

## 平成13年鶴川洪水観測データによる水理特性の考察

Consideration of the flow characteristics by the 2001 flood observation data of Mukawa river.

北海道開発土木研究所河川研究室 ○正 員 桑村貴志(Takashi Kuwamura)  
正 員 園山裕士(Hiroshoi Sonoyama)

## 1. はじめに

洪水時における水理構造の実態を解明するために、当研究室では北海道胆振地方の鶴川(流域面積 1,270km<sup>2</sup>、幹川流路延長 135km)において平成9年より洪水観測を実施している。ここでは、平成13年8月に鶴川で発生した洪水時に実施した流速分布調査と河床形状調査の結果について考察を加えながら報告する。

## 2. 観測地点

観測は図-1、写真-1に示す中流部の穂別橋地点(KP40.9)で実施した。穂別橋上流右岸には水位観測所が設置されており、定期流量観測に使用している橋の直下流の第1断面と第2断面の間を、今回の洪水観測でも測定空間としている。上流では穂別川が右岸側から鶴川に合流している。橋梁下流部の出水直前の状態としては、河道中央の橋脚沿いに中州が発達し、左右岸に分かれた二股の流れとなっていた。



図-1 鶴川流域図

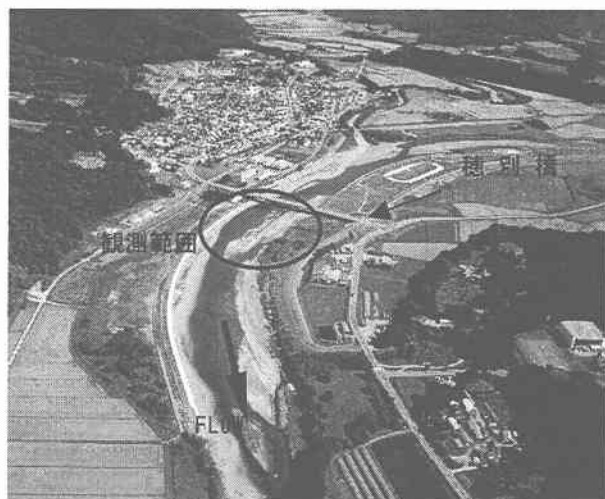


写真-1 観測地点(穂別橋地点を下流側から H11 年 9 月撮影。H13 年の観測開始時点では中央の橋脚沿いに中州があり、流れは左右岸に沿って二股に流れていた。)

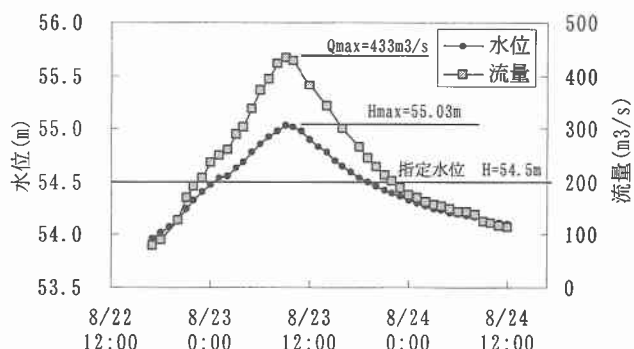


図-2 穂別橋地点洪水ハイドロ (8月22日～24日)

## 3. 洪水観測の概要

## 3.1 観測洪水

観測の対象洪水としたのは8月22日～24日の洪水(図-2)であり、そのピーク流量 433m<sup>3</sup>/s (23日9時)は平均年最大流量に比べると小規模なものであった。

## 3.2 観測項目

非定常の流速分布調査のために、従来の高水流量観測に加えて、ADCP(超音波多層式流速計)を使用して右岸流心上の鉛直方向流速分布を連続観測した。また、第1断面から約10m下流の両岸に設置した支柱にワイヤーを掛け、それをガイドとして河川を横断しながら横断的な鉛直方向の流速分布の調査を行った。また、音響測深器とGPSを搭載した十字浮体を用いて河床形状の測量を行った。その他には水理量と土砂動態の関係を調査するために表面採水による浮遊砂調査を行った。



写真-2 観測箇所図(H11年9月撮影。H13年時点では左右岸沿いの二股の流れである。▲:水位計設置箇所、●:定点ADCP流速観測、点線上:横断ADCP流速観測、■:浮遊砂調査箇所、□:河床形状調査箇所)

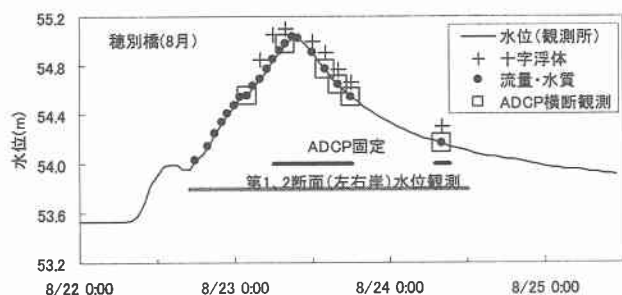


図-3 調査実施状況

#### 4. 洪水観測結果

観測は図-3 に示すように出水の立上り時期から毎正時の流量観測と表面採水による水質調査（浮遊砂調査）を行うとともに、その後 ADCP 横断観測、河床形状調査、ADCP 固定点観測を実施した。ここでは ADCP 観測と河床形状調査の観測結果について述べる。

##### 4. 1 流速分布の変化について

図-4 は右岸側の流れの流心上に繫留した ADCP 搭載ボートで連続観測した鉛直流速分布を示している。深さ方向には 10cm 間隔で流速を計測している。1 データ（表面付近から河床までの流速分布）は約 4 秒間隔で観測されているが、ここでは傾向を見るために各水深の流速値として 120 秒間（30 データ）の平均値を使用している。

流速分布は全体的に対数分布則の形状を示しているが、23 日 7:30～8:00 のみ流速分布が大きく変形している。過去の観測においても周期的な流速分布の変形が観測され、水深変化図との重ねあわせなどから砂州または砂堆のクレストの通過によるものと推察されており、今回の流速分布の変形も同様の現象であると考えられる。図-5 に 8:00 前後の瞬間計測値の中から 3 データを示した。クレストの通過による変形と考えられる図-4 の 8:00 データは 30 データの平均値であるため流速が低く表されるが、その間の実際の流れは図-5 のように短時間に流速分布が激しく変化していると考えられる。

次に横断面の流速分布調査結果について述べる。横断上を移動しながら ADCP で流速の鉛直方向分布を測定することで河川断面全体の流速分布の測定を試みた。ADCP には自機と河床との相対的な移動速度と方位を測定するボトムトラッキング機能があり、移動距離と方位からトラバース的に座標を求める。しかし、静水面などでは有効なもの洪水時のような移動床状態では河床からのピーム反射は河床の移動土砂の速度を内包してしまうため誤差を生じると考え、併せて GPS により移動時の位置を計測した。23 日 14 時の河川横断観測時の移動経路図として、ADCP のボトムトラッキング座標によるものが図-6、GPS の計測座標を用いて描いたのが図-7である。なお、図の上方向が北であり、連続した線は移動経路を示し、そこから無数に出ている細かい線は、その地点における平面流速ベクトルである。正しくは軌跡は直線になるはずなので、図からは移動床においてはボトムトラッキングが有効ではないことが明らかになった。また、図-7 の両端のベクトルが散乱しているのは、水深が浅く、ADCP の反射波が乱れているためである。

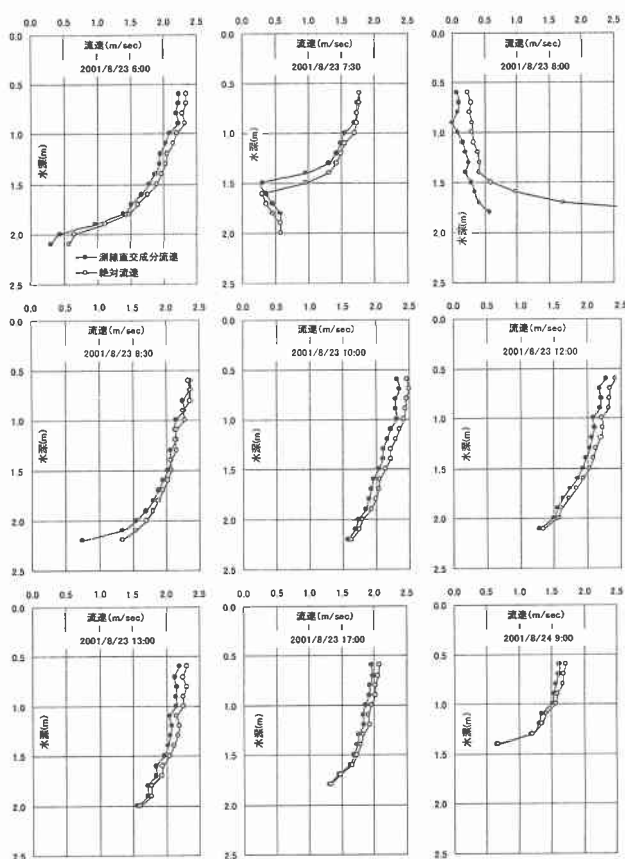


図-4 鉛直流速分布の変化(23日6時～24日9時)

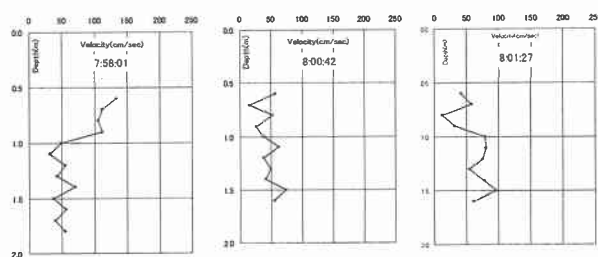


図-5 鉛直流速分布の変化(23日8時前後の瞬間値)

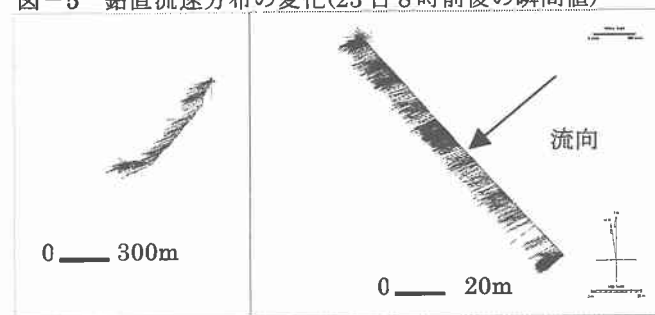


図-6 横断観測軌跡図 (ボトムトラッキングによる) 図-7 横断観測軌跡図 (GPS 座標による)

ADCP 横断観測を完全に対岸まで実施することができたのは全 6 回のうち水位下降期の 3 回の観測であり、そこで得られた横断面流速分布を図-8 に示す。図での流速は横断面直交成分の平均化されていない瞬間流速値であり、横軸の距離は左岸の計測開始箇所からの移動距離を示している。また、水深は観測船喫水からの水深を表しており、表面から 0.4m は ADCP の不感帯である。横断観測に要した時間はそれぞれ 33 分、12 分、12 分、また、

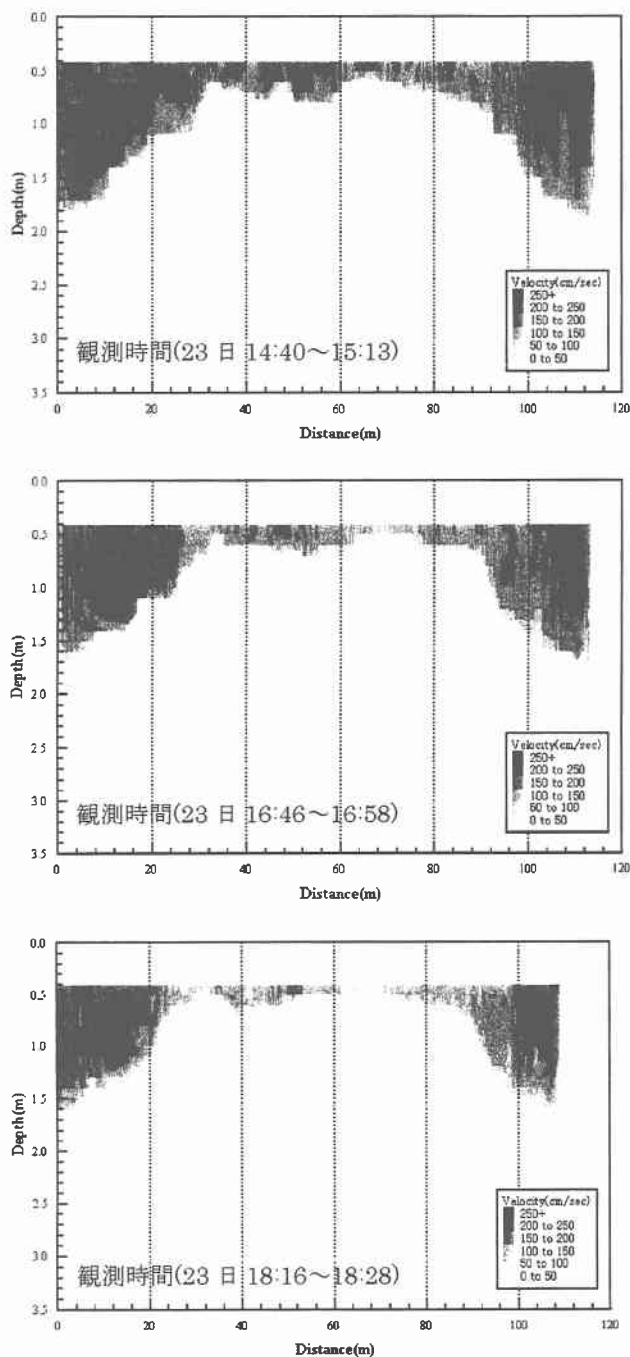


図-8 横断面流速分布

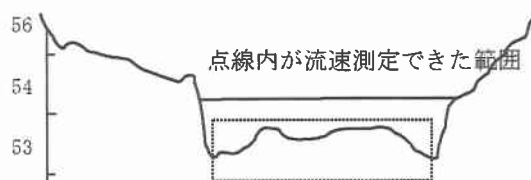


図-9 横断面流速分布調査範囲イメージ図

表-1 浮子と ADCP の流量算出値の比較

| 観測日時   | ①浮子流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | ②ADCP流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | 流量比率<br>①/② |
|--------|------------------------------|--------------------------------|-------------|
| 23日14時 | 206.33                       | 176.17                         | 1.17        |
| 23日16時 | 170.69                       | 134.72                         | 1.27        |
| 23日18時 | 141.06                       | 111.97                         | 1.26        |

測定開始時点の水位はそれぞれ 54.46m、54.40m、54.29m であった。図-9 には流速分布の測定を行った範囲を示しており、図-8 の断面の両端が左右岸の流心のほぼ最深河床にあたる。

横断面流速分布からは中州上の比較的緩い流れと左右岸の流心の早い流れがよく表れている。特に 14:40～15:13 観測断面の左岸側では 200cm/s を越える流速が河床近くまで分布している。左岸側の最も速い流心部は最深河床部より中央寄りに現れている。最深河床部付近の鉛直流速分布は縞模様で表されており図-5 のような対数分布則によらない流速分布形をしていると考えられる。

流速分布図の微小な各メッシュ面積にそれぞれの横断面直交流速を乗じて全て合算したものを ADCP 流量とし、それと全く同じ横断面（図-8）を通常の流量観測で行った区分断面を参考に分割し浮子流速を乗じたものを浮子流量として流量値の比較を行った結果が表-1 である。浮子は中州で 0.5m 長、その他は 1.0m 長を水深に応じて使用しており、用いた浮子に応じて更正係数（それぞれ 0.88, 0.91）を流速に乗じて流量計算時に用いているが、対数分布則によらない鉛直流速分布が多く発生するほど実際の流量と浮子流量の差が大きくなる。今回の洪水の場合は ADCP 流量と比較すると、浮子で観測された流量値が 17～26% 程度高い値であった。流量規模が大きいきの比率が小さくなるのは、水深が大きいほど実際の鉛直流速分布形が対数則の分布形になり、浮子の更正係数が本来想定している流れに近づくためと考えられる。

#### 4. 2 河床形状の変化について

河床形状の調査は総幅 40m で 5m 間隔の 9 測線を橋上に設定し、第 1 断面と第 2 断面の間の区間を 60m 程度の距離を測深機と GPS を搭載した十字型浮体を自然流下させて行った。（図-11）

測線番号は右岸側ほど若い数字であり、第 1 測線は右岸低水路内の斜面上、第 2～5 が河床底部、第 6～9 は中州上である。なお、浮体を自然流下させているため、同一測線といっても観測毎に流下軌跡がずれているため測

深データは全て GPS 座標と同期させている。

図-11 は河床の時間的変化を示す河床縦断面図であり、横軸の起点側が上流側を指している。河床形状の調査は 8 回実施しているが、ここでは水位上昇期の 23 日 6:00、ピーク付近 12:00、下降期 14:00, 18:00 を示した。

河床底部の第 2～5 測線の河床縦断面図から小規模河床波の平均的な波長  $\lambda$  と波高  $H$  を求め、



図-10 十字浮体軌跡図(23 日 14 時測定時)

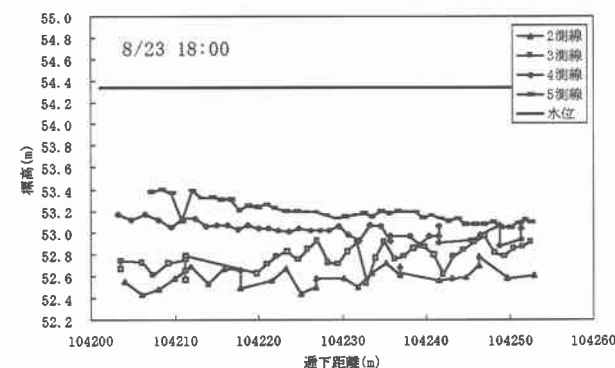
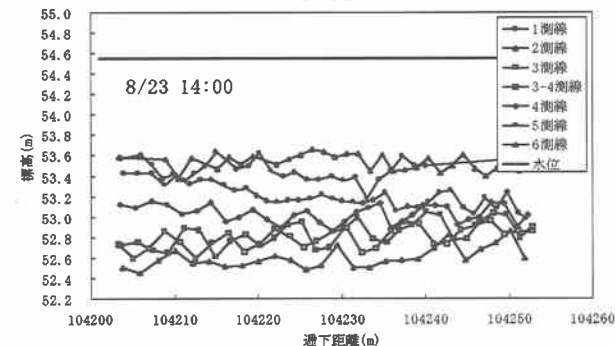
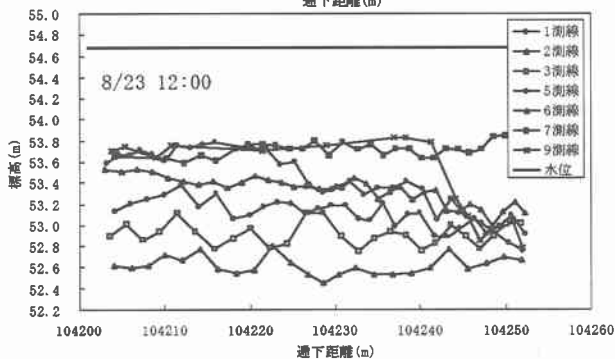
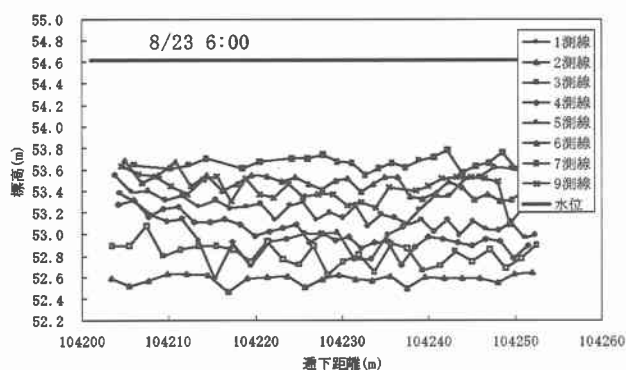


図-11 河床縦断面図(23日6,12,14,18時)

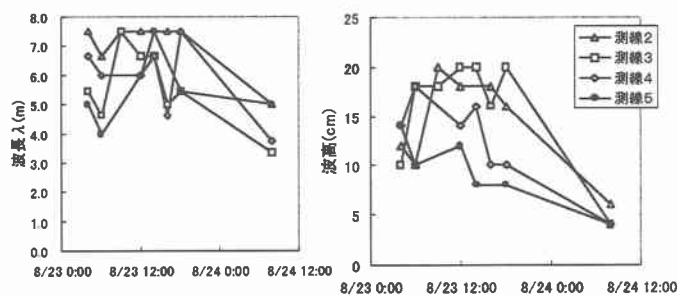


図-12 小規模河床波の波長 $\lambda$ と波高 $H$ の時間的変化

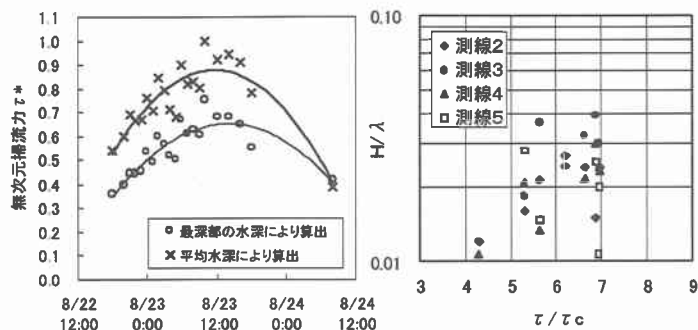


図-13 無次元掃流力 $\tau^*$ の  
変化( $D=4.59\text{mm}$ )

図-14 砂堆の波形勾配  
と $\tau/\tau_c$ の関係

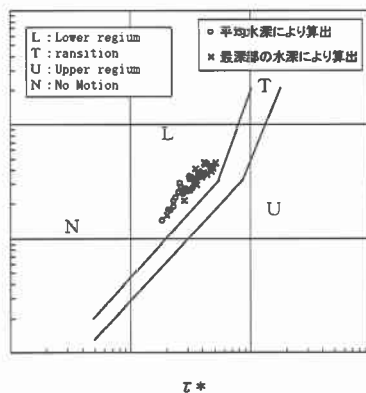


図-15  
小規模河床形状  
の領域区分  
(粒径は同地点に  
おける平均粒径  
 $d=4.59\text{mm}$ )

各測線における時間変化を示したのが図-12である。図-13には無次元掃流力の時間変化を示した。これらの図では河床波の波高は掃流力と関係があり、 $\tau^*$ が最大になる23日12時頃に波高が最も大きくなりその後低くなり傾向がある。

図-15は芦田・道上による小規模河床形態区分図<sup>1)</sup>に今回の観測における $R/d$ と $\tau^*$ をプロットしたものである。図によると今回の観測時における河床状態はLower regime (砂澱もしくは砂堆の状態)であり、図-11の河床縦断面図に示す形状からも河床には砂堆が発生していることがわかる。図-11,12では観測された河床波は時間の経過とともにUpper regime (平坦な河床の状態)の傾向を示しているが、図-14に示すように砂堆の波形勾配も $\tau^*$ が大きくなるに伴って勾配が大きくなっており勾配が減少に転じていないことから、今回の流量規模では掃流力の増大により砂堆からTransition (遷移河床)を経て平坦河床まで移行した可能性は低い。むしろ河床が遷移領域に近いため砂堆と平坦床が空間的・時間的に分布し不安定な状態となっており、測定時に平坦な河床が計測されたと考えられる。

## 5. おわりに

水理構造や河床形態は河川ごとに環境が異なることからそれぞれ特性を持っている。今後も各河川において詳細な水理量や河床形状の調査を行い河道特性を把握することが大切である。

## 参考文献

- 1) 水理委員会研究小委員会：洪水流の三次元流況と流路形態に関する研究、土木学会論文集、No.345/II-1、pp.41~52、1984

## サロベツ川における日周期流量変動について

## On Daily Discharge Change in Sarobetsu River with Mire

北海道大学大学院  
北海道大学大学院

○学生員  
正会員

杉 本 光  
長谷川和義

(Hikaru SUGIMOTO)  
(Kazuyoshi HASEGAWA)

## 1. はじめに

現在、天塩川流域における泥炭地は農地化され牧草地として利用されている。これらの土地利用に際しては、泥炭地の乾燥化をはかるために地下水位の低下すなわち排水がなされている。しかし、こうした開発利用に対して、近年泥炭地の自然環境・景観上などの評価から、その保全利用の要望も高まってきており、その対応も必要となりつつある。泥炭地は保水量も非常に多く、水分保持機構として難可逆性であり、一旦排水乾燥化すると湿潤化し難いなどの特性を有し、その水文条件が泥炭地の環境特性を大きく支配しているものと見られる。そのためにも、泥炭地の流出特性を明らかにすることが要求されている。

泥炭地を流れる河川は、降雨後の河川流量（水位）変動が一般の河川とは大きく異なるところがある。サロベツ川の音類橋地点における流量変化図（図-1）では、日単位の規則的な増減の繰返しが認められ、その日変化量は $10[\text{m}^3/\text{s}]$ ほどにもなっている。流量変化のパターンとしては、日中に上昇し夜間に下降するものとなり、特に、夏期の蒸発散の大きいときに顕著で、蒸発散量の小さい春や秋また気象条件の悪い日には不明確である。

地下水位については、過去の多くの研究から、蒸発散量の影響が大きい日中に急激な低下を示し、夜間は蒸発散がほぼゼロになるために重力排水による緩やかな水位低下しか示さなくなり、降雨後は階段状に減少していくことが知られている<sup>1)</sup>。また、坪谷<sup>2)</sup>は大間隙と小間隙との水分ポテンシャルの差のために両間隙間での水分移動が起こり、その結果大間隙で測定される地下水位は振動現象を起すことを報告している。しかし、河川流量に関する日周期変動についてはあまり研究されていないため、本研究ではこれに着目することにした。今回用いたサロベツ川音類地点での流量データではこれら地下水位の現象と昼夜が逆の変化パターンを示しているが、これは地下水が河道に集まるまでの時間遅れが原因であると考えて研究を進めた。

本研究は、河川流量の1日単位の増減の原因を蒸発散に伴う小間隙部水位の毛管上昇によるものと考え、単純なモデルによって、貯留量への影響を表す式を導いて定性的な理解を進めようとするものである。今後、より定量的な流出解析に繋げたいと考える。

## 2. 対象地域の概要と日周期流量変化の例

## (1) 対象地域の概要

本研究で対象河川としたサロベツ川は北海道の中央高地に源を発する天塩川に流入する水系であり、延長 $81[\text{km}]$ 、流域面積 $648[\text{km}^2]$ で、その勾配は極めてゆるい河川である。また、サロベツ原野は東西 $5\sim 8[\text{km}]$ 、南北約 $27[\text{km}]$ （天塩

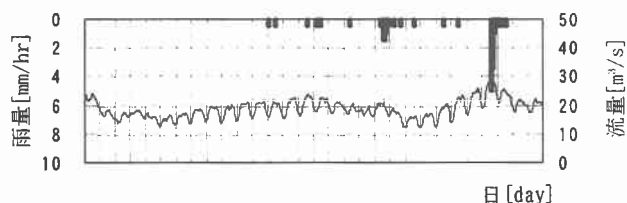


図-1 音類橋流量・雨量変化図（1998年6月）

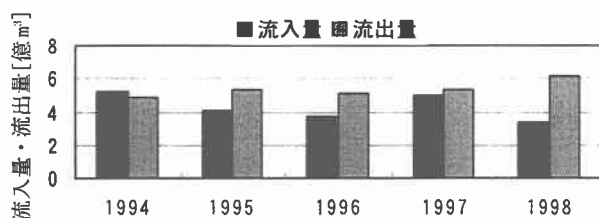


図-2 音類橋における年間水収支

川から兜沼川まで)の南北に長い長方形で、その70%の $14000[\text{ha}]$ あまりが泥炭地である。本研究に用いたデータは、流量については、サロベツ橋・豊富橋・開運橋・音類橋の4つの観測所、また雨量については、エベコロベツ・有明・音類橋の3つの観測所で北海道開発局によって測定されたものである。

## (2) 日周期流量変化の例

図-1は1998年6月に測定されたサロベツ川下流の音類橋地点での水位から計算された流量変化図であり、雨量変化と共に表してある。この図の横軸は日にちであり、午前0時から始まる1日単位の日盛線を引いている。図から、日中に流量が上昇し、夜間に下降する現象が読み取れる。また降雨後でも目立った流量の上昇がなく、降雨に対しては比較的流量変化が分散されていることが分かる。

## 3. 流量データの信憑性

流量データの変動が計測ミス等によるものではなく、信頼できるものであるかどうかを確認するために、4月から11月までの音類橋地点での水収支を計算した。豊富橋流量・開運橋流量・音類橋雨量に対応面積を乗じた値の合計値を流入量、そして音類橋流量を流出量として図-2に表す。これにより流入量と流出量の比の平均値を求めると $0.81$ となり、残流域からの流入があることを考慮すれば一応信頼できるデータとして扱うことができると言える。

## 4. 蒸発散に伴う毛管圧力のモデル

坪谷の指摘を参考に、湿原が小間隙の構成要素と大間隙のそれとから成り立っているものと考え、前者における毛

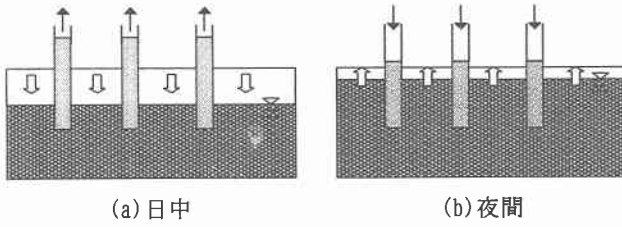


図-3 毛管圧力のモデル

管圧力のモデルとして図-3を考える。(a)は日中、蒸発散量が大きく、その蒸発散によって地中の空隙が大きくなり毛管圧力が働いて、地中の水分が毛管中に吸い上げられ、その結果、地下水面が下がる状態を示している。また(b)は夜間、蒸発散が収まり毛管圧力の働きがなくなることで、日中吸い上げられていた水分が地中に戻り、その結果地下水面が上昇する状態を示している。このモデルによれば、地下水位が階段状に下降するだけでなく、夜間に上昇するという現象が説明できる。具体的な式による表示は5に示す。

### 5. 近似式による流量変動の説明

一定勾配斜面上の流出現象を物理モデルによって表現する方法としてKinematic wave法がある。宮原・星<sup>3)</sup>は斜面流出系のKinematic wave法の貯留関数法への変換法を示し、流出が地下浸透によって起こる場合には、基本方程式が次式になることを示している。

$$s = k_1 q + k_2 \frac{dq}{dt} \quad \dots (1)$$

$$\frac{ds}{dt} = I + r - q \quad \dots (2)$$

$$k_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{10^{-3}}{3.6} \cdot \frac{\lambda}{ki} L \quad \dots (3)$$

$$k_2 = 0.4 k_1^2 \quad \dots (4)$$

ここで、s:貯留高(mm)であり、ここでは大間隙部の水位を想定する。q:流出量(mm/hr)、I:流入量(mm/hr)、r:雨量(mm/hr)であり、 $k_1$ と $k_2$ は、 $\lambda$ :有効間隙率、 $i$ :斜面勾配、 $k$ :透水係数、 $L$ :斜面長によって決定されるモデル定数である。ここで、定性的理解のために、蒸発散による損失量と毛管圧力による貯留高変動を表す項が日周期関数によって近似できるものと考え、それらはそれぞれ(5)(6)のように表される。これらを式(2)の右辺に加えて、Iが一定でrがないという条件のもとで式(1)と共にまとめると、式(7)のようにqに関する振動方程式を得る。これを解くと式(8)が得られる。

$$-B \left\{ 1 - \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_0) \right\} \quad \dots (5)$$

$$N \cdot \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_0) \quad \dots (6)$$

ただし、B:蒸発散の大きさにかかわる係数、N:小間隙の毛管水位上昇高にかかわる係数、 $T$ :24[hr]、 $t_0$ :位相遅れ時間を表す。また、式(8)における $E_1$ と $E_2$ は初期条件によって決定されるべき未知定数を表す。

$$\frac{d^2 q}{dt^2} + \frac{k_1}{k_2} \frac{dq}{dt} + \frac{1}{k_2} q = \frac{I-B}{k_2} + \frac{N+B}{k_2} \cdot \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_0) \quad \dots (7)$$

$$q = I - B + \frac{1}{\beta} \frac{N+B}{2k_2} \left[ \left\{ \frac{\alpha}{\alpha^2 + \left( \beta + \frac{2\pi}{T} \right)^2} - \frac{\alpha}{\alpha^2 + \left( \beta - \frac{2\pi}{T} \right)^2} \right\} \cos \frac{2\pi}{T} (t + t_0) + \left\{ \frac{\beta + \frac{2\pi}{T}}{\alpha^2 + \left( \beta + \frac{2\pi}{T} \right)^2} - \frac{\beta - \frac{2\pi}{T}}{\alpha^2 + \left( \beta - \frac{2\pi}{T} \right)^2} \right\} \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_0) \right] + E_1 e^{-\alpha t} \cdot \cos \beta t + E_2 e^{-\alpha t} \cdot \sin \beta t \quad \dots (8)$$

$$\alpha = \frac{k_1}{2k_2} \quad \dots (9)$$

$$\beta = \frac{\sqrt{4k_2 - k_1^2}}{2k_2} \quad \dots (10)$$

### 6. 考察

5で求めた式(8)により、この流量変動が日周期であることが説明できる。式(8)対して、 $\lambda = 93.4$  [%]、 $i = 1/148$ 、 $k = 6.2 \times 10^{-8}$  [m/s]、 $L = 2000$  [m]として式(3)(4)(9)(10)から求めた $\alpha$ と $\beta$ の値を代入すると、位相遅れ時間は $t_0 = 6$  [hr]と求まる。これは流量変動の周期が地下水位変動の周期から6時間遅れで繰り返されていることを表している。最初の半日遅れという想定には一致しなかったが、これは斜面勾配 $i$ 、斜面長 $L$ 、透水係数 $k$ の与え方によって大きく異なってくるため、これらの数値については検討する必要があると言える。また、毛管圧力のモデルを精密にするなどして、今後はより定量的な流出解析を行いたいと考える。

### 7. おわりに

- (1) 音類橋での流量変動曲線は、日中増加し夜間減少するというパターンの1日周期で増減を繰り返すことが認められた。
- (2) 音類橋流量データについて年間の水収支を計算したところ、流入量合計値と流出量の比の平均値は0.81となったことから、これらのデータがおおむね信頼できるものであると判断された。
- (3) 地下水位の変動を蒸発散による毛管圧力の影響と考えることで、地下水位が階段状に下降していくだけでなく、夜間に上昇するという現象が説明できる。
- (4) 蒸発散による損失量と毛管圧力による貯留高変動を、日周期関数で表現できるものとし、また浸透流に関する貯留関数モデルを用いることによって流出が振動解として得られることを示した。
- (5) 貯留関数モデルから求めた流出量qに対し、代表的なパラメータ値をあてはめると、地下水位変動に対する位相遅れ時間が6時間程度となり実態に合わない。今後の検討が必要である。

### 参考文献

- 1) 梅田安治: 泥炭地の水文特性に関する研究, 1985.
- 2) Taro TSUBOYA: Effect of pore structure on redistribution of subsurface water in Sarobetsu Mire, northern Japan, Journal of Hydrology, Vol. 252 (1-4) pp. 100-115, 2001
- 3) 宮原雅幸・星清: 河道系におけるKinematic Wave Modelの貯留関数法への集中化, 開発土木研究所月報, No. 552, pp. 10-21, 1999.