

京都大学防災研究所 正員 矢野勝正

京都大学防災研究所 正員 高橋 保

鹿島建設株式会社 正員 O 松本 喬

1. はしり ところで河床変動に関する研究は数多く行われてきたが、ここでは集中豪雨等によって生じた崩壊土砂が河道部へ流出してきた場合、一洪水によって、河床がどのように変化するかを調べるために、(a) 給砂を行なった場合、(b) 河床上に最高高さ5CM、長さ10Mにわたる小山(Mound)を作った場合、の2つについての河床変動の実験を行い、定常流と洪水流を流し、その結果を比較検討し考察を行っている。

2. 実験概要 (1) 実験装置および方法 実験水路は幅60CM、高さ60CM、長さ150Mの鋼製水路で、水路底の厚さ8CMにわたり平均粒径0.72mmのはば均一な砂を敷きつめた。初期河床勾配は $1/500$ である。実験終了後の河床高さはポイントゲージを用いて測定した。(2) 実験ケース 定常流と洪水流についてそれぞれ実験を行なった。(i) 流量 25 l/sec の定常流を、30分間流し、(a) 同時に給砂を単位幅時間当り $470 \times 10^{-5} \text{ kg/h}$ のものを付けて、30分後の河床高さを測り、(b) Moundを作った状態で30分間の河床高さを測定した。以上2つの実験を行なった。(ii) 洪水流(基本流量 10 l/s 、最大流量 40 l/s 、継続時間30分、継続時間中流れた全流量と定常流30分間に流れた全流量とは等しい。)に対してそれぞれ(a)定常流と同一の給砂を行なったもの、(b)同じMoundを作った2つの実験を行なった。

3. 河床変動の基礎方程式 土砂流のように給砂が非常に急激で、しかも大量に行われる場合や、波流のような場合を除けば、現象は比較的ゆっくりしており、類似等流的解析が可能と考えられ、流水の運動方程式として、
$$i = U_*^2 / gh \quad (1)$$

を用いることができる。ここで i は水面勾配で、 $i = i_0 - \frac{\partial^2}{\partial x^2} - \frac{\partial^2}{\partial x^2}$ (2)

i_0 は初期河床勾配、 z は基準面からの河床高さ、 h は水深、 U_* は摩擦速度である。また流水の連続式、
$$\frac{\partial z}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

および流砂量式として佐藤吉川・芦田公式 $q_B = q F(\%) \cdot U_*^3 / g (\eta_F - 1)$ (4)

を用い、さらに抵抗法則として Manning 型を用えば、(1)、(2)、(3)、(4)式より

$$\frac{\partial z}{\partial t} - \frac{21}{20} q F \frac{1}{1-\lambda} \cdot h U_* / (\eta_F - 1) \cdot (\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} - \frac{6}{5} U_* / h \cdot \frac{1}{q} \cdot \frac{\partial q}{\partial x}) = 0 \quad (5)$$

が得られる。ここで q は単位幅流量である。いま水深の関数を無視できるものと仮定すれば、定常流では $\frac{\partial z}{\partial x} = 0$ より

$$\frac{\partial z}{\partial t} - k \frac{\partial^2}{\partial x^2} = 0 \quad (6)$$

より、 $k = \frac{21}{20} q F \frac{1}{1-\lambda} \cdot h U_* / (\eta_F - 1) = \frac{21}{20} q F \frac{1}{1-\lambda} \cdot g / \{ (\eta_F - 1) \alpha \}$ (7)

ここに $\alpha = U / U_*$ で、定常流では α は一定と考えることができる。(6)式は拡散方程式で、河床変動の基礎式として、従来からしばしば使われている¹⁾。この式は誘導過程からも明らかのように、曲率の大きい小規模の河床変動を説明できるが、平均河床勾配の変化等大規模縦断変化に対する境界条件の影響を検討するには有効であるという特長を持っている。洪水流に対しては、 $\frac{\partial z}{\partial x} \neq 0$ であるから(5)に Manning の式を用いて、

$$\frac{q}{\alpha} = \frac{5}{3} \frac{\partial h}{\partial x} / h - \frac{1}{2} (\frac{\partial^2}{\partial x^2} - \frac{\partial^2}{\partial x^2}) / (U_*^2 / gh) \quad (8)$$

を(6)式に入れ、水深の曲率および $u \frac{\partial h}{\partial x}$ の項を微小であるとして無視すれば、次式を得る。

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} - \frac{2}{3} g F \frac{1}{1-\alpha} \left\{ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right\} = \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} - K \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (9)$$

(9)式中の K は、流量 Q 、成場所と時間の関数であるが、近似的には、Kleitz-Seddonの式で示される伝播速度を持つ特性曲線上では、一定値をとる。しかし、河床変動のスケール成水深に比しては十分に大きい。その長さを洪水の伝播速度で割った時間が、洪水継続時間に比べて十分に小さくなるような程度の場合に対しては、 K は時間的にのみ変動するものとしてもよいであろう。このような場合には、形式的には解を求めることができる。

4. 実験結果と考察 図1は給砂を行なった場合の実験結果および(6)式、(9)式を給砂地裏の河床勾配成、変化し K 流砂量による平衡勾配に等しくするものとして数値計算を行なった結果を示している。これによると実験結果では、定常流に対する河床高さと、洪水流に対するそれとはほとんど変わらないが、計算結果では、洪水時の河床高さの方が若干高くなっている。これは洪水期間中に粗度係数は

複雑に変化しているにもかかわらず、一定と仮定して定常流25%の流量に対する値を用いたため大きな原因ではないかと考えられる。図2はMoundを作った場合の実験結果および(6)式、(9)式と条件 $z(0, t) = 0$, $z(x, 0) = f(x)$ のもとで数値計算した結果を示している。この数値計算を行なうにあたっては、勾配 $1/500$ の一様水路での定常流25%の水利条件から得られた抵抗係数 $R = 0.18$ では実験結果とは一致せず、Mound上の水利条件から得られる粗度係数を使って R を求め $R = 0.08$ を用いたところ、やはり実験結果とよく一致しているが、Moundの下流部では計算結果と実験結果とは少し離れている。これは粗度係数の場所的変化や、境界条件のとりかたに起因していると考えられる。

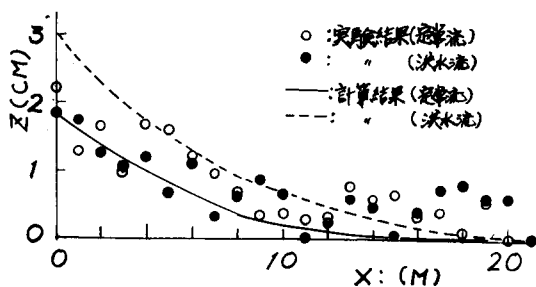


図1 給砂を行なった場合

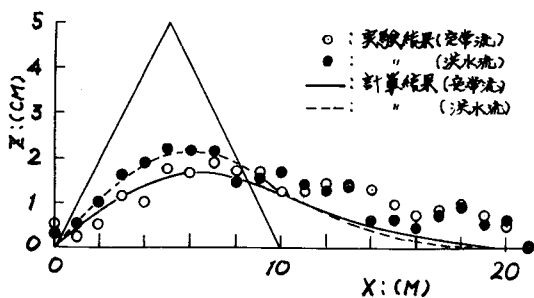


図2 Moundを作った場合

実河川に適用するには混合粒径の問題や抵抗法則の問題の解決が待たれる。終りに藤村教授多くの助言をいただいた京大防災研究所の道工助手はらひくに実験に助かった大井同研究所の方々に謝意を表す次第である。

参考文献

- (1) 例えは、石崎勝義：河川の堆積機構に関する考察，第12回水理講演会講演集，543.2.
- (2) 芦田和男：河床変動に対する境界条件の影響，土木学会第25回年次講演。