

14.7 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究

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、宮脇千晴、海野仁、福島雅紀、櫻井寿之

【要旨】

貯水池下流河川の土砂環境保全のため、ダム貯水池において土砂量、質を制御する方法が求められているが、土砂フラッシングやバイパスなどの従来の堆砂対策手法では、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件の影響を大きく受けるため、土砂量と質を高精度に制御することが困難である。本研究では、貯水池下流河川の環境保全と貯水池の持続的な利用を可能にすることを目的に、ダム放流量に応じて設定される下流河川への粒径別土砂供給を精度よく実施する方法を開発する。

20年度は、ダム下流河道の置土方式について、置土侵食現象の把握及び侵食予測法を提案することを目的に模型実験を実施した。土砂吸引施設については、エアバルブ方式について呑口からの堆砂高さを変化させた場合の排砂特性を実験により検討し、シート排砂方式については既往の検討で明らかになった課題を解決するための形状を実験により検討した。その結果、置土侵食については、急勾配水路の置土の先端部の侵食について掃流力が異なる場合の影響を把握した。エアバルブ方式については、堆砂高による放流土砂濃度と排砂時間への影響を把握し、これを元にシステムの運用検討手法の素案を作成した。シート排砂方式については、検討の結果、従来の課題を解決できる新たな潜行式吸引排砂管を考案し、特許の申請を行った。また、土砂輸送管のエネルギー損失について管径、土砂粒径、土砂濃度、管内流速との基本的な関係を把握した。

キーワード：ダム貯水池、堆砂対策、置土、潜行式吸引排砂管、エアバルブ、湖内輸送管

1. はじめに

貯水池下流河川の土砂環境保全のため、ダム貯水池において土砂量と質を制御する方法が求められているが、土砂フラッシングやバイパスなどの従来の堆砂対策手法では、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件の影響を大きく受けるため、土砂量、質の高精度の制御が困難である。本研究では、貯水池下流河川の環境保全と貯水池の持続的な利用を可能にすることを目的に、ダム放流量に応じて設定される下流河川への粒径別土砂供給を精度よく実施する方法の開発を目標としている。

土砂供給手法の一つに、ダム下流河道に貯水池堆積土砂を還元する手法（以下、「置土」という。）がある。ダム下流の河川管理者や利害関係者との調整がつけば比較的安価で順応的に実施可能な土砂供給手法であるが、置土の侵食・流送過程が不明確であり、置土による土砂供給量や土砂の質（粒径）を考慮した上で計画的に実施することができていないのが現状である。このため、置土による土砂供給量や土砂の質（粒径）を考慮した上で計画的に実施するためには、その侵食挙

動を予測する必要がある。そこで、20年度は、置土侵食現象の把握及び特に置土先端の侵食予測法を提案することを目的に模型実験を実施した。

貯水池から直接土砂を供給する手法については、貯水池の水位差を利用して、比較的簡単な操作で排出土砂量の調節が可能と考えられる土砂吸引施設として、シート排砂方式とエアバルブ方式の二つについて検討を行ってきており、20年度は、19年度までに明らかになったシート排砂方式の課題を解決するための検討を行い、新たな潜行式吸引排砂管を考案した。また、エアバルブ方式については、堆砂高による放流土砂濃度と排砂時間への影響を把握し、これを元にシステムの運用検討手法の素案を作成した。

各種対策を実施する上では、貯水池上流の堆積土砂をダム直上流等へ移動する必要がある場合も多く、効率的に土砂を管路によって湖内輸送する手法の検討を行っている。20年度は19年度に引き続き水理模型実験により、土砂輸送管のエネルギー損失についての検討を実施した。

2. 置土先端侵食の模型実験による検討

2.1 検討の概要

近年、総合土砂管理、下流河川の環境改善および堆砂対策の観点から、既設ダムにおいて、貯水池内に堆積した土砂を下流河道に供給する試みが各地で行われている。その方法の1つとして挙げられる「置土」は、汎用性の高さやコストの点で採用するダムが増加傾向にある。一方、置土による下流河川への影響は、未解明な部分も多く試験的に実施しているのが現状である。

このため、置土の侵食、流送形態を把握し、適正な土砂量、質、形状を設定するためには、現在のところ平面2次元河床変動解析等のシミュレーションモデルが有用なツールのひとつと考えられる。しかし、モデル計算を行うにあたっては、かなりの労力が必要となることから、計画時に概略検討で多くの比較案を検討する場合には、ある程度の精度で簡易に予測できるモデル（以下、簡易侵食モデル）が有用と考えられる。

簡易侵食モデルとしては、これまでに、急勾配水路において非粘性材料を対象とした非越水条件における置土の侵食挙動の模型実験結果^{2.1)}をもとに、侵食メカニズムの違いから置土の先端および側方侵食量に分けた推定式を提案してきている^{2.2)}。しかしながら、先端の侵食量推定式に関しては、既往の研究では流量および粒径が一定の実験であり、流れが射流であったことから、置土幅によらず先端付近の掃流力が一定となり、重要なパラメータである掃流力の影響が評価されなかった。本稿では、その後侵食量推定式の精度向上を目的として行った水理模型実験の結果を報告する。

2.2 実験方法

2.2.1 模型概要

模型水路は、長さ11m、幅1m、勾配1/100の直線水路で、底面および左岸側の導流壁は塗装を施した木製であり、右岸側は透明なアクリル製である。模型水路上流部には、流量をコントロール可能な給水管および整流水槽、下流部には、沈砂池および帰還水路が設置されている。

水路の上流端には、短い助走区間で等流状態が得られるようにシルを設置し、30L/s以下の水のみを通水時において、上流端より1m以降では、ほぼ等流状態となっていることを予め確認している。図-2.1に模型水路の平面形状を示す。なお、実験は、先端部および側方部の侵食状況を明らかにする目的で実施したため、下流端からの侵食が生じないように、置土下流端から

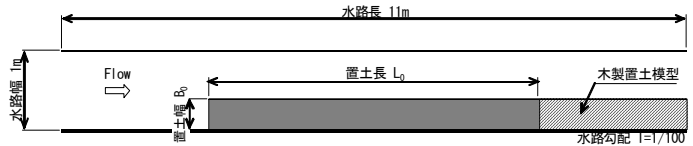


図-2.1 模型水路平面図

表-2.1 実験条件

実験名	初期の置土形状			平均粒径 d (mm)	流量 Q (l/s)
	B ₀ (m)	L ₀ (m)	H ₀ (m)		
Case-1	0.2	8.0	0.1	1.12	20
Case-2	0.2	6.0	0.1		
Case-3	0.2	4.0	0.1		
Case-4	0.2	2.0	0.1		
Case-5	0.4	8.0	0.1		
Case-6	0.4	6.5	0.1		
Case-7	0.1	8.0	0.1		
Case-8	0.2	8.0	0.2		
Case-9	0.2	8.0	0.1	0.362	15
Case-10	0.2	5.0	0.1		
Case-11	0.4	6.0	0.1		
Case-12	0.1	8.0	0.1		
Case-13	0.2	8.0	0.2	1.12	30
Case-14	0.1	8.0	0.1		
Case-15	0.2	8.0	0.1		
Case-16	0.4	8.0	0.1		
Case-17	0.1	8.0	0.1		
Case-18	0.2	8.0	0.1		
Case-19	0.4	8.0	0.1		
Case-20	0.2	8.0	0.1	0.362	

水路末端まで木製の置土模型を設置している。

表-2.1に実験条件を示す。模型実験は、非粘性材料を対象とした非越水条件における侵食を対象とした。今回新たに実施した実験はCase-9~20である。

2.3 実験結果

図-2.2は、各ケースの置土先端の侵食長さ（初期位置からの侵食長さ）の経時変化を流量別、長さ別、粒径別に示したものである。これによると、先端の侵食速度は、流量の増加、粒径の減少に伴い増加する傾向が確認されるが、置土の長さには影響されないことが確認できる。また、置土幅を変化させた結果（流量別、粒径別グラフの●▲■）に着目すると、置土長の侵食速度は、置土幅が小さいほど侵食速度が大きい傾向が確認でき、置土先端の侵食速度は置土幅と関係があると考えられる。なお、置土先端が水路下流端へ近づくに従い、水路下流端に設置した木製置土模型の影響で侵食速度は緩やかとなり、その影響は初期置土幅が大きいほどより顕著に表れている。

図-2.3は、表-2.1に示した実験結果より得られた全ケースの置土先端侵食速度（置土先端の移動速度）と B/h_{wF} （置土幅/置土上流の水深）との関係を流量および粒径別に示したものである。いずれのケースも既往の知見^{2.2)}と同様に B/h_{wF} の減少に伴い置土先端侵食

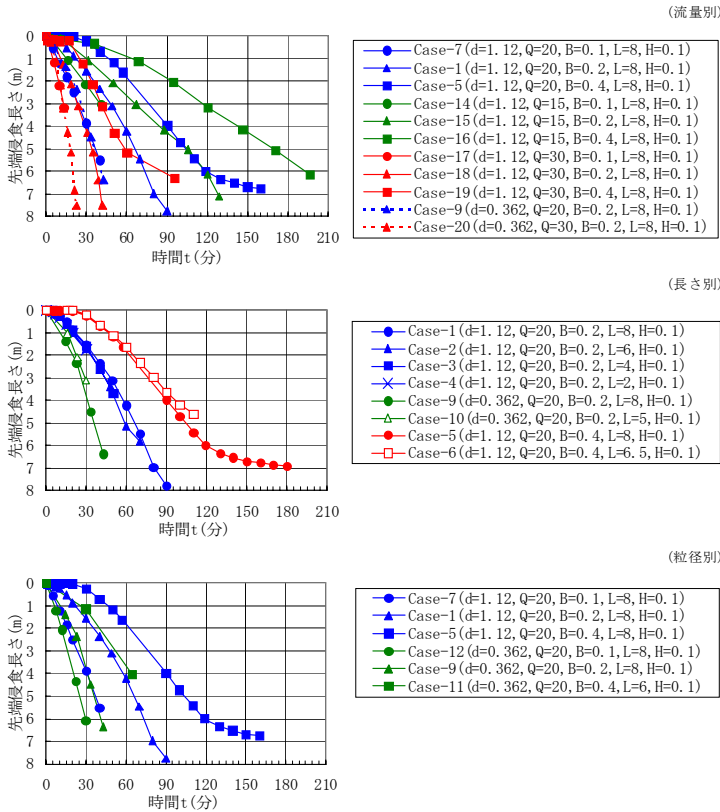


図-2.2 置土先端の侵食速度の経時変化

速度が増加している傾向が確認できる。このことから、置土先端部の侵食は、置土上流部の水量および置土の粒径に加え、置土幅、置土上流の水深にも支配されると推察される。

図-2.4 は、無次元先端侵食量 q_{BF^*} と無次元先端掃流力 τ_{F^*} との関係を B/h_{wF} 別に示したものである。

q_{BF^*} と τ_{F^*} については、以下の式を用いて求めた。

$$q_{BF^*} = \frac{Q_{BF}}{\frac{B(t) + B(t + \Delta t)}{2} \times \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} \quad (2.1)$$

$$\tau_{F^*} = \frac{u_{F^*}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad (2.2)$$

$$Q_{BF} = \Delta L \frac{B(t) + B(t + \Delta t)}{2} \Delta L H_0 (1 - \lambda) \quad (2.3)$$

$$u_{F^*} = \sqrt{gh_{wF} I} \quad (2.4)$$

ここに、 q_{BF^*} : 無次元先端侵食量、 Q_{BF} : 先端侵食量、 $B(t)$: 置土幅、 σ : 土粒子の密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度、 d : 置土の粒径、 τ_{F^*} : 無次元先端掃流力、 u_{F^*} : 置土上流の摩擦速度、 ΔL : 置土先端侵食長さ、 λ : 置土の空隙率、 h_{wF} : 置土上流の水深、 I : 水路勾配を

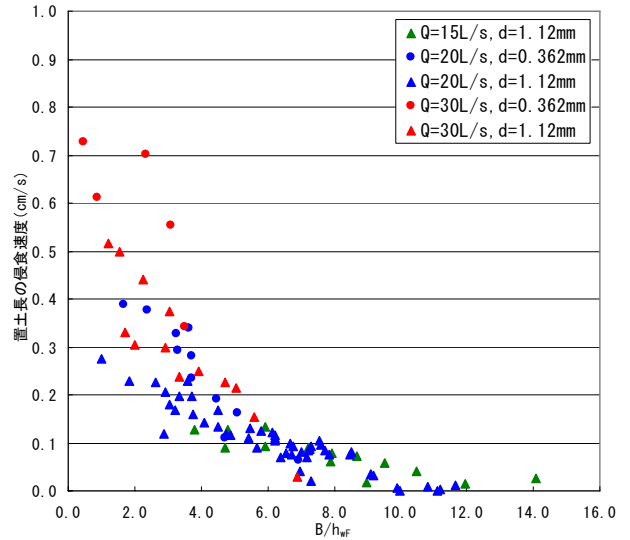


図-2.3 置土長の侵食速度と B/h_{wF} の関係

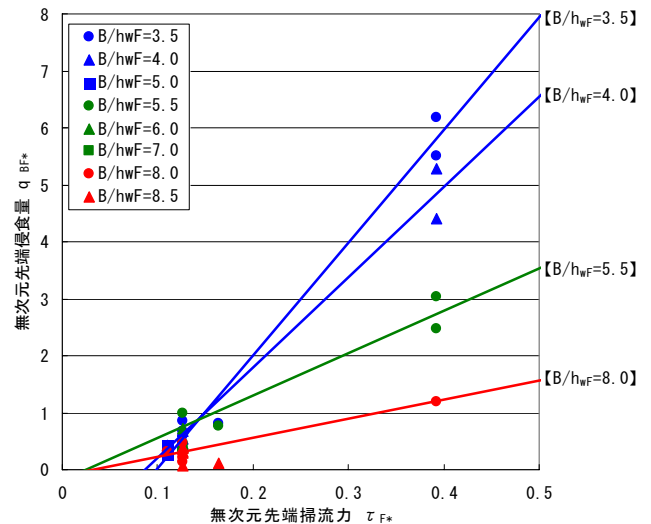


図-2.4 無次元先端侵食量と無次元先端掃流力の関係

表す。

ここで、(2.1)式に用いられている先端侵食量 Q_{BF} は、実験の観測時間ごとの先端侵食長さと置土幅の変化量から算出した。 B/h_{wF} の値が小さくなるに従って、掃流力の増加率に対する侵食量の増加率が大きくなる傾向が認められる。今後、実験データを蓄積することで、急勾配水路の置土の先端侵食量を掃流力と B/h_{wF} を用いて推定できる可能性があると考えられる。

3. 吸引排砂管の検討

3.1 検討の概要

ダムは、流水を貯留して放流量を調節することにより、洪水調節、用水補給等の目的を達成するものであるが、流水とともに流下する土砂をも同時に貯留する。これにより、ダムの貯水容量が減少するとともに、下流への土砂供給が減少し、下流の河床形状や河床構成材料の変化など、何らかの物理環境の変化が生じる。物理環境の変化は、生物の生息環境の変化につながることから、ダム下流の河川環境の保全・改善を目的として、洪水時に適切な粒径の土砂を供給することが求められるようになってきている。

これまで、対象とする土砂量が数十万 m^3 /年以上となるような場合には、土砂フラッシング(出し平ダム、宇奈月ダム)や土砂バイパス(旭ダム、美和ダム)といった手法が開発され実用化されている。しかしながら、これらの手法は大規模な水位低下が必要であったり、流入量や流入土砂量の影響を大きく受けたりするなど貯水池の水利条件や貯水池運用条件における制約が大きく、排砂量のコントロールに限界がある。また施設が大規模なためコスト面での制約も大きい。多くのダムで適用するためには、できるだけコストのかからない堆砂対策技術の開発が求められている。

そこで、土木研究所ではより広範囲な貯水池条件に適用可能で、ある程度土砂量をコントロールでき、かつ貯水池の上下流水位差によるエネルギーを活用した低コストの土砂供給手法の開発を試みている。

これまでに民間企業との共同研究により、堆砂面上に底面を切り欠いたフレキシブル管を設置し、管の周辺にシートを展開する方法(「シート排砂」と称す)^{3.1)}を開発してきたが、以下のような課題があった。①シートが大きいため排砂が進むとシートが浮き上がったりができたりして水みちができてしまい土砂の吸引力が減少する。②すり鉢が大きくなり崩落土砂量が多くなると水の取り入れ口が土砂に埋まり土砂濃度が極端に大きくなって管が閉塞する。③水中でのシートの展開が困難。そこで原型の1/10程度の縮尺を想定した水利模型実験により、これらの課題を克服する形状の検討を行い、新たな方法である「潜行式吸引排砂管」を考案した。本稿では、その検討経緯を報告する。

3.2 シート排砂の概要

3.2.1 既往研究の概要

土木研究所ではこれまでに民間企業との共同研究により、「シート排砂」の開発を実施してきた。

シート排砂のイメージを図-3.1に示す。シート排

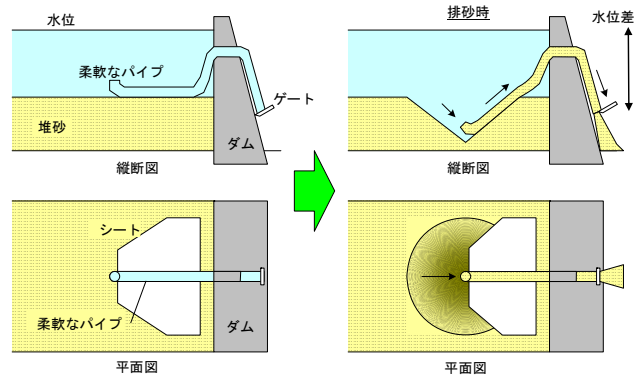


図-3.1 シート排砂のイメージ

砂は水底部の堆砂面上に設置することが特徴であり、①貯水池運用の変更が不要、②放流量に対する供給土砂量の制御精度が高い、③設備規模が小さく経済的、となることを目標として検討を実施してきた。装置は管、シート及び流量調節施設から構成される。管の貯水池内の部分は、排砂中の堆砂形状の変化に追従できるような柔軟性を有する。また、管の上流側は、土砂を吸引するため底面を切り欠いた形状になっている。設置、維持管理及び回収を行いやすくするために、管は堆砂の上に設置する。ここで、管を堆砂上に置いただけでは、切り欠きの最下流部に窪みができた時点で周囲の土砂への掃流力は小さくなり、水のみが吸引され、土砂の排出ができなくなる。そこで、管に水密シートを設置し、放流時の管の内外水圧差を利用して管を堆砂面に張り付けさせるとともに、管の周囲からの水の進入を防止する構造としている。

既往の管内径 101.6mm の模型を用いた実験^{3.2)}により、砂材料については、管径の5倍程度までの深さのすり鉢形状を形成するような排砂が可能であり、排砂能力についても掃流力と排砂量に相関が認められた。

その後、排砂がより進行した状態(掘削深と管径の比が大きい状態)を把握するために、以前用いていた管内径 101.6mm の模型から縮尺を小さくして管内径 60.5mm の模型として、排砂の状況を確認しながらレイアウト形状を検討^{3.3)}しており、その結果、吸い込み口を増やすことのメリットは認められず、一式の装置としては1つの吸い込み口の形状が構造も単純で有望と考えられ、対象土砂量が多い場合は装置の数を増やしていくことが得策と考えられた。

3.2.2 シート排砂の課題

管径の小さい模型実験の結果から、1つの吸い込み形状とした場合に、排砂によってすり鉢形状が大きくなり崩落土砂量が多くなると水の取り入れ口が土砂に

埋まり土砂濃度が極端に大きくなって管が閉塞する問題が確認された。

実際の装置を想定した場合に、排砂後の堆砂形状を水中安息角が 30° の円錐形と仮定すると、排砂深さと排砂量・排砂半径の関係は図-3.2 のようになる。堆砂量のデータがある日本の貯水池のおよそ半数は年平均堆砂量が 1万 m^3 以下であるが、仮に 1万 m^3 の土砂を排出するためには 15m 程度の排砂深さが必要である。ここで、実際に用いる管径を $0.5\sim 0.8\text{m}$ と想定した場合、管径と排砂深さの比は $20\sim 50$ 程度となる。これに対して既往の実験では、この比は 101.6mm の管径の場合で最大 5 程度、 60.5mm の管径で最大 8 程度であり、実験の排砂深さは管径に比べて小さい。よって実験の範囲内で吸い込み口が埋まる状況では実際の貯水池への適用は困難と考えられる。

3.3 排砂管形状の検討

3.2 節でのべたシート排砂の課題を解決するために、水理模型実験により管とシートの形状の検討を実施した。

3.3.1 実験方法

実験に用いた装置を図-3.3 に示す。実験水槽は、長さ 4.5m 、幅 2.5m 、深さ 1.3m であり、水位を維持するための余水吐きおよび排砂を行うための管(内径 60.5mm)を設置している。水槽外の管の先端には流量調整が可能なゲートを設けている。実際に用いる管径を $0.5\sim 0.8\text{m}$ と想定した場合、模型の縮尺は $1/13.3\sim 1/8.3$ 程度に相当する。

実験の手順は、始めに水槽内に土砂を厚さ 0.8m に整形した初期河床の上に排砂装置を設置して、一定流量(45L/s)を給水し余水吐きからの越流によって水位を保つ。その後、排砂管の下流端のゲートを開けて排砂を実施して、水槽内の水位、排砂管内の圧力、流砂量、流況等の調査を行った。ゲート開度は排砂状況を確認しながら適宜調節を行った。実験の土砂材料には平均粒径 1.56mm の一樣粒径珪砂を用いた。

実験を行った排砂管形状の一覧を表-3.1 に、各形状の概要を図-3.4~3.7 に示す。以下の結果の記述では詳細な水理量の結果は省略し、土砂吸引部の埋没とシートの曲げやめくれに着目した排砂状況を述べる。

3.2.2 排砂管吸引部の取水管形状の検討

排砂管の土砂吸引部がある程度埋没しても土砂濃度が著しく大きくならないように、埋没しにくい取水口とすることを目的として、ケース1の形状を検討した。管の上流端に鉛直方向の取水管を設置して清水取り入

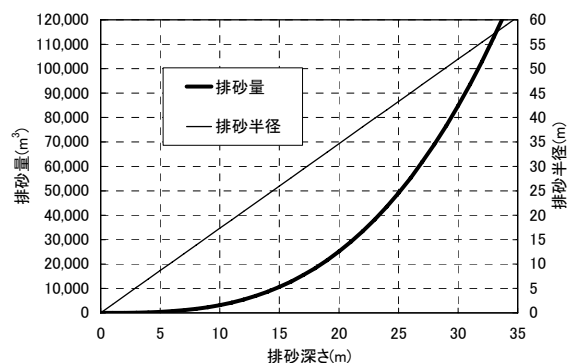


図-3.2 排砂深さと排砂量および排砂半径の関係

れ口の標高を高くした形状である。排砂実験を行ったところ、すり鉢形状が大きくなるに従って、土砂吸引部は次第に埋没し、取水口の上端からも土砂が流入するようになった。土砂濃度は急激に上昇し安定した排砂は不可能となった。

次にすり鉢形状が形成された後に、崩落してくる土砂を制御して埋没を防ぐことを目的としてケース1の取水管に円形のプレートを設置したケース2の排砂実験を行った。その結果、プレートの効果はなく、排砂の進展に伴って取水口は埋没した。

さらに高い取水管を設置する選択もあり得るが、実際の貯水池に適用する場合は深さ十数mの大きなすり鉢の形成が想定されるため、非常に大規模な取水管となり、現実的ではないため、取水管の規模拡大による対応は得策でないと判断した。

3.2.3 シートの形状検討

シートを大きくすることで堆砂のすり鉢形状からの土砂崩落を制御して吸引部の埋没を防ぐことを目的として、ケース3の形状を検討した。排砂を行うと、すり鉢形状がシートよりも小さい状態では土砂吸引部が埋没することはないが、すり鉢の規模がシートよりも大きくなると斜面から崩落する土砂によって、シートがめくれて折りたたまれ排砂管が埋没する状況となった(図-3.8参照)。

ケース4は、底面の開口部を直径 0.03m の5つの穴とすることで開口面積を小さくして、排砂管の底面からの土砂の吸引力を緩和させることで埋没を回避することを目的とした形状である。土砂を吸引するためには下流端のゲートをケース3よりも大きな開度にする必要があった。初期の段階は排砂管が埋没することはなかったが、すり鉢が大きくなってくると急激に土砂の吸引が著しくなり、シートの中央付近からめくれ始め、一気にシートおよび排砂管が土砂で埋没した。

表-3.1 実験ケース一覧（管およびシートの形状）

ケースNo.	管形状				シート形状					
	線形	底面切り欠き領域 (図-10参照)	取水管	ヒモによる吊り下げ	開口部	幅(m)	長さ(m)	厚さ(mm)	形状	開口部
1	直線	上流端から0.48m	高さ0.24mの鉛直管 ケース1に直径0.3mの 円形プレート設置	無し	無し	0.48	0.48	1	八角形	先端から0.24mの範囲
2										先端から0.60mの範囲
3										先端から0.60mの範囲に 直径0.03mの5つの穴
4										先端から0.39mの範囲に 直径0.03mの3つの穴
5										先端から0.39mの範囲に 直径0.03mの3つの穴
6										先端から0.39mの範囲に 直径0.03mの3つの穴
7	U字	折り曲げ部から 下流0.6m	高さ0.24mの鉛直管	上流端を吊り下げ	湾曲部側面に 直径0.02mの1つの穴	0.24	0.44	0.5	曲線形	湾曲部底面に 直径0.03mの5つの穴
8				湾曲部をワイヤー で吊り下げ						

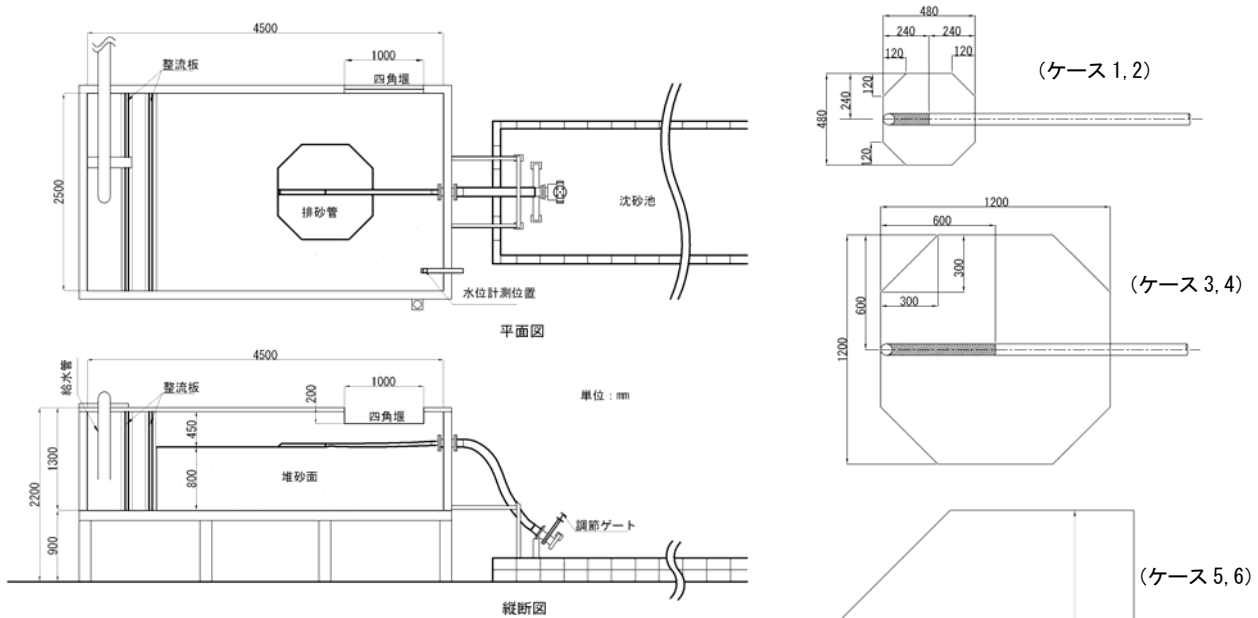
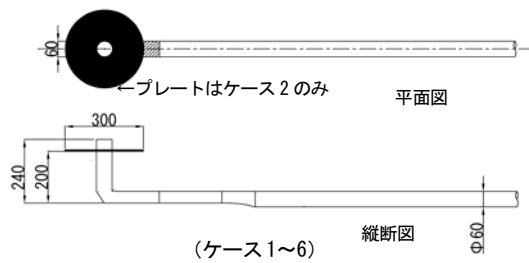
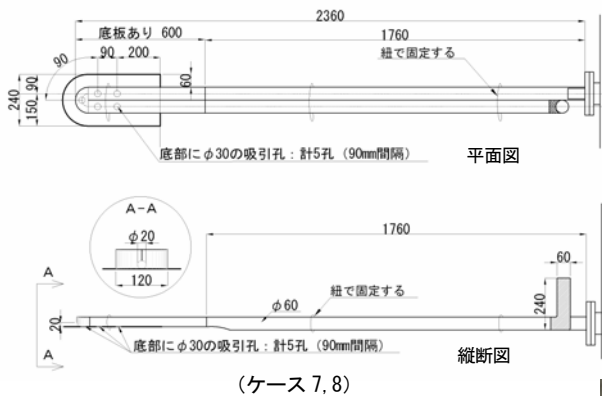


図-3.3 実験装置概要



(ケース1~6)

図-3.4 管の形状



(ケース7,8)

図-3.5 底面を切り欠いた管の断面形状

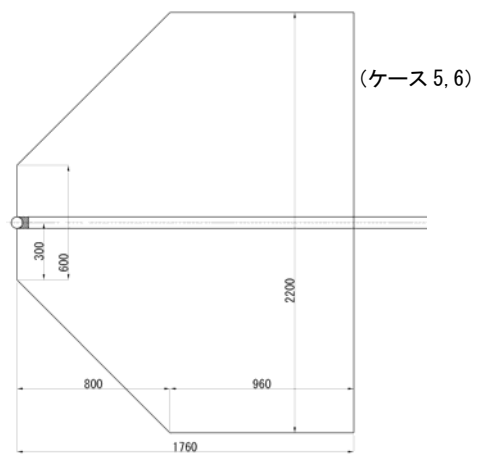


図-3.6 シートの形状

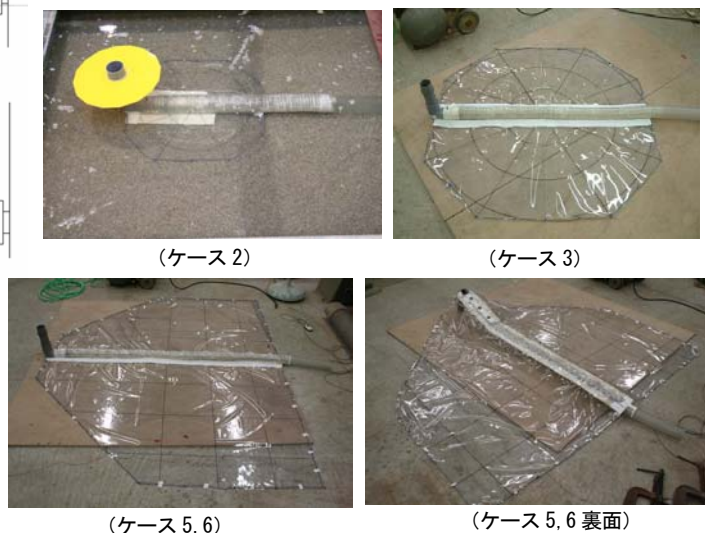


図-3.7 模型概要

ケース5ではシートをさらに大きくし、堆砂面への追従性を高めるためにシートの厚さを薄くした。また、開口部は直径0.03mの3つの穴とした。土砂は主に排砂管の先端から吸引され、近傍の河床面が除々に低下する。

シートの河床面への密着は良好であるが、洗掘が進行するに伴って、中心に向かって引っ張られるようになり、洗掘範囲がシートの大きさに達する前にめくれが始まった。さらに排砂が進行するとシートがめくれ、排砂管およびシートが土砂で埋没した。

ケース6では、ケース5と同じ形状で、排砂管の標高を先端部に取り付けたヒモによって調節することで埋没を防ぐことを目的とした。10cm間隔で標高を下げることを試みた。初期は安定した排砂状況であったが、排砂が進行し、標高を20cmまで下げると、崩落土砂によってシートが押し退けられ、排砂管の一部がシートで覆われるようになった。最終的にはシートのめくれと排砂管の埋没を防ぐことはできなかった(図-3.9参照)。

以上の検討より、シートを大きくしてもすり鉢の規模がシートより小さい段階でシートのめくれや排砂管の埋没が生じてしまい、シートで土砂の崩落をコントロールする対策も効果が得られなかった。

3.2.4 潜行式吸引排砂管の検討

前節までの検討では、排砂管のメンテナンスを考慮して排砂の過程で排砂管が堆砂面上に露出することを条件として試行錯誤を行ってきたが、排砂管の埋没を防ぐことができなかった。そこで、発想を転換して、排砂中は管が埋没することを許容し、取水口については常に埋没せずに土砂濃度を制御できる形状としてケース7を考案した。この形状は排砂管をU字形状として一方を取水口とし、折り曲げた湾曲部の底面を切り欠いてシートを貼り底面に穴を設けて土砂の吸引口としたものである(潜行式吸引排砂管と称する)。取水口は想定される最大のすり鉢形状のさらに外側に位置する必要がある。また折り曲げ部は埋没するためシートはなるべく小さい形状(管径程度の張り出し)とした。

排砂を行った結果、排砂管が初期河床高から40cm程度沈下した時点で、土砂吸引部が土砂中に埋没した。埋没後も取水口は堆砂面上にあり、安定した排砂状況が得られた。ただし、排砂管の堆砂中の潜行速度は速く、すり鉢が大きくなる前に土砂吸引部が水槽底面に達した。土砂吸引用の穴が底面にあるため、水槽底面に達した後は土砂の吸引はほとんどない状態になった(図-3.10参照)。

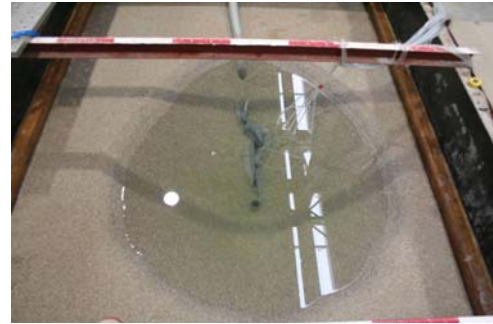


図-3.8 ケース3の排砂後の状況



図-3.9 ケース6の排砂後の状況

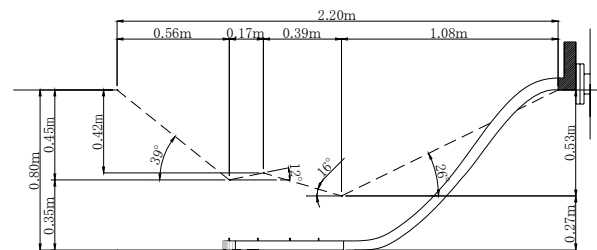


図-3.10 ケース7の排砂後の河床形状と排砂管の縦断スケ

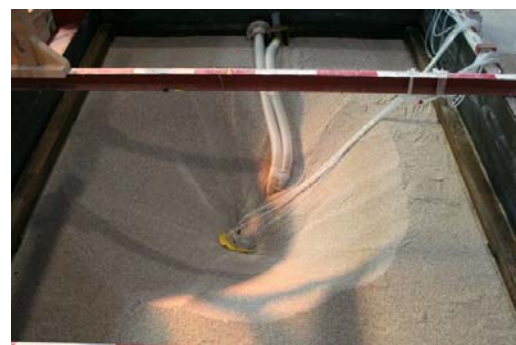


図-3.11 ケース8の排砂後の状況

排砂管のメンテナンスのためには、排砂終了後には管が堆砂面上に露出することが望ましい。そこで、ケース8では土砂吸引部の潜行を水槽底面に達する前に止めるために土砂吸引部にワイヤーを設置した。また、管が露出しやすいように、湾曲部のシートの上側の管側面に直径0.02mの土砂吸引口を1つ設置した。ワイヤーの長さは、初期河床高から60cm低い地点までの長さとした。排砂を行った結果、土砂吸引部は、初期河



図-3.12 潜行式吸引排砂管の概要

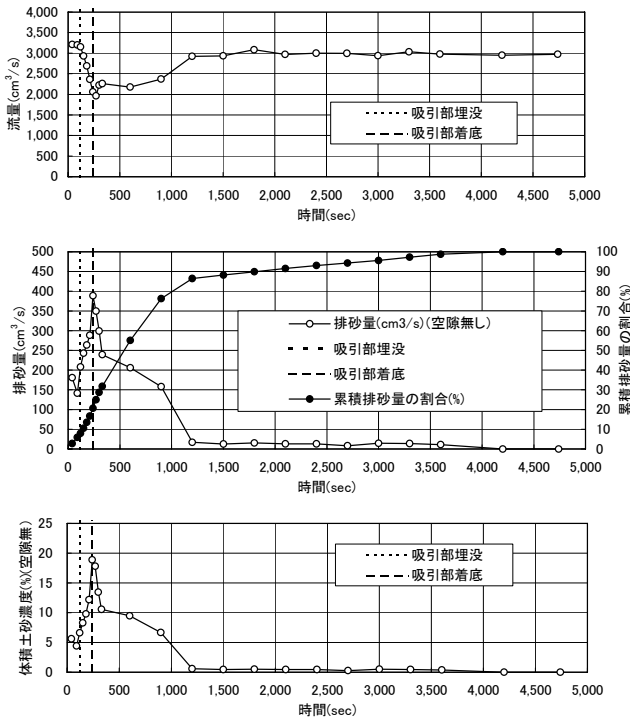


図-3.13 潜行式吸引排砂管の排砂時の水量時系列

床高から 60cm 低下した位置で固定され、排砂は長時間安定した状態で継続された。埋没した排砂管は、時間経過とともに近傍の土砂が吸引され、一部は土砂が覆っているもののある程度露出することが確認できた (図-3.11 参照)。

3.4 潜行式吸引排砂管の排砂特性

3.3 節までの検討結果を踏まえて、ケース 8 の形状を基本とした潜行式吸引排砂管による排砂時の水量の調査を行った。ケース 8 ではワイヤーにより排砂深さの制御を行ったが、実際の貯水池ではかなりコストと労力のかかる手法であるため、土砂吸引部が底面に到達後も管側面の土砂吸引口から排砂を行い、最終的に管が露出することが望ましい。そこで、ワイヤーによる制御は行わないこととした。また、シートの形状は初期の吸引力を確保するために横方向への張り出し

を管径の 2 倍 (0.12m) とし下流方向へも若干延長した。また、上流方向への張り出しは潜行時にシートが側方の土砂吸引口を塞がないように小さく (0.02m) した (図-3.12 参照)。

実験での堆砂の厚さは 0.6m とした。排砂管下流端のゲートの開度は清水時で 3.32L/s の放流量 (管内平均流速 1.17m/s) となる 24% に設定した。実験結果の水量時系列を図-3.13 に示す。土砂吸引部が埋没すると流量は減少し、排砂量は増加して、10% 以上の高い土砂濃度を示す。これらの傾向は土砂吸引部が水槽底部に達するまで継続し、底部に達した後は流量が増加し排砂量が減少する。排砂開始後 1200 秒程度で全排砂量の 9 割程度は排出が終了しており、その後は、少量の土砂の排出が継続した。これは、すり鉢形状の間欠的な斜面崩壊によるものと考えられる。

4. エアーバルブ排砂設備の検討

4.1 検討の概要

ダム貯水池からの土砂供給手法としては、①貯水池の運用を変更しない手法、②土砂供給量、供給時期、土砂の粒径について制御できる手法、③施設規模が比較的小さく経済的な手法が望ましいと考えられる。②の項目は自然の状態に近い土砂供給を行うことを想定した場合に求められる条件である。

土木研究所では、貯水池の運用条件にかかわらず広範囲な貯水池に適用でき、ある程度排出土砂の質・量を制御でき、施設規模が比較的小さく経済的な土砂供給手法として、エアーバルブ排砂設備^{4.1)}の開発を試みている。エアーバルブ排砂設備とは、逆 V 字形のサイフォン管を水深方向に連続して配置し、逆 V 字管の頂部から空気を出し入れすることで排砂と遮断が可能な設備である。

平成 19 年度までの研究では、上下 2 段のサイフォン管及び取水塔の模型を用いて、管内流速や土砂の粒径および管断面のアスペクト比を変化させた排砂実験を実施しており、サイフォン管の切り替えに伴う排砂状況や排砂特性についての知見が得られ、排砂によるエネルギー損失を考慮したサイフォン管の水理設計がある程度可能であることを示した。また、管断面のアスペクト比を小さくすることで、小規模な施設と少量の水量で同等の効果が得られる可能性を確認した。

研究の最終的な目的は、エアーバルブ排砂設備の水理設計および運用手法を提案することであり、平成 20

年度は、運用に向けた排砂特性の把握を目的として実験を行った。具体的には、サイフォン管呑口下面（下段管）を基準として堆砂高を変化させた排砂実験を行い、排砂時の堆砂高とピーク排砂量及び排砂時間との関係を把握した。また、実験で得られた成果を用いて設備の運用手法を検討した。

4.2 実験方法

排砂実験で用いた模型は、貯水槽、サイフォン管、取水槽、流量調節ゲートを有する放流管から構成されている（図-4.1）。原型でサイフォン管の最大放流量を40m³/s、排砂時の管内流速を6.0m/s（断面寸法：幅6.6m、高さ2m（呑口鉛直高））と想定した場合、模型の縮尺は1/20に相当する。

実験手順としては、呑口中心部をすり鉢の底とした半円錐形で、所定の高さになるよう堆砂形状を整形し、サイフォン上段管からの排砂を実施する。排砂終了後、上・下段管の通水を切り替え、下段管からの排砂を実施し、排砂量や水槽内水位、取水槽内水位および堆砂形状などを計測した。

実験条件を表-4.1に示す。サイフォン管呑口下面からの堆砂高を3ケース（0.20、0.50、0.80m）設定して排砂実験を実施した。上段管からの排砂は、すべての実験ケースで管内断面平均流速1.15m/s程度（これは清水時の値であり他のケースも同様の表記）とした。下段管からの排砂は、管内断面平均流速（0.33、0.72、1.15m/s程度）や堆砂材料の平均粒径を変化させて実施した（一様粒径珪砂0.36、0.89、1.56mm）。なお、サイフォン管（管呑口高0.10m）を水深方向に連続して配置することを想定すると、堆砂高を0.20、0.50、0.80mと設定した場合、最上段から2、5、8段目に配置された管から排砂していることに相当する。

4.3 実験結果

4.3.1 排砂状況

ケースA、B、Cの1-3および3-3（堆砂高0.20、0.50、0.80m、粒径0.36、1.73mm、管内断面平均流速1.15m/s程度）の実験条件における排砂量の結果を図-4.2に示す。

堆砂高が低いほど、ピーク排砂量は小さく、ピークの発生時刻も早くなる傾向が見られた。ピーク排砂量は粒径の違いによらず、堆砂高0.80mの排砂量と比較して、0.20mで30%、0.50mで60%程度となった。

4.3.2 ピーク排砂量

無次元ピーク排砂量と無次元清水時掃流力との関係

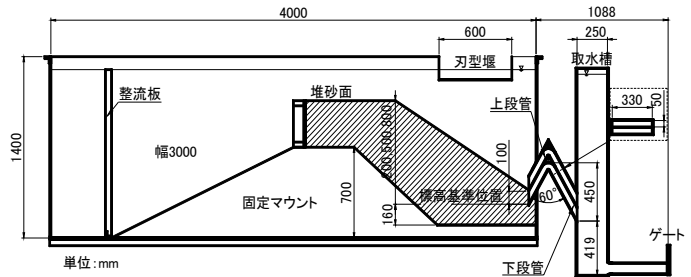


図-4.1 エアーバルブ排砂設備の実験模型

表-4.1 排砂実験条件

ケース名	堆砂高 (m)	粒径 (mm)	下段管放流量 (L/s)	下段管内断面平均流速 (m/s)
A-1-1	0.20	0.36	5.5	0.33
A-1-2			11.9	0.72
A-1-3			18.9	1.15
A-3-1	0.20	1.56	5.5	0.33
A-3-2			11.9	0.72
A-3-3			18.9	1.15
B-1-1	0.50	0.36	5.5	0.33
B-1-2			11.9	0.72
B-1-3			18.9	1.15
B-3-1	0.50	1.56	5.5	0.33
B-3-2			11.9	0.72
B-3-3			18.9	1.15
C-1-1	0.80	0.36	5.5	0.33
C-1-3			18.9	1.15
C-2-1			0.89	5.5
C-2-2	11.9	0.72		
C-2-3	18.9	1.15		
C-3-1	0.80	1.56	5.5	0.33
C-3-2			11.9	0.72
C-3-3			18.9	1.15

※放流量および断面平均流速は清水放流時の値を示している。
※ケースCシリーズは既往成果。

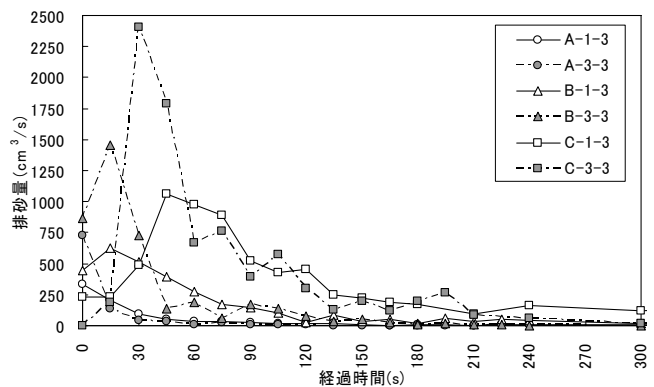


図-4.2 排砂量の推移

について整理した結果を図-4.3に示す。図中の無次元ピーク排砂量および無次元清水時掃流力は以下の式により算定した。

$$q_{Bp*} = \frac{Q_{Bp}}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} \quad (4.1)$$

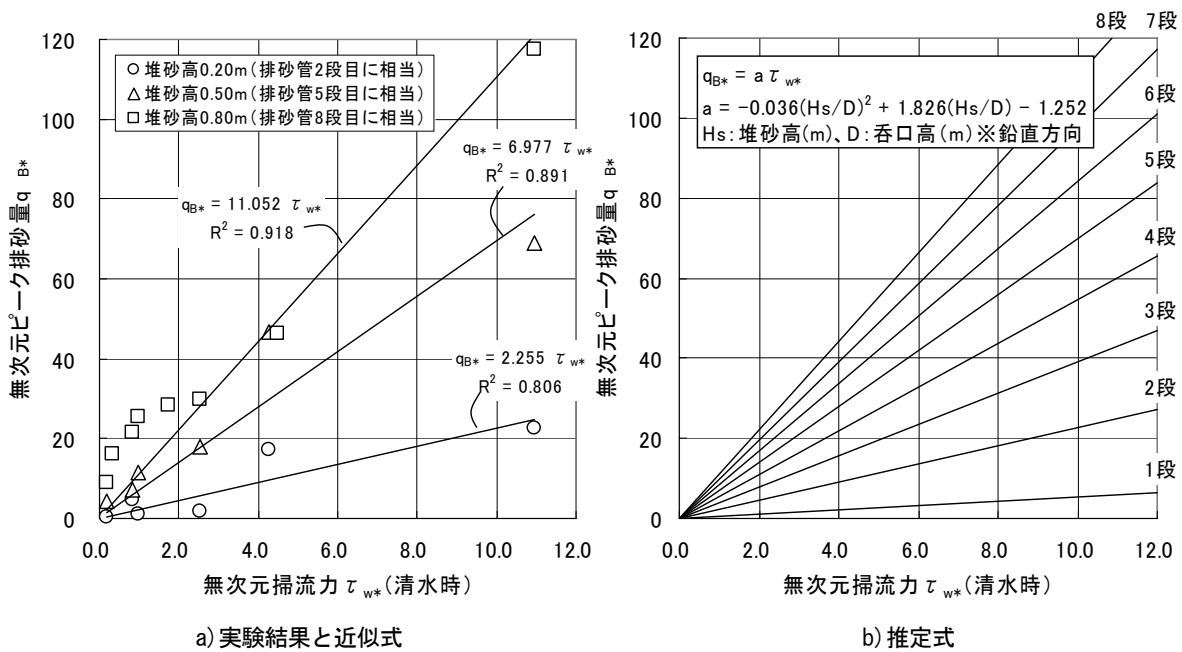


図-4.3 無次元ピーク排砂量と無次元清水時掃流力との関係

$$\Delta H_w = \frac{1}{b} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} + aD \right) \quad (4.2)$$

$$u_{w*} = \sqrt{gR \frac{\Delta H_w}{L}} \quad (4.3)$$

$$\tau_{w*} = \frac{u_{w*}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad (4.4)$$

ここで、 Q_{Bp} : ピーク排砂量 (m^3/s)、 q_{Bp*} : 無次元ピーク排砂量、 B : 管幅 (m)、 σ : 土砂の密度 (kg/m^3)、 ρ : 水の密度 (kg/m^3)、 d : 粒径 (m)、 Q : 放流量 (m^3/s)、 A : 管断面積 (m^2)、 D : 管高 (m)、 a 、 b : 定数、 ΔH_w : 清水時の損失水頭 (m)、 R : 径深 (m)、 L : 管延長 (m)、 u_{w*} : 清水時の摩擦速度 (m/s)、 τ_{w*} : 清水時の無次元掃流力を表す。

堆砂高 0.20、0.50、0.80m の実験結果は管呑口高を 0.10m とした場合、排砂管 2、5、8 段目の排砂状況を表している。各段の管について、両者の関係に概ね相関が得られたため、他の段にも適用できるように図-4.3 中に示すような推定式を作成した。

これにより、排砂設備の放流量に対して、各排砂管のピーク排砂量が推定可能となる。なお、排砂管 8 段目より上の範囲では、排砂実験を実施していないため、今後、実験データの蓄積により精度を高める必要がある。

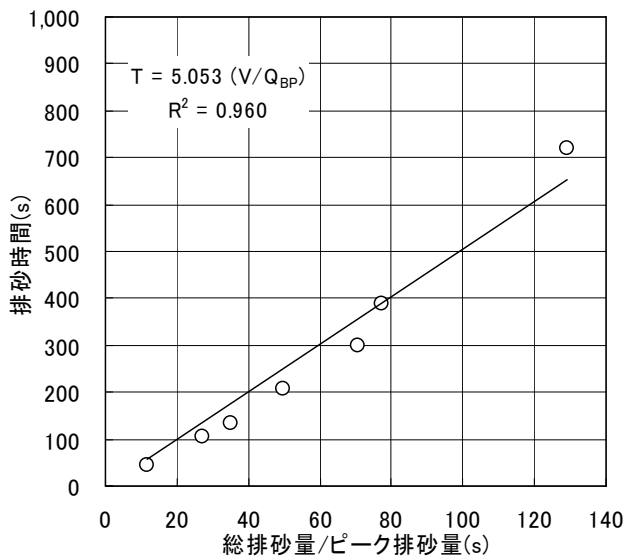


図-4.4 排砂時間とピーク排砂量で排砂した時間との関係

4.3.3 排砂時間

堆砂高と粒径を変化させた条件の中で放流量が最大 (管内断面平均流速 1.15m/s 程度) となる実験ケースについて、排砂時間と総排砂量を仮にピーク排砂量で排砂した場合に要する時間との関係を図-4.4 に示す。なお、排砂時間の定義は総排砂量の概ね 90%が排出された時間とした。

両者の関係には概ね相関が得られ、排砂時間は総排砂量をピーク排砂量で排砂した場合に要する時間の 5 倍程度長くなる傾向がみられた。これにより、排砂後

の貯水池内の堆砂形状を半円錐形と仮定すると、排砂管各段の排砂可能量は既知となるため、前述したピーク排砂量と清水時放流量の関係からピーク排砂量が分かると、排砂時間を推定することが可能となる。

4.4 排砂設備検討手法の提案と設備規模の試算

排砂設備の検討手法として考案した手順(フロー図)を図-4.5に示す。

排砂目標量については、流入量や放流量および堆砂量などの貯水池条件や社会的・環境的な要因を考慮して設定することになる。この目標値に近づくように、排砂設備の設計や運用の検討を実施する。

以降では、中小規模の貯水池を想定したモデル貯水池を設定して、排砂設備の規模の試算を行った結果を記す。

検討にあたり設定した条件を表-4.2に示す。

流入ハイドロは Hager^{4,2)}が提案した以下の式を用いた。

$$Q(t) = Q_p \left\{ \frac{t}{t_p} \exp \left(1 - \frac{t}{t_p} \right) \right\}^m \quad (4.5)$$

ここで、 Q_p ：ピーク流入量(m³/s)、 t ：時間(hour)、 t_p ：ピーク流入量の発生時間(hour)、 m ：定数を表す。検討においては、 $t_p=12$ hour、 $m=3$ とした。

ピーク流入量は計画高水流量(400m³/s、超過確率100年)を想定している。

洪水調節方式は一定率一定量方式を想定し、計画放流量を200m³/s(カット率50%)、洪水調節開始流量を50m³/sとして、放流量を算定した。ただし、放流量低減期間の洪水後期の操作は貯水池条件により異なるため、検討では放流量が流入量を下回った時点からそれ以降の放流量は流入量相当とした。

排砂目標量は、比堆砂量に流域面積(50km²)および堆砂量の想定年数(2年)を乗じて算定した。本排砂設備は、貯水池内で半円錐形を形成しながら堆砂面が崩壊することを想定しており、非粘着性材料である砂礫を排砂対象としている。従って、堆砂のうち粘土・シルトの割合が50%と仮定すると、砂礫のみの比堆砂量は半分となる。

堆砂量の想定年数は、計画高水流量相当の出水が発生した場合、貯水池内には年平均堆砂量の2カ年分程度が堆砂するものと仮定した。また、排砂目標量は以下の式で表される放流量の累乗式で近似できるものと仮定した。

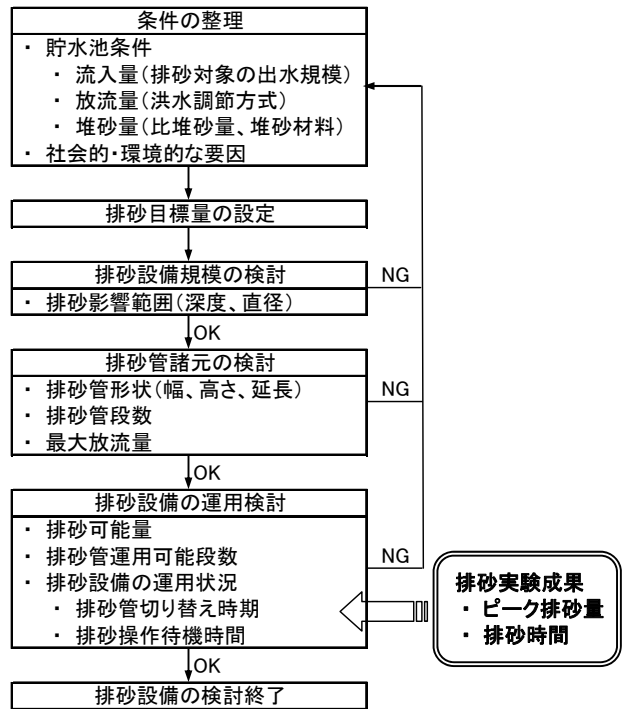


図-4.5 排砂設備の検討フロー概念図

表-4.2 排砂設備運用検討の設定条件

項目	設定値	備考	
流入量	ピーク流入量(計画高水流量)	400 m ³ /s	検討範囲:50~400m ³ /s
	洪水継続時間	48 時間	
	ピーク発生時刻	12 時間後	
放流量	洪水調節方式	一定率一定量方式	
	計画放流量	200 m ³ /s	
	洪水調節開始流量	50 m ³ /s	
堆砂量	比堆砂量	100 m ³ /km ² /年	
	排砂対象	砂礫	
	堆砂の代表粒径	2.0 mm	砂礫を対象
	堆砂の密度	2,600 kg/m ³	
	間隙率	0.4	
	比堆砂量(砂礫)	50 m ³ /km ² /年	粘土・シルト:砂礫=50:50を想定
	流域面積	50 km ²	
排砂設備	対象洪水の堆砂量 ÷ 年平均堆砂量	2 年	1/100確率洪水で年平均堆砂量の2年分堆砂すると想定
	排砂量(目標値)	5,000 m ³	
	サイフォン管形状	実験模型の実機換算	実験模型縮尺(1/20)
	サイフォン管幅	6.6 m	
	サイフォン管高	1.0 m	管軸直角方向
	サイフォン管呑口高	2.0 m	鉛直方向
	管内断面積	6.6 m ²	
	管軸延長距離	15.0 m	
堆砂形状	半円錐形状	排砂後堆砂形状	
堆砂の水中安息角度	34.0 度	既往実験結果の平均値	
サイフォン管放流量(清水時)	30.0 m ³ /s	<最大33.9m ³ /s(実験換算値)	
サイフォン管切り替え時間	10 分/段	下流放流管も開閉も同じ	

$$Q_s = \alpha Q_o^\beta \quad (4.6)$$

ここで、 Q_s ：排砂量(m³/s)、 Q_o ：放流量(m³/s)、 α 、 β ：定数を表す。

式中の β は、実績堆砂量のうち砂礫に相当する粒径について設定した事例を参考に1.5程度とし、 α は、

排砂目標量と放流量および β から逆算して設定した。なお、本設定条件で比堆砂量を $100\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ とすると、排砂目標量は $5\text{千}\text{m}^3$ に相当する。

次に、設定した排砂目標量に対して排砂設備規模を検討する。排砂目標量を $5\text{千}\text{m}^3$ と設定した場合、サイフォン管形状は実験模型（縮尺 $1/20$ ）を原型換算（管呑口鉛直高 2m ）した形状とし、堆砂形状は半円錐形で水中安息角度 34° （実験平均値）とすると、排砂管は8段（総排砂量約 $4.7\text{千}\text{m}^3$ ）必要となり、排砂範囲は堆砂高 16m （ $=2\text{m}\times 8$ 段）、直径約 47m の半円錐形状となる。

4.5 排砂設備運用ルールの提案

実際の排砂設備からの排砂量や排砂管運用可能段数および運用状況等を把握するために、排砂実験から得られた成果を用いて排砂設備運用検討手法を考察する。

1 出水中の放流量ハイドログラフから排砂目標量を設定して、時々刻々の放流量に応じて土砂を供給することを理想的な排砂と考える。これに可能な限り近づくような排砂設備の操作方法を検討した。

エアバルブ排砂設備の特徴として、貯水池内の堆砂面の低下に追従するようにサイフォン管を上段から下段に切り替えていく必要があり、この切り替えの時期が運用上重要である。

排砂目標量に対する排砂設備運用の概念図を図-4.6に示す。サイフォン管切り替えについては、ある時刻において、その時刻までの情報を用いて判断する必要がある。そこで、排砂設備の運用について以下に述べるルールを提案する。

（運用ルール）

ある時刻までの放流量ハイドログラフからその時刻での排砂目標量を設定し、その時刻以前に排砂した量とその時点で通水しているサイフォン管の一つ下の管に切り替えたと仮定した場合の排砂量を加えた量（想定排砂量と称す）とその時刻の排砂目標量を比較して、排砂目標量が上回っている場合にはサイフォン管の切り替えを行い、下回っている場合には待機する。

この運用ルールを用いれば、排砂設備からの最終的な排砂量が出水終了時までの放流量ハイドログラフから算定される排砂目標量を上回ることはない。

4.6 排砂設備運用手法の小規模貯水池への適用

4.4節で想定したモデル貯水池の計画高水流量（400

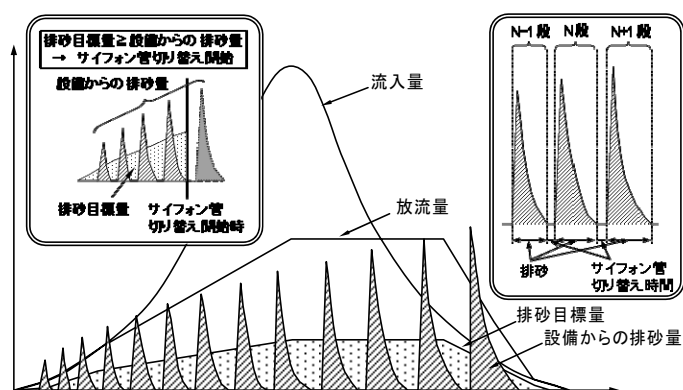


図-4.6 排砂目標量と排砂設備運用の概念図

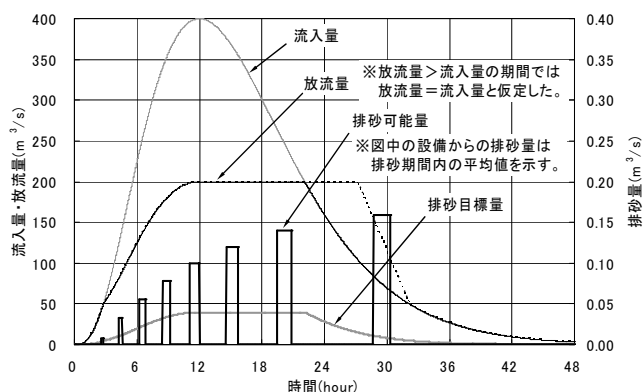


図-4.7 排砂設備の運用結果（排砂目標量 $5\text{千}\text{m}^3$ ）

m^3/s)相当の出水に対して、4.5節で提案した排砂設備運用ルールを適用して運用シミュレーションを行った結果を図-4.7に示す。ここで、シミュレーションに必要な各段のサイフォン管からのピーク排砂量と排砂時間については、4.3節の実験結果から得られた推定式を用いている。なお、図中の設備からの排砂量(m^3/s)は排砂管各段の排砂期間内の平均値を表している。

排砂目標量は、本貯水池条件で比堆砂量 $100\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ に相当し、排砂実験模型を原型換算した排砂設備において排砂管8段目（堆砂高 0.80m の排砂実験ケースに相当）までの総排砂量約 $4.7\text{千}\text{m}^3$ と概ね同量である。

検討結果より、排砂管8段目からは出水の低減期にやや遅れて排砂しているものの、概ね放流量に応じた排砂目標量に合うように土砂を供給しているのが分かる。なお、流入土砂量に対する排砂目標量の比率は50%程度、排砂目標量に対する排砂可能量の比率は95%程度となっている。

上述の結果は、計画高水流量相当の大出水（100年確率洪水）を想定しているが、次に中小出水（ピーク

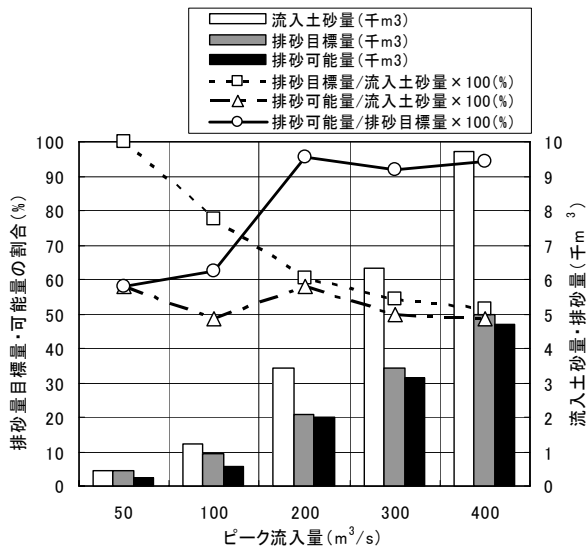


図-4.8 排砂目標量と排砂可能量との関係

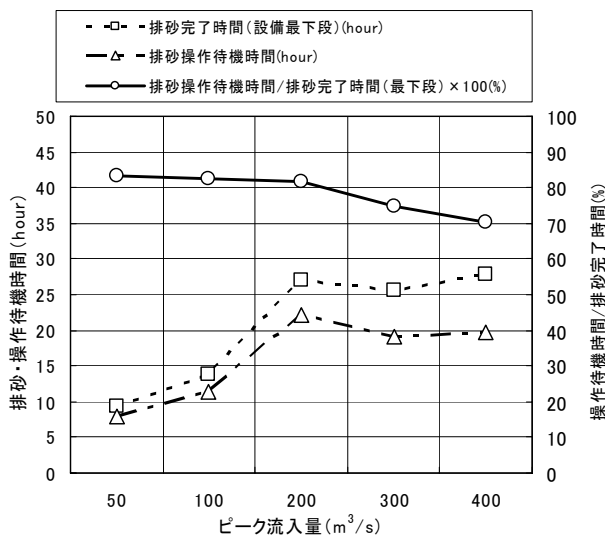


図-4.9 排砂時間と排砂操作待機時間との関係

流入量 50~300m³/s) を想定して、排砂設備の運用を検討した。

検討結果を図-4.8、4.9に示す。各検討ケースとも洪水調節方式は同じであるため、流入量と放流量の比率は流入量が小さいほど大きくなり、流入量から算定される流入土砂量と放流量から算定される排砂目標量の比率も流入量が小さいほど大きくなる。

排砂管1段あたりの排砂量は、深い段ほど半円錐形状が大きくなるため増加し、排砂目標量が1千m³以下の小さいケースでは、放流量から算定される排砂目標量が深部の1段あたりの増加排砂量に見合わなくなるため、目標量に対する排砂可能量の割合が60%程度と低い結果となっている。一方、排砂目標量2~5千m³

の範囲では、概ね目標に近い排砂が可能となっている。

排砂完了時間（排砂可能な設備最下段からの排砂が完了するまでの時間）内に占める排砂操作待機時間（排砂管切り替え時間は含まない）の割合は、70~85%程度と各ケースとも高い結果となり、出水規模が小さくなると排砂完了時間も短くなるが、待機時間の占める割合は大きくなる傾向となった。

排砂操作については、個別の貯水池に適用する場合、過去の出水データから放流量の低減曲線が推定できれば、放流量の低減分に相当する土砂量を排砂目標量に見込めるため、サイフォン管の切り替えがより早い段階で可能になると考えられる。

5. 湖内輸送時のエネルギー損失の検討

5.1 実験方法

実験では、砂スラリーでの流動特性を把握するために、砂の粒径 D50 (mm)、砂の体積濃度 C (%) 及び管内流速 V_w (m/s) の違いと圧力損失の関係について調査するとともに、管内流況を把握した。

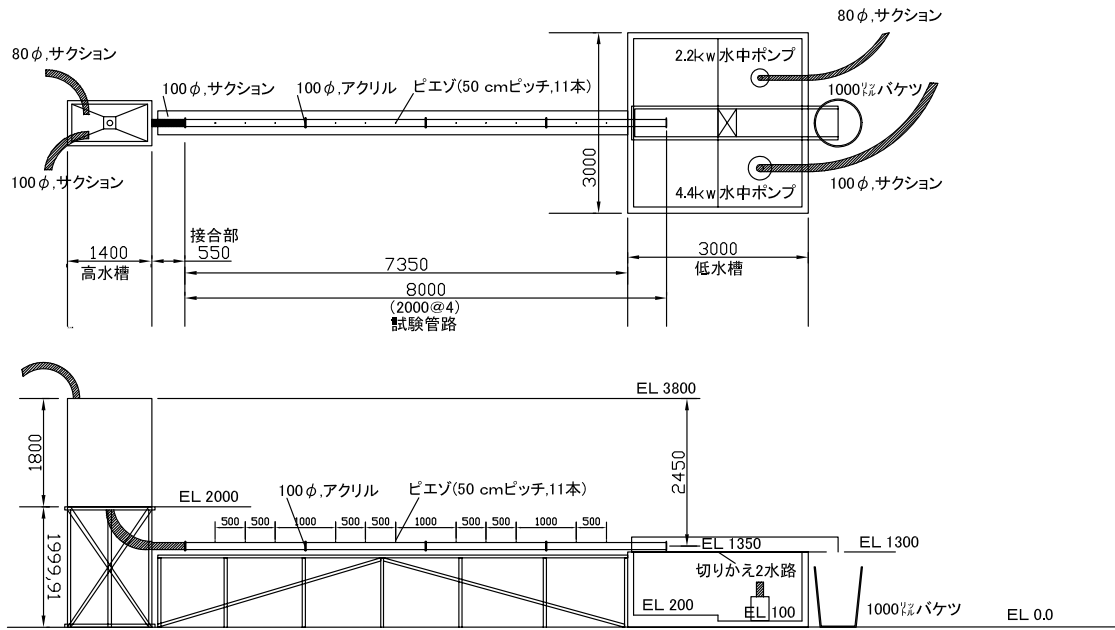
また、管径 d の損失係数等への影響を調査するために、d=0.03m, 0.10m, 0.20m の3種類の実験を実施した。

図-5.1に実験装置 (d=0.10m) を、表-5.1に実験ケースを示す。実験は、濁水水槽で表-1に示すケースの濁水を作成して、循環用のサンドポンプにより上流側水槽に送水して、安定した状態になったら、ピエゾでの圧力を測定した。なお、圧力測定前後と途中の3回採水して、流量と土砂量を測定し、体積土砂濃度 C を算定した。各ケースとも、清水から実験を開始し、土砂を投入して土砂濃度を上げ、実験では、湖内輸送に関して必要となる砂スラリーでの流動特性を把握するために、管径 d、粒径 D50、土砂体積濃度 C (%) 及び管内流速 V_w (=Q_w/(πd²/4)) の違いによる圧力損失について調査するとともに、流動特性を把握した。

5.2 実験結果

5.2.1 管内流況

管内流況は、d=0.10m では図-5.2に示すように流況 A (土粒子が均一に動く)、流況 B (底層付近の土粒子の一部が周期的に停止する)、流況 C (明確な堆積層の上に土粒子が動いている) の3つが観測された。d=0.03m の場合明確に流況判断ができていないが概ね流況 A であると思われた。また、流況 C の条件は管内平均流速 V_w よりも D50 から計算される沈降速度が大き



単位(mm)

図-5.1 湖内輸送実験概要図

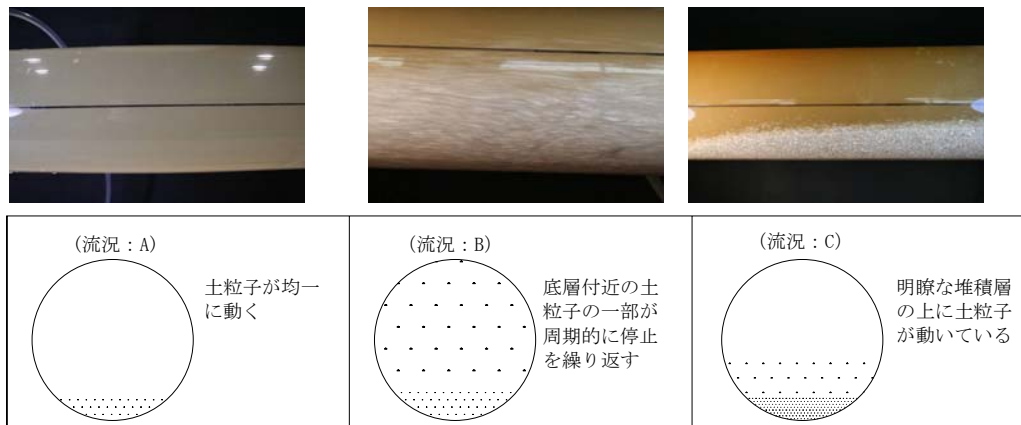


図-5.2 流況区分 (d=0.10m)

表-5.1 実験ケース

Case	管径(m)	C(%)	実験珪砂	D50(mm)	Vw(m/s)
a	0.03	0~14	4号	1.030	2~3
b		0~4	6号	0.348	3~4
c		0~3	8号	0.090	2~3
d	0.10	0~4	4号	1.030	2~3
e	0.20	0~3	4号	1.030	1~3

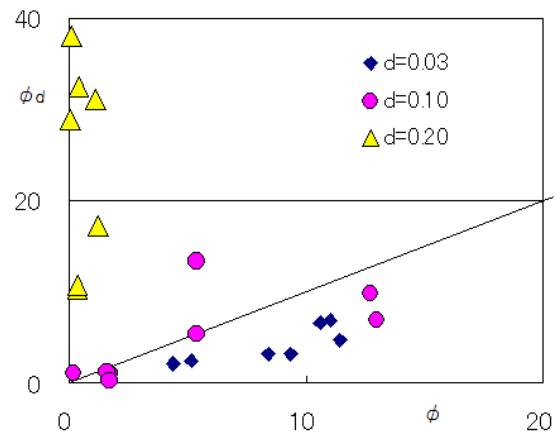


図-5.3 $\phi \sim \phi d$ の関係

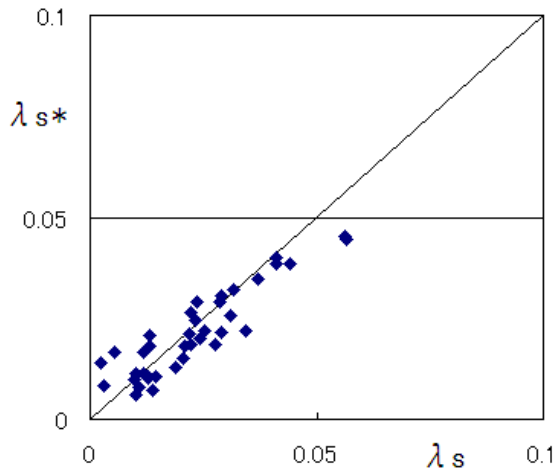


図-5.4 解析結果

くなる場合に観測されている。また、管径が大きくなるに従って、土砂濃度が同じでも、流況B、Cの範囲が大きくなっている。以下では、流況Aとなったケースについて損失係数について整理した。

5.2.2 損失係数

砂スラリーによる圧力損失 ΔP は①単一流体と考えた場合と②二相流とした場合が考えられているが、砂スラリーでよく用いられている次式に示す二相流について整理する。

$$\Delta P = \Delta P_w + \Delta P_s \quad (5.1)$$

$$\Delta P_w = \lambda_w \cdot V^2 / 2g \cdot (L/D) \gamma_w,$$

$$\Delta P_s = \lambda_s \cdot V^2 / 2g \cdot (L/d) \gamma_s$$

ここに、 ΔP_w :水による圧力損失、 λ_w :水による損失係数、 ΔP_s :砂による圧力損失、 λ_s :砂による損失係数、 λ_s :損失係数、 V :管内流速(m/s)、 L :管路長(m)、 D :管路径(m)、 g :重力加速度(=9.8m/s²)、 γ_s :砂の比重(=2.6)、 C :体積濃度(%)、 γ_w :水の比重(=1)。

まず、図-5.3に、砂スラリーでよく用いられている式(5.2)に示すDurand式を用いた検討結果を示す。

$$\phi = is / (iw \cdot C) = K \{ (Vw^2 C_p^{0.5}) / gd(s-1) \}^{-n} \quad (5.2)$$

$$K=81, n=1.5$$

ここに、 $is=i-iw$ (is :付加水力勾配、 i :混合体の水力勾配、 iw :清水時の水力勾配)、 C_p :抗力係数、 s :砂の比重。

図-5.3の横軸は実験結果 ϕ を、縦軸は式(5.2)から算定される ϕ を ϕ_d として示している。図-5.3より、ばらつきは大きいですが、管径が大きくなると、 ϕ_d は大きめに推定されることがわかる。

次に、砂による損失水頭 λ_s を、無次元量 $Fr, C, (D50/d)$ を用いた多変数解析結果を図-5.4に示す。また、その関係を式(5.3)に示す。

$$\lambda_{s*} = 10^{-1.844} \cdot C^{0.2644} \cdot Fr^{-0.3097} \cdot (D50/d)^{0.22222} \quad (5.3)$$

ややばらつきは大きいですが、ほぼ管径の違いを考慮した損失水頭が表されていると考えられる。

今回の実験で、さらに管径を大きくすると、流況B、Cの状況が考えられるため、それに対応するための検討及び今回水平管で行った実験を傾斜管で実施してその損失などについて検討する予定である。

また、この他、これらの輸送に関するエネルギーとして、利水放流設備内に水車を配置し、輸送管内に配置した水車とシャフトとで連結したポンプ逆転水車の利用を考えており、上記の損失係数の検討と共に、これに関して検討していく予定である。

6. まとめ

置土の簡易侵食量推定式を作成するために水理模型実験を実施した結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 急勾配水路、非粘着性土砂材料、置土非越水の条件における置土幅や置土上流掃流力が異なる条件での置土の先端侵食状況を把握した。
- 2) 急勾配水路、非粘着性土砂材料、置土非越水の条件における無次元先端侵食量と無次元掃流力及び置土幅上流水深比との間に相関があることを確認した。

今後は、水路勾配、粒径を変化させた実験を行い、異なった条件下での侵食メカニズムを解明するとともに、その結果を推定式の提案につなげていく必要がある。さらに、現地スケールでの検証を行うことで再現性の確認を行い、実際の置土計画に反映させていきたい。

吸引排砂管について、既往の検討で確認されたシート排砂の課題を解決するために水理模型実験によって形状の検討を行った結果得られた知見を以下に示す。

- 3) シート排砂において土砂吸引部に設置する取水管による土砂吸引部埋没の防止を試みたが、効果は得られなかった。
- 4) シート排砂においてシート形状を大きくする等の対策によって土砂吸引部埋没の防止を試みたが、効果は得られなかった。
- 5) 土砂吸引部の埋没を許容する新たな潜行式吸引排砂管を考案することで、非粘着性の土砂を用い

た排砂実験においてはシート排砂の課題を克服し、安定した排砂が可能であることを確認した。

6) 排砂管径 60mm の模型実験において、潜行式吸引排砂管の排砂特性の概要を確認した。

今後は、実験条件を増やして排砂管のエネルギー損失や排砂特性の検討を行うとともに、より規模の大きい実験や現地試験によって動作の検証を行い実用化に向けて研究を進めていきたい。

エアバルブ排砂設備の運用に向けた排砂特性を把握するために排砂実験を行うとともに、排砂設備の設備規模の設定法及び運用手法について検討を行った結果得られた知見を以下に示す。

7) 排砂実験より、堆砂高と清水通水時無次元掃流力と無次元ピーク排砂量の関係が得られた。

8) 排砂実験より、総排砂量をピーク排砂量で除した値と排砂時間との間に相関関係が認められた。

9) 上記の結果から、実験条件の範囲内ではあるが、ピーク排砂量と排砂時間の推定式をそれぞれ提案した。

1 0) 排砂設備検討の手順と排砂目標量の設定方法を提案した。

1 1) ある時点までの放流量時系列からエアバルブ排砂設備の操作を決定する運用ルールを提案した。

1 2) 提案した排砂目標量と設備の運用ルールを、中小規模貯水池を想定して設定したモデル貯水池条件に適用し、運用時の状況を把握するとともに、施設規模及び排砂効果等が現実的なものであることを確認した。

湖内輸送管設計に必要となる砂スラリーでの損失係数等について水理模型実験によって、管径の異なる水平輸送管の検討を行った結果得られた知見を以下に示す。

1 3) 管径を大きくするにしたがって、管内流況は流況 A (土粒子が均一に動く) の領域が小さくなり、流況 C (明確な堆積層の上を土粒子が動く) の領域が大きくなっている。

1 4) 実験範囲内での管内流況 A 領域での砂による損失水頭を管径、フルード数、砂の堆積濃度、砂の平均粒径と管径の比の無次元量との関係を確認した。

今後は、管内流況の出現傾向と各領域での上記の関係を調査するとともに、最適な輸送速度と管径と平均

粒径の関係を調査し、湖内輸送管設計に資する損失係数の調査を実施したい。

この他、この湖内輸送を行うためのエネルギーとして考えている逆転ポンプの水理機能について調査するつもりである。

参考文献

- 2.1) 井上清敬・柏井条介:「ダム下流河道仮置き土砂の侵食・流送挙動に関する基礎的研究解析」、土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集 第 2 部、pp.193-194、2005
- 2.2) 星野公秀・泉倫光・櫻井寿之・箱石憲昭:「置土侵食実験における先端および側方侵食量推定式の提案」、土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集 第 2 部、pp.407-408、2007
- 2.3) 佐々木崇憲・櫻井寿之・福島雅紀・箱石憲昭:「急勾配水路における置土の先端侵食量に関する水理模型実験」、土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集、2009 (投稿中)
- 3.1) 箱石憲昭, 櫻井寿之, 泉谷隆志: ダムからの排砂技術の開発, 土木技術, Vol.64 No.2, pp.49-54, 2009.
- 3.2) 櫻井寿之, 柏井条介, 久保康夫: シートとパイプを用いた排砂装置, 土木技術資料, Vol.48 No.12, pp.30-35, 2006.
- 3.3) (独)土木研究所: 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究, 平成 19 年度重点プロジェクト研究報告書, (Web 公表準備中)
- 4.1) 櫻井寿之, 泉谷隆志, 箱石憲昭: 「エアバルブ排砂設備の排砂特性」、ダム技術、No.263、pp.64-76、2008.8
- 4.2) Hager, W. H.: "A simplified rainfall-runoff model", J. Hydro., Amsterdam, 74, pp.151-170; 80, pp.395-398, 1985.
- 4.3) 泉谷隆志, 櫻井寿之, 箱石憲昭: 「エアバルブ排砂設備の運用に向けた排砂特性に関する研究」、土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集、2009 (投稿中)
- 5.1) 宮脇千晴, 箱石憲昭, 櫻井寿之: 「砂スラリー輸送管における管径と損失係数」、土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集、2009 (投稿中)

A STUDY ON THE SEDIMENT SUPPLY MEASURES FROM A RESERVOIR CONSIDERING CONTROL OF A SEDIMENT DISCHARGE AND GRAIN SIZES

Abstract: Recently, in order to conserve an environment of river bed and sediment transport downstream of the reservoir, a control of quality and quantity of sediment discharge from a reservoir is required. However, it is extremely difficult to control them accurately by the conventional measures such as sediment bypassing and flushing, because they are greatly affected by the operational conditions, situation of a sedimentation and inflow conditions. Then, this study aims to develop sediment supply measures that are able to control sediment discharge and grain sizes with high accuracy according to the outflow discharge.

In 2008, in order to understand the erosion phenomena of resettled sediment and to propose the prediction methods for erosion rate of it, hydraulic model tests were carried out. Hydraulic function of air valve sediment flushing was investigated by physical model tests under the conditions of various heights of sedimentation. The shape of pipe and the sheet layout of the measure using sheet and suction pipe were examined by the model tests. In addition, energy loss of sediment transport pipe in the reservoir was examined by physical model tests.

As a result, the effect of tractive force on the forefront erosion of resettled sediment was revealed. The relationship among sediment height, sediment discharge concentration and sediment discharge time was understood. Then, the estimation method for the operation of the air valve sediment flushing system was proposed. As a result of examination by model tests of the measure using sheet and suction pipe, the burrowing type sediment removal suction pipe was proposed and it was confirmed that the measure was able to discharge the non-cohesive sediment such as sand and gravel. Furthermore, the basic relationships between energy loss and parameters: pipe diameter, sediment particle size, sediment concentration and water velocity of transport pipe was understood.

Key words: dam reservoir, countermeasures for sedimentation, sediment resettlement, burrowing type sediment removal suction pipe, air valve flushing, sediment transport pipe in the reservoir