

# ダムの背砂に関する研究(Ⅱ)

—ダム上流部の河床変動について—

矢野勝正・芦田和男・田中祐一郎

## STUDY ON RESERVOIR SEDIMENTATION (PART-II)

—ON VARIATION OF RIVER BED UPSTREAM DEBRIS BARRIEA—

by *Dr. Eng. Katsumasa YANO, Dr. Eng.  
Kazuo ASHIDA and Yuichiro TANAKA*

### Synopsis

The dam which is constructed in the river having much sediments produces many difficult problems due to deposited sediment. For example, these are the rise of river bed upstream of the dam and decrease of effective storage capacity etc.

In this study the authors tried to clear the mechanism of variation of river bed upstream of the debris barrier. In particular, we studied some problems in applying the computer to such problem and then we considered about the mechanism of back sand with the calculated results, using the digital computer.

### 1. 緒 言

わが国は台風の進路に位置しているため年々多量の降雨があり、洪水などで多額の被害をこうむっている。しかし地形が急峻なため一時的に出水をみるだけで、冬期には水不足に悩み、電力の使用制限をしなければならぬような状態である。最近の工業の進展に伴い水の需要は増加する一方で、水資源の確保は重大な社会問題にまで発展している。こうした水害と水不足という一見正反対の問題を解決する手段として、アメリカのTVA計画の成功に刺激され、最近各地において総合開発計画の名のもとに多目的大ダム群が続々と築造されつつある。

このようにダムの築造が盛んになるにつれ、それに伴う被害が問題となるようになった。すなわち、わが国の河川はもろい地質の上を急流をなして流れる関係上流出土砂が多く、また貯水容量の小さなことなどから **Table I** に見られるように、極めて短期間に貯水容量が減少し、電力の面からは当初の出力を出し得なくなつたり、また洪水調節能力を減少させるなどの弊害を生じ、極端な場合には莫大な費用を投じて建設したダムを無能にし、単なる砂防ダムと化してしまう恐れもある。

さらに、これらの堆積土砂はダム上流部の河床を上昇させるとともに洪水位の上昇、洪水時の冠水区域の拡大、排水不良地区の拡大など河川流域の住民の福祉に種々の被害を与え、このために社会的紛争の原因となつている例もある<sup>2)3)</sup>。このように水資源の確保とそれに伴う沿岸地域の被害とを技術的にどのように解決するかは重要かつ緊急な問題である。

Table 1 Example of Sediment Deposition in Reservoirs (The Shō River) in 1954<sup>1)</sup>

Name of Dam	Constructed in	Total Capacity of Reservoir A (m <sup>3</sup> )	Volume of Deposited Sediment B (m <sup>3</sup> )	B/A (%)
Komaki	1930	37,956,000	5,800,000	15.6
Ohmaki	1942	1,113,000	890,000	80.2
Soyama	1930	32,991,000	16,500,000	49.9
Ohara	1942	11,418,000	7,700,000	67.6
Narude	1951	9,709,000	1,880,000	19.4
Tsubakihara	1954	20,888,000	2,000,000	10.0
Total		114,076,000	34,770,000	29.0

Volume of Deposited Sediment/year. km<sup>2</sup>=1.260m<sup>2</sup>/year km<sup>2</sup>

こうした貯水池堆砂量に関しては、流域面積と貯水池容量とが堆砂量に及ぼす影響を統計的に考察した Witzig<sup>4)</sup>や鶴見<sup>5)</sup>の研究、地形や地質との関係からとらえようとした田中(治)の研究<sup>6)</sup>などがあり、さらに堆砂形状や堆砂の進行過程については杉尾<sup>7)</sup>、吉良・横瀬<sup>8)</sup>、山岡<sup>9)</sup>などの実験的研究があって、多くの事実が明らかにされてきた。著者らも貯水池内での堆砂の運動機構に関し、河床の不連続性を考慮した力学的解析法を提案した<sup>10)</sup>。

そこで、ここでは背砂が上流にどのように波及するかを明らかにすることを意図して、満砂後のダム上流部の河床変動について考察することにした。河床変動に関係する要素は多く、その実態は極めて複雑であるが、その根底には流量や流砂量とそれらを流す流路との間に力学的な釣合いの関係があり、流路は外的環境の変化にตอบสนองした新しい釣合い関係を求めて変化していくと考えられる。こうした釣合いの考え方から、静的平衡の立場より物部<sup>11)</sup>、安芸<sup>12)</sup>らが、また動的平衡の立場より増田・河村<sup>13)</sup>、矢野・大同<sup>14)</sup>、杉尾<sup>7)</sup>、山岡<sup>9)</sup>、土屋<sup>15)</sup>らにより研究が進められ、満砂後のダム上流部の河床形状をこうした考え方を適用して推定しようとする試みがなされてきた。

この平衡河床に関する思想は理論的に極めて興味あるものであるが、初期河床から終局の平衡状態に達するにはかなりの長期間を要し、現実こうした河床上昇に対し、堤防の嵩上げのような対策の年次計画を合理的なものにする上からも、最終的な河床形状だけでなく、それに近づいていく過程をも知る必要がある。また実際河川においては、外的環境の変化に対する応答が完了するまでに、すなわち過渡領域においてすでに新しい外的環境の変化があらわれるのが常であり、こうした意味から平衡河床の存在意義についてもさらに論議を重ねる必要がある。

したがって時間的変化をも考慮した河床変動機構の解析を行なう必要が生ずる。前述のように河床変動に関係する要素は多く、それらを全て考慮した解析は非常に困難であるから、ここではまずその第一段階として流量、流砂量および河床材料の粒径を一定として、縦断形状のみ変化する二次元長方形水路の場合を取扱う。このような場合の計算方法はすでに岩垣の特性曲線法<sup>16)</sup>などが提案されており、微小変動法などにより近似化された基礎方程式の解としては Fourier 解析を応用した矢野の解<sup>17)</sup>、Rieman 積分法を応用した芦田・田中の解<sup>18)</sup>などが発表されているが、いずれも計算が複雑であり、実際に計算された例は少ない。

これらの複雑な計算には高速度計算機の使用が適していると考えられる。そこで著者らは背砂の遡上といった現象の一般の性質を調べることを意図し、KDC-1 を用いて適当な形に無次元化した基礎方程式の数値解析を行なった。しかし現在までに得られた計算値からは上記の点につき十分な結論を下すまでには至っていない。この種の計算はすでに行なわれた例もあるが<sup>19)</sup>、計算方法、境界値のとり方、計算区間のとり方な

どまだ検討すべき点も多い。これらの諸点につき若干の考察を加えたのでここに報告する。

2. 基礎方程式

流水は不等速定流をなしているものとし、平均流速を  $u$ 、水深を  $h$ 、基準面よりの河床高を  $z$ 、摩擦速度を  $u_*$  とし、Fig. 1 のように基準面を水平にとると、巾の広い長方形断面水路に関する流水の運動方程式は

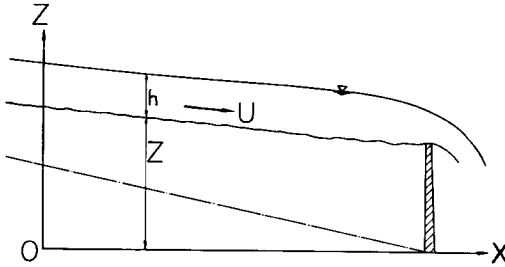


Fig. 1 Definition sketch

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{\partial z}{\partial x} - \frac{d}{dx} \left( \frac{u^2}{2g} \right) - \frac{u_*^2}{gh} \dots\dots\dots(1)$$

であり、また単位巾当りの流量を  $q$  とすると連続式は次のようである。

$$h \cdot u = q \text{ (const)} \dots\dots\dots(2)$$

流砂量式としては各種のものが提案されているが、ここでは佐藤—吉川—芦田式を用いると、単位巾当りの流砂量  $q_B$  は

$$q_B = \frac{\varphi \cdot u_*^3}{(\sigma/\rho - 1)g} \cdot F \left( \frac{u_*^2}{u_*^2 c} \right) \dots\dots\dots(3)$$

となる。ここに  $\varphi$  は粗度係数によつて決る定数であり、

$$\begin{cases} n \geq 0.025m^{-1/3} \cdot s & \varphi = 0.62 \\ n \leq 0.025m^{-1/3} \cdot s & \varphi = 0.62(40n)^{-3.5} \end{cases} \dots\dots\dots(4)$$

である。一方流砂に関する連続式は

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

である。また抵抗法則として Manning 型のものを用いると、 $u_*$  および  $u_{*c}$  はそれぞれ

$$u_* = \frac{g^{1/2} \cdot n \cdot q}{h^{7/6}}, \quad u_{*c} = \frac{g^{1/2} \cdot n \cdot q}{h_X^{7/6}} \dots\dots\dots(6)$$

となる。ここに  $h_X$  は砂の移動限界水深である。いま与えられた流量  $q_0$ 、給砂量  $q_{R0}$ 、および河床材料の平均粒径  $d$  に対応する平衡等流水深  $h_0$ 、平衡等流こう配  $i_0$  を用いて  $h, z, x, t$  をそれぞれ次のように無次元表示する。

$$\frac{h}{h_0} = \zeta \dots\dots\dots(7)$$

$$\frac{h}{h_X} = \gamma \dots\dots\dots(8)$$

$$\frac{z}{h_0} = \eta \dots\dots\dots(9)$$

$$\xi = \frac{i_0}{h_0} \cdot x \dots\dots\dots(10)$$

$$\tau = \frac{i_0 q_{R0}}{(1-\lambda)h_0^2} \cdot t \dots\dots\dots(11)$$

(3)式は  $q_{R0}$  および(6), (7), (8)式を用いて次のように書き直される。

$$q_B = q_{R0} \left( \frac{u_*}{u_{*0}} \right)^3 \cdot \frac{F \left( \frac{u_*^2}{u_*^2 c} \right)}{F \left( \frac{u_{*0}^2}{u_*^2 c} \right)} = q_{R0} \frac{F \left\{ \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \right\}}{\zeta^{7/2} F(\gamma^{7/3})} \dots\dots\dots(12)$$

また(5)式に(10), (11), (12)の諸式を代入すると

$$\frac{\partial \eta}{\partial \tau} - \frac{7}{\zeta^{41/3}} \cdot F(\gamma^{7/3}) \left[ \frac{\gamma^{7/3}}{3} F' \left\{ \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \right\} + \frac{\zeta^{7/3}}{2} F \left\{ \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \right\} \right] \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} = 0 \quad \dots\dots\dots(13)$$

となる。同様に(1)式に(7), (8), (9), (10)の諸式を代入し、これを無次元量の式に書き直すと

$$\left( 1 - \frac{F_0^2}{\zeta^3} \right) \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{1}{\zeta^{10/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots(14)$$

となる。ここで x 軸を上流向きにとり、(13)および(14)式を整理すると次のような無次元化された河床変動に関する基礎方程式が得られる。

$$A \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial \tau} = 0 \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$B \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial \xi} - \frac{1}{\zeta^{10/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここに、

$$A = \frac{7}{\zeta^{91/2} F(\gamma^{7/3})} \left\{ \frac{1}{3} \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \cdot F' \left\{ \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \right\} + \frac{1}{2} F \left\{ \left( \frac{\gamma}{\zeta} \right)^{7/3} \right\} \right\} \quad \dots\dots\dots(17)$$

$$B = 1 - \frac{F_0^2}{\zeta^3} \quad \dots\dots\dots(18)$$

$$F_0^2 = \frac{u^2}{gh_0} \quad \dots\dots\dots(19)$$

以上の基礎式を与えられた初期条件および境界条件のもとで解けばよい。初期条件は計算を始める前の河床の縦断形状より、

$$\tau = 0 ; \eta = f(\xi) \quad \dots\dots\dots(20)$$

の形で与えられる。しかし境界条件についてはその設定地点および設定方法について従来から各人各様に種々の取扱いがなされており、こうした河床変動の時間的解析を行なうに当り、これらの取扱いのどれをとるかを検討する必要がある。

### 3. 境 界 条 件

境界条件を明らかにするための理論的取扱いは、ダムを越流する流れにダム上流部の局所的な河床形状がどのように影響するかを詳細に検討することを必要とするが、これは非常に困難であるため従来から実用上の見地に立つて、

- i) ダムの位置において河床高は一定、
- ii) ダムの位置での水位は各流量について一定、

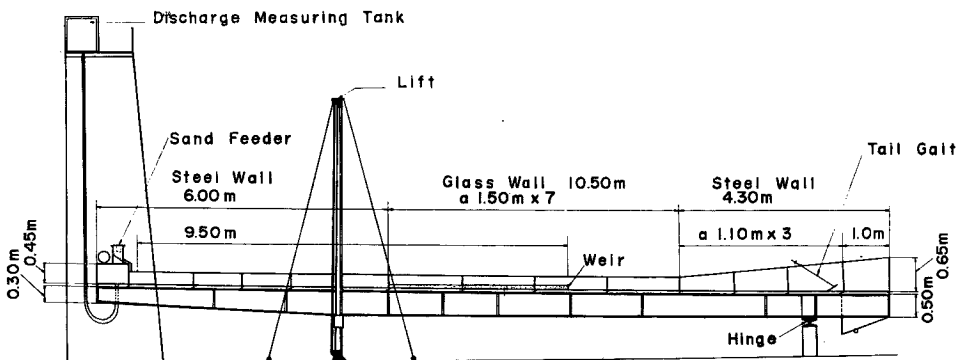


Fig. 2 Experimental flume

iii) ダムの位置でのエネルギー水頭は各流量について一定、といった取扱いがなされてきた。そこで、著者らはこれらの取扱いのうちいづれが最も妥当であるかを実験的に検討してみた。

実験に用いた水路は **Fig. 2** に示すような、断面  $20 \times 20$ cm、長さ  $20$ m の両面ガラス張りのもので、水路中央部に高さ  $10$ cm の刃形堰を設け、水路を  $\frac{1}{100}$  のこう配に設置し、堰上流面を網野産の平均粒径  $0.4$ mm の砂にて  $\frac{1}{200}$  のこう配に均一に敷き均した後、上流から一定の流量および給砂量を与え、河床高および水位の時間的変化を  $1$ m 間隔にてポイントゲージで測定した。なお堰の近傍は側面より  $5$ 分間隔で写真撮影を行ない詳細に読み取った。行なつた実験の種類を示すと **Table 2** のようである。

Table 2

NO of Exp	Q (l/s)	Q <sub>n</sub> (gr/s)
RUN 1	4.88	22.5
RUN 2	4.88	13.0
RUN 3	4.88	0.0
RUN 4	4.88	25.0

**Photo. 1** は RUN 2 の場合の一例であるが、堰近傍の局所的な流れにより、渦の発達に強弱にしたがつて局所的な洗掘、埋没を周期的に繰り返している。また **Fig. 3** は RUN 3 の場合の  $x=0$  ならびに  $x=10$ cm での河床高、水位およびエネルギー水頭の時間的変化を示したものである。これは上流からの給砂を絶つた場合であり、河床は時間とともに低下していく。これらの写真や図からも明らかなように、時間的変化を考慮する場合の境界条件として、先に挙げた i) は妥当でない。

**Fig. 3 (a)** によれば、ii) の条件が成立するよう見受られる。これはダム上流部の河床が低下した場合でも、河床付近はほとんど水は流れず、水は縮流をなした流管を形成して流れ、流水断面積は河床の変化に関係なくほぼ一定となることを示しており、これはまたこの付近のエネルギー水頭が変化しないことを示すものである。しかし、この付近の流管の形が明らかにされない限り、ダムの位置で水位を与えても、上流の水面形を求めることができない。また仮りに一步譲つて流管の形を初期河床形状の場合のそれとしても、この位置での水深は限界水深にほぼ近く、水面形方程式は  $0$  に近いため計算区間を小にしないと計算不安定を起して水面追跡ができなくなる恐れもある。

一方、**Fig. 3 (a)** では堰の位置でのエネルギー水頭は時間的に多少変化しているようであるが、これは流水断面全体が一様に流れるとして求めたため、上述のような理由を考慮して流速分布を補正すれば、この点でのエネルギー水頭はほぼ一定になると思われる。こうした局所洗掘とか、越流による曲線流れなどの局所的な流れの影響をさけるため、堰の少し上流の点について調べてみると、**Fig. 3 (b)** に見られるようにエネルギー水頭はほぼ一定である。したがって、時間的変化を考慮した河床変動の解析を行なう場合の実用的な境界条件としては、局所的な影響をさけるため堰から  $x=x_b$  の地点で  $H_e = H_{eb}$  (const) とするのが最も妥当であると思われる。ここに添字  $b$  は境界値の意味を表わす。

さて、 $H_{eb}$  を求める方法であるが、**Fig. 4** に示すような刃形堰の自由越流の場合を考えることにしよう。この場合堰上でのエネルギー水頭  $H_s$  は堰の流量公式より、

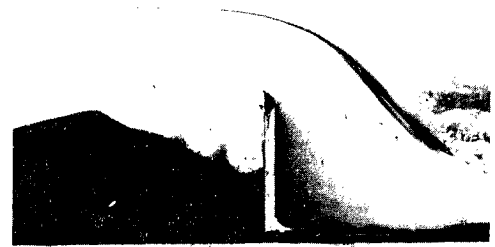
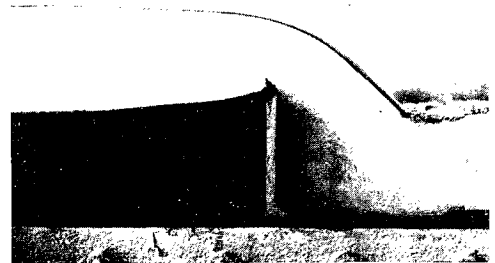


Photo. 1 View of bed and water profile near the weir

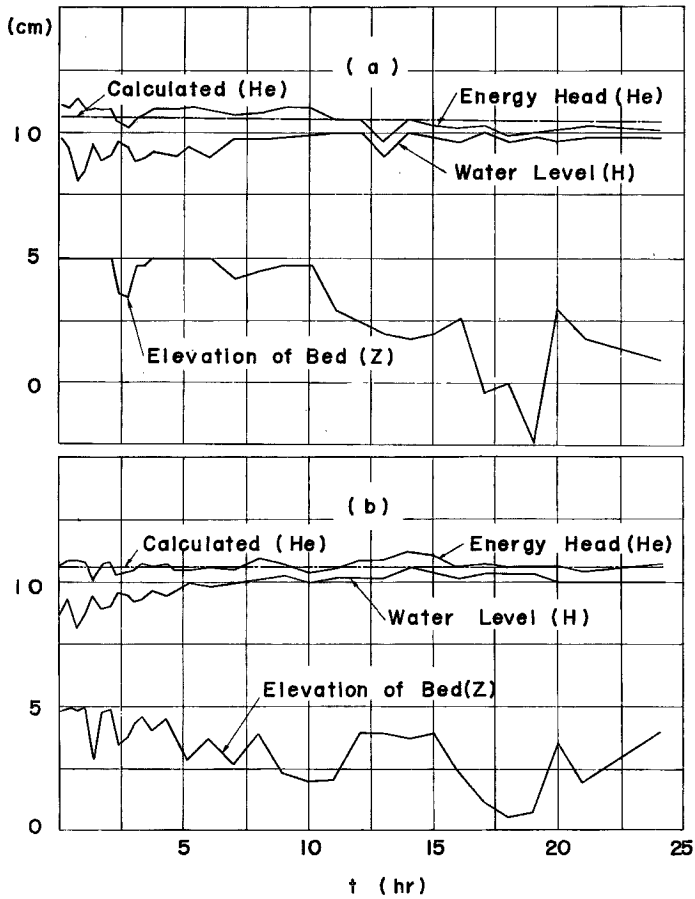


Fig. 3 Variation of elevation of bed, water level and energy head with time

$$H_s = \left(\frac{Q}{LC_s}\right)^{2/3} = H_0 + D = \left(\frac{Q}{LC}\right)^{2/3} + D \dots \dots \dots (21)$$

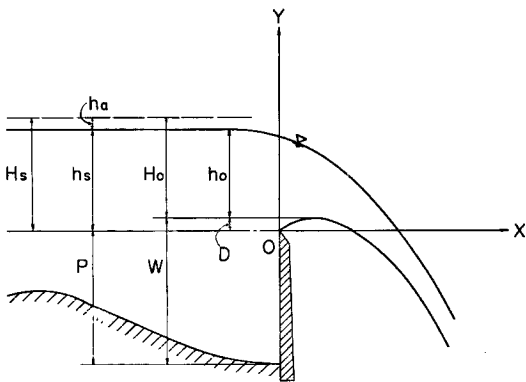


Fig. 4 Schematic diagram of nappe profiles over sharp-crested weir

と表わされる。堰後背部の河床が局所的な流により変化してもエネルギー水頭がほぼ一定に保持されるということは、**Fig. 4**において  $P \rightarrow$  小となると  $C \rightarrow$  小、 $D \rightarrow$  小となり、 $(Q/LC)^{2/3}$  の増分と  $D$  の減分とが互に相殺し合うことを意味するものと思われる。(21)式より流量係数  $C_s$  を適当に選ぶことにより、与えられた流量に対するエネルギー水頭が計算される。堰から少し離れた点  $x_b$  から堰までの流下についてやされるエネルギー損失は小さいとしてこの計算値  $H_s$  をもって  $H_{eb}$  とする。以上の考えのもとに米国開拓局の資料<sup>20)</sup>を参考にして  $C_s=2$  として計

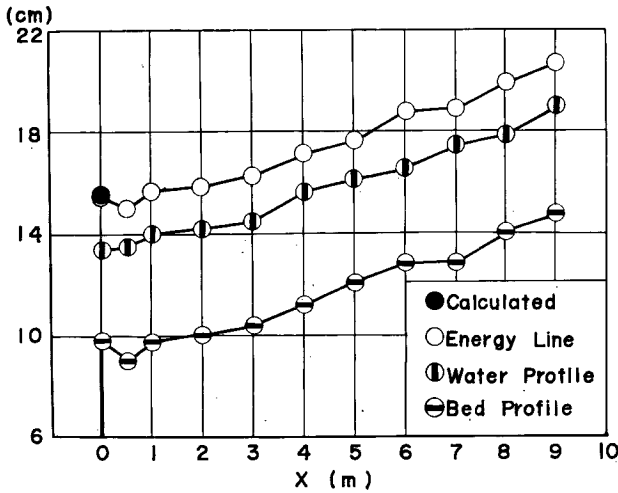


Fig. 5 Variation of elevation of bed, water level and energy hand with distance

算した値を Fig. 3 に示してあるが、実測値とよく一致している。

Fig. 5 は RUN I の通水後2時間の河床高、水位およびエネルギー水頭の距離的变化を示したものである。通水時間が短いため、完全に平衡状態には達していないが、この図から河床形状とエネルギー線の形状は相似していることが知られる。したがって(2)式で求められる  $H_{e0}$  を通り、平衡等流こう配にエネルギー線を引き、これから各点の此エネルギーを差し引けば平衡河床形状が知られるわけで、極めて容易にそれが求められる。

#### 4. 特性曲線による解法

以上により境界条件の設定法が明らかになった。したがって、以後はこうした条件の下で(19)および(20)の基礎方程式をいかにして解くかという微分方程式の解法の問題に帰着されるわけである。

(19)および(20)式はこのままでは解を得るのが困難なため、微小変動法などにより近似化した式から解かれたものもあるが<sup>(17)(18)</sup>、ここではそうした近似化を行わず、できるだけ忠実に基礎方程式を解くべく、高速度計算機による数値解析を試みる。

このような方程式の数値解析の方法は各種のものが考えられるが<sup>(21)</sup>、ここでは現象の特性を調べる上から特性曲線法<sup>(22)</sup>を用いることにする。

いま、独立変数を  $x, y$ 、従属変数を  $u, v$  とすると、Quasi-linear の方程式は次式で与えられる。

$$A_1 U_x + B_1 U_y + C_1 V_x + D_1 V_y + E_1 = 0 \dots\dots\dots(22)$$

$$A_2 U_x + B_2 U_y + C_2 V_x + D_2 V_y + E_2 = 0 \dots\dots\dots(23)$$

ここに  $A_1, A_2, \dots, E_2$  は  $x, y, u, v$  の既知関数であり、 $u_x = \partial u / \partial x, v_y = \partial v / \partial y \dots$  である。

$$a = A_1 C_2 - A_2 C_1, 2b = A_1 D_2 - A_2 D_1, c = B_1 D_2 - B_2 D_1 \dots\dots\dots(24)$$

とおくと、(22)、(23)式が双曲線型であるための条件は、

$$aa^2 - 2ba + c = 0 \dots\dots\dots(25)$$

が相異なる実根を有することである。その二実根をそれぞれ  $\alpha_+, \alpha_-$  とし、

$$\left. \begin{aligned} F &= A_1 B_2 - A_2 B_1, G = B_1 C_2 - B_2 C_1 \\ K &= A_1 E_2 - A_2 E_1, H = B_1 E_2 - B_2 E_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(26)$$

とすると、特性曲線は次式で表わされる。

$$C_+ \text{ 曲線に沿って } \begin{cases} dy - \alpha_+ dx = 0 \dots\dots\dots(27) \\ Fdu + (a\alpha_+ - G)dv + (K\alpha_+ - H)dx = 0 \dots\dots\dots(28) \end{cases}$$

$$C_- \text{ 曲線に沿って } \begin{cases} dy - \alpha_- dx = 0 \dots\dots\dots(29) \\ Fdu + (a\alpha_- - G)dv + (K\alpha_- - H)dx = 0 \dots\dots\dots(30) \end{cases}$$

差分表示の方法は種々のものがあるが、ここでは最も簡単な

$$\int_{x_0}^{x_1} f(x)dx = f(x_0) \cdot (x_1 - x_0)$$

の型式によるものを用いる。いま Fig. 6 に示すように、 $x-y$  平面において A および B 点を通る特性曲

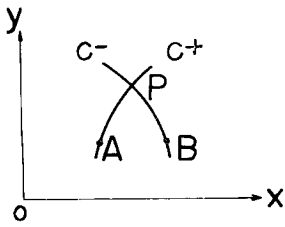


Fig. 6 Schematic diagram of characteristic curve

線をそれぞれ  $C_+$ ,  $C_-$  とし、その交点を  $P$ 、また各点における変数の値を添字でもつて示すと、(27)~(30)式は次のように差分表示される。

$$Y_P - Y_A - (\alpha_+)A(X_P - X_A) = 0 \dots\dots\dots(31)$$

$$F_A(U_P - U_A) + (a\alpha_+ - G)A(V_P - V_A) + (K\alpha_+ - H)A(X_P - X_A) = 0 \dots\dots\dots(32)$$

$$Y_P - Y_B - (\alpha_-)B(X_P - X_B) = 0 \dots\dots\dots(33)$$

$$F_B(U_P - U_B) + (a\alpha_- - G)B(V_P - V_B) + (K\alpha_- - H)B(X_P - X_B) = 0 \dots\dots\dots(34)$$

(15), (16)の基礎式は双曲型の偏微分方程式であり、上記の手法によれば特性曲線は、

$$C_+ : \begin{cases} d\tau = 0 \dots\dots\dots(35) \\ B \frac{d\xi}{d\tau} + \frac{d\eta}{d\tau} - \xi^{-10/3} = 0 \dots\dots\dots(36) \end{cases}$$

$$C_- : \begin{cases} \frac{d\tau}{d\xi} + \frac{B}{A} = 0 \dots\dots\dots(37) \\ \frac{d\eta}{d\xi} - \xi^{-10/3} = 0 \dots\dots\dots(38) \end{cases}$$

となり、これを差分表示したものは、Fig. 7 のように記号をとると、

$$\tau_{i,j+1} - \tau_{i,j} = \Delta\tau(\text{const}) \dots\dots\dots(39)$$

$$\zeta_{i+1,j} = \zeta_{i,j} + \frac{1}{B_{i,j}} \left\{ \frac{1}{\zeta_{i,j}} (\xi_{i+1,j} - \xi_{i,j}) - (\eta_{i+1,j} - \eta_{i,j}) \right\} \dots\dots\dots(40)$$

$$\xi_{i,j+1} = \xi_{i,j} - \left(\frac{A}{B}\right)_{i,j} \cdot \Delta\tau \dots\dots\dots(41)$$

$$\eta_{i,j+1} = \eta_{i,j} - \frac{1}{\zeta_{i,j}^{10/3}} \left(\frac{A}{B}\right)_{i,j} \cdot \Delta\tau \dots\dots\dots(42)$$

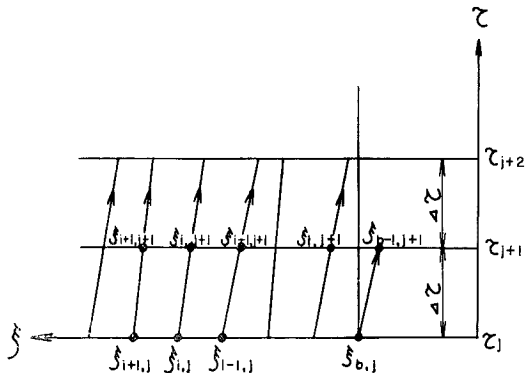


Fig. 7 Notation of step for calculation

・ 計 算 例

以上の計算法を適用して満砂した砂防ダム上流部の河床変動の様子を調べてみよう。

設定した条件は Fig. 8 に示すように、こう配 1/50 の河床に高さ  $W/h_0 = 2$  のダムを築造したものとし、満砂時の形状は二次放物線で旧河床に滑らかに接するようにする。したがって初期条件は次のようになる。

$$\tau = 0; \quad \xi_{i,0} \leq 4; \quad \eta_{i,0} = \frac{1}{8} \xi_{i,0}^2 \dots\dots\dots(43)$$

$$\xi_{i,0} \geq 4; \quad \eta_{i,0} = \xi_{i,0} - 2 \dots\dots\dots(44)$$

また、粗度係数、平均粒径、等流水深、等流こう配をそれぞれ次のように与えると  $F_0^2$ ,  $\gamma$  の値は次のようになる。

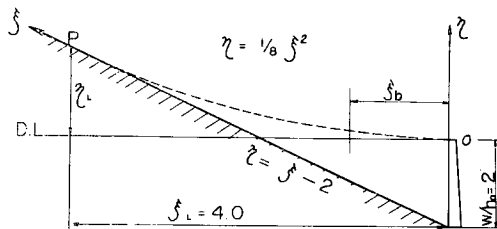


Fig. 8 Initial river bed profile





- ⑭ 時間の step を 1 つすすめる。
- ⑮ 計算を行うべく想定していた時間に達したかどうかを判定し、 $j=J$  ならば計算を止め、 $j < J$  ならば次へすすむ。
- ⑯  $j-1$  の step で計算した  $i$  の数を記憶させる。
- ⑰  $i$  を initial に戻す。
- ⑱ 特性曲線が境界条件を与える位置を越して下流へ行くかどうかを判定し、もし越せばその分だけ捨てる。
- ⑲ 境界条件を与える位置の一つ上流と一つ下流の値から境界上における河床高を次の内挿式より求める。

$$\eta_{i,j} = \eta_{i-1,j} + (\eta_{i+1,j} - \eta_{i-1,j}) \cdot \frac{\xi_{i,j} - \xi_{i-1,j}}{\xi_{i+1,j} - \xi_{i-1,j}} \dots \dots \dots (47)$$

以上の手順に従い、 $j=30$ までは大型リレー計算機 FACOM—12B によつて計算した。計算に先立つて計算 interval の取方について二、三検討してみた。 $\Delta\xi=0.1$ と $0.2$ とについて初期河床に対する水面追跡を行つたところ、前者は非常にスムーズな解を与えるのに対し、後者は計算の不安定を起し、解が振動するようになった。また参考のため上下流断面の平均値を用いる計算も行つたが、この場合も  $\Delta\xi=0.2$ に対し多少計算不安定を起しているようであり、片押の計算よりは改善されたとはいえ、interval を  $\frac{1}{2}$  にすることには及ばないことが判つた。したがつて  $\Delta\xi=0.1$ 、 $\Delta t=0.005$ として計算をすすめることにした。これは想定した水理条件の下では  $\Delta x=125m$ 、 $\Delta t=2hr\ 35min$ に相当する。

このような計算不安定を避けるためには、それに必要なだけ計算 interval を小さくすることが原則と思われる。しかし interval を小さくすると計算所要時間が延びることになり、こうした問題は差分式の implicit 化など近似方法の問題と Programing の巧せつとともにさらに検討する必要がある。

計算結果の一例として二、三の地点の河床高の時間的変化を示したものが Fig. 10 である。ダムの近くの  $\xi=0.4$ の点では河床が低下していく傾向にあり、 $\xi=1.0$ の付近は変化なく、それより上流は堆積していくようである。これは Fig. 11 に示す特性曲線と対比してみると興味あるところである。この図が

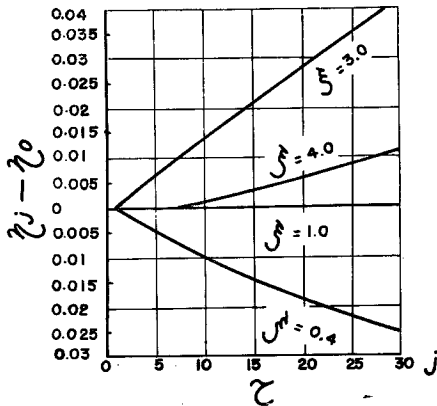


Fig. 10 Variation of river bed with time (calculated)

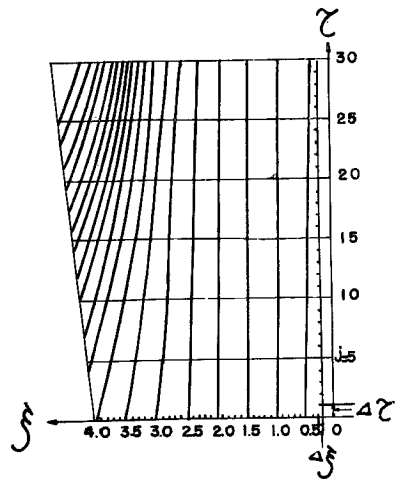


Fig. 11 Calculated characteristic curve

らも堆砂の影響が時間とともに上流に伝播していく様子がよくわかる。また特性曲線は  $\xi < 1$  の範囲では時間とともにわずかに発散し、 $\xi=1$ の付近ではほとんど変わらず、 $\xi > 1$ の範囲では収束している。とくに背砂の上流端付近から出る特性曲線の収束は著しく、さらに時間が進むにつれて一箇所に集中し、砕波に似た現象を呈することも予想され非常に興味あるところであるが、現在までの段階では十分な結論を得るに至らず、目下 KDC—1 にて計算を続行中である。

## 6. む す び

以上満砂後のダム上流部の背砂現象を対象として、こうした河床変動の時間的変化過程を追跡する必要性を強調した。このような関係する要素の多い複雑な現象の解析には、高速度計算機を使用することが適していると思われる。そこで適当な形に無次元化した基礎方程式を数値解析することにより、こうした現象の一般的性質を究明することを試み、このような取り扱いを行う上での二、三の問題点について考察を加えた。しかし計算が十分進行しておらず、実際現象との関連においては明確な結論を得るまでには至っていない。これについてはさらに考察を進めるとともに新設の長大水路を用いて実験の検証も行い、また混合粒径による河床材料の粒度変化をも考慮してこうした問題に対する統一的な取り扱い法の確立に努めたいと考えている。

最後にこの研究を行うに当たり、Programing に有益な御助言を頂いた吉田幸三氏、実験に御協力下さった定道成美氏および図面の整理などに労を惜しまれなかつた辻本行雄の諸氏に心から感謝の意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 山本三郎：河川工学，朝倉書店，昭33，pp. 73.
- 2) 長野県土木部：泰阜ダム関係経過調査，昭36.
- 3) 長野県土木部：天竜川上流の河床変動について，昭36.
- 4) Witzig B. J; Sedimentation in reservoirs. Proc. A.S.C.E, June. 1943, pp. 1047—1071.
- 5) 鶴見一之：貯水池堆砂量の一算法，土木学会誌，第39巻第3号，1954，pp. 143—145.
- 6) 田中治雄，石下宏：貯水池の堆砂量と集水区域の地形，地質との関係について，土木学会誌，第36巻第4号，1951，pp. 173—177.
- 7) 杉尾捨三郎：堰による堆砂現象に関する研究，学位論文，昭35.
- 8) 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，pp. 55—74.
- 9) 山岡勲：堰における堆砂の進行過程とその形状について，北海道開発局土木試験所月報，第104号，1962.
- 10) 矢野勝正，芦田和男，定道成美：貯水池における砂堆の運動機構に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会概要，昭37，pp. 103—104.
- 11) 物部長穂：水理学，岩波書店，昭26，pp. 260.
- 12) 安芸皎一：河相論，岩波書店，昭26，pp. 66.
- 13) 増田重臣，河村三郎：河川の静的平衡勾配について，土木学会論文集，第70号，昭35，pp. 8—16.  
流砂ある河川における平衡勾配について，土木学会論文集，第70号，昭35，pp. 17—25.
- 14) 矢野勝正，大同淳之：砂防ダムの堆砂勾配について，新砂防，31，昭33，pp. 1—6.  
砂防ダムの堆砂勾配について（第2報），京大防災研究所年報，第2号，昭33，pp. 51—57.
- 15) 土屋義人：流路の安定縦断形状に関する研究，京大防災研究所年報，第5号A，昭37，pp. 192—211.
- 16) Y. Iwagami; On the analysis of mechanism of river-bed variaton by chracteristics, Memoirs of the Faculty of Eng., Kyoto Univ., vol. 18. NO. 3, 1956.
- 17) 矢野勝正：河床変動の研究—特に河口付近の浚渫が河床に及ぼす影響について—，京大防災研究所年報，第5号A，昭37，pp. 184—191.
- 18) 芦田和男，田中祐一朗：河床変動に関する二、三の考察，第17回土木学会年次学術講演会概要，昭37，pp. 63—64.
- 19) 日本建設コンサルタント，泰阜ダム上流堆砂の変動推定に関する解析計算報告書，昭36.

- ㉔) 石原藤次郎編：応用水理学中Ⅰ，丸善，昭33, p. 138.
- ㉕) 石原安雄：高速度計算機の水工学への応用，土木学会関西支部編講習テキスト，昭36, pp. 105—121.
- ㉖) Anthony Ralston and Herbert S. Wilf; *Mathematical Methods for Digital Computers*, John Wiley & Sons, Inc, pp. 165—179.