

14.4 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、土砂の量と質を高精度に制御することが困難である。

そこで、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検討を実施した。その結果、置土による土砂供給の侵食特性を把握し、土砂の仮置き計画手法を提案した。また、エアバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管の二つの水位差を利用した土砂吸引施設の開発を行い、その設計・運用手法を提案した。さらに、土砂の湖内輸送に関して輸送管内のエネルギー損失の算定法を提案した。

キーワード：ダム貯水池、堆砂対策、置土、エアバルブ排砂設備、潜行吸引式排砂管、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。

そこで、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検討を行った。

具体的には以下に示す検討を実施した。水理模型実験と現地観測によるダム下流への置土の侵食特性の検討。置土の侵食予測手法を用いた土砂の仮置き計画手法に関する検討。エアバルブ排砂設備の開発に関する検討。潜行吸引式排砂管の開発に関する検討。土砂吸引・放流施設の設計・運用手法に関する検討。湖内輸送に関する検討。

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. 置土の侵食特性

置土の侵食過程と流送過程のメカニズムを解明し予

測手法を開発するために、室内実験及び3ヶ所のダム下流で現地観測を行った。

2.1 実験方法

実験に用いた水路は、長さ 11m、幅 1m の固定床直線水路で、河床勾配を 1/100 と 1/450 の 2 形状製作した。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ポンプに接続された給水管および整流水槽、下流部には、沈砂池が設置されている。

水路の上流端には、勾配 1/100 の場合には、等流範囲が広くとれるようシルを設置し、30L/s 以下の水みの通水時において、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た。勾配 1/450 の場合には、等流となる範囲が概ね上流から 4m より下流であったため、この範囲に置土を設置することとした。

代表的な実験ケースを表 2.1 に示す。置土材料としては平均粒径 1.12mm の一様粒径珪砂を用いた。置土の周囲の法勾配は 1:0.5 としている。なお、これ以外の条件でも実験を実施しているが、ここでは、勾配が変化したときの侵食過程の特性を示す典型的な条件について報告する。

2.2 実験結果

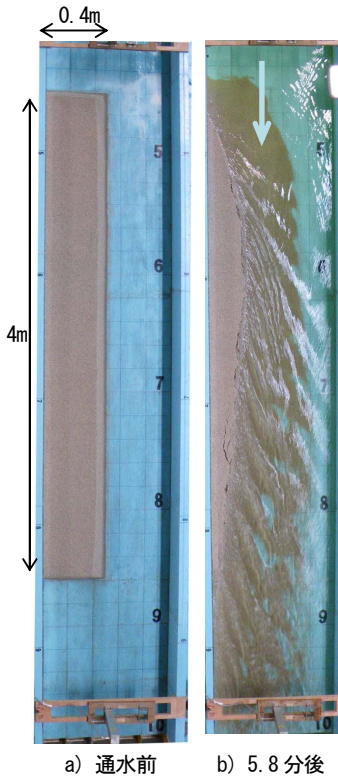


図-2.1 Case2の実験状

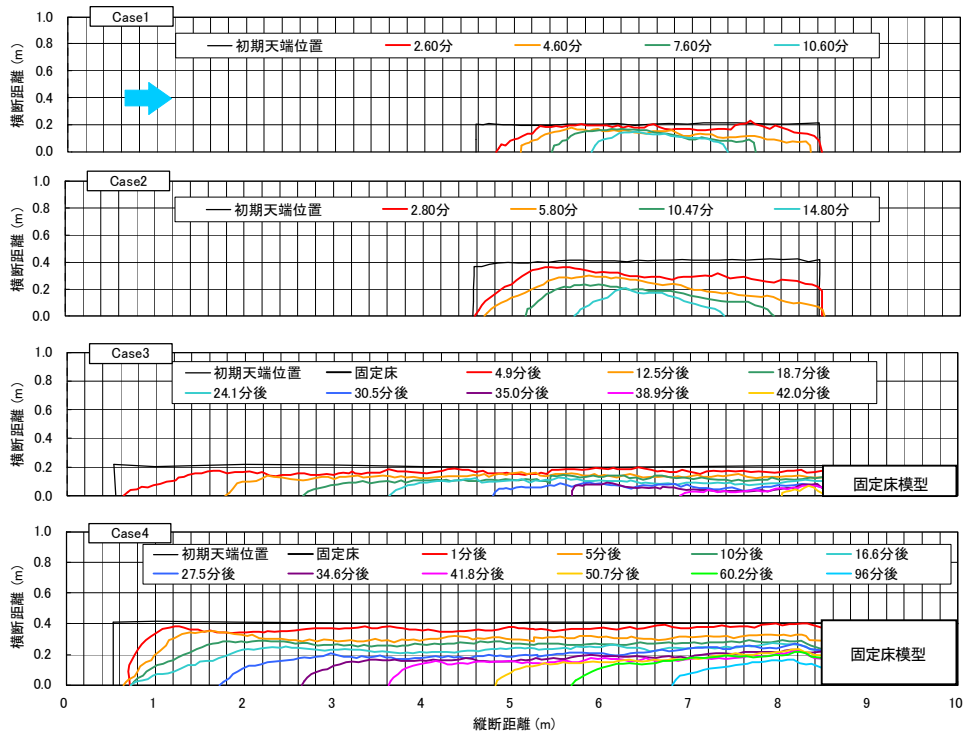


図-2.2 置土天端形状の時間変化

表-2.1 実験ケース

ケース名	水路勾配	流量 (L/s)	置土天端長さ (m)	置土高さ (m)	置土天端幅 (m)	置土体積 (空隙込み) (m ³)
Case1	1/450	60	4.00	0.18	0.20	0.181
Case2					0.40	0.328
Case3	1/100	30	8.00	0.10	0.20	0.181
Case4					0.40	0.341

実験結果の一例として、Case2 の置土侵食状況を上方から撮影した結果を図-2.1 に示す。また、これらの写真から各ケースの置土の天端形状の時間変化を記録した結果を図-2.2 に示す。水路の下流端で定期的に土砂を採取して計測した流砂量（空隙無し）を図-2.3 に示す。

勾配が小さい1/450の水路では、置土がない場合に通水するとフルード数が0.8程度の常流（60L/s、水深：8.1cm、摩擦速度：4.2cm/s）となることが確認されている。勾配1/100の水路では流れが射流（30L/s、水深：3.0cm、摩擦速度：5.5cm/s）となることが確認されており、ここでは、勾配1/450の水路を緩勾配水路、勾配1/100の水路を急勾配水路と呼ぶこととする。なお、全てのケースで置土の初期の天端高さが冠水することはなかった。

緩勾配水路のCase1とCase2の侵食状況を図-2.2でみると、側岸の侵食とともに、上流と下流の両方から侵食が始まり、上流と下流からの侵食の進行はほぼ同程度である。急勾配水路のCase3とCase4では、上

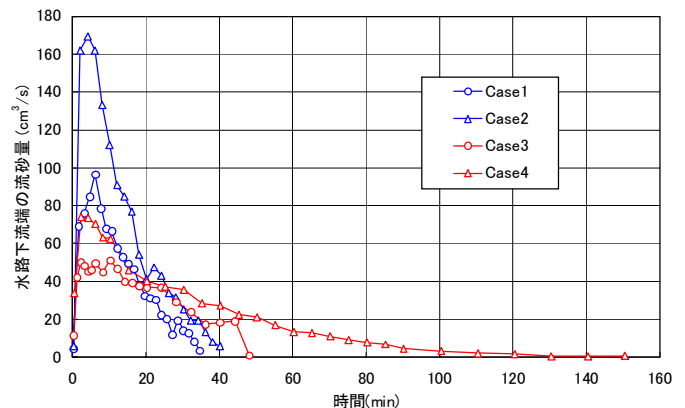


図-2.3 水路下流端の流砂量の時系列変化

流右岸側の角がある程度侵食された後には、概ね相似な先端形状で上流からの侵食と側方からのほぼ一様な侵食が進行している。なお、ここで示した急勾配水路の実験では、下流端を初期の断面形状に合わせて固定床模型で製作しているが、予備検討において下流端を固定しない場合においても下流端からの侵食はほとんどみられないことを確認している。

図-2.3の流砂量をみると、置土がない場合の摩擦速度は急勾配水路の方が3割程大きいにもかかわらず、緩勾配水路の方が全体を流失するのに必要な時間が短い。また同じ水路についてみるとCase1とCase2では、Case2の流砂量のピークの値がCase1の約2倍になっており、置土体積がほぼ倍の違いがあるにもかかわらず、土砂の流失に要する時間は、それほど差がみられ

ない。Case1の20分以降の流砂量の変化はCase2の25分以降の流砂量の変化と類似している。一方、Case3とCase4では、流砂量のピーク値は1.5倍弱の差になっており、体積が2倍のCase4の方が、土砂量の大半の流失に要する時間も2倍程度要している。

水路勾配の緩急による土砂流失時間の差の要因としては、置土の侵食過程から、急勾配水路では、比較的安定した土砂の侵食が継続する傾向にあるのに対し、緩勾配水路では、置土によって狭められた水路による堰上げが顕著であり、これによって堰上げられた水が流下する際の水面勾配が大きくなり掃流力が大きくなることが考えられる。また侵食された土粒子の掃流過程からは緩勾配水路の置土の方が、延長が短く天端の高い形状であるため、侵食された土砂が水路の横断方向に広がりやすくなるとともに掃流される距離が短いことも、土砂の流失を早めた要因と考えられる。

緩勾配水路での侵食は置土形状による堰上げの程度の変化によって、侵食速度が大きく影響を受け、急勾配水路では、置土の形状の変化による流況・水面形の変化が小さいため、侵食の進行が安定していると考えられる。

なお、ここでは1種類の粒度の実験結果を示したが、急勾配水路についてはより小さい粒径についても検討しており^{2,1)}、粒径が小さくなることによって侵食速度が増加する傾向が認められたが、侵食形態は同様であった。

2.3 現地観測方法

2.3.1 観測対象

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。各ダムの位置を図-2.4に、置土の諸元及び観測の概要について表-2.2に示す。

2007年当時、三春ダムでは付着藻類の更新やよどみの解消等の下流環境改善の目的でリフレッシュ放流（最大で20m³/s程度の放流量）が行われ、この際に置土による下流への土砂還元が実施されていた。小渋ダムでは有効貯水容量の減少に対処するとともに土砂の連続性を確保するため、土砂バイパストンネルの設置等の事業が計画・実施されている。近年、施設完成後の影響を把握するために、試験的にダム下流河川への置土が実施されている。下久保ダムでは、主にダム直

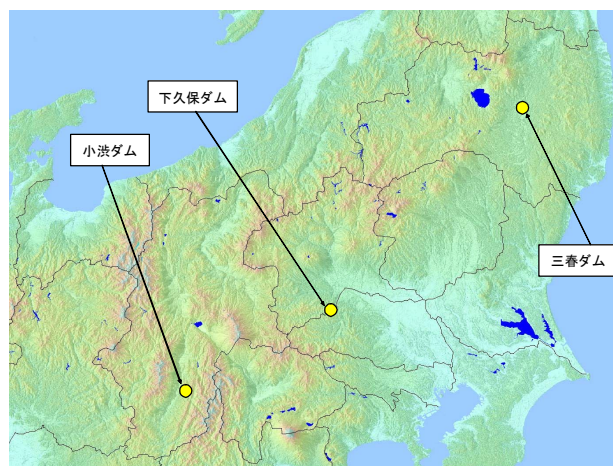


図-2.4 現地観測を実施したダムの位置

表-2.2 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。

下流の三波石峡における河床低下及び景観改善の対策として、置土による土砂掃流試験が2003年から実施されている^{2,2)}。

小渋ダムの置土は、ダム堤体からやや離れている(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。

河道については、三春ダム下流は大滝根川全域では比較的急勾配な河川であるが、置土周辺では、1/2000程度の緩勾配となっている。河道幅は他ダムと比べて狭く、置土周辺は直線河道である。なお、表-2.2に示した河道幅は、置土がない状態で今回観測した最高

水位時の状態の水面幅とした。小渋ダムは河道幅が大きく、勾配も 1/100 と急である。また、置土の下流端から河道が大きく左へ湾曲している。下久保ダムについては、置土の上流部 (30m 程度) の区間は河道幅が大きくほぼ平坦であり、下流部は河道幅が狭くなり、1/40 程度の急勾配となっている。置土の下流端より少し下流で右に湾曲する。

置土については、小渋ダムが最も量が多く約 4500m³ であり、延長も長い。下久保ダムが次に量が多く約 3000m³ であり、幅が均一でなく上流部が 20m 程度と大きく、置土の高さが 4m 程度で他ダムに比べて高い。三春ダムは 900m³ 程度である。3ダムとも置土材料には堆砂を掘削した土砂が用いられている。置土の粒度分布を図-2.5 に示す。三春ダムと小渋ダムは5つ程度のサンプルを採取して分析した粒度の平均値を示しており、下久保ダムについては、置土の側面で線格子法を用いて計測した結果である。これより三春ダムと小渋ダムの 50% 粒径は 0.5mm 程度でほぼ同じであるが、三春ダムの方が、分布がやや均等である。粘土・シルトの占める割合は、10~20%程度であり、比較的小さいため、粘着性は小さいと考えられる。下久保ダムは全体的に粒径が大きく、50% 粒径も 10mm 程度である。

2.3.2 観測項目

観測項目はダムからの放流量、置土上流・中央・下流の水位、河床横断地形、置土材料特性、置土侵食状況の観察等である。なお、ダムの流入量・放流量、置土上流の水位、河床横断地形の一部については、国土交通省東北地方整備局三春ダム管理所、中部地方整備局天竜川ダム統合管理事務所及び水資源機構下久保ダム管理所から情報提供いただいた。

水位については、自記式の水位計を用いて、連続観測を行った。

置土侵食状況の観察においては、目安とするために置土天端にグリッドを描いた。グリッドの間隔は、三春ダム：縦 2m×横 2m、小渋ダム：縦 5m×横 3m、下久保ダム：縦 5m×横 3m である。置土形状の変化を把握するため、侵食状況のスケッチ及び写真・ビデオ撮影を行った。

2.4 現地観測結果

2.4.1 ハイドログラフ

各ダムの観測期間中のハイドログラフを図-2.6 中に青線で示す。三春ダムと下久保ダムでは、ダムからの放流量が減勢池内での貯留により変化する効果を考慮して補正を行った結果を示している。

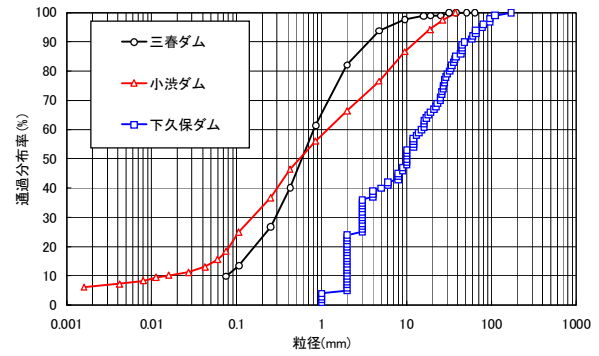


図-2.5 置土材料の粒度分布

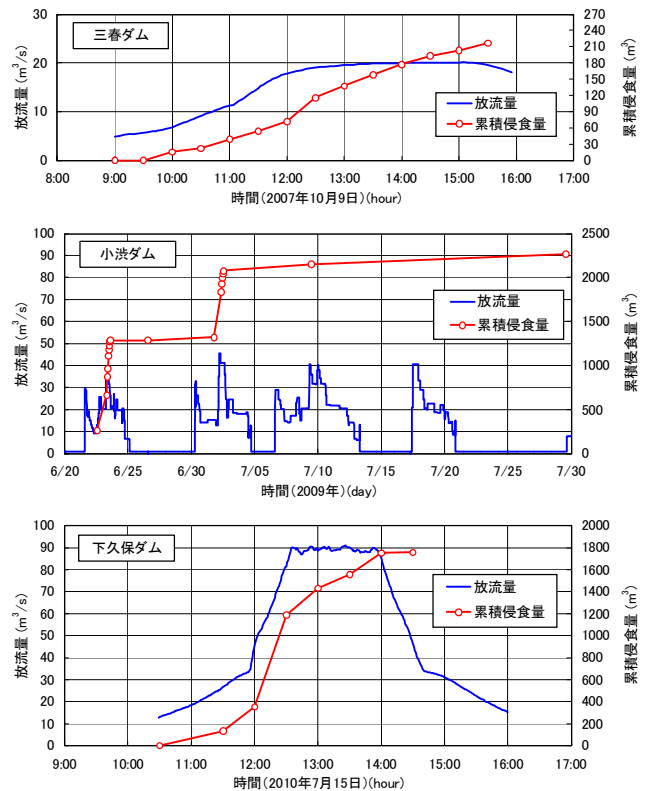


図-2.6 放流量ハイドログラフと累積侵食量の時系

三春ダムでは、3 時間程度かけて流量が増加し、ピーク流量の 20m³/s を 3 時間程度維持した後に流量が減少した。下久保ダムも三春ダムと類似しているが、ピーク流量は 90m³/s と比較的大きく、ピーク流量の継続時間は 1.5 時間程度である。小渋ダムでは洪水調節において、梅雨期 (6/10~7/20) と台風期 (7/20~10/5) が設定されており、それぞれに制限水位が設定されている。2009 年の梅雨期には、大きな出水はなく、観測期間中では、ピーク流量が 40m³/程度で期間が 4 日~8 日程度の小規模な放流が 4 回生じた。

2.4.2 置土侵食状況

各ダムの置土侵食状況を撮影した写真を図-2.7 に示す。三春ダムでは、置土天端の若干の冠水が認めら



図-2.7 現地観測の置土侵食状況

れたが、天端に強い流れが形成されることはなかった。小渋ダム、下久保ダムでは置土天端の冠水は生じなかった。置土の天端形状の時間変化を図-2.8 に示す。なお、下久保ダムの置土下流右岸部分については現地の樹木によって確認ができなかったが、放流終了後には下流部の土砂は全て流失していた。これらの天端形状から天端の面積を算定し、平均的な侵食深を乗じることで、侵食量の概算値を算出した結果を図-2.6 中に赤線で示す。なお、既報^{2,3)}では三春ダムの全侵食量を、侵食深を1.5mと仮定し358m³と算定していたが、その後、横断測量の結果を精査した結果、本稿では侵食深を0.91mとして、全侵食量を217m³とした。

図-2.8 より、三春ダムでは、上流からの侵食が初期には顕著であり、側方の侵食はほぼ一様に進行している。下流からの侵食は上流と比較すると少ない。小渋ダムでは、4回の放流により侵食が進行しているが、1回目と2回目の放流で侵食の大部分が生じている。1回目の放流による侵食では、全体的に幅方向に侵食されているが、先端から40~70mの中央部の側岸侵食

が卓越している。2回目の放流によって、1回目で残った上流部に側岸侵食が生じて、先端から20~90m程度までほぼ等幅になった。全体を通して置土の下流端付近はあまり侵食されていない。下久保ダムでは、河床勾配の小さい上流部では外縁から全体的に侵食が進行しており、河床勾配の大きい下流部は急速に侵食が進展する様子が確認された。

図-2.6 の累積侵食量の時系列をみると、三春ダムと下久保ダムは、流量の増加時に侵食量が急増し、ピーク流量を保っている間は侵食が進行した。三春ダムでは流量の減少時の様子を捉えられなかったが、下久保ダムでは、流量が減少に転じると、侵食量が急激に減少している。複数の放流を経験した小渋ダムでは、初回の放流の初期の流量増加時の様子は捉えられなかったが、その次の流量増加時に侵食が急激に進み、流量減少時にはあまり侵食されていない様子が確認できる。2回目の放流では、1回目の最大流量を超える流量増加時に侵食が進行している。3回目、4回目の放流では、2回目の放流量の最大流量を超えることはな

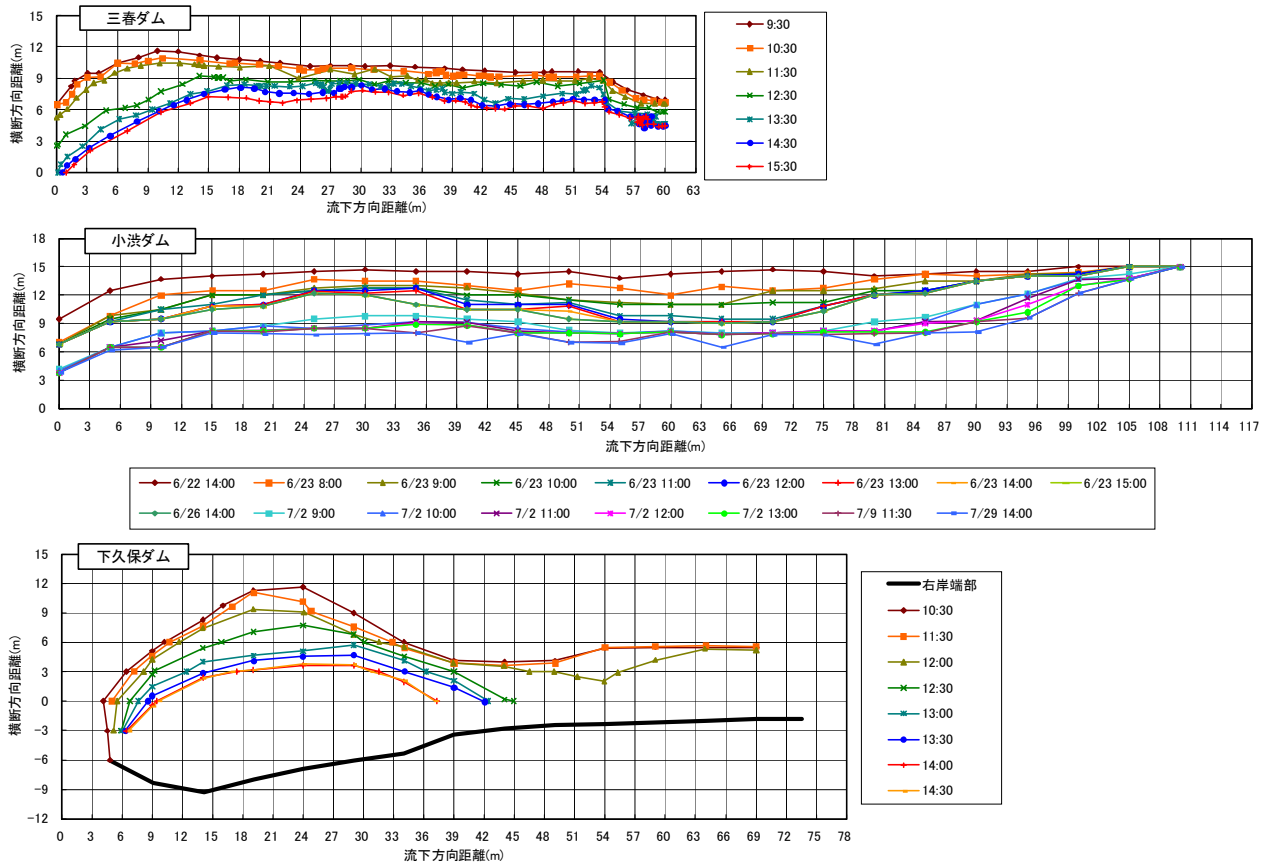


図-2.8 現地観測の置土天端形状の時間変化

表-2.3 等流計算結果

項目	水理量	三春ダム①	三春ダム②	小渋ダム	下久保ダム 置土下流部
計算条件	エネルギー勾配 I	1/2000	1/330	1/100	1/40
	Manningの粗度係数 n ($m^{-1/3}s$)	0.04		0.04	0.05
	水路幅 B (m)	6		16	13
観測結果	流量 Q (m^3/s)	20		45	90
	置土近辺の最大水深 h (m)	1.70		1.00	1.60
	置土材料の50%粒径 (mm)	0.50		0.50	10.00
計算結果	等流水深 h_0 (m)	2.92	1.70	1.07	1.60
	平均流速 V (m/s)	1.14	1.96	2.62	4.33
	Froude数 Fr	0.21	0.48	0.81	1.09
	摩擦速度 u_* (m/s)	0.014	0.050	0.105	0.392
	移動限界粒径(単一粒径を仮定)(mm)	0.15	3.10	13.60	190.00
	摩擦速度と同等の沈降速度の粒径(mm)	0.13	0.38	1.10	14.50

表-2.3 から、摩擦速度は下久保ダム下流部、小渋ダム、三春ダム②の順に大きく、単一粒径を仮定した場合に、岩垣の式を用いて算定した移動限界粒径は、各ダムの50%粒径を大きく上回っている。また、摩擦速度と同等の沈降速度の粒径を Rubey の式から算定すると、小渋ダムと下久保ダムでは、50%粒径より大きくなり、主要な土砂は最大流量時には浮遊していたと推定される。

実験結果との関係からは、三春・下久保ダムの上流部は緩勾配水路、小渋・下久保ダムの下流部は急勾配水路に相当すると考えられる。三春・下久保ダムの上流部は、三春ダムが上流の侵食が卓越するものの、外縁部全体の侵食が進展しており、緩勾配水路の実験結果と類似している。急勾配水路については、小渋ダムでみると、側方の比較的一様な侵食が生じているが、急勾配水路実験でみられたような、上流からの侵食はみられない。今回の放流量が河道の規模に対して少なかったこともその要因のひとつかもしれない。

く、この間の侵食の進行は小さい。

各ダムの観測中の最大放流量時の掃流力について幅広矩形水路を仮定して、等流計算した結果を表-2.3に示す。ここで、エネルギー勾配は置土近辺の河床勾配としたが、置土による堰上げが大きかった三春ダムでは、勾配を水深に見合うように調整したところ1/330となり、1/2000と両者の結果を示した。Manningの粗度係数については三春ダムと小渋ダムで山地河道程度の0.04、下久保ダム下流部は巨石が存在していたので0.05とした。水路幅は断面形状から初期の置土がある状態で最大水深時の水路幅を図面から読み取った。

3. 土砂の仮置き計画手法の提案

3.1 土砂の仮置き計画手法の提案

貯水池に堆積した土砂をダム下流河道へ運搬仮置きする土砂還元手法については、筆者のひとりが参画した「総合的なダム堆砂対策技術検討委員会（平成19年度～20年度）」での審議結果をもとに「下流河川土砂還元マニュアル（案）第2版」^{3.1)}が取りまとめられている（なお、マニュアルでは置土を「置き土」と表記し、「下流河川還元のために、河道内に投入（設置）した土砂」と定義している。本稿中では、「置土」と表記する）。このマニュアルの中で、置土計画やモニタリング調査計画の手法が記載されており、置土方法の設定フローが示されているが、置土の侵食状況の予測手法についての詳細な記載はない。また、「4.4 土砂還元に伴う河床変動の予測」の章には、「なお、現在、土木研究所において、置き土侵食モデルが検討されており、必要に応じて、これらのモデルを使用し、置き土を河床変動モデルに反映させるものとする。」と記載されている。

そこで、置土の侵食予測モデルを用いた土砂の仮置き方法の検討手順として、図-3.1に示す検討フローを提案する。

ここで、「置土の目標を設定」及び「置土の諸元を設定」の手順では、上述のマニュアルを参照し、各貯水池に応じた条件を設定する。

放流ハイドログラフの設定については、既往の放流実績を整理し、確率年規模毎のハイドログラフを作成し、検討対象期間に応じて、放流ハイドログラフの条件を設定する。また、フラッシュ放流をする場合は、その放流ハイドログラフを設定する。

置土の設置形状の設定では、設定項目が多く、最初から理想的な設置形状を選定することは困難かもしれないが、マニュアルの記載事項や、2章に示した置土侵食実験や置土侵食の現地観測から得られた侵食特性の知見を参考に形状案を作成する。

上述までに設定した条件で、置土の流失計算を行う。このときに、ツールとしては、本重点プロジェクト研究の別課題で開発した、平面2次元河床変動モデルを用いる。このモデルによって、実験や現地観測の置土侵食現象をある程度定量的に再現できることが確認されている。

置土の流失計算によって、置土直下流の粒径別流砂量の時間変化の予測結果が得られるので、これを境界条件として、下流河川の検討を実施する。この検討に

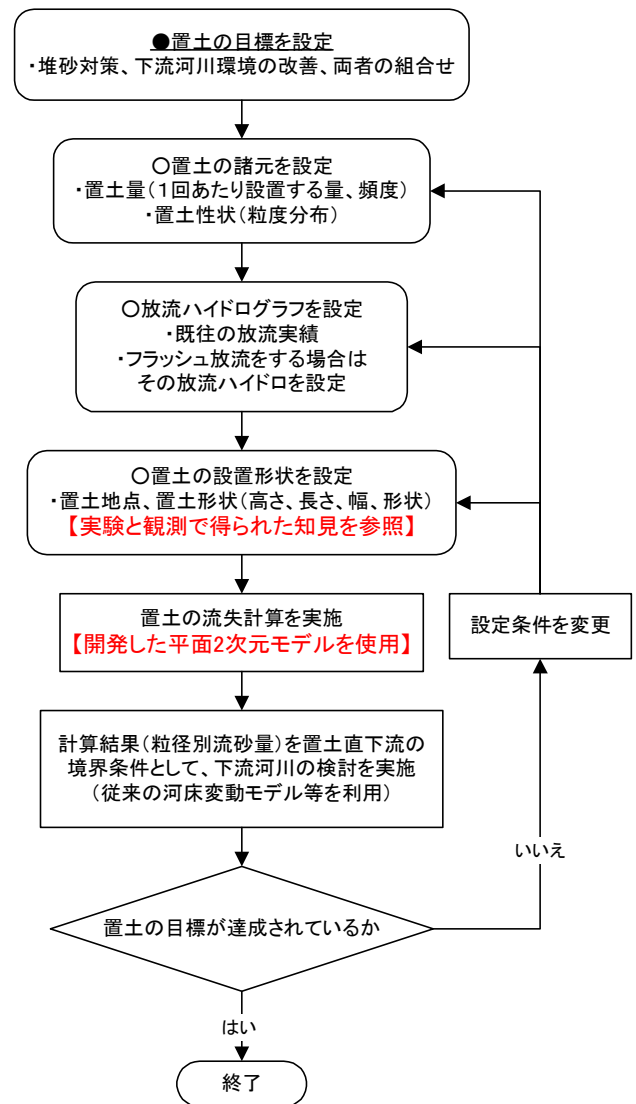


図-3.1 土砂の仮置きの検討フロー

おいては、範囲が小さければ、計算負荷の大きい上述のモデルを用いることも可能であるが、範囲が大きい場合には、従来用いられている、1次元河床変動モデルによって下流河川の河床状況を検討する。

その結果、最初に設定した置土の目標が達成されれば、検討終了。達成されていない場合には、設定条件を変更して再検討する。土砂の仮置きでは、多くの設定項目があるため、どの項目を修正するかを考察する際に、予測結果をよく吟味することが重要である。

3.2 ケーススタディ

前述の手法を、実現象における置土の流失予測へ適用した場合のイメージを示すために、2章に示した三春ダムの現地観測の条件と同じ置土が設置された場合

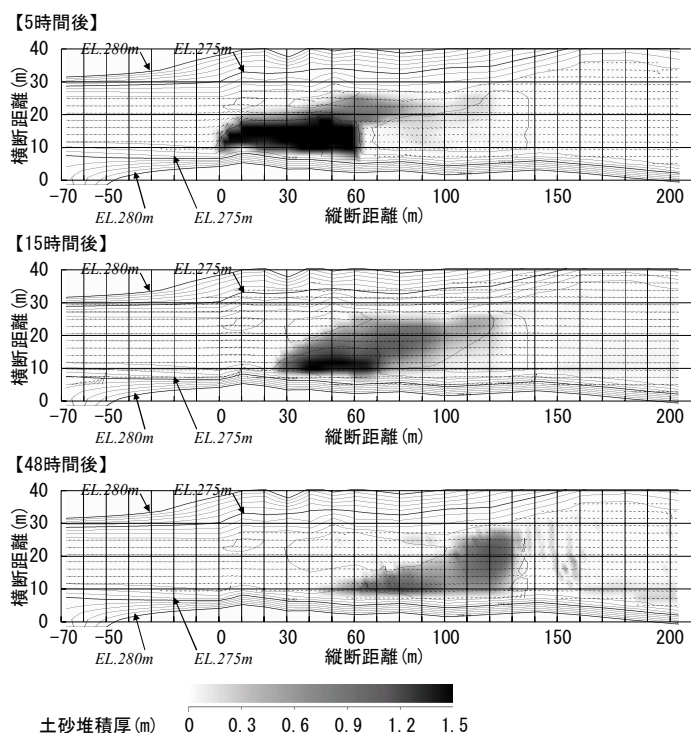


図-3.2 置き土の侵食状況の計算結果（ピーク流量

に、規模の異なる出水が発生したと想定して、置き土の流出状況の予測計算を実施した。

3.2.1 計算条件

計算の初期条件については、上流端流量と下流端水位の時系列について、出水を想定した条件を与えた。流量については、三春ダムで2007年9月7日に生じたピーク流量 $198\text{m}^3/\text{s}$ の出水のヒドログラフをピーク流量が 50 、 100 、 $200\text{m}^3/\text{s}$ の3条件となるように引き延ばした波形を用いた。出水の期間は48時間とした。なお、現在の三春ダムでは流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ の一定量放流方式による洪水調節が採用されており、実際は $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量が流れることはない。下流端水位については、設定した流量について下流端の断面形状と河床勾配から等流水深を計算して与えた。

3.2.2 計算結果

計算結果の一例として図-3.2にピーク流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ の条件について計算領域全体の5、15、48時間後の土砂堆積厚の変化を示した。これより、流量ピーク時には置き土の先端は30m程度後退しており、48時間後には、土砂は最初に設置された位置からほぼ全て流下した。

図-3.3は計算条件の上流端流量、図-3.4~3.5は計算結果に関してそれぞれ、計算領域の下流端を通過した時間あたり土砂量(空隙無し)、通過累積土砂量(空

隙込み)、ピーク流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ の条件における粒径区分別通過土砂量(空隙無し)を示したものである。なお、図中のピーク流量 $20\text{m}^3/\text{s}$ のケースについては、現地観測を行ったリフレッシュ放流の放流量を上流端条件とした場合の計算結果を示している。

図-3.4より、5時間程度まではピーク流量 50 、 100 、 $200\text{m}^3/\text{s}$ のケースのヒドログラフが同じなので、通過土砂量も同じになっている。6時間以降はピーク流量が大きいほど、通過土砂量のピーク値が大きく、その出現時期も早い。

図-3.6では、代表8粒径を3つに区分して通過土砂量を示している。これより、 0.2mm 以下の小さい粒径は、出水の初期にピークを示しており、初期の通過土砂量のほとんどを占めている。 $0.2\text{mm}\sim 2\text{mm}$ の砂については、ほぼ流量のヒドログラフと同様な波形を示している。 2mm 以上の粒径については、元々置土材料に占める割合が10%程度と少ないが、通過土砂量の立ち上がりは遅く下流へ供給される量も少なく、初期設置位置の直下流に8割以上が残存している。

以上のように、本研究プロジェクトで開発した平面2次元河床変動モデルを用いることにより、ヒドログラフに応じた置き土から下流への土砂供給の量と質を時系列で予測することが可能性であり、置き土方法の検討や下流河川の環境を検討する上で詳細な境界条件を設定する際に活用できると考えている。

4. エアーバルブ排砂設備の開発

4.1 概要

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が求められている。そのような手法の一つとしてダム堤体直上流などの位置に固定したエアーバルブ放流設備(連続サイフォン式取水設備^{4.1)}ともいう)を利用した排砂設備(以下、エアーバルブ排砂設備と称す)の開発^{4.2)}を実施した。

エアーバルブ排砂設備(図-4.1参照)の特徴として、逆V字形のサイフォン管を水深方向に連続して配置することにより、排砂に伴う堆砂面の低下に追従した呑口部の選択が可能となり、堆砂面に対して常に放流による吸引力を効率良く作用させられる点が挙げられる。また、逆V字管の頂部から空気を出し入れることで排砂と遮断(開閉)を行うため、呑口施設に

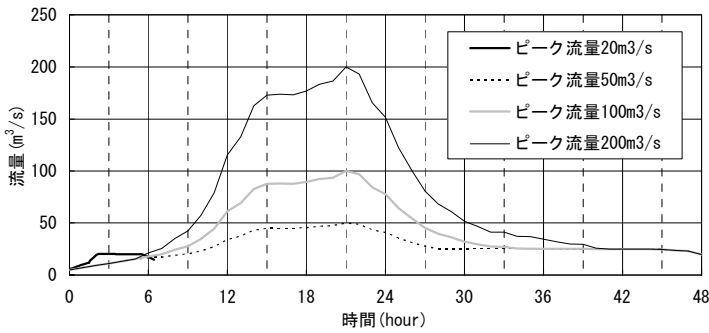


図-3.3 上流端流量

おり、サイフォン管の上下段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が確認できた。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が確認されている。

本稿では、堆砂高の変化による排砂のピーク量と排砂時間への影響の検討に焦点を当てて報告する。

4.2 実験方法

4.2.1 実験装置

実験装置は、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-4.2)。検討当初に原型のサイフォン管の最大放流量を $40\text{m}^3/\text{s}$ 、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。この場合、模型縮尺は $1/20$ に相当する。管内流速については、小容量放流管の標準的な流速は 10m/s 程度^{4.3)}とされているが、頂部の曲がり急なことや土砂輸送による損失の増加を考慮して 6m/s に設定した。

① 貯水槽

貯水槽は、幅 3m 、長さ 4m 、高さ 1.4m の鋼製水槽を用い、水槽底面から 0.16m の位置にサイフォン管(下段管の呑口下面)を設置している(図-4.3)。上流部から給水を行い、整流装置を通して水を供給している。また、側部には刃型堰(幅 0.6m)を設置し、刃型堰からの越流量を計測しポンプ給水量から差し引くことで、サイフォン管の清水時の放流量を算定している。

② サイフォン管

サイフォン管は、幅 0.33m 、高さ 0.05m (管軸直角方向)の矩形断面とした逆V字形状の管を水深方向に上下2段連続して配置したものであり、頂部には空気の入孔を有している(図-4.4)。サイフォン管長は、通水に伴う上下流(貯水槽と取水槽)の水位差を十分確保できるように、下流部の管軸長を 0.41m 、上流部の管軸長を 0.26m とした。上下流管の傾斜角度は 60° とした。

③ 取水槽

取水槽は、幅 0.33m 、長さ 0.25m 、高さ 1.6m とし、幅については最大のサイフォン管幅と同じにした。下段のサイフォン管模型の吐口下面が取水槽底面から 0.42m の位置になるように設置した。

④ 放流管

放流管は、直径 0.08m (内径)、長さ 0.5m の円形管

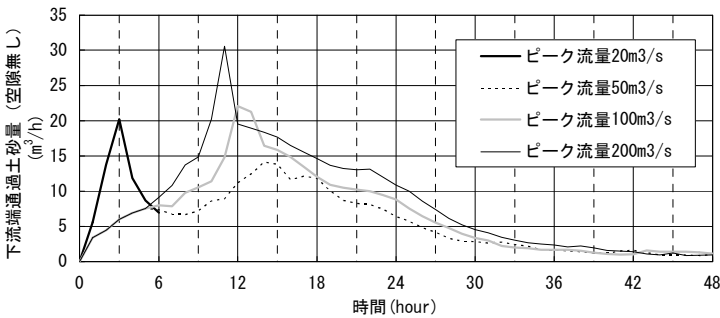


図-3.4 下流端の時間あたり通過土砂量 (空隙無し)

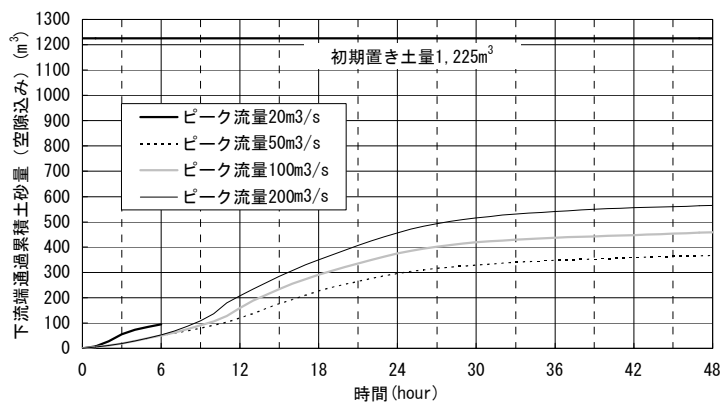


図-3.5 下流端通過累積土砂量 (空隙込み)

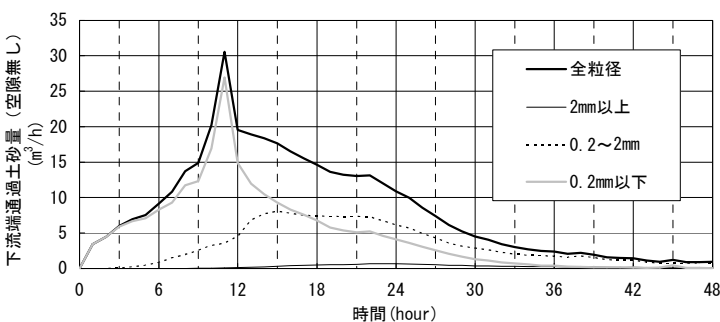


図-3.6 粒径区分別通過土砂量 (空隙無し) (ピーク流量 $200\text{m}^3/\text{s}$)

ゲートが無く、ゲート操作に伴う土砂の噛み込みによる機能不能などのリスクを回避できることから、排砂設備への適用が有用と考えられる。

これまでの検討で、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

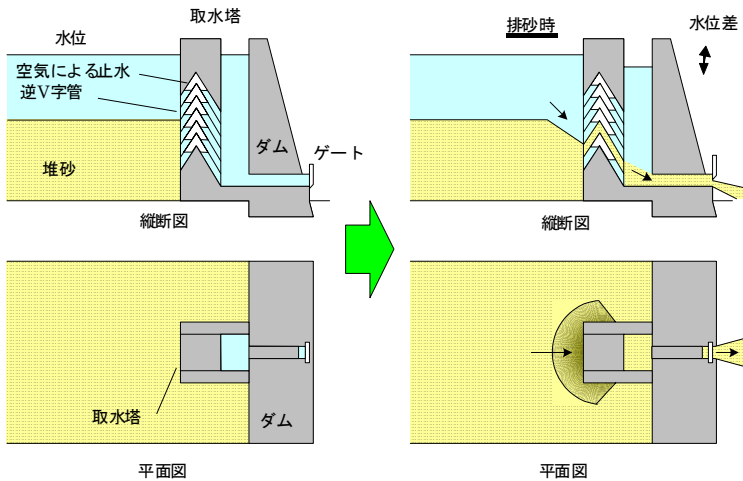


図-4.1 エアーバルブ排砂設備のイメージ

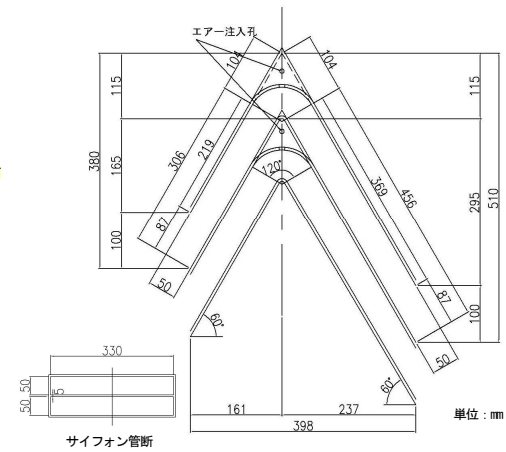


図-4.4 サイフォン管の形状

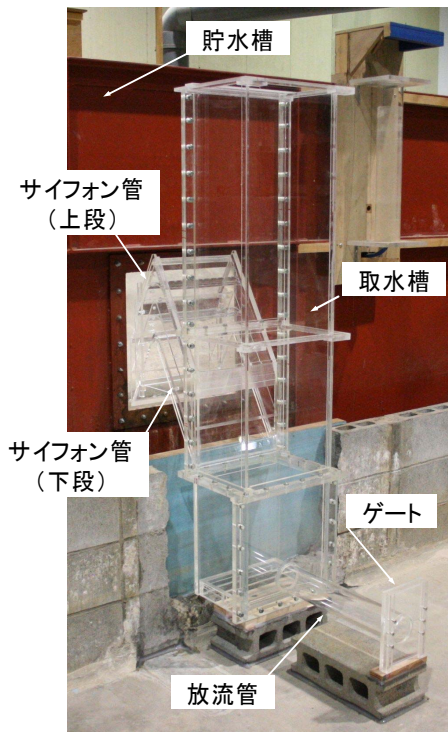


図-4.2 エアーバルブ排砂設備の実験模型

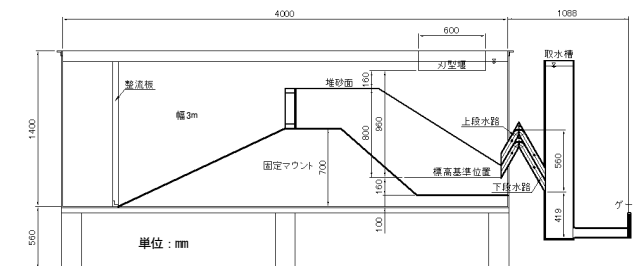


図-4.3 エアーバルブ排砂設備の実験模型縦断面

とし、下流部に流量調節ゲートを設けた。

4.2.2 実験手順

排砂実験は、貯水槽内に呑口部中心を頂点とした半円錐形状で整形した土砂を初期堆砂形状（堆砂高はサイフォン下段管の呑口下面から 0.2、0.5、0.8m と 3 ケース想定）とし、サイフォン上段管からの排砂を行い、排砂が終了した後、下段管からの排砂を行った。

排砂実験の流れは次のとおりである。なお、清水時のサイフォン管の放流特性については、既往の研究成果を用いた。

- ① 貯水槽内に呑口部中心を頂点とした半円錐形状で初期堆砂形状を整形する。堆砂勾配（水中安息角）は 30° 程度とし、サイフォン上段管の呑口が半分程度埋没した状態とした。
- ② サイフォン上段管からエアロックを解除（通水）し、下流の流量調節ゲートを所定開度で開き、上段管からの排砂を開始する。流量はエアロックが壊れない最大流量程度を目標として管内平均流速 1.15m/s 程度に設定した。
- ③ サイフォン上段管からの排砂終了後、一旦下流の流量調節ゲートを閉めて、貯水槽内の堆砂形状を計測する。
- ④ サイフォン下段管のエアロックを解除（通水）し、上段管をエアロックした後、下流の流量調節ゲートを所定開度まで開き、下段管からの排砂を開始する。
- ⑤ サイフォン下段管からの排砂時の貯水槽および取水槽の水位、サイフォン管内の壁面圧力、排砂量を計測する。
- ⑥ サイフォン下段管からの排砂終了後、下流の流量調節ゲートを閉めて、貯水槽内の堆砂形状を計測する。

4.2.3 計測項目

排砂時の主な計測項目の概要は次のとおりである。

① 流量

サイフォン管からの放流量は、貯水槽への給水量から水槽側面の刃形堰からの越流量を引いた値とした。

② 貯水槽および取水槽内の水位

貯水槽および取水槽の水位は、サーボ式水位計を用いて連続計測した。また、実験開始直後は、排砂量が非常に多く、取水槽内の水位が急低下しサーボ式水位計の測定範囲以下になることが懸念されたため、測定範囲外では、補助的に取水槽に取り付けた圧力計の圧力水頭から水位に換算した。計測は 0.2 秒間隔で行い、データ整理では 15 秒間隔で前後 12 点 (5 秒間) の平均値を用いた。

③ 排砂量

排出土砂は、使用した土砂が通過しない網目 (0.086mm) のネットで捕捉した。捕捉した土砂は水中体積を測定し、あらかじめ求めた水中重量と土砂の乾燥重量との関係より、排砂重量を算定した。

④ 排砂後の貯水槽内の堆砂形状

堆砂形状は 1mm 読みレベルにより、縦横断方向に 25cm ピッチで計測した。呑口付近は、横断方向に詳細に計測した。

4.2.4 実験条件

実験条件の一覧を表-4.1 に示す。なお、実験条件の管内断面平均流速については清水時の値を示す。貯水槽内の初期堆砂形状については、サイフォン管呑口下面からの堆砂高を 3 ケース (0.2, 0.5, 0.8m) 設定した。上段管からの排砂実験は、すべての実験ケースで管内断面平均流速 1.15m/s 程度とした。下段管からの排砂実験は、流量調節ゲート開度により管内断面平均流速の異なる 3 ケース (0.33, 0.72, 1.15m/s 程度)、堆砂材料は一様粒径珪砂を採用し、平均粒径は 0.36、0.89、1.56mm の 3 種類を用いた。なお、粒径 0.89mm は堆砂高 0.8m の条件のみ実験を実施した。また、サイフォン管 (呑口鉛直高 0.1m) 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 0.2、0.5、0.8m と設定した場合、最上段から 2、5、8 段目に配置されたサイフォン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

排砂状況の例として、ケース B-1-3 (堆砂高 0.5m、粒径 0.36mm、管内断面平均流速 1.15m/s 程度) の実験

表-4.1 実験条件一覧

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	0.50	1.56	5.5	0.33
A-3-2			11.9	0.72
A-3-3			18.9	1.15
B-1-1	0.80	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	0.20	0.36	5.5	0.33
C-1-3			18.9	1.15
C-2-1			0.80	0.89
C-2-2	11.9	0.72		
C-2-3	18.9	1.15		
C-3-1	0.50	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。

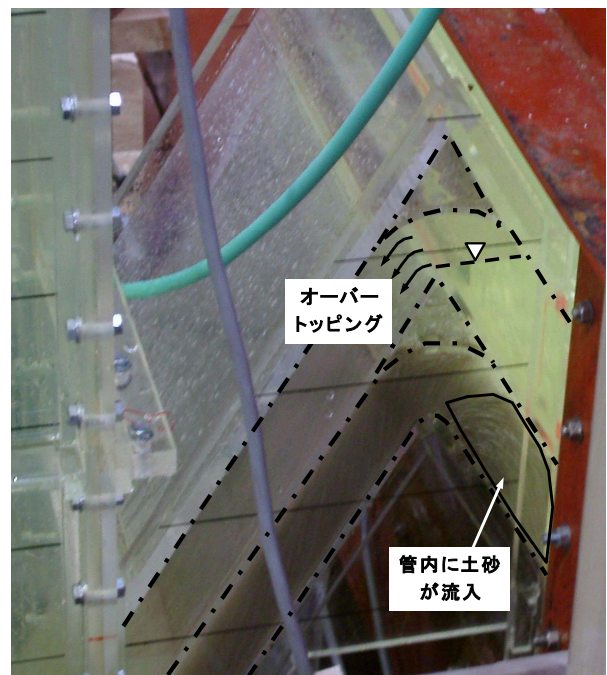


図-4.5 排砂開始直後のサイフォン管内の状況

条件でサイフォン下段管の排砂を実施した排砂状況を図-4.5 に示す。この実験ケースでは、排砂開始直後に貯水槽からサイフォン管内に土砂が急激に流れ込み、管内 (曲がり部から上流部分) に一時的に堆積することにより、排砂時のエネルギー損失が大きくなり、エアロックしている上段管内では取水槽側にオーバー トッピングする現象がみられ、サイフォン管の水理設

計において留意する必要があると考えられる。しかしながら、この現象は一時的なものであり、エアロックが壊れることや、管内で土砂が閉塞することもなく、排砂が完了することを確認した。

次に、A、B、C各ケースの1-3および3-3（堆砂高0.2、0.5、0.8m、粒径0.36、1.56mm、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-4.6に示す。ここでの排砂量は空隙を考慮しない土砂の単位時間当たりの流下体積としている。

各ケースの排砂状況は、堆砂高が低いほど排砂のピーク量（以下、ピーク排砂量と称す）も小さく、ピーク発生時刻は早くなる傾向が見られた。粒径0.36mmと1.56mmのピーク排砂量（管内断面平均流速1.15m/s程度のケース）を堆砂高0.8mのケースを基準として比較すると、堆砂高0.5mのケースでは粒径の違いによらずピーク排砂量は60%程度であったが、堆砂高0.2mのケースでは5%（1.56mm）～20%（0.36mm）程度とばらつきがみられた（図-4.7）。排砂量は、貯水槽内の土砂がサイフォン管を通過して取水槽へ流れ込み、放流管を通過して排出された土砂をネットで捕捉することによって計測するため、サイフォン管の流砂量と放流管の流砂量には遅れが生じる。そのため、堆砂高が低い0.2mのケースでは実験開始直後にピーク排砂量が発生することから、粒径の違いにより排砂量にばらつきが生じたものと考えられる。

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について整理した結果を図-4.8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。

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

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

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

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

ここで、 Q_{Bp} ：ピーク排砂量(m³/s)、 q_{Bp*} ：無次元ピーク排砂量、 B ：管幅(m)、 σ ：土砂の密度(kg/m³)、 ρ ：水の密度(kg/m³)、 d ：粒径(m)、 Q ：放流量(m³/s)、 A ：

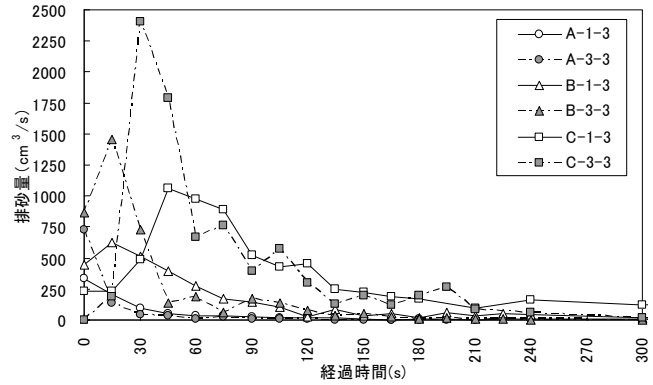


図-4.6 排砂量の推移

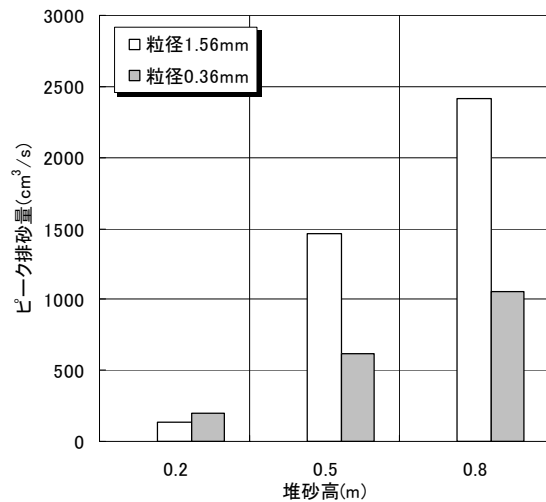


図-4.7 ピーク排砂量と堆砂高の関係

管断面積(m²)、 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-4.8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。

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

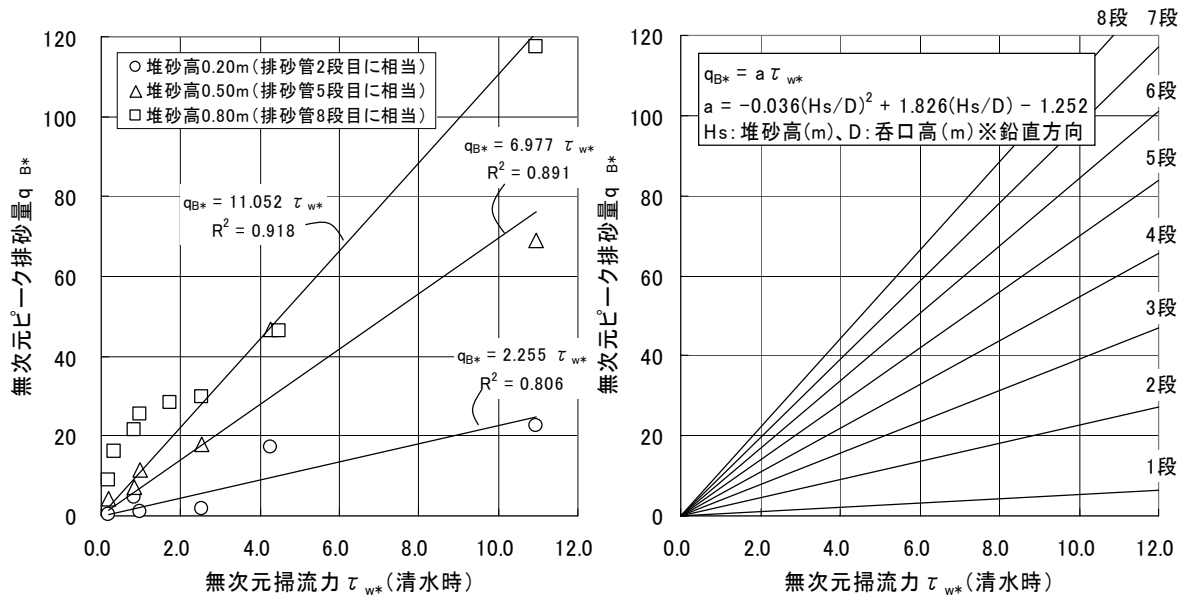


図-4.8 無次元ピーク排砂量と無次元清水時掃流力との関係

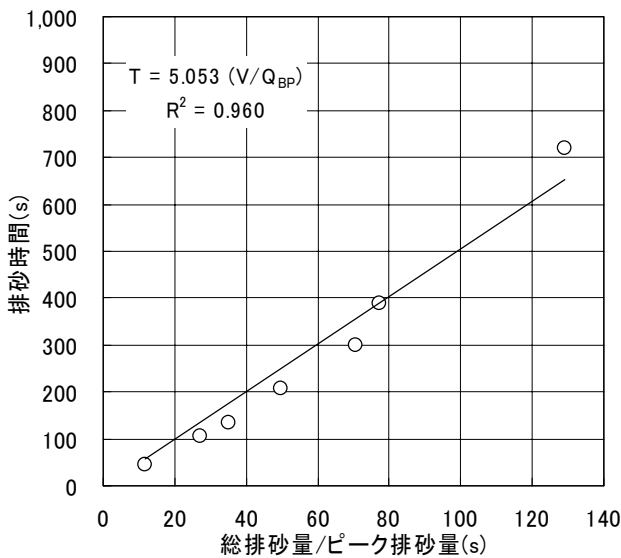


図-4.9 排砂時間とピーク排砂量で排砂した時間との関係

排砂した場合に要する時間との関係を図-4.9 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。

5. 潜行吸引式排砂管の開発

5.1 開発の経緯と概要

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を開発することを目的に検討を行った。

既往の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）^{5.1)}を開発してきた。シート排砂のイメージを図-5.1 に示す。

シート排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

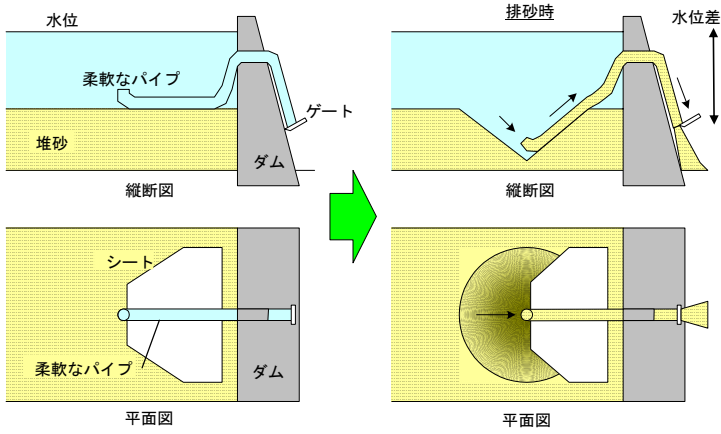


図-5.1 シート排砂のイメージ

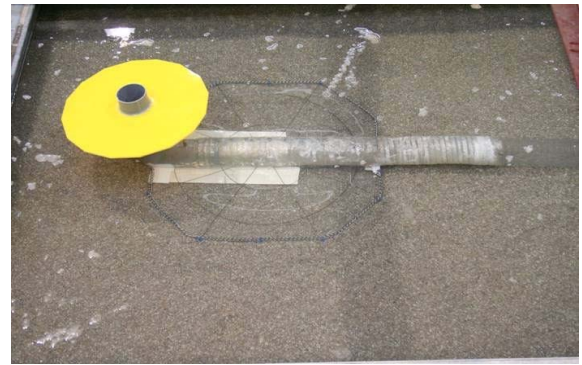


図-5.5 吸い込み口埋没対策案の例1



図-5.2 吸い込み口が1つの形状



図-5.6 吸い込み口埋没対策案の例2



図-5.3 吸い込み口が2つの形状

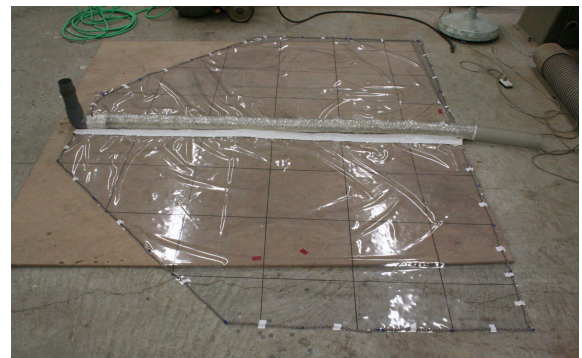


図-5.7 吸い込み口埋没対策案の例3

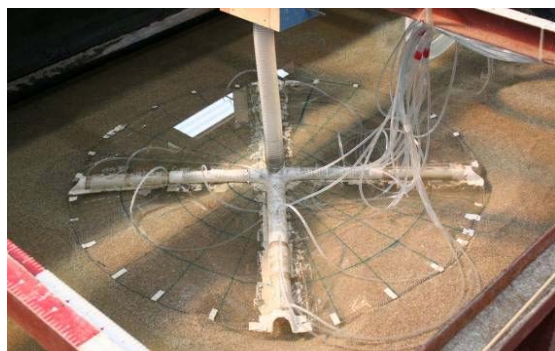


図-5.4 吸い込み口が4つの形状



図-5.8 吸い込み口の埋没状況の例

利用して管を堆砂面に張り付けるとともに、管の周囲からの水の進入を防止する構造としている。

しかしながら、検討を進める中で、以下のようなシート排砂の課題を抽出した。①シートが大きいと排砂が進むとシートが浮き上がったり皺ができて水みちができてしまい土砂の吸引力が減少する。②土砂吸引が進むと堆砂面はすり鉢状になるが、すり鉢が大きくなってすり鉢内の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、小規模な模型実験により、排砂の状況を確認しながらシートの形状や吸い込み口の数、管の配置等を検討した^{5.2)} (図-5.2~5.4 参照) 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。しかしながら、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未解決であった。取り入れ口の埋没対策を、取水管形状やシート形状の変更によって検討したが (図-5.5~5.8 参照)、小規模実験において解決できなかった。

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-5.9 のようになる。堆砂量のデータが蓄積されている日本の大規模貯水池 (約970) のおよそ半数は年平均堆砂量が $1\text{万}\text{m}^3$ 以下であるが、仮に $1\text{万}\text{m}^3$ 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0.5~0.8mと想定した場合、管径と排砂深さの比は20~50程度となる。これに対して小規模実験では、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判断した。

前述までの検討では、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装置として、後述する「潜行吸引式排砂管」を考案した。

以降では、潜行吸引式排砂管について、その詳細と、小規模実験 (管径60mm、土砂厚60cm)、大規模実験 (管

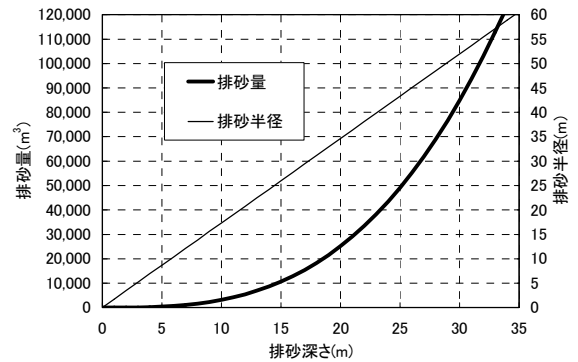


図-5.9 排砂深さと排砂量および排砂半径の関係

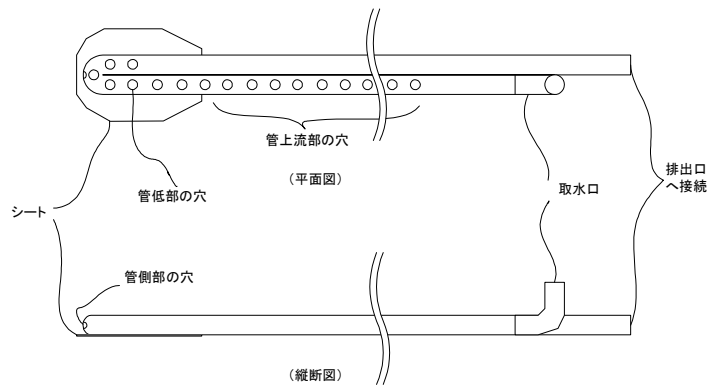


図-5.10 潜行吸引式排砂管の概要

径100mm、土砂厚200cm)により検討した排砂特性について報告する。

5.2 潜行吸引式排砂管の概要

「潜行吸引式排砂管」の装置の概要を図-5.10に示す。潜行吸引式排砂管は、フレキシブル管を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に不透水性のシートを貼り湾曲部の底部、側部及び上流部の管に穴を設けて土砂の吸引口とした装置である。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。

なお、詳細は後述するが、当初は、シートを設置した部分の管の底部を切り欠いた形状としていた。また、上流部の管の穴は設置していなかったが、検討の過程で装置の修正を行い、最終的には図-5.10に示す形状を得た。

排砂のプロセスとしては、図-5.11に示すように、はじめに、堆砂の上面に装置を設置して、装置の下流のゲートを開けることにより、排砂を開始し、湾曲部が次第に堆砂の中に潜行しながら土砂を吸引する。湾

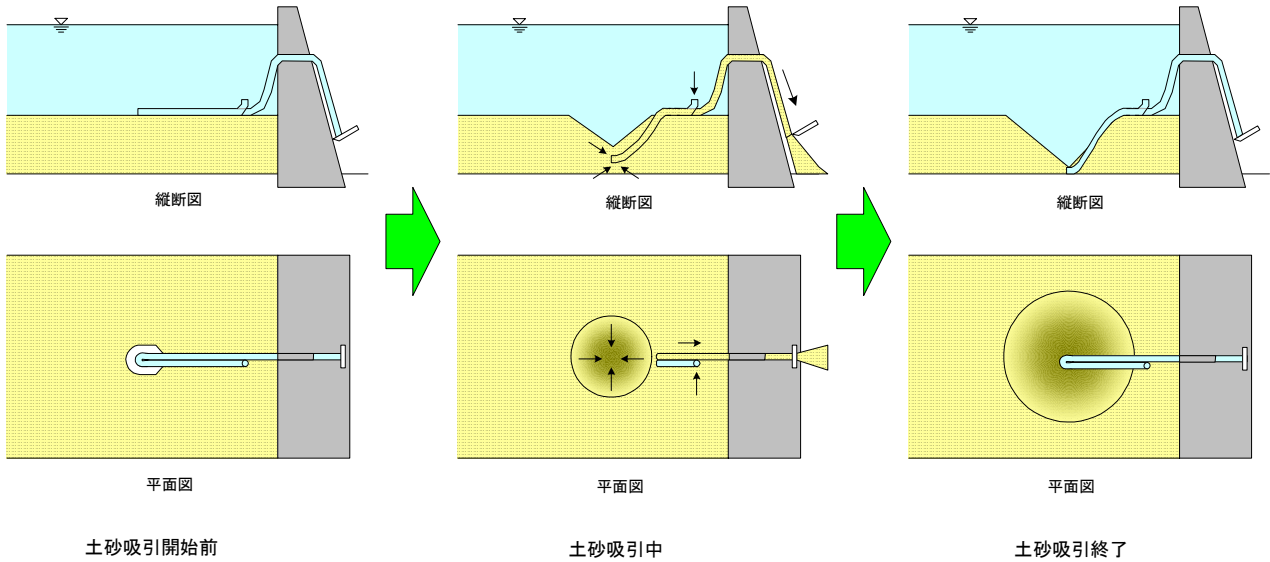


図-5.11 潜行吸引式排砂管の排砂プロセスのイメージ

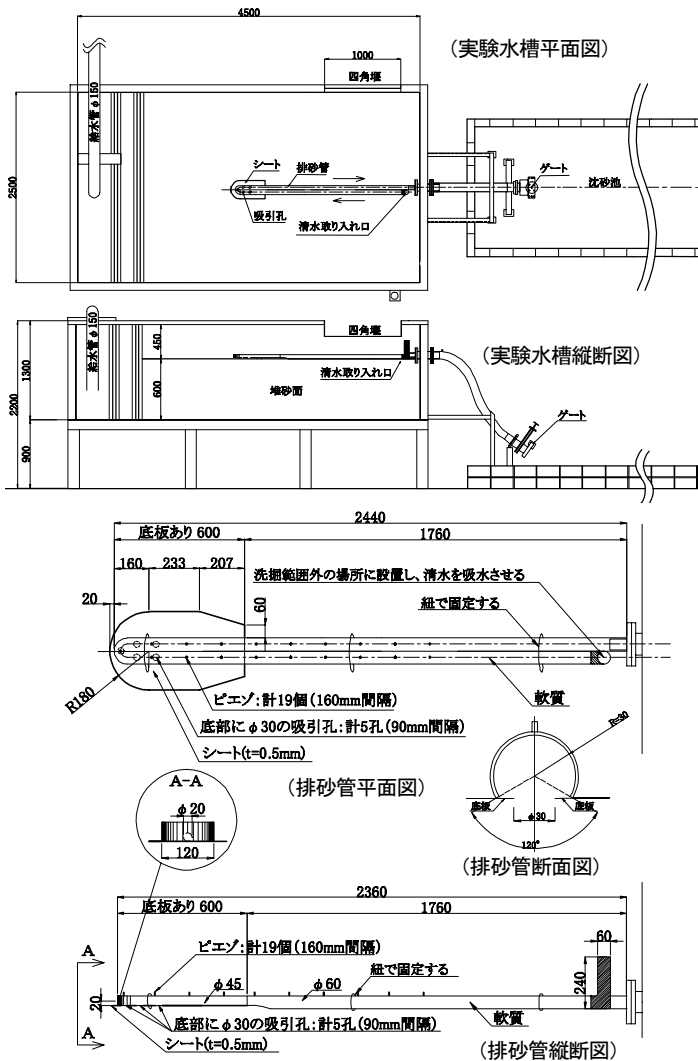


図-5.12 小規模模型概要

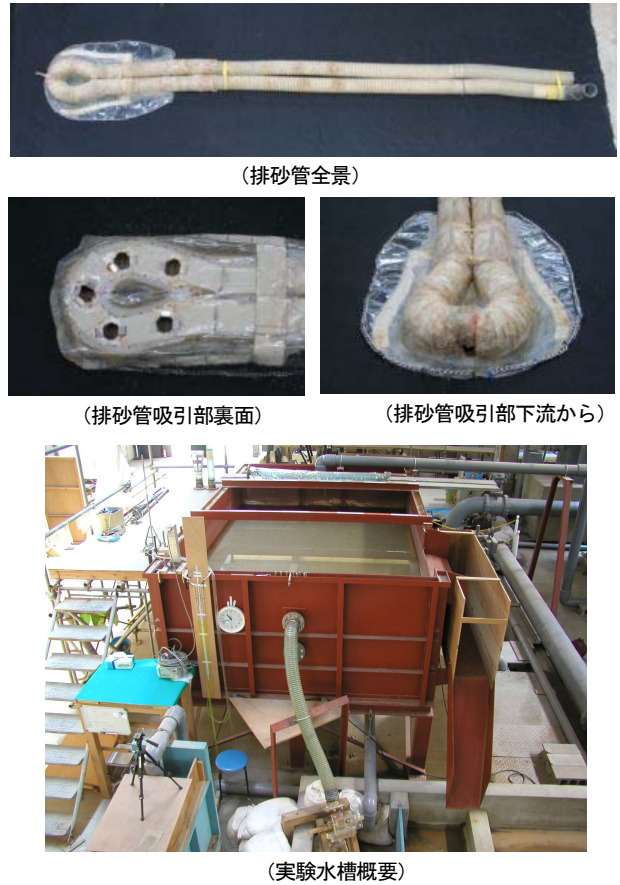


図-5.13 小規模模型写真

曲部が底面に達した後は、管の上部の土砂を吸引し、すり鉢形状が徐々に拡大する。管が全て土中から露出した状態で排砂終了となる。

5.3 実験方法

5.3.1 実験装置

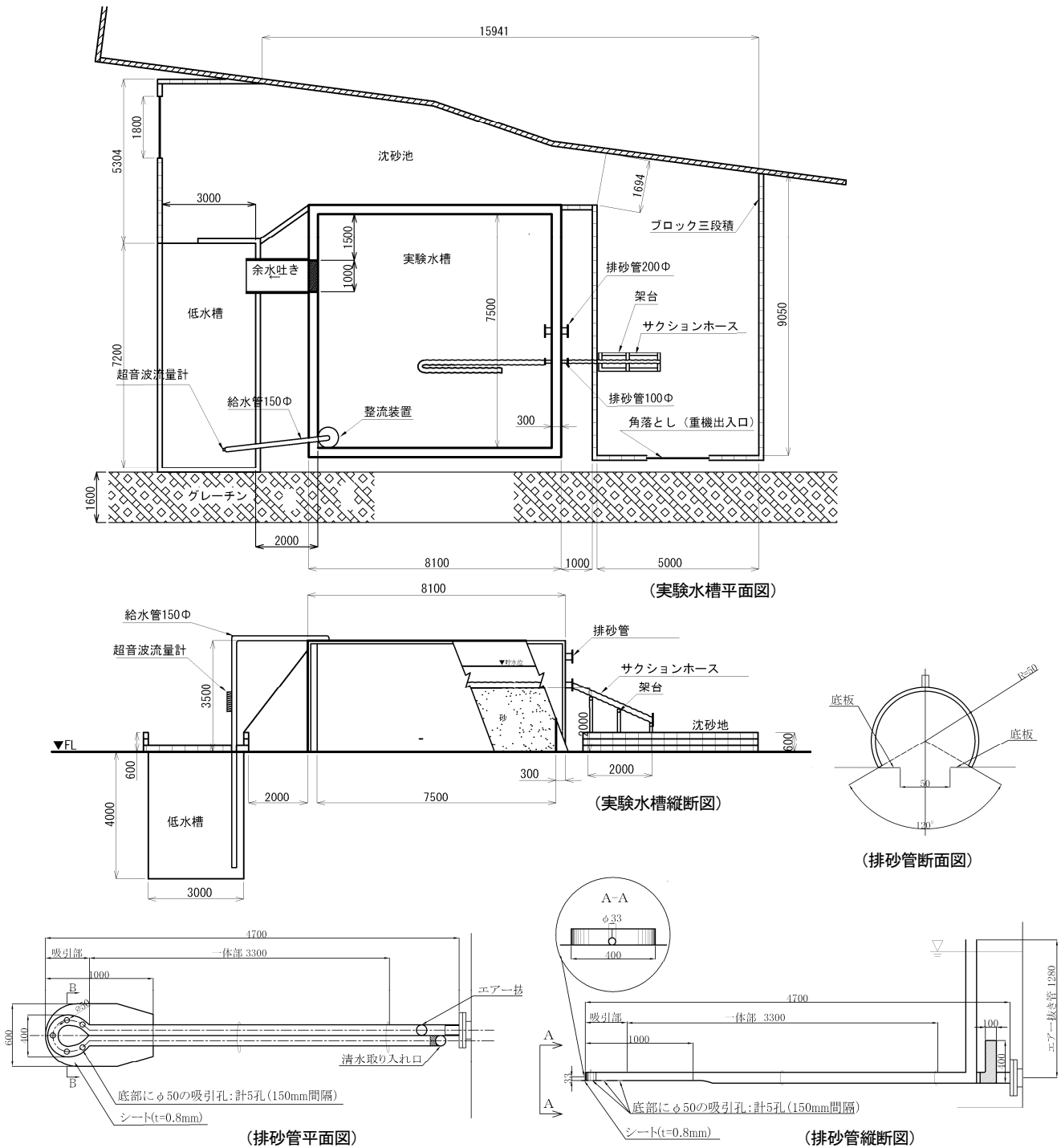


図-5.14 大規模模型概要

小規模実験に用いた実験装置の概要を図-5.12、5.13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。

大規模実験に用いた実験装置の概要を図-5.14、5.15に示す。実験水槽は、鉄筋コンクリート製で長さ

7.5m、幅7.5m、深さ3.5m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。

5.3.2 実験手順

実験の手順は、はじめに水槽内に土砂を所定の厚さに整形し、初期河床の上に排砂管を設置する。その後、

14.4 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究

一定流量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。

5.3.3 実験条件

小規模実験については、管の内径を 60.5mm、土砂の堆積厚さを 0.6m とした。実際に用いる管径を 0.5~1.0m と想定した場合、模型の縮尺は 1/16.5~1/8.3 程度に相当する。小規模実験の土砂材料には一様粒径珪砂を用いた。粒径を 3 種類、ゲート開度を 3 種類として、その組み合わせで 9 ケースの実験を行った。小規模実験の実験条件を結果の概要と合わせて表-5.1 に示す。

大規模実験については、管の内径を 100mm、土砂の体積厚さを 2m とした。実際に用いる管径を 0.5~1.0m と想定した場合、模型の縮尺は 1/10~1/5 に相当する。大規模実験の土砂材料には混合粒径砂を用いており、その粒度分布を図-5.16 に示す。図には、入手した土砂からサンプリングした 3 つの試料の分析結果とその平均を示した。これより、試料によるばらつきはほとんど無く、50%粒径は 0.39mm で 0.1mm から 2mm の砂で構成されている。

大規模実験では、当初は排砂の可能性を検討する目的で実施したため、固定した実験条件ではなく、排砂状況に応じて、適宜、ゲート開度の調整や開閉、管を人為的に振動させる等の行為を行った。ここでは、代表的な 3 ケースの実験について報告する。実験条件と結果の概要を合わせて表-5.2 に示す。

5.4 実験結果

5.4.1 小規模実験の結果

排砂管から放流された流量と土砂濃度の時系列の実験結果を図-5.17、5.18 に示す。なお、図-5.18 には初期の 40 分間を拡大して示した。土砂濃度は、採取した水と土砂について「土砂体積/(水体積+土砂体積)」から算定した体積濃度であり、土砂体積に空隙は含んでいない。流量については、どのケースも実験開始直後を除いて清水のみの場合の流量よりも小さな値を示しており、初期に流量が減少し、その後上昇している。土砂濃度については、初期に増加して減少した後、一定値を保つ期間があり、その後減少している。土砂濃度が 1%以下に低減する時間は、ゲート開度 24% で 20 分程度、18% で 30 分程度、12% で 50 分程度であり、同じゲート開度でも粒径が小さい方が時間を要している。

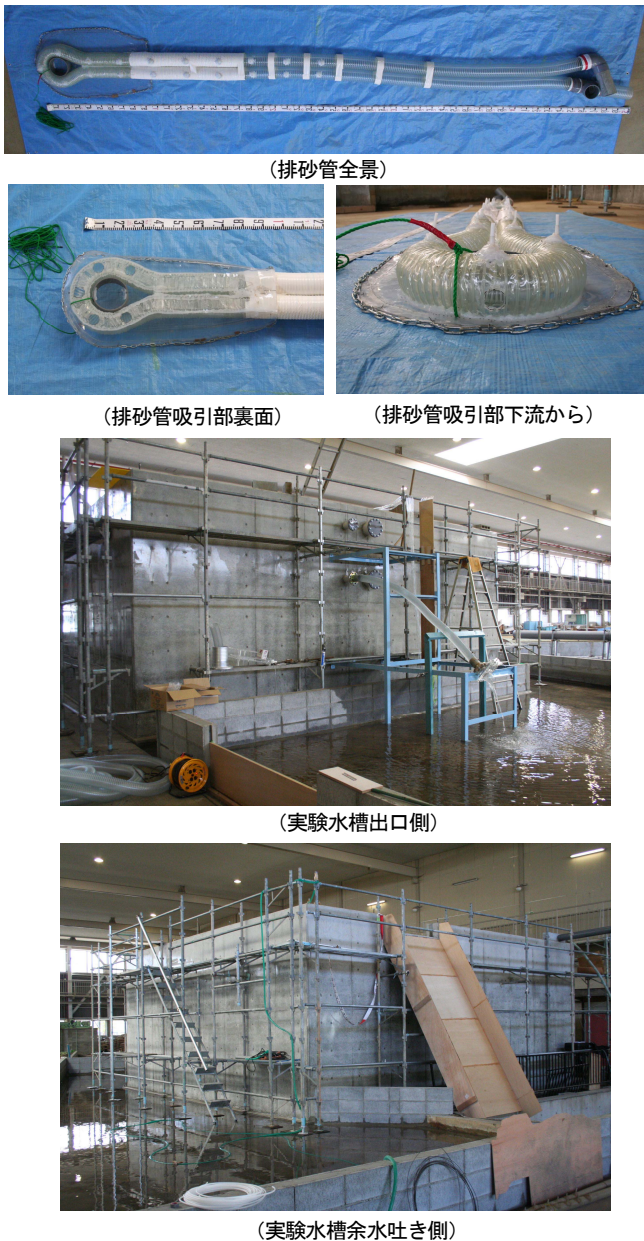


図-5.15 大規模模型写真

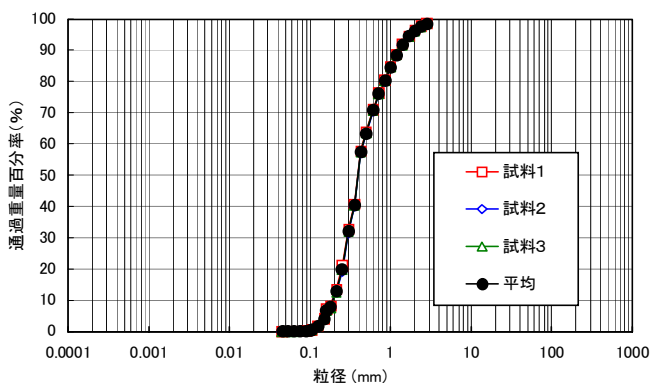


図-5.16 大規模実験に用いた土砂の粒度分布

表-5.1 小規模実験の実験条件及び結果の概要

ケース名	実験条件					実験結果概要						
	土砂材料平均粒径 (mm)	ゲート開度 (%)	流量 (清水時) (L/s)	管内流速 (円形断面) (m/s)	通水時間 (分)	管折返し部埋没時間 (分)	管折返し部着底時間 (分)	排出土砂量 (空隙込み) (m ³)	空隙率 (%)	排出土砂量 (空隙無し) (m ³)	体積土砂濃度 (最大値) (%)	体積土砂濃度 (着底後安定状態) (%)
1-1	1.56	24	3.32	1.17	80	2.0	4.0	0.49	44.4	0.27	18.9	8.9
1-2		18	3.05	1.08	150	3.0	6.5	0.52	44.5	0.29	11.4	5.4
1-3		12 [*]	2.50	0.88	120	-	6.0 ^{**}	0.47	44.7	0.26	9.7	3.0
2-1	0.89	24	3.32	1.17	150	1.5	2.5	0.50	44.0	0.28	23.3	4.5
2-2		18	3.05	1.08	150	1.5	3.5	0.57	43.8	0.32	22.2	3.7
2-3		12	2.50	0.88	120	4.5	10.0	0.43	44.7	0.24	13.5	5.1
3-1	0.36	24	3.32	1.17	150	4.5	6.0	0.53	44.8	0.29	32.4	5.3
3-2		18	3.05	1.08	150	3.5	5.0	0.73	46.3	0.39	26.2	5.5
3-3		12	2.50	0.88	180	11.0	15.0	0.48	46.3	0.26	13.2	4.6

*）初期はゲート開度を18%とし、管が埋没後に12%に設定した。

**）埋没してから6分後に着底。

表-5.2 大規模実験の実験条件及び結果の概要

ケース名	実験条件		実験結果概要					
	排砂管形状	ゲート開度 (%)	流量 (終了時) (L/s)	管内流速 (円形断面) (終了時) (m/s)	通水時間 (分)	排出土砂量 (空隙込み) (m ³)	体積土砂濃度 (最大値) (%)	体積土砂濃度 (安定状態) (%)
4	湾曲部底部の切り欠き有り 湾曲上流部の穴無し	適宜変更 (最大35%)	8.64	1.10	1420	7.1	9.3	1%程度
5	湾曲部底部の切り欠き無し 湾曲上流部の穴あり 管長約8m	40%	12.16	1.55	720	14.8	11.3	3%程度
6	湾曲部底部の切り欠き無し 湾曲上流部の穴あり 管長約10m	適宜変更 (最大100%)	11.52	1.47	600	16.0	9.4	5%程度

一例としてケース 1-1 の流量と土砂濃度の時系列を合わせて図-5.19 に示す。図中には排砂管の折返し部につけた紐により折返し部の位置を確認して求めた埋没時間と水槽の底に達する（着底）時間についても示した。各ケースについても表-5.1 に埋没・着底時間を記載した。これより、管折返し部が埋没後に土砂濃度が上昇し、着底すると濃度が低減していることが確認できる。埋没してから着底するまでは折返し部の底部の穴と側部の穴の双方から土砂を吸い込むため濃度が大きくなっていると考えられるが、この時の濃度の最大値（表-5.1 参照）は、粒径が小さいほど大きく、20~30%とかなり大きい値であり、管路内の流れの安定性が若干懸念される。着底後は底部からの土砂の吸い込みが減少して土砂濃度が下がると考えられる。着底後にある程度土砂りがある期間は比較的安定した濃度（表-5.1 参照）で排砂されており、このときの濃度は 3~9%の値であるが、流量や粒径の影響は顕著でない。土砂濃度が大きくなると流量が減少し、土砂の増加によって管内のエネルギー損失が増加していることがわかる。

図-5.20 に排砂後に水位を下げた状態の堆砂形状を、図-5.21 に排砂後の河床縦断形状を示す。これより、排砂によってすり鉢状の形状が形成されていることがわかる。当初の想定では、洗掘深が 0.55m として、砂の水中安息角を 30° と仮定し、すり鉢の初期堆砂面標高の半径を 0.95m、排出土砂量（すり鉢の容積）を 0.52m³ と算定していた。表-5.1 に示した排出土砂量（空隙込み）の値は概ねこの値に近く想定通りの土砂排出ができた。図-5.20 及び 5.21 から粒径が小さい場合は、すり鉢が流下方向に若干伸びた形状になる傾向がみとめられる。

5.4.2 大規模実験の結果

ケース 4 の実験結果のゲート開度と流量、排砂量、体積土砂濃度の時間変化を図-5.22 に、排砂後に水位を下げた状態の堆砂形状を図-5.23 に、排砂後の河床形状を図-5.24 に示す。

ケース 4 では、小規模実験の形状を参考に、湾曲部の底面は切り欠きを設置し、湾曲部上流部の管には穴を設けていない。

ケース 4 の結果では、土砂濃度のピークは、実験開

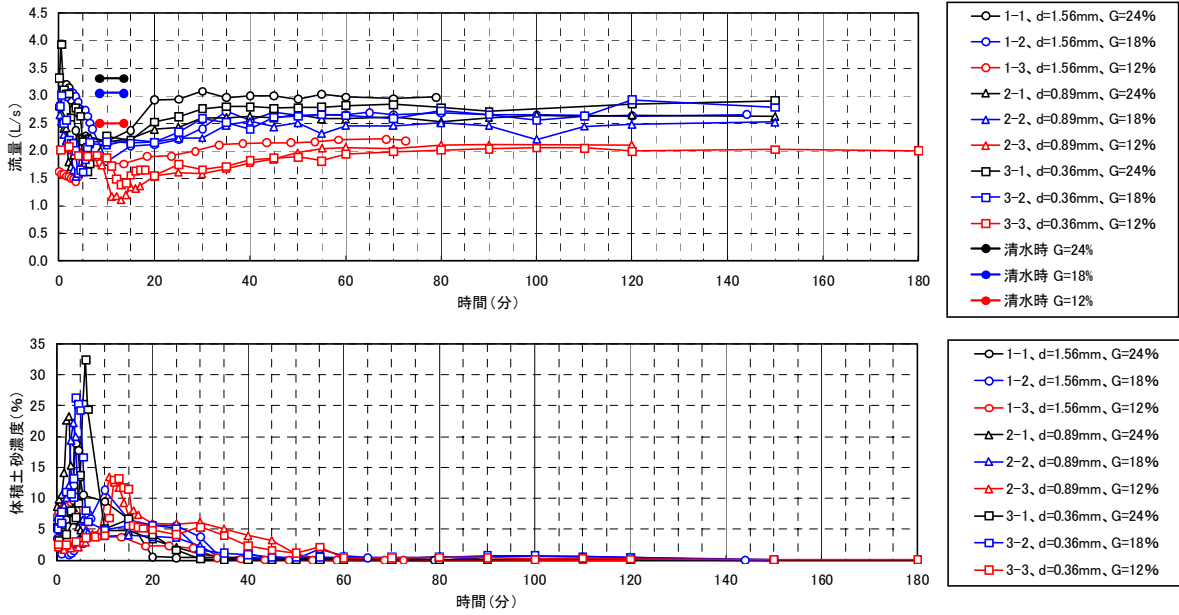


図-5.17 流量と体積土砂濃度の時系列

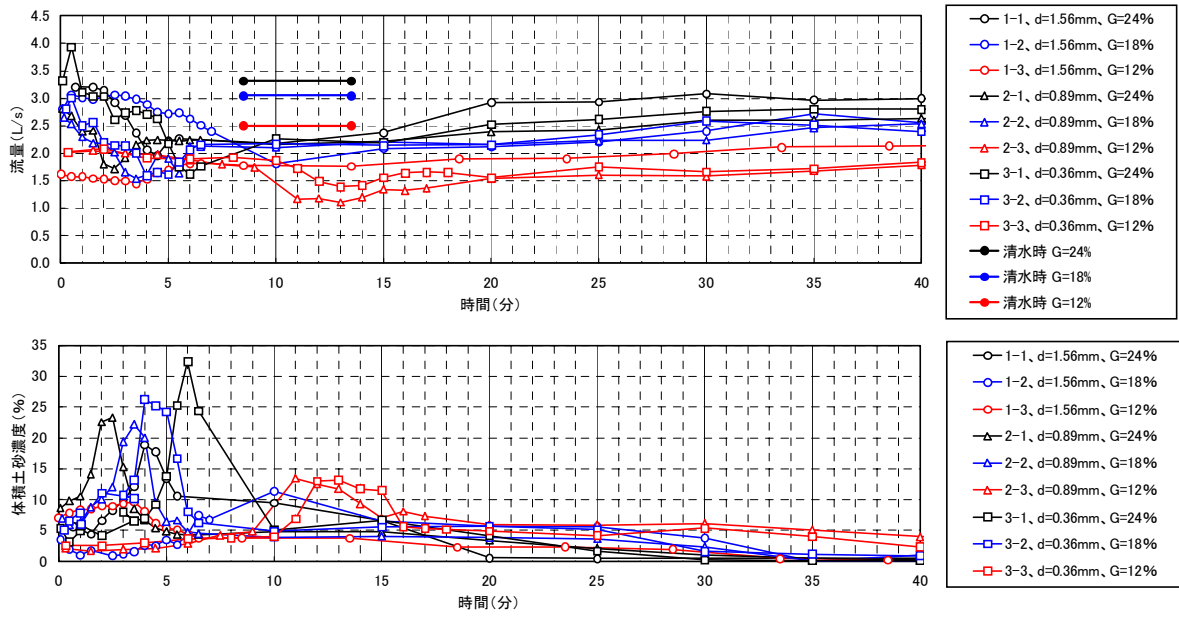


図-5.18 流量と体積土砂濃度の時系列 (初期40分間)

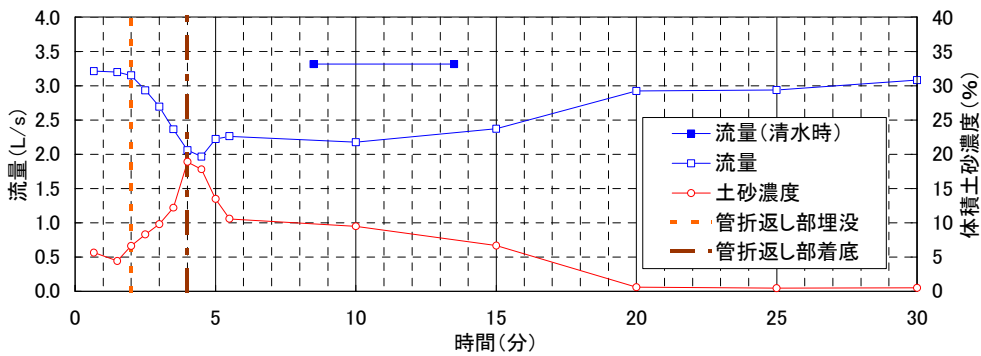


図-5.19 ケース1-1の流量と体積濃度の時系列

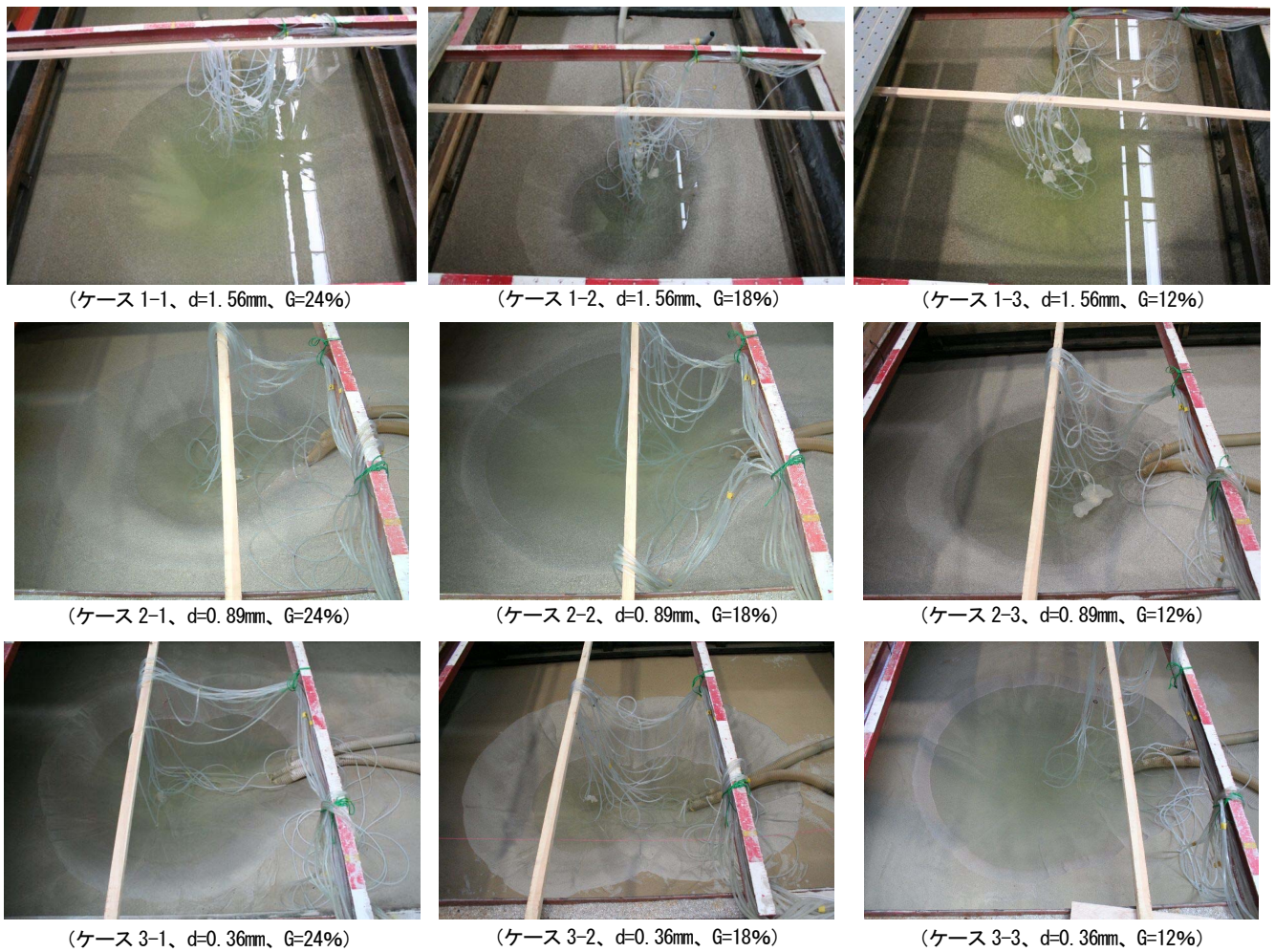


図-5.20 排砂後の堆砂形状

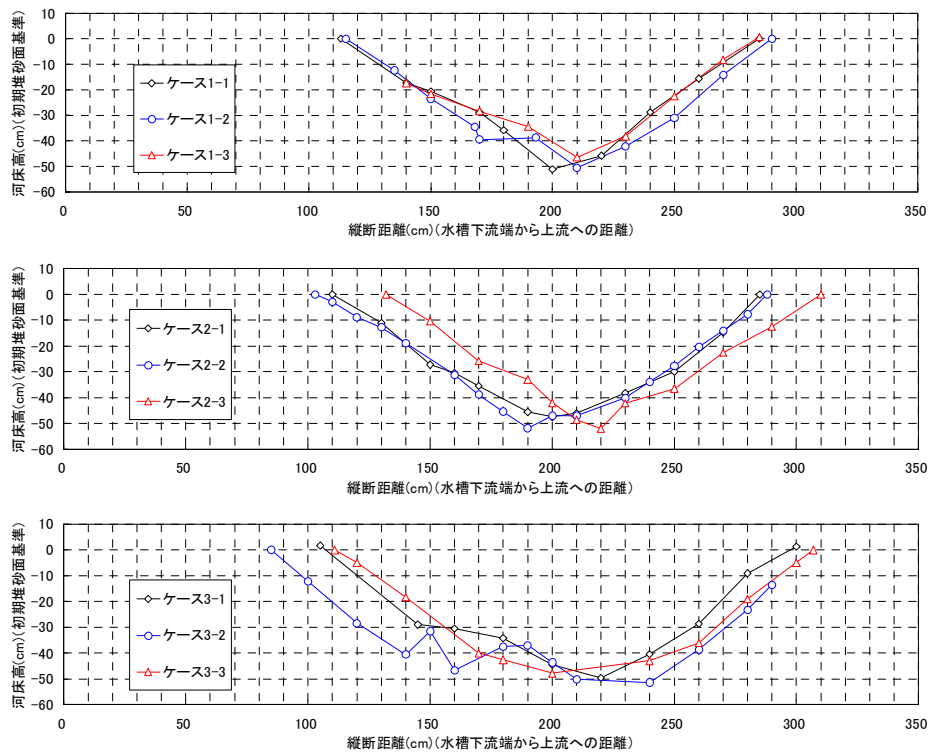


図-5.21 排砂後の河床縦断形状

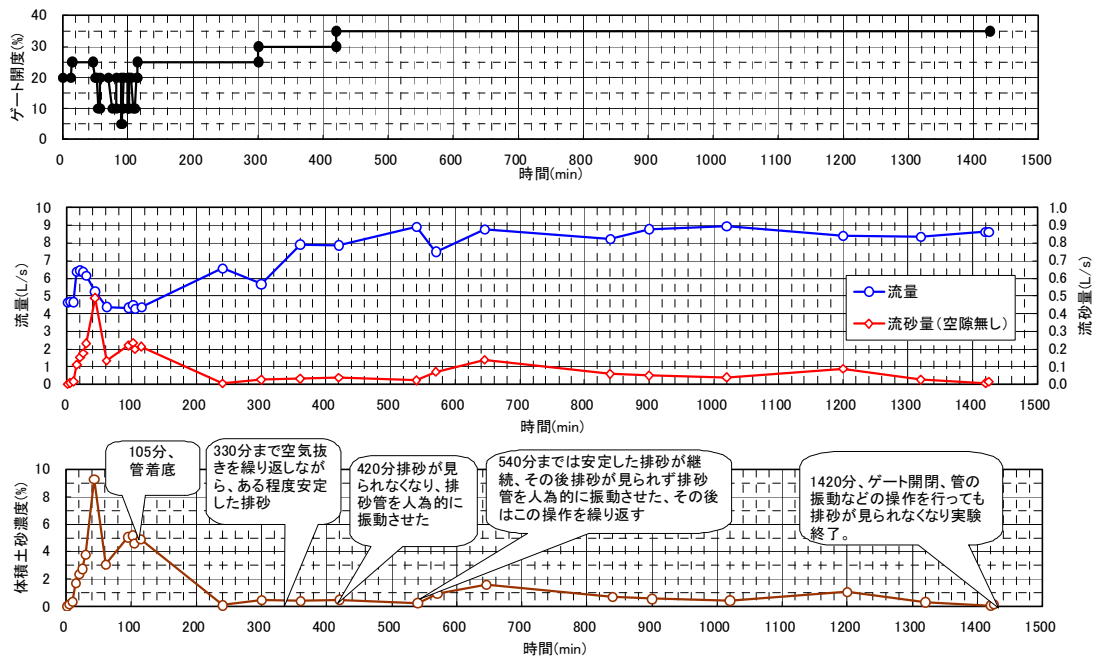


図-5.22 大規模実験の結果 (ケース4、流量、流砂量、体積土砂濃度)

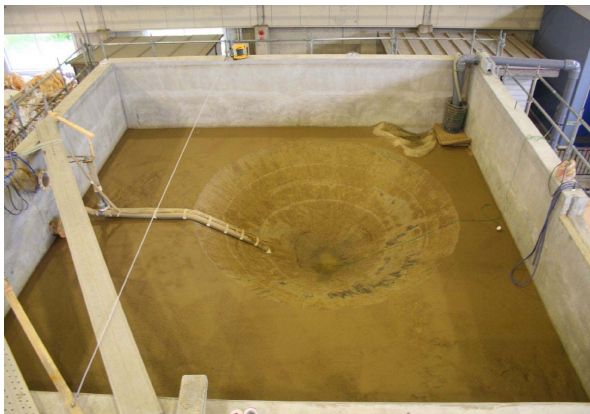


図-5.23 排砂後の堆砂状況 (ケース4)

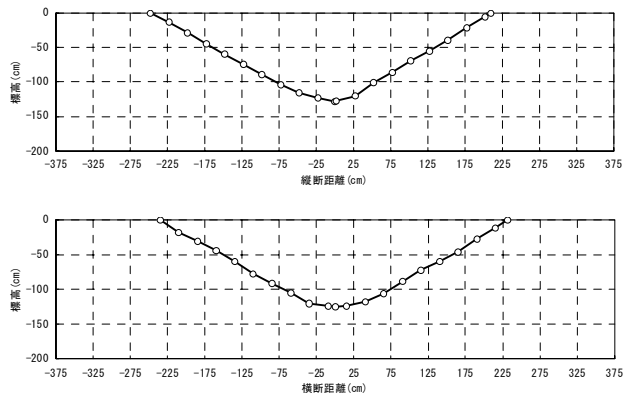


図-5.24 排砂後の河床形状 (ケース4、最深部基準)

始 43 分後に、ゲート開度 25%の時に約 9.3%となった。実験開始 105 分後に排砂管が水槽の底に達し排砂量の減少がみられた。

なお、330 分程度までは、排砂管内に空気溜まりが発生し、ゲート開度を小さくして空気抜きをする作業を繰り返す必要があった。これは、初期の堆砂形状を整形する際に、土砂中の空気が十分に抜けていないことにより、土砂の吸引口から土砂中の空気を吸い込んだことが原因と考えられる。実際の堆砂では、水中で砂礫が流送されて堆積する場合には、空気の混入は少ないと考えられる。しかしながら、有機物の分解によるガスの発生や、土砂崩れなどによる堆積などでは、空気が土砂中に存在する可能性もあり、空気抜きの対策を考えておく必要がある。

330 分以降では、特に空気溜まりの問題はみとめられなかったにもかかわらず、土砂濃度が極端に薄くなり、ほとんど土砂が排出されなくなった (このとき水は放流されていた)。この原因として、下記の①、②などの理由を考えたが、特定はできなかった：①土砂中の塵芥が吸引口を閉塞、②土砂中で吸引口の周りに空間ができて、土砂のアーチアクションで空間が維持され、空間の壁面に作用する吸引力では土砂が吸い込めない。そこで、実験では、折返し部に付けた紐を用いて、管を上下に動かして振動を与えてみた。その結果、振動を与えた後、しばらく排砂が再開されたが、また土砂濃度が小さくなり、再度振動を与えるという作業を繰り返した。最終的には、振動を与えても、ほとんど土砂が出なくなり、1425 分後に実験を終了した。

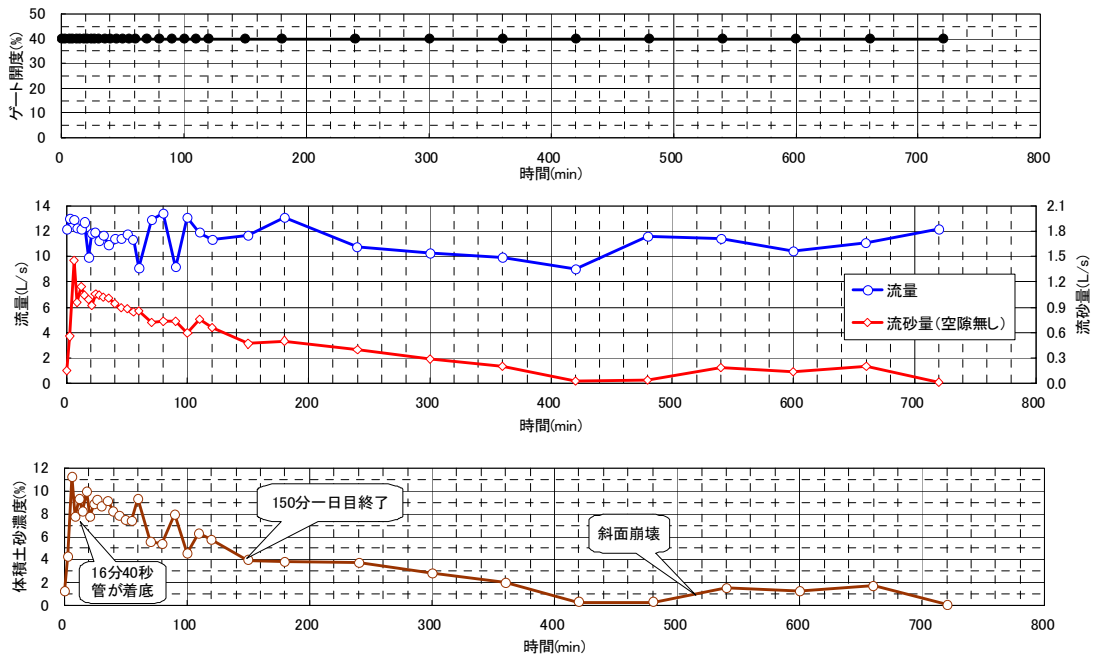


図-5.25 大規模実験の結果 (ケース5、流量、流砂量、体積土砂濃度)



(排砂管の設置状況、給水前)



図-5.26 排砂後の堆砂状況 (ケース5)

排砂後の河床形状は小規模実験と同様に、すり鉢状になっており、排砂量(空隙込み)は約7.1m³であった。当初の想定では、すり鉢の深さを1.9m程度と想定していたが、実験結果は1.3m弱であり、吸引部の上方

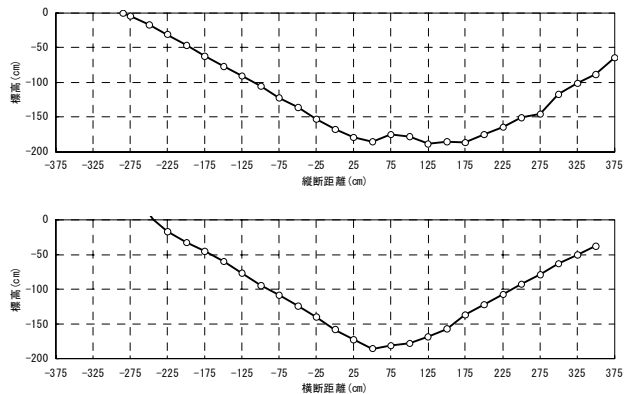


図-5.27 排砂後の河床形状 (ケース5)

に0.6m程度の土被りがあるにもかかわらず、土砂が吸引できなかった。ケース4以外にも実験を実施したが、想定した排砂はできなかった。

この課題を解決するために、湾曲部が潜行した状態においても、管の土被りが小さい場所に土砂の吸引孔が常に存在するようにすることとし、湾曲部の上流部の管に一定の間隔で穴を設ける改良を考案した。これがケース5の排砂管形状である。このとき、他の予備実験の結果から、管を切り欠くとフレキシブル管の強度が不足する場合があったことから、湾曲部底部の切り欠きについても無くした。

ケース5の実験結果のゲート開度と流量、排砂量、体積土砂濃度の時間変化を図-5.25に、排砂後に水位を下げた状態の堆砂形状を図-5.26に、排砂後の河床

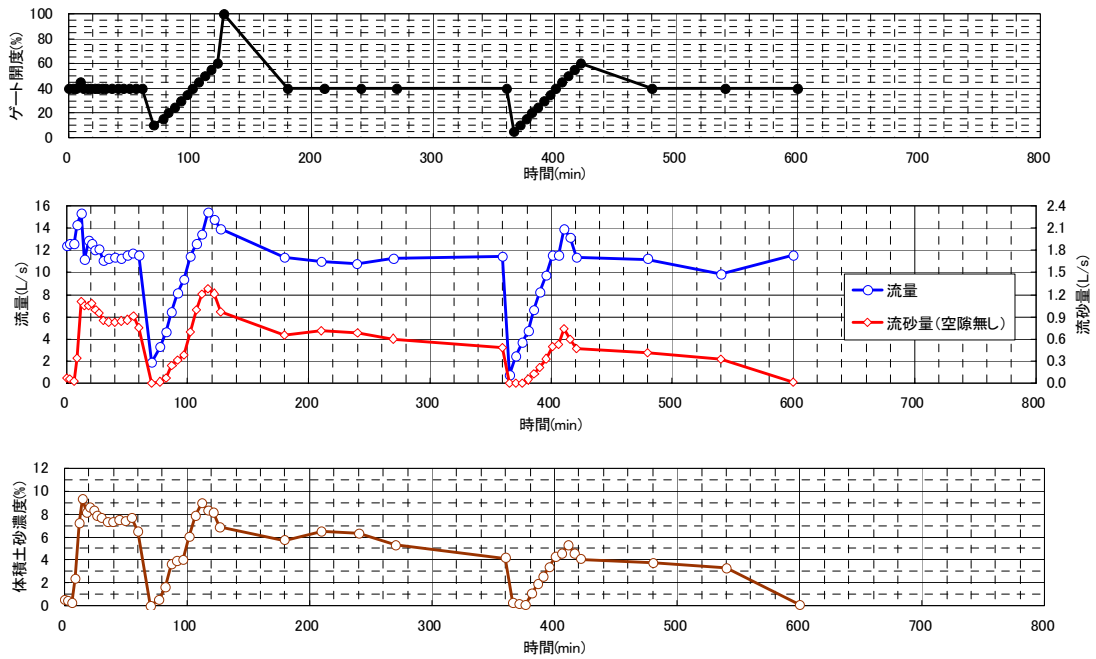


図-5.28 大規模実験の結果（ケース6、流量、流砂量、体積土砂濃度）



図-5.29 排砂後の堆砂状況（ケース6）

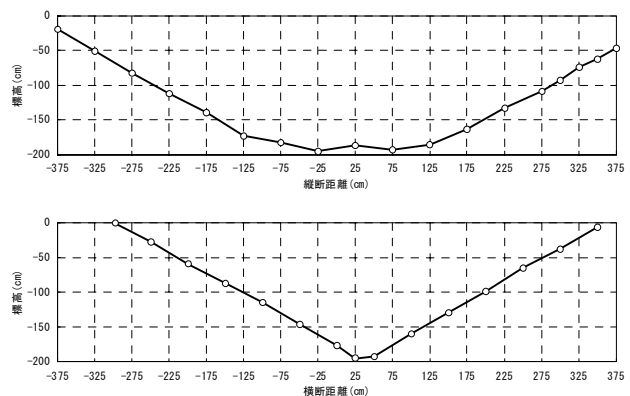


図-5.30 排砂後の河床形状（ケース6）

形状を図-5.27に示す。

ケース5の結果では、土砂濃度のピークは、実験開始約17分後に、11.3%となった。150分後に初日の実験を終了し、ゲートを全閉にした。翌日にゲートを開けて排砂を開始したが、再起動も問題なくできた。通水時間400分後ぐらいに一度土砂濃度が低下したが、すり鉢の斜面が崩壊すると、再度土砂濃度が上昇した。ちなみに、斜面の崩壊は、土砂中の気泡の発生から把握した。その後、洗掘深が1.9m程度になり、土砂濃度が薄くなったところで通水時間720分にて終了した。排水して河床形状を確認すると、湾曲部の先端が土砂から出ている状態で、想定通りの排砂ができた。

ケース6の実験結果のゲート開度と流量、排砂量、体積土砂濃度の時間変化を図-5.28に、排砂後に水位

を下げた状態の堆砂形状を図-5.29に、排砂後の河床形状を図-5.30に示す。

ケース6では、湾曲部が底面に到達した後に、管内流速と土砂濃度の関係調べる目的でゲート開度を変化させた。ゲート開度の変化は、排砂の序盤と終盤の2回実施し、変化させない場合は40%とした。

ケース6でゲート開度を変化させた場合のゲート開度と管内流速の関係を図-5.31に、管内流速と体積土砂濃度の関係を図-5.32に示す。

図-5.31より、ゲート開度40%以下では、排砂の序盤、終盤に関係なく、ゲート開度と管内流速の相関が高く、同じ直線上に乗っている。40%以上では差が生じ、ゲート開度が増加しても管内流速が増加しなくなるが、これは、今回の実験条件では、これ以上のゲート開度

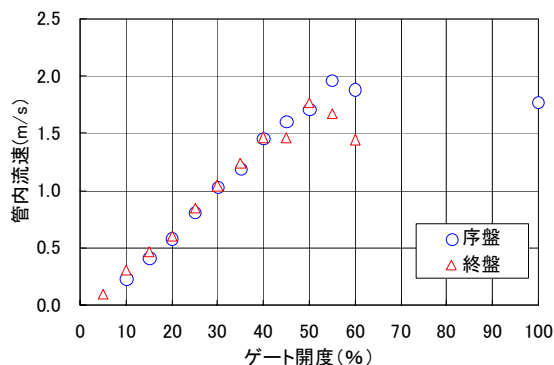


図-5.31 ゲート開度と管内流速の関係 (ケース6)

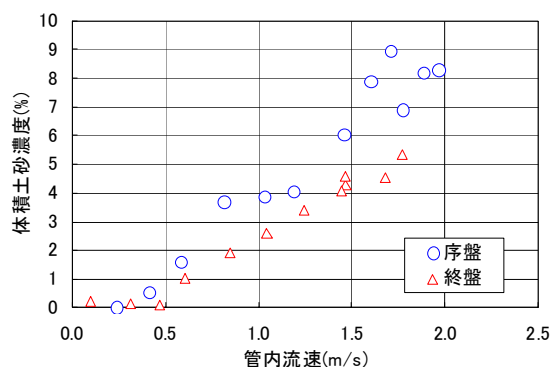


図-5.32 管内流速と体積土砂濃度の関係 (ケース6)

では、支配断面が、ゲートから離れて、上流の管内に移ってしまうためである。

図-5.32 より、管内流速が 0.4m/s 程度より小さいと、土砂が輸送されないことがわかる。また、それ以上の流速では、ややばらつきがあるものの、流速と土砂濃度の相関は高い。ただし、序盤と終盤では、傾きが異なっており、管の土被りが小さくなる終盤の方が、土砂濃度は小さくなる傾向が認められる。

なお、ケース6においても、問題なく想定した排砂を完了することができた。

6. 土砂吸引・放流施設の設計・運用手法の提案

堆砂対策は従来からのダム貯水池における課題である。また、近年では、ダム下流河川の河床環境の変化や海岸侵食などの問題から、流砂の連続性を回復させることが求められている。

これまでも、掘削(貯砂ダム)、浚渫、排砂設備、土砂バイパス、下流への置土等の対策が実施されてきており、一定の効果を発揮してきている。しかしながら、多くの貯水池に適用するためには、コスト的な課

題や適用条件、土砂供給の量やタイミングなどの課題があると考えられる。そこで、各方面で新しい土砂供給手法(排砂手法)の開発が進められており、本研究課題でも、エアバルブと潜行吸引式排砂管の二つの手法の開発を行っている。これらの手法は現在のところ、実際の貯水池での実用化には至っていない。

そこで、上述のような新しい土砂供給手法を用いた施設の実用化に向けて、施設を計画・設計・運用する手法を検討した。

なお、検討においては、河川を通過する土砂のうち巨礫やシルト・粘土を除いた砂礫を対象とした。その他の土砂については、今後の課題としたい。

6.1 土砂供給の計画

図-6.1 にダムがない場合のダム地点における砂礫の土砂流出のイメージを示す。ここでは、洪水調節が必要となるような大規模出水時を想定している。実際には、流砂量と流量の相関は流域の状況で変化したり、洪水の立ち上がりや低減期で異なったりする場合もあるが、概ね流入ハイドロと相関があるものと仮定した。土砂供給施設を有しないダム(多目的ダムを想定)がある場合には、砂礫はほぼ100%貯水池に捕捉される(図-6.2)。また、ダム地点の流量ハイドロは洪水調節によって変化する。図-6.2 では例として「定率一定量」の洪水調節操作をイメージしているが、ハイドロの変化は洪水調節方法によって異なる。また、実際のピーク流量の減少の度合いについては、ダムによるばらつきが大きいことが指摘されている^{6.1)}。

ここで、土砂供給のひとつの目安として、ダムがない場合の流量と流砂量の関係をダムがある場合の放流量にあてはめて、ダムからの土砂供給量を決定する方法を提案する(図-6.3)。この方法によって、ダム直下流では、ダムがない状態の流量と流砂量の関係が保たれ、下流の河床環境が、ダムがない場合に近づくと考えられる。

堆砂問題を解決し貯水池を持続的に利用するためには土砂の流入量と放流量を長期的にバランスさせる必要がある。1回の出水を対象とした場合には、図-6.1 の下図と図-6.3 の流砂量の積算量が等しければバランスがとれることになるが、一般的に流砂量は流量のべき乗(係数は1以上)に比例するため、図-6.3 の積算量の方が小さくなり、その度合いは、洪水調節量が大きくなるほど大きくなる。長期的な土砂の収支としては、流況の平滑化の度合いが大きいダムほど、流入土砂量が放流土砂量を上回る出水の頻度が多くなり、

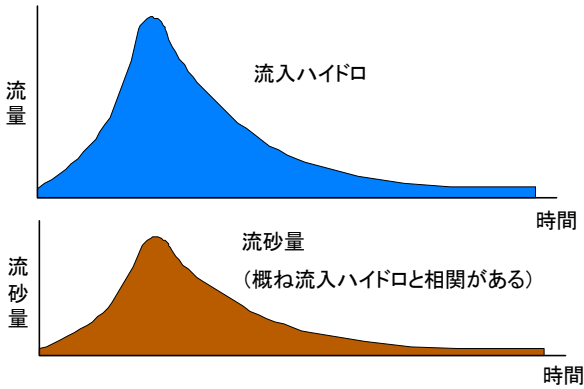


図-6.1 ダムがない場合の出水時のダム地点の砂礫の土砂流出

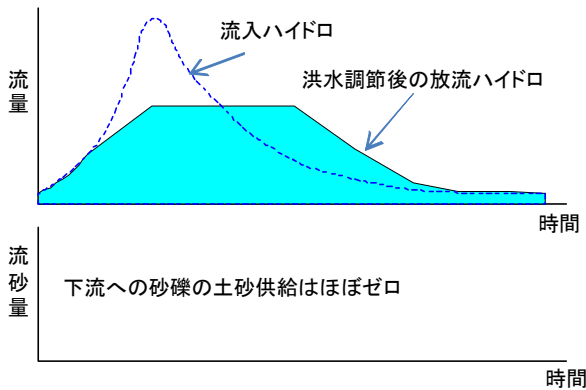


図-6.2 ダムがある場合の出水時のダム地点の砂礫の土砂流出

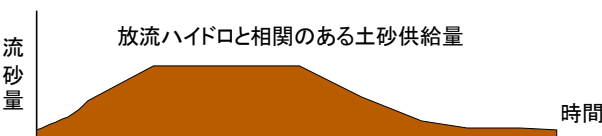


図-6.3 ダムからの土砂供給の目安のイメージ

貯水池に捕捉される土砂が増加する。

また、下流河川の流下能力等の治水上の問題や、漁業等の社会的な状況、生態系や環境上の制約などから、土砂の供給量が制限される場合も考えられる。

上述のような理由から生じる貯水池への堆積土砂については、貯水池の計画堆積容量内での保管、有効利用、土捨て場等への処理等の対応が別途必要になる。

下流河川の条件が許されれば、大規模出水時に貯水池内に捕捉した土砂を、中小出水時に流入量以上の土砂を放流することで減少させることを検討できるかも

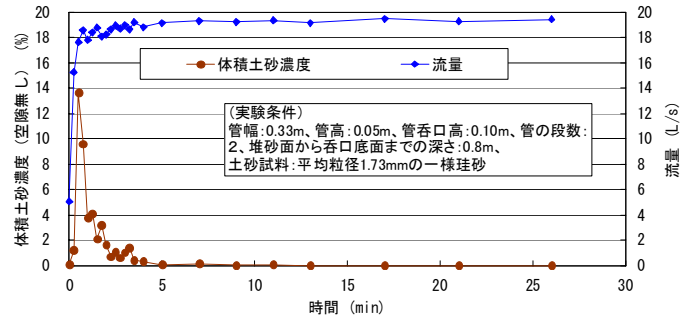


図-6.4 エアーバルブ排砂設備の実験結果

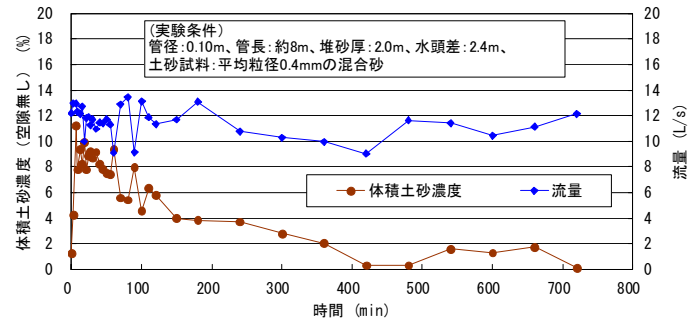


図-6.5 潜行吸引式排砂管の実験結果

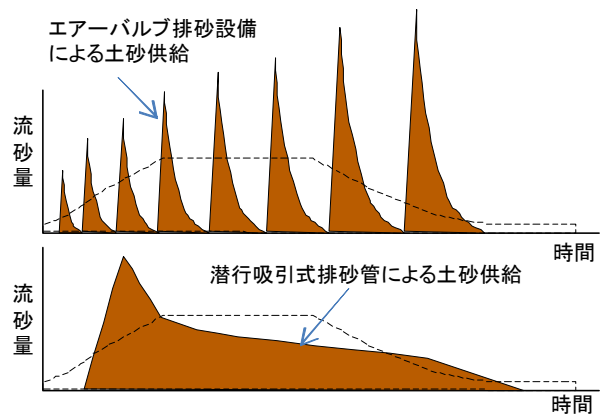


図-6.6 新しい土砂供給施設による土砂供給のイメージ

しれない。これには将来予測や影響評価が必要であり、これらの手法の精度向上が重要になると考えられる。

6.2 土砂吸引・放流施設の運用手法

筆者らが開発を行っている二つの土砂供給手法について、現状では室内実験から得られた情報ではあるが、土砂供給特性の概略を以下に示す。

①エアーバルブ排砂設備

概要：逆V字形のサイフォン管を水深方向に連続して配置し、排砂に伴う堆砂面の低下に追従した呑口から土砂を吸引する。排砂後の形状はダム堤体に設置した場合は半すり鉢形状となる。

土砂供給特性：実験結果の一例を図-6.4に示す。高濃度の土砂が短時間に放流される。土砂濃度のピーク値と土砂放流に要する時間は、流量と排砂を実施する管の堆砂面からの深さに関係する。

②潜行吸引式排砂管

概要：柔軟性を有する管をU字形状として上流端を取水口とし、湾曲部にシートと土砂の吸引口を設置したもの。吸引管は最初に堆積土砂の表面に設置され、土砂を吸引し徐々に土砂中に潜行する。

土砂供給特性：実験結果の一例を図-6.5に示す。エアバルブと比較すると濃度の変化は小さく、ある程度安定した濃度で土砂を放流する。

図-6.3に示した土砂供給を上述した二つの手法で行うことを考えると、両手法とも流砂量ハイドロを時々刻々高い精度で制御することは困難であるが、最終的な排砂量を目標の土砂供給とある程度近似させたタイミングで放流することは可能と考えられる(図-6.6)。また、出水の途中の時点では、オペレーターは出水全期間において最終的に排砂すべき土砂量はわからない。そこで、出水途中の時点で得られている情報を用いて、最終的な排砂量をできるだけ近似できるような、以下に示す運用方法を提案する。

①エアバルブ排砂設備の運用方法

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。

②潜行吸引式排砂管の運用方法

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の差が許容値(流入土砂量を考慮してダム毎に設定、例えば 100m^3 等)を超えていなければ排砂継続(又は開始・再開)、超えていれば排砂停止。

排砂目標量は、既往の堆砂データ等の検討により、流入量と流入土砂量の関係式を作成し、当該時刻までの放流ハイドロに適用して算出する。なお、過去の出水データから、出水の低減ハイドロが精度よく推定で

きる場合には、その時刻での予測低減ハイドロについても排砂目標量に加えてもよいと考える。

6.3 土砂吸引・放流施設の設計手法

筆者らが開発を行っている「エアバルブ排砂設備」と「潜行吸引式排砂管」の二つの土砂供給手法は、両者ともに、粘着性の小さい土砂を高濃度で排出することが可能であり、排砂後の形状は、ほぼ決まった形状(エアバルブ排砂設備であれば半すり鉢状、潜行吸引式排砂管であればすり鉢状)になる特徴がある。

そこで設計手法として、以下に述べる手順を提案する。

はじめに、年間に排出したい土砂量を設定し、その土砂量の各設備での排砂後の形状が確保できる貯水池内での配置のレイアウトを行う。場合によっては、ダム堤体への設置の他、貯水池のあるサイトからのバイパストンネルによる排出も考えられる。ここで、施設規模の一部が確定する(エアバルブの吸引口の合計の高さ、潜行吸引式排砂管の延長)。

次に、施設の諸元を仮に設定し(エアバルブの管の高さ(段数)及び幅、潜行吸引式排砂管の管径)、6.2節で示した運用法に基づいて、ある程度長期間(20年程度以上)の運用シミュレーションを実施する。

その結果、排出土砂量が目的を満たしているか、使用水量が条件を満たしているか等の評価を行い、条件を満たしていなければ、施設の諸元を変更して、再度運用シミュレーションを行い、条件を満たすまで、検討を実施する。

6.4 ケーススタディ

施設規模の試算として、小規模貯水池を想定して大規模出水時に $1\text{万}\text{m}^3$ 程度の砂礫を供給することを考える。現状では室内実験から得られた情報を基にした試算ではあるが、施設諸元の結果を表-6.1に示す。ここで、エアバルブについては、管高(管軸に垂直な方向の高さ)を 1m として既往模型実験の諸元を用いた。潜行吸引式排砂管については、実現性から管径を 0.6m として、2施設での排砂とした。両者ともある程度実現可能性のある規模になっていると考えられる。

さらに、エアバルブ排砂設備について、モデル貯水池を想定して、運用シミュレーションのケーススタディを行った。想定した貯水池の諸元を表-6.2に示す。想定したモデル貯水池の計画高水流量($400\text{m}^3/\text{s}$)相当の出水に対して、前節で提案した運用方法を適用して運用シミュレーションを行った結果を図-6.7に

表一6.1 施設諸元の試算結果

共通事項		潜行吸引式排砂管	
項目	値	項目	値
空隙率	0.4	施設数	2施設
砂礫の水中安息角	30°	管径	0.6m
エアバルブ排砂設備		放流量(1施設)	0.85m ³ /s
項目	値	放流量(合計)	1.70m ³ /s
管幅	6.6m	管内流速	3m/s
管高	1.0m	平均放流土砂体積濃	3%
管呑口高	2.0m	排砂時間	16.4時間
管の段数	10段	排砂量(空隙無し)	6,000m ³
放流量	30m ³ /s	排砂量(空隙有り)	10,000m ³
排砂量(空隙無し)	7,560m ³	排砂すり鉢形状の深さ	11.7m
排砂量(空隙有り)	12,600m ³	排砂すり鉢形状の直径	40.5m×2ヶ所
排砂半すり鉢形状の深さ	20.0m	管長	100m
排砂半すり鉢形状の直径	69.3m	損失係数	0.25
		必要な水頭差	12.5m

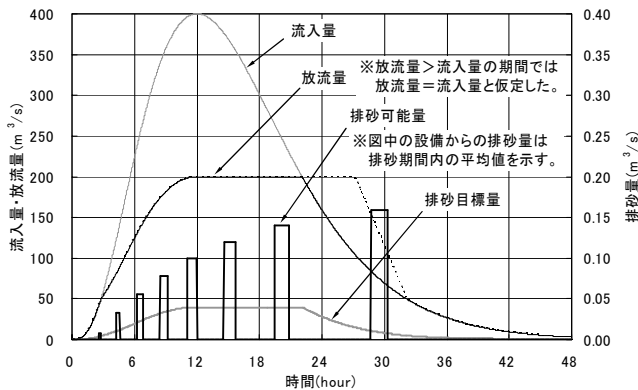
表一6.2 エアバルブ排砂設備運用検討の設定条件

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	
堆砂量	洪水調節開始流量	50 m ³ /s	
	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	
	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	
排砂設備	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	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

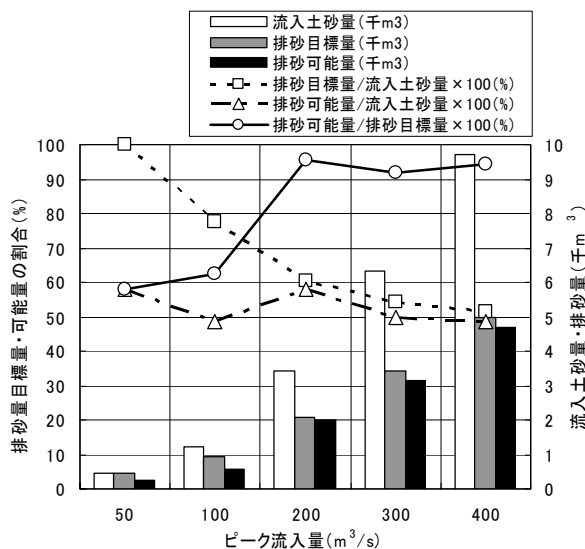
示す。ここで、シミュレーションに必要となる各段のサイフォン管からのピーク排砂量と排砂時間については、4章の実験結果から得られた推定式を用いている。なお、図中の設備からの排砂量(m³/s)は排砂管各段の排砂期間内の平均値を表している。

排砂目標量は、本貯水池条件で比堆砂量 100m³/km²/年に相当し、4章の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4.7千m³と概ね同量である。

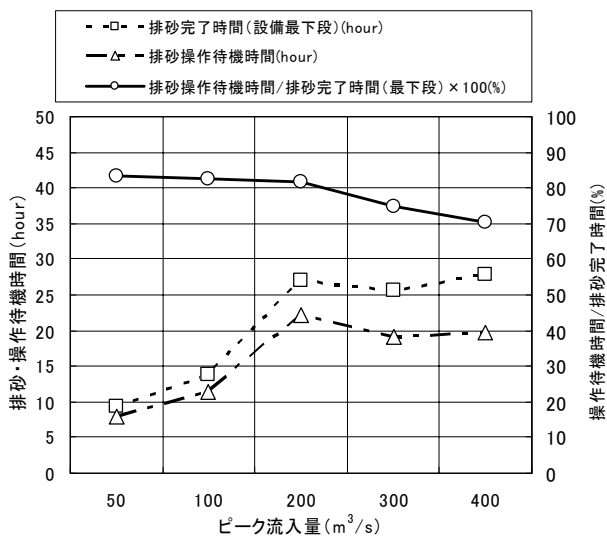
検討結果より、排砂管8段目からは出水の低減期にやや遅れて排砂しているものの、概ね放流量に応じた排砂目標量に合うように土砂を供給しているのが分かる。なお、流入土砂量に対する排砂目標量の比率は50%程度、排砂目標量に対する排砂可能量の比率は95%程



図一6.7 排砂設備の運用結果(排砂目標量5千m³)



図一6.8 排砂目標量と排砂可能量との関係



図一6.9 排砂時間と排砂操作待機時間との関係

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-6.8、6.9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。

7. 湖内輸送に関する検討

7.1 輸送管に関する検討

湖内輸送管設計に必要な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と傾斜輸送管の知見が得られた。

7.1.1 実験方法

実験では、表-7.1に示すように、水平輸送管と傾斜輸送管について、砂スラリーでの流動特性を把握するために、管径d(m)、砂の粒径D50(mm)、砂の体積濃度C(%)及び管内流速Vw(m/s)の違いにおける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、傾斜管における管径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

表-7.1 実験ケース

Case	輸送管	管径d(m)	C(%)	実験用砂	D50(mm)	Vw(m/s)		
a	水平	0.03	0	3.0	4号	1.03	2~3	
b			0	4.0	6号	0.348	3~4	
c			0	3.0	8号	0.09	2~3	
d			0.1	0	3.0	4号	1.03	2~3
e			0.2	0	3.0	4号	1.03	1~3
f	1/100	0.03	0	0.4	4号	1.03	1~3	
g			0	0.7	6号	0.348	1~3	
h			0	0.1	4号	1.03	1~3	
i			0	0.2	6号	0.348	1~3	
j			0	0.6	4号	1.03	1~3	
k		0.2	0	0.2	6号	0.348	1~3	
l		0	0.4	4号	1.03	1~3		
m		0	0.2	6号	0.348	2~3		
n		0	0.1	4号	1.03	1~3		
o		0	0.3	6号	0.348	3~3		
p	1/200	0.2	0	0.1	4号	1.03	1~3	
q			0	0.2	6号	0.348	1~3	

の実験を実施した。図-7.1に実験装置（d=0.10m）を示す。実験は、低水槽で表-7.1に示すケースの濁水を用いて、サンドポンプにより上流側水槽に送水して、循環させて行った。安定した状態になった後、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、清水での実験を開始し、土砂を投入して土砂濃度を上げ、繰り返し実施した。流速は配管途中に設置したバルブにより調節した。

7.1.2 管内流況

管内流況は、d=0.10mでは図-7.2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VwよりもD50から計算される沈降速度が大き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。また、ここで検討している輸送管は比較的長いものであり、輸送管内に土砂が停止したり、堆積する場合には、土砂の輸送ができない状況が考えられるので、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。水平輸送管・傾斜輸送管についても、ほぼ同様な流況を示していた。

7.1.3 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。

$$\Delta P = \Delta P_w + \Delta P_s \quad (7.1)$$

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

$$\Delta P_s = \lambda_s \cdot V_w^2 / 2g \cdot (L/d) \gamma_w$$

ここに、ΔPw:水による圧力損失、λw:水による損失

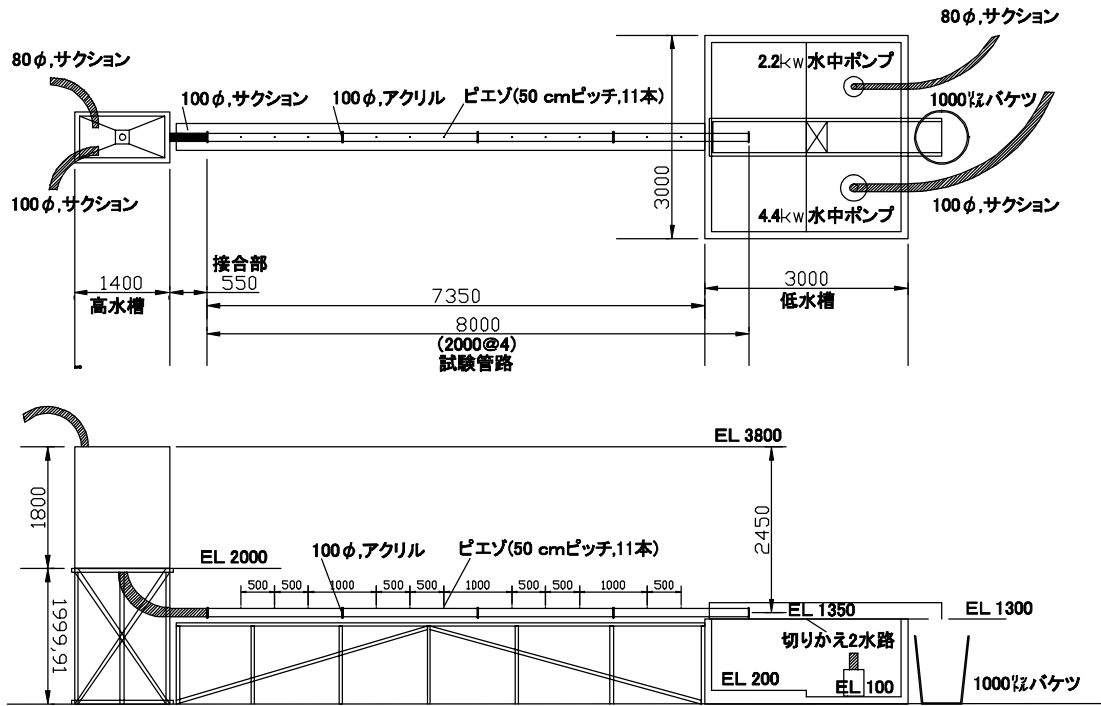


図-7.1 実験模型 (d=0.1m)

単位(mm)

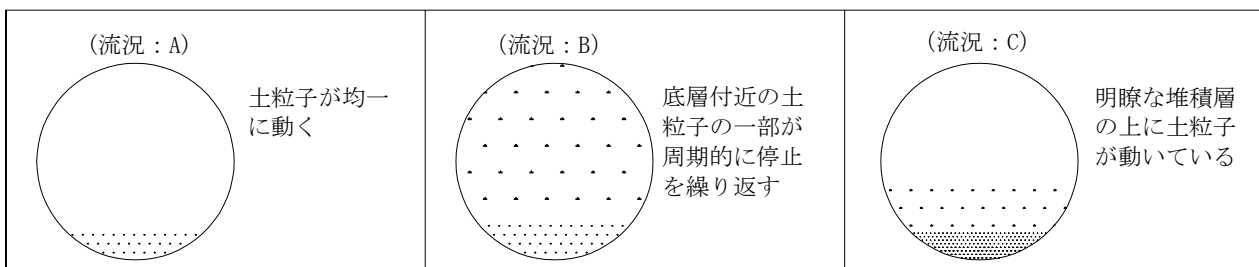


図-7.2 管内流況 (d=0.1m)

係数, ΔP_s : 砂による圧力損失, λ_s : 砂による損失係数, λ_1 : 損失係数, V_w : 管内流速 (m/s), L : 管路長 (m), d : 管径 (m), g : 重力加速度 ($=9.8\text{m/s}^2$), γ_s : 砂の比重 ($=2.6$), C : 体積濃度 (%), γ_w : 水の比重 ($=1$).

まず、水平輸送管について、図-7.3 に砂スラリーでよく用いられている式(7.2)に示す Durand 式を用いた検討結果を示す。

$$\phi = is / (iw \cdot C) = K \{ (V_w^2 C_D^{0.5}) / g d (s-1) \}^{-n} \quad (7.2)$$

$$K=81, n=1.5$$

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_D : 抗力係数、 s : 砂の比重。

図-7.3 の横軸は実験結果 ϕ を、縦軸は式(7.2)から

算定される ϕ を ϕd として示している。図-7.3より、ばらつきは大きいですが、管径 $d=0.2\text{m}$ では、 ϕd は大きめに推定されることがわかる。このため、湖内輸送時に想定している流況Aにおいて、管径によらずこれから実験結果を満足する式を新たに求める。砂による損失 λ_s を、水のみ流れの相似を表すフルード数 $Fr (=V(gd)^{0.5})$ と、砂による損失に影響が大きいと考えられる土砂の堆積濃度 C と砂の粒径を管径で除した $(D50/d)$ の3つの無次元量で考える。多変数解析を行った結果を図-7.4に、またその関係を式(7.3)に示す。

$$\lambda_{s*} = 10^{-1.844} \cdot C^{0.2644} \cdot Fr^{-0.3097} \cdot (D50/d)^{0.22222} \quad (7.3)$$

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。

また、傾斜輸送管について、式(7.3)の算定結果 λ_{s*} と実験結果 λ_s について、図-7.5に示す。

図-7.5より、傾斜輸送管の方が全体的に小さめに算定されている。このため、各傾斜毎に、水平輸送管と同様に、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-7.6に示す。また、その関係を式(7.4)に示す。

$$\begin{aligned} 1/100: \quad & \lambda_{s*} = 10^{-0.97} \cdot C^{0.29} \cdot Fr^{-1.73} \cdot (D50/d)^{0.52} \\ 1/200: \quad & \lambda_{s*} = 10^{-1.35} \cdot C^{0.094} \cdot Fr^{-0.99} \cdot (D50/d)^{0.54} \end{aligned} \quad (7.4)$$

ややばらつきは大きいですが、上式から各傾斜輸送管毎の砂による損失係数 λ_s の算定が可能となる。

7.2 逆転ポンプの検討

逆転ポンプは、常時使用する利水放流設備の水流をポンプユニットの水車に引き込み、その水車の回転力を湖内輸送管に設置した水車に伝達させて、小さい粒径の低濃度の土砂の湖内輸送を行うものである。

7.2.1 実験方法

実験に用いた逆転ポンプは、図-7.7に示すように汎用の陸上ポンプの電動機部分を撤去したポンプユニット2基をチェーンカップリングで連結させたものである。実験装置は、高水槽内の貯水位を給水側のポンプに配管して、同じ軸の排水ポンプを回転させるものである。実験は、高水槽の水位を一定にして、土砂を含まない水のみで給水量と排水量およびポンプ前後の圧力を、逆転ポンプ未使用時、逆転ポンプ通水時及び

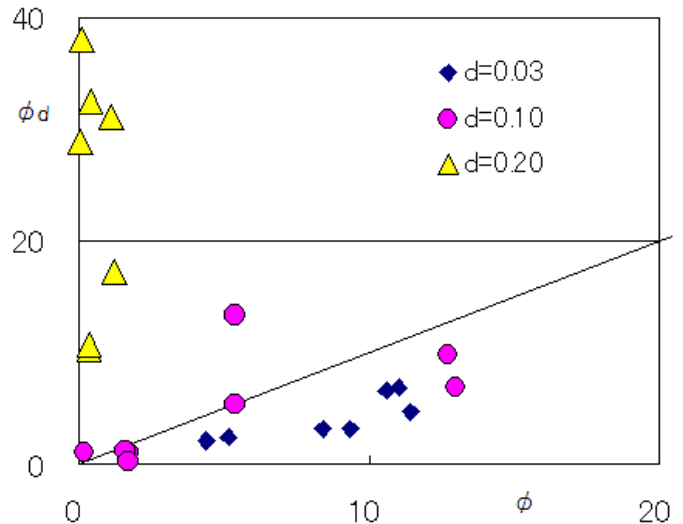


図-7.3 $\phi \sim \phi d$ の関係

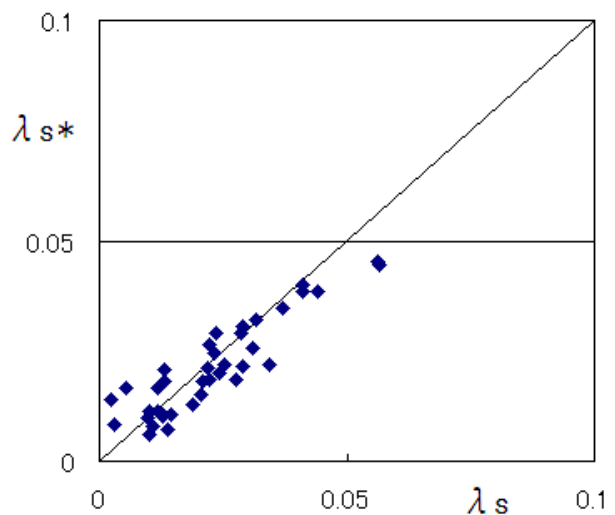


図-7.4 水平輸送管の検討結果

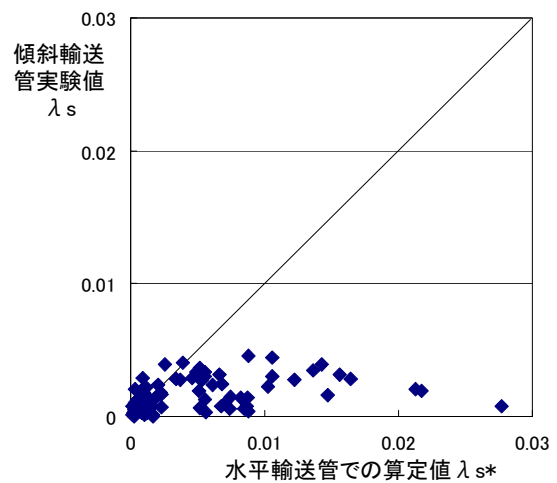


図-7.5 $\lambda_s \sim \lambda_{s*}$ の関係

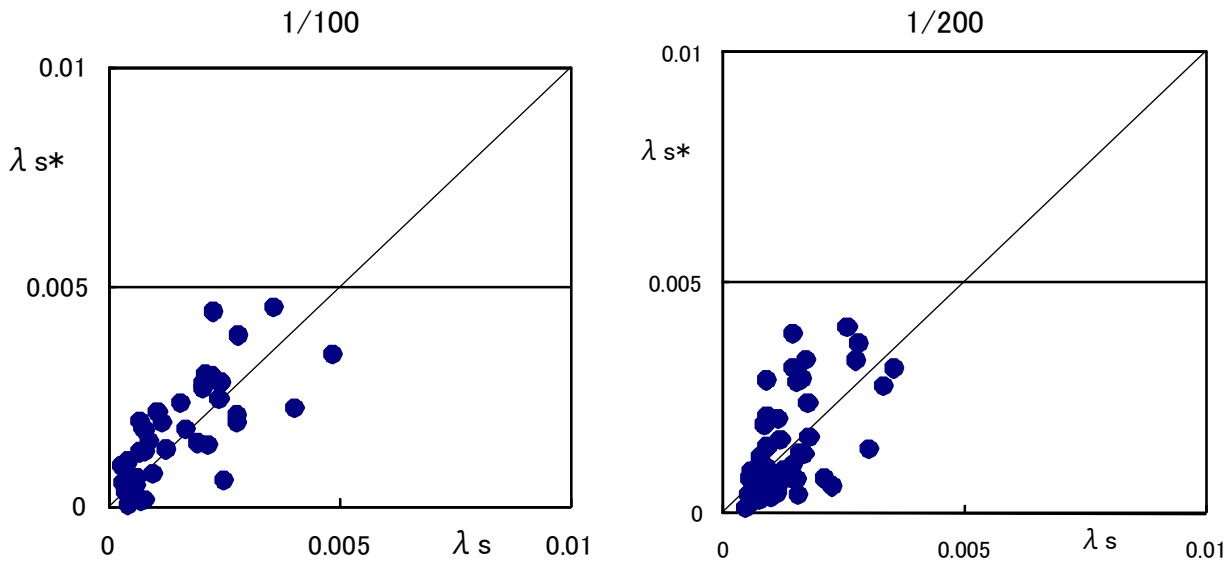


図-7.6 傾斜輸送管解析結果

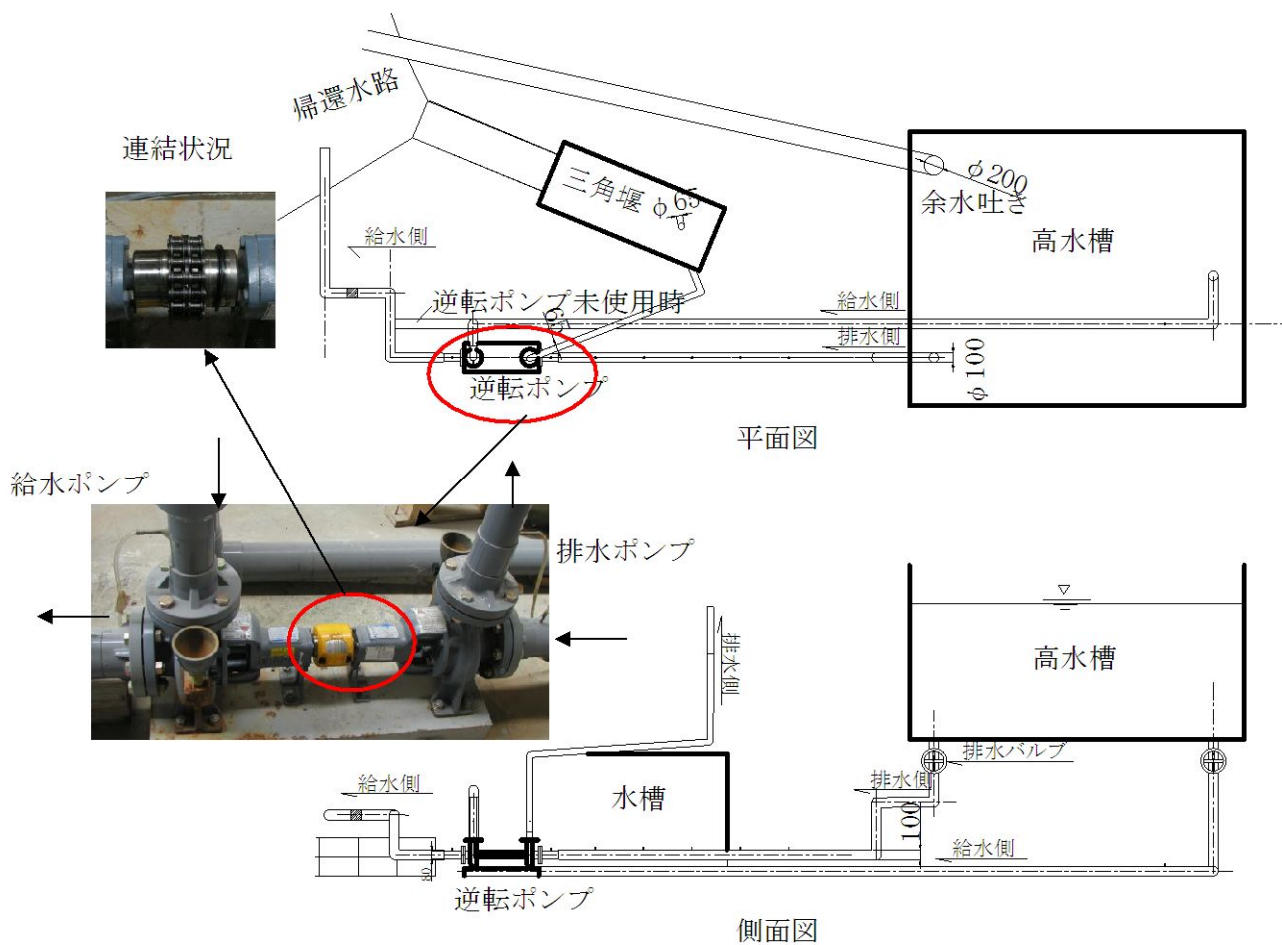


図-7.7 逆転ポンプ実験装置と逆転ポンプ

表-7.2 逆転ポンプ実験ケース

	Case	貯水位 H(m)	給水量 Qi (L/s)	排水量 Qo (L/s)	流量係数C	α $1/C^2-1$	排水バルブ	逆転ポンプ
					$Qi / (A(2gH)^{0.5})$			
逆転ポンプ未 使用時	1-1	1.90	23.0	0.0	0.48	3.3	-	×
	1-2	1.66	19.8	0.0	0.44	4.1		
	1-3	1.15	15.1	0.0	0.41	5.1		
逆転ポンプ通 水時	2-1	1.87	6.3	0.0	0.13	56.1	全開	○
	2-2	1.60	5.8	0.0	0.13	57.0		
	2-3	1.36	5.3	0.0	0.13	58.5		
逆転ポンプ運 用時	3-1	1.85	6.3	5.2	0.13	55.5	全開	○
	3-2	1.59	5.7	4.8	0.13	58.1		
	3-3	1.35	4.9	4.5	0.12	67.0		

$A = 0.007854 \text{ m}^2$

Ri: 径深(=D/4, D=0.1m),

Li: 管長(m), fb1, fb2: 曲がりの損失係数

逆転ポンプ運用時の3ケースについて調査した。なお、予備検討において、この結合方法で排水流量が最大となる配管パターンを検討し、排水ポンプでの水の流れが通常のポンプ使用時と同じになるように接続したものである。

湖内輸送の動力源として、利水放流の流れにポンプユニットの水車を設置してその水車の回転力を湖内輸送管に設置した水車に伝達するために水車同士を連結した逆転ポンプによるための基本的な水理機能について調査する。このため、図-7.7に示すように陸上ポンプの水車部分を連結して利水放流を模した給水側水車にポンプにより給水して、この水車に連結した水車を回して湖内輸送側を水槽から水を排水するものである。実験は、ポンプにより水を給水して水車を回転させるものである。実験は、高水槽の水位を一定にして、土砂を含まない水のみで給水量と排水量およびポンプ前後の圧力を、逆転ポンプ未使用時、逆転ポンプ通水時及び逆転ポンプ運用時の3ケースについて調査した。実験ケースを表-7.2に示す。なお、予備検討において、この結合方法で排水流量が最大となる配管パターンを検討し、排水ポンプでの水の流れが通常のポンプ使用時と同じになるように接続したものである。

7.2.2 実験結果

次に管路流における放流量Q算定式を示す。

$$Q = Ag \cdot \sqrt{\frac{2gH}{fe \cdot \left(\frac{Ag}{Ae}\right) + \sum \left(\frac{2gn^2}{Ri^{1/3}} \cdot \frac{Li}{Ri}\right) \cdot \left(\frac{Ag}{Ai}\right)^2 + \sum (fb_i \cdot fb_{2i}) \cdot \left(\frac{Ag}{Ai}\right)^2 + fg + 1}} \tag{7.5}$$

ここに、Q: 流量(m³/s), Ag: 出口面積,
g: 重力加速度(9.8m/s²), H: 作用水頭(m),
fe: 呑口損失係数, n: 粗度係数,

式(7.5)のルート内の分母は、配管の損失を表すもので、これを $\alpha+1$ とし、利水放流設備の放流量Qを $Q=CAG(2gH)^{0.5}$ とすれば、 $\alpha=1/C^2-1$ で計算され、出口の損失を除く配管の損失を表したものである。ここで、逆転ポンプ未使用時の α を試算すると、呑口損失feは、fe=0.5(角端)、管内損失f_Lは管長L=12.2m、管径 $\phi=0.1m$ 、塩ビ管の粗度係数n=0.01であるから
 $f_L=2gn^2/Ri^{1/3} \cdot L/R$ (R=D/4, D=0.1m)=3.3となる。90°エルボの4個の損失0.4を加えると、 $\alpha=4.2$ 程度となり、概ね逆転ポンプ未使用時実験結果と同じオーダーとなる。また、逆転ポンプ通水時から逆転ポンプ未使用時を差し引くと、この逆転ポンプの α が得られ、 $\alpha=53$ となる。次に、逆転ポンプ運用時から逆転ポンプ通水時を差し引くと、ややばらつきがあるが、平均的に3.0程度となり、これは、排水側配管の α とほぼ等しくなっている。また、逆転ポンプ運用時の排水量は給水量の平均的に0.85倍程度となっている。

以上より、逆転ポンプの給水量・排水量の算定には、逆転ポンプ運用水頭時の給水経路の損失と給水経路の損失および逆転ポンプの損失を算定することで逆転ポンプの給水量が算定され、その流量を0.85倍することで、排水量(湖内輸送量)が算定することができることがわかった。なお、実際には、湖内輸送する土砂の粒径や土砂の体積濃度を想定して、その時の土砂の輸送による付加損失を加える必要がある。

7.3 湖内輸送量の試算

上記の損失係数や逆転ポンプの排出量の検討結果を用いて、湖内輸送量を試算する。今、仮にAダムの利水放流設備の作用水頭H=62m、利水放流管径D=0.3m(A=0.07m²)、流量0.8m³/sを逆転ポンプに配管して、湖内輸送管($\phi 0.3m$, 長さL=1km)で粒径d=0.5mm、

濃度 0.5%の土砂混じりの流れの場合を試算する。利水放流設備の α は、 $C=Q/(A(2gH)^{0.5})=0.32$, $\alpha=8.5$ また、輸送管の水のみの損失は、呑口損失 f_e は、 $f_e=0.5$ (角端)、管内損失 f_L は管長 $L=1000\text{m}$ 、管径 $\phi=0.3\text{m}$ 、鋼管の粗度係数 $n=0.012$ から $f_L=2gn^2/R^{1/3}\cdot L/R(R=D/4, D=0.3\text{m})=89.2$ となり、粒径 $d=0.5\text{mm}$ の0.5%濃度の付加損失は、式(7.6)^{7.1)}を用いて計算すると、 $\alpha=39.2$ となる。これらから、 $C=1/(\sum \alpha+1)^{0.5}=0.074$ となり、給水側の流量 Q_i は $Q_i=CA(2gH)^{0.5}=0.18\text{m}^3/\text{s}$ となる。このため、輸送管への流量 Q_0 は $Q_0=0.85$, $Q_i=0.155\text{m}^3/\text{s}$ となる。年間の土砂輸送量は、この0.5%となり、約 $24,000\text{m}^3/\text{s}$ となる。

$$\Delta P = \Delta P_w + \Delta P_s \quad (7.6)$$

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

$$\Delta P_s = \lambda_s \cdot V^2 / 2g \cdot (L/D) \gamma_w$$

$$\lambda_s = 10^{-1.844} \cdot C^{0.2644} \cdot Fr^{-0.3097} \cdot (d/D)^{0.22222}$$

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_w :水の水のみの損失係数, V :管内流速(m/s), L :管路長(m), D :管径, 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, Fr :フルード数, d :粒径(mm)

8. まとめ

置土の侵食過程について室内実験と3つのサイトの現地観測から得られた知見を以下に示す。

- 1) 室内実験の結果から、緩勾配水路では、上下流双方を含めた外縁部全域の侵食が進行し、急勾配水路では、側方侵食と上流からの侵食が進行する。
- 2) 室内実験の結果から、一定の流量条件では、急勾配水路では、比較的安定した土砂の侵食が継続する傾向にあり、緩勾配水路では、置土による堰上げの程度の変化によって、侵食速度が大きく影響を受ける。
- 3) 現地観測から、3つの異なる河道条件と置土形状及び流量時系列における置土の侵食過程を定量的に把握することができた。
- 4) 現地観測から、流量が変化する場合の侵食は、流量増加時に侵食量が卓越し、流量減少時には侵食量は低減し、2回目以降の流量増加では、過去に経験した以上の流量にならないと顕著な侵食の進展がみられないことが確認された。

置土の侵食予測モデルを用いた土砂の仮置き方法の検討手法を提案した。また、本研究プロジェクトで開発した平面2次元河床変動モデルを用いることにより、実際のダム下流の置土についてハイドログラフに応じた下流への土砂供給の量と質を時系列で予測することが可能性であり、置土方法の検討や下流河川の環境を検討する上で詳細な境界条件を設定する際に活用できると考えられる。

エアーバルブ排砂設備の排砂特性を把握するために排砂実験を実施した結果得られた知見を以下に示す。

- 5) 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。
- 6) 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。
- 7) 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。

潜行吸引式排砂管の水理模型実験による検討において、以下の知見が得られた。

- 8) 小規模模型実験において、潜行吸引式排砂管によってほぼ想定通りの排砂が可能であることを確認した。
- 9) 小規模模型実験において、潜行吸引式排砂管が、吸引部の埋没(土砂濃度:小)、吸引部の土砂中の潜行(土砂濃度:大)、吸引部着底後(土砂濃度:中)といった排砂過程であることを確認した。
- 10) 小規模模型実験において、流量と土砂の粒径が排砂特性に与える影響を把握した。
- 11) 大規模模型実験において、空気混入に留意する必要があることを確認した。
- 12) 大規模模型実験において、湾曲部のみに穴を設けた形状では、湾曲部着底後に土砂吸引ができなくなる課題を把握した。
- 13) 大規模模型実験において、湾曲部上流部の管に穴を設置することで、上記の課題を解決し、排砂が完了できることを確認した。
- 14) 大規模模型実験において、排砂特性及び管内流速と土砂濃度の関係を把握した。

本課題で開発したエアーバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管の設計・運用手法について検討した結果を以下に示す。

- 15) 土砂供給のひとつの目安として、ダムがない場

合の流量と流砂量の関係をダムがある場合の放流量にあてはめて、ダムからの土砂供給量を決定する方法を提案した。

- 1 6) エアーバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管のそれぞれについて、出水途中の時点で得られている情報を用いて、最終的な排砂量をできるだけ近似するための、運用方法を提案した。
- 1 7) エアーバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管のそれぞれについて、提案した運用手法を踏まえた設計方法を提案した。
- 1 8) 提案した設計・運用手法についてある貯水池条件を想定してケーススタディを実施したところ、ある程度実現可能性のある施設規模で、目的とする排砂が概ね実施可能となると考えられた。

湖内輸送管設計に必要となる砂スラリーでの損失係数と湖内輸送の動力源ともなる逆転ポンプの水力機能の検討結果から得られた知見を以下に示す。

- 1 9) 水平輸送管・傾斜輸送管でも、管径が大きくなると管内流況は流況 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) 領域が大きくなっている。
- 2 0) 実際に、湖内輸送を考えた場合に、湖内輸送が可能な管内流況 A 領域での砂による損失水頭を管径、フルード数、砂の体積濃度、砂の平均粒径と管径の比の無次元量との関係を水平輸送管・傾斜輸送管についてその関係を提示した。
- 2 1) 逆転ポンプにおいて、湖内輸送時の水頭下での給水量と排水量の関係を調査し、給水量は、給水側と排水側の損失を加えることで算定ができ、また排水量は給水量の 85%程度が得られている。
- 2 2) 湖内輸送の検討結果を用いることで、概略規模の湖内輸送量の算定が可能となった。

今後は、逆転ポンプの接続方法等を考慮すれば、逆転ポンプの損失の軽減が図れるとともに、湖内輸送管への必要な濃度の土砂の供給方法の検討が必要となる。

なお、これについては、逆転ポンプと同じシステムで圧縮空気を用いるエアリフトによる排砂システムを参考に検討すれば、ある程度検討可能と考える。

謝辞

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) 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，pp. 59-60, 2009.
- 2.2) 佐々木和実・市原裕之・古畑勝政：下久保ダムにおける土砂掃流試験による下流河川の環境改善への取り組み，ダム技術，No. 286, pp. 70-82, 2010.
- 2.3) 櫻井寿之・星野公秀・福島雅紀・箱石憲昭：三春ダム直下流における置土侵食の現地観測，土木学会第63回年次学術講演会講演概要集，pp. 251-252, 2008.
- 3.1) 国土交通省河川局河川環境課：下流河川土砂還元マニュアル(案)第2版、http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/kasen/pdf/kangen_manual.pdf, 2011.
- 4.1) 津村信昌，重政博史：尾原ダム選択取水設備における連続サイフォン式の採用，ダム技術，No. 240, pp. 93-96, 2006.
- 4.2) 櫻井寿之，泉谷隆志，箱石憲昭：エアーバルブ排砂設備の排砂特性，ダム技術，No. 263, pp. 64-76, 2008.
- 4.3) 社団法人 ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)，pp. 517-518, 1999.
- 5.1) 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.
- 5.2) 櫻井寿之，箱石憲昭：貯水池排砂のための潜行式吸引排砂管の開発，河川技術論文集，Vol. 15, pp. 441-446, 2009.
- 6.1) 国土技術政策総合研究所資料，第 521 号，p. 3-3～3-8, 2009.
- 7.1) 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」第 64 回年次学術講演会講演概要集，pp. 55-56, 2009.

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.

As a result, the characteristics of erosion phenomenon of resettled sediment were understood by physical model tests and field observations. A planning method of sediment supply by resettled sediment was proposed. An air valve sediment discharge facility and burrowing type sediment removal suction pipe those are sediment removal system using water head energy were developed. And a design and operation methods of these facilities were proposed. Furthermore, an estimation method of energy loss of sediment transport pipe in the reservoir was proposed.

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