

2003年8月沙流川洪水時の 二風谷ダム下流域の土砂移動

北海道開発土木研究所 河川研究室 吉川 泰弘
渡邊 康玄
安田 浩保

1. はじめに

近年、洪水中に流下する土砂の中で粒径の細かい土砂は、河床材料調査においてほとんど存在しないことから、河床変動に寄与せず海域まで流下するとされていた。しかし、土砂は流域から供給され流水とともに海域に流出するだけでなく、河岸近傍において堆積巻上げを繰り返して河口まで流下するものが存在することが指摘されている¹⁾。また、渡邊・新目²⁾らは、洪水におけるSSと堆積物の栄養塩類について分析し、洪水中に採水されたSSと洪水後の堆積物に同一の割合で栄養塩類が付着していることを示し、両者が同一のものであることを示している。

一方、2003年8月洪水は二風谷ダム下流の平取地点の流域平均において、既往最大降雨221mm(昭和37)を上回る306mmとなった大洪水であり、河床形態が大きく変化していることが推定される。洪水中の河床形態により流水への抵抗が変わることから、河床形態の変移を把握することは河川管理上重要なことである。

本研究では、高水敷高をはるかに上回る水位が生じた場合のSSの洪水時の挙動を把握するために、複断面で高水敷からの浮遊砂の浮上沈降を考慮し計算を行う。しかし、2003年8月洪水時(沙流川大橋ピーク流量 $5,500\text{m}^3/\text{s}$ のSSが欠測のため、ピーク時のSSを観測している2001年9月の洪水(沙流川大橋ピーク流量 $2,400\text{m}^3/\text{s}$ において計算の妥当性を確認した後今回の洪水で再現計算を行う。また、再現計算を行うにあたり、河床形態の影響を評価するために、移動床の流れの抵抗則を考慮し水理量に応じたマンニングの粗度係数を計算に組み込む。

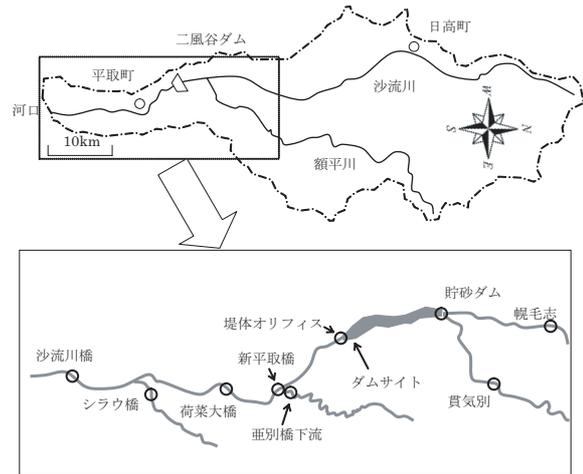


図-1 流域図の模式図と観測箇所

2. 流域と洪水観測結果の概要

沙流川は、流域面積 $1,350\text{km}^2$ 、幹川流路延長 104km である。二風谷ダム下流域における比較的大きな支川に関しては、ダム堤体約 5km 下流で垂別川および約 15km 下流でシラウ川が合流している。洪水調査では支川からの土砂、物質流入の影響を把握するために垂別川とシラウ川における本川との合流点近傍での観測地点も含まれている。SS採水観測³⁾⁴⁾地点を、図-1に示す。

(1) 2001年9月洪水の概要

観測期間は9月11日~13日で、約1時間ピッチでピークを挟み水位、流量、SSの観測が行われている。シラウ川のピーク流量は $20\text{m}^3/\text{s}$ となっており、本川の流量に比べ無視し得る値となっている。

洪水期間中の土砂移動については、上流に位置する新平取大橋で $762,000\text{t}$ 、中流に位置する荷葉大橋で $862,000\text{t}$ 、下流に位置する沙流川大橋で $934,000\text{t}$ と流下するに従い増加する傾向となり、河道内から $172,000\text{t}$ の土砂が供給されたことになっている。

(2) 2003年8月洪水の概要

観測時間は、支川については8月9日2:00から、その他は8月9日9:00より開始されておりその後約2時間ピッチで、洪水立ち上りから毎時間観測へと移行している。

しかし、観測の安全性の問題によりピークを挟み観測が12時間以上中断されている。小川・渡邊⁵⁾は、この欠測期間におけるSS成分の挙動を推定するため、洪水時SS成分の挙動特性である流量との2価性を考慮しつつ実測値の外挿により洪水期間全体にわたるSSの時間変化を推定している。この結果を用いた土砂収支は洪水前後での河道や海域での測量結果と概ね一致しているが、洪水中のSSの挙動については十分把握されているとは言い難い。

また、今回洪水前後において荷葉大橋(KP16.0)の高水敷にて河床材料調査を行った結果を図-2に示す。洪水後に細かい粒径が多く堆砂し高水敷の流砂の交換があったことがわかる。このことにおいてもSSの挙動について高水敷の浮遊砂浮上沈降が寄与していることがわかる。

支川に関して、シラウ橋のピーク流量は28m³/s、壱別橋のピーク流量は29m³/sとほとんど流入がない。また、SSの輸送に関して支川の影響がほとんど無いことが示されている⁵⁾ことから、再現計算では支川を考慮しないこととする。

洪水期間中のSSの観測値から推定される土砂移動について、全粒径及び、粒径別に分けて表-1に示す。土砂収支の+は調査区間に存在することを表し、-は調査区間から流出したことを表す。全体の土砂収支としては、二風谷ダム放流量で2,809,000t、下流に位置する沙流川大橋で2,668,000tと流下するに従い減少する傾向となり、河道内へ141,000tの土砂が沈降している。また、細かい粒径である粘土・シルトが洪水期間中区間に堆積し、粗い粒径である細砂・粗砂が区間内から下流・海域へ流出した結果となっている。ここで、SSの観測方法は洪水時の流水を容器にて橋から汲み上げる方法で行われている。土砂

表-1 2003年8月洪水の上下流のSS土砂収支

(単位:t)

| | ダム放流 | 沙流川大橋 | 土砂収支 |
|-----|-----------|-----------|----------|
| 全粒径 | 2,809,000 | 2,668,000 | +141,000 |
| 粘土 | 1,311,000 | 414,000 | +897,000 |
| シルト | 1,445,000 | 1,337,000 | +108,000 |
| 細砂 | 53,000 | 717,000 | -664,000 |
| 粗砂 | 0 | 200,000 | -200,000 |

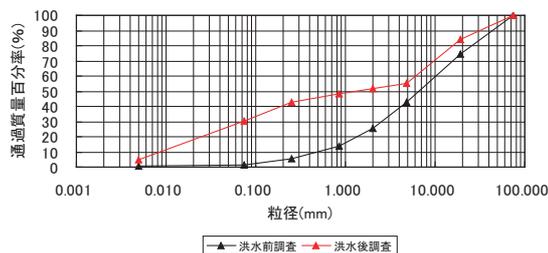


図-2 荷葉大橋の高水敷粒径加積曲線(洪水前後)

量の推定にはその水を分析した結果を調査断面を代表する土砂と仮定しているため誤差を含んでいる。

3. 移動床流れの抵抗則

流水下の河床には、様々な形状が出現するが、これらは一般に図-3の河床形態に分類される。小規模河床形態では主として流水抵抗、流砂量、河床変動に支配的な影響を与え、中規模河床形態では主に流路変動に支配的な影響を与える。小規模河床形態は低水流領域(lower regime)、遷移領域(transition)、高水流領域(upper regime)に分類され、特に低水流領域から遷移領域へと変移する過程で抵抗係数が大きくなる。本論文では、移動床流れの抵抗の解析法として岸・黒木⁶⁾の方法を用い、河床形態に応じたマニングの粗度係数をエネルギー勾配、水深、粒径により算出することとし、河床形態の変化を考慮に入れることとした。

(1) 河床形態の分類

河床形態の分類は、水深、エネルギー勾配、粒径の関数である τ_* :無次元掃流力と ϕ :流速定数(V/u_*)の関係から図-4のように分類される。ここで、V:平

| 名称 | 形状・流れのパターン | |
|---------|------------|-----|
| | 縦断面図 | 平面図 |
| 小規模河床形態 | 砂漣 | |
| | 砂堆 | |
| | 遷移河床 | |
| | 平坦河床 | |
| | 反砂堆 | |
| 中規模河床形態 | 砂州 | |
| | 交互砂州 | |
| | うろこ状砂 | |

図-3 河床形態の分類

均流速, u_* : 摩擦速度である τ_* が増加するに従って ϕ が変化するが, その過程は2通りある. それぞれの特性を図-4 に示す抵抗則1, 抵抗則2と呼ぶこととした. 抵抗則1では遷移河床・平坦河床が存在するのに対し, 抵抗則2ではある一定の τ_* に達すると ϕ が急激に上昇する特性がある.

また, 図-4 の区分1, 2, 3. の交点は式 (1) で, 区分4, 5, 6. の交点は式 (2) で表される.

$$\tau_* = 0.02 (R/d)^{1/2} \quad (1)$$

$$\tau_* = 0.07 (R/d)^{2/5} \quad (2)$$

計算では R : 径深は H : 水深を与え, d : 粒径は d_m : 断面平均粒径を与えた.

(2) 対象洪水の河床形態

2001年9月, 2003年8月洪水時の河床形態を把握するために, マニングの粗度係数を一定値 (0.03) と

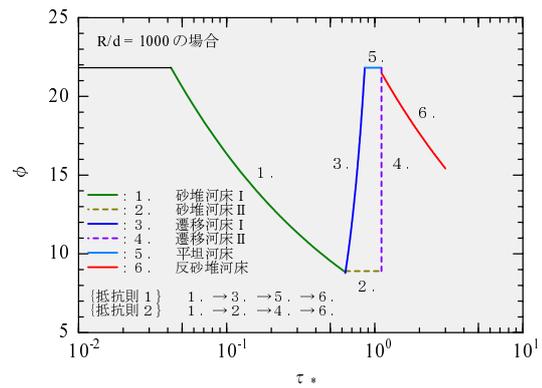


図-4 河床形態の分類・ ϕ と τ_* との関係

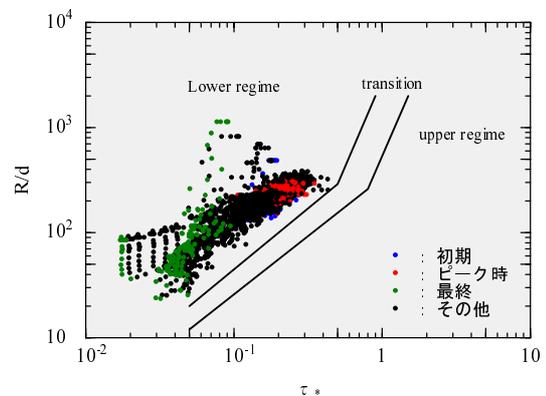


図-5 2001年9月洪水の河床形態区分

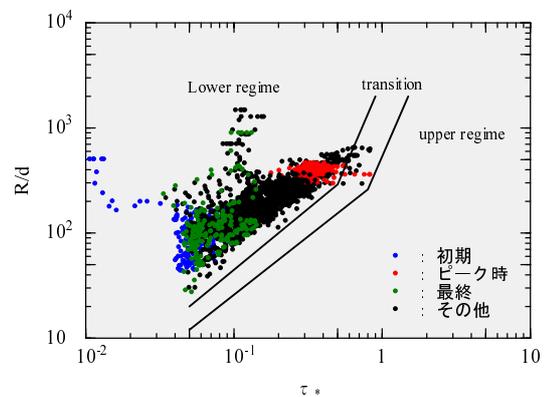


図-6 2003年8月洪水の河床形態区分

して不定流計算を用いて計算を行った. 沙流川大橋 (KP2.8) における結果を図-5, 6 にプロットした. このときの河床変動は低水路のみを考慮している.

どちらの洪水も小規模河床形態 (lower regime) の発生する領域が支配的となっている. また, ピーク付近では τ_* が大きくなっており, 河床形態が変移し河床抵抗が一定でないことを示している. 以上のことから洪水時の移動床流れの抵抗則を考慮することは極めて重要であることがわかる. しかし, 今回洪水

の小規模河床形態の変移パターン抵抗則1か抵抗則2のどちらの特性を持っているかはこれだけでは判定できない。

(3) マニングの粗度係数

河床形態に応じた ϕ を求めるために各河床形態別の式(3),(4),(5),(6),(7)を用いた。また、河床波の影響を考慮するため各形態に応じた無次元有効せん断力を求め再現計算に組み込むこととする。

1. 砂堆河床

$$\phi = 2.4 (R/d)^{1/6} \tau_*^{-1/3} \quad (3)$$

2. 砂堆河床

$$\phi = 8.9 \quad (4)$$

3. 遷移河床

$$\phi = 1.1 \times 10^6 (R/d)^{-3/2} \tau_*^3 \quad (5)$$

5. 平坦河床 (κ :カルマン定数を一定とした場合)

$$\phi = 6.9 (R/d)^{1/6} \quad (6)$$

6. 反砂堆河床

$$\phi = 2.8 \times 10^6 (R/d)^{3/10} \tau_*^{-1/3} \quad (7)$$

一方、 ϕ は式(8)で表される。

$$\phi = V/u_* \quad (8)$$

また、 V :平均流速及び u_* :摩擦速度は式(9)で表される。

$$\begin{cases} V = \frac{1}{N} R^{2/3} i_e^{1/2} \\ u_* = \sqrt{g R i_e} \end{cases} \quad (9)$$

ここで、 i_e :エネルギー勾配、 g :重力加速度(9.8m/s²)

式(8),(9)よりマニングの粗度係数を式(10)で表し各断面・各時間毎に計算し再現計算に取り組む。なお、マニングの粗度係数を一定とする場合には河床形態が洪水中変化しないとした計算となる。

$$N = \frac{R^{1/6}}{\phi g^{1/2}} \quad (10)$$

4. 計算手法

断面形状は複断面とし、浮遊物質濃度の変化と低水路・高水敷の土砂交換や堆積・洗掘による流れの変化を取り込むため、混合粒径による河床変動計算を行い、流れの不定流計算においてはリープフロツ

グ法を用いて差分計算をおこなった。

計算に必要なデータは上流端の流量とSS濃度、河道では断面毎の横断形状(低水路幅・高水敷幅・河床高・高水敷高)及び低水路・高水敷の河床材料の粒径と割合、下流端の水位である。

(1) 計算式

非定常定流の連続の式および運動の方程式は、それぞれ式(11),(12)で表される。また、運動の方程式のエネルギー損失過程は、潤辺に作用する摩擦応力による。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta}{2g} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \right) \\ + (\beta - 1) \frac{1}{gA} \left(\frac{Q}{A} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} \\ = - \frac{\partial(H+Z)}{\partial x} - \frac{\partial H_f}{\partial x} \end{aligned} \quad (12)$$

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、 β :運動量補正係数、 H_f :摩擦損失水頭($\partial H_f/\partial x$ を i_e と等しく与える)

河床変動計算は、掃流砂と浮遊砂を考慮し式(13),(14)で表される流砂の連続式により河床変動量を算出する。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = - \frac{1}{1-\lambda} \times \Delta \quad (13)$$

$$\Delta = \frac{1}{B} \frac{\partial \sum_i (q_{bi} B)}{\partial x} + \sum_i (q_{sui} - W_{fi} C_{bi}) \quad (14)$$

λ :河床材料の空隙率(=0.4)、 q_b :単位川幅当りの掃流砂量、 q_{su} :単位時間単位面積当りの河床からの浮遊砂浮上量、 W_f :浮遊砂の沈降速度、 C_b :河床付近の浮遊砂基準点濃度、 B :低水路幅、添え字 i は各粒径毎を表す。

q_b は芦田・道上⁷⁾の式を、粒径別の限界摩擦速度はEgiazaroff・浅田⁸⁾の式を用いた。 W_f については、Rubeyの式を用いた。

土砂量に寄与する C_b については、 C (断面平均浮遊物質濃度)を求めることで得られ、 C は粒径別の浮遊

砂濃度の連続式 (15) において求める。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial (\langle C_i \rangle (H_t B_t + H_k B_k))}{\partial t} \\ & + \frac{\partial (\langle C_i \rangle (V_t H_t B_t + V_k H_k B_k))}{\partial x} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial (\langle C_i \rangle (H_t B_t + H_k B_k))}{\partial x} \right) \\ & + B_t (q_{suit} - W_{fi} C_{bit}) \quad (15) \end{aligned}$$

ϵ : 渦動粘性係数, $\langle \rangle$: 水深平均値, V : 流速, H : 水深, B : 川幅, 幅添え字 t は低水路に既定される値で添え字 h は, 高水敷に既定される値となる

式 (15) の C の増減を決める直接の要因は, 低水路での土砂の浮上沈降による量と流量 ($VHB = Q$) の増減による量によるところが大きい。つまり C から土砂量 SS が計算できるため, 土砂量は河床の浮上沈降と流量により決定される。

(2) 高水敷からの浮上沈降

後述する 2001 年 9 月洪水の再現計算を行ったが, 土砂移動の再現性が良好ではなかったため, 高水敷の浮遊砂の浮上沈降による浮遊物質濃度への影響を計算式に取り込むこととした。次にその方法について述べる。

浮遊物質濃度は断面水深平均を与える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 (16) を常に満たすと仮定した。断面内では高水敷も低水路も断面水深平均浮遊砂濃度 C として河床変動計算を行うこととした。

$$\langle C \rangle A = \langle C_t \rangle A_t + \langle C_k \rangle A_k \quad (16)$$

高水敷の河床変動については高水敷内の樹木, 草などを考慮し掃流砂は出現しないものと仮定して式 (17) により求めた。

$$\frac{\partial Z_k}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \left[\sum_i (q_{suit} - W_{fik} C_{bik}) \right] \quad (17)$$

W_{fik} 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⁹⁾を用いた。

高水敷の浮上沈降を考慮する場合には式 (15) で表

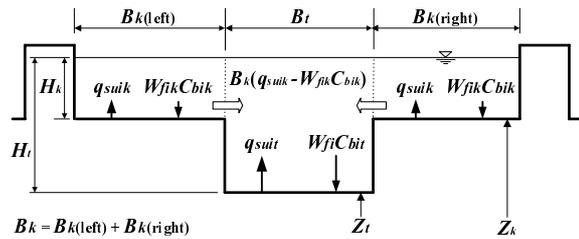


図-7 高水敷浮上沈降による浮遊砂濃度の影響モデル

される粒径別の浮遊砂濃度の連続式のかわりに, 高水敷との浮遊砂の出入りを表現するために式 (18) の右辺代 3 項を与え, 高水敷での浮上沈降量が浮遊物質濃度及び土砂量に影響を与えることを表す式 (18) を用いることとする。影響モデルを図-7 に示す。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial (\langle C_i \rangle (H_t B_t + H_k B_k))}{\partial t} \\ & + \frac{\partial (\langle C_i \rangle (V_t H_t B_t + V_k H_k B_k))}{\partial x} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial (\langle C_i \rangle (H_t B_t + H_k B_k))}{\partial x} \right) \\ & + B_t (q_{suit} - W_{fi} C_{bit}) + B_k (q_{suit} - W_{fik} C_{bik}) \quad (18) \end{aligned}$$

5. 土砂移動の再現計算

(1) 2001 年 9 月洪水

a) 計算条件

再現計算手法の妥当性を確認するために, 9 月 11 日 11:00 ~ 9 月 13 日 15:00 の観測期間を含む 9 月 11 日 04:00 ~ 9 月 13 日 15:00 (計 60 時間) において新平取大橋 (KP16.0) ~ 河口 (KP0.4) の 15.6km の区間を対象として計算を行う。この区間の観測地点は新平取大橋と沙流川大橋 (KP2.8) である。

未観測の 9 月 11 日 04:00 ~ 9 月 11 日 11:00 の流量は, テレメータ装置により測定した検定済みデータを用いた。流量の小さいときの浮遊物質濃度は, 流量と強い相関があることから観測流量と観測浮遊物質濃度の相関式 ($L-Q$ 式) を作成し求めた。

b) 高水敷の浮上沈降と土砂移動

粘土とシルトの SS の時間的变化を捉えるために, 再現計算結果と観測結果の比較を, 高水敷浮上沈降を考慮しない場合と, 高水敷浮上沈降を考慮する場合についてそれぞれ図-8, 9 に示す。また, 低水路の

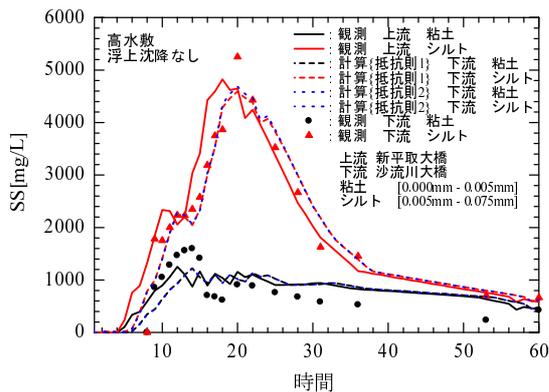


図-8 SSの時間的变化(高水敷浮上沈降なし)

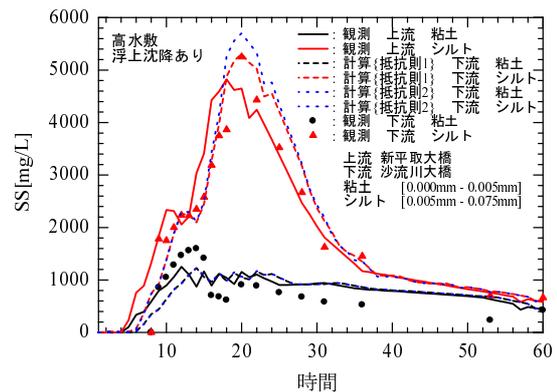


図-9 SSの時間的变化(高水敷浮上沈降あり)

河床形態がどのように変移するかが分かっていないため、抵抗則1と抵抗則2で再現計算を行った結果も合わせてプロットする。なお、高水敷については、河床形態の影響が少ないものとして $N=0.05$ の一定値を与えている。

図-8,9で高水敷浮上沈降ありなしの比較については、粘土は立ち上がり減衰とも再現出来ておらず上流端から流出したものが低水路・高水敷ともに浮上沈降せずに海域まで流出する結果となった。一方、シルトについては、高水敷の浮上沈降を考慮した方がピーク時の再現性が良好であった。また、抵抗則の比較については、高水敷浮上沈降なしの場合ではほとんど変化がないのに対し、浮上沈降ありの場合には抵抗則1の方が観測値とよく一致している。しかし、ここでは抵抗則1,2の断定はできない。

次に、細砂と粗砂についても図-10に示すが、再現計算では沈降する結果となっているため観測データのみプロットする。このことは細砂・粗砂の河岸侵食等を含む流下過程を、今回の計算において考慮できていないことを示している。

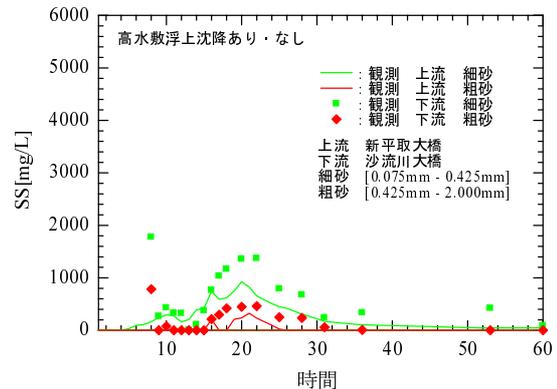


図-10 SSの時間的变化(細砂・粗砂)

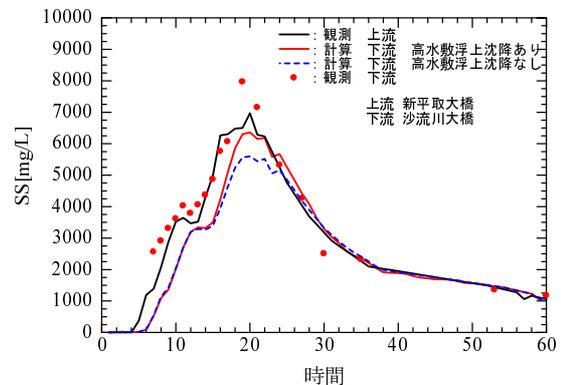


図-11 全SSの時間的变化(抵抗則1)

少であった。

河道内の土砂移動を把握する場合、高水敷の浮上沈降を考慮する方が低水路のみよりも良好であったため、2003年8月の洪水再現計算では高水敷の浮上沈降を考慮することとし、低水路の抵抗則については抵抗則1と抵抗則2を検討することとする。

(2) 2003年8月洪水

a) 計算条件

観測期間(8月09日10:00～8月11日09:00(計48時間))および、二風谷ダム下流(KP21.2)～河口

全粒径を累加したSSの時間的变化を図-11に示す。抵抗則についてはシルト分の再現性が良いことから、抵抗則1とした場合のみとした。図-11から高水敷浮上沈降を考慮した場合の方が全粒径を合計した濃度も合ってきている。新平取大橋と沙流川大橋間の河道内の土砂収支では観測値が172,000tの増加に対し、高水敷浮上沈降なしの場合90,000tの減少であり、高水敷浮上沈降ありの場合49,000tの減

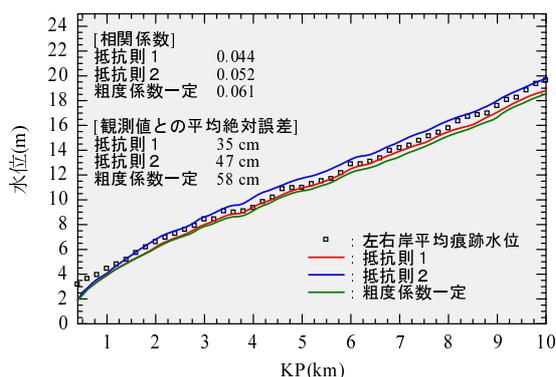


図-12 計算最大水位と痕跡水位 (KP0.4~KP10.0)

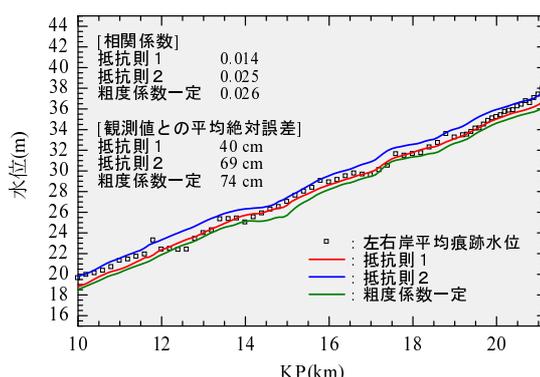


図-13 計算最大水位と痕跡水位 (KP10.0~KP21.2)

(KP0.4)の20.8kmの区間を対象として計算を行う。また、初期条件として上流端においては、二風谷ダムからの放流量、流出SS濃度を与え、河道においては、河床高は平成13年測量結果を、横断形状は平成13年測量のデータを低水路と高水敷に分けた矩形断面とし、低水路の河床材料は平成15年調査結果を、高水敷の河床材料は平成16年洪水前調査結果をそれぞれ与え、下流端の水位は、苫小牧西港の観測潮位を与えた。2001年8月洪水と同様に高水敷のマニングの粗度係数は0.05と一定とした。

b) 河床形態の抵抗則

洪水前後での河川の最大水位を把握することは、土砂移動を把握するうえでも河川管理上においても重要である。また、最大水位は河床抵抗に起因することから、移動床の流れの抵抗がどのように変移するのかを明確に把握すべきであるが、抵抗則1、2のどちらのパターンであるかは分かっていない。

今回洪水後に痕跡水位を調査しており、その値と再現計算における最大水位を抵抗則1、抵抗則2、マニングの粗度係数 ($N = 0.03$ 一定値) の3パターンに分けて図-12,13に各断面毎にプロットした。

図-12,13より、抵抗則を考慮した場合の方が、粗度係数一定よりも高い最大水位となり、また急激に粗度が上昇する抵抗則2よりも遷移河床を形成する抵抗則1の方が相関係数及び平均絶対誤差が小さく再現性がよいため、今回の2003年8月洪水時の河床形態は抵抗則1のように変移したと言える。

抵抗則1の場合での再現計算により求めた ϕ と τ_*

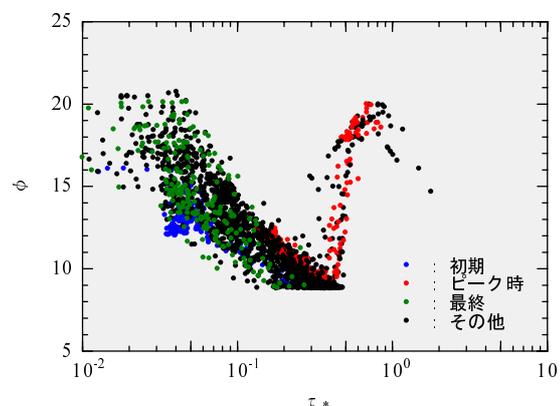


図-14 2003年8月洪水の河床形態の変移

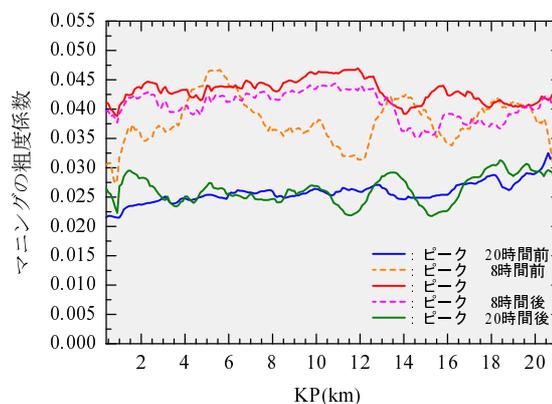


図-15 2003年8月洪水の粗度係数

の関係を図-14に示す。図-14より洪水ピーク時の河床形態は、砂堆から遷移河床へと変移し粗度が大きくなっていることが分かる。計算結果を用いてマニングの粗度係数の変化を調べたものが図-15である。図-15より流量がピークに近づくと粗度係数は大きくなり、減水すると小さくなるのがわかる。再現計算中の最大粗度係数はピーク直前にKP18.4において0.0472となった。

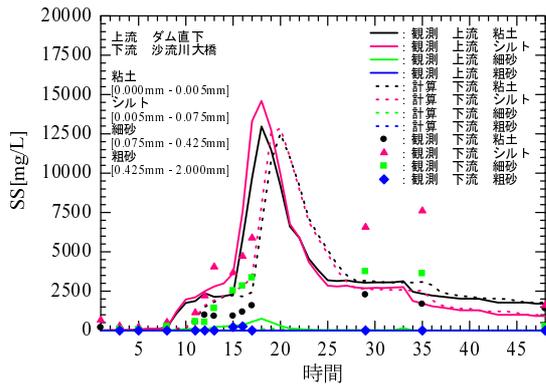


図-16 SSの時間的変化

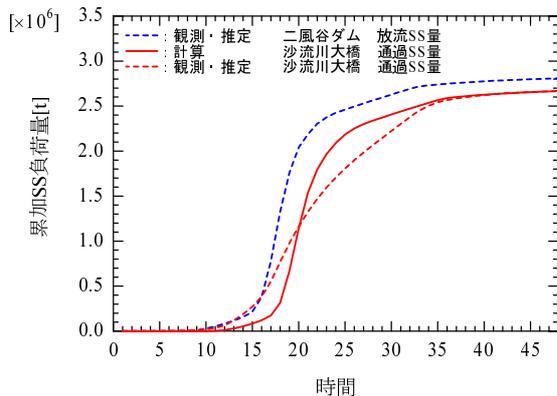


図-17 累加SS負荷量の時間的変化

c) 土砂移動

洪水期間中の土砂移動に関して、各粒径別のSSの時間的変化を図-16に示す。粘土・シルトに関しては立ち上がりの傾向はつかめているものの、計算開始から29時間と35時間では計算値と観測値とのかい離が大きい。このSSがある一定値に保ったまま遷移する土砂の特性についてはよくわかっていない。一方、細砂・粗砂に関して、観測されているが再現計算では、ほぼ沈降した結果であった。次に全粒径での累加SS負荷量の時間変化を図-17に示す。二風谷ダムと沙流川大橋間の河動内の土砂収支においては、観測値が141,000t、再現計算においても141,000tの減少と観測値と一致している。しかし、増加勾配については再現できていない。

6. おわりに

本研究から得られた結果による考察を以下の3点について述べる。

(1) 高水敷の浮上沈降について

洪水時の土砂収支を考える上で、高水敷の浮上沈降を考慮することが有用な方法である。一方、今回の横断形状は簡単のため低水路・左右岸高水敷と3断面に分けたが、実現象として土砂の交換が主に行われるのは低水路近傍のため、低水路と左右岸高水敷の間に各1断面ずつ設計計5断面とした方が、精度向上につながる可能性がある。

(2) 移動床の流れの抵抗則について

2003年8月洪水規模の河床形態の変移を把握することができ、流量増加に伴いマニングの粗度係数が増加することもわかった。洪水再現計算において、移動床流れの抵抗則を考慮することは重要である。

(3) 土砂移動について

2003年8月洪水の観測した間の土砂収支を再現できた。粒径別の特性については、2001年9月洪水で、土砂に多く含まれるシルトについては概ね再現できた。しかし、粒径別特に細砂、粗砂に関しては再現できず改良の余地がある。このことは実現象の土砂供給として、河岸崩落による粗い粒径の土砂供給、また土砂の物理的・化学的特性などの要因があることを示している。

謝辞

本研究は、北海道開発局室蘭開発建設部より、資料の提供等のご協力いただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 佐藤耕治・渡邊康玄：洪水時における微細砂の縦断方向輸送，土木学会水工学論文集第45巻，pp.673-678,2001.
- 2) 渡邊康玄・新目竜一・斉藤大作・玉川尊：鶴川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.
- 3) 渡邊康玄・小川長宏：沙流川2001年夏季出水時のSS輸送特性，土木学会北海道支部論文,2002.
- 4) 小川長宏・渡邊康玄：沙流川流域における2003年8月洪水の調査観測，土木学会水工学論文集第48巻，pp.955-960,2004.
- 5) 小川長宏・渡邊康玄：二風谷ダムでの2003年台風10号におけるSSの挙動，土木学会河川技術論文集，第10巻，pp.525-530,2004.
- 6) 河村三郎：土砂水理学1，森北出版株式会社，pp.227-231,1982.
- 7) 芦田和男，道上正規：混合砂礫の流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.
- 8) 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.
- 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，第48回,2004.