

## 砂防ダム堆砂域の侵食と流路の形成機構

芦田 和男・江頭 進治・樽屋 啓之  
里深 好文・高村 裕平

### SEDIMENT EROSION AND STREAM FORMATION UPSTREAM OF DEBRIS CONTROL DAMS

By Kazuo ASIDA, Shinji EGASHIRA, Hiroyuki TARUYA,  
Yoshifumi SATOFUKA and Yuhei TAKAMURA

#### Synopsis

In mountain streams many debris dams have been constructed to control rapid sediment runoff which causes a sediment hazard or imbalance of stream course downstream. The mechanisms of erosion and deposition processes should be known beforehand in planning the dam allocation and its effective sediment control. The depositional process of sediment can be analyzed easily, compared to the eroding one. Some difficulties arise in predicting the erosion process in the area of sediment deposited upstream of the dam, because a stream often forms in a restricted region of the area and changes randomly its course. In the present paper, the mechanisms of stream formation and sediment transportation are chosen for consideration.

A flume test is made to investigate the mechanisms mentioned above; stream bed variation, stream course and morphology, flow width, sediment discharge and so on. While data is collected from flume study, a mathematical model for evaluating the stream formation or erosion process is formulated. The formulas which compose the model are analyzed numerically to compare with data pertaining to the temporal and spacial distributions of the stream width, the channel geometry and bed load.

#### 1. 緒 言

山地流域には、砂防ダムをはじめとして、各種の砂防施設が設置されている。これらは、いずれも土砂の侵食・輸送・堆積現象を時・空間的に調節し、流域を荒廃から守り、流路の安定を図るとともに、洪水・土砂災害を防止・軽減することを目的とするものである。このような砂防施設をより有効に配置するためには、その基礎となる機能評価法を確立することが重要である。すなわち、砂防施設の機能がどのような機構を通して発揮されているのかを明らかにしなければならない。

著者らは、各種砂防施設のうち、とくに砂防ダムの土砂調節機能を取り上げ、水路実験や数学モデルによる数値解析を通して検討している<sup>1),2)</sup>。これらによれば、ダムの土砂調節機能には、流砂形態の変化、流出土砂量波形の変形、流砂の質的变化などがあり、それらの機能は流れと河床変動の相互作用の結果として現れていることが明らかであって、土砂調節機能は、ダムに対する流入土砂の流砂形態、流入土砂量波形と粒度分布、初期堆砂形状、洪水波形およびダムの形式が与えられると評価できることが判明している。

上述の方法によれば、来るべき洪水に対する土砂調節を評価するためには、初期堆砂形状を予め設定しておくことが必要である。初期堆砂形状は、原理的には出水時におけるダム堆砂域の河床変動過程を追跡することによって推定できる。堆砂域全幅にわたって洪水が流れる場合には、河床変動の追跡は一次元解析によって、比較的容易に行えるものの、中小洪水時には、流水は全幅に流れることは希れであり、水みちを形成して流れていることが多い。したがって、ダムの土砂調節機能を評価するためには、堆砂域における水みち侵食に伴う堆砂容量の回復過程を明らかにすることが重要な課題の一つとなる。

本研究は、砂防ダムの流出土砂調節機能に関する評価法を確立するための一環として進めているものであって、ここでは、とくに水みち侵食に伴う堆砂域の変動過程と流出土砂量との関係を明らかにすることを目的としている。まず、水路実験によって、水みち侵食に伴う堆砂域の流路変動過程と流出土砂量について詳細に検討する。ついで、有限河床擾乱の非線形不安定解析によって水みちの形成条件を検討する。さらに、同様の解析を用いて求められる水みち幅やレジーム幅を用いた河床変動解析によって堆砂域の侵食過程や流出土砂量について検討する。

## 2. 水みち侵食過程の実験的検討

### 2.1 実験方法

長さ 21 m、幅 50.0 cm の水路に Fig. 1 に示すように、ダム高 20.0 cm、水通し幅 25.0 cm の砂防ダムを設置し、Fig. 2 に示すような粒度分布を有する平均粒径 0.3 cm のほぼ一様な砂を 13.0 m 区間に勾配 0.0252 に敷きならした。

給砂なしの条件で、流量 3.0 l/s を定常的に給水し、30 分～1 時間毎に水位・河床位を計測した。流量 3.0 l/s のときの無次元掃流力は  $\tau_* = 0.076$  であって、これは砂粒子の移動限界を少し越えたところにある。下流端における流砂量が殆んど無くなるまで通算 40 時間通水を継続し、下流端では流砂量を連続計測した。

これらの計測に加え、流れおよび流路の変化のプロセスを直接把握するために、主流域および流路の平面的な変動をスケッチした。

水位は、主流 (x 軸) に沿って 50 cm 間隔で計測し、その直後に通水を中断し、河床位を y 方向 5 cm 間隔、x 方向 50 cm 間隔で計測した。測定の間隔については Table 1 に示す。

### 2.2 流路の変動

実験開始から通水終了まで行ったスケッチによって、主流と流路の平面形状に関する変化の状況を見よう。Fig. 3 にその結果を示している。通水開始直後には、水路全区間に全幅の流れが形成されるが、その後、河床に擾乱が発達するとともに流路が活発に変動する。それに伴い、局所的に小さな浮州の生成と消滅がみら

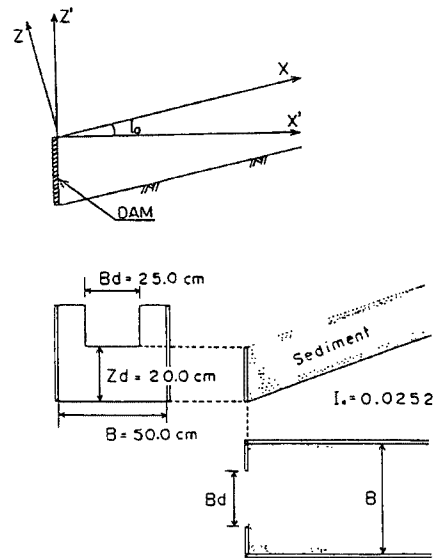


Fig. 1. Shape of sabo dam.

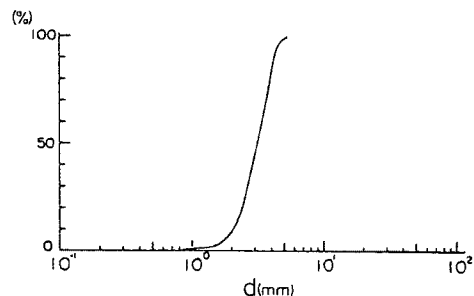


Fig. 2. Grain size distribution of sand employed in the experiment.

Table 1. Time table for measuring profiles of water and bed surface

t <sub>1</sub>	40min	t <sub>11</sub>	6 hr 34min	t <sub>21</sub>	15 hr 45min
t <sub>2</sub>	54min	t <sub>12</sub>	7 hr 05min	t <sub>22</sub>	17 hr 27min
t <sub>3</sub>	1 hr 10min	t <sub>13</sub>	7 hr 59min	t <sub>23</sub>	19 hr 08min
t <sub>4</sub>	1 hr 37min	t <sub>14</sub>	8 hr 55min	t <sub>24</sub>	20 hr 20min
t <sub>5</sub>	2 hr 30min	t <sub>15</sub>	9 hr 54min	t <sub>25</sub>	22 hr 42min
t <sub>6</sub>	3 hr 00min	t <sub>16</sub>	10 hr 24min	t <sub>26</sub>	23 hr 18min
t <sub>7</sub>	3 hr 30min	t <sub>17</sub>	11 hr 05min		
t <sub>8</sub>	4 hr 02min	t <sub>18</sub>	11 hr 52min		
t <sub>9</sub>	5 hr 00min	t <sub>19</sub>	12 hr 57min		
t <sub>10</sub>	5 hr 42min	t <sub>20</sub>	13 hr 57min		

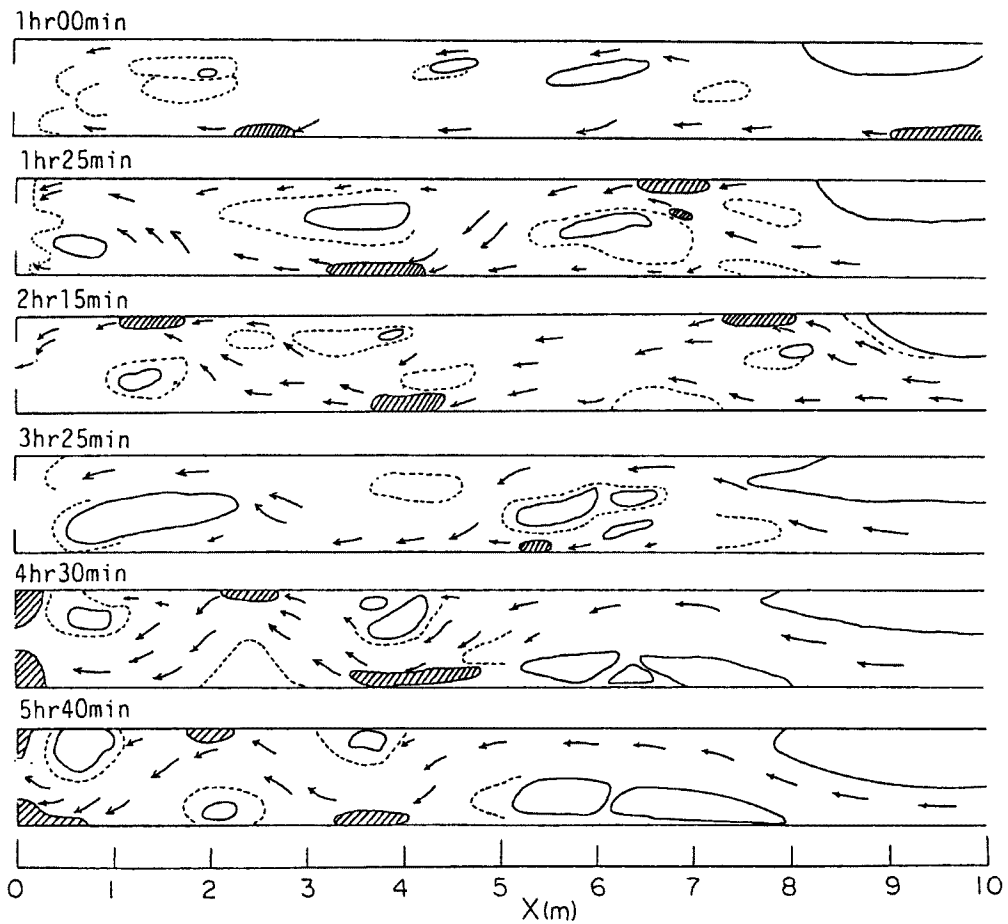


Fig. 3 (a)

れる。このような過程を経て、流れの集中が進み、通水後1時間を過ぎたあたりから、上流側には明瞭な浮州が形成される。一方、中・下流域においては、Fig. 3にみられるように、砂州の移動が活発で、浮州の生成・消滅が長時間にわたって繰り返される。さらに時間が経過すると、流路の侵食・低下が進み、上流側から次第に流路が固定されていく。

Fig. 4は平均河床縦断形の時間変化を示したものである。上流部 ( $X=7.0\text{ m}\sim 13.0\text{ m}$  区間) は強い侵食傾向、中流部 ( $X=4.0\text{ m}\sim 7.0\text{ m}$  区間) はやや緩やかな侵食傾向にあり、下流部 ( $X=0.0\text{ m}\sim 4.0\text{ m}$  区間) では、侵食・堆積がくり返されていることが分かる。

下流部では、Fig. 3に示すように砂州の移動に対応して主流が活発に変動するが、このことを調べるために砂州の挙動に着目して河床位をみたのがFig. 5である。この図は、下流部の  $X=1\text{ m}$ 、中流部の  $X=6\text{ m}$ 、および上流部の  $X=8.5\text{ m}$  の各断面における水路中心から左岸側及び右岸側の横断平均河床位の時間的変動をみたものである。これによれば各断面を砂州が通過する様子や流路の集中化を時間的に追うことができる。まず、 $X=8.5\text{ m}$  のデータについてみると、通水初期には、砂州の形成と移動がみられるが、次第に流れは左岸側に集中して河床低下が進み、河床波や砂州などの形成・移動はみとめられない。一方、 $X=1.0\text{ m}$  のデータをみると、通水後10時間を経過するまでは、砂州の移動に伴い流れは左右に変動している。その後、流れは左岸側に偏り、左岸側の河床は周期的に変動するが、その振幅はかなり小

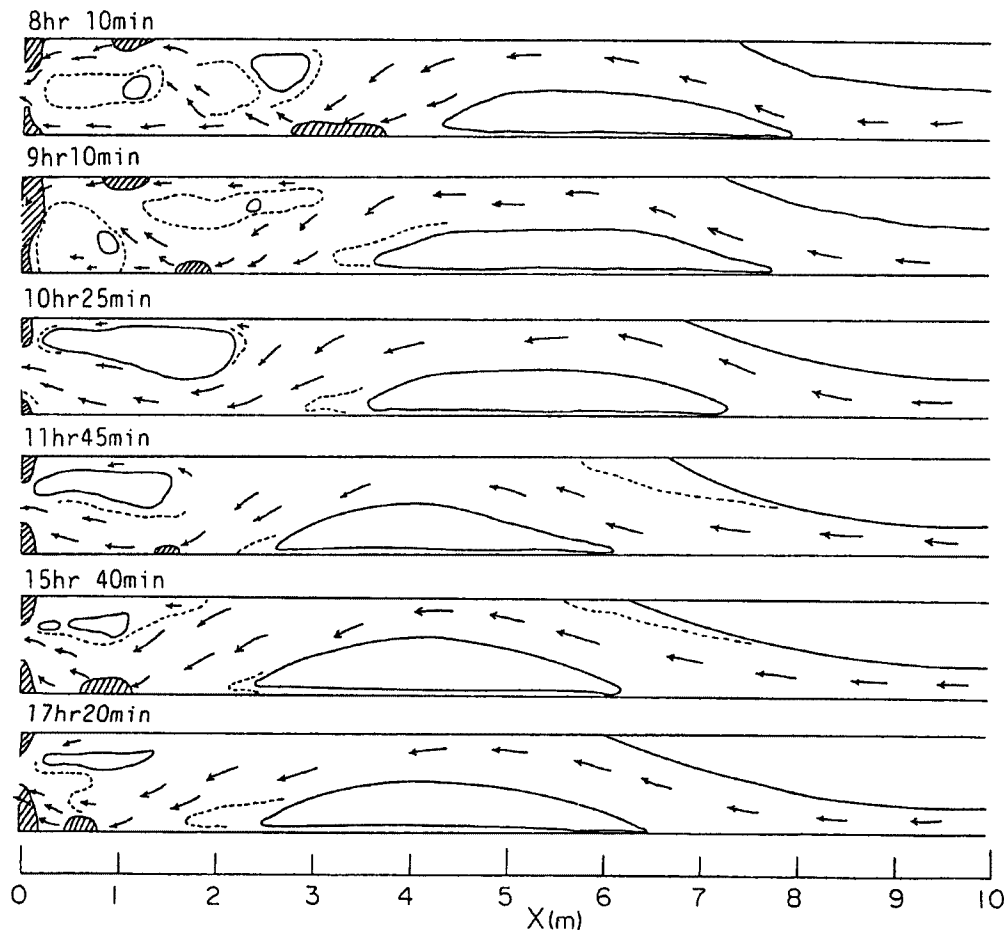


Fig. 3 (b)

Fig. 3. Temporal and spacial changes of the stream pattern sketched in the experiment.

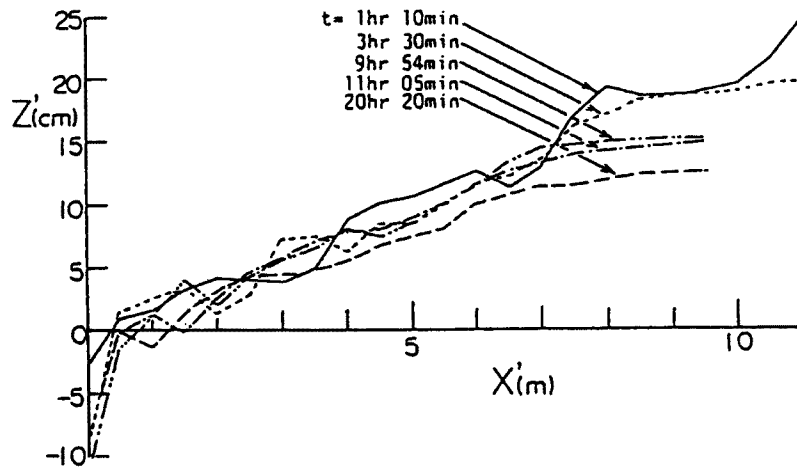


Fig. 4. Temporal variation of the profile of bed elevation averaged laterally.

さくなっているのが分かる。また、中流部においては、これらの中間的な変動がみられる。

Fig. 6 は、水面幅の時間変化を示したものである。これによれば、Fig. 3 および Fig. 5 の結果に対応して、上流から順次流路が固定することによって水面幅が決定されている状況が理解される。

このように流路の形成と、砂州の挙動とは密接に結びついているが、このことを更に詳しく検討するために、村本・藤田<sup>3)</sup>による中規模河床形態の領域区分に従って、各区間における水理条件の変化を調べたのが Fig. 7 である。下流へ行くほど砂州ができやすく、また複列砂州になりやすい水理条件が持続していることがわかる。

### 2.3 流出土砂量

流出土砂量は、ダム堆砂域における流路形態・砂州の移動などと密接な関係を持ち、絶えず変動している。Fig. 8 に  $X = 0.0$  m 地点における流砂量の変化を示す。これによれば、通水後 40 ~ 50 分を経過するまでは流砂量は殆どない。これはダム袖部によって流れがせき上げられ、下流端近傍の掃流力が小さくなっているためか、あるいは、流れの集中が起こっていないためであると考えられる。その後、流砂量は図示のように変動するが、これは、Fig. 3 および 5 に示すような砂州の移動に対応したものと考えられる。とくに、10 時 ~ 10 時 30 分頃にみられる大きなピークは、Fig. 5 の左岸側にみられる砂州が流出したためと思われる。このピーク以後は、変動しながら次第に減衰している。

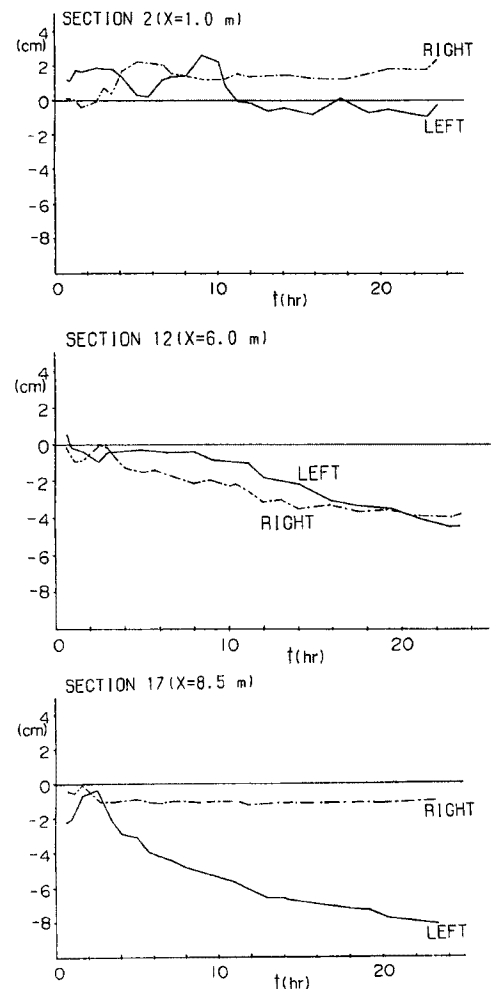


Fig. 5. Temporal variation of right side or left side bed elevation.

砂州の挙動、河床変動、流出土砂量との関係をもう少し詳しく調べてみるために、次のような整理を試みた。すなわち、水路の任意の断面を通過した土砂量の積算値を求め、その時間的推移を表わしたものが Fig. 9 である。X=0.0 m の曲線は Fig. 8 の流砂量を積算したものである。

X=0.0 m 地点で実際に系外に去った土砂量は T=10 hr あたりまでは、X=6.0 m 地点を通過した量よりも少なくなっている。これは X=6.0 m 地点より下流の区間に、両断面の積算土砂量の差が堆積していたことを意味している。したがって T=10 hr 後に生じた流砂量のピークは、この区間に堆積していた土砂の急激な流出であったと考えることができる。

一方、流路が比較的安定した T=12 hr 以降も、X=0.0 m 地点での流砂量は減衰しながら変動するが、

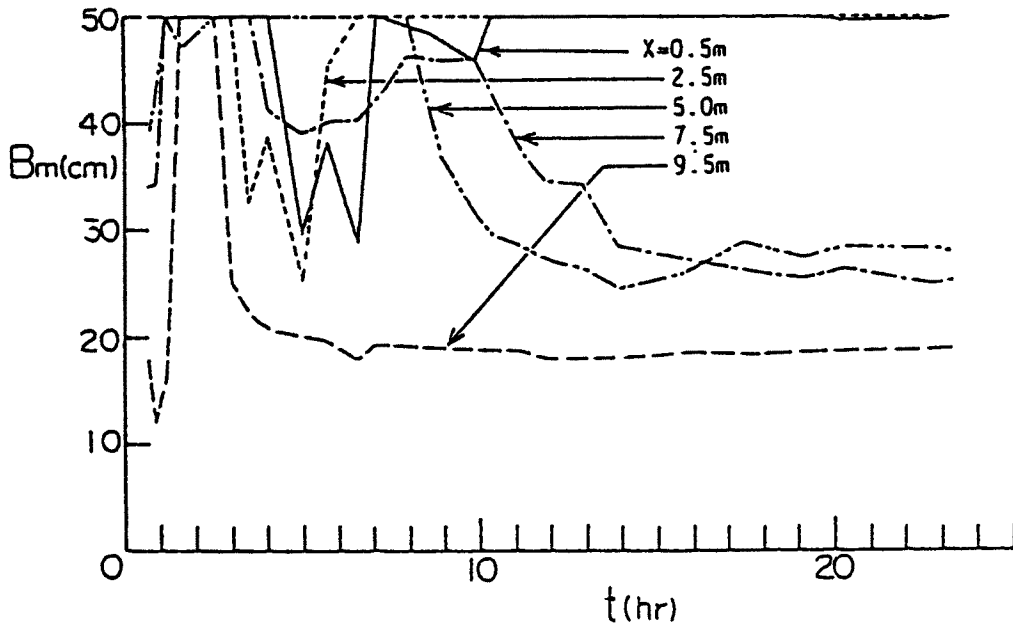


Fig. 6. Temporal variation of stream width.

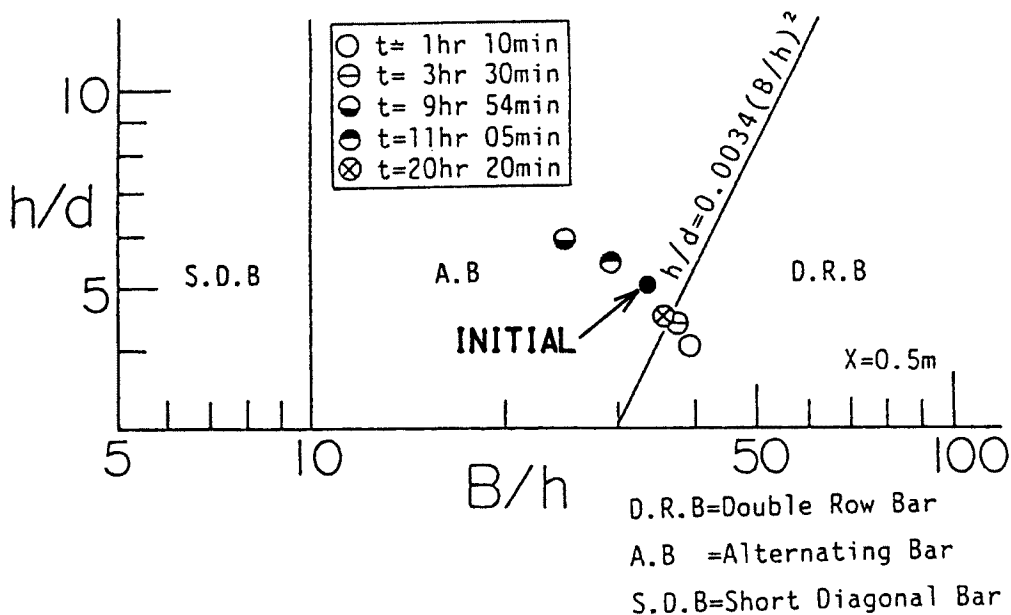


Fig. 7 (a)

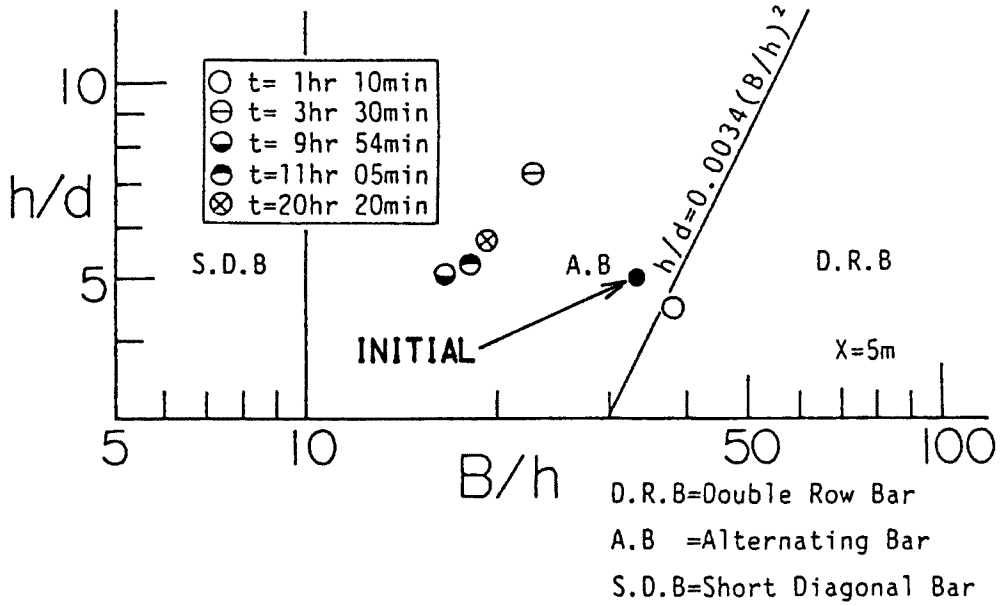


Fig. 7 (b)

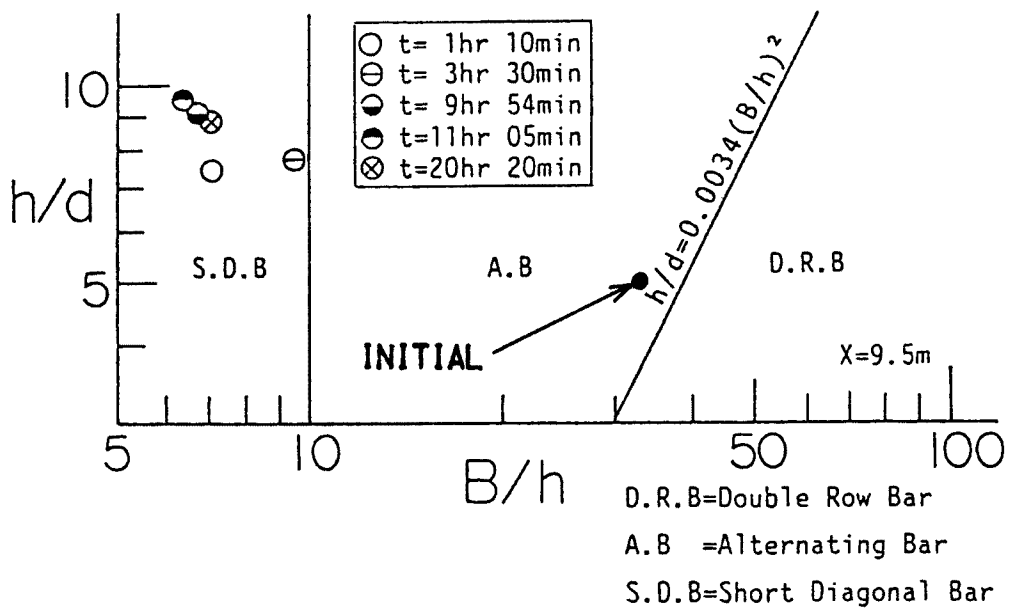


Fig. 7 (c)

Fig. 7. Regime of meso-scale bed configuration.

これは Fig. 5 でも考察したように、主流の水みち内に形成される砂州の移動によるものである。

### 3. 水みちの発生機構と形成領域

#### 3.1 水みちの発生機構

前章において、砂防ダム堆砂域における流路（水みち）の形成過程と、土砂の輸送過程とは相互に影響

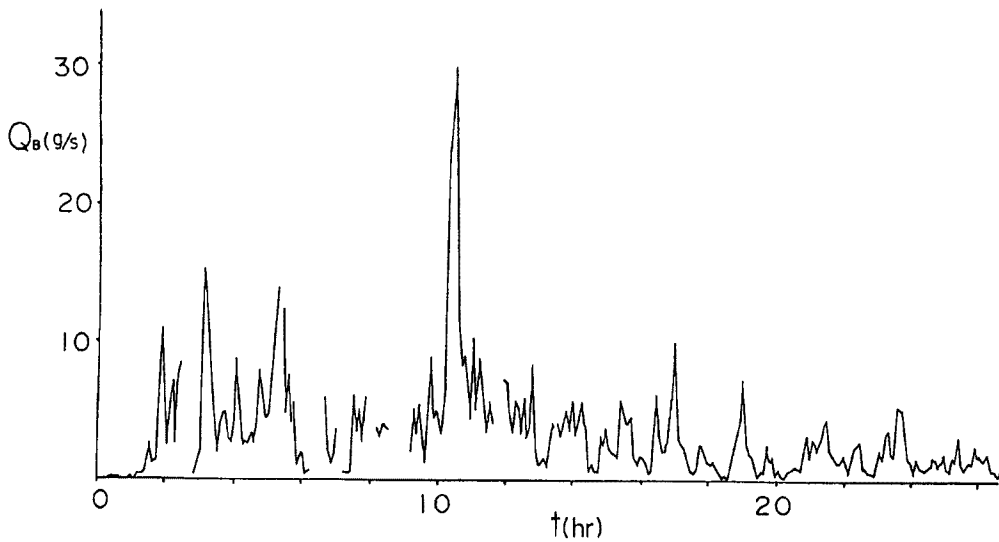


Fig. 8. Temporal variation in the sediment discharge through dam.

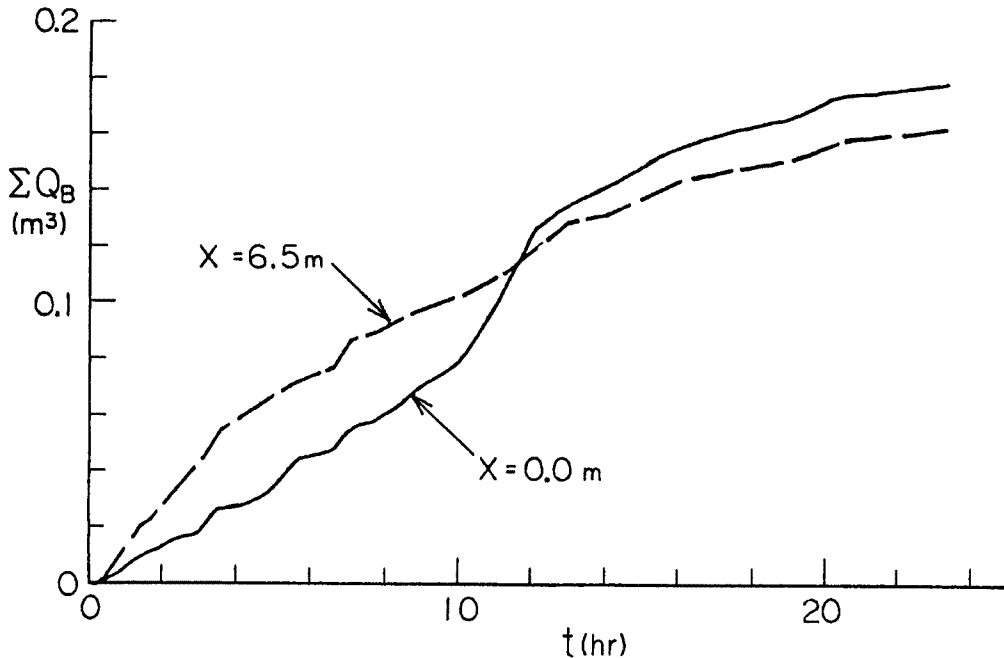


Fig. 9. Temporal variation in the accumulated sediment discharge.

を及ぼしていることが示された。ここでは、流路の形成がどのような物理機構に支配され、如何なる条件で発達したり、減衰したりするか検討しよう。

水みち形成のプロセスは、 $x-y$ 平面上における河床位の擾乱と水流との相互作用の結果、ある種の擾乱が発達するプロセスとして理解される。したがって、2次元河床位方程式と水流の運動方程式を解くことができれば、水みち形成のプロセスは完全に評価できる。ところが、流砂ベクトルに関する知見が十分ではなく、また、水みち形成のプロセスは非線形性の強い現象であるため、現状においては上述の方法による解析は極めて困難な状況にある。そこで、ここでは、現象を単純化して扱い、それがどの程度実際の現象を再現し得るかを検討する。



(1) 河床位の擾乱として、横断方向 (y 方向) のみの有限振幅調和波を考える。

(2) 水みちの形成は、砂礫の侵食と堆積の不均衡によって起こるが、ここでは、その極限として、砂礫の侵食現象のみを考えることにする。このとき、侵食速度は、掃流力と河床の横断傾斜角に依存する。

(3) 掃流力の横断分布 (y 方向) は、法線分割面積法<sup>4)</sup>に従うものとし、2次流の影響は考慮しない。さらに侵食に伴い河床の縦断勾配は変化しないものとする。

これらの事項を考慮して、水みちの発達あるいは減衰のプロセスを模式的に示せば Fig. 10 のようである。すなわち、図中の上段の条件では河床の凹凸が発達して水みちが形成されるが、下段の条件では、河床凸部における掃流力が凹部よりも大きくなり、河床擾乱が減衰することを示している。

上述の仮定を行えば、河床位方程式は次式のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} E(y) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $E(y)$  は侵食速度あるいは侵食率であって、中川・辻本<sup>5)</sup>の pick-up rate に関する成果を横断勾配を有する場に拡張すれば次式のように表される。

$$E(y) = \frac{R_3}{R_2} F_0 \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd} \tau_{*s} \left(1 - \frac{\tau_{*sc}}{\tau_{*s}}\right)^3 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $R_2, R_3$  は砂粒子の形状係数で、 $R_2 = \pi/4, R_3 = \pi/6, F_0$  は実験定数で  $F_0 = 0.035, \sigma$  は砂粒子密度、 $g$  は重力加速度、 $d$  は平均粒径である。また、 $\tau_{*s}$  は斜面上の粒子に作用する無次元掃流力で、法線分割面積法<sup>4)</sup>によれば、次のようである。

$$\tau_{*s} = \frac{gl_e d A_n / ds}{(\sigma/\rho - 1)gd} = \frac{gl(1 - l/2r)I_e}{(\sigma/\rho - 1)gd} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $\rho$  は水の密度、 $I_e$  はエネルギー勾配、 $A_n$  は法線による分割面積、 $l$  は分割線長、 $r$  は河床面の曲率半径である。

$\tau_{*sc}$  は斜面上の無次元限界掃流力であり、Lane & Carson の式を用いることにすれば、次式で与えられる<sup>6)</sup>。

$$\tau_{*sc} = \tau_{*sc} \cos \theta_1 \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta_1}{\mu}\right)^2} \dots\dots\dots (4)$$

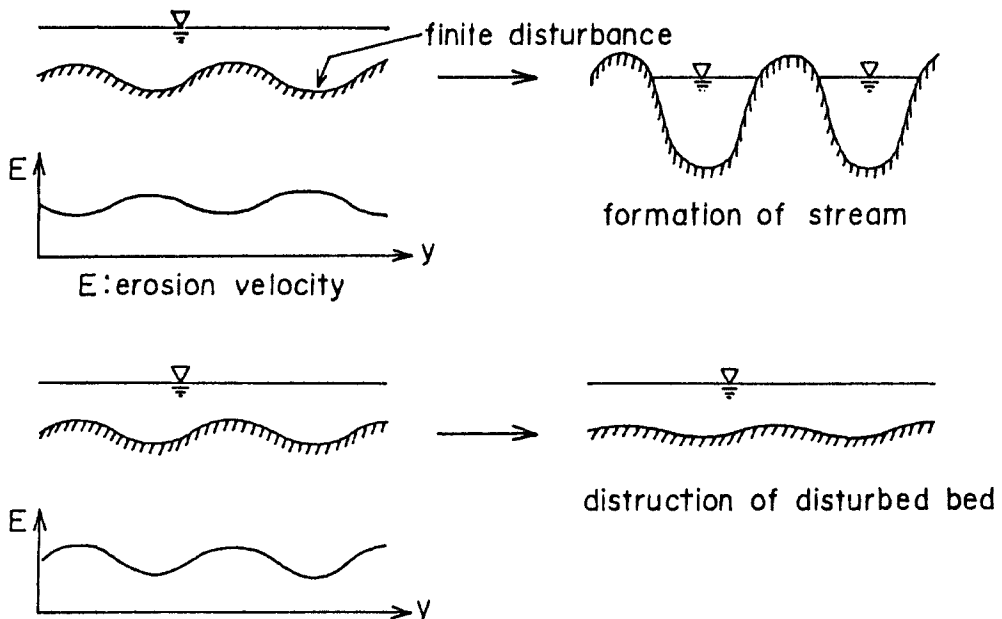


Fig. 10. Schematics of stream formation.

ここに、 $\theta_1$  は水平面から測った斜面の横断勾配である。

河床の横断方向に次のような有限振幅の初期擾乱を与える。

$$z = \Lambda \cos \{n(2\pi y/B - \delta)\} + z_0 \quad (0 \leq y \leq B) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $\Lambda$  は振幅、 $n$  は波数、 $\delta$  は位相のずれである。

流量、エネルギー勾配を一定に保ったまま、式(1)～(5)を用いて、河床の横断形状の発達・減衰過程を追跡し、水みちの形成・非形成を判定する。

**3.2 水みちの形成領域**

式(1)～(5)によって形成領域の計算を行うに際して必要なパラメータや係数の値は次のようである。 $\sigma/\rho = 2.65$ ,  $d = 0.3$  cm, 河幅  $B = 50$  cm,  $\delta = \pi/2n$ , 砂の摩擦角  $\phi = 37.4^\circ$  などである。

法線面積分割法による掃流力の横断分布を計算するに当たり、分割数を10とした。また、分割面積と分割潤辺は、それぞれ Fig. 11 の  $\Delta A_i$ ,  $\Delta S_i$  のようにとり、式(3)において  $dA_w/dS = \Delta A_i/\Delta S_i$  とした。式(1)における  $\theta$  の値には、 $\theta = (\theta_i + \theta_{i-1})/2$  ととった。

水みち形成の判定条件として、①河床位の極大値が水面より上方に現われ、かつ②水面幅  $B_w$  と最深部水深  $h_{max}$  との比  $B_w/h_{max}$  が普遍になる、という2つの条件を考え、これらが同時に満たされたときに、水みちが形成されたと判定する。

上述の条件のもとで、モード  $n = 1, 2, \dots, 7$ , エネルギー勾配  $1/20 \sim 1/80$ , 流量  $Q = 1.0 \sim 60.0$  l/s の範囲において式(1)～(5)を解き、計算結果を次の3通りに整理した。

- ① 与えられたモード数に対応した水みちが形成された。
- ② 与えられたモード数よりも少ない本数の水みちが形成された。
- ③ 水みちが形成されない。

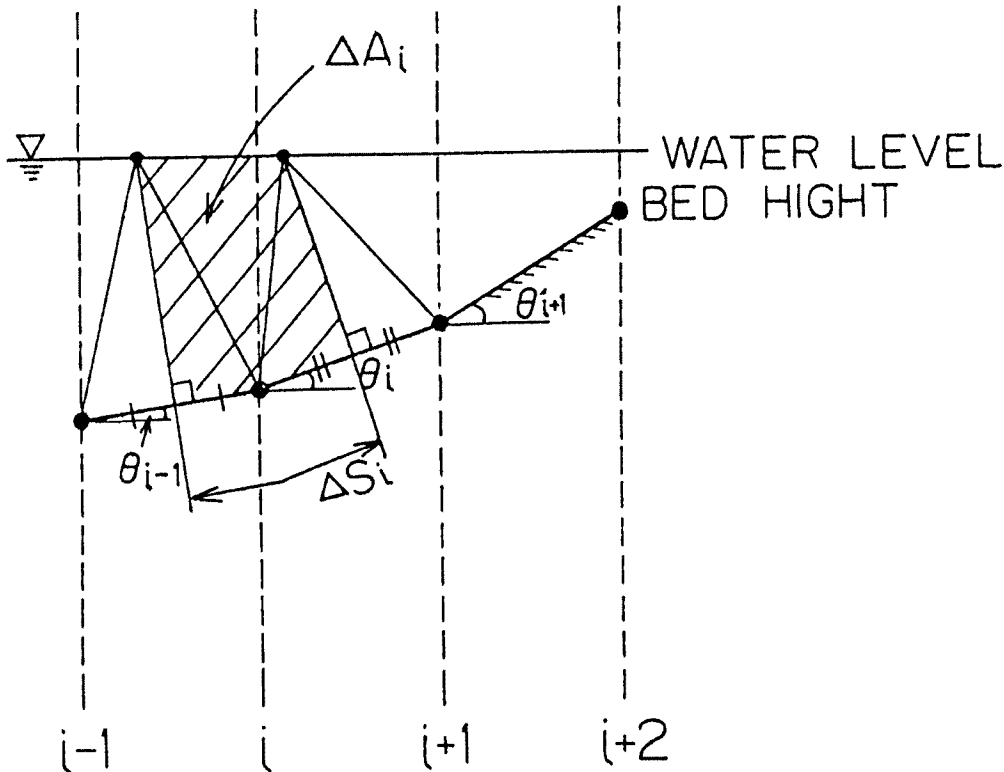


Fig. 11. Scheme to calculate cross-sectional shape of stream.

但し、②については、検討すべき問題が残されており、ここでは非形成として扱うことにした。

Fig. 12 は、上述の条件に従って、水みちの形成・非形成領域に関する計算結果を示したものである。ここで、縦軸に水深粒径比 ( $h/d$ ) を選び、横軸として、幅水深比 ( $B/h$ ) をとっているのは、これらが中規模河床形の主要なパラメータであることを考慮しているからである。図中には、参考のため、村本・藤田の河床形態に関する領域区分も示している。

さて、水みちの形成領域に関する結果についてみよう。各モードに対応する曲線の右側が、水みちの形成領域であり、幅水深比が大きくなる程、多くの水みちが形成され易くなる傾向が示されている。水みち数は、幅水深比に大きく依存するが、水深一粒径比にはそれほど依存していない。しかしモードが増加するに従って、水深一粒径比の影響も現れてくるようである。

このような水みちの形成領域と、前述の実験との対応をみると、実験の初期条件は  $B/h = 33.3$ ,  $h/d = 5.0$  程度の値であり、形成される可能性のある水みち数は、3本以内であることがわかる。Fig. 12 の結果と実験結果との単純な比較はできないが、実験における水みち数は、水路上流側で1本形成されており、中・下流では1～2本の水みちが形成されたり消滅したりしていた。

以上の議論においては、モードの決定機構については何ら考慮していないため、最終的に、どんなモードが卓越するのかが判然としない。ある場合には、中規模河床形態のような条件が、卓越モードを決めることもあろう。

### 3.3 水みち幅

Fig. 13 には 2.1 に示す実験と同じ条件,  $Q = 3 \text{ l/s}$ ,  $B = 50 \text{ cm}$ ,  $i_s = 0.0252$ ,  $n = 1$  を用いて求めた流路の平衡横断形状に関する計算結果を示している。計算式は 3.2 のものと同じであり、これによれば、 $B_w/$

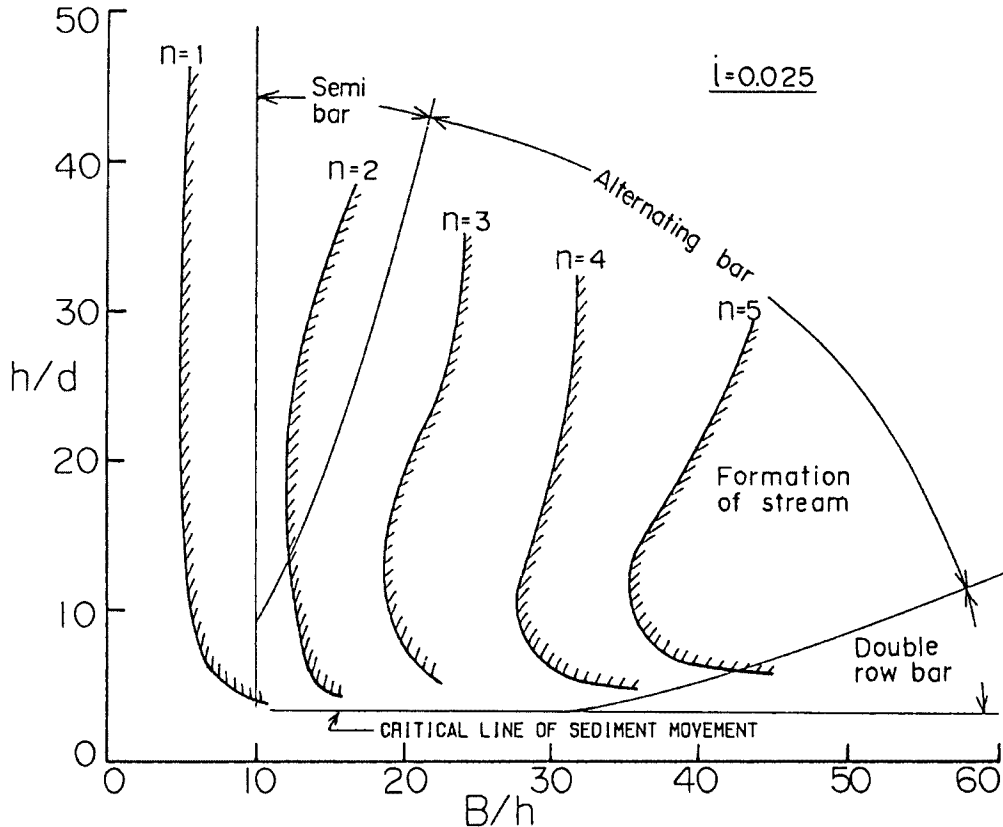


Fig. 12. Domain predicted by present method for the stream formation.

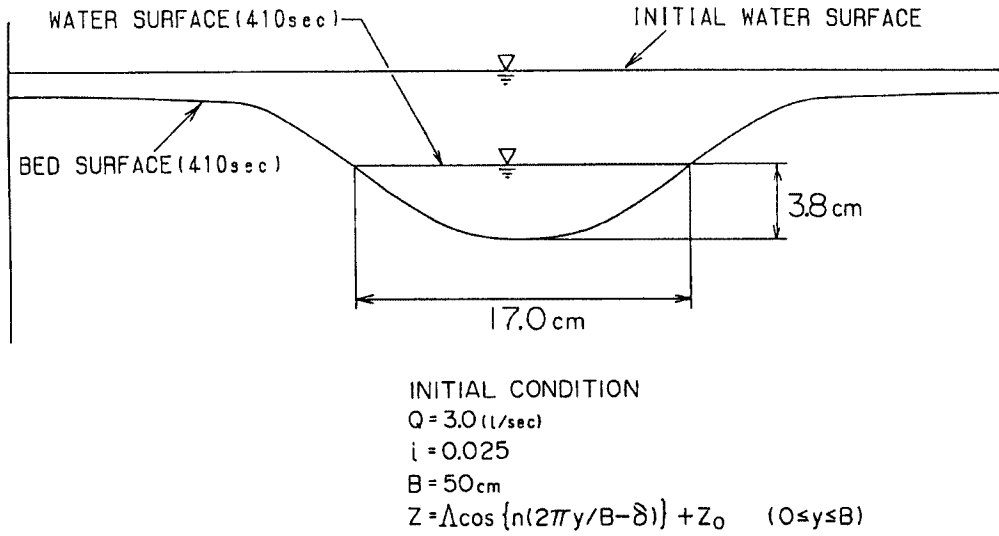


Fig. 13. Cross-sectional shape of stream calculated with present method.

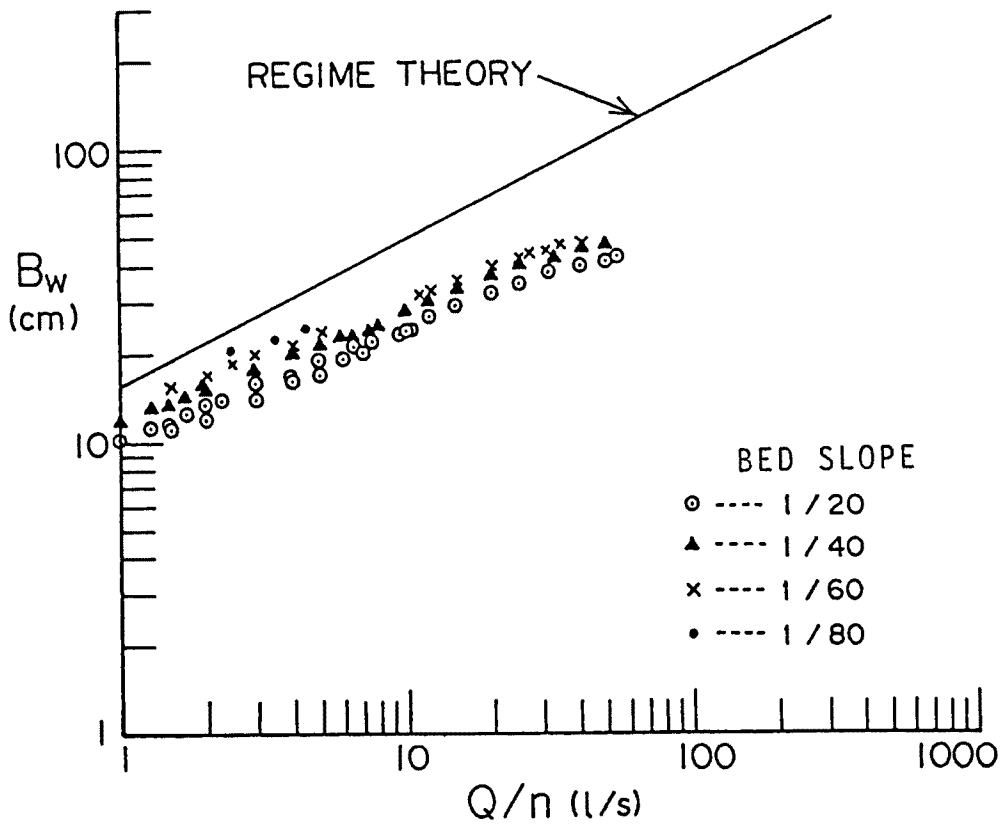


Fig. 14. Relation between flow discharge and stream width predicted with the present method, in which the discharge is chosen for that in a stream.

$h_{max} = 4.5$ ,  $B_w = 17$  cm程度の値が得られている。これに対して、レジーム幅は27.4 cm, 実験値は20.0 cm ( $X = 9.5$  m) となっており, 計算水面幅は実験値よりもやや小さくなっている。これは基礎式の条件からも推察されるように, 砂礫の堆積過程が無視されているためであろう。

Fig. 14 は  $B = 50.0$  cmの横断河床上に, 初期河床擾乱をモード1~7で与え, エネルギー勾配, 流量を変化させたときの水面幅と流量との関係を示したものである。流量および水みち幅ともに一本の水みちの諸量に直して表現している。これによれば, エネルギー勾配が大きくなるに伴い水面幅は少し小さくなるものの, 水面幅は波数によらず流量に強く依存していることが分かる。

#### 4. 流出土砂量の予測

##### 4.1 水みち幅を用いた一次元解析

堆積域に水みちが形成されるような場合には, 河道全幅に対応する諸量を用いて解析すれば, 河床変動, 流出土砂量ともに過小に推定される。というのも, 実際には流れが集中して水みちを形成し, その水みちが変動することによって侵食が進行し, 土砂流出が起こっているからである。従って水みち侵食による流出土砂量を予測するためには, 適当な水みち幅を設定し, これに対応した条件下における一次元計算法が有効となる。

計算の基礎式を示すと次の通りである。

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{d}{dx} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = -i_e \dots\dots\dots (8)$$

$$v/u_* = 5.75 + 6.0 \log_{10}(R/k) \dots\dots\dots (9)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B} \frac{\partial(q_B \cdot B_w)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (10)$$

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 17 \tau_{*e}^{3/2} \left( 1 - \frac{\tau_{*e}}{\tau_*} \right) \left( 1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \dots\dots\dots (11)$$

ここに,  $v$  は断面平均流速 (cm/s),  $R$  は径深,  $u_{*e}$  は断面平均摩擦速度 (cm/s),  $R$  は相当粗度,  $q_B$  は単位幅掃流砂量,  $\tau_{*e} = u_{*e}^2 / sgd$ ,  $B_w$  は水みち幅あるいは流砂幅,  $B$  は堆砂域の流路幅である。なお, 式(10)において水みちが変動することによる効果, すなわち, 水みちが堆砂域全幅にわたって振れることによって河床変動速度が減少する効果が考慮されている。

この解析によれば, 水みち幅  $B_w$  として, どのようなものを採用するかが重要であるが, ここでは3章の方法によって推定される水みち幅, およびレジーム幅を用いた解析を行い, これらと実験結果とを比較しよう。なお, 3章の方法による水みち幅のことをレジーム幅と区別するために, 以下侵食性水みち幅と呼ぶ。

Fig. 15 はこれらの結果を示したものである。実験値として, 下流端で計算した流砂量を積算した値および河床位の変化から計算した侵食量の積算値の2種類が示されている。流出土砂量に関する実験値は, 全通水時間についてみると, レジーム幅と侵食性水みち幅による計算値の中間的な値になっている。もう少し詳細にみると, 流出土砂量は, 通水初期から  $T = 10$  hr まではレジーム幅による計算値に対応し, それ以降は侵食性水みち幅による計算値に対応した変化を示している。このことは, 実験において, 水みちは上流から形成されていき, 通水後10時間経過すると, 水路全区間にわたって水みちが形成されたことと, かなりよく対応している。このことはまた, 次のような重要な意味を持って来る。すなわち, 何らかの方法によって, 水みちが水路全区間に形成される過程を解析できれば, 堆砂域の侵食量や流出土砂量が, かなり適切に評価できることを意味している。この評価法については次節で検討する。

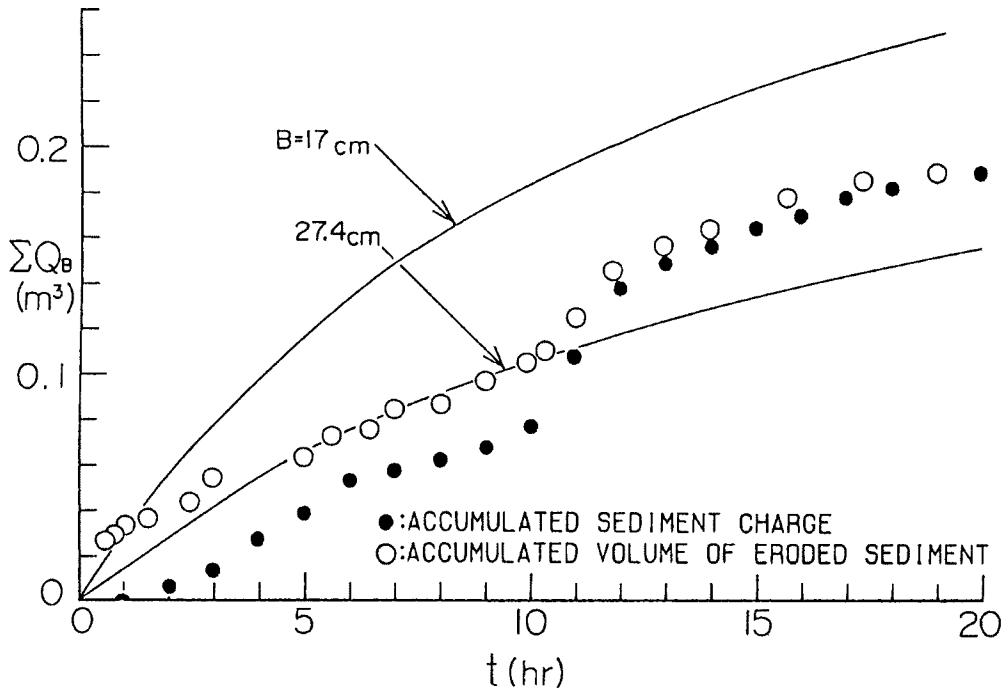


Fig. 15. Comparison between the calculated and experimental results for accumulated sediment discharge. In the calculation with one-dimensional governing equations, two stream widths predicted by present method ( $B=17$  cm) as well as by regime theory ( $B=27.4$  cm) are applied.

4.2 水みちの形成過程を考慮した解析

前節の方法をさらに改良するために、水みちの形成過程を考慮した計算法を考えよう。前章でも述べたように、河床変動を二次元的に扱うのはかなり困難であるから、ここでは、次のように簡略化を行う。水流および掃流力の断面平均値は、一次元解析によって十分近似できるものとして、河床横断形状の変化を追跡することを考える。このようなモデル化を図れば、前節の支配方程式のうち流れの連続式と運動方程式はそのまま適用され、流砂の連続式と流砂量式は次のように変更される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \{D(t, x, y) - E(t, x, y)\} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $E(t, x, y)$  は、式(2)と同形である。 $D(t, x, y)$  は  $(x, y)$  地点における堆積速度であって、ここでは次のように近似する。

$$D(t, x, y) = E(t, x-l, y) = E(t, x, y) - l \frac{\partial E}{\partial x} \dots\dots\dots (13)$$

すなわち、 $(x, y)$  地点よりも  $l$  だけ上流の地点  $(x-l, y)$  から輸送されてきた砂粒子が  $(x, y)$  地点に堆積するという仮定である。 $l$  は step length である。

このようにして、各地点での侵食量と堆積量を同時に計算することができれば、水みちの形成と土砂の輸送を同時に追跡することが可能である。以下に計算の手順を示す。

- ① 水路流下方向に  $x$  軸、横断方向に  $y$  軸をとる。
- ②  $y$  方向に、式(1)の形式で初期河床擾乱を与える。
- ③  $y$  方向の河床剪断力分布は、法線分割面積法に依って与える。
- ④ step length は平均粒径の100倍とする。
- ⑤ 式(13)によって  $D(x, y)$  の値を求めた後に、さらに  $D(x, y)$  を各断面で式(14)のように再分

配する。

$$D(x, y) = \frac{\sum D(x, y) \cdot E(x, y)}{\sum E(x, y)} \dots\dots\dots (14)$$

この操作を行うことで、結果的に、断面形状が相似形に近い形で維持され易くなる。

⑥ 側岸からの崩壊土砂は、⑤と同様のルールによって分配し、堆積させる。

Fig. 16 は上述のようにして計算した平均河床の縦断変化を示したものである。上流から侵食の進行してくる過程が明確であり、これは Fig. 4 に示した実験値とも似た傾向を持っている。特に、上流部、中流部での河床変動の違いがかなりよく表現されている。

Fig. 17 は、水面幅に関する計算結果である。本計算には、蛇行現象までを説明する機構は考慮されていないが、2.2 で考察したような、上流側から徐々に流路が固定してくる現象の過程をよく説明している。

Fig. 18 は、横断形状について、実験値と計算値を比較したものである。両者は必ずしも一致しない部分もあるが、上流から下流までの横断形状の変化については、本計算でよく再現されているといえよう。

Fig. 19 には、流出土砂量の計算値と実験値を示す。図示の結果が示すように、前節の Fig. 15 に示す結果に比較して、実験値はこの計算によって、かなりよく説明されていることがわかる。

上述のように、一次元解析を少し改良することによって、前節では得られない多くの情報、例えば、水みちの形成過程と流出土砂量の関係などを得ることができる。

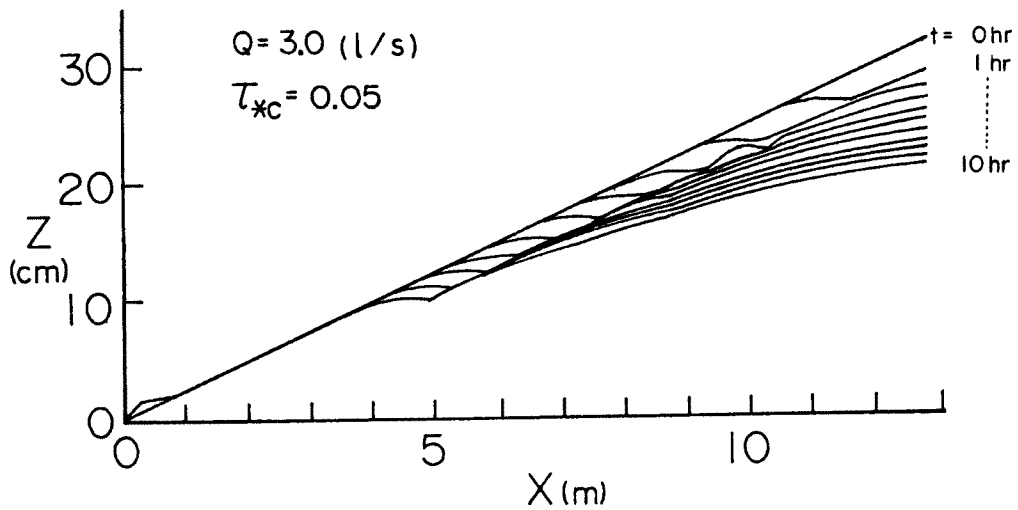


Fig. 16. Profiles of mean bed elevation predicted with present method.

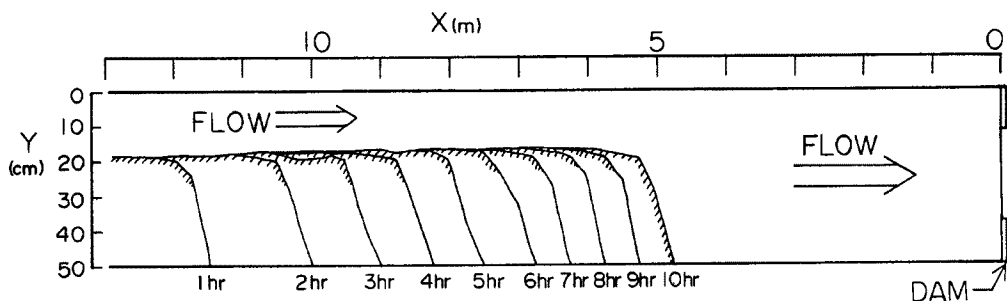


Fig. 17. Plan view of stream predicted with the present model. In this model, the process of stream formation is taken into account.

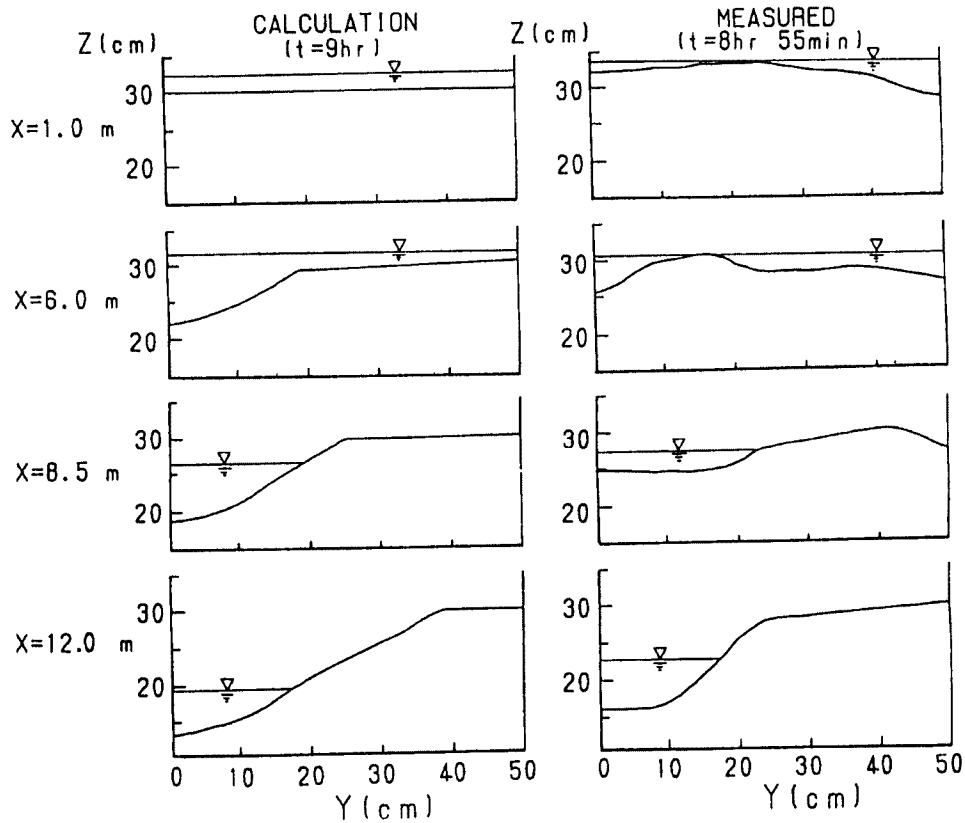


Fig. 18. Cross sectional shapes of stream calculated with the present model vs. those obtained from flume experiment.

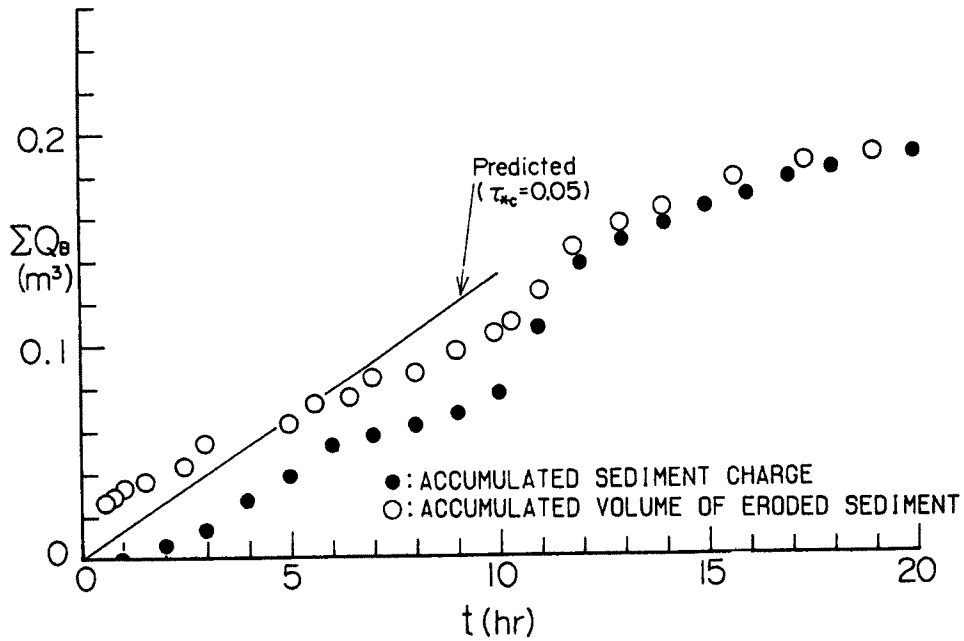


Fig. 19. Comparison between calculated and experimental results pertaining to the accumulated sediment discharge.



## 5. 結 語

砂防ダム堆砂域における水みちの形成過程と土砂流出現象との関連性について、水路実験や理論解析を通して検討した。以下、本研究によって得られた主要な成果ならびに問題点を要約する。

- (1) 水路実験では給砂を行っていないため、河床低下は上流側から起こり、下流へ伝播する。このとき、水みちが形成される。水みちは上流側から順次発達し、砂州の移動とともに変動するが、上流側では掃流力の減少によって比較的早い段階に固定し、下流側では長時間変動する。
- (2) 下流端流砂量は、流れのせき上げのために初期には殆どなく、ダム上流域で流れの集中が起こり、流砂の移動が活発になり始めると同時に増加し、その後、長時間にわたって変動する。この変動は、種々の要因に支配されているが、砂州の移動に最も依存している。
- (3) 掃流力および侵食速度の横断分布式を用いて、種々のモードをもつ有限振幅河床擾乱の発達・減衰条件を数値解析によって求め、これをもとに水みちの形成領域に関する考察を行った。これによれば、水みち数は、 $h/d \sim B/h$  平面上に示され、とくに、 $B/h$  に強く依存することが判明した。
- (4) (3) と同様の方法を用いて、種々の流量条件のもとにおける1本の流路の平衡横断状ならびに水面幅を計算し、レジーム則によるものと比較した。その結果、水面幅はレジーム則のものよりも少し狭く推定されるが、ほぼ妥当な値になっていることが判明した。
- (5) (4) の方法で推定される水面幅およびレジーム幅を一次元支配方程式に適用し、河床変動や流出土砂量に関する数値解析を行い、これらと実験値とを比較した。その結果、レジーム幅を用いた計算では、実際よりも現象が緩慢に推定され、上述の方法による水面幅を用いた場合には、現象が少し速く進むことが判明した。
- (6) (5) の欠点を補うため、水みち形成のプロセスを考慮した解析法を提案した。これは、一次元解析によって平均掃流力の縦断分布を推定し、これに掃流力の横断分布式と侵食・堆積速度の横断分布式とを導入することにより、流砂の縦横断分布や流路の横断形状を追跡する方法である。この方法によって数値解析を行い、実験値と比較した結果、流出土砂量についてはもちろんのこと、流路の横断形状、水面幅など、ほぼ推定できることが判明した。

以上示すように、興味あるいくつかの知見が得られたが、本文中に示すように、今後に究明すべき問題点も多い。今後、これらの問題の解明に努めたい。

実験を行うに際し、京都大学防災研究所宇治川水理実験所澤井健二助教授には、流砂量計測法をはじめ施設の使用に関し懇切な御指導を頂いた。また、実験・図表作成・数値計算に関し、京都大学防災研究所吉田義則技官には多大な御協力を頂いた。以上ここに記して感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) 芦田和男・江頭進治・村岡猛・里深好文：砂防ダムの土砂調節機能に関する研究，京大防災研究所年報，第30号B-2，1987。
- 2) 芦田和男・江頭進治・栗田三津雄・荒牧浩：透過性砂防ダムの土石流調節機構，京大防災研究所年報，第30号B-2，1987。
- 3) 藤田裕一郎：沖積河道の流路変動に関する基礎的研究，京都大学位論文，1980，pp.96-102。
- 4) 江頭進治・黒木幹男・澤井健二・山坂昌成：開水路における河床せん断力の推定法，水理講演会論文集，1988，pp.505-509。
- 5) 中川博次・辻本哲郎：水流による砂礫の移動機構に関する基礎的研究，土木学会論文集，244号，1975，pp.71-80。
- 6) 芦田和男・江頭進治・加本実，山地流域における侵食と流路変動に関する研究(2)，：京大防災研究所年報，第26号B-2，1983，pp.353-361。