

積雪寒冷地域における土丹河床の侵食過程と河川構造物等の影響に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地河川チーム

研究担当者：船木淳悟、井上卓也、川村里実

【要旨】

本研究は、積雪寒冷地における軟岩河川の侵食メカニズムの解明と軟岩侵食対策の開発を目標とし実施された。本報告書は5年間の研究成果をまとめたものである。本研究では、はじめに北海道内における軟岩分布、河川管理上の課題を整理した。次に、侵食速度、流砂量、岩の物性値の関係を把握するための実験を行い、軟岩侵食速度をモデル化した。その後、軟岩侵食と砂礫移動の両方を考慮した平面2次元河床変動計算手法の開発を行い、石狩川の露岩区間を対象にモデルの検証を行った。最後に、軟岩侵食を防止したい箇所の緊急対策工法として、ネットによって砂礫を再堆積させ、軟岩侵食を抑制する方法を提案した。軟岩侵食防止用ネットを実河川に設置し、出水時に砂礫をトラップしていることを確認した。

キーワード：土丹河床、砂礫被覆、水路実験

1. はじめに

石狩川上流など北海道内の複数河川において、岩盤層の上の砂礫層が流出し、急激な河床低下が進行している。岩床の露出は、砂礫床を生息場とする底生魚や河床礫を産卵場とする魚類へ影響を与える¹⁾。また、未固結の岩盤層(軟岩層・土丹層)が露出した場合、流砂の衝突によって岩床が急激に侵食され、橋脚や護岸の安定性が低下するケースも報告されている²⁾。

軟岩床の粗度は、砂礫床の粗度よりも小さく砂礫を捕捉しにくい。このことから、予防保全型を念頭に置いた軟岩床の河床低下対策が求められている。予防保全型の河床低下対策を検討する上では、将来的な軟岩床の侵食量を予測し、河床低下対策の効果を把握できるモデルの構築が不可欠である。しかし、軟岩床の侵食プロセスは、砂礫床の河床低下(河床変動)プロセスと大きく異なる。砂礫床の河床変動は、流入する流砂と流出する流砂のバランスにより算定されるが、軟岩床の侵食は、流水や流砂による摩耗により生じる。このため、これまで砂礫床において築きあげられた既存の河床変動モデルでは、軟岩床の侵食を予測することは困難である。

本研究は、積雪寒冷地における軟岩河川の侵食メカニズムの解明と軟岩侵食対策の開発を目標とし、2章で北海道内における軟岩床の分布と侵食特性、3章で河川維持管理上の課題、4章で軟岩床の侵食プロセスのモデル化、5章で軟岩侵食モデルを組み込んだ河床

変動解析手法の構築、6章で軟岩床の粗度と砂礫被覆の関係、7章で軟岩侵食抑制工法について検討を行った。

2. 北海道内における軟岩分布

我が国において軟岩と呼ばれる岩は、その成因から、堆積岩、風化岩及び変質岩、溶結凝灰岩に大別され、一軸圧縮強度がおおよそ 200kgf/cm^2 以下で、特に 100kgf/cm^2 以下で岩石そのものが柔らかく、変形性が大きいとされる³⁾。関東を中心に分布する土丹は、軟岩の一種であり、新第三紀のシルト岩・泥岩、一部は第四紀更新世の半固結シルト・粘土で、一般的に褐色ないし淡褐色を帯びている。

図-1に北海道内の軟岩河床露出箇所を示す。これによると、軟岩河床が露出している箇所は60以上に及ぶ。図-2は北海道の概略地質と広域テフラの分布図である。これによると、北海道内では、火山岩と堆積岩類(沖積層、湿原、段丘なども含む)が広く分布している。このことから、北海道内に露出している軟岩床は、火山性と堆積性のものが主である。堆積岩起源の軟岩には泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩(火山灰が堆積してできた岩)などがある。堆積岩は圧密作用、化学的・鉱物学的な変化を伴う続成作用(土砂などの堆積物が堆積岩になる作用)、弱変成作用の影響を受けて固結・生成したもの³⁾とされる。堆積岩は有効間隙率が小さいものほど一軸圧縮強度が高い傾向を示す⁴⁾。

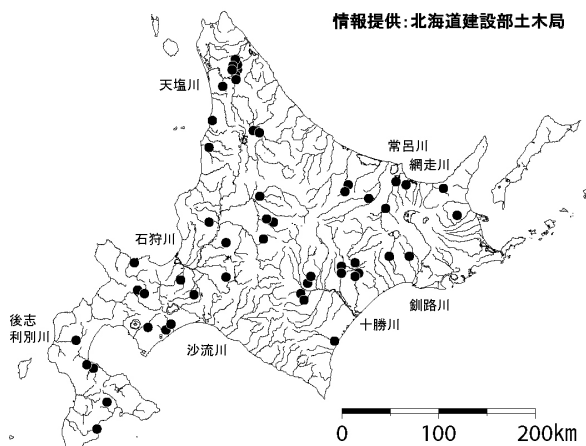


図-1 北海道内の土丹河床露出箇所(黒点)

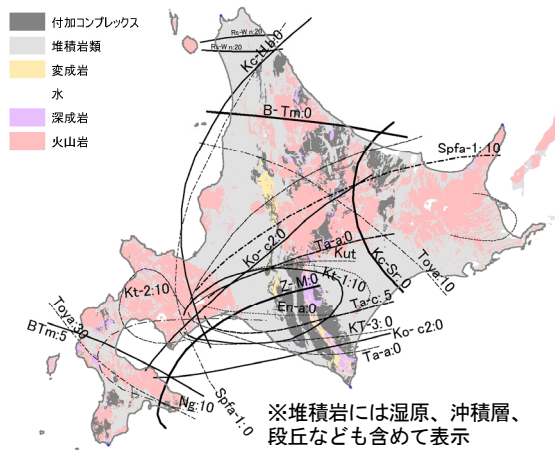


図-2 北海道の概略地質分布⁶⁾とテフラ⁷⁾

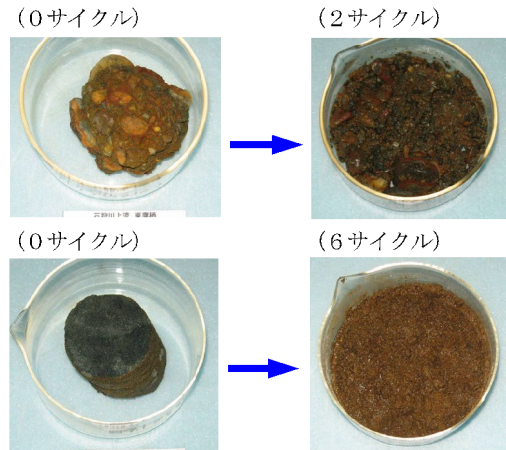


写真-1 乾湿繰り返し試験⁵⁾
(石狩川上流で採取、上：礫岩、下：シルト岩)



写真-2 石狩川上流における護岸根固工

また、比較的短期間に乾湿によるスレーキング(写真-1)を呈するものもある。

火山岩はマグマ由来の岩石(火成岩)のうち、急激にマグマが冷えて固まったものを指す。北海道には道南、道央、道東に火山、カルデラが分布し、火砕流堆積物や火山灰が広範囲に分布している。火砕流は火山噴火時の火山灰、軽石、岩滓、熱雲などの高温の火山碎屑物が重力の作用により地表を流下する現象であり、大規模な火砕流では堆積した火山碎屑物が自身の熱で再溶融し、溶結凝灰岩を形成する場合がある。

北海道内の軟岩河川をいくつか現地調査した結果、河岸部の軟岩は、乾湿の繰り返し、凍結融解などにより、風化しヒビや間隙が多い状態になっていた。しかし濡筋部の軟岩は殆ど風化しておらず、流砂衝突と思われる摩耗跡が残っていた。このことから、現在問題となっている軟岩床の急激な侵食は、流砂の衝突に起因していると考えられる。

3. 河川維持管理上の課題整理

3.1. 治水上の課題

岩盤強度、土砂供給、気候などによって侵食速度は異なるものの、軟岩床は必ず侵食され、下へ下へと穿入(河床低下)していく。特に、河岸際で濡筋が発達し、渓谷化が進行すると、護岸が浮き上がり(写真-2)、洪水時に護岸機能が発揮されず、破堤の要因となることが懸念される。また、破堤対策としての護岸の維持管理費用が増大する可能性もある。

さらに、流水や流砂に極端に侵食されやすい岩盤(軟岩)が河床に露出した場合、そこで局所的な侵食が生じる。それら脆弱な箇所を事前に把握し、局所的な侵食箇所を事前に予測することは非常に困難である。局所的な侵食が橋脚近傍で生じた場合は、橋脚の根入れ不足の発生が懸念される。

3.2. 環境上の課題

既往報告^{1),8)}によると砂礫床に比べ、岩盤床では水生

昆虫や魚類の生息種や生息数が少なく、生物多様性の観点から河川環境への影響が確認されている。岩盤床面積が広がることで、サケの産卵適地が減少するなど河川環境への影響が懸念される。

3.3. 利水への影響

河床低下が進行し河積が増加すると、取水時期の水位が低下する。水位が取水施設設計で想定した水位と大きく異なると、それら取水施設等の機能が十分に発揮できないことが懸念される。

4. 軟岩床の侵食プロセスのモデル化

岩床（軟岩床を含む）の侵食プロセスには、流水による侵食、流砂の衝突による侵食、ブラッキング、溶食など様々なプロセスが含まれる。

流水による侵食とは、流水のせん断力によって岩床が少しずつ削られる侵食プロセスである。流砂の衝突による侵食とは、流水によって輸送された砂礫粒子が岩床に衝突し、その衝撃力で岩床が削られる侵食プロセスである。この2つは岩質によらず生じる普遍的な侵食プロセスである。

一方、ブラッキングと溶食はある特定の岩質でのみ重要となる。ブラッキングとは、亀裂や節理などの結合の弱い箇所で、その割れ目に沿って岩塊が剥離する侵食プロセスであり、節理の多い岩盤河川でのみ支配的なプロセスである（例えば北海道内では真駒内川がこれにあたる）。溶食とは、水との化学反応によって岩石が溶ける侵食プロセスである、石灰岩や蒸発岩で形成された岩盤河川でのみ顕著な侵食プロセスである。

岩質によらず普遍的な流水と流砂による侵食を比較すると、流砂による侵食の方が流水による侵食より大きい⁹⁾。そこで、本研究では、流砂による侵食をモデル化することとする。

4.1. 流砂による軟岩侵食の基本的な考え方

岩床の流砂による侵食は、岩床上の流砂運動と岩の物性の2つに支配される。流砂運動と侵食速度の関係については、Sklar and Dietrich⁹⁾、Chatanantavet and Parker¹⁰⁾、井上ら^{11),12)}、小松ら¹³⁾により研究が行われている。ここでは、流砂による軟岩侵食の基本的な考え方と、侵食式の導出を解説する。

流砂（砂礫の粒子）による岩床侵食のイメージを図-3に示す。流砂の衝突に伴う岩床の侵食速度 E (m/s) は次式で表される。

$$E = N \left(\frac{W}{\rho_s} \right) \quad (1)$$

ここで、 ρ_s は岩床の密度 (kg/m^3) (ただし、本研究では岩床の密度と砂礫の密度は同等として扱う)、 W は粒子1個による損傷量 (g)、 N は単位時間単位面積当たりに粒子が衝突する回数である。

粒子1個による損傷量 W は、衝突する粒子のエネルギーに比例するものとする (例えば、Bitter^{14),15)}、Finnie¹⁶⁾、石橋ら¹⁷⁾の研究) と、次式で表される。

$$W = \alpha \frac{1}{2} m [v_{si} f(\theta)]^2 \quad (2)$$

ここで、 α は定数、 m は粒子の質量 (g)、 v_{si} は粒子の衝突速度 (m/s)、 θ は衝突角度である。

衝突する粒子の数 N は、のように粒子の跳躍距離 L_s を考慮すると、次式で表される。

$$N = q_s dy dt / v_p \times v_{si} dt / L_s / v_{si} dt dy dt = \frac{q_{bs}}{v_p L_s} \quad (3)$$

ここで、 q_{bs} は上流からの単位幅給砂量 (m^2/s)、 dy は単位幅 (m)、 dx は単位時間あたりの粒子の移動距離 (m)、 dt は単位時間 (sec)、 v_p は粒子1個の体積 (m^3) である。さらに、岩盤が砂礫で完全に被覆されると、岩盤に流砂が衝突しないため、岩盤は侵食されない。砂礫による被覆の効果を(3)式に追加すると以下の式となる⁹⁾。

$$N = \frac{q_{bs}}{v_p L_s} (1 - p_c) \quad (4)$$

ここで、 p_c は岩床の砂礫による被覆面積割合を表している。河床が完全に露岩している場合 p_c は0になり、流砂は全て岩盤に衝突する。一方、河床が完全に砂礫で覆われる場合 p_c は1になり、衝突頻度はゼロになる。

式(1)に式(2)、式(4)を代入すると、岩床の侵食速度 E (m/s) は次式のように表される。

$$E = N \left(\frac{W}{\rho_s} \right) = \frac{\alpha}{2} \frac{q_{bs}}{L_s} [v_{si} f(\theta)]^2 (1 - p_c) \quad (5)$$

このモデルは saltation-abrasion⁹⁾モデル (跳躍-摩耗モデル) と呼ばれ、定数 α 、衝突速度 v_{si} 、跳躍距離 L_s 、衝突角度の与え方によって、様々な侵食モデルが提案されている。

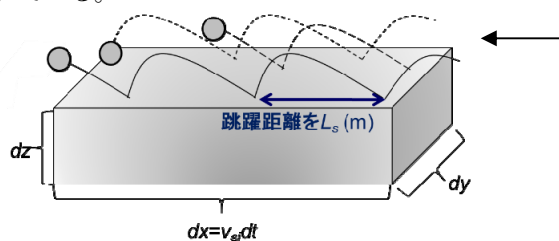


図-3 流砂による軟岩侵食のイメージ図

4.2. 本研究の提案モデル

粒子の衝突速度 v_{si} と粒子の移動速度 u_s はほぼ等しいと考えられる。井上¹¹⁾は、砂礫粒子の移動速度 u_s は以下の式で表している。

$$u_s = u_b - u_c \tag{6}$$

ここで、 u_b は粒子の位置での流速 (m/s) であり u_c は移動限界状態での流速である。粗面に対する対数分布が成り立つとし、流速を評価する位置を粒子の α 倍の高さとする、その位置の流速は対数流速分布を用いて、次のように表される。

$$\frac{u_b}{u_*} = f_v \left(\frac{d}{k_{sb}} \right) \quad f_v \left(\frac{d}{k_{sb}} \right) = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{30.1 \alpha_* d}{k_{sb}} \right) \tag{7}$$

ここで、 u_* は摩擦速度 (m/s)、 κ はカルマン定数 (0.4)、 d は粒径 (m)、 k_{sb} は岩床の水理的な粗度高さ (m) である。流速を評価する位置を掃流砂の交換層厚程度 (粒径の2倍) と考えた場合、以下の式で近似できる (図-4)。

$$\frac{u_b}{u_*} = \alpha_v \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.25} \tag{8}$$

したがって次式が得られる。

$$u_s = f_v(u_* - u_{*c}) \tag{9}$$

$$\approx \alpha_v (d/k_{sb})^{0.25} (\tau_* - \tau_{*c})^{0.5} \sqrt{R_b g d}$$

ここで、 α_v は定数、 u_{*c} および τ_{*c} は移動限界における摩擦速度 (m/s) および無次元河床せん断力である。

砂礫河床における平均的な跳躍距離 L_s は Sklar and Dietrich⁹⁾によって論じられているものの、軟岩上における跳躍距離については未だ良く分かっていない。そこで底面せん断力の関数と仮定する。また衝突角度 θ についても軟岩上ではよくわかっていないが、これも底面せん断力によって決まると考えられる。そこでこれらをまとめて侵食速度の実験結果から求めることとする。すなわち次式を仮定する。

$$\frac{f(\theta)^2}{L_s} = \frac{\alpha_p}{d} (\tau_* - \tau_{*c})^j \tag{10}$$

すると次のようになる。

$$E = \frac{\alpha \alpha_v \alpha_p R g}{2} \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.5} (\tau_* - \tau_{*c})^j q_{bs} (1 - p_c) \tag{11}$$

$$= \beta \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.5} (\tau_* - \tau_{*c})^j q_s (1 - p_c)$$

ここで、 β は摩耗係数 (m⁻¹) である。

石狩川の現地水路を用いて行われた岩床侵食実験¹¹⁾をみると、式 (11) の想定通り、侵食速度は流砂量 (給砂量) に比例して増加する (図-5)。なお、侵食速度は被覆率 p_c がゼロの区間の平均値である。侵食速度を給砂量で正規化すると、式 (11) の想定通り侵食速度は粒径の 0.5 乗に依存する (図-6)。(同じ給砂量ならば粒径が大きいほど侵食速度が大きい。)

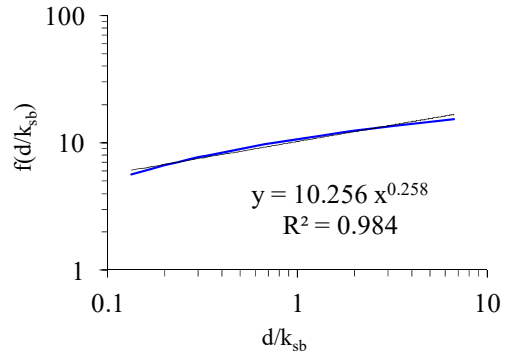


図-4 対数流速分布式の近似

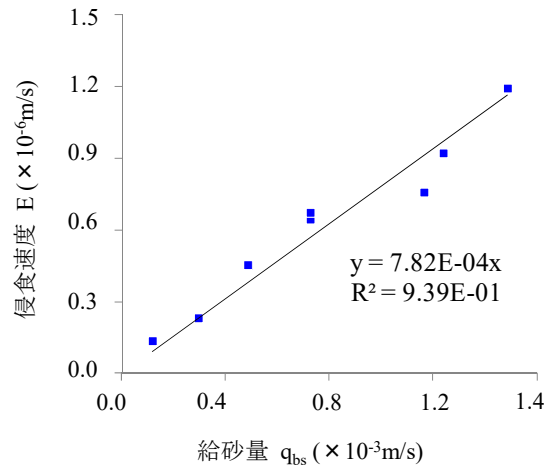


図-5 単位幅給砂量と侵食速度の関係

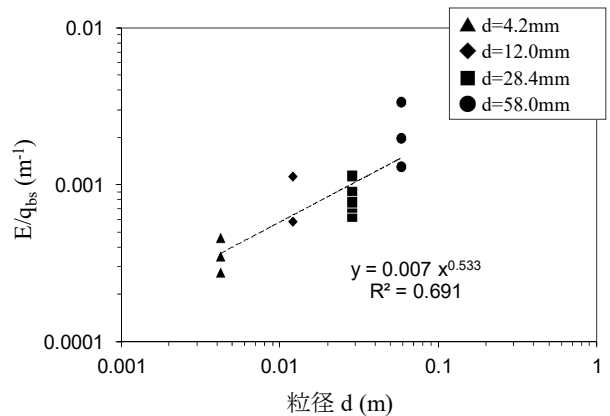


図-6 粒径と単位幅給砂量あたりの侵食速度の関係

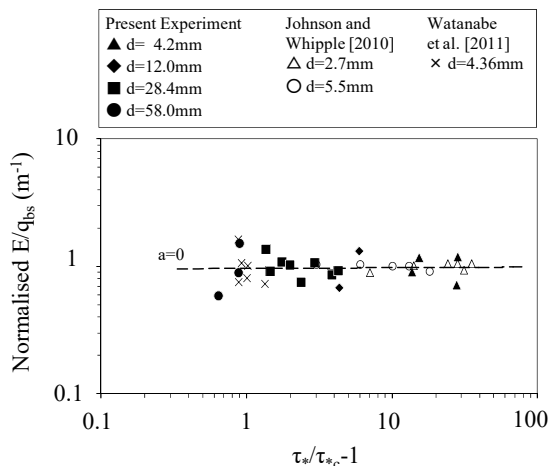


図-7 河床せん断力と単位幅流砂量あたりの侵食速度の関係

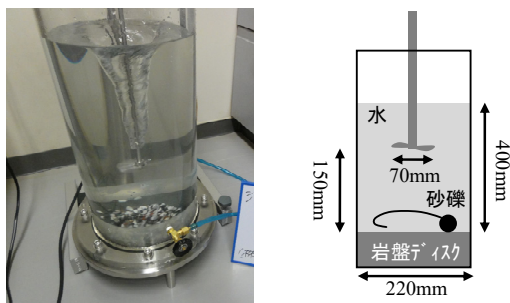


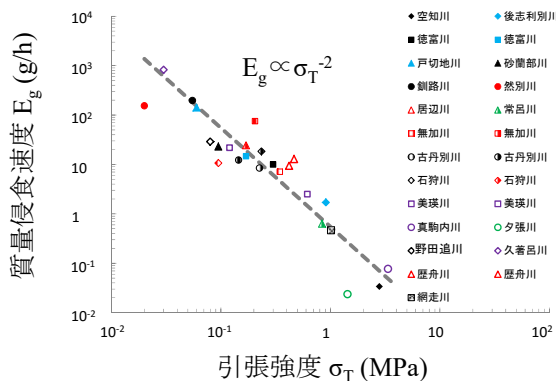
図-8 アブレーションミルを用いた侵食速度試験の概要^{11),18)}

さらに、既往の岩盤侵食に関する実験結果を整理し、侵食速度を給砂量と粒径で正規化すると(図-7)、侵食速度が無次元せん断力に依存しない(式(11)のjはゼロ)。最終的に井上らの式^{11),12)}は以下の式で表される。

$$E = \beta \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.5} q_{bs} (1 - p_c) \quad (12)$$

4.3. 摩耗係数と岩盤強度の関係

同じ量の流砂が岩盤に衝突しても、硬い岩盤は侵食しにくく、軟らかい岩盤は侵食しやすい。侵食速度と岩盤強度との関係を調査する簡易的な方法として、アブレーションミルを用いた侵食速度試験がある^{11), 18)}(図-8)。この試験は、式(12)の中で流砂の特性を表す粒径d、流砂量q_b、被覆面積率P_cを一定にすることで、岩盤強度の違いによる質量侵食速度E_gの違いを調べる試験である。また、この試験で得られた質量侵食速度E_gは摩耗係数βに比例するため、摩耗係数βの特性を調べるのにも適している。



緑：礫岩 黒：砂岩 赤：シルト岩
青：泥岩 紫：凝灰岩

図-9 引張強度と侵食速度の関係

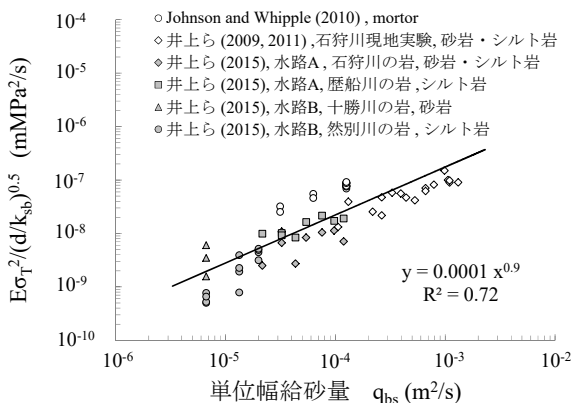


図-10 式(12)と式(13)に則ってプロットした岩床侵食実験の結果

この試験方法を用いて、全道の19河川25箇所の岩盤の侵食特性と各種物性値の関係を調査した。この調査結果のうち、岩盤の質量侵食速度E_gと相関性の高かった引張強度σ_Tとの関係を整理した結果が図-9である。この図から、①岩種(岩を構成する材料)の違いは侵食速度(または、摩耗係数)に大きな影響を与えないこと、②質量侵食速度E_g(または、摩耗係数β)は岩盤の引張強度σ_Tの-2乗に比例することが分かる。したがって、摩耗係数βは以下の式で表される。

$$\beta = \beta_c \sigma_T^{-2} \quad (13)$$

ここで、β_cは定数である。

アブレーションミルの実験では、水槽内の流砂量と被覆率の観測できないため、定数β_cの同定が困難である。そこで、β_cを同定するために、井上ら^{5),11),12)}の直線水路実験の結果、Johnson and Whipple¹⁹⁾の直線水路実験の結果を式(12)、式(13)に則って、図-10にプロットした。

図-10 の黒実線は、全実験結果の累乗近似を示している。これによると、侵食速度 E は給砂量 q_{bs} の 0.9 乗に依存しており、(12) 式の想定通り岩床侵食速度が給砂量に概ね比例することが確認された。また、(13) 式の想定通り、摩耗係数が引張強度の -2 乗に依存し、 d/k_{sb} の 0.5 乗に依存することが確認された。さらに、流砂量が不明確なアブレーションミルの実験では推定することが出来なかった定数 β_c の値が概ね 0.0001 であることが明らかとなった。

5. 軟岩侵食を組み込んだ河床変動計算手法の構築

5.1 河床変動計算手法の構築

5.1.1 流れの基礎式

平面 2 次元流況計算は、Shimizu and Itakura²⁰⁾ が提案した数値解析モデルをベースとする。数値解析モデル内では、円筒座標系・定常流れ場における運動方程式および連続式を用いているが、ここでは簡単のため、直交座標における基礎式を記述する。

$$U_x \frac{\partial U_x}{\partial x} + U_y \frac{\partial U_x}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho D} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \quad (14)$$

$$U_x \frac{\partial U_y}{\partial x} + U_x \frac{\partial U_y}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho D} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \quad (15)$$

$$\frac{\partial(U_x D)}{\partial x} + \frac{\partial(U_y D)}{\partial y} = 0 \quad (16)$$

ここで、 x は流下方向の座標軸、 y は横断方向の座標軸、 U_x と U_y は水深平均流速、 D は水深、 H は水位、 τ_x と τ_y は河床せん断力、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 ε は渦動粘性係数 ($=\kappa u_* D/6$)、 κ はカルマン定数、 u_* は摩擦速度である。河床せん断力 τ_x と τ_y と摩擦速度 u_* は以下の式で表される。

$$\tau_x = \frac{\rho g n_m^2}{D^{1/3}} U_x \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \quad (17)$$

$$\tau_y = \frac{\rho g n_m^2}{D^{1/3}} U_y \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \quad (18)$$

$$u_* = \frac{\sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}}{\rho} \quad (19)$$

ここで、 n_m はマンニングの粗度係数であり、以下のマニ

ング-ストリックラー式より導かれる。

$$n_m = \frac{k_s^{1/6}}{7.66 \sqrt{g}} \quad (20)$$

ここで、 k_s は岩床と砂礫床が混在した河床の水理的な粗度高さ (等価粗度高さ) である。 k_s は岩床の砂礫による被覆面積率 p_c および岩床の水理的粗度高さ k_{sb} 、砂礫床の水理的粗度高さ k_{sa} を用いて以下の式で表される。

$$k_s = p_c k_{sa} + (1 - p_c) k_{sb} \quad (21)$$

砂礫床の水理的粗度高さ k_{sa} は、一般に粒径の 1~4 倍 (平坦床の場合) と考えられている。本モデルでは、中間値である $2.5d$ とする。

5.1.2 砂礫変動の基礎式

流砂の連続式は、掃流層内で移動している砂礫量と河床に堆積している砂礫量の両方を考慮した以下の式を用いる。

$$\frac{\partial V_b}{\partial t} + (1 - \lambda) \frac{\partial \eta_a}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_{b,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{b,y}}{\partial y} \right) = 0 \quad (22)$$

V_b は単位面積あたりの掃流砂の体積、 η_a は砂礫層の厚さ、 $q_{b,x}$ と $q_{b,y}$ は単位幅流砂量のベクトルである。

流砂量 q_b は岩床表面からある高さにおける掃流砂濃度 C_b と跳動速度 u_s の積の積分で表される²¹⁾。

$$q_b = \int_0^{h_s} C_b u_s = \bar{C}_b h_s \bar{u}_s = V_b \bar{u}_s \quad (23)$$

ここで、 h_s はサルテーション高さ、 \bar{C}_b は平均的な掃流砂濃度、 \bar{u}_s は砂礫粒子の平均的な跳躍速度である。 V_b は \bar{C}_b と h_s の積として定義され、長さの次元を持つ変数である。なお、 \bar{C}_b が飽和濃度 \bar{C}_{bc} になると、 V_b も飽和体積 V_{bc} になる。

砂礫層が十分にある場合、砂礫層から掃流層へ流砂が絶えず供給されるため、流砂量は常に飽和流砂量と等しい。しかし、岩床河川においては、砂礫層厚が存在せず、流砂量が飽和流砂量を下回る場合がある。そこで、岩床上の掃流砂体積 V_b と十分に砂礫層がある状態 (飽和状態) の掃流砂体積 V_{bc} の比を用いて飽和流砂量を補正する。

$$(q_{b,x}, q_{b,y}) = \begin{cases} \frac{V_b}{V_{bc}} (q_{bc,x}, q_{bc,y}) & \text{for } 0 \leq \frac{V_b}{V_{bc}} < 1 \\ (q_{bc,x}, q_{bc,y}) & \text{for } \frac{V_b}{V_{bc}} = 1 \end{cases} \quad (24)$$

ここで、 $q_{bc,x}$ と $q_{bc,y}$ は飽和流砂量のベクトルである。

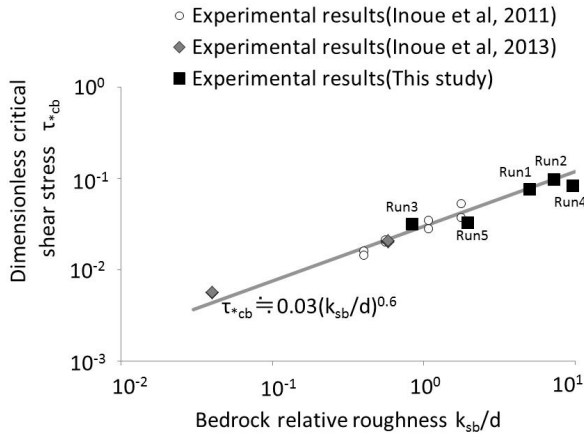


図-11 岩床粗度高さと同次元限界河床せん断力の関係

流線方向の飽和流砂量(平衡流砂量とも呼ばれる)は以下の式で表される。本モデルでは、岩床侵食の研究で Sklar and Dietrich⁹⁾ が使用した Fernandez Luque and van Beek²²⁾の流砂量式を用いる。

$$q_{bc,s} = 5.7(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{R_b g d^3} \quad (25)$$

ここで、 τ_* は無次元河床せん断力 ($=u_*^2/R_b g d$)、 τ_{*c} は無次元限界河床せん断力、 R_b は砂礫の水中比重 (1.65) である。流線に対し直角方向 (n 軸方向) の単位幅飽和流砂量は、長谷川²³⁾や Mosselman²⁴⁾によって提案された以下の式で算出される。

$$q_{bc,n} = q_{bc,s} \left(\frac{u_{b,n}}{u_{b,s}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_c \tau_*}} \frac{\partial \eta}{\partial n} \right) \quad (26)$$

$$\frac{u_{b,n}}{u_{b,s}} = N_* \left(\frac{D}{r_s} \right) \quad (27)$$

ここで、 $u_{b,s}$ と $u_{b,n}$ は河床近傍流速のベクトル成分、 N_* は二次流強度、 μ_s および μ_c は静止摩擦係数および動摩擦係数、 r_s は流線の曲率、 $\partial \eta / \partial n$ は横断方向の局所河床勾配である。Engelund²⁵⁾によれば N_* は約 7.0。Hasegawa²³⁾によれば、 μ_s は1、 μ_c は0.5である。

無次元限界河床せん断力は砂礫床と岩床では異なることが指摘されている^{11),26)}。そこで、無次元限界河床せん断力を以下の式で与える。

$$\tau_{*c} = P_c \tau_{*ca} + (1 - P_c) \tau_{*cb} \quad (28)$$

ここで、 τ_{*ca} は砂礫床上の無次元限界河床せん断力(単一粒径の場合 0.05 程度²³⁾)、 τ_{*cb} は岩床上の無次元限界河床せん断力である。井上らの実験^{11),26),27)}を再整理すると、岩床上的無次元限界河床せん断力は以下の式で

表される (図-11)。

$$\tau_{*c} = 0.03(k_{sb}/d)^{0.6} \quad (29)$$

V_{bc} は、飽和流砂量の絶対値を、砂礫粒子のサルテーション速度で除した値と等しくなる。

$$V_{bc} = \frac{\sqrt{q_{bc,s}^2 + q_{bc,n}^2}}{\bar{u}_s} \quad (30)$$

ここで、 \bar{u}_s は砂礫粒子のサルテーション速度であり、Sklar and Dietrich⁹⁾がサルテーション運動に関する既往の実験データを収集し導いた経験式を用いて算出する。

$$\frac{\bar{u}_s}{\sqrt{R_b g d}} = 1.56(\tau_*/\tau_{*c} - 1)^{0.56} \quad (31)$$

5.1.3 岩床侵食の基礎式

岩床は主に流砂の衝突によって侵食されると考え、式(12), (13)を用いて算出する。

$$\frac{\partial \eta_b}{\partial t} = -E = -\beta \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.5} \sqrt{q_{b,s}^2 + q_{b,n}^2} (1 - p_c) \quad (32)$$

$$\beta = \beta_c \sigma_T^{-2} \quad (33)$$

ここで、 η_b は岩床の標高である。

被覆率 p_c は、Parkerら²⁸⁾および田中ら²⁹⁾が提案した以下の式を用いる。

$$p_c = \begin{cases} \frac{\eta_a}{L} & \text{for } 0 \leq \frac{\eta_a}{L} < 1 \\ 1 & \text{for } \frac{\eta_a}{L} \geq 1 \end{cases} \quad (34)$$

ここで、 η_a は砂礫層の厚さ、 L は岩床が侵食されなくなる砂礫層厚である。

Parkerら²⁸⁾は、粗い岩床河川を対象に L は岩床の巨視的な凹凸高さ L_b に等しいと定義している。一方、田中ら²⁹⁾は、滑らかな岩床河川を対象に L は砂礫床の凹凸高さ $L_a (=2.5d)$ と等しいと定義している。本モデルでは、滑らかな岩床と粗い岩床の両方に対応できるように、 $L = L_b + L_a$ と定義する。

5.2 河床変動計算手法の検証

5.2.1 計算条件

石狩川上流の露岩区間 (KP160~KP163) を対象に計算モデルの検証を行った。初期河床は平成13年横断測量、初期岩床高は平成20年に行われた縦断的なボーリング測量より設定した。初期被覆率は、初期砂礫層厚(初期河床高と初期岩床層高の差)を用いて式(34)より設定した。粒径は平成8年度河床材料調査結果を基

に、代表粒径程度の50mmの単一粒径で与えた。

岩床の水理学的な粗度高さ k_{sb} は、石狩川で行われた岩床侵食の現地実験を基に30mmとした。石狩川露岩区間において、岩床の凹凸高さ L_b の計測を行った。計測方法は、2本のアルミスタッフを直角に交差させ、岩床凹凸の最も低い箇所と最も高い箇所の差を計測した。計測箇所と地点数は、河口から160.2km左岸水際で8地点、河口から162.0km左岸水際で6地点、河口から162.0km右岸水際で10地点である。この結果、計測した岩床凹凸の最小値は22cm、最大値84.5cm、平均値は48.2cmであった(図-12)。岩床の凹凸高さ、計測結果の平均値程度50cm(=10d)とし、岩床が侵食されなくなる砂礫層厚 L は、 L_b に砂礫床の凹凸高さ L_a (=2.5d) を加えた12.5dとした。

平面2次元計算の場合、流砂が移動しないような低流量時まで含めて計算を行うと、計算時間が膨大になる。そこで、あらかじめ流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 、 $200\text{m}^3/\text{s}$ 、 $400\text{m}^3/\text{s}$ の流れ場のみを計算し、その結果を基に無次元河床せん断力と無次元限界河床せん断力を算出し、どの流量から流砂が移動し始める(無次元河床せん断力 > 無次元限界河床せん断力)か確認した。図-13によると、 $200\text{m}^3/\text{s}$ 以下の場合、流砂移動箇所は、縦断方向に断続的である。岩床からは砂礫は発生しないため、KP163上流の礫床区間から給砂される砂礫が、岩床上を縦断方向に連続的に移動しないと、軟岩はほとんど侵食されない。そこで、本研究では、永山流量観測所(KP164)で観測された、平成13年から平成18年までの時刻流量のうち流砂が連続的に移動する $400\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を対象とした。

助走区間は上下流に3kmずつ設定し、助走区間下流端において等流起算とする。また、研究区間の上流区間(河口から164km~166km)は露岩しておらず、砂礫層厚は10m以上あり、近年変動は少ないため、助走区間上流端において動的平衡状態を仮定する。

5.2.2 計算結果

図-14のa)とb)は、観測結果と計算結果のトータルの河床変動高の比較である。ここで、観測結果は平成13年横断測量結果と平成18年横断測量結果の差である。観測結果によると、河床は流下方向に筋状に低下し、細い滞筋が形成されている。計算結果においても、滞筋が形成され、その侵食深も概ね一致している。このことから、本モデルによって、岩床侵食に伴う滞筋形成を再現可能なことが確認された。

図-14c)に、被覆率の計算結果を示す、これによると、みお筋に沿って被覆率の低い箇所が連続している。こ

のように、岩床が露出しやすい区間とその割合を予測できる点が、本研究モデルのメリットである。

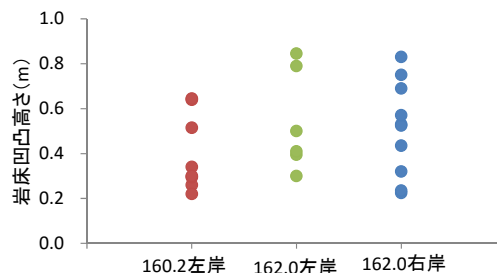


図-12 岩床凹凸高さの計測結果

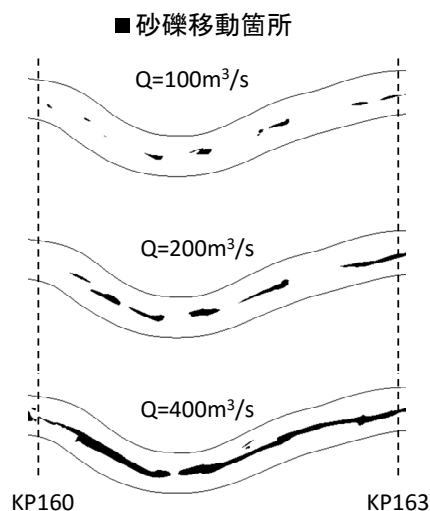


図-13 流量毎の砂礫移動箇所

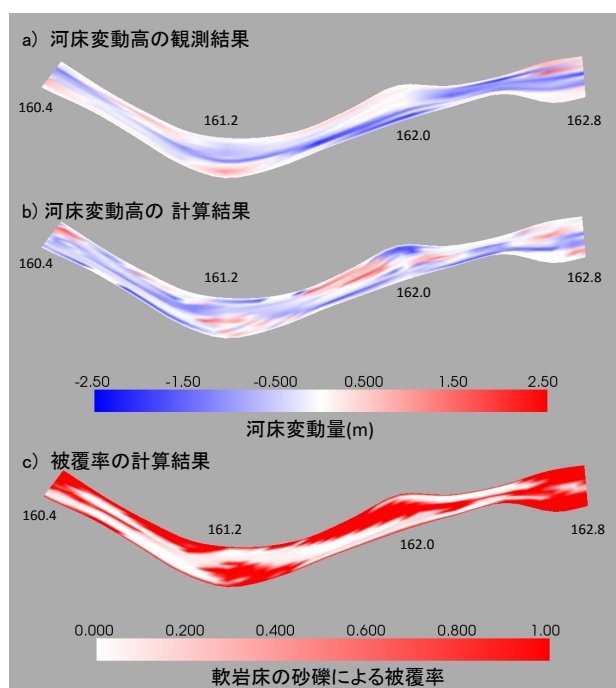


図-14 観測結果と計算結果の比較(低水路のみ表示)

6. 岩床粗度と砂礫被覆の関係

岩床河川において、岩床が完全に露出した状態は希であり、多くの岩床河川では、露岩箇所と砂礫堆積箇所が混在した状態にある。砂礫による岩床の被覆面積は上流からの土砂供給と密接な関係があり、土砂供給が減少すれば被覆面積も減少する。このため、初期の研究^{9),10),29)}において、被覆面積割合（以下、被覆率と呼ぶ）は給砂量と飽和流砂量（ある河川区間が流しうる最大の流砂量）の比に比例すると想定されてきた。しかし、最近の実験的研究によって、被覆率が給砂量－飽和流砂量比に対し必ずしも線形的に変化しないことが報告されている³⁰⁾³¹⁾。

図-15は鹿児島県の花瀬川と高知県の四万十川の写真である。花瀬川の岩床は非常に滑らかであり、砂礫は殆ど堆積していない。一方、四万十川の岩床は1m～2mの凹凸を持ち、凹凸の間に砂礫が捕捉されている。岩床粗度は、流れの抵抗や流砂の移動限界に影響を与えるため、結果として被覆率にも大きな影響を与える可能性が高い。そこで、本研究では、岩床粗度の異なる実験水路に様々な給砂量を与え、岩床粗度と給砂量の2つの要素が被覆率に与える影響について分析する。

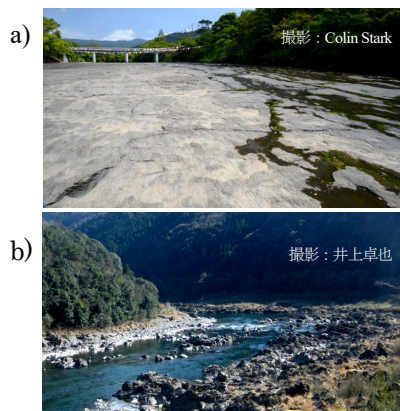


図-15 岩床河川の写真

- a)花瀬川，殆ど凹凸の無い滑らかな岩床
- b)四万十川，1～2mの凹凸のある粗い岩床

6.1 実験方法

図-16は実験に用いられた水路床（疑似岩床）の写真である³²⁾。Run1、Run2、Run3では非侵食性モルタルに粒径の異なる礫が埋め込まれている。Run4とRun5ではモルタル床に厚さの異なるネットが設置されている。実験水路の長さは22m、幅は0.5m、勾配は0.01である。

流量は0.03m³/s一定の状態、異なる給砂量が定期的に与えられ、平衡状態に達した際の被覆率が計

測されている。給砂は人力でなるべく時間的・横断的に均等になるように行われ、給砂量にはゼロから砂礫によって完全に被覆されるまでの4～5段階が用いられている（表-1）。給砂時間は、被覆率が概ね平衡状態に至った2～4時間程度に設定され、被覆率は水路上方から撮影した写真画像を白黒2階調化し、そのピクセル数の比により算出されている。

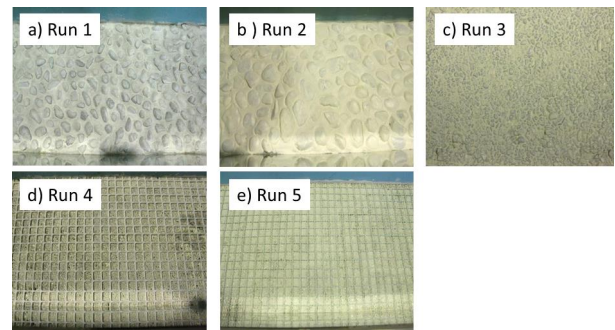


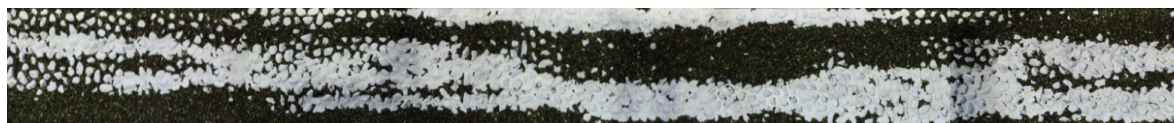
図-16 実験水路床の写真

表-1 実験条件と実験結果

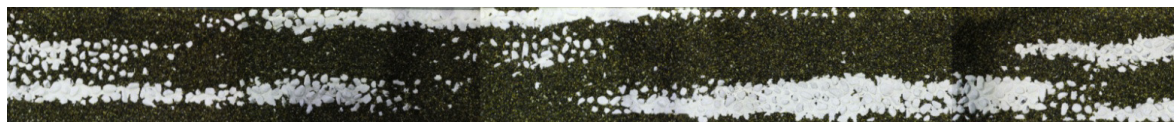
	粗度高 k_{sb} (mm)	給砂量 q_{bs} ($\times 10^{-5} m^2/s$)	通水時間 (hour)	被覆率 P_c
Run1-0	48.0	0.00	0.25	0.00
Run1-1		0.93	4.00	0.55
Run1-2		1.87	4.00	0.75
Run1-3		2.80	4.00	0.93
Run1-4		3.73	4.00	0.99
Run2-0	24.8	0.00	0.25	0.00
Run2-1		0.93	4.00	0.20
Run2-2		1.87	4.00	0.34
Run2-3		2.80	4.00	0.46
Run2-4		3.73	5.00	0.91
Run3-0	3.8	0.00	0.25	0.00
Run3-1		3.73	2.00	0.01
Run3-2		5.60	2.00	0.03
Run3-3		7.47	4.00	1.00
Run4-0	36.3	0.00	0.25	0.00
Run4-1		0.93	4.00	0.46
Run4-2		1.87	4.00	0.62
Run4-3		2.80	4.00	0.81
Run4-4		3.73	5.00	0.99
Run5-0	9.6	0.00	0.25	0.00
Run5-1		3.73	4.00	0.06
Run5-2		4.67	6.00	1.00
Run5-3		5.60	4.00	1.00

Run 1-1 ($q_{bs} = 0.93 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)

← Flow



Run 1-2 ($q_{bs} = 1.87 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)



Run 1-3 ($q_{bs} = 2.80 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)



Run 1-4 ($q_{bs} = 3.73 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)

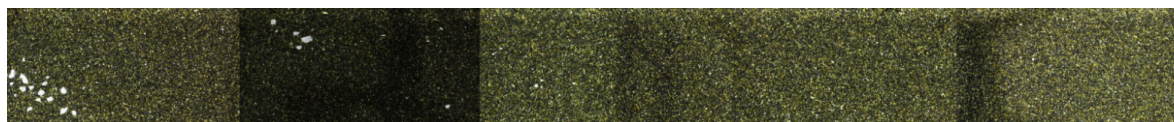


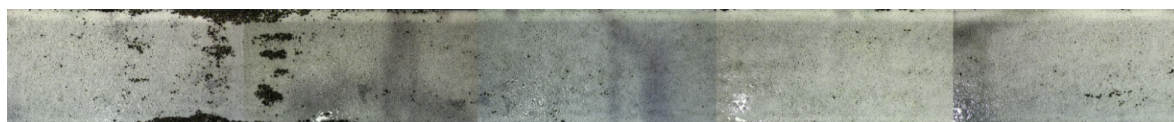
図-17 Run 1シリーズの通水後の水路床写真 (水路上流端から7m~12m, 白:岩床, 茶:砂礫)

Run 3-1 ($q_{bs} = 3.73 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)

← Flow



Run 3-2 ($q_{bs} = 5.60 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)



Run 3-3 ($q_{bs} = 7.47 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$)



図-18 Run 3シリーズの通水後の水路床写真 (水路上流端から7m~12m, 白:岩床, 茶:砂礫)

6.2 実験結果と考察

図-17は岩床粗度 k_{sb} が最も大きいRun1シリーズの実験後の水路床写真、図-18は岩床粗度 k_{sb} が最も小さいRun3シリーズの実験後の水路床写真である。岩床粗度の違いによって、給砂量に対する平衡状態の被覆率は全く異なる。特に給砂量が等しいRun1-4とRun3-1を比較すると、岩床粗度が大きいRun1-4の岩床が殆ど砂礫で覆われたのに対し、岩床粗度が小さいRun3-1の岩床には砂礫が殆ど堆積していない。

図-19は実験写真から判読した被覆率 p_c と単位幅給砂量 q_{bs} の関係(四角の点)である。被覆率は、砂礫被

覆面積を水路全体面積で除した値であり、完全な砂礫床で1、完全な露岩床で0である。なお、図中の1点1点は、一定の給砂量条件下で被覆率が平衡に至るまで実験された結果であり、給砂量に対する被覆率の非定常的な変化を表したものは無い。理論線も同様に平衡状態の被覆率を表している。

Inoue et al.²⁶⁾は、岩盤の粗度が砂礫床の粗度より大きい場合を *clast-rough bedrock* (礫より粗い岩床)、その逆を *clast-smooth bedrock* (礫より滑らかな岩床) と定義して、その特徴を論じている。前述のモデル構築において砂礫床の粗度高さ $k_{sa} = 2.5d$ としているため、

clast-rough bedrock は $k_{sb} > 2.5d$ 、一方 clast-smooth bedrock は $k_{sb} < 2.5d$ である。

図-20は clast-rough と clast-smooth における流砂量と被覆率の関係の概念図である。clast-rough の場合、岩床の飽和流砂量 $q_{bc,b}$ は砂礫床の飽和流砂量 $q_{bc,a}$ より小さい。このため、給砂量 q_{bs} が岩床の飽和流砂量 $q_{bc,b}$ を超えると河床に砂礫が堆積し、岩床が部分的に被覆される。被覆率 p_c が増加すると、河床の水理学的な粗度高さ k_s は減少する ($k_{sb} > k_{sa}$ のため、砂礫床に近づくほど粗度が小さくなる)。河床の粗度が低下すると、飽和流砂量は増加し、砂礫は堆積しにくくなる。つまり、礫より粗い岩床では、砂礫堆積を減速させる方向に粗度が変化するため、被覆率が緩やかに増加する。

一方、clast-smooth の場合、岩床の飽和流砂量 $q_{bc,b}$ は砂礫床の飽和流砂量 $q_{bc,a}$ より大きい。このため、砂礫床の飽和流砂量程度を給砂しても、岩床に砂礫は堆積しない。しかし、給砂量が岩床の飽和流砂量 $q_{bc,b}$ を超え、砂礫がわずかに堆積すると、河床の水理学的な粗度高さ k_s は上昇する。河床の粗度が上昇すると、飽和流砂量は減少し、さらに砂礫は堆積しやすくなる。このことから、礫より滑らかな岩床では、砂礫堆積を加速させる方向に粗度が変化するため、被覆率が急激に増加する (緑の実線)。

Clast-smooth の場合、岩床から砂礫床へと遷移する流砂量と、砂礫床から岩床へ遷移する流砂量が異なり、ヒステリシス現象が生じる。初期河床が完全な岩床の場合、河床のシフトは給砂量が岩床の飽和流砂量 $q_{bc,b}$ を超えたときに発生する (緑の実線)。一方、初期河床が砂礫床の場合、河床のシフトは給砂量が砂礫床の飽和流砂量 $q_{bc,a}$ を下回った場合に発生する (青の点線)。砂礫床の一部に露岩が生じると、河床の粗度は低下し、その場の飽和流砂量は増加する。この結果、砂礫層は次々と流出し、あっという間に岩床へ遷移する。

砂礫被覆のヒステリシスは、久加らの実験³³⁾で観測されている。これによると、給砂量を下げ砂礫床が露岩化すると、給砂量を元に戻しても、砂礫床には戻らず、砂礫床を復元するためにはより大きな給砂量が必要であった。久加らが実験に用いた固定床の粗度は低く、固定床の飽和流砂量が砂礫床の飽和流砂量より大きかったため、ヒステリシスが生じたと推測される。

今回の実験によって、滑らかな岩床の危険性が再確認された。滑らかな岩床では、わずかな露岩箇所が急激に広がり、土砂供給を多少増やしても、もとの砂礫床には戻らない。北海道には、滑らかな岩床が多いため、露岩化した岩床河川に砂礫を復元されるためには、

粗度を調整するような対策が有効と考えられる。

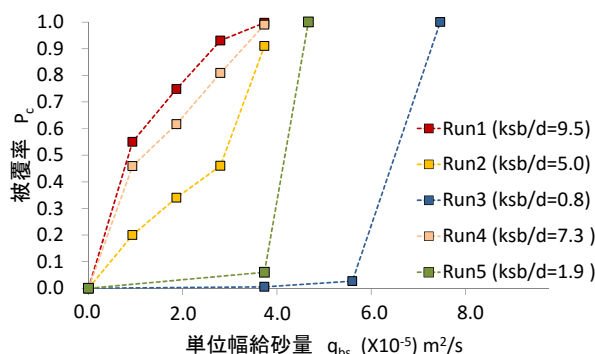


図-19 給砂量、相対粗度と被覆率の関係

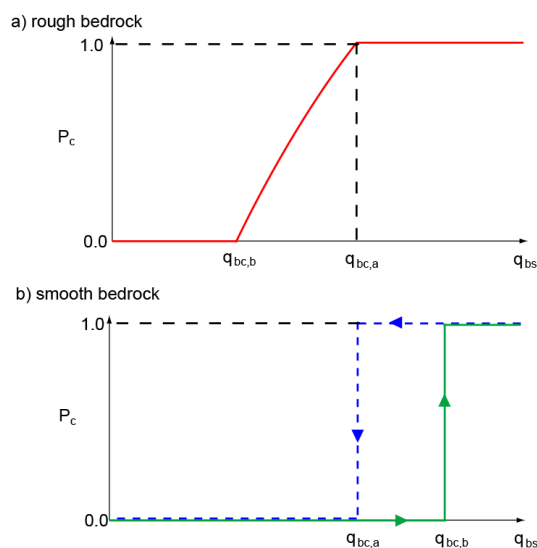


図-20 流砂量と被覆率の関係の概念図

6.3 実験結果と数値解析結果の比較

実験Run1, 2, 3と同じ条件のもと、5章で提案した数値解析モデルを用いて被覆率の再現を試みた³⁴⁾。これによると、計算結果は実験結果を概ね良好に再現できており、提案した数値解析モデルが様々な粗度の軟岩河川に適用できることが確認された (図-21)。

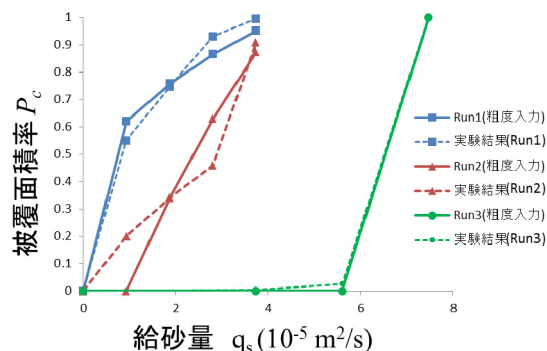


図-21 実験結果 (点線) と計算結果 (実線) の比較

7. 軟岩侵食対策工法の開発

前章までの検討で、岩床が滑らかな場合、岩床の一部が露出すると露出面積が急激に増加したちまち完全な露岩床へ至ることや、完全に露岩化した後、再度砂礫が堆積し始めるために平衡流砂量をはるかに上回る土砂供給を要することが確認された。露出した岩盤上を砂礫が移動すると、急激な侵食が発生し、構造物の安定性が損なわれる。

そこで、本研究で着目したのが、構造物周辺の軟岩侵食を抑制するために露岩床にネットを設置する工法である。この工法は、①ネット自体による流砂の岩盤への衝突の減少と、②ネットの凹凸による砂礫の補足の2つの侵食抑制効果が期待できる。また、この工法は、コンクリートブロックを用いた侵食抑制工法に比べ、施工にかかるコストも少ない。本研究では、実河川(南の沢川)にネットを設置し、その効果について現地調査を行った。

7.1 調査概要

現地調査箇所は、豊平川の支川である南の沢川である。南の沢川は、川幅 5m 程度の小河川であり、豊平川合流部付近において滑らかな岩床が露出している。調査区間は、図-22に示す40m区間である。川底は露岩しており、殆ど砂礫が残っていないが、高水敷にはかつての洪水で堆積したと考えられる砂礫が堆積しており、その代表粒径はおよそ40mmである。また、当該区間の河床勾配はおよそ0.02である。

ネットは以下の手順で選定した。1)砂礫被覆が期待できる岩床の粗度高さを5章の数値計算モデルにより算出、2)その等価粗度高さが期待できるネットの厚さを、6章の実験結果を用いて推定、3)そのネット厚さを持つ市販のネットを選定。

7.1.1 岩床の等価粗度高さの算定

計算は南の沢川を模した幅 5m、水路勾配 0.02、水路延長 40m の仮想水路で行われた。流量は低水路満杯流量の $7.8\text{m}^3/\text{s}$ とし、給砂量はこの時の平衡流砂量である $0.008\text{m}^2/\text{s}$ と、その半分程度の $0.005\text{m}^2/\text{s}$ の2パターンとした。給砂量を2パターン設定した理由は、南の沢川上流には砂防ダムが設置されており、土砂供給が少ない可能性があったためである。砂礫の粒径 d は現地観測より 40mm とし、岩床の等価粗度高さ k_{sb} は、感度分析的に 50、100、200、300、400mm の5パターンとした。計算時間は被覆率が平衡状態になるまでとした。

図-23 は計算結果の被覆率と岩床の等価粗度高さの関係である。これによると、給砂量が平衡流砂量の場合

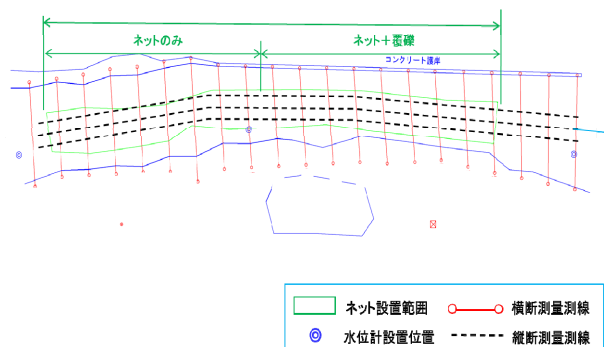


図-22 ネット設置範囲および測量線の平面図

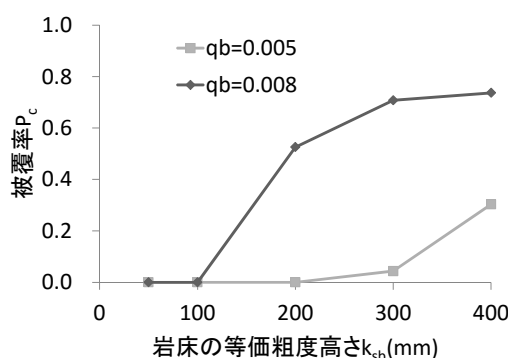


図-23 数値解析結果 (被覆率と等価粗度高さの関係)

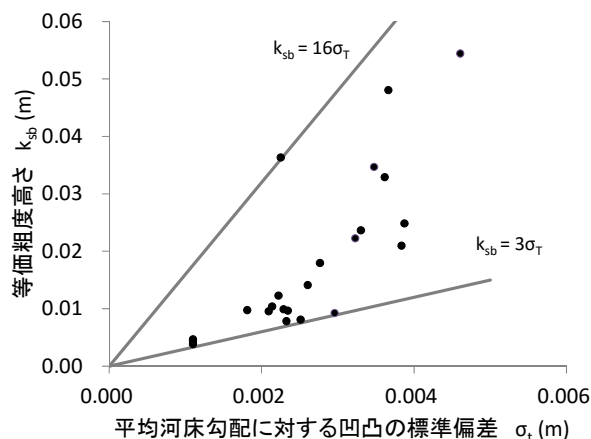


図-24 等価粗度高さと凹凸の標準偏差の関係³²⁾

合、砂礫が堆積するためには k_{sb} が 100mm 以上必要で有り、給砂量が平衡流砂量の半分程度の場合、砂礫が堆積するためには k_{sb} が 300mm 以上必要なことが分かった。以上のことから、 k_{sb} が 300mm 程度となるネットを設置することにした。

7.1.2 ネット厚の推定

6章の水路実験³²⁾によると、平均河床勾配の高さに対する凹凸の標準偏差 σ_T は、その河床の等価粗度高さ k_{sb} の 0.06 倍～0.33 倍の範囲にある (図-24)。 σ_T は平均河床勾配の高さからの標準偏差 (凹凸高さの半分) な

ので、実際のネット厚 T_n は $2\sigma_T$ 程度と考えられる。よって、 $T_n = 0.12 \sim 0.66 k_{sb}$ となる。 σ_T と k_{sb} との関係には、ばらつきがあるが、比較的中間値に多くの結果が集まっている事を踏まえ、 $T_n = 0.39 k_{sb}$ を用いた。その結果、 k_{sb} が 300mm 程度になるためには、 T_n が 120mm 程度必要なことが分かった。また、本研究では、ネットの凹凸が、粗度変化の影響として最も大きな要素と考え、ネットの厚さに着目して選定を行った。

7.1.3 市販ネットの選定

市販されているネットを検索した結果、厚さ120mm以上のネットは無く、最も近いのが厚さ100mmのセルデム（前田工織）³⁵⁾であった。セルデムは盛土補強や軟弱地盤補強に用いられる高密度ポリエチレン製のネットであり、本来河床に設置することを想定していない製品である。しかし、他に十分な厚さのあるネットが無かったため、これを採用した。なお、ネット1マスのサイズは約25cm×25cmである。

図-22はネット設置範囲の平面図である。既製品ネットを使ったため、川幅とネット幅が合わず、左右岸付近には隙間がある。河床の侵食の促進と抑制には、流砂の衝突と堆積が関わっているので、その両方の側面を確認するため、上流側のSP1m～SP17m区間のネットは空のままにし、ネットによる流砂補正効果の検証にあてた。下流側SP17m～SP34mの区間はあらかじめ礫でネットを覆い、ネットによる礫の流失防止効果の検証にあてた。最下流のSP34m～SP40m区間はネットを設置せず、ネットが無い場合の砂礫被覆の確認区間とした。

7.1.4 調査項目と調査期間

調査項目は河床高の縦横断測量、水位の連続観測、河床材料および露岩状況調査である。河床高の縦横断測量はレベルを用い、40m区間で横断21測線（2m間隔、20cm毎）、縦断3測線（0.5m間隔、50cm毎）を計測した。また、水位は水圧式水位計KADEC-MIZU21（販売元：ノースワン株式会社）を使用し10分間隔で連続観測を実施した。そして、河床材料調査は調査対象河道のセンターから表層砂礫を採取し、篩分け試験を行った。採取した箇所は、SP21m（覆礫したネット上）、SP9m、SP3m（覆礫していないネット上）の3箇所である。また、露岩状況調査は、目視によるスケッチと写真撮影により、実施された。

図-25は調査区間の約1km上流にある下南の沢水位観測所の水位である。ネットの設置工事は8月上旬に行われ、ネット設置後の2014年9月11日に低気圧による豪雨が北海道を襲い（南の沢近隣の支笏湖では観測史上1

位の雨量を記録）、南の沢川でも大規模な出水が発生した。このため、河床形状や露岩状況の調査は、ネット施工前（7月25日）、出水前（8月27日）、出水後（9月19日）の合計3回行われた。

7.2 調査結果

縦断測量の結果³⁶⁾を図-26に示す。ここでは縦断測量3測線の平均値を示している。ネットのみ設置した区間（SP1m～SP17m）では、出水前後で河床標高が上昇しており、ネットによって砂礫が捕捉されたことが分かる。なお、7月25日（設置前）の河床高よりも8月27日（設置後出水前）の河床高が少し高いのは、ネット設置工事中の8月12日に中規模の出水があり、このとき既に設置されていた上流側のネットに砂礫が堆積したためである。

次に、ネットと覆礫を併用した区間（SP17m～SP34m）の河床高をみると、SP29～34m区間を除いて、出水前後で大きな変化は見られなかった。このことから、ネットによって覆礫土砂の流出が抑制されていると考えられる。ネットを設置していない区間（34mより下流）をみると、出水前後で河床高は大きく変化していない。

図-27は出水前後の河床状況の写真である。図-27aに示したネットのみ区間では、空のネットの間に砂礫が堆積し河床が砂礫で覆われている。堆積した砂礫は1mm～100mm程度の幅を持っており、ネットが特定の粒径だけを捕捉せず、幅広い粒径を捕捉することが確認された。図-27bに示したネット+覆礫区間では出水後もネットの間にほとんどの砂礫が堆積したままであった。代表粒径は出水前に40mmだったが、出水後は54mmと若干粗粒化していた。これは、南の沢川の高水敷から持ってきた覆礫土砂に含まれる細粒分が流出したためと考えられる。

観測された出水時の水深（約1.1m）、観測された河床勾配（約0.02）、粒径見合いのマニング粗度（0.028）を用いてマニング公式から流速を逆算したところ、出水ピーク時の流速は約5.6m/sと大きかった。しかし、アンカーなどが外れネットがめくれ上がることは無かった。

本章では、ネットによる岩床侵食抑制工法の確立を目標に、実河川（南の沢川）に市販ネットを設置した場合の砂礫堆積効果を調査した。今回の調査で得られた知見を列挙する。①実河川（南の沢川）にネットを設置する場合のネット厚さの推定方法を提案することができた。②南の沢川にセルデムを設置し、その効果を調査した結果、ネットによる砂礫の捕捉効果と流出

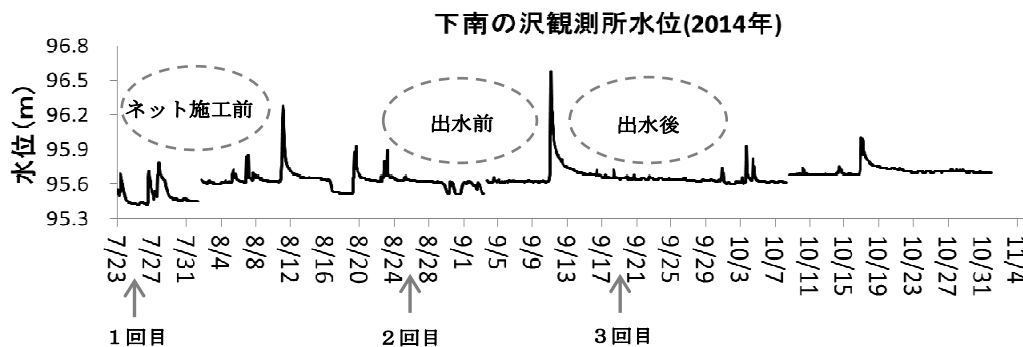


図-25 下南の沢観測所水位と観測のタイミング

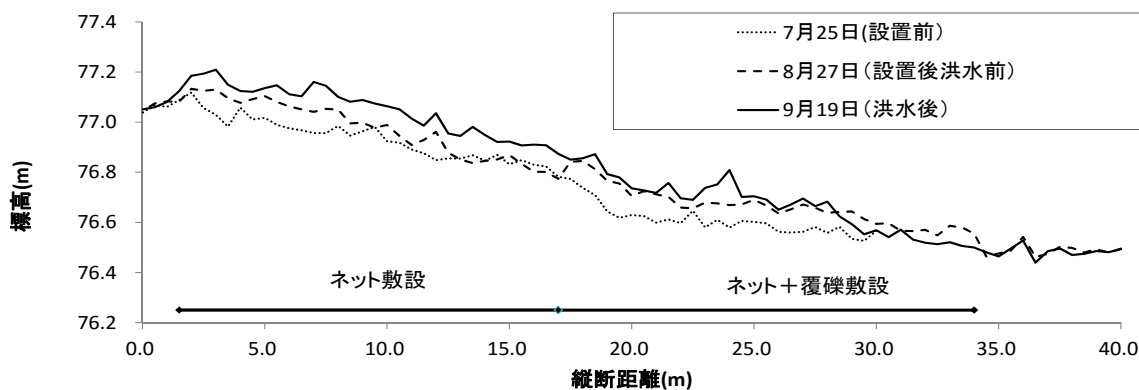


図-26 河床高縦断面図



図-27a 出水前後の河床状況（ネットのみ区間）
左：出水前，右：出水後，空のネットに礫が堆積



図-27b 出水前後の河床状況（ネット+覆礫区間）
左：出水前，右：出水後，覆礫土砂が維持

抑制効果の両方が確認できた。③観測された水位と河床勾配から推測した出水時の最大流速は5m/s以上と高かったが、ネットは流出することなく目立った破損も見られなかった。④本工法は、護床ブロックより安

価であることから、軟岩河川の構造物保護対策として今後普及する可能性がある。

8. まとめ

本研究は、近年深刻になってきた軟岩河川の河床低下メカニズムを調査するとともに、軟岩河川の河床形状の将来予測ができるツールの開発と、軟岩侵食を抑制する具体的な対策の検討を行ってきた。以下に得られた成果を列挙する。

- (a) 国土交通省北海道開発局および北海道が管理する河川を対象とした聞き取り調査を実施：河床に軟岩（土丹）が露出した区間は60を超えていることが確認された。
- (b) 現地踏査を実施：露出している軟岩は、泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩などの堆積岩と、火山性の溶結凝灰岩が主であった。河岸部の軟岩は、乾湿の繰り返し、凍結融解などにより、風化しヒビや間隙が多い状態になっていた。しかし濬筋部の土丹は殆ど風化しておらず、流砂衝突によって摩耗

していることが分かった。

- (c) 河床に岩盤が露出している河川における河川管理上の課題は、以下のとおりである。①治水への影響：軟岩の異常侵食による橋・護岸・堤防の安定性低下。②河川環境への影響：岩盤床面積が広がることで、サケの産卵適地が減少する。③利水への影響：河床低下に伴う農業用水の取水障害。
- (d) 橋脚や護岸の安定性低下に繋がる滞筋部の軟岩侵食は、主に流砂衝突に伴う摩耗現象によって引き起こされている。そこで、水路実験を通じて、流砂の跳躍と衝突プロセスを考慮した新たな軟岩侵食モデル(侵食速度式)を提案した。
- (e) 開発した流砂による侵食速度式の係数は、軟岩の強度によって変化する。そこで、北海道内 19 河川 25 箇所からサンプルを採取し侵食速度と強度の関係を調査した。この結果、侵食速度は引張強度の-2乗に比例することが分かった。これにより、(d)で提案した侵食モデルを様々な河川に適用できるようになった。
- (f) 上述の軟岩侵食モデル(侵食式)を組み込んだ河床変動計算手法を開発した。本数値解析手法では、軟岩を砂礫が被覆することにより、軟岩侵食が抑えられるメカニズムも考慮するために、別途提案した砂礫による軟岩の被覆モデルも組み込んだ。
- (g) 様々な岩盤粗度を用いた実験によって、滑らかな軟岩床の危険性が再確認された。滑らかな軟岩床では、わずかな露岩箇所が急激に広がり、土砂供給を多少増やしても、もとの砂礫床には戻らない。北海道には、滑らかな軟岩床が多いため、露岩化した軟岩河川に砂礫を復元されるためには、粗度を調整するような対策が有効と考えられる。
- (h) 橋脚周辺など重点的に軟岩の侵食を防止したい箇所の緊急対策方法として、ネットにより軟岩河川の粗度を上昇させ、砂礫を再堆積させる方法を提案した。軟岩侵食防止用のネットを実河川に設置しモニタリングを行い、出水時に砂礫をトラップしていることを確認した。

参考文献

- 1)石山信雄, 渡辺恵三, 永山滋也, 中村太士, 劔持浩高, 高橋 浩揮, 丸岡昇, 岩瀬晴夫: 河床の岩盤化が河川性魚類の生息環境に及ぼす影響と礫河床の復元に向けた現地実験の評価, 応用生態工学, Vol. 12, No. 1, pp.57-66, 2009.
- 2)松本勝治, 田代隆志, 根本深: 石狩川上流における河床低下について, 第 52 回北海道開発技術研究発表会資料, 2009.
- 3)軟岩の調査試験の指針(案), 土木学会, 1991.

- 4)田中富男,野地正保,大島紀房: 北海道の土質 4北海道の軟岩, 土と基礎, 37-9, pp.30-35, 1989.
- 5)井上卓也, 渡邊康玄, 齋藤大作, 根本深, 松本勝治, 江崎國夫, 濱木道大: 軟岩の洗掘を考慮した河床変動計算手法の開発, 河川技術論文集, 第15巻, pp.321-326, 2009.
- 6)20万分の1シームレス地質図DVD, 産業技術総合研究所地質調査総合センター, 2009.
- 7)奥村晃史: 北海道の第四紀層と地形の編年, 日本の地形 2, 北海道, pp.33-40, 東京大学出版会, 2003.
- 8)井上卓也, 矢野雅昭, 濱木道大, 高橋直志, 米元光明, 旭一岳, 伊藤丹: 軟岩河床における魚類生息場に関する調査と分析, 河川技術論文集, 第20巻, pp.85-90, 2014.
- 9)Sklar, L. S., and Dietrich, W. E. : A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load, Water Resour. Res., 40, W06301, 2004.
- 10)Chatanantavet, P., and Parker, G. : Physically based modeling of bedrock incision by abrasion, plucking, and macroabrasion, J. Geophys. Res., 114, F04018, 2009.
- 11)井上卓也, 泉典洋, 米元光明, 旭一岳: 軟岩上の限界掃流力と軟岩の洗掘速度に関する実験, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.77-82, 2011.
- 12)井上卓也, 山口里実, 船木淳悟: 乾湿風化を伴う流砂による岩床侵食, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.70, No.4, 2014.
- 13)小松祐輔, 渡邊康玄, 泉典洋, 竹林洋史: モルタルで擬似した軟岩の流砂の衝突による洗掘, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.167-172, 2011.
- 14)Bitter, J. G. A. : A study of erosion phenomena, part I, Wear, 6, pp.5-21, 1963.
- 15)Bitter, J. G. A. : A study of erosion phenomena, part II, Wear, 6, pp.169-190, 1963.
- 16)Finnie, I. : Erosion of surfaces by solid particles, Wear, 3, pp. pp.87-103, 1960.
- 17)石橋毅: ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究, 土木学会論文報告集, 第 334 号, 1983.
- 18)Sklar, L. S., and W. E. Dietrich: Sediment and rock strength controls on river incision into bedrock, Geology, 29, pp.1087-1090, 2001.
- 19)Johnson, J. P. L., and K. X. Whipple : Evaluating the controls of shear stress, sediment supply, alluvial cover, and channel morphology on experimental bedrock incision rate, J. Geophys. Res., 115, F02018, 2010.
- 20)Shimizu, Y. and Itakura, T. : Calculation of bed variation in alluvial channels, J. Hydraul. Eng., 115, pp.367-384, 1989.
- 21)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, 第 206 号, pp.59-69, 1972.
- 22)Fernandez Luque, R., and van Beek, R. : Erosion and transport

- of bed-load sediment, *J. Hydraul. Res.*, 14, pp.127-144, 1976.
- 23)Hasegawa, K. : Universal bank erosion coefficient for meandering rivers, *J. Hydraul. Eng.*, 115(6), pp.744-765, 1989.
- 24)Mosselman, E., and Crosato, A.: Discussion of“Universal Bank Erosion Coefficient for Meandering Rivers” by Kazuyoshi Hasegawa (June, 1989, Vol. 115, No. 6), *J. Hydraul. Eng.*, 117(7), pp.942-943, 1991.
- 25)Engelund, F.: Flow and Bed Topography in Cannel Bends, *Jour. of Hydraulic Div., ASCE*, Vol.100, HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 26)Inoue, T., Izumi N., Shimizu Y., and Parker G., Interaction among alluvial cover, bed roughness, and incision rate in purely bedrock and alluvial-bedrock channel, *J. Geophys. Res. Earth Surf.*, Vol. 119, pp. 2123-2146, 2014.
- 27)井上卓也, 伊藤丹: 軟岩河床における粗度, 無次元限界掃流力と飽和流砂量の関係, 第 68 回土木学会年次講演会報告集, II-072, 2013.
- 28)Parker, G., Fernández, R., Viparelli, E., Stark, C. P., Zhang, L., Fu, X., Inoue, T., Izumi, N., and Shimizu, Y. : Interaction between waves of alluviation and incision in mixed bedrock-slluvial rivers, *Advances in River Sediment Research, Proc. of 12th International Symposium on River Sedimentation, ISRS*, pp.615-622, 2013..
- 29)田中岳, 泉典洋: 部分的に覆礫した岩盤河床における掃流砂量と流れの抵抗則, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 69, No. 4, I_1033-I_1038, 2013.
- 30)Chatanantavet, P. and Parker, G. : Experimental study of bedrock channel alluviation under varied sediment supply and hydraulic conditions, *Water Resour. Res.*, 44, W12446, 2008.
- 31)牛山智夫, 旭一岳, 米元光明, 井上卓也: 大型模型実験による岩盤床を含む河床低下対策に関する一考察, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.77-82, 2014.
- 32)井上卓也, 松元一馬, 清水康行, 泉典洋, Gary Parker, 伊藤丹: 岩床粗度と砂礫被覆に関する実験的研究, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 70, No. 2, I_727-I_734, 2014.
- 33)久加朋子, 竹林洋史, 藤田正治: 固定床と移動床が混在する場における動的平衡河床の不可逆性, 土木学会論文集 B2 (水工学) , 70(2), I_727-I_734, 2015.
- 34)六浦和明, 井上卓也, 清水康行: 侵食による岩盤粗度の変化を考慮した数値解析モデルの構築, 土木学会論文集 B2 (水工学) , 71(2) , 2016.
- 35)前田工織株式会社 HP, 盛土補強・軟弱地盤安定材セルデム, http://www.maedakosen.jp/mdk/product/hokyou/use_hokyou/b-13-2.html
- 36)六浦和明, 井上卓也, 清水康行: ネットによる軟岩侵食抑制工法の開発と実河川における効果検証, 河川技術論文集, 第 21 巻, pp.165-170, 2015.

STUDY CONCERNING PROCESS OF THE EROSION OF BEDROCK AND THE EFFECT OF RIVER STRUCTURERS

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : River Engineering Research Team

Author : Fukunaki Jungo

INOUE Takuya

KAWAMURA Satomi

Abstract : The purpose of this study is to discover the mechanism of bedrock erosion and develop counter measure for bedrock erosion. First, we ascertained the distribution of bedrock within Hokkaido and the subject pertinent to river control. Second, we performed laboratory experiments to evaluate the interaction among rock properties, sediment transport rate, bedrock hydraulic roughness and the bedrock incision rate, and proposed a new bedrock erosion model. Third, we developed a new numerical model for predicting temporal and spatial variations in bedrock channel morphology. We compared the data observed in the field with the results simulated by our models. The comparisons illustrate that our model can predict the bedrock erosional morphology and the areal fraction of alluvial cover. Finally, we focused on use of “net” for the counter measure of bedrock erosion and installed the net on the exposed bedrock in the Minaminosawa River. Obsevesion results indicated that the extent of alluvial cover is increased before and after setting the net

Keywords: bedrock, alluvial cover, flume experiment