

34 遊砂地の土砂堆積シミュレーション計算

大日本コンサルタント株式会社 ○松村 恭一
 京都府立大学農学部 石川 芳治
 建設省武雄工事事務所 前田 昭浩

1. はじめに

遊砂地の流出土砂調節機能に関する水理模型実験の二次元河床変動計算を行い、課題点を整理した。また遊砂地の土砂堆積形状を整理し、その結果に基づき一次元等流河床変動計算を実施した。

2. 実験および二次元河床変動計算の概要

実験水路平面及び縦断面図を図1に示す。水路床は実験砂のニス張りで、粗度係数 $n=0.025$ 前後である。実験は7ケース実施され、ここではケース3～7を対象とする。ハイドログラフを図2に示す。実験開始後15分(ケース4は25分)までは平衡給砂を行い遊砂地内に堆砂(平衡状態)を生じさせ(堆砂過程)、その後5分間水のみを与え堆積土砂を排出させている(侵食過程)。実験使用砂は平均粒径1.8mmの均一砂である。給砂速度は水山らの流砂量関数¹⁾(1式)に基づき与えている(表1)。二次元河床変動計算は岩佐らのモデル²⁾を用い(メッシュ幅5cm)、抵抗則には Manning 則を採用した。また流砂量関数には(1)式を用いた。

$$\phi_B = 21 \tau_*^{1.5} \left(1 - 0.85 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (1)$$

ここに ϕ_B : 無次元流砂量, τ_* : 無次元掃流力, τ_{*c} : 無次元限界掃流力 (=0.03)

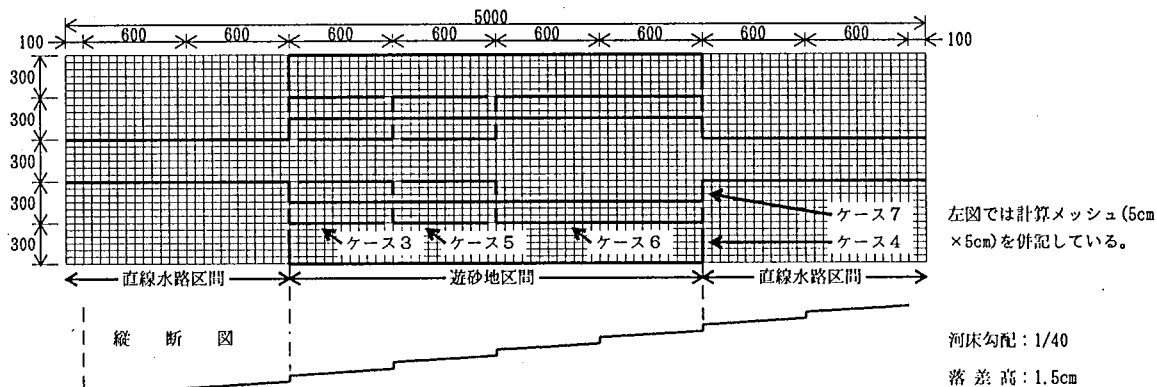


図1 実験水路平面及び縦断面図(単位:mm)

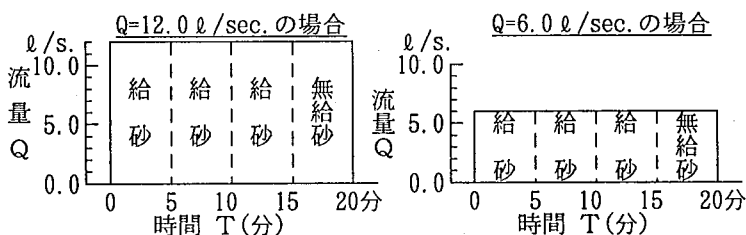


図2 ハイドログラフ(ケース4は給砂を25分間とし、その後5分無給砂とした)

表1 給砂速度

流量 Q l/s	給砂濃度 (%)	1分間給砂量 (実験)	1分間給砂量 (計算)
12.0	1.026	10,880	10,864

(単位:cc/分, 土砂底は空販込)

3. 実験結果と二次元河床変動計算結果の比較

今回の実験では洪水流は射流で遊砂地に流入し、堰上げによりプールを形成、出口で再び射流に戻る。土砂移動形態は掃流である。これを「せき上げ型遊砂地」と呼ぶことにするが、土砂堆積過程及び侵食過程については昨年度に説明したとおりである³⁾。

実験結果と計算結果の比較について、例として、ケース3とケース4の結果(平衡時)を図3に示す。二次元河床変動計算では、メッシュに対して斜交する流れが卓越するケースをうまくシミュレートすることができず、ケース4では土砂堆積範囲に大きな違いが生じる(土砂収支の比較においても、ケース4は再現性が低い)。これは計算の場合、運動量や土砂がメッシュに規制され階段状に輸送されるためと考えられ、今後課題を残している。

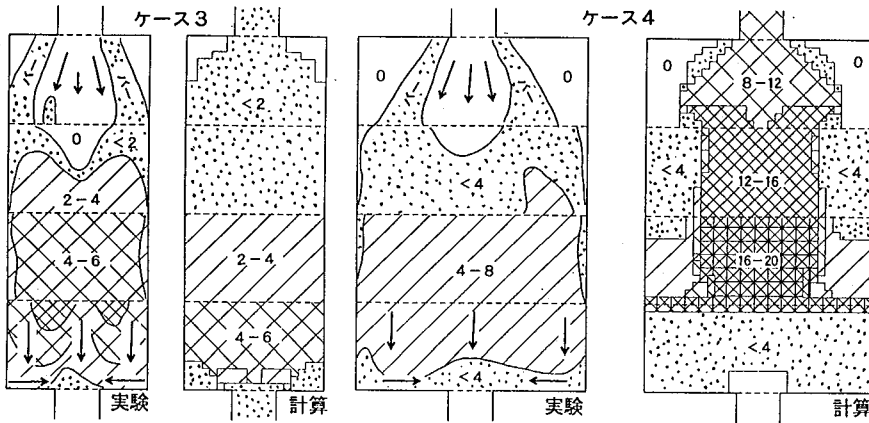


図3 実験結果と二次元河床変動計算結果の比較
数字は堆積深(cm)
→ : 流れの方向

4. 遊砂地の平衡時土砂堆積形状 (平面的な広がり)

4.1 流入部

図3にあるように、バーの形成角度が $25^\circ \sim 30^\circ$ 程度で、これより外側には堆砂や流れが生じない(側方への広がりが制限されているケース7では 15° 程度である)。射流で洪水流が遊砂地に流入する場合、側方への広がりは清水圧のみによって行われ、これはダム決壊に伴う進行波と同様であると考えられる。次にバーは、流れの広がりの中で限界掃流力に対応して形成されていると考え、等掃流力線を表す式を求めた((2)式、流下方向には流入部流速が維持され、側方には進行波の速度で広がるとした)。これにより等掃流力線図を作成すると図4のようになる。限界掃流力 0.03 に対応する広がり角度(θ')は 28° で実験結果と整合する。

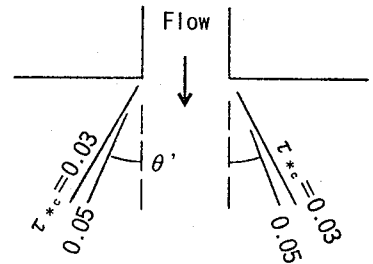


図4 等掃流力線図

$$\tan \theta' = \frac{1}{v} \left(2(gh)^{1/2} - \left(\frac{9sgd}{i} \tau_{*c} \right)^{1/2} \right) = \frac{2}{Fr} - \frac{3}{\phi_c \sqrt{i}} \quad (2)$$

v: 流入部下流方向流速及び水深, g: 重力加速度, s = $\sigma/\rho - 1$ (σ : 砂礫及び水の密度)
d: 礫径, i: 河床勾配, τ_{*c} : 限界掃流力の無次元表示, Fr: フルード数, ϕ_c : 限界掃流力に対応する流速係数

4.2 出口部

出口部での堆砂進行は、せき上げプールの形成により時間がかかるが、平衡時にはほぼ全域で堆砂が生じる。これは射流域における砂防ダムの堆砂と似ており、流れは堆砂面上を拡散して流下し、袖部裏面に当たる部分に当たり、その後出口に向かう(図3)。

5. 一次元等流河床変動計算による堆砂形予測

昨年度に流水、流砂を等流とした一次元河床変動計算により、遊砂地内の平衡時土砂堆積形状がほぼ予測できることを示した⁴⁾。実験結果から、遊砂地内では断面平均 τ_{*c} が $0.1 \sim 5$ 程度で変化し、遊砂地出口等では土砂移動形態が土砂流となっている可能性が考えられる。そのため、ブラウン式を用いて昨年度の基礎式を以下のように改め、実験結果に適用した。Bは(2)式で与えた。

$$h/h_0 = (B/B_0)^{-24/35}, \quad i/i_0 = (B/B_0)^{2/7} \quad (3)$$

h: 水深 i: エネルギー勾配 B: 河幅 添字0は境界条件を与える地点を表す

実験結果と計算結果の比較例を図5に示す。跳水発生位置や出口部のように、流れを等流で近似しにくい箇所を除けば、両者はほぼ一致する。

6. おわりに

(2)式は流れの広がりに伴う抵抗増大を考慮していない。また、より広い条件に対する適用性についても検討する必要がある。さらに今回は侵食過程についてはまだ十分な検討を加えておらず、今後の課題である。これらを進めることで、せき上げ型遊砂地の適切な形状や計画土砂量の設定を行うための手法を確立したいと考えている。
文献: 1) 水山ら: 土技資 vol. 25, No. 8, 1983 2) 岩佐ら, 京大防災研年報23B-2, 1980 3) 松村ら: H7砂防学会概要集, 1995 4) 芦田: 京大防災研年報6, 1963

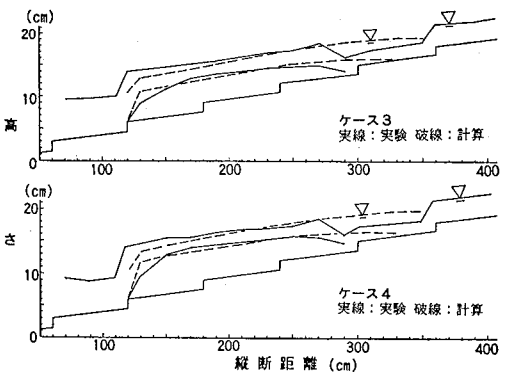


図5 実験結果と一次元河床変動計算結果の比較