

軟岩上の限界掃流力と 軟岩の洗掘速度に関する実験

EXPERIMENTAL STUDY OF EROSION RATE AND CRITICAL TRACTIVE FORCE ON SOFT ROCKS

井上 卓也¹・泉 典洋²・米元 光明³・旭 一岳⁴
Takuya Inoue, Yasuharu Watanabe, Daisaku Saito, Shin Nemoto,
Shoji Matsumoto, Kunio Ezaki and Michihiro Hamaki

¹正会員 工修 (株) 開発工営社 (〒060-0004 札幌市中央区北4条西5丁目)

²正会員 工博 北海道大学大学院工学研究科教授 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

³正会員 国土交通省北海道開発局旭川開発建設部 (〒078-8513 旭川市宮前通東4155番31)

⁴工修 一般財団法人 北海道河川財団 (〒060-0807 札幌市北区北7条西4丁目)

The area of exposed soft rocks has been increased due to river bed degradation in the vicinity of Asahikawa City of the Ishikari River. According to the soft rocks have a specific feature in which the local erosion can be caused easily due to high flow velocity, there is a possibility of decreasing the stability of the bridge pier and the shore protection. However, the morphology of sand riverbed and the morphology of soft rock riverbed are different phenomenon, the general bed load transport formula cannot reproduce the bed deformation sufficiently in the area of exposed rocks. In this paper, the relational expression of the erosion rate of the soft rock and the critical tractive force on the soft rock are generated based on the experimental observation.

Key Words : riverbed deformation, soft rocks, critical tractive force, erosion rate, bed load

1. はじめに

石狩川上流部の旭川市街地付近においては、河床低下が進行し河床を覆っていた砂礫が一掃され低固結の基盤岩（軟岩）が露出する区間が増加している。軟岩はある程度の強度を有しているものの侵食に対して弱く、一旦侵食を受けると流水や流砂が集中し局所的な深掘れを形成しやすいという特徴を有している。

このため、砂礫の消失に伴う魚類の産卵環境の減少や生息環境の悪化だけではなく、局所的な深掘れによる橋脚の根入れ不足や護岸の浮き上がりなどの問題が深刻化しており、様々な河床低下対策が検討されている。

今後の河床低下量を予測し対策の効果を定量的に評価するためには河床変動計算が有効であると考えられるが、軟岩の侵食による河床変動は砂礫床のそれとは全く異なる現象である。従来の河床変動モデルでは露岩区間の河床変動を再現できないばかりか、これまで砂礫床に用いられてきた掃流砂量式と限界掃流方式を用いても軟岩上の掃流砂量を適切に見積もることはできない。

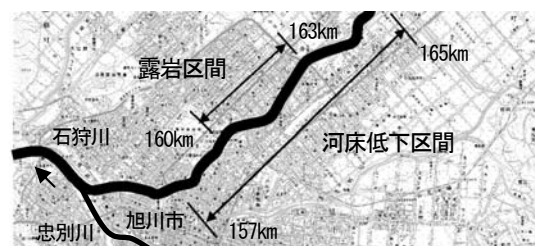


図-1 河床低下区間

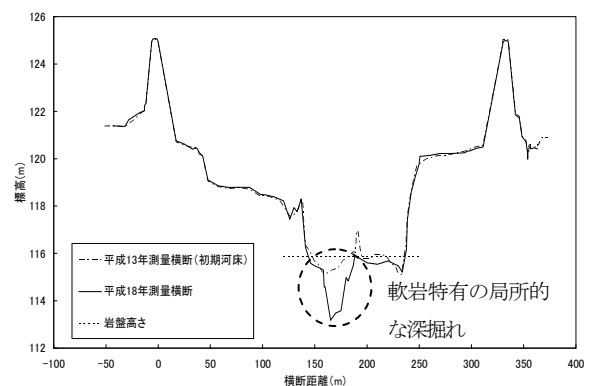


図-2 横断面図 (河口から161.6km地点)

本研究の目的は、軟岩の侵食による新たな河床変動モデルを構築する際に重要となる軟岩の洗掘速度に与える粒径の影響および軟岩上の限界掃流力を、現地実験によって明らかにすることである。

2. 軟岩の洗掘速度

筆者ら¹⁾は、平成20年に軟岩の洗掘特性について把握するために、現地実験水路を作成し、給砂条件と流量条件を変化させた実験を行い、軟岩の洗掘速度と水理量の関係について検討を行っている。しかし、軟岩の洗掘速度に与える粒径の影響は把握できていない。そこで、本研究では、粒径が異なる9ケースの追加実験を行った。

(1) 実験水路

石狩川本川（河口から160.2km左岸付近）の低水路内の露岩箇所を掘削して現地実験水路を作成した。実験水路の深さは0.5~1.0m、幅は概ね0.8mであり、河床は軟岩である。計測区間の河床勾配は1/30であり、実験水路の両岸には河岸侵食を防止するために900mm×1,800mm×12mmのコンパネを設置してある。実験水路の位置図を図-3に示す。

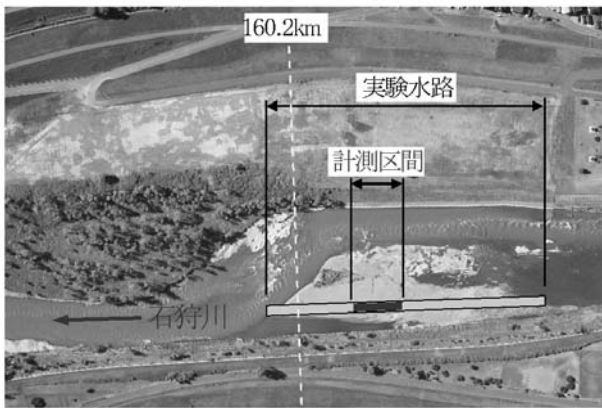


図-3 実験水路位置図

(2) 観測方法

1) 流量観測

実験水路上流端では、流量を確保し調節するために角落しを設置し調整を行った。また、流量変動を監視するために実験水路に基準断面を設置して実験中1時間毎に流入流量を計測した。計測機器は電磁流速計とダイバー式水位計を用い、横断方向に水路を10分割して8cm間隔で計測し積分した。

2) 水位観測

水位観測は、計測区間（15m）において、縦断方向0.5mピッチ、水路センター1カ所を通水中に計測した。

3) 河床横断測量

河床横断測量は、縦断方向0.5mピッチ、横断方向に0.1mピッチで通水前後2回行った。

4) 土砂供給

計測区間の直上流で、単位時間当たりの投入量を設定し小型バケツ0.2m³で計量して人力にて一定速度で連続的に給砂した。

(3) 実験結果

実験におけるケース毎の実験条件と実験結果を表-1に示す。なお、表中の単位幅流砂量は、バケツ計測量に球体の空間最密充填率（約74%）をかけた後、平均実験水路幅で除した値である。平均水深、平均流速、平均洗掘速度は砂礫堆積測線を除いた各ケースでの平均値である。無次元掃流力は測線毎に、以下の式より算出し、砂礫堆積部分を除いた各ケースの平均値である。

$$\tau^* = \text{average} \left(\frac{h_n \cdot ie_n}{sd} \right) = \text{average} \left(\frac{n_m^2 V_n^2}{h_n^{1/3} sd} \right) \quad (1)$$

ここで、 h_n は測線 n の水深、 ie_n は測線 n のエネルギー勾配、 V_n は測線 n の流速、 s は砂礫の水中比重（1.65）、 d は給砂砂礫の平均粒径、 n_m はマンギの粗度係数であり、逆算粗度の全ケース平均値0.035を用いた。

表-1 実験結果一覧表

年度	Case	平均流量 (m ³ /s)	給砂砂礫の 単位幅流砂量 (m ² /s)	給砂砂礫の 平均粒径 (m)	平均水路幅 (m)	平均水深 (m)	平均流速 (m/s)	無次元掃流力	平均洗掘速度 (m/s)
		Q	qb	d	B	h	V	τ^*	E
H20	Case1-1	0.15	1.63E-04	2.84E-02	0.818	0.13	1.50	0.13	1.38E-07
	Case1-2	0.24	4.08E-04	2.84E-02	0.818	0.12	2.37	0.26	2.34E-07
	Case1-3	0.15	4.08E-04	1.20E-02	0.818	0.14	1.35	0.25	3.40E-07
	Case1-4	0.14	8.15E-04	1.20E-02	0.818	0.14	1.35	0.24	3.51E-07
	Case1-5	0.30	6.80E-04	2.84E-02	0.818	0.18	2.16	0.23	4.56E-07
	Case1-6	0.30	1.02E-03	2.84E-02	0.818	0.18	2.13	0.22	6.46E-07
	Case1-7	0.40	1.02E-03	2.84E-02	0.818	0.22	2.26	0.23	6.74E-07
	Case1-8	0.42	1.63E-03	2.84E-02	0.818	0.24	2.21	0.22	7.59E-07
H21	Case2-1	0.11	6.07E-04	4.20E-03	0.824	0.09	1.57	1.03	2.10E-07
	Case2-2	0.10	1.25E-03	4.20E-03	0.824	0.09	1.48	0.97	3.25E-07
	Case2-3	0.28	1.56E-03	4.20E-03	0.824	0.19	1.97	1.28	5.34E-07
	Case2-4	0.46	2.13E-04	5.80E-02	0.824	0.24	2.42	0.12	5.18E-07
	Case2-5	0.44	3.48E-04	5.80E-02	0.824	0.24	2.32	0.11	3.35E-07
	Case2-6	0.52	5.21E-04	5.80E-02	0.824	0.26	2.53	0.13	7.62E-07
	Case3-1	0.55	1.74E-03	4.20E-03	0.824	0.28	2.50	1.72	3.57E-07
	Case3-2	0.51	1.74E-03	2.84E-02	0.824	0.28	2.34	0.22	9.23E-07
	Case3-3	0.47	2.09E-03	2.84E-02	0.824	0.25	2.35	0.23	1.19E-06

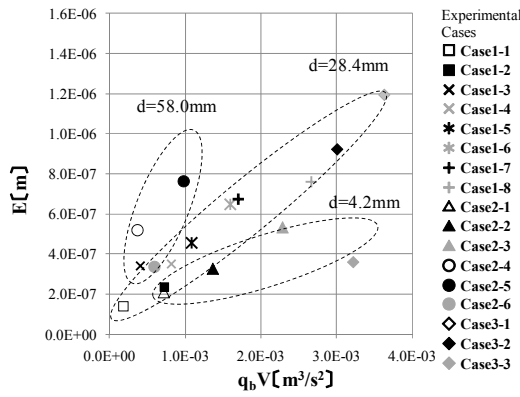


図-4 軟岩の洗掘速度と $q_b V$ の関係

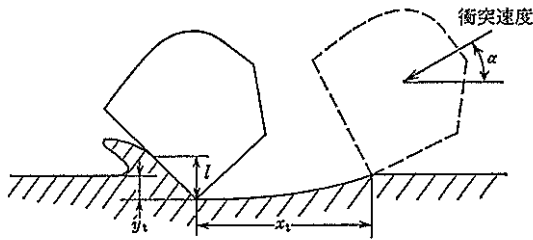


図-5 摩耗現象の模式図 (Finnie²⁾)

筆者らが平成20年に行った研究¹⁾において、軟岩の浸食は砂礫粒子の衝突による摩耗現象と考え、平成20年の実験結果 (Case1-1~1-8) から洗掘速度は給砂砂礫の単位幅流砂量 q_b と平均流速 V の積に比例することを確認した。しかし、平成21年の実験結果 (Case2-1~3-3) を含めて $q_b V$ と洗掘速度について実験結果を整理すると、図-4のように洗掘速度は $q_b V$ に比例するが、粒径毎に傾きが異なる結果となった。

そこで、衝突する粒径を考慮した軟岩の洗掘速度式について考察することとした。

(4) 軟岩の洗掘速度に関する再考察

1) 既往の研究

粒子の衝突による岩石の摩耗現象についての研究例は少ないため、被衝突材料を鋼材に広げ既往研究を整理することとした。流体中の固形粒子の衝突による鋼材の摩耗現象に関する研究は、バルブ・パイプ・タービンなど個体粒子を扱う工業装置の損傷が問題となることから1930年代から盛んに行われている。

Finnie²⁾は延性材料に対して図-5のように、粒子が衝突角 α 、衝突速度 V_0 (m/s) で衝突する場合、材料は変形され、変形部の体積が損傷量に比例するとして、粒子1個による損傷量を与える式を導いた。以下にFinnieのモデルを示す。

$$W = \begin{cases} \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) \frac{m V_0^2}{K} \left(\frac{K \cos^2 \alpha}{6} \right) & (\tan \alpha \geq 6) \\ \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) \frac{m V_0^2}{K} \left(\sin 2\alpha - \frac{6}{K} \sin^2 \alpha \right) & (\tan \alpha \leq 6) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 W は被衝突材料の損傷量 (kg)、 ρ_p は粒子の

密度 (kg/m^3)、 σ_c は塑性変形開始応力 (kg/m^2)、 m は砂礫粒子の質量 (kg)、 K は粒子に作用する力の垂直成分と水平成分の比、 ψ は粒子が底面を構成する材料と接触している部分の長さ l と変形深さ y_t の比である。

2) 提案するモデル

粒子の移動方向 x 、横断方向を y 、底面高さを z とする。単位時間単位面積当たりに粒子が衝突する回数を n とすると、時間 dt の間に浸食される質量について次の関係が成り立つ。

$$-\rho_c dx dy dz = W n dx dy dt \quad (3)$$

ここで、 ρ_c は底面を構成している材料の密度 (kg/m^3) である。単位時間当たりの浸食量を E (m/s) とすると、式(3)より次式が得られる。

$$E = \frac{dz}{dt} = \frac{nW}{\rho_c} \quad (4)$$

粒子1個の衝突によって発生する損傷量 W はFinnieの式を基に次の式で与えられると仮定する。

$$W = \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) \frac{m V_0^2}{K} \xi(\alpha) \quad (5)$$

上式では粒子の衝突角 α に依存する部分を $\xi(\alpha)$ と表している。

時間 dt の間に粒子が移動する平均距離は $V_0 dt$ である。粒子の平均跳躍距離を L_s (m) とすると、一個の粒子は $V_0 dt$ だけ進む間に $V_0 dt / L_s$ 回底面と衝突することになる。いま単位時間 dt に単位幅当たり通過する粒子の数を N (1/m/s) とする。すると時間 dt の間に幅 dy を通過する粒子の総数は $N dt dy$ であり、これらの粒子が通過する面積は $V_0 dt dy$ である。すなわち時間 dt の間、面積 $V_0 dt dy$ の底面に、粒子はのべ $N dt dy V_0 dt / L_s$ 回衝突することになる。したがって単位時間単位面積当たりに衝突する粒子の数 n は次式で表される。

$$n = \frac{N dt dy V_0 dt / L_s}{V_0 dt dy dt} = \frac{N}{L_s} \quad (6)$$

単位幅当たりを輸送されている粒子の数 N は単位幅流砂量 q_b (m^3/s) を用いて次のように表される。

$$N = \frac{q_b}{v_p} \quad (7)$$

ここで、 v_p (m^3) は粒子1個の体積である。

粒子の速度 V_0 は、1step length中に加速と減速を不規則に繰り返すことが知られているが³⁾、ここでは、芦田・道上⁴⁾と同様に、砂粒に働く抗力と摩擦抵抗の釣り合いの式から求められる平衡速度を用いる。

$$V_0 = V_m - V_{mc} \quad (8)$$

ここで V_m は粒子の位置での流速であり、 V_{mc} 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径の α^* 倍の高さとする、その位置の流速 V_m は次のように表される。

$$\frac{V_m}{u_*} = F_v(d) \quad F_v(d) = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{30.1\alpha^*d}{k_s} \quad (9)$$

したがって次式が得られる。

$$V_0 = F_v(d)(u_* - u_{*mc}) = \frac{F_v(d)}{\rho^{1/2}} (\tau^{1/2} - \tau_{mc}^{1/2}) \quad (10)$$

ここで、 u_{*mc} および τ_{mc} は移動限界における摩擦速度 (m/s) およびせん断力 (kg/m²) である。

式 (5) ~ (10) を式(4)に代入すると、浸食速度 E は次のように表される。

$$\begin{aligned} E &= \frac{nW}{\rho_c} = \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) \frac{mV_0^2}{\rho_c K} \frac{N}{L_s} \xi(\alpha) \\ &= \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) \frac{mV_0^2}{K} \frac{q_b}{\rho_c v_p L_s} \xi(\alpha) \\ &= \frac{\xi(\alpha)}{KL_s} \left(\frac{\rho_p}{\sigma_c \psi} \right) q_b \frac{F_v^2(d)}{\rho} (\tau^{1/2} - \tau_{mc}^{1/2})^2 \end{aligned} \quad (11)$$

跳躍距離は流速と粒子の大きさで決まると考えられる。流速に関連した長さスケールは底面の粗度であるが、岩盤固有の粗度高さがほぼ一定の値を持つと予想されることから、跳躍距離は主として粒径に依存していると考えて、粒径 d (m) を用いて次のように無次元化する。

$$L_* = L_s / d \quad (12)$$

また、流砂量 q_b を $\sqrt{sgd^3}$ で次のように無次元化する。

$$q_{b*} = \frac{q_b}{\sqrt{sgd^3}} \quad (13)$$

ここで、 s は砂粒子の水中比重、 g は重力加速度 (m/s²) である。

それに合せて浸食速度 E を次のように無次元化する。

$$E_* = \frac{E}{\sqrt{sgd}} \quad (14)$$

さらに、塑性変形開始応力 σ_c が、浸食が始まる限界せん断力 τ_{ec} に比例するとして、次のように表す。

$$\sigma_c = C_c \tau_{ec} \quad (15)$$

せん断力を次のように無次元化する。

$$\tau_* = \frac{\tau}{\rho sgd}, \quad \tau_{ec*} = \frac{\tau_{ec}}{\rho sgd}, \quad \tau_{mc*} = \frac{\tau_{mc}}{\rho sgd} \quad (16)$$

式(12)~(16)を用いて式(11)を書き直すと次式が得られる。

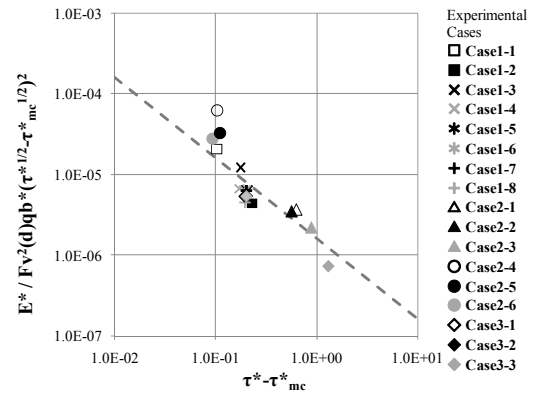


図-6 軟岩の洗掘速度の関係式

$$E_* = \frac{\rho_p \xi(\alpha)}{\rho K L_* \psi C_c \tau_{ec}} F_v^2(d) q_{b*} (\tau_*^{1/2} - \tau_{*mc}^{1/2})^2 \quad (17)$$

砂礫河床における平均的な跳躍距離 L_s は土屋⁵⁾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 $\xi(\alpha)$ についても平均的な値は底面せん断力によって決まると考えられる。 K および ψ, C_c については定数と仮定する。 τ_{ec} については岩盤固有の値であり、岩盤が同じであれば一定値である。そこでこれらをまとめて実験から求めることとする。すなわち次式を仮定する。

$$\frac{\rho_p \xi(\alpha)}{\rho K L_* \psi C_c \tau_{ec}} = C_p (\tau_* - \tau_{*mc})^i \quad (18)$$

すると式(17)は次のようになる。

$$E_* = C_p F_v^2(d) q_{b*} (\tau_*^{1/2} - \tau_{*mc}^{1/2}) (\tau_* - \tau_{*mc})^i \quad (19)$$

C_p と i は実験から求めれば良い。 E_* 及び q_{b*}, τ_* は軟岩の洗掘速度実験 (Case1-1~Case3-3) より算出する。

$F_v(d), \tau_{*mc}$ は後述する軟岩上の無次元掃流力実験 (Case4-1~Case4-4) より算出する。

実験結果は図-6のようにプロットされ、 C_p および i は以下の値となる。

$$C_p = 1.4 \times 10^{-6}, \quad i = -1 \quad (20)$$

したがって、衝突する粒径の影響を考慮した軟岩の洗掘速度式は次式となる。

$$E_* = 1.4 \times 10^{-6} F_v^2(d) q_{b*} (\tau_*^{1/2} - \tau_{*mc}^{1/2})^2 (\tau_* - \tau_{*mc})^{-1} \quad (21)$$

3. 軟岩上の無次元掃流力

岩盤上で砂粒のかみあいがない場合の限界掃流力を把握するために、粒径と流量を調節して8ケースの実験を行った。粒径は4種類 (75mm, 54mm, 28mm, 17mm) で現地河床材料を篩い分けしたものを使用した。

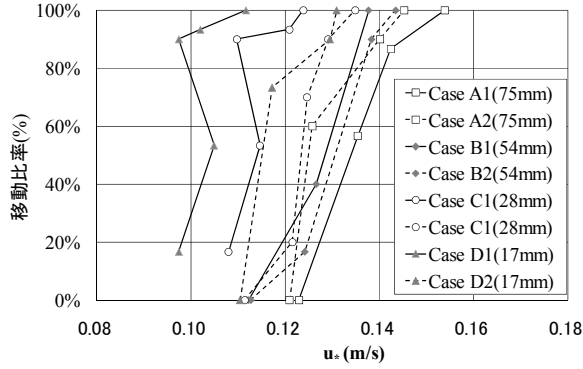


図-7 摩擦速度 u_* と移動比率の関係

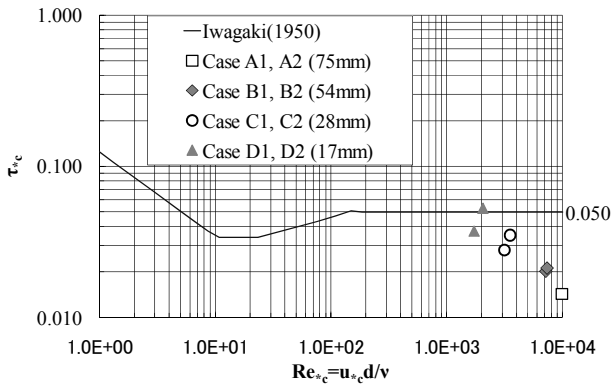


図-8 実験結果と岩垣公式の関係 ($\tau_{*mc} - R_{e* c}$)

(1) 実験水路

実験水路は、軟岩の洗掘速度に関する実験と同じものを用いた。

(2) 計測方法

30個のサンプルを遮蔽の影響が無いように3個ずつ投下して流量ごとの移動有無を観測し、全サンプルが移動するまで流量を調整し繰り返した。これを、粒径ごとに2ケース実施した。

(3) 実験結果

摩擦速度別の移動割合を図-7に示す。流下した砂礫の個数による重み付き平均を用いて、限界摩擦速度と無次元限界掃流力を求め、砂礫上の無次元限界掃流力である岩垣の式⁹⁾と比較を行った(図-8)。これらによると、軟岩上の無次元限界掃流力は砂礫上の無次元限界掃流力より概ね小さい値となり、粒径が小さくなると無次元限界掃流力が大きくなる結果を得た。

(4) 軟岩上の摩擦速度に関する考察

粒子の動き始めが滑動とすると、図-9のように粒子に作用する流体力は揚力 F_L 、抗力 F_D と重力 F_W で、それぞれ以下の式であらわされる。

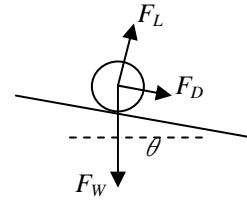


図-9 砂礫の移動の模式図

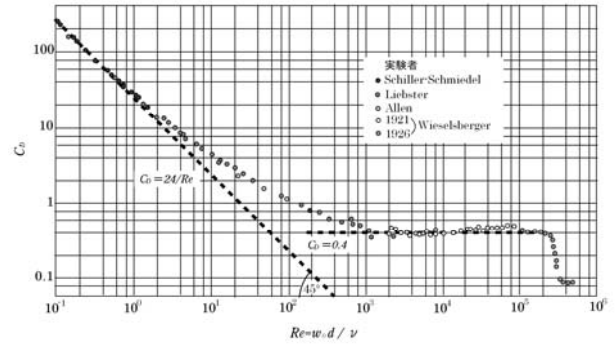


図-10 球の静水沈降時の抗力係数⁷⁾

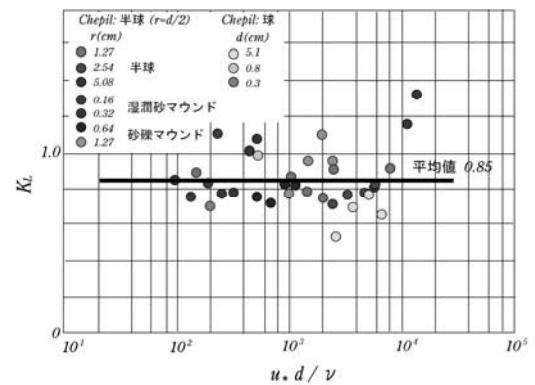


図-11 河床砂礫に作用する揚力と抗力の比⁷⁾

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho A_2 d^2 V_m^2 \quad (22)$$

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho A_2 d^2 V_m^2 \quad (23)$$

$$F_W = \rho (\rho_p / \rho - 1) g A_3 d^3 \quad (24)$$

ここに、 C_D は抗力係数、 C_L は揚力係数、 d は粒径、 ρ は水の密度、 ρ_p は砂礫の密度、 V_b は着目粒近傍の局所流速、 g は重力加速度、 A_2 、 A_3 はそれぞれ、 $\pi/4$ 、 $\pi/6$ である。移動開始条件は次式で与えられる。

$$F_D + F_W \sin \theta > (F_W \cos \theta - F_L) \mu_f \quad (25)$$

ここに、 μ_f は静止摩擦係数である。移動限界局所流速を V_{mc} とすると、

$$\frac{V_{mc}^2}{(\rho_s / \rho - 1) g d} = \frac{2 A_3}{C_D A_2} \frac{(\mu_f - \tan \theta) \cos \theta}{\{\mu_f + (1/k_L)\} k_L} \quad (26)$$

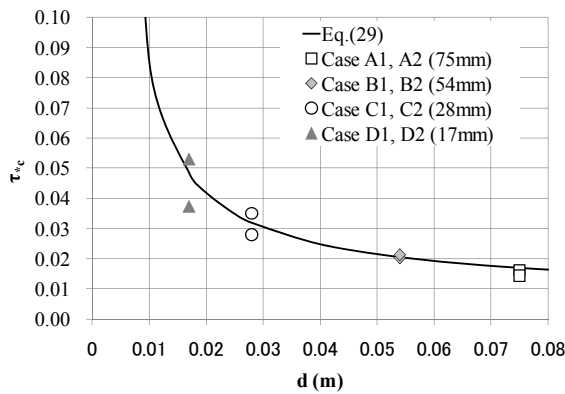


図-12 $\tau_{*mc} - d$ の関係 (実験結果との比較)

が得られる。ただし、 $k_L \equiv F_L/F_D$ である。

局所代表流速は、通常着目砂礫中心高さを想定して ($y = \alpha_* d$)、対数流速分布を用いて与える。

$$\frac{V_m}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_s} + 8.5 = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{30.1y}{k_s} \quad (27)$$

ここに、 κ はカルマン定数、 k_s は等価砂粗度である。式(27)を式(26)に代入することにより、移動限界時の無次元掃流力 τ_{*mc} は以下の式で与えられる。

$$\tau_{*mc} = \frac{2A_3}{C_D A_2} \frac{(\mu_f - \tan \theta) \cos \theta}{\{\mu_f + (1/k_L)\} k_L} \sqrt{\left[\frac{1}{\kappa} \ln \frac{30.1y}{k_s} \right]^2} \quad (28)$$

抗力係数 C_D は R_e の関数であり、静水沈降時の値 (図-10) で代用される。これによると、レイノルズ数が小さい場合 ($R_e < 1.0$)、Stokesの法則が成立するが、レイノルズ数が十分に大きい場合 ($R_e > 10^3$)、レイノルズ数に独立となり、 $C_D = 0.4$ となる。

また、Chepil⁸⁾による空気中での測定結果を揚力抗力比で整理 (図-11) すると、 $k_L = 0.85$ と推定される。

したがって、式(28)は以下の式となる。

$$\tau_{*mc} = \alpha_1 \sqrt{\left[\frac{1}{\kappa} \ln \frac{30.1\alpha_* d}{k_s} \right]^2} \quad (29)$$

ただし、

$$\alpha_1 = \frac{2A_3}{0.4A_2} \frac{(\mu_f - \tan \theta) \cos \theta}{\{\mu_f + (1/0.85)\} 0.85} = const \quad (30)$$

移動する粒径と底面の粒径が同じ場合 (砂礫河床)、等価砂粗度 $k_s = \beta_* d$ と考えられるため、(29) 式は以下の式となり、無次元限界掃流力 τ_{*mc} は一定 (岩垣の場合0.05) となる。

$$\tau_{*c} = \alpha_1 \sqrt{\left[\frac{1}{\kappa} \ln 30.1 \frac{\alpha_*}{\beta_*} \right]^2} = const \quad (31)$$

しかしながら、今回の実験では、等価砂粗度 k_s は岩盤固有のため、無次元限界掃流力 τ_{*mc} は (29) 式のように、粒径 d の関数となる。

そこで、(29) 式と実験値の比較を行った。

$A_2 = \pi/4$ 、 $A_3 = \pi/6$ 、 $\tan \theta = 1/30$ 、 $\kappa = 0.4$ とし、静止摩擦係数 μ_f と等価砂粗度 k_s は岩盤固有のため、軟岩・土丹の場合⁹⁾の構造設計に用いられる $\mu_f = 0.7$ 、等価砂粗度は実験結果との適合性を考え $k_s = 0.03$ と仮定する。 $\tau_{*c} - d$ の関係を図-12に示す。実験結果と

(29) 式は概ね一致しており、軟岩の等価砂粗度は砂礫河床と異なり、一定となることが確認された。

4. まとめ

軟岩の洗掘速度は、給砂される土砂の粒径によって異なったため、粒径の影響を考慮した軟岩の洗掘速度式を検討した。また、砂礫床上の限界掃流力は等価粗度高さを河床材料粒径とほぼ同程度とすることで良好に評価できるのに対して、軟岩上の等価粗度高さは粒径に依らず一定値となることが明らかとなった。本研究で得られた軟岩の洗掘速度及び限界掃流式により、これまで未解明な部分が多かった露岩区間の河床変動について、定量的な検討を行うために重要となる基礎的知見を得ることができた。

謝辞：本研究にあたって、北海道大学の清水康行先生、北見工業大学の渡邊康玄先生、NPO法人環境防災総合政策研究機構の黒木幹男先生をはじめたくさんの方にご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Finnie, I.: Erosion of surfaces by solid particles, Wear, 3, pp. 87-103, 1960.
- 3) 中川博次, 辻本哲郎, 細川 泰廣: 移動床における掃流砂れきの不規則運動性状について, 京都大学防災研究所年報, 第22号, B-2, pp.553-573, 1979.
- 4) 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.
- 5) 土屋義人, 青山俊樹: 水流による砂れき saltation の機構(2), 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp.199-216, 1970.
- 6) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, pp.1-21. 1956.
- 7) 中川博次, 辻本哲郎: 土木学会編 新体系土木工学 23 移動床流れの水理, 技法堂, 1986.
- 8) Chepil, W. S.: The Use of Evenly Spaced Hemispheres to Evaluate Aerodynamic Forces on a Soil Surface. Trans. A. G. U., Vol. 39, No. 3, pp. 397-404, 1958
- 9) 床止めの構造設計の手引き, (財) 国土技術研究センター, 山海堂, 1998. (2011. 5. 19受付)