

透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測法

SEDIMENT RUNOFF SIMULATION OF THE BASIN WITH SLIT SABO DAMS

加藤陽平¹・檜谷治²

Yohei KATO and Osamu HINOKIDANI

¹正会員 工修 いであ株式会社 大阪支社水圏部 (〒559-8519 大阪市住之江区南港北1-24-22)

²正会員 工博 鳥取大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)

Recent years, slit Sabo dams have been installed for their function to prevent debris flow disaster and conserve continuity of water and sediment flow simultaneously. Because the sediment transportation is a phenomenon for a long term, numerical simulation models for sediment runoff are necessary to clarify the effect of the slit Sabo dams. However, though there are many simulation models to predicting the sediment runoff, the methods for modeling the slit dams have not been established. Therefore, the authors developed a numerical simulation model for sediment runoff simulation of the basin with slit Sabo dams by combining a rainfall runoff model and a quasi-2D bed variation model. It is applied to the Ogamo river basin in Tottori prefecture, Japan. This paper reports the method of developing the model and the results of the estimation of the sediment runoff.

Key Words : *Slit Sabo dam, sediment runoff, rainfall runoff, quasi-2D numerical analysis*

1. はじめに

1998年に流砂系総合土砂管理の概念が提唱されて以降、山地部から河川、海岸に至るまでの流砂系一貫した土砂管理が全国的に行われるようになった。砂防分野では土石流災害防止と下流域への必要土砂の確保を狙い、透過型砂防堰堤を用いた砂防事業、いわゆる「流す砂防」が近年全国的な広がりを見せている。しかし、透過型砂防堰堤周辺における土石流非発生時の土砂動態に関する研究・報告事例¹⁾は少なく、「流す砂防」の効果は十分に把握できていない状況にある。

本研究は「流す砂防」の効果検証を目的としており、既報²⁾では天神川水系の支流赤岩川に設置された福原2号砂防堰堤を対象とし、現地モニタリングと数値解析により2011年台風12号出水時の土砂動態の解明を試みた。その結果、透過型砂防堰堤の上流側ではスリット開口部の天端高以上まで堆砂が生じること、流木捕捉や平面的な流れの発生により砂成分が堆積することが明らかになった。また、流量・地形・河床材料の現地データを与えることで、一般的な流砂量式を用いた一次元河床変動モデルにより堆砂状況を再現し、透過型砂防堰堤からの土砂流出量を推定できることがわかった。

ここで「流す砂防」の効果を検証しようとするれば、河

川や海岸に土砂が到達するまでの年単位の時間スケールと、砂防基準点等までといった全流域レベルの土砂流出量を予測する必要がある。しかし既報のモデルは時間ステップ Δt が0.2secと短く長期的計算に不向きであることと、流域内の全溪流の流量・地形・河床材料のデータをいかにして取得あるいは推定するかが問題となる。一方、既往の研究をレビューしたところ、長期間・全流域を対象とした土砂流出予測法が考案されているものの、透過型砂防堰堤がモデル化された事例はなかった。そこで本研究では、透過型砂防堰堤を物理的に表現した新たな土砂流出予測法の構築を試みた。本稿ではモデル構築手法、流域データの作成方法、および実績土砂動態の再現結果について述べ、天神川水系小鴨川流域の全砂防堰堤を考慮した土砂流出量の試算結果について報告する。

2. 土砂流出モデルの構築

(1) 既往の土砂流出予測法のレビュー

表-1は江頭³⁾による既往の土砂流出予測法のまとめを著者が編集したものである。既往のモデルは、降雨流出解析により流域内の河道流量を推定し、流砂量を算出する手法となっている。河道水量の算定には等流計算が用いられる事例が多いが、大木ら、中澤らのように平野

表-1 既往の土砂流出予測法³⁾

| 研究者 | 斜面・河道網の生成 | 降雨流出解析 | 河道水理量 | 砂防堰堤 | 流砂形態 |
|------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|--------------------|-------|-----------------------|
| 砂田・長谷川 ⁴⁾ | GISデータに基づく流域地形モデル, 河道網の生成 | 表面流: 流出関数法 | 等流 | 等流で表現 | 掃流砂, 全流砂量 |
| 江頭・松木 ⁵⁾ | 地形図による単位河道の合成, 単位河道へ接続する斜面 | 表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則 | 等流 | | 掃流砂, ウォッシュロード |
| 市川・佐藤・椎葉・立川・寶 ⁶⁾ | GISデータに基づく斜面素片およびその集合体 | 表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則 | 等流 | | 土石流〜掃流砂 |
| 高橋・井上・中川・里深 ⁷⁾ | 地形図に基づく河道モデルとそれに接続する斜面 | 表面流: kinematic wave | 等流 | | 土石流〜掃流砂, ウォッシュロード |
| 大木・小島・川津・永田・加藤 ⁸⁾ | 地形図, 単位河道の合成, 単位河道へ接続する斜面 | 表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則 | 山地: 等流 平野: 不等流 | 等流で表現 | 掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロード |
| 中澤・中津川 ⁹⁾ | 流域を3次メッシュで分割 | 3段タンクモデル 蒸発散量を考慮 | 上流: 等流 中下流: 不等流 | | 掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロード |

部においては不等流計算を用いる手法もある。

地形データについて、砂田ら、市川らはGIS数値標高データから落水線理論に基づき疑河道網を生成する手法を採用している。この手法では数値情報から流域モデルを機械的に生成できるため、大流域であっても比較的容易にモデル化できる特徴を持つ。一方、江頭ら、高橋ら、大木らは地形図をもとに流域・河道諸元を読み取る手法を採用している。この手法ではデータの作成に時間がかかるものの、擬河道網とは異なり実際の河道の位置や標高等を表現できるという長所がある。

砂防堰堤のモデル化については、砂田ら、大木らのモデルに事例があるが、主に不透過型砂防堰堤を対象としたもので、等流計算時の河床勾配や川幅を調整することで堰堤を表現している。表-1に挙げた研究において透過型砂防堰堤を物理的に表現した事例はなかった。

(3) 透過型砂防堰堤を考慮した土砂流出モデルの構築

砂防堰堤上流の背水を表現するとともに、全流域・長期間の計算の迅速化を狙い、以下のモデル化を試みた。

- ①降雨流出解析モデルと河床変動モデルの組み合わせにより土砂流出モデルを構築する。
- ②降雨流出解析モデルは、前例の多いkinematic wave法とダルシー則を用いた手法を採用する。
- ③ Δt を大きく設定し、かつ砂防堰堤周辺の背水を考慮するため、河床変動モデルの河道水理量算定には不等流方程式を採用する。降雨流出解析により算出した地点流量を入力することで流量の伝播を表現する。

a) 降雨流出解析の支配方程式

江頭ら³⁾は、支流の合流点から次の合流点までをひとつの単位河道、その左右岸の斜面を単位斜面と定義し、それらの接続によって流域をモデル化している。本研究では単位河道内の河床勾配の緩急を詳細に表現するため、単位河道を任意の区間距離 Δx で分割できるモデルを作成することにした。単位斜面の流れは、表面流（表層）、中間流（A層）および基底流（B層）の3層を想定する。単位斜面の支配方程式は式(1)-(5)のようになる。

$$\frac{\partial(h_s + \lambda h_A)}{\partial t} + \frac{\partial(q_s + q_A)}{\partial x} = (R - f_A) \cos \theta \quad (1)$$

$$\frac{\partial \lambda h_B}{\partial t} + \frac{\partial q_B}{\partial x} = (f_A - f_B) \cos \theta \quad (2)$$

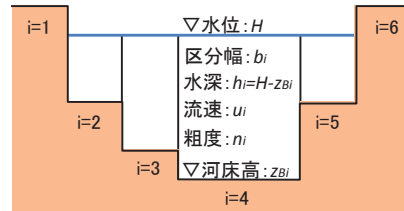


図-1 河床変動モデルの横断イメージ

$$q_s = \frac{1}{N} h_s^{5/3} \sqrt{\sin \theta} \quad (0 \leq h_s) \quad (3)$$

$$q_A = k_A h_A \sin \theta \quad (0 \leq h_A \leq D_A) \quad (4)$$

$$q_B = k_B h_B \sin \theta \quad (0 \leq h_B \leq D_B) \quad (5)$$

ここに、 h : 水深、 q : 単位幅流量、 R : 雨量強度、 f : 浸透能、 λ : 空隙率、 D : 層厚、 N : 等価粗度、 k : 透水係数、 θ : 斜面勾配である。添字 $S \cdot A \cdot B$ はそれぞれ表層・A層・B層のパラメータであることを示す。

単位河道の支配方程式は以下のようになる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \sum (q_s + q_A + q_B) \quad (6)$$

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{I_b} A^{5/3} / B \quad (7)$$

ここに、 A : 河積、 n : 粗度係数、 I_b : 河床勾配、 B : レジーム則による川幅である。

なお、透過型砂防堰堤はすぐに満水となることが予想される（例えば福原2号砂防堰堤の貯砂容量は1700m³であり、2011年洪水のピーク流量約10m³/sが流入した場合、170秒で満水になる）ため、降雨流出モデルにおいては堰堤による流量貯留を考慮しないこととした。

b) 河道水理量の支配方程式

水位のせき上げを表現でき Δt が数secであっても安定した解を求められる手法として、不等流方程式を採用する。また、出水規模に応じた川幅の変化を表現するため、図-1のような階段状の横断形状を入力条件とし、水理量を準二次元不等流方程式¹⁰⁾(8)-(10)で求める。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{gA} \sum_i (u^2 b h)_i + H \right] = I_{em} \quad (8)$$

$$Q = \sum_i (u b h)_i \quad (9)$$

$$\frac{n_i^2 \cdot u_i^2}{r_i^{1/3}} S_{bi} = A_i I_e \quad (10)$$

ここに、 g ：重力加速度、 A ：河積、 u ：流速、 b ：河床幅、 h ：水深、 H ：水位、 I_{em} ：区間平均エネルギー勾配¹¹⁾、 Q ：流量（降雨流出解析値）、 n ：粗度係数、 r ：径深、 S_b ：潤辺、 I_e ：エネルギー勾配である。添字 i は図-1 のように横断方向に区分した場合の左岸側からの通し番号である。

式(8)-(10)で常流の解が得られない場合、式(10)の I_e を河床勾配とし、式(9)との連立により等流計算を行う。ここで河床勾配は当該断面と1断面下流断面の水面下の平均河床高の差と区間距離により算出する。

砂防堰堤断面では本間式¹²⁾による水位を与える。

$$Q = 0.35 B_s \sqrt{2g(H - z_w)^3} \quad (11)$$

ここに、 B_s ：砂防堰堤開口部の幅、 z_w ：砂防堰堤開口部の敷高である。

c) 流砂・河床変動の支配方程式

横断区分それぞれ個別の河床高、流砂量、粒度分布を計算できるよう、本研究での新たな試みとして式(12)-(16)によるモデル化を行う。

河床高は以下の河床位方程式により算定する。

$$(1 - \lambda_k) \frac{\partial z_{bi}}{\partial t} + \frac{1}{B_b} \frac{\partial Q_b}{\partial x} = \sum_k (c_{bk} w_{fk} - E_{ik}) \quad (12)$$

$$Q_b = \sum_i \sum_k b_i q_{bik} \quad (13)$$

ここに、 z_b ：河床高（図-1参照）、 B_b ：水面幅、 λ ：空隙率、 Q_b ：全掃流砂量、 c_b ：浮遊砂の基準面濃度、 w_f ：浮遊砂沈降速度、 E ：浮遊砂浮上量である。添字 i は横断区分番号、添字 k は粒径番号を示す。

掃流砂量は芦田・道上式、浮遊砂浮上量は板倉・岸式により算出する。流砂量算定の際の摩擦速度、無次元掃流力および有効無次元掃流力は断面平均の水量と横断区分ごとの平均粒径から次式により算出する。

$$u_* = \sqrt{gRI_{em}}, \quad \tau_{*k} = \frac{u_*^2}{sgd_k}, \quad \tau_{*ei} = \frac{u_{*ei}^2}{sgd_k} \quad (14)$$

$$u_{*ei} = U \left[6.0 + 2.5 \log \frac{R}{d_{mi}(1 + 2\tau_{*mi})} \right] \quad (15)$$

ここに、 u_* ：摩擦速度、 R ：断面平均径深、 τ_* ：無次元掃流力、 τ_{*e} ：有効無次元掃流力、 u_{*e} ：有効摩擦速度、 s ：砂の水中比重、 d ：粒径、 U ：断面平均流速、 d_m ：平均粒径、 τ_{*m} ： d_m に対する無次元掃流力である。

浮遊砂の基準面濃度 c_b はRouse分布を用い、断面平均浮遊砂濃度から換算する。断面平均浮遊砂濃度 c は次式により算出する。

$$\frac{\partial c_k A}{\partial t} + \frac{\partial c_k Q}{\partial x} = \sum_i b_i (E_{ik} - c_{bk} w_{fk}) \quad (16)$$

交換層と下層（記録層）の粒度分布については芦田・街頭・劉の手法¹³⁾により算定する。

砂防堰堤からの土砂流出条件については、既報²⁾同様に平均河床高が開口部敷高に至るまで掃流砂が流出せず、満砂後は堰堤の一断面上流の掃流砂量と等しくなる条件とした。なお、浮遊砂の流出には制限を設けていない。

3. 透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測

(1) 計算領域および計算期間

降雨流出モデルでは小鴨川4.0kpにある河原町観測所（図-2参照）の流量を再現するため、国府川合流点までを計算領域とする。一方、河床変動モデルでは小鴨川河道直轄管理区間へ流入する土砂量を予測するため、清水谷川合流点（小鴨川16.4kp）までを計算領域とする。

また、福原2号砂防堰堤では2002年に国土交通省が、2010年および2011年に著者らが測量を行っており、この

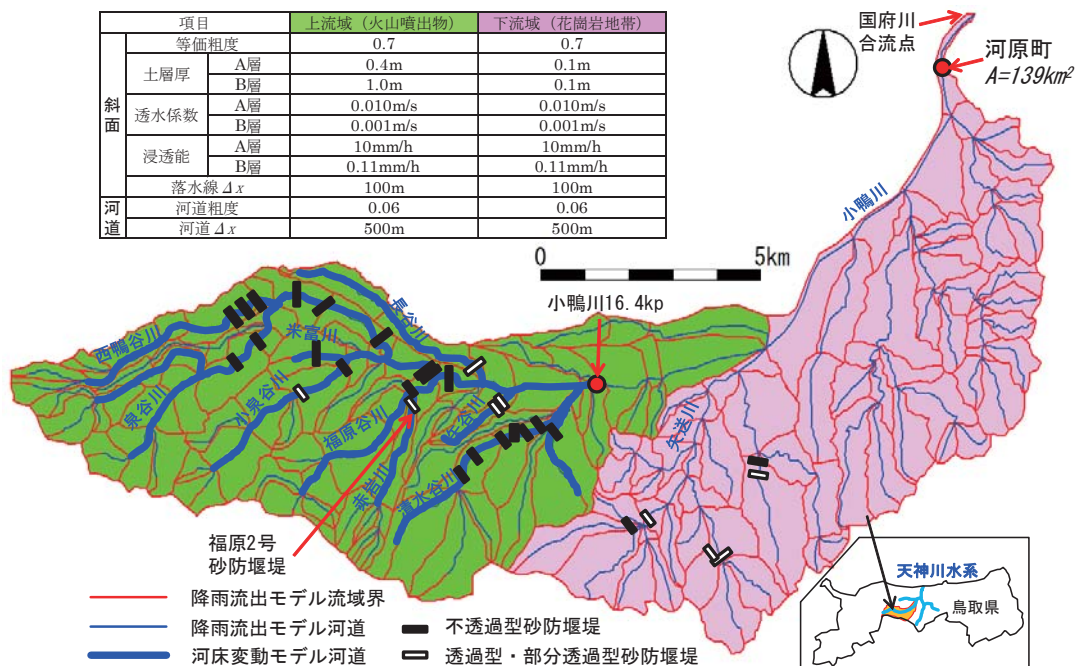


図-2 小鴨川流域土砂流出モデルの概要

期間の河床変動状況を再現するため、2002年1月から2011年12月までを計算期間とする。

(2) 降雨流出現象の再現

a) 地形データの生成

降雨流出モデルのデータ生成は次の①～③手順で実施した。流域界と単位河道網は図-2のとおりである。小鴨川流域を単位斜面328枚(平均面積0.4km²)、単位河道164本(平均延長1.3km)に分割したところ、GISを導入することでデータ生成は数日間で完了した。

- ①電子国土、および基盤地図情報¹⁴⁾10mメッシュDEMデータをGIS(カシミール3Dを使用)で読み込む。
- ②電子国土で青く着色された河川、およびそれに流入する目立った谷を河道として扱い、単位斜面の流域界・落水線、および単位河道のラインを設定する。
- ③単位斜面の面積・落水線長・落水線勾配、および単位河道の延長・河床高をGISで計測する。

b) 降雨流出現象の再現

降雨流出モデルの精度を確保するため、実績流量の再現計算を行う。検証地点は国土交通省の河原町観測所(小鴨川4.0kp)、および2011年に著者ら²⁾が流出量を調査した赤岩川(福原2号砂防堰堤)とする(図-2参照)。小鴨川流域の地質は上流域では火山噴出物、下流域では花崗岩が分布している。地質の違いを踏まえて上流域については赤岩川流量を、下流域については河原町流量を再現できるパラメータ(図-2参照)を設定した。単位斜面に与える雨量については、欠測補間と空間補填を目的とし、小鴨川流域を地形や地質が類似している6つの地域に分け、近隣の地上観測所雨量を平均化することにより設定した(図-3)。計算期間は2002年1月1日から2011年12月31日とし、全期間の降雨をモデルに与えて降雨流出解析を行った。初期値として式(1)(2)の h_s 、 h_A 、 h_B 、および式(6)のAをそれぞれゼロとし、土壤水分がない状態から計算を開始した。図-4は2011年洪水時の赤岩川の流量再現計算結果であり、洪水波形を概ね再現できている。図-5は河原町観測所の2002年から2011年の全出水の流量再現結果である。平均年最大流量180m³/s以上の5洪水を見ると、多少の誤差があるが概ね再現できている。また小規模の出水についても概ね再現できている。

(3) 砂防堰堤堆砂状況の再現と土砂流出量の推定

a) 地形データの生成

河床変動モデルのデータは次の①～③の手順で生成した。対象河道と砂防堰堤の位置は図-2のとおりである。

- ①基盤地図情報5mメッシュDEMデータ(2010年2月版)をGIS(本研究ではiRIC¹⁵⁾)を使用)で読み込み、土砂流出量を評価する河道(本研究では砂防堰堤が設置されている河道)の横断形状データ(図-6)を作成する。
- ②横断形状データから区分ごとの幅・平均河床高を算出し、階段状地形データを作成する。図-6は赤岩川の小

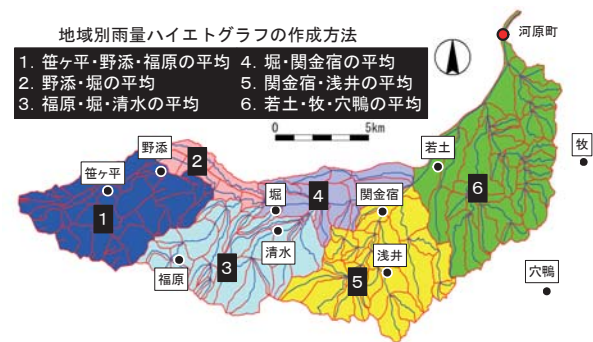


図-3 雨量データの設定

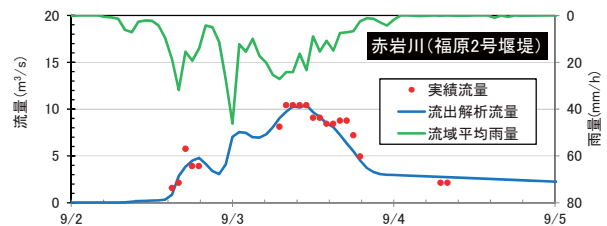


図-4 2011年洪水の流量再現結果(赤岩川)

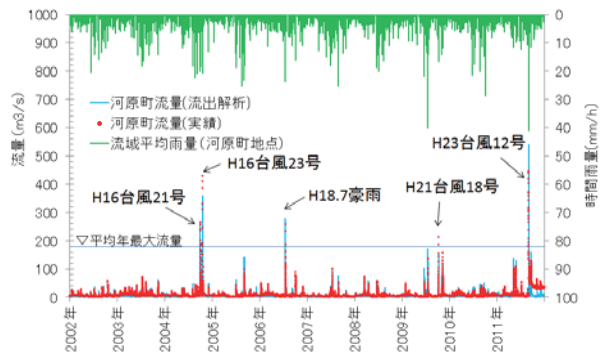


図-5 全出水の流量再現結果(河原町観測所)

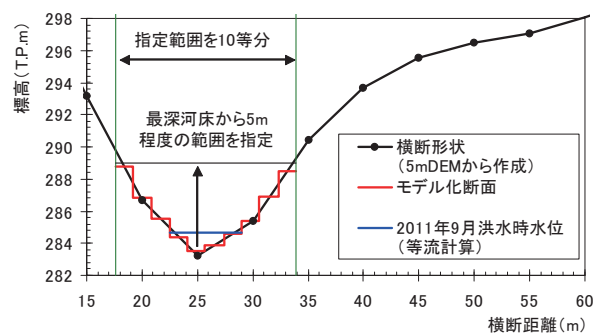


図-6 赤岩川(0.95km地点)の横断形状データ作成例

鴨川合流点から0.95km地点の横断形状データ作成例である。最深河床+5m程度までの範囲を指定して横断方向に10等分し、各横断区分の平均河床高を算出した。なお、福原2号砂防堰堤から0m、20m、40m断面は2002年測量断面²⁾を用いて横断形状データを作成した。

b) 福原2号砂防堰堤の河床変動再現

河床変動モデルの精度を確保するため、福原2号砂防

堰堤の河床変動再現計算を行う。まず計算領域について図-7に示す福原谷川・赤岩川の河床縦断面図を用いて説明する。ここで、江頭ら³⁾は河床勾配と土砂移動形態の関係について以下①②のようにまとめている。

- ①土石流は河床勾配12~15°より急な領域で発生し、河床勾配4~10°程度の領域で堆積する。
- ②4~10°の土石流堆積物は出水により掃流砂・浮遊砂として下流に移動する。

式(12)-(16)は掃流砂・浮遊砂を対象としたものであるから、本研究では4~10°の領域（以下、土石流堆積領域）を上流端（図-7においては3.2km地点まで）とし、それより下流の領域をモデル化する。

区間距離 Δx については、河床形状を評価しない区間では200mピッチとし、砂防堰堤周辺では堆砂容量を表現し河床形状を再現するため、 $\Delta x=20m$ と設定した。

流量については降雨流出解析結果を入力し、2002年から2011年の出水のうち小鴨川16.4kp地点流量が $20m^3/s$ 以上の出水（毎年の梅雨期の流量相当）を計算対象とした。 Δt は大規模出水時に小さく、小規模出水時に大きくなるよう3~20secの間で設定すると、著者のPC（Windows7 64bit）では10年間の計算を8時間程度で完了できた。

初期河床材料の設定については、福原2号砂防堰堤の河床材料をもとに、人頭大の石が多く見られる実態を踏まえて、最大粒径が500mmとなるよう調整を施した（図-8）。また、土石流堆積領域では河床材料調査結果がないため、以下①②のように設定することとした。

- ①赤岩川の平均年最大流量時（約 $5m^3/s$ ）の移動限界粒径は、土石流堆積領域では500~900mm程度である（図-7）。土石流として運搬された粒径1000mm程度以上の巨石は同領域に残留していると推定できる。
- ②福原2号砂防堰堤の河床材料をもとに、最大粒径を1000mmとした粒度分布を作成する。粗い成分の含有率を調整して河床変動計算を行い、福原2号砂防堰堤の堆砂形状に見合った粒度分布を推定した（図-8）。

計算条件を表-2のように設定し河床変動計算を実施したところ、図-9のような結果が得られた。Case1は土石流堆積領域の河床材料を勾配4°以下の領域と同じとした場合であり、勾配4°以下の領域で河床が3m程度上昇した。これは土石流堆積領域からの土砂流入量が過多であることに起因している。Case2では図-8のように土石流堆積領域の500mm以上の成分が50%となるよう調整したところ、2011年9月の堆砂形状を概ね再現できた。なお、既報（ $\Delta t=0.2sec$, $\Delta x=2.0m$ ）と今回のCase2（ $\Delta t=3\sim 20sec$, $\Delta x=20m$ ）の再現精度に大きな違いがなく、 $\Delta t \cdot \Delta x$ の設定に問題がないことが伺える。実測値と計算値が異なる箇所については次のように分析する。

- ①0.91km地点の計算値が実測値よりも高い。この地点では2002年に測量されていないため2010年DEMデータから河床高を設定したが、DEMデータは2010年7月測量結果に比べ1m程度高い。同地点の2011年9月洪水時

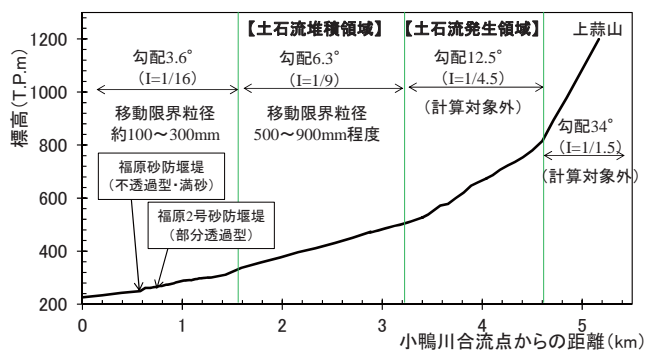


図-7 福原谷川・赤岩川の河床縦断面図

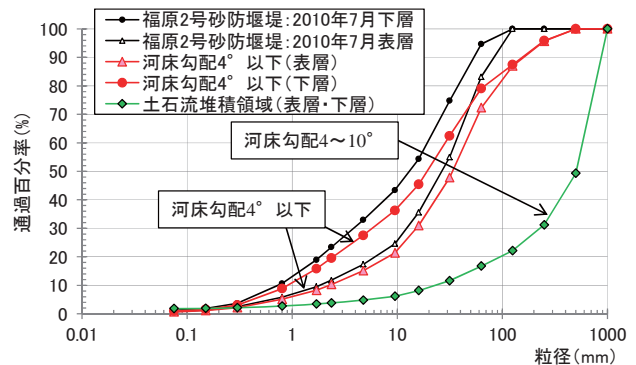


図-8 初期河床材料粒度分布

表-2 河床変動・土砂流出計算条件

| 項目 | 設定条件 |
|------------|--|
| 計算区間 | 小鴨川16.4kpから砂防堰堤が設置されている渓流の土石流堆積領域(河床勾配4~10°)まで |
| 計算期間 | 2002年1月~2011年12月 |
| 計算対象洪水 | 小鴨川16.4kp地点流量 $20m^3/s$ 以上の出水(梅雨期に発生するピーク流量 $20\sim 30m^3/s$ の洪水を考慮) |
| 流量配分 | 降雨流出解析結果から作成 |
| Δx | 砂防堰堤周辺は $\Delta x=20m$ 、それ以外は $\Delta x=200m$ とする |
| Δt | $\Delta t=3\sim 20sec$ (流量規模で可変) |
| 初期河床高 | 基礎地図情報5mDEM(2010年2月版) +福原2号砂防堰堤2002年測量 |
| 初期河床材料 | 福原2号砂防堰堤地点の2010年7月調査結果から作成 |
| 粗度係数 | 全区間 $n=0.060$ |
| 固定床 | 砂防堰堤・床固地点は初期河床高を固定床とした 初期河床高-2mに岩盤があると仮定し固定床とした |
| 上流端供給土砂量 | 【平衡給砂条件】 掃流砂・浮遊砂を上流端の粒度分布・掃流力により算定 上流端の粒度分布は不変 |
| 砂防堰堤流出土砂量 | 浮遊砂:流量×浮遊砂濃度が流出する 掃流砂:平均河床高が堰堤天端に達するまでは流出なし 天端に達した場合は1断面の上流の掃流砂が通過 |
| 砂防堰堤形状 | 福原2号砂防堰堤: $Bs=7.6m$, $Zw=277.1m$ その他、国土交通省提供の砂防堰堤諸元から設定 |
| 感度分析ケース | Case1: 土石流堆積領域の粒度分布が勾配4°以下と同じ場合 Case2: 土石流堆積領域の粒度分布を粗く設定した場合 |

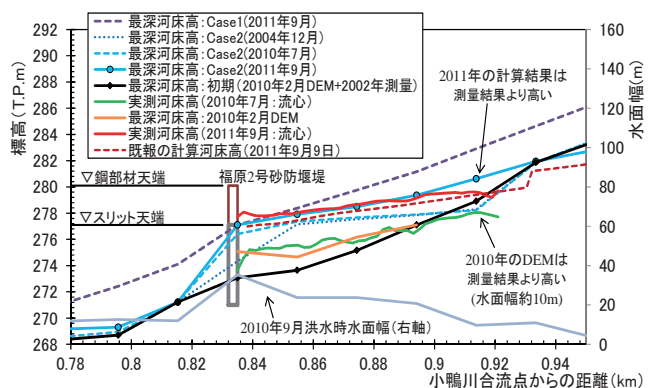


図-9 福原2号砂防堰堤の河床縦断面形状再現結果

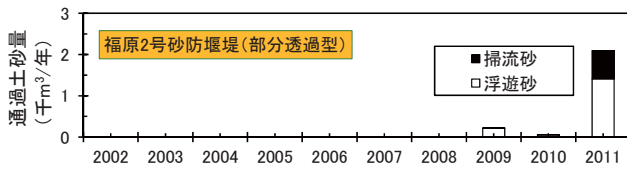


図-10 福原2号砂防堰堤の土砂流出量

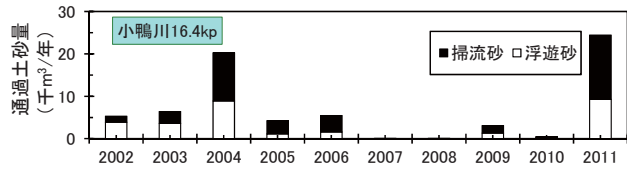


図-11 小鴨川16.4kpの土砂流出量

水面幅計算結果(図-9)は約10mと狭く、川幅が狭い箇所ではDEMデータが溪床の最深部を捉えていないため誤差が生じていると考えられる。同地点の計算誤差は初期河床高の設定に問題があったと考えられる。

- ②2010年7月時点の計算値と実績値を比べると、計算値が全体的に高い。また洪水が頻発した2004年(図-5)の12月の計算値を見ると、すでに2010年7月の実測値より高くなっている。これは上流端の土砂供給が山腹崩壊等の土砂生産イベントと無関係な条件になっていることと、堰堤地点の浮遊砂流出条件に問題があると考えられる。図-10はCase2の福原2号砂防堰堤からの土砂流出量であるが、2002年から2008年の間はほとんど土砂が流出していない。式(16)において堰堤地点の浮遊砂流出量は断面平均濃度×流量で計算されるが、湛水深が深く河積が大きい断面ほど濃度が薄く計算され、浮遊砂流出量が少なく見積もられるためである。
- ③スリット部直上流の堆砂形状が再現されていない。これは既報においても同様で、満砂後に掃流砂が全て流出する条件を用いていることが問題のようである。掃流砂流出量をスリット部の掃流力から算出する手法¹⁾を用いれば改善される可能性がある。

c) 土砂流出量の推定

全砂防堰堤(図-2参照、不透過型・透過型含む)を考慮し小鴨川16.4kp地点の土砂流出量を試算した(図-11)。予測値の精度を向上させるには、福原2号砂防堰堤以外の河床材料調査や堆砂量検証を要する。

4. 結論

本研究で得られた結果と課題を次のようにまとめる。

- (1) 降雨流出解析および準二次元不等流河床変動の組み合わせにより土砂流出予測モデルを構築した。基盤地図情報DEMデータ、地上雨量データ、および砂防堰堤地点の河床材料データがあり、かつ検証対象となる流量・堆砂測量データがあれば、透過型砂防堰堤上流の10年間の河床変動を概ね再現できることがわかった。
- (2) 流れの計算に不等流方程式を用いることで Δt および Δx を既報²⁾よりも大きく設定でき、既報と同程度の河

床変動の再現精度を確保しながら、小鴨川16.4kp地点までの全砂防堰堤を考慮した土砂流出計算を迅速に行うことができた。

- (3) 福原2号砂防堰堤が満砂する以前の堆砂形状を再現するには至らなかった。精度向上のために、土石流堆積領域における土砂供給条件、および砂防堰堤満砂前の土砂流出条件について、実態把握とそれに応じたモデルの修正が課題となる。

謝辞：国土交通省倉吉河川国道事務所より多数の資料を提供いただきました。また、鳥取大学工学部水工研究室の皆様には、現地調査や論文作成にあたりご協力をいただきました。ここに記して心より謝意を申し上げます。

参考文献

- 1) 芦田, 江頭, 村岡, 里深: 砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第30号B-2, 1987.
- 2) 加藤, 檜谷, 梶川: 透過型砂防堰堤周辺の土砂動態特性, 水工学論文集, 第57巻, I_973-I_978, 2013.
- 3) 芦田・江頭・中川: 21世紀の河川学, 第6章, 京都大学学術出版会, 2008.
- 4) 砂田, 長谷川: 国土数値情報に基づく山地河川水系全体における土砂動態モデル化の試み, 土木学会論文集 No.485/II-26, pp.37-44, 1994.
- 5) 江頭, 松木: 河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法, 水工学論文集, 第44巻, pp735-740, 2000.
- 6) 市川, 佐藤, 椎葉, 立川, 宝: 山地流域における水・土砂動態モデルの構築, 京都大学防災研究所年報, 第42号B-2, 1999.
- 7) 高橋, 井上, 中川, 里深: 山岳流域における土砂流出の予測, 水工学論文集, 第44巻, pp717-722, 2000.
- 8) 大木, 小島, 川津, 永田, 加藤: 天神川における土砂動態の実態把握および将来予測, 第3回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp81-86, 2006.
- 9) 中澤, 中津川: 土砂生産の活発な流域における長期的な土砂流出量と河床変動の推定, 水工学論文集, 第57巻, I_967-I_972, 2013.
- 10) (財) 国土技術研究センター: 河道計画検討の手引き, pp81, 山海堂, 2002.
- 11) (社) 砂防学会編: 山地河川における河床変動の数値計算法, pp32-37, 2000.
- 12) 国土交通省 水管理・国土保全局: 河川砂防技術基準調査編, 第7章 第3節-5, 2012.
- 13) 芦田・江頭・劉: 二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析, 京都大学防災研究所年報, 第35号B-2, pp.41-62, 1992.
- 14) 国土地理院: 基盤地図情報数値標高モデル, <http://fgd.gsi.go.jp/download/>
- 15) iRIC Project : iRIC, <http://i-ric.org/ja/>

(2013. 9. 30受付)