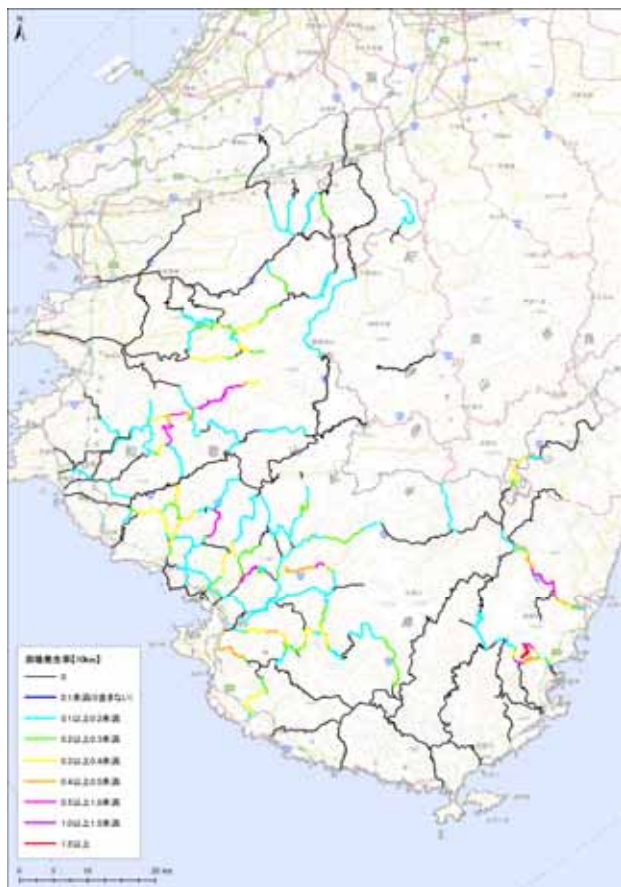


図-5 紀伊半島豪雨による道路沿い災害発生率 (集計区間長 10km の場合)

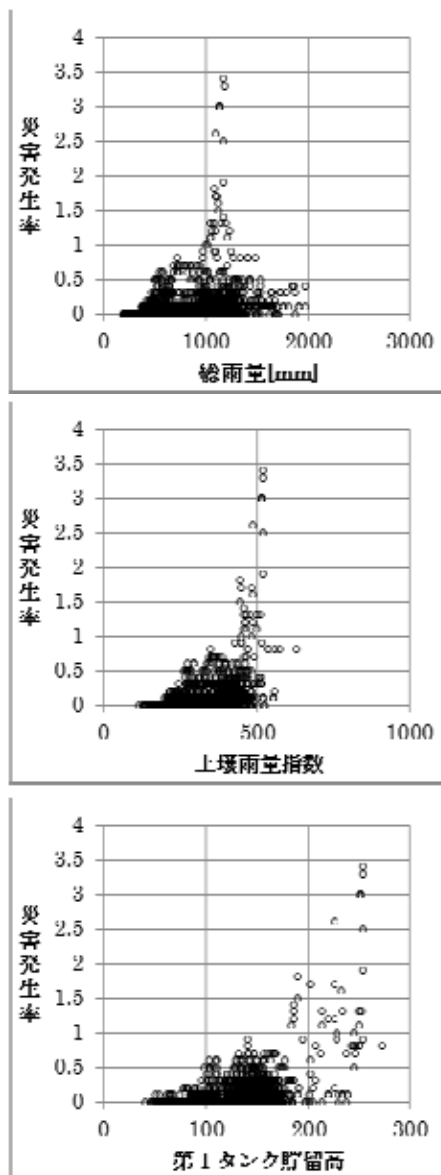


図-6 災害発生率と降雨指標との関係 (災害発生率の集計区間長 10km、降雨指標が総雨量、土壌雨量指数、第1タンク貯留高の場合の例)

率の分布が離散的になり、集計区間長が長いと発生率の差が現れにくくなる傾向となった。

3.2.3 災害発生率と降雨の関係

試算した災害発生率といくつかの降雨指標との関係について分析を行った。降雨指標は総雨量及び土壌雨量指数とし、土壌雨量指数についてはさらに第1~第3の各タンクの貯留高も用いた。降雨データは気象庁公表の1kmメッシュ解析雨量を用い、土壌雨量指数の計算は災害発生約2ヶ月前(7月初め)から行った。全災害の発生率と降雨指標との関係を図-6に示す。総雨量との関係では400mm程度以上になると災害発生率が上がり始める。また、災害発生率と降雨指標との相関関係は必ずしも明確でないが、第1タンクの貯留高と災害発生率とは弱いながらも右上がりの相関が

見られる。第1タンクの貯留高は斜面表層付近の水分状態と関係していると考えられ、災害形態として崩壊が多かったことと調和的である。なお、災害形態ごとに分析すると、崩壊の場合は似た傾向であったが、他の災害形態の場合は必ずしも同様の傾向ではなく、さらに検討が必要である。

3.3 平成30年西日本豪雨災害

3.3.1 災害の状況

西日本豪雨における道路斜面災害の府県別の内訳を表-3に示す。これは7月10日時点までの国道及び府県道の通行止め等の情報を中部地方以西の各地方整備局及び府県のホームページに掲載された情報から収集したものである(ただし新潟県及び沖縄県は除く)。収集した災害1,154件のうち828件は斜面災害の確実度が高いもの(「土砂崩壊」「法面崩壊」「土砂流出」などと記載されており明らかに斜面災害と認められるもの)それ以外の326件は斜面災害の確実度が前者に比べて低いもの(「道路損壊」「路肩損壊」あるいは単に「災害」などと記載されており斜面災害の可能性はあるが河川災害との区別が難しいもの)である(図-7~10では前者を確実度高、後者を確実度中と区別して示している)。なお、「洗掘」「冠水」など明らかに原因が斜面災害でないと認められるものについては除外している。

表-3 西日本豪雨における道路斜面災害の府県別内訳

収集災害数：1,154件 (うち斜面災害の確実度が高いもの828件、以下同じ)
府県別災害数 中国地方 広島県：272件(184)、岡山県：158件(89)、山口県：106件(56)、 鳥取県：20件(19)、島根県：17件(12) 四国地方 愛媛県：91件(65)、高知県：39件(22)、徳島県：11件(7)、 香川県：5件(4) 九州地方 福岡県：46件(33)、佐賀県：39件(37)、大分県：33件(27)、 鹿児島県：10件(8)、熊本県：9件(8)、長崎県：3件(3) 近畿地方 兵庫県：106件(97)、京都府：80件(64件)、大阪府：16件(12)、 滋賀県：12件(12)、和歌山県：4件(4)、奈良県：4件(0)、三重県：1件(1) 中部地方 岐阜県：61件(53)、長野県：23件(23)、福井県：18件(18)、 富山県：4件(1)、石川県：3件(2)、愛知県：3件(3)、静岡県：2件(2)

3.3.2 降雨と道路斜面災害の関係

西日本豪雨における降雨の分布と道路斜面災害位置を図-7~10に示す。降雨は気象庁より公表されているアメダス観測点における7月3~8日の6日間のデータを使用した。降雨の「分布図の作成に当たってはGISによるスプライン補完を行った。

図-7は7月3~8日の6日間の積算雨量の分布であ

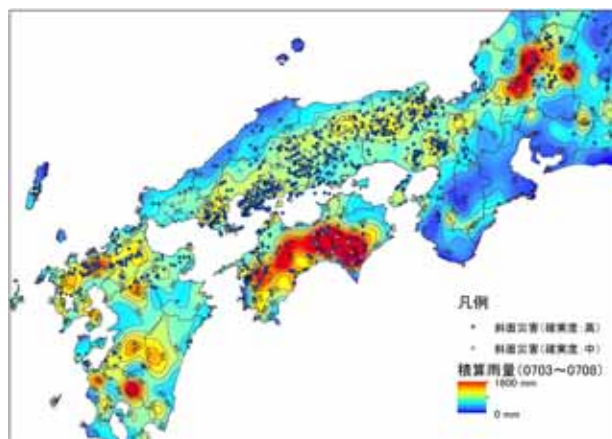


図-7 積算雨量分布図(7月3~8日)

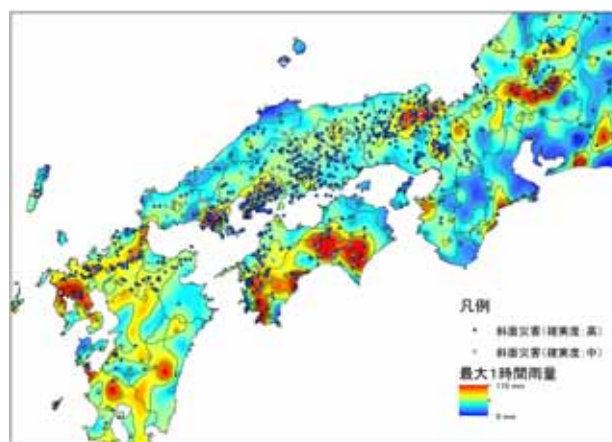


図-8 最大1時間雨量分布図(7月3~8日)

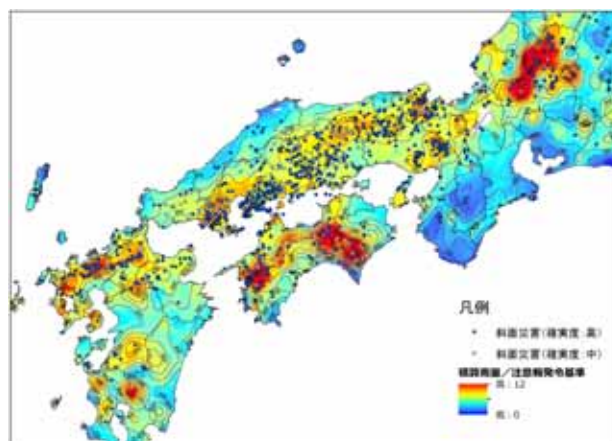


図-9 積算雨量/大雨注意報発令基準分布図(7月3~8日)

る。概ね300~400mm以上で災害数が多くなる傾向にあるものの、必ずしも雨量が多いほど災害数が多くなる傾向ではない。例えば災害が密に発生している中国地方南部に比べて、雨量が最も多い四国中央部では災害数が相対的に少ない傾向があるなど、地域差が認められる。

図-8は7月3~8日の6日間における最大1時間雨

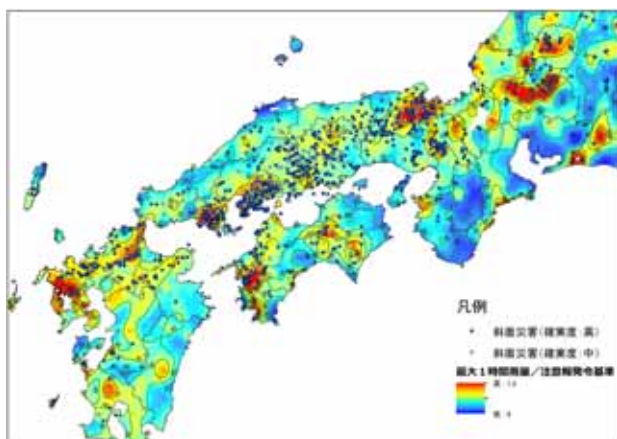


図-10 最大1時間雨量 / 大雨注意報発令基準分布図
(7月3～8日)

量の分布である。概ね時間雨量 40mm 以上で災害数が多くなる傾向にあるものの、中国地方などでは比較的小さい雨量強度でも多くの災害が発生しているのに対して、四国中央部では雨量強度が大きい災害数が相対的に少ない傾向があるなど、積算雨量の場合と同様に地域差が認められる。これらの地域差の要因としては降雨経験の差などが考えられる。

そのことを踏まえ、積算雨量及び最大1時間雨量を1km メッシュごとに定められている大雨注意報の発令基準(土壌雨量指数で設定されており、地域ごとの降雨経験が反映されていると考えられる)で割り戻した分布図を図-9～10に示す。図-7～8に比べて、広島県南部、山口県東南部、愛媛県西部などで分布図と調和する傾向にあることがうかがえる。したがって、今後、既往最大雨量や降雨確率を考慮した降雨指標と災害発生との関係を分析する必要があると考えられる。

3.4 XRAIN データに基づく雨量指標算出プログラムの作成

近年、集中豪雨などによって多くの土砂災害が発生しており、減災を目的とした雨量情報を用いたソフト対策が進められている。雨量観測も観測技術の向上に伴い、雨量計のみで観測されていた点の情報から、レーダによる解析雨量のような面の情報に代わりつつある。現在は、レーダによる解析雨量の解像度も高くなり、約 250m グリッドの情報が生駒他(2016)⁵⁾によって開発された「AMeNOW!」において視覚化・ダウンロードが行える状況にある。一方、減災等に活用されている雨量情報は、雨量観測をもとに個別に計算を行う必要がある。現在、気象庁などによって時間雨量や土壌雨量指数などの情報が提供されているが、任意地点かつ任意の条件で雨量情報を作成した場合には、利用者

は別途個別にプログラムなどを作成して計算する必要がある。

このことから、現在配信されている高精細な XRAIN 雨量データを用いて、各種雨量情報を計算できるプログラムの開発を行った。なお、プログラムの開発に際し Ishihara and Kobatake(1979)⁶⁾によって提案された5種類の地質区分に対応したパラメータを扱えるようにした。

3.4.1 プログラムの機能

このプログラムの機能は、XRAIN 雨量データをもとに、各種雨量情報を作成可能である。以下に、入力データ、ソフトウェアで計算可能な雨量情報、出力データを示す。

(1) 入力データ

入力データとしては、以下に示す3つを用意する。

- 1) XRAIN データ: X/C バンド MP レーダ(XRAIN)リアルタイム雨量情報においてダウンロードが行える約 250m メッシュの解析雨量データ
- 2) 解析雨量: 気象業務支援センター(2020)から提供される約 1km メッシュの解析雨量データ⁷⁾
- 3) 地質区分: Ishihara and Kobatake(1979)によって提案されている区分を適用したデータ⁸⁾

なお、プログラムは XRAIN データのみでも実行可能であるが、以下の場合に、他のデータが必要となる。

- ・ AMEDAS 解析雨量は XRAIN データの欠損を補うために利用する場合。
- ・ 地質区分は土壌雨量指数を地質分布に合わせて計算させる場合。

(2) 計算雨量

計算可能な雨量情報は、以下に示す4つである。

- 1) 48 時間雨量: 計算開始時刻の 48 時間後から計算終了時刻間に対し、入力データの間隔毎に 48 時間の合計降雨量を計算し、最大値を出力する。
- 2) 時間雨量: 計測開始時刻の設定した時間後から計測終了時刻間に対し、入力データの間隔毎に設定した時間の合計降雨量を計算し、最大値を出力する。なお、時間雨量の設定値を 48 時間に設定した場合、1)の計算値となる。
- 3) 連続雨量(累積雨量): 各分野によって連続雨量の考え方は異なるが、一定時間以上無降雨となる場合、累積した降雨量をリセットし、降り始めから降雨を累積した値である。本プログラムでは、累積値をリセットする際の降雨量の下限值と期間を変更できる仕様とした。

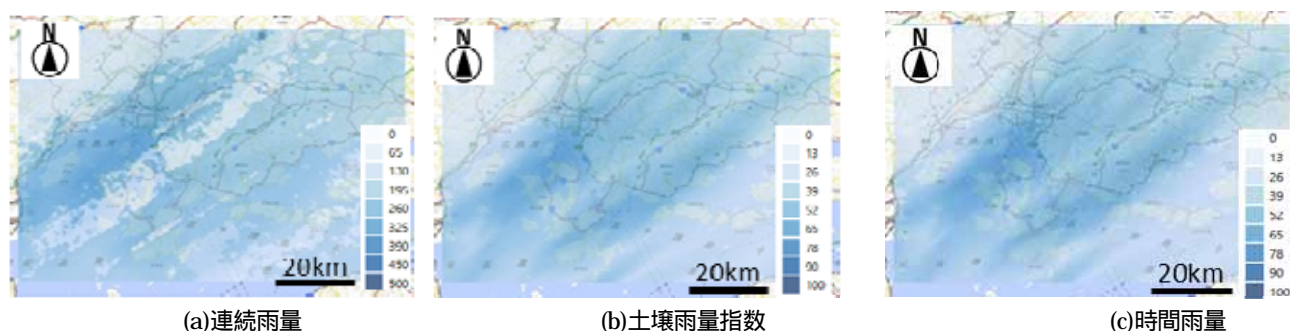


図-11 プログラムを用いて出力した雨量情報

4) 土壤雨量指数：気象庁によって、土砂災害予測のために開発された3段直列タンクモデルによってあらわされる指数(岡田他：2001)⁸⁾であり、計測開始時刻から計測終了時刻間に対し、入力データの隔毎に指数を計算し、最大値を出力する。また、土壤雨量指数の計算に用いたタンクモデルの各タンクの最大値も出力する。現在、気象庁のホームページで公開されて土壤雨量指数は、Ishihara and Kobatake(1979)⁶⁾によって提案されている地質区分毎に5種類設定されていたもののうち、花崗岩のパラメータを全国一律で使用したものとなっている。本プログラムでは、地質毎にパラメータを変更して計算できる仕様とした

(3) 出力データ

出力データは、テキストデータで確認することができる GOLDENSOFTWARE 社製、Surfer の GRD ASCII Exact format⁹⁾とした。同形式は Surfer から出力される形式であるが、シェアウェアである ESRI 社製ソフト ArcGIS¹⁰⁾やフリーオープンソフトウェアである QGIS¹¹⁾などでも表示や解析を行える形式である。

3.4.2 プログラムの実行例

開発したプログラムの実行例を以下に示す。実行例の対象は、西日本を中心に全国的に豪雨が記録された平成30年6月28日～7月8日にかけて発生した平成30年7月豪雨(気象庁：2020)とした。また、対象地域は広島県呉地域とした。

図-11 にプログラムを用いて、計算した時間雨量(2時間雨量)、連続雨量、土壤雨量指数を示す。

4. まとめ

過去の道路斜面災害における降雨の特徴の整理、災害発生率と降雨の関係の分析を行った。また、崩壊と各種雨量指標の関係を詳細に分析できるようにするため、国土交通省の XRAIN データから各種の雨量指標(時間雨量、連続雨量、土壤雨量指数、48時間雨量)

を迅速に算出するプログラムを開発した。

参考文献

- 1) 財団法人道路保全技術センター：道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等) 179p. 2009年
- 2) 川添英生・加藤俊二・佐々木哲也・金井哲男・浅井健一：豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析、平成29年度土木学会全国大会講演集、2017年
- 3) 浅井健一・林浩幸・佐々木靖人：平成21年7月中国・九州北部豪雨における道路斜面災害の特徴、平成22年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp.261-262、2010年
- 4) 金井哲男・浅井健一・佐々木靖人：記録的な豪雨で発生した道路災害の特徴(平成23年紀伊半島大水害の事例から) 平成27年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp.163-164、2015年
- 5) 生駒栄司・佐野仁美・松村浩道・根本利弘・小池俊雄・喜連川優：XRAIN 雨量データ視覚化・ダウンロードシステム「AMeNOW!」の構築、第78回全国大会講演論文集、no.1、pp.475-476、2016年
- 6) Ishihara, Y. and Kobatake, S. : Runoff model for flood forecasting, Bull. Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto Univ. vol.29, pp.27-43, 1979
- 7) 気象業務支援センター：解析雨量、解析雨量. URL : <http://www.jmbc.or.jp/jp/offline/cd0100.html> (確認日：2020年4月15日)
- 8) 岡田憲治・楨原康隆・新保明彦・永田和彦・国次雅司・斉藤清：土壤雨量指数、天気、Vol.48, no.5, pp.59-66、2001年
- 9) GOLDENSOFTWARE : Surfer. URL : <https://www.goldensoftware.com/products/surfer> (確認日：2020年6月17日)
- 10) ESRI : ArcGIS Desktop. URL : <https://www.esri.com/products/arcgis-desktop/> (確認日：2020年4月15日)
- 11) QGIS プロジェクト : QGIS. URL : <https://www.qgis.org/en/site/index.html> (確認日：2020年6月17日)

3.2.4 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する

研究（6）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二

【要旨】

豪雨時の道路利用者の安全性確保の観点から、土砂災害の危険性がある山地部の道路においては事前通行規制による対応が行われている。現在用いられている「異常気象時における道路通行規制要領」では連続雨量により事前通行規制の実施の判断をされているが、突発的に発生するゲリラ豪雨を考慮しておらず十分に対応できていない。このため、ここではゲリラ豪雨にも対応した事前通行規制手法を提案することを目的に検討を行った。

過去の道路のり面の災害事例に対して種々の降雨指標を求めて各指標と災害との関連性の整理を行い、3時間・6時間の短時間累積降雨と連続雨量の関係による災害時の降雨パターンの分類を行った。また、事前通行規制における降雨指標としての土壌雨量指数の適用性に関する検討を行い、一部の災害においては先行降雨の影響が加味されることで、災害捕捉性が向上することを確認した。時間雨量－土壌雨量指数による土砂災害警戒情報のCLを道路の事前通行規制に用いる場合の課題を整理し、それに対して土壌雨量指数の各タンクの役割を再考して土中水分の状態を表す第2、第3タンクの合計値と土壌雨量指数との関係を用いた新しい規制手法を検討・提案した。

キーワード：ゲリラ豪雨、土砂災害、道路のり面、道路管理、事前通行規制

1. はじめに

豪雨時の道路利用者の安全性確保の観点から、土砂災害の危険性がある山地部の道路においては事前通行規制による対応が行われている。現在用いられている「異常気象時における道路通行規制要領」では連続雨量により事前通行規制の実施の判断をされているが、突発的に発生するゲリラ豪雨を考慮しておらず十分に対応できていない。このため、ここではゲリラ豪雨にも対応した事前通行規制手法を提案することを目的に以下の検討を行った。

まず事前通行規制におけるゲリラ豪雨に対応した降雨指標を検討するための基礎資料を得ることを目的に、過去の道路のり面の災害事例に対して種々の降雨指標を求めて各指標と災害との関連性の整理を行った。次に、面的な降雨状況の把握に適したレーダーアメダス解析雨量の適用性に関する検討を行った。さらに先行降雨の影響を考慮するため、連続雨量に対して土壌雨量指数の適用性に関する検討を行い、時間雨量－土壌雨量指数による土砂災害警戒情報のCLを道路の事前通行規制に用いる場合の課題を整理し、それに対して土壌雨量指数を活用した新しい通行規制手法の検討を行った。

2. 豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析

2.1 災害時降雨データの整理

平成20～23年度に発生した直轄国道の斜面災害事例より切土および盛土のり面で発生した表層崩壊・土砂流出等の61の災害事例について、災害時の降雨状況を分析し事前通行規制の降雨指標検討の基礎資料として整理を行った。

まず始めに、災害箇所最寄りのアメダスデータを用いて、各事例の災害発生時刻からさかのぼり1ヶ月前までの降雨データを収集し、事前通行規制の指標値の候補として考えられる1、3、6、12、24、48、72時間毎の累積雨量、事前通行規制で用いられる連続雨量および土壌雨量指数を算出し整理した。図2-1にその一例を示す。

2.2 災害時降雨パターンの分類

現状の事前通行規制は、概ね生起確率1～2年程度の連続雨量を基準値として実施されており、基準値は災害の発生と経験した連続雨量の関係を考慮して適宜見直しが行われている。図2-2は、現状の事前通行規制の課題を確認するために整理したものである。縦軸は、災害時連続雨量より前の先行降雨や長雨といった降雨の連続性を示すため48時間累積雨量 $\Sigma 48$ を用い、横軸は現状の事前通行規制での捕捉の可否を分類するため災害時連続雨量Rを用いたもので、いずれも生起確率1年の連続雨

量 $R(1)$ で正規化している。なお、ここで用いた生起確率1年の連続降雨量 $R(1)$ は、アメダス確率年降雨計算プログラム（土木研究所HP参照、確率年計算式：フェア式）を用いて算出した概略値であることを断っておく。また、縦軸の $\Sigma 48$ を採用した理由は、各事例の1ヶ月間の個々の降雨で発生する土壌雨量指数のピーク値の発生時刻に対し、各時間毎の累積雨量のうち48時間累積雨量のピーク値の発生時刻との相関が高く、簡便に先行降雨の影響を評価できる可能性が高いと考えたためである。

図2-2において、横軸が1より大きい場合には、現状の連続雨量法による事前通行規制で捕捉できると考えられる災害であり、それ以下は見逃し災害となる。さらに縦軸が1より大きい場合には累積雨量が多い豪雨型の災害で、縦軸と横軸の比1:1の線より上にある場合には48時間以内に災害時連続雨量のほか先行降雨があったことを示している。さらに、いずれも1より小さいものをここでは少降雨型の災害と分類し、この中には降雨との関連性が低いものも含まれる。これを見ると、約半数は連続雨量法による事前通行規制が設定されている場合には捕捉できるであろう災害（図中破線右側）であるが、残りの半数は事前通行規制では捕捉できない災害

（図中破線左側）である。これより、災害時の連続雨量が規制基準以下であるが直前に先行降雨がありその影響を受けるもの（先行降雨型災害）と大きな先行降雨もなく連続雨量も規制基準未満のもの（少降雨型災害）への対応が必要であることがわかる。

次に、図2-3は集中豪雨型の分類を行うことを目的に整理したもので、縦軸に被災時の連続雨量 R を $R(1)$ で正規化した値 $R/R(1)$ を、横軸に災害発生前6時間の累積雨量 $\Sigma 6$ を災害時連続降雨 R によって正規化した値 $(\Sigma 6/R)$ を用いている。ここでは、 $R/R(1) \geq 0.5$ か $\Sigma 6/R \geq 0.7$ となるものを集中豪雨型の目安（図中四角囲み）とした。 $\Sigma 6/R$ が1に近いものは、災害時の連続雨量のほとんどが6時間以内に集中的に雨が降っているものであり、災害時の連続雨量が規制基準未満となるような少降雨の場合でも比較的雨量の多いもの（図中赤丸囲み）は集中豪雨型に分類された。このような場合の降雨は、図中右上に示すように連続雨量もほとんど1のまま急激な増加をするので、短時間予測雨量なども踏まえてこの動きを

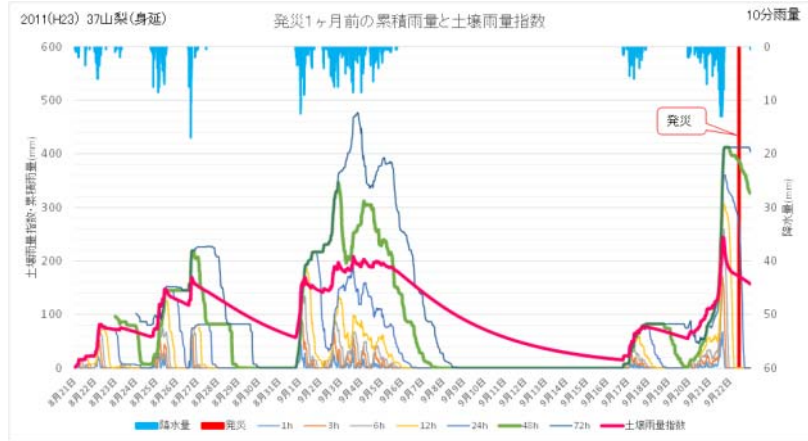


図2-1 災害時降雨データの整理例

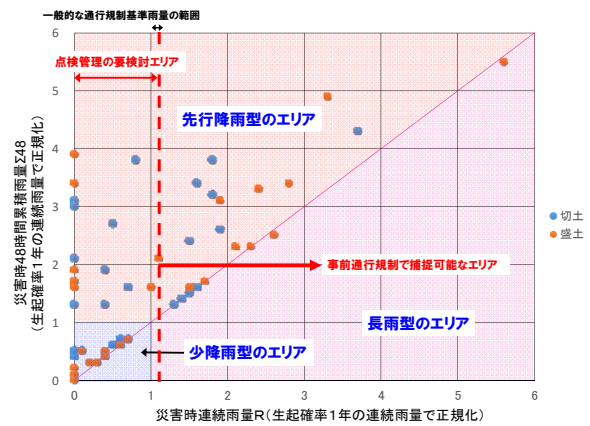


図2-2 災害時雨量の関係 ($R/R(1) - \Sigma 48/R(1)$)

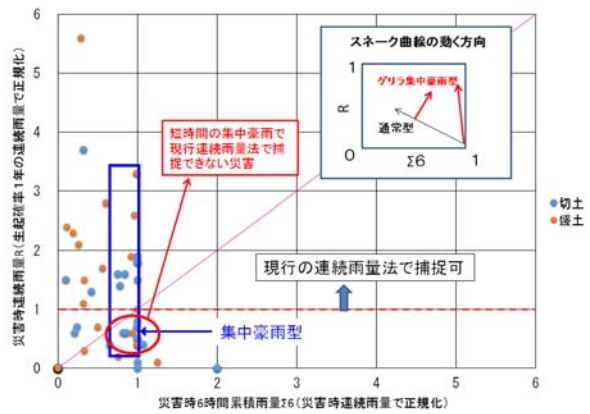


図2-3 災害時雨量の関係 ($\Sigma 6/R - R/R(1)$)

考慮することで、事前通行規制の判断をすることが可能ではないかと考えられる。

2.3 スネーク曲線による災害時降雨の分析

グリラ豪雨を捕捉するための降雨指標の検討を目的として、前述の直轄国道の切土および盛土のり面災害事例より融雪の影響と考えられる事例を除いた降雨を起因として発生したと考えられる災害58件について、6時間の累

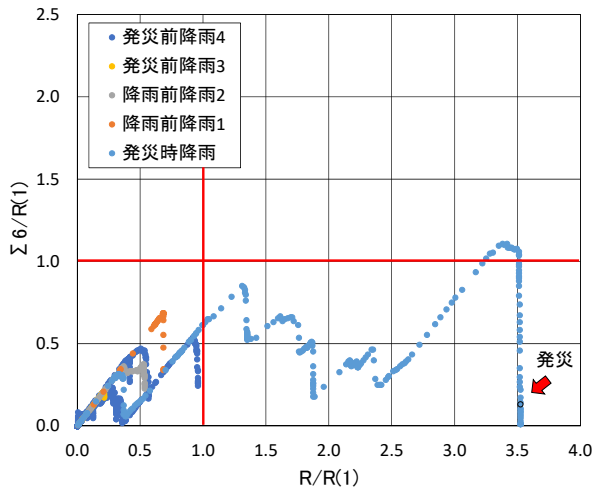


図 2-4 長雨型災害のスネーク曲線の例

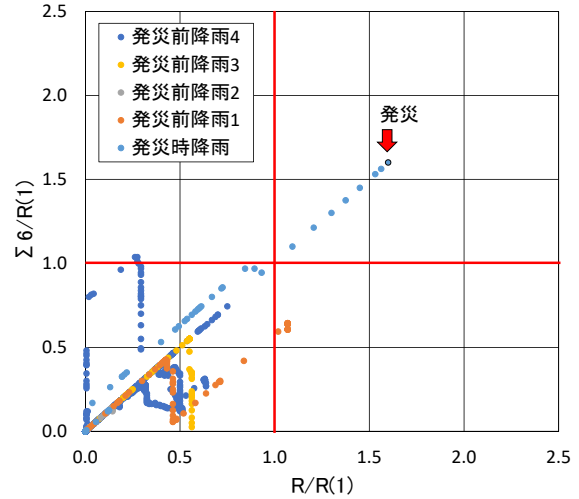


図 2-5 集中豪雨型災害のスネーク曲線の例

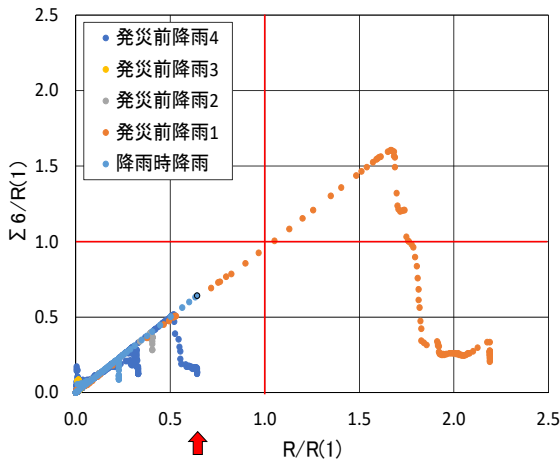


図 2-6 先行降雨型災害のスネーク曲線の例

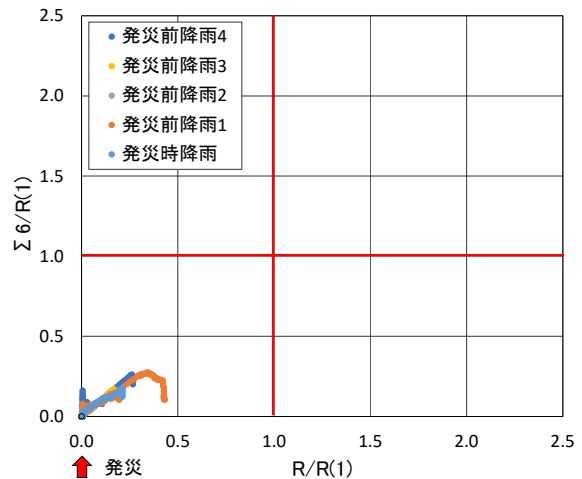


図 2-7 少降雨型災害のスネーク曲線の例

積雨量 $\Sigma 6$ を用いたスネーク曲線を作成し、災害時降雨のスネーク曲線の変化形状について分析を行った。

スネーク曲線の作成は、降雨の地域性を排除するため、横軸に連続雨量 R を $R(1)$ で正規化した値 ($R/R(1)$)、縦軸に6時間累積雨量 $\Sigma 6$ を $R(1)$ で正規化した値 ($\Sigma 6/R(1)$) を用いて、災害発生時からさかのぼり1か月の降雨について行った。ここで、グラフ中、 $R/R(1) \geq 1$ となる範囲で発生した災害は、1年確率の連続雨量で捕捉でき、 $\Sigma 6/R(1) \geq 1$ の場合は6時間以内に1年確率の連続雨量以上の降雨が集中的に発生したことを表す。

58 件の災害について、スネーク曲線を作成した結果、降雨パターンは、概ね長雨型、集中豪雨型、先行降雨型、少降雨型の4パターンの傾向に分類することができた。

以下、それぞれのスネーク曲線の特徴と例を示す。

①長雨型災害 (16 件/58 件)

スネーク曲線の例を図 2-4 に示す。災害時の連続雨量は

1年確率以上の連続雨量かつ $R/R(1)$ が比較的大きく、集中豪雨指標として $\Sigma 6/R(1)$ を用いた場合に、降雨継続中に生じている雨が、発災に至るまで $\Sigma 6/R(1) \geq 1$ とならなかったものを長雨型(連続雨量型)と判別した。

②集中豪雨型災害 (21 件/58 件)

スネーク曲線の例を図 2-5 に示す。災害時の連続雨量は概ね1年確率の連続雨量で、 $R/R(1)$ と $\Sigma 6/R(1)$ との関係は概ね1:1で上昇し、ともに1年確率連続雨量 $R(1)$ を超えていたものを集中豪雨型と判別した。

③先行降雨型災害 (8 件/58 件)

スネーク曲線の例を図 2-6 に示す。災害時の降雨の前に、比較的雨量の多い先行降雨があり、その後の小降雨により発災し、発災時の $R/R(1)$ と $\Sigma 6/R(1)$ は、それぞれ1未満となったものを先行降雨型と判別した。

④少降雨型災害 (13 件/58 件)

スネーク曲線の例を図 2-7 に示す。発災前の降雨もほと

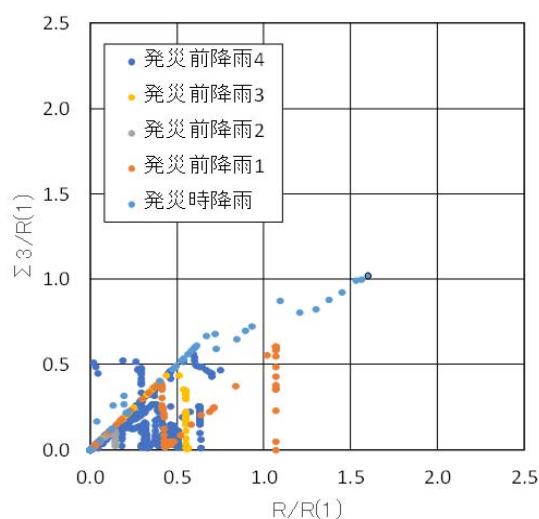


図 2-8 集中豪雨型災害のスネーク曲線の例
($r(\Sigma 1)$ による整理)

んどなく、発災時の降雨も $R/R(1)$ 、 $\Sigma 6/R(1)$ ともに非常に小さかったものを少降雨型と判別した。

$\Sigma 6$ 等の短時間累積雨量と連続雨量の対比からスネーク曲線を描くことで、災害の降雨パターンを分類することができ、上記降雨パターン①～③は、降雨関連災害として通行規制対象と考えられる。

①②は、連続雨量型の降雨パターンであるため、今回の検討結果をベースとした災害の捕捉ができるものと考えられる。さらに $\Sigma 6$ を用いることで短時間降雨予測雨量を併用した管理体制も可能となるものと考えられる。③については、先行降雨を加味できる指標が必要である。

一方、④は降雨の影響は小さく、排水不良や河川の増水や、波浪の影響等によって被災したと考えられるものである。これについては事前通行規制ではなく、施設の維持管理等で対応すべき事例と考えられる。

ここで、比較のために図 2-5 の事例について 3 時間累積雨量 $\Sigma 3$ を用いて整理した結果を図 2-8 に示す。 $\Sigma 3$ を用いた場合にも、発災時降雨と発災前降雨との違いをみることはできると考えられるが、 $\Sigma 6$ を用いて整理した図 2-5 の方が発災時降雨と発災前降雨との違いを明瞭に表しているものと考えられ、集中豪雨型の降雨指標として適しているものと思われる。

また、高速道路等では時間雨量—連続雨量による規制が行われており、比較のために図 2-5 で示した集中豪雨型の事例について縦軸に 10 分毎の時間雨量 r (累積時間雨量 $\Sigma 1$) を用いたグラフを図 2-9 に示す。図では、仮に時間雨量の基準値を 1 年確率連続雨量 $R(1)$ の 0.4 倍 (発災時の時間雨量とほぼ等しい) ととした場合のライン (青破線)

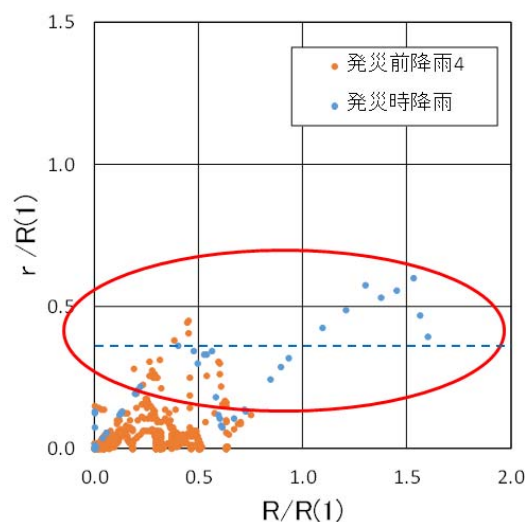


図 2-9 集中豪雨型災害のスネーク曲線の例

を示している。降雨は 1 時間内で一定量で降るわけではなく観測時間間隔 10 分毎に増減があり、累積時間雨量 $\Sigma 1$ も短時間のうちに増加したり減少したりする。このため、時間雨量による規制ラインの引き方によっては、規制および規制解除を繰り返す必要があるとといった課題がある。

3. レーダーアメダス解析雨量の適用性検討

ここまでの検討は、被災地近傍のアメダスデータを用いているため被災地ピンポイントの降雨ではないが、降雨パターンと災害を関連付けるための整理を行ったものである。事前通行規制は規制区間に設置された雨量計による代表地点の雨量で規制を行っているが、規制区間の延長は 1~20km 程度と長短多岐にわたっており、特に区間長が長いところでは代表地点の雨量計では区間全体の降雨状況を捉えることが難しく、雨量計を増設して密に観測するかあるいは面的に降雨を把握する方法の活用が必要である。後者の一つの方法として、気象庁より発表されるレーダーアメダス解析雨量の速報値の活用が考えられる。

そこでここでは、レーダーアメダス解析雨量を用いた被災時の降雨パターン分析を行うとともに、実降雨量との比較によるレーダーアメダス解析雨量の適用性検討を行うこととした。レーダーアメダス解析雨量は、国土交通省河川局・道路局と気象庁が全国に設置しているレーダー (C バンド) やアメダス等の地上の雨量計を組み合わせ、降水量分布を 1 km 四方の細かさで解析したものである (ただし平成 17 年以前は 2.5km 四方、平成 13 年 3 月以前は 5km 四方)。

まずはじめに、2. で実施した近傍アメダス雨量データを用いた降雨パターン分析について、災害箇所のレーダーアメダス解析雨量（一般社団法人気象業務支援センター発行）を用いて同様の分析を行い、比較検討を行った。ここで、レーダーアメダス解析雨量は30分毎に前1時間の1kmメッシュ内の平均的雨量として算出されていることから、値の1/2を30分雨量（以下、解析30分雨量）として用いた。

表3-1に、近傍アメダスおよび解析雨量による降雨パターンの半別結果を示す。近傍アメダスデータで少降雨型や長雨型に判別された災害の約半数が解析雨量データでは集中豪雨型に判別された。これは被災箇所と観測地点（解析雨量の場合にはメッシュ）の位置関係から、近傍アメダスは被災箇所と大きく離れているため強い雨域から外れ、被災箇所の降雨が大きかったことによるものと考えられる。その結果被災箇所が1kmメッシュ内に含まれる解析雨量での降雨量は全体的に大きい値となっていた。その一方で、アメダスデータで長雨型や集中豪雨型に判別された災害が解析雨量データでは先行降雨型に判別されたものもあり、これは雨域の移動や降雨強度の分布の影響により生じた結果と考える。したがって、解析雨量を用いることで雨域の移動や降雨強度の分布の影響を考慮した規制が可能となるものと考えられる。

ここで、解析雨量は1km²内のどこかで降雨がある場合には必ず雨量が発生し、そのメッシュでの平均的な値として算出されるため地上の雨量計を用いた補正が行われているものの、対象箇所ピンポイントの実降雨との計算上の誤差があるものと考えられる。

このため、解析雨量を用いるにあたっては実降雨と解析雨量との誤差の影響を確認し、誤差を踏まえた運用の考え方を検討する必要がある。そこで、被災事例をもとに実降雨と解析雨量との比較を行い、解析雨量を用いるうえでの課題を整理することとした。

検討方法は、近傍アメダスデータでは少降雨型であったが解析雨量データで集中豪雨型に分類されたもののうち、近傍アメダスよりも近い箇所に国土交通省で設置している雨量計（テレメーター）がある箇所を抽出し、前述の近傍アメダスと同様に災害時降雨についてテレメーターの観測値と当該箇所のレーダーアメダス解析雨量との降雨パターン比較を行った。さらに、レーダーアメダス解析雨量の速報値は10分毎に前1時間の解析雨量（1kmメッシュ単位）が報告され、土壌雨量指数の計算では時間雨量を1/6した10分雨量（以下、解析10分雨量）を用いることから、テレメーター雨量については、実測の10分雨

表3-1 降雨パターンの判別結果

		レーダーアメダス解析雨量				計
		長雨	集中豪雨	先行降雨	少降雨	
近傍 アメダス	長雨	6	8	2	0	16
	集中豪雨	2	19	0	0	21
	先行降雨	0	2	6	0	8
	少降雨	0	6	2	5	13
計		8	35	10	5	58

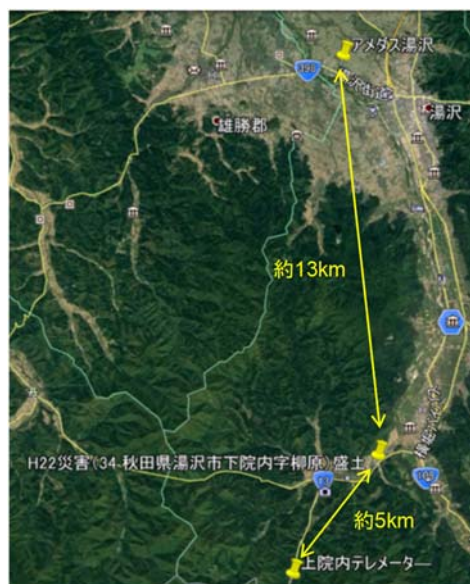


図3-1 災害箇所と観測箇所の位置

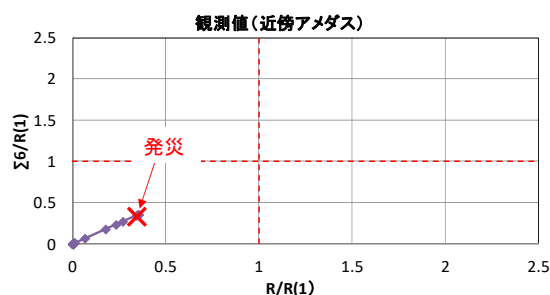


図3-2 近傍アメダスの降雨パターン

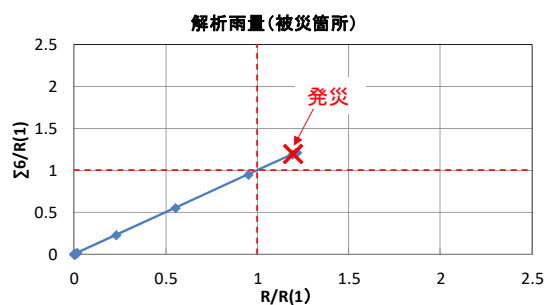


図3-3 解析30分雨量の降雨パターン

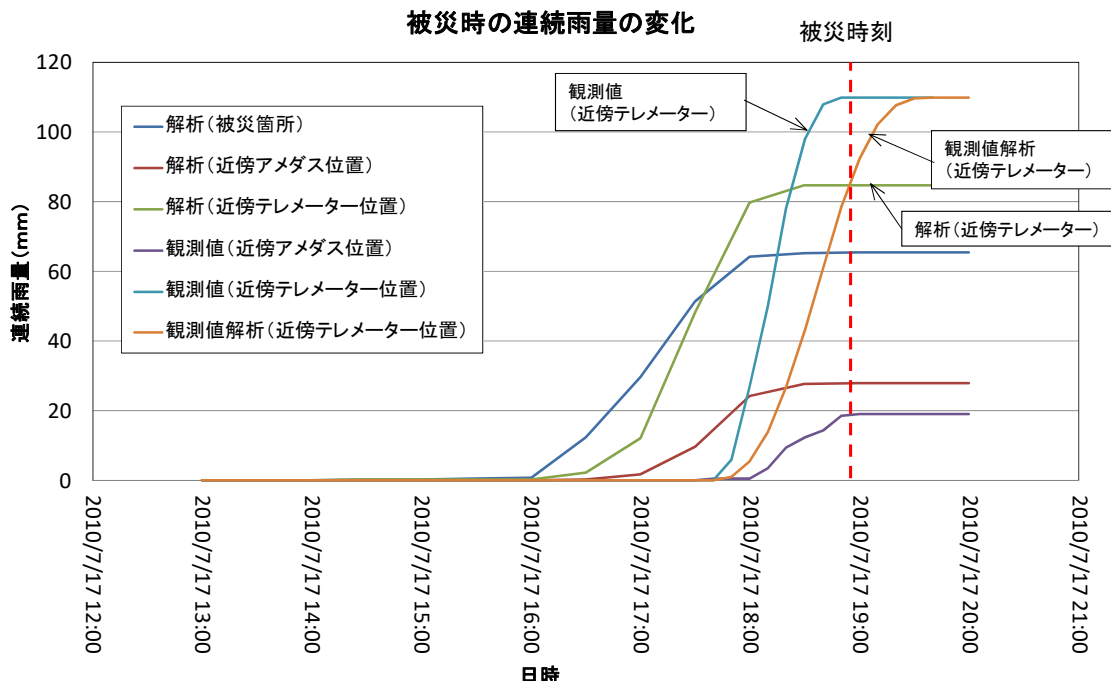


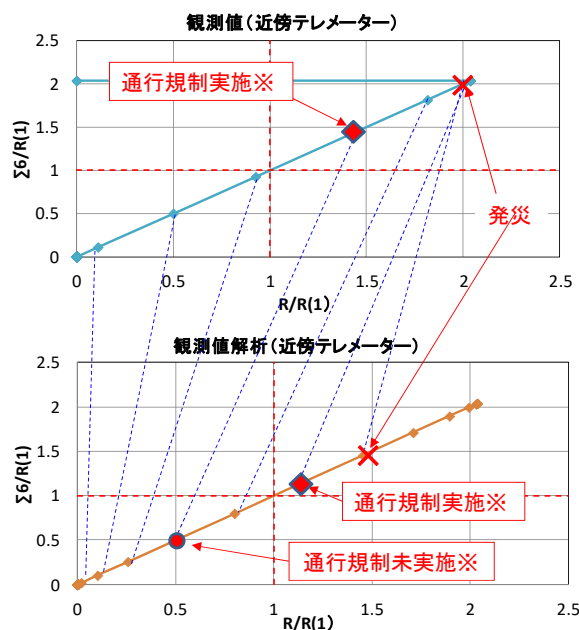
図 3-4 各雨量データによる連続雨量の変化

量 (以下、観測 10 分雨量) とテレメーターの観測値から解析 10 分雨量と同様の方法で求めた値 (以下、換算 10 分雨量) による降雨パターンの比較を行った。

当該箇所は、平成 22 年に盛土のり面の表層が崩壊した箇所、災害箇所から近傍アメダスまでの距離が約 13km、近傍テレメーターまでの距離が約 5km の位置にある (図 3-1 参照)。図 3-2 に示すように、近傍アメダスによる降雨パターンでは、少降雨型災害に分類されたが、被災箇所の解析 30 分雨量で整理すると、図 3-3 に示すように集中豪雨型災害に分類されたものである。

図 3-4 に、各降雨データによる災害時の連続雨量を整理したものを示す。図中凡例の、「解析」は解析 30 分雨量を用いたもの、「観測値」はテレメーターおよび近傍アメダスの雨量計による観測 10 分雨量を用いたもの、近傍テレメーターの「観測値解析」はテレメーターの観測値から求めた換算 10 分雨量を用いたものである。また () 内は場所を示している。

この図から、アメダスやテレメーターのピンポイントの雨量計では降雨が観測されない場合でも、近傍アメダスやテレメーター位置でのレーダーアメダスの解析 30 分雨量による降雨は 1km メッシュ内のどこかで降雨があると判断されると雨量として記録されるため、雨量計で観測された実降雨よりも早い時間から雨量を記録しているのがわかる。また、解析 30 分雨量と観測値を比較すると、近傍



※通行規制の実施については便宜的に赤破線右上を規制基準 (1 年確率連続雨量) とした場合の判定

※同時刻を破線で表示

図 3-5 実雨量と換算 10 分雨量の比較

テレメーターでは解析雨量の方が少なく、近傍アメダスでは観測値の方が少ない降雨となっており、解析雨量は実降雨に対して過大となる場合もあれば過小となる場合もあ

る。過大になる場合は安全側に判断されるが、過小となる場合には災害を見逃す恐れもある。

また、図3-4中の近傍テレメーターにおける「観測値」に対して換算10分雨量による「観測値解析」の推移を比較すると、計算方法の特性から初期降雨が少なくなり降雨のピークが遅くなっているのがわかる。

図3-5に、1年確率の連続雨量を規制基準とした仮定で、近傍テレメーターでの降雨パターン比較をしたものを示す。この災害例では、テレメーターの観測値で規制が実施された場合でも換算10分雨量では規制にならず、観測値では規制後約30分に発災し、換算10分雨量では20分遅れて規制となりその約10分後に発災となる。なお、被災箇所降雨は図3-3の解析雨量による降雨パターンから、規制ぎりぎりの程度の降雨量であったことがわかる。長雨型のような降雨の場合には10分程度の時間は大きな問題になりにくい、短時間の集中豪雨に対しては10分のずれが災害の捕捉に大きく影響する可能性がある。しかしながら、現状の1箇所の雨量計のみで広範囲の規制区間を管理することにおいても運用上の状況は同様であり、解析雨量を用いて面的に降雨状況を把握できるメリットの方が大きいものとする。

4. 土壌雨量指数の適用性検討

4.1 検討方法

道路の事前通行規制は前述のように連続雨量法で実施されているが、国道における連続雨量法では3時間の累積雨量が2mm以下になると一連の降雨が終了したものとみなして1度リセットし、新たに降雨の累積を行っている。このため、リセット前に比較的大きな先行降雨があっても、その影響が加味されないため通行規制基準値に至らないで災害が発生する、見逃し災害への対応が課題となっている。先行降雨に対しては、気象および砂防分野において異常気象時の警戒情報や避難誘導の際の指標として活用されている土壌雨量指数の活用が考えられる。土壌雨量指数は、土中の水分状況を3段タンクでモデル化したもので、連続雨量のようなリセットがなく過去の降雨も含めてすべての降雨の浸透および表面流出、地下流出の状況が反映されるものである。また、気象庁では気象レーダーにより解析雨量を用いて実況の土壌雨量指数を算出するとともに、6時間先の降雨予測を行っており、道路の事前通行規制においても解析雨量および土壌雨量指数に期待するところが大きい。そこで、前述の降雨パターン分析を行った道路災害のうち、切土のり面の先行降雨型、集中豪雨型、長雨型の災害について、土壌雨量指数を算出して連続雨量

を用いた場合との比較を行い、土壌雨量指数の適用性について検討を行うこととした。検討にあたっては、レーダーアメダス解析雨量（1988年～2017年：一般社団法人気象業務支援センター発行）を用いて、災害発生当日までの土壌雨量指数(DI)および連続雨量(R)に対して、時間雨量(r)、3時間累積雨量($\Sigma 3$)、6時間累積雨量($\Sigma 6$)を用いてスネーク曲線を作成し、それぞれの1年確率値との関係がわかるように整理した。また、その地域の土砂災害警戒情報に関するクリティカルライン(CL)が、公表されている箇所については、土砂災害警戒情報のCLとの関係がわかるように整理した。なお、各指標値の確率年値については、降雨統計においては非毎年法による統計期間の全降雨を対象として計算することで確率年の小さい発生頻度に対応した計算値となり、連続雨量や毎正時時間雨量のように一連の降雨単位が明確な指標の場合は非毎年法での計算が可能である。しかしながら、一連の降雨の定義がない土壌雨量指数等では、個々の降雨に切り分けることが難しいことから、連続雨量も含めた各指標の確率年値を同じ算出方法とするため、各年(1988年～2017年)の最大値を用いる毎年法によることとした。確率年値の計算は、(財)国土技術センター「水文統計ユーティリティ ver1.5」により算出し、毎年法では発生確率年の小さい(発生頻度の多い)少量の雨量値が1年確率付近に漸近するため1年確率値を過小に評価する結果となることから、1年確率値については2年、3年、4年確率値を用いて線形近似直線により求めることとした(図4-1参照)。

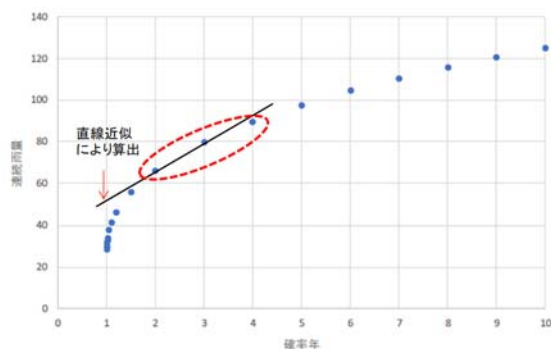


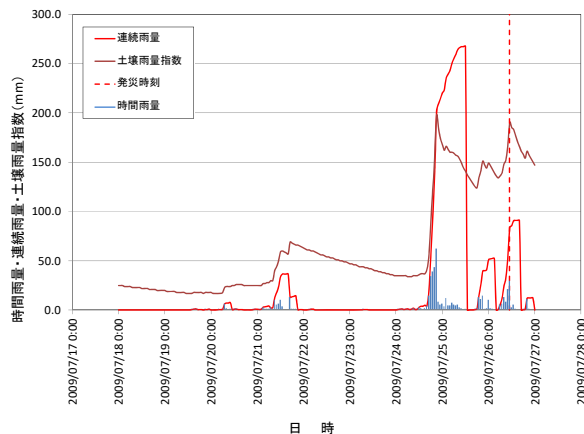
図4-1 1年確率値の算出の考え方

4.2 検討方法

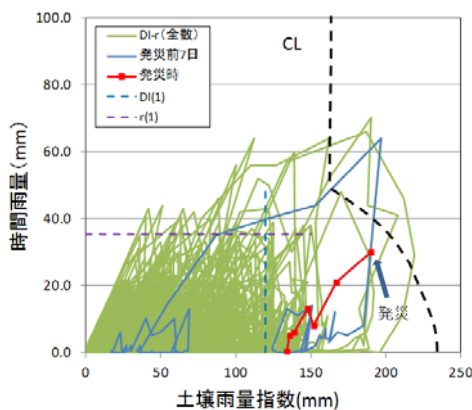
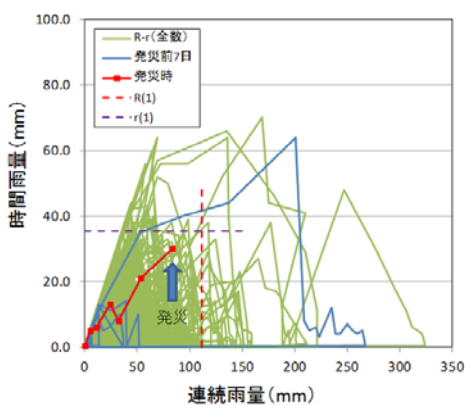
ここでは、先行降雨型災害、集中豪雨型および長雨型災害について、先行降雨の大小に関わらず、各地域の土砂災害警戒情報のCLが確認できた災害事例の被災当日およびその前7日間の降雨状況、土壌雨量指数および連続雨量に対して時間雨量および6時間累積雨量を用いたスネーク



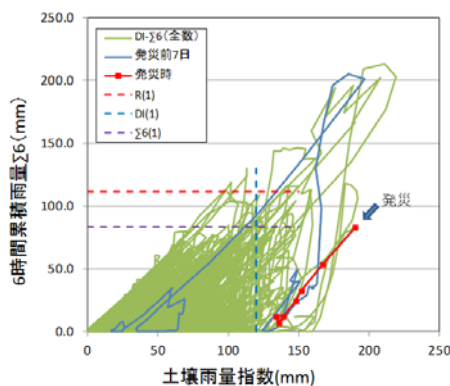
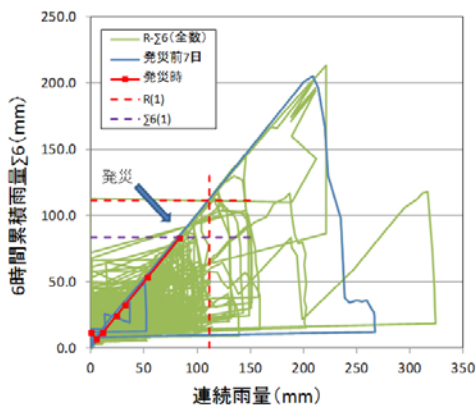
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-2 災害事例1の降雨状況

曲線を整理した結果を示す。

(1) 先行降雨型災害事例

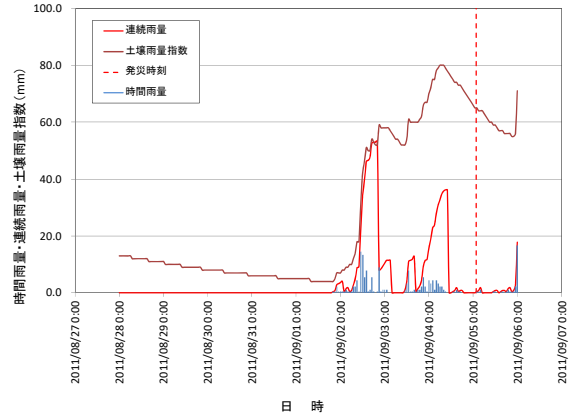
1) 事例1 (図4-2)

当該箇所は、のり枠+鉄筋挿入工が施されたのり面で、近傍の背後地(左側)にため池を有する箇所である。また被災箇所の右側方に向かってのり高さが高くなり、深いすべりを想定したのり枠+グラウンドアンカー工が施されていた。

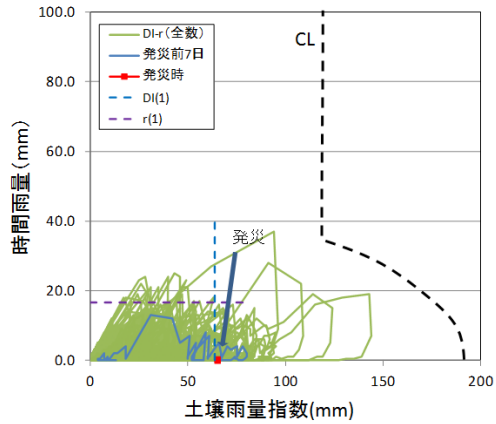
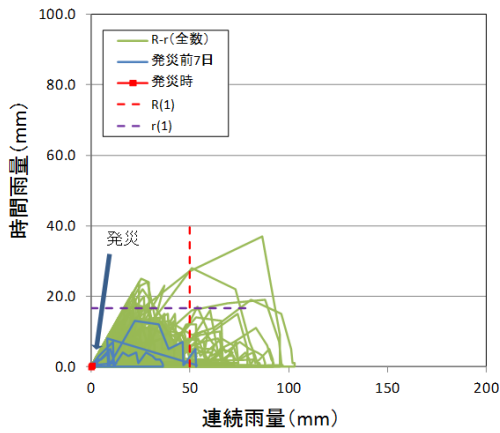
当時の降雨状況は発災2日前に既往最大に近い非常に大きな降雨があり、この降雨の影響により災害に至ったものと考えられる。のり面では多くの湧水が見られたため池からの浸透水により地下水位が高く、被災後の復旧工としてグラウンドアンカー+横ボーリングによる排水対策が行われている。2日前の先行降雨はこの地域の土砂災害警戒情報のCLを超えるものであったが被災には至らず、地下水位の上昇と被災当日の降雨により既設の鉄筋挿入工と



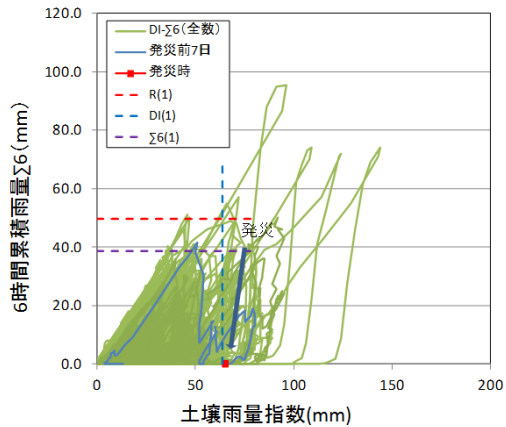
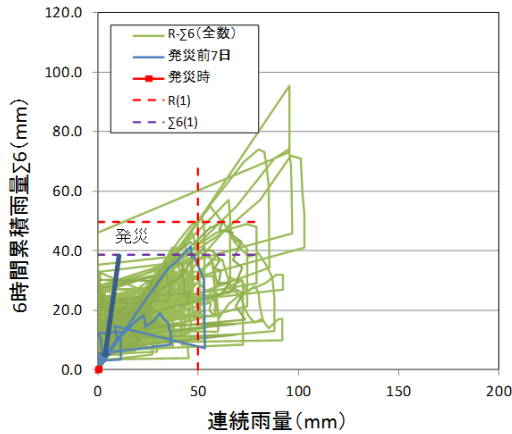
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-3 災害事例2の降雨状況

地山との境界での滑りが生じたものと考えられる。被害状況としては、滑動した部分が歩道部にのみ入り込み歩道部が数10 cm程度隆起したが、道路への被害は生じていない。当該箇所は、平成19年に完成した開削切土の新設のり面で、供用後既往最大の降雨であった。この降雨から見られる特徴は、先行降雨の土壌雨量指数がピークに達した後も時間雨量5~10mm程度の雨が継続しているにもかかわらず、約

1日で土壌雨量指数が大きく減少している点である。

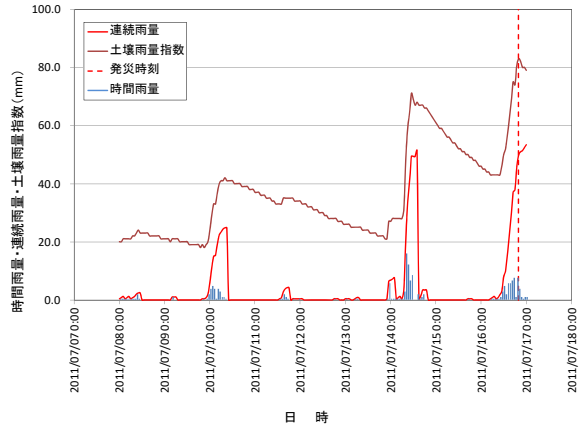
連続雨量と異なり、降雨が継続していても時間雨量の大きさによっても土壌雨量指数が減少する場合があります。規制解除方法の検討の際に留意すべき点と考えられる。

2) 事例2 (図4-3)

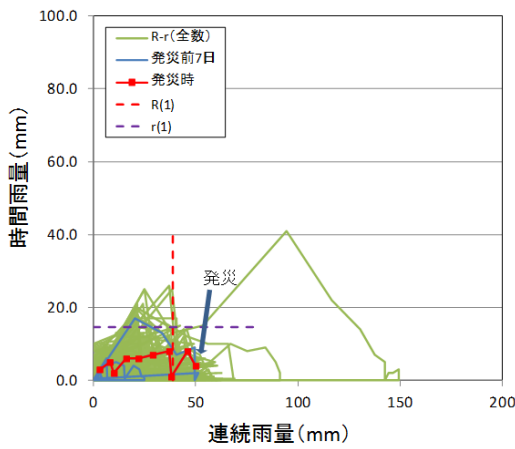
当該箇所は、背後が段丘平坦地で比較的小規模なり面で、連続するのり面内で過去にも同様の被災形態で複数回



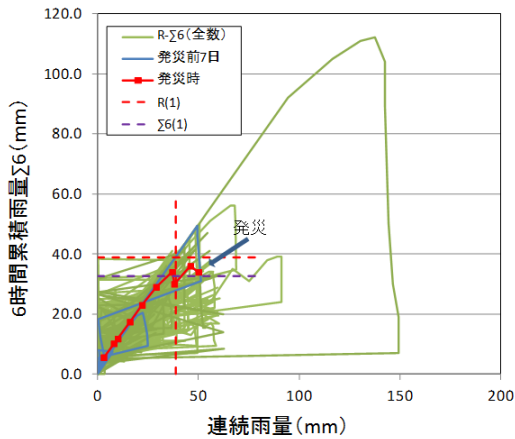
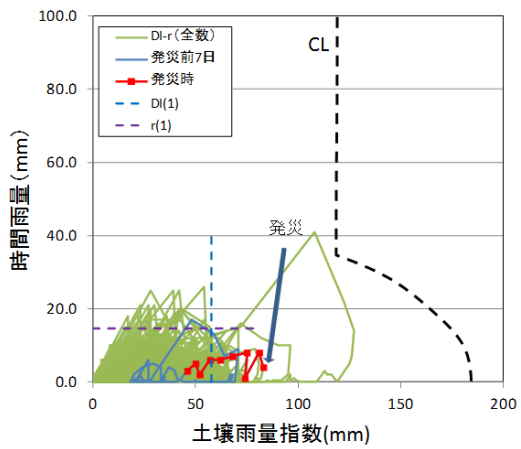
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

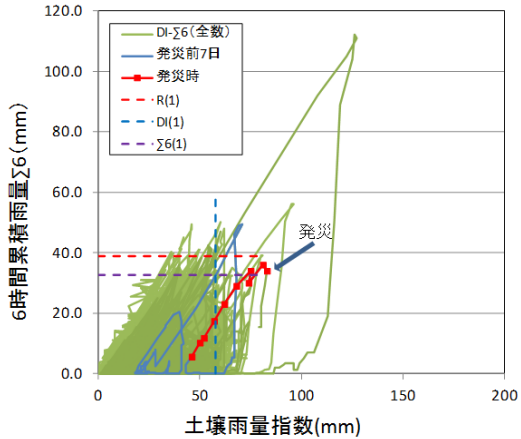


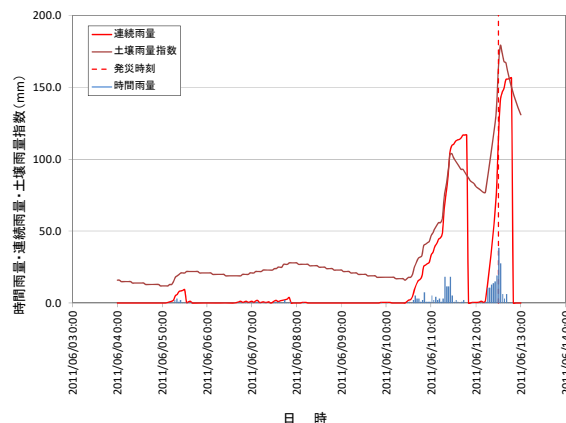
図4-4 災害事例3の降雨状況

の被災履歴がある箇所である。湧水が多くみられ、地下水位が高い箇所でのり面勾配も1:1.0急勾配であった。また、凍上の影響を受けて脆弱化しやすい地域であり、このため比較的少ない降雨で被災しているものと考えられる。スネーク曲線を見ると、連続雨量はほとんどないが、土壌雨量指数は1年確率を超えており、先行降雨の影響による災害といえる。一方で、過去の災害の被災時期が不明であ

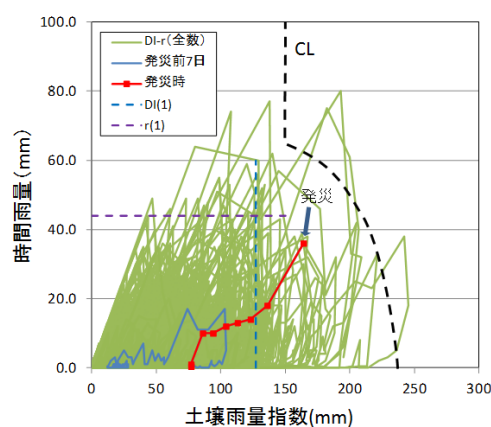
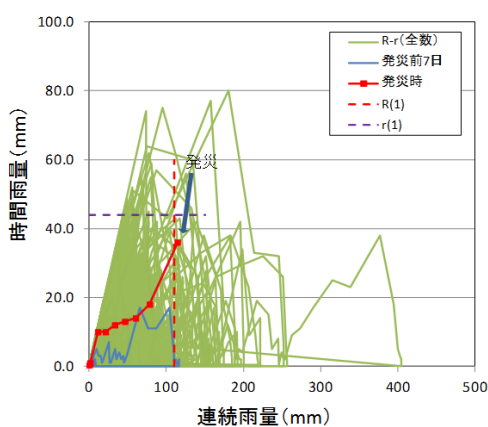
るが、降雨履歴はすべて当地域の土砂災害警戒情報のCLの内側にあり、上記の過去の被災もCLでの捕捉はできない。土砂災害警戒情報のCLに対して小さな降雨で災害が発生していることから、この箇所の降雨に対してCLが適切でなかった可能性もあるが、凍上の影響を受けている可能性や被災要因を踏まえると通行規制ではなく、定期的な点検によるのり面の健全性の確認や、湧水対策および適切



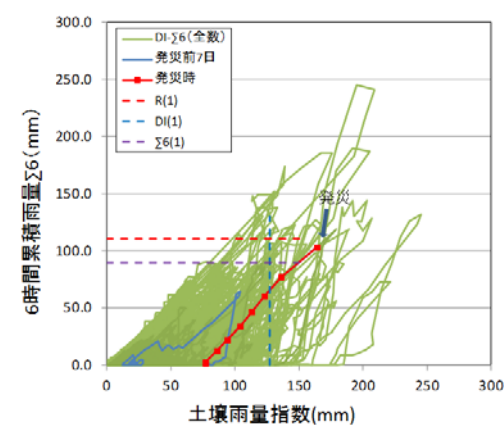
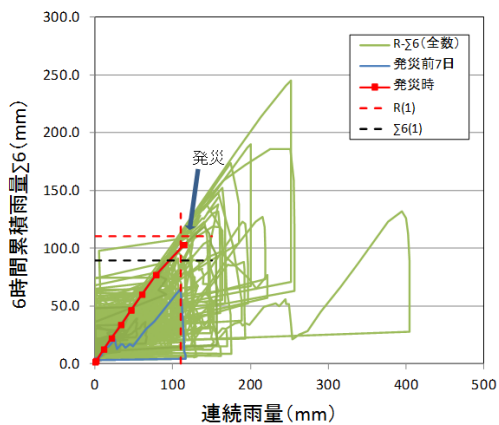
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

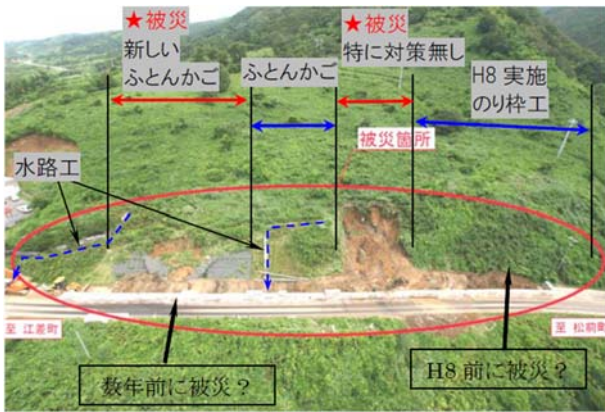
図4-5 災害事例4の降雨状況

なりの面保護工を行う等の維持管理対応が妥当な箇所と考えられる。

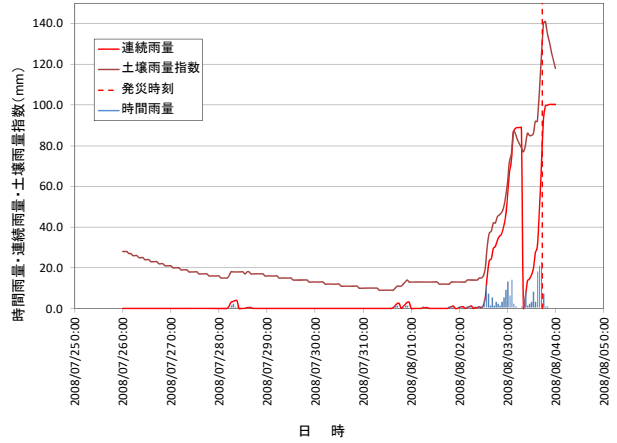
3) 事例3 (図4-4)

当該箇所は、背後が段丘平坦地で比較的小規模場なりの面で、過去の既往最大の降雨で被災(表層崩壊)した箇所の対策工の脇で発生したもので、法肩部の排水不良(排水工は半割のコルゲートで被災箇所の部分に滞水が見られ

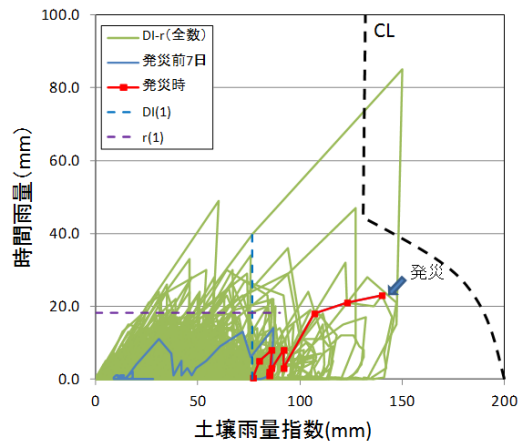
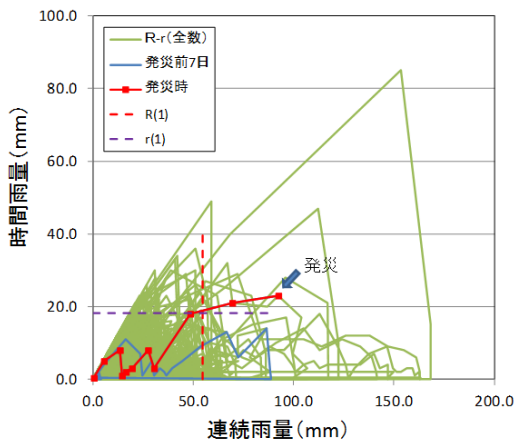
雨水が集中してオーバーフローしたものと推察された)により対策工側部に流水が集中して生じた小規模な侵食によるものがある。2日ほど前の先行降雨および発災時の降雨も比較的まとまった降雨であるが、事例2と同様に過去の降雨履歴はすべて当該地域の土砂災害警戒情報のCLの内側にあり、上記の過去の被災もCLでの捕捉はできない。CLが適切でない可能性もあるが、被災要因を踏まえると通行



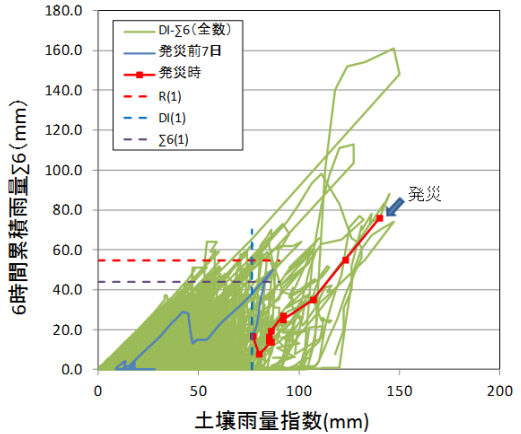
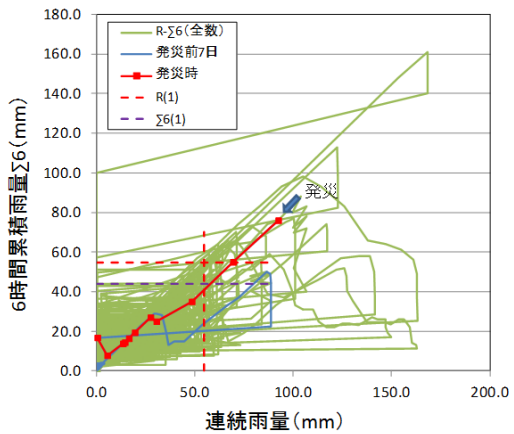
(a) 被災箇所の状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

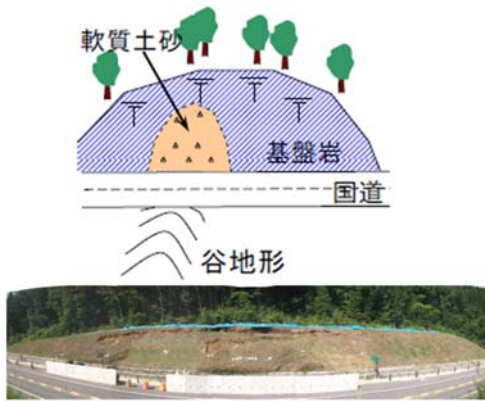
図4-6 災害事例5の降雨状況

規制ではなく、定期的な点検により排水工の健全性の確認やのり面保護工の範囲の適切な設定や流水対策などの維持管理対応が重要な災害であると考えられる。

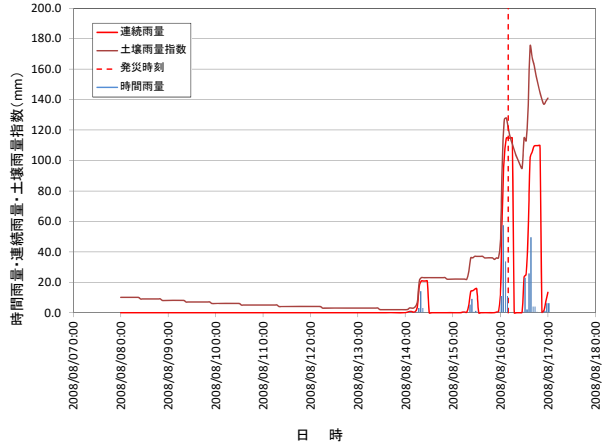
4) 事例4 (図4-5)

当該箇所は、もともと地下水位が高い箇所を切土しており、切土により地下水の湧出が生じやすくなり、かつ地山は強風化しており切土によりゆるみが生じたところに比

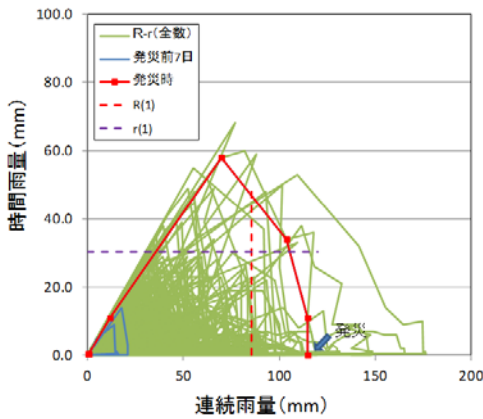
較的まとまった降雨があったため生じた災害と推定される箇所である。道路改良に伴う切土箇所の道路供用前に発生した災害で比較的植生も若く切土初期に生じた災害である。発災時の降雨状況を見ると集中豪雨型に準ずるもので、連続雨量として1年確率程度で、時間雨量も1年確率には満たないが比較的大きなものであった。1日前の先行降雨も降雨の継続時間が長い1年確率程度の連続雨量で、



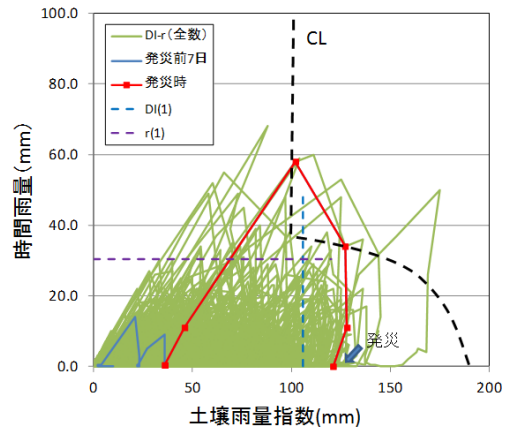
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

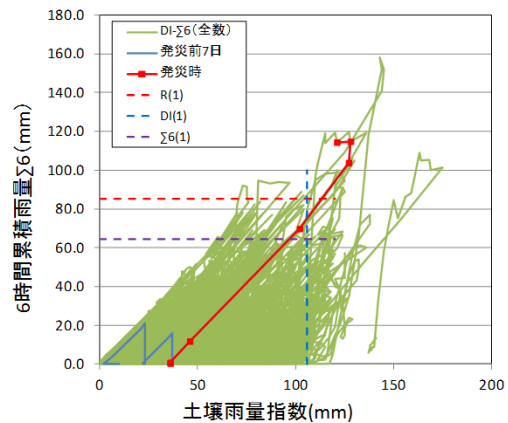
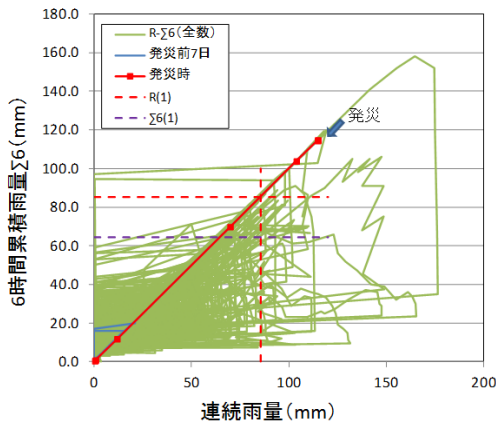


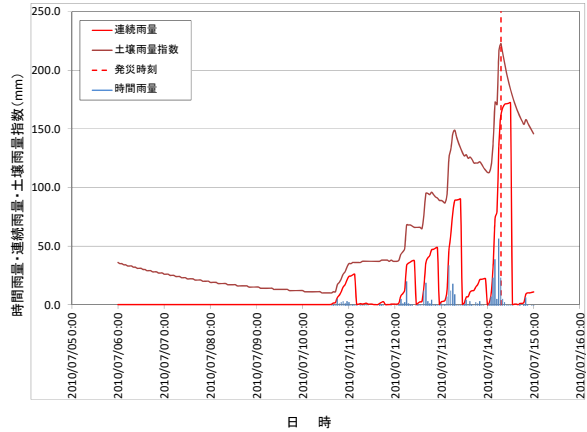
図4-7 災害事例6の降雨状況

先行降雨の影響も反映して土壌雨量指数も比較的大きな値となっているが、当該地域のCLの内側で発生している。切土法面工事は終了していたが、幸いにも道路供用開始前の被災であったため、道路交通への影響はなかったが、降雨状況によっては供用開始後に発生していた可能性もある。この災害を捕捉するためにはCLの見直しが必要で

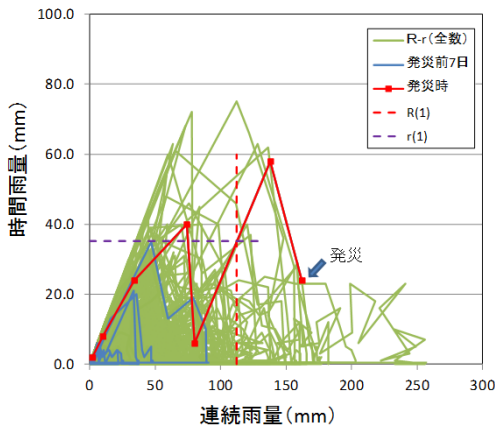
あるが、もともと地下水位が高く地山自体が強風化していたため、被災箇所以外の範囲では地山補強工が実施されており、施工段階で対応ができなかったかについても検討が必要な災害である。また、切土初期には応力開放によりゆるみが生じやすく、切土後はしばらくは重点的に点検を行い湧水の状況やのり面のゆるみの状況などを確認するこ



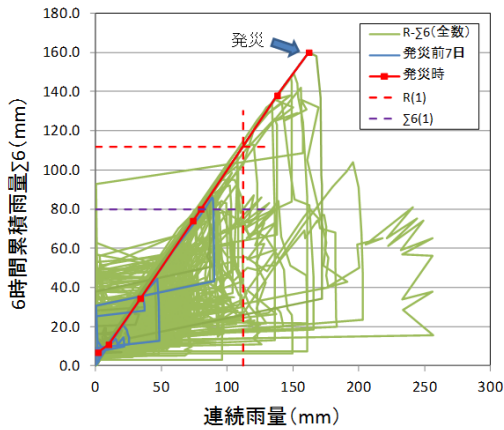
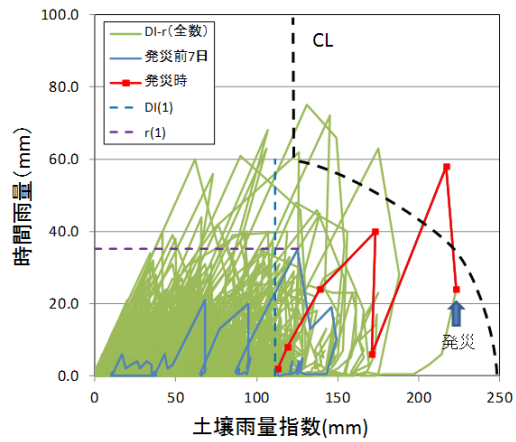
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

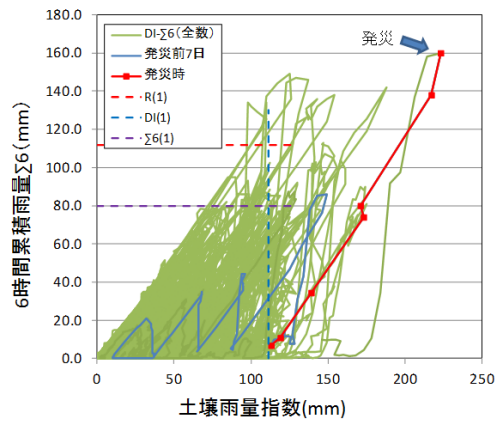


図4-8 災害事例7の降雨状況

とも必要と考えられる。

(2) 集中豪雨型災害事例

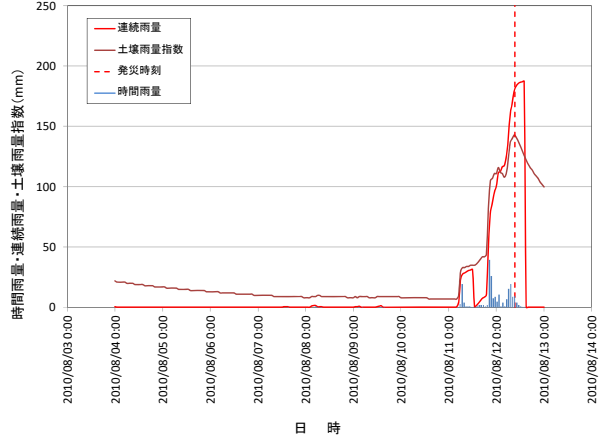
1) 事例5 (図4-6)

当該箇所は、過去に同一のり面内に複数の被災履歴があり、被災毎に対策を行っており、未対策箇所で災害が生じている。海生段丘(粘土層)上に堆積した崖堆積物が豪雨で崩壊した箇所、被災当時の地下水水位は非常に高く、

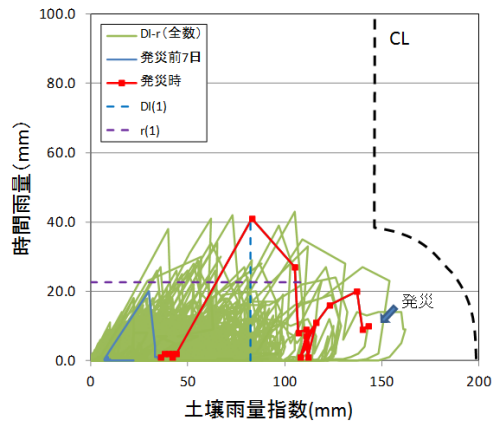
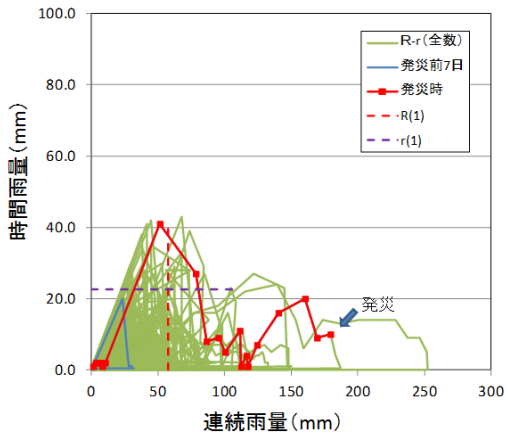
崩壊面からは大量の湧水が確認されている。当時の降雨状況は、先行降雨のリセット直後に非常に大きな連続雨量が継続しており、土壌雨量指数では既往最大に近いものであったが、当地域の土砂災害警戒情報のCLの内側であった。過去に複数回の被災が生じているが被災時期の記録がないためこの降雨で被災したかが不明であるが、CLを超える降雨は1996年に記録した1回のみであり、写真右側



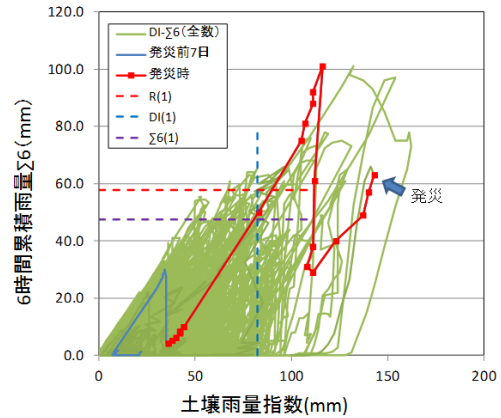
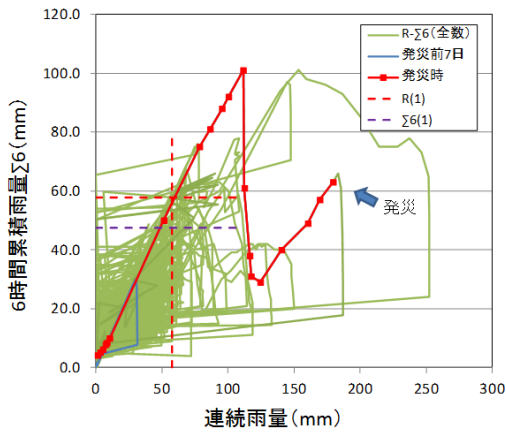
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-9 災害事例8の降雨状況

のH8実施ののり枠工はこの降雨により被災した箇所を復旧したものと思われる。当箇所は東上の影響を受けやすい地域であり、経年的にのり面が脆弱化して繰り返し崩壊が生じているものと推察される。当箇所の災害に対してはCLが若干大きいものである。ただし、過去に複数の被災履歴があることから、復旧時にのり面全体を一体的に対策を行う等の対応が重要であると考えられる。また、経年的

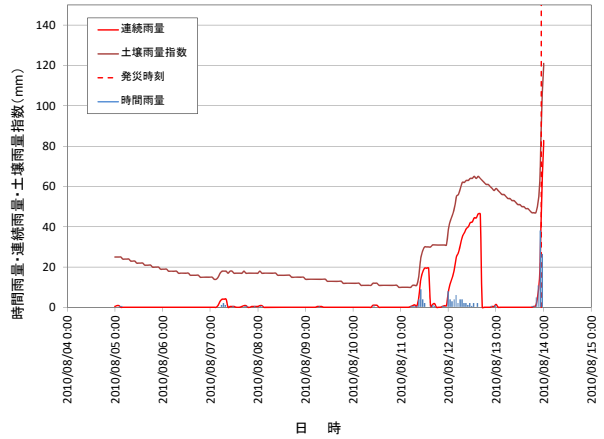
なりの脆弱化の進行の可能性も考えられることから、定期的な点検と補修も重要な箇所であると考えられる。

2) 事例6 (図4-7)

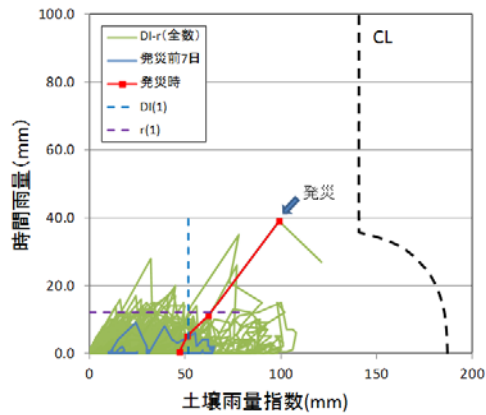
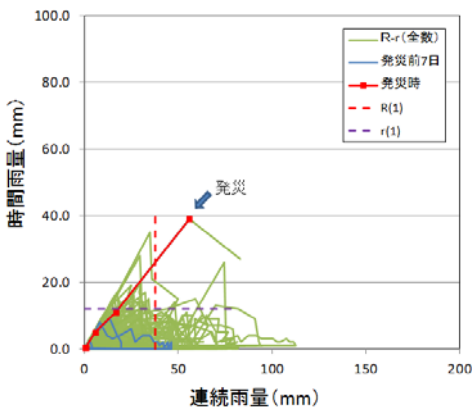
当該箇所は谷地形上を切土した箇所で、基岩上に谷部の軟質土砂が残存していた箇所で生じた災害である。供用開始後1年で被災しており、元地形が谷部であるため、雨水が集中しやすいことも伴い短時間の豪雨で崩壊が発生し



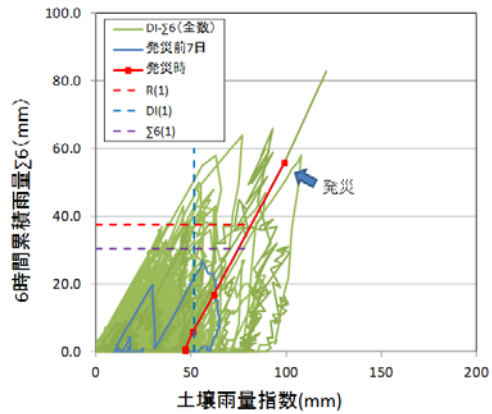
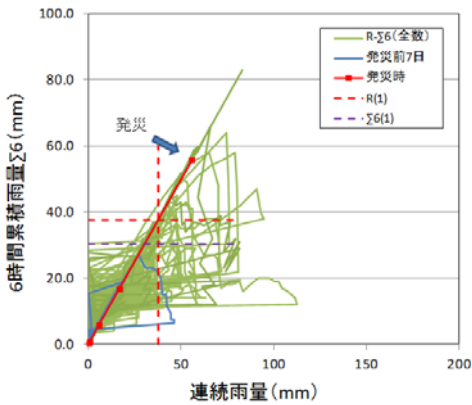
(a) 被災箇所の状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

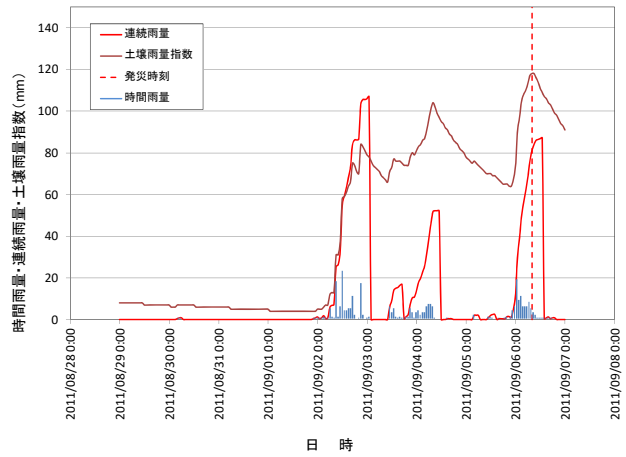
図4-10 災害事例9の降雨状況

たとえられる。当時の降雨状況を見ると、非常に短時間の集中豪雨で、時間雨量もほぼ既往最大であったが、連続雨量、土壌雨量指数とも既往最大ではない。発災前2日間に連続雨量で20~25mm程度の先行降雨が2回あり、その影響が加味されることで、当地域の土砂災害警戒情報のCLを超えており、土砂災害警戒情報のCLで捕捉可能な災害であった。本災害事例では、先行降雨の影響だけではな

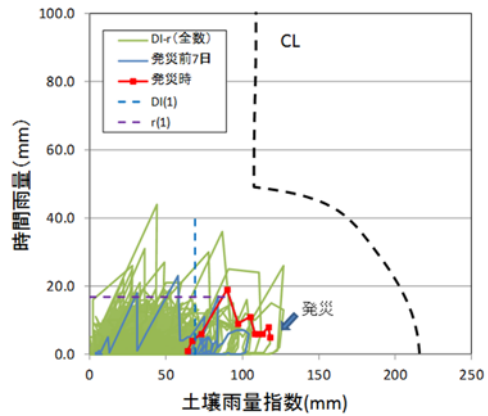
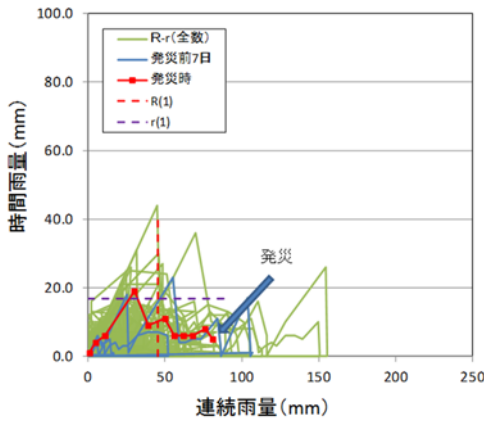
く、短時間集中豪雨の捕捉性についても、土砂災害警戒情報のCLの考え方で捕捉できる可能性も確認できた。元地形が谷部の箇所では、切り取り深さが浅いと軟質土砂が残存しやすいので施工時に注意するとともに、供用開始後も雨水が集中しやすいことから湧水の状況などを重点的に点検することが重要で、変状を確認した場合には対策によりり面の性能を高めることが重要である。



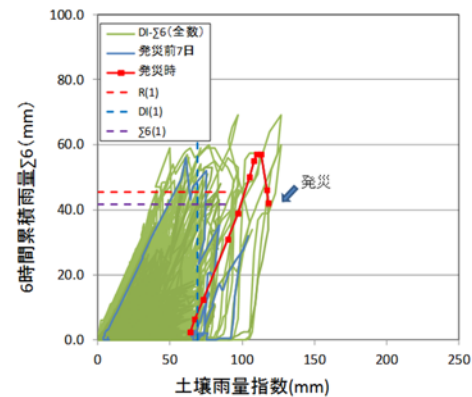
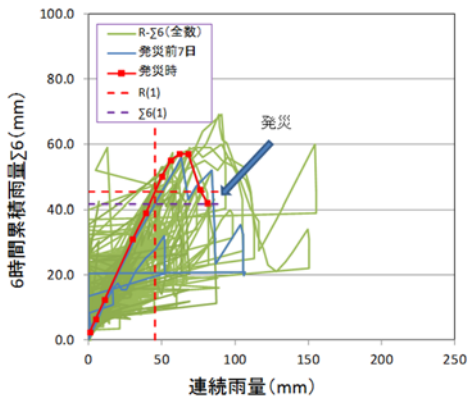
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-11 災害事例10の降雨状況

3) 事例7 (図4-8)

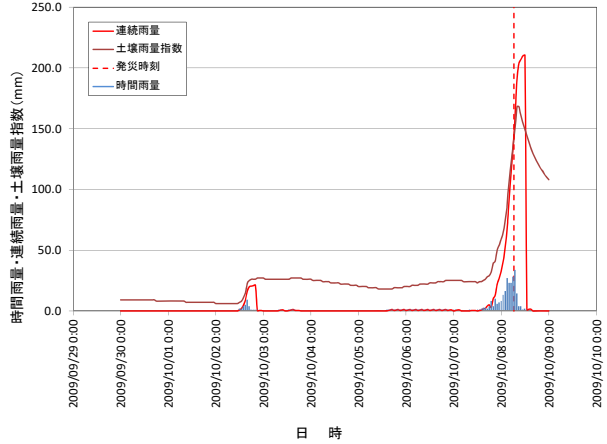
当該箇所は、基岩が花崗閃緑岩で風化により表層が土砂化し緩みが生じたところが豪雨により崩壊したものである。発災時は短時間集中豪雨であるが、発災前の数日間に数回の先行降雨を伴っており、先行降雨の影響が反映された結果、土壌雨量指数で既往最大の降雨となっており、当

地域の土砂災害警戒情報のCLでも捕捉可能な災害であった。事例6は先行降雨の影響は比較的小さかったが、本災害は先行降雨の影響が顕著な事例の1つで、連続雨量で明確に災害発生降雨を分離することは難しいが、土壌雨量指数を用いることで災害時降雨が明確に分離できている。当該箇所は典型的な表層崩壊であり、土壌雨量指数自体も表

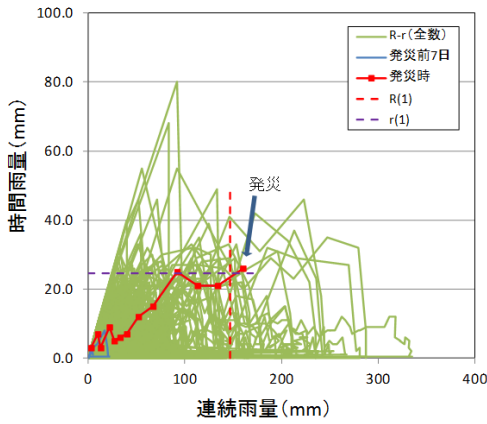
3 突発的な自然現象による土砂災害の防災・減災技術の開発



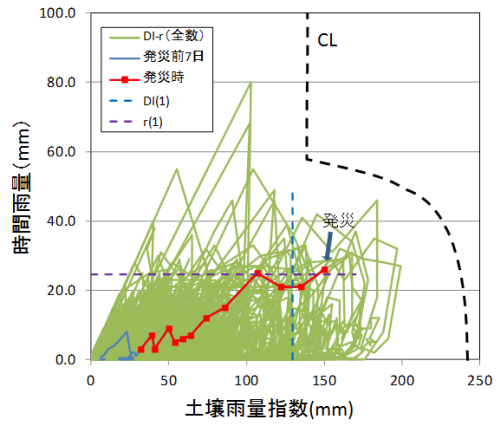
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-12 災害事例11の降雨状況

層崩壊を踏まえてモデル化しているものであり、適合しやすい災害であったものとする。

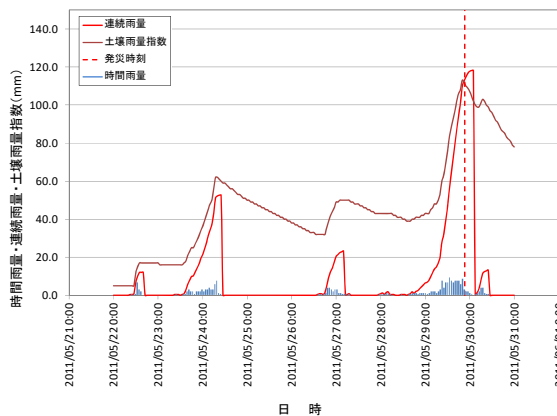
4) 事例8 (図4-9)

当該箇所は、被災箇所上方に微細な沢地形があり、そこから被災箇所へ雨水が流入して、地山と植生の根茎境界から土砂崩落が生じている。当時の降雨状況は、2つの集中

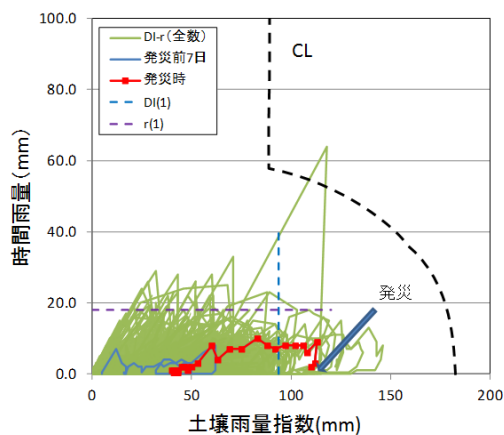
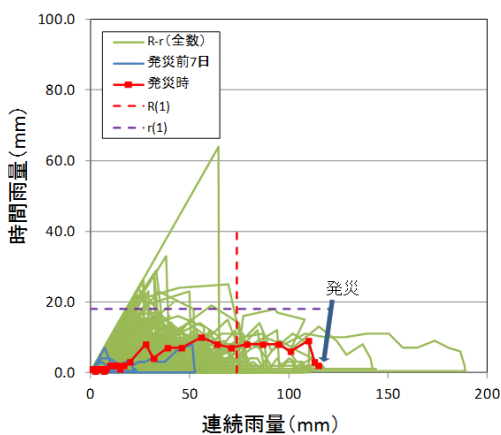
豪雨の山があり、1つ目の山が連続雨量法のリセット直前で2つ目の山が発生している、先行降雨型と集中豪雨型の複合型といえる。土壌雨量指数は、既往最大に近い降雨となっているが、過去の降雨すべてが当地域の土砂災害警戒情報のCLの内側であった。この災害を捕捉するにはCLの再考が必要であるが、非常に小規模な災害である。可能で



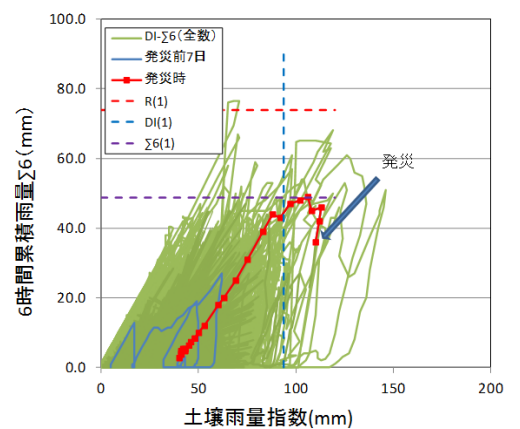
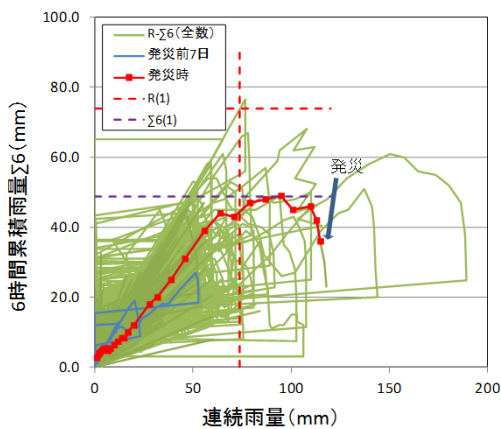
(a) 被災箇所状況



(b) 発災当時の降雨状況



(c) 時間雨量によるスネーク曲線



(d) 6時間累積雨量によるスネーク曲線

図4-13 災害事例12の降雨状況

あれば、のり面新設の段階で前述の微地形を評価し、のり面構造を植生工単独ではなく緑化基礎工としてのり枠を設けたり排水工を追加するなどの対応をするのが望ましい。

5) 事例9 (図4-10)

当該箇所は、地すべり地形の末端に位置する、風化蛇紋岩の植生のり面の表層崩壊である。過去に同一のり面内で

小崩壊が発生しており、また側方でも被災履歴がありこちら側にはふとんかごが既に設置されている。降雨状況を見ると、当該箇所の時間雨量は既往最大で、土壌雨量指数も既往最大に近いものであった。当地域の土砂災害警戒情報のCLに対して、過去の降雨履歴は非常に小さく、過去にも被災履歴があることから、当該箇所の災害を捕捉するにはCLの見直し検討が必要と考えられる。

しかしながら、このような箇所については、被災履歴とその降雨の状況、のり面性状を考慮して、過去の災害復旧時に一体的に対策を行っていくことが望ましい被災形態であると考えられる。

6) 事例 10 (図 4-11)

当該箇所は、地山は強風化凝灰岩からなり非常に小規模な礫混じり土砂ののり面で、後背斜面は比較的平坦に近い火山麓の緩斜面が広く分布しており、地下水の涵養源となっている。また、崩壊箇所は小さな沢地形の端部に位置し、崩壊面には水みち（パイピングホール）から多量の湧水が認められ、地山背後からの浸透水の影響により、表土が泥濘化し小崩壊が生じている。災害発生4日前にも大きな先行降雨があり、その後も数度の少降雨があったのちに当日の集中豪雨で発災している。土壌雨量指数は先行降雨の影響もあり、既往最大に近い値となっている。一方で、当地域の土砂災害警戒情報のCLに対して、この箇所の降雨は非常に小さく、この災害を捕捉するためには、CLの見直しが必要である。しかしながら、災害の規模としては非常に小さいもので道路への影響もなく、規制対象となるような崩壊ではないが、事前の調査でこの災害の発生の予見も難しいものとする。

(3) 長雨型災害事例

1) 事例 11 (図 4-12)

当該箇所は、モルタル吹付工が施された切土のり面(吹付のり面)のオーバーハング部が降雨の影響で崩落した事例である。崩落した箇所には吹付背面に法肩からの水みちとなっている空洞が見られ、背面からの水の侵入により地山の風化に伴う密着不良が生じていたものと推察される。当時の降雨状況は、発災時には時間雨量20mmの雨が4時間連続しており、比較的多い状況であったが、過去の降雨と比べると、連続雨量も土壌雨量指数もさほど大きなものではない。また、当地域の土砂災害警戒情報のCLに対して当箇所の降雨は小さいものである。吹付のり面の風化が主要因であり、亀裂や空洞状況などの定期的な点検と補修により対応する必要がある被災形態である。

2) 事例 12 (図 4-13)

当該箇所は、平成元年以前に供用が開始されており、谷頭部を切土したのり面で、緑化基礎工としてプレキャストのり枠を用いた植生工が施されている。崩壊箇所は谷部の軟質土砂が薄く残存しており、その部分が崩落したものと推定されるものである。

当時の降雨状況は、時間雨量10mm以下の雨が約1日継続しており、当箇所の連続雨量としては、比較的大きなものであった。災害前1週間以内に数回の先行降雨があり、

土壌雨量指数にはその影響も反映されているが、発災時の土壌雨量指数をみるとタンクモデルの排水の影響からさほど大きくはなっていない。谷部の切土においては、設計時・施工時に元地形から谷部の軟質土砂の残存の確認と必要な補強を行うことが重要であり、点検においてもそのような観点で調査を行い、適切な対応を図る災害と考える。一方で、当箇所の降雨履歴をみると、平成12年8月に時間雨量60mmを超えるような短時間集中豪雨を記録しており、この降雨では土壌雨量指数で先行降雨の影響が加味されることで、土砂災害警戒情報のCLを超過している。当該箇所のほとんどの降雨は土砂災害警戒情報のCLに対して大きく内側に位置しており、土壌雨量指数のみをみるとこの降雨より大きな事例もあるものの、被災時の降雨と比較すると降雨条件としてはこの降雨の方が厳しいと判断されるものにもかかわらず被災していない。当該箇所は前述のように平成元年以前に供用されており、供用後22年以上経過している。谷頭部は水が集まりやすいため他に比べて乾湿の繰り返りで風化が進行しやすく、その影響で軟質土砂の範囲が広がった結果、既設の植生工では安定が保てない状態となり崩壊した可能性が考えられる。したがって、このような箇所では、長期的な風化の影響も考慮した定期的な点検や対策も必要があるとする。

4.3 考察

土壌雨量指数を用いることで、連続雨量法で考慮できなかった先行降雨の影響が加味され、土砂災害警戒情報のCLで捕捉可能な事例も見られ、災害の捕捉性が向上する可能性が確認された。一方で、災害箇所の過去の降雨履歴がCLに対して大きく下回る箇所も見られ、地域の土砂災害警戒情報のCLの設定がピンポイントではなく、比較的広域で設定されているため、道路の事前通行規制においては、規制区間の降雨履歴を踏まえた検討が必要とする。また、道路における土砂災害は、前述の事例に多く見られるような比較的小規模なものも多く、災害規模と道路への影響、事前の調査・設計での対応や点検・維持管理での対応の可否なども踏まえた規制の考え方の整理も必要とする。

上記12事例のうち、10事例が土砂災害警戒情報のCLより低い降雨で被災しており、凍上や雨水の影響による風化・脆弱化の進行によるものが5箇所、微細な谷地形による表流水や浸透水の影響によるものが4箇所、排水不良によるものが1箇所であった。また、12事例のうち新設のり面で3箇所被災していた。これらのような災害は、定期的な点検や補修による維持管理における対応や設計・施工時の配慮が重要である。また、被災した場合には、被災形

態、降雨状況等を踏まえ、被災を繰り返さないような対策の検討が重要である。

5. 土壌雨量指数を活用した事前通行規制手法の検討

5.1 時間雨量－土壌雨量指数による通行規制の課題

前記4. で示したように、道路における従来の連続雨量法に対して、砂防・気象分野で用いられている時間雨量－土壌雨量指数の関係を用いることで、連続雨量法で考慮できなかった先行降雨の影響が加味され、土砂災害警戒情報のCLで捕捉可能な道路災害事例も見られ、災害の捕捉性が向上する可能性が確認された。

その一方で、土砂災害警戒情報のCLより低い降雨で発生している災害も多く、関連して土砂災害警戒情報のCLに対して被災箇所の既往の降雨履歴が小さく、当該地域で設定されているCLが被災箇所の降雨履歴に適合していない箇所も多くみられた。これについては、各自治体で設定しているCLは比較的広範囲で設定されている場合が多く、事前通行規制区間の狭い範囲での降雨状況に適合した基準値の設定検討も必要である。したがって、これらの課題に対応した指標値の検討が必要である。

さらに、道路災害の中には小降雨にもかかわらず排水工の目詰まり等を原因とした災害も含まれており、事前通行規制で捕捉すべき災害か点検・維持管理で対応すべき災害かについての検討も必要である。

5.2 土壌雨量指数及び各タンクの挙動を考慮した規制手法の検討

上記5.1 で示した課題に対応するため、まず土壌雨量指数および各タンクの役割と降雨時におけるそれぞれの挙動の確認を行うこととした。土壌雨量指数は、図5-1に示すように3段タンクを用いて雨水の地盤への浸透および表面流出・地下流出をモデル化したものである。第1タンクは地表面上の水の状態を表現したタンクで、地表の植生等による涵養的な役割も含めて降雨を一時貯留して地表流出と地中への浸透に振り分けている。また、第2タンクおよび第3タンクは地盤内の水の状態を表現したタンクで、第2タンクは表層部の浸透水の含水状態の変化をモデル化したもの、第3タンクは地盤の地下水の上昇および流出による減少をモデル化したものである。土壌雨量指数は、これら3つのタンク内の水の貯留量の合計値である。なお、土壌雨量指数の計算方法等の詳細については、気象庁のホームページ⁴⁾を参照されたい。

図5-2は、降雨による土壌雨量指数および各タンクの動きをわかりやすく確認するために、時間雨量6mm（土壌雨量指数の計算上10分1mm計6mm）の降雨による土壌雨量

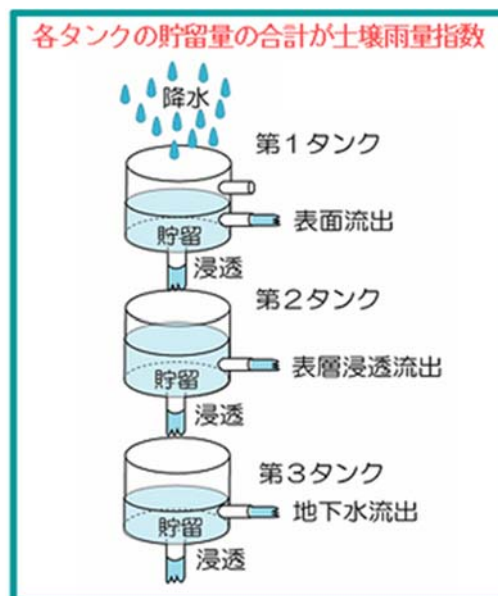


図5-1 土壌雨量指数の概念図⁴⁾

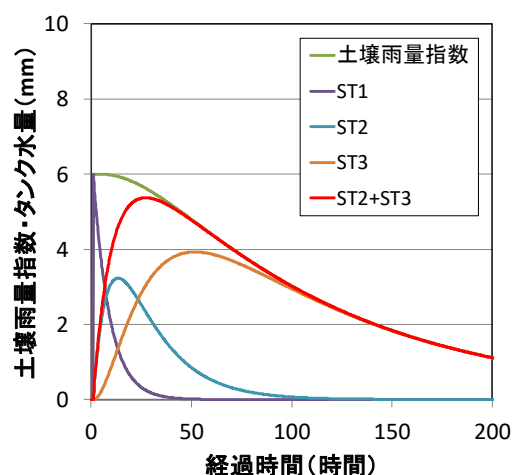


図5-2 土壌雨量指数および各タンクの挙動（時間雨量6mm）

指数および各タンクの変化を示したものである。土壌雨量指数の増加は、降雨（時間雨量）によるものでありそれ以外の要因で増加することはなく、まずは第1タンク（ST1）に蓄積される。また、前述のように第2（ST2）、第3タンク（ST3）は地盤内の水の状態を表しており、第1タンクに蓄積されていた水のすべてがおおむね地盤に浸透するころに第2第3タンクの合計値が最大となり、土壌雨量指数とほぼ等しくなる。また、第1タンクと第2第3タンクの合計値が1:1になるときの第2タンクの値がおおむねピークを迎える時点であり、第3タンクの値はほとんどなく、雨水が表層部分に浸透した状態と考えることができる。これらの関係から、土壌雨量指数に対する第2第3タンク

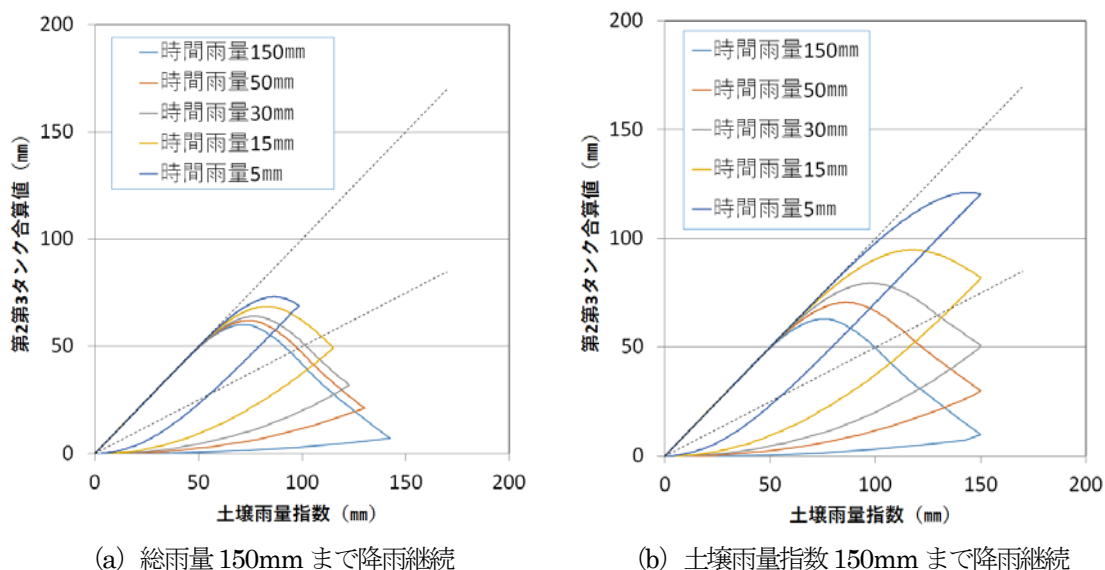


図 5-3 時間雨量の違いによる挙動比較例

の水量の占める割合が土中水分の影響、土壌雨量指数の増加が降雨強度の影響を表す指標となるものと考えられる。

図 5-3 は、集中豪雨、長雨による挙動の違いを確認することを目的に、異なる降雨強度で総雨量が同じおよび土壌雨量指数が同じ (図はいずれも 150 mm) になるまで降雨を継続させた場合の、第 2 第 3 タンク合計値—土壌雨量指数の関係 (スネーク曲線) を示したものである。総雨量が同じ場合、土壌雨量指数の最大値は降雨強度が大きいほど大きくなるが、土中水分の状況を表す第 2 第 3 タンクの合計値 (以下、タンク合計値) は、降雨強度が小さいほど大きくなり、長雨になるほど土中水分の影響が大きくなる。同じ土壌雨量指数まで継続した場合は、その傾向がより顕著に表れる。

5.3 切土のり面を対象とした被災事例による挙動確認

5.3.1 被災事例ごとの整理結果

平成 20~23 年度 (2008~2011 年度) に切土のり面で発生した降雨による被災事例について、実災害・実降雨における上記の関係を整理した。以下、時間雨量—土壌雨量指数の関係と第 2 第 3 タンク合計値—土壌雨量指数の関係を比較し、その適用性を検証した旨を述べる。

災害との関係性を整理するうえで、ここでは発災時土壌雨量指数に対する第 2 第 3 タンクの合計値の比率 0.5 以上を一つの目安として、第 2 第 3 タンク合計値—土壌雨量指数の関係による方法の事前通行規制への適用性について検討を行った。

併せて、被災事例について事前通行規制での対応の良否および対応の考え方について整理した。なお、降雨データ整理の関係から、以下年号については西暦による記載とする。また、土砂災害警戒情報における地域の CL は、確認

できた事例のみグラフ中に示している。

事例 1) (4. 災害事例 5 参照)

発災日時: 2008 年 8 月 3 日 17: 28

被災形態: 土砂崩壊

発生土量: 630m³ 道路到達土量: 630m³

図 5-4 に (a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第 2 第 3 タンクの合計値—土壌雨量指数の関係、(d) (c) について発災時土壌雨量指数で正規化したものを示す。被災箇所の状況については、4. の記述を参照されたい。なお、最初の事例であることから (c) のグラフも示しているが、事前通行規制の適用検討にあたって、第 3 タンクの合計値—土壌雨量指数の関係については降雨の地域性を排除して比較することを目的とするため、事例 2 以降については発災時土壌雨量指数で正規化した結果のみを示す。

グラフの作成に用いたデータは、1988 年から発災年までのレーダーアメダス解析雨量を用い、土壌雨量指数は毎正時の解析雨量の 1/6 を 10 分雨量として計算を行い、10 分ピッチでそれぞれの関係のグラフにプロットしている。また、赤が発災時刻までの道路における連続雨量の履歴、青が発災前 7 日間の降雨履歴、黄緑は 1988 年~発災年までの降雨履歴を示している。

降雨の状況は、(b) の時間雨量—土壌雨量指数の関係をみると、当該地域の降雨としては比較的大きなものではあるが、破線で示す当該地域の土砂災害警戒情報の CL より小さいものであった。降雨履歴で CL を超過した降雨は 2 件であるが、2 件は先行降雨がなく 2~3 時間で時間雨量数十ミリの降雨が連続した短時間の集中豪雨であり、この 2 件での被災は確認できなかった。(a) に示す被災履歴は

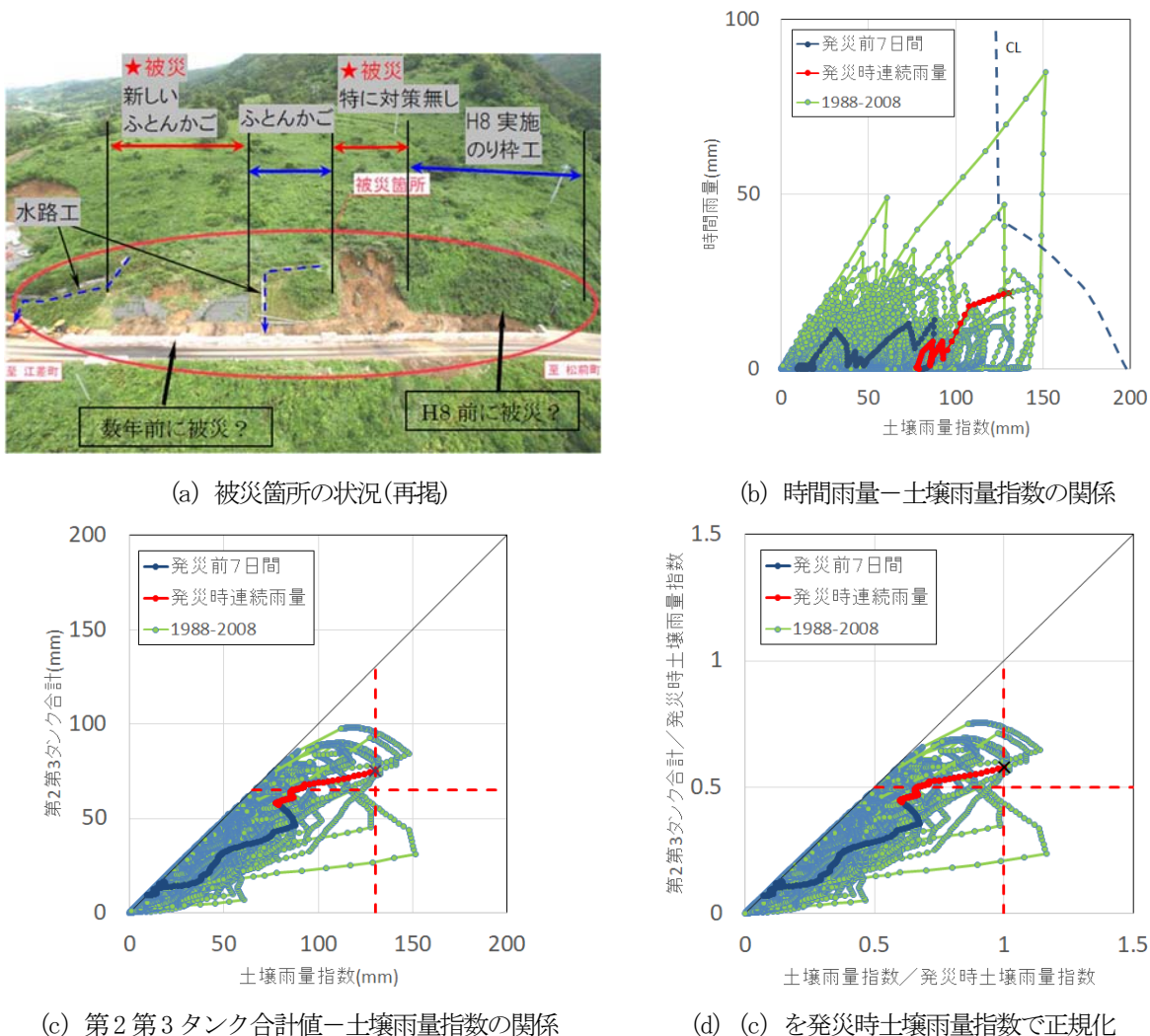


図5-4 事例1の降雨履歴の整理結果

本事例の発災時降雨と同じような土壌雨量指数でCL以下であった2、3件の降雨で発災していたようである。

(c)、(d)で示す第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係で上記の降雨履歴を見ると、被災履歴のある降雨については、今回の発災時土壌雨量指数で正規化した場合、タンク合計値は0.5以上の範囲にあり、短時間集中豪雨の2件は、前記図5-3(b)で示した時間雨量30mmや50mmでの挙動に類似しており、土壌雨量指数自体は大きいですが、土中水分としては小さい状態で降雨がやんだため発災に至らなかったものと推察される。当該箇所においては短時間集中豪雨で非発災降雨と発災降雨とがうまく分離してとらえられている事例と考えられる。また、本事例は当該箇所の降雨履歴からも大きな雨量であるとともに発生土量も多く、通行規制手法を検討するうえでの対象災害となるものと考えられる。

なお、当該箇所のように同じようなのり面が連続しており、類似した降雨で繰り返し被災しているような箇所につ

いては、被災箇所のみではなく発生要因を考慮してのり面体を対策するような検討も必要であるが、管理上斜面全体の対策が完了するまでの間は通行規制を併用するという考え方もある。

事例2)

発災日時：2008年8月16日4:00

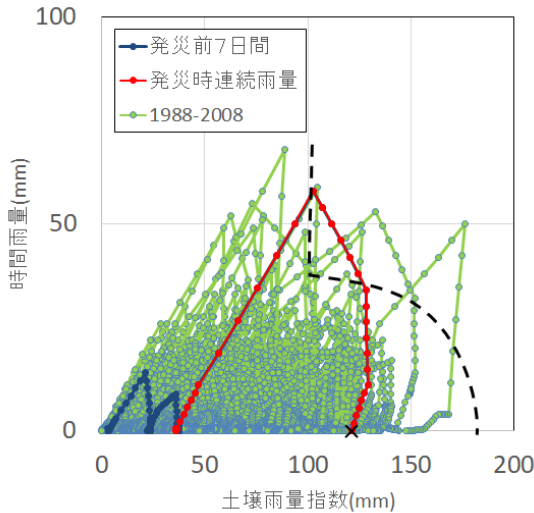
被災形態：土砂崩壊

発生土量：840m³ 道路到達土量：63m³

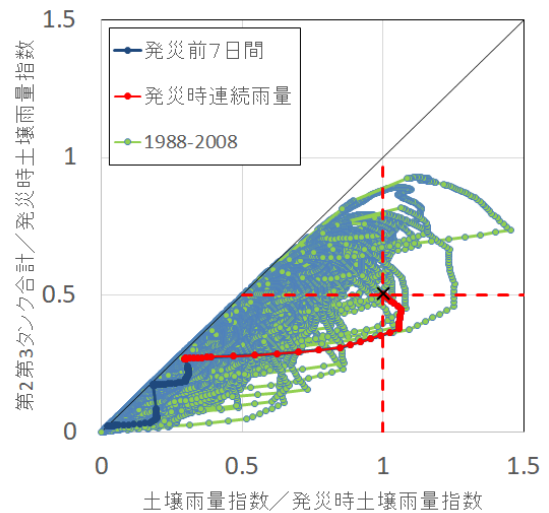
図5-5に、(a)被災箇所状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、2007年に供用開始された新設道路の切土のり面で、供用開始後1年で被災した事例である。被災箇所は谷地形(鞍部)の切土箇所でのり面に軟質土砂が残存しており、施工中ものり面で小崩壊が発生し、対策として法尻にふとんかごが設置されていた。このため、崩壊規模としては840m³と比較的大きな範囲で被災したがふとんかごによる抑え効果により道路への到達



(a) 被災箇所状況



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-5 事例2の降雨履歴の整理結果

土量が少なかった。

降雨の状況は、(b)の時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると当該地域の降雨としては比較的大きく、若干の先行降雨はあるが短時間での集中豪雨である。また、破線の当該地域の土砂災害警戒情報のCLを超過しており、CLで捕捉可能な災害であるが、CLを大きく下回ってから発災している。なお、その他のCLを超過した降雨は道路供用以前のものである。

(c)で示す第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係で発災時降雨の動きを見ると、発災時の降雨は(b)でCLを超過した後にCLを下回る時点までのタンク合計値は発災時土壌雨量指数に対する比率で0.4程度と比較的小さい状態であったが、その後も第2第3タンクの合計値は増加し続け、おおむね比率が0.5程度となった時点で発災している。この関係を用いることで、この災害は捕捉できるものと考えられる。

ただし、本被災事例は前述したように谷部の切土でのり面に弱層が残存していた箇所で、施工中にも発災している。このような箇所では、上方の法肩付近に多く弱層が残存しやすく、当該箇所のような法尻のふとんかごでは対策効果

は小さい。したがって、のり面は植生工単独ではなく法枠・地山補強工などの適切なのり面補強とともに法肩部の排水対策を行う、弱部を残さないような切土を行うなど、施工中の被災も踏まえたのり面上方～法肩部分に対する対策検討を行うことが必要である。

事例3) (4. 災害事例11 参照)

発災日時：2009年10月8日6:25

被災形態：吹付のり面崩落

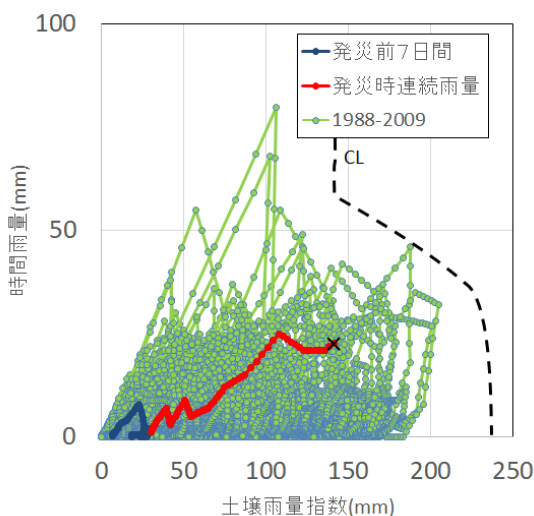
発生土量：2m³ 道路到達土量：2m³

図5-6に、(a)被災箇所状況、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、前述したようにモルタル吹付工が施された切土のり面(吹付のり面)のオーバーハング部が降雨の影響で崩落した事例である。

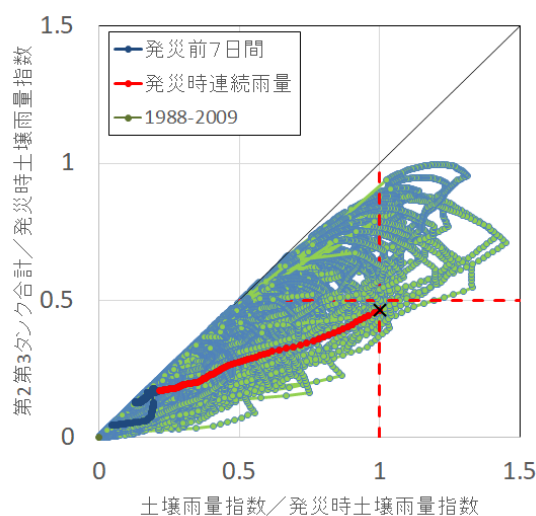
降雨の状況は、(b)の時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、4.でも記述している通り、当該箇所の降雨履歴は当該地域の土砂災害警戒情報のCLに対して当該箇所の降雨は小さい。また、発災時の降雨は時間雨量20mmの雨が4時間連続しており、比較的多い状況であったが、過去の降雨と比べると、さほど大きなものではない。



(a) 被災箇所の状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-6 事例3の降雨履歴の整理結果

(c) で示す第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係で発災時降雨の動きを見ても、(b) 同様過去の大きな降雨と比してさほど大きなものではない。タンク合計値の発災時土壌雨量指数に対する比率は0.5に近いもので、土壌雨量指数としては土中水分の状態は多くなりつつあるが、当該箇所の被災要因が吹付のり面の背後地山の風化に伴う密着性の低下が主要因であり、一般的な土砂崩壊とは現象が異なるため、降雨による事前通行規制の対象災害ではなく、亀裂や空洞状況などの定期的な点検と補修により対応する必要がある被災形態であると言える。

事例4) (4. 災害事例1 参照)

発災日時：2009年10月8日6:25

被災形態：土砂崩壊（滑り）に伴う歩道部の隆起

発生土量：不明 道路到達土量：0m³

図5-7に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、のり枠+鉄筋挿入工が施さ

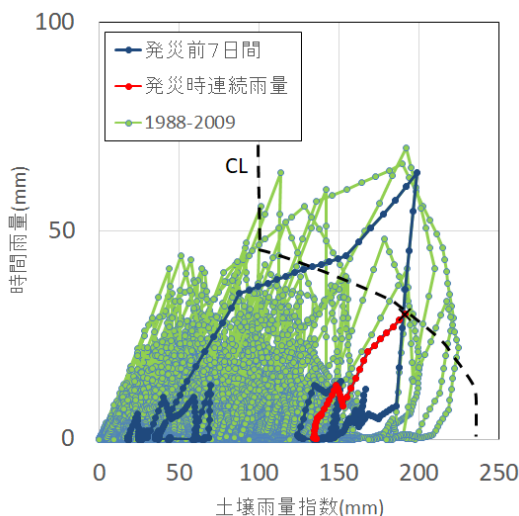
れたのり面で、地下水位の上昇により既設の鉄筋挿入工と地山との境界での滑りが生じたものと考えられる災害である。被害状況としては、滑動した部分が歩道部にめり込み歩道部が数10cm程度隆起したが、道路への被害は生じていない。

降雨の状況を見ると、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係では、2日目の先行降雨がこの地域の土砂災害警戒情報のCLを超えるものであったが被災には至らず、当日の比較的強い短時間降雨によりCL付近で発災に至っている。2日目の先行降雨は、発災時の降雨に対して土壌雨量指数および時間雨量のいずれも大きなものである。また、本事例は、2007年の供用開始後2年で発生した災害であるが、当該箇所の発災までの約20年間の降雨履歴を見ると当該地域のCLを超過する降雨が十数回発生しており、比較的短時間の集中豪雨も多くみられる地域である。

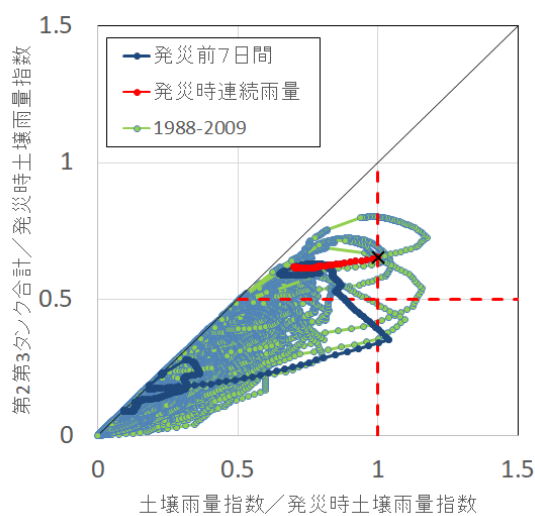
一方、(c) の第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を見ると、発災2日目の先行降雨では土壌雨量指数



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2 第3 タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-7 事例4の降雨履歴の整理結果

が最大時のタンク合計値の比率は発災時土壌雨量指数の0.5未満と小さく、その後の浸透によりタンク合計値の比率も0.5を超過して当日の集中豪雨で災害に至ったような傾向がみられる。また、過去の降雨履歴についてみると、発災時土壌雨量指数より大きく、かつタンク合計値の比率が0.5以上となる降雨の数は、(b)のCLを超過した降雨の数に対して約1/3程度に減少しており、比較的大きな先行降雨がないタンク合計値の小さい短時間集中豪雨の空振りに対する効果が期待される傾向がみられる。

当該事例は、(b)、(c)の関係でも捕捉できる事例であるが、被災した結果として実際に崩壊した形態に対する抑止対策が十分でなかった可能性が確認されたものである。これに関しては、地盤の不確実性に対する地盤調査および対策工の設計の難しさがあるため、のり面・斜面の対策においては、調査・設計・施工・維持管理の全体を通じて段階的に目的とする性能となるように対応することが必要とされている。なお、本事例では、法枠工自体の滑動は

見られたためのり面としては被災しているが、崩壊土砂は発生していないため道路交通への影響はなく、地山補強工と法枠工により表層崩壊による土砂を抑止・抑制するための対策工の目的と機能は満足しているといえる。

事例5)

発災日時：2009年7月21日9:00

被災形態：土砂流出

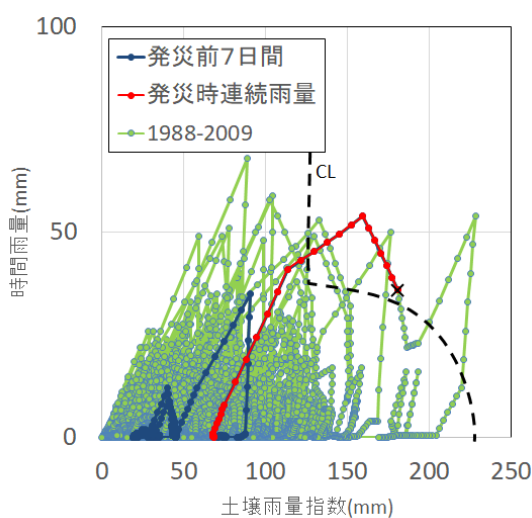
発生土量：20m³ 道路到達土量：3m³

図5-8に、(a)被災箇所状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は集水地形を切土し植生工を施したのり面で、短時間の集中豪雨により雨水が集中して縦排水溝を横に屈曲させた箇所からオーバーフローし、周辺の表面土砂が浸食・流出した事例である。

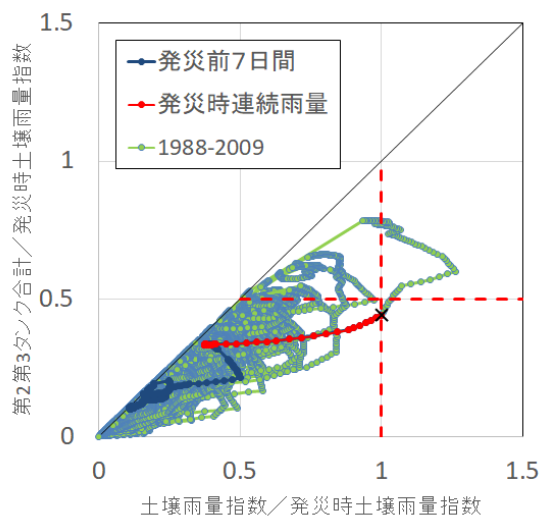
降雨の状況を見ると、既往最大の降雨で、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係では当該地域の土砂災害警戒情報のCLを超過した状態で発災しており、当該地域のCLによ



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-8 事例5の降雨履歴の整理結果

り捕捉される災害であった。

一方、(c) の第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をみると、発災時のタンク合計値の比率は0.5より小さく、仮にタンク合計値の比率0.5を基準とした場合には、見逃し災害となる。しかしながら、本被災形態は排水溝の屈曲部からのオーバーフローが原因の災害である。このような集水地で雨水が集中しやすい箇所では排水施設にできるだけ屈曲箇所を設けないようにするとともにますを設置して溢水が生じないように配慮し、排水溝周辺については植生工のみではなく、侵食に配慮した法枠などの構造物工の併用といった、設計段階での検討が必要な災害形態と考える。

事例6) (4. 災害事例7 参照)

発災日時：2009年7月14日7:00

被災形態：土砂崩壊

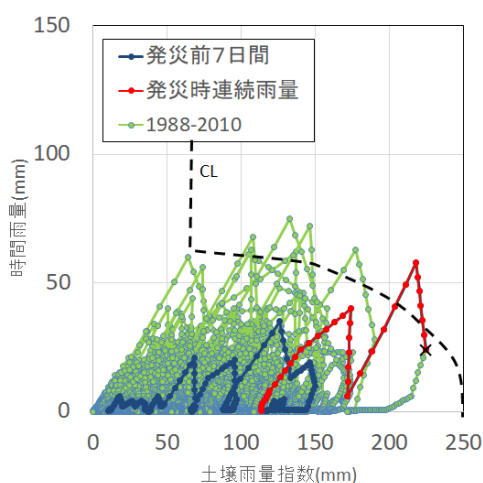
発生土量：200m³ 道路到達土量：200m³

当該箇所は、基岩が花崗閃緑岩で風化により表層が土砂化し緩みが生じたところが豪雨により崩壊したものである。現地は国道と市道が並走しており市道側にある切土のり面で、崩土は国道には到達してはいない。図5-9に、(a) 被災箇所状況、(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。

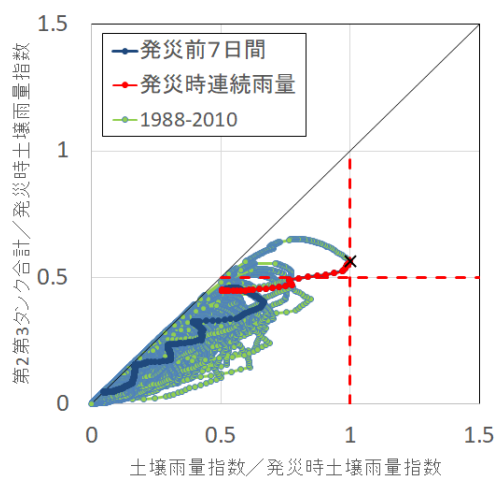
(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、4. で既述したように、発災時は短時間集中豪雨であるが、発災前の数日間に数回の先行降雨を伴っており、先行降雨の影響が反映された結果、土壌雨量指数で既往最大の降雨となっており、当地域の土砂災害警戒情報のCLで捕捉可能な災害であったが、災害は若干下回ったところで発生している。また、CLを超過する降雨は過去に数回発生しており、これらは事例の発災時土壌雨量指数に対して小さい土壌雨



(a) 被災箇所の状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-9 事例6の降雨履歴の整理結果

量指数での短時間集中豪雨により CL を超過したものであった。

一方、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を見ると、発災時土壌雨量指数に対するタンク合計値の比率が0.5を超過したところで発災している。また、上記の過去の降雨でCLを超過した降雨については、(b) の関係を用いる場合には規制の対象となるが、(c) の関係を用いる場合には規制対象外の降雨となり、本事例では (c) の方法によることで規制の空振りの減少につながる可能性が示唆されたものとする。

当該箇所は切土のり面であるが、崩壊のメカニズムとしては地山の長期的風化により土砂化した表層部の崩壊であり、自然斜面においても普通に想定される現象で、土壌雨量指数で想定している災害形態である。当該箇所のように植物が繁茂していると、何らかの変状がみられない限り、

目視で風化の進行状況や崩壊の危険性を判断することは困難であり、事前通行規制による対応が有効な災害形態の1つと考えられる。

事例7) (4. 災害事例8 参照)

発災日時：2010年8月12日9:20

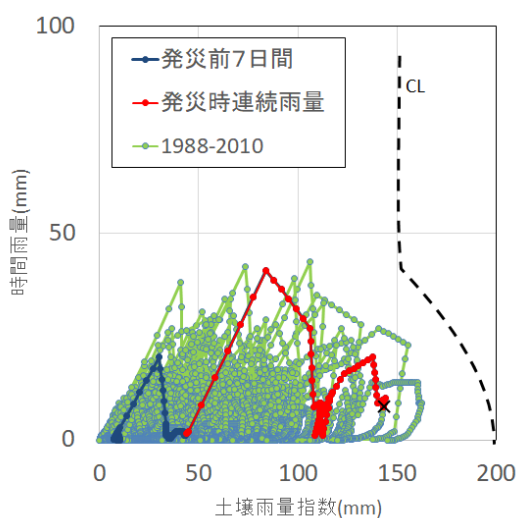
被災形態：土砂流出

発生土量：30m³ 道路到達土量：30m³

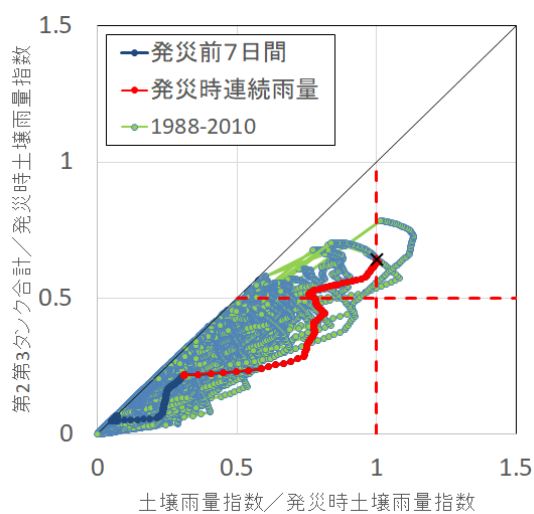
図5-10に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、前述したように被災箇所上方に微細な沢地形があり、そこから被災箇所に雨水が流入して、地山と植生の根茎境界から土砂崩落が生じている。当時の降雨状況を見ると、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係では、土壌雨量指数は既往最大に近い降雨となっているが、過去の降雨すべてが当地域の土砂災害警戒情報の



(a) 被災箇所の状況 (再掲)



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-10 事例7の降雨履歴の整理結果

CLの内側であり、この災害を捕捉するにはCLの再考が必要である。(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をみると、発災時土壌雨量指数に対するタンク合計値の比率が0.5を超過したところで雨脚が強まり時間雨量20mm前後の降雨2、3時間続いたところで発災している。この事例はCLを再考することで、(b)、(c)のいずれの関係でも捕捉できると考えられるものである。

ただし当事例は、過去にも同じ箇所でも小崩落の被災履歴があり、同程度のことが起こることを想定して既設の落石防護柵の裏にコンパネで対処を行っていた箇所での災害である。このような箇所では、事前通行規制ではなくできる限り災害の発生を防止するような対策を検討することが望ましく、被災履歴を踏まえて微地形を評価し集水地形がみられる場合には、想定される崩壊規模や道路への影響を考慮して、のり枠を設けたり排水工を追加するなどの対

策が想定される。

事例8) (4. 災害事例9 参照)

発災日時：2010年8月13日23:00

被災形態：土砂崩壊

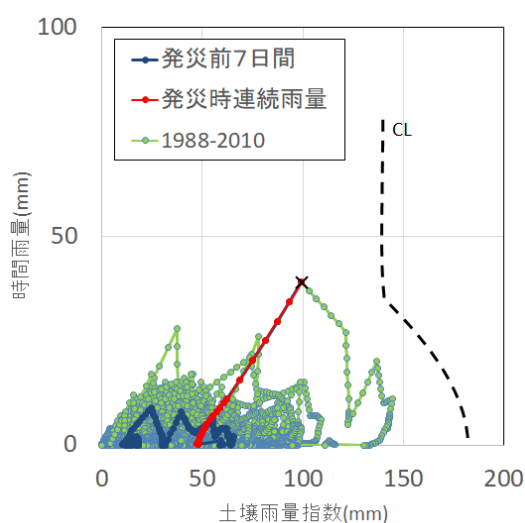
発生土量：180m³ 道路到達土量：180m³

図5-11に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。4. 災害事例9でも述べたように、当該箇所は、地すべり地形の末端に位置する、風化蛇紋岩の植生のり面の表層崩壊である。

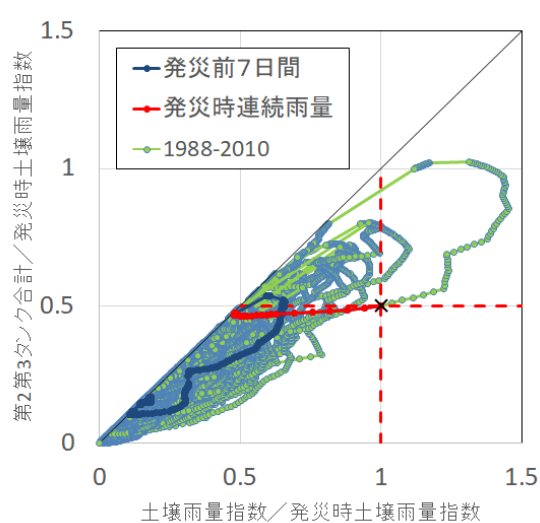
当時の降雨状況は、(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、比較的時雨量の小さい長雨型の先行降雨があり、その後の短時間集中豪雨で被災に至っている。発災時の時雨量は既往最大で、土壌雨量指数も既往最大に近いものであったが、地域の土砂災害警戒情報のCLに対して、



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-11 事例8の降雨履歴の整理結果

過去の降雨履歴は非常に小さく、過去にも被災履歴があることから、前述したように当箇所の災害を捕捉するにはCLの見直し検討が必要である。

(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係をみると、長雨型の先行降雨により発災時土壌雨量指数に対するタンク合計値の比率が0.5を超過したところでいったん降雨がやみ、土壌雨量指数の減少とともにタンク合計値の比率も0.5を若干下回ったところで発災時の集中豪雨により土壌雨量指数は急増加している。それに伴いタンク合計値の比率も漸増し、0.5を超過した時点(0.501)で発災している。被災形態としては表層崩壊であり(b)の関係でCLを見直すあるいは(c)の関係により捕捉できる災害であると考えられる。ただし、本事例は、前述したように被災履歴とその降雨の状況、のり面性状を考慮して、過去の災害復旧時に一体的に対策を行っていくことが望まし

い箇所であると考えられる。

事例9)

発災日時：2010年4月22日19:55

被災形態：土砂崩壊

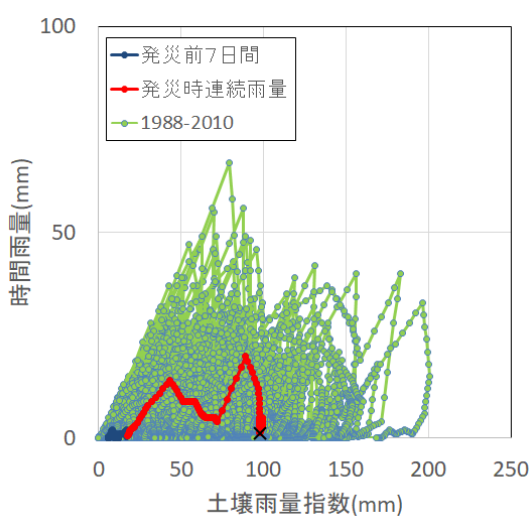
発生土量：300m³ 道路到達土量：4m³

図5-12に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、花崗岩を主体とする切土のり面で、切土勾配は1:0.8と比較的急こう配の切土である。昭和50年以前から供用されており、長年の風化により表面が土砂化して降雨により表層崩壊が発生したものである。

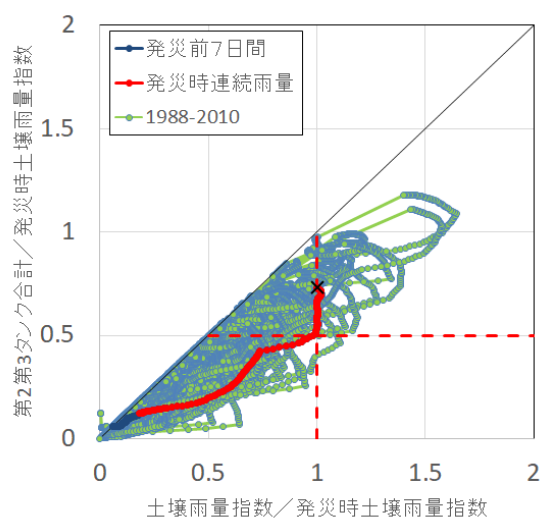
当時の降雨状況は、時間雨量10mm前後の降雨が10時間ほど継続して、土壌雨量指数がおおむね100mm程度となったころから、時間雨量4mm前後の降雨が7時間ほど継



(a) 被災箇所状況



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-12 事例9の降雨履歴の整理結果

続して発災に至っており、降雨量としてはさほど大きなものでなかった。(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、土壌雨量指数の計算における水の流出量と降雨による増加量の収支がほぼ同じであると、3つのタンクの総量である土壌雨量指数はほぼ同じ位置に停滞するため、この事例では時間雨量4 mm程度かつ土壌雨量指数100 mm程度のところで停滞しているのがわかる。時間雨量が小さい長雨型の降雨の場合、時間雨量－連続雨量法であれば連続雨量はリセット条件にならない限り加算されて増加するが、時間雨量－土壌雨量指数法の場合には事例のように停滞する(雨量によっては減少する)ケースもあるため、土砂災害警戒情報のCLでは捕捉されにくくなる点に問題がある。

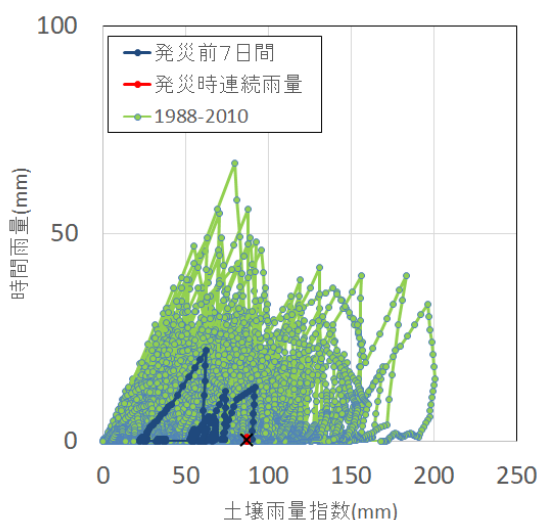
一方、(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を見ると、発災時の土壌雨量指数の収支が同じような時間数mmの降雨が継続した場合にも、地表面から地盤内への

浸透すなわち第1タンクから第2タンクへの流入による増分により、タンク合計値の比率が増加している。したがって、この関係を用いることで、地盤内での水の収支としては増加傾向にあるため、注意が必要な状態であると判断することが可能となり、時間雨量－土壌雨量指数に対して優位性があるものとする。

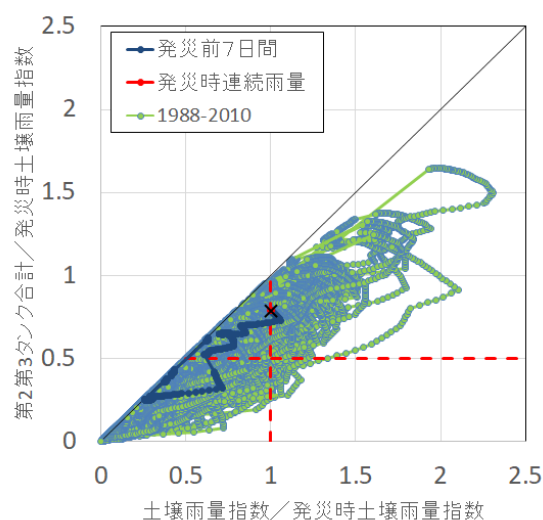
なお、当該箇所の1:0.8の切土勾配は、軟岩であれば標準のり面勾配の範囲内であるが、風化により土砂化しており、土砂斜面におけるのり面勾配としては、標準のり面勾配の適用範囲外の勾配で不安定な状態になっていたと考えられる箇所、発災以前の数年前にも同じ箇所で小規模な表層崩壊が発生している(既設の落石防護網と落石防護柵があったため道路への影響はなかった)。このような箇所については、本事例のように比較的少ない降雨でも崩壊が発生することが想定されるため、点検により切



(a) 被災箇所状況



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-13 事例10の降雨履歴の整理結果

土勾配と風化の影響を考慮して切り直しや補強対策の維持管理での検討をすることが望ましい。また、岩の風化に伴う土砂化が想定される場合には、設計段階でその風化の影響を考慮して緩勾配化を図るとともに必要に応じて補強工を計画することが望ましい。

事例10)

発災日時：2010年7月14日14:10

被災形態：表層すべり・はらみだし

発生土量：360m³ 道路到達土量：0m³

図5-13に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、やせ尾根先端部を1:1.2で切土したのり面で、砂岩・泥岩の高角度の流れ盤の箇所でのり面表層が崩壊には至らなかったがはらみだした事例である。のり尻では湧水がみられ、切土後10年で表面

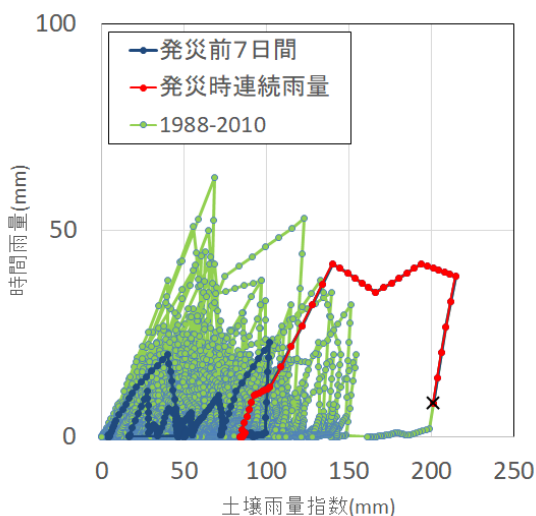
が緩んでおり、当該箇所としては比較的少ない降雨で変状が発生した事例である。事例9が急勾配の切土であったのに対して、本事例は1:1.2と比較的緩い勾配での切土であったことから、道路に影響するような崩壊には至らなかったものと考えられる。

降雨の状況は、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をいづれを見ても、中程度の降雨であり事前通行規制では困難な事例である。

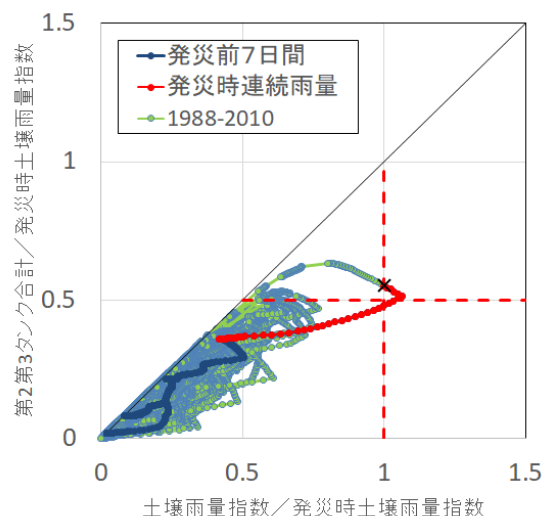
当該箇所のように、緩勾配で切土をしている場合には、風化等により表層にゆるみが生じて、降雨により変状が発生しても、比較的少ない降雨であればはらみだしのような変状は生じるが、崩壊に至る可能性は低いものと考えられる。本事例のように、湧水がみられるような箇所では、水の影響でゆるみが進行している可能性があるため、定期的



(a) 被災箇所の状況



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-14 事例11の降雨履歴の整理結果

な点検や日常のパトロール等で変状を見つけ、ゆるみの状況を調査し必要に応じて補強対策を検討するのが望ましい。

事例11)

発災日時：2010年9月13日23:57

被災形態：土砂崩壊

発生土量：100m³ 道路到達土量：30m³

図5-14に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、背後斜面に奥行き100mほどの集水地形を有する谷地形をまたぐ切土のり面で、のり尻部分には土砂崩壊を想定した待受擁壁が設置されており、待受擁壁で受けきれなかった30m³の土砂が道路1車線分まで到達した事例である。当該箇所は、連続雨量150mmで事前通行規制を行っている区間で、事前通行規制中に発災しており、連続雨量法でも捕捉している事例であ

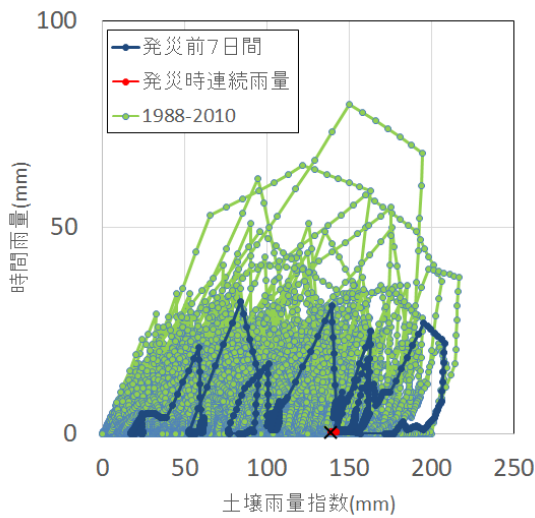
る。事前通行規制は22:30より行われており規制後約90分で発災している。

降雨状況について、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、先行降雨の影響もあり明らかに既往最大の降雨で発生していることがわかる。この関係で本災害を最も効率よく捕捉するためには、土壌雨量指数で200mm以上となる場合に規制をかける必要がある。前述のように連続雨量法では規制後約90分で発災しており、グラフのプロットは10分間隔で計算しており、土壌雨量指数が200mmに到達した時点から発災時まで約100分であったことから、これにより連続雨量法とほぼ同等の規制時間となる。

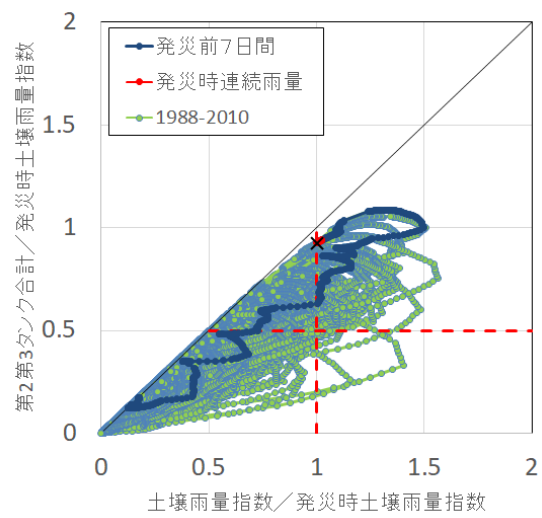
一方、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をみると、(b)同様に既往最大の降雨であることは明確である。災害は発災時土壌雨量指数に対するタンク合計値の比率が0.5以上で発生しており、合計値の比率が0.5以上を規制基準とした場合には規制後約70分で発災に至っ



(a) 被災箇所の状況



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-15 事例12の降雨履歴の整理結果

ている。事前通行規制はテレメータによる雨量で規制を行っているため、事例検討で用いているレーダーアメダス解析雨量の値とは異なることから、単純に比較することはできないが、本事例においては降雨条件によっては規制時間の短縮にもつながる可能性が示唆された。

事例12)

発災日時：2010年7月15日9:30

被災形態：土砂崩壊（滑り）に伴う歩道部の隆起

発生土量：1700m³ 道路到達土量：0m³

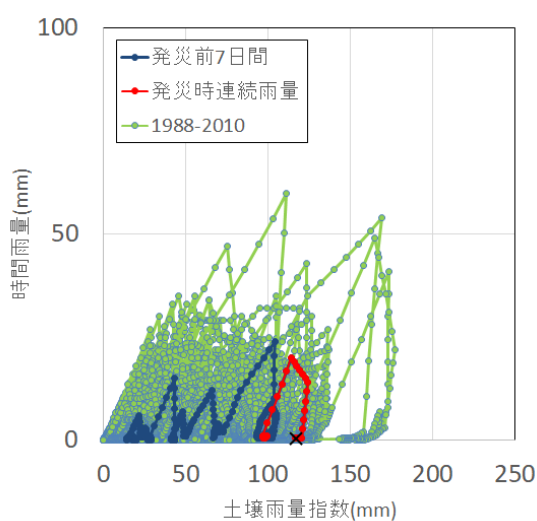
図5-15に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は谷を横断するように切土を行った箇所で、のり面上方には谷部の崖錐堆積物（軟質土

砂）を整地した耕作地跡（耕作放棄地）があった。崩壊は耕作放棄地より下方で発生し、滑動したと推定された土量は1700m³で最大深さ6m程度と規模としては大きなものであったが、のり面には密閉型の法枠工が設置されておりおそらくその効果で土砂が封じ込められていたことから比較的深い滑りとなり、被害は歩道部で隆起が生じたものの土砂で道路が閉塞されるような災害にはならなかったものと考えられる。

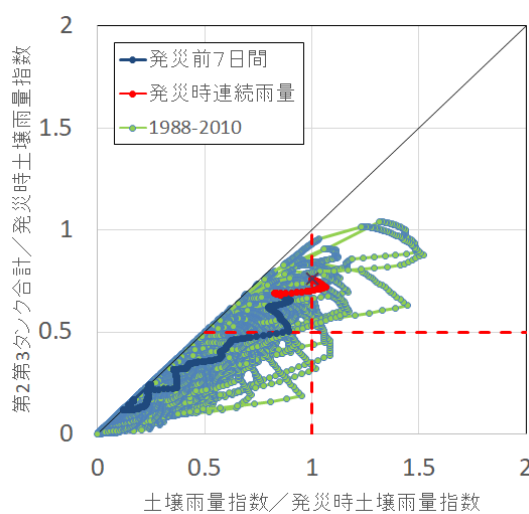
降雨状況について、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係をみると、発災前の先行降雨で既往最大に近い土壌雨量指数となったが、その後の発災に至るまでの降雨では土壌雨量指数は減少しており、土壌雨量指数を増加させるほどの強い降雨がなかったことがわかる。



(a) 被災箇所状況



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-16 事例13の降雨履歴の整理結果

一方、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を見ると、土壌雨量指数のピーク値以降もタンク合計値の比率は増加しており、タンク合計値のピーク値を記録したのちタンク合計値が土壌雨量指数とほぼ等しくなったところで発災している。この関係で発災に至るまでの7日前からの降雨履歴を見ると、既往最大のものであったといえる。

本事例に関して、災害捕捉性の観点からみると (b) の関係に対して、(c) の関係に優位性があるものと考えられる。しかしながら、事前通行規制により本災害をとらえる場合には、土壌雨量指数による基準値が小さいため、既往の降雨履歴を見ても比較的頻繁にかつ長時間の規制を行う必要があり、別途検討が必要な被災形態であると考えられる。

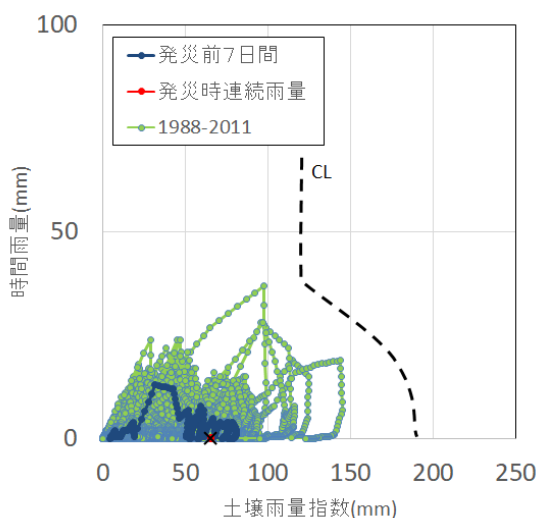
図5-3で示したように、土壌雨量指数が減少しながらタンク合計値がピークとなる時点が、おおむね第2タンクと第3タンクの比率が1:1となり、それ以降は第3タン

クの値が土壌雨量指数に近づいていき、本事例のように土壌雨量指数とタンク合計値がほぼ等しい状態の時の土壌雨量指数はほぼ第3タンクの値となる。土壌雨量指数において第3タンクの値が主となる場合には、地盤内の地下水位が上昇している状況が考えられる。このような状況で考えられる災害形態は、地すべりや深層崩壊といった深い滑りが想定され、表層崩壊は比較的降雨強度に依存するような降雨で発生しやすいが、深い滑りでは先行降雨も含めて累積降雨も大きく比較的長時間継続するような豪雨が想定される。本事例はのり面保護工の効果もあり比較的深い滑りとなった事例であると考えられる。

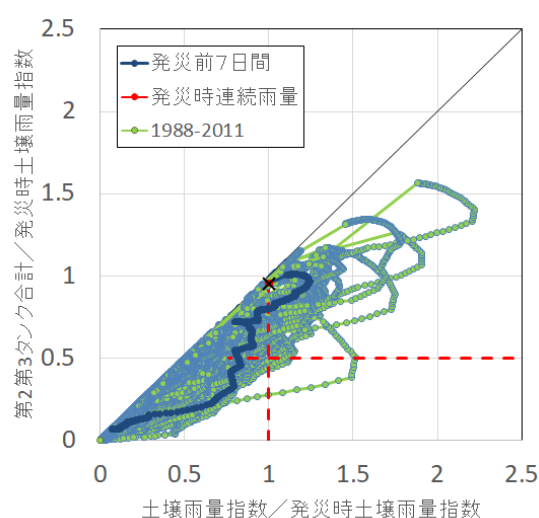
地すべりや深い崩壊を事前通行規制で捕捉するには、降雨がやんだ後に発生することも想定されるため降雨終了後も長時間規制する必要があり、事前通行規制には適さない災害形態であると考えられる。したがってこのような災害形態に対しては、弱点箇所を把握し事前値策を行うとともに、



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-17 事例14の降雨履歴の整理結果

通行規制解除後も道路パトロールでのり面・斜面や路面・歩道の変状に注意するような体制をとることが妥当であると考えられる。

事例13)

発災日時：2010年7月14日3:10

被災形態：土砂崩壊

発生土量：250m³ 道路到達土量：160m³

図5-16に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、昭和50年以前に施工された花崗岩を主体とする切土のり面で、のり面勾配 1:0.7 で表層は強風化して土砂化(まさ化)していた。

降雨状況について、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係をみると、先行降雨の影響もあり発災時の土壌雨量指数は比較的大きな値ではあったが、発災時の降雨は小さくこの関係を用いて災害を捕捉するには規制頻度が多くなるよ

うな基準線を設定する必要がある。

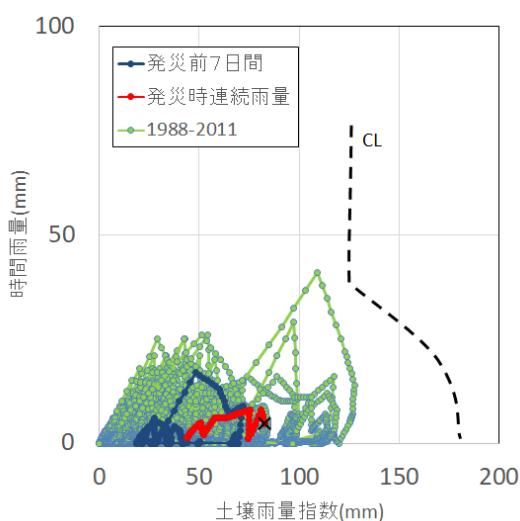
一方、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係をみると、発災時のタンク合計値は過去の降雨履歴と比較して、比較的大きなものであり、この関係を用いることで捕捉できると考えられ、(b) の関係に対して優位性はあるものといえる。

しかしながら、発災時の土壌雨量指数が比較的大きな値ではあるものの、過去の履歴と比較すると既往最大に近いような降雨とはいえない災害である。当該箇所は、前述のように花崗岩を 1:0.7 で切土した箇所がまさ化した箇所である。切土勾配から施工当時は比較的硬い岩であったものと推察されるが、花崗岩は風化しやすくまさ化することによって標準のり面勾配の適用範囲からも大きく外れており、経年変化でまさ化した範囲も深くなっていき不安定な状態になっていたと考えられる。

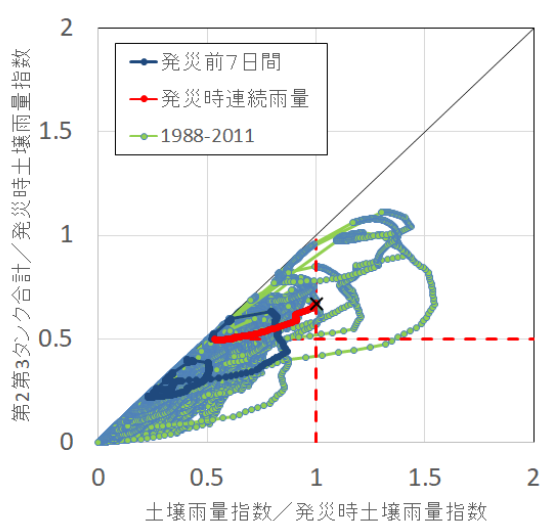
このような風化しやすい岩を急勾配切土した箇所につ



(a) 被災箇所の状況 (再掲)



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-18 事例15の降雨履歴の整理結果

いては、前述の事例9でも述べたように比較的少ない降雨でも崩壊が発生することが想定されるため、設計段階から緩勾配化や補強工の検討を行うとともに、既設のり面については点検により切土勾配と風化の影響を考慮して切り直しや補強対策の維持管理での検討をすることが望ましい。

事例14) (4. 災害事例2 参照)

発災日時：2011年9月5日1:36

被災形態：土砂崩壊

発生土量：200m³ 道路到達土量：80m³

図5-17に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、4. 災害事例2でも述べたように、背後が段丘平坦地で比較的小規模なり面で、連続するり面内で過去にも同様の被災形態で複数回の被災履歴がある箇所である。湧水が多くみられ、地下水位

が高い箇所で、のり面勾配も1:1.0急勾配であるとともに、凍上の影響を受けて脆弱化しやすい地域であった。

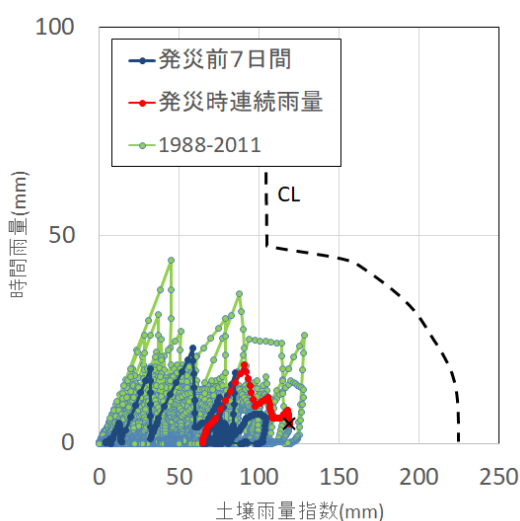
降雨状況について、(b)時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、先行降雨も含めてさほど大きな降雨ないことがわかる。前述するように降雨履歴はすべて当地域の土砂災害警戒情報のCLの内側にあり、上記の過去の被災も当該地域のCLでの捕捉はできないため、CLの見直し検討が必要な箇所である。

一方、(c)第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をみると、発災時の土壌雨量指数は小さいもののタンク合計値の値は比較的大きく、土中水分の状況からは災害が起りやすかった状態にあった傾向はみられる。しかしながら、(b)の関係と同様に過去の降雨履歴と比較すると、この関係を用いて事前通行規制を行うには適さないものとする。

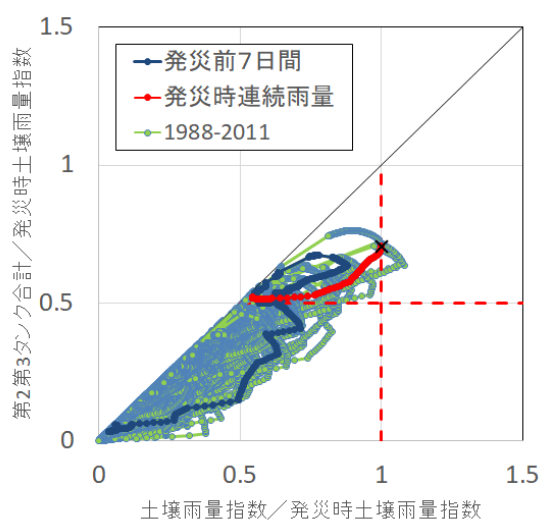
当該箇所は、4.でも述べたように凍上の影響を受けて



(a) 被災箇所の状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-19 事例16の降雨履歴の整理結果

いる可能性や被災要因を踏まえると、定期的な点検によるのり面の健全性の確認や、湧水対策および適切なのり面保護工を行う等の維持管理対応が妥当な災害である考えられる。

事例15) (4. 災害事例3 参照)

発災日時：2009年7月21日9:00

被災形態：土砂流出

発生土量：4m³ 道路到達土量：3m³

図5-18に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、4. でも述べたように法肩部の排水不良(排水工は半割のコルゲートで被災箇所の部分に滞水が見られ雨水が集中してオーバーフローしたものと推察された)により対策工側部に流水が集中して生じた小規模な侵食によるものがある。

降雨状況について、(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係

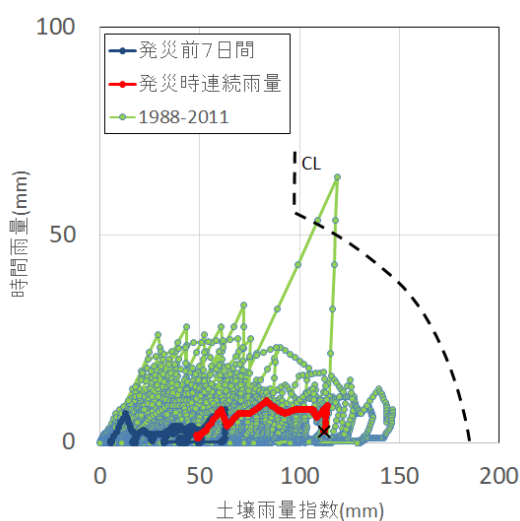
を見ると、先行降雨および発災時の降雨も比較的まとまった降雨であるが、事例14と同様に過去の降雨履歴はすべて当地域の土砂災害警戒情報のCLの内側にあり、当該地域のCLでの捕捉はできないため、見直し検討が必要な箇所である。

一方、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係をみると、発災時土壌雨量に対するタンク合計値の比率は0.5以上となっており、この関係を用いて規制を行うことは可能であると考えられる。しかしながら、(b)の関係と同様に過去の降雨履歴と比較すると既往最大に近いものとはいいがたく、この関係を用いて事前通行規制を行うには適さないものと考えられる。

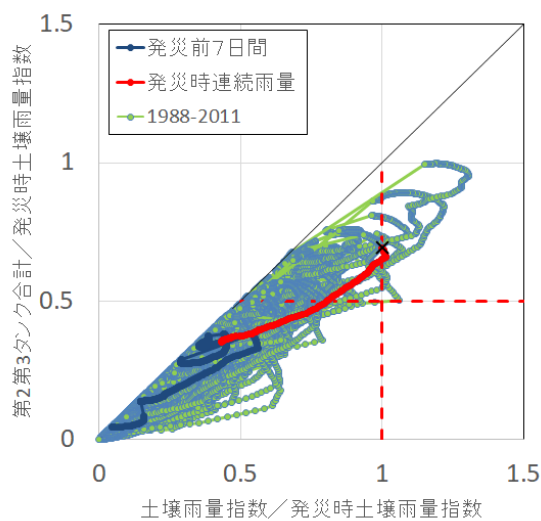
また、被災形態や規模の観点からみても、本事例は排水不良に起因する土砂流出で被災規模も極めて小さく、4.でも述べたように排水工の点検による適切な維持管理によって対応すべきものである。



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-21 事例18の降雨履歴の整理結果

のと考え、(b)、(c)のいずれの関係を見ても降雨との関連性が高く、地域の状況(のり面規模や道路への影響)踏まえて、道路管理者が必要と判断される場合には事前通行規制基準を検討する際の対象災害とすることも考えられる。

事例17)

発災日時：2011年6月25日17:30

被災形態：土砂崩壊

発生土量：350m³ 道路到達土量：150m³

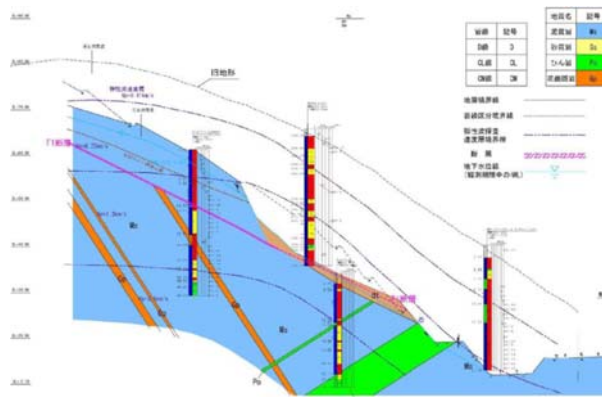
図5-20に、(a)被災箇所状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。

当該箇所は、発災の4年前(2007年)に供用開始された道路の長大切土のり面である。崩壊箇所は、旧谷頭部に位置しており、旧地表面に近い切土のり面上部に軟質な土砂が残存していた。また、直近の2009年に点検が行われ

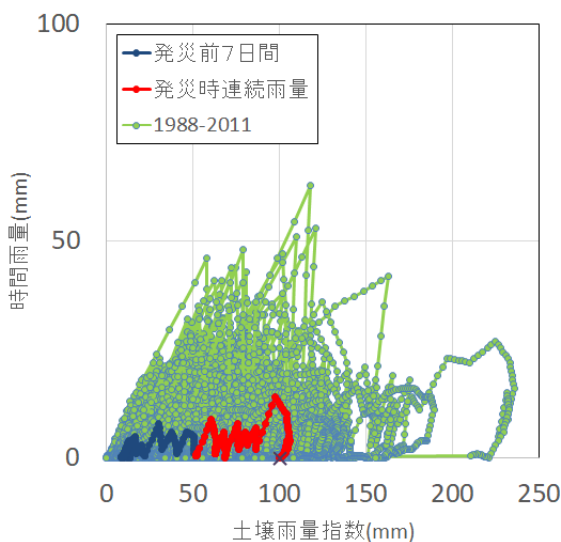
ており、被災箇所付近の縦排水溝には滑動跡とみられる水平の亀裂や側溝の土砂による閉塞が確認されており、供用開始時からすでに変状は進行していたものと考えられる。崩壊土砂は、のり面を通過する側道を閉塞したが、本線には影響はなかった。

降雨状況について、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係を見ると、比較的大きな先行降雨があり、当該箇所近傍のアメダスでは観測史上最大の日雨量を記録しており、供用開始後最大の降雨であった。この影響で発災したものと考えられるが、発災時には降雨はほとんどない状態で、土壌雨量指数も大きく減少しており、この関係を用いて本災害を捕捉することは難しいと考える。

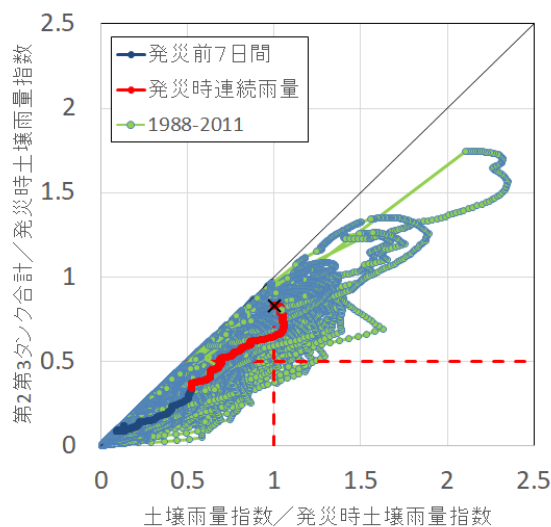
一方、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を見ると、発災時土壌雨量指数に対してタンク合計値の比率は高く、土中水分の状況から災害が起りやすかった状態にあった傾向を示していると考えられるが、この関係



(a) 被災箇所の状況



(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-22 事例19の降雨履歴の整理結果

を用いても効率的に本事例を捕捉することは難しい災害である。

前述のように、当該箇所は谷頭部に残存した軟質土砂が崩壊したもので、供用開始後の数年間ですでに変状が確認されている。このような箇所は、切土時に軟質土砂を考慮して補強等を実施することが望ましく、本事例では点検で変状が確認されていることから、早期に元地形を考慮して軟質土砂の残存範囲を調査して補強対策を行うなどの検討が必要な箇所であったと考える。

事例18) (4. 災害事例12 参照)

発災日時：2011年5月29日21:20

被災形態：土砂崩壊

発生土量：260m³ 道路到達土量：70m³

図5-21に、(a) 被災箇所の状況、(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係、(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を示す。当該箇所は、4. で述べたように

平成元年以前に供用が開始されており、谷頭部を切土したのり面で、緑化基礎工としてプレキャストのり枠を用いた植生工が施されている。崩壊箇所は谷部の軟質土砂が薄く残存しており、その部分が崩落したものと推定されるものである。

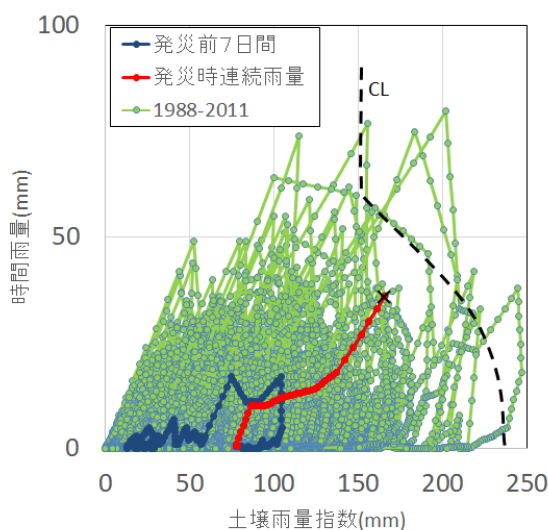
降雨状況について、(b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係をみると、先行降雨の影響もあり発災時の土壌雨量指数は比較的大きなものであったが、当該箇所のほとんどの降雨は土砂災害警戒情報のCLに対して大きく内側に位置しており、本事例を捕捉するためには、見直しが必要である。

一方、(c) 第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係をみると、発災時のタンク合計値の比率は0.5を超えており、約20年間での降雨履歴を見てもこの関係を用いた場合の規制頻度はさほど多くはないことから、本災害を効率的に捕捉できる可能性はみられる。

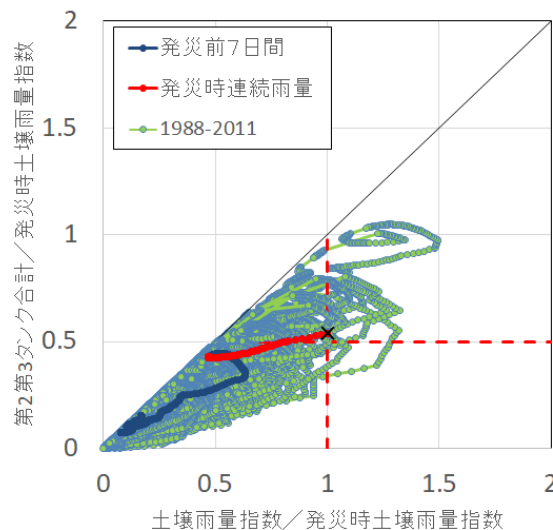
しかしながら、何度も繰り返しとなるが谷部の切土にお



(a) 被災箇所状況 (再掲)



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係



(c) 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
(発災時土壌雨量指数で正規化)

図5-23 事例20の降雨履歴の整理結果

いては、設計時・施工時に元地形から谷部の軟質土砂の残存の確認と必要な補強を行うことが重要であり、点検においてもそのような観点で調査を行い、適切な対応を図る災害と考える。当該箇所は、供用開始後22年以上経過しており、他の供用開始数年での被災事例とは異なるが、4.でも述べたようにもともと谷頭部は水が集まりやすいため、他に比べて乾湿の繰り返しで風化が進行しやすく、その影響で軟質土砂の範囲が広がった結果、既設の植生工では安定が保てない状態となり崩壊した可能性が考えられる。プレキャスト法枠工は、安定したのり面で植生基盤を保持するための緑化基礎工であり、経年劣化により不安定化が想定される箇所には適さない工法である。したがって、このような箇所では、長期的な風化の影響も考慮した定期的な点検や対策も必要があると考えられる。

事例19)

発災日時：2011年5月12日1:00

被災形態：土砂崩壊

発生土量：10000m³ 道路到達土量：5000m³

図5-22に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。

当該箇所は、旧尾根地形を切土した新設の長大のり面(2008年供用開始;切土高70m)で、切土のり面は尾根部に位置しており、地山深部まで風化が及んでいたとみられる。のり面には流れ盤構造の強風化した泥質岩が分布し、のり面に斜交する流れ盤の断層が存在しており、この断層がすべり面となり、くさび状に崩壊したとみられる箇所である。のり面勾配は、1:1.0と長大切土にもかかわらず比較的急勾配での切土であった。

降雨状況について、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係

を見ると、発災時の土壌雨量指数および時間雨量のいずれもさほど大きなものではなく、本事例を効率よくとらえるのは難しいと考えられる。

一方、(c) 第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を見ると、発災時土壌雨量指数に対してタンク合計値の比率は高く、土中水分の状況から災害が起りやすかった状態にあった傾向を示していると考えられるが、この関係を用いても効率的に本事例を捕捉することは難しいと考えられる。

なお、当該箇所は連続雨量200mmで事前通行規制を行っており、おおむね事前通行規制基準付近での降雨で被災している。事例9でも述べたように時間雨量と土壌雨量指数を計算する際の流出量の収支に大きな差がない場合には、土壌雨量指数はほとんど変化しないため、本事例のように時間雨量が小さい長雨型の場合には図5-3(a)で示したように、総雨量に対して土壌雨量指数が大幅に小さくなる。

しかしながら、当該箇所は、長大切土により流れ盤および断層面がのり面内に表れており、切土により不安定化したものと考えられる災害で、事前通行規制の対象とするには不適切な災害と考える。長大のり面では、災害が発生するとその規模は非常に大きいため、事前の調査でどこまで把握して対策を行うかが重要であり、特に断層破碎帯の存在が予想される場合、地質構造を考慮したボーリング調査やボアホールカメラを実施し、のり面の安定性に影響を及ぼす断層の分布や流れ盤などの構造を把握し、その結果を設計に反映することが重要である。

事例20) (4. 災害事例4 参照)

発災日時：2011年6月12日11:00

被災形態：土砂崩壊

発生土量：20m³ 道路到達土量：3m³

図5-23に、(a)被災箇所の状況、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係を示す。

当該箇所は、4. で述べたように道路改良に伴う切土箇所の道路供用前に発生した災害で比較的植生も若く切土初期に生じた災害である。

降雨状況について、(b)時間雨量—土壌雨量指数の関係を見ると、発災時の降雨は比較的短時間の集中豪雨で前日にも先行降雨がありその影響を反映して土壌雨量指数も比較的大きな値となっているが、当該地域のCLの内側で発災しており、この災害を捕捉するためにはCLの見直しが必要である。

一方、(c)第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関

係を見ると、発災時のタンク合計値の比率は0.5を超えており、この関係を用いることで捕捉することは可能であることはわかる。

しかしながら、事前規制対象とすべき災害であるかを考えた場合、4. でも述べたようにもともと地下水位が高く地山自体が強風化していたため、被災箇所以外の範囲では地山補強工が実施されており、施工段階で対応できなかったかについても検討が必要な災害である。

また、切土初期には応力開放によりゆるみが生じやすく、切土後はしばらくは重点的に点検を行い湧水の状況やのり面のゆるみの状況などを確認することも必要と考えられる。

5.3.2 考察

切土のり面の被災事例における個々の結果を見ると、第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係は、時間雨量—土壌雨量指数の関係と比較しても災害の捕捉性、規制の効率性の観点からわかりやすい方法であると考えられる。短時間集中豪雨に対しても、先行降雨の影響の有無や降雨強度の違いにより規制の有無の判断ができる可能性も確認された。

基準値の設定検討の観点で見ると、切土のり面の場合には、人為的に山を切土しており通常自然斜面に対して不安定化させているものといえるため、のり面に不安定部分が存在する場合には比較的弱い降雨でも災害が発生することが考えられる。上記の事例検討においても、既往の降雨履歴の観点からも効率よくとらえられる場合とそうでない場合が混在している。前述の事例検討のように強制的に基準線を設定することはできるが、切土のり面の災害については被災要因を踏まえ点検や維持管理での対応や、新設の場合には設計時の配慮などが重要であり、本来は事前通行規制を前提とするものではないと考える。

被災事例からみられる傾向としては、谷頭部での切土箇所ののり面上方の軟質土砂の残存、軟岩箇所の急こう配切土箇所の風化(土砂化)といった不安定要因がみられるところで、豪雨とまでは言い難い降雨で発災している。このような箇所については、新設に関しては設計時に地山の地形や地質特性(風化し土砂化しやすいか)を考慮し、既設ののり面についても同様の観点で点検・調査を行い必要対策を行うのが望ましい。

また、排水不良(集中豪雨によるオーバーフロー)に伴う流水による浸食(土砂流出)については、道路への影響も小さく流水が集中しやすい箇所の改善や、点検により排水施設の損傷に対する補修などの維持管理での対応によるものと考えられる。

さらに、構造物によるのり面保護工が行われている箇所については、構造物が想定している被災形態を踏まえて点検・管理を行うものとする。

図5-24は、第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係による事前通行規制の考え方を整理したもので、プロットは(2)での検討事例である。長雨型や先行降雨型の災害は左上側の注意域(黄色いゾーン)から右上側の危険域(赤いゾーン)への動きに対して、集中豪雨型は右下側(黄色いゾーン)から右上側の危険域(赤いゾーン)への動きとなる。気象庁より発表される予測雨量をもとに体制を検討し、スネーク曲線が注意域に入ったら通行規制の準備体制を整え、適宜予測雨量および実況雨量により土壌雨量指数等を算出して経時変化を見ながら、危険域に入る際に通行規制を実施するものと考えている。

また、先行降雨の影響がほとんどない条件での比較的短時間での集中豪雨(一般にゲリラ豪雨と呼ばれているような降雨)のように右下側の注意域から、危険域を通らずに左上の注意域に抜けている降雨では規制は行われぬ。これにより短時間集中豪雨に対しての空振り規制の減少にも効果があるものと考えられる。

- この方法で、事前通行を行うための検討課題としては、
- ①規制を行う行わないの判断において右下から左上に抜ける場合に降雨を伴っているか否か
 - ②危険域において降雨が止んだ場合に規制解除をどうするか

の2点が考えられる。1つの考え方としては、①については、降雨時に想定される被災形態が排水施設からの溢水による侵食や表流水による泥水の流出と考えられ、降雨がないのであれば災害発生の可能性は極めて低いと考えられる。一方、②については基準線との位置関係にもよるが、無降雨が継続して土壌雨量指数および第2第3タンクの合計値が減少に転じており、降雨予測でもその後の降雨がないことが確認できた場合には、解除することが考えられる。

5.4 自然斜面災害に対する提案手法の適用性検討

道路における豪雨時の事前通行規制は、道路に隣接するのり面のほか背後の自然斜面で発生する豪雨災害からも回避することを対象としていることから、自然斜面災害に対しても適用性を検討する必要がある。このため、自然斜面災害に対する提案手法の適用性の検討を行った。

検討に用いた災害は、2008～2011年に直轄国道で発生した、1) 落石・岩盤崩壊(12件)、2) 土砂流出・崩壊(27件)、3) 土石流(11件)の計50件である。降雨データは、1988～2020年のレーダーアメダス解析雨量を用い、

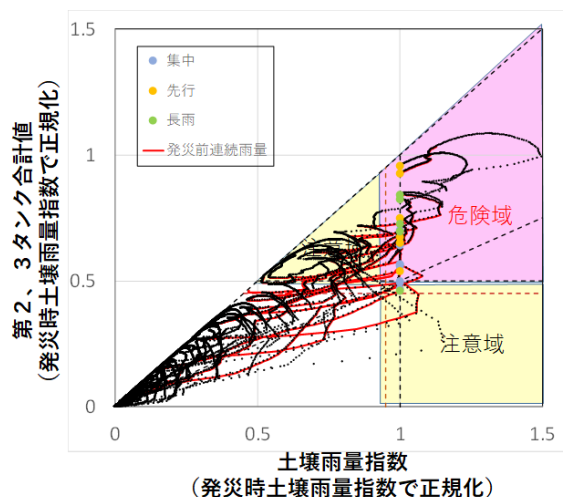


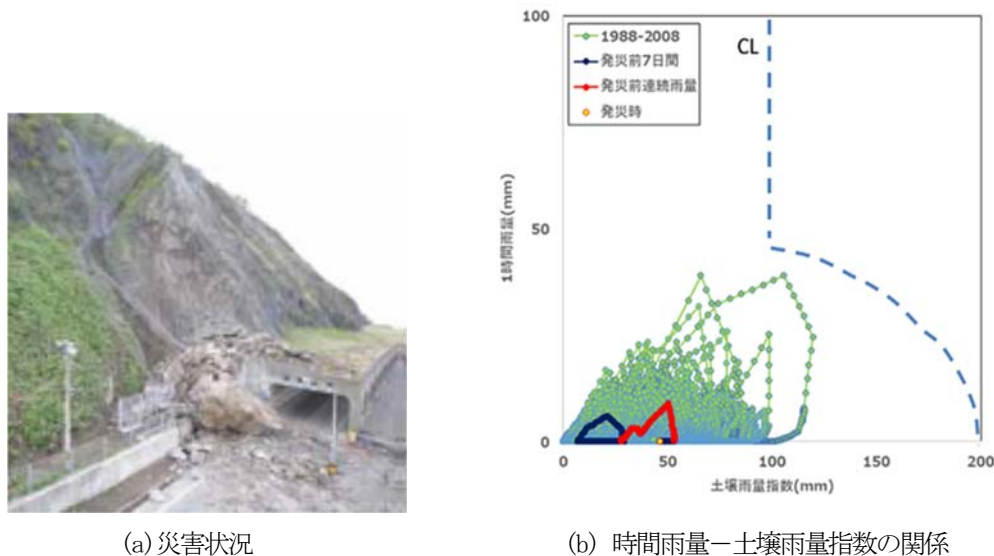
図5-24 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係による事前通行規制の考え方

被災箇所を含む1 kmメッシュの毎正時の1時間雨量から土壌雨量指数の算出に必要な10分間雨量(毎正時雨量を1/6した値)を求め、10分毎の1時間雨量、土壌雨量指数(第1、2、3タンクの各値)および連続雨量の降雨指標値を求め、発災時刻(発災時刻が不明なものは発見時刻)までのスネーク曲線を作成し、災害の捕捉性について検討した。また、それぞれの災害の各降雨指標値の確率年を、各年毎の最大値を用いる毎年法により「水文統計ユーティリティ Ver1.5 (財団法人 国土技術センター)」を用いて算出した。また、事前通行規制の対象とする災害を判別するため、ここでは発災時の土壌雨量指数の発生確率年が1年以上を降雨関係災害(事前規制対象災害)、1年未満を降雨無関係・少降雨災害(事前規制対象外災害)とすることとした。

以下、それぞれの災害形態ごとの検討結果を示す。

(1) 落石・岩盤崩壊(12件)

図5-25に、時間雨量—土壌雨量指数の関係の事例を示す。破線のCLはその地域で公開されている土砂災害警戒情報のクリティカルライン、緑線はレーダーアメダス解析雨量による統計開始年の1988年～発災時までの全降雨履歴、青線は発災前7日間の降雨履歴、赤線は発災前の連続雨量である。本事例のように落石・岩盤崩壊は少降雨・無降雨で発生している事例が多く、いずれも発災時の土壌雨量指数の発生確率年は1年未満であり、発災時を超える降雨の発生頻度が高いことから、事前通行規制による対応は効果的でない判断されるものであった。図5-26は、対象とした12事例について、降雨の地域性を排除するため発災時土壌雨量指数を1として正規化し、発災前7日



(a) 災害状況 (b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係

図5-25 時間雨量—土壌雨量指数の関係の1事例 (落石・岩盤崩壊)

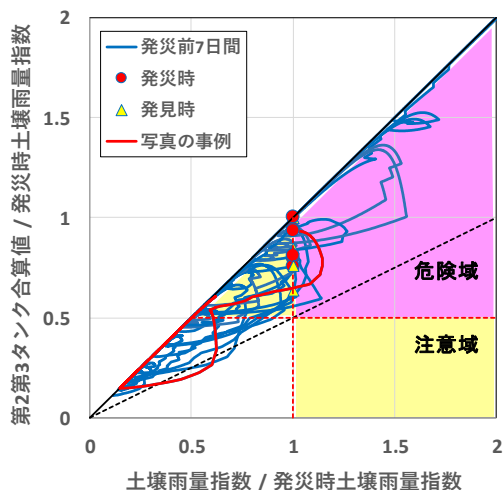


図5-26 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
—発災時土壌雨量指数を1として正規化—
(落石・岩盤崩壊12件)

間の降雨について提案手法の関係を示したものである。いずれの災害も第2第3タンクの合計値が発災時土壌指数に対する比率0.5以上で発生しているが、前述のように発災時の土壌雨量指数を超える降雨の発生頻度が高く、事前通行規制よりもハード対策が効果的と考えられる。

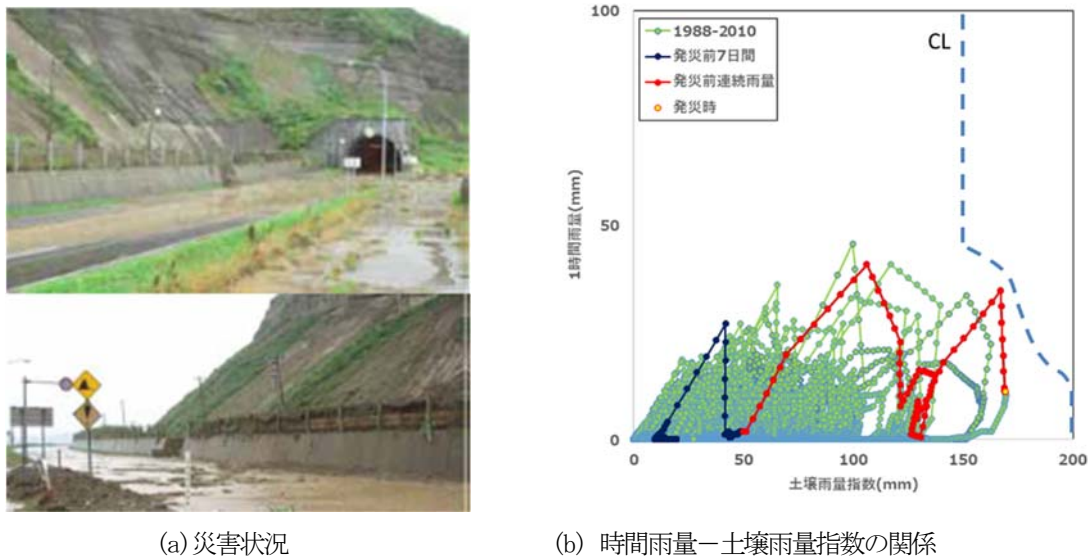
(2) 土砂流出・崩壊 (27件)

図5-27に、時間雨量—土壌雨量指数の関係の事例を示す。土砂流出・崩壊は、この事例のように比較的大きな降雨で発生する事例が多く、発災時の土壌雨量指数の発生確率率は1事例を除き1年以上で発生し(1~5年未満:13件、5~10年未満:5件、10年以上:8件)、事前通行規制による対応が効果的と判断されるものであった。対象とした27事例の発災前7日間の降雨の提案手法の関係(図5-

28)は、図中に示す土壌雨量指数の発生確率率1年未満の災害を除き、第2第3タンクの合計値がおおむね0.5程度以上で発災しており、また発災時の1時間雨量の発生確率率年と比しても同等以上のものが22件と規制頻度の効率性もみられた。なお、発災時土壌雨量指数の確率率が1年未満の災害は、斜面上方にて切土開削し橋台を設置するための工事を行っており、開削箇所からの雨水が集中して流入して発生したもので、施工管理により雨水処理を適切に対応すべきもので、事前通行規制の対象外と考えるものであった。

(3) 土石流 (11件)

図5-29に、時間雨量—土壌雨量指数の関係の事例を示す。本事例のように土石流も土砂流出・崩壊と同様に比較



(a) 災害状況 (b) 時間雨量－土壌雨量指数の関係

図5-27 時間雨量－土壌雨量指数の関係の1事例（土砂流出・崩壊）

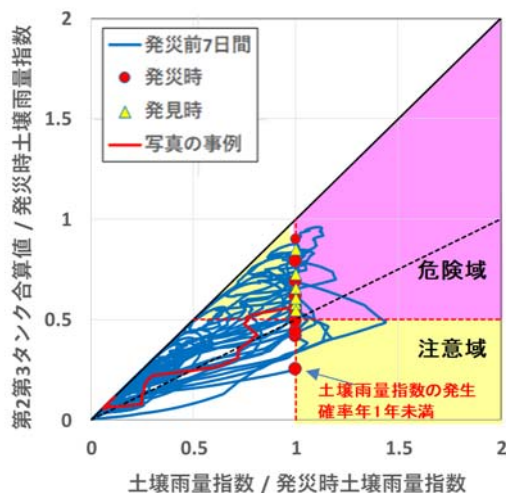


図5-28 第2第3タンク合計値－土壌雨量指数の関係
－発災時土壌雨量指数を1として正規化－
（土砂流出・崩壊27件）

的大きな降雨で発生する事例が多く（1～5年未満：4件、5～10年未満：3件、10年以上：4件）、事前通行規制による対応が効果的であると判断されるものであった。対象とした11事例の発災前7日間の降雨の提案手法の関係（図5-30）も、第2第3タンクの合計値がおおむね0.5程度以上で発災し、発災時の1時間雨量との発生確率年の比較で同等以上のものは6件であったが、残り5件のうち2件の1時間雨量の発生確率年は約73年と93年という異常な豪雨であった。

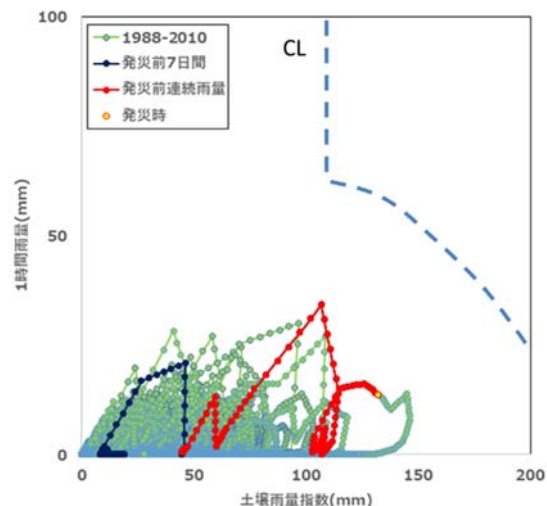
上記のように、自然斜面災害についても第2第3タンクの合計値－土壌雨量指数の関係を用いることで効率的な事前通行規制ができる可能性を確認できた。

6. まとめ

本研究の成果を簡単にまとめると以下のとおりである。
（1）被災地近傍のアメダスデータを用いて降雨パターンと災害を関連付けるための整理を行った結果、道路のり面の災害と降雨の関係において、48時間累積雨量 $\Sigma 48$ や6時間累積雨量 $\Sigma 6$ が、先行降雨型や集中豪雨型の災害の事前通行規制の指標値となる可能性が示唆された。また、6時間累積雨量 $\Sigma 6$ と連続雨量 R によるスネーク曲線の形状から、災害時の降雨パターンを分類することができ、6時間累積雨量 $\Sigma 6$ がゲリラ豪雨（集中豪雨型）災害に対する事前通行規制の指標値としての可能性が得られた。



(a) 災害状況



(b) 時間雨量—土壌雨量指数の関係

図5-29 時間雨量—土壌雨量指数の関係の1事例(土石流)

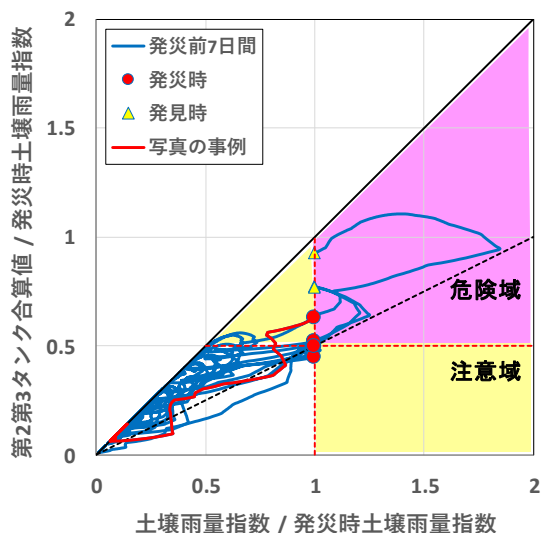


図5-30 第2第3タンク合計値—土壌雨量指数の関係
—発災時土壌雨量指数を1として正規化—
(土石流11件)

(2) アメダスデータは被災箇所のピンポイントの降雨ではないため、被災箇所に対してより精度の高いレーダーアメダス解析雨量による降雨データを用いた、スネーク曲線による災害の捕捉性の分析・検討の結果、レーダーアメダス解析雨量を用いることで、短時間集中豪雨について面的に降雨を把握することができるが、事前通行規制に適用するには、実降雨に対して降雨の有無や大小の違い、降雨のピークのずれが生じるなどの課題があることがわかった。

(3) 土壌雨量指数を指標値に用いることで、連続雨量法による通行規制の課題である先行降雨の影響が考慮され、災害の捕捉性が向上する可能性を確認することができた。

一方で、道路における土砂災害が比較的規模の小さなものが多く、これらの中には被災要因によって捕捉性が低い災害形態もあり、災害形態や規模、道路への影響なども考慮し、定期的な点検・補修等により対応する災害と規制により対応する災害形態を明確にする必要があることも確認できた。

(4) 土砂災害警戒情報で用いられている時間雨量—土壌雨量指数の関係を道路の事前通行規制に用いる場合の課題を整理し、土壌雨量指数のモデルの考え方および計算で用いる各タンクの挙動を踏まえて、第2第3タンクの合計値—土壌雨量指数の関係をを用いた新たな事前通行規制手

法（案）を考案し、切土のり面での被災事例及び自然斜面災害に対して適用性の検討を行い、時間雨量—土壌雨量指数の関係と比較しても災害の捕捉性、規制の効率性の観点からわかりやすい方法であることを確認した。

これらの成果を踏まえて、提案手法による試行検討に向けて、基準値の設定方法等を示したマニュアル（素案）をとりまとめる予定である。

参考文献

- 1) 川添英生, 加藤俊二, 佐々木哲也: 豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析, 第72回土木学会年次学術講演会, 2017.9
- 2) 川添英生, 加藤俊二, 佐々木哲也: 道路のり面災害の降雨パターン分析 —短時間集中豪雨災害の把握—, 第73回土木学会年次学術講演会, 2018.9
- 3) 加藤俊二, 酒井章光, 佐々木哲也: 道路の事前通行規制におけるレーダーアメダス解析雨量の適用性検討, 第74回土木学会年次学術講演会, 2019.9
- 4) 気象庁ホームページ:
<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/knownow/bosai/dojoshisu.html>
- 5) 加藤俊二, 東拓生, 佐々木哲也: 土壌雨量指数を活用した道路の事前通行規制手法の検討, 第76回土木学会年次学術講演会, 2021.9
- 6) 加藤俊二, 東拓生, 佐々木哲也: 土壌雨量指数を活用した道路の事前通行規制手法の検討 (その2), 第77回土木学会年次学術講演会, 2022.9 (投稿中)

3.2 突発的な自然現象による土砂移動の範囲推定技術及び道路通行安全性確保技術の開発

3.2.5 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する

研究（7）（融雪期道路盛土のり面分野）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山乃、林宏親、山木正彦、御厩敷公平

【要旨】

北海道の国道における道路盛土の変状には、台風や前線がもたらす降雨、地震によるものだけでなく積雪寒冷地特有の融雪水の影響があり、近年、通行止めを伴う道路盛土の変状が発生している。

本研究は、積雪寒冷地における融雪水が要因となる道路盛土の変状メカニズムの解明や道路盛土の安定性、保全対策として管理手法の提案を目的としており、既存の気象観測システムと現地の地下水位計測結果より、融雪期の盛土内水位を簡易に推定する手法（浸透流解析）を提案した。さらに、その解析水位を踏まえた弾塑性変形解析により盛土の弱部と変形量の算出が可能となった。

キーワード：道路盛土、融雪水、2次元 FEM 浸透流解析、2次元 FEM 弾塑性変形解析

1. はじめに

積雪寒冷地である北海道では融雪期に通行止めを伴う道路盛土の変状が発生している。急激な融雪水が盛土の不安定化の一因となることが想定され、融雪水の影響を踏まえた対策工の選定や、今後の道路盛土の維持管理に関して検討する必要がある。

本研究では、北海道内の既設の道路盛土において融雪期の地下水位の現地計測を実施し、それを踏まえ融雪水を考慮した簡易な浸透流解析手法について検討した¹⁾⁵⁾。その結果、本解析手法により概ね融雪期の最大の地下水位を再現できた。さらに、解析により得られた水位を踏まえて弾塑性変形解析を実施したところ、現地状況と合致する結果が得られた。

2. 融雪期の道路盛土の地下水位現地計測結果

融雪期および降雨時の道路盛土の地下水位挙動を把握するために、北海道内の既設の道路盛土において、現地計測を実施した結果、以下の成果が得られた。

- ・積雪のない期間の地下水位の挙動として、降雨後に速やかに地下水位が上昇し、降雨が終了すると水位が低下する挙動を確認した（図-1(a) 参照）。
- ・冬期になり、積雪がおおよそ 100cm を超えると、降雨が確認されても盛土内の地下水は上昇しない傾向が確認された（図-1(b) 参照）。
- ・融雪期の積雪深と気温、地下水位の関係として、日

平均気温が－（マイナス）の間は積雪深が低下しているにも関わらず、地下水位に大きな変化は確認されなかった（図-1(b) 参照）。

- ・そして、日平均気温が連続して＋（プラス）の気温となった日を境に、積雪深の低下に伴う地下水位の上昇が確認された（図-1(c) 参照）。
- ・融雪期の水位は降雨時と比べて高い水位が維持されていることを確認した（図-1(c) 参照）。

これらの計測結果より、本解析手法の条件として、初期水位の設定や降雨強度算出に用いる積雪深値は、現地計測または近傍の気象観測システム（アメダスや道路 TM など）の日平均気温が＋となり、地下水位が上昇する日の 0 時時点の値を参照した。

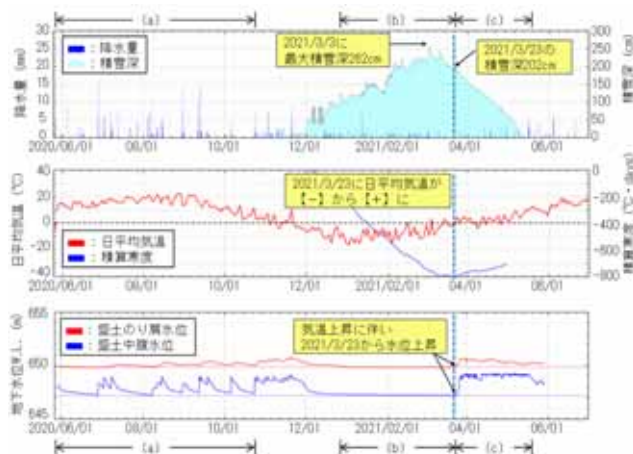


図-1 現地計測結果（2020年6月～2021年6月）

3. 融雪水を考慮した2次元FEM浸透流解析・弾塑性変形解析

前述の現地計測結果を基に解析モデルを構築し、有限要素法による2次元定常浸透流解析を行った。本研究では、現地の地下水位計測結果と計測箇所近傍の気象観測データを使用し、簡易に降雨強度を算出する手法について検討を行い、その結果、融雪期の最大の地下水位を再現できたことから、解析手法の妥当性が確認できた。

解析モデルの例を図-2に示す。本解析手法の解析条件として、①解析モデルの範囲は、山側は道路排水までとし谷側は河川までとした(図-2参照)。②盛土内地下水位を上昇させる融雪水は、地表面部だけでなく検討断面の山側の集水域からも供給されると想定した(図-2参照)。③地表面部と山側側面部に付与する降雨強度は、検討断面の山側から河川までの合計の斜面長(L1+L2)に対する、背面地山(L1)とモデル化した範囲(L2)の斜面長の比から算出した(図-2、図-3、表-1参照)。④基準ケースの斜面長、日平均気温が+になった日の積雪深、降雨強度の合計を基に検討断面の降雨強度を算出した(図-2、表-1参照)。

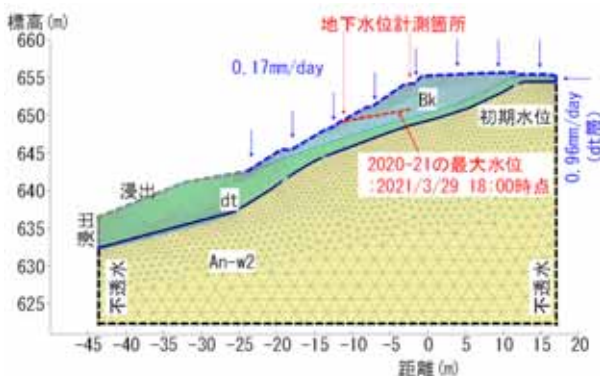


図-2 解析モデル図

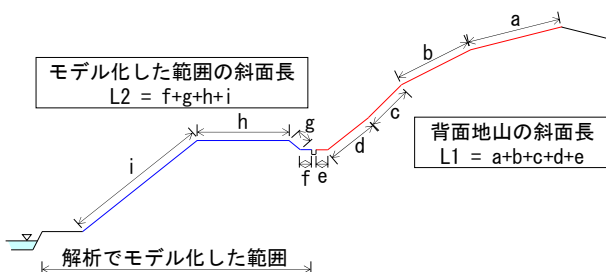


図-3 斜面長算出のイメージ

表-1 降雨強度算出に用いた斜面長と積雪深値

	背面地山の 斜面長 L1 (m)	解析断面の 斜面長 L2 (m)	斜面長の合計 L1+L2 (m)	日平均気温が +になった日の 積雪深 (cm)	降雨強度 の合計 (mm/day)
基準ケース	243.4	39.9	283.3	188	1.00
検討ケース	252.35	44.9	297.25	169	0.95

図-4は融雪期の再現解析結果と計測水位の比較を示している。解析水位が計測水位を若干上回っているものの概ね一致しており、解析手法の妥当性が確認できた。さらに、融雪期になると外側線付近に縦断クラックやガードケーブルの傾倒が確認されている箇所において、解析水位を踏まえた弾塑性変形解析を実施したところ、解析結果と現地状況が合致しており(図-5参照)、一連の解析により融雪水を考慮した盛土内水位の推定と、盛土の弱部と変形量の算出が可能となった。

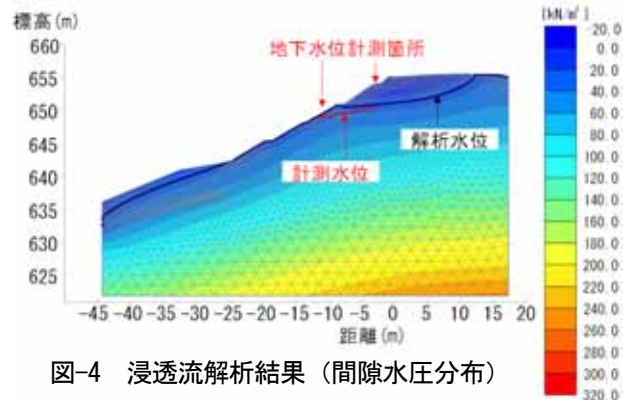


図-4 浸透流解析結果(間隙水圧分布)

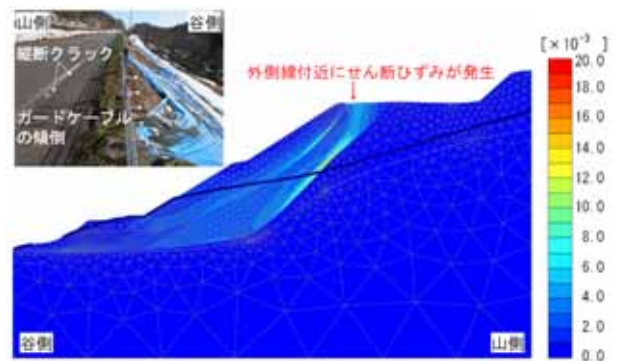


図-5 弾塑性変形解析結果(せん断ひずみコンター図)と現地状況

参考文献

- 1) 青木卓也ら：連成解析による融雪水が道路盛土に影響を及ぼす際の浸透と挙動の研究、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.60、pp325-330、2020。
- 2) 御厩敷公平ら：融雪水を考慮した簡易な浸透流解析手法の一検討、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.61、pp.275-282、2021。
- 3) 御厩敷公平ら：簡易な浸透流解析手法による融雪期の道路盛土内水位の再現解析、地盤工学研究発表会、No.56、13-10-2-08、2021。
- 4) 御厩敷公平ら：融雪期における道路盛土の地下水位観測結果と再現解析について、寒地土木研究所月報、No.821、2021。
- 5) 御厩敷公平ら：道路盛土における融雪水を考慮した簡易な浸透流解析手法の提案、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.62、pp.305-312、2022。

3.2.6 ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する研究 (8) (融雪期斜面分野：融雪量の推定)

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ (防災地質チーム)

研究担当者：倉橋稔幸、日外勝仁、田本修一、坂本尚弘、吉野恒平

【要旨】

切土のり面や自然斜面で発生する表層崩壊は、一般的に降雨に起因することが多い。しかし、北海道等の積雪寒冷地での融雪期には、降雨だけではなく、融雪水の地盤浸透が合わさった表層崩壊事例も確認されている。そこで、本研究では、融雪期に発生する斜面崩壊による被災を回避するために、融雪を考慮した事前通行規制基準の開発を目標とし、現状で入手が容易な気温（積算暖度）に融雪水量係数を乗じることで簡便に融雪水量を推定できる改良 Degree-Hour 法を考案した。過去に融雪による崩壊の発生した地区における融雪状況調査に基づく融雪水量係数の算定において、降水を降雨と降雪に判別することで、観測融雪水量のノイズを減らし、融雪水量の推定精度を高めることができた。また、降水量から降雨量に修正した上で推定融雪水量を合算した水量を基にした土壌雨量指数の経時変化から災害時と非災害時が判別でき、融雪期の事前通行規制への適用性を検証できた。

キーワード：融雪、斜面災害、融雪水量推定手法、改良 Degree-Hour 法、融雪合算水量、土壌雨量指数

1. はじめに

北海道などの積雪寒冷地では、融雪水の影響で融雪期に切土のり面や自然斜面で表層崩壊（以下崩壊という。）が多発する傾向がある。しかしながら、道路の通行管理は雨量によって規制されており、融雪は考慮されていないのが現状である。そこで、融雪期の斜面崩壊による道路被災を回避するために、改良 Degree-hour 法の融雪水量係数に補正を加え、精度良く推定した融雪水量と降雨量から算出した土壌雨量指数の経時変化から災害時と非災害時における値を比較し、融雪に対応した新たな通行規制基準への適用性を検証した。

2. 検討方法

2.1 融雪水量推定方法

2.1.1 改良 Degree-hour 法による融雪水量推定方法

融雪水量の推定において、融雪水量と積算暖度との比例関係に基づき、式(1)に示す改良 Degree-hour 法を提案してきた^{1)、2)、3)、4)、5)}。従来の Degree-hour 法は積雪深減少の推定に利用されるため、地盤へ供給される融雪水量の把握には、積雪深減少量に積雪密度を掛け合わせる必要があった。しかしながら、積雪密度は、積雪初期から融雪期にかけて徐々に増加していき、値も 0.2~0.6 程度の幅を持つため、正確な融雪水量を把握し辛いことが課題であった。それに対し、新手法では積雪密度を内包した融雪水量を直接推定できる点が特徴である。

$$\text{融雪水量} = \text{融雪水量係数} \times \text{積算暖度} \cdots \cdots \text{式(1)}$$

ただし、その運用にあたっては、予め融雪水量や気温を計測し、融雪水量係数を算定しておく必要がある。ライシメーターを地盤に設置することで融雪水量を直接計測できるが、機器及び設置費用が高額となる。そのため、週に1回スノーサンプラーによる積雪水量を調査し、観測値の変化から1週間の融雪水量を推定することにした。

2.1.2 積雪水量調査による融雪水量の把握方法

本研究では、降雨や融雪による斜面の不安定化の評価を目的としているため、地盤へ浸透する水分量の把握が求められている。実現象として地表に供給される水分は、地盤に浸透するものと、浸透せずに地表面を流下するものに分かれる。また、積雪に降水があった場合には、そのときの気温や降雨の温度によっては、全量が地盤浸透せずに積雪中に見かけ上残留する分もある。しかしながら、計器の設置等を伴わない簡便な調査においては、積雪中残留分、地表面流下分、地盤浸透分の内訳を知ることにはできない。そのため、本研究では、全量が地盤浸透すると仮定することにした。また、観測期間中には、降雨や降雪も起こりえるため、積雪の全層水分量の1週間の減少量そのまま1週間の融雪水量となるわけではない(図-1)。そこで、積雪調査時における地上及び地下地盤浸透分の水分量の模式図を図-2、図-3に示す。

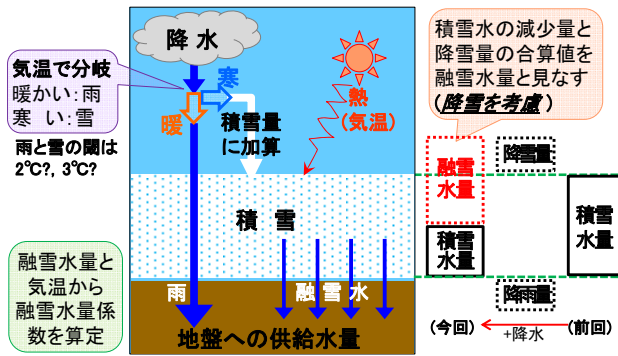


図-1 融雪を考慮した地盤供給水量検討モデル

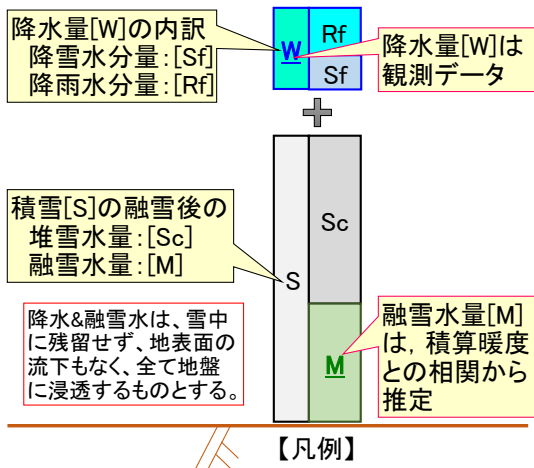


図-2 積雪水分量の模式図凡例

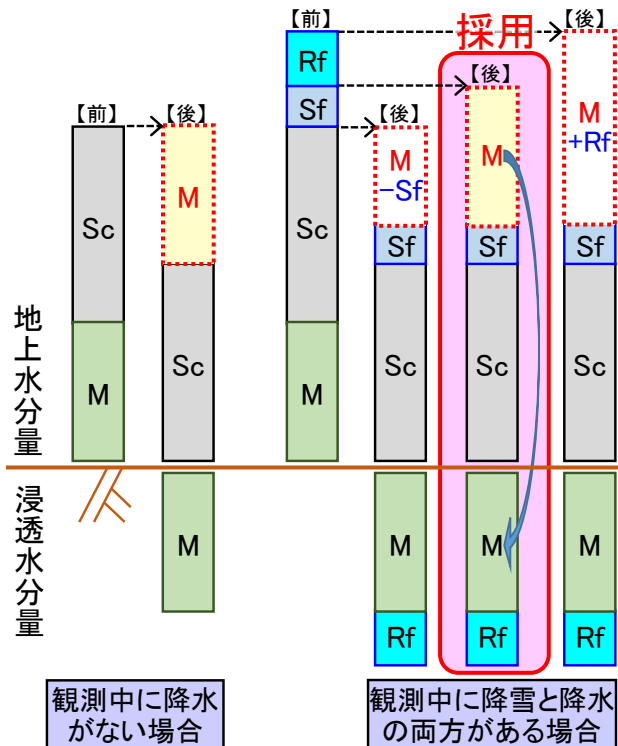


図-3 積雪調査における積雪水分量の模式図
積雪水量[S]が1週間後には融けた融雪水量[M]と融け

残った堆雪水量[Sc]に分けられ、その間に降雨水分量[Rf]と降雪水分量[Sf]があった場合には、地上水分量の1週間の減少量に降雪水分量[Sf]を合算した値が1週間後には融けた融雪水量[M]に相当する量となる。また、その時の地盤への浸透水分量は、融雪水量[M]と降雨水分量[Rf]の合算として求められる。

2.1.3 降水の降雨/降雪判別方法

気温が0度を前後することのある融雪期には降雨と降雪が混在しているにも関わらず、両者を合わせた降水量しか観測できていない。雨、曇、雪といった降水の型は、相対湿度と気温によって定めるといわれている⁶⁾。気象庁HP上で公開されている相対湿度の月別30年平均値を基に、調査地域である札幌における3月と4月の平均湿度は63%、雪となる閾値の温度は4.2°Cとなった⁶⁾。北海道内で同様の積雪調査を行った羽幌、広尾、釧路では、各々3.9°C、4.0°C、3.6°Cであった。そこで、本稿では北海道における降雪/降雨の閾値温度は値を丸めて一律4°Cとした。その際、最寄りの観測地点の気温データを基に、知りたい箇所との標高差により補正した値を用いた。

2.1.4 融雪水量係数の算出方法

式(1)に示した改良 Degree-hour 法においては、調査でもとめた積雪水量の減少量から推定した融雪水量と、気象データを基にプラス気温の合計値である累積時間積算暖度との線形1次の相関関係から、融雪水量係数が算出できる。調査が単年度の場合と複数年度の場合の融雪水量係数の算出例を図-4に示す。

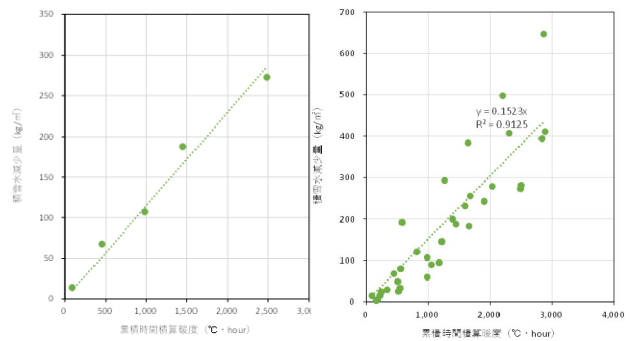


図-4 融雪水量係数の算出例(左:単年度、右:複数年度)

2.1.5 融雪水量係数の展開方法

融雪には気温、風、日射などが関与している。融雪水量係数は、最も融雪影響の大きい気温と、融雪水量の関係より得られている。地点ごとの風の影響は風向風速が地形に左右され予測が困難であるが、日射量については、デジタル地形データを用いて太陽軌跡をシミュレーシ

ンすることにより、任意の地点ごとの傾向を算出することが可能である。この特徴を活かし、計算日射量と融雪水量の関係性を用いて任意地点への融雪水量係数算出を行う(図-5)。

なお、本研究においては、ArcGIS の日射量計算を用いた。パラメータの多くはデフォルト値を用いているが、日射量の積算を行う 3~4 月の積算日射量と、気象台等観測平年値と傾向を合わせるよう調整を行った結果、透過率 0.5、散乱率は 0.4 としている。

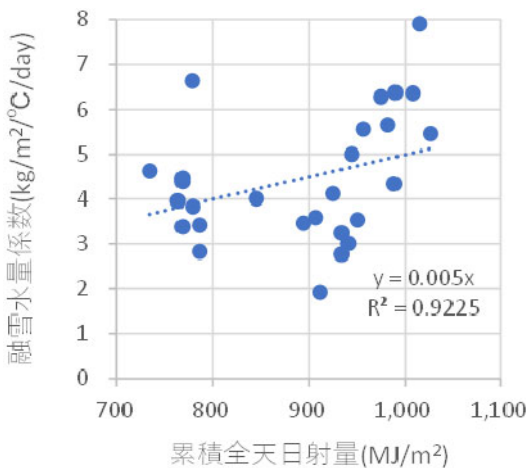


図-5 融雪水量係数(2021)と累積全日射量(2021/3/1-4/30)との関係例

2.1.6 積雪調査が困難な場合の融雪水量係数設定手法

積雪調査が出来ず、他地域の積雪調査結果から得られた日射量との相関関係を適用して評価する場合、図-5に基づき、推定融雪水量係数=3~4月の累積全日射量×0.0050とする。

また、計算日射量も得られない場合は、北海道内の道路テレメータ観測整理で確認された融雪係数 $1.36\text{cm}^{\circ}\text{C}/$

日に、積雪の密度を乗じることで、平均的な融雪水量を得ることが出来る。積雪の密度は、中山峠の積雪調査結果より、融雪期の初期と後期で密度の変化はあるものの、平均的な $410\text{kg}/\text{m}^3$ を用いた場合、汎用融雪水量係数 $0.232\text{mm}/^{\circ}\text{C}/\text{hour}$ となる。

2.2 融雪に対応した事前通行規制基準(案)

2.2.1 換算雨量を用いた融雪指標の算出方法

融雪による斜面崩壊に関わる融雪水の影響評価を行う際には、融雪水量係数から導かれた融雪水と、降水量のうち降雨量を合算した「(融雪を考慮した)換算雨量」を用い、これの時間雨量と土壌雨量指数を融雪の指標とする。ただし、土壌雨量指数は元々融雪を考慮した指標ではなく、融雪期地盤の浸透挙動も通常のタンクモデルとは異なる。土壌雨量指数という名称は同じであるものの、降雨崩壊危険性判定を行う際とは異なる意味合いを持つ指標であることに注意を払う必要がある。

改良 Degree-hour 法による融雪水量の推定から融雪を考慮した土壌雨量指数算出までのデータの流れを図-6に示す。

2.2.2 融雪に対する警戒すべき基準の設定方法

融雪を考慮した基準の設定方法について以下に述べる。なお、降雨に対する規制基準としては、ゲリラ豪雨への対応により、連続雨量や土壌雨量指数などの長期指標を1つだけでなく、短期指標である時間雨量を併せて、長短2指標による基準設定が検討されている。

- ・ 長期的な浸水影響を表現する土壌雨量指数を横軸に、短期雨量強度に相当する融雪換算雨量を縦軸にとったグラフで確認する。
- ・ 警戒すべき融雪指標を確認するためには、少なくとも5カ年分の融雪期の気象データを用いるものとする。
- ・ 土壌雨量指数による警戒すべき値の設定は、被災が

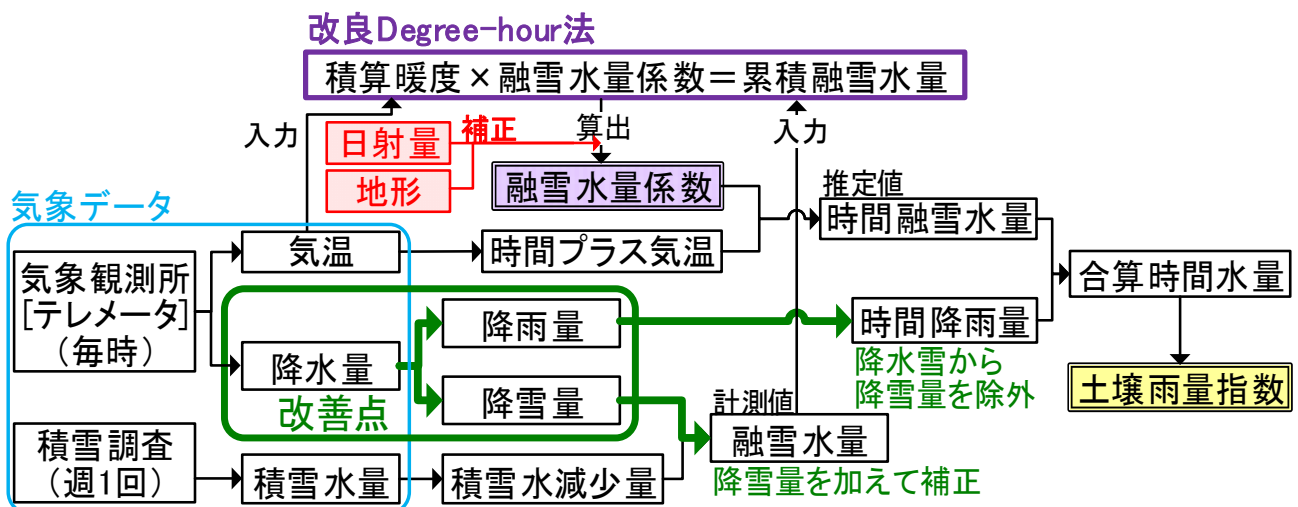


図-6 融雪を考慮した土壌雨量指数算出までの流れ

あって長期的融雪水供給の影響が大きいケースでは被災時の値を、被災がない場合は過去最高の値を目安とする。

- ・ 換算時間雨量については、融雪崩壊の直接的な要因となったとみられる事例が極めて少ないが、融雪期に短時間強雨が重なった場合には着目すべき指標と考えられる。長期評価の土壤雨量指数と組み合わせる短期降雨のための警戒基準として、被災履歴が短時間換算雨量と関連性が強いとみなされる場合は被災時の値を、被災がない場合は過去最高の値を目安とする。

2.2.3 警戒すべき基準の運用方法

融雪を考慮した基準の運用方法について以下に述べる。

- ・ 警戒の基準に到達した場合、融雪崩壊に着目した維持巡回が望ましい。
- ・ 警戒の基準超過が長期に渡る場合には、融雪期の斜面調査を行うことが望ましい。
- ・ 履歴ないしは過去最高値を更新した場合は巡回のグレードを向上する対応が望ましい。
- ・ 基準と体制については、融雪期を経過するごとに随時見直して運用する。

3. 融雪による被災事例における試算

3.1 災害発生時の気象概要等

融雪期の2012年5月2日に国道沿い斜面で発生した表層崩壊を対象とした。図-7に示す最寄りの気象観測地点における降水状況によると、発災時に降雨は確認されていないため、融雪による崩壊の可能性が高いと推察される。

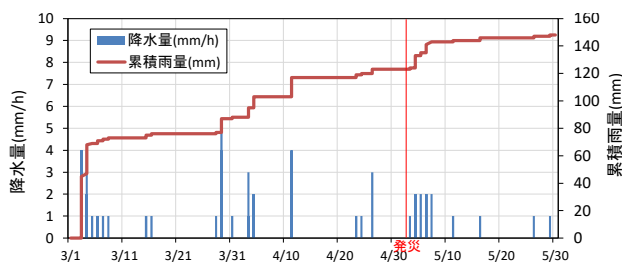


図-7 発災年(2012)の時間降水量と累積雨量

道路の事前通行規制で従来用いられている連続雨量を図-8に示す。ちなみに国道における連続雨量では、降雨量2mm/h以下が3時間連続でリセットされると定義されている。また、避難勧告等の判断基準に用いられ、近年では道路の事前通行規制でも試行されることのある土壤雨量指数を図-9に示す。

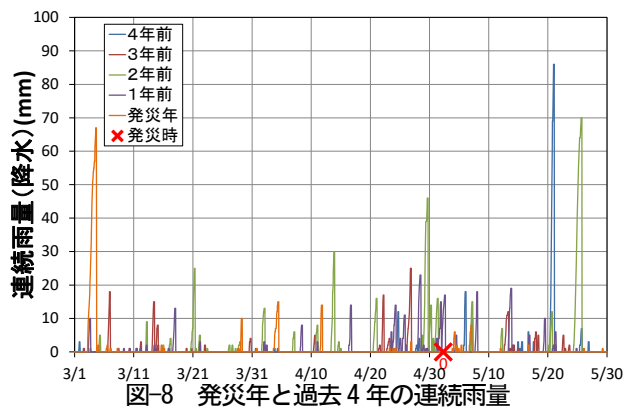


図-8 発災年と過去4年の連続雨量

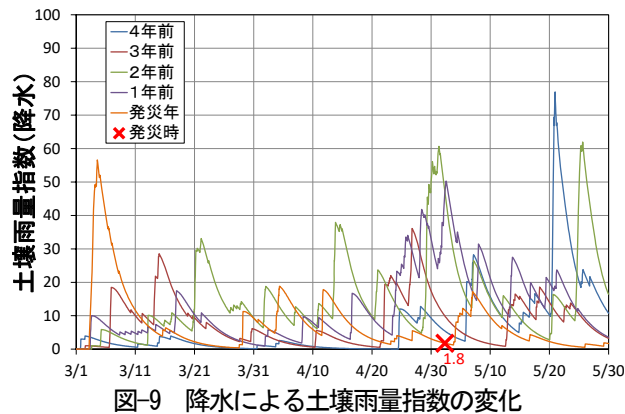


図-9 降水による土壤雨量指数の変化

発災時に降雨がなかったことから必然ではあるが、従前の降雨のみを対象とした事前通行規制基準では、融雪期の表層崩壊の発生有無を判別できていない。ちなみに、図-10に示す発災時前後の気温と積雪深の変化を見ても、融雪が本崩壊の大きな誘因であることが推察される。

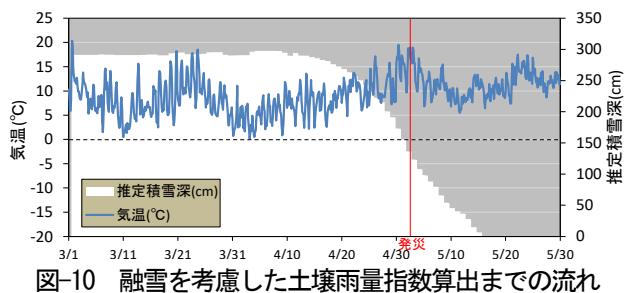


図-10 融雪を考慮した土壤雨量指数算出までの流れ

3.2 土壤雨量指数(降雨+融雪)による災害発生の判別

図-6に従って算出した発災年の降雨と融雪の合算水量を図-11に示す。図-7、図-8に示すように断続的となる雨量であれば、連続雨量という指標も意味をなすが、融雪水においては、気温が0°Cを上回る限り加算され続けるため、連続雨量に単純に融雪水量を加算することはできない。そこで連続雨量に代わる指標として土壤雨量指数に着目し、降雨・融雪の土壤雨量指数の変化を図-12に示す。発災時の土壤雨量指数は、発災前の最大値169.0

を上回った 179.0 を示した。このことから、融雪を加味した土壌雨量指数で 170 を閾値とすることで、発災年を含む過去 5 年間に於いて、崩壊発生の有無を明瞭に判別できた。

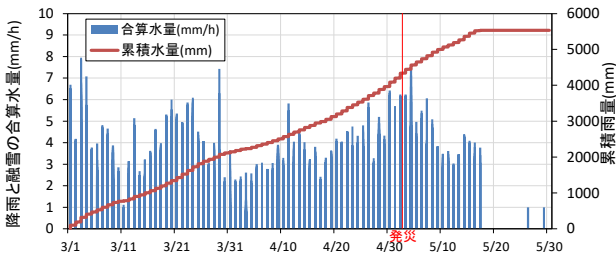


図-11 発災年(2012)の降雨・融雪の合算水量と累積水量

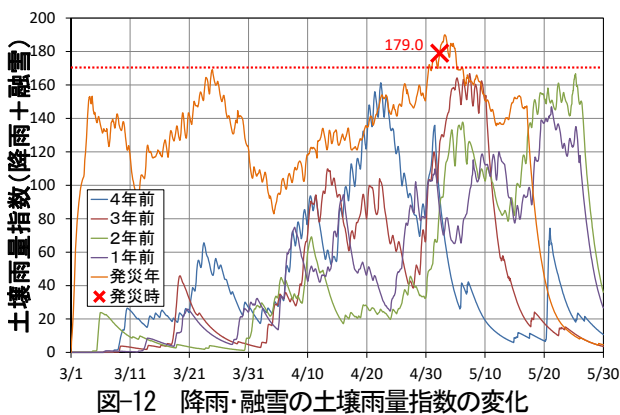


図-12 降雨・融雪の土壌雨量指数の変化

そこで、融雪を加味した場合においても同様に、時間水量と土壌雨量指数の 2 軸によるスネーク曲線を図-13 に示す。

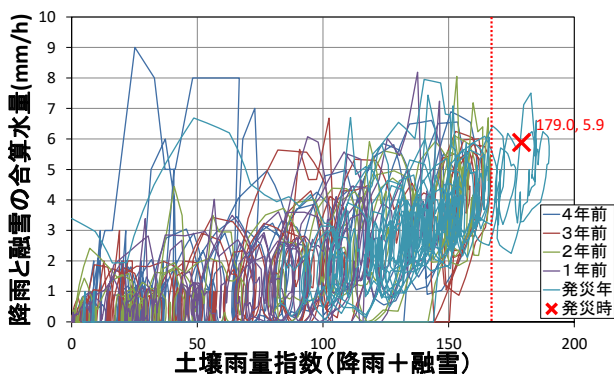


図-13 降雨・融雪の合算水量と土壌雨量指数の変化

発災時前後の変化は、土壌雨量指数においては図-12 で示したように既往最大域にあるものの、時間あたりの合算水量では、過去の複数のピーク値を下回る結果となった。以上のことから、今回対象とした災害に対しては、融雪を考慮した土壌雨量指数という長期指標 1 つに

よる規制が望ましいと思われる。長短 2 指標による規制は、融雪期に豪雨が合わさったような災害に対して有効と推察され、今後のそのような災害が起きた後に、改めて長短 2 指標による検討を行うことが必要である。

4. マニュアルの作成

本稿で解説した融雪水量の推定方法及び融雪を考慮した土壌雨量指数算出方法については、「融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)」(図-14)に、融雪を発端として切土法面や道路斜面で発生する表層崩壊を対象とした、調査・点検・復旧にあたっての技術的な対応方法と合わせてとりまとめた。

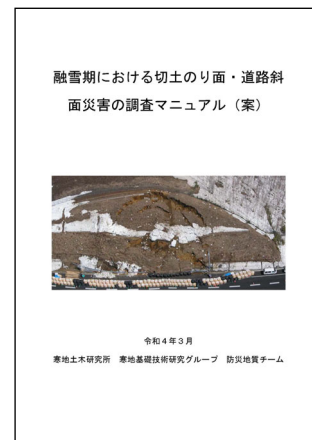


図-14 融雪期における切土のり面・道路斜面災害の調査マニュアル(案)

5. まとめ

本研究から得られた成果は、以下の通りである。

- 1) プラス気温に融雪水量係数を乗じることによって、簡単に融雪水量を推定できる改良 Degree-hour 法を考案した。
- 2) ただし、その融雪水量係数の算定に当たっては、基本的に調査地域内で複数地点、かつ、5 年間程度の積雪調査が必要である。地点数や年数など十分な調査が行われていない場合においても、既往地域で求められた融雪水量係数と日射量との線形 1 次の相関関係に基づき、GIS ソフトで解析した日射量から任意の地点の融雪数量係数を推定可能である。
- 3 降雨と融雪水に基づく土壌雨量指数を算出することで、災害発生時のみを非災害時から判別でき、融雪を考慮した事前通行規制へ適用性が示された。

参考文献

- 1) 日外勝仁, 角田富士夫, 倉橋稔幸: 北海道における

道路斜面災害の発生と降雨・融雪の影響, 土木学会平成 29 年度全国大会第 72 回年次学術講演会講演概要集, pp.379-380, 2017.

- 2) 日外勝仁, 角田富士夫, 吉野恒平, 倉橋稔幸: 北海道の道路斜面災害における融雪崩壊と降雨崩壊の特徴, 土木学会平成 30 年度全国大会第 73 回年次学術講演会講演概要集, pp.141-142, 2018.
- 3) 日外勝仁, 吉野恒平, 倉橋稔幸: 北海道の道路斜面における融雪崩壊のタイプ分類と気温及び積雪量との関係, 土木学会令和 2 年度全国大会第 75 回年次学術講演会講演概要集, III-36, 2020.
- 4) 吉野恒平, 倉橋稔幸, 日外勝仁, 角田富士夫, 矢島良紀: 道路管理に適した融雪水量推定手法の検討, 第 53 回地盤工学研究発表会平成 30 年度発表講演集, 2018.
- 5) 日外勝仁, 坂本尚弘, 吉野恒平, 倉橋稔幸: 気温に基づく簡便な融雪水量推定方法における降水量補正に関する研究, 令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会講演概要集, III-66, 2021.
- 6) 松尾敬世: 雪と雨をわけるもの, 天気, Vol.48, No.1, pp.33-37, 2001.
- 7) 国土交通省: 報道発表資料「ゲリラ豪雨に対応し、新しい通行規制基準を試行します」平成 27 年 6 月 23 日 https://www.mlit.go.jp/report/press/road01_hh_000527.html (参照 2022.4.1)

3.2.7 落石・岩盤崩壊対策手法に関する研究(1) (岩盤崩壊分野)

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ (防災地質チーム)

研究担当者：倉橋稔幸、日外勝仁、山崎秀策、角田富士夫、

坂本尚弘、川又基人、吉野恒平

【要旨】

本研究は、岩盤斜面の変化状況を把握し、斜面形状や亀裂の分布状況等から、崩壊想定箇所を適切に抽出し、危険岩体の形状・規模を正確に推定することで、岩盤崩壊の影響範囲を精度よく推定する手法の開発を目的としている。手順の流れに沿って、まず、岩盤斜面の経年変化から不安定な箇所を抽出する変状把握手法をとりまとめた。次に、UAV 写真の SfM 解析から作成した三次元地形モデル上に、調査した亀裂の分布を再現し、亀裂面等の組合せから潜在的に崩壊する可能性のある岩体を特定し、崩壊形態モデルの作成手順をとりまとめた。最後に、応力に起因した亀裂面の劣化伸展をモデル化した FEM 解析によって、亀裂等に囲まれた想定崩壊岩体の将来的における崩壊に至る可能性を判断する手法と、実際に崩壊に至った場合に DEM 解析を用いた崩壊土砂の到達範囲推定手法をとりまとめた。

キーワード：岩盤斜面、三次元地形モデル、開口亀裂、経年劣化、FEM ステップ解析法

1. はじめに

岩盤崩壊の発生は、人命に直接的に関わるとともに、道路網が寸断されるなど地域生活に大きな影響がある。しかしながら、岩盤崩壊の発生を予測して事前通行規制を行うことは難しく、道路管理上の大きな課題となっている。また、岩盤崩壊は崩壊規模が大きく、ハード的な対策工のみでの対応は難しいことから、崩壊範囲を特定し、崩壊の規模と崩壊土砂の到達範囲を予測することにより、道路への影響を予め評価し、ルート変更も含めた対策を検討する必要がある。そこで、本研究では、崩壊する可能性のある岩体を特定し、その形状を正確に把握する手法を開発するとともに、その特定岩体が崩壊した場合に崩壊土砂の広がる範囲を数値解析によって推定する手法を開発した。手順の全体の流れを図-1.1 に示す。

その基礎となる技術が、近年活用の場面が増えてきた UAV (Unmanned Aerial Vehicle: 無人航空機) を用いた岩盤斜面の撮影と、SfM (Structure from Motion: 多視点ステレオ写真測量) 解析を用いた UAV 写真からの三次元地形モデルの作成である。この手法は、従来の航空レーザ測量に比べて、必要となる限られた範囲を手軽に短時間で地形モデル化できることが特徴である。岩盤斜面の点検時においても UAV による撮影が行われているほか、災害時等では UAV 写真から地形モデルの作成が行われ、被害概要の迅速な把握に役立っている。

図-1.1 に示す本研究の流れにおいても、最初に、岩盤崩壊が発生し易そうなエリアを絞り込む際の基礎資料を得るための、UAV 写真や地形モデルを基にした岩盤斜面

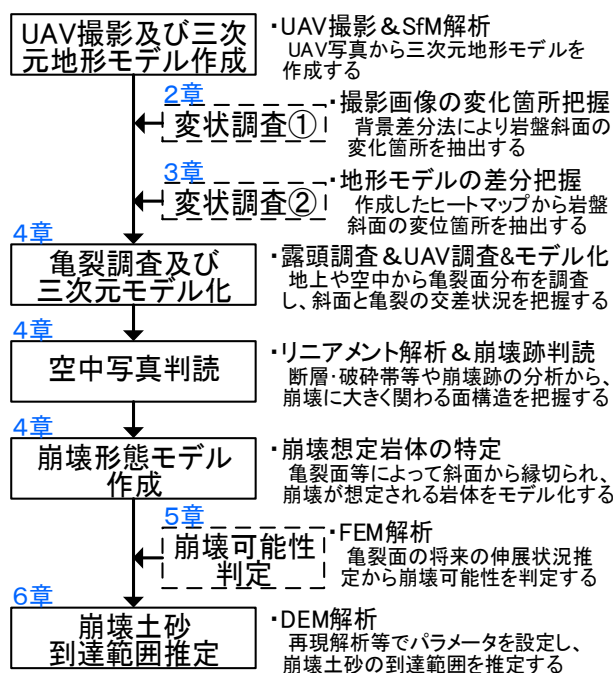


図-1.1 研究フロー

の変状を把握する2通りの手法について、それぞれ2章と3章で述べる。次に、岩盤斜面に変状が生じるなど、崩壊が懸念されるエリアにおいて、岩盤崩壊の発生を規制する亀裂面等の分布を三次元モデル上に再現し、面構造の組合せから崩壊が想定される岩体を特定しモデル化する方法について、4章で述べる。最後に、亀裂等に囲まれた想定崩壊岩体の将来的における崩壊に至る可能性を判断する手法を5章で、実際に崩壊に至った場合の崩壊土砂の到達範囲の推定手法を6章で述べる。

2. 背景差分法による岩盤斜面の変状把握手法について

2.1 概要

近年での UAV の進歩と普及を受け、UAV を用いた斜面の空中撮影の事例も増えてきている。そこで、筆者らは、UAV で空中撮影した異時期の岩盤斜面写真を背景差分法により比較することで、撮影期間に生じた崩壊等の変化を漏れなく抽出する方法を開発し、マニュアルを HP 上で公開してきた¹⁾。本稿では、2 回の撮影で使用する UAV が同一か否か、また、作業の手軽さか抽出精度を求めるのかなどに応じて、適した背景差分抽出方法を選択できるフローを提示し、異なる方法における現場適用事例を参考として紹介する。

2.2 調査方法

2.2.1 背景差分法の概要

変化箇所の把握に用いる背景差分法は、従来、防犯分野で固定カメラを対象として開発された技術である。そのため、撮影位置や方向が変わるデジタルカメラで撮影した写真に背景差分法を適用するためには、比較する前後 2 回の写真の図郭がある程度一致している必要がある。実際の背景差分抽出の手順を図-2.1 に示す。

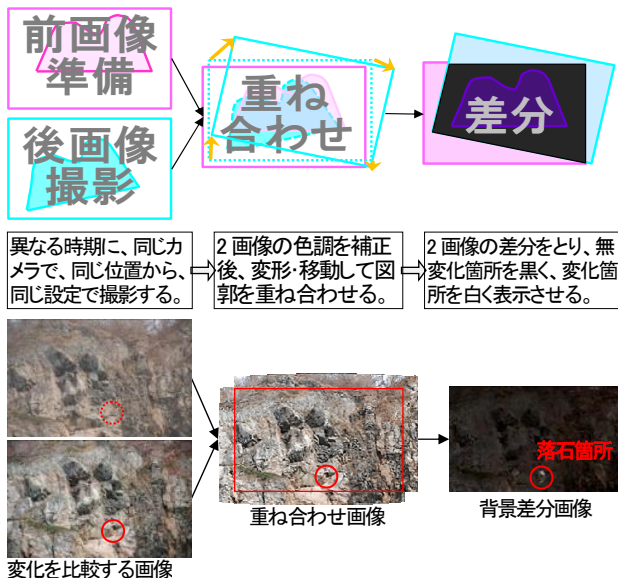


図-2.1 背景差分抽出手順¹⁾

比較する 2 画像の色調を補正した後に、画像編集ソフトウェアのパノラマ写真作成機能を用いて、変形・移動させて重ね合わせ、2 画像の色の差分を表示させる。それにより、変化の無かった黒い背景画像の中に、変化箇所が白く浮かび上がり、崩壊や落石の発生箇所といった変化を見逃しなく把握することが可能となる (図-2.2)。

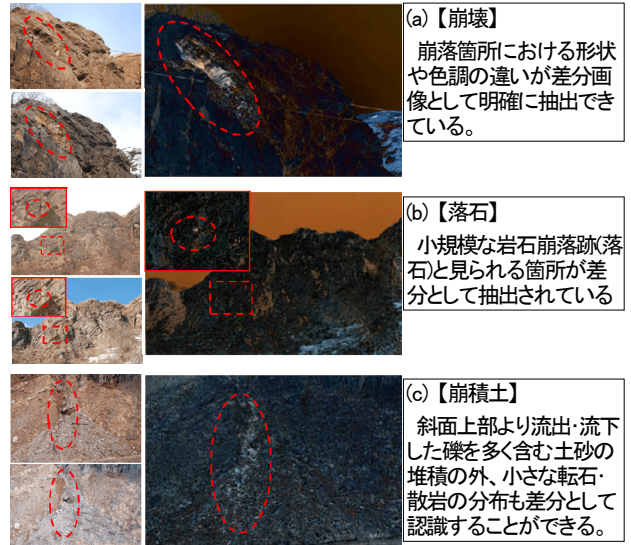


図-2.2 背景差分法で抽出できる斜面変状例¹⁾

2.2.2 UAV 使用条件毎の背景差分法の適用方法

実務において、前回撮影時と同じ UAV やカメラが用いられるとは限らない。そのため、使用 UAV が同一か否かに分けて、背景差分法の適用方法を解説する。

まず、機材が同じ場合には、同じ位置・方向で撮影することにより、ほぼ同じ図郭の写真が得られる。UAV には GPS が搭載されており、画像ファイルの Exif 情報から撮影位置座標を読み取り、UAV にプログラム入力することで、ある程度同じ位置への航行が可能となる。なお、一般的な UAV の GNSS 測位精度は±2m であり、座標入力航行後に、以前の写真と見比べて図郭が一致するように撮影の位置と方向を調整する必要がある。一方、より高精度な RTK 対応の UAV の位置精度は±0.1m であり、位置調整は不要となるため現地作業は軽減される。以上の作業手順を図-2.3 に示す。

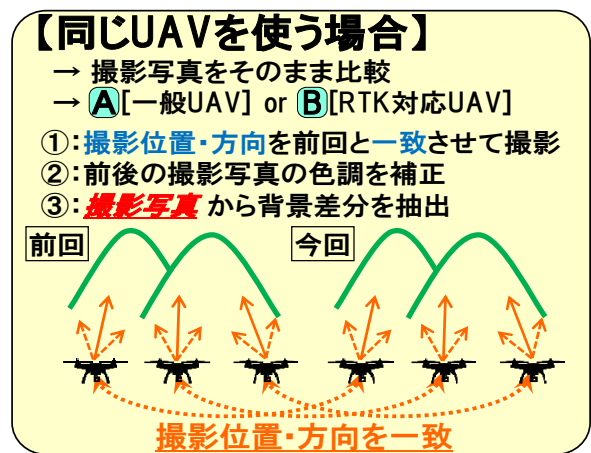


図-2.3 同じ UAV を用いる場合の背景差分抽出手順

次に、機材が異なる場合には、撮影される写真は中心投影画像であり、斜面の起伏の影響で構図に歪みが生じる。そのため、撮影位置やレンズ特性に因らない、正射投影画像であるオルソ画像に変換する必要がある。オルソ画像作成に当たっては、SfM 解析により複数の写真から作成した三次元地形モデルが活用される。その際、地形モデルの SfM 解析時に、通常の撮影位置座標だけではなく、比較する 2 写真で共通に設定した標定点座標を併せて入力することで、2 つの地形モデル間の座標のズレが減り、比較するオルソ画像の構図の一致度合いを更に向上させることも可能である。以上の作業手順を図-2.4 に示す。

2.2.3 異なる背景差分抽出方法の選択フロー

図-2.3及び図-2.4に示した[A]～[D]の4つの背景差分抽出方法を図-2.5のフローにまとめ、各方法における UAV 撮影を行う現地作業と事後の解析作業の作業量の違いを分かり易く示した。これにより、使用する UAV の同一性や測位性能によって、また、優先するのは抽出精度なのか手軽さなのかによって、適した方法を選ぶことができる。以下に選択時の考え方を示す。

図-2.5[B]に示す RTK 対応 UAV の場合は、位置ズレが 1m 以下で測位精度が高く、オルソ画像を作成せずに写真

からでも背景差分を抽出できる可能性が高い。一般の UAV と比べて、撮影時の図郭あわせの現地作業が楽な上に、背景差分抽出の精度も期待できる。

図-2.5[C][D]に示す比較する2回の撮影で UAV が異なる場合は、オルソ画像から背景差分を抽出する必要があ

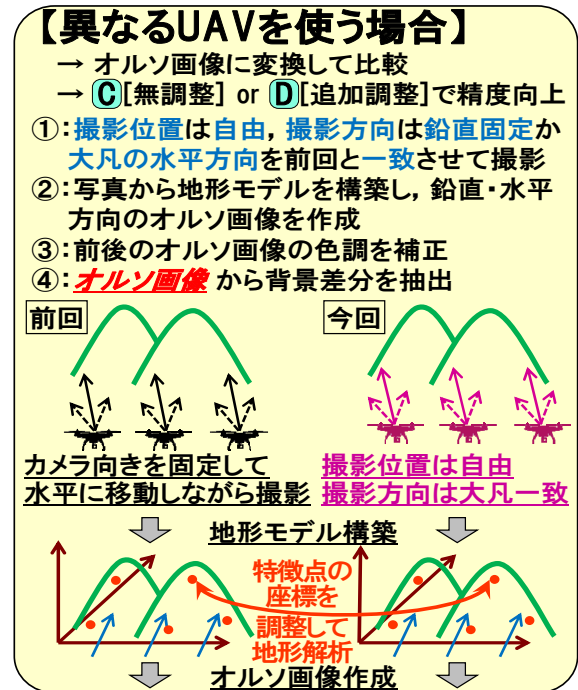


図-2.4 異なる UAV を用いる場合の背景差分抽出手順

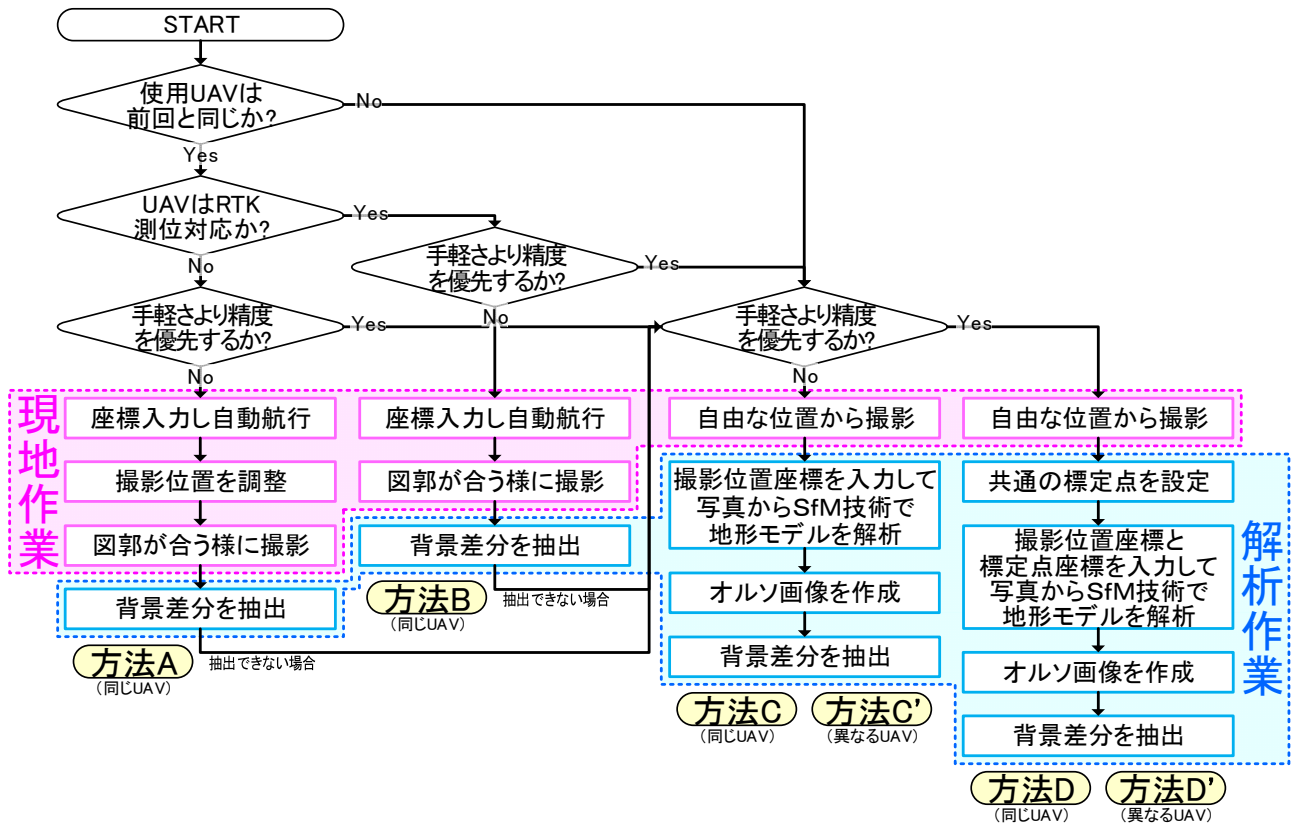


図-2.5 UAV 使用条件と作業性・抽出精度に応じた背景差分抽出方法の選択フロー

り、判読時の視認性を更にするためには、方法[D]の座標調整の追加が望ましい。

図-2.5[A][B]に示す比較する2回の撮影でUAVが同じ場合は、まずは写真から背景差分抽出を試み、不可の場合に、改めて方法[C][D]のオルソ画像から背景差分抽出を行う2段階方式も作業効率の面で有効である。

2.3 異なる背景差分抽出方法の適用事例

2.3.1 同じUAVによる方法[A]・[C]・[D]と異なるUAVによる方法[D]の比較

2.3.1項では、比較する2回の撮影で同じUAVを用いて、撮影条件や使用機材を変えた、以下に示すCase1-1(方法[A])、Case1-2(方法[C])、Case1-3(方法[D])と、比較する2回の撮影で異なるUAVを用いる場合のCase1-4(方法[D'])の計4ケースで、2回の撮影位置のズレと図郭の一致程度による背景差分法の適用性を比較した。Case1-1~3は方法[A][C][D]による違いを、Case1-3とCase1-4は同じ作業手順で、UAVが同じ方法[D]か異なる方法[D']かの違いをそれぞれ検証した。

Case1-1: 道路部を対象とした鉛直撮影写真における背景差分の抽出 (Phantom4Pro) (方法[A])

Case1-2: 道路部を対象とした調整を行わない鉛直方向のオルソモザイク画像における背景差分の抽出 (Phantom4Pro) (方法[C])

Case1-3: 標定点設置による座標の調整を行った地形モデルに基づく、道路部を対象とした鉛直方向のオルソモザイク画像における背景差分の抽出 (Phantom4Pro) (方法[D])

Case1-4: 標定点設置による座標調整を行った、鉛直方向の切出しオルソ画像における背景差分の抽出 (Phantom4ProとInspire2) (方法[D])

落石の頻発している斜面に沿った道路を鉛直撮影し、路面上に到達している落石を背景差分法で抽出した。鉛直方向の撮影は、水平方向の撮影に比べて、撮影の位置座標や角度等の変数が少なく自由度が低いため、RTK測位に対応していない通常のUAVによる撮影写真であっても比較的図郭を合わせ易いと思われる。

Case1-1で、同じPhantom4Proを用いて1年の間隔を開けて鉛直撮影した場合の背景差分抽出結果を図-2.6に示す。

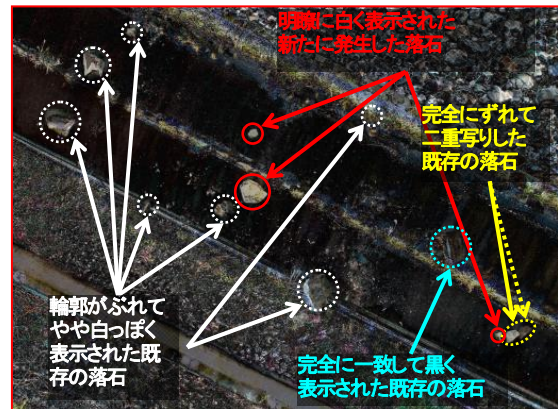
撮影高度が違う場合は写真の倍率変更で、向きが違う場合は写真の回転で、大凡の図郭は一致させられる(図-2.6(b))。しかしながら、図-2.6(c)の拡大画像において、新たに発生した落石が明瞭に白く表示されているのに対



(a)撮影写真(2017/11/10, 2018/11/20)

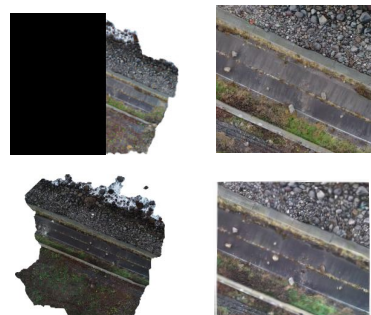


(b)撮影写真の背景差分画像

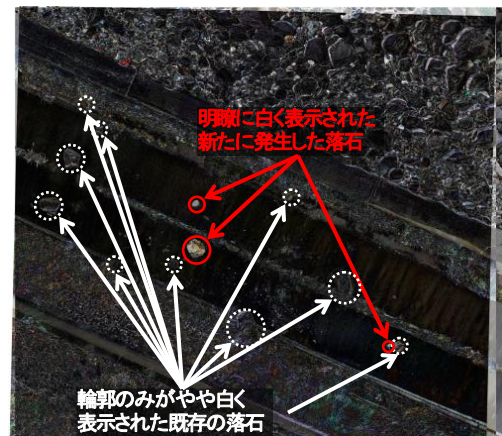


(c)撮影写真の背景差分拡大画像

図-2.6 撮影写真に対する背景差分抽出結果 (Case1-1:鉛直撮影、Phantom4Pro、方法[A])



(b)オルソモザイク画像とオルソ切抜画像(2018/11/20) (2017年との調整を行わずに2018年単独で作成)



(c)オルソ画像の背景差分画像

図-2.7 オルソ画像に対する背景差分抽出結果 (Case1-2:鉛直オルソ、調整なし、Phantom4Pro、方法[C])

し(赤丸印)、以前からあった落石は、完全に一致して黒く表示されるだけでなく(水色点線丸印)、輪郭がぶれてやや白っぽく表示されるほか(白点線丸印)、完全にずれて二重写りする場合があります(黄点線丸印)、変化箇所の抽出は可能ではあるが、元画像による確認が必要となり判読の作業性に難があると思われる。

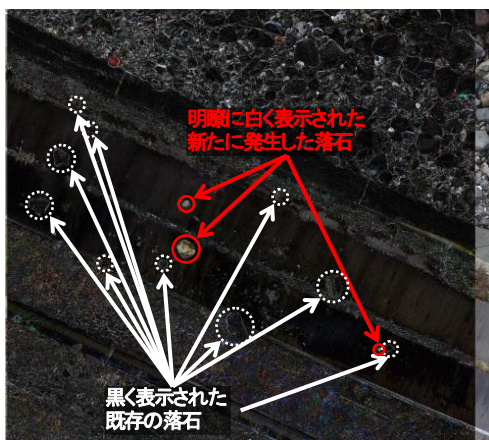
次に、Case1-2 で、撮影写真の代わりに、地物点の設置による調整を行わずにオルソ画像に加工した場合の背景差分抽出結果を図-2.7に示す。

図-2.7(c)の背景差分画像では、新たに発生した落石のみが白く明瞭に表示され(赤丸印)、以前からあった落石は、輪郭のみが白く見える程度で、本体は背景と同程度に黒く表示されている(白点線丸印)。そのため、Case1-1の撮影写真を比較対象としたときに比べて、既存の落石に対しては、ずれた二重写りがなくなったほか、輪郭部のブレによる白っぽさも減って、概ね図郭が補正されている。そのため、背景差分画像において、新たな変化箇所の抽出判読作業が容易となっている。

さらに、Case1-3 で、地物点の設置による調整を行ってオルソ画像に加工した場合の背景差分抽出結果を図-2.8に示す。



(a)オルソモザイク画像とオルソ切抜画像(2018/11/20)
(2017年と座標が一致する様に調整して作成)



(b)オルソ画像の背景差分画像
(図-12(a)右図と図-13(a)右図との背景差分画像)

図-2.8 オルソ画像に対する背景差分抽出結果
(Case1-3:鉛直オルソ、調整あり、Phantom4Pro、方法[D])

背景差分画像において、既存の落石の輪郭の白い部分も減って極僅かになって全体がほぼ黒く表示され(白点線丸印)、変化のあった新たな落石のみが白く明瞭に表示されている(赤丸印)。そのため、Case1-1の撮影写真を比較対象としたときに比べて格段に、また、Case1-2の調整を行わなかったオルソ画像を比較対象としたときに比べてもより、変化箇所の抽出判読性が高い結果となっている。

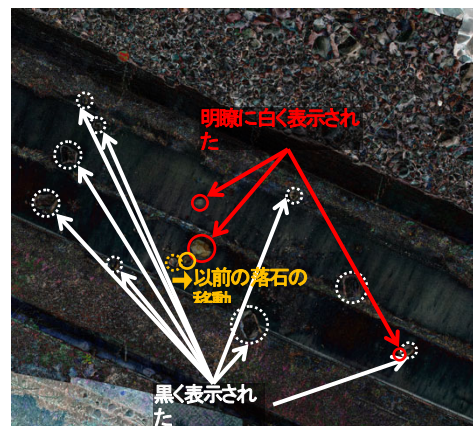
最後に、Case1-4 で、2回の撮影を Phantom4Pro と Inspire2 の異なる UAV で行い、地物点の設置による調整を行ってオルソ画像に加工した場合の背景差分抽出結果を図-2.9に示す。ただし、2回目の撮影時期が、Case1-1~3の2018年に対し、Case1-4では2020年となっており、比較元となる1回目に撮影した2017年からの経過時間が異なるため、変状発生状況が一部異なっていることに留意されたい。



(a) Phantom4Proによる2017年撮影写真から作成した鉛直オルソモザイク画像とオルソ切抜画像



(b) Inspire2+X5sによる2019年撮影写真から作成した鉛直オルソモザイク画像とオルソ切抜画像



(c) 背景差分抽出結果

図-2.9 異なる機体・時期での写真に基づく鉛直オルソ画像に対する背景差分抽出結果 (Case1-4:鉛直オルソ、調整あり、1回目:Phantom4Pro/2回目:Inspire2、方法[D'])

背景差分画像では、新たな落石（赤丸印）の発生や既存の落石の移動（橙点線丸印）などが白く明瞭に抽出できている。既存の落石については、本体は黒く輪郭のみ白く表示されたもの（白点線丸印）や、位置が少しずれて表示されたもの（水色点線丸印）がある。既存の落石等の輪郭や植生等がやや白く表示され、判読時のノイズになっているが、変化箇所は、背景の黒地に明瞭な白領域として表示されているため、判読は容易となっており、比較する2回の撮影でUAVが異なってしまっても、オルソ画像化すれば、背景差分の抽出は可能となることが確認できた。

同じく方法[D']による調整を行ったオルソ画像における背景差分画像であっても、Case1-3の同じUAVの場合が、Case1-4の異なるUAVの場合に比べて、画像の重ね合わせにおける一致度合いが高く、背景となる差分画像もより黒く表示されており、白く表示される変化箇所の判読抽出作業がより容易となっている。

2.3.2 同じUAVによる方法[B]・[D]の比較

2.3.2項では、比較する2回の撮影で同じUAVを用いて、撮影条件や使用機材を変えた、方法[B]と、方法[D]の背景差分法の適用性を比較した。

Case2-1：岩盤斜面急崖部を対象とした撮影写真における背景差分の抽出（Phantom4RTK）（方法[B]）

Case2-2：岩盤斜面急崖部を対象としたオルソモザイク画像における背景差分の抽出（Phantom4RTK）（方法[D]）

最初に、Case2-1の岩盤斜面の急崖部における撮影写真に対する背景差分の結果を図-2.10に示す。

背景差分画像拡大図（図-2.10(d)）では、黒っぽい背景の中に白丸で囲った白っぽい領域が抽出されている。前後の撮影写真拡大画像である図-2.10(e)と図-2.10(f)を見比べると、この白く表示された箇所で30cm程度の小さな落石が発生したことが見て取れる。今回の撮影は分解能が2cm以下となるように高解像度で斜面全景を納めたものである。分解能の10倍程度の大きさの変化であれば、背景差分法で十分に判読可能であることを示している。

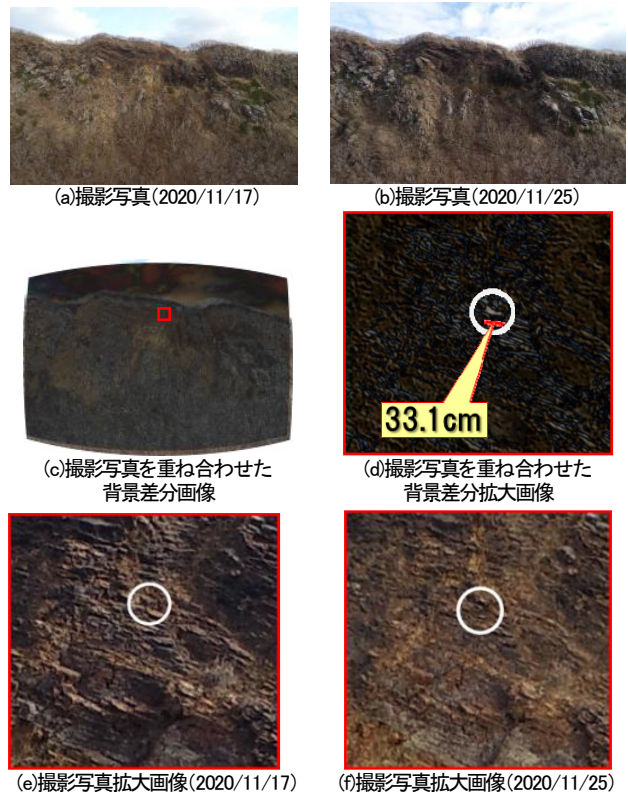


図-2.10 撮影写真に対する背景差分抽出結果（文献6）
（Case2-1：急崖部、撮影写真、Phantom4 RTK、方法[B]）

次に、Case2-2の岩盤斜面の急崖部におけるオルソ画像に対する背景差分の結果を図-2.11に示す。

背景差分画像拡大図（図-2.11(f)）は、Case2-1の撮影写真の時と比べて背景の黒っぽさが増して表示され、同様に落石発生箇所が抽出されている。無変化であった黒い背景と白っぽい変化箇所のコントラストがより明瞭となっていることから、方法[B]より方法[D]の方が、抽出精度が高く判読性が高いことが確認できる。ただし、オルソ化に当たって写真の分解能は多少落ちていると思われる。

撮影写真とオルソ画像を元にした何れの背景差分抽出方法においても、元写真では見つけ難い小さな落石発生箇所を抽出できている。しかしながら、撮影写真よりオルソ画像の方が、白い細かなノイズが減って、無変化で本来黒くあるべき背景がより黒く表示され、白い変化箇所の判読視認性が高い結果を示している。

背景差分の抽出精度が低いと、変化箇所判読時の視認性が悪くなり、真の変化箇所なのか、図郭のズレによるものなのかを、背景差分画像と元の2画像を見比べることで判断する必要が生じる。そのため、解析作業の手間がかかろうとも、図-2.5[D]に示す精度の高い背景差分抽出方法を選ぶことが推奨される。

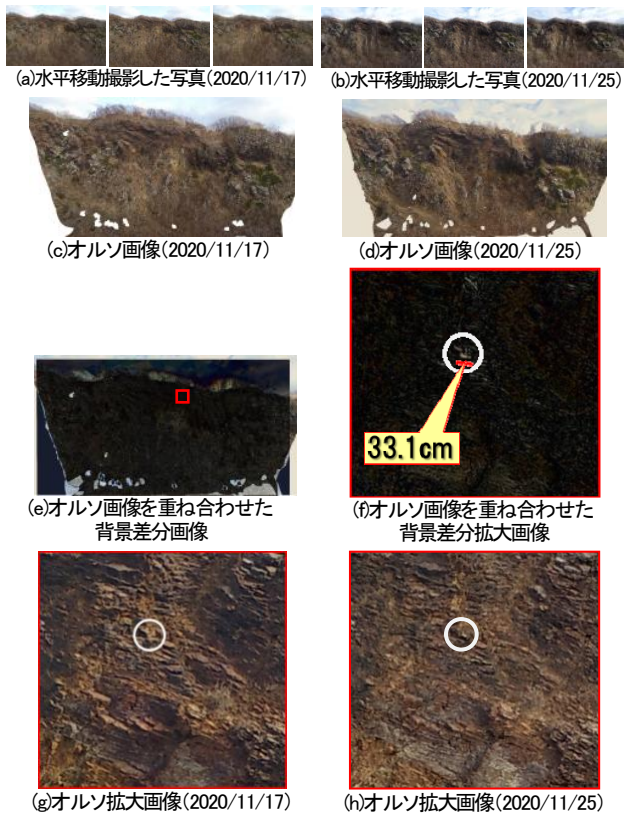


図-2.11 撮影写真に対する背景差分抽出結果
(Case2-2:急崖部、オルソ画像、Phantom4 RTK、方法[D])

2. 4 まとめ (2章)

以上の結果を基に、UAVの同一性も考慮して、表-2に示した[A]~[D]の背景差分抽出方法について、現地及び解析時の作業性と、変化箇所判読性に関わる抽出精度を表-2.1に示す。

表-2.1 背景差分抽出方法毎の作業性と抽出精度

方法	[A]	[B]	[C']	[D']	[D]
使用UAV	同じUAV	同じUAV (RTK対応)	異なるUAV	異なるUAV	同じUAV
比較対象	撮影写真	撮影写真	オルソ画像 (軸調整なし)	オルソ画像 (軸調整あり)	オルソ画像 (軸調整あり)
現地作業	×	△	◎	◎	◎
解析作業	◎	◎	△	×	×
抽出精度 (判読性)	△	○	◎	◎	◎

異なる時期の岩盤斜面のUAV撮影写真に対して背景差分法を適用することで崩壊等の変状発生箇所を抽出する方法は、変化を比較する2回の撮影において用いるUAVが同一か否か、また、そのUAVが精度の高いRTK測位に対応しているか等によって、4つに分けた。また、図

-2.5[D]に示すフロー図に従うことで、現地撮影作業や事後の室内解析作業の時間や、変化箇所の抽出精度を勘案し、目的に応じた方法の選択が可能となる。利用における主な留意点を以下にまとめる。

- ・ 同一UAVを使用できる場合には、GPSを活用したUAVの自動航行機能を使って撮影の位置と方向を可能な限り揃え、図郭のズレが1割以下(ラップ率90%以上)となる様に撮影する必要がある。さらに、RTK測位の可能なUAVであれば、自動航行による位置再現性が良く、精度の高い背景差分抽出が可能である。
- ・ 機種が異なる場合には、位置や方向に拠らず撮影した複数写真からSfM技術で三次元地形モデルを構築し、オルソモザイク画像に変換することで、精度の高い背景差分の抽出が可能となる。また、地形モデル構築時に標定点を設定することで、さらに差分抽出精度を高めることも可能である。
- ・ 補足として、同一UAVを使用する場合には、まずは撮影写真を対象として背景差分抽出を行い、不可であった箇所では、追加でオルソモザイク画像作成して背景差分抽出を行うという複合手順が作業効率的にも有効である。

なお、UAVを用いた岩盤斜面の定期点検実務においては、状況に応じてこれらの方法を使い分け、継続的に岩盤斜面に生じる細かな変化を捕捉し、経年的な変化を把握することで、適切な斜面の維持管理につながることに期待したい。

3. 地形モデルによる岩盤斜面の変状把握手法について

3.1 地形モデルを用いた変状の抽出

本章では、地形モデル間の差分を用いた変状抽出手法について検討する。岩盤斜面における変状抽出手法として、背景差分法の有効性が示されている一方で、露岩でない場所、日照条件や湧水により色調が大幅に変化する斜面においては、変状の正しい抽出が困難な場合が指摘されている⁷⁾。また、2時期で使用されるUAVやカメラが異なる場合においては、画像間の良好な重ね合わせ処理が困難な場合があり、差分の抽出の精度に大きく影響する⁷⁾。このように背景差分法では捉えるのが困難な変状について、他の手法の開発・確立・精度検証が必要とされている。

近年、無人航空機(Unmanned Aerial Vehicle:以下UAVと略す)の普及に加えて多数のステレオペア画像から撮影対象の3次元地形モデルを作成するSfM多視点ステレオ写真測量(Structure from Motion with Multi-View

Stereo Photogrammetry:以下SfM-MVSと略す)の手法開発が進んだことで、地形・地物の3次元計測がさまざまな分野で広まっている⁸⁾。UAVにより複数時期の写真の撮影を行い、3次元モデルの構築することにより、その差分の解析により変状箇所を抽出することができる(以下、地形モデル活用法と呼称する)。また、地形モデル活用法は、画像間の重ね合わせ・比較によって変状の抽出を行う背景差分法とは異なり3次元モデル間の差分析のため、背景差分法で不可欠であった色調の処理や同じ画角での撮影を必ずしも必要としない。このように地形モデル活用法は、アクセス困難な岩盤斜面の変状把握に関して、人の目による点検・比較では見落としさされてしまうような微細な変化をより効率的・客観的に抽出することができる手法である。さらに、3次元地形モデルは斜面の点検においても非常に有用性が指摘されている。例えば、崩壊箇所において3次元地形モデルを作成することで、崩壊土量を迅速に把握できる⁹⁾。また、3次元地形モデルから岩盤斜面に発達する亀裂分布を詳細にマッピングことができ、亀裂の入り方により想定される面構造分布により、斜面から分離する可能性のある不安定ブロックを把握し易くなる¹⁰⁾。また3次元地形モデルであれば、形状・体積だけではなく、表面積も算出できるため、落石等の数が多い災害履歴を整理するベースマップとしての利用や、地質区分の面積当たりの落石発生件数といった指標も算出できるなど、落石対策工設計時の基礎資料として有用性が示されている¹¹⁾。

本章では、実際の斜面における地形モデル活用法を用いた変状抽出についての検討結果・有効性について報告する。2018年の胆振東部地震により多数の斜面崩壊が発生した厚真町を対象地域とし、2019年と2020年でそれぞれUAVの空撮および3次元地形モデルの作成を行い、高さの差分析図(以下、ヒートマップと呼称する)を作成し、変状の抽出についての有効性を検討した。

3.2 検討地域

調査検討地域は、平成30年北海道胆振東部地震により崩壊が発生した北海道厚真地区の斜面である。調査地点は図3-1の3地点とし、UAVによる空撮および現地での基準点測量を行った(図3-2)。

- ・地点A: 厚真川左岸小沢の上流: 約400×300m 範囲(42.742297, 141.950237)。
- ・地点B: ウクル川右岸下流部、北東方向の支流中流部: 約300×150m 範囲(42.723771, 141.929868)。
- ・地点C: ウクル川右岸オバウス沢川の南の小沢上流部: 約300×150m 範囲(42.708585, 141.939363)。

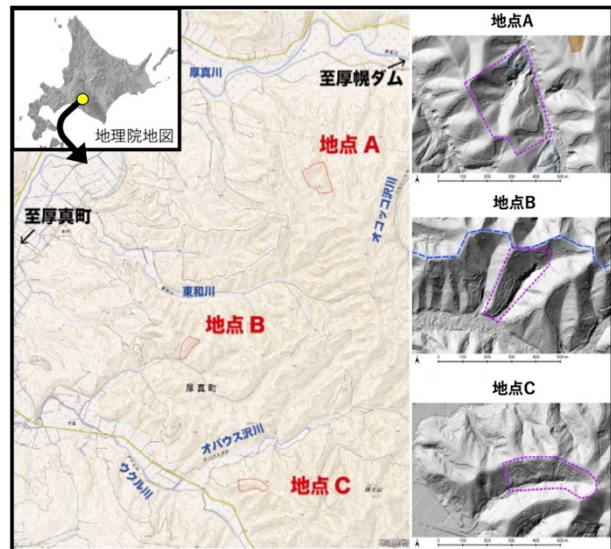


図-3.1 調査地点図

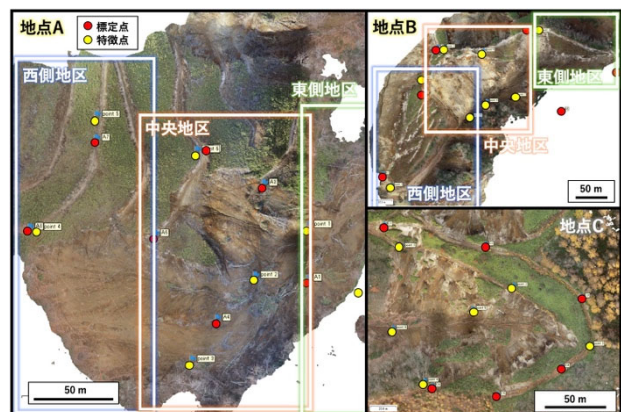


図-3.2 A、B、C地区標定点(赤丸)と特徴点(黄丸)

3.3 手法

3.3.1 ヒートマップの作成の流れと使用機材

UAVによる撮影は2019年と2020年の9~12月にそれぞれ3地点で行った(表3-1、表3-2)。UAVはPhantom4 RTKを用いた。Phantom 4 RTKはReal-Time Kinematic Global Navigation Satellite System(以下GNSS)が直接統合されたUAVである(図3-3)。RTKシステムが搭載されたUAVは、機体(移動局)と基準局のそれぞれで観測した人工衛星からの位相データを用いて位置情報を解析することで、従来の単独測位手法よりも空撮写真に対して高精度な位置情報を記録できる。撮影条件については、全て基地局を用いないネットワーク型リアルタイムキネマティック、自動航行、撮影アングル75度(90度が真下)、進行方向ラップ率80%以上、隣接コースラップ率60%以上の計画で実施した。

調査箇所		地点 A	地点 B	地点 C
定高度 150m	撮影年月日	2019/11/10	2019/11/08	2019/11/08
	写真点数	506 枚	248 枚	340 枚
高度 35m	撮影年月日	2019/11/23	2019/12/05	2019/11/26
	写真点数	3093 枚	1204 枚	1487 枚
高度 50m	撮影年月日	2019/11/21	2019/12/05	2019/11/26
	写真点数	1893 枚	503 枚	504 枚

表-3.1 2019 年における地点別撮影記録

調査箇所		地点 A	地点 B		地点 C
定高度 150m	撮影年月日	2020/11/10	-	2020/11/18	2020/11/16
	写真点数	156 枚	-	260 枚	256 枚
高度 35m	撮影年月日	2020/11/10	2020/9/30	2020/11/18	2020/11/16
	写真点数	1632 枚	996 枚 ¹⁾	1465 枚	1326 枚
高度 50m	撮影年月日	2020/11/10	2020/9/30	2020/11/18	2020/11/16
	写真点数	831 枚	504 枚	522 枚	790 枚

1) 調査範囲の一部を対象に実施

表-3.2 2020 年における地点別撮影記録



図-3.3 使用した UAV

飛行高度は可能な限り低い方が高い解像度が得られるが、Phantom4 RTK の自動航行法の一つである「地形追従モード」における最低飛行高度が 25 m であること、コース決定に使用したモデルでは立木の枝などが抜け落ちてくる可能性があること、通信途絶を避けることなどを勘案し、最低対地飛行高度は 35 m に設定した。撮影は次のとおりの手順で行った。

1. 定高度 150 m で撮影・点群作成を行う。
2. 高度 150 m の点群に基づき、高度 35 m (地上解像度 1 cm/pic)、高度 50 m (地上解像度 1.4 cm/pic) の地形追従撮影計画を設定する。
3. それぞれの高度で地形追従自動航行撮影を行う。

なお撮影は 2019 年と 2020 年で同一の条件で行った。2020 年の UAV 飛行時には 2019 年で作成した地形モデルを元に地形追従飛行を行った。3 地点にはそれぞれに現地での GNSS 測量により地上評定点を設置した (図 3-4)。



図-3.4 標定点の現地測量

地形モデルの作成には SfM-MVS ソフトウェアである Agisoft Metashape を用いた。SfM-MVS は元々コンピュータビジョンやロボットビジョンにおける概念であり、バンドル法を用いることなど基本的な部分は従来の写真測量の解析法と同じである¹²⁾。一方、従来の解析法と大きく異なるのは、カメラの位置・姿勢推定 (外部標定) が自動で行われることである。また、レンズ歪みといった内部標定要素の推定も自動で行う (セルフキャリブレーション) ことができる¹³⁾。これらの作業の自動化により、専門的な知識や技能を必要としていた従来の写真測量と比較して、より効率的に写真測量を実施できる¹⁴⁾。SfM-MVS 処理の際に使用した解析 PC のスペックは、OS: Microsoft Windows 10 Pro 64bit、CPU: Intel Core i9-9900K 3.60GHz (8 コア割り当て)、メモリ: 64 GB、グラフィックカード: NVIDIA GeForce GTX 1070 Ti である。

SfM-MVS 処理により 3 次元地形モデルから点群データを出力し、点群処理ソフトウェアである Cloud Compare で点群データを重ね合わせ、ヒートマップを作成した。

3.3.2 解析手順

地形モデルによるヒートマップ作成手順は以下のように行った。

1. 2020 年の撮影写真に地上標定点を配置した上で、SfM-MVS 処理により地形モデルを構築。
2. 特徴的な地物 (木の根など) を抽出し特徴点座標を読み取る。
3. 2019 年の写真に対して、2 で読み取った特徴点の座標を付与して SfM-MVS 処理により地形モデルを構築。
4. 2019 年と 2020 年それぞれ構築された地形モデルから出力された点群を、点群処理フリーソフト Cloud Compare を用いて重ね合わせ差分を計算しヒートマップを作成。

3.4 結果

3.4.1 各地区のヒートマップの特徴

・地点 A

地点 A では西・中央・東の 3 つの地区に分けて解析を行った (図 3-2)。西側地区では林道部分に連続した 20cm 以上の隆起域が確認された (図 3-5 : A-1)。その南側にも、隆起域が認められるが、倒木の移動によるものと示唆される (図 3-5 : A-2)。中央地区でも、西側地区から連続する林道に特徴的な隆起域が認められる (図 3-6)。東側地区では、植生のない部分の多くが青 (沈降) になっ

ている。2019年時点での積雪による表面高を反映している可能性がある（図3-7）。

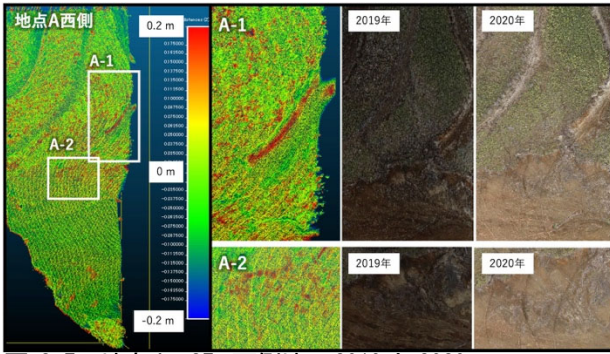


図-3.5 地点A、35m西側地区2019と2020のヒートマップとオルソフォト

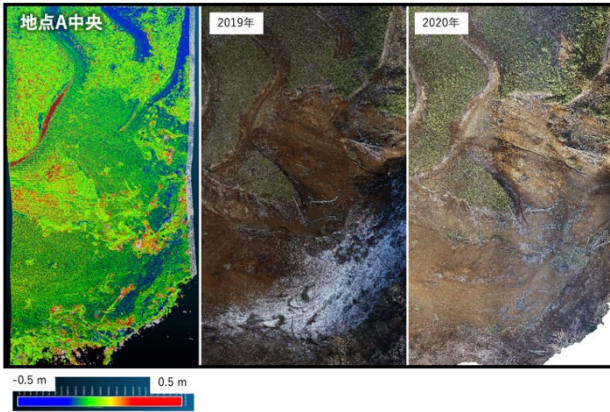


図-3.6 地点A、35m中央地区2019と2020のヒートマップとオルソフォト

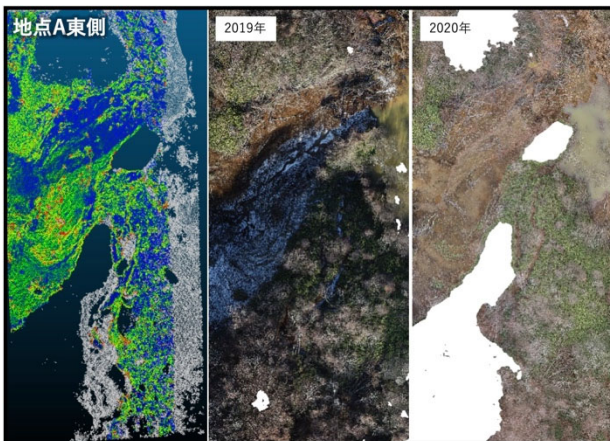


図-3.7 地点A、35m中央地区2019と2020のヒートマップとオルソフォト

・地点B

西・中央・東の3つの地区に分けて解析を行った（図3-2）。西側地区では、植生部による影響と思われる隆起域（赤）が確認された。また谷部で堆積物の埋積と思わ

れる明瞭な隆起域（赤）が確認されることから、周辺の土砂の移動があることが示唆される（図3-8）。中央地区の崩壊跡地では、斜面上部が変化の少ない黄緑で、脚部では隆起を示す赤のゾーンが広がっている（図3-9）。ガリー域では侵食の影響と思われる沈降域（青）が確認できる箇所もあるが、概ね変化の少ない黄緑を呈している。裸地のため重力的な移動により斜面脚部への土砂移動の傾向が捉えられている可能性もあるが、地形モデルの系統的誤差や重ね合わせの精度の影響も考えられ、絶対値変動を議論する上では慎重に行う必要がある。一方、東側地区は、ガリー侵食による沈降域が一部に認められたが、それ以外に明瞭な変動は確認できなかった（図3-10）。

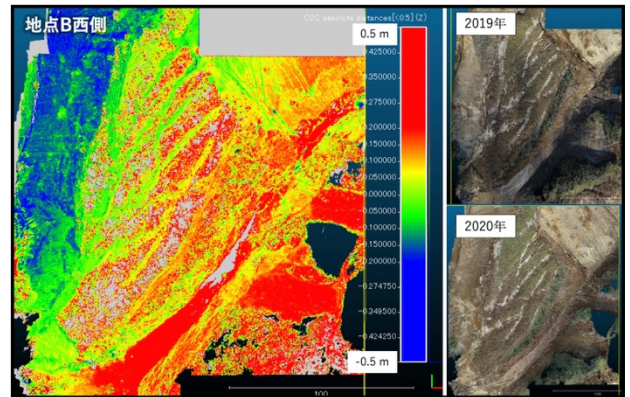


図-3.8 地点B、35m西ブロック2019と2020のヒートマップとオルソフォト
枠部分で堆積物による隆起域が確認できる。

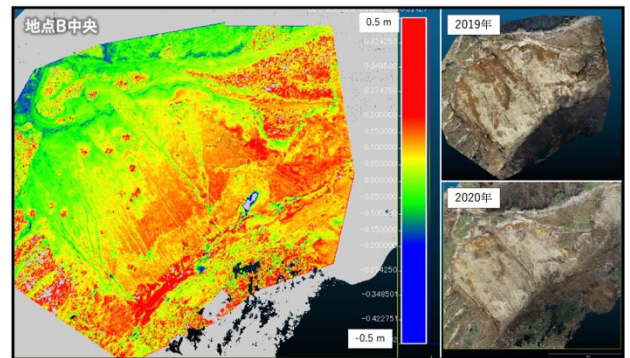


図-3.9 地点B、35m中央ブロック2019と2020のヒートマップとオルソフォト
崩壊跡地では斜面上部で浸食が進み（緑の範囲）、下部で堆積（赤の範囲）している。

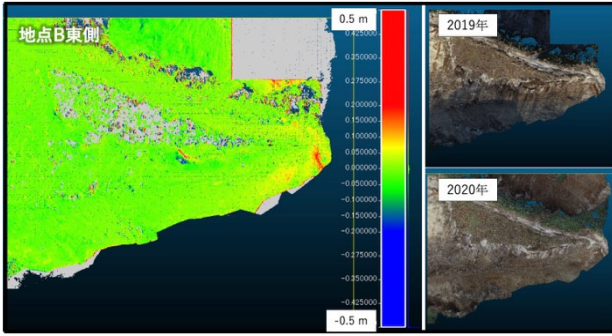


図-3.10 地点地点 B, 35m 東ブロック 2019 と 2020 のヒートマップとオルソフォト
差はほとんど見受けられない。

・地点 C

地点 C では、モデルの東側に隆起を占め赤のゾーンが分布している (図 3-11)。このモデルでは、東側に目標となる地物がほとんどなく、モデル化の精度が低下し、結果として高さに大きな誤差が生じている可能性がある。写真 3-1 に示すように、目標になりそうな立木はあるが、根本が草でおおわれており、撮影角度の異なる写真で同じ位置を確認することが難しい。

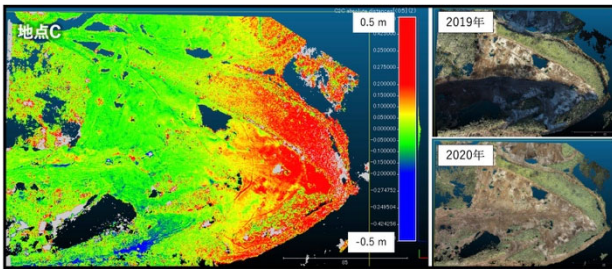


図-3.11 地点 C, 35m 2019 と 2020 のヒートマップとオルソフォト。
モデル東側に隆起域があり、高さが合わなくなっている可能性がある。



写真-3.1 地点 C の東側林道沿いの立木空撮写真

3. 5 考察

3.5.1 異なる飛行方法間で作成されたモデル比較

地点 A を対象に撮影高度の異なる点群のヒートマップを作成し、高度によるモデルの精度について検証した。高度 35 m と 50 m のヒートマップは、大部分が数 cm (黄緑) の範囲に収まった (図 3-12)。一方、高度 150 m と 35 m のヒートマップでは広い範囲で 10 cm 以上の誤差が認められる (図 3-13)。Phantom4 RTK の高度 150 m からの撮影では、地上画素寸法が 5 cm/ピクセル程度となるため、ヒートマップで確認された 2 モデル間の誤差はこの地上画素寸法によるモデル精度に起因していると考えられる。以上のように、高高度撮影は、地上画素寸法の低下により地形モデルの精度が低くなるが、広い範囲を短時間で取得できる利点がある。すなわち、数 10cm 程度以内の変位・変状把握においては低高度 (35 m~50 m 程度) での撮影が有効であり、高高度 (150 m) 撮影では大まかな被災規模の把握などでは有効な手法と考えられる。以上のように、地形モデル活用法による変状箇所抽出においては、研究対象に応じた分解能・精度を考慮した上での議論が求められると言える。

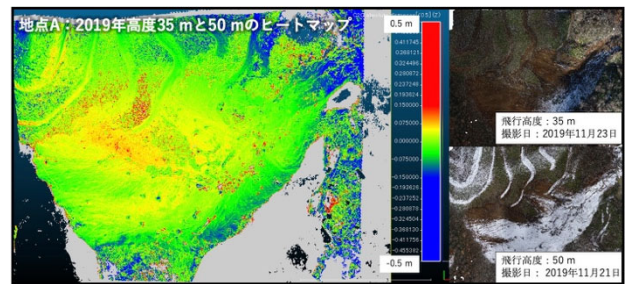


図-3.12 35 m と 50 m ヒートマップによるモデル形状変化の検証

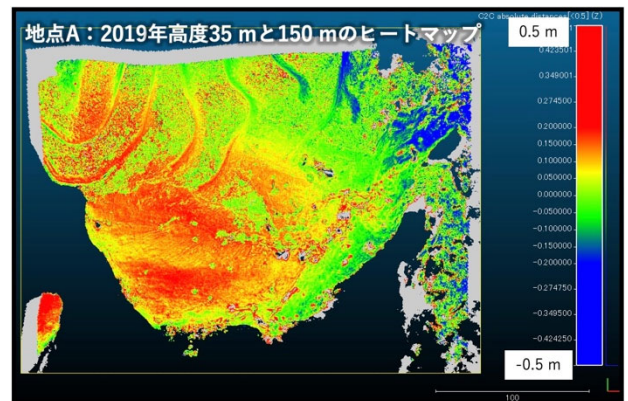


図-3.13 35 m と 150 m ヒートマップによるモデル形状変化の検証

3.5.2 地形変位について

地点 A の林道で確認された隆起域について解析を行った。図 3-14 に、2019 年の高度 35 m と 2020 年の高度 35 m のヒートマップの下に基準とした 2019 の点群を同時に表示し、隆起域のみを強調表示した（沈降域の点群は 2019 の下にプロットされるため見えなくなる）。林道付近に特徴的な隆起域（赤）が確認できた。この傾向は 2019 年の高度 35 m と 2020 年の高度 50 m、高度 150 m におけるヒートマップでも同様に確認でき（図 3-15）、モデルの誤差の影響ではない。林道の上部では沈降傾向（青）が読み取れ、裸地である林道に沿って下流方向に土砂移動し堆積しているものと示唆される（図 3-16）。このように、地形モデル活用法ではモデル間の差分を三次元的に捉えることができ、より空間的な地形変化の考察を行うことが可能である。

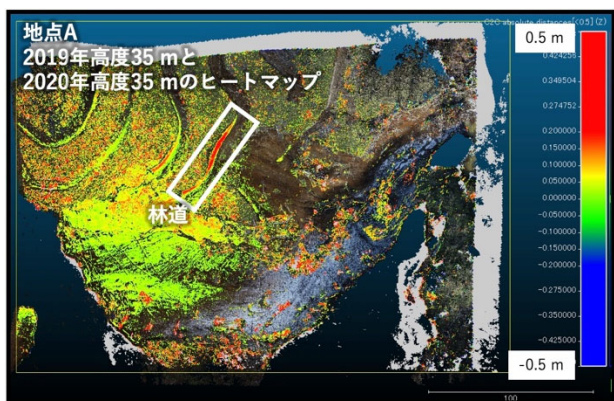


図-3.14 地点A、2019_35m と 2020_35m のヒートマップ (2019 を同時表示)

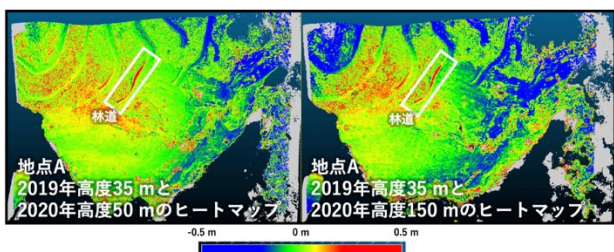


図-3.15 地点A、2019_35m と 2020_50m および 2020_150 m のヒートマップ



図-3.16 A地区林道部における 2019、2020 年モデルおよびヒートマップ

3.6 まとめ (3章)

以下に厚真地区における調査の結果をまとめる。

- 地形モデル活用法により、背景差分では検出するのが困難なガリー域では侵食や、裸地のため重力的な移動により斜面脚部への土砂移動の傾向といった微細な地表面変動の傾向を検出できた。一方で、地形モデルから斜面の変状を抽出する際には、モデルの分解能・精度に応じた議論を行う必要がある。
- 崩壊跡地など植生のない区間では 10 cm 程度以上の変状が連続する場合にはその傾向がよく捉えられた。
- SfM-MVS 手法は複視点からの撮影画像のマッチングにより画像の物体の表層を捉える手法であるため、草本主体の斜面や倒木が散見される箇所においてはモデル構築の際のエラーとなる場合があり、適切な地表面変状を捉える上で限界がある。

4. 崩壊想定岩体の特定手法について

4.1 概要

岩盤斜面崩壊の大きな素因として、斜面内部の不連続面構造が挙げられる。不連続面は、規模の大きな分離度の高い層理面や断層破碎帯から規模が小さく卓越方向を持つ節理群まで様々な種類があり、それらの組み合わせが形状等を規制して崩壊が発生すると考えられる。そこで、斜面や不連続面の形状や位置関係から今後起こり得る崩壊モデルの推定手法を提案し、その結果を例示する。

4.2 検討方法

岩盤斜面の想定崩壊岩体のモデル化手法を以下に示す。モデル化したい崩壊岩体の明瞭さの違いによって、作業手順は 2 段階となっている。

[第 1 段階] ; 開口亀裂面の組合せによって、斜面から縁切りされる明瞭な崩壊岩体のモデル化方法

- (a) 露頭で不連続面の成因や走向・傾斜等を調査する。
- (b) SfM 技術により UAV 撮影写真から構築した三次元地形モデル上に、亀裂面の位置と方向を再現する。

[第 2 段階] ; 内表面構造と開口亀裂面の組合せによって、斜面から縁切りされる潜在的な崩壊岩体のモデル化方法

- (c) (a) (b) に加え、空中写真等から調査地域のリニアメント解析と現地形の形成に関わる崩壊跡の分析を行う。
- (d) 崩壊形成面と開口亀裂面で、不連続面の成因・性状や走向・傾斜等のセンスが同じとなる面構造を抽出する。
- (e) 抽出したセンスの同じ面を並行移動させた面と開口亀裂面を組み合わせることで崩壊岩体をモデル化する。

4.3 検討結果

4.3.1 明瞭な崩壊岩体のモデル化

露頭で亀裂を調査し、走向・傾斜等の亀裂の諸元を図-4.1に示す形式で整理した。



図-4.1 露頭で観察される亀裂の調査結果例

また、UAVによる空中からの岩盤斜面写真から、SfM技術を用いて三次元地形モデルを構築し、その表面に写真を貼り付けた全域の三次元地形モデルを図-4.2に、開口亀裂面を追加したモデルを図-4.3にしめす。

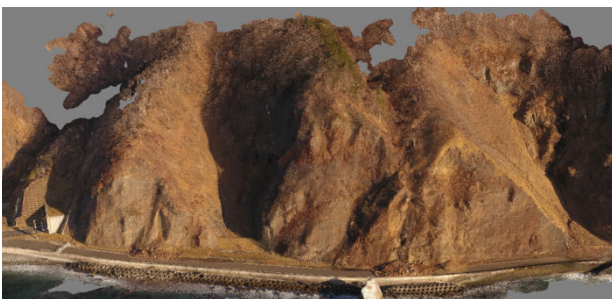


図-4.2 UAV写真を表面に貼った三次元地形モデル

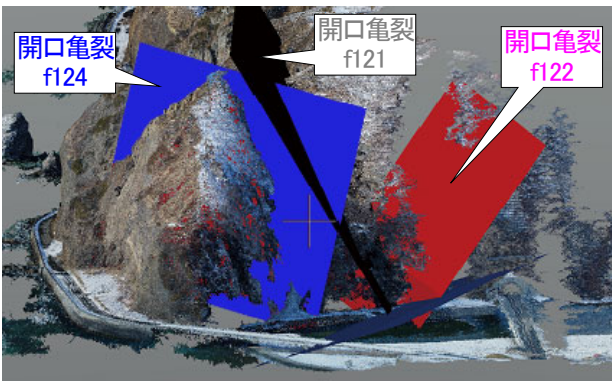


図-4.3 斜面形状と開口亀裂を現した三次元地形モデル
地形モデル上に開口亀裂平面を再現してモデル化し、

斜面形状と亀裂平面の交差状況を把握した結果、開口亀裂面は会合せず、開口亀裂によって斜面から切り出されるような明瞭な岩体は抽出されなかった。

4.3.2 潜在的な崩壊岩体のモデル化

実際の岩盤崩壊は、露頭で開口亀裂として現れない以外の斜面内部の潜在的な不連続面にも規制されて発生すると考えられる。そのため、図-4.4に示すように、空中写真からリニアメント解析を行い、露頭レベルの亀裂と空中写真レベルの面構造の対比を確認した。

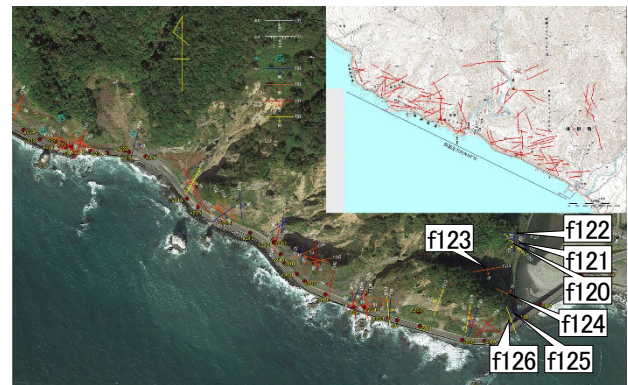
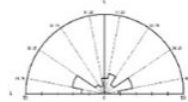


図-4.4 調査地域におけるリニアメント解析結果

当該地区は、海岸沿いの急崖斜面であり、波による浸食と崩壊の繰り返しにより、後退しつつある斜面である。そのため、崩壊跡地形である現在の斜面形状を読み取ることで、過去の崩壊を規制したであろう面構造を推定した。図-6に示すような、沢壁面などの過去の崩壊規制面と露頭で確認される開口亀裂面において、走向・傾斜や性状の一致が見られれば、その近傍では、同じ走向・傾斜を持つ面構造によって、今後再度崩壊が発生する可能性が高いと判断できる。リニアメントと開口亀裂における、卓越方向の分析結果を図-4.5に、沢壁面と開口亀裂で走向・傾斜の一致する面構造の抽出例を図-4.6に示す。

(a) リニアメント



(b) 地表開口亀裂

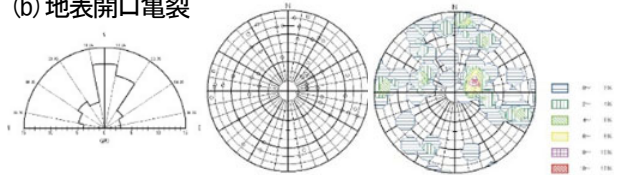


図-4.5 リニアメントと開口亀裂における卓越方向の分析

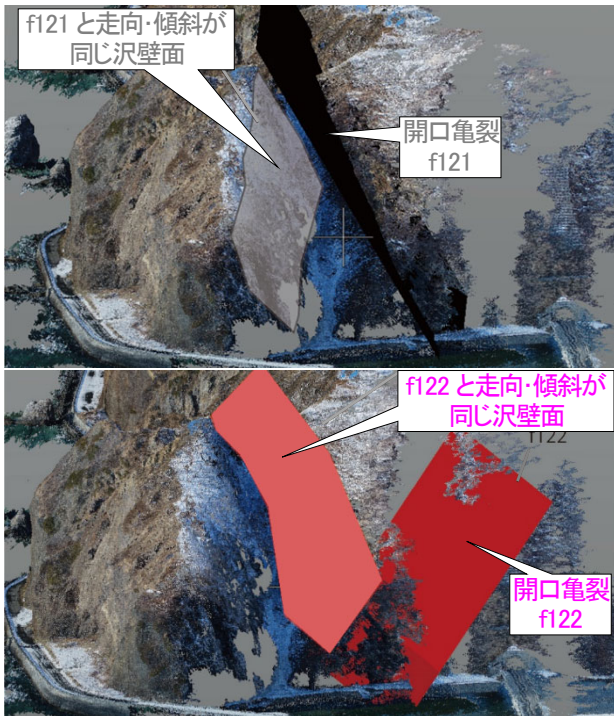


図-4.6 走向・傾斜が一致する面構造の抽出結果

以上から、過去の崩壊を規制していた面構造と走向・傾斜が同じとなる面構造と開口亀裂面が組合さった、潜在的な岩体の崩壊形態をモデル化できた (図-4.7)。

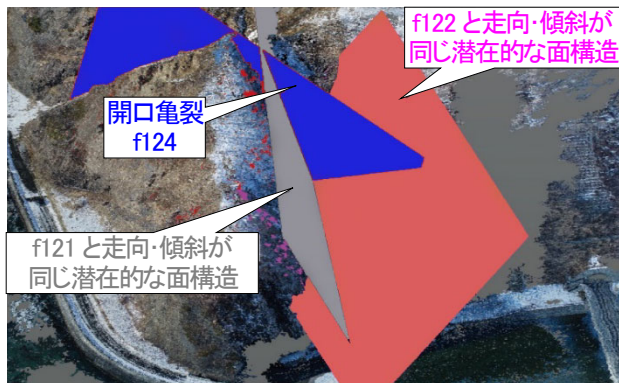


図-4.7 想定面構造による潜在的な崩壊形態モデル

4.4 まとめ (4章)

今回提案した岩盤崩壊モデル化方法によって、開口亀裂のみによって囲まれた明瞭な岩体だけではなく、開口亀裂と一致する走向・傾斜の面構造の考慮により、潜在的な崩壊岩体まで漏れなくモデル化することができた。

5. FEMによる崩壊可能性の判断手法について

5.1 概要

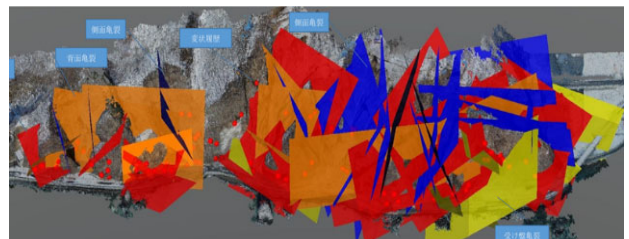
近年のUAVやSfM技術の発達により、写真から簡易に岩盤斜面の三次元モデルが作成可能となり、地上からは

見通し辛い亀裂の分布状況も簡単に把握できるようになってきた。そのことで、近傍の崩壊跡の調査を踏まえ、斜面形状と亀裂の立体交差状況から、岩体の崩壊形態をより正確に推定することが可能となった。そこで、想定崩壊岩体を地山と縁切る亀裂の不連続面が応力作用により経年劣化し、最終的に崩壊を引き起こす可能性を予測評価するための数値解析手法の検討を行った。

5.2 FEM解析検討方法

5.2.1 解析モデル作成方法

まずは、FEMによる連続体解析を行うために、解析モデルの作成方法を説明する。過年度成果に基づき、UAVによる写真より作成された三次元地形モデルに対して、亀裂を面モデルとして合成した。なお、亀裂面は斜面との交差状況で色分けを行った (図-5.1)。



【亀裂面区分】赤色:流れ盤亀裂、黄色:受け盤亀裂、橙色:背面亀裂、紺色・青色:側面亀裂、赤点:落石発生箇所

図-5.1 亀裂面三次元分布状況

これまでに確認されている崩壊形態を踏まえ崩壊が発生し易いと考えられる複数の亀裂面によって地山から分断された状態のブロックの内、ブロックの重心を支える面構造が流れ盤でより不安定と思われる比較的大きなブロックを検討対象として抽出した (図-5.2、図-5.3)。

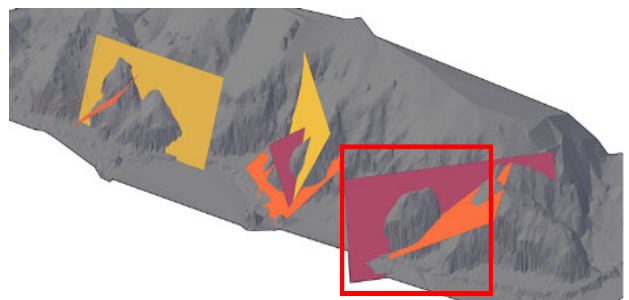


図-5.2 亀裂面交差状況から抽出した解析対象範囲

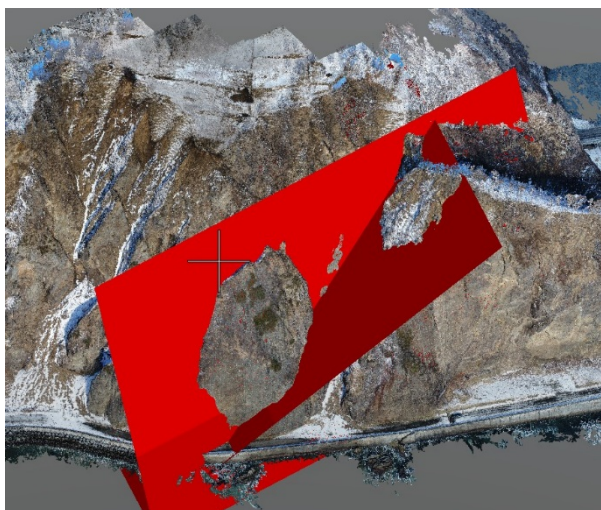


図-5.3 解析対象岩体の拡大テクスチャーモデル

一般的にはジョイントとしてモデル化されるのに対し、本検討では、約 2mの厚みを持った弱層部としてモデル化したことで、弾塑性解析により弱層部の塑性状態の評価が可能となった(図-5.4)。

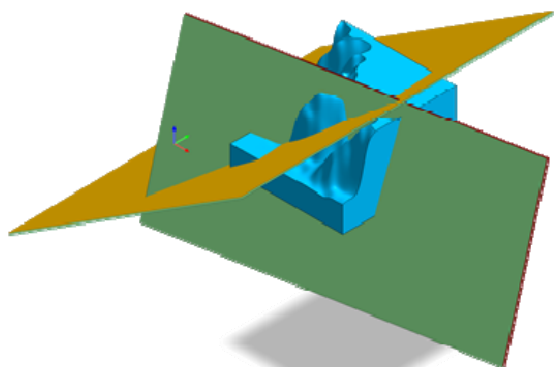


図-5.4 亀裂面のモデル化

解析メッシュのサイズとして 5m を基本として、4 面体によるメッシュ作成を行った。また、拘束条件として、底面を三方向拘束とし、周辺を x・y 軸の二方向拘束とした(図-5.5)。赤色のメッシュが、弱層に囲まれた不安定岩体と仮定した。

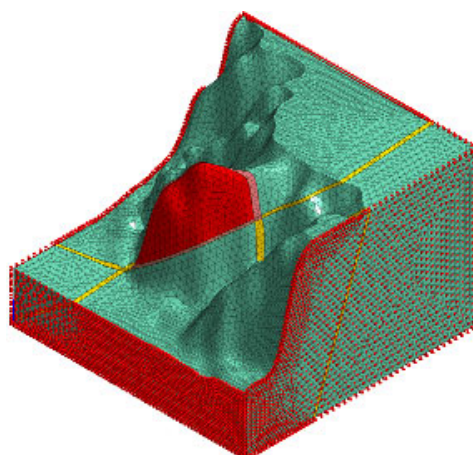
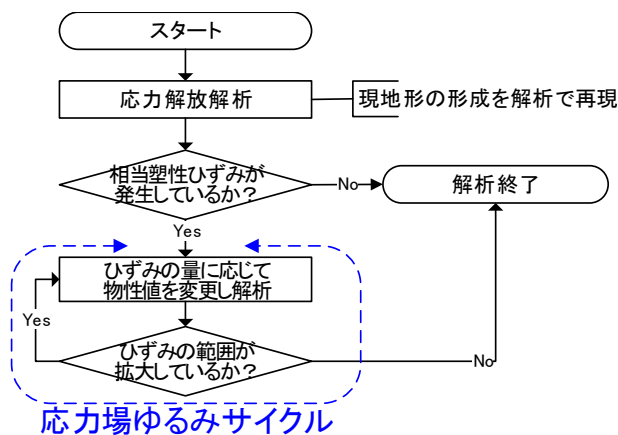


図-5.5 解析モデルと拘束条件

5.2.2 劣化進行を表現する FEM ステップ解析方法

FEM ステップ解析方法における応力劣化サイクルの検討評価は、自重解析の塑性ひずみの値を用いて、塑性ひずみ値により微小破壊の程度判定を行っている¹⁵⁾¹⁶⁾。塑性ひずみ値範囲に岩盤等級を割り振り要素メッシュ毎に物性値を変化させ、再度自重解析を行う。このような物性値変更と自重解析を繰り返し行うことで、塑性ひずみの発生範囲の進展を把握し、自重による劣化影響が収束するまでの範囲を把握するものである(図-5.6)。



応力場ゆるみサイクル

図-5.6 応力劣化サイクルフロー¹⁵⁾

FEM ステップ解析の具体的な手順は、表-5.1 に示すように、モデル全体の岩盤要素を CH 級岩盤、亀裂の弱層要素を CM 級岩盤として、自重解析終了後の崩壊ブロック底面部のメッシュ要素毎に塑性ひずみ値に対応した物性値に低減変更した解析メッシュにより、再度自重解析を行った。この解析サイクルを繰り返すことで、自重による亀裂を模した弱層部の応力劣化を疑似的に再現した。

塑性ひずみ量に対応させる岩盤等級と物性を以下のと

おり設定した (表-5.1)。

- 1.00%以上 : 破壊部
- 0.50%以上~1.00%未満 : 未固結 S1
- 0.10%以上~0.50%未満 : D 級
- 0.05%以上~0.10%未満 : CL 級
- 0.05%未満 : CM 級

表-5.1 使用物性値

名称	物性値 (静的変形特性)					
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E_s(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	静止土圧係数 K_0
CH級岩盤	0.30	500,000	25	250	40	0.357212
CM級岩盤	0.30	50,000	25	150	35	0.426424
CL級岩盤	0.30	25,000	20	75	30	0.500000
D級岩盤	0.30	12,500	20	38	25	0.577382
未固結S1	0.35	6,250	16	20	25	0.577382
破壊部	0.35	3,125	16	10	20	0.657980

5.3 FEM 解析結果

亀裂に囲まれた岩体の崩壊を最も規制すると思われる岩体底面の弱層部の塑性ひずみ分布を、上位の不安定岩体を透過させた全体図の STEP 抜粋を図-5.7に、弱層部のみを全 STEP を図-5.8に示す。

弱層部は、当初 CM 級岩盤としたが、有効塑性ひずみの値によって、逐次物性値を変化させることで、劣化の進行・拡大を簡易的に再現し、破壊部のメッシュ数が 10STEP 変わらない時点を収束と見なし、STEP27 まで解析を繰り返した。弱層部の要素数の変化を表-5.2に示す。

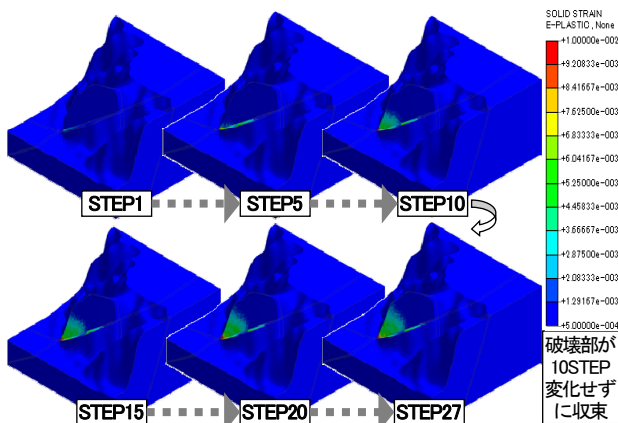


図-5.7 岩体底面弱層部の塑性ひずみ分布 (STEP 抜粋)

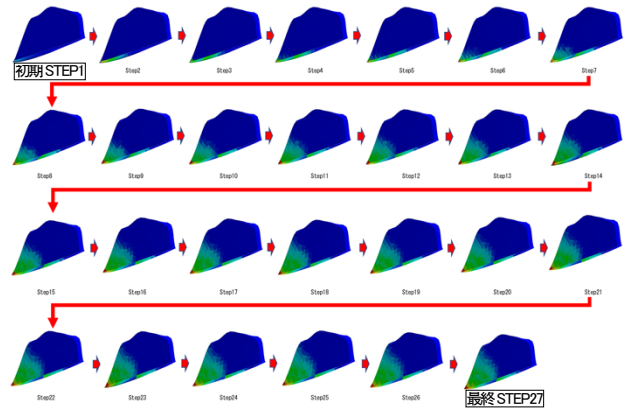


図-5.8 岩体底面弱層部の塑性ひずみ分布 (全 STEP)

表-5.2 物性値変更履歴

STEP	CM級		CL級		D級		未固結S1		破壊部		
	未変化数	未変化率	変化数	増加率	変化数	増加率	変化数	増加率	変化数	増加率	全体比率
STEP0	1256	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
STEP1	1118	89.0%	60	—	78	—	0	—	0	—	—
STEP2	1062	84.6%	45	-25.0%	99	26.9%	49	—	1	—	0.1%
STEP3	1025	81.6%	36	-20.0%	115	16.2%	79	61.2%	1	0.0%	0.1%
STEP4	1015	80.8%	26	-27.8%	118	2.6%	96	21.5%	1	0.0%	0.1%
STEP5	974	77.5%	39	50.0%	129	9.3%	112	16.7%	2	100.0%	0.2%
STEP6	935	74.4%	38	-2.6%	159	23.3%	121	8.0%	3	50.0%	0.2%
STEP7	905	72.1%	31	-18.4%	130	-18.2%	130	7.4%	4	33.3%	0.3%
STEP8	872	69.4%	39	25.8%	201	54.6%	138	6.2%	6	50.0%	0.5%
STEP9	844	67.2%	37	-5.1%	220	9.5%	148	7.2%	7	16.7%	0.6%
STEP10	822	65.4%	33	-10.8%	242	10.0%	151	2.0%	8	14.3%	0.6%
STEP11	806	64.2%	26	-21.2%	259	7.0%	155	2.6%	10	25.0%	0.8%
STEP12	788	62.7%	34	30.8%	262	1.2%	162	4.5%	10	0.0%	0.8%
STEP13	772	61.5%	38	11.8%	266	1.5%	169	4.3%	11	10.0%	0.9%
STEP14	765	60.9%	31	-18.4%	270	1.5%	179	5.9%	11	0.0%	0.9%
STEP15	749	59.6%	33	6.5%	279	3.3%	184	2.8%	11	0.0%	0.9%
STEP16	730	58.1%	42	27.3%	282	1.1%	191	3.8%	11	0.0%	0.9%
STEP17	724	57.6%	37	-11.9%	291	3.2%	193	1.0%	11	0.0%	0.9%
STEP18	717	57.1%	34	-8.1%	298	2.4%	195	1.0%	12	9.1%	1.0%
STEP19	708	56.4%	30	-11.8%	308	3.4%	198	1.5%	12	0.0%	1.0%
STEP20	696	55.4%	37	23.3%	310	0.6%	201	1.5%	12	0.0%	1.0%
STEP21	687	54.7%	40	8.1%	303	-2.3%	214	6.5%	12	0.0%	1.0%
STEP22	684	54.5%	36	-10.0%	310	2.3%	214	0.0%	12	0.0%	1.0%
STEP23	682	54.3%	32	-11.1%	315	1.6%	215	0.5%	12	0.0%	1.0%
STEP24	677	69.8%	31	-3.1%	320	1.6%	216	0.5%	12	0.0%	1.0%
STEP25	671	69.3%	32	3.2%	323	0.9%	218	0.9%	12	0.0%	1.0%
STEP26	668	53.2%	32	0.0%	323	0.0%	221	1.4%	12	0.0%	1.0%
STEP27	664	52.9%	30	-6.3%	327	1.2%	223	0.9%	12	0.0%	1.0%

弱層部では、斜面下部の応力作用が顕著な部位において、有効塑性ひずみが増加しており、応力劣化が下端から上方に進行し、脆弱化した領域が拡大する様子が再現されているが、劣化が岩体底面部全体にまで広がるといった極端な不安定化の進行は見られなかった。

次に、要素数の変化から崩壊の可能性を考察すると、破壊部のメッシュ数は、要素全体の 1%程度と非常に少なく、強度低下の発生箇所が全体の 50%を下回ることから、応力的劣化によっては崩壊に至る可能性は低いと判断した。ただし、破壊部となった部位のうち、表層近くは不安定であるため、局所的な崩落や落石の発生に注意が必要な部位である。

また、岩盤斜面表層部の塑性ひずみ分布を図-5.9に示す。岩体底面弱層部とは異なり、表層部ではほとんど塑性ひずみを確認できない。このことから、弱層部の劣化

に支配されて崩壊が引き起こされる崩壊形態の場合には、岩盤全体ではなく、斜面内部の弱層部の変化に留意することが重要となる。

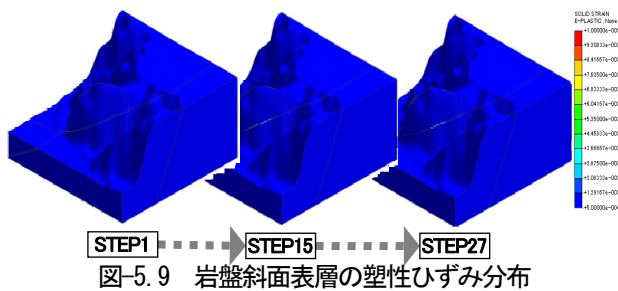


図-5.9 岩盤斜面表層の塑性ひずみ分布

5.4 まとめ (5章)

SfM 技術により UAV 撮影写真から構築した亀裂面分布を含む三次元地形モデルを基に、提案する FEM ステップ解析法を用いて、想定崩壊岩体と地山との境界面の劣化進行状況を推定することで、亀裂面に囲まれた岩体が応力的な経年劣化により将来的に崩壊する可能性があるのかを判定できる可能性を示した。また、亀裂面の劣化が表層に到達する部位では、落石や小崩壊の発生が懸念されるため、重点的な点検箇所抽出にも有効と考えられる。

応力劣化サイクルを考慮した FEM ステップ解析では、将来的な応力劣化(ゆるみ)の最終到達状況を推定することはできるが、その過程はステップ数としてしか把握できないため、現実の斜面が「いつ」その状態に至るかなどの時間的な要素は考慮することができない。また、FEM ステップ解析の結果は、検討箇所の時時点の状態を表しているのではなく、健全な岩盤に断層、節理や亀裂等があることで、応力作用によって生じる劣化(ゆるみ)の最終到達形態を推定しているにすぎない。一方、実際の斜面においては、水の影響等による風化や、地震等の突発的な外力による不安定化促進も起こりえる。そのため、将来の危険度は低いとの解析結果であっても、今後崩壊が発生しないとは限らない。

そこで、応力劣化の進行に応じて亀裂等の不連続面をモデル化した弱層部に生じる解析で示された変化と現地の状態とを照合し、整合性を判断することで、応力劣化の進行段階を推定する必要がある。そのためにも、定期的な点検が重要となる。その点検時に変状が予想される着目箇所については、解析結果より抽出することが可能であるため、点検時の見落としを防ぐことにも寄与すると考える。

6. DEM による崩壊土砂の到達範囲推定手法について

6.1 概要

将来、経年変化による亀裂の進展等により不安定岩体の崩壊が想定される場合は、斜面下方の道路等の保全対象に与えるリスクを予め評価しておく必要がある。そのため、岩盤崩壊が発生した場合にその崩壊土砂がどこまで到達するのかわかり、不連続体解析によって推定することにした。その手順として、まずは地形・地質が類似する近傍などでの実際の崩壊事例を基にした再現解析を行い、その結果から得られた解析パラメータを用いて、亀裂面に囲まれた想定岩盤崩壊の崩壊土砂到達範囲を推定する。

6.2 解析方法

6.2.1 粒状体 DEM 解析採択理由

FEM 等の連続体解析とは異なり、崩壊現象等の岩塊の接触・分離や大変形を扱う不連続体解析は、岩盤の強度だけではなく、個々の要素の形状や互いの要素間の強度等、解析に必要とされる物性パラメータが多岐にわたる。そのため、未だ崩壊が発生していない段階で、崩壊後の岩体の分割状況を推定して個々の要素として正確にモデル化し、個別に物性パラメータを設定することは現実的ではない。そこで、本研究では、崩壊前の岩盤斜面を均質な球の要素の集合体としてモデル化することで簡便化し、時間の経過とともに各要素がどのように運動していくのかわかり、粒状体の (Distinct Element Method、以下 DEM) 個別要素法を用いることで、崩壊が発生した場合の崩壊土砂の到達範囲を推定することにした。解析には、文献¹⁷⁾に示されている解析プログラムを用いた。

6.2.2 既往崩壊箇所の再現解析によるパラメータ設定

解析に必要なパラメータを、文献¹⁷⁾に記された標準的な値に固定する A 群と、解析結果に大きな影響を与える B 群とに分け (表-6.1)、その内 B 群を対象としてパラメトリックスタディを実施し、崩壊現象の再現度が高くなるパラメータの組み合わせを検証する。A 群のパラメータは表-6.2 に示す値を設定値とした。

表-6.1 DEM で用いられるパラメータ

パラメータ A 群	パラメータ B 群
<ul style="list-style-type: none"> ・粒子直径 ・粒子密度 ・バネ係数 ・崩壊面と崩壊面以外の摩擦係数 [スライダ一定数] ・崩壊面の粒子間隔 	<ul style="list-style-type: none"> ・反発係数(減衰定数) [ダッシュポットの定数] ・転がり摩擦係数

表-6.2 設定パラメータ (A群)

パラメータ A群	設定値(単位)
粒子直径	2.0 (m)
粒子密度	2.6 (g/cm ³)
バネ係数	2.0E+10 ⁶ (N/m)
崩壊面の摩擦係数 (スライダー定数)	0.0 (°)
崩壊面以外の摩擦係数 (スライダー定数)	30.0 (°)
崩壊面の粒子間隔	1.0 (m)

再現解析を行う既往岩盤崩壊事例は、崩壊前後の詳細な地形が航空レーザ測量により分かっている、えりも町斜面崩壊¹⁸⁾とした。

DEM 解析の再現性を評価する指標として、斜面崩壊後に堆積した地表の平均的な傾きすなわち安息角を用いる。崩壊後の様子をDEMモデル上におこした図-6.1に示している4つの側線について安息角を求め、実測値とDEM解析結果を対比することでベストケースとなるパラメータを選定する。その際に検討するB群のパラメータの組み合わせを表-6.3に示す。また、崩壊土砂は頂点の高さから概ね半円錐状に堆積することから、堆積物の体積と安息角、到達距離には、概ね図-6.2に示す関係が成り立つ。

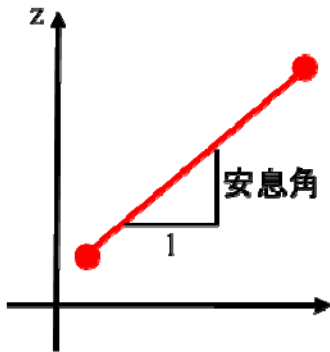
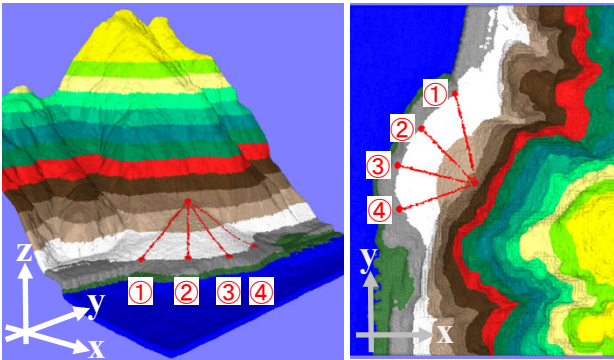


図-6.1 安息角の求め方

表-6.3 パラメータ検討ケース

ケースNo.		反発係数	転がり摩擦係数
主	副		
1	1	0.1	0.05
	2		0.1
	3		0.15
	4		0.2
2	1	0.2	0.05
	2		0.1
	3		0.15
	4		0.2
3	1	0.3	0.05
	2		0.1
	3		0.15
	4		0.2

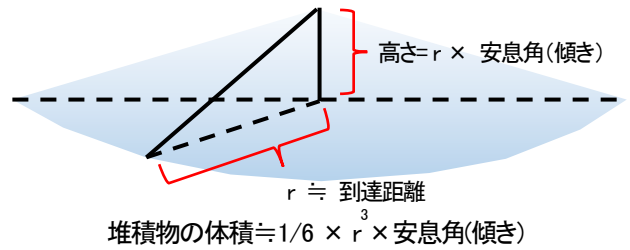


図-6.2 堆積物の体積と安息角・到達距離の関係

B群のパラメータを決定した後に、表-6.4に示すようにA群のパラメータについても前述の基準値から1項目ずつ変更させたケースを感度解析することで、パラメータ毎の解析結果に与える影響度の違いを検証する。検討ケースの内訳は、粒子直径を1/2倍および2倍にした解析 (No. 4-1, No. 4-2)、バネ係数を1/2倍および2倍にした解析 (No. 5-1, No. 5-2) 崩壊面の性状に応じて摩擦係数を変えた解析 (No. 6-1, No. 6-2)、そして崩壊面の粒子間隔を粗くした解析 (No. 7-1) の、計7ケースを実行する。

表-6.4 感度解析の検討ケース

ケースNo.		粒子直径 (m)	バネ係数 (N/m)	崩壊面の摩擦係数 (°)	崩壊面の粒子間隔 (m)
主	副				
(基準値)		2.0	2.0E+06	0	1.0
4	1	1.0	2.0E+06	0	1.0
	2	4.0	2.0E+06	0	1.0
5	1	2.0	1.0E+06	0	1.0
	2	2.0	4.0E+06	0	1.0
6	1	2.0	2.0E+06	15	1.0
	2	2.0	2.0E+06	30	1.0
7	1	2.0	2.0E+06	0	2.0

6.2.3 想定崩壊箇所の解析方法

再現解析から求められるパラメータを用いて、5章で評価を行った想定崩壊岩体(図-5.4)を対象にパッキングを行う。パッキングでは、自由落下した粒子を効率的に堆積させるために、崩壊面がほぼ水平になるようにモデル斜面全体を座標変換させ、さらに側面に円筒の境界条件を与えている。パッキング作業は、自由落下粒子が崩壊前斜面の含まれる十分な標高まで実施した。図-6.3にパッキング作業の手順の概略図を示す。DEM解析モデルで赤い領域に円筒を立ててパッキングを行い、原地表面まで切り取った成形状態を図-6.4に示す。オレンジ色が可動粒子となり、その土量は約2.8万m³となった。

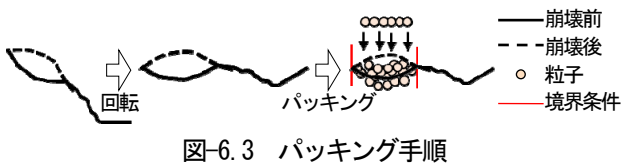


図-6.3 パッキング手順

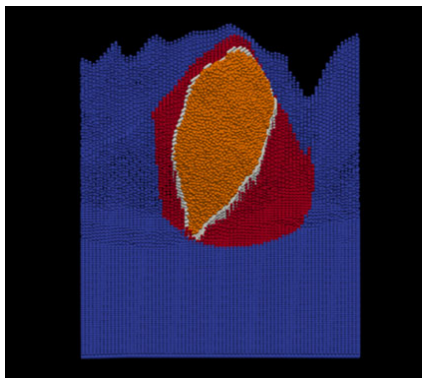


図-6.4 粒状体でパッキングしたDEM解析モデル

6.3 解析結果

6.3.1 再現解析結果

安息角(傾き)と到達距離について、DEM解析結果と実測値の比較を表-6.5に示す。安息角と到達距離におけるDEM解析結果と実測値との誤差の4側線の平均値が最も小さくなるベストケースは、No.1-2となり、そのときのパラメータは、反発係数=0.1、転がり摩擦係数=0.1であった。このパラメータ値を用いたB群のパラメータに対するパラメトリックスタディの結果を表-6.6に示す。

A群とB群のパラメータに対する考察結果を以下に合わせて示す。

反発係数は大きくすると到達距離が長くなるパラメータであり、再現解析において、反発係数=0.1の場合が実測値との誤差が最も小さくなった。

転がり摩擦係数は大きくすると到達距離が短くなるパ

表-6.5 DEM解析結果と実測値の比較

ケースNo.	反発係数	転がり摩擦係数	側線No.	安息角(傾き)			到達距離(m)			
				DEM	実測値	誤差(%)	DEM	実測値	誤差(%)	平均誤差(%)
1	0.1	0.05	1	0.36	0.43	16.7	12.2	89	83.7	6.0
			2	0.42	0.51	17.9		84.4	79.1	6.3
			3	0.48	0.53	9.0		80.5	78.1	3.0
			4	0.57	0.6	5.1		76.2	74.9	1.7
2	0.1	0.1	1	0.41	0.43	3.6	5.1	84.7	83.7	1.2
			2	0.5	0.51	1.5		79.4	79.1	0.4
			3	0.57	0.53	7.0		76.3	78.1	2.4
			4	0.55	0.6	8.5		77.1	74.9	2.9
3	0.1	0.15	1	0.48	0.43	11.0	12.3	80.8	83.7	3.6
			2	0.6	0.51	17.8		74.9	79.1	5.6
			3	0.62	0.53	17.3		74	78.1	5.5
			4	0.62	0.6	3.3		74.1	74.9	1.1
4	0.1	0.2	1	0.59	0.43	37.3	32.8	75.3	83.7	11.2
			2	0.7	0.51	36.9		71.2	79.1	11.1
			3	0.75	0.53	41.8		69.5	78.1	12.4
			4	0.69	0.6	15.4		71.4	74.9	4.9
1	0.2	0.05	1	0.38	0.43	12.1	7.7	87.4	83.7	4.2
			2	0.48	0.51	5.8		80.6	79.1	1.9
			3	0.49	0.53	7.1		80	78.1	2.4
			4	0.63	0.6	5.7		73.5	74.9	1.9
2	0.2	0.1	1	0.38	0.43	12.7	7.3	87.6	83.7	4.5
			2	0.47	0.51	7.8		81.2	79.1	2.6
			3	0.55	0.53	4.7		76.9	78.1	1.6
			4	0.58	0.6	4.1		75.9	74.9	1.3
3	0.2	0.15	1	0.48	0.43	11.4	11.8	80.7	83.7	3.7
			2	0.58	0.51	13.1		75.9	79.1	4.2
			3	0.61	0.53	14.9		74.5	78.1	4.8
			4	0.55	0.6	8.0		77	74.9	2.7
4	0.2	0.2	1	0.55	0.43	28.5	28.9	77	83.7	8.7
			2	0.74	0.51	45.4		69.8	79.1	13.3
			3	0.7	0.53	31.3		71.3	78.1	9.5
			4	0.66	0.6	10.3		72.5	74.9	3.3
1	0.3	0.05	1	0.43	0.43	1.0	7.9	84	83.7	0.4
			2	0.47	0.51	7.6		81.2	79.1	2.6
			3	0.64	0.53	21.2		73.2	78.1	6.7
			4	0.59	0.6	1.8		75.3	74.9	0.5
2	0.3	0.1	1	0.39	0.43	8.9	7.9	86.3	83.7	3.0
			2	0.53	0.51	3.4		78.2	79.1	1.2
			3	0.6	0.53	13.1		74.9	78.1	4.3
			4	0.56	0.6	6.1		76.5	74.9	2.1
3	0.3	0.15	1	0.49	0.43	13.7	12.6	80.2	83.7	4.4
			2	0.58	0.51	14.6		75.5	79.1	4.8
			3	0.62	0.53	17.3		74	78.1	5.5
			4	0.63	0.6	4.6		73.8	74.9	1.5
4	0.3	0.2	1	0.51	0.43	19.1	28.7	79	83.7	5.9
			2	0.7	0.51	37.8		71	79.1	11.4
			3	0.73	0.53	37.2		70.2	78.1	11.3
			4	0.72	0.6	20.7		70.3	74.9	6.5

表-6.6 DEM解析結果と実測値の比較

ケースNo.	パラメータ	側線No.	安息角(傾き)			到達距離(m)				
			DEM	実測値	誤差(%)	DEM	実測値	誤差(%)	平均誤差(%)	
1	粒子直径=2.0(m) バネ係数=2.0E+06(N/m) 崩壊面の摩擦角=0(°) 崩壊面の粒子間隔=2.0(m)	1	0.41	0.43	3.6	5.1	84.7	83.7	1.2	
		2	0.5	0.51	1.5		79.4	79.1	0.4	
		3	0.57	0.53	7.0		76.3	78.1	2.4	
		4	0.55	0.6	8.5		77.1	74.9	2.9	
4	粒子直径(m)	1.0	1	0.43	0.43	1.1	10.2	84	83.7	0.4
			2	0.57	0.51	12.5		76	79.1	4.1
			3	0.63	0.53	19.1		73.6	78.1	6.1
			4	0.65	0.6	8.2		72.9	74.9	2.7
2	粒子直径(m)	4.0	1	0.44	0.43	2.9	11.5	82.9	83.7	1.0
			2	0.42	0.51	17.2		84.2	79.1	6.1
			3	0.5	0.53	5.9		79.7	78.1	2.0
			4	0.72	0.6	20.0		70.5	74.9	6.2
5	バネ係数(N/m)	1.0E+06	1	0.38	0.43	12.4	10.7	87.5	83.7	4.3
			2	0.46	0.51	8.8		81.5	79.1	2.9
			3	0.5	0.53	6.1		79.7	78.1	2.0
			4	0.51	0.6	15.6		79.2	74.9	5.4
2	バネ係数(N/m)	4.0E+06	1	0.4	0.43	6.2	3.6	85.5	83.7	2.1
			2	0.5	0.51	1.4		79.4	79.1	0.4
			3	0.54	0.53	1.8		77.6	78.1	0.6
			4	0.63	0.6	4.9		73.7	74.9	1.6
6	崩壊面の摩擦角(°)	15	1	0.46	0.43	7.2	5.2	81.8	83.7	2.3
			2	0.55	0.51	8.0		77.1	79.1	2.6
			3	0.55	0.53	3.9		77.1	78.1	1.3
			4	0.61	0.6	1.9		74.4	74.9	0.7
2	崩壊面の摩擦角(°)	30	1	0.47	0.43	9.1	11.6	81.3	83.7	3.0
			2	0.54	0.51	6.5		77.4	79.1	2.2
			3	0.58	0.53	8.8		75.9	78.1	2.9
			4	0.47	0.6	21.8		81.3	74.9	7.9
7	崩壊面の粒子間隔(m)	2.0	1	0.39	0.43	8.9	10.9	86.3	83.7	3.0
			2	0.46	0.51	9.2		81.6	79.1	3.1
			3	0.48	0.53	9.1		80.6	78.1	3.1
			4	0.5	0.6	16.5		79.5	74.9	5.8

ラメータであり、再現解析において、転がり摩擦係数=0.1の場合が実測値との誤差が最も小さくなった。

バネ係数を1/2倍すると安息角の誤差平均は約2倍になり、2倍にすると誤差平均は約0.7倍となった。バネ係数を大きくすると誤差は小さくなるものの、平均誤差(%)は、10%以下の範囲内での違いであった。また、文献¹⁷⁾ではバネ係数は計算結果に対する寄与が低くそれほど厳密に値を設定しなくてよいとされていることや、バネ係数を大きくすると解析時間が長くなりコストが増大することなどから、バネ係数は、再現解析で基準値とした $2.0E+06$ (N/m)を推定解析でも用いることにした。

粒子の大きさは、斜面の対象領域と崩壊面の規模によっては大きな計算コストを有し、現実的な時間内に解析を実行することができなくなってしまう。そのため、低コストである程度の精度が保たれる条件設定が求められる。また、粒子直径が大きくなると、解析結果が粗く分解能が低下することにも留意する必要がある。再現解析で基準とした粒子直径(2m)に対し、1/2倍・2倍にすると安息角の誤差平均は約2倍となった。このことから、粒子直径は、基準値とした2.0(m)を推定解析でも用いることにした。

崩壊岩体を構成する粒状体が斜面から分離することになる崩壊面の性状を変える方法は、崩壊面の粒子間の摩擦係数($^{\circ}$)を変更する方法と、崩壊面に敷かれた粒子間隔(m)を変えることで粗度を変更する方法がある。摩擦係数が大きくなると、安息角が大きくなり、到達距離は小さくなる。比較結果では、崩壊面の摩擦角が 0° と 15° の時に誤差平均が5(%)で小さくなり、崩壊面以外の摩擦角と同じ 30° の場合には、約2倍の誤差となった。このことから、崩壊面の摩擦角は、再現解析で基準値とした 0° を推定解析でも用いることにした。

崩壊面の粒子間隔を、粒子直径の半分の1(m)とした基準値に対して、粒子直径と同じ2(m)にして形状が粗くなった場合を比較すると、崩壊面の粒子間隔を粗くすることで、安息角の誤差平均は約2倍となった。このことから、崩壊面の粒子間隔は、再現解析で基準値とした粒子直径の半分の1(m)を推定解析でも用いることにした。

以上のことから、表-6.1で区分したA群のパラメータを変更した際の平均誤差は、基準値時の5.1%から32.8%と変化幅が大きいのにに対し、B群のパラメータを変更した際の平均誤差は、最大でも11.6%で変化幅が小さい結果となった。今回のパラメトリックスタディにおいても、A群のパラメータがDEM解析結果に大きな影響を与えることが確認できた。

6.3.2 想定崩壊箇所の解析結果

DEM解析結果の俯瞰図を図-6.5に示す。

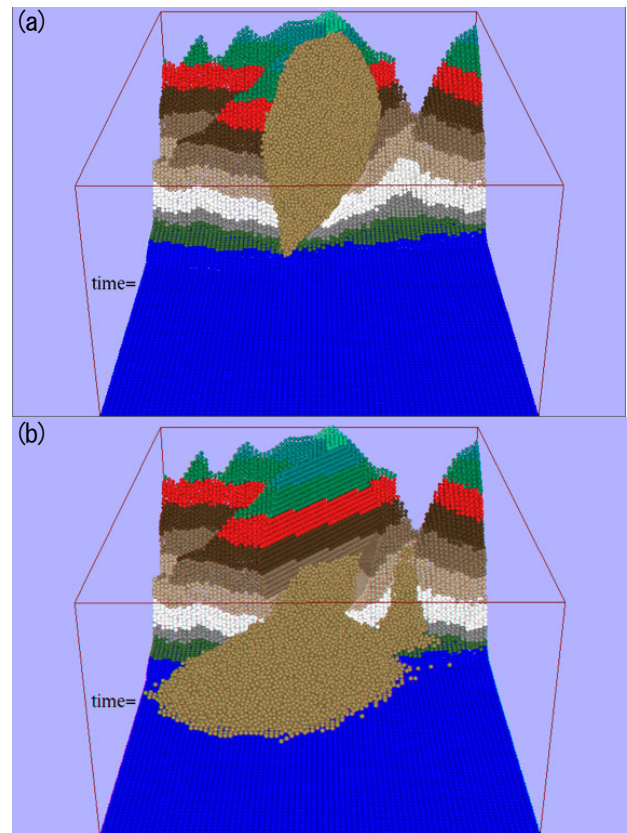


図-6.5 DEM解析結果 ((a)初期状態、(b)最終状態)

実際の斜面崩壊事例で堆積した崩壊土砂は半円錐状をしていたことから、本検討でもそのように堆積すると仮定すると、堆積物先端を包絡する曲線は円弧になる。そこで、堆積物先端を包絡し、かつ基準線とした斜面の法先を中心を持つとする円弧を描き、その半径を到達距離とした。等高線を示した地形モデル上に崩壊土砂の到達範囲の曲線を近似させた結果を図-6.6に示す。

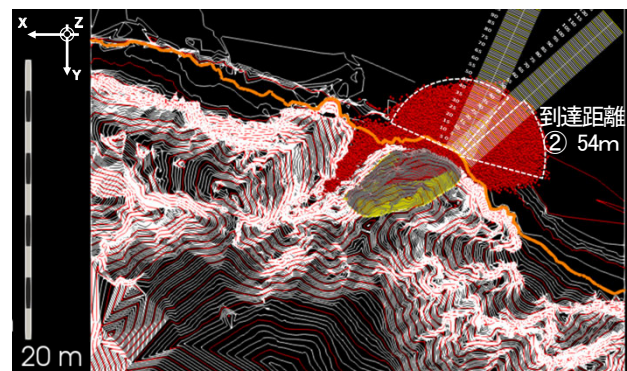


図-6.6 崩壊土砂の到達距離算出結果

今回想定した崩壊形態は、2つの面が交差したくさび崩壊であったことから、崩壊土砂も2つの半円錐が組み合わさった形となっている。その到達距離は、48mと54mであった。崩壊土砂は斜面法尻に位置する道路を完全に超えて海にまで到達する結果となった。

6.4 まとめ (6章)

不連続体解析の中では必要となるパラメータ数や境界条件等が比較的少なくすむ解析手法として粒状体 DEM 解析を採用し、そのパラメータ設定に関して、解析結果に大きな影響のあるパラメータは反発係数と転がり摩擦係数であることを感度分析の結果から確認した。また、感度の高い反発係数と転がり摩擦係数について、要評価箇所と同様の既往崩壊事例を基にした再現解析を行い、実現象に最も近くなる値をパラメトリックスタディにより求めることで、評価を行いたい想定崩壊箇所が崩壊した場合の崩壊土砂到達範囲の推定が可能となった。

7. まとめ及び今後の課題

崩壊規模が大きく、ハード的な対策工のみでの対応は難しい岩盤崩壊に対して、近年、進歩が目覚ましい UAV や SfM 解析等を用いて省力的かつ効果的に岩盤斜面の変状箇所を見つけ出し、三次元モデル化などにより亀裂等に囲まれた崩壊の可能性のある岩体の正確な形状や体積を把握した上で、数値解析により崩壊した場合の影響範囲を推定するという一連の成果を以下にまとめる。

- ・ 岩盤斜面の UAV 撮影写真において、背景差分法を用いて変状箇所を把握する手法は、2 時期で使用する UAV が同じか異なるかで方法が異なる。同じ場合は、GPS を用いて同じ位置から撮影することで、写真から変状箇所の抽出が可能となる。異なる場合は、SfM 解析により、写真をオルソ画像に変換することで、変状箇所の抽出が可能となる。
- ・ 背景差分では検出するのが困難なガリー域では、地形モデルの差分であるヒートマップを作成することにより、侵食や、裸地のため重力的な移動により斜面脚部への土砂移動の傾向といった微細な地表面変動の傾向を検出できた。
- ・ UAV 写真から開口亀裂等の分布を再現した三次元地形モデルを作成し、過去の崩壊跡等を分析することで、崩壊につながる面構造の組合せによる潜在的な崩壊形態モデルを推定できるようになった。
- ・ 地山から岩体を縁切ることになる不連続面を、厚みを持った要素として解析モデル化し、FEM ステップ解析

法を行うことで、応力劣化によって亀裂面の将来における伸展状況を予測できるようになった。

- ・ 粒状体 DEM 解析を用いた既往岩盤崩壊事例を再現解析し、パラメトリックスタディにより解析パラメータを決定することで、想定崩壊岩体の崩壊時の土砂到達範囲を推定することが可能となった。

これらの手法について、今後は、岩盤斜面の点検実務や評価の場面で使い易い技術となるように、改善・開発を行っていきたい。

参考文献

- 1) 日外勝仁、宍戸政仁、伊東佳彦：道路斜面点検におけるデジタル写真活用の試み (第 2 報)、寒地土木研究所月報、No. 677、pp. 17-24、2009.
- 2) 寒地土木研究所防災地質チーム：写真計測技術を活用した斜面点検マニュアル (案) (令和 4 年 3 月版)、67p. <https://chishitsu.ceri.go.jp/soft.html> (参 照 2022. 3. 31)
- 3) 日外勝仁、山崎秀策、倉橋稔幸：UAV-SfM 技術による急崖岩盤斜面に適した三次元地形モデル構築手法の検討、第 47 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、pp. 86-91、2020.
- 4) 日外勝仁、山崎秀策、倉橋稔幸：岩盤斜面の UAV 点検写真における変化箇所抽出手法の検討、令和 2 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、2020.
- 5) 日外勝仁、山崎秀策、倉橋稔幸：岩盤斜面の UAV 撮影写真に対する背景差分法による変状把握手法の検討、第 15 回岩の力学国内シンポジウム講演集、pp. 353-358、2021.
- 6) 日外勝仁、坂本尚弘、倉橋稔幸：岩盤斜面の UAV 撮影写真における変状把握手法について (その 4)、第 56 回地盤工学研究発表会、13-2-2-04、2021. 入手先 < <https://chishitsu.ceri.go.jp/soft.html> > (参 照 2022. 3. 31)
- 7) 日外勝仁、倉橋稔幸：UAV による岩盤斜面写真に対する背景差分法の適用可能性について、寒地土木研究所月報、第 780 号、pp. 13-18、2018
- 8) 早川裕弐、小花和宏之、齋藤 仁、内山庄一郎：SfM 多視点ステレオ写真測量の地形学的应用、地形、第 37 巻、pp. 321-342、2016
- 9) 国土交通省北海道開発局函館開発建設部：国道 229 号乙部町館浦地区斜面对策技術検討会 (第 1 回) 2021. <https://www.hkd.mlit.go.jp/hk/douro/v151sd0000000sar.html> (参 照 2022. 3. 31)

- 10) 川又基人、坂本尚弘、倉橋稔幸：UAV-SfM を用いた国道 229 号乙部町館浦岩盤崩壊後の変状・亀裂の解析、第 65 回（令和 3 年度）北海道開発技術研究発表会論文、2022
- 11) 日外勝仁、坂本尚弘、倉橋稔幸：旧道道路斜面における変状発生状況について（その 3）、日本応用地質学会令和 3 年度研究発表会講演論文集、pp. 59-60、2021.
- 12) 日本写真測量学会編：三次元画像計測の基礎、東京電機大学出版会、2016
- 13) 織田和夫：Structure from Motion(SfM) 第一回 SfM の概要とバンドル調整. 写真測量とリモートセンシング 第 55 巻、pp. 206-209、2016
- 14) 川又基人、土井浩一郎、澤柿教伸、菅沼悠介：日本南極地域観測隊アーカイブ空中写真を用いた数値表層モデル作成とその有用性、地理学評論、第 94 巻、pp. 1-16、2021
- 15) 土木研究所地質チーム：ゆるみ岩盤の安定性評価法の開発、土木研究所平成 27 年度重点研究報告書、23p.、2016
<https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-project/2015/pdf/ju-4.pdf>（参照 2022. 3. 31）
- 16) 日外勝仁、江口貴弘、佐々木靖人、倉橋稔幸：塑性ひずみ量に留意した岩盤斜面安定解析手法の検討、一般社団法人岩の力学連合会、第 14 回岩の力学国内シンポジウム講演集、講演番号 009、2017
- 17) 土木学会原子力委員会「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術＜技術資料＞（2020 年度版）」
- 18) 一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会：一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会報告書、200p、2004.

3.3 突発的な自然現象による土砂災害の防止・軽減のための設計技術及びロボット技術の開発

3.3.1 落石・岩盤崩壊対策手法に関する研究（落石分野）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム）

研究担当者：安中新太郎、今野久志、中村拓郎、山澤文雄、寺澤貴裕

【要旨】

本研究は、小規模な落石に対応する従来型の落石防護柵および落石防護擁壁に関する性能評価手法や耐衝撃設計法等の設計技術を確立することを目的に、構成部材や実規模試験体を用いた重錘衝突実験や数値解析等を実施し、構成部材や全体系としての衝撃挙動や保有性能を明らかにした。落石防護柵については、実規模実験等で明らかになった損傷状態を基に、現行の設計法では想定されていない損傷を予防するために構造細目等を改訂した標準図案を提案した。落石防護擁壁については、要求性能と損傷状況の関連付けを行うとともに、押抜きせん断破壊に対する安全性の照査の考え方、柵付き擁壁の回転に対する照査の考え方を示した。

キーワード：従来型落石防護柵、落石防護擁壁、重錘衝突実験、衝撃挙動、保有性能

1. はじめに

落石や岩盤崩壊は、人命に直接的に関わるとともに、道路網が寸断されるなど地域生活に大きな影響を与える。これらは豪雨・強風等の突発的な気象条件や地震等を誘因として発生するため、これらの時間的・量的相関も乏しいことから事前通行規制が難しく、道路管理上の大きな問題となっている。現在、落石対策として各種落石防護施設が設置されているが、設計で想定されていない損傷・破壊形態の発生¹⁾や、現行の設計法では現地条件等の変化への対応が困難であるという課題も指摘されている。

我が国では、小規模な落石から道路交通の安全を確保するために、従来型と称される落石防護柵(写真-1)や落石防護擁壁(写真-2)が供用されている。これらの従来型の防護施設については慣用設計法が適用できるとされているものの、落石対策便覧においても従来型落石防護施設の落石作用時の詳細な挙動や限界状態等については十分に明らかにされていないことが指摘されている²⁾。また、担保される性能が不明確であることから、既設構造物の耐荷力向上や新工法との性能比較等の検討が困難な状況にある。

本研究では、小規模な落石に対応する落石防護施設である従来型落石防護柵、落石防護擁壁の設計技術の確立に向けて、北海道における従来型落石防護柵の損傷事例調査、構成部材や実規模試験体による重錘衝突実験や数値解析等を実施し、構成部材や全体系としての衝撃挙動や保有性能を明らかにすることで、性能評



写真-1 従来型落石防護柵



写真-2 落石防護擁壁

価手法や耐衝撃設計法等を検討した。

2. 従来型落石防護柵の損傷事例調査

2.1 調査概要

調査対象は北海道開発局が管理する落石防護施設

とし、収集できた点検調書等から 132 箇所の擁壁上に設置された防護柵（以下、柵付き擁壁）と 78 箇所のコンクリート基礎上に設置された防護柵（以下、防護柵）の点検結果を抽出した。これらの劣化・損傷形態を支柱基部付近のコンクリートのうきや剥離、ひび割れ、ワイヤロープ・支柱・金網の腐食（写真-3）および変形（写真-4）、ワイヤロープ・金網のたるみ・ゆるみ、金網の破網、その他に分類し、施設ごとに観察された劣化・損傷の発生傾向を整理した。なお、本調査の結果は、北海道開発局が管理するすべての施設を対象とした結果ではないことに注意されたい。

2.2 調査結果

調査対象とした施設別の劣化・損傷の発生数は、柵付き擁壁で 16 箇所、落石防護柵で 14 箇所であり、調査箇所数に対する劣化・損傷の発生率は、それぞれ 12%、18%となった。劣化・損傷箇所数を図-1 に示す。なお、ひとつの施設で複数の劣化や損傷が認められた場合にはその都度計上している。柵付き擁壁では、コンクリート製の擁壁部において支柱基部付近のうきや剥離が認められ、擁壁を貫通するような大きなひび割れが存在する場合もあった。また、防護柵部においては、鋼材の腐食が 5 箇所、支柱・ワイヤロープ・金網の変形が 8 箇所、金網の破網が 4 箇所であり、変形が全 25 箇所中で 8 箇所と最も多い劣化・損傷形態となっている。防護柵では、本調査の範囲内では金網が破網した箇所は認められなかったものの、前述の柵付き擁壁の結果と同様に、変形や腐食が多くなる傾向を示した。なお、基礎付近の土砂の吸出しや完全に倒壊している事例等についてはその他として分類している。

両施設を併せた劣化・損傷形態の割合は、鋼材の腐食が全体の 26%を占めており、変形、たわみ・ゆるみ、金網の破網の合計が 43%となっている。腐食等の環境作用による劣化に比べて、破網や変形等の落石の衝撃作用が原因と考えられる損傷の割合が大きく、落石防護施設の損傷要因は主として落石による場合が多い傾向を示している。

3. 従来型落石防護柵の捕捉性能に関する検討

従来型落石防護柵の捕捉性能と損傷状況を確認するために、防護柵全体系を対象とした実規模試験体や、阻止面を再現した試験体を対象とした重錘衝突実験を実施した。本章では、これらの実験内容とその実験結果を概説する。なお、本章で紹介する実験の詳細については、参考文献 3)～5)を参照されたい。また、これ



写真-3 防護柵の支柱の腐食



写真-4 防護柵の支柱の変形

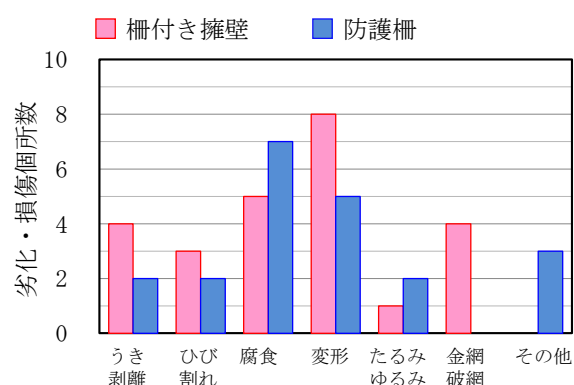


図-1 劣化・損傷箇所数

らの実験については、有限要素法を活用した再現解析等も併せて実施しており、詳細については参考文献 6)～8)を参照されたい。

3.1 実規模試験体による性能検証

3.1.1 実験概要

試験体は、図-2(a)(b)に示すように 4 スパン型と 3 スパン型の実規模の落石防護柵としている。また、重錘衝突実験は、図-2(c)に示すように重錘を所定の高さから振り子運動によって試験体に衝突させる方法を採用している。4 スパン型の試験体では、1 辺の長さが 0.75m の立方体のコンクリート製重錘を 2 台のクレー

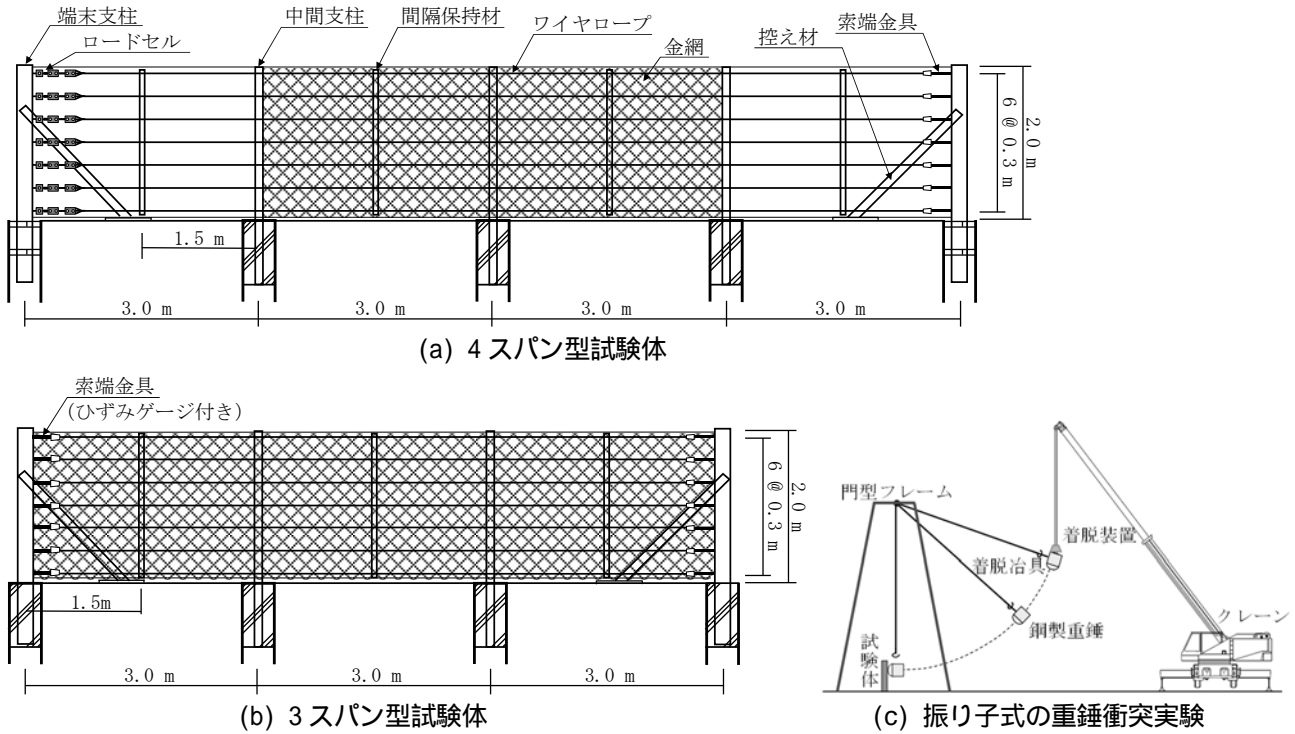


図-2 防護柵の実規模衝突実験の概要

表-1 防護柵の実規模衝突実験結果の概要

実験番号	衝突箇所	スパン数	重錘	位置(m)	衝突E(kJ)	設計E(kJ)	接続方法 ^{※1}	吊線孔 ^{※2}	端末補強 ^{※3}	補足状況	最大張力(kN)	損傷性状					備考
												金網	ロープ	中間	端末	控え材	
1	支柱	4	Co	1.3	34.3	53.2	アルミロック	有り	無し	捕捉	82.7	-	-	塑性	-	-	繰返し載荷
2	支柱	4	Co	1.3	73.5	53.2	アルミロック	有り	無し	捕捉	129.8	-	-	亀裂	-	塑性	
3	保持材	3	鋼	1.3	52.3	52.7	従来式	有り	無し	捕捉	130.7	破網	-	亀裂	塑性	塑性	
4	保持材	3	鋼	0.5	62.8	44.5	従来式	有り	無し	すり抜け	129.0	破網	引抜け	-	-	-	
5	保持材	3	鋼	0.5	21.8	44.5	従来式	有り	無し	捕捉	131.7	-	-	-	塑性	-	実験4の支柱を再使用
6	保持材	3	鋼	0.5	43.6	44.5	従来式	有り	無し	すり抜け	158.9	破網	引抜・破断	-	-	-	実験5の支柱、金網、ロープを再使用
7	保持材	3	鋼	1.4	52.3	52.2	ジョーボルト	無し	有り	捕捉	134.5	-	引抜け	塑性	塑性	塑性	
8	保持材	3	鋼	1.4	52.3	52.2	ジョーボルト	無し	有り	捕捉	130.6	破網	-	塑性	塑性	塑性	ベースプレート式支柱を使用

※1 接続方法：ワイヤロープの端末支柱への接続方法、① アルミロック：ワイヤロープの片側を索端金具で固定し、片側はワイヤロープ端部をアルミロック加工してロードセル付きの鋼製治具を介してピン接合に近い状態で固定。② 従来式：索端金具で端末支柱に固定。③ ジョーボルト、ターンバックルを介してピン接合に近い状態で固定。

※2 吊線孔：中間支柱基部の吊線用4φ孔の有無、※3 端末補強：端末支柱外側の索端金具取付け部の補強鋼板の有無

ンを使用して振り子式で中間支柱に衝突させた。3スパン型の試験体では、直径0.5mの先端が丸みを帯びた円筒形の鋼製重錘を門型フレームとトラッククレーンにより振り子式で阻止面に衝突させた。なお、いずれの場合も衝突時には重錘を吊り下げロープから切り離している。

3.1.2 実験結果

実験結果の概要を表-1に示す。各実験では、重錘の落下高さによる衝突エネルギーの調整や重錘の作用高さを調整している。なお、参考として、慣用設計法に基づいて算定した設計エネルギーも付記している。ワイヤロープと端末支柱の接続には原則としてソケット式の索端金具を使用しているが、実験ケースによってワイヤロープ張力の測定方法を変更していることから、

接続方法が異なっている。また、後述の構造細目に関する検討のために、中間支柱基部の吊線用の4φ孔の有無、端末支柱外側の索端金具取付け部の補強鋼板の有無に関する実験ケースも含まれている。

いずれの実験ケースにおいても、重錘の衝突エネルギーが設計エネルギーと同程度の場合には、重錘を捕捉できていることがわかる。ただし、支柱の塑性化ではなくワイヤロープの吸収エネルギーに期待した設計の実験番号6では、設計エネルギーと同程度であるにもかかわらず、重錘のすり抜けが生じている。これは、慣用設計法では2本のワイヤロープで衝突エネルギーを分担することを想定していることに対して、本実験ケースではワイヤロープによる吸収エネルギーの分担が均等にならなかったことに起因するものと考えられ

る。このように、慣用設計法を用いて可能吸収エネルギーを算定する際には、設計上の仮定と実際の作用位置等に十分に留意する必要がある。また、重錘を捕捉できた場合であっても、中間支柱の基部に亀裂や、ワイヤロープの引抜けが生じているケースもあった。これらは設計時には想定されていない損傷状態であり、設計上の前提条件が失われることで防護柵が期待された性能を発揮できなくなる恐れがあるため、こうした損傷を予防する必要がある。

3.2 阻止面を再現した試験体による性能検証

3.2.1 実験概要

試験体は、従来型落石防護柵の阻止面を再現するように複数のワイヤロープ、金網、間隔保持材で構成される面部材とし、**図-3(a)**に示すように鋼製架台に設置した。なお、中間支柱を模擬したH形鋼は、変形によるエネルギー吸収が生じないように地表面から別のH形鋼で支持している。実験は、**図-3(b)**に示すように重錘を自由落下させる方法を採用している。重錘は質量113kgで、先端部が球状で円筒状の形状であり、直径はワイヤロープ間隔300mmより小さい267mmとなっている。

3.2.2 実験結果

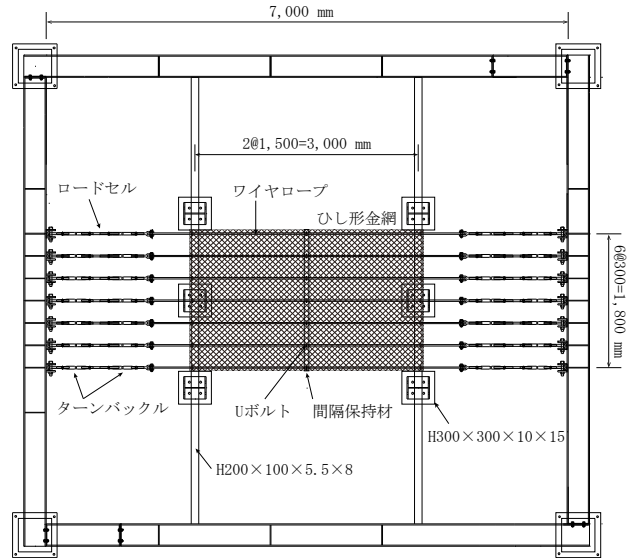
実験結果の概要を**表-2**に示す。各実験では、金網の素線径と重錘落下高さを調整している。いずれの素線径においても重錘の衝突エネルギーの増加に対応して重錘捕捉からすり抜けに移行していることがわかる。重錘がすり抜けた貫通孔はきれいな円形状となっており、実構造物における損傷状況に類似していた。前述のとおり、従来型落石防護柵の設計において、金網の可能吸収エネルギーを25kJ一定とみなしているが、本実験のいずれのケースでも25kJに満たない衝突エネルギーですり抜けが生じていることがわかる。落石径がワイヤロープ間隔よりも小さくて高速の場合には、慣用設計法で期待される設計値に満たないエネルギーを有する落石が阻止面をすり抜ける恐れがあるため、別途、検討を行う必要があると考えられる。

4 従来型落石防護柵の構造細目に関する検討

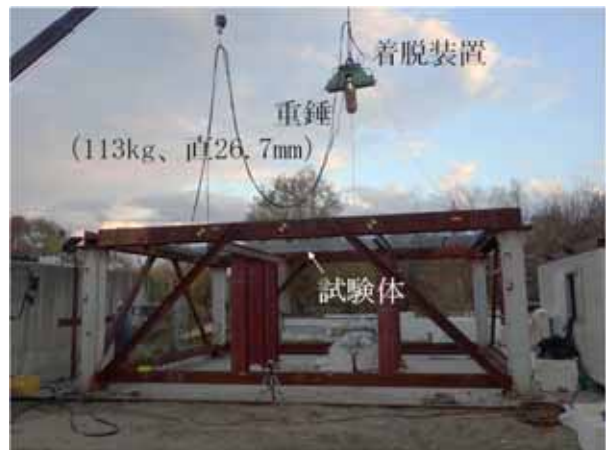
4.1 損傷別の予防方法の検討

4.1.1 端末支柱とワイヤロープ接続部の補強

慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の落石が防護柵に作用する場合、端末支柱にはワイヤロープを介して**表-1**に示すワイヤロープ張力程度の荷重が作用しうる。なお、本章の本文における実験番号は、



(a) 試験体設置図



(b) 重錘落下式の衝撃実験

図-3 阻止面を再現した衝突実験の概要

表-2 阻止面を再現した衝突実験結果の概要

実験番号	素線径 (mm)	衝突E (kJ)	補足状況	備考
b1	3.2	1.8	捕捉	
b2	3.2	3.1	すり抜け	
b3	3.2	5.5	すり抜け	
b4	3.2	1.6	捕捉	結合コイル有り
b5	4.0	15.3	捕捉	
b6	4.0	21.9	すり抜け	
b7	4.0	23.4	すり抜け	
b8	5.0	14.4	捕捉	
b9	5.0	15.7	捕捉	一部金網破網
b10	5.0	16.3	捕捉	一部金網破網
b11	5.0	17.7	すり抜け	



(a) 補強無し：ウェブ部のナットによる陥没



(b) 補強有り：ウェブ部の陥没なし

写真-5 端末支柱外側の補強鋼板の効果



(a) 孔有り：吊り線用の孔からの亀裂



(b) 孔無し：亀裂の発生なし

写真-6 吊り線用孔による亀裂の誘発



(a) 間隔保持材の車道側への飛散



(b) Uボルトの破断

写真-7 間隔保持材の取付け向き

前述の表-1、表-2を参照されたい。実験番号3のケースでは、写真-5(a)に示すように、重錘衝突後に端末支柱のウェブ部が索端金具の固定用のナットが陥没するような状態となった。現行の設計法では照査が義務付けられていないが、端末支柱のウェブには降伏強度以上の応力が発生するという試算結果もある⁹⁾。一方、実験番号7、8のケースのように端末支柱の外側に補強鋼板を設置した場合には、写真-5(b)に示すように端末支柱に陥没等の変状は生じなかった。

4.1.2 支柱基部の亀裂予防

通常、中間支柱の基部には吊線用の直径4mmの取付け孔が設けられている。実験番号2、3のケースでは重錘衝突によって写真-6(a)に示すような支柱基部の亀裂の発生が確認されている。防護柵に支柱の塑性変形によるエネルギー吸収を見込む場合には、亀裂によって設計時の前提条件が成立しなくなることから、亀裂の発生を防止することが望ましい。一方、支柱に塑性変形を期待していない実験番号4、5、6のケース

や、吊線用孔を設けていない実験番号 7、8 のケースでは、写真-6(b)に示すように吊線用孔から誘発された亀裂は認められなかった。

4.1.3 間隔保持材の飛散予防

現在の標準仕様では間隔保持材は車道側に取り付けられている。実験番号 7 のケースでは、重錘のすり抜けは生じなかったものの、写真-7 に示すようにワイヤロープの引抜けや U ボルトの破断が生じ、結果として間隔保持材が車道側に垂れ下がっていることがわかる。このような現象が生じることを予防するためにも、間隔保持材は山側に取り付けることが望ましいと考えられる。

4.1.4 阻止面のめくり上がり対策

実規模実験に用いた柵高さ 2.0m の試験体では、最下段のワイヤロープが基礎より 100mm の位置に配置されているが、標準図¹⁰⁾には図-4 に示すように柵高さによっては基礎から 200mm、300mm ほど離れている防護柵も存在する。落石の寸法や作用位置によっては、設計の前提条件である 2 本のワイヤロープが均等に荷重を負担するという前提条件を満たさない恐れがあるため、落石作用位置が防護柵の下側になることが想定される場合には、最下段のワイヤロープの配置にも注意が必要である。

また、ひし形金網は、間隔保持材を介してワイヤロープに固定されているため、最下段のワイヤロープが基礎より離れているほど不安定な宙吊りになり、小径の落石等が容易に通過してしまう恐れもある。実験番号 b4 のケースでは、落石防護網等で使用されている結合コイルを阻止面端部に設置することによって、写真-8 に示すように、阻止面中央と同程度の衝突エネルギーの重錘を捕捉できることを確認している。

4.1.5 ワイヤロープの引抜け対策

実規模衝突実験の結果、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーを有する重錘を補足できたとしても、索端金具からのワイヤロープのすべり出しや引抜けの発生が確認されている。落石防止柵検討会の報告書における動的引張試験の結果¹¹⁾では、作用荷重 16tf 以上でのロープ破断時まで、索端金具の引抜け等は生じないことが確認されており、一軸引張環境下では十分な性能を有することが確認されている。一方、重錘作用位置が端末支柱に近い場合には、図-5 に示すようにワイヤロープと端末支柱の接続部に曲げ応力が発生する恐れがある。接続部における曲げ応力の発生を抑制するためには、ワイヤロープと端末支柱

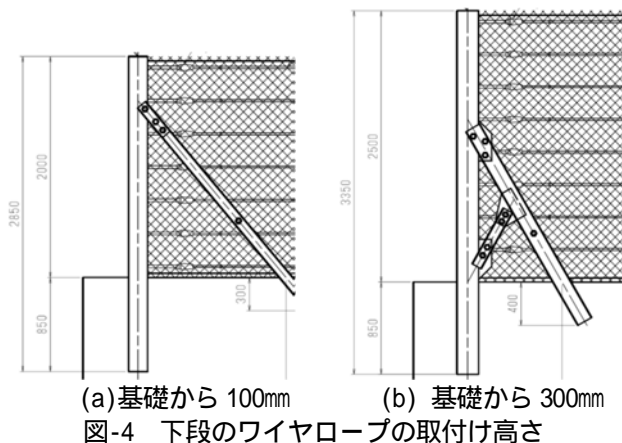


図-4 下段のワイヤロープの取付け高さ



(a)中央部での捕捉



(b)端部での捕捉

写真-8 結合コイルによる金網のめくり上がり予防

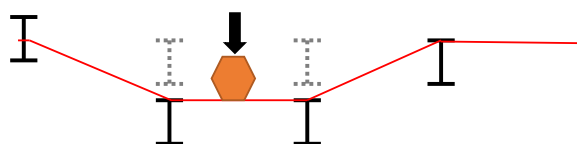


図-5 ワイヤロープ取付け部における曲げ応力の発生

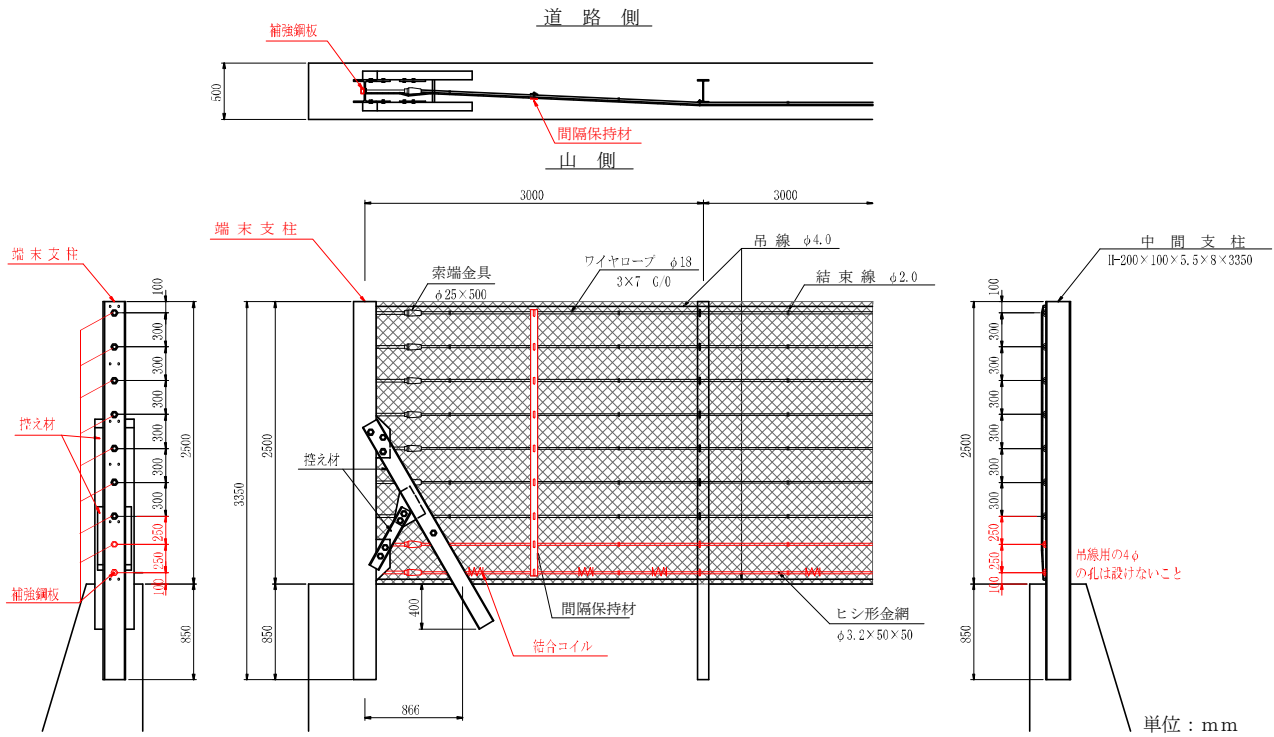


図-6 構造細目を一部変更した標準図案（柵高さ 2.5m の例）

の接続方法を改善するか、末端支柱を落石の衝突範囲よりも十分に離して設置するなどの対策が考えられる。

4.2 構造細目を一部変更した標準図案の提案

前述の損傷に対する対策を取り入れた標準図案の一例として、柵高さ 2.5m の例を図-6 に示す。現行の標準図からの具体的な変更点は、次のとおりである。

- ① 末端支柱の外側に補強鋼板の設置
- ② 中間支柱基部の吊り線孔の廃止
- ③ 間隔保持材の取付け向きを山側に変更
- ④ 下段のワイヤロープの設置間隔の変更と追加
- ⑤ 最下段のワイヤロープに結合コイルを設置

なお、末端支柱や控え材については、落石対策便覧に示される末端支柱の設計を満足する組合せが複数存在することから寸法を明記していない。

今後は、本研究で提案した構造細目等の改善案について、発注機関、国内の主要メーカー、学識経験者等との意見交換を実施するとともに、現場実装に向けて更なる検討を進める予定である。

5. 落石防護擁壁の性能照査に関する検討

5.1 保有性能に関する実験的検討

落石防護擁壁（以下、擁壁）の保有性能と衝撃荷重に対する躯体の安全性を把握するため、擁壁の規模および重錘の衝突速度を変化させた実証実験を実施した。

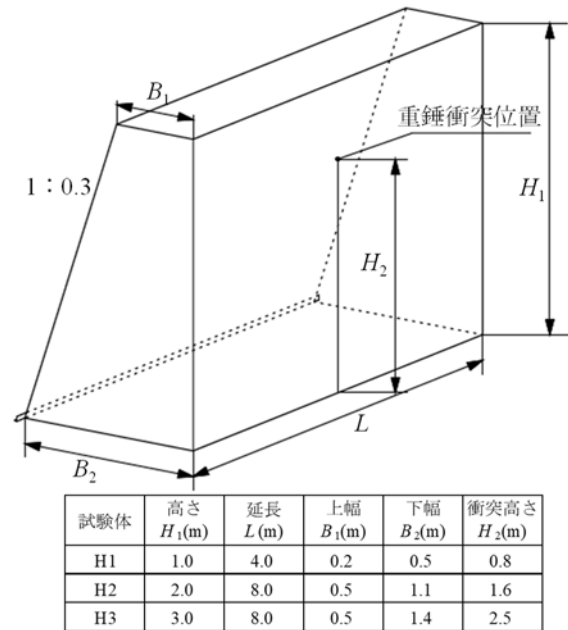


図-7 擁壁模型寸法図

本章では、過去に実施した実験内容とその結果を概説する。なお、本章で紹介する実験の詳細については、参考文献^{12)~14)}を参照されたい。

5.1.1 実験概要

実験に使用した擁壁模型は、図-7 に示すように擁壁高さや擁壁幅および擁壁延長の異なる 3 種類の擁壁と

している。また、重錘衝突実験は、**図-8**に示すように重錘を所定の高さから振り子運動によって擁壁に衝突させる方法を採用している。擁壁高さ $H=1.0\text{m}$ の実験の場合には、門型フレームに吊り下げられた重錘をラフテレーンクレーンで所定の高さまで吊り上げている。また、擁壁高さ $H=2.0\text{m}$ および $H=3.0\text{m}$ の実験の場合には、ラフテレーンクレーンを2台使用し、1台目のクレーンで重錘の振り子運動の中心および衝突位置を決め、2台目のクレーンによりその重錘を所定の高さまで吊り上げることとした。

実験ケースの一覧を**表-3**に示す。実験は各試験体に対し落下高さや重錘質量を変化させて実施している。載荷方法は基本的に単一載荷としたが、擁壁にひび割れ等の損傷が発生していない場合は繰返し載荷とした。

ケース名は、第一項目に試験体名 ($H1$: 擁壁高さ 1.0m 、 $H2$: 擁壁高さ 2.0m 、 $H3$: 擁壁高さ 3.0m)、第二項目には実験に使用した重錘 ($W1$: 110kg 、 $W3$: 390kg 、 $W9$: 890kg)、第三項目には E に付随して実験時の重錘衝突エネルギー (kJ) を示している。重錘衝突位置は、いずれも擁壁延長の中心部、衝突高さは、試験体 $H1$ は天端から 0.2m 、試験体 $H2$ は天端から 0.4m 、試験体 $H3$ は天端から 0.5m の位置とした。また、表中には実験時のコンクリートの圧縮強度 (平均値)、高速度カメラ画像により算定した重錘の衝突速度、重錘衝突エネルギーおよび実験終了後の損傷状況も併せて記している。なお、重錘衝突エネルギー E は重錘の衝突速度 v を用いて $E=mv^2/2$ より算定している。

実験後の損傷状況を見ると、押抜きせん断破壊が生じているケースもあり、現行の設計において照査項目とされていない躯体の安全性についても、照査手法を確立する必要があることが明らかになった。

5.1.2 擁壁の回転に関する検討

落石対策便覧²⁾ (以下、便覧) における回転の照査は次のように行われている。擁壁を**図-9**のように底面のせん断バネと回転バネによって支持された振動モデルと考え、衝突後の擁壁の運動が1次固有振動モードに近似できるものと仮定し、地盤を換算バネに置き換える。そして、衝突直後の擁壁の運動エネルギーが地盤の弾性バネの変形エネルギーと等しくなるまで回転変形を生じるものとして、擁壁の安定はこの回転により計算される落石衝突による擁壁の弾性応答時の変形エネルギーと許容回転角変位までの擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーを比較することにより照査するとしている。なお、便覧では許容回転

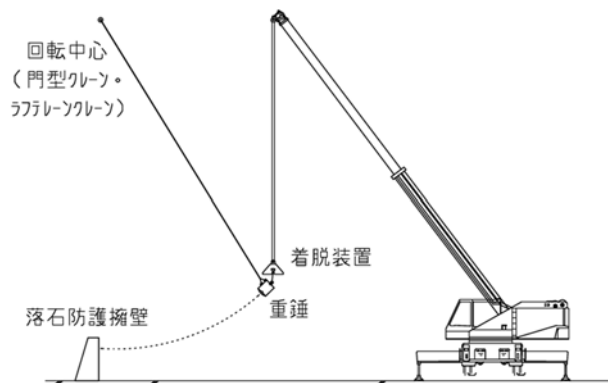


図-8 擁壁の重錘衝突実験の概要

表-3 実験ケース一覧

試験ケース	試験体	重錘質量 (kg)	載荷方法	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	重錘衝突速度 v (m/s)	重錘衝突エネルギー E (kJ)	実験後の損傷状況			
H1-C0.2	H1	309	繰返し	28.2	1.2	0.2	損傷無し			
H1-C0.5					1.8	0.5	損傷無し			
H1-C1					2.6	1.0	ひび割れ			
H1-S2					3.8	2.2	ひび割れ			
H1-S4					5.1	4.0	ひび割れ			
H1-S6			32.8	6.1	5.7	剥落				
H1-S8				7.0	7.6	剥落				
H1-S10				8.2	10.4	押抜き				
H2-S45				H2	890	単一	34.2	10.0	44.5	ひび割れ
H2-S58							28.7	11.4	57.8	剥離
H2-S84	13.7	83.5	剥落							
H3-S83	H3	890	単一			34.5	13.7	83.2	ひび割れ	
H3-S103				15.2	102.6	ひび割れ				
H3-S146				18.1	145.8	押抜き				

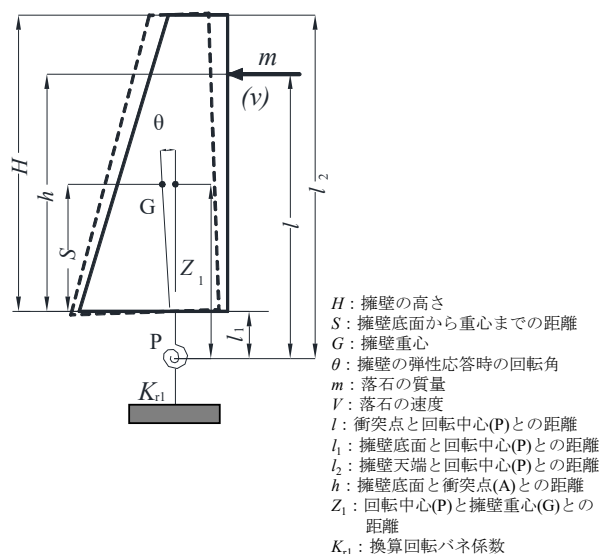


図-9 擁壁モデル図

角 θ_a は 2~3°以下を目安としている。ここでは、擁壁に落石が衝突した場合の実際の回転角を確認するために、実規模試験体による重錘衝撃実験により検討を行った。なお、便覧には回転角を算出する式は示されていないため、地盤が弾塑性応答したときの地盤バネの変形エネルギーと擁壁が弾性応答したときの変形エネルギーを等しいものと見なしたニューマークのエネルギー一定則を適用⁹⁾して擁壁の回転角を算出し、実験値との比較を行っている。

重錘衝突速度と擁壁の最大回転角の関係の一例を図-10に示している。図中には、反発係数を $e=1$ および 0 として算出した最大回転角を示している。便覧中の式では、反発係数は完全弾性衝突 $e=1$ と仮定されているが、落石衝突後の擁壁の速度の算定値に反映されるため、回転角の算定結果への影響も大きい。図より、実験結果の擁壁側面部における最大回転角は算定結果と同様に重錘衝突速度の増加に対応して増加傾向を示している。また、実験結果の回転角は、H2-S84のような押抜きせん断破壊した場合や、押抜きせん断破壊には至っていないものの斜めひび割れが貫通しコンクリートの剥離や剥落が生じる場合に小さくなるのが分かった。実験結果と算定結果を比較すると、反発係数を $e=1$ とした場合には、各算定値は実験結果に比して過大になっており、実挙動は完全弾性衝突にはなっていないことが分かる。一方、押抜きせん断破壊が発生するような著しい損傷に至らない場合における擁壁の最大回転角は、完全非弾性衝突を仮定した反発係数を $e=0$ とした算定結果に近い値になっている。ただし、実験結果は、算定値よりも若干小さい値を示しており、これは、実験時には回転以外にもひび割れの発生等によって入力エネルギーが消費されたこと等によるものと推察される。

擁壁や重錘の硬さや形状等により反発係数は変化することから、回転角を高精度で予測することは難しいと考えられるが、反発係数を完全弾性衝突 ($e=1$) とする現行設計法によって、擁壁の回転については安全側の設計となることが確認された。

5.1.3 衝撃力の算定方法に関する検討

実験において重錘の衝突により擁壁が損傷することが確認されたことから、躯体の安全性に関する設計法を検討するのにあたり、設計荷重としての衝撃力の設定が重要になる。ここでは、実験結果から衝撃力を算定する方法について検討を行った。

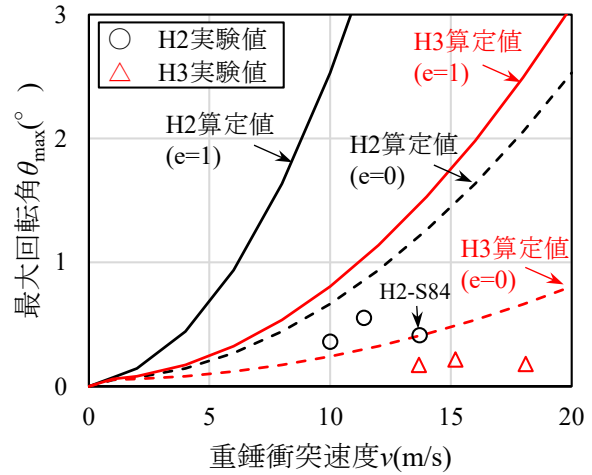


図-10 重錘衝突速度と最大回転角の関係

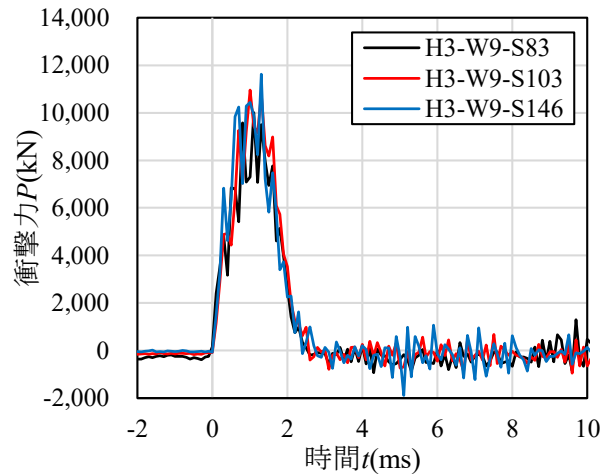


図-11 重錘衝撃力の時刻歴波形 (H3)

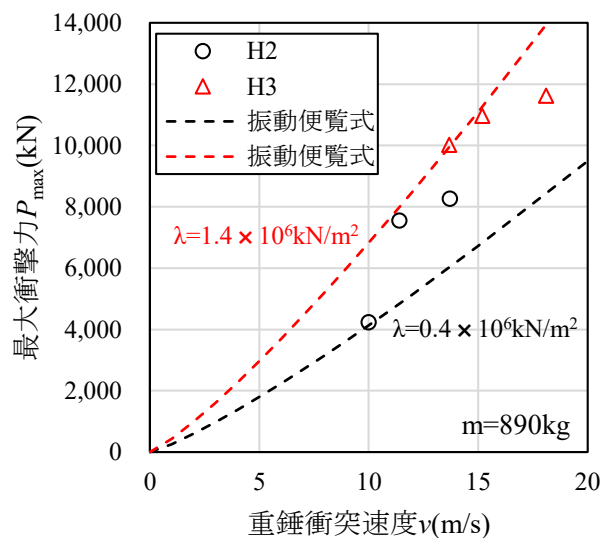


図-12 重錘衝突速度と最大衝撃力の関係

試験体の重錘衝撃力波形の一例を図-11 に示す。なお、重錘衝撃力は重錘加速度に重錘質量を乗じることにより算出している。図より、重錘衝撃力波形は衝突後約1ms経過時の最大重錘衝撃力を頂点とした三角形状となっており、重錘衝突エネルギーが大きくなるに伴い最大重錘衝撃力も増加する傾向にあることが分かる。また、重錘衝撃力の波動継続時間はいずれのケースの場合も概ね3ms未滿の短い時間である。なお、H2試験体においては重錘が擁壁に対して斜めに衝突したH2-h5.0のケース以外は、重錘衝撃力波形は同様な傾向となっていた¹³⁾。

次に、実験結果を基に便覧²⁾に次式で示される振動便覧式により重錘衝撃力を算出することを試みる。

$$P_{\max} = 2.108 (mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \quad (1)$$

ここに、 P_{\max} ：落石の最大衝撃力 (kN)、 m ：落石の質量(ton)、 g ：重力加速度 (m/s^2)、 λ ：ラーメの定数 (kN/m^2)、 H ：落下高さ (m) である。

図-12 には、実験結果の最大衝撃力と式(1)のラーメの定数 λ を変化させた場合の算定結果を比較して示している。図より、振動便覧式から得られた最大重錘衝撃力は重錘衝突速度の増加に対応して増加する傾向にあることが分かる。実験値は、式(1)におけるラーメの定数を $0.4 \times 10^6 \sim 1.4 \times 10^6 kN/m^2$ として算出した範囲にあり、ラーメの定数を $\lambda = 1.4 \times 10^6 kN/m^2$ とすることにより実験結果の最大衝撃力と類似した値を示すことが分かった。なお、本実験では鋼製重錘を用いていることから、落石に比べて衝撃力が過度に安全側になっていることも考えられる。このため、設計荷重としての衝撃力の算定方法については引き続き検討が必要である。

5.1.4 押抜きせん断耐力の算定方法に関する検討

落石による押抜きせん断応力度の評価方法は、便覧においては落石防護柵の慣用設計法(基礎)を用いる場合、落石荷重が支柱に作用した場合の柵支柱根入れ部のかぶりの照査において押抜きせん断応力度が許容値以内となることを確認することとしている。一方、落石防護擁壁の設計においては、擁壁を剛体と仮定した設計がなされており、躯体の安全性の照査は行われていない。しかしながら、実験において設計相当のエネルギーを有する重錘の衝突によってコンクリートの剥離・剥落が発生しているケースが確認されている。躯体の安全性の照査手法を確立することを目的に、擁壁の押抜きせん断耐力について検討を行った。

実験終了後の擁壁の損傷状況の一例を図-13 に示す。いずれの試験体も重錘衝突速度(エネルギー)が大き

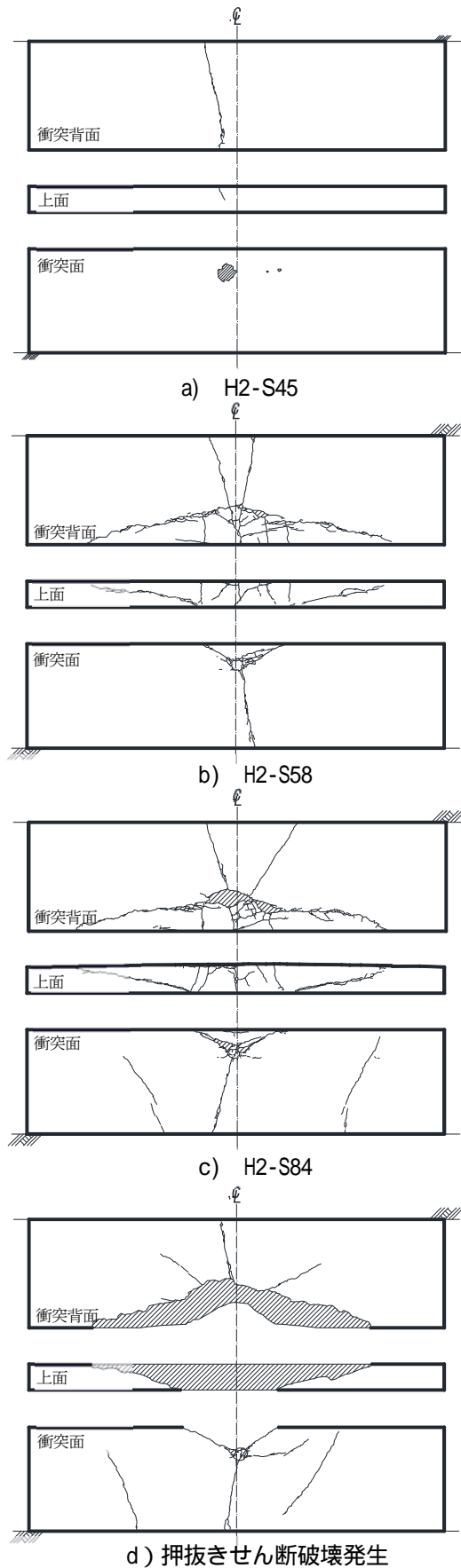


図-13 実験終了後の損傷状態 (H2)

くなると重錘衝突部を中心として約 70°の角度で上方へV字状の斜めひび割れおよび下方には曲げひび割れが発生している。衝突背面の損傷状態は、重錘衝突速度が小さい場合には曲げによる鉛直方向のひび割れが顕在化しており、重錘衝突速度の増加と共にV字状のひび割れが進展し、最終的には押抜きせん断破壊に至っている。また、衝突位置から擁壁厚さ方向に約 30°の俯角の位置が衝突背面部のV字状の頂点となり、その頂点を中心として約 70°の角度で擁壁の上面方向への斜めひび割れが進展している。

次に、押抜きせん断耐力の計算値はせん断強度 τ に対応する断面積 A をかけることで算出するものとして、実験結果と計算値を比較する。ここでは、押抜きせん断耐力の算定に用いるせん断強度の検討として、「道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版）」のせん断応力度 τ_a ¹⁵⁾、松井らが提案する RC 床版のコンクリートのせん断強度 f_{cv0} ¹⁶⁾ を下式から算出し、それぞれを用いて押抜きせん断耐力を試算した。

せん断応力度（擁壁工指針）； $\tau_a = \sigma_{ck} / 100 + 0.15$

せん断強度（松井式）； $f_{cv0} = 0.656 f_c^{0.606}$

($f_c \leq 80 \text{ N/mm}^2$)

ここで、 τ_a はコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 f_{cv0} はコンクリートのせん断強度 (N/mm²)、 f_c はコンクリートの圧縮強度 (N/mm²) である。

σ_{ck} 、 f_c には表-3 に示したコンクリートの圧縮強度を使用し、せん断に対する断面積は図-14 に示す範囲を仮定している。押抜きせん断耐力の計算結果を表-4 に示す。斜めひび割れが衝突背面まで貫通する最初のケースの衝撃力は、H1 試験体では約 1,350kN、H2 試験体では約 7,500kN、H3 では約 10,000kN となっている。計算による押抜きせん断耐力は、道路土工指針のせん断応力度を用いて計算すると実験衝撃力に比べて小さくなる傾向にあり、松井式のせん断強度を用いた場合には実験衝撃力に比べて大きくなる傾向にある。すなわち道路土工指針では過度に安全側であり、松井式では危険側になった。このため、実際の押抜きせん断破壊時のせん断応力度を推定することを目的に、実験結果を基に計測した衝撃力とひび割れ面からせん断応力度 τ の算出を試みた。その結果、実験結果のせん断応力度 τ として、例えば図-13(a) の様に縦ひび割れが発生するものの、ひび割れは貫通していない状態の実験で測定された衝撃力を衝突面および衝突背面 70°、厚さ方向 30° と仮定した表面積で除すことによって

表-4 計算による押抜きせん断耐力

検討項目	τ (N/mm ²)	計算押抜きせん断耐力		
		H1(kN)	H2(kN)	H3(kN)
擁壁工指針	0.42	311	1,629	1,949
松井式	4.83	3,577	18,751	22,430

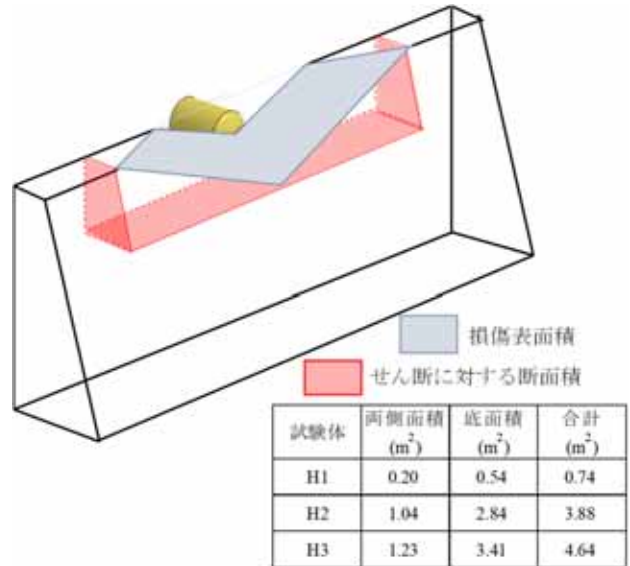


図-14 せん断に対する断面積

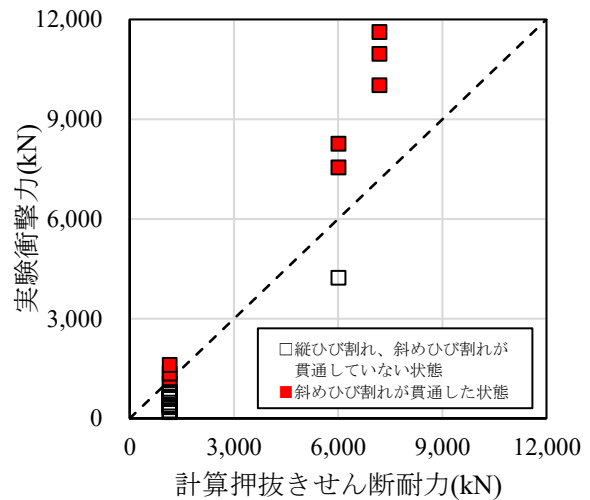


図-15 計算押抜きせん断耐力と衝撃力の関係

算出したところ、 $\tau = 1.55 \text{ N/mm}^2$ となった。

実験から求めたせん断応力度 τ を用いて算出した計算押抜きせん断耐力と実験の衝撃力の関係を図-15 に示す。計算結果は実験の損傷状態図-13(a) の様な衝突背面に縦ひび割れが発生するが、斜めひび割れが貫通していない状態と、図-13(b)(c) の様なせん断ひび割れが貫通している状態との間に位置している。このことから、実験によって算定したせん断応力度 τ を用いることで斜めひび割れが貫通することを推定する判断基

表-4 要求性能に対する損傷状態の一例

要求性能	躯体の損傷状態	損傷事例			照査手法
性能1	擁壁に損傷がない、または衝突面に衝突痕、衝突背面に曲げひび割れが発生した状態。				安定照査・ 押抜きせん断破壊照査
性能2	曲げひび割れが貫通、またはせん断ひび割れが衝突背面に発生するが、ひび割れが貫通していない状態。				押抜きせん断破壊照査
性能3	せん断ひび割れが衝突背面まで貫通しているが、ブロックとして分離していない状態。				押抜きせん断破壊照査

準の一つとして使用できる可能性があることが示唆された。ただし、擁壁高 3m の実験では、いずれも実験後の損傷状態として斜めひび割れが貫通しており、損傷規模の小さい状態でのせん断応力度は確認できていないこと、設計値としての τ はコンクリート強度にも依存すると考えられるため、設計値としてのせん断応力度 τ の設定方法については今後の課題となる。また、落石径や落石エネルギーによっては、ひび割れ性状が変化することも考えられるため、設計における断面積の設定方法についても引き続き検討が必要である。

5.2. 落石防護擁壁の設計フローの検討

便覧には要求性能が設定されているものの、具体的な損傷状態についての記載されていない。また、本研究によって、現行の設計では想定されていない押抜きせん断破壊という損傷状態が存在することが明らかになったため、実験の損傷状態を基に要求性能と損傷状態の関係について検討した。

要求性能に対する損傷状態の一例を表-4 に示す。便覧において、性能1は、落石防護施設は健全、または、落石防護施設は損傷するが、当該区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能とされており、損傷状態

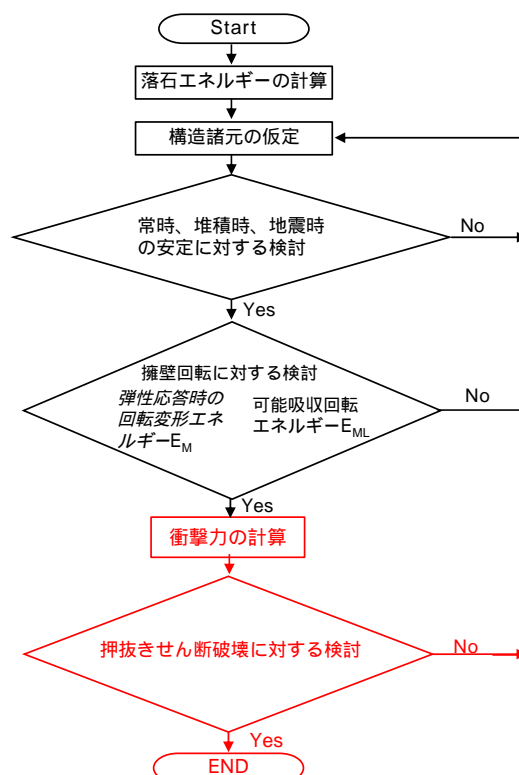


図-16 落石防護擁壁の設計計算フロー案

については擁壁が健全または衝突面に衝突痕、衝突背面に曲げひび割れが発生する状態とした。性能2は、落石防護施設の損傷が限定的なものにとどまり、当該区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能であり、損傷状態としては曲げひび割れが貫通またはせん断ひび割れが衝突背面に発生するが、ひび割れが貫通していない状態とした。性能3は、落石防護施設の損傷が、当該区間の道路機能に支障を及ぼすが、致命的なものとならない性能とされ、損傷状態としては、せん断ひび割れが衝突背面まで貫通しているが、ブロックとしてはまだ擁壁と分離していない状態とした。

最後に、これまでの検討をふまえ、**図-16** に示す落石防護擁壁の設計フローを提案する。このフローの中で、新しく追加が必要と思われる事項については赤字で示している。擁壁の安定性については、擁壁の回転角の検討より実際の挙動よりも安全側になっていることから、これまでの便覧における設計計算を使用することとしている。また、設計相当の重錘衝突エネルギーによって擁壁が損傷する可能性もあることから、損傷に対する躯体の安全性の照査として、衝撃力の算定および押抜きせん断破壊に対する検討を追加している。

5.3 柵付き擁壁の回転に関する検討

落石が従来型落石防護柵に衝突する場合の便覧に基づいた基礎の安定性照査では、落石の速度や運動エネルギーなど動的作用が設計に反映されていない等の課題がある。本章では、動的な作用を考慮した落石防護柵基礎の安定性に関する照査手法を確立することを目的に、擁壁を基礎とした基礎的な重錘衝突実験を実施し動的挙動を確認した実験内容とその結果¹⁷⁾を概説する。

5.3.1 実験概要

試験体の形状寸法図を**図-17**に示す。擁壁基礎の断面形状は、高さH=2.0m、天端および基部の壁厚がそれぞれB1=0.5m、B2=1.3m、擁壁背面(重錘衝突面)は鉛直、擁壁前面(衝突背面)は1:0.4の勾配とした。防護柵の中間支柱が基礎上に3m間隔に設置されていることから、擁壁基礎の幅は支柱1本が分担する長さ3mとした。また、間支柱にはH-200×100×5.5×8 (材質:SS400)を用い、根入れ深さは2.0mとした。載荷点は躯体天端から1.4mと0.6mの位置とし、フランジの局部座屈を防止するために重錘衝突部には補剛板を溶接している。

実験の状況を**写真-9**に示す。実験は質量1tonの重

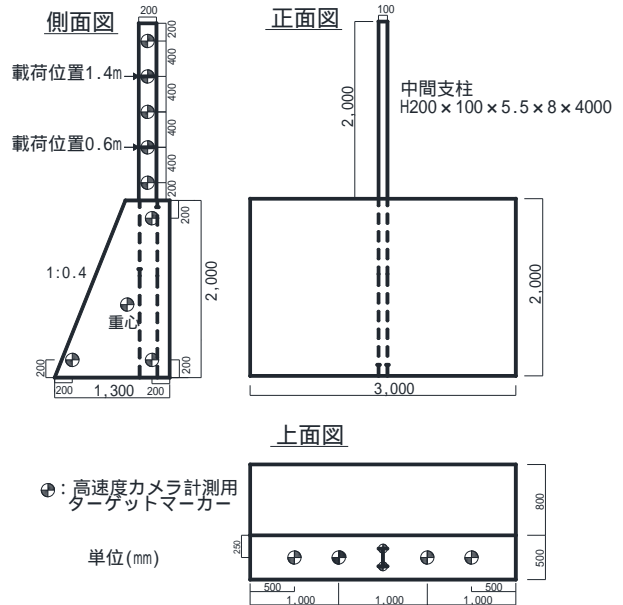


図-17 試験体の形状寸法図



写真-9 実験状況

表-5 実験ケース一覧

試験体名	載荷位置 (m)	落下高さ (m)	支柱の根入れ深さ (m)	実測重錘衝突速度 (m/s)	重錘衝突エネルギー (kJ)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	H形鋼降伏点 (N/mm ²)
L1.4-H0.5	1.4	0.5	2.0	3.9	7.6	33.0	350
L1.4-H1.0		1.0		5.2	13.4		
L1.4-H1.5		1.5		6.0	17.8		
L1.4-H2.0		2.0		7.0	24.4		
L0.6-H1.0	0.6	1.0		5.2	13.4		
L0.6-H2.0		2.0		7.0	24.3		
L0.6-H3.0		3.0		8.5	35.8		
L0.6-H4.0		4.0		9.6	46.0		

錘を、高さ約10mの門型骨組吊桁からPC鋼棒(φ17mm)を用いて吊り下げ、振り子運動によって支柱に衝突させることにより行った。また、載荷による躯体の運動を回転のみに制限するため、つま先部が回転中心となるようにコンクリート基盤上にはストッパーとしてL字アングルを設置している。

実験ケース一覧を表-5に示す。実験は重錘の載荷位置、落下高さを変化させた全8ケースについて実施した。表中には高速度カメラ画像から算定した重錘衝突速度や衝突エネルギー、コンクリートの圧縮強度や支柱の降伏強度も示している。

5.3.2 現状の基礎の安定性に関する照査方法

落石防護柵基礎の安定照査は、支柱基部が降伏する荷重および塑性モーメント、あるいはワイヤロープが降伏する際の支柱基部に作用する水平反力およびモーメントの小さい方が防護柵基礎に作用するものとし、その荷重と自重との合力に関する躯体底部中心軸からの偏心量 e を求め、その値が底版幅 B の $1/3$ 以下であれば安定性が確保されるとしている。実験に用いた試験体について計算すると衝突位置に係わらず $B/3 < e$ と安定性が確保されない結果となる ($B/3 = 0.433m$ 、 $e = 0.662m$)。

5.3.3 実験結果

重錘衝突エネルギーと支柱の最大変位角の関係を図-18に示す。図では載荷位置の支柱高さ別に実験結果をマーカーで示している。支柱の最大変位角は、重錘衝突エネルギーの増加に応じて増加する傾向を示している。なお、支柱の強軸方向の変形がピークに至るまでは、弱軸方向の変形が小さいことを確認している。また重錘衝突エネルギーが同じ場合には、載荷位置が低い方が支柱の最大変位角は小さくなるのが分かる。

重錘衝突エネルギーと擁壁の最大回転角の関係を図-19に示す。回転角は入力エネルギーが大きくなると概ね大きくなる傾向にあるが、落下高さの高い L1.4-H2.0、L0.6-H4.0 の場合は対応していない。これは、入力エネルギーが支柱の弱軸方向の変形に費やされたことも要因の一つと推察される。

前述のように便覧に基づいた基礎の安定性に対する照査結果では、基礎の安定が確保されないとされた試験体においても擁壁の最大回転角が 3° 以下であり転倒には至らないことが確認された。また、支柱の損傷状態は、全ケースにおいて支柱に塑性ヒンジが形成されて大きく変形し、残留変位も認められた。

重錘衝突エネルギーと吸収エネルギーの関係を図-20に示す。図中の支柱の吸収エネルギーは全塑性モーメントと変位角の積から算出している。また、擁壁の位置エネルギーは重錘の衝突による擁壁重心の浮上量を高速度カメラより計測し、 $M \cdot g \cdot h_G$ で算出している。ここで、 M は擁壁と支柱の質量(t)、 g は重力加速度 (m/s^2)、 h_G は重心浮上量(m)である。図より支柱の塑

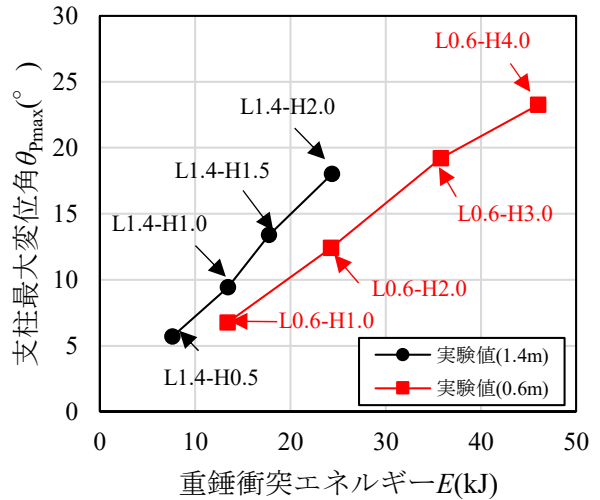


図-18 衝突エネルギーと支柱最大変位角の関係

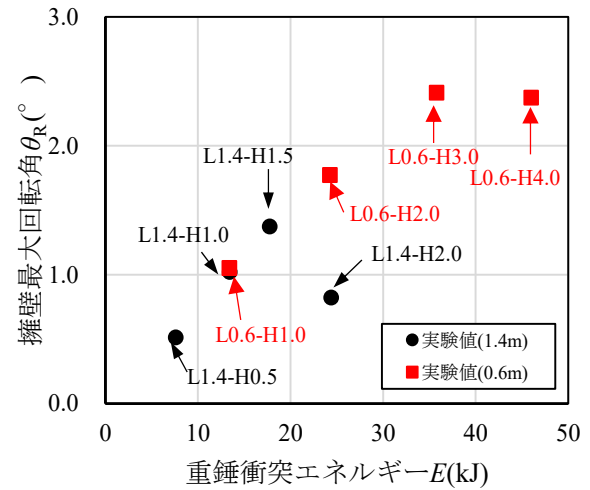


図-19 衝突エネルギーと擁壁最大回転角の関係

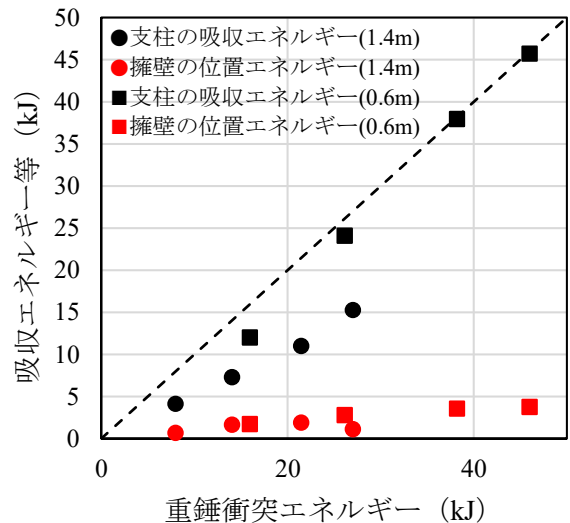


図-20 衝突エネルギーと吸収エネルギーの関係

性変形により吸収されるエネルギーが大部分を占めており、擁壁の回転で消費されるエネルギーは全入力エネルギーの約10%と小さい値になっている。このことより、擁壁の回転の照査において、部材毎の消費エネルギーを考慮した新たな照査手法が必要であると考えられる。

6. おわりに

本研究では、従来型の落石防護柵および落石防護擁壁に関する性能評価手法や耐衝撃設計法等の設計技術を確立することを目的に、構成部材や実規模試験体を用いた重錘衝突実験や数値解析等を実施した。その結果、落石防護柵の構成部材や全体系、落石防護擁壁の衝撃挙動や保有性能を明らかにした。落石防護柵については、実規模実験等で明らかになった損傷状態を基に、現行の設計法では想定されていない複数の損傷を予防するために構造細目等を改訂した標準図案を提案した。また、落石防護擁壁については、要求性能と損傷状況の関連付けを行うとともに、押抜きせん断破壊に対する安全性の照査の考え方、柵付き擁壁の回転に対する照査の考え方を示した。こうした落石防護擁壁および落石防護柵付き擁壁の新たな照査の考え方に基づき、後継課題にて実験や数値解析による検証を継続し、照査手法を確立する予定である。また、落石防護施設の数値解析による性能照査技術について、引き続き後継課題等で検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：平成9年度落石に関する実態調査報告書、土木研究所資料、第3556号、1998.
- 2) 日本道路協会：落石対策便覧、2017.
- 3) 中村拓郎、今野久志、葛西聡、小室雅人：従来型落石防護柵の捕捉性能に関する実験的検討、鋼構造年次論文報告集、pp.60-67、2019.11
- 4) 中村拓郎、今野久志、高橋利延、小室雅人、岸徳光：ベースプレート式落石防護柵の重錘衝撃実験、土木学会北海道支部 論文報告集、A-05、2020.1
- 5) 今野久志、中村拓郎、葛西聡、小室雅人、岸徳光：従来型落石防護柵用ひし形金網の重錘落下衝撃実験、土木学会北海道支部 論文報告集、A-04、2020.1
- 6) 小室雅人、服部桃加、中村拓郎、西弘明、岸徳光：従来型落石防護柵の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討、構造工学論文集、pp.1016-1026、Vol.66A、2020.3
- 7) 小室雅人、瓦井智貴、中村拓郎、今野久志、岸徳光：ベースプレート式落石防護柵の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討、構造工学論文集、Vol.67A、pp.794-803、2021.3
- 8) 小室雅人、服部桃加、中村拓郎、今野久志、岸徳光：落石防護柵用ひし形金網の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討、第75回年次学術講演会講演概要集、I-165、2020.9
- 9) 地盤工学会：落石対策工の設計法と計算例、2014.
- 10) 国土交通省北海道開発局：令和2年度北海道開発局道路設計要領、第6集標準図集、2021.
- 11) 道路保全技術センター：落石防止柵検討会報告書、1992.
- 12) 山澤文雄、今野久志、葛西聡、小室雅人、岸徳光：無筋コンクリート製落石防護擁壁の重錘衝突による耐衝撃挙動、第12回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集書名、2019.12
- 13) 山澤文雄、今野久志、小室雅人、岸徳光：実規模落石防護擁壁の耐衝撃挙動の基礎的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.42、No.2、pp.607-612、2020.7
- 14) 山澤文雄、今野久志、安中新太郎、小室雅人、岸徳光：擁壁高3mの落石防護擁壁に対する重錘衝突実験、土木学会北海道支部 論文報告集、第77号、2021.1
- 15) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針、2012.7
- 16) 東山浩士、松井繁之、水越睦視：PC床版の押し抜きせん断耐力算定式に関する検討、構造工学論文集、Vol.47A、pp.1347-1354、2001.
- 17) 山澤文雄、安中新太郎、小室雅人、岸徳光：擁壁を基礎とする落石防護柵支柱の重錘衝突実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.43、No.2、pp.457-462、2021.7

3.3 突発的な自然現象による土砂災害の防止・軽減のための設計技術及びロボット技術の開発

3.3.2 災害発生時におけるロボット技術適用に関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

研究担当者：森川博邦、山口 崇、橋本 毅、
山田 充、山内元貴、油田信一

【要旨】

大規模自然災害発生後の被害拡大防止や早期の復旧のためには、被災状況の調査や道路啓開などの応急対策を迅速に行うことが非常に重要であるが、これら応急対策は危険性が高い場所での作業となる場合が多い。そのような危険個所での施工では、安全のため遠隔操作が可能な建設機械を用いる無人化施工が運用される場合がある。災害が多く発生している我が国では、この遠隔操作型建設機械を用いた無人化施工はこれまで国内で200件以上の活用実績を持っている。

本研究は、自然災害発生時に無人化施工に代表されるロボット技術を、安全・迅速・高効率で適用するための提案を行うことを目的とし、課題点の整理、必要な要素技術の研究、技術マニュアルの提案を行うものである。

本研究により、(1)無人化施工課題点の把握、(2)無人化施工の施工効率改善新技術とその検証、(3)無人化施工セットアップ効率化新技術とその検証、(4)上記等をまとめた無人化施工新技術マニュアル、(5)建設機械における遠隔化・自動化レベルの提案、などの成果が得られた。特に「無人化施工新技術マニュアル」は、各地方整備局、施工業者などに展開することにより、災害発生時および通常施工時の無人化施工を効率よく運用することに寄与するものである。

キーワード：遠隔操作、無人化施工、建設ロボット、生産性向上

1. はじめに

東日本大震災（2011年）や西日本豪雨災害（2018年）など、我が国はこれまで地震や火山噴火、台風、津波といった多くの自然災害に見舞われており、甚大な被害が発生している。災害発生後の被害拡大防止や早期の復旧のためには、被災状況の調査や道路啓開などの応急対策を迅速に行うことが非常に重要であるが、二次災害の危険や不安定な地盤がある場所での作業となる場合が多く、安全性に配慮しつつ迅速に高効率で施工を行うことは極めて困難である。このような危険個所での施工では、カメラ映像等を介して遠方より遠隔操作が可能な建設機械を用い、オペレータは離れた場所から操作を行うことで安全を確保できる（図-1）。この遠隔操作型建設機械を用いる施工は「無人化施工」と呼ばれ、1993年に開始された「雲仙普賢岳水無除石工無人化施工試験工事」を契機に実用的な工法として確立された。その後、有珠山噴火（2000年）、新潟県中越地震（2004年）、岩手宮城内陸地震（2008年）、紀伊半島大規模土砂災害（2011年）、熊本地震（2016年）等の大規模自然災害や、東日本大震災後の福島第一原

発周辺瓦礫処理工事（2011年）などで活用され、これまで日本国内で遠隔操作型建設機械を用いた無人化施工は200件以上の活用実績を持っている¹⁾²⁾。

本研究は、自然災害発生時に無人化施工に代表されるロボット技術を、安全・迅速・高効率で適用するた



図-1 無人化施工概要（カメラ画像方式）

めの提案を行うことを目的とし、課題点の整理、必要な要素技術の研究、技術マニュアルの提案などを行うものである。具体的な研究手順は、まずヒアリングにより災害現場での無人化施工に対する課題点を把握し、その課題点を解決する新技術等を検討・検証した。最終的にはそれら新技術等をまとめ、無人化施工新技術マニュアルを提案した。

2. 無人化施工課題点の把握

無人化施工を用いた応急復旧現場におけるニーズを把握するために、応急復旧対応を担当した発注者、施工者等に対しヒアリングを実施し、現場にて発生した課題点を収集・整理した³⁾⁴⁾。ヒアリングの結果、合計161件の課題が収集され、内容によって分類すると図-2のようになる。

本研究では、図-2の課題の内、特に生産性と密接な関係がある、1と2について、解決のための新技術の検討・検証を行った。

3. 施工効率改善技術の検証

3.1. 現状施工率と原因の把握

2章での課題調査にて、無人化施工の施工効率が通常施工に比べ低いとの意見が多数出たが、定量的なデータはなかった。そこで、土木研究所にて油圧ショベルを使用したモデルタスクを設定し⁵⁾、そのモデルタスクを活用して通常施工と無人化施工の施工効率（タスク完了時間）の定量的比較を行った。

その結果、無人化施工の施工効率は通常施工の約45%程度と、非常に低いことが確認できた⁶⁾。

次に、施工効率が低くなる原因について調査を行っ

た。無人化施工と通常施工の相違点をまとめると、大きく分けて下記の3点となる。

1) 周辺状況把握のための視覚情報の相違

搭乗操作時：建設機械運転席からの直接目視にて周辺状況を把握する

遠隔操作時：車載カメラ映像および外部カメラ映像をモニターを通して見ることで周辺状況を把握する

2) 操作インターフェース（以下操作IF）の相違

搭乗操作時：建設機械運転席に設置されている操作レバーにて操作する

遠隔操作時：遠隔操作用ジョイスティックコントローラ（JS）にて操作する

3) 体感情報の相違

搭乗操作時：機体の傾き、振動、エンジン音などを体感できる






遠隔操作時：上記情報を得ることができない

そこで、通常施工環境から無人化施工環境へ向けて、表-1に示すように上記の相違点3つを含む4つの環境を一つずつ変化させていき、各条件でモデルタスクを行いそのタスク完了時間を比較することで施工効率低下原因の把握を行った。

- | |
|------------------------------|
| 1. 施工効率が低い |
| 搭乗に比べ施工効率が一般的に低いと言われている |
| 2. 設置とセットアップに時間がかかる |
| 運転室、搭載カメラ、固定カメラ、無線システムなど |
| 3. 機器と現場のミスマッチが発生する |
| 災害はなにが起こるか分からない、多様な機器が必要 |
| 4. 非常時のルールが必要 |
| 燃料調達、修理・補修、通行許可申請、無線通信などのルール |
| 5. 機器と人材の不足 |
| 災害は不定期に発生するため機器と人材を保有する余裕がない |

図-2 無人化施工現場における課題点

表-1 実験時操作環境条件

実験条件	① 搭乗	② 搭乗+HMD	③ 操作室+HMD+運転席型	④ 操作室+ディスプレイ+運転席型	⑤ 操作室+ディスプレイ+JS	
						
操作IF	運転席レバー	運転席レバー	運転席レバー	運転席レバー	JS	
視覚情報	運転席から直接目視	カメラ映像 (HMD)	カメラ映像 (HMD)	カメラ映像 (ディスプレイ)	カメラ映像 (ディスプレイ)	
体感情報	有	有	無	無	無	
	↑ 視覚情報の相違		↑ 体感情報の相違		↑ 画像表示の相違 (HMD or ディスプレイ)	
					↑ 操作IFの相違	

その結果、油圧ショベルによる掘削作業では、以下の点が推測できた⁷⁾。

- 1) 無人化施工時の施工効率低下の大きな要因は「周辺状況把握のための視覚情報の相違」「操作IFの相違」の2つであり、この2つでは「周辺状況把握のための視覚情報の相違」の方が施工効率への影響が若干大きいと考えられる。
- 2) 「体感情報の相違」「画像表示の相違」は施工効率低下の大きな要因ではない。

以上のから、無人化施工の施工効率を改善させるためには、「視覚情報」「操作IF」に関する新技術を開発することが有効ではないかと考えられる。

3.2. 施工技術改善技術

前節での検討結果を踏まえ、「視覚情報」「操作IF」等に関連する無人化施工新技術の検証を行った。検証した新技術は、以下の6点である。

- 1) 運転席画像増加技術⁸⁾
車載カメラの台数を増やし、人間の視野角をカバーできる画像システム。
- 2) VR映像技術^{9)~12)}(大成建設(株)と共同研究)
あたかも運転席に座っているような立体視を提供するシステム。(図-3)
- 3) アラウンドビューシステム^{13)~14)}((株)フジタと共同研究)
仮想的に機体を上空から眺めた画像を生成し、提示するシステム。
- 4) 外部カメラ画像表示技術^{15)~17)}(早稲田大学と共同研究)
外部カメラ映像を見るべきタイミングで視線誘導する技術。
- 5) オペレータ選抜手法¹⁸⁾
無人化施工が得意なオペレータを事前に選抜する手法。
- 6) 運転席型遠隔操作装置¹⁹⁾
油圧ショベル運転席と同じ椅子、レバーを持った遠隔操作装置。(図-4)
以上6点の検証結果を表-2(本報最終頁)に示す。

4. セットアップ効率化技術の検証

無人化施工では、建設機械に搭載するカメラ、施工現場を俯瞰で撮影する外部カメラ(カメラ台車)それらを表示するモニタ、無線通信システムなど通常の施工では使用しない様々な機器が必要である。そしてそれら機器の保全と操作するオペレータの安全などから、運転操作室を安全地域に構築し、その中で機器類を



図-3 VR映像技術



図-4 運転席型遠隔操作装置

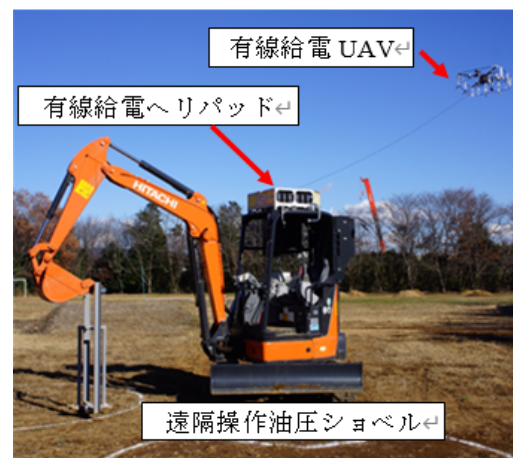


図-5 UAV活用システム

セットアップすることが無人化施工開始前に必要である。しかも、災害は周辺の交通環境悪化を引き起こす場合が多く、人員・機材・資材の輸送困難により運転操作部屋および各機器類の構築・設置は困難な場合が多い。したがって、無人化施工のセットアップを効率化・迅速化することが必要である。

本研究では、無人化施工のセットアップに効果的な新技術について、検証を行った。検証した新技術は、以下の3点である。

- 1) HMD活用システム^{20)~21)}

ディスプレイの代わりにHMDを用いることでセットアップの効率化を図る技術。

- 2) UAV活用システム^{22)~23)}(東北大学と共同研究)
UAVにて機体周辺画像を撮影することで、外部カメラ設置を不要とする技術。(図-5)
 - 3) SLAM活用技術²⁴⁾((株)大本組と共同研究)
SLAM(センサデータ等から自己位置推定と周辺環境地図作成を同時に行う技術)を活用することで、外部カメラ設置を不要とする技術。(図-6)
- 以上3点の検証結果を表-3(本報最終頁)に示す。

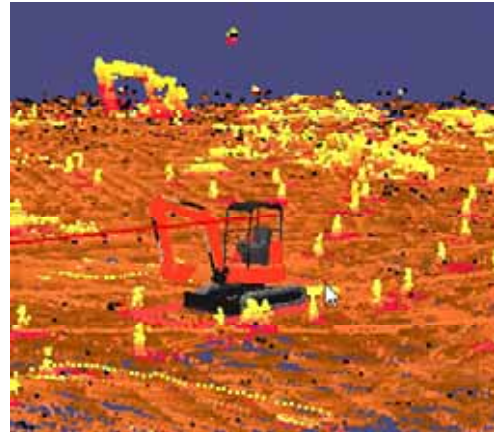


図-6 SLAM活用技術

5. 無人化施工新技術マニュアル作成

前章までの研究成果および公表されている土木研究所以外の研究成果を調査し、まとめたものを「無人化施工新技術マニュアル」として作成した。本マニュアルには、無人化施工の歴史や、図-2における課題3、4への対策案なども挙げている(図-7)。これを各地方整備局、施工業者などに展開することにより、無人化施工を効率よく運用することが可能となる。

6. 建設機械における遠隔化・自動化レベルの作成

本研究を進めるにあたり、建設機械の遠隔化・自動化に関する研究・開発を効率的に推進するためには、現在研究開発している技術レベルを把握し、今後の目標を定めることが必要であることが判明した。そこで、建設機械における遠隔化・自動化レベルについて案をまとめ、学会等で発表した^{25)~26)}。(図-8)

本成果は、研究開発や社会実装に向けた制度設計などを進める上で有効なものであり、新たに活動を開始したISOWGに対応する国内委員会において、本成果は審議の参考資料として用いられている。

7. まとめ

本研究により下記の成果が得られた。

- 1) 無人化施工課題点の把握
- 2) 無人化施工施工効率改善技術とその検証
- 3) 無人化施工セットアップ効率化技術とその検証
- 4) 上記等をまとめた無人化施工新技術マニュアル
- 5) 建設機械における遠隔化・自動化レベルの提案

特に、上記「無人化施工新技術マニュアル」は、災害発生時および通常施工時の無人化施工を効率よく運用することに寄与するものである。

今後の取組として、図-2に挙げた課題5.の対策案についても検討を行いたい。これまでの無人化施工は基本的に災害対策であり災害発生時以外は使用されない

無人化施工新技術マニュアル 目次	
1.	本マニュアル概要
2.	無人化施工の概要と歴史
3.	無人化施工の課題
4.	無人化施工技術に関する基礎的研究
5.	無人化施工の課題に対する解決技術
5.1.	施工効率向上技術
5.2.	セットアップ効率化技術
5.3.	機種多様性向上技術
5.4.	非常時に備えて決めておくべきルール
6.	無人化施工の無線技術

図-7 無人化施工新技術マニュアル目次

レベル	定義	建設機械動作	高効率施工を行うための検知と判断	トラブルへの対応	現場条件判定
	例：油圧ショベルによる掘削・積み込み				
0	自動化なし	運転者	運転者	運転者	あり
1	各動作自動化(個別でよい) 「移動」「掘削」「掘削」「放土」各動作自動化(個別)。 一連動作自動化	運転者とシステム	運転者	運転者	あり
2	「移動」「掘削」「掘削」「放土」一連動作自動化	システム	運転者	運転者	あり
3	高効率施工を行うための検知と判断の自動化	システム	システム	運転者	あり
4	高効率施工を行うための、「最適な機体位置」「最適な掘削動作」「最適な放土位置」などをシステムが判断し実行する トラブル対応の自動化	システム	システム	システム	あり
5	現場条件判定の開放 例：地形、地盤、対象材料、天候、など	システム	システム	システム	なし

図-8 建設機械における遠隔化・自動化レベル案

ことが、機器の確保や人員の養成が進まない原因の一つとなっている。そこで無人化施工の通常時活用や、人員養成マニュアルなどについての研究を行いたいと考えている。また、無人化施工の生産性向上に有効である、建設機械の自動化技術に関する研究開発については、引き続き次期主要研究にて実施する。

参考文献

- 1) 藤野健一：無人化施工の現状と展望-技術開発状況と今後の展開について、建設機械、Vol.39、No.3、pp.1-6、

- 2003.
- 2) 植木睦央、猪原幸司、北原成郎：「無人化施工」による災害復旧と今後の取り組みについて、建設マネジメント技術、No.421、pp45-53、2013.
 - 3) 橋本毅、藤野健一、梶田洋規、油田信一：災害発生時における無人化施工等の運用に関する課題点について、第72回土木学会年次学術講演会、pp1389-1390、2017.
 - 4) 橋本毅、藤野健一、梶田洋規、油田信一：無人化施工の運用に関する課題点と今後の無人化施工機器の開発方針について、第73回土木学会年次学術講演会、pp1431-1432、2018.
 - 5) 茂木正晴、油田信一、藤野健一：油圧ショベルの遠隔操作による作業の効率評価のためのモデルタスクの提案、建設機械施工、Vol.66、No.8、pp.71～79、2014.
 - 6) 茂木正弘、西山章彦、油田信一、安藤広志、伊藤慎宣：無人化施工における各種遠隔操作による作業効率評価、建設ロボットシンポジウム、O21-1、2015.
 - 7) 橋本毅、山内元貴、山田充、油田信一：無人化施工における施工効率低下要因の検討、JCMA 査読論文、採択済
 - 8) 茂木正晴、橋本毅、梶田洋規：操縦装置と画像システムによる油圧ショベル遠隔操作の作業効率改善、土木技術資料、Vol.58、No.9、pp18-21、2016.
 - 9) 橋本毅、山内元貴、新田恭士：無人化施工の迅速展開に向けた頭部装着型ディスプレイの活用について、土木技術資料、Vol.61、No.12、pp24-27、2017.
 - 10) 加藤崇、木下勇人、西田与志雄、橋本毅、山田充：HMD を用いた臨場型遠隔映像システムの開発その1.基本性能検証、第74回土木学会年次学術講演会、pp.VI346-VI347、2019.
 - 11) 木下勇人、西田与志雄、加藤崇、石田喬之、橋本毅：HMD を用いた臨場型遠隔映像システムの開発その1.作業効率の比較検証、第74回土木学会年次学術講演会、pp.VI348-VI349、2019.
 - 12) 山内元貴、橋本毅：無人化施工の迅速展開を目的としたHMD映像表示システムの提案、建設機械施工、Vol.72、No.7、pp78-81、2020.
 - 13) 佐藤貴亮、藤井浩光、Alessandro Moro、杉本和也、野末晃、三村洋一、小幡克実、山下淳、浅間一：無人化施工用俯瞰映像提示システムの開発、日本機械学会論文集、vol.81、No.823、pp14-31、2015.
 - 14) 橋本毅、山田充、新田恭士、野末晃、上原広行：遠隔操作建設機械への俯瞰映像システムの導入について、ロボティクス・メカトロニクス講演会2019、1P2-D09、2019.
 - 15) 佐藤隆哉、亀崎允啓、仁内智志、菅野重樹、岩田浩康：重機遠隔操作者の視線を作業状態に応じた映像に誘導可能な映像提示手法の構築、第19回計測自動制御学会システムインテグレーション部門講演会、pp1667-1670、2018.
 - 16) T.Moteki、Z.Qiao、Y.Mizukoshi、H.Iwata：A Study on the Construction of a Visual Presentation Method that Can Prevent Cognitive Tunneling in Unmanned Construction、38th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (ISARC 2021)、pp.598-604、2021.
 - 17) 茂木匠、喬子維、水越勇一、岩田浩康：無人化施工における認知的視野狭窄を防止可能な視覚提示手法の構築に関する研究、第22回計測自動制御学会システムインテグレーション部門講演会、3AI-05、2021.
 - 18) 藤野健一、橋本毅、油田信一、建山和由：無人化施工に最適なオペレータの選抜手法に関する研究、土木学会論文誌F3、Vol.74、No.1、pp.11-17、2018.
 - 19) 茂木正晴、西山章彦、油田信一、安藤広志、伊藤慎宣：無人化施工における各種遠隔操作による作業効率評価、建設ロボットシンポジウム、O21-1、2015.
 - 20) 橋本毅、山内元貴、藤野健一、油田信一：無人化施工におけるHMDを用いた画像表示システムの効果について、第18回建設ロボットシンポジウム、O3-1、2018.
 - 21) 山内元貴、橋本毅：無人化施工の迅速展開を目的としたHMD映像表示システムの提案、建設機械施工、Vol.72、No.7、pp78-81、2020.
 - 22) 薬師川楓、桐林星河、永谷圭司：マルチロータ機による無人建設機械の撮影を目的とした有線給電ヘリパッドの開発と評価、第34回日本ロボット学会学術講演会、3C3-04、2016.
 - 23) 桐林星河、薬師川楓、五十嵐傑、永谷圭司、橋本毅、山内元貴、藤野健一：無人化施工機械の遠隔操縦支援を目的とした空撮映像の評価、ロボティクス・メカトロニクス講演会、2A1-K01、2018.
 - 24) 別井雄介、木内太一、岸寅之助、橋本毅、遠藤大輔、山内元貴、緒方恒夫、藤澤秀行、橋伸一、板谷幸喜、石川貴一朗：LiDAR SLAMを用いた建設機械の遠隔操縦の検討、ロボティクス・メカトロニクス講演会2021、2P2-A04、2021.
 - 25) 橋本毅、山田充、山内元貴、新田恭士、油田信一：建設施工自動化体系図および自動化レベルの提案、第75回土木学会年次学術講演会、VI-1129、2020.
 - 26) T.Hashimoto、M.Yamada、G.Yamauchi、Y.Nitta、S.Yuta：Proposal of automation system diagram and automation levels for construction machine、37th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (ISARC 2020)、pp.347-352、2020.

表-2 施工効率改善新技術一覧表

長所	短所	通常に加えて必要な機器	通常に比べて省略できる機器・作業	施工効率 (通常無人化施工に比べて)
1) 運転席画像増加技術	機体周辺環境の把握がより容易となる	カメラ、ディスプレイ、通信容量が増加する。	なし	0~12%程度改善
2) VR 映像技術	運転者の臨場感が増加する	VR 酔いが起こる。 通信容量が増加する。	外部カメラとその設置作業	0~10%程度改善
3) アラウンドビューシステム	機体周辺環境の把握がより容易となる	専用処理システムが必要。 アラウンドビューのみでは作業できない	外部カメラとその設置作業	同程度
4) 外部カメラ画像表示技術	外部カメラ映像の活用が促進される	専門カメラオペレータが必要 外部カメラ画像が小さくなる	なし	同程度
5) オペレータ選抜手法	新たな機器等は不要で施工効率を大きく改善できる	事前に選抜作業が必要	なし	27%程度改善
6) 運転席型遠隔操作装置	慣れた IF で操作ができる	運転席型遠隔操作装置が必要	なし	15~30%程度改善

表-3 セットアップ効率化新技術一覧表

長所	短所	通常に加えて必要な機器	通常に比べて省略できる機器・作業	施工効率 (通常無人化施工に比べて)
1) HMD 活用システム	ディスプレイ、運転建屋が不要となり、セットアップ時間が短縮される	オペレータによっては HMD 装着に不快感がある	HMD と画像処理 PC 運転建屋	同程度
2) UAV 活用システム	外部カメラ設置が不要となる。 視点を自由に選択することが可能	有線給電用に開発された UAV とヘリパッドが必要。 現段階では UAV オペレータが別個必要。 強風の場合、UAV が飛行できない。	外部カメラとその設置作業	同程度
3) SLAM 活用システム	障害物や傾斜などの機体周辺環境の把握が可能となる。 外部カメラ設置が不要となる。 夜間でも適用可能	LiDAR や専用ソフトウェアが必要 人間が判断するためには慣れが必要	外部カメラとその設置作業	同程度