

跳水を伴うダム堆砂特性に関する研究

STUDY ON CHARACTERISTICS OF RESERVOIR SEDIMENTATION WITH HYDRAULIC JUMP

鈴木幸一¹・パラジュリ B. バル²・門田章宏³
Koichi SUZUKI, Parajuli B. Bal and Akihiro KADOTA

¹ 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町 3)

² 学生会員 愛媛大学大学院 理工学研究科土木海洋工学専攻

³ 正会員 博(工) 愛媛大学助手 工学部環境建設工学科

The reservoir sedimentation, in mountain rivers with steep slope like in Nepal is characterized by the water level profile with a hydraulic jump. The sediment deposition is observed in a small, steep laboratory flume with a dam, which causes a hydraulic jump in the reservoir. The bed configuration is two-dimensional without sand waves, or three-dimensional with sand waves depending on sediment sizes in the reservoir downstream of the hydraulic jump. The delta deposition is found progressively moving toward dam as well as sediment deposition toward upstream, which start from the section of the hydraulic jump. The location of the hydraulic jump is shifted to upstream side from the initial section, after the bed elevation raises due to the sediment deposition. The longitudinal bed profiles averaged over channel width can be simulated well by one dimensional analysis with the application of hydraulic jump. The simulated bed profiles and water levels were found to coincide with the observed ones for each discharge and slope of the channel.

Key Words : *Bed, Reservoir Sedimentation, Steep Channel, Hydraulic Jump, Delta*

1. はじめに

ネパールのような急峻な山岳地帯に建設されたダム貯水池においては、上流から流入する土砂が多く、ダムの貯水容量が小さくなることが問題となっている。通常射流が生じる河川にダム貯水池ができると、流水は射流から常流に変化し、いわゆる跳水現象が生じる。跳水上下流で掃流力が大きく異なるため、上流から運ばれた土砂は跳水直下流部に堆積し河床が局所的に急上昇する。その河床上昇に伴って流れ自体も変化し、局所的に堆積した土砂は流送され、なだらかな堆積形状となる。このように跳水が生じる断面の直上下流部の河床変動は非常に不安定な挙動を示す。このような状況の背砂問題は、常流下での背砂の研究^{1),2),3)}に対してあまり研究されていない。松下⁴⁾はこのような急勾配河川における背砂特性を実験的に検討し、背砂の生じ方に三つの型があることや、その堆積形状の時間的変化を明らかにしている。ただ、この研究においても、堆砂形状の時間的変化を普遍的に示せるまでには至っていない。

本研究では、跳水を伴う貯水池内での堆砂の非定常現象を実験的に明らかにするとともに、現象をある時間間隔で平均化した時の河床変動が従来の一次元河床変動計算でどの程度再現できるかについて検討する。

2. ダム堆砂現象に関する実験および考察

(1) 実験の概要

急勾配河川に設けられたダム貯水池内での背砂機構と河床変動特性を知るために、長方形一様断面水路にダム模型を設置し、上流から一定量の給砂を行うことによって、跳水断面上下流の河床変動(土砂堆積)の状況を測定する。

実験に用いた水路は全長10m(測定区間7m)幅15cmで側壁が透明なガラス製の可変勾配型循環式水路である。実験はまず、水路勾配を1/50に固定し、水路下流端に高さ7cmあるいは10cmのダムの模型を設置する。上流端から砂時計式給砂装置によって所定の一定給砂を行うが、実験砂は、粒径が0.053mm~0.21mmの範囲を持ち、平

表-1 実験条件

Runs	Sediment Size (mm)	Discharge q (cm^2/s)	Dam height W (cm)	Channel slope	Normal depth h_0 (cm)	Froude number F_{r0}	Sediment supply q_{B0} (cm^2/s)
A	2.5	200	10	0.02	2.7	1.44	0.111
B	2.5	266	10	0.02	2.8	1.81	0.089
C	2.5	333	10	0.02	3.2	1.86	0.105
D	2.5	200	7	0.02	2.5	1.62	0.113
E	2.5	266	7	0.02	2.7	1.91	0.111
F	2.5	333	7	0.02	3.0	2.05	0.111
G	0.13	200	10	0.02	2.2	1.96	0.036
H	0.13	266	10	0.02	3.0	1.63	0.031
I	0.13	333	10	0.02	3.7	1.49	0.033
J	0.13	333	7	0.02	3.7	1.49	0.038

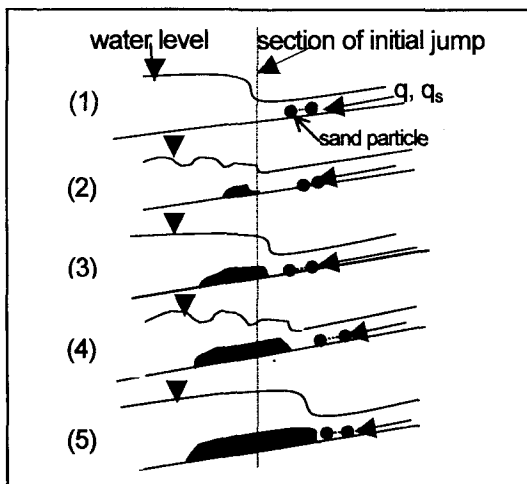


図-1 土砂堆積上流端での現象

均粒径が 0.13mm のものと粒径が 2.00mm～3.00mm の平均粒径 2.5mm の 2 種類である。

表-1 の実験条件に示す所定の流量と給砂量のもとで、ダム貯水池内での堆砂状況と水面形状の時間的変化を測定する。なお、各実験ともに上流からの砂の移動がスムーズに行われ、上流端で堆砂しないような条件下で給砂量を決定した。

跳水直下流部の堆砂や水面が急激に変化する部分は、水路側壁を通してビデオ撮影によって記録する。また、平均的な堆砂形状の測定は、水路縦断方向に移動できる台車に搭載したサーボ式河床形状測定器によって、水路中央測線とそこから左右両方向にそれぞれ 5.5cm 離れた 2 測線の合計 3 測線について河床縦断形状を連続的に測定した。また、水面形の縦断形状は透明水路側壁面で測定したが、水面形の変化が少ない場所では流下方向に 10cm 間隔で、また水面形状が大きく変化する場所では 1cm 間隔で手動で測定した。

(2) 土砂堆積過程

a) 堆積上流端

図-1 は模式的に土砂堆積上流端での現象を表したものである。上流側での射流である流れがダムで堰上げら

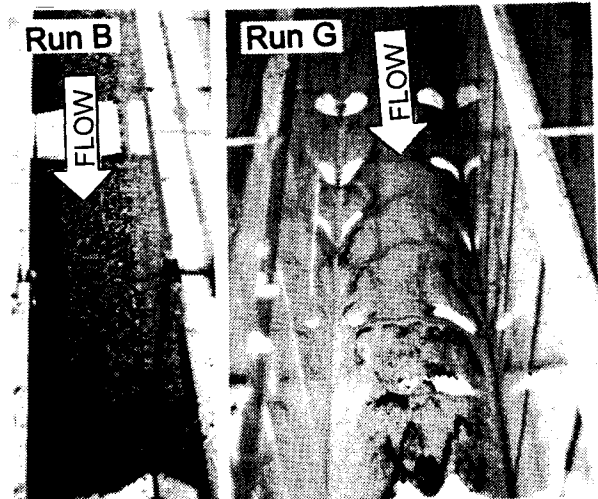


写真-1 Run B および Run G の 5 時間後の堆砂形状

れると常流へ遷移する(図-1 (1) 図)が、その跳水断面の直下流部でまず堆砂が生じる。跳水直下流部に土砂の堆積が生じると、一般的に流れは完全跳水から波状跳水に変化する(2)図)。堆積量が大きくなると流れは急に完全跳水にもどり、跳水の位置がやや上流側に移る(3)図)。その直後、跳水直下流部の堆砂により流れは再び波状跳水状態となる(4)図)。その後、堆積が上流側へ進行するとともに完全跳水(5)図)へと変化する。このように、堆砂上流端では流水が堆砂状態によって不安定ではあるが、跳水の位置および堆砂上流端は徐々に上流側へ遡上する。このような堆砂過程を松下⁴⁾は段状背砂とよび、流量に比して流砂量の少ないときに生ずる現象であるとしている。

a) 堆砂形状

写真-1 に砂粒径の大きい($d=2.5\text{mm}$)の Run B および砂粒径の小さい($d=0.13\text{mm}$)の Run G の 5 時間後の堆砂形状を示している。Run B の堆砂表面は比較的平坦で堆砂形状は 2 次元的である。Run G では、図-2 にその時の 3 測線(Zl(左岸側), Zc(中央), Zr(右岸側)およびそれらの平均(Za))の河床縦断形状を示しているが、堆積砂堆の上流部および下流部は比較的平坦な河床であるが中央部の河床形態は 3 次元的である。図-3 は、それぞれ表-1 の Run A

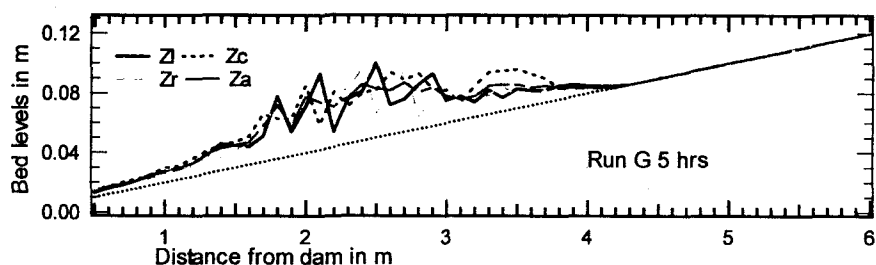


図-2 RunGの5時間後の三測線堆砂縦断形状

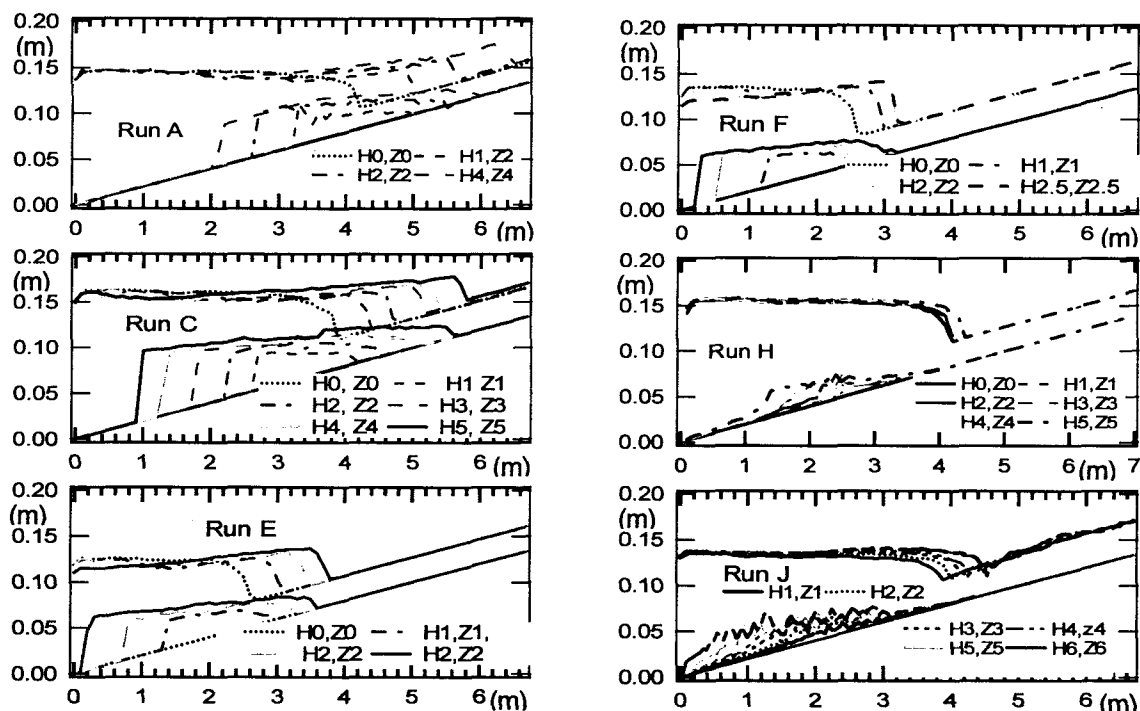


図-3 水路中央測線の河床縦断形状および水面形の時間的変化

～J の内代表的なものについて水路中央測線の河床縦断形状および水面形の時間的変化を示したものである。ただし、堆砂形状が3次元である Run G～Run Jは3測線を平均したものである。図中、H は水面、z は河床高を示し、それらの添数字は通水後の経過時間(hr)を示している。堆砂は最初の跳水の位置から主に下流に向かって進むが、上流の方へも徐々に進み、それに伴って跳水の位置も上流側に移動していくことが認められる。砂粒径の大きい場合にはデルタの形成ははっきりと認められるのに対し、砂粒径の小さい場合はデルタが明確ではなくその下流に比較的薄く堆砂していて、いわゆる先細の堆砂状態となる。ダム高が低いほど、堆砂はダムに近い場所で生じ、流量が大きいほど堆砂域の流下方向長は小さいことがわかる。

3. ダム堆砂過程の数値シミュレーション

一次元河床変動計算によって堆砂形状の数値シミュレーションを行うが、この場合跳水を伴い、堆砂の進行

とともに跳水の位置が遡上する現象が再現されなければならない。河床変動計算では、まず水面形を計算し、流下方向の微小距離 Δx 毎の各場所での河床せん断力を求め、その後差分化した流砂の連続式を用いて微小時間 Δt 間の河床変動量 Δz を計算する。

(1) 水面形計算と掃流力の計算

微小時間 Δt 内では流れは定常であるとし、基礎式

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(z + h \cos \theta + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -I_e \quad (1)$$

を差分化して解く。ここに、 z : 河床高、 h : 水深、 $\tan \theta$: 河床勾配、 α : 補正係数、 v : 断面平均流速、 g : 重力加速度、 I_e : エネルギー勾配である。所定の流量 Q に対して距離 Δx だけ離れた I 断面および I+1 断面の中間点で水深 h_i が既知である I 断面から計算したエネルギー水頭 ϕ_i と I+1 断面から計算した水頭 ϕ_{i+1} とが等しくなるように I+1 断面の水深 h_{i+1} を計算する。 I_e はエネルギー損失を表す抵抗則としてマンニングの式を用いるがマンニングの粗度係数 n は砂の堆砂状況によって異なり、各場所若

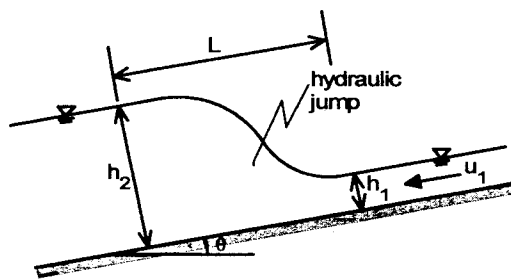


図-4 跳水現象の概要

干変化させる。跳水より下流側の常流はダム地点の所定の水深を与え上流に向かって計算し、上流側の射流は上流端で等流水深を与えて下流に向かって計算する。下流から計算した水深 h_1 と上流から計算した水深 h_2 とが共役水深の関係となる場所が理論上跳水が生じる場所である。河床が平坦であれば図-4 の記号を用いて

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1+8G_1^2}-1}{2}, G_1^2 = Fr_1^2 \left(\cos\theta - \frac{kL \sin\theta}{h_2 - h_1} \right) \quad (2)$$

で共役水深の関係が表される。この式で跳水長 L は従来種々の実験式が提案されているがここでは Smetana による $L=6(h_2-h_1)$ を用いてこの跳水区間 L 内では水深が h_1 から h_2 まで直線的に変化すると仮定する。しかし、跳水直下流部に土砂が堆積し、模式的に図-5 中の上の図のように河床が段上りとなると運動量式は、

$$y^3 + 2\eta y^2 - (2Fr_1^2 + 1 - \eta^2)y + 2Fr_1^2 = 0 \quad (3)$$

となり⁹⁾、共役水深関係はこの式(3)を用いて計算する。ここに、 $y = h_2/h_1$, $\eta = \delta/h_1$, $Fr_1 = v_1/\sqrt{gh_1}$ である。式(3)を $\eta > 0$ (段上り), $Fr_1 > 1$ に対して示せば図-5 の様になり、一般には同じフルード数 Fr_1 に対して共役関係 h_2/h_1 は2つあることがわかる。

水深 h が計算されると断面積が求まるから断面平均流速が求まる。流速分布として対数分布側を仮定すると平均流速 v と摩擦速度 u_* との比 v/u_* は次式で表される。

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{h}{k_s} \right) \quad (4)$$

ここに、 k_s は相当粗度であって、砂粒径 d あるいは河床波高のオーダーである。式(3)より摩擦速度 u_* が求まるが、水深が流下方向に大きく変化する場合には補正する必要がある。すなわち、勾配をもつ河床では同一の平均流速でも $\partial h / \partial x$ が負では流水が集中し、 u_* は大きくなり、逆に $\partial h / \partial x$ が正で圧力が下流側に上昇する場合には逆に小さくなる。椿ら¹⁰⁾と同様に、このことを考慮して u_* が次のように補正できるものと仮定する。

$$u_* = \frac{u_{*0}}{1 + \alpha(\partial h / \partial x)} \quad (5)$$

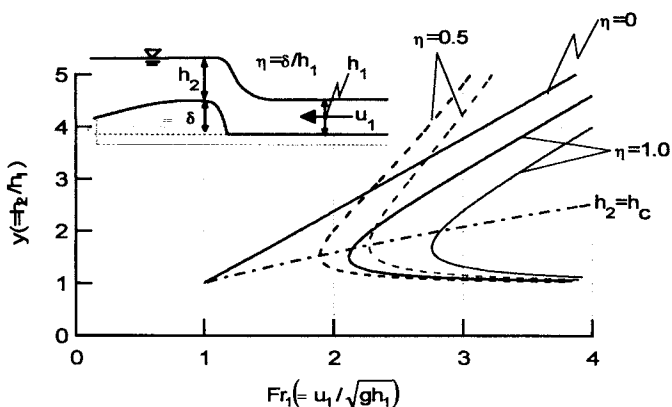


図-5 堆砂前後の共役水深

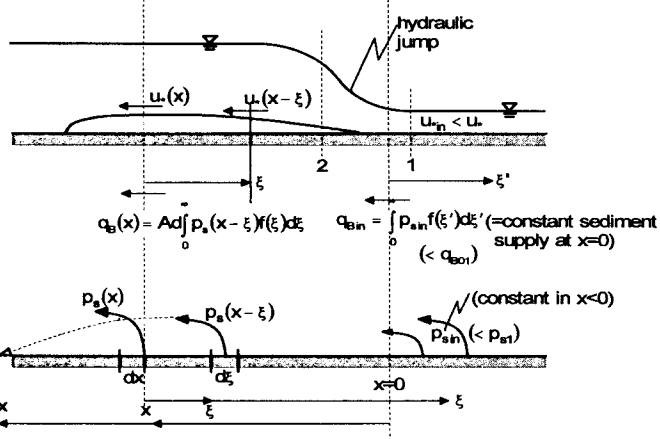


図-6 pick-up rate p_s と step length の確率密度関数 $f(\xi)$ による流砂量

ここに、 u_{*0} は(4)式から計算される u_* であり、 α は実験的に決める補正係数である。剥離を伴う逆流域や跳水のように水面形が無限大 ($\partial h / \partial x \rightarrow \infty$) になる場所では、上式(5)より $u_* \approx 0$ とみなすことができる。

(2) 河床変動計算

流砂の連続式は q_B を単位幅流砂量、 z_s を河床高とすると、

$$\frac{\partial z_s}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (6)$$

である。ここに、 λ : 砂の空隙率、 x : 流下方向座標、 t : 時間座標である。跳水前後のように流況が大きく変化する場合、平衡一様流状態と違って無限に上流からの土砂供給がないため、式(6)の q_B は非平衡状態の流砂量であって、その場所より上流の水理条件によって決定される^{7),8)}。その場所(x)における掃流力に対応する平衡流砂量を $q_{B0}(x)$ と添字 0 を付けて示すことにする。いま、跳水の発生断面を $x=0$ として x 軸を流下方向にとり、 $x=0$ 断面で一定の給砂量 q_{B0} があるとする。ただし、通常 q_{B0} は跳水より上流での掃流力に対応する平衡流砂量 q_{B01} より小さい。

砂の跳躍距離の確率密度関数 $f(\xi)$ は、 L を砂の平均跳躍距離とすると、

$$f(\xi) = (1/L) \exp(-\xi/L) \quad (7)$$

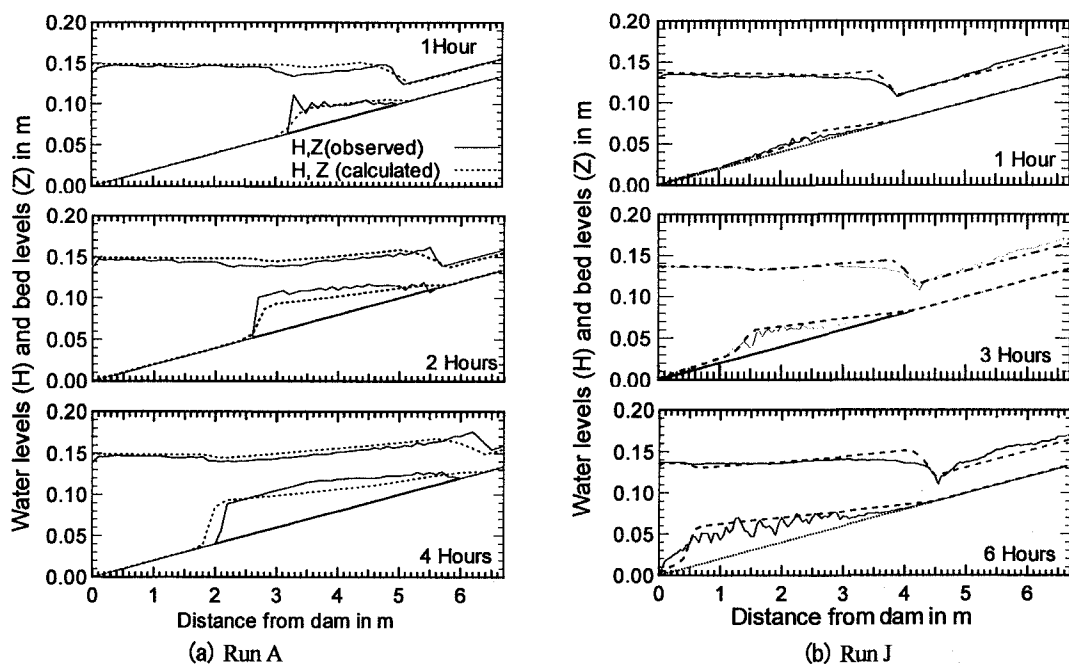


図-7 平均河床形状に関する実験値と計算値

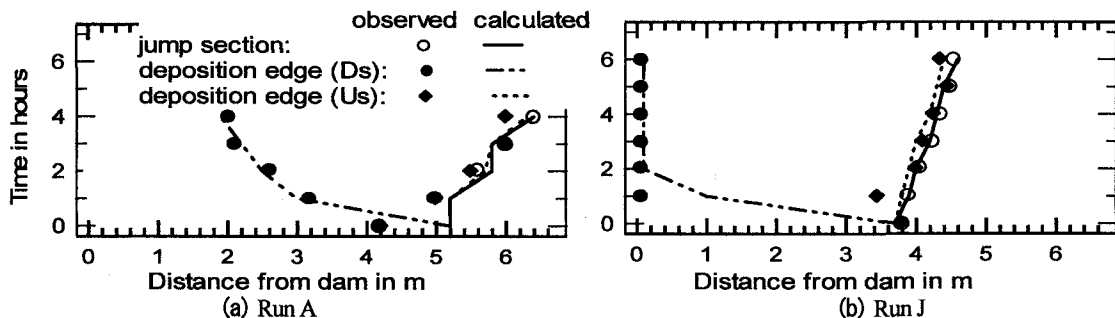


図-8 跳水位置と堆砂先端の位置に関する実験値と計算値

であり⁹⁾, $L = \lambda_1 d (\lambda_1 \approx 100)$ であることが示されている¹⁰⁾。
いま, x における掃流力によって河床の砂が単位時間当たり移動する確率を $p_s(\xi)$ とする。跳水より上流はほぼ等流と考え p_s は一定(p_{sin})であるとする。跳水より上流で移動を開始し, 下流の x 地点の Δx 区間に落下する砂量 Δq_{Bn} は, 図-6 を参照して,

$$Ad \int_x^{\infty} p_{sin}(x-\xi) \cdot f(\xi) d\xi \cdot \Delta x$$

である。ここに, d : 砂粒径, A : 定数 ($k_3 d^3 / k_2 d^3 \approx k_3 / k_2 \approx 2/3$) である。また, 跳水点($x=0$) から x 地点までの移動を開始し, $x \sim x+\Delta x$ 区間に落下する砂量は,

$$Ad \int_0^x p_s(x-\xi) \cdot f(\xi) d\xi \cdot \Delta x$$

である。一方, $x \sim x+\Delta x$ 区間から飛び出す砂量は,

$$Ad p_s(x) \cdot \Delta x$$

である。したがって, $x \sim x+\Delta x$ 区間の流砂量の変化 Δq_s は Δ

x 区間から出す量が Δx 区間に落下する量を引いたものであるから, 式(6)の $\partial q_B / \partial x$ は, 次式の様になる。

$$\frac{\partial q_B}{\partial x} = Ad \left\{ p_s(x) - \int_0^x p_s(x-\xi) f(\xi) d\xi - \int_x^{\infty} p_{sin} f(\xi) d\xi \right\} \quad (8)$$

$p_s(x)$ は中川ら¹¹⁾によって無次元掃流力 τ_* の関数で実験的に表されているが, ここでは簡単に以下のようにして求める¹²⁾。すなわち, x 地点の掃流力に対する平衡流砂量 $q_{s0}(x)$ は $q_{s0}(x) = p_s(x) AdL$ であるから,

$$p_s(x) = \frac{q_{s0}(x)}{A \cdot d \cdot L}, \quad p_{sin} = \frac{q_{sin}}{A \cdot d \cdot L} \quad (9)$$

である。したがって, 流砂の連続式(6)は, 式(8)および(9)より

$$\frac{\partial z_s}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{L} \left\{ q_{B0}(x) - \int_0^x q_{B0}(x-\xi) f(\xi) d\xi - \int_x^{\infty} q_{Bin} f(\xi) d\xi \right\} = 0 \quad (10)$$

となる。平衡流砂量式として式形の簡単な Meyer-Peter & Müller 型の流砂量式を用いると q_{s0} は,

$$q_{B0} = K\sqrt{sgd^3}(\tau_* - \tau_{*c})^m \quad (11)$$

で、 $K=8$, $m=3/2$, $\tau_{*c}=0.047$ である。微少 Δt 時間内では流れは定常であるとし、式(11)の $\tau_*(=u_*^2/sgd)$ は式(5)の u_* を用いて求め、式(10)を差分化して微少時間 Δt 内の河床高の変化 Δz_s を求めることができる。

(3) 河床変動計算結果と実測との比較

図-7(a)は砂粒径の大きい RunA の砂堆形状と水面形の時間変化の実測値と計算値の比較を示したものであって、デルタの形成および初期跳水断面から跳水位置の上流への移行および堆砂の上流への伝播特性は、実測と計算とでよく一致していることが分かる。

図-7(b)は細砂の RunJ についての実測値と計算値の比較である。形状は3次的であり、細かいところでは、ここで示したような一次元解析では再現できないものの、平均的にみれば、数値シミュレーション結果は実験の現象をよく説明し得ているといえる。

図-8(a)および(b)は、跳水の位置、堆砂の上流端(U_s)および堆砂の下流端(D_s)の計算値と実測値とを比較したものであるが、粒径の大きい砂の結果と、粒径の小さい砂でも跳水の位置と堆砂の上流端とで、計算結果は実測値をよく説明し得ている。ただ、細砂では堆砂の下流端の位置は計算では説明できていない。これは、細砂の場合は一部が浮遊状態で流れデルタより下流が先細の堆砂になっているためであり、掃流砂のみを考えたこの解析の限界を示している。

6. おわりに

本研究では、跳水を伴う貯水池内での堆砂の非定常現象を実験的に明らかにするとともに、現象をある時間間隔で平均化した時の河床変動が従来の一次元河床変動計算でどの程度再現できるかについて検討した。得られた結果は以下の通りである。

- 1) 跳水を伴う貯水池内での堆砂過程として、堆砂上流端では流水が堆砂状態によって不安定ではあるが、跳水の位置および堆砂上流端では徐々に上流側へ遡上する。砂粒径の大きい場合、堆砂表面は比較的平坦で堆砂形状は2次的であるが、砂粒径の小さい場合には堆積砂堆の上流部および下流部は比較的平坦な河床であるが中央部の河床形態は3次的である。
- 2) 砂粒径の大きい場合にはデルタの形成がはっきりと認められるのに対し、砂粒径の小さい場合は、デルタが明確ではなくその下流に比較的薄く堆砂していて、いわゆる tapering 堆砂状態となる。ダム高が低いほど、堆砂はダムに近い場所で生じ、流量が

大きいほど堆砂域の流下方向長は小さい。

- 3) 跳水を伴い、堆砂の進行とともに跳水の位置が遡上する現象を再現するための一次元河床変動計算を試みた。砂粒径の大きい場合、砂堆形状と水面形の時間変化について、デルタの形成および初期跳水断面から跳水位置の上流への移行および堆砂の上流への伝播特性は、実測と計算とでよく一致していた。一方、砂粒径が小さな場合は、砂堆形状が3次的であるため、細かいところでは一次元解析では再現できないものの、平均的にみれば数値シミュレーション結果は実験の現象をよく説明できた。ただ、堆砂の下流端の位置は計算では説明できていない。これは、細砂の場合は一部が浮遊状態で流れデルタより下流が先細の堆砂になっているためである。

参考文献

- 1) Morris, G. L. and Fan, J. : Design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use, McGraw Hill Publication, Chapter 10.1, 1997.
- 2) 芦田和男・岡部健士: 貯水池堆砂の数値計算法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第25号, B-2, pp.389-400, 1982.
- 3) 芦田和男・藤田正治: 貯水池堆砂の数値シミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第30号, B-2, pp.457-474, 1987.
- 4) 松下玄: 急勾配河川における背砂—長方形断面, 直線河川の場合—, 農業土木学会論文集, 第66号, pp.48-54, 1976.
- 5) 長谷川和義: 山地河川の形態と流れ, 1988年度(第24回)水工学に関する夏期研修会講義集, A コース, pp.A8-1~22, 1988.
- 6) 椿東一郎・渡辺訓甫・定村寛文: 砂礫堆の形成について, 第26回土木学会年次学術講演会概要集, II-68, 1971.
- 7) Tsuchiya, Y. : On the mechanism of the local scour from flows downstream of an outlet, Proc. 12th Congress of IAHR, Vol.3, 1967.
- 8) 斉藤隆: 水平噴流による洗掘に関する研究, 土木学会論文報告集, 第282号, pp.53-63, 1979.
- 9) 矢野勝正・土屋義人・道上正規: 砂礫の流送機構の確率過程としての特性について, 京都大学防災研究所年報, 第11号, B-2, pp.61-72, 1968.
- 10) Einstein, H. A. : The bed load function for sediment transportation in open channel flows, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, p.78, 1950.
- 11) 中川博次・辻本哲郎: 水流による砂礫の移動機構に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第244号, pp.71-80, 1975.
- 12) 鈴木幸一: 円柱橋脚周辺の静的洗掘に関する研究, 土木学会論文報告集, 第313号, pp.47-54, 1981.

(1999. 9. 30受付)