土木学会論文集B1(水工学) Vol.**, No.**I_**-I_**, 2014.

近似リーマン解法を用いた 非構造平面2次元河床変動モデルの構築

TWO-DIMENSIONAL NUMERICAL MODEL BASED ON UNSTRUCTURED FINITE VOLUME METHOD USING APPROXIMATE RIEMAN SOLVER FOR SEDIMENT TRANSPORT

重枝未玲[1]・秋山壽一郎[2]・坂本 洋[3]・新谷恭平[4]
Mirei SHIGE-EDA, Juichiro AKIYAMA, Hiroshi SAKAMOTO and Kyouhei SHINTANI

[1]正会員　博士(工)　九州工業大学大学院准教授　工学研究院建設社会工学研究系
（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
[2]フェロー会員　Ph.D.　九州工業大学大学院教授　工学研究院建設社会工学研究系（同上）
[3]正会員（株）建設技術研究所 九州支社河川部（〒810-0041 福岡市中央区大名2-4-12 CTI福岡ビル)
九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻博士後期課程
[4]学生会員　九州工業大学大学院　工学府建設社会工学専攻博士前期課程
（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

Numerical models for 2D free-surface flows and sediment transport are developed. The models are based on finite volume method using HLL (Harten, Lax and van Leer(1983)) numerical flux, which are based on approximate Riemann solver. These models deal with the system equation formed by the 2D shallow water equations and the Exner equation as a coupled or decoupled system. These models are verified against two experimental data of unsteady dam-break flow over erodible bed. It shows that the models can reproduce the complex behavior of the flows and sediment transport with reasonable accuracy.

Key Words : *numerical model, sediment transport, the 2D shallow water equations and the Exner equation, a coupled or decoupled system, approximate Riemann solver*

1．はじめに

近年，河川の維持管理は本格的な計画管理へと移行している[1]．適切な維持管理を行うためには，必要な安全度を保つための掘削や洗掘対策などを，どの区間で，どのタイミングで，どの程度行うかを明らかにすることが不可欠である．そのためには，(1)流域からの生産土砂の量と質(粒度分布)，(2)河道での土砂流送による河道縦横断形と質の変化の予測を数～数十年間の時間規模で行い，平均河床高・最深河床高・最深河床位置から，砂州の肥大化や澪筋の深掘れなど，河道のどの区間が堆積あるいは洗掘傾向にあるのかなどのシナリオをあらかじめ想定することが不可欠である．

このようなシナリオ想定には，流域での土砂生産による供給土砂量に加え，河道上流から下流で生じる河床変動，河床材料の質の変化，さらには出水規模，河床材料に応じた安定河床・河道の形成などの非常に複雑な一連のプロセスを予測する必要がある．この予測は河川の上流から下流を対象にすることから，急流河川や狭窄部や河床勾配の急変部などの区間で常・射流が混在する流れが生じる場合があり，その予測を行う数値モデルには，常・射流が混在する条件下での河床変動を予測することが不可欠となる．

常・射流混在下での河床変動予測には，流れと河床変動の相互作用を考慮した数値モデル[2),3)]が必要となる．相互作用を考慮した代表的な数値モデルには，流束差分離法(FDS法)[4)]を用いたモデル[2),3)]がある．FDS法では，流れと河床変動の基礎方程式が双曲型の偏微分方程式であることを踏まえ，基礎方程式から特性速度を求め，その特性速度の方向に応じて風上化を行い，自動的に流れと河床変動の伝播方向を考慮した解析を行う優れた手法である．しかし，その計算には，固有ベクトルが必要となるため，複雑な計算が必要となる．さらに，個々の流砂量式に応じた固有値や固有ベクトルの計算式も必要となる．

一方，流れと河床変動の相互作用を無視した数値モデル[5),6)]も存在する．これは，流れと河床変動の相互作用は，フルード数Fr=1周辺に限定されること，また，流れと河床変動の時間スケールは異なるため，流れと河床変動の相互作用を無視しても良いという考え方に基づいている．このようなモデルは，相互作用を考慮したモデルとは異なり，同じモデルフレームで様々な流砂量式を適用できるため，汎用性は高く，離散化も簡単となる．

本研究は以上のような背景を踏まえ，流束差分離法の

ように固有ベクトルが必要なく，固有値のみを使用するより簡易的な近似リーマン解法であるHLL(Harten-Lax-van Leer)法[7]を用い，流れと河床変動の相互作用を考慮した新たな河床変動モデルを構築するとともに，流れと河床変動の相互作用を無視した数値モデルとの予測精度の比較を行った．

2．平面2次元河床変動モデルの概要

本研究では，流れの基礎方程式を2次元浅水流方程式，河床変動の基礎方程式を流砂の連続の式とし，①これらをシステム方程式として取り扱い，流れと河床変動の相互作用を考慮した特性速度を用いたmodel-A，②流れと河床変動を別々に取り扱ってはいるが，流れの計算を行う場合にのみ，相互作用を考慮した特性速度を用いたmodel-B，③流れと河床変動を別々に取り扱ったmodel-Cの3つのモデルを構築した．いずれのモデルについても浅水流方程式の離散化には，HLL法[7]を用いた．

(1) 基礎方程式

a) 流れの基礎方程式

流れの基礎方程式は，式(1)の2次元浅水流方程式である．

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t}+\frac{\partial \boldsymbol{E}}{\partial x}+\frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial y}+\boldsymbol{S}_1+\boldsymbol{S}_2=\boldsymbol{0} \qquad (1)$$

$$\boldsymbol{U}=(h,\ uh,\ vh)^T\ ;\ \boldsymbol{E}=(uh,\ u^2h+1/2gh^2,\ uvh)^T\ ;$$

$$\boldsymbol{F}=(vh,\ uvh,\ v^2h+1/2gh^2)^T\ ;$$

$$\boldsymbol{S}_1=(0, gh\,\partial z_b/\partial x, gh\,\partial z_b/\partial y)^T\ ;\quad \boldsymbol{S}_2=(0, ghS_{fx}, ghS_{fy})^T$$

ここに，$\boldsymbol{U}$=保存量ベクトル，$\boldsymbol{E}$，$\boldsymbol{F}$=x，y方向の流束ベクトル，$\boldsymbol{S}_1$=河床勾配ベクトル，$\boldsymbol{S}_2$=摩擦勾配ベクトル，h = 水深，u，v = x，y方向の流速，g=重力加速度，z_b =河床高，S_{fx}，S_{fy} = x，y方向の摩擦勾配である．摩擦勾配は流速係数ϕを用いて次式で計算される．

$$S_{fx}=1/(gh\cdot\phi^2)\cdot u\sqrt{u^2+v^2};\ S_{fy}=1/(gh\cdot\phi^2)\cdot v\sqrt{u^2+v^2} \qquad (2)$$

流速係数ϕは，式(3)のマニング・ストリックラー型の式を用い，係数α_Tには平坦床の岸・黒木の抵抗則[8]と整合するようにα_T=6.9とした．

$$\phi=\alpha_T\,(h/k_s)^{1/6} \qquad (3)$$

b) 河床変動の基礎方程式

河床変動の基礎方程式は式(4)の流砂の連続の式である．

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+1/(1-\lambda_b)\frac{\partial q_{bx}}{\partial x}+1/(1-\lambda_b)\frac{\partial q_{by}}{\partial y}=\boldsymbol{0} \qquad (4)$$

ここに，λ_b=河床材料の空隙率，q_{bx}，q_{by}=x，y方向の流砂量である．流砂量の算定には，式(5)のGrass[9]が提案した流砂量式を用いた．

$$q_{bx}=A_g u(u^2+v^2),\quad q_{by}=A_g v(u^2+v^2) \qquad (5)$$

ここに，A_g=K_0K_1で表される係数であり，流砂量式に応じて，例えば，M.P.M式[10]および芦田・道上式[11]では，

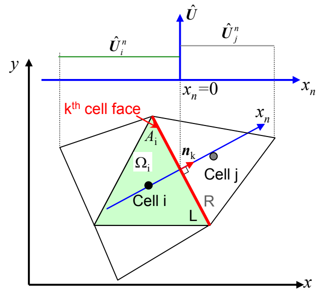

図-1　検査体積

係数K_0は同一で式(6)のように，K_1はそれぞれ式(7)，式(8)のようになる．これまで，流れと河床変動を一体とした場合，特性波は流砂量式に応じて求める必要があったが，式(5)を用いることで，統一的な記述を行うことが可能となる．なお，固有値を求める際にはA_gは一定として取り扱う．

$$K_0=1/(g\cdot s\cdot\phi^3) \qquad (6)$$

・M.P.M式：$K_1=8.0(1-\tau_{*c}/\tau_*)^{3/2}$ (7)

・芦田・道上式：$K_1=17.0(1-\tau_{*c}/\tau_*)(1-u_{*c}/u_*)$ (8)

ここに，τ_*=無次元掃流力，u_*=摩擦速度(=$(ghS_f)^{0.5}$)，S_f=$(S_{fx}^2+S_{fy}^2)^{0.5}$，$\tau_{*c}$=無次元限界掃流力である．

c) 流れと河床変動のシステム方程式

式(1)と式(4)をベクトル表示とすると，式(9)の流れと河床変動のシステム方程式が得られる．

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t}+\frac{\partial \boldsymbol{E}}{\partial x}+\frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial y}+\boldsymbol{S}_1+\boldsymbol{S}_2=\boldsymbol{0} \qquad (9)$$

$$\boldsymbol{U}=(h,uh,vh,z_b)^T\ ;$$

$$\boldsymbol{E}=\left(uh,u^2h+1/2\,gh^2,uvh,q_{bx}/(1-\lambda_b)\right)^T\ ;$$

$$\boldsymbol{F}=\left(vh,uvh,v^2h+1/2\,gh^2,q_{by}/(1-\lambda_b)\right)^T\ ;$$

$$\boldsymbol{S}_1=(0,gh\,\partial z_b/\partial x,gh\,\partial z_b/\partial y,0)^T\ ;\ \boldsymbol{S}_2=(0,ghS_{fx},ghS_{fy},0)^T$$

図-1に示すセル境界線の法線方向x_nについて，河床勾配ベクトルを含め，ヤコビアンを求めると式(10)が得られる．

$$\boldsymbol{J}_n=\frac{\partial(\boldsymbol{E}_n+\boldsymbol{S}_1)}{\partial\boldsymbol{U}}= \begin{pmatrix} 0 & n_x & n_y & 0 \\ (gh-u^2)n_x-uvn_y & 2un_x+vn_y & un_y & g\tilde{h}n_x \\ (gh-v^2)n_y-uvn_x & vn_x & un_x+2vn_y & g\tilde{h}n_y \\ A & B & C & 0 \end{pmatrix} \qquad (10)$$

ここに，$\boldsymbol{E}_n$=$\boldsymbol{E}n_x$+$\boldsymbol{F}n_y$，$\tilde{h}=(h_L+h_R)/2$ である．

式(10)のヤコビアンから，固有値を求めると，流れと河床変動との相互作用を考慮した特性波を求めることが可能となる．式(10)の特性方程式は式(11)となる．

$$(\lambda-u_n)\left[\lambda^3+a_1\lambda^2+a_2\lambda+a_3\right]=0 \qquad (11)$$

$$a_1=-2u_n\ ;\quad a_2=-g\tilde{h}\left(Bn_x+Cn_y\right)-gh+u_n^2\ ;$$

$$a_3=-g\tilde{h}\left\{A-u_t\left(Bn_y-Cn_x\right)\right\}$$

$$A=\frac{\partial q_{bn}}{\partial h}=-3\frac{A_g}{1-\lambda_b}\frac{(u^2+v^2)(un_x+vn_y)}{h}$$

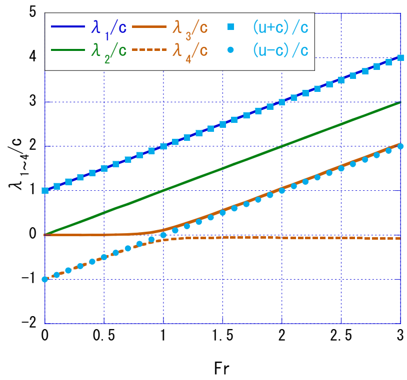

図-2　特性速度とフルード数との関係

$$B=\frac{\partial q_{bn}}{\partial uh}=\frac{A_g}{1-\lambda_b}\frac{\left(3u^2+v^2\right)n_x+\left(2uv\right)n_y}{h}$$

$$C=\frac{\partial q_{bn}}{\partial vh}=\frac{A_g}{1-\lambda_b}\frac{\left(2uv\right)n_x+\left(u^2+3v^2\right)n_y}{h}$$

$$q_{bn}=\frac{A_g\left(u^2+v^2\right)}{1-\lambda_b}\left(un_x+vn_y\right)$$

ここに，u_n=x_n方向の流速(=un_x+vn_y)，u_t=x_nに垂直な方向の流速(=-un_y+vn_x))である．

式(11)をCardanoの解法[12)]を用いて解を求めると，式(12)に示す特性速度$\lambda_{1\text{-}4}$が得られる．ただし，特性速度は実数であるため，Q^3+R^2<0を満たす必要がある．

$$\lambda_1=2\sqrt{-Q}\cos\left(\frac{\theta}{3}\right)-\frac{a_1}{3},\lambda_2=u_n, \tag{12}$$

$$\lambda_3=2\sqrt{-Q}\cos\left(\frac{\theta+2\pi}{3}\right)-\frac{a_1}{3},\lambda_4=2\sqrt{-Q}\cos\left(\frac{\theta+4\pi}{3}\right)-\frac{a_1}{3}$$

$$Q=\frac{\left(3a_2-a_1^2\right)}{9},R=\frac{\left(9a_1a_2-27a_3-2a_1^3\right)}{54},\theta=\cos^{-1}\left(\frac{R}{\sqrt{-Q^3}}\right)$$

図-2は，A_g= 0.0005とした場合に，式(12)より得られる特性速度$\lambda_{1\text{-}4}$（λ_1>λ_2>λ_3>λ_4）とフルード数Frとの関係を示したものである．A_g= 0.0005は，水中比重s=1.65，流速係数ϕ=10，τ_*→∞とした値であり，流れと河床変動との相互作用が大きくなるように値を設定している．実際は，流れと河床変動の相互作用はこの図よりも小さくなる．図中には，流れの方程式から得られる特性速度u_n-c，u_n，u_n+cもあわせて示している．なお，λ_2=u_nは，流れのみの特性速度と流れと河床変動の相互作用を考慮し特性速度のいずれにも含まれる．ここに，c=波速(=$(gh)^{0.5}$)である．これより，(1) 特性速度λ_1は，河床変動の特性速度の影響を受けるために，流れの特性速度u_n+cとの間に若干の差が生じるが，その差は非常に小さいこと．(2) λ_3とλ_4と流れの特性速度u_n-cとを比較すると，Fr<1ではλ_3との差が大きく，Fr>1ではλ_4との差が大きくなる．また，(3) Fr=1近傍では，λ_3とλ_4と流れの特性速度u_n-cとの間には明らかな差が生じている．以上から，(4) 河床変動の特性速度は，Fr<1ではλ_3，Fr>1ではλ_4であり，Fr=1近傍ではλ_3とλ_4のいずれもが河床変動の影響を受けた特性速度であることが確認できる．λ_3が正で，λ_4が負であることを踏まえると，Fr=1を境に河床変動の伝播方向が上流→下流から下流→上流へと変化することがわかり，従来の理論と同様な結果となる．以下では，この特性速度を用いて，式(9)の離散化を行う．

(2) 数値解法

a) 有限体積法

計算領域を分割した微小領域セルiの検査体積Ω_iとし，式(9)を有限体積法に基づき離散化すると式(13)が得られる．なお，時間積分にはEulerの陽解法を用いた．

$$\boldsymbol{U}_i^{t+1}=\boldsymbol{U}_i^t-\frac{\Delta t}{A_i}\sum_{k=1}^{N_e}\left(\boldsymbol{E}_n^*\right)_k dL_k-\frac{\Delta t}{A_i}\int_V\left(\boldsymbol{S}_1\right)dV-\Delta t\boldsymbol{S}_{2i} \tag{13}$$

ここに，$\boldsymbol{U}_i$ = セル i での$\boldsymbol{U}$の平均値，V=微小領域セルの面積，A_i=セル i の面積，t = 時間に対する添字，k = セル i を構成する境界線(セル境界線)に対する添字，N_e=セル境界線の総数，Δt = 時間の刻み幅，L_k = k番目のセル境界線の長さ，$\left(\boldsymbol{E}_n^*\right)_k$ = k番目のセル境界線を流入出する数値流束，$\boldsymbol{S}_{2i}$=セル i での$\boldsymbol{S}_2$の平均値である．

b) HLL法に基づく数値流束

HLL 法に基づく数値流束$\boldsymbol{E}_n^*$[7)] は，式(14)に示す通りである．

①S_L≧0 の場合: $\boldsymbol{E}_n^*=\boldsymbol{E}_{nL}$，②$S_R$≦0 の場合: $\boldsymbol{E}_n^*=\boldsymbol{E}_{nR}$
③S_L<0<S_R の場合:

$$\hat{\boldsymbol{E}}^*=\frac{S_R\cdot\hat{\boldsymbol{E}}_L-S_L\cdot\hat{\boldsymbol{E}}_R+S_RS_L\left(\hat{\boldsymbol{U}}_R-\hat{\boldsymbol{U}}_L\right)}{S_R-S_L} \tag{14}$$

発生項の離散化は式(15)のように行う．

$$-\frac{\Delta t}{A_i}\int_V\left(\boldsymbol{T}^{-1}\cdot\hat{\boldsymbol{S}}_1\right)dV=-\frac{\Delta t}{A_i}\sum_{k=1}^{N}\left(\boldsymbol{T}_k^{-1}\cdot\hat{\boldsymbol{S}}_{1L}^*\right)_k dL_k \tag{15}$$

ここに，$\hat{\boldsymbol{S}}_{1L,R}^*$=それぞれ，L，R 側の発生項ベクトルに対応する数値流束である．発生項ベクトルに対応する数値流束は，式(16)で表される．

① S_L≧0 の場合：$\hat{\boldsymbol{S}}_{1L}^*=\boldsymbol{0}$，$\hat{\boldsymbol{S}}_{1R}^*=\overline{\hat{\boldsymbol{S}}_1}$
② S_R≦0 の場合：$\hat{\boldsymbol{S}}_{1L}^*=\overline{\hat{\boldsymbol{S}}_1}$，$\hat{\boldsymbol{S}}_{1R}^*=\boldsymbol{0}$　(16)
③ S_L<0<S_R の場合：

$$\hat{\boldsymbol{S}}_{1L}^*=-\frac{S_L\left(\overline{\hat{\boldsymbol{S}}_1}-S_R\cdot\overline{\hat{\boldsymbol{G}}}\right)}{S_R-S_L},\quad \hat{\boldsymbol{S}}_{1R}^*=\frac{S_R\left(\overline{\hat{\boldsymbol{S}}_1}-S_L\cdot\overline{\hat{\boldsymbol{G}}}\right)}{S_R-S_L}$$

c) 特性速度

HLL法に基づく数値流束の計算には特性速度の最小値S_Lと最大値S_Rが必要となる．この特性速度S_LとS_Rの選択により，流れと河床の相互作用を考慮するかどうかを決めることができる．

model-Aでは流れと河床の相互作用を考慮した特性速度を用いて，S_LとS_Rを式(17)のように評価した．

$$S_R=\tilde{\lambda}_{1R},\quad S_L=\tilde{\lambda}_{4L} \tag{17}$$

ここに，～は式(18)の Roe の平均を用いて求めた諸量である．

$$\tilde{h}=\frac{h_R+h_L}{2},\quad \tilde{u}_n=\frac{u_{nR}\sqrt{h_R}+u_{nL}\sqrt{h_L}}{\sqrt{h_R}+\sqrt{h_L}},\quad \tilde{u}_t=\frac{u_{tR}\sqrt{h_R}+u_{tL}\sqrt{h_L}}{\sqrt{h_R}+\sqrt{h_L}} \tag{18}$$

なお，流れと河床変動の相互作用を考慮した場合，**図-2**

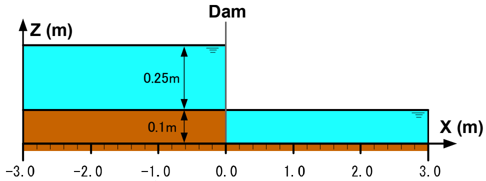

図-3 1次元ダム破壊流れの移動床実験の概要

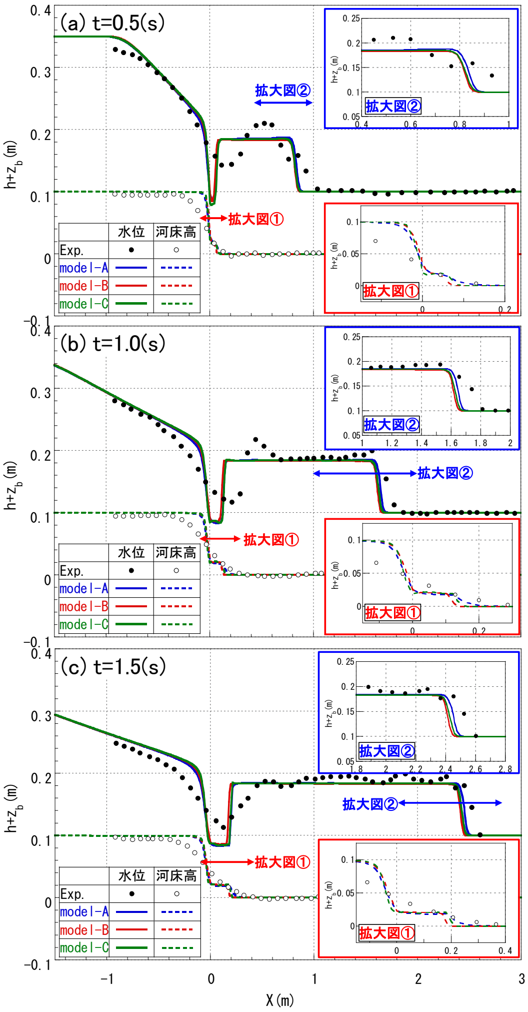

図-4 水面と河床形状との比較

から明らかなように，必ず S_L<0，S_R>0 となるため，数値流束は③の場合を使用することとなる．

model-Bでは流れの数値流束についてのみ，S_LとS_Rを式(17)のように評価し，河床変動については，「**d) 相互作用を無視した場合の河床変動の離散化**」で示す数値流束を用いた．

model-Cでは流れの数値流束についてのみ，S_LとS_Rを式(19)のように評価し，河床変動については，model-Bと同様な数値流束を用いた．

$$S_R = \tilde{\lambda}_R, \quad S_L = \tilde{\lambda}_L \tag{19}$$

ここに，$\tilde{\lambda}_L = \tilde{u}_{nL} - \sqrt{g\tilde{h}_L}$，$\tilde{\lambda}_R = \tilde{u}_{nR} + \sqrt{g\tilde{h}_R}$ である．

d) 相互作用を無視した場合の河床変動の離散化

流れと河床変動の相互作用を無視する場合には，浅水方程式と流砂の連続の式とを別々に離散化する．有限体積法に基づき流砂の連続の式を離散化すると，式(20)が得られる．

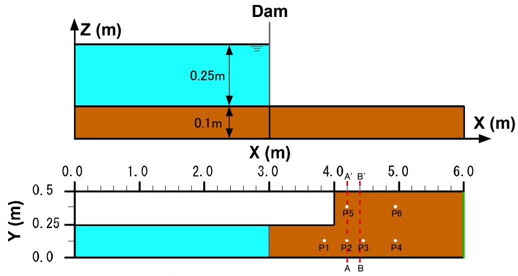

図-5 2次元ダム破壊流れの移動床実験の概要

$$z_{bi}^{t+1} = z_{bi}^{t} - \frac{1}{1-\lambda_b}\frac{\Delta t}{A_i}\sum_{k=1}^{N_e}\left(q_B^*\cdot \boldsymbol{n}\right)_k dL_k \tag{20}$$

流砂の連続の式を離散化には，式(21)の風上型の数値流束を用いた．

$$q_B^*\cdot \boldsymbol{n} = 0.5\left\{\left(q_{BL}+q_{BR}\right) - \left|\frac{q_{BR}-q_{BL}}{z_{bR}-z_{bL}}\right|\left(z_{bR}-z_{bL}\right)\right\} \tag{21}$$

3．モデルの検証

移動床での1次元[13)]および2次元ダム破壊流れ[14)]の実験結果に基づき，modelA~Cの検証と比較を行った．ダム破壊流れは，特性速度の取り扱いが予測精度に及ぼす影響が顕著となる流れであるため，上記の実験結果は，本モデルの特性速度の取り扱いを検証する上で適している．いずれの解析においても，流砂量式にはM.P.M式を用いており，二次流や横断方向の河床勾配による流砂量の補正は行っていない．水深がh_v=0.001mよりも小さい場合にドライベッド状態とした．また，クーラン数は0.1とした．なお，HLL法[7)]を用いた流れの数値モデルのダム破壊流れへの適用性については，参考文献15)を参照されたい．

(1) 1次元ダム破壊流れの移動床実験結果[13)]に基づく検証

a) 実験の概要

実験装置の概要は，**図-3**に示す水路(幅0.25m，長さ6m)であり，水路中央にダムが設けられている．ダムの上下流には，水中比重s=1.68，平均粒径1.82mmの砂が空隙率λ_b=0.47で敷き詰められており，ゲート上流の河床は下流よりも0.1m高く設定されている．ダム上流の貯水槽には0.25m，下流には0.1mの水が溜められており，瞬間的にダムを取り除くことでダム破壊流れを発生させている．下流端は閉境界となっている．

b) 解析条件

解析対象領域を13,200個のメッシュで分割した．初期条件には貯水部の水深には0.25m，氾濫部の水深には0.1mを与えた．全ての境界に閉境界条件を与えた．

c) 結果と考察

図-4は，model-A~Cの水面と河床形状の経時変化について，解析結果と実験値との比較を行ったものである．なお，図中にはダム周辺の解析結果の拡大図を併せて示

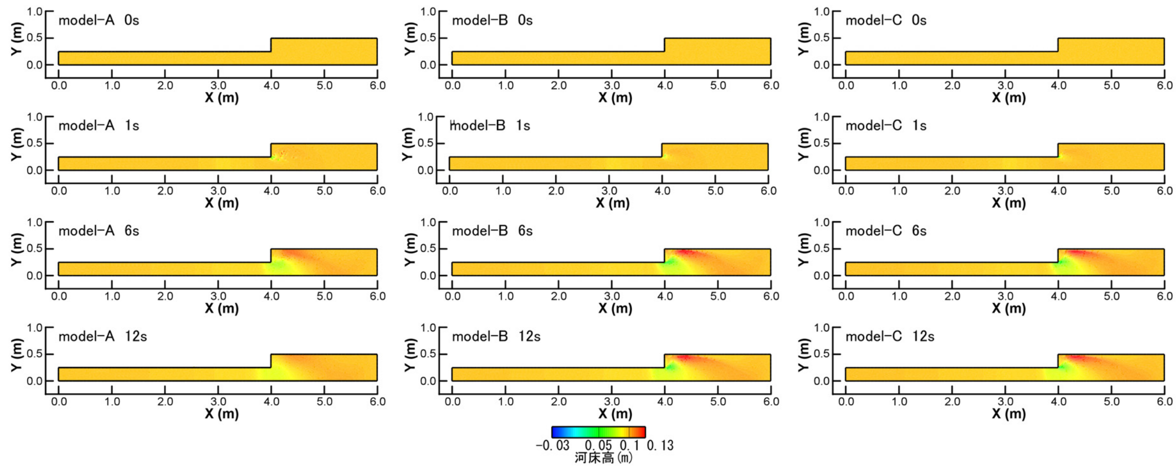

図-6 各モデルの河床コンターの経時変化

している．また，いずれの計算についても安定していた．

これらより，いずれのモデルについても，①ダム近傍で跳水と段波が生じており，短い区間で流れの状態が，常流，射流，常流と変化すること，この流れにより，②ダム上流の土砂が下流へと流送され，③跳水発生位置で流送された土砂が堆積するなどの実験結果を再現していること，などが確認できる．また，解析結果と実験値とを比較すると，いずれの時間についても，解析結果は，実験値の傾向を再現しているが，河床が不連続に変化するなど，実験値とは異なる区間も存在する．これは，本モデルでは，土砂崩落モデルを導入していないためであり，今後，導入していく必要がある．

各モデルの流れおよび河床のフロント位置を比較すると，大きな差は認められないが，予測精度は，①流れと河床変動の相互作用を考慮したmodel-A，②流れと河床変動の相互作用を無視したmodel-C，③流れの計算にのみ相互作用を考慮した model-Bの順で高い．model-Aの予測精度が高いのは相互作用を考慮したためである．一方，model-Cの予測精度が低いのは，相互作用を流れのみに考慮したため，流れと河床変動解析との間の整合性がないためと考えられる．

(2) 2次元ダム破壊流れの移動床実験結果[14]に基づく検証

a) 実験の概要

実験は，図-5に示す水路で行われており，x=3.0mの位置にダムが設けられている．ダムの上下流には，水中比重s=1.68，平均粒径1.82mmの砂が空隙率λ_b=0.47で敷き詰められている．ダム上流の貯水槽には0.25mの水が溜められており，瞬間的にダムを取り除くことでダム破壊流れを発生させている．下流端は段落ちとなっている．

b) 解析条件

解析対象領域を20,973個のメッシュで分割した．初期条件には貯水部の水深には0.25m，氾濫部のドライ状態のセルには水深h_vを与えた．境界条件としては，下流端に限界水深を，その他の境界には閉境界条件を与えた．

c) 結果と考察

図-6は，各モデルより得られた河床形状の経時変化をコンター図で示したものである．これらから，ダム破壊流れにより，河床形状は①水路急拡部で流れが加速するため，初期河床0.1mよりも河床が低く洗掘される様子，②急拡部下流の左岸側で土砂が堆積する様子などが確認できる．また，いずれのモデルも同様な傾向にあることも確認できる．

図-7は，図-5中のP1，P3，P6での水位の解析結果と実験値の比較を，図-8は，図-5中のA-A'，B-B'断面について，ダム破壊12秒後の河床形状の解析結果と実験値との比較を行ったものである．これより，いずれのモデルについても水位の経時変化を十分な精度で再現していることが確認できる．一方で， 河床形状については，model-B，Cは実験値を概ね再現しているが，model-Aについては再現できておらず，河床の最大値と最小値の平均的な位置を通り，実験結果よりも拡散した形状であることが確認できる．これは，HLL法の数値流束は，主流方向の最大と最少の特性波のみを考慮しており，横断方向に流れや河床の伝播があった場合，中間波$\lambda_{2,3}$をまたぐ物理量の変化を考慮せず一定と取り扱うため，中間波の方向に洪水や河床変動が伝播する2次元の解析の場合では数値拡散が大きくなる特徴を持っているためである．特に，流れに比べ河床変動計算ではその特徴が顕著に表れたと考えられる．今後は，中間波を考慮したHLLC法等を導入する必要がある．

4．おわりに

本研究では，流束差分離法に比べてより簡単な近似リーマン解法であるHLL法を用いた新たな河床変動モデルを構築するとともに，流れと河床変動の相互作用を無視したモデルとの予測精度の比較を行った．その結果，1次元ダム破壊流れの実験結果については，(1) model-A～Cは同様な予測精度を有していること，(2) model-Aが流れと河床変動の相互作用を考慮している分若干予測精度が高いこと，2次元ダム破壊流れの実験結果について

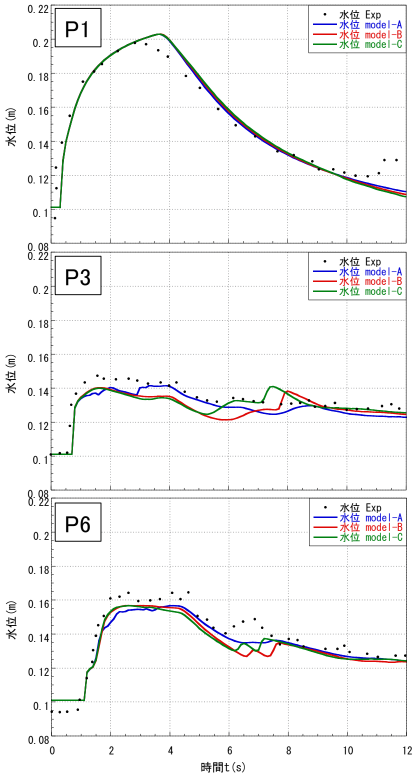

図-7 水位の解析結果と実験値の比較

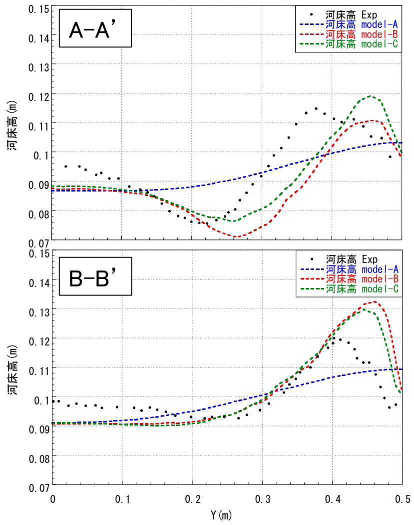

図-8　ダム破壊12秒後の河床形状の解析結果と実験値との比較

は，(3) 流れについては，model-A～Cもいずれも同程度の精度であるが，河床形状については，相互作用を考慮したmodel-Aの精度が劣る結果となった．これは，HLL法が中間波を考慮していないためであり，今後はHLLC法を導入するなどの必要性が確認された．このように，本結果から，河床変動の相互作用を無視したモデルでも予測精度が十分であることが確認されたが，HLL法では，その予測精度が十分ではないことから，今後は，HLLC法を導入したモデルとの比較により，河床変動の相互作用を考慮したモデルと無視したモデルの予測精度の比較を行いたいと考えている．

謝辞：本研究は，科学研究費補助金若手研究B(課題番号：25820225，研究代表者：重枝未玲)の助成を受け実施したものである．本研究を遂行するに当り，本学学部4年生の平松裕樹君，田尻富岳君には，データ整理等で協力を得た．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

1) 国土交通省：河川砂防技術基準維持管理編，http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/ijikanri/kasen/pdf/gijutsukijun.pdf，2011.
2) 大川秀典，清水康行，藤田睦博，橋本識秀：FDS法を用いた開水路の河床変動計算，水工学論文集，第42巻，pp.685-690，1998.
3) 西本直史，森明巨，板倉忠興，田原達人：FDS法による1次元河床変動解析，土木学会論文集No.677/II-55，pp.103-113，2001.
4) Roe, P. L.: Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes, *Journal of Computational Physics*, Vol.43, pp.357-372, 1981.
5) 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，土木学会論文集，No.434/II-16，pp.37-45，1991.
6) 重枝未玲，秋山壽一郎，坂本　洋：混合砂礫河床変動モデルの構築と粗粒化・細粒化を伴う河床変動への適用，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.68，No.4，I_1189-I_1194，2012.
7) Hatern, A., Lax, P.D. and van Leer, B.: On upstream differencing and Godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws, *SIAM Review*, Vol.25, No.1, pp.35-61, 1983.
8) 岸力，黒木幹男：移動床における河床形状と流体抵抗(I)，北海道大学工学部研究報告，No. 67，pp. 1-23，1973.
9) Grass, A.J.: Sediment transport by waves and currents. SERC, London, report fl-29edition, 1981.
10) Meyer-Peter, E. and Muller, R.: Formulas for bed-load transport, Proc. 2nd IAHR Meeting, pp.39-64, 1948.
11) 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，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69，1972.
12) Willam H. Press et al. : NUMERICAL RECIPES in C [日本語版]，技術評論社，1996.
13) Spinewine, B., Zech, Y.: Small –scale laboratory dam-break waves on movable beds, *Journal of hydraulic Research*, Vol.45, pp.267-276, 2007.
14) Palumbo, A., Soares-Frazão, S. Goutiere, L. Pianese, D. Zech, Y.:Dam-break flow on mobile bed in a channel with a sudden enlargement, *Proceedings River Flow 2008 International Conference on Fluvial hydraulics*, Cesme, Vol.1, pp.645-654, 2008.
15) 重枝未玲，秋山壽一郎，坂本 洋，野村心平：HLLとHLLC法を用いた平面２次元自由表面流モデルの構築と複雑な地形起伏を有する場での流れへの適用，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.69，No.4，I_637-I_642 ，2013.

(2013. 9. 30受付)