

ダムの背砂に関する研究(I)

——貯水池における砂堆の運動機構について——

矢野勝正・芦田和男・定道成美

STUDY ON RESERVOIR SEDIMENTATION (PART I)

by Dr. Eng. Katsumasa YANO, Dr. Eng. Kazuo ASHIDA
and Shigemichi SADAMICHI

Synopsis

The bed profile by the deposited sediment in reservoir for bed load generally takes the form of delta and the movement of this delta is very important factor on the sediment problem in reservoir.

In this paper, authors considered theoretically and experimentally on the hydraulic behaviors of the delta and made clear the hydraulic properties of the front of the delta such as the depth and the locus of the front.

With the use of the results, authors established the method to calculate the bed profile by the deposited sediment, and verified it by the experiments

1. 緒 言

近年、わが国においては、洪水調節や水資源開発の目的で各種の容量を持つ貯水池が続々と築造されつつある。しかしながら、わが国は地形急峻でかつ降雨量が多いことなどのために、河川への流出土砂量は一般に大であり、これが貯水池に堆積することによつて、いろいろの障害があらわれはじめてゐる。すなわち、貯水池の土砂堆積は、一方では有効水貯量を減少させるとともに、他方では流入河川の河床上昇による洪水位の上昇や排水不良地帯の拡大など治水上の障害を与える場合もある。

こうした問題を予知し、適切な対策を立てるためには、流入土砂の量およびそれがいかなる形で堆積するかを明らかにしなければならない。

貯水池の土砂堆積には、掃流流砂によるものと浮遊流砂によるものがある。この中、本研究においては、掃流流砂によるものを取扱う。

掃流流砂による貯水池の埋没は、一般に、砂堆*(デルタ)と呼ばれる形式で行なわれ、砂堆の前面で河床こう配は急変することは周知のとおりである。貯水池の埋没過程の解明には特にこのデルタの運動を知ることが必要であつて、従来より、こうした点を含めて、せきによる堆砂現象の実験的理論的研究が Harrison¹⁾、杉尾^{2)~5)}、吉良および横瀬^{6)~7)}、山岡⁸⁾ らによつて行なわれてきた。特に杉尾は堆砂現象に関する多くの実験を行ない、次元解析の実験式を導き、岩垣^{9)~10)} の提案した特性曲線法による解析法を基本として、さら

* ここでは、貯水池におけるデルタ状の堆積物を砂堆とよび、これを現象的な面から見た場合、堆砂または堆砂現象とよび両者を区別する。また砂堆の前面は段丘の形をなすが、その頂を砂堆の肩とよぶ。

にこれを一層よく実験結果に合致するよう改良した実用解析法を提案している。

これらの研究においては、砂堆の肩上の水理特性やその運動機構に関する取扱に不明確なところがあるように思われる。しかしながら、さきにも述べたように砂堆の肩の運動は、掃流流砂による貯水池の埋没過程を取扱っていく上で非常に重要な問題であり、合理的な解明が望まれる。そこで著者らはこうした点について理論的考察を加え、その特性を明らかにするとともに、この結果にもとづいて堆砂過程の一算定法を提案するものである。

2. 貯水池における砂堆の運動に関する実験

(1) 実験装置と方法

従来、せきによる堆砂現象に関する実験は数多く行なわれ実験的事実がかなり明らかにされているが、ここでは、主として砂堆の運動に着目して、これらの事実の確認とさらに従来とはかなり異なった実験事実を得ることを目的として実験を行なった。

実験に用いた水路は、長さ18m幅および深さ20cmのペンキ仕上鋼製水路であり、下端より3m～10m間は両側面ガラス張りである。

給砂装置は、砂をためるための四角の Box を持ち、その下部はロート状にせばまり、最下端に穴が空いている。この穴は水平な中細の Pipe に連らなり、その Pipe 内にはめたスクリューをモーターで回転させることにより、一定量の砂を押し出すようにした。

実験に用いた砂は、Fig. 1 に示す粒度分布のものであり、その中央粒径は0.04cmである。

実験の種類は Table 1 のとおりである。

実験 IV, V および VI は、実際の場合への応用を意図して、水路下流端より1mの地点に高さ18cmの第1のせきを、さらに8m上流に高さ10cmの第二のせきを設けた場合の実験である。河床こう配は第1せきの上流において $\frac{1}{100}$ 、第二せきの上流において $\frac{1}{200}$ とした。

水位および河床の測定は水路断面の中央部のみで行なった。実験 I, II および III に対しては、縦断方向の測定は25cm間隔とし、最初の3～4時間は30分ごとに以後は1時間ごとに行なった。

実験 IV, V および VI に対しては、河床は50cm間隔で20分ごとに測定した。

(2) 実験結果

実験 I の場合は、せき上げ量が大きく、水路全長にわたって水面形はほとんど水平の場合である。給砂し

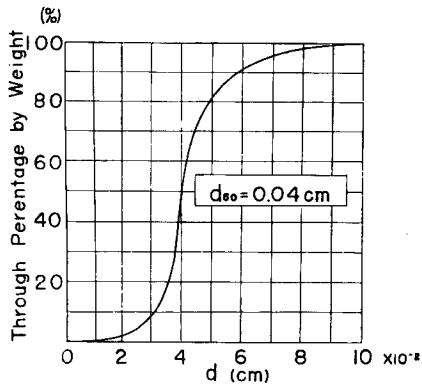


Fig. 1 Grain-size accumulation curve of used sand

Table 1

NO. of Exp.	NO. of weir	Hight	q (m ³ /s·m)	Q _B (gr/s)	Bed slope
I	1	5cm	2.5×10^{-2}	5	$\frac{1}{800}$
II	1	8.5	5×10^{-2}	5	$\frac{1}{800}$
III	1	5	5×10^{-2}	5	$\frac{1}{800}$
IV	1	18	2.44×10^{-2}	25	$\frac{1}{100}$
	2	10			$\frac{1}{200}$
V	1	18	2.44×10^{-2}	13	$\frac{1}{100}$
	2	10			$\frac{1}{200}$
VI	1	18	2.44×10^{-2}	0	$\frac{1}{100}$
	2	10			$\frac{1}{200}$

た砂は水路床を転動して、せき上流7~8mぐらいまで流下し、20分後には8~9mより上流に砂澱の発生をみた。しかし砂澱といっても谷部は水路床が露出しており、お互いがまだ連らなっていない状態である。給砂開始後60分に砂澱が互に相連らなり、120分頃に、せき上流9.5m付近に砂堆前面のいわゆる段丘形の発生を見た。この砂堆の前面はしだいに厚さを増しながら、下流に向かって移動する。この様子を示したものが、**Fig. 2**であって、この図から次のことが認められる。

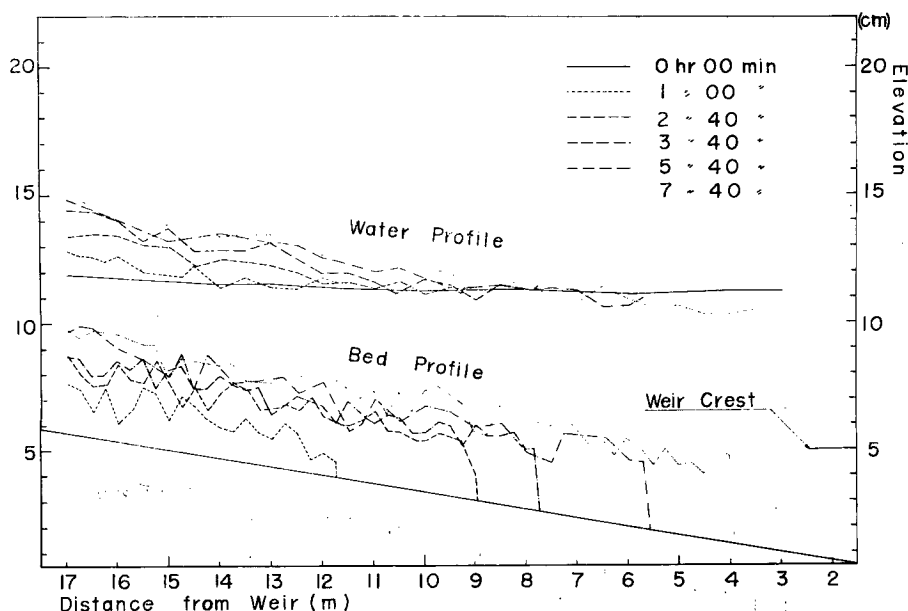


Fig. 2 Change of water-surface and bed-profile with time, in the case of Exp. I

(i) 砂堆の肩は、砂澱のために上下に振動しながら流下するが、この実験の場合には、平均的にはすでに杉尾博士が明らかにしたように、ほぼせきクレスト面上を直進する。

(ii) 砂堆の肩を流下した砂は、ごく一部は浮遊の形で流下するが、大部分は砂堆の前面にたまる。

(iii) 砂堆肩上の水深は砂の移動限界水深よりかなり小さく、むしろ上流部の水深に近い。

実験Ⅱは実験Ⅰに比べて、給砂量は同じにして流量を2倍にした場合であり、河床および水面形状の時間的な変化を示したものが**Fig. 3**である。実験Ⅰと著しく異なる点は、砂堆肩の平均的な進行面がせきクレスト面より低いところにあることであり、このことは杉尾博士の実験などには見受けられない。

実験Ⅲは実験Ⅱに比べて、せき高のみ低くした場合であり、河床および水面形状の時間的な変化を示したものが**Fig. 4**である。砂堆肩は実験Ⅱと同様、せきクレスト面よりかなり低いところをとっているようであるが、砂堆前面の厚さは、せき高が低いことのため低く、砂澱の高さと同じ程度であって、砂堆前面の位置を明瞭に見分けることができない。

実験Ⅳ、ⅤおよびⅥはほぼ同様な種類の実験でただ給砂量のみが異なる。初期水面形状は第二ぜきより上流でほぼ等流状態、第一ぜきと第二ぜきの区間は、第一ぜきのせきあげのためにほとんど水平で、ちょうど第二ぜきのクレスト付近を通る水平面となっている。したがって、第二ぜきは完全越流となり、せき下流50cmぐらいで一様な流れに回復している。さて、砂はさかんに第二ぜきを越えて流れ、それらはせき下流50cmぐらいのところに砂堆の形で堆積し、その後急激に発達しながら流下する。実験ⅣおよびⅥに対して砂堆の発達過程を示したものが**Fig. 5**および**Fig. 6**であって、砂堆の肩は、前者の場合はほぼせきのクレスト面上を移動しているに対して、後者の場合は、せきよりかなり低いところを進行している。

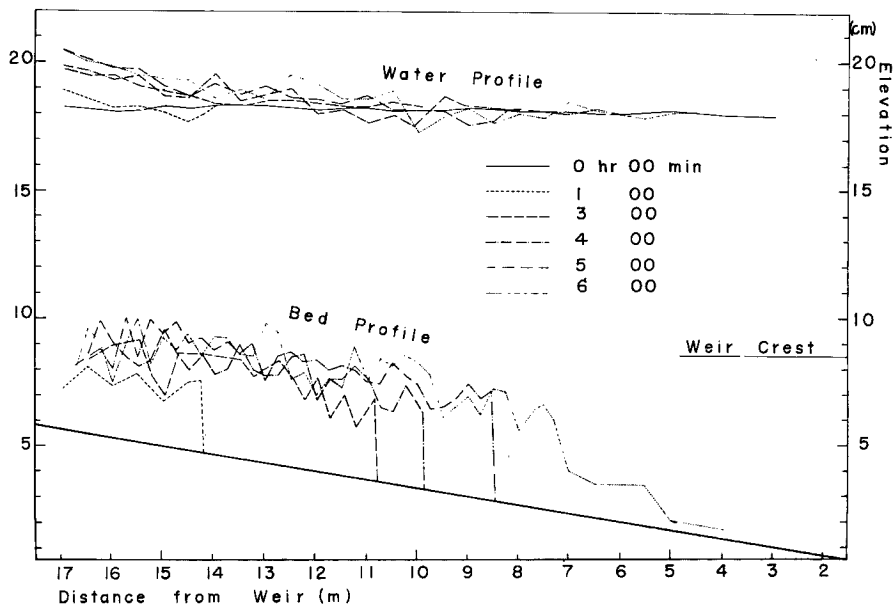


Fig. 3 Change of water-surface and bed-profile with time, in the case of Exp. II

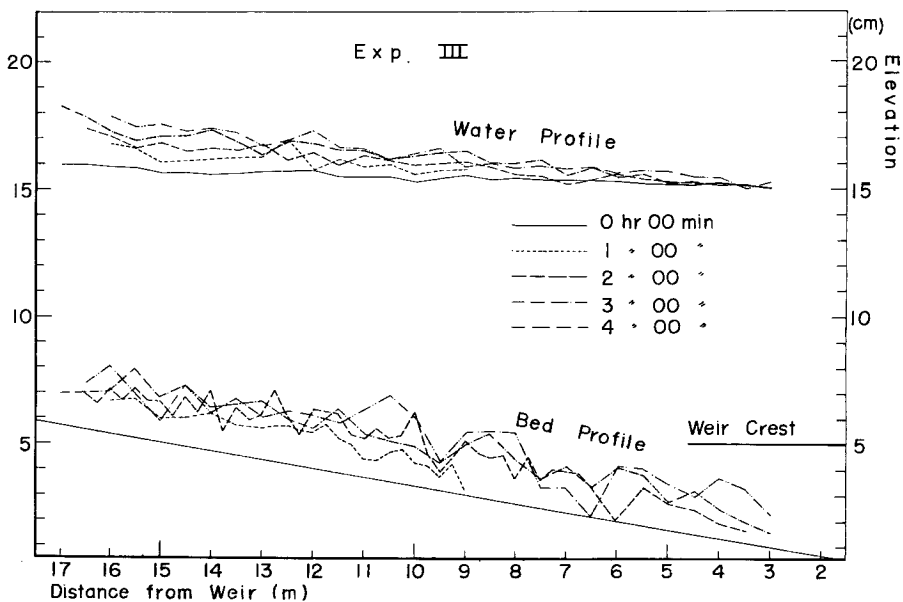


Fig. 4 Change of water-surface and bed-profile with time, in the case of Exp. III

この違いは、第二ぜきを越えて流下する砂の量が前者に比べて後者が少ないためによるものと考えられる。このように貯水池内の砂堆の挙動は、砂堆の肩の運動に特徴づけられしかもこれが流量、流砂量および下流水位によって異なる事実からして、これについての理論的考察を行なうことが重要かつ緊急なものであると

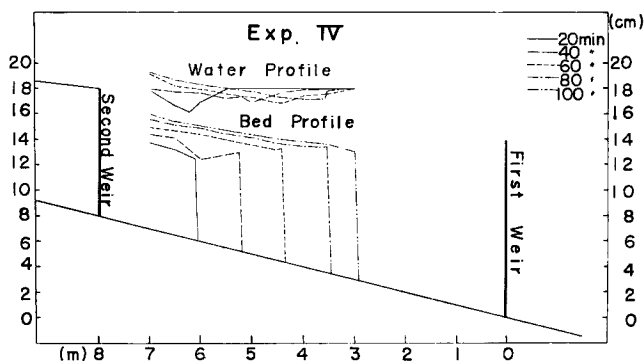


Fig. 5 Change of water-surface and bed profile with time, in the case of Exp. IV

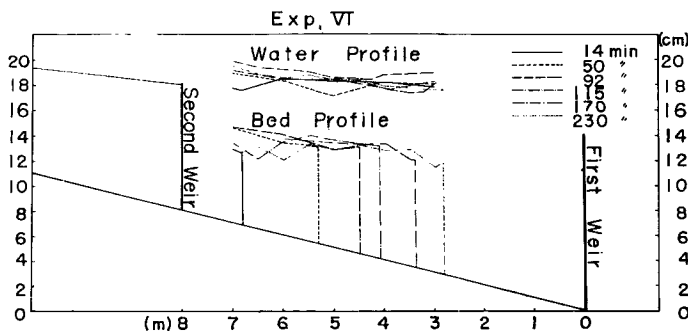


Fig. 6 Change of water-surface and bed profile with time, in the case of Exp. VI

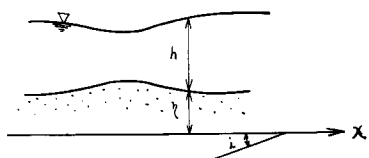


Fig. 7 Schematic sketch of flow

ここに入は空隙率である。一方抵抗法則として Manning 式を用いると、

$$u_*^2 = \frac{n^2 \cdot g Q^2}{B^2 h^{7/3}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

以上の諸式から、 $\frac{dB}{dx} = 0$ の場合に対する河床変動をあらわす方程式として次式を得る。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \psi(h) \left\{ 1 - \left(\frac{h_0}{h} \right)^3 \right\}^{-1} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} = \psi(h) \left\{ i - \frac{n^2 Q^2}{h^{10/3} B^2} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{h_0}{h} \right)^3 \right\}^{-1} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに

$$\psi(h) = \frac{7}{6} \frac{\alpha \cdot g^{m+1/2} Q^{(2m+1)} n^{(2m+1)}}{(1-\lambda) B^{(2m+1)}} \cdot \frac{1}{h^{1/2}} \left\{ \frac{1}{h^{7/3}} - \frac{1}{h_K^{7/3}} \right\}^m \left\{ 1 + \frac{2m}{1 - (h/h_K)^{7/3}} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

思われる。

3. 貯水池における砂堆の運動に関する理論的考察

(1) 基礎方程式

座標軸を Fig. 7 のようにとり、河床の変動が極めて緩慢であるとするとき、広幅員長方形水路に対する水流の運動方程式は、

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) = i - \frac{\partial(h+\eta)}{\partial x} - \frac{u_*^2}{gh} \quad \dots\dots\dots (1)$$

となり、水流の連続式は、

$$Bhu = Q = \text{Const} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここに、B は河幅、 u_* は摩擦速度である。

さらに流砂量公式として Brown 型を用いると、単位時間、単位時間当りの掃流流砂量 q_B は

$$q_B = \alpha u_* (u_*^2 - u_{*c}^2)^m \quad \dots\dots\dots (3)$$

である。ここに、

$$\alpha = K d / [(\sigma/\rho - 1) g d]^m \quad \dots\dots\dots (4)$$

で、K, m は常数、d は粒径である。

また流砂の連続式は次のようになる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) B} \frac{\partial (q_B \cdot B)}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

h_0 は限界水深, h_K は砂の移動限界水深である。

水路幅が狭くてその影響を考慮しなければならない場合や, さらに一般に側壁の粗度と河床の粗度が異なるような場合には上式はそのまま用いることができない。

いま, 抵抗の線型性を仮定し, かつ全径深を側壁と河床の支配する径深に分けて考える Einstein の方法にしたがって, この場合の補正方法を考えてみる。側壁および河床の粗度係数をそれぞれ n_s および n_b とし,

$$\xi = \left\{ 1 + \left(\frac{n_s}{n_b} \right)^{3/2} \cdot \frac{2h}{B} \right\}^{-1/2} \dots\dots\dots (9)$$

とおけば, (8)式は

$$\psi(h) = \frac{7}{6} \frac{(gQ^2n^2)^{m+1/2}}{(1-\lambda)B^{(2m+1)}} \frac{\xi^{(2m+1)}}{h^{13/6}} \left\{ \frac{1}{h^{7/3}} - \frac{1}{h_K^{7/3}} \left(\frac{\xi_K}{\xi} \right)^2 \right\}^m \left\{ 1 + \frac{2m}{1 - (h/h_K)^{7/3} (\xi_K/\xi)^2} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となる。ここに ξ_K は砂の移動限界水深 h_K における ξ の値である。

すなわち, 側壁の影響を考慮する必要のある場合には, (7)式はそのままにして, (8)式の代りに(10)式を用いればよい。

(2) 砂堆前面の特異性と基礎方程式

さきにも述べたように砂堆の前面においては河床こう配は急変して水流は河床からはく離するので上に述べた河床変動の基礎方程式はそのままでは適用できない。そこで, この点に対して実験事実から得られる2, 3の仮定を設けて, 砂堆前面の運動をあらわす基礎式を導こう。設けた仮定はつぎのとおりである。

- (i) 砂堆前面の傾斜角はほぼ砂の水中安息角になる。
- (ii) 砂堆前面で水流ははく離し, 砂堆の肩を通過した全流砂はそのまま砂堆の前面に堆積する。
- (iii) 砂堆肩より上流に関しては河床変動に関する一般的な手法が使える。
- (IV) 砂堆肩の鉛直上昇成分はその進行成分に比して小さい。

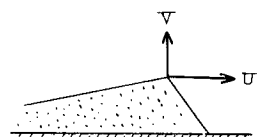


Fig. 8 Schematic sketch of delta

さて著者らは砂堆肩の進行方向を, **Fig. 8** に示すように, 基準面に対して平行な進行速度 U とそれに直角な方向の上昇速度 V とに分け, その合成速度のなす方向であると考えて取扱う。

まず, 進行速度 U は砂堆肩を通過する全流砂がその前面に堆積するとして求める。時間 Δt の間に砂堆肩を通過する流砂量は

$$\begin{aligned} q_{BF} \cdot \Delta t B &= \alpha u_* (u_{*f}^2 - u_*^2)^m \Delta t \cdot B \\ &= \frac{\alpha (n^2 Q^2 g)^{m+1/2}}{B^{(2m+1)}} \frac{1}{h_f^{7/6}} \left(\frac{1}{h_f^{7/3}} - \frac{1}{h_K^{7/3}} \right)^m \Delta t \cdot B \end{aligned} \dots\dots\dots (11)$$

であり, ここに, u_{*f} は砂堆肩上の摩擦速度, h_f は砂堆肩上の水深, q_{BF} は砂堆肩上の流砂量, B は河巾である。

次に **Fig. 9** を参照して, Δt 時間内に砂堆肩が距離 Δx だけ進んだとすると, 流砂の連続式より近似的に, 次式がえられる。

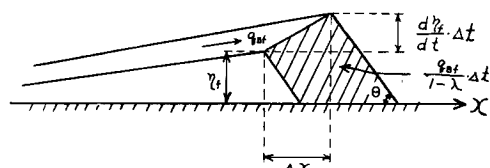


Fig. 9 Schematic sketch of delta front

$$\begin{aligned} \frac{q_{BF}}{(1-\lambda)} \Delta t \cdot B &= \left[\left\{ \eta_f + \frac{1}{2} \frac{d\eta_f}{dt} \cdot \Delta t \right\} \Delta x \right. \\ &\quad \left. + \frac{d\eta_f}{dt} \Delta t \eta_f \cot \theta \right] \cdot B \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

ここに, η_f は基準面よりの砂堆肩先端の高さ, θ は砂の水中での安息角である。したがって, 進行速度 U は,

$$U = \lim_{\Delta x, \Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{dx}{dt} = \left\{ \frac{q_{Bf}}{(1-\lambda)} - \frac{d\eta_f}{dt} \cdot \eta_f \cot \theta \right\} \frac{1}{\eta_f} \dots\dots\dots (13)$$

となる。一方、鉛直方向の上昇成分 V は、

$$V = \lim_{\Delta \eta, \Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta \eta_f}{\Delta t} = \frac{d\eta_f}{dt} = \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_f + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_f \frac{dx}{dt} \dots\dots\dots (14)$$

ここに、添字 f は砂堆肩上で値を示す。

いま $d\eta_f/dt$ が $q_{Bf}/(1-\lambda)$ に比して小さいとみなすと(13)式は、

$$U = \frac{dx}{dt} = \frac{q_{Bf}}{(1-\lambda)\eta_f} \dots\dots\dots (15)$$

となり、砂堆肩の基準面に対する運動方向の角度 I は、

$$I = \frac{V}{U} = \frac{1}{U} \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_f + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_f \dots\dots\dots (16)$$

となる。そこで、(16)式の $\left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_f$ に(7)および(10)式を用いると、角度 I は、

$$I = \frac{7}{6} \frac{\eta_f}{h_f} \left\{ 1 + \frac{2m}{1 - (h_f/h_K)^{7/3} (\xi_K/\xi)^2} \right\} \left\{ \frac{i - (\partial \eta / \partial x)_f - n^2 Q^2 / B^2 h_f^{10/3}}{1 - (hc/h_f)^3} \right\} + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_f \dots\dots\dots (17)$$

となる。いま砂堆肩上の水深を h_f 、その下流前面の水深を h_t とすると、両者の間に運動量保存の法則を適用すると、

$$\rho h_t u_t^2 - \rho h_f u_f^2 = \rho g \{ (h_f + \eta_f)^2 - h_t^2 \} / 2 \dots\dots\dots (18)$$

が成り立つ。ここに、 u_t は水深 h_t に対する流速、 u_f は水深 h_f に対する流速で、

$$B h_t u_t = B h_f u_f = Q \dots\dots\dots (19)$$

を満足する値である。ゆえに(18)と(19)より

$$\frac{2 h_t Q^3}{h_t^3} + h_t^2 = \frac{2 h_f Q^3}{h_f^3} + (h_f + \eta_f)^2 \dots\dots\dots (20)$$

となる。したがって(20)式より砂堆肩の高さ η_f と下流水深 h_t が解けると、肩上水深 h_f が解け、(15)式および(17)式により砂堆肩の軌跡を求めることができ、さきに述べた砂堆の肩が移動する軌跡が流量、流砂量および下流水位によって異なるという事実を説明しうが、これについては実験結果の比較のところで述べる。

4. 貯水池における掃流流砂による堆砂の算定法

(1) 計 算 方 法

以上の考察にもとづいて、流量および流入土砂量が与えられた場合のせきによる堆砂形状を算定する方法を具体的に述べよう。

(i) まず最初は砂堆が形成されていないから、(7)および(8)式を用いて河床の変動を計算しなければならない。まだ、砂堆の発生の機構は十分解明されていないが、上の計算を進めていくと、背水終端付近に砂堆らしきものの発生を見るはずである。これを初期河床として、すでに述べた砂堆の運動を追跡していく方法で計算を進めればよい。初期河床の与え方が多少異なってもその影響は時間の経過とともに比較的すみやかに消えるようであるから、(7)および(8)式を用いて初期河床を求めるかわりに背水終端付近に適当な砂堆形状を仮定して、計算を行なっても、実用上は差しつかえないものと思われる。しかし砂堆の発生機構に関しては、さらに理論的な取扱いを行なう上において重要であり、また興味のある問題でもあるから、今後検討したいと考えている。

(ii) せきの位置において水位を与え、与えられた流量に対して砂堆前面まで背水計算を行なう。この際一般の貯水池では水面はほぼ水平であるとして差しつかえないであろう。

(iii) 初期河床形と砂堆前面の水深を用いて、(20)式により砂堆肩上の水深 h_f を求める。

(iv) (19)式および(17)式における、 q_{Rf} , h_f , η_f および $\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)_f$ として時刻の最初の値を用いることにすれば、これらは known であるから、同式より、 Δt 時間後の砂堆の肩の位置を求めることができる。

(Fig. 9 参照)

(V) Δt 時間後の $\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)_f$ は(7)および(8)式を用いて求めるのが合理的であるが、これは実際上非常に手数を要するので、次のような実用的な方法を用いることにする。すなわち、実験結果によれば、砂堆の上流面はほぼ直線的であるとみなすことができるので、「ある時間内において上流より下流した掃流砂量と砂堆の肩を通過した掃流砂量の差が、砂堆の上流面に直線的に堆積する。」と仮定した。すなわち、Fig. 10 において砂堆面が途中で切れているような場合（この地点にせきなどがあって上下流の河床が不連続になるような場合）には、{Fig.10 (b)}

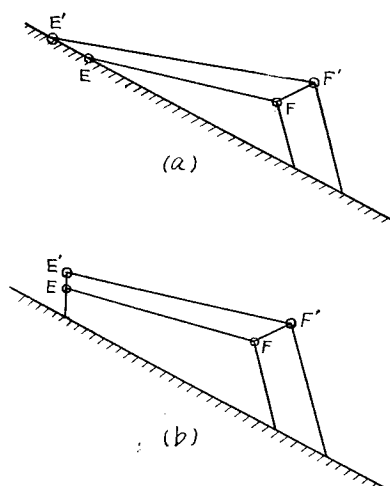


Fig. 10 Schematic sketch of delta movement

$$\square FF'E'E = \{q_{Ro} - q_{Rf}\} \Delta t / (1 - \lambda) \dots\dots(21)$$

砂堆面が上流におよぶ場合には、}Fig. (a)}

$$\square FF'E'E = \{q_{Ro} - q_{Rf}\} \Delta t / (1 - \lambda) \dots\dots(22)$$

となり上式により Δt 時間後の砂堆面 $F'E'$ のこう配

$$\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)_f \text{ を求めることができる。}$$

このような取扱は、全く実用的であって、砂堆が進行過程にある場合には実験結果によってもほぼ妥当と思われるが、砂堆がダムに到達して、さらに背砂が上流にのびて行くような場合についても適用されるかどうかは今後検討を要する。

(vi) 以上の計算を繰返し行なえばよい。

(2) 計算値と実験値との比較

以上の計算方法を実験値に適用して、その方法の適用性を検討してみよう。まず最も問題になるのは粗度係数および流砂量式である。これらの精度いかんは計算結果の信頼性を決定するといっても過言ではない。しかし現在のところ、これ

を正確に予知することはむずかしいので、これらの値については一応実測値を用いて、計算方法の妥当性を検討することにする。もちろん、粗度係数の値を時間的にまた場所的に適当に変化させれば、計算結果と実験結果とはよく一致するようにはできるわけであるが、このような方法では、その法則が明らかでない限り無意味であるので、ここでは、全区間、全時間にわたって粗度係数は一定値を用いる。

つぎに問題になるのは、最初の砂堆の形をいかに仮定するかである。ここでは一応実験結果を参照して、決定したが、さきにも述べたようにこの定め方の差異にもとづく影響は時間の経過とともに急速に消失するようであるので、実際の算定に際しては、背水終端付近に適当な形の段丘を仮定してもよいものと思われる。

実験 I 計算に用いた諸量はつぎのとおりである。 $q = 2.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ $Q_{Bo} = 5 \text{ gr/s}$, $n = 0.0139$, $m = 1.8$, $k = 10$ 。砂堆肩上の水深の計算値は、Fig. 11 に示すように実測値とかなりよく一致する。また、砂堆肩上の水深は、時間的にほとんど変化しないようであり、流量および流砂量の一定値に対して、一定の値を取るものと考えられる。一方貯水池内においては水面がほぼ水平であるから、したがって砂堆の肩はほぼ水平面上を移動することとなる。しかも砂堆肩上の水深は、一定の流量に対しては流砂量が小さくなるほど、また一定の流砂量に対しては流量が大きくなるほど、大きくなるから、砂堆の肩はより低い水平面上を移動することとなる。なおこの場合の限界移動水深は 10cm であり、砂堆肩上の水深はこれに比してかなり小さい。次に砂堆の進行過程に対する計算値は、Fig. 12 に示すように実測値とかなりよく一致しており、この計算

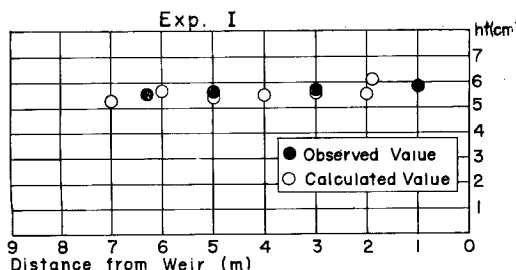


Fig. 11 Comparison of calculated values for depth on delta front and experimental results

方法の妥当性を実証しているものと思われる。

実験Ⅱ この実験の場合は $q=5.0 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sm}$ $Q_{B0}=5 \text{ gr/s}$ であり、実測の結果 $n=0.0147$, $m=2$, $k=10$ を得た。これらの値を用いて、実験Ⅰと同様に数値計算を行なった結果は、**Fig. 13** に示すように砂堆の肩はせきクレスト面よりかなり低い水平面上を移動することになり、実測値とかなりよく一致する。

また砂堆肩上の水深は12.1cm 前後の値となっており、この場合の限界移動水深22.8cm に比べてかなり小さい。

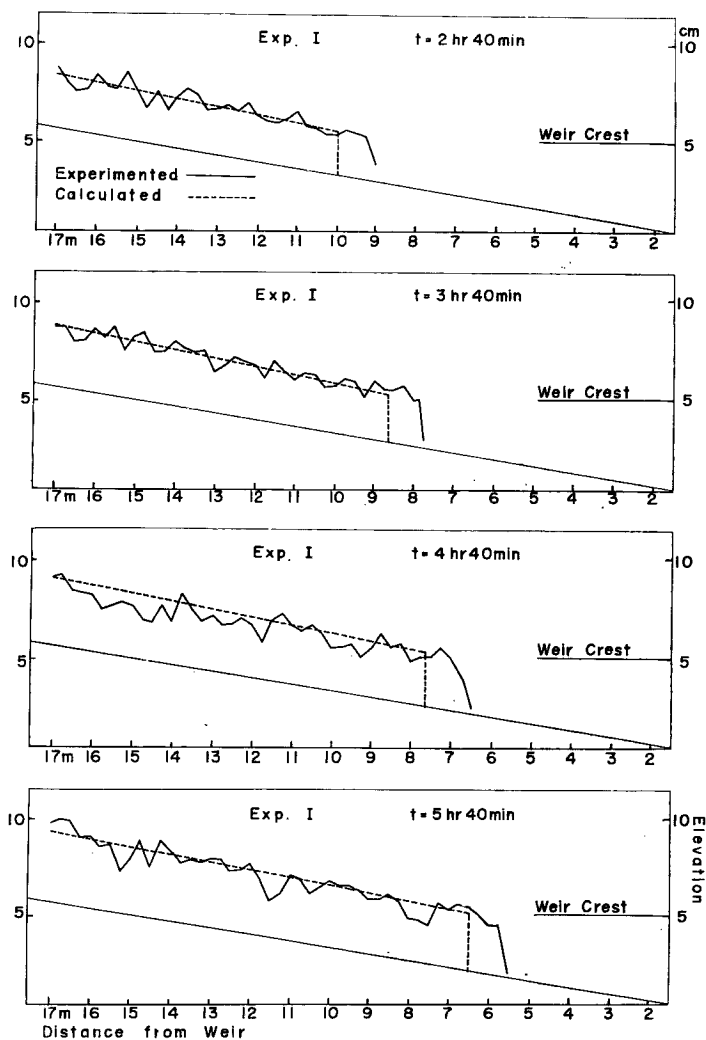


Fig. 12 Comparison of calculated delta profiles in reservoir and experimental results (1)

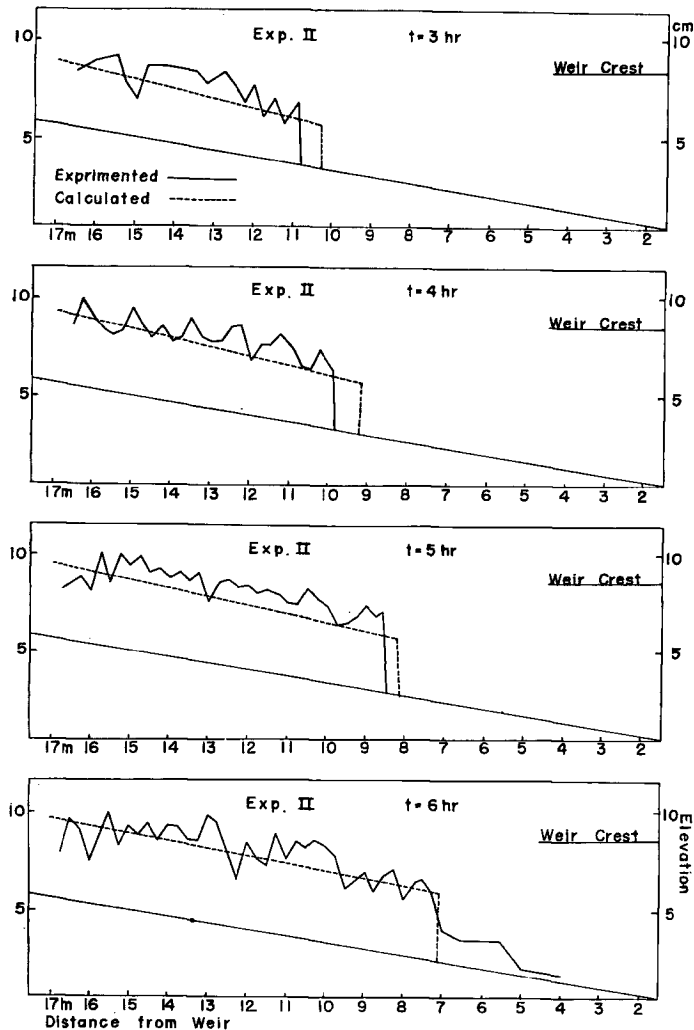


Fig. 13 Comparison of calculated delta profiles in reservoir and experimental results (2)

杉尾博士の実験

杉尾博士が行なった多くの実験の中、ここでは一例として、 $K-X$ についてこの計算法を適用した結果と実験値とを比較してみよう。この場合は $q=1.15 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ $q_{B0}=1.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ であり、 n 、 m および k は実測値、 $n=0.015$ 、 $m=1.25$ 、 $k=6.5$ (杉尾氏は $k=5.6$ としている) を用いて計算した結果は Fig. 14に示すように実測値とかなりよく一致する。

以上の取扱においては、 n 、 m および k の値は実測値を用いており、しかもそれぞれの場合において異なる値を用いているので、実際の適用に当たっては、これらの値をいかに定めるかが問題となる。これは移動床における抵抗法則式および掃流流砂量式の問題であって、現在の知識の段階では、これについての正確な解答を与えることは困難である。したがって、現在提案されている諸式によらなければならないが、これらの諸式はいずれも高い精度を持っているとは考えられず、これが、河床変動など土砂水理学に關係する諸問題を取扱っていく上の限界を作っている。したがってこれらの諸式の精度向上が、こうした問題を取扱って

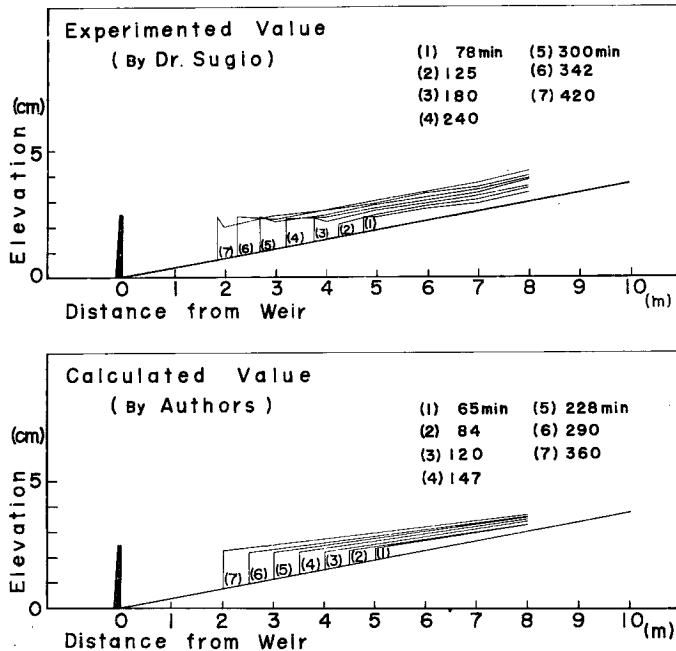


Fig. 14 Comparison of calculated delta profiles in reservoir and experimental results (3)

く上の根本であると考えられる。

5. 結 論

掃流流砂による貯水池の堆砂は砂堆（デルタ）の形で行なわれ、この砂堆の肩の挙動は、貯水池の埋没過程を究明する上で非常に重要なものである。こうした意味から、本研究は、砂堆の肩の挙動に注目して、実験的研究を行なうとともに、これについて理論的考察を試み、さらにこの結果を用いて、掃流流砂による堆砂の算定法を提案したものであるが、本研究によって明らかにされた諸点を列挙すれば次のとおりである。

(1) 砂堆肩は、流量、流砂量および下流水位が一定であれば、大体水平面上を移動していくが、その高さは従来いわれているように必ずしもせきクレスト面を通らない。

(2) 砂堆肩上の水深は、流量および流砂量が一定であれば、ほぼ一定の値を取り、この値は一定の流量に対して流砂量が小さいほど、また一定の流砂量に対して流量が大きいほど大きくなる。このことにより、砂堆肩の移動する軌跡が、場合により異なることが理解される。

(3) 砂堆面こう配を直線と仮定することにより、本文に示した方法で比較的容易に堆砂形状を算定することができ、実測値もかなりよく一致することが知られた。

(4) 以上の計算法では、限界水深付近において砂堆の肩の運動方向が0/0の不定形になり求まらない。したがってこうした場合の取扱はさらに検討する必要がある。

(5) 堆砂形状の算定の精度は、流砂量および粗度係数の堆定の精度に依存する。したがって、これらの諸点についてさらに検討を加えていくことが重要である。

参 考 文 献

- 1) A. S. Harrison : Deposition of the head of reservoirs, Proc. Minnesota International Hydra-

- ulics Convention, I. A. H. R., 1953, 199—225.
- 2) 杉尾捨三郎：堰による堆砂現象に関する研究，学位論文，1960.
 - 3) 杉尾捨三郎：堰上流の堆砂現象に関する解析的研究，土木学会論文集第32号，1956.
 - 4) 杉尾捨三郎：堰上流の堆砂現象に関する実験，土木学会誌第38巻，第11号，1953.
 - 5) 杉尾捨三郎：矩形水路における堰による堆砂現象の実用的な一解法，信州大学工学部紀要，第9号，1960.
 - 6) 吉良 八郎：貯水池の滞砂面勾配について，香川大学農学部学術報告，第13巻第1号，1961.
 - 7) 吉良 八郎，横瀬広司：貯水池のタイ砂機構に関する実験，農業土木研究，別冊，第1号，昭35.
 - 8) 山岡 勲：堰における堆砂の進行過程とその形状について，北海道土木試験所月報，第104号，1962.
 - 9) Y. Iwagaki: On the analysis of mechanism of river-bed variation by characteristics, Memo-ry of the Faculty of Eng. Kyoto Uni. Vol. 18, No. 3, 1956.
 - 10) 岩垣雄一，千秋賀弘：河床変動の実験的研究，土木学会第2回水理研究会講演会前刷，1957.