

河川合流点における非定常乱流モデルを用いた河床変動計算

Numerical simulation of bed deformation using unsteady turbulent flow model at river confluence

舩屋繁和*・清水康行**・舩甚甲介*

Shigekazu MASUYA and Yasuyuki SHIMIZU and Kosuke MASUJIN

*学生員 工学 北海道大学 工学研究科北方圏環境政策工学専攻 (〒060-0813 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

** 正会員 工博 北海道大学教授 工学研究科北方圏環境政策工学専攻 (〒060-0813 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

At the confluence of two rivers, flow is complex. This is particularly true at times of high discharge. In this study, flow and bed deformation were investigated at such a location. A flume experiment was conducted to observe flow velocity and bed deformation around a confluence of two channels. Numerical models with different turbulence models, such as 0-equation model, standard k- ϵ model and k- ϵ model considering strain parameter, were applied to calculate under the experimental conditions. Then, calculation results were compared with experimental results. Additionally, numerical model was applied to calculate flows and bed deformations around the confluence of the Appetu river and the Biu river. It was shown that the k- ϵ model considering strain parameter, seems better than other turbulent models to reproduce flow and bed deformation at the confluence.

Key Words: the vicinity of river confluence, flood flow, 0-equation model, k- ϵ modelキーワード: 河川合流点, 洪水流, 0-方程式モデル, k- ϵ モデル

1. はじめに

河川合流点では、本川と支川の流れの相互干渉により複雑な流れが発生する。実際、合流点付近では流れの急激な減速や死水域の発生などに起因して大量の土砂が堆積し、氾濫につながる場合もしばしば報告されている。例えば韓国の洛東江では、2002年の9月の大雨と12月の台風による出水で、支川の新盤川との合流点で大規模な氾濫が報告されている¹⁾。洛東江の場合は、本川から支川への出口部分に大量の土砂が堆積し、新盤川の流れがせき止められ、大規模な氾濫の引き金となった。一方、北海道でも2003年8月の台風10号によってもたらされた大雨により、日高地方の中規模河川である厚別川を中心に至る所で氾濫被害が発生した。このうち、厚別川本川とその支川である比宇川の合流点において、特に大規模な氾濫が発生している。厚別川の場合は、合流点付近の川幅が狭かったこと、支川の合流点角度がほぼ直角であったことから、合流点付近で急激に水位が上昇し、この結果、周辺の農地や牧場へ大量の氾濫水が流れ出し、被害が大きく広がったものと推定される。さらに、河川合流点特有の複雑かつ速い流れが発生した結果、民家に壊滅的な被害が発生したものと考えられる。このように、河川合流点付近では氾濫被害が発生しやすく、河川合流点付近の流れや

河床変動のメカニズムを調べることは、河川工学上重要な課題であるといえる。本研究では、実河川における河川合流点での複雑な流れ及び河床変動特性の把握を目的とし、(1)模型実験 (2)数値解析を用いて河川合流点における流れの特徴を検討した。さらに、厚別川と比宇川の合流地点における数値計算を行い、本研究で検討した数値計算モデルの有用性を検討した。

模型実験は、厚別川における比宇川合流点のケースと同様に、直角に合流する河川合流点を模した実験水路を作成し、固定床上での流向、流速および水位の計測を行った。さらに移動床実験も行い、その河床変動量を計測している。数値計算モデルは2次元浅水流方程式および混合粒径による河床変動計算モデルを用いた。また、数値計算モデルの検証は、本研究で行った水路実験結果と比較することにより、0-方程式モデル、標準型k- ϵ モデル、ストレイン・パラメータ依存性を考慮したk- ϵ モデルの3つの乱流モデルについて検討を行っている。最後に、このモデルを実際に厚別川における比宇川合流地点に適用し、2003年8月洪水時の流れ及び河床変動の様子を再現した。また、現地を対象とした計算では、現地調査で明らかになった合流点近傍の橋梁地点の閉塞とこれに伴う氾濫および住宅の被害などの因果関係を検討すべく、橋梁閉塞を想定した計算も行った。

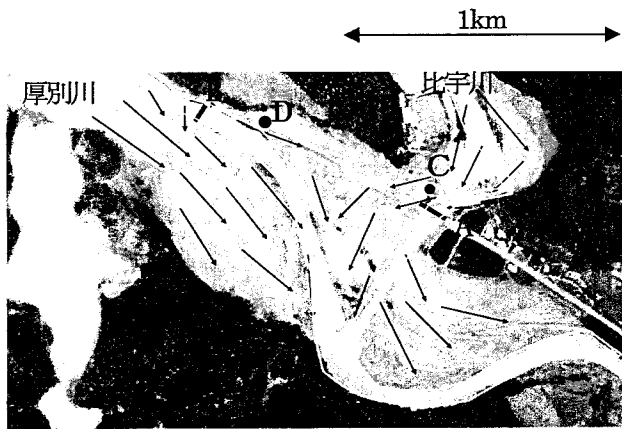


図-1 厚別川と比宇川の合流点の航空写真

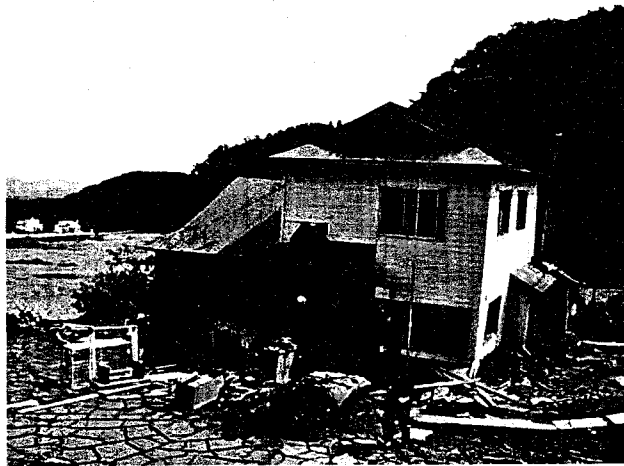


図-2 C地点にある被害を受けた民家

2. 解析対象洪水

2003年8月9日の夜半から10日の朝にかけて、北海道日高地方を襲った台風10号により、日高地方では局所的に総雨量400mmを上回る集中豪雨が記録され、特に河川改修が十分に進んでいなかった厚別川では未曾有の大氾濫が発生した。厚別川は幹川流路延長34.7km、流域面積266km²の中規模河川である。現地調査は10日の午後から断続的に行われたが、本格的な調査は道路状況が回復した9月に入ってから行われた。本研究では、特に被害の激しかった厚別川の河口から上流約15kmに位置する比宇川の合流点を含むその周辺を解析対象とした。

現地調査では、河川や氾濫原の堆積・侵食状況、橋梁や民家の被害状況、構造物と植生の傾きや聞き取り調査によって、氾濫時の流向や水深の推定などが行われた。図-1は、氾濫直後に撮影された厚別川・比宇川合流点の航空写真である。図中において、左から右に向かって流れているのが本川の厚別川であり、上から下に向かって流れているのが支川の比宇川である。図からも分かるように、谷幅いっぱいに氾濫流が発生する場合には、厚別川・比宇川合流点直下流は狭窄部となり、さらに比宇川が本川河道に対してほぼ直角に合流するという地形的特性を有し

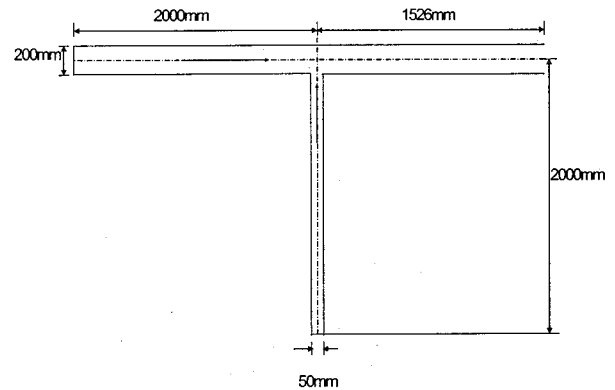


図-3 実験水路

ている。図中の矢印は現地調査により推定された流向である。また、図中のA、B地点には橋梁が存在するが、洪水発生時には、これらの橋脚の間に大量の流木が詰まり、低水路は閉塞状態であったと推定される。このことから、厚別川・比宇川合流点では、河道閉塞の効果も作用し、複雑かつ速い流れが発生し、C、D地点の民家（図-2）を破壊したものと考えられる。

3. 模型実験の概要

本研究は、実河川における河川合流点での流れ及び土砂動態の把握を目的としているが、実河川における数値計算を行う前に、既往の比較的簡易な数値計算モデルが、一般的な合流点を含む流れに適用可能かどうかを検証する必要がある。そこで本研究では、合流点の流速分布を測定するために、最も単純であると考えられる、本川と支川が直角に合流する形状を模した、以下に述べる模型実験を実施した。実験装置は図-3に示すように、本川幅20.0cm、支川幅5.0cmで直角に合流する水路で、それぞれ上流側からポンプに繋がるバルブで流量を調節しながら通水させる構造となっている。流速は、小型電磁流速計を用いて、河床から6割の地点で本線の縦断方向に5cm毎に20点、横断方向に2cm毎に8点の計160点で計測した。水深はポイントゲージを用いて本川の水路中心に沿って5cm間隔で15点計測した。また、流速を計測するためには、ある程度水深が必要となるため、水路勾配を本川1/100、支川1/50とし、実験流量は、本川1.14(l/s)、支川0.71(l/s)とした。さらに、射流条件を避けるために、本川下流端では簡易な堰を設ける事により、本川、支川ともに常流状態とした。また、合流点付近の流れの影響による河床変動を検討するために、移動床による模型実験も行った。移動床実験を行う際には、1)掃流砂卓越条件であること2)非砂州発生領域であること3)リップルの非発生領域であること4)支川に対する本川背水位の影響がないことを考慮して実験条件を決定した。詳細な実験条件を表-1に示す。な

表-1 移動床模型実験条件

	width (m)	slope	Discharge (l/s)	U^*	Fr	h (m)	Diameter (m)	τ_{*c}	τ_*
Main stream	0.2	0.01	2.26	0.044	1.279	0.02	0.000496	0.034	0.244
Tributary	0.05	0.01	0.57	0.044	1.279	0.02	0.000496	0.034	0.244
After the confluence	0.2	0.01	2.83	0.047	1.309	0.022	0.000496	0.034	0.281

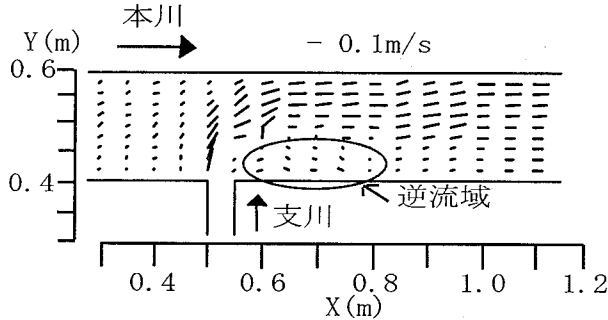


図-4 合流点付近の流速ベクトル(実験結果)

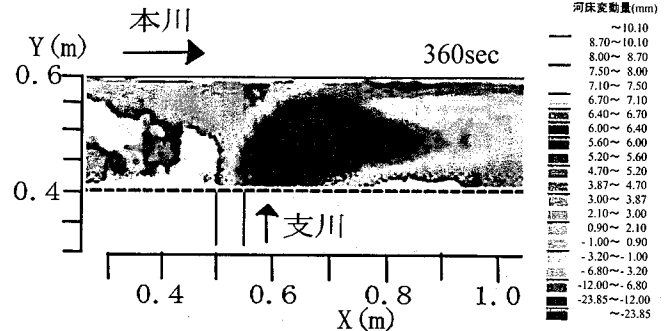


図-5 合流点付近の河床変動量(実験結果)

お, 上流端からの給砂量は, その場の水理条件から決まる平衡流砂量とした. また, 河床の測定にはレーザー砂面計を用いた.

固定床実験による流速分布測定実験結果の流速ベクトル図を図-4 に, 移動床実験による河床変動量測定結果を図-5 に示す. 図-4 を見ると, 支川合流後の本川右岸側に沿って逆流域が形成されていることが分かる. また, 図-5 を見ると, 本川の支川合流点付近で河床の深掘れが, 逆流域で若干の土砂堆積が発生していることが分かる.

4. 数値計算モデルの概要

4.1 流れの計算モデル

本研究では, 流れの計算に2次元浅水方程式を用いた. 連続の式を「式(1)」に, x, y 方向の運動方程式を「式(2)」 「式(3)」に, それぞれ示す.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2h)}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial x} \\ & - \frac{\tau_x}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uv h)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2h)}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial y} \\ & - \frac{\tau_y}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \end{aligned} \quad (3)$$

ここで, x, y : それぞれ互いに直行する平面状の座標, t : 時間, u, v : x, y 方向の水深平均流速, ρ : 水の密度, h :

水深, H : 水位, g : 重力加速度, v_t : 水深平均に関する渦動粘性係数である. 渦動粘性係数 v_t は, 0-方程式モデル, 標準型 $k-\varepsilon$ モデル及びストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルの3種類の方法で求め, 結果を比較することとした. 0-方程式モデルによる v_t を「式(4)」に, 標準型 $k-\varepsilon$ モデル (Rodi²⁾) による v_t を「式(5)」にそれぞれ示す.

$$v_t = \frac{\kappa}{6} U^* h \quad (4)$$

$$v_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (5)$$

ここで, U^* : 摩擦速度, κ : カルマン定数 (0.4), C_μ : モデル定数である. なお, 式(4)中の $\kappa/6$ は 0.1~0.3 程度の値となることが一般に知られている. 本研究では, これらの値を用いた計算も行ったが, 結果に大きな違いが見られなかったため, 以降の検討においては, $\kappa/6$ を用いることとした. また, 「式(5)」における k 及び ε は次の「式(6)」 「式(7)」によって算出する.

$$\begin{aligned} \frac{\partial k}{\partial t} + u \frac{\partial k}{\partial x} + v \frac{\partial k}{\partial y} = & \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_h + P_{kv} - \varepsilon \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + v \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = & \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} P_h + P_{\varepsilon v} - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (7)$$

ここで, $C_{1\varepsilon}$, $C_{2\varepsilon}$, σ_k , σ_ε はモデル定数であり, それぞれ

表-2 モデル定数

C_μ	$C_{l\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$	σ_k	σ_ε
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3

の値を表-2に示す。なお、 P_{kv} 及び P_{ev} は次式によって算出する。

$$P_{kv} = C_k \frac{U^{*3}}{h} \quad (8)$$

$$P_{ev} = C_\varepsilon \frac{U^{*4}}{h^2} \quad (9)$$

ストレイン・パラメータ依存性を考慮したk- ε モデルでは、「式(5)」中の C_μ を定数とせず、計算時間ごとに算出する。 C_μ の算出方法については、Katoら³⁾、Cottonら⁴⁾等により様々な研究が行われているが、本研究では、最も適合性の良かったCraftら⁵⁾による次式を用いる。

$$C_\mu = \frac{0.3}{1 + 0.35[\max(S, \Omega)]^{1.5}} \quad (10)$$

$$[1 - \exp\{-\frac{0.36}{\exp(-0.75 \max(S, \Omega))}\}]$$

ここで、 S 及び Ω はそれぞれ「式(11)」「式(12)」により算出する。

$$S = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right)^2} \quad (11)$$

$$\Omega = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right)^2} \quad (12)$$

本研究では、実河川に適用することを考慮し、以上の直交座標系における計算モデルを、一般座標系に変換して用いた。また、数値計算を行う際、運動方程式は分離解法により移流項とそれ以外の項に分離し、移流項にはCIP法、拡散項には中央差分法を用いて計算を行った。

4.2 河床変動モデル

本研究では、模型実験は均一粒径により行っているが、実河川に適用することを考慮し、混合粒径による2次元河床変動計算を行う。以下に、全流砂連続式(式(13))および河床材料粒径分布連続式(式(14))を示す。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial \sum_k q_{bk}^x}{\partial x} + \frac{\partial \sum_k q_{bk}^y}{\partial y} \right) = 0 \quad (13)$$

$$\delta \frac{\partial p_k}{\partial t} + p_k^* \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bk}^x}{\partial x} + \frac{\partial q_{bk}^y}{\partial y} \right) = 0 \quad (14)$$

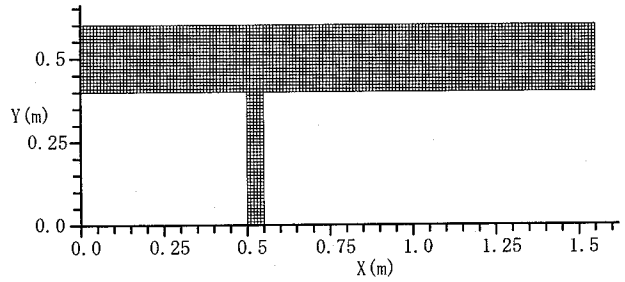


図-6 実験水路の数値計算に用いた計算格子

ただし、

$$p_k^* = p_k, \quad \frac{\partial z}{\partial t} \geq 0 \quad (15)$$

$$p_k^* = p_{k0}, \quad \frac{\partial z}{\partial t} \leq 0 \quad (16)$$

ここで、 z :河床高、 λ :空隙率、 q_{bk}^x, q_{bk}^y :それぞれ x, y 方向の粒径別単位幅掃流砂量、 p_k :交換層における粒径 d_k が含まれる割合、 p_{k0} :貯留層における粒径 d_k が含まれる割合、添字 k :各粒径区分である。掃流砂量の算出には、以下に示す芦田・道上の式を用いる。

$$q_{bk} = p_k 17 \tau_{*k}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \sqrt{sgd_k} \quad (17)$$

ここで、 τ_{*ck} :各粒径の無次元限界掃流力、 τ_{*k} :各粒径の無次元掃流力、 u_{*ck} :各粒径の限界摩擦速度、 u_{*k} :摩擦速度、 s :砂の水中比重(1.65)、 g :重力加速度、 d_k :河床材料粒径をそれぞれ表す。また、混合粒径による計算を行うため、 u_{*ck} には、Egiazaroffによる式における底面近傍の流速分布を修正した、以下に示す浅田の式を用いる。

$$\frac{u_{*ck}^2}{u_{*cm}^2} = \left[\frac{\log 23}{\log \left(21 \frac{d_k}{d_m} \right) + 2} \right] \frac{d_k}{d_m} \quad (18)$$

ここで、 d_m :河床材料平均粒径、 u_{*cm} : d_m に対する限界摩擦速度である。

なお、流れの計算モデルと同様に、以上の直交座標系における河床変動モデルを一般座標系に変換した。また、計算時間刻みは、流れの計算と同じとした。

5. 模型実験再現計算結果

5.1 流れの再現計算結果

本研究では、先に示した(1)0-方程式モデル(2)標準型k- ε モデル(3)ストレイン・パラメータ依存性を考慮したk- ε モデルの3つの乱流モデルを用いて、模型実験における流れの再現計算を行った。実験水路の数値計算に用いた計算格子を図-6に示す。なお、同一の格子に本川と支川

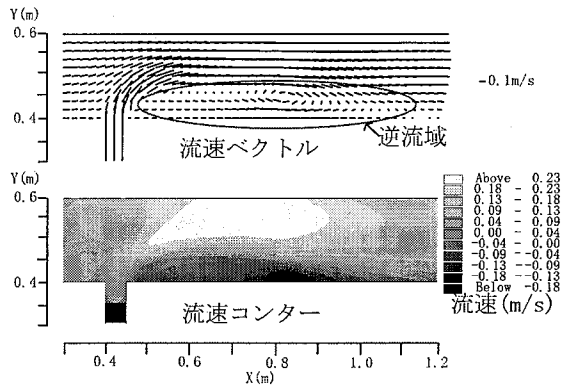


図-7 0-方程式モデルを用いて計算した流速ベクトル図とコンター図

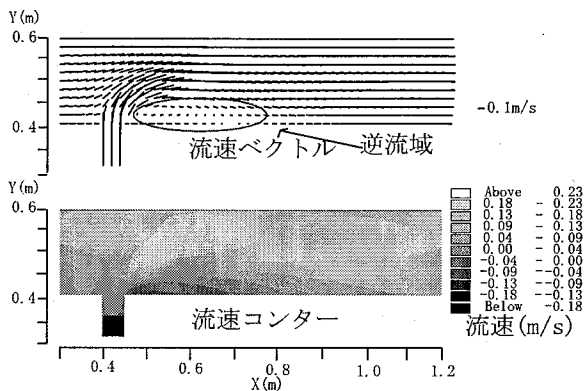


図-8 標準型 $k-\varepsilon$ モデルを用いて計算した流速ベクトル図とコンター図

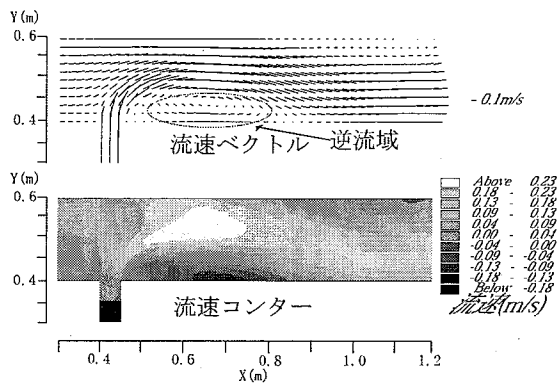


図-9 ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルを用いて計算した流速ベクトル図とコンター図

を配置しているため、合流部には特別な境界条件は設定していない。0-方程式モデル、標準型 $k-\varepsilon$ モデル、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルによる計算結果の時間平均流速ベクトル図および X 方向（本川流下方向）成分の流速コンター図を、図-7、図-8、図-9 にそれぞれ示す。また、固定床実験と、その数値計算結果の水位を図-10 に示す。なお、境界条件として、本川、支川両

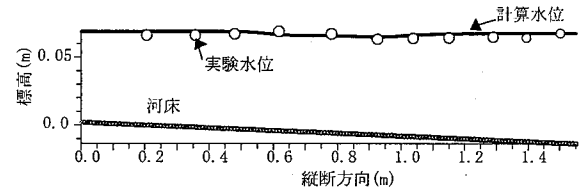


図-10 固定床実験における実験水位と計算水位の比較

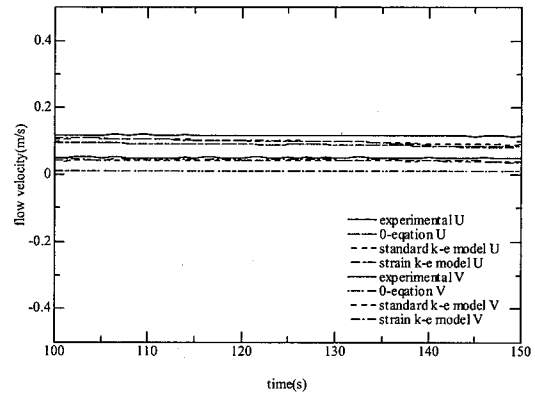


図-11 実験結果と計算結果の流速の水深平均の時系列 (X=0.4, Y=0.5)

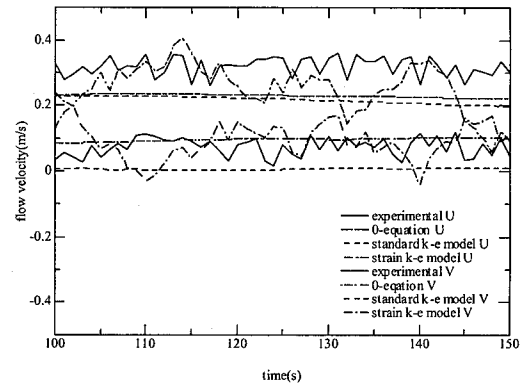


図-12 実験結果と計算結果の流速の水深平均の時系列 (X=0.6, Y=0.5)

方の上流端で流量、本川の下流端で水位を与え、流量は実験と同様に、本川を 1.14(l/s)、支川を 0.71(l/s) とし、若干の試行計算の結果、マンニングの粗度係数を 0.011 とした。また、流れが安定する計算開始後 60 秒から 90 秒の間を平均して計算結果とした。図-7、図-8、図-9 を見ると、各モデルの計算結果で、合流点直下流に逆流域が形成されているのが分かる。0-方程式モデルによる計算結果を模型実験結果と比較すると、本川流下方向については逆流域が過大に表現されているが、本川横断方向については良く一致している。また、模型実験結果と標準型 $k-\varepsilon$ モデルによる計算結果を比較すると、標準型 $k-\varepsilon$ モデルでは本川流下方向および本川横断方向ともに、逆流域が若干小さく表

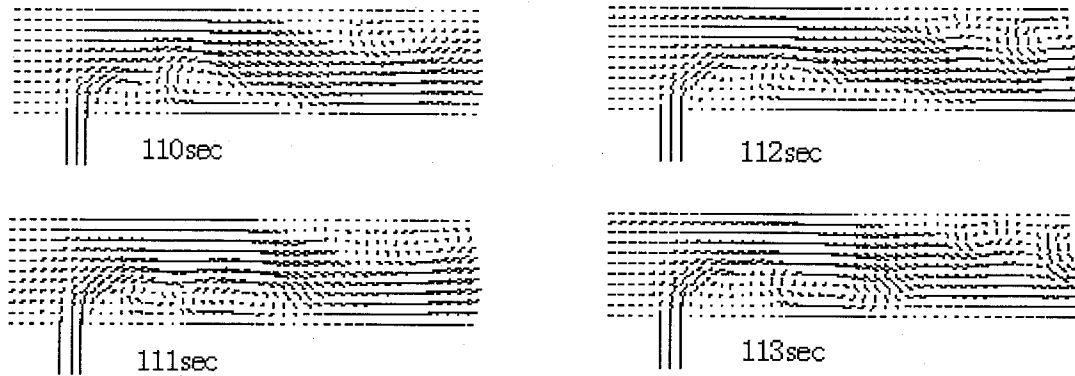


図-13 ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルによる各時点の水深平均流速ベクトル図

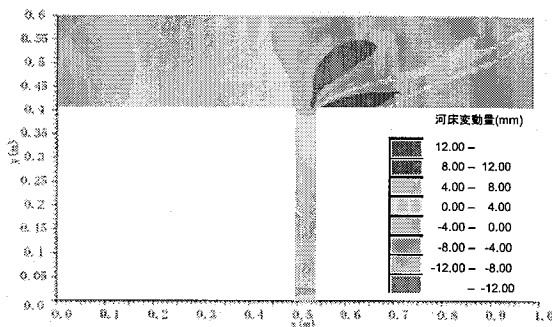


図-14 ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルによる河床変動量計算結果

現されている。一方、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルの計算結果は、模型実験において合流点直下流に形成されている逆流域を、ある程度良好に再現しているが、 $X=1.0\text{m}\sim 1.2\text{m}$ 地点の左岸部分に、模型実験には見られない逆流域が形成されている。これは、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いることによって、非定常渦運動の影響が現れたものと考えられる。計算水位については、各モデルにほとんど差異が見られなかったため、0-方程式モデルによる計算水位のみを図-10に表示した。図-10を見ると、計算水位は実験水位を良く再現していることが分かる。さらに、本研究では合流点に見られる非定常渦運動の再現性について検証を行った。図-11、図-12は、実験結果と計算結果の流速を時系列順に比較したものである。図-11は、図-6中の座標系における支川合流前の本川中央の点 $X=0.4$ 、 $Y=0.5$ の位置を、図-12は、支川合流後の本川中央の点 $X=0.6$ 、 $Y=0.5$ における水深平均流速を時系列順に表している。また、 X 方向、 Y 方向の流速をそれぞれ U および V としている。図-11を見ると、標準型 $k-\epsilon$ モデルを用いた計算結果およびストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いた計算結果は、実験結果とある程度同じ変動特性を示している。これは、支川合流点の上流側では非定常渦運動が発生していないためであると考えられる。一方、図-12は支川合流点の下流位置であり、実験結果のグラフから非定常渦運動によって流速の変化が激しくなっていること

が分かる。グラフから、0-方程式モデルおよび標準型 $k-\epsilon$ モデルを用いた計算は、非定常性を全く再現していないことが分かる。一方、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルは、実験結果とは若干のずれがあるものの、ある程度非定常性を再現しているものと考えられる。また、図-13はストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いて計算した水深平均の流速ベクトル図である。この図は、計算経過時間110sから113sまでの時刻を1秒おきに表示したものである。図-13からも、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いた計算では、非定常渦運動が再現されていることがわかる。

以上、0-方程式モデル、標準型 $k-\epsilon$ モデルおよびストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルの3つのモデルを用いて流れの再現計算を行った結果、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルが、逆流域の形状と非定常渦運動に関して、定性的にはあるが最も良く再現していると考えられる。そこで、次章以降における流れの計算には、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いることとする。

5.2 河床変動再現計算結果

前項の検討から、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルが、合流点における流れを最も良く再現しているものと考えられる。そこで、本項ではストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\epsilon$ モデルを用いて、移動床実験における河床変動再現計算を行った。計算結果を図-14に示す。図-14によると、支川合流点近傍の、流れが速くなる箇所に見られる深掘れや、逆流域に見られる土砂堆積等の、合流点特有の河床変動の様子が再現されていることが分かる。しかし、数値計算結果を図-5の実験結果と比較すると、深掘れ範囲が小さく、逆流域の土砂堆積範囲が若干大きくなっていることが分かる。これは、先に示した図-11、図-12に示したように、流れの数値計算における流速が、実験値よりも若干小さく計算された為と考えられる。

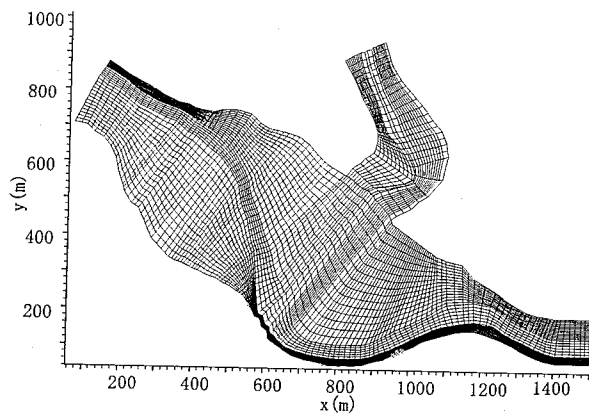


図-15 厚別川・比宇川合流地点の計算格子

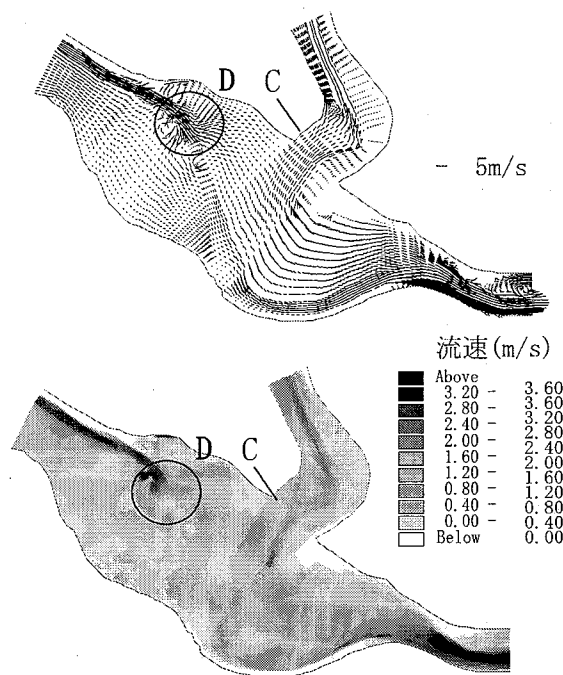


図-17 氾濫再現計算の流速ベクトル図およびコンター図

6. 実河川再現計算結果

模型実験と比較した結果、これまでに示した乱流モデルのうち、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルが、河川合流点における流れの再現計算に対して、最も再現性が良いと考えられる。そこで、本モデルを北海道日高地方厚別川に適用し、2003年8月洪水時の厚別川・比宇川合流地点の流れ及び河床変動再現計算を行った。計算格子は、流向、流速の急変部にも対応できるように可能な限り滑らかに配置し、河道部だけでなく氾濫原の計算も行えるように、計算領域を広範囲に設定し、計算領域の上下流には、ある程度の助走距離を設けている(図-15)。また、上流端の境界条件として、ウォンサ⁹⁾によって推定された洪水期間中のピーク流量(厚別川 863m³/sec, 比宇川 732m³/sec)を一定流量として与え、下流端の境界条

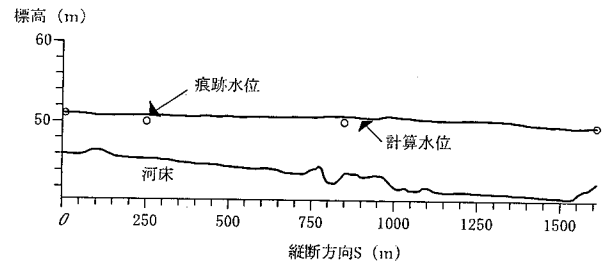


図-16 計算水位と痕跡水位の比較

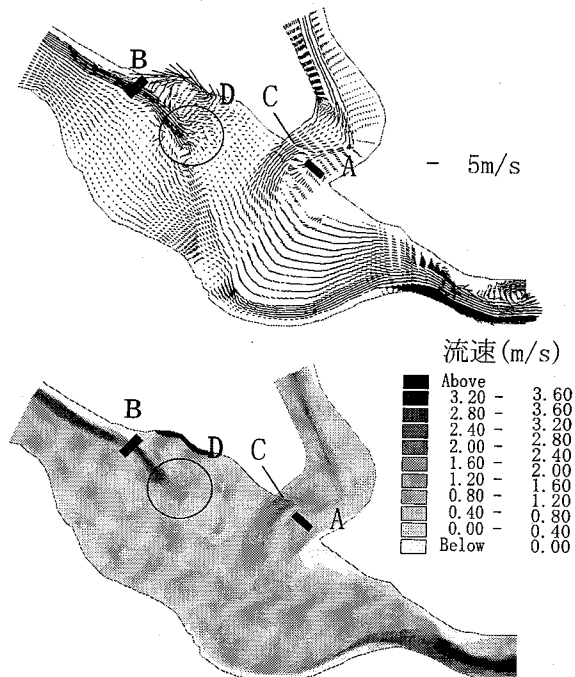


図-18 A地点の橋脚閉塞を考慮した氾濫再現計算の流速ベクトル図およびコンター図

件には、現地調査で観測された洪水痕跡水位(標高 49.5m)を与えた。また、上流からの給砂量については、2003年8月洪水時の詳細なデータが得られなかったことから、その場の水理条件から決まる平衡流砂量を与えた。マニングの粗度係数については、低水路で0.030, 高水敷で0.065とし、計算粒径を0.1mm, 0.5mm, 1.0mm, 5.0mm, 10.0mm, 初期粒径分布は、それぞれの粒径が0.2の割合で分布しているものとした。厚別川低水路中心線に沿った計算水位と痕跡水位の比較を図-16に、水深平均流速のベクトル図およびコンター図を図-17に、図-1中A, B地点の橋脚閉塞を考慮した再現計算における水深平均流速のベクトル図およびコンター図を図-18にそれぞれ示す。図-16を見ると、計算水位と洪水痕跡水位が良く一致していることが分かる。また、図-17を見ると、本川である厚別川の流れが低水路曲頂部よりやや下流から氾濫して、氾濫原を直線的に流下する流れとなっていることから、蛇行複断面流れの特徴を良く表していると考えられる。さらに、破壊された

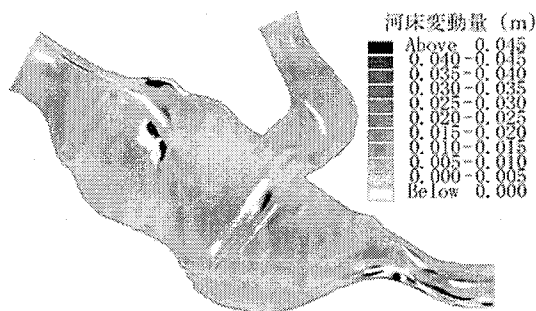


図-19 厚別川・比宇川合流地点 2003 年 8 月洪水時の
河床変動量再現計算結果

民家が観測されている図中 D 地点では、逆流域が発生していることがわかる。一方、図-18を見ると、図中 A 地点の橋脚閉塞の影響により、C 地点の流速が大きくなっていることが分かる。また、B 地点における橋梁閉塞の効果により、D 地点付近の逆流域が大きくなっていることが分かる。このことから、破壊された民家が現地調査で観測された地点では、河川合流点であることに加えて橋梁閉塞の効果も影響し、速い流れもしくは逆流域が発生し、これにより民家が破壊されたと推察される。以上のことから、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルによる、厚別川・比宇川合流点における 2003 年 8 月洪水の氾濫再現計算結果は、実現象を、ある程度再現できたのではないかと考えられる。

最後に、2003 年 8 月洪水における河床変動再現計算結果を図-19 に示す。図-19 を見ると、流れの速い低水路内部以外は、ほとんどの箇所です砂堆積が発生していることが分かる。洪水氾濫後の航空写真である図-1 においても、ほとんどの箇所です砂堆積が発生していることから、本モデルによる河床変動計算は、実河川における再現計算にも、ある程度適用可能であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、実河川における河川合流点での流れ及び河床変動の把握を目的とし、(1)模型実験(2)数値解析を行い、河川合流点における流れの特徴および河床変動量の再現を行った。本研究で得られた結果を、以下に挙げる。

- (1) 河川合流点の流れの特徴である、河川合流点直下流に発生する逆流域と非定常渦運動は、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルを用いることで定性的にはあるが、ある程度再現することができた。
- (2) 逆流域に発生する土砂堆積を、ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルを用いた河床変動計算で、ある程度定性的に再現することができた。

- (3) ストレイン・パラメータ依存性を考慮した $k-\varepsilon$ モデルを用いた河床変動計算は、実河川でも、ある程度適用可能であると考えられる。

なお、本研究では洪水発生前の河床材料粒径分布データが不足しており、河床変動再現計算を行う際に推定値を用いている。そのため、他の実河川においても本モデルを適用し、適用例を蓄積する必要があると考えられる。しかしながら、比較的簡便なモデルで実河川における合流点の流れを比較的精度良く再現できたことから、本モデルは、河川合流点における流れおよび河床変動計算に対して、ある程度有効であると考えられる。

本研究では、モデルの評価方法に関して定性的な評価しか行われていない。また、模型実験および数値計算ともに、一定流量条件下での検討しか行っていない。そのため非定常流量条件による検討を行った上で、定量的な検討を行うことが今後の課題となる。また、実際の河川には植生の影響が作用することから、これらの影響を考慮することで、本モデルは、より実用性の高い数値計算モデルになるものと考えられる。

参考文献

- 1) 賓馨：2002 年朝鮮半島における豪雨洪水土砂被害に関する研究調査，京都大学防災研究所，2003。
- 2) Wolfgang Rodi：Turbulence Models and Their Application in Hydraulics, IAHR AIRH MONOGRAPH, 1993.
- 3) Kato, M and Launder, B. E. :The modeling of turbulent flow around stationary and vibrating square cylinders, Proc 9th Symp. On turbulent Shear Flows, Kyoto, Vol.1, 10-4-1 - 10-4-6, 1993.
- 4) Cotton, M. A. and Ismael, J. O. : Development of a two-equation turbulence model with reference to a strain parameter, Proc 5th IAHR Conference on Refined-Flow Modeling and Measurement, Paris, pp.117-124, 1993.
- 5) Craft, T.J., Launder, B.E. and Suga, K. : Extending the applicability of eddy viscosity models through the use of deformation invariants and non-linear elements, Proc. 5th IAHR Conference on Refined-Flow Modeling and Measurement, Paris, pp.125-132, 1993.
- 6) ウォンサ・サニット，清水康行，村上泰啓：2003 年台風 10 号による北海道日高地方河川の洪水流出及び土砂動態特性について，水工学論文集，第 48 巻(2)，pp. 1099-1104, 2004.

(2006 年 4 月 13 日 受付)