

一次元・平面二次元ハイブリッド型 河川流計算法の開発

加藤 靖之¹・二瓶 泰雄²

¹正会員 三菱重工業(株) エンジニアリング本部 エンジニアリング総括部
(〒220-8401 横浜市西区みなとみらい3-3-1)

²正会員 東京理科大学准教授 理工学部土木工学科 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)
E-mail: nihei@rs.noda.tus.ac.jp

一次元計算と同程度の計算負荷で、平面二次元計算と同レベルの計算精度を有することが可能な一次元・平面二次元ハイブリッド型河川流モデルを新たに開発した。本モデルでは、一次元計算と平面二次元計算を併用し、毎ステップでは一次元計算のみを行い、数から数十ステップに一回の割合で平面二次元計算を行うことにより、計算負荷低減と高精度計算を可能とした。本モデルの基本性能を検証するために、本モデルを江戸川の洪水流計算に適用した結果、CPU時間が大幅に削減されると共に、一次元計算と平面二次元計算の計算時間間隔比を100と大きくしても良好な計算精度を維持することが示された。また計算効率性と計算精度の両面から、計算時間間隔比を50程度に設定することが適切であることが示唆された。

Key Words : river flow, hydraulic modeling, hybrid model, 1-D flow analysis, 2-D horizontal flow analysis

1. はじめに

計算機能力の格段の進歩やいくつかのシミュレーションモデルの公開等により、河川・水文分野においても数値シミュレーション技術はより強力なツールとなりつつある^{1)~3)}。数値シミュレーションでは、河道部における流動・河床変動・物質輸送解析や洪水氾濫解析、流域全体の水・物質循環解析等幅広く行われており、それぞれに適した数値モデルが構築されている。最近では、河川・水文分野における多くの要素モデルを統合化することを目的とした“Common MP”が構築・運用されている⁴⁾。

これらの数値解析の根幹をなす河川流モデルとしては、従来の一次元計算法や準二次元計算法から、水平混合や平面流況の変化が直接的に扱える平面二次元計算法や三次元計算法まで幅広く存在する^{1)~3), 5)~6)}。このうち、一次元計算法は、流れや土砂・物質輸送を縦断方向に一次的に捉え、各横断面内の代表的な水理量(水位や流速、流量、物質濃度等)の縦断方向変化を解析するものである^{7)~10)}。一次元計算法では、流れの縦横断変化が緩やかであることを適用可能条件としているため^{1), 3)}、一次元計算の計算対象は一般的に単断面河道流れである。そのため、複断面河道のように流速横断変化が顕著な流れ

場には、横断面をいくつかに分割して区分断面毎に一次元計算法を適用するという準二次元計算法が用いられることが多い^{9), 10)}。この一次元計算法や準二次元計算法は、他の方法と比べて計算負荷が小さいことが最大の長所であるため、河川整備基本方針や河川整備計画の策定に必要な河川源流部から河口部にわたる長区間及び長期間の河川流解析などには一次元計算法や準二次元計算法が適用されることが大半である。しかしながら、一次元計算法や準二次元計算法では、複断面蛇行流路や急拡・急縮部、分合流部など流況や物質輸送パターン縦横断変化が顕著な領域への適用は難しい^{1), 3)}。

一方、水深積分型の平面二次元計算法では、平面的な流況解析が可能であり、上記の複雑な流れ場への適用に支障はなく^{1), 3)}、研究・実務レベルにおいて幅広く用いられている^{11)~15)}。また、二次流の効果を取り込んだ平面二次元計算法も提案されており¹⁶⁾、三次元計算法と同程度の適用範囲を有するものと考えられる。しかしながら、平面二次元計算法は、一次元計算法や準二次元計算法と比べて、計算負荷が相対的に大きいため、汎用PCを用いて長区間・長期間の河川流解析を行うことは容易ではなく、実務レベルでは局所エリアを解析対象としている¹⁾。

このようなことから、一次元計算法と平面二次元計算

法の両者の長所を取り込んで、低計算負荷でかつ高い計算精度を有する河川流モデルを構築することは不可欠である。これを具現化するには、1) 流況が複雑な区間のみを平面二次元計算法を適用し、その他の区間には一次元計算法（もしくは準二次元計算法）を適用し得る数値モデルや、2) 一次元計算法と平面二次元計算法のハイブリッドモデルが考えられる。このうち前者はマルチグリッド法³⁾やネスティング手法¹⁷⁾としての取り組みや氾濫計算において河道部を一次元計算、氾濫域を平面二次元計算で行う試み¹⁸⁾⁻²⁰⁾が存在しているが、後者のハイブリッドモデルに関しては取組み例が皆無に等しい。

本研究では、一次元計算と同程度の計算負荷で、平面二次元計算と同レベルの計算精度・適用性を有する一次元・平面二次元ハイブリッド型河川流モデルを新たに開発することを試みる。ここでは、海水流動計算に用いられる三次元計算と平面二次元計算を併用するモードスプリット法^{21), 22)}を河川流計算にアレンジした二瓶ら²³⁾の基本アイデアをベースとする。具体的には、一次元計算と平面二次元計算を併用して、毎計算ステップでは一次元計算のみを行い、数から数十ステップに一回の割合で平面二次元計算を実施し、両計算結果を交換することにより、計算負荷を減らしつつ、高精度な計算を実現することを可能としている。本ハイブリッドモデルの有効性や基本性能を検証するために、江戸川洪水流の非定常計算を実施し、計算結果を現地観測結果と比較・検討する。さらに、一次元計算と平面二次元計算の時間間隔比を変化させ、計算時間や計算精度を算出し、本モデルの有効性や計算時間間隔比が本モデルの基本性能に及ぼす影響を検討する。

2. 本モデルの概要

(1) 基本的な考え方

沿岸海水流動計算に用いられる一般的なモードスプリット法^{21), 22)}では、三次元計算法 (Internal mode) と平面二次元計算法 (External mode) におけるCFL条件の違いを利用して、三次元計算法の計算時間間隔を平面二次元計算法の時よりも大幅に大きく設定し、計算負荷を軽減させている。相対的に水深の浅い河川流場では、両計算法の時間間隔を同程度に設定する必要がある。そのため、二瓶ら²³⁾は、「流速鉛直分布パターンの時間変化は水深平均流速の時間変化と比べて十分小さい」と仮定して、CFL条件によらず三次元計算法の時間間隔を設定することが可能な河川流計算用モードスプリット法を提案し、その有効性を示した。さらに、この手法の発展形として、三次元計算法と鉛直二次元計算法を組み合わせたモードスプリット法も開発されている²⁴⁾。

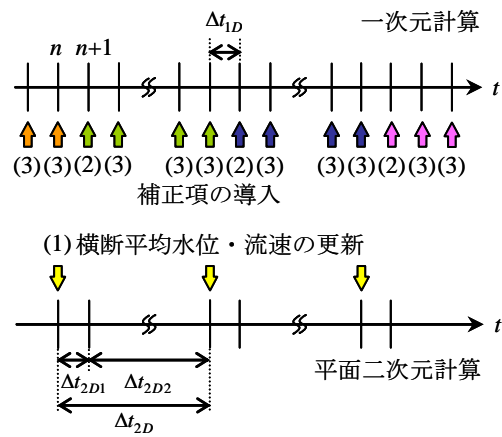


図-1 本モデルにおける計算時間間隔の設定に関する模式図

本研究では、このモードスプリット法の考え方を応用して、一次元計算法と平面二次元計算法を組み合わせたハイブリッド型河川流モデルを開発する。ここでは、一次元計算法と平面二次元計算法を実施するに当たり、平面二次元計算法の時間間隔を一次元計算法の場合よりも大幅に大きく設定して計算負荷を低下させて、かつ、平面二次元計算結果を何らかの形で一次元計算法に反映させることにより、平面二次元計算法と同程度の計算精度を確保することが可能となる。上記のことを実現するために、「水位・水深平均流速の横断分布パターンの時間変化は断面平均水位・流速の時間変化よりも非常に小さい」という仮定を導入することにより、平面二次元計算法の計算時間間隔を CFL 条件に依存せず一次元計算法の場合よりも大幅に大きく設定できることになり、計算効率性を飛躍的に向上させることが可能となる。

本モデルにおける計算時間間隔の設定方法を模式的に図-1に示す。ここでは、上述した仮定に基づいてCFL条件に依存しない平面二次元計算法の時間間隔 Δt_{2D} を設定するために、この Δt_{2D} を平面二次元計算を行う Δt_{2D1} と行わない Δt_{2D2} に分割する。前者の Δt_{2D1} の間では、一次元計算と平面二次元計算の両方を実施し、一次元計算では横断面平均水位・流速や流量が得られ、その結果を用いて行われる平面二次元計算では水位・水深平均流速の平面分布が得られる(図中(1))。流速や水位の横断変化が厳密には考慮されていない一次元計算結果に、平面二次元計算結果を反映させるために、両計算法における運動方程式中の各項の差を修正するための補正項を算出し、次の計算ステップにおける一次元計算に反映する(図中(2))。一方、後者の Δt_{2D2} の間では、上記の仮定より、平面二次元計算法を行わずに一次元計算法のみを実施し、平面二次元計算結果から得られる補正項は、 Δt_{2D1} の時に算出したものと同じ結果を採用する(図中(3))。この Δt_{2D2} は平面二次元計算法のCFL

条件に無関係なため、平面二次元計算法の時間間隔を大きく設定することが可能となる。ただし、 Δt_{2D2} を大きくすると、水位や流速の横断分布形状も大きく変化するため、計算精度が低下する恐れがある。そのため、3.における本モデルによる河川流計算では、一次元計算法と平面二次元計算法の時間間隔比を変化させて、この時間間隔比が計算精度に及ぼす影響を確認する。また、一次元計算法の時間間隔 Δt_{1D} と Δt_{2D1} を必ず等しく設定する必要はなく、異なる値を採用することは可能であるが、本論文では同一の時間間隔を採用している。

本モデル構築のためのコーディングを極力減らすために、本モデルでは、平面二次元計算法と一次元計算法に関する既存の数値コードを十分に生かすことを念頭にしている。そのために、平面二次元計算法と一次元計算法における基礎方程式系としては、一般的に使用されているものを採用する。これにより、コーディングを行う部分は、主として平面二次元計算法と一次元計算法のカップリングの部分のみとなり、既存の計算プログラムを組み合わせるだけで大幅に変更・追加しなくても、本モデルを容易にコーディングすることが可能となる。

(2) 基礎方程式系

a) 平面二次元場

上記の本モデルの基本的な考え方に基づいて、二つの計算法の基礎方程式系を記述する。まず、平面二次元計算法の基礎方程式系は、デカルト座標系や直交曲線座標系¹¹⁾、一般座標系¹²⁾⁻¹⁵⁾等という平面座標系の選択により異なっている。この平面座標系としては、複雑な河道の平面形状を適切に再現でき、かつ、多くの計算事例が存在する一般座標系 (ξ, η) をここでは採用する(図-2)。この一般座標系における座標変換のヤコビアン J は、次のように定義される。

$$J = \begin{vmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \xi}{\partial y} \\ \frac{\partial \eta}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \xi_x & \xi_y \\ \eta_x & \eta_y \end{vmatrix} \quad (1)$$

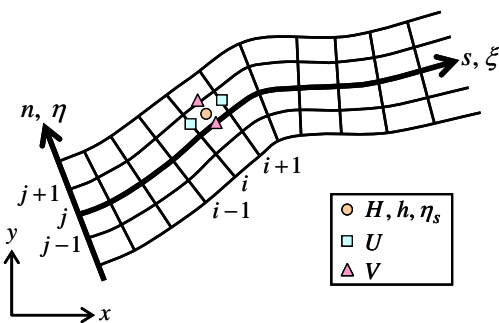


図-2 一般座標系の形状と各変数の定義位置

ここで、流速ベクトルの反変成分 (U, V) はデカルト座標系 (x, y) の流速成分 (u, v) を用いて次式のように与えられる。

$$\begin{aligned} U &= u\xi_x + v\xi_y \\ V &= u\eta_x + v\eta_y \end{aligned} \quad (2)$$

これらの式より、デカルト座標系から一般座標系に変換された連続式と運動方程式は、以下のように与えられる¹⁵⁾。

・連続式

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{\eta_s}{J} \right] + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\frac{HU}{J} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{HV}{J} \right] = 0 \quad (3)$$

・運動方程式 (ξ 方向)

$$\begin{aligned} &\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial \xi} + V \frac{\partial U}{\partial \eta} + \alpha_1 UU + \alpha_2 UV + \alpha_3 VV \\ &= -g \left\{ \alpha_7 \frac{\partial \eta_s}{\partial \xi} + \alpha_8 \frac{\partial \eta_s}{\partial \eta} \right\} + D_\xi \\ &- \left(\frac{C_f}{H} + \frac{aC_b}{2} \right) \frac{U}{J} \sqrt{(\eta_y U - \xi_y V)^2 + (-\eta_x U + \xi_x V)^2} \end{aligned} \quad (4)$$

・運動方程式 (η 方向)

$$\begin{aligned} &\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial \xi} + V \frac{\partial V}{\partial \eta} + \alpha_4 UV + \alpha_5 UV + \alpha_6 VV \\ &= -g \left\{ \alpha_8 \frac{\partial \eta_s}{\partial \xi} + \alpha_9 \frac{\partial \eta_s}{\partial \eta} \right\} + D_\eta \\ &- \left(\frac{C_f}{H} + \frac{aC_b}{2} \right) \frac{V}{J} \sqrt{(\eta_y U - \xi_y V)^2 + (-\eta_x U + \xi_x V)^2} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで t は時間、 η_s は水位、 H は全水深(= $h + \eta_s$, h : 水深)、 g は重力加速度、 C_f は底面摩擦係数、 a は植生密度パラメータ、 C_b は植生の抗力係数、 D_ξ 、 D_η は水平拡散項をそれぞれ表している。運動方程式における係数 $\alpha_1 \sim \alpha_9$ は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} \\ \alpha_2 &= 2 \left(\xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right) \\ \alpha_3 &= \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \\ \alpha_4 &= \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} \\ \alpha_5 &= 2 \left(\eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (6a)$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_6 &= \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \\
 \alpha_7 &= \xi_x^2 + \xi_y^2 \\
 \alpha_8 &= \xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y \\
 \alpha_9 &= \eta_x^2 + \eta_y^2
 \end{aligned} \quad (6b)$$

また、底面摩擦係数 C_f は、マンニングの粗度係数 n_m を用いて、以下のように与えられる。

$$C_f = \frac{g n_m^2}{H^{1/3}} \quad (7)$$

水平拡散項 D_ξ , D_η は次のように与えられる。

$$\begin{aligned}
 D^\xi &= A_H \xi_x \left[\alpha_7 \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + 2\alpha_8 \frac{\partial^2 u}{\partial \xi \partial \eta} + \alpha_9 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right. \\
 &\quad \left. + \alpha_{10} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \alpha_{11} \frac{\partial u}{\partial \eta} \right] + A_H \xi_y \left[\alpha_7 \frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2} \right. \\
 &\quad \left. + 2\alpha_8 \frac{\partial^2 v}{\partial \xi \partial \eta} + \alpha_9 \frac{\partial^2 v}{\partial \eta^2} + \alpha_{10} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \alpha_{11} \frac{\partial v}{\partial \eta} \right]
 \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned}
 D^\eta &= A_H \eta_x \left[\alpha_7 \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + 2\alpha_8 \frac{\partial^2 u}{\partial \xi \partial \eta} + \alpha_9 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right. \\
 &\quad \left. + \alpha_{10} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \alpha_{11} \frac{\partial u}{\partial \eta} \right] + A_H \eta_y \left[\alpha_7 \frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2} \right. \\
 &\quad \left. + 2\alpha_8 \frac{\partial^2 v}{\partial \xi \partial \eta} + \alpha_9 \frac{\partial^2 v}{\partial \eta^2} + \alpha_{10} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \alpha_{11} \frac{\partial v}{\partial \eta} \right]
 \end{aligned} \quad (9)$$

ここで、 A_H は水平渦動粘性係数、 α_{10} と α_{11} は係数であり、以下のように与えられる。

$$\begin{aligned}
 \alpha_{10} &= \xi_{xx} + \xi_{yy} \\
 \alpha_{11} &= \eta_{xx} + \eta_{yy}
 \end{aligned} \quad (10)$$

水平渦動粘性係数 A_H には、最も一般的な 0 方程式モデルを採用する。

$$A_H = \frac{\beta \kappa U_* H}{6} \quad (11)$$

ここで、 κ はカルマン定数 (=0.40) であり、 U_* は摩擦速度であり、次式に示すように与えている。

$$U_* = \sqrt{C_f \left\{ (\eta_y U - \xi_y V)^2 + (-\eta_x U + \xi_x V)^2 \right\}} \quad (12)$$

また、式 (11) 中の β は乱流の非等方性を示す定数であり²³⁾、ここでは $\beta = 1.0$ とする。本モデルでは、前述

したように「水深平均流速の横断分布パターンの時間変化は流速の時間変化よりも非常に小さい」という仮定を導入しているため、流速分布が時々刻々変化する平面大規模渦等の乱流構造を直接解析することは難しい。そのため、本モデルにおける乱流モデルとしては、流れ場のアンサンブル平均像を解析対象とし、最もシンプルな 0 方程式モデルを用いることとする。

なお、本論文では、一般座標系 (ξ, η) の格子配置としては、**図-2** のように、 ξ 方向を流下 (s) 方向、 η 方向を s 方向に直交する横断 (n) 方向と設定している。なお、平面二次元計算法では座標設定に任意性が高い一般座標系を用いているが、一次元計算法と連動させるためには、 η 方向は流下 (s) 方向に直交する横断 (n) 方向とし、直線的に設定する必要がある。

b) 一次元場

一次元計算法としては、広義では、単断面河道に適した一次元計算法と複断面河道に適した準二次元計算法が挙げられる¹⁾。後述する洪水流計算では、植生帯を有する複断面河道を対象としているが、本論文では一次元計算法と平面二次元計算法のカップリングを主眼としているため、ここでは横断面全体を分割しない一次元計算法を採用する。この基礎方程式としては、流れの時間変化が緩やかであると仮定し、非線形項を線形項とした場合、以下のような連続式と運動方程式が与えられる⁸⁾。

・連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (13)$$

・運動方程式

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial s} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial s} \\
 + \frac{\partial \hat{\eta}_s}{\partial s} + \frac{Q|Q|}{K^2} + G_s = 0
 \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、 A は断面積、 Q は流量、 $\hat{\eta}_s$ は横断平均水位、 K^2 は通水能であり、上式中の運動量補正係数は 1 としている。このうち通水能 K^2 は次のように与えている。

$$K^2 = \frac{A^2 R^{4/3}}{n_m^2} \quad (15)$$

ここで R は径深である。式 (14) の運動方程式では、左辺第一項が非定常項、第二、三項が移流項、第四項が水面勾配項、第五項が底面摩擦項、第六項が平面二次元計算結果との間の補正項 G_s を表す。第一から五項は、多くの一次元計算法で扱われる。平面二次元計算法で取り扱っているものの、一般的な一次元計算法では考慮されない水平拡散項や植生抵抗項は式 (14) には含まれていない。除外された植生抵抗項や水平拡散項の影響を含

んだ形で平面二次元計算結果を一次元計算法に反映させるために、補正項 G_s を一次元計算法の運動方程式に導入する。このような補正項 G_s としては、ここでは、非定常項を除く全ての項について平面二次元計算結果を横断平均し、それから一次元計算結果を引いたものとして、補正項 G_s を次式の形で与える。

$$G_s = \frac{1}{gA} \int \left[\left(U \frac{\partial U}{\partial \xi} + V \frac{\partial U}{\partial \eta} + \alpha_1 UU + \alpha_2 UV + \alpha_3 VV \right) + g \left(\alpha_7 \frac{\partial \eta_s}{\partial \xi} + \alpha_8 \frac{\partial \eta_s}{\partial \eta} \right) - D_\xi + \left(\frac{C_f}{H} + \frac{aC_b}{2} \right) \times \frac{U}{J} \sqrt{(\eta_y U - \xi_y V)^2 + (-\eta_x U + \xi_x V)^2} \right] \frac{ds}{d\xi} dA - \left(\frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial s} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial s} + \frac{\partial \hat{\eta}_s}{\partial s} + \frac{Q|Q|}{K^2} \right) \quad (16)$$

ここでは、一般座標系の平面二次元計算結果を計算空間から物理空間に直すために、平面二次元計算結果に対して主流 (s) 方向の格子間隔に相当する $ds/d\xi$ を掛けてある。一般的な一次元計算法における流速横断変化の取り扱いに関しては、エネルギー補正係数や運動量補正係数という形で考慮されるが、本研究では、式 (16) に示すようにより直接的に流速横断変化を加味した形で移流項や底面摩擦項を評価できる。それに加えて、一次元計算法では取り扱っていない流下方向水平拡散項や植生抵抗項を考慮することが可能となっている。このように、本モデルは、この補正項を介して、平面二次元計算法と同程度の計算精度を有するものと期待できる。

(3) 数値解法

上述した両計算法における数値解法として、有限差分法を適用する。平面二次元計算法に関しては、空間差分スキームとしては、移流項には三次精度風上差分、その他の項には二次精度中央差分を適用し、また時間差分スキームとしては、移流項には半陰解法、その他の項は完全陰解法とする²⁵⁾。一方、一次元計算法に関しては、須賀・葛西⁸⁾を参考にして、空間差分スキームとしては全て一次もしくは二次精度中央差分、時間差分スキームとしては移流項には半陰解法、その他の項には完全陰解法を適用する。

変数の定義位置に関しては、平面二次元計算法では、図-2 に示すように、スタッガード格子を採用している。それに合わせて、一次元計算法においても変数配置を決めている。また、収束計算については、平面二次元計算法では、数値計算の安定性を高めるために、連続式と運動方程式を SOR 法により同時収束させることとしてい

る。一次元計算法についても、同様に、SOR 法を収束解法として適用している。

(4) 計算手順

本モデルの計算手順について記述する。ここでは、初期条件設定のための助走計算と本計算に分け、さらに本計算を平面二次元計算と一次元計算を同時に行う計算ステップ (Step1) と一次元計算のみを行う計算ステップ (Step2) に分離する。それぞれの計算手順を以下に述べる。

(助走計算)

- 1) 一次元計算における初期条件 (横断平均水位, 流量) を設定するために、一次元場の不等流計算を行う。
- 2) それと並行して、平面二次元場における不等流計算を行い、水深平均流速や水位を求める。

(本計算 : Step1)

- 3) 図-1 中の n ステップにおいて、直前に行われた平面二次元計算結果を一次元計算結果の断面平均水位と断面平均流速に合わせるために、一次元計算法の断面平均水位 $\hat{\eta}_s$ と流量 Q を用いて、平面二次元計算法における n ステップの水位 η_s と水深平均流速 U を更新する (図中矢印(1))。
- 4) 平面二次元計算法における連続式 (式(3)) と運動方程式 (式(4), (5)) を解き、 $n+1$ ステップの水位と水深平均流速を算出する。
- 5) 4)の結果から補正項 G_s における平面二次元計算結果を更新する (図中矢印(2))。
- 6) 5)の結果を考慮して、一次元計算法における連続式 (式(13)) と運動方程式 (式(14)) を計算して、 $n+1$ ステップの断面積 A と断面平均水位 $\hat{\eta}_s$, 流量 Q を算出する。
- 7) $n+1$ ステップにおける平面二次元及び一次元計算結果から補正項 G_s を更新する。

(本計算 : Step2)

- 8) 7)で算出された補正項 G_s を用いて (図中矢印(3))、一次元計算法のみを式(13), (14)を用いて行い、断面平均水位や流量を算出する。
- 9) Step1 の計算ステップになるまで 8)を繰り返す。その時には、補正項 G_s は 7)で得られた結果が維持されるものと仮定し、更新は行わない。

上記の 3)に記述した平面二次元計算法における水位や水深平均流速の補正方法について述べる。まず、格子 (i, j) における水位 $\eta_{s,i,j}$ は、断面 i における一次元計算の断面平均水位 $\hat{\eta}_{s,i}$ を用いて、以下の形で補正される。

$$\eta'_{s,i,j} = \eta_{s,i,j} + (\hat{\eta}_{s,i} - \hat{\eta}_{s,2D_i}) \quad (17)$$

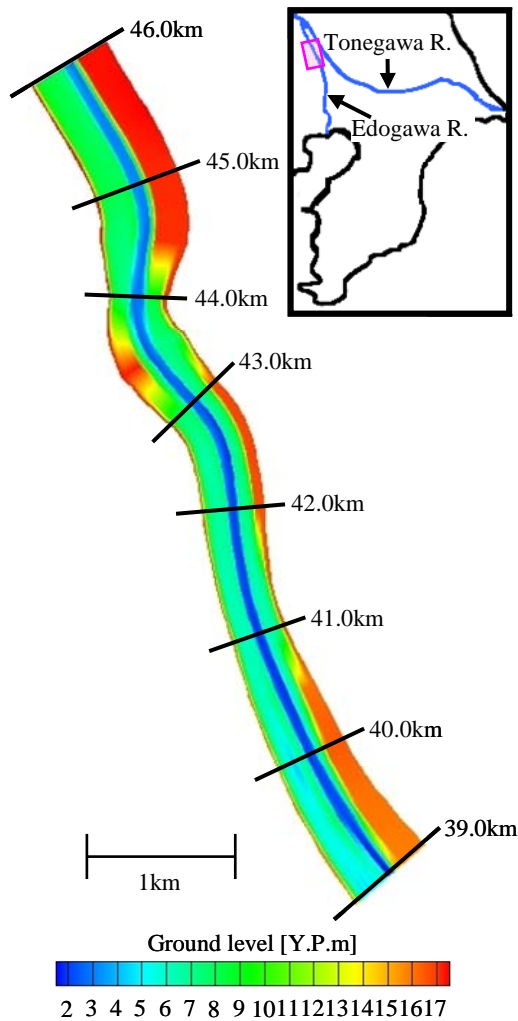


図-3 計算領域 (江戸川)

ここで、 $\eta'_{s,i,j}$ は補正後における水位、 $\hat{\eta}_{s,2Di}$ は平面二次元計算結果から得られる断面平均水位である。次に、 ξ 方向 (流下方向) の水深平均流速 $U_{i,j}$ に関しては、一次元計算において得られた断面 i の流量 Q_i を用いると、補正後の流速 $U'_{i,j}$ は次式のように補正される。

$$U'_{i,j} = \frac{Q_i}{Q_{2Di}} U_{i,j} \quad (18)$$

ここで、 Q_{2Di} は平面二次元計算結果から得られる流量である。この流速の補正に関しては、水位のように断面平均値同士の差を取らずに、流量の比として行われている。これは、平面二次元計算結果と一次元計算結果の流量差を用いると、植生群落内や側岸部の流速がほぼ 0 のところが正もしくは負の有意な値を持つことになり、不自然な結果となるためであり、ここでは式 (18) のように流量比により流速の補正を行っている。なお、これらの作業手順としては、まず式 (17) により水位を補正し、その後、式 (18) を用いて流速を補正する。また、 η 方向 (横断方向) の流速に関しては、一次元計算法では取り扱われていないため、ここでは補正は行わない。

以上を整理すると、3)において、一次元計算結果の断

表-1 計算パラメータ

		1-D analysis	Horizontal 2-D analysis
Grid number	s direction	71	71
	n direction	-	205
Grid size [m]	s direction	70 - 121	43 - 132
	n direction	-	2.1 - 3.4
Time interval [s]		0.1	0.1, 1.0, 5.0, 10
n_m [$m^{-1/3}s$]		0.0265	0.0265
a [m^{-1}]		-	0.24 (vegetation mesh)
C_b		-	2.0

面平均水位や流量を平面二次元計算結果に反映させる。また、5)や7)において平面二次元計算結果に基づいて補正項 G_s を更新し、その後の6)や8)において、平面二次元計算結果を一次元計算法に組み込んでいる。このような手順を踏むことにより、一次元計算法と平面二次元計算法の計算結果を交換している。

3. 実河川洪水シミュレーション

(1) 計算条件

a) 計算区間・計算パラメータの設定

上述した一次元・平面二次元ハイブリッド型河川流モデルの計算精度や計算負荷を検証するために、本モデルを実河川の洪水シミュレーションに適用する。計算対象河川は、図-3に示すように、江戸川の河口から46kmから39kmまでの7km区間であり、上下流端ともに国交省の水位観測所が位置している。計算対象とする江戸川は複断面河道を有し、高水敷や低水路側岸部では植生や樹木が繁茂していることから、出水時には流速や水位の横断変化が顕著となるため、本モデルの計算対象として適している。本論文では、関東地方の大河川に大規模な出水をもたらした2007年台風09号の洪水イベント²⁰⁾を対象とし、計算期間は2007年9月5日0:00~9月11日0:00である。この出水時では、江戸川・野田橋では観測史上10番目の最大水位 (=10.0Y.P.m) を記録しており、高水敷においても有意な流れが観測される出水が生じた²⁷⁾。

計算対象区間における計算格子の生成手順としては、二瓶ら²³⁾と同様に、5万分の1の平面図上にプロットされた左右岸の距離杭 (500m間隔) を結んだ線上の低水路中心位置を読み取る。その中心位置を結んだ線を主流 (s) 方向、それと直角方向を横断 (n) 方向とする。このときの計算格子数は、表-1に示すように、平面二次元計算では、主流 (s) 方向に71、横断 (n) 方向に205である。これに合わせるように一次元計算における格子数も71である。一方、計算格子幅としては、平面二次元

計算では、主流方向43~132 m、横断方向2.1~3.4 mであり、また一次元計算では70~121 mである。これらの格子における地盤高さに関しては、縦断方向に500m毎に得られている横断面測量データ（国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所提供）を平面的に線形補間して与えている。

本モデルの計算負荷や効率性を検証するために、表-1に示すように、計算時間間隔として、一次元計算では0.1 sのみであるが、平面二次元計算では0.1, 1.0, 5.0, 10 sという4ケースを設定している。これらの平面二次元計算と一次元計算の時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ は1, 10, 50, 100に相当しており、以下、これらの条件をCase1, 2, 3, 4とする。

本計算で採用された他の計算パラメータを表-1に示す。マンニングの粗度係数 n_m に関しては、いくつか試行的に検討して、一次元計算と平面二次元計算ともに $0.0265 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ を採用している。二瓶ら²³⁾では、江戸川の上流部と下流部で異なるマンニングの粗度係数を用いているが、本論文では全区間で同一の値を与えることとした。植生パラメータに関しては、江戸川の流動計算を行った二瓶ら²³⁾を参考に与えている。なお、植生分布の与え方としては、植生マップの概略図（国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所提供）に基づいて高水敷上の植生の有無を判定し、植生無の部分では $a=0$ 、植生有の部分では表中の a をそれぞれ与えた。

b) 境界・初期条件

次に境界条件について記述する。平面二次元計算では、上・下流端の水位に関して、図-4に示すように、金野井観測所（上流端）及び野田観測所（下流端）の実測値をそれぞれ与える。上・下流端の流速に対しては、開放条件（流下方向の空間勾配0）を課す。また、河道兩岸においてはno-slip条件を与える。一方、一次元計算では、上流端で流量の実測値、下流端で水位の実測値を与える。この流量実測値については、低水時はプライス流速計とADCP、出水時はADCPの計測値²⁸⁾を用いて作成された $H-Q$ 式により与えられている。その他の境界条件としては、上流端の水位や下流端の流量については開放条件を課す。なお、ここでは、一般的な河川流計算法を参考にして、平面二次元計算法と一次元計算法において別々の境界条件を与えているが、両手法の整合性を取るには、境界条件を統一的に扱う必要があり、今後の検討課題とする。

初期条件作成のための助走計算では、計算開始時刻（2007年9月5日0:00）の水位・流量の実測値を境界条件として、一次元計算と平面二次元計算について別々に不等流計算を行い、得られた水位・流量分布を初期条件として与える。なお、この助走計算を10時間分実施する。

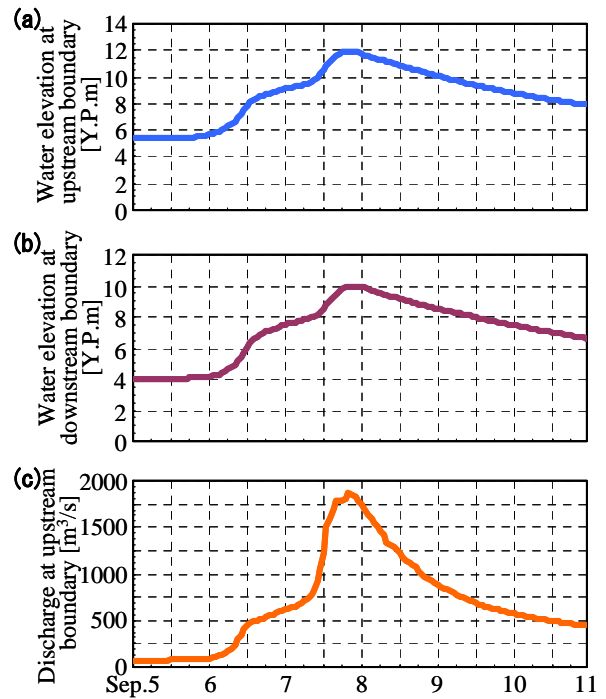


図-4 本計算の境界条件（上流端水位(a)と下流端水位(b)、上流端流量(c)）

c) 計算精度の検証方法

本モデルの計算精度を検証するために、江戸川・野田橋（河口より39.2km）において、著者が別途行った流速分布と流量データを用いる。ここでは、ADCP（Workhorse 1200kHz）を専用浮体（Riverboat、共にTeledyne RDI製）に取り付け、それらを橋上からロープで引っ張り、一定速度で横断方向に移動させる、というADCP移動観測法²⁸⁾を採用しており、これにより、横断面全体の流速分布や水深平均流速の横断分布、流量が得られる。このADCP観測は、作業の危険性を排除するため夜中は行われておらず、観測期間は、計算対象出水の増水期（2007年9月7日14:35~21:38）と減水期（同月8日9:20~21:17）である。

また、平面二次元計算と一次元計算の時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ が計算精度に及ぼす影響を見るために、時間間隔比1（Case1）の結果を検証用データとして、他のケースの計算結果とCase1の計算結果の差を調べる。具体的には、任意の横断面 i における次式の水位誤差値 $Err_{\eta,i}$ を算出している。

$$Err_{\eta,i} = \frac{1}{j_{\max}} \sum_{j=1}^{j_{\max}} \frac{|\eta_{si,j} - \eta_{si,j,ref}|}{\Delta \eta_s} \quad (19)$$

ここで、 j_{\max} は横断方向の格子数、 $\eta_{si,j,ref}$ はCase1における格子 (i, j) での水位計算値、 $\Delta \eta_s$ は上流端における本出水の最高水位と最低水位の差（=6.59m）である。同様に、横断面 i における主流方向流速の誤差値

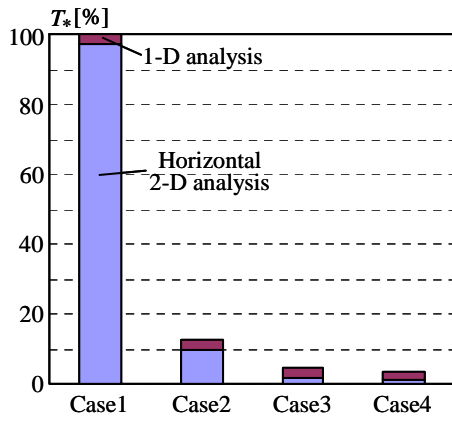


図-5 各計算ケースにおける無次元 CPU 時間 T_*

表-2 速度向上率 T_*^{-1}

	Horizontal 2-D analysis	Total
Case2	10.0	8.1
Case3	49.9	22.5
Case4	89.8	27.6

$Err_{U,i}$ も次式を用いて求めている。

$$Err_{U,i} = \frac{1}{j_{\max}} \sum_{j=1}^{j_{\max}} \frac{|U_{i,j} - U_{i,j,ref}|}{U_{\max}} \quad (20)$$

ここで、 $U_{i,j}$ は格子 (i, j) での主流方向流速、 $U_{i,j,ref}$ は Case1 における同格子での主流方向流速、 U_{\max} は上流端におけるピーク時の最大流速 (=2.26m/s) である。

(2) 本モデルの計算効率性

本モデルにおける計算負荷低減効果や計算効率性について検証するために、4 つの計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ における無次元 CPU 時間 T_* を図-5 に示す。この無次元 CPU 時間 T_* とは、各ケースの CPU 時間を Case1 の値 (時間間隔比 1) で除したものである。また、CPU 時間の算出には、助走計算をカウントせずに本計算のみを対象とする。この際、一次元計算と平面二次元計算、その他の部分 (両計算の計算結果の交換や計算結果の出力等) に分けて CPU 時間を算出したところ、その他の部分が非常に小さかったため、図中では、「平面二次元計算」と「一次元計算とその他の合算 (以下、単に一次元計算と表示)」の二つに分けて表示している。これより、Case1 では、平面二次元計算の部分が総 CPU 時間の 97.1% を占めており、一次元計算やその他の部分よりも顕著であり、平面二次元計算の計算負荷が非常に大きいことが伺える。また、計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ が大きくなると、総 CPU 時間は大きく減少

しており、Case2 (時間間隔比 10) では Case1 の 12.3 %、Case3 (同 50) では 4.4%、Case4 (同 100) では 3.6% となっている。このように時間間隔比増加に伴う CPU 時間の減少は、当然のことながら平面二次元計算における CPU 時間が削減されているためであり、本モデルの計算効率性が極めて高いことが分かる。

この CPU 時間の減少の内訳を詳細に見るために、無次元 CPU 時間の逆数 T_*^{-1} を速度向上率と見立てて、各ケースにおける計算時間全体及び平面二次元計算のみの速度向上率を表-2 に示す。まず、全体の速度向上率 T_*^{-1} は Case2, 3, 4 ではそれぞれ 8.1 倍、22.5 倍、27.6 倍となっている。それに対して、平面二次元計算における速度向上率 T_*^{-1} は Case2, 3, 4 では各々 10.0 倍、49.9 倍、89.8 倍となり、平面二次元計算の回数が減ることに対応して、平面二次元計算の CPU 時間が大幅に削減されている。一方、一次元計算やその他の部分の CPU 時間は時間間隔比によらずそれほど変化しないため、平面二次元計算の負荷削減により、全体の CPU 時間が減少していることが確認された。

また、各計算ケースにおける平面二次元計算と一次元計算の CPU 時間の比を取ると、Case1 では 33.7、Case2 では 3.8、Case3 では 0.78、Case4 では 0.43 となっている。このように、時間間隔比 50 の場合 (Case3) には、平面二次元計算と一次元計算の CPU 時間が同程度となっている。このように、時間間隔比を大きくするほど CPU 時間をより抑制することは可能となるが、時間間隔比が 50 以上の場合には、一次元計算の方が大きな CPU 時間を要するために、計算負荷削減にはそれほど効果的ではないことが示唆される。

なお、本論文では、主流方向の格子サイズを両計算法において同一に設定しているが、一般的には一次元計算法の格子サイズは平面二次元計算法よりも大きく設定されることが多い。その場合には、一次元計算法の CPU 時間が相対的に小さくなるため、上述した本モデルの計算向上率 T_*^{-1} はより向上するものと考えられる。また、平面二次元計算法における計算時間間隔の設定は、洪水流の時間スケールなどにより変化し、結果として、上記の計算効率性の結果も変化するものと考えられる。これに関しては、今後、本モデルの適用事例を増やして検討していく必要がある。

(3) 観測結果と計算結果の比較

a) 流量

本モデルの計算精度を検証するために、本モデルの計算結果と野田橋において実施された ADCP による流速・流量観測結果を比較・検討する。まず、図-6 は、野田橋における流量の時間変化に関する観測値と計算値

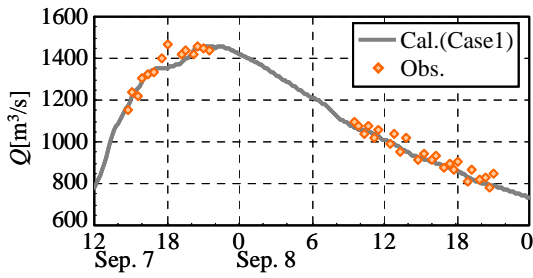


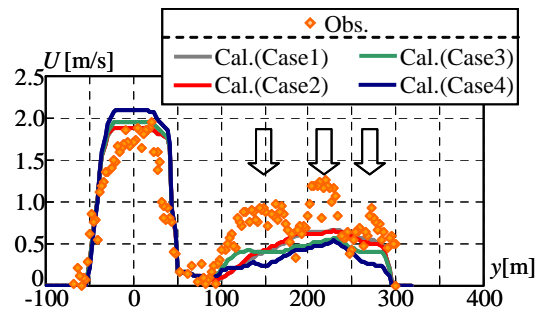
図-6 野田橋における流量 Q の観測値と計算結果 (Case1) の比較

を示す。ここでは、2007年9月7日12時から9月9日0時までを対象とし、計算結果に関しては、各ケースともほとんど差が無かったため、reference としている Case1 の結果のみを表示している。これより、増水期の一部では計算結果が観測値より下回っているものの、全体的には計算結果と観測結果は概ね一致している。この流量に関する計算精度を定量評価するために、観測値と計算値の相対誤差の RMS 値を算出したところ、この RMS 値は4つの計算ケースともに約2.9%となった。これより、本モデルにおける流量の再現精度が概ね良好であることが確認された。

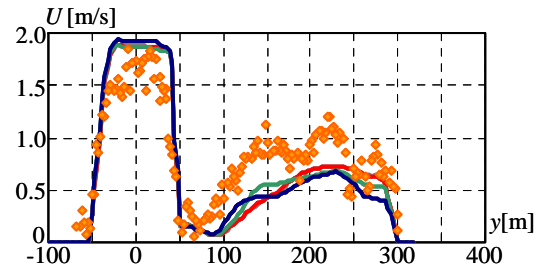
b) 水深平均流速の横断分布

次に、流速分布の再現性を検討するために、同じ野田橋断面における主流方向の水深平均流速 U の横断分布に関する観測値と計算値 (Case1~4) を図-7 に示す。ここでは、増水期 (9月7日16:00) と水位ピーク時 (同日21:10)、減水期 (9月8日15:50) という3つの時刻における結果を対象としており、これらはいずれも高水敷が冠水している水位である。なお、横軸の横断距離 y は低水路中心位置を0とし、右岸向きを正としている。

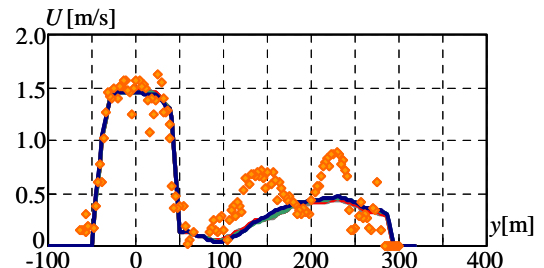
まず増水期における結果に着目すると、Case1 の計算結果は Case2 とほぼ一致しており、図中では両計算結果を示す実線はほぼ重なっている。この Case1 と2の計算結果と観測値を比べると、全般的な分布パターンや低水路中央部の流速レベルについては、両者は概ね一致している。ただし、詳細に見ると、低水路と高水敷の境界部付近では流速観測値の方が計算値より小さく、また右岸側高水敷では観測値に見られるような三つの流速ピーク (同図中矢印) は計算値では見られない。これは、低水路側岸や高水敷上に繁茂する植生分布自体を正確に与えられていないことや水平渦動粘性係数の設定に0方程式モデルを用いていることが挙げられる。前者に関しては、より正確な植生マップの入手が必要であり、後者に関しては本モデルの精緻化を図る上での今後の検討課題である。また、同時刻における Case3 や Case4 の流速計算値は、Case1 の計算結果や観測値と比べて、低水路ではや



(a) 増水期 (2007/9/7 16:00)



(b) 水位ピーク時 (2007/9/7 21:10)



(c) 減水期 (2007/9/8 15:50)

図-7 主流方向の水深平均流速 U の横断分布に関する観測値と計算値の比較 (全計算ケース、 y : 横断距離)

や過大評価、高水敷では過小評価をしており、その差は時間間隔比が大きい Case4 の方が顕著である。これは、計算時間間隔比が大きいと、平面二次元計算を行う計算回数が相対的に少なく、流速横断分布の修正が十分できないためである。そのことと各計算ケースにおける流量はほぼ一致するため、低水路での流速過大評価と高水敷での流速過小評価という傾向が計算時間間隔比が大きいと顕著となる。

次に水位ピーク時の結果を見ると、ほぼ一致する Case1 や2の計算結果と観測値との関係は増水期の結果と概ね類似している。また、時間間隔比が50である Case3 の計算結果は、低水路では Case1 の結果とほぼ一致するものの、右岸側高水敷では Case1 と比べて全体的に一様化している。このような傾向は Case4 の方が顕著になっているが、増水期と比べると各計算ケース間の結果の差は縮まっている。

さらに、減水期の計算結果に関しては、Case3 や4の計算結果は Case1、2 と概ね一致しており、増水期の結

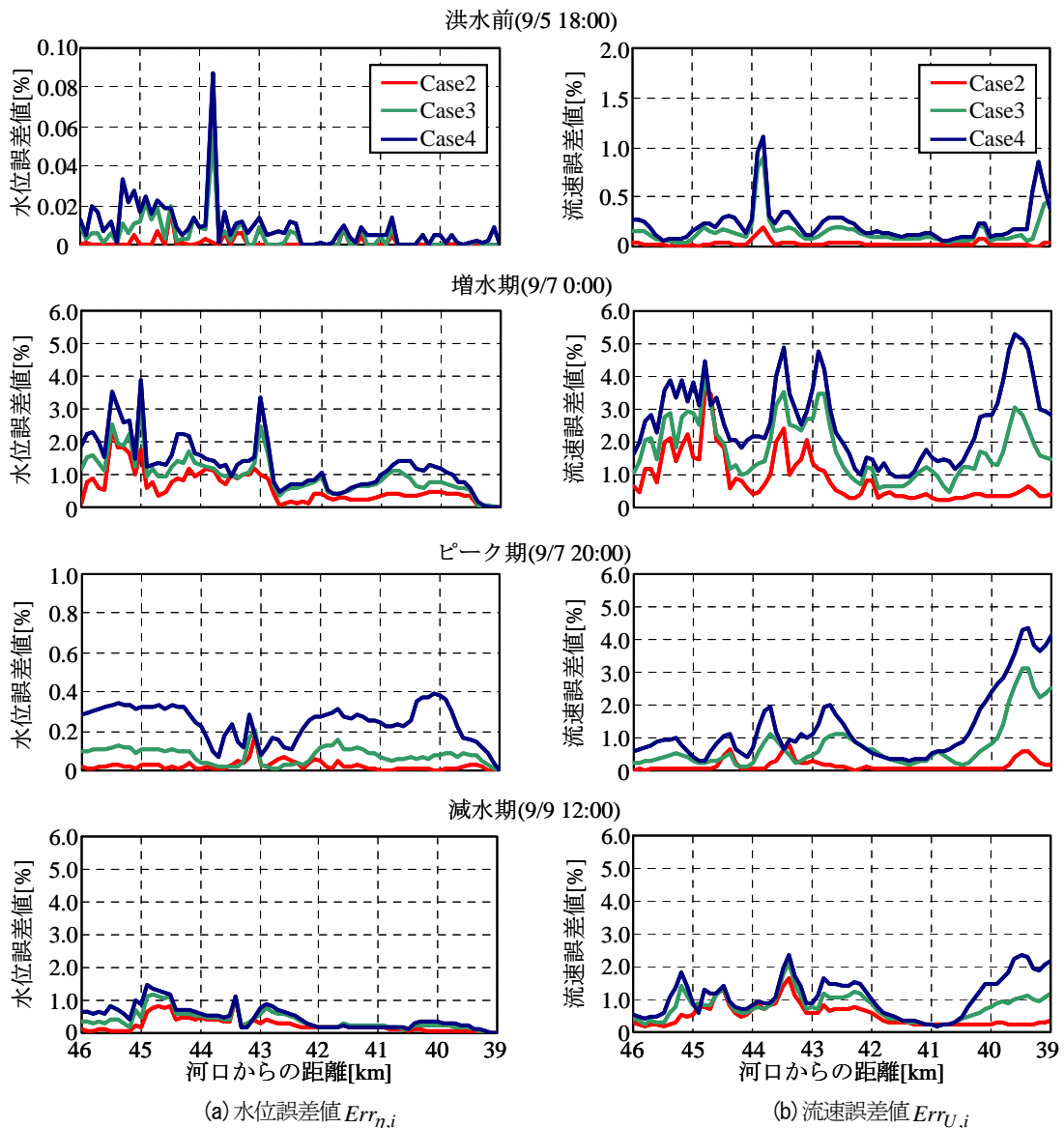


図-8 各計算ケースにおける水位・流速誤差値の縦断変化 (上から洪水前 (2007/9/5 18:00), 増水期 (9/7 0:00), ピーク期 (9/7 22:00), 減水期 (2007/9/9 12:00) の結果を示す)

果と大きく異なっている。

以上のことから、本モデルによる reference 計算結果 (Case1) や時間間隔比が小さい Case2 における流速分布パターンは観測値と概ね一致しており、本モデルによる流速横断分布に関する一定の再現性は確認された。また、時間間隔比が大きい Case3 や 4 の場合には、Case1 や 2 と比べて平面二次元計算を行う回数が相対的に少なく、流速横断分布の更新頻度が多くない。そのため、Case3 や 4 の流速分布は、Case1 や 2 と比べて角ばった一様な形状となり、結果として、高水敷が冠水し、流速分布パターンの時間変化が急な増水期ではその傾向が顕著となる。しかしながら、流速分布変化が相対的に小さい水位ピーク期や減水期では、時間間隔比が大きい Case3 や 4 の結果も Case1 の結果と概ね一致していることが分かる。これより、出水期全体では、時間間隔比を 100 程度に大きくしても流速横断分布の再現性は概ね維

持されており、本モデルの基本的な有効性が示された。

(4) 本モデルの計算精度

a) 水位誤差値の縦断変化

各ケースにおける計算精度を定量的に比較・検討するために、まず水位を例として、式 (19) で定義される任意の横断面 i における水位誤差値 $Err_{\eta,i}$ の縦断変化を図-8(a)に示す。ここでは、洪水前 (2007/9/5 18:00) と増水期 (2007/9/7 0:00), 水位ピーク期 (2007/9/7 20:00), 減水期 (2007/9/9 12:00) を対象として、時間間隔比 1 (Case1) を基準として各時間間隔比条件 (Case2~4) における水位誤差値を表示している。なお、誤差値を算出する際には、冠水メッシュにおける計算結果のみを対象とする。また、図化の関係で、時刻により縦軸の目盛を変えていることに注意されたい。

これらを見ると、まず、洪水前では、水位誤差値

$Err_{\eta,i}$ は、計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ と共に大きくなっているものの、その大きさは、計算時間間隔比が最も大きい Case4 においても最大で 0.1%弱と非常に小さい。次に、増水期では、洪水前と比べて全ケースにおいて水位誤差が大きくなっており、その大きさは計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ と共に増加している。この時点では、高水敷が冠水し始めており、低水路から高水敷への流入過程において水位の横断方向変化が大きくなることに伴って、水位誤差値も増加しているものと考えられる。このように、洪水前の結果と比べると、増水期の水位誤差は全ケースにおいて増加しているものの、その大きさは、平均値としては Case2 で 0.61%、Case3 で 0.98%、Case4 で 1.29%となっており、低いレベルの誤差で抑制されていることが分かる。一方、水位ピーク期では、水位誤差値は全ケースにおいて概ね低下しており、最大で Case4 においても 0.4%程度にとどまっている。水位ピーク期には、計算対象区間では高水敷を含むほぼ全域において冠水しているため、増水期で見られた水位の横断変化が顕著でないため、各ケースの水位誤差が抑制されたものと考えられる。さらに、減水期では、高水敷が干出を開始し、高水敷から低水路へ流出するため、水位誤差値が水位ピーク期の結果よりも相対的に増加している。しかしながら、その誤差レベルの平均値は、Case2, 3, 4 において、それぞれ 0.24%、0.39%、0.48%となっており、増水期よりも小さい。

上記のように、全ての時間帯において、水位誤差値の大小関係は Case4>Case3>Case2 となり、計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ が大きいほど水位誤差は大きくなっている。しかしながら、その誤差の大きさ自体は、相対的に顕著となる増水時と減水時における Case4 に関しても、平均値で 1.29%と 0.48%と小さくなっていることが分かる。なお、平面二次元計算のみを行う時間間隔比 1 の結果を見たところ、流速横断分布パターンは、高水敷が冠水する増水期には時間的に大きく変化しているものの、その後の水位ピーク期や減水期では顕著な変化は見られなかった。そのため、洪水期全体では本手法における流速横断分布の仮定は概ね妥当であり、また、増水期に見られた流速横断分布パターンの変化が大きいところで水位誤差レベルも大きくなることが確認された。

b) 流速誤差値の縦断変化

同様に、横断平均された流速誤差値 $Err_{U,i}$ の縦断方向変化を図-8(b)に示す。ここでも、水位誤差値と同じく 4 つの時刻における Case2~4 の結果を対象としている。まず、洪水前の結果は、水位誤差値と同様に、流速誤差値は小さく、その平均値は Case4 でも 0.2%と極めて小さい。次に、増水期と水位ピーク期、減水期を見ると、いずれのケースも流速誤差値は計算時間間隔比

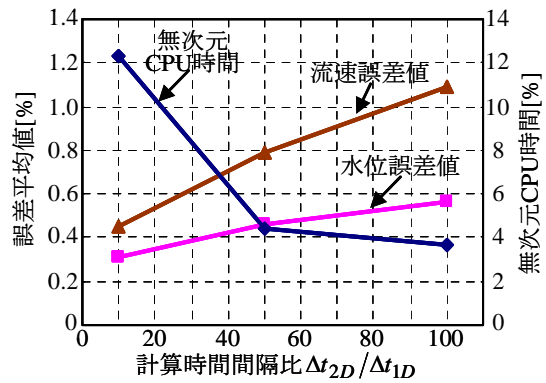


図-9 各計算ケースにおける水位・流速誤差の全平均値と無次元 CPU 時間の関係

$\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ と共に大きくなっており、水位誤差値と同じ傾向が見られる。また、流速誤差値の大きさとしては、洪水前の値よりは相対的に大きいものの、平均値としては、Case2, 3, 4 においてそれぞれ 0.2~0.9%、0.7~1.8%、1.1~2.6%と概ね小さい。

c) 誤差の全平均値

様々な計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ における本ハイブリッドモデルの計算精度と計算効率性を比較するために、各計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ に対する水位・流速誤差の全平均値と無次元 CPU 時間 T^* の結果を図-9 に示す。ここでの誤差の全平均値とは、図-8 に示した水位・流速誤差値を縦断方向に平均し、それを全計算時間にわたり平均したものである。また、無次元 CPU 時間 T^* は図-5 と同じ結果である。

これを見ると、計算時間間隔比を 10, 50, 100 と大きくすると、水位・流速誤差値は概ね直線的に増加している。また、誤差の大きさは、水位に関しては Case2, 3, 4 でそれぞれ 0.31, 0.46, 0.57%、流速に関しては 0.46, 0.79, 1.09%であり、いずれも極めて小さいことが分かる。また、無次元 CPU 時間に関しては、前述したように、計算時間間隔比を大きくすると小さくなるものの、Case3 と 4 の結果はそれほど差はない。これは、両ケースでは平面二次元計算回数が十分少なく、相対的に一次元計算の負荷が大きくなるためである。

以上の結果をまとめると、計算精度の面では、今回設定した計算時間間隔比の範囲では概ね良好であるが、計算時間間隔比を小さく設定した方が望ましい。一方、計算効率性としては、計算時間間隔比を大きくした方が良いが、今回の計算条件では時間間隔比を 50 以上としても大きな効率性向上は認められなかった。そのため、今回のような計算対象の場合には、計算時間間隔比を 50 (Case3) 程度に設定することが適当であると考えられる。

4. おわりに

本研究で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) 一次元計算と同程度の計算負荷で平面二次元計算と同レベルの計算精度を有することが可能な一次元・平面二次元ハイブリッド型河川流モデルを開発した。本モデルでは、一次元計算と平面二次元計算を併用し、毎計算ステップでは一次元計算のみを行い、数から数十ステップに一回の割合で平面二次元計算を実施し、両計算結果を交換する。その際、CFL 条件に依存せずに平面二次元計算の時間間隔を設定し得ることから、本モデルは計算効率性を飛躍的に向上させつつ、高精度化を実現可能な新しい河川流計算法である。また、本モデルの基礎方程式系を導出すると共に、数値解法や計算手順を明示した。
- (2) 本モデルの基本性能を検証するために、本モデルを江戸川の洪水流シミュレーションへ適用した。そこでは、計算時間間隔比 $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$ を 1, 10, 50, 100 と設定した。計算効率性としては、時間間隔比 1 の CPU 時間を他のケースの結果で除した速度向上率 T_*^{-1} は時間間隔比 10, 50, 100 においてそれぞれ 8.1 倍, 22.5 倍, 27.6 倍となり、時間間隔比増加に伴って CPU 時間が削減され、本モデルの計算効率性が高いことが示された。また、平面二次元計算と一次元計算の CPU 時間が同程度となる時間間隔比 50 以上では、一次元計算の CPU 時間が相対的に大きくなるため、本計算条件ではこれ以上計算時間間隔比を大きくしても CPU 時間削減には効果的ではない。
- (3) 上記の計算結果と ADCP による流速横断分布データを比べたところ、計算時間間隔比が 100 のケースでも、計算結果は観測結果と概ね一致していた。また、計算時間間隔比 1 を基準として、各ケースの水位・流速誤差を算出したところ、誤差の全平均値は概ね小さく、本モデルにより、平面二次元計算の回数を減らしても高精度を維持していることが示された。また、計算精度と計算効率性を考慮すると、今回の計算対象では、計算時間間隔比を 50 程度とすることが適当であることが示された。

なお、本論文では、限られた数値計算事例しか示せていないが、今後は、より多くの河川や様々な洪水イベントにおける適用事例を増やして、本モデルの汎用性を検証する必要がある。また、本モデルでは、式 (4) ,

(5) に示すように平面二次元計算法における変数として流速を選定しているが、保存性を考慮して流量フラックスを変数として採用する平面二次元モデルも多い¹³⁾。流量フラックスを用いる平面二次元計算法に本モデルを適用することには何の支障も無く、今後、適用する予定

である。

謝辞: 本モデルを構築する際には、山口大学・赤松良久准教授や (株) パシフィックコンサルタンツ・山崎裕介氏、(株) ドーコン・佐藤慶太氏に多くの御助言を賜った。国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所には、断面測量結果や水位・流量データを提供していただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：水理公式集 [平成 11 年版]，丸善，pp.87-125, 1999.
- 2) 土木学会：水理公式集 例題プログラム集 [平成 13 年版]，2002.
- 3) Weiming, W.: *Computational River Dynamics*, Taylor & Francis, pp.1-345, 2008.
- 4) <https://framework.nilim.go.jp/>
- 5) 細田尚：河川流のモデリングと河床・河道変動解析の進歩，水工学に関する夏期研修会講義集，第 38 巻，pp.A-2-1-A-2-22, 2002.
- 6) 渡邊明英，西村達也：河川流に関する数値解析の現状と課題，河川技術論文集，Vol.6, pp.25-30, 2000.
- 7) 林泰造：河川の不定流について，水工学に関する夏期研修会講義集，第 3 巻，pp.A1.1-A1.20, 1966.
- 8) 須賀堯三，葛西敏彦：陰形式差分法による不定流計算法，土木技術資料，Vol.24, No.4, pp.193-198, 1982.
- 9) 福岡捷二，藤田光一，新井田浩：樹木群を有する河道の洪水位予測，土木学会論文集，No.447/II-19, pp.17-24, 1992.
- 10) 福岡捷二，佐藤宏明，出口桂輔：洪水流の非定常二次元解析法の研究，土木学会論文集 B, Vol.65, No.2, pp.95-105, 2009.
- 11) 西本直史，清水康行，青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算，土木学会論文集，No.456/II-21, pp.11-20, 1992.
- 12) Bradbrook, K. F., Biron, P. M., Lane, S. N., Richards, K. S. and Roy, A. G.: Investigation of controls on secondary circulation in a simple confluence geometry using a three-dimensional numerical model, *Hydrol. Process.*, Vol.12, pp.1371-1396, 1998.
- 13) 長田信寿，細田尚，村本嘉雄：河岸侵食を伴う河道変動の特性とその数値解析法に関する研究，土木学会論文集，No.621/II-47, pp.23-39, 1999.
- 14) 福岡捷二，渡邊明英，原俊彦，秋山正人：水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算，土木学会論文集，No.761/II-67, pp.45-56, 2004.
- 15) 安竹悠，清水康行，長谷川善彦，舛甚甲介：2003 年台風 10 号による北海道日高地方厚別川の氾濫解析，河川技術論文集，Vol.10, pp.237-242, 2004.
- 16) 石川忠晴，鈴木研司，田中昌宏：開水路の準三次元計算法に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.375/II-6, pp.181-189, 1986.
- 17) 佐藤慶太，二瓶泰雄：河川洪水流シミュレーションに対するネスティング計算法の適用，水工学論文集，Vol.49, pp.679-684, 2005.

- 18) Alho, P. and Aaltonen, J.: Comparing a 1D hydraulic model with a 2D hydraulic model for the simulation of extreme glacial outburst floods, *Hydrol. Process.*, Vol.22, pp.1537-1547, 2008.
- 19) 岩佐義朗, 井上和也, 水鳥雅文: 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp.305-317, 1980.
- 20) 川池健司, 井上和也, 戸田圭一, 野口正人: 寝屋川流域を対象とした氾濫解析モデルの高度化, 水工学論文集, Vol.47, pp.919-924, 2003.
- 21) Madala, R. V. and Piacsek, S. A.: A semi-implicit numerical model for baroclinic oceans, *J. Comp. Phys.*, Vol.23, pp.167-178, 1977.
- 22) Blumberg, A. F. and Mellor, G. L.: Diagnostic and prognostic numerical circulation studies of the South Atlantic Bight, *J. Geophys. Res.*, Vol.88, No.C8, pp.4579-4592, 1983.
- 23) 二瓶泰雄, 加藤祐一, 佐藤慶太: 広域河川流計算のための新たな三次元流動モデルの開発と洪水流計算への応用, 土木学会論文集, No.803/II-73, pp.115-131, 2005.
- 24) 二瓶泰雄, 大橋暁: 三次元河口流解析用モードスプリット法の提案, 海岸工学論文集, Vol.53, No.2, pp.1366-1370, 2006.
- 25) 山崎裕介, 二瓶泰雄: 簡易境界適合座標系に基づく河川流モデルの提案, 土木学会論文集, No.803/II-73, pp.69-80, 2005.
- 26) 国土交通省関東地方整備局: 平成 19 年「台風 9 号による豪雨災害」出水の記録 9 月 28 日版, pp.1-32, 2007.
- 27) 岩本演崇, 二瓶泰雄: H-ADCP 計測と河川流シミュレーションに基づく複断面河道の洪水流量モニタリング, 水工学論文集, Vol.53, pp.1009-1014, 2009.
- 28) 二瓶泰雄, 色川有, 井出恭平, 高村智之: 超音波ドップラー流速分布計を用いた河川流量計測法に関する検討, 土木学会論文集 B, Vol.64, No.2, pp.99-114, 2008.

(2011. 9. 6 受付)

A HYBRID 1-D AND DEPTH-AVERAGED 2-D NUMERICAL MODEL OF RIVER FLOWS

Yasuyuki KATO and Yasuo NIHEI

This paper presents a hybrid one-dimensional (1D) and depth-averaged two-dimensional (2D) numerical model that may be used to simulate river flows with reduced computational load such as that with a 1D model, and without losing much accuracy like that with a 2D model. The time interval for 2D calculations, Δt_{2D} , was set to be quite larger than that for 1D calculations, Δt_{1D} , by introducing a new technique with high numerical stability to appreciably reduce the computational time, while 1D and 2D calculations were done separately. The present model was applied to the computation of flood flows in the Edogawa River in Japan with various values for $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}$. The present model could significantly reduce the computational time and maintain high numerical accuracy comparable to that with 2D calculations even where $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}=100$. We also noted that $\Delta t_{2D}/\Delta t_{1D}=50$ ensured efficient and accurate computation of flood flows.