

移動床実験・河床変動解析による 低堰堤貯水池からの排砂効果の検討

STUDY ON EFFICIENCY OF SAND-FLUSH FROM LOW-DAM RESERVOIR
BY MOVABLE-BED MODEL TEST AND NUMERICAL ANALYSIS

後藤孝臣¹・辻本哲郎²・寺本敦子³

Takaomi GOTO, Tetsuro TSUJIMOTO and Atsuko TERAMOTO

¹正会員 工修 中部電力株式会社 電力技術研究所(〒459-8522 名古屋市緑区大高町字北関山 20 番地の 1)

²正会員 工博 名古屋大学大学院工学研究科教授(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程(前期学生)

River engineers are anxious to aggradation in the up-stream of dams and degradation in the down stream of dams. Some of these dams are belong to small hydro-power plants. We open sand-flush gates of dams regularly in order to solve these problems. Recently, various methods of sand-flush from large dams are carried out, and the effects are investigated. But, few methods and effects of sand-flush from low dams are investigated. As a case-study, we treat an actual problem of a low dam of hydro-power plant in the Kiso River and try to evaluate the bed deformation in up-stream reach of the dam. The field survey, model test and numerical analysis of bed deformation are conducted, and the appropriate design of a rubber dam which methods is optimal, is investigated, when rubber dam will be constructed on this site.

Keyword: Sand-flush, Sedimentation in reservoir of low dam, Bed deformation, Sorting, Movable-bed model test

1. はじめに

海外の河川と比較して、日本の河川は急峻で土砂の生産量が多い。さらにその急峻な地形をもつ日本の風土の中でとくに中部地方の河川は、年間流出土砂量が3百万～8百万立方メートルと他の日本の河川と比較しても2倍から5倍ほどの生産土砂量がある¹⁾。そのため中部地方のダムや堰堤では、排砂問題は必須の課題であり、排砂技術のみならず環境面についても取り組むべき事項とされている。

近年では関西電力の出し平ダムや旭ダム²⁾、建設省の宇奈月ダム³⁾などでは、排砂設備が工夫され、その排砂実績などが報告されている。これらは一回の出水に伴う排砂量が非常に大きいため、河川環境に与える影響は非常に大きい。そのため、排砂技術のみならず河川環境面についても様々な議論が行われている。

一方小規模な低堰堤に視点を向けると、定期的ないしは出水の度に小規模な排砂門を開け、下流に堆積土砂を流しているのが現状である。確かに貯水池ダムほど、河

床材料が堰堤上流部に堆積している時間が長くないため、堰堤を挟んで上流下流での河床材料の変化、流況や河川環境の変化がそれほど大きくない。しかし、恒常的に排砂しているとは言え、長期に亘り使用され堰堤そのものが河川環境としてとけ込んでいる現在では、その堰堤を取り巻く河道状況(ここでは主に河床材料)が河川環境に与える影響は無視できないと考えられる。

以上の観点から、本研究では低堰堤ダムにおける排砂、主に排砂による上流部の河道形態を取り上げる。まず、ケーススタディの対象とする地点の現場調査から現地河道の地形、河床材料の調査を行う。その結果を踏まえ、水理模型実験、数値解析により排砂後の河道イメージについて考察を行い、排砂設備の設計(ここではゴム堰の最適な設計)の一連のプロセスについて検討した。

2. 現場調査

(1) 現場の概要と河床材料調査

対象とする粕川堰堤(高さ6.36m)は、木曽川水系揖斐

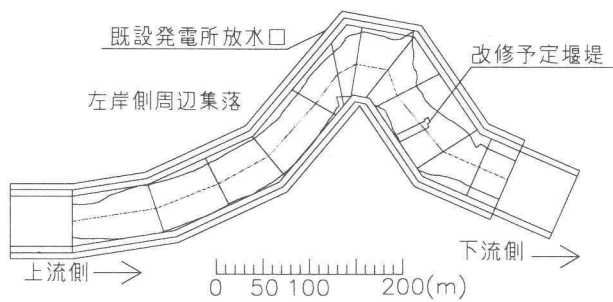


図-1 堰堤付近状況の概要平面図

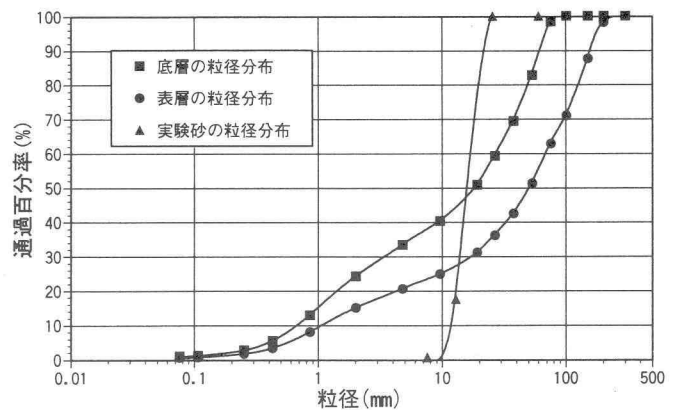


図-2 現地河床と実験砂の粒径加積曲線

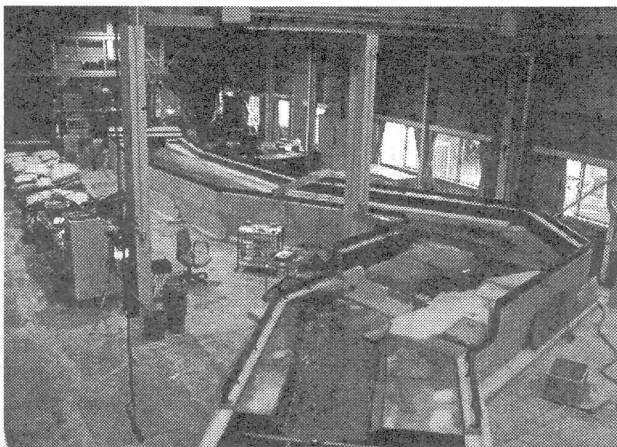


図-3 模型概要図

川支流の粕川上流に位置する。大正の初期に建設されたこの堰堤は、現在ではほぼ満砂状態となっており、堰堤上流では河床上昇や堆積土砂が見られる。一方堰堤による掃流土砂の扞止により、堰堤下流では河床材料の粗粒化、河床低下が見られる。河川周辺の状況および環境は、河川がダム上流約 80m 付近で大きく湾曲し、湾曲部直上流左岸側に既設の発電所とその放水設備が位置する。さらにその左岸側の上流に沿って集落が点在している(図-1)。また、当地域においては河川勾配が 1/100 以上と急勾配であるため、河床材料の粒径は沖積地河川に見られるように、比較的粗いものが多い。さらにほとんどの河床で armour coat が形成されていて、一概に河床材料の評価は困難である。

ここでは、現況河川に対して、図-1 に示す 10 断面程横断測量を実施し、河床横断形状データを作成した。また、堰堤上流部の水際付近において右岸、左岸それぞれ数地点、表層と下層と分けてサンプリングを実施した。図-2 に当地における粒径加積曲線を示す。

(2) 水文調査

現場の状況を模擬した水理模型実験、数値解析を実施するにあたり、その水理条件を決める必要がある。ここでは、粕川堰堤(流域面積は 78.4km²)上流部に位置する

河合測水所(流域面積は 36.2km²)で毎正時の水文データが記録されている。同じ水系であることから、単純に流域面積比換算することにより粕川堰堤の諸元データを作成した。このデータから対数正規法に基づき生起確率洪水として、模型実験に用いる流量の一年生起確率洪水流量 36.6m³/s を設定した。

3. 模型実験

(1) 実験概要と予備実験

模型は無歪みの 1/30 縮尺で、現地の堰堤上流部 400m 程度を再現することとした。模型概要図を図-3 に示す。実験に用いる模型砂は、河床材料の現地調査結果から、1/30 幾何縮尺を適用しほぼ均一粒径に近いケイ砂 4 号(平均粒径 約 0.88mm)を用いた(図-2)。現地河床の大部分は、armour coat で形成されている。本来模型の河床材料はその armour coat の河床材料を使用し、給砂については底層における細かな河床材料で実施するのが望ましい⁴⁾と考えられる。しかし、今回の移動床実験では、砂の維持管理の面から給砂用の砂と河床粗度を構成する砂との区別をせず、ほぼ粒径の整ったケイ砂 4 号一種類を用いた。

移動床実験を行う前に、予備実験として模型の河床をニスで固め、固定床による実験を行った。これは給砂量を決定する上で必要となる模型水路の底面粗度と底面せん断力の評価を水理計算によって行うためである。また、河床変動解析を実施する際にも、現地粗度係数などを想定、評価する必要がある。この実験では、一年生起確率洪水流量(36.6m³/s)を通水し、各断面の水位を得ることにより、模型砂における底面粗度、底面せん断力を算出した。

(2) 流砂量の検討実験

先の固定床実験により、底面粗度や底面せん断力を得たため、次に移動床実験を行った。まず出水時における

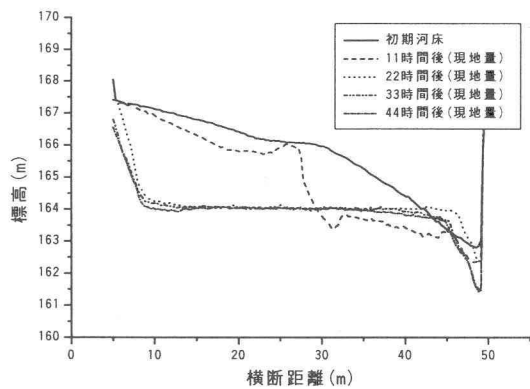


図-4 ゴム堰高 3m 幅 12m 時の河床高

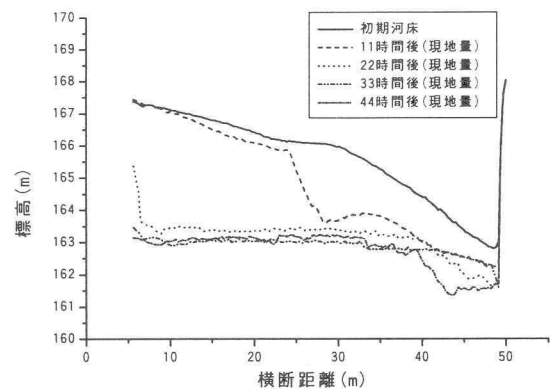


図-5 ゴム堰高 4m 幅 16m 時の河床高

表-1 給砂量検討の実験ケース(模型量換算)

ケース名	河川流量 (リットル/sec)	体積給砂濃度 (%)	給砂量 (Kg/10min)
Case1	7.4	0.0323	3.77
Case2	7.4	0.0968	11.3
Case3	7.4	0.1616	18.9

動的な河道形態を再現するため給砂濃度の検討を行った。一般に、現場に見合った適切な給砂量を与えなければ、評価したい地点の河床部分を再現することは不可能となる。現地では、1年の生起確率洪水流量によって現河床形態が形成されると仮定し、その時に平衡流砂量式が成立すると想定した。流砂量式は以下に示す芦田・道上の式⁵⁾を用い、係数Aを変更することにより、現地河道が動的平衡状態になるように考慮した。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_i^3}} = Ap_i \tau_{*i}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_{*i}} \right) \dots\dots\dots(1)$$

ここに τ_* :無次元掃流力, u_* :摩擦速度, τ_{*c} :無次元限界掃流力, u_{*c} :限界摩擦速度を現し、下付添字*i*は粒度のクラスを現す。 q_B :掃流砂量, σ , ρ :土砂, 水の密度, g :重力加速度, d_i :第*i*クラスの粒径である。なお、実験では均一粒径と仮定し、各諸元を算出している。同一流量で、表-1に示す給砂濃度、3種類用いて、堰堤排砂量、実験後の河床勾配などから現場に見合った流砂量を考察した。本来、固定床の実験において底面せん断力を計測し、評価したそれぞれの断面で流砂を計測することが望ましいが、移動床の実河川模型において、それを実施することは困難であるため、堰堤を通過した土砂を採取することで、流砂量を評価した。流砂量を検討した結果、(1)式において、 $A=18.75$ とした場合が、この模型実験における最適な流砂量式と判断した。

(3) ゴム堰の大きさの検討

ここでは、既設の低堰堤にゴム堰(ラバーダム)を設置したとき、堰堤上流側の河道形態がどのように変化して

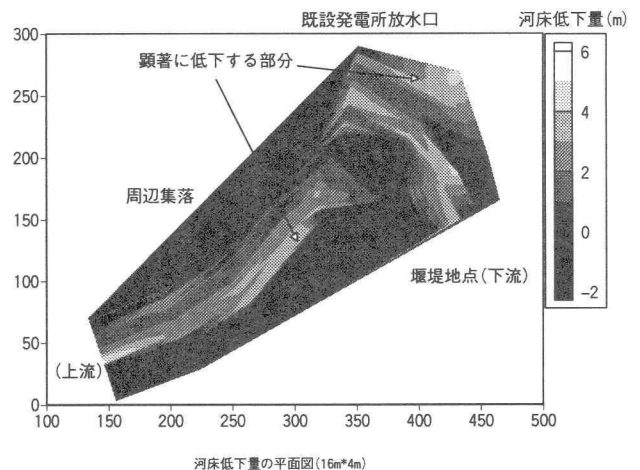


図-6 河床低下の平面分布(ゴム堰高 4m 幅 16m)

いくか、ゴム堰の大きさと共に検討することとした。ゴム堰の位置は現在取水口がある堰堤左岸側既設ピアの位置を原点として、幅、高さを与えた。なお模型では、ゴムの部分を再現せず、ゴム堰と同等の開口部を堰堤模型に設け、それをゴム堰が倒伏した時の状態として取り扱った。図-4、図-5は、ゴム堰の大きさがそれぞれ高さ3m、幅12mの時と、高さ4m、幅16mの時の堰堤上流側約40m地点の河床横断面図を示す。一般にゴム堰による開口部を大きくすれば、堰堤上流部に堆積している土砂を多量に排出することができる。これらの実験によってもその傾向は確認できる。また、ある時間を境に側岸侵食が著しく進む傾向が見られた。

一方堰堤の上流側河道において、河床低下する平面位置は限定される。図-6は幅16m、高さ4mのゴム堰の開口部をもったときの河床低下量である。ゴム堰による開口部の大きさに関わらず、図-6に示す平面位置の河床が下がる傾向にある。この結果から堰堤開口部の大きさや位置に関わらず、河道の上流部湾曲や蛇行による影響を顕著に受けることがわかった。

適切なゴム堰の位置、取水設備あるいは上下流の河床状況を考察する場合、今回の実験の様に堰堤部分の制約条件のみならず、上流部の流れによる影響も考慮に入れる必要がある。

4. 数値解析

(1) 1次元河床変動解析

これまでは模型実験を通じてゴム堰設置による排砂効果の検討を行ってきたが、次に解析によりその検討を行うこととする。ここでは、1次元解析により上流部全体の大まかな河床の変化について考察し、堰堤付近の流れの構造、河床変動については後で平面2次元解析によって考察することとする。

1次元河床変動計算に用いる基礎式は以下の通りである。

$$\frac{\partial}{\partial x}(BhU)=0, \quad \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial y_b}{\partial x} + \frac{u_*^2}{gR}=0 \dots\dots\dots(2)$$

流砂の連続式

$$\frac{\partial y_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\rho_0)} \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x}(q_B \cdot B)=0 \dots\dots\dots(3)$$

ここに h : 水深, U : 平均流速, y_b : 河床高, B : 流路幅, ρ_0 : 空隙率, R : 径深, g : 重力加速度, u_* : 摩擦速度である。

また、固定床実験で得られた粗度係数を与え、平衡流砂量式は、(1)式と同じ芦田・道上式を用いる。ただし、模型実験とは異なり粒径分布を考慮する。粒径分布は現地観測結果から10クラスに分割して与えた。河床低下に伴う分級効果については、平野の文献⁶⁾に従い、検討ケースにおける交換層(一定値)を最大粒径と見なし、その厚さの層のみで河床材料の交換が行われると仮定して計算する。このとき、砂礫の粒径別の連続式は、以下の様になる。

$$\frac{di_b}{dt} = \frac{1}{\theta} (i_b - \bar{i}_b) \frac{dy_b}{dt} - \frac{q_B}{\theta(1-\rho_0)} \frac{di_b}{dx} \dots\dots\dots(4)$$

$$\frac{dy_b}{dt} \geq 0: \bar{i}_b = i_b \text{ (河床上昇)}$$

$$\frac{dy_b}{dt} \leq 0: \bar{i}_b = i_{b0} \text{ (河床低下)}$$

ここに、 y_b : 河床高, x : 流下方向の座標, t : 時間, ρ_0 : 空隙率, q_B : 掃流砂量, $i_b, \bar{i}_b, i_{b0}$: 粒径 d_i の砂礫が流砂, 交換層, 交換層直下の元河床に占める体積割合, θ : 交換層厚さでここでは最大粒径とする。

図-7 にゴム堰の大きさの違いによる上流部の平均河床標高を示す。また図-8 に排出土砂量の違いを示す。一次元解析では流路の横断勾配を表現できないため、直接実験値と比較することはできないが、全体的な河床の変化の傾向は実験と類似している。しかし、図-8 に示すように混合粒径を用いた解析では排出土砂量や河床低下量が小さくなる傾向がある。模型実験ではほぼ均一に近い一様砂を使用しているため、洗掘範囲、河床低下

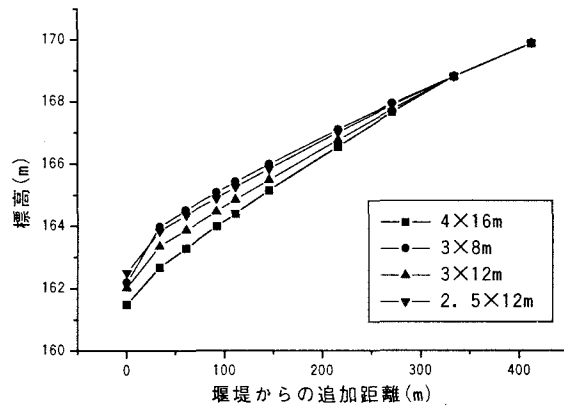


図-7 ゴム堰の違いによる上流部河道標高

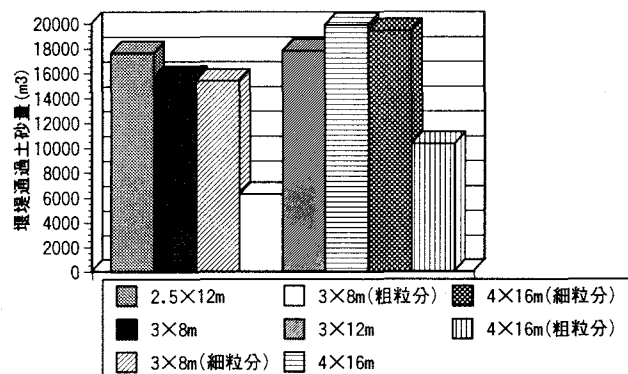


図-8 粒径分布の違いによる排出土砂量の違い

量を過大評価している恐れもある。現地河床の混合粒径による影響を適切に考察し、設計に反映する必要がある。

(2) 平面2次元河床変動解析

一般に橋脚などの物体周りの流れは、物体の近傍で剥離渦が生ずるため、3次元性の流れが卓越し、2次元流れで再現することは困難であると言われている。しかし、橋脚周りの局所洗掘を捕らえるのではなく、今回の解析のようにアスペクト比の大きい湾曲の河床低下傾向は、平面2次元の河床変動解析によって充分特性が把握できると考え、ここでは流れ場の計算に水深平均されたモデル⁷⁾を用いる。さらに乱流モデルにはRastogi & Rodi⁸⁾による底面粗度効果を考慮した水深平均 $k-\epsilon$ モデルを用いる。流れの基礎式は以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial x}(hU) + \frac{\partial}{\partial z}(hW) = 0 \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hU^2 - hv_r \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hWU - hv_r \frac{\partial U}{\partial z} \right) = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hv_r \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hv_r \frac{\partial W}{\partial x} \right) - \tau_{bx} \dots\dots\dots(6)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hWU - hv_r \frac{\partial W}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hW^2 - hv_r \frac{\partial W}{\partial z} \right) = -gh \frac{\partial(h+y_b)}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hv_r \frac{\partial U}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hv_r \frac{\partial W}{\partial z} \right) - \tau_{bz} \dots\dots\dots(7)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hUk - h \frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hWk - h \frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) = p_k + p_{kb} - h\varepsilon \quad (8)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hU\varepsilon - h \frac{\nu_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(hW\varepsilon - h \frac{\nu_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) = C_1 \frac{\varepsilon}{k} (P_k + C_{be} P_{kb}) - C_2 h \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (9)$$

$$P_k \equiv h\nu_T \left\{ 2 \left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial W}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right\} \quad (10)$$

$$P_{kb} \equiv \tau_{bx} U + \tau_{bz} W \quad (11)$$

$$\tau_{bx} \equiv C_f U \sqrt{U^2 + W^2} \quad (12)$$

$$\tau_{bz} \equiv C_f W \sqrt{U^2 + W^2} \quad (13)$$

$$\nu_T = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (14)$$

$$C_{be} \equiv 3.6 \frac{C_2}{C_1} \frac{k}{\varepsilon} \frac{C_\mu^{1/2}}{\varepsilon^{3/4}} \sqrt{U^2 + W^2} \quad (15)$$

ここで, (x,z) : 流下方向, 横断方向座標, (U,W) : 流下・横断方向の水深平均流速, h : 水深, y_b : 基準面からの河床高, ν_T : 渦動粘性係数(水深平均), k : 乱れエネルギー(水深平均), ε : 乱れエネルギーの逸散率(水深平均), C_f : 水路床の摩擦抵抗係数である. 乱流モデル定数 C_μ , C_b , C_2 , σ_b , σ_ε については, 標準値を用いる. 基礎式は, 計算の安定性から, 1/100 縮尺をかけたデカルト座標上にスタッガード格子を用いて離散化し, Simple 法⁹⁾により水深と水深平均された流れ場を求める. 境界条件は上流端で流量(Froude 相似換算)を, 下流端(堰堤直上)で限界水深として与えた.

ここでは 1 次元の計算同様に流砂の非平衡性は無視し, 式(1)に示す芦田・道上式⁵⁾を粒径毎に適用し, 掃流砂量を求める. さらに掃流砂礫の運動方向角 ϕ によって縦断方向, 横断方向成分, q_{Bx} , q_{Bz} に配分する.

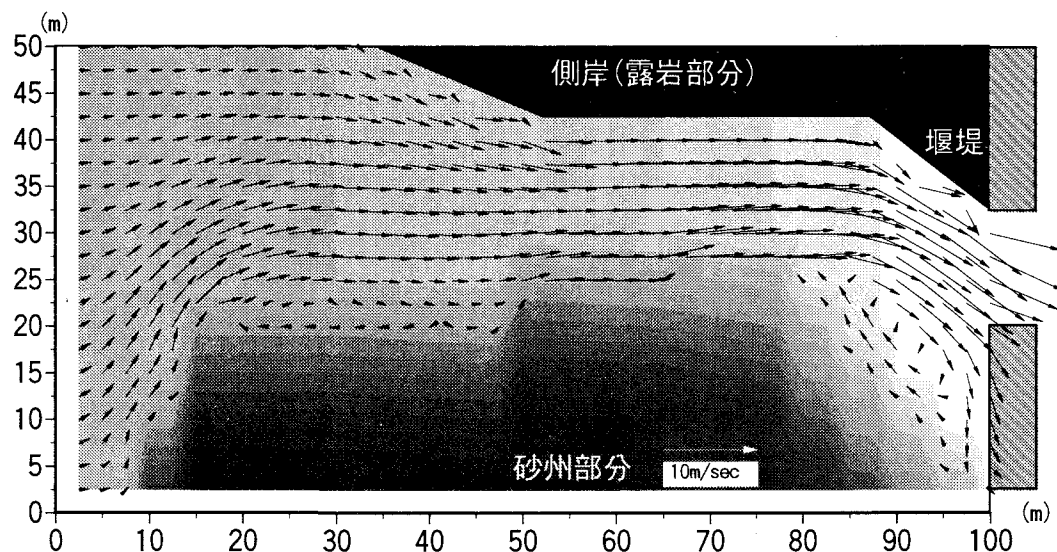


図-9 堰堤上流部流速分布($Q=287\text{m}^3/\text{s}$)

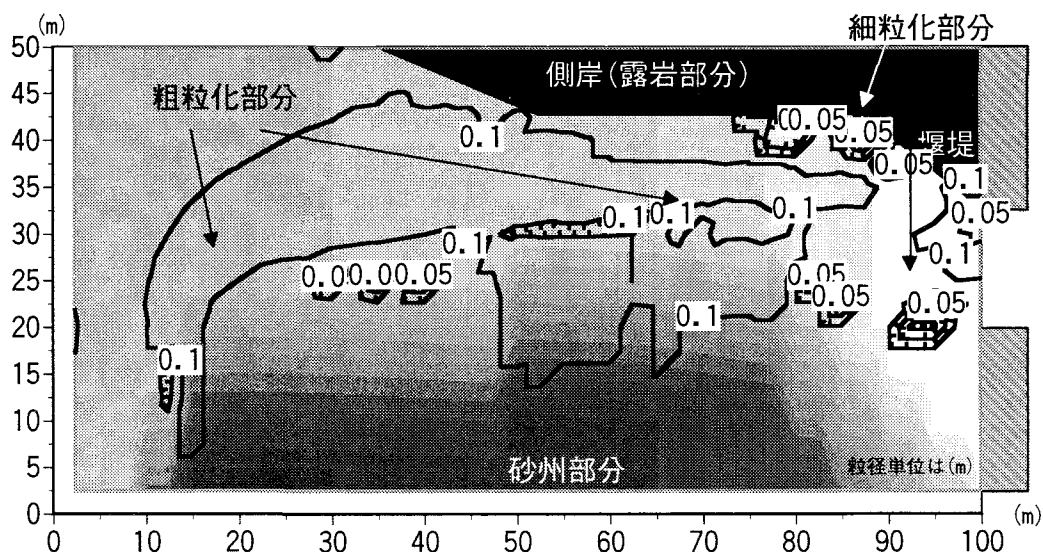


図-10 平均粒径の平面分布(7.5 時間後, $Q=130\text{m}^3/\text{s}$)

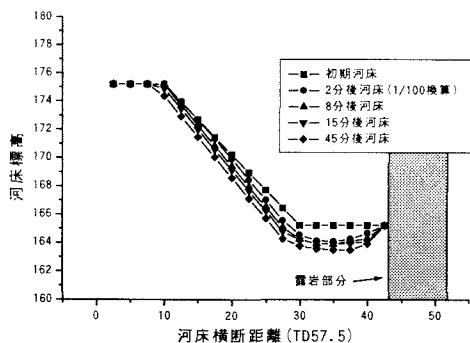


図-11 解析による側岸侵食の時系列変化(均一粒径)

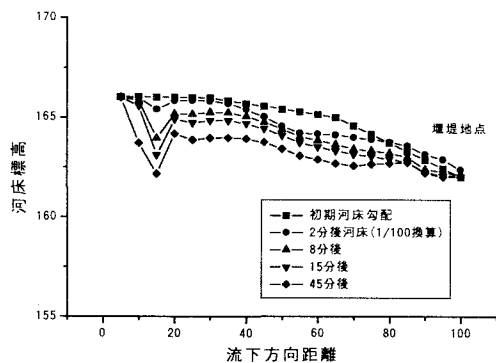


図-12 河床縦断の時系列変化

$$q_{Bx} = q_B \sin \phi, q_{Bz} = q_B \cos \phi \dots \dots \dots (16)$$

ただし、 ϕ は次式より推定¹⁰⁾した。

$$\tan \phi = \tan \gamma + \sqrt{\frac{1}{\mu_d \mu_f}} \sqrt{\frac{\tau_c}{\tau_*}} \frac{\partial y_b}{\partial z} \dots \dots \dots (17)$$

ここで μ_d : 砂の動摩擦係数, μ_f : 砂の静止摩擦係数, γ : 流れの偏向角である。河床変動は式(3)を x, y に展開した流砂の連続式を用いる。河床変動計算の境界条件は、解析領域の上流端、下流端(堰堤部分)で河床高さ一定とした。一方、側岸に内部摩擦角以上の側岸勾配が生じた場合、法面を内部摩擦角に戻すよう側岸の勾配を摺り合わせる(崩落を生じたものと見なす)。以上の計算が一連のプロセスとなる。

図-9 は堰堤付近の平面流速ベクトルを示す。模型実験と解析における流量の取り扱いが異なることから、単純に比較はできないが、堰堤右岸側で平面的な渦が発生する点、右岸側砂州付近の流れなどは模型実験の流れと類似している。図-10 に解析後の平均粒径の分布を示す。模型実験では均一粒径を用いているため、分級効果は現れていない。この解析では、主に流心の縦断位置、左岸の側岸近傍で粗粒化、堰堤付近の両岸で流れが逆流しているところなどでは細粒化している。また、河床の横断形状、縦断形状での時間的変化をそれぞれ図-11、図-12 に示す。解析では側岸に内部摩擦角以上の側岸勾配が生じた場合河床の再配置を行う。そのため近傍の河床洗掘

によって横断勾配が生じれば、左岸砂州上の側岸は低下する結果となる。実験でもその傾向は見られる(図-4, 5)ものの解析ではまだ十分に表現されているとはいえず、今後の課題といえる。さらに河床縦断の時系列変化では、 x (流下方向距離)=15~20 付近で著しく河床が低下している。これは右岸の砂州により流れが縮流され、著しい河床低下を引き起こしている。実験では、このような河床低下は起こらず、右岸の側岸が崩壊し流路が広がる傾向が見られた(図-4, 5)。実験におけるこの現象を解析に忠実に反映できるよう、今後モデルを改良することが望まれる。

5. あとがき

本研究では、中部電力(株)が管轄する中小の水力発電所堰堤を取り上げ、固定床・移動床の実験、1次元、2次元の河床変動解析を行い、ゴム堰設置による排砂効果の検討を行ってきた。このようにして一連の手順を踏むことにより、ゴム堰設置による排砂効果を定性的ではあるが、評価することが可能となった。しかし、詳細な実設計ではゴム堰の運用形態や発電取水による諸条件を与える必要がある。今後は実設計においてこれら一連のプロセスを実施すると共に、現場におけるモニタリングを実施し、精度よい設計手法の確立することが課題といえる。最後に、数値計算の実施に当たってミシシッピ大学水工学研究所・北村忠紀研究員から助言を得た。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 竹村公太郎, 鈴木徳行: ダムの総合的な排砂対策に関する研究, 大ダム, No.163, 1990年4月, pp.52-62.
- 2) 森本浩: 関西電力におけるダムの排砂事例, 河川 1998年11月号, pp.32-38.
- 3) 新井田有二: ダム貯水池の排砂対策について, 大ダム, No.132, 1990年6月, pp.69-81.
- 4) 芦田和男, 高橋保, 道上正規: 河川の土砂災害と対策, 森北出版, 1983年7月.
- 5) 芦田和男, 道上正規: 混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第14号B2, pp.259-273, 1971.
- 6) 平野宗夫: Armoring を伴う河床変動について, 土木学会論文集 No.195, pp.55-65, 1971.
- 7) 清水義彦, 辻本哲郎: 植生帯を伴う流れ場の平面2次元解析, 水工学論文集, 第39巻, pp.513-518, 1995.
- 8) Rastogi, A.K. and W.Rodi: Predictions of heat and mass transfer in open channels, Jour. Hydraul. Div., ASCE, Vol.105, HY3, 1979.
- 9) 香月正司, 中山顕: 熱流動の数値シミュレーション, 森北出版, 1990年2月.
- 10) 辻本哲郎, 中川博次: 移動床流れの水理, 土木学会編新体系土木工学 23号巻, pp.196-199, 1986.

(1999.4.26 受付)