

図-3 洪水前の写真(厚別川河口部から4km, 1998年9月13日撮影)

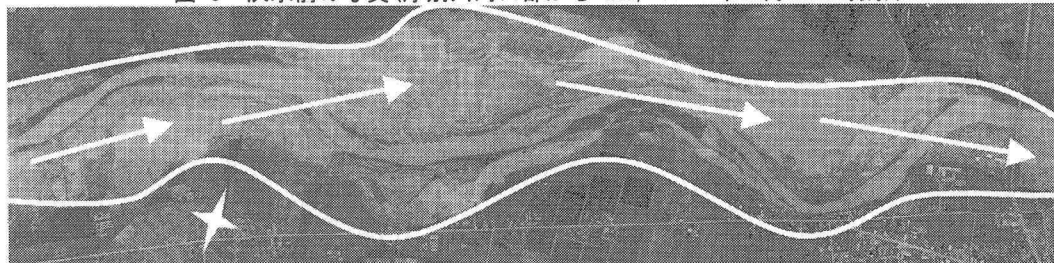


図-4 洪水後の写真(厚別川河口部から4km, 2003年8月13日撮影)

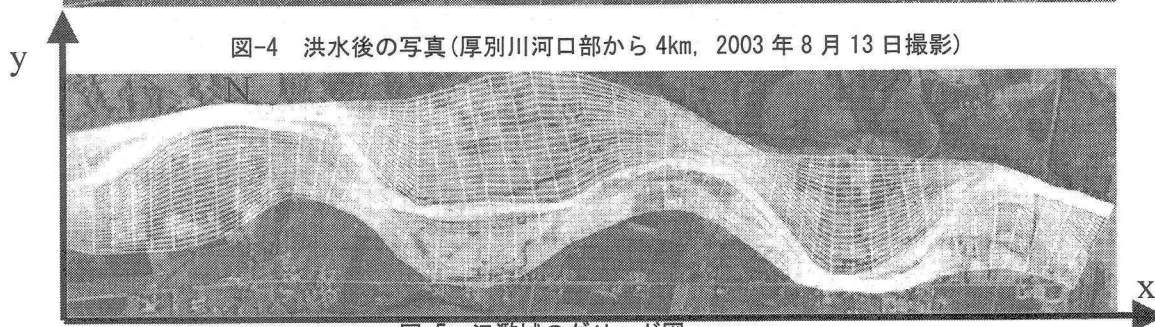


図-5 氾濫域のグリッド図

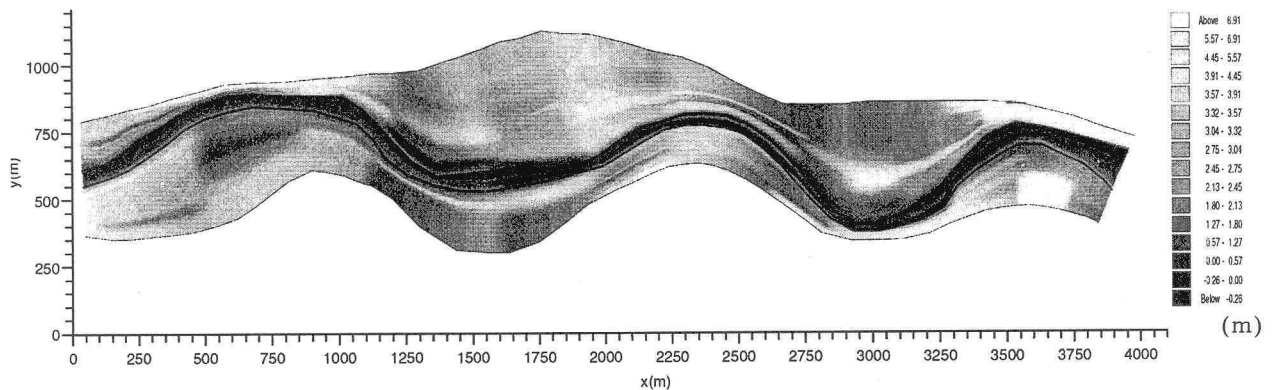


図-6 氾濫域のコンター図

2. 計算方法

2.1 計算条件

流れの計算は低水路と、氾濫域に適応した。氾濫域は写真から判断する。具体的には、図-3 の写真と図-4 の写真を比べて高水敷の色が変化している部分を氾濫域とする。図-4 の白い線はその範囲である。

計算格子は氾濫域を流下方向に49分割、横断方向に50分割した格子とする(図-5 参照)。流下方向については等分割に格子をとったが、横断方向については、格子を等分割に取ると、河道に十分な格子が取れず、低水路の計算が正確に行えないため、河道を10分割、右岸左岸の高水敷を20分割し計50分割とした。河床高は横断測量と縦断測量のデータ³⁾より定めた。図-6 にそのコンター図を示す。

2.2 水理条件

最大流量を流した時が洪水の流れを最大限に表していると考え、本研究では図-2 に示されている洪水時の最大流量である $2884\text{m}^3/\text{s}$ を一定流量として与えた。マンニングの粗度係数は実測値の高水敷(0.045)、低水路(0.035)を平均し全流域で 0.04 とした。低水敷と高水敷のマンニングの粗度係数は実測値³⁾によるものである。

2.3 初期条件

初期の水深は等流水深を計算して与える。計算は、計算範囲の横断面、縦断面の標高を平均して均一な斜面とし算出した。流速はマンニングの平均流速の公式より算出した。算出した値は水深、流速それぞれ 2.82m、2.1m/s である。

2.4 境界条件

上流端には流速、下流端には水深を境界条件として与え、その値は2.2による。

2.4 計算方法

基礎式は、二次元非定常流れの連続式および運動方程式を用いる。

計算は運動方程式を移流項に関する部分、摩擦項と圧力項に関する部分、拡散項に関する部分の3つに分け、分離解法を用いる。移流項の部分には高精度の差分法であるCIP法を、摩擦項と圧力項に関する部分は連続の式と連立させ陰的に求め、拡散項に関する部分は中央差分を用いて計算を行った。なお、実際の計算は基礎式を一般座標に変換したものを用いた。一般座標に直した時の計算方法は伊東らによる。詳細は⁴⁾に示す。

3. 計算結果

計算は150秒まで行い、定常になった50秒から150秒までの計算結果を平均したものを用いた。計算結果は以下の3通りの方法で出力した。

3.1 仮想の粒子による流れの可視化

流れを可視化した結果を図-7に示す。図-7は中立粒子を投入したものである。中立粒子とは局所的な流れの流速・流向と同じ速度で輸送される仮想の粒子のことである。

3.2 河道中心の水位の縦断面図

定常になった50秒～150秒までの水位と流速の結果を時間平均し、グラフにプロットした。グラフを図-8(a)に示す。図-8(a)には実際の痕跡水位⁸⁾も示す。痕跡水位とは、洪水後に民家に残った流木や、こびりついた泥の後などから推測した洪水時の水位である。

3.3 平均流速ベクトル図と平均流速コンター図

3.2と同様に定常になった結果を、時間平均し算出した平均流速をベクトル図とコンター図にしたものを図-8(b)、図-8(c)に示す。ベクトル図、コンター図ともに格子点の平均流速をプロットしたものである。ベクトル図においては、ベクトルの長さが流速の大きさを表す。

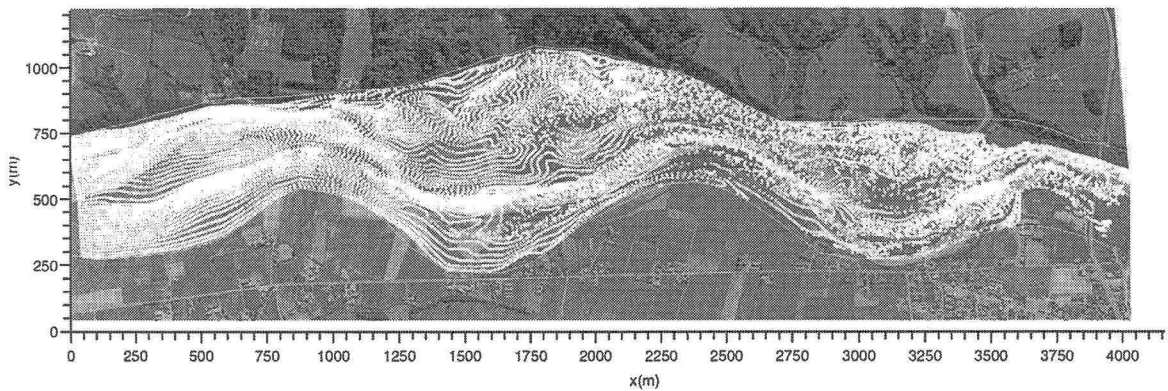


図-7 計算結果

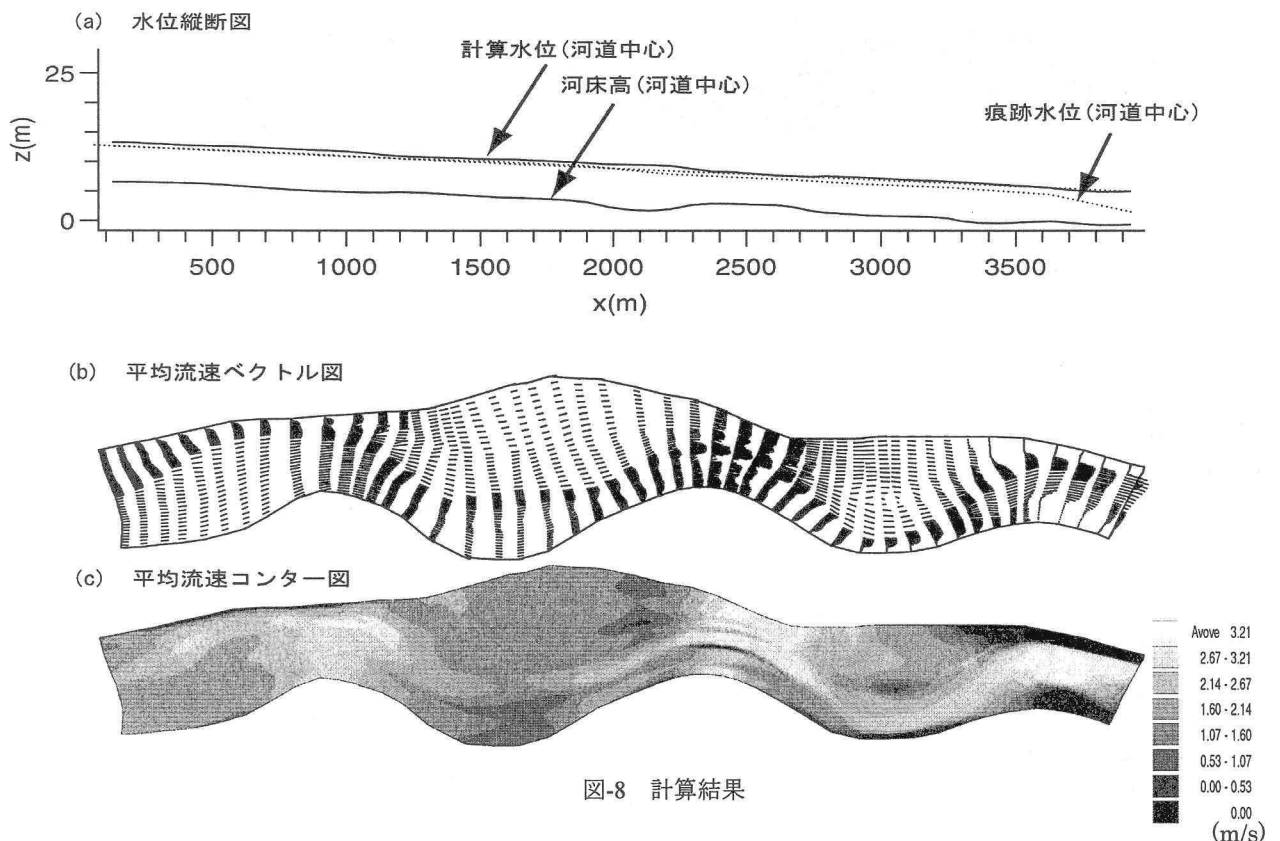


図-8 計算結果

4. 考察

図-7を見ると $x=1000(m)$ の地点の左岸から本流の流れが流出し、左岸の高水敷をつたって $x=2500(m)$ の地点で再び合流し河口へと流れている様子が見られる。高水敷に流出しなかった流れはそのまま本流を流れている。また、最初右岸側の高水敷を流れていた流れは $x=1250(m)$ で本流に合流する流れとそのまま右岸の高水敷をつたって河口まで流れていく流れとに分かれている。はじめには、厚別川は平水時には蛇行河川を形成しているが、今回の洪水で河道を無視した直線的な流れを形成していると推測できると述べた。しかし、図-7の計算結果を見ると、今回の洪水により厚別川は分合流を伴う八の字型の流れを形成したことが明らかになった。

水位縦断面図を見ると、計算水位の方が痕跡水位よりも平均して1m程高くなっており誤差が生じた。特に河口付近では2~4m程計算水位が高くなっており大きな誤差が出た。実際の洪水の流れでは、河口部で極端な水位の低下が生じている。水位の低下は、河口部の河床が落ち込んでいるために低下背水が生じたのが原因と推測される。この河口部の低下背水を計算に取り入れなかったのが誤差を生じた原因であると考えられる。

平均流速コンター図を見ると、本流の流れは直線部よりも、 $x=1000(m)$ の地点や、 $x=2500(m)$ の地点のように河道が蛇行している部分で流速が速くなっている。この蛇行部で流速が速くなっていることにより $x=1000(m)$ 地点から左岸高水敷へ、 $x=2500(m)$ の地点から左岸高水敷への流出につながっていると考える。また、 $x=1000\sim 2500(m)$ の地点の左岸高水敷よりも $x=2500\sim 3500(m)$ の地点の左岸高水敷の方が流速が速くなっている。これは、 $x=1000\sim 2500(m)$ の地点の左岸高水敷の面積が約 0.60km^2 とであるのに対し、 $x=2500\sim 3500(m)$ の地点の左岸高水敷の面積が約 0.32km^2 と、2倍程の面積の差が起因していると考えられる。また、 $x=2250\sim 2750(m)$ の地点の左岸高水敷の部分が地形上狭くなっており、流れが集約されていることも起因と考える。 $x=2250\sim 2750(m)$ の地点の左岸高水敷の狭くなる地点の直前で流速が速くなっている状況もコンター図から見て分

かる。そして、特に河口部の $x=3250\sim 3750(m)$ の地点では、蛇行部であることと、左岸高水敷を伝ってきた流れが合流していることもあり流速が速くなっている。

5. あとがき

考察でも述べたように、計算水位と痕跡水位とで誤差が生じた。これは、河床変動、河岸浸食の影響を考慮していないためであると考えられる。河床変動、河岸浸食の影響を考慮に入れることで、摩擦速度等により流速が遅くなり計算の水位の低下が見込まれる。下流端の水深を痕跡水位からわかる水深 3.16m を境界条件として計算を行ったが、水位縦断面図の計算水位より、下流端で急激な水深の変化が起きるため、計算が出来なくなる。低下背水のことを考慮にいれ今後計算をおこなうこととする。

最後に、本研究の結果より、厚別川による洪水の被害の原因は、以下の2つのことが考えられる。

1. 本流の蛇行部での流速の上昇による流れの高水敷への流出
2. $x=2250\sim 2750(m)$ の地点の左岸高水敷が狭くなることによる流速の上昇

また、考察で、今回の洪水により復列河川特有の八の字型の流れを形成したと述べたが、その流れが山地河川特有の交番現象を伴う流れとよく似ている。山地河川の流れが、今回のような異常な流量が発生した場合、勾配のゆるい下流部にも起こること予想される。以上のことを考慮に入れながら今後研究を進めていきたい。

参考文献

- 1) ウォンサ・サニット, 清水康行, 村上泰啓: 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(投稿中), 水工学論文集, 第48巻, 2004
- 2), 3) 北海道庁提供による
- 4) 伊東祐一郎, 清水康行: 浮遊砂混合平面二次元一般座標モデルと石狩川模型実験の再現計算によるその検証, 水工学論文集, 第47巻, pp.661~666, 2003