

堰上流の堆砂に関する解析的研究¹⁾

正員 杉 尾 捨 三 郎*

ANALYTICAL STUDIES ON THE SEDIMENTATION ABOVE A WEIR

(Trans. of JSCE, 32, March 1956)

Sutesaburo Sugio, C.E. Member

Synopsis This paper is an analytical approach to the sedimentation problems above a weir. Variations in sand bed profile above a weir were calculated analytically by characteristic curve method, proposed by Assist. Prof. Y. Iwagaki, Kyoto University, in the case of rectangular channel supplied with constant discharge from upstream. In order to support the above mentioned analysis, some investigations in an experimental flume were practised.

要 旨 本文は堰上流の堆砂問題を解析的に扱わんと試みたものである。一定流量を流す矩形水路の場合、堰上流の砂面形の変化を、京大岩垣助教授提案の特性曲線法により解析的に求めた。なお上述の解析を確かめるべく、実験水路を用いた若干の研究が行われた。

貯水池の埋没は近年にいたつて発電、河川工学上の重要問題となつた。ことに河川からの流出土砂が多く、地形的にも貯水効率のひくいわが国では、貯水池の急速な埋没は経済効果を不利にするだけでなく、有効貯水量の減少、洪水位の上昇、浸水区域の増大、排水不良などの弊害を生ずる。近年流砂をとまなう流れについての水理学的研究が盛んに行われるようになり、未解決だつたこの方面の研究に新分野が拓かれつつあることは喜ぶべきことである。筆者はすでに bed load のみを対象として、ひくい堰のプールが砂で埋没される基礎実験を試み、興味ぶかい二、三の堆砂現象の特性を報告した²⁾。またダム堆砂現象のような移動床の不定流に適すべき流砂量法則についてのべ、このような移動床の変化をしらべるには6個の方程式を解析的に解くことの必要を力説した³⁾。最近京大の岩垣助教授は、これらの方程式を変形して特性曲線法により解析する方法を提案せられ⁴⁾、この方面の研究に一步を進める結果となつた。以下本文においては、筆者が行つた移動床上での堰の堆砂実験の一例をあげ、これに前述の特性曲線法を適用せんとする場合、いかなる点が問題になり、またどのような結果が得られるか、などについて実験結果と計算結果の比較検討を試みたものである。

1. 理 論

[A] 流砂に関する理論式 流砂をとまなう水路の流れの諸現象は一般に次の6個の方程式により支配される。すなわち流れの運動方程式、連続方程式、流砂量公式、流砂量に関する連続方程式、幾何学的条件式、抵抗法則の6個であり、これらを連立して解くことにより、移動床上の問題が明らかになるべきであることは一部すでに発表した³⁾。まず流水の運動方程式は、流れ方向に x 軸をとればつぎのようにあらわされる。

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \alpha \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + (1-\alpha) \frac{v}{gh} \frac{\partial h}{\partial t} = i_s - \frac{u_R^{*2}}{gR} \dots \dots \dots (1)$$

ここに h : 水深 R : 径深
 v : 平均流速 g : 重力加速度
 i_s : 砂面勾配 u_R^* : 砂面上の shear velocity = $\sqrt{\tau/\rho}$
 α : 係数

流水の連続式は巾一定の矩形水路を考えれば

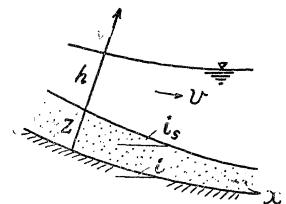
$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (h \cdot v)}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

流砂量公式としては多数の実験式・理論式があるが、簡単でしかも無次元表示されて合理的と考えられる A.A. Kalinske のものをあげると

$$\frac{q_s}{u_R^* \cdot d_m} = 7.3 p \phi \left(\frac{u_R^{*2}}{g(S_s - 1)d_m} \right) \dots \dots \dots (3)$$

ここに q_s : 単位時間・単位巾あたりの流砂の純体積
 d_m : 砂粒の平均粒径
 S_s : 砂粒の比重
 p : 底面砂礫中、掃流力を有効にうけるものの割合

図-1



* 信州大学助教授，工学部土木教室

つぎに流砂量に関する連続式は

$$\frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

ここに λ : 砂粒の空隙率, z : 堆砂厚さ

さて砂面勾配 i_s と水路の基準床勾配 i , 堆砂厚 z の間にはつぎの幾何条件が存在する。

$$i_s = i - \frac{\partial z}{\partial x} \dots\dots\dots (5)$$

最後に流水の抵抗法則として

$$\frac{u_R^{*2}}{gR} = \frac{v^2}{C^2R} \dots\dots\dots (6)$$

C は Chézy 係数で, 厳密には砂粒径, 水深, 勾配等により若干異なるが, 砂面の粗さ, すなわち砂粒径に最も大きく支配されるもので, 一応実験により定めるべき値としておく。

以上6個の方程式のうち未知量は h, v, u_R^*, i_s, q_s および z の6個であるから, 適当の初期条件と境界条件をあたえることにより未知量は確定せらるべきものである。

[B] 特性曲線法による堆砂解析 岩垣助教授は以上の6方程式を, 砂床変化が緩慢で流水は常に定常とみなされるという仮定のもとに, z と h のみを含む2個の方に圧縮し, これに特性曲線法を応用して dt 時間ごとの堆砂厚の増加, Δz を逐次数値計算で求める方法を提案せられた⁴⁾。これは水路巾 B をも変数としており, かつ抵抗法則として Manning 公式を用い, 粗度係数 n を一定と仮定して解いている。

しかし本文では水路巾一定, かつ C は一定 (後述) と仮定して計算を進めることにする。

いま流砂量公式 (3) を

$$q_s = \beta u^* (u^{*2} - u_c^{*2})^n \dots\dots\dots (7)$$

ただし

$$\beta = \frac{m \cdot d_m}{[g(S_s - 1) d_m]^n} \dots\dots\dots (8)$$

のように若干 modify してあらわす。ここに m, n は実験により定められた係数および指数を示す。

つぎに (1), (2), (6) 式において流れを二次元的かつ定常と考えれば, $R=h$ なる条件の下に次式が得られる。

$$\frac{dh}{dx} = i_s \frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_c^3} \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{ここに } h_0: \text{等流水深} = \sqrt[3]{q^2/c^2 i_s} \dots\dots\dots (10)$$

$$h_c: \text{限界水深} = \sqrt[3]{q^2/g} \dots\dots\dots (11)$$

q : 単位巾あたりの流量

(6) 式と連続式 (2) で $\partial/\partial t$ を省略したものから

$$u^* = \frac{\sqrt{g \cdot q}}{Ch} \dots\dots\dots (12)$$

また

$$u_c^* = \frac{\sqrt{g \cdot q}}{Ch_k} \dots\dots\dots (13)$$

ここに u_c^* および h_k は限界掃流力に対応する shear velocity および水深である。すなわち q と C が一定ならば, h_k は u_c^* に depend するから, 砂粒径と砂粒の配合状態が一定ならば h_k は一定となる。一般に移動しつつある砂粒が掃流力の減少によつてまさに堆積せんとする場合の u^* と, 静止中の砂粒が掃流力の増加によりまさに移動しはじめるとするときの u_c^* とは若干ことなると言われているが, 量的に確実でないのでここでは便宜上両者をひとしとみなす。こうすれば $h=h_k$ なる位置は堆砂開始の位置と言うことができる。さて以上の諸式から v, u^*, q_s, i_s を消去すればつぎの特性方程式が導かれる。

$$\frac{dx}{dt} = \varphi(h) \dots\dots\dots (14)$$

$$\frac{dz}{dt} = i \varphi(h) \dots\dots\dots (15)$$

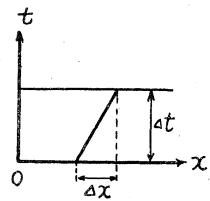
ここに

$$\varphi(h) = \frac{K(h^3 - h_0^3)}{h^2(1-\lambda)(h^3 - h_c^3)} \left\{ \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_k^2} \right)^n + \frac{2n}{h^2} \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_k^2} \right)^{n-1} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

$$K = \beta \cdot (\sqrt{q} \cdot q/c)^{2n+1} \dots\dots\dots (17)$$

これは特性曲線 (14) の上では (15) 式が成立することを意味するから、砂粒径、配合状態、流量、Chézy 係数、断面形、基準床勾配 i などが与えられるならば、まず (9) により水面形を求め、(16) より $\varphi(h)$ を計算し、(14) により特性曲線を画き、 Δt を適当に選ぶことにより Δz を (15) より求めるのである (図-2)。

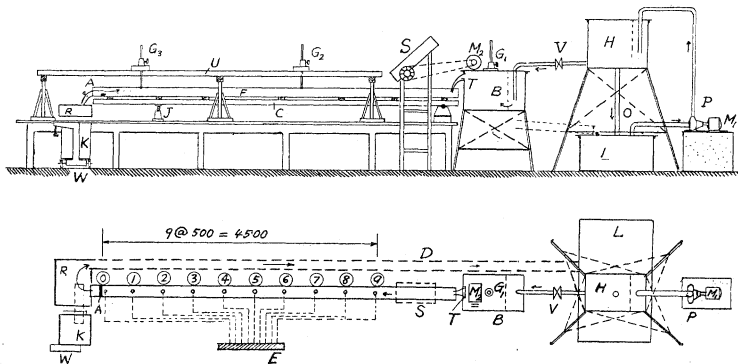
図-2



2. 実験

[A] 概説 一定粒径の砂を一定勾配にしきつめた一様な矩形断面をもつ水路があり、かつ無限に上流に続いているものとする。上流からは一定流量 q が流されて等流を維持し、どの断面でも流砂量 q_s は一定なる場合を仮想しよう。このような流れを dam up したときの堆砂現象をしらべるため、前記の特性曲線法による解析を試みるのであるが、それには前述の常数 $\beta, u_c^*, K, \lambda, C$ などを実際にちかひ値にとる必要がある。そこでできるかぎり上記の仮定に近い実験を行うことにした。

図-3



[B] 実験装置と実験方法

(i) 実験装置 (図-3) :

場所 : 信州大学工学部水理実験室

水路 : 巾 20 cm, 深さ 14 cm, 長さ 6 m のサワラ材製矩形水路

堰 : 水路下流端附近に距離測線 No.0 をおき、ここに堰をとりつけた。堰は高さ 2 cm, 巾 5 cm の矩形断面で両隅に丸をもつ (図中 A)

使用砂 : 犀川産のものから 0.6~1.2 mm のものを選別した。粒度曲線は図-4 のごとくで、平均径 $d_m = 0.756$ mm, 比重は 2.63 であつた。

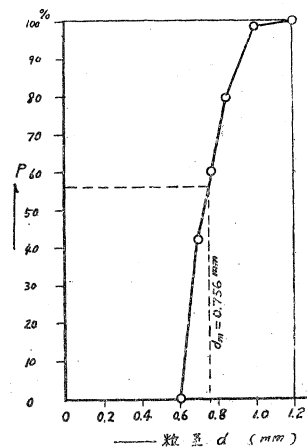
その他、図-3 において T : 三角堰, S : 給砂器, L : 水路, E : 水位管, K : 流量計で、装置の詳細は文献 (8) のものと同ーであるから省略する。

(ii) 測定方法 : 堰の位置を $x=0$ m とし、これより上流向けに 50 cm ごとに 9 個の測線を設け、測線上の水位と堆砂面を実測した。まず水路一面に厚さ約 2 cm に砂を敷きならす。水路には一定流量をながし、砂面の変動がなるべく少なくなるように給砂器 S からの砂量を調節する。このようにして堰とめてのち水面形、堆砂面形の時間的变化を実測し、およそ 6 種の実験を行ったが、ここでは計算値との比較に用いた実験 VI について詳細にのべよう。

(iii) 実験 VI の経過 :

a) 等流状態の実験 堰をとりつける前に等流状態にちかひ状況を造つてみることにした。流量 q と、乾燥給砂量 q_s は実験中は一定に保つたのであるが、 $q = 7.43 \times 10^{-3} m^3/s$, $q_s = 8.48 \text{ gr/sec/m}$ を維持した。給砂開始後 1~2 時間後には砂面の変動が小になつたので、一応等流にちかくなつたとみなして堰をとりつけた。その間水位は 10 分ごとに、堆砂面は 20 分ごとに観測した。また水路下端から越流する砂量と給砂量が balance するかどうかを検するため、越流砂を布で受けとめ、これを乾燥秤量して比較した。この結果は図-5 のごとくで、水深は下流ほどやや小となつたが、

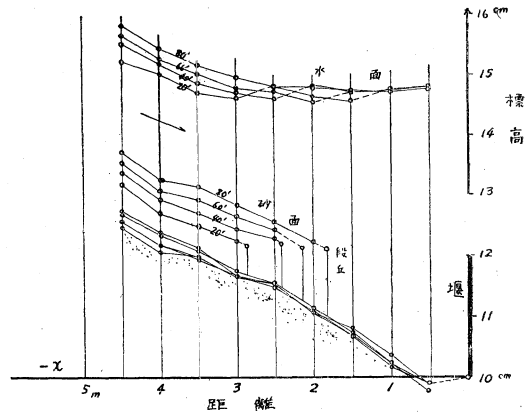
図-4



これは水路が短かすぎるのが一原因と思われた。

図—5

b) 堆砂実験 等流状態がほぼ維持されるとみなしうる状態になればあらかじめ用意した前記堰を急にとりつける。とりつけた瞬間の水面形を記録できないのは残念であったが、水位は 10 分ごと、砂面は 20 分ごとに実測した。堆砂面は一つの断面では 3 カ所の平均をもつて実測標高とし、また段丘の位置は 10 分ごとに記録した。

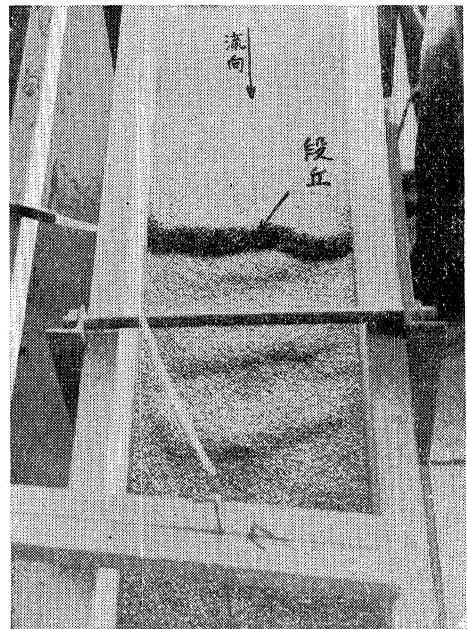


c) 実測結果 実験VIの実測結果を図—5に示した。これによれば堆砂面勾配 $i_s = 0.006$ においてやや下流に向い水深を減じ、平均水深 $h_m = 2.15$ cm 程度の流れとなつた。dam up 後はじめて堆砂ははじめる位置は、滑面水路で行つた場合に比べてかなり不明瞭で、dam up 後 6 ~ 8 分くらいたつて始めて段丘の形をみとめた。

プール部分では砂はほとんど移動せず、ただ段丘が次第にプール内を前進してプールを狭めてくると停止波らしきものが現われて水面はやや動揺し、これにともなつて対応する砂面上にも波ができる傾向が見られた。段丘の前進状態、厚みの変化、などの諸現象は滑面水路上での実験結果と定性的には全く同一であるように見受けられた。写真—1 は実験IIIにおける段丘を示す。

写真—1

[D] 等値粗度係数と流砂量に関する計算 図—5の等流とみなすべき部分の砂面上での等値粗度係数 n_1 を求めてみる。水路が短いことと 2 時間以上実験をつづけることが困難であつたため、等流とはややちがつたものとなつたが、図—5 において上下流の水深をそれぞれ 2.30, 2.00 cm; 砂面勾配 $i_s = 0.006$; 流下距離 $l = 4.50$ m とし、次の不等流式²⁾を用いて I_f を計算した。



$$I_f = \left(i_s \frac{dh}{dx} \right) + \frac{\alpha q^2}{gh_m^3} \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots (18)$$

$$n_1 = R^{2/3} \sqrt{I_f} / v_m \dots\dots\dots (19)$$

本実験では $q = 7.43 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, $h_m = 2.15$ cm であるから $I_f = 0.006251$ となり、 $v_m = 0.3456$ m/s より $n_e = 0.01554$ を得た。

つぎに本実験が掃流力と流砂量の関係式をみたしているかどうかをしらべる必要がある。H.A. Einstein は水路の壁面の粗度の影響を考慮して

$$\left. \begin{aligned} R_m' &= h_m(1 - 2R_W/B) \\ R_W &= (n'v_m/\sqrt{i})^{1.5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

を見掛け上の径深と考え、掃流力 τ を

$$\tau = w_0 R_m' i \dots\dots\dots (21)$$

で計算することを提案した³⁾。ただし n' は壁面の粗度係数である。これらは等流状態に対する式であるから、不等流に対して適用するため (18) の I_f を (20) の i の代りに使用し、

$$u^* = \sqrt{gR_m' I_f} \dots\dots\dots (22)$$

により u^* を求めることにした。これを図—6 に併記すれば×印のごとくなり、本実験は Kalinske の描点と比較的よく合うことが証せられた。なお砂の空隙率 λ は実測の結果 0.40 と定めた。

3. 計算上の常数の決定

特性曲線法を適用する前にあらかじめ砂粒および流砂量に関する常数の値を与えておかねばならない。

[A] 限界掃流力 限界掃流力については従来多数の実験式や理論式が挙げられている。Kalinske の示した流砂量描点図⁶⁾をしらべてみると無次元量 $\tau_c/w_0(S_s - 1)d_m \approx 0.05$ である。最近の研究によると⁷⁾

$$\left. \begin{aligned}
 & d_m > 3.06 \text{ mm のとき} \quad \tau_c / w(S_s - 1) d_m = 0.05 \\
 & 0.572 < d_m < 1.19 \text{ mm のとき} \quad \tau_c / w_0(S_s - 1) d_m = 0.034 \\
 & \text{以上の中間の粒径で砂比重} = 2.6, \text{動粘性係数 } \nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s} \\
 & \text{のとき} \quad u_*^{*2} = 127.5 d_m^{1.409}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

が実験によく合うと言われている。本実験では $d_m = 0.756 \text{ mm}$ であるから (23) より $\tau_c = 41.9 \text{ gr/m}^2$ を得た。

[B] 流砂量公式の変換 まず (3) のごとき流砂量公式は元来等流に対して提案されたものであるから、堆砂現象のような不定流にそのまま用いてよいか一応の疑問が生ずる。これについては筆者は同一水路、同一種の砂を用いた 12 組の実験結果から、流れの時間的変化がきわめてゆるやかであるとして不等流の掃流方式を使い、等流の場合と同様の計算をしてさしつかえないことをすでに示した⁹⁾。

つぎに流砂量公式を (7) のように変形してよいかどうかを検討しなければならない。Kalinske は流砂量に関する多数の実験値を、無次元量 $q_s / u_* d_m$ と $\tau_c / w_0(S_s - 1) d_m$ を両軸にとり整理しているが、いま試みに縦軸はそのままに、横軸を $(u_*^{*2} - u_c^{*2}) / g(S_s - 1) d_m$ として再描点して図-6 を得た。この際は粒径に無関係に $u_c^{*2} / g(S_s - 1) d_m = 0.05$ とみなした。同時に筆者の上記実験結果を図-6 に併記してあるが、これは (23) により無次元量を 0.034 としてある。これらの描点から流砂量公式を (7) の形でほぼ示せることがわかり、(7) の $n = 1.25$ となり、(8) において $\beta = 1.0084$ となつた。∴流砂量公式は

$$\left. \begin{aligned}
 & q_s = 1.0084 u_*^* (u_*^{*2} - u_c^{*2})^{1.25} \text{ m}^3/\text{s} \\
 & u_c^{*2} = 4.106 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}^2
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

[C] Chézy 係数 C の決定 水路を dam up した瞬間における水面形は実験によればほぼ図-7 のごとく、dam により生ずるプールの部分 ㊸ と、dam の影響の直接およびない流れの部分 ㊹ に大別される。㊸ 部では砂粒はほとんど動かないが、㊹ 部では砂粒はさかんに移動する。従つて両部分の C の値は異なるはずで、それは水深と粗度係数、ことに粗度係数の影響を多くうける。ここではきわめて簡単に、前述の実験を参考にして ㊸ 部では $n_1 = 0.0102$ 、㊹ 部では $n_1 = 0.01554$ と定めることにした。

つぎに広巾水路の式を利用する関係上、 $R = h$ とみなしたことにより生ずる n_1 の更正法をのべておく。すなわち水深 h の矩形断面の等流では、 n_1 、 h 、 R の間に

$$q = h \cdot \frac{1}{n_1} R^{2/3} \sqrt{i} \dots\dots\dots (25)$$

広巾矩形とみなし得ない水路では (25) の R の代りに h を代用したとき、同一の q と i を維持するためには n_1 はみかけの等値粗度係数 n_2 を更正すべきで

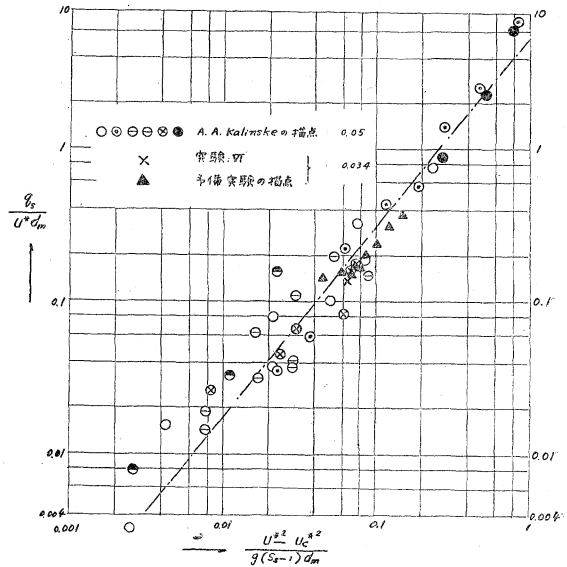
$$q = h \cdot \frac{1}{n_2} \cdot h^{2/3} \sqrt{i} \dots\dots\dots (26)$$

両式より

$$n_2 = n_1 \left(\frac{h}{R} \right)^{2/3}, \quad C = \frac{1}{n_2} h^{1/6} \dots\dots\dots (27)$$

㊸部では $h = 2.40 \sim 4.80 \text{ cm}$ であるから、この平均水深を用いて (27) より $C = 46.15$ を得た。(27) よりわかるように h が大になれば n_2 も大になるので、㊸部では $C = \text{const.}$ とおいても実用上さしつかえないとみなした。㊹部ではその最上流の等流部の値として前記の実験結果を用いれば $n_1 = 0.01554$ 、(27) より $C = 29.83$ となる。しかし段丘にちかき部分では q_s はかなり小さく、 n_1 もかなり小さいと予想されるので、 $n_1 = 0.012$ 、 $h_m = 2.40 \text{ cm}$ 前後を対称として $n_2 = 0.01385$ 、 $c = 38.78$ を得た。流砂面上の C の変化は不明であるから、便宜上これらの平均値 $C = 34.30$ が㊹部全体にわたつて一定と仮定して計算を進めることにしよう。しかしこのような C を用い

図-6



たために、等流水深 h_0 と段丘部の流砂量 q_{sf} に実験値とやや喰いちがいを生じたことについては後にのべる。

[D] K, λ, h_k, u_c^* の計算 (17) より K を求めると $K=0.8189 \times 10^{-11}$ ∴ $K/(1-\lambda)=1.3648 \times 10^{-11}$ つぎに (13) における u_c^* は

$$u_c^* = \sqrt{\tau_c / \rho} \dots \dots \dots (28)$$

ここに $\tau_c = 41.9 \text{ gr/m}^2$ より $u_c^* = 2.026 \times 10^{-2} \text{ m/s}$

堆砂の限界深さ h_k の ㉔ 区間の値を h_{k1} , ㉕ 区間の値を h_{k2} とすれば (13) より $h_{k1} = 2.487 \text{ cm}$, $h_{k2} = 3.346 \text{ cm}$ となる。

4. 堆砂の計算方法

[A] 計算順序 まず dam up した時刻を $t=0$ としてつぎの Δt 時間後の堆砂厚の増加 ΔZ を計算して逐次砂面の profile を定める。この一連の作業をくり返すことにより、 Δz を積み重ねてゆくのであるが、計算順序はほぼつぎのとおりである。

- ① 水面曲線を定める。
- ② $h = h_{k1}$ となる位置を定める。
- ③ $\varphi(h)$ を計算して特性曲線を描き、 Δt を与えて Δx を求める。
- ④ $\Delta z = i \varphi(h) \cdot \Delta t$ より Δz を計算する。
- ⑤ 段丘流砂量 q_{sf} を計算する。
- ⑥ $V_f = \Delta t \cdot q_{sf} / (1-\lambda)$ を h_k の位置より下流に分布させる。
- ⑦ Δz より新堆砂面の profile を定めておく。

[B] 水面形 水面形を画くには種々の方法があるが、ここでは (9) を変形した次式を用いた。

$$\Delta h = \frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_c^3} \Delta x \dots \dots \dots (9')$$

[C] Δz の計算 水面形が求まったならば (16) により各測線ごとの $\varphi(h)$ を求める。この際 $(h^3 - h_0^3) / (h^3 - h_c^3)$ は各測線に値に更正したものを用いるべきである。特性曲線を描くには、各測線の間では相隣断面の平均水深に対する $\varphi(h)$ を用いることにし、かつこの両断面の間では特性曲線の勾配は一定と仮定した。図-9 はこの画き方を示す。

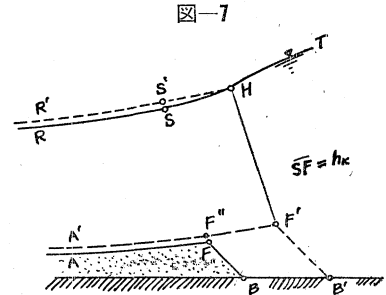
[D] 段丘流砂量 V_f 段丘を境にして上下流で c の値が異なり、段丘より上流では $u^* > u_c^*$ 、下流では $u^* < u_c^*$ である。従つて段丘のすぐ上流では (7) で計算される段丘流砂量 q_{sf} が存在し、これが段丘を越えたとたんに急に $q_s = 0$ となるため、水中容積 $V_f = \Delta t \cdot q_{sf} / (1-\lambda)$ の砂量は段丘の下流に堆積せざるを得ない。この計算では Δt 時間内では水位は不変と考えるから、その間の堆砂厚の変化を考慮に入れて $q_{sf}(h=h_k)$ と $q_{sf}(h=h_k - \Delta z)$ の平均値から V_f を求めた。さて計算順序の ⑥ に挙げた V_f の分布のしかた、つまり V_f を段丘の前面にいかなる形に堆積さすべきかについて述べよう。図-7 においてある時刻における段丘を AFB、その時の水面形を RST とすれば、 Δt 時間後の新段丘の肩 F' を定めるためには

$$\left. \begin{aligned} HF' &= h_k \\ V_f &= \Delta t \cdot q_{sf} / (1-\lambda) = \Delta F''F'B'B \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (29)$$

なる 2 条件をみたす点 F' を定めるのが合理的と思われる。しかし段丘附近の水面形について従来あまり研究されておらず、H 点従つて F' 点を理論的に確定することが困難である。ただ従来筆者の行つた実験結果から判断すると、段丘はその下流のある区域で水面形に若干影響をおよぼすことが推察せられている。そこで本文では止むを得ず旧砂面勾配 AF と dam crest の方向を参照し、かつ新段丘を延長したときその上で極端な射流がおこらぬように注意しながら FF' をのぼすことにし、かつ (29) の条件の一つ、 $\Delta F''F'B'B = V_f$ をみたすように F' をきめることにした。

5. 計算結果

[A] dam up 直後の水面形 dam up により生ずる水面形を求めるには堰上げ水深 h_s を与えねばならぬ。元来 h_s はダムの形と流量 q を与えれば定まるのであるが、ここでは実測水深をそのまま用い、 $h_s = 4.80 \text{ cm}$ とした。限界水深は $h_c = 1.780 \text{ cm}$ 、等流水深は ㉔ 部では $c = 46.15$ より $h_{01} = 1.629 \text{ cm}$ 、㉕ 部では $c = 34.30$ で $h_{02} = 1.985 \text{ cm}$ となつた。ダムを起点とし、 $\Delta x = 20 \text{ cm}$ として $h_s = 4.80 \text{ cm}$ を与えて (9') により逐次上流に向



い水深を定め、 $h=h_{k1}=2.487\text{ cm}$ となる位置を interpolation により求めると $x=371.20\text{ cm}$ を得た。ここが堆砂開始点で、これより上流では $c=34.30$ として水面形を定めた。これらをまとめて図-8 に示している。

図-8

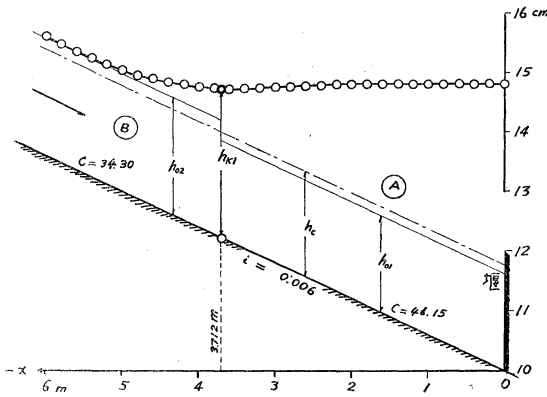
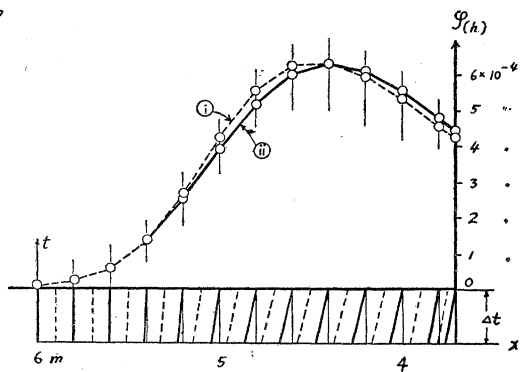


図-9



[B] Δz の算定 Δt を小にとりすぎると正確にはなるが計算が複雑になる。 Δt が大にとりすぎるとやや不正確をまぬかれないし、かつ第2回目以後の区分計算で射流部分がでて実情とやや異なり不適当と思われた。結局数回の試算の結果、 $\Delta t=2$ 分間ときめた。さて図-7 の水面形にもつぎ各測線ごとの $\varphi(h)$ を計算した例が図-9 の curve ① である。特性曲線図も併記してあるが、 $\Delta t=2$ 分後の Δx を求め、各測線上の $\varphi(h)$ を更正したのが図の curve ② である。 Δz は $i\varphi(h)\cdot\Delta t$ から計算で求めた。

第1回目の Δt 時間後、すなわち dam up の2分後における堆砂厚さ Δz を計算したところ、段丘部では $\Delta z=0.03204\text{ cm}$ 、 $V_f=2.581\text{ cm}^2$ となつた。さて V_f なる容積の砂量を Δz の位置より下流に分布堆積させることになるが、このときの Δz は砂粒径よりはるかに小さいから、このような小さい段丘が前進すると考えるのはやや不自然のようでもある。実験VIにおいては dam up 後数分間は段丘らしいものを認めることができなかつた。以上の考えから段丘厚 $\Delta z < d_m$ の範囲では V_f は最初の堆砂開始点より上流に、しかも下流にちかく、堆積するものと考えた。本題では最初の2分間に V_f に相当する量は $x=5.0\sim 3.712\text{ m}$ の区間にまたがり堆積し、かつ Δz は段丘に向い直線的に増加するとみなした。これらの仮定も適当でないかも知れないが、段丘部付近の水利現象、砂面上の粗度の変化などの詳細が不明である現状において止むを得ずとつたのであつて、今後の研究により是正したい。

6. 計算と実験の比較

$\Delta t=2$ 分ごとの計算を5回くり返した堆砂形の変化状況を図-10にしている。 Δz の最大の位置は段丘の位置よりつねにやや上流に現われ、時間の経過とともに下流に移動する傾向があつた。

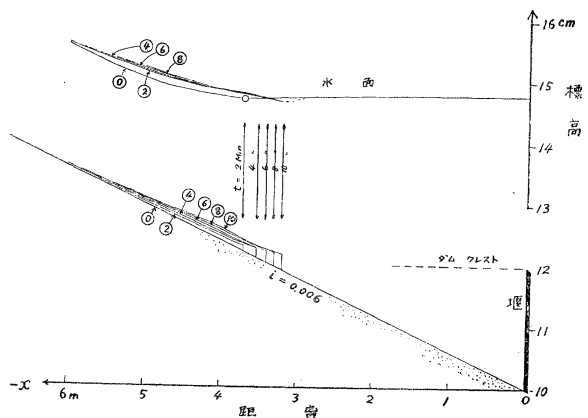
さて計算の方では Δt をあまり大きくとれない関係もあつて5回のくり返し、すなわち dam up 後 10 分間までの変化しか計算していないのに対し、実験の方は dam up 後 20 分ごとに実測したので両者を直接比較することがやや困難になつた。また dam up 瞬時の水面形の実測ができなかつたのも残念であつた。しかし段丘の前進する状態を別に実測しているのので、これから堆砂開始点の位置その他を推定することができた。

[A] 類似点 図-5 と 図-10 を比較したときの類似点を列举すればつぎのようである。

(1) 堆砂開始点の位置は実験では $x=360\sim 380\text{ cm}$ の範囲にあると推定されるが、計算値では $x=371.2\text{ cm}$ とほぼ一致している。

(2) 段丘部の水深は実測値では $2.40\sim 2.80\text{ cm}$ と推定せられ、計算値の 2.487 cm と大体ちかい値となつた

図-10



- (3) 水面形は段丘の位置を境にして別種の曲線を形づくる傾向がある点、両者とも一致している。
- (4) 段丘の前進する機構が計算によつてかなり合理的に説明できる。
- (5) 段丘流砂量 V_f は計算からすれば時間の経過とともにつねに一定値のごとくなるが、実験においてもその傾向がみられた。
- (6) 水面形、堆砂面形は漸次上昇する。
- (7) 段丘は次第に厚さを増しつつ上昇し、かつ前進するにもなつて前進速度はおそくなる。などであつた。

[B] 相異点 実験と計算の相異する点としては

- (1) 砂面上流部の等流水深が一致しない。
- (2) 等流部分の流砂量および段丘部流砂量 $q_{s,f}$ が異なる。
- (3) 段丘のできはじめるときの水面形の上昇が、やや一致しにくい。

以上のうち(1)と(2)の第一の原因は、実験と計算とで給砂条件が異なつていたためであろう。つまり計算では無限上流から砂を補給することになつてはいるが、実験では水路の長さに制限され、かなり dam に近い位置から砂を補給したためと思われる。第二の原因は C の定め方にもとづいてはと考えられる。広巾とみなしにくい水路で $R=h$ とおくための更正を行つたが、これは $u^* = \sqrt{ghi}$ としている。一方(20)を用いたときは $u^* = \sqrt{gR_m/i}$ とおいたことになるから、本例のように縦横比の大きい水路でははじめから両方の u^* に差があつたのである。もちろん広巾水路ならば上述の誤差は生じない。

つぎに計算の必要から $C = \text{const.}$ としたのであるが、上流の等流部分も段丘部分の u^* も上の C を代用するから当然実験結果の u^* と異なつてくる。これらは流砂面上の C の変化の詳細が明らかになるまでは止むを得ぬであろう。(3)の相異は Δz が砂粒径 d_m よりはるかに小さいときの計算法のいかんによるものであり、今後改善すべき点がみとめられる。

7. 結 言

以上のべたごとく本研究はきわめて条件の簡単なひくい堰の堆砂現象について、岩垣助教授提案の特性方程式を用いての解析を試み、これに関連して行つた堆砂実験と詳細に比較検討を行い、今後の問題点を指摘したものである。

段丘部の水面形状、砂面上の C の変化、などの複雑で未解決の問題を含んでいるため止むなくある種の仮定をおきながら計算を進めたが、実験水路のみちかいことと相まつて計算と実験とが完全に一致するに到らなかつた。また Δt をあまり大にとり得なかつたので両者の比較も完全には行えなかつた。 Δt を大にとつてもさしつかえないように今後の研究が必要である。

以上のごとく未解決の重要問題をかかなり有しており、今後改善すべき点が多いが、特性曲線を利用することにより堆砂開始点の位置、段丘部水深 h_b 、段丘流砂量 V_f ；段丘の前進機構について一応解析的な説明を試み、かつ筆者がこれまで行つた多数の堰の堆砂実験との関連をしらべ、水理常数のとり方について述べたつもりである。

本研究は昭和29年度文部省科学研究「堰の堆砂に関する研究」ならびに結城博士を中心とする試験研究「ダム貯水池の埋没とその防止に関する研究」の成果の一部であり、関係方面並びに種々研究上の御支援を与えられた長野県土木部、東京電力KK、中部電力KKの関係各位に対し厚く御礼申し上げる。終始御鞭撻いただいた信大結城博士、また直接御懇篤なる御指導と御教示賜つた京大石原博士、岩垣助教授に対し衷心より謝意を表す。なお熱心に実験に協力せられた信大工学部文部教官、草間孝志氏、当時学生、鈴木武夫、勝又豊高、長嶋照雄、松林博芳、宮尾房雄、岡村隆史の諸氏に対し深く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 第11回土木学会年次講演会において発表
- 2) 杉尾：堰上流の堆砂現象に関する実験：土木学会誌 38 卷 11 号
- 3) 杉尾：堰の堆砂に関する実験：信州大学紀要第4号 1954
- 4) 岩垣：特性曲線法による水路床の変動機構に関する研究：未発表
- 5) H.A. Einstein: Formulas for the Transportation of Bed Load, Proc. A.S.C.E. (1941)
- 6) H. Rouse: Engineering Hydraulics, p.799
- 7) 岩垣：限界掃流力に関する研究：第11回土木学会年次講演会
- 8) 杉尾：堰の堆砂に関する実験(第3報)：信州大学工学部研究報告第4号 1955

(昭.30.7.19)