

稲又谷川で発生した土砂移動現象に起因する土石流諸元の推定

国土交通省関東地方整備局 富士川砂防事務所 萬徳 昌昭(R3.3 時点)

○菊池 瞳(現 関東地方整備局河川計画課)

(株) オリエンタルコンサルタンツ 井川忠・平川泰之・秋山怜子

1. 背景と目的

令和2年7月の長雨により早川流域雨畑川支川稲又谷川の源頭部に位置する大規模崩壊地「八潮崩れ」が拡大崩壊し、多量の土砂移動に伴い砂防堰堤の袖部が一部被災した。今回の土砂移動現象により被災した稲又第三砂防堰堤(以下、「砂防堰堤」)の復旧のため、現地痕跡等から土石流ピーク流量(以下、「ピーク流量」)の推定を行い、稲又谷川における土石流の特徴を考察する。

2. 令和2年度7月大規模土砂流出の概要

(1)土砂移動発生箇所

土砂移動の発生場所は、稲又谷川上流の八潮崩れに起因する。この場所は標高差700m、幅400m前後、深さ50m以上で、これまでの崩壊流出土砂量は少なくとも1000万m<sup>3</sup>以上と見込まれる大規模崩壊である。稲又谷川を含む雨畑川は糸魚川-静岡構造線付近に位置し、動力変成によって破碎されているため、土砂移動が活発な溪流である。八潮崩れから被災した砂防堰堤までの流下距離は約5kmであり下刻に伴い溪岸部を侵食し、砂防堰堤の袖部被災箇所で約8mの流出痕跡を残した。

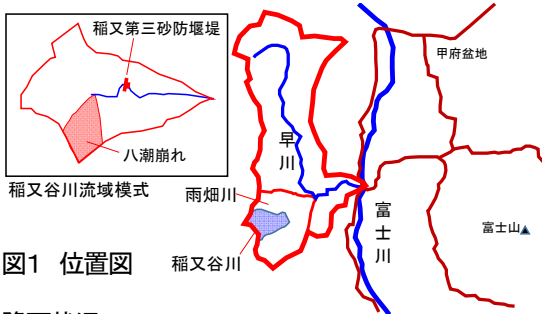


図1 位置図

(2)降雨状況

大規模な土砂移動が発生した日時は稲又谷川流域内の住民ヒアリングの結果、7月7日の11時頃と推定される。崩壊に至るまでの降雨量は、八潮崩れ近傍の国土交通省雨畑観測所によれば6月30日12時から7月7日11時までの総雨量は421mm、最大時間雨量15mmであり、短時間降雨強度が大きくないことを踏まえると、長雨が誘因となり崩壊が発生したものと推定される。

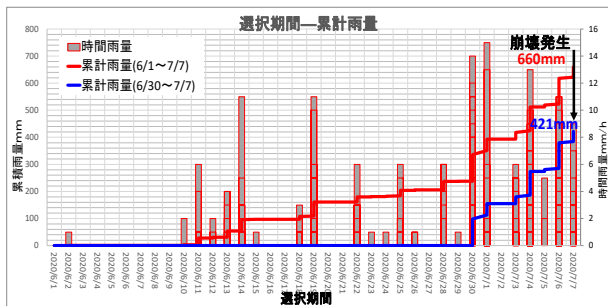


図2 崩壊発生までの降雨状況(国交省雨畑観測所)

(3)崩壊・流出土砂の状況

崩壊拡大以前の令和元年と崩壊発生後の令和2年7月以降に計測した航空レーザ計測データを使用して、標高差分解析を行った結果、八潮崩れの最上流部付近で最大50m以上の標高低下、河床内では最大20m以上の河床上昇が確認できる(図3)。

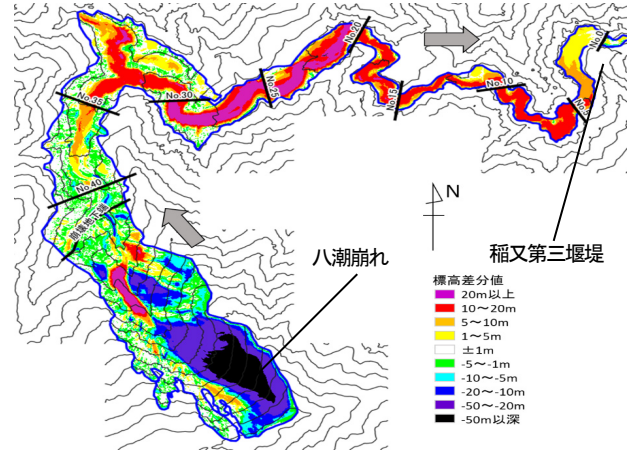


図3 砂防堰堤上流の侵食・堆積分布

八潮崩れからの崩壊土砂量は596.5万m<sup>3</sup>に上り、被災した砂防堰堤より下流に244.4万m<sup>3</sup>が流出したものと推定される。砂防堰堤は今回の出水以前も満砂であったが、発生前の勾配は1/23.6、発生後は約1/16.7と変化しており、堆砂敷から上流域の八潮崩れにかけて急峻な勾配で崩壊残土が堆積した。出水後の最大礫径(D95)の分布は、1.4m~2.7mであり、規模の大きな石礫が分布している。砂防堰堤は八潮崩れからの流出土砂の影響により兩岸の袖小口が流出、水通し部に設けていた落水対策の底部が破壊され、下流河道沿いの約1.5km地点にまで流下した。

3. ピーク流量の推定方法

砂防堰堤の復旧にあたり、現地痕跡や袖部の損傷状況から土砂移動実態を解明し、ピーク流量を推定した。ピーク流量の推定は、八潮崩れから砂防堰堤上流堆砂敷までの区間においては流下痕跡から求める方法、砂防堰堤地点においては砂防堰堤の袖部が破壊に至ったコンクリートの曲げ応力から推定する方法とマニング式から推定する方法によりピーク流量の範囲の絞り込みを行った。

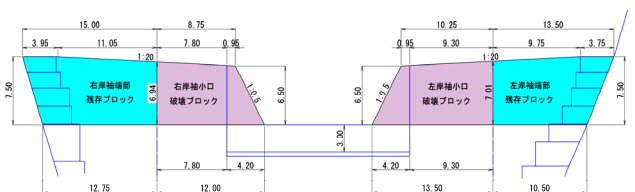


図4 右岸・左岸の袖部の破壊された部位と形状

(1) 堰堤上流約 3.5km 地点(八潮崩れ直下): 偏流公式からの推定

八潮崩れ直下の河道屈曲における兩岸の流下痕跡高さを基に、土石流導流工の湾曲部の設計に用いられる偏流公式<sup>1)</sup>により流速を求めた。

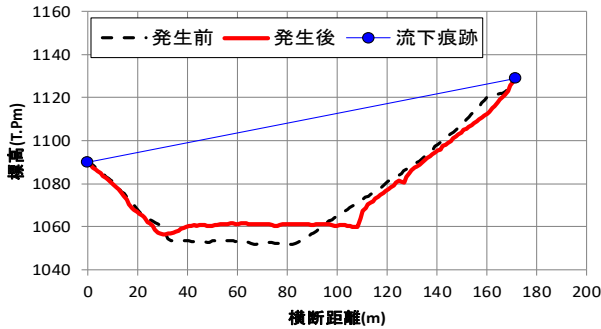


図5 偏流部の流下痕跡から推定した水位の算定の一例  
(2) 堰堤上流約 3km 地点: 尾根への乗上(エネルギー保存)による推定

河道の著しい屈曲により、流れが尾根に向かってほぼ直角に衝突したと考えられる地点がある。そのような地点ではエネルギー保存則により<sup>2)</sup>、乗り上げ痕跡の最高到達地点の標高差との関係性から流速を求めた。

(3) 堰堤地点: 袖部のコンクリート曲げ応力からの推定

砂防堰堤の袖部は破壊した袖小口のブロックと残存した袖端部の嵌入部を含むブロックに区分できる。破壊した袖ブロックは施工目地を境界として右岸 12m、左岸 13.5m のコンクリート構造である。袖部には補強鉄筋が配置されておらず無筋構造であった。破壊したブロックに対して、土石流衝撃力・土石流流体力を作用させ安定性の評価を行った。なお、通常安定計算ではコンクリートの許容応力度を用いて評価を行うが本検討では破壊に至った外力の算定が目的であるため極限応力度により評価した。曲げ破壊強度はコンクリート標準示方書に示される一般的な破壊強度(圧縮強度の 1/7)を使用した。計算の結果、右岸のピーク流量は 2,850m<sup>3</sup>/s・土石流流速 8.6m/s、左岸は 2,950m<sup>3</sup>/s・土石流流速 8.7m/s となった。続いて、破壊せずに残存した袖端部の安定性評価は、袖嵌入範囲と間詰コンクリートの重量を考慮したブロック自重を用いて計算した。その結果、右岸 5,400m<sup>3</sup>/s・左岸 5,000m<sup>3</sup>/s となり、今回発生した砂防堰堤が破壊したピーク流量は、コンクリートに作用した外力から推定すると、概ね 2,850 以上、5,400m<sup>3</sup>/s 未満であった可能性がある。

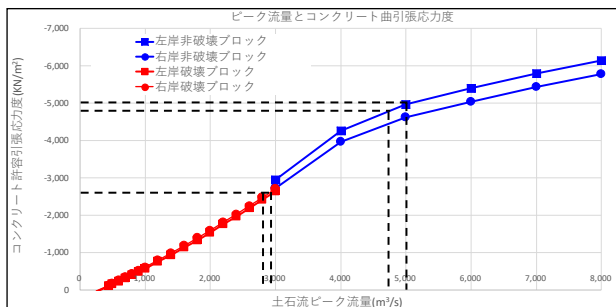


図6 コンクリートの曲げ引張応力より推定したピーク流量

(4) 堰堤地点: マニング式による推定

砂防堰堤の直上流付近の流下痕跡は概ね 8m 程度であったため、マニング式により流速を求めた。

表1 ピーク流量推定結果

算定地点	流速 (m/s)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	土砂量 (万m <sup>3</sup> )	算出方法
(1) 八潮崩れ直下 (堰堤上流約 3.5km)	19.6	117,999	619	偏流公式
(2) 堰堤上流約 3.0km	8.9~27.0	49,756~87,787	537~619	尾根への乗上げ
(3) 堰堤位置	8.6	3,651	244	マニング式(粗度 0.10)
	8.6~8.7	2,850~5,400	-	袖の破壊・非破壊

4. ピーク流量推定結果に対する考察及び今後の課題

(1) 砂防堰堤付近のピーク流量の推定

ピーク流量は砂防堰堤付近の痕跡やコンクリートの損傷状況から推定すると、約 3,000m<sup>3</sup>/s と推定される。

(2) 他事例と稲又谷のピーク流量の比較

土石流ピーク流量  $Q_p$  は総流出量  $Q_T$  と正の相関関係にあることが知られる。図 7 には本事例の  $Q_p$  と  $Q_T$  の関係を既往研究<sup>3)</sup>の図に追加して示した。ここで総流出量は、航空レーザ計測の差分による流出土砂量より土砂濃度 0.2~0.5 として換算した。本事例における  $Q_p/Q_T$  の値は 1/66~1/465 であり、既往事例の相関関係から逸脱していない。八潮崩れ直下や中流域における  $Q_p$  は、集川及び別府田野川の 2 つの深層崩壊事例と比較して 1~2 オーダー大きいものの、 $Q_T$  の大きさを考慮すれば不自然なものではないと言えよう。また稲又第三砂防堰堤における  $Q_p$  は過去の 2 つの土石流タイプの深層崩壊事例と同程度のオーダーである。これらから、本事例における土石流の流下機構は従来と異なる新しいものを想定する必要はなく、相似的にスケールが大きくなったものを想定すればよいと考えられる。

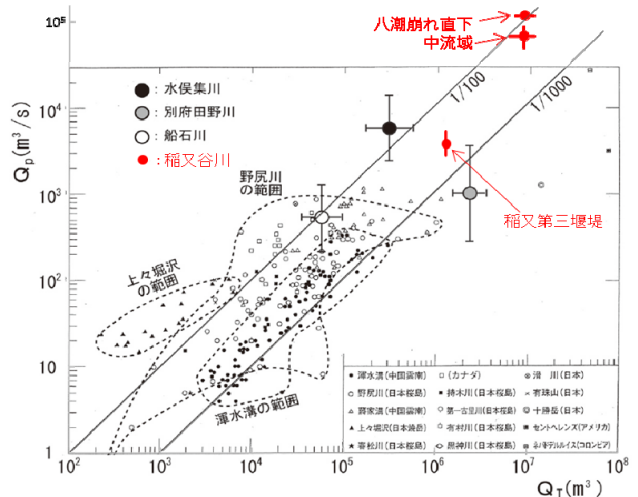


図7 土石流ピーク流量と総流出量との関係(武澤ら<sup>3)</sup>に加筆)

【引用文献】

- 1) 土石流・流木対策設計技術指針解説 (H28)、2.3.4.2
- 2) 火山地域で発生する土石流が尾根を乗り越える危険に関する調査要領(試行案) (H29) 参考資料 2
- 3) 武澤ら(2009): 鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定, 砂防学会誌 62-2