

河川合流点を含む流れに関する研究

STUDY OF FLOW IN THE VICINITY OF RIVER CONFLUENCE

舩甚甲介¹・清水康行²
Kosuke MASUJIN and Yasuyuki SHIMIZU

¹学生員 工学 北海道大学大学院工学研究科 (〒060-0813 札幌市北区北13条西8丁目)

²正会員 工博 北海道大学大学院工学研究科 (〒060-0813 札幌市北区北13条西8丁目)

At the vicinity of river confluence, the complexity due to flow separations and velocity fluctuations has been the subject of interest for river engineers to understand its phenomena. Especially during the high discharge, this area is vulnerable to be flooded. Therefore, it is challenging to understand this mechanism. Field investigation had been conducted at the vicinity of river confluence of the Atsubetsu and the Biu Rivers, where the damage was most serious during the typhoon No.10, 2003. By this investigation, the situation of flood flow was estimated by the directions of fallen trees and the trace remained at the wall of houses. A flume experiment including river confluence was conducted. The flow velocity in the flume was measured precisely. The Numerical analysis using 0-equation model and $k-\epsilon$ model was performed and the experimented results were compared with calculated results. The numerical analysis using $k-\epsilon$ model was reproduced well rather than the numerical analysis using 0-equation model. This numerical model was applied to the vicinity of river confluence of the Atsubetsu and the Biu rivers. Calculated results showed the similar characteristics with the field investigation results. This model can be a powerful tool to analyze the flow at the vicinity of river confluences.

Key Words : *the vicinity of river confluence, flood flow, 0-equation model, k-ε model*

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。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の比宇川の合流点で特に大規模な氾濫が発生した²⁾。厚別川の場合は、合流点付近の川幅が狭かったことと、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。

これら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

と考えられる。本研究では、(1)洪水後の河川の現地調査、(2)模型実験および(3)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するものである。現地調査は氾濫直後の厚別川と比宇川の合流点において行われ、土砂の堆積状況や倒木や流木の方向による流向の推定、痕跡調査や聞き取りによる最大水位の推定を行い、洪水ピーク時の合流点の流れの様子を推定した。模型実験は厚別川と比宇川と同様に直角に合流する河川合流点付近の流れの様子を調べるために水路を作成し、流向、流速および水位の実測を行った。数値計算モデルは2次元の浅水流方程式を用いたもので、本川・支川から任意の流量を流入できるようにしたものを用いた。モデルの検証は本研究での水路実験結果を比較することにより行われた。最後に、このモデルを用いて実際の厚別川と比宇川の洪水時の流量を用いた計算を実施し、洪水時の流れの様子を推定した。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、橋梁地点の閉塞を想定した計算も行った。

以上、本研究では河川合流点の流れを多角的に検討し、複雑な合流点付近の流れに関する理解を深めることが可能となった。

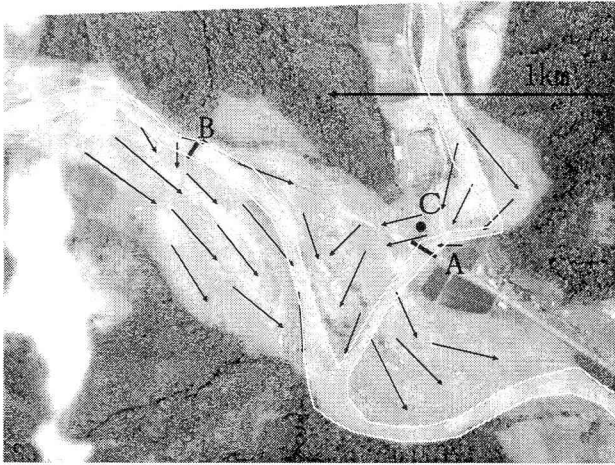


図-1 厚別川と比宇川の合流点の航空写真



図-2 C地点にある被害を受けた民家

2. 現地調査

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で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。本研究の調査対象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である。

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る氾濫時の流向と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と比宇川の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、厚別川は比宇川合流直後が狭窄部となっており、さらに比宇川の合流形状

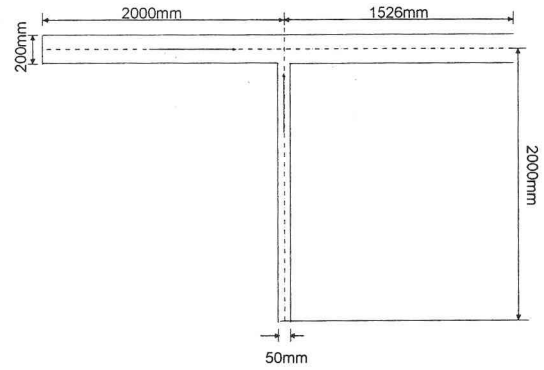


図-3 実験水路

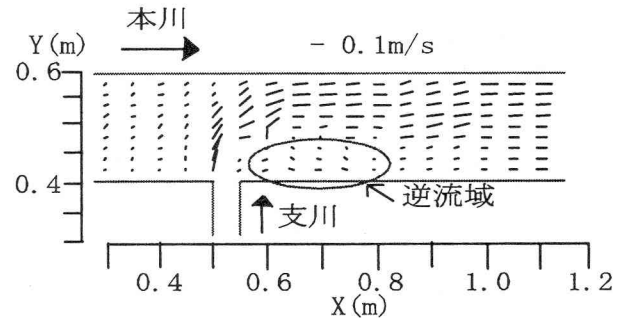


図-4 合流点付近の流速ベクトル(実験結果)

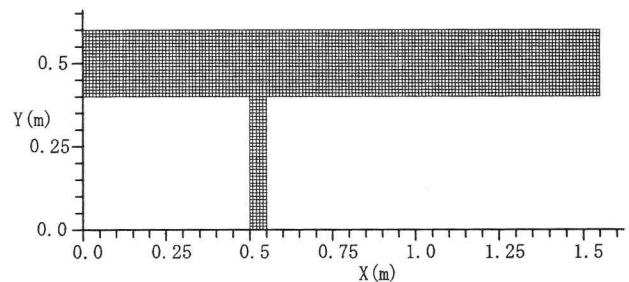


図-5 実験水路の数値計算に用いた計算格子

もほぼ直角に合流するという地形的特性が氾濫を促したとも言える。図中の矢印は現地調査により推定された流向である。図中のA,B地点には橋梁があるがこの両方とも低水路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。C地点の民家(図-2)はA地点の橋が塞ぎ止められたことにより、支川の主流が右方向に急激に曲がるように氾濫し、この氾濫流の直撃を受けたものと思われる。B地点でも橋梁の手前で急激に低水路から溢れ出した流れが氾濫原の農地を流れた様子が分かる。

3. 水理模型実験

現地調査の結果、おおよその流れの様子は推定できたが、より詳しく合流点を含む流れの状態を検討する方法として数値解析を行うこととした。ただ、既往の比較的簡易な数値計算モデルが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り、そ

ここで、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20cm、支川幅5cm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、2次元の小型電磁流速計により河床から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8点に合計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。勾配は、本川1/100、支川1/50とし、実験流量は、本川1.14(1/s)、支川0.71(1/s)である。本川下流端では簡易な堰を設け、厚別川と同様に堰上げ背水の状態を作った。この結果、本川、支川ともに常流となった。

実験結果の流速ベクトル図を図-4に示す。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。なお、詳しい実験結果については次に述べる数値計算の結果と比較しながら示す。

4. 数値計算モデルと実験の比較

流れの計算を、二次元非定常の浅水流方程式および連続の式を用いて行った。運動方程式は移流項とそれ以外の項に対して分離解法を用い、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。運動方程式中の拡散項に含まれる渦動粘性係数 ν_t は、0-方程式モデルと $k-\epsilon$ モデルの2種類の方法で求め、結果を比較することとした。渦動粘性係数 ν_t を求める式は、0-方程式モデルの場合は(1)式である。(1)式の係数 $\kappa/6$ は、乱れが二次元浅水流の水平混合が主要因の場合、0.2程度の値となることが知られており³⁾、 $\kappa/6$ の代わりに0.2を用いて計算も行った。 $k-\epsilon$ モデルの場合の渦動粘性係数 ν_t を求める式は(2)式である。ここで $k-\epsilon$ モデルはRodi⁴⁾によるものである。

$$\nu_t = \frac{\kappa}{6} U^* h \quad (1)$$

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad (2)$$

ただし、 k と ϵ は次式(3)、(4)で求める。

$$\begin{aligned} \frac{\partial k}{\partial t} + U \frac{\partial k}{\partial x} + V \frac{\partial k}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_h + P_{kv} - \epsilon \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + U \frac{\partial \epsilon}{\partial x} + V \frac{\partial \epsilon}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial x} \right) \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial y} \right) + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} P_h + P_{\epsilon v} - C_{2\epsilon} \frac{\epsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (4)$$

また、 P_{kv} と $P_{\epsilon v}$ は、次式(5)で表される。

C_μ	$C_{1\epsilon}$	$C_{2\epsilon}$	σ_k	σ_ϵ
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3

表-1 モデル定数

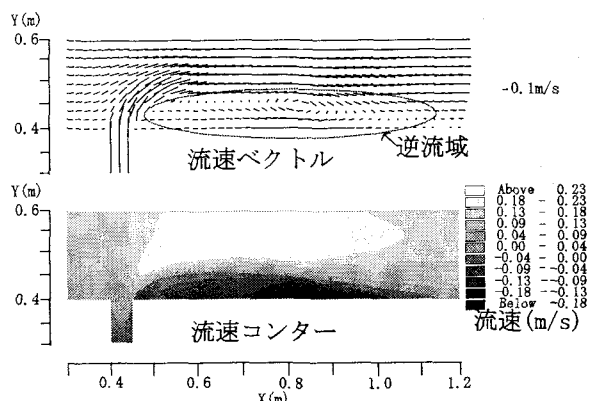


図-6 0-方程式モデルを用いて計算した流速ベクトル図とコンター図

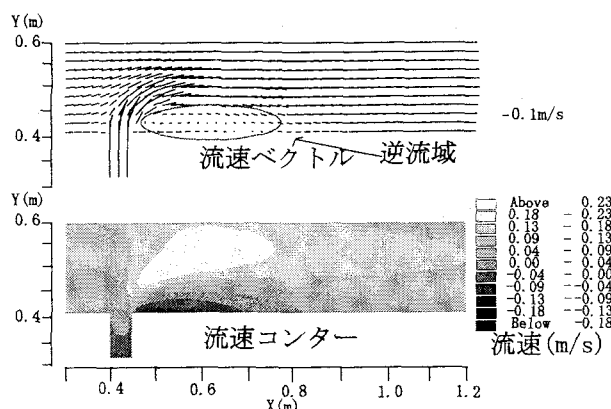


図-7 $k-\epsilon$ モデルを用いて計算した流速ベクトル図とコンター図

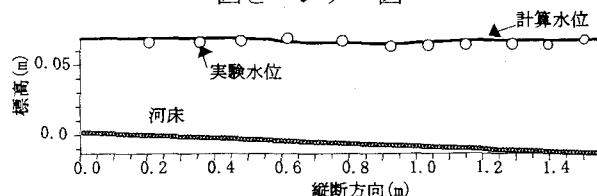


図-8 実験水位と計算水位の比較

$$P_{kv} = C_k \frac{U^{*3}}{h}, P_{\epsilon v} = C_\epsilon \frac{U^{*4}}{h^2} \quad (5)$$

ここで、 ν_t :渦動粘性係数、 κ :カルマン定数(0.4)、 U^* :摩擦速度、 h :水深、 (x, y) :空間座標、 (U, V) :それぞれ (x, y) 方向の流速である。また、 C_μ 、 $C_{1\epsilon}$ 、 $C_{2\epsilon}$ 、 σ_k 、 σ_ϵ は定数であり、モデル定数を表-1に示す。

境界条件として、本川、支川両方の上流端で流量、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(1/s)、支川を0.71(1/s)とした。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。計算格子は図-5に示すとおりとし、時間刻みを0.001秒として計算を行った。計算は開始後50秒程

度で安定した後の60秒から90秒間を平均して、計算結果とした。

計算の結果得られた流速ベクトル図、および流速コンター図を図-6および図-7に示す。ここで、図-6は、渦動粘性係数を0-方程式モデルで、図-7はk-εモデルで求めたものである。0-方程式モデルの係数は、 $\kappa/6$ を用いた場合と、0.2を用いた場合とで結果に大差がなかったため、 $\kappa/6$ を用いて計算した結果を示している。また、流速コンター図は、逆流域を分かりやすくするために、X方向(本川下流方向)成分のみの値で表している。どちらのモデルも合流点下流に逆流域が形成されているが、その幅と長さに若干の違いがある。

図-8は本川中心線上の水位の実験結果と計算結果の比較である。なお、図-8中の水位の計算結果は両モデルでこの図では判別できないほどの違いしか無かったので、0-方程式モデルによるもののみを掲載した。X方向、Y方向の流速をそれぞれuおよびvとし、またこれらの横断分布を実験結果と両モデルで比較を行う。図-5でのXが0.4mから0.8mまでの範囲を0.2mおきに表示したのが図-9から図-14である。ここで、各図中のXおよびYは、図-5の座標と対応している。図中の実線が0-方程式モデルを用いて計算したもので、点線がk-εモデルを用いて計算したものであり、黒丸が実験結果である。合流前のX=0.4mの横断における流速分布は0-方程式モデルとk-εモデルでの計算結果はほぼ同じであり、実験結果とも

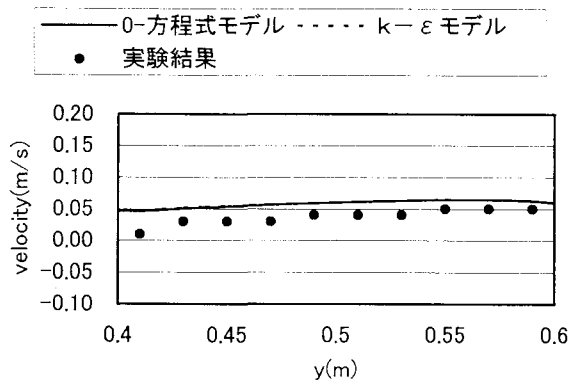


図-9 X=0.4mのX方向の流速(u)の横断方向分布

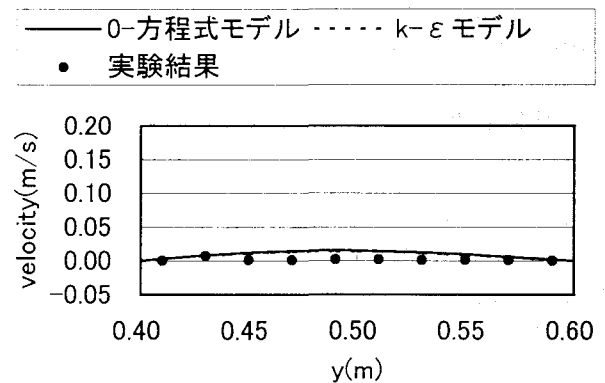


図-10 X=0.4mのY方向の流速(v)の横断方向分布

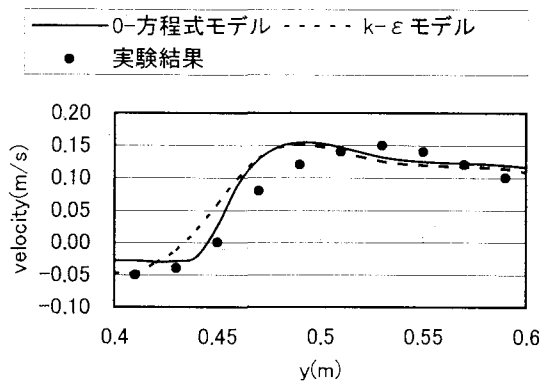


図-11 X=0.6mのX方向の流速(u)の横断方向分布

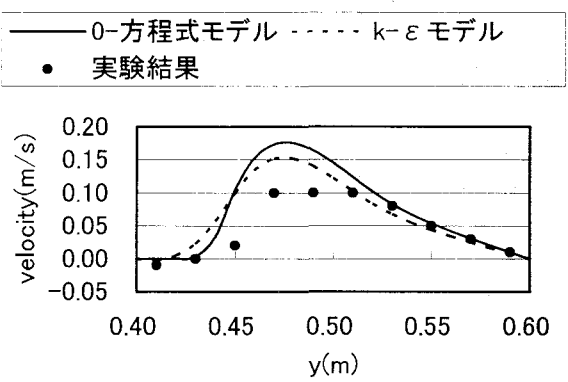


図-12 X=0.6mのY方向の流速(v)の横断方向分布

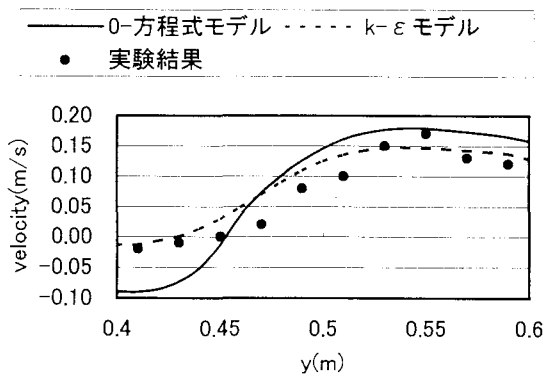


図-13 X=0.8mのX方向(u)の流速の横断方向分布

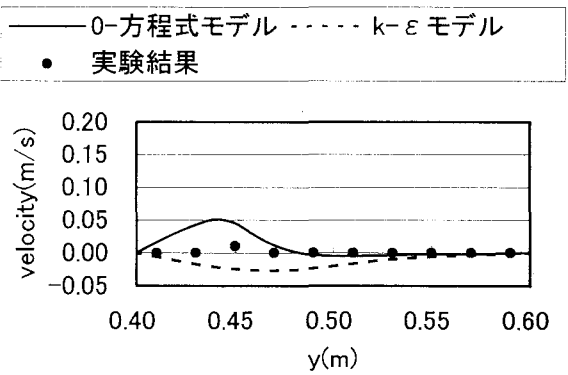


図-14 X=0.8mのY方向の流速(v)の横断方向分布

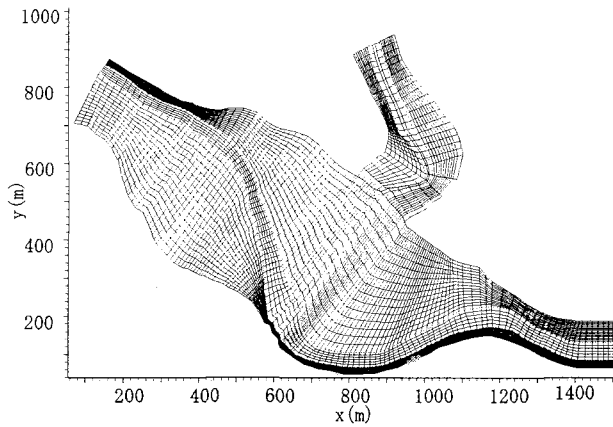


図-15 厚別川と比宇川の合流点の数値計算に用いた計算格子

ほぼ一致している。合流後の $X=0.6m$, $0.8m$ の横断に験おける流速分布では、どちらのモデルも、右岸側の逆流域がほぼ再現出来ているが、特に下流側の $X=0.8m$ の流速分布は $k-\epsilon$ モデルのほうが良く実験結果に一致しており、 0 -方程式モデルのものは逆流域の長さが過大に表現されるようである。

以上、 0 -方程式モデルと $k-\epsilon$ モデルの二つのモデルを用いて計算を行った結果、共に定性的には実結果と類似した結果が得られたが、逆流域の形状は $k-\epsilon$ モデルのほうがより現実に近いようである。そこで、次章で行う河川合流点を含む流れの計算では $k-\epsilon$ モデルを用いることとするが、計算負荷の少ない 0 -方程式モデルでも流れの計算を行う。

なお、本研究では時間平均値のみの比較を行ったが、合流点の流れの検討を行う場合、非定常渦運動の再現性も考慮しなくてはならない⁵⁾。このことは、今後の重要な課題である。

5. 河川合流点を含む数値計算モデルの実河川への適用

上記の河川合流点を含む数値計算モデルを、前記の厚別川と比宇川の合流点に適用した。洪水時の流量は、ウォンサ⁴⁾らによって推定されたピーク時のもの(本川 $863m^3/s$, 支川 $732m^3/s$)を一定流量として与え、下流端の水位は現地調査による痕跡水位(標高 $49.5m$)とした。マンギの粗度係数は低水路で 0.03 , 高水敷で 0.065 とした。計算の時間刻みは 0.01 秒とし、計算は 5000 秒まで実施した。このうち、 1000 秒から 3000 秒の間の値を平均して計算結果とした。計算格子は河道だけでなく、氾濫原も計算できるように計算格子を広範囲に配置した(図-15)。計算格子は、流向、流速の急変部にも対応できるようにできるだけ滑らかに配置した。計算水位と痕跡水位の比較を図-16に示す。図-16は、本川低水路中心に沿った縦断図である。ここで図中の S は流下方向距離である。実線が河床高と計算水位であり、 \bigcirc が痕跡水位である。計算水位と痕跡水位は良く一致している。水深平均流速のコンター図とベクトル図

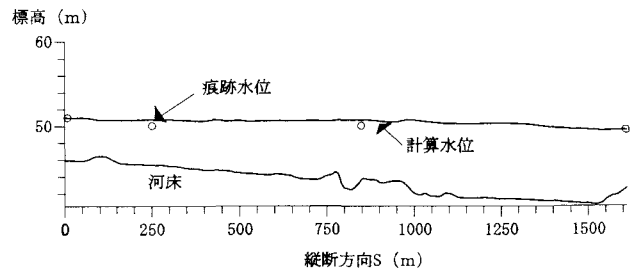


図-16 計算水位と痕跡水位の比較

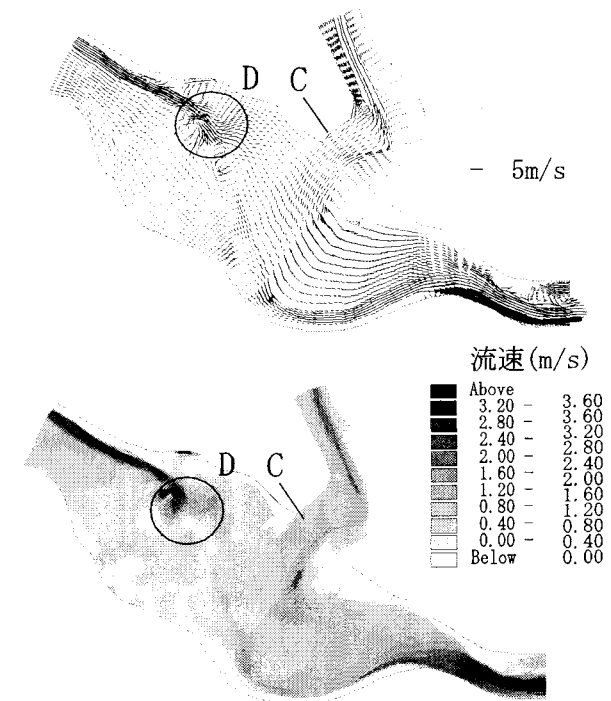


図-17 厚別川氾濫再現計算の流速ベクトル図とコンター図($k-\epsilon$ モデル)

を図-17に示す。本川の流れは蛇行複断面流れの特徴である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ような流状となっている。さらに、この氾濫原の流れに対して、支川からの流れがぶつかるような形になり、前述の実験結果同様に合流点下流に大きな剥離域が発生している。この結果、本線の流れは全体的に合流点の対岸側に押されるような形となっている。これと、下流の狭窄部の影響が重なり、合流点上流の氾濫を助長しているようである。図-2に示した民家が洪水流の直撃を受けた理由は、図-1中のA地点の橋がせき止められ、流向が変化したためと考えられる。そこで、A地点の橋脚間の閉塞を考慮して計算を行った。具体的には、A地点の河床高さ周辺の地盤と同じ高さまで上げ、前記と同じ水理条件で計算を行った。結果を図-18に示す。支川低水路の流れが、A地点の閉塞により右方向に急激に曲がるような形で氾濫し、この氾濫流が流速 $3m/s$ を超える速度でC地点の民家を襲ったと推定される。

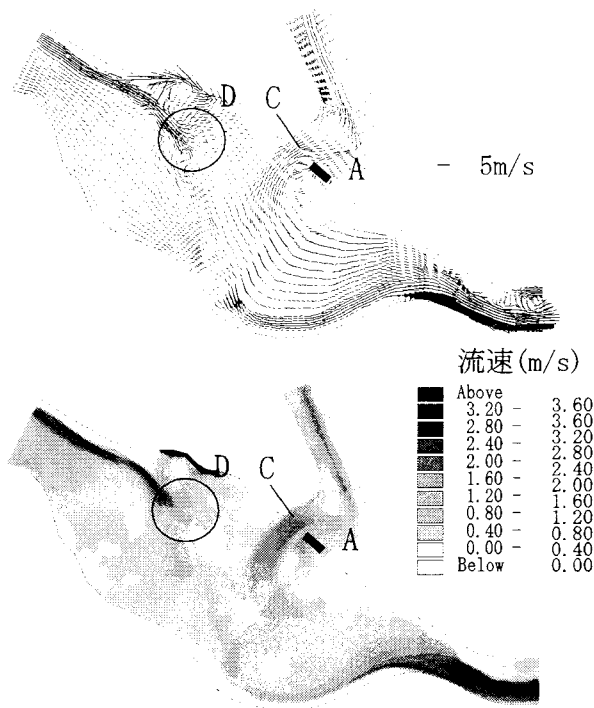


図-18 A地点の橋梁の閉塞を考慮した場合の流速ベクトル図とコンター図(k-εモデル)

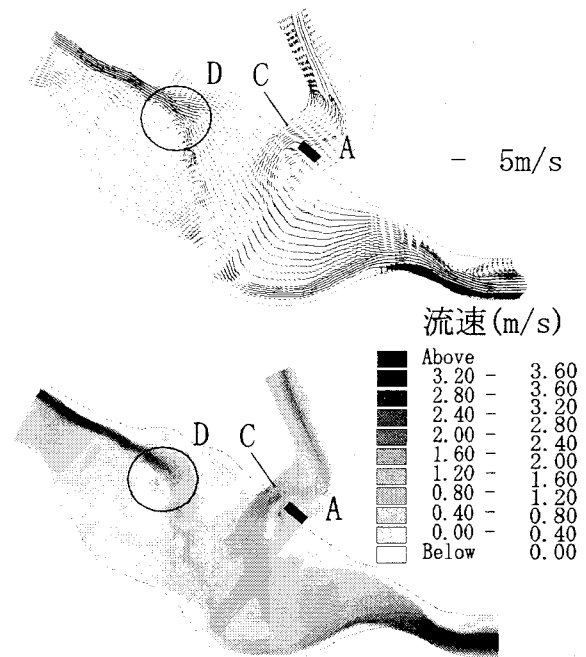


図-19 A地点の橋梁の閉塞を考慮した場合の流速ベクトル図とコンター図(0-方程式モデル)

また、0-方程式モデルを用いて計算した場合の結果を図-19に示す。k-εモデルを用いて計算した結果と0-方程式モデルを用いて計算した結果を比較する。本川の蛇行によって低水路の流れが氾濫したD地点付近と、橋梁地点の閉塞によって迂回する流れが発生したC地点付近の2つの地点で、k-εモデルを用いて計算した結果のほうが、乱れが過大に表されている。実際の洪水時の流速や流向は細かくは分からないが、C地点とD地点にあった民家の被害状況が甚大であったことを考えると、両地点での流速や流向が複雑であったと考えられる。k-εモデルで計算した結果のほうが、これら両地点ともに乱れが大きく計算されているが、実現象との対応関係について今後検討を行いたい。

以上、厚別川と比宇川の合流点の氾濫を再現する計算を行ったが、流向、水深、さらには橋梁地点の流木による閉塞とそれに伴う氾濫流の挙動など、実際の洪水氾濫の様子を良く再現しているように思われる。

6. まとめ

本研究では、現地調査、模型実験および数値計算により河川合流点を含む河川の流れの検討を行った。特に数値計算モデルは、実河川の複雑な流れの様子を推定するのに非常に有効なものであることが示された。実河川の合流点処理は治水上極めて重要であり、本研究で述べたような数値計算を用いることにより、計画の比較検討や、流量規模の違いによる治水安全度の検討、さらには超過洪水時における氾濫流の予測などが比較的簡単に行うことが可能と考えられる。

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) 土木学会水工委員会：平成15年台風10号北海道豪雨災害調査団報告書，土木学会水工委員会，2004。
- 3) 池田駿介：水理学，技報堂出版，1999。
- 4) Wolfgang Rodi：Turbulence Models and Their Application in Hydraulics，IAHR AIRH MONOGRAPH，1993。
- 5) 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。
- 5) 木村一郎，細田尚，村本嘉雄，桜井寿之：開水路横流入部における渦運動の数値シミュレーション，水工学論文集，第41巻，pp. 717-722，1997。

(2004.9.30 受付)