

## V-9 ダムからの供給土砂の挙動に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 15～平 17

担当チーム：河川・ダム水理チーム

研究担当者：柏井条介、櫻井寿之、井上清敬

### 【要旨】

将来に亘るダム機能の維持、流域一貫した土砂管理の観点から、貯水池内の土砂を排除し下流河道に供給することが求められており、土砂バイパス、土砂フラッシング、下流河道への仮置きなどが計画・実施されるダムが徐々に増加してきている。下流河道への土砂供給を行うためには、供給した土砂の挙動を予測、評価する必要がある。そこで、本調査では、下流仮置土の洪水時の侵食・流下現象、土砂フラッシングによる土砂の流下現象を中心に、貯水池流入土砂を下流に供給した場合の土砂の挙動を解明することを目的に、まず下流仮置土の侵食特性について実験と開発した平面2次元河床変動モデルにより検討を行った。また、下流河道の河床変動の計算方法について、現象を予測するための1次元河床変動モデルを開発し、境界条件の設定法を整理した。更に、このモデルによりシミュレーションを行い、土砂フラッシングによる供給土砂特性を把握するとともに、前述の結果をもとに、供給土砂特性が下流河道に与える影響を流砂量の観点から検討した。

キーワード：土砂管理、堆砂、土砂フラッシング、置土、侵食、流砂量

### 1. はじめに

将来に亘るダム機能の維持、流域一貫した土砂管理の観点から、ダム貯水池内への流入土砂を下流河道に供給することが求められている。

このための代表的な方策として、土砂バイパス、土砂フラッシング、堆砂掘削・浚渫土の下流河道への仮置きなどが実施されているが、下流への土砂供給を行うためには供給した土砂の下流河道での挙動を予測・評価する必要がある。

そこで、本調査では、①下流仮置土の侵食特性の解明、②下流仮置土侵食現象の解明および河床変動の挙動予測モデルの開発、③下流河道の河床変動計算方法の確立、④土砂バイパス・土砂フラッシングによる下流供給土砂量・質の時間的変動特性の解明、⑤供給土砂特性が下流河道に与える影響の解明を目標として実施するものである。最終年度である17年度は、これらの検討を継続実施

するとともに、検討結果をとりまとめた。

### 2. 下流河道仮置土の侵食特性

#### 2.1 置土侵食実験による検討

##### 2.1.1 実験概要

実験は、幅1m、長さ11m、勾配1/100の直線水路を用い、図-1に示すように、片側の水路壁沿いに平面が長方形の置土をして実施した。本調査は、置土上流水衝部及び側部の侵食状況を明らかにするために実施しており、置土下流の1.5m区間は、下流側からの侵食が生じないよう置土形状を模した木製模型を設置した(図-1の擬似置土模型)。通水は、置土上面が冠水しない流量条件とし、置土を侵食させた。

表-1に実験条件を示す。Case 1は置土を変化させた一連の実験であり、流下方向の流砂量分布の把握及び、これによる置土上流の水衝部範囲の確認のために実施した

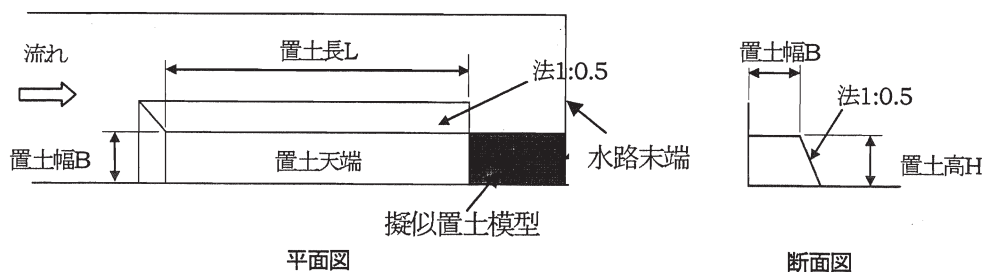


表-1 実験条件

Case	置土形状					平均 粒径 $d_m$ (mm)	流量 $Q$ ( $m^3/s$ )	観測項目					
	初期 置土長 $L_0$ (m)	初期 置土高 $H_0$ (m)	初期 置土幅 $B_0$ (m)	実験終盤 置土幅 $B_e$ (m)	平均 置土幅 $B_{ave}$ (m)			流況	置土形 状変化	下流端 流砂量	水面	表面 流速	横断 形状
Case1-1	1	0.1	0.2	0.188	0.208	1.2	0.020	○	○	○	○	-	-
Case1-2	2			0.190	0.195								
Case1-3	4			0.126	0.133								
Case1-4	6			0.098	0.132								
Case1-5	8			0.081	0.112								
Case2-1	8	0.1	0.2	0.081	0.112	1.2	0.020	○	○	○	○	○	○
Case2-2	6.5		0.4	0.235	0.222								
Case2-3	8		0.1	0.025	0.060								
Case2-4	8		0.2	0.122	0.166								
Case2-5	8		0.06	0.078	0.116								
Case3-1	8	0.1	0.2	0.089	0.119	0.5	0.020	○	○	○	○	○	○
Case3-2	6		0.4	0.205	0.206								
Case3-3	8		0.1	0.039	0.073								
Case3-4	8		0.2	0.080	0.110								
Case3-5	8		0.06	0.058	0.114								

ものである。また、ケース2は置土が十分長い場合を対象に置土幅、高さを変化させそれぞれの影響を調査したもの、ケース3はケース2の実験砂の粒径を変化させたもので、流量はいずれの実験も同じとしている。なお、実験砂は篩い分けによりほぼ均一粒径とした珪砂を用いている。

水のみを通水により、水路内の流れは上流端から1m程度下流においてほぼ等流状態（射流）となっていることが確認され、置土はこれより下流区間に設置した。実験での観測項目は、流況、置土形状変化、下流端の流砂量であり、置土形状変化については、写真及びビデオ撮影映像から求めた。また、下流端での流砂量測定は、0.2mごとに区画し、区画内の通過土砂を網による捕砂器を用いて行った。

以上のほか、必要に応じ水面形測定（1mm読み定規による）、表面流速測定（浮子による）及び通水の一時停止による横断形状測定（レーザー変位計による）を実施している。

なお、以下では実験開始は、通水開始後に流水が最初に置土に接した時点としている。

### 2. 1. 2 置土区間の流砂量分布

図-2、3にそれぞれCase1の置土長、下流端流砂量（合計）の時間変化を示す。置土長は通水開始後の変化がやや小さいが、その後は若干上に凸な形状になるが概ね時間に対し直線的に減少している。また、減少速度は置土長によらず概ね一定となっている。

下流端の流砂量は通水後に増加したのち概ね一定、または漸減の傾向を示した後、全量流出前に若干増加する傾向を示している。流砂量は置土長が大きいほど大きい傾向があり、側部の侵食が生じていることが分かる。

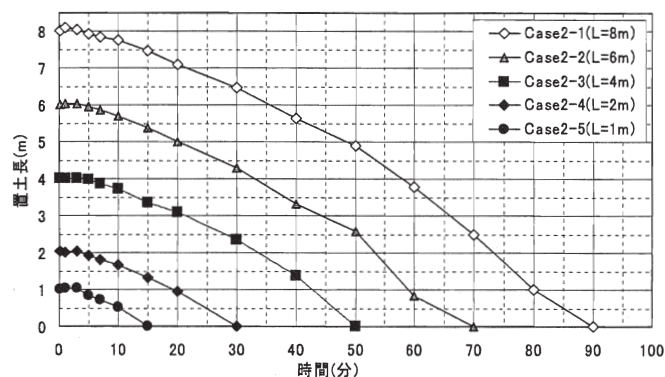


図-2 置土長の経時変化 (Case1-1~5)

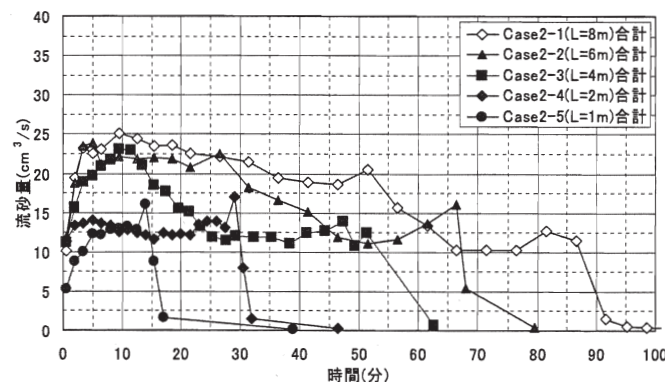


図-3 流砂量の経時変化 (Case1-1~5)

図-4は置土の侵食流下状況例を示したものである。整形された置土は初期の侵食により先端形状は丸みを帯び、また、置土周辺は水面下に堆積・移動する土砂（以下、移動床と称する）の層に覆われる。通水初期の先端の移動速度や流砂量が小さいのは、こうした先端形状や移動床の形成によるものと考えられる。また、置土側部の侵食状況も確認されるが、先端速度がやや上に凸な形状を示すのは、移動に伴い置土幅が徐々に小さくなり、移動

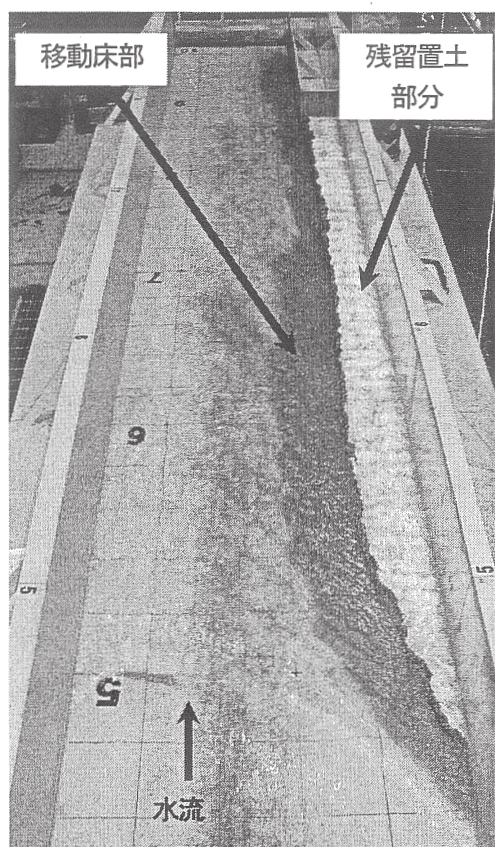


図-4 置土の侵食・流下状況例  
(Case1-3 通水開始10分後)

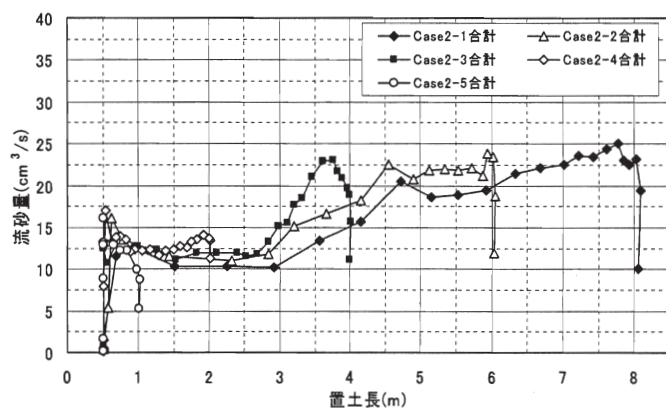


図-5 置土長流砂量の関係 (Case1-1~5)

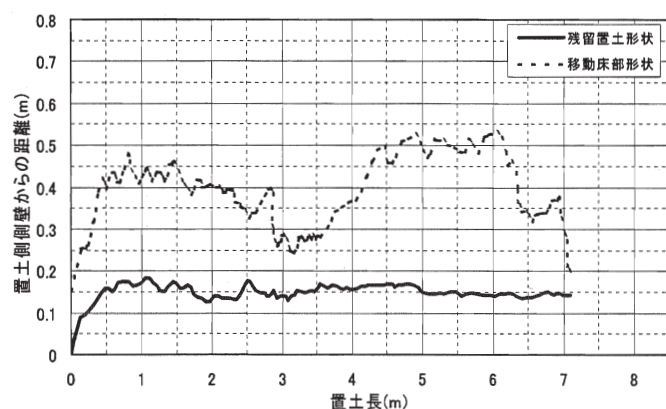


図-6 残留置土と移動床の形状  
(Case1-1 通水開始後15分後)

速度が大きくなるためと考えられる。なお、今回の実験では水路幅全体が移動床で覆われることはなかった。

ここで、図-2、3から各時点での置土長と下流端流砂量との関係を求めたのが図-5である。図より、通水開始直後の先端形状の変化や移動床形成部分を除き、各ケースの置土長と下流端流砂量との関係はほぼ同様となっていることが分かる。このことは、図-5の各ケースの重複部分が、置土区間の各横断面を通過する流砂量を表すことを意味している。こうした視点で図-5をみると、流砂量は先端部分(先端から0.5m程度まで)で急激に大きくなった後、一定区間(3m程度まで)をもち、その下流では増加、一定区間、増加を繰り返していることが分かる。側部の侵食は流砂量増加部で生じていると考えることができるので、以上の流砂量の変化は側部の侵食が一様には生じていないことを示している。

ここで、置土長が最も長いCase1-5について先端形状及び移動床が安定した後(先端部が約1m移動)の置土形状、移動床形状を図-6に示す。図-6より置土上流端から3m部分に向かい移動床領域が小さくなっていることが分かる。この移動床領域の縮小区間は、流砂量一定区間に概ね一致しており、注意してみると、4.5~6m付近の流砂量一定区間も移動床領域の減少若しくは一定化の傾向がみられている。

ここで、図-4をみると、実験での流れは射流であり、置土上流端において衝撃波が生じていることが分かる。この衝撃波が対岸に衝突し、置土部に達するのが先端から3m程度の位置に対応しており、上記の先端部下流の流砂量の変化に衝撃波が影響していることが窺われる。衝撃波は伝播に伴い不明瞭になっており、下流にいくに従って、影響も不明瞭になるようである。

### 2. 1. 3 置土形状、粒径の影響

2.1.2に示されるように、側部侵食状況の上下流方向の変化が衝撃波により生じているものとする、この変化状況はフルード数や水路幅の関数になるものと考えられる。具体的な取り扱いについては今後の課題とし、ここでは図-5の先端付近の流砂量変化の小さい領域の流砂量を先端部の侵食による流砂量、その下流側での流砂量増加量分を側部の侵食による流砂量とし、延長が長い場合を対象にそれぞれの流砂量に対する置土形状及び粒径の影響を調査する。

図-7に置土高0.1mで幅を変化させた場合の先端部流砂量及び側部平均流砂量を示す。ここに、側部平均流砂量は先端部を除く流砂量を先端部の傾斜部を除く置土延長で除した値を示しており、置土延長が大きい場合を対象に求めている。また、図-8には置土幅0.2mで高さを

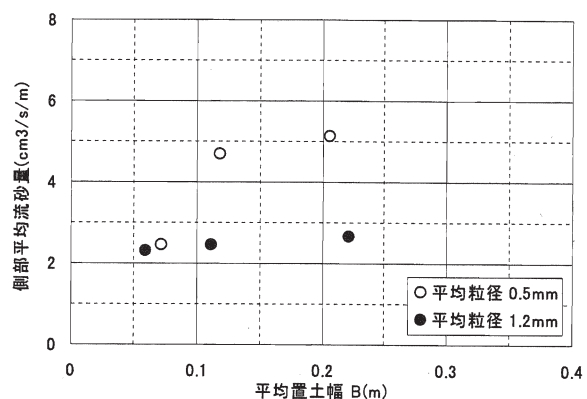
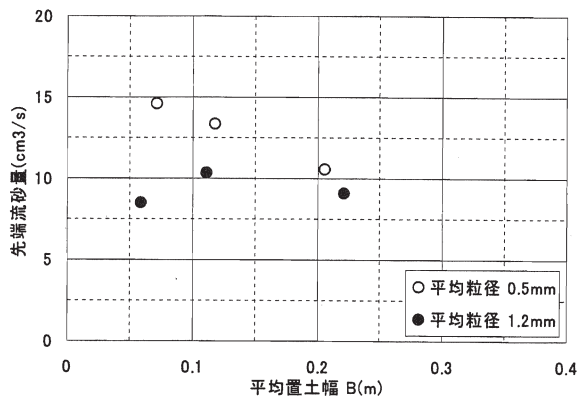


図-7 置土幅の影響

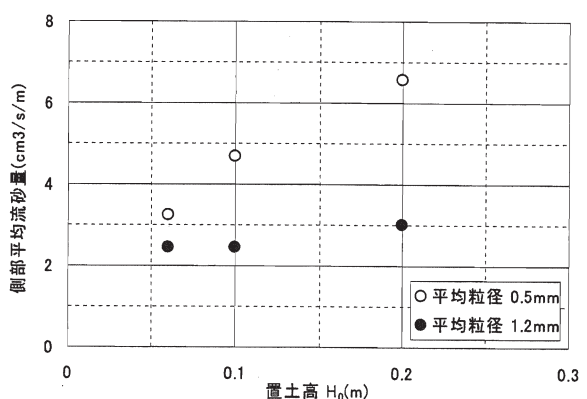
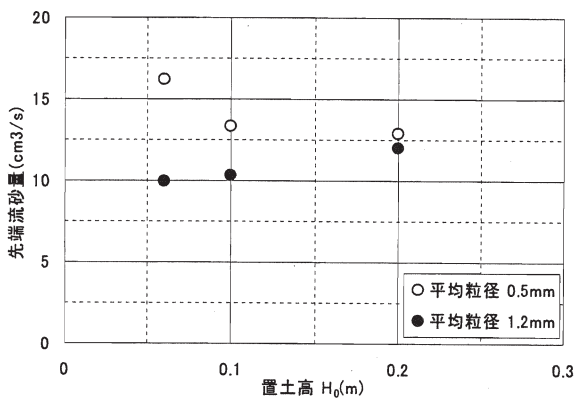


図-8 置土高さの影響

変化させた場合の結果を示す。図より、先端部流砂量は、置土幅、置土高さによらずほぼ同じ値である。これは、置土幅が異なる場合は置土上流面の単位長さあたりの侵食量が置土幅に応じて変化するが、置土高さには影響されないことを示している。側部平均流砂量は、粒径の小さいケースで置土幅、置土高さが大きいと大きくなる傾向を示している。置土幅が大きいことによる影響は、水路内の単位幅流量を増加させ掃流力を大きくする効果として表れると考えられる。この影響は今回、粒径の小さい場合にやまみられているが必ずしも明確ではない。これについては、下流端条件の影響も考えられる。一方、流砂量は水面以下の土砂の状況と水理量から決まるものであり、高さの影響は流れの外部からの給砂量として評価され、置土の侵食時間を長くする方向にのみ作用する。粒径が小さく置土高さが大きいケースでは、側岸侵食の崩落土塊が大きく、局所的に水路幅を狭める効果が作用していると思われる。

## 2. 2 置土侵食シミュレーションモデルの開発

主に砂以上の粒径の成分で構成された置土を対象に、その侵食現象について、河床変動を3次元的に再現し、置土の侵食量、下流への供給土砂量を予測するために、平面2次元の河床変動モデルの開発を行った。

### 2. 2. 1 基礎式

平面2次元の流れの基礎式を以下に示す。

(連続式)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

(x方向運動方程式)

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial UM}{\partial x} + \frac{\partial WM}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \overline{vh \frac{\partial U}{\partial x}} - \overline{uuh} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \overline{vh \frac{\partial U}{\partial z}} - \overline{uwh} \right) - \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} \quad (2)$$

(z方向運動方程式)

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial UN}{\partial x} + \frac{\partial WN}{\partial z} = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \overline{vh \frac{\partial W}{\partial x}} - \overline{uwh} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \overline{vh \frac{\partial W}{\partial z}} - \overline{wwh} \right) - \frac{\tau_{sz}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bz}}{\rho_0} \quad (3)$$

$$\begin{cases} M = Uh \\ N = Wh \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 $(x, y, z)$  : 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、 $(U, W)$  : 水深方向に平均した平均流速ベクトル、 $\overline{uu}$ 、 $\overline{uw}$ 、 $\overline{ww}$  :  $u'u'$ 、 $u'w'$ 、 $w'w'$  の水深方向の平均値、 $(u', v', w')$  :

乱れ速度ベクトル、 $g$ :重力加速度、 $\nu$ :動粘性係数、 $\rho_0$ :流体の密度、 $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{bx}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{bz}$ :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。

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。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_0 g n_m^2 U \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (5)$$

$$\tau_{bz} = \frac{\rho_0 g n_m^2 W \sqrt{U^2 + W^2}}{h^{1/3}} \quad (6)$$

ここで、 $n_m$ : Manningの粗度係数を表す。

水深平均のレイノルズ応力は以下の式で算定する。

$$-\overline{uu} = 2D_h \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{2}{3}k \quad (7)$$

$$-\overline{uw} = D_h \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) \quad (8)$$

$$-\overline{ww} = 2D_h \frac{\partial W}{\partial z} - \frac{2}{3}k \quad (9)$$

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を表す。両者は下記の式で求める。

$$D_h = \alpha u_* \quad (10)$$

$$k = 2.07 u_*^2 \quad (11)$$

ここで、 $\alpha$ : モデル定数、 $u_*$ : 摩擦速度を表す。摩擦速度は次式で求める。

$$u_* = \sqrt{\frac{g n^2 (U^2 + W^2)}{h^{1/3}}} \quad (12)$$

ここで、 $\tau_b$ : 底面せん断応力を表す。

河床変動については、一様粒径の掃流砂を対象とし、以下の基礎式を用いる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \{ (1-\lambda) y_b \} + \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Bz}}{\partial z} = 0 \quad (13)$$

ここで、 $(q_{Bx}, q_{Bz})$ :  $x$ 方向、 $z$ 方向の単位幅当たり掃流砂量、 $\lambda$ : 河床の間隙率(空隙率)を表す。

掃流砂量の算定においては、主流方向については芦田・道上の式<sup>1)</sup>を用いることとし、限界掃流力は岩垣の公式を用いる。主流に直交する方向の掃流砂量については、長谷川の式から二次流の影響を無視した以下の式を用いる。

$$q_{Bn} = -q_B \frac{1}{\sqrt{\mu_s \cdot \mu_k}} \cdot \frac{u_{*c}}{u_*} \cdot \frac{\partial y_b}{\partial n} \quad (14)$$

ここで、 $n$ : 主流と直交する方向、 $\mu_s$ : 河床材料の静止摩擦係数、 $\mu_k$ : 河床材料の動摩擦係数、 $u_{*c}$ : 移動限界摩擦速度を表す。

## 2. 2. 2 数値解析法

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

置土のシミュレーションにおいては、岩盤上の土砂の挙動を予測するため、固定床と移動床が混在する状態を解析する必要がある。そこで今回開発したモデルでは、河床の形態を以下のように定義して河床材料の堆積厚に応じて粗度係数を切り替えることとした。

表-2 計算ケース

ケース名	実験Case	初期置土長 $L_0$ (m)	初期置土高 $H_0$ (m)	初期置土幅 $B_0$ (m)	平均粒径 $d_m$ (mm)	流量 $Q$ ( $m^3/s$ )
A-1	Case2-3	8	0.1	0.1	1.2	0.02
A-2	Case1-5			0.2		
A-3	Case2-4		0.2			
B-1	Case3-3		0.1	0.1	0.5	
B-2	Case3-1			0.2		
B-3	Case3-4			0.2		

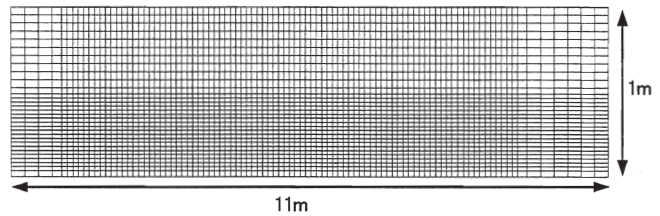


図-9 計算格子

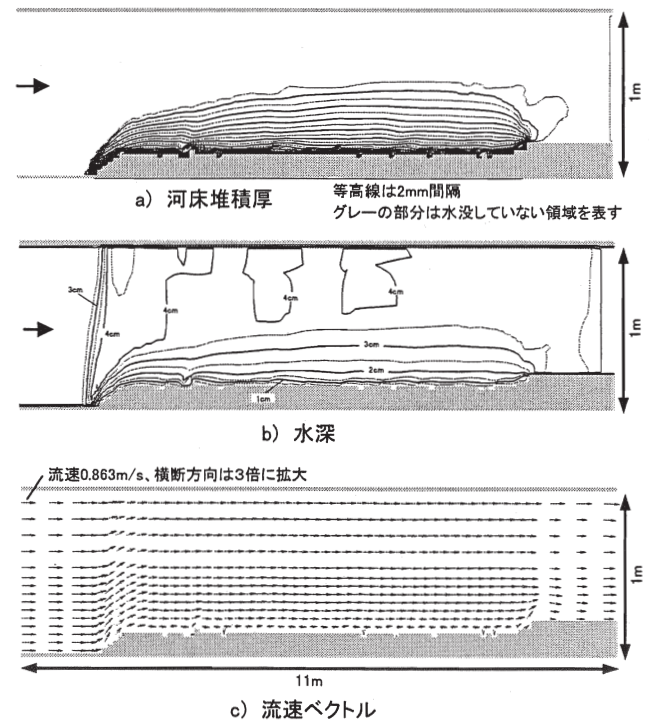


図-10 計算結果の例(ケースA-2、20分後)

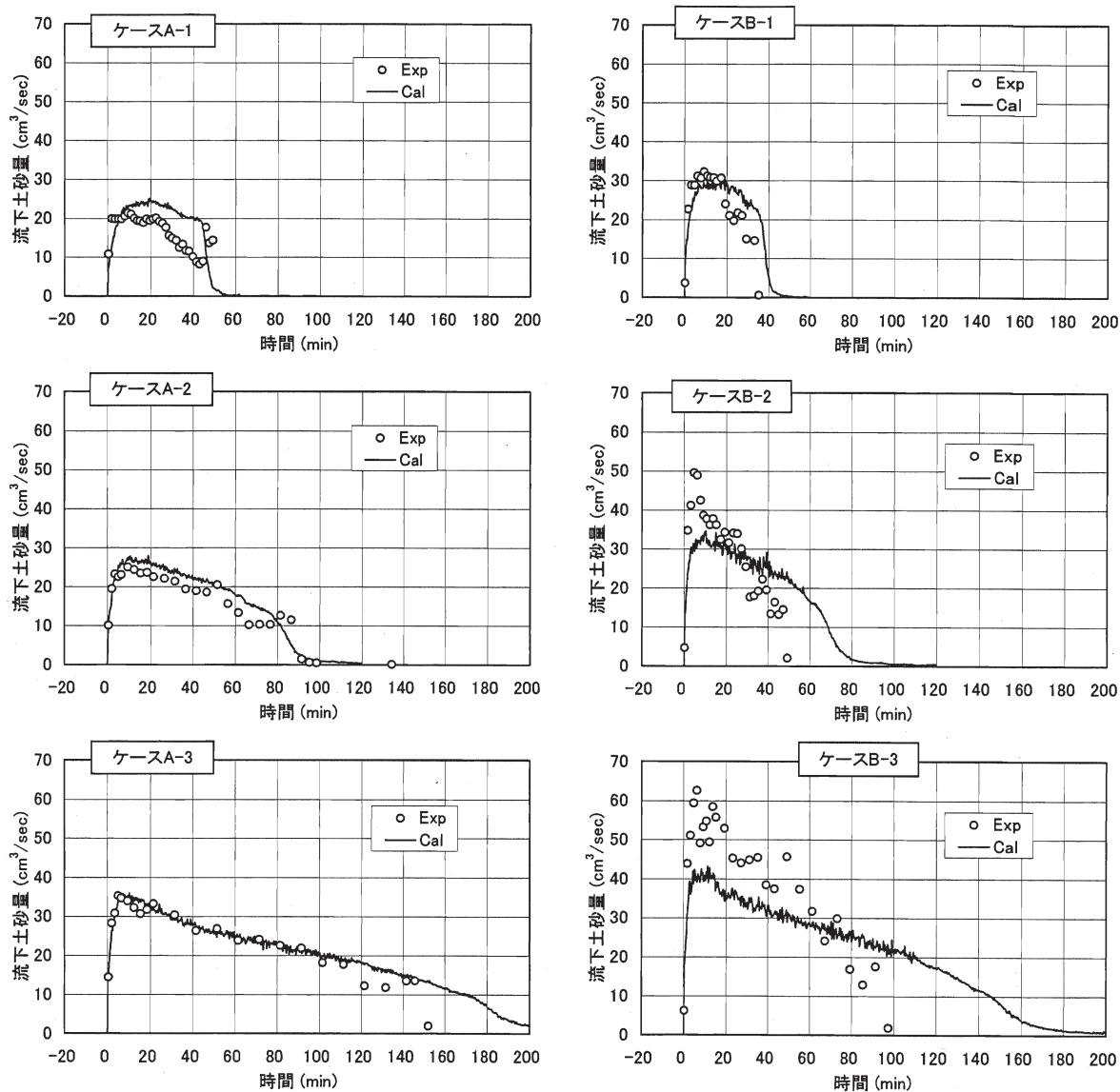


図-11 計算結果の流下土砂量

- 1) 固定床 (堆積厚=0)  
固定床の粗度係数とする。
- 2) 中間 (0<堆積厚<基準値)  
中間状態用に設定する粗度係数とする。
- 3) 移動床 (堆積厚 $\geq$ 基準値)  
移動床用に設定する粗度係数とする。

また、固定床と移動床が混在する状態での土砂の連続性を保つために、各ステップの計算において、流砂量式により暫定の流砂量を算定し、その後、各格子のその時点での堆砂量を考慮して流砂量を補正する操作を取り入れている。

砂主体の土砂の側岸侵食による斜面崩壊の現象を比較的簡易な手法で再現するために、水中の土砂は水中安息角以下で堆積するという仮定に基づいて側岸侵食のモデル化を行った。具体的には、予め水中安息角、微小な土

砂の移動量、崩壊を生じさせる時間間隔を設定しておき、設定時間間隔毎に、以下のステップを実施する。

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

### 2. 2. 3 計算条件

2.2節で述べた置土侵食実験を対象として、モデルの検証を行った。対象としたのは表-2に示す6ケースである。計算格子は、流下方向(x方向)に10cmと25cm間隔で合計96個、横断方向(z方向)に2.5cmと5cm間隔で合計33個とし、置土周辺の格子を細かくしている(図-9参照)。計算時間間隔は0.005secとし、初期に河床変動を

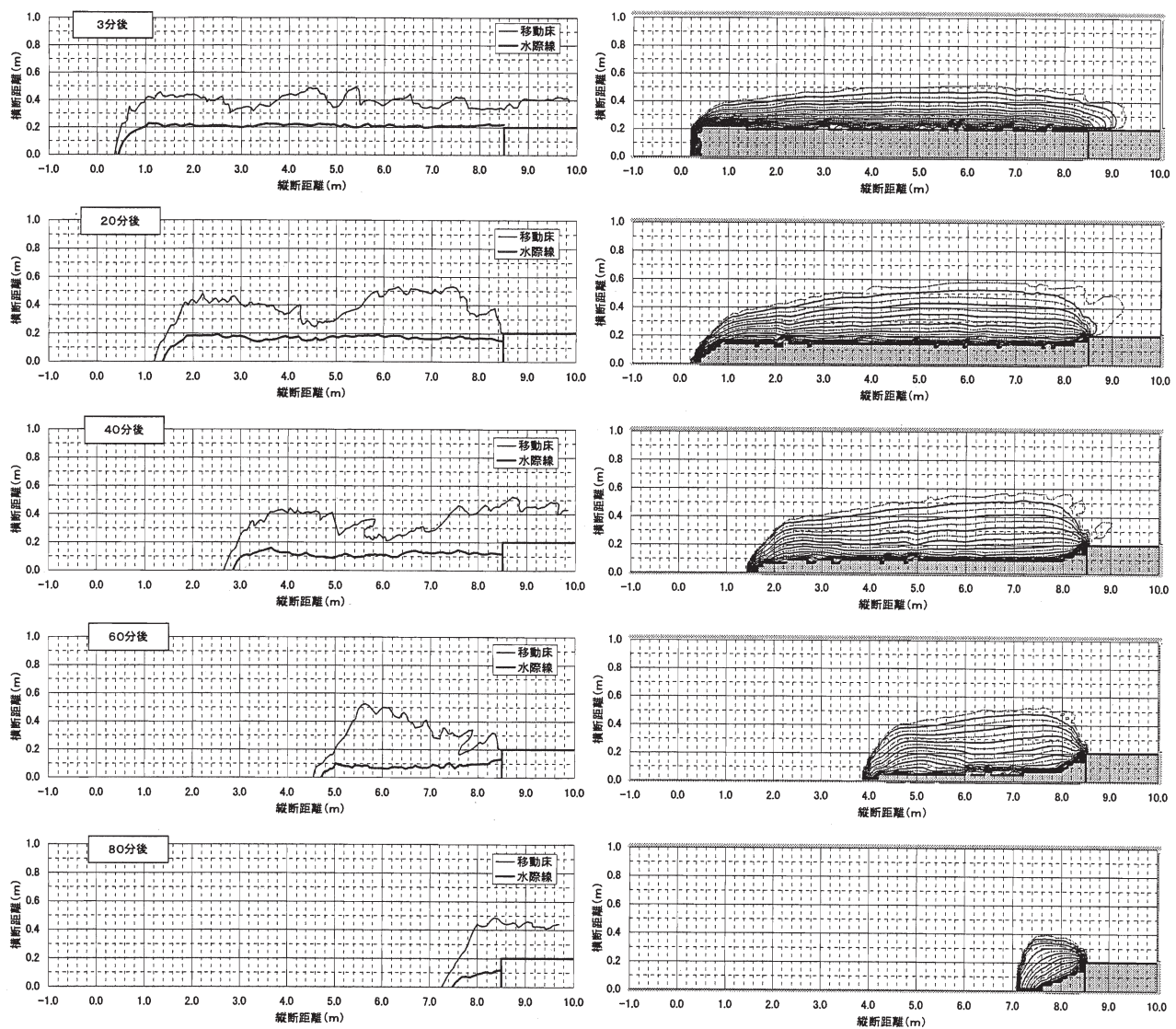


図-12 計算結果の置き土侵食状況 (ケースA-2)

させないで10分間の助走計算を行った後で侵食現象を計算した。前述した粗度係数の設定については、固定床で実験結果より算定した  $0.0093m^{-1/3} \cdot sec$ 、固定床と移動床の間で  $0.02m^{-1/3} \cdot sec$ 、移動床で粒径の関数である下記の Strickler の式を用いて与えた。

$$n_m = 0.0131d^{1/6} \quad (15)$$

ここで、 $d$ : 粒径を表す。また、固定床と移動床の間と移動床を切り替える基準となる河床堆積厚は粒径の2倍とした。

河床材料の静止摩擦係数は0.9、河床材料の動摩擦係数は0.4を用いた。

側岸侵食に関しては、水中安息角を  $30^\circ$ 、崩壊を生じさせる時間間隔を5sec、崩壊1回当たりの単位幅当たり土砂移動量を  $0.0001m^2$  とした。

#### 2. 2. 4 計算結果の概要

計算結果の一例として、図-10にケースA-2の計算開始後20分後の河床堆積厚、水深、流速ベクトルの計算結果を示す。河床堆積厚をみると置土の先端が斜めに侵食され、側岸侵食により置土の幅が減少しており、侵食された土砂が置土周辺に移動床領域を形成し水路中心付近まで広がっている。水深については、置土先端のやや上流から横断方向に衝撃波が発生しており、衝撃波の下流では水深が上流よりも増加している。流速ベクトルをみると、流れが置土に衝突して左岸よりに偏向している。また、衝撃波下流では水深の増加により上流よりも流速が遅くなっている。置土周辺の移動床の領域でも、置土に近づくにつれて流速が低減している。これらの状況は実験の流況と同様であり、置土侵食現象が定性的に再現されている。

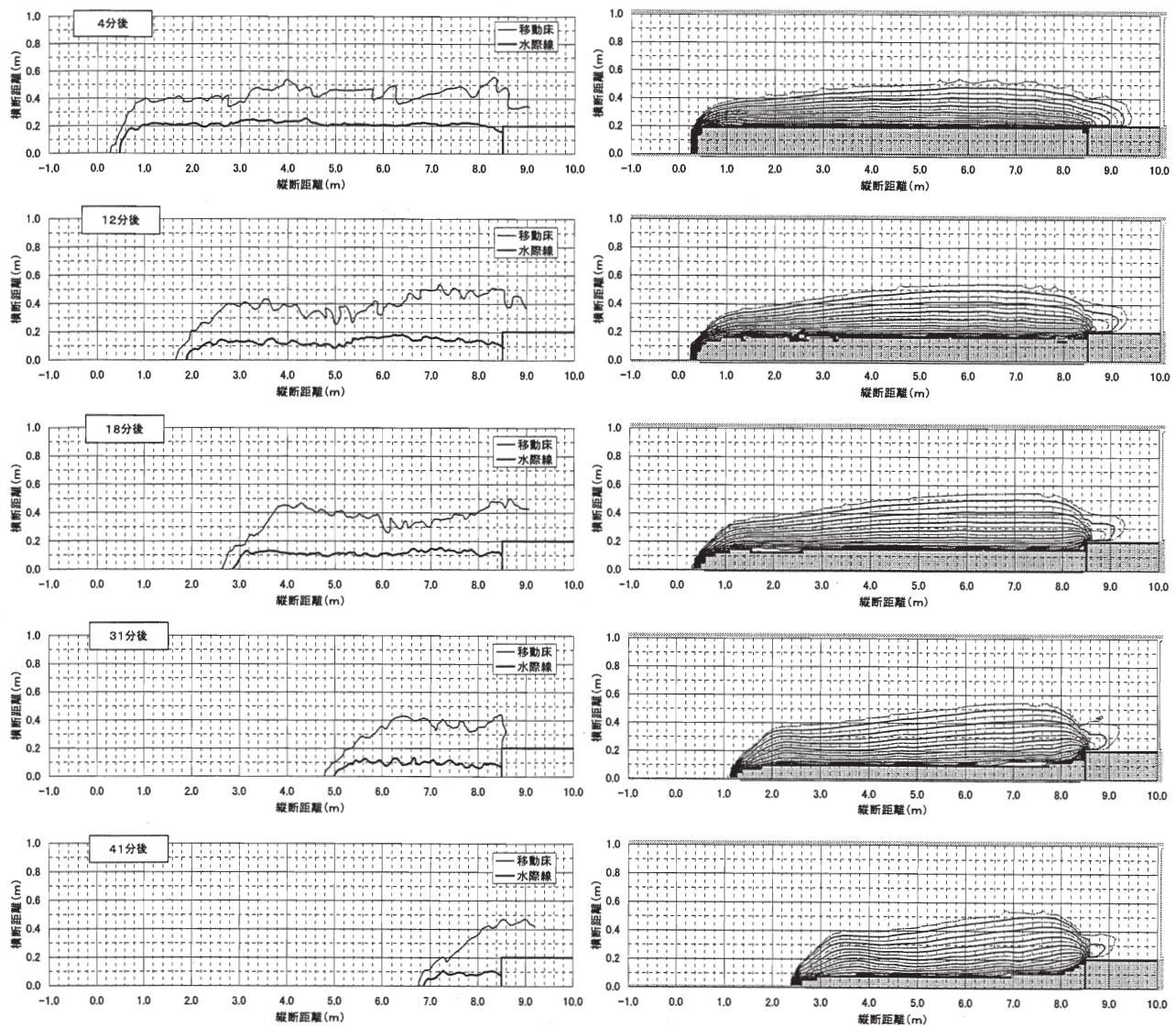


図-13 計算結果の置き土侵食状況 (ケースB-2)

### 2. 2. 5 流下土砂量

全ての計算ケースについて流下土砂量の計算結果を実験結果と比較して図-11に示す。これより、置き土材料の粒径が1.2mmのケースA-1、A-2、A-3については、ケースA-1で計算結果の土砂量が実験結果よりも大きくなっているが、A-2、A-3では比較的よい一致を示しており、定量的な再現性も良好である。一方、粒径が0.5mmのケースBでは、実験結果において流下土砂量が大きくなっており、置き土が流失するまでの時間も短くなっている。計算結果では、ケースAと比較して流下土砂量が増加しているものの、初期において、流下土砂量が実験結果よりも小さく、その後の土砂量の減少速度は実験結果よりも小さくなっている。即ち、計算結果では少なめの流下土砂量が緩やかに低減し、その結果、置き土が流失するまでの時間が実験よりも長くなっており、この原因については、次節で考察する。

### 2. 2. 6 置き土侵食状況

置き土の侵食の進行状況について、ケースA-2とB-2の計算結果を実験結果と比較して、それぞれ図-12、図-13に示す。

ケースA-2では、計算結果と実験結果はよく一致している。ただし、詳細にみると、計算結果の置き土先端の後退速度は実験結果よりも遅く、特に実験開始40分までの間の差が大きく、計算結果では置き土幅がある程度大きい場合の先端部の侵食量が小さいと考えられる。一方、置き土幅の減少量は若干計算結果の方が大きくこれにより、先端の侵食の遅れを取り戻している。また、移動床の範囲については、横断方向への広がり範囲は実験と計算でほぼ一致しているが、実験結果では、置き土先端から3m強下流で衝撃波の反射による影響と考えられる移動床幅の減少がみられるが、計算結果では明確に認められない。

ケースB-2では、計算結果は置き土の先端部の後退が実



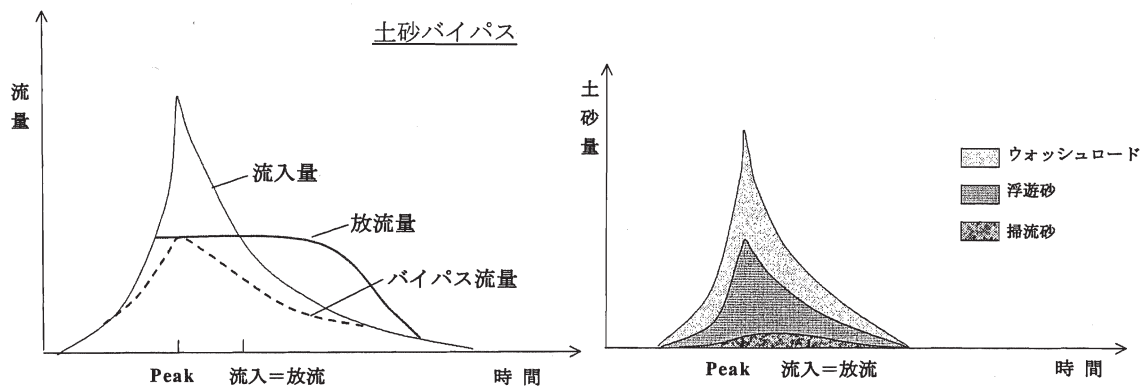


図-14 土砂バイパスの供給土砂特性

験結果よりもかなり遅くなっている。置土の幅の減少量については、実験結果とそれほど大きな差は認められないため、側岸侵食量については、ある程度実験結果を再現しているものと考えられる。よって、先端部の侵食量が少ないことが実験結果と計算結果に差を生じさせている原因と考えられる。側岸侵食量が一定で、水路の土砂流下能力が十分にある場合は、置土長が短いほど流下土砂量が減少することになり、置土長の減少量が大きいほど、流下土砂量の減少速度も大きくなる。よって、3.2.2節で示した流下土砂量の実験結果との流下土砂量の減少速度の相違もこれが主な原因と考えられる。先端部の侵食量が少ない傾向はケース A-2 でも認められており、今後の課題である。

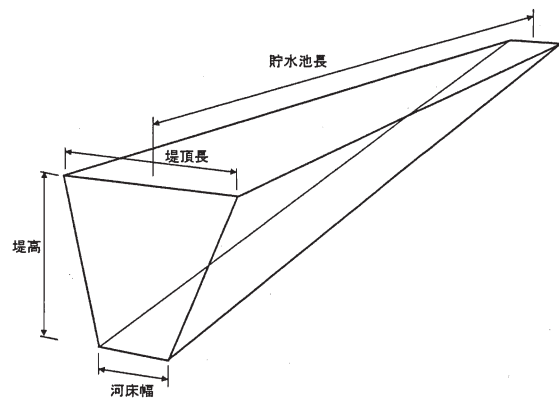


図-15 貯水池形状

表-3 貯水池設定条件

項目	貯水池形状1	貯水池形状2
ダム高(m)	100	
堤頂長(m)	300	
貯水容量(千m <sup>3</sup> )	56,000	28,000
河床勾配	1/100	1/50
河床幅(m)	20	
流域面積(km <sup>2</sup> )	100	200
湛水面積(km <sup>2</sup> )	1.6	0.8
貯水池回転率	2	10

### 3. 土砂バイパス・フラッシングによる供給土砂特性

#### 3.1 土砂バイパスによる供給土砂特性

土砂バイパスでは、基本的に流入土砂量に近似した土砂供給となる。図-14は、出水中の分流堰の水位変化が比較的小さく、分流堰敷高とバイパス水路流入部の敷高の差が小さい場合を想定して示したものである。この場合、下流へ供給される土砂量は、概ね流入土砂量にバイパスされる流量比を掛けた量となる。

出水中の水位変化が大きい場合には、水位上昇（流入水量増加）時の捕捉、低下（減少）時の排出現象が顕著になり、変化性状が土砂フラッシングのそれに近づくようになり、後述の土砂フラッシングの供給土砂特性についての検討で考察する。また、バイパス水量と土砂量の関係は、分流施設敷高とバイパス水路流入部敷高の差等の施設形状の影響を受け<sup>2)</sup>、これら水位変化や施設形状の影響は、浮遊砂や掃流砂において顕著である。

#### 3.2 土砂フラッシングによる供給土砂特性

洪水末期に貯水位を低下させる土砂フラッシングは、相当流下土砂量と比較して洪水末期に集中して土砂供給

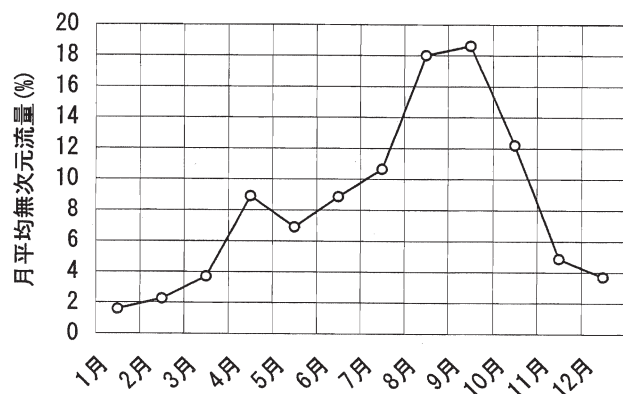


図-16 二瀬ダムの流況

表-4 代表粒径

分類	粒径No.	粒径区分(mm)	代表粒径(mm)
礫	1	9.52 ~	25.4000
	2	2 ~ 9.52	4.3630
砂	3	0.84 ~ 2	1.2960
	4	0.25 ~ 0.84	0.4580
	5	0.075 ~ 0.25	0.1370
シルト	6	0.0339 ~ 0.075	0.0504
	7	0.0129 ~ 0.0339	0.0209
	8	0.005 ~ 0.0129	0.0080
粘土	9	~ 0.005	0.0050

が実施される特徴をもつ。大量の土砂の供給は、フラッシング施設上流側の堆砂面上の勾配が大きいことにより生じ、土砂フラッシングで供給された土砂は、当該洪水の期間内では直下流に堆積する傾向を示すことになる。なお、近年計画されるようになっている、河床付近に放流設備をもつ治水専用ダム（自然調節）では、洪水初期で貯水位上昇が小さい場合にも土砂流出が生じ、土砂供給は、洪水初期及び末期の両者において山を持つことになる。

このような土砂フラッシングによる供給土砂特性については、貯水池の運用や洪水波形によっても影響を受けると考えられ、これらの一般的な特性をより詳細に議論するために、数値シミュレーションモデルを用いた検討を実施した。

3. 2. 1 計算条件の設定

検討に用いる数値シミュレーションモデルは、4.2節で後述する混合粒径1次元河床変動モデルである。実際の典型的な貯水池における土砂フラッシング操作のシミュレーションを行うために設定した計算条件について述べる。まず、貯水池形状については、図-15に示すような台形断面を想定した。貯水池形状のパラメータについては、国土交通省関連の既設ダムの値を参考にして、河床勾配を1/50と1/100の2つの条件を想定し、表-3に示すような2つの形状を設定した。

流入量については、洪水期が比較的明確な関東地方の二瀬ダムの波形を用いることとした。二瀬ダムの1983年から1992年までの10年間の月平均の流況を図-16に示す。この10年間の実際の流入量波形について、回転率をパラメータとして引き伸ばして計算条件として用いることとする。なお、波形は、常時で日平均値、出水時で時間間隔の値を用いた。

後述のように流入土砂量は比流入土砂量を目安に流入量の関数として与えるため、貯水容量、流域面積、貯水池回転率の関係で堆砂の進行度合が異なることになる。ここでは、平均的な条件（貯水池条件1）と堆砂の進行が

表-5 流入土砂量のパラメータ

粒径No.	粒径 (mm)	貯水池形状1		貯水池形状2	
		$\alpha_j (\times 10^{-7})$	$\beta_j$	$\alpha_j (\times 10^{-7})$	$\beta_j$
1	25.4	335.23	1.10	192.25	1.1
2	4.363	1,340.92	1.10	769.01	1.1
3	1.296	293.05	1.40	142.87	1.4
4	0.458	35.11	2.00	10.95	2
5	0.137	32.61	2.00	10.17	2
6	0.0504	5.72	2.30	1.38	2.3
7	0.0209	7.99	2.30	1.92	2.3
8	0.0080	16.83	2.30	4.05	2.3
9	0.0050	145.29	2.30	34.95	2.3

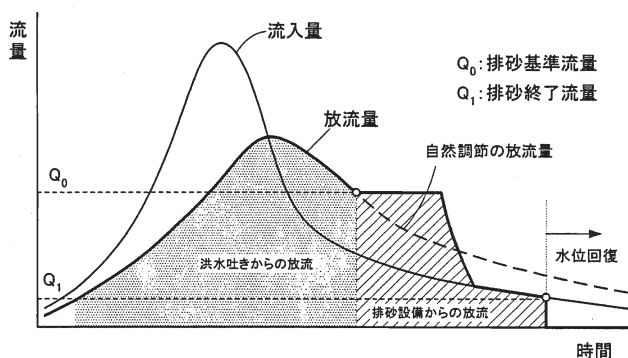


図-17 フラッシング排砂操作の概要

表-6 計算ケース

ケース名	貯水池条件	排砂基準流量 $Q_0(m^3/s)$	排砂終了流量 $Q_1(m^3/s)$	洪水吐き設置標高 (EL.m)
A-1	貯水池形状1	100	10	100
A-2				110
A-3				120
A-4				130
A-5				140
A-6				150
B-1	貯水池形状2	200	20	100
B-2				110
B-3				120
B-4				130
B-5				140

注: ダム位置の初期河床標高をEL.100mとしている。

表-7 計算条件

説明	単位	貯水池条件1	貯水池条件2
計算時間刻み	sec	1~3	0.3~3
流下方向の空間刻み幅	m	100	100
流下方向の空間メッシュ数	個	111	61
横断面の鉛直方向分割厚さ	m	0.5	0.5
横断面の鉛直方向分割数	個	200	200
交換層厚	m	0.05	0.05
マンニングの粗度係数	$m^{-1/3} \cdot sec$	0.03	0.03
水の動粘性係数	$m^2/s$	0.000001	0.000001
水の密度	$kg/m^3$	1,000	1,000
土粒子密度	$kg/m^3$	2,650	2,650
空隙率(間隙率)	-	0.4	0.4

早い条件（貯水池条件2）を想定して、表-3に示すような流域面積と貯水池回転率の値を設定した。

対象とする粒径については、粘土から砂礫までを再現することを考慮して、0.005mm~25.4mmまでの表-4に示す9個の代表粒径を設定した。

流入土砂量については、次式で与えることとした。

$$Q_{sj} = \alpha_j Q^{\beta_j} \quad (Q > Q_c) \quad (16)$$

ここで、 $Q_{sj}$ : 粒径  $j$  の流砂量( $m^3/s$ )、 $Q$ : 流量( $m^3/s$ )、 $\alpha_j$ ,  $\beta_j$ : 定数、 $Q_c$ : 足きり流量( $m^3/s$ ) (これ以下の流量では土砂は流入しないものとする) を表す。

パラメータの設定においては、供給土砂特性の特徴を把握しやすくするために、生産土砂が大きい条件を想定し、 $800m^3/(年 \cdot km^2)$ 程度の比堆砂量を目安とした。

$\beta_j$  に関しては、細粒成分の値については既往のダムの検討結果を参考に決定し、粗粒成分については既往堆砂実績の粒度分布における混合粒径の流砂量式の傾向を参考に決定した。 $\alpha_j$  については、貯水池条件1において、フラッシング排砂を行わない場合に、比堆砂量が $800m^3/(年 \cdot km^2)$ 程度になることと、そのときの堆砂の粒度分布が既存の調査結果<sup>3)</sup>の平均的な分布と同等なることを条件として、水位低下を行わない条件で上述の $\beta_j$ の値を用いてシミュレーションを実施して設定した。なお、このとき、足切り流量については、 $Q_c = 5m^3/s$ としており、これ以下の流量の場合は計算負荷軽減のため期間を短縮した。貯水池条件2については、比流入土砂量が貯水池条件1と等しくなるようにパラメータを設定した。各貯水池条件において最終的に求められた流入土砂量のパラメータを表-5に示す。

ダムでは、自然調節方式による洪水調節が行われることを想定し、ゲートレスの洪水吐きが1条とダム地点の初期河床標高を敷き高とする排砂設備が1条設置されていることとする。なお、洪水吐き、排砂設備ともに、出口の大きさは高さ4m、幅4mの正方形とし、放流能力は以下の式で与える。

$$\text{開水路流} : Q = C_o B h^{1.5} \quad (17)$$

$$\text{管路流} : Q = C_p B D \sqrt{2gh} \quad (18)$$

ここで、 $Q$ : 放流量、 $B$ : 出口幅、 $D$ : 出口高さ、 $h$ : 作用水頭、 $C_o$ : 開水路流の流量係数 (1.6 とする)、 $C_p$ : 管路流の流量係数 (0.8 とする) を表す。なお、 $1.3 \leq h/D \leq 1.8$  の領域を遷移領域として線形補間によって放流量を求める。

フラッシング排砂操作については、排砂基準流量  $Q_0$  と

排砂終了流量  $Q_1$  を設定し、出水の低減期に放流量が  $Q_0$  を下回った場合に排砂設備からの放流を開始し、流入量が  $Q_1$  を下回った時点で終了するという操作ルールを設定した。なお、排砂設備からの放流量は放流能力が  $Q_0$  を超える場合は  $Q_0$  とし、超えない場合は放流能力の放流量とした (図-17 参照)。排砂基準流量としては、年1、2回程度排砂が実施できる流量として、貯水池条件1で $100m^3/s$ 、貯水池条件2で $200m^3/s$ とした。排砂終了流量としては、それぞれ、 $10m^3/s$ 、 $20m^3/s$  に設定した。

洪水吐き標高によって、通常時の貯水位や排砂操作に至るまでの水位低下の状況が異なるため、これによる土砂供給特性を検討するために、洪水吐き標高をパラメータとして計算ケースとして表-6に示す11ケースを設定した。

その他の計算上の設定条件を表-7に示す。

### 3. 2. 2 下流への供給土砂特性

下流への供給土砂特性について、特徴的な、ケースA-1とケースA-6のある一つの出水時の流砂量について図-18に示す。図中では、粒径によって流砂量を以下のように分類して示している。

礫 : 粒径1 (25.4mm)、粒径2 (4.363mm)

砂 : 粒径3 (1.296mm)、粒径4 (0.458mm)、  
粒径5 (0.137mm)

シルト : 粒径6 (0.0504mm)、粒径7 (0.0209mm)、  
粒径8 (0.008mm)

粘土 : 粒径9 (0.005mm)

洪水吐きが河床標高にあり、水位がほとんど上昇しないケースA-1では、ここに示したピーク流量が $180m^3/s$ 弱の出水では若干の水位変動が生じているのみで放流量はほぼ流入量と等しくなっている。

全粒径の流砂量を見ると、流入量のピーク時に若干放流土砂量が流入土砂量よりも小さく、洪水の末期に、放流土砂量の方が大きくなっているが、放流土砂量の変化は流入土砂量の変化に近い。

粒径区分別にみると、礫では、放流土砂量が流入土砂量と比べて大きく遅れた波形になっており、水位が若干でも高くなっている期間には下流へ放流されずに、水位が下がってきた時点で、一気に流下している。

砂では、礫ほどの流入土砂量と放流土砂量の差は生じていないが、ピーク時の放流土砂量は流入土砂量の半分程度であり、末期には流入を上回る放流土砂量が生じている。

シルト、粘土については、流入に等しい放流土砂量となっており、ほぼ浮遊状態で貯水池内を通過しているものと考えられる。どの粒径区分についても、ほぼ流入と

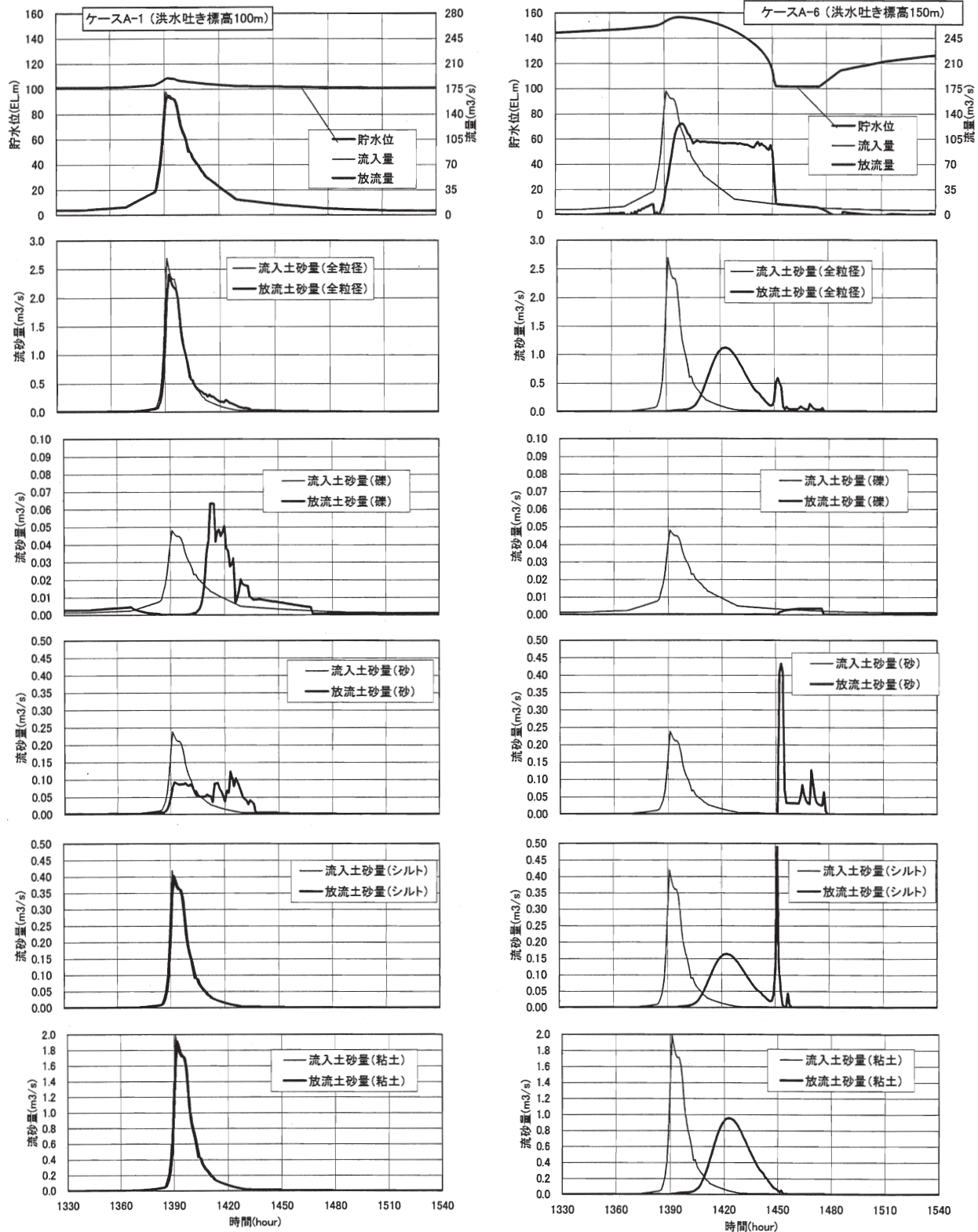


図-18 計算結果の流砂量

同じ量の土砂量が放流されている。

一方、洪水吐きが高標高にあり、常時の水位が高いケースA-6では、状況はケースA-1とかなり異なっている。洪水調節を行っている洪水吐きからの放流量が排砂基準

流量の  $100\text{m}^3/\text{s}$  を下回った段階で、排砂設備による水位低下が始まり、出水のピークから60時間後に水位低下が完了してフラッシング排砂が実施され、ピーク後約90時間後に流入量が排砂終了流量である  $10\text{m}^3/\text{s}$  を下回った時点

から貯水位の回復が始まっている（以降では、水位低下完了から貯水位回復の開始までの期間を排砂期間と称する）。

全粒径の流砂量をみると、放流土砂量の波形は流入土砂量の波形と比較して、ピークが30時間ほど遅れており、波形もなだらかになっている。また、水位低下が完了した時点で放流土砂量の一時的な増加が認められる。

粒径区分別にみると、礫では、排砂期間中以外には放流は生じず、排砂期間中にも、流量が小さいため、流入量の6.5%程度のわずかな土砂量の放流に留まっており、大部分は貯水池に捕捉されている。

砂については、礫と同様に、排砂期間中のみに放流が生じているが、水位低下完了直後に流入土砂量のピークを超える大きな放流土砂量のピークが生じており、流入量の67.5%と比較的多くの土砂量が放流されている。

シルトについては、出水のピーク時にはほとんど土砂は放流されず、水位低下中に、なだらかなピークをもつ放流土砂量が生じている。また、砂同様に水位低下完了直後に放流土砂量の大きなピークが生じており、洪水調節中に一旦貯水池内に沈降堆積した土砂が、水位低下後に再浮上して放流されているものと考えられる。

粘土については、水位低下完了直後に目立ったピークがみられない点を除いてシルトと同様な傾向である。粘土で、このピークがみられないのは、沈降速度が小さく、洪水調節中の貯水池内への沈降量が少ないことが原因と考えられる。

以上に述べたように、貯水位が低く、放流量の変化が流入量の変化と近い場合には、細粒分（シルト、粘土）の放流土砂量は流入土砂量に近い変化を示し、粗粒分（礫、砂）については、流入土砂量の波形から遅れて流出し、その遅れは粒径が大きいほど大きくなる。貯水位が高く、フラッシング排砂をするために水位低下が必要な場合には、全粒径で放流土砂量は流入土砂量から遅れて流出し、粗粒分は水位低下が完了するまで流出しない。シルト、砂の成分については、洪水調節中に貯水池内に沈降堆積した土砂量が、水位低下完了後に、侵食されて流出することにより、水位低下完了直後に大きな放流土砂量のピークを生じる。

ここに示していない他のケースについても、基本的な特性は上述した内容と同様のものであり、ケースAの他のケースでは洪水吐き標高が低いほど、放流土砂量の流入土砂量からの遅れが小さくなる傾向がみられる。また、ケースBでは、水位低下が早いいため、放流土砂量の遅れはケースAと比較して大きくない。また、全てのケースで、貯水位が高いか、出水時に水位上昇する場合には、

水位低下完了直後に放流土砂量のピークの発生が認められる。

#### 4. 下流河道の河床変動計算方法

##### 4. 1 ダム下流の土砂供給条件

ダム下流河道の河床の状態を評価するためには、下流河道の河床変動を予測する必要があるが、その際に、ダム下流における土砂供給の条件を設定する必要がある。

土砂供給条件については、土砂フラッシングや土砂バイパスの場合には施設の減勢処理方法により異なることになる。河床堆積物が厚く、河道内に水潭池が形成される場合には水潭池で十分に減勢した流れが河道上に流出するという流れの形態となり、土砂はこの流れとともに流下する。図-19は水潭池による減勢処理をした場合の供給土砂の流下状況を示したものであるが、すり鉢状に洗掘された水潭池から流出する流れは流速が小さく、河道に向かって加速していく。このため、放流された河床構成材料は元河床を覆うように堆砂しながら広がっていく。この堆砂域は水量と河床構成材料供給量の関係、河床構成材料の供給総量及び元河床条件により決まるものと考えられる。このような減勢処理の場合には、下流河道の河床変動を計算する場合には、放流量と放流土砂量をダム下流地点に一樣に与える境界条件を設定すればよいと考えられる。

減勢が副ダム付き水叩きにより行われる場合には、副ダムにスリットを設けて土砂排出の促進が図られる。排出土砂は減勢池内に一端捕捉された後流下するが副ダムにより堰上げられ加速された流れにより流送されるので水潭池のように堆砂を誘起する状況は生じ難いようである。この場合は下流への土砂供給の条件として、減勢池による捕捉の影響を考慮する必要がある。

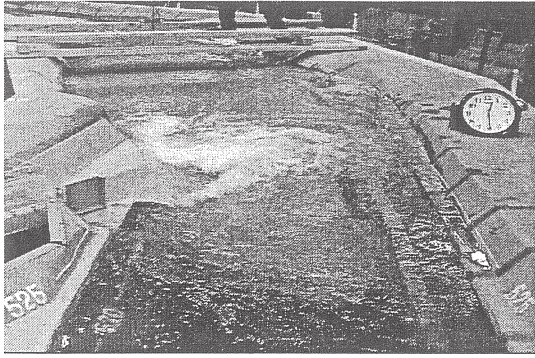
下流河道仮置土の場合には置土の侵食挙動を考慮して下流河道への土砂供給を設定する必要がある。

下流河道の河床変動の検討には、対象領域が大きいことや計算負荷が大きいことから、後述するような1次元河床変動モデルが用いられることが多いが、土砂供給施設が減勢池を有する場合や下流仮置土からの土砂供給の境界条件については、ダム下流の一部の領域を2.2で示した平面2次元モデルを用いて河床変動計算を行いその下流端の流下土砂量を用いることで設定できる。

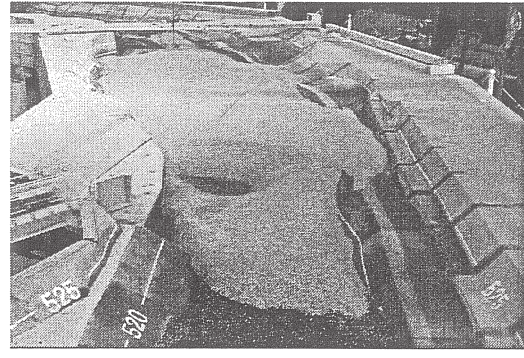
##### 4. 2 混合粒径1次元河床変動モデルの開発

###### 4. 2. 1 開発の概要

ダム下流河道の河床変動を予測するには、前節で示した土砂供給条件を上流端境界条件として、シミュレーションすることが必要である。そのために開発するモデル



通水中



通水後

図-19 水濁池による減勢を行った場合の堆砂の進行状況（水理模型実験）

としては、計算対象領域の大きさ、対象期間の長さを考慮して、1次元モデルが適切と考えられる。

平成14年度までに実施した研究課題「貯水池堆砂の予測手法に関する調査」において、MacCormack法を用いた混合粒径1次元河床変動モデルと有限体積法を用いた一様粒径1次元河床変動モデルを開発している。MacCormack法は計算手法がやや複雑であり、基礎式が保存形でないため、水や土砂の保存性を保つことが困難な面がある。これに対し、有限体積法では、計算手法がシンプルで、水や土砂の保存性を保つのが容易である。そこで、この手法を用いて、新たに、混合粒径1次元河床変動モデルの開発を行った。

開発したモデルでは、ダムが建設されるような山地河川でみられる常流と射流が混在する状態を計算可能である。また、粘土から砂礫までの幅広い粒径を対象とするために、掃流砂及び沈降と堆積の非平衡性を考慮した浮遊砂の挙動を取り扱うことが可能である。

#### 4. 2. 2 モデルの概要

##### 1) 基礎式

モデルに用いた基礎方程式は以下のとおりである。

(流れの連続式)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (19)$$

(流れの運動方程式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(uQ)}{\partial x} = -gA \frac{\partial z_h}{\partial x} - gA \frac{\tau_{bx}}{\rho g R} \quad (20)$$

(流砂の連続式)

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left( \sum_j Q_{Bj} \right) + \sum_j B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = 0 \quad (21)$$

(粒径別浮遊砂輸送方程式)

$$\frac{\partial(\bar{C}_j A)}{\partial t} + \frac{\partial(u\bar{C}_j A)}{\partial x} = B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \quad (22)$$

(交換層内における粒径別土砂収支式)

河床上昇時

$$\frac{\partial(P_{sj} A_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial Q_{Bj}}{\partial x} + B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = -P_{s1j} \left( \frac{\partial A_{sb}}{\partial t} \right) \quad (23)$$

河床低下時

$$\frac{\partial(P_{sj} A_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial Q_{Bj}}{\partial x} + B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = -P_{oj} \left( \frac{\partial A_{sb}}{\partial t} \right) \quad (24)$$

$$q_{sj} = w_{sj} C_{Bej} \quad (25)$$

$$q_{dj} = w_{sj} C_{Bj} \quad (26)$$

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u |u|}{R^{1/3}} \quad (27)$$

ここで、 $A$ ：流水の横断面積( $m^2$ )、 $Q$ ：流量( $m^3/s$ )、 $u$ ：断面平均流速( $m/s$ )、 $t$ ：時間( $s$ )、 $x$ ：河道下流方向距離( $m$ )、 $z$ ：基準位置からの鉛直上向きの高さ( $m$ )、 $g$ ：重力加速度( $m^2/s^2$ )、 $z_h$ ：基準位置からの水位( $m$ )、 $\tau_{bx}$ ：路床に作用する応力ベクトルの $x$ -方向成分( $kg/(m \cdot s^2)$ )、 $\rho$ ：流体の密度( $kg/m^3$ )、 $R$ ：径深( $m$ )、 $A_s$ ：移動床横断面積( $m^2$ )、 $\lambda$ ：堆積土砂の空隙率、添字 $j$ は代表粒径の番号、 $Q_{Bj}$ ：粒径別掃流砂量( $m^3/s$ )、 $q_{sj}$ ：粒径別単位面積当り浮遊砂浮上フラックス( $m/s$ )、 $q_{dj}$ ：粒径別単位面積当り浮遊砂沈降フラックス( $m/s$ )、 $w_{sj}$ ：粒径別土粒子沈降速度、 $C_{Bj}$ ：浮遊砂の粒径別底面濃度( $m^3/m^3$ )、 $\bar{C}_j$ ：粒径別断面平均浮遊砂濃度

( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )、 $R$ : 径深(m)、 $C_{Bsj}$ : 浮遊砂の粒径別基準面濃度( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )、 $P_{sj}$ : 交換層に占める各粒径成分の割合、 $A_{sai}$ : 交換層断面面積( $\text{m}^2$ )、 $A_{sb}$ : 交換層を除いた河床断面面積( $\text{m}^2$ )、 $P_{sij}$ :  $\Delta t$  前の  $P_{sj}$ 、 $P_{oj}$ : 交換層直下の土質ブロックに占める各粒径成分の割合、 $a$ : 交換層厚(m)、 $B_{sai}$ : 浮遊砂の浮上・沈降が生じる川幅(m)、 $n$ : マニングの粗度係数( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )である。

#### 2) 掃流砂の取り扱い

掃流砂量の算定には、芦田・道上の流砂量式<sup>1)</sup>を用いた。また、平均粒径の限界掃流力の算定には岩垣の式を、混合粒径の粒径別限界掃流力には修正 Egiazaroff 式を用いている。

#### 3) 浮遊砂の取り扱い

貯水池堆砂では、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。浮遊砂の非平衡性は清水ら<sup>4)</sup>、井上ら<sup>5)</sup>を参考に(21)、(22)式によって表現する。底面濃度  $C_{Bj}$  は、定常状態を仮定し水平方向の移流成分を無視して単純化した移流拡散方程式において、鉛直方向の渦動粘性係数を一定として得られる次式を用いた。

$$\bar{C}_j = \frac{1}{h} \int_0^h C_{Bj} e^{-\beta \frac{z}{h}} dz = \frac{C_{Bj}}{\beta} (1 - e^{-\beta}) \quad (28)$$

ここに、 $h$ : 水深(m)、 $\beta$ :  $w_{sj}h/\varepsilon$ 、 $\varepsilon$ : 鉛直方向の渦動拡散係数( $\text{m}^2/\text{s}$ )である。なお、 $\varepsilon$ 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、 $\varepsilon = \kappa u_* h/6$  ( $\kappa$ : カルマン定数 = 0.4) としている。また、再浮上フラックス  $q_{sj}$  を求める際の基準面濃度  $C_{Bsj}$  は、芦田・道上の提案式<sup>6)</sup>を用いた。

粒径別浮遊限界摩擦速度  $u_{*sj}$  は、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採用した。

$$u_{*sj} = w_{sj} \quad (29)$$

なお、土粒子の沈降速度の算出には、Rubey の式を用いている。

#### 4) 数値計算法

常流と射流の混在した流れを再現するために、基礎式の各変数をスタッガード格子に配置し、非定常項についてはオイラー陽解法、空間については有限体積法により離散化した。移流項の離散化には1次精度風上差分を用いている。この手法により、1次元の水面形計算において、常流と射流の混在する流れを扱うことができることが確認されている<sup>7)</sup>。

#### 4. 2. 3 モデルの再現性の検証

モデルの再現性の検証を行うために、混合粒径を用い

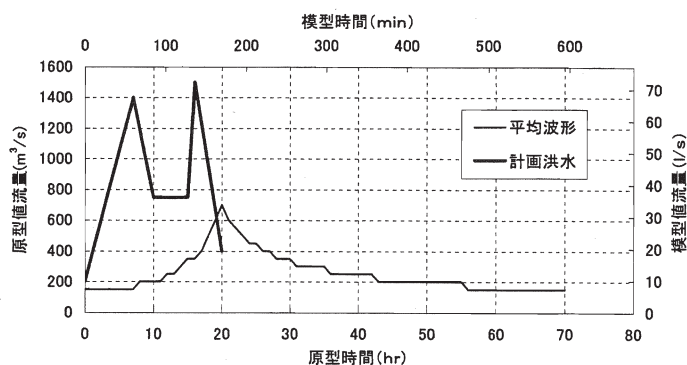


図-20 流入量時系列

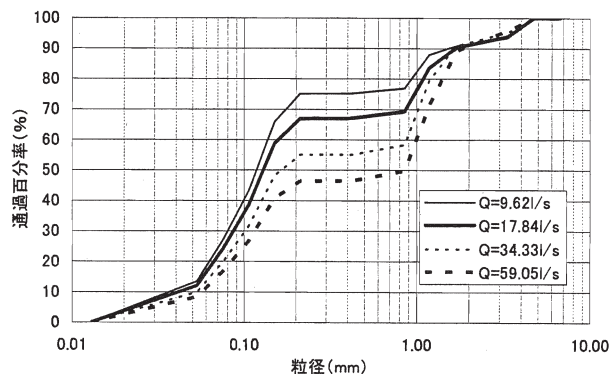


図-21 粒度分布

表-8 代表粒径

粒径No.	粒径(mm)
1	6.125
2	5.158
3	3.989
4	2.386
5	1.416
6	1.001
7	0.601
8	0.357
9	0.252
10	0.178
11	0.126
12	0.089
13	0.063
14	0.026
15	0.004

た移動床水理模型実験を対象に河床形状の再現性を検討した。

#### 1) 水理模型実験の概要

水理模型実験は、土砂バイパス施設流入部の水理特性を把握することを目的に実施されたものである。実験対象は土砂バイパス施設の上流河道 1, 400m の区間であり、模型縮尺 1/50 にて実施された。

流量条件は、1/200 確率の計画洪水と 1/50 確率に相当

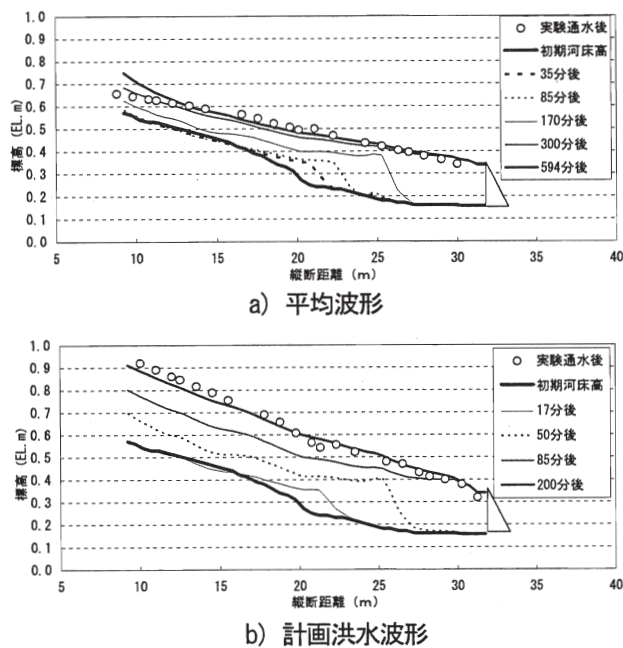


図-22 計算結果の縦断河床形状

する実績洪水の平均波形が用いられ、流入土砂量は河道の輸送能力で与えられる粒径別流砂量を、既往出水波形に適用して、実際の貯水池内の堆砂量と粒度分布が一致するように粒径別に補正係数を乗じて推定された。初期河床高は横断測量結果の平均河床高が用いられている。

図-20 に用いた流入波形を原型値と模型値の両方のスケールで示す。流入土砂の粒度分布は、推定結果をもとに流量規模毎に変化させており、図-21 に用いた粒度分布を示す。

### 2) 計算条件

実験に用いられた河道模型の延長は約 25.3m であるが、下流端を掃流砂捕捉ダムとして、模型上流端から 21.2m の領域とした。

計算格子は模型値の横断測量結果をもとに 0.5m 間隔で作成し、河岸形状および河床高の初期条件は現地観測データを用いて与えた。混合粒径のモデル化には表-8 に示す 15 の代表粒径を設定した。境界条件として、上流端に流入量と粒径ごとの流入土砂量、下流端に水位を与えた。

### 3) 計算結果

図-22 に縦断河床形状の変化を示す。なお、以下の計算結果の表現では模型値を用いて示す。

平均波形の場合、計画洪水波形の場合の両者とも、実験終了後の計算結果の河床形状は実験値をよく再現している。

開発したモデルによって、混合粒径を用いた移動床実験の河床形状を再現できており、今後、解析事例の蓄積

により、精度の信頼性を高めていく必要があるが、下流河道の河床変動予測に利用できるものと考えられる。

## 5. 供給土砂特性が下流河道へ与える影響

各種の土砂供給手法による供給土砂特性が下流河道へ与える影響について検討する。検討は、3.2.1 節で設定した、流量の関数で与えられる粒径別の流入土砂量が、自然な状態において、河道を通過している土砂量であることから、この土砂量と供給土砂量を比較して行った。ダム周辺の河道によくみられるような、露岩し、ある程度大きな礫や岩が存在しているような河道の場合には、河道の土砂流下能力はこれより大きいことが想定される。

### 5.1 土砂バイパスの場合

土砂バイパスについては、3.1 の図-14 に示したように、出水中の分流堰の水位変化が比較的小さく、分流堰敷高とバイパス水路流入部の敷高の差が小さい場合には、流入土砂量に分流比を掛けた量が放流されるが、この場合、放流量に見合った土砂量を式(16)により求めると、 $\beta$  が 1 以上では、放流量に見合った土砂量よりも、バイパスにより放流される土砂量の方が大きいことになる。通常、 $\beta$  は 1 以上の値になると考えられ（ウォッシュロードで 2 程度）、バイパスのみの流量を想定すれば、放流土砂量は自然の流下土砂量に比べて多くなると考えられる。ただし、バイパス以外のダムからの放流量が多い場合にはこの状況が緩和される。

出水中の水位変化が大きい場合には、3.1 で述べたように供給土砂特性は土砂フラッシングの状況に近づくようになり、以下の土砂フラッシングについての検討で考察する。

### 5.2 土砂フラッシングの場合

土砂フラッシングについては、3.2 で述べた計算結果を用いて下流河道へ与える影響を考察する。図-23、24 にケース A-1 および A-6 の比較的大規模な出水（ピーク流量 250 $\text{m}^3/\text{s}$  程度）とそれより規模の小さい出水（ピーク流量 180 $\text{m}^3/\text{s}$  弱）の計算結果を示す。なお、図中には、放流量から式(16)を用いて算出した粒径区分毎の流砂量についても合わせて示した。

図-23 より、洪水吐き標高が河床付近にあり、貯水が低いケース A-1 では、流入量と放流量は、近い値であり、流入土砂量と放流量から算出される流砂量はほとんど差がない。全粒径でみた場合の放流量から算出される流砂量と、放流土砂量はほぼ等しいが、粒径区分別にみると、礫や砂では、放流土砂量が遅れて大きくなっている。規模の大きい出水の礫では、放流土砂量のピーク値が、放流量から算出されるものよりも倍以上の値を示している。



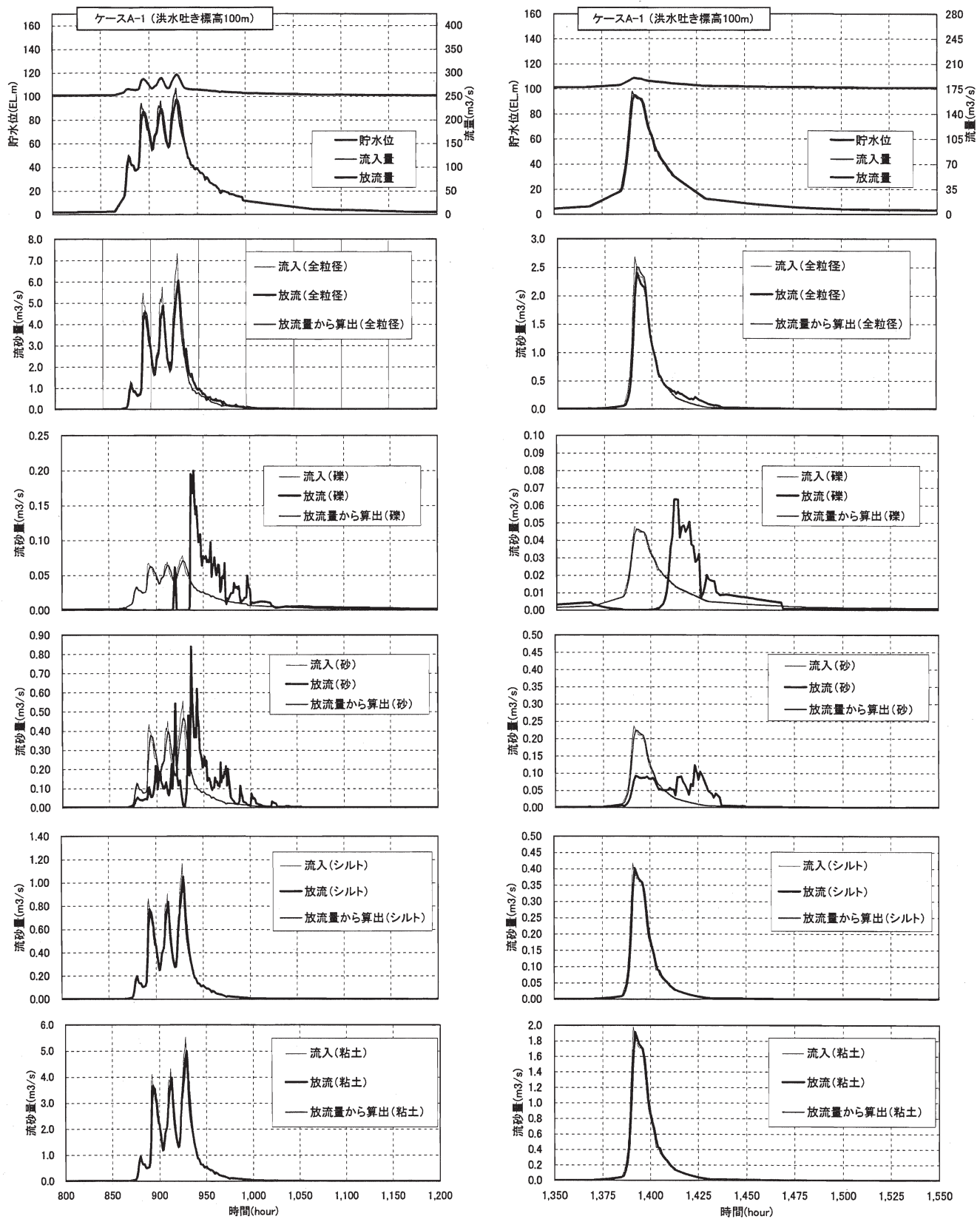


図-23 計算結果 (ケースA-1)

図-24 より、洪水吐き標高が高く、フラッシングのために水位低下操作が必要なケース A-6 では、流入量と放流量の波形がかなり異なっている。

礫の放流土砂量については、水位低下終了後に若干生じているのみで、その値は、放流量から算出される土砂量と同程度である。

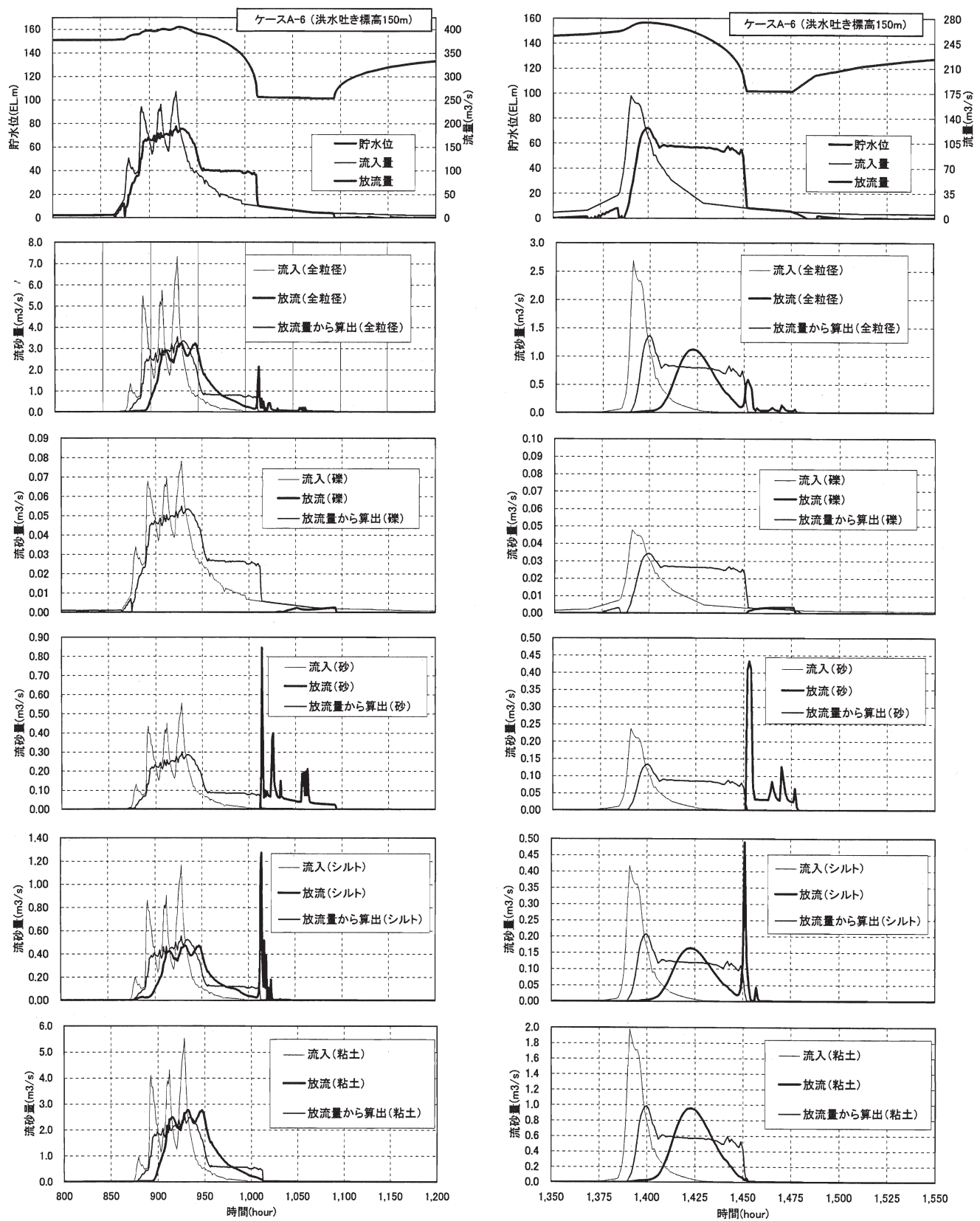


図-24 計算結果 (ケースA-6)

砂については、水位低下終了後に放流土砂が生じており、水位低下終了直後にピークを持っている。ピーク時の量は、放流量から算出されるピーク量の3倍程度に達

しており、しかも放流量から算出される土砂量が小さい状態で生じている。

シルトについては、放流土砂量は、放流量から算出さ

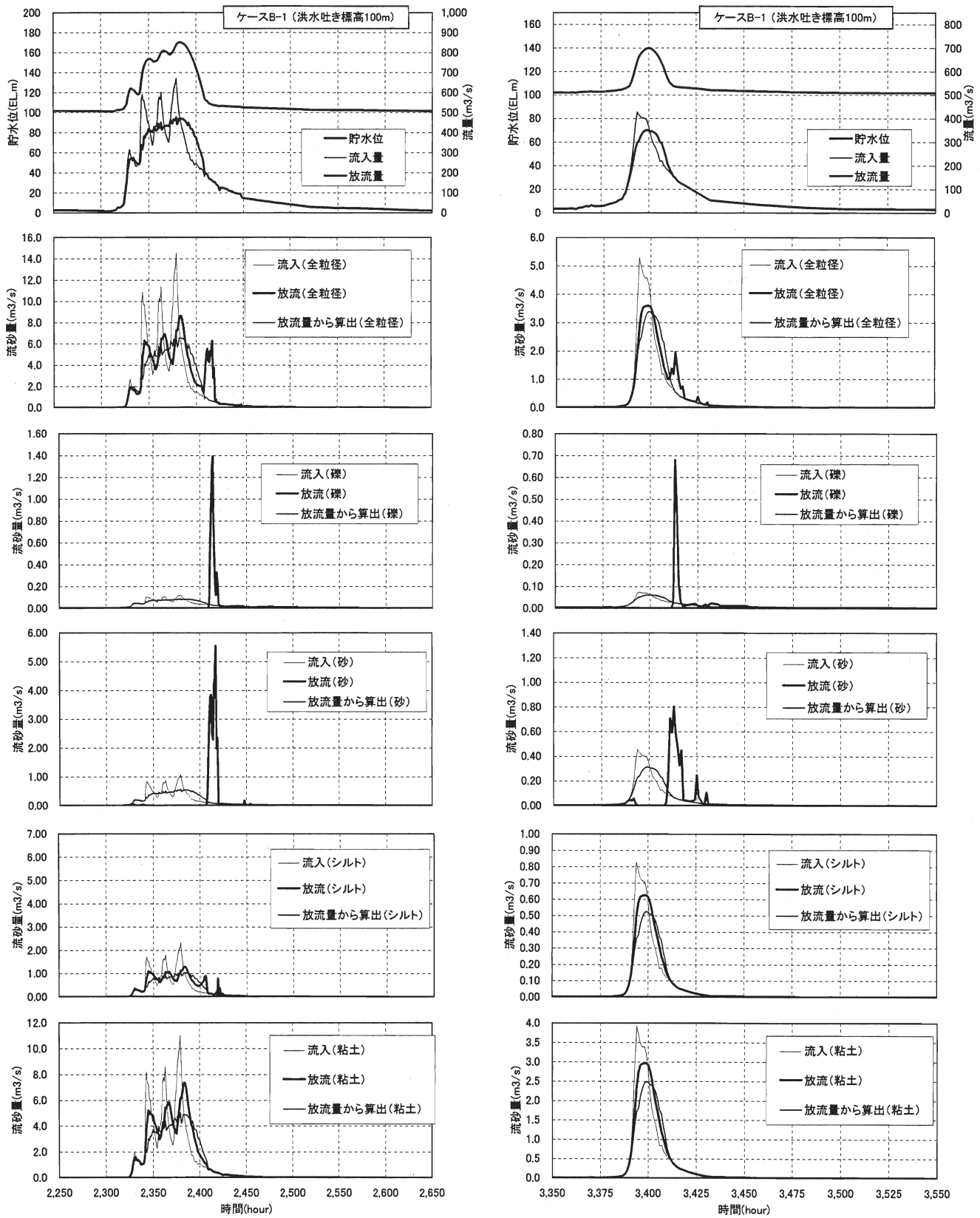


図-25 計算結果 (ケースB-1)

れる波形から遅れて生じている。水位低下完了以前では、全体として、放流土砂量の値は放流量から算出される値よりも小さいが、洪水調節後半から水位低下中において、

放流量から算出される値を超える期間がある。水位低下完了後には、砂と同様に大きなピークを生じており、放流量から算出されるピーク値の2倍以上の値となってい

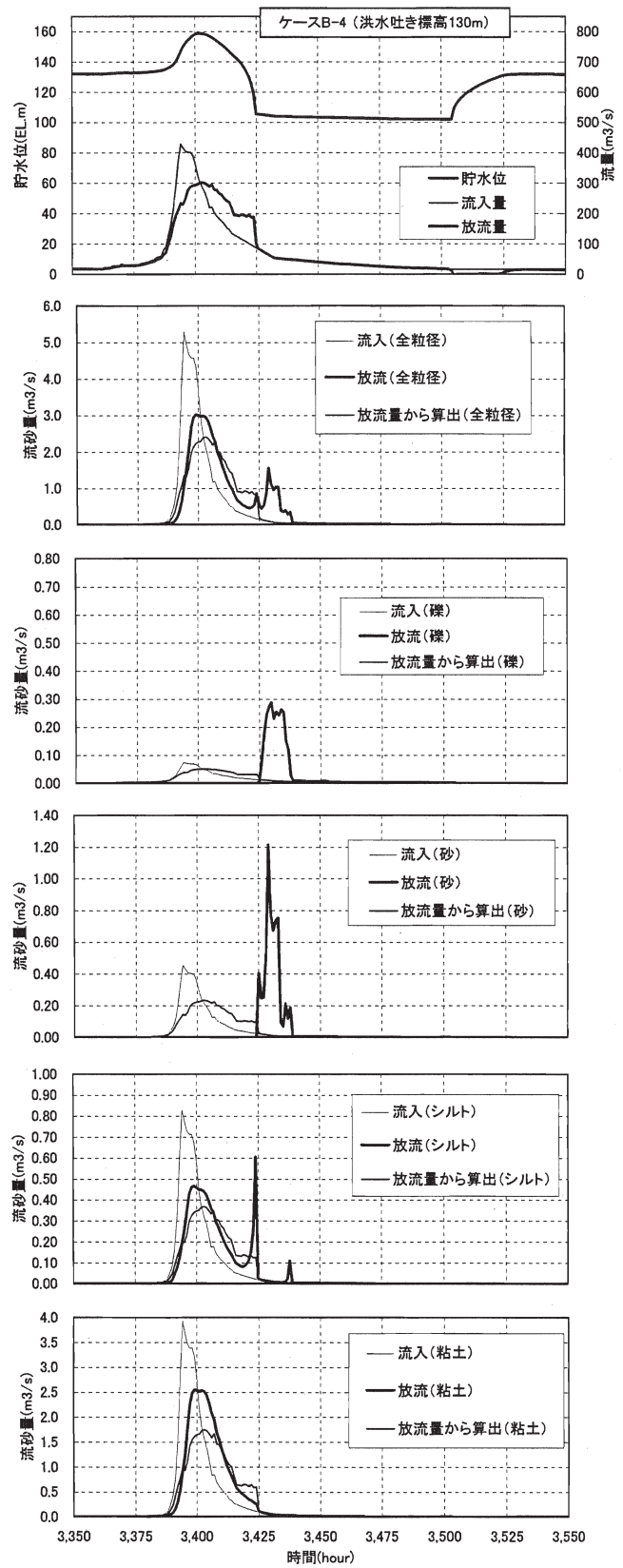
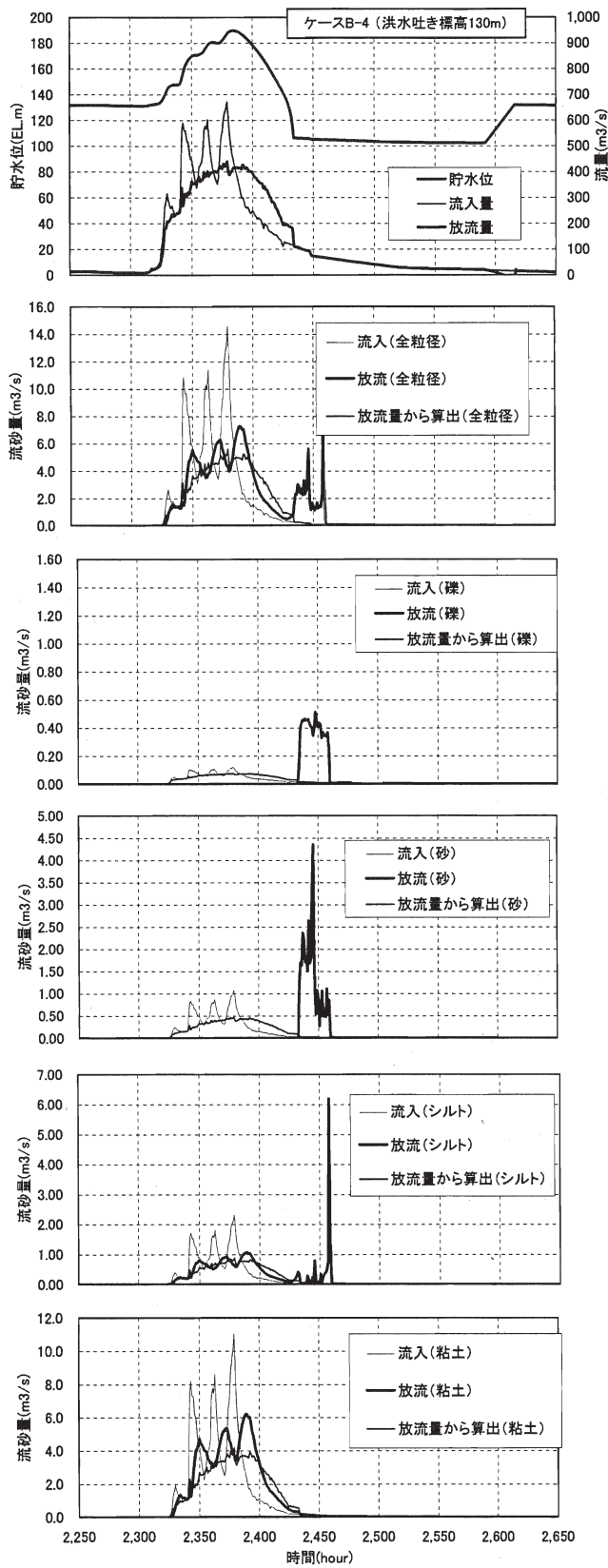


図-26 計算結果 (ケースB-4)

る。  
粘土については、水位低下完了後のピークが生じていないことを除いて、シルトと同様の状況である。

図-25、26 に、流入量が大きく、貯水容量が小さい条件 (回転率が大きい) のケース B-1 および B-4 の計算結果を示す。これらを見ると、ケース A と比較して、貯水

容量に対して流入量が大きいため、貯水池内の水位変化が大きく、流入量と放流量の波形に遅れが生じており、放流土砂量もその影響を受けている。

砂以上の粒径では、出水前に堆積した土砂の放流と考えられるケース B-1 の砂を除いては、水位低下完了まで放流土砂量は生じておらず、水位低下完了後にピークを生じている。ピークの値は放流量から算出されるピーク値と比較すると大きな値であり、10 倍以上の場合もみられる。

シルト以下の粒径については、放流土砂量の波形は放流量から算出されるものと近い形状を示しているが、ピーク値は 1.2~1.5 倍程度大きい。また、洪水吐きがやや高い標高にあるケース B-4 では、シルトの波形に水位低下完了後のピークがみられる。

以上より、土砂フラッシングでは、放流土砂量と放流量に見合った土砂量に差違が生じており、その程度は、貯水池の条件や粒径区分毎に異なっている。

全体として、粘土やシルトの細粒分については、比較的放流量に見合った土砂量に近い波形で放流がされている。ただし、放流土砂量が放流に見合った土砂量よりも最大 1.5 倍程度（今回の条件の範囲で）大きな値をとる期間が生じる。この期間の土砂量が下流河道の掃流力で流下可能であれば、下流へ大きな影響を与える可能性は小さいと考えられるが、下流の掃流力が小さい場合には、自然状態よりも沈降堆積する量が増加する可能性がある。また、水位低下操作を行う場合には、シルト成分で、水位低下完了後の高い濃度の土砂放流が生じる場合があり、注意が必要と考えられる。

砂以上の粗粒分については、放流土砂量と放流量に見合った土砂量との間に相違が生じる。基本的に、粗粒分は水位が低い状態でないと放流されず、出水規模と貯水位運用によってその程度が異なるが、水位低下完了直後に放流土砂量の大きなピークを生じる。粗粒分はフラッシング時に、下流の自然の放流量に見合った量以上に放流されるため、下流河道に堆積しやすいと考えられる。下流河道に堆積した場合は、次の出水期間中に流され、またその出水のフラッシング時に堆積するといった現象を繰り返すことになる。

## 6. まとめ

本調査では、①下流仮置土の侵食特性の解明、②下流仮置土侵食現象の解明および河床変動の挙動予測モデルの開発、③下流河道の河床変動計算方法の確立、④土砂バイパス・土砂フラッシングによる下流供給土砂量・質の時間的変動特性の解明、⑤供給土砂特性が下流河道に

与える影響の解明を実施した。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

水理模型実験により、置土の侵食挙動について下記の知見が得られた。

- 1) 置土の侵食速度は先端部におけるものと側部におけるものに分けることができる。
- 2) 射流水路の場合、側部の侵食速度の分布は先端部で生じる衝撃波の影響を受ける。
- 3) 置土先端部流砂量は、置土幅、置土高さの影響を受けにくい。
- 4) 置土側部平均流砂量に対する置土高差の影響は、粒径により異なる。
- 5) 側部の侵食状況は河道の拡幅現象として算定することができる。

置土の侵食現象を再現するために平面 2 次元河床変動モデルを開発し、その再現性を検証した結果、以下の知見が得られた。

- 6) 開発したモデルにより、実験結果の置土侵食現象について定性的に良好な再現性が得られた。
- 7) 開発したモデルにより、置土の側岸侵食量については、定量的に良好な再現性が得られた。
- 8) 置土の先端部の侵食量については、開発したモデルの侵食量が実験結果よりも小さく、置土材料の粒径が小さいケースでその差が顕著となった。

開発したモデルにより、置土からの侵食現象による下流河道への供給土砂量のある程度の精度で再現できるものと考えられるが、先端部の侵食量の改善が課題として残される。

土砂バイパス、土砂フラッシングによる下流供給土砂特性については、以下の知見が得られた。

- 9) 土砂バイパスでは、出水中の分流堰の水位変化が比較的小さく、分流堰数高とバイパス水路流入部の数高の差が小さい場合、流入土砂量に近似させた土砂供給が可能であり、分派堰の水位変動が大きい場合にはフラッシングと同様な特性を持つと考えられる。
- 10) 土砂フラッシングにおいて、貯水位が低く、放流量の変化が流入量の変化と近い場合には、細粒分（シルト、粘土）の放流土砂量は流入土砂量に近い変化を示し、粗粒分（礫、砂）については、流入土砂量の波形から遅れて流出し、その遅れは粒径が大きいくほど大きくなる。
- 11) 貯水位が高く、フラッシング排砂をするために水位低下が必要な場合には、全粒径で放流土砂量は流入土砂量から遅れて流出し、粗粒分は水位低下が完了するまで流出しない。

12) シルト、砂の成分については、洪水調節中に貯水池内に沈降堆積した土砂量が、水位低下完了後に、侵食されて流出することにより、水位低下完了直後に大きな放流土砂量のピークを生じる。

以上の特性は、本調査で設定した条件下の結果であり、個別の貯水池については、流入土砂量を適切に推定し、本調査で開発した1次元河床変動モデルを用いて解析することで、フラッシングを行った場合の下流への供給土砂特性を予測することができる。

下流河道の河床変動計算方法については、下記の知見が得られた。

13) ダム下流地点の境界条件としては、河床堆積物が厚く、河道内に水溜池が形成される場合には水溜池で十分に減勢した流れが河道上に流出するという流れの形態となり、土砂はこの流れとともに流下するため、放流量と放流土砂量をダム下流地点に一樣に与える条件を設定すればよいと考えられる。

14) 本調査で開発した混合粒径の1次元非常常(不定流)河床変動モデルによって、混合粒径を用いた移動床実験の河床形状を再現できており、今後、解析事例の蓄積により、精度の信頼性を高めていく必要があるが、下流河道の河床変動予測に利用できるものと考えられる。

供給土砂特性が下流河道へ与える影響については、下記の知見が得られた。

15) 土砂バイパスの場合、バイパス流量のみを想定すれば、放流土砂量は自然の流下土砂量に比べて多くなると考えられるが、バイパス以外のダムからの放流量が多い場合にはこの状況が緩和される。

16) 土砂フラッシングでは、放流土砂量と放流量に見合った土砂量に差が生じており、その程度は、貯水池の条件や粒径区分毎に異なっている。

17) 土砂フラッシングでは、粘土やシルトの細粒分は、比較的放流量に見合った土砂量に近い波形で放流されるが、放流土砂量が放流に見合った土砂量よりも最大1.5倍程度(今回の条件の範囲で)大きな値をとる期間が生じる。水位低下操作を行う場合には、シルト成分で、水位低下完了後の高い濃度の土砂放流が生じる場合がある。

18) 土砂フラッシングでは、砂以上の粗粒分の放流土砂量と放流量に見合った土砂量との間に相違が生じる。粗粒分は水位が低い状態でないと放流されず、出水規模と貯水位運用によってその程度が異なるが、水

位低下完了直後に放流土砂量の大きなピークを生じる。

19) 粗粒分はフラッシング時に、下流の自然の放流量に見合った量以上に放流されるため、下流河道に堆積しやすいと考えられる。下流河道に堆積した場合は、次の出水期間中に流され、またその出水のフラッシング時に堆積するといった現象を繰り返すと考えられる。

以上のように、土砂バイパスやフラッシングでは、放流土砂を時々刻々の放流量に見合った量と質に制御することは困難と考えられる。そこで、土木研究所では平成18年度から実施する重点プロジェクト研究の一環として、放流土砂の質と量を制御することが可能な土砂吸引等による土砂供給手法の開発に取り組む予定である。

#### 参考文献

- 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，56-69，1972
- 2) 柏井条介・角哲也・本田敏也：土砂バイパス施設分派部の水理的検討，大ダム，No.164，pp.25-33，1998.7
- 3) 櫻井寿之・柏井条介・大黒真希：ダム貯水池の堆砂形態，土木技術資料，45-3，2003.03，pp.56-61
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 芦田和男・道上正規：浮遊砂に関する研究(1)－河床付近の濃度－，京都大学防災研究所年報，13号B，233-242，1970
- 7) 社団法人土木学会：常流・射流混在流れ，水理公式集例題プログラム集平成13年版，第2編河川編，例題2-9，2001
- 8) 櫻井寿之・鎌田昌行・柏井条介・鈴木伴征：混合粒径河床変動モデルによる貯水池堆砂・排砂現象の再現，ダム工学，2005年11月投稿中
- 9) 井上清敬・柏井条介：ダム下流河道仮置土砂の侵食・流送挙動調査に関する基礎的研究，土木学会第60回年次学術講演概要集，pp.193-194，2005.9
- 10) 鎌田昌行・柏井条介・櫻井寿之：混合粒径堆砂実験の1次元河床変動解析，第33回関東支部技術研究発表会講演概要集，II-046，2006.3