

## 床固め上下流域の全体的河床低下特性に関する研究

STUDY ON RIVER BED DEGRADATIONS AT UP- AND DOWN-STREAM  
REGIONS OF A CONSOLIDATION WORK

道上正規\*・鈴木幸一\*\*

By Masanori MICHIE and Koichi SUZUKI

## 1. まえがき

近年、治水あるいは利水を目的とする各種のダムが河川上流部に建設されてきているが、このためダム下流域では上流からの供給土砂量とその地点の水流の土砂輸送量よりも少なくなり、河床低下が進行しその影響が下流に徐々に伝播している河川も少なくない。この河床低下は、橋脚、護岸あるいは取水堰などの河川構造物の機能を阻害するばかりでなく、構造物自体の安定性に重大な影響を及ぼすため、河床低下量を減少させるべく河床の一部を固定してしまふ床固め工が設置される場合がある。しかし、この床固め設置によって、河床低下速度がどの程度緩和されるのか、あるいは最終的にはどの程度の河床低下量になるのかといういわゆる床固め工の水利機能が十分認識されたうえで床固めが建設されているとはいいがたい。

河川を横断して設置する床固めのおもな機能としては、河床低下の軽減および河床勾配の緩和が挙げられるが、特に流量・流砂量が多い洪水時に有効にその機能を果たすものでなければならない。上流からの供給土砂が減少した場合に河床低下を防止するためには、掃流力を減少させる必要がある。このため落差工などの構造物によって落差を設け、射流の発生に伴う跳水によって流水のエネルギーを消費させる。しかし、高水時の水位上昇の危険から低落差とせざるを得ないため、洪水時の大流量に対して潜り越流となってエネルギー損失があまり大きくなく、構造物の機能が十分発揮されない。このように、床固めの天端と河床高を一致させた場合には、最初は潜り堰となっているために、上流からの供給土砂の停止後、ただちには床固めの河床低下阻止機能は働かず、河床はどんどん低下する。しかし、河床がある程度

以上低下して床固め上に支配断面が現われると、以後の床固め上流側の河床低下速度はしだいに小さくなり、床固めの効果がでてくるものと考えられる。

床固めの水利機能に関しては、土屋<sup>2)</sup>は流量・流砂量・河床材料・粗度係数および河幅を与えて、河道の平衡理論を適用することによって最終的な河床縦断形状を多くの床固め工の各区間について求める方法を提案している。この場合、河床が時間的にどのように低下していくかについては求めることができない。実河川における河床変動現象の時間スケールは数年あるいは数十年のオーダーであるから、河道計画上河床変動の時間的变化特性も明らかにしておく必要がある。

本研究は、床固め設置後の床固め上流域および下流域の全体的河床低下の時間変化特性を水理学的に明らかにしようとするものであって、単純化したモデルで理論的考察を行うとともにその結果を実験によって検証する。

## 2. 理論的考察

## (1) 河床変動の基礎式

緩勾配流れにおける不等流の運動方程式は、図-1に示すような座標をとると、次式(1)で表わされる。

$$\frac{u_{sk}^2}{gh} = i - \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{U^2}{2g} \right) \right\} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

$$i = i_0 - \frac{\partial z}{\partial x} \dots \dots \dots (2)$$

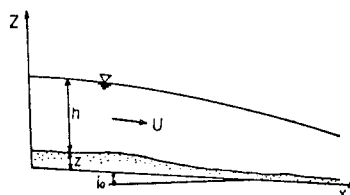


図-1 基礎式の記号図

\* 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部

\*\* 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部

$i_0$  : 基準面の河床勾配,  $U$  : 断面平均流速,  $g$  : 重力加速度,  $u_*$  : 摩擦速度, である。いま, 水路が一樣であるとして, 式 (1) の右辺の  $\{ \}$  の項を  $L(x)$  で表わすとき,

$$L(x) = (1 - F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (3)$$

と書ける。河床変動は, 流砂量式から明らかなように  $u_*$  の  $x$  方向の変化率によって規定されるので, 式 (1) を  $x$  で偏微分し, Manning 型の抵抗法則  $u_* = g^{1/2} n U / h^{1/6}$  を用いて整理すると,

$$\frac{\partial i}{\partial x} = -\frac{10}{3} \cdot \frac{u_*^2}{gh^2} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial L(x)}{\partial x} \dots\dots\dots (4)$$

である<sup>3)</sup>。ここに,

$$\frac{\partial L(x)}{\partial x} = (1 - F_r^2) \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + 3 \frac{A^2 u_*^2}{gh^2} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 \dots\dots\dots (5)$$

$A = U / u_*$ ,  $F_r$  : フルード数, である。式 (4) は青田<sup>4)</sup>によって検討されているように,  $\partial h / \partial x$  が 1/1000 程度よりも小さく, かつわれわれが対象としている河床変動のスケールが大きい場合には, 式 (4) の右辺第2項は第1項に比較して無視し得ると考えられる。以上のような仮定, すなわち, 擬似等流を仮定すれば, 水流の運動方程式は,

$$\frac{\partial i}{\partial x} = -\frac{10}{3} \cdot \frac{u_*^2}{gh^2} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (6)$$

のように表わされる。一方, 水路幅が一樣な場合の流砂の連続式は,  $q_B$  を単位幅当たりの流砂量,  $\lambda$  を砂の空隙率とすると,

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

である。いま, 一樣砂の流砂量式として, 佐藤・吉川・芦田式<sup>5)</sup>,

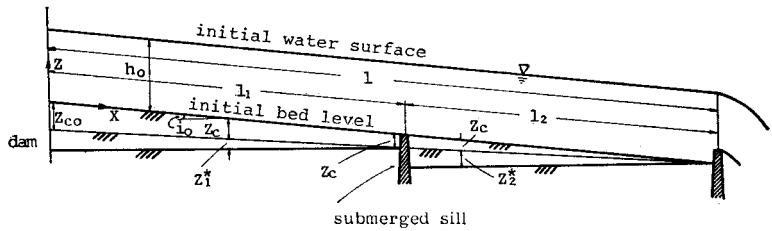
$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \varphi F(\tau_0/\tau_c) \tau_*^{3/2} \dots\dots\dots (8)$$

ここに,  $\sigma, \rho$  : それぞれ砂および水の密度,  $d$  : 砂粒径,  $F(\tau_0/\tau_c)$  :  $\tau_0/\tau_c$  の関数,  $\tau_0 = \rho u_*^2$ ,  $\tau_c = \rho u_{*c}^2$ ,  $u_{*c}$  : 砂の限界摩擦速度,  $\tau_* = u_*^2 / (\sigma/\rho - 1)gd$ ,  $\varphi : n > 0.025$ ;  $\varphi = 0.62$ ,  $n \leq 0.025$ ;  $\varphi = 0.62(40n)^{-2.5}$ ,  $n$  : Manning の粗度係数, を用い, 式 (6) および (7) から河床高さ  $z$  に関する方程式を導くと, 次式 (9) のような拡散型の方程式を得る。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = K \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \dots\dots\dots (9)$$

ここに,

$$K = \frac{21}{20} \cdot \frac{1}{1-\lambda} \cdot \varphi F(\tau_0/\tau_c) \frac{q}{(\sigma/\rho-1)A} \dots (10)$$



図—2 床固めを設置した河道の記号図

$q (\equiv Uh)$  : 単位幅流量, である。ただし, 式 (9) の誘導において,  $K$  は  $x$  方向に関して一定としている。一般的に  $K$  の値は  $x$  または  $t$  に関して変化するが,  $K$  の変化は緩慢であるので平均的にみた値によって一定として式 (9) を扱うことができると考えられる。

(2) 問題設定と仮定

河床変動に関する基礎式 (9) を用いて床固め上下流域の河床低下現象を説明するが, モデルとして 図—2 に示すように河川の上流端にダムを建設して流入砂量を 0 とし, 下流端の水位が一定になるように制御されている河川区間  $l$  の上流端ダムサイトを原点 ( $x=0$ ) とし, そこから距離  $l_1$  の地点に天端を現河床と一致させた床固めを設置した場合に河床が場所的あるいは時間的にどのように低下するかについて考える。

まず, 床固め部およびダム直下流部での現象特性を考察することによって, 基礎式 (9) の境界条件を与えるために以下の仮定を行う。

仮定 1) 水路下流端 ( $x=l$ ) では, 水位は不変であって, 河床低下は生じない。

仮定 2) 床固め部 ( $x=l_1$ ) の上下流では, 床固め上に支配断面が現われるまでは上流側水位と下流側水位とは連続しているため, 床固め上下流域の河床は床固め地点の一部を除いて連続的に変化する。

仮定 3) 床固め上に支配断面が現われそこでの水位が固定すると, その上下流域の水深は不連続となるため, 床固め上下流域の河床低下はそれぞれ独立に生じる。すなわち, 床固め直下流部では引き続き河床が低下するが, 床固め上での水深が不変となるので, 床固め直上流部での河床低下はほぼ停止する。

仮定 4) 上流から給砂のないダム直下流での河床勾配は河床砂の移動限界勾配に等しく, また, 床固め部で限界水深が生じた後の床固め直下流部の河床勾配は床固め上流部から流入する土砂を掃流するに必要な勾配となる。

河床低下の途中で床固め上に支配断面が現われるような水理条件において, 床固め上 ( $x=l_1$ ) で限界水深が生じ始めるまでの時間を  $t_c$  とし, そのときの元河床か

らの河床低下量を  $z_c$  で表わし,  $x=l_1$  での  $z_c$  を  $z_{c1}$  と書くことにする.

(3) 基礎式の解

a)  $t \leq t_c$  の場合

この場合, 床固め上では支配断面が現われていないからその上下流の水理量は連続的に変化し, 河床低下についても 図-2 にみられるように  $l_1$  区間および  $l_2$  区間に分けて取り扱う必要はない. すなわち, 上記の仮定 1) および 4) の境界条件と,  $t=0$  で河床低下量が 0 ( $z=0$ ) という初期条件は,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial z(x, t)}{\partial x} \Big|_{x=0} &= i_0 - i_c \\ z(x, t) \Big|_{x=l} &= 0 \\ z(x, t) \Big|_{t=0} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

と表わせる. ここに,  $i_0$ : 元河床の勾配,  $i_c$ : 河床砂の移動限界勾配, である. 式 (11) で示される境界条件および初期条件のもとに, 式 (9) の解を求めると,

$$\begin{aligned} z = & -(i_0 - i_c) \left[ (l-x) - \frac{2}{l} \sum_{n=0}^{\infty} \exp \right. \\ & \cdot \left( -K \left\{ \frac{(2n+1)\pi}{2l} \right\}^2 t \right) \cdot \left\{ \frac{2l}{(2n+1)\pi} \right\}^2 \\ & \cdot \cos \frac{(2n+1)\pi}{2l} x \Big] \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

となる. ただし,  $K$  は便宜的に一定としている.

b)  $t > t_c$  の場合

この場合は, 床固め上に支配断面が現われているため床固め上下流で水理量が不連続となり, 河床低下についても上流側と下流側に分けて扱う必要がある.

①  $0 \leq x \leq l_1$  区間

$x=l_1$  での床固め上で水深  $h_p$  が限界水深  $h_c$  となっているが, いま時間  $t$  を,

$$t^* = t - t_c \dots\dots\dots (13)$$

と  $t^*$  に変換し,  $t^*=0$  に対する  $0 \leq x \leq l_1$  区間の初期河床勾配  $i_{10}$  を近似的に,

$$i_{10} = i_0 + (z_{c0} - z_{c1})/l_1 \dots\dots\dots (14)$$

ただし,  $z_{c0}$  は  $z_c$  の  $x=0$  での値を示す, とすると, 仮定 3) および 4) を考慮することによって, 式 (9) を解く際の境界条件および初期条件は,  $z=z_c$  からの河床変動量を  $z_1^*$  とすると,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial z_1^*(x, t^*)}{\partial x} \Big|_{x=0} &= i_{10} - i_c \\ z_1^*(x, t^*) \Big|_{x=l_1} &= 0 \\ z_1^*(x, t^*) \Big|_{t^*=0} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

で表わされ, これらの条件のもとでの式 (9) の解は式 (12) とほぼ同じ形であり,

$$z_1^* = -(i_{10} - i_c) \left[ (l_1 - x) - \frac{2}{l_1} \sum_{n=0}^{\infty} \exp \right.$$

$$\begin{aligned} & \cdot \left( -K \left\{ \frac{(2n+1)\pi}{2l_1} \right\}^2 t^* \right) \left\{ \frac{2l_1}{(2n+1)\pi} \right\}^2 \\ & \cdot \cos \frac{(2n+1)\pi}{2l_1} x \Big] \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

で与えられる. また, 元河床からの河床変動量  $z(t)$  は,

$$z(t) = z_c + z_1^* \dots\dots\dots (17)$$

で表わされる.

②  $l_1 < x \leq l_1 + l_2$  区間

この区間では,

$$x^* = x - l_1 \dots\dots\dots (18)$$

と変数変換した場合の  $x^*=0$  での  $l_1 < x \leq l_1 + l_2$  区間への上流区間からの流入砂量  $q_{sin}$  が 0 ではなく時間的に変化する. 仮定 4) より, 境界条件として  $x^*=0$  での河床勾配は  $q_{sin}$  を流送するのに必要な勾配  $i_c'$  になると仮定するが,  $i_c'$  は  $q_{sin}$  の関数であるから時間  $t^*$  の関数である. いま,  $t^*=0$  での  $l_1 < x \leq l_1 + l_2$  区間の初期河床勾配  $i_{20}$  を近似的に,

$$i_{20} = i_0 + z_{c1}/l_2 \dots\dots\dots (19)$$

で表わすと, 式 (19) を解く際の境界条件は,  $z_2^*$  を  $z_c$  からの河床変動量とすると,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial z_2^*(x^*, t^*)}{\partial x^*} \Big|_{x^*=0} &= i_{20} - i_c' = f(t^*) \\ z_2^*(x^*, t^*) \Big|_{x^*=l_2} &= 0 \\ z_2^*(x^*, t^*) \Big|_{t^*=0} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

で表わされる. これらの条件のもとでの式 (9) の解は,

$$\begin{aligned} z_2^* = & -\frac{2}{l_2} K \sum_{n=0}^{\infty} \cos \frac{(2n+1)\pi}{2l_2} x^* \int_0^{t^*} f(\alpha) \\ & \cdot \exp \left[ -K \left\{ \frac{(2n+1)\pi}{2l_2} \right\}^2 (t^* - \alpha) \right] d\alpha \\ & \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

である. ただし, 式中の  $f(\alpha)$  は  $f(\alpha) = i_{20} - i_c'(\alpha)$  である. また, 元河床からの河床変動量  $z(t)$  は,

$$z(t) = z_c + z_2^* \dots\dots\dots (22)$$

で表わされる.

以上の河床変動量  $z(t)$  を計算するためには,  $i_c'(t)$ ,  $z_c$  および  $t_c$  を求める必要があるため, それらについて以下に述べる.

(4)  $i_c'$ ,  $z_{c1}$  および  $t_c$

a)  $i_c'$  について

$i_c'$  は  $t > t_c$  のとき床固め部から下流側へ流入する流砂量  $q_{sin}$  を掃流するのに必要な河床勾配であるから,  $i_c'$  を計算するためには, まず  $q_{sin}$  を求めなければならない.  $q_{sin}$  は定義から,

$$q_{sin} = -(1-\lambda) \int_0^{l_1} \frac{\partial z_1^*}{\partial t^*} dx \dots\dots\dots (23)$$

で計算されるが, 式 (16) から,

$$\frac{\partial z_1^*}{\partial t^*} = -K(i_{10} - i_c) \frac{2}{l_1} \sum_{n=0}^{\infty} \cos \frac{(2n+1)\pi}{2l_1} x \cdot$$

$$\cdot \exp\left[-K\left\{\frac{(2n+1)\pi}{2l_1}\right\}t^*\right] \dots\dots(24)$$

であるから、これを式 (23) に代入して、 $x=0$  から  $l_1$  まで積分すると、

$$q_{\sin}(t^*) = 4K(1-\lambda)(i_{10}-i_c)\frac{1}{l_1}\sum_{n=0}^{\infty}(-1)^n \cdot \frac{l_1}{(2n+1)\pi} \exp\left[-K\left\{\frac{(2n+1)\pi}{2l_1}\right\}t^*\right] \dots\dots(25)$$

となる。一方、流砂量式として式 (8) を用いると、

$$\frac{q_{\sin}}{\sqrt{sgd^3}} = \varphi F(\tau_0/\tau_c)\left(\frac{hi_c'}{sd}\right)^{3/2} \dots\dots(26)$$

ここに、 $s=\sigma/\rho-1$  である、とならなければならないから、

$$i_c' = \frac{1}{hg^{1/3}}\left(\frac{sq_{\sin}}{\varphi \cdot F}\right)^{2/3} \dots\dots(27)$$

である。したがって、式 (27) の  $q_{\sin}$  のところに式 (25) の  $q_{\sin}$  を代入することによって、 $i_c'$  は  $t^*$  の関数として計算される。

b)  $z_{cl1}$  および  $t_c$  について

$x=l_1$  の位置の床固めの上に支配断面が現われるときの河床変動量  $z_{cl1}$  を求めるために、図-3 に示すように床固め上下流部では床固めから離れるに従って水深は等流水深  $h_0$  に近づくから、図-3 の断面 II および III の間で運動量保存の関係式を用いる。いま、この間での河床面の摩擦力を無視し、床固め上での水深を  $h_p$ 、床固め下流部での河床低下量を  $z_s$  とすると、

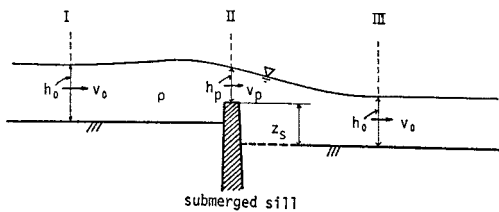


図-3 床固め上の水深と河床低下量に関する記号図

$$\rho h_p v_p^2 + \frac{1}{2} \rho g (h_p + z_s)^2 = \rho h_0 v_0^2 + \frac{1}{2} \rho g h_0^2 \dots\dots(28)$$

である。ただし、 $\rho$  は水の密度、 $v_p$  および  $v_0$  はそれぞれ床固め上 (II) の流速および等流水深となっている断面 (III) の流速である。また、限界水深  $h_c$  と単位幅流量  $q$  との関係は、

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \dots\dots(29)$$

である。いま、 $Fr = v_0/\sqrt{gh_0}$  とすると式 (28) は、

$$\frac{z_s}{h_0} = \left\{2Fr^2\left(1-\frac{h_0}{h_p}\right)+1\right\}^{1/2} - \frac{h_p}{h_0} \dots\dots(30)$$

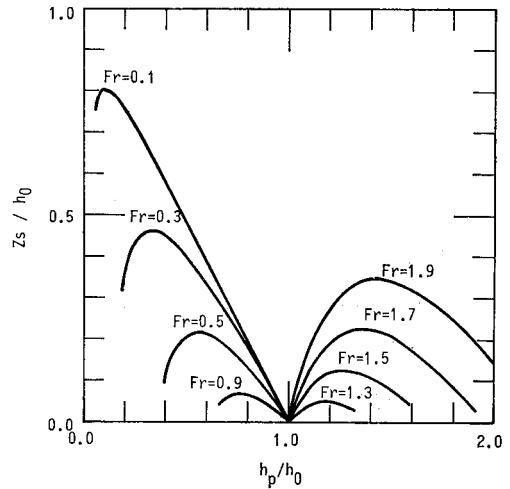


図-4  $z_s/h_0$  と  $h_p/h_0$  の関係

となり、この関係を図示すれば、図-4 のようになる。

また、 $q=v_0h_0$  を考慮すると、式 (29) から、

$$\frac{h_c}{h_0} = \left(\frac{v_0^2}{gh_0}\right)^{1/3} = Fr^{2/3} \dots\dots(31)$$

である。床固め上の水深  $h_p$  が限界水深に等しくなったときの河床変動量が  $z_{cl1}(<0)$  であるから、式 (30) において  $h_p=h_c$ 、 $z_s=-z_{cl1}$  を代入すると、

$$-\frac{z_{cl1}}{h_0} = \left\{2Fr^2\left(1-\frac{h_0}{h_c}\right)+1\right\}^{1/2} - \frac{h_c}{h_0} \dots\dots(32)$$

となり、この式に式 (31) の関係を代入すれば、

$$-\frac{z_{cl1}}{h_0} = \{1+2Fr^2-2Fr^{4/3}\}^{1/2} - Fr^{2/3} \dots\dots(33)$$

であり、この関係を示せば、図-5 のようになる。

床固め部での河床変動量が  $z_{cl1}$  になったときの時間  $t_c$  は、上で求めた  $z_{cl1}$  を用いて式 (12) において、 $x=l_1$ 、 $z=z_{cl1}$  として得られる  $t$  が  $t_c$  であるから計算す

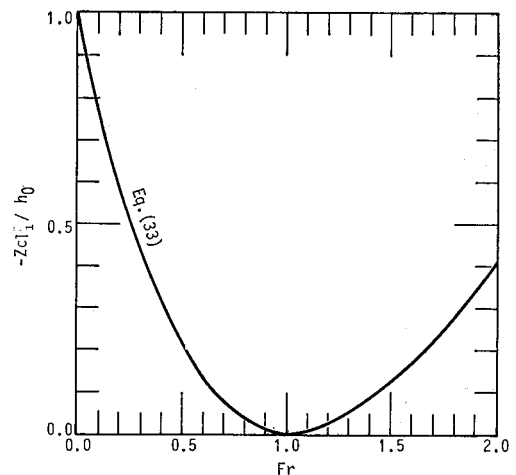


図-5  $z_{cl1}/h_0$  と  $Fr$  との関係

ることができる。

### 3. 実験的考察

#### (1) 実験の概要

##### a) 目的

実験の目的は 2. の理論解の妥当性を検証することである。すなわち、水路中央部に現河床面と天端とを一致させた床固めを設置し、上流端からの給砂を停止した後、河床が場所的・時間的にどのように低下するかを明らかにする目的で室内実験を行った。

##### b) 実験装置

実験に用いた水路は、図-6 に示すように、長さが 11 m、幅 30 cm、高さ 30 cm の長方形断面水路で両側壁が透明アクリル樹脂板でできている。水路上流端には 0~0.413 cm<sup>3</sup>/sec/cm の範囲で連続的に任意の一定量の給砂が可能なエレベーター式給砂装置が設置されており、またその上流には流量測定用の三角堰が、一方下流端には水位調節用の可動堰が設置されている。河床高および水面高はそれぞれ自動河床面測定器と電気容量式水位計とを用いて連続的に自動測定した。これらの測定器は、水路両側壁上のレールの上をモーター動力によって 5 cm/s の定速で水路上下流方向に移動する台車に搭載されている。模型床固めの天端の流下方向幅は 2 cm で水路横断方向幅は 30 cm で水路幅と同じである。

##### c) 実験方法

実験は以下の手順で行った。

① 床固めを設置しない状態で砂を水路底から厚さ 9 cm になるように水路全体にわたって均一に敷き、所定の流量、給砂を与えて 6~7 時間通水し平衡河床を形成する。

② 平衡河床が得られた後、河床を乱さないように通水を止め所定の位置に床固めを設置するが、このとき床固めの天端は平均的河床面に一致させておく。

表-1 実験条件

Run No.	$q$ cm <sup>2</sup> /s	$i_0$ ( $\times 10^{-3}$ )	$h_0$ cm	$l_1$ cm	$l_2$ cm	$K$ cm <sup>2</sup> /s	Reference
1	285	2.8	5.0	453	347	15	sand $d_{50}=0.6$ mm $s=1.65$ $\lambda=0.4$ *without sill
2	240	3.0	7.0	453	347	13	
3	280	9.9	4.7	500	500	60	
4	140	9.7	3.5	500	500	30	
5*	140	9.7	3.5	$l=1000$ cm		30	

③ 平衡河床を乱さないように、再び同一流量を通水し始めるが、このときを  $t=0$  とし、給砂は停止したままにしておく。

④ 以後、適当な時間に河床および水面の縦断形状を測定する。

##### d) 実験条件

実験条件は表-1 に示すとおりであって、初期河床勾配  $i_0$  が比較的小さい Run 1 および Run 2,  $i_0$  が大きい Run 3, 4 および 5 の 5 ケースである。なお、Run 5 は Run 4 と水理条件がまったく同じであるが、ただ Run 5 の方には床固めがないという条件になっている。用いた砂は 50% 粒径が 0.06 cm のほぼ均一な粒径の砂である。

#### (2) 河床低下の一般的特性

図-7 (a)~(e) は河床および水面形状の時間的変化を示したものである。河床にはいわゆる河床波が形成されているため河床高の局所的変動がかなり大きいけれども、平均的な河床高に注目すれば時間の経過とともに、河床が低下する様子がある程度明らかにされている。

(a) 図および (b) 図は初期河床の勾配  $i_0$  が小さく、床固め上に支配断面が現われる以前に河床勾配が砂の限界勾配以下になるような状態であって、床固め上下流域の河床はほぼ連続しており、床固めの効果が発揮される前に河床低下が停止している。一方、(c) 図および (d) 図に示される Run 3 および Run 4 の場合には、途中で床固め上に支配断面が現われている。すなわち、Run 3 の場合、通水開始後 15 分で河床全体も水面もかなり低下して

おり、すでに床固め上に支配断面が現われている。その後の河床は床固めの上流側ではさほど低下しないのに対して、下流側ではさらに低下を続けている。床固め上に支配断面が現われれば、その近くで水深が限界水深に保たれるため、上流と下流との水面の連続性は失われ、床固めの

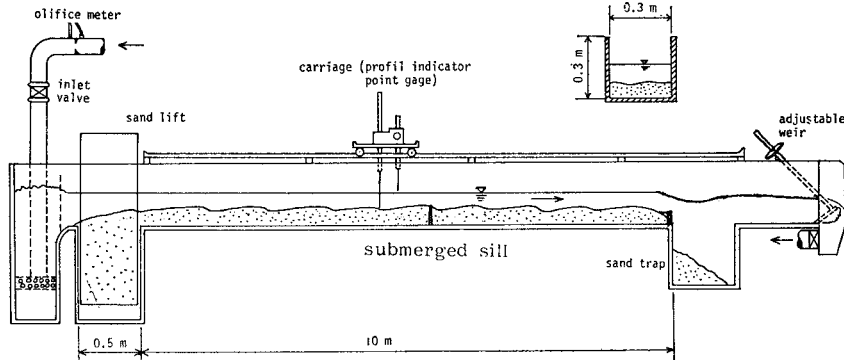
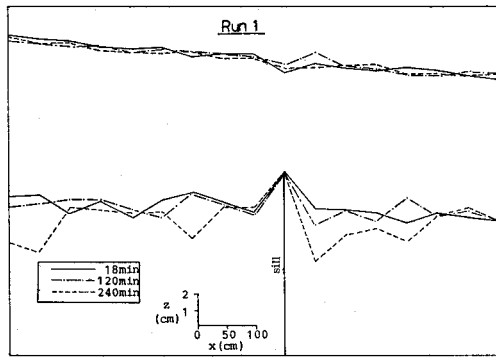


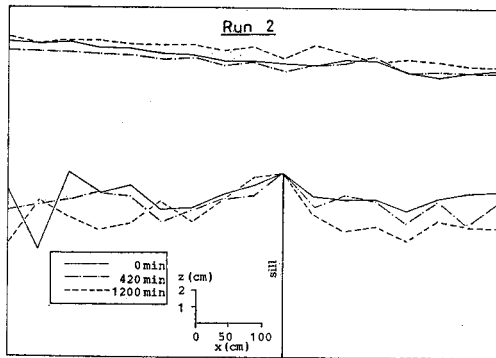
図-6 実験水路

上流域と下流域とで河床変動は独立した現象に移行してゆく。独立といっても流砂の連続性は保たれているので、床固め上に支配断面が現われた後でも上流域の河床低下量に相当する砂は下流域に流下して下流域の河床低下特性に影響を与える。床固め上での水位が固定され上流域の河床低下が緩慢になると、下流域は逆に河床低下が促進される。そうした現象の境界となる状態が床固め上での支配断面の存在であり、支配断面が現われた後では床固め上流域の河床低下が軽減される。支配断面が床固め上に現われた後は、床固め直上流部の河床低下はほとんど停止する反面、床固め直下流部は局所的に著しく河床が洗掘される。本研究ではこの局所洗掘は無視して全体的な河床変動を考えているが、局所洗掘現象は床固め下流部の限られた場所で生じており、その影響が下流側の全体的河床低下特性に著しく及んでいるとは思えない。Run 4 の場合、Run 3 で述べた特性がより顕著に現われている。(e) 図に示される Run 5 は、床固めを設置しない場合のものであり、床固めを設置した Run 4 の場合と比較するため水理条件は Run 4 と同じにしてある。床固めが設置されていないために、河床が低下しても Run 4 の場合のように支配断面が現われることがないので、河床および水面は仮定の床固めの上下流で連

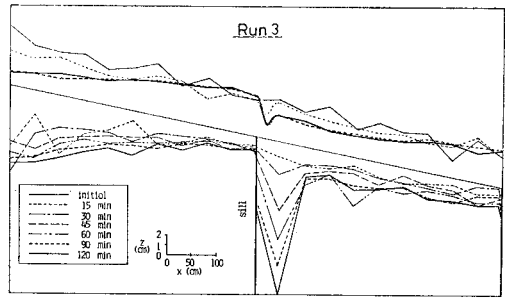
続性をもって時間とともに低下している。特に、Run 4 で支配断面が現われる時間 ( $t \approx 40$  分) 程度までは、Run 4, Run 5 とまったく同じ河床低下特性を示している。支配断面が現われた後の河床低下については、床固めの上流側では床固めを設置した Run 4 の場合、床固め部の河床低下はほぼ停止するのに対し、床固めを設置しない Run 5 の場合は、さらに河床低下が継続する。一方、床固め下流側は、床固めを設置した Run 4 の方が、設置しない Run 5 より河床低下速度が大きく、最終状態へ達する時間が短いことが認められる。すなわち、床固めを設置すると上流側の河床低下が軽減されるに相当する流砂が床固めから下流へ流れないために、下流域では逆に河床低下の進行が速まることになる。ただし、下流域の最終的な河床低下量は、床固めのあるなしにかかわらず同じである。



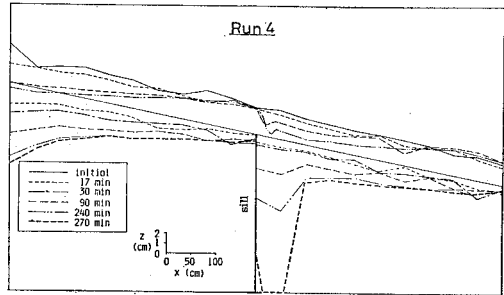
(a)



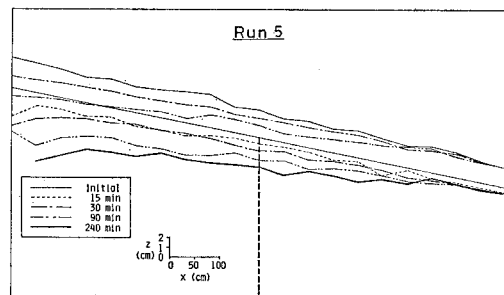
(b)



(c)



(d)



(e)

図-7 河床縦断形状の時間的変化

(3) 理論と実測との比較

図-8は、初期河床勾配  $i_0$  が比較的小さい Run 2 の河床低下の進行例を示している。床固め設置位置が上流側より  $x = 4.53 \text{ m}$  であるが、床固めより上流側の  $x = 0.50 \text{ m}$ ,  $3.53 \text{ m}$  および下流側の  $x = 5.50 \text{ m}$  の地点の河床低下量の時間変化が示されている。河床低下量が小さいうへに、河床波の影響があるため、実測値はかなり変動はしているものの、全体的には実線で示される理論曲線と丸印で示される実測値はかなりよく一致していることが認められる。

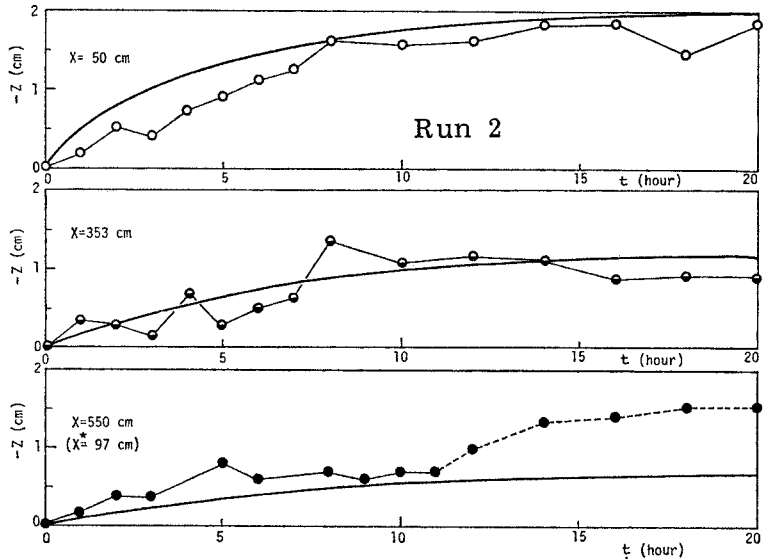


図-8 河床低下量の時間変化に関する理論値と実測値の比較 (Run 2)

ただ、 $x = 5.5 \text{ m}$  の地点で、 $t \approx 11$  時間以降実測値が急に大きくなっているが、この理由は、この地点が床固めから  $97 \text{ cm}$  ( $x^* = 97 \text{ cm}$ ) のところにあり、床固め直下流部の局所洗掘領域がそこまで拡がってきたためである。Run 2 の場合は、 $i_0$  が小さいため床固め上に支配断面が現われる前に河床低下が停止し、床固めがあってもなくても同じであり、むしろ床固めがあれば局所洗掘によって床固め直下流部に悪い影響がある。一方、図-9は、初期河床勾配  $i_0$  が大きい場合の例として Run 4 (床固めあり) および Run 5 (床固めなし) の河床低下の時間変化を示している。

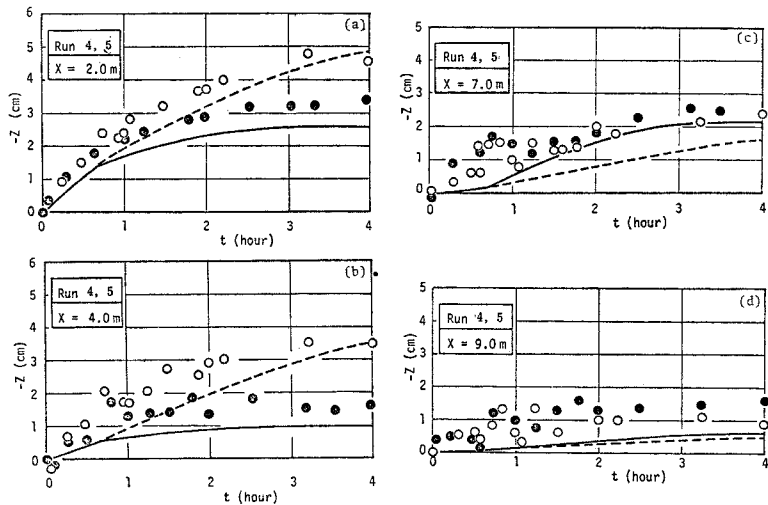


図-9 河床低下量の時間変化に関する理論値と実測値の比較 (Run 4, Run 5)

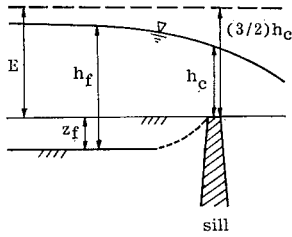
図中の丸印は実測値であり、破線および実線はそれぞれ Run 5 および Run 4 に対応する理論曲線である。Run 4 の場合、 $x = 5.0 \text{ m}$  のところに床固めを設置していて、 $t \approx 40$  分が計算による床固め上での支配断面の発現時間である。河床波の影響でデータにかなりの変動はあるものの、支配断面が床固め上に現われるまでは、床固めの有無に関係なく河床低下特性は Run 4 についても Run 5 についてもまったく同じであり、しかも理論曲線の特性とほぼ一致している。また、支配断面が現われると床固めの河床低下阻止機能が働き、床固め上流域 (a) 図および (b) 図で河床低下速度 (●印および実線) が床固めのない場合 (○印および破線) に比して小さくな

ている。また、床固めより下流域では、床固めのある場合の方が河床低下速度はやや速くなるという特性は、理論と実測とでほぼ一致している。ただ、実測の河床低下量は理論値より大きくなっているが、この原因は理論における河道下流端あるいは床固め部での境界条件「床固め上に支配断面が現われると床固め直上流部の河床低下が止まる」に問題があるためと考えられる。いま、河床変動の最終状態、いわゆる静的平衡の場合を考えると、そのときの河床勾配は砂の限界掃流勾配  $i_c$  に等しく、

$$i_c = u_{*c}^2 / g \cdot h_f \dots\dots\dots (34)$$

で表わされる。ここで、 $h_f$ : 平衡水深、である。一方、Manning の抵抗則を用いると、

$$i_c = n_f^2 q^2 h_f^{-10/3} \dots\dots\dots (35)$$



図一10 平衡状態の河床低下量に関する記号図

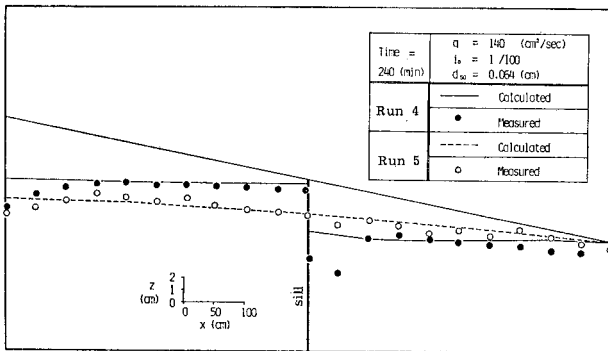
ここに、 $n_f$ ：静的平衡状態における Manning の粗度係数、であるから、式 (34) および (35) から、

$$\left. \begin{aligned} i_c &= (u_*c^2/g)^{10/7} (n_f \cdot q)^{-6/7} \\ h_f &= (u_*c^2/g)^{-3/7} (n_f \cdot q)^{6/7} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (36)$$

である。これらの式が適用されるのは床固めなどの構造物の局所的な影響がない地点についてであるが、床固め直上流部での最終的な河床低下量  $z_f$  は、図一10を参照すると、

$$z_f = h_f + (q/h_f)^2 / 2g - (3/2)h_c \dots\dots\dots (37)$$

で表わされる<sup>2)</sup>。したがって、床固め上に支配断面が現われたときの河床低下量  $z_{c1}$  が  $z_f$  と大きく異なるような水理条件下では、理論での境界条件にはやや無理があり、支配断面が生じた後の境界条件は  $z_{c1}$  から最終状態の  $z_f$  に時間とともに漸近するような関数を境界条件として与える方が現象をより忠実に表わせると考えられる。



図一11 河床縦断形状の理論値と実測値との比較

図一11 は Run 4 および Run 5 の通水 4 時間後における実測と理論による河床縦断形状を示したものであるが、全体的には、実線および破線で示される理論値は、それぞれに対応する ● 印および ○ 印で示される実測値の特性をほぼ説明し得ている。ただ、下流端および床固め直上流部では上述の境界条件に問題があり実測値の河床低下量がやや大きい。また、上流端および床固め直下流部では理論では考慮していない局所洗掘の影響で実測の河床低下が理論によるものより著しく大きくなっている。

以上、一部境界条件の問題は残しながらも、床固めを有する一様水路における河床変動を、式 (9) で示される拡散型の方程式を解くことによってある程度説明できることが認められた。

#### 4. あとがき

本研究では、中流部に床固めのある河川において上流からの土砂供給が停止した場合、河床低下がどのように進行し、床固めがどのような機能をもっているかを検討した。すなわち、河床変動に関する拡散型の式を導き、これを適当な初期および境界条件のもとで解き、実験によってその理論解の妥当性を検討した。その結果得られたおもな知見は以下のとおりである。

- (1) 床固めの機能が特に発揮できるのは、河床勾配が比較的大きく、上流からの流入砂が著しく減少した場合であると考えられる。
- (2) 床固め上に支配断面が現われる条件は、床固め直下流部における局所洗掘にも影響されるが、巨視的な河床変動を問題にする場合、式 (32) で与えられる。
- (3) 河床変動に関する拡散型の基礎式 (9) を適当な初期および境界条件のもとで解いた解によって、床固め上下流部での河床低下の時間変化を示すことができる。すなわち、床固め上に支配断面が現われない状態では式 (12) で、また支配断面が現われている状態では、床固め上流域については式 (16) で、下流域については式 (21) によって示される。

(4) 床固めを設置すると、床固めを設置しない場合に比して、床固め下流域の河床低下速度は大きくなる。このことは理論的にも説明される。以上のように単純にモデル化した、床固めのある河川の河床変動現象については、ある程度明らかにできたと考える。ただ、基礎式 (9) 中の拡散係数  $K$  を一定として解析していることや、境界条件の一部に問題が残っている。また、流量が変化するというような実河川に則した条件のときの床固めの水理機能を、今後さらに明らかにする必要がある。

#### 参考文献

- 1) 吉川秀夫：河川工学，朝倉書店，10 版，pp. 241~244，1973。
- 2) 土屋昭彦：床固めの水理機能，土木研究所資料，第 582 号，1970。
- 3) 道上正規：流砂と河床変動に関する基礎的研究，京都大学学位論文，pp. 121~128，1971。
- 4) 芦田和男：河床変動に対する境界条件の影響，土木学会第 25 回年次学術講演会講演集，第 II 部，pp. 263~266，1967。
- 5) 水理公式集，土木学会編，p. 204，1971。