

14.3 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実施した。

キーワード：ダム貯水池、土砂移動、沈降試験、侵食、現地観測、混合砂礫流送実験、平面2次元河床変動モデル

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の検討を実施した。

具体的には以下に示す検討を実施した。微細粒子土砂の沈降に関する粒度分布の試験方法及び沈降現象のモデリング手法に関する検討。微細粒子土砂の再浮上に関する侵食速度の試験方法及びそのモデリング手法に関する検討。下久保ダム上流河川を対象とした現地観測による山地河道における河床材料の移動特性についての検討。混合砂礫流送実験による幅のある粒度分布における土砂移動特性の検討。気象条件が貯水池放

流水温に与える影響と気象条件の設定法に関する検討。混合粒径と浮遊砂の非平衡性を組み込んだ平面2次元河床変動モデルの開発。

以上の検討の結果得られた成果をとりまとめて報告する。

2. 微細粒子土砂の沈降に関する検討

2.1 概要

ダム貯水池の水質問題のひとつに、濁水長期化問題があり、この対策として選択取水設備や流動制御フェンス等が用いられている。これらの施設の規模や運用方法を検討する場合は、対象となる現象の規模が大きく、境界条件として与える項目も多いことから、数値シミュレーションが用いられている。

数値シミュレーションモデルは、近年の計算機の性能向上と共に進歩しており、種々のモデルが開発利用されているが、濁水予測を精度良く行うためにはモデルの改良や条件設定のための観測方法ならびに分析・整理方法の改善を図ることが望まれている。条件設定の課題の一例として、土粒子の沈降速度分布が挙げられる。

従来、濁水シミュレーションでは、測定手法が簡便なことから、採水した濁水をレーザー回折・散乱法（以

下、「レーザー回折法」と略す。)により分析し、これによって得られた粒径からストークス式やルベイス式等を用いて沈降速度を算定する手法が用いられてきた。しかしながら、レーザー回折法による粒度分布を基に設定した沈降速度については、沈降実験により計測した沈降速度と異なる場合があり、適切な粒度分布の調査方法、条件設定方法の確立が求められている^{2.1)}。

以上を鑑み、本研究は、濁水予測シミュレーションの重要な条件設定の一つである土粒子の粒度分布の調査方法を提案することを目的に、ダム貯水池の底泥を材料とした模擬濁水ならびに洪水時に現地から採取した濁水を用いた沈降実験を行い、測定した沈降速度から粒度分布を算定した。さらに、レーザー回折法、透過式遠心沈降法(以下「遠心沈降法」という。)といった測定装置を用いて求めた結果と比較検討を行い、濁水シミュレーションの与条件の一つである土粒子の沈降に関するモデリング手法を提案した。

2.2 模擬濁水を用いた検討

2.2.1 模擬濁水の製造

粒度分布の調査に先立ち、貯水池から底泥を採取し模擬濁水を製造した。底泥の採取は、国土交通省等が管理する桂沢ダム(北海道)、鳴子ダム(東北)、川治ダム(関東)、渡良瀬遊水地(関東)、下久保ダム(関東)、美和ダム(中部)、横山ダム(中部)、柳瀬ダム(四国)の8地点で実施した。採取した底泥については、2 μm 以下の土粒子を対象にX線回折分析によって鉱物組成を同定した(表-2.1)。何れの底泥においても石英、長石類が認められている。一方、粘土鉱物に着目すると、桂沢、下久保、柳瀬の各ダムでは雲母粘土鉱物が、下久保、美和ダムでは緑泥石が、川治ダムではスメクタイトが多く含まれている。スメクタイトは鳴子ダムにも見られている。

模擬濁水の製造は、以下の手順とした。

①底泥を移植ゴテにて十分に攪拌し、底泥を採取し、含水率を測定する。

②測定した含水率から、設定する濃度の底泥試料の重量を算出する。

③ガラスビーカーにて純水を加水しながら底泥を混合し、模擬濁水の原液を作成する。

この時、ビーカーに浮上する不純物を除去する。

④70Lの純水が入っている大型水槽に、模擬濁水の原液を注入し、攪拌棒およびブローアによる散気にて攪拌し、目標濃度の濁水を作成する。上記の手順にて作成した模擬濁水の濃度を表-2.2に示す。なお、模

表-2.1 濁水底泥の成分

底泥	スメクタイト	緑泥石	雲母粘土	カオリン鉱物	石英	長石類
美和ダム	—	◎	○	—	◎	○
鳴子ダム	○	△	△	○	◎	○
渡瀬遊水池	—	△	△	△	◎	○
柳瀬ダム	—	△	◎	○	◎	○
横山ダム	—	△	○	○	◎	○
桂沢ダム	—	○	◎	—	○	△
下久保ダム	—	◎	◎	—	◎	○
川治ダム	◎	○	△	△	○	○

凡例)◎:多量、○:認められる、△:少量、±:微量、—:不検出

表-2.2 濁水濃度

底泥	SS濃度(mg/l)	SS濃度(mg/l)
	低濃度	高濃度
美和ダム	452	1,642
鳴子ダム	350	1,390
渡瀬遊水池	378	1,742
柳瀬ダム	477	1,912
横山ダム	369	1,368
桂沢ダム	499	1,746
下久保ダム	413	1,596
川治ダム	492	1,714

表-2.3 顕微鏡撮影倍

対象粒形	撮影倍率	備考
500 μm ~150 μm	450倍	
150 μm ~75 μm	1000倍	
75 μm 以下	2000倍	粒径10 μm 付近の観察
	3000倍	粒径10 μm 以下の観察

擬濁水の濃度は、出水時のピーク流量時とその前後を想定し、目標SS濃度2,000mg/L(以下、「高濃度」という。)と、目標SS濃度500mg/L(以下、「低濃度」という。)の2種類の濃度を設定した。

2.2.2 実験内容

実験内容は、濁質粒子の沈降特性を把握するため、粒子粒形の把握調査と各種粒度分布(沈降速度分布)測定方法の試験に大別される。更に、各種粒度分布測定方法の試験は、濁水の前処理の影響調査と、濁水濃度の影響調査に分けることが出来る。

(1) 底泥粒子形状の特性調査

底泥微細粒子の形状特性を把握するため、光学式顕微鏡を用いて粒子形状の調査を行った。写真撮影の倍率を表-2.3に示す。

観察の手順は以下のとおりである。

①底泥の入ったビーカーに蒸留水を注入し、十分に手攪拌を行った後、30分間の超音波分散を行う。

②分散を行った濁水を150 μm 以上、150 μm ~75 μm 、75 μm 以下の3分級に湿潤状態でふるい分けを行う。

③プレパラートに湿潤試料を滴下し、光学式顕微鏡システムに設置し、透過光による観察を行う。

なお、150 μ m以上の粒子については、ストークス式から逆算すると沈降速度が0.02m/sと非常に速く、濁水長期化で問題とならないため、観察の対象外とし、粒子形状調査の対象粒径は150 μ m以下とした。

(2) 粒度分布特性調査

濁水の粒度分布特性（沈降特性）を把握するため、ダム貯水池底泥より作成した濁水を用いて粒度分布を測定した。

1) 粒度分布測定法

濁水シミュレーションで用いる濁質の沈降速度の設定手法には、濁質の粒度分布を測定し、その結果からストークス式等により沈降速度分布を換算する方法と、実際に濁質の沈降速度を測定する方法とがある。粒度分布を求める手法は、測定手法が簡便なことから、レーザー回折法や遠心沈降法といった測定装置を用いた方法が用いられている。一方、沈降速度を測定する手法は、円筒に濁水を注入し、その濁水の濃度が低減する速さを測定するもので、一般に「沈降試験」または「沈降筒法」といわれる。

濁水の粒度分布の測定は、上述の手法である、①レーザー回折法、②遠心沈降法、③沈降筒法の3種類の方法により実施した。各測定方法の詳細、測定項目を表-2.2.4に示す。なお、遠心沈降法、沈降筒法は、ストークス式より粒径を換算するため、濁質粒子の密度をJIS A 1202により測定した。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ると、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。

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

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。

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

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。

表-2.4 粒度分布測定法と計測項目

測定方法	沈降筒法	遠心沈降法	レーザー回折法
測定計測器	沈降筒 φ200mm×L2.2m (約63%)	SKC-2000	SALD-3000S
測定条件	室温一定(20℃)	測定範囲: 0.3 μ m~50 μ m	測定範囲: 0.05 μ m~3000 μ m
測定項目	沈降筒水位、SS、水温	粒度分布	粒度分布
測定手順	初期水深を2.0mとし、底面から0.5m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 (充水直後、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。

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

③粒子形状が球形であることおよび粒子レイノルズ数 ($Re = dw_s/\nu$) が1よりも小さいという条件が成り立つ場合、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。

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

ここに、 w_s : 粒子の沈降速度、 d : 粒径、 g : 重力加速度、 ρ_s : 粒子密度、 ρ_w : 水（媒質）の密度、 μ : 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。

沈降筒法は、濁水を沈降筒内の水位が200cmとなるまで注水し、表-2.4に示される測定時間毎に沈降筒水位、水温、SS濃度の計測を行った。また、レーザー回折法と遠心沈降法は、沈降筒の初期採水試料にて行った。

表-2.5 底泥粒子の分散方法条件

測定方法	分散方法	
	分散なし	分散あり
透過式 遠心沈降法	分散剤:無添加 分散方法:手攪拌	分散剤:無添加 分散方法:超音波振動10分間(40W)
レーザー 回折・散乱法	分散剤:無添加 分散方法:手攪拌	分散剤:無添加 分散方法:超音波振動10分間(60W)

表-2.6 底泥の粒子形状の概要

粒径	150 μm ~75 μm	75 μm ~10 μm	< 10 μm
底泥			
美和ダム	板状の粒子や、不規則な形状の粒子、角張った粒子が認められる。	10 μm 前後の粒子は、やや円磨された粒子を主体とし、板状の粒子も認められる。また、所々に長短柱状~針状の粒子も認められる。	やや円磨された粒子が多く認められる。
鳴子ダム	やや円磨された粒子、短柱状や角張った不規則な形状の粒子などが認められる。	10 μm 前後の粒子は、短柱状~長柱状のものが多く認められ、全体に円磨度の低い粒子が認められる。	円磨度の低い粒子が多く認められる。一部に、長柱状~針状の粒子も認められる。
渡良瀬遊水池	角張った粒子や、やや円磨された粒子などが認められる。	10 μm 前後の粒子は、短柱状のものが多く認められ、全体に円磨度の低い粒子が認められる。	やや角張った円磨度の低い粒子が多く認められ、長柱状の粒子も認められる。
柳瀬ダム	薄板状の粒子が多い。一部に、不規則な形状の粒子も認められる。	10 μm 前後の粒子は、板状~扁平な粒子が多く認められる。また、所々に短柱状の粒子も認められる。	板状~扁平な粒子が多く認められる。
横山ダム	角張った粒子や、不規則な形状の粒子、板状の粒子、短柱状の粒子が認められる。	10 μm 前後の粒子は、やや円磨された粒子が多く認められる。また、所々に板状や角張った粒子も認められる。	やや円磨された粒子が多く認められる。
桂沢ダム	全体的に板状の粒子が多くを占める。一部に、円磨度の低い角張った粒子が認められる。	10 μm 前後の粒子は、全体に円磨度の低い角張った粒子や柱状の粒子が認められる。	やや角張った円磨度の低い粒子が多く認められる。
下久保ダム	柱状の粒子や、やや角張った粒子、扁平な粒子が認められる。	全体に非常に細かい粒子の集合で構成され、10 μm 前後の粒子は、ほとんど認められない。一部で角張った円磨度の低い粒子が認められる。	円磨されたものや、長柱状~針状のものが認められる。
川治ダム	角張った粒子や扁平な粒子が認められる。	10 μm 前後の粒子は、四角く角張ったものと扁平な不規則な形状のものが認められる。	円形のものが多く認められる。

2) 前処理の影響調査

濁水中に含まれる濁質粒子の土コロイドは、粒子に作用する外場の影響を受けて運動する。この運動により粒子が衝突を起こし、粒子間に強い引力が作用していれば凝集し、フロックを形成するといわれている^{2,2)}。フロックが形成されたまま測定を行うと、粒度分布が粗粒化傾向に見積もられ、沈降速度が過大に評価されることから、ここでは濁質の分散について検討する。

濁質の分散方法は、分散剤等の薬液を注入する方法や超音波振動を与える方法が考えられる。分散剤は、多種に亘り存在し、ダムの底泥の組成により最適な分散剤の種類、注入量を決定することは非常に困難である。そこで、様々な底泥の分散手法として適用が可能と考えられる超音波振動による分散の影響について検討を行った。

表-2.5 に底泥の分散方法を示す。調査は、粒度分布測定の前に超音波振動を10分間かけ、レーザー回折法と遠心沈降法により実施した。なお、超音波出力は、レーザー回折・散乱法については60W、遠心沈降法については40Wで行った。

3) 濁水濃度の影響調査

濁水の濃度による粒度分布測定の影響を把握するため、レーザー回折法、遠心沈降法、沈降筒法について粒度分布調査を行った。

実験に用いた濁水濃度は、「2.2.1 模擬濁水の製造」で示した2種類の濁水濃度である。また、レーザー回折法および遠心沈降法については、前項の前処理条件と同様とした。

2.3 実験結果

2.3.1 底泥粒子の形状

マイクロスコープを用いた濁質粒子形状の概要を表-2.6に、撮影倍率3,000倍で撮影した川治ダム、柳瀬ダムの粒子形状を図-2.1、2.2に示す。なお、表中の円磨度は、8底泥における相対的な粒子表面の滑面程度を表すものである。

ここで、10 μm 以下の粒子径について見ると、美和ダム、横山ダム、下久保ダム、川治ダムの4ダム底泥は、円磨度が高い粒子が多く存在する。一方、鳴子ダム、渡良瀬遊水池、柳瀬ダム、桂沢ダムの底泥は、円

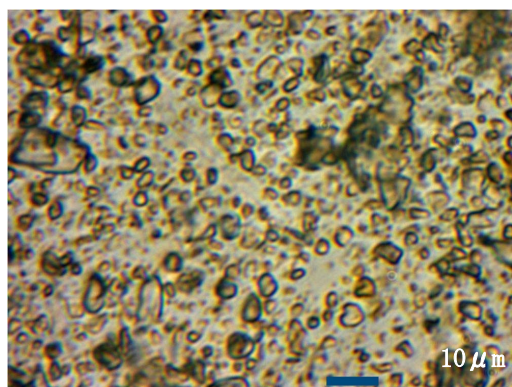


図-2.1 川治ダムの粒子形状

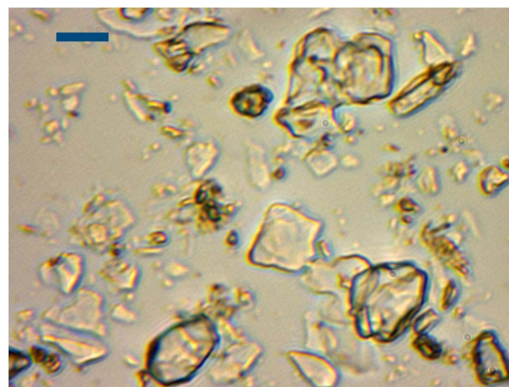


図-2.2 柳瀬ダムの粒子形状

磨度が低く、長柱状や板状の粒子が多量に含まれている。底泥粒子の形状と、各粒度分布測定方法による粒度分布の関係については、後に述べる。

2.3.2 粒度分布調査方法の特性

ダム貯水池底泥より作成した試験濁水の、各粒度分布測定法、分散状況による粒度分布を図-2.3、2.4に示す。また、図-2.3、2.4の粒径加積曲線における50%粒径を整理したものを図-2.5、2.6に、粒径 $3.61\mu\text{m}$ の通過率で整理したものを図-2.7、2.8に示す。

ここに、 $3.61\mu\text{m}$ の粒径は、ストークス式により算定される沈降速度からは、24時間の静置により水面下1m下方に残存する濁質の粒径である。

なお、図-2.3、2.4に示される沈降筒法による粒度分布は、沈降速度より(2.4)式を用いて換算したものである。

(1) 前処理の影響

図-2.5~2.8に示される、レーザー回折法および遠心沈降法の超音波分散の有無による50%粒径、 $3.61\mu\text{m}$ の通過率を見ると、分散の影響が少ない濁水もあるが、いずれの濁水も超音波分散を行うことにより、細粒化していることがわかる。これは、前処理として超音波分散を行うと、フロック化した土コロイドを分散させ、沈降速度の遅い細粒分の占める割合を大きくし、濁水シミュレーションでは計画上安全側の検討となることを示している。

(2) 濁水濃度の影響

図-2.5~2.8に示されるように、鳴子ダムの遠心沈降法(分散あり)を除いて、低濃度の粒度分布は、いずれの粒度分布測定方法でも、高濃度の粒度分布に比べて細粒化傾向となることが確認された。

よって、粒度分布を測定する濁水は、比較的濃度が薄い濁水とすることにより、細粒化された粒度分布が得られ、濁水シミュレーションにおける沈降速度分布は安全側の検討を行うことになる。

なお、今回の実験では、2種類の濁水濃度のみの検討であるため、濁水濃度の違いによる粒度分布の詳細な影響は把握されていない。濃度設定によっては、沈降速度分布を過大に評価することも考えられるので、適切な濃度の設定について今後検討を行う必要がある。

(3) 粒子形状の影響

図-2.7、2.8の、 $3.61\mu\text{m}$ の通過率を見てみると、粒子の円磨度が大きい美和ダム、下久保ダム、川治ダムは、沈降筒法による結果が遠心沈降法の分散ありの結果よりも通過率が多く、細粒化している。粒子の円磨度が小さく長柱状の形状である渡良瀬遊水池等では、遠心沈降法の分散ありの結果が沈降筒よりも通過率が多く、細粒化している。

ここで、沈降筒法と遠心沈降法の通過率の違いについて、測定原理から考えてみる。沈降筒法は自然沈降であり、直接的に濁水の濃度を計測し通過率を算出するため、粒子形状による濃度特性(沈降速度特性)が評価される。遠心沈降法は、光の透過量より濃度を測定して通過率を算出しているため、粒子形状が長柱形や扁平形であると、粒子形状による沈降速度特性により光の透過量が多くなり、濃度が低く計測される。これにより、通過率が多くなると考えられる。即ち、通過率は、粒子形状の影響を受けていることが考えられる。

(4) 測定手法の特性

図-2.5~2.8に示されるように、50%粒径および同一粒径で最も粗粒化した粒度分布となるのは、いずれの濁水ともレーザー回折法の分散処理なしであった。一方、粒度分布が細粒化となるのは、美和ダム、下久保ダム、川治ダムにおいては沈降筒法、その他の濁水では遠心沈降法の分散処理を実施したものであった。これより、一般に用いられている、分散処理を実施しないレーザー回折法による粒度分布から換算した沈降速度分布は、過大に評価されているといえる。

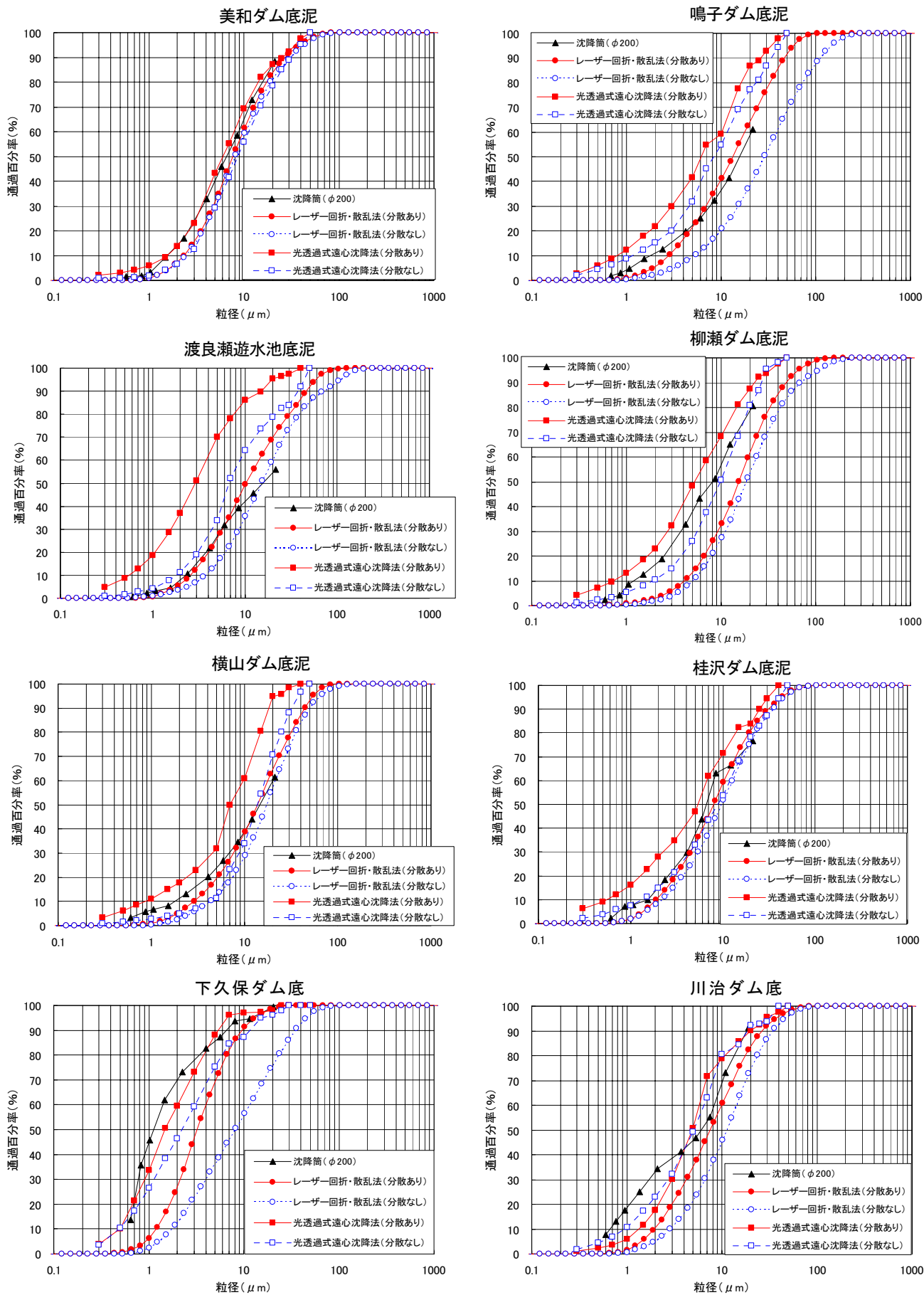


図-2.3 粒度分布 (低濃度)

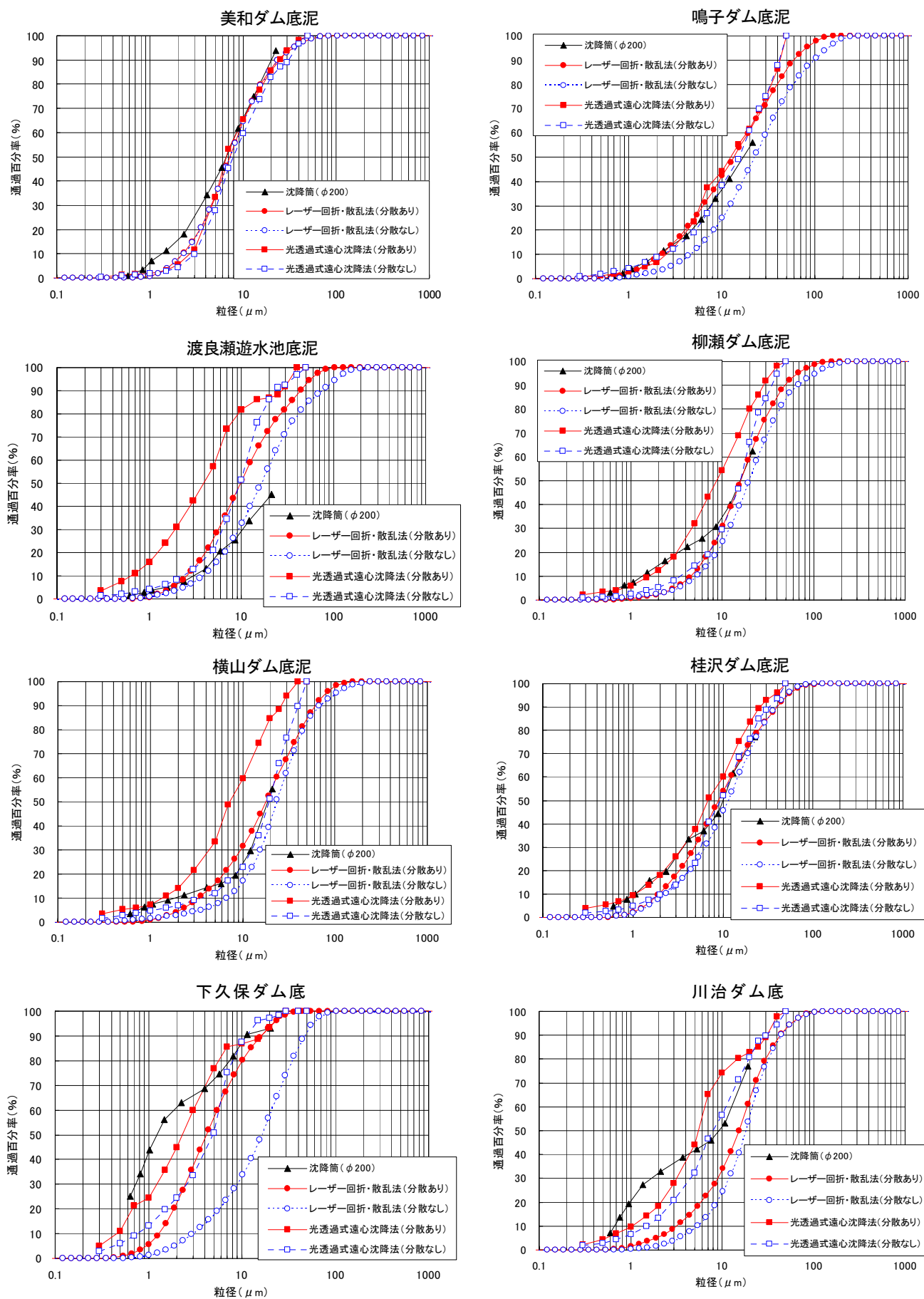


図-2.4 粒度分布 (高濃度)

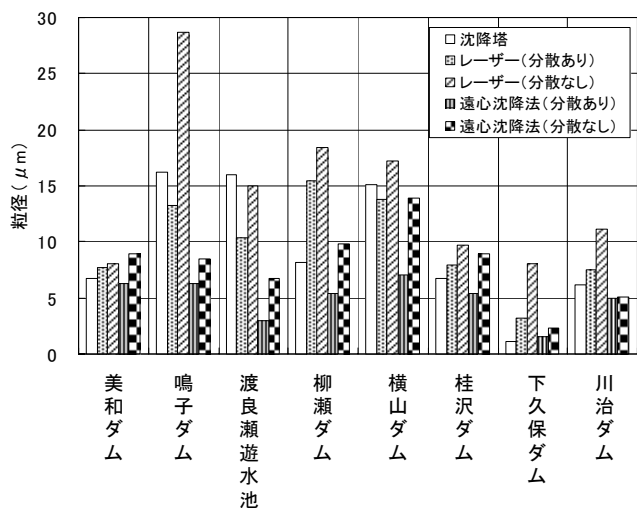


図-2.5 50%粒径 (低濃度)

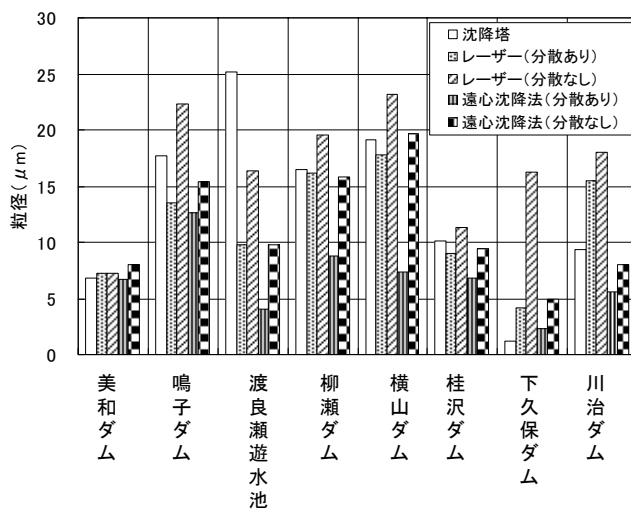


図-2.6 50%粒径 (高濃度)

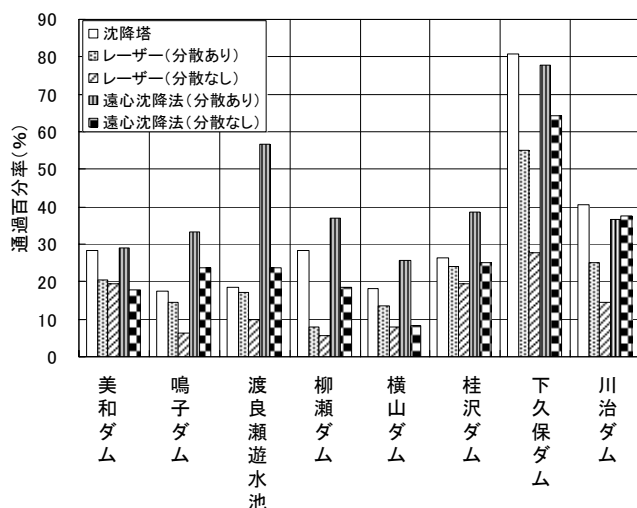


図-2.7 3.61 μmの通過率 (低濃度)

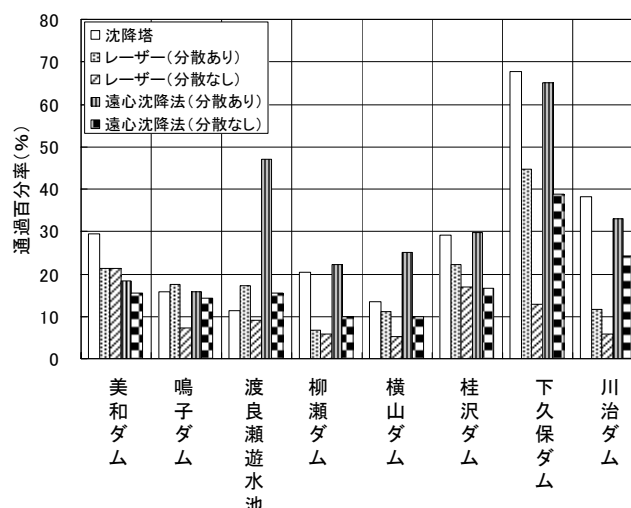


図-2.8 3.61 μmの通過率 (高濃度)

2.4 洪水時に採水した濁水を用いた検討

2.4.1 川治ダム・下久保ダムにおける検討

(1) 実験方法

洪水時に川治ダムおよび下久保ダムにおいて貯水池に流入する濁水を採水し、土粒子の粒度分布について検討した。採水した試料について、表-2.7に示す。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、遠心沈降法、レーザー回折法の3手法とした。沈降筒法による粒度分布の換算方法については、「2.2 模擬濁水を用いた検討」と同様である。遠心沈降法、レーザー回折法を用いた実験ケースの一部については分散処理を行い、結果を比較検討することとした。土粒子の分散処理の方法を表-2.8に、実験ケースの一覧を表-2.9に示す。

表-2.7 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-2.8 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)

(2) 実験結果

川治ダム流入水の実験結果を図-2.9、2.10に、下久保ダム流入水の実験結果を図-2.11、2.12に示す。

表-2.9 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-2.3.1 図-2.3.2
2	川治ダム流入水	遠心沈降法	なし	図-2.3.1
3	川治ダム流入水	遠心沈降法	あり	図-2.3.1
4	川治ダム流入水	レーザー回折法	なし	図-2.3.2
5	川治ダム流入水	レーザー回折法	あり	図-2.3.2
6	下久保ダム流入水	沈降筒法	なし	図-2.3.3 図-2.3.4
7	下久保ダム流入水	遠心沈降法	なし	図-2.3.3
8	下久保ダム流入水	遠心沈降法	あり	図-2.3.3
9	下久保ダム流入水	レーザー回折法	なし	図-2.3.4
10	下久保ダム流入水	レーザー回折法	あり	図-2.3.4

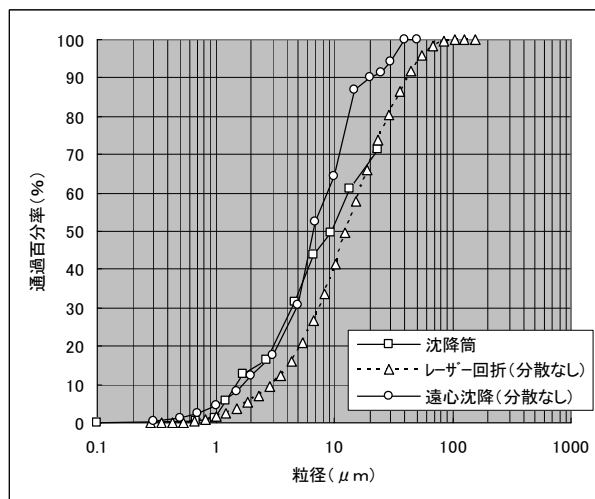


図-2.11 下久保ダム流入水 (1/2)

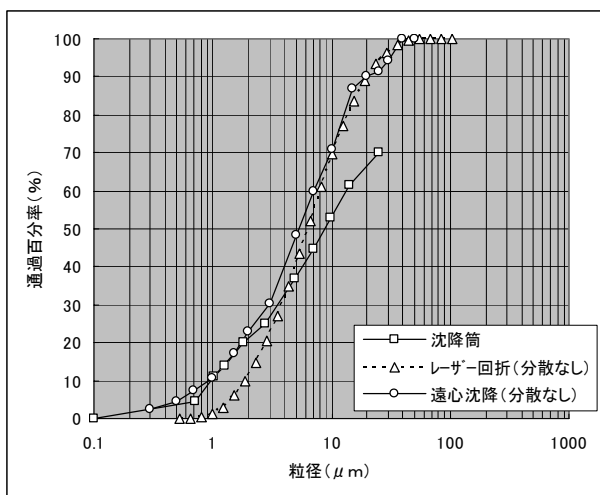


図-2.9 川治ダム流入水 (1/2)

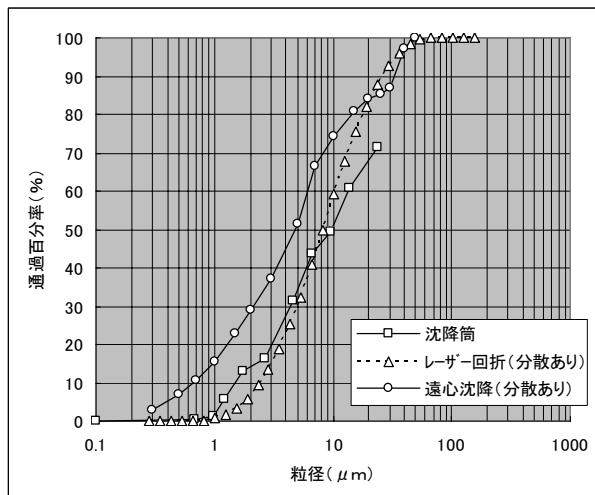


図-2.12 下久保ダム流入水 (2/2)

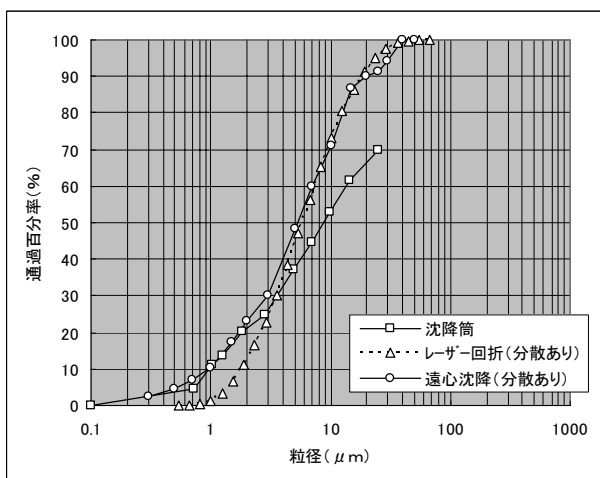


図-2.10 川治ダム流入水 (2/2)

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-2.9)。沈降筒法と遠心沈降法(分散なし)は、2 μm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-2.11、2.12)。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 μm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

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。

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-2.9と図-2.10、図-2.11と図-2.12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。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) 濁水粒子の形状観察

既往の多くの実験ケースでは、レーザー回折法による分析が他の手法に比べて粗粒化した結果を示すと報告した。そこで、原因を探ることを目的に、電子顕微鏡を用いて粒子の形状を観察した。形状観察には、川治ダムおよび下久保ダムの流入濁水を用いた。川治ダムから採水した試料は、SS=1,160[mg/L]と高濃度の濁水である。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。これらの試料を対象に、粒子の形状を観察した。

川治ダム流入水の粒子形状を、図-2.13~2.15に、下久保ダム流入水の粒子形状を、図-2.16~2.18に示す。観察結果を、以下にまとめる。

1) 川治ダム流入濁水

2000倍写真では、10~20 μ の鱗片状の結晶が概ね球形に集合した粒子と、2 μ 前後の角ばった破片状の粒子が見られる。5000倍写真では、鱗片状の集合した粒子が見られる。7500倍写真では、3~5 μ の鱗片状の厚みのある粒子が主に見られる。

2) 下久保ダム流入濁水

2000倍写真では、5~10 μ の鱗片状の厚みのある粒子を主体とし、7 μ 前後の破片状の粒子が見られる。5000倍写真では、5~10 μ 前後の鱗片状の集合体を主体とし、3~5 μ の角ばった破片状の粒子も見られる。7500倍写真では、3~5 μ 前後の不規則な板状粒子が見られる。

3) 考察

形状観察の結果、両貯水池に流入する濁水の土粒子は、主に鱗片状の厚みのある粒子であることが判明した。一方、レーザー回折法が沈降筒法、遠心沈降法に比べ、粒径の小さい範囲で粗粒化、つまり、他手法に比べ、大きな沈降速度を示すことについては前述した。

レーザー回折法は、多様な土粒子の形状を球形状の粒子の直径に換算して粒度分布を求める手法である。

このため、特に鱗片状粒子の場合、球形粒子に置き換えて沈降速度を求めると、過大な値を示すと考えられる。一方、沈降筒法は、土粒子の沈降速度を直接的に求めていることから、土粒子の形状にかかわらず、沈降速度を適切に評価できると考えられる。

2.4.2 山口川における検討

(1) 実験方法

検討に先立ち、利根川水系山口川（茨城県桜川市真壁町）において洪水時に河川水を採水した。採水は、洪水のピーク時から減水時にかけて4回おこなった。各試料の採水時刻および濁度・SSの測定結果を、表-2.10に示す。これらの試料を用い、沈降筒法、遠心沈降法及びレーザー回折法による粒度分布の比較検討をおこなった。実験方法は、基本的に「2.4.1 川治ダム・下久保ダムにおける検討」と同様としたが、20 μ を超える大きな粒径の範囲の粒度分布が求められるよう、沈降筒法に充水後5分、15分の採水・分析を追加した。なお、遠心沈降法、レーザー回折法の一部のケースについては、分散処理を行った。分散方法についても、「2.4.1 川治ダム・下久保ダムにおける検討」と同様、出力60w、分散時間10分とした。

(2) 実験結果

採取した4検体の試料について、沈降筒法を用いて求めた粒度分布を図-2.19に示す。試料は洪水のピーク時から減水時にかけて採取したものであり、時間の経過に伴いSSも減少する傾向が見られた。さらに、SSの低下に伴い粒度分布も徐々に細粒化する傾向が見られた。

試料1~試料4を対象に、沈降筒法、遠心沈降法（分散なし/分散10分）およびレーザー回折法（分散なし/分散10分）の5手法により求めた粒度分布を図-2.20~2.23に示す。ここで、遠心沈降法（分散なし/分散10分）による測定範囲の上限は50 μ であることから、これを上回る粒径範囲についてはふるい分けを併用した。5手法による分析結果は、類似した分布を示すものの、粒径30 μ 以下の粒径範囲に着目すると、沈降筒法およびレーザー回折法（分散10分）が中間的な分布を示し、遠心沈降法（分散なし）、レーザー回折法（分散なし）の順に粗粒化する結果を示した。一方、遠心沈降法（分散10分）は、沈降筒法よりもさらに細粒化する結果となった。

ここで、微細粒子である粒径10 μ 以下の粒径範囲に着目し、分析結果を比較する（表-2.11）。粒径10 μ は、1日あたり約6.5m沈降する粒子の粒径である（20 $^{\circ}$ C、 $\gamma_s=2.4$ として計算）。試料1を例にとると、

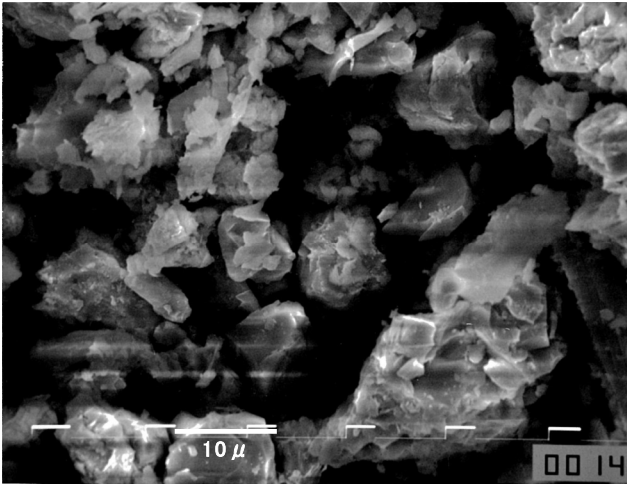


図-2.13 川治ダム流入濁水 (2000倍)

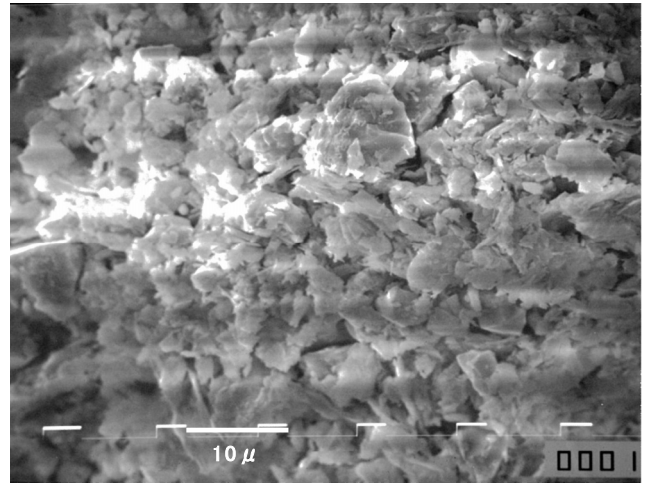


図-2.16 下久保ダム流入濁水 (2000倍)

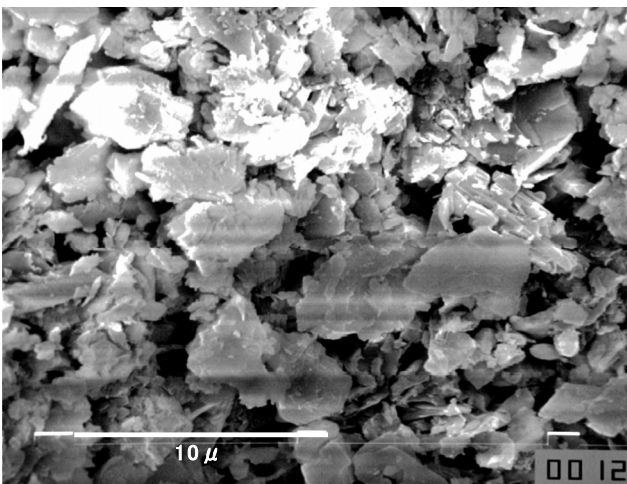


図-2.14 川治ダム流入濁水 (5000倍)

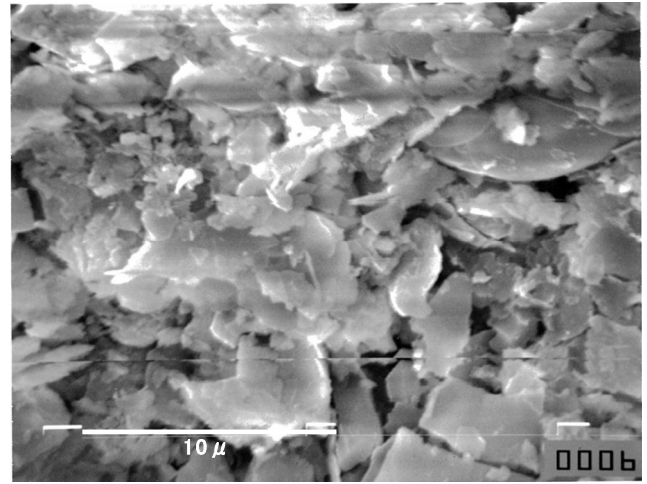


図-2.17 下久保ダム流入濁水 (5000倍)

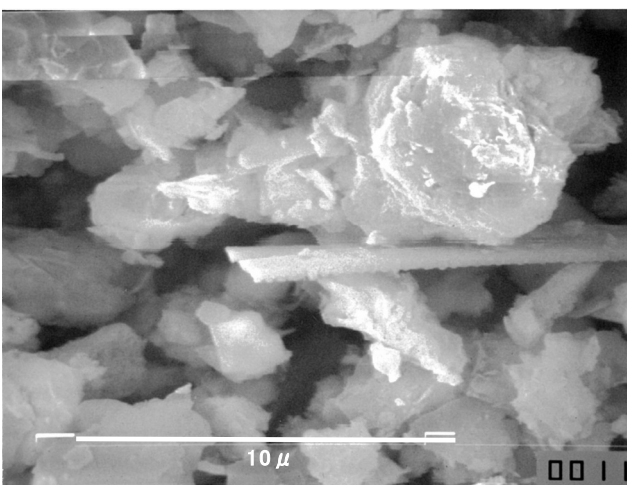


図-2.15 川治ダム流入濁水 (7500倍)

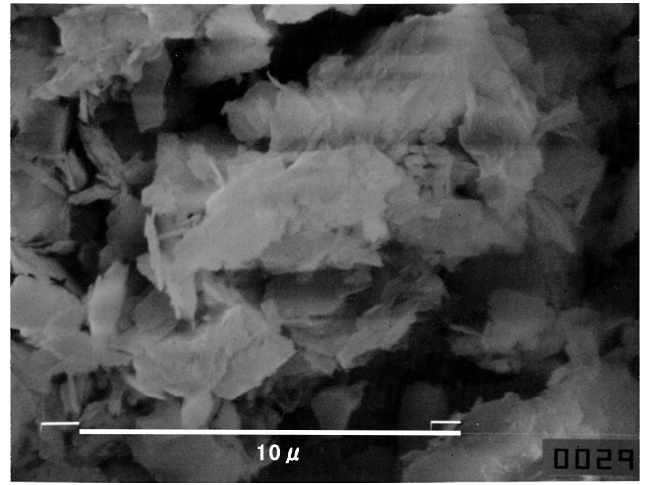


図-2.18 下久保ダム流入濁水 (7500倍)

表-2.10 試料の採水日時・濁度・SS

試料No.	採水日	採水時刻	分析時 濁度 [NTU]	分析時 SS [mg/L]
1	H22.9.16	10:55	787	944
2	H22.9.16	11:25	432	466
3	H22.9.16	12:35	143	189
4	H22.9.16	13:50	59	93

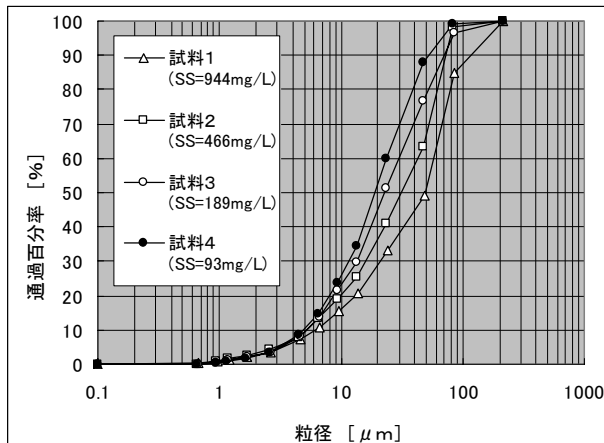


図-2.19 沈降筒法による粒度分布

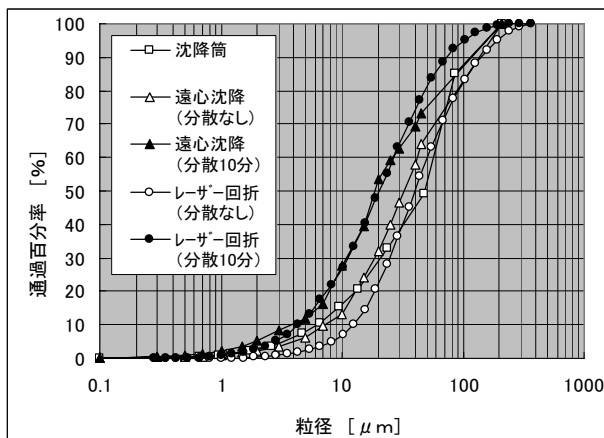


図-2.20 分析手法と粒度分布 (試料1)

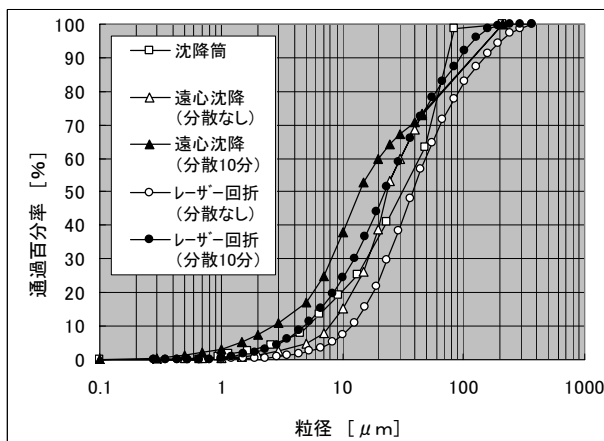


図-2.21 分析手法と粒度分布 (試料2)

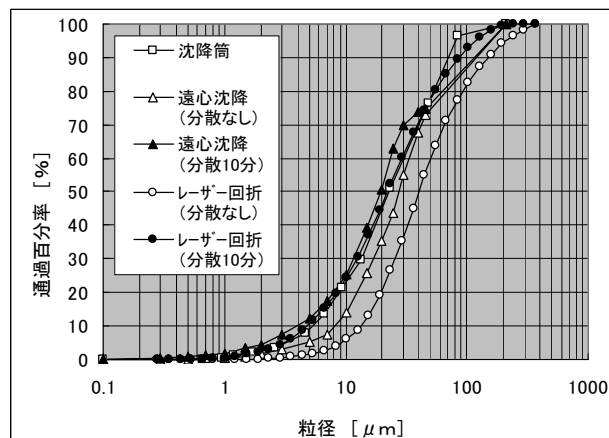


図-2.22 分析手法と粒度分布 (試料3)

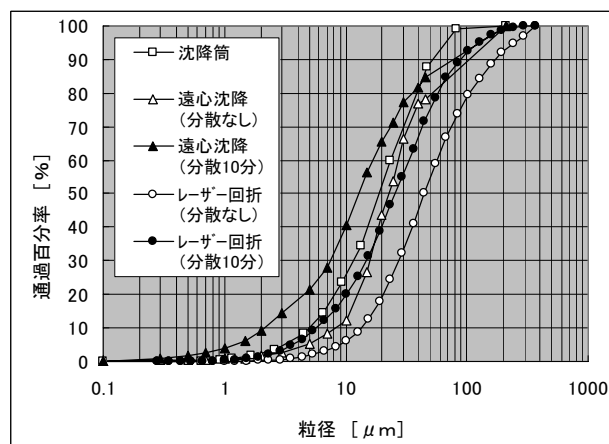


図-2.23 分析手法と粒度分布 (試料4)

表-2.11 粒径 10 μ 以下の粒子の占める割合

試料No.	分析手法		
	沈降筒法	遠心沈降法 (分散なし)	レーザー回折法 (分散なし)
1	16%	13%	7%
2	20%	15%	7%
3	23%	14%	6%
4	26%	12%	6%

粒径 10 μ 以下の占める割合は、沈降筒法では 16%であるのに対し、遠心沈降法 (分散なし) では 13%、レーザー回折法 (分散なし) では 7%となり、最も普及した手法であるレーザー回折法では微細粒子の占める割合を過小評価する結果となった。表-2.11 には試料 2～試料 4 の結果についても併記したが、細粒分の割合が増大するに従い、3 手法による分析結果の差が広がる結果となった。原因としては、土粒子の形状が球形ではなく不均一であること、沈降速度が土粒子の濃度によっても変化することなどが考えられる。

沈降筒法は、濁質の沈降現象を把握するには最も適した方法と考えられる。濁水現象の長期化が想定され

る貯水池については、多くの労力は要するものの、沈降筒法により沈降速度分布を求めることが望まれる。しかしながら、十分な量の試料が確保できない場合には、遠心沈降法（分散なし）あるいはレーザー回折法（分散10分）によって粒度分布を求め、沈降速度分布を設定することも選択肢と考えられる。

2.5 沈降に関するモデリング手法の検討

2.5.1 沈降筒法の実験手法の一般化

沈降筒法は、円筒形の実験装置に濁水を注入し、濁水の濃度が時間の経過とともに低減する状況を観察し、粒子の沈降速度から粒径を算定する方法であり、実現現象を最も良く再現していると考えられる。ここでは、沈降筒法の精度向上と実験手法の一般化を目指し、以下の3つの観点から検討する。

(1) 沈降筒規模

沈降筒の規模の違いが実験結果に及ぼす影響を検討することを目的に、径の異なる沈降筒を用いて沈降現象を観察した。使用した沈降筒は、 $\phi 200\text{mm}$ 1基、 $\phi 390\text{mm}$ 1基の計2基である。実験方法は、基本的に「2.2 模擬濁水を用いた検討」と同様としたが、 20μ を超える大きな粒径の範囲の粒度分布が求められるよう、充水後5分、15分の採水・分析を追加した。試料は川治ダム底泥から製造した模擬濁水とし、濁水濃度は、SSで 500mg/L とした。

$\phi 200\text{mm}$ と $\phi 390\text{mm}$ の沈降筒について、結果を比較する（図-2.24）。 $\phi 390\text{mm}$ の通過百分率は、細粒部である $0.8\sim 2\mu$ の範囲で、 $\phi 200\text{mm}$ に比べ大きくなる結果となったが、全体的にはほぼ同一の分布を示す結果となった。 $\phi 200\text{mm}$ の沈降筒においても、十分信頼性のあるデータが得られるものと思われる。

(2) 測定項目

沈降筒法では、SSの経時変化から沈降速度分布を求める手法が一般的に採用されている。しかしながら、SSの分析では、粒径 1μ 未満の微細粒子の存在が測定結果に十分反映されないとも考えられる。そこで、SSの分析に加え、蒸発残留物についても分析し、得られる粒度分布を比較検討した。実験には、 $\phi 200\text{mm}$ 沈降筒および $\phi 390\text{mm}$ 沈降筒を用いた。試料は川治ダム底泥から製造した模擬濁水とし、濁水濃度は、SSで 500mg/L とした。

$\phi 200\text{mm}$ と $\phi 390\text{mm}$ の沈降筒で計26回採水した試料のSSと蒸発残留物を比較する（図-2.25）。SSは水中に含まれる粒子性物質の濃度を、また、蒸発残留物は、粒子性と溶解性の物質の濃度を表す。計26検体の

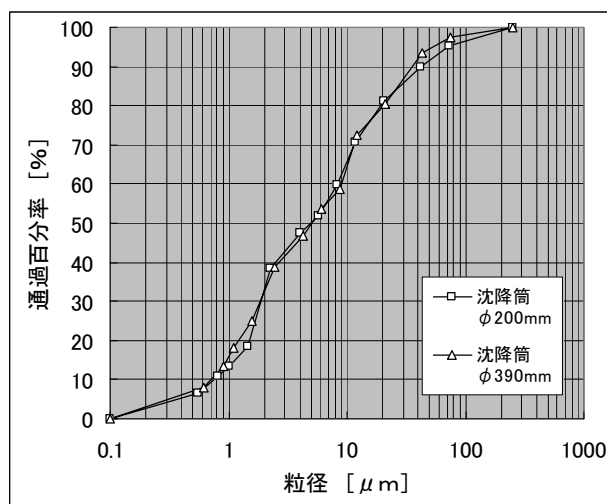


図-2.24 沈降筒法による粒度分布

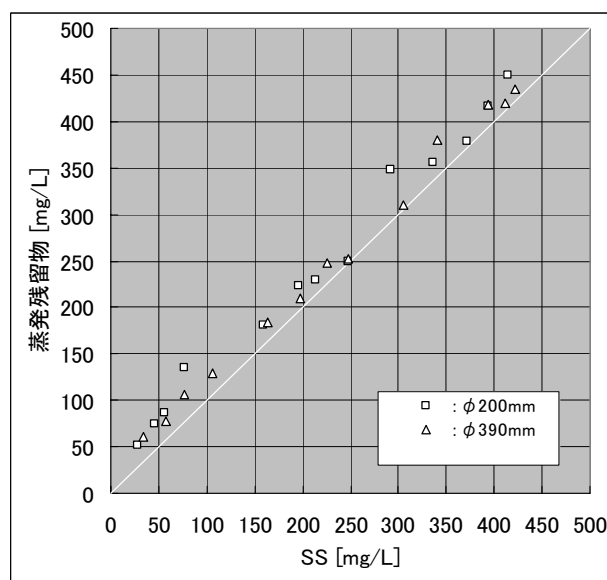


図-2.25 SSと蒸発残留物の相関

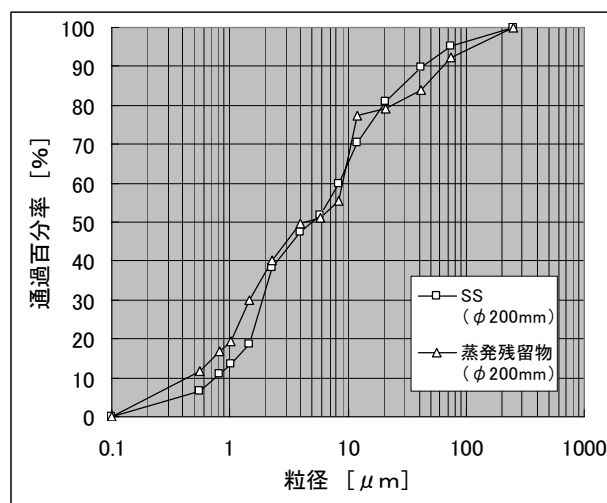


図-2.26 パラメータと粒度分布

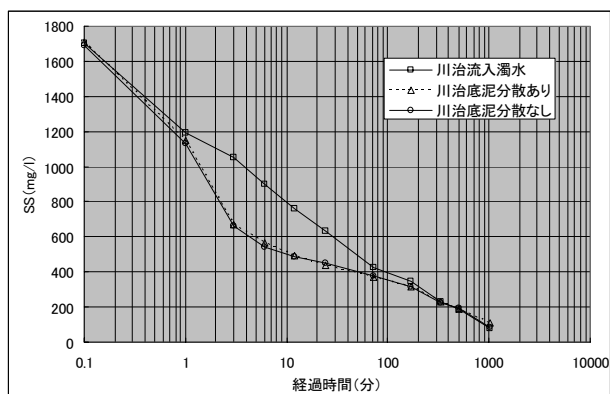


図-2.27 濁水の種類とSS経時変化(川治ダム)

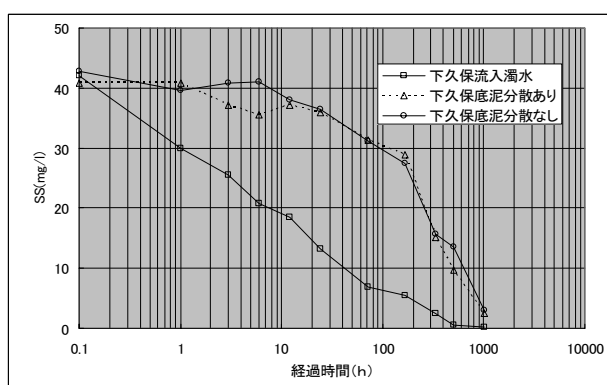


図-2.28 濁水の種類とSS経時変化(下久保ダム)

分析から、蒸発残留物はSSより0~60[mg/L]程度大きな値を示し、採水時期によってかなりばらつく結果となった。26 検体の差を単純平均すると、23 [mg/L]となり、試料とした模擬濁水には平均23 [mg/L]の溶解性物質が含まれると考える。

φ200 沈降筒を例に、SSから求めた粒度分布と蒸発残留物から求めた粒度分布を比較した(図-2.26)。1μ以下の細粒分の占める割合は、濁質濃度をSSで評価した場合で13%、蒸発残留物で評価した場合で19%となり、蒸発残留物で評価すると、SSで評価した場合の約1.5倍となった。ストークス径1μ以下の粒子の沈降速度は、8.1cm/day以下と極めて遅く、大規模出水後の濁水長期化の原因ともなっていることから、濁水中に占める割合を正確に把握することは重要ではある。しかしながら、水域の環境基準はSSで規定され、また、濁質のシミュレーションにおいても、予測する対象は蒸発残留物ではなくSSであることを考えると、沈降筒法で採用する濁質濃度のパラメータは、従来通り、SSとするのが妥当と考える。

(3) 試料とする濁水

沈降筒法により粒度分布を求める際には、平常時の貯水池から底泥を採取し模擬濁水を作る方法と出水時

に貯水池への流入河川から濁水を採水して試料とする方法とが考えられる。ここでは、川治ダムと下久保ダムを例に、模擬濁水の濁質濃度の経時変化と出水時に採取した濁水の経時変化を比較検討する。実験にはφ200mmの沈降筒を用い、底面から0.5mの位置でSSを測定した。模擬濁水は、底泥水溶液を超音波分散した濁水と、分散なしの濁水の2種類を準備した。

実験結果を、図-2.27、2.28に示す。川治ダム・下久保ダムいずれのケースについても、流入水と模擬濁水では、濁度の経時変化は異なる結果となった。精度の高い結果を必要とする場合には、可能な限り、洪水時に現地でSSの異なる流入水を複数回採水し、沈降筒実験を行って粒度分布を求めることが求められる。

沈降筒法の実験手法の一般化について、以下のとおりまとめる。

- ・試料は、可能な限り洪水時に現地で採水した濁水を用いる。
- ・沈降筒は、十分な直径と水深を確保する。具体的には、直径200mm、長さ2.2mとし、底部から0.5mの位置で採水する方法とする。
- ・試料採取は、投入直後から42日間経過後までの間に、5分経過後、15分経過後を含む複数回設定する。
- ・沈降筒から採取した試料のSSを分析し、経過時間とSSの低減量から沈降速度分布、粒度分布を求める。

2.5.2 土粒子の沈降速度に関するモデリング

以上の検討を踏まえ、土粒子の沈降速度のモデリングについて、以下のとおりまとめる。

- ・沈降筒法は、濁質の沈降現象を把握するには最も適した方法と考えられる。濁水現象の長期化が想定される貯水池については、多くの労力は要するものの、沈降筒法により沈降速度分布を求めることが望まれる。
- ・しかしながら、十分な量の試料が確保できない場合には、遠心沈降法(分散なし)あるいはレーザー一回折法(分散10分)によっても粒度分布を求め、沈降速度分布を設定することも選択肢と考えられる。
- ・遠心沈降法を用いる場合は、濁水の分散処理は要しない。測定範囲50μを上回る粒径範囲の分布については、フルイ分けを併用する。
- ・レーザー一回折法を用いる場合には、超音波分散の前処理が有効と考えられるが、多くの検体を分析する場合には、その一部について沈降筒法を用い

た検証が望まれる。

3. 微細粒子土砂の再浮上に関する検討

3.1 概要

ダム貯水池における土砂輸送及び河床変動に関するシミュレーションにおいて、粘土やシルトといった粘着性を有する微細粒子土砂の再浮上（または侵食）の取扱いが重要である。

粘着性を有する土砂の侵食特性については、既往の研究^{3.1)}により、含水比、粘土の種類、砂の混合率、水温、圧密の履歴（空気中への露出履歴）等の様々な要因と関係があることが指摘されている。これらのパラメータの影響を全て解明することは困難であり、実際に個々の貯水池の問題に対応するためには、対象となる土砂を採取し、水理実験による試験を実施することで侵食特性を把握することが現実的と考えられる。

そこで、4種類の土砂試料を用いて、水理実験を行い、この結果から、微細粒子土砂の侵食特性を把握するとともに、侵食速度の推定式とそのパラメータを求めるための試験方法を提案した。

3.2 検討方法

実験は、長さ14m × 幅0.1m × 高さ0.2mの透明アクリル樹脂製の矩形管路を整流水槽に接続した模型を用いて実施した（図-3.1、3.2）。管路の上流端から4~10mの長さ6mの区間は、底面を0.1m切り下げ、高さ0.3mとしており、この落差0.1m部分に土砂を敷き詰めて通水した。実験では、含水比を調節して土砂を設置し、通水を行った。

粘着性を有する土砂は、粒径が小さくても小さな掃流力では侵食が生じないため、侵食が生じる限界の条件を把握する必要がある。そこで、侵食限界を把握する目的の実験では、流量を徐々に増加させて、侵食状況を観察した。

侵食速度を把握する目的の実験では、侵食限界となる流量以上の一定の流量をある程度土砂が侵食されるまで通水し、流量と土砂設置区間のピエゾ水頭を計測することでエネルギー勾配を把握して摩擦速度を算定した。また、実験終了後にレーザー計測器で侵食形状を縦断方向に1cm刻みで11測線計測して侵食された体積を算定した。

検討に用いた土砂は、市販されているT.Aカオリン、美和ダム貯水池（長野県）の堆積土砂、鯖石川ダム貯



図-3.1 侵食実験水路の概要（下流から撮影）

水池（新潟県）の堆積土砂、真名川ダム（福井県）貯水池の堆積土砂の4種類である。T.Aカオリンについては、これまでの既往の研究^{3.1)}の蓄積が多く、既往の知見と比較して実験手法の検証を行うことを目的として選定した。

含水比の設定については、美和ダムと鯖石川ダムについては、現地のボーリング調査による含水比程度（それぞれ50%程度と75%程度）とし、T.Aカオリンについては、鯖石川ダムと同程度の75%とし、真名川ダムについては、沈降堆積実験の結果から、100%程度と80%強を選定した。

3.3 検討結果

3.3.1 粒度分布

実験に用いた4種の土砂の粒度分布の分析結果を図-3.3に示す。これより、T.Aカオリン、美和ダム、鯖石川ダム、真名川ダムの堆積土砂の順に粒度が粗くなっていき、50%粒径でみると、それぞれ4.4、9.2、19.8、48.3 μm である。全ての試料で2mm以上の成分はなく、粘土およびシルト成分が大半を占めているが、砂成分（0.075mm以上）は上述の順で、0.0、3.3、12.7、30.8%存在し、粘土成分（0.005mm以下）は、53.5、31.0、26.4、6.8%となっている。

3.3.2 侵食状況と侵食限界

侵食状況について以下に土砂毎に侵食限界を把握するために実施した実験の結果を示す。

①T.Aカオリン

実験の通水量を2L/sから開始して4L/sまで増加させると、河床の近くで濁りが発生した。その後は流量の増加とともに、濁りが徐々に濃くなり、流量が8L/sになったときに濁りが急に濃くなり、河床表面に流下方向の筋が現れた。その後は、流量の増加

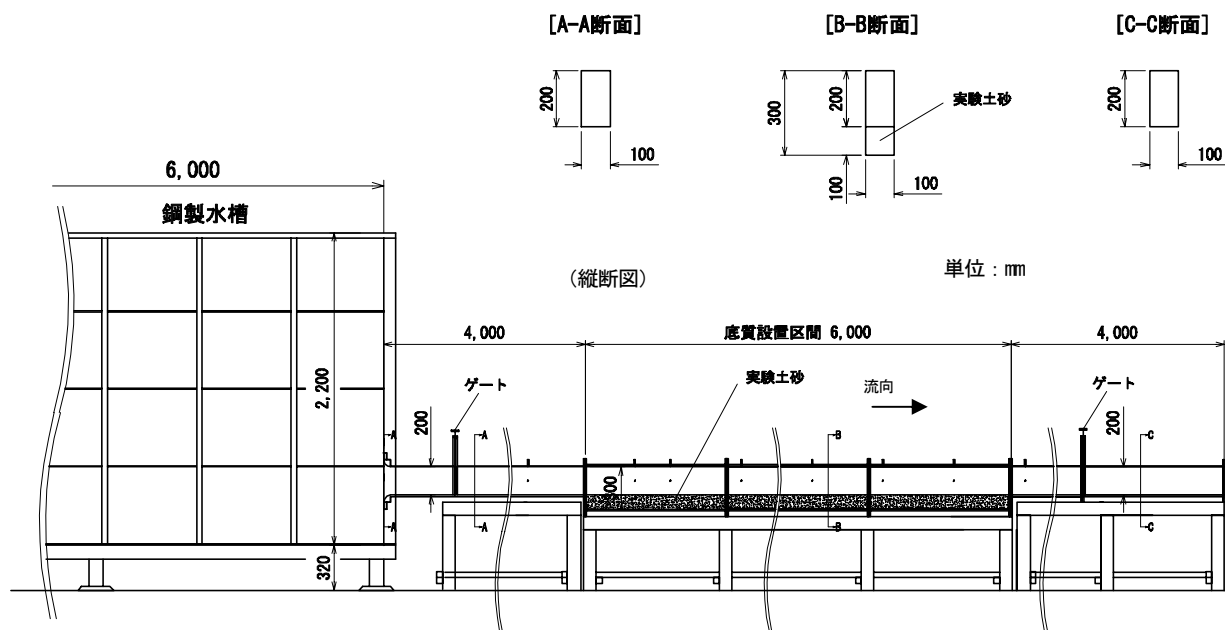


図-3.2 侵食実験水路形状

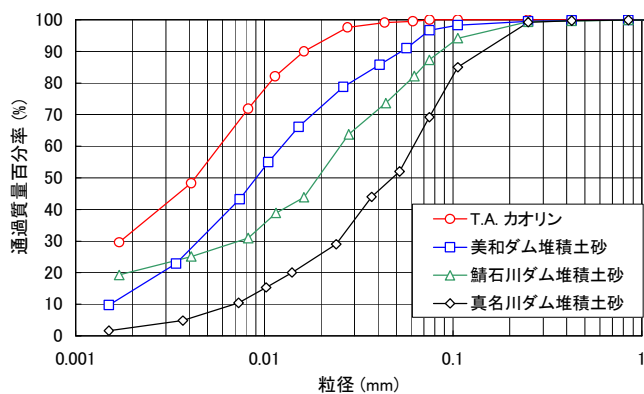


図-3.3 実験に用いた土砂の粒度分布

とともに河床波が現れ、濁りが濃くなったが、局所的な激しい侵食は認められなかった。

②美和ダムの堆積土砂

実験の通水量を 4L/s から開始したところ、最初からかすかに濁りが発生した。流量が 6L/s の時点で濁りが明確に発生した。15L/s になると、局所的に少し土砂が削られ始めた。20L/s 程度になった時点で、河床全面が一気に侵食された。

③鯖石川ダムの堆積土砂 (図-3.4 参照)

実験の通水量を 10L/s から開始したが、初期に侵食や濁りは発生しなかった。流量を増加させていくと、局所的に穴が空き、穴が徐々に下流方向に大きくなる様子が観察されたが、全体の侵食はほとんど進まない。19L/s まで流量が増加した時点で、濁りが濃くなり、侵食量の急な増加が認められた。

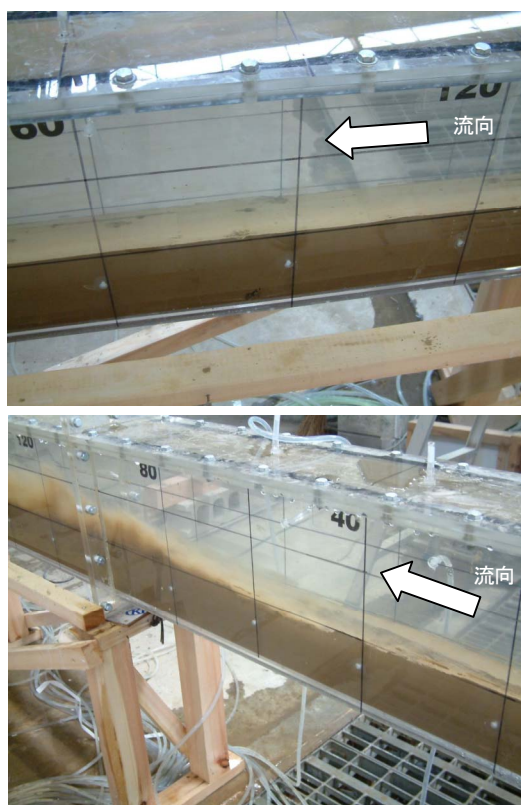


図-3.4 微細粒子土砂の侵食状況 (鯖石川ダム)

④真名川ダムの堆積土砂

真名川ダムの土砂については、含水比が 90%程度の場合と 100%程度の場合の 2 条件について検討した。

含水比 90%の場合には、流量が 7L/s 程度で濁りが

発生し始め、14L/s まで増加すると、侵食の進行が認められたが、局所的に激しく侵食される様子はみられなかった。

含水比100%の場合には5~7L/s程度で濁りの発生が認められ、10~12L/sで侵食の進行が確認された。90%と同様に局所的な侵食は認められなかった。

以上の結果から、T.A カオリンと美和ダムおよび真名川ダムの堆積土砂は、比較的小さい流量から濁りが生じ始めるが、鯖石川ダムの土砂は濁りが発生し始める流量が大きい。また、侵食の進展については、美和ダムと鯖石川ダムの堆積土砂では、侵食が一気に進む現象が明確に認められたが、T.A カオリンと真名川ダムの土砂では、徐々に侵食量が増加していく侵食形態であった。特に鯖石川ダムの土砂は、濁りの発生と侵食の急激な進展がほぼ同時に発生した。

実験結果から、侵食限界の状況を、煙状の侵食が始まる状態（侵食状態Ⅰ）と局所的な激しい侵食が始まる状態（侵食状態Ⅱ）の二つに分類し、それぞれの侵食限界摩擦速度を求めた結果を表-3.1に示す。なお、限界の判定は目視観察により行った。また、真名川ダムの土砂では、ピエゾ水頭を測定したので、この結果から摩擦速度を求めたが（3.4節参照）、他の土砂については、流量のデータを用いて水路の流量と摩擦速度の関係から摩擦速度を求めた。

3.3.3 侵食速度

実験条件と結果を表-3.2に示す。表中には過去の幅60cmの水路を用いた実験結果（ケースC-2-1~C-2-6）も合わせて示している。なお、土砂に作用する摩擦速度の算定には3.4節に示す底面とそれ以外の壁面の掃流力を簡易に分離する手法を用いた。

実験結果の摩擦速度と侵食速度の関係を図-3.5~3.9に示す。図は通常を目盛と対数目盛の両方で作成しており、図-3.5には全ての実験結果を、その他は土砂の種類毎の結果を示した。また、図中には関根ら^{3.1)}によって提案された以下の形式の侵食速度式を示している。

$$E = \alpha u_*^3 \quad (3.1)$$

ここで、 α ：定数(s^2/m^2)、 E ：侵食速度(m/s)、 u_* ：摩擦速度(m/s)（図中では上述の底面の摩擦速度を用いている）を表す。

図中に示した定数 α の値は、式形との相関が高かったT.A カオリンと真名川ダム堆積土砂については、実験値を近似する値を、結果のばらつきが大きい美和ダムと鯖石川ダムの堆積土砂については、おおよその上

表-3.1 侵食限界実験の結果

試料名	水温(°C)	含水比(%)	侵食限界摩擦速度(侵食限界Ⅰ)(m/s)	侵食限界摩擦速度(侵食限界Ⅱ)(m/s)
T.A カオリン	18.0	73.6	0.010	—
美和ダム堆積土砂	15.1	52.2	0.015	0.044
鯖石川ダム堆積土砂	10.6	77.3	0.042	0.044
真名川ダム堆積土砂	5.3	99.3	0.012	0.027
真名川ダム堆積土砂	4.5	80.5	0.016	0.028

注：侵食限界Ⅰは煙状の侵食が始まる限界。

注：侵食限界Ⅱは局所的な激しい侵食(または顕著な侵食)が始まる限界。

注：カオリンは侵食限界Ⅱは明瞭でなかった。

限と下限を示す値を示した。線の始端はそれぞれ侵食限界Ⅱの摩擦速度とした(T.A カオリンについては侵食限界Ⅰ)。

定数 α (s^2/m^2)の値について以下にまとめる。

- ・T.A カオリン： $\alpha=0.05$ (含水比75%程度)
- ・美和ダム： $\alpha=0.02\sim0.10$ (含水比50%程度)
- ・鯖石川ダム： $\alpha=0.03\sim0.28$ (含水比75%程度)
- ・真名川ダム： $\alpha=0.30$ (含水比80%強)
： $\alpha=1.30$ (含水比100%程度)

T.A カオリンの値については、関根ら^{3.1)}により、下記の式が提案されている。

$$E = \alpha_0 R_{wc}^{2.5} u_*^3 \quad (3.2)$$

ここで、 α_0 ：定数(s^2/cm^2)、 R_{wc} ：粘土中の水含有率を表す。この式から、今回の実験の比例定数を求めると、 $\alpha = \alpha_0 R_{wc}^{2.5} \times 10000 = 0.056 s^2/m^2$ となり、今回の結果とほぼ一致する。なお、 α_0 については、夏季と冬季でそれぞれ値が求められているが、今回のT.A カオリンの実験時水温から、夏季の値である $1.15 \times 10^{-5} s^2/cm^2$ を用いた。また、 R_{wc} については、粘土含有率が100%の場合には含水比と同じとなるため、0.75を用いた。

T.A カオリンについては、結果のばらつきが小さく、摩擦速度が大きい領域では式(3.1)でよく近似される。一方、美和ダムと鯖石川ダムの堆積土砂については、ばらつきが大きい。

鯖石川ダムの土砂については、試験水路の幅が60cmと10cmの両者の結果を比較すると、60cm幅の方が侵食速度の小さい方向へのばらつきが大きい、大きい方の値はほぼ同様であり、上限値の検討においては両者の結果に大きな差はないと考えられる。

真名川ダムの堆積土砂については、含水比100%程度については、式(3.1)でよい近似が得られている。含

表-3.2 侵食速度実験の条件および結果

ケース名	水路幅 (m)	試料名	流量 (L/s)	水温 (°C)	含水比 (%)	目標含水比 (%)	侵食速度 (mm/s)	エネルギー勾配 (-)	摩擦速度 (底面) (m/s)
A-1	0.1	カオリン	16.0	18.2	75.4	75	0.0013	0.0045	0.051
A-2	0.1	カオリン	16.0	18.6	75.1	75	0.0019	0.0046	0.053
A-3	0.1	カオリン	16.0	18.6	75.8	75	0.0021	0.0048	0.057
A-4	0.1	カオリン	20.0	18.0	74.7	75	0.0056	0.0071	0.068
A-5	0.1	カオリン	20.0	18.2	74.3	75	0.0077	0.0066	0.060
A-6	0.1	カオリン	20.0	19.0	75.1	75	0.0070	0.0067	0.061
A-7	0.1	カオリン	24.0	16.2	74.2	75	0.0268	0.0102	0.083
A-8	0.1	カオリン	24.0	16.5	74.5	75	0.0259	0.0098	0.078
A-9	0.1	カオリン	24.0	17.0	75.5	75	0.0191	0.0094	0.074
A-10	0.1	カオリン	28.0	18.2	72.5	75	0.0473	0.0142	0.104
A-11	0.1	カオリン	28.0	18.8	75.0	75	0.0465	0.0139	0.102
A-12	0.1	カオリン	28.0	18.8	73.6	75	0.0457	0.0136	0.099
B-1	0.1	美和ダム堆積土砂	16.0	15.2	49.0	50	0.0018	0.0047	0.052
B-2	0.1	美和ダム堆積土砂	16.0	14.0	47.9	50	0.0012	0.0049	0.056
B-3	0.1	美和ダム堆積土砂	16.0	14.5	49.1	50	0.0004	0.0049	0.056
B-4	0.1	美和ダム堆積土砂	20.0	14.0	48.3	50	0.0076	0.0069	0.063
B-5	0.1	美和ダム堆積土砂	20.0	15.0	50.2	50	0.0059	0.0071	0.066
B-6	0.1	美和ダム堆積土砂	20.0	14.8	48.6	50	0.0007	0.0070	0.064
B-7	0.1	美和ダム堆積土砂	24.0	15.2	49.8	50	0.1644	0.0104	0.085
B-8	0.1	美和ダム堆積土砂	24.0	15.2	49.9	50	0.0246	0.0099	0.080
B-9	0.1	美和ダム堆積土砂	24.0	15.0	49.9	50	0.0062	0.0097	0.077
B-10	0.1	美和ダム堆積土砂	28.0	16.0	51.7	50	0.0502	0.0122	0.082
B-11	0.1	美和ダム堆積土砂	28.0	16.0	52.2	50	0.0336	0.0123	0.083
B-12	0.1	美和ダム堆積土砂	28.0	16.0	51.6	50	0.0229	0.0127	0.087
C-1-1	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	17.0	9.0	78.5	75	0.0126	0.0042	0.037
C-1-2	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	17.0	9.2	76.5	75	0.0009	0.0050	0.048
C-1-3	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	18.0	10.0	74.4	75	0.0121	0.0049	0.040
C-1-4	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	19.0	11.8	72.5	75	0.0004	0.0055	0.044
C-1-5	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	19.0	9.5	75.0	75	0.0022	0.0055	0.043
C-1-6	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	22.0	12.0	73.7	75	0.1083	0.0092	0.080
C-1-7	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	22.0	11.8	78.2	75	0.0491	0.0095	0.085
C-1-8	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	22.0	12.0	77.9	75	0.0834	0.0095	0.085
C-1-9	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	25.0	10.5	75.3	75	0.2212	0.0119	0.094
C-1-10	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	25.0	10.0	75.5	75	0.2080	0.0117	0.092
C-1-11	0.1	鯖石川ダム堆積土砂	25.0	10.5	75.4	75	0.0983	0.0109	0.082
C-2-1	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	180.0	23.2	80.7	70~80	0.0033	0.0051	0.068
C-2-2	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	190.0	18.7	79.9	70~80	0.0103	0.0054	0.067
C-2-3	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	190.0	24.0	73.1	70~80	0.0182	0.0062	0.079
C-2-4	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	210.0	22.2	78.7	70~80	0.0638	0.0079	0.092
C-2-5	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	210.0	24.5	70.2	70~80	0.0716	0.0076	0.089
C-2-6	0.6	鯖石川ダム堆積土砂	230.0	25.2	67.6	70~80	0.1303	0.0076	0.083
D-1-1	0.1	真名川ダム堆積土砂	12.1	4.5	78.9	80	0.0058	0.0024	0.028
D-1-2	0.1	真名川ダム堆積土砂	18.0	4.5	78.4	80	0.1059	0.0062	0.061
D-1-3	0.1	真名川ダム堆積土砂	21.0	4.5	83.0	80	0.1965	0.0087	0.078
D-1-4	0.1	真名川ダム堆積土砂	24.0	4.6	75.6	80	0.2395	0.0110	0.087
D-1-5	0.1	真名川ダム堆積土砂	26.0	4.0	83.5	80	0.2354	0.0135	0.100
D-1-6	0.1	真名川ダム堆積土砂	26.1	4.5	87.5	80	0.3426	0.0171	0.131
D-1-7	0.1	真名川ダム堆積土砂	28.0	4.5	74.5	80	0.6803	0.0143	0.098
D-1-8	0.1	真名川ダム堆積土砂	28.1	4.0	82.5	80	0.3232	0.0160	0.112
D-2-1	0.1	真名川ダム堆積土砂	14.1	8.8	102.6	100	0.1658	0.0042	0.054
D-2-2	0.1	真名川ダム堆積土砂	16.1	8.2	103.4	100	0.3351	0.0057	0.066
D-2-3	0.1	真名川ダム堆積土砂	18.2	7.2	96.1	100	0.3569	0.0069	0.070
D-2-4	0.1	真名川ダム堆積土砂	20.1	7.8	102.7	100	0.5797	0.0076	0.070
D-2-5	0.1	真名川ダム堆積土砂	22.0	8.0	100.4	100	0.6049	0.0094	0.081
D-2-6	0.1	真名川ダム堆積土砂	23.9	9.0	98.6	100	1.0105	0.0114	0.094
D-2-7	0.1	真名川ダム堆積土砂	24.0	6.3	97.2	100	1.5304	0.0124	0.102

注：含水比は実験終了後に採取した土砂試料より求めた。

注：侵食速度は侵食体積を計測面積と通水時間で除して求めた。

注：エネルギー勾配はピエゾ水頭の勾配から求めた。なお、ピエゾ水頭が安定する開始から20秒程度の値を用いた。

注：摩擦速度は本文に示した手法で底面の値を求めた。

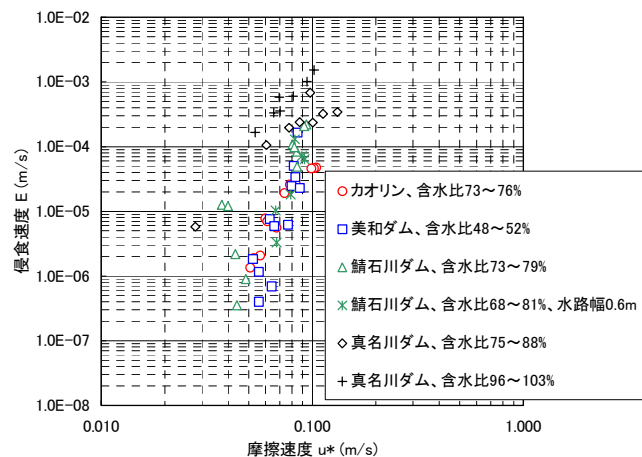
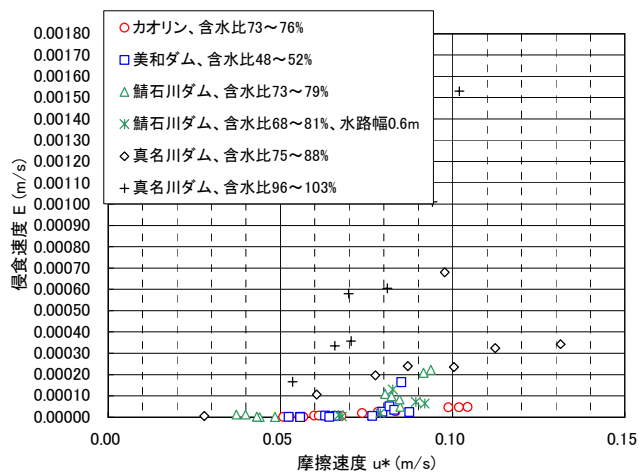


図-3.5 摩擦速度と侵食速度の関係 (全ケース)

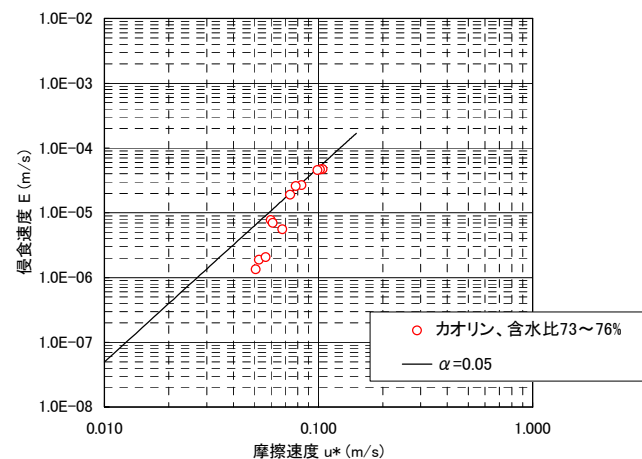
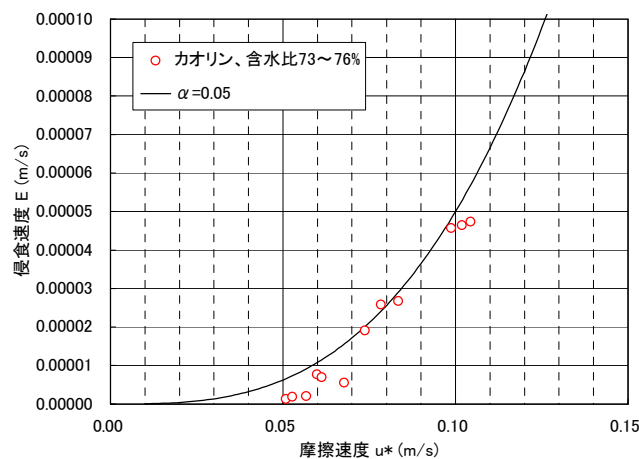


図-3.6 摩擦速度と侵食速度の関係 (T.A カオリン)

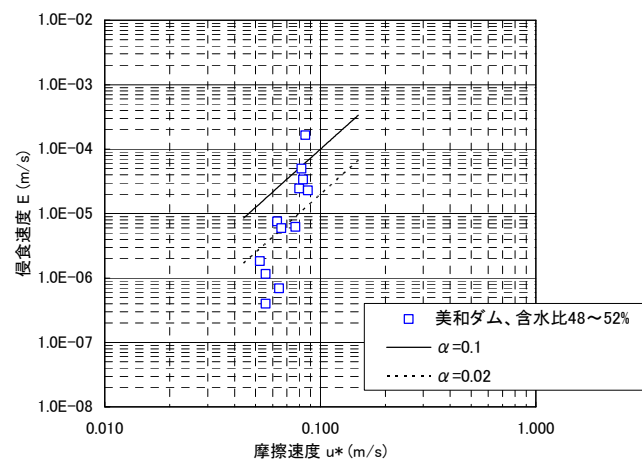
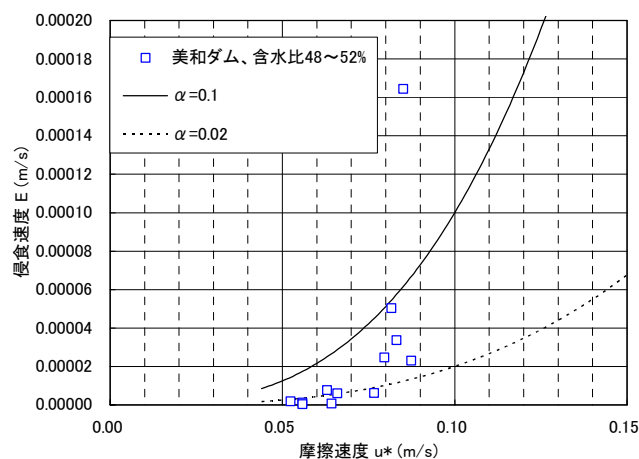


図-3.7 摩擦速度と侵食速度の関係 (美和ダム堆積土砂)

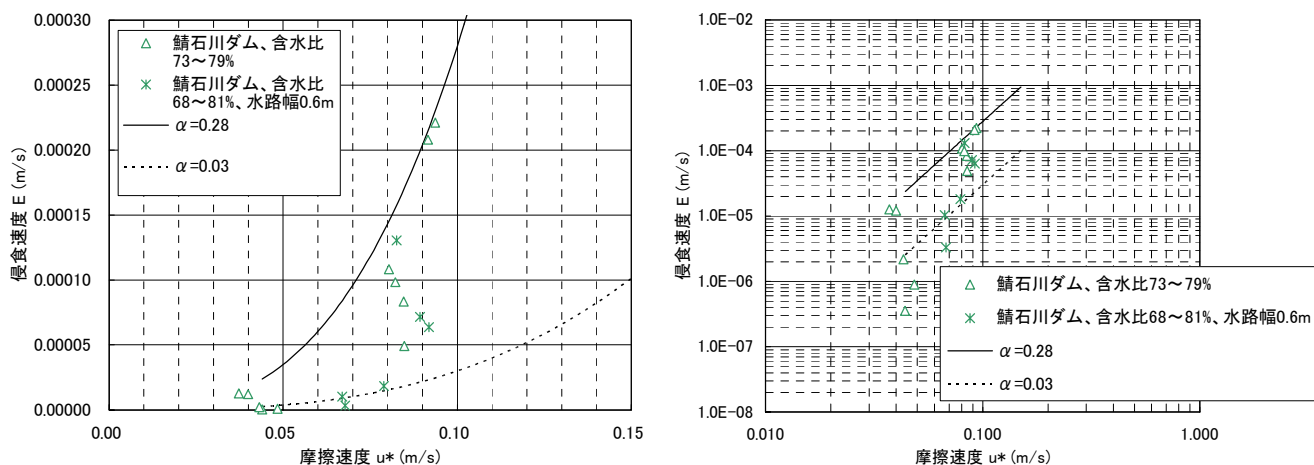


図-3.8 摩擦速度と侵食速度の関係(鯖石川ダム堆積土砂)

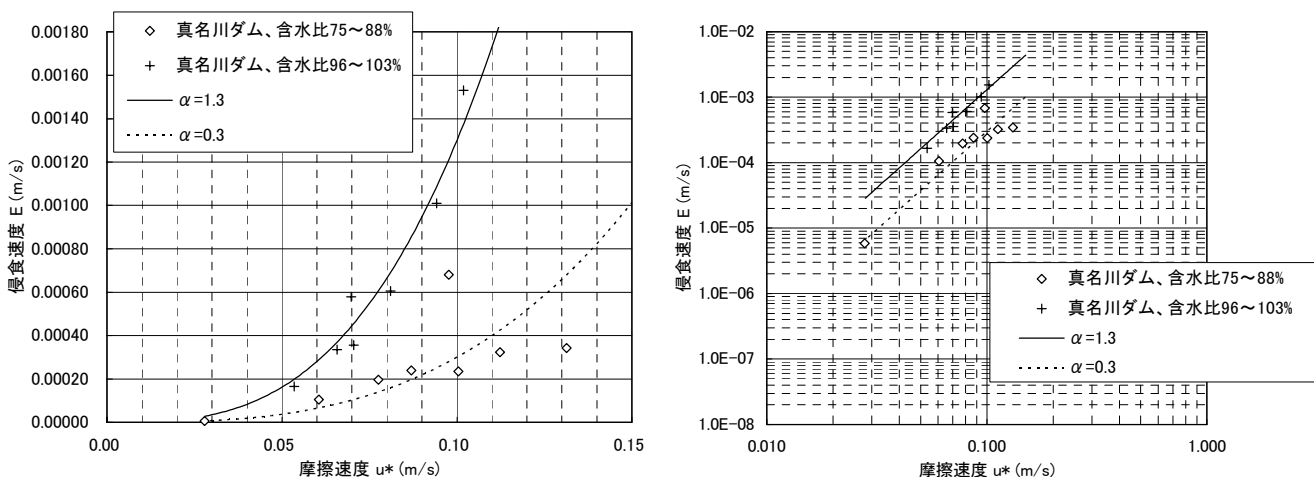


図-3.9 摩擦速度と侵食速度の関係(真名川ダム堆積土砂)

水比が小さい80%強については、ややばらつきが大きい。

図-3.10、3.11に各土砂の比較的流量が大きい条件での実験における実験終了後の侵食形状を示す。この結果より、侵食速度にばらつきの大きい美和ダムや鯖石川ダムの堆積土砂の侵食形状は、局所的な深掘れが生じていることがわかる。美和ダムや鯖石川ダムの堆積土砂については、ここに示した以外の結果についても、このような傾向が認められ、深掘れが生じる位置も実験によって異なっている。一方、結果のばらつきが小さいT.Aカオリンと真名川ダム堆積土砂の含水比100%程度については全体の領域が一様に侵食されている。ややばらつきの多い真名川ダム堆積土砂の含水比80%強の土砂については、侵食面の変動が大きいものの全面で侵食が生じている。

以上のように、土砂の種類(粒度分布)や含水比によって、侵食の形態に特色があり、今回の結果からは、

砂成分がほとんどなく粒度の最も小さいT.Aカオリンと砂成分が30%程度有り粒度の最も大きい真名川ダムの堆積土砂が一様に侵食され侵食速度式でよく近似できる結果を示し、その中間的な粒度分布の美和ダムと鯖石川ダムは局所的に激しい侵食がみられ侵食速度の結果のばらつきが大きかった。

今回の結果より得られた、微細粒子土砂の侵食速度を推定する場合に留意すべき事項を以降に示す。はじめに実験で作用させる掃流力を増加させつつ、侵食限界と侵食の進行状態を確認する。一様な侵食を示す場合は、侵食速度の実験により侵食速度式のパラメータを同定して検討に用いることができる。局所的な侵食を示す場合には、侵食速度のばらつきをある程度把握する実験を行い、下限から上限までパラメータの幅を把握して、その幅の範囲で複数の条件で検討を行う必要があると考える。

14.3 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

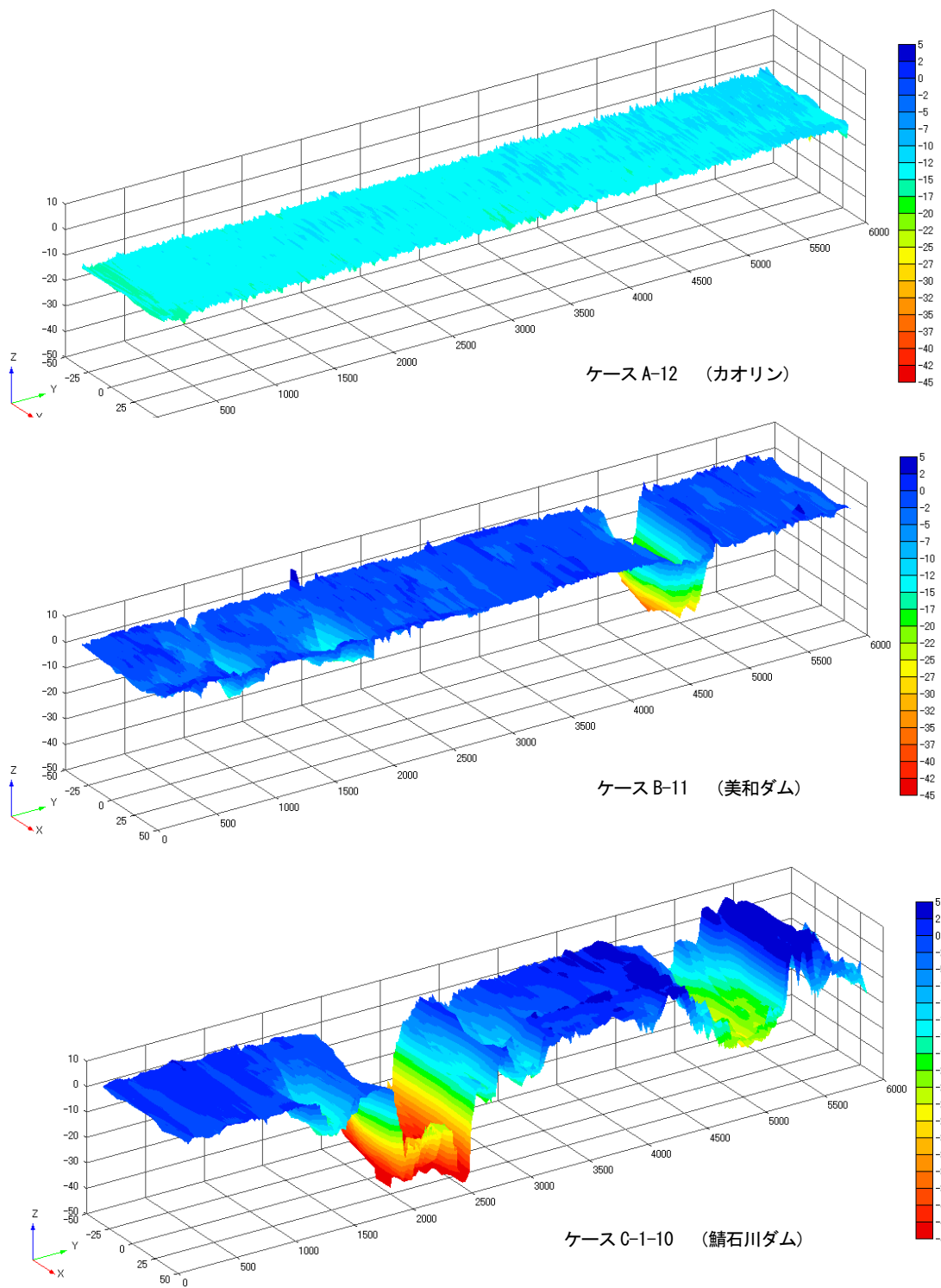


図-3.10 実験終了後の侵食形状 (1)

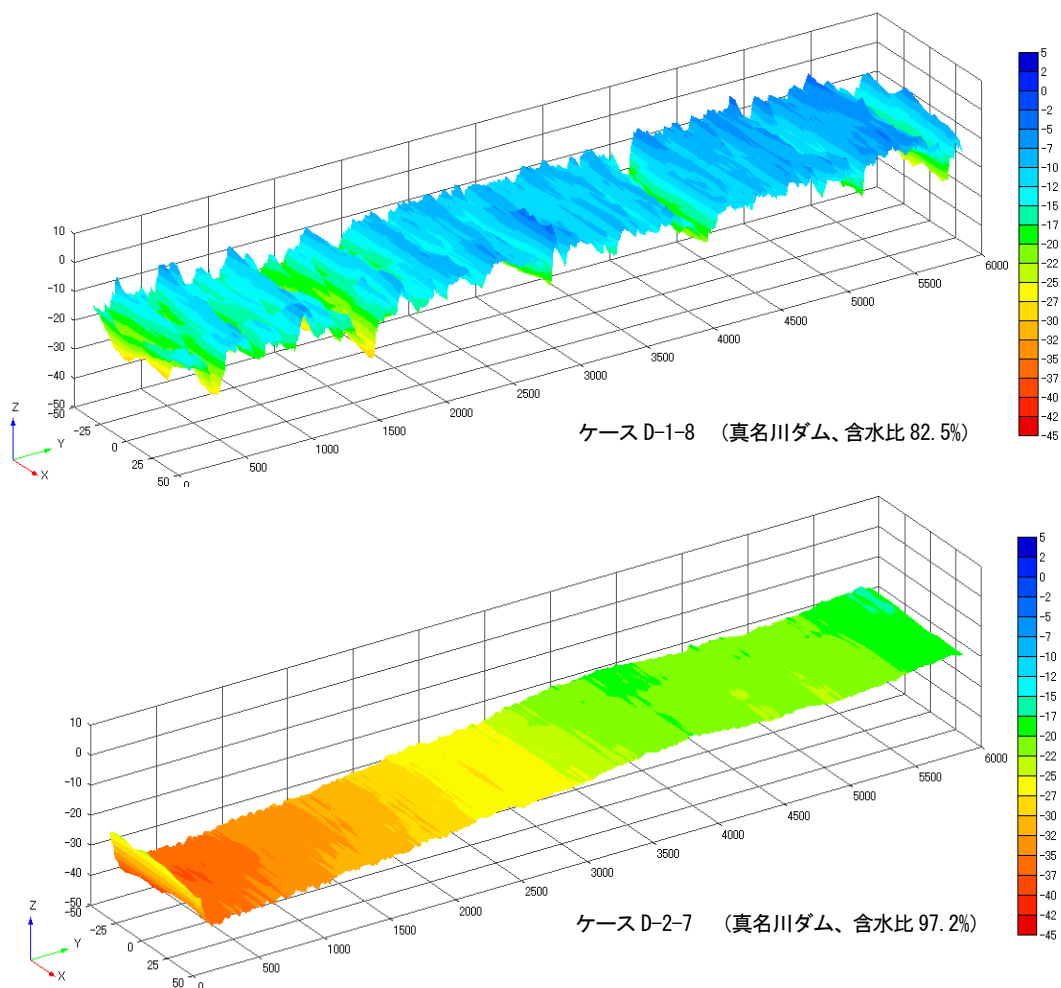


図-3.11 実験終了後の侵食形状 (2)

3.4 微細粒子土砂再浮上の評価手法の提案

前節までの検討結果より、図-3.12 に示す微細粒子土砂再浮上の評価手法を提案する。

図-3.12 の検討フローにおいて侵食試験については、3.2 節に示した試験方法を用いる。

侵食速度の推定式については、以下の式を用いる。

$$\begin{cases} E = 0 & (u_* < u_{*c}) \\ E = \alpha u_*^3 & (u_* \geq u_{*c}) \end{cases} \quad (3.3)$$

ここで、 E : 侵食速度 (m/s)、 u_* : 摩擦速度 (m/s)、 u_{*c} : 侵食限界摩擦速度 (m/s)、 α : 定数 (s^2/m^2) を表す。

侵食試験の結果の整理においては、ピエゾ水頭を測定し、以下の方法を用いて摩擦速度の算定を行うこととする。管路において底面とその他の壁面の掃流力(抵抗)を分離し、力の釣り合いの関係から以下の式が得られる。

$$\rho g(BHL)I_s = \tau_{bed}BL + \tau_{wall}(B+2H)L \quad (3.4)$$

ここで、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度、 B : 水路幅、 H : 水路高さ、 L : 水路長さ、 I_s : 土砂を流したときのエネルギー勾配 (測定したピエゾ水頭の勾配から求める)、 τ_{bed} : 底面の掃流力、 τ_{wall} : 底面以外の壁面の掃流力を表す。

式を変形すると

$$\tau_{bed} = \rho gHI_s - \frac{B+2H}{B}\tau_{wall} \quad (3.5)$$

平均的な掃流力とエネルギー勾配との関係より

$$\rho g(BHL)I_s = \tau_m(2B+2H)L \quad (3.6)$$

ここで、 τ_m : 水路の平均的な掃流力を表す。

式(3.5)、(3.6)より底面の掃流力の算定式を求めると

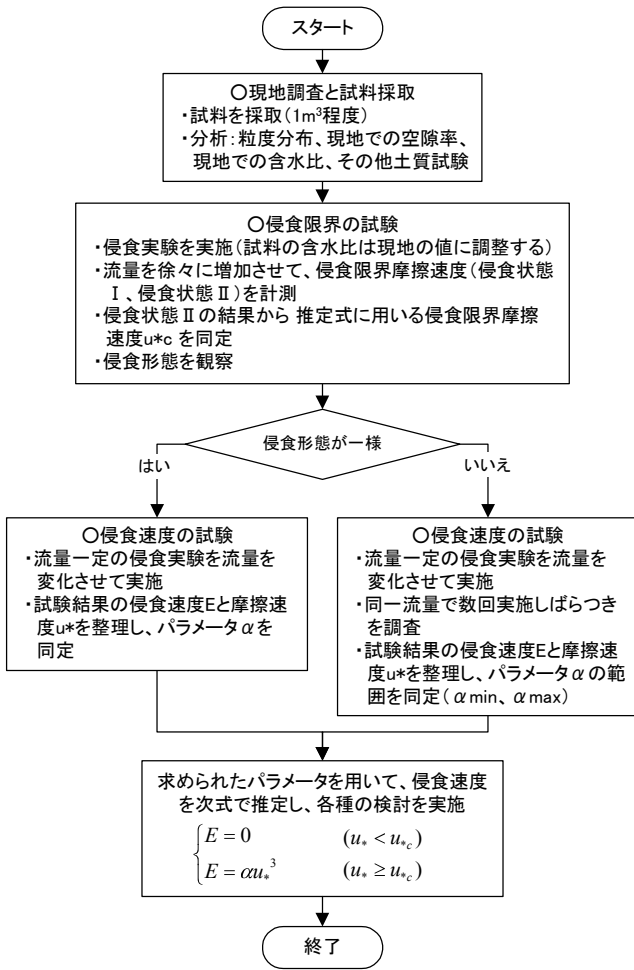


図-3.12 微細粒子土砂再浮上の評価手法フロー

$$\tau_{bed} = \frac{1}{B} \{ (2B + 2H)\tau_m - (B + 2H)\tau_{wall} \} \quad (3.7)$$

$$\tau_m = \rho g R I_s \quad (3.8)$$

$$\tau_{wall} = \rho g R I_w = \frac{\rho g n_w^2 V^2}{R^{1/3}} \quad (3.9)$$

幅 10cm×高さ 20cm の実験水路の場合

$$n_w = 0.0254 R_e^{-0.1135} \quad (3.10)$$

幅 60cm×高さ 20cm の実験水路の場合

$$n_w = 0.0506 R_e^{-0.1588} \quad (3.11)$$

$$R_e = \frac{RV}{\nu} \quad (3.12)$$

ここで、 I_w ：水のみ流下した場合のエネルギー勾配 (全ての壁面が固定床の場合)、 n_w ：底面以外の壁面の

マンニングの粗度係数、 R ：径深、 V ：断面平均流速、 R_e ：レイノルズ数、 ν ：動粘性係数を表す。

ただし、上記の計算を行って、 τ_{bed} が τ_m よりも小さくなる場合には、 τ_{bed} の値として τ_m を用いた。

底面の摩擦速度は次式で求めた。

$$u_{*bed} = \sqrt{\frac{\tau_{bed}}{\rho}} \quad (3.13)$$

ここで、 u_{*bed} ：底面の摩擦速度を表す。

この底面の摩擦速度を微細粒子土砂に作用する摩擦速度として試験結果を整理する。

上述の粗度係数の式は 3.2 節に示した試験装置における実験式であり、実験時のレイノルズ数 R_e の範囲は幅 10cm の水路で 6,100~61,000、幅 60cm の水路で 15,000~75,000 である。異なる装置を用いる場合には、水のみ抵抗について同様の調査をすることが望ましい。

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、ダム建設の影響に関する議論が進まないことがある。近年、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的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^{4.1)}。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、ダム建設前後の河道の変化をより明確に確認することができると考える。一方、ダムサイト近傍は山間部であることが多く、山間部を流れる河川は山地河道と呼ばれる。この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も指摘されている^{4.2)、4.3)}。そこで本調査においては、山地河道を対象とした河道特性調査を実施するとともに、土砂の移動特性について調査を試みるものである。基本的な特徴として、河床の縦横断形、瀬淵構造、河床材料の変化を調べるとともに、河床材料の移動限界掃流力を調べた。

山地河道における調査については過去の実績が少なく、調査自体の困難さが想定されたため、以下では調



図-4.1 調査実施箇所および仮の距離標

査地の選定から開始した。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選定した。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、概略の河道特性値を把握した。また、過去の航空写真を用いて、昭和38年以降の河床高の変動傾向を確認した。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(浮き石・沈み石の分布も含む)、河床材料調査を行うとともに、礫の移動状況を調査した。しかしながら、出水がほとんど発生しなかったことから、礫の移動は全く生じなかった。そこで、平成21年度も平成20年度と同様な調査を実施することとした。その結果、平成21年10月にピーク流量約170 m^3/s の出水が発生し、粒径50cm以下の礫が顕著に移動した。ただし、当該調査地点の平均年最大流量は約450 m^3/s であり、上記の流量はその半分以下であったことから、大規模出水時の変化を調査するため、平成22年度も同様な調査を行った。なお、平成21年度の出水で大きな地形変化は生じなかったため、平成22年度は横断測量を実施しなかった。結果として、平成22年度は11月にピーク流量約150 m^3/s の出水が1回発生したのみで、

平成21年度の結果を再確認する調査となった。

以下では、下久保ダムの諸元と合わせて調査地の概要を述べ、主に平成19年度以降に実施した調査内容とその結果を報告した上で、得られた知見を整理する。

4.2 調査実施箇所

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約8kmの山地河道区間である。図-4.1に示すように、貯水池末端やや上流の柏木地区(0km付近)を下流端として、そこから約8km上流の大井戸地区までを調査範囲とした。なお、ここに示した距離標は河川管理上の距離標ではなく、本調査を実施するために設定した仮の距離標である。また、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昭和34年に着工され、昭和44年に完成した。図-4.2に下久保ダムを下流から撮影した写真とダムの主な諸元を示す。図-4.3には下久保ダム流入量についてピーク値が100 m^3/s を超える出水を列挙した。特に、図中に赤い点線で示した平均年最大流量450 m^3/s を超えた出水はその発生時期も合わせて示した。さらに、1,000 m^3/s を超えた規模の出水は濃い色で着色した。後述する調査は、主に平成20年度以降に実施したもの



所在：群馬県藤岡市、埼玉県児玉郡神川町	河川名：利根川水系右支川神流川
型式：重力式コンクリートダム	堤高：129m 堤頂長：605m
総貯水容量：1億3,000万 m^3	管理者：水資源機構
着工：1959年（昭和34年）	完成：1969年（昭和44年）
流域面積：322.88 km^2	計画堆砂量：1,000万 m^3
計画比堆砂量：310 $m^3/km^2/年$	

図-4.2 下久保ダムの諸元

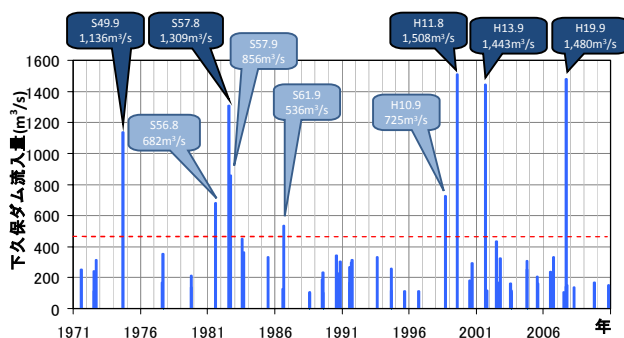


図-4.3 下久保ダム流入量から見た出水の発生状況

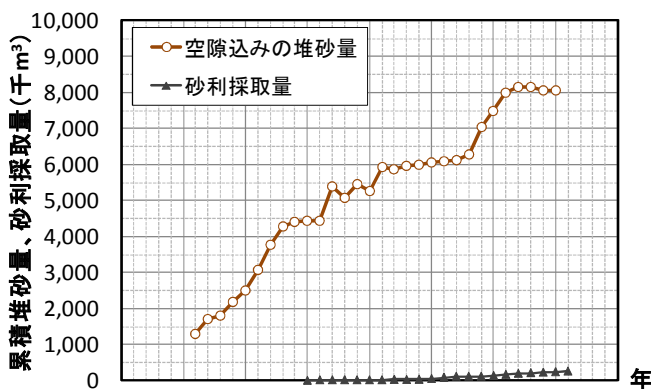


図-4.4 下久保ダムの累積堆砂量および砂利採取量

であり、平成 19 年 9 月の大規模出水後に生じた変化過程を捉えたものと理解でき、平成 20 年度から平成 22 年度にかけては 1 年に 1 回の割合で 3 回の小規模出水が発生した。図-4.4 は下久保ダムの累積堆砂量および累積の砂利採取量を示す。ダムの諸元で示したよう

に計画堆砂量 10,000 千 m^3 に対して平成 17 年には 8,000 千 m^3 の土砂が堆砂しており、ダムの完成から 37 年で堆砂容量の 80% に達していることから計画の約 2 倍の速さで堆砂が進行していることが分かる。その対策として、貯水池末端付近で砂利採取が行われてきたが、効率的に砂利採取を行うため平成 12 年には貯砂ダムが完成し、その天端高が洪水期制限水位 + 1m で設計されたことでドライ掘削・搬出が可能となった。さらに平成 15 年以降は、下久保ダム下流の三波石峡の景観改善のため、搬出した土砂を下久保ダム直下に敷設する置き土事業も行われている。

4.3 調査内容

平成 19 年度以降、主に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。以下に調査の目的と調査方法について示す。

① 河川横断測量

場の基本的な情報として河川縦横断形およびその変化を把握するため、平成 20 年 12 月には 50m 間隔で、平成 21 年 12 月には 100m 間隔で横断測量を実施した。その際、RTK (Real Time Kinematic) -GPS を用いた測量を検討したが、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、基準となる端点のみ GPS で確認し、横断測線上の標高はトランシットなどにより測量を実施した。端点確認の際、地形条件等によっては RTK-GPS が全く使用できない場所もあり、VRS (Virtual Reference Station) -GPS、D (Differential) -GPS も併用した。ここで、RTK および VRS-GPS の測量精度は 0.02m 程度、D-GPS の測量精度は 0.5m 程度である。

現在の河床縦横断形に加えて過去の河床高の変化を把握するため、昭和 38 年 (1963 年、ダム建設前)、平成 14 年、平成 19 年 10 月の航空写真を用いてデジタル図化機で立体画像を作成し、上記で設定した横断測線上の河床高を読み取った。ここで、デジタル図化機の読み取り誤差は 0.4m 程度であった。

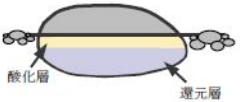


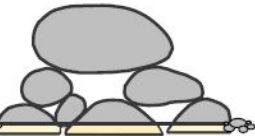
② 瀬淵構造調査

D-GPS の測量機を用いて、調査区間の瀬淵分布 (平瀬、早瀬、淵の平面分布) および河床の状態 (浮き石、載り石、はまり石)、植生の繁茂状況および露岩状況を調査した。ここで、瀬淵構造および河床の状態の判定は表-4.1、表-4.2 に従った。なお、調査時期は、いずれの年度も 12 月から 1 月に掛けての 2 カ月程度の期間とした。また、過去の瀬淵構造の変化を把握するため、デジタル図化機で用いた航空写真に平成 18 年 9

表-4.1 瀬淵の分類基準

早瀬	水深が浅く流速が早い。水面には白波が立ち河床は礫が浮き石状態であることが多い。
平瀬	水深は浅く流速は比較的早い。水面はしわのような波が立ち河床は沈み石であることが多い。平瀬と淵の
淵	水深は深く流速は緩い。水面は波立たず河床は砂で覆われていることもある。

表-4.2 河床状態の判断基準

物理的分類	生物学的分類	礫の状態
はまり石 ↑	はまり石	
	載り石	
↓ 浮き石	浮き石 (小隙間)	
	浮き石 (大隙間)	

月に撮影された航空写真を加えた4枚の航空写真から瀬淵構造を推定した。推定にあたっては、白波を目視で確認できる範囲を早瀬、水衝部で色の濃淡から深いと判断される範囲を淵とし、その他の範囲を平瀬とした。

③河床材料調査

平成20年度から平成22年度にかけて、1km間隔ごとに水際付近を対象として、線格子法による河床材料調査を実施した。なお、線格子の間隔は最大粒径程度の1mとした。また平成19年度については、格子幅を0.1mとした面積格子法による調査を実施したが、粒径1mを越えるような材料も存在することから、平成19年度のデータは参考程度の値として示した。調査時期は、いずれの年度も瀬淵構造調査と同じく12月から1月に掛けての2カ月程度の期間である。

④礫の移動状況調査

出水に伴う礫の移動状況を調査するため、水際に存在する河床材料にICタグ(Texas Instruments株式会社製)を埋め込み(以下、ICタグ付礫)、河床に敷設した。平成20年度は、7km付近および5km付近に敷設したが、5km付近は地域のイベント等で河川敷が毎年

利用されることから人為的改変の影響が大きく調査地点から除外した。平成21年度および平成22年度は7km付近を中心に調査を実施し、ICタグの通信距離は0.4m程度と短く大規模出水後の追跡調査に困難が伴うと想定されたため、通信距離が10mと長い低周波発信機を埋め込んだ礫(以下、発信機付礫)も合わせて設置した。なお、低周波発信機は電波の特性から河床材料に埋没した場合でもその影響を全く受けることなく、空中や水中と同様に通信距離が確保される。

次に、ICタグ付礫および発信機付礫の設置個数について述べる。ICタグ付礫については、平成21年度に、粒径15cm~30cmを54個、粒径30cm~50cmを44個、粒径53cm、55cm、57cm、78cm、88cm、164cmをそれぞれ1個ずつ、合わせて104個をいずれも水際に敷設した。平成22年度は、上記と同様な粒径構成でICタグ付礫の個数を約2倍の200個に増加させた。これは、通信距離が短いICタグの欠点を多量のICタグ付礫を敷設することで補うことを考えたためである。なお、ICタグの単価は低周波発信機の100分の1程度と安価であることから、このような設置が可能となる。一方、低周波発信機は他の河川での利用実績から明らかなように、移動した礫をほとんど見落としなく発見することが可能であり、上述したコストの問題もあり、設置数量は少ない。平成21年度は、粒径10cm程度を16個、粒径20cm程度を14個、粒径30cm、40cm、50cm程度をそれぞれ4個ずつ、合わせて42個を敷設した。平成22年度は、平成21年度の調査後に電池残量が残った発信機22個に加え、6個の発信機を追加した。粒度構成は、粒径10cm、20cm、30cm程度をそれぞれ6個ずつ、粒径40cm、50cm程度を5個ずつ、合わせて28個を敷設した。ここで、低周波発信機(坂田電機株式会社製)の電池寿命は未使用のもので2ヶ月間程度であり、敷設後に発信機内の傾斜度センサーが礫の傾斜を確認すると電波発信を開始する。したがって、発見時に流速が速い湍筋や深く埋没していた場合などには電波発信を停止することができず、電池寿命が尽きることとなる。ICタグの寿命がほぼ永久的である点を考えると、電池寿命は発信機のデメリットであるが両者を組み合わせることで効率的な調査が可能になると考えた。

このような低周波発信機の特徴から、両者の設置方法は異なる。ICタグ付礫については、特定した礫にドリルで穴を開け、ICタグを挿入し接着材で固定した(図-4.5参照)。発信機付礫については、粒径20cm程度以下の礫は一度室内に持ち帰り発信機付礫を埋め



図-4.5 IC タグの埋め込み状況



図-4.6 低周波発信器の埋め込み状況

込んだ後で、河床表面から見えなくなる程度に河床に埋め込んだ。粒径 30cm 程度以上の発信機付礫については重量のために移動が困難であり、下側半分が河床に埋没した水面上に突出した礫を選び、その場で穿孔作業を実施し発信機を埋め込んだ（図-4.6 参照）。これは上述した電池寿命の差を考慮してのことであり、人為的な影響や想定以下の小さな出水で移動し電池容量を減少させることを防止したものである。すなわち、IC タグ付礫は浮き石状態で、発信機付礫ははまり石状態もしくはそれよりも動きにくい状態で設置されたことになる。

最後に、礫の移動状況調査に関連して、礫の移動限界を把握することを目的として、礫設置区間近傍の3箇所（7.6km 右岸、7.1km 左岸、6.9km 左岸）に自記式水位計を設置した。記録は15分間隔とし、近傍には大気圧計も併設することで水位の大気圧補正も行った。

4.4 調査結果

①河川横断測量

図-4.7 は河床縦断形の変化を示す。また、図-4.8

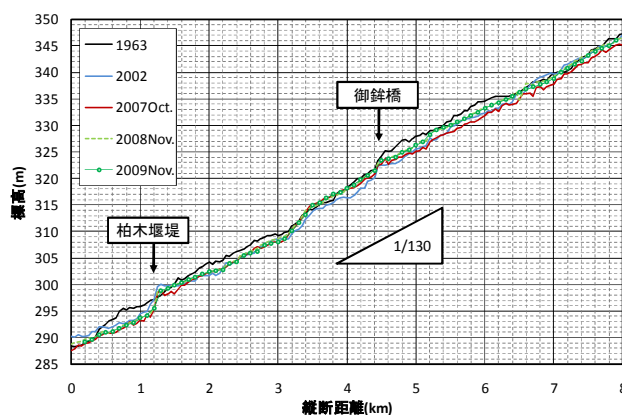


図-4.7 河床縦断形の変化

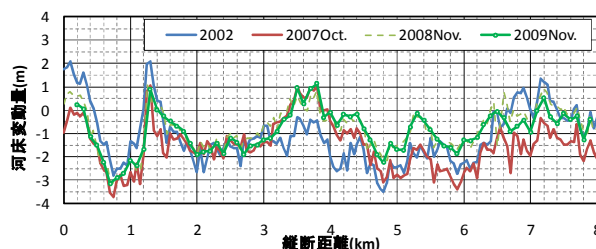


図-4.8 1963年を基準とした河床変動量

は昭和 38 年を基準とした平均河床高の変動量を示す。凡例の 1963、2002、2007Oct. はそれぞれ昭和 38 年、平成 14 年および平成 19 年 10 月の航空写真から判読された河床横断形から平均河床高を算定した結果である。2008Nov.、2009Nov. はそれぞれ平成 20 年 12 月、平成 21 年 12 月にそれぞれ横断測量によって記録した河床横断形から平均河床高を算定した結果である。ここで両者の違いとして、航空写真は水面の標高を読み取らざるを得ず、水域部の河床高を高め評価する可能性があることを指摘できるが、平成 19 年 10 月と平成 20 年 12 月の河床高を比較すると、その影響は小さいようである。実際に現地を踏査すると、深い淵や速い流速域の存在で対岸へと渡河できない区間も存在するが、全体的に 0.3m 程度の水深となっており、その影響は小さいと考えられた。なお、いずれの航空写真にも平水時の状況が撮影されていた。

これらの図を見ると、平均的な河床勾配が 1/130 程度であること、区間ごとの違いはあるものの全体的に河床は低下傾向であることを理解できる。特に、昭和 53 年 10 月には 1.2km 付近に柏木堰堤が完成し、その影響で 1.2km 下流の河床低下が顕著に進んでいる。しかしながら、0km~0.4km 区間の河床高は平成 14 年に上昇している。これは 0km 地点から約 1.3km 下流に建設された貯砂ダムの影響と考えられた。前述したように下久保ダムは計画の約 2 倍の速さで堆砂が進行しており、堆砂対策として平成 12 年に貯砂ダムが建設され、

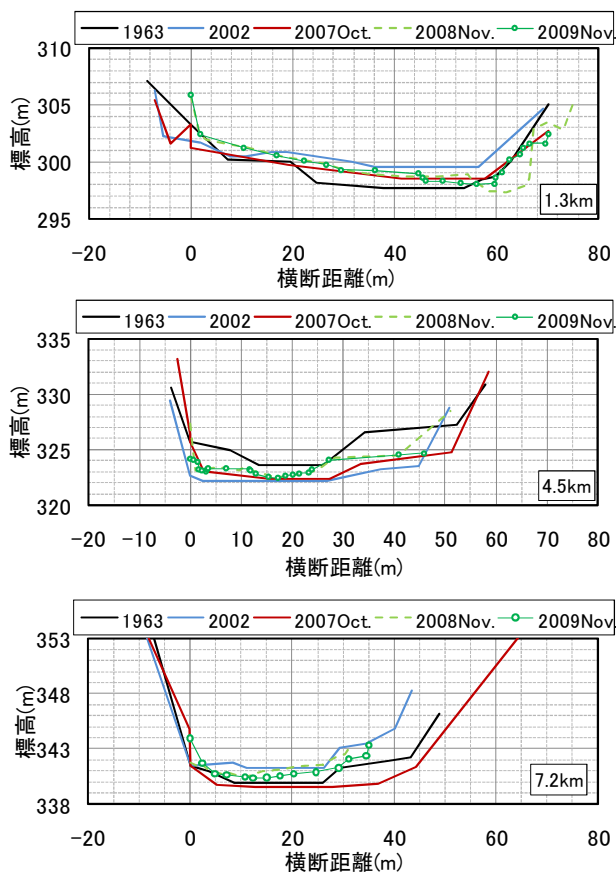


図-4.9 河床横断形の変化 (1.3km, 4.5m, 7.2km)

毎年掘削が行われている。平成 14 年の河床高の変化は一時的に土砂が堆積した状況を捉えたものと考えられた。4.4km 上流に位置する御銚橋では、その橋脚を洗掘から護るため護床工が設置されており、昭和 38 年以降河床が低下傾向にある中で護床工が床止め工的に機能したと考えられた。なお、御銚橋の工事履歴については把握していないが、航空写真を見ると昭和 38 年当時から存在しており、1m 程度河床が低下した時点で護床工が設置されたものと推定される。ちなみに、御銚橋の上下流で 1m 程度の標高差が生じている。

図-4.9 は代表的な河床横断形の変化を表す。比較的平坦な単断面河道であること、川幅は上流側で 40m 程度、下流側で 60m 程度であることを確認できる。また、2008 年 12 月と 2009 年 12 月の断面形を比較すると、1.3km 断面では右岸の淵部に埋没したのに対して、7.2km 断面では河床が低下している。これは、小規模出水の影響が区間ごとに異なり、その結果として生じた変化であると予想された。

②瀬淵構造調査

図-4.10 は、瀬淵構造調査結果の一例として、7 km 付近の瀬淵構造の変化を示す。図中の赤丸を付けた部分には、IC タグ付礫および発信機付礫を点在させて敷

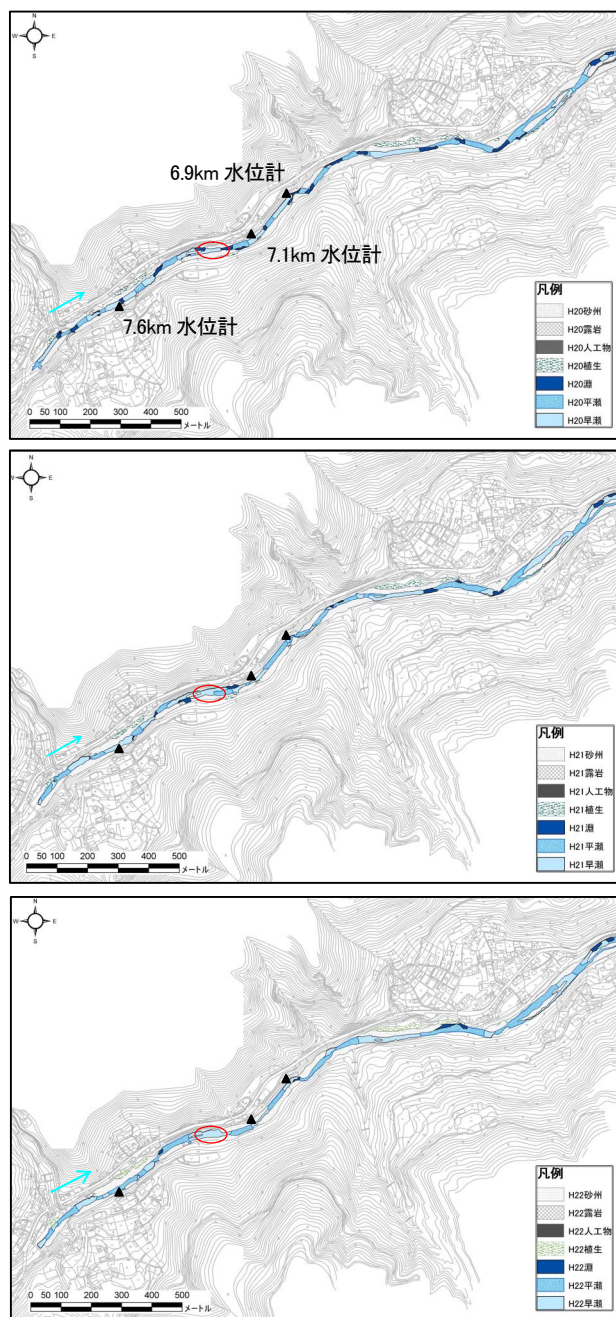


図-4.10 瀬淵構造調査結果の一例 (7km 付近)

設した。また、▲印は出水時の掃流力の変化を把握するために設置した自記式水位計の位置である。図-4.11 は航空写真による瀬淵構造の判読結果である。図-4.12 には上記の結果を整理し、砂州、平瀬、早瀬、淵および濤筋の河道内面積占有率の変化を示した。ここで濤筋は砂州以外の面積の和である。これを見ると、航空写真による判読結果と現地踏査による調査結果に明らかな差があることが分かる。これは、淵の判読に写真の濃淡を利用したために生じた誤差であると考えられ、航空写真から瀬淵構造を判読するためには今後工夫が必要な点である。航空写真による淵の判読結果

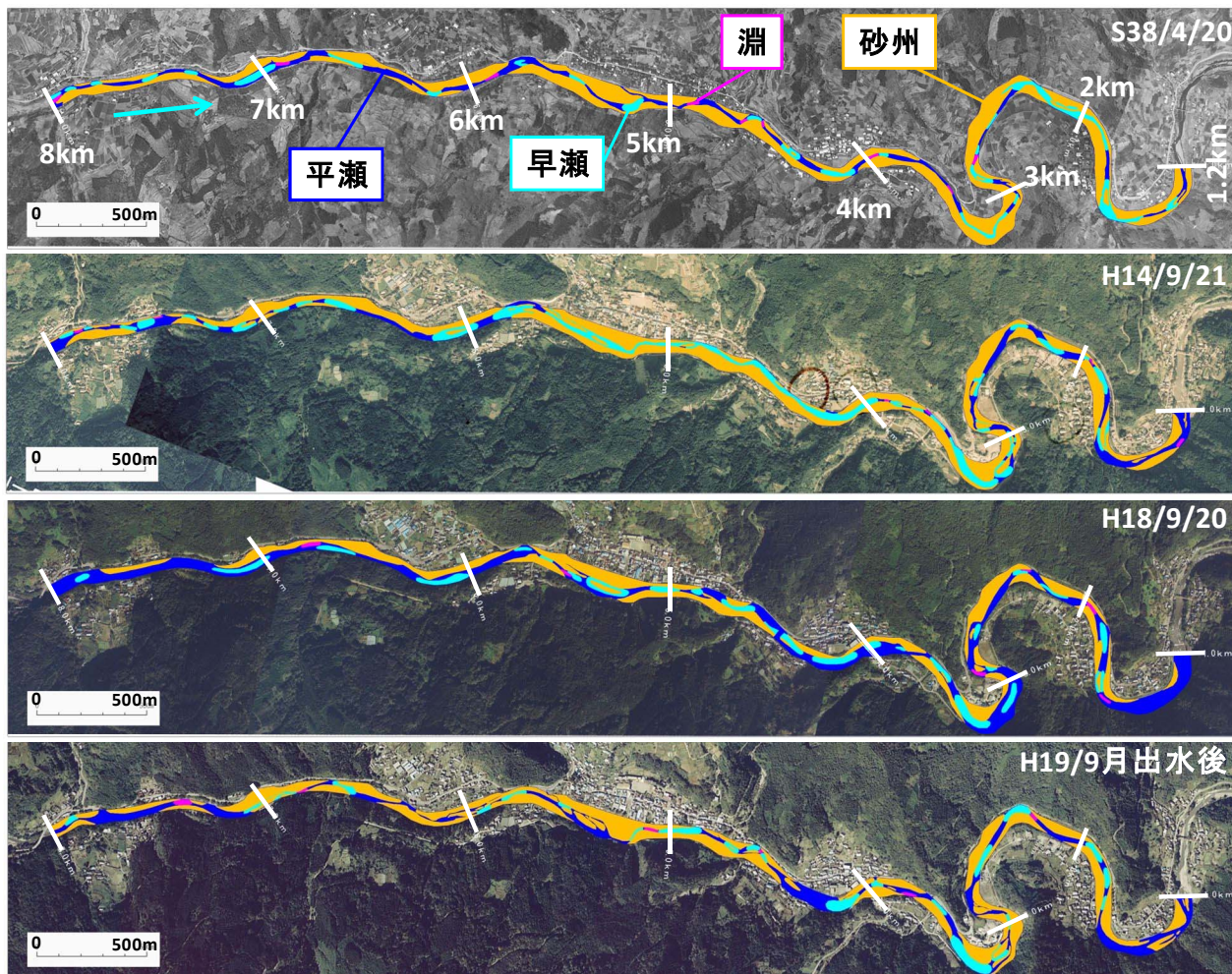


図-4.11 航空写真から判読した瀬淵構造の分布と変遷

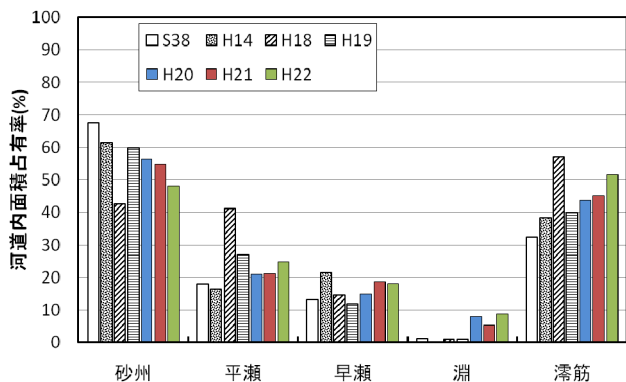


図-4.12 砂州等の河道内面積占有率の変化

を除いて考えると、平瀬:早瀬:淵の割合は2:2:1程度、砂州:滞筋は1:1程度であり、昭和38年以降それらの割合は大きくは変化していないようである。なお、この割合は平水時の流量によって異なり、下久保ダム上流ではこの程度の割合であったことを当該河川の特徴として示すものに過ぎない。したがって、山地河道の一般値として利用すべきではないことは追記しておく。

平成20年度以降の調査においては、河道内をさらに細かく区分し調査を実施した。図-4.13にはその区分に従った河道内面積占有率の変化、図-4.14には河床状態の変化を示す。図-4.3に示したように、平成19年9月出水は既往第2位の出水規模であり、平成20年度以降の河川構造の変化を見ることは大規模出水後の変化を知る上で有効である。図-4.13を見ると、砂州が徐々に減少するとともに滞筋が増加している。平成19年9月出水後に現地踏査を行うと、河道内は大量の土砂で溢れ、砂州も高くなって見えた。上流域や周辺山地の崩壊により大量の土砂が調査区間に供給されたことが原因であると当初考えたが、図-4.8を見ると顕著な河床上昇は見られない。そこで現時点では、大規模出水に伴い水衝部が洗掘され、その結果として対岸の砂州が高くなった、もしくは高くなったように見えたのではないかと考えている。したがって平成20年以降は、小規模出水により滞筋が徐々に

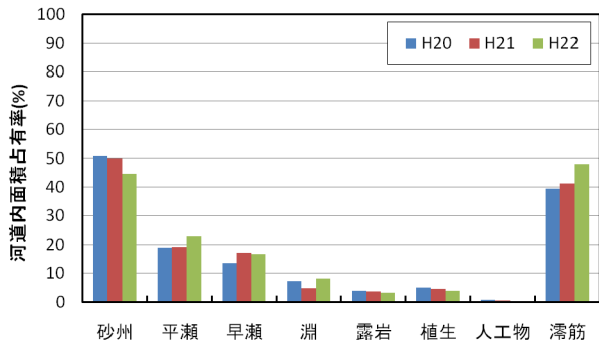


図-4.13 砂州等の河道内面積占有率の変化
(平成20年度以降)

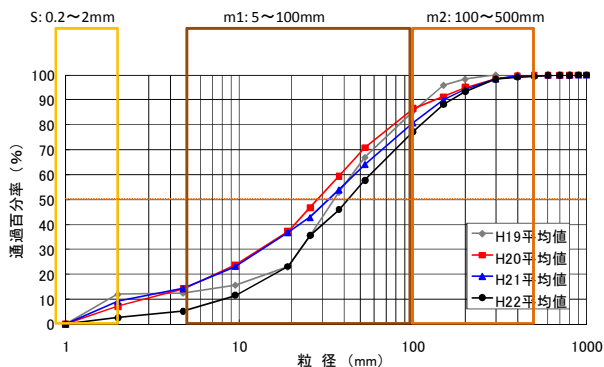


図-4.16 平均的な粒度分布の変化

表-4.3 平均的な粒度分布の特性値

単位:mm

特性値	H19	H20	H21	H22
D10	1.8	2.9	2.4	8
D16	9.7	5.4	5.4	12.5
D30	22.5	13	13.5	22.5
D50	35	28	32.5	42
D60	45	38	46	56
D84	96	90	116	128
D60/D10	25.0	13.1	19.2	7.0

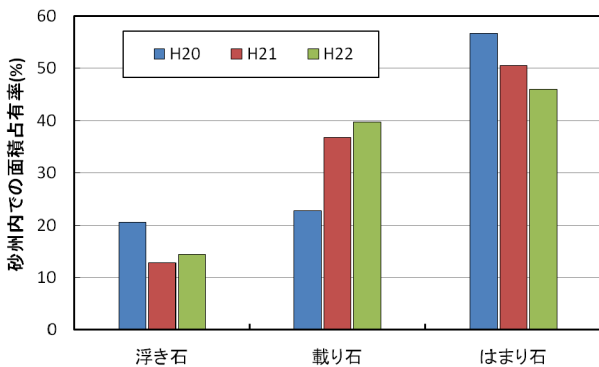
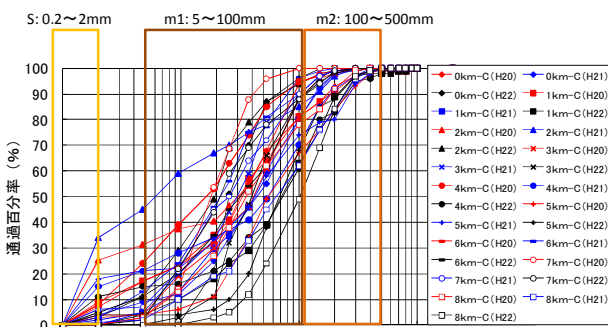


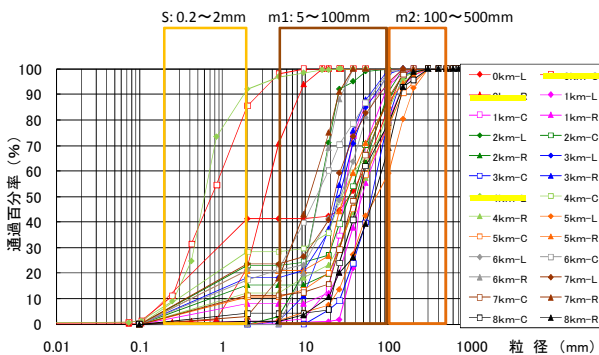
図-4.14 河床状態に関する砂州内面積占有率の変化

埋められ、水位が上昇することで砂州の割合が減少したのではないかと推定している。河床状態の変化を見ると、大規模出水後は浮き石、はまり石の割合が増加するようであり、その後徐々に減少している。これも大規模出水の影響と考えられ、堆積が顕著な場所で浮き石が、洗掘が顕著な場所ではまり石が確認された結果ではないかと推定している。

③河床材料調査



(a) 平成20年度から平成22年度の調査結果

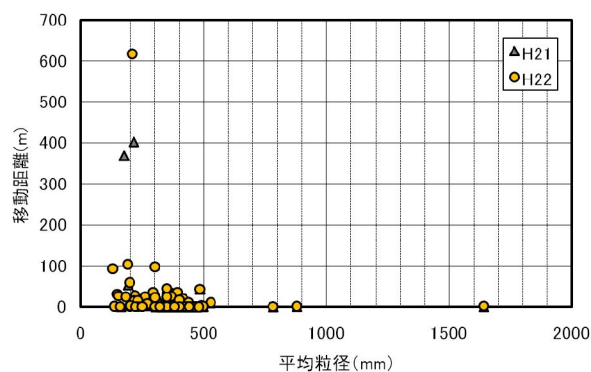


(b) 平成19年度の調査結果

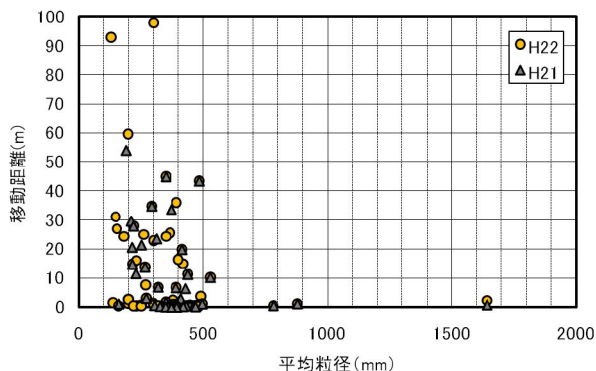
図-4.15 河床材料調査結果の重ね合わせ

図-4.15(a)には、平成20年度以降に実施した河床材料調査結果を全て重ね合わせて示す。図-4.15(b)には、平成19年度に実施した調査結果のみを重ね合わせて示す。ここで、平成19年度は流心および左右岸で調査を実施しており、前述したように調査手法が異なることから別図とした。また、凡例に下線を付けたデータは、主に砂が調査対象であったため直接採取した河床材料をふるい分析した結果である。これらの図から、主材料が m1:5~100mm、m2:100~500mm であること、水裏部等には副材料の s:0.2~2mm が存在することを確認できる。さらに調査法の違いから、面積格子法は局所的な粒度分布を捉え、ある粒径集団が卓越した結果となりやすいことを理解できる。

図-4.16は、図-4.15の結果を年度ごとに整理し、各測線で取得されたデータを足し合わせ、一本の線格子もしくは1箇所の面積格子として粒径加積曲線を作成したものである。平成19年度の調査結果も、このよ

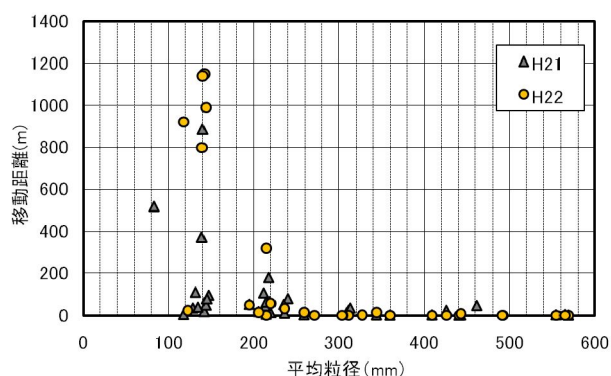


(a) 移動後発見された IC タグ付礫の全データ

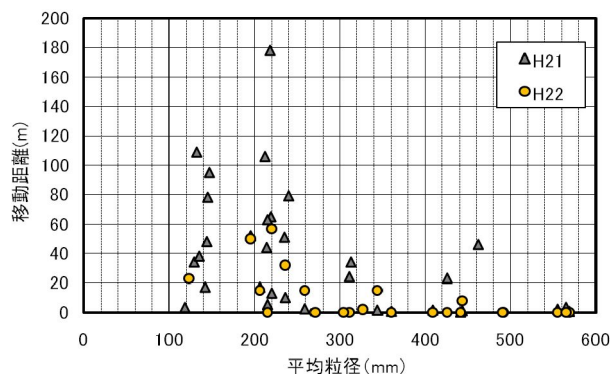


(b) (a)の縦軸を最大値 100m として拡大

図-4.17 IC タグ付礫の平均粒径と移動距離との関係



(a) 移動後発見された発信機付礫の全データ



(b) (a)の縦軸を最大値 200m として拡大

図-4.18 発信機付礫の平均粒径と移動距離との関係

うに扱うことで当該調査区間の粒度分布として有効な情報となり得る。表-4.3は図-4.16から粒度分布の特性値を読み取った結果である。表から、平成20年度以降は徐々に粗粒化が進行するとともに、均一化してきたことを確認できる。これは、図-4.16の粒度分布の変化に見られるように、小規模出水の発生に伴い、m1の粒径集団が徐々に掃流され、m2主体の粒度分布に変化してきているためではないかと考えられる。

④礫の移動状況調査

平成21年10月出水、平成22年11月出水のピーク流量はそれぞれ167m³/s、152m³/sとほぼ同規模の出水であり、自記式水位計のデータによると7km近傍では1.1mから2mの水位上昇が確認された。その結果、ICタグ付礫、発信機付礫とも移動し、それぞれの受信機を使って追跡調査を実施した。なお、平成20年度は4月に出水が発生し、5月以降ピーク流量が100m³/sを超える出水が発生しなかったため、追跡調査を実施しなかった。図-4.17および図-4.18には、それぞれICタグ付礫および発信機付礫の調査結果について、平均粒径と移動距離との関係を整理した。(a)図には移動後に確認された全ての礫が掲載されており、(b)図は(a)図の縦軸を拡大して示した。なお、平成21年10月出水と平成22年11月出水が同規模の出水であった

ことから、両年の結果を重ねて示した。マーカーの種類によらず、同じ粒径でも移動したものと移動していないものがあること、移動を開始した後は運搬経路によって移動距離が大きく異なることなどを確認できる。また、移動限界粒径はICタグ付礫の結果からは500mm程度、発信機付礫の結果からも500mm程度と判読できるが、発信機付礫の方が多少動き難いように見える。図-4.19はICタグ付礫と発信機付礫の敷設状況を示すが、この違いによって移動距離に僅かな差が生じたと考えている。発信機付礫は短径の半分程度以上埋没して設置されていたため、移動開始までに時間が掛かり、粒径250mmから500mmの礫の移動距離に顕著に影響が現れたと推定された。したがって、移動限界粒径は500mm程度と考えられる。

図-4.20は、不定流計算によってピーク流量時の水理量の縦断分布を算定し、平成21年10月出水と平成22年11月出水で摩擦速度を比較した結果である。両出水で流量に大きな違いがないことから、両出水で摩擦速度はほとんど差がなく、ICタグ付礫および発信機付礫を敷設した赤の縦線で囲んだ区間では、0.27m/sから0.38m/sの摩擦速度となっていたことを確認できる。図-4.21は修正Egiazaroff式により粒径ごとの移動限界摩擦速度を算定した結果である。上述した摩

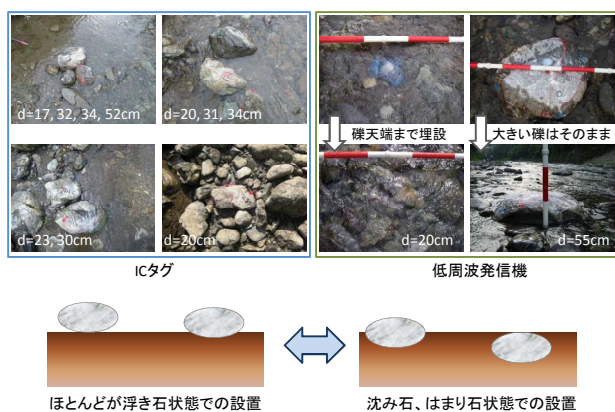


図-4.19 ICタグ付礫と発信機付礫の敷設状況の違い

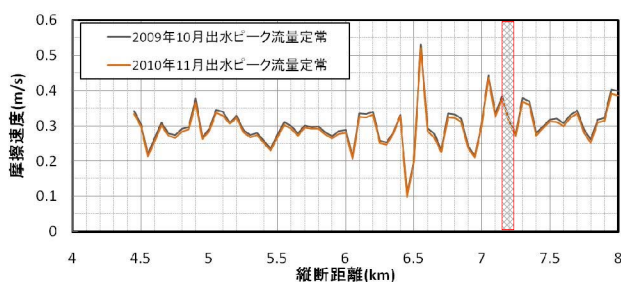


図-4.20 対象出水ピーク流量時の摩擦速度の縦断分布

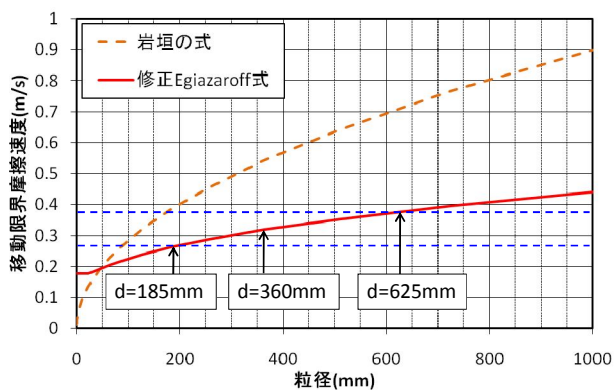


図-4.21 対象出水ピーク流量時の摩擦速度と移動限界粒径

摩擦速度の範囲から判断すると、粒径 185mm から 625mm の河床材料が移動することとなり、図-4.17 や図-4.18 で確認された 500mm 程度となった。

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、粒径分布が広いこと、巨礫が点在することが挙げられる。下久保ダム上流でも材料 m は粒

径 5~500mm と幅のある粒度分布を持っており、河床には粒径 200mm 以上の巨礫、大きいものでは直径 500mm 以上の礫が点在している (図-5.1)。しかしながら、これらの巨礫が土砂移動および河床形状に与える影響に関する知見は乏しい。そこで、平成 20 年度から平成 21 年度にかけて、巨礫のように通常の出水では移動しない河床材料が流砂量に与える影響を室内水路実験によって評価した。このように通常の出水では移動しない礫を「大きな石」と以下では呼ぶこととする。また室内水路実験では、移動しない河床材料として大礫(粒径 100mm の均一粒径)を用いた。ここで大礫と言う表現は粒径の分類基準^{5.1)}に従うものであり、粒径 64mm ~256mm の礫の総称である。平成 22 年度は、追加の実験を行っていないため、以下では平成 21 年度の報告内容を再掲する。

5.2 実験の概要

実験に用いた水路は、図-5.2 に示す長さ 30m、幅 1m、深さ 0.8m の土砂循環装置付可変勾配水路である。掃流砂は、水路下流端に設置された篩い分け機で浮遊砂と分離され、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。なお、ここでは浮遊砂は扱っていない。表-5.1 に実験条件および河床材料の特性を示す。Case1~6 の河床は、図-5.3 に示す Case0 の初期河床材料に直径約 100mm の大礫を表に P_{15} で示す割合で敷設した場合の状態である (図-5.4)。図-5.5 に示すように、水路床に厚さ 20cm で図-5.3 の初期河床材料を敷き詰め、大礫の半分を河床に埋めた。その際、大礫の半分の重量に相当する初期河床材料を除去した。なお、通水前後で大礫の埋没状況は局所的な堆積、侵食は見られたが、全体としては大きく変化しなかった。粒度分布の算出にあたっては、河床材料を採取する層の厚さで粒度分布が異なる。ここでは、河床表面から突出した大礫を含め、大礫の粒径に相当する 100mm の深さまでの材料について粒度分布を算定した。なお、掃流力が最も大きくなる流量 $0.52\text{m}^3/\text{s}$ 、水路勾配 1/100 の条件でも、大礫がほとんど移動しないことを確認している。また、Case0 の河床材料の準備にあたっては、粒径 6.4mm、9.4mm、15mm、25mm、40mm のほぼ均一な材料を混合して製作した。

実験では、河床表面に占める大礫の割合を変化させ、主に①流砂量、②粒径ごとの粒子の移動速度、③移動層厚について、それぞれの変化を調べた。①の流砂量の計測にあたっては、ベルトコンベアの接続部に採取箱を設置し、一定量の流砂を採取する作業を 3 回実施



図-5.1 点在する巨礫の状況（下久保ダム上流）

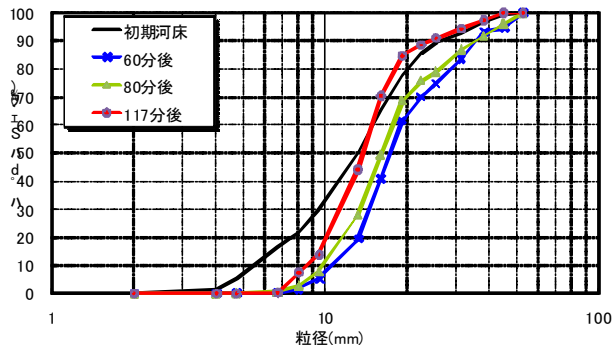


図-5.3 初期河床および流砂の粒度分布の変化（Case0）

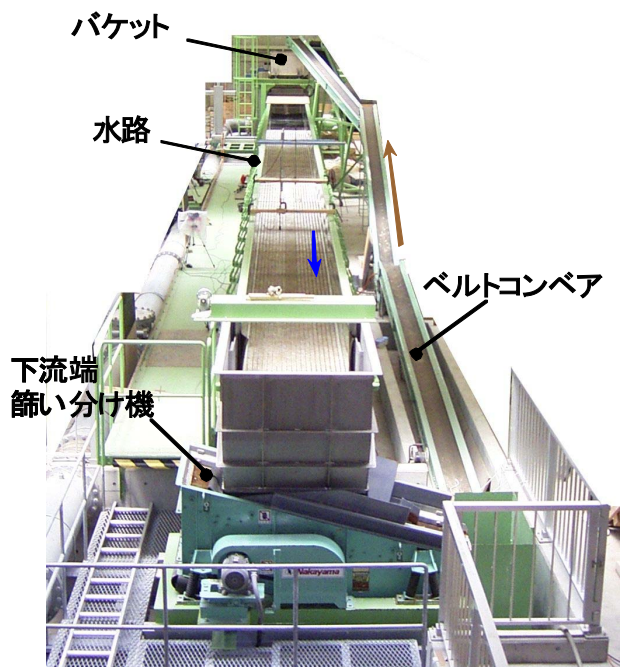


図-5.2 土砂循環装置付可変勾配水路

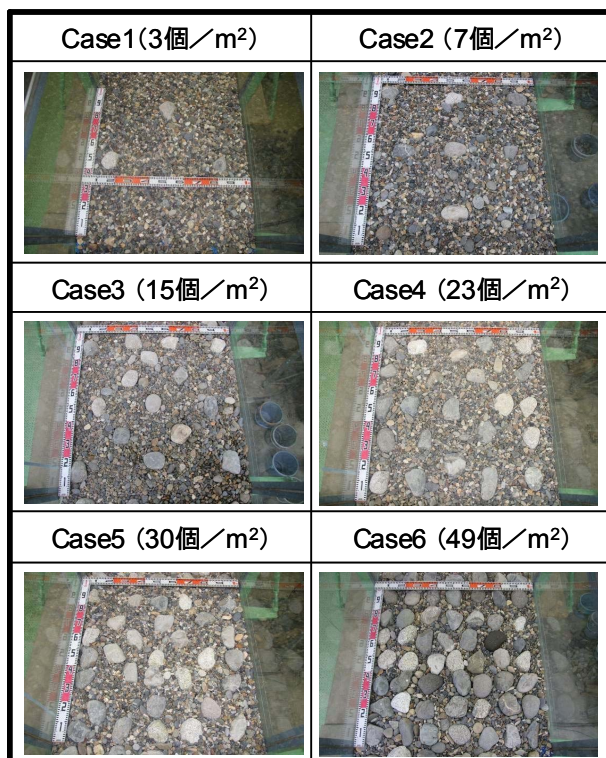


図-5.4 大礫の敷設状況（括弧内は大礫の敷設数）

表-5.1 実験条件

Case	水路 勾配	流量 (m ³ /s)	河床材料		
			D ₅₀ (mm)	D ₈₄ /D ₁₆	P _{LS} (%)
Case0	1/100	0.18~0.52	15.0	3.3	0.0
Case1	1/100	0.2~0.52	20.1	3.4	2.3
Case2	1/100	0.2~0.52	22.5	3.7	5.2
Case3	1/100	0.2~0.52	27.0	4.9	10.7
Case4	1/100	0.2~0.52	31.2	6.7	15.9
Case5	1/100	0.2~0.52	34.6	12.0	20.1
Case6	1/100	0.2~0.52	43.0	11.7	30.2

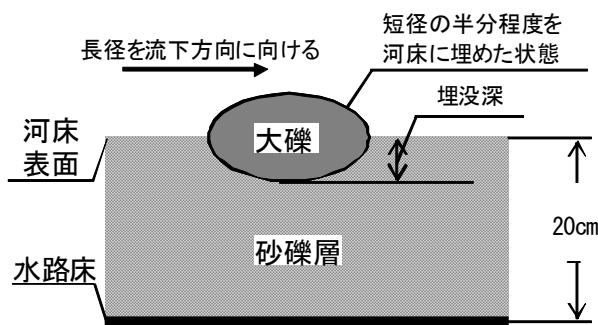


図-5.5 水路側面から見た大礫の敷設状況

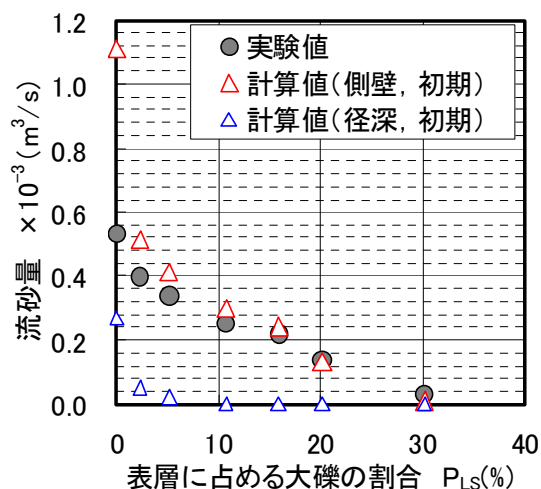


図-5.6 大礫の割合が流砂量に与える影響

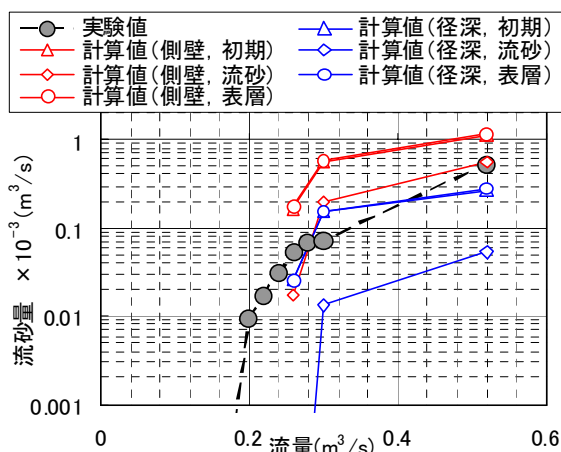


図-5.7 流砂量に関する実験値と計算値の比較

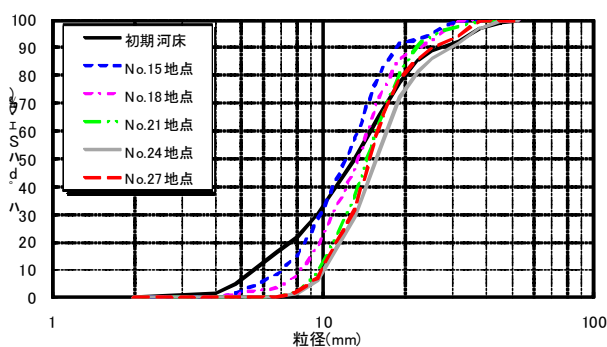


図-5.8 初期河床および通水後の河床の粒度分布の変化 (Case0)

し、それぞれの採取時間で割った採取量の平均値をもって流砂量とした。砂礫の流送現象においては、流砂量が時間的に変動することがあるので、それらの変動を考慮して、平均的な流砂量が得られるように3回の採取を行った。ちなみに、流量が $0.52\text{m}^3/\text{s}$ 時の1回の採取時間は3~10秒であった。また、流量を徐々に増加させ、河床材料の移動限界についても確認した。②

の移動状況の把握においては、前述した5つの粒径ごとに25個の着色した河床材料を準備し、通水途中にNo. 13地点から投入した。ここで、No. 13地点は水路の上流端から13mに位置し、以下同様に表現する。その後、約5分間通水し、通水停止後に着色された河床材料を水路内で探索し、移動距離を計測するとともに、横断面内での位置、埋没状況を確認した。③の移動層厚調査では、②の着色礫の埋没状況も参考にし、河床に平均粒径4mmの均一粒径の礫を円筒状(直径5cm程度、深さ15cm程度)に埋設し、置換された高さを計測することで移動層厚を計測した(以下、色砂置換法)。その際、横断方向に5点(左岸壁面から5cm、25cm、50cm、75cm、95cm)、縦断方向の3点(No. 15地点、No. 20地点、No. 25地点)で計測した。さらに、流砂および通水後の表層材料の粒度分布、水深、河床高を適宜計測した。

5.3 実験結果

①大きな石の流砂量への影響

図-5.6は、流量を $0.52\text{m}^3/\text{s}$ 、水路勾配を1/100として連続通水し、定常状態となった後の流砂量をプロットした結果である。通水開始時には、時間の経過とともに減少傾向であった流砂量がある値で安定する。個々のケースで安定するまでの時間は異なるが、20分から90分程度であった。その時に計測された流砂量を図示した。水路勾配、流量を固定したため、いずれのケースにおいても水深は0.3m程度、水面勾配は1/100程度となり、摩擦速度は $0.18\text{m}/\text{s}$ 程度であった。なお、ここで示した流砂量は空隙を除いた値であり、以下同様の表記とする。

図-5.7は、Case0の粒度分布($P_{LS}=0\%$)について、流量の変化に伴う流砂量を計測した結果である。図中には、河床変動計算でよく使われる芦田・道上による混合砂礫の掃流砂量式^{5.2)}により算定した計算値を示した。ここで、移動限界掃流力の算定には後述するEgiazaroffの式を用いた。また、摩擦速度の算定にあたっては有効掃流力を考慮するとともに、計算に用いる径深として河積を潤辺で割って算出した径深(凡例では「径深」と表示)、側壁の粗度 $0.011\text{s}/\text{m}^{1/3}$ を考慮して算定した径深^{5.3)}(凡例では「側壁」と表示)の2通りで計算している。また、河床材料の粒度分布として、初期河床、流砂および通水後の表層の粒度分布を使った結果をそれぞれ示した。水深およびエネルギー勾配は、流砂量計測時に計測した水深および水面勾配を使った。流砂および通水後の粒度分布は、それぞれ

図-5.3の初期河床、図-5.8のNo.15地点の粒度分布を使用した。ここで、図-5.8は、通水後にNo.15～No.27地点で、移動層厚の範囲で採取した河床材料の粒度分布である。また、流砂については、通水中の観察でも確認されているように、6.4mm、9.4mmの礫が河床間隙中に徐々に落下し、117分経過後には10mm以下の材料は半以下になり、15mm程度の材料の割合が増加した。この流砂の粒度分布は通水後の河床の平均的な粒度分布と類似しており、計算では河床の平均的な粒度分布を用いるのが良いことを確認できる。

図-5.7によると、縦軸を対数表示していることもあり計算値が実験値をよく表現しているように見えるが、摩擦速度を算定するために用いる径深、採用する粒度分布によって、実験値に対して0.1～2倍と大きな変動幅を持つことを改めて確認できる。図-5.6には、河床材料として初期河床材料を用い、2通りの径深で算定した流砂量を示す。流砂量式に大きな石の影響を取り込むため、大きな石を一つの粒径階として粒度分布を与えた。ここで、粒度分布として流砂もしくは平均的な河床の粒度分布を与えるのが良いと考えられたが、流砂には大礫が含まれないこと、通水後に大礫を含めた材料調査を実施していないことから、初期河床の粒度分布を用いた。ガラス側壁を有する幅1m程度の水路に水深0.3mで通水していることから、側壁を考慮した結果が適切であると考えられ、 P_{LS} の増加に伴う流砂量の変化をある程度評価している。大きな石を含む場に、既往の流砂量式を適用する際の問題が指摘されることがあるが、表-5.1に示す粒度分布程度の範囲であれば、従来の式が適用可能であることを示す結果であった。

図-5.9は、観察結果から算出した移動限界摩擦速度をプロットした結果である。計算値は、粒度分布の違いを考慮して、芦田・道上^{5.2)}による修正Egiazaroff式を用いて評価した結果である。観察結果によると、6.4mmの最小粒径が移動を開始すると同時に40mmの粒径も移動を開始することが確認されている。 $P_{LS}=0\%$ について見ると、計算上最大粒径が移動を開始する摩擦速度0.135m/s以下で実際に全ての粒径が移動を開始している。河床材料の初期の粒度分布を見ても D_{34}/D_{16} が3.3と小さく、また図-5.3に示したように通水後はさらに均一化していたことから、Case0では均一砂と同様の挙動を示したと考えられる^{5.4)}。一方、 P_{LS} が徐々に大きくなり実験条件の範囲では移動しない材料が河床に存在すると、移動限界摩擦速度に変化が見られる。 $P_{LS}=0\sim 15.9\%$ では大礫の影響はほとんど見られ

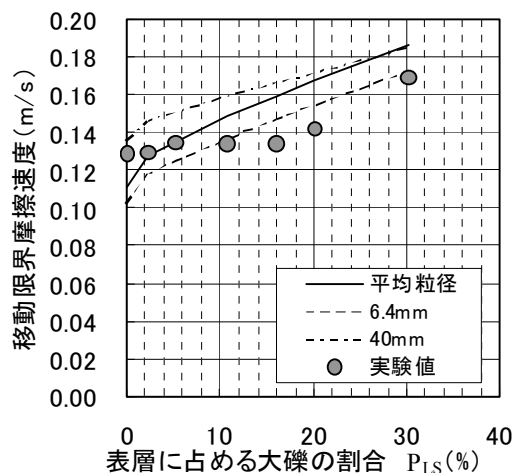


図-5.9 大礫の移動限界摩擦速度への影響

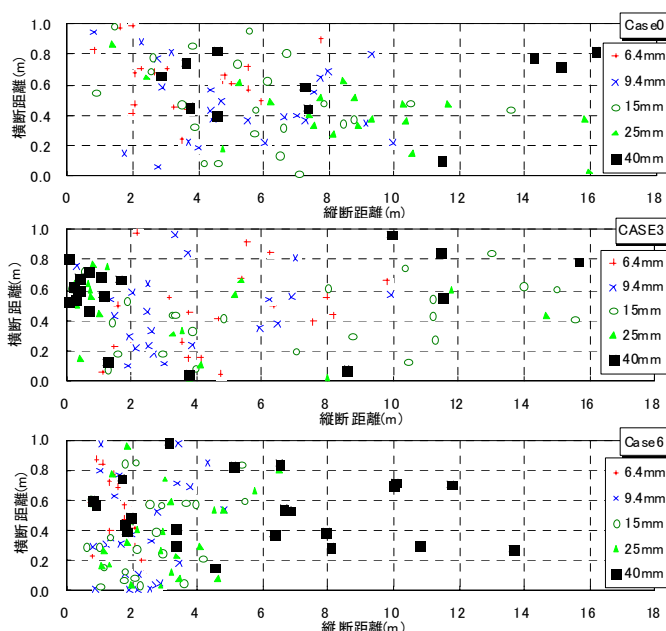


図-5.10 着色礫の移動後の分布状況

ないが、 P_{LS} が20.1%以上になると徐々に移動限界摩擦速度が大きくなる。図-5.7でも見られるように、移動限界付近での流砂量評価の信頼性を低下させている一つの原因と考えられる。

②大きな石の流砂の移動速度への影響

図-5.10は、Case0、Case3およびCase6について着色礫の移動状況を調査した結果を示す。実験条件としては、流量 $0.52\text{m}^3/\text{s}$ 、水路勾配1/100とした。縦断距離0mが、着色礫を投入した後で河床に着地したと推定される水路上流端から13.25mに相当する。図は投入後5分間の通水を継続した後の着色礫の平面分布を示す。データにばらつきが見られるが、 P_{LS} の増加に伴って下流への移動量が減少していることを確認できる。図-5.11は、全ケースについて上記のデータを整理し、

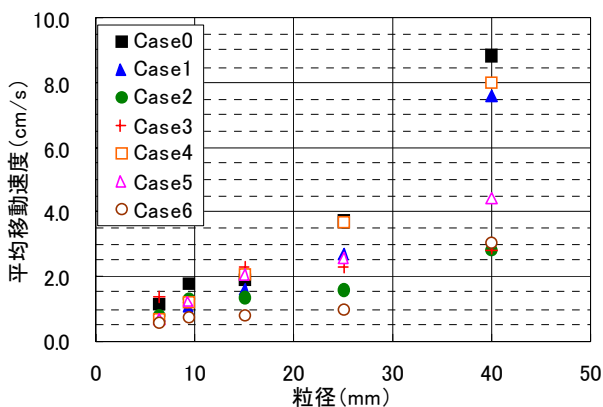


図-5.11 粒径ごとの平均移動速度

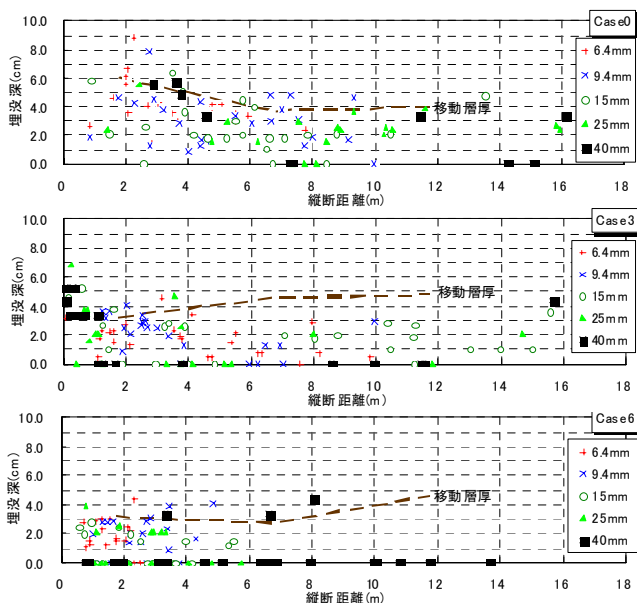


図-5.12 着色礫の埋没状況と移動層厚

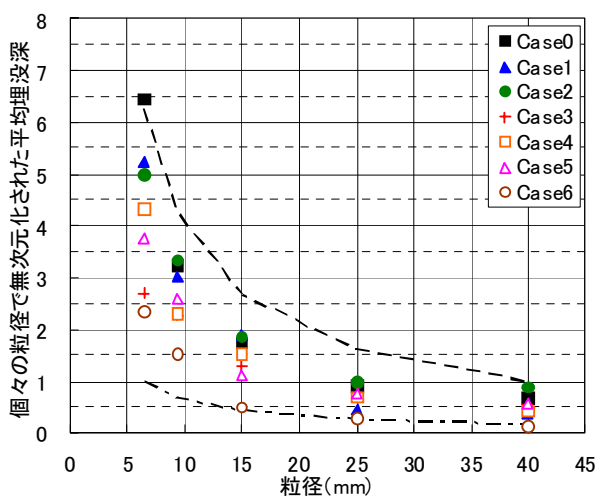


図-5.13 粒径ごとの平均的な埋没深

個々の粒子の移動速度を算定後、粒径ごとに平均した移動速度を示す。図-5.10の移動状況にばらつきが見

られたように、 P_{LS} が増加することで粒子の移動速度が低下することを一様に言及することはできないが、いくつかの例外を除くと、その傾向を指摘しても良さそうである。例外として顕著なのは、Case3の粒径6.4mm、Case4の粒径15mm、25mm、40mm、Case5の粒径15mmの場合である。

③大きな石の移動層厚への影響

図-5.12は、図-5.11の結果について埋没深を示したものである。ここで、埋没深とは、通水後に着色した礫を探索し確認された位置について、河床表面から着色礫下端までの深さを示す(図-5.5参照)。また、色砂置換法の調査結果について、中央3点での移動層厚の平均値を移動層厚として示した。壁面から5cm地点での調査結果は移動層厚が極端に小さく、壁面の影響が大きいと考えられたため、ここでは除外した。

色砂置換法による調査からは顕著な傾向を確認できないが、着色礫の埋没状況からは、 P_{LS} の増加に伴って、埋没深の浅い着色礫の数が増加している。図-5.13は、全ケースについて埋没深のデータを粒径ごとに平均した結果である。縦軸は、個々の粒径で無次元化された埋没深であり、1より小さい場合には河床表面に露出した状態で停止していたことが分かる。また、破線は移動可能な粒径の中での最大粒径40mmに相当する移動層厚があったとした時の埋没深であり、最大粒径を各着色礫の粒径で割った値を示した。一点鎖線は最小粒径6.4mmに相当する移動層厚であったとした時の埋没深であり、最小粒径を各着色礫の粒径で割った値を示した。いずれのデータも破線と一点鎖線の間であり、例えばCase0では交換層の議論でよく言われるように最大粒径程度の移動層厚があったことを確認できる。また、粒径6.4mmで見ると、Case3を除いて P_{LS} の増加に伴って、埋没深が減少する傾向を確認できる。

6. 気象条件が貯水池及び貯水池上下流河川水に与える影響の検討

6.1 概要

ダムを建設し貯水池を創出した場合、河川水は一旦貯留され、流量を制御されることにより、流出時には、流入時の流量及び水質から変化することになる。この変化が下流の環境に好ましくない影響を及ぼす場合には、その影響を改善あるいは緩和することが求められる。そのため、貯水池によって放流水質がどのように

変化するかを予測することが重要となる。

現状では、シミュレーションモデルを用いて、流入端の条件（流量、流入水温、その他 SS や栄養塩等の流入水質）と貯水池の操作条件（放流量、取水位置等）及び気象条件を入力条件として、水質の予測が実施されている。これらの入力条件を設定する場合に、観測データが十分に蓄積されていない、欠測がある等の問題が生じることがある。

そこで、本研究では、水質項目の中で水温に着目し、気象条件が放流水温の予測結果に与える影響について検討し、気象条件の設定をする際に有用となる知見を得ることを目標とした。

実際の貯水池のデータを収集・整理し、現在、一般的に水質予測に用いられる鉛直 2 次元モデルを用いて、気象条件を変化させた場合の放流水温予測結果への影響を把握した。この結果から、気象条件の設定において有用な知見を整理した。

6.2 検討方法

6.2.1 検討に用いたモデル

検討に用いたモデルは、静水圧近似を用いた鉛直 2 次元モデルであり、貯水池内の水温分布の年間の変化をある程度再現できることが確認されている^{6.1)}。

用いたモデルの基礎方程式を以下に示す。

(連続式)

$$\frac{\partial BU}{\partial x} + \frac{\partial VB}{\partial y} = 0 \quad (6.1)$$

(x 方向運動方程式)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial BU}{\partial t} + \frac{\partial BU^2}{\partial x} + \frac{\partial BUV}{\partial y} \\ &= -\frac{B}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B(\nu + D_h) \frac{\partial U}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B(\nu + D_v) \frac{\partial U}{\partial y} \right\} - \frac{\tau_{wx}}{\rho_0} \end{aligned} \quad (6.2)$$

(静水圧の式)

$$0 = -\rho g - \frac{\partial p}{\partial y} \quad (6.3)$$

(熱の輸送方程式)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial BT}{\partial t} + \frac{\partial BUT}{\partial x} + \frac{\partial BVT}{\partial y} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B\alpha_T(\nu + D_h) \frac{\partial T}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B\alpha_T(\nu + D_v) \frac{\partial T}{\partial y} \right\} + \frac{BH}{\rho_0 C_w} \end{aligned} \quad (6.4)$$

ここに、 (x, y) : 空間座標(m) (x : 流下方向、 y : 鉛直上向き方向)、 t : 時間(sec)、 B : 貯水池幅(m)、 (U, V) : 幅方向平均流速ベクトル(m/s)、 p : 圧力(g/(m・

s²))、 ν : 動粘性係数(m²/s)、 D_h : 水平方向の渦動粘性係数(m²/s)、 D_v : 鉛直方向の渦動粘性係数(m²/s)、 ρ_0 : 流体の基準密度(g/m³)、 ρ : 流体の密度(g/m³)、 g : 重力加速度(m/s²)、 τ_{wx} : 側岸面より流体に作用する単位面積当たりの力の x 方向成分(g/(m・s²))、 T : 水温(°C)、 H : 単位体積当たりの発生熱量(cal/m³)、 C_w : 流体の比熱(1.0cal/(g・°C))、 α_T : 動粘性係数と渦動粘性係数の和と熱の拡散係数の比 (本研究では 1 を与えた) を表す。

流体の密度は以下に示すような水温の関数とした。

$$\rho_T = 0.0367919T^3 - 7.65472T^2 + 55.8805T + 999,891 \quad (6.5)$$

ここに、 ρ_T : 水温 T における流体の密度(g/m³)を表す。

動粘性係数についても下記の水温による近似式で算定した。

$$\begin{aligned} \nu &= 1.6114 \times 10^{-13} T^4 - 2.3519 \times 10^{-11} T^3 \\ &+ 1.4996 \times 10^{-9} T^2 - 6.1052 \times 10^{-8} T + 1.7926 \times 10^{-6} \end{aligned} \quad (6.6)$$

渦動粘性係数の算定においては、様々な方法があるが、定数やパラメータ（摩擦速度やRichardson 数等）による関数で与えた場合には、貯水池内の水温構造を適切に再現できない場合があり^{6.2)}、標準型 $k-\varepsilon$ モデルを用いることとした。

標準型 $k-\varepsilon$ モデルは、渦動粘性係数が乱れエネルギー k と乱れエネルギー散逸率 ε の二つの量により表されると仮定し、 k と ε の輸送方程式を解くことにより渦動粘性係数を求める方法である。それぞれの輸送方程式は下記のとおりである。

(k 方程式)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Bk}{\partial t} + \frac{\partial BUK}{\partial x} + \frac{\partial BVk}{\partial y} = BP_r - gB \frac{D}{\sigma_k} \frac{\partial \delta}{\partial y} - B\varepsilon \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial y} \right\} \end{aligned} \quad (6.7)$$

(ε 方程式)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial B\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial BU\varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial BV\varepsilon}{\partial y} = C_{\varepsilon 1} B \frac{\varepsilon}{k} \left(P_r - C_{\varepsilon 3} g \frac{D}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \delta}{\partial y} \right) - C_{\varepsilon 2} B \frac{\varepsilon^2}{k} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right\} \end{aligned} \quad (6.8)$$

$$P_r = D \left\{ 2 \left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 \right\} \quad (6.9)$$

$$D = C_{\mu} \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (6.10)$$

$$\delta = \frac{\rho_0 - \rho}{\rho} \quad (6.11)$$

ここで、 k : 乱れエネルギー(m^2/s^2)、 ε : 乱れエネルギー散逸率(m^2/s^3)、 D : 渦動粘性係数(m^2/s) (水平方向と鉛直方向は同じ値を用いており、他の基礎式でも同様とした)、 σ_k 、 σ_{ε} 、 $C_{\varepsilon 1}$ 、 $C_{\varepsilon 2}$ 、 C_{μ} : モデル定数 (順に 1.0、1.3、1.44、1.92、0.09 の標準値) を表す。密度勾配による寄与を表す(6.7)式の右辺第2項と(6.8)式の右辺第1項の括弧内第2項に含まれる σ_k 、 $C_{\varepsilon 1}$ もモデル定数であり、ここでは、それぞれ1.0、0を与えた。

(6.4)式の熱の輸送方程式において、大気と水塊の熱交換を考慮する必要があり、安芸ら^{6.3)}のとりまとめた経験式を参考に水塊中の熱フラックスを後述のようにモデル化した。なお、熱フラックスは、大気から水塊へ伝達する方向を正とした。なお、このモデルは近年の実務における水質予測によく用いられているものである。

1) 輻射による熱フラックス

$$\phi_0 = (1 - \alpha)\phi_i \quad (6.12)$$

ここで、 ϕ_0 : 水面反射を差し引いた輻射熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 α : 水面反射率、 ϕ_i : 日射量($cal/(m^2 \cdot sec)$)を表す。

2) 熱伝導による熱フラックス

$$\phi_k = -\frac{269.1}{86400} (0.000308 + 0.000185V_{wind}) \rho_0 (T_s - T_a) \quad (6.13)$$

ここで、 ϕ_k : 熱伝導による熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 V_{wind} : 水面上15cmの位置の風速(m/sec)、 ρ_0 : 水の基準密度($1,000,000g/m^3$ とした)、 T_s : 表面水温($^{\circ}C$)、 T_a : 気温($^{\circ}C$)を表す。

3) 蒸発による熱フラックス

$$\phi_e = -\frac{1}{86400} (0.000308 + 0.000185V_{wind}) \rho_0 (e_s - Ee_a)(L + C_w T_s) \quad (6.14)$$

ここで、 ϕ_e : 蒸発による熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 e_s : 表面水温に対する飽和水蒸気圧($mmHg$)、 E : 相対湿度($0 \sim 1$)、 e_a : 気温に対する飽和水蒸気圧($mmHg$)、 L : 蒸発に伴う潜熱(585cal/gとした)、 C_w : 水の比熱($1.0cal/(g \cdot ^{\circ}C)$ とした)を表す。なお、飽和水蒸気圧は下記に示す温度による近似式を用いた。

表-6.1 計算対象ダムの諸元

ダム名	川治ダム	辺野喜ダム	
水系名、河川名	利根川水系・鬼怒川	辺野喜川水系・辺野喜川	
管理者名	関東地方整備局	沖縄県総合事務局開発建設部	
所在地	栃木県日光市	沖縄県国頭郡国頭村	
竣工年度	1983年	1987年	
流域面積(km^2)	323.6	8.1	
湛水面積(km^2)	2.2	0.5	
ダム諸元	堤高(m)	140.0	42.0
	堤頂長(m)	320.0	560.0
	天端標高(EL.m)	619.0	183.5
	常時満水位水深(m)	115.0	31.5
貯水池諸元	総貯水容量($千m^3$)	83,000	4,500
	有効貯水容量($千m^3$)	76,000	4,000
	常時満水位容量($千m^3$)	47,000	2,100
	年総流入量($百万m^3$)	131.2	12.9
	年平均回転率 ^{*1)}	1.58	2.87

*1) 計算対象の3ヶ年の年総流入量/総貯水容量の平均値を記載。

$$e = 0.00045T^3 + 0.00363T^2 + 0.39626T + 4.47110 \quad (6.15)$$

4) 有効逆輻射による熱フラックス

$$\phi_R = 0.97K \left\{ 0.937 \times 10^{-5} K_a^6 (1.0 + 0.17n_c^2) - K_s^4 \right\} \quad (6.16)$$

ここで、 ϕ_R : 有効逆輻射による熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 K : Stefan Boltzman 定数($1.3546 \times 10^{-8} cal/(sec \cdot m^2 \cdot K^4)$)、 K_s : 表面水温の絶対温度(K)、 K_a : 気温の絶対温度(K)、 n_c : 雲量($0 \sim 1$)を表し、摂氏と絶対温度の変換は次式を用いた。

$$K = T + 273.16 \quad (6.17)$$

以上より水面での熱フラックスは次式で求められる。

$$\phi_s = \beta \phi_0 + \phi_k + \phi_e + \phi_R \quad (6.18)$$

ここで、 ϕ_s : 水面の熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 β : 水面吸収率を表す。

水中に伝わる熱フラックスは次式を用いた。

$$\phi_y = (1 - \beta)\phi_0 \exp\{-\eta(y_s - y)\} \quad (6.19)$$

ここで、 ϕ_y : 水中の標高 y での熱フラックス($cal/(m^2 \cdot sec)$)、 η : 減衰係数、 y_s : 水位(m)、 y : 標高(m)を表す。

6.2.2 計算条件

計算の対象としては、観測データがある程度整理されている貯水池の中から、関東地方の川治ダムと、気象条件が大きく異なる沖縄の辺野喜ダムの二つの貯水池を選定した。

表-6.1に二つのダムの諸元を、図-6.1に貯水池の平面形状を示す。

二つの貯水池について、以下に示すような計算格子を作成した(図-6.2参照)。

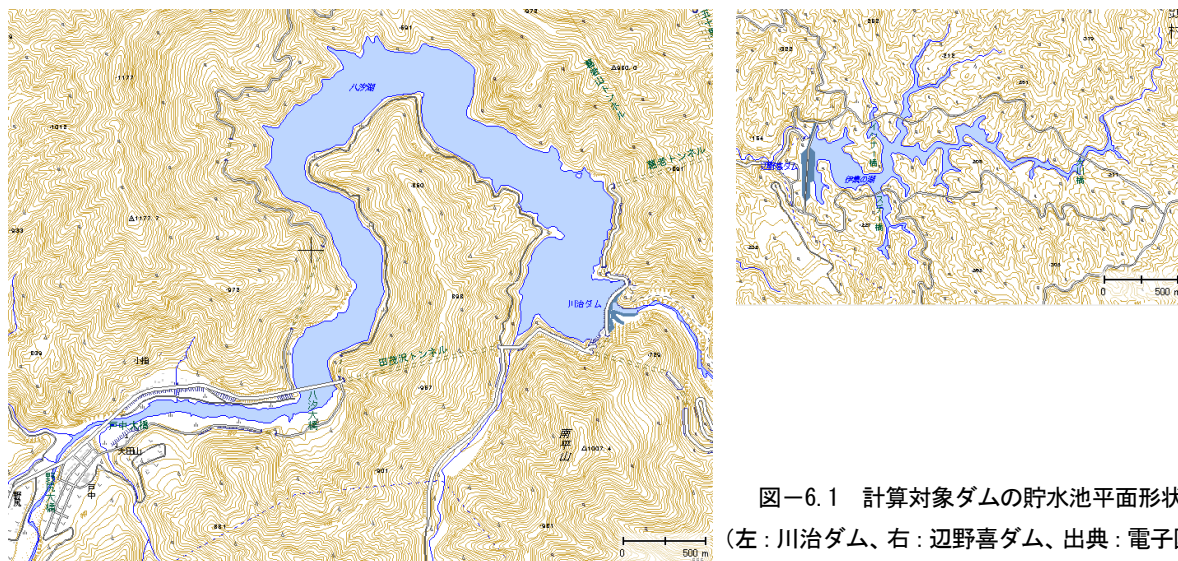


図-6.1 計算対象ダムの貯水池平面形状
(左：川治ダム、右：辺野喜ダム、出典：電子国土)

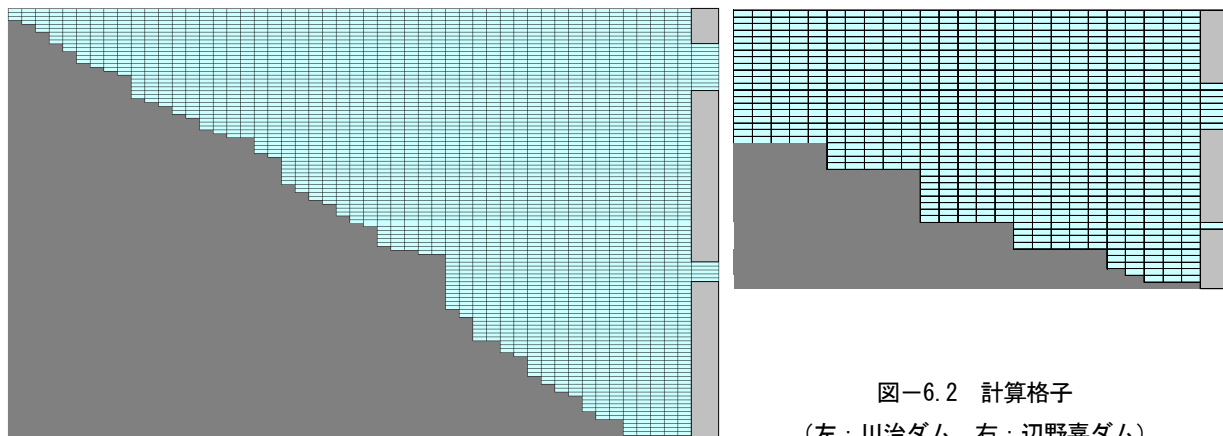


図-6.2 計算格子
(左：川治ダム、右：辺野喜ダム)

川治ダム：流下方向 200m×50 個 (10km)

鉛直方向 1m×110 個 (110m)

辺野喜ダム：流下方向 100m×25 個 (2.5km)

鉛直方向 1m×42 個 (42m)

計算対象の期間は、それぞれの貯水池で得られた観測データの中から、比較的規模の大きい出水がある流況と出水の少ない流況及び平均的な流況の3ヶ年を抽出し、それぞれ1年間の水温予測計算を行うこととした。

計算対象期間の流入量と放流量の観測値を図-6.3、6.4に示す。川治ダムのH10年にはピーク流入量が1200m³/sの大規模な出水が9月に生起している。辺野喜ダムではあまり大きな出水は生起していないが、最大のピーク流入量(35m³/s)の出水がH2年4月に生じている。また、出水の少ない川治ダムのH8年、辺野喜ダムのH3年には、両ダムとも洪水吐き(川治ダムのコンジット、辺野喜ダムのオリフィス)からの放流は生じていない。

6.2.1節で示した大気と貯水池の熱交換のモデルに必要な入力パラメータは、気温、湿度、風速、日射、雲量の5つであり、これらのパラメータの対象期間の観測値を図-6.5、6.6に示す。

計算ケースとしては、気象条件の中で、熱の主要な供給源となる日射以外の4つのパラメータについて、影響がわかりやすいように表-6.2に示すような条件を設定して、各対象年について水温予測計算を行った。各計算ケースでは、単一のパラメータの値を変化させた以外の計算条件は全て同じとした。

6.3 検討結果

6.3.1 気象パラメータの影響

計算結果の例として、比較的規模の大きい出水が生じた川治ダムのH10年の表面取水放流の水温、辺野喜ダムのH2年の利水放流の水温の時系列変化を図-6.7、6.8に示す。また、気象パラメータを変化させた全ての計算ケースについて、観測データを使用した場

14.3 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

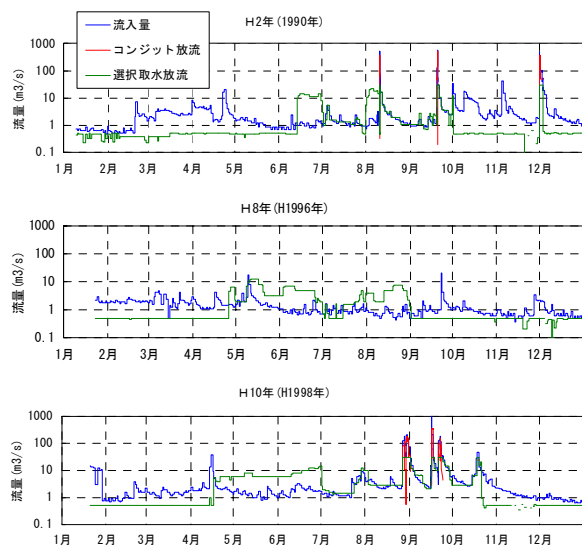


図-6.3 川治ダムの流入量と放流量の観測

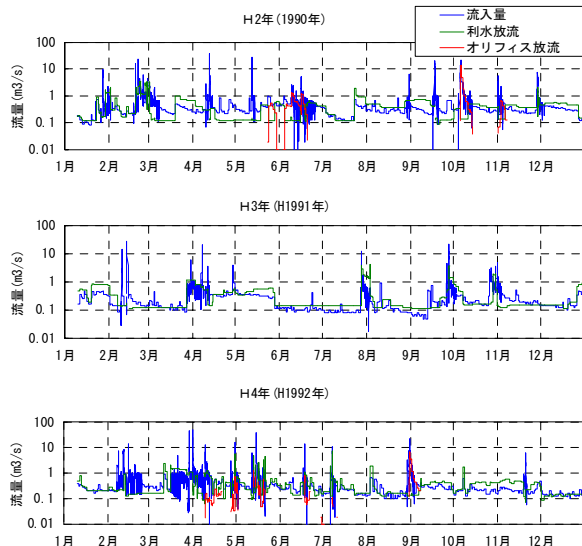


図-6.4 辺野喜ダムの流入量と放流量の観測

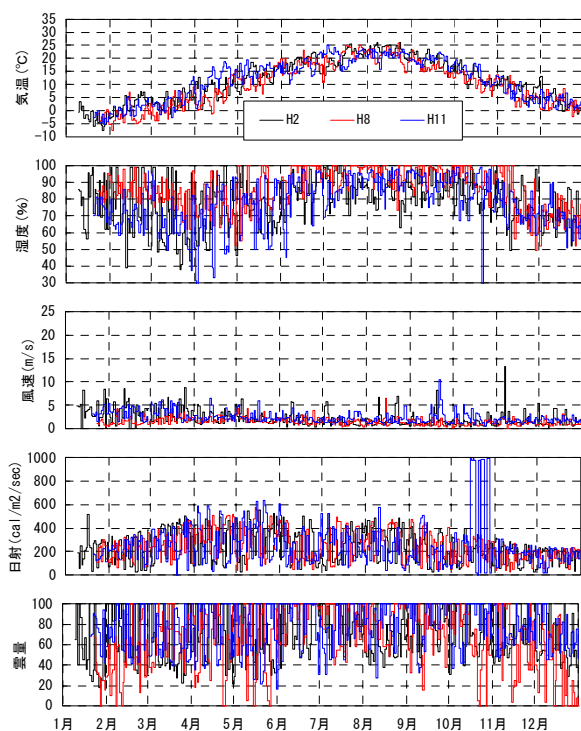


図-6.5 川治ダムの気象パラメータの観測

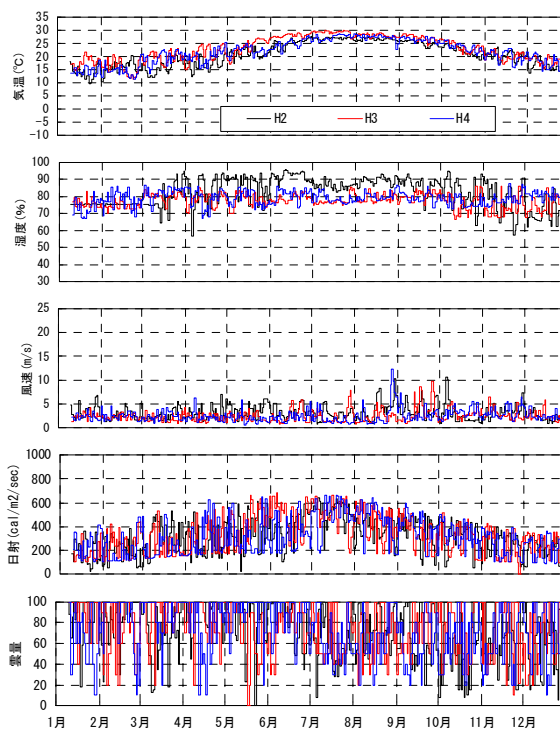


図-6.6 辺野喜ダムの気象パラメータの観測

合の計算結果との放流水温の差を川治ダムについて図-6.9に、辺野喜ダムについて図-6.10に示す。ここで、色線は水温差の範囲を、白丸は1年間の水温差の平均値を示す。

図-6.9、6.10より、気温を上昇させた場合には、放流水温への影響は両ダムとも水温が高くなり、平均的には、気温の上昇量よりも少ない上昇量になっている。また辺野喜ダムの場合には水温差はほとんどプラス側のみで、その範囲も気温の上昇量程度に収まって

表-6.2 計算ケース

気象条件	川治ダム			辺野喜ダム		
	平成2年	平成8年	平成10年	平成2年	平成3年	平成4年
観測データを使用	気象条件9条件×3ヶ年(各1年間を計算)で27ケースの水溫予測を実施。 なお、3ヶ年は以下の特徴がある。 出水の多い流況 : 辺野喜H2年、川治H10年 平均的な流況 : 辺野喜H4年、川治H2年 出水の少ない流況 : 辺野喜H3年、川治H8年					
気温のデータのみ+1°C						
気温のデータのみ+2°C						
湿度のデータのみ50%で一定						
湿度のデータのみ100%で一定						
風速のデータのみ0m/sで一定						
風速のデータのみ観測値を2倍						
雲量のデータのみ0で一定						
雲量のデータのみ100で一定						

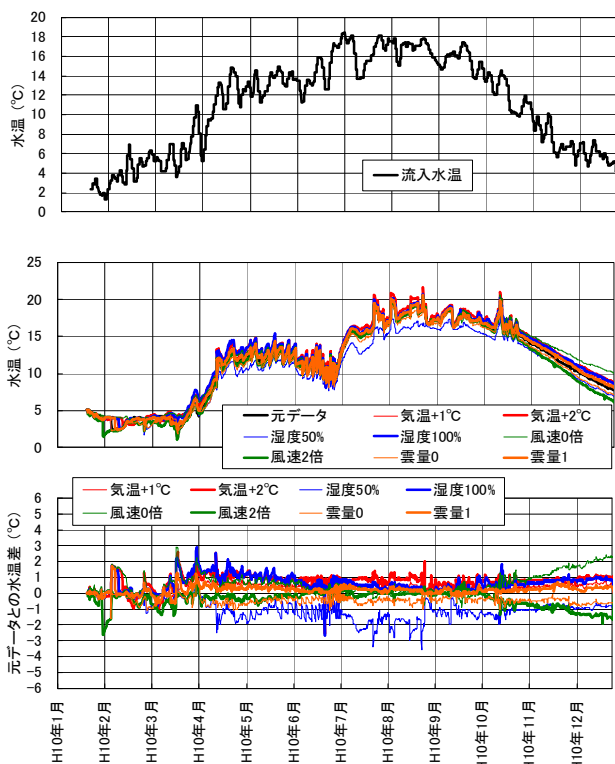


図-6.7 川治ダムの表層取水の放流水温の計算結果 (H10年)

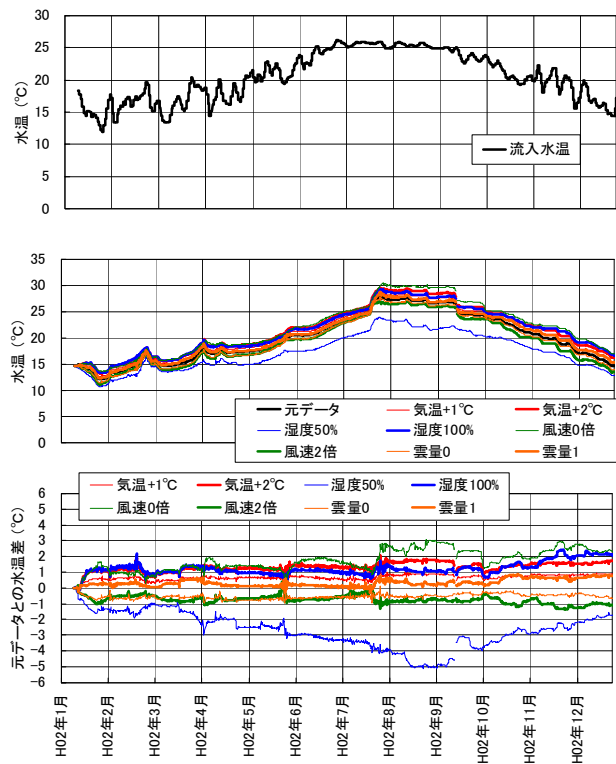


図-6.8 辺野喜ダムの利水放流の水温の計算結果 (H2年)

いる。一方川治ダムでは、水温差は正負両側に生じており、その範囲も大きく、気温の上昇量以上になっているケースもある。

湿度については、平均的には両ダムともに湿度 50%とした場合には放流水温が低下し、湿度 100%とした場合には上昇している。辺野喜ダムの場合には湿度 50%と 100%でそれぞれ放流水温への影響がマイナス側とプラス側に限られているが、川治ダムの場合には正負両側の影響がみられる。また、今回の計算ケースの中では湿度 50%の条件が他のケースと比べて放流水温への影響が大きい。

風速については、平均的には両ダムともに風速 0倍とした場合には放流水温が上昇し、風速 2倍とした場合には低下している。また平均的な影響としては辺野喜ダムの方が大きい水温差になっている。また、湿度と同様に、辺野喜ダムでは影響の範囲が正と負に概ね分かれているが、川治ダムでは正負両側の影響がみられる。

雲量については、0 と 100 というかなり極端な条件設定としたが、平均的に放流水温に与える影響は 1°C以内で小さい。雲量についても他のパラメータと同様に辺野喜ダムでは影響の範囲が正と負に概ね分かれているが、川治ダムでは正負両側の影響がみられる。

両ダムのどの年についても平均的には、各パラメータの変化による放流水温への影響の正負は同じであり、影響の大きさは、貯水容量の小さい辺野喜ダムの方が大きい傾向がみられる。また、辺野喜ダムの方が各パラメータの変化による放流水温の影響の上昇か低下かの方向がはっきりしており、川治ダムでは正負両側への変化がみられる。

出水時については、川治ダムの H10年 9月の出水の結果を一例として図-6.11に示すが、気象パラメータを変化させても放流水温に与える影響は±1°C程度以下になり、小さい結果となった。

6.3.2 気象条件の設定について

前節の結果より、放流水温に与える影響が大きかった湿度について、観測値の年間平均値で一定とした条件の計算を行った結果を図-6.12に示す。これより、どのケースについても平均的な水温差はほぼ無くなり、変動値も概ね±2°C以内に収まっており、気温以外の他のパラメータでも同程度に収まると考えられる。

貯水池の放流水温を予測する場合には、詳細な観測データが得られていれば、そのデータを利用して予測を行うことが望ましいが、欠測や異常値などで十分なデータがない場合には、本検討から得られた知見より、の気象条件の設定や予測結果の評価について、以下の

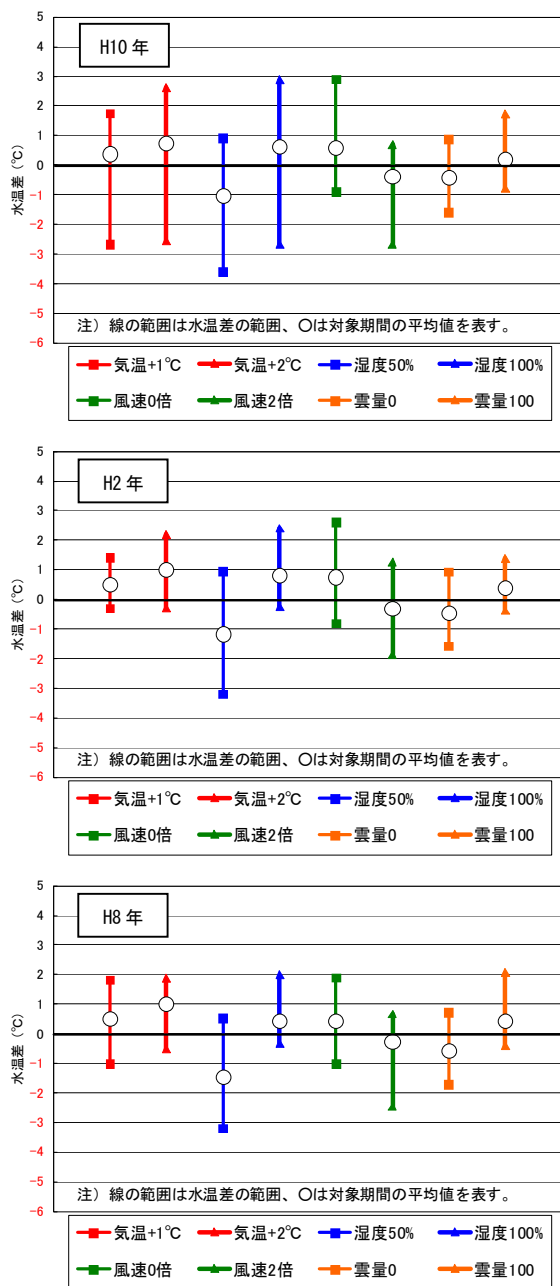


図-6.9 川治ダムの放流水温の観測データを使用した計算結果と各計算ケースとの水温差

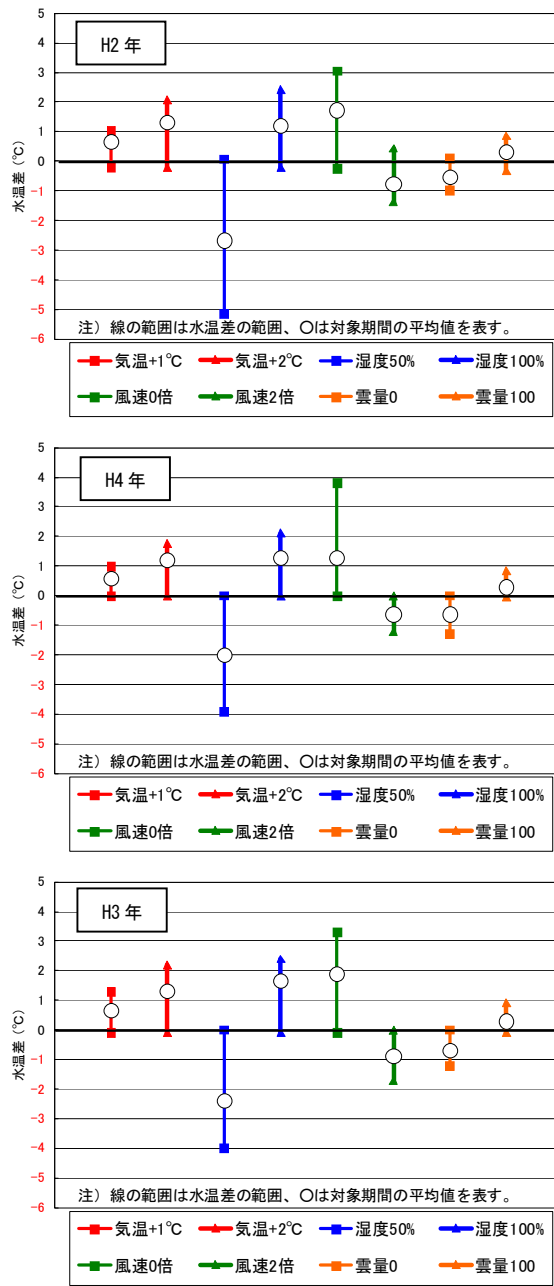


図-6.10 辺野喜ダムの放流水温の観測データを使用した計算結果と各計算ケースとの水温

留意事項が考えられる。

- 出水時のみの検討においては、気象条件を当該時期の平均的な値とすることで±1°C程度の精度で放流水温の予測が可能。
- 年間の変動を予測する場合については、湿度、風速、雲量については、年間の平均値を与えることで、放流水温の予測精度は±2°C程度となる。

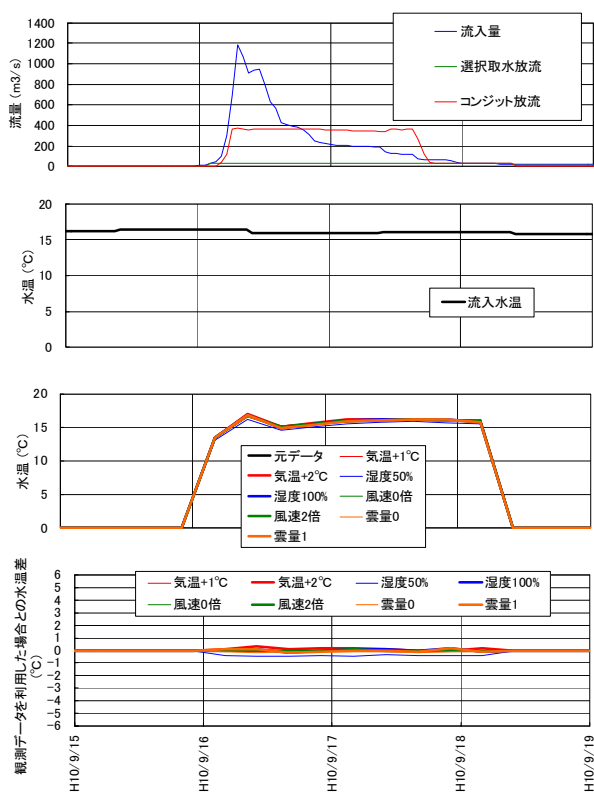


図-6.11 川治ダムの放流水温の観測データを使用した計算結果と各計算ケースとの出水時の水温差

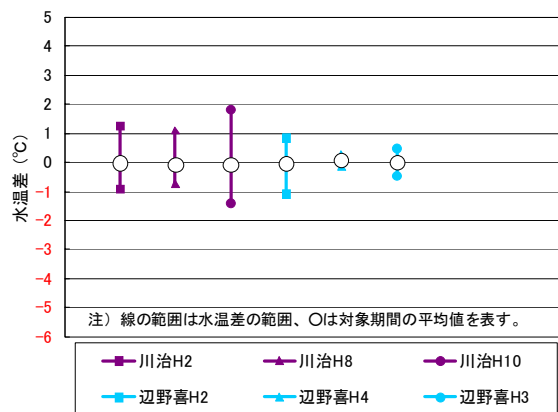


図-6.12 放流水温の観測データを使用した計算結果と平均湿度を用いた計算との水温差

7. 平面2次元河床変動モデルの開発

7.1 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できれば、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。

置土による土砂供給を下流河川的环境に配慮して実施するためには、土砂の侵食・流送挙動を体系的に把握し予測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。

さらに、貯水池の堆砂現象やフラッシング等による排砂を検討する場合にも、河床変動を予測し、評価する事が重要となる。

これらの要求に応えるためのツールとしては、河床変動モデルが有用と考えられる。モデルについては、これまで多くの研究がなされているが、貯水池の条件の複雑さもあり、貯水池に関連する河床変動を精度良く再現できるモデルが求められている。

筆者らは、そのようなモデルの開発を目的として研究を行っており、本研究課題の開始までに、流下方向の1次元河床変動モデルを開発してきている。また、横断方向の変化が大きい条件や面的な情報が必要な場合には、平面2次元河床変動モデルが有用と考えられ、水中安息角を用いた側岸侵食を組み込んだ一様粒径掃流砂を取り扱う平面2次元モデルを開発してきている。

これを踏まえて、本研究では、土砂輸送現象をより実際に近い条件で取り扱い、再現性の精度を向上させるために、平面2次元モデルの改良を実施した。具体的には、河床材料を混合粒径として取り扱えるようにすること及び非平衡の浮遊砂の輸送をモデルに組み込むことを行った。

改良したモデルについて、実験結果及び現地観測結果を用いて現象の再現性を検証した。

7.2 モデルの開発

7.2.1 改良の概要

改良前の平面2次元河床変動モデルの基礎式は、水深方向に積分された連続式、x方向運動方程式、z方向運動方程式、流砂の連続式から構成される。土砂の輸送については、一様粒径の掃流砂のみを対象としていた。

土砂の移動は粒径によってその形態が大きく異なっている。また、貯水池周辺の土砂移動では、巨礫からシルト・粘土までの全ての粒径集団を対象とする必要があるため、混合粒径についての挙動を再現する必要がある。

また、貯水池の堆砂では、微細粒子の沈降・浮上過程が堆砂形状に大きな影響を及ぼすと考えられるため、

浮遊砂の非平衡性を考慮する必要がある。

そこで、上述のモデルに、以下に述べる改良を行った。

混合粒径に対応し、非平衡の浮遊砂輸送を取り扱うために、基礎式において、流砂の連続式を変更し、粒径別浮遊砂輸送方程式と交換層内における粒径別土砂収支式を追加した。

混合粒径としたために、必要となる粒径毎の掃流砂量と限界掃流力を算定するための式を採用した。さらに、浮遊砂の計算に必要な底面濃度、基準面濃度、及び沈降速度を算定する式を採用した。

対象とする土砂が、粘土・シルトに分類されるような微細粒子成分については、粘着性を有すると考えられ、その侵食量は従来の掃流砂・浮遊砂量式では評価できない可能性がある。そこで、3章で記述した侵食速度式を粒径毎に選択できるようにした。

7.2.2 基礎式

改良後の平面2次元河床変動モデルの基礎式を以下に示す。なお、座標は直交座標を用いている。

(連続式)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial z} = 0 \quad (7.1)$$

(運動方程式)

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial UM}{\partial x} + \frac{\partial WM}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial x} \\ + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu h \frac{\partial U}{\partial x} - \overline{uuh} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu h \frac{\partial U}{\partial z} - \overline{uw h} \right) - \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} \end{aligned} \quad (7.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial UN}{\partial x} + \frac{\partial WN}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial z} \\ + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu h \frac{\partial W}{\partial x} - \overline{uw h} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu h \frac{\partial W}{\partial z} - \overline{w w h} \right) - \frac{\tau_{sz}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bz}}{\rho_0} \end{aligned} \quad (7.3)$$

(粒径別浮遊砂輸送方程式)

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\overline{C}_k h)}{\partial t} + \frac{\partial(U \overline{C}_k h)}{\partial x} + \frac{\partial(W \overline{C}_k h)}{\partial z} \\ = q_{upk} - q_{downk} + \frac{\partial}{\partial x} \left(D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_h h \frac{\partial \overline{C}_k}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (7.4)$$

(流砂の連続式)

$$\frac{\partial}{\partial t} \{ (1-\lambda) y_b \} + \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bz}}{\partial z} = q_{down} - q_{up} \quad (7.5)$$

$$q_{Bx} = \sum_k q_{Bxk}, \quad q_{Bz} = \sum_k q_{Bzk} \quad (7.6)$$

$$q_{up} = \sum_k q_{upk}, \quad q_{down} = \sum_k q_{downk} \quad (7.7)$$

$$q_{upk} = w_{sk} C_{Bek} \quad (7.8)$$

$$q_{downk} = w_{sk} C_{Bk} \quad (7.9)$$

(交換層内における粒径別土砂収支式)

・河床上昇時

$$\frac{\partial(P_{sk} y_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial q_{Bxk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bzk}}{\partial z} + q_{upk} - q_{downk} \right\} = -P_{s1k} \left(\frac{\partial y_{sb}}{\partial t} \right) \quad (7.10)$$

・河床低下時

$$\frac{\partial(P_{sk} y_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial q_{Bxk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bzk}}{\partial z} + q_{upk} - q_{downk} \right\} = -P_{ok} \left(\frac{\partial y_{sb}}{\partial t} \right) \quad (7.11)$$

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_b : 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、 $(\overline{uu}, \overline{uv}, \overline{ww})$: $\overline{u'u'}$ 、 $\overline{u'w'}$ 、 $\overline{w'w'}$ 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、 ν : 動粘性係数、 ρ : 流体の密度、 ρ_0 : 流体の基準密度、 τ_{sx} 、 τ_{bx} 、 τ_{sz} 、 τ_{bz} : 水面及び河床面に単位面積当たり作用する力の x 、 z 方向成分、 $(q_{Bx}$, $q_{Bz})$: x 方向、 z 方向の単位幅当たり掃流砂量 (m^2/s)、 λ : 河床の間隙率 (空隙率)、 \overline{c}_k : 粒径別断面平均浮遊砂濃度 (m^3/m^3)、 D_h : 水平方向の拡散係数 (渦動粘性係数)、 q_{up} : 単位面積当り浮遊砂浮上フラックス (m/s)、 q_{down} : 単位面積当り浮遊砂沈降フラックス (m/s)、 $(q_{Bxk}$, $q_{Bzk})$: x 方向、 z 方向の粒径別単位幅掃流砂量、 P_{sk} : 交換層に占める各粒径成分の割合、 y_{sa} : 交換層厚 (m)、 y_{sb} : 交換層を除いた河床厚 (m)、 P_{s1k} : Δt 前の P_{sk} 、 P_{ok} : 交換層直下の土質ブロックに占める各粒径成分の割合、 C_{Bk} : 浮遊砂の粒径別底面濃度 (m^3/m^3)、 C_{Bek} : 浮遊砂の粒径別基準面濃度 (m^3/m^3)、 w_{sk} : 粒径別の土粒子の沈降速度を表す。

7.2.3 流砂量式等

(1) 掃流砂

掃流砂量の算定式には芦田・道上の流砂量式^{7.1)}を採用した。

粒径別単位幅掃流砂量 q_{Bk} は芦田・道上によれば次式で表される。

$$u_* > u_{*ck} : \frac{q_{Bk}}{P_{sek} u_{*e} d_k} = 17 \tau_{*ek} \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \quad (7.12)$$

$$u_* \leq u_{*ck} : q_{Bk} = 0$$

ここに、 u_{*e} ：有効摩擦速度 (m/s)、 d_k ： k 番目の代表粒径 (m)、 τ_{*ek} ：無次元有効掃流力、 τ_{*ck} ：無次元限界掃流力、 u_{*ck} ：限界摩擦速度 (m/s)、 u_* ：摩擦速度 (m/s)、 τ_{*k} ：無次元掃流力を表す。 τ_{*ek} 、 τ_{*ck} 、 τ_{*k} は次式で与えられる。

$$\tau_{*ek} = \frac{u_{*e}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (7.13)$$

$$\tau_{*ck} = \frac{u_{*ck}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (7.14)$$

$$\tau_{*k} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (7.15)$$

ここに、 σ ：土粒子密度 (kg/m³) を表す。

(7.12) 式を計算するためには u_* 、 u_{*e} および u_{*ck} を求める必要がある。

u_* は次式により求められる。

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_{bx}}{\rho}} \quad (7.16)$$

u_{*e} は芦田・道上^{7.1)}の提案した次式から求められる。

$$\frac{u}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \left\{ \frac{R}{d_m (1 + 2\tau_{*m})} \right\} \quad (7.17)$$

ここに、 d_m ：交換層の平均粒径 (m)、 τ_{*m} ：平均粒径に関する無次元掃流力を表す。 τ_{*m} は次式で与えられる。

$$\tau_{*m} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_m} \quad (7.18)$$

u_{*ck} は混合砂礫床における粒径別限界摩擦力であり、ここでは Egiazaroff によって提案された式を芦田・道上^{7.1)}が一部修正した修正 Egiazaroff 式を用いた。

$$d_k/d_m \geq 0.4 : \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cm}} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19d_k/d_m)} \right\}^2$$

$$d_k/d_m < 0.4 : \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cm}} = 0.85 \left(\frac{d_m}{d_k} \right) \quad (7.19)$$

ここに、 τ_{*cm} ：粒径 d_m の無次元限界掃流力を表し、以下に示す岩垣による一様粒径の実験式^{7.2)}から求め

た。

$$\begin{aligned} 671.0 \leq R_* & ; \tau_{*cm} = 0.05 \\ 162.7 \leq R_* \leq 671.0 & ; \tau_{*cm} = 0.00849R_*^{3/11} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 & ; \tau_{*cm} = 0.034 \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 & ; \tau_{*cm} = 0.195R_*^{-7/16} \\ R_* \leq 2.14 & ; \tau_{*cm} = 0.14 \end{aligned} \quad (7.20)$$

ここに、

$$R_* = \frac{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd_m^3}}{v} \quad (7.21)$$

である。

(2) 浮遊砂

1) 沈降フラックスの求め方

本モデルでは浮遊砂の非平衡な輸送を取り扱う。具体的には(7.4)、(7.8)、(7.9)式によって表現されているが、これらは清水ら^{7.3)}、井上ら^{7.4)}を参考にしている。

求め方は次のようになる。まず(7.4)式に示す平均浮遊砂濃度の輸送方程式を各粒径について解く。水深方向の濃度分布関数が与えられれば、平均濃度 c_k と底面濃度 c_{bk} の関係式を得ることができ、浮遊砂沈降フラックス q_{downk} を計算できる。そこで浮遊砂の三次元移流拡散方程式にいくつかの仮定をおいて濃度分布関数を導く。

浮遊砂濃度の三次元移流拡散方程式において定常状態を仮定し、さらに水平方向の移流成分を無視できるとすれば、移流拡散方程式は次式のように単純化される。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial C_k}{\partial z} \right) + w_{sk} \frac{\partial C_k}{\partial z} = 0 \quad (7.22)$$

ここに、 ε は鉛直方向の渦動拡散係数、 C_k は浮遊砂濃度で、ここでは z の関数である。

ε を鉛直方向に一定と仮定すると(7.22)式から次式が解かれる。

$$C_k = c_{bk} \exp \left(-\frac{w_{sk}}{\varepsilon} z \right) \quad (7.23)$$

(7.23) 式を z 方向に積分して平均濃度を算出すると、 c_k と c_{bk} の関係は次式のように表される。

$$c_k = \frac{1}{h} \int_0^h c_{bk} e^{-\beta \frac{z}{h}} dz$$

$$= \frac{c_{bk}}{\beta} (1 - e^{-\beta}) \quad (7.24)$$

ここに、 h : 水深(m)、 β : $w_{sk}h/\varepsilon$ を表す。(7.24)式に(7.4)式から得られる平均浮遊砂濃度を代入することにより底面濃度 c_{bk} を算出した。なお、 ε については開水路における水深平均値を与えることとした。導出過程については例えば池田^{7.5)}を参考のこと。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (7.25)$$

ここに、 κ : カルマン定数 (=0.4) である。

本モデルでは(7.23)式に示すような単純な分布関数を用いることとしたが、現地に適用して再現性が不十分な場合は分布関数を改良することも考えられる。(例えば、黒木ら^{7.6)})

沈降速度の算定には、下記の Rubey の実験式を用いる。

$$w_{sk} = \left\{ \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho-1)gd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho-1)gd_k^3}} \right\} \sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_k} \quad (7.26)$$

$$\text{適用範囲 } R_{ed} < 500, \quad R_{ed} = \frac{w_{sk} d_k}{\nu}$$

ここで、 R_{ed} : 沈降速度と粒径から定義された Reynolds 数、 ν : 分子粘性係数を表す。

2) 浮上フラックスの求め方

(7.4)式右辺の浮上フラックス q_{upk} を求めるために基準面濃度 c_{bek} を求める。基準面濃度を求める式も掃流砂と同様に従来多くの式が提案されており、実際の計算では複数の式を適用して最適な式を用いることが望ましい。ここでは一例として掃流砂と同様に芦田・道上の濃度式を用いた。詳細については専門書^{7.7)}を参照していただきたい。以下には最終的に導かれた濃度式のみを示す。

$$c_{bek} = K_0 [g(\xi_{0k})/\xi_{0k} - G(\xi_{0k})] \cdot p_{sek} \quad (7.27)$$

$$g(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \xi_{0j}^2\right) \quad (7.28)$$

$$G(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_{0j}}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2} \xi^2\right) d\xi \quad (7.29)$$

$$\xi_{0j} = \frac{w_{sj}}{0.75u_*} \quad (7.30)$$

ここに、 K_0 は定数であり実験結果との比較から

0.025 とされている。なお、河床波が生じる水理条件の場合には u_* の代わりに有効摩擦速度 u_{*e} を用いることとした。 c_{bek} が求められれば(7.8)式から q_{upk} が計算できる。

3) 浮遊限界摩擦速度の設定

掃流力が強くなると、掃流砂として河床付近を移動していた土砂は河床を離れて浮遊するようになる。しかし、ある掃流力を越えると一斉に浮遊砂に変わるわけではない。程度の差はあれ徐々に掃流砂から浮遊砂へ移行すると考えられる。

芦田ら^{7.7)}は浮遊限界として、粒子が浮遊し始める限界の摩擦速度と流水中に浮遊砂が無視し得ない程度存在するようになる限界の摩擦速度の2つを定義しており、両者を区別して用いる必要があると指摘している。しかし、芦田らが実験したところによると、2種類の摩擦速度は河床が滑面か粗面かによって変化し、さらに粒径によっても傾向が異なるため、理論的な取り扱いとはほとんどなされていないようである。

本モデルでは後者の摩擦速度を浮遊限界摩擦速度 u_{*csusk} と定義し、従来から経験的に有効とされている次式を浮遊限界の判定に用いた。

$$u_{*csusk} = w_{sk} \quad (7.31)$$

ここに、 w_{sk} : 対象としている土粒子の沈降速度である。この関係は粗面河床において底面の鉛直方向の乱れ強度が u_{*csusk} と等しいことを意味している。

(3) 粘着性を有する微細粒子

対象とする土砂が、粘土、シルトに分類されるような微細粒子成分については、粘着性を有すると考えられ、その侵食量は従来の掃流砂・浮遊砂量式では評価できない可能性がある。そこで、侵食速度式として、3章で記述した以下の式を粒径毎に選択できるようにしている。

$$E = \alpha_E u_*^{\beta_E} \quad (u_* > u_{*cE}) \quad (7.32)$$

ここで、 E : 侵食速度(m/s)、 u_{*cE} : 侵食限界摩擦速度(m/s)、 u_* : 摩擦速度(m/s)、 α_E 、 β_E : 定数を表す (α_E は β_E の値に応じた次元を持ち、例えば β_E が3の場合 s^2/m^2 の単位を有する)。

7.2.4 数値計算法

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 (スカラー量を格子の中心に、ベクトル量を格子の境界に配置) 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。

(1) 粒度分布の計算

置土侵食等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-7.1参照）。
- 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）。ここで、交換層が位置している記憶層内の、交換層の下方の領域を「遷移層」と称する（図-7.1参照）。
- 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、交換層、遷移層、遷移層直下の記憶層の最終的な粒度分布を決定する。

ステップの⑦、⑧の粒度分布の計算については、河床の上昇・低下及び交換層と記憶層の関係から、8つのパターンに分類され、それぞれに場合分けをしてモデル化した。（図-7.2参照）

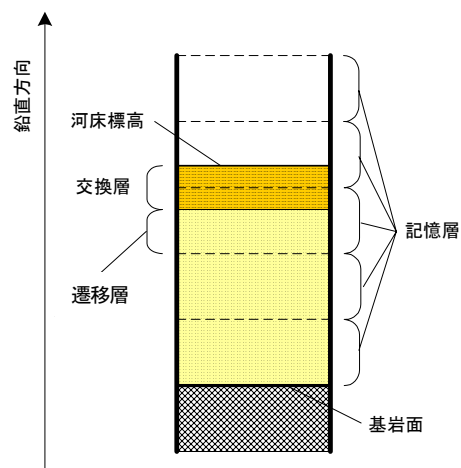


図-7.1 モデル要素の鉛直方向領域分割

(2) 側岸侵食の計算

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。陸の格子と水中の格子が並んでいる場合には、陸の格子の境界での水位標高と水中の格子中心の河床高から河床勾配を算定する。
- 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と粒度分布を算出する。
- 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。

(3) 抵抗則

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。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_0 g n_m^2 U \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (7.33)$$

$$\tau_{bz} = \frac{\rho_0 g n_m^2 W \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (7.34)$$

ここで、 n_m : 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。

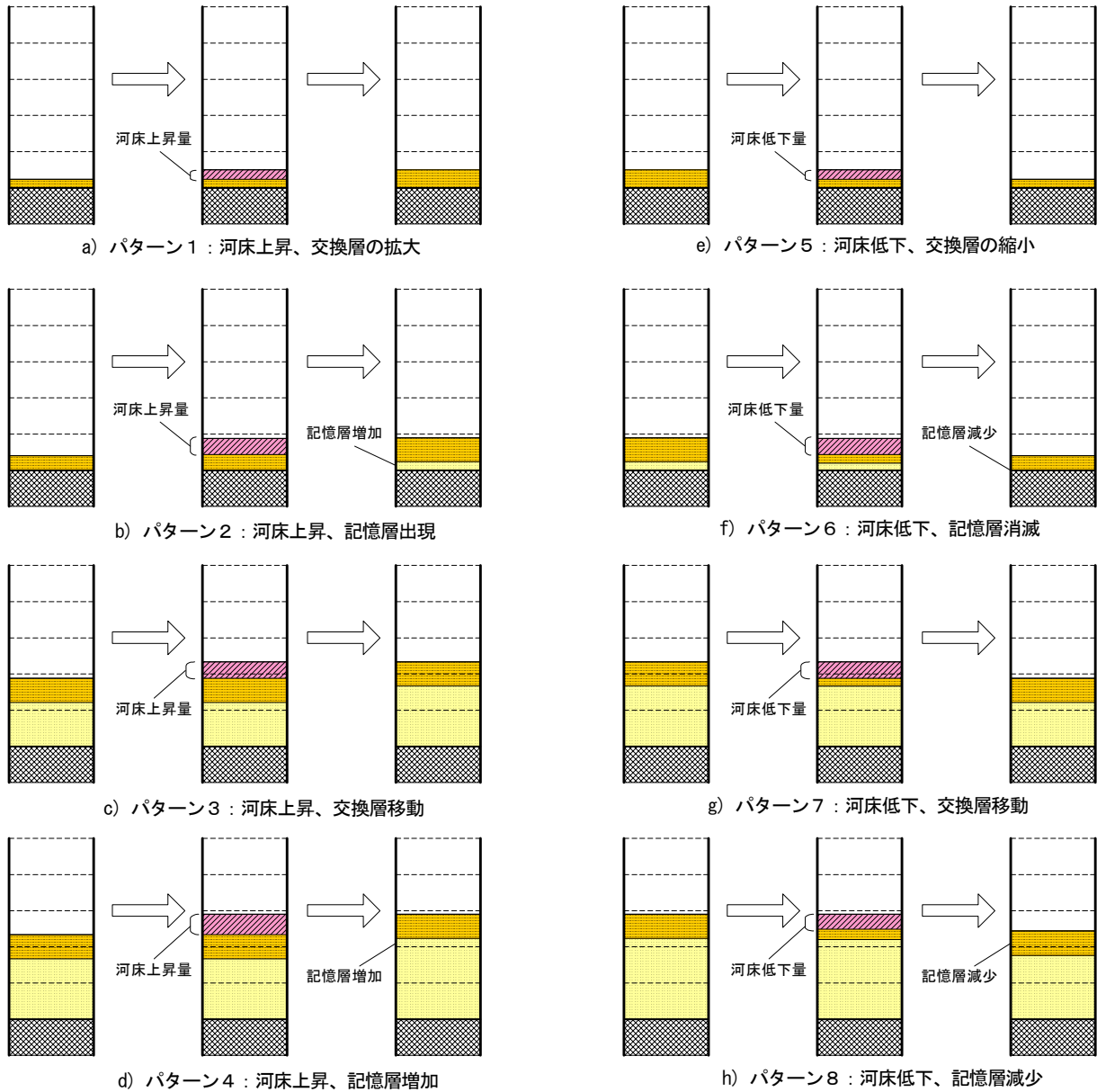


図-7.2 河床変動に伴う鉛直方向領域の変化パターン

$$\begin{aligned}
 -\overline{uu} &= 2D_h \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{2}{3}k, & -\overline{uw} &= D_h \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right), \\
 -\overline{ww} &= 2D_h \frac{\partial W}{\partial z} - \frac{2}{3}k, & D_h &= \alpha h u_*^2, & k &= 2.07 u_*^2
 \end{aligned}
 \tag{7.35}$$

ここで、 D_h ：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。

$$u_* = \sqrt{\frac{gn^2(U^2 + W^2)}{h^{1/3}}}
 \tag{7.36}$$

7.3 モデルの検証

開発したモデルの検証については、流砂量等の比較

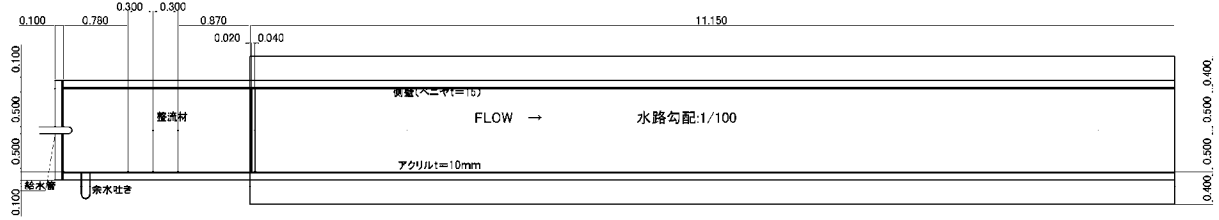
的詳細なデータが得られている置土侵食の室内実験と実際のダム下流で実施されている置土の侵食現象を現地観測した結果を対象として実施した。

7.3.1 検証の対象とする実験

対象とする水理模型実験は、置土の基本的な侵食、流下特性を把握するために実施されたものである。実験水路は幅 1m、長さ 11m、勾配 1/100 の直線水路である。実験では、下流端における流下土砂量と置土形状の時間変化が測定されている。模型は、底版および片側の側壁が木製であり、もう一方の側壁はアクリル板が設置されている。図-7.3 に実験水路の概要を示す。

検証に用いた実験条件は、置土幅 0.2m、置土長 8.0m、置土高 0.1m、粒径 1.2m、流量 20L/s のケースである。

平面図



縦断面図

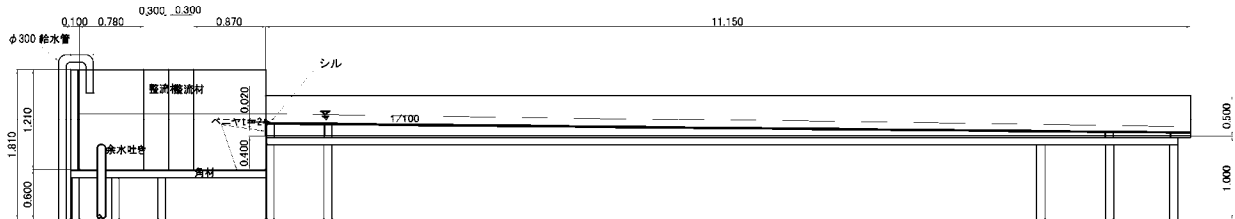


図-7.3 置土実験模型

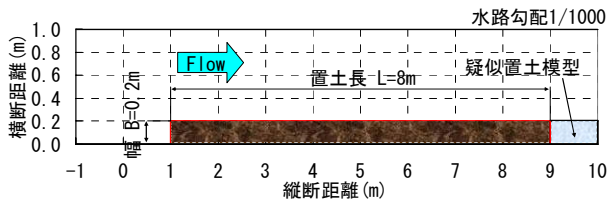


図-7.4 置土初期形状

端に流量、下流端に水位を与えた。Manning の粗度係数については、固定床土の土砂移動であることを考慮して、固定床では実験結果より得られた $0.009 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ とし、固定床と移動床の中間状態（堆砂厚が粒径の 2 倍まで）では粗度を $0.02 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ とし、移動床（堆砂厚が粒径の 2 倍以上）については次式に示す Strickler の式を用いた。

$$n = 0.0131d^{1/6} \quad (7.37)$$

ここに、 n : Manning の粗度係数、 d : 粒径(mm)を表す。

図-7.5 は実験結果と各計算結果における流下土砂量の比較である。実験結果と計算結果では、計算結果が 20 分～80 分後にかけて若干大きくなるが、土砂の侵食が終了する時刻はほぼ等しい。また、旧モデルと新モデルの比較では概ね結果は一致している。

当該計算は、粒径 1.2mm と比較的大きい粒径を用いた実験であることから、掃流砂のみを考慮した旧モデルと大きな差が生じなかったものと推測される。

図-7.6 は置土の平面形状の時系列変化を示したものである。図中の太い実線は実験結果を示しており、黄色が水際線、赤色が移動小領域の外縁を意味している。計算結果については、図中の矢印で流速、色で置土の堆積厚、細い実線で水深を示した。実験結果と計算結果では、新旧モデルとも 20 分までの置土先端の侵食がやや遅れているが、後半の形状はほぼ一致しており、移動床の拡がりについても概ね一致している。また、新モデル、旧モデルとの平面形状は概ね一致している。

以上の結果から、置土先端部の流水の衝突による影

図-7.4 に置土実験初期形状を示す。

7.3.2 実験結果を用いた検証結果

計算モデルは、流下方向に-1.0～0.5mまでは0.25m、0.5m～9mまでは0.1m、それ以降は0.25mに分割し、横断方向は0m～0.5mまでは0.025m、0.5m～1mまでは0.05mに分割した。また、交換層厚は2mm、粒度分布を記憶する層厚は5mmとし、計算時間間隔は0.005秒とした。

境界条件については、実験で得られた結果から上流

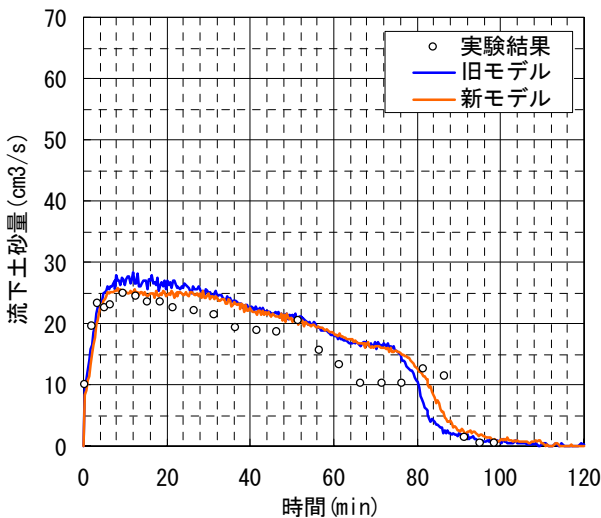


図-7.5 実験結果と計算結果の流下土砂量の比較

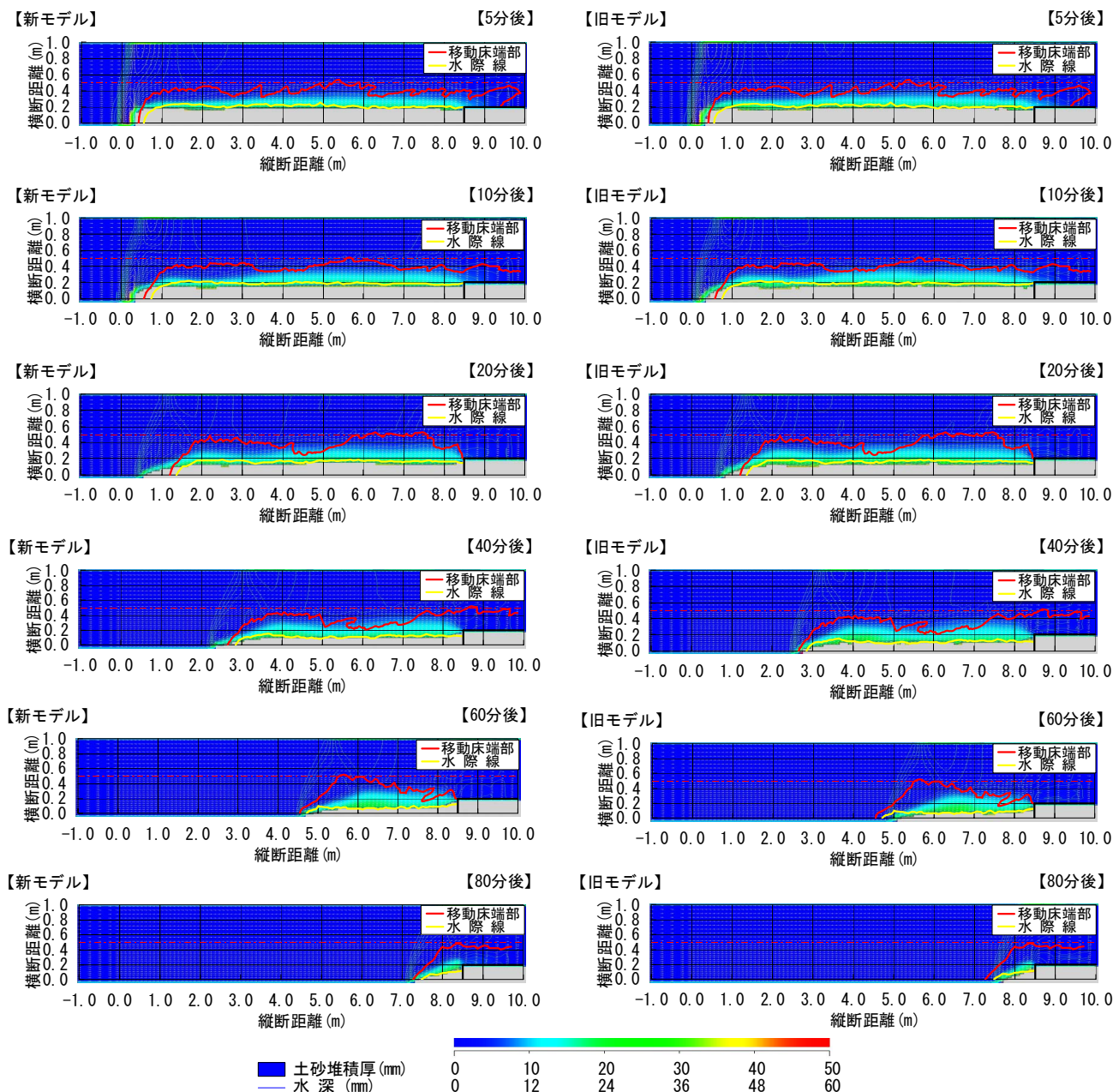


図-7.6 置土平面形状の時系列変化

響の再現においては旧モデル同様課題が残るが、混合粒径および浮遊砂の輸送を取り扱えるように改良した新モデルの動作については良好である。

7.3.3 検証の対象とする現地観測

観測対象としたのは福島県の1級河川阿武隈川の支川大滝根川に1997年に竣工した三春ダム、長野県の1級河川天竜川の支川小渋川に1969年に竣工した小渋ダム及び群馬県の1級河川利根川の支川神流川に1968年に竣工した下久保ダムの下流域である。各ダムの置土の諸元及び観測の概要について表-7.1に示す。

小渋ダムの置土は、ややダム堤体から離れている(1km強)が、3ダムともほぼダム直下流に置土され

ている。三春ダムと下久保ダムでは、土砂を流送するための放流が人為的に行われたが、これらと異なり、小渋ダムでは、通常のダム管理を行っていく中で放流量が増加したときに土砂が流送される。

観測結果の詳細については、本課題の属する重点プロジェクト研究の別課題「貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究」の報告を参照されたい。

7.3.4 現地観測結果を用いた検証結果

(1) 三春ダム

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-7.7の初期形状に示すようにモ

表-7.7 置土の諸元及び観測の概要

項目	三春ダム	小渋ダム	下久保ダム
置土位置のダムからの距離 ^{*1)}	100m	1100m	20m
置土近辺の河床勾配 ^{*1)}	1/2000	1/100	上流部:ほぼ平坦 下流部:1/40
置土近辺の河道幅 (置土無し) ^{*1)}	17m	35m	上流部:40m 下流部:25m
置土の幅 ^{*1)}	10m	15m	8~20m
置土の長さ ^{*1)}	60m	110m	65m
置土の高さ ^{*1)}	1.5m	3m	4m
置土量 ^{*1),*2)}	900m ³	4,500m ³	3,000m ³
置土材料の50%粒径	0.5mm	0.5mm	10mm
観測期間	2007年10月9日 9:30~15:30	2009年6月23日 ~7月30日	2010年7月15日 10:00~16:00
観測期間の置土流失量 ^{*1),*2)}	220m ³	2,300m ³	1,760m ³
観測期間の放流量	382,000m ³	32,936,000m ³	982,000m ³
置土流失量/放流量	0.00094	0.00007	0.00179
観測期間のピーク放流量	20m ³ /s	45m ³ /s	90m ³ /s
観測期間の置土近辺 の最大水深 ^{*1)}	1.7m	1.0m	上流部:2.5m 下流部:1.6m

*1) 図面や観測結果から推定した概算値。

*2) 空隙込みの値。

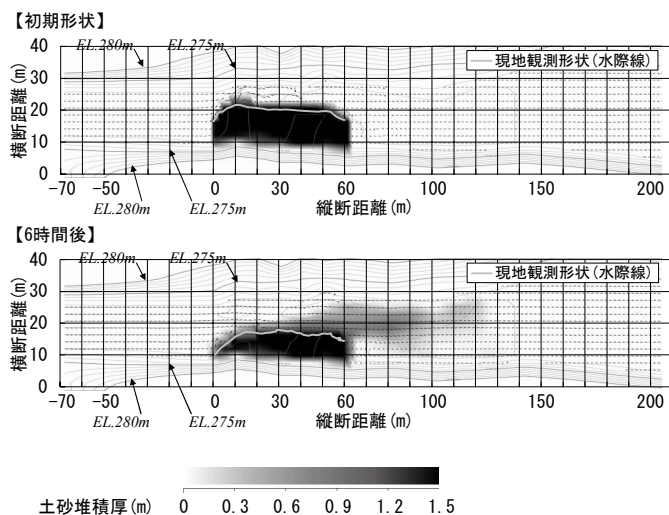


図-7.7 三春ダム置土の初期形状と6時間後の計算結果

表-7.2 代表粒径と構成割合 (三春ダム)

	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		
代表粒径7	0.16	13.4		
代表粒径8	0.09	15.2	0.2mm以下	28.6

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0.03m^{-1/3}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。

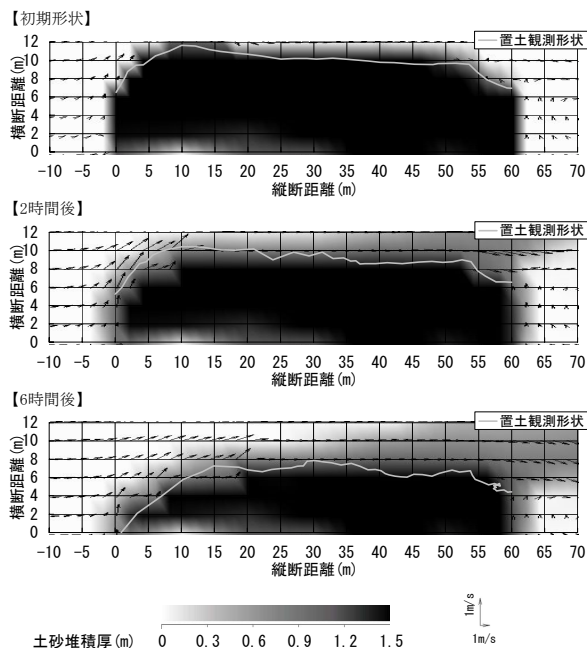


図-7.8 三春ダム置土の侵食状況の計算結果

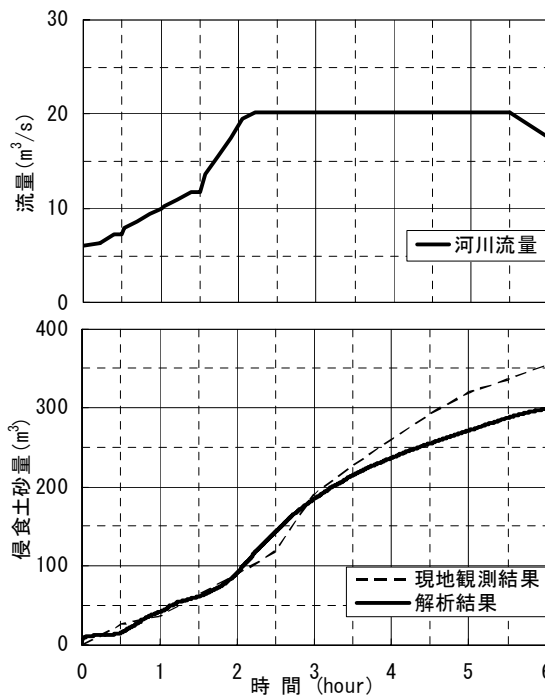


図-7.9 三春ダム置土の侵食土砂量の時間変化

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-7.2に代表粒径とその構成割合を示す。

図-7.8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

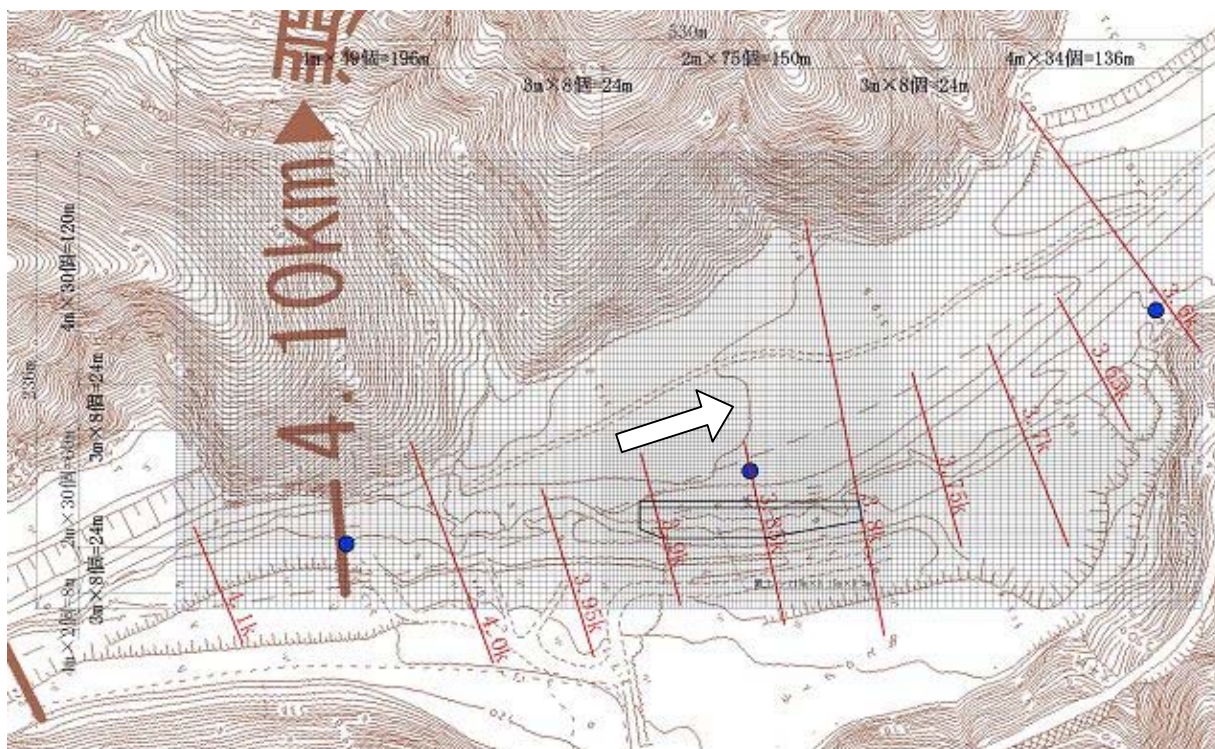


図-7.10 小渋ダム下流河道の計算領域及び計算格子 (赤線：測量断面位置、丸印：水位計測位置)

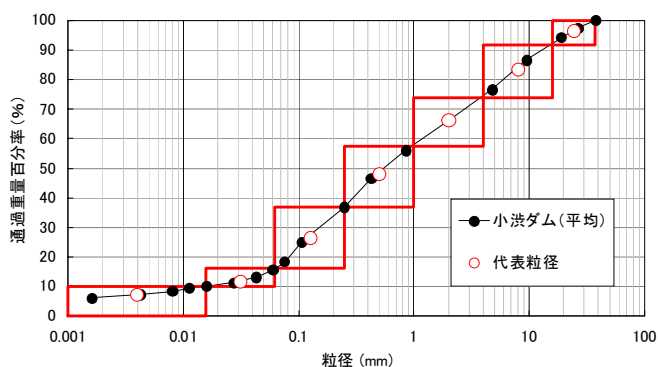


図-7.11 小渋ダムの置土材料の粒度分割

表-7.3 計算のパラメータ

パラメータの名称	単位	値
流下方向格子数	-	174
横断方向格子数	-	78
流動計算に使う水の密度	kg/m ³	1,000
土粒子密度	kg/m ³	2,650
動粘性係数	m ² /s	0.000001
間隙率 (空隙率)	-	0.325
河床材料の静止摩擦係数	-	0.9
河床材料の動摩擦係数	-	0.4
側岸侵食の崩壊の判定を行う時間間隔	sec	60
土砂の水中安息角	度	30
河床の粒度分布を記憶する層の厚さ (混合粒径のみ)	m	0.10
交換層厚 (混合粒径のみ)	m	0.03
計算時間間隔	sec	0.1

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-7.9 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、記録した置土の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。

図-7.7 の下の図には 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

14.3 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

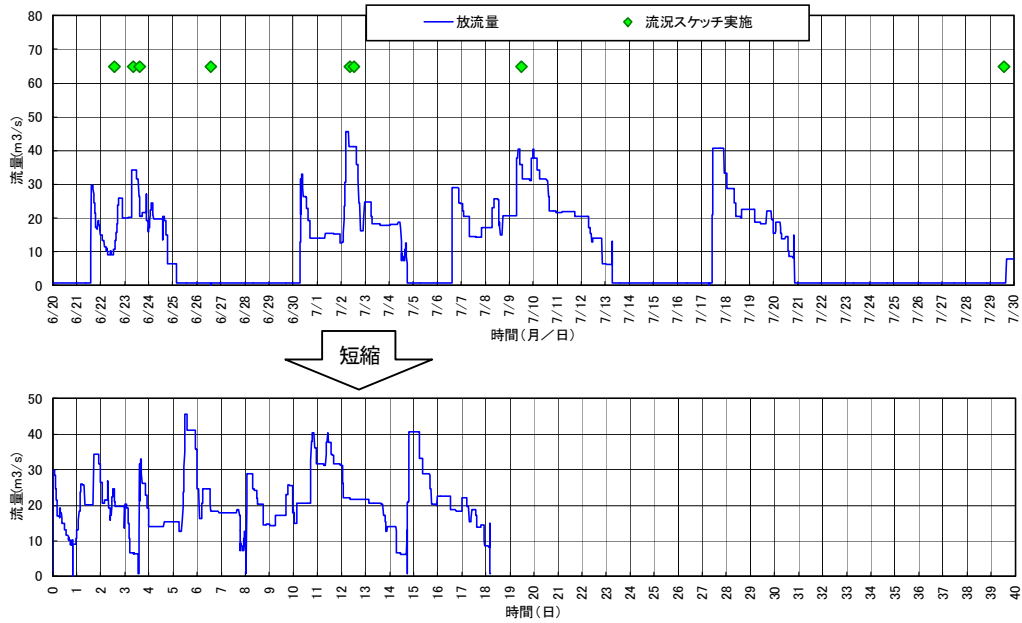


図-7.12 小渋ダム放流量（上：観測値、下：計算用上流端入力流量）

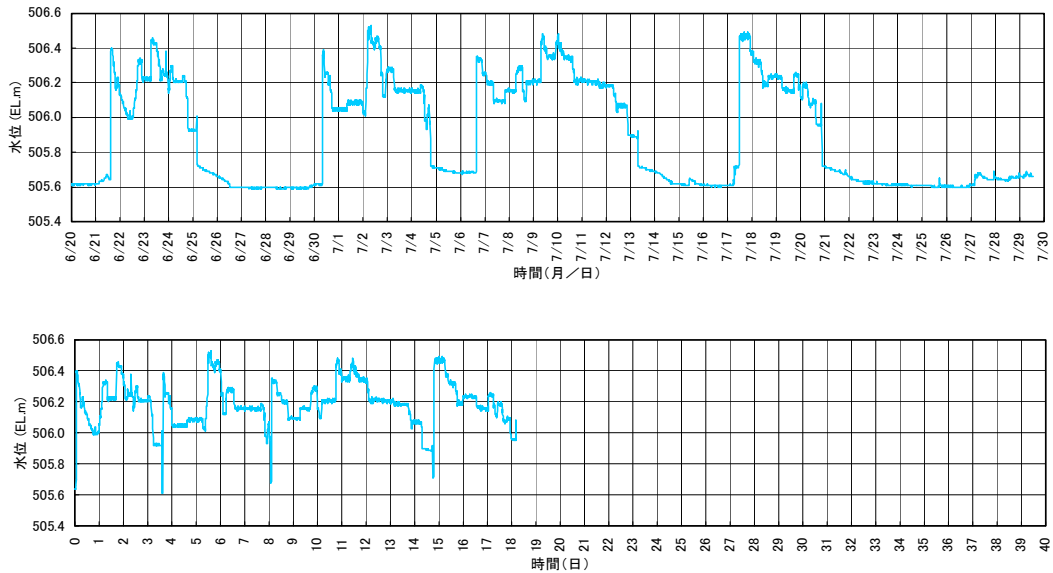


図-7.13 3.6k 地点水位（上：観測値、下：計算用下流端入力水位）

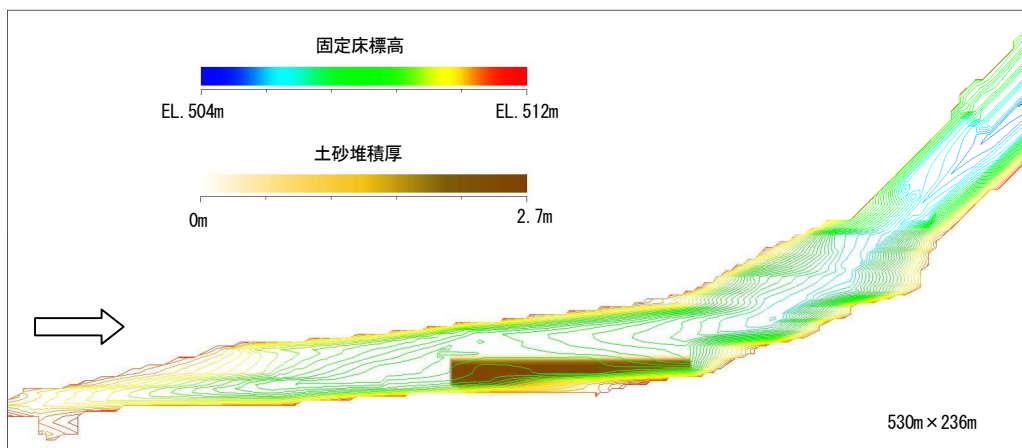


図-7.14 固定床地形及び初期土砂堆積厚

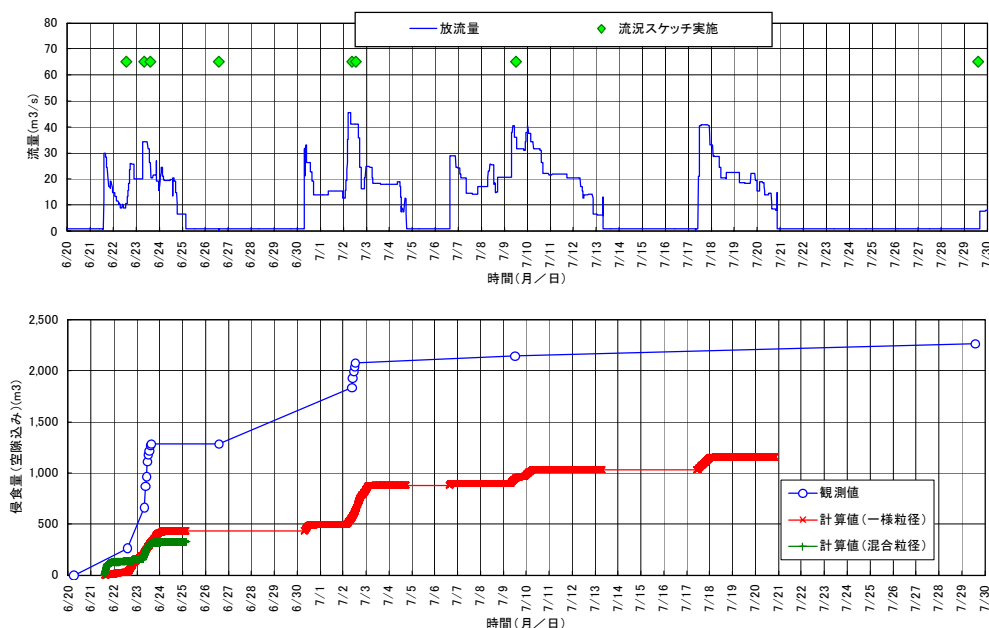


図-7.15 置土侵食量の時間変化

予測が可能である。

(2) 小洪ダム

小洪ダムでは、人為的なフラッシュ放流を実施していないため、やや長い期間を対象とした。

小洪ダムの置土の計算では、粒径を単一粒径とした場合と、混合粒径とした場合の2条件について行った。単一粒径の場合には、前述のモデルのうち掃流砂のみを考慮しており、混合粒径の場合は、掃流砂と浮遊砂の両者を考慮した。

1) 計算格子

図-7.10に計算領域と計算格子を示す。図中の赤線は横断測量を行った断面位置であり、青い丸印は水位計を設置した位置を示している。計算領域は置土周辺の河道形状を考慮して、流下方向に530m、横断方向に236mの長方形の領域とした。計算格子は流下方向に174個、横断方向に78個(236m)を設定した。なお、格子の大きさは2m、3m、4mの3種類を組み合わせしており、置土周辺の格子サイズを小さくした。

2) 粒径

単一粒径の場合には、置土から採取した土砂を分析して得た平均の粒度分布を参考に、掃流砂のみを考慮していることから、ふるい目0.25mm以下の土砂をカットした後求めた平均粒径から6mmとした。

混合粒径の場合には、粒度を分割し、代表粒径を設定しており、その分割状況を図-7.11に示す。

3) 上流端及び下流端の計算条件

境界条件としては、上流端に流量、下流端に水位の

時系列の条件を与えた。図-7.12に小洪ダム放流量とそれを上流端計算条件用に短縮したハイドログラフを示す。図-7.13に3.6k地点の水位時系列とそれを下流端計算条件用に短縮した水位時系列を示す。

なお、上流端からの流入土砂量は無いものとした。

4) その他の計算パラメータ

表-7.3にその他の計算パラメータを示す。間隙率については、置土材料を分析して得られた値0.325を用いた。

5) 初期河床高

図-7.14に固定床の等高線図と初期河床堆積厚さの濃淡図を示す。置土以外の河床材料は比較的大きい礫で構成されており、今回の出水でほとんど移動していないと考えられるため、初期条件としては、固定床とした。従って、初期条件として、置土の設置領域のみに、河床材料を設置した。

6) 計算結果

図-7.15に置土の侵食量の時間変化を観測地と合わせて示す。図-7.16には、一様粒径と混合粒径の1回目の出水が終わった後の置土の侵食形状と4回の出水後の一様粒径の侵食形状を観測のスケッチと比較して示す。

図-7.15より、一様粒径の計算結果は、1回目と2回目の出水で多くの土砂が侵食し、3回目、4回目の出水では侵食量が少ないという観測結果の傾向を再現しているものの、定量的には侵食量が半分程度でかなり小さい。混合粒径の計算については、1回目の出水

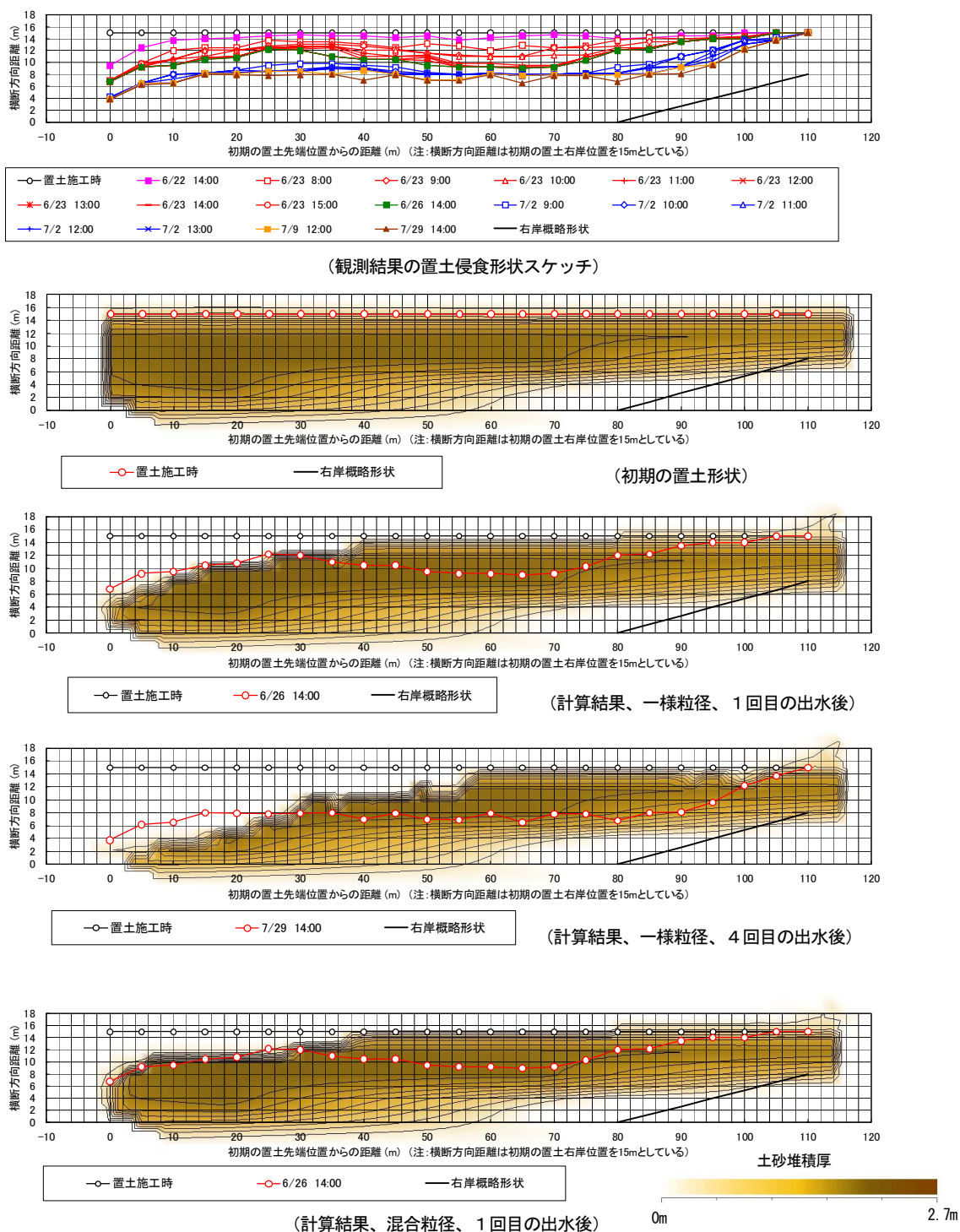


図-7.16 小渋ダムの置土侵食平面形状

の初期には一様粒径の計算よりも侵食量が多いが、ピーク時付近では一様粒径の計算よりも侵食量が少なくなっている。図-7.16の侵食形状をみても、計算結果は置土の先端から40m程度までの部分では、観測値とよく一致しているが、それより下流では、計算における側岸侵食量が少なく、この部分が侵食量の不足の原因となっている。

(3) 下久保ダム

下久保ダムについては、1回のフラッシュ放流の期間(2010年7月15日10:30~16:00)を対象に計算を行った。

計算格子は、流下方向に2mの格子を67個(132m)、横断方向に2mの格子を28個(54m)とした。粒径は混合粒径を用いて、現地観測結果を参考に、図-7.17に

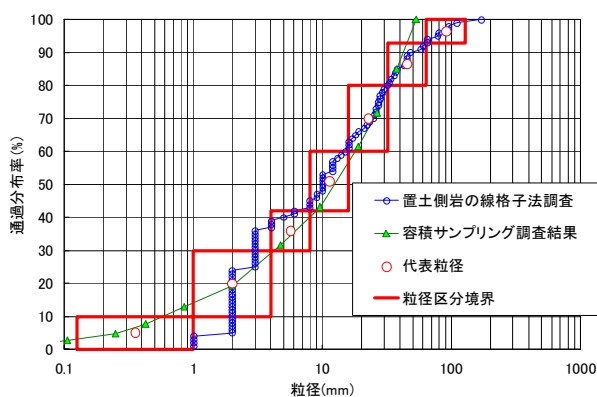


図-7.17 下久保ダムの置土材料の粒度分布

示す 7 区分とした。計算時間間隔は、 $\Delta t = 0.01 \sim 0.2 \text{ sec}$ とした。

図-7.18 に侵食状況について、計算と現地観測を比較した結果を示す。置土下流部分の河床勾配が大きい区間で侵食が顕著な傾向が再現されている。置土の先端部の侵食は計算結果が過小になっているが、現地では置土がダムの減勢池の直下流にあり、減勢池からの波浪による侵食がみられ、これを評価できていないと考えられる。計算結果の土砂濃度をの結果を図-7.19 に示すが、このように、置土下流への土砂濃度についても予測が可能になる。

8. まとめ

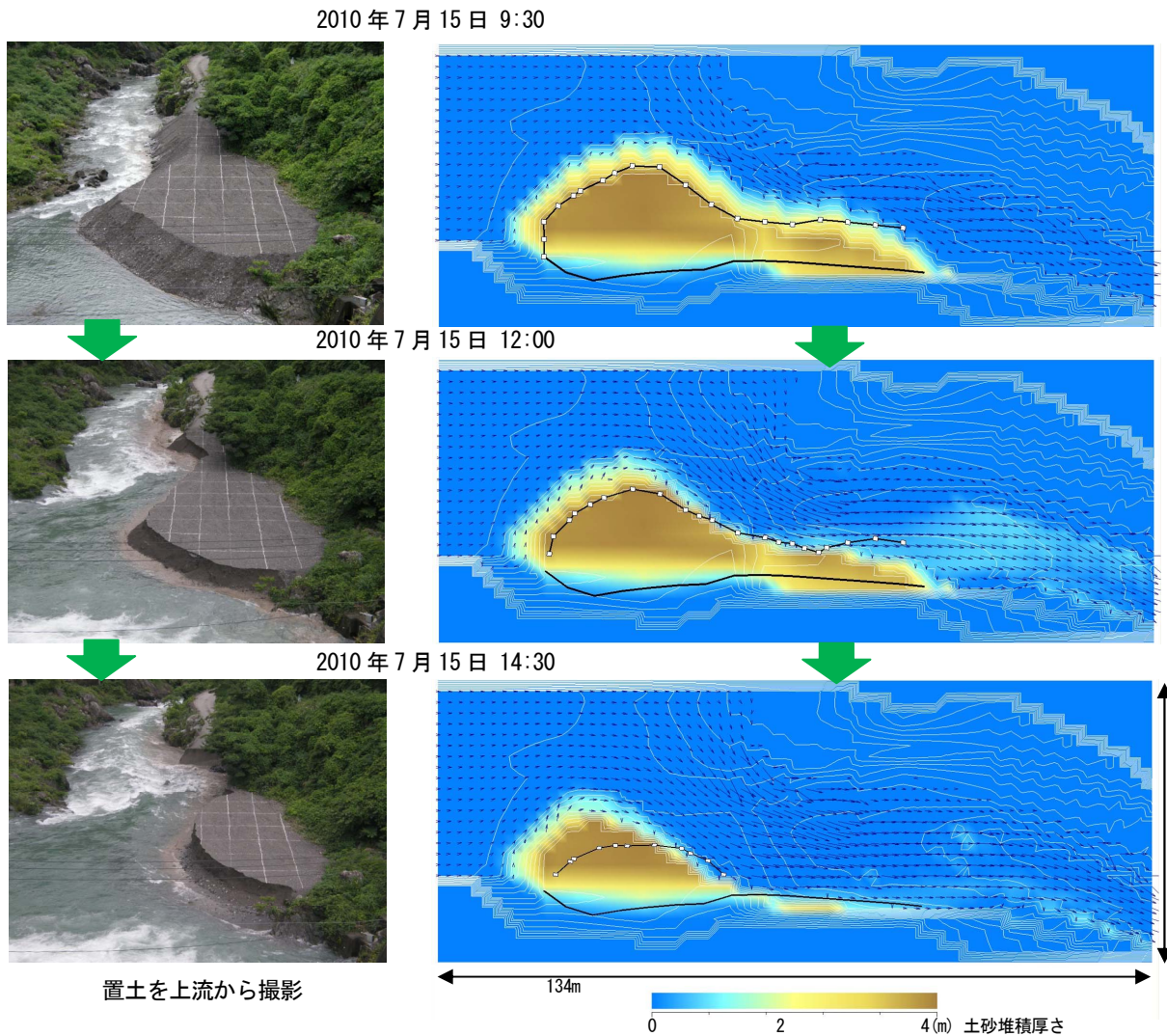
微細粒子土砂の沈降について、以下のとおりまとめる。このうち、粒度分布の測定手法の特性については、以下のとおりである。

- 1) 沈降筒法、遠心沈降法、レーザー回折法については、従来から良く使用されているレーザー回折法による粒度分布が最も粗粒化傾向となる。
- 2) 粒度測定の前処理として超音波分散処理を行うと、濁質粒子が分散し、細粒化傾向となる。
- 3) 粒子形状が扁平や柱状である場合は、各粒度分布測定法により得られた粒度分布の差異が大きくなると考えられる。
土粒子の沈降速度のモデリングについては、以下のとおりである。
- 4) 沈降筒法は、濁質の沈降現象を把握するには最も適した方法と考えられる。濁水現象の長期化が想定される貯水池については、多くの労力は要するものの、沈降筒法により沈降速度分布を求めることが望まれる。

- 5) しかしながら、十分な量の試料が確保できない場合には、遠心沈降法（分散なし）あるいはレーザー回折法（分散 10 分）によって粒度分布を求め、沈降速度分布を設定することも選択肢と考えられる。
- 6) 遠心沈降法を用いる場合は、濁水の分散処理は要しない。測定範囲 50μ を上回る粒径範囲の分布については、フルイ分けを併用する。
- 7) レーザー回折法を用いる場合には、超音波分散の前処理が有効と考えられるが、多くの検体を分析する場合には、その一部について沈降筒法を用いた検証が望まれる。

微細粒子土砂の再浮上に関する検討において、以下の知見が得られた。

- 8) 4 種類の土砂について、侵食が進展する状況を把握し、煙状の侵食が始まる状態（侵食状態Ⅰ）と局所的な激しい侵食が始まる状態（侵食状態Ⅱ）の侵食限界摩擦速度を求めた。土砂によっては、侵食状態Ⅱが明瞭でない場合もあり、侵食状況は土砂の種類や含水比の条件によって特色が認められる。
 - 9) 4 種類の土砂について、侵食速度を把握した。粒径の小さい T.A カオリンと大きい真名川ダムの土砂ではばらつきの小さい結果が得られ、中間的な粒度の美和ダムと鯖石川ダムの土砂ではばらつきが大きい結果が得られた。
 - 10) T.A カオリンの侵食速度については、既往の研究と同様な結果が得られた。
 - 11) 鯖石川ダムの土砂について、実験水路の幅の違いによる結果を比較したところ、幅の広い 60cm の方が侵食速度のばらつきの下限が小さい傾向が見られたが、上限値の相違は小さかった。
 - 12) 侵食速度の結果のばらつきが大きい土砂は、局所的な深掘れ等の不均一な侵食状況を示す。
 - 13) 実験結果を踏まえて、微細粒子土砂の侵食速度を評価する手法を提案した。
- 下久保ダム上流河道の現地調査により得られた土砂移動特性に関する知見を以下に示す。
- 14) 2009 年 10 月出水、2010 年 11 月出水時の水量を一次元不定流計算（ピーク流量一定）によって算定した結果、IC タグ付礫および発信機付礫を敷設した区間の摩擦速度は $0.28 \sim 0.37 \text{ m/s}$ となった。
 - 15) IC タグ付礫および発信機付礫について、粒径と移動距離との関係を整理すると、移動限界粒径は 500mm 程度となった。



左は計算結果の平面図。黒線：現地観測による置土天端形状のスケッチ、白線：河床高の等高線、矢印：流速ベクトル、色：土砂堆積厚さをそれぞれ表す。

図-7.18 下久保ダムの置土の侵食状況と計算結果の比較

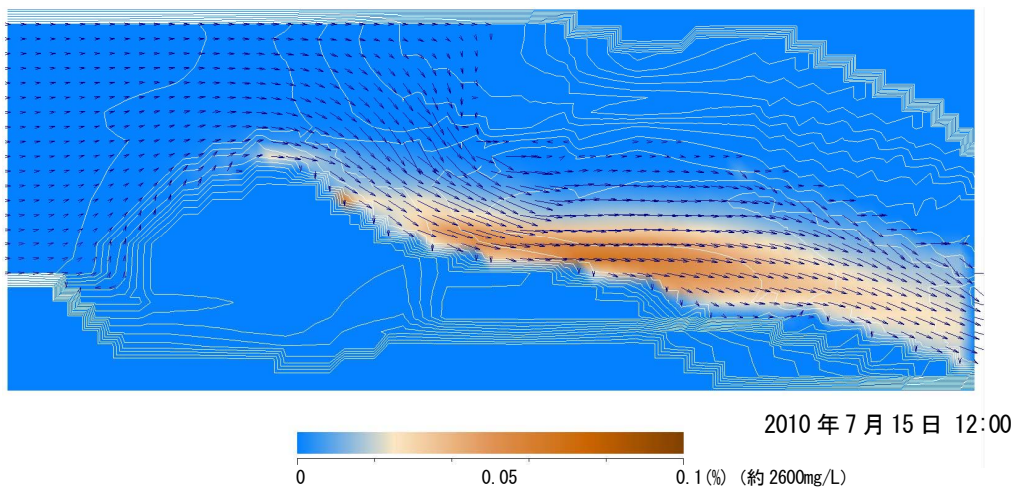


図-7.19 下久保ダムの流水中の土砂濃度の計算結果

1 6) IC タグ付礫は直径 200mm 程度の礫が最大で約 700m、発信機付礫は直径 150mm 程度の礫が約 1、100m 移動した。このような移動距離の違いは、運搬経路の違いが影響していることが推定された。

1 7) 河床材料調査結果を整理すると、河床の骨格を構成する主材料として、 $m1:5\sim 100\text{mm}$ 、 $m2:100\sim 500\text{mm}$ が存在し、湾曲部内岸等にサブ材料として存在する $s:0.2\sim 2\text{mm}$ に比べ、1 から 3 オーダーの粒径の差がある。いわゆる幅広の粒度分布を持つ山地河道の特徴がよく現れていた。

1 8) 修正 Egiazaroff 式を適用すると、移動限界粒径は $185\sim 625\text{mm}$ となり、現地調査で確認された 500mm 程度に近い値となった。

以上から、山地河道においても修正 Egiazaroff 式を移動限界摩擦速度の算定に適用できることが確認された。ただし、水深粒径比が 30 程度、河床材料の最大粒径が 500mm 程度の条件で確認した結果であることを追記する。

大きな石の流砂への影響について実験的な検討を行った結果、大きな石をわずかに 2.3%の重量百分率の割合で河床に敷設することで流砂量を 25%程度低減させる効果があることが確認された。解析的な観点からすると、議論の余地が多々残されることは認識しているが、ダム近傍における河床変動を予測する必要性が高まる中で、本実験結果は既存の流砂量式の改良、もしくは新たな流砂量式の提案に向けて貴重な情報を与えるものと考えられる。さらに、礫床河道の河床材料調査法に関連しても重要な示唆を与えている。広い粒度分布、点在する巨礫などの特徴のため、山地河道では河床材料調査の困難さが指摘されることがある。このような調査の困難さがある一方、点在する大きな石の流砂量への影響が大きいことから、山地河道では沖積河道に比べ、より精度の高い河床材料調査法が求められることを理解すべきである。なお、当該実験は水深粒径比が $7\sim 20$ 、 $d84/d16$ が $3.3\sim 12$ の間で確認されたものであり、この範囲では河床材料の粒度分布を適切に与えれば、山地河道においても既存の流砂量式を適用できることが確認された。

気象条件が貯水池からの放流水温に与える影響の検討において、以下の知見が得られた。

1 9) 放流水温が平均的に上昇する要因は、観測値よりも気温が高い場合、湿度が高い場合、風速が小さい場合、雲量が多い場合である。

2 0) 放流水温が平均的に低下する要因は、観測値よ

りも湿度が低い場合、風速が大きい場合、雲量が小さい場合である。

2 1) 平均的な放流水温に与える定量的な影響としては、雲量の変化は比較的小さく (0.5°C 程度)、湿度が小さい場合 (3°C 弱) に大きく、辺野喜ダムでは風速をゼロとした場合に 2°C 程度の差が生じた。気温については、気温の変化よりは小さい水温差が生じる。その他については、 1°C 程度の差が生じる。

2 2) 年間の変動については、気象パラメータが観測値から変化することで、 $\pm 3^\circ\text{C}$ 程度 (最大 $\pm 5^\circ\text{C}$ 程度) の差が生じる。

2 3) 出水時のみの検討においては、気象条件を当該時期の平均的な値とすることで $\pm 1^\circ\text{C}$ 程度の精度で放流水温の予測が可能。

2 4) 年間の変動を予測する場合については、湿度、風速、雲量については、年間の平均値を与えることで、放流水温の予測精度は $\pm 2^\circ\text{C}$ 程度となる。

既往の 2 次元河床変動モデルを改良し、非平衡の浮遊砂の輸送と混合粒径に対応した 2 次元河床変動モデルを開発した。実験と 3 つのダムの観測結果を用いて再現性の検証を行った結果、以下の知見が得られた。

2 5) 改良したモデルを置土実験に適用した結果、実験結果と計算結果における流下土砂量、平面形状の進展は概ね一致していた。また、掃流砂のみを扱う一様粒径モデルの結果との比較において概ね一致した。新モデルの基本的な動作は良好と考えられる。

2 6) 三春ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、混合粒径 (8 粒径) の条件で計算を行ったところ、観測結果の侵食量や置土形状を概ね定量的に再現することができた。

2 7) 小洪ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、一様粒径の計算によって、4 回の出水による侵食の傾向を再現することができた。

2 8) 小洪ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、一様粒径及び混合粒径の条件での計算はともに、侵食量をかなり過小に予測する結果となった。これは置土中流及び下流の側岸侵食現象の再現性に課題があることが原因と考えられる。

2 9) 下久保ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、混合粒径の条件で計算したところ、比較的短時間で多くの侵食が生じた現象について、侵食の進展が概ねよく再現された。

謝辞

微細粒子土砂の沈降を検討するにあたり、国土交通省東北地方整備局鳴子ダム管理所、(独)水資源機構下久保ダム管理所をはじめとする各事務所より底泥を提供していただいた。ここに記して、謝意を表します。

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。

混合砂礫流送実験の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。

数値計算に関連する現地観測と情報提供にご協力いただいた国土交通省東北地方整備局三春ダム管理所、同中部地方整備局天竜川ダム統合管理事務所、(独)水資源機構下久保ダム管理所に謝意を表します。

参考文献

2. 1) 柏井条介：ダム貯水池の水温・水質予測の一般化に向けて、河川, 713号, pp. 38-44, 2005.
2. 2) 例えば、農業土木学会誌 No. 66(1)、1998~No. 68(6)、2000に連続掲載された、土のコロイド現象の基礎と応用に関する講座
3. 1) 関根正人：実河川に自然堆積した粘着性土の浸食機構の解明と現地浸食試験法に関する研究、科学研究費補助金研究成果報告書、2004.
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.
4. 2) 岡部健士・肥本一郎：大径礫を伴う山地河床における流砂の有効掃流力に関する研究、水理講演会論文集、第30回、pp. 247-252、1986.
4. 3) 福岡捷二：石礫河川の移動床水理の諸問題と解決への道筋、水工学に関する夏季研修会講義集Aコース、(社)土木学会、pp. A-1-1 - A-1-25、2008.
5. 1) 河村三郎：土砂水理学1、森北出版、pp. 1-43、1982.
5. 2) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文集、第206号、pp. 59-69、1972.
5. 3) Einstein, H. A.: Formulas for the Transportation of Bed Load, Trans. ASCE, Vol. 107, No. 2140, pp. 561-577, 1942.
5. 4) 山本晃一：構造沖積河川学-その構造特性と動態-, 山海堂, pp. 54-80, 2004.
6. 1) 櫻井寿之：貯水池放流水の水温と濁度の制御に関する研究、土木研究所報告書, No. 204, pp. 29-70, 2006.
6. 2) 櫻井寿之、柏井条介：貯水池流動鉛直2次元モデルにおけるモデルレベルによる計算結果の比較、ダム工学, Vol. 15, No. 2, pp. 106-119, 2005.
6. 3) 安芸周一、白砂孝夫：貯水池流動形態のシミュレーション解析、発電水力, No. 134, pp. 37-50, 1975.
7. 1) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第206号、pp. 59-69, 1972.
7. 2) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究、土木学会論文集、第41号、pp. 1-21, 1956.
7. 3) 清水康行・板倉忠興・岸力・黒木幹男：昭和56年8月洪水における石狩川下流部の河床変動について、水理講演会論文集、第30巻、pp. 487-492, 1986.
7. 4) 井上卓也・清水康行：貯水池の水位変化を伴う貯水池の排砂に関する研究、水工学論文集、第46巻、pp. 791-795, 2002.
7. 5) 池田駿介：詳述水理学、技報堂出版、pp. 270-271, 1999.
7. 6) 黒木幹男・史亜傑・岸力：非平衡浮遊砂理論とその応用、水理講演会論文集、第32巻、pp. 407-412, 1988.
7. 7) 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、260p, 1983.

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.

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