# 戦-72 流域一貫した土砂管理を行う上で河川構造物が土砂輸送に与える影響とその対策

研究予算:運営費交付金研究期間:平18~平22

担当チーム:寒地河川チーム,寒地技術推進室

研究担当者:平井康幸、村上泰啓、島田友則、阿部孝章

佐藤徳人、野村栄正、矢野雅昭

#### 【要旨】

近年河道内における土砂の侵食・堆砂作用に伴う洪水流下能力の変化、上・下流における土砂収支のアンバランス等の課題が指摘され、河川管理において流域一貫した土砂管理の重要性が指摘されている。とくに河川にダムが存在する場合の河川環境の影響の把握およびその対策を検討し、流速分布や堆砂、侵食をより詳細に把握できる2次元や3次元のメカニズムを取り込んだモデルの開発を行い、これらのモデルを現場の穴あきダム、砂防ダムに適用し、ダムのスリット化、床止め工等の土砂管理対策を行っていく必要がある。

キーワード:火山灰、河床低下、河床変動計算、砂防ダム

# 1. はじめに

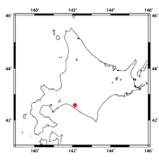
河川を流下する土砂は栄養塩類等を吸着して河道内を輸送され、河川環境の基盤を形成する。特に出水時は掃流砂・浮遊砂が活発に再移動するため、土砂輸送の特徴を把握するためには河川の上流、中流、下流で土砂や栄養塩の現地観測が必要である。また、大規模出水時にはダム貯水池に加え、水位上昇に伴い高水敷(河川敷)上の細粒土砂の巻き上げや河床形態の変化に伴う河床抵抗の増加が想定されるため、河川を移動する土砂・栄養塩の挙動を理解するためには前述の現地観測に加え、物理法則に沿った土砂輸送モデルを開発する必要がある。流域一貫した土砂管理を進める上で、河川構造物が与える影響について把握するため、平成18年から22年までの5年間の本研究計画では、以下の5つの課題を設定した。

- ① ダム湖内流動と土砂挙動の解明
- ② ダム湖内における栄養塩類等の挙動解明と、ダム 放流がダム下流へ与える影響の解明
- ③ ダム湖を含むダム下流域全体における土砂挙動・ 栄養塩類等の計算モデルの開発
- ④ 穴あきダムの工法及び砂防ダムのスリット化対策 案の策定
- ⑤ 床止め工等河川構造物による河川の土砂移動特性 の変化の把握

# 2. ダム湖内流動と土砂挙動の解明

# 2. 1 調査概要

ダム湖内の湖水流動を把握するためには平水時、出水 時の現地観測が必要となる。ダム湖には堤防や旧河道が



**図**-1 箇所図

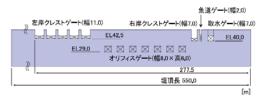


図-2 ダム上流正面図

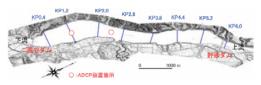


図-3 ダム平面図

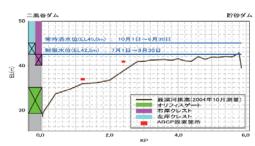


図-4 ダム縦断図

残存している場合があり、水深が大きくないダム 湖の場合は流入した水や土砂の挙動はこれら旧地形 の影響を受けることが考えられる。また、ダム貯水 池には種々の形式・位置の洪水吐きゲートもあるた め、ダム湖の流動は複雑なものとなることが想定さ れるため、鉛直方向の流速分布に加え、水平方向の 流速分布の観測も必要となる。寒地河川チームでは これまで、図-1、2、3に示す北海道日高地方に存在 する一級河川沙流川にある二風谷ダム湖に堆積する 土砂のうち、微細砂の浮上・沈降推定式を用いるこ とで粒径別1次元不定流河床変動計算ながら、堆積 量について良好に再現している 1)2)。しかしながら、 ダム湖内は水深が大きく、流速について鉛直分布を 持っていると考えられ、かつ土粒子の挙動は水の流 れに大きく依存しているにもかかわらず、湖内の流 動特性について実現象の解明が十分に行われていな い。この実現象を明らかにするために、寒地土木研 究所では継続的に二風谷ダム湖底に ADCP(Acoustic Doppler Current Porfiler:音響ドップラー流速計) を設置(図-4)し、湖内の流動観測とデータ解析を行 ってきている。ここでは観測されたこれらのデータ を用いて特に出水時にゲート放流がある場合の貯水 池内の流況特性について解析を行った。

#### 2. 2 結果概要

# 2. 2. 1 固定ADCPによる湖内流動特性

湖内流動特性のデータ解析にあたり、2005 年8 月21~23 日の3 日間で流域平均総雨量が145mm、最大流入量が667.5m³/s、最大放流量が667.6m³/s であった出水イベント時の観測事例を対象とした。出水時における観測結果を図-5 に示す。この図の上段は対象イベント期間の流入量と各ゲートからの放流量、流域平均雨量を示す。2 段目、3 段目のコンター図はKP1.2 に設置したADCP 観測データのうち絶対流速と流向(0 度が流下方向)、4 段目、5 段目のコンター図はKP2.4 に設置したADCP 観測データのうち絶対流速と流向を示している。併せて参考値としてダムサイトの水位を示している。併せて参考値としてダムサイトの水位を示しており、水位ラインとコンター間のグレー着色部はADCP が持つ特性である不感帯を示し、水面から50cm 程度が測定されない。

当イベント初期の放流入量は30m³/s 程度である。21日11:00(A) 以降右岸クレストから放流が始まり、その後40m³/s 程度の一定流量が放流されている。21日14:00(B) 以降オリフィスからの放流が始まっている。放流入量、オリフィス放流ともに21日20:00(C) 頃に一旦流量が減少をはじめ、22日3:00(D) 以降に急激に流量が増加している。放流入、

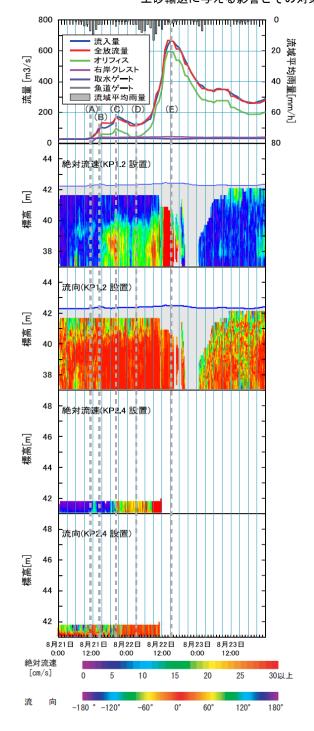


図-5 出水概要と湖内流動特性

オリフィス放流ともに22 日15:00(E) にピークをむかえている。KP1.2 地点の流況において、右岸クレストから放流が始まる21 日11:00(A) では湖内流速に目立った特長は見られない。放流量が増え始めオリフィスから放流が始まる21 日14:00 頃(B) からEL40.0 以下の下層を中心として流速が発生しており、流向も下層を中心にダムサイトに向かっている。21 日20:00(C) 頃から放流入量、オリフィス放流が減少を始めると流速も減少し、22 日3:00(D) 以降か

ら放流入量、オリフィス放流が急増すると流速も下 層を中心に増加している。その後、ピーク付近では 設置したADCP に土砂が堆積したと考えられ欠測期 間が続いている。本出水ではオリフィスからの放流 が始まる時間帯から下層で流速が発生していること、 また放流量の大半をオリフィスからの放流が占める ことからも、オリフィス放流に起因して流速が生じ ていると考えられる。KP2.4の湖内流動特性において、 21 日11:00(A) 以降、流入量と放流量が増え始める と流速が増加している。しかし21 日14:00(B) 以降、 流入量が放流量を下回っている時間帯では流速が減 少している。21 日20:00(C) 以降、流入量と放流量 がほぼ同じであり流量の増減とともに流速も増減し ている。これよりこの地点では放流量ではなく流入 量から受ける影響がより大きいと考えられる。流向 については流速がほぼ0cm/s の時間帯を除いては流 下方向であった。

#### 2. 2. 2 RCボートによる湖内流動特性

図-6 は寒地土木研究所が所有するRC ボートである。湖内流動観測にあたり本体にADCP とGPSを搭載して、ダム湖岸より遠隔操作でRC ボートを操縦する。湖底に設置したADCP と異なり、観測された流速データは実際の湖内流速とRC ボート自体の速度が合計された値となっている。RC ボート自体の速度はADCPについているボトムトラッキング(河床から反射するエコーのドップラー効果を用いてRC ボートの対地速度を計測する)により得られる。よって実際の湖内流速はADCP で観測された流速データからRC ボート自体の速度を取り除くことで求めることが出来る。またGPS は位置座標を記録し、そのデータを解



図-6 ADCP を搭載した RC ボート

析することで時刻、位置、標高を得る図-7 はKP1.2 の横断図とRCボートを用いて観測したADCP の流速 コンター図である(流下方向が+流速)。参考として KP1.2 に設置しているADCPの箇所を示している。流 心と考えられる湖底に設置したADCP 周辺を中心に 流下方向への流速が観測されている。しかし右岸部 (600m~) については流速0~マイナスと滞留・逆流 している傾向が見られる。左岸部(~300m) について は欠測であった。欠測理由については湖内が高濁度 でゴミ等が舞い上がっているなどの現地状況が観察 されており、データの取得が出来なかった一因と考 えられる。流速は前述したようにボートの速度を考 慮しなければならないが、湖底に設置したADCPが埋 没したことからもダム湖底の粒径の細かい土粒子が 大きく移動したと考えられ、ボトムトラッキングの 値を得ることが出来なかった。そのためRC ボートの 移動速度を控除するための湖内流速の補正は、GPS の移動距離と時間を元に行った。この流速は湖底

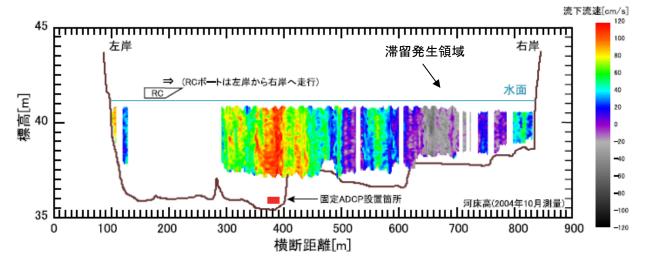


図-7 KP1.2 測線上で計測された流速の鉛直方向プロファイル

ADCPの流速結果がないことから精度のクロスチェックが出来ない。しかしながら、流心を中心に流下方向に流速が発生し、右岸では滞留・逆流しているといった横断測線上の傾向を把握することは出来たと考えられる。

#### 2.3 まとめ

本論文はダム湖内の流動特性を把握することを目 的に、ダム湖底に設置したADCP の観測データのうち、 特徴的な出水を抽出してデータの解析を行った。湖 内流動の特徴として、KP1.2 地点について水深鉛直 流速分布はオリフィスゲートから放流があると、湖 内水深EL40.0m 以下の下層を中心にダムサイト方向 へ流速を持つことが把握された。これよりオリフィ スゲートから放流がある時には、流心を中心として 湖内の土砂が下流へ移動している可能性がある。 KP2.4 地点については、KP1.2 地点のようなオリフ ィスゲート放流からの影響は見られず、また水深鉛 直流速分布も見られなかった。特徴として流速は流 入量に依存していると考えられ、水深が浅いことも あり開水路的な流動をしているものと考えられる。 RCボートによる観測により、ダム貯水池においては 出水時、河川の流下方向と逆向きの流れ場が発生す る可能性が示唆された。ダム貯水池の土砂動態を高 精度に行う場合は、ADCPによる出水時の現地観測に より流速プロファイルを得た上で数値モデルの開発 を行う必要性が高い事が把握された。

# 3. ダム湖内における栄養塩類等の挙動解明とダム 放流がダム下流へ与える影響の解明

#### 3. 1 研究概要

土砂動態や水質の問題と密接に関連しているにも関わらず、出水時におけるダム湖など貯水池内の流動特性はあまり解明されていない。本研究では、その第一段階として流動のみに着目した浅水理論式に基づく平面二次元解析を行う。解析の対象とした二風谷ダムは北海道日高地方に存在する一級河川沙流川河口から約20kmの位置にあり、ダム貯水池の延長は約6km(図-9)である。図中のダム湖内の色分けされた等高線は二風谷ダムの距離標成果表と横断深浅測量成果のデータを内挿補完によって生成した結果である。またこのデータを用いて数値解析用の地形データとした。図-10は2005年7月の横断深浅測量成果表より得られたKP毎のダム貯水池横断面である。

# 3. 2 対象とした出水イベント

二風谷ダムにおいて、2005年9月7日~9日まで

の流域平均総雨量 121mm における最大流入量 669. 4m³/s、最大放流量 629. 1m³/s の中規模出水を検討対象とした(図-8)。本出水時、KP1. 2 側線上において RC モーターボートを用いた ADCP 観測が行っており、KP1. 2 測線上の流速プロファイルが得られている。この結果を参考に、二次元浅水流モデルにより、平面二次元解析を行う。

# 3. 3 解析手法

湖内の流動特性を明らかにするために用いた数値 計算には、浅水理論式に基づく平面二次元解析を用 いた。また、初期水位を求めるため、一次元漸変流 解析を用いた。平面二次元解析に用いた支配方程式 を次に示す。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{M^2}{D} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{MN}{D} \right] + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{gn^2M}{D^{7/3}} \sqrt{M+N} \quad (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{MN}{D} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{N^2}{D} \right] + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} = -\frac{gn^2N}{D^{7/3}} \sqrt{M+N}$$
 (2)

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \tag{3}$$

(1)式は主流線方向、(2)式は横断方向の運動方程式であり、(3)式は連続の式である。ここでx、yは平面での座標、M、N はそれぞれx、y 方向の流量フラックス、t は時間座標、g は重力加速度、 $\eta$  は水位、H は水深である。また、初期水位は不等流計算で決

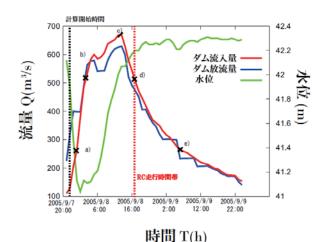


図-8 2005年9月出水のハイドログラフ

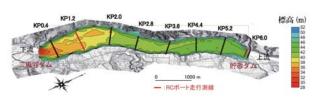


図-9 二風谷ダム貯水池内の標高分布

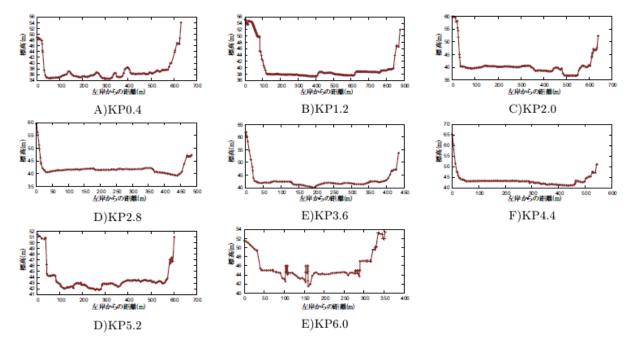


図-10 各 KP 測線におけるダム貯水池の横断図

定した。定常流数値解析において、各断面の最深河 床高を河床高とし、各パターンの流量Qに応じて1 次元漸変流解析を行い、水位を求めた。また、求め られた水位から x 方向の流量フラックスを初期条 件として与え、平面二次元計算にて安定するまで充 分な時間を与えた。非定常数値解析においては、初 期流量を 129.72m³/s、初期水位を 41.89m とし、平 面二次元計算にて流動が安定するまで充分に計算し、 その後上流端の流量、及び下流端水位を変動させた。 計算メッシュは、dx、dy ともに 50 mメッシュとし た。

# 3. 4 計算結果

定常流量の結果(図-11)より、各流量にて KP1.2 付近にて滞留と思える流動を確認した。また最大流 量の 5980m3/s 以外の 3 パターンにおいて、左岸側 にも滞留が確認された。(図中の青色の実線は水域、 茶色の点線はダム湖域及び、KP1.2 横断測線である。 また、ベクトルは流量フラックスを表している。非 定常流量数値解析において流量が増加傾向にある時 と減少傾向にある時と減少傾向にある時。また、RC ボート観測時が流量急減少時なので、同程度の流量 の増加傾向の時をそれぞれ比較。また最大流量とも 比較を行った。各流量時においても、右岸側、及び

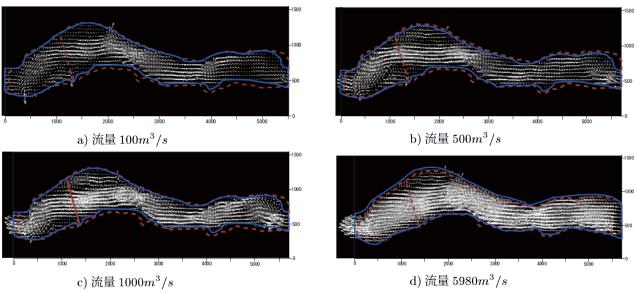


図-11 定常流量別の計算結果

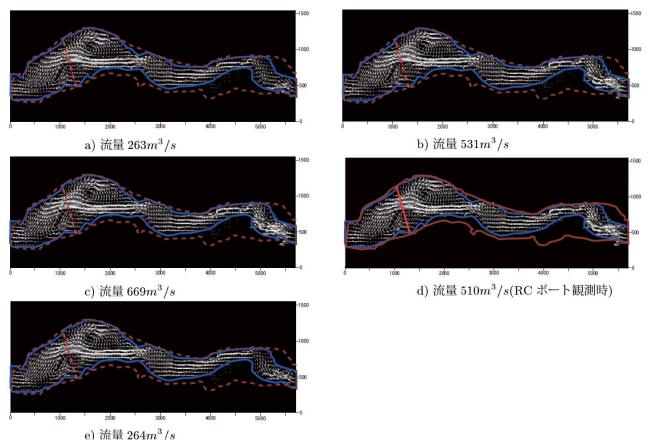
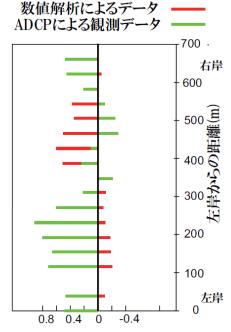


図-12 非定常流量別の計算結果

左岸側にて滞留が確認された。右岸での滞留を確認 する一手法として堆積物を調査した。図は省略する が、KP1.2 右岸側の領域で、粒径の細かい土砂と一 定の相関がある全窒素の濃度は高い濃度を示してお り、土砂のみならず栄養塩の挙動もダム貯水池内の 流動に影響を受けている可能性が示唆された。KP1.2 測線上で ADCP により得られた流速分布と計算メッ シュと比較したものを図-13 に示す。図中、赤色の データが数値解析によって求められた流速、緑色の データが ADCP によって求められたデータである。横 軸に流下方向に対する流速(m/s)、縦軸に左岸からの 距離(m)をおいた。この結果、数値解析と実測値は同 じ値を得ることが出来なかった。しかしながら、左岸 からの距離 300m付近にて流速が共に減少している傾 向は同様であった。このことから、右岸側に渦を巻く ような流動があることがはないかと推測される。また、 1996年、2005年6月、2005年7月の横断図の比較に より、左岸側のほうが河床の上昇傾向が早いという現 象もみられており、ダム貯水池内の土砂堆積プロセス は一様でないといえる。

# 3. 4 まとめ



流下方向を正とした流速(m/s)

# 図-13 計算値と実測値の比較

貯水池は水深が大きく、水面から湖底までが一様 の流速分布を形成しているとは考えにくく、浅水方 程式を適用するには課題が残る。しかし、解析の結 果、少なくとも水表面近傍の流動に関しては観測値と同様の滞留傾向が示された。本研究で実施した数値解析は大局的には湖内の流動特性を捉えているといえるが、今後、湖内の土砂動態を精度よく推定する場合、今回のモデルでは導入していなかった渦拡散項や準三次元的な項を取り入れる必要があるほか、出水時の湖内流動場の現地観測を行う必要がある。

# 4. ダム湖内における栄養塩類等の挙動解明とダム 放流がダム下流へ与える影響の解明

#### 4. 1 研究の概要

河川における流水中の物質の輸送は平常時よりも 洪水時に多く行われる。流水中の物質として SS お よび栄養塩類があり、その主な由来は上流、支川、 樋門、河道内である。また、流水中のSS および栄 養塩類は、河道内の河床において浮上および沈降を 繰り返しながら流下している。本項の目的は、大規 模洪水が物質輸送に与える影響を把握する事、洪水 後の栄養塩類堆積量を推算する事であり、対象流域 を沙流川として以下の手順で進めた。1 つ目は、規 模の異なる 2 つの洪水と大規模洪水前後の 2 つの 融雪出水の4 出水において、物質輸の相違の把握を 目的に観測データを精査した。2 つ目は、SS から 栄養塩類を推定する式を導出した。3 つ目は、準二 次元不定流複々断面で混合粒径河床変動計算により、 洪水規模の違いによる高水敷への栄養塩類堆積量の 相違を明らかにした。

# 4. 2 調査対象流域および出水イベント

対象流域は、沙流川中下流部である。寒地河川チ ームでは、図-14 中の丸印で示した複数の地点で水 位および SS 採水観測を平成 13 年から継続的に実 施している。対象区間は新平取大橋(KP16.0) から 沙流川橋(KP2.8) の 14.2km とした。対象区間内に おける物質の由来について、対象区間では河道から の供給、対象区間上流については貫気別水位観測所 付近の貫気別および沙流川橋と幌毛志であり、支川 については、比較的大きなシラウ川(約 KP6.5)、小 さいものは平取第 2 川(約 KP7.5) および福満川(約 KP5.5) であり、樋門については富川 D 樋門(約 KP3.5)である。対象とする出水は4つあり、夏季出 水(2001年9月、2003年8月)と融雪出水(2003 年 8 月洪水前後の 2003 年 5 月と 2004 年 5 月) である。4 つの出水において観測した沙流川橋とシ ラウ川でのピーク流量を表-1 に示す。なお、表-1 に おいて 2003 年8 月洪水は、安全性の問題によりピ

表-1 4 出水のピーク流量 (単位:m³/s)

	沙流川橋 KP2.8	シラウ川 KP6. 5	対象出水
2001年9月	2, 383. 6	27. 7	洪水
2003年5月	373.0	0. 5	融雪出水
2003年8月	5, 177. 5	27.8	洪水
2004年5月	606.0	1. 3	融雪出水

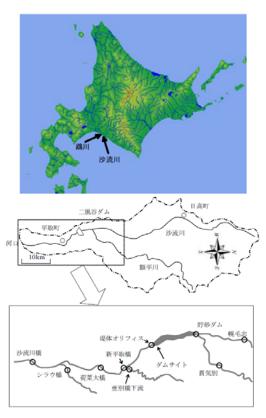


図-14 沙流川における観測地点

ーク時は未観測であるため、H-Q 式より求めた確定 値(毎正時)を載せている。表-1より、沙流川橋の ピーク流量において、洪水間では約2.2倍異なり、 融雪出水間では約1.6 倍異なっている。支川のピー ク流量については、洪水間および融雪出水間で同程 度であった。流量の経年変化を見るために 1969~ 2004 年の沙流川橋付近(富川観測所) における年最 大流量を図-14 に示す。図-15 より 2001 年 9 月洪 水は3番目に大きな出水であった。2003年8月洪 水は既往最大で、計画規模を上回る大規模出水であ った。4 出水について、どの程度河道が冠水したか を把握するために、横断図(2003年8月洪水後測 量) と 2001 年1月~2004 年12 月における観測水 位を、新平取大橋(KP16.0)を図-14 a)b) に、沙流川 橋(KP2.8) を図-15 a)b)に示す。図-14 a)b) および 図-15 a)b) において、2 洪水時には高水敷が冠水し た事がわかり、その水深にも相違があるという事が 分かる。 4 出水の観測期間は、過去から順に 2001

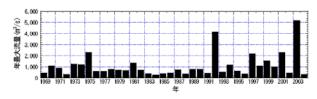


図-15 1969 年~2004 年の年最大流量

年9月11日04:00~13日15:00の計60時間、2003年4月30日00:00~5月1日08:00の計32時間、2003年8月9日10:00~11日09:00の計48時間、2004年5月3日20:00~2004年5月5日09:00の37時間である。

# 4.3 物質輸送の相違

出水における物質輸送の相違を把握するために、3 つの方法により観測データを整理した。1 つ目は出 水時の流水を主な要素に分けて各出水時における各 要素間の関係について、2 つ目は各地点の物質の通 過量について、3 つ目は観測地点による物質の挙動 についてである。この事により、大規模洪水が物質 輸送に与えた影響を見る事とする。

# (1) 各要素間の関係

各出水時の流水中の主な要素を、図-16 に示す通り流量(Q) と浮遊砂濃度(SS) および栄養塩類濃度(TN、TP) に分け、各要素の関係をA(Q-SS)、B(Q-TN、

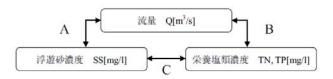


図-16 1969年~2004年の年最大流量

TP)、C(SSTN、TP) と呼称した。新平取大橋・荷菜大橋・沙流川橋の観測データを基に、関係 A、B、C を図-19、図-20 a)b)、図-21 a)b)に示す。

図-19 より、融雪出水間において 2003 年 8 月洪水後では、洪水前に比べて Q に対する SS が高くなり、洪水時の Q と SS の関係に近くなっている事が分かる。同様のことが図-20 b) についても言える。この事は、2003 年 8 月洪水が Q と SS、Q と TP の関係に影響を与えた事を示唆するものである。洪水間では、関係 A、B、C のどの関係にも大きな相違は見られなかった。 図-21 a) より、SS と TN の関係は SS がある一定の値に上昇するまでは、TN は上昇せずにある一定の値で保たれている事が分かる。図-21 b) より、SS と TP の関係は出水規模に依存せずに、その関係は安定している事が分かる。

### (2) 物質の通過量

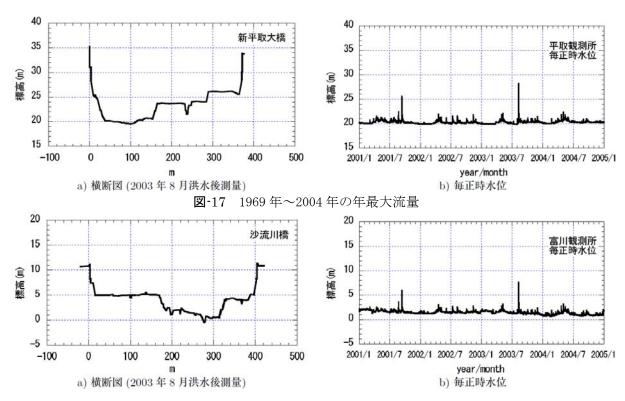
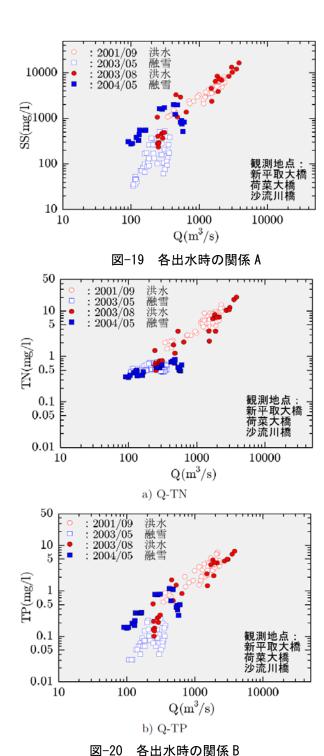
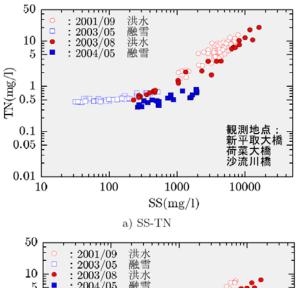


図-18 1969 年~2004 年の年最大流量



流域全体において物質がどのように輸送されているかを把握するために、出水期間中の各地点における SS、TN、TP の通過量を観測値から算出した。物質の通過量:W[t] は、観測された物質濃度:Mc[mg/l] と流量:Q[m³/s] および通過時間:T[s] を用いて、W=McQT/1,000,000 で求める事が出来る。4 出水において、貫気別・幌毛志、新平取大橋、沙流川橋の SS 通過量を図-19a)、b)、c)、d)に示し、TN、TP 通過量を図-20a)、b)、c)、d)に示す。図-19 の縦軸は図-20 の縦軸の 1、000 倍である。この時の各地点



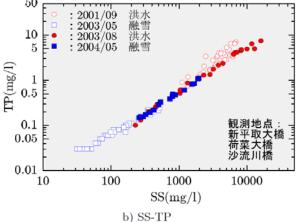


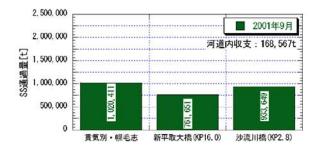
図-21 各出水時の関係 C

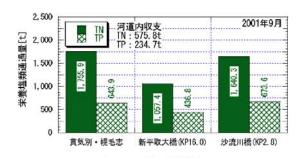
における観測開始時間および終了時間をおもて表-2に示す。なお、支川・樋門の通過量が小さいため図-19、20には載せていない。 図-19、20において、出水間で比較しやすいように流量の倍率とほぼ同等になるように縦軸を、c)はa)の2倍d)はb)の1。5倍とした。この事は流量とSS、TN、TPは相関があるため出水規模の相違による通過量の相違をある程度除く事を目的にしている。つまり、出水間で図の形状が異なることは、物質濃度の変化があったという事となる。

図-19、20 の河道内収支とは、SS、TN、TP 通過量において沙流川橋(KP2.8) の値から支川、樋門、新平取大橋(KP16.0) の値を減じたものである。河道内収支の値について、SS、TN、TP で正の値となっており、出水時に河道内から物質が供給された結果となっている。また、貫気別・幌毛志については、対象区間より上流に位置するため参考値(貫気別と幌毛志を足した値) として載せている。なお、貫気別・幌毛志と新平取大橋の間には二風谷ダムが存在する。このため、以下で述べる SS、TN、TP の通過量の検討は、ダムの影響を除くためにダム下流の新平取大橋と沙流川橋間の河道内収支について行

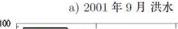
表-2 出水期間中における各地点の観測期間

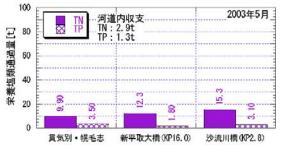
出水	観測	貫気別 幌毛志	新平取大橋 KP16.0	平取第2川 KP7.5	シラウ川 KP6. 5	福満川 KP5.5	富川D樋門 KP3.5	沙流川橋 KP2.8	
2001年9月	開始	09/11 11:00	09/11 04:00	<del>-</del> 2	09/11 05:00	#2	<del>e</del> ci	09/11 04:00	
2001年9月	終了	09/13 15:00	09/13 15:00	=	09/13 16:00	-	₩.	09/13 15:00	
2003年5月	開始	04/30 00:00	04/30 00:00						
2003年3月	終了	05/01 05:00	05/01 08:00						
2003年8月	開始	08/09 10:00	08/09 10:00						
2003407	終了	08/11 09:00	08/11 09:00						
2004年5月	開始	05/03 21:00	05/03 20:00 - 05/03 20						
20044073	終了	05/04 21:00	05/05 09:00 - 05/05 09						

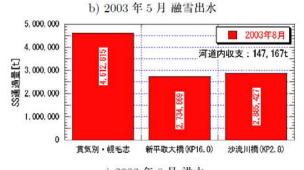




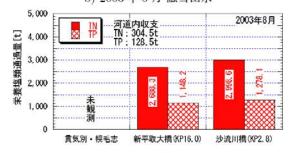


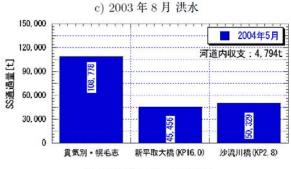




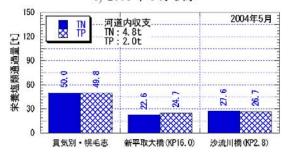


b) 2003年5月融雪出水





c) 2003年8月洪水



d) 2004 年 5 月 融雪出水

d) 2004年5月融雪出水図-22 各出水時の栄養塩類通過量

図-21 各出水期間中の SS 通過量

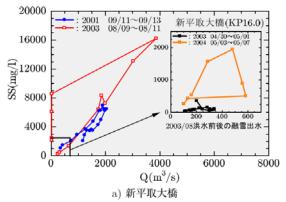
った。

#### a) SS 通過量

図-22a)、c) より、河道内収支について、洪水間に おいて見てみると貫気別・幌毛志からの SS 通過量 は約4.5倍異なり、前述した通り沙流川橋のピーク 流量は約2.2倍異っているのに対して、河道内収支 は約 0.9 倍とほぼ 1 倍に近く洪水間で同様な値と なっている。この事は、河道内収支は、貫気別・幌 毛志からの SS 通過量の違い、流量の違いの影響を 受けない事を示唆するものである。図-23b)、d) よ り、河道内収支について、融雪出水間では上流から の SS 通過量は約 15.0 倍異なり、沙流川橋のピー ク流量では約 1.6 倍異っている。河道内収支は約 1.6 倍となっており、流量の倍率と同様となってい る。この事から、河道内収支は、貫気別・幌毛志か らの SS 通過量の違いよりも、流量の違いによる影 響の方が強いと推測される。以上より、河道内から の SS 供給量(河道内収支) は、融雪出水間の比較か ら流量と関連があり、洪水間の比較からある一定の 流量を超えると流水中の SS が飽和濃度に達すると 推測出来る。この事は、洪水が河道内収支に与える 影響として考えると、流量が上昇するに従いある流 量までは河道内からの SS 供給量は上昇するが、あ る一定の流量に達すると河道内からの SS 供給量は 上昇しないと言える。各地点のSS 通過量を図-22b)、 d) で見てみると、2003年8月洪水後の融雪出水の 方が SS 通過量が多い。この事は、2003 年8 月洪 水後に流量に含まれる SS の量が増えた事を意味し、 洪水前後でQ に対するSS が変化した事が分かる。 b) TN、TP 通過量

図-22a)、c)より、河道内収支について、洪水間で は約 0.5 倍(TN、TP) であり、洪水規模が大きくな ると河道内収支は小さくなる結果であった。図-20b)、 d) より、河道内収支について、融雪出水間では約 1.7 倍(TN)、約 1.5 倍(TP) であり、融雪出水規模 が大きくなると河道内収支も大きくなる結果であっ た。 以上より、SS 通過量同様に河道内からの TN、 TP 供給量(河道内収支) は、飽和濃度があり流量が 上昇するに従いある流量までは河道内からの TN、 TP 供給量は上昇するが、ある一定の流量に達する と河道内からの TN、TP 供給量は上昇しないと言 える。各地点の TP 通過量を図-23b)、d) で見てみ ると、2003 年8 月洪水後の融雪出水の方が TP 通 過量が多い。SS 通過量の場合と同じでこの事も、 2003 年 8 月洪水後に流量に含まれる TP の量が増 えた事を意味し、洪水前後で Q に対する TP が変

	2001/09	2003/05	2003/08	2004/05
出水	洪水	融雪	洪水	融雪
時系列	反時計回り	時計回り	反時計回り	反時計回り



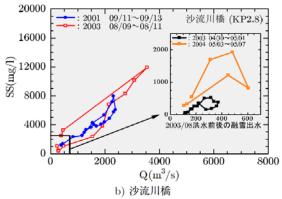


図-24 4 出水の SS の挙動

表-3 SS と栄養塩類の区分

	粒径 mm		窒素:N	リン : P
粘土	0.000~0.005	総	TN	TP
シルト	$0.005 \sim 0.075$	粒子性有機態	PON	POP
細砂	$0.075 \sim 0.250$	粒子性無機態	-	PPO4-P
中砂	$0.250 \sim 0.850$	溶解性有機態	DON	DOP
粗砂	$0.850 \sim 2.000$	溶解性無機態	DIN	DPO4-P

化した事が分かる。

# (3) SS の挙動

出水の違いにより物質の挙動がどのように異なるかを把握するために、観測地点において SS の時間的変化について検討を行った。4 出水において、上流の新平取大橋と下流の沙流川橋で、縦軸に SS、横軸に Q をとり時系列で図-24 a)、b)に示す。融雪出水時は流量が小さいため、図中には拡大図を載せている。また、図-24 の上部の表には各出水における SS の時系列を、時計回り・反時計回りという言葉で表現した。なお、1 つの出水では新平取大橋と沙流川橋の時系列は同じであった。観測間隔は、2001年9月洪水が約1時間、2003年8月洪水が約1時間、2004年融雪出水が約3時間である。図-24より、

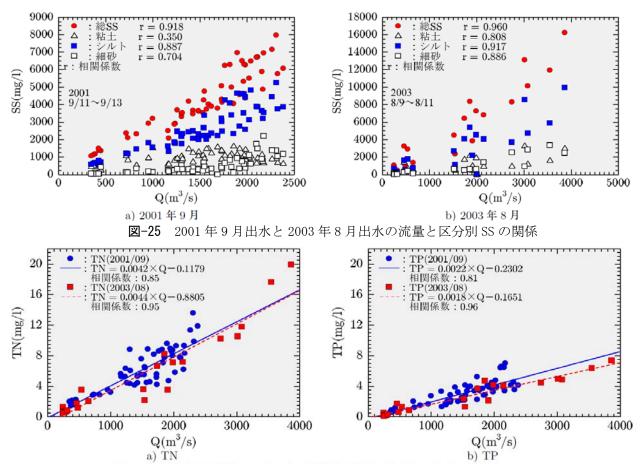


図-26 2001年9月出水と2003年8月出水の流量と掃窒素、総リンの関係

SS の時系列は、洪水間ではどちらも反時計回りであり、融雪出水間では 2003 年 8 月洪水前では時計回りであったものが、洪水後では反時計回りへと変化した結果であった。

この融雪出水間の違いについて、出水時の Q に対する SS の挙動について考えると、2003 年 8 月洪水前は降雨始めに SS が高くなりピーク過ぎから降雨終わりに近づくに従って SS が低くなる挙動であったものが、洪水後では降雨始めは SS が低くピーク過ぎから降雨終わりに近づくに従って SS が高くなる挙動であり相違がある事が分かる。つまり、洪水後は洪水前に比べてピーク過ぎから降雨終わりに近づくに従い SS が高くなる事から、SS の量が多くピーク過ぎに出やすくなっている事が分かる。この事は図-22b)、d) の貫気別・幌毛志における SS 通過量が約 15 倍異なっている影響であると推測出来る。

#### 4. 4 栄養塩類輸送量推定式の開発

洪水による高水敷への栄養塩類堆積量を推算する ために、2001 年 9 月と 2003 年 8 月の洪水時に採 水された流水の水質および粒度分析に基づき、栄養 塩類の推定式の導出を行う。

#### 4. 4. 1 流水分析

推定式の導出に必要な観測データは、流水中の SS・粒度分析・詳細な水質分析、洪水後の高水敷の 底質試験である。詳細な水質分析とは、粒子性・溶 解性・有機態・無機態へと区分できる分析のことで ある。SS・粒度分析は、両洪水ともに観測している。 詳細な水質分析は、2001年9月のみ実施している。 洪水後の高水敷の底質試験は、2001 年9 月で洪水 1ヵ月後に観測しているがデータ数が少ないため解 析が行えず、2003年8月については強熱減量のみ観 測しており、栄養塩類のみを抽出することは困難で ある。 このため、洪水中のSS と洪水後の高水敷 の堆積物に同一の割合で栄養塩類が付着し両者が同 一のものである事が報告<sup>3)</sup>されているため、流水中 のSS と高水敷の堆積物を同一のものと仮定した。 また、先の報告は鵡川における事例のため、沙流川 と鵡川の観測データの比較を行った。以上より、観 測データのある2001 年9 月洪水でのSSと栄養塩類 の解析結果を基に、栄養塩類推定式の導出を行う事 とした。

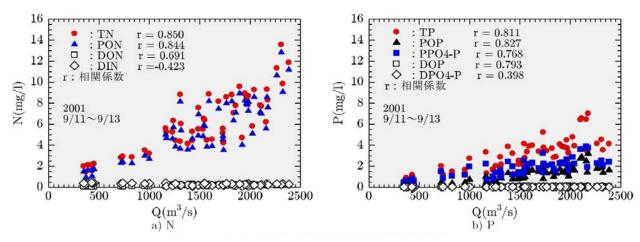


図-27 2001年9月出水の流量と区分別栄養塩類の関係

#### 4. 4. 2 SS と栄養塩類

SSと栄養塩類を区分して解析するために、表-3の区分で行った。SSおよび粒度分析と、TN・DTN・NH4-N・NO2-N・NO3-N、TP・DTP・DPO4-P・IP(PO4-P)の水質分析から足し引きにより、各区分別に算出した。ただし、栄養塩類の無機態窒素は、ほとんどが溶解性なので粒子性は無視している。

# a) SS と流量の関連性

両洪水における Q と SS の関係は、図-19 より正の相関がありほぼ直線上に乗る事から Q と SS の関係は洪水規模に依存しないと言える。両洪水における Q と区分別 SS の関係を図-25 a)、b)に示す。両洪水とも Q と区分別 SS との間に正の相関がある。また、SS に対する区分別 SS の百分比について、2001 年 9 月で粘土(26 %)、シルト(61 %)、細砂(11 %)、中砂(2 %)、粗砂(0 %)、2003 年 8 月で粘土(24 %)、シルト(58 %)、細砂(14 %)、中砂(4 %)、粗砂(0 %)であり、両洪水間で SS の構成比は同程度となっていると言える。以上より、正の相関がある Q と SS の関係および SS の構成比は洪水規模に依存しない事が分かる。

#### b) 栄養塩類と流量の関連性

両洪水における Q と TN の関係を図-26 a) に、Q と TP の関係を図-26 b) に示す。図-26 より両洪水とも Q と TN、TP の間に正の相関があり、その関係を単回帰式で表した。単回帰式を見るとほぼ同程度である事から、少なくとも対象とした洪水における Q と TN、TP の関係は、洪水規模に依存しないと言える。 2001 年 9 月洪水の Q と区分別 N の関係を図-27 a) に、Q と区分別 P の関係を図-27 b) に示す。図-27 より粒子性成分については正の相関があり、溶解性成分については相関が無いことが分かる。また、TN に対する区分別 N の百分比は

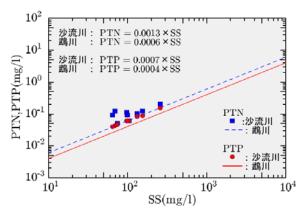


図-28 SS と粒子性水質成分の関係

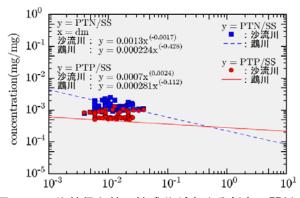


図-29 平均粒径と粒子性成分が占める割合の関係

PON(88 %)、DON(3 %)、DIN(6%) であり、TP に 対する区分別 P の百分比は POP(37%)、

PP04-P(60 %)、DOP(2 %)、DP04-P(1 %) であり、 TN の 88 %、TP の 87 %が粒子性成分で構成されていると言える。 以上より、正の相関がある Q と TN、TP の関係は洪水規模に依存しない事が分かる。 また、栄養塩類のほとんどが、Q との相関係数が高い粒子性成分で構成されている事が分かる。

# 4. 4. 3 相関係数

Q と区分別SS およびQ と区分別N、P(粒子性成 分)との間に正の相関がある事が分かった。このため、 区分別 SS と区分別 N、P との間に相関があると推測 できるため、それぞれの濃度間で相関係数を求めた 結果を表-4に示す。表中の総SS は、区分別SS と 判別するため呼称したものである。表-4 からシルト が区分別栄養塩類と相関がよく、粒子性成分(PON、 POP、PPO4-P) が区分別 SS に対して相関が良いこと が分かる。この事から、栄養塩類の粒子性成分のそ の多くが、SS 成分のシルトに輸送または吸着された 形で洪水時に流下していると推定出来る。表-4は、 2001 年 9 月洪水の観測データである。2001 年 9 月 洪水と2003 年8 月洪水において、Q とSS の関係、 SS の構成比およびQ と TN、TP の関係について同様 の傾向がある事から、2003年8月洪水においても、 表-4 に示される相関関係があると推測出来る。

#### 4. 4. 4 鵡川と沙流川の比較

図-14 に示す鵡川(一級河川、流域面積 1、270km2、 幹川流路延長 135km) において、洪水中の SS と洪水 後の高水敷の堆積物に同一の割合で栄養塩類が付着 し両者が同一のものである事が報告 ³)されている。 この報告を受け、本研究では沙流川において洪水中 における SS および栄養塩類の関係から栄養塩類推 定式を導出し、この式より高水敷への栄養塩類堆積 量を求める。鵡川と沙流川の比較として 2 つの比較 を行った。1 つは、流水中における SS と栄養塩類 の粒子性水質成分の関係で、もう 1 つは流水中の SS と高水敷堆積物の関係である。

# a)流水中における SS と栄養塩類(粒子性水質成分) 流水中における SS と栄養塩類の関係について、2 つの融雪出水時(1998 年 4 月鵡川および 2003 年 5 月沙流川) について図-25 に示す。図-25 より、沙流川の方が鵡川に比べて、SS に対する粒子性水質成分の値が高くなっているが、SS の増加に伴う粒子性水質成分の増加の割合(勾配) は同程度と判断できる。

表-4 区分別栄養塩類と浮遊物質の相関係数

	粘土	シルト	細砂	中砂	総 SS
TN	0.19	0.83	0.65	0.65	0.83
PON	0.19	0.82	0.65	0.65	0.83
DON	0.34	0.51	0.33	0.22	0.52
DIN	-0.37	-0.25	-0.09	0.03	-0.26
$^{\mathrm{TP}}$	0.28	0.73	0.79	0.69	0.83
POP	0.27	0.72	0.82	0.71	0.82
PPO4-P	0.29	0.71	0.75	0.66	0.80
DOP	0.38	0.66	0.47	0.43	0.69
DPO4-P	0.16	0.38	0.27	0.31	0.39

#### b) 流水中の SS と高水敷堆積物

流水中のSS と栄養塩類の関係は、融雪出水時の 関係から同程度と判断できるため、洪水中において も同程度と仮定すると、鵡川では洪水中の SS と洪 水後の高水敷の堆積物に同一の割合で栄養塩類が付 着していることから、沙流川での流水中のSS に占 める栄養塩類の割合と鵡川での高水敷の堆積物に占 める栄養塩類の割合が同程度と仮定できる。このた め、2001 年9 月沙流川洪水時のデータと 1997 年8 月鵡川洪水後の高水敷堆積物のデータにおいて、粒 子性総窒素、粒子性総リンを SS で無次元化し平均 粒径で整理したものを図-26 に示す。図-26 より、 鵡川における単回帰式に沙流川のデータが重なる結 果であった。この事は、鵡川と沙流川において流水 中のSS と栄養塩類の関係は、洪水中においても同 程度である事を示し、沙流川においても洪水中の SS と洪水後の高水敷の堆積物に同一の割合で栄養塩類 が付着している事を示唆するものである。

#### 4. 4. 5 栄養塩類推定式

区分別栄養塩類濃度  $L_m[mg/1]$  と区分別  $SS_j[mg/1]$  との間で、式(1) に示す単回帰式を導き  $\alpha$ 、 $\beta$  を求めた。また、SS は二価性を持っており  $^{4)}$ 、各区分毎に 2 本の相関式を導出する必要があるが、簡単のため 1 本とし単回帰式で相関関係を表している。

$$L_{m} = \alpha_{mj} SS_{j}^{\beta_{mj}} \tag{1}$$

表-5 栄養塩類推定式における係数 (2001年9月洪水の観測データより)

		粘土			シルト			細砂			中砂			総SS	
	α	β	r <sup>2</sup>	α	β	r <sup>2</sup>	α	β	r <sup>2</sup>	α	β	r <sup>2</sup>	α	β	r <sup>2</sup>
TN	0.14593	0.53475	0.15	0.01101	0.80364	0.78	1.41030	0.23761	0.33	4.40227	0.11352	0.33	0.00317	0.90645	0.77
PON	0.06844	0.62602	0.16	0.00394	0.91872	0.78	1.00733	0.27237	0.33	3.73659	0.12716	0.32	0.00095	1.03535	0.78
DON	0.00221	0.63605	0.21	0.00108	0.65062	0.50	0.06247	0.17072	0.17	0.15111	0.04951	0.06	0.00041	0.72917	0.49
DIN	2.21113	-0.32661	0.09	1.10815	-0.19779	0.08	0.29507	-0.03613	0.01	0.23391	0.01169	0.01	1.34874	-0.20971	0.07
TP	0.01076	0.81112	0.27	0.00263	0.89465	0.76	0.53815	0.27865	0.35	2.07427	0.12610	0.32	0.00043	1.06131	0.83
POP	0.00105	1.00364	0.28	0.00019	1.10117	0.77	0.13982	0.33657	0.35	0.71725	0.14967	0.30	0.00002	1.30300	0.84
PPO4-P	0.01121	0.72962	0.25	0.00294	0.81379	0.71	0.36381	0.25748	0.34	1.26319	0.11749	0.31	0.00056	0.96571	0.78
DOP	0.00078	0.60133	0.32	0.00058	0.56539	0.64	0.02146	0.13405	0.17	0.04116	0.05966	0.15	0.00024	0.63971	0.64
DPO4-P	0.00965	0.16315	0.10	0.00714	0.18223	0.29	0.02146	0.05387	0.12	0.02759	0.02911	0.16	0.00529	0.20775	0.30

戦-72 流域一貫した土砂管理を行う上で河川構造物が 土砂輸送に与える影響とその対策

ここで、 $\alpha$ 、 $\beta$ :区分別の栄養塩類とSS に係る乗数 および指数、m:栄養塩類区分、j:土砂(SS) 区分

高水敷に堆積した栄養塩類を量的に推定するために、式(1) の Lm を区分別栄養塩類量 Wm[t] に、SSjを区別堆積量 Wj [t] に置き換えた式(2) を用いる。また、区分別堆積量 Wj を求めるために、区分別体積 Vj [m³] 土粒子の密度 ps [t/m³]、空隙率  $\lambda$  から式(3) を用いている。また、式(1)、(2) における  $\alpha$ 、 $\beta$  およびr2 値を表-5に示す。なお、区分別体積 Vj [m³] は計算により求める

$$W_m = \alpha_{mi} W_i^{\beta_{mj}} \tag{2}$$

$$W_m = p_s (1 - \lambda) V_i \tag{3}$$

# 4. 4. 5 数理モデルとその計算法

ここでは、洪水時における高水敷の流速を適切に表現するために準二次元とし、洪水時の非定常性を考慮およびSSの二価性を再現するために不定流とし、高水敷および河岸からの土砂の巻き上げを考慮するため複々断面で、混合粒径の掃流砂および浮遊砂の河床変動計算を行った。計算断面モデルを図-30に示す。

#### (1) 流れの基礎式

連続の式および非定常項、移流項を含めた dynamicwave model の運動の方程式は、それぞれ式 (4)、(5) で表される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{4}$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta}{2g} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \right)$$

$$+\left(\beta - 1\right)\frac{1}{gA}\left(\frac{Q}{A}\right)\frac{\partial Q}{\partial x} = -\frac{\partial(H+Z)}{\partial x} - I_f \quad (5)$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 A} \tag{6}$$

ここで、Q:全断面流量、A:全断面流積、t:時間、x:距離、H:水深、Z:河床高、 $\beta$ :運動量補正係数、If:抵抗項、g:重力加速度、V:横断面平均流速

#### (2)河床変動の基礎式

### a) 流砂の連続式

低水路については、 掃流砂と浮遊砂を考慮した流砂の 連続式<sup>5)</sup> により河床変動量を算出した。qb:単位川幅当

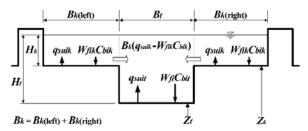


図-30 計算断面モデル(複断面)

りの掃流砂量は芦田・道上<sup>6)</sup>の式を、 粒径別の限界摩擦速度はEgiazaroff・浅田<sup>7)</sup>の式を用いた。Wf:浮遊砂の沈降速度については、Rubey<sup>8)</sup> の式を用いた。高水敷については、 高水敷内の樹木、 草地を考慮し掃流砂は出現しないものと仮定して式(7) により求めた。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\frac{1}{1 - \lambda} \left[ \sum_{i} (q_{sui} - W_{fi} C_{bi}) \right]$$
 (7)

Z:河床高、  $\lambda$ :河床材料の空隙率(=0.4)、  $q_{su}$ :単位時間単位面積当りの河床からの浮遊砂浮上量、  $C_b$ :河床付近の浮遊砂基準点濃度、 添え字 i は各粒径毎で k は高水敷に既定される値を表す。 $W_{fi}$  については、高水敷の沈降速度で高水敷の河床材料調査より低水路よりも細かい粒径が多いことから、細かい粒径の沈降速度を考慮している沈降速度式 $^{90}$ を用いた。また、 粒径別流砂の連続式 $^{100}$ で用いる交換層については、低水路については平均粒径程度の $^{200}$  を与え、 また、SS は一般に $^{1}\mu$  m から $^{200}$  の粒子 $^{110}$  のため、SS の浮上沈降を考慮している高水敷については $^{200}$  とした。

# b) 浮遊砂濃度の基礎式

粒径別の浮遊砂濃度の連続式は、高水敷での浮上 沈降量が浮遊砂濃度及び土砂量に影響を与えること を表す非定常性を考慮し拡散項を含む式(8) を用い た。 計算断面モデルを図-30 に示す。C: 浮遊砂濃 度、 <>:水深平均値、 H:水深、 B:低水路幅、

V:流速、:渦動粘性係数、t:時間、x:距離、添え字t は低水路に既定される値を表す。浮遊砂濃度の分布式は式(9)で与えられ、積分により平均浮遊砂濃度を求めた。高水敷の基準点濃度算出については、低水路の基準点濃度を用いて式(9)より求めた。

$$\begin{split} &\frac{\partial \left( < C_{i} > \left( H_{t}B_{t} + H_{k}B_{k} \right) \right)}{\partial t} \\ &+ \frac{\partial \left( < C_{i} > \left( V_{t}H_{t}B_{t} + V_{k}H_{k}B_{k} \right) \right)}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon \frac{\partial \left( < C_{i} > \left( H_{t}B_{t} + H_{k}B_{k} \right) \right)}{\partial x} \right) \\ &+ B_{t} \left( q_{suit} - W_{fi}C_{bit} \right) + B_{k} \left( q_{suik} - W_{fik}C_{bik} \right) \end{aligned} \tag{8}$$

$$c_n = c_b \exp\left(-\frac{W_f}{\epsilon} H_n\right) \qquad (9)$$

cn は、低水路河床面上からの高さ Hn[m] の濃度で添え字n は低水路河床面上からの離れを表す。浮遊砂濃度は断面水深平均を与えたため、横断方向の拡散も考慮する必要があるが、簡単のため横断方向の拡散は瞬時に生ずるものとして式(10) を常に満たすと仮定した。

$$\langle C \rangle A = \langle C_t \rangle A_t + \langle C_k \rangle A_k \tag{10}$$

# c) 数值解析法

横断面内の流速分布の運動式はガウスの消去法で解き、不定流計算はリープフロッグ法で解いた。また、栄養塩類の取込速度は、流速に比例する <sup>12)</sup>ことから、水理量の計算は重要であるため、計算において支配的なマニングの粗度係数を移動床流れの抵抗を考慮した岸・黒木 <sup>13)</sup>の方法を用いて逐次計算を行い計算に取り込んだ。

### 4. 4. 6 再現計算結果

#### (1) 既往洪水の再現

2003 年8 月洪水は未観測期間があるため、2001 年9月洪水沙流川橋において、区分別SS の観測値 と再現計算結果を、横軸に計算時間をとり図-31 に 示す。粘土、シルトに関しては概ね再現できている が、粗い粒径(細砂および中砂、粗砂も含む)につ いては再現出来なかった。しかし、沙流川および他 の河川においても、SS の大半が粘土、 シルト構成 されているため、大まかな傾向を掴みうると言える。 2001 年 9 月洪水時の栄養塩類の挙動の把握を行う ために、沙流川橋において総窒素・総リンの観測結 果と、再現計算から求めた SS を式(1) を代入した 計算結果を、横軸に計算時間をとり図-32に示す。 このとき用いた定数は、α TN=0.00317、β TN=0.90645、  $\alpha$  TP =0.00043、 $\beta$  TP =1.06131 である。図-32 から 総窒素については、立ち上がり・ピーク共に再現性 が良くないが、減衰時は再現できている。総リンに ついては、 若干計算値が小さい値を示すが、 傾向 は掴めている。

SS、 栄養塩類の再現性の問題の原因は、 高水敷 内の樹木、草地を考慮し掃流砂は出現しないものと 仮定しているが、実現象として掃流砂の発生がある ことが考えられる。

# (2) 窒素・リンの推定

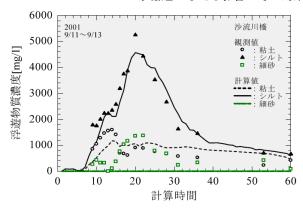


図-31 2001年9月洪水の区分別SSの経時変化

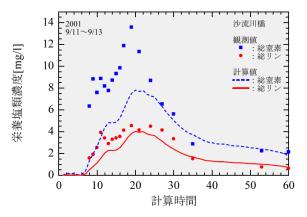


図-32 2001年9月洪水の窒素・リンの経時変化

沙流川橋において洪水前後の浮遊物質の通過量を式 (2) に代入し、TP を求めると、2001 年 9 月洪水で は通過量 934,000t に対しTP は 577t で、2003 年 8 月洪水では通過量 2,885,000t に対し TP は 1,583t であり、洪水規模により海域へと流下する量が異な る事が分かった。 沙流川橋(KP2.8) から新平取大 橋(KP16.0) の区間において、 横断測量の結果では 4,179m3 の洗掘を受けているが、 再現計算では 310,442m3の堆積とその開きは、314,621m3と誤差 が大きく原因として高水敷に堆積しすぎる事が上げ られた。前述したように高水敷の掃流砂を考慮して いないためであると推測される。以後、この結果を 正しいと仮定した場合について述べる。 再現計算 の結果から、洪水前後の高水敷の変動量を、各断面 の粒径加積曲線から区分別に分け、式(3)からWj を求め対象区間で加算したものを表-6 に示す。表中 の正負号はそれぞれ堆積、洗掘を受けたことを表す。 2003年8月洪水は2001年9月洪水に比べ、 高水 敷に粘土、 シルトが堆積する傾向であり、 この堆 積量により、式(2)を用いて、栄養塩類を推定した。 図-28 より明らかなように、シルトについて再現が 良いことから、シルトと相関係数が良い区分別栄養 塩類について、 推定量を計算し表-7 に示す。洪水

戦-72 流域一貫した土砂管理を行う上で河川構造物が 土砂輸送に与える影響とその対策

間でシルトの堆積量が 2,495t 異なるが、 表-7 より、この程度では栄養塩類推定量に優位な差は見られないと言える。

#### 4. 4. 6 まとめ

沙流川の洪水時の区分別の栄養塩類と SS の挙動を明らかにしたところ、粒子性成分とシルトとの相関が良いことが分かった。導出した関係式により栄養塩類の量的な推定が可能であることを示した。また、融雪出水において年次により SS の挙動が異なる事もわかった。 洪水再現計算において、河道内の河床変動量および SS のうち細砂と中砂の再現性が悪く、これは実現象においては高水敷で掃流砂が発生していることを示唆する結果である。今後は、掃流砂の横断方向輸送を考慮した二次元計算による検討を行う必要がある。

# 5. 床止め等河川構造物による河川の土砂移動特性 の変化の把握

### 5. 1 はじめに

十勝川水系渋山川では平成3年以降急激な河床低下を起こしており、これにより護岸工の脚部の損壊や橋脚の根入れ不足などが見られ、河川管理上の問題となっているほか、河川水位の低下を受け地下水位も低下し、周辺の井戸にも影響を与えている。渋山川の河床は渋山層と呼ばれる風化・洗掘を受けやすい未固結の凝灰岩層の上に薄く氾濫源堆積物が覆っている構成である。そのため、何らかの条件で堆積物が流出した場合、凝灰岩層が露出し洗掘が大きく進む。北海道内では河床低下に伴い、礫床が消失し、露出した基盤岩が乾湿や凍結融解による風化や掃流砂により急速に侵食が進行するケースが報告されている。ここでは現地調査資料を用い、渋山川における浸食対策工としての河川構造物の効果について、検討する。

#### 5.2 渋山川の現況

渋山川は標高 1204m の剣山に源を発し、十勝管内 芽室町で芽室川に合流する流域面積 72.9km²の十勝 川の二次支川である。上流部は比較的なだらかな丘 陵地を流下し、中下流部の周辺地形も穏やかな台地 状を呈し、その緩斜面は主に農業に利用されている。 河川の流路勾配は 1/150~1/75 程度の急流である。 上流は砂防事業により砂防ダムや流路工の整備が進 められ、昭和 41 年から平成元年まで、砂防ダム 2 基、流路工 6,438m にも及ぶ大規模な工事が行われた。

表-6 洪水後の高水敷の変動量(t)

変動量	粘土	シルト	細砂	中砂
2001年9月	46	84,355	-4,511	-37,085
2003年8月	138	86,850	767	-69,354

表-7 シルトに含まれる栄養塩類推定(t)

シルト	PON	POP	PPO4-P
2001年9月	132	50	30
2003年8月	136	52	31

整備内容から推察すると、当時の渓流荒廃度の高さがうかがえる。下流部は主に災害関連事業で整備されている。渋山川の中下流部では砂防事業が終了した後から河床低下が始まり特に顕著な区間では平成3年から平成13年までの10年間で最大8m以上の河床低下が生じている。このため北海道では、砂防流路工の最下流端に床止め工を施工して、これ以上の河床低下の拡大を防止する対策を行っている。

# 5.3 検討に用いた数理モデル

本検討で用いた数理モデルは、複断面河道を考慮した準2次元解析に分類される1次元不定流混合粒径河床変動モデルである。出水時の流水の高水敷への乗り上げに伴う浮遊砂の挙動も視野に入れているため複断面としている。河床変動については混合粒径の掃流砂と浮遊砂を考慮している。

# 5. 3. 1 流れの基礎式

連続の式は式(11)を運動の方程式は式(12)を用いた。計算方法は、従属変数を空間的に千鳥状(staggered)に配置し、時間的に蛙飛び(leap-frog)に進める陽的な差分式で行った。また、低水路と高水敷の流水境界での摩擦抵抗は準2次元解析を用いている。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{11}$$

$$\frac{1}{gA} \left( \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial Q}{\partial t} \right) = -\frac{\partial (H + Z)}{\partial x} - I_f \quad (12)$$

$$I_f = \frac{|Q|}{\left(\sum_m \frac{A_m R_m^{\alpha/\theta}}{N_m}\right)^2} \left(\frac{Q + Q'}{2}\right)$$
(13)

Q:流量[m³/s]、A:流積[m³]、t:時間[sec]、x:距離[m]、

H:水深[m]、Z:河床高[m]、 $I_f:$ 抵抗項、R:径深、N:マニングの粗度係数、添え字mは低水路または高水敷における値であり、Q'は $\Delta \in$ 後の流量で未知数となる。

# 5. 3. 2 流砂の連続式

低水路は掃流砂と浮遊砂を考慮した式(14)を用い、 高水敷は樹木および草地であるため掃流砂は出現し ないものと仮定して式(15)の流砂の連続式を用いた。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda}$$

$$\times \left[ \frac{1}{B} \frac{\partial \Sigma_{\ell}(q_{B\ell}B)}{\partial x} + \sum_{\ell} (q_{SW\ell} - W_{\ell}^{*} C_{Q\ell}) \right]$$
(14)

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \left[ \sum_{\ell} (q_{su\ell} - W_{f\ell} C_{\delta\ell}) \right]$$
 (15)

A:河床材料の空隙率(=0.4)、q<sub>b</sub>:単位川幅あたりの掃流砂量[m²/s]、q<sub>sw</sub>:単位時間単位面積あたりの河床からの浮遊砂の浮上速度[m/s]、W:浮遊砂の沈降速度[m/s]、C<sub>b</sub>:河床付近の浮遊砂基準点濃度、B:低水路幅[m]、添え字iは各粒径毎を表す。

掃流砂量のquiは芦田・道上の式(16)を用いた。

$$q_{id} = p_l 17 \tau_{el}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{eql}}{\tau_{el}}\right) \left(1 - \frac{u_{eql}}{u_e}\right) \sqrt{sg d_l^2}$$
 (16)

**☆**/sgd である。 it は粒径別の無次元せん断力で

 $T_{*i} = u^*/sgd_i$ である。 $u_{*i}$ は粒径別の限界摩擦速度で Egiazaroff・浅田の式(17)を用いた。

$$\frac{u_{set}^2}{u_{sem}^2} = \left\{ \frac{\log 23}{\log \left(21 \frac{d_t}{d_m} + 2\right)} \right\}^2 \frac{d_t}{d_m}$$
(17)

 $u_*$ は摩擦速度で $u_* = (gR_*)^{1/2}$ 、Rは径深でありHで近似した。 $d_i$ は区分分けした土粒子の粒径[m]である。 $d_m$ は河床材料の平均粒径で $d_m = \sum_i p_i d_i$ として算出した。 $u_* e_m$ は $d_m$ の限界摩擦速度であり式(18)に示す岩垣の式より求めた。なお、式(18)は標準的な値 $e_* = 1.65$ 、動粘性係数 $e_* = 0.01cm^2/s_*$   $g_* = 980cm/s^2$ を使用したものであり単位は $e_* = 0.01cm^2/s_*$   $g_* = 980cm/s^2$ 

$$0.3030 \text{cm} \le d$$
  $u_{e}^2 = 80.9 d$   $0.1180 \text{cm} \le d \le 0.3030 \text{cm}$   $u_{e}^2 = 134.6 d^{31/22}$   $0.0565 \text{cm} \le d \le 0.1180 \text{cm}$   $u_{e}^2 = 55.0 d$   $u_{e}^2 = 8.41 d^{11/32}$   $d \le 0.0065 \text{cm}$   $u_{e}^2 = 226.0 d$  (18)

浮遊砂の浮上量の¶<sub>500</sub>は、板倉・岸の式(19)を用いた。

$$q_{sul} = p_l K \left( \alpha_s \frac{\rho_l - \rho}{\rho_t} \frac{g d_l}{u_s^l} \Omega_l - W_{fl} \right) \qquad (19)$$

K = 0.008、 $\alpha_* = 0.14$ 、 $\rho_*$ は浮遊砂粒子の密度、 $\rho$ は水の密度である。 $\Omega_i$ は式(20)で求められる。

$$\Omega_{\ell} = \frac{\tau^{\ell}_{*\ell}}{B_{*\ell}} \frac{\int_{ar}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^{2}) d\xi}{\int_{ar}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^{2}) d\xi} + \frac{\tau^{\ell}_{*\ell}}{B_{*\ell} \eta_{0}} - 1 \quad (20)$$

揚力算定の際の速度に摩擦速度を適用するための換算係数であり、粒径毎による遮蔽効果を考慮し沖・黒木の式(21)を用いた。単一粒径の場合は**B**<sub>4</sub> = **0143**の一定値が用いられる。

$$E_{el} = \xi_l E_{e0}$$

$$\xi_l = \frac{\tau_{ecl}}{\tau_{ecl0}} = \frac{u_{ecl}^2}{u_{ecl0}^2}$$
(21)

 $\mathbf{E}_{\bullet 0} = 0.143$ 、 $\tau_{\bullet ciii}$ は粒径 $\mathbf{d}_i$ の無次元限界河床せん断力で $\tau_{\bullet cii} = \mathbf{u}_{\bullet cii}^{\dagger}$ な $\mathbf{g} \mathbf{d}_i$ である。 $\mathbf{u}_{\bullet cii}^{\dagger}$ は粒径 $\mathbf{d}_i$ の限界摩擦速度である。

浮遊砂の沈降速度のWilは低水路には Rubey の式を用いた。高水敷は低水路よりも細かい粒径が多いことから、細かい粒径の沈降速度を考慮している島田・渡邊の式を用いた。適用範囲は 0.025cm 以下であり、粒径 0.025cm 以上のものについては式(22)を用いた。

$$\begin{cases} d_t \leq 0.1cm \end{cases}$$

$$W_{fl} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\sqrt{2}}{sg\,d_1^2}} - \sqrt{\frac{36\sqrt{2}}{sg\,d_1^2}}\right)(sg\,d_1)^{1/2}$$

$$d_t > 0.1cm \tag{22}$$

$$W_{ff} = 32.8d_f^{\frac{1}{2}}$$

$$\begin{cases} d_1 \le 0.025em \\ W_{ff} = \frac{1}{24} \frac{s_3 d_f^2}{v} \end{cases}$$
(22)

単断面における低水路の浮遊砂基準点濃度の $C_{in}$ は、式(23)のように表せる。

$$C_{bi} = \frac{\overline{C_i}\beta}{1 - \exp(-\beta)}$$
 (23)

 $C_i$ : 各粒径毎の浮遊砂濃度、記号の上線は水深平均値を表す。Vを水深とすると $O = W_i V/e$ 、 $\epsilon$ は渦動粘性係数( $\simeq$ 拡散係数)で $e = \kappa u_i V/o$ 、 $\kappa$ はカルマン定数で 0.4 である。

ある水深 $V = V_{max} - V_{min}$ の平均浮遊砂濃度は式(24)、濃度分布式は式(25)を用いて算出した。

$$\bar{C} = \frac{1}{Y} \int_{Y}^{Y_{\text{max}}} C dY \qquad (24)$$

$$C = C_b \exp\left(-\frac{W_p}{\epsilon}Y\right) \tag{25}$$

濃度分布図を図-1に示す。Cb破堤水路の基準点濃度、Cbは高水敷の基準点濃度、Cbは高水敷の基準点濃度、Cbは水面の浮遊砂濃度であり、Yは低水路底面から高水敷高までの距離、Y

は水深である。 C\*\* C\*\* は、C\*\* を用いて式(26)、(27) から算出した。

$$C_b^t = C_b \exp\left(-\frac{W_b^t}{c}Y^t\right) = C_b \cdot X^t$$
 (26)

(27)

$$C^{\mu}_{b} = C_{b} \exp \left(-\frac{W_{f}}{\epsilon}Y^{\mu}\right) = C_{b} \cdot X^{\mu}$$
 (18)

高水敷の平均浮遊砂濃度で、低水路の平均浮遊砂

濃度では、式(28)、(29)から算出した。

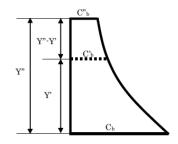


図 33 浮遊砂濃度分布図

$$\overline{C^{ij}} = \frac{1}{(Y^{ii} - Y^{i})} \int_{Y^{i}}^{Y^{ii}} CdY$$

$$= \frac{eC_{b}(X^{ii} - X^{i})}{W_{c}(Y^{ii} - Y^{i})} = C_{b} \cdot Z^{i} \tag{28}$$

$$\overline{C}^{H} = \frac{1}{Y^{H}} \int_{0}^{Y^{H}} C dY \qquad (29)$$

$$=\frac{eC_b(1-X')}{W_bY''}=C_b\cdot Z^u \qquad (20)$$

浮遊砂濃度は断面水深平均を与えているため、横断方向の拡散も考慮する必要があるが、本研究では横断方向の拡散は瞬時に生ずるものとして式(29)の実河川への適応について、吉川らは北海道道南に位置する沙流川を対象に SS の観測値と計算値の比較を行い、SS のうち粘土とシルトの再現性が良いことが示されている。豊平川における SS の観測値において、粘土およびシルトが SS に占める率は平均値で 76.6%であり、SS のほとんどが粘土およびシルトであることを考慮して、粘土とシルトの再現性が良いことが確認されている式(30)を用いた。

$$CA = \overline{C}^{tt}A_t + \overline{C}^tA_D$$
 (30)

式(30)の添え字 t は低水路に、添え字 k は高水敷に 既定される値を表す。

式(30)を式(29)、(30)で置き換えた式(31)より、

低水路の基準点濃度 **C** を算出した。また、算出した **C** を式 (27) に代入し高水敷の基準点濃度 **C** を算出した。

$$C_{\bar{c}} = \frac{\bar{C}A}{Z^{\alpha}A_{c} + Z^{c}A_{k}} \tag{31}$$

 $p_i^s = p_{ib}$ 

# 5. 3. 3 粒径別流砂の連続式

混合粒径における流砂の連続式は、平野および清水の式(32)を用いた。

$$\delta \frac{\partial p_i}{\partial t} = -p_i^* \frac{\partial \eta}{\partial t}$$

$$-\frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{1}{B} \frac{\partial (q_{bi}B)}{\partial x} + q_{sui} - W_{fi}C_{bi} \right\}$$

$$p_i^* = p_i \qquad : \partial \eta / \partial t \ge 0$$
(33)

るは交換層厚[m]、pm は各粒径毎の土粒子が原河床に 占める割合で、原河床とは洗掘された際の下層であ る。

 $: \partial \eta / \partial t < 0$ 

交換層とは河床と流砂との間で土粒子を交換する層であり、数値計算ではこの交換層において河床が変動し粒径分布が変化する。既往の研究における交換層厚の扱いは、河床変動と粒径分布を適切に予測出来る値として河床の粒径を与えているようである。本検討では最大粒径を交換層厚として与えた。

#### 5. 3. 4 浮遊砂濃度の連続式

各粒径毎の縦断方向の浮遊砂濃度の連続式は、高 水敷における浮遊砂の浮上と沈降が浮遊砂濃度に影響を与えることを表す式(34)を用いた。

$$\frac{\partial \left(\overline{C}_{t}(H_{t}B_{t} + H_{k}B_{k})\right)}{\partial t} + \frac{\partial \left(\overline{C}_{t}(V_{t}H_{t}B_{t} + V_{k}H_{k}B_{k})\right)}{\partial x}$$

$$= \frac{\partial}{\partial x} \left(e^{\frac{\partial \left(\overline{C}_{t}(H_{t}B_{T} + H_{k}B_{k})\right)}{\partial x}}\right)$$

$$+B_{t}(q_{suft} - W_{ft}C_{bft}) + B_{k}(q_{sufk} - W_{fik}C_{bfk}) \quad (25)$$

V:流速[m/s]、添え字tは低水路、添え字kは高水敷の値である。

# 5. 4 渋山川における再現計算結果

#### 5. 4. 1 計算対象流量

河床の洗掘など河床の変動は、河床における掃流力が限界掃流力を超えると生じる。積雪寒冷地の河川においては融雪洪水規模程度で支配されている。渋山川の河床変動計算に用いた流量は平成3年から平成12年までの10年間の日平均流量の内、年間の流量の大きい方から5番目までを抽出し、これを10年分合わせて50日分とした。この流量の大きさはおおよそ、融雪期最大流量程度となっている。ただし、渋山川では定期的な水位、流量観測は行われていない。そのため、本川の芽室川の芽室橋地点(流域面積218km²)での流量観測データを利用し、流域面積比を基にして渋山川の流量を推定して計算に用いた。推定した流量の最大値は約39m³/s、平均は約13m³/s程度であった。

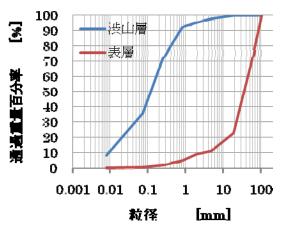


図-34 粒径加積曲線

#### 5. 4. 2 河床材料

河床変動計算に用いた河床材料の粒度分布は、表層、渋山層、基層の三層にモデル化し、基層は表層と同じ粒度分布であると仮定した。表層と渋山層は平成20年度に河床材料調査行い粒径加積曲線を求めた(図-2)。河床に露出している表層の最大粒径は200mm、平均粒径は39。6mmであった。火山灰層の渋山層は粒径が非常に細かく、最大粒径で26。5mm、平均粒径で0。15mmしかなかった。表層および渋山層の層圧は表層は最大粒径程度の20cmとし、渋山層は6mとした。

# 5. 4. 3 計算の条件

渋山川の河床低下に対して、砂防ダム等の河川構造物が影響を与えているのか、それとも、粒径の細かい火山灰層である渋山層が影響を与えているのかを検討するために次のような条件を想定して、河床変動計算を行った。

ケース 1:砂防ダムと流路工が建設されている現況を再現するケースで、上流端に砂防ダムがあり上流からの供給土砂量が0になったと想定し、流路工区間も河床低下が生じないと仮定して河床変動計算を実施したケース。

ケース 2:砂防ダム等の河川構造物が存在しない 自然の川の状態を想定し、河床低下が生じるのかど うかを検討したケース。上流端の流入土砂量は流出 土砂量と等しいと仮定し、上流端は河床変動しない として計算。

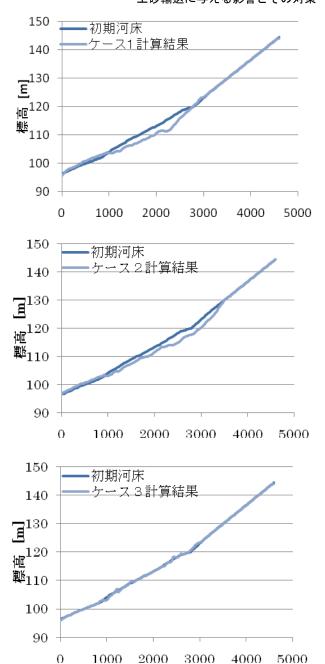
ケース 3:河床低下の要因が粒径の細かい渋山層にあるのではないかを検討したケース。砂防ダム等の河川構造物の有無はケース1と同様に現況を再現して砂防ダムがあり流路工もあるとし、3層構造としていた河床材料の内、2層目の河床材料を1層目の河床材料と同じと見なし、すべての層が表層と同一の粒径加積分布を持つとして、渋山層が存在しないと仮定したケース。

# 5. 4. 4 計算の結果

図-3に河床変動計算結果を示す。ケース1、ケース2とも中流付近で顕著な河床低下が生じる結果となった。現況の渋山川の河床低下の状況と比較すると、現況の渋山川には流路工が整備されているため、河床低下が生じる区間が限定されており、そのため当然、現況を再現しているケース1の方が実際の河川の現況に近い状況を示す結果になった。しかしながら、砂防施設が無く、自然の河川の状態でも、現状の渋山川と同様に顕著な河床低下を示すことが分かった。

砂防施設の有無に関わらず河床の低下が生じるというこの結果の原因は、粒径の非常に細かい渋山層が存在するからではないかと推測し、渋山層が存在しないケース3で河床変動計算を行った。その結果は図-3に示す通りで、河床はほとんど変動しないという結果になった。

以上のことから、渋山川の河床低下の原因は粒径の細かい渋山層にあり、何らかの要因で表層がめくれ、渋山層が露出すると洗掘が進行することが分か



った。

#### 5.5 まとめ

大規模な河床低下を起こしている、火山灰性土壌を流れる河川の河床低下の要因を不定流一次元河床変動計算モデルを用いて解析を行った。その結果、河床低下の要因は、砂防ダム等の河川構造物ではなく、粒径の細かい河床材料にあったことが示唆された。しかしながら、現地の渋山層は砂や礫層とは異なる軟岩や土丹に近い土質のように見受けられることから、今後、風化や掃流砂による侵食量を基にした新たな侵食プロセスを組み入れる必要がある。

図-35 河床変動計算結果

# 戦-72 流域一貫した土砂管理を行う上で河川構造物が 土砂輸送に与える影響とその対策

# **6. 結論** て , 本研究ではダム貯水池と下流域を主に水、土砂、 号, PF

栄養塩の挙動を調査し、水・土砂移動モデルを構築 したほか、軟岩河床における河床変動モデルの構築 を行った。調査したダム貯水池では洪水時、オリフ ィスゲート放流の影響で湖底近くで流速が上昇した り、貯水池形状の影響で一部が逆流して滞留域が発 生するなど、複雑な挙動を示すことが把握された。 今後、穴あきダムやスリットダムによる土砂コント ロールが計画される際には、貯水池内の流動も考慮 しておく必要性が高いことが示唆された。また、高 水敷を含む出水時の SS・栄養塩推定式を開発し、洪 水時のSSの挙動の再現に概ね成功した。また、北海 道内の浸食傾向にある小河川では適切な河川構造物 を配置することにより、河床低下を抑制することが 可能であることが把握された。現在、北海道内では 河床(軟岩)浸食が進行傾向にある河川がいくつか報 告されており、河川環境、横断工作物、利水施設の 適正な管理をするうえで、河床浸食対策を講じてい く必要がある。

#### 参考文献

- 1) 島田友典・吉川泰弘・渡邊康玄:2003 年8 月沙 流川洪水時の二風谷ダム湖内の土砂移動、水工学論 文集、第49 巻、pp。913-918、2005。
- 2) 島田友典・渡邊康玄・吉川泰弘: 2003 年 8 月沙 流川洪水時の二風谷ダム湖内の土砂移動特性、北海 道開発局技術研究発表会発表論文集、2005。
- 3) 渡邊康玄・新目竜一・斉藤大作・玉川尊:鵡川 1998 年融雪出水時の物質輸送に関する調査, 土木 学会水工学論文集第43巻,pp.587-592,1999.
- 4) 水理公式集, 土木学会, pp174, 1999.
- 5) 河道計画検討の手引き, 財団法人国土技術研究 センター, pp. 79-82, 2002.
- 6) 芦田和男, 道上正規:混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究, 京都大学防災研究所年報第 14 号 B, 1971.
- 7) 浅田宏:山地河川の流砂量と貯水池の堆積過程に 関する研究, 電力中央研究所報告総合報告 No. 2, 1976.
- 8) Rubey, W. W. :Settling velocity of gravel, sand and silt particles. Amer. Jour. Sci, 25, pp. 325-338, 1933.
- 9) 島田友典・吉川泰弘・渡邊康玄: 2003 年 8 月沙 流川洪水時の二風谷ダム湖内の土砂移動特性,北 海道開発局技術研究発表会,第 48,2004.

- 10) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について, 土木学会水工学論文集第 195 号, PP. 55-65, 1971.
- 11) 水質調査の基礎知識, 近畿技術事務 所,pp35,2003.
- 12) 宗宮功, 自然の浄化機構, 技報堂出版, 1999.
- 13) 河村三郎, 土砂水理学, 森北出版株式会社, pp. 227-231, 1982.

浅田宏:山地河川の流砂量と貯水池の堆積過程に関する研究,電力中央研究所報告総合報告 No. 2, 1976.