

遊砂地の土砂調節機能に関する研究

高橋 保・江頭進治・里深好文・竹内淳郎

STUDY ON SEDIMENT CONTROL BY SAND POCKETS

By Tamotsu TAKAHASHI, Shinji EGASHIRA, Yoshifumi SATOFUKA and Atsuo TAKEUCHI

Synopsis

Sand pocket is used to store the harmful sediment discharge, and reduce the peak of sediment discharge. It has a wide dam at the downstream end, and the width of river is made larger than the ordinary channel width.

In this paper, flume tests are performed to investigate the processes of sediment deposition in sand pockets, in terms of the parameters; the initial bed slope and the length of the depositional area.

One dimensional simulation method was applied to the deposition processes in sand pocket. In the model, the effect of the transverse variation of a stream channel is considered, and also the permeation of the flow was included. The results of numerical simulation were tested by flume data.

1. 緒 論

近年、都市は益々発達・拡大し、ときには土砂災害の危険度が高い領域にまで人間の活動の場は広がろうとしている。このような領域にもたらされる土砂災害を防止・軽減するには、上流域で生産された土砂をコントロールする必要がある。現在、流域からの土砂を貯留し、調節するために砂防ダムが設けられる場合が多い¹⁾。しかし、地形的な条件によっては十分な土砂容量を持つ砂防ダムが設置できない可能性がある。たとえば、火山活動や大規模な崩壊に伴って短期間に大量の土砂が生産されたような場合には、調節が必要となる土砂量に対して谷の規模が小さすぎる事が考えられる。このような場合には、河道幅を部分的に拡大し、その内部に土砂を氾濫堆積させる遊砂地が有利であると思われる。しかし、その土砂調節機能については、未だ十分には知られていない。そこで、本研究においては、この遊砂地を対象として水路実験及び数値解析を行い、水理学的考察を行うことにより、その土砂調節機能を解明しようとしている。なお、通常、遊砂地の下流端には堰が設けられ、その高さによる土砂の貯留効果が当然期待される。しかし、本研究は河道幅の拡大による土砂調節機能を明らかにすることを目的としているので、遊砂地の河床の初期条件として下流端の堰の天端と同じ高さまで土砂が堆積している状態を設定している。

まず、第2章で遊砂地の土砂調節機構に関する水路実験を行っている。実験水路内に河道と遊砂地のモデルを設置し、上流端から定常的な給砂・給水を行った時の河床の変動プロセスを追跡することにより、遊砂地の土砂調節のメカニズムを解明しようとしている。ついで、実験を通して得られた情報をもとに、土砂調節機能に影響を及ぼすと思われる要因について検討している。

第3章では、一次元河床変動モデルを用いて、遊砂地とその上流河道部の河床変動に関する数値シミュレーションを行ない、それをもとに、遊砂地の土砂調節機能に関して考察を行っている。

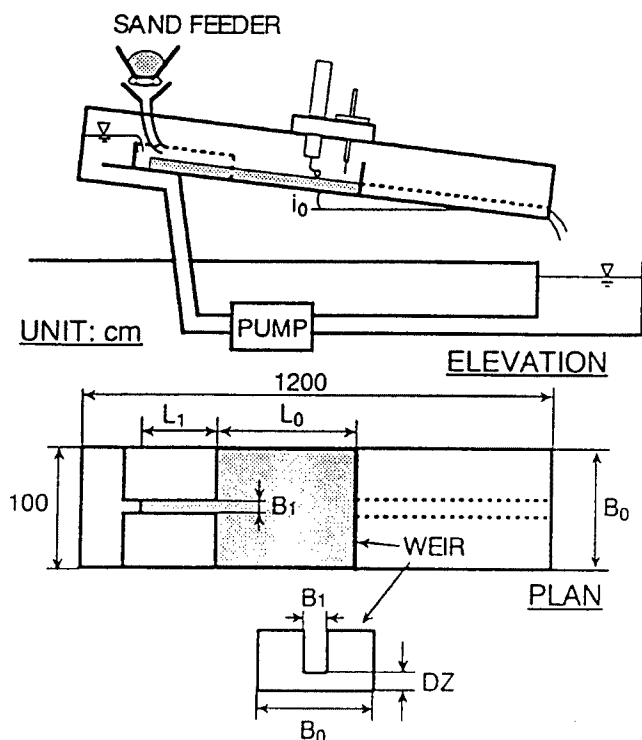


Fig. 1 Experimental flume.

Table 1. Experimental condition

	Q cm ³ /s	Q_{Bin} cm ³ /s	d cm	L_0 cm	B_0 cm	L_1 cm	B_1 cm	i_0	i_*
Run A-1	1000	17.13	0.19	300	100	140	10	0.0483	0.0551
Run A-2	2000	40.19	0.19	300	100	140	10	0.0483	0.0569
Run B-1	1000	17.13	0.19	150	100	140	10	0.0483	0.0622
Run B-2	2000	40.19	0.19	300	100	140	10	0.0483	0.0564
Run C	1000	17.13	0.19	300	100	140	10	0.0181	0.0500
Run D	210	12.86	0.19	300	100	140	10	0.0483	0.0511

2. 遊砂地の土砂調節機能に関する実験的検討

2.1 実験条件・方法

実験は Fig. 1 に示すような長さ 12m, 幅 1m の鋼製矩形水路を用いて行われた。水路中央部に幅 B_0 , 長さ L_0 の遊砂地を設置し, その上流部には幅 B_1 , 長さ L_1 の河道部を設けている。遊砂地下流端は幅 B_1 の水通し部を持つ堰となっている。ここで用いる座標系は xy 座標系で, 原点 O は遊砂地上端の右岸側壁の水路底から垂直上方向 5cm の地点においており, 流下方向に x 軸, 右岸から左岸方向へ y 軸, 水路底から垂直上方向へ z 軸をとっている。

実験は 6 ケース行っており, 各ケースの実験条件が Table 1 に示されている。表中の i_0 は水路勾配, Q は流量, Q_{Bin} は給砂量, i_* は上流河道部の平衡勾配, d は使用した砂礫の中央粒径である。砂はほぼ一様なものを用いている。下流端の堰の高さ DZ はすべてのケースで 5cm としている。水路上流端において給砂・給水を定常的に与えている。河床の初期条件としては, 下流端の堰の天端と同じ高さで水路床と平行な

河床面となるよう成形した。すなわち、遊砂地内の初期状態における河床はすべて $z=0$ となっている。上流部河道の初期形状は $x=0$ において $z=0$ で、河床勾配が $1/20$ となるよう成形されている。

河床位の計測は適当な時間間隔で通水を停止して行われた。計測にはローラー型の連続式砂面計が用いられ、 $x=-100\text{cm}$ から下流端まで縦断方向に 20cm ピッチ、横断方向に 1cm ピッチで行われた。下流端に流出する土砂を全量捕捉し、採取に要した時間で平均することにより、下流端流砂量を求めている。

2.2 計測結果

Fig. 2 (1)～(6) は各ケースの河床等高線図である。隣り合う等高線の標高差 Δz は 2cm である。**Fig. 3** (1)～(6) は平均河床位の縦断形状を示している。**Fig. 4** は遊砂地内の堆積土砂量の時間的変化を示している。**Fig. 5** (1)～(5) は各ケースの下流端流砂量の時間的変化を示している。流砂量を示す黒丸を横切る線分は、流出土砂の採取に要した時間を示している。いずれのケースも下流端流砂量と給砂量とが等しくなるまで実験を継続する予定であったが、Run A-1, A-2, C, D においては上流部河道の河床上昇が激しいため、それ以前に実験を中止している。Run D では下流端に土砂の流出が始まる以前に実験を停止しているため、流出土砂量のデータは無い。

2.3 遊砂地の土砂堆積過程

実験ケース Run A-1 の実験結果を元に、遊砂地の土砂堆積過程について説明してみよう。前述のように、河床の初期条件としては下流端堰天端まで土砂が堆積している状態を設定している。このような領域に対して上流端から給砂・給水を始めると、河道から遊砂地へ流入した流水は、遊砂地全体を流れるのではなく一本の水みちを形成する。そして、流入部付近に小さい扇状地状の地形を形成する。この舌状の地形は時間の経過とともに流下方向に伸張し、かつ、その幅もわずかに広がってゆく。この時、流れの両サイドには自然堤防に似た小さな地形が形成されているため、流水の横断方向への流失はわずかである。扇状地状の地形の先端が $x=150\text{cm}$ 付近に達すると、伸張は緩やかになり、先端部付近に砂礫の堆積が進むようになる。そして、その影響が上流に伝播し、水みちの河床が周囲の河床より高くなる、いわゆる天井川の様相を呈する。その後、河床の横断勾配が大きくなると、流路は横断方向へ振れ始め、水路幅全体を変動するようになる。

前述のように扇状地状の地形の伸張が停止する原因としては次のようなことが挙げられる。まず、一つの理由としては、流路の拡幅・分裂が挙げられる。河道部から流入した一本の水みちは、流下するにしたがいわずからずではあるが拡幅している。ときには分裂する場合も見受けられた。このような領域では流下方向に水深が減少し、掃流力が低下していると考えられる。

もう一つの原因としては浸透流による水みち内の流量の減少が考えられる。すなわち、横断方向の河床勾配が大きくなるにつれ、水みち内から浸透流として流出する流量が大きくなる。これは水路固定側壁付近に認められた小さな流路の存在からも明らかである。この水みちは $x=20\text{cm}$ 付近から現れ、下流に行くにしたがって大きくなっていった。これは主流部から浸透流として抜け出たものが水路側壁に当たって再び表面に現れたものである。この流量は全流量の数 10% におよぶ場合もみられた。今回の実験では、透水性の大きい河床材料を用いたために、浸透流の影響が避けられなかった。**Fig. 3** (6) にも明らかなように、給水量の小さい Run D においては遊砂地内にほとんど堆砂が起らず、大部分の土砂が上流河道部に堆積している。これは流量の大半が遊砂地入口において浸透流として抜けてしまったためである。実河川においては、これほど大きな透水性をもつとは考えにくいので、今後、より透水性の小さい河床材料を用いた検討が必要であると思われる。

Run A-1 においては、**Fig. 3** (1) にも明らかなように $x=150\text{cm}$ 付近を頂点とした凸型の河床形状となっている。この理由としては次のようなことが考えられる。前述のように、扇状地状の地形の伸張が停止する原因が流路の拡幅・分裂にともなう掃流力の低下であるとする、遊砂地入口から扇状地状の地形の伸張が

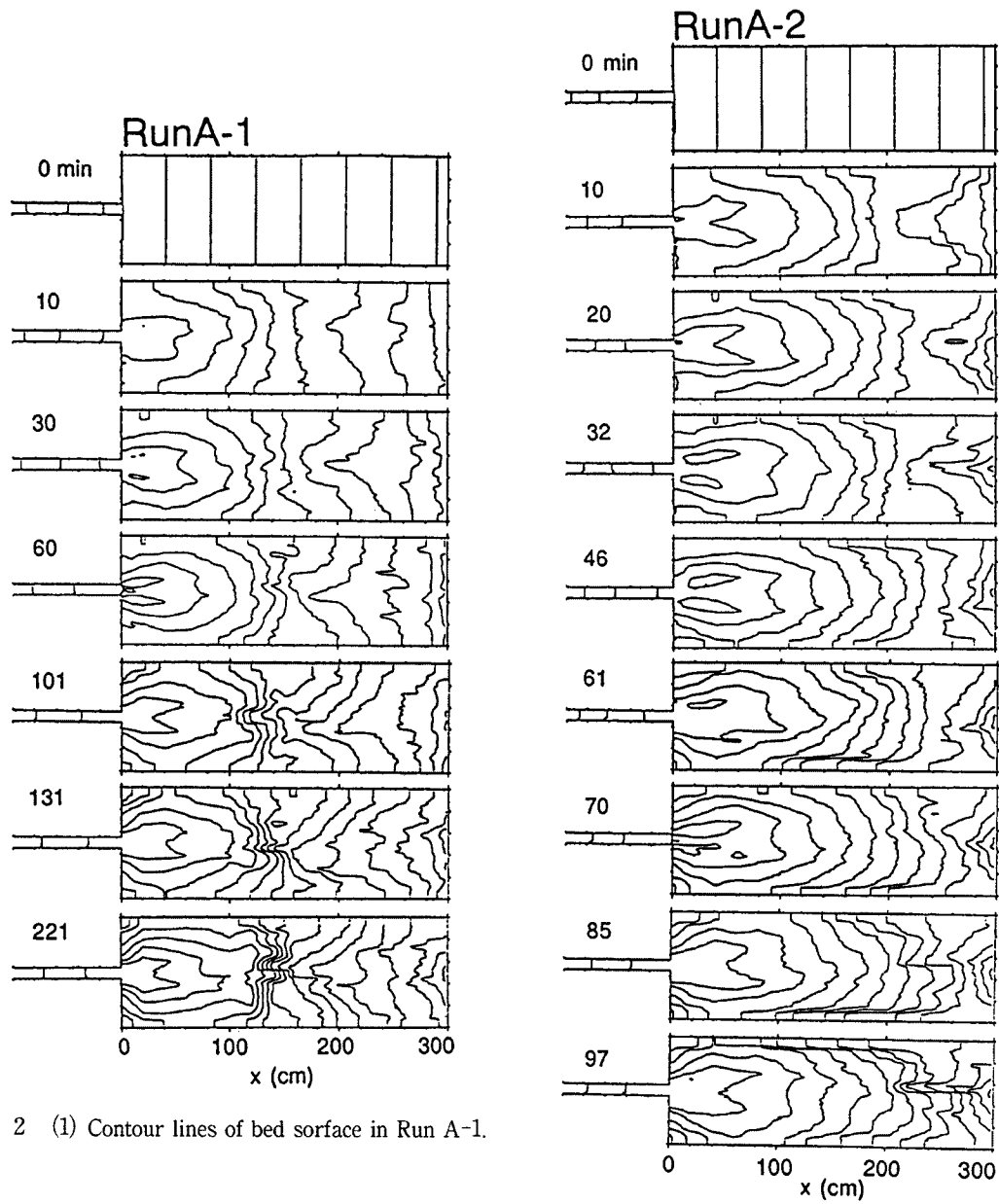


Fig. 2 (1) Contour lines of bed surface in Run A-1.

Fig. 2 (2) Contour lines of bed surface in Run A-2.

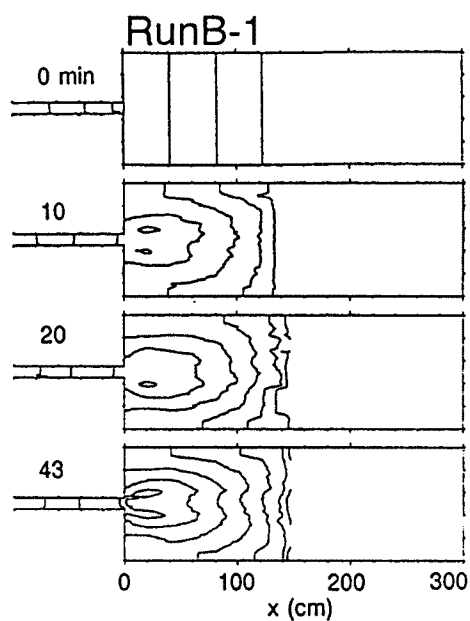


Fig. 2 (3) Contour lines of bed surface in Run B-1.

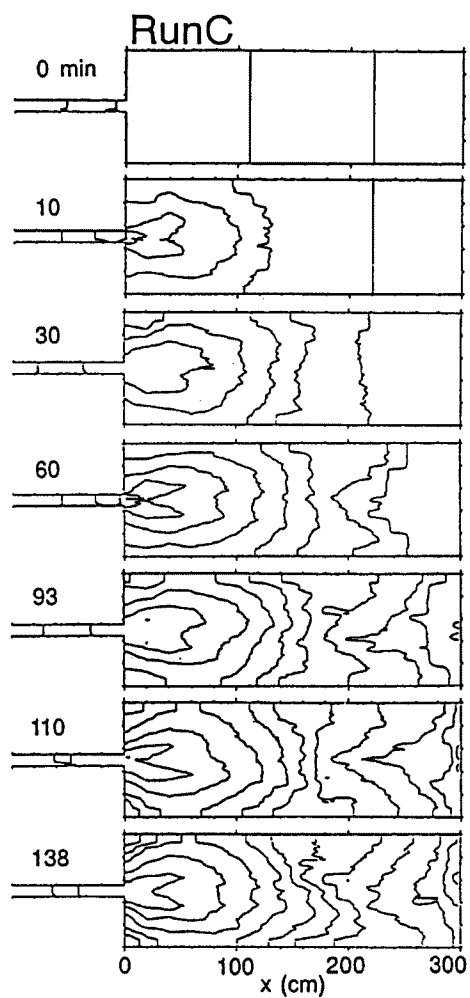


Fig. 2 (5) Contour lines of bed surface in Run C.

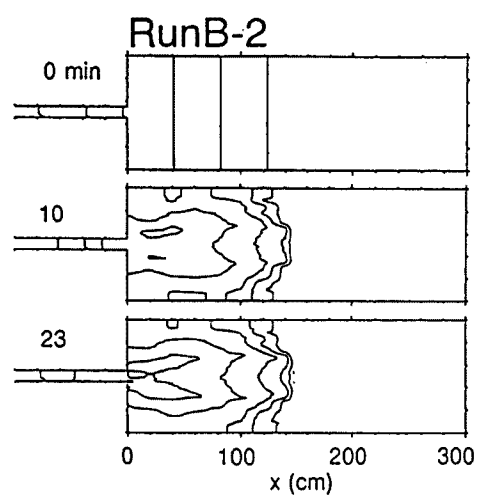


Fig. 2 (4) Contour lines of bed surface in Run B-2.

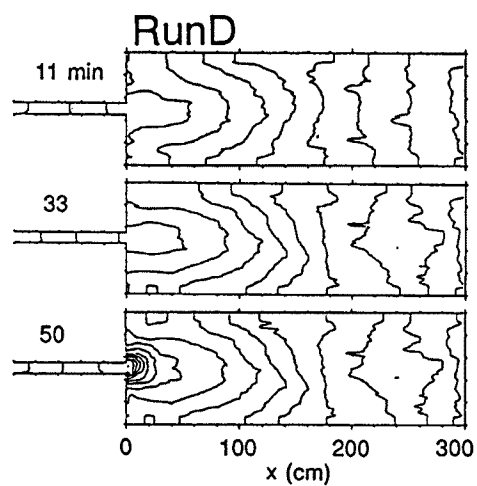


Fig. 2 (6) Contour lines of bed surface in Run D.

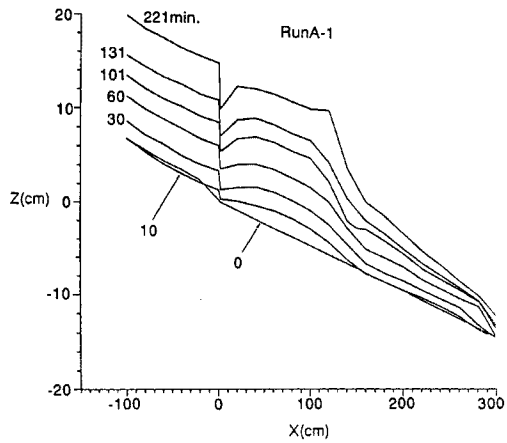


Fig. 3 (1) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in A-1.

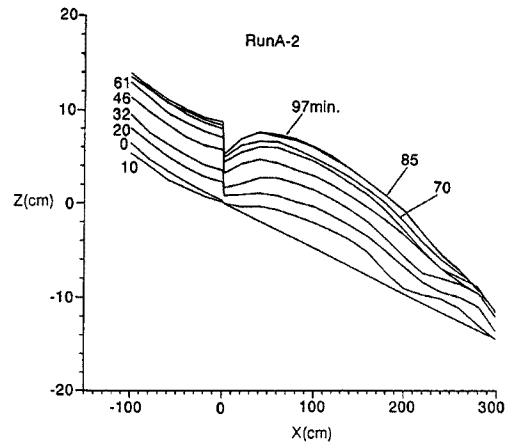


Fig. 3 (2) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in A-2.

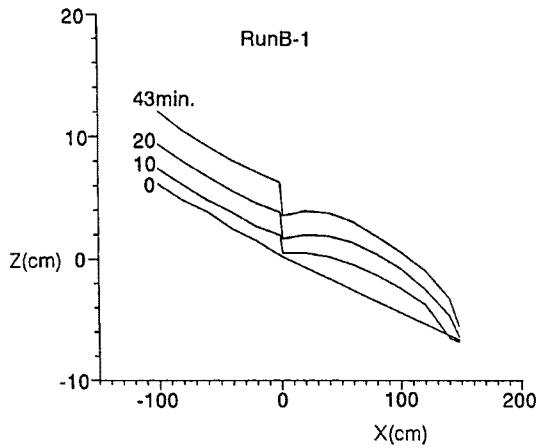


Fig. 3 (3) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in B-1.

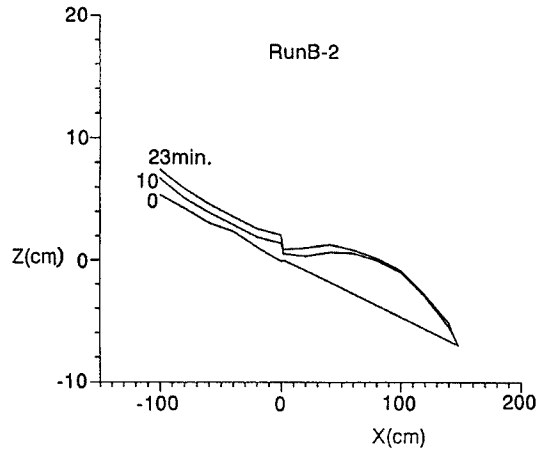


Fig. 3 (4) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in B-2.

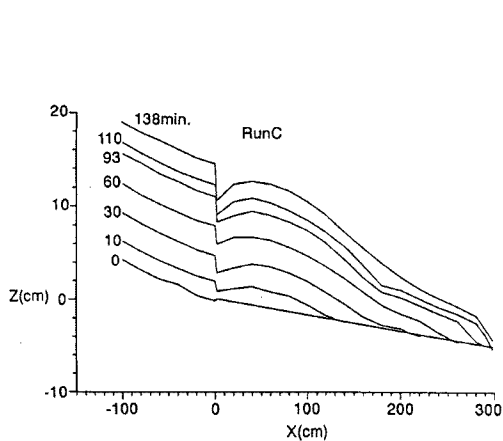


Fig. 3 (5) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in C.

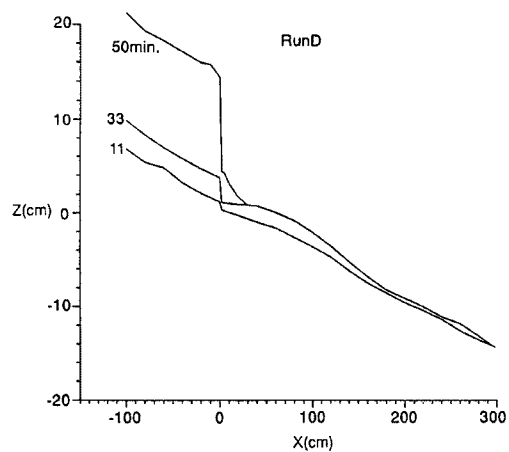


Fig. 3 (6) Temporal variation of the profiles of averaged bed height in D.

停止する地点までの距離は、一本の水みちを維持できる限界の長さであると考えられる。実験結果を見ても、 $x=150\text{cm}$ より上流側では、前述の水路側壁に沿った小さい流路を除くとほとんど水みちは1本である。この地点より下流側では流路は分裂・合流を繰り返している。1本の流路が分裂に至るまでの領域とそれより下流の複数の水みちが存在する領域とに分けて考えると、前者の方は流下方向に単調に掃流力が減少するため河床は上昇傾向になるのに対して、後者では流路の分裂・合流にともなって掃流力が複雑に変化し、河床の変動も複雑である。このようなことが河床位が上に凸となる原因であると考えられる。急激な段丘状の地形が形成されている場合もあるが、これは前述のように浸透流の影響によるものと考えられる。

ついで、Run A-1 に比べて流量が大きい Run A-2 について述べてみよう。このケースの堆積過程は Run A-1 とほぼ似通っている。しかし、浸透流の影響が小さくなっていることもあって、扇状地状地形の伸張が停止する地点はより下流になっている。

遊砂地長さが短いケース (Run B-1, 2) では、浸透流の影響はほとんどみられなかった。Run A-1, 2 に比べて貯砂量は小さく、流出土砂は早い段階で流入土砂量と一致した。

遊砂地の初期河床勾配が給砂勾配よりも小さい Run C においても堆砂過程は Run A-1 と似通っている。しかし、遊砂地内に堆積する土砂量が多いため、土砂流出が始まるまでに110分あまりを要した。これは Run A-1 の45分と比べてかなり大きな値である。また、上流部河道の河床上昇速度も約2倍程度大きくなっていた。

2.4 遊砂地の土砂調節機能に関する考察

まず、遊砂地の初期河床勾配が土砂調節機能におよぼす影響に関して考えてみよう。Run A-1 と Run C を比較すると、明らかに初期河床勾配が緩い Run C の方が貯砂量が大きく、下流端に土砂が流出を始めるまでの時間も長くなっている。すなわち、初期河床勾配と給砂勾配との差が大きいと、遊砂地の土砂調節機能は増大するといえる。しかし、上流部河道の河床上昇に関して注意が必要である。上流部河道の側岸が低いような場合には流路があふれることも考えられる。

つぎに、遊砂地の長さが土砂調節機能におよぼす影響に関して述べる。遊砂地の長さが短い Run B-1 においては、貯砂量が小さく、下流端に土砂が流出し始めるまでの時間は Run A-1 に比べて1/2程度となっている。単純に考えれば、遊砂地の長さが長いほど土砂調節機能は増大するといえる。しかし、前述のように流路の拡幅・分裂等の影響によって堆砂がうまく下流域に進行しない場合には、上流部河道の河床上昇量に限界があるので、あまり遊砂地長さを長くしても顕著な貯砂量の増大には結びつかない。今後、この点に関して検討が必要である。

本研究においては遊砂地の幅の影響に関して、実験的な検討は行っていない。しかし、遊砂地の幅の効果に関して大きな影響を持つと思われる次のような現象が確認された。Fig. 6に示すような三角形の領域には、水みち部の河床上昇に伴いその側岸が徐々に崩れ落ちることによって若干の土砂が堆積することはあっても、上流部からの水みちが進入し、大量に土砂を堆積させることはなかった。この領域の形状特性を調べ

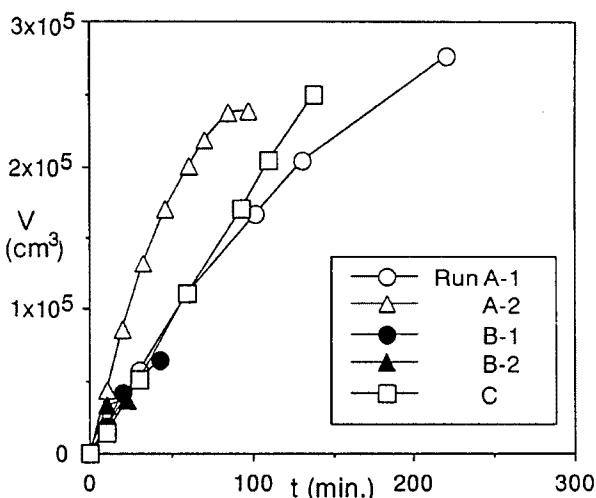


Fig. 4 Temporal variation in the accumulated volume of deposited sediment in sand pocket.

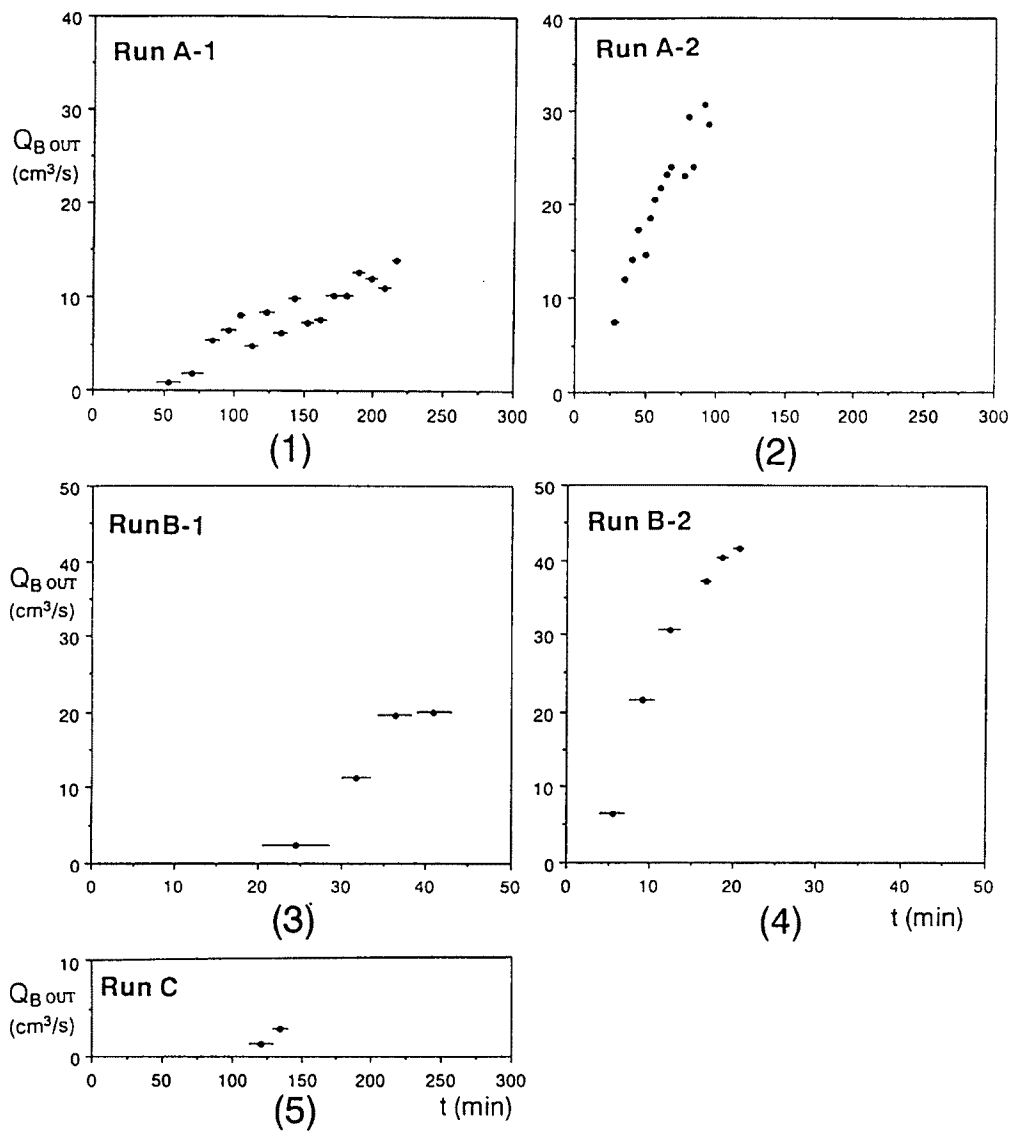


Fig. 5 Variation in the sediment discharge through the dam at downstream end.

るために、次のようなパラメーターを考えてみた。すなわち、**Fig. 6**に示すように三角形状の領域の幅を L としたときに、長さが βL であるならば、この β によって領域の形状が表される。**Fig. 7**に各実験ケースにおける β の時間的な変動を示している。これは10分間隔で水路上方より撮影された写真をもとに得られたデータである。ばらつきはあるものの、 β はほぼ1.5から4.0程度の値となっている。

このような領域が存在することを考慮すると以下のようなことが言えよう。遊砂地長さを変えずに幅だけを増大させていくと、結果的に流路が振れない領域が占める割合が大きくなる。従って効果的な土砂調節機能には結びつきにくいと考えられる。今後、この領域に関してより一層の研究が進めば、最適な幅と長さについての知見が得られるだろう。

本研究では、下流端の堰天端まで土砂が堆積しているという初期条件を考えたが、これは貯砂容量を確保するという観点からは非常に厳しい条件となっている。通常、遊砂地においては下流端に堰によるポケットがあり、それが土砂調節に大きな役割を果たしている。今後、これについても検討が必要である。

3. 遊砂地の河床変動に関する数値シミュレーション

3.1 概 説

遊砂地の土砂調節機能をより一般的に評価するためには、遊砂地及びその上流域における河床変動と流砂量の変動を再現し得る数値シミュレーションモデルを開発することが有効である。前章で示されたように、遊砂地内には水みちが形成される場合が多く、その水みちが振れることによって、水路幅全体にわたる河床変動が生じている。このような現象を再現するには、2次元解析が必要であるが、現時点では、水みちの形成・変動を考慮したモデルの開発には到っていない。そこで、一次元河床変動モデル²⁾を用いて、このような領域における河床変動をどの程度再現できるか検討してみた。

まず、遊砂地内においては流量に応じた水みち幅 B_w を仮定し、通常の一次元非定常流れの支配方程式を用いた流れの計算を行う。そして、この水みちが河道幅全体を変動すると考え、河床の連続式に用いるコントロールボリュームに対して、水みち幅の代わりに水みちが振れることのできる幅 B_0 を与えることで対応している。水路幅全体に水みちが振れるような領域ではこの幅は水路幅と等しいが、水路実験から明らかにように、遊砂地の上流端付近のある範囲においては、流路が水路幅全体を振れることができない。したがって、Fig. 8 に示すように B_0 を流下方向に変化させている。

このようなモデルを用いて数値シミュレーションを行い、遊砂地の長さや初期河床勾配の相違による流出土砂量の変化に関して検討を行っている。また、浸透流によって水みち内の流量が流下方向に減少するような場合の河床変動に関しても検討している。

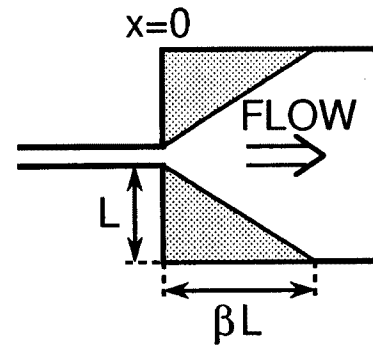


Fig. 6 Schematics of area in which channel streams seldom enter.

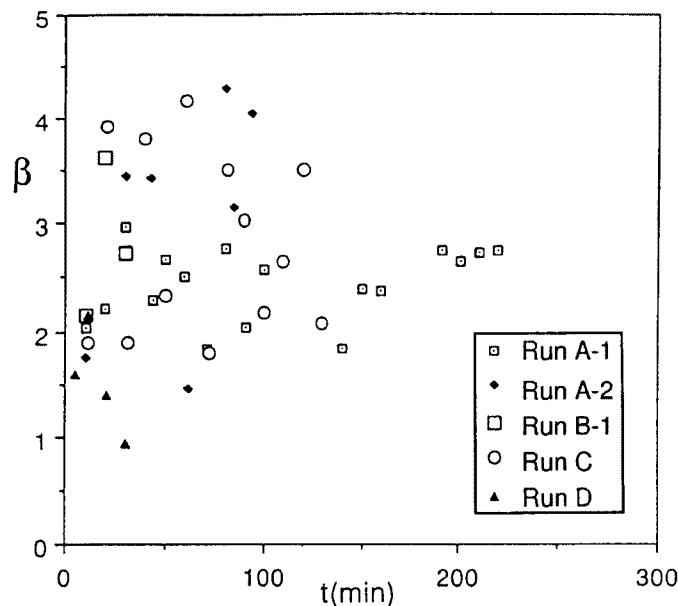


Fig. 7 Temporal variation of form factor β shown in Fig. 6.

3.2 一次元数値シミュレーション

3.2.1 支配方程式

水みち幅 B_w を用いると、流れの連続式は次のように表される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B_w} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

ここに、 h は水深、 Q は流量である。

流れの運動方程式は次のように表される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\tau}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (2)$$

ここに、 u は水深平均流速、 P は圧力、 ρ は水の密度、 τ は河床せん断力、 ε は渦動粘性係数である。上式の各項はそれぞれ以下のように表される。

河床せん断力 τ は、マンニング則を用いて次のように与えられる。

$$\frac{\tau}{\rho h} = \frac{g n_m^2 u^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (3)$$

渦動粘性係数 ε は次のように与えている。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (4)$$

ここに、 n_m はマンニングの粗度係数、 κ はカルマン定数 ($=0.4$)、 u_* は摩擦速度である。

圧力に関しては静水圧近似を行い、次のように表わされる。

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = g \frac{\partial (h+z)}{\partial x} \quad (5)$$

ここに、 g は重力加速度、 z は河床位である。

浸透流を考慮した計算を行う場合には、流水の連続式および運動方程式はそれぞれ次のように表わされる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B_w} \frac{\partial Q}{\partial x} + q_{out} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\tau}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{u q_{out}}{h} \quad (7)$$

ここに、 q_{out} は単位面積当りの浸透流量であり、速度の次元をもっている。本来ならば q_{out} に関する式が必要であるが、ここでは簡単のため一定値としている。

水みち幅 B_w は、次に示すような芦田ら³⁾による式を用いて推定される。

$$B_w = \alpha \left(\frac{Q}{\sqrt{g d I}} \right)^{1/2} \quad (8)$$

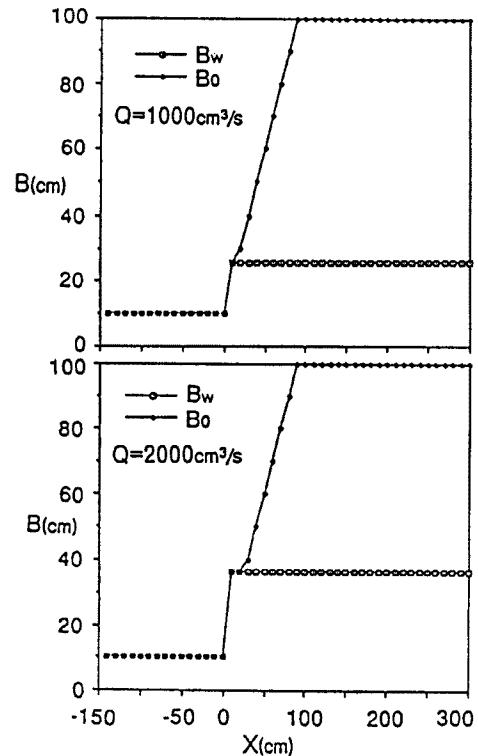


Fig. 8 Stream width B_w and flume width B_0 employed in the calculation.

ここに、 d は粒径、 I はエネルギー勾配である。 α は抵抗係数の関数であるが、ここでは1.4としている。
河床の連続式は水みちが振れることができる幅 B_0 を用いて次のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_0} \frac{\partial (q_b B_w)}{\partial x} = 0 \quad (9)$$

ここに、 λ は砂の間隙率、 q_b は単位幅流砂量である。

単位幅流砂量 q_b は次の芦田・道上式⁴⁾を用いて算定する。

$$q_b = 17 \sqrt{sgd^3} \tau_{*e}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad (10)$$

ここに、 $s (=1.65)$ は砂粒子の水中比重、 τ_{*e} は無次元有効掃流力、 τ_{*c} は無次元限界掃流力、 τ_* は無次元掃流力、 u_{*c} は限界摩擦速度である。

無次元有効掃流力 τ_{*e} は、有効摩擦速度 u_{*e} を用いて次のように表わされる

$$\tau_{*e} = \frac{u_{*e}^2}{sgd} \quad (11)$$

ただし、

$$u_{*e} = \frac{u}{6.0 + 5.75 \log \frac{h}{(1+2\tau_*)d}} \quad (12)$$

である。

u_{*c} は次の岩垣の式⁵⁾を用いて求めている。

$$u_{*c} = \frac{1}{100} \sqrt{134.6 (100d)^{\frac{31}{22}}} \quad (13)$$

無次元限界掃流力 τ_{*c} は、

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \quad (14)$$

である。

3.2.2 支配方程式の差分化

前節の基礎方程式を差分化することにより、流れと河床の計算を行う。**Fig. 9**は u 、 h の計算点およびそれぞれのコントロールボリュームを示したものである。なお、以下の式中の変数に付けられた $(\sim)$ は、それが Δt 後の値であることを示している。

まず、(2)式の各項を以下のように差分化する。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\hat{u}_i - u_i}{\Delta t} \quad (15)$$

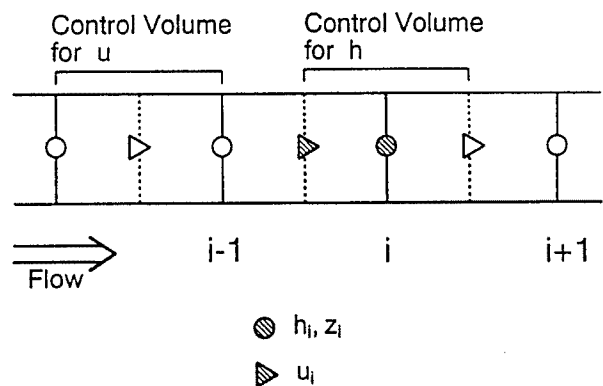


Fig. 9 Schematics of the control volume for calculation water depth or flow velocity.

$$u \frac{\partial u}{\partial x} = \begin{cases} u_i \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta x} (u_i > 0) \\ u_i \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} (u_i < 0) \end{cases} \quad (16)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = g \frac{\partial (h+z)}{\partial x} = g \frac{(h_i + z_i) - (h_{i-1} + z_{i-1})}{\Delta x} \quad (17)$$

$$\frac{\tau}{\rho h} = \frac{g n_m^2 u_i^2}{\left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right)^{\frac{4}{3}}} \quad (18)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) = \frac{1}{\Delta x} \left(\varepsilon_i \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} - \varepsilon_{i-1} \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta x} \right) \quad (19)$$

ただし,

$$\varepsilon_i = \frac{\kappa}{6} u_{*i} h_i \quad (20)$$

$$u_{*i} = \sqrt{g h_i I_i} \quad (21)$$

$$I_i = \frac{n_m^2 \left(\frac{u_i + u_{i+1}}{2} \right)^2}{h_i^{\frac{4}{3}}} \quad (22)$$

(15)～(22)式を(2)式に代入すると、 Δt 後の u の値 $\hat{u}_i$ を求める式が得られる。

ついで、水の連続式である(1)式を差分化すると、

$$\hat{h}_i = h_i + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{1}{B_{wi}} (Q_{in} - Q_{out}) \quad (23)$$

となる。

ここに、

$$Q_{in} = u_i \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \frac{B_{wi} + B_{wi-1}}{2} \quad (24)$$

$$Q_{out} = u_{i+1} \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \frac{B_{wi+1} + B_{wi}}{2} \quad (25)$$

である。

Δt 時間後の水深 $\hat{h}_i$ は(23)式を用いて計算される。

単位幅流砂量 q_b は、水深の計算点において(10)式を用いて求められる。すなわち、

$$q_{bi} = 17 \sqrt{sgd^3} (\tau_{*ei})^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*i}} \right) \quad (26)$$

となる。式中の u_{*i} (i 地点での摩擦速度) は(21)式で表わされ、これを用いて無次元掃流力 τ_{*i} は次のように表わされる。

$$\tau_{*i} = \frac{u_{*i}}{sgd} \quad (27)$$

有効摩擦速度 u_{*i} は,

$$u_{*ei} = \frac{\left(\frac{u_i + u_{i+1}}{2}\right)}{6.0 + 5.75 \log \frac{h_i}{(1 + 2\tau_{*i})d}} \quad (28)$$

と表され, これを用いて無次元有効掃流力 τ_{*ei} は,

$$\tau_{*ei} = \frac{u_{*ei}^2}{sgd} \quad (29)$$

となる。

河床の連続式 ((9)式) は次のように差分化する。

$$\hat{z}_i = z_i - \frac{1}{1-\lambda} \frac{\Delta t}{B_{oi}} \left(\frac{q_{bi} B_{wi} - q_{bi-1} B_{wi-1}}{\Delta x} \right) \quad (30)$$

この式から Δt 時間後の河床位 $\hat{z}_i$ が求められる。

3. 2. 3 境界条件および初期条件

計算の境界条件は次のように設定している。

水路上流端においては, 定常的な給砂・給水を与えている。すなわち,

$$Q = \text{const. } q_b = \text{const.}$$

としている。

また, 水路上流端の水深・流速を決定するために次のような条件を与えている。

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

水路下流端においては, 水路上流端と同様に,

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

としている。

水路下流端には堰を設けているので, 河床高が堰天端に固定されているとして,

$$\frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

としている。

本研究が対象とするような場では, 土砂の堆積が活発な領域で局所的に水深が小さくなる場合がある。このような場合には通常の運動方程式に基づいた計算が困難である。そこで, 水深に閾値を設け, 水深がその値を超えない場合には流れが次のメッシュに流入しないようにした。今回, 閾値は 5mm としている。また, 安定して計算を進めるために, 水深が $d/2$ より小さく計算された場合には, その地点の流速を 0 とし, かつ, 水深が分母になる項の値を 0 としている。

初期条件としては, 等流水深およびそれに対応する流速を与えている。

Table 2. Computational condition

	Q cm ³ /s	Q_{Bin} cm ³ /s	d cm	L_0 cm	L_1 cm	i_0	i_*	q_{out} cm/s
CASE-1	1000	13.78	0.19	300	140	0.0483	0.0483	0
CASE-2	1000	13.78	0.19	300	140	0.0181	0.0483	0
CASE-3	2000	32.13	0.19	300	140	0.0483	0.0483	0
CASE-4	2000	32.13	0.19	300	140	0.0483	0.0483	0
CASE-5	1000	13.78	0.19	150	140	0.0483	0.0483	0
CASE-6	2000	32.13	0.19	150	140	0.0483	0.0483	0
CASE-7	1000	13.78	0.19	300	140	0.0483	0.0483	0.2

3. 2. 4 計算結果と考察

計算条件を **Table 2** に示している。ここに、 Q は流量、 Q_{Bin} は給砂量、 L_0 は遊砂地の長さ、 L_1 は上流部河道の長さ、 i_0 は遊砂地の初期河床勾配、 i_* は上流部河道の平衡勾配、 q_{out} は単位面積当りの浸透流量である。水みち幅および水みちが変動可能な幅の縦断分布は **Fig. 8** に示されている。上流の河道部では水みち幅を 10cm としている。遊砂地内の水みち幅は給水量 Q を用いて (8) 式で推定している。すなわち、遊砂地内での水みち幅の拡幅は考慮せず、遊砂地内で水みち幅は一定としている。水みちの変動可能な幅 B_0 は前章で示した β を 2.0 として計算している。

CASE 1～6 は浸透流のない場合の計算である。CASE 1 は水路実験における Run A-1 にほぼ相当する条件での計算であり、CASE 2 は Run C に、CASE 3 は Run A-2 に、CASE 5 は Run B-1 に、CASE 6 は Run B-2 にそれぞれ対応している。CASE 7 は Run A-1 の条件で、浸透流による影響を考慮したケースである。

Fig. 10 に CASE 1 における河床縦断形状の時間的変化を示している。これをみると、水路実験で顕著であった上流河道部河床の上昇が現われていない。同様に、CASE 2～6 の計算結果においても、実験結果ほど顕著な上流河道部の河床上昇は見られなかった。これは遊砂地内で水みち幅が一定であると仮定し、その範囲内に流水がすべて集中しているとしたためである。すなわち、このような水みちの条件では上流部河道とあまり変わらない流砂の輸送能力が与えられるために、実験値と大きな相違が現われたと考えられる。

この問題を解決するためには、水みちの拡幅および分裂などの影響を計算に組み込む必要があるが、現時点ではそのような段階にはいたっていない。そこで、水みち内から浸透流によって流量が減少していくような条件で計算を行い、縦断方向に掃流力が急激に低下するような場における堆積過程に関して検討してみた。

CASE 7 は流水の連続式および運動方程式としてそれぞれ (6) 式、(7) 式を用い、 $x=200$ cm あたりで水みち内の流量が 0 になるように浸透流の条件を設定して計算されたケースである。**Fig. 11** はその河床縦断形状の時間的変化を示している。これをみると Run A-1 の結果により近い結果が得られていることがわかる。

しかし、前述のように、水路実験では浸透流の影響が実現象と比べて過大になっていると思われるため、ここで無理に計算値を実験値と合わせようとするのは適切ではない。そこで、最もシンプルな条件として、浸透流や流路の拡幅・分裂の影響が無い場合の、遊砂地の河床変動に関して考察してみよう。**Fig. 10** をみると、まず、遊砂地の流れの初期条件として上流河道部の等流水深とそれに対応する流速とを与えているために、 $x=0$ cm より下流域で流砂量が大きく計算され、結果的に遊砂地入口の河床が若干洗掘されている。その後、流量が給水量にほぼ等しい状況が現れ、河床は動的平衡な状態へと漸近している。初期河床勾配と給砂勾配が等しい CASE 1, 3, 5, 6 ではどのケースも同様の結果であった。

Fig. 12 に下流端流砂量の時間的変化に関する計算結果を示す。遊砂地の長さが堆積過程におよぼす影響を見てみると、遊砂地の長さが短い CASE 5, 6 の方が早く動的平衡に近づいていることが分かる。

初期河床勾配の影響についてみると、初期河床勾配が上流河道部の平衡勾配より小さい場合には、顕著な

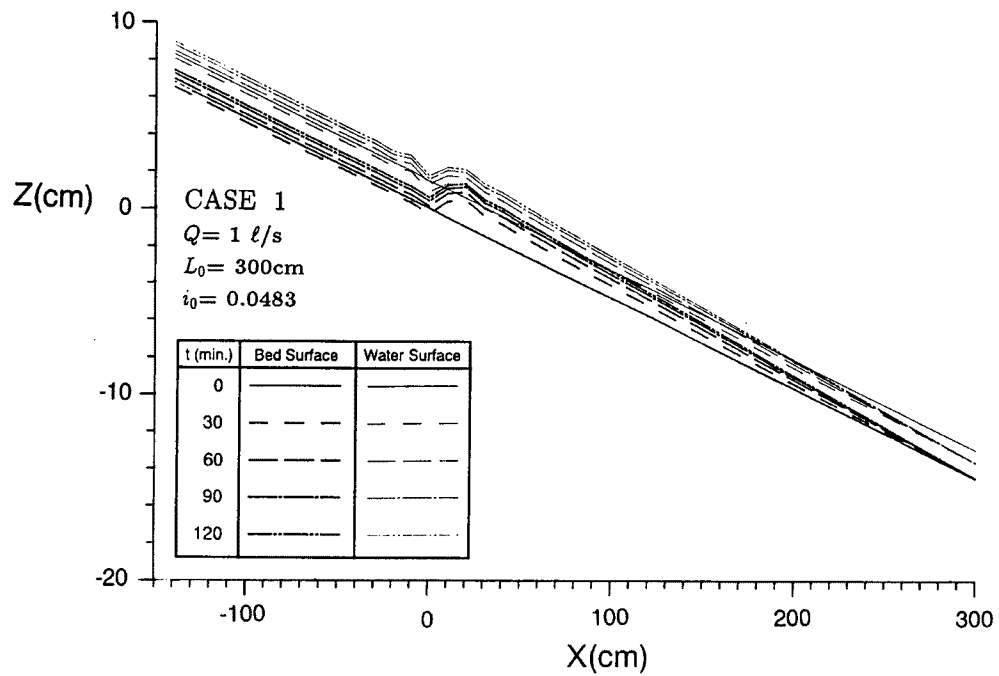


Fig. 10 Profiles of bed height and water level predicted by the simulation model.

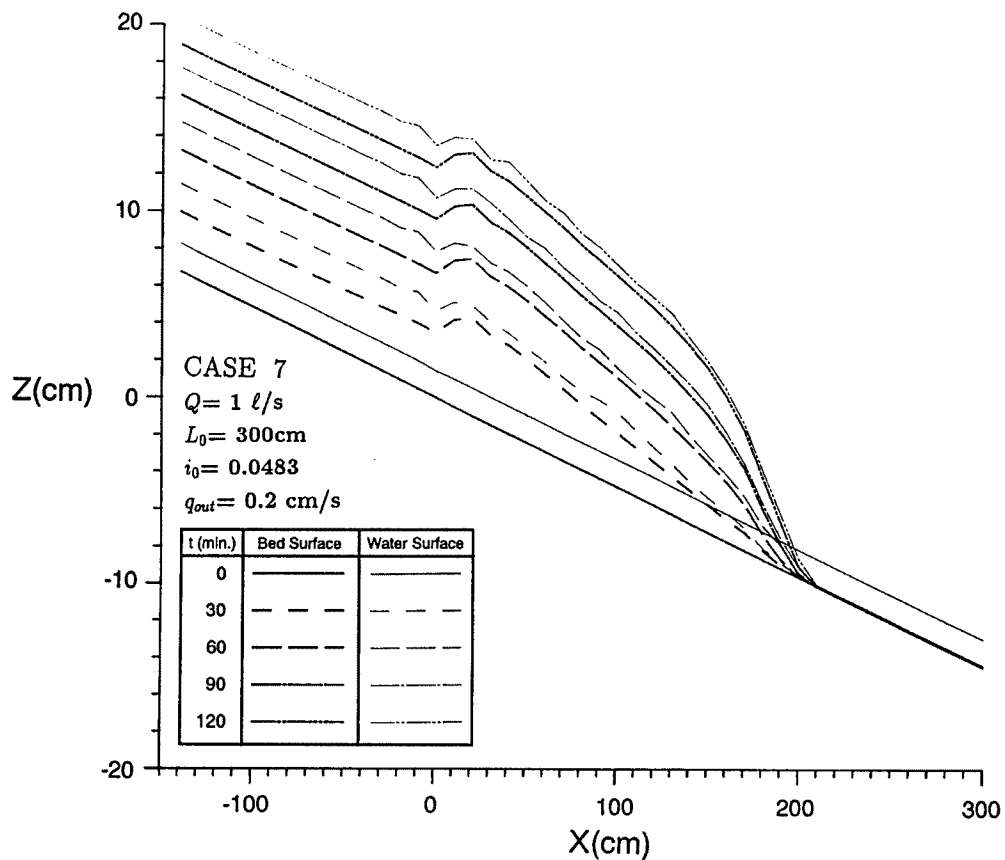


Fig. 11 Profiles of bed height and water level predicted by the simulation model including effect of permeation.

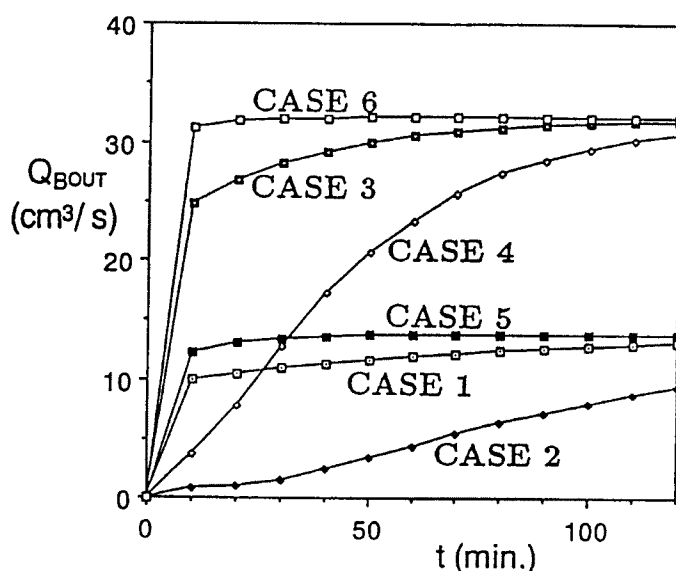


Fig. 12 Variation in the sediment discharge through the dam predicted by the simulation model.

堆砂が認められ、Fig. 12 にも下流端流砂量が給砂量と釣り合うまでにかなりの時間を要することが明らかである。単純に考えれば、遊砂地の効果としてはこれらの方が大きいといえる。しかし、遊砂地入口において河床上昇が激しいことが問題となろう。

本研究では、遊砂地の幅を変化させた場合について検討していないが、遊砂地入口からの水みちの変動可能な幅 B_0 の広がり方を考えると、あまり幅の広い遊砂地を設定しても、その幅全体には流路が変動しないことが予想される。

本章においては、遊砂地の河床変動に関する数値シミュレーションについて考察を行った。水みち幅を仮定した一次元解析により、ある程度現象を再現できたが、水みちの拡幅や分裂など今後検討すべき課題は多く残されている。

4. 結 論

本研究では、遊砂地の土砂堆積過程に関する水路実験及び数値シミュレーションを行い、遊砂地の土砂調節機能に関する考察を行った。得られた成果と今後検討すべき課題を要約すると、以下のようである。

1. 遊砂地の土砂堆積過程に関する知見を得るために水路実験を行った。その結果、土砂の堆積プロセスは次のようであることが分かった。

河道部からの流れが遊砂地に流入すると、上流の河道幅よりも広い幅をもった一本の水みちを形成した。この水みち幅の拡幅に伴う掃流力の低下によって土砂の堆積が起これ、そこから上流方向へ土砂の堆積が遡上した。水みち部分の堆積が進み、河床横断勾配が大きくなると、水みちが左右に振れる現象がみられた。また、浸透流が河床変動に大きな影響を与えることが判明した。

2. 水路実験および数値シミュレーションの結果から、遊砂地の長さが増大するほどその土砂調節機能は増大することが分かった。しかし、水みちの拡幅・分裂や浸透流の影響といった問題のために、定量的な評価にはいたらなかった。
3. 上流河道部に対し遊砂地の勾配が緩いほど、土砂調節機能が増大することが明らかになった。しかし、

上流部河道の河床上昇が激しいため、実際には慎重な検討が必要である。

4. 遊砂地流入部付近には水みちが浸入しにくい領域があるため、遊砂地の幅を広げることによる土砂調節機能の増大には限界があると思われる。この問題に関しては今後より一層の検討が必要である。
5. 一次元河床変動モデルを用いて遊砂地の土砂堆積過程に関する数値シミュレーションを行った結果、遊砂地の長さや初期河床勾配が土砂流出に及ぼす影響について調べることができた。しかし、水みちの拡幅・分裂および浸透流の影響のために、実験値を再現するにはいたっていない。
6. 本研究では掃流砂を対象とした検討を行ったが、遊砂地の土砂調節機能をより一般的に評価するためには、土石流、土砂流などに対する検討も必要である。

以上のように、より合理的な遊砂地の機能評価のためには、解明すべき課題が多く残されている。今後、より一層の研究が進められる必要がある。

最後に、本研究の遂行に協力いただいた京都大学防災研究所技官吉田義則氏に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・村岡 猛・里深好文；砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 30 号，1987，pp.421-439.
- 2) 高橋 保・江頭進治・里深好文・河田利樹・山口昌弘；河口砂州上の開削流路の侵食過程に関する研究，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，第 2 部，1993，pp.396-397.
- 3) 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之；網状流路の流路変動と流砂量，京都大学防災研究所年報第 33 号，1990，pp.241-260.
- 4) 芦田和男・道上正規；移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告書，第 206 号，1972，pp.59-69.
- 5) 岩垣雄一，限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文報告集，第 41 号，1956.