

建設省土木研究所 ○下東久巳
 建設省土木研究所 水山高久
 八千代エンジニアリング(株) 井戸清雄

1. はじめに

毎年のように、土石流等による土石災害で尊い生命が失われており、その対策が急がれている。一方、山地面積が7割を占める我が国では、土石災害の発生が予想される地域に生活空間が拡がり、災害の危険性は増々高まっている。これまで、土石災害を防止・軽減する方法としては、砂防ダムや流路工等の構造物で対処してきた。しかし、全国に6万箇所以上ある土石流危険渓流に対してハードな対策だけでは費用と時間の制約により対応が難しい現状において、近年ソフトな対策の確立が重要な緊急な課題となっている。このような状況下で土石流危険区域の設定は、砂防施設計画や安全な家屋の位置・構造等具体的な対応策を考えるうえで重要であり、土石流先頭部の到達距離や方向別侵食土砂の堆積範囲など具体的な危険度の差を表した危険区域図を得ることが望まれている。土石流氾濫区域推定に関しては従来より、扇状地の土石流堆積物調査に基づく地形学的方法、既往災害資料に基づく経験的方法、ランダムウォークモデルによる確率的方法、理論的なモデルを基礎とする数値計算による水理学的方法が提案されているが、まだ十分とは言えない。ここに報告する手法は、土石流堆積物の再侵食過程をも表現できる土石流氾濫堆積シミュレーションで、水理学的手法に分類されるものである。

2. 計算モデル

本モデルは、水及び砂礫のそれぞれに連続式を立て、通常の河床変動計算を3次元に拡張したものである。水の連続式は、

$$\frac{\partial}{\partial t} (1 - C_d) h + (1 - C_*) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial \beta_x}{\partial x} + \frac{\partial \beta_y}{\partial y} = 0 \quad \text{----- (1)}$$

となる。ここに、 C_d ：土石流に含まれる砂礫の容積濃度、 h ：流動深、 C_* ：堆積層の砂礫の容積濃度、 z ：河床高、 β_x, β_y ：それぞれx及びy方向の水のみの単位幅当り流量である。砂礫の連続式は、

$$\frac{\partial}{\partial t} C_d h + C_* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial \beta_{dx}}{\partial x} + \frac{\partial \beta_{dy}}{\partial y} = 0 \quad \text{----- (2)}$$

となる。ここに、 β_{dx}, β_{dy} ：それぞれx及びy方向の砂礫のみの単位幅当り流量（流砂量）である。(1)式と(2)式は単位時間当りの流動深と河床高の変化を各々表している。x及びy方向の運動方程式は、

x方向：
$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Mu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Mv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{r} \quad \text{----- (3)}$$

y方向：
$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Nu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Nv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{r} \quad \text{----- (4)}$$

である。ここに、 M ：x方向の流量、 N ：y方向の流量、 u ：x方向の平均流速、 v ：y方向の平均

流速, β : 運動量補正係数, γ : 土石流の密度, H : 流動高(h +流動底面の標高), F_x, F_y : それぞれ x 及び y 方向の摩擦抵抗力である。(3)式と(4)式は各方向への流量の時間的変化を表している。水のみを扱っている洪水氾濫計算では, 抵抗力の項を Manning 公式を用いたせん断応力として表しているのに対し, 土石流では, 砂礫の衝突する角度 α に規制される摩擦力と, 堆積域での粗度の変化を考慮した流速の乗りに比例する摩擦力が働くと考える。摩擦抵抗力を次式で表す。

$$F_x = (\sigma - \rho) h g C_d n \cos \theta_x \tan \alpha + k (D/d) u^2 \text{-----(5)}$$

$$F_y = (\sigma - \rho) h g C_d n \cos \theta_y \tan \alpha + k (D/d) v^2 \text{-----(6)}$$

ここに, σ : 砂礫の密度, ρ : 土石流中の微細土砂の影響で増加する水のみかけ密度, $C_d n$: 土石流中で浮遊せる摩擦抵抗に寄与する粗粒子の容積濃度, θ_x, θ_y : それぞれ x 及び y 方向の堆積域の勾配, D : 堆積域での粗度高さ, d : 砂礫の代表粒径, α : 砂礫の衝突条件に基づく角度, k : 流体抵抗に関する定数である。(1)式から(4)式は, 陽的解法のリーアフロップ法によって差分化を行い解を求めた。土砂濃度の計算では, 土砂の流送形態を土石流と土砂流に区分する。それぞれの領域の土砂濃度は,

土石流:
$$C_d = \frac{\tan \theta}{(C_p - 1)(\tan \phi - \tan \theta)} \text{-----(7)}$$

土砂流:
$$C_d = \frac{C_1 \tan^2 \theta / (C_p - 1)^2}{1 + C_1 \tan^2 \theta / (C_p - 1)^2} \text{-----(8)}$$

で与える。ここに, C_1 : 実験定数 (C_p が 1.0 の場合 20, 1.0 より大きい場合 25 とする), ϕ : 砂礫の内部摩擦角である。土石流と土砂流の領域区分は,

$$\tan \theta' = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + \lambda^{-1})} \tan \phi \text{-----(9)}$$

で与え, 一般的に値 ($C_* = 0.75$, $\sigma = 2.65$, $\rho = 1.0$, $\phi = 35^\circ$) を(9)式に代入し, 実験定数 $\lambda = 1.0$ とすると $\tan \theta' = 0.268$ となる。(9)式で表される境界では土砂濃度が不連続的となるため, 計算を安定化させる目的で(8)式の実験定数を一部修正して用いることにした。

各格子への流入・流出土砂濃度は, 河床高の差を単距離で除算して求めた勾配 $\tan \theta$ を利用し, (7)式又は(8)式により計算する。但し, 流量又は河床高の差が負となった場合には, 土砂濃度を 0% とする。また, 格子から流出する土砂量の合計が, その格子に存在する土砂量よりも大きくなつた場合は修正を行う。各格子内の土砂濃度は試算の結果より, 格子に流入・流出する流動体と, 既に格子に存在する流動体の平均値として求めることにした。

土石流の氾濫計算は, 新しいステップの流動深と河床高を, 各方向の運動方程式より求めた流量と土砂濃度の計算結果を, 砂礫と水の連続式に代入し, 両式を整理して求めて進められる。

3. 実験の概要

土石流氾濫計算の結果は, 実験の結果と比較することでその適合性を検討した。実験に用いた扇状地の模型は, 長崎県全域の $1/5,000$ の地形図より約 500 箇所の土石流危険区域を拾い出し, 土石流扇状地の平均的特徴等を調べた資料を基に, 縮尺 $1/20$ 程度で扇頂部の拡角 60 角, 長さ 10 m, 平均勾配 5.5 度とした。水路は, 過去の土石流災害調査資料を基に, 平均勾配 21 度, 長さ 12 m, 幅 20 cm とした。実験材料は, 最大粒径 20 mm, 平均粒径 2 mm, 最小粒径 0.1 mm の混合砂を使用した。土砂は 0.36 m を上流の

水路内に厚さ10 cm程度で敷均した。流量は1.5 m^3/sec を合計4分間与えたが、土石流の堆積及び侵食過程の時間的变化をとらえるため4回に分け、重ね合わせによる実験とした。

4. モデル定数の検討

土石流の堆積形状に影響を与えると考えられる5種類のパラメータの変化が計算結果に与える影響を試算によって調べた後、実験の堆積形状を初期河床として侵食・再堆積過程の再現計算を行った。まず、 τ - ρ 摩擦力項に含まれる微細土砂を含む水の密度である ρ を変化させて計算した。 $\rho = 1.2$ とすると実験結果と比較的良く一致する。 $\rho = 1.0$ では、堆積範囲は小さくなり堆積深は大きくなる。 $\rho = 1.4$ では、 τ - ρ 摩擦力の低下により堆積範囲は拡がるが予想されたが、横方向への拡がりは見られないものの、流下方向に口逆に氾濫範囲がせまくなる結果となったがその差は小さいものであった。流体抵抗に関する定数を λ を0.01から0.07まで変化させた。 λ の値が小さくなると堆積範囲は若干下流に伸びる傾向がある。流動体フロント部の停止を判定する水深 ε の値を0.01から0.000/mまで変化させたがその差は僅かであった。侵食過程の試算の結果、横方向の運動量が卓越する傾向があるが、流下方向の運動量補正係数 β を1.5から2.5まで変化させてその影響を調べたところ、僅かに下流に伸びる傾向が見られた。式(7)(8)により求めた土砂濃度(以後、これを流送能力と呼ぶ)を用いて計算を実行すると、谷の出口付近に土砂が堆積し過ぎる結果となる。これは、式(7)(8)は定常状態におけるものであり、本解析のように非定常流れで、かつ短い距離の格子間の計算には適用し難い面があるためと考えられる。そこで、便宜的に流送能力を可変パラメータとした場合の計算を行った。図-1のように、流送能力を1.7から2.4倍と大きくすると実験結果に近い状態となる。以上堆積形状に影響を与えそうなる5種類のパラメータを選びその計算結果に与える影響を調べた結果、流送能力が最も影響のある因子で、他のパラメータによる堆積形状への影響力は少ないことが明らかとなった。

土石流堆積物も侵食され下流に再堆積する過程を計算した結果を図-2に示す。著者らが指摘しているように、侵食流路や再堆積域の方向は偶然性に支配され決定論的な本モデルでは本来完全に表現することはできないが、計算の結果は実験の現象を比較的良好に説明している。

5. 砂防施設の効果評価への利用
砂防ダム等によってどの程度氾濫区域が減少するか、砂防施設の効果を

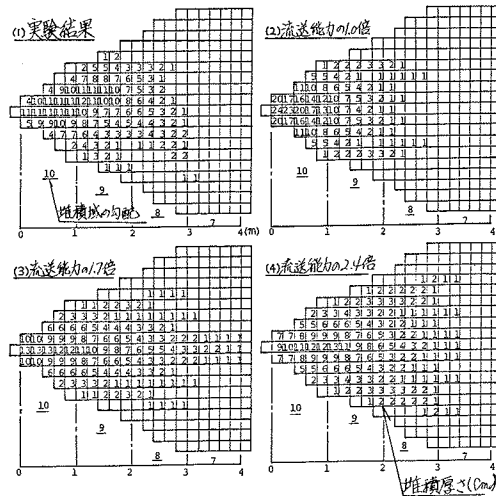


図-1 流送能力の違いによる堆積形状の差

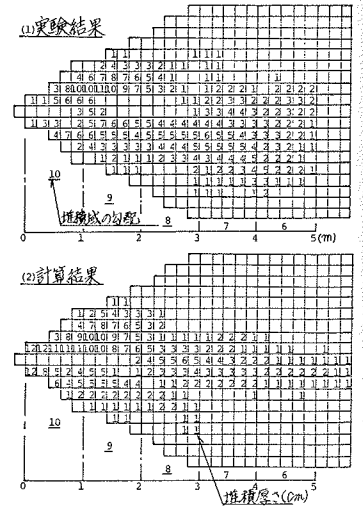


図-2 侵食再堆積の計算

評価する一手法として本モデルを適用した。計算

では谷の出口の格子に与える初期地盤高を高くすることによって砂防ダムとし、その高さを変化させて、砂防ダムの規模による堆積状況の違いを調べた。条件としては流量 $5.3 \text{ } \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$ 、土砂濃度40%

の土石流を30秒間与え、さらに後続流として $1.5 \text{ } \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$ の清水を180秒間与えた。計算結果を図-3に示す。ダム高が25cm程度では、土砂の堆積状況は砂防ダムが無い場合と余り変わらない。ダム高が50cmになると流出土砂量は当初12%、後続流

で30%程度と少くなる。さらにダム高が65cmになると、当初、土砂は全てカットされ水のみ堆積域へ流下する。しかし、後続流により少量(全体の2%)の土砂が流出する。この再侵食過程における土砂の氾濫は実際にも起こる現象で、後続流による土砂流出も含めて砂防ダムの規模を決定しなければならぬこととなる。今回、砂防ダムの効果に関する実験は行っており、本モデルの適合性は検討していないが、砂防施設の効果評価はこの種のシミュレーションの有効な利用法の1つ

である。

6. 破壊されない家屋(障害物)が堆積域に存在した場合の計算

堆積域のある格子に家屋を障害物として設定した場合の影響を調べた。計算の検証はPR用の小型模型を用いた。本モデルと高橋のモデルによるシミュレーション結果を図-4に示す。土砂の堆積範囲や堆積厚さ、破壊されない建物の周囲の堆積状況、扇状地河道内の堆積について本モデルは良く表現しており、家屋や微地形の影響を調べるにも有効な手法であることとなる。今後、実際の現象に対して本モデルの適合性の検討を行う必要があるが、本モデルでは比較的柔軟に対応できると考える。

参考文献

- 1) 芦田和男他:扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究, 自然災害特別研究研究成果, 昭和57年8月
- 2) 高橋 保, 辻本浩史:土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション, 京大防災研究所年報第27号B-2, 昭和59年。

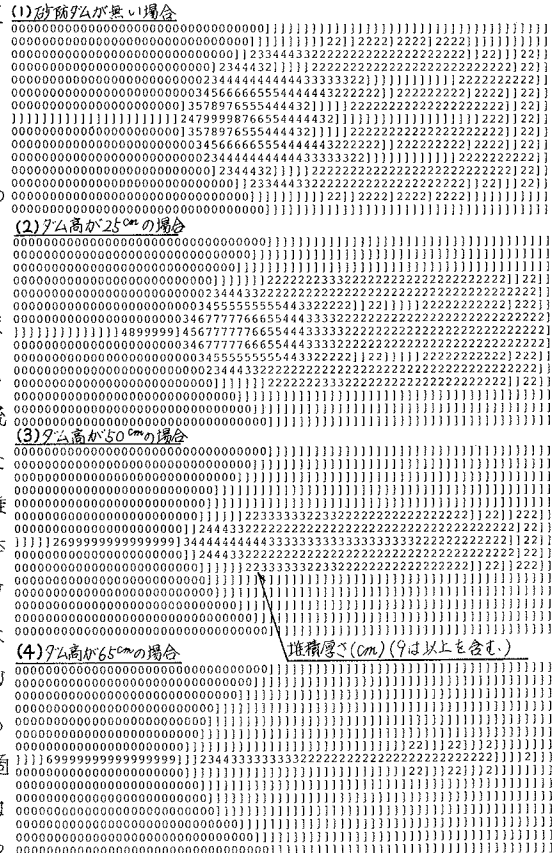
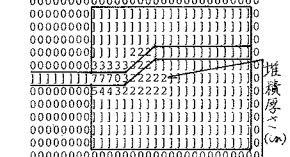
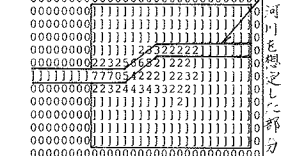


図-3 砂防ダム高による堆積形状の差

(1) 実験の結果



(2) 本モデルによる計算結果



(3) 高橋のモデルに準拠した計算結果

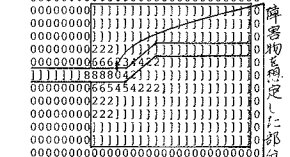


図-4 破壊されない家屋等が存在した場合の堆積形状