

## 14.6 貯水池および貯水池下流の流れと土砂移動モデルに関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：水工研究グループ（河川・ダム水理）

研究担当者：箱石憲昭、海野仁、福島雅紀、櫻井寿之

### 【要旨】

ダム事業の円滑な展開、また、既設ダムの環境影響低減のためには、ダム建設や、ダム管理上の各種対策により生じる環境の変化を適切に予測するためのシミュレーション手法の確立が必要である。シミュレーション手法については、漸次研究が進められているが、現象の複雑さ、フィールドデータの少なさから、未だ確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では、貯水池および貯水池下流河川の流れと土砂移動のモデル化を目標に、①懸濁物質の沈降、再浮上条件の解明とモデリング手法の開発、②貯水池流入土砂及び貯水池下流河川の土砂移動特性の解明とモデリング手法の開発、③気象条件が貯水池及び貯水池下流河川に与える影響の解明とモデリング手法の開発、④貯水池及び貯水池下流河川の流れを再現する高次元数値シミュレーションソフトの開発を行っている。

平成 20 年度は、現地採取した濁水を用いて沈降速度分析方法の検討を実施した。これまでに開発・改良を行ってきた二次元河床変動モデルを現地スケールの置土の侵食過程予測に適用した。また、ダム貯水池上下流河川の土砂移動特性を把握するための現地調査を継続して実施するとともに、混合砂礫河床の粒径別の土砂移動を把握するための移動床実験を実施した。その結果、沈降速度試験の方法や条件が粒度分布に与える影響を把握した。開発した二次元河床変動モデルを用いることにより、ハイドログラフに応じた置土から下流への土砂供給の量と質（粒径）を時系列で予測できることを確認した。現地調査により、現状の河床材料の状況を面的に把握し、今後の出水時の礫の移動を追跡するための準備を完了した。移動床実験から、粒度分布が異なる場合の土砂の基本的な移動特性を定量的に把握した。

キーワード：ダム貯水池、土砂移動、沈降試験、平面二次元河床変動モデル、混合砂礫流送実験

### 1. はじめに

ダム事業の円滑な展開、また、既設ダムの環境影響低減のためには、ダム建設やダム管理上の各種対策により生じる環境の変化を適切に予測するためのシミュレーション手法の確立が必要である。シミュレーション技術は、近年の計算機の性能向上と共に進歩しているが、シミュレーションモデルによる貯水池の堆砂・濁水現象、貯水池下流河川の河床変動予測や各種対策の効果等の予測精度については、その現象の複雑さや現地データによる検証の不足から、依然として十分とは言えない状況にある。

そこで、本研究では、環境影響評価や各種堆砂対策の検討において現象予測のためのツールとして用いられる数値シミュレーションモデルの開発を行うとともに、そのパラメータの設定手法やモデルの改良方法について検討を行っている。

平成 20 年度は、現地採取した濁水を用いて微細粒

子土砂の沈降速度の試験方法の検討、これまでに開発・改良を行ってきた二次元河床変動モデルの現地スケールの置土侵食過程予測への適用、ダム貯水池上下流河川の土砂移動特性を把握するための現地調査および混合砂礫河床の粒径別の土砂移動を把握するための移動床実験を実施しており、得られた知見を報告する。

### 2. 微細粒子土砂の沈降に関する検討

#### 2.1 概要

従来、貯水池の濁水シミュレーションにおける土粒子の沈降速度の設定では、採水した濁水をレーザー回折・散乱法により粒度分布を分析し、これによって得られた粒径からストークス式を用いて沈降速度を設定する手法が用いられてきた。しかしながら、レーザー回折・散乱法による粒度分布は、沈降実験をもとにした粒度分布と異なる場合があり、適切な粒度分布の調

表-2.1 実験に使用した濁水

	濁水1	濁水2
ダム名	川治ダム	下久保ダム
採水地点	貯水池末端	貯水池末端
種別	貯水池流入水	貯水池流入水
採水日	H19.9.7	H19.10.1
SS[mg/L]	1,160	42

表-2.2 粒度分布測定法と計測項目

測定方法	沈降筒法	透過性遠心沈降法	レーザー回折・散乱法
測定計器	沈降筒 φ200mm×L=2m (約70%)	MPS-Z(SK-2000S)	SALD-3000S
測定条件	室温一定(20°C)	測定範囲:0.3μm~50μm 加速率:500rpm/min	測定範囲:0.05μm~3000μm
測定項目	沈降筒水位、SS、水温	粒度分布	粒度分布
測定手順	基準面(初期水深:2.0m)から1.5mの位置に採水用コックを設置し、測定回数毎に1リットルの採水を行う。	採水した試料100mlを測定装置に投入し、測定を行う。	試料濃度に応じた量(50~100ml程度)を測定装置に投入し測定を行う。
測定回数	11回 (0時間後、1時間後、3時間後、6時間後、12時間後、24時間後、3日後、7日後、14日後、21日後、42日後)	1回	1回
粒度分布算出方法	粒子の沈降速度を沈降筒水位と採水経過時間より算出する。沈降速度からストークス式により粒径を換算し、濁水の濃度変化から通過率を算出する。	遠心力により強制的に粒子を沈降させ、沈降時間と遠心力付加時間毎に光の通過量を計測し、濃度変化を測定する。濃度の変化より通過率を算出し、その後、沈降速度を用いてストークス式より粒径を換算する。	土粒子にレーザー光を照射し、土粒子からの回折光の光強度を計測する。計測した光強度にMie散乱理論を適用し、粒子径区分毎の粒子量を求める。
汎用性	測定方法の詳細が統一されていない。	測定計器自体が少ない。	一般的によく用いられる。

査方法、条件設定方法の確立が求められている。

平成18年度の研究では、貯水池から採取した底泥を試料に濁水を調製し、レーザー回折・散乱法により粒度分布を求めた場合、沈降筒法あるいは遠心沈降法により求めた結果に比べ粗粒化する結果となることを報告した。平成19年度は、貯水池の濁質の沈降現象を反映した実験方法である沈降筒法を取り上げ、実験条件の設定方法について検討した。平成20年度は、現地から採水した濁水を試料に、分析方法の違いが粒度分布に及ぼす影響を比較検討したので、報告する。

## 2.2 実験方法

実験では、川治ダムおよび下久保ダムにおいて採水した濁水を試料とした(表-2.1)。川治ダムから採水した試料は、高濃度の濁水(SS=1,160[mg/L])である。一方、下久保ダムから採水した試料は、SS=42[mg/L]と比較的低濃度である。粒度分布の分析方法は、沈降筒法、透過式遠心沈降法(以下、「遠心沈降法」)、レーザー回折・散乱法(以下、「レーザー回折法」)の3手法とした(表-2.2)。ここで、遠心沈降法やレー

ザー回折法は、測定装置により直接粒度分布が求められるものであるが、沈降筒法は沈降試験とも言われ、沈降速度を計測し、ストークス式により粒度分布を換算するものである。以下に沈降筒法による粒度分布の換算方法を記す。

○沈降筒法による粒度分布の換算方法

①水中の粒子は、経過時間 $t$ の間に水面から採水地点までの距離 $l$ を沈降していると考え、この時間 $t$ に対応する平均沈降速度 $w(t)$ は(2.1)式で表される。

$$w(t) = \frac{l}{t} \quad (2.1)$$

②この時間 $t$ の間に沈降したSSの重量比 $F(t)$ は、実験開始時点( $t=0$ )から $t$ までのSSの変化量であるので、(2.2)式で表される。

$$F(t) = \frac{SS_{t=0} - SS(t)}{SS_{t=0}} \quad (2.2)$$

このSSの重量比 $F(t)$ は、時間順として沈降が速いほうからの累計分布として求めている(いわゆるフル

イの上) ので、通常の累積分布 (フルイの下) に直すのであれば、(2.3)式で表される。

$$F(t) = \frac{SS(t)}{SS_{t=0}} \quad (2.3)$$

③粒子形状が球形である場合、粒子の沈降速度と粒径は、ストークスの沈降速度式により相互に換算することができる。

$$w_s = \frac{d^2 g (\rho_s - \rho_w)}{18 \mu} \quad (2.4)$$

ここに、 $w_s$  : 粒子の沈降速度、 $d$  : 粒径、 $g$  : 重力加速度、 $\rho_s$  : 粒子密度、 $\rho_w$  : 水 (媒質) の密度、 $\mu$  : 水の粘性係数である。これは、ストークス則をベースにSSの減少率から粒径を換算していることから、ストークス径とも呼ばれている。

平成18年度の模擬濁水を試料とした実験では、土粒子の分散を促進させることを目的に、一部の実験ケースで超音波分散処理を実施した。本年度の実験においても、遠心沈降法、レーザー回折法を用いた実験ケースの一部で分散処理を行い、結果を比較検討することとした。濁水土粒子の分散処理の方法を表-2.3に、実験ケースの一覧を表-2.4に示す。

### 2.3 実験結果

川治ダム流入水の実験結果を図-2.1~2.2に、下久保ダム流入水の実験結果を図-2.3~2.4に示す。

川治ダム流入水について、沈降筒法と他の2手法(分散なし)の結果を比較する(図-2.1)。沈降筒法と遠心沈降法(分散なし)は、 $2 \mu$ 以下の小粒径の範囲で良く一致する結果となった。

下久保ダム流入水について、沈降筒法と他の2手法を比較する(図-2.3~2.4)。沈降筒法と遠心沈降法(分散なし)との結果がほぼ一致する範囲は $5 \mu$ 以下となり、川治ダム流入水よりも広い範囲で、両手法の結果がほぼ一致する状況となった。しかしながら、遠心沈降法(分散あり)の結果は、沈降筒法から大きく乖離する結果となった。

今回実験した2試料については、沈降筒法の代わりに遠心沈降法(分散なし)を用いても、濁水長期化の原因となる細粒分の粒度分布が適切に求められる結果となった。しかしながら、一般に利用されているレーザー回折法は、沈降筒法に比べ、特に粒径の小さい範囲で粗粒化した結果を示すことから、何らかの補正が必要と考える。

表-2.3 濁水土粒子の分散

測定方法	分散方法	
	分散なし	分散あり
透過式	分散材:無添加	分散材:無添加
遠心沈降法	分散方法:手攪拌	分散方法:超音波振動10分間(60w)
レーザー	分散材:無添加	分散材:無添加
回折・散乱法	分散方法:手攪拌	分散方法:超音波振動10分間(60w)

表-2.4 実験ケース

ケース	濁水	分析方法	分散処理	結果
1	川治ダム流入水	沈降筒法	なし	図-2.1、 図-2.2
2	川治ダム流入水	透過式 遠心沈降法	なし	図-2.1
3	川治ダム流入水	透過式 遠心沈降法	あり	図-2.1
4	川治ダム流入水	レーザー回折・ 散乱法	なし	図-2.2
5	川治ダム流入水	レーザー回折・ 散乱法	あり	図-2.2
6	下久保ダム流入水	沈降筒法	なし	図-2.3、 図-2.4
7	下久保ダム流入水	透過式 遠心沈降法	なし	図-2.3
8	下久保ダム流入水	透過式 遠心沈降法	あり	図-2.3
9	下久保ダム流入水	レーザー回折・ 散乱法	なし	図-2.4
10	下久保ダム流入水	レーザー回折・ 散乱法	あり	図-2.4

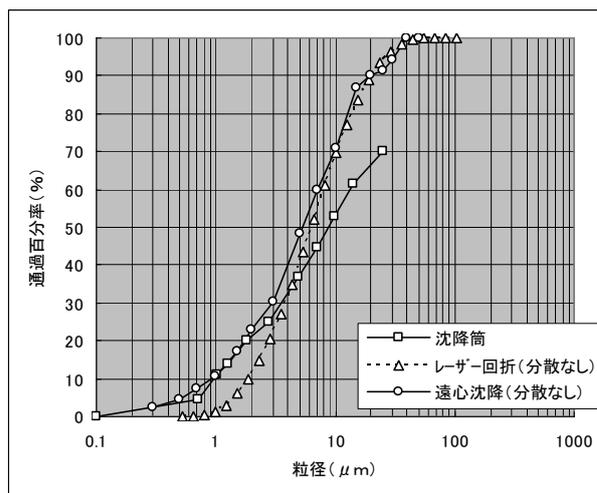


図-2.1 川治ダム流入水 (1/2)

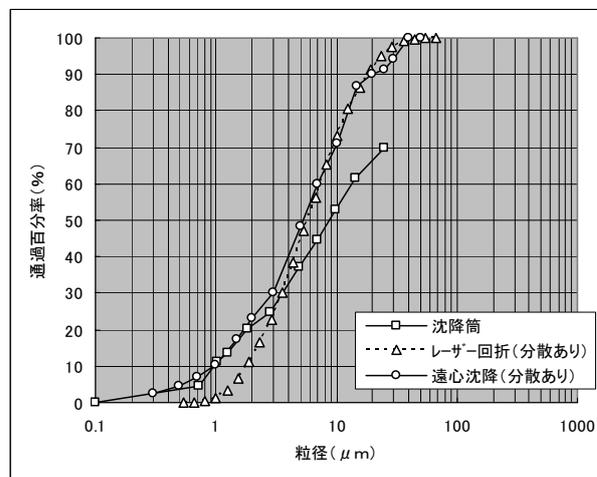


図-2.2 川治ダム流入水 (2/2)

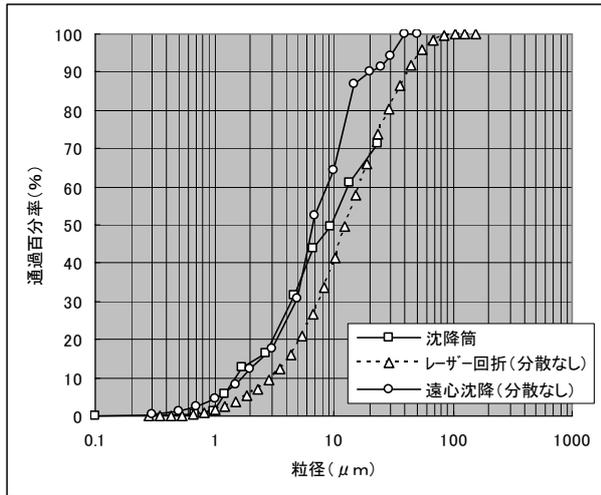


図-2.3 下久保ダム流入水 (1/2)

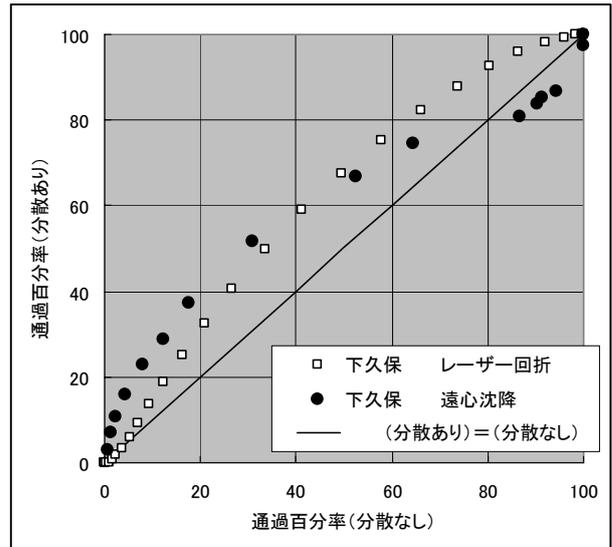


図-2.6 分散の有無と透過百分率 (下久保ダム)

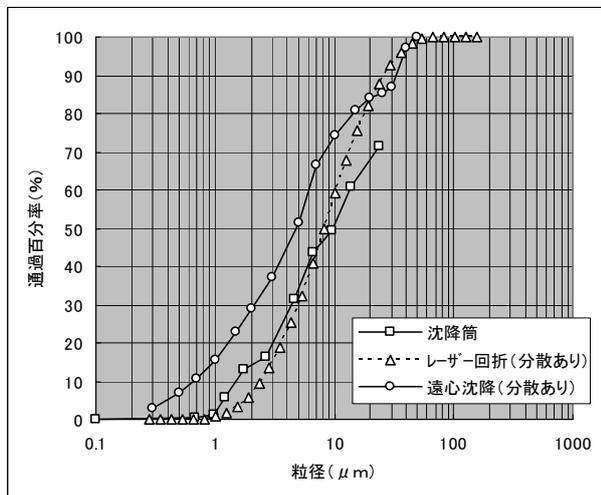


図-2.4 下久保ダム流入水 (2/2)

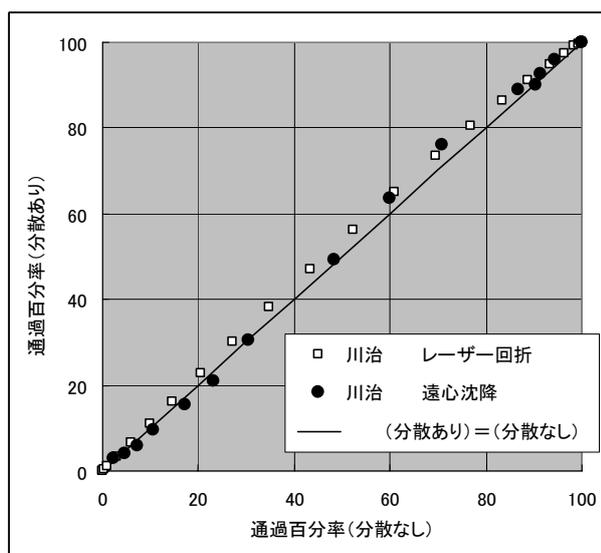


図-2.5 分散の有無と透過百分率 (川治ダム)

次に、分散処理の有無が粒度分布に及ぼす影響について考察する。図-2.1 と図-2.2、図-2.3 と図-2.4 を対比すると、川治ダム流入水では分散の有無による粒度分布の差異は微小であるものの、下久保ダムでは、分散の影響が大きく現れている。確認する意味で、分散の有無による透過百分率の差異を、図-2.5~2.6 に示す。特に、下久保ダムの遠心沈降法は、分散処理により細粒分がさらに細粒化し、結果として沈降筒法よりも細粒化する結果となった。

### 3. 平面2次元河床変動モデルの置土侵食現象予測への適用

#### 3.1 検討の概要

近年、ダム下流の河川環境保全やダムの堆砂対策の観点から、ダム下流河道に貯水池内の堆積土砂を供給する試み（以下「置土」と称す）がなされている。置土はダム下流の河川管理者や利害関係者との調整がつけば、比較的安価で順応的に実施可能な土砂供給手法として期待されている。

下流河川の環境に配慮した置土による土砂供給を行うためには、土砂の侵食・流送挙動を体系的に把握するとともに適正な置土量や置土形状等を計画する手法が求められる。

そこで、置土の侵食過程と流送過程を予測するための数値計算手法について、既往の研究のレビューを行い、置土の侵食予測に求められるモデルの条件を整理するとともに、土木研究所で開発を行っている数値計

表-3.1 既往文献の数値計算の概要

著者	対象	次元	計算格子	粒径の扱い	土砂の輸送形態	側岸侵食
喜多村ら(2002) <sup>15)</sup>	置き土侵食実験	平面2次元	直交格子	一様粒径	掃流砂	なし
鎌田ら(2006) <sup>16)</sup>	置き土侵食実験	平面2次元	直交格子	一様粒径	掃流砂	水中安息角
重枝ら(2006) <sup>5)</sup>	置き土侵食実験	平面2次元	非構造格子	一様粒径	掃流砂	なし
植木ら(2006) <sup>13)</sup>	多摩川	平面2次元	一般曲線	混合粒径	掃流砂	なし
菊池ら(2007) <sup>11)</sup>	矢作ダム下流河川	1次元	—	混合粒径	不明	なし
佐々木ら(2008) <sup>1)</sup>	三春ダム下流河川	平面2次元	直交格子	混合粒径	掃流砂、浮遊砂	水中安息角

算モデルを現地スケールの現象に適用した。

土木研究所で開発しているモデルについては、貯水池の堆砂現象、フラッシング等による排砂および下流への置土等による土砂供給において、河床変動を予測することを目的としている。その場合、横断方向の変化や側岸侵食等が関係する場合もあるため、平面2次元河床変動モデルを採用している。これまでに、水中安息角を用いた側岸侵食を組み込んだ混合粒径の掃流砂及び浮遊砂を取り扱うモデルを開発してきている<sup>3.1)</sup>。

### 3.2 既往の研究

ダムからの排砂に関連する置土の実施事例については、ダム水源地環境整備センター(2008)<sup>3.2)</sup>がまとめている。それによると H12 年から H18 年にかけて約 20 ダムで実施例があり、還元土砂量は概ね 200～20,000m<sup>3</sup>/回の範囲にある。長島ダムや長安口ダムなどでは2万m<sup>3</sup>/回以上の土砂が置かれているが、1,000m<sup>3</sup>/回以下が46%と多く、平均年ダム堆砂量の0.5～10%程度であり、堆砂対策の効果としては限定されている。

置土の研究は2000年頃から始まった比較的新しい研究課題であり、置土のこれまでの文献中の表記についても「人工堆積台地、土砂供給、堆砂の河川還元、仮置土砂、置き砂、土砂還元、置き土、置土」等と様々である。

数値計算以外の研究を概観すると、置土侵食の実験的な研究としては、広岡ら(2001)<sup>3.3)</sup>、井上ら(2005)<sup>3.4)</sup>、重枝ら(2006)<sup>3.5)</sup>、星野ら(2007)<sup>3.6)</sup>、泉ら(2007)<sup>3.7)</sup>が挙げられる。なお重枝らの実験は数値計算モデルの検証を目的としたものである。また、現地での置土実施事例に関しては、三春ダムの伊藤(2002)<sup>3.8)</sup>、船明ダムおよび秋葉ダムの岡野ら(2004)<sup>3.9)</sup>、真名川ダムの坂本ら(2005)<sup>3.10)</sup>、矢作ダムの菊池ら(2007)<sup>3.11)</sup>等が挙げられる。現地の置土については、試験的な位置付けで実施される場合が多く、各種の環境調査が同時に実施されているが、あらかじめ数値計算によって、侵食

状況を予測している事例はみあたらない。三春ダムについては筆者ら(2008)<sup>3.12)</sup>によって侵食の過程をある程度定量的に観測した事例がある。また、ダム下流ではないが多摩川の中流域における砂礫の供給についての研究が植木ら(2006, 2007)<sup>3.13), 3.14)</sup>によって行われている。

河床変動に関する数値計算については、古くから数多くの研究が行われており、教科書的にとりまとめられている書籍も多いのでここでは置土に適用されている事例に限定して記述する。筆者の知る限りでは喜多村ら(2002)<sup>3.15)</sup>による事例が最初であり、以降の6つの文献について、計算対象とモデルの主な特徴について表-3.1にまとめて示す。多様な粒径の土砂の挙動を予測するためには混合粒径としての取扱いが必要であり、濁水の発生や出水時の小粒径土砂の移動を評価するためには浮遊砂形態での輸送を考慮する必要があると考えられる。また、頻度の多い小規模出水での侵食を評価するためには、置土が水没していない状態での側岸侵食を考慮することが求められる。

以降では、土木研究所で開発している上述のような要素を比較的単純にモデル化した数値計算モデルの概要とその適用について示す。

### 3.3 数値計算モデルの概要

#### 3.3.1 基礎式

平面2次元の流れと河床変動の基礎式を図-3.1に示す。基礎式は、水深方向に積分された連続式、水平方向(2方向)の運動方程式、浮遊砂の輸送方程式、河床の交換層内の粒径別土砂収支式および流砂の連続式から構成される。

水面に作用する応力は0と仮定し、河床面に作用する応力はManning則を用いて次式で算定する。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_0 g n_m^2 U \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (3.1)$$

$$\tau_{bz} = \frac{\rho_0 g n_m^2 W \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (3.2)$$

(連続式)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial z} = 0$$

(運動方程式)

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial UM}{\partial x} + \frac{\partial WM}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial x}$$

$$+ \frac{\partial}{\partial x} \left( \overline{vh} \frac{\partial U}{\partial x} - \overline{uuh} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \overline{vh} \frac{\partial U}{\partial z} - \overline{uwh} \right) - \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial UN}{\partial x} + \frac{\partial WN}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial z}$$

$$+ \frac{\partial}{\partial x} \left( \overline{vh} \frac{\partial W}{\partial x} - \overline{vwh} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \overline{vh} \frac{\partial W}{\partial z} - \overline{vwh} \right) - \frac{\tau_{sz}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bz}}{\rho_0}$$

(粒径別浮遊砂輸送方程式)

$$\frac{\partial(\overline{C}_k h)}{\partial t} + \frac{\partial(U\overline{C}_k h)}{\partial x} + \frac{\partial(W\overline{C}_k h)}{\partial z} = q_{upk} - q_{downk} + \frac{\partial}{\partial x} \left( D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial z} \right)$$

$$\frac{\partial(\overline{C}_k h)}{\partial t} + \frac{\partial(M\overline{C}_k)}{\partial x} + \frac{\partial(N\overline{C}_k)}{\partial z} = q_{upk} - q_{downk} + \frac{\partial}{\partial x} \left( D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial z} \right)$$

(流砂の連続式)

$$\frac{\partial}{\partial t} \left\{ (1-\lambda)y_b \right\} + \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bz}}{\partial z} = q_{down} - q_{up}$$

$$q_{Bx} = \sum_k q_{Bxk}, \quad q_{Bz} = \sum_k q_{Bzk}, \quad q_{up} = \sum_k q_{upk}, \quad q_{down} = \sum_k q_{downk}$$

(交換層内における粒径別土砂収支式)

河床上昇時

$$\frac{\partial(P_{sk} y_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial q_{Bxk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bzk}}{\partial z} + q_{upk} - q_{downk} \right\} = -P_{sk} \left( \frac{\partial y_{sb}}{\partial t} \right)$$

河床低下時

$$\frac{\partial(P_{sk} y_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial q_{Bxk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bzk}}{\partial z} + q_{upk} - q_{downk} \right\} = -P_{ok} \left( \frac{\partial y_{sb}}{\partial t} \right)$$

ここに、  
 (x, y, z) : 空間座標(x : 流下方向, y : 鉛直上向き方向, z : 横断方向), h : 水深, y<sub>b</sub> : 河床のy座標, t : 時間, (M, N) : x方向, z方向のフラックス(M=Uh, N=Wh),  
 (U, W) : 水深方向に平均した平均流速ベクトル,  $\overline{uu}$ ,  $\overline{uw}$ ,  $\overline{ww}$  :  $\overline{u'u'}$ ,  $\overline{u'w'}$ ,  $\overline{w'w'}$  の水深方向の平均値, (u', v', w') : 乱れ速度ベクトル, g : 重力加速度,  $\nu$  : 動粘性係数,  $\rho$  : 流体の密度,  $\rho_0$  : 流体の基準密度,  $\tau_{sx}$ ,  $\tau_{sz}$ ,  $\tau_{bx}$ ,  $\tau_{bz}$  : 水面及び河床面に単位面積当たりに作用する力のx, z方向成分, (q<sub>Bx</sub>, q<sub>Bz</sub>) : x方向, z方向の単位幅当たり掃流砂量,  $\lambda$  : 河床の間隙率(空隙率),  $\overline{C}_k$  : 粒径別断面平均浮遊砂濃度, D<sub>h</sub> : 水平方向の拡散係数(渦動粘性係数), q<sub>up</sub> : 単位面積当たり浮遊砂浮上フラックス, q<sub>down</sub> : 単位面積当たり浮遊砂沈降フラックス, (q<sub>Bxk</sub>, q<sub>Bzk</sub>) : x方向, z方向の粒径別単位幅掃流砂量, P<sub>sk</sub> : 交換層に占める各粒径成分の割合, y<sub>sa</sub> : 交換層厚, y<sub>sb</sub> : 交換層を除いた河床厚, P<sub>sk</sub> : Δt前のP<sub>sk</sub>, P<sub>ok</sub> : 交換層直下の土質ブロックに占める各粒径成分の割合, 添字kは代表粒径の番号

図-3.1 流れと河床変動の基礎式

ここで、n<sub>m</sub> : Manning の粗度係数を表す。

レイノルズ応力 ( $-\overline{u'u'}$ ,  $-\overline{u'w'}$ ,  $-\overline{w'w'}$ ) を水深平均した値 ( $-\overline{uu}$ ,  $-\overline{uw}$ ,  $-\overline{ww}$ ) は以下の式で算定する。

$$-\overline{uu} = 2D_h \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{2}{3}k, \quad -\overline{uw} = D_h \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right),$$

$$-\overline{ww} = 2D_h \frac{\partial W}{\partial z} - \frac{2}{3}k, \quad D_h = \alpha h u_*^2, \quad k = 2.07 u_*^2$$

(3.3)

ここで、D<sub>h</sub> : 水平方向の渦動粘性係数、k : 水深平均の乱れエネルギー、α : モデル定数、u\* : 摩擦速度を表す。摩擦速度は次式で求める。

$$u_* = \sqrt{\frac{gn^2(U^2 + W^2)}{h^{1/3}}} \quad (3.4)$$

混合粒径の主流方向の掃流砂量の算定には、芦田・道上の流砂量式を用いることとした。混合粒径掃流砂の計算で必要となる粒径別限界摩擦力については、Egiazaroff によって提案された式を芦田・道上が一部修正した修正 Egiazaroff 式を用いる。その際に必要となる平均粒径の無次元限界掃流力は岩垣による実験式から求める。主流に直交する方向の掃流砂量については、長谷川の式から二次流の影響を無視した以下の式を用いる。

$$q_{Bn} = -q_B \frac{1}{\sqrt{\mu_s \cdot \mu_k}} \cdot \frac{u_{*c}}{u_*} \cdot \frac{\partial y_b}{\partial n} \quad (3.5)$$

ここで、n : 主流と直交する方向、μ<sub>s</sub> : 河床材料の静止摩擦係数、μ<sub>k</sub> : 河床材料の動摩擦係数、u<sub>\*c</sub> : 移動限界摩擦速度を表す。

浮遊砂の沈降フラックスについては、(3.6)式のように底面濃度と沈降速度の積によって求める。

$$q_{downk} = w_{sk} C_{Bk} \quad (3.6)$$

ここで、w<sub>sk</sub> : 粒径別の沈降速度、C<sub>Bk</sub> : 浮遊砂の粒径別底面濃度を表す。

底面濃度については、浮遊砂の移流拡散方程式に定常状態及び水平方向移流成分を無視することを仮定して、水深方向の濃度分布関数を求め、平均濃度から算定する。

浮遊砂の浮上フラックスについては、(3.7)式のように基準面濃度と沈降速度の積によって求める。

$$q_{upk} = w_{sk} C_{Bek} \quad (3.7)$$

ここで、C<sub>Bek</sub> : 浮遊砂の粒径別基準面濃度を表す。基準面濃度については、従来多くの式が提案されているが、ここでは掃流砂と同様に芦田・道上の濃度式を用いた。詳細の説明は専門書<sup>3.17)</sup>に譲る。

沈降速度の算定には、Rubey の実験式を用いた。また、浮遊砂が存在するかどうかの判定は、摩擦速度が沈降速度より大きい場合に存在するものとした。

### 3.3.2 数値解析法

計算には直交格子を用い、基礎式の各変数をスタッガード格子に配置し、非定常項についてはオイラー陽解法、空間については有限体積法により離散化した。運動方程式の移流項の離散化には1次精度風上差分を用いた。

置土のシミュレーションにおいては、岩盤上の土砂

の挙動を予測する場合もあるため、固定床と移動床が混在する状態を解析する必要がある。また、貯水池内の河床変動計算では、様々な形態での土砂輸送が生じ、その結果堆積した土砂の鉛直方向の粒度分布を記憶しておく必要がある。

そこで今回開発したモデルでは、固定床と移動床が混在する状態で土砂の連続性を保つとともに、鉛直方向の粒度分布の変化を表現するために下記に示すような土砂収支のモデル化を行った。

- ① 平面分割要素の鉛直方向に基岩面と粒度分布を記憶させるための層（以下「記憶層」と称する）を配置する（図-3.2参照）。
- ② 交換層厚を定義する。（鉛直方向河床高の変化量が交換層厚の値以内に収まるように計算時間ステップを設定する）。
- ③ 公式等から暫定の掃流砂量・浮遊砂の浮上量を計算する。
- ④ 河床に存在する土砂量を考慮して浮遊砂の浮上量を決定する（浮上量は存在する土砂量で制限される）。
- ⑤ 上記の残りの河床に存在する土砂量を考慮して当該要素から出て行く方向の掃流砂量を決定する（掃流砂量は浮上量を差し引いて残っている土砂量で制限される）。
- ⑥ 浮遊砂の沈降量を求める（沈降量は当該要素の上方にある水中に存在する土砂量で制限される）。
- ⑦ 土砂収支式に従って河床の計算を行う。同時に、粒度分布の暫定値についても計算を行う。
- ⑧ 変化後の河床高を元に、交換層と記憶層の標高関係を修正し、最終的な粒度分布を決定する。

砂主体の土砂の側岸侵食による斜面崩壊の現象を比較的簡易な手法で再現するために、水中の土砂は水中安息角以下で堆積するという仮定に基づいて側岸侵食のモデル化を行った。具体的には、予め水中安息角、微小な土砂の移動量、崩壊を生じさせる時間間隔を設定しておき、設定時間間隔毎に、以下のステップを実施する。

- ① 隣接する格子との水中の河床勾配を調べる。
- ② 水中の河床勾配が水中安息角以上の場合、微小な土砂量を移動させる。
- ③ 土砂移動後の河床高を算出する。
- ④ 隣接する格子との水中の河床勾配を調べ、安息角以上の箇所があれば②へ、無ければ操作終了。

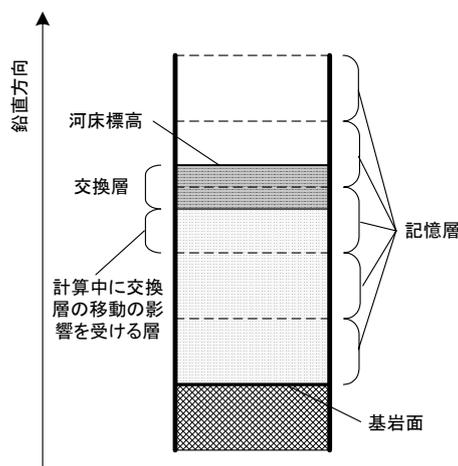


図-3.2 モデル要素の鉛直方向領域分割

### 3.4 数値計算モデルの実現象への適用

#### 3.4.1 対象とする現象

数値計算モデルの検証については、これまで置土侵食の実験結果についても検討しているが<sup>3,16)</sup>、ここでは、実現象を対象とした検討について紹介する。検証の対象としたのは福島県の一級河川阿武隈川の支川大滝根川に平成9年に竣工した三春ダムの下流域である。三春ダムでは付着藻類の更新やよどみ解消等の下流環境改善の目的でリフレッシュ放流（最大で20m<sup>3</sup>/s程度の放流量）を行っており、この際に置土による下流への土砂還元を試験的に実施している。

##### (1) 現地観測の概要

2007年10月9日に実施されたリフレッシュ放流について、現地観測を実施した。観測は9:30~15:30の6時間で行った。このとき設置された土砂量は約900m<sup>3</sup>（長さ：約60m、幅：約10m、高さ：約1.5m）である。観測項目は放流量、貯水位、置土上流・中央・下流の水位、表面流速、置土の侵食形状、リフレッシュ放流後の横断地形、置土に用いられた土砂の粒度分布である。図-3.3に現地の平面図と観測地点を示す。

##### (2) 現地観測結果

リフレッシュ放流の前日に採取した置土材料の粒度分布を図-3.4に示す。この結果から、若干ばらつきはあるものの50%粒径が0.5mm程度、0.1mm以上の粒径が90%程度を占めており、細砂から礫で構成される土砂であった。間隙率は0.20~0.41までのばらつきが認められるが平均的には0.29であった。

図-3.5に侵食状況の写真を、図-3.6に置土侵食平面形状を示す。流量の増加に伴い11:30頃から上流端への越水が始まり徐々に冠水領域が下流へ広がってい

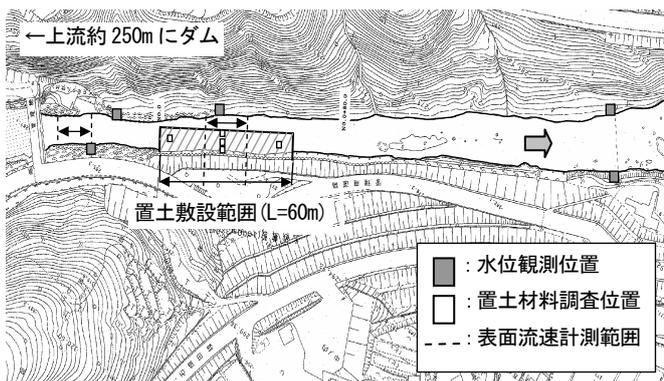


図-3.3 置土の設置状況と観測地点

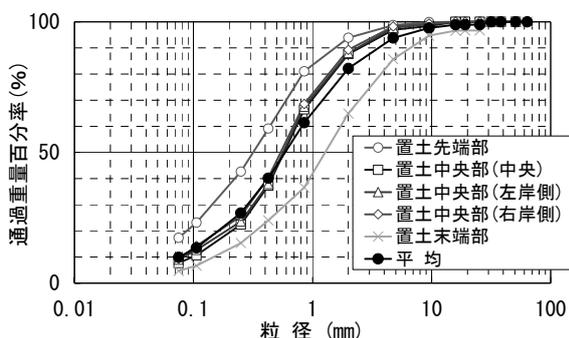


図-3.4 置土材料の粒度分布

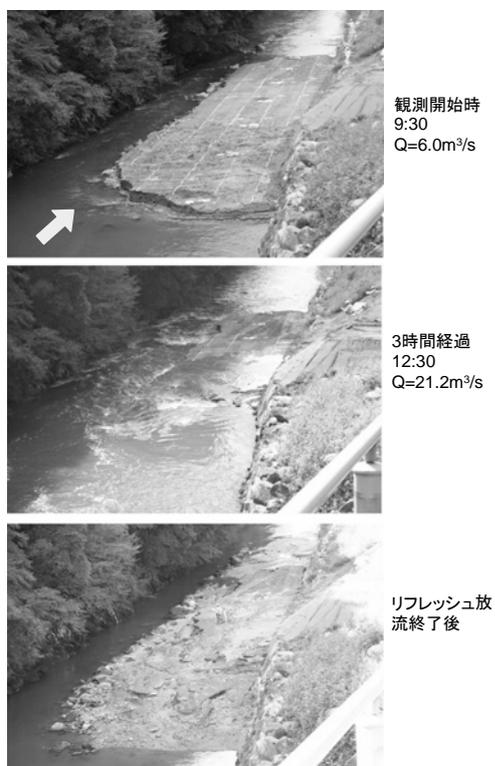


図-3.5 置土の侵食状況

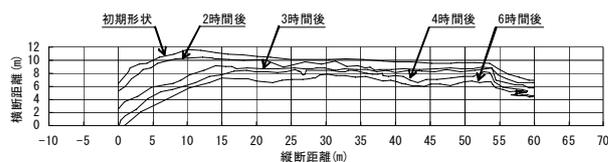


図-3.6 置土侵食平面形状の時間変化

ったが、越水した水の流れは弱く落ち込み時の侵食や小さな滲筋の侵食以外には大きな侵食は認められなかった。

### 3.4.2 計算結果との比較

#### (1) 計算条件

計算条件は現地観測データを元に設定しており、断面データが得られている置土上流約 70m から下流約 200m までの領域を図-3.7 の初期形状に示すようにモデル化した。計算格子は流下方向に 2m×135 個、横断方向に 2m×20 個であり、交換層厚は 30mm、粒度分布を記憶する層厚は 60mm とし、計算時間間隔は 0.1 秒、粗度係数は  $0.03\text{m}^{-1/3}\text{s}$  とした。境界条件は上流端に流量、下流端に水位を与えた。

粒径については、現地観測によって得られた置土材料の粒度分布をもとに代表粒径を 8 個設定した。表-3.2 に代表粒径とその構成割合を示す。

#### (2) 計算結果

図-3.8 は置土付近の平面形状の観測開始時、最大流量時 (2 時間後) および現地観測終了時 (6 時間後) の変化を示したものである。図中の矢印は流速、濃淡は置土の堆積厚、線は置土の観測水際形状を示している。2 時間後の形状では、現地観測結果と比較して計算結果の方が先端 0m~10m 付近の侵食が若干進んでいる。6 時間後の形状においては、計算結果は概ね現地観測結果を再現している。なお、現地観測形状において 40m 付近より下流部の侵食がやや進んでいるが、これは、40m 付近に設置された巨石が原因であると考えられる。計算モデルではこれを考慮していない。

図-3.9 は流量および侵食土砂量をそれぞれ時系列で示し、侵食土砂量においては、現地観測値と計算結果を比較したものである。計算の侵食土砂量は、計算開始時に置土が設置されていた範囲の変化量を算出したものである。計算結果は概ね現地観測結果と近い値を示しているが、最終的には計算結果の侵食量は 15% 程度小さくなっている。また、現地観測結果で流量がピークに達してから侵食量が一時的に増加する傾向がみられるが、計算結果においてもその傾向が再現されている。なお、現地観測における土砂の算定は、図-

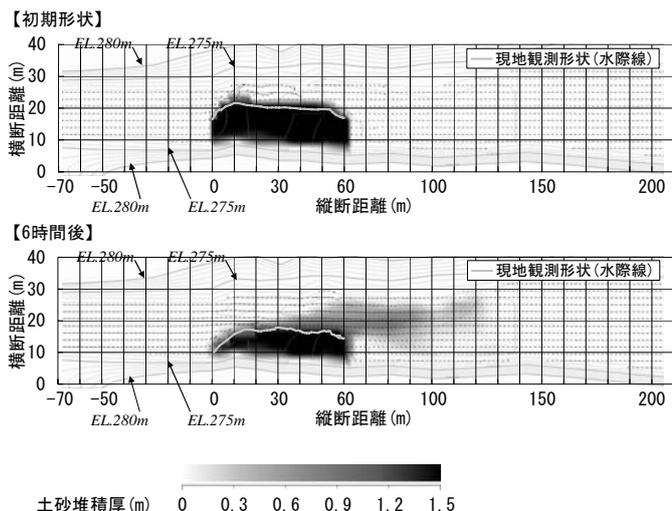


図-3.7 リフレッシュ放流の置土計算の初期形状と6時間後の計算結果

表-3.2 代表粒径と構成割合

	粒径(mm)	構成割合(%)	区分	構成割合(%)
代表粒径1	12.39	0.8	2mm以上	10.3
代表粒径2	6.72	1.3		
代表粒径3	3.08	8.2		
代表粒径4	1.30	18.8	0.2mm~2mm	61.1
代表粒径5	0.60	27.2		
代表粒径6	0.30	15.1	0.2mm以下	28.6
代表粒径7	0.16	13.4		
代表粒径8	0.09	15.2		

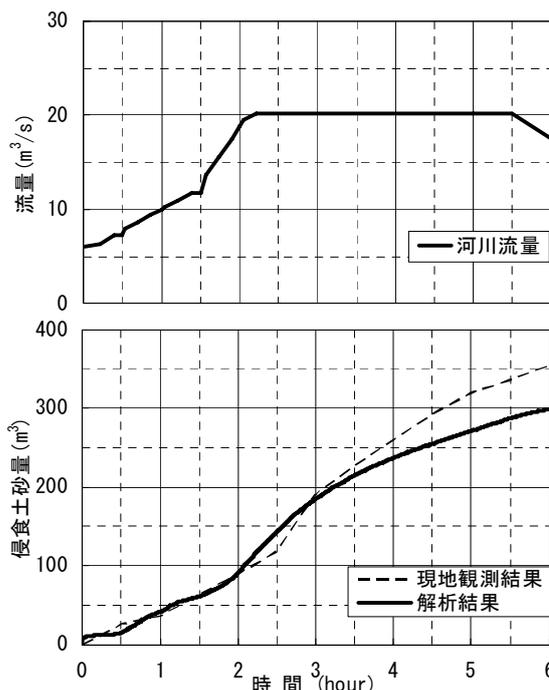


図-3.9 侵食土砂量の時間変化

3.6に示した水際線の面積変化量(30分間隔)に平均的な置土堆積厚である1.5mを乗じて概算量を算出したものであるが、より厳密な定量的評価については、河道地形の詳細な測量を実施して侵食量および計算条件の精査を今後行う予定である。

図-3.7の下図には6時間後における計算結果の平面形状の全体図を示した。置土下流での土砂堆積状況の現地観測が行われていないため観測結果と比較することはできないが、このように下流での堆積状況の予測が可能である。

### 3.4.3 出水を想定した場合の予測計算

数値計算モデルの実現象への適用のイメージを示すために、今回の現地観測の条件と同じ置土が設置された場合に出水が発生したと想定して、置土の流出状況の予測計算を行った。

#### (1) 計算条件

計算の初期条件については、3.4.2節の計算条件と同様であり、上流端流量と下流端水位の時系列について、出水を想定した条件を与えた。流量については、三春ダムで2007年9月7日に生じたピーク流量198m³/sの出水のハイドログラフをピーク流量が50、100、200m³/sの3条件となるように引き延ばした波形を用いた。出水の期間は48時間とした。なお、現在の三春ダムでは流量100m³/sの一定量放流方式による洪水調節が採用されており、実際は100m³/s以上の流量

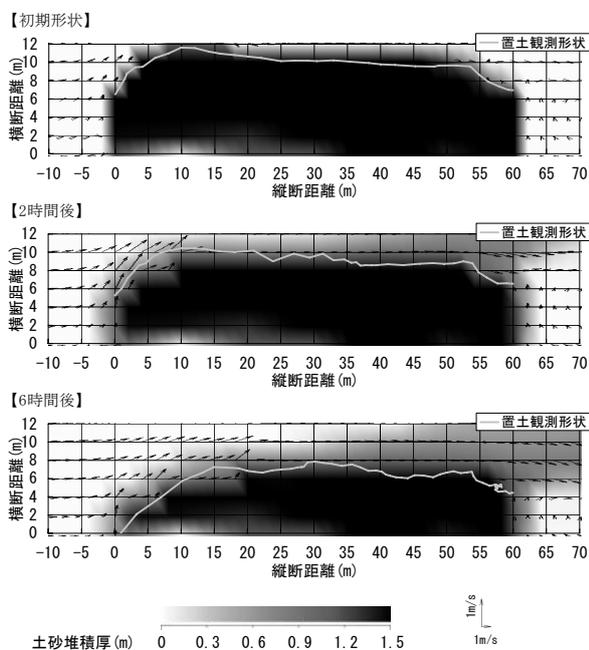


図-3.8 置土の侵食状況の計算結果

が流れることはない。下流端水位については、設定した流量について下流端の断面形状と河床勾配から等流水深を計算して与えた。

(2) 計算結果

計算結果の一例として図-3.10 にピーク流量  $200\text{m}^3/\text{s}$  の条件について計算領域全体の 5、15、48 時間後の土砂堆積厚の変化を示した。これより、流量ピーク時には置土の先端は  $30\text{m}$  程度後退しており、48 時間後には、土砂は最初に設置された位置からほぼ全て流下した。

図-3.11 は計算条件の上流端流量、図-3.12~3.14 は計算結果に関してそれぞれ、計算領域の下流端を通過した時間あたり土砂量 (空隙無し)、通過累積土砂量 (空隙込み)、ピーク流量  $200\text{m}^3/\text{s}$  の条件における粒径区分別通過土砂量 (空隙無し) を示したものである。なお、図中のピーク流量  $20\text{m}^3/\text{s}$  のケースについては、3.4.2 節のリフレッシュ放流の計算結果を示している。

図-3.12 より、5時間程度まではピーク流量  $50$ 、 $100$ 、 $200\text{m}^3/\text{s}$  のケースのハイドログラフが同じなので、通過土砂量も同じになっている。6 時間以降はピーク流量が大きいほど、通過土砂量のピーク値が大きく、その出現時期も早い。

図-3.14 では、代表 8 粒径を 3 つに区分して通過土砂量を示している。これより、 $0.2\text{mm}$  以下の小さい粒径は、出水の初期にピークを示しており、初期の通過土砂量のほとんどを占めている。 $0.2\text{mm}\sim 2\text{mm}$  の砂につ

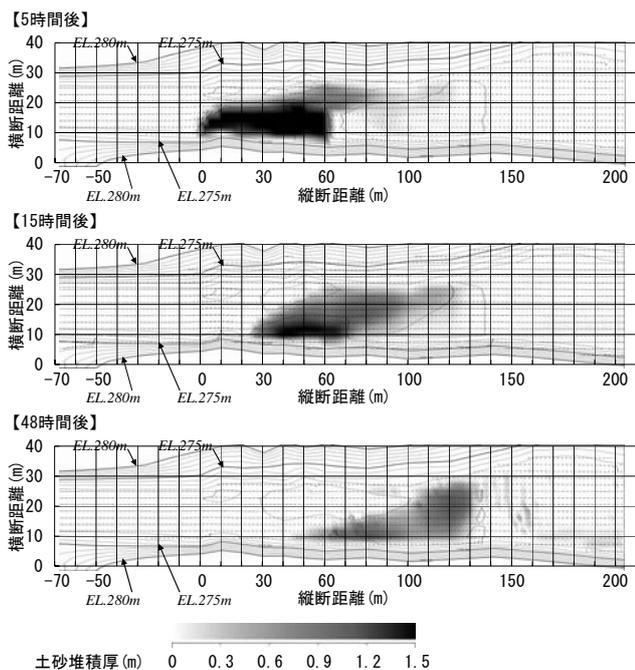


図-3.10 置土の侵食状況の計算結果 (ピーク流量  $200\text{m}^3/\text{s}$ )

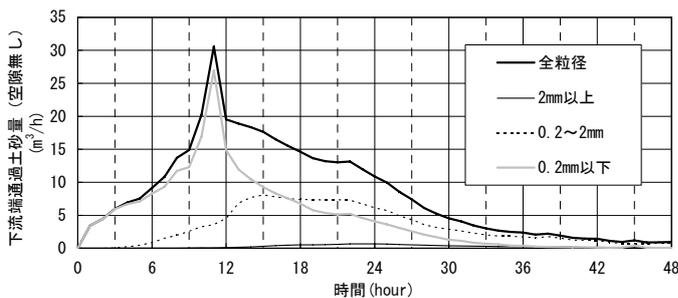
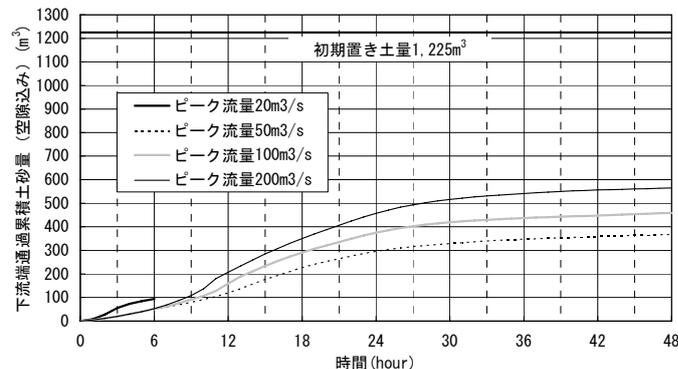
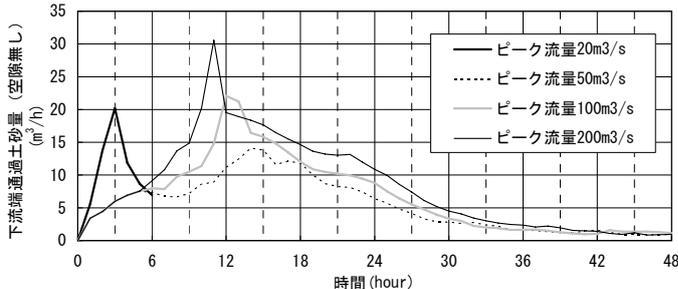
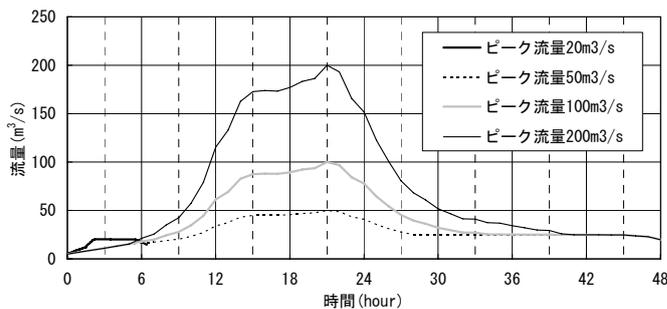


図-3.14 粒径区分別通過土砂量 (空隙無し)  
(ピーク流量  $200\text{m}^3/\text{s}$ )

いては、ほぼ流量のハイドログラフと同様な波形を示している。 $2\text{mm}$  以上の粒径については、元々置土材料に占める割合が  $10\%$ 程度と少ないが、通過土砂量の立ち上がりは遅く下流へ供給される量も少なく、初期設置位置の直下流に  $8$ 割以上が残存している。

以上のように、数値計算モデルを用いることにより、ハイドログラフに応じた置土から下流への土砂供給の

量と質を時系列で予測できる可能性があり、置土方法の検討や下流河川の環境を検討する上で詳細な境界条件を設定する際に活用できると考えている。

#### 4. 下久保ダム上流での土砂移動特性に関する調査

##### 4.1 調査の目的

ダムの建設前後での河床材料の変化が指摘されることがあるが、建設以前の山地河道に関するデータが不足しているため、明確な議論ができないことがあった。近年は、新規ダムの建設にあたっては、ダム周辺、特にその下流の河道特性を事前に調査し、建設による影響を河川工学および生態学的視点から捉え、将来的な変化を予測した上で事業が進められている<sup>4.1)</sup>。また、検討結果に応じた影響の緩和策も検討されている。今後はダム建設後のフォローアップ調査を実施することにより、ダム建設前後の河床状態の変化をより明確に確認できると考える。一方、ダムサイト近傍、いわゆる山地河道における河床材料の移動特性については、河床材料が2オーダー以上異なる粒径で構成されており、既往の流砂量式の適用が困難であることはこれまで指摘されてきたところである。

そこで本調査においては、河道特性調査を実施するとともに、山地河道における土砂の移動特性についての把握も試みるものである。調査地の選定にあたっては、粒径別流入土砂量の算定が進められているダムについて現地踏査を行い（平成18年度）、アクセスが容易で、露岩も見られ、人工構造物の少ない下久保ダム上流区間を詳細な調査地点として選択した。平成19年度は、下久保ダム上流の延長約8km区間について、河床材料調査を実施するとともに、航空写真から瀬淵構造および河床高を読み取ることで、概略の調査を実施した。平成20年度は、現地調査を中心として河川横断測量、瀬淵構造調査（浮石・沈み石の分布も含む）、河床材料調査を行うとともに、河床材料の移動状況を調査するものである。なお、平成20年度は台風が一つも上陸しなかったこともあり、大きな出水が発生せず、出水前の準備を完了した年度として位置づけられる。

##### 4.2 調査実施箇所

図-4.1に示す調査対象箇所は下久保ダムの貯水池末端部よりも上流に位置する。下久保ダムは、堤高129m、総貯水池容量1億3千万 $m^3$ の多目的の重力式コンクリートダムであり、群馬県藤岡市と埼玉県児玉郡

神川町の境界を流れる利根川水系神流川に1968年に建設された。貯水池末端やや上流の柏木地区（0km付近）を下流端として、約8km上流の大井戸地区までを調査範囲としたものである。

平成19年度には、1963年および2002年の航空写真からデジタル図化機で立体画像を作成し、図-4.1に示すように河道に沿って横断測線を約50m間隔で設け、測線上の標高を読み取った。その結果、8km区間で河床勾配に大きな変化はなく、約1/140の勾配であること、また川幅は40~60m程度であることが確認された。なお、ここでの距離標は調査のために便宜的に設定したものである。

平成19年度に実施した河床材料調査結果からは、平均粒径が45mm程度であること、材料mとして10~200mmの河床材料が卓越することを確認している。ちなみに、平成19年度の調査では1km間隔で、流心および左右岸で面積格子法によって調査した結果である。材料sとしては、0.2~2.0mmの砂が見られ、湾曲部内岸や巨石（粒径1m以上）の水裏部などでは材料mとして2.0~10.0mm(m<sub>2</sub>とした)が卓越する箇所もあった。

##### 4.3 調査内容

平成20年度は、現地調査を中心として、①河川横断測量、②瀬淵構造調査、③河床材料調査、④礫の移動状況調査を実施した。それぞれの調査方法を以下に示す。

###### ① 河川横断測量

図-4.1の横断測線に合わせて、RTK-GPSを用いた地形調査を検討したが、河道が谷間を流れていることから、測量に必要なGPS衛星数を確保することが困難であった。そこで、基準となる端点をGPSで確認し、横断測線上の標高はトランシットによる測量を実施した。その時、RTK (Real Time Kinematic) -GPSでは基地局の設置が必要となるが、その設置に長時間を要すること、また基地局と移動局で捕捉できる衛星数の差が大きかったことから、最終的にはVRS (Virtual Reference Station) -GPSを使用した。

###### ② 瀬淵構造調査

水平精度1m程度のGPS測量機を用いて、調査区間の瀬淵分布（平瀬、早瀬、淵の平面分布）を調べた。なお、合わせて河床の状態（浮石、沈み石、はまり石）、植生の繁茂状況および露岩状況を調査した。瀬淵構造および河床状態の判定としては表-4.1、4.2に従った。

###### ③ 河床材料調査

図-4.2は2007年から2008年に掛けての出水の発



図-4.3 上段の図は、2008年12月に調査した測量成果を加え、河道縦断形の変化を整理した結果である。なお、2007年の結果は2007年9月出水後に撮影された航空写真から平成19年度と同様なデジタル図化機を用いた手法により推定した河床高である。下段の図は、1963年を基準とした河床変動量を整理した結果である。2007年9月出水後は、図-4.2に示すように大きな出水は発生していないが、0~0.5km、4km上流区間などで1m程度の河床変動を確認できる。現時点で詳細な検討を行っていないため、この変化については言及できないが、140m<sup>3</sup>/s程度の出水に伴う河床材料の動きを水理計算によって確認するとともに、断面形の変化についても合わせて確認する予定である。

② 瀬淵構造調査

図-4.4は、瀬淵構造調査結果の一例を示す。直線部である7km付近、湾曲部である3km付近の調査結果である。上述したように河床勾配が1/140と急勾配であることから、直線部、湾曲部にかかわらず、一つのリーチにいくつもの瀬淵構造、そしてステップ状の早瀬が見られる、いわゆるAa型の河川形態を示す。また、同時に調査した露岩、植生、砂州の分布も合わせて示した。砂州については、図中にコメントを挿入したが、コメントが付されていない部分ははまり石の状態であった。写真-4.1は、図-4.4中のA、B、C地点で矢印の向きに撮影した河床の状況であり、はまり石、載り石、浮き石の状態の違いを明確に確認できる。この分布を見ると、湾曲部で浮き石が多く、直線部では載り石が一部で見られるものの、浮き石はほとんど見られないことを確認できる。

③ 河床材料調査

図-4.5は、平成20年度に実施した線格子法による河床材料調査結果を示す。上述したように、面積格子法には目視観察で観察できるような粒径200mm以上の礫は全く確認できなかったが、線格子法による調査では400mm程度の礫まで確認されている。写真-4.2は、8km付近の河道を上流に向かって撮影した写真であるが、粒径200mmを超える河床材料も点在しており、砂州内で粒径が異なっていることを確認できる。例えば、水際には粒径の細かい箇所を帯状に確認できるが、このような砂州の河床材料調査は、面積格子法で実施するよりも線格子法で実施したほうがより適切な粒度分布を調べることができることを示唆するものであった。

④ 礫の移動状況調査

調査内容で述べたように、ICタグ付礫を設置した後、それらの礫が移動するような出水は発生しなかった。

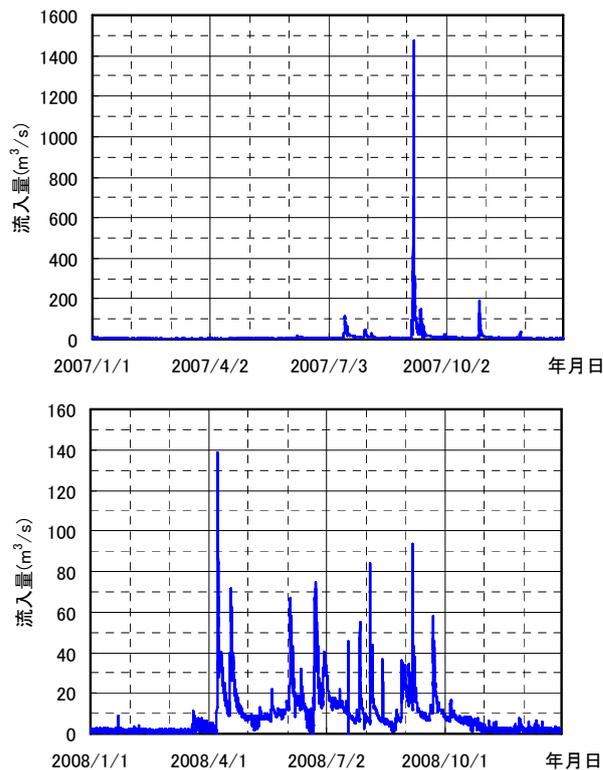


図-4.2 出水の発生状況（下久保ダム流入量）

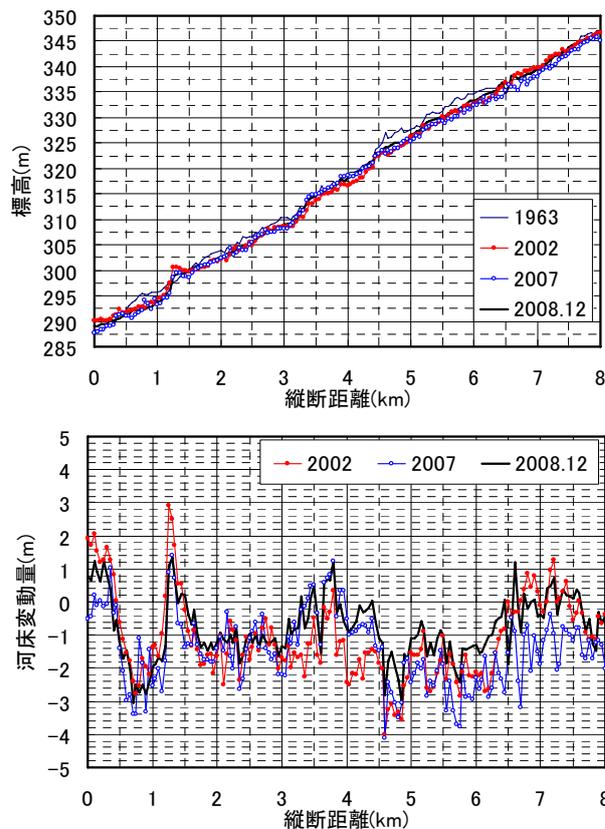
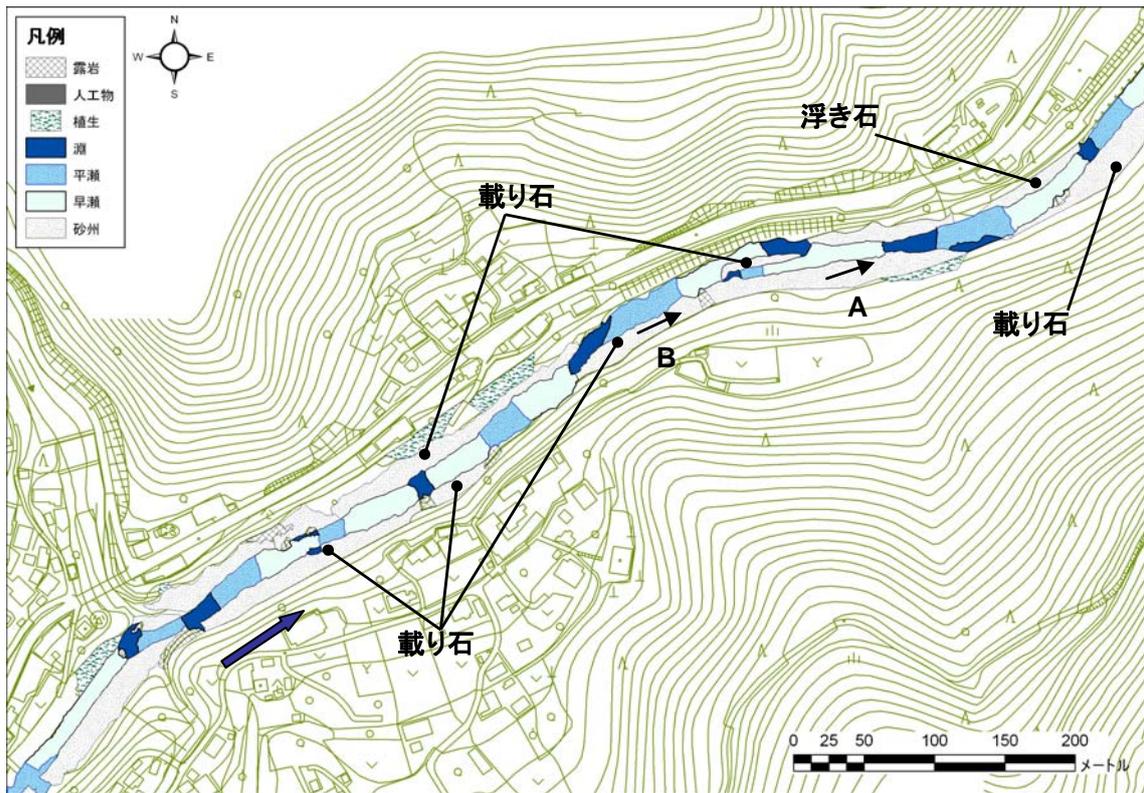
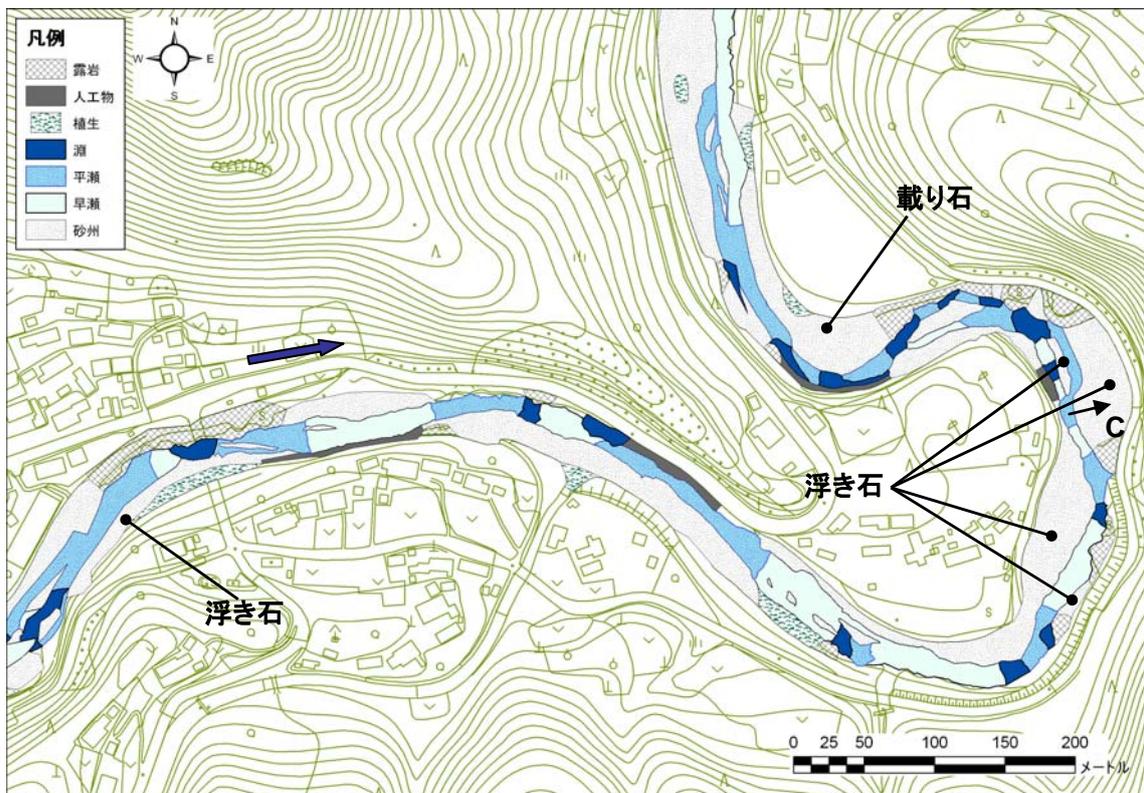


図-4.3 河床縦断形状の変化

来年度、継続的に調査を実施することで粒径の異なる礫の移動特性の把握に努めたい。



(a) 7km付近の調査結果



(b) 3km付近の調査結果

図-4.4 瀬淵構造の調査結果



写真-4.1 河床状態（上段からA、B、C）



写真-4.2 砂州上での粒度の違い（8km 付近）

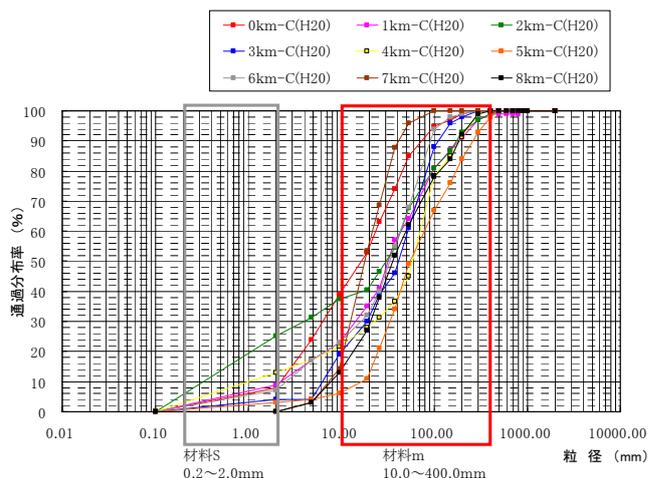


図-4.5 粒径加積曲線

## 5. 混合砂礫流送実験

### 5.1 目的

4 章では、現地調査結果に基づいて、山地河道における河床材料の移動特性について検討した。山地河道の特徴としては、上述したように粒径分布が広いことであり、下久保ダム上流でも材料 m は粒径 10~400mm の幅を持っていた。本章では、実験水路を用いた室内試験により、粒度分布の違いが河床材料の移動特性に与える影響を評価する。

### 5.2 実験の概要

実験に用いた水路は、長さ 30m、幅 1m、深さ 0.8m の土砂循環装置付可変勾配式水路であり（図-5.1 参照）、掃流砂・浮遊砂をともに下流端から上流端へ循環できるように設計されている。粒径約 3mm 以上の礫は水路下流端に設置された篩いで分離され、ベルトコンベアによって上流端のバケットまで運搬される。また、それ以下の砂礫は下流端の篩いを通り下流端水槽に到達するが、下流端水槽中に設置された 4 基の攪拌機によって水中に浮遊させられ、水とともにポンプアップされ上流端水槽（整流層）へと運搬される。ただし、後述する実験条件において、粒径 0.3mm の均一砂を投入する実験ケースがあるが、攪拌機の性能上、この粒径の材料を浮遊・循環させることはできないため、砂の投入実験においては水路 10m 付近から人力で所定の浮遊砂量になるように砂を連続的に投入した。ここで、水路の縦断方向の距離は水路上流端から計測された長さとする。

実験では、勾配 1/100 に設定された水路内に図-5.2

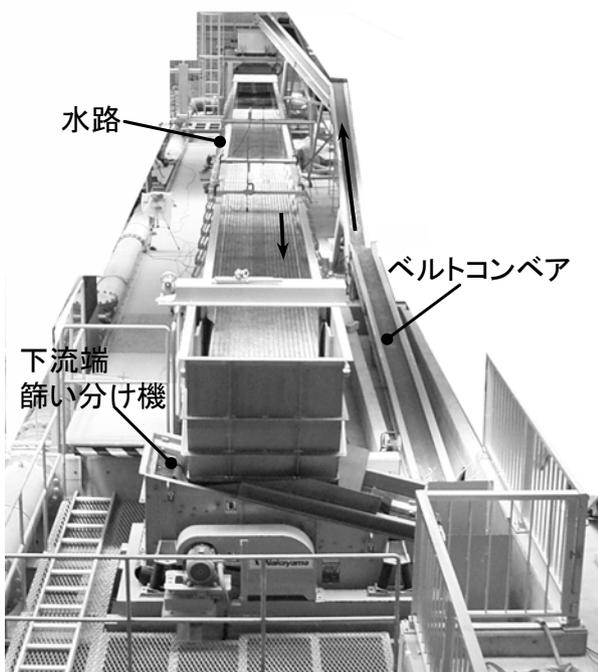


図-5.1 土砂循環装置付可変勾配水路

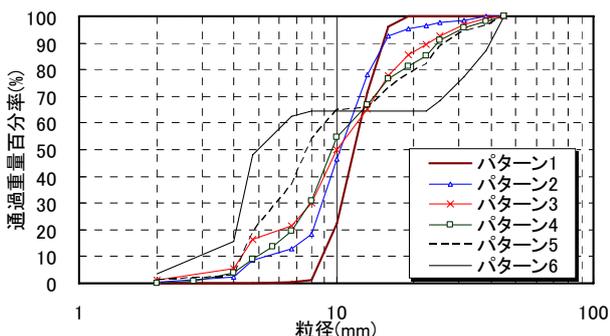


図-5.2 6パターンの粒度分布

に示す粒度分布を持つ河床材料を厚さ 20cm で敷き詰め、表-5.1 に示す実験条件のもと通水した。表-5.2 には、河床材料の平均粒径に加え、その混合状況を示す D84/D16 を整理した。礫を循環させながら  $Q=520\text{L/s}$  で通水し続けると、設定勾配である 1/100 が徐々に変化し、流砂量がある平衡状態に到達する。その状態になると、水路下流端まで到達した礫がベルトコンベアで循環され、上流端から水理量に応じた流砂量が投入されるため、河床高がほとんど変化せず流砂量もほとんど変化しない状態に落ち着く。このような状態を以下では平衡状態と考える。

Case 1 は、設定勾配である 1/100 の状態から  $Q=520\text{L/s}$  で通水を開始し、平衡状態を確認する実験である。Case 2 では、Case 1 の流砂量の 1.5 倍程度になるように、水路途中から礫を人力で連続的に投入し、その状態で連続通水した時の平衡状態を確認するもの

表-5.1 実験ケース一覧

ケース名	流量(L/s)	礫の循環	砂投入
Case1	520	○	
Case2	520	○	
Case3	520		
Case4-1	50~520	○	
Case4-2	100	○	5,200mg/L
	300	○	1,670mg/L
	520	○	960mg/L

表-5.2 河床材料のパターンごとの粒度分布の違い

パターン	P1	P2	P3	P4	P5	P6
平均粒径(mm)	13.4	12.3	13.5	14.0	13.5	16.5
D84	14.6	14.3	18.5	21.5	23.3	36.0
D16	9.4	7.4	4.7	6.0	4.6	4.0
D84/D16	1.6	1.9	3.9	3.6	5.1	9.0

である。Case 3 は、ベルトコンベアによる礫の循環を一時的に停止させ、徐々に水路の上流から河床が低下する状態で流砂量を確認するものである。ちなみに、寸断されたベルトコンベアから約  $1.5\text{m}^3$  の礫を水路外に搬出した。Case 4-1 は、流量を  $50\text{L/s}$  程度から徐々に増加させ、水路中の礫が移動を開始する流量（移動限界摩擦速度）を確認したものである。この実験で特に注目した点は、粒度分布が異なる場合の粒径毎の移動限界摩擦速度である。今回は、平均粒径をほぼ  $15\text{mm}$  に揃え、その上で D84/D16、すなわち混合状態を変えている。Case 4-2 は、粒径  $0.3\text{mm}$  の砂を投入し、河床の礫間に十分に充填された上で表-5.1 の条件で通水したものである。砂を充填した後で、砂を投入せずに河床状態を観察し、その上で表-5.1 の条件で砂を投入しつつ通水し、その後の状態を観察するものである。なお、それぞれの実験ケースで流砂量を計測するとともに、着色した礫を水路 10m 地点から投入し 3~5 分通水した後に移動後の礫の状態として、移動距離、埋没深などを確認した。

### 5.3 実験結果

実験結果についてはデータ量が膨大となったため、現在整理中の部分が多いが、ある程度整理が進んでいるパターン 1、2 および 4 の結果について以下に示す。図-5.3 は Case 1、2 について、それぞれのパターンの河床材料について通水した時に、流砂量の時間変化を記録した結果である。上段の Case 1 では徐々に流砂量が減少し、ある値に漸近している。一方、Case 2 は上述したように強制的に礫の循環量を増加させたケー

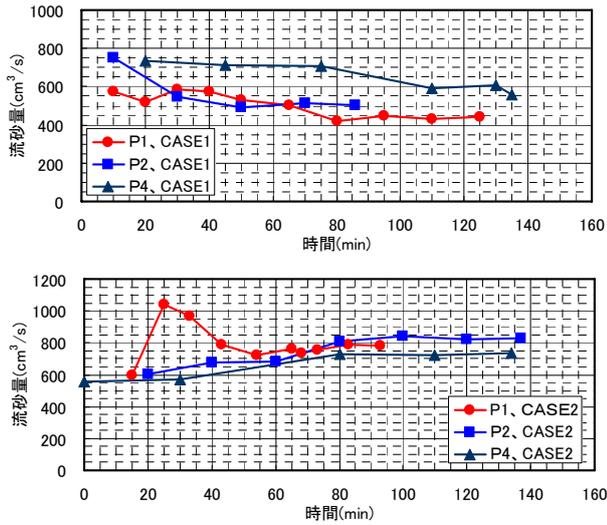


図-5.3 流砂量の経時変化 (上段: Case1、下段: Case2)

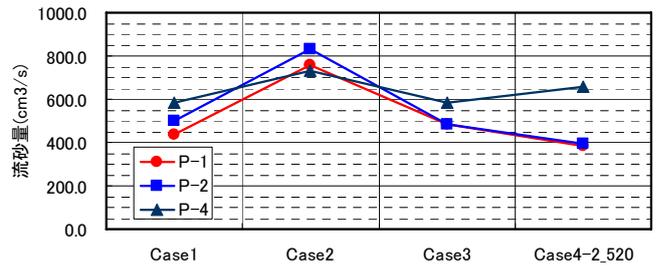
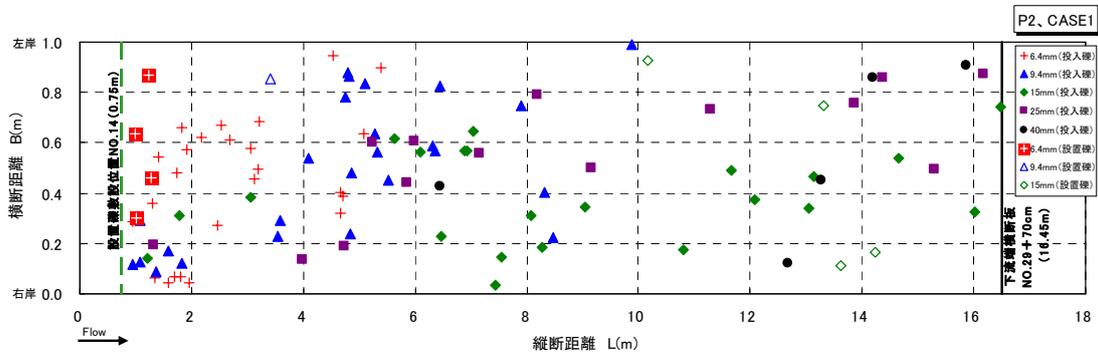
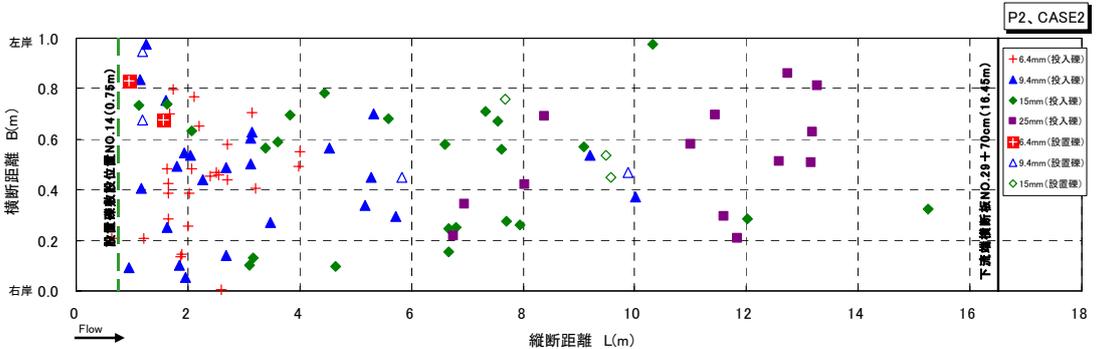


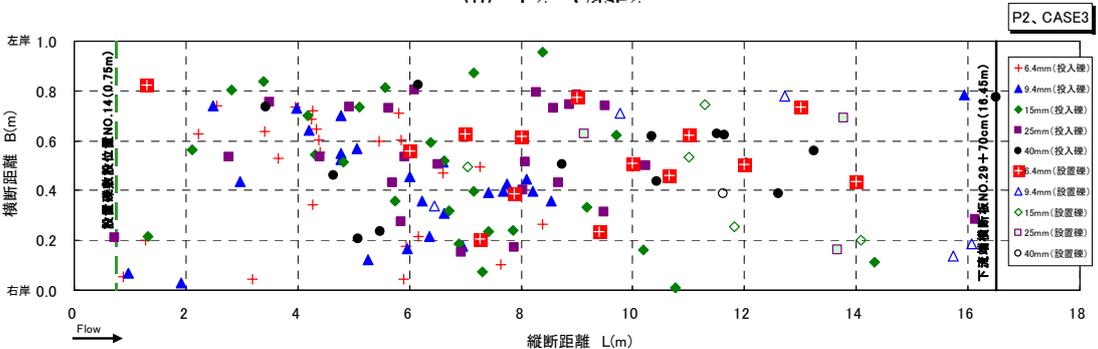
図-5.4 粒度分布別の流砂量の違い



(a) P2、Case1



(b) P2、Case2



(c) P2、Case3

図-5.5 通水後の着色礫の平面位置

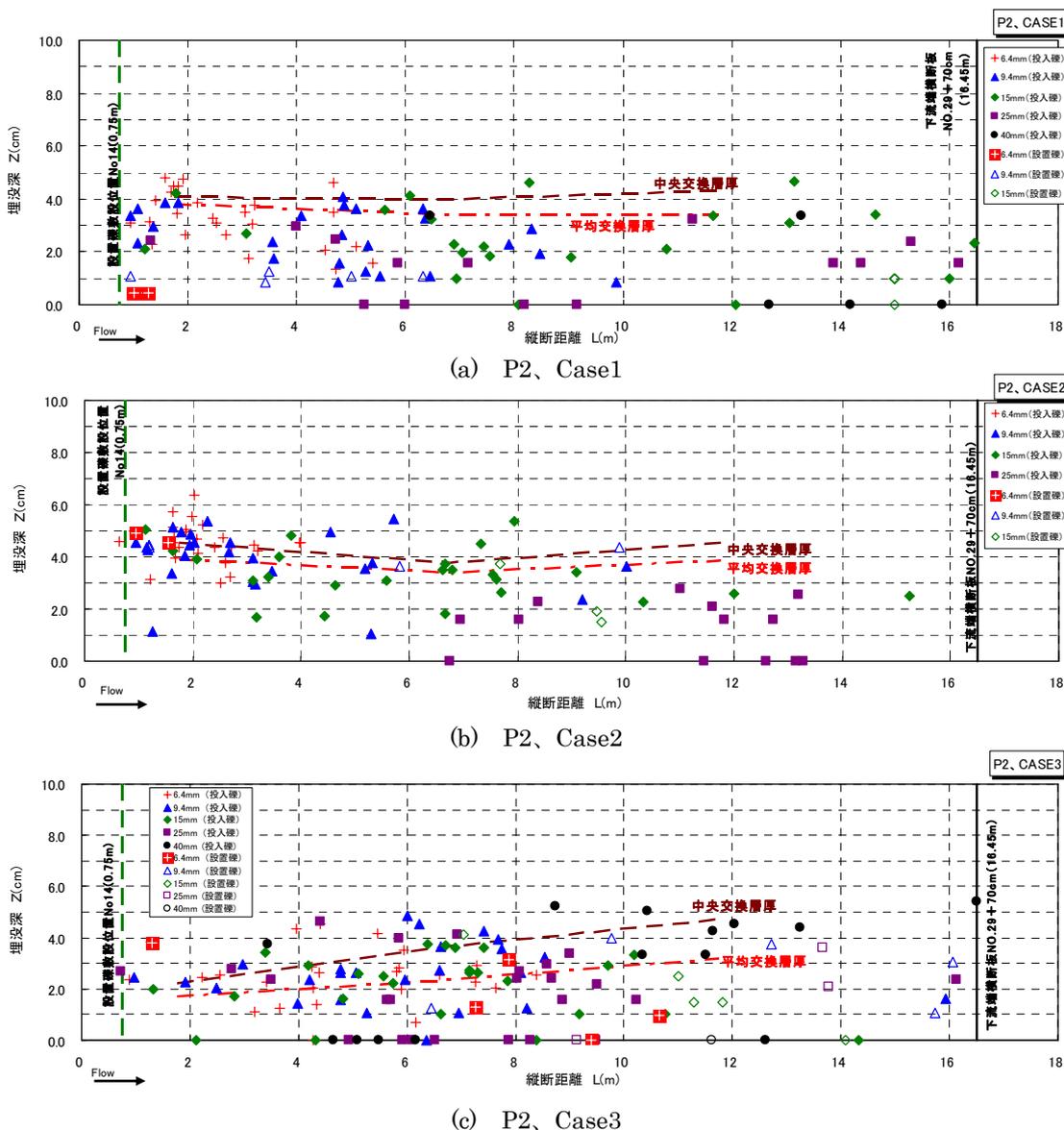


図-5.6 通水後の着色礫の埋没深

スであり、徐々に流砂量が増加し、ある値に漸近し河床勾配も急勾配化した。この漸近値が平衡状態における流砂量と考えた。なお、P1のCase1において25分の時に急激に流砂量が増加しているが、これは通水中に急激に礫を投入した影響と考えられ、P2以降では事前に人力で礫を河床に追加し河床勾配をやや急勾配に整形した上で通水を開始した。図-5.4は、粒度分布に応じた流砂量の違いを確認したものである。人為的に礫を投入したCase2では、河床勾配が急になった状態で平衡状態に至り、流砂量もそれに従ってCase1の1.5倍程度に増加している。Case3は、水路下流端まで到達した礫を一時的に礫の循環を停止させることで水路上流端に戻さず、上流から河床高を徐々に低下させたものである。流砂量にCase1と大きな違い

を確認できなかったが、これは上流側の一部の区間で河床低下が発生し、下流側にその影響が十分に及ばなかったためと考えられた。Case4-2\_520は、粒径0.3mmの砂を河床空隙中に充填し、960mg/Lの濃度で砂を投入しながら520L/sを通水した時の流砂量を計測した結果である。よく知られる混合効果では、砂の投入によって礫の移動が活発になることが知られているが、ここでは活発になる場合もあれば、逆に流砂量が減少している場合もあった。

図-5.5、5.6は、それぞれの粒径について着色した礫を25個ずつ製作し、それらを通水中に水路内に投下し、その後5分間通水した後の着色礫の位置を確認した結果である。移動後の状態については、平面的な位置に加えて、埋没深も合わせて調査した。調査にあ

たつては、一つ一つの礫を丁寧に掘り出し、平面位置と埋没深を記録した。また、図-5.6中の交換層厚は、通水開始前に色砂を河床に埋設しておき、通水後に礫で置換された厚さを計測することで確認された交換層厚である。ここで、交換層厚の確認は縦断方向の3箇所、それぞれの地点で横断方向の5箇所で行っており、横断方向での平均値が平均交換層厚、水路中央部での値を中央交換層厚として表示した。また、着色した礫の投入は水面上から行っており、縦断距離の0m地点が投入した礫の概ねの河床着地点となるが、それとは別にNo.14の位置(L=0.75m)にはあらかじめ着色した礫を敷設した。なお、敷設にあたっては、礫の天端が河床面と一致するように埋設した。投入した礫のうち大きめの礫(25mm、40mm)は短時間の内に水路下流端まで到達し、最終的に河床に残りにくかった。これは、大きな粒径の礫が水路内に敷設された河床材料と混合することなく、河床から突出した状態で、より速い流速の影響を受けながら流送されたためと考え、それを回避するため埋設したものである。例えば、P2のCase2では40mmの礫が図中に見られないが、これは5分間のうちに全ての礫が水路下流端まで到達したことを意味する。

図を見ると、Case2ではCase1に比べてやや大きめの交換層厚となっていること、Case3では交換層厚が薄く、特に上流部でその影響が大きいことが分かる。また、交換層厚の増減に伴って、礫の移動速度も変化している。その違いは、6.4mmの礫に着目すると見えやすく、Case3では最大8.5m地点まで到達しているのに対して、最も交換層厚が厚いCase2では4mに止まっている。礫径と移動距離との関係を見ると、大きな礫径ほど大きな移動距離を示している。これは上述した流速の鉛直分布の影響も考えられるが、埋設した礫でも同様な現象が確認されていることから、交換層中に占める礫の割合が粒径によって異なり、大きな礫の方が小さな礫に比べてピックアップレートが大きくなるため、その移動距離が大きくなったと考えられた。

## 6. まとめ

現地から採水した濁水を試料に、分析方法の違いが粒度分布に及ぼす影響を比較検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 現地から採水した濁水中の粒度分布の測定方法として、沈降筒法が実現象に近い実験方法では

あるものの、遠心沈降法についても沈降筒法と類似した粒度分布が求められる結果となった。

- 2) 模擬濁水の分析に有用な分散処理については、現地から採取した濁水の分析に適するかどうか、今後のデータの蓄積が必要と考えられる。

置土の侵食過程と流送過程を予測するための数値計算手法について、既往の研究のレビューを行い、置土の侵食予測に求められるモデルの条件を整理するとともに、土木研究所で開発を行っている数値計算モデルを現地スケールの現象に適用した。その結果得られた知見を以下に示す。

- 3) 2000年頃から置土に関する実験や現地実施の研究報告がなされているが、実際の置土事業の計画において数値計算で侵食量を予測している事例は少ない。
- 4) 多様な粒径の土砂の挙動、濁水の発生、小規模出水での侵食等を評価するためには混合粒径としての取扱い、浮遊砂形態での輸送、側岸侵食を考慮することが必要と考えられる。
- 5) 本稿で示した平面2次元河床変動モデルによって現地スケールの置土侵食現象をある程度定量的に再現することができた。
- 6) 数値計算モデルを用いることにより、ハイドログラフに応じた置土から下流への土砂供給の量と質(粒径)を時系列で予測できる可能性があり今後の活用が期待される。

今後は計算事例を増やして再現性の向上を図るとともに、置土計画等への反映を行ってきたい。

下久保ダム末端部上流の約8km区間を対象として、河川横断測量、瀬淵構造調査、河床材料調査、礫の移動状況調査を実施した。その結果、以下のことが確認された。

- 7) 航空写真からデジタル図化機を用いて河床高を算定する手法によって、ある程度河床縦断形を表現できることを確認したが、一部の区間で2m程度の差が見られた。今後、個々の横断形を比較するなど、その原因についても確認したい。
- 8) 瀬淵構造調査の結果、当該区間はAa型の河川形態を持つことが確認された。また、直線部よりも湾曲部で浮き石が多く見られ、直線部では早瀬近傍で載り石が多く見られた。
- 9) 山地河道の河床材料調査にあたっては、線格子法による調査結果の方が現地を観察した状況と

一致していた。これは、面積格子法が長さ 1m×1m 程度の方形枠を用いて調査するのに対して、線格子法では砂州上に広く測線を設定することから、砂州の全体的な特徴を捉えやすいことが理由として考えられた。もちろん局所的な河床材料の違いを議論する場合や砂州上で河床材料が均一と判断できる場合には、この限りではなく、面積格子法での調査も有効である。

平成 20 年度は大きな出水が生じなかったため、上述した調査は平成 21 年度の調査に向けた予備調査的な位置付けが強いものとなった。平成 21 度は出水後に同様な調査を予定しており、出水に伴って生じる河道の変化を確認することで、山地河道の出水に対する応答特性の把握する予定である。また、礫の移動状況も合わせて調査し、粒径の異なる河床材料の移動特性の違いを確認する。

混合砂礫の移動特性に関する水路実験について、実験の概要とその結果を示し、いくつかの興味深い現象が確認されているが、その内容については十分な解析を実施するには至っていない。今後、パターン 3、5 および 6 も含めて、さらに解析を進める予定である。

## 謝辞

万場観測局のデータについては、(独)水資源機構下久保ダム管理所から提供していただいた。また、瀬淵構造調査結果を示した背景図は、国土交通省関東地方整備局利根川砂防工事事務所から DM データを提供していただいた。ここに記して、謝意を表します。

実験水路は国土交通省国土技術政策総合研究所の所有する土砂循環装置付可変勾配水路を使用した。ここに記して、謝意を表します。

## 参考文献

- 3.1) 佐々木崇憲・櫻井寿之・箱石憲昭：三春ダム直下流における置土侵食の平面 2 次元河床変動解析，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，pp. 253-254，2008 年
- 3.2) (財)ダム水源地環境整備センター：ダムの堆砂対策技術ノート，2008 年
- 3.3) 広岡光太郎，喜多村雄一：人工堆積台地の浸食特性に関する実験的研究，第 2 8 回関東支部技術研究発表会(II-35)，pp. 200-201，2001 年
- 3.4) 井上清敬・柏井条介：ダム下流河道仮置土砂の侵食・流送挙動調査に関する基礎的研究，土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集，2-097，pp. 193-194，2005 年
- 3.5) 重枝未玲・秋山壽一郎・小牧貴大・高須賀真哉：河道への置き砂還元プロセスの平面 2 次元数値シミュレーション，水工学論文集，第 50 巻，pp. 1015-1020，2006 年
- 3.6) 星野公秀・泉倫光・櫻井寿之・箱石憲昭：置土侵食実験における先端および側方侵食量推定式の提案，第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2-204，pp. 407-408，2007 年
- 3.7) 泉倫光・星野公秀・櫻井寿之・箱石憲昭：ダム下流置土の簡易侵食モデルの構築，第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2-203，pp. 405-406，2007 年
- 3.8) 伊藤尚敬：三春ダム下流河川における土砂供給試験，ダム技術，No. 193，pp. 64-69，2002 年
- 3.9) 岡野眞久・菊井幹男・石田裕哉・角哲也：ダム貯水池堆砂とそのダム下流河川還元についての研究，河川技術論文集，第 10 巻，pp. 191-196，2004 年
- 3.10) 坂本博文・谷崎保・角哲也：河川土砂還元を組み合わせた真名川ダム弾力的管理試験「フラッシュ放流」，河川技術論文集，第 11 巻，pp. 273-278，2005 年
- 3.11) 菊池英明・小出武文・小林信昭・末次忠司・岡野眞久：長期排砂対策を考慮したダム下流土砂還元試験と影響調査に関する提案，河川技術論文集 第 13 巻，pp. 69-74，2007 年
- 3.12) 櫻井寿之・星野公秀・福島雅紀・箱石憲昭：三春ダム直下流における置土侵食の現地観測，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，pp. 251-252，2008 年
- 3.13) 植木真生・福島雅紀・末次忠司：河道内への砂礫の施設供給が下流河川の河床状態に与える影響，河川技術論文集，第 12 巻，pp. 415-420，2006 年
- 3.14) 植木真生・福島雅紀・山下武宣：河道掘削及び砂礫の敷設供給に対する河床の応答，河川技術論文集，第 13 巻，pp. 381-386，2007 年
- 3.15) 喜多村ペテク，喜多村雄一：人工堆積台地の浸食特性に関する解析的研究，第 2 9 回関東支部技術研究発表会(II-43)，pp. 230-231，2002 年
- 3.16) 鎌田昌行・柏井条介・櫻井寿之：ダム下流河道仮置き土砂侵食実験の平面 2 次元河床変動解析，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集，pp. 487-488，2006 年
- 3.17) 芦田和男・高橋保・道上正規：河川の土砂災害と対策，森北出版，1983 年
- 4.1) ダム環境プロジェクト(第 3 分科会)：ダムと下流河道の物理環境及び生物との関係についての捉え方，平成 20 年 2 月版。

## A STUDY ON THE SIMULATION MODELING FOR WATER FLOW AND SEDIMENT TRANSPORT IN RESERVOIRS AND DOWNSTREAM RIVERS

**Abstract:** It is necessary to establish simulation method for estimating environmental changes caused by dam construction and related measures appropriately so that dam project will make progress smoothly, moreover, environmental impact caused by existing dams will also be reduced. Although a large number of studies have been made on the simulation method, it has not been established yet, because the phenomena are complicated and field observation data are few.

This study aims to develop simulation model for water flow and sediment transport in reservoirs and downstream rivers. The contents of the study are as follows: (1) Clarification and modeling of settling condition and erosion condition for small particle sediment, (2) Clarification and modeling of inflow sediment discharge to reservoir and sediment transportation in the downstream rivers, (3) Clarification and modeling of climate impacts affecting to the reservoirs and the downstream rivers, (4) Development of high dimensional numerical simulation model that represents flow phenomena in the reservoirs and the downstream rivers.

In 2008, following items were conducted: investigation on settling velocity test methods for fine sediment by using field collected samples, application of improved plane two-dimensional river bed movable simulation model to predict the resettled sediment erosion, field investigation on upstream area of Shimokubo dam reservoir for inspecting sediment transport characteristics, sediment transport model tests using mixed grain size materials (sand and gravel). As a result, the effects of testing methods and conditions on grain size distribution were understood. It was confirmed that the improved plane two-dimensional model was useful to predict time change of sediment erosion phenomena. Furthermore, by means of field investigation, river bed situation and riffle-pool structure were revealed. The basic transport characteristics of mixed grain size material were clarified by movable model tests.

**Key words:** dam reservoir, sediment transport, settling velocity test, plane two-dimensional river bed movable model, sediment transport model test using mixed grain size materials