

II-38

流れの遷移を伴う浸食流路の数値計算

徳島大学大学院 学生員 高橋 邦治
徳島大学工学部 正員 岡部 健士

1. まえがき 貯水位低下によるダム堆砂の引き込み,あるいはスリットや大型水抜き孔を利用した砂防ダム土砂調節機能の回復などの際に発生する浸食流路内では,常流と射流が混在する流れが生じやすい。このような流況下において発達する流路の予測計算においては,水理計算を的確に,しかも効率良く実行することがしばしば困難になる。本研究では,常流・射流の遷移を伴う不定流の数値計算法として最近注目されているMacCormack法を組み込んだ浸食流路のシミュレーションモデルを構築し,砂防ダム上流の浸食流路に関する実験結果との比較を通して,その適合性を検討した。

2. シミュレーションモデル

一次元開水路不定流の連続式と運動方程式を保存形式で記述すると(1), (2)式のようなのである。ここに, t =時間, x =流れ方向座標, A =流積, Q =流量, A_s =堆積土砂層の断面積, g =重力の加速度, i =水路床勾配, ρ =流水の密度, P =断面に作用する合圧力, i_F =摩擦損失勾配($=n^2 Q^2 / (A^2 R^{4/3})$), R =径深, n =Manningの粗度係数である。また,河床変動計算の基礎式は(3)式のようなのである。ここに, z =河床位, λ =砂の空隙率, q_x, q_y は流れ方向, 横断方向の単位幅流砂量で, 芦田・道上¹⁾, 池田ら²⁾に従えば, (4), (5)式のように表される。ただし, τ_* =局所的な無次元掃流力, τ_{*c} =移動限界掃流力, d =粒径, θ =河床横断勾配角, u_* =摩擦速度である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -\frac{\partial A_s}{\partial t} \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \left(\frac{P}{\rho} \right) + \frac{Q^2}{A} \right\} = g A (i - i_F) \quad (2)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right\} \quad (3)$$

$$\frac{q_x}{u_* d} = 17 \tau_* (1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}) (1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}) \quad (4)$$

$$q_y = \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} (\tan \theta) q_x \quad (5)$$

$$\tau_* = 1.35 \bar{\tau}_* (1 - \exp(-\alpha y_s / h)) \quad (6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g A \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{Q^2}{A} \right\} = g A (-i_F) \quad (7)$$

これらのうち, τ_* は, 流れの計算結果から求める断面平均の無次元掃流力 $\bar{\tau}_*$ と(6)式のような関係にあるものと仮定する³⁾。ここに, h =水深, y_s =水際からの横断方向距離, α =係数($=2.32$)である。

基礎式の離散化はMacCormack法により次のように行った。(1), (2)および(3)式の t と x に関する微分項は, 予測子段階に前進差分, 修正子段階に後退差分を用いた。また, (3)式の y に関する微分項は, 上述の各段階において, 横断面内の流砂方向について後退差分になるよう離散化した。ただし, 計算を実行してみると(2)式をそのまま離散化すると, 流れの計算において極めて不安定が発生しやすく,むしろ保存形ではない(7)式を用いるほうが好都合であることが分った。ここに, H =水位である。また, (3)式の第2項を離散化すると, 図-1に示すように水面幅変化が大きく, J 断面と $J+1$ 断面に含まれる格子点(図中の○)の数が異なると流れ方向の計算が不能になる。これを回避するために, 本モデルでは, 図中の点線のように格子を組み替えて格子点数を一致させ, さらに, 格子線間隔の変化を流砂量の計算において考慮した。ところで, 浸食流路の拡幅過程においては, 水際付近の横断方向勾配がある限界値より大きい場合に溪岸の崩落が生じる。本モデルでは, 図-2のような一定勾配 ϕ の崩落面を仮定して溪岸形状の修正を行うとともに, 崩落量を横断方向流砂量に付加した。

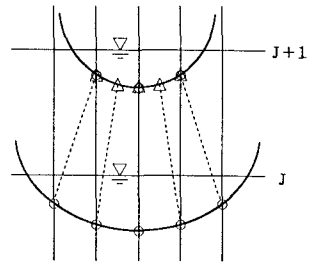


図-1 格子の組み替え

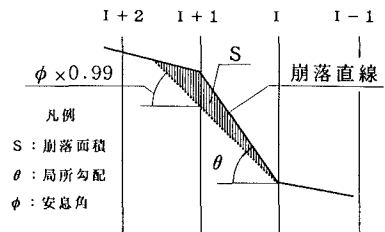


図-2 溪岸崩落のモデル化

3. 実験値との比較・検討

実験は、スリット付き砂防ダムの上流で満砂した堆砂層が低水時に再浸食される過程を模して行われた。すなわち、スリット付き砂止め板の上流側に、平均粒径=1.73mm、水中比重=1.65の均一砂を用いて、横断面形を浅いV字状にした堆砂層を作り、まず、0.05ℓ/sの定常流量を通水して砂層を流れになじませたのち、流量を0.2ℓ/sに増加させ、その後の流路の発達過程を観測した。

図-3（代表的断面の横断面図）および図-4（水位と最深河床位の縦断面図）は、実験結果の概要を示すとともに、これと計算結果の比較を行ったものである。なお、計算は粗度係数 $n=0.015$ 、砂の空隙率 $\lambda=0.35$ 、 $\phi=70^\circ$ 、限界掃流力 $\tau_{*c}=0.06$ 、 $\Delta x=0.1m$ 、 $\Delta y=0.005m$ の条件のもとに行われた。また、 Δt は、時間ステップごとに、流れに関するC.F.L.条件が全断面で満たされるように算定された。

さて、浸食流路が下流から上流に向かって発達する過程において、当初は急速な拡幅が先行し、これがある程度の段階まで達したのちには、縦浸食の方が主体になるという実験結果の傾向が、計算によってかなり良好に再現されている。とくに、支配断面の位置に相当する水面ならびに最深河床の勾配急変点の溯上過程の再現性は十分満足し得るものである。ただし、上流域において計算水位が一樣に実験値を上回っているのが目立つ。これには、実験において、上流部の表流水の一部が浸透流に転移したことも一因している。また、下流端に近い断面で流路幅の相違が著しい。これは、砂止め板のスリットに向かって収束する流れの3次元的な特性により、実際の流れの掃流力の横断分布形が計算において仮定したものと大きく相違していたためと推察される。

5. あとがき

以上、流れの遷移を伴う浸食流路の発達過程に対して、本文で提示されたMacCormack法に基づくシミュレーションモデルがある程度有用であることを示した。今後は、とくに砂防ダム直上流の再現性をさらに向上させるよう、モデルに改良を加えてゆく予定である。

[参考文献] 1) 芦田・道上: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第206号, 1972. 2) 山坂・池田・木崎: 混合粒径の横断方向流砂量, 土木学会論文集, 第387号/Ⅱ-8, 1987. 3) 江頭・黒木・澤井・山坂: 開水路における河床せん断力の推定法, 第32水理講演会論文集, 1988.

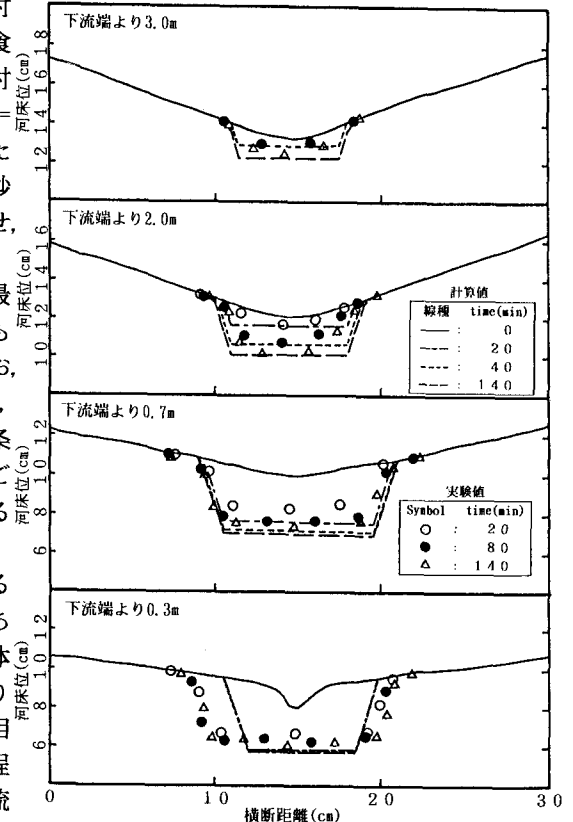


図-3 代表的断面の横断面図

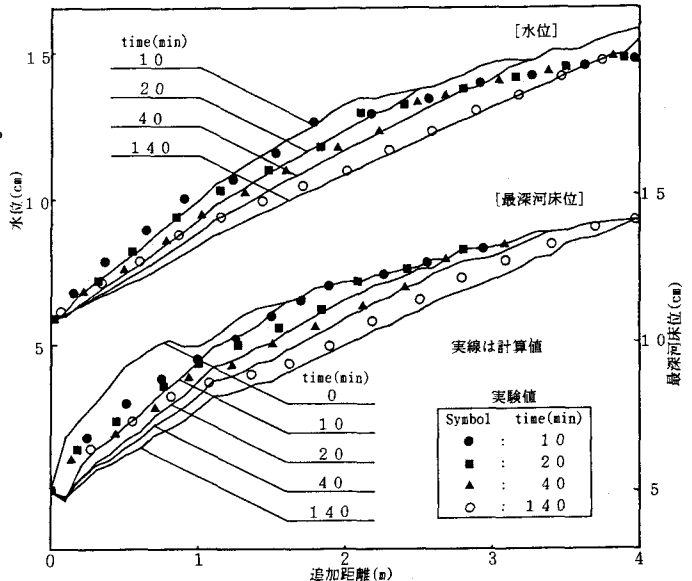


図-4 水位と最深河床位の縦断面図