

日本大学理工学部 正員 栗津清蔵
日本大学工学部 正員 ○ 木村喜代治

切欠きのあるせきに流量などが定常的に流れたとき、その直上流部に段丘が形成され、その法肩部の高さ、位置などに関する実験式を報告した¹⁾。さてわれわれが完全に堆砂したダムを見ると通常は流量の少ない状態であり、このときには段丘は消えて堆砂面はダム頂面にほぼ一致し平坦な形状をなしている。流量、流砂量の定常的な動的平衡状態から流れを減少せしめていくときに、堆砂面や段丘がどのように変化するか、またせきより吐き出される流砂量の変化はどうなるかを前報までの結果を用いて検討し、併せて実験を行なった。更に前報までの研究結果の補足説明を加えた。

今回行なった実験は、せきの種類は長方形の切欠きを有するもので No.1 ($b=5.94\text{ cm}$)、No.2 ($b=9.63\text{ cm}$)、No.3 ($b=14.9\text{ cm}$) の3種、流量流砂量の組合せ A: ($Q=7.88\text{ l/s}$ $Q_B=4.88\text{ cm}^3/\text{s}$)、B: ($Q=5.00\text{ l/s}$ $Q_B=3.09\text{ cm}^3/\text{s}$)、C: ($Q=2.31\text{ l/s}$ $Q_B=1.43\text{ cm}^3/\text{s}$) の3種、流量の変化の仕方はⅠ、Ⅱの2種で計18種類である。この流量の変化は任意に変えられる装置が付いていないので、一つは流量調節バルブの

急閉と、もう一つはヘッドタンクへの汲上げポンプの停止によったもので、 $Q \sim t$ の関係は図-3に表わした。動的平衡状態における直上流部の段丘法面の勾配は、水路の中央でやや急で両岸部でやや緩いがあるが、何れの実験でもほとんど同一で砂の空中における安息角と同じであった。

前報¹⁾で示したように

$h_b = \alpha \cdot l_b$ で、一定の切欠きについて α が一定があることは、 Q の変化による法肩の軌跡は図-1

のような破線のように直線となる。これより

$h_b' = (\tan \theta - \alpha) l$ (1) となる。 Q の変化による段丘肩部の移動がこの破線に沿って変化するものと

図-1

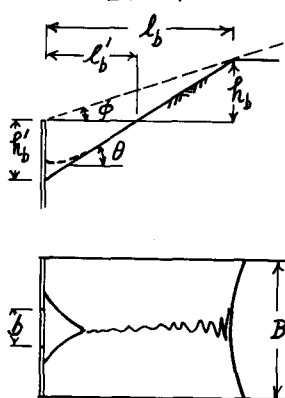


図-2

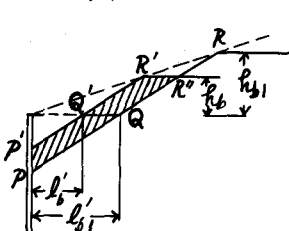
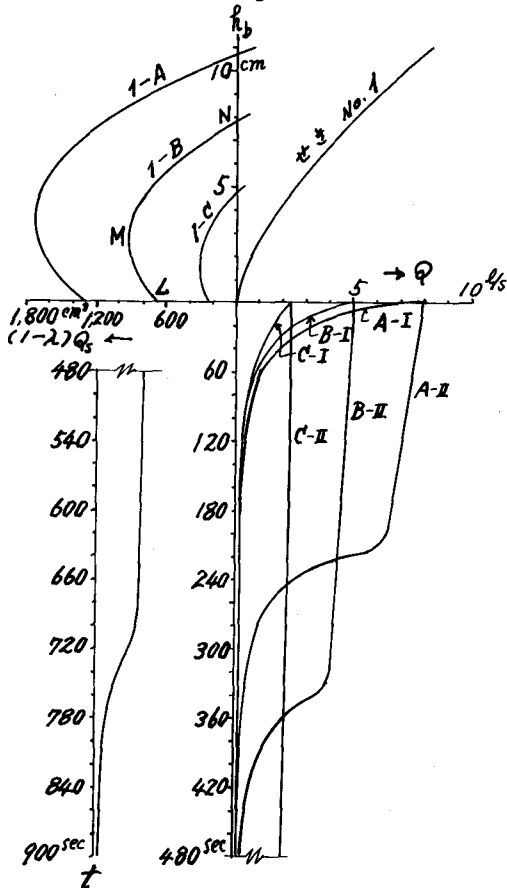


図-3



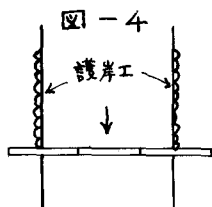
すると、 Q の減少によって法肩が前進し、これによって図-2の $P'R'P$ の部分埋まる。法肩の線を直線と仮定し、最初の高さを h_{b1} とすると、この容積 Q_s は $Q_s = A_1 h_{b1}^2 + A_2 h_{b1} h_b - (A_1 + A_2) h_b^2$

…(2) ただし $A_1 = \frac{B(\tan\theta - \alpha)^2}{\alpha^2 \tan\theta}$ $A_2 = \frac{B(\tan\theta - \alpha)}{\alpha \tan\theta}$ 。計算の例を図-3に示した。図のM点のような Q_b についての極大値の存在するこゝとがわかる。 h_b の値は $\frac{h_b}{h_{ca}} = \frac{1}{C\sqrt{2}} - \frac{h_0}{h_{ca}}(1 + \frac{1}{2}Fr^2)$ (3) で表わされるが、これによって $\frac{dQ_b}{dQ} > 0$ の条件(土砂調節作用の条件)を求めると $\frac{1}{C\sqrt{2}} \cdot \frac{2}{n} > \frac{3}{5} \frac{h_0}{h_{ca}}(1 + \frac{1}{2}Fr^2)$ であり Manning の平均流速を用いる。式(3)より計算した一例を図-3に示す。

時間的変動流を考へ、法肩付近の流砂量を Q_b' とダムを越す流砂量を Q_b'' とすると $Q_b'' = Q_b' - (1-\lambda) \frac{dQ_b}{dt}$ …(4)。 Q の変化に応じて h_b も直ちに变化し時間的遅れがないと仮定すると $\frac{dQ_b}{dt} = \frac{dQ_b}{dh_b} \cdot \frac{dh_b}{dQ} \cdot \frac{dQ}{dt}$

流量の減少のとき $\frac{dQ}{dt} < 0$ 、また $\frac{dh_b}{dQ} > 0$ とすると、図-3のMNの間では $\frac{dQ_b}{dt} < 0$ であるから $\frac{dQ_b'}{dt} > 0$ 。 Q_b' は上流の勾配変化を受けない流量に応じた Q_b よりは大きい、

しかし式(4)右辺第2項によって Q_b' と Q_b との大きさ関係は明確でない。図-3のMLの間では $\frac{dQ_b}{dt} < 0$ となみから Q_b' は Q_b より大きい。洪水のときのようなことを考えれば、流量に対応した Q_b より、ダムからの吐出す流砂量が大きいと考えられる。ダムの直上流部に形成される深掘れは、中央部分よりも兩岸



取付部で最も深い。こ

の岸の部分の土質が洗掘し易い場合には容易にえぐり取られることが予想される。砂防ダムに見られるように土質の場合には図-4のように上流側に護岸工を必要とする。この範囲を決めるには h_b や Q_b が参考となる。今回の実験の一部を図-5、

6に示した。何れの場合も Q の減少とともに h_b は低下し、深掘れは埋まる。河床の変化は下流から始まり、やつくりと上流によぶ。同様な流量変化に対しては h_b の変わるほど低下のよぶ範囲は大きい。

この研究は文部省科学研究費(特定研究 責任者:井口昌平教授)による研究の一部である。

図-5 定常および最終床面縦断形

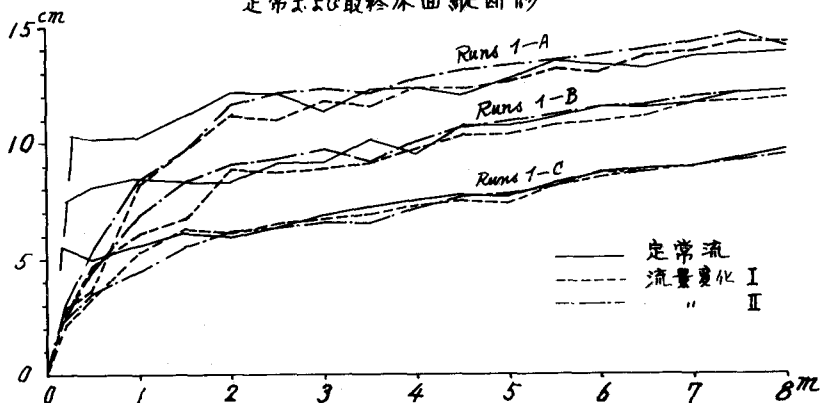


図-6 Run 1-B-I, II における水面と床面の時間的変化

