

62 排砂のインパクトを受ける溪流における河床変動

京都大学大学院農学研究科 ○藤田 正治
 京都大学大学院農学研究科 水山 高久
 京都大学防災研究所 澤田 豊明
 京都大学大学院 木下 篤彦

1. はじめに

砂防ダムから排砂が行われているような場合、溪流は洪水などの自然のインパクトの他に人為的なインパクトも受けることになる。本研究は、京都大学防災研究所ヒル谷試験流域を対象として、排砂のインパクトを受ける溪流の掃流砂による河床変動を計算する手法を提示し、その精度を検証することを目的とする。

2. ヒル谷および排砂の概要

ヒル谷は神通川の上流に位置し、その流域面積は 0.85km^2 である。この流域には高さ 4.7m 、幅 7.5m の試験ダムがあり、毎年 1, 2 回の排砂が行われている。研究対象区間は試験ダムから下流約 200m の区間であり、平均河床勾配は 0.08 である。河床形態は階段状河床であるが、勾配の急な箇所には大小のプールが密に存在し、緩勾配の箇所のプールとプールの間は平均勾配 0.03 の比較的平坦な河床となっている。澤田¹⁾によると、平均的なプールの長さ、深さ、幅、入口幅、出口幅は、プール内に土砂堆積がないとき、各々約 $1.0, 1.0, 0.6, 0.4\text{m}$ で、単位幅当たりの土砂貯留容量、すなわち土砂堆積のための空き容量の平均値は約 0.2m^2 である。また、試験ダムには粒径 $0.1\text{mm}\sim 2\text{cm}$ の砂礫が堆積しており、河床材料の粒径は 1cm から 10cm の範囲にある。

3. 排砂の影響度と回復度

澤田¹⁾はヒル谷の平均的な大きさのプールからの流砂量式 ($\text{m}\cdot\text{s}$ 単位) を落水脈の河床における流速と関係付けて求め、藤田ら²⁾はこの式を次式のように修正している。

$$\frac{q_{so}}{\sqrt{sgd^3}} = A \left\{ \frac{7.207\alpha^2 q^{3/4}}{sgd(0.745V_w^{1/2} + 0.37q^{2/3})} \right\}^{6.62} \quad (1)$$

ここで、 $q=Q/B_{in}$ 、 $s=\sigma/\rho-1$ 、 Q :流量、 B_{in} :プール入口幅、 V_w :土砂貯留容量、 d :粒径、 σ :砂の密度、 ρ :水の密度、 g :重力加速度、 $A=2.015\times 10^{-6}$ 、 $\alpha=0.41$ である。

この式は河床変動を計算するための重要な式の一つであるが、単位時間排砂量相当の流砂量がプールに流入する場合の平衡状態に対する V_w および土砂流入がなくなったときの V_w がこの式のみを使って概算でき、排砂の影響度と回復度を評価することができる。図-1は $d=3\text{mm}$ 、 $B_{in}=0.6\text{m}$ 、 $s=1.65$ に対して流量をパラメータとして流砂量と貯留容量の関係をもとめたものである。たとえば、流入土砂量が $10^{-3}\text{m}^2/\text{s}$ のとき、 $Q>0.15\text{m}^3/\text{s}$ のときほとんどプール内に堆砂しないが、 $Q<0.05\text{m}^3/\text{s}$ になると V_w が 90% 以上減少する。したがって、この流入土砂に対しては流量が $0.15\text{m}^3/\text{s}$ より小さくなればなるほど排砂の影響が大きくなる。つぎに、式(1)で流出土砂量が 10gr/s 以下になったとき流砂がないものとする、 V_w が初期値の 0.2 から 0 になったあと無給砂で $Q=0.05\text{m}^3/\text{s}$ を与えても、 V_w は 0.06 までしか回復しないが、 $Q>0.08\text{m}^3/\text{s}$ では初期値にまで回復することが推測される。

この式は河床変動を計算するための重要な式の一つであるが、単位時間排砂量相当の流砂量がプールに流入する場合の平衡状態に対する V_w および土砂流入がなくなったときの V_w がこの式のみを使って概算でき、排砂の影響度と回復度を評価することができる。図-1は $d=3\text{mm}$ 、 $B_{in}=0.6\text{m}$ 、 $s=1.65$ に対して流量をパラメータとして流砂量と貯留容量の関係をもとめたものである。たとえば、流入土砂量が $10^{-3}\text{m}^2/\text{s}$ のとき、 $Q>0.15\text{m}^3/\text{s}$ のときほとんどプール内に堆砂しないが、 $Q<0.05\text{m}^3/\text{s}$ になると V_w が 90% 以上減少する。したがって、この流入土砂に対しては流量が $0.15\text{m}^3/\text{s}$ より小さくなればなるほど排砂の影響が大きくなる。つぎに、式(1)で流出土砂量が 10gr/s 以下になったとき流砂がないものとする、 V_w が初期値の 0.2 から 0 になったあと無給砂で $Q=0.05\text{m}^3/\text{s}$ を与えても、 V_w は 0.06 までしか回復しないが、 $Q>0.08\text{m}^3/\text{s}$ では初期値にまで回復することが推測される。

4. 河床変動のシミュレーション

4.1 河道のモデル化

実際の河道の構造は複雑であるので、ここではプールと平坦部からなる直線河道で河道をモデル化する。まず、貯留容量 0.2m^2 のプールを実際の存在密度にあわせて配置し、連続してプールがある急勾配の箇所

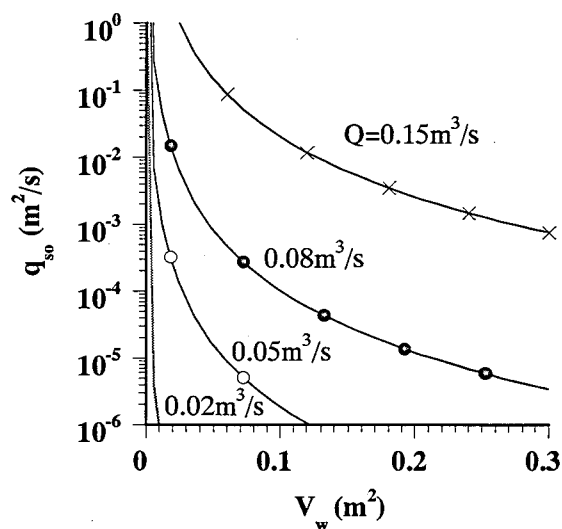


図-1 プールからの流出土砂量と土砂貯留容量の関係

は、平均的なプールとプールの間に貯留容量 $0.1\text{m}^3/\text{s}$ のプールを置いた。プールとプールの河床の勾配は 0.03 、幅はレジーム則 $B_s=5Q^{0.5}$ から求める。また、河床は粒径 10cm の礫からなるものとする。

4.2 計算方法

計算は一樣粒径の掃流砂による河床変動を対象とし、排砂の内 40% が浮遊砂として流出するとする²⁾。また、掃流砂の粒径は 3mm とする。プールの河床変動は式(1)でプールからの流出量を計算し、流入量は一つ上流のプールまたは平坦部下流端の流砂量を与えて計算される。ただし、プールは初期貯留容量以上には侵食されないものとする。平坦部については1次元河床変動計算を行うが、礫層中の掃流砂の移動や堆積が評価できるようにするために、礫層中の掃流砂量は摩擦速度に礫の遮蔽係数 k をかけて有効な摩擦速度を求め、芦田・道上の掃流砂量式³⁾から算定した。遮蔽係数は道上・藤田・三村⁴⁾の研究を参考にして決定した。また、初期河床のマニングの粗度係数は 0.02 とし、礫層が砂で覆われると 0.01 とした。

4.3 計算例

計算は1998年および1999年の排砂を対象とする。それぞれの排砂量、排砂時間は 49m^3 、2時間および 40m^3 、2時間である。その他の条件については参考文献2)を参照されたい。図-2は1998年および1999年の排砂実験時の流量変化を示したものである。排砂時の流量は1998年で $0.08\text{m}^3/\text{s}$ 、1999年 $0.049\text{m}^3/\text{s}$ である。1999年には2ヵ月後洪水が起こっている。図-3は1998年の排砂後の試験ダムから 40m および 120m

地点の St.1 および St.2 におけるプール内の堆積厚さの実測値および V_w の計算値の変化を示したものである。排砂後、急激に上流側のプールから埋まり、その後、短時間で元の状態にほぼ回復している。このことは計算でも再現できている。図-4は1999年の排砂1日後までと20日後までのプール内の水深変化の実測値および V_w の計算値を示したものである。実験では、排砂時の流量ではプールの容量がほとんど回復していないが、2ヵ月後の洪水でかなり回復している。計算においても同様の傾向が見られ、本計算手法の妥当性が示唆される。

計算においても同様の傾向が見られ、本計算手法の妥当性が示唆される。

5. おわりに

排砂のインパクトのある溪流での1次元河床変動を計算する手法について提示し、その精度を検証した。しかし、環境問題では局所的な土砂の堆積・侵食も重要になるので、これについても検討する必要がある。

参考文献 1) 澤田：京大博論，1985。2) 藤田ら：水工学論文集，第44巻，2000。3) 芦田ら：土木論文，1972。4) 道上ら：平成4年土木中国四国支部，1992。

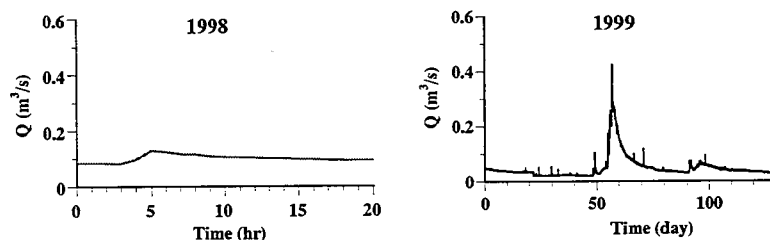


図-2 1998年および1999年の排砂時の流量

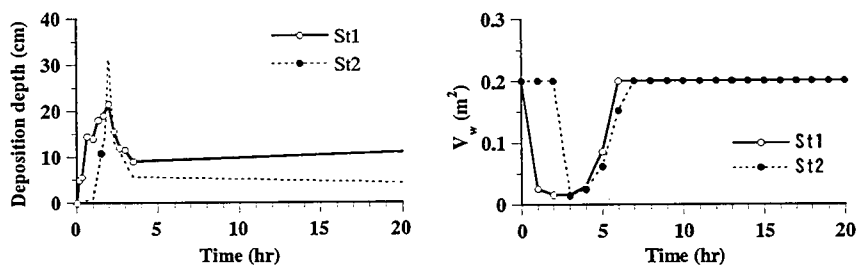


図-3 1998年の排砂時のプール内の河床変動

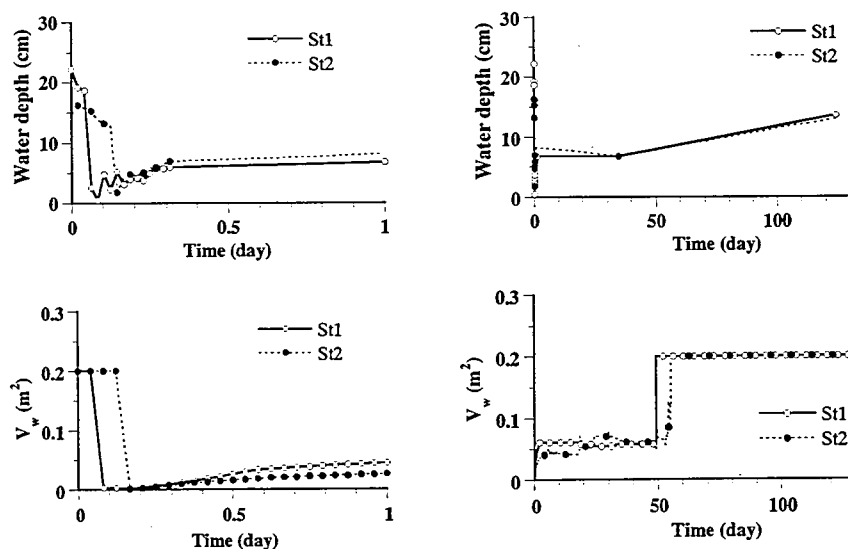


図-4 1999年の排砂時のプール内の水深変化と河床変動