

細粒土砂の供給が土砂流出・流路変動特性に与える影響に関する研究

京都大学大学院 工学研究科

広島大学大学院 先進理工系科学研究科

富山県立大学 工学部

土木研究所 寒地土木研究所

山野井 一 輝

井 上 卓 也

久 加 朋 子

山 口 里 実

細粒土砂の供給が土砂流出・流路変動特性に 与える影響に関する研究

久加 朋子¹・山野井一輝²・井上 卓也・山口 里実⁴

Tomoko KYUKA, Kazuki YAMANOI, Takuya INOUE and Satomi YAMAGUCHI

¹ 富山県立大学工学部 准教授

² 京都大学大学院 工学研究科 助教

³ 広島大学大学院 先進理工系科学研究科 准教授

⁴ 国立開発研究法人 寒地土木研究所

要 旨

河道内に流入する細粒土砂は、その濃度によって氾濫原の高さ、河岸侵食量、土砂輸送特性を変化させ、沖積河川の中長期的な河床・流路形態に影響を与えることが知られている。しかしながら、我が国のような急勾配河川における山地から生産される細粒土砂の挙動や、それらが河道内へ流入した後の輸送特性に関する知見は非常に限られた状況にある。そこで、本研究では3年計画にて、流域全体での細粒土砂の輸送を扱うための枠組みを開発することを目的とし、山地から河川への細粒土砂流出量の定量化モデルおよび河道内での細粒土砂の河床変動特性を扱うための解析モデルの開発を行う。2年目となる本年度は、初年度モデルの改良を目的にした流域規模での崩壊地からの細粒土砂供給特性把握のための室内水路実験とモデル構築、上流域河川における流砂衝突による岩盤侵食と乾湿風化による細粒土砂の輸送および河床変動への影響に関する数理モデルを用いた検討、沖積河川・河道内に供給される高濃度細粒土砂の輸送・堆積特性に関する数理モデル（初年度のモデルを一部改良）を用いた検討を実施した。以下の報告には下記テーマについて記載する。

- (1) 崩壊裸地斜面からの細粒分供給モデルの構築に関する研究（山野井一輝）
- (2) 乾湿風化と流砂衝突摩耗による岩盤侵食量（細粒土砂生産量）の推定（井上卓也）
- (3) 河道内に供給される高濃度細粒土砂の輸送特性に関する研究（久加朋子・山口里実）

1. 崩壊裸地斜面からの細粒分供給モデルの構築に関する研究

山野井一輝

Kazuki YAMANOI

京都大学大学院 工学研究科 助教

要 旨

本研究では流域規模での細粒土砂の流出特性を把握するため、厚真川流域を対象に、細粒土砂の河道への供給過程を考慮できる土砂動態モデルの構築を進めている。本年度は、崩壊裸地斜面からの降雨侵食による土砂供給プロセスに着目し、現地調査に基づく実態把握と、降雨装置を用いた水理実験を実施した。現地調査の結果、厚真川流域の崩壊地では、部分的に火山性の土砂が風化した粘土成分の露出領域があり、その領域では表流水の発生に伴うリル侵食により活発な土砂流出が認められた。このことから、低透水性材料と高透水性材料混在場での、表層侵食が、本流域の土砂流出特性に大きな影響を及ぼしているものと推察された。この推察に基づいて、珪砂と珪藻土およびカオリンを敷いた水路に降雨を与える実験を行い、表層侵食過程を測定した。また、同様に浸透過程と侵食過程を統合的に解析できるシミュレーションを構築し、その再現を試みた。今後、これらを用いることで、降雨と河道への土砂供給量の関係を明らかにし、その関係性を土砂供給モデルとして流域スケールのシミュレーションに組み込むことを計画している。

《キーワード：土砂供給；表層侵食；土砂動態；リル侵食》

1. 研究の背景

細粒分の流出を、降雨や地形データを元に予測するためには、河道外における降雨流出、河道内における水と土砂の輸送過程および、河道外からの土砂の供給プロセスを適切にモデル化し、統合的なシミュレーションを実施する必要がある。江頭・松木¹⁾は、流域の河道網を合流点毎に分割した単位河道と、その左右岸に接続する単位斜面を組み合わせた流域モデル（図-1）を用い、降雨の流出と河道内の水・土砂の移動を解析可能な土砂動態を提案している。これを用いることで、降雨条件と河道内の土砂の粒径分布等の情報から、流域スケールでの水と掃流砂の輸送プロセスを解析することができる。また、浮遊砂を追加した手法も提案されている²⁾。しかしながら、実流域、特に今回解析の対象とした厚真川流域のように、河道外部における土砂生産や河道への土砂供給が卓越する流域では、河道内の土砂のみを扱うモデルでは現象を再現することが困難である。山野井・藤田³⁾は、岐阜県神通川水系足洗谷流域を対象に、流域内の裸地斜面における凍結融解による土砂生産モデルと、河道側部の崖錐状堆積物を仮定した土砂の供給モデルを組み合わせることで、河道外からの土砂の供給が卓越するような場でのシミュレーション手法を提案している。ただし、この手法は、凍結・融解による土砂生産が活発な場への適用には実績があるものの、本研究で対象とする厚真川流域のように、地震による崩壊後の残存土砂が、雨滴や表面流の作用により侵食されて河道に供給される場に適用することは困難である。2020年度は、単位斜面下端部における流量と供給土砂量が比例関係にあるとの仮定に基づく単純な土砂供給モデルを適用することで、厚真川流域全体の土砂動態シミュレーションが可能となった。これにより、下流域（浜厚真観測所地点）で観測されている地震後の流量に対する流砂量の増加が、シミュレーションでも一定の精度で再現されることを確認した。ただし、この手法では、斜面下端流量と土砂供給量の間の比例係数の決定に、観測に基づいた年間侵食深さを用いているが、これは事後観測がないと推定できない値であるため、再現には用いることができても、予測に用いるのは困難である。また、斜面下端の流量はあくまでもシミュレーション中で出てくる仮想的な値であり、物理的な予測に基づく供給モデルではないため、適用性にも限界があると想定される。以上のことから、2021年度は、物理過程に基づいた崩壊裸地斜面からの土砂供給量推定モデルを構築するため、厚真川流域における土砂供給の実態把握と、降雨装置を用いた水理模型実験を実施した。

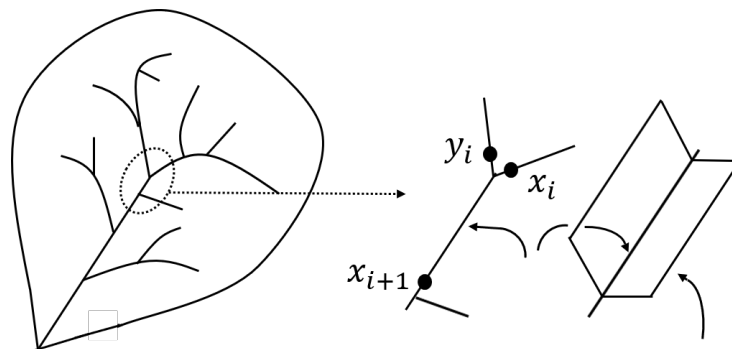


図-1 単位河道・単位斜面の概念図（江頭・松木¹⁾）

2. 厚真川流域における土砂供給の実態把握

図-2に対象とした厚真川流域を示す。裸地斜面からの土砂供給の実態を把握するため、2021年10月19-20日に現地踏査を実施した。対象としたのは、図-2のP1, P2地点である。調査内容は、透水係数測定用の表層土層のサンプリングと、土砂濃度測定用の表流水採取である。表流水採取は、日雨量24mm（アメダス厚真）の降水のあった20日の日中に、斜面下部に流出流水を対象に実施した。

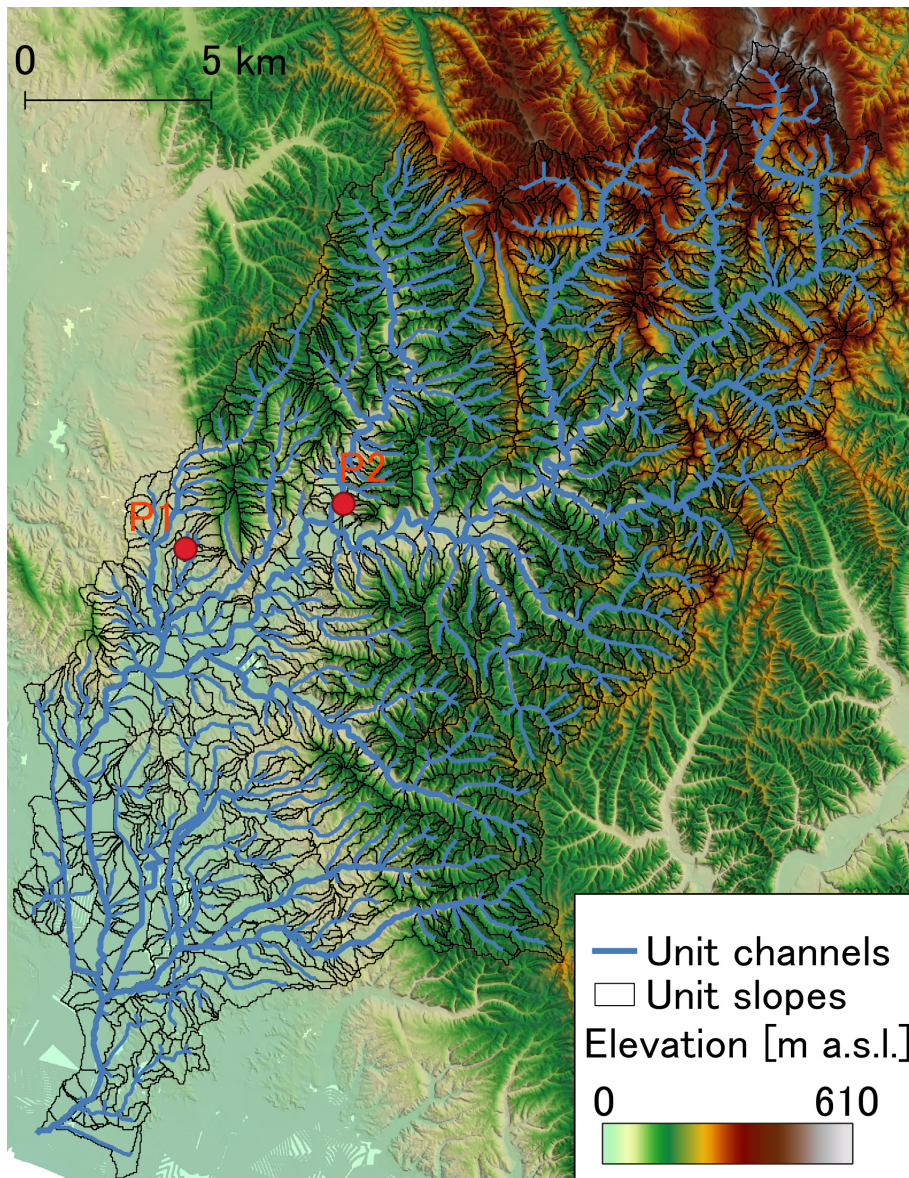


図2 厚真川流域の標高および単位河道・単位斜面

当流域の表層は、恵庭火山や樽前火山等の火山から噴出した降下火砕物が基盤を覆っており⁴⁾、調査報告⁵⁾によると、表層崩壊は樽前d層とその下部の恵庭a層の境界ですべり面が形成されたと推定されている。また、同報告では、樽前d層の下部は風化して粘土化が進んでいること、この粘土化した部分が水を多く含むことですべり面となった場合が多いことも指摘されている。

P1地点の表層崩壊跡では、表層が砂程度の粒径の領域（図-3 (a)）と、粘土状の細粒分が残存している領域（図-3 (b)）が混在している。粘土状の堆積物が表層にある領域では、図-3 (b) のように筋状のリル侵食が発生しているのに対し、粘土が残存していない図-3 (a) のような領域では、リル状の侵食痕跡は確認されなかった。すなわち、表層に粘土状の透水性の小さい領域が存在するかどうか、リル状の表層侵食が生じるかに大きく影響を及ぼすことが推察される。また、図-4P2地点では、全域でリル状の表層侵食がみられたが、これは当斜面が発災後に整地されており表層を締固められることで表層の浸透能が低下したこと、および縦断方向に十分な長さがあるために、下部で表面流が生じてリル侵食が発生したことが原因と考えられる。

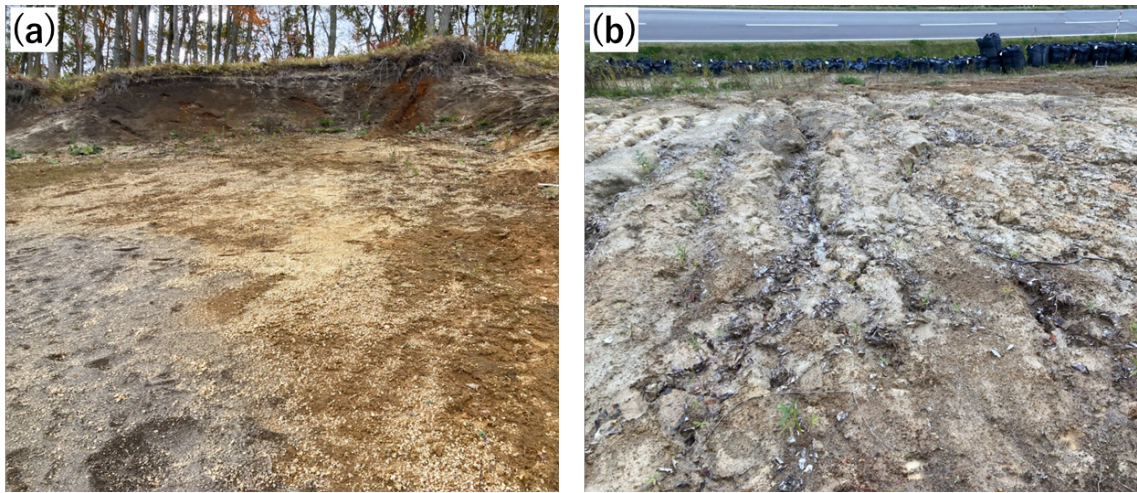


図3 P1斜面の状態 (a) 砂層が露出している領域 (2021年10月19日撮影) (b) 粘土層が露出している領域 (2021年10月20日撮影)

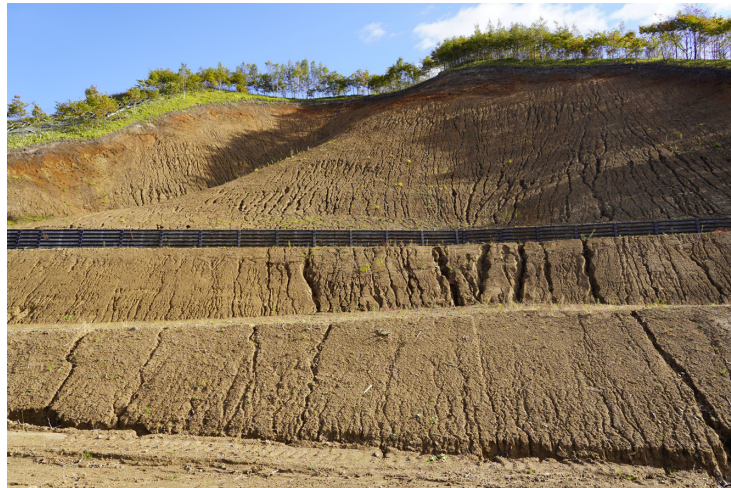


図4 P2斜面の状態 (2021年10月19日撮影)

表-1に採水したサンプルの土砂濃度を示す。P1斜面の粘土存在部の下部では1%に近いの高濃度な状態であり、このような粘土部の侵食が流域内の土砂動態に大きく影響を及ぼす可能性が示唆される。また、P2斜面下端でも、斜面中腹から下端に向けて土砂濃度が増加傾向にあり、表面流が表層を侵食することで、細粒分の土砂濃度が増加し、河川に流入していく実態が示唆される。

表-2に採取した土層の飽和透水試験の結果を示す。粘土部分はそれ以外の部分よりも6オーダー程度小さい飽和透水係数であることがわかる。飽和透水係数を浸透能とみなして単位換算すると、粘土部では0.001mm/h程度、それ以外では1000mm/h程度の値であり、粘土部ではほとんど降雨が浸透せずに表面流が形成され、それ以外の部分では降雨の全量が土層内に浸透しているものと想定できる。

以上のことから、当流域における崩壊裸地部では、透水性の小さい粘土層の露出による表面流の形成とリル状の侵食が、細粒分土砂の河川への供給に大きな影響を及ぼしていると考えられる。既往のリル侵食を考慮したモデル（例えばGeoWEPP[®]等）では、このような不均質な斜面における適用は想定されていないため、本研究では、水理模型実験による降雨侵食プロセスの解明と二次元の降雨浸透・侵食モデルを用いた再現計算を実施する。次年度以降、構築した二次元モデルを用いて降雨および斜面形状、透水性と土砂供給量の関係を明らかにすることで、斜面侵食に伴う土砂供給モデルを構築し、流域スケールのシミュレーションに組み込むことを計画している。

表-1 採水した土砂濃度

採水地点	体積土砂濃度
P1斜面, 粘土存在部の下端	0.93 %
P2斜面中腹	0.051 %
P2斜面の下流端から流出する流路	0.11 %

表-2 透水試験の結果

サンプル名	採取地点	試験手法	飽和透水係数 [cm/s]
A1	P1斜面表層	定水位	2.47158×10^{-2}
A2	P1斜面表層	定水位	2.67616×10^{-2}
A3	P1斜面表層	定水位	2.29405×10^{-2}
A1b	P1斜面中層 (深さ30cm)	定水位	2.01336×10^{-2}
A2b	P1斜面中層 (深さ30cm)	定水位	4.25245×10^{-2}
A3b	P1斜面中層 (深さ30cm)	定水位	1.00299×10^{-2}
A4	P1斜面表層, 粘土層露出部	変水位	2.91074×10^{-8}
A6	P1斜面表層, 粘土層露出部	変水位	4.01629×10^{-8}

3. 粘土層・砂層混在場における表層侵食に関する降雨模型実験

3.1. 実験条件

現地の状況をもとに、厚真川流域における土砂供給量を推定するには、透水性の小さい粘土やシルトの層と、透水性の大きい砂層が混在する場における、降雨による侵食過程を明らかにする必要がある。そこで本研究では、砂、粘土およびシルトを設置した幅広水路と、降雨装置を用いた水理実験を実施した。使用した水路の形状を図-5に示す。縦断方向に3000mm、横断方向に800mmの矩形水路を用い、勾配 θ は10度とした。土層は総厚120mm分を均一に均して設置し、降雨装置を用いて、平均93mm/hの強度で降雨を供給した。土層の条件は表-3に示すように、層厚を12cmで統一し、全層を7号珪砂としたcase 1eと、9cmの7号珪砂の上に3cmの珪藻土層を設置したcase 2e, および同様にカオリンを3cm設置したcase 3eの計3ケースとした。各材料の飽和透水係数は表-4に示す。15分毎に降雨を中断させ、表層の地形を縦断方向に10mm間隔、横断方向に約0.2mm間隔で、キーエンス社製のインラインプロファイル測定器 (LJ-X8900) を用いて表層地形を測定した。

3.2. 実験結果

各実験ケースに対して、15分毎の地形変化（初期の表層からの差分）を図-6に示す。測定範囲の制約から、上流側の800mm程度と、右岸側の50mmは図から除外している。全層を7号珪砂としたcase 1eでは、実験開始後 $T=30$ [min]までは降雨のほとんどが土層中に浸透し、ほとんど変位は生じていない。 $T=30$ [min]付近で土層が飽和し、その後 $T=60$ [min]にかけて表面流が生じることで、表層に30mm程度の侵食が生じた。侵食形態は、リルのような溝状とはならず、シート侵食に近い現象が確認できた。

9cmの珪砂の上に中程度の透水係数を持つ珪藻土を設置したcase 2eでもcase 1eと同様、 $T=30$ [min]までは表面流が生じず、ほとんど侵食は生じなかった。その後、 $T=45 \sim 60$ [min]にかけて、土層が飽和し、その後4~5本の筋状侵食が生じ、それが上流へ伝播していく傾向が得られた。これは、case 1eと比べて表層の粒径が小さいことで小さい水深でも活発な侵食が生じた上で、その侵食域に流水が集中すること

で、さらにその筋状の侵食が進展したためと考えられる。

表層をより粒径と透水性が小さいカオリンとしたcase 3eでは、 $T=15[\text{min}]$ の時点で表層が20mm程度低下している。これは、表層侵食ではなく、表層のカオリンが降水によって締め固まったことが原因と考えられる。その後、case 3eではcase 1e, 2eに比べて早いタイミングで表面流が生じた。しかしながら、侵食は珪藻土を設置したcase 2eよりも緩やかであり、 $T=60[\text{min}]$ 時点でも筋状の侵食は生じない結果となった。これは粘性の影響で、侵食が阻害されたことに原因があると考えられる。今後、より長時間で降水強度が小さい条件下でも同様に実施し、より実態に近いような侵食形態の再現を目指すことを計画している。

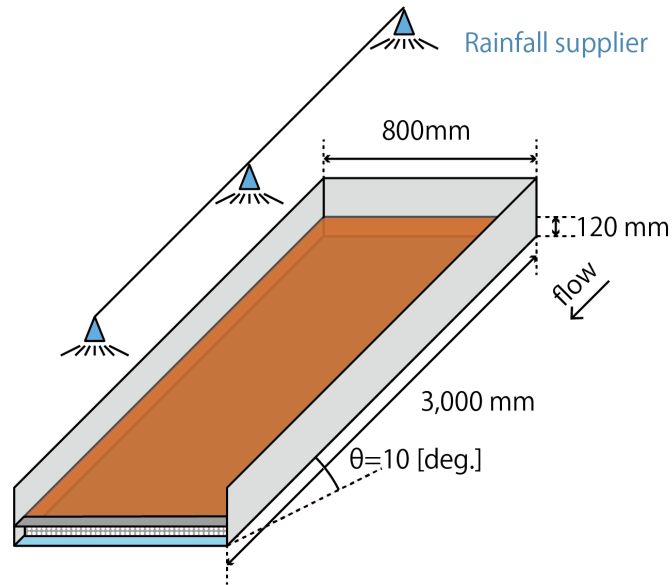


図-5 使用した水路の形状

表-3 実験ケース

Case	下層の条件	上層の条件
Case 1e	7号珪砂12cm	
Case 2e	7号珪砂9cm	珪藻土 3cm
Case 3e	7号珪砂9cm	カオリン 3cm

表-4 透水係数

材料	測定手法	飽和透水係数[cm/s]
7号珪砂	定水位	2.53122×10^{-2}
珪藻土	定水位	1.25077×10^{-3}
カオリン	変水位	1.62327×10^{-4}

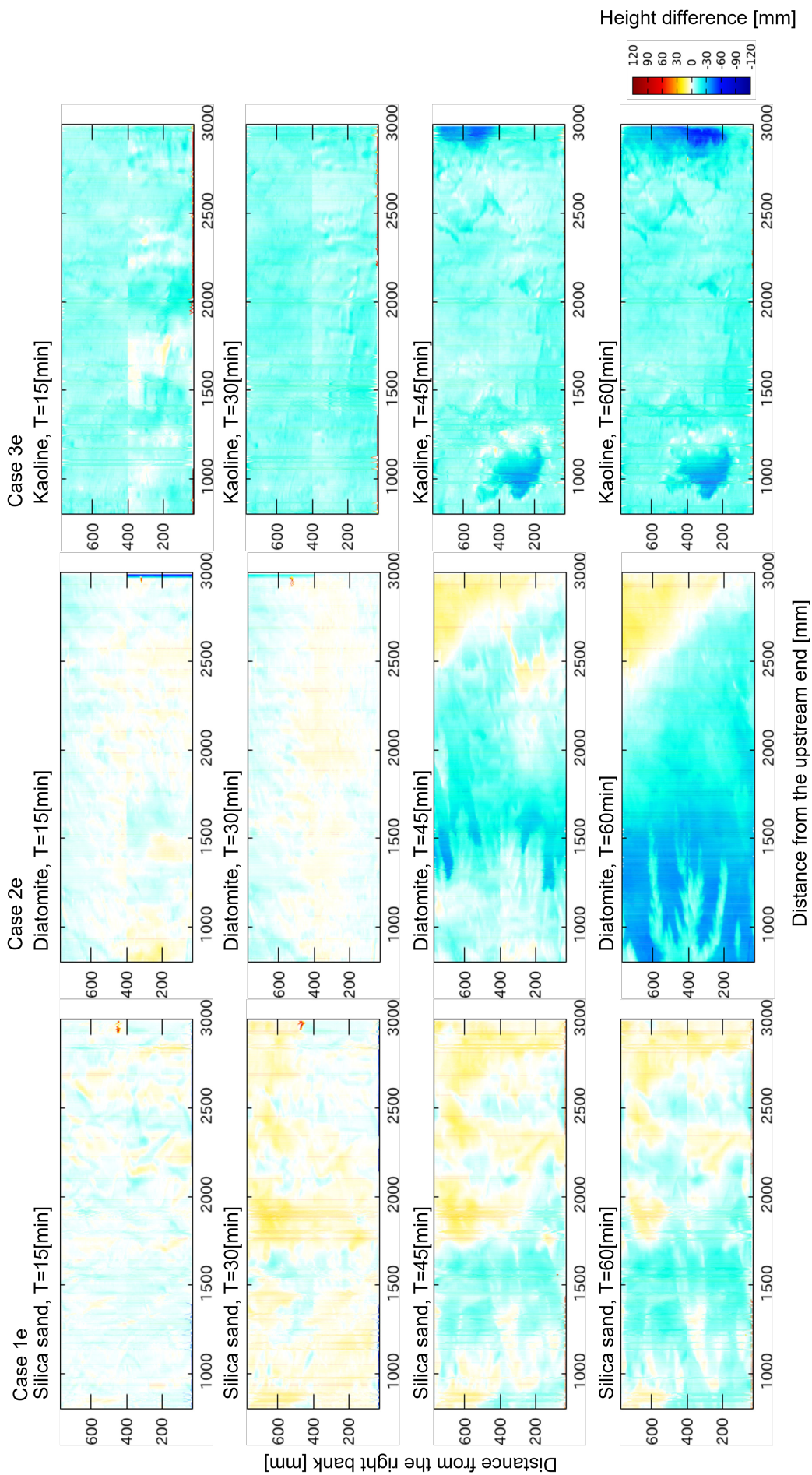


図-6 実験結果 各ケースにおける15分毎の15分毎の地表面変位

4. 表層侵食過程のモデル化

4.1. 計算手法

本研究では、降雨浸透と土砂移動モデルを組み合わせた平面2次元の数値モデルによって再現を試みた。数値モデルの構成を以下に示す。まず、表面流（水と土砂の混合物）、浸透流、河床位、および表面流中の土砂濃度に関する保存則は、土砂濃度の拡散を無視すると、次の式1～式4のように表される。

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial x} = r - f + E - D \quad (1)$$

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial h_g}{\partial t} + \frac{\partial q_{gx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{gy}}{\partial x} = f \quad (2)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial x} = D - E \quad (3)$$

$$\frac{\partial c_a h}{\partial t} + \frac{\partial c_a q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial c_a q_{sy}}{\partial x} = (1 - \lambda)(E - D) \quad (4)$$

ここに、 h_s は表面流の水深、 q_{sx} 、 q_{sy} はそれぞれ x 、 y 方向の表面流量、 h_g は飽和側方浸透流の水深、 q_{gx} 、 q_{gy} はそれぞれ x 、 y 方向の浸透流量、 z_b は河床位（土層表面の高さ）、 q_{bx} 、 q_{by} はそれぞれ x 、 y 方向の掃流砂量、 c_a は表面流の土砂濃度、 λ は土層の空隙率、 r は降雨量、 f は地中への浸透量、 E は侵食量、 D は堆積量である。本研究では、流れに関してはdiffusive wave近似を導入することで、 q_{sx} 、 q_{sy} 、 q_{gx} 、 q_{gy} はそれぞれ Manning 測とダルシー則に基づいて下記のように計算する。

$$q_{sx} = \text{sgn} \left(-\frac{\partial H_s}{\partial x} \right) \frac{1}{n_m} h_s^{\frac{5}{3}} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$q_{sy} = \text{sgn} \left(-\frac{\partial H_s}{\partial y} \right) \frac{1}{n_m} h_s^{\frac{5}{3}} \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

$$q_{gx} = k_a h_g \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (7)$$

$$q_{gy} = k_a h_g \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad (8)$$

ただし、 $H_s = h_s + z_b$ 、 $H_g = h_g + z_b - d_a$ である。ここに d_a は土層の厚さである。地中への浸透量 f は地表の浸透能を f_0 として、下記のような場合分けで求める。

$$f = \begin{cases} f_0 & (h_s > 0, h_g < d_a) \\ 0 & (h_s > 0, h_g = d_a) \\ 0 & (h_s = 0) \\ \frac{h_g - d_a}{\lambda dt} & (h_s > d_a) \end{cases} \quad (9)$$

D 、 E は、浮遊砂モデルを用いる場合、板倉の近似式⁷⁾を用いれば下記のようになる。

$$D = \frac{q_{su}}{1 - \lambda}, E = \frac{w_{con}}{1 - \lambda} \quad (10)$$

$$\frac{q_{su}}{\sqrt{sgd}} = 0.008 \left\{ \frac{0.14}{1 + s} \left(14\sqrt{\tau_*} - \frac{0.9}{\sqrt{\tau_*}} \right) - \frac{w_f}{\sqrt{sgd}} \right\} \quad (11)$$

ここに、 s は土粒子の水中比重、 d は粒径、 g は重力加速度、 τ_* は無次元掃流力である。 w_f は沈降速度であり、下記のRubeyの実験式を用いる。

$$\frac{w_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}} \quad (12)$$

沈降量 w_{conk} は,

$$w_{con} = w_f c_b \quad (13)$$

で表される． c_b は基準面濃度であり,

$$c_b = \frac{c_a \beta}{1 - e^\beta} \quad (14)$$

$$\beta = \frac{w_f h}{\varepsilon} \quad (15)$$

の関係から算出する． ε は浮遊砂の鉛直方向の拡散係数であり，渦動粘性係数と等しいとして，

$$\varepsilon = \frac{\kappa u_* h}{6} \quad (16)$$

の関係から得る．ここに， κ はカルマン定数であり，本研究では， $\kappa = 0.4$ としている．

掃流砂量 q_b は，流れ方向のみを考えるものとし，流れ方向と流砂の方向が一致するものと仮定した上で，下記芦田・道上式⁸⁾で算定する．

$$q_b = 17\tau_{*e}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad (17)$$

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \quad (18)$$

$$q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \quad (19)$$

τ_{*c} は無次元限界掃流力であり，岩垣式を用いて計算する． τ_{*e} は有効掃流力であり，

$$\tau_{*e} = \frac{u_{*e}^2}{sgd} \quad (20)$$

$$\frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{u_{*e}} = 6.0 + 2.5 \ln \frac{h}{d(1 + 2\tau_*)} \quad (21)$$

の関係から求める．

なお，本研究では，x,y方向の局所勾配が安息角 ϕ よりも急となる場合には，その向きに微量の土砂を局所勾配が安息角を下回るまで移動させる．

4. 2. 適用条件と結果

Case1～3の各実験条件に対応する計算条件として，表-5, 表-6のように設定した．なお，地表面の微小な凹凸を表現するため，勾配に応じた地表位を設定した後，0～1[mm]の擾乱を一様乱数で与えている．

計算開始後から15分毎の地形変動量の計算結果を図-7に示す．まず，Case 1sは実験Case 1eに対応した条件であり，土砂の粒径として珪砂7号と同様の粒径を，浸透能は降雨強度と同じ100mm/hに設定している．降雨強度が浸透能を上回らないため，このケースではホートン型の地表流は生じない．T=15[min]では，まだ表面流が生じないため，地形変化は生じていない．その後，T=30～60[min]にかけて，網状の侵食が生じ，下流側では3本の明瞭な谷地形が生じる結果となった．Case 2sは実験Case 2e

に対応した条件であり、粒径をシリカ程度の0.75mmに、浸透能を50mm/hと設定している。計算開始時以降は、100mm/hの降雨の半分が地表を Horton型表面流として、残りが土層内を浸透流として流れるような条件である。T=48[min]のタイミングでおおむね土層が飽和し、それ以降はほぼ全量の降雨が表層を流下するようになる。T=45[min]までは表層が全域になだらかに侵食しているが、その後T=60[min]にかけて数本の細長い侵食地形が生じることがわかる。これは、実験のcase 2e でx=1000-5000[mm]付近で筋状の侵食が生じていたことと矛盾しない結果である。Case 3sは実験Case 3eに対応した条件であるが、カオリン程度の粒径での計算は本モデルでは困難なことから、粒径はシリカ程度の0.075mmと設定している。浸透能はCase 2sよりもさらに小さく10mm/hとした。この条件では、T=15[min]までは均一に表面が侵食されていくが、T=30[min]付近から筋状の侵食が始まり、これがT=60[min]にかけて明瞭となっていくことがわかる。また、Case 2sでは下流端近傍の50cm程度の区間で堆積が生じていたが、Case 3sではおおむね全域が侵食される結果となった。これは実験でCase 1e, 2eでは下流部に堆積が生じるのに対し、Case 3eでは主に侵食傾向となったことと、矛盾しない結果である。しかしながら、侵食の形状や深さについて、実験と計算が完全に一致する結果とはならなかった。この理由は、特にカオリンを用いた場合の粘着力の影響や、雨滴による侵食の影響等が本モデルで考慮できていないこと、実験では15分おきに測定のために降雨を一旦停止しているが、その影響が計算では考慮できていないこと等に原因があるものと想定される。今後、再現性の向上に向けて、より深く検討を進めていく必要がある。

表-5 計算ケース

Case	粒径 d	浸透能 f_0
Case 1s	0.2 mm	100 mm/h
Case 2s	0.75 mm	50 mm/h
Case 3s	0.75 mm	10 mm/h

表6 全ケースに共通する計算条件

項目	値	項目	値
マンニングの粗度係数 n_m	0.0122 [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]	斜面勾配	10 [deg.]
飽和透水係数 k_a	2.53×10^{-4} [m/s]	dx, dy	0.01 [m]
空隙率 λ	0.4	土層厚さ	0.1 [m]
水中安息角 ϕ	35 [deg.]	降雨量	100 [mm/h]
土粒子の水中比重 s	1.65	斜面長	3.02m
重力加速度	9.81 [m/s^2]	斜面幅	0.82m
初期水深 h_{g0}, h_{s0}	それぞれ0 [m]		

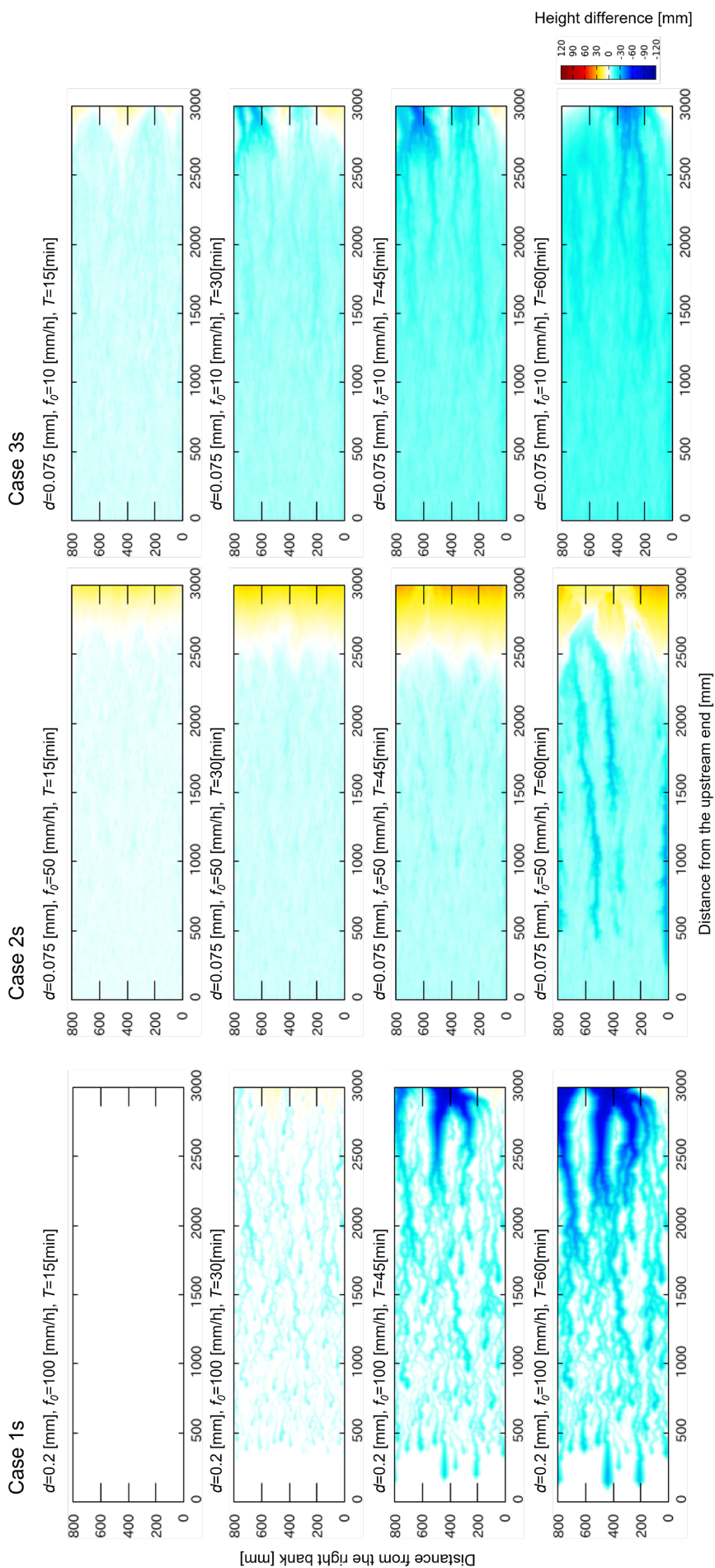


図-7 計算結果 各ケースにおける15分毎の地表面変位

5. 結論

本研究では、厚真川流域を対象にした、崩壊裸地斜面からの土砂供給モデル構築のため、現地調査による土砂供給実態の把握と、細粒分混在場における表層侵食実験を実施し、その再現計算を試みた。実験では、表層の粒径と透水性が異なることによる侵食形態の差異が再現されたが、現地に見られるような細長いリル状の侵食形態までは十分に再現されなかった。また、計算では、実験よりも細長い筋状の侵食が得られたが、実験結果の侵食深の分布の完全な再現には至らなかった。今後、より小さい降水量での実験や、シミュレーションに粘着力の影響を加味することで、この問題の解決に取り組むことを考えている。その上で、数値実験的手法によって降雨と河道への土砂供給量の関係を明らかにし、その関係性を土砂供給モデルとして流域スケールのシミュレーションに組み込むことを計画している。

参考文献

- 1) 江頭進治, 松木敬: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, pp.735-740, 2000.
- 2) Egashira, S., Itoh, T., Horie, K., and Nishimoto, N. : A method to predict sediment transport process in drainage basin with dams, River, Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM 2007 - Proceedings of the 5th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, 2, pp. 1193-1201, 2008
- 3) 山野井一輝, 藤田正治: 土砂生産・土砂供給・土砂輸送堆積統合型モデルの開発と山地流域への適用, 土木学会論文集B1 (水工学) Vol70, No4, pp.925-930, 2014.
- 4) 山縣耕太郎: 支笏およびクッタラ火山のテフロクロロジー, 地学雑誌, Vol. 103, No. 3, p. 268-285, 1994
- 5) 小山内信智, 海堀正博, 山田孝, 笠井美青, 林真一郎, 桂真也, 古市剛久, 柳井清治, 竹林洋史, 藤浪武史, 村上泰啓, 伊波友生, 佐藤創, 中田康隆, 阿部友幸, 大野宏之, 武士俊也, 田中利昌, 小野田敏, 本間宏樹, 柳井一希, 宮崎知与, 上野順也, 早川智也, 須貝昂平: 平成30年北海道胆振東部地震による土砂災害, 砂防学会誌, 2018, 71 巻, 5 号, p. 54-65, https://doi.org/10.11475/sabo.71.5_54
- 6) Renschler, C.S.: Designing geo-spatial interfaces to scale process models: the GeoWEPP approach. Hydrol. Process., 17: 1005-1017., 2003, <https://doi.org/10.1002/hyp.1177>,
- 7) 板倉忠興: 河川における乱流拡散現象に関する研究, 北海道開発局土木試験所報告, 1984
- 8) 芦田和男, 道上正規: 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, 1972, 206 号, p. 59-69, 1972, https://doi.org/10.2208/jscej1969.1972.206_59

2. 乾湿風化と流砂衝突摩耗による岩盤侵食量 (細粒土砂生産量) の推定

井上 卓也

Takuya INOUE

広島大学大学院 先進理工系科学研究科 准教授

要 旨

侵食と風化は地形変化と土砂生産を制御する重要な要素である。本研究は、流砂衝突による岩盤侵食と、乾湿風化による細粒化とその後の流れによる除去を取り入れた新たな数値解析モデルを構築し、流量、土砂供給量の変化が侵食量と風化量に与える影響を分析した。解析の結果、流砂衝突による岩盤侵食は深い澗筋の形成を、乾湿風化による除去は河岸際の平坦なベンチの形成をもたらすことが示された。また、流量の増加は、侵食量や風化量とともに増加させることが確認された。一方、土砂供給の増加は岩盤侵食に対し“研磨材”と“保護材”の相反する機能を有するため、侵食量は土砂供給量に対しピークを持つ分布となった。意外なことに、風化量も土砂供給量に対し同様のピークを持つ分布を示した。これは、流砂衝突により澗筋が穿入しないと、乾湿風化の生じるエリアが減少するためである。つまり、流砂衝突による侵食と乾湿風化による除去は河道断面内の異なる高さ（前者は澗筋底部、後者は河岸上部）で起こるため、両者は一見干渉していないように見えるが、河道地形の変化を通じて間接的に干渉し合っていることが本研究により新たに解明された。

《キーワード：岩盤侵食；乾湿風化；土砂生産》

1. 研究の背景

山地斜面が接続する急流河川では、岩盤が露出していることが多い。岩盤は乾湿風化によって細粒化し、流水の作用により侵食される。風化・侵食された細粒土砂は下流へ輸送され、河床上昇や樹林化の要因となる。例えば、北海道内では、久著呂川の岩盤から生産される土砂が、下流の釧路湿原に堆積し、乾燥化の一因となっている¹⁾。

いくつかの先行研究は、風化が土砂流出と地形変化を支配する重要な要因であると指摘している。例えば、Menking et al. (2013) は、ハワイ・ビッグアイランドのコハラ半島における土砂流出の中心的原因として、弱い風化岩の存在を指摘している²⁾。Hancock et al. (2011) の研究でも、乾湿風化は流水による侵食に対する河道岩盤の侵食性を高めることが示されている³⁾。また、Johnson & Finnegan (2015) は、風化（またはスレーキング）が岩盤流路による横侵食と幅調整の最も重要な要因の1つであると示唆している⁴⁾。

図-1はJohnson & Finnegan (2015) が示した山地斜面に接続する岩盤河川のご概念図である。これによると、高水位と低水位の間にある河岸部で乾湿風化（スレーキング）が発生し細粒土砂が生産される。また、この図には示されていないが、筆者らの既往研究によれば、滯筋部では流砂の衝突により、岩盤が侵食され細粒土砂が発生する⁵⁾。

しかし、乾湿風化と流砂衝突の相互作用として形成される地形や土砂生産量（≡岩盤侵食量）は詳しく分かっていない。本研究では、乾湿風化と流砂衝突の両方を実装した数値解析モデルを開発し、(a) 乾湿風化により形成される地形と流砂衝突により形成される地形の違い、(b) 山地斜面から供給される流量と土砂量が乾湿風化および流砂衝突による土砂生産量に与える影響を分析する。

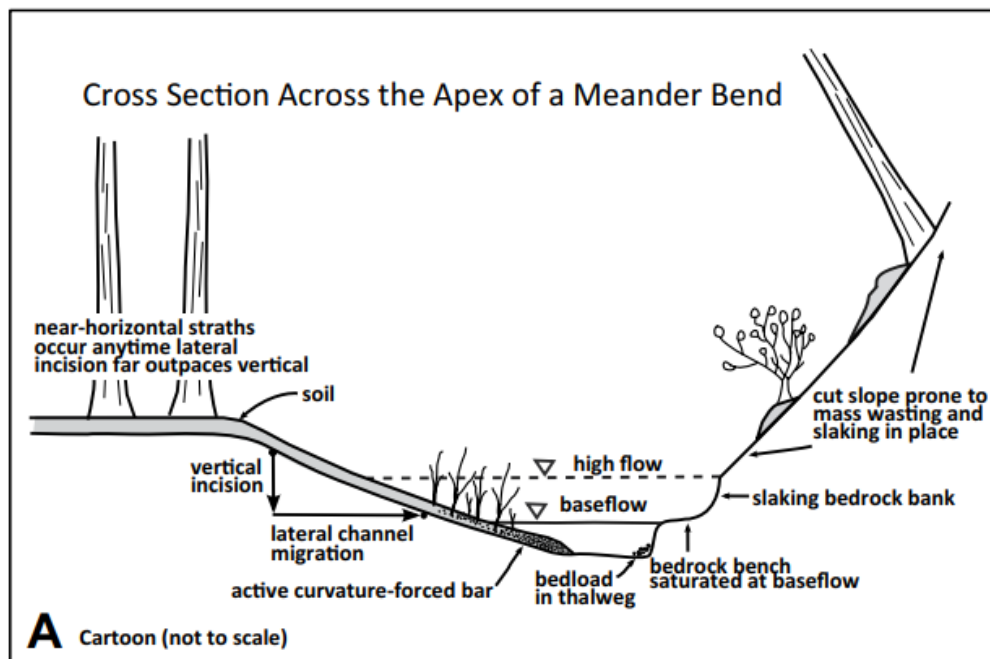


図-1 山地斜面に接続する岩盤河川のご概念図 (Johnson & Finnegan, 2015⁴⁾)

2. 計算に用いる数値モデル

流れ場は平面2次元の浅水流方程式より計算する．岩盤上の砂礫移動と岩盤の流砂衝突による侵食は、Inoue et al. (2016) が提案したモデルを採用する⁶⁾．本研究モデルとInoue et al. (2016) のモデルとの違いは、2.2 節で示す乾湿風化に関する部分である．しかし、乾湿風化に関する式だけでは、次章で説明する流砂衝突による侵食のメカニズムが説明できないため、2.1 節に流砂衝突による侵食モデルも記述する．その他の式については、Inoue et al. (2016) を参照されたい．

なお、風化と侵食の定義は様々である．例えば、Ollier (1984) は物理的風化の構成要素として磨耗を提案し⁷⁾、Easterbook (1999) は落石による岩石の除去を機械的風化と定義している⁸⁾．しかし、Montgomery (2004) は風化と侵食を異なるプロセスとして扱い⁹⁾、Murphy et al. (2018) は風化を水路の表層を弱めるプロセスとし、侵食は水路の表層が除去されるプロセスであると提言している¹⁰⁾．本研究では、Montgomery (2004) およびMurphy et al. (2018) が示した定義に従う．

2.1. 流砂衝突による岩盤侵食

流砂の衝突による岩盤の侵食速度は、流砂量の増大による“研磨効果”と、砂礫被覆による“保護効果”を考慮した以下の式で表わされる¹¹⁾．

$$E_v = \beta_c \sigma_{TN}^{-2} \left(\frac{d}{k_s} \right)^{0.5} q_b (1 - P_c) \quad (1)$$

ここで、 E_v は鉛直方向の岩盤侵食速度、 β_c は摩耗定数、 σ_{TN} は引張強度、 d は粒径、 k_s は岩盤床の等価粗度高さ、 q_b は単位幅流砂量 (x および y 方向流砂量の合成ベクトルの絶対値)、 P_c は砂礫が岩床を被覆している面積割合 (被覆率) であり、移動床計算から得られる砂礫層厚の関数として与えられる．なお、岩盤上において砂礫層厚が薄い場合、 q_b は必ずしも平衡掃流砂量 (その水理条件で流しうる最大の掃流砂量) にならないことに注意されたい．

2.2. 乾湿風化と流れによる細粒分除去

岩盤強度は、乾湿の繰り返し吸水膨張によって指数的に低下する¹¹⁾．

$$\frac{\sigma_{TN}}{\sigma_{T0}} = \exp \left(-C_{dw} \frac{W_{a0}}{\sigma_{T0}} N \right) \quad (2)$$

ここで、 σ_{TN} は風化後の引張強度、 σ_{T0} は風化前の引張強度、 W_{a0} は初期吸水率、 N は乾湿サイクル数、 C_{dw} は定数である．乾湿サイクル数 N によって低下した引張強度 σ_{TN} は、式 (1) に代入される．

乾湿サイクルは、一定時間乾燥と湿潤を繰り返したものを1サイクルと設定する．岩盤は、岩盤強度の低下により、最終的に岩盤の結合力が消失し細粒化する．そこで、細粒化の閾値 σ_{TC} を設定し、岩盤強度 σ_{TN} が閾値を下回った場合、岩盤が時間 T_w の間に風化深さ D_w だけ流水によってウォッシュロードとして除去される．したがって風化による侵食速度は以下の式で表される．

$$E_w = D_w / T_w \quad \text{when } \sigma_{TN} < \sigma_{TC} \quad (3)$$

なお、風化深さを除去した後の岩盤強度はフレッシュな初期の状態に再設定する．

2.3. 岩盤河床高の時間変化

岩盤河床高 η_b の時間変化は、流砂衝突侵食と乾湿風化を考慮して以下の式で表される．

$$\frac{\partial \eta_b}{\partial t} = -E_v - E_w \quad (4)$$

3. 計算条件

計算は釧路川の露岩部を対象とする (図-2 (b)). 初期地形は, 簡単のため10 m (縦方向) × 46 m (横方向) のV字型の直線水路とした. 流下方向の勾配は0.003 (図-2付近の平均値), 横方向の床勾配は0.2 (図-2の2002年の横断面図における左右の勾配の平均値) とし, 流量と土砂供給量には周期境界条件を用いた. 周期境界条件のため, 直線水路が無限に続いている計算となっており, 計算結果として得られる断面変化は縦断方向に一様である.

図-2に示した計算対象地点の近傍には, かつて熊牛原野観測所があり, 2004年~2007年の4年間のみ流量を観測していた. この内, 100m³/sを超える流量が観測されているのは2005年のみであった. 2005年の熊牛原野観測所の流量と, 25km下流にある標茶観測所の流量の比は約67%であった. そこで, 1969年から2018年までの標茶観測所の年最大流量の67%を調査地点の年最大流量と想定し, 図-3に示すような年最大流量と平水流量 (15m³/s) の周期的なハイドログラフを与えた. 洪水波形は簡易的に5時間の上昇期, 5時間のピーク期, 5時間の下降期の計15時間とした. 平水流量期は, 湿潤と乾燥を繰り返すエリアを特定するために設定しており, 平水流量時に砂礫が動かず地形は変化しないため, 平水流量の期間は5時間に短縮した. なお, このケースをRun 0とする.

釧路川の岩盤は主に泥岩で構成されている. 釧路川の風化していない岩盤を採取し, 強度などを調査した結果, 引張強度 σ_{T0} は0.13 Mpa, 吸水率 W_{a0} は0.5であった. また, 釧路川の風化していない岩盤試料を, 完全に乾燥させた後, 数時間水に浸けると, 細かいシルト混じりの泥に変化した. そこで, 式 (2) に $\sigma_{T0}=0.13$, $W_{a0}=0.5$, $N=1$ を代入したときに得られる岩盤強度0.06 MPaを細粒化の閾値 σ_{TC} とした. 細粒化する風化深さ D_w は Hancock et al. (2011) と同じ 5 cm とした³⁾.

Inoue et al. (2017) が4つの岩盤試料と1つのコンクリート試料を用いて行った実験では, 摩耗定数 β_c はおおよそ0.0001であったが¹¹⁾, 本研究ではコンクリート試料の結果を除いた場合の摩耗定数 $\beta_c=0.00004$ を採用した. 濡筋底部の状況は現地観察できなかつたため, 初期砂礫層の厚さは30 cmと想定した. 平均粒径 d は, 計算対象付近で北海道開発局によって観測された30 mmを用いた.

計算対象地点の流量や砂礫層厚は定期的に計測されていないため, 類推から設定した部分が多い. そこで, 流量と初期砂礫層厚が岩盤の侵食量 (すなわち, 細粒土砂の生産量) に与える影響を分析するために, 10セットの数値実験を行った (表-1). Run 1 から Run 5 では, 平水水流量, 洪水波形, 総計算時間は同じまま, 年最大流量の値を一定とし, その値を100 m³/s, 150 m³/s, 200 m³/s, 250 m³/s, 300 m³/sと変更した. Run 2 と Run 6 から Run 10 では, 山地斜面からの土砂供給が接続する岩盤河川に与える影響を調査するために, 初期砂礫層の厚さを0 cm, 10 cm, 20 cm, 30 cm, 40 cm, 50 cmに変更した. なお, 本研究では周期境界条件を採用しているため, 初期砂礫層厚 (系の中に入れる砂礫の量) を変えることで, 土砂供給量を変えるのと類似した解析となる.

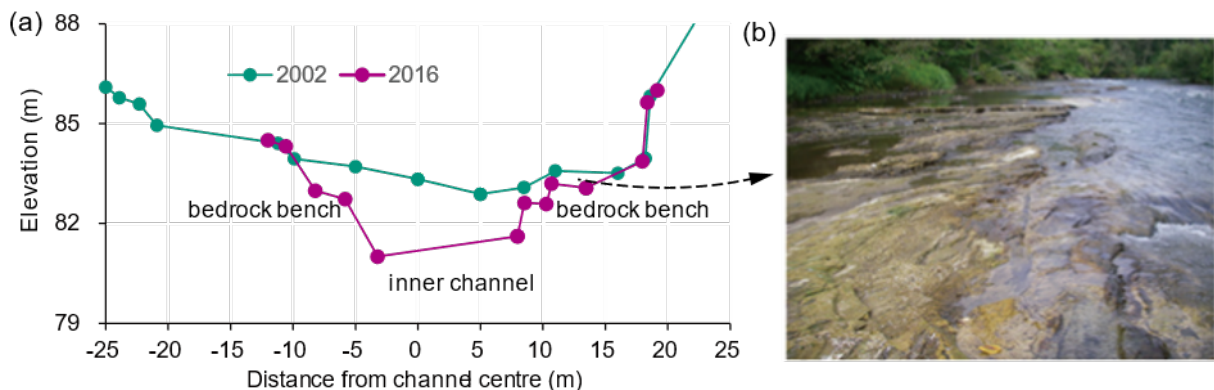


図-2 釧路川 (a) 2002年と2016年の横断面図. (b) 河岸際に形成された岩盤のベンチ

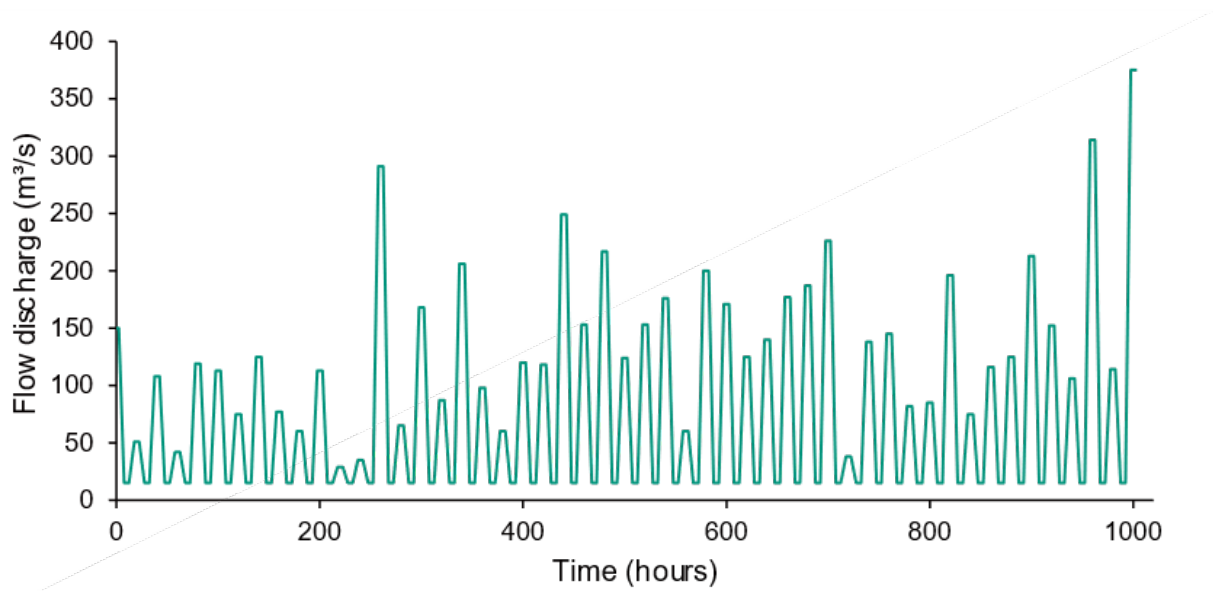


図-3 計算に与えた周期的なハイドログラフ (Run 0)

表-1 感度分析条件

Case	High flow discharge (m ³ /s)	Initial alluvial thickness (cm)
Run 0	Annual highest discharge	30
Run 1	100	30
Run 2	150	30
Run 3	200	30
Run 4	250	30
Run 5	300	30
Run 6	150	0
Run 7	150	10
Run 8	150	20
Run 9	150	40
Run 10	150	50

4. 計算結果

4.1. 再現性の確認 (Run 0)

年間最大流量と平水流量の周期的ハイドログラフを用いたRun 0では、断面の中央部が掃流砂の衝突による侵食により下方へ穿入し、深い澗筋が形成された(図-4(a), 図-4(b))。澗筋の底部の60-70%は砂礫で覆われているが、河岸部は完全に露出している。このことは、河岸部では移動する砂礫が存在しないことを意味している(図-4(c))。このため、河岸部では流砂衝突による侵食は発生していない(図-4(b))。一方、澗筋は常に水没しているため、乾湿風化を受けない。風化を受けるのは水位変化により乾湿を繰り返す河岸部のみとなる(図-4(b), 図-4(d))。Run 0の結果は、乾湿風化と流砂衝突が異なるゾーンで起こるため、平坦な岩盤ベンチと深い澗筋がそれぞれ形成されることを明確に示している。釧路川の岩盤ベンチ場にも土砂の堆積がほとんど見られないことから、岩盤ベンチは流砂衝突ではなく乾湿風化の作用で形成されたと考えるのが妥当であろう。

図-4(a)に初期(T=0, 10時間)と最終段階(T=920, 930時間)の水位を示す。0時間と920時間の洪水流量はほぼ同じで、およそ $150 \text{ m}^3/\text{s}$ である。10時間と930時間の平水流量はともに $15 \text{ m}^3/\text{s}$ である。水位は澗筋の穿入に伴って低下するため、乾湿風化が発生するエリアも時間の経過に従い下方へ移動している。このことは、流砂衝突は乾湿風化と別のゾーンで起こっているものの、地形の変化を通じて、乾湿風化に影響を与えていることを示唆している。

計算結果によると、左右のベンチの幅はそれぞれ6.0m(合計12m)である。図-2に示す釧路川の横断面図を見ると、左側の岩盤ベンチの幅が2.4m、右側の幅が9.5m(合計11.9m)であり、本研究の乾湿風化のモデルは、岩盤ベンチの幅をよく再現している。一方、澗筋の幅は、計算では5m、観測では11.2m、澗筋の深さは、計算では平均3m、観測では平均1.3mである。つまり、流砂衝突によって侵食された面積(計算で 15 m^2 、観測で 14.56 m^2)はほぼ同じであるが、アスペクト比が異なる。これは計算に与えた流量や初期砂礫層厚が実際の値と異なっているためと推測される。また、釧路川の対象区間は少し蛇行しているため、澗筋の側面に流砂が衝突し、側方侵食が発生している可能性がある(本研究モデルには側方侵食モデルは含まれていない)。

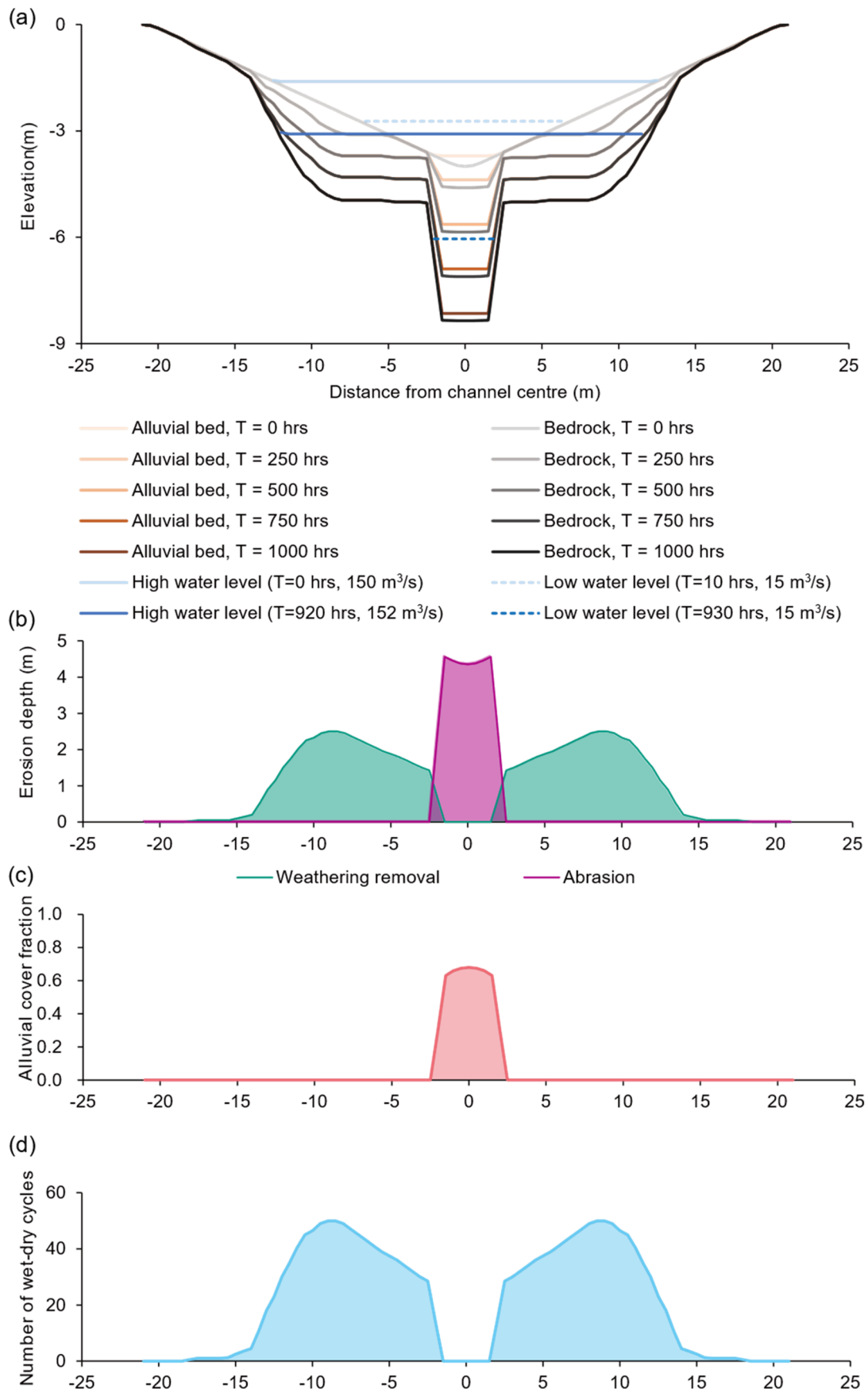


図-4 年間最高流量と平均流量の周期性ハイドログラフの数値計算結果 (Run 0). (a) 砂礫床面, 岩盤面, 水面の横断面図, (b) 風化除去と流砂衝突の侵食深さ, (c) 1000時間後の岩盤の砂礫による被覆割合, (d) 1000時間後の乾湿サイクル数

4.2. 流量と土砂供給量に対する感度分析 (Runs 1~10)

ここでは、最大流量と初期砂礫層厚を変えた場合の流砂衝突による侵食面積（単位長さ当たりの侵食量）と乾湿風化による除去面積（単位長さあたりの除去量）の変化を分析する。ここで、山地河川から失われる岩盤の量は、下流へ供給される細粒土砂の量と捉えることができる。

最大流量の異なるRuns 1~5では、最大流量が増加するにつれ流砂衝突による侵食面積が増加する（図-5(a)）。これは、流量が大きくなると、掃流砂量、すなわち岩盤を摩耗するための“研磨材”が増加するためである（図-5(b)）。また、最大流量の増加に伴い乾湿を受けるエリアが広がるため、岩盤ベンチの幅が広がる。この結果、乾湿風化による除去面積も、最大流量流量の増加とともに増加する（図-5(c)）。最大流量の増加に伴い、流砂衝突による侵食量と乾湿風化による除去量のどちらも増加するが、その増加率は流砂衝突による侵食量の方が大きい（図-5(d)）。

初期砂礫層厚を変えたRuns 2, 6~10では、流砂衝突による侵食面積はピークを持つ分布となる（図-6(a)）。これは、初期砂礫層厚（山地斜面からの供給土砂量）が増えると、岩盤を侵食させる“研磨材”が増加するが、さらに土砂量が増えると、輸送しきれない土砂が岩盤を覆い“保護材”として岩盤侵食を抑制するためである（図-6(b)）。興味深いことに、乾湿風化による除去面積と初期沖積厚の関係もピークを持つ分布を示している（図-6(c)）。このメカニズムは、図-6(d)に示す最大流量時と平水流量時の水面幅で説明できる。砂礫層の厚さがゼロの場合、土砂による摩耗が起こらないため、滲筋の穿入が発生しない。また、沖積層の厚さが0.5mの場合も、岩盤が完全に砂礫で覆われるため、滲筋の穿入が発生しない。したがって、この2つのケースでは、乾湿風化によってV字型の地形が徐々に平坦な地形に移行し、岩盤ベンチの高さと滲筋底部の高さの差が減少する。この結果、最大流量時と平水流量時の水面幅は最終的に同じになり、乾湿が生じるエリアは消滅する。沖積層の厚さが0.1~0.4mの場合、滲筋の発達に伴って乾湿エリアの標高が低下するため、風化除去量が増加する。これらのことは、地形の変化を通じて、流砂衝突による岩盤侵食と乾湿風化による細粒分除去が影響し合っていることを示している。

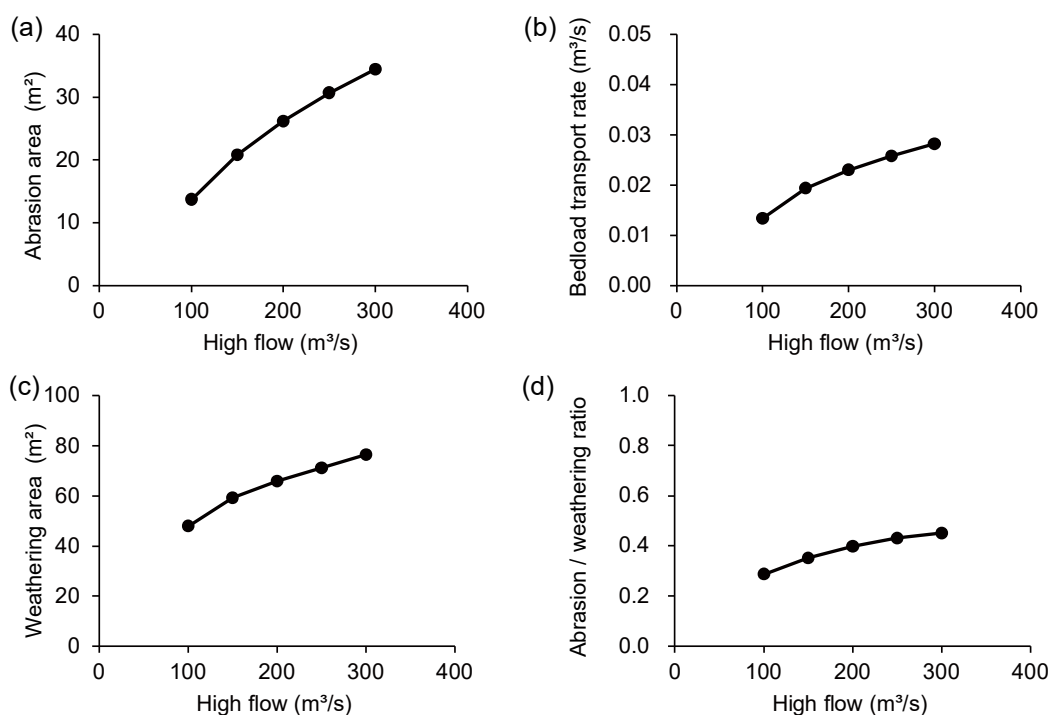


図-5 最大流量を変化させた場合の数値計算結果。(a) 流砂衝突による侵食面積, (b) 平均的な掃流砂量, (c) 乾湿風化による除去面積, (d) 侵食/風化の面積比

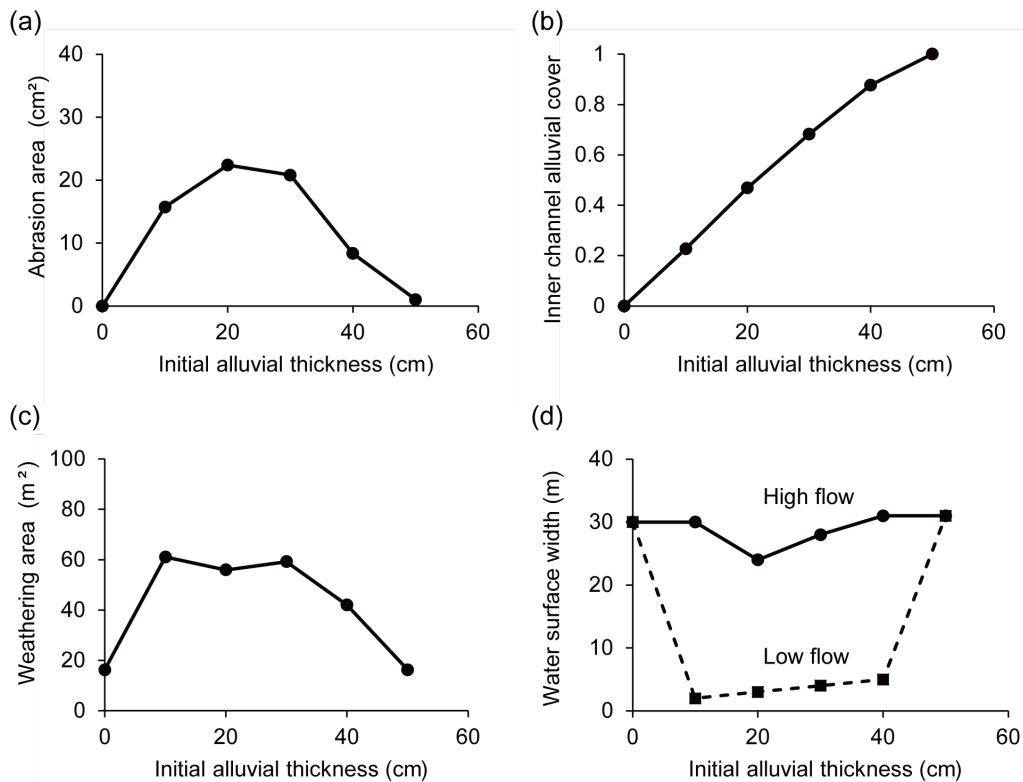


図-6 初期砂礫層厚を変えた場合の数値計算結果，(a) 流砂衝突による侵食面積，(b) 濡筋の平均被覆率，(c) 乾湿風化による除去面積，(d) 最大流量時と平水時の水面幅

5. 考察と結論

数値計算の結果，流砂衝突による濡筋の穿入は，河岸際を平水期に乾燥させやすくする．その結果，河岸際の岩盤はスレーキングに見舞われ細粒化し，洪水時に細粒土砂が除去されやすくなる．これが河岸際の岩盤ベンチの形成メカニズムである．岩盤ベンチの形成は，水深と掃流力を減少させ，濡筋の穿入速度を鈍化させる．このような現象は，Schanz & Montgomery (2016) がアメリカ太平洋岸北西部のWillapa川とNehalem川流域で行った現地調査でも見出されている．すなわち，風化しにくい岩で構成された地域では，より狭い谷が形成される¹²⁾．また，彼らは，乾湿サイクルと洪水時の細粒除去が，調査地域における段丘の形成の原因である可能性を示唆している¹²⁾．Retallack & Roering (2012) は，米国のSunset bayやDays creekにおける“wave-cut benches”の形成メカニズムも同じであると提唱している¹³⁾．本研究では上記に加え，流砂衝突による侵食と乾湿風化による除去は，河道断面内の別のエリアで発生するものの，地形の変化を通じて相互に干渉し合っていることを新たに発見した．

加えて，我々の感度分析結果は，降雨の増加に伴う年最大流量の増加は，流砂衝突による侵食量，乾湿風化による除去量のどちらも増加させ，これに伴い下流へ供給される細粒土砂も増加する可能性を示した．一方，流砂衝突および乾湿風化によって，岩盤河川から失われる岩盤の量は，山地斜面から岩盤河川へ土砂供給量に対しピークを持つ分布を示すことが分かった．流砂衝突による侵食量が土砂供給量に対し，上述のような分布を示すことは，かねてから知られていたが^{例えば14)}，乾湿風化による除去量も同様の傾向を持つことは，本研究による新たな発見と言える．

今後は，今回構築した流砂衝突および乾湿風化モデルを山野井らが開発している土砂動態モデルへ適応することを目指す．それにより，山地斜面に接続する岩盤河川からの細粒土砂の流出をより高精度に予測することが可能となるだろう．

参考文献

- 1) 釧路湿原自然再生事業 土砂流入対策実施計画〔久著呂川〕, 釧路開発建設部・北海道釧路土木現業所 他, 2006.
- 2) Menking, J. A., Han, J., Gasparini, N. M., & Johnson, J. P. L.: The effects of precipitation gradients on river profile evolution on the Big Island of Hawai'i. *Geological Society of America Bulletin*, 125 (3-4) , 594-608, 2013.
- 3) Hancock, G. S., Small, E. E., & Wobus, C.: Modeling the effects of weathering on bedrock-floored channel geometry. *Journal of Geophysical Research*, 116 (F3) , F03018, 2011.
- 4) Johnson, K. N., & Finnegan, N. J.: A lithologic control on active meandering in bedrock channels. *Geological Society of America Bulletin*, 127 (11-12) , 1766-1776, 2015.
- 5) Inoue, T., & Nelson, J. M.: An Experimental Study of Longitudinal Incisional Grooves in a Mixed Bedrock-Alluvial Channel. *Water Resources Research*, 56 (3) , 2020.
- 6) Inoue, T., Iwasaki, T., Parker, G., Shimizu, Y., Izumi, N., Stark, C. P., & Funaki, J.: Numerical Simulation of Effects of Sediment Supply on Bedrock Channel Morphology. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142 (7) , 04016014, 2016.
- 7) Ollier, C.: *Weathering*, second edition. London, Longman. 270 pp. 1984.
- 8) Easterbrook, D.J.: *Surface Processes and Landforms* (2nd edition) . New Jersey, Prentice Hall. 546 pp. 1999.
- 9) Montgomery, D. R.: Observations on the role of lithology in strath terrace formation and bedrock channel width. *American Journal of Science*, 304 (5) , pp. 454-476, 2004.
- 10) Murphy, B. P., Johnson, J. P. L., Gasparini, N. M., Hancock, G. S., & Small, E. E.: Weathering and abrasion of bedrock streambed topography. *Geology*, 46 (5) , 459-462, 2018.
- 11) Inoue, T., Yamaguchi, S., and Nelson, J. M.: The effect of wet-dry weathering on the rate of bedrock river channel erosion by saltation gravel, *Geomorphology*, 285, 152-1161, 2017.
- 12) Schanz, S. A., & Montgomery, D. R.: Lithologic controls on valley width and strath terrace formation. *Geomorphology*, 258, 58-68, 2016.
- 13) Retallack, G. J., & Roering, J. J.: Wave-cut or water-table platforms of rocky coasts and rivers? *GSA Today*, 4-10. <https://doi.org/10.1130/GSATG144A.1>, 2012.
- 14) Sklar, L. S., & Dietrich, W. E.: Sediment and rock strength controls on river incision into bedrock. *Geology*, 29 (12) , 1087-1090, 2001.

3. 河道内に供給される高濃度細粒土砂の輸送特性に関する研究

久加 朋子・山口 里実

Tomoko KYUKA, Satomi YAMAGUCHI

富山県立大学 工学部 准教授

国立研究開発法人 寒地土木研究所 主任研究員

要 旨

全国各地の山地流域にて斜面・河岸崩落，土石流等に伴う多量の土砂移動による災害事例が増加しているなか，中長期的な河川環境の把握を行うためにも，崩壊地からの細粒土砂の輸送・堆積特性について把握することは重要な課題であると考えられる．そこで2年目となる本研究では，河道内における流路形態および砂州形状の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較を目的とし，既往実験（図-1）と2次元河床変動解析モデル結果との比較，および2次元河床変動解析モデルによる流路形態の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較検討を行った．結果，細粒土砂の堆積特性は，蛇行角および低水路河岸条件（固定床/移動床）にて異なることが確認された．細粒土砂は蛇行角が大きくなるほど堆積量が大きくなる．しかしながら，その影響は低水路が固定床河岸の場合により顕著であった．固定床河岸の場合，蛇行角が大きくなるほど勾配急変点（砂州前縁直下や砂州上流域の低水路）への堆積量が増大する．一方で，低水路が移動床河岸の場合，細粒土砂の堆積量は固定床河岸のケースに比べて少なく，堆積場所も低水路よりも砂州上（下流側～砂州前縁），Chute-cutoffにつながる可能性のある流路などが主であった．今後，実河川（厚真川流域からの土砂生産を数値化した山野井らの初年度成果等を適応）を対象に数値モデルを用いた検討を行うことで，河道への土砂供給量の変化が河川環境に与える影響について詳細な検討を行うことを計画している．

《キーワード：細粒土砂；河床変動；蛇行角；河岸条件；護岸》

1. 研究の背景

降雨に伴い山地から河道内へと流出してきた細粒土砂成分の輸送過程および河床への堆積・侵食を予測するには、河道外における降雨流出、河道外からの土砂の供給プロセス、河道内における水と土砂の輸送過程を適切にモデル化し、統合的なシミュレーションを実施する必要がある。河道内に流入する細粒土砂は、その濃度によって氾濫原の高さ、河岸侵食量、土砂輸送特性を変化させ、沖積河川の中長期的な河床・流路形態に影響を与えることが知られている¹⁾。しかしながら、その検討は河口域のような緩勾配区間を対象とするものが多く²⁾など、我が国のような急勾配河川における山地から生産される細粒土砂の挙動や、それらが河道内へ流入した後の輸送特性に関する知見は非常に限られた状況にある。近年、全国各地の山地流域にて斜面・河岸崩落、土石流等に伴う多量の土砂移動による災害事例が増加しているなか、中長期的な河川環境の把握を行うためにも、崩壊地からの細粒土砂の輸送・堆積特性について把握することは重要な課題であると考えられる。

非粘着性土砂によって砂州が形成される場に、細粒土砂（ここではシルト成分を想定）のような浮遊状態で輸送される粘着性土砂が流入する場合の河床変動特性や河床材料構成の変化については、幾つかの理論解析による検討^{3) 4)}や現地調査⁴⁾、水路実験^{5) 6)}がある。理論解析による検討^{3) 4)}では、細粒土砂のような浮遊成分の流入は交互砂州の不安定さを増大させ、砂州の不安定さを増大させ、濃度によって砂州発生限界の波数に変化し、砂州の波長が長くなり砂州が消滅するなど、砂州形状を変化させることが指摘されている。水路実験による検討^{5) 6)}では、昨年度の報告として交互砂州を対象とした実験⁵⁾、および蛇行流路に形成される砂州を対象としたもの⁶⁾がある。交互砂州を対象とした実験⁵⁾では、(1) 交互砂州の形状は細粒土砂の割合が10%を超えた付近から影響を受け、砂州波長が長くなるとともに、砂州波高が低くなる傾向が認められること、(2) 細粒土砂の割合が30%まで到達すると、交互砂州は不明瞭になり消失に近い状態となること、(3) 交互砂州上に細粒土砂が堆積しやすい場所の分布を確認すると、砂州よりも、出水時に砂州前縁から水が流れ落ちる砂州直下流に堆積すること（図-1）が確認されている。一方で、蛇行流路を対象とした実験では、(1) 細粒成分が蛇行流路の流路形状に影響を与える濃度

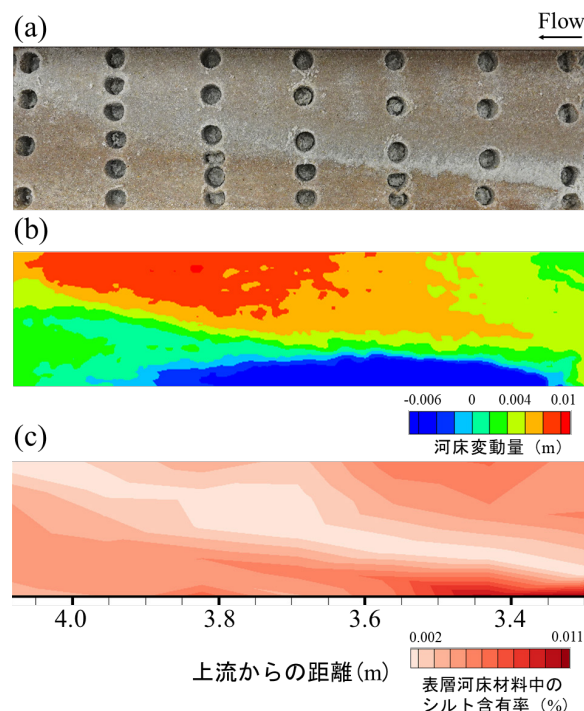


図-1 交互砂州における細粒土砂の堆積状況⁵⁾, (a) サンプルング状況の写真, (b) 河床変動量コンター図, (c) 表層土砂における細粒土砂の含有率

は、平衡掃流砂量に対する細粒成分の割合が20%を超える付近からであること、(2) 細粒土砂の大半は、低水路よりも砂州上（氾濫原）の比高が比較的高い場所に堆積（図-2）すること、(3) 砂州上に堆積した細粒成分が次第に河岸を強化し、流路の蛇行化を発達させることが考察されている。このほか、図-3に示す通り、寒地土木実験所所有の石狩実験水路においても、蛇行水路では細粒土砂が砂州上に堆積する傾向が確認されている（本実験はサンプル採取前に小規模な雨が降ったため、河床材料の詳細データが取得できなかった。次年度、詳細データ取得のための再実験を検討する）。このように、これまでの検討では、河道内の流路形態および砂州形状の違いによって細粒土砂の輸送特性に変化が生じる可能性をしてきた。しかしながら、これらの変化をもたらす詳細要因については未だ分かっていない状況にある。

そこで、2年目となる本研究では、河道内における流路形態および砂州形状の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較を目的とし、(1) 既往実験（図-1）と2次元河床変動解析モデル結果との比較、(2) 2次元河床変動解析モデルによる流路形態の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較検討を行った。

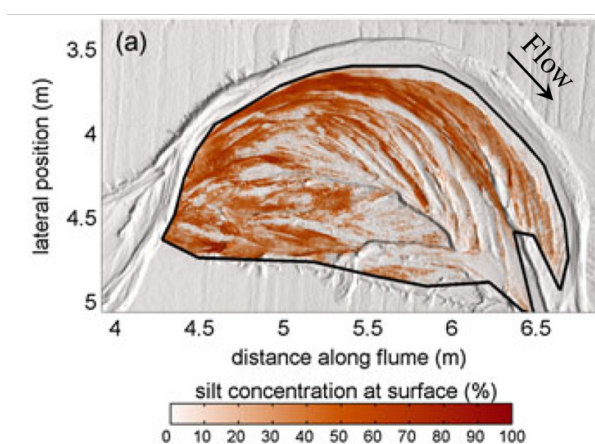


図-2 蛇行流路における細粒土砂の堆積傾向（W. M. van Dijk et al, 2013⁶⁾より引用）

■実験条件表

Case	流量 (ℓ/s)	流況	等流水深 (m)	低水路平均幅 (m)	河床勾配	河床材料粒径 (mm)	無次元掃流力 τ_{*b}	給砂量 (平衡量の%)	実験時間
Case1	30.0	定常流	0.037	1.54	1/150	0.97	0.153	100%※	8時間



見ただ目で細粒分がたまっている箇所
 ・内岸砂州の下流側
 ・chute-cutしそうな低みの上流側



図-3 石狩実験水路（水路長60m，水路幅6m，初期低水路幅1.54m，河床勾配1/150）における蛇行流路への細粒土砂の堆積（未発表）

2. 数値解析

2.1. 解析モデル

流路形態・砂州形状の違いに伴う細粒土砂の輸送・堆積特性を検討するため平面2次元河床変動解析を行った。モデルには、はじめに掃流砂のみを対象とした流れ・河床変動を行い(砂州を形成)、続いて、得られた流れ・河床高データを用い、河床を固定床として扱った場における浮遊砂のみの河床変動計算を行うことができるように修正したiRIC Nays2DHを用いた。

流砂の連続式には、出水中における固定床上への浮遊砂の堆積を扱うため、流動層(掃流砂層)モデルを用いている。図-4に、モデル内における平衡流動層と流水中との浮遊砂の交換の概要を示す。図-4bに示す通り、河床面上に薄い仮想の流動層 h_b を設ける。流動層から流水への浮遊砂の移動は、河床面上の流動層厚 h_b が平衡流動層厚 h_s よりも小さい場合($h_b/h_s < 1$)、板倉・岸の式で求める浮遊砂浮上量 q_{su} を減衰させる($q_{su}r_b$)ものとする。本検討では、平衡流動層厚 h_s を以下の式⁷⁾から求めるようにプログラム修正を行っている。

$$\frac{h_s}{h} = \frac{i_e}{(\sigma/\rho - 1)c_b \tan \phi} \quad (1)$$

ここに、 h_s は平衡流動層厚、 h は水深、 σ は砂の密度、 ρ は水の密度、 c_b は流動層の平均浮遊砂濃度(=0.26)、 ϕ は安息角、 i_e はエネルギー勾配であり、 $\tau_b = \rho g h i_e$ の関係から求める。 τ_b は河床に作用する剪断力、 g は重力加速度である。

流動層の厚さ h_b は以下の式から求める。

$$\begin{aligned} h_b &= h_s & , E_{sd} &\geq h_s \frac{c_b}{1-\lambda} \\ h_b &= E_{sd} \frac{1-\lambda}{c_b} & , E_{sd} &< h_s \frac{c_b}{1-\lambda} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 E_{sd} は土砂の堆積厚、 λ は空隙率である。

流砂の連続式(一般座標系)は以下の式から求める。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_b h_b}{J} \right) + (1-\lambda) \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{b\eta}}{J} \right) + \frac{q_{su} - w_f c_{sb}}{J} \right] = 0 \quad (3)$$

$$, E_{sd} \geq h_s \frac{c_b}{1-\lambda}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) = 0 \quad (4)$$

ここに、 $q_{b\xi}$ と $q_{b\eta}$ は ξ 、 η 方向の単位幅掃流砂量(芦田・道上・劉の式より求める)の反変成分、 c_{sb}

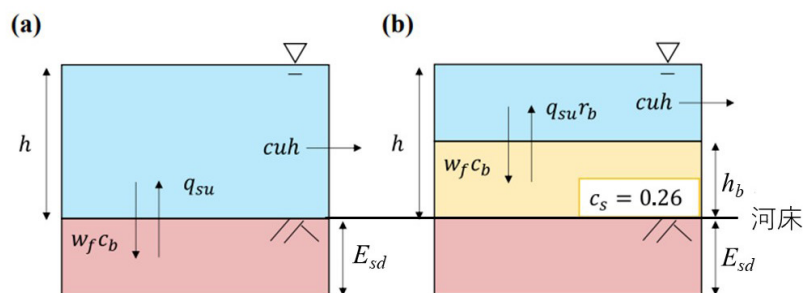


図-4 a) 従来のモデル(Nays2D), b) 粒子流動層(掃流砂層)モデル

は基準面高さにおける浮遊砂濃度であり，流水中の水深平均浮遊砂濃度 c_s から求める．平衡流動層厚を満足する土砂の堆積厚がない場合，式(4)のとおり，細粒土砂は河床材料に取り込まれず，そのまま通過する．その他，計算上流端からの浮遊砂濃度は，厚真大橋にて実測された地震後の流量と浮遊砂量(式3)との関係から，浮遊砂濃度を与える形に修正を行っている．したがって，従来のモデルに比べて過剰堆積を回避できると考えられる．

2.2. 解析条件

図-5に解析フローを示す．この解析は2ステップの計算に分かれている．第1ステップは初期河床の形成である．初期河床はiRIC Nays2DHで掃流砂を対象とした河床変動計算を行うことで得られる．第2ステップは1段階目にて形成した初期河床を固定床として扱い，流れと浮遊砂を対象とした河床変動計算を行う．これより，浮遊砂の堆積箇所の特性的について検討を行う．

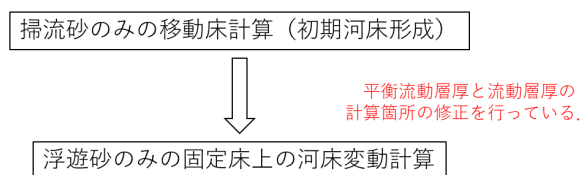


図-5 解析フロー

(1) 初期河床の形成

はじめに掃流砂のみを考慮した流れ・河床変動計算を行う．表-1に計算水理条件を示す．水路は昨年度報告から変更し，高水敷を有する複断面水路（水路長15 m，水路幅2 m，低水路幅0.45m，低水路河岸高0.025m，水路勾配1/100，図-6）を用いている．これは，本年度の検討時において，河岸の移動床・固定床条件によって浮遊砂堆積特性が変化することが確認されたためである．初期河床は平坦河床とし，直線水路の場合のみ上流端近くに数か所，擾乱を与えている．河床材料は水路実験と同じく平均粒径0.76 mm，比重2.6の一様砂とし，流量は水路内に砂州が形成される水理条件として一定流量 $Q = 0.00276 \text{ m}^3/\text{s}$ としている．格子数は，縦断方向364メッシュ，横断方向117メッシュとし，このうち初期低水路幅には26メッシュが該当する．マンギングの粗度係数は，低水路に該当するメッシュに0.02，高水敷に該当するメッシュに0.04を与えている．

計算ケースは14ケース（表-1）であり，以下の2条件が異なる．1つ目は初期低水路の蛇行角である．蛇行角は $0^\circ \sim 30^\circ$ まで5度ずつ変化させ，直線水路から蛇行水路までを検討対象とする．本水理条件下における砂州の停止限界は 13° 付近に存在しており（図-7）， 10° 以下のケースは自由砂州， 15° 以上のケースは固定砂州を想定したものになる．2つ目は，河岸を固定床（低水路護岸を想定）とした場合と移動床とした場合とである．表-1には，固定床河岸のケース名にはF，移動床河岸のケース名にはMと記載している．計算のタイムステップは0.01 sとし，自由砂州ケースは1800秒，固定砂州ケースは3600秒の通水を行うことで，直線水路には交互砂州を，蛇行流路には内岸側に固定砂州を形成させた．

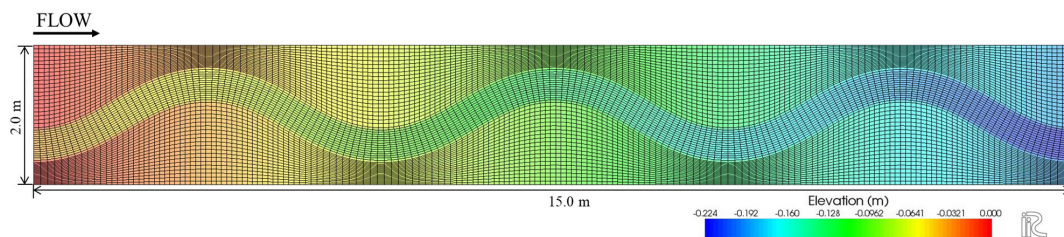


図-6 複断面水路（計算開始時の平坦河床），本図は蛇行角 30° のケースを例に示す．格子数は， $dx=364$ ， $dy=117$ である．初期低水路幅は，横断方向に26メッシュが該当する．

表-1 計算ケースの水力条件

ケース	初期低水路幅 B (m)	流量 Q (m ³ /s)	通水時間 (s)	蛇行波長 $2L$ (m)	L/B	蛇行角 θ (°)	河岸条件	砂州の停止限界
Case1F	0.45	0.0276	1800	5.0	5.6	0	固定床	移動
Case1M							移動床	
Case2 F						5	固定床	
Case2M							移動床	
Case3F						10	固定床	
Case3M							移動床	
Case4F			15			固定床	停止	
Case4M						移動床		
Case5F			20			固定床		
Case5M						移動床		
Case6F			25			固定床		
Case6M						移動床		
Case7F			30			固定床		
Case7M						移動床		
		3600						

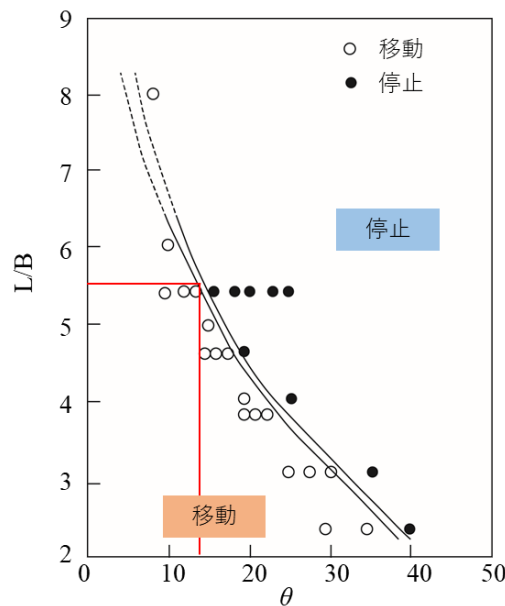


図-7 蛇行水路における砂州の停止限界⁸⁾，赤線は本検討での水力条件を示す。

(2) 細粒土砂の堆積に関する検討

図-8に、(1)での計算終了時の河床高コンター図を示す。第2ステップでは、先に計算した掃流砂のみを考慮した計算結果を用い、浮遊砂のみを考慮した流れ・河床変動計算を行う。砂州形状は固定床として扱い、上流 ($i = 5$) からのみ浮遊砂濃度を供給する。浮遊砂の粒径は昨年度報告における水路実験を参考に、珪藻土とほぼ同じ粒径として0.032 mm、浮遊砂濃度 c として0.0016を与えている。計算流量は、図-9に示すヒドログラフを与える。これは、出水を想定したほぼ低水路満杯流量条件における細粒土砂の堆積箇所と、減水期の細粒土砂の堆積箇所とを比較するためである。

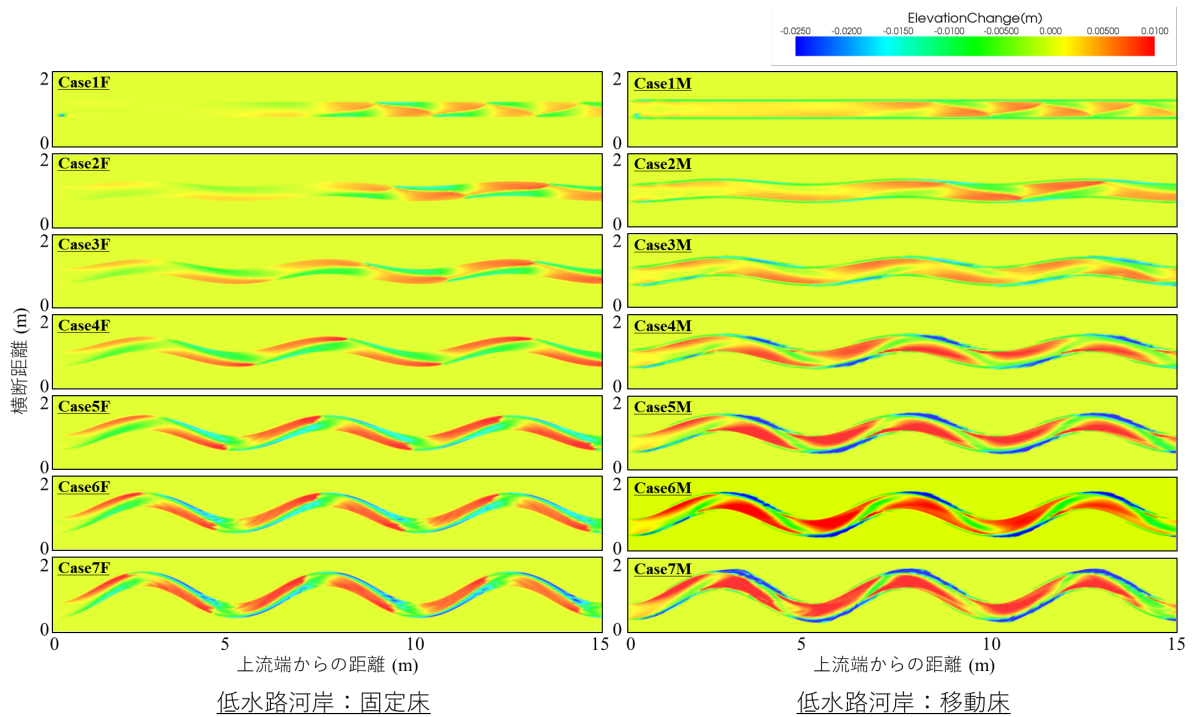


図-8 初期河床形成（第1ステップ）における各ケースの河床変動量コンター図

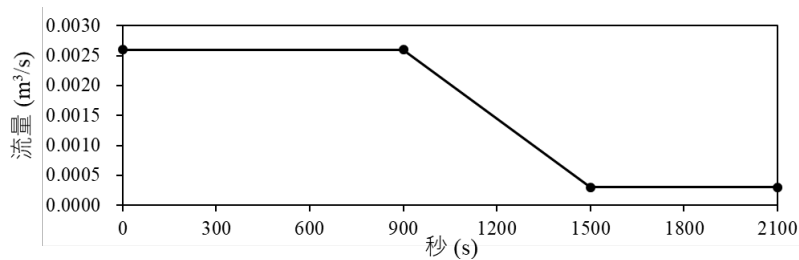


図-9 浮遊砂の堆積特性の検討（第2ステップ）における流量ヒドログラフ

3. 計算結果・考察

3. 1. 計算終了時における細粒土砂の堆積

図-10に、初期流路の蛇行角および低水路河岸条件が異なる場における、浮遊砂のみを対象とした計算終了時の河床変動量コンター図を示す。結果からは、主に以下の3つが読み取れる。一つ目は、蛇行角が大きくなるほど河道内への細粒土砂の堆積量が増加していくことである。二つ目は、蛇行角が大きくなるほど、低水路河岸への細粒土砂の堆積量も増加していくことである。三つめは、低水路河岸の条件が固定床（低水路護岸、図-10の左側）の場合と移動床（自然河岸、図-10の右側）の場合にて、細粒土砂の堆積傾向が異なることである。

低水路河岸の条件によって細粒土砂の堆積傾向が異なる状況をより詳細に確認するため、図-11に各ケースの計算終了時における河床高および河床変動量の縦断分布（低水路右岸から4セル流路側の位置）を示す。低水路河岸が固定床（図-11左側）の場合は、砂州の停止限界（図-7）を境に堆積傾向が変化する。蛇行角が15度より小さい3ケース（Case1F, Case2F, Case3F）では、砂州前縁から、とくに砂州前縁直下に堆積傾向が生じる。この場所は平水時、低水路の淵になる場所に該当する。蛇行角が15度より大きい4ケースでは、細粒土砂は砂州前縁直下に加えて、砂州前縁および砂州上流側の低水路にも堆積する。堆積量は蛇行角が大きくなるほど増加し、とくに河床勾配の急変するような場所に集中的な堆積が認められることが分かる。

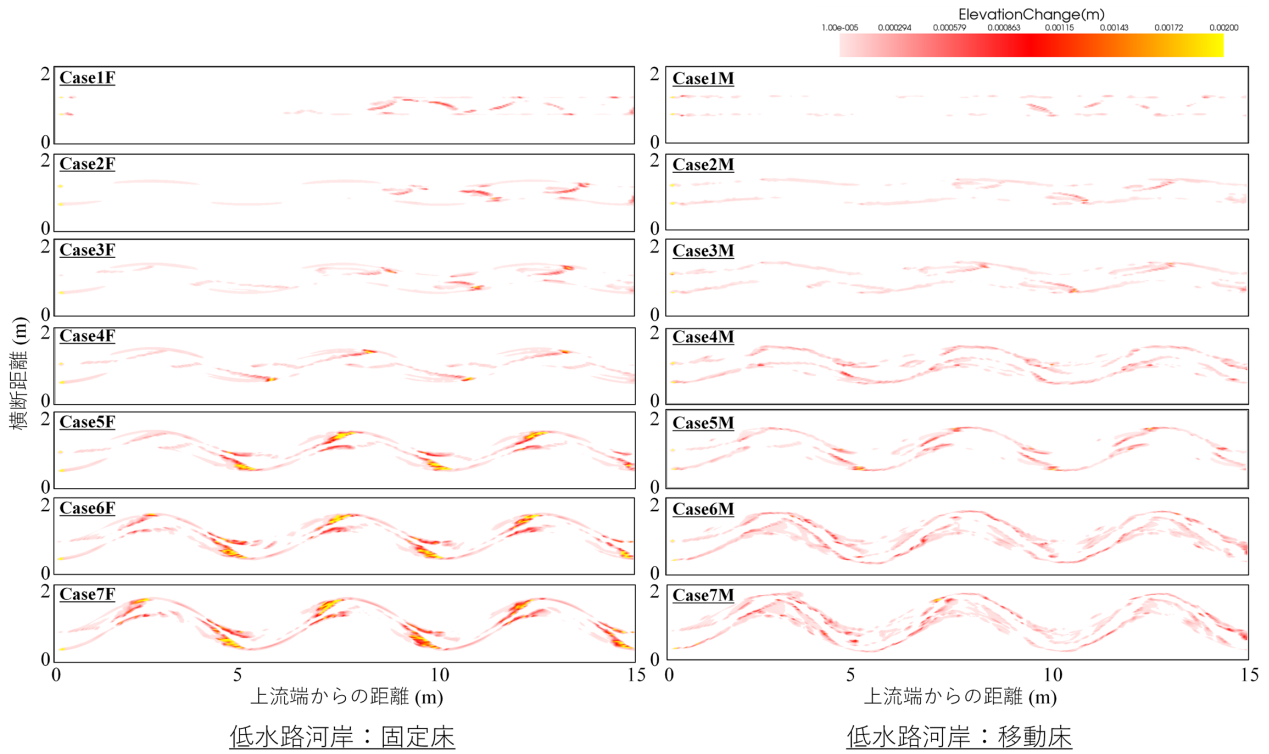


図-10 細粒土砂（第2ステップ計算）による各ケースの河床変動量カウンター図

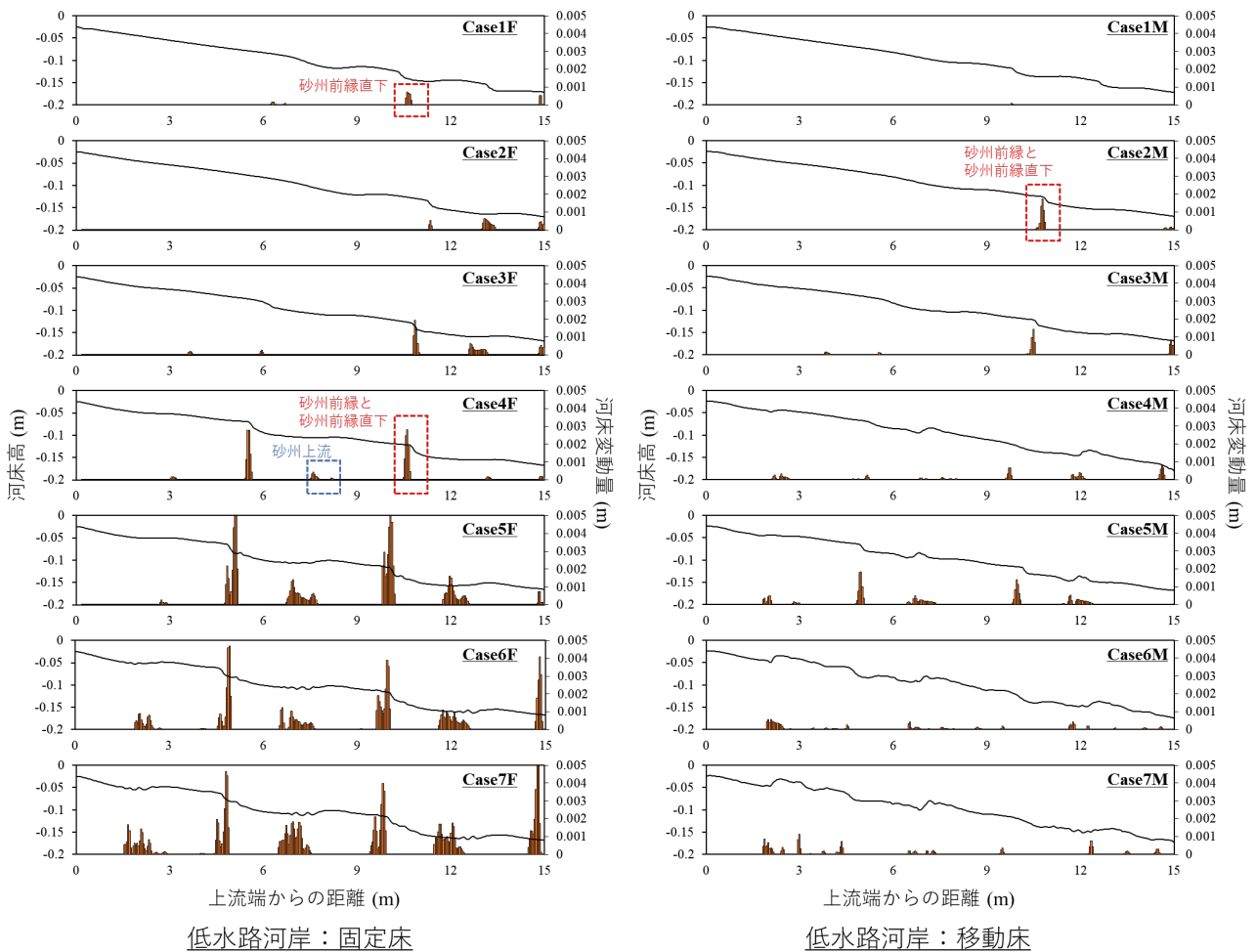


図-11 低水路河岸付近（低水路右岸から4セル流路側の位置）の縦断図と河床変動量

一方、低水路河岸が移動床（図-11右側）の場合も、砂州の停止限界（図-7）を境に堆積傾向が変化する。ただし、その傾向は固定床河岸の場合と異なる。蛇行角が15度より小さい3ケース（Case1M, Case2 M, Case3 M）では、砂州前縁上～砂州前縁直下に堆積傾向が生じる。堆積量は低水路河岸が固定床の場合と大きな違いは認められない。一方、蛇行角が15度より大きい4ケースでは、細粒土砂の堆積箇所は砂州上に薄く広がり、低水路への堆積は殆ど認められなくなる。堆積量を低水路河岸が固定床の場合と比較すると、明らかに少ないことが分かる。この違いは、低水路内に形成される砂州形状が、低水路河岸の条件によって大きく異なるためと考えられる（図-8）。砂州の停止限界（図-7）を超える移動床河岸のケースでは、低水路の蛇行内岸側に形成される砂州が固定床河岸のケースよりも明らかに大きい。これが、砂州上に流れがのる出水時の細粒土砂の輸送・堆積特性に影響を与えると考えられるため、次に、各ケースの流れと浮遊砂フラックスについて詳細に検討していく。

3. 2. 直線水路に形成された交互砂州への細粒土砂の堆積（Case1F）

図-12に、直線水路で低水路河岸が固定床であるCase1Fを対象とし、計算開始より900秒経過と1500秒経過時について、水深、流速、河床変動量、浮遊砂、平衡流動層厚のコンター図を示す。図-12より、直線水路に形成された交互砂州上を流れる細粒土砂は、砂州上に十分水が流れる状態ではほとんど堆積せず、流量低減に伴い堆積が始まることが分かる。細粒土砂の主な堆積場所は、砂州前縁から平水時の低水路へと水が流れ落ちる勾配変化点（測線①）、および平水時における低水路の淵に該当する場所（測線②）であり、昨年度報告の実験結果と類似している。また、河床変動量（堆積量）についても計算、実験ともに1 mm以下であり、実験結果にある程度近い結果が得られたと考えられる。

図-13に、測線①と測線②について、水深以外の各物理量の横断分布を示す。測線①は、水深が急激に増加し、流速が急速に低下する場所である（図-12）。このような場所では、流量がある程度大きく、水路全体に渡って細粒土砂が高濃度にて流れる場合（図-13左図の測線①）、細粒土砂の流入量と流出量が釣り合うことで土砂の堆積は殆どない。一方、流量が低下し、細粒土砂濃度に局所的な変化が生じ始める（図-13右図の測線①）と、細粒土砂フラックスの違いによって堆積が生じる。砂州前縁直下では平衡流動層厚が非常に小さくなり、細粒土砂を通過（流出）させるだけの流れが無いことが分かる。このため、砂州前縁から流入した細粒度土砂はここに堆積する。

測線②は、流量低減期に主流域となる場所である。このため、測線①と異なり、測線②では流量低減期においても細粒土砂濃度の大きな低下は認められない（図-13右図の測線②）。このような場所では、水深が大きく細粒土砂の輸送量が多いため、河岸付近のような水深・流速ともに急に小さくなるような場所において細粒土砂フラックスの差が増大し、堆積しやすい状況が生じるものと考えられる。

3. 3. 蛇行角の大きい蛇行流路への細粒土砂の堆積（Case6F, Case6M）

ここでは蛇行角25°のケースを取り上げ、低水路の河岸条件が固定床の場合と移動床の場合の堆積特性を比較する。図-14に、低水路河岸が固定床であるCase6Fについて、計算開始より900秒、1300秒、1500秒経過時における水深、流速、河床変動量、浮遊砂、平衡流動層厚のコンター図を示す。図-14より、蛇行角の大きいCase6Fでは、前述の直線水路に形成された交互砂州と異なり、砂州上に十分水が流れる状態でも細粒土砂の堆積が生じることが分かる。細粒土砂の主な堆積場所は、砂州前縁（測線③）、砂州前縁直下の勾配変化点（測線④右岸側および測線①の左岸側）、および砂州上流端に位置する低水路の河岸沿い（測線①右岸側および測線④の左岸側）である。

図-15に、測線①について、900秒経過と1500秒経過時における水深以外の各物理量の横断分布を示す。測線①は、図-14にて対象とする砂州の上流端にあたる。この場所では、横断線上に左岸と右岸側の2か所において平衡流動層厚が非常に小さくなり、細粒土砂を通過（流出）させるだけの流れが無いことが

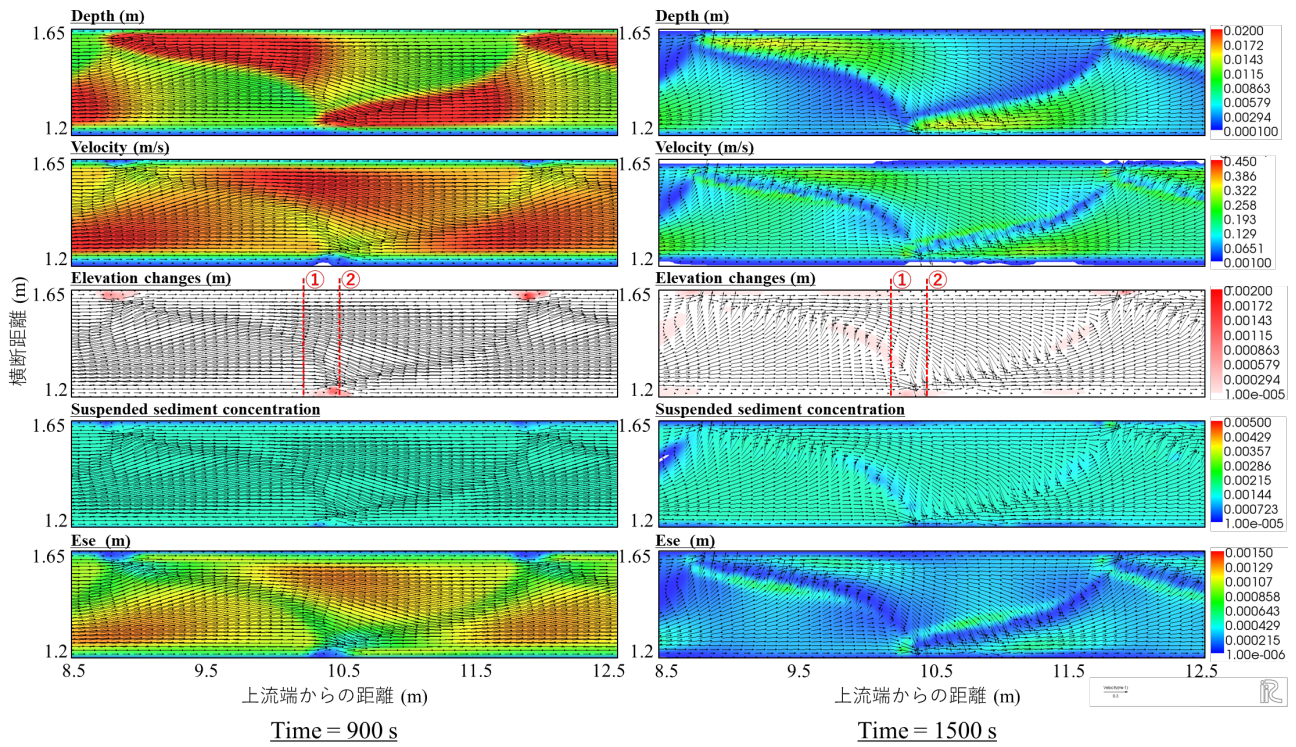
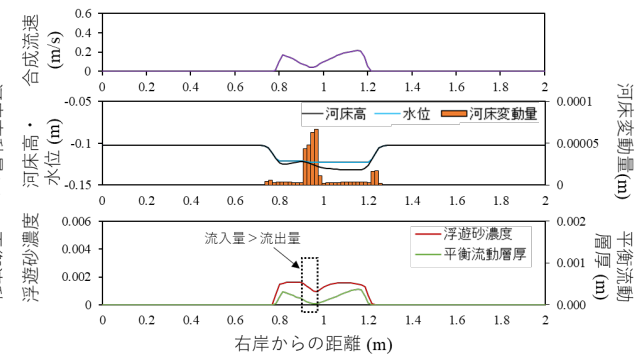
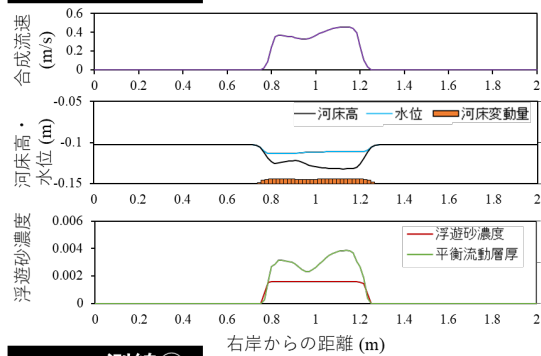


図-12 Case1Fの900秒経過と1500秒経過時における水深, 流速, 河床変動量, 浮遊砂濃度, 平衡流動層厚のコンター図

Case1F 測線①



Case1F 測線②

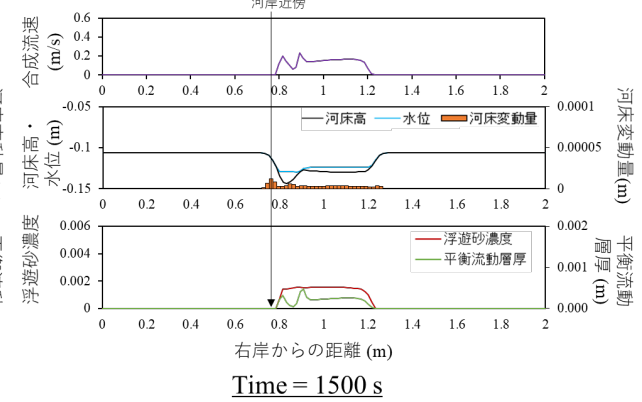
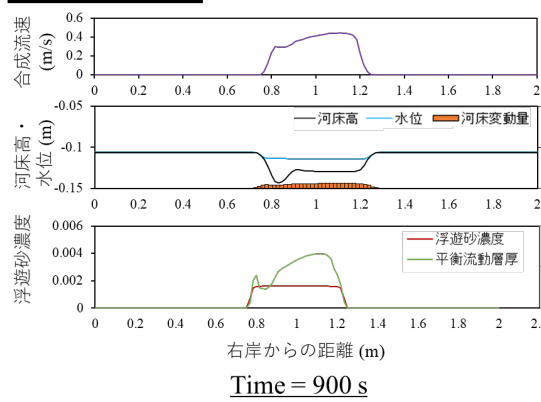


図-13 Case1Fの900秒経過と1500秒経過時における測線①と測線②の各物理量の横断図

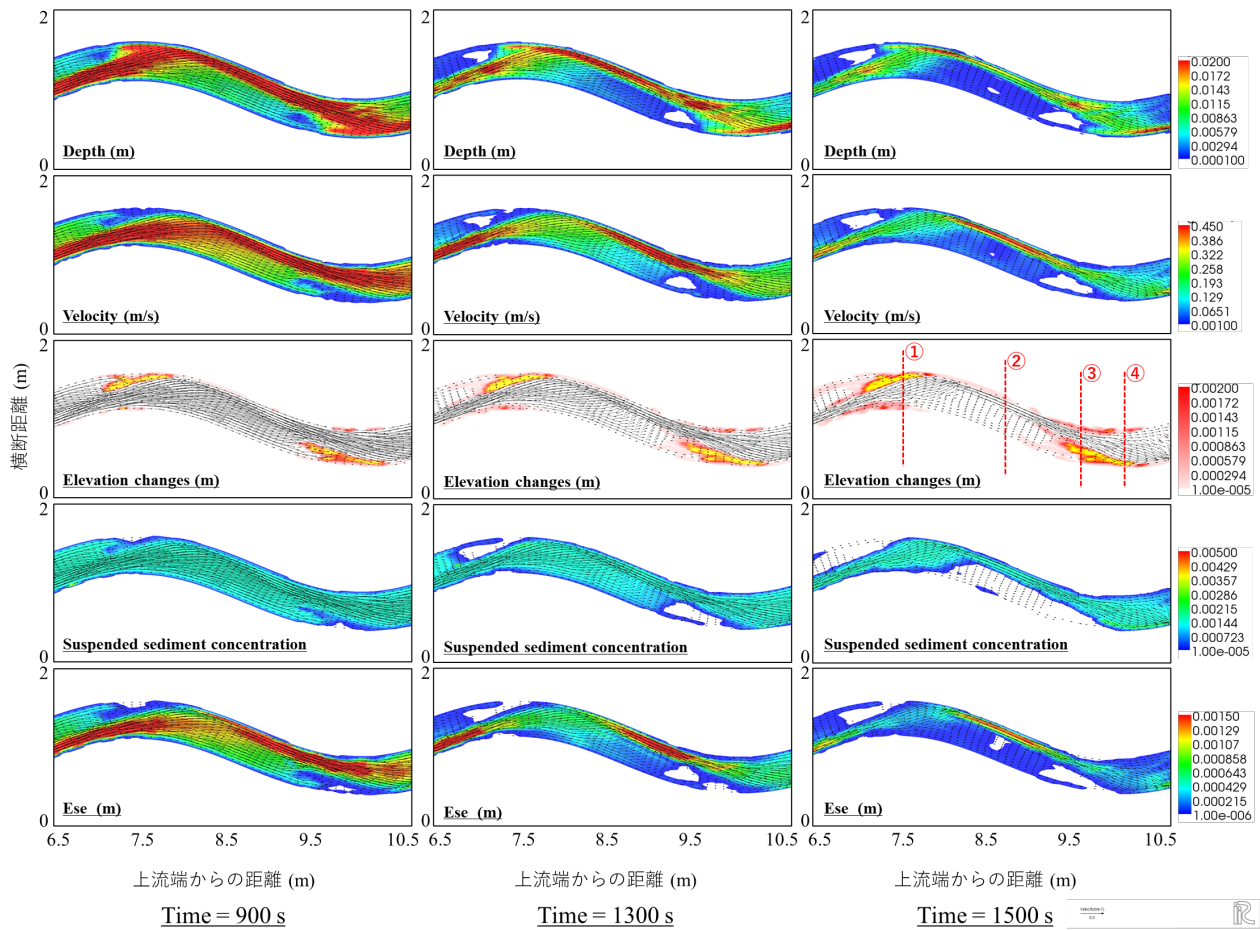


図-14 Case6F（低水路河岸が固定床）の900秒，1300秒，1500秒経過時における水深，流速，河床変動量，浮遊砂濃度，平衡流動層厚のコンター図

Case6F 測線①

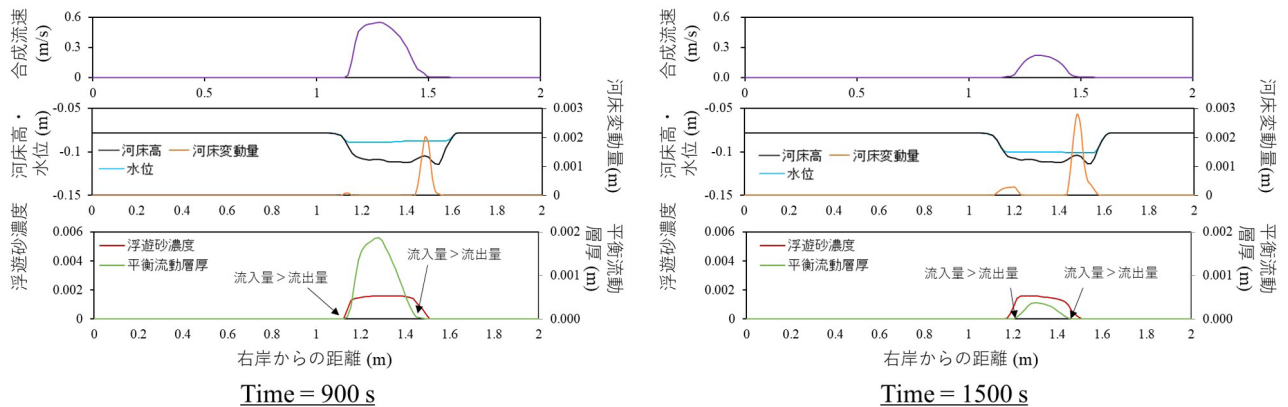
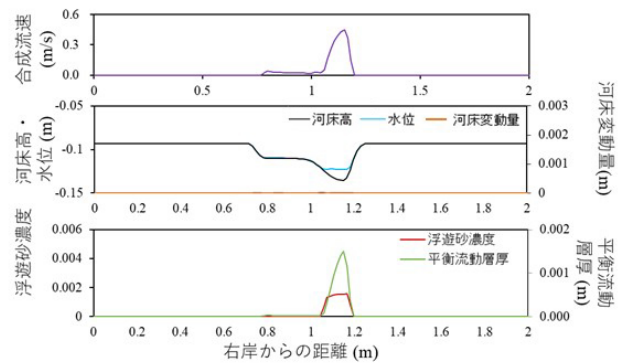
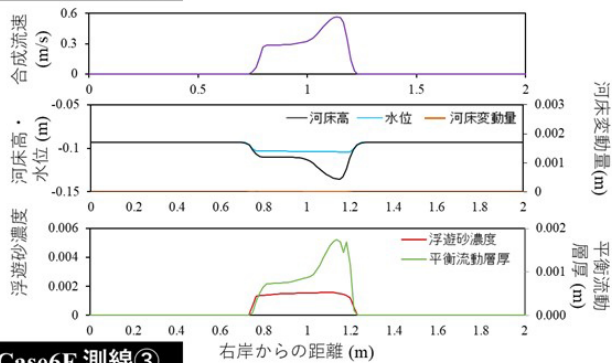


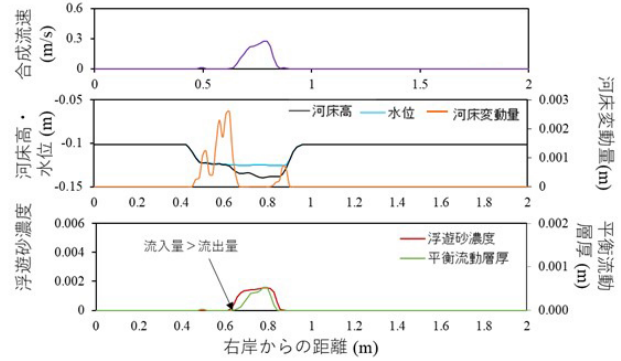
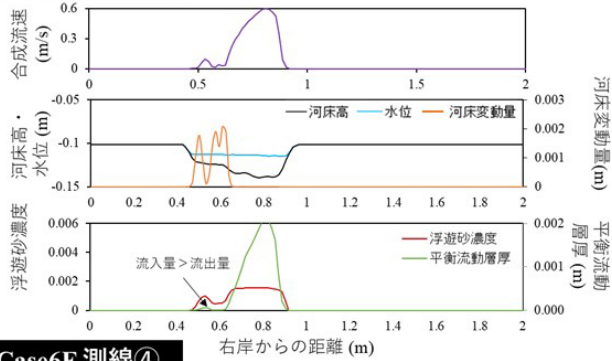
図-15 Case6Fの測線①における900秒，1500秒経過時の各物理量の横断面図

分かる。このため，上流から流入した細粒土砂はここに堆積する。このような急激な平衡流動層厚の低下は，低水路が固定床河岸のケースの場合，砂州と低水路との間の比高差に伴う流れの剥離によってもたらされる（図-11）。つまり，砂州前縁～前縁直下では河床高が急に低くなるため，砂州上流側では砂州に向かって河床高が急に高くなるために，低水路側へと局所的な細粒土砂の堆積をもたらすこととなる。

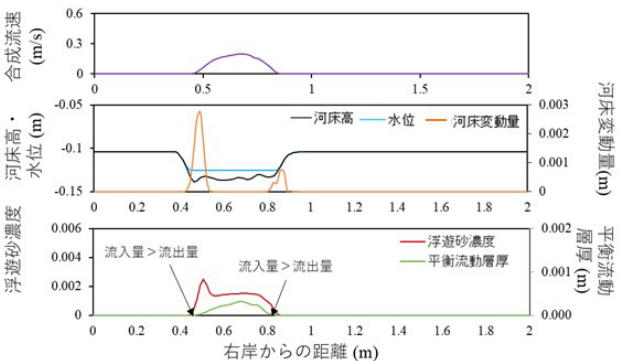
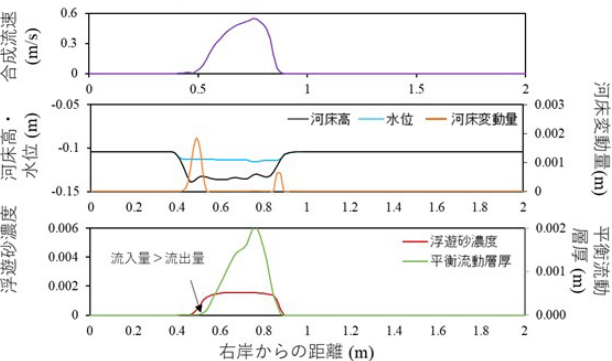
Case6F 測線②



Case6F 測線③



Case6F 測線④



Time = 900 s

Time = 1500 s

図-16 Case6Fの測線②～測線④における900秒，1500秒経過時の各物理量の横断面

図-16に、測線②～測線④について、900秒経過と1500秒経過時における水深以外の各物理量の横断面分布を示す。測線②は砂州上に該当し、本ケースでは細粒土砂の堆積は殆ど確認されない。これは、砂州の上に水が流れている状況では、砂州中央部付近は細粒土砂が高濃度にて流れており（図-16測線②）、細粒土砂の流入量と流出量が釣り合うことで土砂の堆積は殆どないためである。

一方、砂州前縁に位置する測線③では、流量低下前から細粒土砂の堆積が確認される。これは、本ケースの砂州前縁では水深が浅く、流速が小さいため、平衡流動層厚が非常に小さくなり、細粒土砂を十分通過（流出）させるだけの流れが無いことが分かる。このため、砂州前縁から流入した細粒度土砂はここに堆積する。砂州前縁直下に位置する測線④（測線①と左右岸反対の砂州形状）は、低水路の深み（淵）に該当する。この場所では、流れが逆流しており（図-16）、細粒土砂は流入量が流出量を超えるため、土砂フラックスの差によって低水路への堆積が生じる。

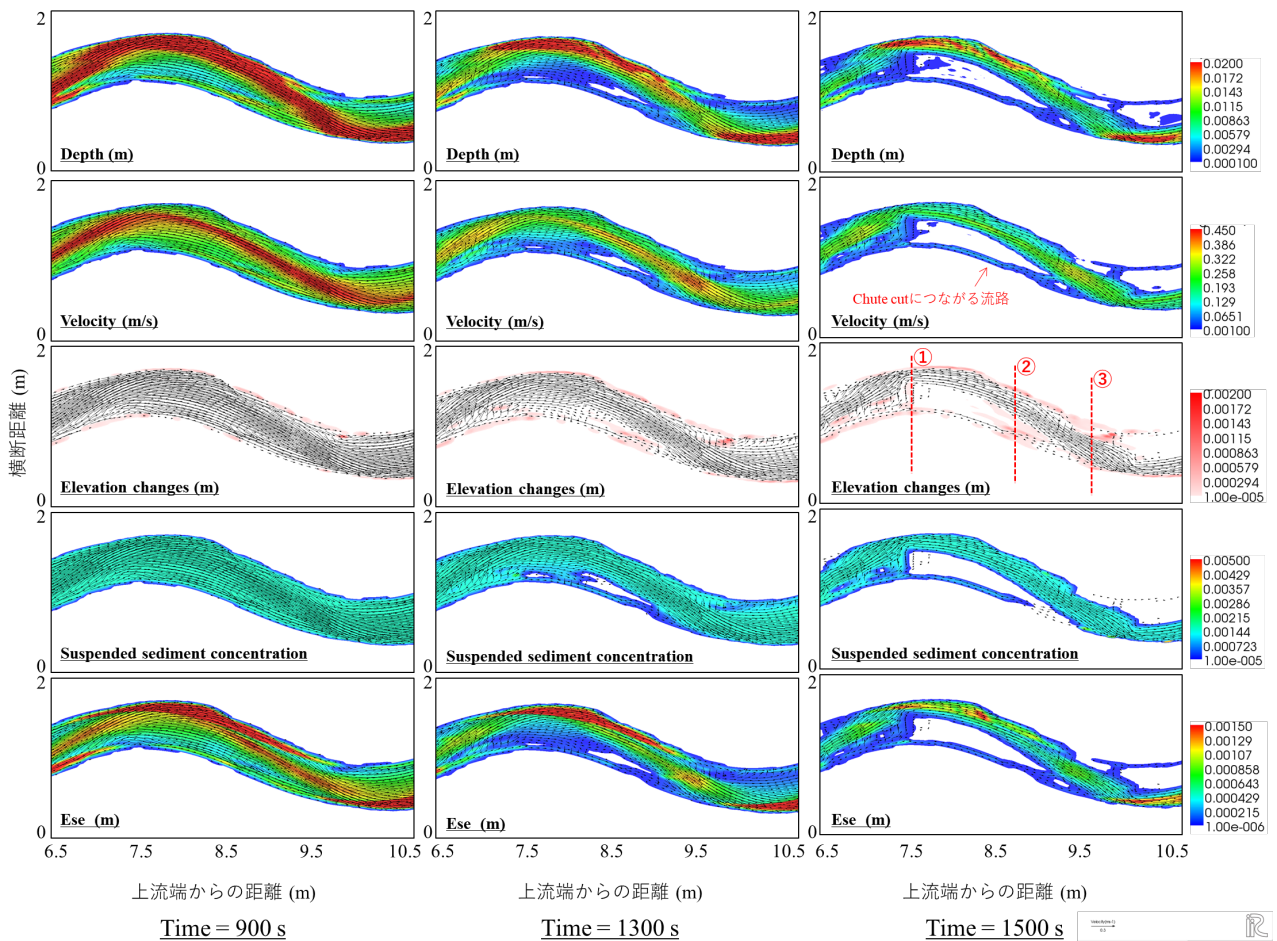


図-17 Case6M（低水路河岸が移動床）の900秒，1300秒，1500秒経過時における水深，流速，河床変動量，浮遊砂濃度，平衡流動層厚のコンター図

Case6M 測線①

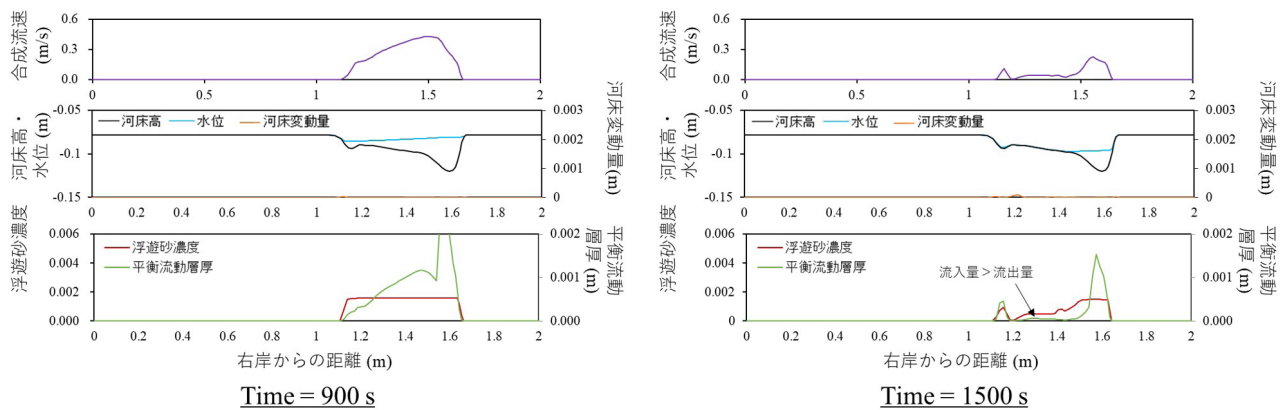
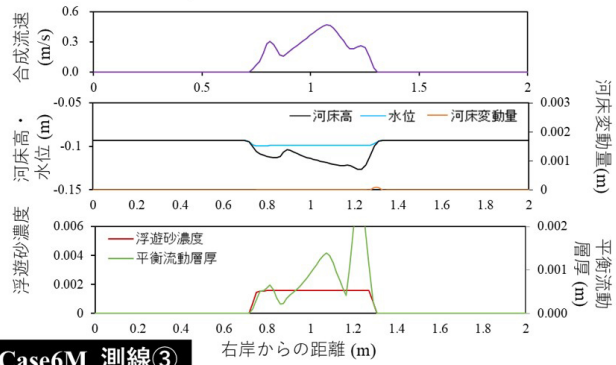


図-18 Case6Mの測線①における900秒，1500秒経過時の各物理量の横断図

続いて，図-17に，低水路河岸が固定床であるCase6Mについて，計算開始より900秒，1300秒，1500秒経過時における水深，流速，河床変動量，浮遊砂，平衡流動層厚のコンター図を示す．図-17より，低水路が移動床河岸の場合，砂州上に十分水が流れる状態では細粒土砂の堆積が殆ど認められないことが分かる．また，計算終了時における堆積量を固定床河岸のケース（図-14）と比較すると，移動床河岸のケースでは明らかに少ないことが分かる．移動床河岸の場合，細粒土砂の堆積は流量低減期に生じ

Case6M 測線②



Case6M 測線③

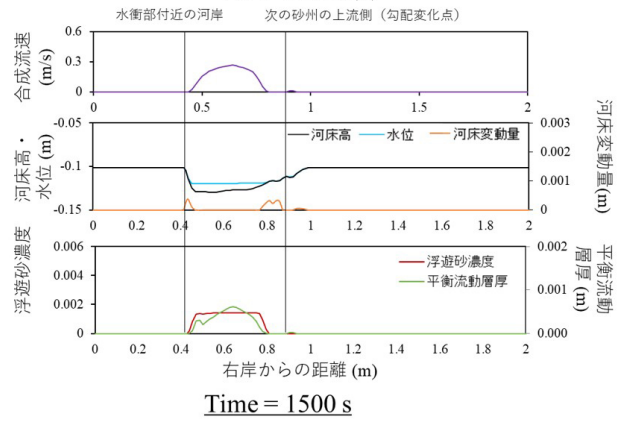
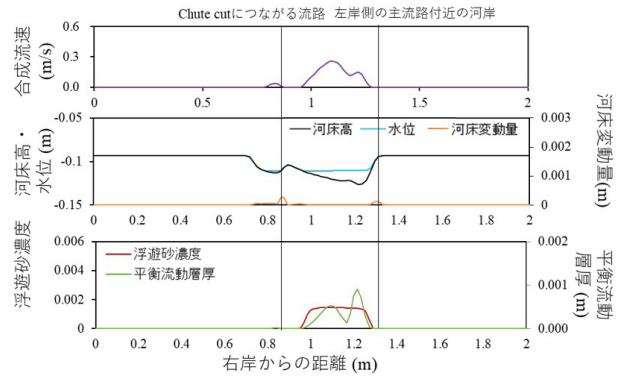
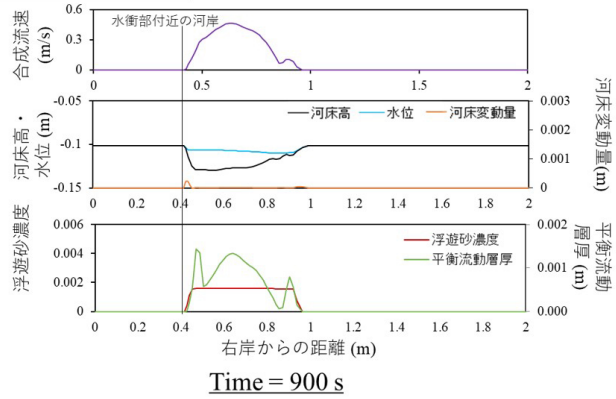


図-19 Case6Mの測線②～測線③における900秒，1500秒経過時の各物理量の横断面

ており，その範囲は砂州上の広域にわたり，堆積厚は1 mm以下とかなり薄いことが分かる．細粒土砂の主な堆積場所は，砂州上～砂州前縁（測線②），砂州前縁直下の勾配変化点（測線③右岸側），砂州上流端に位置する低水路河岸沿い（測線①）である．

図-18に，測線①について，900秒経過と1500秒経過時における水深以外の各物理量の横断分布を示す．測線①は，図-17にて対象とする砂州の上流端にあたる．この場所は流れが砂州に向かって駆け上がる場所であるが，移動床河岸のケースでは河床勾配が緩やかに変化するため，流量低下時のみ細粒土砂が堆積する．流量低下時の平衡流動層厚は横断側線上に比較的小さい値をとり（図-18右図），細粒土砂を輸送する流れが弱いことが分かる．これは，図-17から分かるように，流れが対岸側に偏向する場所であり，直進してきた流れが砂州にぶつかることで細粒土砂フラックスの差によって土砂の一部がここに堆積するものと考えられる．

図-19に，測線②～測線③について，900秒経過と1500秒経過時における水深以外の各物理量の横断分布を示す．測線②は砂州上～砂州前縁に該当し，前述した固定床河岸のケースと異なり，砂州上に広く薄い細粒土砂の堆積が認められる．また，細粒土砂は砂州上に加えて，Chute-cutoffにつながりそうな流路（図-17）にも堆積しており，図-3に示す石狩川水理実験場での結果と類似した傾向が確認された．これらの場所では，1500秒経過時には細粒土砂は殆ど流れておらず（図-18右図），おそらく移動床河岸ケースでは砂州上の流れが非常に浅いことから流量低減期にすぐに陸地化するため，上流から流れてきた細粒土砂が取り残されて堆積したのではないかと考えられる．この点については，ハイδροグラフ形状など，より詳細に考察する必要がある．

砂州前縁直下に位置する測線③は，流量低減期に主流となる深み（低水路の淵）である．測線③では流量低減期においても流れが集中するため，細粒土砂濃度の大きな低下は認められない．しかし，固定床河岸のケース（図-16測線④）と異なり，低水路内の淵への土砂の堆積は少なく，低水路河岸付近に

のみ堆積が確認される。これは、本ケースでは砂州と低水路間の比高差が比較的小さいため、流れの剥離によってもたらされる細粒土砂フラックスの差が小さいためと考えられる。河岸への堆積は、その他ケースと同様に、低水路の淵や蛇行部では流量低減期においても水深が大きく細粒土砂の輸送量が多いため、河岸付近のような水深・流速ともに急に小さくなるような場所において細粒土砂フラックスの差が増大し、堆積しやすい状況が生じるものと考えられる。

4. 結論

全国各地の山地流域にて斜面・河岸崩落、土石流等に伴う多量の土砂移動による災害事例が増加しているなか、中長期的な河川環境の把握を行うためにも、崩壊地からの細粒土砂の輸送・堆積特性について把握することは重要な課題であると考えられる。そこで2年目となる本研究では、河道内における流路形態および砂州形状の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較を目的とし、既往実験（図-1）と2次元河床変動解析モデル結果との比較、および2次元河床変動解析モデルによる流路形態の違いに伴う細粒土砂の堆積特性の比較検討を行った。得られた結果は以下の通りである。

1. 直線水路および蛇行水路を対象とした水路実験では、細粒土砂の堆積箇所異なる傾向が確認された。直線水路に形成された交互砂州では、細粒土砂は砂州前縁直下および平水時に低水路の淵となるような深みに堆積しやすい傾向が確認された。一方、蛇行流路では、砂州上（砂州の下流側～砂州前縁）に比較的広く堆積すると共に、Chute-cutoffにつながる可能性のある流路内にも堆積傾向が確認された。ただし、水路実験では、実験後の小規模降雨のためにサンプリングを適切に行うことができなかった。この点については、次年度、再検討を考えている。
2. 細粒土砂の輸送モデルを修正した平面2次元変動解析iRIC Nays2DHを用い、蛇行角および低水路河岸条件（固定床/移動床）を異ならせた場における細粒土砂の堆積特性を比較した。結果、蛇行角が大きくなるほど細粒土砂の堆積量が増加することが確認された。また、その傾向は低水路河岸が固定床で構成される場合の方が顕著であることが確認された。
3. 低水路が固定床河岸の場合、細粒土砂の堆積は勾配急変点にて生じやすい。具体的には、砂州前縁から流れが落ち込む砂州前縁直下にかけての場所と、砂州上流側の低水路（流れが砂州上へと駆け上がる場所）において、細粒土砂フラックスの差が大きくなることで堆積するものと考えられた。このほか、平水時の低水路の淵や蛇行部など、流量低減期にも流れが集まり、細粒土砂が高濃度で流れやすい場所において、河岸付近にて浮遊砂フラックスに差が生じやすく、細粒土砂が堆積しやすい状況も確認された。
4. 低水路が移動床河岸の場合、細粒土砂は砂州上（下流側）に広く堆積すると共に、chute-cutoffにつながるような流路でも堆積が確認され、実験と類似する結果が得られた。固定床河岸のケースと異なり、全体的な堆積量は少なく、低水路よりも砂州上、あるいは低水路の淵や蛇行水衝部の河岸沿いへの細粒土砂の堆積が多くなる状況が確認された。

参考文献

- 1) M. G. Kleinhans, B. de Vries, L. Braat, M. van Oorschot: Living landscapes: Muddy and vegetated floodplain effects on fluvial pattern in an incised river, *Earth Surface Processes and Landforms*, 43, pp. 2948-2963, 2018.
- 2) L. Braat, J. R. F. W. Leuven, I. R. Lokhorst, M. G. Kleinhans: Effects of estuarine mudflat formation on tidal prism and large - scale morphology in experiments, *Earth Surface Processes and Landforms*, 44, 417-432, 2019.
- 3) M. B. Bertagni and C. Camporeale : Finite Amplitude of Free Alternate Bars With Suspended Load, *Water Resources Research*, 10.1029/2018WE022819.

- 4) 渡邊康玄, Marco TUBINO : 掃流砂・浮遊砂を伴う流れの交互砂州発生に関する研究, 水工学論文集. 7-14, 1992.
- 5) 岡安努, 久加朋子, 今日出人, 清水康行, 加藤康充 : 非粘着性河床材料で構成される交互砂州に粘着成分を供給した場における砂州形状と河床構成材料の変化, 土木学会論文集B1 (水工学), 76, I_1159-I_1164, 2019.
- 6) W. M. van Dijk, W. I. van de Lageweg and M. G. Kleinhans : Formation of a cohesive floodplain in a dynamic experimental meandering river, *Earth Surf. Process. Landforms.* 38, 1550-1565, 2013.
- 7) 原田大輔, 江頭進治: 連行速度を用いた浮遊砂の解析法, 土木学会論文集B1 (水工学) , Vol.76, No.2, pp. I_1111-I_1116, 2020.
- 8) 木下良作, 三輪式 : 砂レキ堆の位置が安定化する流路形状, 砂防学会誌, Vol.27, No.3, pp.12-17, 1974.