

(7) ダム上流の堆砂現象について

徳島大学 正員 杉尾捨三郎

わが国は一般に資源が乏しいが、水資源だけはきわめて豊富である。従って、この水資源をダムによって確保し、これを最大限に利用することは、わが国の発展上きわめて重要である。しかし、最近ようやく注目されはじめたダム上流の堆砂の影響については、現在十分信頼できる理論がなく、堆砂の究極的縦断形状、背砂の影響範囲など不明確な点が多く、このため企業者側と地元側との間に生ずる摩擦を解決することが困難な場合が多かった。筆者はすでに平衡河床理論を用いて堆砂形状を推定する方法を発表したが、⁽¹⁾ ここでは主として犬竜川水系泰草ダムを例にとつて平衡河床理論による検討を行ない、平衡河床基準流量 Q_s がきわめて重要な役割をもつことをのべ、かつ従来やや不明確であった平水時および高水時の平衡河床形の意義について考察した。

1. 平衡河床理論の概要

河中が漸変する矩形断面水路を考え、流れを不等速定流とみなし、どの断面においても堆砂面上で堆積も洗掘もないものとするは以下の各式が成立する。

$$\text{流れの運動方程式} \quad i_s = \frac{U^{*2}}{gR} + \frac{dh}{dx} \left(1 - \frac{h_c^3}{h^3} \right) - \frac{h}{B} \frac{h_c^3}{h^3} \frac{dB}{dx} \quad (1)$$

$$\text{流れの連続式より} \quad hR^{1/2} = nQ\sqrt{g}/BV^* \quad (2)$$

$$\text{流砂に関する連続式} \quad Q_s = Bq_s = \text{constant} \quad (3)$$

$$\text{幾何学的条件} \quad Z = \int_0^{x'} i_s dx' + Z_s \quad (4)$$

ここに、 i_s は堆砂面勾配、 U^* は摩擦速度、 h は水深、 R は径深、 h_c は限界水深、 B は水路巾、 n は粗度係数、 g は重力の加速度、 Q は流量、 Q_s は単位時間当りの流砂量、 q_s は単位巾、単位時間当りの流砂量、 Z は堆砂面標高、 Z_s はダム地奥の堆砂面標高、 x' はダムを起点として上流むけに測った距離である。また流砂量公式と抵抗法則とは、現実の河川に適する信頼度の高いものは得られていないが、ここでは筆者の実験結果から求められた次式が仮りに成りたつものとみなして計算することにする。

$$\text{流砂量公式} \quad \frac{q_s}{U^{*2}d} = 5.6(\psi - \psi_c)^{1.25} \quad (5)$$

$$\text{抵抗法則} \quad n\sqrt{g}/d^{1/6} = 0.341 \psi^{0.35} \quad (6)$$

ここに、 d は砂れきの平均粒径、 ψ は砂れきのみつと、 ρ は液体のみつと、 ψ は $U^{*2}/(6\rho-1)gd$ で表わされる掃流に関する無次元量である。流路を適當の數に分割し、以上の各式を連立し、最下流のダム地奥から Z を順次上流むけに計算すれば、平衡河床形が求められ、水位も同時に得られる。

2. ダム上流の平衡河床形

ダムの高さがひくく、貯水池がせまくかつ土砂の粒径の大きいわが国のダム調整池や貯水池では、第1次堆砂はかなり短年月で終了し、いわゆる *top-sets beds* が上流にのびている場合が多い。さて、上の理論を適用するに当っては、河川断面形、流量記録、砂れきの粒度分布、洪水痕跡、ゲートの操作状況、洪水流量の時間的变化、堆砂の経年変化などについての詳細な資料を必要とするのであるが、これらの資料の一部または大部分が不足していることが多く、とくにダム築造前の資料はほとんど得られない。ここでは、比較的資料の豊富な泰阜調整池について検討することにする。

(1) 泰阜ダムとその調整池の概要

泰阜ダムは天竜川水系に属し、長野県下伊奈郡泰阜村に築造された高さ 46.85 m の発電用コンクリート造重力式ダムで、奇勝天竜峡の下流 8 km に位置し、出力は最大 52,500 kw である。昭和 10 年に調整池は湛水したが、その後数年のうちに姑射橋上流部で洪水時に浸水する区域がふえ、約 9 年後には第1次の堆砂が終了し、その後は堆砂の末端は緩やかな速度で上流に遡上する傾向が見られた。調整池内の堆砂の変化状況は図-1 に示すようである。その後、排砂用トンネルの新設、洪水時における水門の操作規定の改正など、企業者側による種種の努力がなされた。が背砂の影響範囲の推定に関連する補償問題をめぐり、企業者側と地元側との間に数次の紛争があったが、昭和 34 年にいたり一応解決した。なお、調整池内の上砂れきの寸法は、ダムから 2 km 以内では 0.1 mm 以下の微細砂が多いが、5 km 以上の部分では 25~80 mm 程度の砂れきになる。ダム付近をのぞけば、平均粒径 d と x' との関係はほぼ次式で表わすことができる。ここに、 d_0 はダム地床の仮想上の粒径で、30 mm である。

$$x' = 6.644 \log_{10} d / d_0 \quad (7)$$

(2) 平水時の平衡河床形

計算に先だって、以下の仮定が用いられた。

- (i) 河川の横断形状を矩形とみなし、流れ方向に河巾は緩やかに変化するものとする。
- (ii) 河川の屈曲の影響を無視する。すなわち、河川の流心は一直線をなすものとする。
- (iii) 考える区間においては支川の流入を無視する。つまり、当該区間では流量 Q は一定で、瞬間的に不等速定流の扱いが可能であるものとみなす。
- (iv) 流砂量公式としては(5)式が、抵抗法則としては(6)式が成立するものとする。

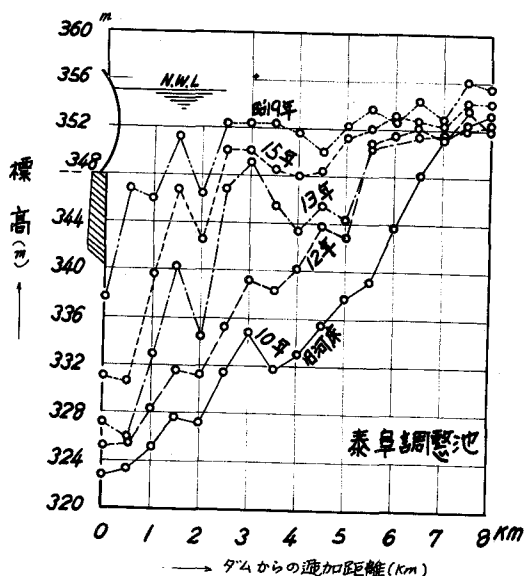


図-1 泰阜調整池内の堆砂の経年変化

(V) 河床砂れきの平均粒径は、平水時も高水時も(7)式で表わされるものとする。

ダム地奥から上流 11.5 km までの区間についてのべる。ある流量 Q に対し、どの断面でもその位置の砂れきの限界掃流力に相当する掃流力を生じるような河床形を考え、これを平水時の平衡河床形とよぶことにしよう。(3)式において $q_s = 0$ 、すなわち $\psi = \psi_c$ となるが、岩垣博士の方法によりこの粒径に対する ψ_c の値としては 0.05 とした。まず流路をダムから 500 m づつの区間に分割し、 Q に適當の値を与え、(1)～(7)式を満たすように各断面の水深 h 、摩擦速度 v^* などを計算し、(4)式から平衡河床形と水位を算出した。なお、(4)式における Z_s は $Z_s = Z_c + H - h$ から計算した。ここに、 Z_c はダムグレストの標高、 H は越流水深、 h はダム地奥における平衡水深である。試みに、 $Q = 800, 500, 200 \text{ m}^3/\text{s}$ とおき、それぞれ平衡河床を求めてみると、 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対するものが最も現在の河床形にちかい結果を与える。図-2 は、この計算結果を図示したもので、昭和 31, 32 年に測定された河床最深線の縦断形と比較すると大体両者はよく一致している。図によれば姑射橋をはさむ狭く部の河床低下はかなり大きく、水深もまた大である。 $x' = 8.5 \sim 11.5 \text{ km}$ の区間は河中が急に拡大する区間で、 $x' = 11.5 \text{ km}$ 付近で河床勾配がゆるやかになるのは、この上流に狭く部が存在するからである。

(a) 平衡河床基準流量

流路の断面形、砂れきの粒径と与えるときは、 Q を定めればそれに対応する平衡河床

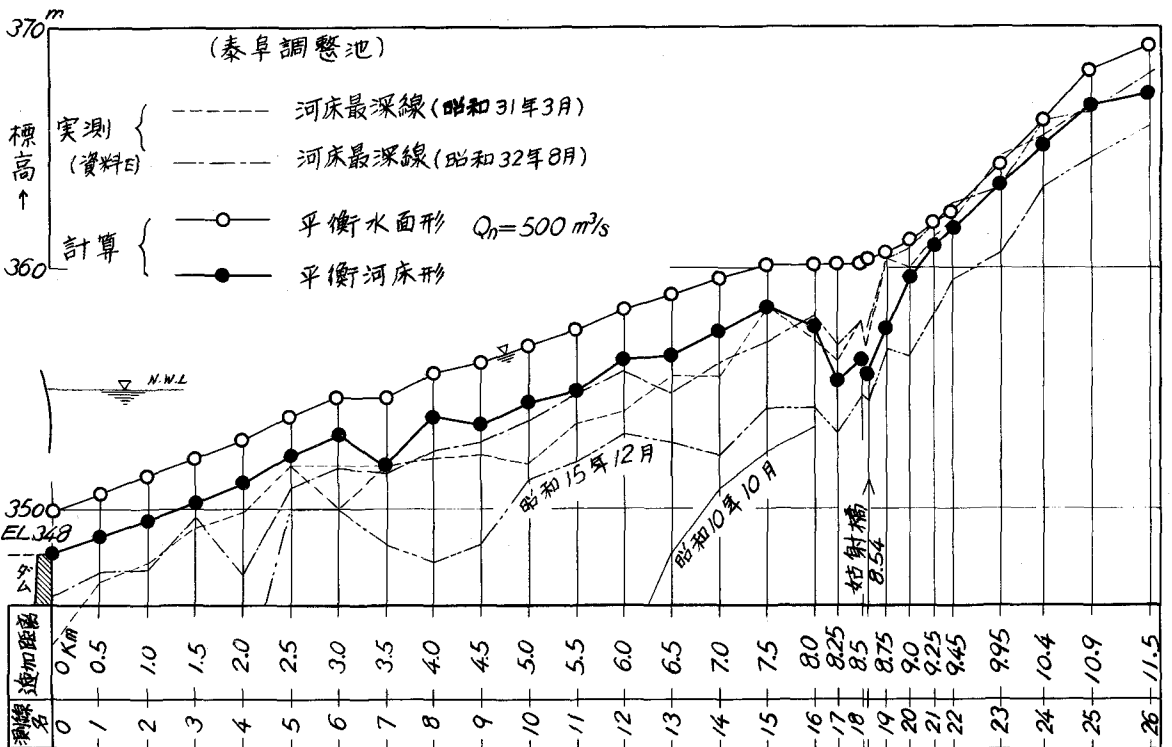


図-2 泰阜ダム上流の平水時平衡河床形

形が決定される。つまり Q を小にすれば平衡河床形は緩やかに、 Q を大にとれば平衡河床形の勾配は急になる。しかし現実の河川のもつ河床形は、 Q によって無闇に変化するものでなく、ほぼ一定の形態をもつものであることを考慮すれば、各河川はそれぞれの河川特有の、平衡河床形をきめるための基準となる流量が存在するのでなかろうかと想像される。この流量を「平衡河床基準流量」と呼ぶことにし、 Q_s で表わせば、泰阜の場合には $Q_s = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。これは佐藤清一博士の研究⁽²⁾における「平均支配流量」に相当するものであろう。 Q_s 以下の流量の場合にも小粒径の砂れきや、流れの流心ちかくに存在する砂れきは移動するであろうが、河床全体として移動を開始する状態になるのは $Q = Q_s$ の場合からであるとみなすことができる。

(b) ダム築造前の平衡河床形

もしこのような Q_s が存在するならば、ダム築造前における河床形状もまた平衡河床基準流量 Q_s によって支配されるはずである。ダム築造前の資料はきわめて少なく、また砂れきの寸法、兩岸の状態など不明確な点が多いが、泰阜付近においてそれらの値を大体推定して畧算を行なったところ、 Q_s にかなりちかい値を得た。 Q_s と Q_s' との関係が今後の研究により明らかにになれば、ダム築造による堆砂勾配が理論的に推定できるであろう。

3. 高水時の平衡河床形

Q_s 以上の洪水量が長時間にわたり一定のままで流れつづけるものと仮定するとき、やはり一種の平衡河床形に近づくことが予想される。このような仮定は現実とはかけ離れた単なる仮定であるから、断面形一定の場合以外現実の河床形とは一致しないと思われるが、これを考えることにより、ある程度洪水時の河床形を推定するのに役立つ。ここでは昭和32年6月の洪水 $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$ を対称として考察してみる。洪水時に導流にちかい流れとみなしうるような適当な区間がないので、ダム地奥における v^* すなわち v_b^* の値を3~4種適当に選んでそれぞれの場合の高水時の平衡河床形を計算し、そのうち全体としての形態が現在河床に比較的ちかいものをとると、それは $v_b^* = 0.320 \text{ m/s}$ の場合となった。しかし図-2 と比較してみると、狭さく部の河床高が極端に低くすぎて現実的でなく、ことに狭さく部上流の洪水位は計算値と測定値とは全然一致しない。従って、高水時には全断面を通じて同時に平衡河床を考えることは適當でないことがわかる。すなわち、このような河川では流量の時間的变化が早すぎて河床の変動がこれにともなわず、平衡河床をつくるに到らないようである。狭さく部と拡大部を交互にもつ大竜川のような河川では、洪水の上昇時期には狭さく部上流はプールのような状態となり、移動限界水深 h_k より深い水深の部分ができ、その地奥を境にして堆積と洗くつが行なわれる。この考えを用いると、狭さく部内の洪水時の洗くつ深さをある程度推察できることになる。

参 考 文 献

(1) Sugio, S.: On the Equilibrium Bed Slope in a Steady Nonuniform Flow, Journal of the Faculty of Eng. Shinshu Univ., No.7, 1957, pp. 31-43.

(2) 佐藤清一：河川の自然勾配について，土木学会誌，第28巻第9号，1942，pp.822-825.