

II-123 ダム貯水池堆砂の排除に関する一考察

㈱ 建設技術研究所 正員 小林 裕
建設省九州地建 正員 柏井条介

1. はじめに ダム貯水池の堆砂は、貯水容量の減少のみならず上流の河床上昇や下流の河床低下を引起こし、これを積極的に排除することは意義のあることである。ここでは、堆砂対策として河道の持つ流水の力を利用して貯水池に流入・堆砂した土砂を下流へ排出する方法を取上げ、排砂操作と排砂効果の関係について均一粒径の掃流砂を対象に検討する。

2. 検討対象とする排砂操作 図-1のモデル洪水を想定して次の水位低下操作を繰返した場合について検討する。（図-2参照）

④ 洪水時に（貯砂）ダムに流入した土砂は堆砂（堆砂過程）

⑤ 洪水末期に水位を低下し、流れの掃流力を河床勾配相当に回復させて④の堆砂を下流へ排出（排砂過程）。この時、排砂流量＝洪水末期流量とする。

検討する操作パラメータは、水位低下量 z_0 、洪水時流量 q_1 、洪水継続時間 t_1 、排砂流量 q_2 、排砂時間 t_2 である。なお、貯水池上流河道に設けた貯砂ダムおよび貯水池を迂回するバイパス水路を用いて操作を行うことを想定しているが、堰上げ構造物に貯砂ダムの代わりにダム本体を用いても現象に変わりはない。

3. 検討方法 検討には1次元河床変動計算の手法（差分法）を用いた。ところで排砂過程において堆砂の肩下流の流れは射流であり、急激な河床変動を生じる。計算では解の安定性を満足するよう時間間隔を設定することでこれに対応しているが、こうした手法の有意性を検討するため、幅0.5m、長さ12～20mの長方形断面直線水路を用いて排砂実験を2ケース行った。図-3に排砂量の時間変化の計算値と実験値を比較して示すが、両者は良く一致しており、計算手法が妥当なことを示している。なお計算の流砂量式は実験砂の実験式を用いた。

4. 排砂操作と河床変動 図-2の操作を次の仮定に基く河床変動計算で再現する。① 河道は直線等幅水路、② 抵抗則は Manning則で n は一定、③ 上流端の供給土砂量は元河床勾配相当の平衡流砂量で、流量に対し一定、④ 排砂設備は固定床で、排砂過程で土砂は堆積しない、⑤ 下流端水位は、堆砂過程で（貯砂ダム標高）+（越流水深）、排砂過程で不等流計算で求める水深とする。

図-4は、排砂操作を繰返した時の貯砂ダム上流の河床変動を示している。①は堆砂の初期段階で、排砂操作を行っても貯砂ダム貯水池に土砂を引込むのみで排砂量は少ない。しかし、操作を繰返すにつれ堆砂は進行し、②1操作当りの排砂量は次第に増大する。やがて1洪水当りの流入土砂量と排砂量が釣り合い、堆砂の進行は停止する③。③、④の状況で操作を繰返すと堆砂勾配は供給土砂量に見合う勾配に近づき、やがて1洪水中の流入土砂量と排砂量が釣り合う状態、即ち貯砂ダム平衡状態となる。この状態は1操作当りの排砂量の限界値を与え、この時の排砂効果 E を式(1)で定義する。

$$E = \frac{1 \text{ 洪水中の排砂量の合計}}{1 \text{ 洪水中の流入土砂量の合計}} \times 100 (\%) \quad \text{..... (1)}$$

図-5は、Brownの流砂量式を用い、表-1の条件で差分法計算を行った時の E と流入土砂量比 $= 1 / \{ (q_1$

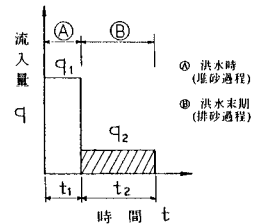


図-1 排砂洪水モデル
(1洪水当たり)

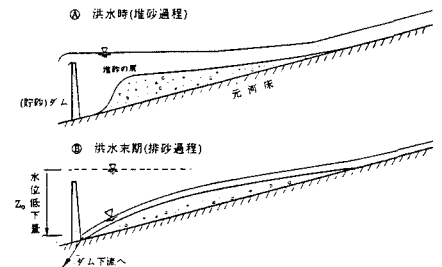


図-2 排砂操作説明図

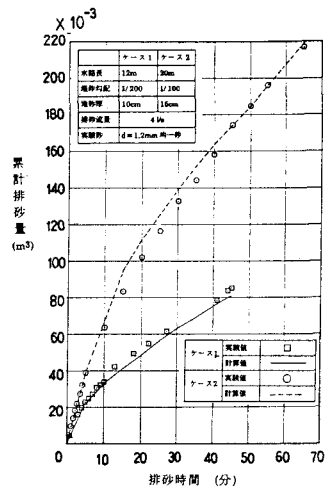


図-3 排砂量の時間変化

$/q_2)^{1.5} \times (t_1/t_2) + 1$ の関係を示している。この図から、洪水時流量に比べ比較的小さな流量で排砂しても、 z_0 が大きければ大きな排砂効果が得られることがわかる。しかし、図-4③、④に示すように貯砂ダム上流に新たな河床上昇を引起すことにもなり、注意が必要である。なお、図-5において $E = 100\%$ とは満砂しない(③) ことを示している。

表-1 計算条件

計算区間長	8km
河道断面	幅50mの長方形断面
元河床勾配	1/200
河床粗度	$n=0.03$
粒径	$d=1.0\text{cm}$ の均一砂
空隙率・比重	$\lambda=0.4, \sigma/\rho=2.65$

5. 排砂効果に係わる要因 満砂した貯水池の下流端水位が低下した時の河床変動を扱ったものに芦田の拡散方程式を用いた解析法¹⁾があり、次式で表される(図-6参照)。

$$z(\chi, t) = z_0(1 - 2/\sqrt{\pi} \int_0^\chi e^{-\xi^2} d\xi) \quad \dots\dots (2)$$

$$T = -\chi / \sqrt{2Kt}$$

ここに、 χ : 排砂設備からの距離、 t : 排砂時間、 K : 拡散係数で、 $q_B/(u_*d) = \alpha [u_*^2/((\sigma/\rho - 1)gd)]^m$ のBrown形式の流砂量を用いると次式で表される。

$$K = \frac{7(2m+1)u_*^{2m-1}h}{20(1-\lambda)(\sigma/\rho-1)^m g^{m-1}d^{m-1}} \quad \dots\dots (3)$$

ここに、 q_B : 流砂量、 α 、 m : 定数、 u_* : 摩擦速度、 σ/ρ : 砂の比重、 d : 砂の粒径、 g : 重力加速度、 λ : 砂の空隙率、 h : 水深である。

K を平均的な一定値 $\bar{K}$ として扱うと、貯砂ダム平衡状態(図-4④)の河床低下量の合計 v_s は式(2)から、式(4)となる。

$$v_s = \int_0^\infty z(\chi, t_2) d\chi = 2z_0 \sqrt{Kt_2/\pi} \quad \dots\dots (4)$$

一方流れを $h = (n \cdot q/i^{1/2})^{3/5}$ の擬似等流、河床勾配を $i = i_0 + \partial z(\chi, t)/\partial \chi$ (i_0 : 堆砂面勾配) とし、 K の平均的な値を与える χ 、 t を各々 $\bar{\chi}$ 、 $\bar{t}$ とすると、 $\bar{K}$ は式(2)から式(5)で表される。

$$\bar{K} = \left[\left\{ \frac{a\alpha\sqrt{g}}{(1-\lambda)(\sigma/\rho-1)^m} \right\} (n \cdot q)^{6/7} a d^{m-1} \times \left\{ \sqrt{\bar{K}i_0} + \frac{z_0}{\sqrt{\pi t}} e^{-\bar{\chi}^2/(4\bar{K}\bar{t})} \right\}^{a-1} \right]^{2/(a+1)} \quad \dots\dots (5)$$

ここに、 $a : a = 7(2m+1)/20$ である。式(5)右辺の $e^{-\bar{\chi}^2/(4\bar{K}\bar{t})}$ $\sqrt{\pi t}$ を $\varepsilon/\sqrt{\pi t_2}$ とおき、図-6の境界条件のもとで数多くの差分法計算を行い、 ε を逆算すると、 ε の平均値は0.49であった。図-7は $\varepsilon = 0.49$ の場合の式(4)の計算値 v_s と差分法計算値 v_s を比較したもので、両者は良く一致している。(1洪水時の排砂量の合計) $= v_s + q_{B2}t_2$ (q_{B2} : 排砂時の流入流砂量)であるから、貯砂ダム平衡状態で満砂する場合の排砂効果は、式(1)、(4)から式(6)で表される。

$$E = \left[2 \left\{ \frac{(1-\lambda)^a}{\pi^a} \frac{a \cdot z_0^{a+1}}{(q_{B2}t_2)^a i_0^{1/a}} (\sqrt{\pi \bar{K} t_2} i_0 + 0.49 z_0)^{a-1} \right\}^{1/(a+1)} + 1 \right] / \left\{ \frac{t_1}{t_2} \left(\frac{q_1}{q_2} \right)^{6/7 a + 1} \right\} \quad \dots\dots (6)$$

〔参考文献〕 1) 芦田和男：河床変動に関する研究、京大防災研究所年報、第12号 B、1969年3月

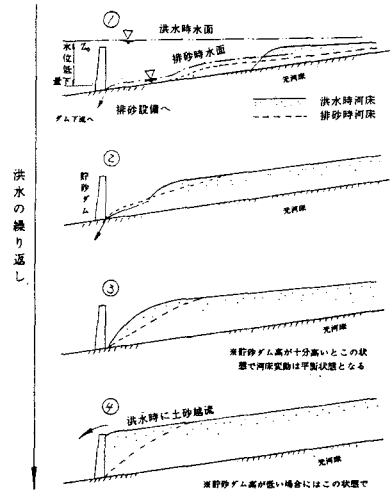


図-4 洪水の繰返しによる河床の経時変化説明図

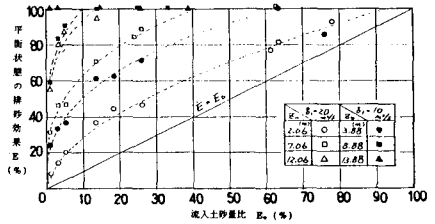


図-5 排砂効果と流入土砂量比の関係

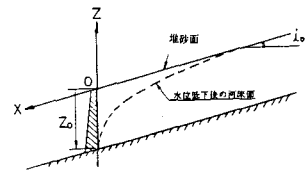


図-6 計算説明図

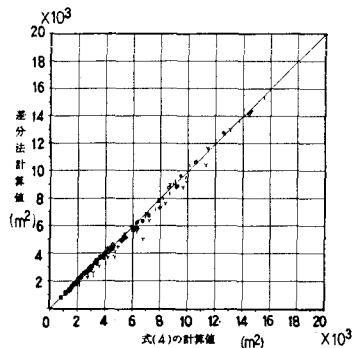


図-7 河床低下量計算結果