水工学論文集,第51巻,2007年2月

ドライ・ウェット状態となる地形起伏がある場での氾濫流の数値シミュレーション

NUMERICAL SIMULATIONS OF INUNDATION FLOWS OVER DRYING AND WETING TOPOGRAPHY

重枝 未玲[1]・秋山 壽一郎[2]・重岡 広美[3]
Mirei SHIGE-EDA, Juichiro AKIYAMA and Hiromi SHIGEOKA

[1]正会員 博士(工) 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
[2]フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（同上）
[3]学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻（同上）

A numerical model for 2D inundation flows over a drying and wetting topography is developed. The model is based on Spatial Averaged Finite volume method on Unstructured grid using FDS technique for 2D Free-surface flows (SA-FUF-2DF model). A new procedure for a dry/wet boundary over a topography is incorporated into the model. The procedure modify the bed elevation of dry cell to satisfy zero flux across the cell edge between dry and wet cell when the non-physical flow is occurred. The model is verified against two experimental data of steady and unsteady flow over wetting /drying topography. It shows that the model can reproduce the complex behavior of the flows with reasonable accuracy as well as preserve the stable calculation and zero mass error.

Key Words : *Flood flows, dry/wet condition, complicated topography, SA-FUF- 2DF model*

1. はじめに

近年，豪雨による洪水氾濫が頻発し，甚大な被害が生じている．ここ数年間で，東海(2000年9月)，九州(2003年7月)，新潟・福島(2004年7月)，宮崎(2005年9月)などの数多くの豪雨災害が発生した．近年の豪雨は想定の範囲を超えており，観測史上最大規模の豪雨やそれに近い規模の豪雨が発生することも稀ではなくなっている．このような背景から，洪水氾濫対策は「氾濫を防止する対策」から「氾濫をある程度許容し氾濫による被害の最小化を基本とする減災」へ転換する方向にある[1)]．

減災を目的とした洪水氾濫対策には，避難体制などの危機管理対策や水害防備林等による氾濫流制御に基づく家屋等への被害軽減対策などが挙げられる．これらを講じるためには，氾濫流の挙動を高い精度で予測することが不可欠である．一般に，氾濫流の挙動は，氾濫シミュレーションにより予測されることから，効果的な洪水氾濫対策には予測精度の高い氾濫シミュレーションモデルが必要となる．

氾濫流の挙動は，氾濫原に存在する丘陵や窪地などの地形起伏，下水道網，家屋等の構造物および樹林帯などの様々な要素の影響を強く受ける．そのため,構造物[2),3),4)]や下水道[5)]などの要素を取り扱うことを可能とした様々な氾濫シミュレーションモデルが構築されている．しかしながら，水位との関係でドライもしくはウェット状態となる地形起伏については氾濫流の挙動に大きな影響を及ぼすにも関わらず，氾濫流の移動限界水深を与え，その水深より小さな場合には流速を0とする手法が用いられている．この手法は，地盤高勾配が小さな場合には適切な解を与えるものの，地盤高勾配が大きな場合には，張ら[6)]が指摘しているように，質量保存に問題が生じる．このため，その適切な取り扱いが求められる．

著者ら[7)]は，基礎方程式に含まれる地盤高勾配項(水路床勾配)の離散化手法およびドライ・ウェット状態の判別法を組み込み，ドライ・ウェット状態となる地形起伏を取り扱えるモデルを構築し，水没/非水没状態となる地形起伏がある場での氾濫流の挙動を十分な精度で再現できることを示した．しかしながら，地盤高勾配は適切に取り扱えるものの，地盤高勾配が大きい場合にはドライ・ウェット状態の判別法が十分でないために，計算格子および時間の刻み幅によっては，水際付近で計算が不安定となり安定した計算を継続することが困難となる場合があった．

ドライ・ウェット状態の判別法については，Bradford and Sanders[8]，Liu et al.[9]，Zhao et al.[10]およびFraccarollo and Toro[11]のものがある．いずれも水平地盤を対象にしたものもしくは水位と地盤高との関係において隣接セルへの水の流入出の有無を判断する簡易的な方法であった．

本研究は，以上のような背景を踏まえ，著者ら[12]が開発したSA-FUF-2DFモデル(A Spatial Averaged Finite volume method on Unstructured grid using FDS technique for 2D Flood flows)に，より合理的な地盤高勾配を考慮したドライ・ウェット条件を組み込んだ新たなモデルを構築し，水没/非水没状態となる地形起伏上の定常流に関する実験データと流れの状態によりドライ・ウェット状態となる地形起伏上での非定常流の実験結果に基づき，同モデルの妥当性を検討したものである．

２．数値モデルの概要

(1) SA-FUF-2DFモデル

SA-FUF-2DFモデルの基礎方程式および数値解析手法は以下の通りである．

a) 基礎方程式

基礎方程式は2次元浅水流方程式である．$\boldsymbol{U}$を保存量ベクトル，$\boldsymbol{E}$と$\boldsymbol{F}$をそれぞれx，y方向の流束ベクトルおよび$\boldsymbol{S}$を発生項・消滅項ベクトルとすると，連続の式とx，y方向の運動量保存の式はそれぞれ式(1)で表される．

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t}+\frac{\partial \boldsymbol{E}}{\partial x}+\frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial y}+\boldsymbol{S}=\boldsymbol{0} \tag{1}$$

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

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

$$\boldsymbol{S}=\left(0,-gh\left(S_{ox}-S_{fx}\right)+F_x,-gh\left(S_{oy}-S_{fy}\right)+F_y\right)^T$$

ここに，h= 水深，u，v＝x，y方向の流速，g＝重力加速度，S_{ox}，S_{oy}＝x，y方向の地盤高勾配，S_{fx}，S_{fy}＝x，y方向の摩擦勾配，F_x，F_y= 計算メッシュ内に物体群が含まれる場合に，個々の物体に働く流体力をすることで付加されるx，y方向の流体力項である．摩擦勾配は，Manningの公式を用いて，流体力項は抵抗係数C_dを用いた式[12]で計算される．

式(1)を任意の検査体積Ω(本研究の場合は，検査面積となる)で積分し，ガウスの発散定理を用いると，式(2)に示す積分形の浅水流方程式が得られる．

$$\frac{\partial}{\partial t}\int_{\Omega}\boldsymbol{U}d\Omega+\oint_{\partial\Omega}\left(\boldsymbol{f}\bullet\boldsymbol{n}\right)dL+\int_{\Omega}\boldsymbol{S}d\Omega=\boldsymbol{0} \tag{2}$$

ここに，$\partial\Omega$＝検査体積の境界線，L=$\partial\Omega$の長さである．$\boldsymbol{f}\cdot\boldsymbol{n}$ =境界線$\partial\Omega$の法線方向を通過する流束ベクトルであり，式(3)で表される．

$$\boldsymbol{f}\bullet\boldsymbol{n}=\boldsymbol{E}n_x+\boldsymbol{F}n_y \tag{3}$$

ここに，$\boldsymbol{n}$=(n_x，n_y)=検査体積の境界線$\partial\Omega$の外向き単位法線ベクトルである．

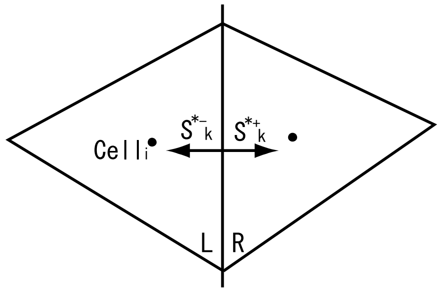

図-1　地盤高勾配の風上化

b) 数値解析手法

計算領域を分割した微小領域をセル i とし，このセルを検査体積Ω_iとすると，式(2)のΩがΩ_iとなる．この式を有限体積に基づき離散化すると式(4)が得られる．なお，時間積分にはEulerの陽解法を用いている．

$$\boldsymbol{U}_i^{t+1}=\boldsymbol{U}_i^{t}-\Delta t\left[\frac{1}{V_i}\sum_{k=1}^{N_e}\left(L_k\left(\boldsymbol{f}_k^{\ *}\cdot\boldsymbol{n}_k\right)\right)+\boldsymbol{S}_i\right] \tag{4}$$

ここに，$\boldsymbol{U}_i$ = セル i での$\boldsymbol{U}$の平均値，V_i=セル i の面積，t = 時間に対する添字，k = セル i を構成するセル境界線に対する添字，N_e=セルを構成するセル境界線の総数，Δt = 時間の刻み幅，L_k = k番目のセル境界線の長さ，$f^*_k\cdot n_k$ = k番目のセル境界線を流入出する数値流束，$\boldsymbol{S}_i$ = セル i での$\boldsymbol{S}$の平均値である．数値流束 $\boldsymbol{f}^*_k\cdot\boldsymbol{n}_k$ は，流束差分離法(FDS)[13]を用いて計算を行う．発生項・消滅項ベクトルについては，摩擦勾配のように空間微分を含まない場合には，計算セルの重心で定義される保存量$\boldsymbol{U}$に基づき計算を行う．一方，地盤高勾配のように空間微分を含む場合の離散化については**(2) 地盤高勾配の離散化**で述べる．なお，計算セルには三角形(N_e=3)の非構造格子を用いている．また，時間の刻み幅はクーラン型の安定条件を用い計算している．

(2) 地盤高勾配の離散化

地盤高勾配の離散化については，Glaister[14]やBurmudez and Vazquez[15]と同様に，流束ベクトルと同じ方法で風上化を行う．この方法では，地盤高勾配についても流束ベクトルと同様に風上化を行うことで，数値流束に数値粘性を付加される．地盤高勾配を中心差分で離散化した場合，静水状態で不規則な河床形状を有する貯水槽を波が伝播する際に，波が到達していない箇所で水面変動が生じるなどの非物理的な現象が発生する[7]．このような非物理的な現象は，流束ベクトルの風上化に伴う数値粘性により引き起こされる．この現象は，地盤高勾配を風上化により地盤高勾配に対応する数値流束の数値粘性と流束ベクトルの数値粘性とがバランスされることで回避することが可能となる．

地盤高勾配に対応する数値流束を$\boldsymbol{S}^*_k$とすると，風上化を行うことで$\boldsymbol{S}^*_k$は図-1に示すように$\boldsymbol{S}^*_k$=$\boldsymbol{S}^{*-}_k$+ $\boldsymbol{S}^{*+}_k$に

分けられる．式 (4)はセル i を対象とした式なので，$\boldsymbol{S}^{*-}_k$の項のみがセル i に寄与する．従って，式(4)の$\boldsymbol{S}_i$は式(5)で表される．

$$\boldsymbol{S}_i = \boldsymbol{S}_{si} + \frac{1}{V_i}\sum_{k=1}^{N_e}\boldsymbol{S}_k^{*-} \tag{5}$$

ここに，$\boldsymbol{S}_{si}$=空間微分を含まない発生・消滅項ベクトル，空間微分を含む発生・消滅項ベクトルである．$\boldsymbol{S}_{si}$と$\boldsymbol{S}^{*\pm}_k$は，それぞれ次式のように表される．

$$\boldsymbol{S}_{si} = \left(0, \quad ghS_{fx} \quad ghS_{fy}\right)_i^T \ ; \ \boldsymbol{S}_k^{*\pm} = \frac{1}{2}\left(\tilde{\boldsymbol{S}}_k \pm \sum_{j=1}^{3}\left(\frac{\left|\tilde{\lambda}^j\right|}{\tilde{\lambda}^j}\tilde{\beta}^j\tilde{\boldsymbol{e}}^j\right)\right)_k \tag{6}$$

ここに，$\tilde{\lambda}^j$ = 流速ベクトルの固有値であり，この符号により地盤高勾配の風上化が行われる．$\tilde{S}_k$，$\tilde{\beta}^j$および$\tilde{\boldsymbol{e}}^j$は，それぞれ次式のように表される．

$$\tilde{\boldsymbol{S}}_k = \left(0, \quad g\tilde{h}\left(L_k\Delta z_b n_x\right), \quad g\tilde{h}\left(L_k\Delta z_b n_y\right)\right)^T$$
$$\tilde{\lambda}^1 = \tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y + \tilde{c} \ ; \ \tilde{\lambda}^2 = \tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y \ ; \ \tilde{\lambda}^3 = \tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y - \tilde{c}$$
$$\tilde{\boldsymbol{e}}^1 = \left(1, \quad \tilde{u} + \tilde{c}n_x, \quad \tilde{v} + \tilde{c}n_y\right)^T ; \ \tilde{\boldsymbol{e}}^2 = \left(0, \quad -\tilde{c}n_y, \quad \tilde{c}n_x\right)^T$$
$$\tilde{\boldsymbol{e}}^3 = \left(1, \quad \tilde{u} - \tilde{c}n_x, \quad \tilde{v} - \tilde{c}n_y\right)^T$$
$$\left(\tilde{\beta}^1, \quad \tilde{\beta}^2, \quad \tilde{\beta}^3\right) = \frac{g\tilde{h}\left(L_k\Delta z_b\right)}{2\tilde{c}}\left(1, \quad 0, \quad -1\right)^T \tag{7}$$

ここに，z_b = 地盤高，$\Delta = \Delta(\bullet) = (\bullet)_R - (\bullet)_L$で定義されるオペレーター，$\tilde{u}$，$\tilde{v}$，$\tilde{c}$および$\tilde{h}$はそれぞれ次式で表される．

$$\tilde{u} = \left(\sqrt{h_L}u_L + \sqrt{h_R}u_R\right)\Big/\left(\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}\right) ;$$
$$\tilde{v} = \left(\sqrt{h_L}v_L + \sqrt{h_R}v_R\right)\Big/\left(\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}\right) ;$$
$$\tilde{c} = \sqrt{g\left(h_L + h_R\right)/2} \ ; \ \tilde{h} = \left(h_L + h_R\right)/2 \tag{8}$$

ここに，L，R=セル境界線の左もしくは右側を表す添字で，セル i 側をLとしている．

(3) 水没/非水没状態の取り扱い

前報[7]と同様に，水深hがドライベッド状態を表す水深の閾値h_v以下であるセルをドライセルと定義し，隣接セルの全てがドライセルである場合に完全ドライセル，隣接するセルのいずれかが水深$h>h_v$となる場合に部分ドライセルとする．完全ドライセルについては，$u=v=0$(m/s)に設定する．一方，部分ドライセルについては，これまでのように隣接するセルの水位と地盤高との高低差に基づき処理する[7]のではなく，以下のように河床高z_bに補正を行うことで処理する．

式(1)の連続の式を，式(4)の形で表し，これに式(5)を代入し若干の変形を行うと式(9)のようになる．なお，ここでは摩擦勾配は無視する．

$$\frac{h_i^{t+1} - h_i^t}{\Delta t} = -\left[\frac{1}{V_i}\sum_{k=1}^{N_e}\left(L_k\left(\boldsymbol{f}_k^* \cdot \boldsymbol{n}_k\right)\right) + \frac{1}{V_i}\sum_{k=1}^{N_e}\boldsymbol{S}_k^{*-}\right] \tag{9}$$

この式を流れの状態が常流の場合と射流の場合とに分けて考える．ここでは，R側のセルがドライ状態にあるとする．

a) 常流の場合

常流の場合，$\tilde{\lambda}^1>0$，$\tilde{\lambda}^3<0$であるため，$|\tilde{\lambda}^1|$，$|\tilde{\lambda}^3|$はそれぞれ，$|\tilde{\lambda}^1| = \tilde{\lambda}^1$，$|\tilde{\lambda}^3| = -\tilde{\lambda}^3$となる．この時，地盤高勾配に対応する数値流束は式(10)のようになる．

$$\boldsymbol{S}_k^{*\pm} = -\frac{1}{2}\cdot\tilde{c}\cdot L_k\cdot\left(z_R - z_L\right) \tag{10}$$

従って，式(9)における各セル境界線を流入出するフラックスの寄与分は，式(11)のようになる．

$$\frac{V_i}{L_k}\left(\frac{h_i^{t+1} - h_i^t}{\Delta t}\right)_{LR} = -\left(\boldsymbol{f}_k^* \cdot \boldsymbol{n}_k\right) + \frac{1}{2}\cdot\tilde{c}\cdot\left(z_R - z_L\right) \tag{11}$$

この時，R側のセルの地盤高により，時間で(1) 水深が変化しない場合([右辺]=0)，(2) 水深が上昇する場合([右辺] >0)，(3) 水深が低下する場合([右辺] < 0) の3つのケースに分けることができる．この時，地盤高と流速ベクトルの数値流束との関係は，式(12)のようになる．

$$\begin{aligned} &(1)\text{の場合}：z_R - z_L = 2\cdot\boldsymbol{f}_k^*\cdot\boldsymbol{n}_k/\tilde{c} \\ &(2)\text{の場合}：z_R - z_L > 2\cdot\boldsymbol{f}_k^*\cdot\boldsymbol{n}_k/\tilde{c} \\ &(3)\text{の場合}：z_R - z_L < 2\cdot\boldsymbol{f}_k^*\cdot\boldsymbol{n}_k/\tilde{c} \end{aligned} \tag{12}$$

(1)の場合，セル境界線からのフラックスの流入出はないので特別な処理を行う必要はない．

(2)の場合，ドライ状態にあるR側のセルからウェット状態にあるL側のセルへの流入があることになり，非物理的な現象が生じる．これを回避するために，ドライ状態にあるR側のセルを式(13)のように一時的に補正する．

$$z_R = z_L + 2\cdot\boldsymbol{f}_k^*\cdot\boldsymbol{n}_k/\tilde{c} \tag{13}$$

この補正の物理的な意味は，ドライ状態のセルの地盤高をそのまま計算に使用するのではなく，水際に応じた地盤高を式(13)で求めていることになる．

(3)の場合，ウェット状態にあるL側セルから，ドライ状態にあるR側のセルへ流入があることとなり，物理的には正しい現象であるので，地盤高には補正を加えることはしない．

b) 射流の場合

射流の場合，$\tilde{\lambda}^1>0$，$\tilde{\lambda}^3>0$であるため，$|\tilde{\lambda}^1|$，$|\tilde{\lambda}^3|$はそれぞれ，$|\tilde{\lambda}^1| = \tilde{\lambda}^1$，$|\tilde{\lambda}^3| = \tilde{\lambda}^3$となる．この時，地盤高勾配に対応する数値流速は0となり連続の式に影響を及ぼすことはない．従って，地盤高を補正する必要はない．

このように，常流の(1)，(3)および射流の場合については地盤高を補正する必要はない．しかし，常流の(3)および射流の場合には，時間の刻み幅によっては負の水深が生じる場合がある．特に，地盤高勾配が大きな場合にその傾向がある．流れの状態と地盤高勾配の大きさに応じた時間の刻み幅は存在するが，これを満たすような時間の刻み幅は非常に小さなものとなり，計算時間を大幅に増大させるため効率的な方法ではない．そこで，ここでは負の水深が発生したセルには，質量保存を満たすよ

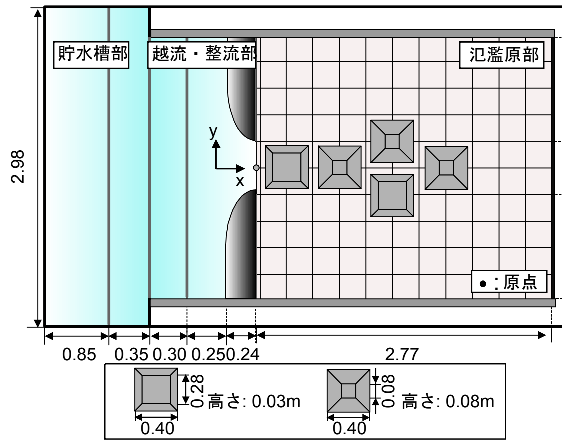

図-2　実験装置および物体群の配列状況

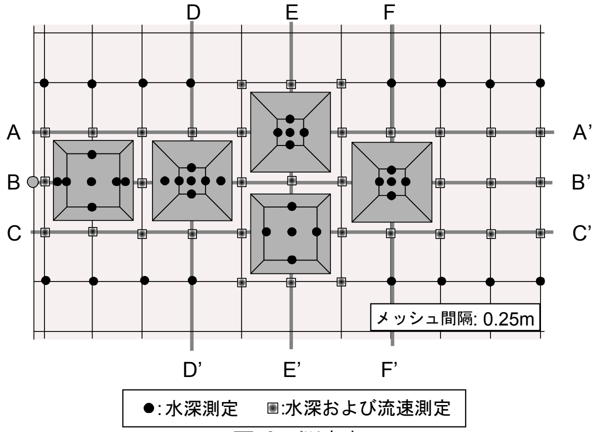

図-3　測定点

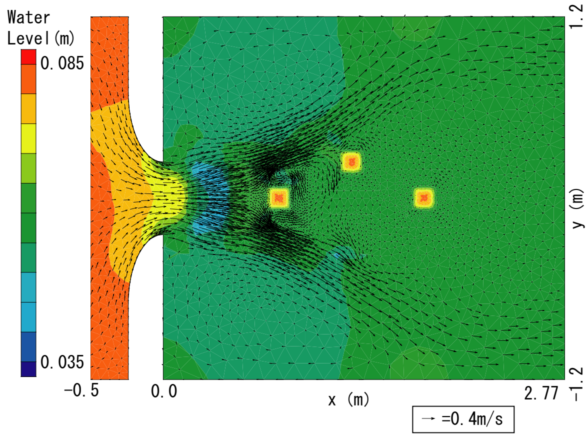

図-4　水深コンターと流速ベクトル図

うに次のような水深補正を行った．まず，負の水深が発生したセルについて負の体積を$h_L V_L$より求め，次に，その体積分の水を周辺のセルから次式より取り除きh_Rを$h_R + h_L V_L / V_R$により修正する．最後に，h_Lをh_L=0に修正する．この方法により，負の水深が発生した場合についても質量保存を満足することが可能となる．

3．モデルの検証

ドライ・ウェット状態が混在する地形起伏がある場での定常流[7]とChacon et al.[16]がモデルの検証に用いたLaboratoire de Recherches Hydrauliques of the Universite Libre de Bruxellesの非定常流の実験結果に基づき，本モデルの検証を行った．なお，いずれの解析においてもドライベッドの閾値はh_v=0.0001mとした．これは，旧モデルでの解析が安定して行えるような値とした．なお，先述したように，クーラン数が大きく閾値h_vの値が小さい場合に数値的な不安定を引き起こす場合が多いことがわかっている．

(1) 定常流の実験結果[7]に基づく検証

a) 実験の概要

実験装置は，**図-2**に示すような貯水槽部，越流・整流部および氾濫原部で構成される洪水氾濫水槽である．氾濫原部には，地形起伏をモデル化した高さの異なる2種類の物体が設置されており，その配置と諸元は**図-2**に示す通りである．また，氾濫原部の下流端には刃型堰が設置されている．

貯水槽部に一定流量Q=0.0155(m^3/s)を供給し，氾濫原部下流端の刃型堰の高さを0.04mとすることで地形起伏の水没/非水没状態を再現している．測定項目は，水深とxおよびy方向の水深平均流速uおよびvであり，測定点は**図-3**に示す通りである．実験の詳細については参考文献[7]を参照されたい．

b) 解析条件

解析対象領域を3,986個のメッシュで分割した．計算に用いたManningの粗度係数は，底面がアクリル板であることを踏まえn=0.01とした．境界条件には，上流端には一定の単位幅流量(q=6.5×10^{-3}(m^2/s))を，下流端には実験より求めた一定水深(h=0.056m)を，壁面には閉境界条件をそれぞれ与えた．初期条件には，計算領域に一定水深(h=0.1m)と流速u=v=0を与えた．

c) 結果と考察

図-4は，本モデルより得られた水面形状と流速ベクトルの比較を行ったものである．これより，最も上流側にある非水没状態の地形起伏により，流れが2分される様子が確認できる．また，流出部の両端と側壁の間に大きな渦が発生している様子も確認できる．参考文献[7]で用いたモデル(以下，旧モデルとする)の解析結果(参考文献[7]**図-6**)と比較すると，大きな違いは認められない．

図-5と**図-6**，**図-7**は，それぞれ**図-3**のA-A'ーC-C'断面の水面形状とx，y方向の流速の解析結果と実験値との比較を行ったものである．図中には旧モデルの解析結果も併せて示している．これらの図より，いずれの断面についても解析結果は実験値を再現していることが確認できる．また，いずれのモデルも全体的な流況を再現してい

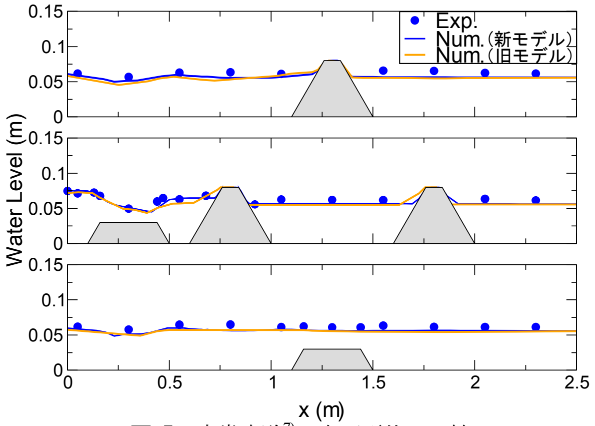

図-5 定常実験[7]の水面形状の比較

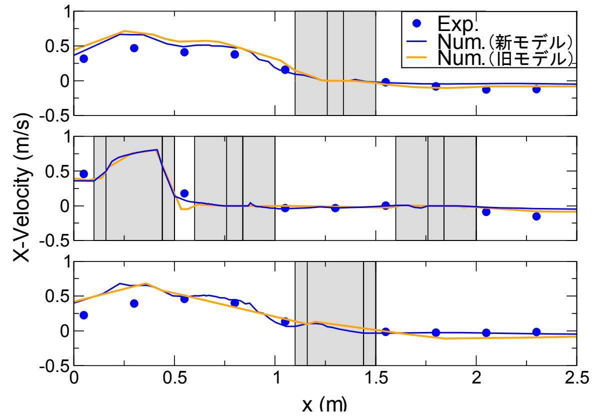

図-6 定常実験[7]のx方向の流速の比較

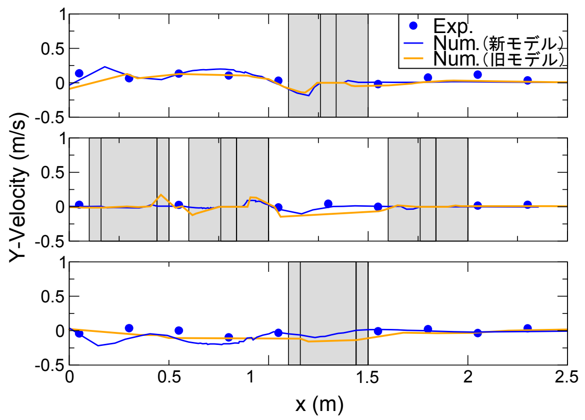

図-7 定常実験[7]のy方向の流速の比較

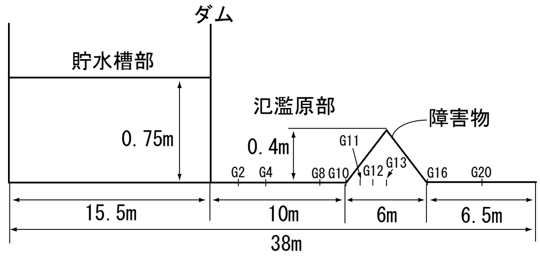

図-8 非定常実験[16]の実験装置と測定点の概要

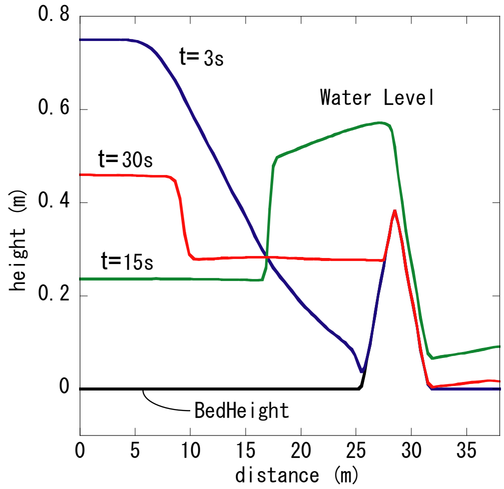

図-9 水面形状の経時変化(解析結果)

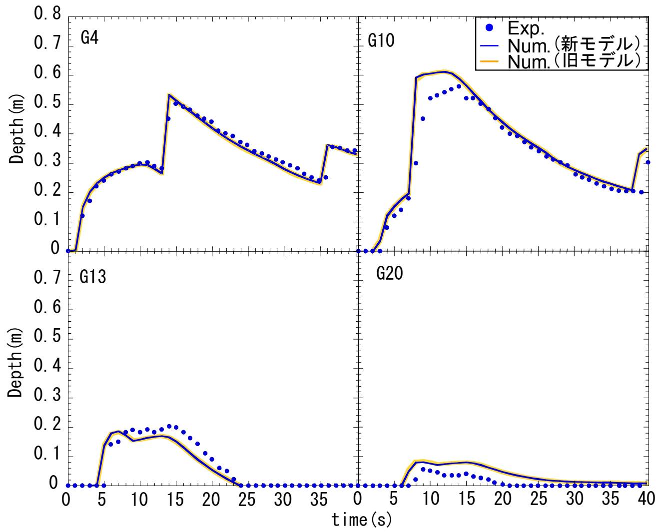

図-10 水深の経時変化の比較

るものの，本モデルの予測精度が高いことも確認できる．

質量エラーについては，本モデルは0%であったのに対して，旧モデルでは3%程度の誤差があった．これは，旧モデルでは水深がドライベッド状態の閾値より小さくなったセルに対して，水深$h=h_v$とする操作を行っていたためである．

解析時間については，本モデルではクーラン数を0.95としても安定して計算を行えたのに対して，旧モデルでは0.1としなければ計算を行うことができなかった．つまり，旧モデルに比べ，本モデルは計算速度が9.5倍向上したこととなる．これは，新たな水没・非水没状態の取り扱いにより，旧モデルでは生じていた水際付近の非物理的流れを的確に回避できたためである．

(2) 非定常流の実験結果[16]に基づく検証

a) 実験の概要

実験装置は，**図-8**に示すようなダムより上流の貯水槽部と下流の氾濫原部で構成されている．氾濫部には地形起伏をモデル化した三角形の障害物(長さ6m，高さ0.4m)が設けられている．貯水槽部に0.75mの水を貯留した後，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．下流端は自由流出となっている．また，水路の粗度係数は定常実験よりn=0.0125と算定されている．**図-8**に示すG2−G20の測定点で水深が測定されている．

b) 解析条件

解析対象領域を4,056個のメッシュで分割した．計算に用いたManningの粗度係数は，実験より求められたn=0.0125とした．初期条件として貯水部の水深を0.75m，氾濫原にはドライベッド状態の閾値であるh_vを与え，境界条件として下流端に自由流出条件を，その他の境界には閉境界条件を与えた．

c) 結果と考察

図-9は，本モデルより得られた水面形状の経時変化を示したものである．これより，ダムを取り除くことにより発生したダム破壊流れが，三角形の障害物に到達し(t=3s)，ドライ状態にあった障害物をウェット状態としながら乗り越え(t=15s)，時間の経過とともに，三角形の障害物が再びドライ状態になる様子(t=30s)が確認できる．

図-10は，測定点G4，10，13，20の解析結果と実験値との比較を行ったものである．図中には，旧モデルの解析結果も併せて示している．この図より，G20で若干のずれが認められるものの，解析結果は実験値を再現していることが確認できる．また，G13に着目すると，若干のずれは認められるものの，G13の位置がドライからウェットへさらにドライへ遷移するプロセスも良好に再現している．また，本モデルと旧モデルの解析結果を比較すると，大きな違いはなく，いずれも十分な精度で実験値を再現していることが確認できる．

質量エラーについては，本モデルは0%であったのに対して，旧モデルでは0.11%程度の誤差があった．

解析時間については，本モデルではクーラン数を0.65で安定して計算を行えたのに対して，旧モデルでは0.2としなければ計算を行うことができず，本モデルの計算効率は3倍程度向上したこととなる．

4．おわりに

以上，本研究では，新たなドライ・ウェット条件を組み込んだ新たなモデルを構築し，ドライ・ウェット状態が混在するような複雑流れに関する実験結果に基づきモデルの予測精度の検証を行った．その結果，従来のモデルに比べ，本モデルの予測精度は若干改善され十分な精度で流れを予測できること，計算効率は計算の安定性の向上に伴い数倍程度改善されることを示した．

謝辞：本研究は，科学研究費補助金 基盤研究B（課題番号：17360237，研究代表者：秋山壽一郎）の助成を受け実施したものである．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

1) 豪雨災害対策総合政策委員会：総合的な豪雨災害対策の推進について，社会資本整備審議会河川分科会，2005.
2) 福岡捷二，川島幹雄，横山洋，水口雅教：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究，土木学会論文集，No.600/II-44，pp.23-36，1998.
3) 末次忠司，栗木稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究，土木学会論文集，No.593/II-44，pp.41-50，1998.
4) 川口広司，末次忠司，福留康智：2004年7月刈谷田川洪水・破堤氾濫流に関する研究，水工学論文集，第49巻，pp.577-582，2005.
5) 川池健司，井上和也，戸田圭一，野口正人：低平地河川流域での豪雨による都市氾濫解析，土木学会論文集，No.761/II-67，pp.57-68，2004.
6) 張 馳，岩堀康希，安部真郎，登坂博行：急勾配地形を有する場における洪水氾濫の数値解析，水工学論文集，第48巻，pp.625-630，2004.
7) 重枝未玲，秋山壽一郎：複雑な地形起伏を有する場における氾濫流の数値シミュレーション，水工学論文集，第47巻，pp.871-876，2003.
8) Bradford, S. F. and Sanders, B. F.: Finite-volume model for shallow-water flooding of arbitrary topography, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.128, No.3, pp.289-298, 2002.
9) Liu, L. P., Cho, Y., Driggs, M., Kanoglu, U. and Synolakis, C.: Runup of solitary waves on a circular island, Journal of Fluid Mechanics, Vol.302, pp.259-285, 1995.
10) Zhao, D. H., Shen, H. W., Tabios III, G. Q., Lai, J. S. and Tan, W. Y.: Finite volume two-dimensional unsteady-flow model for river basins, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.20, No.7, pp.863-883, 1994.
11) Fraccarollo, L. and Toro, F. F.: Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.33, No.6, pp.843-864, 1994.
12) 重枝未玲，秋山壽一郎：数値シミュレーションに基づく堤防に沿った樹林帯の治水機能の検討，土木学会論文集，No.740/II-64，pp.19-30，2003.
13) Roe, P. L.: Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes, *Journal of Computational Physics*, Vol.43, pp.357-372, 1981.
14) Glaister, P.: Approximate Riemann solutions of shallow water equations, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.26, pp.293-306, 1988.
15) Bermudez, A. and Vzquez, M.: Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms, *Computer & Fluids*, Vol.8, pp.1049-1071, 1994.
16) Chacòn, T. , Fernàndez, D. and Gòmez, M.: A flux-splitting solver for shallow water equations with source terms, International *Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol.42, pp.23-55, 2003.

（2006. 9. 30受付）