

上・下流境界条件の変化による直線砂礫流路の側岸侵食を伴う河床低下に関する研究

後藤孝臣¹・北村忠紀²・辻本哲郎³

¹正会員 工修 名古屋大学工学研究科博士課程後期課程学生 地圏環境工学専攻
中部電力(株)電力技術研究所(〒459-8522 名古屋市緑区大高町字北関山20番地の1)

²正会員 博(工学) 名古屋大学助手 地圏環境工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工博 名古屋大学教授 地圏環境工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

堰の撤去や河川改修といった境界条件の変化によって河床は大きく変化する。本研究では、側岸侵食と河床低下が同時に生じる場合の直線砂礫河道の変化過程を、水理実験と平面2次元の河床変動解析を用いて検討したものである。水理実験の結果、河床低下が流路幅に大きく影響されることがわかった。またこのような河床低下過程は、流路幅の効果を取り込むことにより、従来から用いられている拡散型の河床変動として近似的に取り扱えることを明らかにした。さらに、これらの状況をより詳しく考察するため、側岸の侵食や崩落に伴う砂礫河岸拡幅過程を再現できる平面2次元河床変動解析モデルを構築した。このモデルによる計算結果と実験結果との適合性は良好であった。

Key Words : bank erosion, degradation, bedload transport, movable-bed model test, 2D-numerical solution

1. はじめに

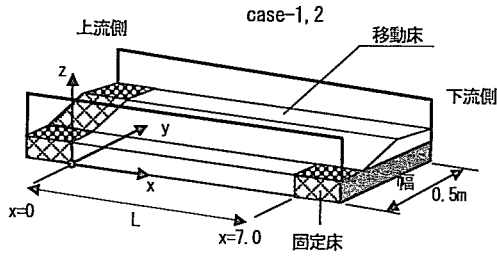
ダムや堰の構築は、それを境に上流部では河床上昇を、下流部では河床低下を引き起こすことがある。一方、堰の撤去や引堤は、水位の低下に伴って急激な河床低下を引き起こすことがある。このような人的行為による事象は、護岸や河川工作物に多かれ少なかれ影響を与えることが知られている。これらによって生じる河道変化が、治水上容認できるものか否かについては、従来から様々な方法でその予測が行われている。

河床低下の研究は、河村¹⁾、芦田²⁾、岡部・芦田³⁾らにより古くより進められてきた。河村¹⁾は、ダム下流域の河床は、単に河床低下だけでなく、河床砂礫がアーマコート化することに着目し、現地における土砂の混合特性やダム下流域の河道形態を把握し、1次元の河床変動解析と水路実験によって、それらの関係を研究した。芦田²⁾は、琵琶湖の水位が低下した場合の流入河川の河床変化について、一次元解析モデルを用いて研究した。その中で、河床変動を表す支配方程式が拡散方程式に帰着されることを示している。岡部・芦田³⁾は、それまで実施されている河床低下の予測手法では、支配断面を挟んで常流を解く場合は下流から計算し、射流を解く場合は上流から計算しなければならない点に着目し、支配断

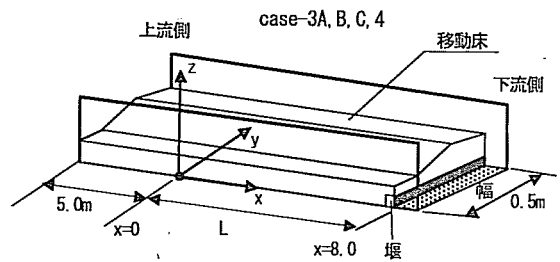
面に左右されない河床変動予測モデルの構築を行った。

一般に、河床低下と共に、流路の横断形状は変化する。ある部分では外部からのインパクトや場の状態によって局所的に流路が集中することや、側岸の侵食、崩落によって流路が広がることも考えられる。ただし、最終的には、流量や土砂量、河川勾配などから決定される安定形状に落ち着くものと考えられている。このような安定河道断面形状の形成過程を対象とした研究(主に実験に基づくもの)には、平野⁴⁾の研究がある。彼は流路を側岸部と河床部に分け、実験結果に基づく考察を1次元の河床変動解析を通じて行い、安定河道の横断形状を検討した。また、村本・藤田⁵⁾、藤田⁶⁾、福岡・山坂⁷⁾らも同様に実験結果から、主として側岸侵食による流路幅のメカニズムを調べ、横断形状の変化について考察を行っている。このように河床低下、側岸侵食に関する研究は、これまで数多く実施されている。しかし、河床低下と河道断面形状の変化は、相互に作用していると考えられるにもかかわらず、これまでの研究ではそれらの関係については、明確に検討されていない。同様に、河床低下と同時に側岸侵食による流路幅が生じる場合、河道は勾配と流路幅のどちらを変化させて新たな安定状態へと移行するかという興味深い問題について、明確に議論された研究は少ない。

河床勾配の減少は掃流力を低下させる。また流路幅の

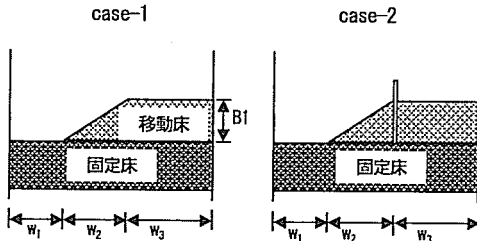


上流から河床低下が生じる場合

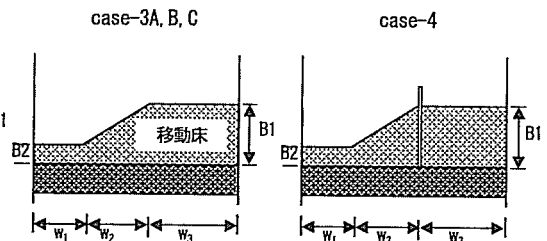


下流から河床低下が生じる場合

水路概略図



上流から河床低下するときの下流端断面図



下流から河床低下するときの下流端断面図

図-1 実験水路概要図

表-1 実験条件表

	流量 (m^3/sec)	L (m)	w_1 (m)	w_2 (m)	w_3 (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	水深 (cm)	平均粒径 (mm)	勾配	
case-1	0.0040	7.0	0.15	0.1	0.25	0.05	0.0	2.6-3.0	$d=1.4$	1/70	上流から河床低下
case-2	0.0040	7.0	0.15	0.1	0.25	0.05	0.0	2.6-3.0	$d=1.4$	1/70	
case-3A	0.0016	8.0	0.05	0.11	0.34	0.10	0.05	1.9-3.2	$d=0.9$	1/500	下流から河床低下
case-3B	0.0016	8.0	0.05	0.22	0.23	0.15	0.05	1.9-2.7	$d=0.9$	1/500	
case-3C	0.0044	8.0	0.05	0.22	0.23	0.15	0.05	2.1-3.8	$d=0.9$	1/500	
case-4	0.0016	8.0	0.05	0.11	0.34	0.10	0.05	1.9-2.7	$d=0.9$	1/500	

増大は単位幅流量の減少を通じて掃流力を低下させる。すなわち、どちらの過程においても掃流力は減少させていくものの、どちらの過程が優先するかという点については、想定された水理条件により様々なことが考えられる。本研究では、これらのことに鑑み、河床低下と流路拡幅が同時に発生する場合について河道の変遷過程を考察する。まず、河岸侵食が可能な2次元水路を用い移動床実験を行った。その後、こうした過程を再現することが可能な数値解析モデルを用いて、数値実験による検討も併せて行った。

2. 移動床実験

(1) 実験概要

実験は、上流側からの河床低下の影響を受ける実験ケース(case-1, case-2)と、下流側からの河床低下の影響を受ける実験ケース(case-3, case-4)の2種類に大別される。実験の概要図を図-1に示す。

まず、上流側からの河床低下を受ける実験水路は、幅0.5m、移動床部分長さ7m、水路側壁高さ0.7mで水路床は水平に設置した。ここに、初期河床勾配として、1/70となるように河床を整形した。河床材料は、ケイ砂の3号

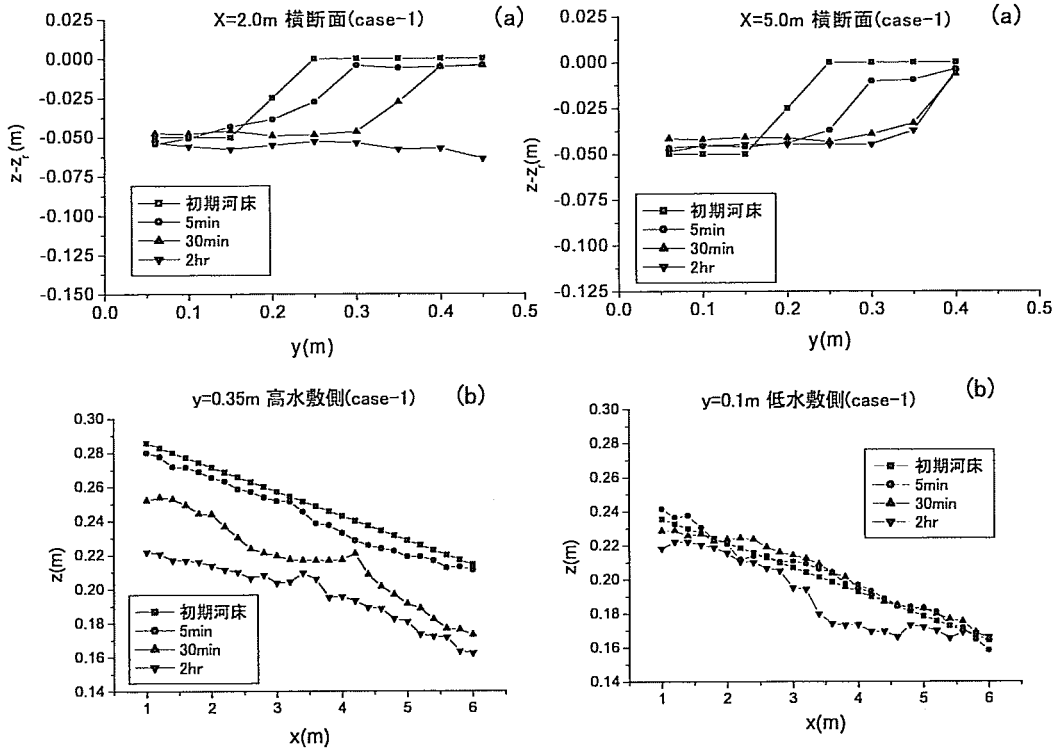


図-2 河床形状の時間的变化 (case-1 : (a)横断面, (b)縦断面)

(平均粒径: 約1.4mm)を用いた。上流端に移動床部分と同じ横断面形状を持つ粗度付き固定床架台を取り付け、移動床部への給砂量は0として上流端からの河床低下が進行する現象を再現した。下流端はこの部分で河床低下が進まないように矩形断面の長い固定床架台を取り付けた。これによって移動床下流端付近では、ほぼ等流水深となるように設定した。

一方、下流側からの河床低下の影響を受ける実験ケースでは、幅0.5m、移動床部分長さ13mの変可勾配水路を用い、初期河床勾配を1/500に設定した。下流端には、初期移動床面より5cm下方に床止め用の堰を設置し、この堰の天端とその下流河床の高さに5cmの高低差を付けた。通水初期にはこの下流端で限界水深を発生させ、この部分から河床低下が上流へと伝播する様子を再現した。移動床計測区間は、移動床部下流端より上流に向かって8mの範囲とし(x 方向の原点をこの位置に取る)、その上流部5mの区間(移動床部)は、 $x=0$ 地点への平衡流砂量を確保するための助走区間とみなした。なお、河床材料は、ケイ砂の4号(平均粒径: 約0.9mm)を用いた。

本実験において、側岸の侵食や崩落は、どの程度河床低下を遅らせるのか、あるいは、もし侵食や崩落が無かった場合、どの程度まで河床低下が進行するのか、は大きなポイントである。すなわち侵食や崩落が自由に生じ

る実験と強制的に抑制される実験とを比較する目的で、水路全域に亘り縦断的に分岐板を設置し、流路拡幅が進行しない実験ケースを併せて行った(case-2, 4)。ここでは、初期の単位幅流量をそれぞれ同じにするため、通水初期に水面下となる斜面の部分は流路側に残し、斜面と高水敷の間に分岐板を挿入した。なお、各実験ケースにおける初期条件を表-1に示す。

(2) 実験結果

図-2は、上流から河床低下していく実験ケース(case-1)の河床高さの時間変化を示したものである。横断面では上流端より2.0m, 5.0m地点の河床標高を、縦断面では、高水敷部分として右岸より0.35m離れた地点、低水敷部分として同じく右岸より0.1m離れた地点の河床標高を示す。なお、横断面については、実験ケース毎の比較を容易にするため、ある水路地点における河岸標高からの相対高低差を縦軸に採ってある。

河岸の侵食、拡幅過程における拡幅形状は、上下流において若干差はあるものの、ほぼ類似した相似形で推移していくことがわかる。また村本・藤田⁵⁾、福岡・山坂⁷⁾の実験と比較するとかなり側岸の侵食速度が速い。これは、初期河床勾配が1/70と急勾配であることと、流量が相対的に大きく高水敷付近まで水位があることによるも

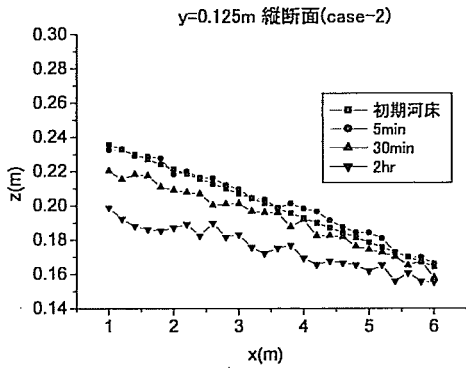


図-3 河床形状の時間変化(case-2)

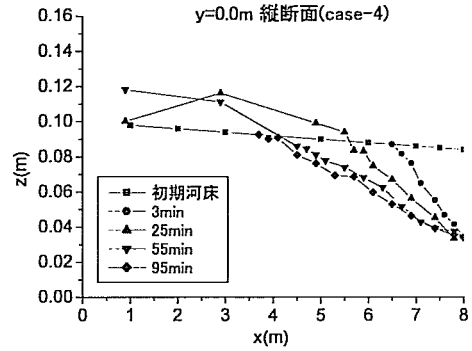
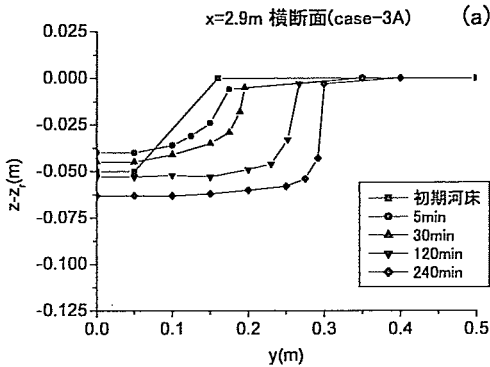
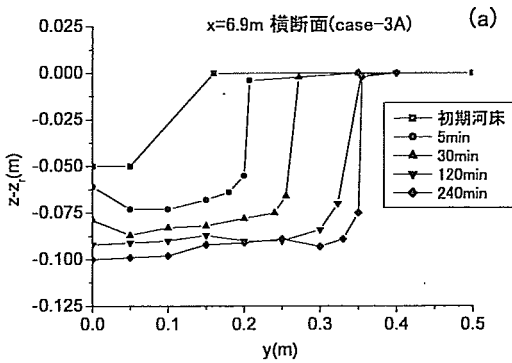


図-5 河床形状の時間変化(case-4)



(a)



(b)

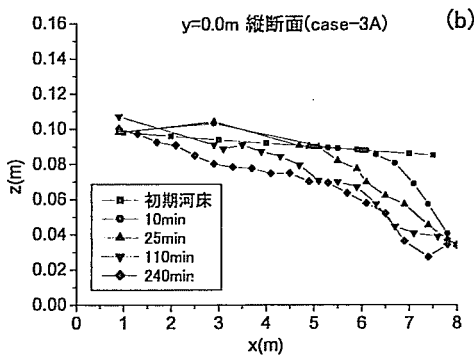


図-4 河床形状の時間変化

(case-3A : (a) 横断面図, (b) 縦断面図)

のと考えられる。また、通水を開始してしばらくの間は、側岸からの給砂によって、低水敷の河床が上昇する点は彼らの実験結果と同じであるが、15~30分経過後低水敷の河床上昇は停止し、その後低下する傾向が見られた。河床低下と流路拡幅は同時に起こるものの、このケースの実験では、まず河道の拡幅が起こり、ほぼ安定した河幅を呈した後(ここではおよそ15分~30分程度)、河床低下していく。さらに河床低下に伴って、側岸に急勾配部分が生じ、側岸の崩落と流路拡幅を間欠的かつ局所的に引き起こされていた。縦断面からもこの傾向が把握できる。高水敷($y=0.35m$)断面では、河岸の侵食と崩落とを繰り返し、同時に一方的に河床低下していることがわかる。その勾配は緩くなるものの縦断的な河床形状は、ほぼ直線的な形状をしている。

一方、低水敷部分($y=0.1m$)では、通水開始後の30分までは、初期河床とほぼ同等の河床標高が保たれるが、むしろ初期河床よりも上昇している。さらに、その河床縦断形状は、水路全域に亘って全体に上昇している。

図-3は上流から河床低下する実験で、かつ流路拡幅の制約を受けている実験(case-2)の河床縦断形状の時間変化を示したものである。case-1の低水敷の河床低下量と比較すると、河岸侵食が進行しない分、河床の低下量は大きい。その結果、最終的な河床勾配はcase-1に比べ小さくなっている。

図-4は、下流から河床低下していく実験ケース(case-3A)の河床形状の時間変化を示す。上流側($x=2.9m$)の地点では、横断面形状の時間変化は、case-1と同様に、通水初期に流路拡幅の進行と共に低水敷の河床上昇が見られた。一方下流側($x=6.9m$)の地点では、下流端における河床低下の影響を受け、低水敷と側岸部の河床低下が顕著であった。特に下流端から上流へ2m以内の区間(x が6m以上)においては、流路の拡幅よりも、境界条件として取り扱っている下流端の低下とともに低水敷の河床低下がまず進む。その後、水面上でほぼ90度近くに切り立った河岸は、間欠的な侵食、崩落を繰り返し、流路を拡大

させていった。これらの状況は、河岸の高さを高くした実験ケース (case-3B, 3C)、流量を大きくしたケース (case-3C) においても、case-3A とほぼ類似した傾向を示す。ただし、河岸を高くした場合は、側岸からの給砂量が大きくなるため、流路の拡幅が若干遅い傾向にあった。また流量を大きくする方が、流路の拡幅が早い傾向にあった。

図-5は、下流から河床低下する実験で、かつ流路拡幅の制約を受ける実験 (case-4) の河床縦断形状の時間変化図を示したものである。図-4 (b) に示すcase-3Aの縦断図と比較すると大きな差は見られないものの、case-4の方が時間的に早く静的な安定河床に落ち着くようであった。

全ての実験ケースにおいて、河床材料は、非粘着性のケイ砂を用いたが、このcase-3, case-4は、case-1, case-2に比べて粒径の小さいものを使用した。また、初期河床勾配も1/500と緩勾配であるので、水位、河床の低下量が大きい下流端付近では、流路の拡幅よりも河床低下が先に進行し、側岸は水面より上方でほぼ90°に近い状態で切り立っていると考えられる。

以上、これらの実験から、上流側から河床低下していくcase-1と、下流側から河床低下していくcase-3では、明らかにその変遷過程が異なる。まず、絶断的な河床形状をみると、河床低下する絶断的な区間が、上流から河床低下する実験と下流から河床低下する実験では大きく違っていることがわかる。上流から河床低下する条件では、河床低下する範囲が水路全体にわたっており、下流端を固定点として、“rotational”に河床低下する。一方、下流から河床低下する条件では、その範囲は下流端近傍に限られ、時間の経過と共に、その範囲は徐々に上流へと伝播していく。

この境界条件の影響を受ける範囲において、横断面形状はそれぞれ特徴的な変遷過程を示す。すなわち、上流から河床低下する条件では、横断面形状が流量や河床材料、勾配といった水理諸量に見合った動的な平衡河床形状で最初に落ち着き、その後河床低下に転じる。一方、下流から河床低下する条件では、流路の拡幅過程は、ほぼ河床低下と同時に生じる。

この2つの実験をまとめると、河床低下が生じる流下方向の代表長さの現れ方によって、河床低下と横断面形状の変化は支配されていると言える(以下、河床低下の影響をうける水路縦断方向の長さを「代表長さ」と呼ぶ)。すなわち、河床低下の代表長さが小さい場合、河床低下速度が相対的に大きくなる傾向にある。逆に、代表長さが大きい場合、河床低下速度は相対的に小さくなり、側岸の侵食速度が大きくなる傾向にある。

(3) 1次元解析に基づく実験結果の考察

ここでは、芦田²⁾の研究に基づき、1次元的な取り扱いによって、河床高の縦断形状の変化を拡散方程式に帰着させる。河床変動に対し、流れの反応は速く定常流とみな

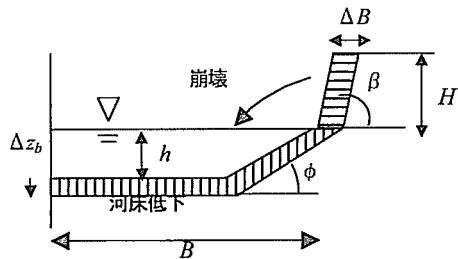


図-6 側岸侵食モデル

せるので、流れの運動方程式及び連続式は次のように書ける。

$$U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z_b}{\partial x} = -\frac{u_*^2}{R} \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (BhU) = 0 \quad (2)$$

$$q_B \equiv \varphi_B (u_*^2) \quad (3)$$

$$u_*^2 \equiv \varphi_R (R, q) \quad (4)$$

ここで、 U : 平均流速、 x : 上流からの距離、 g : 重力加速度、 h : 水深、 z_b : 河床高、 u_* : 摩擦速度、 R : 径深、 B : 水路幅、 q_B : 単位幅流砂量、 q : 単位幅流量である。摩擦速度は径深 R と流量 q の関数であり、ここでは $R=h$ と近似する。また、 q_B は u_* の関数である。式(2)を式(1)に代入し整理すると、

$$(1 - Fr_r^2) \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_b}{\partial x} = -\frac{u_*^2}{gh} \quad (5)$$

となる。流れに対して幅 B の x 方向変化とその影響は微小として近似的に $\partial B / \partial x \approx 0$ とする。また、フルード数は、 $Fr_r^2 \equiv U^2 / gh$ である。式(5)を x で微分して次式を得る。

$$\frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} = \left(1 - \frac{2h}{u_*} \frac{\partial \varphi_R}{\partial h}\right) \frac{u_*^2}{gh^2} \frac{\partial h}{\partial x} + (1 - Fr_r^2) \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{3U^2}{gh^2} \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^2 \quad (6)$$

さらに、二乗項を無視することと、水面勾配の変化を無視することで線形化し次式を得る。

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \Omega_B \frac{gh^2}{u_*^2} \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} \quad (7)$$

$$\Omega_B \equiv \frac{1}{\left(1 - \frac{2h}{u_*} \frac{\partial \varphi_R}{\partial h}\right)} \quad (8)$$

図-6に示す様に、側岸からの土砂流入も考慮に入れることとする。また、流下方向微小長さ Δx において、流出から流入を差し引いた土砂量から、その場所の微小時間 Δt 河床変動量を算出する。その釣り合い式は、以

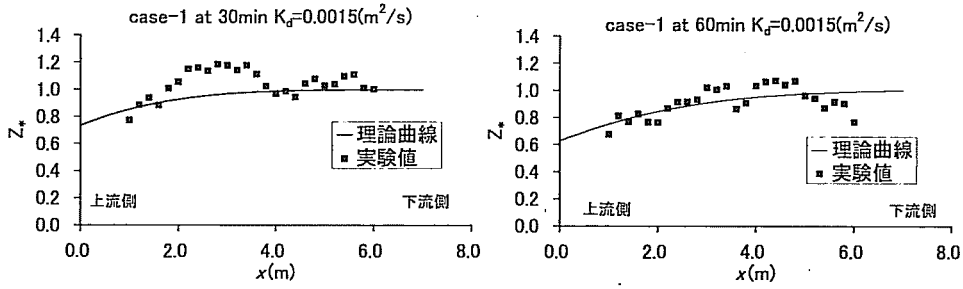


図-7 理論曲線と実験値との比較(case-1)

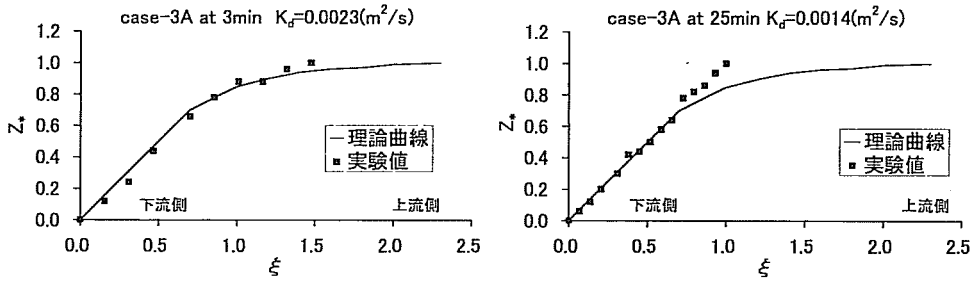


図-8 理論曲線と実験値との比較(case-3A)

下のようによくすることができる。

$$\Delta t \frac{1}{1-\rho_0} \left\{ \left(q_B + \frac{\partial(q_B)}{\partial x} \Delta x \right) - q_B \right\} - \frac{\Delta B H \Delta x}{B} \quad (9)$$

$$= -\Delta z_b \Delta x$$

ρ_0 : 砂の空隙率, H : 河岸高さである。ただし、ここでも $\partial B/\partial x \approx 0$ とした。

側岸侵食量は水中部での最大傾斜角を ϕ とし、次式で表現できるものとする。

$$\Delta B = -\frac{\Delta z_b}{\tan \phi} \quad (10)$$

ΔB は河床低下に起因する側岸侵食のみを表す。そのため正の値しか取らない。この式(10)は河床低下に起因した側岸侵食の過程のみに適用可能である。一般に蛇行流路や湾曲流路など流下方向に流れが変化する場合には、側岸侵食量を流速値と結び付けて評価するモデルが用いられる。しかし、ここで取り扱う現象は、水路縦断方向に流れの変化もそれほど大きくないことから、河床低下に起因した側岸侵食を取り扱うことに主眼をおいた。そして式(10)のように河床低下量と結び付けることにした。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} \left(1 + \frac{H}{B \tan \phi} \right) = -\frac{1}{1-\rho_0} \frac{\partial q_B}{\partial x} \quad (11)$$

さらに、流砂量 q_B を掃流力の関数として ϕ_B で表記することにより、

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -\frac{1}{1-\rho_0} \frac{1}{\left(1 + \frac{H}{B \tan \phi} \right)} \frac{\partial \phi_B}{\partial u} \frac{\partial \phi_R}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (12)$$

とかける。これに式(7)を代入すると、以下の拡散型の方程式にまとめることができる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = K_d \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} \quad (13)$$

$$K_d = C_0 \frac{h}{\left(1 + \frac{H}{B \tan \phi} \right)} \quad (14)$$

K_d は側岸からの土砂流入を考慮した場合の拡散係数に相当するものである。式(14)において各係数を以下のように定義する。

$$C_0 = \hat{\Omega} \frac{\partial q_B}{\partial \tau} \quad (15)$$

$$\hat{\Omega} = -\Omega_B \frac{h}{u} \frac{\partial \phi_R}{\partial h} \frac{2}{1-\rho_0} \sqrt{\frac{g}{(\sigma/\rho-1)d}} \quad (16)$$

$$q_B = \frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} \quad (17)$$

$$\tau = \frac{u^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \quad (18)$$

σ : 砂の密度, ρ : 水の密度, d : 砂の直径, $\hat{\Omega}$: 抵抗

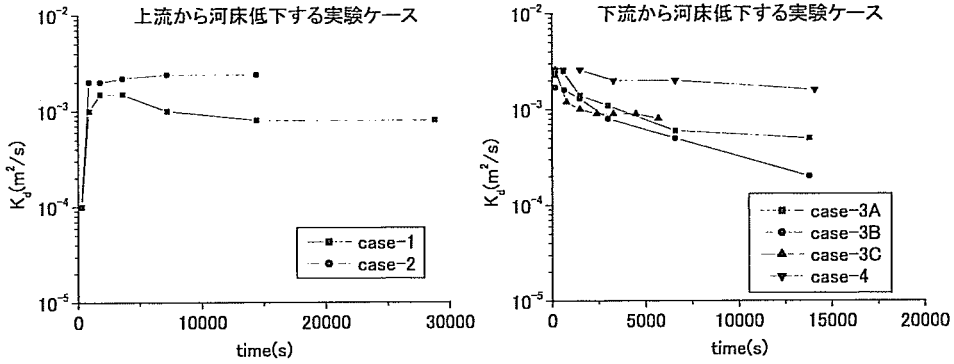


図-9 拡散係数の時間変化比較図

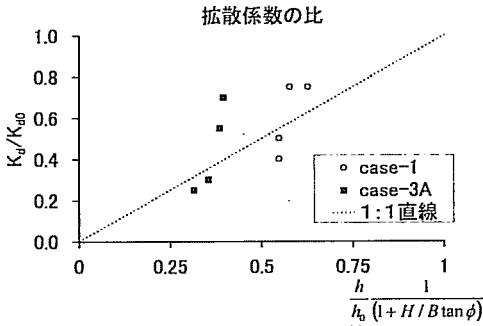


図-10 拡散係数の相対比較

則で定まる値であり定数である²⁾。 $\partial q_b / \partial x$ がほぼ一定として見なせるならば、 C_0 を定数として取り扱うことができる。

case-1において、式(13)から得られる理論曲線とある時間において河床高縦断変化の実測値がもっとも理論曲線に適合するように K_d を決定する。ここで、

$$Z \equiv \frac{z_0 - z(x)}{z_0} \quad (19)$$

と表す。 z_0 : 境界条件とする上下流端における低下量の最大値、 $z(x)$: x 地点における河床の低下量である。

図-7は、上流から河床低下していくcase-1における理論値と実験結果との比較を示す。30分後程度においては、 x が小さいところ(上流側)で一致していない。実験では通水開始から30分後程度までの間は、河岸の侵食とともに低水敷の河床は上昇している。式(19)にその結果を入力すれば Z が1.0以上となり理論値と乖離することになる。本解析は、河岸侵食に起因する河床上昇には適用できないことを意味するが、これは式(10)を仮定していることによる。一方、河岸の侵食が進行し、水路全幅に近い流路となった場合($t=60$ min以降)、理論値との適合性はよい。

また、下流側から河床低下するcase-3の実験結果について、同様に拡散係数を変化させ理論値と実験の比較を

適合させた結果を図-8に示す。図-8の横軸の定義として、

$$\xi \equiv \frac{L-x}{2\sqrt{K_d t}} \quad (20)$$

とする。これは、 x をこのように無次元化することで、解を統一的に表現できるためである。 $t=3$ minに見られるように通水を始めて早い時間や、時間が経過しても、 $t=25$ minの下流端に近い部分では、理論値との一致は良い。一方、上流側のように河岸侵食によって河床が上昇する部分は、理論と実験の違いがみられる。

次に、拡散係数の時間変化を考察する。図-9は、上流から河床低下する実験ケース(case-1とcase-2)と下流から河床低下する実験ケース(case-3A, B, Cとcase-4)における拡散係数の時間変化を示す。河岸侵食が進行している過程では、case-1, case-3とも拡散係数が徐々に小さくなっていくことがわかる。逆に河岸侵食のないcase-2, case-4は拡散係数の時間変化は小さい。このことから、流路幅が変化しない河床低下過程では、拡散係数をほぼ一定とみなせるものの、流路幅が変化する場合、流路幅の変化を考慮することが必要である。

また、流路拡幅する実験ケースと流路拡幅しない実験ケースについて、拡散係数の比率を考察してみる。流路が拡幅しない場合の拡散係数 K_{d0} は、式(14)において、

$$K_{d0} = C_0 h_0 \quad (21)$$

と書ける。 h_0 はそのときの水深を意味する。よって、

$$\frac{K_d}{K_{d0}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{H}{B \tan \phi}\right)} \frac{h}{h_0} \quad (22)$$

図-9の考察から拡散係数の推定に関しては、流路拡幅に伴う水深 h や水路幅 B の時間変化が必要であるが、ここでは実測された諸量をもとに式(22)の関係が成り立つかどうかを検討する。図-10は、流路拡幅できないケース

と流路幅できる実験ケースの拡散係数の比率を求めたものである。時間の経過とともに図-9の結果から、式(22)の左辺における拡散係数の比率は小さくなる。また同時に流路の拡幅とともに式(22)の右辺は小さくなる。実験データにバラツキがあり、必ずしも傾き1の直線上には載らないものの、妥当な分布を示していると考えられる。以上まとめると、式(13)に基づく拡散型の方程式は、流路拡幅が生じる場合でも式(14)の様に側岸からの給砂を考慮することによって、近似的には適用可能である。ただし拡散係数の詳細な評価のためには、流路幅の変化、水深の変化を何らかのモデルによって表現する必要がある。

3. 平面2次元解析による流路拡幅・河岸侵食に関する考察

(1) 流れの基礎式

上記のような1次元的な考察だけでは、河岸の侵食に伴う流路の拡大、河床低下の関係をより詳細に評価することは困難である。そこで2次元流れを解くことにより、その現象を再現することにする。

流れの方程式は、水深平均化された平面2次元定常流れのモデルを用いる。基礎式は、一般形保存式をベクトル表示すれば以下の様になる。

$$\text{div } \Phi \mathbf{h} \mathbf{u} = S_0 \quad (23)$$

ここで、 \mathbf{u} : 流速ベクトル、 h : 水深である。式(23)において Φ 、 S_0 をそれぞれ次の様に表すと、それぞれ、連続式、 U, V の運動方程式が得られる。

・連続式

$$\Phi = 1 \quad ; \quad S_0 = 0$$

・ U -方程式 (流れの x 方向成分)

$$\Phi = U \quad ;$$

$$S_0 = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} - C_f U \sqrt{U^2 + V^2} + \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{xy}) \right]$$

・ V -方程式 (流れの y 方向成分)

$$\Phi = V \quad ;$$

$$S_0 = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} - C_f V \sqrt{U^2 + V^2} + \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{yy}) \right]$$

ここで、 U : 流速の x 方向成分、 V : 流速の y 方向成分、 h : 水深、 g : 重力加速度、 ζ : 基準面からの水面高さ、 C_f : 路床の摩擦抵抗係数であり、乱流応力 τ_{xx} 、 τ_{yy} 、 τ_{xy} 、 τ_{yx} はBoussinesq近似により表現する。このとき、本研究では、渦動粘性係数 ν_t は、摩擦速度を u_* として、

$$\nu_t = \alpha u_* h \quad (24)$$

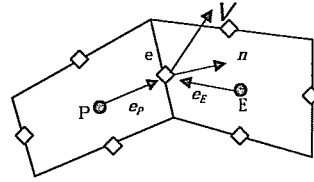


図-11 移流項の離散化法

とした。ここで、 α は経験定数であるが、本研究では $\alpha = 0.1$ とした。なお、一般的に乱流応力項は数値解析上、拡散項として取り扱われることが多い。一方、collocate格子による計算では、拡散項を見かけ上ゼロとなるよう工夫し、その代わり乱流応力項は生成項として取り扱うことで、補間の繰返しに伴う数値振動を抑制できる⁹⁾。本研究ではこの手法を採用した。

(2) 流れの解析手法

基礎式をコントロールボリュームで積分した後、水深と流速成分は、すべてセル中心に配置するcollocate格子を用いて有限体積法により離散化される。またセル界面での物理量は、基本的に隣接するセル中心の値から線形補間によって求められる。ただし、移流項の離散化にあたっては、図-11に示す様に風上側のセル中心の勾配から、コントロールボリューム界面の値を補間によって求めるものとした。この手法を用いることにより、2次の風上差分の精度を確保している。

水深と流速成分を解くアルゴリズムはSIMPLE法¹⁰⁾によった。一般に、水深と流速成分を同位置に配置し解析を行うと数値振動が懸念される。ここでは、数値振動を抑制するために、セル界面でのフラックスの補間の際に、Rhie and Chow¹¹⁾の方法を用いることにした。

本研究で対象としている流路拡幅を伴う流れの計算を実施する場合、河岸侵食により解析領域が拡大していくことが解析上問題となる。この問題を取り扱うため、ここでは地形に関する情報を詳細に分割した平面固定格子に与えておくとともに、流れを解く格子は、水際の位置に応じて決定された解析領域で境界適合格子に展開する方法を採用した。

境界条件は、まず、上流端で流量を与える。下流端では、上流から河床低下する解析ケースでは、与えられた断面に対する等流水深を対数則を仮定して与え、下流から河床低下する解析ケースでは、下流端における水位の2次の微係数を0と仮定した。

(3) 河床変動解析手法

流砂の解析では、流砂の非平衡性は無視し、平衡流砂量式として芦田・道上式¹²⁾を用いる。また、河床が傾くことによって流砂の運動方向が流れの方向から変化する効果については、中川の式¹³⁾を用いた。

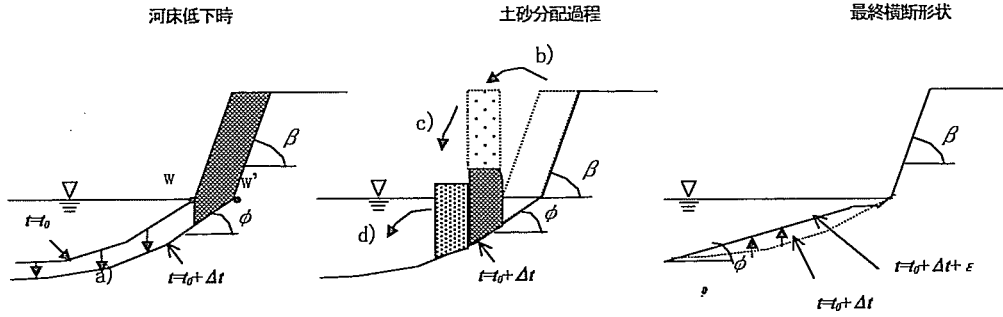


図-12 河岸からの土砂流入モデル

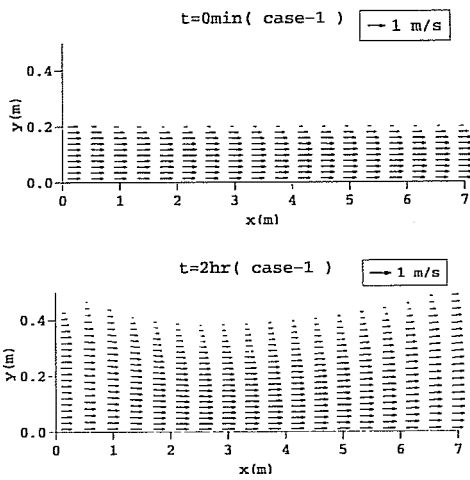


図-13 解析による流速分布

河岸侵食のモデルを図-12に示す。基本的な考えは従来の研究¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾と同様であるが、数値解析では以下のような取り扱いとした。例えば流れの計算により、 Δt 秒かけて河床が低下し、側岸が最大傾斜角以上の勾配が生じたとする。次にb)河岸部分の土砂量は、収支が合うように水際の解析メッシュc)にその土砂量を移動させる。最後にd)平均的に見て最大傾斜角以上かどうか判定し、最大傾斜角以上であるなら、この手順を繰り返す。 Δt 秒後に河床低下、河岸の崩落、崩落到に伴う上昇は、図-12に示すように微小時間 ϵ が必要とされるが、今回 ϵ は0として取り扱う。またこのとき実験結果からも、空中における側岸の切りたち角度が、実験条件によって様々な値を取り得ることが分かったため、本解析では水中部と空中部の最大傾斜角とを分けて評価することにした¹⁷⁾。

ところで、この解析モデルでは、流れを解く格子と地形の情報を保存する格子を分けて取り扱っている。そのため、流れの格子を使って流砂の連続式から、平均河床変動量と河床高を求める。その後、それを基に固定地形格子での河床高を得る。逆に流れの計算の際には、流れの格子のコントロールボリューム内にある固定座標格子の河床高からその平均量を求め、流れの格子上での河床

高とする。

(4) モデルの適用性

図-13は、実験case-1に対して行われた再現計算結果のうち、通水初期と通水後2時間が経過した時点での流れの状況を示したものである。流路中央部付近では、側壁一杯まで水面が到達していないが、流路上流端と下流端付近では水際が側壁近傍まで達している。このようなわずかな流下方向の流路幅の違いは実験においても観察された。これは上流側から進行する河床低下とそれによる側岸侵食により供給された土砂が、中流部の河床低下と側岸侵食を遅らせたためと考えられる。

図-14(a)は、同じく実験case-1に対する再現計算のうち、横断面形状の時間変化を示したものである。ここでも同様に、横断面図の縦軸については、実験ケース毎の比較のため、ある水路地点における河岸標高を z_r として、その高さからの相対高さを記載してある。今回の実験結果から考察すれば、側岸の侵食、崩落を含む河床の横断面形状は、河床材料の性質や河床勾配、流量などによって、多種多様に変化する。ここでは、河床が変形していく時の傾斜角として水中部の最大傾斜角 $\phi=15^\circ$ 、空中部の最大傾斜角 $\beta=30^\circ$ と区別して適用することにした。このように最大傾斜角を適宜変更することにより、実験による河床横断面形状の変化を再現できる。さらに、通水初期に、側岸の侵食と共に低水敷が上昇する現象も再現可能となる。ただし、実験では、通水開始後2時間を過ぎた時点から、側岸はほぼ全て侵食、崩壊し、流路は水路全幅であったが、解析では長期の時間における状況を的確に再現できていない。流路が広がり、単位幅流量、底面せん断力が低下した時点における流路幅の過程が今後の課題といえる。また、同じ解析ケースの縦断面形状の時間変化も図-14(b)に併記する。横断面図に見られるように水中部の最大傾斜角として、妥当な値を設定すれば、河岸からの給砂による河床上昇は再現できる。縦断面図においても、図-14(b)に示すように通水初期に低水敷部分において、水路全体が河床上昇していることが伺える。

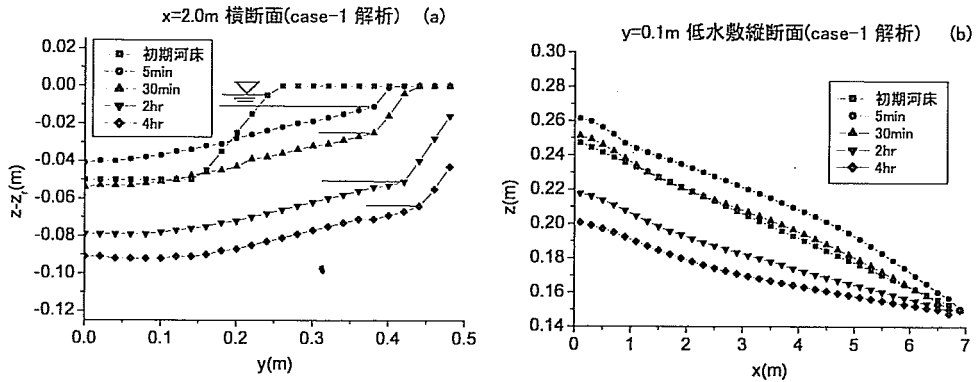


図-14 実験case-1の再現計算結果

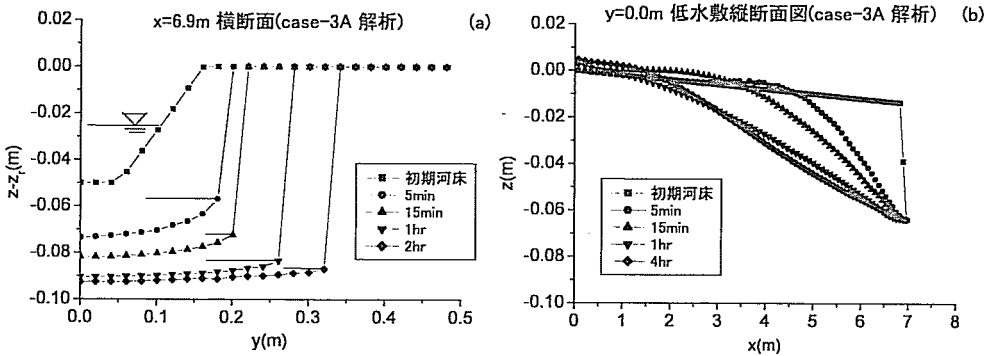


図-15 実験case-3の再現計算結果

図-15は、実験case-3に対する再現計算の結果である。ここでは、実験の結果から空中部にある砂礫河岸の最大傾斜角を $\beta=90^\circ$ に、水中部では $\phi=30^\circ$ と設定した。なお、解析モデルの性格上、一つの平面座標に対して二つの河床標高の値を取ることはできない。そのため図-15(a)に示すように、最大傾斜角は、必ずしも 90° とはならず、解析メッシュに依存した最大傾斜角を取るようになる。実験結果同様に、下流端の水位低下の影響は非常に大きく、通水開始直後に水位低下の影響は上流まで及ぶ、しかし、実験と同様に上流部では、case-1で見られるような側岸の侵食とともに低水敷に堆積する状況が見られた。

実験結果(図-2, 図-4)と解析結果(図-14, 図-15)をそれぞれ比較すると傾向が類似しており、解析モデルの妥当性が伺える。実験では、河床低下する縦断的な区間が、上流から河床低下する実験と下流から河床低下する実験では大きく違っていた。そのような傾向は解析結果の図-14(b), 図-15(b)に示されている。すなわち、上流から河床低下する条件では、河床低下する範囲が水路全体にわたっているのに対し、下流から河床低下する条件では、その範囲は短く限られ、時間の経過とともに、その範囲は徐々に上流へと伝播していくようなプロセスであ

る。また、横断面形状についても、河床変動の解析モデルの中で、水中部と空中部の最大傾斜角を使い分ければ、流路の拡幅は若干遅いものの、実験結果を十分再現できることがわかった。

(5) 流路拡幅と河床低下の相互関係に及ぼす

初期河床勾配の影響

実河川では、場所によっては河床勾配が異なり、そのためこれまでの実験で得られたような流路拡幅と河床低下の関係が変化してくるものと推測される。ここでは今回開発した数値解析モデルを用いて、初期河床勾配を変化させた計算を試みる。基本的な条件(流量, 河床材料, 境界条件, 水路長さなど)は、上流側から河床低下する実験case-1と同じとする。ただし、case-5とcase-6については、初期河床勾配のみを変えており、case-5は1/50に、case-6は1/100に設定した。

時間の経過と共に、まず流路の拡幅が起こり、その後、長い時間をかけて河床低下していく一連の過程は同じである。そして最終的には、設定した境界条件の基で安定的な河床に落ち着く。図-16は、流路の特性を代表する量として、1) 流路上流端と下流端の水位差から求められる平均的な水面勾配、2) 水路上中流域付近での水面幅、

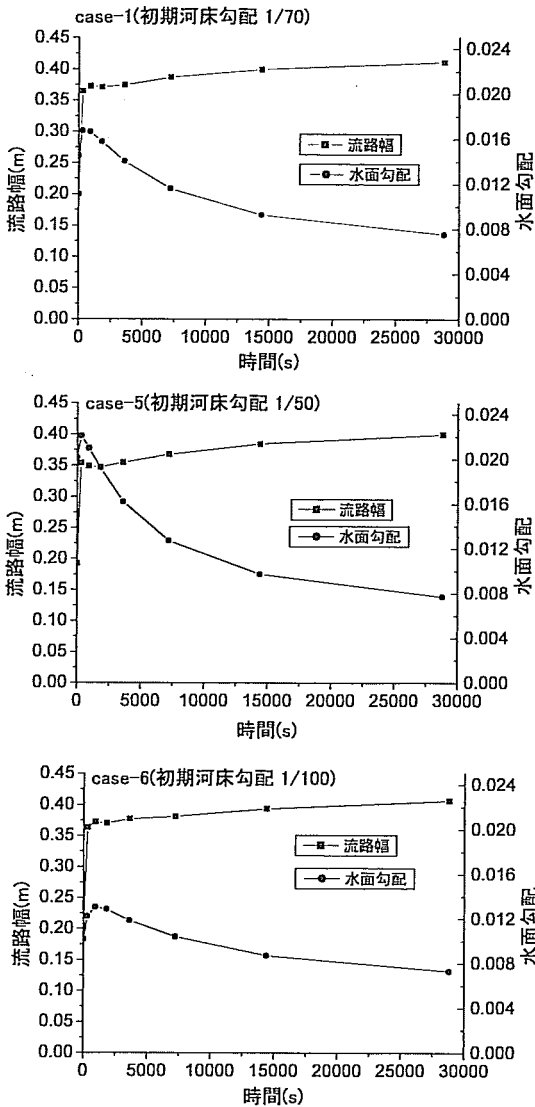


図-16 流路幅と水面勾配の関係

の2つの量に着目し、その時間変化を示したものである。図より、初期河床勾配の大きいcase-1, 5では、最初に流路の拡幅と水面勾配のわずかな上昇が生じ、その後、比較的短い時間スケールで流路幅が一度平衡状態に近い状況になってから、次に比較的長い時間をかけて顕著な河床低下が生じることがわかる。通水初期において流路幅が一時的に小さくなっている部分があるが、これは流路幅を局所的な水面幅で代用していることによるものである。すなわち僅かな河床形状の変化により、水位とそれに対応した水面幅は変化する。こうした変化が流路幅の変遷過程の一部に現れたものと考えられる。最終的には、流路幅が約0.40m、河床勾配が約1/125でほぼ安定した状

態となる。興味深い点は、どのケースでも初期河床勾配が異なるにも関わらず、初期の段階で拡幅が生じて流路幅がほぼ等しくなり、その後、同じ流路幅を保ちながらほぼ同じ勾配に落ち着く傾向が認められることである。

case-6の初期河床勾配は、1/100と他のケースに比べ小さい。そのためcase-1, 5と比較すると、計算初期で河床低下の進行過程が遅いものの、2時間を越えた付近からは、他の条件に対する結果と類似の傾向を示す。これら3ケースは、初期状態が異なるにも関わらず、流路幅の適合というプロセスを経ながら、最終的に水面下ではほぼ同じ横断面形状となった。

この数値実験の範囲で見ると、最終的に得られる安定形状は、初期状態の影響は少ないばかりか、最終状態に落ち着くまでのプロセスにも類似性が認められる。この流路幅によって定まる掃流力は、時間の違いはあるが、最終的には類似した値となる。そして類似した平衡状態に落ち着くことがわかる。

4. おわりに

本研究は、ダムや堰堤などの構築に伴い土砂供給が遮断された時、または引堤や本線掘削工事などに伴い下流端水位が低下した時に起こり得る河床低下とそれに関わる砂礫河岸侵食の関係を見出すことを目的とした。まず、2次元の移動床水路を用いて実験を行った。さらに、実験結果を参考に、河岸の侵食、崩落を考慮できる解析モデルの構築を行い、実験結果との整合性を検討した。本研究によって得られた結果を以下に示す。

(1) 河岸侵食、河床低下が同時に進行する場合、横断面形状の変化と河床低下の関係は、河床低下が生じる流下方向の代表長さの現れ方に支配されていることがわかった。すなわち、下流から河床低下する条件に見られるように、代表長さが小さい場合、河床低下速度が相対的に大きくなる傾向にある。逆に、上流から河床低下する条件にみられるように、代表長さが大きい場合、河床低下速度は相対的に小さくなり、側岸の侵食速度が大きくなる傾向にある。

(2) 河床低下の推定に用いられる拡散型の方程式は、流路幅が生じる場合であっても側岸からの給砂を考慮することにより近似的には適用可能である。ただし拡散係数は、流路幅、水深により支配的されているので、詳細な評価を行うには、これらを別々にモデル化して評価する必要がある。

(3) 河岸侵食、崩落の考え方を考慮した平面2次元河床変動解析モデルを用いれば、河床低下と河岸侵食が同時に生じる事象を解析によって、再現することができる。

また、今後の課題として以下のことが挙げられる。

(1) 横断面形状を支配する水中部の最大傾斜角について

は既往の研究成果から解析モデルに組み込んだが、上流から河床低下するとき、下流から河床低下するときではその値は異なる。様々な境界条件下において、動的河床流路横断形状を実験等で詳細に検討する必要がある。

(2) 河床低下に伴う流路拡幅を支配するパラメータとして、水中部と空中部の最大傾斜角を解析モデルの中で定義した。通水初期、中期においては解析結果と実験結果の適合性は良好である。しかし解析モデルでは、長時間経過した後(掃流力が低下した後)の流路幅が実験に比べ小さい傾向にある。これらは別の考え方をを用いて解析モデルに取り組む必要があると考えられる。

謝辞：本研究の実験、解析の遂行にあたり、当時名古屋大学工学部学生（現：愛知県庁）の田中良樹氏の多大な協力を得た。記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 河村三郎：ダム下流域における河床変動の研究，名古屋大学学位論文，1979.4.
- 2) 芦田和男：河床変動に関する研究，京大防災研究所年報，第12号B，pp.437-447，1969.
- 3) 岡部健士，芦田和男：流れの遷移を伴う一次元河床変動の数値解析法，土木学会論文集，No.434/II-16，pp.37-45，1991.
- 4) 平野宗夫：拡幅を伴う流路変動について，土木学会論文報告集，第210号，pp.13-20，1973.2.
- 5) 村本嘉雄，藤田裕一郎：河床横断形状の形成過程，土木学会第29回年次学術講演概要集，II-224，pp.282-284，1974.
- 6) 藤田裕一郎：直線流路の側岸侵食機構，京大防災研究所年報，第22号，B-2，pp.537-552，1979.4.
- 7) 福岡捷二，山坂昌成：なめらかな横断形状をもつ直線流路のせん断力分布と拡幅過程の解析，土木学会論文集，第351号/II-2，pp.87-96，1984.11.
- 8) Gessler, J.: Self-stabilizing tendencies of alluvial channels, Proc. ASCE, Vol.96, WW2, pp.235-248, 1970.
- 9) Joel H. Ferziger and Milovan Peric: Computational methods for fluid dynamics, Springer-Verlag 1996.
- 10) スハス・V・バタンカー（水谷幸夫，香月正司訳）：コンピュータによる熱移動と流れの数値解析，森北出版，198p., 1985.
- 11) Rhie, C.M. and Chow,W.L.:Numerical Study of the Turbulent Flow Past an Airfoil with Trailing Edge Separation,AIAA J.21,1525-1532, 1983.
- 12) 芦田和男，道上正規：混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第14号 B2，pp.259-273,1971.
- 13) 中川博次，辻本哲郎：新体系土木工学，移動床流れの水理，23，土木学会偏，技報堂出版，p.310, 1994.7.
- 14) 長谷川和義：非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究，土木学会論文報告集，第316号，pp.37-50, 1981.12.
- 15) 長田信寿，細田尚，村本嘉雄，Md.Munsur Rahman：河岸侵食過程における流砂の非平衡性を考慮した流路変動の数値解析，水工学論文集，第41巻，pp.889-894，1997.2.
- 16) 関根正人：側岸侵食機構を考慮した河川の流路変動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.533/II-34，pp.51-59,1996.2.
- 17) 芦田和男，江頭進治，何智武，山野邦明，村岡猛：砂防ダムの侵食防止機構に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第28号B-2，pp.337-351,1985.

(2000. 9. 13 受付)

STUDY ON BED-DEGRADATION AND BANK-EROSION IN STRAIGHT GRAVEL CHANNEL DUE TO CHANGES IN BOUNDARY CONDITIONS

Takaomi GOTO, Tadanori KITAMURA and Tetsuro TSUJIMOTO

In this research, horizontal bed-topography due to dam-construction or large-scale river improvement was studied as simplified processes of bed degradation with side-bank erosion, through flume experiments and numerical analysis. Firstly, we investigated the interaction between widening of gravel channel and degradation of channel bed with hydraulic model experiment. As a result, it was understood that the conventional diffusion model of the degradation with a modified diffusion coefficient could be applied even if the channel widening accompanies. Secondary, we constructed the 2-D numerical simulation model taking account of the widening process with bank erosion in a gravel channel, and examined the application of the numerical model by using the experimental data. The numerical analysis could explain the flume experiments well.