崩壊から土石流への遷移過程に対する数理モデルについて

九州大学大学院工学府　　学生員　高岡広樹
九州大学大学院工学研究院　　正　員　橋本晴行

１．はじめに

2003 年 7 月九州各地で集中豪雨が発生し，福岡県宇美川流域や水俣市水俣川流域では上流の山地斜面において多数の斜面崩壊が発生し，大量の土砂と流木が土石流となって流下した．崩壊起源の土石流の流出解析を行う際には，崩壊から土石流への遷移過程について知る必要がある．しかしながら，従来，崩壊から土石流への遷移過程について調べた研究はほとんどない．

本研究では，崩壊から土石流に遷移する数理モデルを考案し，その数理モデルを用いて，2003 年 7 月水俣市集川で発生した崩壊型土石流の河道変動計算を行い，崩壊から土石流への遷移過程が流出規模に与える影響について調べる．

２．崩壊から土石流に遷移する数理モデル

崩壊型土石流は，入力である静止状態の土砂が，出力として土石流に変換される過程として捉えることができる．すなわち，静止状態の土量 V_s がある地点において瞬時に流動化し，流砂量 $Q_{s0}(t)$ を得たとすると，それらの間には次のような関係がある．

$$V_s = \int_0^T Q_{s0}(t)dt \tag{1}$$

ここに，T は静止状態の崩壊継続時間である．両辺を V_s で割り，$u(t)=Q_{s0}(t)/V_s$ とすると，式(1)は

$$\int_0^T u(t)dt = 1 \tag{2}$$

と書き換えることができる．$u(t)$ は応答関数に相当し，以下の関係がある．

$$\int_{-\infty}^{\infty} V_s \delta(t-\tau)u(\tau)d\tau = V_s u(t) = Q_{s0}(t) \tag{3}$$

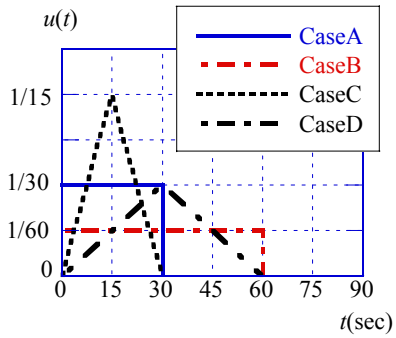

図-1　応答関数 $u(t)$

ここに，$\delta(t-\tau)$ はデイラックのデルタ関数である．上式は，崩壊により土量 V_s が $t=\tau$ の時刻にシステムに入力され，流砂量 $Q_{s0}(t)$ が出力として得られたことを表している．応答関数 $u(t)$ は崩壊毎に異なり，それらの厳密な評価は困難である．ここでは，応答関数として 4 ケース仮定する．図-1 に各ケースにおける応答関数 $u(t)$ を示す．Case A，B の場合，$u(t)$ は矩形波形とし，Case C，D の場合，三角形波形とし，崩壊継続時間 T はそれぞれ，30sec，60sec とする．また，$Q_{s0}(t)$ は $Q_{s0}(t)=C_0Q_0$ と表され，$C_0=0.5$ とする．

３．土石流の流出規模

崩壊から土石流に遷移する数理モデルを用いて，2003 年 7 月水俣市集川で発生した土石流の流出規模予測を行う．計算対象流域を図-2 に示す．集川には 3 基の治山ダムが設置されていた．計算対象区間は，崩壊地(図-2 中 O)から最下流の治山ダム(図-2 中 C)までである．地点 A は横断面を測定した場所を示す．

a) 基礎式

流路は台形断面で近似する．側岸は勾配 30° を保ったまま水平方向に侵食され，侵食土砂は側方流入として即座に流れに取り込まれるとする．また，側岸土砂の崩落については考慮しない．

基礎式は以下のようである．

(運動方程式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x}\cos\theta = -gA\cos\theta\left[\frac{\partial(h+z\cos\theta)}{\partial x}\right] - \left(B + \frac{2h}{\sin\beta}\right)\frac{v^2}{\phi^2} \tag{4}$$

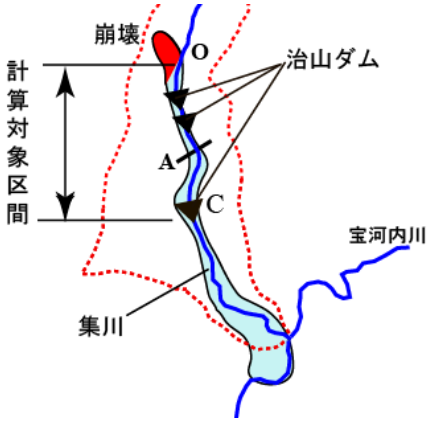

図-2　計算対象流域

(全相連続式)

$$\frac{\partial(A+A_s)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x}\cos\theta = q_{tin} + h\frac{\partial B}{\partial t} \tag{5}$$

(固相連続式)

$$\frac{\partial(CA+C_*A_s)}{\partial t} + \frac{\partial(C_TQ)}{\partial x}\cos\theta = q_{\sin} + C_*h\frac{\partial B}{\partial t} \tag{6}$$

また，水路実験より得られた以下の河床，側岸侵食速度式[1)]を用いる．

(河床侵食速度式)

$C_{T\infty}>C_T$ のとき

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_b(C_{T\infty}-C_T)^p\cdot v \tag{7}$$

$C_{T\infty}<C_T$ のとき

$$\frac{\partial z}{\partial t} = k_b(C_T-C_{T\infty})^p\cdot v \tag{7}$$

(側岸侵食速度式)

$$\frac{\partial B}{\partial t} = k_s\cdot v \tag{8}$$

ここに，Q：全流量，A：流水面積，A_s：堆積土砂層の面積，h：水深，z：河床高，B：流路幅，C：断面平均濃度，C_T：流砂濃度，C_*：最密充填濃度，v：流れの x 方向流速，β：側岸斜面の勾配，q_{in}，q_{sin} は側方からの流入流量，流砂量であり斜面における流出解析の計算結果を用いる．k_b，p，k_s は係数であり，$k_b=0.01$，$p=0.7$，$k_s=0.01$ である．x 軸は上流端から水平にとった距離，z は基準水平面から垂直上向きに測った河床高である．濃度分布は一様と仮定し，$C=C_T$ としている．また，ϕ：流速係数で $\phi=5$ とする[2)]．

また，$C_{T\infty}$は平衡流砂濃度であり，

$$C_{T\infty} \approx \frac{Bq_s}{Q} \tag{9}$$

で表される．q_sは単位幅あたりの平衡流砂量で，広範な流砂形態に適用可能な次式を用いる[3]．

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{\bar{u}_\delta}{u_*}\tau_*^{3/2}\left(1-\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\frac{1}{(\alpha - I_f)\cos\theta}G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) \tag{10}$$

$$G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) = 1+0.1\left(\ln\left(\frac{h}{d}\right)\right)^2 (I_f)^{-0.8}\exp\left\{-2.5\left(\frac{w_0}{u_*}\right)^{0.5}\right\} \tag{11}$$

ここに，s：粒子比重，g：重力加速度，τ_*：無次元掃流力，I_f：エネルギー勾配，w_0：粒子の沈降速度である．また，α =0.875，$\bar{u}_\delta/u_*$ =4.7 である．河床材料は均一と仮定し，現地調査の結果から平均粒径d=0.4m とする．また，河床堆積層厚の評価は困難であるので，ここでは高橋ら[4]の研究を参考にして，一様に 2m と仮定し，その下に岩盤が存在 するとして，それ以下には河床侵食は起こらないものとする．

b) 初期・境界条件

初期条件は，流出解析によって求めた崩壊発生時刻における流量，水深を与える．初期の流路幅は 2m とする．河床高は 2500 分の 1 の地形図より読み取った値を用いる．

崩壊地点(x=0)における境界条件は次のようである．

$$0<t<T \text{ のとき} \quad Q = Q_0,\ h = \left(\frac{Q}{\phi B\sqrt{g\sin\theta_0}}\right)^{2/3},\ C_T = C_0 \tag{12}$$

$$T<t \text{ のとき} \quad Q = Q_{w0},\ h = \left(\frac{Q}{\phi B\sqrt{g\sin\theta_0}}\right)^{2/3},\ C_T = 0 \tag{13}$$

ここに，Q_0，C_0 はそれぞれ崩壊の流量，流砂濃度，T は崩壊継続時間である．Q_{w0}は崩壊地より上流域の流出解析によって得られた流量である．

c) 計算結果

図-3 は治山ダムにおける流量，流砂量の時間変化である．図中には崩壊地における土石流の流量 Q_0，流砂量 Q_{s0} も示している．Case D を除いて崩壊発生から約 50 秒後にピークとなっている．土石流のピーク流量 Q_p = 1,000 ～2,500 m^3/s と計算された．また，長方形波形(Case A，B)の場合，治山ダムにおけるピーク流量は上流端の流量よりも増加しているが，三角形波形の場合(Case C，D)，治山ダムと上流端における流量はほとんど同じであることが分かる．崩壊継続時間が等しい場合，応答関数 $u(t)$の波形によらずピーク流量はほとんど同じであることが分かる．

また，Case A における総流出土砂量が最も多く，43,000m^3 と計算された．一方，熊本県の調査によると，治山ダムからの総流出土砂量は 64,000m^3 であり，計算結果は調査結果より若干少ない．

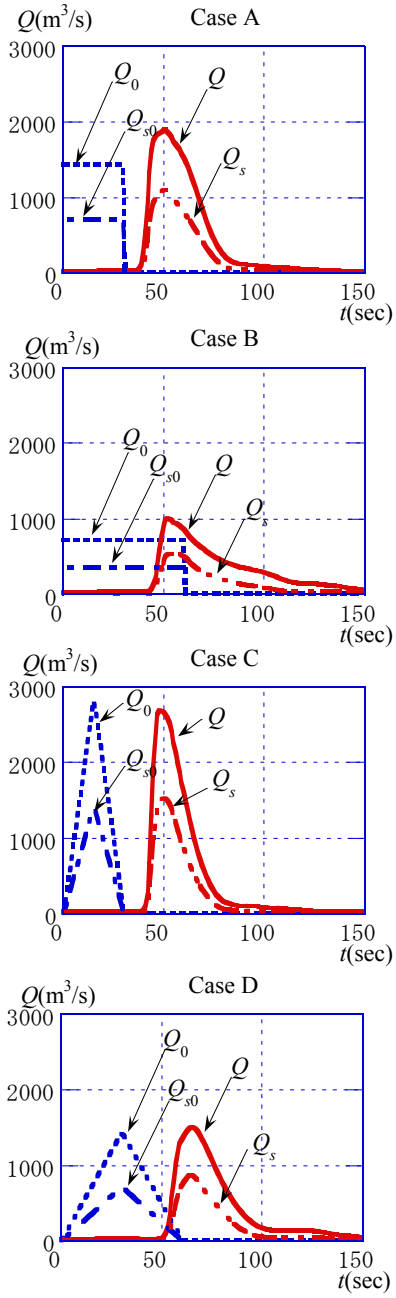

図-3　治山ダムにおけるハイドログラフ

図-4 は，A 地点における計算終了後の横断面と現地調査による実測の横断面との比較である．実測では，河床が侵食されているが，計算では堆積により河床が上昇しているのが分かる．本計算では，崩壊土砂は，流砂濃度 0.5 の土石流となって上流端から流下するものとしている．また，流砂濃度が平衡流砂濃度よりも大きい場合は土砂が堆積するものとしており，平衡流砂濃度が土石流の初期流砂濃度 0.5 よりも小さいため，土砂堆積が発生している．

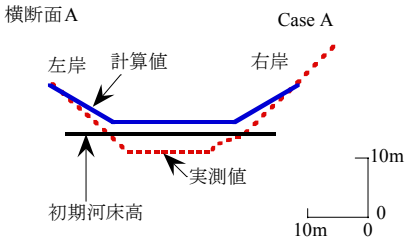

図-4　土石流通過後の横断面

4．おわりに

本研究では，崩壊土量と土石流の流砂量を応答関数で表すことにより，崩壊から土石流に遷移する数理モデルを開発した．次いで，その数理モデルを用いて，2003 年 7 月水俣市集川で発生した土石流の流出規模について調べた．その結果，治山ダムでは，崩壊発生から 50 秒後に流量はピークに達し，ピーク流量は 1,000～2,500 m^3/s であった．また，崩壊継続時間が等しい場合，応答関数 $u(t)$の波形によらずピーク流量はほとんど同じであることが分かった．

謝辞：本研究は一部科学研究費基盤研究(B)「洪水および土石流災害の統合型被害予測シミュレーションモデルの構築」（研究代表者　九州大学　橋本晴行）の補助のもとに行われたものである．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1)　Takaoka Hashimoto, Park and Hisaoka: Proceedings of XXXI IAHR CONGRESS, 2005.　2)　高岡・橋本・朴・池松・城戸・疋田：第 2 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，2004.　3)　橋本・朴・池松・田崎：水工学論文集，第 47 巻，2003.　4)　高橋・井上・中川・里深：水工学論文集，第 44 巻，2000.