

流路内で発生した巨礫の停止過程に関する考察

筑波大学大学院生命環境科学研究科 ○安海高明 関根敬
筑波大学生命環境系 水野秀明

1. はじめに

土石流・流木対策は、土石流・流木捕捉工や土石流導流工などのハード対策と、土地利用規制や警戒避難といったソフト対策を組み合わせる。土石流導流工は、一般的に谷出口より下流に配置され住宅地を通過することが多いため、土砂や流木が溢れた場合、住民の避難行動を広い範囲で阻害することになる。実際に平成24年7月12日に熊本県阿蘇市一の宮町に位置する八反田川で発生した土石流では流路内に複数の巨礫が停止したため、後続流が氾濫し土砂や流木混じりの流れが流路から溢れた。そこで本稿では数値計算によって八反田川の土石流の水理量（流速・水深）を推定し、土砂や流木混じりの流れの氾濫を生じさせた流路内での巨礫の停止過程を考察する。

2. 八反田川の水理量の推定

2.1 流下痕跡

八反田川（流域面積 1.00km²）の流下域の状況を示す（図-1）。流路は砂防堰堤から国道57号横断部である八反田川橋までの区間は三面張りの流路が整備されている。八反田川橋より下流の区間は側壁がブロック積で河床が一部護床ブロックで覆われている。崩壊は砂防堰堤の上流域や副堰堤の右岸斜面で発生し礫や流木が流出した。砂防堰堤から八反田川橋までの区間では流路から殆ど氾濫することなく流下したが、八反田川橋より下流100mの地点で流路内に複数の巨礫が停止したために（写真-1）、この地点より下流の両岸の土地で礫や流木が氾濫した痕跡が確認された（図-1）。流路内に停止した巨礫は現地での計測により代表粒径を1.63mと推定した。また、八反田川橋より下流60mから240mまでの流路内においては0.10mから0.20mの粒径の礫が堆積していた。



写真-1 流路内の巨礫の停止状況

2.2 数値計算

八反田川の水理量を推定するために、二次元浅水流方程式の数値計算モデル（水野, 2011）を用いた。三角形要素は、現地での簡易的な計測と国土地理院の数

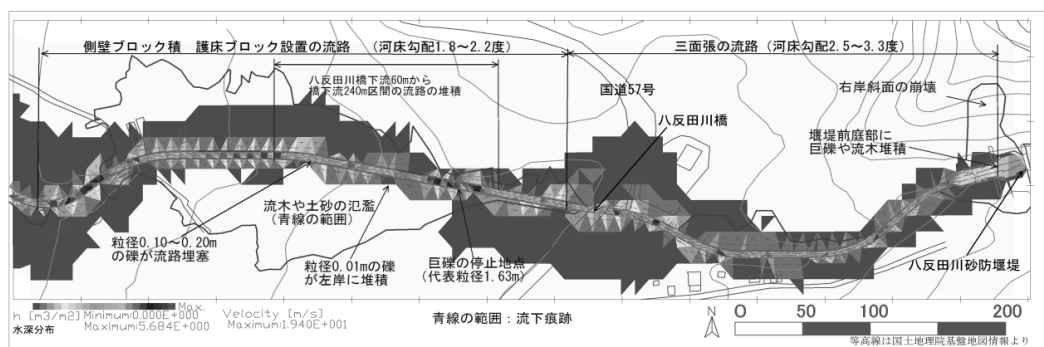


図-1 流下痕跡と数値計算結果（水深・流速 粒径 0.20m）

値標高モデルから作成した。数値計算では、採取した礫の密度と流路の勾配から粒径0.15mから0.20mの礫が掃流状集合運搬の形態で八反田川砂防堰堤から流下したと想定した。供給する礫混じりの流れの水深は砂防堰堤の礫の衝突痕から1.70mとした、流速は礫が堆積した地点の勾配から平衡状態の流速の式（高橋, 2004）より推定し、粒径が0.15mで22.29m/sとし0.20mで16.72m/sとした。粗度係数は近接する土井川流域の流下痕跡から推定した0.035とした。供給時間については土砂の供給量の総和を計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量に達するまで供給した。その結果、数値計算では実際の氾濫範囲より上流側で氾濫する結果となった（図-1）。原因は盛土などの三角形要素に反映しきれなかった局所的な地形の影響が考えられる。

3. 考察

八反田川橋より下流100m付近の流路内に巨礫が停止する条件を考察する。式（1）は流れの中の巨礫を球と仮定

した運動方程式である。右辺第三項の符号は流れの断面平均流速が巨礫の速度よりも遅い場合には(-)とする。

$$\frac{\pi d^3}{6} \sigma \cdot \frac{dV_s}{dt} = \frac{\pi d^3}{6} \sigma g \cdot \sin\theta - \mu_f \frac{\pi d^3}{6} (\sigma - \rho_m) g \cdot \cos\theta + \frac{\rho_m}{2} C_D \frac{\pi d^2}{4} (V_s - U)^2 \dots \text{式 (1)}$$

ここで d:巨礫の直径[m], V_s :巨礫の速度[m/s], U:流れの断面平均流速[m/s], μ_f :動摩擦係数で 0.425 (芦田・高橋・水山, 1978), C_D :抗力係数で 0.5 (芦田・高橋・水山, 1978), σ :試験結果から推定した巨礫の密度 2400[kg/m³], ρ_m :流れの密度[kg/m³], θ :河道勾配[度]とする。式(1)の加速度項を前進差分で離散化すると式(2)となる。時刻 t+ Δt における V_s の値は, 時刻 t における V_s と U の値を式に代入することで推定する。

$$\left(\frac{dV_s}{dt}\right)_t = \frac{V_s^{t+\Delta t} - V_s^t}{\Delta t} = g \cdot \sin\theta - \mu_f \left(1 - \frac{\rho_m}{\sigma}\right) g \cdot \cos\theta + \frac{3}{4d} \cdot \frac{\rho_m}{\sigma} (V_s - U)^2 \dots \text{式 (2)}$$

まず, 巨礫が砂防堰堤から初速度 0m/s で運動を開始したと仮定し, 八反田川橋下流 60m 地点に到達するまでの速度を推定する。次に, 得られた速度を初速度として, 八反田川下流 60m 地点から八反田川下流 240m 地点までの速度を推定する。なお砂防堰堤から八反田川橋下流 60m 地点までの平均流速は, 別途計算した流路のみの計算結果を用いた。断面平均流速は三角形要素の流量ベクトルの総和を水深の総和で除したベクトルの長さとした。平均水深は, 対象とする三角形要素の水深の総和を平均したものとした。平均水深が巨礫の代表粒径(1.63m)を下回る場合には, 水面上にある巨礫の体積分の浮力と, 投影面積分の抗力を減じて, 巨礫の移動速度を計算した。図-2(左)は, 八反田川砂防堰堤から, 八反田川下流 60m 地点までの巨礫の移動速度の変化と移動距離である。砂防堰堤から流下する流れが代表粒径 0.15m, 0.20m の場合, 双方ともに巨礫は加速度運動となり, その後等速運動となった。図-2(右)は, 八反田川橋下流 60m を原点として下流側 240m までの区間の巨礫の移動速度の変化と移動距離である。代表粒径 0.15m, 0.20m の場合, 双方ともに断面平均流速が低下するとともに平均水深が浅くなり, 巨礫は減速し 2.5 秒後に停止した。以上のことから八反田川砂防堰堤から八反田川橋下流 60m の区間においては, 流れの断面平均流速が巨礫を動かすのに十分な速度であったため巨礫は加速度運動の後, 等速運動となった。一方, 八反田川橋下流 60m 地点から 240m の区間では, 氾濫が生じたことで, 平均水深が浅くなり断面平均流速が低下した。その結果, 巨礫に作用する浮力と抗力が低下したため, 減速し停止したことがわかった。

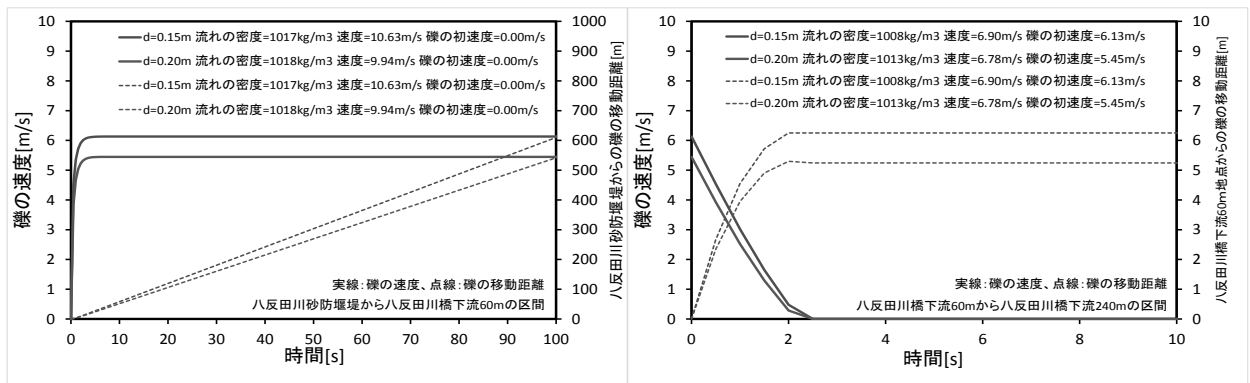


図-2 巨礫の移動速度と距離の時間変化

4. おわりに

八反田川橋下流 100m 地点で巨礫が停止したのは, 氾濫が生じたために平均水深と断面平均流速が低下し, 作用する浮力と抗力が低下したためであることがわかった。巨礫の移動速度の推定に用いた水理量は数値計算により導いているが, 局所的な地形を反映しきれなかったため氾濫範囲の再現性が低い。今後, 検討をおこなってゆきたい。

引用文献

- 芦田和男・高橋保・水山高久(1978): 山地河川の掃流砂量に関する研究, 砂防学会誌(新砂防), Vol. 30, No. 4, p. 9-17
- 水野秀明・小山内信智(2011): 非構造メッシュを用いた合流点及び湾曲部の流れに関する数値解析, 砂防学会誌(新砂防), Vol. 64, No. 4, p. 33-38
- 高橋保(2004): 土石流の機構と対策, 近未来社, 432pp