H29 九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 2　－崩土流動化の素因検討－

国土交通省国土技術政策総合研究所　○長谷川陽一，村田郁央，野呂智之
応用地質株式会社　　千葉伸一，北原哲郎，瀬戸秀治

1．はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下，H29 豪雨）では 140 件以上のがけ崩れが発生した。国土技術政策総合研究所ではこれまで急傾斜地崩壊対策施設の待受式擁壁の設計における崩土の衝撃力や崩壊土砂量の推定方法に関して研究を実施してきており，H29 豪雨によるがけ崩れ現場でも調査を実施してこれらに関して検討を行っている。本稿ではその検討の一部である，崩土が流動化する素因の検討とのり下における崩土による荷重の空間分布（崩壊幅における衝撃力の平均荷重）の検討結果について報告する。

2．検討方法

崩土流動化の 4 つの調査地の概要については本報告と連番となっている報告その 1[1)]を参照いただきたい。

2.1 崩土流動化

本検討では流動化率，等価摩擦係数，到達距離を流動化の指標とし，それらと地形，地質，土質条件を比較して流動化の素因を検討した。流動化率については報告その 1[1)]を参照いただきたい。等価摩擦係数は，崩壊地上端から崩土到達部下端までの比高（鉛直距離）を水平距離で除して求めた。到達距離は，急傾斜地のり下から崩土到達部下端までの水平距離とした。

崩土流動化の素因候補として，崩壊土砂量，平均崩壊深，最大崩壊深，のり下と崩壊地上端の標高差（崩壊高），斜面形状，斜面勾配および崩土の細粒分含有率，塑性指数，流動限界[2)]，地質，粘土鉱物について調査した。なお，過去の国総研における検討では，崩壊土砂量，崩壊深，崩壊高，斜面形状，勾配，地質などが流動化の素因となっている可能性があるが土質に関するデータは不足している，としている。

これらのデータを考察するにあたり，昭和 47 年から平成 26 年までの全国のがけ崩れ災害実態（以下，土砂災害データ），清水ら[3)]の報告による平成 24 年 7 月九州北部豪雨（以下，H24 豪雨）での長大斜面崩壊事例，および平成 21 年度に国総研で収集した過去の崩土流動化事例のデータも用いた。

2.2 荷重の空間分布

のり下における崩土による荷重の空間分布の検討方法については文献[4)]の方法を用いた。検討方法を要約すると，崩壊地の形状を三次元的に把握し，告示式によって崩土の移動による荷重の空間分布を推定するという方法である。本報告では H29 豪雨後に取得したレーザープロファイラデータから，黒川地区の崩壊地の形状を 5m 間隔の 5 測線で計測した。のり下の位置を斜面の遷緩線の位置とし，その位置に待受式擁壁があるものとして各測線における衝撃力を告示式（国交省告示第三百三十二号に示される式）により計算した。

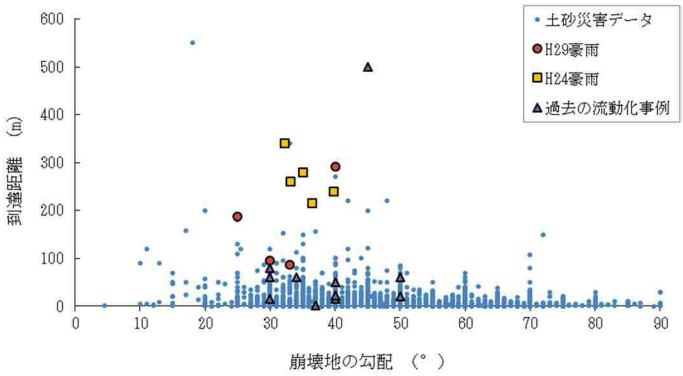

図 1　崩壊地の勾配と崩土到達距離の関係

3．検討結果および考察

3.1 崩土流動化

3.1.1 崩土の到達距離と各指標

崩壊地の勾配と崩土の到達距離の関係を**図 1** に示す。到達距離が 100m を超える崩壊は勾配が 50° 以下（特に 30～40° ）に集中している。**図 2** に崩壊土砂量と到達距離の関係を示すが，H29 豪雨および H24 豪雨の調査地では斜面形状が谷斜面または直線斜面となっており，尾根斜面の調査地はなかったことから，土砂災害データは谷または直線斜面で勾配が 50° 以下の事例のみプロットした。崩壊土砂量が 3,000m³ を超えるあたりから到達距離が 100m を超えるグループと，崩壊土砂量が 5,000～20,000m³ と増加しても到達距離が 100m を超えないグループが見られた。なお，H29 豪雨および H24 豪雨で到達距離が 100m を超えた調査地では，崩壊地下方斜面の勾配が 20° 以上，長さが 50m 以上という斜面形状の特徴がみられている（土砂災害データおよび過去の流動化事例の斜面形状については調査中であ

る)。図 3 に H29 豪雨の崩土の物理特性（細粒分含有率，流動限界）と到達距離の関係を示す。細粒分含有率および流動限界が増加すると到達距離が低下する傾向がみられた。図中にプロットした調査地は全て流動化が発生したものであるため，砂質土および粘性土の物理特性を持った崩土のどちらでも流動化が発生した結果となった。

3.1.2 等価摩擦係数と各指標

図 4 に崩壊地の勾配と等価摩擦係数の関係を示す。図中には，崩土がのり下に溜まって到達距離(L)が 0 だった場合の L=0 ラインと，崩土の到達距離(L)が崩壊高(H)の 2 倍となった場合の L=2H ラインも示した。H29 豪雨の調査地は L=2H のラインを超える事例はなく，H24 豪雨の調査地は L=2H のラインを超える事例が 2 例と超えない事例が 3 例となった。過去の流動化事例の傾向と合わせて考えると，崩土が流動化しても到達距離が崩壊高の 2 倍以上となるとは限らないことが示された。そのほか，等価摩擦係数は斜面規模や崩土の物理特性などの指標と有意な関係性は認められなかった。

3.1.3 流動化率と各指標

流動化率の考察については報告その 1[1)]を参照していただきたいが，データ数がまだ少ないこともあり，有意な傾向は得られていない。

3.2 荷重の空間分布

図 5 に各測線において算出した衝撃力の分布図を示す。なお，崩土流出範囲の斜面向かって左端を基点とした。また，右端は隣の崩壊斜面と完全に接しているため，右端の測線から 5m までを推定の土砂流出範囲とした。最大の衝撃力は崩壊深および崩壊高が最も大きくなる中央の測線で 230kN/m² となった。

図 6 は任意の（平均衝撃力が最大となる）解析幅で衝撃力を平均化したものである。擁壁の目地は一般的に 20m であるが，20m 幅での平均衝撃力は 182kN/m² で最大衝撃力の 79%程度となった。崩壊幅の 42m 幅での平均衝撃力は 111kN/m² で最大衝撃力の 48%となった。

4. おわりに

検討が不十分なところもあるため，今後も H29 豪雨におけるがけ崩れのデータについて解析を進めていきたい。

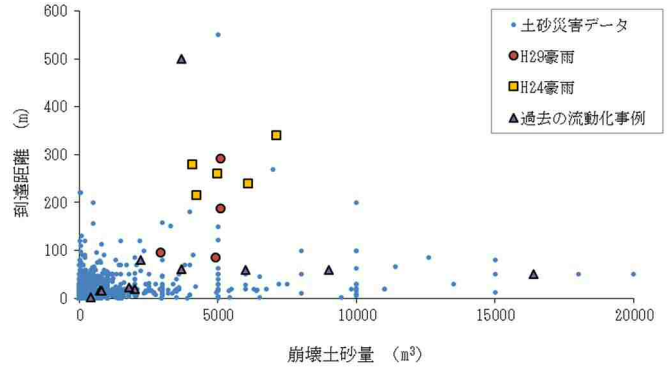

図 2　崩壊土砂量と崩土到達距離の関係

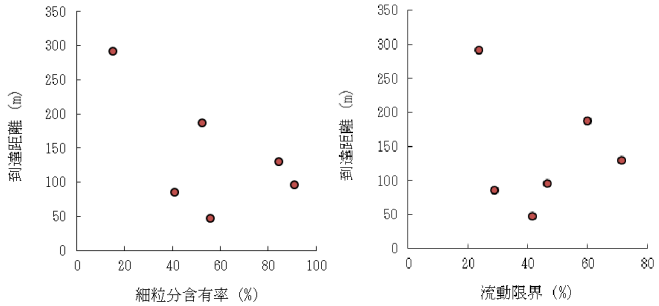

図 3　物理特性と崩土到達距離の関係（H29 豪雨）

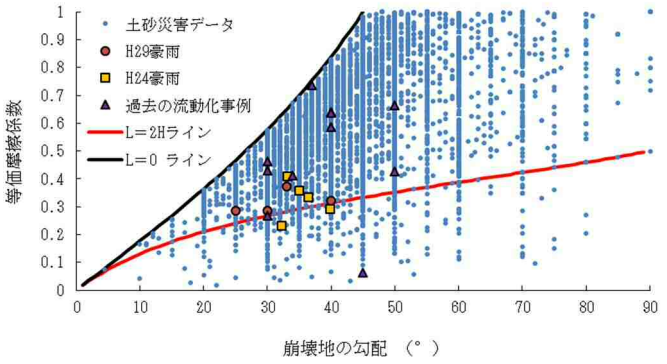

図 4　崩壊地の勾配と等価摩擦係数の関係

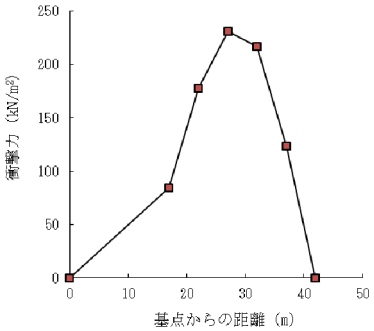

図 5　衝撃力の分布図（黒川地区）

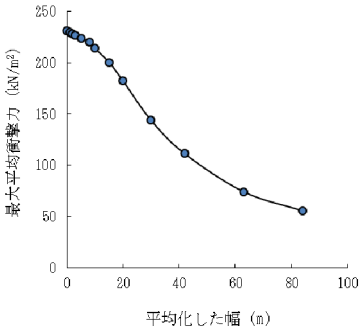

図 6　任意の解析幅における最大平均衝撃力

【参考文献】

1) 千葉ら（2018）：H29 九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 1−3 つの地質帯における表層崩壊地の特徴比較ー，平成 30 年度砂防学会研究発表会　2) 中村ら（1999）：まさ土の物性と液状化特性，土木学会論文集，No.638/Ⅲ-49，pp.207-215.　3) 清水ら（2018）：阿蘇カルデラ壁で発生した山腹崩壊に伴う土砂と流木の到達範囲とそれに基づく危険区域設定の提案，砂防学会誌，Vol.70，No.5，pp.3-14.　4) 曽我部ら（2004）：崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響，第 7 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-6.