

様式 8

## 河川基金助成事業

「河床地形の変動を考慮した  
中小河川の氾濫リスク評価手法に関する研究」

助成番号：2019 - 5211 - 035

京都大学防災研究所  
准教授 川池 健司

2019 年度

## 1. はじめに

平成29年の九州北部豪雨災害や平成30年の西日本豪雨災害では、全国的に甚大な洪水氾濫災害が発生したが、県管理の中小規模の河川においてとくに大規模な被害が発生した。とくにそれらの河川の中山間地の区間では、上流からの土砂の供給により河床が上昇するなど河川地形が変動し、それが洪水氾濫を助長した現象が各地で発生したとみられる。しかし、これらの河川計画、ならびに全国で進められている洪水浸水想定区域図の作成においては想定最大規模の降雨を外力としていても、それによって流域から流出してくる土砂の影響は全く考慮されていない。

本研究では、河川地形の変動を考慮した中小河川の河道計画策定手法を探ることを目的として、土砂の影響を考慮した洪水氾濫リスクの推定を行う。そのため、浸透流モデル、崩壊土量推定モデル、二次元土砂・氾濫モデルから構成される統合型モデルを構築し、それを大阪府大東市に適用して土砂氾濫の危険度について検討した。

## 2. 解析モデル

本研究では、浸透流モデル、崩壊土量推定モデル、二次元土砂・氾濫モデルから構成される統合モデルを構築する。各モデルの関係は、図-1に示すとおりである。

### 2.1 浸透流モデル

土層の水分量と間隙水圧の変化は、以下のRichards式で計算される。

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right]$$

ここに、 $\theta_w$ は体積水分量、 $K(\psi)$ は圧力水頭 $\psi$ に依存する不飽和透水係数である。この式は、以下の関係を用いて陰的に解かれる。

$$S_e = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \frac{1}{(1 + |\alpha\psi|^\eta)^m} & \psi < 0 \text{ のとき} \\ 1 & \psi \geq 0 \text{ のとき} \end{cases}$$

$$K(\psi) = \begin{cases} K_s S_e^{0.5} [1 + (1 - S_e^{1/m})]^2 & \psi < 0 \text{ のとき} \\ K_s & \psi \geq 0 \text{ のとき} \end{cases}$$

ここに、 $S_e$ は有効含水量、 $\theta_s$ ,  $\theta_r$ は飽和含水量と不飽和含水量、 $\alpha$ と $\eta$ はvan Genuchtenのパラメータで $m = 1 - 1/\eta$ 、 $K_s$ は飽和透水係数である。中間流を解くため、地表面における境界条件は表面流出による水深を圧力水頭に変換して与える。地表面における鉛直方向の浸透フラックス $q_{out}$ は、以下の式で計算する。

$$q_{out} = -K(\psi_g) \left[ \left( \frac{-8\psi_g}{3} + 3\psi_1 - \frac{\psi_2}{3} \right) / \Delta z + 1 \right]$$

### 2.2 表層崩壊予測と崩壊土砂量の推定モデル

#### 2.2.1 安全率の算出

平衡状態における安全率を求める手法はいくつか提案されているが、本研究では1次元無限長斜面モデルを用いる（図-2）。すべり面は土層厚さに比べて十分に長く、崩壊は基岩面の角度と平行に発生するものとする。せん断応力は、次のように計算される。

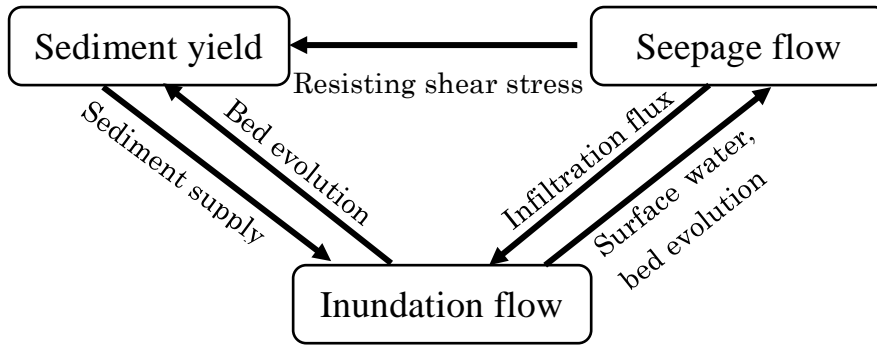


図-1 解析モデルの構成

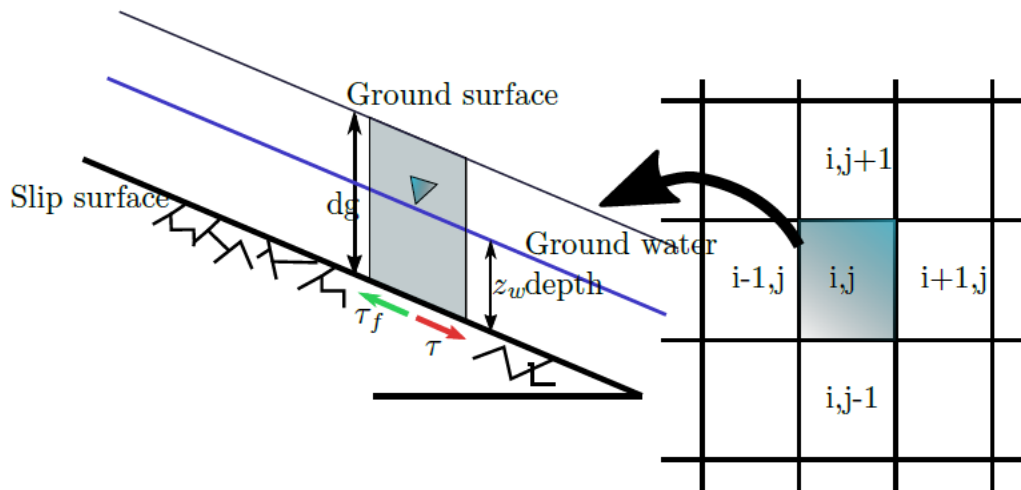


図-2 各セルの平衡状態

$$\tau = \{\gamma_{sat} z_w + \gamma(d_g - z_w)\} \sin \theta \cos \theta$$

同様に、抵抗力は次のように計算される。

$$\begin{aligned} \tau_f &= c + (\sigma - u) \tan \phi \\ &= c + \{(\gamma_{sat} - \gamma_w) z_w + \gamma(d_g - z_w)\} \cos^2 \theta \tan \phi \end{aligned}$$

ここに、 $\gamma_{sat}$ は飽和土の単位重量、 $\gamma_w$ は水の単位重量、 $c$ は土の粘着性、 $d_g$ は土層厚、 $z_w$ は土中の水深である。

したがって、安全率FoSは次のように計算される。

$$FoS = \frac{c + \{(\gamma_{sat} - \gamma_w) z_w + \gamma(d_g - z_w)\} \cos^2 \theta \tan \phi}{\{\gamma_{sat} z_w + \gamma(d_g - z_w)\} \sin \theta \cos \theta}$$

### 2.2.2 セルのグループを考慮した安全率

実現象においては、ある斜面の崩壊が隣接する斜面の安全率を引き下げる可能性もある。実際に、2019年の東日本台風によって被災した宮城県丸森町の現場では、このような形態の斜面崩壊が見られた。これを考慮するため、本研究では反復計算法<sup>1)</sup>を用いる。Boutら<sup>1)</sup>は、不安定な各セルに対して周

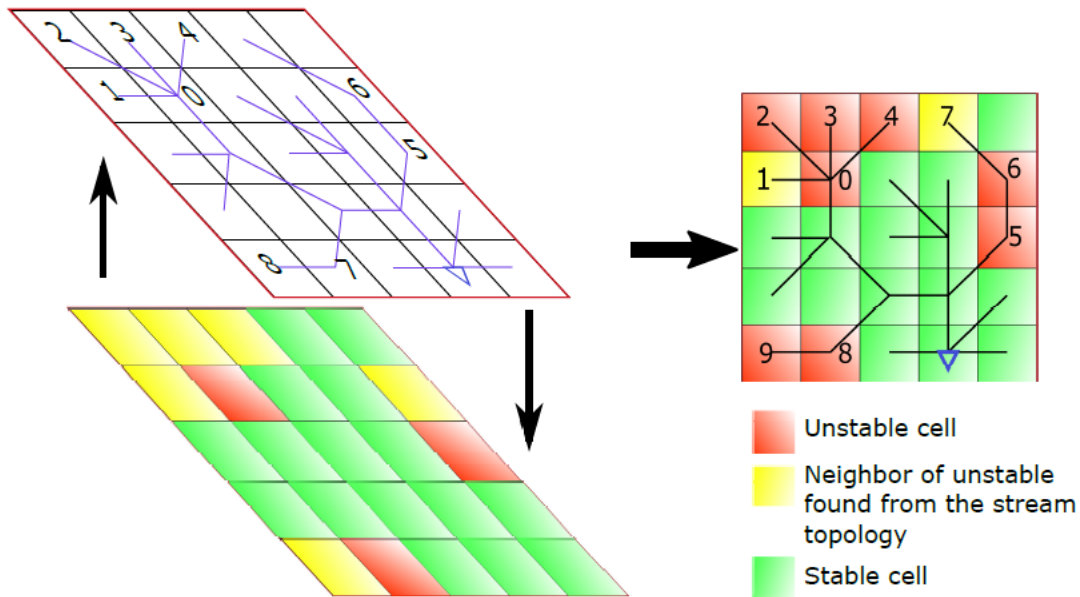


図-3 落水線に沿った隣接セルの安定性の考慮

囲8方向のセルの安定性を計算していたのに対して、本研究では、再急勾配方向に基づいて落水線を作成することで上流方向をもった各セルを識別することができる。したがって、計算中にあるセルが不安定になった場合、上流側のセルのみの安定性を調べればよいことになる（図-3）。この反復計算法では、基岩に平行なすべり面を計算する代わりに、地表面の勾配によってすべり面を計算することができる。崩壊が発生すると、地表面の勾配が変化することで力の均衡が崩れる影響を考慮することができる。以下に、反復計算法の手順を記載する。

- ステップ1：タイムステップ $t$ において、全領域の安全率を計算して不安定なセルを抽出する。
- ステップ2：これらの不安定なセルが上流側のセルに与える影響を考慮して、安定になるまで土層厚を $\Delta z$ だけ減少させる。
- ステップ3：土層厚が減少すると、上流側セルと不安定セルの勾配は増加するため、上流側セルの勾配と安全率を再度計算する。
- ステップ4：安全率が1未満のセルがあれば、不安定セルがなくなるまでステップ2と3をくり返す。
- ステップ5：各セルに対して、 $\Delta z \Delta x \Delta y$ をそのタイムステップにおいて発生した土砂量とする。
- ステップ6： $t + \Delta t$ に進む。

反復計算の手順は、図-4のセル5, 6, 7に示すとおりである。発生した土砂の体積は、高濃度の洪水流に変換される。このような高濃度流は、発生地点から出発して、斜面崩壊によって土砂が瞬時に流下し始めるものとする。

## 2.3 Godunovスキームに基づいた氾濫モデル

本研究では、降雨イベント中の斜面安定性やセルごとに生産された土砂量を同時に考慮する必要があることから、統合した河川流域モデルを用いる。解析法には、Godunovスキームに基づく有限体積法を用いる。

### 2.3.1 基礎方程式の保存形

水と土砂に対する質量と運動量の保存式は、次式のように表される。

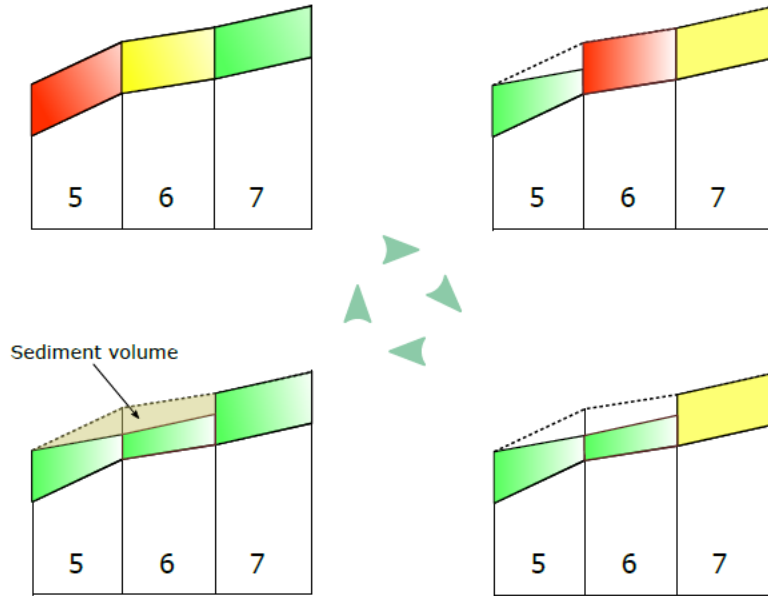


図-4 すべり面と崩壊土量の計算過程

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} + \frac{\partial G(U)}{\partial y} = S$$

ここに、

$$U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \\ Ch \\ z_b \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} \\ huv \\ Cuh \\ 0 \end{bmatrix}, \quad G = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + g \frac{h^2}{2} \\ Cvh \\ 0 \end{bmatrix}, \quad S = \begin{bmatrix} i\{c_* + (1 - c_*)s_b\} + q_{rain} - q_{out} \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \\ ic_* \\ -i \end{bmatrix}$$

である。

$U$ は保存量ベクトルで、 $h$ は水深、 $u, v$ は水深平均流速、 $hu, hv$ はそれぞれ $x, y$ 方向の単位幅流量、 $C$ は体積土砂濃度、 $z_b$ は初期河床からの侵食/堆積厚である。 $F$ と $G$ は、コントロールボリュームの境界を通過する $x, y$ 方向のフラックスである。

$S$ の第1成分は、侵食/堆積、降雨による単位面積あたりの横流入流量、単位面積あたりの浸透を含んでいる。 $i$ は侵食/堆積速度、 $c_*$ は河床中の固相割合、 $s_b$ は河床の飽和度である。 $S_{0x}$ と $S_{0y}$ は、 $x, y$ 方向の底面勾配を表しており、次式のように表される。

$$S_{0x} = \frac{\partial z_b}{\partial x}, \quad S_{0y} = \frac{\partial z_b}{\partial y}$$

$S_{fx}$ と $S_{fy}$ は、 $x, y$ 方向の摩擦勾配を表している。これらは底面せん断応力に関連し、体積土砂濃度に応じて3通りの式形で表される。

$$S_{fx} = \frac{\tau_{bx}}{\rho_T gh}, \quad S_{fy} = \frac{\tau_{by}}{\rho_T gh}$$

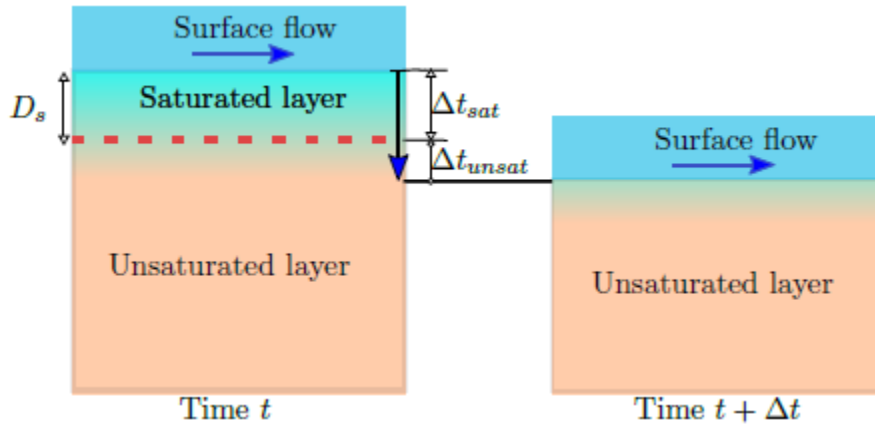


図-5 侵食速度と $\Delta t$ 内の侵食の進行

$$\tau_{bx} = \begin{cases} \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3} - 1\}} & c > 0.4c_* \text{ のとき} \\ \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_m}{h}\right)^2 u\sqrt{u^2 + v^2} & 0.01c_* < c < 0.4c_* \text{ のとき} \\ \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} & c < 0.01c_* \text{ のとき} \end{cases}$$

$$\tau_{by} = \begin{cases} \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3} - 1\}} & c > 0.4c_* \text{ のとき} \\ \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_m}{h}\right)^2 v\sqrt{u^2 + v^2} & 0.01c_* < c < 0.4c_* \text{ のとき} \\ \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} & c < 0.01c_* \text{ のとき} \end{cases}$$

ここに、 $n$ はManningの粗度係数、 $d_m$ は土砂の平均粒径である。

### 2.3.2 侵食速度式

鉛直方向のセルの大きさは、表面流が生じたときに表面に接するセルが飽和するように小さくする。その場合の侵食速度は下記のようなになる。

$$i_{sat} = \delta_e \frac{c_\infty - C}{c_* - c_\infty} \sqrt{u^2 + v^2}$$

ここに、 $c_\infty$ は平衡土砂濃度、 $\delta_e$ は侵食速度係数である。しかし、図-5に示すように、計算タイムステップ $\Delta t$ の間に、侵食深が飽和層厚 $D_s$ よりも大きくなることもある。飽和層と不飽和層が存在するため、侵食深は $\Delta t_{sat} = D_s/i_{sat}$ の間に作用する部分と、 $\Delta t_{unsat} = \Delta t - \Delta t_{sat}$ の間に不飽和侵食速度が作用する部分の2つの部分に分割できる。したがって、侵食速度は次のように表現できる。

$$i_e = \frac{\{i_{sat}\Delta t_{sat} + i_{unsat}\Delta t_{unsat}\}}{\Delta t}$$

高橋<sup>2)</sup>は、不飽和における侵食速度式を理論的に導出している。

$$i_{unsat} = K_e \sqrt{gh} \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} C \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) - \frac{\Delta \tau}{\rho gh \sin \theta} \right\}^{1/2} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c'_\infty - C) \frac{h}{d_m}$$

ここに、 $K_e$ は定数、 $\phi$ は土砂の内部摩擦角、 $\rho$ は水の密度、 $\Delta \tau$ はサクションによるせん断応力である。2次元の場合において、 $\theta$ は流速の方向に対する水面勾配とみなし、以下のように計算する。

$$\tan \theta = \frac{u \sin \theta'_{bx} + v \sin \theta'_{by}}{\sqrt{u^2 + v^2}}$$

ここに、

$$\theta'_{bx} = \theta_0 + \tan^{-1} \left[ -\frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} \right], \theta'_{by} = \theta_0 + \tan^{-1} \left[ -\frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} \right]$$

である。

### 2.3.3 堆積速度式

流動部分の堆積土砂濃度が平衡土砂濃度よりも大きい場合、土砂は堆積する。堆積速度 $i_d$ は以下の式で表される。

$$i_d = \delta_d \frac{c_\infty - C}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2}$$

ここに、 $\delta_d$ は堆積速度係数である。

### 2.3.4 2次元有限体積法

2次元浅水流方程式は、以下の式形で表される。

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{E} = 0$$

ここに、 $\mathbf{E} = (\mathbf{F}, \mathbf{G})$ である。上式のコントロールボリューム $\Omega_{ij}$ 上の積分形は、以下のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega_{ij}} \mathbf{U} d\Omega + \int_{\Omega_{ij}} \nabla \cdot \mathbf{E} d\Omega = 0$$

ガウスの発散定理を適用して変形すると、以下のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega_{ij}} \mathbf{U} d\Omega + \int_{\partial\Omega_{ij}} (\mathbf{E} \cdot \mathbf{n}) ds = 0$$

ここに、 $\mathbf{n} = (n_x, n_y)$ はコントロールボリュームに対する外向き単位法線ベクトルである。

本研究では、これらの式を2つに分割する。1つは、連続式と運動量式による3成分から成る。これにより得られた解を、土砂の連続式と河床変動式から成るもう1つの式系で用いる。こうすることで、ベクトル $\mathbf{U}$ と $\mathbf{E}$ の成分は3つとなり、 $(\mathbf{E} \cdot \mathbf{n})$ のヤコビアン行列 $\mathbf{J}_n$ を定義することができる。

$$\mathbf{J}_n = \frac{\partial(\mathbf{E} \cdot \mathbf{n})}{\partial \mathbf{U}} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{U}} n_x + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial \mathbf{U}} n_y = \begin{pmatrix} 0 & n_x & n_y \\ (gh - u^2)n_x - uvn_y & vn_y + 2un_x & un_y \\ (gh - v^2)n_y - uvn_x & vn_x & un_x + 2vn_y \end{pmatrix}$$

上のヤコビアン行列の固有値は、以下のように与えられる。

$$\begin{aligned}\lambda^1 &= un_x + vn_y + c \\ \lambda^2 &= c \\ \lambda^3 &= un_x + vn_y - c\end{aligned}$$

ここに、 $c$ は波の伝播速度である。それぞれに対応する固有ベクトルは、

$$\mathbf{e}^1 = \begin{pmatrix} 1 \\ u + cn_x \\ v + cn_y \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^2 = \begin{pmatrix} 0 \\ -cn_y \\ cn_x \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^3 = \begin{pmatrix} 1 \\ u - cn_x \\ v - cn_y \end{pmatrix}$$

ヤコビアン行列は、それぞれ固有値と固有ベクトルで構成される行列 $\mathbf{\Lambda}$ と $\mathbf{P}$ によって対角化することができる。

$$\mathbf{P} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ u + cn_x & -cn_y & u - cn_x \\ v + cn_y & cn_x & v - cn_y \end{pmatrix}, \quad \mathbf{\Lambda} = \begin{pmatrix} un_x + vn_y + c & 0 & 0 \\ 0 & un_x + vn_y & 0 \\ 0 & 0 & un_x + vn_y - c \end{pmatrix}$$

したがって、以下のように記述できる。

$$\mathbf{J}_n = \mathbf{P}\mathbf{\Lambda}\mathbf{P}^{-1}$$

数値フラックスをセル境界の midpoint で定義すると、基礎式は以下ようになる。

$$\int_{\Omega_{ij}} u(x, y, t^{n+1}) d\Omega - \int_{\Omega_{ij}} u(x, y, t^n) d\Omega + \int_{t^n}^{t^{n+1}} \sum_{k=1}^4 (\mathbf{E})_k^* \cdot \mathbf{n} l_k dt = 0$$

数値フラックスは、解がセル境界両側の変数の状態に依存しているというリーマン問題に基づいて評価する。 $\mathbf{Roe}^3$ は、セル境界両側の保存変数の状態のみに依存したヤコビアン・フラックスの近似形式を定義した。セル $\Omega_L$ とセル $\Omega_R$ の間の境界 $k$ を通過する数値フラックスは、次のように計算される。

$$\mathbf{E}^* \cdot \mathbf{n} = (\mathbf{F}, \mathbf{G})^* \cdot \mathbf{n} = \frac{1}{2} [(\mathbf{F}, \mathbf{G})_R \cdot \mathbf{n} + (\mathbf{F}, \mathbf{G})_L \cdot \mathbf{n} - |\tilde{\mathbf{J}}_{RL}| (\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L)]$$

$\mathbf{Roe}$ は、 $\tilde{\mathbf{J}}_{RL}$ が満たすべき特性として、次のものを提案した。

1.  $\tilde{\mathbf{J}}_{RL} = \tilde{\mathbf{J}}_{RL}(\mathbf{U}_R, \mathbf{U}_L)$
2.  $\mathbf{F}_R - \mathbf{F}_L = \tilde{\mathbf{J}}_{RL}(\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L)$
3.  $\tilde{\mathbf{J}}_{RL}$ は異なる実数による固有値と固有ベクトルの組み合わせをもつ
4.  $\tilde{\mathbf{J}}_{RL}(\mathbf{U}_L, \mathbf{U}_L) = \mathbf{J}_n(\mathbf{U}_L)$

上記特性が与えられれば、近似ヤコビアン行列を直接計算に用いることはない。その代わりに、保存変数 $\mathbf{U}$ の差を固有ベクトル行列で分解する。

$$\Delta \mathbf{U} = \mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L = \sum_{n=1}^3 \alpha^n \mathbf{e}^n$$

ここに、係数 $\alpha^n$ は

$$\alpha^{1,3} = \frac{h_R - h_L}{2} \pm \frac{1}{2\tilde{c}} [((hu)_R - (hu)_L)n_x + ((hv)_R - (hv)_L)n_y - (\tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y)(h_R - h_L)]$$



$$\alpha^2 = \frac{1}{\tilde{c}} [((hv)_R - (hv)_L - \tilde{v}(h_R - h_L))n_x - ((hv)_R - (hv)_L - \tilde{u}(h_R - h_L))n_y]$$

これによって、 $\tilde{\mathbf{J}}_{RL}(\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L)$ は固有値と固有ベクトルによって次のように書き換えられる。

$$\tilde{\mathbf{J}}_{RL}(\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L) = \sum_{n=1}^3 |\tilde{\lambda}^n| \alpha^n \tilde{\mathbf{e}}^n$$

固有ベクトルは、平均流速と平均波速によって表現される。これらの平均値は、近似フラックスに関する上記の特性2を用いることによってセル境界で計算される。

$$\tilde{u} = \frac{\sqrt{h_R}u_R + \sqrt{h_L}u_L}{\sqrt{h_R} + \sqrt{h_L}}, \quad \tilde{v} = \frac{\sqrt{h_R}v_R + \sqrt{h_L}v_L}{\sqrt{h_R} + \sqrt{h_L}}, \quad \tilde{c} = \sqrt{\frac{g}{2}(h_R + h_L)}$$

セル境界がドライセルとウェットセルの間であれば、平均流速は境界両側の流速の算術平均で修正する必要がある。

$$\tilde{u} = \frac{u_R + u_L}{2}, \quad \tilde{v} = \frac{v_R + v_L}{2}$$

これは、ドライセルの流速がゼロになるためである。

氾濫水の先端では、摩擦項が一般的に支配的になり、安定性に様々な問題を生じさせる。水深が小さい場合も同様である。この問題を処理するため、摩擦項は準陰解法で取り扱う。

$$S_{fx} = -(1 - \theta)(ghS_{fx})^n - \theta(ghS_{fx})^{n+1}$$

$$S_{fy} = -(1 - \theta)(ghS_{fy})^n - \theta(ghS_{fy})^{n+1}$$

ここに、 $\theta$ はウェイトを表すパラメータで、ここでは0.5を用いる。

底面勾配の処理は摩擦項と同様に注意が必要である。本研究では、下記のAudusseら<sup>4)</sup>の提案する手法を用いる。 $x$ 方向の場合、セル境界の $z$ 、ならびにセル境界の左右の静水圧を以下のように定義する。

$$z_{i+1/2,j} = \max(z_{i,j}; z_{i+1,j})$$

$$h_{i+1/2-,j} = \max(h_{i,j} + z_{i,j} - z_{i+1/2,j}; 0)$$

$$h_{i+1/2+,j} = \max(h_{i+1,j} + z_{i+1,j} - z_{i+1/2,j}; 0)$$

したがって、底面勾配項は以下ようになる。

$$S_{0x_{i-1/2+,j}} = \frac{g}{2}(h_{i,j}^2 - h_{i-1/2+,j}^2)$$

$$S_{0x_{i+1/2-,j}} = \frac{g}{2}(h_{i+1/2-,j}^2 - h_{i,j}^2)$$

$y$ 方向も同様に表される。

$$z_{i,j+1/2} = \max(z_{i,j}; z_{i,j+1})$$

$$h_{i,j+1/2-} = \max(h_{i,j} + z_{i,j} - z_{i,j+1/2}; 0)$$

$$h_{i,j+1/2+} = \max(h_{i,j+1} + z_{i,j+1} - z_{i,j+1/2}; 0)$$

底面勾配項は以下のようになる。

$$S_{0y_{i,j-1/2+}} = \frac{g}{2}(h_{i,j}^2 - h_{i,j-1/2+}^2)$$

$$S_{0y_{i,j+1/2-}} = \frac{g}{2}(h_{i,j+1/2-}^2 - h_{i,j}^2)$$

土砂の連続式は、着目するセルとそのxまたはy方向に隣接するセルの流速に応じて、風上差分によって計算される。

Roeのスキームは、線形化の過程によって非物理的な結果をもたらすことがある。非物理的な不連続を持つ数値解を避けるため、Harten and Hymanは以下のような $\varepsilon$ を導入することで、固有値の絶対値を再定義した。

$$\varepsilon_{i+1/2,j} = \max[0, (\tilde{\lambda}_{i+1/2,j}^k - \lambda_{i,j}^k), (\lambda_{i+1,j}^k - \tilde{\lambda}_{i+1/2,j}^k)] \quad k = 1,2,3$$

$$\varepsilon_{i,j+1/2} = \max[0, (\tilde{\lambda}_{i,j+1/2}^k - \lambda_{i,j}^k), (\lambda_{i,j+1}^k - \tilde{\lambda}_{i,j+1/2}^k)] \quad k = 1,2,3$$

再定義された固有値の絶対値は、以下のような形になる。

$$\psi_{i+1/2,j}^k = \begin{cases} |\tilde{\lambda}_{i+1/2,j}^k| & |\tilde{\lambda}_{i+1/2,j}^k| \geq \varepsilon_{i+1/2,j}^k \text{ のとき} \\ \varepsilon_{i+1/2,j}^k & |\tilde{\lambda}_{i+1/2,j}^k| < \varepsilon_{i+1/2,j}^k \text{ のとき} \end{cases}$$

$$\psi_{i,j+1/2}^k = \begin{cases} |\tilde{\lambda}_{i,j+1/2}^k| & |\tilde{\lambda}_{i,j+1/2}^k| \geq \varepsilon_{i,j+1/2}^k \text{ のとき} \\ \varepsilon_{i,j+1/2}^k & |\tilde{\lambda}_{i,j+1/2}^k| < \varepsilon_{i,j+1/2}^k \text{ のとき} \end{cases}$$

対象領域の境界外側にさらにダミーのセルを設けることで、境界条件を設定する。境界セルとダミーセルの間で従属変数の勾配をゼロにすることによって、壁面境界での反射条件や開境界での透過条件を設定することができる。

用いる数値スキームは、微小な水深による影響を受けやすい。底面摩擦項の値が増加することで逆方向の流れを引き起こすこともあるが、計算する水深の閾値をここでは $h < 0.001\text{m}$ とし、この条件を満たす時に底面摩擦項の値をゼロとみなすことにする。

### 3. 解析結果

#### 3.1 対象領域

本研究の対象領域は、大阪府大東市である（図-6）。生駒山地の西側、淀川水系寝屋川流域に位置し、下流の低平地は豪雨によって度重なる浸水被害に見舞われてきたが、山地からの土砂流出による洪水と土砂の氾濫にも警戒が必要な地域である。解析の対象としたのは $0.71\text{km}^2$ の面積で、標高は3mから353mまで変化する。

#### 3.2 解析条件

大東市から最短距離にあるアメダスの雨量観測所として、生駒地点の観測値を使用する。1989年から2018年までの雨量観測値を用いて、一般化極値分布（GEV）に従うと仮定して1000年確率の3時間降雨ハイエトグラフ（図-7）を作成し、これを対象領域に一樣に与えることとする。

図-8に、対象領域の土地利用、勾配、初期土壌厚さの分布、初期河床堆積厚の分布を示す。流域の

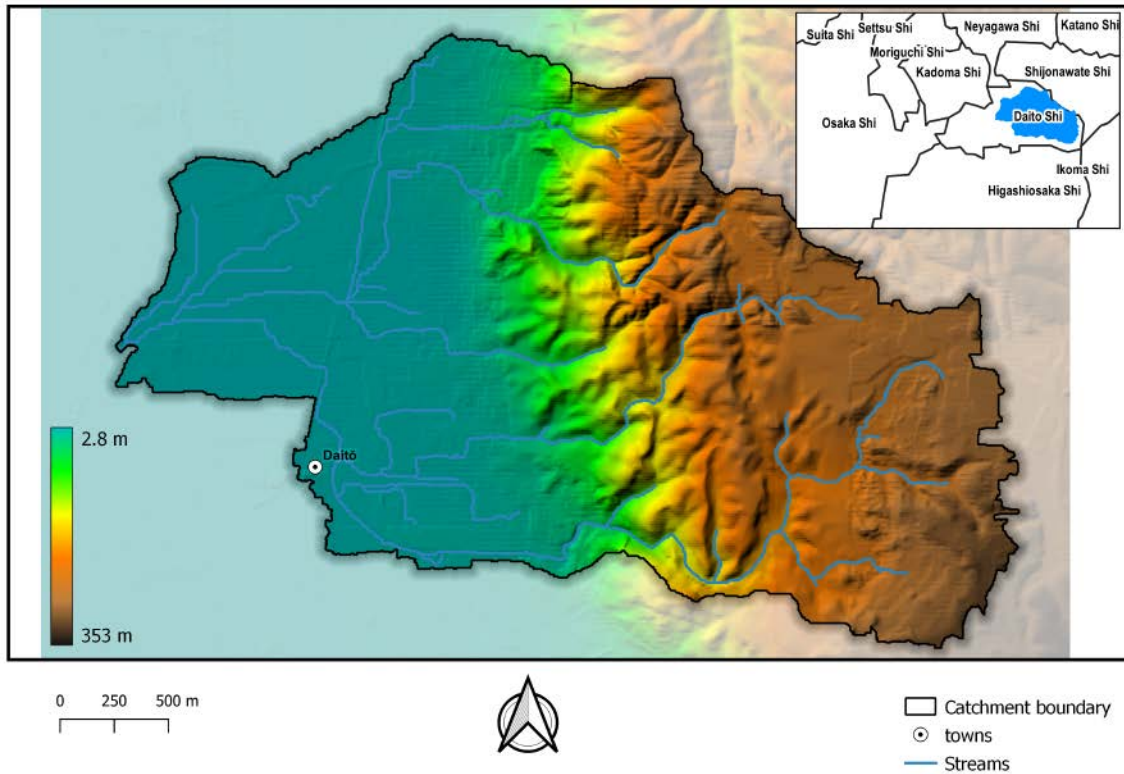


図-6 対象領域

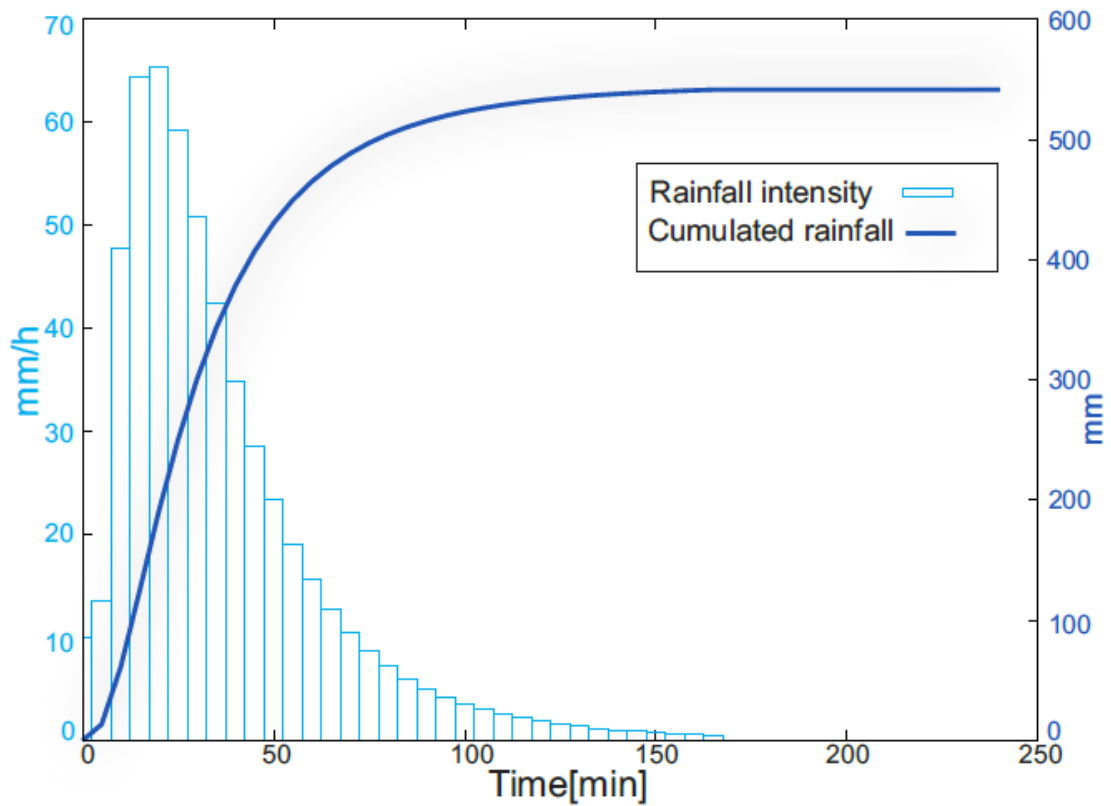


図-7 解析に用いたハイエトグラフ

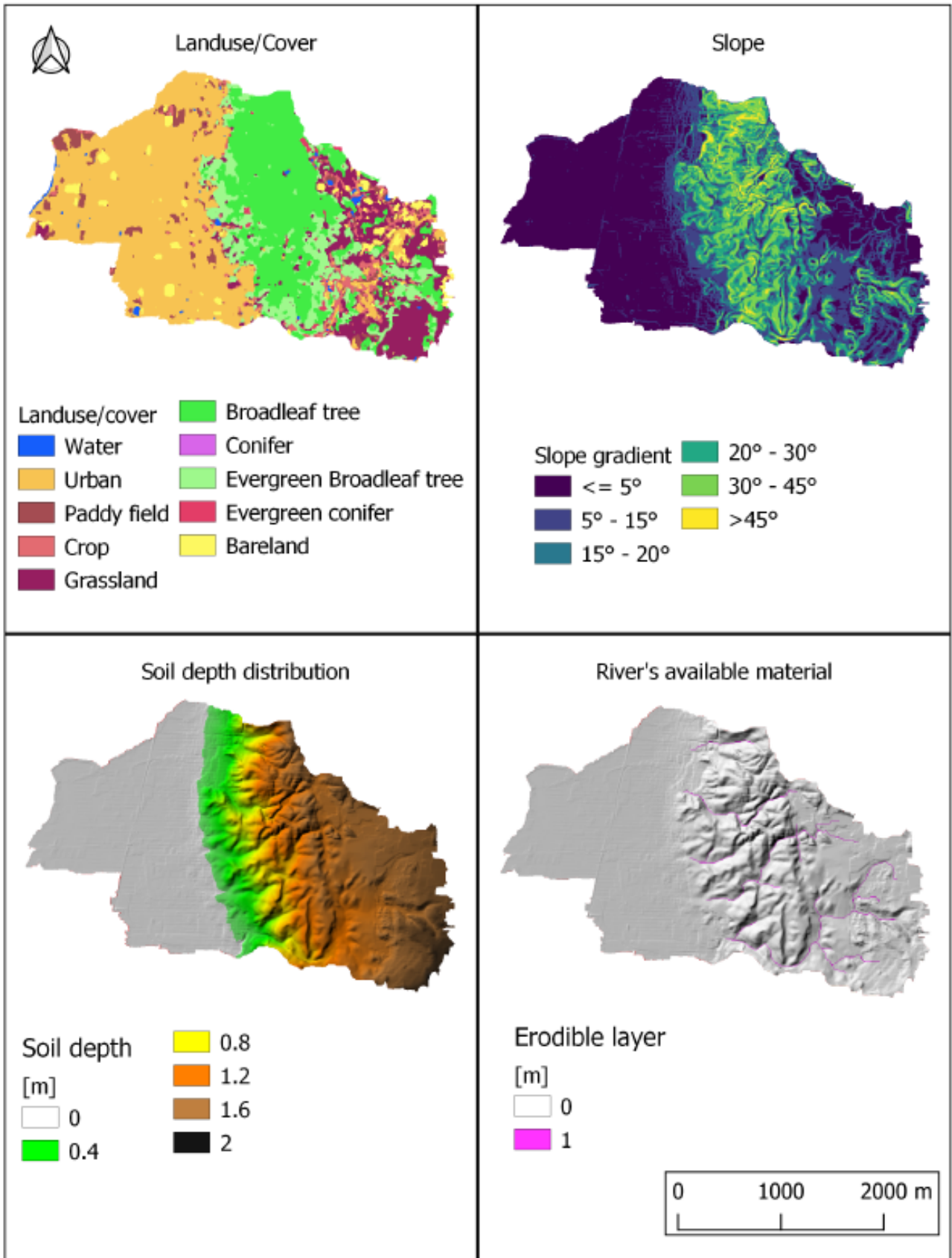


図-8 対象領域の土地利用、勾配、初期土壌厚さ、初期河床堆積厚の分布

表-1 土地利用に応じた粗度係数、透水係数、空隙率

Landuse/cover	Manning coefficient	Hydraulic conductivity [mm/h]	Porosity [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
Water	0.02	0	
Urban area	0.05	0	0.2
Paddy field	0.10	112	0.3
Crop	0.03	112	0.3
Grassland	0.1	112	0.3
Broadleaf tree	0.1	112	0.644
Conifer	0.1	112	0.53
Evergreen broadleaf tree	0.1	112	0.53
Evergreen conifer	0.1	112	0.3
Bareland	0.7	112	0.3

表-2 斜面安定解析に用いたパラメータ

$c$	(kPa)	10
$d_{min}$	(m)	0
$d_{max}$	(m)	2
$\gamma_{sat}$	(kPa)	24
$\gamma$	(kPa)	23
$\gamma_w$	(kPa)	10
$\phi$	(deg)	20

地形は、国土地理院の発行する航空レーザー測量による5m分解能の標高データを使用する。これを基に、8方向の標高から最急勾配方向となる各セルの流下方向を決定する。さらに、土地利用区分を基にManningの粗度係数と空隙率と飽和透水係数を決定する（表-1）。初期土壌厚さは、一様と仮定する 경우가多いが、本研究では標高に比例すると仮定して、最も標高の高い地点で2m、低い地点で0mとする。また、2500セル以上の集水域をもつセルは主流域に属するセルとして、初期河床堆積厚を一様に1mと仮定する。その他のパラメータは、表-2に定めた値を一様に与える。

### 3.3 解析結果

#### 3.3.1 斜面安定解析

急勾配斜面に位置するセルは、降雨開始35～45分後ごろに崩壊を始めている。その時点での累積雨量は300mmを越えている。不安定セルを安定セルに変換するプロセスにより、図-9のように斜面の安全率が計算され、図-10のように安全率が1未満の斜面から流出した土砂の体積を推定することができる。本研究では、安全率が1未満のすべてのセルから土砂が生産されることにしているが、その結果、かなり多くの斜面から土砂が生産される結果となり、このことから土砂生産量については過大評価されている可能性がある。

#### 3.3.2 土石流と氾濫解析

斜面崩壊で生産された土砂は、90%の体積土砂濃度をもつ洪水流に変換される。図-11に、斜面崩壊土砂により発生した計算時間内の最大流動深の分布を示す。流域の北側では土石流が都市域にまで到達しているものの、ほとんどの堆積域は上流山地内で堆積している。土石流流動深の最大値は、山地の出口で発生した4.28mであった。

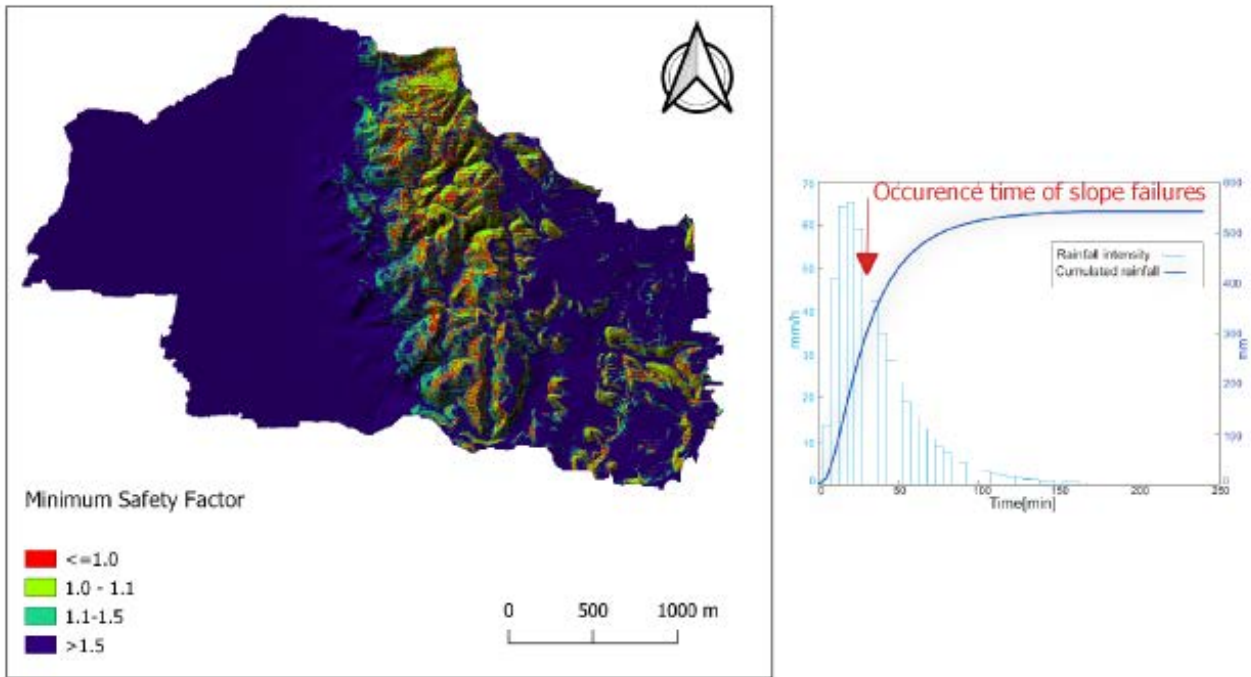


図-9 斜面の安全率の最小値

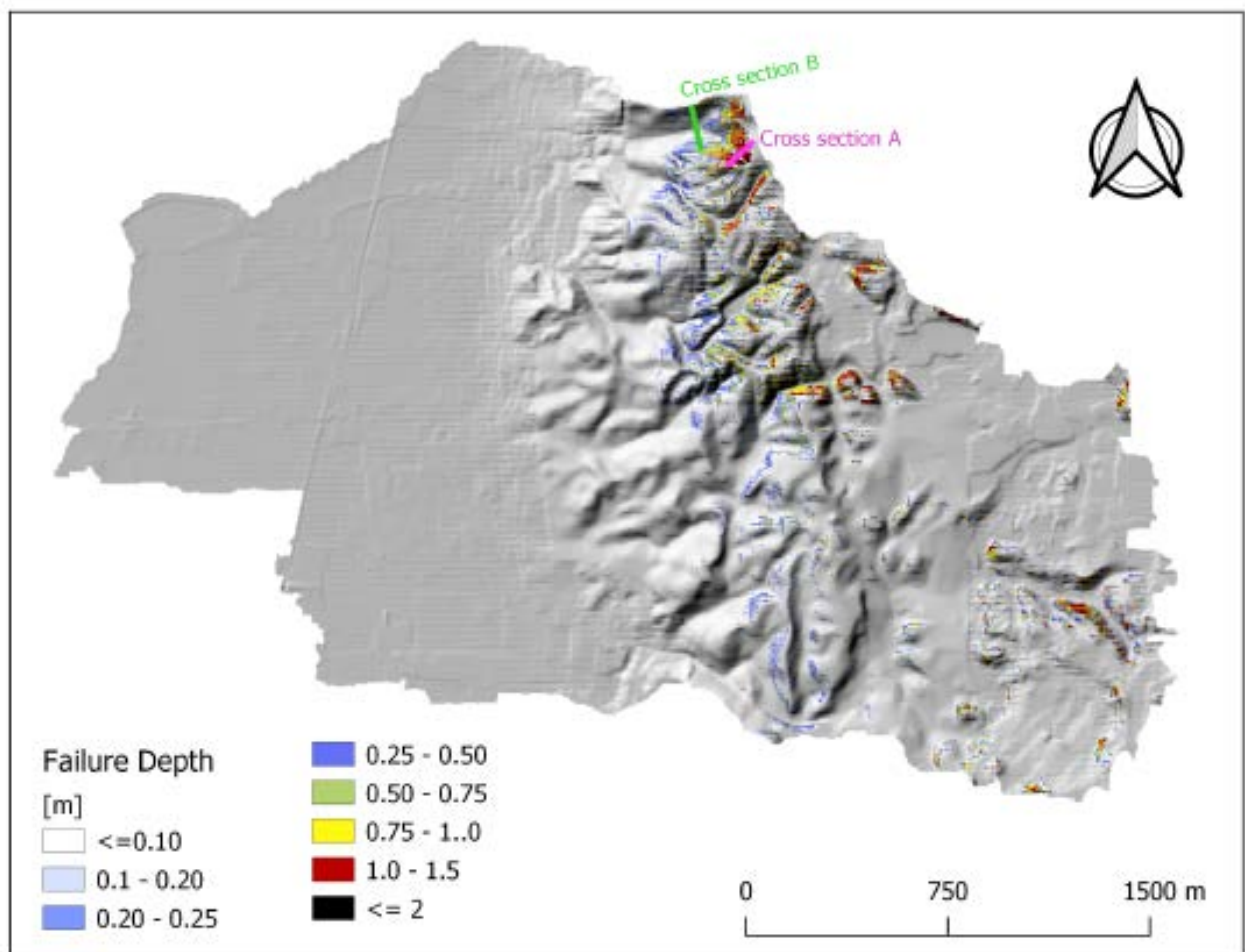


図-10 斜面からの流出土砂厚



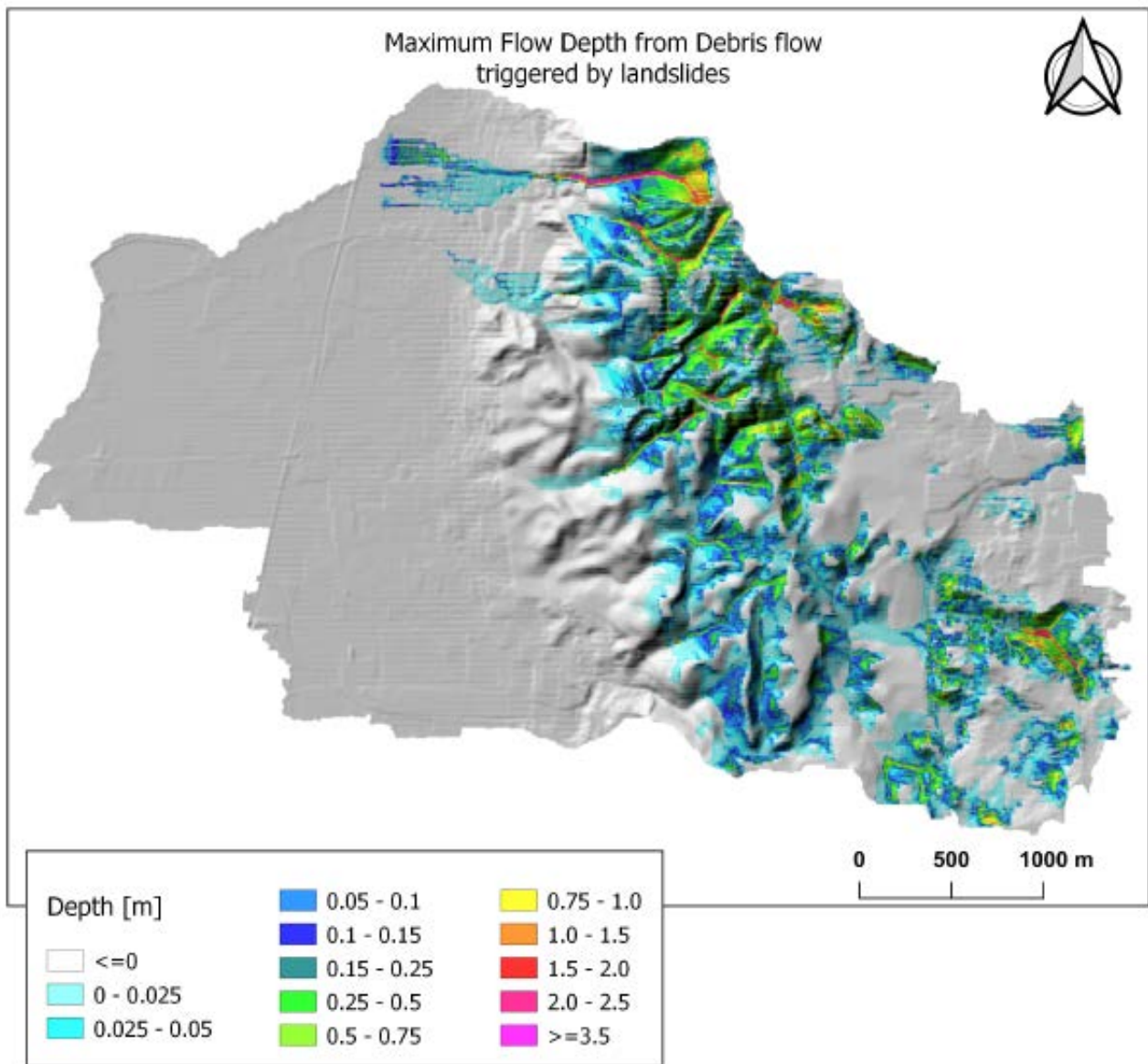


図-11 斜面崩壊により発生した最大流動深

### 3.3.3 侵食／堆積分布

本研究において、土砂の発生源は2つに分けられる。1つは主流域河道の河床に堆積していた1mの堆積物であり、もう1つは高濃度の洪水流を発生させる斜面崩壊によるものである。図-12は、侵食と堆積の空間分布を示したものである。上流では、侵食の後に堆積が起こっており、都市域にまで到達する土砂の量は限定的である。これは、主に浸透率が高いために流量が減少し、土砂の輸送能力が減少したことによるものと考えられる。

### 3.3.4 土砂を考慮することによる解析への影響

氾濫流は、下流端の自由境界から自然流下で排水される。土砂を考慮した場合の最大流動深と、土砂を考慮しなかった場合の最大浸水深を、それぞれ図-13と図-14に示す。図-13によると、浸水深が大きい箇所は、市街地の中央付近に集中している。この地域には南北に国道が通っており、解析に用いた標高のみでは必ずしも実際の排水系を反映しきれていないため、この国道で氾濫水が堰き止められて1.5mの浸水深が生じたものと考えられる。

図-14からは、下流の低平地における全体的な浸水深分布は土砂を考慮した場合と同様であることが

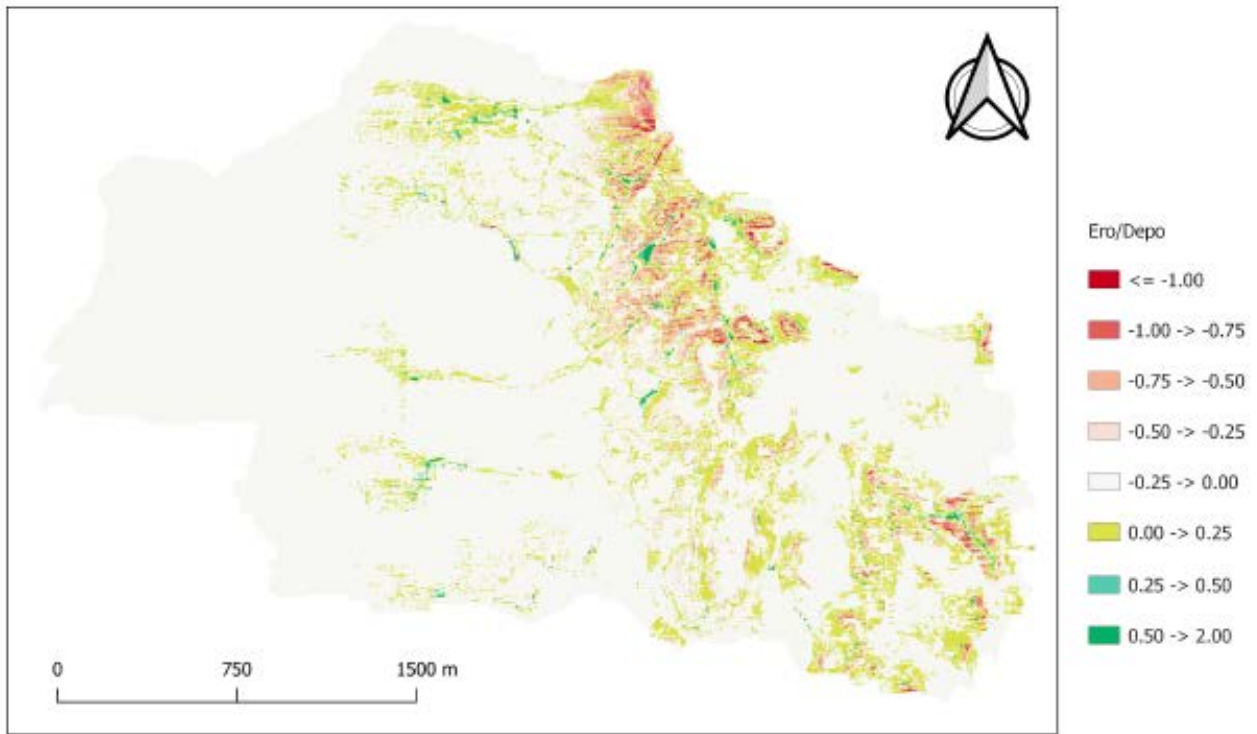


図-12 侵食・堆積厚の分布

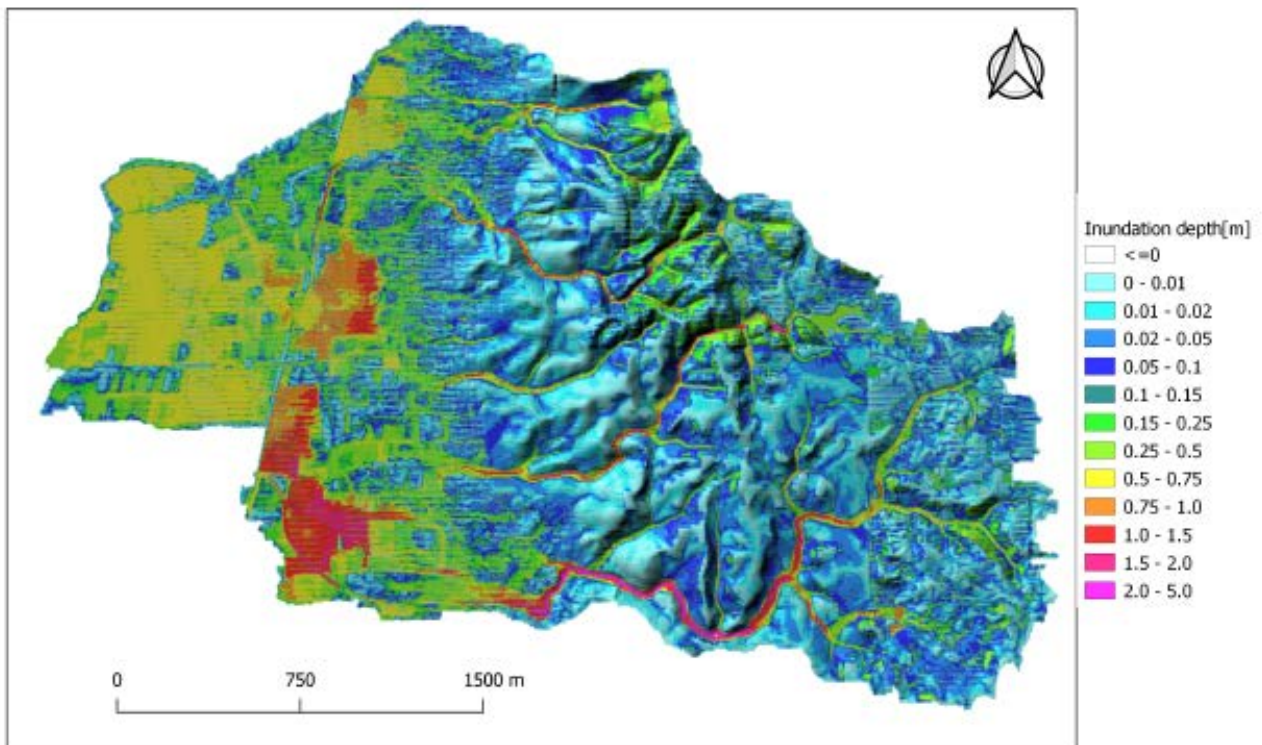


図-13 斜面崩壊と河床堆積物から発生した流動深の分布



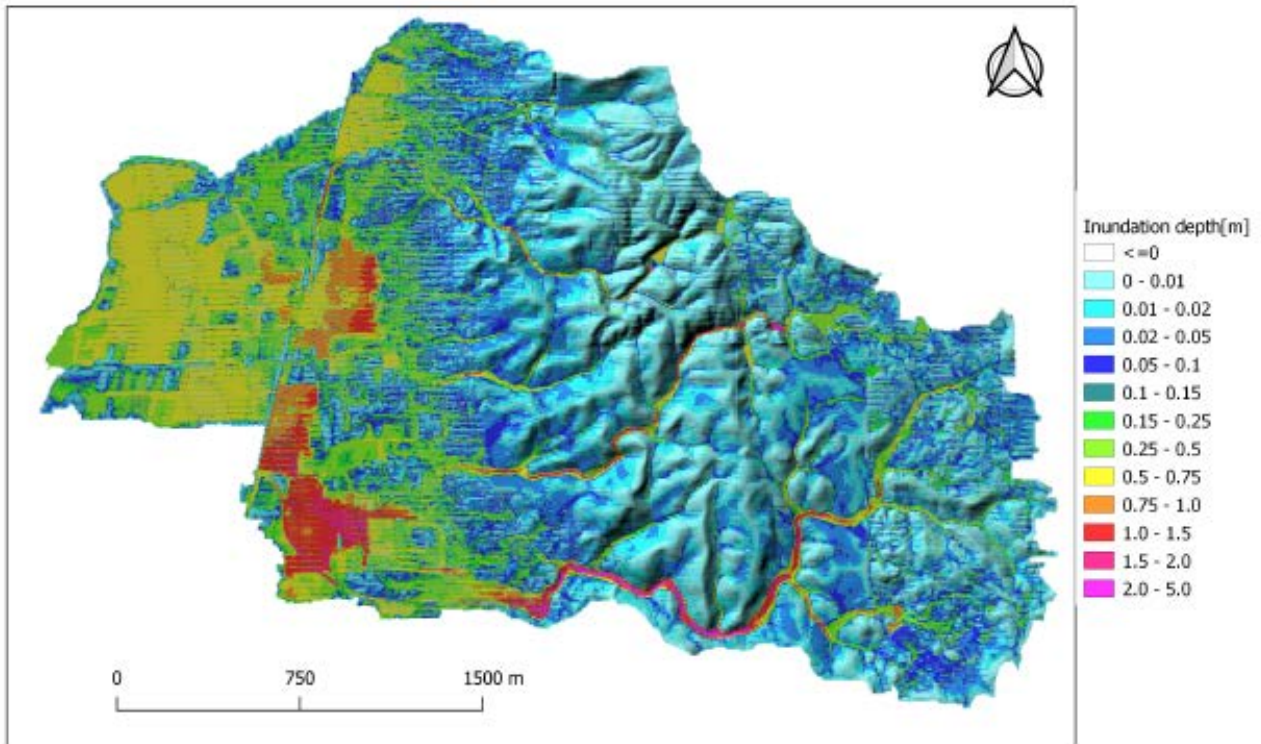


図-14 土砂を考慮しなかった場合の浸水深分布

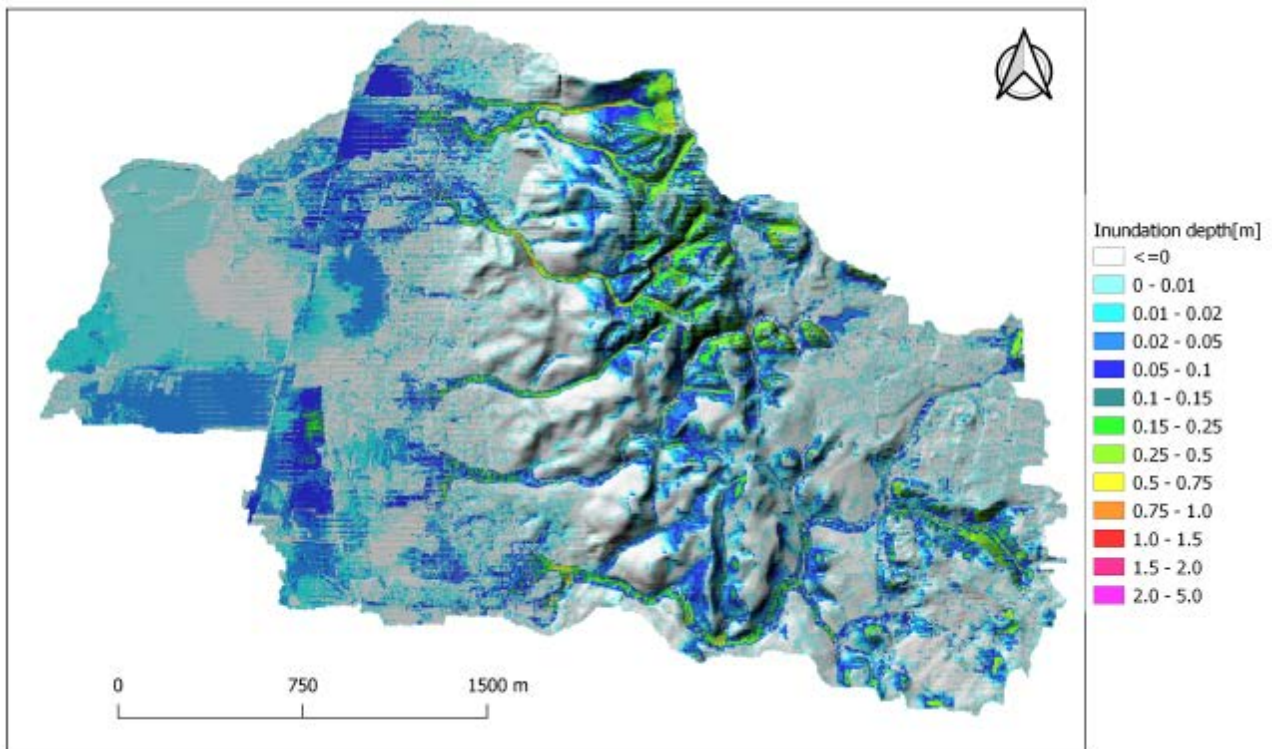


図-15 土砂を考慮した場合と考慮しなかった場合の流動深の差

わかる。しかし、浸水深の規模は土砂を考慮した場合の方が大きく現れている。図-15は、両ケースの差を示したものである。この図より、浸水深の規模の差は、上流山地部のみならず主要河道に添ったエリアならびに土砂の堆積が発生した地点において見られる。勾配の大きい中部の山間地で主に土砂が発生し、その土砂が山地内の河床に堆積して河床を上昇させ、土石流の流動深や氾濫水の浸水深を増加させる結果となった。したがって、土砂の流出を考慮することで、山地部の河道や平地に流下してくる場所では洪水氾濫の危険性が高まると予想される。したがって、これらの地域の治水安全度を検討するにあたっては、流域からの土砂の流出を考慮することは極めて重要であり、それによって推定される流動深や浸水深は降雨のみを考慮した場合のものを上回ると考えられる。一方で、下流の低平地における氾濫水の浸水深は、土砂を考慮した場合と考慮しなかった場合とで大きな違いは見られなかった。

#### 4. おわりに

本研究では、浸透流モデル、崩壊土量推定モデル、二次元土砂・氾濫モデルから構成される統合モデルを構築した。このモデルを大阪府大東市に適用して、各要素モデルの機能を確認し、土砂を考慮した場合と考慮しない場合の結果を比較した。その結果、勾配の急な中部山間地で土砂が多く発生し、主に山間地の河床に土砂が堆積する傾向が見られたが、その影響は下流低平地にまでは到達せず、低平地の氾濫では土砂の堆積の有無による浸水状況の違いは大きくなかった。この結果から、中部山間地の集落や、山地河川が低平地に流下してくる付近の洪水氾濫危険度を検討するには、土砂の影響は無視できないほど大きいことが予想される。

本研究で用いた解析モデルは、詳細な地形や土地利用のデータが入手できれば適用することが可能であることから、全国の中山間地の河川流域に適用可能であると考えられる。今後は、解析速度の高速化、ならびに土砂流出量や流動深の実績データと比較することで、解析モデルの検証実績を増やしていくことが必要と考えられる。

#### 参考文献

- 1) B. van den Bout, L. Lombardo, C. J. Van Westen and V. G. Jetten, Integration of two-phase solid fluid equations in a catchment model for flashfloods, debris flows and shallow slope failures, Environmental modelling software, 105, pp.1-16, 2018.
- 2) Tamotsu Takahashi: A Review of Japanese Debris Flow Research, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.2, Issue.1, pp.1-14, 2013.
- 3) P. L. Roe: Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes, Journal of Computational Physics, 43, pp.357-372, 1981.
- 4) Emmanuel Audusse, Francois Bouchut, Marie Odile Bristeau and Rupert Klein: A fast and stable well-balanced scheme with hydrostatic reconstruction for shallow water flows, SIAM Journal of Scientific Computing, Vol.25, No.2, pp.2050-2065, 2004.