

流域管理システム (WMS) のための 土砂流出計算モデルと河床変動計算モデルの作成

Development of sediment discharge model and deformation of
riverbed model for watershed-management system (WMS)

富田 陽子*¹

Yoko TOMITA

武藏 由育*³

Yoshiiku MUSASHI

森 俊 勇*²

Toshio MORI

鈴木 伴 征*³

Tomoyuki SUZUKI

宮 貴 大*²

Takahiro MIYA

水山 高 久*⁴

Takahisa MIZUYAMA

Abstract

The management of runoff and sediment discharge in a mountain watershed requires a watershed-management system (WMS) that predicts runoff and sediment discharge in any stream section under given rainfall conditions. As part of this system, a rainfall-runoff model has been developed. As an example, the Sumiyoshi River on Mount Rokko has been selected. This paper discusses a sediment discharge model and a deformation of riverbed model as part of this system. We examined a WMS consisting of a rainfall-runoff model, a sediment discharge model and a deformation of riverbed model. The WMS was used to express almost exactly the movement of water and sediment in a mountain watershed, using the Sumiyoshi River as an example. 1) The mountain watershed was divided into many reaches with 0-order basins. Sediment discharge was evaluated as debris flow, not as shallow landslides like it was in most previous models. The discharge rate of landslides did not need to be considered with this method. 2) A rainfall-runoff model based on a kinematic wave method, the model which multilayered the intermediate flow layer in the upper layer and a lower layer was introduced, and the water-holding capacity of mountain land was modeled. 3) Sediment discharge was calculated by assuming erosion or debris flow based on the hydraulic quantity of 0-order basins. 4) The deformation of riverbed was calculated by considering the sediment discharge from the valley part computed by the sediment discharge model. And the influence of sediment passing over a Sabo dam, the change in water level caused by the Sabo dam, and the effect that a sediment discharge has in terms of reducing sediment removal were examined. The results showed that, each model reproduced the sediment transport observations of the Sumiyoshi River satisfactorily.

Key words : watershed-management system(WMS), sediment discharge model, deformation of riverbed model, Sumiyoshi River, Mount Rokko

1. はじめに

筆者らは、六甲山系住吉川での流砂観測データを用いて、山地流域においてすべての降雨に対して土砂生産・土砂流出を推定し、砂防施設や治山施設がその土砂流出にどのように影響するのかを評価する仕組み(以下、「流域管理システム (WMS)」という。)を作成することを試みている(富田ら, 2012)。その目的は、砂防事業者が流域の土砂管理者の一員として流砂観測に基づいて砂防計画を立案し、また市民等と協働する流域管理計画を立案するための手段となるよう流域管理システム (WMS) を提案するためである。流域管理システム (WMS) は、図-1に示すように、雨量のみを条件として与え、山地流域における水・土砂の移動を斜面部→谷部→河道部と

丁寧を追跡するもので、流出解析モデル、土砂流出計算モデル、砂防施設の効果量を組み込んだ河床変動計算モデルを統合したシステムを目指すものである。降雨流出過程と土砂流出計算モデル、河床変動計算モデルを統合して構築したモデルには、例えば、高橋ら(2000)があるが、本研究では、筆者らが過去に六甲山系住吉川を対象に検討した「砂防施設計画策定支援システム (CASFPS)」(以下、「CASFPS」という。)(水山ら, 1998)を改良する方法で進める。

CASFPSは流路に沿う河床変動計算に重きを置くもので、山地溪流の土砂生産・流出量については任意に与え、流水の運動方程式、流砂量の計算、流砂の連続式を連立して解き、水通し幅などの砂防堰堤の諸元を組み込むことによって砂防施設の効果を評価するものである。流域

*1 正会員 北陸地方整備局神通川水系砂防事務所 Member, Jinzu River Sabo Office, Hokuriku Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (tomita-y92r2@hrr.mlit.go.jp) *2 正会員 (一財)砂防フロンティア整備推進機構 Member, Sabo Frontier Foundation *3 正会員 八千代エンジニアリング(株) Member, yachiyo engineering Co., Ltd. *4 正会員 京都大学大学院農学研究科 Member, Graduate School of Agriculture, Kyoto University

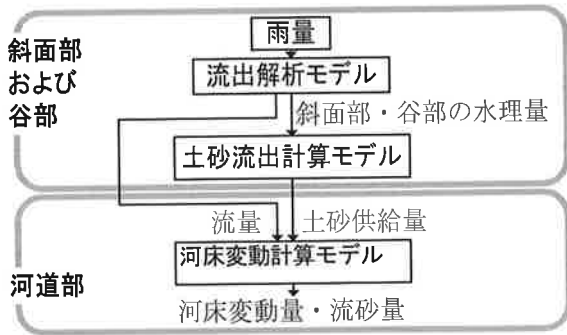


図-1 流域管理システム (WMS) の構成
Fig.1 Structure of a watershed-management system (WMS)

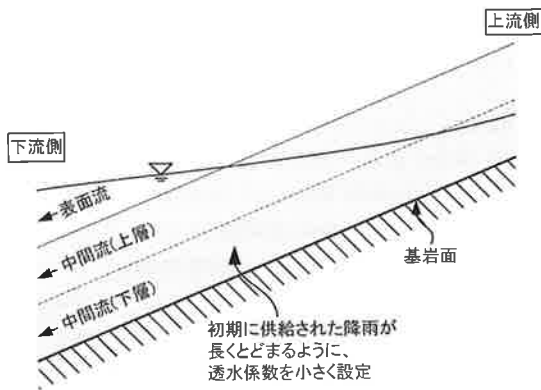


図-2 中間流層の2層化の概念図
Fig.2 Schematic diagram of the two-layer intermediate flow

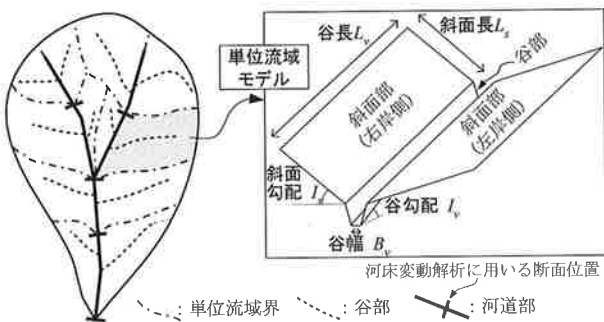


図-3 流域管理システム (WMS) における地形モデル化の概念図
Fig.3 Modeling of a watershed; slopes and channel

管理システム (WMS) の前段のシステムとして作成したものである。今回の改良では、六甲山系住吉川の流砂観測データを基に CASFPS に降雨流出過程および土砂生産・流出過程の解析モデルを加える。

筆者らはこれまで、流域管理システム (WMS) (図-1) のパーツとして、山地流域における土砂移動を合理的に追跡するため土石流の発生・非発生を評価できるように普段流水のないゼロ次谷も流路として考慮し、また、降雨だけを入力条件として種々の降雨に対する流出応答が評価できるように損失雨量を内部的に評価できるモデルを模索した結果、中間流層を多層とする (図-2) ことで初期損失雨量を反映させた流出解析モデルを作成した (富田ら, 2012)。水の移動の基礎式は斜面部と谷部に分割したものとする。斜面部の基礎式は式(1)および式(2)と

なり、谷部は式(1)の右辺 r を斜面部から流出する流量に置き換えて適用することで同様に表現できる。斜面部、谷部ともに縦断方向に 10 m 程度の間隔で分割して Lax-Wendroff 法を用いて差分解を求める (富田ら, 2012)。

基礎式

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_{ws}}{\partial x} = r \dots\dots\dots(1)$$

$$q_{ws} = \begin{cases} \frac{k_{ps2} \cdot I_s}{\gamma} h_s & (h_s < d_{ps2}) \\ \frac{k_{ps1} \cdot I_s}{\gamma} (h_s - d_{ps2}) & \\ + \frac{k_{ps2} \cdot I_s}{\gamma} d_{ps2} & (d_{ps2} < h_s \leq d_{ps1} + d_{ps2}) \dots\dots(2) \\ \frac{I_s^{1/2}}{n_s} (h_s - d_{ps1} - d_{ps2})^{5/3} & \\ + \frac{k_{ps1} \cdot I_s}{\gamma} d_{ps1} + \frac{k_{ps2} \cdot I_s}{\gamma} d_{ps2} & (d_{ps1} + d_{ps2} < h_s) \end{cases}$$

ここに、 h_s : 斜面水深、 q_{ws} : 斜面単位幅流量、 r : 雨量、 I_s : 斜面勾配、 n_s : 斜面におけるマンニングの粗度係数、 k_{ps1} : 斜面中間流上層の透水係数、 k_{ps2} : 斜面中間流下層の透水係数、 γ : 土層の有効空隙率である。また、 d_{ps1} 、 d_{ps2} はそれぞれ斜面中間流上層、斜面中間流下層の空隙分の厚さであり、中間流層厚が上層、下層についてそれぞれ D_{ps1} 、 D_{ps2} であるとする、 $d_{ps1} = \gamma \cdot D_{ps1}$ 、 $d_{ps2} = \gamma \cdot D_{ps2}$ である。

本稿では、土砂流出計算モデル、河床変動計算モデルの作成について報告する。

2. 土砂流出計算モデルの作成

流域管理システム (WMS) では、山地流域における水・土砂の移動を追跡するため、地形を図-3に示すように斜面部、谷部、河道部の3部分に区分する (富田ら, 2012)。

土砂流出計算モデルは、斜面部および谷部に移動可能な土砂量と粒度分布を与え、流出解析と同様に斜面部および谷部の縦断方向の各分割において流砂量と移動可能な土砂量の変化を算出する。

土砂流出計算モデルの詳細を以下に述べる。

2.1 土砂流出計算モデルの構成

斜面部の土砂移動の連続式は(3)に、谷部の土砂移動の連続式は(4)に示すとおりである。

$$\frac{\partial V_{Ls}}{\partial t} + \frac{L_v}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_{Ls}}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{\partial V_{Lv}}{\partial t} + \frac{B_v}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_{Lv}}{\partial y} = L_v \cdot q_{Ls} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 V_{Ls} : 斜面部の移動可能な土砂量、 V_{Lv} : 谷部の移動可能な土砂量、 λ : 空隙率、 L_v : 谷長、 B_v : 谷幅、 q_{Ls} : 斜面部単位幅流砂量、 q_{Lv} : 谷部単位幅流砂量である。式(3)および(4)を解析する土砂流出計算モデルの構成は

図-4に示すとおりである。土砂供給単位となる流域において、崩壊等による生産土砂は一出水中に全量が流出することは少なく、流域内に残存堆積し、その後の出水で二次的に流出する。流出土砂量は、斜面部、谷部の水理量に基づいて侵食あるいは土石流の発生による場合を計算する。

2.1.1 斜面部の土砂移動

1) 斜面部土砂条件の設定

斜面部の移動可能土砂量の初期値は図-5に示すように、斜面部の堆積土砂の厚さ d_{Ls0} と斜面部の初期粒度分布を表す粒径別含有率 f_j を与えることにより設定する。

2) 斜面流砂量の算出

侵食による土砂は掃流砂・浮遊砂の形態で移動する。図-5に示す各分割における流砂量を、CASFPS（水山ら、1998）で用いている芦田・高橋・水山の掃流砂量式（ATM式）(式6)（芦田ら、1978），芦田・道上の浮遊砂量式（AMS式）(式7)（道上、1972）を用いて粒径別に算出する。

$$q_{Lsmj}^n = q_{ATM} + q_{AMS} \dots\dots\dots(5)$$

$$q_{ATM} = 12 \cdot \sqrt{s \cdot g \cdot d_j^3} \cdot \tau_{*ej}^{3/2} \cdot \left(1 - 0.85 \cdot \frac{\tau_{*ej}}{\tau_{*j}}\right) \cdot \left(1 - 0.92 \frac{u_{*cj}}{u_{*j}}\right) \cdot f_j \dots\dots\dots(6)$$

$$q_{AMS} = C_{By} \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{K} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}}\right) \cdot \Lambda_{1j} + \frac{1}{K} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}} \cdot \Lambda_{2j} \right] \cdot q \cdot f_j \dots\dots\dots(7)$$

式(6)において、 s ：土粒子の水中比重、 g ：重力加速度、 d_j ：粒径階 j の代表粒径、 τ_{*ej} ：粒径 d_j の有効掃流力、 τ_{*cj} ：粒径 d_j の限界掃流力、 τ_{*j} ：粒径 d_j の掃流力、 u_{*ej} ：粒径 d_j の限界摩擦速度、 u_{*j} ：粒径 d_j の摩擦速度、 f_j ：粒径階 j の含有率である。

限界掃流力 τ_{*ej} は以下の修正エギアザロフ式(8)（芦田ら、1972）により算出する。

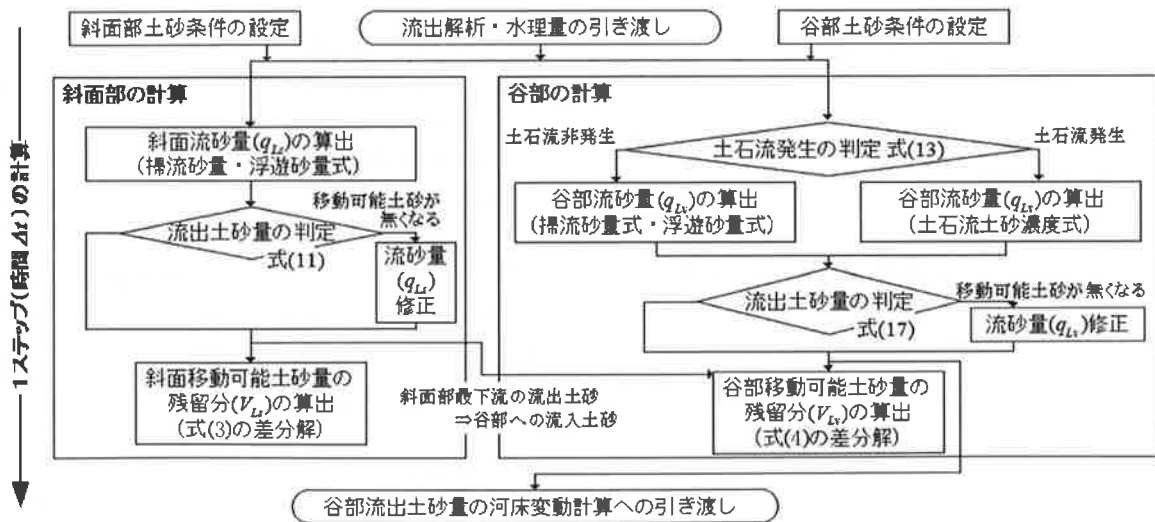


図-4 土砂流出計算モデルの構成
Fig. 4 Structure of a sediment discharge model

斜面の土砂の粒度分布 f_j および堆積土砂の厚さ d_{Ls0} の初期値を設定



粒径別移動可能土砂量の初期値の設定

$$V_{Lsm,j}^0 = L_v \cdot \Delta x \cdot d_{Ls0} \cdot f_j$$

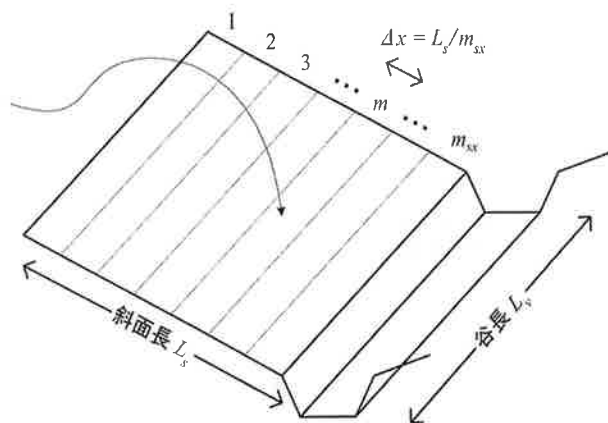


図-5 斜面部土砂条件の設定の概念図
Fig. 5 Schematic diagram of sediment yield and discharge on slopes

$$\tau_{*cj} = \begin{cases} 0.85 \cdot \tau_{*cm} & (d_j/d_m \leq 0.4) \\ \left[\frac{\log_e 19}{\log_e (19d_j/d_m)} \right] \cdot \frac{d_j}{d_m} \cdot \tau_{*cm} & (d_j/d_m > 0.4) \end{cases} \dots(8)$$

ここに、 d_j ：対象とする粒径、 τ_{*cm} ：平均粒径 d_m に対する限界掃流力であり、本研究では岩垣式を用いて算出した。

また、式(7)において、 κ ：カルマン定数、 n ：マンニングの粗度係数、 q ：流量、 h ：水深である。 C_{Bj} は粒径 d_j の底面濃度であり、式(9)で計算される(芦田ら, 1970)。

$$\begin{cases} C_{Bj} = 0.025 \cdot [g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \\ g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right) \\ G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi \\ \xi_0 = w_{0j}/(0.75 \cdot u) \end{cases} \dots(9)$$

ここに、 w_{0j} は粒径 d_j の沈降速度であり、本研究では Rubey (1933) の式を用いて算出する。また、式(7)の A_{1j} 、 A_{2j} については式(10)より求める。

$$\begin{cases} A_{1j} = \left(\frac{a}{h-a}\right)^2 \cdot \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^2 d\eta \\ A_{2j} = \left(\frac{a}{h-a}\right)^2 \cdot \int_{a/h}^1 \ln \eta \cdot \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^2 d\eta \\ Z = w_{0j}/(1.2 \cdot \kappa \cdot u) \\ a = 0.05 \cdot h \end{cases} \dots(10)$$

ここに、 u ：流速、 a ：底面濃度 C_{Bj} を与える基準面高さである。

3) 流出土砂量の判定

ここでは、図-5の各分割に存在する移動可能土砂量以上に土砂が流出しないことを条件として式(11)に示すように流砂量を修正する。

$$q_{Lsm,j}^n > (\Delta x/\Delta t) \cdot V_{Lsm,j}^{n-1} + q_{Lsm,j}^n \text{ のとき} \\ q_{Lsm,j}^n = (\Delta x/\Delta t) \cdot V_{Lsm,j}^{n-1} + q_{Lsm,j}^n \dots(11)$$

4) 斜面移動可能土砂量の残留分の算出

連続式(3)を差分化した式(12)を用い、図-5の各分割から流出する土砂量と、その上流から流出してくる土砂量から各分割に残留する移動可能土砂量を算出する。

$$V_{Lsm,j}^n = V_{Lsm,j}^{n-1} - \Delta t \cdot \frac{q_{Lsm,j}^n - q_{Lsm-1,j}^n}{\Delta x} \dots(12)$$

5) 斜面から谷への土砂流出

谷部には斜面下端 ($m = m_{ss}$ の地点) における流砂量 $q_{Lsm,max,j}^n$ が流出するものとする。

2.1.2 谷部の土砂移動

1) 谷部の土砂条件の設定

谷部の移動可能土砂量の初期値は、図-6に示すように谷部の堆積土砂の厚さ d_{L0} と谷部の初期粒度分布を表す粒径別含有率 f_j を与えることにより設定する。

2) 土石流の発生・非発生の判定

土石流の発生・非発生は、土石流の発生条件に関する高橋(1977)の研究を参考に、流出解析により得られる谷部の表面流水深 h_{v0} をもとに、式(13)が成立すれば土石流発生と判定し、成立しなければ土石流非発生と判定する。

$$I_v \geq \frac{C \cdot (\sigma - \rho)}{C \cdot (\sigma - \rho) + \rho(1 + h_{v0}/d_m)} \tan \phi \dots(13)$$

ここに、 I_v ：谷勾配、 C ：堆積土砂濃度、 σ ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度、 h_{v0} ：谷部における表面流の水深、 d_m ：谷部の平均粒径、 ϕ ：内部摩擦角である。

3) 谷部流砂量の算出

土石流非発生の場合：

土石流非発生の場合の谷部の流砂量は、図-6に示す各分割において、斜面部における取り扱いと同様に芦田・高橋・水山の掃流砂量式(ATM式)(6)、芦田・道上による浮遊砂量式(AMS式)(7)を用いて算出する。

$$q_{Lsm,j}^n = q_{ATM} + q_{AMS} \dots(14)$$

土石流発生の場合：

土石流が発生する場合の谷部の流砂量は、図-6に示す各分割において、高橋(1977)の土石流土砂濃度式(16)を用いて算出するものとし、次式により粒径別に算出する。

谷部の土砂の粒度分布 f_j および堆積土砂の厚さ d_{L0} の初期値を設定

粒径別移動可能土砂量の初期値の設定

$$V_{Lvm,j}^0 = B_v \cdot \Delta y \cdot d_{L0} \cdot f_j$$

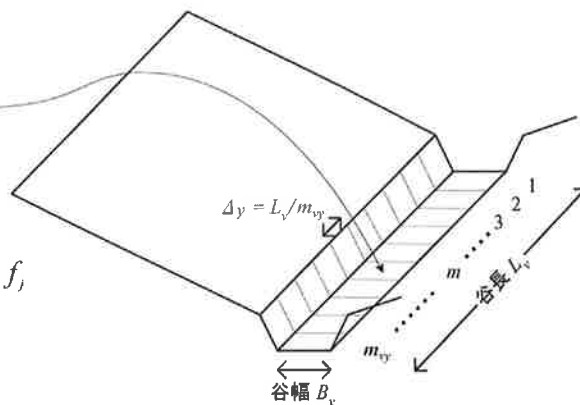


図-6 谷部土砂条件の設定の概念図

Fig. 6 Schematic diagram of sediment deposit and discharge in channel

$$q_{Lvm,j}^n = \frac{C_d}{1-C_d} q_{uv(m,n)} \cdot f_j \dots\dots\dots(15)$$

$$C_d = \frac{\rho \cdot I_v}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - I_v)} \dots\dots\dots(16)$$

ここに、 C_d ：土石流土砂濃度、 σ ：砂礫の密度、 $q_{uv(m,n)}$ ：谷部表面流の流量、 ρ ：水の密度、 ϕ ：内部摩擦角である。

4) 流出土砂量の算定

図-6の各分割に存在する移動可能土砂量以上に土砂が流出しないことを条件として式(17)に示すように流砂量を修正する。

$$q_{Lvm,j}^n > (\Delta y / \Delta t) \cdot V_{Lvm,j}^{n-1} + q_{Lvm-1,j}^n + (\Delta y / B_v) \cdot q_{Lsm,j}^n \dots\dots\dots(17)$$

のとき

$$q_{Lvm,j}^n = (\Delta y / \Delta t) \cdot V_{Lvm,j}^{n-1} + q_{Lvm-1,j}^n + (\Delta y / B_v) \cdot q_{Lsm,j}^n$$

5) 谷部残留土砂量の算出

式(4)を差分化した式(18)を用い、図-6に示した各分割において、流出する土砂量と上流の分割から流出してくる土砂量とで各分割に残留する土砂量(移動可能土砂量)を算出する。

$$V_{Lvm,j}^n = V_{Lvm,j}^{n-1} - \Delta t \cdot \frac{q_{Lvm,j}^n - q_{Lvm-1,j}^n}{\Delta y} + \Delta t \cdot \frac{q_{Lsm,j}^n}{B_v} \dots\dots\dots(18)$$

6) 谷部から河道部への流出土砂量

河道部には谷部下端 ($m = m_{oy}$ の地点) における流砂量 $q_{Lvm_{oy},j}^n$ が流出するものとする。

3. 河床変動計算モデルの作成

3.1 計算の手順

図-7の計算手順に示すように、流出解析モデル(富田ら, 2012)で算出された流量と、第2章に示した土砂流出計算モデルで算出された谷部から河道部への流出土砂量を用いて計算するモデルを作成した。このモデルは、砂防・治山施設による水位の変化や施設を通過する土砂の影響、堰堤の除石を組み込み、砂防施設や除石による流出土砂量の低減効果を検討できるものとなるように構築した。

図-7に示した各項目の内容は次のとおりである。

1) 初期条件

地形条件として斜面地形・谷地形の設定(谷幅, 斜面長など), 河道断面形状(標高, 河幅など)を設定する。河道各断面における移動可能土砂量(侵食可能深さ), 粒度分布を設定する。砂防施設条件は, 施設ごとに水通し幅や水通し標高などの施設諸元を入力し, また設定した除石量を入力する。

2) 降雨条件

解析条件となる降雨量を時系列で与える。

3) 流出解析モデル

富田ら(2012)の流出解析モデルにより, 斜面部→谷

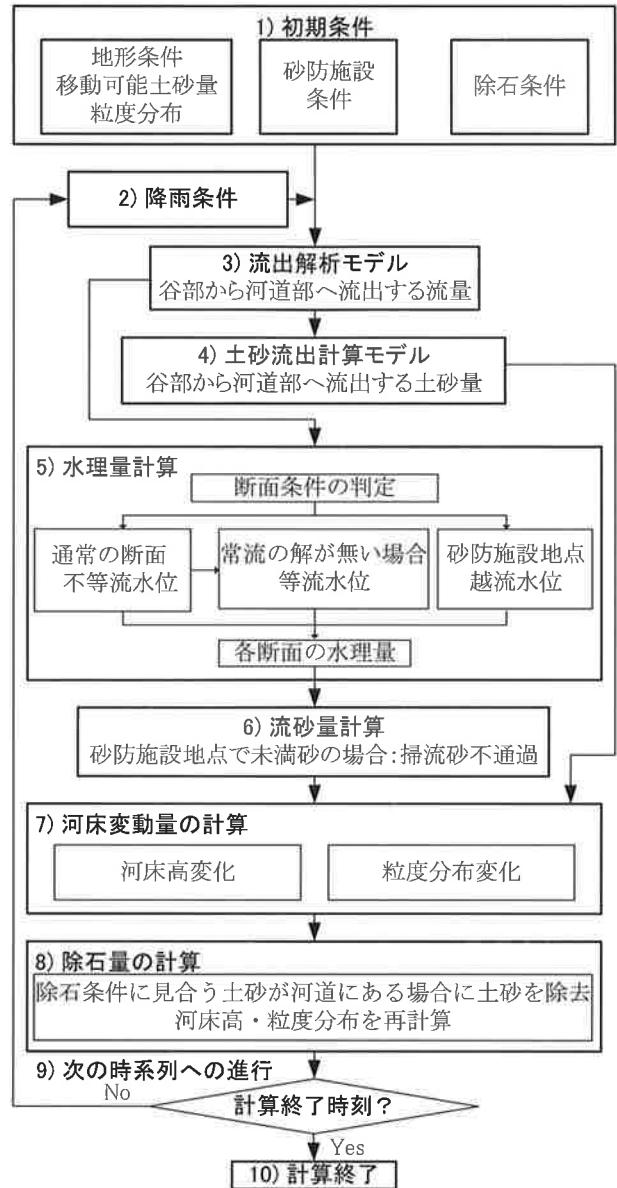


図-7 河床変動計算手順
Fig.7 A process ; deformation of riverbed model

部→河道部への流量を算出する。

4) 土砂流出計算モデル

流出解析モデル(富田ら, 2012)を用いて得られた斜面部・谷部の流量を用いて, 斜面部から谷部, 谷部から河道部への流出土砂量(流砂量)を算出する(本稿第2章)。

5) 水量計算

流出解析モデル(富田ら, 2012)で得た流量を用いて水面形を計算する。式(19)に示す不等流計算を基本とするが, 常流区間で解が得られない場合には式(23)の等流計算により等流水位を算出する。砂防・治山施設地点の断面は, 施設諸元から越流水位を算出する。

不等流計算の基礎式:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) + \frac{d(h+z)}{dx} + I_B = 0 \dots\dots\dots(19)$$

ここに、 Q ：流量、 A ：流水断面積、 h ：水深、 z ：河床位、 I_E ：エネルギー勾配、 x ：河道縦断距離である。

6) 流砂量計算

掃流砂量は芦田・高橋・水山式(6)、浮遊砂量は芦田・道上式(7)を用いて算出する。砂防・治山堰堤地点については、堰堤未満砂の場合には掃流砂は通過せず浮遊砂のみが通過するものとする。

7) 河床変動計算

式(20)に示す河床土砂の連続式を用いて河床変動を計算する。

河床土砂の連続式：

$$\frac{\partial A_x}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_j q_{Bj} \cdot B \right) \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots(20)$$

ここに、 A_x ：堆積土砂断面積、 λ ：空隙率、 q_{Bj} ：粒径 d_j の単位幅流砂量、 B ：河床幅、 x ：河道縦断距離、 t ：時刻である。

8) 除石量の計算

あらかじめ設定した除石量に相当する土砂量が河道にある場合に土砂を除去するものとし、堆積土砂の断面積を減少させて河床高、粒度分布を再計算する。

9) 次の時系列への進行

すべての時系列について計算が終了していなければ次の降雨条件データを読み込んで図-7中の2)～8)の計算を繰り返す。

10) 計算の終了

すべての時系列について計算が終了していれば計算結果を出力して計算を終了する。

3.2 水面形計算

水面形計算は基本的にはCASFPS(水山ら, 1998)の手法に準じる。計算に当たっては、砂防・治山堰堤の流出土砂量低減効果を評価するため堰堤の有無を判定したうえで適用する計算方法を選定する。また、常流・射流が混在した流れを簡易に扱うため下流の水位状況に応じて適用する計算方法を選定する。このための解析プログラムを次のように構築した。

1) 砂防・治山堰堤のある断面の判定

施設番号として $i_{st}(i)$ の値を設定し、この値によって砂防・治山堰堤のある断面かどうかを判定する。ここに、 i は河道断面番号である。

$i_{st}(i) > 0$ の場合：

砂防・治山堰堤のある河道断面であり、 $i_{st}(i)$ には施設番号が入力されている。

$i_{st}(i) = 0$ の場合：

砂防・治山堰堤のない河道断面である。

2) 不等流計算による水深の算出

砂防・治山堰堤のない河道断面では、基本的には不等流計算により水深を算出する。水深の算出は下流側から順に行い、下流側の水深算出結果をもとに上流側の水深を式(21)により算出する。

$$\frac{\alpha \cdot Q_{iD}^2}{2 \cdot g \cdot A_{iD}} + h_{iD} + z_{iD} + \frac{I_{EiD} \cdot \Delta x}{2} = \frac{\alpha \cdot Q_i^2}{2 \cdot g \cdot A_i} + h_i + z_i - \frac{I_{Ei} \cdot \Delta x}{2} \quad \dots\dots\dots(21)$$

ここに、添え字の i は計算対象の河道断面番号、 i_D は下流側河道断面番号を表しており、 Q ：流量、 h ：水深、 A ：流水断面積、 z ：河床位、 α ：エネルギー補正係数(本研究では1に設定)、 I_E はエネルギー勾配でマンニングの抵抗則をもとに式(22)より算出する。

$$I_{Ei} = \left\{ (n \cdot Q_i) / (A_i \cdot h_i^{2/3}) \right\}^2 \quad \dots\dots\dots(22)$$

3) 常流の不等流計算の解がない場合の水深の算出

上記の2)において解なしとなった場合には等流水深を適用する。等流水深はマンニング式(23)を用いて算出する。

$$Q_i = \frac{1}{n} \cdot A_i \cdot h_i^{2/3} \cdot I_{Di}^{1/2} \quad \dots\dots\dots(23)$$

ここに、 I_D は下流側断面との河床勾配である。

4) 砂防・治山堰堤地点における水深の算出

堰堤が存在する $i_{st}(i) > 0$ の断面 i については、あらかじめ施設番号に対応して与えられた施設諸元をもとに堰堤の越流水深 h_{st} を算出する。不透過型の堰堤の場合は式(24)を用いて算出する。

$$Q_i = 2/15 \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot \{ 4B_{st} + 2(m_{st1} + m_{st2}) \cdot h_{st} \} \cdot h_{st}^{3/2} \quad \dots\dots\dots(24)$$

ここに、 C ：流量係数(0.6)、 g ：重力加速度、 B_{st} ：砂防堰堤の水通し幅、 m_{st1} ：左岸側袖小口の勾配、 m_{st2} ：右岸側袖小口の勾配である。

砂防・治山堰堤地点の水深 h_i は堰堤上流側の河床高からの水深として、越流水深 h_{st} をもとに以下のように算出する。

$$h_i = E_{st} + h_{st} - z_i \quad \dots\dots\dots(25)$$

ここに、 E_{st} ：堰堤水通し標高である。なお、堰堤地点の流水断面積 a_i 、エネルギー勾配 I_{Ei} についても同様に堰堤上流側の断面形状をもとに算出する。これは、後述する河床変動計算において、堰堤を通過する流砂量を算出するための処理である。

3.3 河床変動計算

河床変動計算では、式(20)を上流側の断面との差分により離散化する。また、本研究では粒径階別の土砂収支を計算するため、差分式(26)によって各時刻の粒径別の土砂収支を計算し、その総和により河道断面積を算出する(式27)。

$$\frac{A_{zi}^{n+1} - A_{zi}^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{B_i \cdot q_{Bi,j}^n - B_{i-1} \cdot q_{B_{i-1},j}^n}{\Delta x} = 0 \quad \dots\dots\dots(26)$$

$$A_{zi}^{n+1} = \sum_j A_{zi,j}^{n+1} \quad \dots\dots\dots(27)$$

ここに、 $A_{zi,j}^n$ ：粒径 j の土砂の河道堆積断面積、 A_{zi}^n ：

全粒径の河道堆積断面積, Δt : 時間刻み, Δx : 断面間の区間距離であり, i は断面番号である。

q_B は流砂量であり, 掃流砂量は芦田・高橋・水山式(6)を, 浮遊砂量は芦田・道上式(7)を用いる。

砂防・治山堰堤地点においては, 堰堤上流側断面について算出された水量をもとに流砂量を計算する。越流頂標高に河床高が達している場合には, 掃流砂・浮遊砂とも通過し得るものと考えて通常の断面と同様に流砂量を与えるが, 越流頂標高に河床高が達していない場合には掃流砂が捕捉され浮遊砂が通過し得るものと考えて浮遊砂量のみを流砂量として与える。

河床表面の粒度分布は, 平野 (1971) の交換層の考え方に基づき厚さ δ の交換層を想定してそこでの粒度分布変化をもとに式(28)および式(29)により算出する。交換層の厚さ δ は河床材料の最大粒径をもとに設定する。

河床上昇の場合:

$$f_j^{n+1} \cdot A_s^{n+1} = f_j^n \cdot A_s^n + (A_{z_i}^{n+1} - A_{z_i}^n) - f_j^n \cdot \{ (A_{z_i}^{n+1} - A_{z_i}^n) - (A_{z_s}^{n+1} - A_{z_s}^n) \} \dots (28)$$

河床低下の場合:

$$f_j^{n+1} \cdot A_s^{n+1} = f_j^n \cdot A_s^n + (A_{z_i}^{n+1} - A_{z_i}^n) - f_{0j}^n \cdot \{ (A_{z_i}^{n+1} - A_{z_i}^n) - (A_{z_s}^{n+1} - A_{z_s}^n) \} \dots (29)$$

ここで, f_j^n : 河床表面における粒径 d_j の含有率, f_{0j}^n : 交換層より下における粒径 d_j の含有率, A_s^n : 河床表面から深さ δ までの堆積断面積である。

3.4 粗度係数の取り扱い

粗度係数は土砂の流下形態を踏まえて設定するものとし, 土砂濃度 C (式 30) に応じて水山ら (1984) の粗度係数, マニングの粗度係数を適用する。

$$C = q_B / (q + q_B) \dots (30)$$

$C > 0.2$ のとき:

土石流先端部の粗度係数 $n = 0.1$ (水山ら, 1984) を適用する。

$0.02 < C \leq 0.2$ のとき:

土石流後続流の粗度係数 $n = 0.06$ (水山ら, 1984) を参考に, $C = 0.02$ のとき $n = 0.06$, $C = 0.2$ のとき $n = 0.1$ として, 線形補完により算出した値を適用する。

$C \leq 0.02$ のとき:

山地流路に適用されるマニングの粗度係数 (0.03~0.05) (水理公式集) を適用する。

ここに, C : 土砂濃度, q : 流量, q_B : 流砂量である。

4. 検証計算

以上までに検討した土砂流出計算モデルと河床変動計算モデルについて検証を行うため, 住吉川流域の観測データを用いて計算を行った。

4.1.1 検証対象流域

斜面部から谷部への土砂流出を追跡するため, 小溪流

の末端で流出土砂量が観測されている千丈谷第二堰堤付近の SE-9, SE-10 流域の観測地点の観測データを用いた。観測地点の流域を図-8に, 流域の概要を表-1に, 観測方法を表-2に, 観測結果を表-5 (1), 表-5 (2) に示す。SE-9, SE-10 流域はそれぞれ図-3 に示した単位流域モデル (左右岸の斜面と谷部の1セット) であり, 本研究で採用している最小の流域分割である。従来は一つの斜面として分割していたものである。

4.1.2 各パラメータの設定条件

検証対象期間は 2008 年 12 月~2010 年 2 月とし, 降雨条件は荒神山雨量観測所 (図-8) の雨量データ (図-9) を用いた。粒度分布条件は, 図-10 に示す既往調査資料をもとに, 斜面部は崩壊地平均の粒度分布, 谷部には河床平均の粒度分布を適用した。透水係数等は流出解析モデルの検証計算結果 (富田ら, 2012) をもとに表



図-8 住吉川における流砂量等観測位置
Fig.8 Sediment discharge observation positions in the Sumiyoshi river

表-1 SE-9, SE-10 観測対象流域の概要

Table 1 Situation of SE-9 basin and SE-10 basin

| 観測地点 | 河川名 | 位置 | 流域面積 (km ²) | 0次谷長さ (m) | 平均斜面勾配 (°) | 林相 |
|-------|-----|---------|-------------------------|-----------|------------|------------|
| SE-9 | 住吉川 | 渦森元住吉神社 | 0.0154 | 60 | 28 | スギ・ヒノキ群集 |
| | | | | 180 | 29 | |
| SE-10 | 住吉川 | 渦森千丈谷堰堤 | 0.0036 | 120 | 34 | コナラ・アベマキ群集 |

表-2 SE-9, SE-10 観測地点での観測方法

Table 2 Observation method in SE-9 basin and SE-10 basin

| 観測項目 | 観測機器 | 記録 | 計測間隔 |
|--------------|--------------------|----|------|
| 流量観測 | 量水箱による四角堰と圧力式水位計 | 自動 | 10分 |
| 流出土砂量(ロードセル) | 土砂捕捉器内のロードセル(水中重量) | 自動 | 10分 |
| 流出土砂量(手測) | 土砂捕捉器(湿潤重量) | 手動 | 1回/月 |
| 粒度分布 | 土砂捕捉器(粒度試験) | 室内 | 1回/月 |

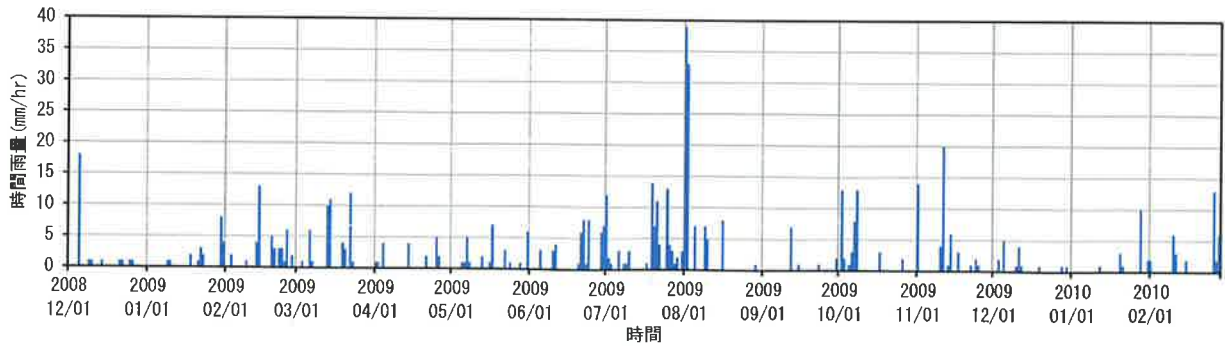


図-9 検証対象降雨期間の降雨データ
Fig.9 Hourly rainfall used for validation calculation

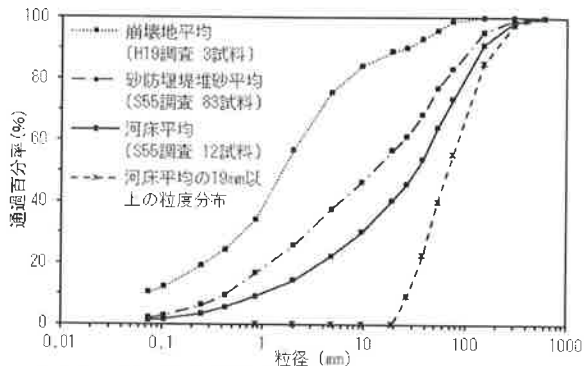


図-10 住吉川流域の崩壊土砂・河床材料の粒度分布
Fig.10 Grain size distribution in the Sumiyoshi river

| 粒径範囲 (mm) | 代表粒径 (mm) | 割合 (%) | | | |
|---------------|-----------|-------------------|-----------------------|-------------------|------------------|
| | | 崩壊地平均 (H19調査 3試料) | 砂防堰堤堆砂平均 (S55調査 83試料) | 河床平均 (S55調査 12試料) | 河床平均の19mm以上の粒度分布 |
| 0.075~0.85 | 0.25 | 34.0 | 16.8 | 9.1 | 0.0 |
| 0.85~2.00 | 1.30 | 22.7 | 8.8 | 5.2 | 0.0 |
| 2.00~4.75 | 3.08 | 18.8 | 11.8 | 7.9 | 0.0 |
| 4.75~9.50 | 6.72 | 8.7 | 8.9 | 7.9 | 0.0 |
| 9.50~19.00 | 13.4 | 4.6 | 10.3 | 10.2 | 0.0 |
| 19.00~75.00 | 37.7 | 9.9 | 26.6 | 33.0 | 55.3 |
| 75.00~300.00 | 150.0 | 1.3 | 16.0 | 25.3 | 42.4 |
| 300.00~600.00 | 424.3 | 0.0 | 0.8 | 1.4 | 2.3 |

表-3 土砂流出計算モデル検証の解析条件

Table 3 Calculation conditions for validation of sediment discharge model

| | 項目 | 記号 | 単位 | 値 | 備考 |
|-----|-------|----------|-----|---------|--------|
| 斜面部 | 透水性係数 | k_{t1} | m/s | 0.0008 | |
| | 中間流層厚 | D_{m1} | m | 0.375 | |
| | 透水性係数 | k_{t2} | m/s | 0.00008 | |
| | 中間流層厚 | D_{m2} | m | 0.125 | |
| 表層 | 等価粗度 | n | | 0.4 | |
| 谷部 | 表層 | 等価粗度 | n | 0.1 | Case-1 |
| | | | | 0.06 | Case-2 |
| | | | | 0.04 | Case-3 |
| | | | | 0.03 | Case-4 |

※流出解析において中間層は斜面部にのみ設定 (富田ら, 2012)
※中間流層厚は空隙率 (0.4) を加味している

表-4 土地利用形態と等価粗度係数 n の標準値

Table 4 Equivalent roughness coefficient under the condition of land use

| 土地利用形態 | 等価粗度 n ($m^{-1/3} \cdot s$) |
|------------------|---------------------------------|
| 水田 | 2 (1~3) |
| 山林 | 0.7 (0.4~0.8) |
| 丘陵, 畑地, ゴルフ場, 公園 | 0.3 (0.2~0.4) |
| 市街地 | 0.03 (0.01~0.1) |

*平成11年版水理公式集より

表-5(1) SE-9 流域の流出土砂量の観測値と計算値

Table 5(1) Observed value and calculated value of a sediment discharge in SE-9 basin

| 観測期間 (単位面積土砂量観測重量 kg/10m ²) | 観測値 (対数) | 計算値 CASE 1 ($n=0.1$) | 計算値 CASE 2 ($n=0.06$) | 計算値 CASE 3 ($n=0.04$) | 計算値 CASE 4 ($n=0.03$) |
|---|----------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 2008.12~2009.01 | 2512.99 | 0.0110 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.02~2009.03 | 272.73 | 0.0016 | 0.0000 | 0.0010 | 0.0010 |
| 2009.04~2009.05 | 2987.01 | 0.0174 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.06~2009.07 | 9616.88 | 0.0539 | 0.2560 | 0.0080 | 0.0070 |
| 2009.08 | 15363.64 | 0.0893 | 7.3699 | 2.1690 | 0.1210 |
| 2009.09 | 4116.88 | 0.0239 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.10 | 7848.05 | 0.0462 | 0.0000 | 0.0070 | 0.0060 |
| 2009.11 | 7616.88 | 0.0443 | 0.0040 | 0.0050 | 0.0050 |
| 2009.12~2010.01 | 1909.09 | 0.0111 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2010.02 | 5519.48 | 0.0321 | 0.0040 | 0.0050 | 0.0050 |

表-5(2) SE-10 流域の流出土砂量の観測値と計算値

Table 5(2) Observed value and calculated value of a sediment discharge in SE-10 basin

| 観測期間 (単位面積土砂量観測重量 kg/10m ²) | 観測値 (対数) | 計算値 CASE 1 ($n=0.1$) | 計算値 CASE 2 ($n=0.06$) | 計算値 CASE 3 ($n=0.04$) | 計算値 CASE 4 ($n=0.03$) |
|---|----------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 2008.12~2009.01 | 55.56 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.02~2009.03 | 55.56 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.04~2009.05 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.06~2009.07 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.08 | 1722.22 | 0.0023 | 0.4210 | 0.0020 | 0.0020 |
| 2009.09 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.10 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0010 | 0.0010 |
| 2009.11 | 277.73 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2009.12~2010.01 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2010.02 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

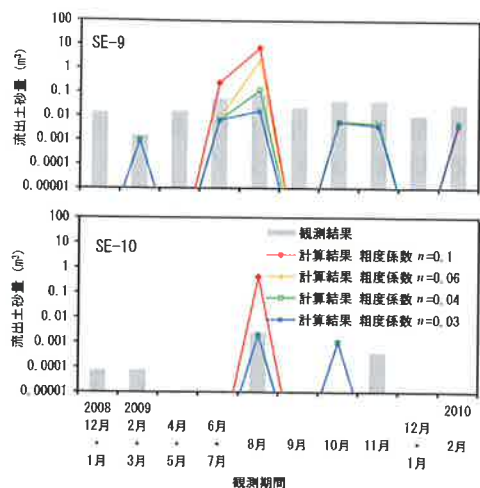


図-11 小溪流末端の流出土砂量観測の再現計算結果
Fig.11 Results of calculating the sediment discharge

-3のように設定した。斜面部の等価粗度は kinematic-wave 法で用いられている表-4 (土木学会, 1999 a) を参考に0.4とし, 谷部の等価粗度はマンニングの粗度係数 (土木学会, 1999 b) を参考に0.03~0.1の範囲で設定した。

4.1.3 計算の実施と結果

SE-9, SE-10 観測地点における流出土砂量の計算結果と観測値を図-11, 表-5(1), 表-5(2) に示す。観測値はロードセルによる計測に不具合が生じていたため月1回の回収重量によるものとした。流出土砂量は対数で示す。

谷部の粗度係数 $n=0.04$ (0.03~0.06の範囲) で流出土砂量の計算値と観測値が近づく結果となり(図-11), 山地流路に適用されるマンニングの粗度係数の概略値に相当している。

4.2 河床変動計算モデルの検証

4.2.1 検証対象流域

検証対象とする流域は図-8に示す西滝ヶ谷床固工地点より上流の流域(流域面積1.48 km²)とし, 検証対象とする流出土砂量は西滝ヶ谷第二床固工地点のピット流砂計による観測データを用いた。ピット流砂計は掃流砂観測の直接的な方法であり, ピット底面にロードセルを設置すれば掃流砂が堆積したその重量を時系列で記録できる。本研究では毎正時から5分おきに整理したデータを用いた。

4.2.2 各パラメータの設定条件

降雨条件は, 流出解析モデルの検証対象と同じ荒神山雨量観測所(図-8)の2004年10月出水時, 2006年5月出水時のものとした(富田ら, 2012)。

粒度分布条件は, 図-10をもとに, 斜面部には崩壊地平均の粒度分布, 谷部および河道部には河床平均の粒度分布を適用し, 砂防堰堤堆砂域については砂防堰堤堆砂平均の粒度分布を適用した。河床の交換層は15cmに設定し, 交換層の粒度分布は河床平均粒度を適用した場合と19mm以上に粗くした場合(図-10)を設定した。

透水係数, 粗度係数等は流出解析モデルの検証計算結果(富田ら, 2012)をもとに表-6のように設定した。ただし, 図-11の土砂流出計算モデルの検証結果をもとに谷部の等価粗度は0.04とした。

河道の粗度係数は水理公式集(土木学会, 1999 b)を参考にマンニングの粗度係数を設定することとし, 白鶴堰堤上流はほぼ自然流路に近いことを考慮して0.04の値, 下流は改修されているため0.03の値とした。

なお, 今回の計算では治山堰堤の位置・諸元を把握できなかったため治山堰堤については計算に組み込んでいない。

4.2.3 計算の実施と結果

2004年10月出水および2006年5月出水時の流出土砂量の計算値と観測値を図-12, 図-13に示す。

交換層の粒度に河床平均粒度をそのまま適用した場合

表-6 河床変動計算モデル検証の解析条件

Table 6 Calculation conditions for validation of deformation of riverbed model

| | | 項目 | 記号 | 単位 | 値 |
|-----|--------|------------|----------|-----|---------|
| 斜面部 | 上層 | 透水係数 | k_{s1} | m/s | 0.0008 |
| | | 中間流層厚 | D_{p1} | m | 0.375 |
| | 下層 | 透水係数 | k_{s2} | m/s | 0.00008 |
| | | 中間流層厚 | D_{p2} | m | 0.125 |
| 表層 | 等価粗度 | n_s | | 0.4 | |
| 谷部 | 表層 | 等価粗度 | n_r | | 0.04 |
| 河道 | 白鶴堰堤上流 | マンニングの粗度係数 | n | | 0.04 |
| | 白鶴堰堤下流 | マンニングの粗度係数 | n | | 0.03 |

※流出解析において中間層は斜面部にのみ設定(富田ら, 2012)
※中間流層厚は空隙率(0.4)を加味している

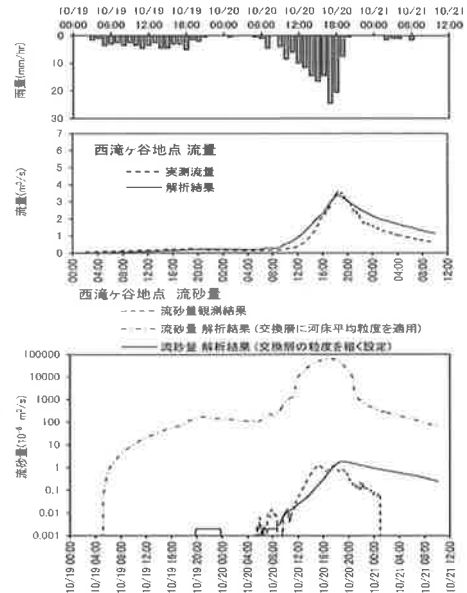


図-12 西滝ヶ谷地点流砂量観測の再現計算結果 (2004年10月出水)

Fig.12 Results of calculating the sediment discharge in Nishitakigatani point ; October, 2004 floods

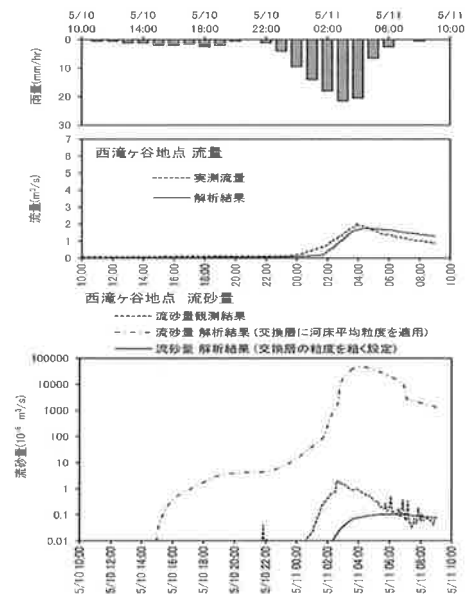


図-13 西滝ヶ谷地点流砂量観測の再現計算結果 (2006年5月出水)

Fig.13 Results of calculating the sediment discharge in Nishitakigatani point ; May, 2006 floods

は、流出土砂量は観測値よりも計算値が大きくなった(図-12, 図-13)。交換層の粒度を 19 mm 以上に大きくすると流出土砂量は観測値と計測値が近づく結果となった(図-12, 図-13)。

5. 検証計算結果のまとめと今後の課題

土砂流出計算モデル, 河床変動計算モデルの検証計算からは次のことが整理できる。

1) 土砂流出計算モデルにより谷部からの流出土砂量の観測データを再現するには, 谷部の粗度係数を水理公式集により山地流路に適用されるマンシングの粗度係数程度($n=0.03\sim0.06$)に設定する必要がある。

2) 河床変動計算モデルにより流砂量の観測データを再現するには, 河床表層の交換層の粒度を実測よりも粗く設定する必要がある。

以上の条件が必要であったが, 流出解析モデル(富田ら, 2012)を含む一連の本研究で構築した流域管理システム(WMS)は住吉川の降雨・流出過程および土砂流出過程を概ね再現でき, 砂防堰堤の影響も評価しながら流域の水・土砂の流出, 河床変動の過程を一括して解析できることを示した。

現段階では再現事例に限られているため, 今後様々な条件下での適用性を検討していく必要がある。

最後に, 貴重な観測資料を提供くださいました六甲砂防事務所の皆様に感謝いたします。

なお, 本報告の一部は「平成 24 年度砂防学会研究発表会」で発表した(富田ら, 2012)。

引用文献

- 芦田和男・道上正規(1970): 浮遊砂に関する研究(1) - 河床付近の濃度 -, 京大防災研究所年報, 第 13 号 B, p. 233-242
- 芦田和男・道上正規(1972): 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, p. 59-69
- 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. 3, p. 9-17
- 土木学会(1999 a): 水理公式集 [平成 11 年版], p. 40
- 土木学会(1999 b): 水理公式集 [平成 11 年版], p. 89
- 平野宗夫(1971): Armoring を伴う河床低下について, 土木学会論文集, 第 195 号, p. 55-65
- 道上正規(1972): 流砂と河床変動に関する基礎的研究, 京都大学学位論文
- 水山高久・上原信司(1984): 土石流の水深と流速の観測結果の検討, 新砂防, Vol. 37, No. 4, p. 23-26
- 水山高久・富田陽子・井戸清雄・藤田正治(1998): 砂防施設画策定支援システム - 六甲山住吉川を事例とする研究 -, 砂防学会誌, Vol. 50, No. 6, p. 40-43
- Rubey, W. W. (1933): Setting velocities of gravels, sand and silt particles, American J. of science, Vol. 25, p. 325-338
- 高橋保(1977): 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研究所年報, 第 20 号 B-2, p. 405-435
- 高橋保・井上基行・中川一・里深好文(2000): 山岳流域における土砂流出の予測, 水工学論文集, 第 44 回, p. 717-722
- 高棹琢馬・椎葉充晴(1981): Kinematic Wave 法への集中効果の導入, 京都大学防災研究所年報, 第 24 号 B-2, p. 159-170
- 富田陽子・森俊勇・宮貴大・武蔵由育・鈴木伴征・水山高久(2012): 流域管理システム(仮称)の検討・開発について - 六甲山系住吉川を事例に -, 平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集, p. 696-697

(Received 25 February 2013 ; Accepted 27 November 2013)