

網状流路の流路変動に関する数値シミュレーション

高橋 保・里深好文

要旨

本研究では、網状流路の流路変動予測に関して有効と思われる2次元数値シミュレーション法を提案している。一様な粒径を持つ土砂を対象として、2次元浅水流モデルと非平衡の流砂・河床変動モデルを組み合わせることにより、網状流路の流路・流砂量変動に関する数値シミュレーションモデルを構築している。網状流路の流路変動に関する水路実験や、水みちの形成を伴う遊砂地内の土砂堆積過程に関する水路実験に対してこのモデルを適用することにより、その妥当性を検証している。

キーワード：網状流路，流路変動，侵食・堆積速度，2次元数値シミュレーション，遊砂地における土砂堆積過程

1. はじめに

我が国では、近年、河川の源頭部から沿岸域までを含む「流砂系」を一貫した土砂のコントロールの必要性が高まっている。砂防構造物を設け、危険な土砂を貯留するという従来の手法は、急激な土砂の流出に伴う災害に対して流域の安全性を確保するという点では、かなりのレベルまでその機能を発揮しているといえる。しかし、そのために下流域で必要とされる土砂までが流下できなくなっていることも事実である。数多くの河川中・下流域や海岸域において顕在化している河床・河岸・海岸侵食の原因としては、貯水池堆砂の影響が大きいと考えられるが、砂防ダム等に土砂が捕捉されていることも無視することはできないだろう。より高度な土砂管理のためには、危険な土砂流出を確実に抑止し、安全・無害な土砂は積極的に流下させてゆく必要がある。

山地流域における河道狭窄部や砂防ダムの上流域においては、土砂が幅広く堆積し、河道内に複数の水みちが形成される、いわゆる「網状流路」となっている場合が多く見られる。このような領域は下流域への主たる土砂供給源となっていると考えられるため、網状流路の流路・流砂量変動を予測することは、上述のような高度な土砂管理を行う上で、特に重要な課題の一つであるといえる。

本研究では、まず、2次元浅水流モデルと非平衡の流砂・河床変動モデルとを組み合わせることにより、網状流路の流路・流砂量変動に関する数値シミュレーションモデルを構築している。ただし、流砂形態としては掃流砂を対象とし、河床砂礫の粒径は一樣と考えている。ついで、平坦な河床からの網状流路の発生・発達過程に対して本モデルを適用し、水路実験の結果との比較検討を行っている。

続いて、本モデルを水みち形成を伴う遊砂地内の土砂堆積過程に適用している。その計算結果は遊砂地の堆積過程に関する水路実験の結果と比較され、モデルの妥当性が検証されている。

2. 非平衡な流砂モデルを用いた2次元流路変動モデル

2.1 モデルの概要

網状流路の発生や発達過程、あるいは流路変動過程を再現するためには、2次元場の流れと流砂・河床変動を表現する必要がある。また、網状流路においては流れや流砂量、河床形状の空間的な変動が大きいので、局所的な侵食や堆積が活発に生じる可能性が高い。そこで流れの計算には通常の2次元浅水流モデルを用いることとし、流砂・河床変動の計算には、著者ら(1998)による非平衡の流砂・河床変動モデル

を用いることにした。このモデルは、石礫型土石流を対象とした高橋らのモデルをもとに、混合砂礫床上の掃流砂を対象として構築されたものであり、河床変動と流砂量の時間的・空間的な変動が侵食・堆積速度を介して関係づけられている。

河床変動計算によく採用されている平衡流砂量を用いるモデル（例えば、著者ら（1996）では、

- 1) 流速場から掃流力の空間分布を求める。
- 2) 掃流力から各地点の流砂量を算定する。
- 3) 流砂量の不均衡から河床変動量を求める。

といった手順がとられるのに対し、侵食・堆積速度を用いるモデルでは、

- 1) 掃流力からその地点で流し得る土砂濃度（平衡土砂濃度）を求める。
- 2) その濃度と実際の流砂濃度との差から侵食・堆積速度を算定する。
- 3) 侵食・堆積速度から河床や土砂濃度の変動量を求める。

という手順で計算が進められる。

侵食・堆積速度を用いることの利点は、まず、容易に流砂の非平衡性を考慮できることにある。平衡流砂量を用いるモデルでは、局所的に侵食や堆積が繰り返される場への適用には限界があると考えられる。その端的な例としては、固定床と移動床が混在するような場の計算が挙げられよう。固定床の部分では平衡流砂量式を用いることができないため、流砂の方向に沿って流砂量を適宜修正する必要があるが、これは2次元場においては容易なことではない。これに対し、侵食・堆積速度を用いるモデルでは、固定床の部分で侵食を許さないという条件を設定するだけで対応可能である。

もう一つの利点としては、計算時間の短かさがあ。これまでに、流砂の非平衡性を考慮する方法として、Pick-up rateとStep-lengthを用いる方法（例えば、中川・辻本ら（1977）が提案されているが、計算時間が長くなることは避けられない。これに対し、侵食・堆積速度を用いるモデルでは、平衡流砂量を用いるモデルと同程度の時間で計算することが可能である。

河床付近に存在が限られる掃流砂を、全水深で平均化した土砂濃度によって表していることや、2次流や河床の横断勾配から生じる、流砂の向きと流れの向きの違いをどうするのかといった問題は残されているものの、本研究が対象とするような比較的水深が小さく、かつ、流砂量が多い場では有効な方法であるといえよう。

2.2 支配方程式

流れの計算に関しては、著者ら（1996）によるモデルと同じ方法を用いている。2次元的な場を考え、流

下方向に x 軸、横断方向に y 軸を取る。流れの連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} - i = 0 \quad (1)$$

と表され、 x, y 方向の運動方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial x} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3)$$

となる。ここに、 h :水深、 u : x 方向の平均流速、 v : y 方向の平均流速、 p :圧力、 ρ :水の密度、 ϵ :渦動粘性係数、 i :侵食・堆積速度、 τ_x, τ_y : x, y 方向の河床せん断力であり、摩擦速度 u_* を用いて、

$$\frac{\tau_x}{\rho h} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{u_*^2}{h} \quad (4)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho h} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{u_*^2}{h} \quad (5)$$

と表される。

摩擦速度 u_* は

$$u_* = \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{6.0 + 5.75 \log(h/k_s)} \quad (6)$$

と表される。ここに、 k_s :相当粗度であり、粒径 d と等しいとしている。

渦動粘性係数 ϵ はカルマン定数 κ を用いて、

$$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (7)$$

としている。

圧力 p を静水圧近似すると、式(2)と式(3)の右辺第1項はそれぞれ、

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial x} \quad (8)$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = -g \frac{\partial(h+z)}{\partial y} \quad (9)$$

と表される。ここに、 z :河床位である。

侵食・堆積速度 i は、著者ら（1998）による混合砂を対象としたモデルを一様砂に適用することにより、平衡土砂濃度 C_∞ と土砂濃度 C を用いて、次のように表すことができる。

($C_\infty - C > 0$, 侵食傾向のとき)

$$i_k = \begin{cases} \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad (10)$$

($C_\infty - C \leq 0$, 堆積傾向のとき)

$$i_k = \begin{cases} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* < u_{*c}) \\ 0 & (u_* \geq u_{*c}) \end{cases} \quad (11)$$

ここに、 δ_e :侵食係数、 δ_d :堆積係数、 C_* :堆積土砂の容積土砂濃度である。

平衡土砂濃度 C_∞ は以下のような手順で求められる。まず、平衡流砂量 q_b を次の芦田・道上(1972)の式を用いて求める。

$$q_b = 17\sqrt{sgd^3\tau_*^{3/2}}\left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad (12)$$

ここに、 τ_{*c} :無次元限界掃流力、 u_{*c} :限界摩擦速度、 g :重力加速度、 d :砂の粒径である。 $s = (\sigma/\rho - 1)$ であり、 σ :砂の密度である。無次元掃流力 τ_* は、

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} \quad (13)$$

と表される。

平衡土砂濃度 C_∞ は平衡流砂量 q_b をもとに、

$$C_\infty = \frac{q_b}{q} \quad (14)$$

として求められる。 q は流量であり、

$$q = h\sqrt{u^2 + v^2} \quad (15)$$

と表される。

侵食・堆積速度 i を用いると、河床の連続式は以下のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = 0 \quad (16)$$

流砂の連続式は、

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu'}{\partial x} + \frac{\partial Chv'}{\partial y} - iC_* = 0 \quad (17)$$

と表される。ここに、 u' : x 方向の土砂濃度の輸送速度、 v' : y 方向の土砂濃度の輸送速度であり、河床の横断勾配の影響を考慮して、次のように計算する。

Fig. 1に示すように主流方向に s 軸、これと直交する方向に n 軸をとり、 s 軸が x 軸となす角を β_1 とすると、

$$\beta_1 = \arctan \frac{v}{u} \quad (18)$$

と表される。2次流の影響が小さいとすると、 n 軸方向の流砂量 q_{bn} は長谷川(1983)の式を用いて、

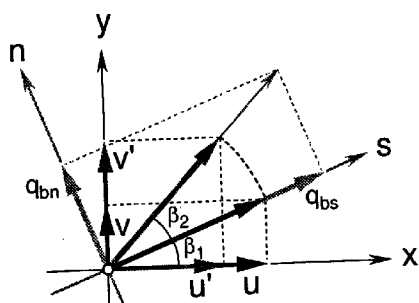


Fig. 1 Schematic of velocity modification due to the transverse sediment transportation

$$q_{bn} = -q_{bs}\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s\mu_k\tau_*}}\frac{\partial z}{\partial n} \quad (19)$$

と表される。ここに、 q_{bs} : s 軸方向の流砂量である。いま、上式の根号の値を一定値 K とすると、流砂の向きが s 軸となす角 β_2 は、

$$\beta_2 = \arctan\left(-K\frac{\partial z}{\partial n}\right) \quad (20)$$

となる。横断方向流砂量が流砂量の総量に変化を与えないと考えると、 u', v' はそれぞれ以下のように表される。

$$u' = \sqrt{u^2 + v^2}\cos(\beta_1 + \beta_2) \quad (21)$$

$$v' = \sqrt{u^2 + v^2}\sin(\beta_1 + \beta_2) \quad (22)$$

以上の支配方程式をスタッガードスキームを用いて差分化することにより、流砂・河床変動の数値シミュレーションが可能となる。

3. 網状流路における流路変動に対するモデルの適用

3. 1 網状流路の流路変動に関する水路実験

著者ら(1990)は、一様な粒径の砂礫を用いて、横断方向に平坦な初期河床からの網状流路の発生・発達過程に関して水路実験を行った。長さ8m、幅1mの直線水路の上流端から流量(1000cm³/s)と流砂量(5.38cm³/s)を定常的に供給し、河床、流路の変動ならびに下流端流砂量の変動を追跡している。Fig. 2には下流端流砂量の時間的変動に関する実験結果が示されている。この図からも分かるように、流出土砂量は平均的には給砂量と釣り合っているものの、時間的に増減を繰り返している。Fig. 3には河床のコンター図と流れのスケッチとを示す。水みちは分裂・合流を繰り返しながら、水路全幅に渡って変動を続けており、流路変動と流砂量変動の周期に強い相関があることも明らかにされている。

3. 2 数値シミュレーションモデルの水路実験への適用

上述の水路実験に対してシミュレーションモデルの

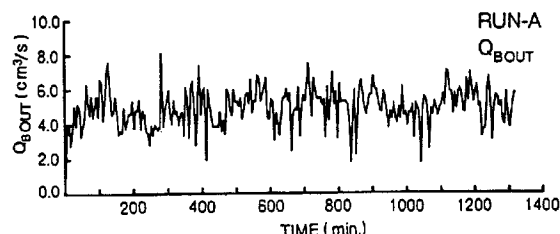


Fig. 2 Temporal variation in the sediment discharge at the downstream end

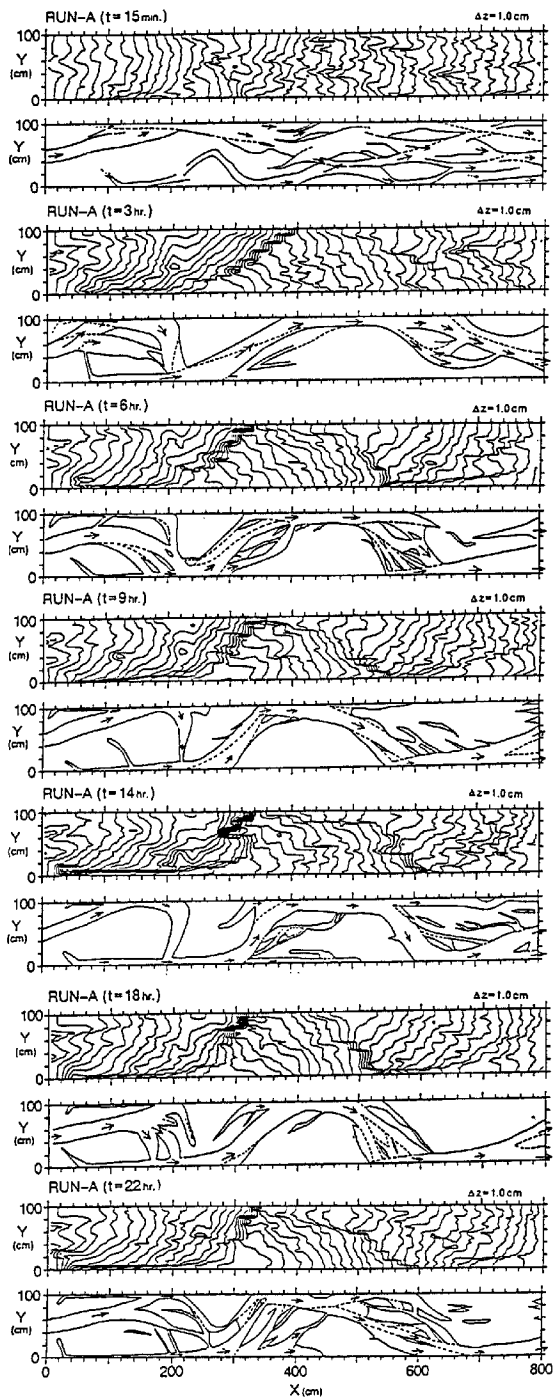


Fig. 3 Contour line of bed surface and channel pattern

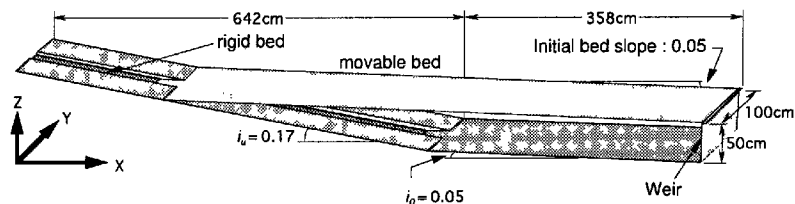


Fig. 4 Initial bed profile employed for computation of braided channels

適用を図る。計算に用いた初期河床形状をFig. 4に示している。計算領域の全長は10m、幅は1mであり、初期河床縦断勾配は実験条件にあわせて1/20としている。使用砂の粒径は2mmである。

水路の上流域には中心線に沿って幅20cm、深さ3cmの水みちを持つスロープ（固定床）が設けてある。これは、たとえ上流端付近で河床変動が生じても、スムーズに土砂と水が移動床部へと流入することを狙った措置であり、水路実験においても採用されている。スロープの縦断勾配は1/5.88である。

水路実験では、下流端に初期河床と同じ高さを持つ水平な堰が設けられている。これに対応するため、最下流にある1メッシュの固定床を、移動床高さの初期値から2cm低い位置に設定した。当初、移動床の初期値と同じ高さに固定床を設定したところ、下流付近の数メートルの区間で水みちが形成されにくくなったことがわかった。しかし、実験では堰の上流側に局所洗掘が生じ、堰のごく近くまで水みちが形成されていた。そこで、計算においても下流端の固定床の位置を下げることにより、最大2cmまで侵食を許すことにしたのである。

水路の上流端ではFig. 5に示すような流量と流砂量を与えている。case Aは定常な給砂・給水条件のもとで、平坦床から網状流路が発生・発達するプロセスを見ようとするケースである。case B～Eでは、網状流路が十分に発達したと思われるcase Aの $t=10$ hrの時点初期条件として、給水量や給砂量の条件を変えた場合の計算を行っている。

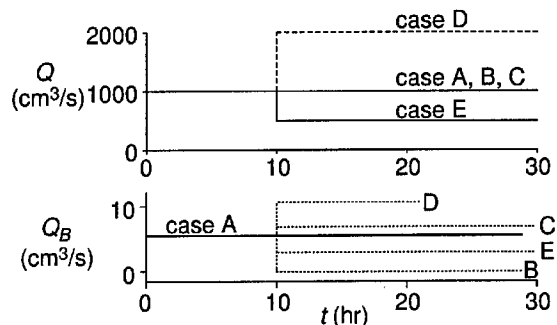


Fig. 5 Water supply and sediment supply conditions

計算格子のサイズは縦断方向に5cm, 横断方向に1cmとし, 計算の時間間隔は0.01秒としている。侵食係数と堆積係数はともに0.6としているが, 水深が小さくなると急激に堆積速度が増大するという実験結果を反映させるため, 水深が5mm以下の点では堆積係数を6.0としている。また, 水際付近の掃流力が小さく見積もられることを補正するため, 水深が5mm以下の点で侵食係数を1.2としている。

3. 3 網状流路の流路変動に関する計算結果と考察

Fig. 6には, case Aにおける河床のコンターと水深の平面分布とが示されている。Fig. 7には, case A~Eにおける下流端流出土砂量の時間的変動が, 給砂量(点線)と併せて示されている。横断方向に平坦な河床に, 定常的な給砂・給水を行うことにより, 河道内に複数の水みちが発生し, それらが分裂・合流を繰り返していることが分かる。このような網状流路の発生・変動プロセスは, 3.1に示した水路実験の結果を比較的良好的に再現しているといえよう。ただし, 計算の結果として得られる流路形状そのものは, 水路実験の結果と一致しているわけではない。そこで, この理由について考察してみよう。

網状流路においては, 局所的な砂粒子の停止や移動がきっかけとなって, 水みち規模, あるいは河道全体におよぶ変動が生じている。それゆえ, 長期にわ

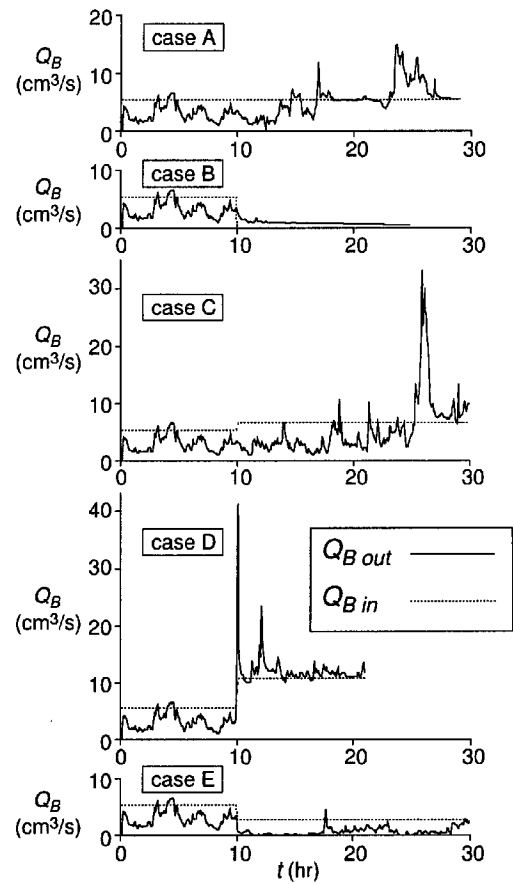


Fig. 7 Temporal variation in the sediment discharge calculated by the present model

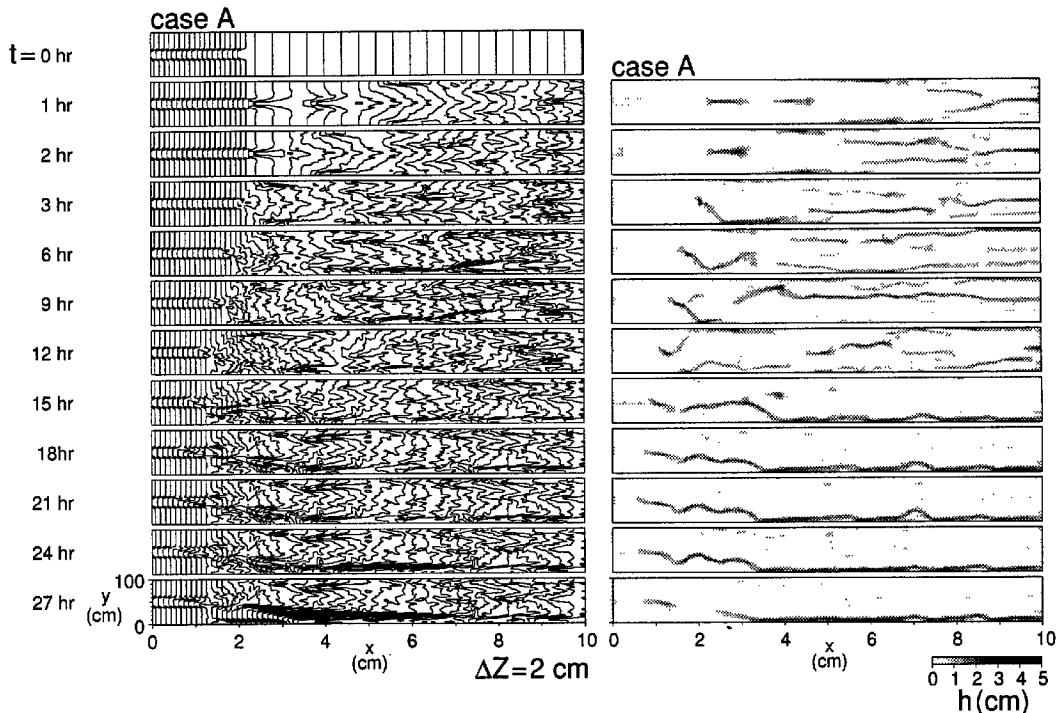


Fig. 6 Contour line of bed surface and flow depth distribution (case A)

たる流路・河床形状の予測は原則的に不可能である。なぜなら、流路変動現象はまさにカオスであり、初期条件のごくわずかな違いが、時間の経過に伴い大きな状況の差を生み出してしまふからである。2.2に示したように、本モデルでは変数間の関係はすべて確定的に与えていて、確率論的な関係付けは全く行っていない。しかしながら、流砂と河床形状および水の流れがそれぞれ相互に影響しあうために、たとえ変数相互の関係が確定論的であっても、それらの関係から生み出される結果は、必ずしも確定的なものとはならない。計算結果としての流路形状は、無限に存在する状況のほんの一例にすぎず、たとえば1メッシュの初期河床の高さをごくわずかに変化させるだけでも、 $t=27\text{hr}$ における流路の形状は全く違ったものとなるであろう。これは水路実験においても同様で、数値計算以上に初期条件を同一にすることは難しいから、長時間経過した場合の現象の再現性は全く無いといえる。ただし、誤差は時間の経過とともに増幅してゆくのであるから、十分に初期条件と境界条件が把握されている場では、ある限られた期間の将来予測を行うことは可能であるといえる。十分な精度で予測できる期間の長さは、初期条件や支配方程式の精度あるいは現象の非線形性の強さに依存すると考えられる。

上述のように、本モデルを用いて網状流路の長期にわたる変動過程を「定量的」かつ「確定的」に再現できないことは明白である。しかしながら、もう少し漠然とした意味で「定量的」な将来予測を行うためには有効な手法であると考えられる。なぜなら、特定の時刻、場所における流砂量等を確定することはできないものの、わずかに異なる初期条件のもとで同じ計算を繰り返すことにより、どの程度の範囲で流路本数や流砂量に変動し、その平均値や変動周期はどれくらいか、といったことが「定量的」に把握できるからである。このような情報は、河川を維持管理する上で、重要な役割を果たすことが期待できる。

以上のような観点から、水路実験の結果とcase Aの計算結果とを比較してみると、本モデルに関して、次のような問題点が明らかになった。まず、計算される水みち幅が実験値に比べて全体的に小さくなっていることが挙げられる。これは、侵食・堆積速度の精度や水際付近の掃流力の算定法に問題があると考えられる。本モデルでは径深分割などの方法を採用せず、各点の水深と流速から単純に掃流力を計算しているので、水際近傍で掃流力が過小評価される傾向がある。そのため、水みちの中央部が相対的に深くなり、幅が狭くなっているのだと思われる。ついで、Fig.6の $t=15\text{hr}$ 以降に明らかなように、計算では水路側壁に沿って流路が固定化する傾向が見られる。これは、側壁部における境界条件の設定や前述の水際

における掃流力に問題があるためであろう。より予測精度の高いモデルにするためには、これらの問題点を解決してゆく必要がある。

Fig.7に示されているcase Aの流出土砂量に関する計算結果と、Fig.2に示されている実験結果とを比べてみると、どちらも $t=15\text{hr}$ までに5回前後の流砂量の大きな変動が認められ、その変動範囲も似通っている。ただし、計算においては全般的に流出土砂量が給砂量を下回り、堆積傾向にあることや、 $t=15\text{hr}$ 以降において、時折、急激な土砂の流出が認められることは、水路実験の結果と一致しない。これらは前述のように壁際の境界条件の設定や水際の掃流力の評価法に起因していると考えられる。

次に、網状流路が十分に発達している河道において、土砂や水の流入条件の変化が流路変動過程や流砂量に及ぼす影響に関して、case B~Eの結果を基に考察してみよう。case B~Eはいずれもcase Aの $t=10\text{hr}$ の河床形状を初期条件としている。Fig.5に示したように供給流量や流砂量をcase Aとは異なる条件に設定して、 $t=10\text{hr}$ 以降の計算を行った。Fig.8にはcase B~Eにおける河床のコンターと水深の平面分布とが示されている。

Fig.7やFig.8をみると、供給流量は変化させずに供給流砂量を0としたcase Bでは、急速に流路の縦侵食が進み、水みちは固定化し、流出土砂量は0に漸近している。これに対し、流砂量のみをわずかに増加させたcase Cでは、case Aよりも水みちの変動が長く継続し、その後、急激な土砂の流出をみている。供給流量と供給流砂量とともに2倍にしたcase Dにおいては、流量変化直後に水みち本数は減少し、流出土砂量が急増している。その後、深い水みちが形成され、比較的早い段階で給砂量と流出土砂量とが釣り合う状態になった。給流量と供給流砂量とともに半減したcase Eにおいては、堆積過程が長く継続し、流路の本数も多いままである。これらのことから、堆積が進む状況下では水みち本数が多くなる傾向があること、流入条件のわずかな変化が流出土砂量の大きな変化に結びつく可能性があることなどが明らかになったといえよう。

4. 遊砂地の土砂堆積過程に対するモデルの適用

4.1 遊砂地の土砂堆積過程に関する水路実験

著者ら(1994)は、Fig.9に示すような実験水路を用いて、遊砂地内の土砂堆積過程に関する水路実験を行っている。実験は遊砂地の長さや流量を変化させて5ケース行われており、その実験条件をTable 1に示している。ここに、 Q ：供給流量、 $Q_{B.in}$ ：供給流砂量、 L_0 ：遊砂地の長さ、 B_0 ：遊砂地の幅、 L_1 ：上流河道の長さ、 B_1 ：上流河道の幅、 i_0 ：水路勾配、 i_* ：給砂勾

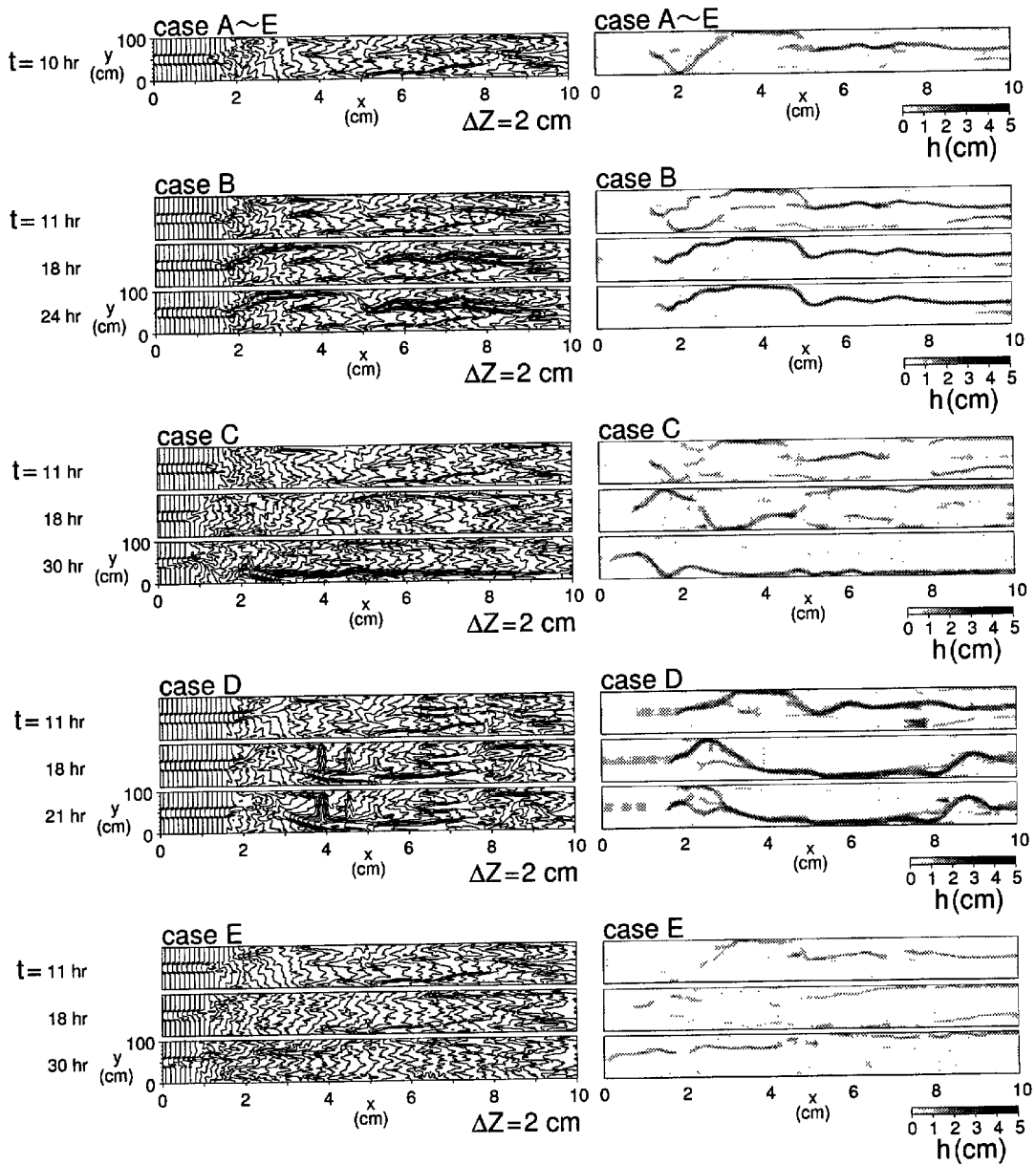


Fig. 8 Contour line of bed surface and flow depth distribution (case B~E)

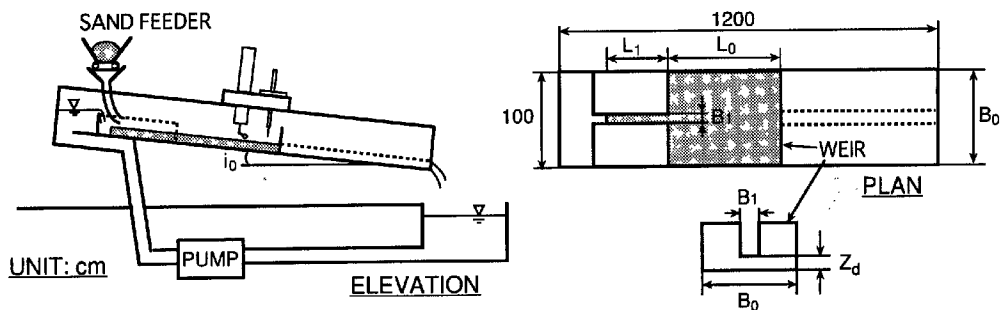


Fig. 9 Experimental flume for deposition process in sand pockets

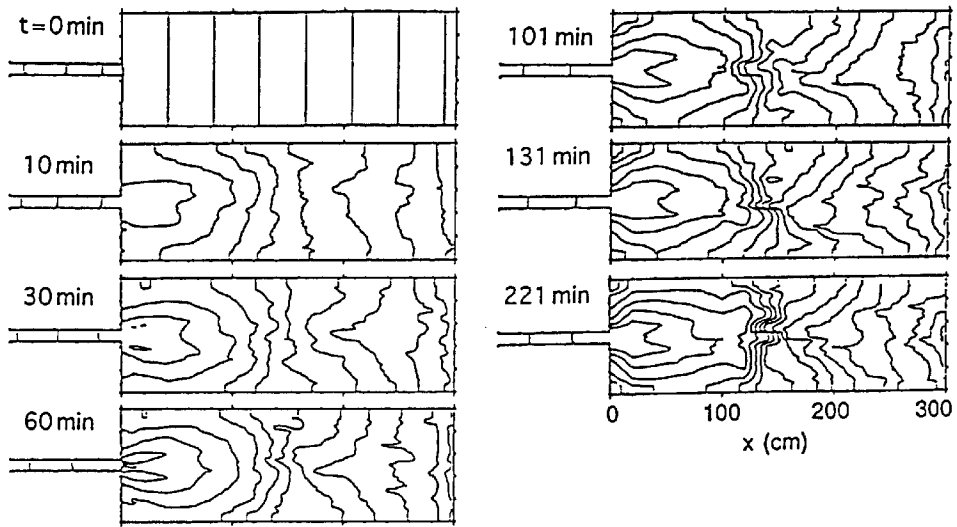


Fig. 10 Contour line of bed surface in sand pocket measured in Run 14

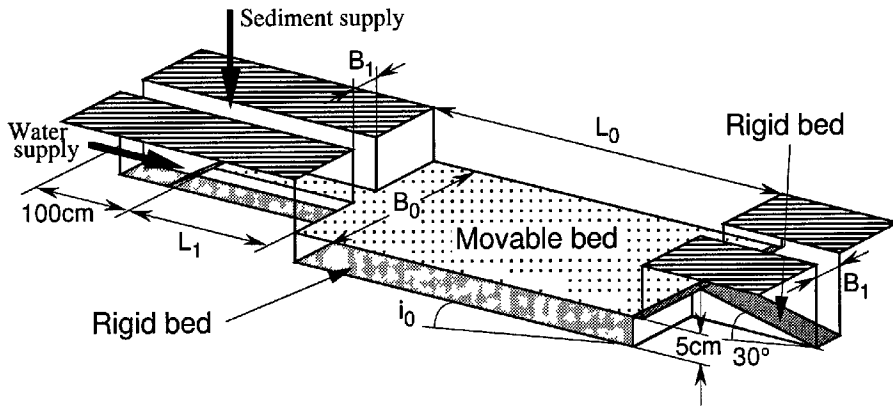


Fig. 11 Schematics of calculating area for deposition process in sand pocket

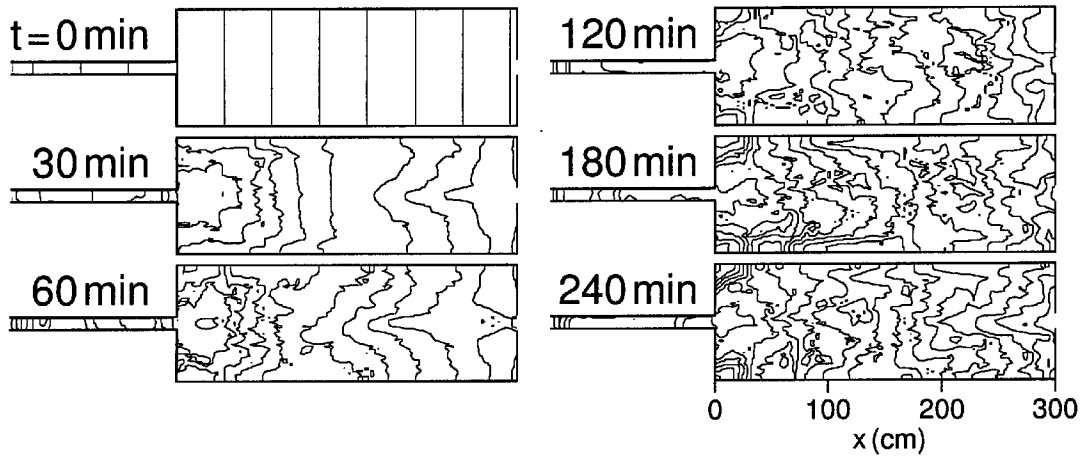


Fig. 12 Contour line of bed surface in sand pocket predicted in Case 14

Table.1 Experimental conditions

	Q (cm^3/s)	$Q_{B\text{in}}$ (cm^3/s)	L_0 (cm)	B_0 (cm)	L_1 (cm)	B_1 (cm)	i_0	i_*
Run 14	1000	17.13	300	100	140	10	0.0483	0.0551
Run 15	2000	40.19	300	100	140	10	0.0483	0.0569
Run 16	1000	17.13	150	100	140	10	0.0483	0.0622
Run 17	2000	40.19	150	100	140	10	0.0483	0.0564
Run 18	1000	17.13	300	100	140	10	0.0181	0.0511

Table.2 Computational conditions

	Q (cm^3/s)	$Q_{B\text{in}}$ (cm^3/s)	L_0 (cm)	B_0 (cm)	L_1 (cm)	B_1 (cm)	i_0	i_*
Case 14	1000	17.13	300	100	140	10	0.0483	0.0551
Case 15	2000	40.19	300	100	140	10	0.0483	0.0569
Case 16	1000	17.13	150	100	140	10	0.0483	0.0622
Case 17	2000	40.19	150	100	140	10	0.0483	0.0564
Case 18	1000	17.13	300	100	140	10	0.0181	0.0511
Case 19	2000	40.19	300	100	140	10	0.0181	0.0511

配である。下流堰の水通しの幅は上流河道の幅と等しく、遊砂地内の初期河床勾配は水路勾配に等しい。

Fig. 10には、実験結果の一例として、Run 14における遊砂地内の河床コンターが示されている。この図からも明らかのように、上流河道から流入した土砂は、水みちの分裂に伴う掃流力の急激な減少により、遊砂地内部に堆積する。 $x=150\text{cm}$ 付近に見られる河床位の急変は、そのような水みちの分裂の結果生じたものである。また、この研究(著者ら(1994))においては、1次元の河床変動モデルを用いて、遊砂地内の土砂堆積過程に関する数値シミュレーションが行われているが、1次元のモデルでは前述のような掃流力の急激な減少は説明できなかった。そこで、次節において2次元の河床変動モデルを遊砂地内の土砂堆積過程に適用してみる。

4. 2 遊砂地の土砂堆積過程に関する数値シミュレーション

計算モデルは2章と3章に示したものと同一である。遊砂地のモデルはFig. 11に示すように、遊砂地に上流河道部と下流河道部とが接続された形となっていて、下流の河道勾配が急であるのは、水路実験において下流堰で段落ちとなっていることに対応している。図中に斜線で示された領域では、河道幅を狭めるために固定床高さを十分高くしている。給水は最上流端の地点で行われ、遊砂地から L_1 上流の地点では、給砂量に見合う土砂濃度が与えられている。計算メッシュのサイズや時間ステップは3章の計算と同じである。計算条件は実験条件にあわせてTable 2のように設定し、計6ケースの計算を行った。

Fig. 12にはCase 14における河床コンターに関する計算結果が示されている。Fig. 10の計算結果と比較してみると、 $t=60$ 分あたりまでは、上流から堆砂の進行する様子がある程度再現されていることが分か

る。ところが、それ以降においては、水路実験では $x=150\text{cm}$ より上流側で段丘状に土砂の堆積が発達するのに対し、計算では比較的連続した縦断勾配となっている。この理由としては、著者ら(1994)が報告しているように、水路実験において段丘状の部分で浸透流の影響が大きかったことが挙げられる。 $x=150\text{cm}$ 付近で局所的な河床勾配が大きくなると、水みち内部から浸透流として流出する量が大きくなり、より一層の土砂の堆積に結びついているのである。実河川において、このような浸透流による流水の減少が、どの程度の規模で生じるのかは定かではないので、この問題に関してこれ以上の考察は行わない。

つぎに、各ケースにおける平均河床縦断形状に関する計算結果と実験結果とをFig. 13に示している。上流河道部では土砂供給条件が原因と考えられる河床の凹凸が見られるものの、全般的に本モデルにより実験結果が良好に再現されていることが分かる。Fig. 14には下流端流出土砂量の時間的変動が示されている。これを見ると、遊砂地長さが3mのケースでは全般的に実験値がうまく再現されているといえよう。ただし、流出が始まる時刻に関しては両者はあまり一致していない。また、遊砂地長さが1.5mのケースでは計算時間が短いこともあって、計算値と実験値にかなりの差が認められる。今後、上流河道部における土砂供給条件の設定等に改良を加えることにより、より適合性の高いモデルにしてゆく必要がある。

6. おわりに

本研究においては、網状流路の流路変動に関する数値シミュレーションモデルを提案し、水路実験への適用を図った。また、水みちの形成を伴う遊砂地内部の土砂堆積過程に関して本モデルを適用した。ここに、本研究によって得られた成果を要約する。

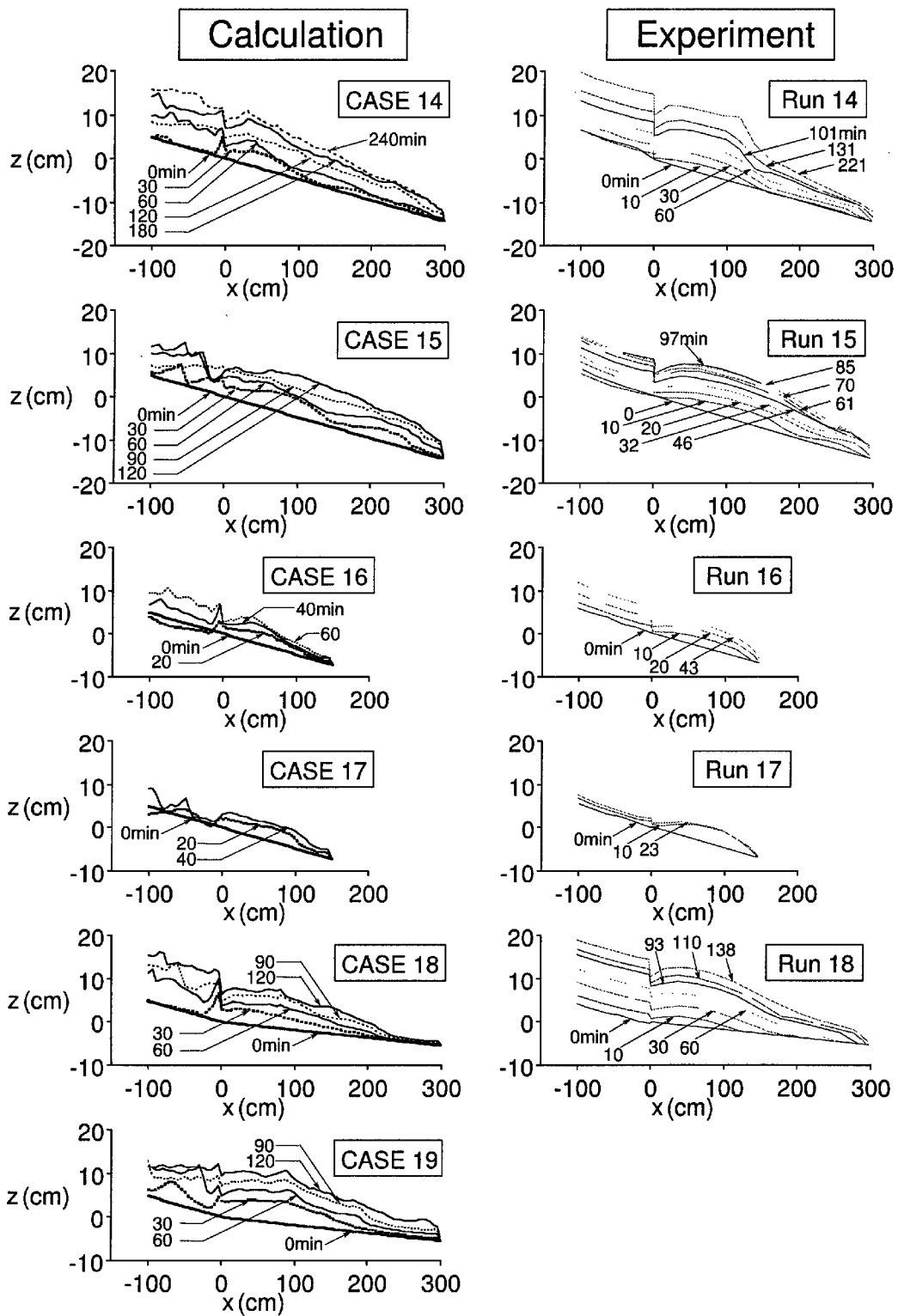


Fig. 13 Temporal variation of the profiles of averaged bed height obtained from experiments and calculations

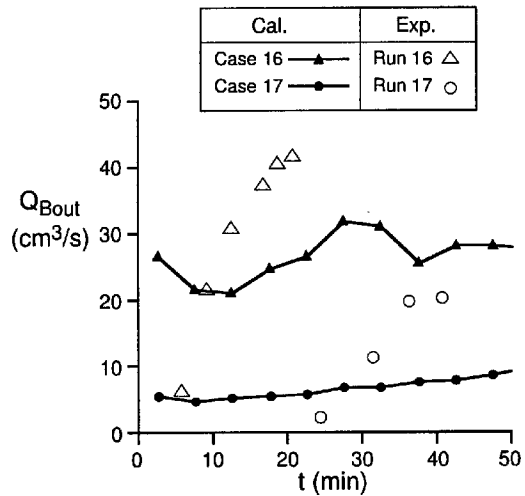
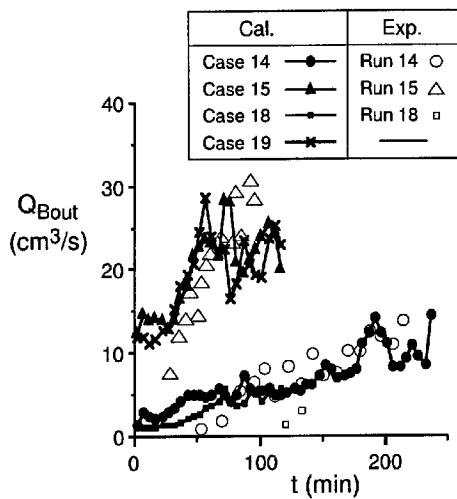


Fig. 14 Variation in the sediment discharge through the dam predicted by the present model

1) 掃流砂を対象とした一様砂礫床の侵食・堆積速度式を提案し、2次元浅水流モデルと組み合わせることにより、2次元の流路変動に関するシミュレーションモデルを開発した。

2) 平坦床からの網状流路の発生・発達過程に関して数値シミュレーションモデルを適用した結果、水みちの発生・分裂・合流といった過程が再現可能であることが判明した。

3) 網状流路が形成されている領域に対し、上流からの土砂や水の供給条件を少し変化させると、流出土砂量が大きく変動する可能性があることが示唆された。

4) 水みちの形成を伴う遊砂地内部の土砂堆積過程に数値シミュレーションモデルを適用した結果、河床変動量や下流端流出土砂量の時間的変動が再現できることが分かった。

今後、水際付近の掃流力の算定法や、水路側壁における境界条件に関して、より一層モデルの改良を図る予定である。

謝辞

本研究は平成9～10年度文部省科学研究費補助金・奨励研究A「山地流域からの降雨・土砂の流出に関する研究」(課題番号09780419, 代表:里深好文)の補助を受けた。ここに記して感謝します。また、水路実験

や数値計算の遂行に際し、京都大学防災研究所技官吉田義則氏に御協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 芦田和男・江頭進治・里深好文・後藤隆之(1990):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 B-2, pp. 241-260.
- 芦田和男・道上正規(1972):移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 206号, pp. 59-69.
- 高橋保・江頭進治・里深好文・竹内篤郎(1994):遊砂地の土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第37号 B-2, pp. 371-387.
- 高橋保・里深好文・奥村裕史(1996):山地河川の流路変動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第39号 B-2, pp. 321-332.
- 高橋保・中川一・里深好文・奥村裕史・安本大地(1998):混合砂礫床の侵食過程に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第41号 B-2, pp. 237-252.
- 高橋保・中川一(1991):豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 新砂防44-3, pp. 12-19.
- 中川博次・辻本哲郎・原稔明(1977):混合砂礫の粗粒化過程について, 京都大学防災研究所年報, 第20号 B-2, pp. 259-273.
- 長谷川和義(1983):沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究, 北海道大学学位論文.

Simulation Model for Channel Variation in Braided Channel Reach

Tamotsu TAKAHASHI and Yoshifumi SATOFUKA

Synopsis

We propose a numerical simulation model to calculate channel variation and sediment discharge in braided channels. We combine a new erosion velocity formula with two dimensional flow model. The erosion velocity and deposition velocity can be estimated by the balance between equilibrium sediment concentration and real concentration. We apply the simulation model to experiments about channel variation in braided channel, and deposition process in sand pockets with stream channel formation.

Keywords: channel variation; braided channels; two dimensional model; erosion velocity