ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3957号

土 木 研 究 所 資 料

ダム水理関係発表論文集
資料－IX

平成17年３月

独 立 行 政 法 人 土 木 研 究 所
水工研究グループダム水理チーム

Copyright © (2005) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3957号2005年3月

ダム水理関係発表論文集
資料－Ⅸ

水工研究グループ ダム水理チーム

要　旨

本論文集は独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チームにおいて2001～2004年度の間に発表した論文を整理し，とりまとめたものである．内容はダム水理に関する研究成果であり，下記キーワードに示した項目とその他に分類して論文を収録した．

キーワード：洪水吐き等の水理設計，ゲート，土砂管理，環境，跳水発生音

まえがき

平成13年４月、国土交通省土木研究所に組織改革があり独立行政法人土木研究所と国土交通省国土技術政策総合研究所にほぼ２分されることとなった。これにより旧ダム部水工水資源研究室の所掌業務も土木研究所水工研究グループダム水理チームと国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室に分かれ、ダム水理関連業務がダム水理チームで、水資源計画関連業務がダム研究室にて担当されることとなった。

第９巻となる本論文集は２、３の論文を除き組織改変後４年間のダム水理チームの論文を収めたものであり、対象範囲はダム水理関連論文集という旧来の姿に復している。

組織改変後、ダム水理実験施設では従来同様数多くの水理模型実験を実施してきているが、一方でダムの新規開発は急激に縮小してきており、ダム水理関連研究のなすべき使命も急速に変化しつつある。私事であるが、一昨年来熊本県荒瀬ダム撤去方法に関する委員会に参加する身になっている。やがてダム撤去時の堆砂処理方法などの論文も出てくるかもしれない。

「まえがき」ではこうしたダム水理をとりまく周辺環境を論じるのもよいが、私見が多く含まれることになりこの場に適当とは思わない。むしろ収録論文の背景を解説することでダム水理をとりまく環境変化を間接的に表せればと思い、以下に思いつくままにまとめてみた。

１）新しいゲート形式である引張りラジアルゲートは、欧米から学ぶことを主体にやってきたゲート技術について、日本として新しいものを出せないかというゲート関連技術者の熱意により開発されたものである。当初は２枚扉のものが考案されたが、世界は広いもので調査の結果USBRにクラムシェルゲートという名称で既に存在していることが明らかになった。担当者の落胆は大きかったようであるが、気を取り直して実用化が検討され羽地ダムの利水及び水位低下用設備に適用されている。

土木研究所が関与したのは基本構造の考案後であり、水理特性の検討依頼を受けてのものである。水理的検討を実施する中で水密構造が単純で水理的にも良好な１枚扉の開発を行いクラムシェルゲートとは異なる新しいゲートの開発に貢献することができた。１枚扉ゲートは苫田ダム水位維持用放流設備に採用されており、昨年来の試験湛水中に幾度かの放流が行われ良好な放流状況が確認されている。現在建設中の灰塚ダムでも採用されており今後の発展が期待されている。

２）ジェットフローゲートの底面を円弧としたものは摺上川ダムの利水・低水放流設備を兼用する水位低下用放流設備に採用されたものである。小開度放流操作を確実なものとし施設構成の単純化による費用縮減を図るため導入されたもので、微小開放流時の流量精度確保のため新しい形式の流量計の導入も併せて実施されている。

摺上川ダムのジェットフローゲートでいえば寧ろ下流の整流管を水路として設計したことの方がより新しい試みということができる（土研資料を参考）。整流管からの放流水脈が仮排水トンネル内で大きく跳ね上がることに対する対応策であるが、実験を通じ整流管に求められている機能、

もっと言えば必要性が不明確なことを感じての措置である。整流管の機能については今でも課題として頭の中に残っており、そのうち明らかにしたいと思っている。これに関連して、放流水に対する壁面の鋼製ライニング範囲は何できまるかということについても現状では十分に納得できる結論を得ていない。

3）天端道路を越流頂形状に取り込む試みは志津見ダム洪水吐きの検討で実施され、導入されたものである。事務所担当者との雑談の中から生まれた考えであり、経済性とともに景観にも影響を与えている。

志津見ダムでは堤趾導流部のデフレクターを省略できないかという要望もあり、これに応えるべく基礎実験を実施し、デフレクターがない場合の壁高設定方法をまとめた。志津見ダムでは結果として壁高が高くなり、経済性の面から再検討が行われているが、結果は他のダムでも用いており、今後デフレクターのない堤趾導流壁が多くなっていくものと思っている。

デフレクターの設置については、建設会社の担当者等実際に施工をする人と話をすると非常に手間であり、壁が少々高くなっても省略したいという意見が大半である。一方、積算をするとデフレクターの設置により増加する金額は余り大きくないようである。型枠の設置費用等に形状の差がでない等が原因のようであるが、積算が実態を反映しているのかといった問題も含めて形式選定の議論が必要であろう。

堤趾導流壁については最近、フーチングごとにダム軸に平行な壁を設置するのが施工性がよいという意見を聞いている。壁高低減及び減勢効果といった水理的事項についてはこの方が優れているようであり、今後の方向を示している可能性がある。

4）個別の放流設備の水理設計については、過去「取水と制水」に発表してきた経緯がある。これらは本論文集とは別にまとめる予定であったがその機会を得られずにきた。今回、宇奈月ダム等最近のものを掲載するものとしたが、これは、これらダムの水理模型実験報告書が内部資料として公開していないことを考慮したものである。

5）貯水池の土砂管理については、平成13、14年に講演を頼まれることが多かった。旧建設省河川審議会の総合土砂管理に関する小委員会報告を受けてのことかと思う。論文集ではこれら講演でのテキストを収録している。重複が多いが互いに異なる部分もあるので、省略せず収録するものとした。

総合土砂管理の事業化に向けての進展は芳しくない状況であるが、堆砂問題をこうした視点で捉える必要性についての認識は浸透しているといってよい。このため、堆砂対策として下流に土砂を供給する場合は勿論、環境アセスという観点からも下流の影響予測が求められるようになっている。

下流の土砂環境に関する影響評価は難しい問題である。まずはダム堆砂としての情報発信を行うべくいくつかの報告を行っている。同時に河床変動計算ソフトの開発も行っており、今後鋭意発表していきたいと思っている。

下流河道の評価はダム水理としては守備範囲を広げることになるが、堆砂から得る情報が多いことを考えるとダム関係者が直接下流に関与していくことも必要と考えている。

6）堆砂対策施設については、水路の土砂輸送や磨耗対策という基礎的な設計技術が確立していないことからいくつかの報告を行っている。さしあたりは小渋ダムの土砂バイパス施設への適用を考えているが、バイパス施設のみでなく治水専用ダムの洪水吐きなど多くの施設への適用も可能なものとしていきたい。

7）環境アセス法の施行により貯水池の環境影響に関する研究要請は高まるばかりである。環境影響の大きな項目として水環境があり、水温や濁水問題について数値シミュレーションが用いられるようになっているが、その精度確保のための課題は多いようである。
すなわち、世に出る論文・報告書は観測値との乖離の小さい計算結果ばかりであるが、現地条件が変わった場合の精度の担保をどこに求めればよいか不明なものも多い。これは河床変動計算でも同様であり、時間をかけて明確にしていきたいと考えている。そのためにはプログラムの自主開発が不可欠であり、川治ダムの現地観測等を通じ精度確保のための検討を始めている。
これまでのダム水理に関する検討は実験室内を中心に実施されてきた経緯がある。今後は現地データの収集・解析も重要な課題となり、徐々にその比重を大きくしていくものと思われる。なお、同じく現地データが重要となる減勢時の放流音の予測方法については一応の成果が挙げられたと思っている。今後は推定される騒音レベルの評価が重要になるであろう。

平成17年１月30日

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　柏井　条介

目　　次

まえがき
ダム水理関係の土木研究所資料のリストと要旨（2000年４月～2005年２月）
収録論文の出典リスト

第１章　洪水吐き等の水理設計

時代の要請に応えるダムの水理設計技術 …… 3
越流水頭の小さい越流頂の設計形状と水理特性―標準及び台形越流頂― …… 23
天端道路利用可能なダムの自由越流頂 …… 34
堤趾導流部水理模型実験における水面計測値の特性 …… 36
デフレクターのない堤趾導流部の壁高設定方法 …… 55
越流と管路（ゲート半開）流の遷移領域における放流量変化 …… 62
既設重力式コンクリートダム堤体に設置する増設放流管の水理設計 …… 64
水平エビ継ぎ湾曲管路の圧力特性 …… 81
減勢工側方からの空中放流水脈の側壁沿い這い上がり位置と高さ …… 83
放流管空中放流水脈の跳水条件 …… 85
宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計 …… 91
宇奈月ダム水理構造物の検討(2) …… 99
温井ダム洪水吐きの水理設計検討 …… 108
月山ダム洪水吐きの水理設計 …… 117
長島ダム洪水吐きの水理設計 …… 127

第２章　ゲート

底部が円弧形状のジェットフローゲートの水理特性 …… 143
ジェットフローゲート放流水脈の整流方法と給気量 …… 154
整流管付きジェットフローゲートの給気量 …… 156
一枚扉型引張ラジアルゲートの水理特性 …… 162
ライジングセクターゲートに作用する流体力と操作荷重の軽減 …… 170

第３章　土砂管理

ダムの堆砂と排砂 …… 179
総合土砂管理とダム貯水池の堆砂 …… 196
貯水池の土砂管理 …… 208
貯水池機能の保全設備―堆砂対策― …… 221
堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用 …… 234

Reservoir sedimentation and sediment management in Japan …… 240
ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察 …… 251
年堆砂変動量の確率評価 …… 259
水文統計ユーティリティを用いた年堆砂量変動の確率評価 …… 267
日本の多目的ダム貯水池における微細粒子土砂の捕捉と堆積 …… 278
Capture and accumulation of fine sediment in multi-purpose dam reservoirs in Japan …… 289
関東地域ダム貯水池の堆砂性状 …… 304
ダム貯水池の堆砂形態 …… 306
貯水池堆砂の間隙率 …… 312
貯水池土砂バイパスの計画検討 …… 314
砂礫流下による水理構造物損傷量を予測するための試案 …… 320
砂礫流下による水理施設の損傷量予測手法—減勢工の副ダム水叩きを例として …… 329
直線水路と湾曲水路の土砂流下による損傷特性 …… 335
湾曲水路の土砂輸送能力 …… 337
長方形開水路の掃流砂輸送特性 …… 340
河床付近に設置されたダム放流管内の土砂の堆積 …… 352
貯砂ダムの土砂捕捉特性に関する河床変動計算 …… 354
鯖石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定 …… 356

第4章　環境

水流による藻類の剥離に関する実験的研究 …… 371
川治ダム貯水池における洪水時濁水流動調査 …… 381
川治ダム貯水池の洪水時濁水現象 …… 383
貯水池機能の保全設備—濁水長期化対策— …… 389
流入水温を近似した貯水池放流水温制御の可能性と地域・貯水池特性 …… 404

第5章　跳水発生音

跳水式減勢工の発生音特性とその予測手法 …… 413
ダム放流音に関する現地観測—天ヶ瀬ダム(アーチ式ダム)の放流音特性— …… 426
ダム放流水の減勢時発生音 …… 432

第6章　その他

21世紀に求められるダムの新技術 …… 443
米国西部の水資源開発・流域管理における取り組み …… 449
河川管理施設等構造令の課題 …… 457

ダム水理関係の土木研究所資料のリスト（2001年3月～2005年2月）

No.	タイトル	キーワード	執筆者	土研資料番号	作成年	作成月
1	粗石魚道のコンクリートブロック化に関する共同研究報告書	水路式魚道、粗石魚道、コンクリートブロック、粗度、水理特性調査、遡上実験	柏井条介 小野正人 下田直克 進藤邦雄 岡崎克美 佐々木國隆	共同研究報告書第276号（注：土研資料とは異なる）	2001	3
2	苫田ダム水理模型実験報告書 ーラビリンス型越流頂と引張ラジアルゲートの適用ー	水理模型実験、ラビリンス型越流頂、引張ラジアルゲート、放流設備、堤趾導流壁、減勢工	柏井条介 櫻井寿之	3846	2002	2
3	殿ダム水理模型実験報告書	水理模型実験、オリフィス、導流部湾曲形状、空気混入、壁高、減勢工	柏井条介 大黒真希 箱石憲昭 塚原千明	3847	2002	2
4	灰塚ダム水理模型実験報告書	ダム水理模型実験、自然調節、洪水吐き、堤趾導流部、減勢工	柏井条介 岡田智幸	3848	2002	2
5	摺上川ダム水位低下及び利水・低水放流設備水理模型実験報告書 ー底面が円弧形状のジェットフローゲートの適用ー	水位低下用放流設備、ジェットフローゲート、トンネル内放流	柏井条介 塚原千明	3850	2002	2
6	天ヶ瀬ダム放流設備低周波音予測検討報告書	空中放流、現地観測、低周波音、点音源、伝搬予測計算	小野正人 柏井条介	3862	2002	2
7	新丸山ダム水理模型実験報告書 ー横越流式減勢工及び既設堤体取り壊し範囲の検討ー	ダム水理模型実験、再開発ダム、洪水吐き、減勢工、横越流	柏井条介 桜井力	3892	2003	2
8	三春ダム常用洪水吐き放流音対策検討報告書	現地観測、常用洪水吐き、低周波音、音の相似則、水脈制御、デフレクタ	小野正人 柏井条介	3893	2003	2
9	志津見ダム水理模型実験報告書	ダム水理模型実験、自然調節、洪水吐き、堤趾導流部、減勢工	柏井条介 大黒真希	3933	2004	2
10	億首ダム水理模型実験報告書 ーCSGダムへのラビリンス型洪水吐きの適用ー	水理模型実験、台形CSGダム、放流設備、ラビリンス型越流頂、3方向ナイフエッジ式オリフィス、堤趾導流壁、減勢工	柏井条介 結城和宏	3963	2005	2
11	横瀬川ダム水理模型実験報告書 ー水叩きを最小にする減勢方式の開発ー	ダム水理模型実験、自然調節、洪水吐き、堤趾導流部、減勢工	柏井条介 井上清敬	3964	2005	2

共同研究報告書

第276号2001年3月

粗石魚道のコンクリートブロック化に関する

共同研究報告書

水工水資源研究室　室　長　柏井　条介
研究員　小野　雅人
技研興業株式会社　技術部長　下田　直克
共和コンクリート工業株式会社　技術研究所長　進藤　邦雄
株式会社テトラ　環境事業本部景観エンジニアリング部課長　岡﨑　克美
株式会社ホクエツ　設計部専務取締役　佐々木國隆

要　旨

粗石魚道は、水路内に配置した流れに抵抗する粗度として粗石を用いたもので、多様な水深や流速場、せせらぎ的な流れを形成でき、かつ景観的にも優れた魚道であるが、現在用いられている粗石魚道は、自然石を用いることからコストが高くなること、不定形な自然石によって生成される複雑な流れを設計する手法は確立していないこと等の問題がある。これらを解決するために、土木研究所ではコンクリートブロックメーカー 4 社と共同して、粗石魚道のコンクリートブロック化による合理的設計手法の確立を目指して研究を行った。

検討では、土木研究所でこれまでに実施してきた粗度の形状や配置密度に関する基礎的な検討結果、ならびにブロック化に当たってのメーカーからの技術提案をもとに、実用的な形状設定方法を設定するとともに、提示した形状について水理特性調査、遡上実験を実施し、多様な流速場が得られる形状であること、魚道としては急勾配である 1/5 勾配まで魚の遡上が十分に可能であること等を確認した。

キーワード：水路式魚道、粗石魚道、コンクリートブロック、粗度、水理特性調査、遡上実験

土木研究所資料
第3846号2002年2月

苫田ダム水理模型実験報告書
－ラビリンス型越流頂と引張ラジアルゲートの適用－

水工研究グループ ダム水理チーム　上席研究員　柏井条介
研究員　櫻井寿之

要　旨

本報告書は，吉井川水系吉井川に建設が進められている苫田ダムにおける放流設備の水理模型実験結果をとりまとめたものである。

苫田ダムでは，一定率・一定量方式の洪水調節が計画されており，洪水処理用放流設備は，水位維持用放流設備（放流管２条），洪水調節用放流設備（放流管２条）及び非常用自由越流頂から構成され，導流部として堤趾導流形式が，減勢工として水平水叩き式が用いられている。このうち，水位維持用放流流設備の流量調節ゲートとして一枚扉型の引張りラジアルゲートが，また，非常用自由越流頂としてラビリンス型越流頂が用いられているのが主たる特徴である。

キーワード：水理模型実験，ラビリンス型越流頂，引張ラジアルゲート，放流設備，
堤趾導流壁，減勢工

土木研究所資料
第3847号　2002年2月

殿ダム水理模型実験報告書

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　柏井条介
研究補助員　大黒真希
国土技術政策総合研究所企画部企画課　課長　箱石憲昭※1
独立行政法人土木研究所企画部研究企画課　塚原千明※2

要旨

殿ダムは千代川水系袋川に建設が計画されているロックフィルダムである。

本報告書は，平成11年度から12年度にわたって実施した殿ダムの洪水吐きに関する水理設計ならびに水理模型実験の検討結果をとりまとめたものである。

殿ダムでは，自然調節による洪水調節が計画されており，常用洪水吐きはオリフィス（2条），非常用洪水吐きは横越流式の自由越流頂がされている。

水理模型実験では，各放流設備の放流機能を明らかにするとともに，導入部，減勢工部形状について比較検討を実施し，各部の適切な形状を求めている。

キーワード：水理模型実験，オリフィス，導流部湾曲形状，空気混入，壁高，減勢工

※1：旧国土高通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　主任研究員
※2：旧国土高通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　研究員

土木研究所資料
第3848号2002年2月

灰塚ダム水理模型実験報告書

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　柏井　条介
東北整備局岩手工事事務所　第一調査設計課長　岡田　智幸*

要　旨

本報告書は，平成11年度から13年度にかけて，旧土木研究所（建設省及び国土交通省）ダム部水工水資源研究室及び独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チームにて実施した灰塚ダム洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

灰塚ダムは，江の川水系馬洗川支川上下川に建設中の重力式コンクリート形式の多目的ダムである。洪水調節は自然調節方式であり，洪水調節用放流設備はオリフィス及び自由越流頂により，また，非常用洪水吐きは堤趾導流形式の自由越流頂により構成される。非常用洪水吐きの必要越流頂長は大きく，通常の水理設計方法では堤頂長内に収まらないため，天端道路をダム軸下流に移動させ，支配断面下流に橋脚を設置する方式を採用している。また，これら洪水吐きの外，洪水調節用自由越流頂の下方に環境保全のための放流管の設置が計画され，放流管のゲートハウス設置のため越流水脈を減勢池内にジャンプさせる放流形式を採用している。

本水理模型実験では，上記灰塚ダム洪水吐きの水理設計形状を検討するとともに，各放流設備の放流機能を明らかにした。

キーワード：ダム水理模型実験，自然調節，洪水吐き，堤趾導流部，減勢工

＊前独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム研究員

土木研究所資料
第3850号2002年2月

摺上川ダム水位低下及び利水・低水放流設備水理模型実験報告書

ー底面が円弧形状のジェットフローゲートの適用ー

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　柏井　条介
企画部研究企画課　塚原　千明*

要　旨

本報告書は、平成12年度及び13年度に、旧土木研究所（建設省及び国土交通省）ダム部水工水資源研究室及び独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チームにて実施した摺上川ダム水位低下用放流設備の水理模型実験結果をとりまとめたものである。

摺上川ダムの水位低下用放流設備では、必要に応じ微小開度放流による利水・低水流量の補給に用いることが計画されている。このための流量調節用ゲートとして、水位低下用設備や利水・低水放流設備として多く用いられてきているジェットフローゲートの使用が計画されているが、通常のジェットフローゲートでは、流量調節時の移動精度を確保するための開閉装置がコスト高になることが懸念された。そこで、微小開度操作における流量変化当たりの移動距離を大きくするとともに、放流水脈の拡幅・飛散の傾向が強いジェットフローゲートの放流流況を改善することを目的に、底面形状を円弧としたジェットフローゲートの適用を検討することとなった。

本水理模型実験では、上記ジェットフローゲートの水理特性を明らかにし、その適用性を検討した。また、トンネル内放流を行う場合の導流方法について、従来型の整流管による方法ではなく、ゲートの放流水脈の特性に見合った水路方式の開発を行った。

キーワード：水位低下用放流設備、ジェットフローゲート、トンネル内放流

*前国土交通省土木研究所ダム部水工水資源研究室研究員

土木研究所資料
第3862号2002年2月

天ヶ瀬ダム放流設備低周波音予測検討報告書

水工研究グループダム水理チーム　主任研究員　小野　雅人
上席研究員　柏井　条介

要　旨

天ヶ瀬ダムは、昭和 39 年に淀川水系宇治川に建設されたアーチ式コンクリートダムであり、放流能力増強のために左岸地山部にトンネル式放流設備の新設が計画されている。トンネル式放流設備については既に水理模型実験を実施しており、これまでの検討により、トンネル内跳水現象により発生する低周波音の基本的な特性、発生音圧及び周波数特性の予測手法を明らかにした。

本報告書は、新設放流設備放流時の発生音について、既設放流設備放流音との比較を行うとともに、既設放流設備ならびに新設放流設備から放流した場合の低周波音の伝搬予測結果を取りまとめたものである。

キーワード：空中放流、現地観測、低周波音、点音源、伝搬予測計算

ISSN　0386－5878
土木研究所資料第3892号

新丸山ダム水理模型実験報告書

－横越流式減勢工及び既設堤体取り壊し範囲の検討－

水工研究グループ ダム水理チーム 上席研究員　柏井条介
水資源開発公団　大山ダム建設所 調査設計課長 桜井　力*

要　旨

本報告書は、平成９年度から10年度にかけて、旧土木研究所（建設省）ダム部水工水資源研究室にて実施した新丸山ダム洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

新丸山ダムは、木曽川水系木曽川に既設の丸山ダムを24.3m嵩上げする再開発ダムである。木曽川本川に位置することから対象洪水流量が大きく、洪水吐きとして多数の放流管とクレストゲートが設置される計画となっている。このため広い洪水吐き幅が必要であるが、ダム下流の河道幅は狭く、対象流量が小さく計画されている既設丸山ダムの洪水吐き幅・減勢工幅も狭い河道幅内に収められている。

上記条件のもと、本水理模型実験では、掘削量を最小にするとの目標で減勢工の検討を行い、横越流式減勢工という新しい形式の減勢工を得ている。また、新設ダム放流管の放流に影響しないための旧ダムの取り壊し範囲についても併せて検討を行った。

放流管や越流頂の細部形状については、本報告書の中で一応の水理設計を行っているが、その水理機能については今後検討していく必要がある。また、嵩上げ中の流水処理については現在水理模型実験を実施中であり、これらについては、本報告書とは別にとりまとめる予定である。

キーワード：ダム水理模型実験、再開発ダム、洪水吐き、減勢工、横越流

＊前建設省土木研究所水工水資源研究室主任研究員

土木研究所資料
第3893号2003年2月

三春ダム常用洪水吐き放流音対策検討報告書

水工研究グループダム水理チーム　主任研究員　小野　雅人
上席研究員　柏井　条介

要　旨

三春ダムは、平成 10 年に阿武隈川右支川大滝根川に完成した多目的の重力式コンクリートダムであるが、常用洪水吐きからの放流時に、ダム周辺地域において低周波音による窓ガラス等の建具類のガタツキの発生が報告されている。常用洪水吐きは出水時における洪水調節の他、貯水位低下放流設備としての用途もあり、その使用頻度は比較的高いことから、早急な低周波音低減対策が求められている。

本報告書は、これまでに実施した現地観測結果から、常用洪水吐きの放流音特性を明らかにするとともに、音源と考えられる放流水脈の突入地点を中心とした水脈制御等による低周波音低減対策についてとりまとめたものである。

キーワード：現地観測，常用洪水吐き，低周波音，音の相似則，水脈制御，デフレクタ

ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第3933号

志津見ダム水理模型実験報告書

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　柏井条介
水工研究グループダム水理チーム　研究補助員　大黒真希

要　旨

本報告書は、平成13年度から15年度にかけて、土木研究所水工研究グループダム水理チームにて実施した志津見ダム洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

志津見ダムは、神戸川水系神戸川に建設中の重力式コンクリート形式の多目的ダムである。洪水調節は自然調節方式であり、洪水調節用放流設備は２条の放流管により、また、非常用洪水吐きは堤趾導流形式の自由越流頂により構成される。

このうち自由越流頂は、堤頂道路として利用可能な形状を検討し、堤頂に設ける管理橋の省略を行っている。また、堤趾導流部では、施工上有利なシュートブロックによる壁高低減を行うとともに、模型実験の縮尺効果など導流壁高設定に必要な種々の検討を行い、通常の設計で設けられてきているデフレクターの省略を試みている。これらが志津見ダム洪水吐きの大きな特徴となっている。

本水理模型実験では、上記特徴をもつ志津見ダム洪水吐きの水理設計形状を検討するとともに、各放流設備の放流機能を明らかにした。

キーワード：ダム水理模型実験、自然調節、洪水吐き、堤趾導流部、減勢工

ISSN 0386 - 5878
土 木 研 究 所 資 料
第 3963 号 2005 年 2 月

億首ダム水理模型実験報告書

－CSG ダムへのラビリンス型洪水吐きの適用－

水工研究グループ ダム水理チーム　　上席研究員　柏井条介
主任研究員　結城和宏

要　旨

本報告書は、平成 14 年度から 16 年度にかけて土木研究所水工研究グループダム水理チームにて実施した億首ダム洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

億首ダムは億首川水系億首川に建設が計画され、多目的の台形ＣＳＧダムとして設計が進められており、幅の広い堤頂を利用して洪水吐きをコンパクトに収めるラビリンス型越流頂の採用を検討し、所定の機能を満足する形状を得ている。また、常用オリフィスとして 3 方向のナイフエッジ式のオリフィスを適用している。

本水理模型実験では、上記特徴を持つ億首ダム洪水吐きの水理設計形状を検討するとともに、各放流設備の放流機能を明らかにした。

キーワード：水理模型実験，台形ＣＳＧダム，放流設備，ラビリンス型越流頂，
3 方向ナイフエッジ式オリフィス，堤趾導流壁，減勢工

ISSN 0386 - 5878
土木研究所資料第3964号 2005年2月

横瀬川ダム水理模型実験報告書

－水叩きを最小にする減勢方式の開発－

水工研究グループダム水理チーム　上席研究員　　柏井条介
水工研究グループダム水理チーム　研　究　員　　井上清敬

要 旨

本報告書は、平成14年度から16年度にかけて、土木研究所水工研究グループダム水理チームにて実施した横瀬川ダム洪水吐きの水理模型実験結果をとりまとめたものである。

横瀬川ダムは、渡川水系横瀬川に建設中の重力式コンクリート形式の多目的ダムである。洪水調節は自然調節方式であり、洪水調節用放流設備はオリフィスにより、非常用洪水吐きは自由越流頂により構成される。

横瀬川ダム洪水吐きの設計は、漸縮式導流部をもつ跳水式減勢工として検討が進められていたが、跳水式減勢工では、ダム直下流に存在する地域の伝説・伝統に関係する滝・祠部の改変が避けられず、また天然林としての生育が期待されている下流河岸部の改変域も大きくなることが問題となった。

このため水理模型実験では、ダム下流の改変域を最小にする減勢方法を課題として検討を実施し、堤趾導流部の減勢効果を最大限に活用する新しい導流、減勢方式の開発により課題を克服した。

キーワード：ダム水理模型実験、自然調節、洪水吐き、堤趾導流部、減勢工

収録論文の出典リスト

洪水吐き等の水理設計

資料No.	題目	発行元	巻号	開始頁	終了頁	発行年月
1	時代の要請に応えるダムの水理設計技術	土木研究所	3876	99	118	2003年1月
2	越流水頭の小さい越流頂の設計形状と水理特性ー標準及び台形越流	ンター	No.182	14	24	2001年11月
3	天端道路利用可能なダムの自由越流頂		58	247	248	2003年9月
4	堤趾導流部水理模型実験における水面計測値の特性		Vol.14, No.2	82	100	2004年6月
5	デフレクターのない堤趾導流部の壁高設定方法	ンター	No.218	8	14	2004年11月
6	越流と管路（ゲート半開）流の遷移領域における放流量変化	支部		150	151	2002年3月
7	既設重力式コンクリートダム堤体に設置する増設放流管の水理設計	ンター	No.207	31	47	2003年12月
8	水平エビ継ぎ湾曲管路の圧力特性		57	169	170	2002年9月
9	減勢工側方からの空中放流水脈の側壁沿い遣い上がり位置と高さ		57	173	174	2002年9月
10	放流管空中放流水脈の跳水条件	ンター	44ー9	64	69	2002年9月
11	宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計	設技術協会	No.44	133	140	2002年9月
12	宇奈月ダム水理構造物の検討（2）	設技術協会	No.48	114	122	2004年9月
13	温井ダム洪水吐きの水理設計検討	会議	No.181	41	49	2002年10月
14	月山ダム洪水吐きの水理設計	設技術協会	No.45	129	138	2003年3月
15	長島ダム洪水吐きの水理設計	設技術協会	No.46	111	123	2003年9月

ゲート

16	底部が円弧形状のジェットフローゲートの水理特性	ンター	No.179	10	20	2001年8月
17	ジェットフローゲート放流水脈の整流方法と給気量		57	133	134	2002年9月
18	整流管付きジェットフローゲートの給気量	ンター	45ー4	58	63	2003年4月
19	一枚扉型引張ラジアルゲートの水理特性	ンター	173	24	31	2001年2月
20	ライジングセクターゲートに作用する流体力と操作荷重の軽減	委員会基礎水理部会	Vol.2	71	76	2003年1月

土砂管理

21	ダムの堆砂と排砂	委員会・海岸工学委員会		A−5−1	A−5−17	2001年8月
22	総合土砂管理とダム貯水池の堆砂	土木技術協会		63	74	2002年1月
23	貯水池の土砂管理			1	13	2002年1月
24	貯水池機能の保全設備ー堆砂対策ー	ンター	No.215	12	24	2004年8月
25	堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用	ンター	47ー1	46	51	2005年1月
26	Reservoir sedimentation and sediment management in Japan	JCOLD, KNCOLD		13	23	2004年10月
27	ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察	ンター	No.181	21	28	2001年10月
28	年堆砂変動量の確率評価	ンター	No.196	53	60	2003年1月
29	水文統計ユーティリティを用いた年堆砂量変動の確率評価	ンター	No.206	32	42	2003年11月
30	日本の多目的ダム貯水池における微細粒子土砂の捕捉と堆積	会議	No.181	30	40	2002年10月
31	Capture and accumulation of fine sediment in multi−purpose dam r	大ダム会議）	Vol.1	772	786	2002年9月
32	関東地域ダム貯水池の堆砂性状	支部		304	305	2002年3月
33	ダム貯水池の堆砂形態	ンター	45ー3	56	61	2003年3月
34	貯水池堆砂の間隙率		58	351	352	2003年9月
35	貯水池土砂バイパスの計画検討	ンター	43ー3	36	41	2001年1月
36	砂礫流下による水理構造物損傷量を予測するための試案		Vol.12, No.3	209	217	2002年9月
37	砂礫流下による水理施設の損傷量予測手法ー減勢工の副ダム水叩き	ンター	45ー6	28	33	2003年6月
38	直線水路と湾曲水路の土砂流下による損傷特性		58	349	350	2003年9月
39	湾曲水路の土砂輸送能力			28	30	2002年11月
40	長方形開水路の掃流砂輸送特性		Vol.12, No.4	256	267	2002年12月
41	河床付近に設置されたダム放流管内の土砂の堆積	支部	31			2004年3月
42	貯砂ダムの土砂捕捉特性に関する河床変動計算	支部	31			2004年3月
43	鯖石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定		Vol.14, No.4	257	269	2004年12月

環境

44	水流による藻類の剥離に関する実験的研究	ンター	173	32	41	2001年2月
45	川治ダム貯水池における洪水時濁水流動調査		58	411	412	2003年9月
46	川治ダム貯水池の洪水時濁水現象	学委員会	48	1357	1362	2004年2月
47	貯水池機能の保全設備ー濁水長期化対策ー	ンター	No.214	12	26	2004年7月
48	流入水温を近似した貯水池放流水温制御の可能性と地域・貯水池特	学委員会	49	1141	1146	2005年3月

跳水発生音

49	跳水式減勢工の発生音特性とその予測手法		Vol.11, No.2	117	129	2001年6月
50	ダム放流音に関する現地観測ー天ヶ瀬ダム(アーチ式ダム）の放流	ンター	44ー7	58	63	2002年7月
51	ダム放流水の減勢時発生音	ンター	No.221	14	22	2005年2月

その他

52	21世紀に求められるダムの新技術	ンター	43ー1	26	31	2001年1月
53	米国西部の水資源開発・流域管理における取り組み	ンター	177	16	23	2001年7月
54	河川管理施設等構造令の課題	ンター	No.192	30	47	2002年9月

第１章　洪水吐き等の水理設計

時代の要請に応えるダムの水理設計技術

水工研究グループ上席研究員　柏井　条介

1．はじめに

本稿は洪水吐きを始めとする最近のダム水理構造物の設計事例をまとめたものである。タイトルの「時代」は、ここ10年ほどを指している。

最近は余り聞くこともなく筆者も使うことがないが、先輩諸氏からは「ダムは一品料理」という言葉をよく聞かされた。ダムに同じものはないから心して造らなければならない、という技術者の自戒であり、筆者ら後輩への教訓であったかと思う。一方、筆者が主に係ってきた多目的ダムの水理構造物では、ゲートのない洪水吐きの増加や10年程前になされたダム・堰施設技術基準(案)の策定といった近年の動きがある。こうした動きの中、施設の多様性は徐々に失われ、マニュアル的な計画・設計が多くなっている印象を受けている。「一品料理」の情熱は失われつつあるといってよい。筆者は、既設ダムの設計事例の蓄積により、設計の簡素化が図られるのは当然の流れであり、生活貯水池など小規模ダムが増加すれば、計画・設計における思考過程の規格化も必要であろうと思っている。その意味では「一品料理」の昔にこだわるものではない。

時代の要請が水理構造物の規格化にあるのであれば、規格内容を記述するのが本稿の内容となるべきであるが、本稿の内容はその逆である。

土木研究所では旧土木研究所時代から引き続き、国土交通省のダムを中心にダムの水理構造物の水理模型実験を実施してきている。即ち、これら施設の水理設計に関与してきている。以下に示すものは、土木研究所が係ってきた最近の水理設計事例を、検討中のものも含めてとりまとめたものである（多くは直接関与したものであるが、一部に間接的に関与したものも含んでいる）。検討中のものについては、必要に応じ今後の課題にも言及した。まとめてみると、大半の施設が検討時期の所謂規格品を逸脱している。逸脱の必要性があった、或いはあるからである。必要性は土木研究所側から発したものもあるが、多くは直接の事業担当者側から提供されたものである。事業担当者の「一品料理」への熱意は健在というべきであろう。

提供された必要性はもちろん個別ダムに係るものである。しかし、全体として眺めると昨今の時代の流れを抽出することができる。本稿タイトルと齟齬は生じないと思っている。キーワードは環境、コスト縮減、既設貯水池の有効利用である。前2者は近年の土木界全体のキーワードでもあり、説明する必要はないであろう。既設貯水池の有効利用は、ダム独自の事情かもしれない。

2001年版のダム年鑑によれば、わが国における高さ15m以上の完成ダム数は、敗戦年の昭和20年に1,198であったものが、55年後の平成12年3月には2倍以上の2,704を数えている。特に、大規模ダムの建設はこの時期に集中しており、この期間内に95％の貯水容量が建設されている。わが国ダム建設の歴史は、確認されているだけでも2000年に迫る長いものであるが[1)]、近年の建設状況は歴史上特筆すべきものであり、管理ダムの蓄積、経験年数の増大は、ダムの利用法について幾つかの要求をもたらすようになっている。複数ダムを用いた効率的な運用への要求、必要機能の変化に対応した柔軟な運用変更などである。運用方法の変化は、放流設備の新設につながる場合もある。また、堆砂問題が絡めば土砂排除施設が必要になる場合もある。既設貯水池の有効利用はそういう流れを指している。

本稿は、当初は上記キーワード毎に項立てする予定であったが、うまくまとめることができなかった。一つの技術が複数のテーマに係るからである。そこで、技術内容で項立てし、その必要性又は効果という形でキーワードとの係りを記述することとした。ダムは依然として規格品としてのみでは計画・設計できないのである。無理に一品料理化する必要はないが、規格化された考えに合わせる為にいたずらに掘削量を増やす、また、技術の冒険を回避するのは問題のある流れではないだろうか。そのことが伝達できれば幸いである。ダムの水理設計技術が細部技術の蓄積にあることを理解戴ければ更に幸いである。

2．掘削量低減措置

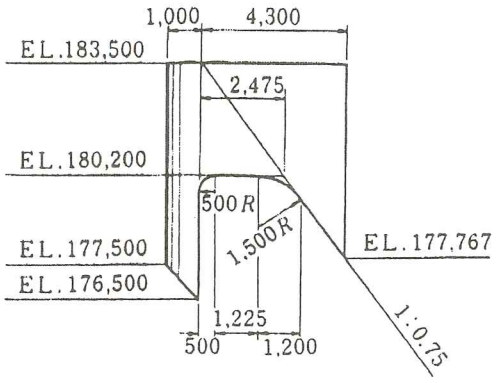
2．1　越流部

ここで述べる例は、必要な越流量を確保するための越流頂長が重力式コンクリートダムの堤頂長より長く、通常の設計では越流頂長確保のために更に堤体部を延長させる必要がある場合の対応である。堤体として必要な堤頂長内に越流頂を収めることにより、掘削量を減少させ、ダム建設による地形の改変面積を小さくすることができる。もって、環境への影響を低減するとともに、コスト縮減にも寄与するものものである。

こした問題が出てくる背景として、洪水吐きのゲートレス化、特に非常用洪水吐きのゲートレス化の流れがある。洪水調節を目的に含む多目的ダムの洪水吐きは、洪水調節用の放流設備と堤体の越流を防止する非常用洪水吐きから構成され、洪水調節用放流設備は一般に放流管やオリフィスの管路式の放流設備により、非常用洪水吐きは越流頂により計画・設計される。洪水吐きのゲートレス化は流域面積が小さくゲート操作を行うことの確実性に問題のあるダムが増加してきたこと、及び管理ダムの増加による人的負担を軽減すること等の理由により進んできている。特に、操作変更により貯水池の建設効果が影響を受ける洪水調節用放流設備に対し、そうした影響がなく、また、堤体の安全性に係りより確実な操作が求められる非常用洪水吐きでは、可能な限りゲートを無くしていこうという流れがある。

重力式コンクリートダムの非常用洪水吐きは、堤頂部に設けられる。堤頂には図－1 に示すように管理用の道路が設けられ、越流頂を仕切るように橋脚が設置される。

橋脚幅は通常 1.5～2.0m程度であるが越流頂が堤頂全体に設けられる場合には、10 以上の橋脚が設けられる場合もあり、越流幅の無視できない部分を占めることになる。また、堤頂道路からアプローチ可能な用管理用のエレベーターや選択取水設備が設けられこれらの幅も越流幅から除かれる。更に、



図－1　自由越流頂と橋脚

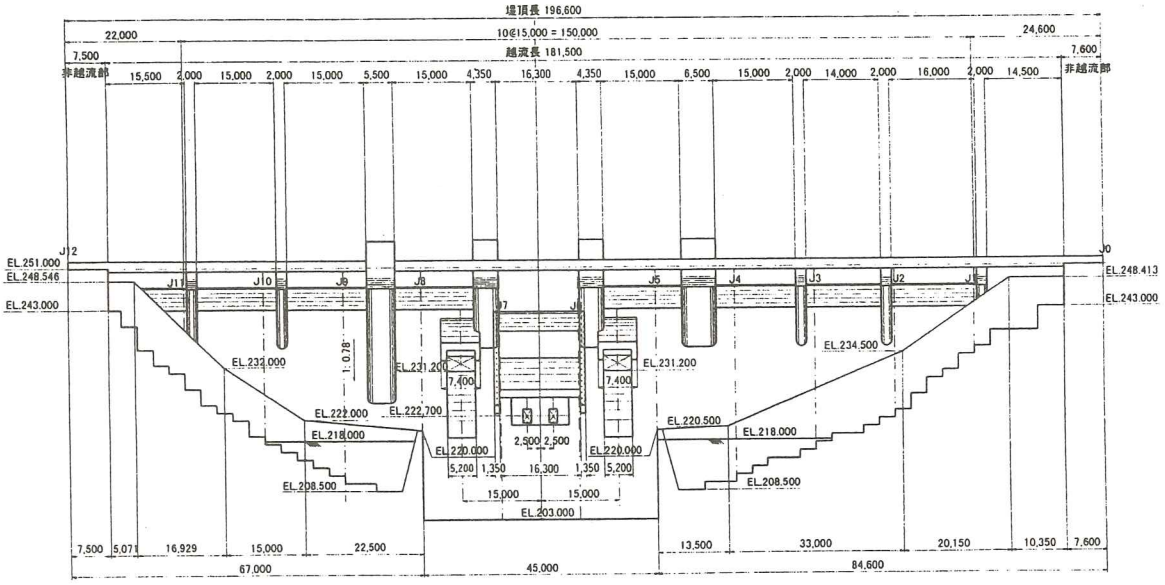
洪水調節用オリフィスや放流管入口にゲートを設置する場合には、これら施設の入口上方区間も越流幅として使えない。こうした制約のもとで通常の洪水吐き配置をすると、堤頂長を大きく超える越流頂長となるダムが幾つか生じることとなった。

対処方法は、まず堤頂長を可能な限り有効に利用することにある。そのための方策として次の対応が考えられた。

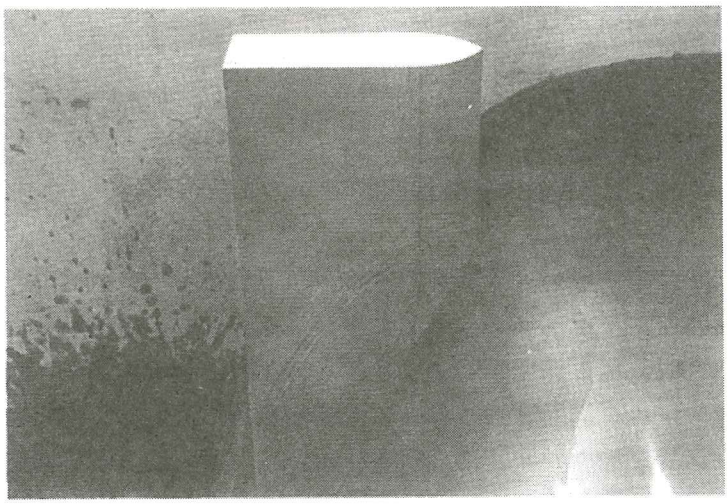
1）橋脚やエレベーターを越流の支配断面位置より下流に移動させ、越流への影響を低減する。

2）オリフィスや放流管と可能な限りオーバーラップさせる。

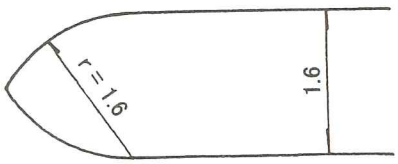
図－2 はこうした処理を行った灰塚ダムの例である[2)]。同様の処置は青森県の世増ダムにて先行して検討・実施されている。



図－２　灰塚ダム洪水吐き配置



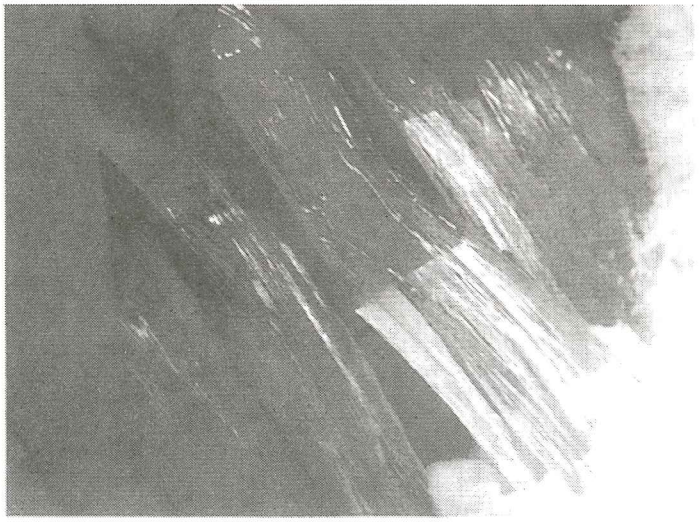
写真－１　下流に移動した橋脚周辺の水脈の這い上がり



図－３　先鋭とした橋脚等の先端形状

橋脚等を支配断面下流に移動させると、橋脚部分で跳ね上がりが生じ、流況が悪化することが懸念される。また、橋脚等の規模が大きくなる。前者は案が許容されるか否かの問題であり、後者は所要の放流量を得る為に必要な移動量を求める問題となる。パラメーターは移動量と橋脚等の上流端形状であり、これらを変化させた世増ダムの検討により、先端形状を図－３に示すような先鋭形状とすることで、水脈の這い上がりを橋脚周りの薄い水脈のみに限定させ、越流量に影響しない程度に下流に移動させても安定した流況が得られること(写真－１)、こうした形状を用い、越流頂部から橋脚上流端までの距離を設計水頭の 70%程度以上とすれば越流量の減少が生じないことなどが把握されており、設計に生かされている。

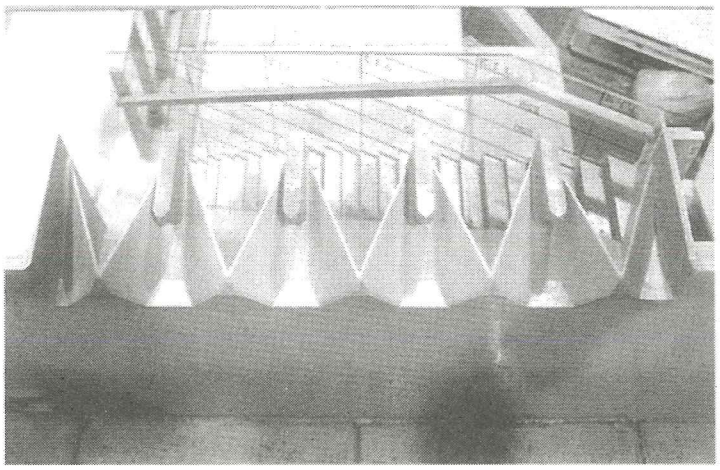
越流水のオリフィスや放流管とのオーバーラップについては、ゲートの設置位置が確保できる場合及び管路と越流頂間に十分なコンクリート厚が取れる場合に実施可能となる。水理的にはオリフィスや放流管出口への給気方法が課題となる。両水脈の合流部の流速は比較的大きく、両水脈間に給気されない閉空間が生じると大きな圧力降下が生じ水脈の振動やキャビテーション発生の原因となることが懸念される。別途給気管を設置する方法も考えられるが、堤体下流面全体が越流水で覆われている状態では給気管入口の設置場所の確保が難しい。それ故、オリフィスや放流管出口上方にデフレクターを設置し、上方からの越流水脈を下流に放出して堤体下流面上を流下する越流水脈との間に空間を設ける方法をとっている。写真－２はその場合の流況例を示しているが、放出された水脈は減勢工内に空中放流されており、減勢池への影響が別途課題として残る。こうした課題に対応することで洪水吐きの最終形状を得ることができている。



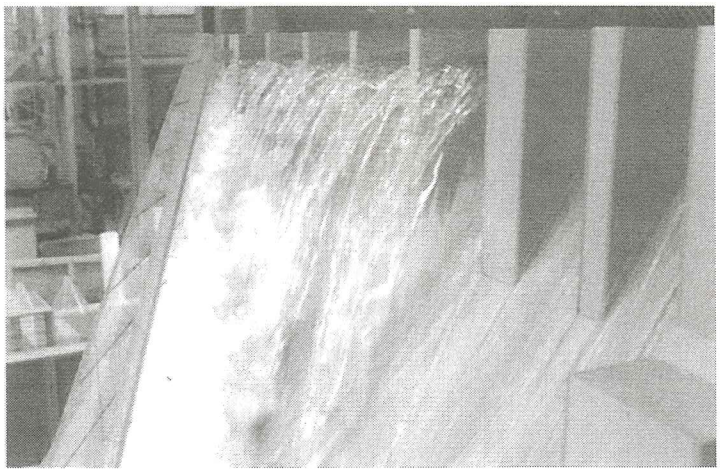
写真－２　デフレクターによる越流水脈の水切り

上記は、橋脚等による堤頂幅の欠損分を無くす方法ということができるが、それだけでは対応できない場合もある。その場合の対応策として苫田ダムでは写真－３に示すラビリンス型越流頂を用いている[3)]。ラビリンス型越流頂は、越流頂部の平面形状をジグザグにしてダム軸方向での単位幅当り越流量を大きくしようというもので、主としてフィルダムの洪水吐きとして海外で実績がある。地山に設けられるフィルダムの洪水吐きでは、平面形状が地山の状況により制約を受け、まとまった平面形状が確保しやすい場合には、ラビリンス型越流頂が有利になる。これを重力式コンクリートダムに適用したものであり、適用に当り次の配慮を行っている。

１）ラビリンス型越流頂では、越流水脈の相互干渉の影響を小さくするため越流頂下流は水脈から離



写真－３　苫田ダムのラビリンス型越流頂



写真－４　ラビリンス型越流頂からの放流状況

す構造とするのが通常である。一方、堤頂を構成する構造物として、引張りを生じさせない必要があり、上流側を１：１の緩勾配面とした。

２）安定した越流状態を得るためには越流水脈下方に十分な給気を行う必要があり、橋脚を水脈分割用のスプリッターとして利用する。

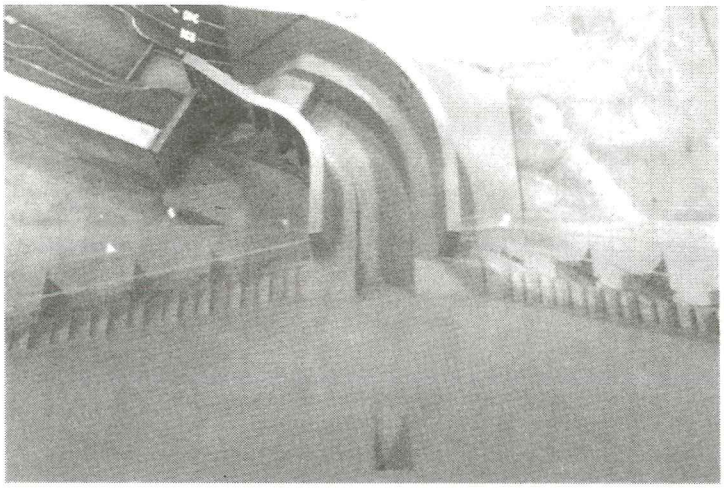
３）水面と天端橋梁間のクリアランスを確保するため、橋梁を下流側の水面低下部に移動させる。

ラビリンス型越流頂では、小さい面積に流れが集中し越流水深が大きくなるに従って、ジグザグとしたことによる放流量増加の割合が減少する。この減少量は、上流側の接近流速が大きくなる程顕著になる。一方、重力式コンクリートダムでは上流側の水深は十分大きく、流量の減少を抑えることができる利点がある。苫田ダムでは、直線とした場合の 2.6 倍の越流頂長を確保しており、直線越流頂を標準断面形状で建設した場合と比較して 1.4 倍の越流量を得ている。

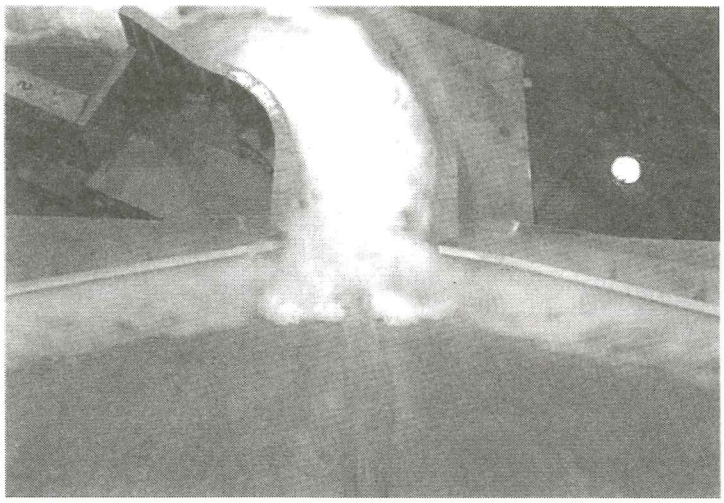
写真－４はラビリンス型越流頂放流時の下流流況を示したものである。越流頂部からの流れは、中央に集中しながら下流側へと放出されるが、下流導流部上の流れは比較的安定しており、問題のない流況となっている。

２．２　減勢工

減勢工における掘削量低減についても同様に地形改変を減少させ環境への配慮となるとともにコスト縮減に資することができる。減勢工における掘削量低減の基本は、地形形状に合わせた水叩き形状



写真－５　利賀ダムの副断面湾曲減勢池



写真－６　副断面湾曲減勢池の流況例

の採用にある。先に述べたように近年ではゲートレスダムが増加してきており、非常用洪水吐きは堤頂長を利用して幅広く設置される。この越流幅は、通常下流河道幅よりかなり広いものであり、写真－４に示されるように、越流水脈は堤体下流端の地山取付け部に設置した導流壁により河道に向かって集められる（堤趾導流という）。導流壁は、地山取付け部のフーチング上に設けられ、フーチングは上下方向に階段状に取付けられるので、導流水路は階段水路となるのが通常である。階段水路であること、また幅の広い越流頂であり単位幅当りの越流量がそれ程大きくないこと等から越流水脈はかなり減勢して河道部の減勢池に達する。すなわち、非常用越流頂の越流水脈に対する減勢池の負担はそれ程大きくない。減勢池内の跳水のみに減勢を依存するのは洪水調節用放流設備からの放流であるが、その流量は下流の河道計画とリンクした計画最大放流量程度でありダムの安全のための放流であるダム設計洪水流量と比較してかなり小さい。従って、河幅が狭ければ、洪水調節用放流設備の放流を対象とした減勢池をまず想定し、これに上乗せさせる形で非常用の水脈を処理することが可能である。

写真－５は上記の考えのもと、現地の河道幅、地山地形を尊重して作成された副断面湾曲減勢池であり、利賀ダムの減勢池として現在検討中のものである。設計当初における流れの想定は、次の通りであり、副断面の標高は、河道部の掘削を極力小さくすること及び最も経済的な断面となることを目標に検討・設定されている。

１）洪水調節用オリフィスのみからの放流時にはこれを低位標高の水叩き上にて跳水させ、一部湾曲

内側の中位標高の水叩き上に越水させる。

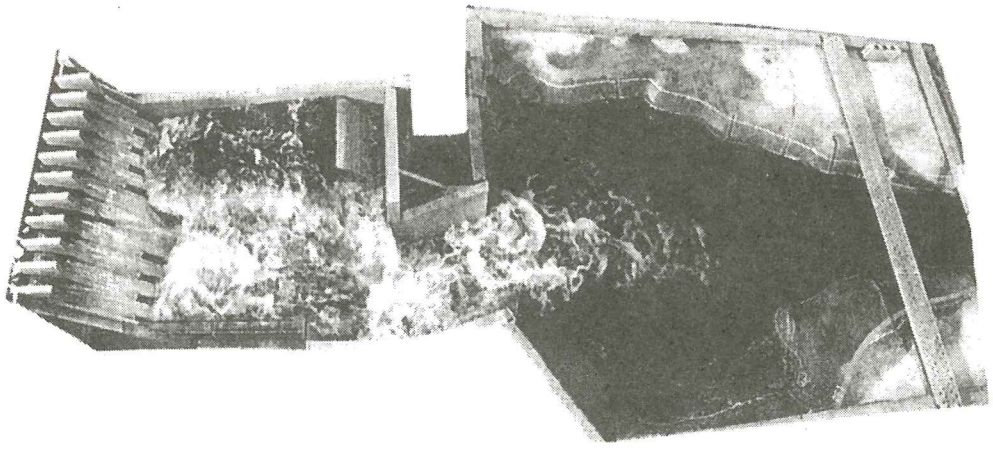
2）非常用越流時には減勢池での減勢流況は考慮せず副断面全体を使って流下断面を確保する。

上記の趣旨に合わせて、下流水位堰上げのための副ダムも副断面としている。写真－6は非常用越流時の流況を示したものであるが、安定した流況が得られている。

繰り返しになるが、堤趾導流部の流れはかなり減勢されて河道部標高に達する。従って、洪水調節用放流設備の放流水脈を堤体上で幅広く分散させることができれば減勢池を最小にする、場合によっては省略できることも考えられる。こうした発想から、オリフィスの流れを堤体中段に設けた横越流水路に導流して減勢・越流させ堤趾導流上を流下・減勢させる方法について現在検討を行っている。

写真－7はゲート付きダムで放流幅の広い新丸山ダムの検討例である[4)]。現況の河道は右岸側の幅の狭い部分にあり、洪水吐き幅はこれと比較して非常に大きいものとなる。本ダムは洪水調節用、非常用放流設備ともにゲート付きダムであり、単位幅当り流量は非常に大きい。従って、利賀ダムの場合のように非常用放流水脈を堤趾部で減勢させるのは無理であり、幅全体に亘り跳水式の減勢池が必要になる。一方、通常考えられている幅方向に水平な水叩きでは減勢池の掘削が非常に大きくなることが懸念された。写真の方法は、現地地山の左岸側が台地形状をしていることから、河道部及び台地部の両者の上にそれぞれ標高の異なる水叩きを設けたものである。

写真にあるように、台地部下流では河道が広がっており、跳水後に直線シュートにより河道標高まで導流し減勢させることも可能である。ただし、落差が大きく、つまり台地上跳水後の残存エネルギーが大きく、かなり大きな減勢池が必要になる。シュート部の構築も必要であり、こうした方法では、水叩きを異なる標高としたメリットが少なくなる。そこで、写真のように、台地上減勢池の流れを側方に越流させ、河道部水叩き上に逐次合流・減勢させる方式を採用した。通常の跳水と比較して流況は若干乱れたものとなるが、本形式の採用により掘削量、コンクリート量ともに大幅な低減が可能になっている。



写真－7　新丸山ダム減勢池の流況例

3．治水専用ダムの常用洪水吐き

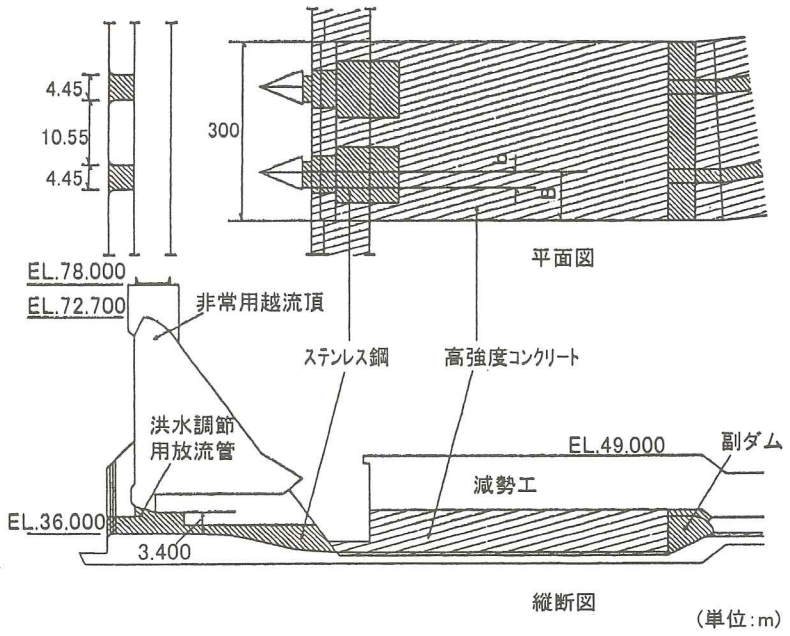
3．1　土砂排除施設としての常用洪水吐き

通常の多目的ダムでは、100年間に溜まるであろう推定堆砂量を堆砂容量として予め確保している。治水専用ダムにおいても従来は同様の考えで計画される場合もみられたが、治水専用ダムは出水時の

み流水を貯留すればよく、常時は貯水池を空虚にすることが可能である。常時のダムを空虚にできれば流入土砂の積極的な排出が可能であり、最近は排砂を前提として治水専用ダムが検討されるようになっている。排砂することにより、常時のダム上流の状況を河道と変わらないものとすることが可能である。また、必要な貯水空間を減少させ環境への影響低減、コスト縮減を図ることができる。更には、下流への土砂供給が実施され、下流河床等の状況をダム建設前と同様のものとして確保することができるという利点を持つ。一方、放流設備に対しては土砂を流下させる分負担が大ききなる。具体的には洪水調節用放流設備を低位に設置し排砂設備として利用することになり、水のみでなく土砂の流下に配慮した設備の設計が必要になる。具体的には摩耗・損傷及び減勢部での土砂の堆積が問題として浮上する。

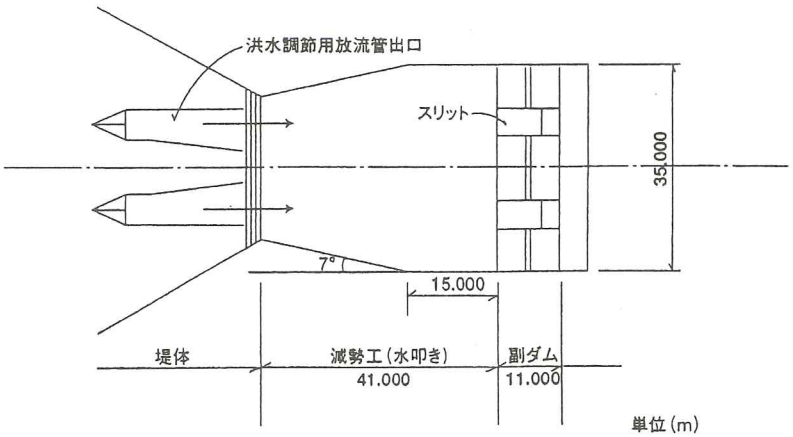
土砂の貯水池への流入は、主として出水時に生じ、流入した土砂は、粒径ごとに洪水調節中の一連の水位変化に応じた挙動を示す。即ち、沈降しにくい微細粒子は、流水と同様に一時的に貯留された後、貯水池が空虚になる過程で放流される。また、沈降しやすい大きな粒径の土砂は、貯水位上昇時には水面位置付近に堆積するが、水位の低下に伴い侵食されて下流に移動し、最終的にはダム下流へと放出される。中間的な粒径の土砂は、両者の間の挙動を示すこととなる。施設の摩耗・損傷及び減勢部での土砂の堆積の問題は、基本的には比較的粒径の大きな土砂が対象になる。これら土砂の移動は比較的低い水位で生じることが分かる。

施設の摩耗損傷は、基本的には避けられないものであり、ライニングによる対応を取らざるを得ない。図－４は排砂を積極的に取り入れた益田川ダム洪水吐きの例であるが、堤体への影響を最小限にするという意味で堤体内通過部は耐摩耗性に優れたステンレスライニングを施している。また、堤体から減勢部へ繋げるインバート部分についても、流れが内側に変向され損傷が大きい部分であること、堤体への影響があることから、更に、下流副ダム上流面付近についても跳水のために下流水位が確実に確保できるようステンレスライニングとしている。一方、減勢池水叩き及び導流壁については、ある程度の損傷は許容するものとし、経済性を考慮して高強度コンクリートを用いるとともに、次に示す堆積土砂の挙動を考慮した水理設計を行っている。



図－４　益田川ダム洪水吐きの概要

減勢部の土砂の堆積は減勢への影響という意味では余り問題とならない。貯水位が上昇し放流水脈の流速が大きくなるに従って堆積土砂は掃砂され、また、上流からの土砂供給量も減少するからである。堆積土砂の問題の一つとして常用放流設備の埋没がある。わが国の減勢工は副ダムにより堰上げ強制的に跳水させる例が多いが、副ダムより低位に設置した常用放流設備では、減勢部の堆砂による埋没が懸念される。現在のところ埋没に対する理論的・体系的な知見は得られておらず個別に検討されているが今後の整理が求められている。



図－５　五木ダム減勢池

減勢部堆砂における他の、かつ重要な問題として摩耗・損傷を助長・加速することが上げられる。すなわち、減勢池の幅は洪水調節用放流設備からの放流幅より通常大きいが、その差が大きくなると放流水脈側方に回流となる平面渦が生じ、回流内に土砂が残留する。土砂の残留が高速流時に至ると非常に大きな損傷が生じる可能性がある。従って、高速流時にこうした損傷が生じないよう減勢池内に平面渦を形成させない配慮が必要である。益田川ダムでは、こうした考えに基づき、平面渦の生じない減勢工幅が設定されており、土砂を用いた水理模型実験により、水叩き内の堆積土砂が貯水位上昇に伴い速やかにフラッシュされていくことが確認されている。放流水脈の流入フルード数が２～３の基礎実験によれば、Ｂ／ｂ＝2.5 以下（ここに、Ｂ：放流管中心軸から導流壁までの距離、ｂ：放流管幅の 1/2 、図－４参照）であれば問題となる平面渦の発生を防止できることが示されており[5]、益田川ダムの設計形状はこの条件より若干大きいが概ね満足している。図－５は、同様の趣旨にて検討した五木ダムの減勢工の例である[6]。本ダムでは、放流管からの放流水脈の拡幅形状を考慮した平面形状を採用している。平面渦の発生を防止するとともに、下流側で幅を大きくすることにより、単位幅流量の小さい、より安定した跳水状態を得ようというものである。

３．２　魚道としての常用洪水吐き

先に述べたように、排砂を前提とした治水専用ダムのダム上流の貯水池は、常時は河道の状態となる。従って、魚類の移動に関して、適当な措置を施せばダム建設前の河道での生物環境を維持することが可能である。方法としては、放流設備標高を元河床高程度の低位とし、更に、減勢池副ダム低位に孔を設けるなどして常時の放流設備～減勢池下流までの勾配を小さくする方法がある。先の益田川ダムではこうした考えに基づき放流設備標高を設定するとともに、副ダムには河床標高に敷高をもつスリットを設けている。

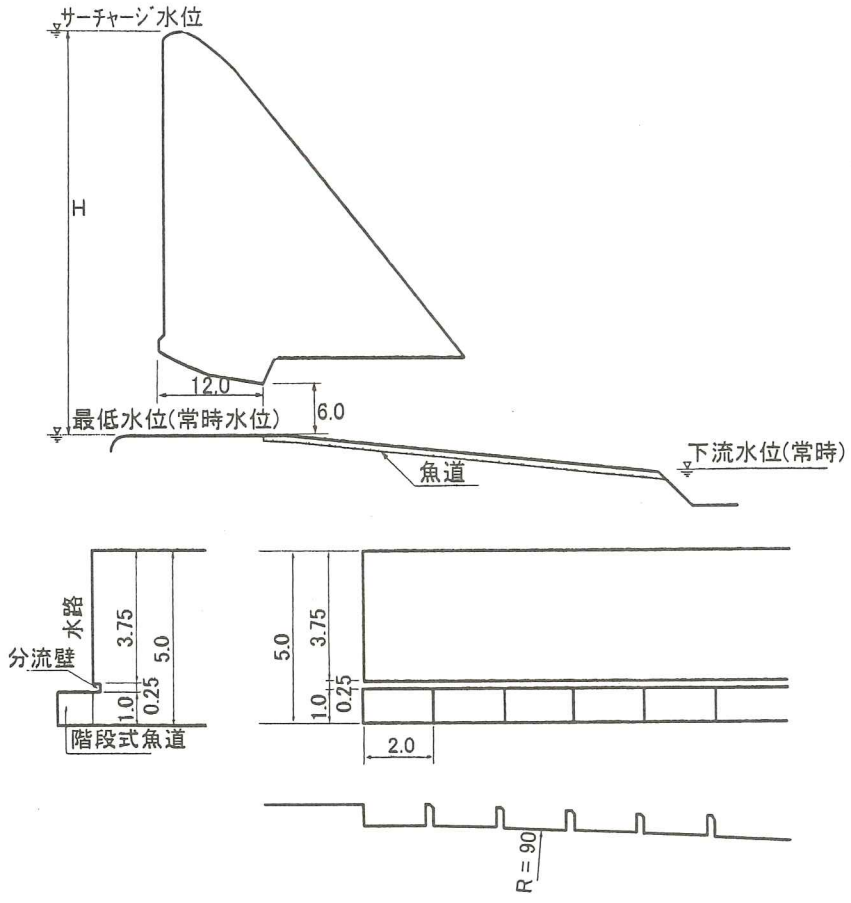
一方、地形・地質等の関係から放流設備標高を河床高付近まで下げ得ない場合がある。この場合に

は魚道が必要になるが、魚道は、ゲートを設けなければ洪水時には放流設備となる。洪水時の操作や維持管理を考えるとゲート設備の設置は好ましくなく、魚道を兼ねた放流設備が必要となる。

魚道を兼ねた放流設備の設計は、従来の放流設備の水理設計の考え方とは矛盾するものである。魚道は流速低減を行う必要があり、設備は流れに対し抵抗の大きなものとする必要がある。つまり、流れに対し凹凸が必要である。一方、ダムの放流設備は高速流を流下させるものであり、不適切な不陸の存在はキャビテーションや不安定な流れの原因となる。このため、ダム放流設備の接水面は、流れに悪影響を与えるような圧力降下を生ぜず、かつ安定した放流状況が得られるものとして設計される。魚道設置においてもこうしたダム放流設備の原則を維持する必要があり、問題は両者を満足する形状の存否にある。

今、水路面上にランダムな凹凸をつけて流れの抵抗を増すことを考えると、これは、放流設備としての条件を満足できないのが明白である。一方、放流設備の接水面が全て流線に沿った滑らかなものかというとそうではない。例えば、スライドゲートのゲート戸溝は流線に対し凹な形状であるが、適当な凹形状の採用により戸溝内に安定した渦を形成させ、高速流下においても適用が可能である。高圧ゲートの戸溝は一般に下流側にオフセットが設けられ、流れから少し逃げる形状となっている。これにより戸溝内の渦の安定を図るとともに、高速流の衝突・剥離を生じる戸溝下流コーナー部の圧力降下を低減させるためである。魚道においても、階段式魚道であれば戸溝が連続した形状と考えることができ、圧力や流況の観点でも適用の可能性がある。

図－６はこうした考えのもと検討した洪水調節用放流管の例である[6)]。放流管はゲートを設けないものであり、益田川ダムと同様に堤体内で管路流から開水路流に移行する部分管路型放流管である。



図－６　五木ダム魚道付き洪水調節用放流管

このうち、流量調整する重要な部分である管路部は、魚道のような凹凸面を作らないものとし、底面を水平として流速を低減させることとしている。魚道は放流量に影響のない開水路部に設け、管路部からの自由落下曲線に対し、階段式魚道隔壁頂部が常にオフセットを取りながら流れの外側に逃げる形状として設定している。また、経済性や将来の維持管理を考慮して、放流管幅全体に設置するのではなく、魚道の必要幅のみを対象に設置している。この場合、魚道としての機能が求められる常時の魚道内流量の維持、つまり魚道以外の部分を流下する流れが魚道内に流入しないよう、他の部分については自由落下曲線を下方に平行移動させた形状とし、魚道との間に隔壁を設けて仕切ることとした。上記設定のもと実施した水理模型実験により、有害な圧力効果も無く放流状況の安定した流れが得られることが確認され、放流管内への魚道の設置が可能となった。

以上の検討は流水のみを対象としたものである。設備にはこれに加えて土砂の流下という負荷が掛かることになる。土砂は貯水位が高くなれば掃砂され魚道内には存在しなくなることが確認されているが、土砂が流出する低水位の間は常に摩耗・損傷の負荷に晒されることになる。また渦流となる魚道内の摩耗・損傷の度合いは、通常の滑らかな底面と比べて大きいと考えられる。対象となるのが比較的低水位下の放流とはいえ、河川に設けられる魚道と比較すればかなり大きい流速下で土砂が通過する。詳細設計に際してはそうした摩耗・損傷負荷に強度的にも耐えられるようライニングや隔壁形状を検討する必要がある。なお、実験によれば、放流設備条件をクリアする魚道の隔壁形状には、ある程度の自由度がある。

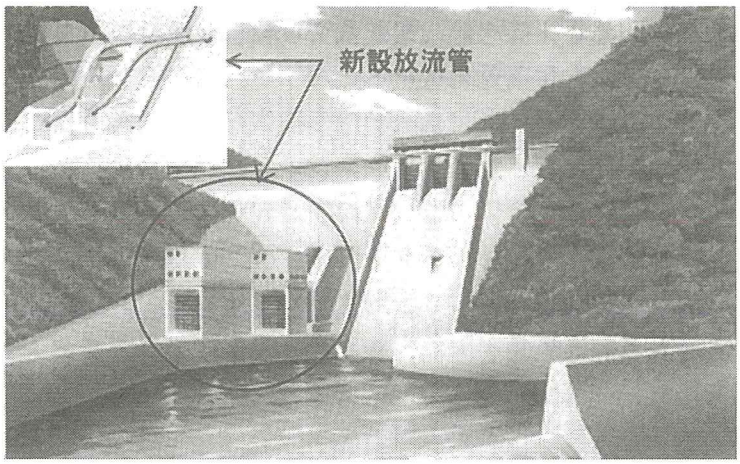
4．既設ダムへの放流管の増設

先にも述べたように、ダムの堆砂容量として100年間の推定堆砂量が確保されている。仮に100年間経過したとして、更には計画通りの堆砂進行があったとして、100年後のダム貯水池には未だ有効貯水容量がそのまま残る。多くのダムでは堆砂容量は総貯水容量の10～20％程度以下であるから大半の貯水池容量が利用可能なものとして残ることになる。また、適当な堆砂対策を講じれば半永久的な貯水池の利用が可能である。

貯水池が半永久的に利用可能なものとして、利用方法が半永久的に変わらない保証はない。変わると考えるのが普通である。時間間隔を特定することは難しいが、100年以下の間隔で利用方法が変わってもおかしくはない。その場合、既設の放流施設で対応可能であれば問題はないが、新たな施設が必要になる場合も多いと思われる。新たな放流設備を設置する場合、重力式コンクリートダムであれば堤体内に設けるのが地山を改変することも無く一般に経済的である。既に幾つかの利水放流管等の設置例が見られるようになっている。これらは、前述の利用方法の変更のみでなく、水質対策や貯水池管理の合理化の観点からもなされている。

新たに放流設備を設ける場合、利水放流管や選択取水設備の設置などであれば新たな水理的課題がある訳ではない。課題は、寧ろ施工や構造設計の方にある。これらは本稿の対象ではない。本稿の対象は、放流量規模が大きい場合にある。つまり洪水処理施設の増設である。

堤体内に埋設する新設放流管は堤体内を削孔して設置され、掘削周辺の配筋等の補強はできない。従って、放流管の規模がダム建設時の横継ぎ目の間隔により制約を受けることになる。洪水処理施設で水理的課題が生じるのは、放流量が大きいと、必要規模が構造上制約される放流管規模に近づき、管内流速の制約により必要放流管の条数に影響するようになるためである。ここで、放流管の管内流速は、貯水池と放流管出口の標高差及び管内での各種損失という所謂基礎水理学による部分の他、湾曲部の存在に起因する圧力降下による制約を受ける。この湾曲による圧力降下が水理的な課題となる。



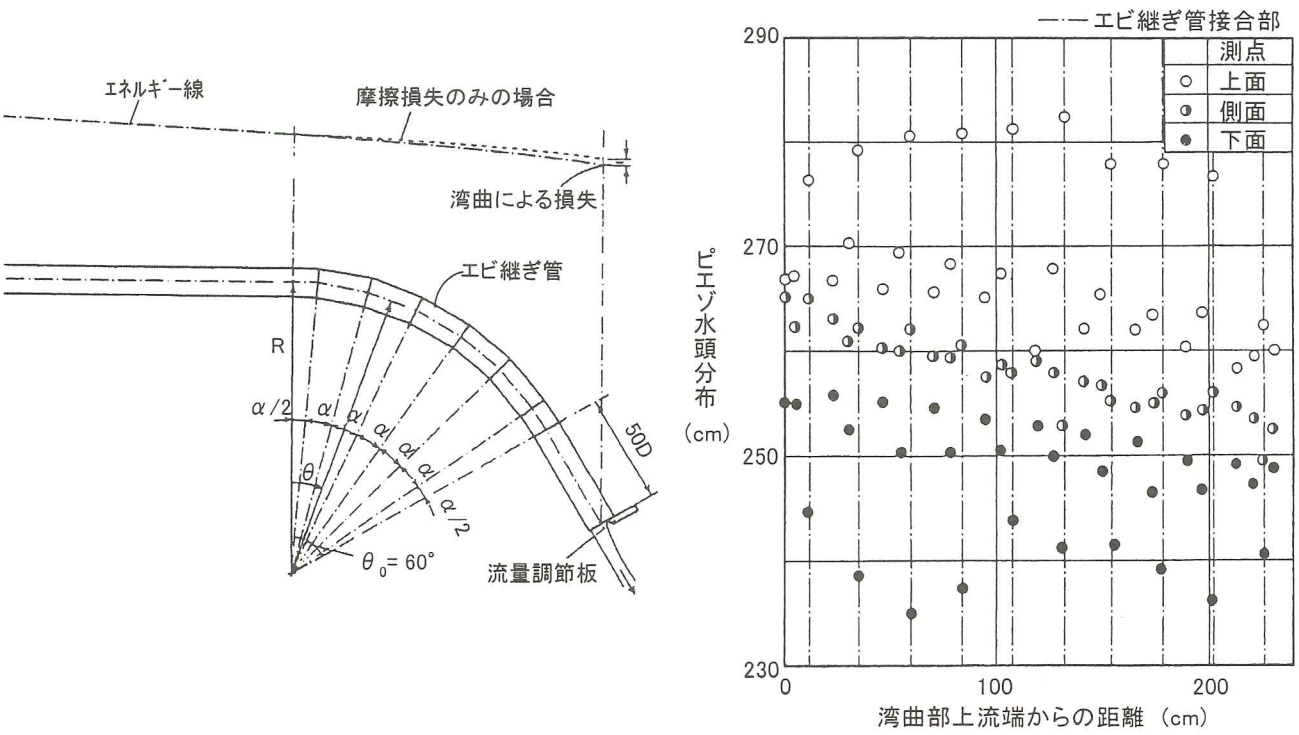
図－７　五十里ダム新設放流管の概要

堤体内を掘削する新設放流管では大きな空間を要するゲートハウスは堤体外に設けられる。つまり堤体内は埋設放流管で通過する。また、新設放流管の設置位置は、そもそものスペースの割り振りの困難、施工時及び将来における流水処理の困難等の理由から既設洪水吐き幅内に設けられることはなく、その脇に設置されるのが一般的である。更に、施工時の貯水位の低下を極力抑える意味から、放流管入口標高は減勢池標高に対し比較的高位標高に設置される。ここで、新設放流管の減勢工として既設洪水吐きの減勢工を利用することを考えると、堤体内通過後の放流管を減勢池脇に延長し、ゲートを介して放流することになる。こうした制約により、新設放流管は例えば図－７のように堤体上で鉛直下方に、更に減勢池導流壁高程度の標高において、水平及び減勢池方向に流向変更するための湾曲部を要することになる。

こうしたやや複雑な線形をとる管路式放流管として利水放流管があるが、利水放流管では管路の分岐等もあることから管内流速を 10m/S 程度以下に抑えて、ゲート断面より管断面を大きくして設計されるのが通常である。先に述べたように、洪水処理用放流管のように放流量の大きい施設にこうした流速の制約を採用すると、必要な放流を実施するための条数が大きくなり、不経済であるとともに管設置に伴う地形改変も大きくなる。そこで、湾曲部の圧力特性を正確に把握し、有害な圧力降下の生じない範囲で流速を大きくしていくこととした。

湾曲部の圧力特性は、遠心力によるもののみであれば問題は簡単であるが、放流管が大きくなると滑らかな管の製作が困難になる。湾曲部の製作は管径が小さい場合には高周波による曲げ加工が可能であり、スムーズな曲管として製作することができる。管径が１ｍを超えるような場合には、曲げ加工が困難であり、図－８に示されるエビ継ぎ管が用いられる。エビ継ぎ管は直管を斜めに切断してつないだものであり、エビの背中の様相を示すことから名称がきている。図－８にはエビ継ぎ管湾曲部壁面での圧力水頭分布を示したものであるが、エビ継ぎ目の屈折部にて、湾曲内側では大きな圧力降下が、外側では圧力上昇が生じている。大きな管内流速を採用するためにはこうした局所的な圧力の状態を把握する必要があり、キャビテーション等の有害な現象が発生しないような圧力制御を行なわなければならない。

こうした問題認識のもと、大規模放流管を最初に増設した田瀬ダムでは、エビ継ぎ部の圧力分布を実験により検証しながら 14m/S 程度の管内流速を許容するものとして設計している。また、図－７に示す現在施工中の五十里ダム放流管では、エビ継ぎ中心角等を変化させた系統的な実験をもとに、20m/S 以上の管内流速を許容した水理設計を行なっている[7)]。五十里ダムの設計では、堤体通過部の



図－８　エビ継ぎ管と圧力分布

放流管を若干傾斜させ、圧力が降下しやすい上方湾曲部上流端付近の標高を下げるとともに、エビ継ぎ管の屈折角度を調整することにより正圧を確保している。

先に、放流水脈を既設洪水吐き減勢池に放流するとしたが、放流量が大きい場合における既設減勢池の利用の可否については、明らかではない。最近の研究テーマとなっている[8)]。田瀬ダム、五十里ダムでは水理模型実験による検討が実施されており、既設減勢池の活用が可能であることが確認されている。

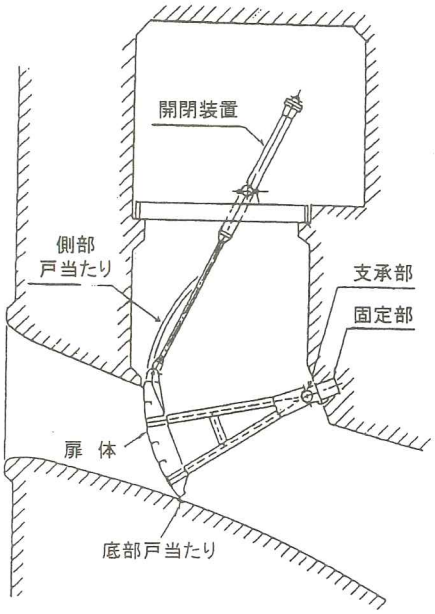
５．　新式ゲート

５．１　引張りラジアルゲート

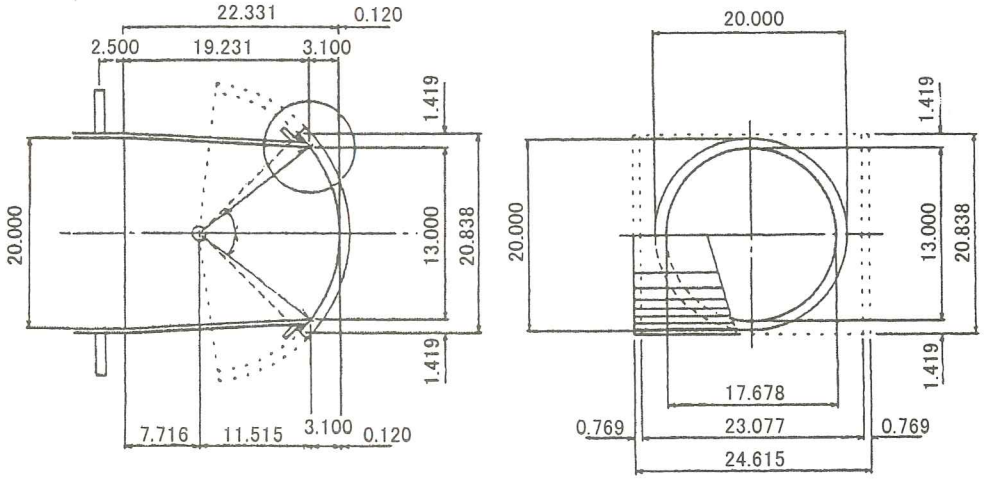
ダムのゲートについては、水密構造等様々な改良が加えられてきたが、ゲート形式そのものについては既に確立された技術となっている感がある。つまり、近年新たな形式が開発された例は殆どない。こうした中、経済性を追求した検討がゲート構造の観点から進められ、洪水吐きゲートとして最も一般的に用いられているラジアルゲートに対し、荷重の作用方向を逆とした引張りラジアルゲートが考案された。

従来のラジアルゲートでは、ゲート扉体に作用する水圧の作用方向がゲートトラニオンピン向きであり、主として圧縮力に対応する桁構造により荷重伝達がなされている（図－９）。考案されたゲートは、図－10 のように水圧の作用方向をトラニオンピンから離れる方向としたもので、荷重の伝達は引張り力に対応する板構造にてなされる。座屈を考えた場合、圧縮より引張りに強い鋼材の特性を生かそうというもので、経済性とともに、ゲートハウス空間が小さくて済むゲートとして提案されている。

引張りラジアルゲートは、ゲート構造関係者の検討から生まれたものであるが、その後の調査により同様の考えのもと設置されたゲートが既に存在していることが明らかになった。米国開拓局で開発されたクラムシェルゲートがそれである。クラムシェルゲートは名前が示す通り図－10 に示す２枚の



図－９　従来のラジアルゲート



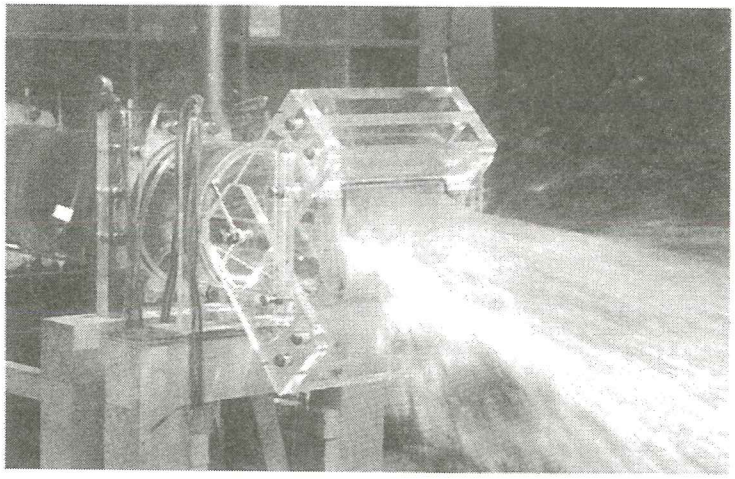
図－１０　引張りラジアルゲート(２枚扉)

扉を持つものである。当初の検討では同じく２枚扉のものが考えられており、羽地ダムの維持用水補給及び水位低下用放流設備に用いられている。

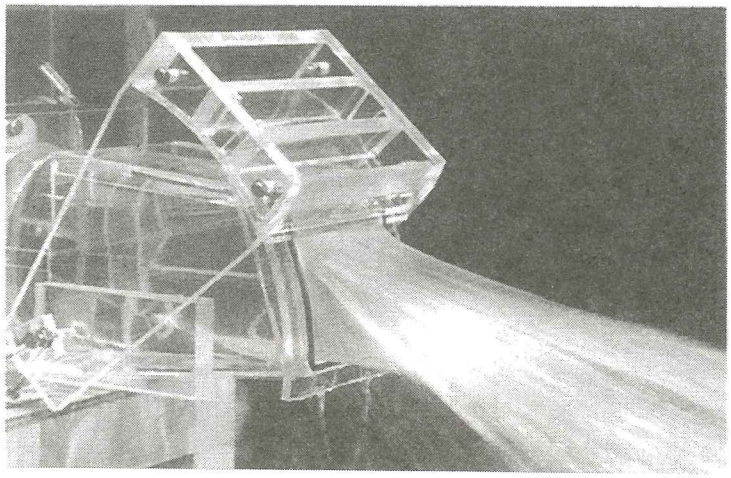
一方、水理模型実験の結果では、２枚扉のものは、ゲート部分開時の放流水脈の幅方向への拡がりが大きく、また、飛沫状の水脈の乱れが大きいことが示された。これを改善する方法として従来のラジアルゲートと同様に扉体を一枚とする方法を考え、水脈の拡がりや飛沫状の水脈の少ない安定した流況を得ている[9)]（写真－８参照）。また、１枚扉とすることで、以下のような構造上のメリットがあることも明らかになり、こうした検討を踏まえ、苫田ダム[3)]、灰塚ダムにて経済的なゲートとして設置されることとなった。１枚扉の引張りラジアルゲートは新しい形式のゲートということができよう。

１）放流管側に設けられる連続ゴムによる水密がなされ、水密構造が単純・確実である。

２）開閉装置数が少なく、２枚扉で必要になる開閉装置の同期の必要がない。また、閉方向が重力の方向と一致し、全休時の休止は休止台にて行われる。



２枚扉



１枚扉

写真－８　引張りラジアルゲートの放流状況

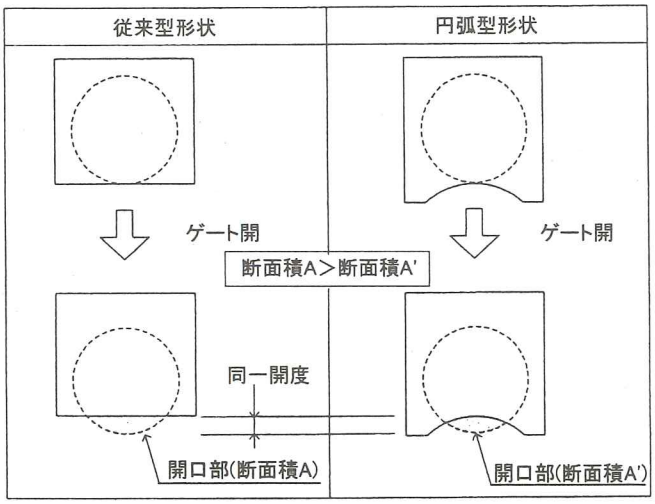
３）放流管を底部架台に固定でき、予測の難しい振動現象に対する対策が容易である。

なお、開発した１枚扉ゲートでは、ゲート半開時の放流水脈の変形を抑えるため、放流管出口形状は長方形断面としている。また、１枚扉ではゲート半開時に水脈が下方向きとなる傾向があるので注意が必要である。下流に水路が設けられる場合には水路底部のライニング等の処理が必要となる場合も生じる（水脈の拡幅の大きい２枚扉では、左右側壁に同様の措置が必要になる場合が考えられる）。

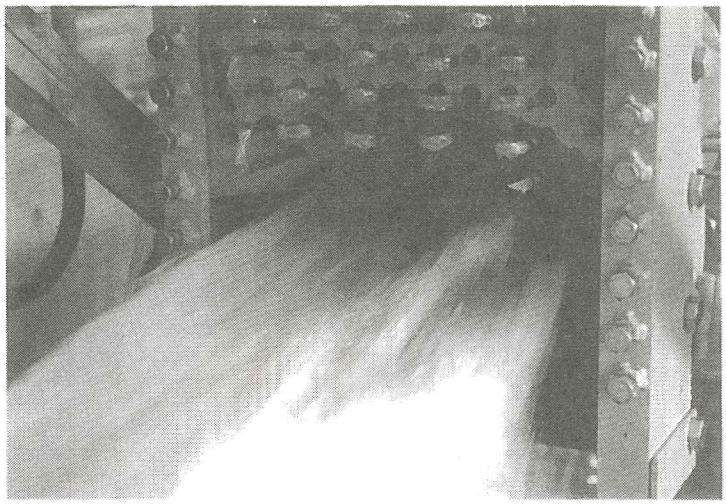
５．２　ゲート底面が円弧のジェットフローゲート

利水・低水用放流設備出口では、通常複数の流量調節用ゲートが用いられる。これは、ゲート保守点検時の代用ゲートが必要なこと、及び必要放流量範囲が大きい場合の流量調節精度に限界があると考えられることによる。前者は代替施設が別途設けられるのであれば問題とならない。逆からいえば、代替施設がなければ最小２個の流量調節用ゲートを設ける必要がある。後者は、大きなゲートでの小流量制御の困難を意味しており、微小開度放流時の流況不安定化の解消及びゲート静止精度の確保が課題となる。

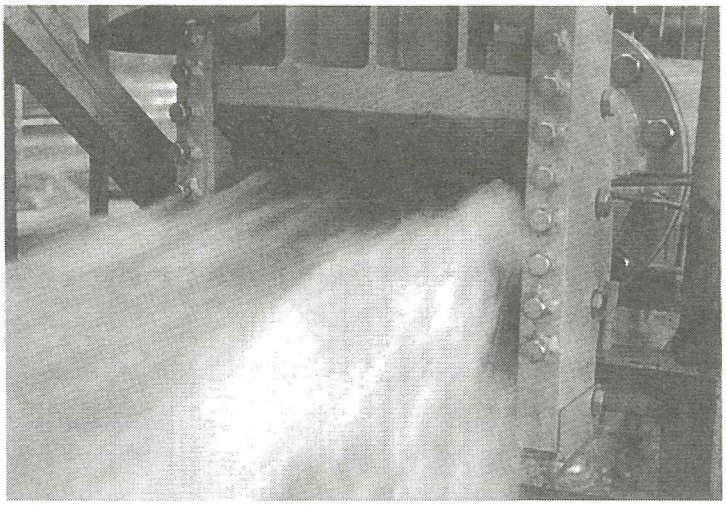
代替施設がある場合、微小開放流が可能であれば必要流量制御範囲によらず流量調節ゲートは１個で済ませることが可能である。つまりかなりのコスト縮減を見込むことができる。そこで、微小開放



図－11　従来型及び底面が円弧のｼﾞｪｯﾄﾌﾛｰｹﾞｰﾄ



底面円弧



底面直線

写真－９　ジェットフローゲートの放流状況

流での問題点を解消するため底面が円弧のジェットフローゲートの検討を行った（図－11）[10)]。
ここに、ジェットフローゲートは利水用放流設備の流量調節用ゲートとして多く用いられているゲー

トで、スキンプレートが平板であるスライドゲートがゲート扉体として用いられる。ジェットフローゲートの底面は通常直線であるが、放流管出口断面が円弧であることから。直線と円弧の交点付近から顕著なヒレ状の水脈が放出され水脈の変形が顕著になる。円弧としたのは、こうした水脈変形を抑え流況の安定化を図るとともに、小開度時の放流量増加を抑え（同じゲート開きでの放流断面が小さくなる。これについては、より効果を得るために三角形の切込みを設けた検討もある[11]）流量変化に対するゲート移動距離を大きくしようとするものである。

実験の結果、底面が円弧の場合の放流水脈は、水脈変形による乱れが全体に小さく流況が安定していること（写真－9）、直線の場合と比較してゲート開度に対する放流量が小さいことが確認された。実験結果等を参考に、摺上川ダムでは水位低下用放流の比較的大流量の放流と利水放流の小流量の放流を単独のゲートで対応することとしている。

ジェットフローゲートの下流には、放流水脈の整流のためゲート口径より大きな口径の整流管が用いられるのが一般的であるが、トンネル内放流する摺上川ダムの水位低下用放流設備では、整流管下流でのトンネル内流況の乱れが大きいことが確認された。このため、流況の安定化及び経済性の観点から導流水路方式を採用することとしている[12]。

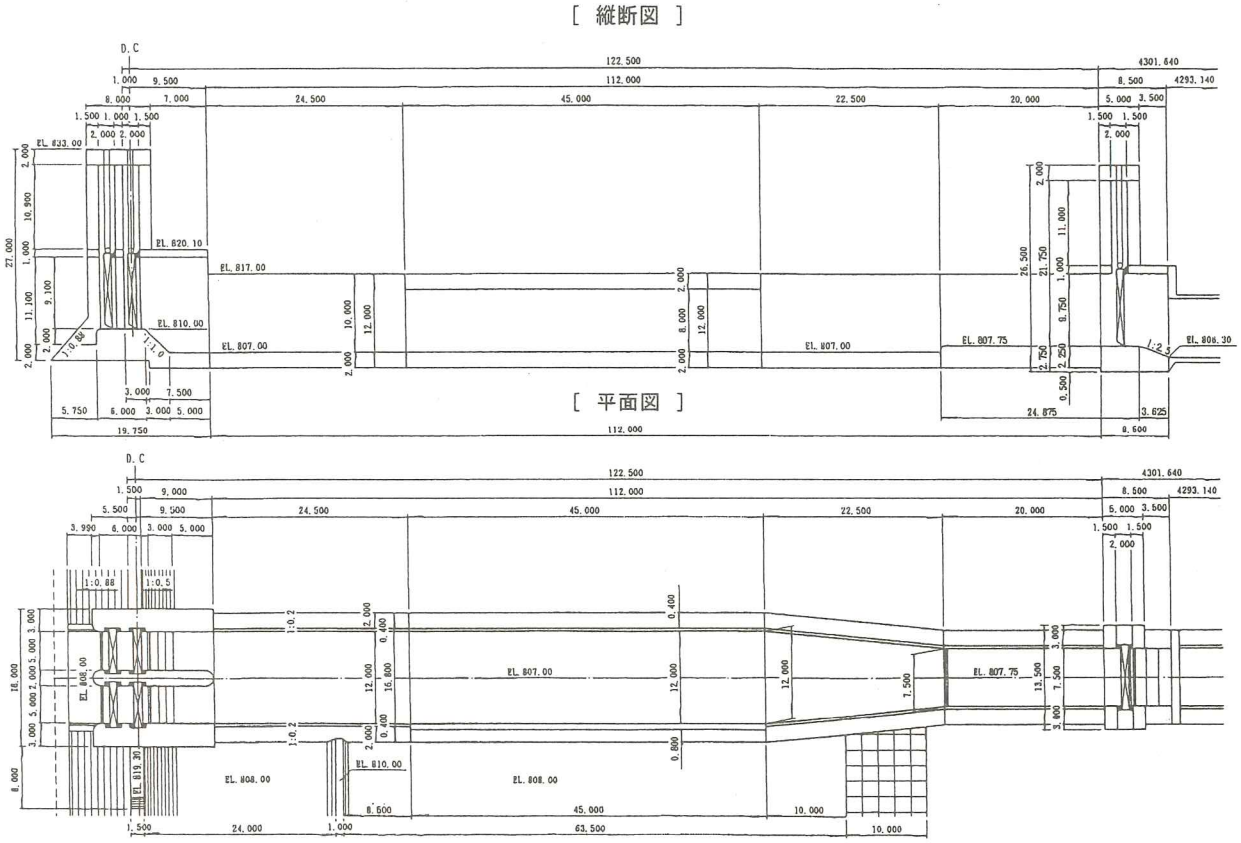
6．土砂バイパス施設

近年、堆砂に対する貯水機能の維持及び下流への土砂供給の観点から土砂バイパス施設への期待が高まっている。土砂バイパスは、貯水池を迂回する水路により、出水時に流入する土砂を洪水流の一部と併せて迂回させようというものである。流水のエネルギーを用いた土砂対策であり、同様のものとして、土砂フラッシングがある。宇奈月ダム、出平ダムの連携排砂で知られる土砂フラッシングは、一時的に大幅に貯水位を下げる必要がある。貯水位がそのままでは土砂が移動しないためである。従って、既設ダムに適用するためには、貯水池運用計画を見直す必要がある。これに対し土砂バイパスは、放流量の範囲でバイパスを行うことにより、貯水池運用を変えずに運用することが可能である。つまり、既設ダムの堆砂対策としてより適用し易い方法ということができる。

土砂バイパス施設の水理的課題としてまず、分流のための流量制御が挙げられる。洪水調節を含む多目的ダムでは、分流量は洪水調節操作の放流量以下とする必要がある。一方、土砂バイパス量を大きくする観点からは、分流量をできるだけ放流量に近づけることが望ましい。経済性の観点からトンネル断面を小さくする場合にも、洪水調節初期の分流量は放流量に近づけるものとし、トンネルの最大流下量にて一定量分流とするのが、最も大きな土砂バイパス効率を得ることができる。一方で、貯水池上流端付近で洪水流を分流することから、ゲート操作はできるだけ避けるのが望ましい。つまり、前述の分流をゲート操作なしで実施する必要がある。

分流施設は水位維持のための堰とバイパス水路に分流するための流入施設により構成される。図－12は美和ダムの流入施設であり、流入施設は入口の越流部及びこれに続く横越流水路で構成されている[13]。入口で支配断面を生じた流れは横越流水路内で跳水減勢しバイパス水路へと導かれるが、ある分流量以上になると、一部の流量は横越流頂から貯水池側に戻りバイパス水路の流入量増加を抑える構造となっている。対象となる洪水調節方式は一定量方式であり、上記の施設構成により一定量放流に近づけた分流を可能としている。また、一定率－一定量放流方式に対する最近の検討では、オリフィスと自由越流頂の組み合わせにより、分流量の放流量近似が可能であることが示されており、オリフィス上方に越流頂を重ねたコンパクトな施設設計方法について現在検討を実施している。

美和ダムでは貯砂ダム及び分流堰により粒径の比較的大きな土砂は捕捉・除去される。バイパスさ



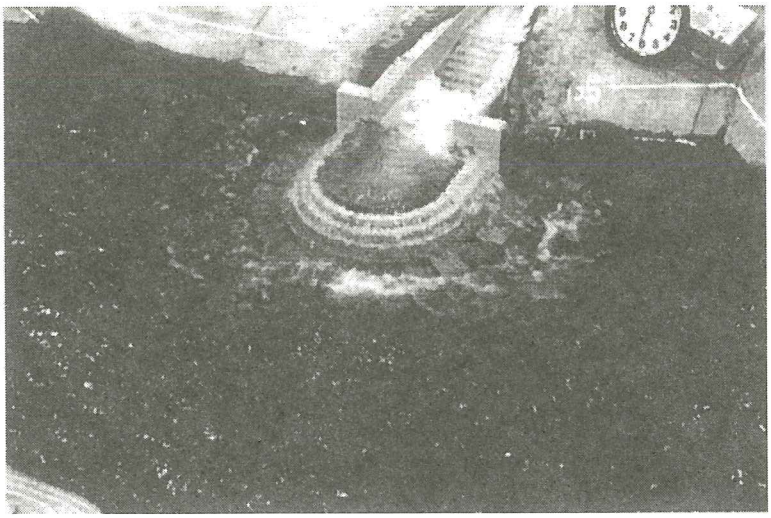
図－１２　美和ダムバイパス施設の流入部

れるのは微細粒子成分のみであり、バイパス水路の土砂流下能力や摩耗の問題は少ない。掃流砂成分をバイパスする場合にはこれら問題を考慮する必要がある。バイパス水路の土砂流下能力は固定床水路の流砂問題となり研究事例も少ないので今後の研究展開が望まれるところである。最近の実験検討によれば、底面粗度が大きくなると土砂輸送能力が急激に減少することが示されている。水路を通常のコンクリートにより構築するものとすると、底面の損傷は避けられず粗度の増加が生じる。コンクリート損傷量の予測とともに損傷による粗度変化についても知見が必要になっている。また、流入条件となる分流堰上流での堆砂・侵食現象の予測も必要である。現在は個々の事例ごとに対応されているが、体系化が急がれる分野でもある。

バイパス水路からの放流水の流速が大きい場合には減勢が必要である。バイパス水路はダム下流に放流されるからダムの減勢工下流に更に減勢工が設けられることになり、バイパス水路の減勢工がダム放流設備の減勢及びその下流河道の流況に悪影響を与えないよう配慮する必要がある。また、バイパス水路からの放流は河道の側方からなされるから、河道との合流方法についても配慮されなければならない。こうした条件を念頭に美和ダムでは写真－10 に示す減勢工を開発している。美和ダムではトンネル出口が河床より 6.5m 高く計画されており、シュートを介して河道標高に導水される。減勢処理としてまずこのシュート部に階段を設けて減勢池への流入流速を低減させる。次に減勢池では潜り跳水により減勢させ、単位幅当り流量を小さくするよう全方向に越流させる。越流させた水脈は階段により減勢させ河道に流下させる。徹底した減勢方式を行っており、河道での流況は極めて穏やかなものとなっている。また、減勢池そのものもかなりコンパクトなものとして設計できている。

先に述べたように美和ダムではバイパスする土砂は微細な粒子であり、階段の適用を考えたのも、

材料の選定等により摩耗・損傷に対する安全性が確保されるとの前提に立ってのことである。掃流砂を対象とする場合には別途の考えが必要になるであろう。



写真－１０　美和ダム土砂バイパスの減勢工

参考文献

1）建設省河川局監修：昭和 62 年版多目的ダムの建設、第１巻、行政・計画編、ｐ1、1987

2）独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理：灰塚ダム水理模型実験報告書、土木研究所資料、第 3848 号、2002

3）独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理：苫田ダム水理模型実験報告書－ラビリンス型越流頂と引張りラジアルゲートの適用－、土木研究所資料、第 3846 号、2002

4）加藤典子：地形を考慮した減勢工形状の検討、ダム技術、No.179、2001

5）桜井力、柏井条介：土砂放流を考慮した減勢工の水理設計、ダム技術、No.163、2000

6）建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：五木ダム水理模型実験報告書－魚道の設置と排砂を考慮した洪水吐き－、土木研究所資料、第 3619 号、1999

7）建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：五十里ダム新設放流管水理模型実験報告書－高速湾曲エビ継ぎ管の水理特性－、土木研究所資料、第 3698 号、2002

8）柏井条介、田村洋満：放流管空中放流水脈の跳水条件、土木技術資料、Vol.44、No.9、2002

9）桜井寿之：引張ラジアルゲートの水理特性、第 39 回土木研究所研究発表会論文集、－土木研究所資料第 3760 号、2000

10）小松直史、鹿野安彦、佐藤信之：摺上川ダムジェットフローゲートの安定放流の検討、ダム技術、No.189、2002

11）黒田満穂、宮崎重雄、山本博士、石山浩司：改良型ジェとフローゲートの水理特性に関する研究－その１－、水門鉄管、No.197、1999

12）独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム：摺上川ダム水位低下及び利水・低水放流設備水理模型実験報告書－底面が円弧形状のジェットフローゲートの適用－、土木研究所資料、第 3850 号、2002
13）建設省土木研究所水工水資源研究室：土砂バイパスの水理検討報告書（美和ダム再開発事業）、土木研究所資料、第 3258 号、1994

【技術研究】

越流水頭の小さい越流頂の設計形状と水理特性
—標準及び台形越流頂—

独立行政法人土木研究所水工研究グループ　柏井条介*
〃　櫻井寿之**

キーワード　台形越流頂・標準越流頂・越流量

1. はじめに

自然調節ダムの増加に伴い，その非常用洪水吐きとして，ゲートのない越流頂が多く設けられるようになっている。この越流頂の敷高は，サーチャージ水位に一致して設置され，ダム高を小さく抑えるために比較的大きな越流延長が確保される。つまり，越流水頭が小さい。

こうした越流水頭の小さい越流頂形状として，施工性を考慮した単純形状である台形越流頂が多く用いられてきている。台形越流頂の水理特性については，既にいくつかの実験報告[1)]がなされている。筆者らも，本誌上において，越流量及び円弧部圧力の推定方法を報告[2),3)]するとともに，刃型堰の越流水脈下側水面形を近似した標準越流頂との使い分けについての考え方を提示した[4)]。

台形越流頂は，形状は単純であるが，形状を構成するパラメータは多い。標準越流頂は設計水頭が明確であり，与えられた条件に対し，一義的に規模，形状の設定ができるが，台形越流頂では形状選定にかなり自由度がある。自由度が大きいことは，設計者の種々の意思を反映させやすいことを意味するとも考えることができるが，一方で，次のような問題点を生じている。

① 実際の設計手順は，形状をまず描いて，提案されている流量式や圧力の推定方法からその形状の適用性を確認するという手順になる。このため，何故その形状が選定されたかの合理性が必ずしも明確でない。また，設計作業量が多くなる。

② 用いられる流量式は，実験結果を解析して提案されているが，多くの形状パラメータを導入する程その推定精度は悪くなる。また，多次元空間内で適応性を確認する必要が生じ，適用性の判断も難しくなる。

このうち，①は，先に述べた設計者の意思を反映させやすいという事項と矛盾するかもしれない。しかし，実際には，基本三角形のもとで，過去用いられてきた形状イメージをもとに，なんとなく描画しているのが実態のようである。実際，パラメータのみを与えられてもどこから手をつけて良いのか分からず困惑するであろう。②は，水理実験式の宿命ともいえるものである。適用性については，例えば筆者らの提案式について，用いた実験データの範囲から一応の適用範囲を示しているが，形状パラメータの全てをマトリックス的に変化させて実験している訳ではなく，厳密には，パラメータ数に匹敵する次元空間の中で適用条件を議論しなければならない。これは，かなり難しい問題である。また，流量公式としてBeresinskiの式が用いられる場合を多くみかけるが，Beresinskiの式は，水平面下流が自由放流の場合の実験式である。従って，式の適用性には限界があるが，その適用条件についてはほとんど検討されていないのが実情である。

以上の状況に鑑み，また，近年では水理模型実験をせずに実施設計作業が行われることが多いことから，本報告では，まず，形状の水理的な意味合いが確かな標準越流頂をベースに，台形越流頂の水理的位置付けを考察するとともに，対象とする形状の選出を行う。次に，例として堤体下流面勾配0.69の場合を対象にした系統的な実験結果を用い，標準越流頂から台形越流頂まで一連の越流頂形状として取り扱うことのできる放流量及び水面形の精度の良い推定式を提示する。最後に，例示として取り上げた越流頂形状の他の下流面勾配への適用性を考察する。また，以上の検討とは別に，従来の流量公式について，今回の実験結果との比較を行う。

なお，本報告でいう「越流水頭が小さい」とは，文献4)で台形越流頂採用の一応の目安とした4m程度以下の

＊ 上席研究員
＊＊ 研究員

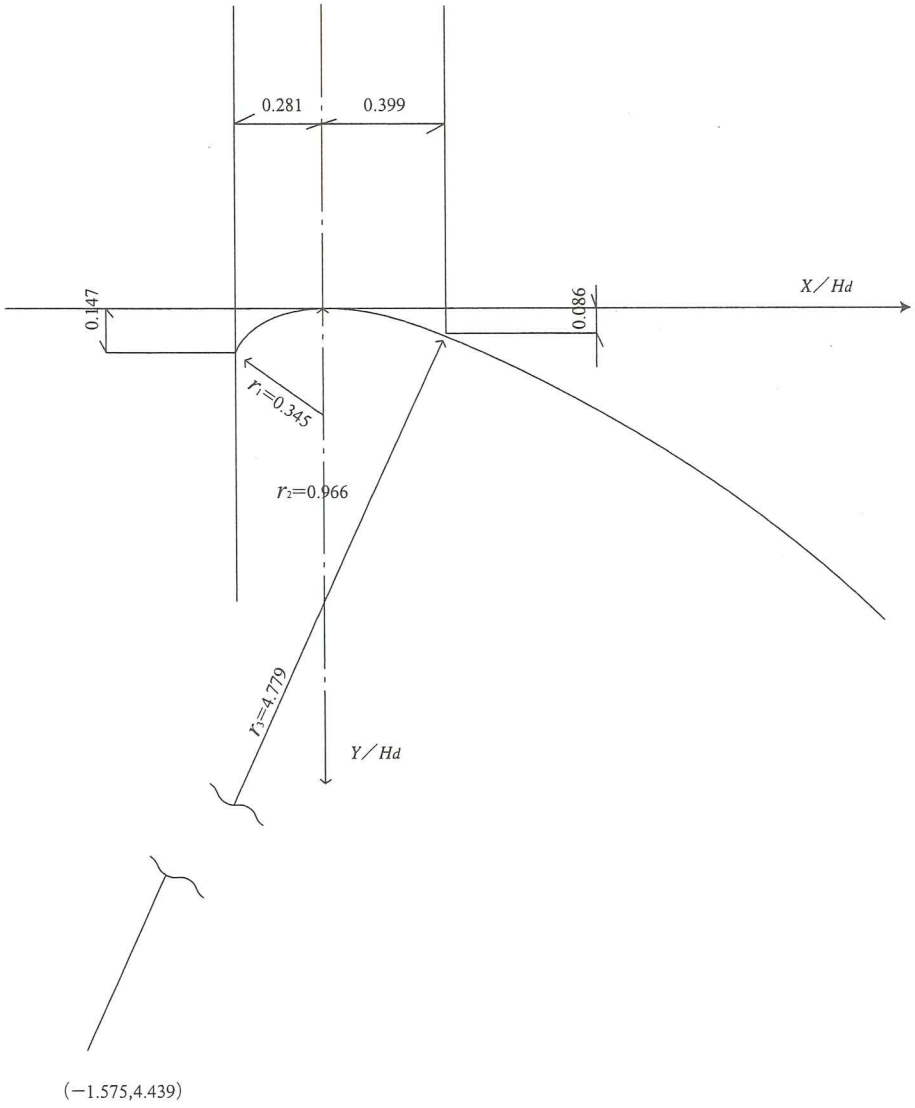
越流水頭をイメージしている。

2. 台形越流頂の位置付け

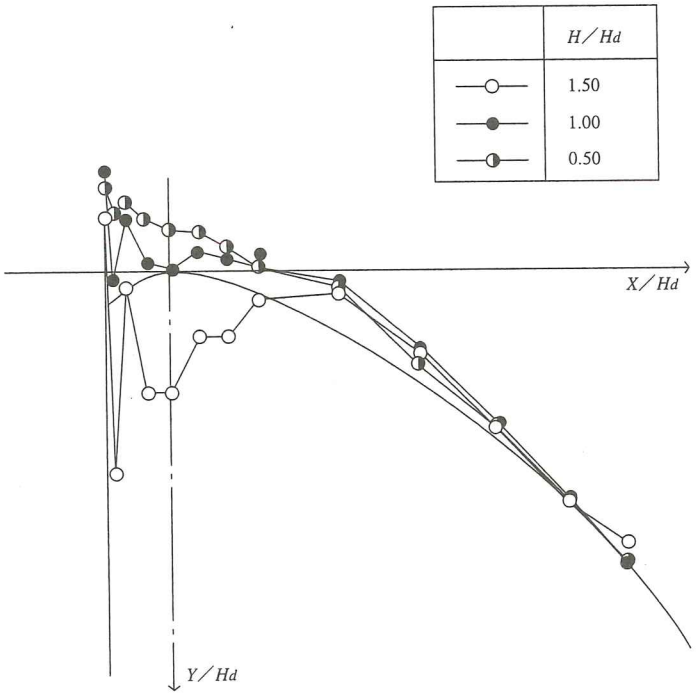
2.1 円弧による標準越流頂の提示

越流頂形状を考える基準となる形状として，我々は，標準越流頂を持っており，台形越流頂の形状の特性を位置付ける基準として，標準越流頂を考えるのが適当であろう。越流水頭の小さい越流頂として台形越流頂が多く用いられているとはいえ，大きな単位幅当たり越流量の確保の観点から，標準越流頂もまた利用されており，以下では，標準越流頂も含めて議論することとする。

標準越流頂の名称は，刃型堰越流水脈の近似形状の総称であり，Harold や Randolph の曲線が良く知られている。これら曲線は比較的複雑な曲線形状となっており，ここでは，小さい越流水頭を対象としていることに鑑み，より単純に円弧のみで近似させることを考えた。提案形状を図－1に，作用圧力測定結果を図－2に示す。図中，距離は，設計水頭 H_d で無次元化してある。本形状は3種の円弧により構成したものであるが，図－2に示されるように，設計水頭での壁面作用圧力は正圧が確保されており，圧力的な問題はない。また，後に示すように，越流量についても，従来の標準越流頂と遜色ないものである。ゲートが設けられている場合の圧力特性が不明であるが，ゲートがなければ大きな越流水頭での適用も十分可能である。



図－1　3つの円弧による標準越流頂



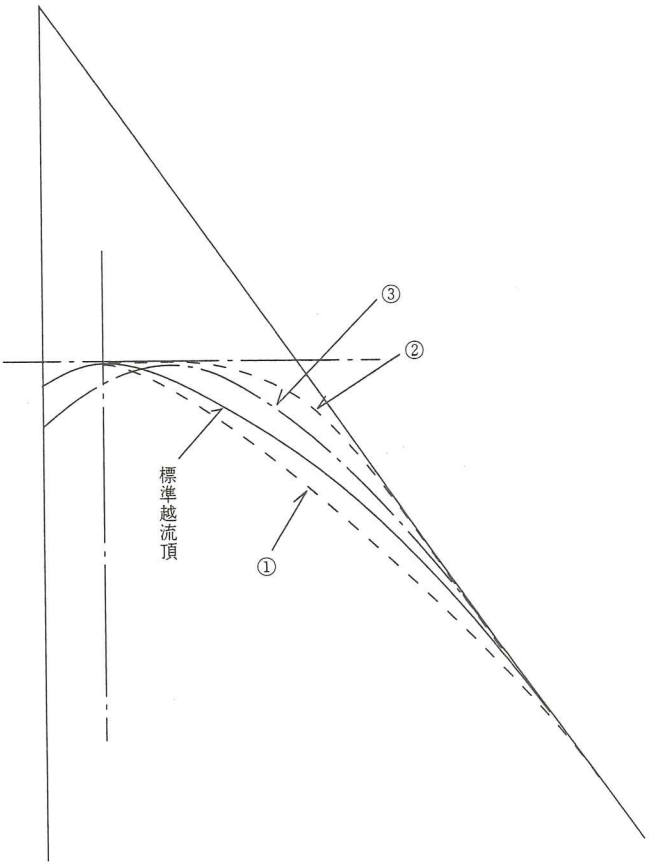
図－２　標準越流頂のピエゾ水頭分布

2.2　台形越流頂形状のバリエーション

標準越流頂の水理的な意味は，壁面作用圧力がほぼ大気圧であり，圧力的に問題のないこと及び大気圧以上の作用圧力下で最も大きな越流量が得られることにある。ここでは，この標準越流頂を基準に，これと異なる越流頂形状の水理的な位置付けを整理しておく。併せて本報告の対象とする形状を選出する。

図－３に標準越流頂と，考えられるそのバリエーションを模式化して示す。バリエーションの①，②は越流頂上流部の形状はそのままで下流側形状を変化させたもので，①は標準越流頂より下方に，②は上方に越流面を設定したものである。また，③は越流頂の頂点（以下，越流頂点と称する）を下流に移動させたもので，上流側形状の曲率半径を大きくしたものである。②，③が通常言われている台形越流頂の場合になる。

図で，形状のバリエーションは，標準越流頂の接する台形（鉛直，水平，堤体下流面から構成される）と同じ台形に接する形状としている。これは，同じ設計水位に対し，同様の断面積を持つ越流頂（設計条件といっても良いであろう）においてその水理機能・施工の容易さを比較するのが適当と考えたことによる。後に示すように，このような設定を行うことにより，水理特性の整理も容易になる。以下では，設計水頭 H_d の標準越流頂が外接する台形と同じ台形に接する越流頂の全体を，設計



図－３　台形越流頂のバリエーション

水頭 H_d の越流頂として扱うこととする。

2.3 水理特性変化と対象台形越流頂形状の選出

まず，①であるが，この場合には，越流頂点付近の曲率半径が小さくなることが想定される。曲率半径が小さくなることは，壁面付近の流速が大きく，圧力が小さくなることを意味している。従って，越流量の増加及び圧力の降下が生じることを予想することができる。底面が大気圧であった標準越流頂を下側に吸いつけた形状と考えてもよく，圧力の降下は越流頂点付近から広範囲に生じるものと思われる。また，堤体下流面との接点は標準越流頂より下流に位置しており，施工上の手間もかかる。越流量が不足している場合に，負圧の発生を許容しながら注意深くその適用性を検討すべき形状であり，一般的には適当な形状とはいえないものである。

次に②であるが，この場合には，越流頂点付近での曲率半径は大きくなるのでこの部分の圧力の上昇，越流量の低下が生じることが予想される。一方，下流側の曲線での圧力については必ずしも明確ではない。今，越流頂点と堤体下流面を単一の円弧で結んだ場合を考えると，越流頂点付近での曲率半径は大きいが，堤体下流面接点付近では標準越流頂より曲率半径が小さくなる。このため，下流側で圧力降下が生じるが，負圧になるか否かは円弧半径との関係で決まることになる。越流頂点に水平部を設けた場合にも同様であり，水平部の存在により越流量の減少は単一円弧の場合より大きくなる。また，円弧半径が小さいことからこの部分での圧力降下は大きくなる。

下流側円弧に置ける最小の壁面作用圧力は，次式にて求めることができる[3]。

$$(P_{min} / \gamma) / H = 0.435 (R/H)^{0.636} - 1 \qquad (1)$$

ここに，P_{min} ：下流円弧部の最低壁面作用圧力，γ ：水の単位体積当たり重量，R ：下流側円弧半径，H ：越流水頭である。ここで，堤頂の水平長＝0の場合が最も大きな R となり，この場合の $R = R_{max}$ と堤体下流面勾配1：m との関係を求めると，R_{max}/H_d は m が大きいほど小さくなり，$m = 0.6$ で2.4，0.9で1.9となる。一方，式(1)で左辺＝0とすると，

$$R/H = (1/0.435)^{1/0.636} = 3.70$$

であり，R_{max}/H_d の値より大きい。つまり，最も大きな円弧を用いたとしても負圧の発生は避けられないことが分かる。式(1)は種々の実験形状の実験結果での値の最低値を包絡させたもので，形状によっては，式(1)より圧力が大きい場合も考えられるが，両者の R の差は大きく，形状に関係なく，負圧の発生は避けられないといってよいであろう。

台形越流頂は多く採用されてきているが，越流量及び作用圧力の水理特性からいえば，当然のことながら，標準越流頂よりその機能は低下するものである。②の形状の適用理由は施工性によるものといって良く，水理特性とのバランスの上で形状選定を行う必要があることが確認されよう。なお，負圧の発生が想定される場合には，越流頂側壁は負圧領域を覆うよう設定する必要があるので注意が必要である。側壁を途中でなくし，水脈を大気に開放した場合には負圧域は流れの剥離域となり，ここで示す水理特性が変化することとなる。

③は，越流頂点上流側円弧を大きくした場合であり，下流の曲線を単一円弧とすると，②の越流頂点上流側円弧及び水平部の一部または全部を円弧で置き換えたものと考えることができる。従って，下流側円弧部では負圧の発生が生じる。一方，②の水平部を円弧としたことから②に比べ放流量の増加を期待することができるが，放流量は標準越流頂のそれとの間に存在し，それ程大きなものではないであろう。また，上流側円弧を大きくすることにより，支配断面位置が下流寄りになり，天端構造物とのクリアランスが小さくなることも考えられ，ここでは，②の形状を台形越流頂における対象形状とする。

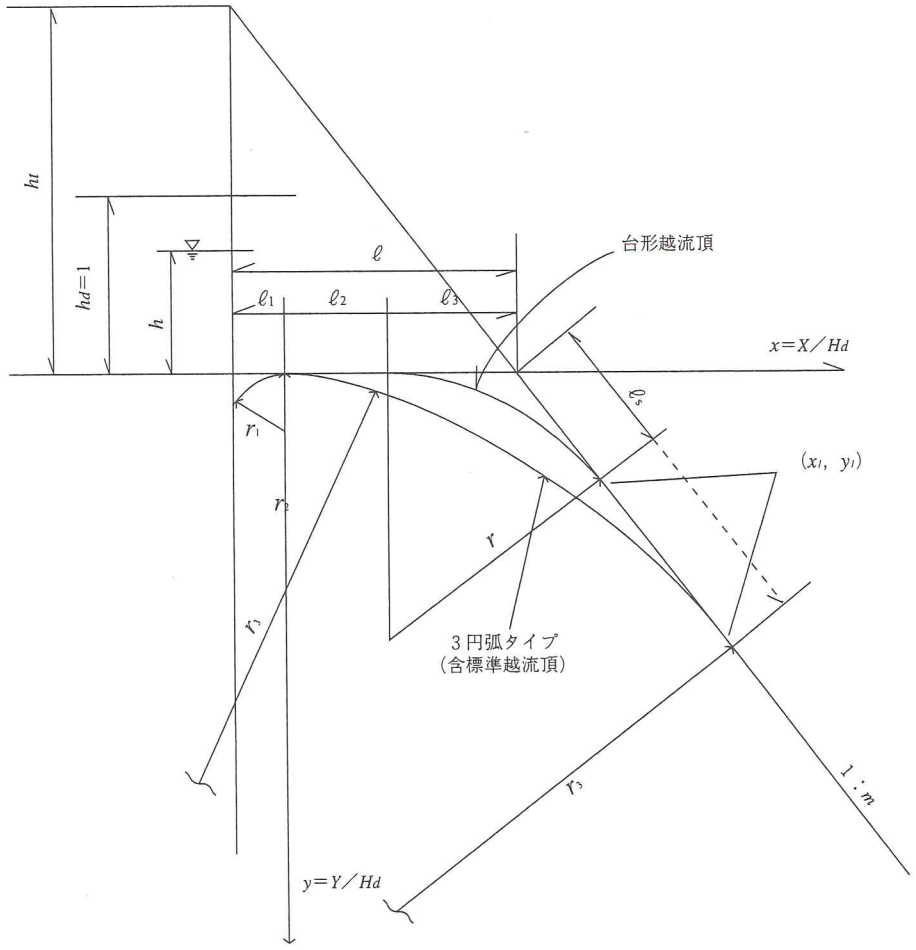
この他，形状のバリエーションとして，越流頂点上流側の円弧を小さくする場合が考えられるが，この部分の円弧半径はもともと小さいものであり，円弧半径の変化により，急激な圧力降下や流れの剥離の原因となるので基本的には避けるべき形状と考える。

3. 越流頂形状と水理特性
（堤体下流面勾配1：0.69の場合）

3.1 形状パラメータと実験形状

ここでは，図－1に示した標準越流頂及びこれと同じ台形に接する②のタイプの台形越流頂について，放流量及び水面形の推定式を提示する。ただし，標準越流頂と台形越流頂では，これら水理特性が不連続に変化することになるので，両者を連続的に繋ぐ越流頂形状についても併せて検討する。

今，堤体下流面勾配を固定して考えるものとすると，台形越流頂の形状パラメータである頂部水平長及び下流円弧半径は，その組み合わせが一義的に決まることになる。つまり，独立な形状パラメータは一つとなる。水平長または下流円弧半径では，標準越流頂と併せた評価ができないので，ここでは，図－4に示す堤体下流面の越流頂点標高から越流頂接点までの斜長 l_s ($= L_s/H_d$) を



※小文字は長さをHdで除した無次元量を表す。

図－4　越流頂形状の諸量説明図

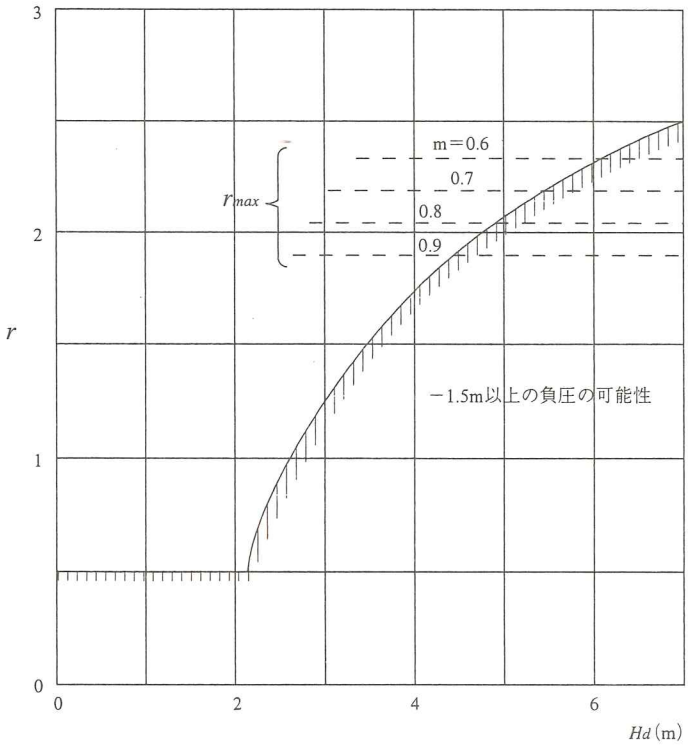
パラメータとして用いることとした。この場合，標準越流頂が最大のl_sを与える。また，最小のl_sは，下流円弧を，壁面作用圧力が許容負圧以上となる最小の円弧半径とした台形越流頂により与えられる。なお，図－4の諸量は，全て小文字標記としているが，これは，設計水頭H_dにより無次元化したことを表しており，以下，長さに関するパラメータについては，大文字が次元量を，小文字がH_dによる無次元量を表すものとする。

表－1に今回実施した実験形状を示す。実験では，m＝0.69の場合について，l_sを変化させており，越流量，水面形を計測した。ここで，m＝0.69とした理由は特にないが，ダムの堤体下流面勾配として考えられる範囲での設定である。本形状の他の勾配での取り扱いについては後に考察する。なお，下流単一円弧の台形越流頂での最大のl_sは，水平部がない場合のものであり，これは標準越流頂でのl_sより小さい値となり，l_sを連続的に変化させる形状を設定することができない。両者の間は，標準越流頂と同様の3つの円弧を用いた形状を用いて連続性を確保することができる。形状2はそのような趣旨でのものであり，堤頂付近の圧力降下を防止するため，r_2は標準越流頂と同程度とし，r_3を小さくするものとして形状を設定した。

表－1　実験を行った越流頂形状（図－4参照）

形状		m	r_1	r_2	r_3	r	l_1	l_2	l_3	l	l_s
3円弧	1*	0.69	0.345	0.966	4.779	—	0.281	—	—	1.450	2.096
	2			0.985	3.093	—		—	—		1.552
台形越流頂	3			—	—	2.226		0	1.169		1.169
	4			—	—	1.898		0.172	0.996		0.996
	5			—	—	1.569		0.345	0.824		0.824
	6			—	—	0.912		0.690	0.479		0.479

＊標準越流頂



図－5　式(2)の等号の r と r_{max} の関係

先にも示したように，台形越流頂では，下流円弧部にて負圧が生じる。越流面の負圧の許容値として，通常－3m水柱が考えられており，安全をみて－1.5mとすると，式(1)より，

$$r \geqq \left(\frac{H_d - 1.5}{0.435\,H_d}\right)^{1/0.636} \quad \text{and } 0.5 \tag{2}$$

とする必要がある。ここで，右辺の0.5の値は，式(1)を求めた実験データの範囲から考えて，文献3)で最小の r として提案されているものである。図－5には式(2)で等号の場合の r と，水平部のない場合の r (= r_{max}) の関係を，H_d をパラメータにして示すが，H_d = 4～5mでは両者は同程度の値となり，これ以上大きな H_d では，式(2)を満足する r はないことが確認される。

3.2 水理特性

3.2.1 越流量特性

水理特性のうち，越流量特性については，一般に次の流量係数 C により表される。

$$C = q/H^{1.5} \tag{3}$$

ここに，q：単位幅当たり越流量である。ポテンシャル流れとした解析及び実験結果より C と H には次の関係があることが知られている[2)]。

$$C = a\sqrt{1 + bH/H_d} \tag{4}$$

ここに，a，b：定数である。今回の実験結果より a，b と斜長 l_s の関係を求めると，次の結果が得られた。

$$a = 1.369 + 0.363\ \eta \tag{5}$$

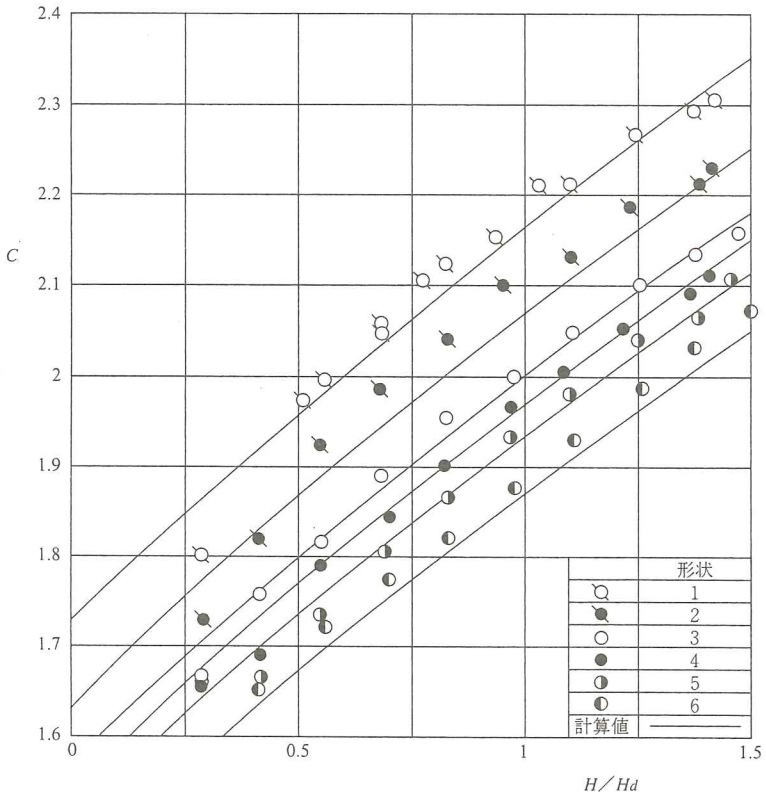
$$b = 0.688 - 0.128\ \eta \tag{6}$$

ここに，η は標準越流頂での斜長との比（$= l_s / l_{s\text{標準越流頂}}$）である。当然のことながら l_s が大きいほど同じ H での越流量が大きくなる。図－6には，実験値と式(4)～(6)を用いた計算値の関係を示すが，非常に良い近似が得られていることが分かる。因みに，今回提示した標準越流頂の $H/H_d = 1$ での $C = 2.16$ であり，従来の越流頂で与えられている2.22とほぼ同じ値となっている。

3.2.2 水面形

水面形について，川北ら[1)]は，台形越流頂の水面形が2次式により近似されることを示している。今回の実験結果についても同様の整理を行い，次の結果を得た。

$$h = a_0\,(H/H_d)^{0.953} + a_1\,(H/H_d)^{0.564}\,x + a_2\,(H/H_d)^{0.444}\,x^2 \tag{7}$$



図－6　Cの実験値と式(4)～(6)の計算値の比較

$$a_0 = -0.081\ \eta + 0.828$$
$$a_1 = -0.141\ \eta - 0.192$$
$$a_2 = -0.107\ \eta - 0.098$$

ただし，hは越流頂点を基準とする水位をH_dで無次元化したものであり，式(7)のH/H_dのべき数は川北らが台形越流頂に対して示した値をそのまま用いている。

図－7に実験値との比較を示す。ηが大きくH/H_dが小さい場合に，大きいxで誤差が大きくなる傾向があるが，何れの形状でも川北らが適用範囲とした$x < 0.4$程度では十分な近似ができているといってよいであろう。

4．異なる堤体下流面勾配への適用

4.1　$m = 0.69$の他の勾配への適用性

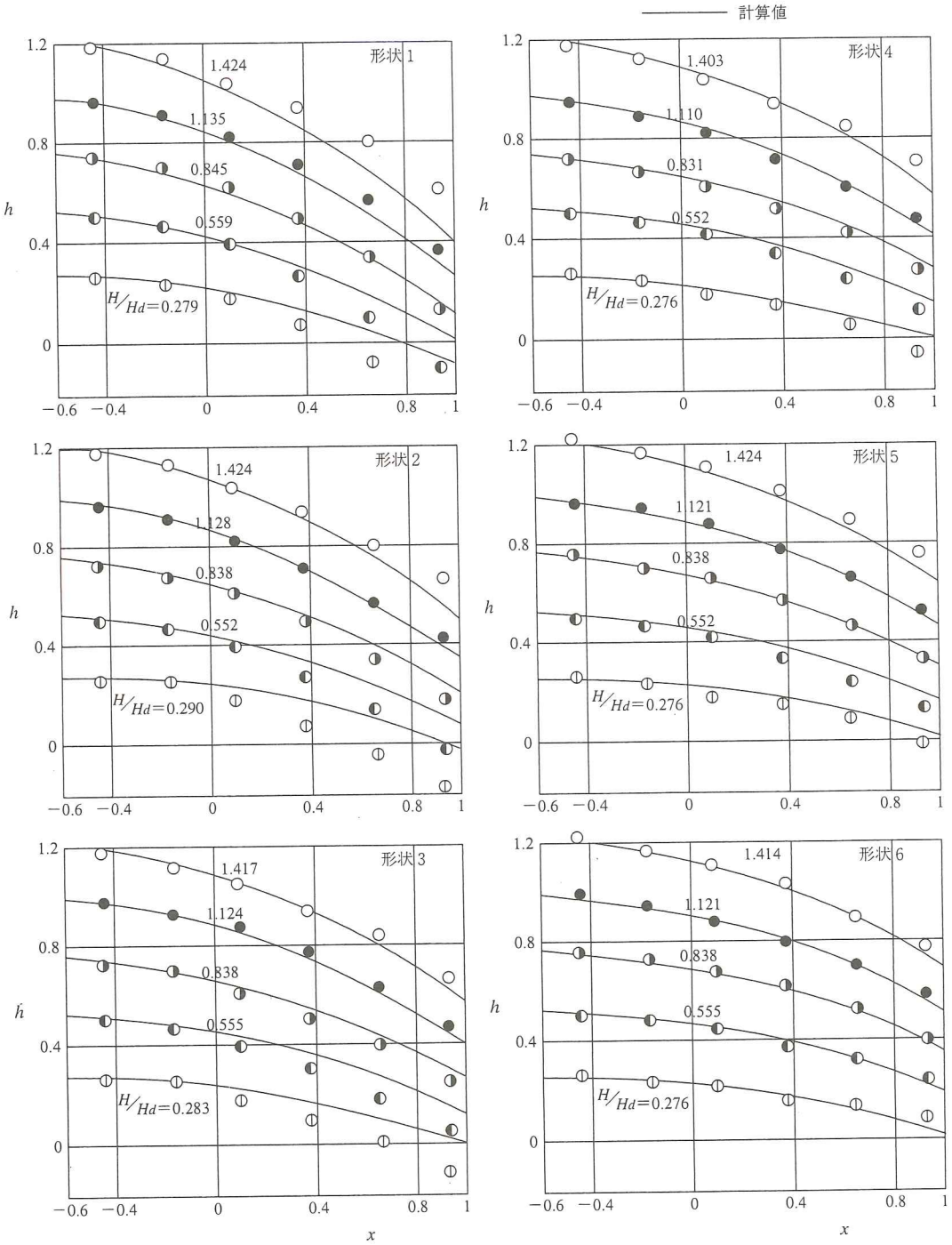
3．では，$m = 0.69$の場合の越流頂形状と水理特性を示したが，標準越流頂，台形越流頂を通じ，η及びH/H_dにより越流量特性，水面形特性を表すことができている。他のmについても，同様の整理が可能なものと思われ，幾つかのmについてこうした実験を行えば，低水頭越流頂の精度の良い水理特性推定式を得ることができるであろう。しかし，そのためには更なる労力と時間が必要である。

ここで，3．で提示した形状は$m = 0.69$を対象としているが，下流の曲線は円弧であり，下流面勾配変化に対応可能なものである。従って，当面は3．で示した形状をそのまま適用するのが適当であろう。問題は，先に示した水理特性が維持できるかという点にあるが，支配断面は越流頂点付近で生じ，通常の堤体下流面勾配の範囲であれば，越流頂と堤体下流面勾配の接点位置は支配断面位置よりかなり遠く，越流量や堤頂付近の水面形に与える影響は無視できよう。実際，標準越流頂の設計では，従来から堤頂付近の水面形に対する堤体下流面勾配の影響を無視して設計が行われており，問題となることはない。

なお，3．の形状をそのまま用いるということは，他の堤体下流面勾配で可能な越流頂水平長や下流円弧半径rの範囲を限定していることを意味する。先にも示したように，mが小さければより大きなr_{max}，大きければより小さなr_{max}となり，より多くのmに対し同様の整理を行えば，より広い範囲でのrと越流頂水平長との組み合わせによる設計が可能になる。

4.2　形状検討手順

$m = 0.69$での形状を他の勾配に適用するに当たっては，$m = 0.69$での形状を経由しての検討が必要にな



図－7　hの実験値と式(7)の計算値の比較

る。その場合の検討手順を整理すると以下の通りである。ただし，設計水頭 H_d が所与のものとする。

① 与えられた H_d に対応し，まず，1：0.69 の堤体下流面を考え，越流頂形状を設定する。

具体的には，越流幅が制限され，越流量を合わせる場合には，当該越流量が得られる η を式(3)～(6)を用いて（H_d が越流径間に対し大きい場合にはこの他縮流による越流量減少の影響を考慮する必要がある）求め，形状を設定する。もし，標準越流頂で得られる以上の越流量が必要である場合には，本提案形状に解はないので，越流幅を大きくする。

越流幅の制約が小さく，施工性を優先できる場合には，式(2)の範囲内で小さい η を選定し，形状設定を行うとともに，越流量を算定し，必要越流幅を求める。

② 求めた形状を1：m の堤体下流面勾配に接するように配置し，当該条件での越流頂形状とする。

③ 式(7)により水面形を求め，天端構造物とのクリアランスを確認する（H_d が越流径間に対し大きい場合には縮流の影響による水面変化が生じるので実験確認を行うか十分な余裕をとることが必要である）。当然のことながら式(7)の計算で用いる η は $m=0.69$ の場合のものである。

ここで，得られた越流頂形状が堤体の基本三角形上流に張り出す場合には，越流頂をオーバーハングさせる必要がある。本提案形状は標準越流頂を基本としており，当該 H_d に対し，これ以上越流頂断面を小さくすることは基本的にできないと考えられる。オーバーハングは施工性が悪いので，堤体が上流に傾斜を持っていれば，上流面を鉛直とするのが良いであろう。また，形状が堤体の基本三角より内側にくる場合には，上流面を $0.5H_d$ の距離以上鉛直に設定した上，その下方に1：1，或いはこれより大きい勾配の斜面を設けて堤体上流面に接合させる方法が考えられる。越流幅に余裕があれば，越流頂形状設定の H_d を越流最高水位での値より大きくすることも考えられる。これらは，標準越流頂で行われている処理と同様である。

参考までに，堤体下流面との接点座標（図－4参照）を以下に示す。

標準越流頂

$$x_1=\frac{4.779}{\sqrt{1+m^2}}-1.575$$

$$y_1=-\frac{4.779m}{\sqrt{1+m^2}}+4.439$$

台形越流頂

$$x_1=m(y_1-4.439)+4.779\sqrt{1+m^2}-1.575$$

$$y_1=r\left(1-\frac{m}{\sqrt{1+m^2}}\right)$$

η は斜長の比であり，標準越流頂と台形越流頂の y_1 の比に等しい。$m=0.69$ での y_1 は次の通りとなる。

標準越流頂　$y_1=1.725$

台形越流頂　$y_1=0.4321\,r$

5. 既往越流量推定式の適用性について

今回の実験結果について，Beresinski[5]の提案式及び台形越流頂に関する柏井・宮脇[2]の提案式と比較して図－8に示す。両式を以下に示す。

1) Beresinski

a．長方形せき

$2.5<L/h_0<10$ で

$$C=1.706\frac{1+1.30(W/h_0)}{1+1.63(W/h_0)}$$

$0.6<L/h_0<2.5$ で

$$C=1.973-0.222\,(L/h_0)$$

b．上流端に丸みをつけた場合

$2.5<L/h_0<10$ で

$$C=1.706\frac{1+1.146(W/h_0)}{1+1.250(W/h_0)}$$

$0.3<L/h_0<2.5$ かつ $W/h_0>2\sim2.5$ で

$$C=1.373\frac{0.984+(L/h_0)}{0.500+(L/h_0)}$$

ここに，L：堰長，h_0：越流水深，W：堰高であり，L は，ここでは，これまでの設計計算でよく用いられているように，上流端と下流円弧始端までの水平距離として計算した。

2) 柏井・宮脇

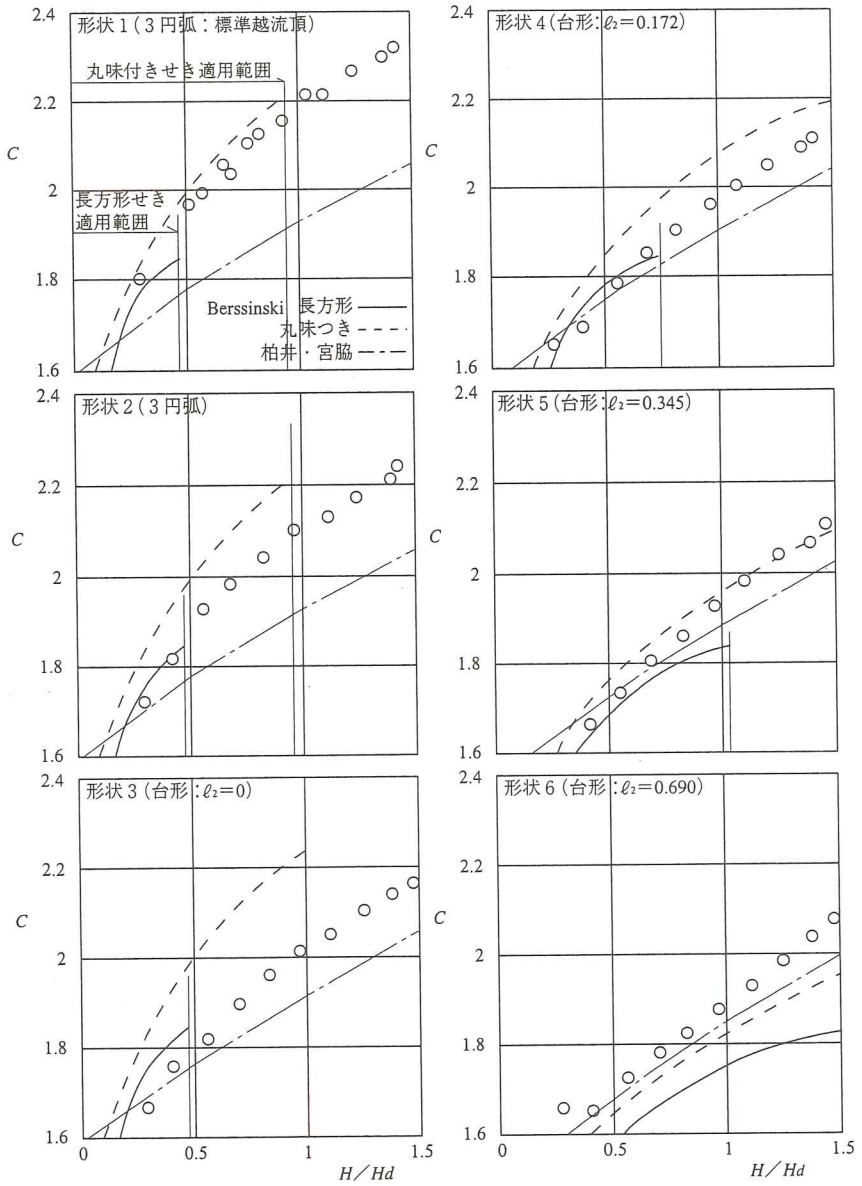
$$C=C_0\,(1+\alpha\,H/L_0)^{0.5}$$

$$C_0=1.59-0.19\,(L_h/L_0)$$

$$\alpha=0.65+0.19\,(L_h/L_0)$$

ここに，L_0：接している台形頂部の長さ（図－4の l に相当），L_h：頂部水平長（l_2）である。

図－8より，Beresinski の式のうち，長方形せきの式は，水平長が短いとその適用範囲が極めて限定されること，また，水平長が長い場合の誤差がかなり大きく，適用には問題があることが分かる。また，丸み付きのも



図－8　Cの実験値と各種公式との比較

のは，水平長が0の場合の誤差が大きいこと，ある程度の水平長があれば，誤差はある程度小さくなるが，水平長との関係は必ずしも明確でないことが分かる。先にも述べたようにBeresinskiの式は，水平な堰頂下流が大気放流の場合の実験式である。従って，水平長が大きくなれば誤差が小さくなることが予想されたが，必ずしもそのような傾向がみられなかった。これは，ダムの越流頂における水平長はもともと余り大きいものではなく，下流円弧の影響を受けることがその原因であろうと推察される。

柏井・宮脇の式は3円弧形状のものとの誤差は大きいが，台形越流頂との誤差はある程度の範囲内に収まるようである。越流頂の利用範囲が，$H/H_d \leq 1$程度にあるとすると，台形越流頂の推定式として3式のうち最も精度の良い式ということができよう。しかし，いずれにしても，本報告での提案式の精度に匹敵するものはない。本報告での形状は，ある程度限定されたものであるが，標準越流頂の場合も含めた本報告提案式の推定精度の高さが確認されよう。

6. おわりに

4m程度以下の低越流水頭の越流頂について，標準越流頂・台形越流頂を通じた形状の提案，水理特性推定式の提案を行った。また，本提案による設計形状の検討手順を4．2にまとめた。今後，堤体下流面勾配を変化させた場合について，同様の体系立った調査が行われれば，今回提示した形状検討手順の簡略化を図ることができるとともに，より広い範囲からの形状の抽出が可能になる。機会があれば検討してみたいと思っている。

なお，本報告は，越流頂形状を限定することを目的とするものではない。本報告で扱った形状がダムの条件に適当でない場合には，当該ダムに適する多様な形状の検討を行う必要があり，そのためには，放流量特性等水理模型実験による検証が必要である。机上の設計者は，ともすると水理模型実験を面倒がる傾向があるが，この種の実験は極めて手軽に実施できることを認識しておく必要があろう。

参考文献

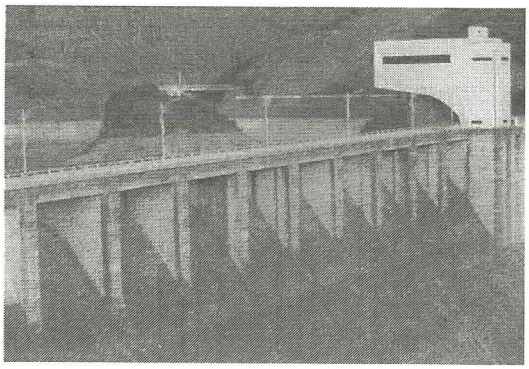
1) 例えば，川北晃久，藤田乾一，亀尾佳宏：台形越流頂の水面形に関する考察，ダム技術，No. 49，1990
2) 柏井条介，宮脇千晴：越流頂の放流特性，ダム技術，No. 114，1996
3) 柏井条介，宮脇千晴：台形越流頂及びオリフィス下流円弧部の壁面作用圧力，ダム技術，No. 124，1997
4) 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：台形越流頂の適用の考え方，ダム技術，No. 142，1998
5) 土木学会：水理公式集平成11年版，p 245

天端道路利用可能なダムの越流頂

独立行政法人土木研究所　正会員　○大黒　真希
独立行政法人土木研究所　正会員　柏井　条介

1．はじめに

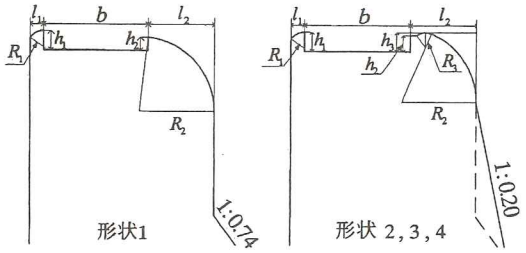
ダムの天端には管理等のために道路が設けられる。非常用越流頂部は、写真－1に示すように橋梁が設置されるが、ゲートレスダムでは橋梁延長が大きい場合が多く、施工上工期を要するものとなっている。一方、非常用越流頂が利用されるのは、計画洪水を上回る一時期のみであり、ゲートレスダムで管理用道路のみに用いられるような場合には、このような時期の道路機能は特に必要ないものと考えられる。このことを考慮し、今回、天端道路を兼用した非常用越流頂形状の検討を行った。検討は、Aダム（管理用道路幅 b:7.0m、設計水頭 h_0：3.3m）を対象に実施しており、本越流頂の適用により、ダム建設のコスト縮減及び工期短縮が期待されている。検討は、設計水頭時において、流量係数 C（$=q/h^{1.5}$（$m^{0.5}/s$）、q：単位幅当り流量、h：越流水頭）を 1.8 以上、キャビテーション等防止のため壁面作用圧力を－3m 以上とすることを目標に実施した。



写真－1

2．実験概要

実験形状を図－1、表－1に示す。形状 1 は実験原案であり、上流側高欄の上部形状は標準越流頂形状を参考に[1]、下流高欄の R_2 は台形越流頂下流円弧で大きな負圧が生じない[2]ものとして設定した。また、上下流高欄の標高差および円弧の中心角は、上流側高欄上端を始点に設計水頭を変化させて得られる標準越流頂形状群のうち、下流高欄位置を通過する形状を参考に設定した。高欄高さは、既往のダム天端道路の実績を参考に 0.9m としている。



図－1　実験模型図

形状 1 に流況及び壁面作用圧力上の問題があったことから、比較案として形状 2～4 を作成した。形状 2～4 は下流高欄上流側に円弧形状を用い流況の安定と壁面作用圧力の調整を図ったものである。高欄高は、道路橋示方書を満足するよう 1.1m 以上確保するものとしている。形状 2 は鉛直面＋円弧により高欄高を確保したもの、形状 3、4 は鉛直面として確保したものである。また、形状 2、3 は上下流の高欄高が同じなのに対し、形状 4 は標高差を設けている。

表－1　実験ケース

実験条件	形状1	形状2	形状3	形状4
h(m)	3.30			
b(m)	7.00			
l_1(m)	0.90			
l_2(m)	4.43			
R_1(m)	1.10			
R_2(m)	5.00			
R_3(m)	－	1.00	1.00	1.00
h_1(m)	1.30	1.10	1.30	1.55
h_2(m)	0.90	0.90	1.10	1.10
h_3(m)	－	1.10	1.30	1.30

実験は、模型縮尺 1/20 の模型を幅 1.5m の 2 次元水路下流端に取付けて実施した。実験での観測項目は、壁面作用圧力、越流水深、越流量及び流況である。

3．実験結果

3．1　流況

何れの形状においても、h の増加により、次の流況変化が生じる。すなわち、h が小さい場合（形状にもよるが

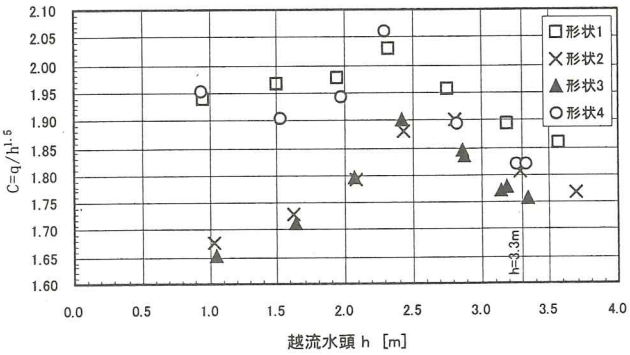
キーワード　非常用越流頂，天端道路，流量係数，圧力特性
連絡先　〒304-8516 茨城県つくば市南原１番地６（独）土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム　TEL029-879-6783

概ね 1.5m 程度以下）には、上流高欄の越流水が路床上に落下し跳水する。h が大きくなるに従って、上流高欄の水脈落下位置が下流に移動するようになり、路床上に露出射流が生じるようになるが、2.3m 程度以上では、跳水することなく下流高欄を乗り越えるようになる。また、形状 1 では、h が 2.8m 程度以上になると、下流円弧部から水脈が離れ、飛翔する流況が見られた。

形状 1 における水脈の飛翔は、下流での流水処理や、飛翔に至る遷移付近での不安定な流況、流量の不確定の理由から好ましくないといえる。一方、形状 1～4 を通じ、下流高欄の越流水脈には、跳水や上流高欄越流時の剥離、下流円弧上の負圧等に起因すると思われる乱れが生じる。この乱れは、越流水頭が小さい場合にはそれ程問題になるものではないが、越流水頭が大きくなると、ひれ状の水脈が下流に放出されるようになり、流水処理上問題になることが考えられる。こうしたひれ状の水脈は下流円弧の下流を傾斜させることで小さくすることが可能である（図－1 の形状 2～4）。

3．2　越流量

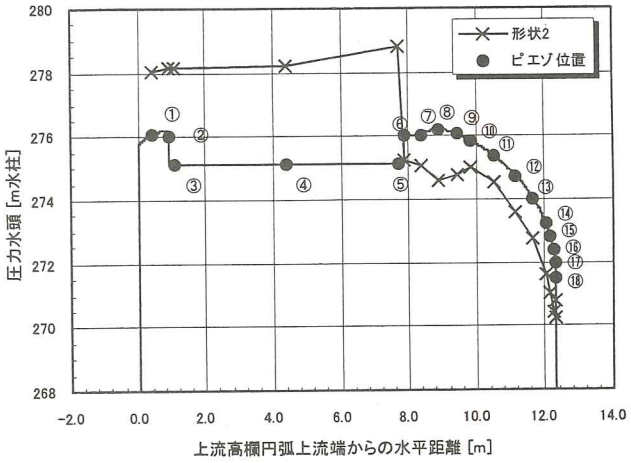
図－2 に h と C の関係を示す。何れの形状も、h が小さい場合には、通常の越流頂と同様に h の増加に伴い C も増加する傾向があるが、h が 2.3～2.5m程度を超えると、逆に減少する傾向となっている。これは、上流高欄の越流流れが下流高欄を乗り越えるようになる流況変化と符合するものであり、下流高欄の影響が大きくなるものと思われる。h が大きくなれば、支配断面位置は上流高欄から下流側に移行していくことが推察される。設計水頭での C は、形状 2 より 3 が小さく、高欄高が大きいと小さくなるようである。また、形状 3 より 4 が大きく、下流側高欄高を低くすることで流量増加が得られる事が分かる。形状 1 の C が大きいのは、上下流高欄高差が大きいことが主たる要因になっていると考えられる。今回の形状検討の条件とした C≧1.8 の条件は、形状 3 以外が満足している。



図－2　越流水頭と流量係数の関係

3．3　壁面作用圧力

壁面沿いに測定した、設計水頭時のピエゾ水頭分布例及び各形状の最低圧力値を図－3 及び表－2 に示す。何れの形状も最低圧力は下流側高欄頂部又はその直下流において生じており、形状 1 は形状検討条件とした－3m を超えている。全体に、越流量が大きいと壁面作用圧力も低下する傾向がみられており、形状検討では、両者の関係を考慮し調整する必要があるものと考えられる。



図－3　壁面作用圧力水頭

表－2　最低壁面作用圧力水頭

	形状1	形状2	形状3	形状4
最低壁面作用圧力水頭(m)	-3.10	-1.93	-1.72	-1.81

4．おわりに

道路幅 7.0m、設計水頭 3.3m の場合を対象に形状検討を行い、C≧1.8、壁面作用圧力が－3m 以上の条件を満足する形状として、形状 2、4 を得た。今回は設計水頭 3.3m の比較的大きなものを対象としたが、実験結果から、設計水頭が小さければ流量係数が大きくなる。また、壁面作用圧力も大きくなるものと予想され、より良好な水理機能が得られるものと考えられる。

参考文献

1)　柏井条介、櫻井寿之：越流水頭の小さい越流頂の設計形状と水理特性、ダム技術、No. 182、2001

2)　柏井条介、宮脇千晴：台形越流頂及びオリフィス下流円弧部の壁面作用圧力、ダム技術、No. 124、1977

ダム工学 14(2), 82-100, 2004

論　文

堤趾導流部水理模型実験における水面計測値の特性

柏井　条介[1]　大黒　真希[2]

Characteristics of Measured Water Surface Value in Hydraulic Model Tests of Dam-toe-footing Type Training Waterway

Josuke KASHIWAI　Maki OOGURO

重力式コンクリートダムの導流部として堤趾導流形式が多く用いられている。堤趾導流式の水路形状は，水理模型実験により検討されるが，洪水吐きの越流幅が広く，越流水深が小さいことから，模型上の水深が小さくなり，流れの相似性が問題になる。このため，模型実験の不確実性に対する安全性を確保する目的で，導流壁上端に越水防止用のデフレクターが設けられてきたが，デフレクターは施工性の問題があり，模型実験で得られた水面形を適切に評価する方法が求められている。上記状況に鑑み，本論文では，形状が相似で大きさの異なるいくつかの模型を用いた実験を行い，導流壁沿い水面形に及ぼす模型規模の影響を把握した。また，模型実験での目視による水面形計測値と電気的な計測装置を用いた計測値を比較し，目視水面形の誤差を示した。
キーワード：水理模型実験，相似則，導流部

1.　はじめに

十分なゲート操作時間が確保できない小流域ダムの増加により，また，将来の管理負担の軽減を目的として，近年，多くの多目的ダムがゲートを有しない自然調節ダムとして計画されるようになっている。

自然調節ダムの非常用洪水吐きは，越流水頭が数m程度と小さい自由越流頂にて計画され，所要の放流を行うために広い越流幅が確保されるのが通例である。堤体上に洪水吐きが設けられる重力式コンクリートダムでは，この幅の広い越流頂が堤体頂部に設置されるが，越流幅は下流河道幅に対し大幅に大きくなる場合が多い。このため，越流水を河道幅に集水する必要があり，ダム堤趾部のフーチング上に設置した導流壁により越流水を流向変化させる堤趾導流式の導流部が多く用いられている（図-1参照）。

堤趾導流部上の流れは，堤体下流面上を流下したフルード数の非常に大きい流れが壁により流向変化する流れと，フーチングにより形成される階段上を流下する流れが干渉し合う，非常に複雑なものである。また，導流部の水路線形および階段形状は，ダム位置の地形・地質条件の影響を大きく受け，複雑に変化する場合が多い。このため堤趾導流部の水理設計は3次元の水理模型実験を通じて実施されるのが通例であり，必要に応じ水路線形，階段形状に修正が加えられるとともに導流壁高が決定される。

堤趾導流形式の水理模型実験における問題は，洪水吐き全体の規模に対し越流水頭が小さいことにある。このため，実験での越流水頭を大きく設定すると非常に大きな模型規模が必要になる。模型規模は，実験施設の給水能力やスペースの制約を大きく受け，いたずらに大きくすることはできない。筆者らの知るところでは，堤趾導流形式の水理模型実験は0.05～0.08m程度の比較的小さい越流水頭で実施される例が多いように思う。

小さい越流水頭では，流れの絶対規模が小さくなり，洪水吐きの水理模型実験で通常用いられているフルード相似の適用性が悪くなることが懸念される。こうした模型縮尺の影響（レイノルズ数，ウェーバー数の影

[1] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 上席研究員
[2] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム

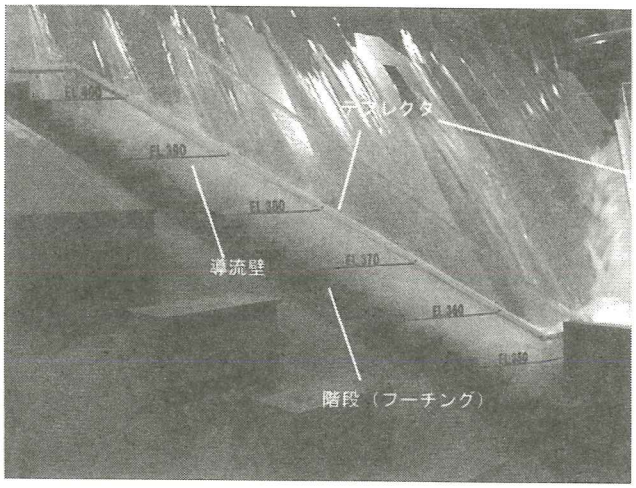


図-1　堤趾導流式の洪水吐き（模型実験）

響）を把握するため，柏井・漆山[1]は上流端の階段を対象に形状が相似で大きさの異なる模型を用いて水面形調査を行い，越流水頭 H が 0.04 m 以上で，階段までの落差が水頭の 12 倍より小さい場合には階段への流入条件に対する模型縮尺の影響は小さいこと，また，導流壁沿い水深は H が小さくなるに従って小さくなる傾向があり，H が 0.1 m 程度以下においてこの傾向が顕著であることを示している。この実験結果を受け，その後の基礎的な水理特性や設計方法に関する実験検討は，H を 0.1 m 以上として実施されている[2,3]。一方，全体模型実験でこうした越流水頭を確保することは困難な場合が多く，先に述べた程度の越流水頭にて実験される場合が多い。

小さい H の実験では，壁高の設定方法が問題になるが，実際の水理設計では，導流壁上端に水路側に張り出したデフレクターが設置されるのが通例であり，導流壁沿いに這い上がる水脈を抑えることにより，水面の不確実性に対する安全性を確保している。デフレクターは，導流壁高の低減を図る目的でも設置されており，水理模型実験の流況判断では，大きい H を用いた基礎実験でのそれに余裕をもたせるなどの措置が講じられている。

一方，デフレクターは高い壁の上方に設けられるオーバーハング施設であり，その張り出し規模が大きくなると，型枠の設置など施工上の負担も大きくなる。水面を制御するためのデフレクターの必要張り出し長は数 m に及ぶ場合もあり[3]，壁沿いの這い上がり量があまり大きくない場合には，デフレクターを省略するのが経済的に有利になることが予想される。また，壁高低減策としては，施工上有利な，フーチングと堤体下流面の接合部にシュートブロックを用いる方法[4]もあり，こうしたデフレクターを有しない導流壁の採用が望まれる場合も多い。

デフレクターを有しない導流壁を採用する場合，小さい越流水頭の水理模型実験で得られた導流壁沿い水面形の評価方法が問題になる。柏井・漆山の実験は越流水頭を 0.02～0.3 m と大きく変化させているが，上流端の階段上の流れのみが対象となっており，再現された流況も限られる。堤趾上に出現するさまざまな流れに対する縮尺の影響を議論する上では実験ケースが不十分である。

以上の状況に鑑み，本論文では，広い範囲の導流部形状を再現した模型実験により，導流壁沿い水面形に対する模型縮尺の影響を調査した。変化させた越流水頭は 0.05～0.2 m であり，堤趾導流部上に生じるいくつかの典型的な流れのパターンに対し調査を行った。

本論文では，後に示す波面計による水面形計測値をもとに議論している。これは，柏井・漆山が用いたと同じものであるが，実際の水理模型実験の水面形は，計測の簡便化の観点から目視による計測が行われるのが通例である。そこで，目視計測と波面計計測の関係についても併せて検討を行った。

2.　相似に係る無次元パラメーター

以下の検討に先立ち，ここでは，流れの相似に係る無次元パラメーターを整理しておく。

導流部の流れは，空気混入を伴うものであり，壁沿い水深 h に係る現象を f で表すと f は次式で表される。

$$f=f(k,h,h',\mathrm{v},\rho,\nu,\mathrm{g},T) \tag{1}$$

ここに，k：導流水路形状，h'，v：それぞれ越流水脈の導流水路突入時の水深，平均流速，ρ，ν：それぞれ水の密度，動粘性係数，g：重力加速度，T：表面張力である。次元解析により，無次元化すると次式を得る。

$$h/h'=(k_{\mathrm{n}},Fr,Re,We) \tag{2}$$

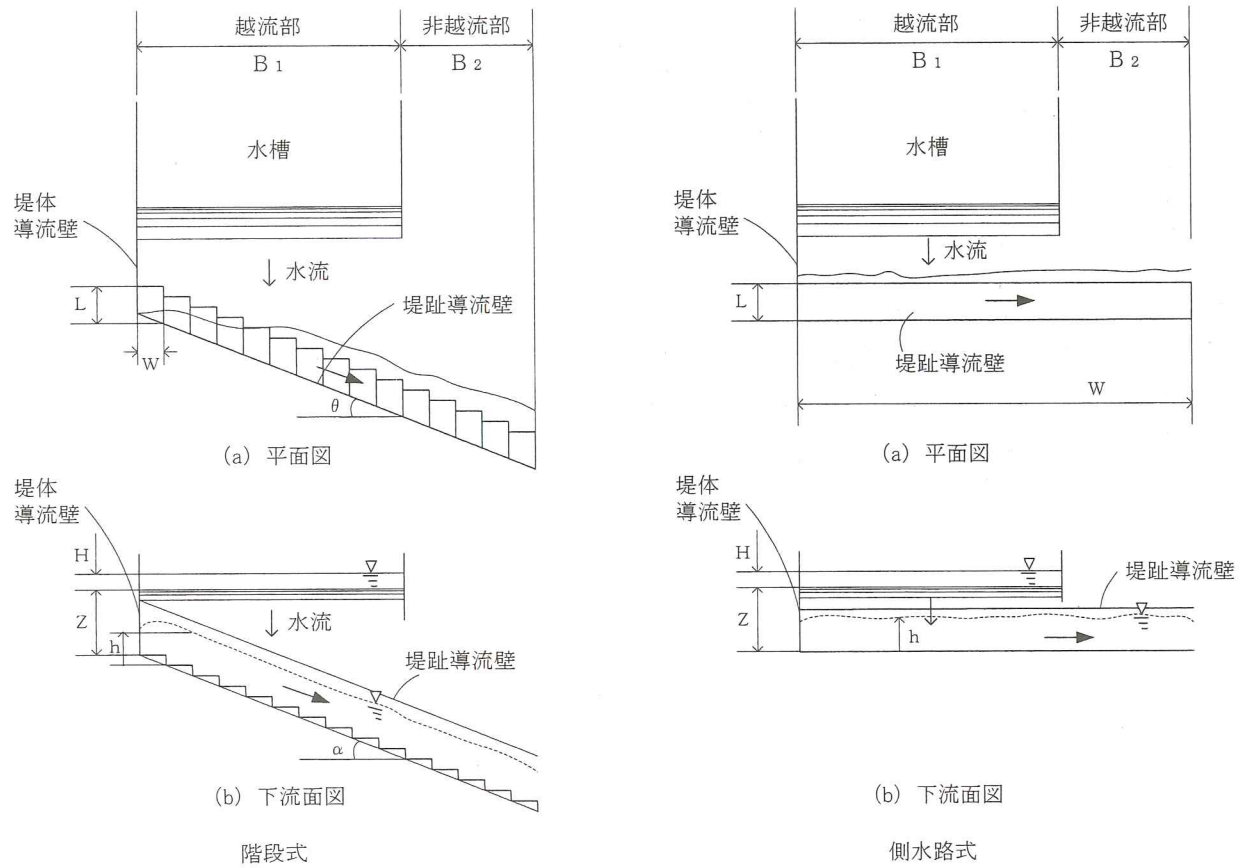


図-2 模型概要図

ここに，k_n：導流水路形状を表す無次元量であり W/h', L/h', α などがある，Fr：フルード数$=v/\sqrt{(gh')}$，Re：レイノルズ数$=vh'/\nu$，We：ウェーバー数$=\sqrt{(v^2h'/(T/\rho))}$ である。したがって，流れの相似性は，k_n，Fr，Re，We の無次元パラメーターにより検証すればよいことが分かる。

3. 実験概要

3.1 実験ケースと相似性の検討方法

実験は，図-2 に示すように，水路勾配がある場合および水平の場合の 2 形式の水路について実施した。以下では前者を階段式，後者を側水路式として区別する。

通常の堤趾導流部でみられる水路は勾配をもつ階段式のものであり，側水路式は水路内の減勢効果が大きい場合の比較ケースとして実施したものである。側水路式は減勢効果が高いことから，減勢工として位置付けられるのが一般的であるが[5]，突入水脈を堤趾部のフーチング上で流向変化させるという堤趾導流式と同様の機能を有している。したがって，本論文では堤趾導流式の一形態として扱うこととする。

実験ケースの一覧を表-1 に示す。実験 1 は，越流水頭 H を，越流量に模型縮尺の影響のない[1] 0.05 m から 0.2 m まで 0.05 m ピッチで変化させ，これに応じて水路形状を相似形にて変化させたものである。水路形状は固定しており，階段当たり（側水路）のダム軸方向の長さ W/H，当該階段下流端（側水路）のダム軸と直角方向の長さ L/H および水路勾配 α，導流壁の平面上の開き角度 θ は一定である。また，階段式での α, θ の組み合わせは，階段形状が上下流方向に変化しない組み合わせとし，越流頂と階段（側水路）の標高差 Z/H を 5, 10, 20 と変化させて流入条件を変化させた。実験対象となった流況については 3.2 に検討するが，階段式および側水路式で通常みられる流況が再現されている。

なお，実験対象とした導流水路諸元は，実際に適用されている導流水路諸元の範囲内にある[3]。また，水路の下流側 1/3 区間は越流水脈の流入のない非越流部区

表-1　実験ケース一覧

実験 1

形式	RUN	H/Hd	H (m)	Z(m)		Z/H		q(m³/m•s)	h'(m)		v(m/s)		Fr		Re(×10⁵)		We	
				Z_u	Z_e	Z_u/H	Z_e/H		h'_u	h'_e	v_u	v_e	Fr_u	Fr_e	Re_u	Re_e	We_u	We_e
階段式	A-1.1	0.25	0.05	0.25	0.66	5	13.2	0.019	0.0084	0.0060	2.29	3.22	7.94	13.30	0.168	0.168	24.49	29.08
$W/H=2$	-1.2	0.50	0.10	0.50	1.32			0.060	0.0185	0.0131	3.23	4.56	7.59	12.71	0.522	0.522	51.28	60.89
$L/H=3$	-1.3	0.75	0.15	0.75	1.98			0.117	0.0295	0.0209	3.96	5.58	7.36	12.33	1.019	1.019	79.26	94.11
$\alpha=24.46°$	-1.4	1.00	0.20	1.00	2.64			0.186	0.0407	0.0288	4.57	6.45	7.24	12.13	1.622	1.622	107.46	127.61
$\theta=20°$	A-2.1	0.25	0.05	0.50	0.91	10	18.2	0.019	0.0066	0.0054	2.94	3.55	11.56	15.39	0.168	0.168	27.76	30.53
$B_1/H=20$	-2.2	0.50	0.10	1.00	1.82			0.060	0.0144	0.0119	4.15	5.02	11.05	14.70	0.522	0.522	58.11	63.93
$B_2/H=10$	-2.3	0.75	0.15	1.50	2.73			0.117	0.0230	0.0190	5.08	6.15	10.72	14.27	1.019	1.019	89.82	98.81
	A-3.1	0.25	0.05	1.00	1.41	20	28.2	0.019	0.0053	0.0049	3.64	3.93	15.99	17.92	0.168	0.168	30.93	32.12
	-3.2	0.50	0.10	2.00	2.82			0.060	0.0116	0.0108	5.15	5.56	15.28	17.12	0.522	0.522	64.75	67.25
側水路式	B-1.1	0.25	0.05	0.25		5		0.019	0.0084		2.29		7.94		0.168		24.49	
$W/H=30$	-1.2	0.50	0.10	0.50				0.060	0.0185		3.23		7.59		0.522		51.28	
$L/H=3$	-1.3	0.75	0.15	0.75				0.117	0.0295		3.96		7.36		1.019		79.26	
$\alpha=0°$	-1.4	1.00	0.20	1.00				0.186	0.0407		4.57		7.24		1.622		107.46	
$\theta=0°$	B-2.1	0.25	0.05	0.50		10		0.019	0.0066		2.94		11.56		0.168		27.76	
$B_1/H=20$	-2.2	0.50	0.10	1.00				0.060	0.0144		4.15		11.05		0.522		58.11	
$B_2/H=10$	-2.3	0.75	0.15	1.50				0.117	0.0230		5.08		10.72		1.019		89.82	
	-2.4	1.00	0.20	2.00				0.186	0.0317		5.87		10.54		1.622		121.79	
	B-3.1	0.25	0.05	1.00		20		0.019	0.0053		3.64		15.99		0.168		30.93	
	-3.2	0.50	0.10	2.00				0.060	0.0116		5.15		15.28		0.522		64.75	
	-3.3	0.75	0.15	3.00				0.117	0.0185		6.31		14.83		1.019		100.08	

実験 2（想定 $H=0.1$ m）

	RUN	想定 H/Hd	H' (m)	Z(m)		Z/H'		q(m³/m•s)	h'(m)		v(m/s)		Fr		Re(×10⁵)		We	
				Z_u	Z_e	Z_u/H'	Z_e/H'		h'_u	h'_e	v_u	v_e	Fr_u	Fr_e	Re_u	Re_e	We_u	We_e
階段式	A'-1.1	0.25	0.095	0.50	1.32	5.29	13.94	0.055	0.0170	0.0121	3.21	4.51	7.85	13.10	0.477	0.477	48.80	57.88
$W=0.2$ m	-1.3	0.75	0.104			4.82	12.71	0.064	0.0196	0.0139	3.25	4.59	7.41	12.44	0.555	0.555	53.01	63.00
$L=0.3$ m																		
$\alpha=24.46°$	-1.4	1	0.106			4.73	12.47	0.066	0.0202	0.0143	3.26	4.60	7.33	12.31	0.573	0.573	53.93	64.10
$\theta=20°$	A'-2.1	0.25	0.095	1.00	1.82	10.57	19.23	0.055	0.0133	0.0110	4.12	4.96	11.42	15.10	0.477	0.477	55.28	60.69
$B_1=2$ m	-2.3	0.75	0.104			9.63	17.52	0.064	0.0152	0.0126	4.17	5.06	10.80	14.43	0.555	0.555	60.10	66.19
$B_2=1$ m																		
	A'-3.1	0.25	0.095	2.00	2.82	21.14	29.80	0.055	0.0107	0.0100	5.08	5.46	15.67	17.43	0.477	0.477	61.43	63.66
側水路式	B'-1.1	0.25	0.095	0.50		5.29		0.055	0.0170		3.21		7.85		0.477		48.80	
$W=3$ m	-1.3	0.75	0.104			4.82		0.064	0.0196		3.25		7.41		0.555		53.01	
L=0.3 m																		
$\alpha=0°$	-1.4	1	0.106			4.73		0.066	0.0202		3.26		7.33		0.573		53.93	
$\theta=0°$	B'-2.1	0.25	0.095	1.00		10.57		0.055	0.0133		4.12		11.42		0.477		55.28	
$B_1=2$ m	-2.3	0.75	0.104			9.63		0.064	0.0152		4.17		10.80		0.555		60.10	
$B_2=1$ m																		
	-2.4	1	0.106			9.45		0.066	0.0157		4.19		10.68		0.573		61.14	
	B'-3.1	0.25	0.095	2.00		21.14		0.055	0.0107		5.08		15.67		0.477		61.43	
	-3.3	0.75	0.104			19.27		0.064	0.0122		5.20		15.01		0.555		67.07	

記号）　W：1 階段当たり（側水路）のダム軸方向の長さ，L：当該階段（側水路）下流端のダム軸と直角方向の長さ，α：水路勾配，θ：導流壁の平面上の開き角度，B_1：越流部のダム軸方向の長さ，B_2：非越流部のダム軸方向の長さ，Hd：越流頂形状の設計水頭，H：貯水位と越流頂の標高差（実験 2 では想定値），H'：実験 2 における実際の H，Z：越流頂と階段（側水路）の標高差，q：単位幅当たり越流量，h'：階段（側水路）への突入水深，v：階段（側水路）への突入流速，Fr：階段（側水路）への突入流れのフルード数$=v/\sqrt{(gh')}$，Re：階段（側水路）への突入流れのレイノルズ数$=vh'/\nu$，We：階段（側水路）への突入流れのウェーバー数$=\sqrt{(v^2h'/(T/\rho))}$，ν：水の動粘性係数$=1.146*10^{-6}$m²/s，T：表面張力$=7.35*10^{-2}$N/m，ρ：水の密度$=999.1$ Kg/m³，g：重力加速度，添え字 u，e：それぞれ越流部区間における上流端および下流端階段（側水路では同じ）での値を表す。

間とし（境界付近では越流水脈の拡がりによる若干の流入がある），流入のない部分の流れについても調査を実施した。堤体下流面勾配は 1：0.8 である。

ここで，今回の実験では，水路形状は変化させているが，越流頂については，実験の効率化を図るため，設計水頭 $H_d=0.2$ m のハロルドの標準越流頂を固定して用いている。このため，実験 1 の越流量は，完全にはフルード則に従っていない問題がある。すなわち，

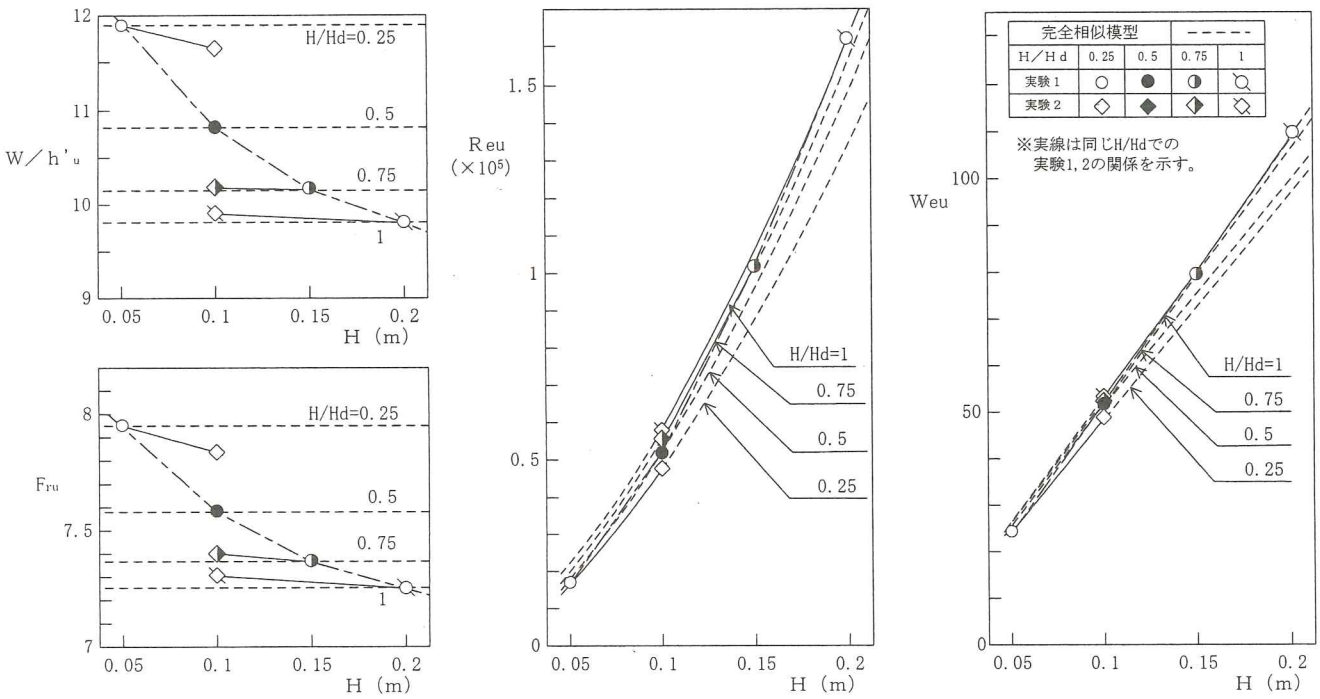


図-3　水脈突入条件の相似性（$Z/H=5$）

越流頂にフルード則が成立するためには，次に示す η が同じでなければならないが，η は H/H_d が大きくなるに従って増加する傾向を示す。

$$q=\eta\sqrt{(2g)}\,H^{1.5} \tag{3}$$

ここに，q：単位幅当たり越流量，η：流量係数，g：重力加速度である。

上記を考慮して実施したのが実験2である。実験2は，実験1の $H=0.1$ m の水路模型を用い，実験1の各 H での η に等しくなるように流量を合わせたもので，例えば，実験2の RUN A′-1.1，1.3，1.4 は，それぞれ実験1の RUN A-1.1，1.3，1.4 と相似の関係にあるものとして整理することを想定している。

図-3は，$Z/H=5$ の場合を例に，実験1，2における式(2)の各無次元量と H の関係を示したものである。ただし，k_n は W/h' で代表して示している。また，階段式の突入条件は上下流方向に変化するが，図では上流端での値を示しており，添え字 u にて表している。なお，堤体下流面上を流下することによる越流水脈のエネルギー減衰は，文献3)で与えられている次の実験式を用いて計算している。

$$v=\gamma\sqrt{(2g(H+Z))} \tag{4}$$

$$\gamma=0.993+1.03\times10^{-2}(Z/H)+4.08\times10^{-5}(Z/H)^2$$

図-3の破線は，越流頂形状を相似とした完全相似模型の場合を示しており，式(4)を用いた場合，同じ H/H_d での W/h_u' および Fru は H によらず一定となる。また，Reu，Weu は H が大きくなるに従って大きくなる。一方，これら無次元量の H/H_d による変化をみると，W/h_u'，Fru は H/H_d が大きくなるほど小さくなる，また，Reu および Weu は大きくなる傾向がある。実験1での突入条件の H による変化を図中の鎖線に示すが，実験1では縮尺の影響のほか，H/H_d の影響が比較的大きく，フルード則の適用性を議論するには問題があるものと考えられる。

図中の実線は実験2で考えている相似ケースの相互の関係を示したものである。実験2は，模型規模としては $H=0.1$ m を想定しているが，流量を合わせているため実際の H は0.1 m と若干異なる。この H が異なる影響が若干みられるものの，完全相似条件とほぼ同じ関係が得られている。

以上より，本稿でのフルード則の適応性の検討は，実験1の H/H_d の異なる各ケースを実験2のケースを介して，つまり，実験2の実験結果を $H=0.1$ m での結果と位置付け，実験1の相似対象の条件との相互の差を求めることにより，$H=0.05$〜0.2 m と変化した場合の影響を求めて実施した。

具体的方法については4.2.1に示すが，例えば，図-3に示す階段式で$Z/H=5$の場合では，$H=0.05$ mと0.1 mの差をRUN A-1.1とA′-1.1から，$H=0.15$ mと0.1 m，0.2 mと0.1 mの差をそれぞれA-1.3とA′-1.3，A-1.4とA′-1.4から求め，これらの差を繋いで$H=0.05$〜0.2 mの全体での変化を求めている。こうして求められる模型縮尺の影響は，H/H_dを一定とした場合の影響とは異なるが，模型縮尺の影響に及ぼすH/H_dが異なることによる差は小さいものと考えてよいであろう。

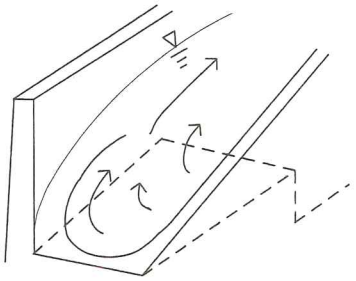
フルード則への影響は，具体的にはReおよびWeの影響と考えることができるが，ReはHにより，WeはHとZ/Hによりほぼ決まりH/H_dの影響は小さい。模型実験との関係を知るにはHにより議論をするのが分かりやすいので，以下では模型規模を表すパラメータとして，Hを用いて議論を進めることとする。H，Z/HとRe，Weの関係は表-1に示してある。

3.2 実験の流況

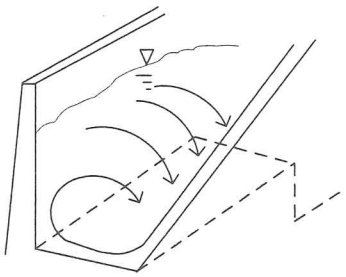
堤趾導流部の流況については，既往の研究では，上流端階段における流況区分および連続した階段での流況区分がそれぞれ行われている。

図-4は上流端階段における流れを示したものである。上流端階段部では導流壁に達した突入水脈が導流壁沿いに大きく這い上がるが，この這い上がり水脈が当該階段下流に飛び出し，突入水脈が影響を受けない場合（流況Ⅰ）と，這い上がった水脈が当該階段上に落下し，突入水脈が減勢する場合（流況II）で這い上がり高や水面形が大きく異なるとされている[2]。流況Ⅰはθ，Frが大きいほど，また，Wが小さいほど生じやすく，ほとんどの堤趾導流部上流端の流れは流況Ⅰとなっている。

今回の実験では，階段式の上流端付近の流れが流況Ⅰに相当している。一方，側水路式の流況は，流況IIとは若干異なるものである。すなわち，堤趾導流として示されている流況IIは，水路内の水深がほとんどなく減勢量もそれ程大きくない場合のものであるのに対し，側水路式では水路内の水深が大きく，突入水脈の減勢量もかなり大きい。流況IIの実験は文献1)で実施されており，本実験では減勢効果の小さい流況の対極的な流況として側水路式の流況を選出している。



流況Ⅰ



流況II

図-4 上流端階段部での流況

階段が連続する場合の流況についても，突入水脈の減勢の観点から区分が行われており，減勢が顕著な場合と小さい場合に大別されている[2]。この場合の減勢は，階段を流下する流れとの干渉により生じる。上流端流況がⅠの場合，導流部上流端付近では大きな這い上がりが生じるが，減勢の影響が顕著な場合には，この這い上がり水脈の落下位置付近から這い上がり量が急激に小さくなる。一方，減勢の影響が顕著でない場合，水面の這い上がり量は導流水路全体を通じあまり変わらない，もしくは下流ほど大きくなる傾向を示す。

今回の実験での導流壁沿い水深の変化を図-5，6に示す。図中の凡例の$h_{2\%}$，$h_{50\%}$は波面計の計測結果を示したものであり後に議論するが，ここでは$h_{2\%}$を変動を加味した最大水深，$h_{50\%}$を平均水深と考えて差し支えない。

図-5の階段式の場合をみると，Zが小さい場合には減勢の影響が顕著でなく，水面の這い上がりは導流水路全体を通じあまり変わらないことが分かる。一方，Zが大きい場合には，上流側の這い上がりに対し下流側の這い上がりがかなり小さくなっており，減勢の影

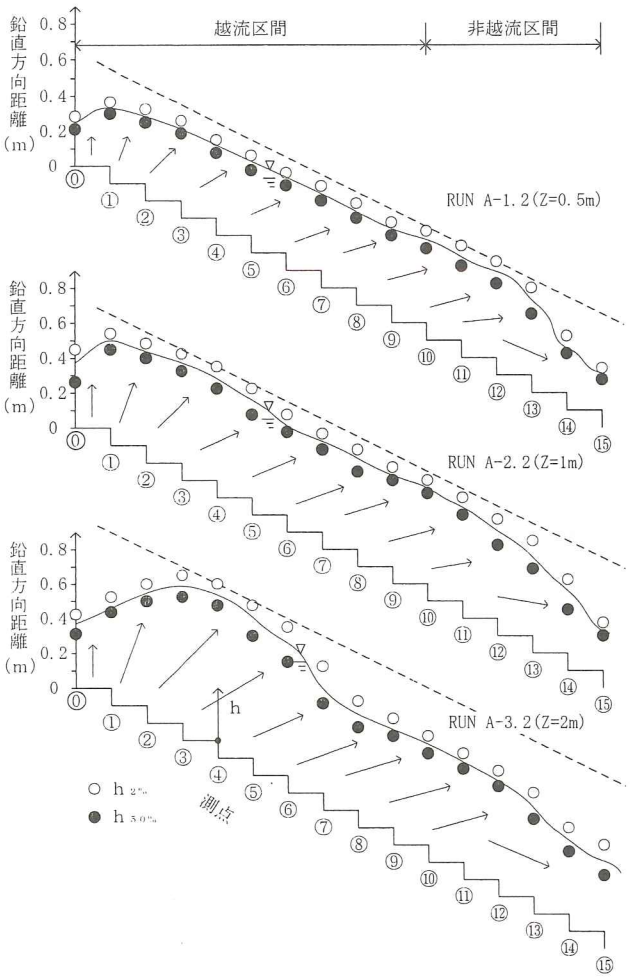


図-5　導流壁沿いの流れと水面形例（階段式，$H=0.1$ m）

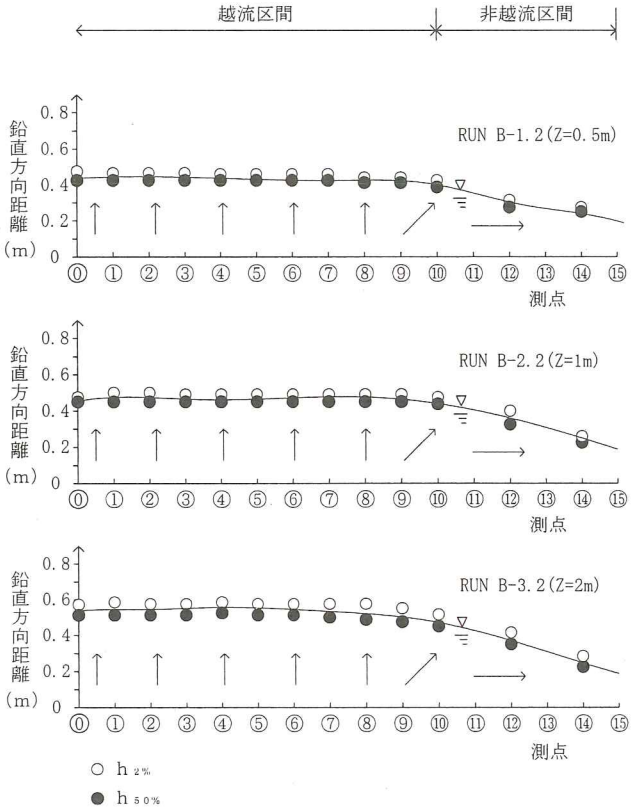


図-6　導流壁沿いの流れと水面形例（側水路式，$H=0.1$ m）

響が異なる流況が得られている。当然のことながら Z が大きくなるに従って最大水深と平均水深の差も大きくなる。図中に示した破線は，導流水路勾配に平行で導流水路内の最大水深位置を通る直線を示したものである。Z が大きくなるに従って，最大水深発生位置が下流側から上流側に移動し，他の測点との水深差も大きくなることが確認される。

図-6 の側水路式では，越流部の水深が導流水路内を通じほぼ一定となっている。こうした傾向は側水路式の水面変化として知られているものである[5]。今回の実験では，水路下流端を自由流出としており，流入による擾乱のない非越流部では，流下方向に急激に加速され水面が低下している。

文献 1）の実験では，模型規模の違いによる流況への影響として，模型規模が大きくなるに従って，空気混入が顕著になり，水面が飛沫上になることが示されている。

今回の実験における導流壁沿いでの水面状況を表-2 に示す。階段式では，ほとんどの条件で飛沫状の水面となっているが，H, Z/H が小さい場合の上流端付近に飛沫が顕著でない状態がみられている（表中の△）。一方，側水路式の越流部では，H, Z/H が大きい場合を除き，空気混入による白濁は局所的にみられるのみであり，水面全体が白濁し，飛沫になることはない（表中の×，▲）。凡例に示す“下流端付近”は，非越流部区間を示しており，流下方向に加速されることにより水面は急速に加速し白濁している。水面全体が飛沫状になっている階段式と，空気混入量が比較的小さい側水路式の流況例を図-7 に示す。

以上，実験対象となった流況を示した。以降の考察は上記流況を念頭に行っている。

3.3　波面計の計測特性

実験での計測項目は導流壁沿い水面形であるが，水面の変動は大きく，空気混入の激しいものである。そこで水面形の計測方法が問題になる。

表-2　導流壁沿い流れの空気混入状況（実験 1）

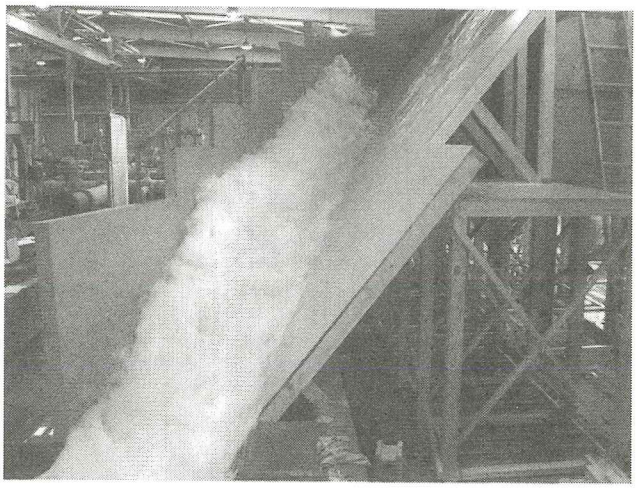
階段式

Z(m)	H(m)			
	0.05	0.1	0.15	0.2
0.25	△			
0.5	△	○		
0.75			○	
1	○	○		○
1.5			○	
2		○		

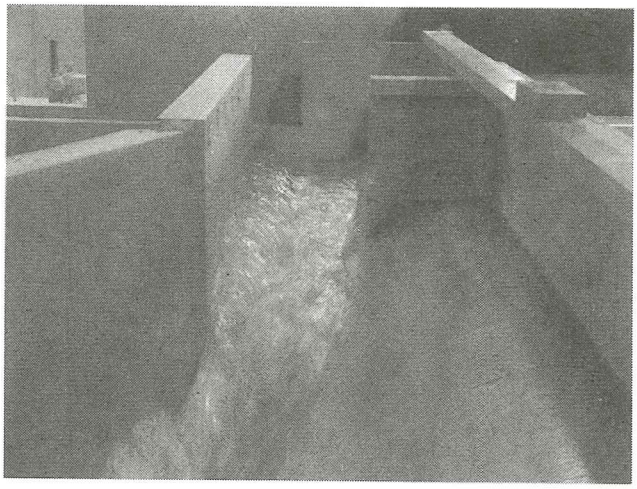
側水路式

Z(m)	H(m)			
	0.05	0.1	0.15	0.2
0.25	×			
0.5	▲	×		
0.75			×	
1	▲	▲		×
1.5			▲	
2		○		○
3			○	

注）○：水面全体が飛沫状に白濁する。
△：上流端付近の一部を除いて水面が飛沫状に白濁する。
▲：下流端付近で水面がやや白濁する。
×：空気混入による白濁が局所的に見られる。



階段式（$H=0.20$ m，$Z/H=5$）



側水路式（$H=0.05$ m，$Z/H=5$）

図-7　空気混入状況例

先に述べたように，本実験の水面形計測は，文献 1）と同様に波面計（計測技研製）にて実施した。波面計は，発信，受信の 2 本の平行なセンサー棒を有するもので（図-8 参照），発信棒から一定の時間間隔で発信されるパルス信号を受信棒にて感知する仕組みになっている。パルス信号の受信は，発信棒と受信棒の電通部（図の影の部分）の間が水により連結されたときに行われ，発信数のうち受信されたパルス数の割合で水面の時間的な存在割合が算出される。波面計は，空気混入水面の計測装置として用いられているもので，以下では，波面計で計測される計測値を水面存在率とし，水面存在率 x%の水深を $h_{x\%}$ と表記する。なお，実験での計測条件は，計測時間 3 分，その間の総発信パルス数 1,000 である。

空気混入流の計測に用いられる別の装置としてボイド計が知られている。ボイド計は，点電極のプローブを用い，液体と気体の電気伝導度の違いにより生じる電圧出力の違いを感知し，空気の存在割合（ボイド率）を求めるものである。

実験では波面計とボイド計（KANOMAX 製 SYSTEM 7931）の出力比較を実施しており，結果を図-9 に示す。比較は，水面が完全に白濁し乱れの大きい RUN A-1.4 と空気混入の少ない B-1.2 について実施した。図中の測点番号は，図-5，6 に示す測点番号と一致しており，各測点の導流水路底から波面計およびボイド計を高さ方向に変化させた場合のボイド率と水面存在率の変化を図示している。これによれば，RUN A-1.4 では同じ位置での水面存在率がボイド計のそれより大きく，B-1.2 では小さくなっている。したがって両

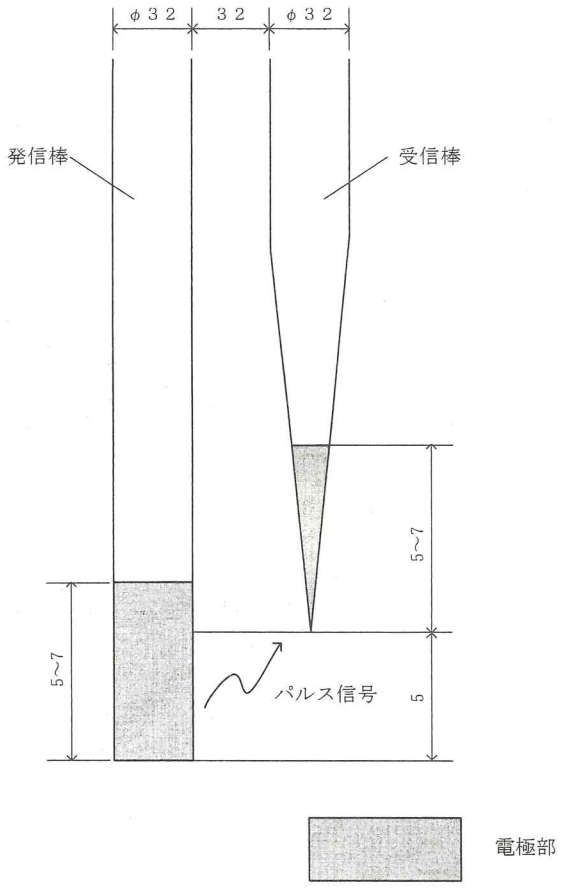


図-8　波面形センサー部

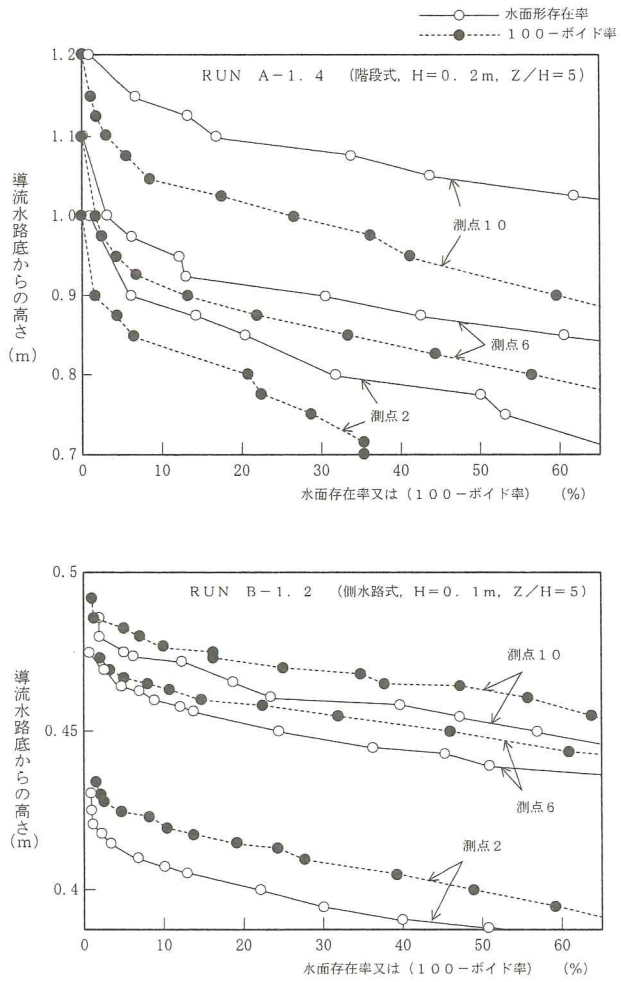


図-9　波面形とボイド計の計測値の比較

者の出力状況は水面の状態により異なる傾向を示している。両者の差は，水面の乱れの大きい RUN A-1.4 で大きく，差の大きい測点 10 の $h_{50\%}$ は，波面計での値がボイド計での値の 10%程度大きい値となっている。これに対し，水面の乱れの小さい場合の差は，大きくても 2～3%程度である。

水面の空気混入状況が著しい RUN A-1.4 での差の原因として，波面計では電通部周辺に気泡が存在しても，電通部間を繋ぐ水の経路が存在しさえすれば水面と感知されるのに対し，小さい点電極で感知するボイド計ではこうした気泡の存在も感知されることが考えられる。ただし，図示はしていないが，波面計ではボイド率 100%以上の水深でも水塊が感知されており，こうした領域では，飛沫状ではあるが比較的大きい水塊が存在することは目視でも確認されている。したがって，ボイド計の水塊に対する感度が鈍いことも考えられ，両者の差の原因を断定することはできない。また，水面の空気混入が少ない B-1.2 で両者の関係が逆転する理由として，水面低下後のボイド計電極部に水滴が残留し易いことなどが考えられるが，必ずしも明確ではない。

こうした計測値をどのように評価するかは難しい問題であるが，後に示すように，波面計の $h_{50\%}$ は目視で得られる時間平均水深と比較的よい一致を示している。水面の乱れの大きい A-1.4 では時間平均水位に相当する水面存在率は 10～20%程度となり目視のそれとは大きく異なるものである。また先に示したように，水面が飛沫状の場合，ボイド計の水塊に対する感度に問題があることが考えられる。

以上から，今回の実験は波面計を用いることとした。計測では，図-9 に示したように，波面形を鉛直方向に移動させ，水面存在率と標高の関係を求めた。その上で計測点間を補完し，水面存在率 2～10%までは

2%ピッチ，10～50%は10%ピッチで対応する水深を求めた。計測点の間隔は水面変動状況により変化させたが，補完して求める水面存在率間に少なくとも1点設けることを基本とした。

なお，波面計はその計測原理から分かるように，計測値の物理的な意味が必ずしも明確でない問題を有している。今回は，計測値の物理的な意味付けについては検討を行っていないが，今後の課題としたい。また，今回はボイド計との比較を行ったが，水面変動の計測器としてこの他容量式やボイド式などの波高計がある。このうち，容量式波高計のように，ある領域内の水塊全体の抵抗で水面が表されるものは，領域内の空洞の分布が問題になる空気混入流の水面計測には適さないと考えるが，これら計測器の出力との比較も必要に思われる。

今回の比較結果はあくまで筆者の用いた計測器の結果である。計測機器は日進月歩するものであり，それぞれの機種の全体に対する特性を示すものでないのはいうまでもない。

4. 実験結果

4.1 目視計測と波面計計測

4.1.1 平均・最高水深と波面計計測値の関係

水理模型実験の導流壁沿い水面形は，通常目視による計測が行われている。目視計測では，時間的な平均水深と変動を考慮した最大水深の両者が求められるのが通例である。計測は鋼尺を用いて実施される場合が多く，水面変動状況に応じ，最低の読みを1 mm，5 mm，1 cmと変化させている。ここでは，実験1の結果を用い，目視と波面計計測値の結果を比較する。

目視の計測結果と波面形計測結果の差の2乗平均について実験ケースごとに調査した結果，多くのケースで，平均水深は$h_{50\%}$において，最大水深は$h_{2\%}$おいて最小となった。そこで，目視の平均水深$h_{平均}$を$h_{50\%}$，最大水深$h_{最大}$を$h_{2\%}$と比較することとした。階段式と側水路の結果をそれぞれ図-10, 11に示す。図では水面変動量を表す$h_{2\%}-h_{50\%}$に対しプロットしており，H，H/Zをパラメーターとした各ケースでの$h_{2\%}-h_{50\%}$の範囲を表-3に示す。図より，水面変動量が大きくなるに従って，目視と波面計計測値の差のばらつきが大きくなっていることが分かる。また，実験ケースによる傾向の違いはみられていない。図では，越流部と非越流部も仕分けして示してあるが，差の大きいデータが非越流部に多い傾向が若干みられている。ただし，その傾向は必ずしも明確ではなく，全体としては区間による差も小さいと考えるのが妥当であろう。

図中の鎖線および破線は，それぞれ$h_{平均}-h_{50\%}$および$h_{最高}-h_{2\%}$のμ（平均）$\pm 2\sigma$（標準偏差），$\mu\pm 3\sigma$と$h_{2\%}-h_{50\%}$の関係を示したものである。ここに，μおよびσは，階段式では$h_{2\%}-h_{50\%}$が0.05 m未満，0.05～0.1 m，0.1～0.15 mおよび0.15 m以上の各区間のデータに対し，側水路式では0.025 m未満，0.025～0.05 m，0.05～0.075 mおよび0.075 m以上の各区間のデータに対して求めており，図中の鎖線および破線はこれら区間ごとの値を繋いだものである。各区間のばらつきは概ね正規分布に従っており，$\mu\pm 2\sigma$，$\mu\pm 3\sigma$はそれぞれカバー率95%および99%に相

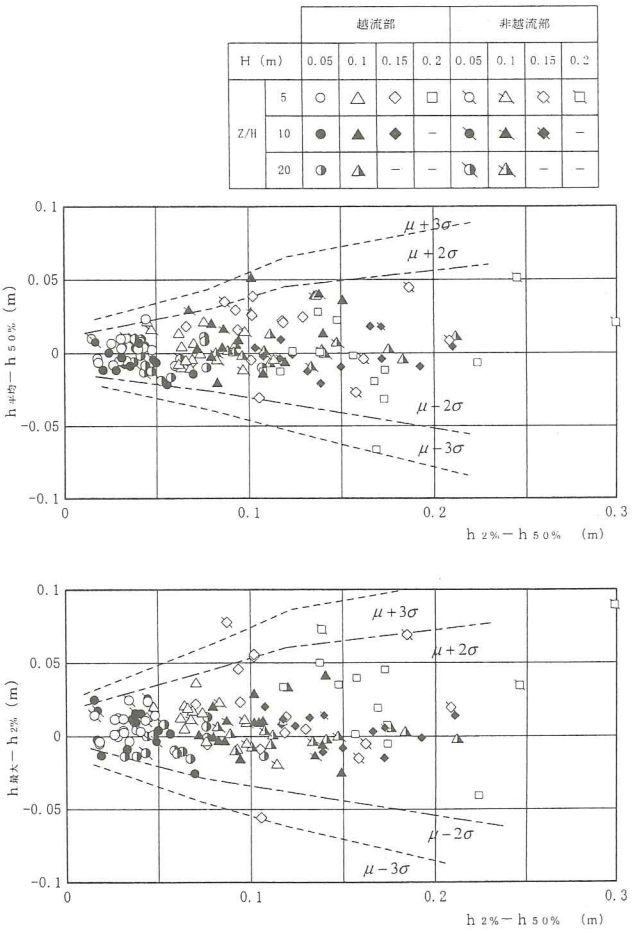


図-10 目視計測と波面形計測の差（階段式，実験1）

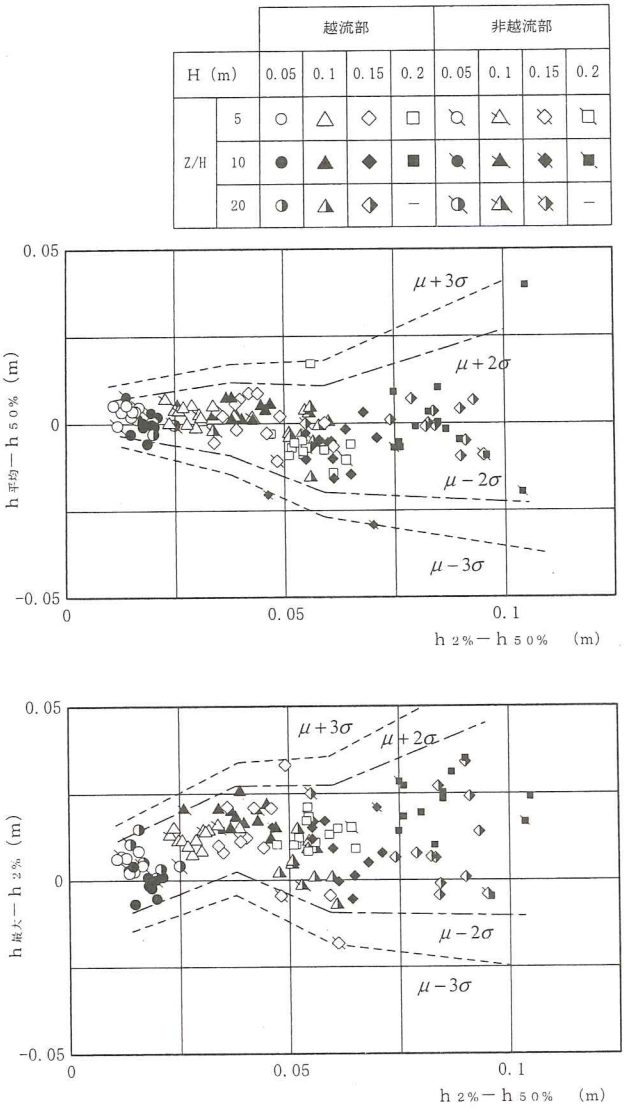


図-11 目視計測と波面形計測の差（側水路式，実験 1）

当すると考えて問題ない。

図より，$h_{2\%}-h_{50\%}$ が大きくなるに従って，σ が大きくなっていることが確認される。μ は，側水路式の一部でマイナス値となっているほかはプラス値となっており，目視値は全体として $h_{50\%}$，$h_{2\%}$ よりやや大きい水深を与えている。また，ばらつきは $h_{2\%}-h_{50\%}$ に対し比較的大きい値を示しており，目視値が $h_{50\%}$，$h_{2\%}$ より小さくなる $\mu-3\sigma$ をみると，概ね $h_{2\%}-h_{50\%}$ の50%程度以上の差が生じることが分かる。

図-12 は図-10，11 に示す $\mu\pm3\sigma$ と $h_{2\%}-h_{50\%}$ の関係をまとめて示したものである。同じ $h_{2\%}-h_{50\%}$ におけるばらつきの範囲は，側水路式より階段式が，また，平均水深より最大水深のものが大きくなっている。

階段式のばらつきが側水路式より大きい原因として，階段式での空気混入状況が全体に顕著なことが考えられる。また，側水路式での流れが導流壁沿いを鉛直上方に這い上がるのに対し，階段式では流下方向の流速成分が大きく，視界を斜め方向に横切る水塊が存在することが挙げられる。水塊が視界を横切るときの水面判断が難しいというのは，目視計測者の意見である。また，平均水深より最大水深のばらつきが大きい理由として，図-9 に示されるように，水面存在率が小さいほど標高変化に対する水面存在率変化が大きいことが考えられる。すなわち，平均水深付近では，標高の変化に対する水面存在率変化，つまり流況の変化が

表-3 $h_{2\%}-h_{50\%}$（実験 1）

階段式 （単位：m）

		越流部				非越流部			
H (m)		0.05	0.1	0.15	0.2	0.05	0.1	0.15	0.2
Z/H	5	0.018～0.044	0.045～0.078	0.070～0.130	0.108～0.224	0.015～0.048	0.047～0.114	0.087～0.209	0.139～0.300
	10	0.021～0.070	0.072～0.151	0.104～0.211	—	0.017～0.049	0.068～0.139	0.117～0.172	—
	20	0.031～0.107	0.079～0.212	—	—	0.038～0.053	0.082～0.148	—	—

側水路式 （単位：m）

		越流部				非越流部			
H (m)		0.05	0.1	0.15	0.2	0.05	0.1	0.15	0.2
Z/H	5	0.011～0.015	0.024～0.039	0.034～0.059	0.047～0.065	0.012～0.017	0.023～0.031	0.048～0.061	0.055～0.064
	10	0.015～0.020	0.034～0.047	0.055～0.071	0.075～0.105	0.014～0.020	0.026～0.043	0.046～0.070	0.075～0.104
	20	0.017～0.021	0.051～0.061	0.074～0.093	—	0.014～0.025	0.034～0.057	0.055～0.095	—

大きく，目視計測者の判断の違いによる計測値の変化量が小さいのに対し，最大水深付近では，標高変化による流況変化が小さく，計測者の判断の違いによる計測値の変化量が大きくなることに原因があるものと思われる。

目視値が $h_{50\%}$，$h_{2\%}$ より小さくなる $\mu-3\sigma$ についてみてみると，平均水深と最大水深の違いが小さくなっており，側水路式では最大水深での差が平均水深の差より小さくなっている。先に述べたように，全体のばらつきは最大水深が平均水深より大きい。したがって，両者の $\mu-3\sigma$ の差が小さいことは，平均水深の μ より最大水深の μ が大きいことを示している。この理由は明らかではないが，水面判定が難しいほど水面を上方に捉え，壁高を大きくしようとする実験者の意識が作用しているように思われる。

4.1.2 計測者によるばらつき

以上議論した目視計測は，同一の計測者によりなされたものである。目視計測については，個人差も考えられ，RUN A-1.3 を対象に計測者の影響を調査した。対象は，自社に水理実験場を有している建設コンサルタントの実験担当者の7名であり，結果を図-13 に示す。図中の鎖線および破線は，図-10 と同じものである。因みに，これまでの目視計測結果は計測者 A によるものである。

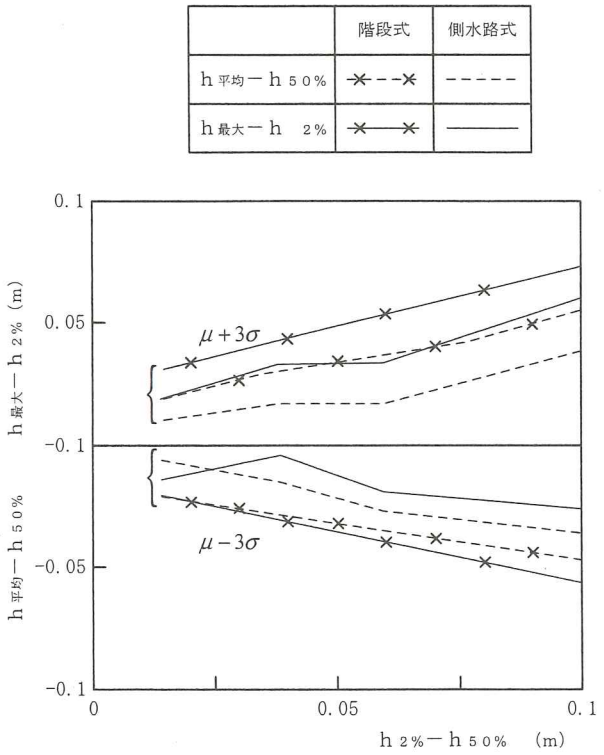


図-12 階段式および側水路式の $\mu\pm3\sigma$（実験1）

計測者の違いによるばらつきは比較的大きいようであるが，平均水深の差のばらつきは図-10 の $\mu\pm3\sigma$ に概ね収まっていることが分かる。一方，最大水深については，$\mu\pm3\sigma$ の範囲をかなり逸脱するデータがみられている。とくに目視値が小さい側に顕著である。ここで，目視が小さい側に逸脱している計測者をみると，計測者 D および E の2名であり，その他の計測者のデータは $\mu-3\sigma$ の上方にあることが分かる。

今回の計測では水面形の判断基準を示さず，計測後に各計測者の判断基準を確認したが，計測時間および水面判断ともにばらつきがみられた。計測時間については 20～60 秒であり，水面判断については以下のとおりである。

平均水深：時間的に平均して存在する水面とするもの。水面変動の最高位と最低位をみて平均的な水面とするもの。鋼尺の先端が 50～60 または 70% 程度の割合で水についている高さとするもの。

最大水深：目視時間内の最高這い上がり水面としたもの。目視時間内に這い上がりにより数回超える高さ，または数回の這い上がりの平均的な高さとしたもの。

なお，最大水深の計測では，飛沫は共通して無視している。飛沫の定義が難しいが，ある程度の水塊については水面として認めているようである。最大水深が小さかった計測者 D，E はいずれも目視時間内に複数回発生する這い上がりを対象としており，水面の判断基準が大きな差の原因になったと考えられる。平均水深については，水面判断に違いがあるもののそれ程ばらつきは生じていない。これは，平均水深付近では水深変化による水面存在率の変化が大きいことが一因と考えられる。いずれにしても目視計測は，異なる時間，判断で実施されているようであり，共通した時間，判断基準を確立する必要がある。

適当な計測方法については，より詳細な検討が必要であるが，今回の計測結果等を参考に，差し当たり次の方法を提案したい。

・計測時間：通常の実験では模型縮尺が 1/50 程度で

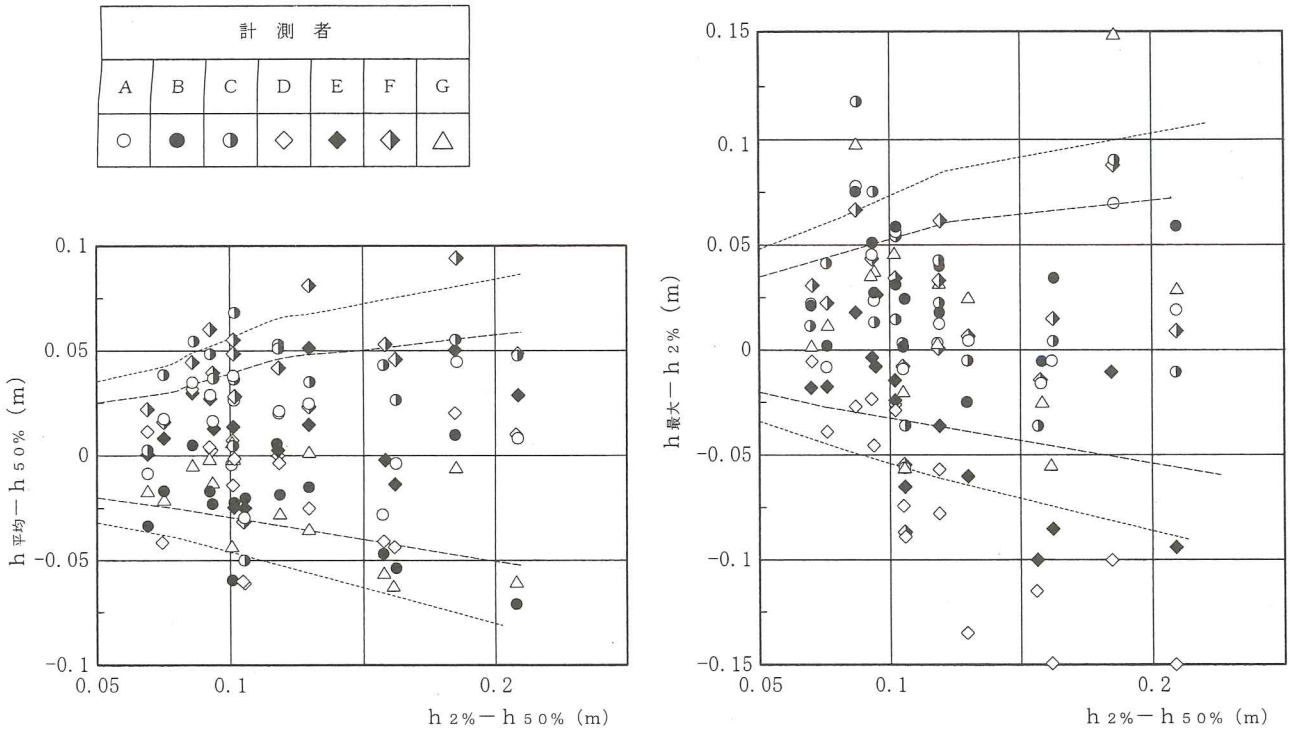


図-13 計測者による目視水面形のばらつき（階段式，実験 1，$H=0.15$ m，$Z/H=5$）

20～60 秒程度の計測が行われていることから，原型で 5 分に相当する時間を標準として，変動の周期により必要に応じ長くとる。

・水面判断：平均水深は時間平均的に存在する水面，最大水深は時間内の最大の這い上がり水面とし，水の塊として認められない飛沫は無視する。

以上のような計測時間，水面判断の統一を図れば，計測者によらず目視のばらつきを図-10，11 の範囲で考えてよいものと思われる。

先にも述べたように，図-10，11 に示されるデータのばらつきは概ね正規分布に従っており，ばらつきの主たる原因は，偶然誤差によるものと考えられる。偶然誤差には目視および波面計計測値の両者が含まれるが，今回の計測はそれぞれ 1 回実施したのみであり，両者を分けて議論することができない。それぞれの誤差を明らかにすることは今後の課題であるが，一般的には電気的な計測値である波面計計測値の誤差が目視のそれより小さいと考えてよいであろう。したがって，データのばらつきを目視の偶然誤差とみなして設計上の余裕を設定することで問題ないものと思われる。

4.2 水面形に及ぼす模型規模の影響

4.2.1 測点ごとの影響

3.1 に述べたように，今回の相似性の検討は $H=0.1$ m でのデータを介して実施することとした。図-14，15 にそれぞれ階段式，側水路式の実験結果例を示す。図は $Z/H=5$ の場合を対象に，H による $h_{2\%}$ の変化を示したものである。縦軸の $r_{2\%}$ は $H=0.1$ m の場合の $h_{2\%}/H$ を 1 とした各 H での $h_{2\%}/H$ の比であり，フルード則が成立していれば 1 となる。以下では，$H=0.1$ m での $h_{x\%}/H$ を 1 にした各 H での $h_{x\%}/H$ の比を $r_{x\%}$ と表すこととする。図中の測点は図-5 および 6 に対応しており，● が実験 1，2 の結果より求めたもの，○ は実験 1 のみから求めた参考値である。実験 1 のみでの結果は，H に対する変化が実験 1，2 からのそれより大きく，流量のフルード則が成立していない影響が確認される。その影響は階段式より側水路式で大きいようである。以下では実験 1，2 の結果より求めた ● を対象に検討する。

図-14 の階段式の場合をみると導流水路上流側である測点 0～5 では $H=0.05$～0.15 m で H の増加による $r_{2\%}$ の増加が大きく，$H=0.2$ m では $r_{2\%}$ は減少，もしくは横ばいとなっている。同様の傾向は非越流部の

測点10より下流でもみられている。一方，越流部下流側の測点6～9では，$H=0.1$ mと$H=0.15$ m間の$r_{2\%}$の増加が小さく，$H=0.15$ mと$H=0.2$ m間の$r_{2\%}$の増加がみられている。越流部内の領域ごとに傾向が異なる原因は明確ではないが，突入水脈の条件が上下流方向で変化していることや階段を流下する流れと突入水脈との干渉の影響が異なることが考えられる。

今回の実験では，$H=0.05$ m～0.2 m間の全ての条件を実施したのは，例示した$Z/H=5$の場合のみであるが，$Z/H=10$での$H=0.05$～0.15 mでの変化をみると，例えば導流水路上流の測点0～5で$r_{2\%}$の増加があまりみられないなど$Z/H=5$とは異なる傾向がみられている。いま導流水路上流側を考えると，この部分では階段を流下する流れの影響は小さいと考えられる。また，Z/Hが異なることによるRe，Weの変化は

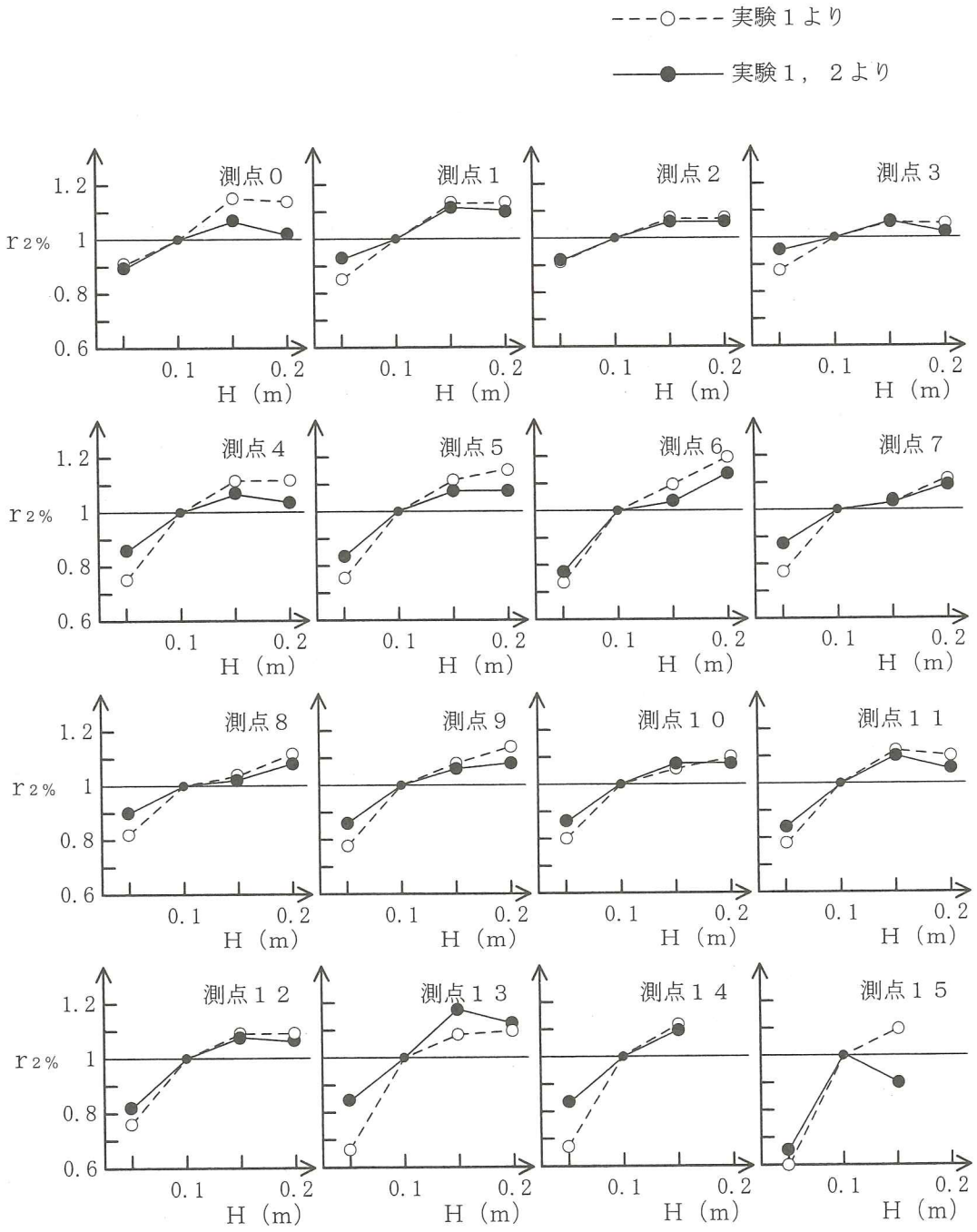


図-14　$H=0.1$ mを基準とした$h_{2\%}$の相似性（階段式，$Z/H=5$）

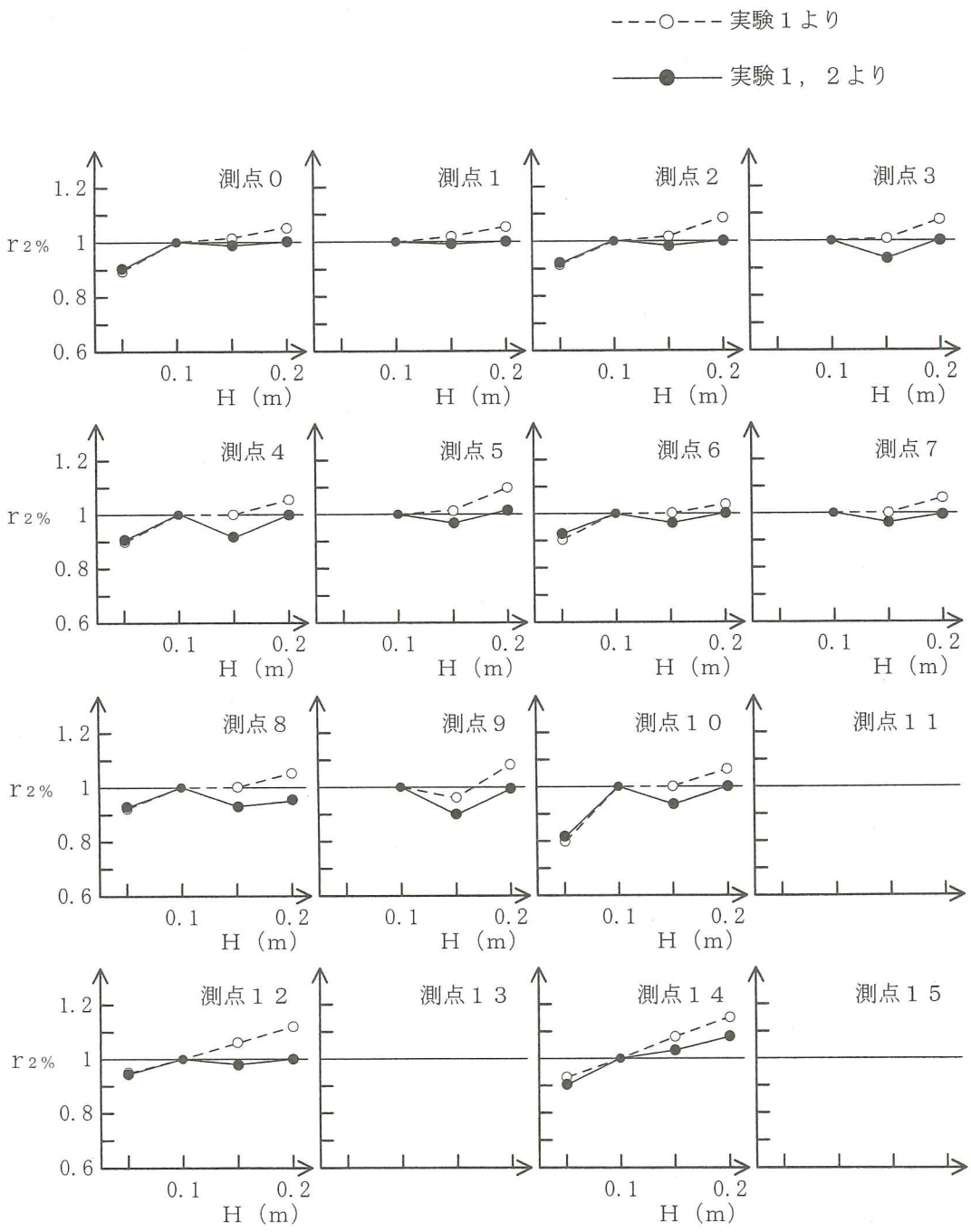


図-15　$H=0.1$ m を基準とした $h_{2\%}$ の相似性（側水路式，$Z/H=5$）

小さく，最も異なるのはFrである。したがって，$r_{2\%}$と H の関係に及ぼす影響として Fr の変化が大きいことが考えられる。ただし，$Z/H=5$ の場合の導流水路下流と $Z/H=10$ の導流水路上流では Fr が等しい領域があるが，この間の変化性状も必ずしも同じではなく，階段を流下する流れの影響も無視できないであろう。

階段式における模型規模の影響は，以上のように，測点ごとに異なる傾向をもっている。これは流れの複雑さに起因するものと思われるが，本実験の形状は単純なものであり，実際の設計で用いられる形状はさらに複雑に変化する。したがって，個々の測点の変化を知ると同時に，模型規模の影響を全体として把握するのも重要に思われる。これについては次に検討する。なお，H の増加により $r_{2\%}$ が必ずしも増加傾向のみを示さないことは文献1）の実験結果にも示されており，

H＝0.1 m 程度で緩やかな極値がみられている。この理由は明確ではないが，取り込まれる空気泡の大きさが模型縮尺比率に追随せず，表面張力や乱れ強度との関係で空気濃度が複雑に変化することが考えられる。

一方，図-15 の側水路式についてみると，測点による差はあまりなく，何れの測点でも H＝0.05 m および 0.15 m での $r_{2\%}$ がやや小さく，H＝0.2 m の $r_{2\%}$ がほぼ 1 となる傾向を示している。H による変化は全体に小さい。図-15 に示される実験条件では，空気の混入は顕著でなく，空気混入量が小さい場合には H の影響が小さいことが確認されよう。こうした傾向は，他の Z/H においても基本的には同様であるが，Z/H が大きくなると，H の増加により $r_{2\%}$ が増加する傾向がみられるようになっている。これは，Z/H が大きくなることにより，流れに取り込まれる空気量が大きくなることに起因するものと思われる。

以上は $r_{2\%}$ に対するものであるが，$r_{2\%}$ と $r_{50\%}$ の差は小さく，$r_{50\%}$ もほぼ同様の結果となっている。

4.2.2 領域全体としての影響

先にも述べたように，とくに階段式における $r_{2\%}$ の H に対する測点ごとの変化は複雑である。一方，図-14 を例にとると，H＝0.05 m では $r_{2\%}$ は 1 より小さく，H＝0.15，0.2 m では 1 より大きいといった傾向は各測点に共通している。また，各測点の最大の $r_{2\%}$ 値は，H＝0.15 m で最大となる場合，0.2 m で最大となる場合とも 1.05～1.15 の間にあり，最大値が生じる H による傾向はみられていない。これら傾向は，領域全体の傾向ということができる。

実際に用いられる階段形状は，実験形状のような単純なものでなく，地形形状に合わせて上下流方向に複雑に変化する場合が多い。したがって，測点ごとの傾向の把握とともに，領域全体の傾向を知ることも，設計での取扱いを検討する上で重要と考え，ここでは，領域全体としての傾向を検討する。

表-4 に越流部，非越流部ごとに求めた $r_{2\%}$ および $r_{50\%}$ の平均と標準偏差を示す。階段式の H＝0.05 m で非越流部の値が小さくなっていることを除き越流部，非越流部の差が小さいことが分かる。H＝0.05 m で非越流部の $r_{2\%}$ が小さくなったのは，模型規模が小さいことから流れに対する空気泡規模が相対的に大きく，脱気の影響が大きかったことに原因があるものと思われる。

図-16 は $r_{2\%}$ の領域全体の平均値と H の関係を求めたものであるが，$r_{2\%}$ と $r_{50\%}$ でほぼ同様の結果となっており，先に述べたように $r_{2\%}$ と $r_{50\%}$ の差が小さいことが確認される。

階段式では H＝0.05～0.1 m 間の $r_{x\%}$ の増加が大きく H＝0.1 m 以上での増加割合は小さい。また，H＝0.15 m と 0.2 m はほぼ同じ値となっている。また，Z/H による違いも明確ではなく，測点ごとの差はあるものの，全体としては，ほぼ同じ傾向を示すことが分かる。

H＝0.15～0.2 m での領域平均の $r_{x\%}$ の増加がないこと，また，先に述べたように，H＝0.15 m もしくは 0.2 m で生じる各測点の $r_{x\%}$ の最大値に H の影響がみられないことから，原型での $r_{x\%}$ は，H＝0.15，0.2 m の値を参考に設定することが可能と思われる。今，表-4 に示される，H＝0.15 および 0.2 m での値から（平均値）＋3×（標準偏差）の最大値をカバーするよう $r_{x\%}$ を考えるものとすると，$r_{x\%}$＝1.2 となり，この程度の値を原型での $r_{x\%}$ として考えておけばよいものと思われる。

側水路式では，もともと測点ごとの違いが小さく，図-15 と同様の図が得られている。ただし，先にも述べたように，側水路式では Z/H が大きくなるに従って，H の増加に対する $r_{x\%}$ の増加傾向が認められるようになっている。これは H および Z/H が大きくなるに従って模型上での白濁状況が顕著になってくることと符合している。側水路式の H および Z/H の小さいケースでは，実験ではあまり空気混入状況が認められていないが，Z/H が小さいケースでも H が大きくなれば空気混入が顕著になってくることも考えられ，今回の実験規模ではこうした流況が再現されていない可能性があるので注意が必要である。したがって，原型の $r_{x\%}$ の設定は難しいが，階段式で示した 1.2 を用いれば安全側である。

図-17 には，文献 1）に示されている，上流端階段周辺で生じる最大水深の $h_{50\%}=h_{50\%max}$ の H による変化と図-16 に示す今回の結果を比較して示す。先にも述べたように，文献 1）の対象となっている流況は，階

表-4　越流部，非越流部の $r_{2\%}$，$r_{50\%}$ の平均と標準偏差

階段式

$r_{2\%}$		Z/H					
		5		10		20	
H (m)		越流部	非越流部	越流部	非越流部	越流部	非越流部
0.05	平均	0.88	0.79	0.93	0.78	0.92	0.72
	標準偏差	0.05	0.08	0.06	0.09	0.08	0.12
0.15	平均	1.08	1.08	1.03	1.04	−	−
	標準偏差	0.03	0.10	0.08	0.01	−	−
0.2	平均	1.08	1.08	−	−	−	−
	標準偏差	0.03	0.04	−	−	−	−

$r_{50\%}$		Z/H					
		5		10		20	
H (m)		越流部	非越流部	越流部	非越流部	越流部	非越流部
0.05	平均	0.89	0.77	1.00	0.80	0.90	0.71
	標準偏差	0.09	0.08	0.13	0.06	0.10	0.11
0.15	平均	1.07	1.04	1.07	1.05	−	−
	標準偏差	0.05	0.08	0.05	0.03	−	−
0.2	平均	1.06	1.03	−	−	−	−
	標準偏差	0.04	0.04	−	−	−	−

側水路式

$r_{2\%}$		Z/H					
		5		10		20	
H (m)		越流部	非越流部	越流部	非越流部	越流部	非越流部
0.05	平均	0.93	0.92	0.90	0.86	0.85	0.81
	標準偏差	0.01	0.03	0.03	0.06	0.03	0.04
0.15	平均	0.96	0.96	0.96	0.93	0.99	0.95
	標準偏差	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.04
0.2	平均	1.00	1.00	1.03	1.04	−	−
	標準偏差	0.01	0.02	0.01	0.04	−	−

$r_{50\%}$		Z/H					
		5		10		20	
H (m)		越流部	非越流部	越流部	非越流部	越流部	非越流部
0.05	平均	0.92	0.92	0.90	0.86	0.86	0.81
	標準偏差	0.01	0.07	0.02	0.07	0.02	0.04
0.15	平均	0.96	0.94	0.96	0.93	0.99	0.96
	標準偏差	0.02	0.01	0.03	0.01	0.02	0.03
0.2	平均	1.01	1.01	1.04	1.05	−	−
	標準偏差	0.01	0.01	0.01	0.04	−	−

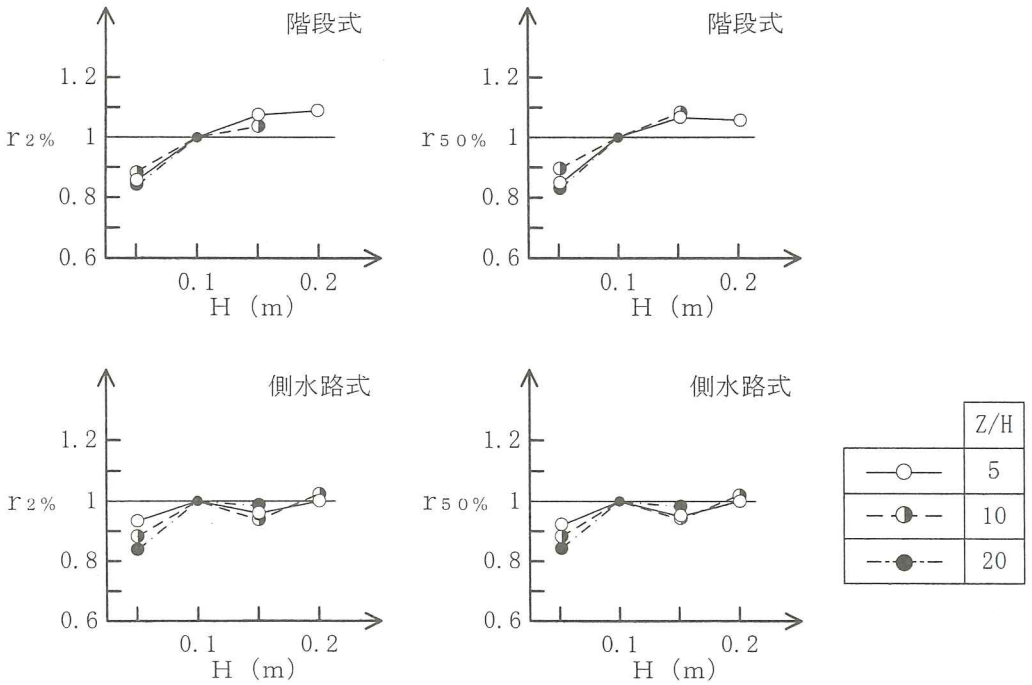
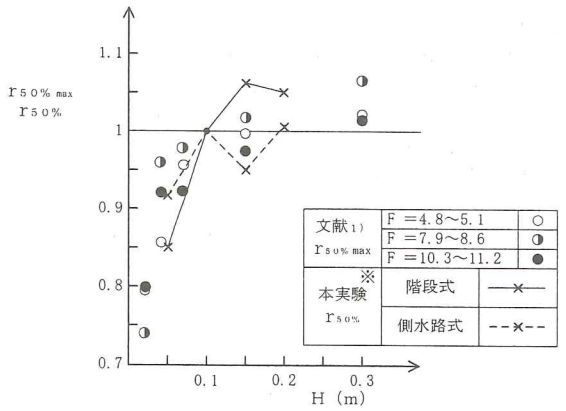


図-16　測点平均の $r_{2\%}$，$r_{50\%}$ と H，Z/H の関係



※本実験のプロットはZ/H=5の測点全体の平均を示した。

図-17　$r_{50\%}$ の文献1）の結果と本実験との比較

段式と側水路式の中間的な流況であり，今回の結果と大きく異なることはない。また，文献1）では $H=0.3$ m までの実験が行われているが，$r_{x\%}$ の最大値は1.1未満であり，1.2より小さい値となっている。

5.　まとめ

水理模型実験で得られる堤趾導流壁沿い水面形の評価方法について，実験的検討を実施した。主な実験結果は以下のとおりである。

まず，目視計測と波面計計測の関係として

① 目視により計測される平均水深，最大水深は，波面計で計測される $h_{2\%}$，$h_{50\%}$ とそれぞれよい相関をもっている。

② 目視による平均水深と $h_{2\%}$ の差，最大水深と $h_{50\%}$ の差は $h_{2\%}-h_{50\%}$ が大きくなるに従って大きくなる。

③ 目視計測の個人差は，水面の定義を同じにすることで小さくすることができる。現実には，水理模型実験担当者の水面の定義は統一されておらず，統一する必要がある。

ことを示した。③の具体的定義については，4.1.2に案を示しており，本案に基づき目視計測を行った場合の目視による最大水深と $h_{2\%}$ の差，平均水深と $h_{50\%}$ の差と $h_{2\%}-h_{50\%}$ の関係は，図-10および11より与えられる。$h_{2\%}-h_{50\%}$ は波面計計測値であるが，実用上は，目視で得られた最大水深－平均水深を代用することが考えられる。

また，模型の縮尺効果として，

④ $H=0.1$ m の水深を1とした各 H での水深比 $r_{x\%}$ と H の関係は，階段式では，測点ごとに異なる傾向を示すが，側水路式では測点による差が小さい。

⑤ 階段式の領域平均の $r_{x\%}$ に対する Z/H の影響は小さく，$r_{x\%}$ は H が増大するに従い増大する。増大割合は H が大きくなるに従い小さくなり $H=0.15$ m と 0.2 m での差はほとんどみられない。

⑥ 側水路式の領域平均の $r_{x\%}$ は，$H=0.05$～0.1 間では H が増大するに従い増大するが，$H=0.1$～0.2 m での増大はほとんどみられない。また，Z/H が大きい程 $r_{x\%}$ の増大量が大きくなる。

ことを示し，階段式の $H=0.15$ m，0.2 m での領域全体の $r_{x\%}$ の平均値およびばらつきを考慮し，原型での $r_{x\%}$ として1.2程度を設定することを提案した。当該模型での $r_{x\%}$ は図-16から求めることができる。

今後は，シュートブロックなど壁高低減策を講じた場合の模型規模の影響について検討を行う予定である。また，導流壁高を $h_{x\%}$ とした場合の導流壁高と越水量の関係を求め，これら実験結果を踏まえた導流壁高設定方法についても検討を実施したいと考えている。

因みに，今回議論した $h_{2\%}$ 位置に導流壁高を設定した場合，模型上の越水量は観測不可能な程度に少量であることが確認されており，原型で推定される $h_{2\%}$ 以上をカバーする導流壁とすれば，越水に対し安全な導流壁の設計が可能なものと思われる。

参考文献

1）柏井条介，漆山敬二：ダム堤趾導流部の水理模型実験における縮尺効果，第31回水理講演会論文集，1987
2）柏井条介，中西　徹：ダム堤趾導流部の壁高低減策－デフレクターによる場合－，土木技術資料，**30**(8)，36-43，1988
3）野口澄彦，中西　徹：ダム堤趾導流部の流れと導流壁高の設計法，土木技術資料，**32**(3)，45-51，1990
4）中西　徹，柏井条介：シュートブロックによるダム堤趾導流壁高の低減，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，1988
5）高須修二：側水路型減勢工の設計法，土木技術資料，**23**(9)，27-32，1981

(2004年2月17日受理)

Dam-toe-footing type training waterway is commonly employed for gate-less gravity concrete dams, and hydraulic design of this training waterway is usually obtained through 3D hydraulic model test. Since the spillway of this type has wide overflow crest with small water-head, depth in a model becomes very thin. This brings the application problem of similarity low of model flow, and deflector is installed on the top of wall for preventing overflow water. Deflector is, however, not suitable for construction, and then appropriate treatment method for measured water surface profile is required. This paper shows the effects of model scale in measured water surface along training wall. Results are obtained by the experiments using some similar and different size models. Errors in measured values by gauge, usually used as a measuring tool in model tests, are also discussed by comparing with the values of electrical measuring instrument.
Key words: hydraulic model test, low of similarity, training waterway

【技術研究】

デフレクターのない堤趾導流部の壁高設定方法

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏井条介*
〃　大黒真希**

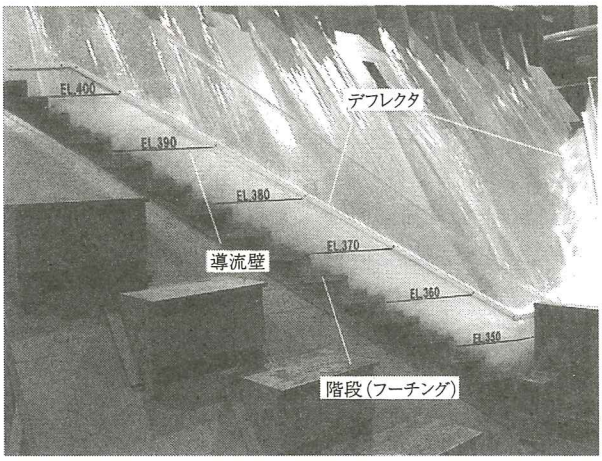
キーワード　洪水吐き・堤趾導流部・フルード相似・空気混入

1. はじめに

ゲートレスダムの増加により，重力式コンクリートダムの導流部として堤趾導流式が採用される例が多くみられている。

堤趾導流式導流部の流れは，堤体下流面を流下してきた水脈を堤趾部のフーチング上に設けた導流壁により受け止め，堤体下流面とフーチング，導流壁で構成される水路上を流下させるものである（写真－１参照）。水路底面となるフーチングは，階段を形成し，地形形状に併せてその縦断線形が変化する。堤趾導流部上の流れは，大きな流向変化を伴う複雑なものであるが，階段の縦断形状の変化は，流れを更に複雑なものとし，水理解析を困難にする。このため，水理模型実験を通じた水理設計検討が行なわれるのが通例である。

ここで，堤趾導流式の流入対象である非常用越流頂の越流水頭は数ｍ程度の小さいものである。一方，３次元洪水吐き模型の実験は，実験スペースや給水施設の制約から1/40～1/80程度で実施されるのが一般的であり（越流水深は0.05～0.1ｍ程度の範囲に設定されることが多い），堤趾導流部への突入水脈の水深はかなり小さくなる。このため，粘性や表面張力の影響が無視できなくなり，水理模型実験で通常適用されるフルードの相似則の適用性に問題が生じることが懸念された。



写真－１　堤趾導流式の洪水吐き（模型実験）

こうした状況に対処するため，導流壁高に十分な余裕をとることとされ，堤趾導流部の採用が見られるようになった当初の設計では，実験で計測された最高水位上方に張り出し長0.5ｍ程度の波返し（デフレクターは，導流壁沿いに這い上がる水脈の流向を堤体側に変化させ，壁高を低減させる効果を持つが，こうした効果を期待した施設ではないという意味でデフレクターではなく，波返しの用語が用いられた）を設ける設計方法がとられた。

一方，上記設計方法では，導流壁高がかなり高くなることから，その後，規模の大きい模型を用いた水理模型実験により，デフレクターによる流向変更効果が確認され[1),2)]，最近では，１～1.5ｍ程度の張り出しを持つデフレクターにより壁沿いに這い上がる水脈を抑え，壁高の低減を図るのが一般的な設計になっている。

デフレクターを用いた設計により，堤趾導流部の設計の考え方は概ね確立したが，次のような課題も残されている。

① 堤趾部の階段が急勾配な場合や急激に勾配変化が生じるような場合には，デフレクターの流向変更効果が期待できない場合がある。

② デフレクターは張り出し構造物であり，施工に労力を要する。従って，壁高があまり大きくないような場合には，張り出し構造物を省略する，或いは，シュートブロック[3)]などによる壁高低減策が有利になる可能性がある。シュートブロックによる方法は，①の場合に効果的なことも確認されている。

＊ 上席研究員
＊＊ 研究補助員

こうした状況に鑑み筆者らは，張り出し構造物を有さない堤趾導流部の壁高決定方法を確立すべく検討を実施し，文献4）（以下では前報とする）では，幾何学的に相似で大きさの異なる模型を用いた基礎実験により，水理模型実験で計測される水面形の特性を検討した。本稿は前報の内容を，壁高設定方法の観点から考察を加えて再整理したもので，一部に追加実験を実施している。

2. 実験概要

本稿で解析対象とした実験の概要を表－1に，模型の概要を図－1に示す。

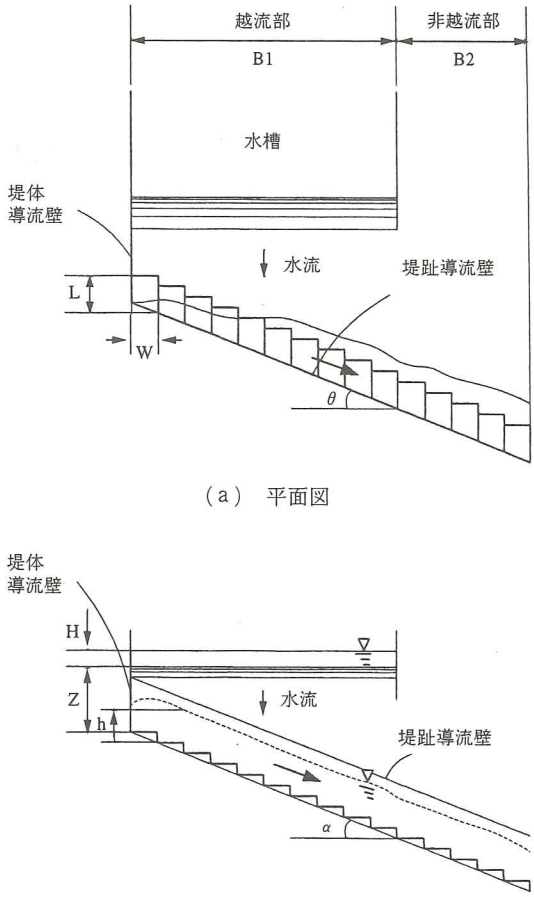
模型の階段形状及び越流部との関係は全てのケースで同一であり，以下の通りである。

$W/H = 2$，$L/H = 3$，$\alpha = 24.46°$，$\theta = 20°$

$B_1/H = 20$，$B_2/H = 10$

ここに，H：越流水頭，W：1階段当りのダム軸方向の長さ，L：当該階段下流端のダム軸と直角方向の長さ，α：水路勾配，θ：導流壁の平面上の開き角度，B_1：越流部のダム軸方向の長さ，B_2：非越流部のダム軸方向の長さであり，Hを代表長さとする幾何学的に相似な実験が実施されている。また，表中のZは，越流頂と上流端階段の標高差である。

水面の相似性検討実験のうち，シュートブロックなしの実験が前報で示した実験であり，波面計を用いた水面計測結果をもとに，水理模型実験での目視計測値のばらつき及び模型規模が異なることによるフルード相似則への影響を検討した。ここに，波面計は検出部位置の水の



（a） 平面図

（b） 下流面図

図－1 模型概要図

表－1 解析を行った実験ケース

水面の相似性検討実験

1） シュートブロックなし

Z/H	越流水頭 H (m)			
5	0.05	0.1	0.15	0.2
10	0.05	0.1	0.15	—
20	0.05	0.1	—	—

2） シュートブロックあり

Z/H	越流水頭 H (m)			
5	0.05	0.1	0.15	0.2

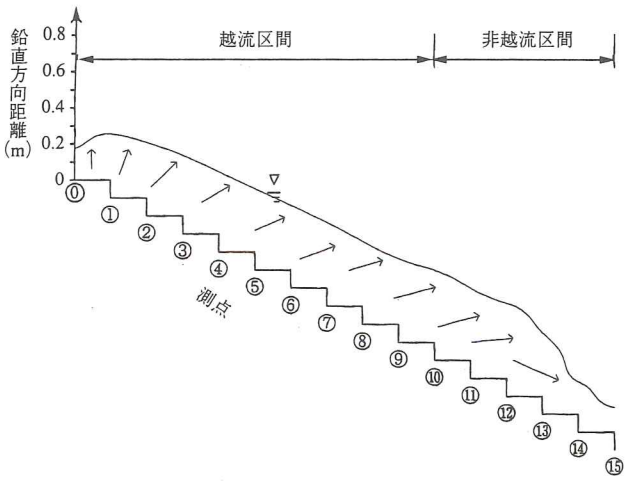
越水量調査実験（シュートブロックなし）

壁天端の x%	Z/H	越流水頭 H (m)	
10，20，30	5	0.1	0.2
	10		—
	20		—

存在時間割合を出力する水面形計測器であり，以下では計測された水深を$h_{x\%}$水深（その位置に水が存在する時間割合がx％であることを意味する）と称している。計測は導流壁沿いで実施しており，計測位置を図－2に示す。なお，前報では，比較として同種の実験を側水路式についても実施しているが，ここでは階段式のみを対象に論じる。

模型は，階段部についてはHに対する相似模型となっているが，越流頂形状は同一のものが用いられて相似模型になっていない。このため規模の異なる模型相互の越流量がフルード則に従うよう流量設定が行われている。すなわち，実際のHは表記したものと若干異なっているが，その差は小さく問題になるものではない。本報告では越流頂も含めて相似模型で実施されたものと見なして以下の記述を進める。

水面の相似性検討のうち，シュートブロックありのケースは今回追加したもので，壁高低減策のシュートブ



図－2　水面形計測位置

ロックを設置し，水脈の乱れを大きくした場合の相似性への影響を検討したものである。シュートブロック形状は，減勢効果の高い形状を選定しており，高さ $B_H/H=1$，上面水平部長 $B_L/H=0.8$ である。

越水量調査実験は，壁高を下げていった場合の越水量の変化を，模型規模の影響も含めて検討するため実施したものである。導流壁頂部標高は，図－2に示す各側点における $h_{x\%}$ を結んだ標高とし，$x=10\%$，20%，30% のケースについて実施した。後に述べるように，目視での最高水位は $h_{2\%}$ との相関がよいが，$h_{2\%}$ での越水量は，模型での計測が不可能なほど僅かである。

越水量の計測は，上流側から第2，5，8，12番目の階段部において枡を設置し，それぞれの階段区間の越水量を計測した。枡の設置標高は概ね階段標高としている。また，越水量の貯留時間は越水量により異なるが概ね20分～1時間である。

越水量の計測は，導流壁内面からの距離が0～2H，2H～4Hの各区間で実施したが，0～2Hの区間において90％以上の越水が計測されており，以下では計測された全量を用いて議論する。なお，2H～4H外側への落水量は微量である。

3.　水面計測値の補正

3.1　目視計測値の補正

水理模型実験の水面形計測は，一般に目視により実施され，最高水位と平均水位が求められる。前報では，目視計測値と波面計計測値の比較を行っており，目視計測値の最高水位が $h_{2\%}$ と，平均水位が $h_{50\%}$ と高い相関があることを示した。また，目視観測の場合，各水位に対する観測者の観測基準が異なると観測値のばらつきが大きくなることを示し，波面計との相関関係を維持するための観測基準として，次のものを提案した。

- 目視時間：原型で5分程度に相当する時間を標準とし，変動の周期により必要に応じ長くとる。
- 水面判断：平均水位は時間平均的に存在する水面，最高水位は目視時間内の最大の這い上がり水面とし，水の塊として認められない飛沫は無視する。

上記の観測基準で観測された場合，平均水位と $h_{50\%}$ の差及び最高水位と $h_{2\%}$ の差のマイナス側（目視が小さい値を与える）の絶対値は，ともに水面変動を表す $h_{2\%}-h_{50\%}$ の1/2程度以内に収まっている。次節に示す検討は波面計の値を用いて実施しており，壁高検討において目視計測値を波面計計測値に補正する方法として次式による方法を提案する。

$$h_{x\%}=\text{計測値}+0.5\times(h_{2\%}-h_{50\%}) \qquad (1)$$

ここで、$h_{2\%}-h_{50\%}$ は波面計計測値であり，そのままでは目視計測値のみの議論はできない。そこで，ここでは $h_{2\%}-h_{50\%}$ を目視の最高水位－平均水位で代用するものとし，式(1)の代わりに式(2)を用いることとする。

$$h_{x\%}=\text{計測値}+0.5\times(\text{最高水位}-\text{平均水位}) \qquad (2)$$

3.2　模型規模による補正

前報では，$H=0.1$ m での $h_{x\%}$ を基準とし，他の H での同じ測点の $h_{x\%}$ と，$H=0.1$ m での値をフルード換算して得られる値との比 $r_{x\%}$（つまり，$h_{x\%}$ をそれぞれの越流水深（模型規模）で割り返した値の比）をもって模型規模の影響を調査した。式で示すと $r_{x\%}$ は次式となる。

$$r_{x\%}=\frac{h_{x\%}/H}{(h_{x\%})_{H=0.1}/0.1} \qquad (3)$$

ここに，$(h_{x\%})_{H=0.1}$ は $H=0.1$ m での導流壁沿い $x\%$ 水深であり，$H=0.1$ m での $r_{x\%}=1$ である。

$r_{2\%}$ 及び $r_{50\%}$ の検討により，

1)　測点ごとの傾向は異なるものの，$r_{x\%}$ は全体として H が大きくなるに従って大きくなる傾向がある。
2)　$H=0.15$ m と 0.2 m の $r_{x\%}$ の差は小さい。また，Z/H の違いによる差及び同じ H での $r_{2\%}$ と $r_{50\%}$ の差は小さい。

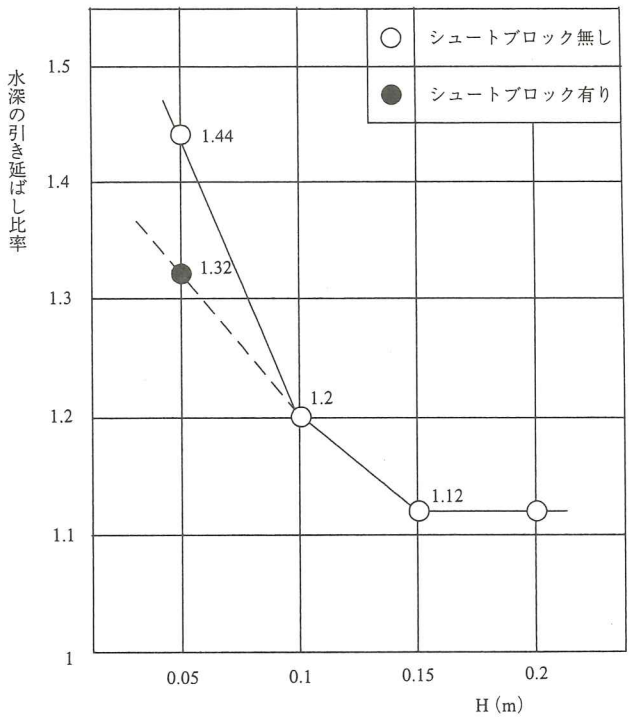
ことを示し，$H=0.15$ m と 0.2 m の $r_{x\%}$ をもとに，測定点ごとのばらつきを考慮して，原型での $r_{x\%}=1.2$（模型での計測結果の必要引き伸ばし比率となる）とすることを提案した。

前報で原型での $r_{x\%}$ を提案したが，これは基準となる $H=0.1$ m の場合に対するものであり，他の H に対する原型の設定値は明確でない。ここで，基準となる H

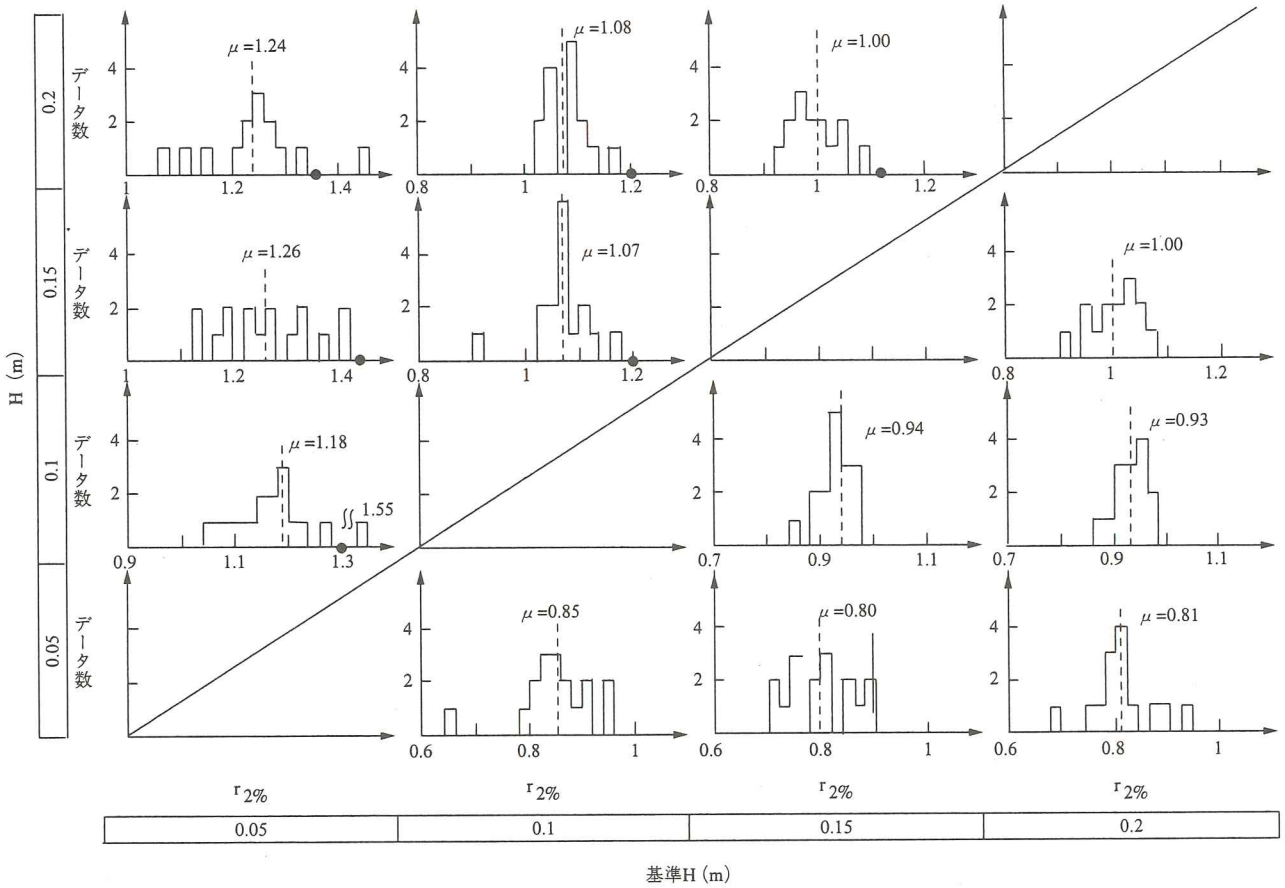
を変化させながら他の H での $r_{x\%}$ を求めた結果例を図－3に示す。図示した例は，シュートブロックなし，$H/Z=5$ のケースであり $r_{2\%}$ を示してある。また，測点ごとのばらつきが分かるよう分布を示してある。なお，対角線を挟んで対峙するグラフは一対一の関係にあり，一方での $r_{2\%}$ に対し他方での値は $1/r_{2\%}$ となる。

今，対角線上方に配置されたグラフに着目すると，これらグラフ群により，基準 H より大きい H での $r_{2\%}$ を求めることができる。ここでは，前報と同様に測点ごとのばらつきを考慮し，大きい側の $r_{2\%}$ をカバーするように $r_{2\%}$ を設定することとした。これを図中の●に示す。更に，当該基準Hに対する原型での $r_{2\%}$ として●の最大値を採用するものとし図－4を得た。なお，図－4において，$H=0.2$ m については，$H=0.15$ m とほとんど差がないことから $H=0.15$ m と同じ値としている。

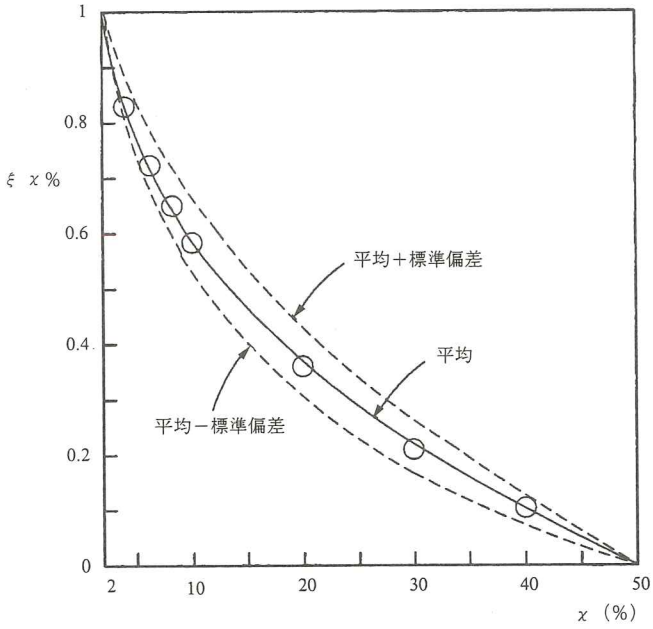
図－4の○が図－3に対応するものである。図－3は $r_{2\%}$ のものであるが，前報でも示した通り $r_{50\%}$ でも同様の結果が得られており，図示した結果は他の $x\%$ でも適用可能なものと考えている。また，これも前報で示したように，他の Z/H に用いても差し支えない。



図－4　水深の引き伸ばし比率と H の関係



図－3　$r_{2\%}$ の分布と基準 H，H の関係（シュートブロックなし，$Z/H=5$）



図－5　$\xi_{x\%}$ と x の関係

参考までに，図－5に次式で定義した $\xi_{x\%}$ と x の関係を示す。

$$\xi_{x\%} = (h_{x\%} - h_{50\%}) / (h_{2\%} - h_{50\%}) \qquad (4)$$

図より，平均水位，最高水位が計測されれば $h_{x\%}$ を設定することができる。

図中の●はシュートブロックを設置した場合のものであるが，シュートブロックを設けた場合には $H = 0.05$ m での値が小さくなっている。この理由は明らかではないが，シュートブロックを設けた場合，シュートブロックにより流向変更した流れは，階段を流下する流れと直角方向に衝突し，全体として乱れが大きくなっていることが考えられる。乱れが大きいため，H が小さい領域でも空気混入が生じやすく，見かけの水面が高くなることが推察される。

3.3　導流壁高と越水量

2．に述べたように導流壁高を $h_{2\%}$ とした場合には越水量は計測不能であり，越水に対し安全な壁高設定ができると考える。一方，壁高を低減させても越水量が大きくなければ，導流壁外側のフーチングと取り付け岩盤間等にて越流水の処理が可能なものと考えられる。

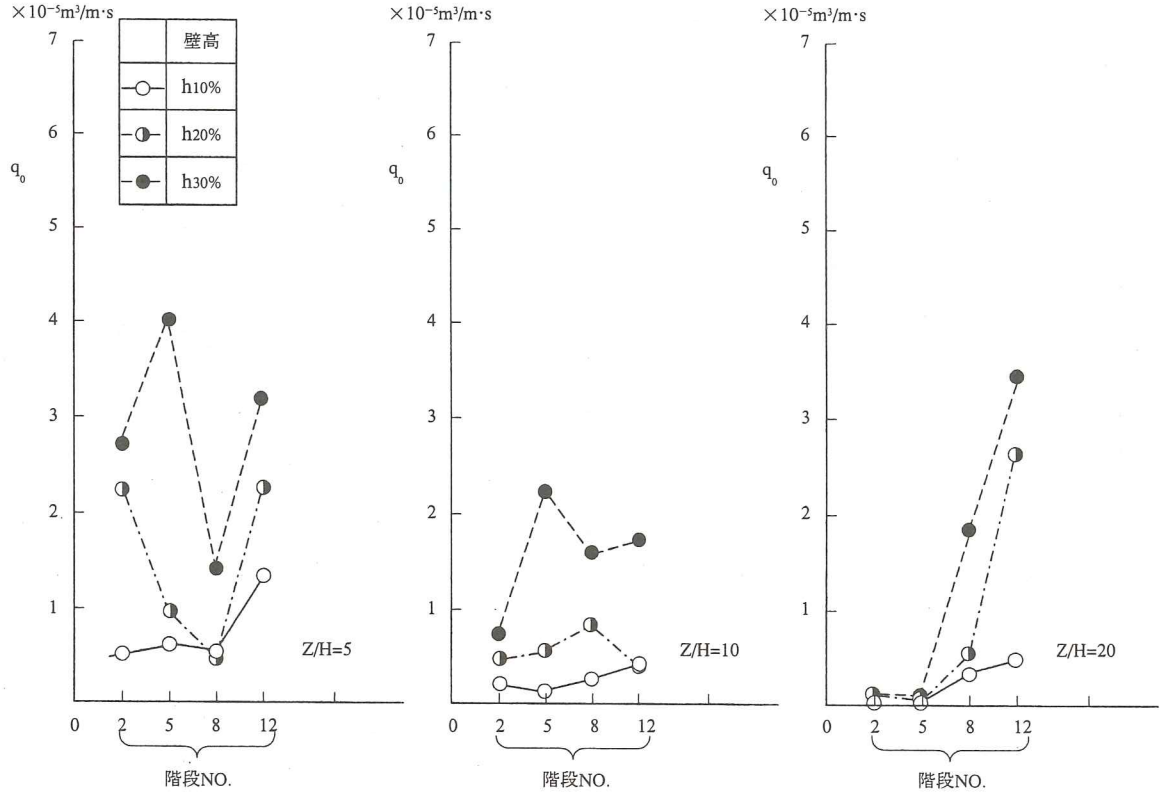
そこで，壁高を低減した場合の越水量について調査を行った。調査を行った壁高は，2．に述べたように $h_{10\%}$，$h_{20\%}$，$h_{30\%}$ の壁高であり，図－5から，これら $x\%$ における $\xi_{x\%}$ の平均値はそれぞれ 0.58，0.37，0.22 である。したがって，これら $x\%$ への導流壁高の低減が可能であるとすると，壁高は最高水位－平均水位，つまり水面変動の4割～8割の低減が可能なことになる。

図－6に $H = 0.1$ m での越水量を示す。越水量は単位幅当たり流量 q_0 で示してある。ここに幅はダム軸方向の長さで定義した。図より，当然のことながら，導流壁高が小さくなるほど越水量が大きくなることが確認される。また，場所的なばらつきが比較的大きいが，全体としては，Z/H が大きいほど同じ $h_{x\%}$ の壁高での越水量が小さくなる傾向がみられている。場所的な変化は，壁高，Z/H により異なっておりその傾向は必ずしも明確ではない。この理由は明らかではないが，導流壁沿い水脈の流向や流速が複雑に変化していることが考えられる。

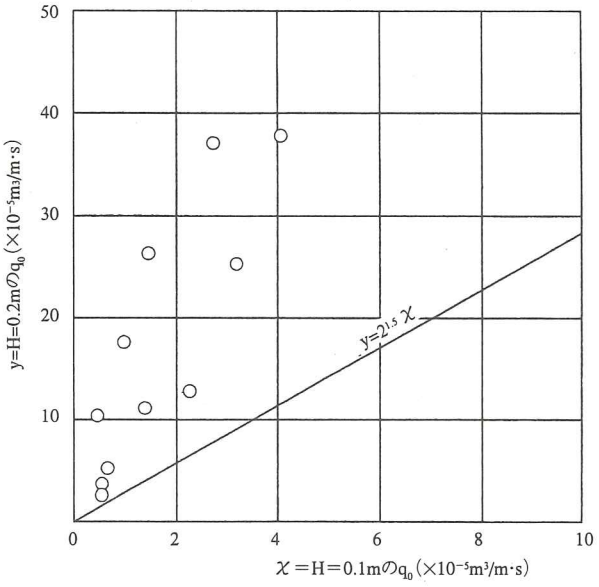
越水量の評価は難しい問題であるが，ここでは図の縦軸の目盛である 1×10^{-5} m³/(m・s) に対して考えてみる。堤趾導流式が採用されるようなダムの越流水深は1～4 m 程度であり，$H = 0.1$ m では 1/10 ～ 1 /40 程度の模型縮尺が考えられる。したがって，フルード則が成立するものとすると，単位幅当たり流量の原型での倍率は 32 ～ 250 となり，模型での 1×10^{-5} m³/(m・s) は原型の 0.3 ～ 2.5 ℓ/(m・s) に相当することになる。これは，かなり小さい値であり仮に越流幅が 100 m あったとしても 30 ～ 250 ℓ 程度の越水量にしかならないことになる。導流壁外側で排水対応が可能な流量はダム毎に異なるが，図－6程度の水量であれば，かなりの程度対応が可能であろう。したがって，図－6に示した結果のみからは，壁高をかなり小さくすることも可能と考えられるが，相似則の問題がある。

図－7に $H = 0.1$ m と $H = 0.2$ m の越水量の関係を示す。図中の直線は，フルード則が成立している場合の両者の関係を表わしているが，図から分かるようにプロット点は，直線よりかなり上方にあり，フルード則で得られる値の2～5倍の越水量となっている。

ところで，越水量調査は，堤趾導流式と並行して側水路式のものも実施しており，側水路式では，ばらつきは大きいものの直線付近若しくは下方に分布する結果が得られている。ここで，両者の水面付近の流れを比較すると，側水路式では水面付近の乱れが余り大きくなく，空気混入による白濁もほとんどみられないのに対し，堤趾導流式では乱れが大きく，空気混入が顕著である。従って，堤趾導流式で $H = 0.2$ m の越水量がフルード則から大きく外れる原因として，フルード則に従わない空気混入の影響が大きかったことが考えられる。すなわち，空気混入の影響により，$h_{x\%}$ が同じでも，模型規模により流れの状態がかなり異なっていることが推察される。



図－6　単位幅当たり越水量 q_0 と計測位置，Z/H の関係（H ＝ 0.1 m）



図－7　H ＝ 0.1 m と 0.2 m の q_0 の比較

以上より，水面変動の範囲で壁高を低くしていった場合の越水量はかなり小さいことが期待できるものの，模型で得られる越水量の評価は，使用した模型規模を念頭の上，十分な安全性をもって行なう必要があるものと考えられる。

なお，図－7のデータのばらつきが大きいが，導流壁高はそれぞれの模型での $h_{x\%}$ に対し設定しており，導流壁線形が相似にはなっていないこと，計測している流量は非常に小さいものであり，比較的長時間に亘り貯水した水量を計測したが，貯水時間が十分でなかったことなどが原因として考えられる。

4. おわりに

水理模型実験の水面形計測値に基づく堤趾導流壁高の設定方法について，検討を行った。主な結果は以下の通りである。

1) 水面計測値については，目視による計測値のばらつき及びフルード相似則の適用性に対する補正が必要であり，それぞれ式(2)及び図－4から求めることができる。
2) 導流壁高は $h_{2\%}$ を対象に設定すれば，越水に対し安全である。
3) 導流壁高を $h_{30\%}$ 程度まで低減させていっても，越水量は比較的小さいことが予想される。ただし，原型の越水量は，フルード則よりかなり大きな比率で大きい可能性があり，低減させる場合には十分な検討が必要である。

1）について，目視計測を実施した場合には，式(2)で補正して求められる $h_{x\%}$ に対し図－4を用いて原型での $h_{x\%}$ を求める作業が必要になる。当然のことながら，波面計を用いた場合には，図－4による引き延ばしのみを実施すればよい。こうした補正により得られた原型での水面は，データのばらつきを考慮したものであり，水理設計において必要な余裕を含むものである。

3）については，壁高低減の可能性を示すことができたが，設計に反映させるための十分な資料を得ることができなかった。今後の検討課題としたい。

ところで，水没により甚大な被害を受ける重要構造物が周辺にない場合，減勢池導流壁高は，ダム設計洪水流量流下時の平均水位を基準に，これをカバーできるよう設定される場合が多い。これはダム設計洪水流量での越水を許容していることになる。

堤趾導流壁高の検討もダム設計洪水流量が対象になるが，先に示した $h_{2\%}$ を設定することは基本的に越水を許容しないことになる。

両者の考え方の違いは，堤趾導流部がダムの比較的高い位置に設置され，越水後の流水が加速し，予測できない被害を与える可能性があるのに対し，河道標高付近に設置される減勢池では，越流水の加速による影響を余り考慮する必要がないことによる。従って，仮に堤趾導流部において越水を許容する場合には，越流水の流水処理に対する十分な配慮が必要になる。また，以上の考えに基づけば，例えば減勢池との接合部といった低位部については，平均水位（又は $h_{50\%}$）を基準に壁高を設定して問題ないものと考える。

参考文献

1) 柏井条介，中西　徹：ダム堤趾導流部の壁高低減策―デフレクタによる場合―土木技術資料，No. 30，Vol. 8，pp. 36～43，1988
2) 野口澄彦，中西　徹：ダム堤趾導流部の流れと導流壁高の設計法，土木技術資料，Vol. 32，No. 3，pp. 45～51，1990
3) 中西　徹，柏井条介：シュートブロックによるダム堤趾導流壁高の低減，土木学会第43回年次学術講演会後援概要集，1988
4) 柏井条介，大黒真希：堤趾導流部水理模型実験における水面計測値の特性，ダム工学，Vol. 14-2，pp. 82～100，2004

（Ⅱ－3）　越流と管路（ゲート半開）流の遷移領域における放流量変化

独立行政法人 土木研究所　○ 正会員　井上 清敬
国土交通省 東北地方整備局 岩手工事事務所　岡田 智幸
独立行政法人 土木研究所　正会員　柏井 条介
独立行政法人 土木研究所　正会員　塚原 千明

1. はじめに

ダム洪水吐き等の越流ー管路（ゲート半開）流間の水位と流量の関係は、定常実験により求めるのが一般的である。この場合、越流と管路流の遷移域で、定常実験では水位と流量の関係を把握できない領域が、遷移領域と呼ばれる。

遷移領域での流量変化については、越流・管路流それぞれの水位～流量の関係曲線上を移行し、越流から管路流、または管路流から越流への遷移開始点で流量が不連続に変化することが推察されているが、実際の変化については、確認されていないのが現状である。

そこで本研究は、2 種類の放流設備の模型 A(1/20), B(1/50)（図-1a, b）を用いて、遷移領域での水位と流量の変化を、非定常実験により明らかにすることを目的に実施した。

2. 実験方法・結果

模型 A については、ゲート開度 G(=G_a/D; G_a:ゲート開き(m), D:吐口断面高(m))を 3 ケースに変化させた。模型 B は G_a=10m で固定した。実験ケースを表-1 に示す。各ケースについて、水位上昇過程と低下過程の定常と非定常の実験を行なった。

非定常実験の水位は、ゲートから L(m)（表-1）離して設置した容量式波高計で 0.2 秒毎に計測し、流量は次式に従って流出量を算出して適用した。

$$Q_{out} = Q_{in} + (dh/dt) \times A$$

ここで、Q_{out}: 流出量(m^3/s), Q_{in}: 流入量(m^3/s), dh: t 秒間の水位変化(m), dt: 時間(sec), A: 貯水槽の面積(m^2)とする。流入量は、模型値で 0.5l/min で変化させて、既設の流量計から 1 秒毎にデータを取った。この算出方法において、流入量・水位の時刻歴は比較的安定して推移したが、Q_{out}については、水位変動(dh/dt)に貯水槽面積 A をかけるため、水位のわずかな変動により大きく変化した。そこで、水位の時刻歴について Hanning Window を用いた平滑化を Case-A は 2000 回、Case-B は 500 回行い、平滑化された水位を用いて流出量を算出した。平滑化の回数は、時刻歴の傾向を損なわず、かつ流出量の変動が抑えられ、水位～

表-1 実験ケース

Case Name	G_a(m)	D(m)	G	B(m)	L(m)
A-1	1.5	2.9	0.5172	5.4	22.0
A-2	2.0		0.6897		
A-3	2.5		0.8621		
B	10.0	10.0	1.0000	15.0	58.0

B は水路幅，L は吐口から水位計測位置までの距離

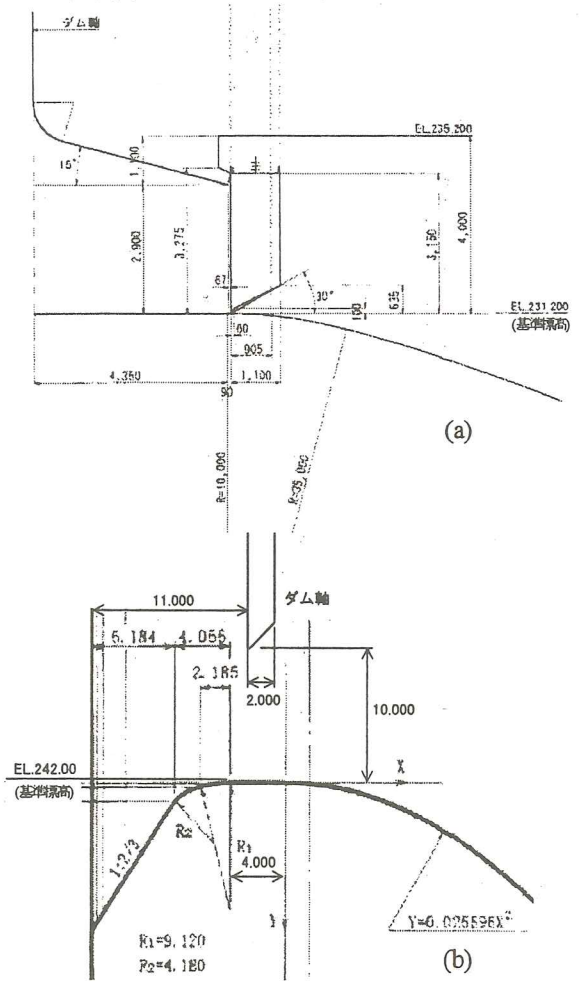


図-1　ゲート部 縦断図 (a)模型 A, (b)模型 B

キーワード：放流設備，管路流，開水路流，遷移領域，非定常流れ
連絡先：茨城県つくば市南原 1-6　独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム

流量の関係曲線全体の傾向をつかめる程度で決定した。こうして求まった平滑流出量(Q_{out})と、平滑水位(H)を吐口断面高(D)で無次元化したH/Dの関係を図-2(a)～(h)に示す。同図には、定常実験で得られた、越流・管路流が示す曲線と、越流から管路流、管路流から越流への定常実験の遷移開始点を示す。

これらの図より、遷移開始前については、いずれの実験ケースも、定常曲線と非定常曲線がほぼ一致している。遷移開始点もおおむね一致している。

定常実験で知ることのできない、管路流と越流の境界の遷移領域に注目すると、水位上昇過程では、越流から管路流への遷移点で流量が急変している。

一方、水位低下過程では、水位上昇過程と比べて、流量は比較的滑らかに変化して、越流に移っている。

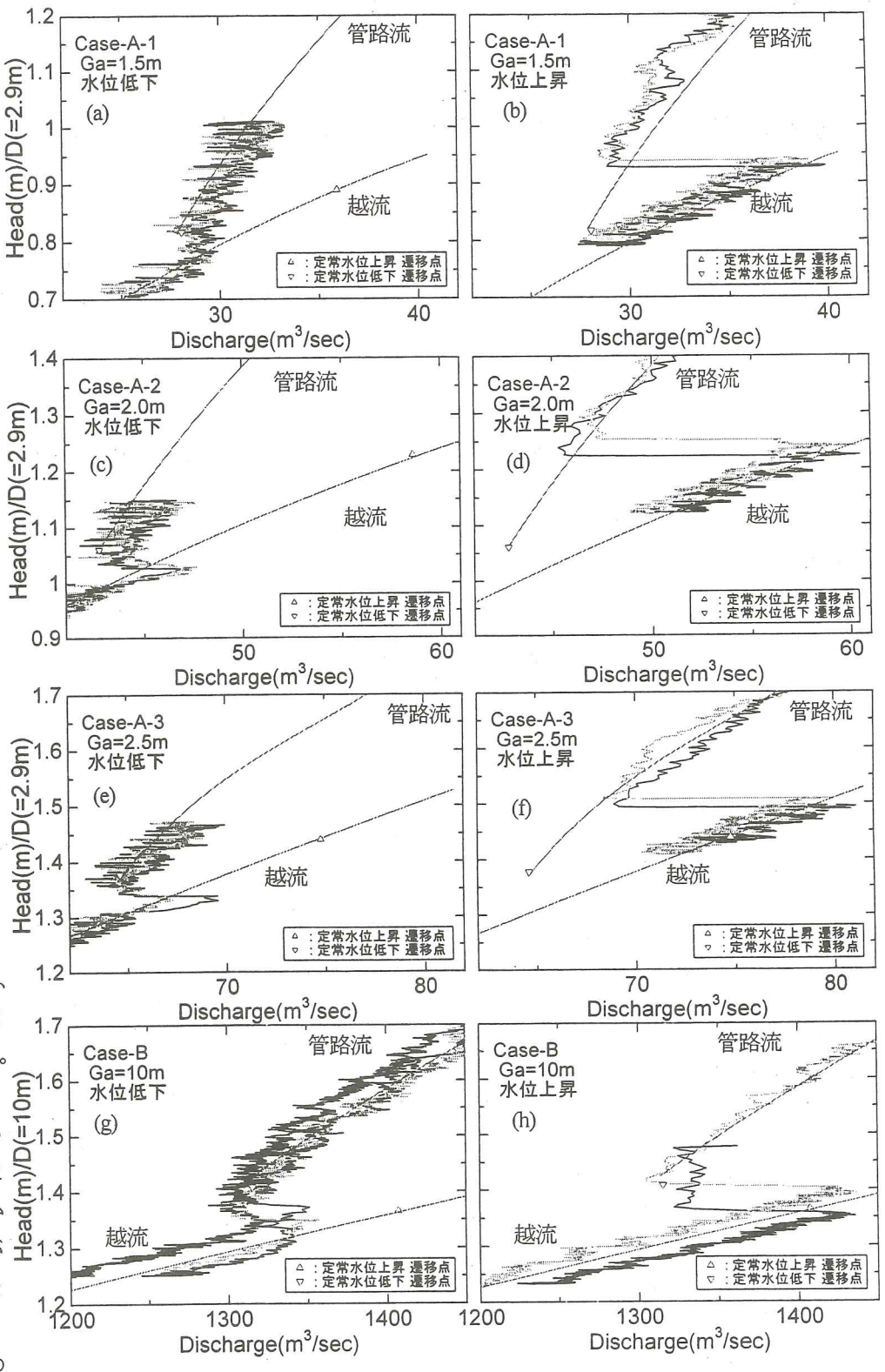


図-2　正規化水位(H/D)と流量(Q_{out})の関係

3. 考察・まとめ

水位上昇過程の流量の急変から、水面が上昇中にゲート下端に触れ、越流から管路流に流れの形態が一気に変化していることが伺える。

一方、水位低下過程の流量は、水位上昇過程と比べ、滑らかに推移した。このことから、ゲート付近の水面が、水位上昇過程と異なる特性を持ち、複雑な挙動を示していると考えられる。

流量について、今回は水位を平滑化して算出する方法によりその変動を抑えたが、より正確に非定常状態の水位～流量の関係曲線を描くためには、時間遅れが生じず、且つ流量変動を最小限に抑えられる方法での実験・計測が必要と考えられる。

【技術研究】

既設重力式コンクリートダム堤体に設置する増設放流管の水理設計

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏　井　条　介*

キーワード　放流管・壁面作用圧力・エビ継ぎ管・キャビテーション

1. はじめに

大規模ダムの主たる建設は，第二次世界大戦後に行われてきた。戦後60年弱の年月を経て，完成後40年以上を経過したダム，人にたとえれば壮年期に達する年齢のダムも徐々にその数を増加してきている。

経験年数の蓄積により，既設ダムに新たに放流設備を増設するダムも徐々に見られるようになっている。その理由は，河川整備の計画変更により放流能力の増強が必要になったもの，既設ゲートの操作性に不便があり操作性の向上を図ったものなどいくつかあるが，ダムが社会とともに存する以上，放流設備の増設例は，今後増加していくものと思われる。

設備の増設方法であるが，重力式コンクリートダムでは，既設洪水吐きの横に堤体を貫通する孔を掘孔し，その中に放流管を埋設するのが一般に経済的である。鎧畑ダムの事例を嚆矢[1)]として，最近では，かなり大きな放流能力をもった施設の増設も行われるようになっている。たとえば，東北地方整備局の田瀬ダムでは130 m³/sの放流管が増設され，関東地方整備局の五十里ダムでは250 m³/sの放流管を2条，合わせて500 m³/sの放流管が増設されている。

本報告は，洪水処理を行う比較的大容量の増設放流管を対象に，その水理設計方法を整理したものである。報告では，まず，増設放流管の特徴および水理的課題を整理する。次に，水理特性を整理しつつ，これに基づく水理設計手法を提示する。最後に，水理設計検討を行うための資料として，いくつかの水理諸量の関係を示す。

本報告で用いる増設放流管に対する知見は，主として既往事例での検討や土木研究所での研究により得られたものである。

2. 増設放流管の特徴

2.1 放流管の形式

2.1.1 管　　長

重力式コンクリートダムに設置される洪水処理用放流管は，堤体内にゲートを有し，堤体内で管路から開水路流に移行する部分管路型放流管と，堤体内を管路で通過させ，堤体出口付近にゲートを設置する全管路型放流管に大別される。増設放流管では，堤体内に大規模空間となるゲートハウスを新設することは得策でない，あるいは構造上避けるべき場合がほとんどと考えることができ，堤体を管路で通過する全管路型が一般的な形式となる。

2.1.2 放流管軸の線形

放流管を常時満水位や制限水位での放流に用いるものとすると，放流管入口はこれら水位より下方に設置する必要がある。このことは，放流管施工時には，止水のための仮締め切りを設置するか，貯水位を低下させるか，あるいはその両者を組み合わせるかのいずれかの方策が必要になることを意味している。したがって，施工性・経済性の観点からは，放流管入口はできるだけ上方にあるのが望ましく，低位標高での入口の設置は，大規模な仮締め切りや一時的な貯水池の利用放棄を要求することになる。また，堤体の掘孔や放流管周りのコンクリート打設の観点からは，堤体内通過部は水平に近いのが望ましい。

以上より，増設放流管の堤体通過部の標高は，後に示す水理的な条件を満足する範囲で，高位に設置するのが有利になると考えられる。一方，放流管やゲート断面を小さくするには，ゲート位置を低位とするのが有利である。また，放流水脈の落下位置を制御し，適当な減勢処理を行う上でもゲート位置は低位であるのが望ましい。したがって，比較的高位に設置された堤体通過部の放流管は，堤体下流面沿い，あるいは地山沿いに設置される

* 上席研究員

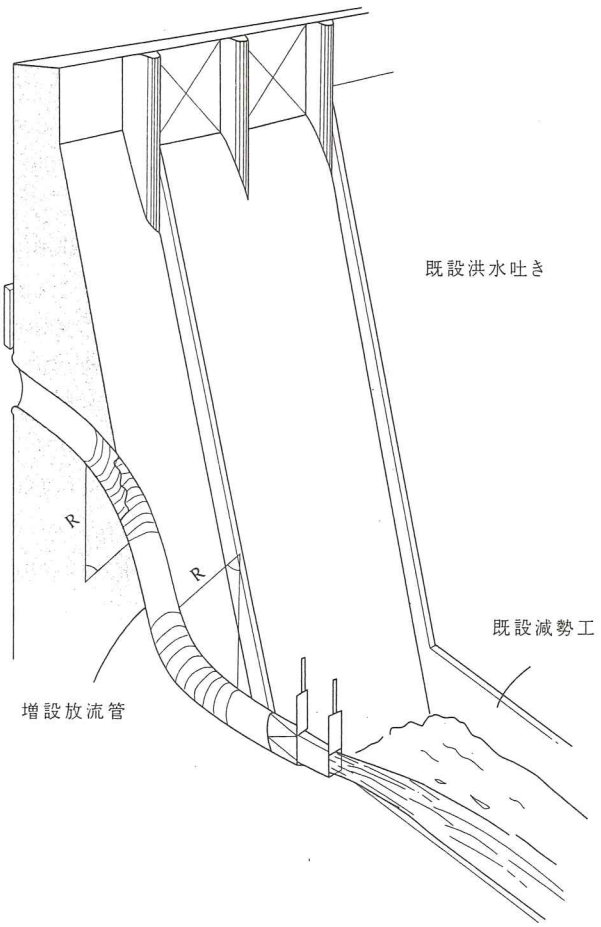
放流管を通じて低位標高へと導かれ，両者の放流管は曲管にて接続される。また，低位標高に導かれた放流管は，ゲート設置のために，水平方向に流向を変えるのが望ましく，この流向変向部にも曲管が用いられることになる。

減勢処理は，可能であれば，既設洪水吐き減勢池を利用するのが経済的である。この場合には，曲管は，鉛直面上とともに水平面上の曲がりも有することになる。

2.1.3　一般的な形式

以上の考察より得られる増設放流管の一般的な姿を図－1に示す。放流管は，上流側から，ほぼ水平に設置された堤体内通過部，堤体上または地山上を下方に導流する導流部および鉛直方向に設置されたゲート部に導流する水平部の直管により構成され，それぞれの部分は曲管にて接続される。既設洪水吐き減勢池を利用する場合には，曲管部に水平面上の曲がりが加えられる。

図－1は，あくまで一般的な姿をスケッチしたもので，実際の施設は，当該ダムの特徴を踏まえて検討されることになる。ちなみに前述の五十里ダム増設放流管は，この一般的な姿に一致するものである。一方，田瀬ダム放流管では，堤体通過部標高と既設水叩き導流壁天端標高との差がそれほど大きくないことから，堤体内を通過した放流管は，水平曲がりによりそのまま既設水叩き方向に流向変向している（つまり，図－1の堤体通過部と水平部が水平面上のみに曲率をもつ曲管により接続されている）。また，鎧畑ダム放流管では，既設減勢池横に専用の減勢池を新たに設置しているが，上下流方向の放流管軸と減勢池位置がずれており，図－1の一般形式にさらに1箇所の水平面上の曲がりが設けられている。



図－1　増設放流管の概要

2.1.4　ゲートレスダムでの留意点

図－1のイメージは，非常用洪水吐きにゲートが設けられ，放流幅が現況の河川幅程度に抑えられている場合のものである。例示した五十里ダム等のダムは昭和30年前後に完成したものであり，当時は大規模ダムのほとんどがゲート付きであったといってよい。その後，流域面積の比較的小さいダムの増加や管理の簡素化・確実化の観点からゲートレスダムが建設されるようになっており，昭和50年代後半からは，堤頂の大部分から越流する形式の洪水吐きが多く建設されるようになった。こうしたダムでは，堤趾部が越流水脈導流部として用いられており，放流管を増設する場合には，導流部との取り合いを検討する必要が生じる。壁高を一部高くして導流水路内に埋設するなどの措置が必要になるものと思われる。

なお，以降で用いる記号の一覧を表－1に示すのでそのつど参照されたい。

表－1　記号説明図

A	管断面積
A_0	管出口断面積
a	管出口断面積と管断面積の比＝A_0/A
C_0	ゲートの流量係数
D	放流管径
g	重力加速度
H	曲管直上流での全水頭
H_0	貯水位と放流管出口中心標高の標高差
l	曲管上流端から検査対象位置までの管長
l_1	放流管入り口から曲管検査対象位置までの管長
l_2	曲管検査対象位置から放流管出口までの管長
p/γ	検査位置の圧力水頭
Q	放流管1条あたり放流量（ゲート全開）
R	曲管の曲率半径
v_m	管内平均流速
v_0	管出口の平均流速
z	検査位置と放流管出口中心標高の標高差
α	エビ継ぎ管の振り角
θ	曲管の曲がりの中心角

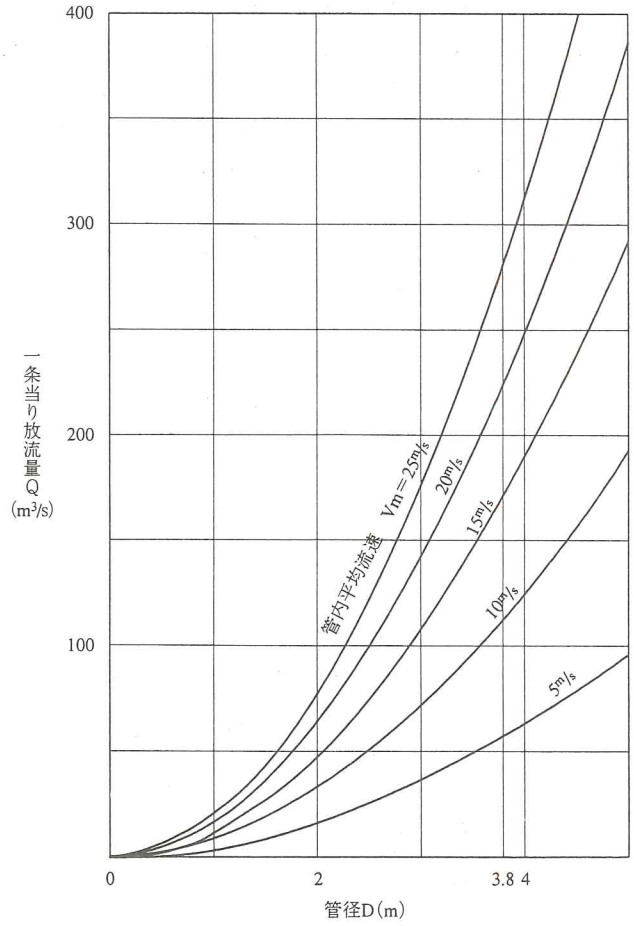
2.2 水理的な課題と対応

2.2.1 小容量放流管の設計方法を適用する場合の問題

2.1 に示した増設放流管の形式は，利水・低水放流管等の小容量放流管の形式と同様のものである。その意味では，小容量放流管の設計方法を踏襲すればよいともいえ，実際，鎧畑ダムでは小容量放流管の設計方法を踏襲した設計がなされている。具体的には，管内流速を 10 m/s 以下に抑えた設計がなされている。こうした管内流速の抑制は，水理上は安定した静穏な流況を約束し好ましいものであるが，対象流量が大きくなると経済的問題を大きくする。

図－2 は，管径・管内流速と流量の関係を示したものである。図より，流速 10 m/s 以下の場合，100 m³/s，150 m³/s，200 m³/s，250 m³/s を放流するための必要管径は，それぞれ 3.6，4.4，5.0，5.6 m 以上となり，100 m³/s 以上の放流を行うためにはかなり大きな管径が必要になることが分かる。

一方，増設放流管径は，既設堤体応力に悪影響をおよぼさないよう設定する必要があり，堤体構造の観点から管径が制約を受けることになる。通常の大容量放流管の場合，放流管幅すなわち空洞幅をブロック幅の 1/3 以下とするのが一般的である[2)]。このことを考慮すると，増設放流管では，堤体内の貫通孔幅をブロック幅の 1/3 以下とする必要がある。放流管幅は，貫通孔幅に対し，管の補強材料の設置スペース，施工スペースを確保して設定されるため，結果的にブロック幅の 1/3 未満となる。15 m のブロック幅に対し，田瀬ダムでは 3.6 m，五十里ダムでは 3.8 m の管径が用いられているが，この程度の管径が 1 ブロックに設置可能な最大管径ということができよう。



図－2 Q と D，v_m の関係

今，1 ブロック当たりに設置可能な管径を 3.8 m とすると，管内流速を 10 m/s 以下に抑えた場合の 1 条当たり最大放流量は 113 m³/s となり，これを越える放流量が必要な場合には，放流管条数を増やす必要がある。田瀬ダムでは 2 条の，五十里ダムでは 5 条の増設放流管が必要になるわけであり，管内流速を大きく設定できれば，放流管条数を低減させ，大きな経済効果が得られることが分かる。ちなみに，最大管径を 3.8 m とした場合，管内流速を 15 m/s，20 m/s，25 m/s に増加させることできれば 1 条当たりそれぞれ 170 m³/s，226 m³/s，283 m³/s の放流が可能となる。

2.2.2 ダム・堰施設技術基準(案)マニュアル編解説の管内流速に関する記載と課題

1) ダム・堰施設技術基準(案)マニュアル編解説の記載

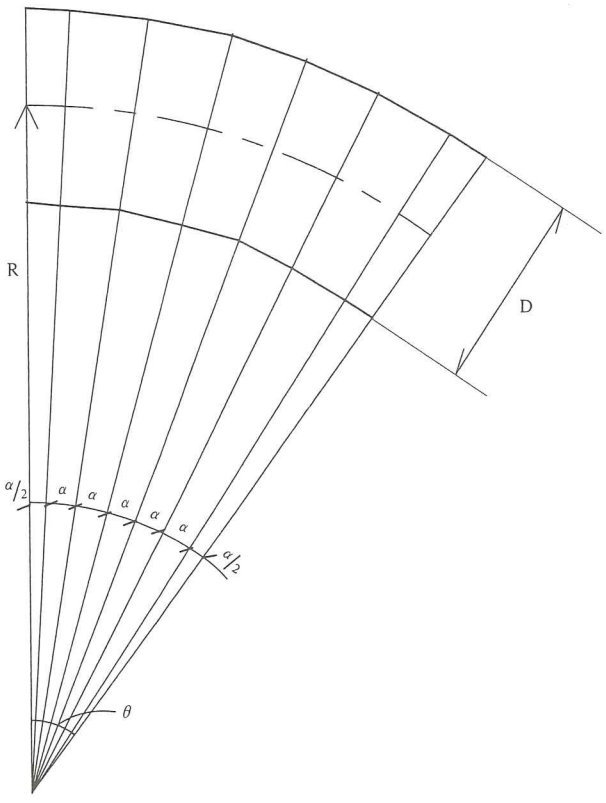
管内流速を大きくすることができれば放流管条数や規模を小さくして，経済的な増設放流管を得ることができる。とはいえ，管内流速を 10 m/s 以下とする設定は，小容量放流管の水理設計で従来から用いられてきた設定である。ここでは，以降の議論に先立ち，小容量放流管の設計のもととなっているダム・堰施設技術基準(案)設備計画マニュアルの解説の記述内容を確認し，10 m/s 以上の流速の適用の可能性と適用のための対応方法を検討する（田瀬ダムや五十里ダムでは，実際に 10 m/s 以上の流速下での設計が行われているわけであるが，こうした実績は，ここではとりあえず置いておくこととする)。

ダム・堰施設技術基準(案)設備計画マニュアルでは，3－2－3 項に小容量放流管の水理に関する規定があり，その解説（以下，マニュアル解説と称する）において入口ベルマウス形状や曲管，分岐管等に関する記述がなされている。ここで，管内流速に関連する事項について引用すると以下の通りである（「　」部が引用部分)。

① 「曲管部はあまり急激に曲げると，損失水頭が大きくなり，内側に遠心力が生じる。したがって，大きな曲率半径とすることが望ましいが，施工性を考慮して曲率半径を管内径の3倍以上とする。なお，直角屈曲管，分岐管その他やむを得ない場合は2倍以上とし，各節ごとの角度の振りは7度以下とするのが目安である。ただし，管内流速が10 m/s を超える場合は，許容圧力を超える圧力降下発生の可能性があるので，水理実験等による検討が必要である。」

文中に「各節ごとの角度の振り」の表現があるが，これは，図－3に示すエビ継ぎ管の屈折角 α に相当するものである。ここに，エビ継ぎ管とは，斜めに切断した直管を連結させて曲管を近似したものをいい，高周波による曲げ加工が困難な，管径が1 m 程度以上の曲管は，一般にエビ継ぎ管にて製作される。また，「許容圧力」については，マニュアル案に具体的な記載はないが，キャビテーション損傷の原因になるような圧力と考えてよいであろう。

② 高圧スライドゲート等の矩形ゲートを用いる場合に設置されるトランジションの長さは，「背圧や変化角度等を考慮して管径の1.0～1.5倍程度とするのが一般的であるが，管内流速が10 m/s を超える場合には，トランジション終端部の壁面の折れ角は4度程度以内を目安にすることが望ましい。」



図－3　エビ継ぎ管説明図

③ 「分岐部の流速は本管で2～6 m/s，枝管で2～10 m/s の例が多い。同径対称分岐で片側通水時における流速が10 m/s を超えた設備で振動，異常音の発生した例が確認されているので，分岐部の流速は10 m/s 以下にすることが望ましい。」

2)　トランジション部の扱い

以上見られるように，マニュアル解説では，10 m/s 以上の流速の適用が否定されているわけではない。特に，トランジションについては，4度以下の屈折角の採用により対応が可とされている。その根拠は明らかではないが，高圧放流管の隅取り円弧解消時に用いられる外向きの屈折角と同程度の角度となっている[3)]。

3)　曲管部の記載と対応

曲管部については，水理実験による検討が必要であるとされている。逆からいうと，水理実験による確認ができれば10 m/s 以下の流速にこだわる必要はないと考えることができる。

ここで，曲管に係る形状パラメータは，管径 D，曲率半径 R，エビ継ぎ管の屈折角 α，曲管の曲がりの中心角 θ でありそれほど多くはない。したがって，系統的な実験により，これらパラメータと壁面作用圧力特性等の水理特性の関係を明らかにすることは可能である。曲管の形状パラメータと水理特性の関係が明らかになれば，これを用いて，問題となるような圧力降下を防止する，曲管部の合理的な水理設計方法を議論することが可能となろう。

土木研究所では，こうした考えのもと曲管部の系統的な基礎実験を行っており，その成果を3章で，実験成果や水理特性に関する既往知見を踏まえて検討した水理設計方法を4章でとりまとめる。また，マニュアル解説には，管内流速のほか，曲管部の曲率半径やエビ継ぎ管屈折角度の記述がなされているが，これらの根拠は，ほとんど明示されておらず，経験的な判断に基づく記述がなされているものと考えられる。これら記述の水理的な意味についても，基礎実験結果に基づく検討が可能であり，5章にて検討する。

4)　分岐部の記載と対応

分岐部については，実機で振動や異常音が生じたとされ，管内流速を10 m/s 以下とするのが望ましいと

されている。ここで，振動や異常音の生じた条件として，同径対称分岐の片側通水時の記載があるが，ある特別な条件下での発生ということができるようである。筆者は，こうしたある条件下の一事例をもって全体を述べるのは安全に過ぎる設定となっている可能性があると考える。また，振動・異常音発生の水理条件を流速のみに求めた理由も不明である。

したがって，筆者は，マニュアル解説の「10 m/s 以下とすることが望ましい」との記載に対し，曲管と同様に，「水理実験等により確認されれば，10 m/s 以上の流速を採用することも可能」と考えることとしたい（実際，田瀬ダムでは 10 m/s 以上での条件下にて分岐を行っているが，問題が生じているとは聞いていない）。

分岐部については，関連するパラメータが多く，分岐形状にはさまざまな工夫も可能である。したがって，曲管の場合のように，形状の全体を網羅するような水理実験により水理設計方法を議論するのは困難であるし，得策とは思えない。本報告では，分岐部については，個別実験で対応することを想定し，3 章以降では特に言及していない。

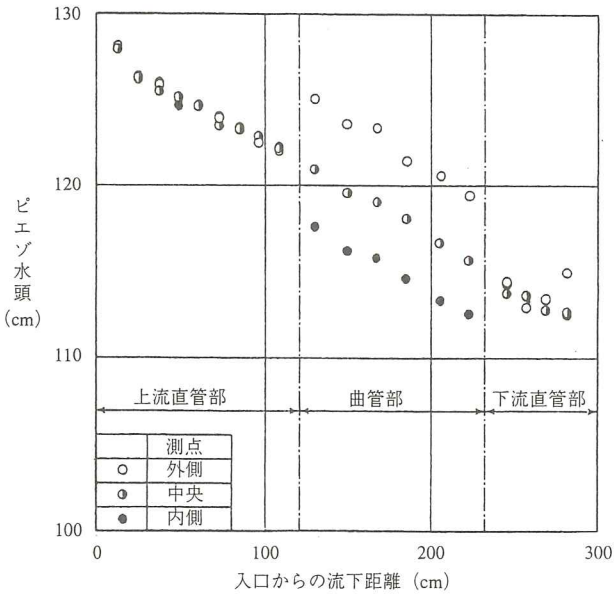
分岐部に関する研究は，あまり実施されてこなかった経緯があるが，まったく実施されていないわけではなく，最近でも，T 型分岐に関する実験的検討が実施され分岐部の流れと圧力分布の詳細な調査結果が報告されている[4]。形状パラメータが多いとはいえ，個別施設の形状を評価する上で，また，検討作業での労苦を軽減する上で，こうした研究成果の蓄積が有意義なことはいうまでもなく，さらなる進展に期待したい。

3. 曲管部の水理特性

3.1 圧力分布の特徴

曲管部の水理特性，特に圧力特性を把握するため，エビ継ぎ曲管を用いて水理実験[5]および標準型 k－ε 乱流モデルを用いた数値シミュレーション[6]を実施しており，ここでは，以下の検討に先立ち，これら調査結果を整理しておく。実験では，中心角 $\theta = 60$ 度の鉛直曲がり管を対象に，$\alpha = 0$ 度で曲管の曲率半径 R/ 管径 $D = 4 \sim 11.5$ として変化させ，R/D と曲管部圧力分布の関係を把握している。その上で，$R/D = 4$ および 9 について，$\alpha = 4 \sim 15$ 度と変化させ，エビ継ぎ管における圧力特性調査を実施している。実験での管径は，251 mm である。

図－4 は，$\alpha = 0$ 度，すなわちエビ継ぎ管ではないスムーズな曲管でのピエゾ水頭分布を示したものである。



図－4　$\alpha = 0$ 度のピエゾ水頭分布例[5]

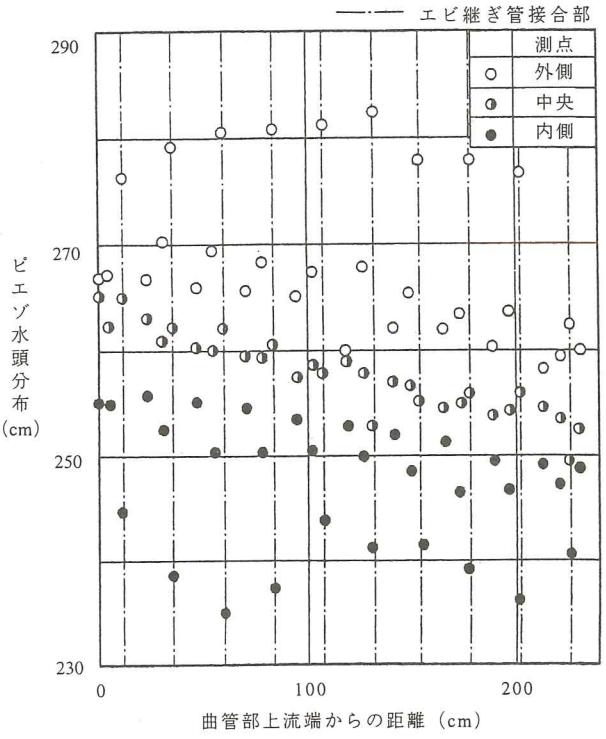
凡例のうち，上面，側面，下面がそれぞれ曲がり外側，中央，内側の側線に対応しており，曲管部の圧力は遠心力の影響により，曲がり外側で大きく，内側で小さくなることが示されている。この曲がりによる曲管内外の圧力分布は，同心円上を回転運動する 2 次元ポテンシャル流れ（自由渦流れ）として比較的容易に計算することができ，実験値との比較的よい一致を見ている。ただし，R/D が小さくなるに従って，曲管下流側での内側の圧力が大きくなる傾向があり，数値シミュレーションでも同様の傾向が確認されている。こうした傾向は，$R/D = 6.5$ 以下で明確になっており，曲がりに伴う 2 次流の影響によるものと思われる。

先に見たように，圧力として問題となるのは，キャビテーション損傷の原因となるような圧力降下である。したがって，R/D が小さい場合の上記傾向は，問題となるものではなく，自由渦流れとして計算される内側圧力を用いれば，安全側の設計を行うことができる。

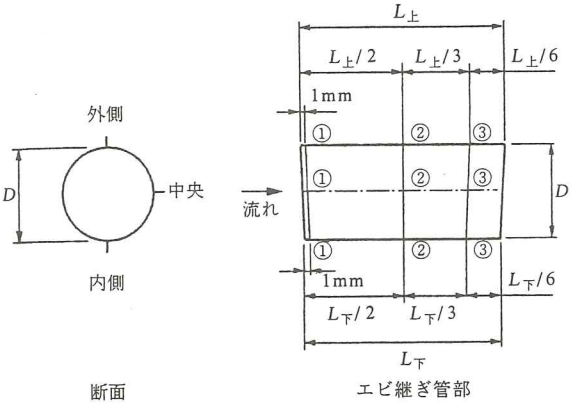
図－5 に，曲管エビ継ぎ部のピエゾ水頭分布例を示す。圧力測定は，エビ継ぎ部ごとに図－6 に示す位置にて実施しており，エビ継ぎ接続部の直下流において，曲管外側では局所的な圧力上昇が，内側では圧力降下が生じていることが分かる。エビ継ぎ管の設計では，この接続部直下流での局所的な圧力変化の評価，特に，内側での圧力降下の評価が問題となる。

3.2 圧力分布の無次元表示

放流管の圧力特性は，一般に，基準断面での全水頭からの水頭降下分を，代表断面の速度水頭で除した圧力降



図－5　α＝6度の曲管部ピエゾ水頭分布例[5)]



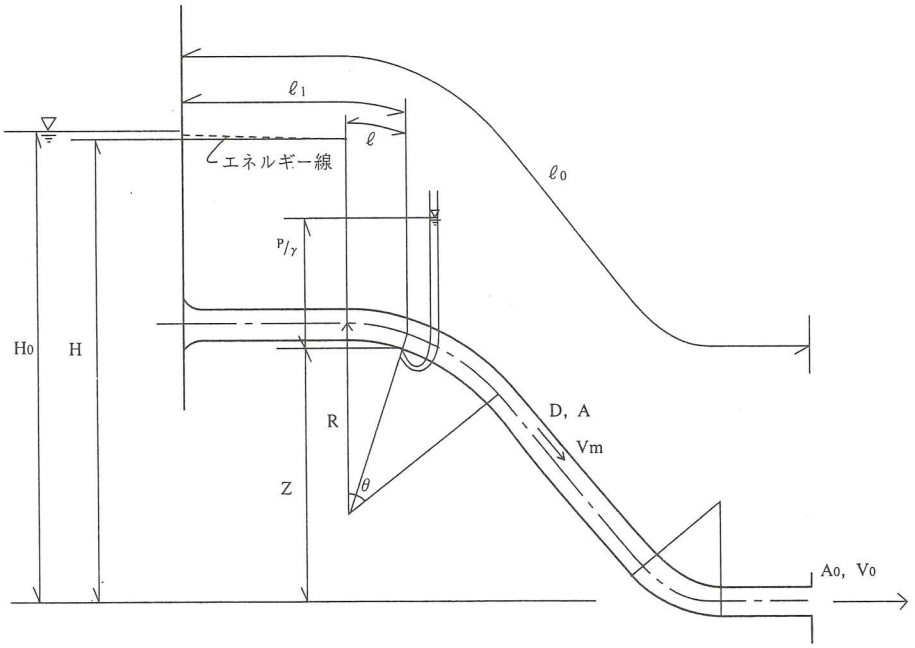
図－6　エビ継ぎ管圧力測定位置

下係数 C_d にて表されている。今，基準断面を曲管直上流にとり，その位置での放流管出口中央を基準とする全水頭を H，代表断面の流速を曲管部の平均流速 v_m とすると，C_d は次式で表される（図－7参照）。

$$C_d = \frac{H-(p/\gamma + z)}{v^2{}_m / 2g} \qquad (1)$$

ここに，p/γ：検査位置の圧力水頭，z：検査位置と放流管出口標高の標高差，g：重力加速度である。

圧力水頭の降下量は，基準断面と検査位置までの損失水頭と速度水頭で表すことができる。ここで，速度水頭を，断面平均流速から得られる速度水頭を基準に考えるものとし，断面平均流速から得られる速度水頭との差を，管の曲がりにより生じる遠心力によるものとエビ継ぎ管による局所的な影響によるものの和で与えられるものと考える。さらに，局所的な影響が断面平均流速から



図－7　増設放流管諸量説明図

得られる速度水頭に比例するものとし，C_d を次式にて表現する。

$$C_d = f\frac{l}{D} + h\,(R/D) + \varepsilon \qquad (2)$$

$$h\,(R/D) = \left\{ \frac{D}{8\,r\left(R/D - \sqrt{(R/D)^2 - 1/4}\right)} \right\}^2 \qquad (3)$$

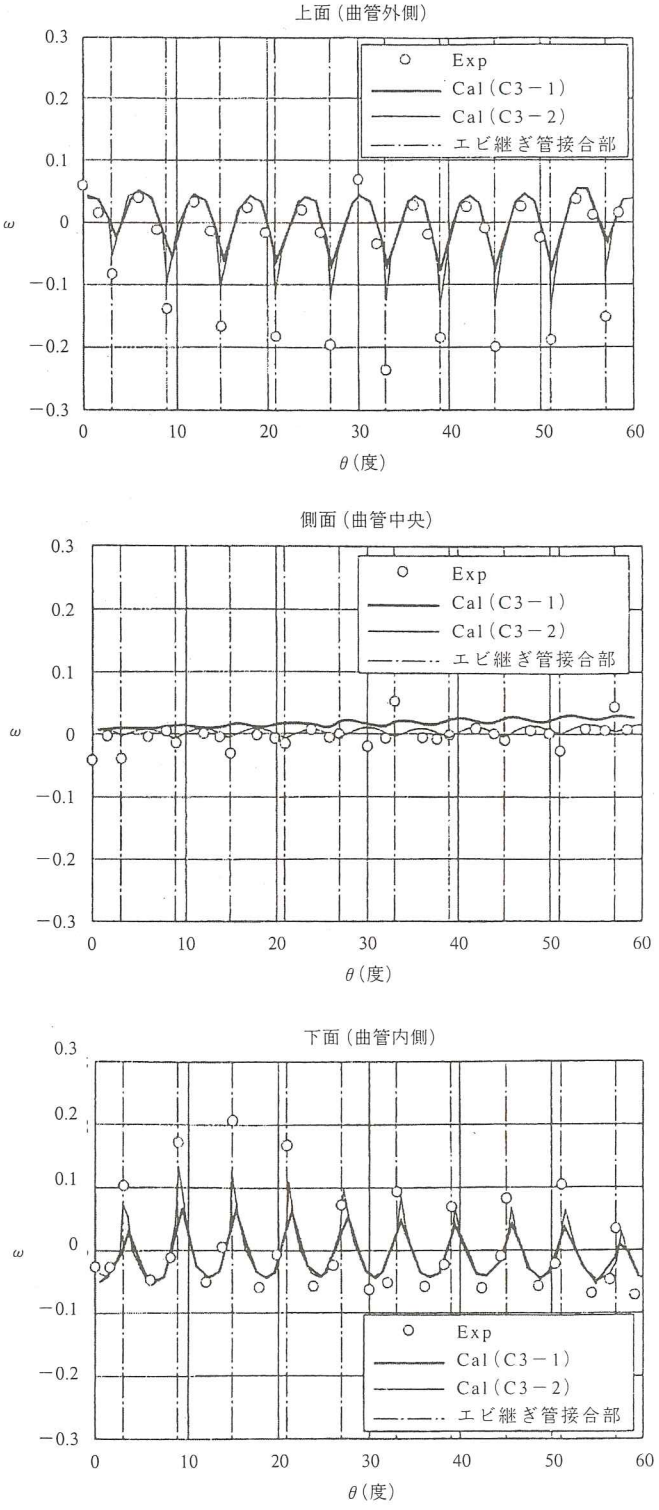
ここに，l：曲管入口から検査断面までの管長，r：検査位置の曲率半径（$= R + \xi$，ξ：曲率半径方向における，管軸と検査位置間の距離で，曲率半径方向を正とする。曲管外面で $D/2$，内側で $-D/2$ となる）である。式(2)の右辺第一項は，摩擦損失による圧力降下を，第2項は遠心力の影響を含んだ速度水頭による圧力降下を表している。また，第3項の ε は，エビ継ぎ管による局所的な影響を表す係数であり，ε が大きいほど，圧力値が低下することを表す。

式(2)では，損失として摩擦損失を取上げているが，実際には管の曲がりによる損失も生じる。また，先に述べたように R/D が小さければ，曲がりによる2次流の影響も生じるものと思われる。ε は，エビ継ぎ管による局所的な影響を表す係数としたが，厳密には，これらの影響も含むものであるので注意が必要である。ただし，曲がりによる損失等の影響はそれほど大きくなく，特に，圧力的に問題となるエビ継ぎ接続部等においては，局所的な流速分布の影響が，ε の支配的要因となっていると考えて差し支えない。

なお，若干のばらつきはあるものの，C_d は v_m によらずほぼ一定となっており，先に示した仮定，「ε が断面平均流速から得られる速度水頭に比例する」が成立することが確かめられている[5]。

3.3 ε の変化

図－8に，式(2)から逆算して求められる ε の曲管内での分布例を示す。図には，実験値(○)と数値シミュレーション結果の両者を示している。計算結果は，C3-1，C3-2 の2種類のものを示しているが，両者は，計算格子数が異なるものであり，C3-1 に対し，C3-2 の格子数を多く設定してある。計算結果は，エビ継ぎ管接続部近傍を除けばおおむね再現されており，測点数の少ない実験値を補完し，連続的な ε の分布を把握する一助とすることができる。エビ継ぎ管接続部近傍での値は，格子点数を多くすることにより実験値に近づくが，実験値での圧力変化はかなり大きい。C3-2 の格子数は，通常の科学計算機で計算できる常識的範囲の最大数に近いものであり，通常の科学計算機を用いての実験値の再現は，



図－8　エビ継ぎ部の ε の変化（$\alpha = 6$ 度，$R/D = 9$）[6]

それほど容易ではないようである。

いま，エビ継ぎ管ごとの ε の分布形状をみると，曲管外側ではエビ継ぎ管中央付近にピークをもつ上に凸な，内側では下に凸な形状となっている。また，側面での ε

はおおむね0の値を示しており，エビ継ぎ管の影響はあまり見られない。曲管内外でみられるピーク値は，エビ継ぎ管ごとにあまり変化はなく，外側では正の，内側では負の値をとる。これら符号は，自由渦で計算される圧力変化とは逆になっており，遠心力の影響を緩和する方向の影響となっている。

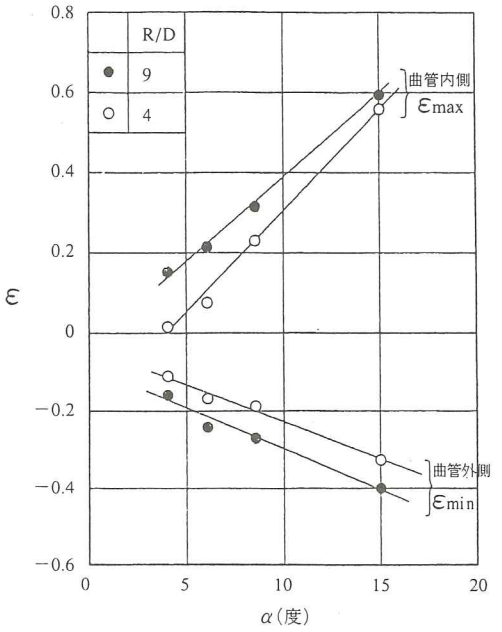
一方，曲管外側および内側のエビ継ぎ管接続部では尖鋭な分布形状を示しており，壁面の屈折による影響が顕著である。接続部のεは外側で負，内側で正であり，遠心力による外側の圧力上昇，内側の圧力降下を助長する。この接続部近傍のεの接続箇所ごとの変化は，外側と内側で異なり，外側では，曲管部上下流端付近を除き，一定値をとる傾向があるが，内側では，上流側の第2～4番目でのεが大きく，下流側では小さくなる傾向がある。この理由は明らかではないが，外側では流れは内側に屈折し，流れの剥離を伴わないのに対し，内側では流れの剥離を伴っており，流下に伴う乱れ成分の増加により，剥離流れによる圧力への影響が緩和されたことが考えられる。

図－8は，一例であるが，上述したεの分布性状はαやR/Dが変わっても同様であり，ここで，設計上重要になると思われる，曲管外側および内側でのεの絶対値の最大値とα，R/Dの関係を図－9に示す（文献5）の凡例ではR/Dの記号と数値の関係が逆になっているが，本報文で訂正する）。図よりεの絶対値は，αに対し直線的に変化している。$R/D=9$に対し，$R/D=4$での値が小さくなっているが，これは，$\alpha=0$度の場合に見られた曲がりに伴う2次流の影響等によるものと考えられる。$\alpha=0$度の場合，$R/D=9$での2次流の影響は小さいので，これ以上大きいR/Dでのεの変化は小さいものと考えられるが，今後確認が必要であろう。

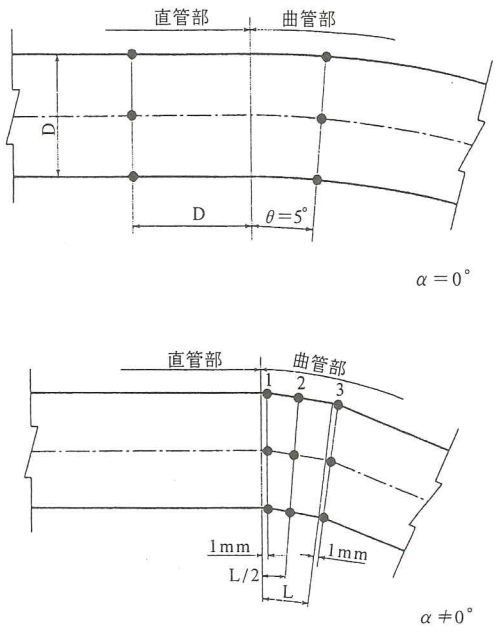
以上は，鉛直曲がりにおける実験結果であるが，水平曲がりでは内外のεとも若干大きくなる結果を得ている[7]。ナビエ・ストークスの運動方程式からは，重力の作用方向の違いによる管内運動への影響はないようであり，両者の差は，他の要因によるものと推察される。具体的には，鉛直管の実験と水平管の実験では，同じ流量時の放流管入口と水面までの距離が異なっており，吸い込み渦の状況が異なることが考えられる。鉛直曲がりでは，吸い込み渦の影響が出やすかったと推察され，特に圧力降下を示す曲管内側のεには若干の余裕を見ておく必要があるであろう。なお，鉛直管と水平管の最大εの差は，20%程度である。

3.4 圧力変動

3.3でまとめた圧力値は，マノメータを用いて得られた平均圧力である。キャビテーション等の議論をするためには圧力変動に関する情報も必要になる。特にエビ継ぎの存在による変動の増加が懸念され，変動圧力の調査を実施した。計測は，$\alpha=0$度のスムーズ管部およびエビ継ぎ管部について，図－10に示す上流側接続部付近の各測点において実施している。エビ継ぎ管計測位置は，3.3で示した最大圧力上昇・下降位置とは必ずし



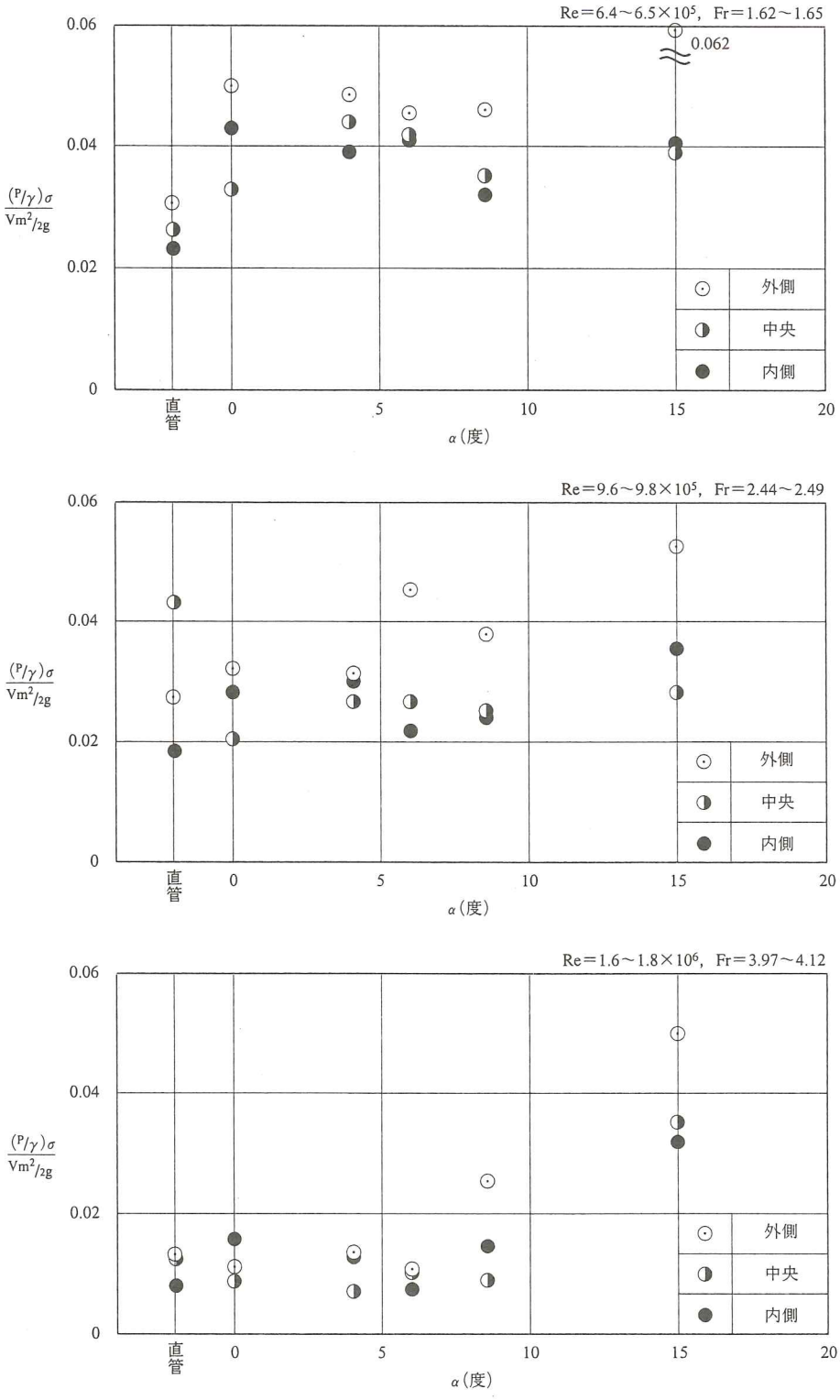
図－9　αとε_{max}，ε_{min}の関係（実験）[5]



図－10　圧力変動の測定位置

も一致していないが，第2エビ継ぎ管接続部で比較的大きなεを生じており，エビ継ぎの影響の把握という意味では問題ないものと考えている。

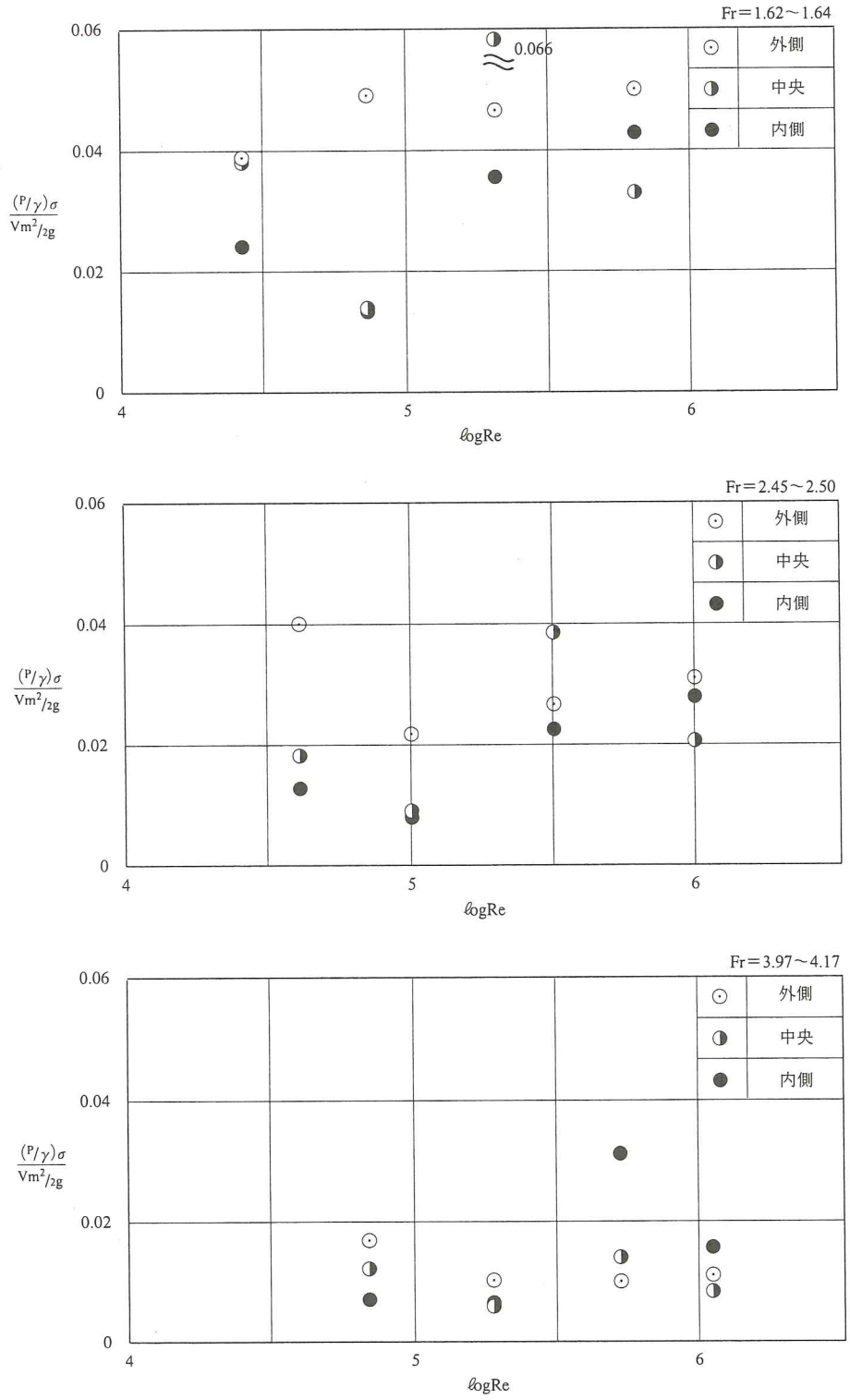
測定は，圧力変換器を用いて実施し，0.002秒間隔で5,000データをサンプリングし，変動量$\Delta p/\gamma$の標準偏差$(\Delta p/\gamma)_\sigma$を求めた。図－11に，例として$R/D=9$での$(\Delta p/\gamma)_\sigma$とαの関係を示す。ただし，エビ継ぎ管については，接続部の圧力変化の大きい図－10のNo.3



図－11　$(p/\gamma)_\sigma/(v^2{}_m/2g)$とαの関係（$R/D=9$）

断面の値を用いている。また，圧力変動値は，圧力降下係数と同様に，$v^2_m/2g$ にて無次元化してある。図より，$(\Delta p/\gamma)_\sigma/(v^2_m/2g)$ の α による変化は小さく，α の影響は明確でないことが分かる。図には，直管部の値も示してあるが，直管部と曲管部の差も明確ではなく，曲管部の変動の多くの部分は直管部においてすでに生じているようである。

$(\Delta p/\gamma)_\sigma/(v^2_m/2g)$ は，フルード数 $F_r(=v_m/\sqrt{gD})$



図－12　曲管部の $(p/\gamma)_\sigma/(v^2_m/2g)$ と R_e，F_r の関係（$R/D=9$，$\alpha=0$ 度）

およびレイノルズ数 R_e ($=v_m D/\nu$) が大きいほど小さくなる傾向を示しているが，ここで，例示したケースは，管径が一定であり，F_r と R_e が同時に変化している。両者の影響を明らかにするために，$R/D=9$，$\alpha=0$ 度の場合を対象に，管径を 30 ～ 251 mm と変化させて求めた $(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$ と R_e の関係を，F_r をパラメータにして図－12 に示す。図より，R_e の影響は必ずしも明確でなく，F_r が大きくなるに従って，$(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$ が小さくなる傾向がみられている。データのばらつきはやや大きく，これら結果から厳密な設定を行うのは難しいが，図－11，12 において圧力降下が問題となる内側のデータを参照にすると，$(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$ の最大値は，$F_r=1.62$ ～ 1.64，2.45 ～ 2.50，3.97 ～ 4.17 でそれぞれ 0.05，0.03，0.02 程度と考えてよいであろう。この場合，模型と実機での表面粗度が問題となるが，合成樹脂板で製作された模型での摩擦損失係数 f は，0.01 ～ 0.02 の間にある。一方，ステンレス鋼板で通常用いられているマニングの粗度係数値 $n(=\sqrt{fD^{1/3}/12.7g})$ は 0.01 ～ 0.014 $m^{1/3}/s$ であり，D を 1 ～ 4 m とすると，$n=0.01$ $m^{1/3}/s$ で $f=0.012$ ～ 0.0099，0.014 $m^{1/3}/s$ で $f=0.024$ ～ 0.019 である。したがって，模型と実機の摩擦損失係数は同程度の領域にあり，上記の圧力変動が実機での圧力変動を示すものとしておおむね問題ないものと考えている。

以上の結果は $R/D=9$ のものであるが，$R/D=4$ でも同様である。なお，図－11 では，曲管部では外側での変動が大きいケースが多いが，その理由は明確ではない。曲管部の 2 次流の影響や吸い込み渦の影響があるかもしれない。また，$\alpha=15$ 度では，他の α に比べ $(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$ がやや大きめの値を示している。これ以上の α における実験は実施していないので，傾向を明確にすることはできないが，上述の曲管内側における $(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$ の最大値は，当面，α が 10 度程度以下の場合を対象と考えるのが無難であろう。

4. 水理設計方法

4.1 水理設計条件

4.1.1 主な条件項目

新設放流管の水理設計条件として考慮すべき主な事項として以下のものが考えられる。

1) 放流能力
2) 入口部の被り水深
3) 壁面作用圧力
4) 最大管径
5) 既設放流設備，減勢工との位置関係
6) 地形・地質など周辺条件

以下に，それぞれの条件に対する考え方を整理してみる。

4.1.2 放流能力

1) の放流能力は，最も基本となる条件であり，貯水位と流量の関係として与えられる。水理設計は，放流能力条件を満足した上で，他の条件を適切に満足できるよう作業を進めるのが基本となる。ただし，他の条件が満足し得ない場合には，元に戻って，放流能力条件を変更する，つまり，施設数などの条件を変更する必要が生じる。水理設計検討は，こうしたフィードバックがいくつかの場面で生じ，必ずしも一方向の検討で完成するものではないことを認識しておく必要がある。

4.1.3 入口の被り水深

入口の被り水深は，入口からの空気の吸い込みを防止するよう設定される。マニュアル解説では，このことに関し次の記述がある。

「管内流速が 2 ～ 5 m/s 程度で発電取水設備を有する場合，かぶり水深を放流管径の 2 倍以上とした施工例が多い。」

放流管入口からの空気の吸い込みは，吸い込み渦の形成によりなされ，吸い込み渦は、管内流速が大きくなるほど大きくなるものと考えられる。ここでは，管内流速が大きい場合を対象としており，たとえば，被り水深を放流管径の 2 倍とした場合には，ある程度の空気混入が生じることも想定される。

一方，ここでの対象施設は放流管と出口に設けられるゲートであり，発電施設ではない。したがって，空気の流入があっても，それが顕著な振動等の原因にならなければ特に問題視しなくてもよく，ある程度の空気混入は許容されるものである。空気が混入してもそれが大量でなければ，また，管内に空気溜まりを形成することがなければ，問題にならないであろう。

吸い込み渦の形成による空気混入については，不明な部分が多い。ここでは，放流管内の流速が大きい場合についても，マニュアル解説の記述に従い，放流管径の 2 倍以上の水深を確保するものとし，その妥当性について水理模型実験等により確認することを提案する。

なお，管長が長く空気溜まりが生じる場合，溜まる位置を確定する工夫を行えばその位置にて排気をすることも可能である。

4.1.4 壁面作用圧力

小容量放流管のマニュアル解説には許容圧力の用語はあっても具体的圧力の記述はないが，同じマニュアルの

大容量放流管について示した3－1－3項の解説において，以下の記述がある。少し長くなるが引用すると，次の通りである。

「放流管の設計においては，…放流能力や施工性等から求めた一般的な形状について，放流管全体について各部の圧力が正圧になるかどうかを確認する。仮に満足されていない場合には，出口断面を絞って背圧を高め，正圧となるよう調整する方法が一般にとられている。しかし，近年のダムの大型化に伴い，従来の放流管よりもさらに大きい流速を対象とする放流管が計画されるようになり，この場合にはさらに背圧を高めるなどの配慮が必要と考えられる。」

また，改訂新版河川砂防基準(案)設計編[Ⅰ]の第2章7.1.5の解説では，

「流速が大きい場合には，流水やキャビテーションによる摩耗や侵食の対策を考える必要があり，施工上生じたコンクリート面の不整や段差がキャビテーションの原因となることも予想されるので，設計に当たってはコンクリート面の許容圧力を大気圧－0.3 kgf（－0.029 N/mm²）以上とする。また，流速が20 m/s程度を超える圧力管路では許容圧力を大気圧以上として設計し，鋼板ライニングを施すのが一般的である。」

と記述されている。従来の設計でいえば，管の最大作用水頭が25 mを超えるような放流管（高圧放流管または単に放流管といわれる）では，管内流速が大きくなることを想定し，管内を鋼板ライニングの上，壁面作用圧力を大気圧以上として設計するのが一般的である。一方，25 m未満の場合（低圧放流管またはオリフィスといわれる）には，鋼板ライニングについては特に必要とせず，また，壁面作用圧力も－3 m水柱まで許容されている。こうした設定は，河川砂防技術基準(案)解説の記述と一致するものであり，ダム堰施設技術基準(案)マニュアル編解説の記述は，管の最大水頭が25 mを超えるような放流管を対象にしたものと考えるのが妥当であろう。マニュアル案解説では，どの程度の流速かに関する記載はないが，流速がさらに大きい場合での注意が呼びかけられている。

ここで，以上議論されている圧力は，その位置での時間平均圧力が対象とされており，圧力変動は考えられていないようである。これは，圧力変動が大きいような流れを管内に生じさせることは，そもそも問題があるとの前提があるためと考えられる。しかしながら，流速に対するキャビテーションの許容圧力を議論するためには，圧力変動に関する議論は避けることはできないものである。

以上を確認の上，ここで，3章の実験結果をもとに，本報告で対象とする放流管の許容圧力について検討してみる。

3.4に示した圧力変動に関する主要な結果をまとめると以下の通りである。

1) 管内の圧力変動は，αが10度程度以下であれば曲管やエビ継ぎ管である影響をあまり受けない。
2) $(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$は$R_e$の影響はあまり受けず，$F_r$が大きいほど小さくなる傾向がみられる。
3) 圧力降下が問題となる曲管内側の$(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$の最大値は，$F_r$＝1.62～1.64，2.45～2.50，3.97～4.17でそれぞれ0.05，0.03，0.02程度である。

3.4に示したのは，圧力変動の標準偏差である。変動が正規分布に従うものとすると，変動成分はおおむね3σの範囲（理論値では99.74%）にあり，曲管内側の$(\Delta p/\gamma)_o/(v^2_m/2g)$の最大値を参考にした流速と変動範囲の関係を表－2に示す。今，流速を20 m/s程度とすると，圧力変動値は3 m水柱程度以下となる。したがって，管内を正圧としておけば，変動による負圧の発生は，－3 m水柱程度であり，キャビテーションに対しては十分安全が保たれているといってよいであろう。一方，フルード数が小さく，流速が30 m/s程度になると，－6 m水柱を超える負圧が生じることになる。キャビテーションへの安全確保のための負圧の設定は難しい問題であるが，常温での水蒸気圧を考慮すると，キャビテーションは－10 m水柱程度を超える負圧で問題になると考えられ，－6 mはこれにかなり近い値ということができる。したがって，キャビテーションに関する知見が十分でない現状では避けるべき値と考える。

表－2　流速と圧力変動の範囲

フルード数	流　速 (m/s)	速度水頭 (m)	圧力変動の範囲 (3σ) (m)
1.62～1.64	10	5.10	0.77
	15	11.48	1.72
	20	20.41	3.06
	25	31.89	4.78
	30	45.92	6.89
2.45～2.50	10	5.10	0.46
	15	11.48	1.03
	20	20.41	1.84
	25	31.89	2.87
	30	45.92	4.13
3.97～4.17	10	5.10	0.31
	15	11.48	0.69
	20	20.41	1.22
	25	31.89	1.91
	30	45.92	2.76

従来の大容量放流管の設計は，20～30 m/s 程度以下の範囲にあり，流速が大きい場合には F_r も比較的大きかったことが推察される。こうした条件下で正圧として設計されてきたことを考慮し，ここでは，3σの変動を考慮した圧力の範囲が，－3 m 水柱以上となることを壁面作用圧力の条件とすることを提案する。

この場合，管内流速が 20 m/s 程度以下であれば，正圧として設計しておけば問題ないと思われる。流速が大きくフルード数が小さい場合には，正圧以上の圧力を確保する必要も生じるが，これは，先に示したダム堰基準(案)マニュアル編大容量放流管の記述に対応するものとなる。逆に，流速が小さい場合，あるいは流速が多少大きくても，フルード数が大きくて変動が小さい場合には，若干の負圧は許容しても問題ないであろう。

以上は，新しい考え方であるが，元となる実験データについては，条件，計測点とも十分ではない。したがって，特に 20 m/s を超えるような流速下で負圧を許容するような場合には，実施した設計に対し水理模型実験を行い，変動圧力の確認を行う必要があると考える。こうした実験データや実機での観測値の蓄積により，より合理的な壁面作用圧力の設定方法が確立されることが望まれる。

4.1.5　最大管径等

すでに示したように，最大管径は既設ダム堤体のブロック幅により規制される。すなわち，最大掘孔幅はブロック幅の 1/3 以内に制限され，最大管幅は放流管補強材の設置スペースや施工性を掘孔幅から差し引いた幅として設定される。既往の例を参照にすると，ブロック幅 15 m に対し，3.8 m 程度が最大になることはすでに述べた。

既往例の放流管は，すべて円形にて堤体内を貫通している。したがって，これを角型とすれば，幅に対する断面積を確保できる可能性があるが，角型では補強材が大きくなる，また，底部にコンクリートがまわり難いなどの施工性の問題もあり，有利になるとは限らない。これまで，ほとんど検討対象になっていないのも，こうした理由によるものと思われる。基本は円形とし，わずかな流量不足を補うために，たとえば四隅が円弧でスパン中央部に直線を入れるといった工夫をしていくのが妥当な検討手順になるものと思われる。

なお，放流管径が最大管径以下の場合のジョイントとの距離であるが，管径以上離しておけばジョイント部に応力的な影響はないと考えてよいであろう[10]。ただし，最小コンクリート厚は確保しておく必要がある。

その他の条件として挙げた既設放流設備・減勢工との位置関係や地形・地質など周辺条件についてはダムごとに異なるものである。水理設計上特に取り上げて説明する事項もないが，これら条件は，設計の前提条件ともなるものであり，十分な事前調査により，当該ダムでの特徴を把握しておく必要がある。

4.2　水理計算

4.2.1　壁面作用圧力の計算

1)　計算式と検証方法

水理計算で検証するのは，壁面作用圧力と可能放流量である。壁面作用圧力は，主として許容圧力以下に低下しないことを検証するのが主たる目的となる。圧力降下に関するベルマウス部の検討は，通常の放流管と同様なのでここでは省略し，曲管部での取扱いについて検討する。

壁面作用圧力は，式(2)に，曲管上流端までに生じるエネルギー損失を加えて得られる次式にて計算できる(図－7参照)。

$$p/\gamma = H_0 - z - \frac{v^2_m}{2g}\left\{f_e + \sum f_b + f\frac{l_1}{D} + h(R/D) + \varepsilon\right\} \quad (4)$$

ここに，H_0：放流管出口中心を基準とする貯水池での全水頭，l_1：放流管入口から検査断面までの管長，f_e：入口損失係数，f_b：曲がりによる損失係数で，$\sum f_b$ は当該曲管上流に存在する曲管での合計値を表す。f_b は，曲管の中心角 θ の関数として与えられており[8]，他の項に比べて比較的小さい値をとる。検査位置のある当該曲管での曲がりによる損失については，ε に含まれているので，省略することができる。

検査位置については，最低圧力の生じる位置を選定する必要があり，いうまでもなく曲管内側が対象になる。ここで，入口損失や上流曲管部の曲がりによる損失，および遠心力による影響，すなわち，式(4)の右辺第3項の中括弧内の第1，2および4項は，当該曲管内の全断面に共通な項である。当然のことながら，H_0 も共通であり，断面により変化するのは z，fl_1/D および ε である。このうち，z は，鉛直曲がりでは流下に従って小さくなり，水平曲がりでは一定である。fl_1/D は下流に行くに従って大きくなる。また，最大の ε は，第2～第4番目の比較的上流側のエビ継ぎ接続部で生じ，これより下流では小さくなる。したがって，最低圧力がどの断面で生じるかについては，簡単には知ることができない。

ここで，z と fl_1/D は，l_1 の関数として簡単に表すことができる。一方，ε の変化は，R/D や α により

異なるものであり，種々の条件に対し，変化性状を表すのは困難である。このことを考慮し，ここでは，安全な設計となるよう，εとして曲管部全体のε_{max}を用いることを提案する。この場合，計算上の最低圧力は曲管内で$z+(v^2_m/2g)\cdot fl_1/D$が最大になる断面で生じるので，その断面で圧力チェックを行えばよい。

2)　ε_{max}の設定

式(4)のうち，f_e，f_b，fは従来の設計で用いられている値を用いればよい。ε_{max}は，図－9に実験値として与えているが，$R/D=4$，9のもので，ケースが限定される。また，別途実施した，入口水深の大きい水平曲管では，ε_{max}はやや大きめ値を示している。さらに，図示したε_{max}は，v_m（またはH）を3ケースほど変化させた平均値であり，データは，若干のばらつきをもっている（ただし，v_mに対する傾向的な変化はみられない）。

以上に鑑み，ε_{max}の設定方法として以下の方法を提案する。

①　設定したR/Dが4以下では，$R/D=4$の値を用いて，$R/D>4$の場合には，$R/D=9$の場合の値を用いて，図－9よりε_{max}を求める。

②　求めたε_{max}に対し，1.5を掛けて，設計で用いるε_{max}とする。

①は，R/Dが小さいほどε_{max}が小さくなることを考慮しての設定である。この場合，$R/D>9$の場合が問題となるが，$\alpha=0$度のスムーズ管の実験によれば，$R/D=9$と11.5の内側圧力はあまり変化がなく，$R/D=9$以上では，曲がりによる2次流の影響は小さいものと考えられる。このことを考慮し，上記設定としたが，$R/D=9$において，2次流の影響がどの程度あるかについては，必ずしも明らかではない。したがって，$R/D>9$にて余裕のない設計を行う場合には，求めた設計形状に対し，実験による検証が必要である。

②は，水平管での実験結果が，鉛直管に対し，最大20％程度大きな値を示したことおよび，20％程度以下の範囲でのデータのばらつきが見られたことに安全性を考慮して設定したものである。

3)　v_mの設定

式(4)から分かるように，v_mは壁面作用圧力に2乗で影響する。したがって，計算におけるv_mの取扱いには注意が必要である。

v_mの設定方法として，次の2つの方法が考えられる。

①　設計対象流量に対しv_mを設定する。

②　放流管の放流能力から算定される放流量を対象にv_mを設定する。

①の方法は，放流量の算定とは別に圧力計算を行うことができ，設計作業は単純化される。各種損失係数については，大き目の値を用いて算定しておけば安全側の設定となる。

ここで，放流管出口断面は，対象流量に対し，余裕を持って設定されるのが通常であるから，圧力的には，①より②の条件が厳しくなる。したがって，①の圧力条件で設計を行った場合には，ゲートが全開できない場合が生じる可能性があるので注意が必要である。

②の方法は，設計した放流管について，ゲート開度に関係なく操作を可能にするものである。施設計画上は必要ないものであるが，将来の不測事態の発生は十分考えられるものであり，設置した施設の能力を最大限に生かせるよう設計しておく方法ということができよう。筆者は，放流管径が大きくなり条数が増える，あるいは入口の被り水深が非常に大きくなり施工上の負担がかなり大きくなるといったことがなければ，②の方法を採用することを提案したい。

②の方法では，次節に示す放流量計算とリンクした圧力計算が必要になるが，放流量算定での安全側の設定が，圧力として安全側の設計になるとは限らない，むしろ危険側の設計になる場合が多いと考えられるので注意が必要である。たとえば，ステンレス鋼管の摩擦損失については，マニングの粗度係数n＝0.01～0.014 s/m$^{1/3}$の値が用いられるが，これは，経年的に変化するものと考えられている。流量計算上は，n＝0.014 s/m$^{1/3}$を用いた計算により断面を決めればよいが，圧力的には流量（すなわちv_m）が大きくなるn＝0.01 s/m$^{1/3}$が大きな降下量となる可能性がある。この場合の対応として，圧力検討での流量計算に0.01 s/m$^{1/3}$を，圧力計算に0.014 s/m$^{1/3}$を用いる方法が考えられるが，設計計算の統一性を失い安全側に過ぎる可能性がある。ここでは，多少計算量が多くなるが，放流量，圧力計算で用いる各種係数値は同じものを用い，想定される値の範囲で係数値を変化させて圧力検証を行うことを提案する。

なお，放流管出口規模の設定では，必要放流量に対して算定された放流管出口に対し，放流量に対する安全側を見込んで数字の丸めを行うのが通例である。したがって，手順としては，流量条件を満足する放流管出口規模を設定した上で圧力をチェックするのが適当と思われる。

4.2.2　流量および v_m の計算

ゲート位置の全水頭を H_0'，ゲートの流量係数を C_0 とするとゲート全開時放流量 Q は，

$$Q=C_0A_0\sqrt{2gH_0'} \tag{5}$$

として表される。ここに，A_0：放流管出口断面積である。H_0'は，次式で計算される。

$$H_0'=H_0-\frac{v_m^2}{2g}\left(f_e+\sum_T f_b+f\frac{l_0}{D}+f_0\right) \tag{6}$$

ここに，l_0：管路の全長，$\sum_T f_b$：管路系全体の曲がりによる損失を表す係数，f_0：副ゲートの存在等，主ゲート付近の形状変化に伴う損失を表す係数である。管径 D の管路一般部の断面積を A，$a=A_0/A\leq 1$ とすると，

$$v_m=Q/A=aQ/A_0 \tag{7}$$

であり，上式を用いて，式(5)，(6)から H_0'を消去すると次式を得る。

$$Q=CA_0\sqrt{2gH_0}=aCA\sqrt{2gH_0} \tag{8}$$

$$C=C_0\sqrt{\frac{1}{1+a^2C_0^2\left(f_e+\sum_T f_b+fl_0/D+f_0\right)}} \tag{9}$$

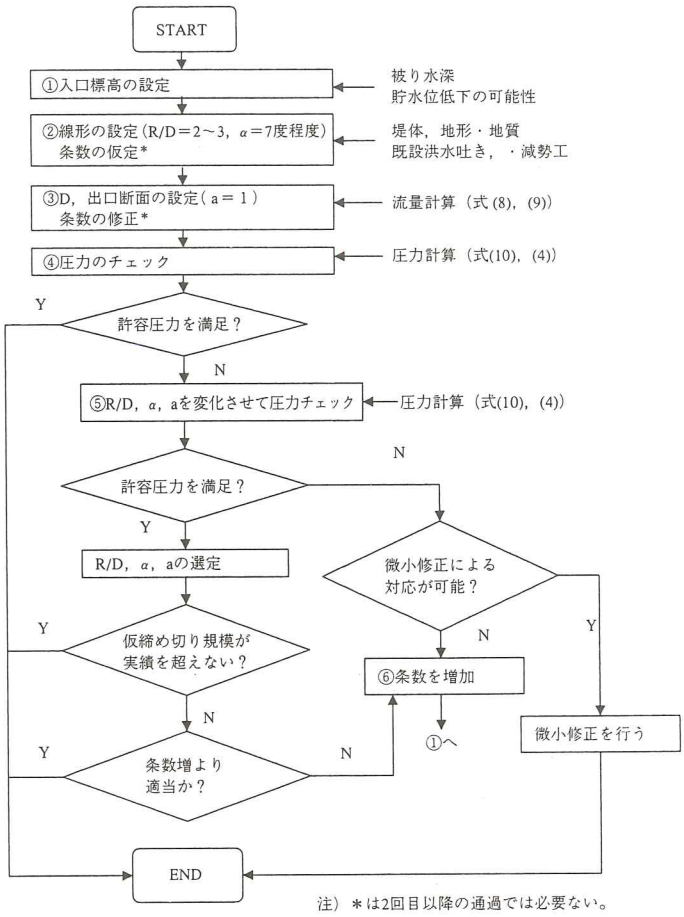
上式より，放流量の算定を行うことができる。圧力計算で用いる v_m は次式となる。

$$v_m=\sqrt{\frac{2gH_0}{1/a^2C_0^2+\left(f_e+\sum_T f_b+fl_0/D+f_0\right)}} \tag{10}$$

形状検討で主として操作できるのは，放流管出口断面積の管断面積に対する絞り量を表す a である。a は平方根内にて2乗で影響しており，a を制御することにより v_m を，ひいては圧力を制御するのが効果的であることが確認される。

4.3　設計検討手順

以上より，増設放流管の水理設計に必要な条件設定方法および必要な水理計算方法が与えられ，水理設計が可能になった。ここでは，上記検討結果に基づき，設計検討を進めるための手順を以下に例示する。フロー図は，図－13に示してある。水理設計手順は，施設固有の制約条件を勘案の上，設計者それぞれが工夫すべきものと考えられ，以下に示す手順は，一般的とは考えているが，あくまで例示として位置付けられるものである。例示する手順は，一連の繰り返し検討により適切な形状を求めるものであり，設計経験の深い技術者であれば，より容易に適切解を見つけることができるかもしれない。



図－13　増設放流管の設計手順

① 施工時の貯水位条件を勘案し，放流管入口標高の初期条件を設定する。たとえば，貯水位低下が困難な場合には，許容被り水深の範囲で，入口標高を高く設定する。また，ある程度の貯水位低下が容易に行える場合には，その範囲で入口標高を設定する。

② 設定した入口標高に対し，放流管線形を設定する。堤体内通過部の放流管は施工性を考慮して水平配置とし，曲管については，$R/D=2\sim3$，$\alpha=7$ 度程度を初期設定とする。このとき，D は損失水頭を無視して放流量を算定し，大まかな値を設定しておく。D はブロック幅の制約を受けるので，必要条数および1条あたり放流量についても仮設定する。

③ 仮定した線形に対し，$\alpha=1$ として式(8)，(9)より放流量計算を行い，D および放流管出口断面を設定する。このとき，必要に応じ条数設定を見直す。

④ 設定した線形および断面をもとに，式(10)，(4)を用

いて圧力のチェックを行う。条件が満足されればそれでよい。

許容圧力が確保されない場合には，R/D，α，a を変化させて許容圧力条件を満足する組合せを求める。ここで，R/D は線形形状により，α は溶接可能な最小部材により，また，a はブロック内に設置可能な最大 D により制約を受けるので，その範囲内での検討となる。

なお，D が小さい場合には，$\alpha = 0$ とすることが可能である。また，R/D，a を変化させると放流量が変わるので，放流量についてもそのつど計算しなければならない。

R/D，α，a を変化させることで圧力条件が満足される場合には，その中から適当な組合せを選定する。

⑤ R/D，α，a を変化させても圧力条件を満足することができない場合には，放流管入口標高を下げ，②～④を繰り返す。

放流管入口標高は，現地地形により，その範囲が制約されるので，その範囲での設定となる。また，施工時水深が既往の実績範囲である 30 m 程度を大きく超える場合には，施工に過大な負担をかけることも考えられるので⑥へ進むことと合わせ比較検討する。

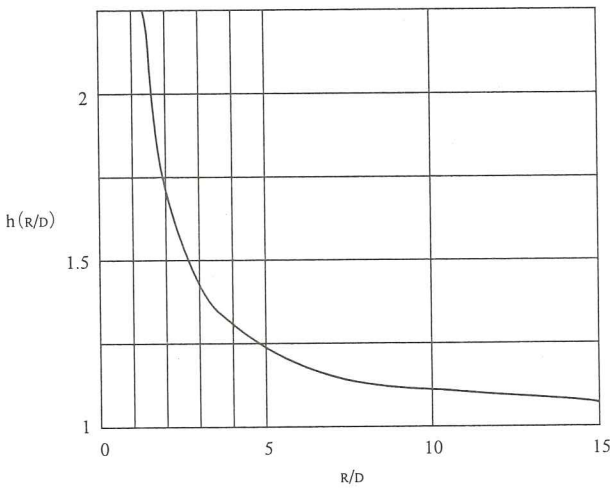
⑥ ②～⑤の検討で圧力条件を満足する解が得られない場合には，放流管条数を増やし，1 条当たりの放流量を小さくする。その上で，（条数設定の部分を除き）①から再検討する。

このとき，許容圧力との圧力差が小さい場合には，次の対処方法により圧力条件を満足できる可能性があるので，検討する。

- 堤体通過部下流の鉛直曲がりでの圧力条件が満足されない場合には，コンクリート打設等の施工が確実に行える範囲で堤体通過部に勾配を設けてみる。
- 曲がりの下流側で圧力条件が満足されない場合には，曲がり下流側で ε が小さくなることを考慮し，ε を ε_{max} の 50％程度としてみる。これは，曲がりの下流側では ε が小さくなることを考慮したものであるが，得られた設計形状については，模型実験による確認が必要である。

5. 水理諸量の関係の概略

4 章に増設放流管の水理設計方法を検討し，提案した。ここでは，水理設計を行う上での参考資料として，いくつかの水理諸量等について概略的な値を提示する。また，先に示したダム・堰施設技術基準(案)マニュアル



図－14　R/D と $h(R/D)$ の関係（$r = R - D/2$）

編解説の記載内容について，その位置付けを確認する。

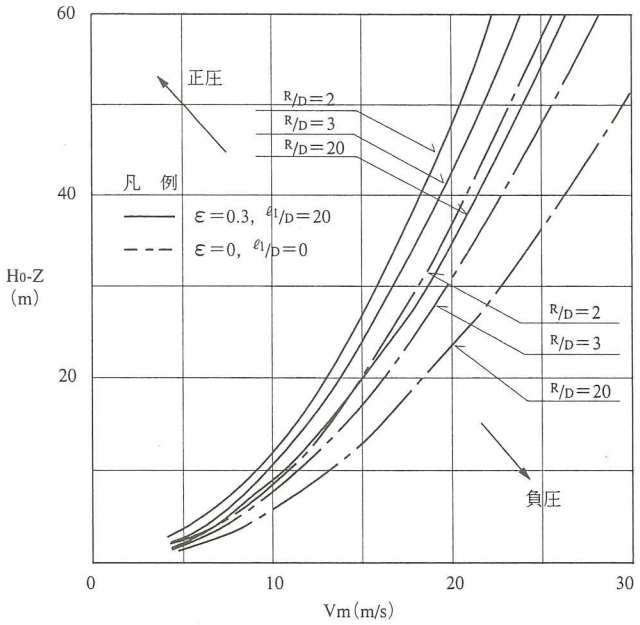
図－14 は，式(3)の $h(R/D)$ と R/D の関係を示したもので，曲がり内側の圧力降下に関する $r = R - D/2$ の場合を示してある。$h(R/D) - 1$ が遠心力の影響による圧力降下成分を表す。

図より，$h(R/D)$ は R/D が大きいほど小さくなるが，両者の関係は双曲線的な関係となっており，R/D が 10 以上での $h(R/D)$ の変化は小さいことが分かる。このことは，R/D が 10 以上では，R/D を大きくしていっても圧力降下をあまり低減できないことを表している。また，$R/D = 10$ での $h(R/D) - 1$ は 0.1 程度であり，エビ継ぎによる圧力降下を表す ε_{max} と同程度以下の値となっている。

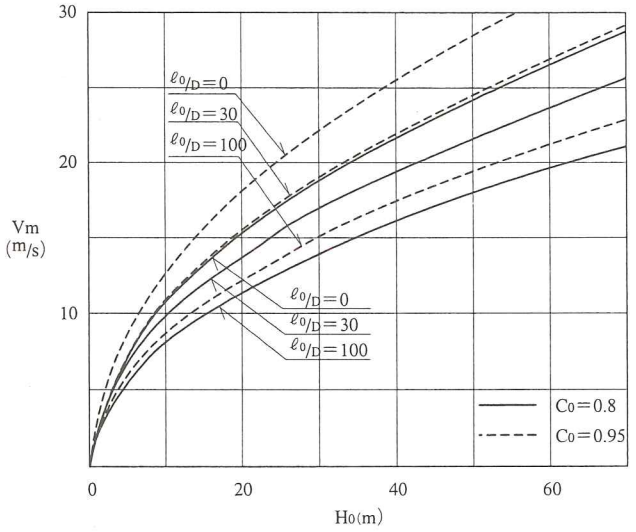
マニュアル解説の $R/D = 2$ や 3 の値は，取り立てて特徴のある点ではないが，$h(R/D)$ の変化が比較的大きい部分に相当している。これより小さい R/D では，急激に圧力降下が大きくなる値として位置付けることができよう。

図－15 は，堤体通過部の鉛直曲がりにおいて，壁面作用圧力 $p/\gamma = 0$ となる $H_0 - z$ と v_m の関係を示したものである。ただし，$f_e = 0.1$，$f = 0.014$ としている。$f_e = 0.1$ はフード付きベルマウスの流入損失に相当するものであり[9]，$f = 0.014$ は中間的な摩擦損失係数に相当するものである。また，ε，R/D および l_1/D は実設計で用いられるであろう範囲で変化させている。

鉛直曲がりでは，曲管上流端付近で最低圧力が生じるものと考えることができ，$H_0 - z$ は放流管入口の被り水深におおむね等しい。したがって，図は，圧力を正圧とするために必要な被り水深を表していると見ることができ，曲線上方が正圧，下方が負圧の領域となる。



図－15　$p/\gamma = 0$ となる条件（$f_e = 0.10$，$f = 0.014$）



図－16　H_0 と v_m の関係
（$a = 1$，$f_e = 0.1$，$f = 0.014$，$\sum_r f_b = f_0 = 0$）

今，流速 10 m/s の場合をみると，スムーズ管では 10 m 程度の被り水深で正圧を確保できることが分かる。また，エビ継ぎ管では，10 m 以上の被り水深が必要になる場合も生じるようである。管径の最大値は 3.8 m 程度であり，正圧を確保するためには，被り水深を管径の 2 倍以上とする必要がある。すなわち，管内流速を 10 m/s 以下としたからといって被り水深を自由にとれる保証はないようである。

一方，流速が 20 m/s の場合には，R/D によりかなり異なるが，スムーズ管では 25 ～ 40 m 以上の，エビ継ぎ管では 35 ～ 50 m 以上の被り水深が必要になることが分かる。実績の仮締め切りの最大水深は 30 m 程度であり，管内流速を 20 m/s 以上とする場合には，実績最大級以上の仮締め切りが必要になることが理解されよう。

図－16 は，$a = 1$ の場合の H_0 と v_m の関係を C_0，l_0/D をパラメータに示したものである。図－15 と同様に，$f_e = 0.1$，$f = 0.014$ とし，曲がりによる損失，ゲート周辺の形状変化による損失は無視しており，図は，H_0 に対する最大に近い v_m を与えている。

軸の関係でやや分かりにくいが，図－16 の H_0 と v_m の関係を表す曲線群の領域は，図－15 で $H_0 - z$ を H_0 と見なして得られる v_m との関係の曲線群の領域と重なっている。このことは，堤体通過部と管出口標高の標高差が小さい場合には，管内圧力を正圧に保つための管内流速と，当該 H_0 で生じ得る管内流速が同程度のオーダーであることを示している。逆からいえば，堤体通過部と管出口標高の標高差が大きい場合には，a を 1 より小さくして管内流速を制御し，正圧を確保する必要があるであろうことを示唆している。

6. おわりに

増設放流管の水理設計方法について，主たる問題である曲管部の取扱いを中心に検討し，提案した。

提案した内容は，たとえば，圧力変動を考慮した許容圧力値の設定など，本報告で対象とした増設放流管のみでなく，利水放流管等の他の放流管でも適用可能なものと考えている。今後，他の放流管への適用を検討したい。

提案内容には，求められた設計形状を水理模型実験により検証する必要のあるものも含まれるが，今後の実験等の蓄積により，より合理的な設計方法の確立へと進展することを期待したい。

参考文献

1) 樋口淳美，高橋　聡，安保　一，中村雅彦：鎧畑ダム堤体掘削工事について，ダム技術，No. 55，pp. 24 ～ 41，1991
2) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設，設計編Ⅱ，p. 244，1987
3) 柏井条介：四面ベルマウス式部分管路型放流管の管形状，ダム技術，No. 142，pp. 19 ～ 28，1998
4) 中川博次、貴堂　巌，遊道義憲，田中甚一：放流管分岐部の水理特性，ダム工学，Vol. 11，No. 2，2001
5) 柏井条介，宮脇千晴：円形放流管湾曲部の圧力特性，ダム工学，Vol. 9，No. 4，pp. 245 ～ 252，1999
6) 櫻井寿之，柏井条介：円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーション，ダム技術，No. 166，pp. 53 ～ 58，2000
7) 小野雅人，柏井条介：水平エビ継ぎ湾曲管路の圧力特性，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp. 169 ～ 170，2002
8) 土木学会：平成 11 年度版水理公式集，p. 376，1999
9) 川口信幸：川治ダム洪水吐きにおける新しい試み，土木技術資料，Vol. 18，No. 3，1979
10) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設，設計編Ⅰ，p. 130，1987

水平エビ継ぎ湾曲管路の圧力特性

独立行政法人土木研究所　正会員　○小野　雅人
独立行政法人土木研究所　正会員　柏井　条介

1. はじめに

管理ダム数の増加に伴い、より効率的な貯水池の運用のために、放流設備を増設する例が見られるようになっている。このような放流設備においては、放流水を既設の減勢工に導くための湾曲導水路が必要であり、大規模な放流管の湾曲部は、一般的にエビ継ぎ管（両端を斜めに切断した直管を連結させ曲管を近似したもの）として製作される（図-1）。

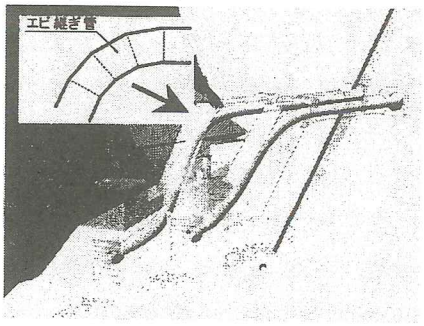


図-1　増設放流設備のイメージ

エビ継ぎ管では、それぞれの管接続部において壁面が不連続に変化し流れの剥離を伴う大きな圧力降下の発生が懸念されるが、その影響についての知見は少なく、適切な水理設計のための圧力特性の把握が急がれている。

上記状況を踏まえ、筆者らは鉛直に湾曲させた場合の圧力特性について既に検討を行っている [1)]。本報告は、重力の作用方向が異なる水平に湾曲させた場合の影響について検討を行ったものである。

2. 実験概要

実験は、図-2 に示すように、水槽に取り付けた長さ 10D(D:管径)の水平直管部の下流に、中心角 60 度のエビ継ぎ湾曲管路を取り付けて実施した。湾曲部の下流には、湾曲部圧力に管路出口の影響が生じないよう 20D の直管部を設けた。実験ケースは、表-1 に示すように、管径 D=25.1cm 、曲率半径 R と管径 D の比 R/D=9 、エビ継ぎ管の屈折角 α を 6 度と 15 度の 2 通りとした。圧力測定位置は、下面、左側面、右側面の 3 測線であり、湾曲部では左側面は外周部に、右側面は内周部に相当する。また、エビ継ぎ管では各直管部毎に設定した上流端直下流、中央、下流側の 3 断面(測点①,②,③)について測定を行った。

3. 実験結果

図-3 に湾曲部のピエゾ水頭 $p/\gamma+z$ （p:圧力,γ:水の単位体積重量,z:ピエゾ位置の位置水頭)の分布例を示す。下面については、ややバラツキはあるものの直線的に降下しているが、左側面、右側面ではエビ継ぎ管の影響が顕著に現れていることが分かる。ここで、曲がりによる損失や二次流、エビ継ぎ管の影響による圧力降下係数の成分を ε とすると、ε は次式で計算される [1)]。

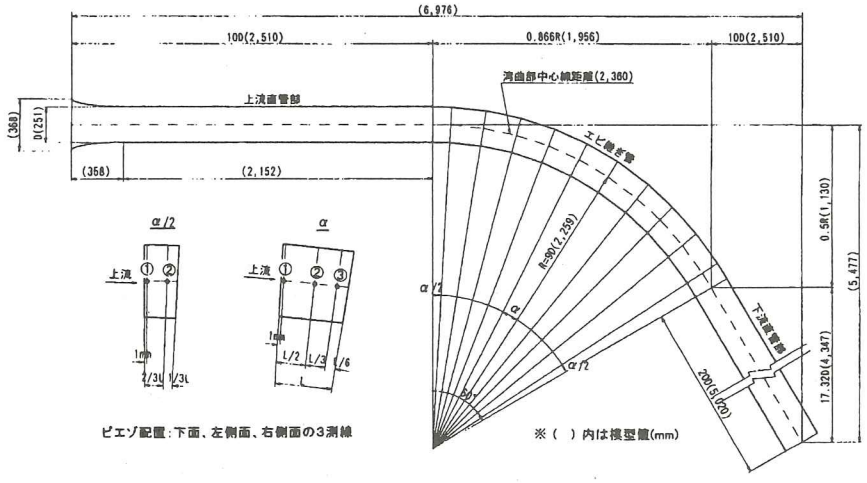


図-2　水平エビ継ぎ湾曲管路模型形状図

表-1　実験ケース

ケース	α(度)	Re 数
CASE1-1	6	6.39×10^5
CASE1-2		9.58×10^5
CASE1-3		1.53×10^6
CASE2-1	15	6.43×10^5
CASE2-2		9.58×10^5
CASE2-3		1.52×10^6

※ D=25.1cm, R/D=9

キーワード:エビ継ぎ管、管路流、圧力特性、水理模型実験
連絡先:茨城県つくば市南原 1-6　独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム　TEL 0298-79-6783

$$\varepsilon = \frac{H-(p/\gamma+z)}{v_m^{\,2}/2g} - (f_e + f\cdot L/D) - \left[\frac{D}{8r\{R/D-\sqrt{(R/D)^2-1/4}\}}\right]^2$$

ここに、H:貯水池での全水頭,f_e:入口損失係数,f:摩擦損失係数,L:流下距離,v_m:断面平均流速,r:ピエゾ位置の曲率半径,g:重力加速度であり、右辺第1項は実験値の圧力降下係数、第2項は圧力降下係数の内、入口および摩擦損失による成分、第3項は遠心力による成分(平均流速位置で1としている)を表している。なお、各形状毎にRe数を変化させた3ケースのε値はほぼ同じ値であったことから、ε値はこれらの平均値として評価を行った。

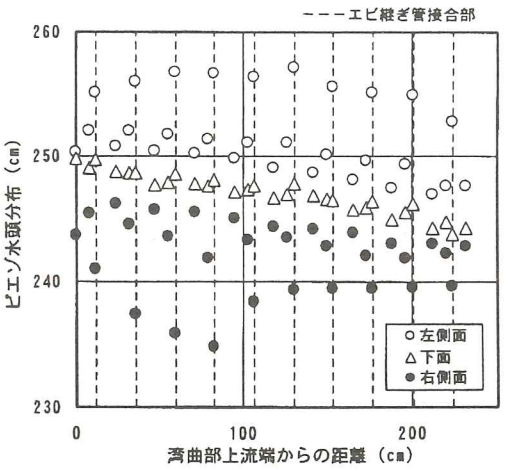


図-3　湾曲部のピエゾ水頭分布例(CASE1-1)

図-4,5にエビ継ぎ管のαとεの関係を、鉛直エビ継ぎ湾曲管路の結果と合わせて示す。測点①では、エビ継ぎ管接合部の不連続性により、左側面(鉛直曲がりの場合は上面)では圧力上昇が、右側面(鉛直曲がりの場合は下面)では圧力降下が生じており、εの絶対値はαが大きいほど大きくなっている。また、鉛直、水平曲がりとも、εの絶対値が最大となる管部は同じであるが、鉛直曲がりよりも水平曲がりの方が圧力降下の程度はやや大きく、圧力上昇の場合はその逆となっている。このような傾向を示す要因の一つとして、重力の作用方向の違いによる影響が考えられる。

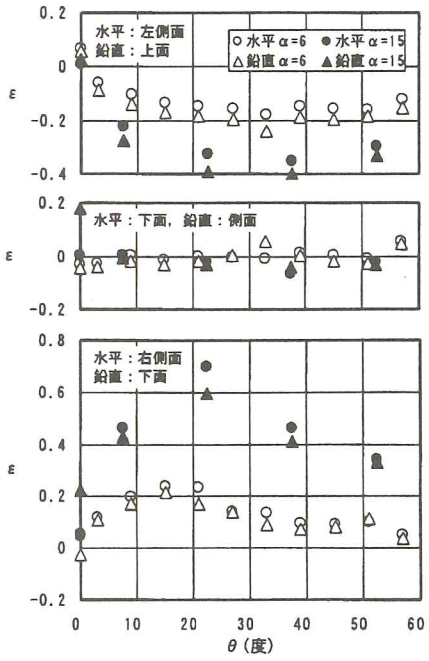


図-4　測点①のεとαの関係

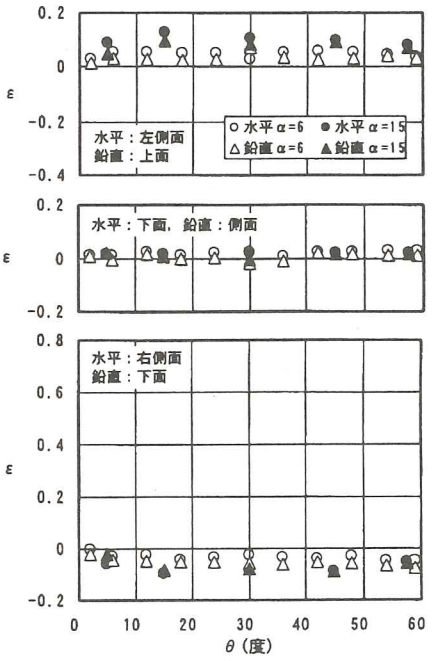


図-5　測点②のεとαの関係

測点②では、測点①と逆の傾向を示しており、絶対値そのものも小さくなっている。εの符号が逆になる理由として、例えば右側面(鉛直曲がりの場合は下面)では剥離流れの再付着(左側面または上面ではその逆)による影響が考えられる。また、測点②では、水平曲がりと鉛直曲がりの両者間に明確な差異は見られなかった。なお、ここでは示していないが、測点③におけるεはどの断面でもαによらずほぼゼロの値となっている。

図-6に測点①におけるεの絶対値の最大値とαの関係を、鉛直曲がりの結果と合わせて示す。鉛直曲がりでは、εの絶対値はαに対し直線的に増加しており、水平曲がりの場合も同様の傾向を示しているが、先に示したように、水平曲がりの方が圧力降下量が若干大きくなる傾向にあるので注意が必要である。

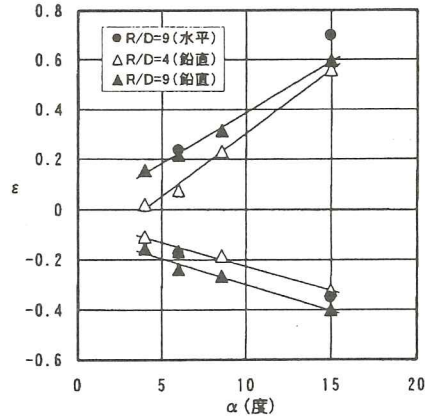


図-6　αとε max, ε min の関係

今後は、数値シミュレーションによる検討も行い、エビ継ぎ湾曲管路流の湾曲部水理特性の解明とこれに基づく水理設計手法の開発を進めていく予定である。

＜参考文献＞　1) 柏井条介，宮脇千晴：円形放流管湾曲部の圧力特性，ダム工学,Vol.9,No.4,1999

減勢工側方からの空中放流水脈の側壁沿い這い上がり位置と高さ

石川島播磨重工業(株)　正会員　○田村　洋満
独立行政法人　土木研究所　正会員　柏井　条介

1．はじめに

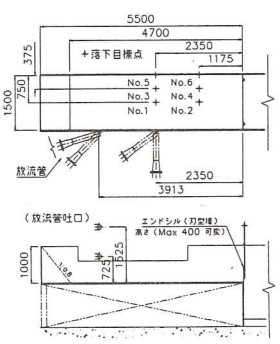
既設ダム洪水吐き横に新たに設置する放流設備では，河道上に設けた既設ダム洪水吐き減勢工を利用して減勢させるのが効率的である。このような減勢方式は，利水放流設備で多く採用されてきているが，洪水処理のための放流設備を設置する場合には，利水放流設備と比較してかなり大きな流量を放流することが想定される。洪水吐き減勢工を利水放流設備減勢工として利用する場合，その常時水深のあり方などは特に決まった方法はないようで，両者の対象流量の違いから，減勢池にさえ放流してしまえば安全であろうとの考えのもとに放流位置が配慮されている程度である。

本実験では，既設ダムに設置するある程度の洪水処理機能を持たせた放流設備を念頭に，減勢工側方から空中放流する場合における減勢工内の状況の調査を行った。

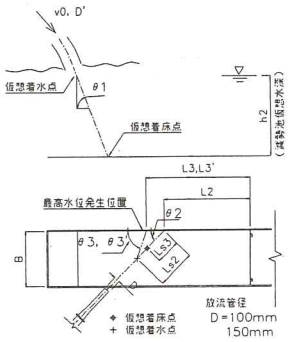
2．実験概要

実験模型は図－１に示すように幅 1.5m，上下流長さ 4.7m（底面）の減勢池と放流管からなる。

放流管は管径 D＝100 と 150mm，設置位置は平面および高さ方向にそれぞれ２ケースとした。実験はまず図－１に示す落下目標位置（減勢池に水がない状態）に，放流水脈の上端が着水するように放流量を決定し，つぎに放流量は固定したまま，エンドシルの高さを 100～400mm（100mm 間隔）間で，変化させて放流管と反対の導流壁面上の最高水深とその位置を測定した。また，露出射流が発生するエンドシル高さの調査を別途行った。なお，放流水脈の軌跡は自由落下軌跡の式に準じるものとして放流量を設定した。



図－１　実験概要図

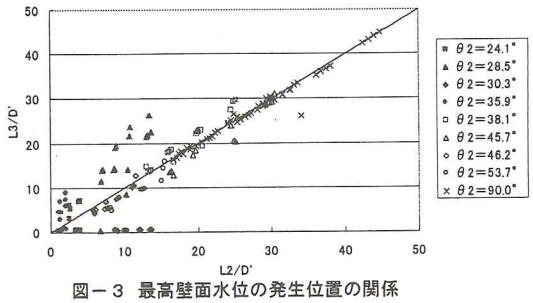


図－２　記号説明図

3．実験結果および考察

3．1　最高水位の発生位置

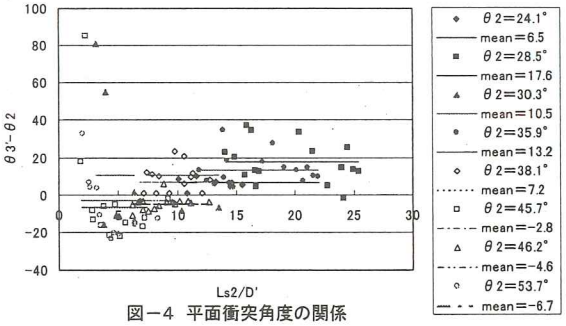
図－２に示すように放流管軸の延長線と導流壁との交点とエンドシルまでの水平距離を L2，実験における最高水位の発生位置とエンドシルまでの水平距離を L3，仮想着水点と最高水位発生位置を結んだ線と導流壁とのなす角度をθ3，仮想着水点から導流壁までの距離を Ls2 とする。突入水脈径を D’とすると L2 と L3 との関係は図－３のとおりとなり，θ2＝90°の場合は，およそ想定位置と実験値はほぼ一致する。また，L2/D’＜15 では L3/D’≒0 が発生する。この部分は，最高水位がエンドシル部で発生していることを意味しているが，これは水脈が着水および導流壁衝突点とエンドシル間の距離が短いため，流れが十分減勢されないままエンドシル部に到達し，再度エンドシル部で盛り上りが発生している。次に導流壁面部のみに注目してみる。エンドシル部で最高水位が発生している場合において，導流壁面部でも水面の盛り上りがある場合，その最高位置を導流壁面部の最高水位とし，全データを再整理した諸量を L3’，θ3’とし，（θ3’－θ2）と Ls2/D’との関係を図－４に示す。（θ3’－θ2）は Ls2/D’



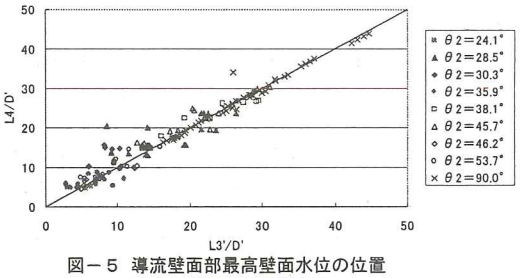
図－３ 最高壁面水位の発生位置の関係

キーワード　空中放流，減勢工，既設ダム，洪水処理，
連絡先　〒135-8732　東京都江東区豊洲１番１５号　石川島播磨重工業(株) 鉄構事業部　ＴＥＬ 03-3534-3178

によって多少のバラツキはあるがθ2ごとに一定と考えて平均値をとり，この（θ3'－θ2）の平均値を用いた最高水深が発生する推測位置とエンドシルまでの水平距離をL4として，実験値L3'との関係を比較すると図－5のとおり，ほぼ一致する結果となった。



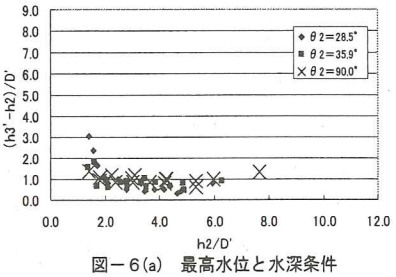
図－4　平面衝突角度の関係



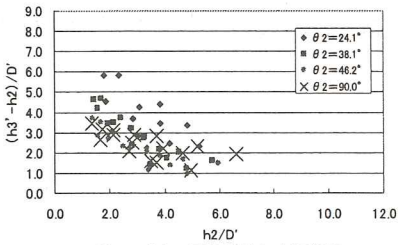
図－5　導流壁面部最高壁面水位の位置
（実験値と推測式の関係）

3．2　最高水位について

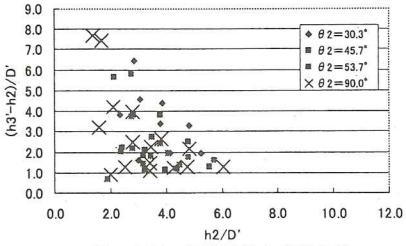
最高水位は仮想着床点から導流壁までの距離Ls3を3つに分類し，(h3'-h2)/D'とh2/D'の関係を図－6(a)～(c)に示す。ここで，h3'は導流壁面部での最高水深，h2は放流水脈がエンドシルの越流特性から求められる仮想減勢池水深である。θ2＝90°の場合，仮想着床点が導流壁から遠いと(h3'-h2)/D'は水深条件によらず一定となる傾向を示し，Ls3/D'が小さくなるにしたがい，水深条件h2/D'による(h3'-h2)/D'の変化が大きくなる。一方，θ2≦53.7°の場合，Ls3/D'が大きい場合でもh2/D'が小さいケースで(h3'-h2)/D'が大きくなる傾向がみられた。また，Ls3/D'が小さくなるにしたがいθ2＝90°の場合と同様に(h3'-h2)/D'はh2/D'により変化するが，その傾きは大きいようである。



図－6(a)　最高水位と水深条件
(Ls3/D'＝9.5～22.0)



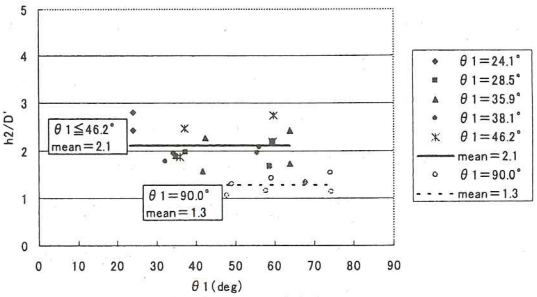
図－6(b)　最高水位と水深条件
(Ls3/D'＝3.6～11.0)



図－6(c)　最高水位と水深条件
(Ls3/D'≒0)

3．3　露出射流の発生条件について

落下目標点No.1～4のケースについて，露出射流の発生する条件を調査しその結果を図－7に示す。θ2＝90°とθ2≦46.2°を比較すると，後者の方が露出射流を発生させないために減勢池水深条件を大きくする必要があることがわかる。



図－7　露出射流の発生条件

4．おわりに

本実験により，ある程度の大きな流量を空中放流した場合の導流壁沿いの最高水深とその位置および露出射流の発生条件について，限られた条件下であるが傾向がつかめたと考える。実際の設計に際しては，①減勢池が安定した流況で，②導流壁面沿いの最高水深とその位置の検討というステップが考えられ，減勢池全体の流況や底面に作用する動水圧などの整理が今後必要と考える。

◆報 文◆

放流管空中放流水脈の跳水条件

柏井条介* 田村洋満**

1. はじめに

本報告は、放流能力の増強等のため、既設の重力式コンクリートダム洪水吐き横に新設されるダム放流管を対象としている(図-1)。このような放流管は、再開発のように、貯水池の利用計画を変更するような場合等に設けられ、例えば、洪水調節容量を大きくするような場合には、従来より低い水位で、洪水処理のための放流が必要になり、新設放流管の放流量は比較的大きなものとなる。

こうした新設放流管の減勢は、既設洪水吐きの減勢池を利用するのが経済的である。また、洪水吐きの減勢池は、通常、河道幅を最大限利用して設けられているので、その横に新たに減勢池を設けるのは、そもそも空間的に困難な場合も多い。このため、放流管は、堤体通過後に湾曲する形状とし、減勢池横から減勢池内に向かって空中放流する設備として設計される。

洪水吐きの減勢池横から空中放流し、減勢する方法は、利水・低水放流設備において従来から用いられてきているが、これら設備の放流量は、洪水吐き減勢池規模と比較してかなり小さく、減勢効果が問題となることは殆どない。一方、ここで対象としている新設放流管は洪水処理放流を行うものであり、放流量がかなり大きい。このため、水理設計においては、放流水の減勢特性を把握した上での検討が必要になる。

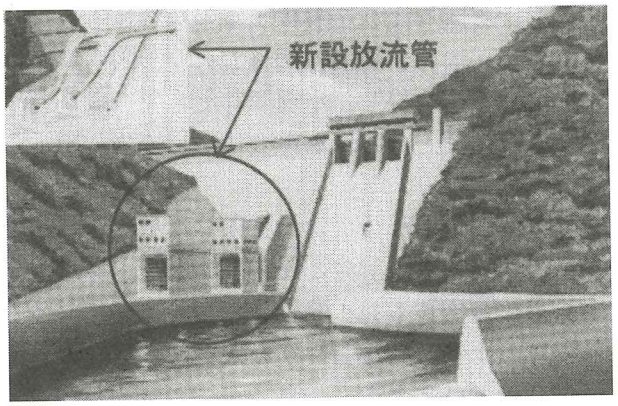


図-1 既設ダムへの放流設備の増設事例
(鬼怒川ダム総合管理事務所パンフレットより)

Hydraulic Jump Condition for Free Outflow Jet from Outlet Conduits

放流管空中放流水脈の減勢特性については、これまで殆ど知見が得られていないので、今回円形放流口から放流される水脈を対象に水理実験を実施した。本報告は、実験報告の第一報であり、水脈着床後に跳水を発生させるための下流水深条件について、運動量式による解析を通じてとりまとめたものである。後に示すように、減勢池内の流況は、着床後の水脈が跳水により直ちに減勢を開始するか否かが重要な変化条件になると考えている。従って、その条件を明らかにすることが、減勢特性を把握するための第1歩となる。

2. 実験概要

図-2 に実験装置の概要を示す。実験は、堤体下流面を想定した勾配 1 : 0.8 の斜面下流に、幅 1.5m、長さ 4.7m の減勢池を製作し、減勢池側方に水平に設置した円形ノズルから放流して実施した。

実験ケース及び諸量の説明を表-1 に示す。表中、d_0、H、θ_0 がノズルの設置条件であり、Q は、自由落下として計算される水脈上面の着水位置

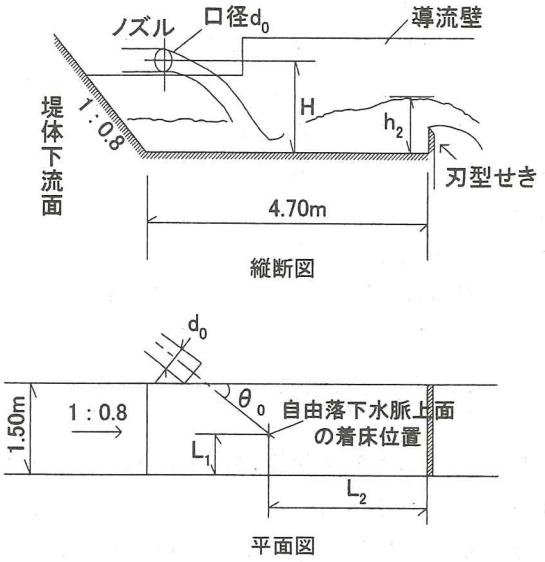


図-2 実験装置説明図

表-1 実験ケース一覧表

RUN	d_0 (m)	H (m)	θ_0 (度)	Q (m^3/S)	L_1 (m)	L_2 (m)	h_2 (m)
1	0.1	0.73	24.1	0.0578	0.375	1.175	0.233
2			28.5	0.034	0.75	2.35	0.176
3			35.9	0.0279	0.75	1.175	0.195
4			38.1	0.038	0.375	2.35	0.175
5			46.2	0.0328	0.375	1.175	0.22
6			90	0.0163	0.75	2.35	0.101
7			90	0.0237	0.375	2.35	0.105
8		1.53	24.1	0.0412	0.375	1.175	0.238
9			28.5	0.024	0.75	2.35	0.156
10			35.9	0.0201	0.75	1.175	0.161
11			38.1	0.0272	0.375	2.35	0.154
12			46.2	0.0236	0.375	1.175	0.195
13			90	0.0118	0.75	2.35	0.08
14			90	0.017	0.375	2.35	0.082
15	0.15	0.73	28.5	0.078	0.75	2.35	0.254
16			35.9	0.0636	0.75	1.175	0.203
17			38.1	0.0866	0.375	2.35	0.246
18			46.2	0.0744	0.375	1.175	0.251
19			90	0.0382	0.75	2.35	0.125
20			90	0.0546	0.375	2.35	0.13
21		1.53	28.5	0.0553	0.75	2.35	0.181
22			35.9	0.045	0.75	1.175	0.172
23			38.1	0.0617	0.375	2.35	0.221
24			46.2	0.0526	0.375	1.175	0.234
25			90	0.0263	0.75	2.35	0.088
26			90	0.0379	0.375	2.35	0.12

ここに、d_0：ノズル口径、H：ノズル中心標高と減勢池標高の差、θ_0：ノズル放流方向と導流壁のなす水平面上の角度、
Q：流量、L_1, L_2：それぞれ、自由落下水脈上面の落下位置と導流壁及び刃型堰までの距離、
h_2：水脈着床位置に跳水始端がある場合の減勢池の水深(図-2参照)。

が所定の位置 (L_1、L_2) になるよう設定した。これら条件の設定は、実際に想定される減勢池規模及び放流条件を念頭に行ったものである。

h_2 は、減勢池下流端に設けた刃型堰の高さを変化させて求めた実験結果である。刃型堰の越流流れは、減勢状況の影響を受けており、時間的な変動が大きいと共に、横断方向に変化する場合も見られた。このため、減勢池内が完全に整流された状態で、減勢池内の水深と刃型堰越流量の関係を求め、得られた関係を用いて Q に対応する水深として h_2 を求めている。

3. 刃型堰高と流況の関係

本報告は水脈着床位置に跳水始端がある状態を検討するものであるが、予備的検討として、刃型堰高を変化させた場合の流況変化を確認している。ここでは、以下の検討に先立ち、刃型堰高を変化させた場合の流況変化についてまとめておく。

図-3 に流況変化の概要を示す。空中放流水脈は、着床後に放射状に広がり、周辺の流れは平面渦を伴う 3 次元的な極めて複雑な流れとなるが、こうした複雑な流れを解析するのが本報告の目的ではない。また、紙面の関係もあり、図では、導流壁高の決定に際し、水理設計上重要になると思われる導流壁との関係を中心に、単純化して示してある。

刃型堰が低い場合には、着床した水脈が跳水渦に水没しない露出射流となって流下し、導流壁や刃型堰に衝突する (図-3 (a))。流況は荒れたものとなり、水脈の跳ね上がりも大きい。避けるべき減勢状態といえよう。

刃型堰を高くするに従って、跳水が得られるようになり、跳水始端も放流水脈の着床位置に向かって移動するが、露出射流の区間が長い場合に

は、導流壁等への水脈の這い上がりが大きい。また、減勢池内の平面渦も顕著であり、避けるべき流況となる。減勢池内の平面渦は、着床後の水脈の分散が、水脈が鉛直に着床しない限り非対称なものであること、放流水脈に対し減勢池形状が非対称であることから避けられないものと考えられるが、露出射流区間が長い場合には、平面渦の形成が露出射流により助長されるようである。

露出射流発生時の流況の把握は、放流水脈の水理的な性状、落下方向・位置の影響を評価する必要があり、かなり難しい問題となる。ここでは、少なくとも露出射流を生じさせないこと、即ち、跳水始端位置を水脈着床位置に一致させること(図-3 (b)) を水理設計上の一つの指標として提案する。このような設定により、跳水による減勢効果は最大限発揮することができ、ある程度安定した流況を得ることができる。

刃型堰高を更に高くすると、跳水始端が水没し、放流水脈は噴流となって着床するようになる。堰高が高くなるに従って、水面変動は小さく、安定した流況となり、問題のない流況となる (図-3 (c))。減勢池内水位に対する導流壁での水面の這い上がりも小さくなるが、導流壁高としては、(b) の状況と比較して高くなる傾向になる。

写真-1 は、露出射流のなくなる臨界状態付近

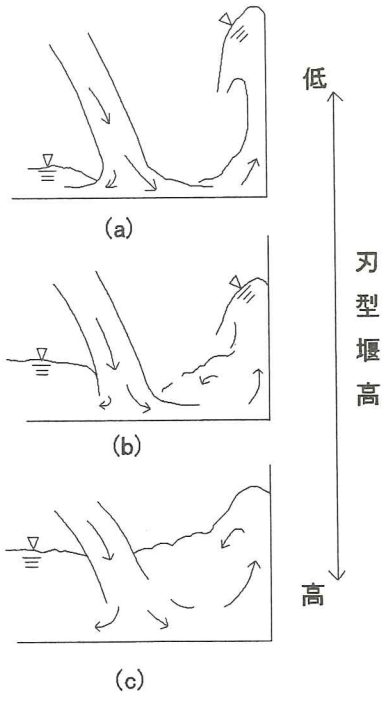


図-3 刃型堰高による流況変化の概要



写真-1 露出射流のなくなる臨界状態の流況例

での流況例である。露出射流は、水脈の放流方向で若干みられており、水脈周囲のその他の部分については、潜り跳水の状態となっている。また、例では、導流壁がかなり近くにあり、導流壁での水脈の這い上がりも比較的大きい。ここで提示した、「露出射流がなくなる」の条件は、水理設計上の必要条件として提示したものであり、十分条件ではないので設計上の取り扱いに注意が必要である。即ち、着床点から導流壁や刃型堰位置が近すぎる場合、特に刃型堰が近い場合には、減勢が不十分な水脈が下流に放出され、許容できない流況が生じる可能性がある。導流壁や刃型堰での水脈の這い上がり状況については、今後の検討課題であるが、跳水長と導流壁位置の関係が目安になるものと思われ、このうち跳水長については、本報告で検討を行っている。

なお、以上の記述では、減勢池内の水位調節施設を実験で用いた刃型堰の用語で統一したが、実際の構造物では副ダム又は、減勢池内水深に対応する下流河道水深となる。

4. 運動量式による解析と実験結果との比較

4.1 概要

先に述べたように、減勢池内の流況は、放流水脈の水理的な性状と落下方向・位置の影響を受け、多くのパラメーターが存在する。そのままでは、問題が複雑過ぎるので、ここでは、まず、減勢池の平面規模が跳水により減勢させるに足る十分大きな場合を想定し、放流水脈の水理的な性状のみをパラメーターとして運動量式による流れの解析を行い跳水に必要な下流水深を検討する。次に、実験結果と比較することで、減勢池規模の影響を

検討する。

4.2 着床水脈の分散

着床水脈の分散を検討するに当り、以下の仮定を行う。

①ノズルからの放流水脈はエネルギー損失のない自由落下にて着床する。

②着床後の流向変化によるエネルギー損失及び底面せん断力を無視する。

③水脈の分散は、着床面内のある点を中心に放射状になされる。

①は、別途実施したノズル放流水脈の落下軌跡の計測により確認されている。また、②は、自由落下式減勢工の跳水発生条件の検討において、安芸[1]が仮定した条件である。③は、流況観察の結果のとしての仮定である。図-4に示すように、中心点はx軸上にあり、θが小さくなるに従って流下方向の流量が大きくなることから、着床断面(楕円)中心から流向と反対方向にずれた位置に存在するものと考えられる。ここに、x軸は、着床断面中心を通過し、放流方向を正とする軸、また、y軸は、着床断面中心を通過する、放流方向と垂直な方向の軸である。

図-4において、着床直前の水脈断面及び着床断面の外縁を通過する断面を検査断面として、②、③の仮定のもとにx方向の運動量式を求めると、

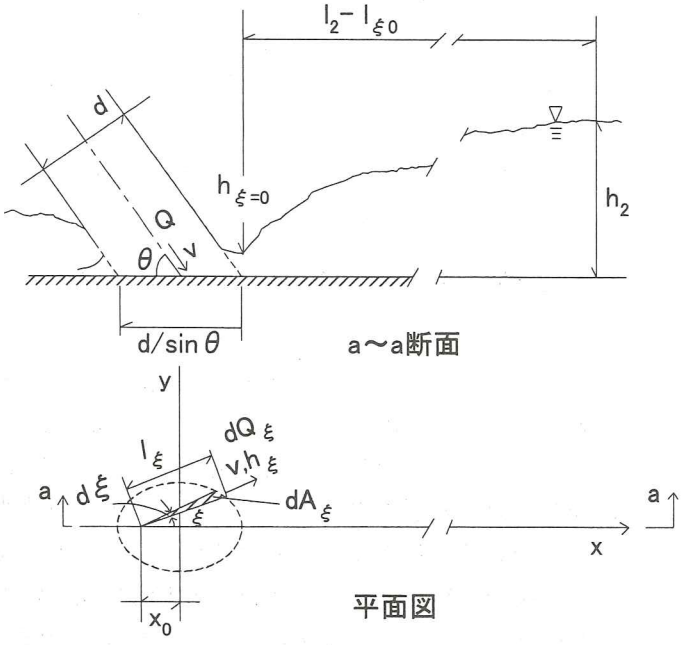


図-4 水脈の分散及び跳水に係わる諸量説明図

次のようになる。

$$\rho v\int_0^{\pi}\cos\xi dQ_\xi+0.5\rho g\int_0^{\pi}h_\xi^2 l_\xi\cos\xi d\xi -0.5vQ\cos\theta=0 \quad (1)$$

ここに、ρ：水の密度、g：重力加速度、v：着床位置での流速、ξ：分散水脈成分の流向とx軸のなす角、h_ξ、Q_ξ：それぞれ、着床断面外縁におけるξ方向の分散水脈の水深及びξと$\xi+d\xi$に挟まれた微小区間を通過する流量、l_ξ：ξ方向にとった分散中心位置$(x_0,\ 0)$と着床断面外縁までの距離、θ：着床位置における放流水脈と減勢池床面のなす角である。v、θは仮定①より計算される。

ここで、着床断面積$A_0(=\pi d^2/4\sin\theta)$、$d$：着床位置での放流水脈口径$=\sqrt{4Q/\pi v}$)のうち、$\xi$と$\xi+d\xi$に挟まれた微小区間(図の斜線部分)の面積を$dA_\xi(=0.5l_\xi^2 d\xi)$とすると、

$$dQ_\xi/Q=dA_\xi/A_0 \quad (2)$$

$$h_\xi=\frac{dQ_\xi}{vl_\xi d\xi}=\frac{l_\xi Q}{2vA_0} \quad (3)$$

であり、上式を用い、更に代表長さとしてdを用いて長さに関する諸量を無次元化すると次式を得る。

$$\frac{\int_0^{\pi}l_\xi'^2\cos\xi d\xi}{A_0'}+\frac{\pi\int_0^{\pi}l_\xi'^3\cos\xi d\xi}{16A_0'F_r^2}-\cos\theta=0 \quad (4)$$

ここに、$l_\xi'=l_\xi/d$、$A_0'=A_0/d^2$、$F_r=v/\sqrt{gd}$である。l_ξ'は次式で計算される。

$$l_\xi'=\sqrt{(x_\xi'-x_0')^2+y_\xi'^2} \quad (5)$$

$$x_\xi'=\frac{x_0'^2\tan^2\xi\pm\sqrt{-x_0'^2\sin^2\theta\tan^2\xi+t/4}}{t}$$

$$y_\xi'=\sqrt{1/4-\sin^2\theta x_\xi'^2}$$

ここに、$x_\xi'=x_\xi/d$、$y_\xi'=y_\xi/d$、$x_0'=x_0/d$、$t=\sin^2\theta+\tan^2\xi$、x_ξ、y_ξ：それぞれl_ξの着床断面外縁でのx及びy座標であり、複号は、$0\le\xi\le\pi/2$で+、$\pi/2<\xi\le\pi$で−をとる。式(4)、(5)により、x_0'を求めることができ、式(2)、(3)により着床断面外縁上の流量及び水深分布を求めることができる。

4.3 跳水計算と実験結果との比較

写真-1 の説明から分かるように、跳水のために最も大きな下流水深を必要とするのは、x 軸方向の分散水脈の成分である。そこで、x 軸方向の分散水脈の成分について、水平水叩き上の跳水計算と同様に連続式及び運動量式を求めると次式となる。

連続式

$$dQ_\xi = vh_\xi l_\xi d_\xi = v_2 h_2 l_2 d\xi \tag{6}$$

運動量式

$$\rho v dQ_\xi + 0.5\rho g h^2_{\xi=0} l_{\xi=0} d\xi - (\rho v_2 dQ_\xi + 0.5\rho g h_2^2 l_2 d\xi) = 0 \tag{7}$$

ここに、v_2、h_2、l_2：それぞれ跳水終端の流速分布がほぼ一様な断面での流速、水深、x_0 からの距離である。h_2 は、実験で得られた跳水始端が水脈着床位置にある場合の減勢池内水深と同様の意味を持つものと考えられ、同じ記号を用いている。式 (6)、(7) を用い、d により長さを無次元化すると次式を得る。

$$\left(\frac{h_2'}{h_{\xi=0}'}\right)^3 \left(\frac{l_2'}{l_{\xi=0}'}\right)^2 - (2F_r^2/h_{\xi=0}' + 1)\frac{h_2'}{h_{\xi=0}'}\frac{l_2'}{l_{\xi=0}'} + 2F_r^2/h_{\xi=0}' = 0 \tag{8}$$

ここに、$h_\xi' = h_\xi/d$、$h_2' = h_2/d$、$l_2' = l_2/d$ である。式 (8) より、h_2' が求められるが、l_2' を設定する必要がある。これは、2 次元の水平水叩きの跳水計算では生じない問題であり、水脈が放射状に放出され、流下するに伴い単位幅当り流量が小さくなることに原因がある。l_2' は、水平水叩き上の跳水では、$(l_2' - l_{\xi=0}')/h_2' = 4.5$ 程度の値が得られており[2]、ここでも、4.5 程度として検討を行った。その結果、4.0 の方が実験との適合性がよいので 4.0 の値を用いて実験ケースの計算を行った。ただし、4.5 と 4.0 の場合の h_2' の差は、3～4%程度であり、小さい。

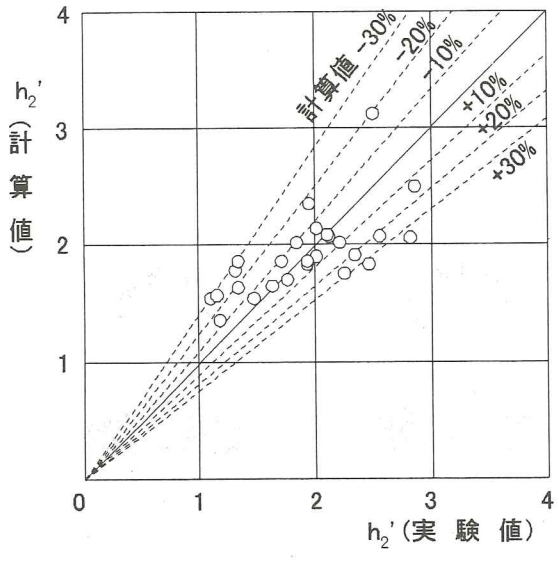


図-5 h_2' の実験値と計算値の関係

図-5 に h_2' の計算値と実験値を比較して示す。ここで、実験での $F_r = 4.5$～8.6、$\theta = 27.4$～74.8 度である。両者の関係はややばらつくが、導流壁等の影響を無視したにも拘わらず、計算値と実験値は比較的よく一致しており、今回の実験範囲では、実験値は計算値 ±30%の範囲に納まっている。設計上は、計算値に 30%程度以上の余裕を見込めば安全な設定が可能であろう。

実験値と計算値の差の傾向は特に見られておらず、大きい場合、小さい場合の両者が存在する。実験値が計算値より大きくなる場合の理由として着床水脈の $\xi = \pi$ の側の水脈が水没しており、水没部の水圧の影響により実際の θ が大きくなっていること、刃型堰までの距離が跳水長よりも大き過ぎる場合には、堰位置での水深の影響が直接着床点にまで作用しないことが考えられる。また、小さくなる場合の理由として、導流壁や刃型堰に作用する動水圧の影響が、更に、何れの方向に作用するか分からない現象として、水平渦や刃型堰を越える流れが横断方向に一様でないことなどが挙げられ、各実験ケースでは、これらの影響が複雑に影響しあっているものと思われる。なお、上述のうち、刃型堰までの距離が大きい場合に跳水始端が下流に移動する現象は、副ダムを有する通常の水平水叩き式減勢工において見られる現象であり、これについては、所定の跳水長位置に放流水を着床させることで対応が可能である。

参考までに、表-2、図-6 に計算結果から求められる x_0' 及び h_2' と F_r、θ の関係を示す。x_0' については、$F_r = 7$ の結果を示したが、F_r による変化は殆ど無く、$F_r = 4$～10 の範囲では、表の値を用いて問題ない。h_2' は、F_r、θ が大きいほど大きくなる傾向があるが、F_r が 10 以下、θ が 20 度以上では、4 以下となっている。2 次元跳水では、例えば $F_r = 4$ でも流入水深と下流水深の比が 5.2 であり、これと比較して小さい下流水深での跳水が

表-1 x_0' $(=x_0/d)$ 値 $(F_r=7)$

θ (度)	90	80	70	60	50	40	30	20
x_0'	0	−0.09	−0.18	−0.29	−0.42	−0.59	−0.86	−1.36

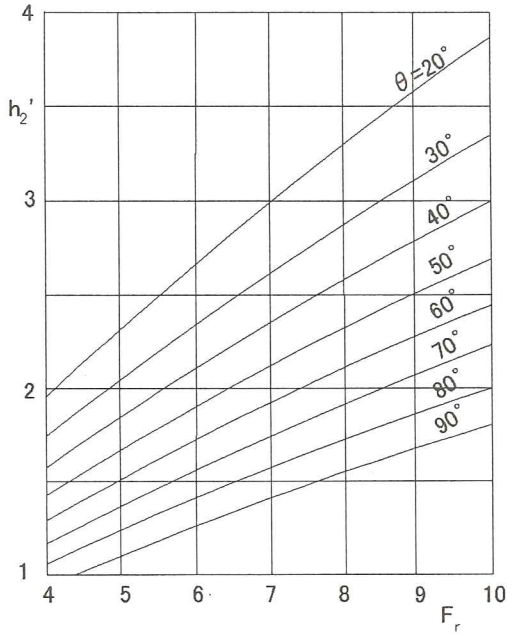


図-6 h_2' と F_r, θ の関係 (計算値)

可能なことが分かる。

5. おわりに

空中放流水脈の露出射流をなくす跳水条件について、実験及び運動量式を用いた検討を実施した。主たる結果は以下の通りである。

(1) 運動量式を用いて求めた下流水深の算定式により、導流壁等が複雑に影響する実験結果を概ね表すことができた。計算値と実験値の差は±30%程度以下であり、計算値に30%程度の余裕を見ることで、設計上安全な下流水深を求めることが可能と思われる。

(2) 計算値と実験値の比較により、空中放流水脈の跳水長は下流水深の4倍程度と推定される。

上記 (1) により求められる跳水のための下流水深を確保し、(2) の跳水長が確保できる減勢池規模を設定すれば、安定した減勢池流況が得られるものと思われる。こうして得られる減勢池の平面規模は比較的大きいものとなることが予想されるが、先にも述べたように、導流壁等が跳水長内にある場合にも、減勢池流況として採用できない訳ではなく、減勢池規模の縮小が可能である。今後は、導流壁等が近い場合の水脈の這い上がり状況について、下流水深が跳水水深より大きい場合も含めて検討し、空中放流の減勢池の設計方法を確立していく予定である。

参考文献

1) 安芸周一：アーチダム中央越流式洪水吐に関する研究, 電力中央研究所技術研究所報告, 土木 62002, 1962.
2) 土木学会：平成 11 年版水理公式集, pp.268-269, 1999.

*柏井条介



独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

田村洋満**



(前　独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム交流研究員)
Hiromitsu TAMURA

宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計

柏　井　条　介*

KASHIWAI Josuke

1. はじめに

宇奈月ダムの水理構造物の設計は，解決すべき様々なの課題を有していた。その大きな要因は，貯水池計画上必要な排砂設備の存在にあり，河道幅に対する非常に大きな洪水流量にある。

宇奈月ダムの年間土砂流入量は，上流黒部ダムの実績から約140万m³/Sと推定されており，通常の100年堆砂を見込むとダム計画が成立しない程の流入土砂量になる。このため排砂設備による積極的な排砂が貯水池計画に位置付けられることとなった。

宇奈月ダムの排砂運用については，現在，先行して排砂を行ってきた上流の出し平ダムの排砂実績等を踏まえて協議会の場で検討・実施されているが，洪水末期において水位低下操作と貯水位回復を行うという基本的な操作は，施設計画検討当初からの方針であった。これは，排砂時の放流水質制御の他，利水運用とのバランスを考えてのものである。

洪水末期という短期間において所定の土砂を貯水池から排出(或いは下流に供給)するためには，比較的大きな流量の放流が必要となる。施設規模も相応に大きなものとなる。一方，宇奈月ダムサイトは急峻なV字谷となっており，後に示すように，放流設備を設置するブロックは大きくとって8ブロックしか見こむことができない。宇奈月ダムのダム設計洪水流量は7,600m³/sであり，排砂設備の設置が無くともかなり大きな単位幅当り流量となる。

宇奈月ダムの洪水吐き，排砂設備の水理設計では，かなり大規模なものとなるこれら施設を限られた空間内に如何に合理的に配置するかが，まず問題となった。更に，得られた配置計画に基づく設計では，排砂設備は勿論，洪水吐きにおいても新たな試みが必要となり，水理設計以外の広範な分野に亘り多くの検討がなされている。

周知のように，宇奈月ダムは平成13年6月に上流出し平ダムとの最初の連携排砂を実施している。排砂の最終的な評価は実績の積み重ねを待たなければならないが，現在のところ支障のない運用が実施されているといってよいであろう。現在に至る技術的な道筋は，黒部工事事務所を始めとする多くの関係者の努力により構築・支持されている訳であるが，本文では，旧建設省土木研究所ダム水工研究室及び水工水資源研究室が主として係った水理設計について取りまとめる。

ただし，宇奈月ダム洪水吐き・排砂設備検討は水理分野のみでも多岐にわたる内容をもつものであり，ここでは，各施設の水理設計趣旨を中心に全体を概観するものとした。

ここでは土木研究所での検討内容を示すが，最終的な操作運用方法や水理設計形状については，土木研究所の検討結果に修正が加えられた部分もあることをお断りしておく。修正内容に付いては十分把握していないこともあり，本文では細かい数字等はできるだけ省略することを心掛けた。ここに示した検討は，事業の進展に合わせ，昭和58～平成10年に掛けて断続的に実施されたものである。

2. 洪水吐き，排砂設備の配置

表－1に宇奈月ダム洪水吐き検討において必要な基本諸元を，図－1に宇奈月ダム洪水吐き・排砂設備の配置を示す。配置検討では，貯水池容量を有効に活用することを前提に種々の形式，規模を検討して最終案に至っており，検討における考慮事項及び配置案の趣旨を以下に簡単にまとめる。

表－1　宇奈月ダム基本諸元設

貯水位		流量	
堤　頂	El.262.0m	—	—
設計洪水位	El.261.0m	ダム設計洪水流量	7,600m³/s
サーチャージ水位	El.260.0m	計画高水流量	6,900m³/s
常時満水位	El.245.0m	計画最大流量	6,200m³/s
制限水位	El.242.0m	洪水調節開始流量	650m³/s
最低水位	El.220.0m	—	—

1)　洪水調節方法

操作の容易さ・確実性及び貯水池容量の効果的利用を考慮し，洪水放流操作を，流入量が650m³/sまでは流入＝放流，放流量が6,200m³/sに達した後は一定量放流としその間は自然調節とする。

2)　放流幅

洪水吐き及び排砂設備等の全体は，ダムサイトの地形，地質及び発電用取水口の配置から8ブロック内に納めることを前提とする。

3)　設備配置の基本方針

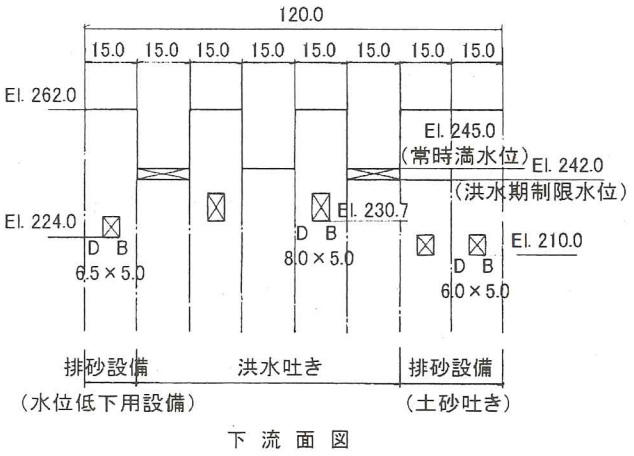
排砂時の流況から，排砂設備は左岸側に配置することとし，放流量の大きい洪水吐きを河道に向かって中央に(河道幅は必要洪水吐き幅と同程度である)，水位低下のための必要設備を右岸側に配置するものとする(水位低下用放流設備の趣旨は後

*独立行政法人土木研究所　水工研究グループ　上席研究員(ダム水理)

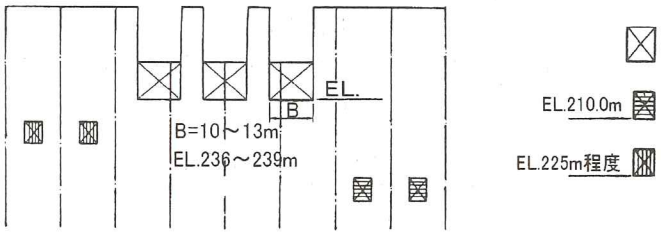
に示す)。

4) 可能な洪水吐き配置と選定

貯水池容量の効果的利用を行うものとして，上記洪水調節方式及び制約条件のもと可能と考えられる洪水吐き配置は，図－1に示すゲート付き高圧放流管＋自由越流頂配置，及びゲート付き越流頂配置(例えば図－2)の2形式であり選択肢は限られる。これは本ダムの洪水流量が確保可能な放流設備空間に対して非常に大きいことによる。



図－1 洪水吐き，排砂設備の配置



図－2 ゲート付き越流頂配置案

ここで，後に示すように，排砂のための水位低下操作及び排砂のために比較的大きな流量を放流する施設が必要となるが，ゲート付き越流頂の場合には，越流頂標高が高く洪水吐きを水位低下操作に用いることが殆どできない。このため，より低い水位での放流が可能な高圧放流管を設置する場合と比較して，水位低下のための施設がかなり大きくなり，結果として施設全体のゲート数が多くなる。また，ゲート規模も大きくなる。

上記より，高圧放流管＋自由越流頂配置を採用した。ここで，何れの案を採用するにしても650m³/s時にはゲートを水脈から離して越流状態で放流させる操作が必要になることが課題として残された。即ち，この領域では貯水位に対し流量の不連続な，または貯水位に対し流量が明確でない領域(遷移域という)が生じ，高精度な流量制御が期待できない事が予想される。一方，遷移域での操作を避け，ゲート操作時の放流を常に安定したゲート半開流として放流するものとすると，非現実的な大きな貯水容量または洪水吐き幅が必要になる。検討では，650m³/s時であれば，2門のゲート操作時期をずらすなどの配慮により問題のない流量操作が可能と判断し，図－1の配置案を最終配置とした。

なお，配置案のクレストゲートは，非洪水期の常時満水位維持用のゲートである。洪水期全開，非洪水期全閉の越流ゲートを想定しており，ゲート操作による流量制御は行わない。

5) 水位低下及び排砂設備規模

洪水末期の短期間に貯水池を空虚にして排砂操作を実施するものとすると，洪水調節を含む洪水処理後の比較的大きな流量を放流しながら水位低下操作を実施する必要がある。

既往の実績洪水の減衰ハイドロに基づく水位低下操作のシミュレーションにより，貯水位EL.235.0mにおいて450m³/s程度の放流能力を有していれば，400m³/s弱の比較的大きい流量での排砂が可能であり，排砂終了流量を，現況河道に濁りのみられない，また排砂終了後速やかに貯水位が回復できる200m³/s程度としても十分な排砂時間が得られることが確認された。このことを踏まえ，排砂設備，水位低下用放流設備の規模を決定した。

ここに，水位低下用放流設備は，本ダム排砂設備が大量の土砂を排出し施設のかなりの摩耗損傷が避けられないことから設けた，水位低下時の流量制御専用放流設備である。これにより，排砂設備の操作を低圧下(貯水位EL.235.0m以下)の排砂操作のみに用いることが可能になり，その確実安全な施設運用を維持することができる。

なお，排砂設備のゲート敷高は，排砂時の貯水位及び後に示す流入構造物規模，並びに現地地形・地質を勘案してEL.210.0m程度とし，水位低下用放流設備の呑口敷高は，排砂時の右岸側堆砂高を参考に，堆砂の影響を受けない標高としてEL.224.0mとした。排砂時の右岸側堆砂高は水理模型実験により推定している。

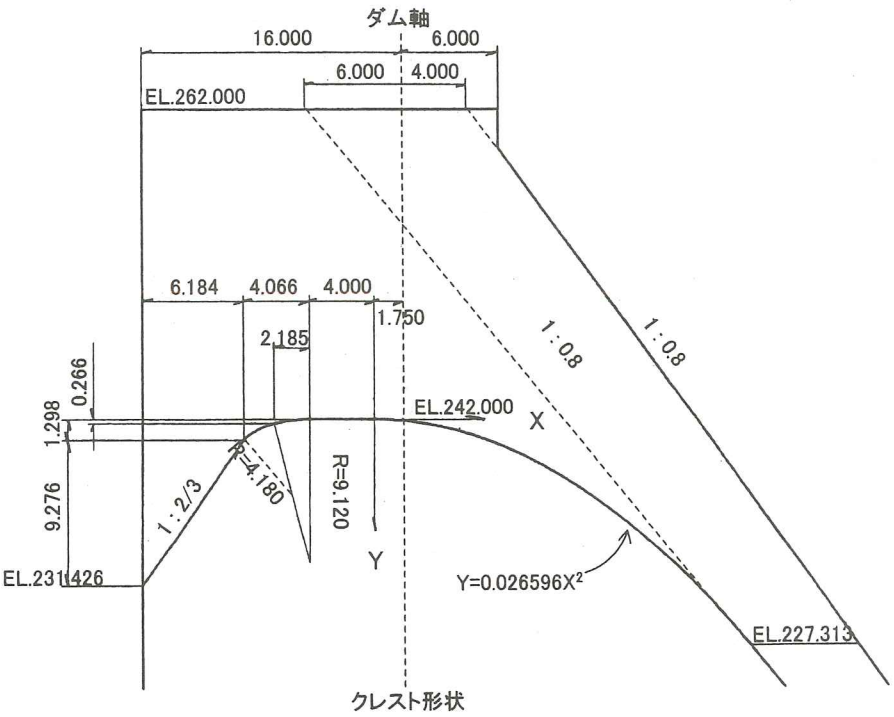
3. 洪水吐きの水理設計

3.1 越流頂及び越流頂ゲート

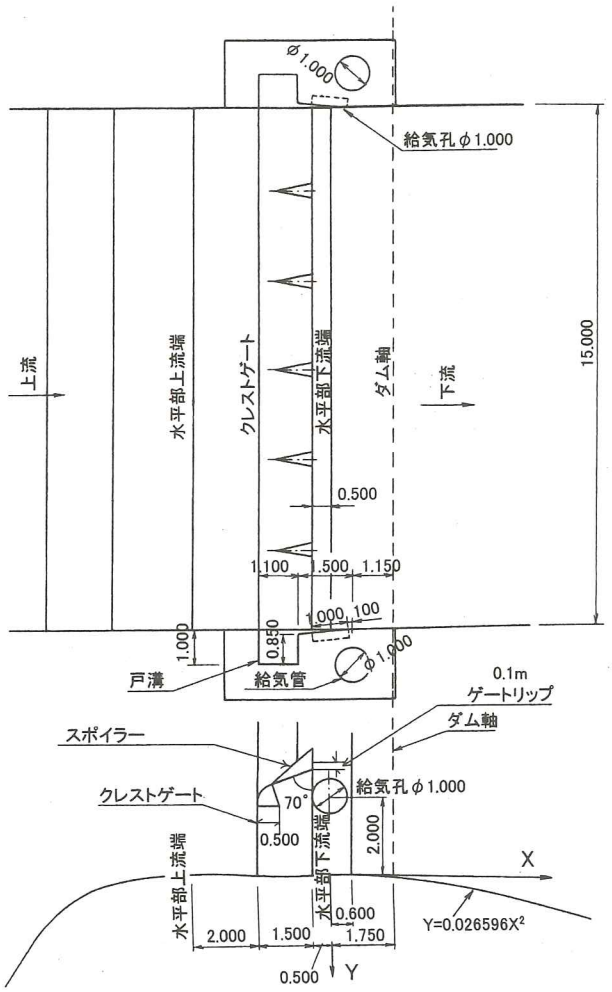
図－3に宇奈月ダム越流頂形状を，図－4に越流頂ゲート形状を示す。図は，越流頂敷高がEL.242.0mのものであるが，EL.245.0mのものも同じ越流頂形状である。

1) 越流頂断面形状

宇奈月ダム越流頂断面は，図に示されるように基本三角形に対し大きめの断面となっている。これは，後に示すように減勢工として空中放流形式を採用しており，洪水吐きの堤体断面が基本三角形から大きく外れる，つまり洪水吐き設置位置の基本三角形に余り意味がないこと，これも後に示すように放流管断面が大きく基本三角形に納めることが困難なこと(ゲートハウスが大きく下流に突き出すことになる)，非常に越流水深の大きい越流頂ゲートを設けることを考慮した結果である。具体的には，操作の容易さを考慮して，自由越流の流量調節を越流頂標高ではなく，越流頂標高は制限水位及び常時満水位に合わせ断面調整により行う(例えば設計洪水位を設計水位とする標準越流頂では自然越流部からの越流量が計画最大放流量を上回る



図－3　越流頂形状



図－4　越流頂ゲート形状

ことになる)こと，施工性を考慮し洪水吐きにオーバーハング形状を用いないこと，越流頂ゲート設置のための十分な水平部を確保することを優先して断面設定を行った。同様に，標高の異なる越流頂断面形状を同じとしたのも，設計・施工の単純化及び管理上の越流頂放流特性認識の容易化を図ることを優先させたことによる。

越流頂断面の決定に際しては，越流頂部の水平長，下流放物線の係数等をパラメータにした系統的な実験を行い，壁面作用圧力の最低値が－3m 水柱以上となり，かつ放流条件を満足する最小の断面形を求めた。壁面作用圧力の最低値は越流水頭19m 時に－2m 水柱程度となっており，放物線上に生じている。

2)　越流頂ゲート

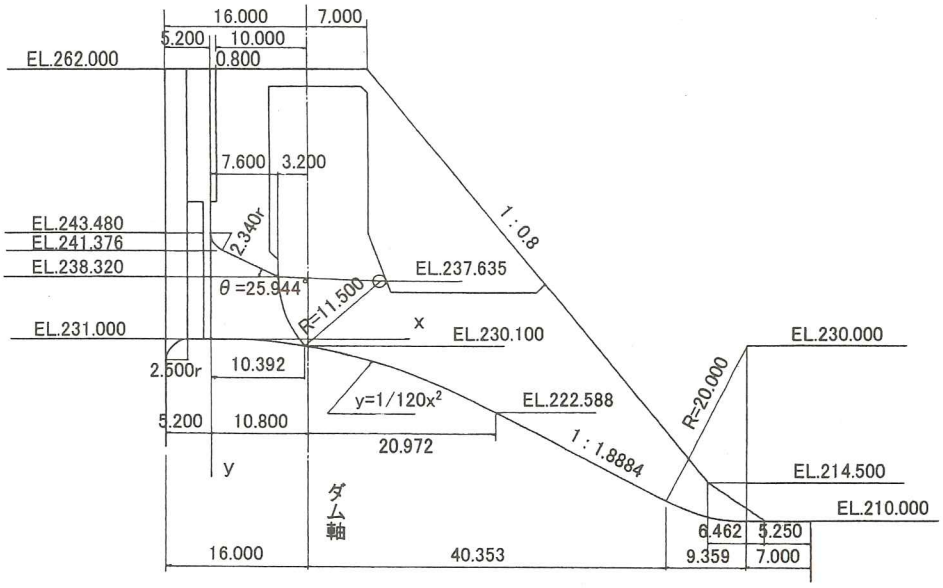
越流頂ゲートの原案として，ゲート厚さ1.5m (構造上必要と思われた厚さ)，頂部が水平で上流側に0.5m の円弧を設けた形状により実験を行った。その結果，非洪水期の計画洪水流量 2,300m³/s 放流時に－7m 水柱相当の非常に大きな負圧が円弧部に発生した。越流水深が大きくゲートが完全に水没状態になるものと予想し，製作の容易な最も簡単な形状にて実験を行った訳であるが，ゲート頂部下流端付近の作用圧力はほぼ大気圧となっており，期待した背圧が殆ど作用しない結果となった。

原案の実験結果を受け，円弧部の圧力を上昇させるための方法として頂部に逆勾配を設けること及び頂部下流端にリップを設けることを考え検討を行った。検討は，まず，流れをポテンシャル流れと仮定した境界要素法による数値計算により形状選定を行い，選定した形状について模型実験により妥当性を確認した。ここで，境界要素法による計算は，原案形状の水面形を用いるとともに，ゲート頂部からの放流水脈形状(つまり剝離渦領域外縁形状)をゲート頂部下流端に極値をもち越流面への水脈衝突点(原案圧力分布から求められる)を通過する放物線で近似して実施した。計算により上面傾斜角20度，リップ長0.1m の形状を選出し実験に供した結果，圧力的な問題はなく，本形状の採用が可能と判断した。

実験では，以上の基本形状をもとに，更に越流水脈が薄い場合の越流水脈の振動を防止するためのスポイラー及び空気管の検討を実施し，最終形状を得ている。給気孔位置は低すぎると落下水脈の逆流による背水に水没し，越流水深の小さい段階から機能しなくなる。このため，最終形状ではゲート頂部より若干低い位置に設けている。

3.2　高圧放流管

本ダム高圧放流管は，断面の非常に大きい放流管であり，予備ゲート規模を小さくすることから，また，管路・開水路流両者での放流が生じることから，開水路流での流況の安定してい



図－5　高圧放流管形状

る一面ベルマウス式放流管として設計した。

得られた形状を図－5に示す。開水路流での放流があること及び断面が大きいので極力小さくすることに配慮し，次の手順にて水理設計を実施している。なお，管幅は5mである。

1)　越流を考慮して放流管底面を放物線とし，直線を介して空中放流のバケットカーブに摺りつけることを想定する。放物線は最高水位における自由落下曲線を参考に設定する。

2)　1)の放物線形状について水理模型実験を実施し，越流水深と放流量の関係及び水面形を調査する。得られた結果より，EL.242.0mにて650m³/sを開水路流で放流するための放流管敷高を設定する。また，開水路流～管路流への移行がスムーズに行われるよう，開水路流水面形に沿わせた上面形状を検討する。なお，上面形状の壁面作用圧力の検討は，越流頂ゲートの場合と同様にポテンシャル流とした境界要素法により実施しており，圧力的に問題無く，かつ開水路流の水面形に可能な限り近づけた上面傾斜を選定した。

3)　2)で検討した上面形状を用いて放流量及び圧力調査を実施し，形状の妥当性を検証する。

ところで，放流管開水路部両側の幅5mの隔壁は，越流頂放流水脈の導流壁でもある。越流頂，放流管ともに放流量が非常に大きく，水脈も厚い。このため，導流壁をそのまま延長してバケットカーブ内部にて省略すると，側方に拡がる両水脈が激しく干渉して顕著なヒレ状水脈の跳ね上がりを生じる。図－5において，導流壁下流端を少し延長しているのはこのためであり，延長部分の設置により両者の水脈干渉が軽減され，ヒレ状水脈の跳ね上がりが減少する。

3.3　減 勢 工

宇奈月ダム減勢工として，空中放流により河道上にて減勢させる方法を採用している。その趣旨は以下の通りである。

1)　ダムサイト付近の河床堆積物が厚いため，大規模な減勢構造物の施工が困難である。

2)　下流河床変動に対し，ある程度の流況の確保が可能である(急激な流況の悪化が生じない)。

3)　河床堆積物や排出土砂の損傷を受けにくい。また，維持補修が容易である。

一方，河道に減勢機能をもたせることから，予備検討を実施しており，次の結果得ている。本形式は，この予備検討結果を参考に適用を検討することとしたものである。

1)　ダム設計洪水流量以下の流量に対し，減勢は下流湾曲部上流側(距離標20.4km)付近まででほぼ終了し，比較的良好な流況を示す。

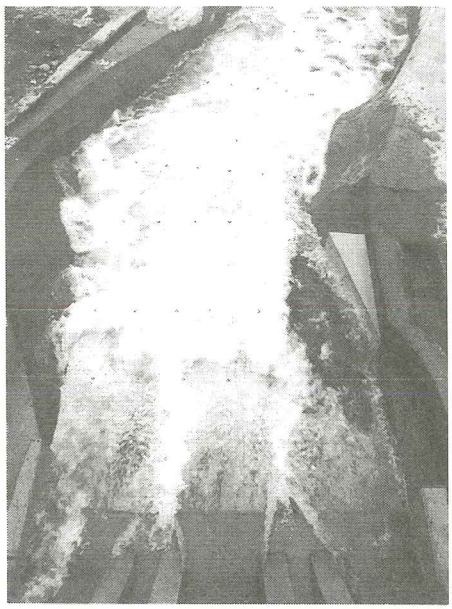
2)　1)の減勢状況を得るためには，できるだけダム直下流にて放流水脈を水中に潜らせる必要がある。下流水位より低い標高からの放流では水脈が水面上を走る流況が現れるが，この場合には，速い流速が下流の長い距離まで残り流況が悪化するとともに，河床低下により水中に潜る流況へと変化し水衝部が変化する可能性がある。従って，放流標高は下流水位よりやや上方とする。

一方，水脈が水中に潜る場合には，流入水脈上流側に形成される回流により土砂が旋回し，ダム堤趾部等が損傷する可能性がある。従って，この回流が強くならないよう配慮する必要があり，余り上方からの放流或いは下向きの放流は避ける必要がある。なお，下流水位が低下した場合には，水脈落下位置下流で跳水を生じる流況となり水面の乱れは大きくなるが，減勢終了位置にあまり変化はみられない。

実験では，下流河道水位を考慮し放流標高をEL.210m(図－5参照)とした場合を基本に，まず，より効果的な減勢を得ることを期待して放流標高をいくつかに分けて分散させる方法について検討を行ったが，放流水脈が非常に厚く，期待した効果は殆ど得られなかった。そこで，河道部について必要に応じて流況改善のための整形を行うとともに，水衝部を中心にコンク

リートによる保護を行うこととした。

写真－１に最終形状での流況例を示す。写真に示すように，現地河道は洪水吐き幅に対し狭くなっており，右岸側では放流水脈がそのまま河道堅岩に衝突する部分が生じる。このため河道形状の整形は右岸側を中心に実施している。写真は，計画最大放流量6,200m³/sのものであるが，湾曲部上流までに十分減勢しており，流れも安定していることが分かる。

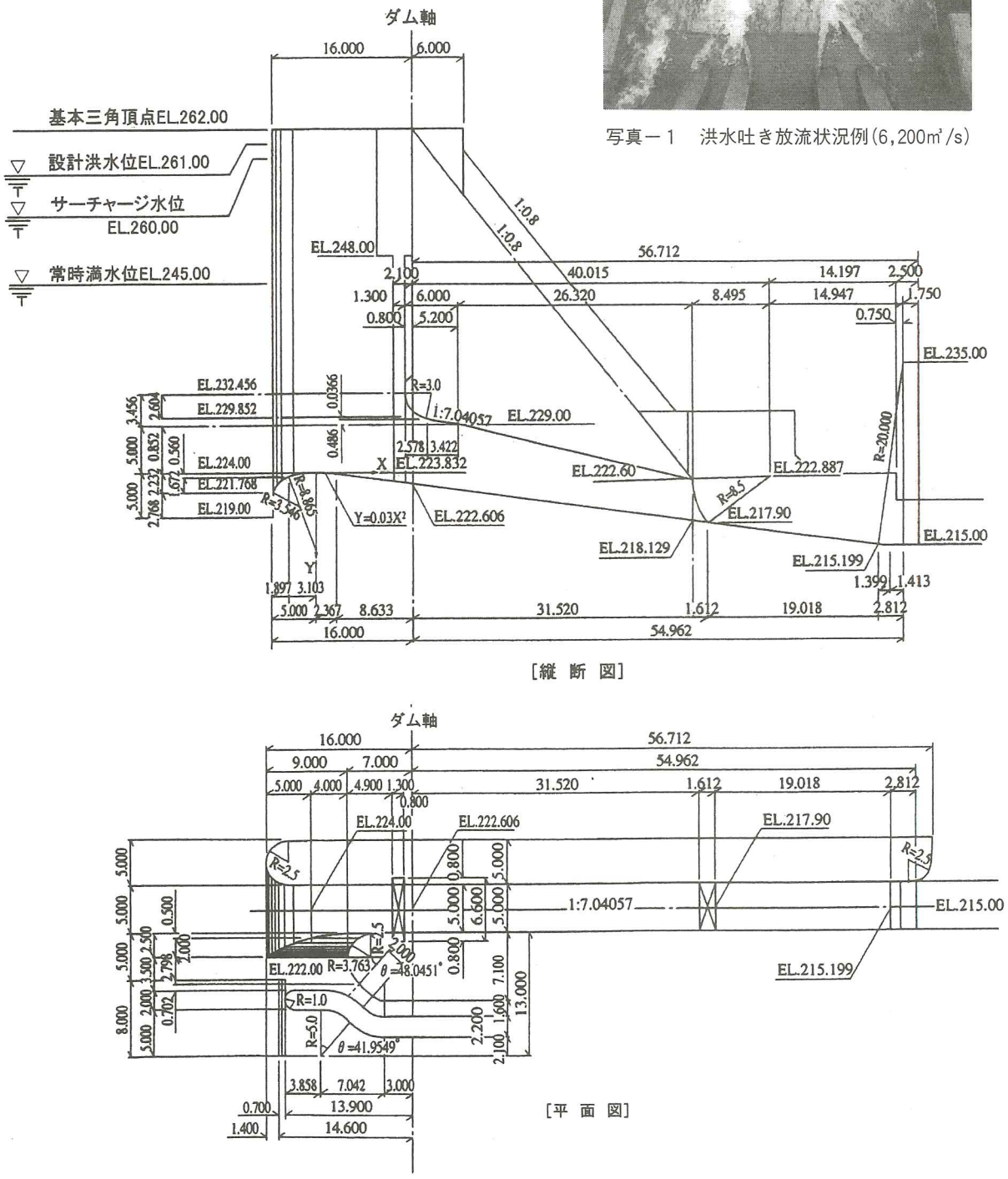


写真－１　洪水吐き放流状況例(6,200m³/s)

4.　水位低下用放流設備の水理設計

図－６に水位低下用放流設備形状を示す。

水位低下用放流設備は，水位低下をスムーズに行うため設けられるものであり，EL.242.0m以下において操作を行う。放



図－６　水位低下用放流設備形状

流能力は，排砂設備が水頭25m 以上の高圧下放流となるEL.235.0m において，洪水末期の速やかな水位低下が可能なよう洪水吐きと合わせて450m³/s の放流可能なものとする。水位低下用放流設備としては320m³/s を対象流量とする。先に述べたように，入り口敷高は堆砂の影響を受けないようEL.224.0m 以上とする必要があり，設備幅を最大5m とすると，EL.235.0m での放流は開水路流となることが想定され，高圧放流管の場合と同様に開水路流での水面形を求めた上で，これに沿うように上面形状を設定した。上面入り口付近の直線部勾配を下流のそれより緩くしているのはそのためである。なお，開水路流水面形については，高圧放流管では実験での水面形を参照にしたが，水位低下用放流設備の設計では2次元ポテンシャル流れとして境界要素法による数値計算により検討した。

水位低下用放流設備は，全管路型放流管とし，洪水吐き右岸の隣接ブロックに設けるものとした。右岸側配置としたのは，排砂時の流向から排砂設備を左岸側に配置するのが適当と判断されたからである。また，全管路型としたのは，部分管路とするとゲート断面がかなり大きくなること，そのため，ゲートハウスも含めた堤体内の空隙が非常に大きくなり堤体に与える影響が大きくなることによる。

入り口形状は，上流端を洪水吐きの高圧放流管張出しに合わせることとし，越流水深が大きいことから大きな圧力低下の生じないことを念頭に縦断形状を設定した。また，本施設に隣接して発電の取水口が設置されるため，入り口部右岸側については，導流壁を省略し，越流可能な形状とした。

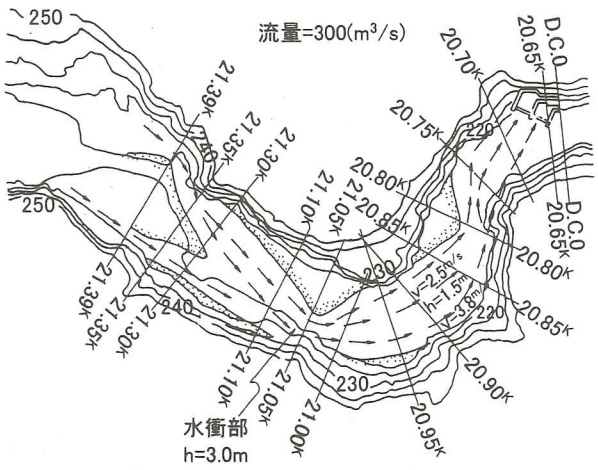
以上の形状設定に基づき水理模型実験を実施し，流量，壁面作用圧力，流況等の観点からその妥当性を確認している。

ダムサイト位置の河道幅は非常に狭く，洪水吐き幅にも不足するものである。このため水位低下用設備及び排砂設備は，基礎岩盤のすぐ上方に設置される施設となり，堤体内に埋設するというよりは岩盤上に設置する施設の趣をもつ。従って放流水をそのまま直線的に導水することはできず，河道に向かって流向変化させる必要がある。水位低下用放流設備では，地形・地質を勘案して図－7の平面線形を用い，外側導流壁沿いの水脈の這い上がりを抑えるものとした。

5. 排砂設備の水理設計

排砂時の貯水池堆砂上の流れは，侵食に伴い蛇行し，澪筋が時間と共に変化するが，同時に，澪筋の大まかな位置は貯水池線形の影響を受け，ある範囲内に固定される傾向がある。貯水池幅が狭いほどその傾向が顕著になり，ダム直上流での流向は図－8に示すように左岸寄りにほぼ固定される。

図－8は左岸に2門の排砂設備を設置した場合の例であるが，左右岸配置とした場合，右岸側設備への流入水は，まず左岸に達したのち，右岸側に導水されるという流下形態をとる。このとき，当然のことながら左岸側施設の導流量が非常に大きくなる。そこで，効率的な排砂，或いは安定した排砂時流況を得るため，排砂設備は左岸側に2門配置することとした。2門としたのは次の理由による。

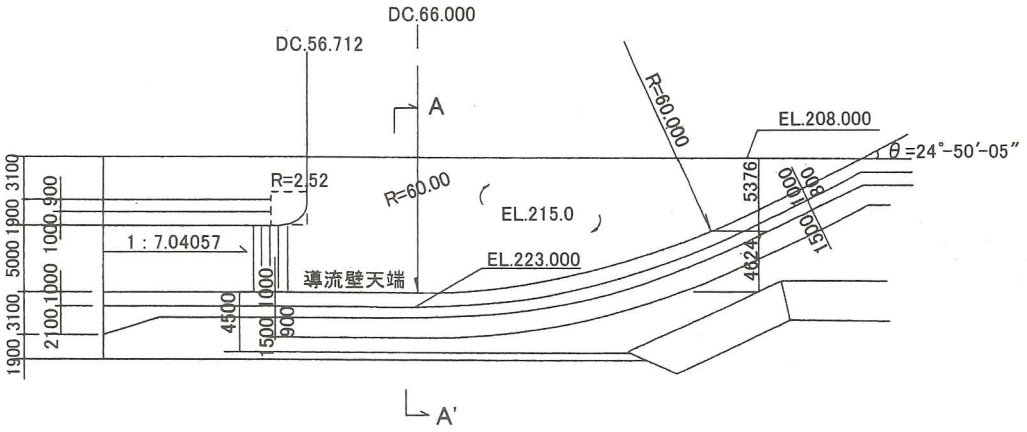


図－8　排砂時の流向

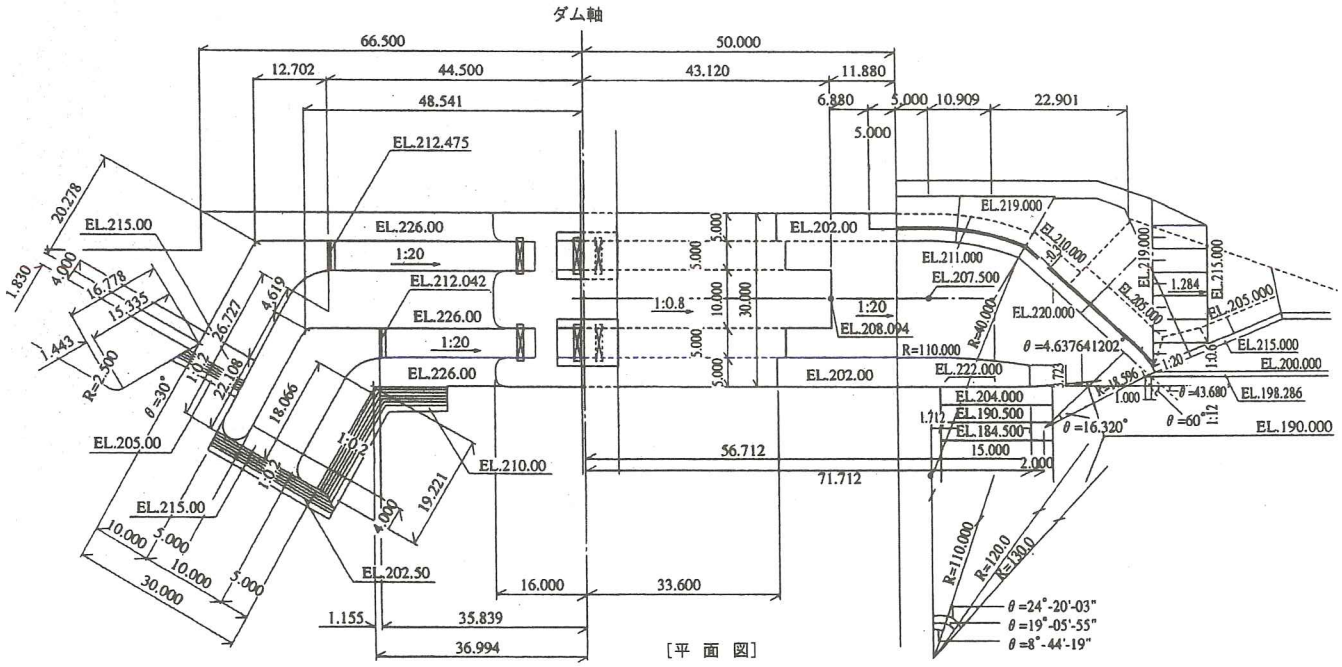
1)　効率的な排砂のため400m³/s 程度の比較的大きな流量を開水路流にて流下させる必要がある。

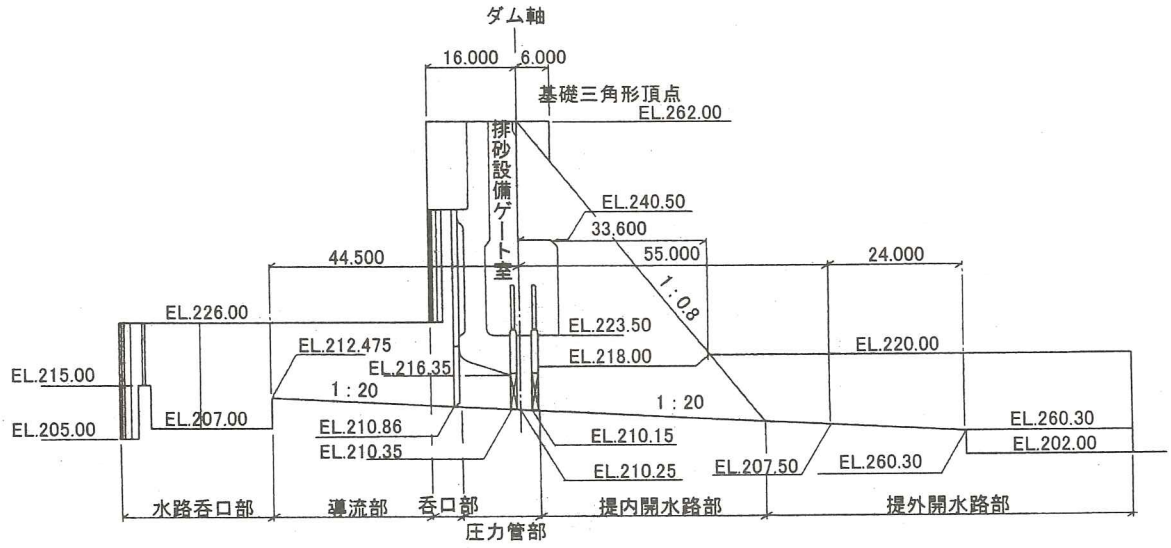
2)　排砂設備は頻度の高い維持補修が必要な設備であり維持補修時期をずらすことにより常にある程度の排砂効果を得られるようにしておく。

図－9に排砂設備形状を示す。

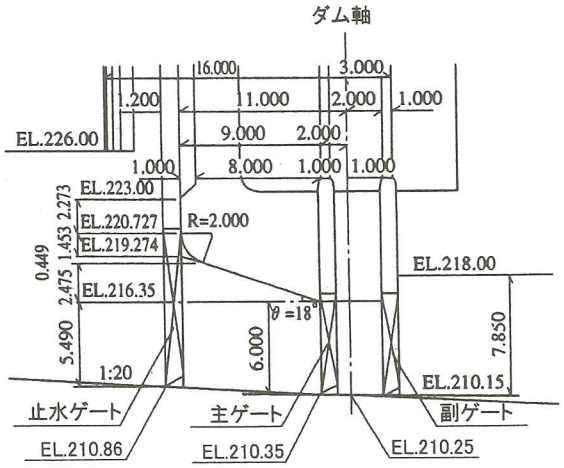


図－7　水位低下用放流設備放流水脈の導流形状(平面)





[縦 断 図]



[呑口部～圧力管部詳細図]

図－9　排砂設備形状

排砂設備は，ダム上流側に導流施設を有している。これは，排砂時のダム近傍での堆砂上の流れが比較的流速の速い射流になり，この土砂混じりの流れが，ダムのアバットや堤体に損傷影響を与えないようにすること，及び土砂流の堤体への影響を極力軽減するため，流れを上流で整流させて堤体内を通過させることを考えての措置である。

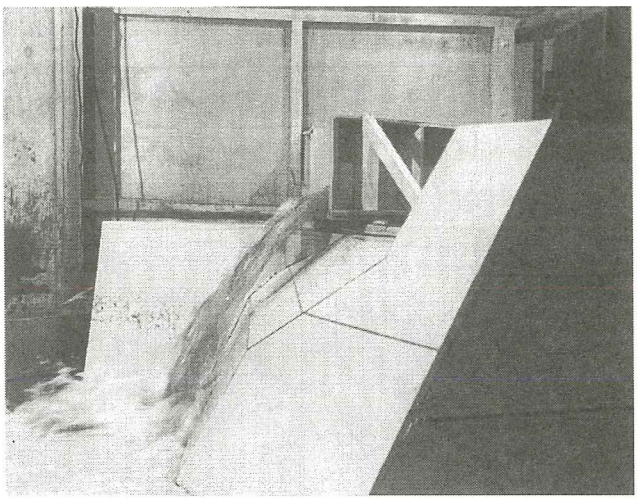
堤体通過部の形状であるが，施設内での土砂堆積に対する安全性及び施設の維持管理の容易性を考慮し，所謂放流設備としての管路部分を極力短くした部分管路型放流設備形状を基本に設計を行った。放流管断面や水路勾配は，開水路流として安全に流下できる断面として設定している。また，管路形状については，圧力的に問題ないことを水理模型実験で確認している。

通常の部分管路型放流設備のゲートは，主ゲート及び入り口部の予備ゲートで構成されるが，排砂ゲートでは土砂による水密部及びゲート扉体の摩耗・損傷がある程度避けられないと考えられた。そこで，宇奈月ダム排砂ゲートは，主ゲート及び主ゲートと同じ形式で同じ流水遮断・水密機能を有する副ゲートの２枚のゲートを出口部に設けることとし，入り口部に設けるゲート・水路の点検・修理用ゲートの３枚のゲートにより構成することとした。

主・副ゲートは，土砂の噛み込みに強いと考えられるバーティカルタイプのゲートとし，戸溝部の保護のためナロースロット形式のスライドゲートとした。水理模型実験によると，多くの土砂が流下すると思われる開水路流時での戸溝内の回流の流速は１～2m/s 程度であり，損傷は殆どないと考えてよい。また，上流の保守・点検ゲートについては，通常の点検時以外は戸溝を埋める保護枠を設置し，戸溝の保護を図っている。

排砂設備は堤体内に埋設される施設であるが，水位低下用放流設備と同様に，基礎岩盤の直ぐ上方に設置される。

従って，湾曲水路により放流水脈を河道に導流する必要がある。水位低下用放流設備では導流壁沿いの這い上がりを抑えスムーズに下流に導水する形状を採用したが，河道への落下水脈は岩盤の保護コンクリートに直接衝突する部分が多い。排砂設備において同様の導水を行うと，土砂混じり水脈の直接の衝突により保護コンクリート及び岩盤が洗掘を受けることが懸念された。そこで，岩盤上への直接の落下(空中下での衝突)を避け，水クッションにより流速(特に土砂速度)を低減させた後保護コンクリートに達するよう配慮するものとした。そのためには，排砂時放流水を出来るだけ遠方に放出する必要があり，図－９に示すように曲率半径を小さくして衝撃波を利用して放出することとした。写真－２に水理模型実験における排砂時の放流状況例を示す。実験は下流水位を設定せずに行っているが，排砂時の放流水脈は十分遠方に放出されており，水クッションを期待することができる。



写真－２　放流設備から河道への放流状況

排砂設備の設計では，施設の摩耗・損傷対策が重要な課題となる。水理設計に係る部分に付いては上記に示したが，主たる検討事項である施設のライニング方法やゲート周辺の取り扱いについても種々の工夫がなされている。紙面の都合もあり，これらに付いては省略するが参考文献を挙げておくので興味のある方は参照願いたい。

6. おわりに

宇奈月ダムの洪水吐き，排砂設備について，主として土木研究所が係った水理設計に係る事項を概観した。最初に述べたように，宇奈月ダムは排砂設備という特殊な施設を有しており，洪水吐きも含め水理構造物の設計では広い分野に亘る様々な検討が行われている。関係諸氏の努力に敬意を表したい。

参 考 文 献

1) 竹林征三，高須修二：日本における排砂設備の歴史と設計法，大ダム，152号，1995

2) 北村匡，斎藤俊三，中川毅志，堤雄生：宇奈月ダム排砂設備の構造について，ダム技術，No.132，1997

宇奈月ダム水理構造物の検討(2)

柏　井　条　介*

KASHIWAI　Josuke

1. はじめに

重力式コンクリートダムである宇奈月ダムは，洪水吐きの他，貯水位低下用放流設備，排砂設備の水理構造物を有する。このため，ダム堤体を構成するコンクリートブロックのほとんどに水理施設が設置されるという特異なダムとなっている。

宇奈月ダムの洪水吐き，排砂設備の水理設計については，本誌NO.44[1]に紹介したが，設置されている設備の多さ，紙面の関係から，各施設の水理設計については，検討における大筋の流れを紹介したに留まった。また，その水理機能については，ほとんど触れることができなかった。そこで今回，その2の続編として紙面を借りることとした。

今回，その2として報告することとするが，個々の施設の設計内容と水理特性を逐次紹介するのは，前稿との重複が多くなり，筆者の本意ではない。今回は，次の2つの項目について詳述することとしたい。

① 越流頂ゲートの水理設計

② 排砂設備の放流量把握

前稿で述べたように，宇奈月ダム越流ゲート，洪水調節用放流管，水位低下用放流設備の水理設計では，流れをポテンシャル流とした境界要素法による計算と実験を組み合わせた設計形状の検討を行なっている。境界要素法は，当時，オリフィスの水理検討に用い始めていたもので[2),3)]，宇奈月ダムの放流設備の水理設計時期は，数値計算を設計検討に用い始めた時期と概ね一致する。最近では，こうした放流設備の水理特性に関する知見の蓄積ができてきており，数値計算を設計検討のプロセスに織り込むことが少なくなってきているが，新しい形状の開発には有用な手段と思うので，越流ゲートの場合を例として，この機会に紹介したいと思う。数値計算における計算能力，計算手法の発展は，当時と比較して飛躍的に進歩しており，数値計算の設計への導入という観点でみてもらえればと思う。

排砂設備については，排砂操作を行う開水路流時には，上流の条件が河道と同様の流れになること，主水位計取入れ口の土砂による閉塞の危険があることから，特に排砂時の放流量把握方法が課題となった。このため，排砂水路内の2箇所で，超音波水面形計測装置により，水位計測がなされることとなっており，ここでは，これら水位値を用いた流量算定方法について紹介する。排砂設備の操作は，開水路流～管路流に至る広い範囲での操作が必要になり，流況遷移の取り扱い方法を含め，今後，排砂設備等の土砂関連施設における流量把握方法の参考になればと思いここに紹介する。

2. 越流頂ゲートの水理設計

2.1 越流頂ゲートの操作条件

宇奈月ダムには幅15mのゲートレス越流頂が3門設置されている。このうち2門は洪水期制限水位EL.242.0mに，1門は常時満水位EL.245.0mに越流頂標高をもつ。宇奈月ダムの設計洪水位は，EL.261.0mであり，設計水頭はそれぞれ19.0m，16.0mの極めて大きいものである。

越流頂標高EL.242.0mの越流頂には，非洪水期の常時満水位維持のため，扉高3mのクレストゲートが設置される。このゲートは，洪水期全開，非洪水期全閉操作とされ，非洪水期には，ゲートを越流させることにより，洪水処理が行われる。

宇奈月ダムの非洪水期の計画洪水流量は2,300m³/sでありこの流入量を越流部のみで処理することを考えると，越流水深は10m近くに達することが予想される。本越流ゲートは，小～大に至る比較的大きな操作水深範囲において，有害な圧力降下や振動を生じない形状が要求された。

2.2 ゲート形状の検討

2.2.1 原案の水理特性

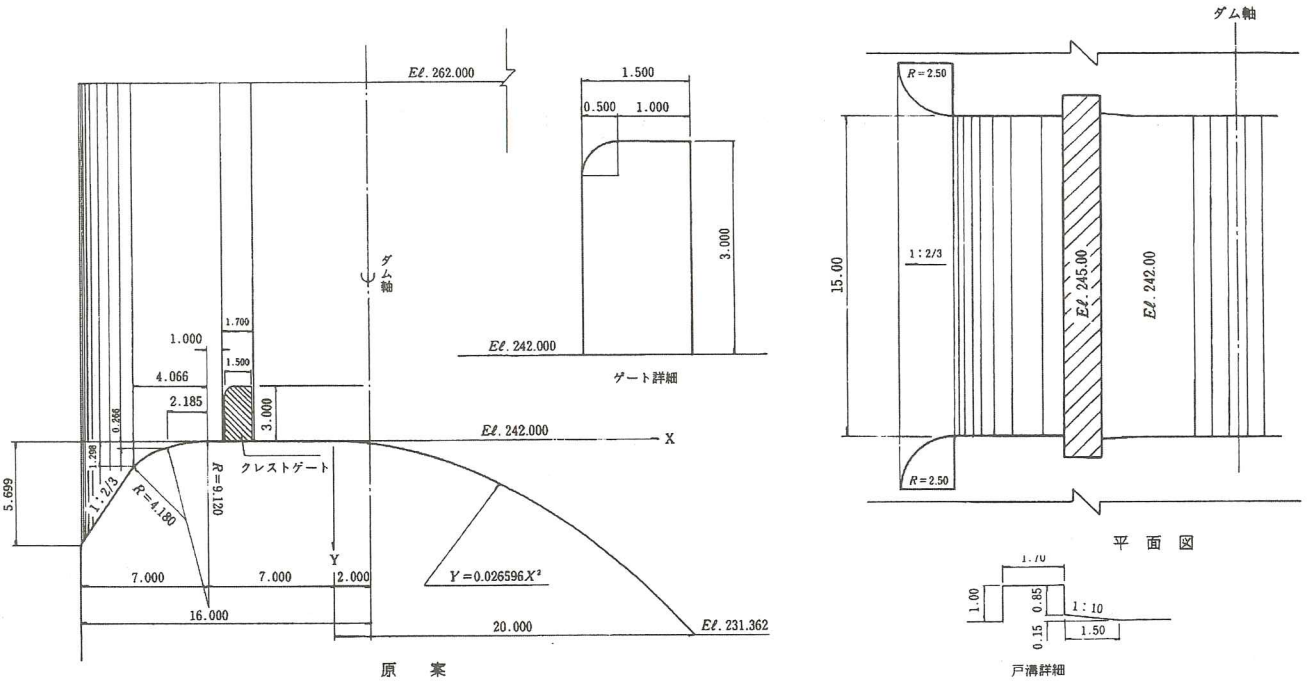
まず，越流状況を確認するため，図－1に示す原案ゲート形状について水理模型実験を実施した。ゲートは，維持補修が容易なよう，巻き上げ可能な構造を前提に考え，ゲート厚はゲート構造から推定した1.5mとしている。本形状は最も単純な形状として，まず実験に供したもので，円弧部で懸念される圧力降下に対しては，ゲート越流水の一部が越流面衝突後に上流側に分流し，背圧を作用させることを期待している。

なお，図－1に示す越流頂形状は，前報で報告した越流頂形状に対し，水平部がやや長い形状となっている。これは，本検討ののち，越流頂形状に変更が加えられたことによる。

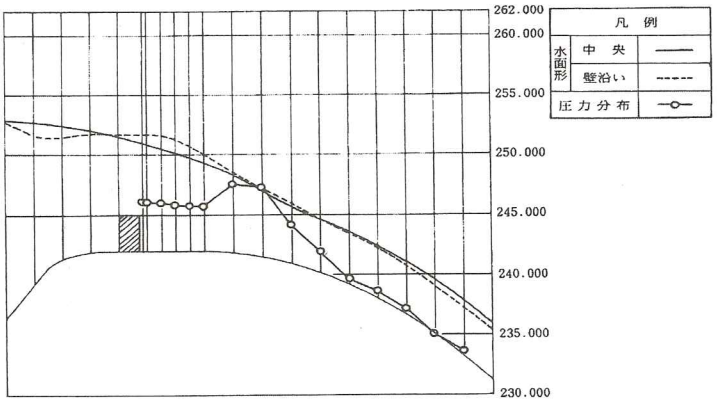
実験は縮尺1/25の越流部抽出模型(ただし，越流幅の半分のみを再現)を用い，越流水深を変化させて貯水位と放流量の関係，水面形及び越流頂面，ゲート面への作用圧力を調査した。実験の貯水位範囲は，EL.249.1m～259.4mであり，ゲート背面は水とのみ接し，空気域は存在しなかった。また，圧力測定は，模型中央にて実施している。

図－2に，越流水脈水面形およびゲート下流面の上のピエゾ水頭分布例を，図－3にはゲート面への作用圧力水頭分布例を

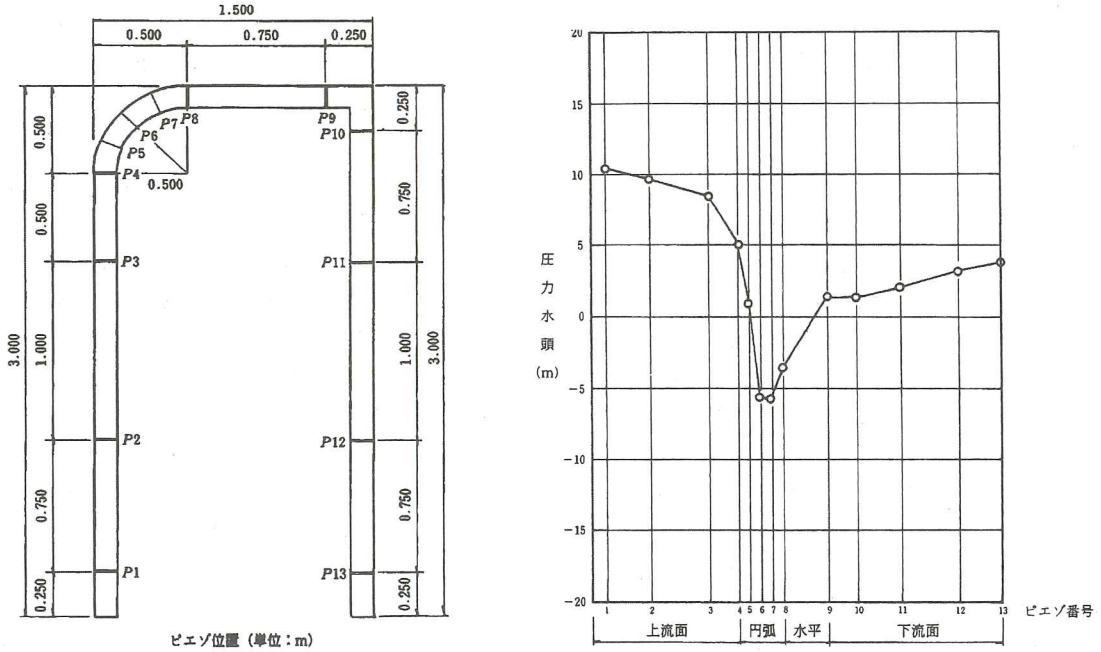
*独立行政法人土木研究所　水工研究グループ　上席研究員(ダム水理)



図－1　越流ゲート原案形状



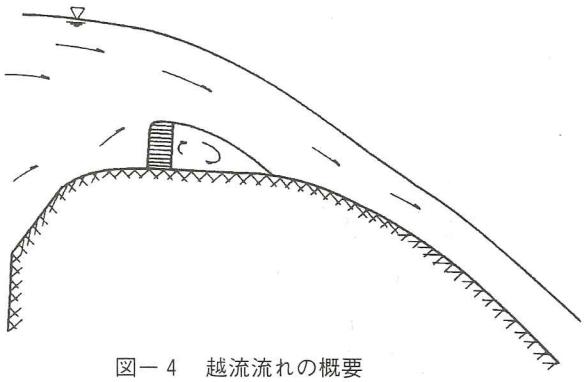
図－2　原案水面形とゲート下流のピエゾ水頭分布(貯水位 EL.253.2m，越流量745m³/s)



図－3　原案ゲート作用圧力水頭分布例(貯水位 EL.253.2m，越流量745m³/s)

示す。放流量調査の結果，非洪水期の計画流量2,300m³/s 放流時の貯水位はEL.253.9m程度であり，例は，計画流量時付近のものである。

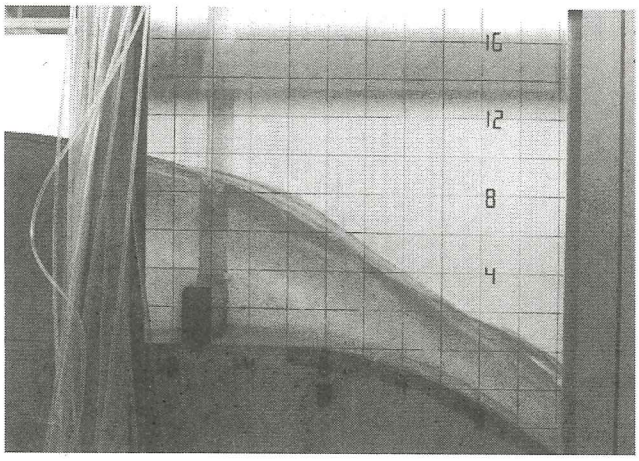
図－2より，ゲート下流のピエゾ水頭は，ゲート直下流にほぼ一定の領域を示した後急激に大きくなっており，一定ピエゾ水頭領域には，図－4に示すような渦領域が形成されていることが推察される。渦領域内のピエゾ水頭は，ゲート天端標高と同程度の値となっており，ゲート上面(越流面)下流端の圧力はほぼ大気圧となっている。これは，より高い貯水位でも同様であった。



図－4　越流流れの概要

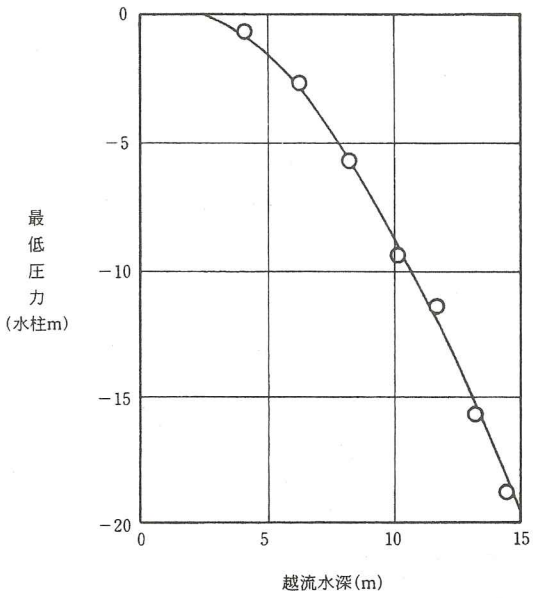
写真－1に越流時の流況例を示すが，戸溝部の水位はかなり低く，戸溝内に形成される渦により，ゲート背面の渦領域に空気が供給されている様子が分かる。この空気の供給により，渦領域内のピエゾ水頭がゲート天端標高付近に保たれているものと思われ，後に示す修正案では，空気の供給がみられず，貯水位が高い場合には，渦領域内のピエゾ水頭がゲート天端標高より下がる結果となっている。

ピエゾ水頭は，越流水脈の越流頂衝突時に大きくなった後，急激に小さくなり，越流面沿いへの流れへと移行している。



写真－1　原案ゲート付近の流況例
(貯水位 EL.253.2m，越流量745m³/s)

図－3に示すゲート面作用圧力であるが，上流円弧内で急激な圧力降下が生じ，大きな負圧が生じていることが分かる。作用圧力の最低値は越流水深が大きくなるほど小さくなり，まとめると図－5の通りである。先にも述べたように，計画流量2,300m³/s 放流時の越流水深は8.9m程度であり，このときの最低圧力水頭は－6.9mとかなり大きい。また，越流水深11m程度以上での放流では，－10m以下の圧力水頭となっており，原型での流れは激しいキャビテーションを伴うものと推察される。



図－5　原案ゲート面作用圧力水頭最低値と越流水深の関係

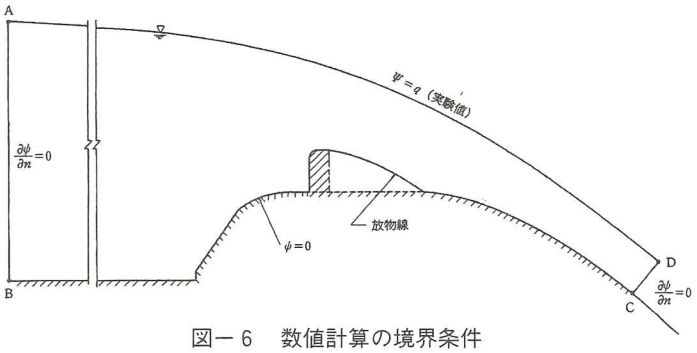
以上のように，当初期待したゲート背面からの背圧は全く期待することができず，原案ゲート形状では，ゲート面に大きな負圧が作用する結果となった。背圧の作用しなかった原因は，越流水脈の越流面への落下位置が越流部下流局面付近に達し，ゲート側への強い戻り流が形成されなかったためと考えられるが，いずれにしても原案形状は問題があり，作用圧力を高めるゲート形状の修正が必要である。

2.2.2　修正形状の検討

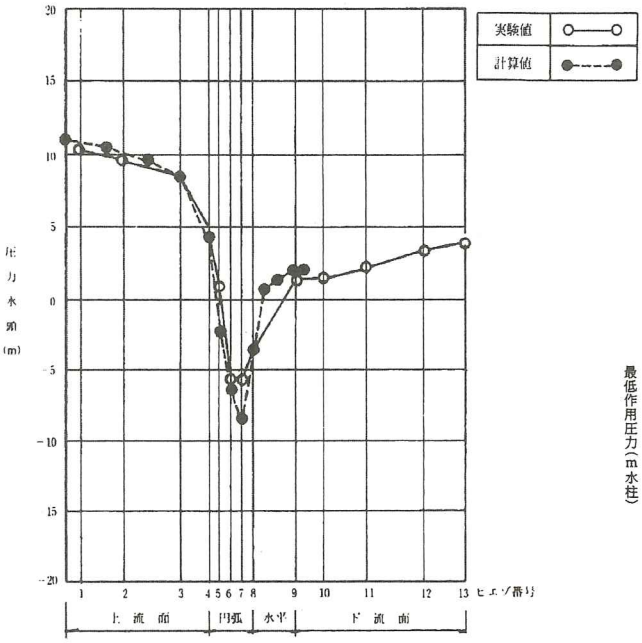
原案では，ゲート上流円弧部での圧力降下が著しく，これを解消するための修正形状を検討した。形状検討は，流れを2次元ポテンシャル流とした数値実験により行い，形状の選定後実験により水理特性の確認を行なった。

数値計算は境界要素法を用いて行なっており，図－6に境界条件を示す。図中ψは流関数であり，$\partial\psi/\partial h$は境界方向(左回り)の流速を表す。境界条件のうち，水面形及び流量q(水面でのψ値)は，本来はベルヌーイ式を満足するよう求めるべきであるが，ここでは原案での測定データをそのまま用いるものとした。また，ゲート上面からの放流水脈形状(すなわち，渦領域の外縁形状)は，ゲート上面下流端に極値をもち，越流面への水脈衝突点(圧力分布より求められる)を通過する放物線で近似した。図－7に原案ゲート面作用圧力水頭の計算値と実験値の比較例を示す。両者はよく一致しており，ゲート面作用圧力を検討する上での本計算方法の妥当性が確認される。

図－8の一部には，ゲート面作用圧力最低値の実験値(●)と計算値(△)を比較して示す。全般に，計算値は実験値より2～3m水柱程度大きい負圧を与えており，修正形状検討ではこの



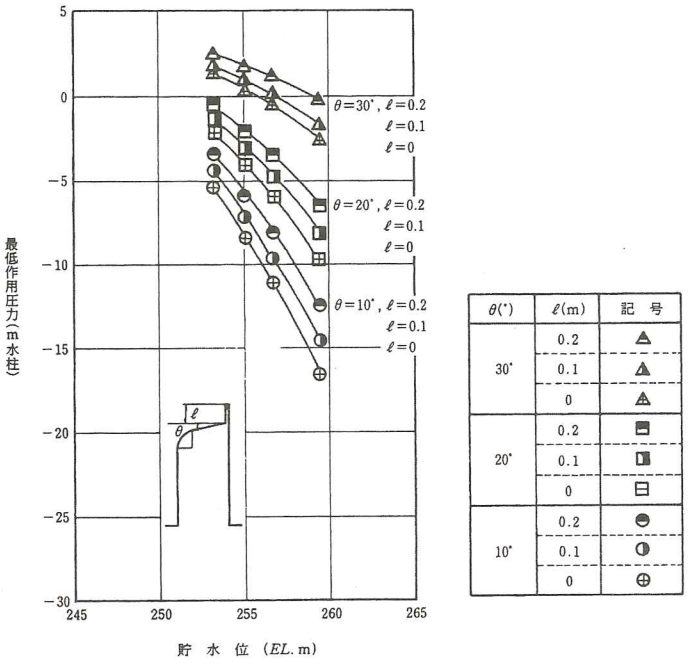
図－6　数値計算の境界条件



図－7　原案ゲート面作用圧力の実験値と計算値の比較例
(貯水位 EL.253.2m，越流量745m³/s)

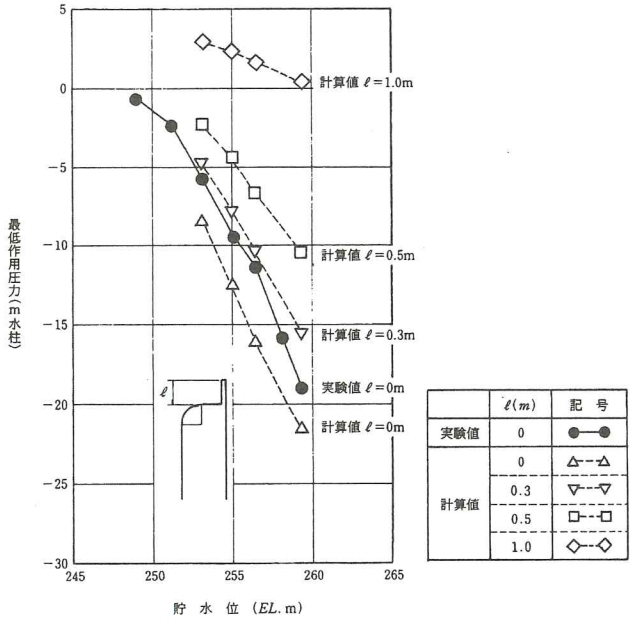
差を考慮して評価するものとした。図－7に示されるように，最低圧力発生位置付近より下流では，実験値に比べて計算値の変化状況が尖鋭なものとなっており，これら両者の差となって現われている。確認は行なっていないが，この部分で流れの剝離が生じている可能性がある。

原案を基本に考えると，円弧部の圧力を高める方法として，ゲート下流端にリップを設ける方法，及び上面を傾斜させる方法が考えられる。リップのみを設けた場合のゲート面最低作用圧力と貯水位の関係を図－8に，両者を組み合わせた場合を図－9に示す。当然のことながら，リップ長 l が大きい程，また，上面傾斜角 θ が大きい程最低作用圧力は大きくなる(最低作用圧力水頭は，図－10の ℓ' により概ね表すことができるようである)。



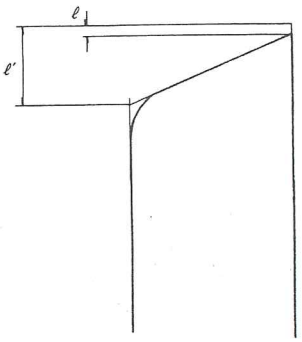
θ(°)	ℓ(m)	記号
30°	0.2	△
	0.1	▲
	0	⧋
20°	0.2	■
	0.1	◨
	0	⊟
10°	0.2	◓
	0.1	◑
	0	⊕

図－9　リップ及び傾斜面を設けた場合の貯水位とゲート面最低作用圧力水頭の関係



	ℓ(m)	記号
実験値	0	●—●
計算値	0	△--△
	0.3	▽--▽
	0.5	□--□
	1.0	◇--◇

図－8　リップを設けた場合の貯水位とゲート面最低作用圧力水頭の関係



図－10　ℓ' の説明図

ここでは，水脈の放出点を固定する意味からリップを設けることとし，計画流量2,300m³/s 放流時の越流水深 9 m (EL.254 m) 程度で正圧，サーチャージ水位 EL.260 m からの放流に対しても－10 m に対し余裕のある圧力(－5 m程度を想定)が得られる

形状を考え，ゲート構造も勘案して，

θ＝20度，ℓ＝0.1m

を採用し，水理模型実験で確認することとした。ただし，計算値は，実際の圧力水頭がこれより２m程度大きくなるものとして評価している。

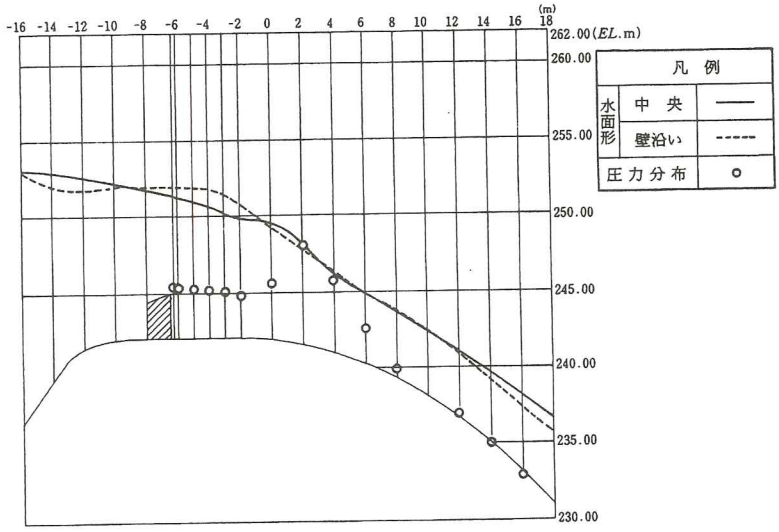
2.2.3　修正形状の水理特性

2.2.2で選定した修正形状について，原案と同様に水理模型実験を行い，貯水位と放流量の関係，壁面作用圧力を調査した。

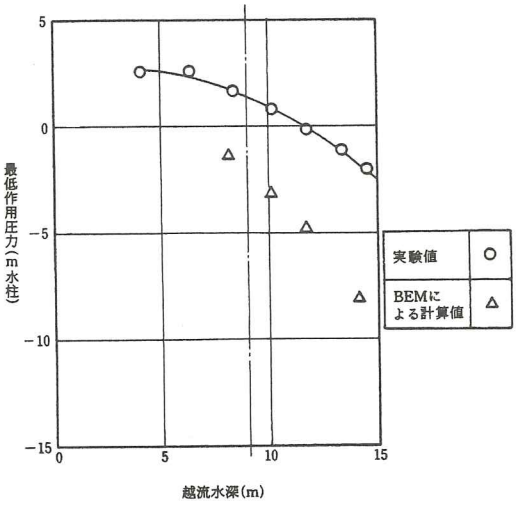
放流量については，原案と比較して若干小さくなっており，2,300m³/s 放流時の越流水深は9.0m となる。また，サーチャージ水位 EL.260.0m での越流部からの放流量は5,060m³/s である。

図－11に計画流量時の越流水脈水面形及びゲート下流のピエゾ水頭分布を示す。計画流量時のゲート下流ピエゾ水頭分布は原案と同様で，ゲート下流の渦領域のピエゾ水頭はゲート天端付近にある。一方，先にも述べたように，貯水位がこれより上昇すると，ゲート背面のピエゾ水頭はゲート天端より低くなり，ゲート上方の背面に負圧が生じるようになる。これは，修正案ゲート形状の戸溝内水位が原案より高く，戸溝内に形成される渦もあまり強くないことに原因があると考えられる。なお，ゲート背面の負圧は，サーチャージ水位時でも－1.1m水柱であり，問題になるものではない。

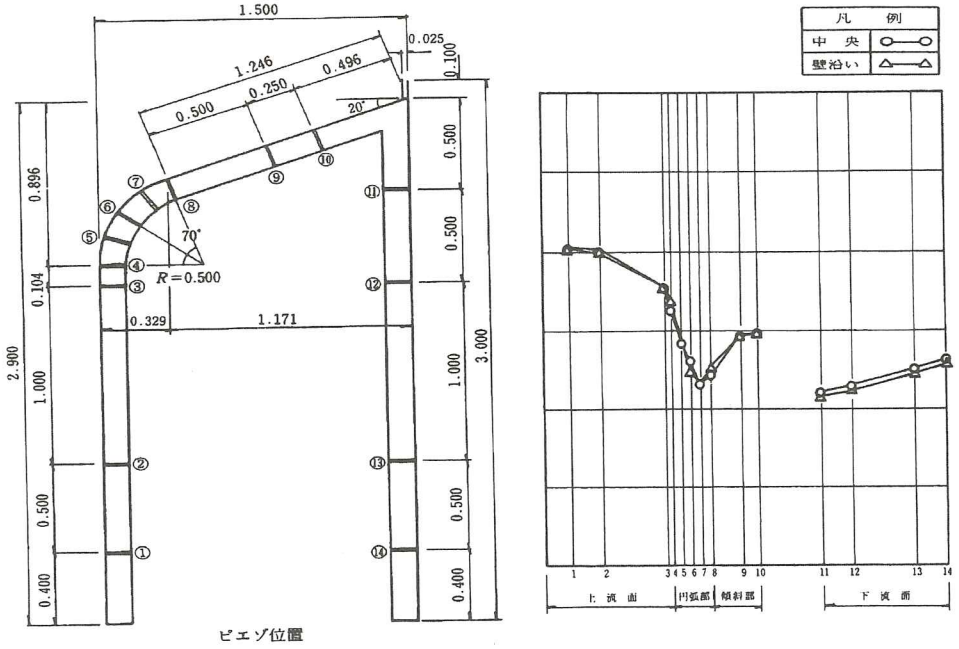
図－12には，計画流量時のゲート面作用圧力水頭を示す。ゲート上流側円弧部の圧力降下は本形状でも顕著であるが，原案と比較してかなり緩和されていることが分かる。図－13には，ゲート面最低作用圧力水頭と越流水深の関係を示すが，最低作用圧力水頭は，計画流量時の越流水深9.0mで1.3m，サー



図－11　修正案水面形とゲート下流のピエゾ水頭分布例
（貯水位 EL.253.4m，越流量744m³/s）



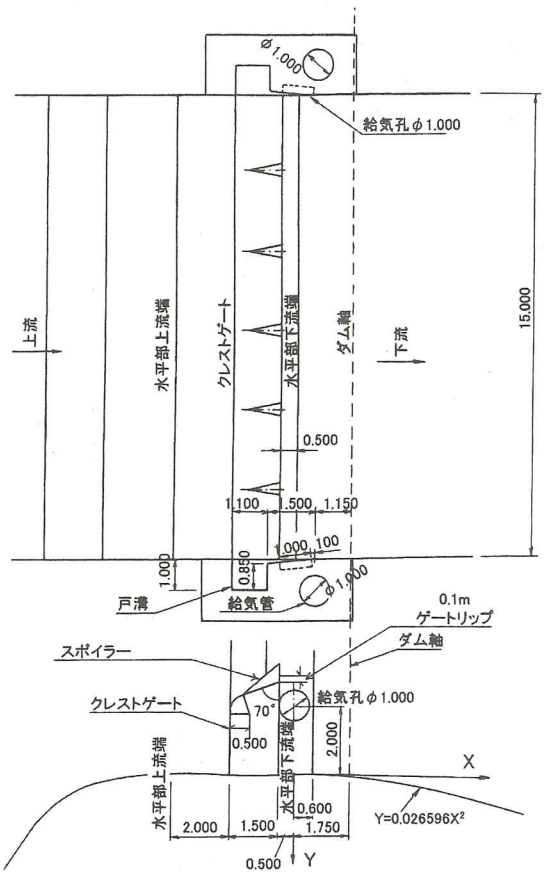
図－13　修正案ゲート面最低作用圧力水頭の計算値と実験値の比較



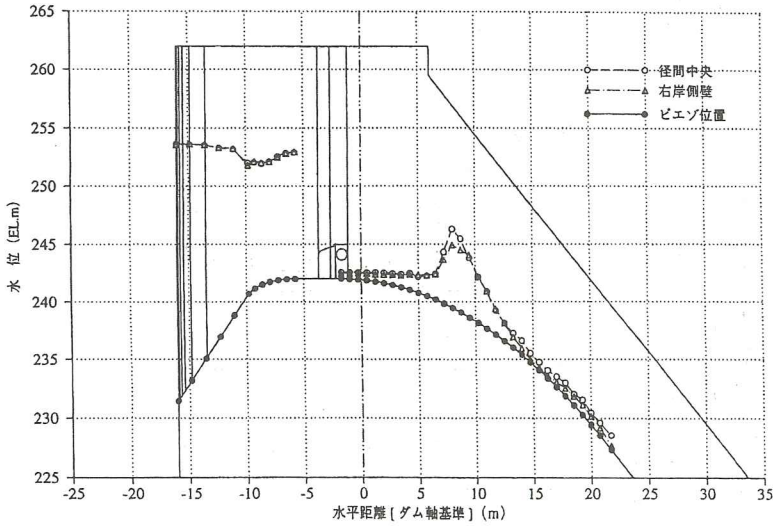
図－12　修正案ゲート作用圧力水頭分布例（貯水位 EL.253.2m，越流量744m³/s）

チャージ水位時の越流水深15.0mで−2.5mであり，問題ない結果が得られている。これら圧力水頭値と計算値の差は，原案でのそれより大きくなっているが，この原因として，計算で用いた原案での放流量に対し，本形状での流量が小さくなっていること，原案と本形状での水面形や渦領域の外縁形状が異なることなどが考えられる。

以上示したように，本形状により流況や圧力に問題のないゲート形状が得られたが，前報に示したように，最終形状においては，更に小越流水深時の水脈振動防止を考慮してスポイラーと空気管の設置を行っている(図−14)。

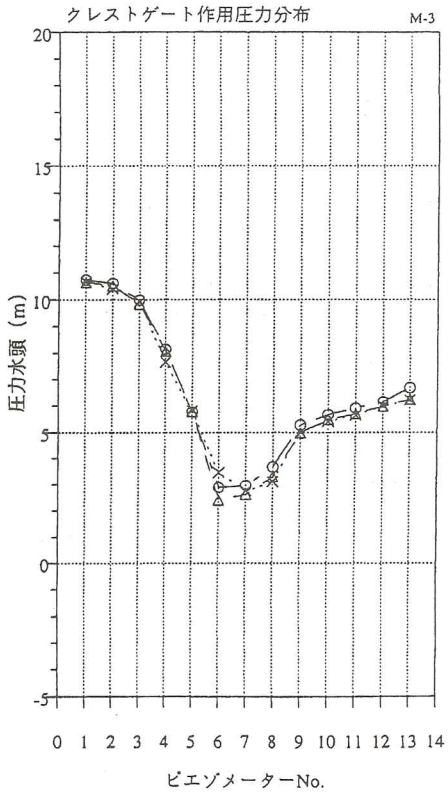


図−14　越流ゲート最終形状



図−15　最終案越流面上のピエゾ水頭分布(貯水位 EL.253.9m)

この場合の計画流量時の越流面上のピエゾ水頭分布及びゲート面作用圧力水頭分布をそれぞれ図−15，16に示す。空気管からの給気により，渦領域上方が大気圧となり，ゲート下流のピエゾ水頭分布は変化するが，ゲート面作用圧力はほとんど変化していないことが分かる。これは，修正案のゲートリップ直下流の圧力がほぼ大気圧となっていることによるものと思われる。なお，修正案では，貯水位が高くなるとゲート背面上方に負圧が生じたが，最終形状では空気管からの給気により負圧が解消され，サーチャージ水位で生じていた負圧も解消されている。



図−16　最終案ゲート作用圧力水頭分布
(貯水位 EL.253.9m)

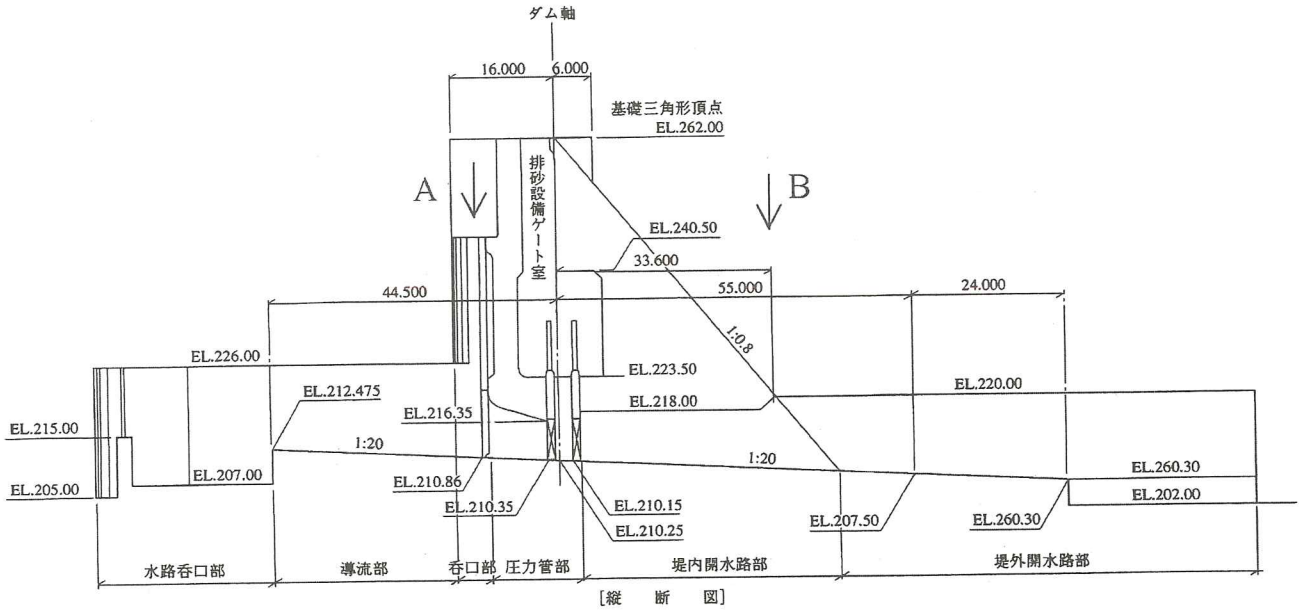
3.　排砂設備の放流量把握

3.1　問題の所在

前報で紹介したように，左岸側に2条設置されている宇奈月ダム排砂設備(図−17)は，貯水池を空虚にして土砂を排出する施設であり，流入をスムーズに行うための水路呑口部と導流部，堤体内を通過させる圧力管路部と堤内開水路部及び河道への放流を行う堤外開水路部からなる。

大容量のダム放流設備の放流量は，一般に貯水位との関係で与えられ，放流量の把握では，貯水位観測が重要な役割を担うことになる。貯水位観測は堤体に設けた水位管を通じて行われ，宇奈月ダムでも堤体上流面に取り入れ口を有する水位管が設置されている。

一方，排砂操作の繰り返しにより，土砂は水路呑口部周辺に堆積することになる。水路呑口部は



図－17 宇奈月ダム排砂設備縦断形状

堤体から離れた位置にあるが，呑口下方にある堤体上流面上の取り入れ口は閉塞の危険性を否定できない。また，排砂時の呑口上流の流れは河道と同様のものになっていることが考えられ，水位計による流量の把握精度に問題があることが考えられる。したがって貯水位が低い場合，具体的には排砂操作時の流量の把握が問題となる。

3.2 流量把握の基本方針

上記に鑑み，宇奈月ダムでは堤体通下部の上下流(図－17のA，Bの位置)にて超音波式の水面形計測装置を設置し，水路内水位を計測することとしている。放流量把握のための基本的な流れは次の通りである。

① 放流量は貯水位に対する機能式にて与える。
② 貯水位は，主水位計による観測値を主とし，これが適切に機能しないと考えられる場合，排砂水路内の水位計計測値により推定する。
③ 貯水位と放流量の関係，貯水位と排砂水路内水位の関係は水理模型実験により与える。

すなわち，排砂水路内水位計は主水位計が適当に機能しない場合の補完設備と考えている。貯水位が高い場合の主水位計については，通常のダムと同じ信頼性を期待できる。排砂水路内水位計の補完は，その目的及び計測上の制約から次の範囲のみに適用することとする。

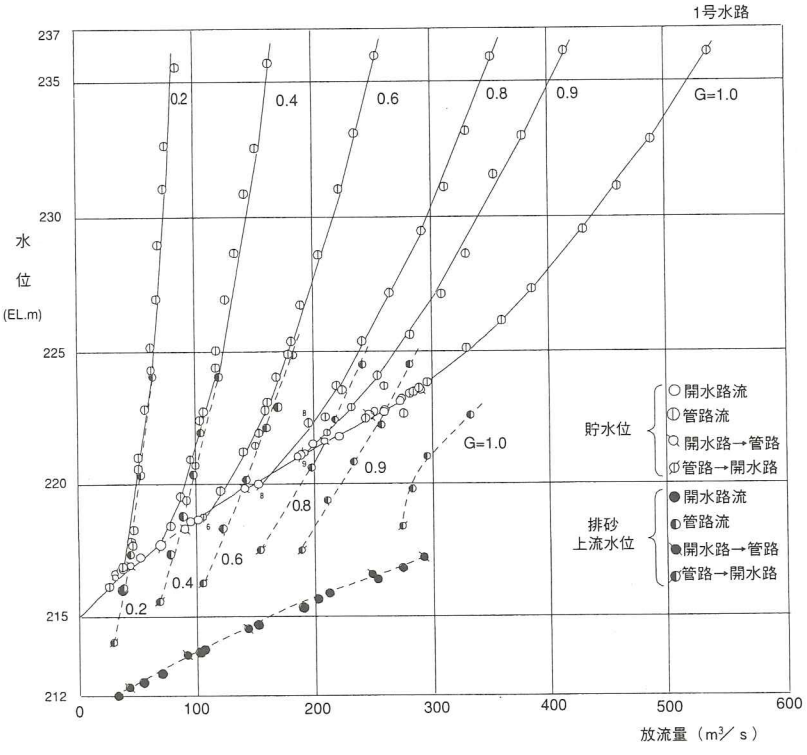
① 上流側水位計：導流壁天端標高EL.226.0m以下。これ以上の貯水位では，導流壁越流水の影響により，精度のよい水面の計測ができなくなる。
② 下流側水位計：開水路流時のみ。管路流ゲート半開流時には，水位に対し，流量が一義的に決まらなくなる。また，流れに空気混入が顕著になれば，計測値の精度に問題が生じる。

3.3 流量の算定

3.3.1 貯水位，排砂水路内水位と放流量の関係

貯水位，排砂水路内水位と放流量の関係は，縮尺1/50の模型実験により求めた。排砂時には土砂が混入し，流れの抵抗が増すことが考えられるが，排砂初期(開水路流以降後の短期間)を除く土砂混入濃度では，その影響が小さいことが確認されている。

堆砂がない場合の貯水位，上流側排砂水路内水位(以下排砂水路上流水位と称する)と放流量の関係を図－18に示す。図は，1号排砂水路について示したものであるが，2号排砂水路でも同様の関係が得られており，以下では1号排砂路を対象に



図－18 貯水位及び排砂水路上流水位と放流量の関係(1号排砂路)

紹介することとする。

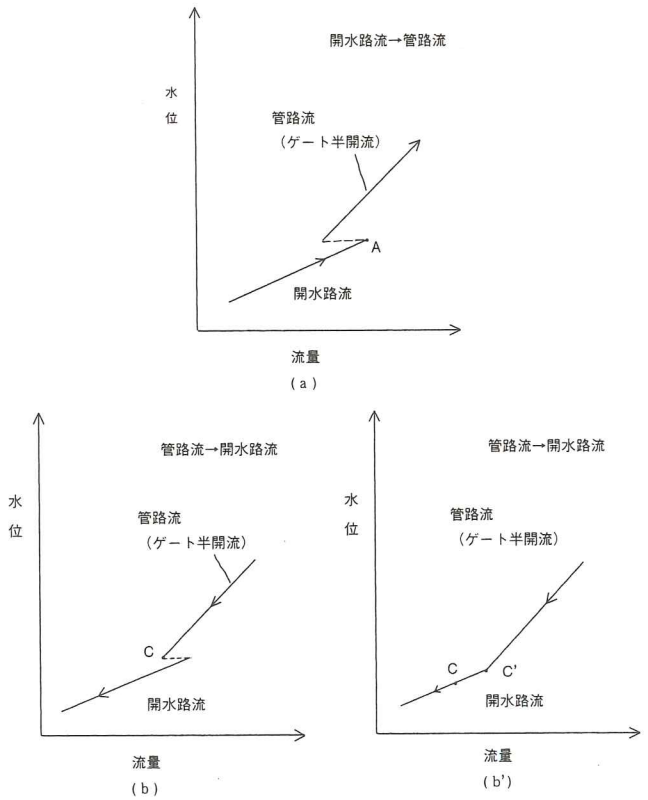
ここで，図中の凡例に示した開水路流→管路流，管路流→開水路流の流況遷移と流量遷移の関係について，説明すると次の通りである。

① 開水路流→管路流

あるゲート開度において，開水路流の状態から流入量が増加すると，やがて水面がゲート下端に接し，管路(ゲート半開流)に遷移する。このとき，図－19(a)に示すように，開水路流として点Aまで増加した放流量が，管路流遷移により一端低減する場合がある。

いま図－18の貯水位と放流量の関係をみてみると，開水路流遷移点である点Aが当該ゲート開度における管路流線と開水路流線の交点より右側にきている。このことは，図－19(a)に示す流量低減を通じた遷移が生じていることを示している。同様の遷移状況は，排砂水路上流水位と放流量の関係においてもみられており，より大きな流量低減が生じていることが分かる。従って，ゲート閉操作においては，遷移時のこうした流量変化を表現した放流量算定式が必要になる。

なお，こうした流量の低減は開水路流時の水面形と管路流(ゲート半開流)のゲート下流水面形が大きく異なることにより生じるものと考えられ，流量の低減量は，管路上面(ゲート)形状や遷移時の開水路流の状態により変化する。例えば，一面ベルマウス式オリフィスで上面ベルマウスの傾斜面を，遷移時の開水路流水面勾配を近似させて設定したような場合にはこうした流量の低減は生ぜず，スライドゲートのように管路流時の縮流の大きいゲートでは大きな流量の低減が生じ易い。



図－19 流量遷移の説明図

② 管路流→開水路流

①と逆に，あるゲート開度において管路(ゲート半開)流状態から流入量を低減していくと，やがて流れがゲートから離れ，開水路流へと移行する。このとき，流量が一端増加する場合があり，排砂水路上流水位に見られている(図－19(b))。これは①と逆の現象と解釈することができるが，流れは前の状態を保つ傾向にあり，一般に，A点の水位はC点の水位より高くなる。このことは，開水路流→管路流遷移での流量減少量より，管路流→開水路流での流量増加量が小さいことを表している。

ここで，貯水位と放流量の関係をみると，管路流の線と開水路流の線は交わっている。すなわち，遷移は図－19(b)′のように生じており，流量の増加が生じていない。これは，水路呑口部の越流頂標高がゲート位置より上方にあることに原因があり，ゲート位置での流れがゲートに接する管路流であっても呑口部越流頂に支配断面が生じていることを表している。つまり，図－19(b)の管路流上の点Cは図－19(b)′の開水路流上の点Cにプロットされている。従って，このことを考慮した貯水位と排砂水路上流水位の関係を設定する必要がある。

なお，図－18から分かるように，本設備の図－19(b)′の点Cは，管路流と開水路流の線の交点C′とほぼ一致している。

3.3.2 貯水位と放流量の関係式

図－18に示す1号排砂路の貯水位と放流量の近似式として次式を作成した。

・開水路流近似式

$$Q = C_0 B\sqrt{2g}\,h^{1.5} \quad (1)$$

$$C_0 = 0.711 - 0.150(h/D) - 0.022(h/D)^2 \quad (3)$$

ここに，Q：1号排砂設備放流量，C_0：越流時流量係数，B：排砂設備水路幅＝5 m，D：排砂設備管路部出口高＝6 m，h：貯水位と水路呑口部越流敷高の標高差＝貯水位－EL.215 m，g：重力加速度である。

・管路流近似式

a) $h \geq h_p$ 場合

$$Q = C_c BD\sqrt{2gh} \quad (4)$$

$$C_c = a\,(h/D)^b \quad (5)$$

$$a = 0.905G - 0.454h_{C'} + 0.272G^3 \quad (6)$$

$$b = -0.199 + 0.074G + 0.262G^2 \quad (7)$$

ここに，G：ゲート開度＝ゲート開き G_a/D である。h_p は次式で近似される。

$$h_p = 11.857G + 17.307G^2 - 38.266G^3 + 17.941G^4 \quad (8)$$

b) $h_{C'} \leq h < h_p$ の場合

式(1)で $h = h_{C'}$ として求めた放流量 $Q_{C'}$，式(4)で $h = h_P$ として求めた放流量 Q_p とし，次式で求める。

$$Q = \frac{Q_p - Q_{C'}}{h_p - h_{C'}}(h - h_{C'}) \quad (9)$$

ここに，$h_{C'}$ は管路流線と開水路流線の交点(図－19(b)′参照)の h であり，次式で近似される。

$$h_{C'}=7.216G+5.967G^2-22.922G^3+17.645G^4 \quad (10)$$

なお，h_P により区分けしたのは，$h_{C'}$ より上方の放流量と h の関係を1つの関数で近似するのが困難であったことによる。

放流量機能式は，上記の通りであるが，開水路流から管路流への遷移では図－19(a)の点Aを評価する必要がある。点Aの h は次式で近似される。

$$h_A=12.486G-16.285G^2+21.707G^3-9.424G^4 \quad (11)$$

ここで，$h_A \geq h_{C'}$ であり，あるゲート開度に対し，$h_{C'}$～h_A では開水路流と管路流の二つの流量が存在することによる。どちらの流量となるかは，前時点の流れの状態から決まり，前時点の流れの状態が管路流であれば，管路流を，開水路流であれば開水路流となる。式の選択をまとめると次の通りである。

① $h > h_A$ →管路流

② $h_{C'} \leq h \leq h_A$

前時間の流れの状態：管路流 →管路流

開水路流→開水路流

③ $h < h_{C'}$ →開水路流

なお，遷移条件は上記の通り設定しているが，遷移水位の推定は，実験精度の問題があることは勿論，波浪の影響を受けるなどの問題を含んでいる。このため，遷移水位付近では，ゲート操作による細かい流量調整を行なわないことを操作の基本としている。

3.3.3 貯水位と排砂水路内水位の関係

貯水位と排砂水路内水位の関係を図－20に示す。排砂水路上流水位と貯水位の関係では，排砂水路上流水位の管路流時に貯水位が変化しない領域があるが，これは，先に述べた，ゲート半開流の背水の影響が水路呑口の越流部に達せず，水路呑口に流量の支配断面がある状態を表している。

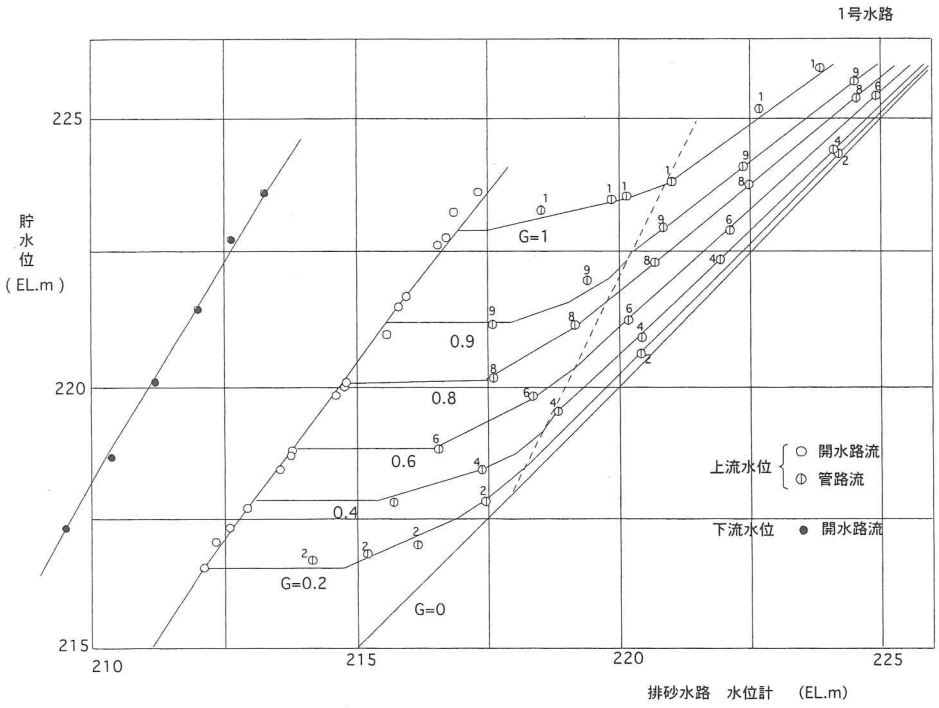
排砂水路上流水位と貯水位の関係は複雑な曲線群となっており，ここでは，近似式は省略するが，貯水位と放流量の関係と同様に，開水路流，管路流のそれぞれについてゲート開度をパラメーターとした近似式を作成している。先に示したように，排砂水路上流水位計の適用範囲はEL.226mまでである。また，排砂水路下流水位の適用範囲は開水路流のみであり，単純な直線式により貯水位との関係を与えている。

4. おわりに

宇奈月ダムクレストゲートの水理設計手順及び排砂設備の放流量把握方法について紹介した。やや特殊な事例の紹介になったかも知れないが，読者諸氏の参考になれば幸いである。

排砂設備の流量把握では，流れの遷移に配慮した検討を行なっているが，こうした遷移を通じた操作は，洪水調節用放流管，水位低下用放流設備でも生じる。このため，これら施設でも実験結果をできるだけ忠実に反映させた流量算定システムを整備するとともに，例えば，放流量増加が問題となる可能性があった洪水調節用放流設備では，流量増加による下流の水位上昇量の検討を行い，開水路流移行時のゲート開度設定を行なうといった操作上の配慮が導入されている。この水位上昇の程度については，試験湛水時の放流試験によるモニタリングが実施され，問題ないことが確認されている。また，本稿で紹介した排砂水路内水位による放流量算定の妥当性も確認されている。

宇奈月ダムの排砂操作は，経験年数を蓄積してきているが，土砂の放流は比較的小さい粒径のもので，土砂量もあまり大きくないのが現状のようである。今後，土砂排出が本格化するものと思われるが，排砂操作の経験の蓄積により，流量把握を含む各種技術が更に進展・確立されていくことを期待したい。



図－20 排砂水路内水位と貯水位の関係（1号排砂路）

参 考 文 献

1）柏井条介：宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計，取水と制水，No.44，2002，pp.133～140

2）柏井条介，小島治久：一面ベルマウス式ダム低圧放流設備の水理特性と設計，土木技術資料，Vol.8，No.27，1985

3）柏井条介，中西徹，小島治久：一面ベルマウス式ダム低圧放流設備－境界要素法による流れの計算－，土木技術資料，Vol.3，No.28，1986

温井ダム洪水吐きの水理設計検討

柏　井　条　介*

1. はじめに

温井ダムは，堤高156ｍのアーチ式コンクリートダムで，平成10年12月に本体コンクリート打設を，13年２月に試験湛水を終了した完成間もない多目的ダムである。アーチ式コンクリートダムでは黒部ダムについでわが国第２位の堤高を有している。

ダムは広島県加計町の太田川水系滝山川に位置しており，洪水調節，水道用水補給，発電等を目的とする。洪水調節を目的とすることから，高圧大容量の放流管を必要とするが，設計水頭は100ｍを超え，わが国の従来実績を大きく超える設備となる。このため，ゲート設計においては勿論，放流管の水理設計においてもいくつかの配慮を行いつつ検討を進めている。また，非常用洪水吐きについては，堤体応力に与える影響をできるだけ回避するとの考えから，事例の少ない越流式のローラーゲートが採用されており，水理特性の把握を含めた比較検討を実施している。

本報文は，上記温井ダム洪水吐きに関する，水理模型実験を通じた水理設計検討をとりまとめたものである。

温井ダム洪水吐きの水理設計検討は，昭和57～平成９年度にかけて旧建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室および水工水資源研究室にて断続的に実施されている。

2. 洪水吐き配置と最終形状

表―１に洪水吐き水理設計に係る温井ダム諸元を示す。洪水調節方式は定率－定量方式が採用されており，基本となる放流能力条件は次の通り与えられている。

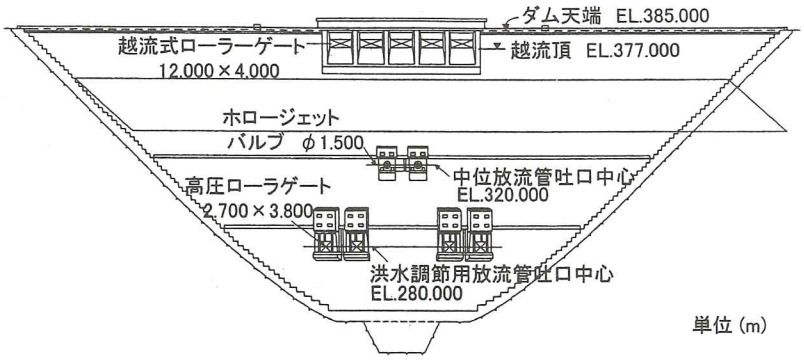
① 洪水期制限水位EL.351.0ｍで計画最大放流量1,100㎥/sを放流できること。

② 設計洪水位EL.383.5ｍでダム設計洪水流量3,100㎥/sを放流できること。

上記放流能力条件をもとに計画された洪水吐き配置を図―１に示す。洪水吐きは洪水調節用放流管，中位標高放流管，非常用越流頂から構成されており，配置趣旨は

表―1　洪水吐き設計に係る温井ダム諸元

集水面積	253㎢	総貯水容量	82,000千㎥
堤高	156ｍ	有効貯水容量	79,000千㎥
貯水位（EL.ｍ）		流量（㎥/s）	
設計洪水位	383.5	ダム設計洪水流量	3,100
サーチャージ水位	381	計画高水流量	2,900
常時満水位	360	計画最大放流量	1,100
洪水期制限水位	351	洪水調節開始流量	400
最低水位	289		



図―1　温井ダム洪水吐きに係わる基本諸元

* 独立行政法人 土木研究所水工研究グループ 上席研究員（ダム水理）

以下の通りである。

1) 洪水調節用放流管

放流能力条件①を満足することを前提に，経済性，堤体応力への影響，水位低下機能を考慮して設置標高をEL.280.0mとし，ゲートにかかる最大水圧，放流管径とブロックジョイントとの関係，誤操作による過放流の危険回避の観点から4条配置とする。

2) 中位標高放流管

洪水調節用放流管の設計水頭は出口底面を基準にすると104.95mであり，わが国の実績を超えるものである。洪水調節用放流管放流における施設損耗劣化の負担は大きいものと考えられ，その操作頻度を緩和するとともに，貯水池の濁水対策も考慮して比較的小規模の中位放流管を設置する。

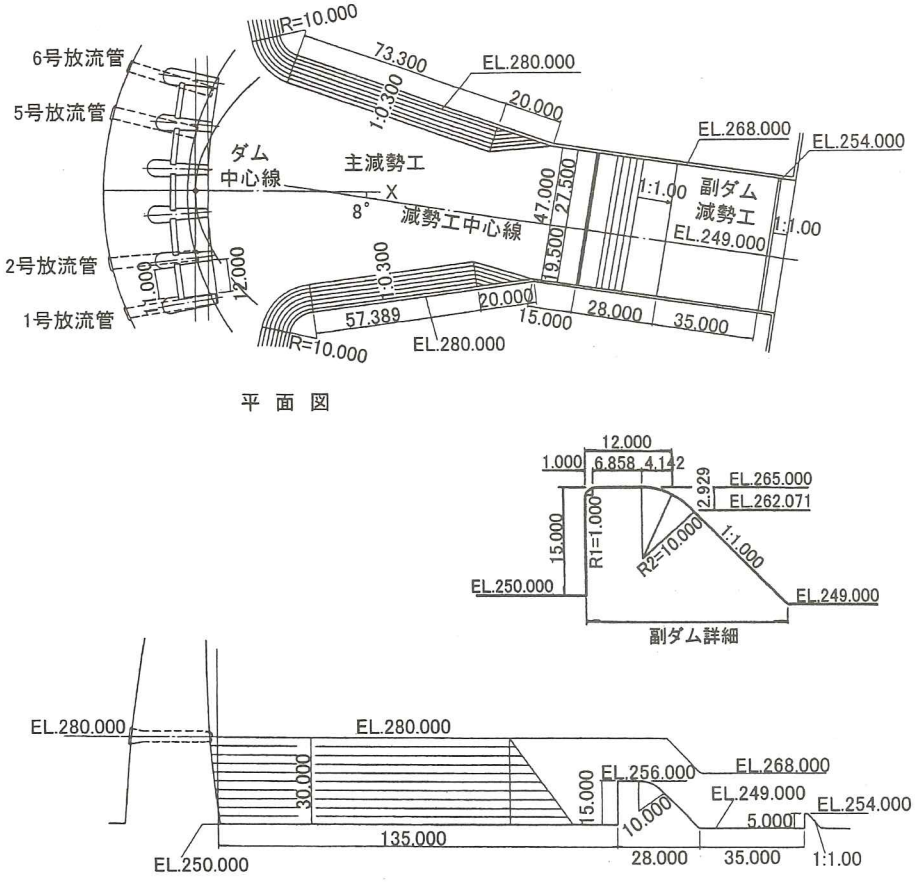
放流能力は，洪水調節用放流管の操作頻度を年1回程度とし制限水位EL.351.0mで60m³/sの放流が可能なものとする。また，設置標高はEL.320.0mとし，放流量と管径の関係から2条配置とする。

3) 非常用越流頂

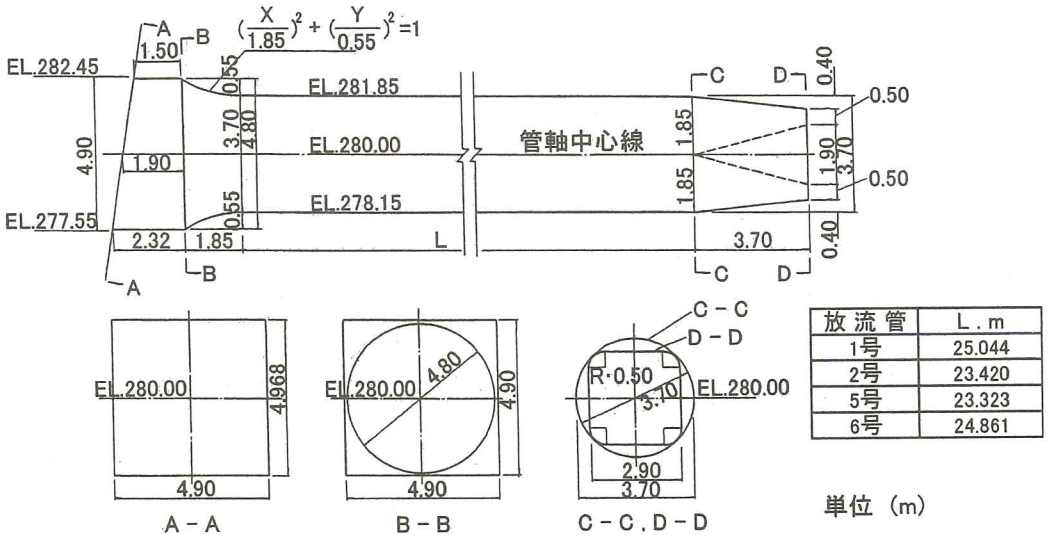
洪水調節用放流管の放流と併せ放流能力条件②を満足するものとし，減勢池幅，放流管予備ゲート配置の関係から敷高EL.377.0mの5門配置とする。ここで，洪水調節用放流管の放流量については，異常洪水時にはゲート操作を行わないものとし，サーチャージ水位EL.381.0mにおいて計画最大放流量を放流するゲート状態を維持するものとした。

越流頂ゲートは，堤体応力に与える影響を出来るだけ小さくするものとし，越流式のローラーゲートを設けるものとする。

以上の配置計画に基づき，水理実験を通じた検討を行い，図―2に示す最終形状を得た。以下にその設計趣旨および検討内容を示す。なお，上記のうち，中位標高放流管については，通常のホロージェットバルブが設けられており，模型実験による水理設計検討も実施していない。以下の説明では，中位放流管については省略している。



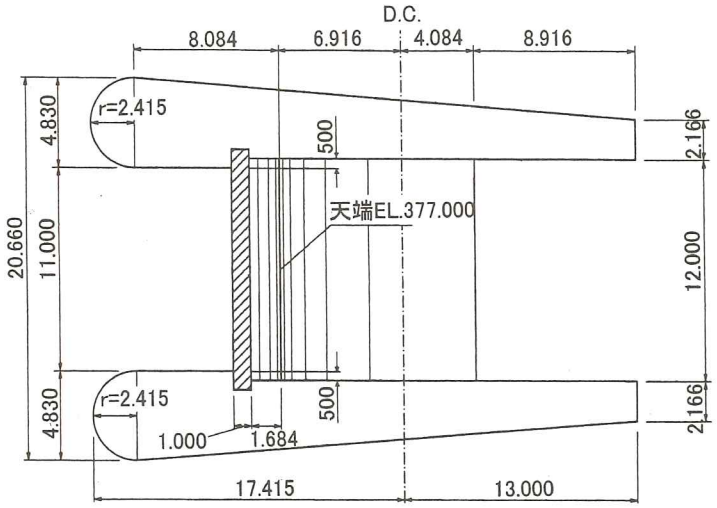
図―2(1) 温井ダム洪水吐き最終形状（全体概要）



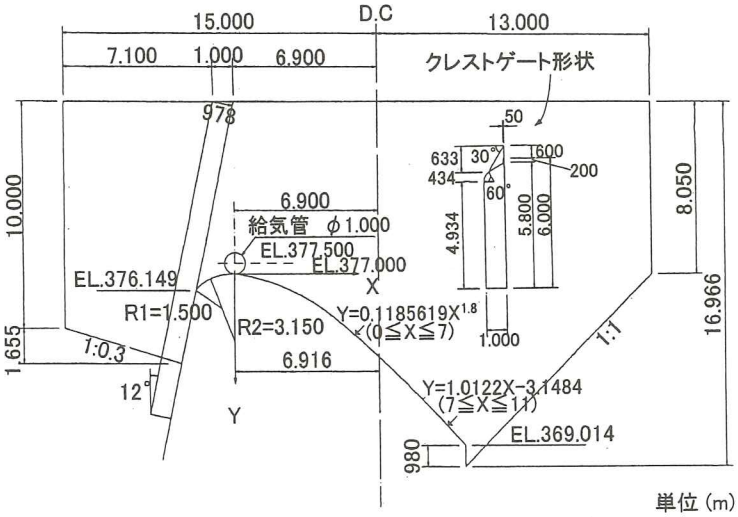
放流管	L．m
1号	25.044
2号	23.420
5号	23.323
6号	24.861

単位（m）

図—2(2)　温井ダム洪水吐き最終形状（洪水調節用放流管）



平 面 図



断 面 図

単位（m）　図—2(3)　温井ダム洪水吐き最終形状（越流頂）

3. 洪水調節用放流設備の水理設計検討

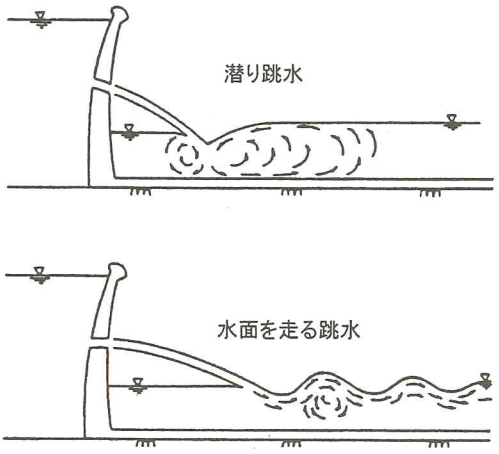
3.1 基本方針と課題

繰り返しになるが，本放流管の設計水頭は100ｍを超え，洪水用放流管としての従来のわが国の実績を上回る。このため，放流時のキャビテーションに対する安全性を確保するため特に次の２点を放流管設計の基本方針として設定した。

① 管内平均流速を35ｍ/s以下とする。

② 据付け精度向上のため水平放流管とする。

上記方針は放流管そのものの水理設計に特に課題を生じるものではない。そこで上記に基づき原案設計を行い，水理模型実験を行った結果，減勢との関係で特に②の水平放流管とすることに対する水理的な課題があることが明らかになった。



図―3 水面を走る水脈

温井ダムの減勢形式は自由落下式が採用されており，副ダムにより堤体直下流に形成した水溜池を用いた減勢が考えられている。この減勢形式では，放流水脈は水溜池内に突入して潜りこみ，水脈周辺に減勢効果の高い渦を形成することが想定されているが，実験の結果，放流管単独放流時の放流水脈は，操作水頭が大きい場合に，水溜池内に潜らないことが明らかとなった（図―３）。すなわち，放流水脈は，着水後に流向を変えて水面上を流下し，余り減勢することなく副ダムを乗り越えている。このため，エネルギーの残存する，乱れた放流水脈が下流に放出され，流況が悪化する。こうした水面を走る流れは着水位置における放流水脈の突入角度が小さいために生じる。つまり，水平放流とした結果であり，次の２通りの検討方針を考えた。

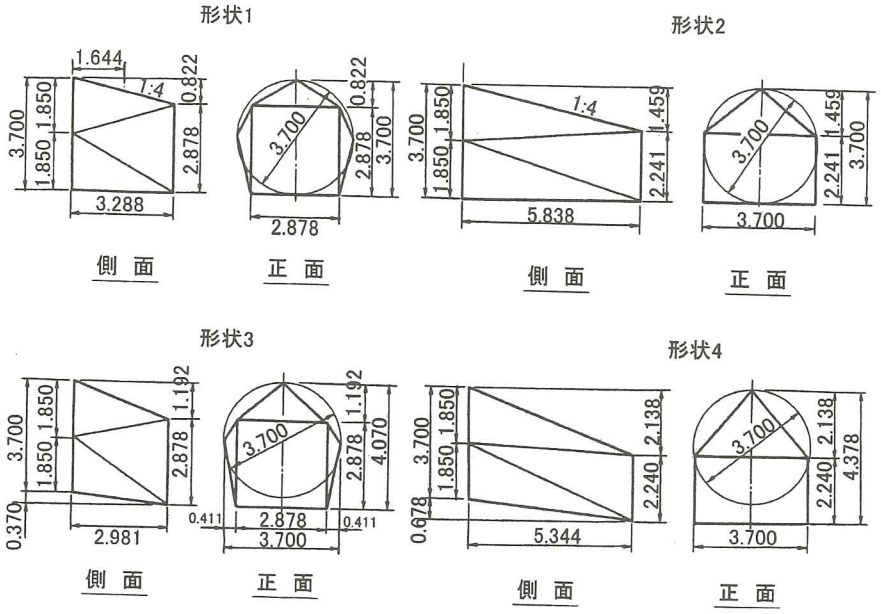
① 放流管出口部を傾斜させて突入角度を大きくする。

② 水面を走る流れに対応させて減勢池規模を大きくする。

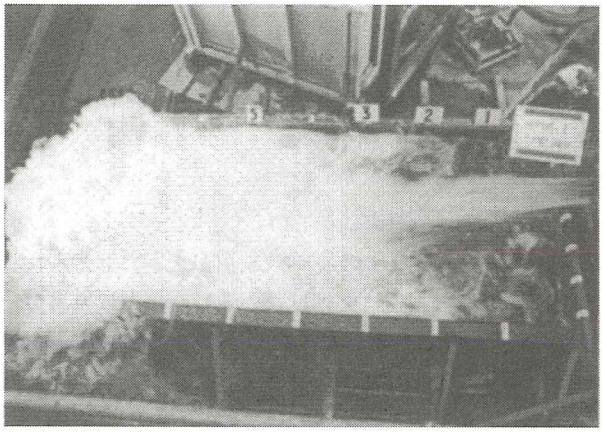
以下に，両者の検討結果を示す。最終的には，出口部傾斜による方法は採用が不適当との判断から②案を採用している。

3.2 放流管出口部の傾斜による方法

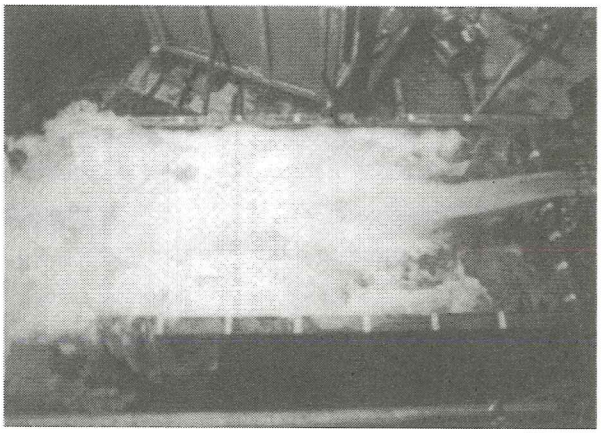
先に述べたように，本ダム放流管は水平管として据え付けることを前提に検討した。それ故放流水脈流向を下方に向けるのは，出口部での処理によるものとした。検討した出口形状を図―４に示す。



図―4 検討を行った出口形状



形状—1



形状—3

写真—1　出口を傾斜させた場合の流況例（形状—1および3：計画最放流量放流，常時満水位）

何れの形状も管内流速を35m/s以下に収めることから出口断面積を設定しており，出口形状1，2は放流管の維持管理を容易にすることを考慮して底面を水平としたもの，3，4はより効果的に水脈を下方に向けることを目的としたものである。

各形状の流況を確認するため，縮尺1/20.83の抽出模型による実験を行った。実験は，放流管1条を再現し，幅30m×長さ78.1m（原型）の平面が長方形の水溜池を用い，計画最大放流量放流状態でのゲート全開および半開（水位を常時満水位相当とする）の放流条件にて実施した。

例として原案と同様に水面を走る形状—1と最も良好な流況の得られた形状—3の流況を写真—1に示す。形状—2は形状—1と同様の流況である。また，形状—4は形状—3に近いが水面を走る傾向がより顕著であった。

写真は，流況のより悪化するゲート半開時のものであるが，形状—1では，水脈の着水位置が下流に位置するとともに，水脈がそのまま水面を走り，副ダムを超える水脈がかなり乱れていることが分かる。形状—3においても水脈は副ダムまでには十分には減勢していないが，着水位置が上流に移動するとともに，水脈が潜る傾向がみられており，減勢状況は形状—1と比較してかなり改善されている。

表—2には，各形状の傾斜角および放流水脈の減勢池への突入角度を示す。放流水脈の突入角度は放流水脈上・下面の軌跡を測定ののち，放物線近似して求めたもので，減勢池水面高を放流管中心標高より9m低いEL.271mとしている。測定は，ゲート全開で計画最大放流量放流（1条当たり275m³/s）の放流条件にて実施している。表より，上面を傾斜させたのみの形状—1，2では原案に対する突入角度の変化を殆ど得ることができておらず，水面を走る流況となることが突入角度からも確認される。また，形状—3，4については若干の突入角度の増加がみられており，形状—3が4より大きい突入角度となっている。これらは，実験での流況と符合するものである。

表—2　出口を傾斜させた放流管の放流傾斜角度

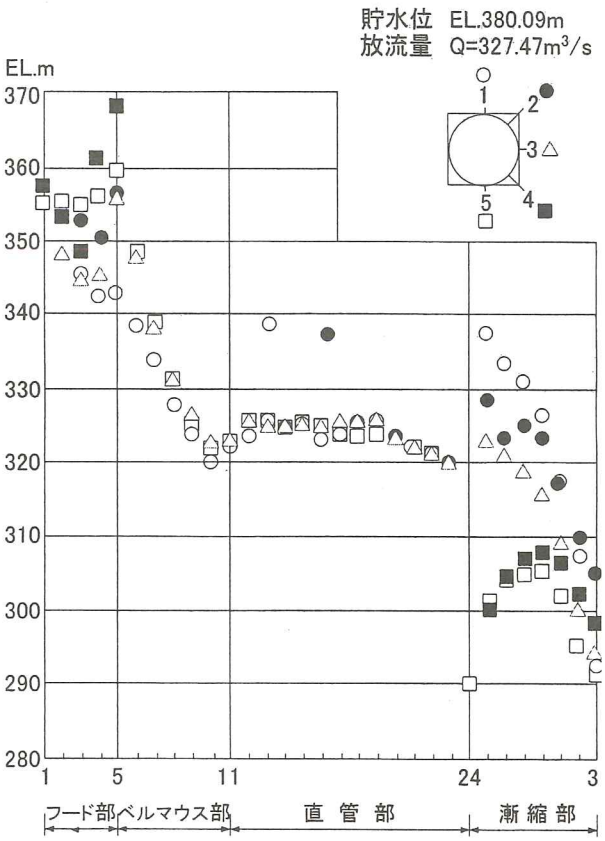
形状	出口傾斜角（度）			減勢池突入角度（度）		
	上面	下面	平均	上面	下面	平均
1	14.0	0	12.0	22.6	21.6	22.2
2	14.0	0	12.0	20.9	22.6	21.8
3	21.79	7.07	14.43	23.5	26.8	25.2
4	21.81	7.23	14.52	22.4	25.6	24.0
原案	4.09	−4.09	0	約22（計算値）		

*）減勢池突入角度は水面をEL.271.0mとして自由落下により計算。

以上のように，放流管一般部は水平とし，出口部のみで処理する場合には，上面のみでなく，底面についても傾斜させる必要があることが示された。これは，ゲート半開時の放流水脈を制御することを考えると当然の結果ともいえよう。

ここで，底面についても傾斜させることは，水平部との接続点において外側に屈折する部分が生じることを意味している。このため，接続点周辺では圧力降下が生じ，流れが剥離することが避けられない。

図—5には形状—3での壁面沿いのピエゾ水頭分布例を示す。図は，サーチャージ水位付近の全開放流時のものであり，放流管内の流速を制限していることからフード部，ベルマウス部，水平管部の各部については壁面作



図—5 形状—3での壁面沿いピエゾ水頭分布例
（ゲート全開，サーチャージ水位付近）

用圧力も高く比較的スムーズな圧力分布となっている。一方，出口部では，上面で大きな圧力上昇が，底面で降下が生じており，特に接続部底面の圧力降下が著しいことが分かる。実験では，こうした圧力降下にも拘らず負圧の発生は生じなかったが，流れが剥離していると考えられることから圧力変動に対する配慮が必要であり，その推定が難しいと考えられた。また，管内流速を制限し，かつ水平管としたそもそもの理由が，作用水頭が既往実績より大きくキャビテーションに対する安全性を確保することにあったことを考えると，こうした流れの状況は好ましくないと判断され，放流管については水平管とし，減勢に対しては減勢池規模にて対応することとした。

3.3 減勢池による対応

放流管形状は，図—2に示す最終形状のものであり，必要な副ダム位置，規模を水理模型実験により調査した。必要減勢池長は，同じく最終形状に示した通りであるが，これは，ダムからの最大放流量であるダム設計洪水流量放流に対して必要となる減勢長と比較して，15m程長い減勢長となっている。従って，15m分が放流管を水平にしたことによる減勢長の増加分ということができる。なお，ダム設計洪水流量放流時には，十分水深のある通常の自由落下式減勢工の流況を呈しており，越流水脈が放流管水脈を取り込み，流れは水溜池に高角度に突入し潜り込んでいる。

4. 非常用越流頂と越流ゲート

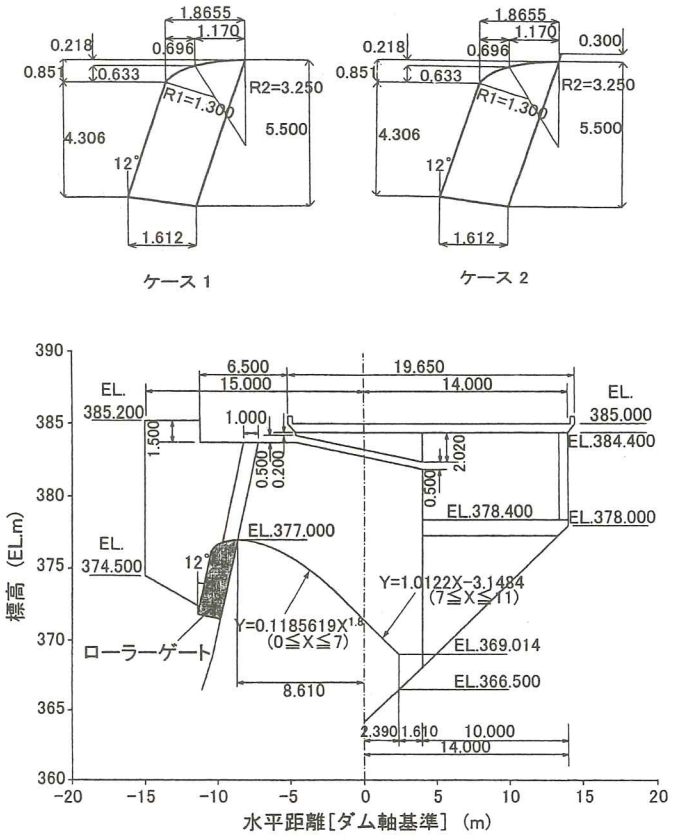
温井ダム越流頂形状は標準越流頂が基本に考えられおり，特に特徴のあるものではない。特徴は，越流頂ゲートにあり，先に示したように，温井ダム越流頂ゲートとして，堤体応力に影響の少ないと考えられる越流式のローラーゲートが用いられている。

越流式ローラーゲートの水理的な課題は，アップリフトの低減策にあり，越流時の給気方法にある。実験は，図—2に示す最終形状の他，図—6に示す比較案についても，縮尺1/25の抽出模型を用いて実施し，ゲート面作用圧力，給気状況等を調査した。なお，何れのケースも戸溝内のワイヤーロープ（油圧の場合はシリンダーロッド）の振動防止のため，鉛直方向高さ2.5mの整流板を設けて実験を行っている。

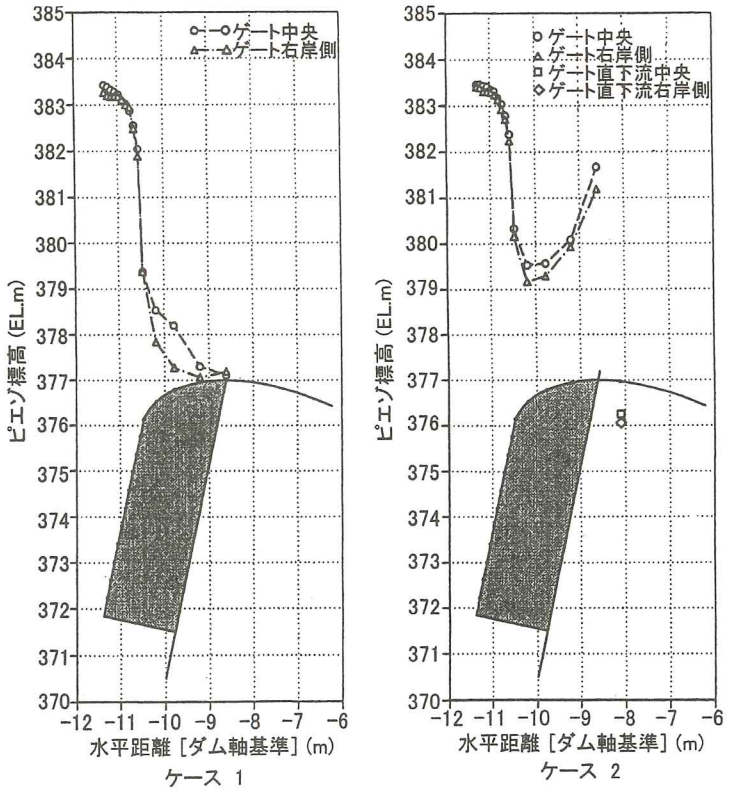
図から分かるように，最終案は，越流頂上流に設置した越流頂との分離案であり，比較案は，越流頂の一部を構成する一部構成案である。比較案のケース1は標準越流頂上流側複合円弧部をゲートのスキンプレート面としたものであるが，容易に想像されるようにゲート全開時のゲート面圧力はかなり低下し（標準越流頂の理想からいえば設計水頭でゲート面作用圧力は大気圧になる）アップリフトはかなり大きなものとなる。ケース2は，アップリフト軽減のためにリップを設けたものであり，ゲート面作用圧力が増加し，アップリフトの軽減効果は得られるが，一方で設計水頭での越流量が6％程度低下し，放流能力を満足しない結果となった。これらのゲート全開，設計洪水位でのピエゾ水頭分布を図—7に示す。

以上のように，越流頂の一部をゲートとする場合には，アップリフトがある程度大きくなり開閉荷重が大きくなることは避けられない。また，万が一設計洪水位を越える越流状態が生じた場合には，それに伴いアップリフトも増加し，ゲートが上方に移動する可能性がある。

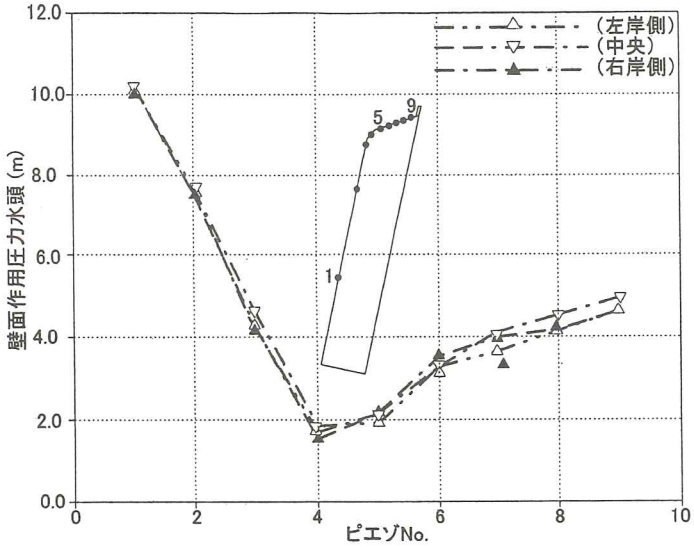
上記に鑑み，最終案のように越流ゲートを越流頂上流側に設置することとした。上流側に設置することにより，越流頂の放流能力と関係なくゲート上面形状を設定することができ，ゲート上面形状を作用圧力上昇が期待できる傾斜面とリップで構成することとした。また，全開時位置を越流頂下方に設定することにより水位上昇によるアップリフトの増加を制限することが可能である。更にゲート厚についても構造上必要な厚さとして設定するこ



図—6　越流式ローラーゲート比較案



図—7　越流頂の一部を構成する場合のピエゾ水頭分布（設計洪水位，ゲート全開）



図—8 越流頂上流に設置した場合（最終案）のゲート面作用圧力分布（設計洪水位，ゲート天端EL.377m）

とができる。

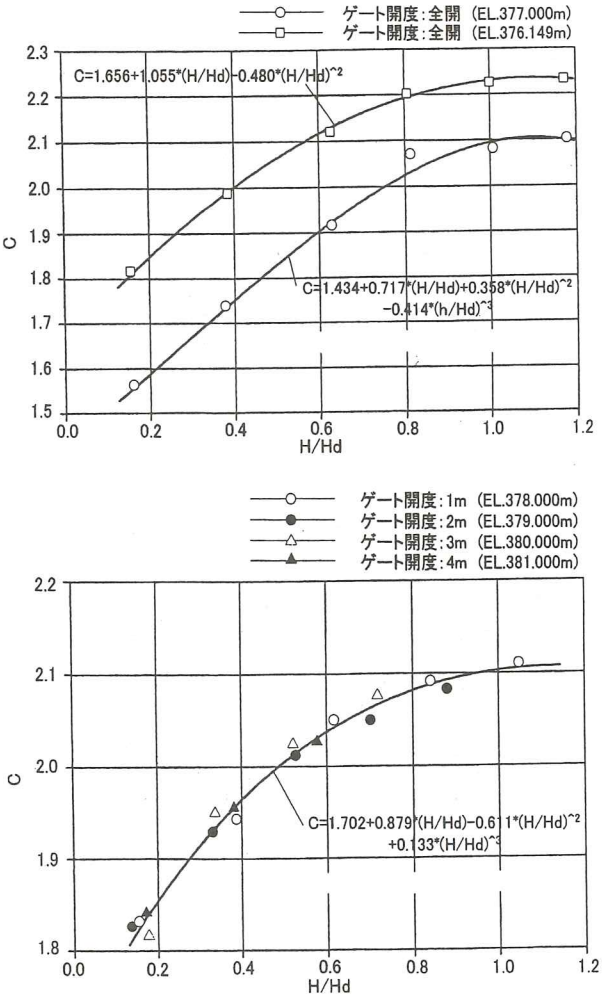
図—8に最終形状でのゲート面作用圧力を示す。最大のアップリフトは，ゲート天端標高が越流頂標高EL.377m付近にあるときに生じるが，アップリフトが軽減されている。また，ゲート天端が越流頂上流側円弧内にある場合には，ゲートと越流頂間に剥離渦が形成されるが，越流頂面に有害な負圧は生じないことが確認されている。

越流ゲートのゲート半開時には，越流水脈と越流頂間に空間が形成され，有害な負圧の発生や水脈振動を防止するため十分な給気を行う必要がある。最終案ではゲート下流にオフセットを設けるとともに給気管を配置しており，十分な給気効果が得られることを確認している。

図—9には最終形状での放流特性を示す。図中のCは次の流量係数を表す。

$$C = Q/BH^{1.5}$$

ここに，Q：越流量，B：越流幅，H：ゲート天端を基準とする越流水頭であり，図中のHdは越流頂の設計水頭を表す。図より，全開時付近を除き，ゲートのCとH/Hdの関係はゲート開度に係らずほぼ一定であることが分かる。ゲート天端が越流頂に一致する場合には，これより若干流量係数が低下するが，更にゲートを下方に移動させると標準越流頂の流量係数に漸次近づいていく。ゲートが越流頂の一部を形成する場合には，ゲート全開を含め流量係数を一つの関係式で概ね表現することができるが，ゲートを越流頂上流側に設置することにより，ゲート全開付近での越流特性が若干複雑になってい



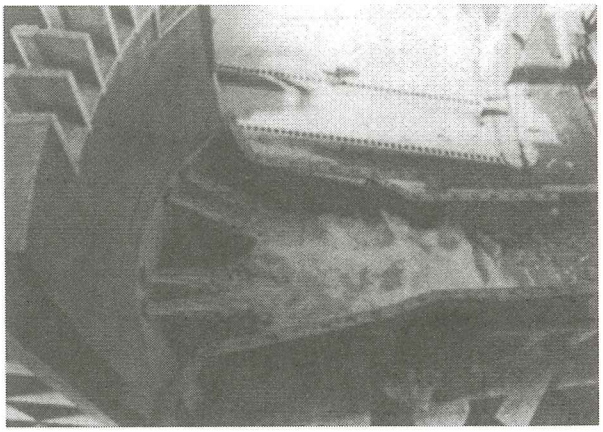
図—9 越流式ローラーゲートの放流特性

る。

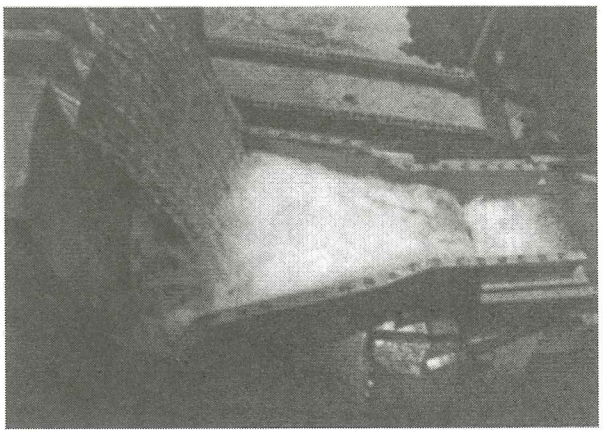
5. 減 勢 工

温井ダム減勢工は，副ダムで水溜池を形成する自由落下式減勢池および２次減勢工より構成され，自由落下式減勢池については，その延長が洪水調節用放流管放流時の必要長から決まっていることは既に述べた。副ダム高，２次減勢工規模等については，従来のアーチ式コンクリートダム洪水吐きの設計方法と特に変わることはない。一般的な考え方等については，文献を挙げておくので参照されたい[1]。また，洪水調節用放流管を対象とした必要減勢池規模については別途系統的な実験を実施しており，文献2)にまとめてあるので必要に応じ参照されたい。

写真―２には，減勢工流況を示す。模型縮尺は1/50である。河道に対して過不足ない減勢状況が得られていることが確認できる。



貯水池水位　EL.374.35m，放流量　1,100m³/s



貯水池水位　EL.383.41m，放流量　3,080m³/s

写真―2　減勢工流況（最終案形状）

6. おわりに

温井ダム洪水吐きの水理設計について，従来の設計水頭を越える放流設備である洪水貯節用放流管および設置例の少ない非常用越流頂ゲートの検討を中心に報告した。

最初に述べたように，旧土木研究所で実施した温井ダム洪水吐きの水理設計検討は昭和57年度～平成９年度にかけて断続的に実施されている。このうち，越流ゲートを除く検討は，昭和62年度までに終了しており，本報告でとりまとめた部分の多くは，昭和年代のやや旧聞に属する検討である。

これまで，報告の機会がなく，今回とりまとめたわけであるが，とりまとめつつ次の感想をもつに至った。

① 洪水調節用放流管については，設計水頭が大きいことから流速，放流管傾斜角度に予め制約を加えて設計することとしたが，このため，水理設計としての課題は放流管というより，減勢池の課題として生じることになった。温井ダムでの検討を機会にキャビテーション現象に対する研究を進め，必要な設計条件についての研究深度を高めるべきであったかもしれない。

② 越流式のローラーゲートについて，例えば，越流頂下流端に設け，上流側水密とすることによりアップリフトをなくするなど（もちろん越流頂形状にも工夫が必要であるが）更なる工夫があったかもしれない。

これらは，現時点での感想であり，筆者を含む当時の関係各位の批判でないことは言うまでもない。本報告の内容とともに，今後の洪水吐き設計に向けての参考になればと思う次第である。

参 考 文 献

1) 佐藤勝：アーチダム洪水吐きの水理設計法―Aダムの場合―，土木技術資料，Vol.25，No.３，1983

2) 角哲也，宮本孝行，太田達雄：自由落下式減勢工の水理設計―低角度放流の場合―，土木技術資料，Vol.33，No.６，1991

月山ダム洪水吐きの水理設計

柏　井　条　介*

KASHIWAI Josuke

1. はじめに

本報告は，旧建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室で実施した月山ダム洪水吐きの水理設計検討を，当時の報告書に基づきとりまとめたものである。

月山ダムサイトは，下流にある既設梵字川ダムの背砂区間となっている。ダム直下流には平均25m程度の土砂が堆積し減勢工として確保される水深はかなり大きい。そこで，水面上方から空中放流するスキージャンプ式減勢工が採用されているが，放流幅に比較して河道幅が小さく，水溜池の形成状況を確認しながらの種々の形状検討が行われている。スキージャンプ式の検討は，月山ダムの水理設計における最も大きな課題であり，本報告の主題でもある。

本報告でまとめた検討は昭和61年度から平成元年度にかけて実施されたものである。筆者が直接関与したものではなく，細部については不明な部分もあるが，当時の報告にできるだけ忠実にとりまとめるよう努力した。なお，本報告で示す検討結果の細部については，実際の建設に当り修正が行われている可能性もあるが，主たる設計趣旨については当時の検討結果がそのまま反映されていると思うので，ここでは当時の報告書の内容のみを取り扱うこととする。

2. 洪水吐きの放流能力条件と配置

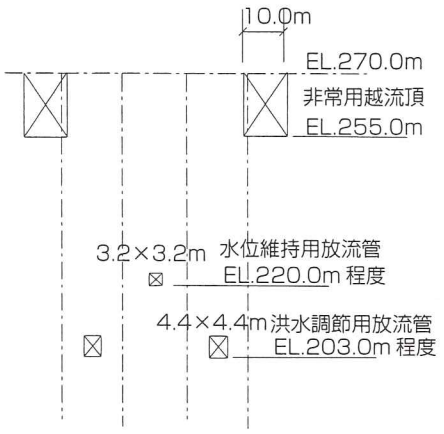
表－1に，洪水吐き設計に係わる月山ダムの基本諸量を示す。検討した洪水吐きの構成は，図－1，2に示す2つのものであり，図－1に示す案1の構成の趣旨を以下に示す。

表－1　洪水吐き設計に係わる月山ダム基本諸量

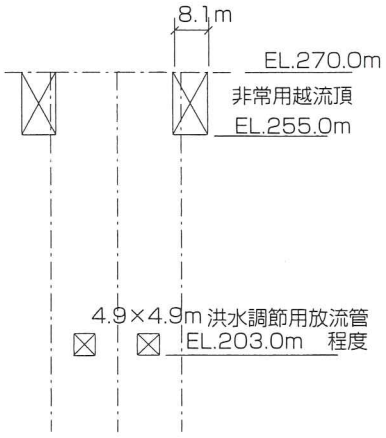
貯水位（EL.m）		流量（m³/s）	
設計洪水位	268.200	ダム設計洪水流量	3,000
サチャージ水位	266.000	計画高水流量	2,900
常時満水位	255.000	計画最大放流量	1,000
洪水期制限水位	238.500	洪水調節開始流量	400
最低水位	210.000		

1)　常時満水位EL.255.0mで計画最大放流量1,000m³/sの放流が可能なよう洪水調節用放流管2条を配置する。

上記放流能力条件は，計画洪水の定率－定量操作を可能にするための条件であり，代表洪水の洪水調節計算及び放流管の放流特性曲線の関係から求められる。



図－1　月山ダム洪水吐き配置案1



図－2　月山ダム洪水吐き配置案2

2)　洪水調節用放流管は，大規模・高圧ゲートとなるため，微小開度放流の回避，冷水放流や濁水放流長期化の回避のため中位標高に水位維持用放流管を設置する。本設備にて非洪水期の大半の操作が可能なよう常時満水位EL.255.0mで200m³/sの放流が可能なものとする。

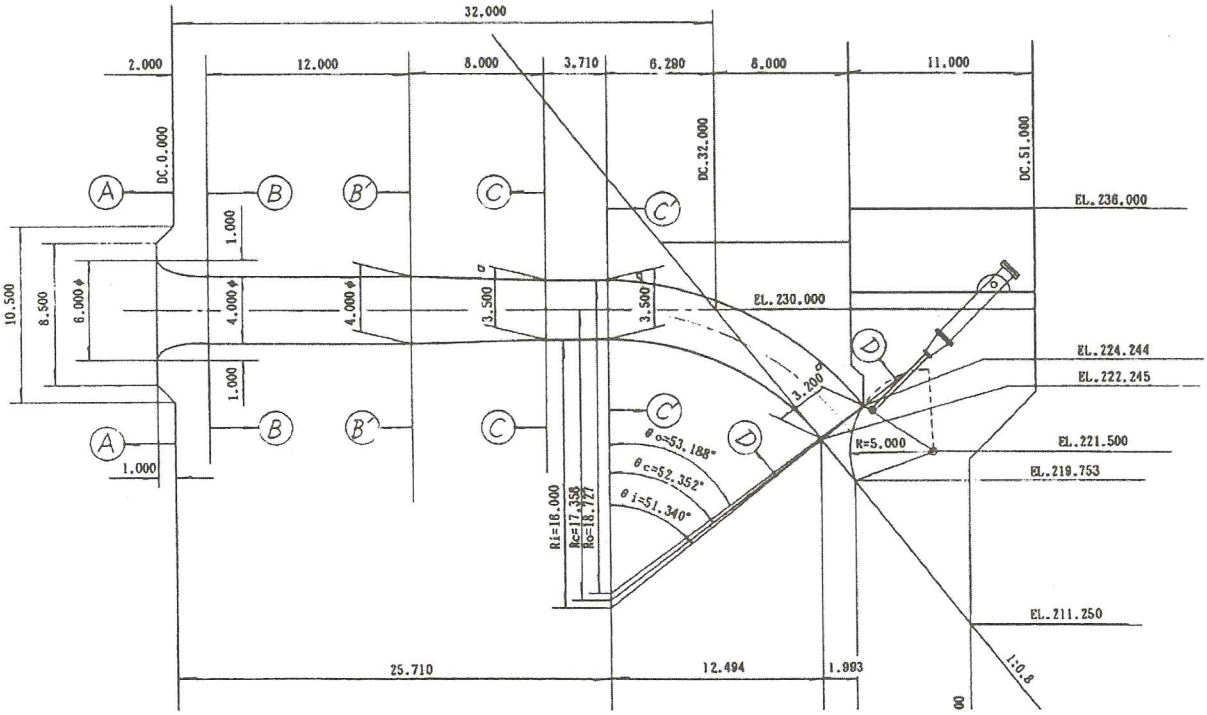
3）洪水調節用放流管の放流量をサーチャージ水位で1,000m³/s放流時のゲート開度で固定の放流量とし，これと合わせて，ダム設計洪水流量3,000m³/Sの放流が可能なよう非常用越流頂2門を設ける。敷高はゲートの維持管理等を考慮し，常時満水位EL.255.0mに合わせる。なお，水位維持用放流管は，ダム設計洪水流量放流のための放流設備には加えないものとしている。

＊独立行政法人土木研究所水工研究グループ　上席研究員（ダム水理）

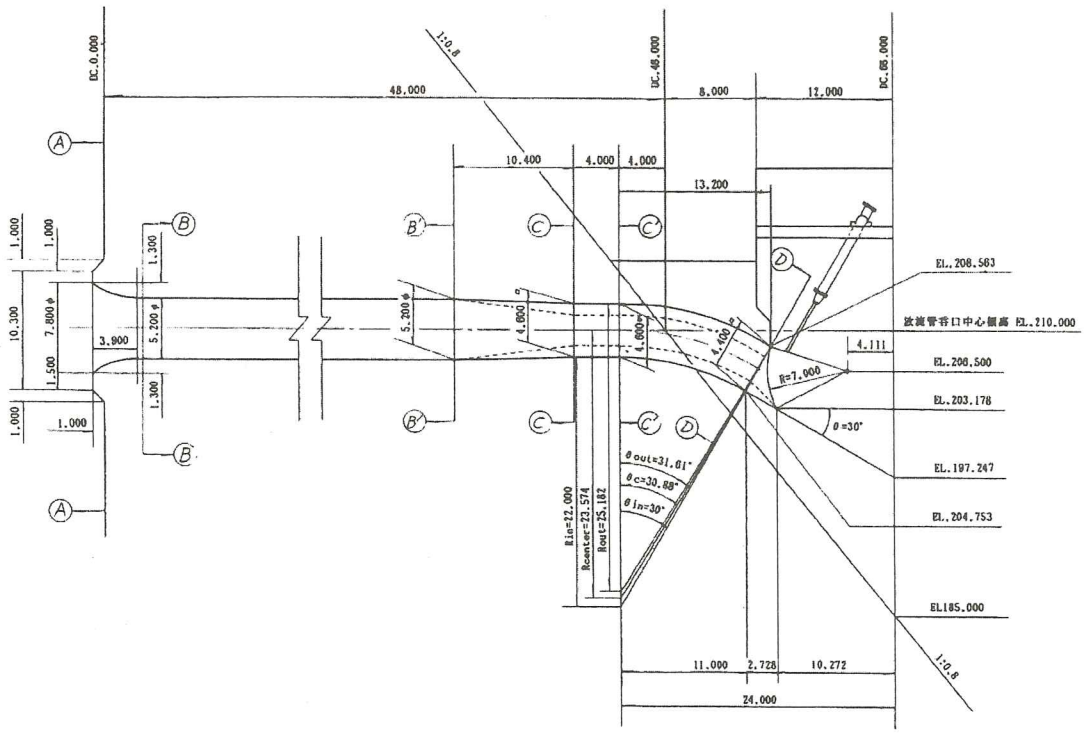
案２は，案１の水位維持用放流管を省略したもので，水位維持用の放流設備は洪水吐きとは別途設けることとしている。減勢部の河道幅が狭く，案１の放流幅では減勢部の流水処理に問題があると判断した上での措置であり，同様の理由で，ダム設計洪水流量の放流を全ゲート全門全開にて対応することとし，本案が最終案となっている。また，RCD 施工であることから，案１の放流管は施工性を考慮して全管路型で考えられていたが，案２では部分管路型とし越流水脈とのオーバーラップを可能なものとして放流幅を極力小さくしている。

3. 洪水吐き配置案1の検討

実験で用いられた放流管形状を図－３に示す。放流管は RCD 施工を考慮して当該ダムにおいて施工性がよいと考えられた全管路型が用いられている。また，越流頂は標準越流頂として設計されている。



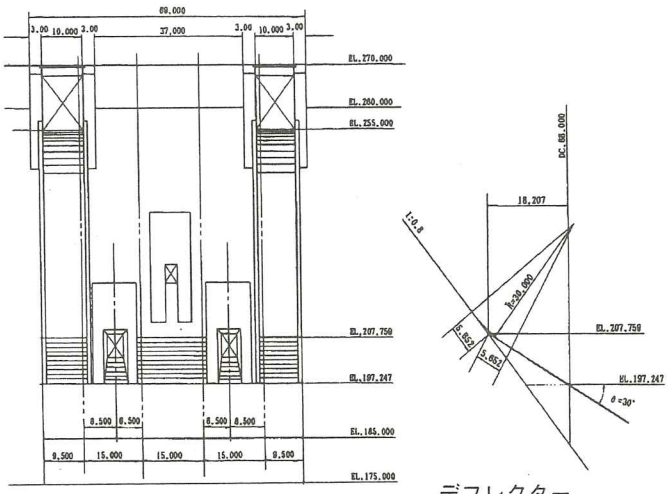
(1) 水位維持用放流管



(2) 洪水調節用放流管

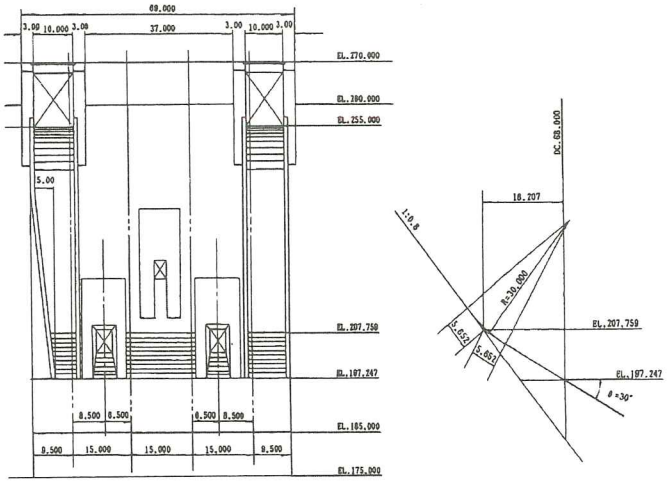
図－３ 配置案１の実験で用いた放流管形状

減勢を考慮して作成・検討された各種比較案を図－4に示す。各案に対し，縮尺1/62.5の模型を用いて実験を行い，その適用性を検討している。河道部には梵字川ダムの堆砂があり，実験は移動床にて行っているが，堆砂下方の地形は明確でないため，推定岩盤線をEL.150.0mとし，現況河床高のEL.175.0mまでの側部岩盤形状を鉛直壁としている。また，El.175.0m以上については，現地の測量結果に基づき，モルタル仕上げの地形として製作している。

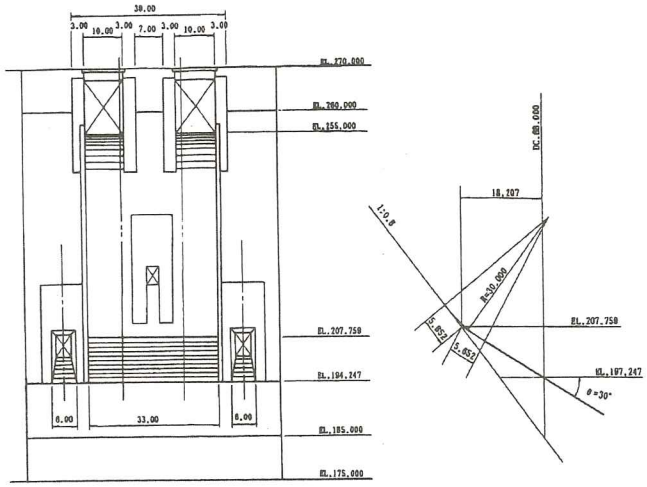


下流面図　　デフレクター

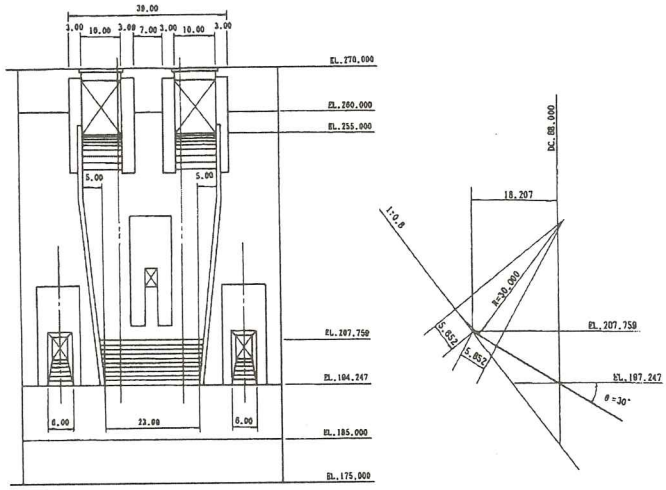
(1) 原案



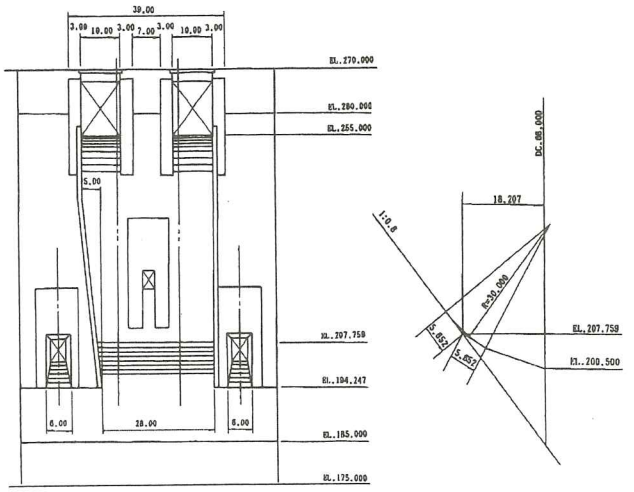
(2) 比較案 1



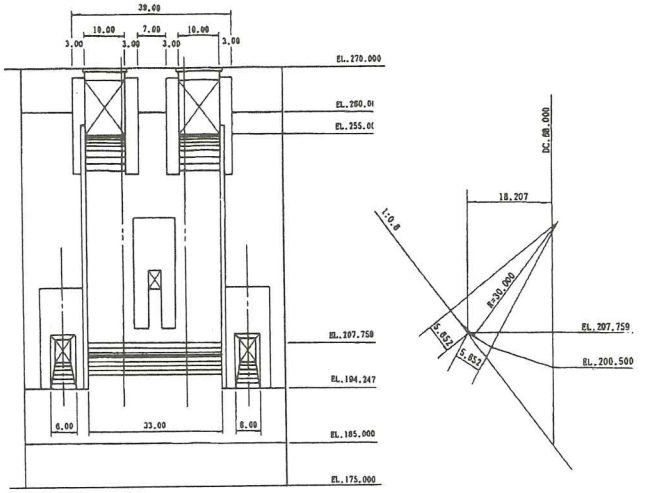
(3) 比較案 2



(4) 比較案 3



(5) 比較案 4



(6) 比較案 5

図－4　配置案1の検討形状

粒度試験結果による現地河床材料は細砂に該当するが，堆積層の中には礫や砂利が含まれていることが十分に予想され，水溜池表面は比較的大粒径の材料により覆われることが予想される。このことを考慮して，実験では，実物換算で250㎜の材料を用い，適当と思われる案について25㎜相当の材料により影響調査を行なっている。なお，現地河道は，ダム敷き下流30m 程度において左岸側に屈曲している。

以下に各案の趣旨と実験結果を示す。

1) 原 案

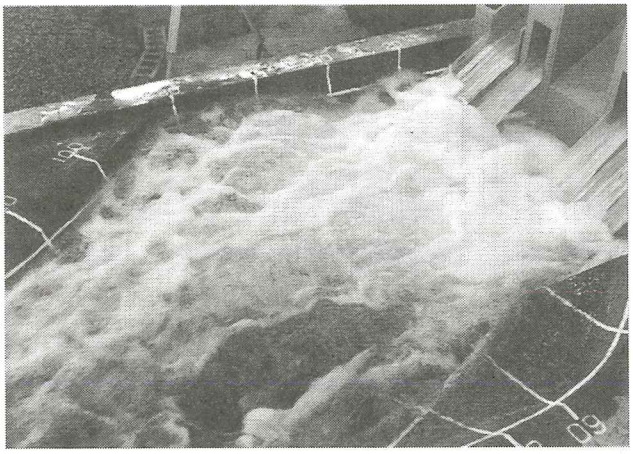
放流管をブロック内に収めること及び平面渦をなくすことを考慮した標準的な対称配置案である。

実験は，常時満水位で水位維持用放流管全開の217㎥/s 時，下段放流管全開の1,091㎥/s 時，ダム設計洪水流量3,000㎥/s 時の夫々について実施されており，何れのケースも短時間で水溜池が安定し，流況も安定している。また，217㎥/s，1,091㎥/s では問題ない流況が得られているが，3,000㎥/s では左右岸側から放流される越流水脈が潜流となって水中で山腹部に衝突し，大きく湧き上がる流況となる（写真－1）。特に右岸側での湧き上がりが顕著であり，最高水位は右岸台地部標高の195.0m を 2 m 程越えて越水する。また，ダム直下流を中心に大きな洗掘を生じており，最大洗掘深は1,091㎥/s で約20m，3,000㎥/s では模型上の基岸まで達している（図－5）。

2) 比較案 1

原案でのダム設計洪水流量3,000㎥/S 時の右岸沿い水脈の湧き上がりを抑制するため，右岸側越流水脈の流向を左岸寄りにしようとしたもので，堤体導流壁を 5 m 漸縮させている。

実験の結果，3,000㎥/s の流況は改善されず，却って湧き上がりが大きくなる結果となった。この原因として，単位幅流量の最も大きい洪水調節用放流管の放流水脈を，越流水脈が押さえ込んでいたものと推察されている。越流水脈のエネルギーを中央に振り分けたために，押さえ込むエネルギーが減殺され右岸放流管の放流水脈が屈折部に直撃したというものである。

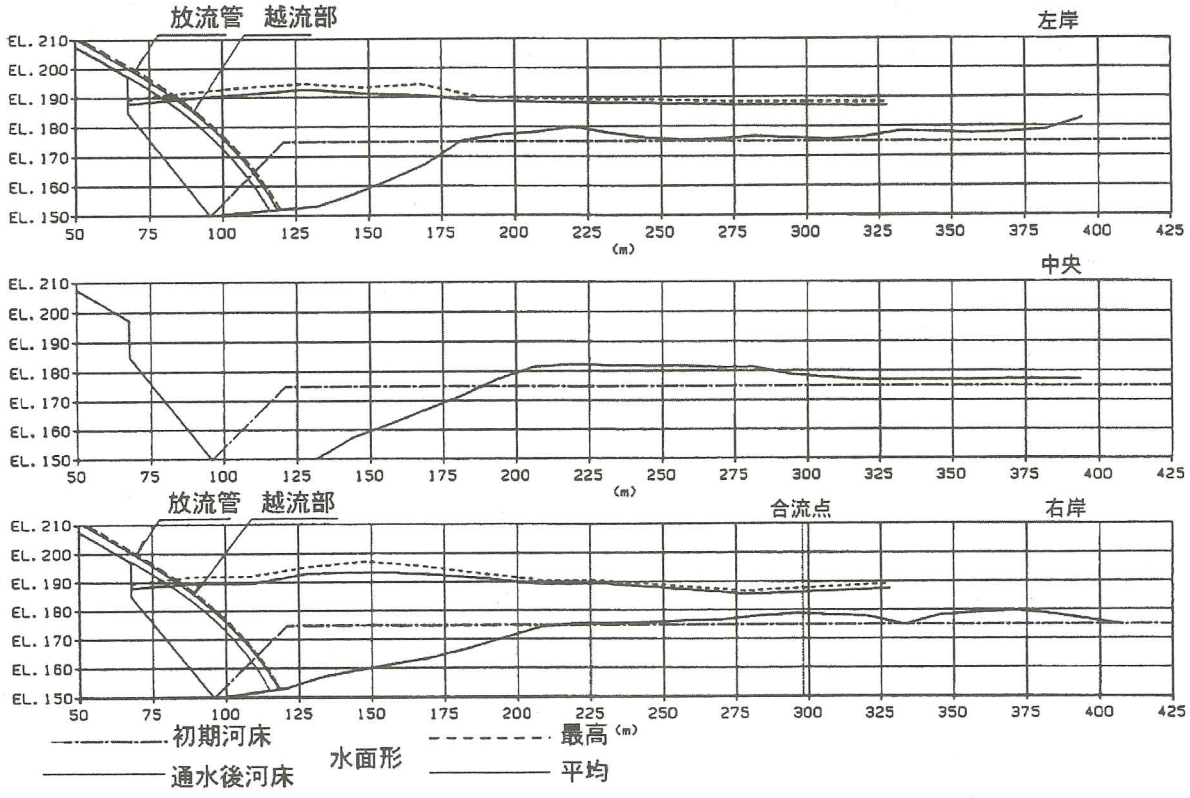


写真－1 配置案 1 原案の流況（ダム設計洪水流量3,000㎥/s）

3) 比較案 2

原案の越流水脈と洪水調節用放流管の配置を入れ替え，放流量の幅方向の分布を変化させたものである。15m ブロックでの配置が困難であり，ブロック幅の変更が念頭におかれている。

3,000㎥/s での流況はやや改善され，減勢池内の水面は全体的に1～3 m 低下し，右岸側台地部への越水状況も改善された。一方，越流水脈は比較的堤体に近い位置に突入しており，堤体下流の洗掘は原案と同様に模型上の基岩付近まで進行する。また，水面が低下した分，下流河道での流速が速くなっている。下流河道の流れは右岸に偏り，最大9.5m/s の流速を生



図－5 配置案 1 原案の洗掘状況及び水面形（ダム設計洪水流量3,000㎥/s）

じている。

4) 比較案3

越流部の堤体導流壁を左右から絞り込み，越流水脈を河道の中心に集めたものである。水溜池左右岸沿いの水面は，左岸でEL.193.5m，右岸でEL.195.0mとほぼ同様となっており，右岸台地部への影響はなくなったが，ダム直下での洗掘は模型上の基岩にまで達している。

5) 比較案4

以上の検討では，右岸側の水脈の這い上がりを防止するため，放流水脈の横断方向の配分を中心に検討してきたが，堤体直下流の洗掘が大きく，堤体への影響についても配慮する必要がある。比較案4は洗掘量の低減を目的に越流部のデフレクター勾配を小さくし，より遠方に放出するとともに，水脈の拡幅を促進しようという案である（放流管部については，放流管形状を固定しており，デフレクター勾配の変更は行なっていない)。また，下流河道の屈曲を考慮し，流れの均等化を図るため右岸側越流部導流壁を漸縮させている。

3,000m³/s放流時の実験の結果，越流水脈による洗掘量は大幅に低減し，水溜池中央部の最大洗掘量はEL.160m程度で停止している。一方，デフレクター勾配を変化させていない放流管部については，洗掘が基岩付近まで達する結果となっている。

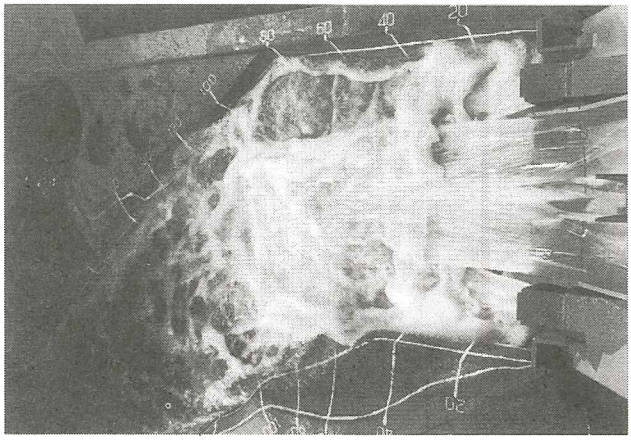
水溜池内の最高水位は，左岸側で191.5m，右岸側で192.5mとなっており水位の低下及び均一化が図れている。また，下流河道での主流もほぼ河芯となり，最大流速も約7m/sとなっている。

6) 比較案5

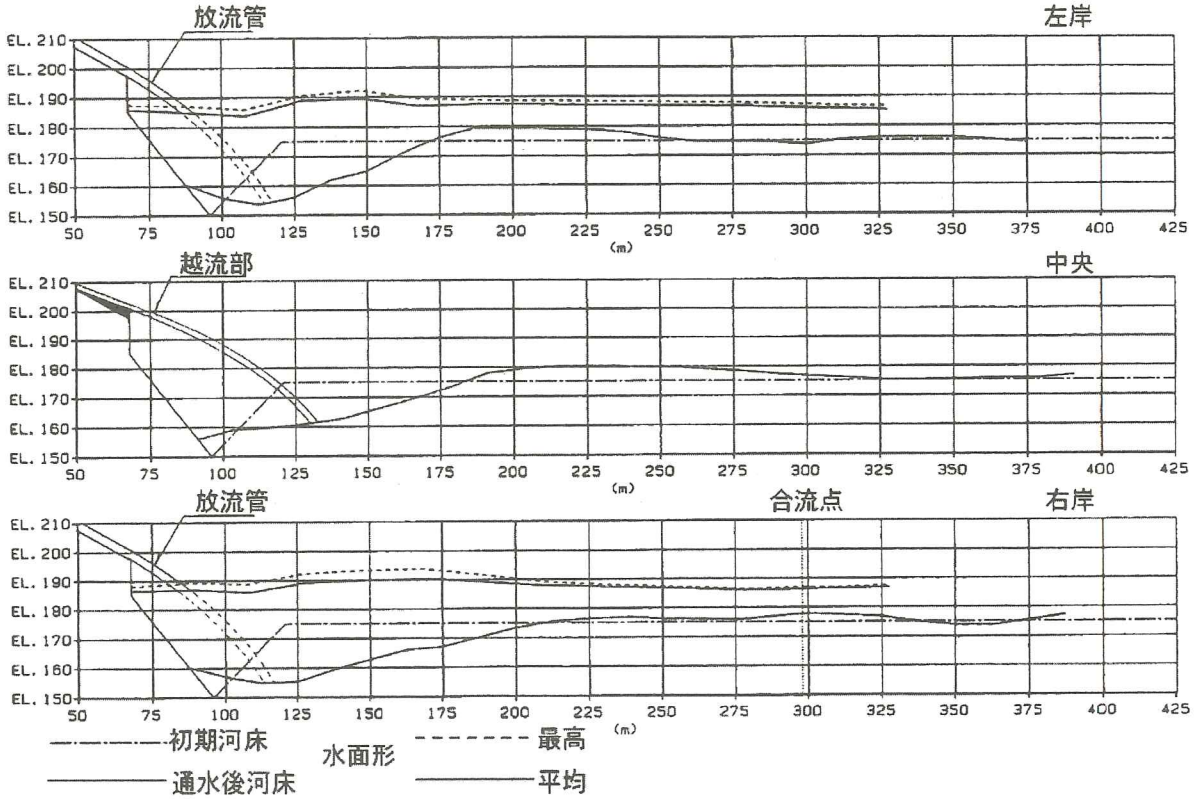
比較案4にて概ね満足される流況を得ており，比較案4での越流部右岸側導流壁の漸縮効果を明らかにするため実施したものである。

3,000m³/s時の河床の洗掘状況，流況は比較案4と大差なく，本案でも大きな問題はないものと考えられている。最大洗掘深は左右で約EL.153.0m，中央部で約EL.160.0mである(図－6)。ただし，右岸側最高水位は比較案4と比較して約1m程度高くなり，下流河道での流れも若干右岸寄りの傾向がみられている。このため，下流河道部での最大流速も約8m/sと1m/s程度大きくなっている。なお，流況を写真－2に示す。

本案において河床材料を25mm相当とした場合の影響を調査しており，洗掘深が大きくなり左右岸についてはほぼ基岩まで達すること，中央部はEL.156m程度で停止すること，下流河道では局所的な堆積が起こらず河道全般に堆積する傾向となり、水深が増加するため最大流速が6.6m/sに低減することなどが示されている。



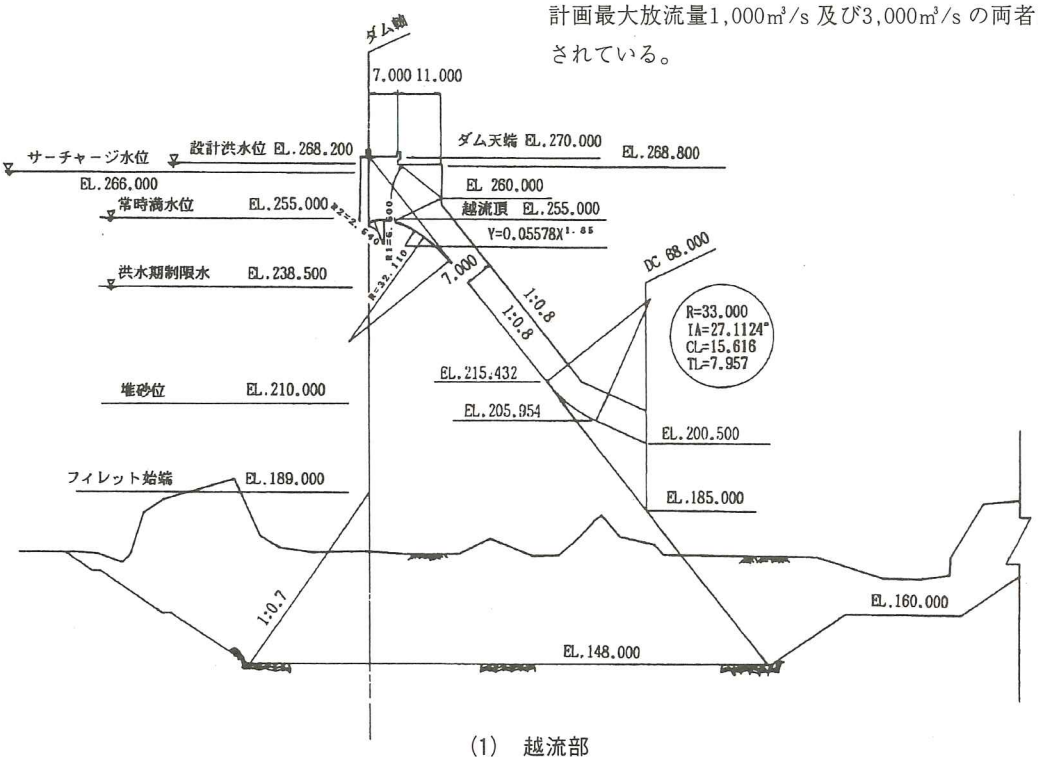
写真－2 配置案1比較案5の流況
（ダム設計洪水流量3,000m³/s）



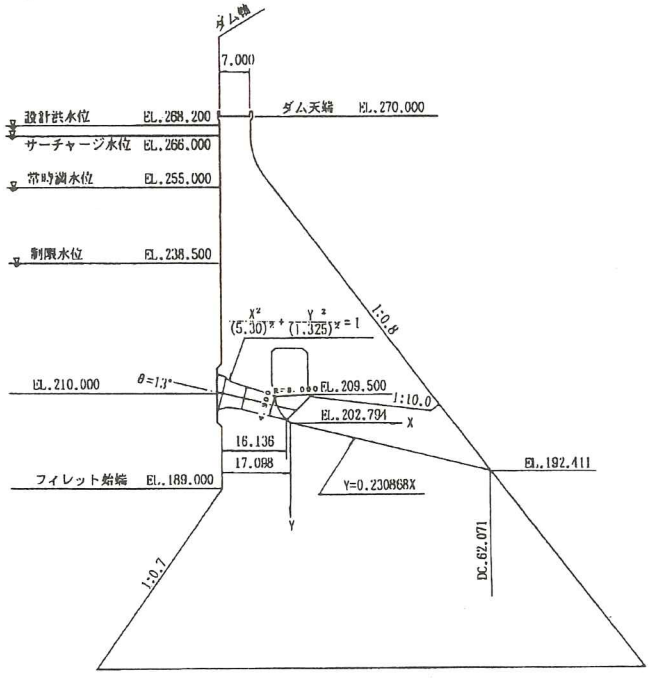
図－6 配置案1比較案5の洗掘状況及び水面形（ダム設計洪水流量3,000m³/s）

4. 洪水吐き配置案2の検討

配置案１の比較案４，５において比較的良好な流況を得ることができたが，堤体付近での洗掘量は大きく土砂の巻き込みによる堤体損傷については，安全を確保する十分な結果が得られていない。また，実験を行なった水溜池を確保するための掘削量が大きく，利水放流設備等他の施設の配置等を考えると，極力洪水吐き幅を小さくする必要があるとの要請があった。前者については，水溜池全体をコンクリートで保護し，人造の水溜池として土砂を除去することとされた。また，後者については，水位維持用放流設備は別途設けて洪水吐きから除くものとし，更に放流管を部分管路型として越流水脈とのオーバーラップを可能なものとするとともに，ゲートについては全門全開としてダム設計洪水流量を放流し，洪水吐き幅を極力狭くすることで対応されている。実験では，まず水溜池形状を固定の上，水脈放出部のデフレクター形状の検討が行なわれているが，満足できる流況が得られないことから，水溜池形状の修正，検討が行なわれている。以下では，水溜池形状の検討について述べる。この場合の越流部及び放流管形状の概要を図ー7に示す。また，検討が行なわれた水溜池形状を図ー８に示す。検討は，計画最大放流量1,000m³/s 及び3,000m³/s の両者に対して実施されている。

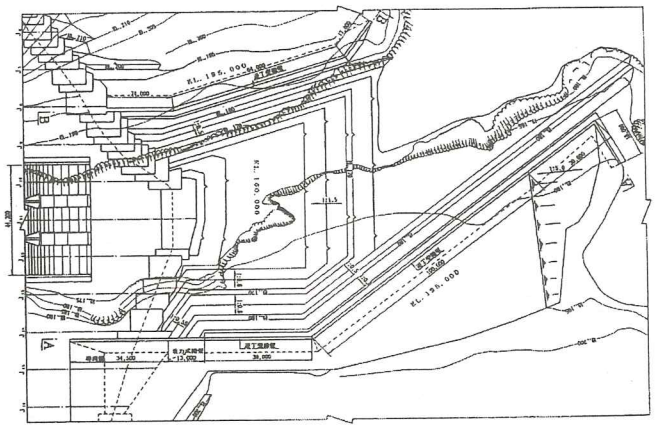


(1) 越流部

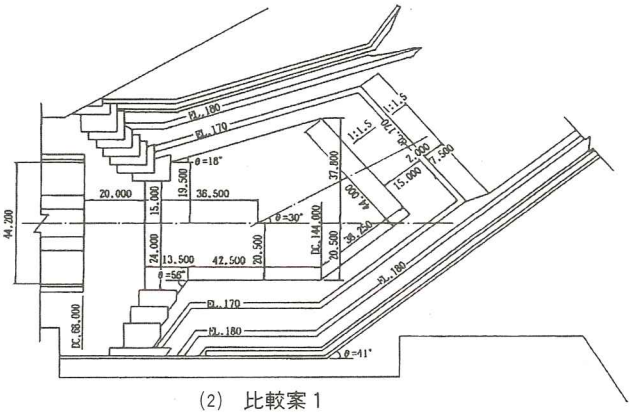


(2) 放流管部

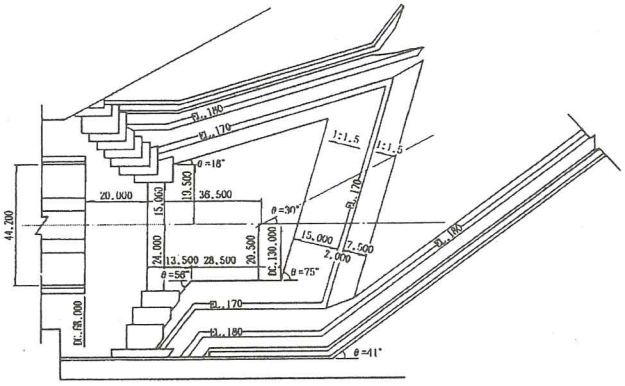
図ー７ 配置案２の原案の越流部及び放流管の概要



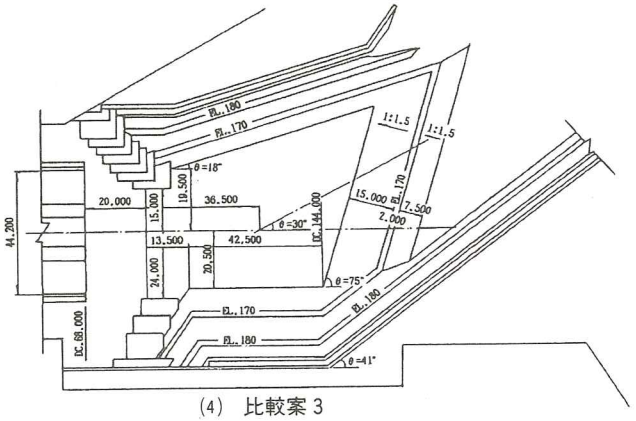
(1) 原案



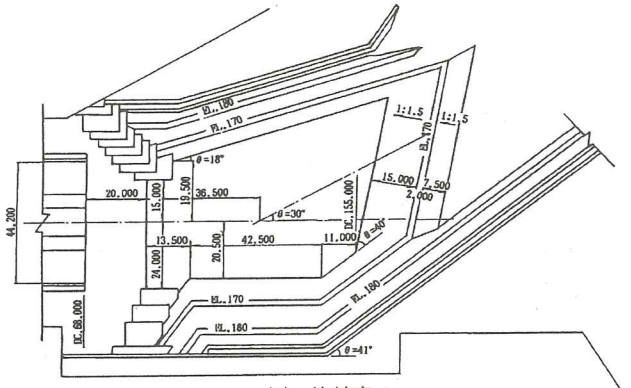
(2) 比較案 1



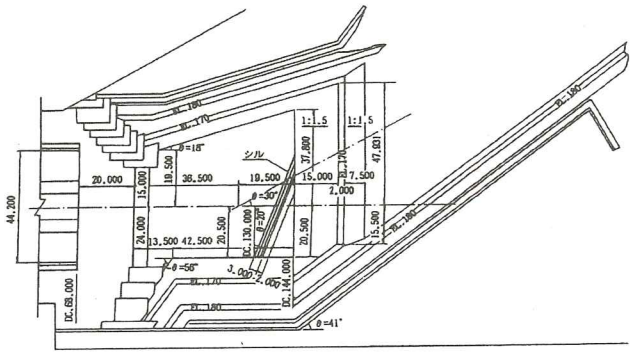
(3) 比較案 2



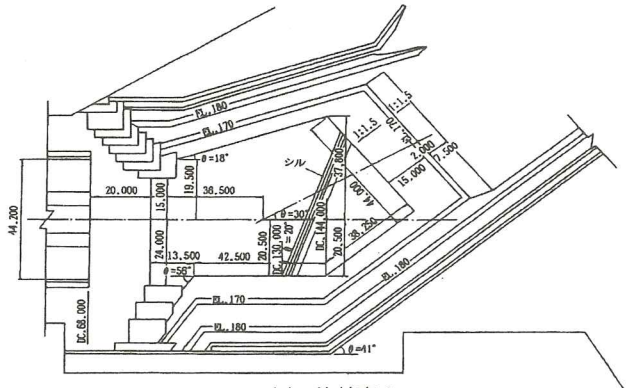
(4) 比較案 3



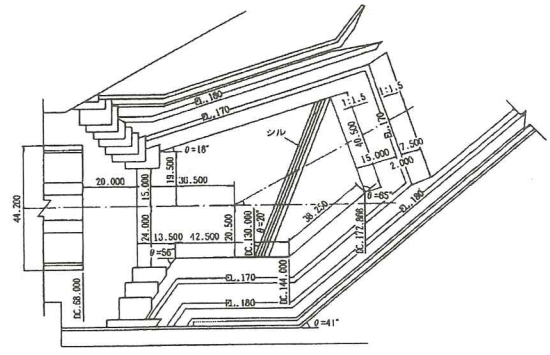
(5) 比較案 4



(6) 比較案 5



(7) 比較案 6



(8) 比較案 7

図－8　配置案 2 の水溜池検討状況

以下に検討結果についてとりまとめる。

1) 原 案

原案では，写真－3に示すように減勢区間が不足しており，右岸の屈折壁沿いでは激しい水面変動を伴った水面隆起が生じる。最高水位はEL.200.75mとなり台地部標高195.0mを間歇的に大きく越水している。以上は3,000m³/s時の流況であり，1,000m³/s時の流況は比較的安定している。ただし，流れは右岸に偏る傾向があり，左岸側には平面渦が生じる。

2) 比較案1

原案では，減勢区間が不足しており、下流側法面位置を下流に移動させ，水潭池長を大きくしたものである。水潭池内の流況はかなり改善されるが，3,000m³/s時の右岸台地部への間歇的な越水は解消されない。1,000m³/s時の左岸側平面渦も解消されない。

3) 比較案2

放流管放流水脈の潜流を河道中心方向に分散させるため，水潭池下流の法面位置を水脈落下位置まで前進させるとともに，平面的な傾きをもたせたものである。3,000m³/s，1,000m³/s時の水潭池長の不足による水面変動は激しくなり，また，1,000m³/s時の左岸側平面渦も解消されなかった。

4) 比較案3

比較2案の水潭池長を14m長くしたものであり，流況の改善はいくらか見られたが，3,000m³/s時の水潭池全体の水面変動は大きく，右岸台地部への越水も解消されない。また，流れの右岸への偏りは，比較案2より顕著であり，当然のことながら1,000m³/s時の左岸側平面渦は解消されない。

5) 比較案4

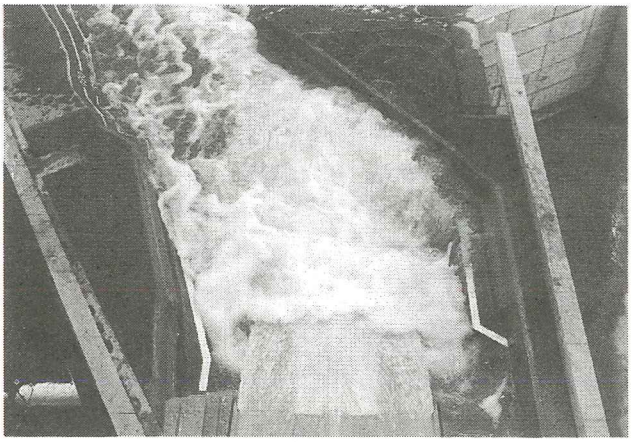
比較案3の水潭池長を更に11m長くしたものであるが，流況の変化は余り見られていない。

6) 比較案5，6，7

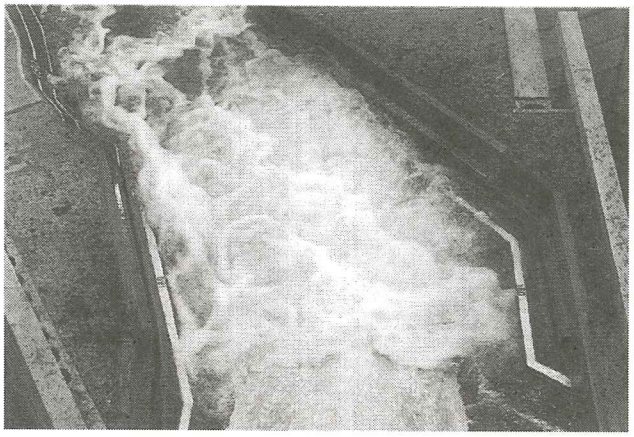
原案に比べ，比較案1～4では右岸側の水面の這い上がりをかなり抑えることができているが，十分ではない。一方，比較案2や4の水潭池長はかなり大きく，これ以上水潭池長を大きくしても顕著な効果は得られない，また，いたずらに水潭池を大きくすることは得策でないと判断され，比較案5～7では補助構造物である斜めシルを用いるものとして流況の改善を図っている。比較案5～7は逐次水潭池長を大きくしていったものである。

斜めシルの効果は比較的大きく，比較案5においても3,000m³/s時の水面変動を抑える効果を確認することができている。ただし，比較案5では水潭池長が不足し，最高水位はEL.197.63mで右岸台地部を間歇的に越水する。比較案6，7では水面変動は更に抑えられており，右岸側最高水位はそれぞれEL.191.4m，EL.190.6mと右岸台地部に越水することもなく，また，左右岸の水位差も小さくなっている。

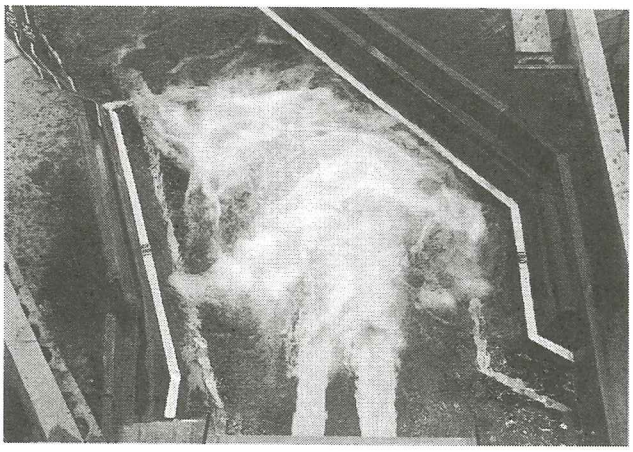
1,000m³/s放流時の左岸側平面渦は，比較案7により間歇的な発生をみるのみでほぼ解消されるようになり，以上の検討結果から比較案7が最終案として提案されている。比較案7の流況を写真－4，5に示す。



写真－3 配置案2原案の流況（ダム設計洪水流量3,000m³/s）



写真－4 配置案2比較案7の流況
（ダム設計洪水流量3,000m³/s）



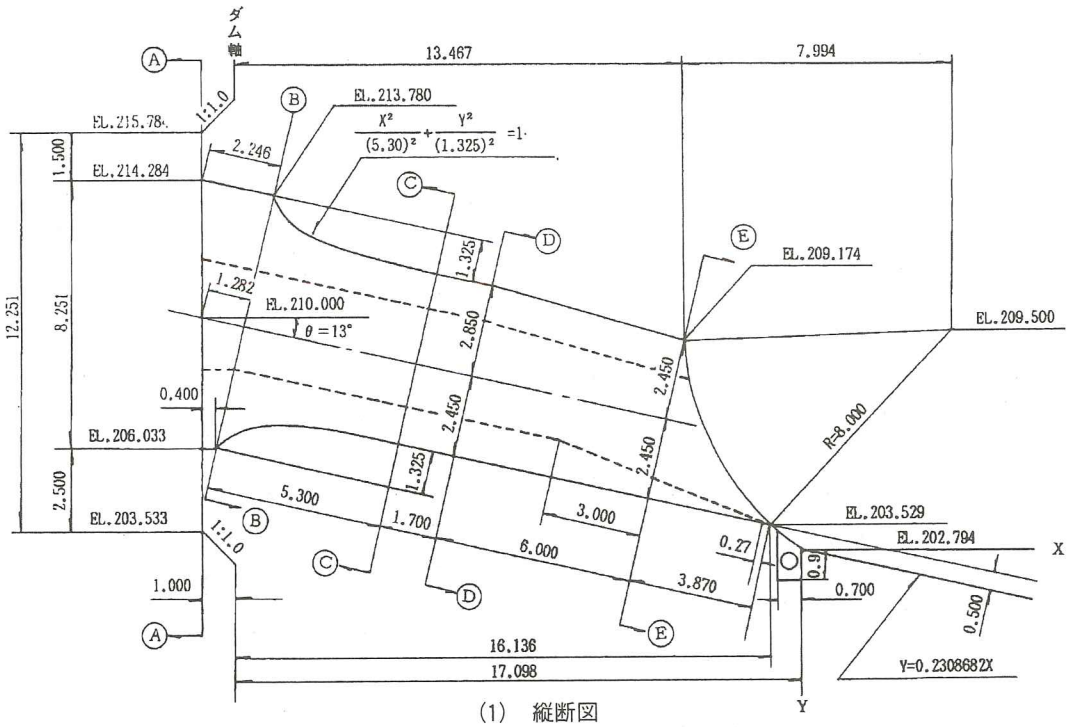
写真－5 配置案2比較案7の流況
（計画最大放流量1,000m³/s）

5. 洪水調節用放流管

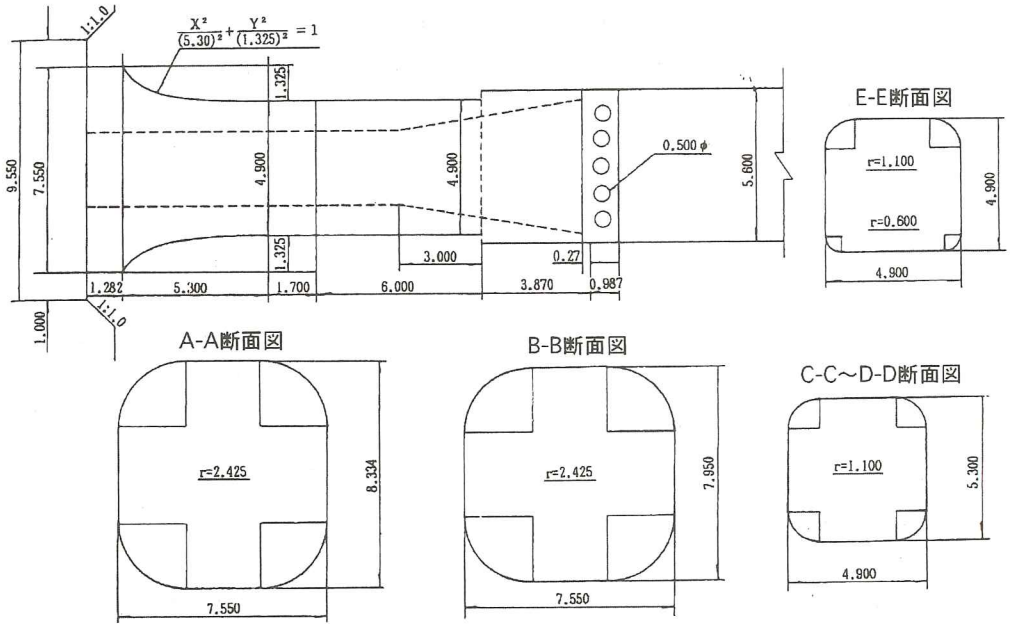
月山ダム越流頂には標準越流頂が用いられており，特筆することは無い。ここでは，最終案とされている洪水調節用部分管路型放流管の水理設計と特性について整理する。

放流管形状を図－9に示す。形状趣旨は以下のとおりとされている。

1) 水潭池内の土砂を排除することから，放流管傾斜角を大き



(1) 縦断図



(2) 平面及び断面図

図—9 月山ダム洪水調節用放流管形状

くして放流水脈をできるだけ堤体近傍に放出し，必要水滞池長を小さくするのが望ましい。一方，放出角度を大きくしすぎると出口が水没することから，下流水位との関係を勘案し，更にメインテナンスの容易さを考慮して傾斜角を13度とする。

2) 管長は直管部断面高の２～３倍とし，４面ベルマウスとする。管軸に傾斜を設けることからフード付きとする。

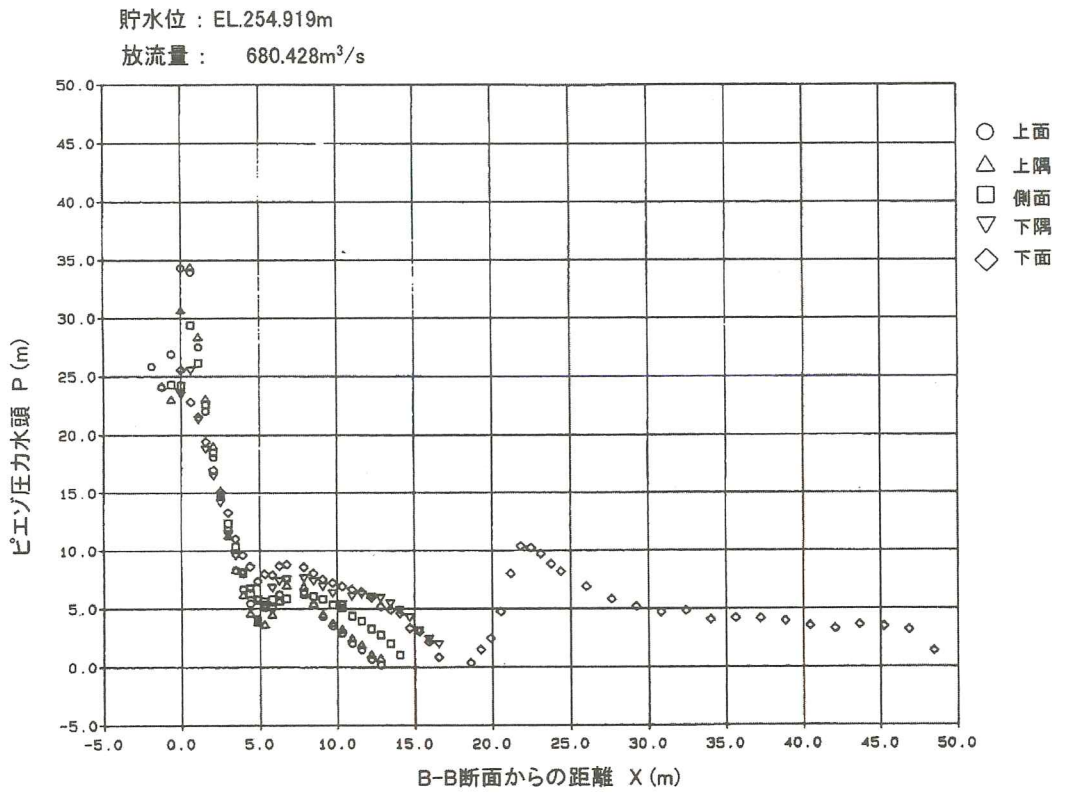
3) 吐出口は4.9×4.9m の正方形とし，管内圧力及び隅取り円弧の出口に向かっての消去を考慮し，ベルマウス終端断面高を5.3m とする。出口に対する断面増は約７％である。

ベルマウス形状は，標準的な楕円曲線を用い，ベルマウス部の隅取り円弧は通常用いられているベルマウス終端で約４％のものとする。隅取り円弧の中心線は管軸に平行な直線とし，下方については出口に向かって消去するものとする。消去に伴い生じる外側への屈折角度は4度以下とし，屈折による圧力降下を低減することとする。

4) 主ゲートは全周連続のしゅう動式高圧ラジアルゲートとし，ゲート直下流の底面には0.5m の段差を設け下面水脈に空気箱を設ける。

以上の形状について，縮尺1/32.5の抽出模型により圧力調査及び放流量調査が実施されている。

図—10に圧力調査結果例を示すが，放流管部の圧力は，ベルマウス終端部で下に凸な曲線を描きやや圧力降下が大きいが，



図－10　放流管のピエゾ水頭分布例（常時満水位 EL.255m）

問題となるものではない。壁面作用圧力は，水位が低い制限水位時に－0.17m 程度の若干の負圧が出口付近で生じる程度で特に問題ない結果を得ている。

また，放流特性は次のように表現されている。

$$C = Q/A\sqrt{2gH} \quad (1)$$

$$= \alpha\sqrt{1-G/H} \quad (2)$$

ここに，Q：1 条当たり放流量，A：出口断面積（23.3362m²），g：重力加速度，H：貯水位とゲート戸当たり標高EL.203.529m の標高差，G：ゲート戸当たり標高とゲート下端の標高差（全開時の $G=D$），C：流量係数である。

α は縮流の度合いを表す係数であり，貯水位によらず一定とした場合の表現が用いられている。ゲート半開時の α の全開時のそれ（α_0）に対する比を $\beta=\alpha/\alpha_0$ として，実験結果より，

$$\beta=0.7404(G/D)-0.1571(G/D)^3+0.4157(G/D)^5$$

が得られており，放流量推定式として提案されている。α を貯水位によらず一定としていることから，貯水位が低い場合の上式による推定誤差は大きいとされ，適用範囲は H ≧11m とされている。なお，α，β の実験値を表－2 に示す。

2 条合計の常時満水位 EL.255.0m での放流量は1,372m³/s であり，放流能力条件1,000m³/s に対し十分大きい値となっている。

6. おわりに

以上，月山ダム洪水吐きの水理設計について，既往報告に基づきとりまとめた。先にも述べたように，月山ダムサイトは下流梵字川ダムの影響で河床材料が厚く堆積しており，これを利用した減勢形式が選定・検討されている。その検討内容を主にとりまとめたわけであるが，採用されている減勢工は，細部の取り扱いは異なるものの，前号で紹介した宇奈月ダムと同形式の減勢工ということができよう。

表－2　放流管の放流特性

G (m)	α	C/D	β
5.645	0.981952	1	1
5.250	0.835003	0.930027	0.850350
4.500	0.630741	0.797166	0.642334
3.750	0.493824	0.664305	0.502901
3.000	0.382017	0.531444	0.389039
2.250	0.280624	0.398583	0.285782
1.500	0.190859	0.265722	0.194367
0.750	0.097442	0.132861	0.099233

最近は，河床堆積物が多く，十分なスペースを持った水滞池形成が期待される場合でも副ダム付きの水叩きを設置する例をみかけるが，副ダムは，跳水のために必要な下流水深が不足する場合の対応施設であって，十分な下流水深が得られる場合には本来不必要なものである。当該地の地形や地質はそのダムの大きな個性であり，その個性を明瞭にする上で，また，近年必須となっているコスト縮減を図る上でも，型通りの単純な机上設計は問題があるように思う。その意味で，月山ダムの減勢工での試みが参考になれば幸いである。

なお，放流管形状は，隅取り円弧の処理やゲートの水密方式，下流開水路部との接続方法等，本ダムの検討時期に概ね確立されてきた設計方法に基づいており，最近の設計形状と大差ない設計となっている。

長島ダム洪水吐きの水理設計

柏　井　条　介*

KASHIWAI Josuke

1. はじめに

本報告は，旧建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室で主として実施した長島ダム洪水吐きの水理設計検討を，当時の報告書に基づきとりまとめたものである。

長島ダムは，洪水調節，流水の正常な機能維持，用水補給を目的とする多目的ダムである。洪水調節方式として，一定率～一定量方式が考えられており，洪水吐きはゲート付き洪水吐きとして計画されている。長島ダム洪水吐きでは，この洪水調節を実施するために必要となる放流量が非常に大きく，わが国最大級規模・水圧荷重の洪水調節用放流管・ゲートが必要となった。これが，長島ダム洪水吐きの最も大きな特徴である。また，ダム直下流にて河道は大きく右岸に，ついで左岸に曲がっている。つまり，左岸側からの尾根の張り出しがあり，減勢工におけるこの尾根の張り出しの処理方法が問題となった。

以下では，長島ダム洪水吐きの特徴である上記２点，すなわち洪水調節用放流管と減勢工の検討を中心にとりまとめた。

本報告でまとめた検討は，昭和57年度～62年度及び平成２年度に実施されたものである。このうち，昭和57年度から62年度までの検討は，土木研究所のダム水理実験施設で実施されており，放流管形状の検討，減勢工の基本方針が決定されている。減勢工形状については，平成２年度に㈱建設技術研究所の川越試験所にて最終的な実験検討が行われている。本報告では，主として土木研究所での水理設計検討を示し，最終的な形状変更については，簡単に触れるのみとした。

なお，本報告で示す検討結果の細部，或いは施設の運用方法については，実際の建設・管理に当り修正が行われている可能性もあるが，施設の主たる計画・設計趣旨については当時の検討結果がそのまま反映されていると思うので，ここでは当時の報告書の内容のみを取り扱うこととする。

2. 洪水吐きの放流能力条件と配置

表－１に，洪水吐き設計に係わる長島ダムの基本諸量を示す。洪水吐きの放流能力条件は以下の通りである。

① 洪水期制限水位EL.453.0mにおいて洪水調節開始流量900m³/sの放流能力を有すること。

表－１　洪水吐き設計に係わる長島ダム基本諸量

貯水位（EL.m）		流　量（m³/s）	
設計洪水位	480.500	ダム設計洪水流量	6,800
サーチャージ水位	480.000	計画高水流量	6,600
常時満水位	470.000	計画最大放流量	5,000
洪水期制限水位	453.000	洪水調節開始流量	900
最低水位	432.000		

② 洪水期制限水位EL.453.0mからサーチャージ水位EL.480.0mまでの間において，所定の洪水調節計画（一定率～一定量）に基づく放流が可能なこと。

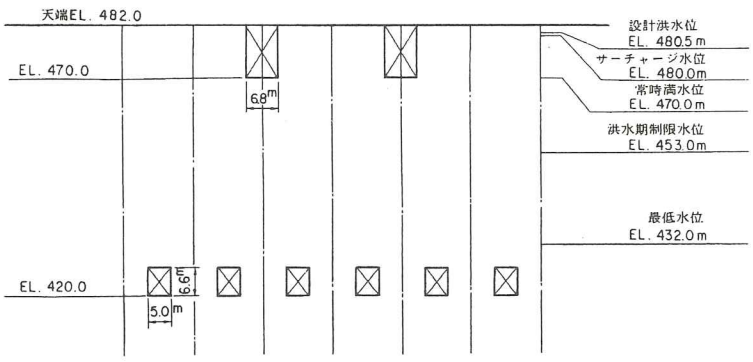
③ 設計洪水位EL.480.5mにおいてダム設計洪水流量6,800m³/sの放流能力を有すること。

このうち，②の洪水調節に係わる条件は，洪水調節計算により求められる貯水位～放流量の関係のうち，最も大きい断面を要するものを対象に設定する。長島ダムでは，洪水調節計画の代表洪水として主要７洪水が採用されており，これら洪水での貯水位～放流量の関係および放流設備の放流能力特性から判断し，②の具体的な条件として次の条件が設定される。

② EL.460.5mで4,680m³/s，EL.464.0mで5,000m³/sの放流が可能なこと。

以上の放流能力条件及び完成後の管理等を考慮した検討の結果，洪水吐き配置案として図－１に示す案が採用され，水理模型実験の対象とした。

下流河道幅を考慮すると，放流管配置の可能なブロックは6ブロックであり，先に述べたように，放流能力条件を満足するためには，わが国最大級規模の放流管・ゲートが必要になる。ここに，放流管は洪水調節用放流設備として設置するものであ



図－１　長島ダム洪水吐きの配置

＊独立行政法人土木研究所水工研究グループ　上席研究員（ダム水理）

り，その敷高・規模は，放流能力条件の①，②により設定されている。また，非常用越流部は，条件③を，放流管の放流量と合わせて満足するよう設定されており，越流頂標高は，非洪水期の水位維持をゲート操作なしにて実施可能なよう，常時満水位EL.470.0mとしている。なお，図－1から分かるように，越流水脈と放流管放流水脈はオーバーラップしている。このため，放流管としては，堤体内で開水路流に移行する部分管路型放流管の適用が想定されている。

非常用越流頂には，標準越流頂が用いられている。また，流量調節用ゲートとしてラジアルゲートが採用され，特筆するような特徴はない。以下では，非常用越流頂の実験説明は省略し，洪水調節用放流管及び減勢工の水理設計と水理模型実験について述べることとする。

3. 洪水調節用放流管

3.1 ベルマウス形式の選定と水理設計形状

洪水調節用放流管及びゲートは，わが国最大級の規模となる。そこで，①従来から多く用いられてきた上下面非対称の四面ベルマウス，②川治ダムでの適用検討を嚆矢として，逐次適用が広められつつあったフード付きの対称型四面ベルマウス[1]，及び③研究は進められていたが，高圧放流管としての本格的な適用はまだであった一面ベルマウス[2]の各ベルマウス形式の場合について，机上にて水理設計を行い，比較検討を行った結果，一面ベルマウス式の放流管を採用し，水理実験に供することとした。一面ベルマウス式を適用した主たる理由は次の通りである。

① 本放流管では，放流管入り口に設けられる予備ゲートもまた，わが国最大級のものとなるが，四面ベルマウスの予備ゲート断面に対し，幅方向に広がりのない一面ベルマウスの予備ゲート断面規模はかなり小さくできる。

② 管形状が単純であり管の製作が容易である。

③ 一面ベルマウス式では，放流管上流に張り出し水路が必要になる。この張り出し水路がオーバーハングする場合には施工が煩雑になるが，長島ダムでは上流側フィレットが大きく，張り出し水路をフィレット上方にオーバーハングさせることなく設けることが可能である。

図－2に，一面ベルマウス式放流管としての設計形状を示す。以下，本形状の水理設計及び水理模型実験内容を示すこととする。

3.2 水理設計

3.2.1 初期設定

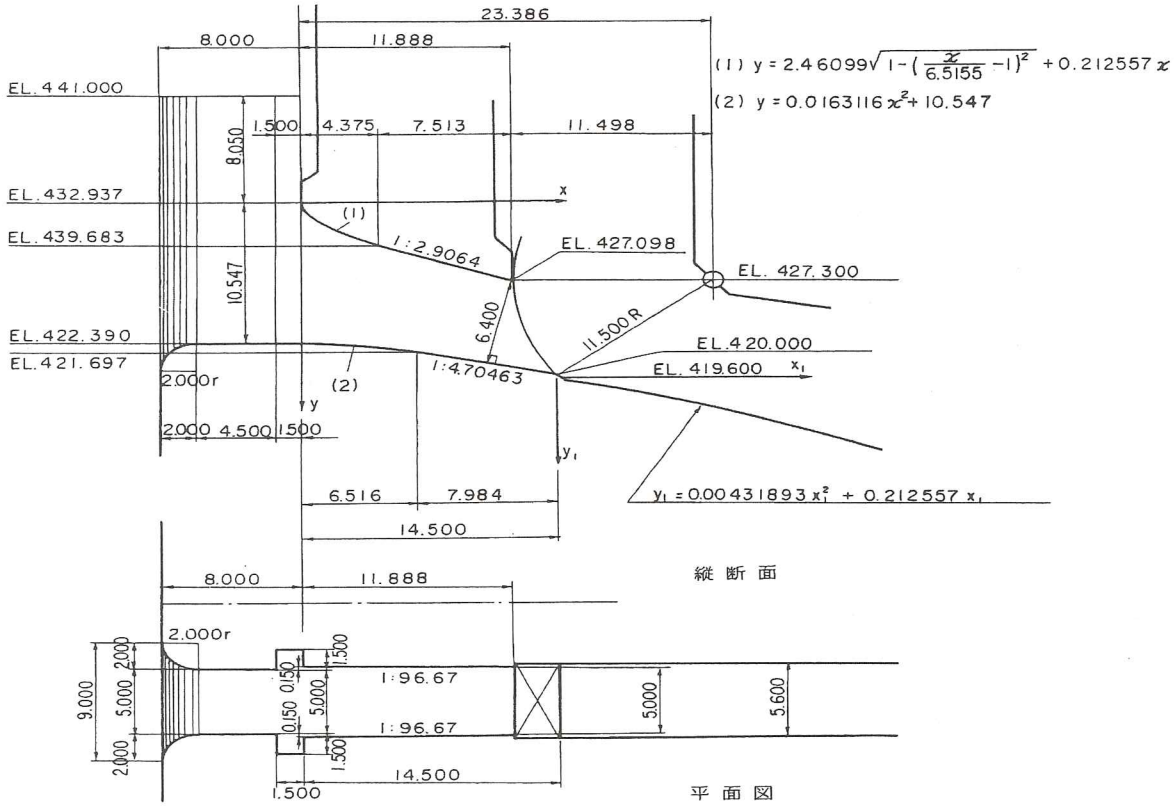
ここでは，一面ベルマウス式を対象とし，水理模型実験に先立って実施した水理設計内容を示す。一面ベルマウス式部分管路型高圧放流管の設計事例はそれ程多くないと考えられるので，ここでは，設計内容についてやや詳しく紹介する。

水理設計に当り，まず，以下の諸元を決定した。

① 放流管出口，すなわちゲート接点底面標高は配置計画に準じてEL.420.0mとする。

② 管下面の水平長はゲートハウスの堤体内の納まり具合から判断して14.5mとする。

③ 上下流方向の放流管位置は，予備ゲートや予備ゲート巻き上げ機と天端道路のスペースの取り合いから水理設計後



図－2 長島ダム放流管形状

に再検討される可能性がある。このため，将来の多少の変更に対応できるよう，開水路縦断曲線のすり付け条件が最も厳しいと考えられる放流管入り口位置がダム軸＋0.8m上流の場合を想定する。ここに，0.8mは予備ゲート下流面の保守点検時の作業スペースを確保し，流水遮断時のダウンプル力を低減させるためのリセスであり，上記放流管位置は考え得る下流端の位置である。

水理設計後，放流管位置が更に上流に設定された場合には，放流管及び開水路部縦断曲線は上流側に平行移動し，開水路曲線とバケットカーブの両者に接する直線を変更することで，放流管の水理特性に全く影響しない対応が可能となる。

④ 放流管出口には水密ゴムの設置及び給気のため，全周に0.4mのオフセットを設ける。従って，開水路縦断曲線始端標高は，ゲート接点より0.4m鉛直下方とする。

上記設定をもとに，放流管下流の開水路部で用いる自由落下曲線（放物線）がバケットカーブにすりつくための管軸の傾斜角を検討し，12度を設定角度とした。また，放物線式は次式で表される。

$$y=(1/4\cos^2\theta\cdot C_f^2\cdot H)x^2+\tan\theta x \qquad (1)$$
$$=0.00431893x^2+0.212557x$$

ここに，x：下流向きを正とする水平距離（放流管出口下面を基準とする），y：下方向きを正とする鉛直距離（放流管出口下面－0.4mを基準とする），θ：管軸傾斜角（＝12度），H：貯水位と管出口下面の標高差であり，貯水位として設計洪水位EL.480.5mを用いる。C_f：放流管出口までに生じる損失を表す係数で，ここでは，放流管が短いことから1とした。

3.2.2 放流管出口断面と主ゲート

先に示した放流管の必要放流能力条件①，②のうち，断面決定の条件となるのは②の条件である。②の条件を放流管1条当りに直すと，

② EL.460.5mで780m³/s，EL.464.0mで838m³/sの放流が可能なこと

となる。必要断面積は次式で検討する。

$$A_0=Q/(C\sqrt{2gH}) \qquad (2)$$

ここに，A_0：放流管出口断面積，Q：流量，C：流量係数，g：重力加速度，H：貯水位と管出口中央の標高差であり，C＝0.9～0.95とし，管幅をブロック幅の1/3である5mとすると，管高D_0は，

a．EL.460.5mで780m³/sの条件：D_0＝6.06～6.39m

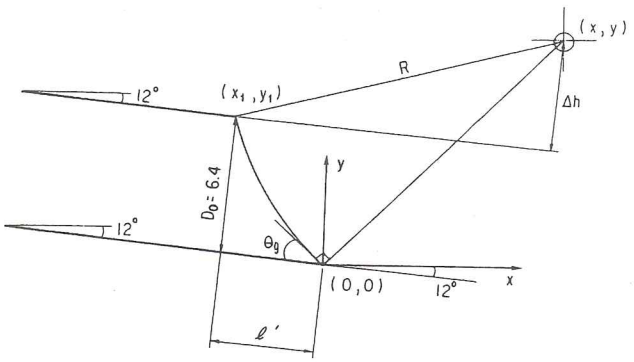
b．EL.464.0mで838m³/sの条件：D_0＝6.18～6.54m

となる。ここでは，D_0＝6.4mを初期設定とし，管形状決定の後，放流量の再チェックを行うものとする。

3.2.3 主ゲート

主ゲートは，多く用いられてきている高圧ラジアルゲートとし，ゲート半径R及びゲート中心座標は次の条件設定のもとで検討した（図－3参照）。

① 放流水脈がゲートピンに直接当らないように，水脈とピンの間の空間Δhを確保する。Δhは，ゲートピン半径及び空気混入による水脈厚の膨張を考慮して設定するものとし，既往設計例を参考に，ここでは，$\Delta h\geq 2.5$m程度とする。



図－3 主ゲートに係る諸量説明図

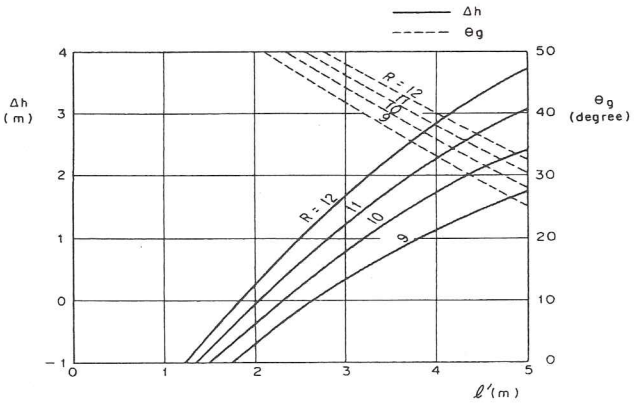
② ゲート接点の接触角θgは，既往の設計例を参考に38～45度程度とする。

③ ①，②の条件を満足した上で，ゲート半径をできるだけ小さいものとする。

図－4は，R，ℓ'とΔh，θgの関係を示したものである。当然のことながら，Rが大きいほどΔh，θgが大きくなる。また，ℓ'が大きいほどΔhは大きく，θgは小さくなる。図より，$\Delta h\geq 2.5$かつθg＝38～45度となるRとℓ'の組み合わせのうち最も小さいRを与えるものとして，

ℓ'＝4m，R＝11.5m

を採用した。これは，Δh≒2.5mとなる場合を選出したことになる。



図－4 r，ℓ'とΔh，θ_gの関係

3.2.4 放流管形状

1) ベルマウス形状

(1) 管内圧力と貯水位との関係

ベルマウス形状は，文献[3]に示される形状のうち，比較形状2を用いることとした。この場合，提示された形状そのままでは，負圧が生じるので，放流管出口に向かって断面を縮小する必要がある。従って，断面の縮小量の検討が，ここでの主要な検討内容になる。

まず，管内圧力の設計条件であるが，本放流管はその操作水位（制限水位～設計洪水位）全域にわたり，管出口標高と貯水位の標高差が30m以上ある高圧放流管である。そこで，圧力に

関する設計条件を，最近の高圧放流管の設計方法に準じ，

「制限水位EL.453.0m～設計洪水位EL.480.5mにおいて管内に負圧の生じないこと。」

と設定した。

上記条件では，対象となる貯水位の範囲が約30mと広い。そこで，設計検討の見通しをよくするため，貯水位と管内圧力の関係を把握し，圧力検討すべき水位条件を明らかにするものとした。以下にその内容を示す。

放流管内の圧力分布特性は，次に示される圧力降下係数C_dにて一般に無次元表示されている。

$$C_d=\frac{WL-(p/w+z)}{Q^2/(2gA_e^2)} \tag{3}$$

ここに，WL：貯水位，p/w：壁面作用圧力，z：その点の標高，A_e：ベルマウス下流端断面積であり，C_dは，WLがある程度以上ではほぼ一定となることが知られている。式(3)より，壁面作用圧力は，

$$p/w=WL-z-C_d Q^2/(2gA_e^2) \tag{4}$$

より計算される。式(4)にはWLにより変化するQが含まれている。Qは式(2)より表される。管出口高さをD_0とすると，Cは次式で表されることが知られている。

$$C=\sqrt{s-tD_0/(WL-z_0)} \tag{5}$$

ここに，z_0：管出口中心標高($H=WL-z_0$)，s，t：定数である。式(4)に式(2)，(5)を代入して整理すると，p/wに関する次式が得られる。

$$\begin{aligned} p/w &= WL-z-C_dC^2(WL-z_0)/(A_e/A_0)^2 \\ &= (WL-z_0)\left\{1-\frac{C_d\cdot s}{(A_e/A_0)^2}\right\} \\ &\quad -(z-z_0)+\frac{C_d\cdot t}{(A_e/A_0)^2}D_0 \end{aligned} \tag{6}$$

式(6)において，管形状が決まればWL以外の各パラメーターは定数と考えてよく，p/wは貯水位に対し一次の関数で変化することが分かる。この場合，貯水位の変化に対し

$$1-C_d\cdot s/(A_e/A_0)^2>0$$

であればp/wは，水位が高くなるに従い大きくなり，

$$1-C_d\cdot s/(A_e/A_0)^2<0$$

であれば水位が高くなるに従い小さくなる。

ここで，式(6)の終りの2項において，$z-z_0>D_0/2$と考えてよい。また，tは$s/2$より小さいと考えてよいので（tは，z_0により変化する定数であり，理論的な説明は省略するが，z_0を放流管出口下面とするとsより小さい。今回のように放流管出口中心とすると$s/2$より小さい。更に，放流管出口上面付近とすると0付近の値となる），ある水位WL_0で高圧放流管の条件$p/w\geq 0$となるためには，次の関係が成立しなければならない。

$$\begin{aligned} &(WL_0-z_0)\left\{1-\frac{C_d\cdot s}{(A_e/A_0)^2}\right\} \\ &\geq (z-z_0)-\frac{C_d\cdot t}{(A_e/A_0)^2}D_0>\frac{D_0}{2}\left\{1-\frac{C_d\cdot s}{(A_e/A_0)^2}\right\} \end{aligned} \tag{7}$$

WL_0-z_0は，$D_0/2$に比べて通常かなり大きいから，上式が成立するためには，

$$1-\frac{C_d\cdot s}{(A_e/A_0)^2}\geq 0 \tag{8}$$

とならなければならない。この場合，p/wはWLが大きいほど大きくなり，圧力値のチェックは，対象水位のうち最低水位に対して行えばよいことが分かる。

(2) 断面縮小量

以上，p/wの特性について考察してきたが，C_dはベルマウス形状で決まる係数なので，ベルマウス形状選定後の水理設計におけるp/wの制御は，管出口形状によりほぼ決まるs及びA_e/A_0を操作して行うことになる。以下に具体的検討内容を示すが，圧力のチェックは，先の検討結果を踏まえ対象の最低水位である洪水期制限水位EL.453.0mおよび参考として最高水位である設計洪水位EL.480.5mの2水位に対して行っている。また，通常の四面ベルマウスの場合と同様に，一面ベルマウスでも上面のベルマウス下流端付近で最小の壁面作用圧力が生じるので，圧力の検討点は，上面ベルマウス曲線下流端としている。更に，管幅は，ブロック幅から考えられる限界値である5mとしているので，断面の縮小は高さ方向のみを考慮している。

まず，ベルマウス形状を表す諸量の関係を整理する。圧力の検討で必要なのは，図－5に示す諸量のうち，ベルマウス終端断面高D_e，上面ベルマウス曲線下流端である点Bの標高EL_B，上面直線部の水平長ℓ_2および水平に対する傾斜角θ'であり，管出口断面高D_0に対するベルマウス終端での拡大率をε％とすると，これらは次式により計算される。

$$D_e=(1+\varepsilon/100)D_0 \tag{10}$$

$$EL_B=EL_A+D_e/\cos\theta \tag{11}$$

$$\ell_2=\ell_u-\ell_1 \tag{12}$$

$$\theta'=\tan^{-1}\{(EL_B-EL_P)/(\ell_u-\ell_1)\} \tag{13}$$

ここに，EL_A：下面ベルマウス曲線下流端標高，ℓ_1：ベルマウス曲線の水平長であり次式で計算される。

$$EL_A=EL_0+(\ell_d-\ell_1)\tan\theta \tag{14}$$

$$\ell_1=0.7(1.2-1.70\tan\theta)d_0 \tag{15}$$

ただし，

$$d_0=D_e\sqrt{1+\tan^2\theta}\Big/[\{(\tan\theta/0.327)^{1/1.67}-1.70\tan\theta-0.1\}\tan\theta+0.6] \tag{16}$$

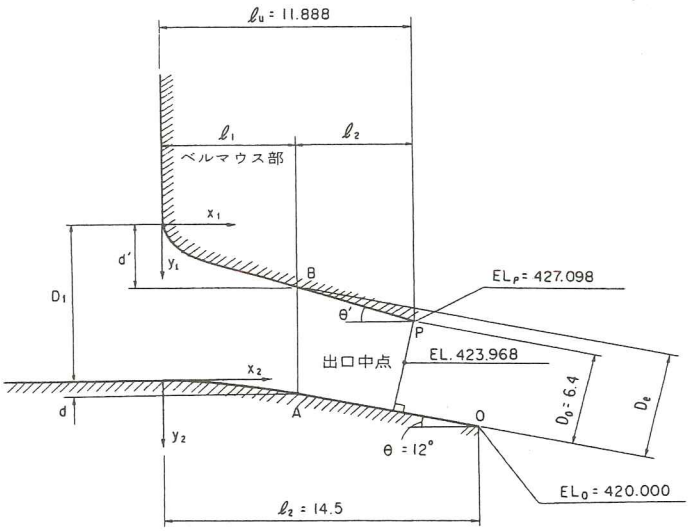
である。また，θ：管軸の傾斜角，EL_0，EL_P：それぞれ下面，上面のゲート接点標高，ℓ_d，ℓ_u：それぞれ下面，上面の管長であり，既に行った主ゲート等の設定により，図－5に示す通りに決定されている。ここでの圧力検討には直接関係ないが，参考までに，ベルマウス図面作成上必要となる図－5の残りの諸量について示すと以下の通りである。

$$d=0.7(1.2-1.70\tan\theta)\tan\theta\, d_0/2 \tag{17}$$

$$D_1=[1+\tan\theta\{(\tan\theta/0.327)^{1/1.67}-0.595\tan\theta-0.88\}]d_0 \tag{18}$$

$$d'=\{0.4-(1.2-1.70\tan\theta)\tan\theta+0.7(1.2-1.70\tan\theta)\tan\theta\}d_0 \tag{19}$$

壁面作用圧力は，式(6)より計算されるが，以上より，式(6)の計算で必要なB点の$z=EL_B$が求められる。また，z_0は主ゲートの設定時に定められている。さらに，幅の変化は考えていな



図－5　放流管諸量説明図

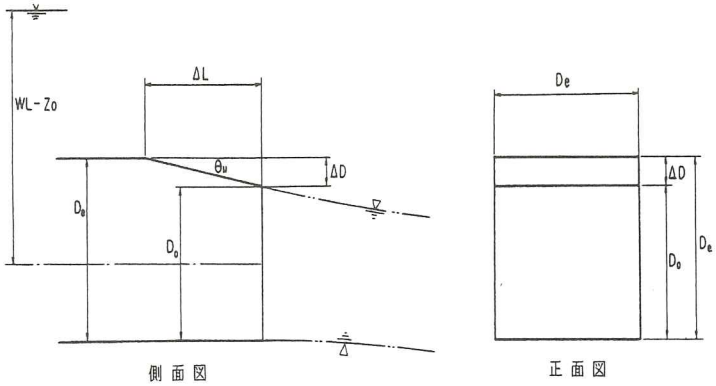
いから，$A_e/A_0=D_e/D_0=1+\varepsilon/100$であり，$C_d$および$s$，$t$を設定すれば，式(6)より圧力計算が可能になる。

一面ベルマウス形状はθごとに与えられており，点Bでの圧力降下係数もθにより異なるが，$\theta=12$度では1.15～1.17の値をとる。ここでは，安全をみて，$C_d=1.2$とし，形状検討を行った。また，部分管路型放流管で管長が短い場合，s，t値はほぼ次のように表すことができる。

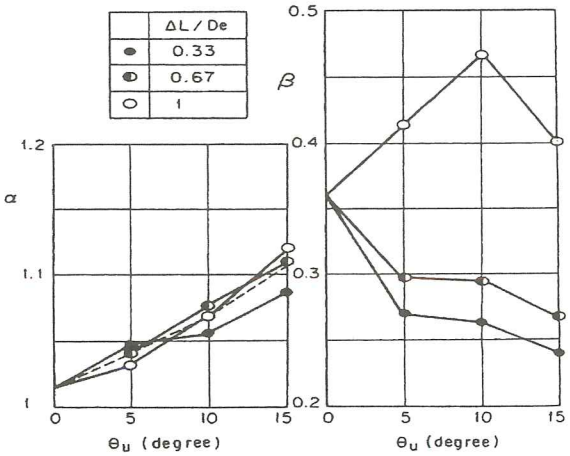
$$s=1/\alpha,\quad t=\beta/\alpha \qquad (20)$$

ここに，α：出口断面での流速分布補正係数，β：出口断面での圧力分布補正係数であり，出口周辺の形状により変化する。ラジアルゲートで断面拡幅の場合の流れは3次元流れであり，これらを解析的に求めるのは困難な上，実験資料についても十分に蓄積，整備されていない状況にある。ここでは，出口形状が多少異なるが，参考文献2）で示されている実験値をもとに推定する。

文献2）には，図－6に示す正方形断面の水平放流管出口に，上面のみ傾斜させて断面を縮小させた管出口断面でのα，βとθ_u，$\Delta L/D_e$（ここに，ΔL：傾斜部分の水平長）の関係が示されている。これを図化すると，図－7のようになり，検討では，図よりα，βを読み取り，s，tの推定を行っている。



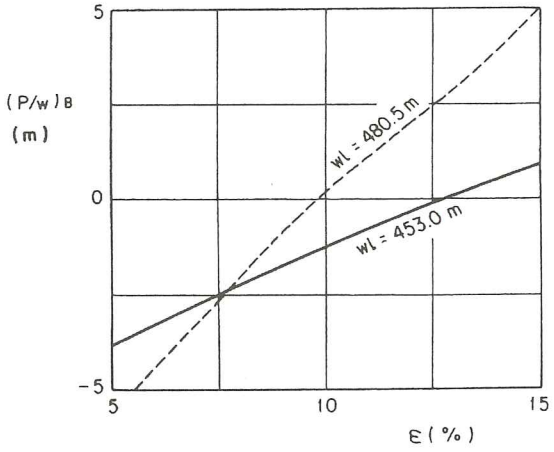
図－6　文献2）での出口形状



図－7　α，βとθ_u，$\Delta L/D_e$の関係

ただし，αについては，$\Delta L/D_e$の影響を受けずθ_uでほぼ決まることが窺えることから，$\Delta L/D_e$に対する平均値である破線にて推定を行っている。実際の放流管出口では，出口下流が完全に開放されているわけではなく，ゲートがラジアルゲートのため，多少拘束域が残る。このため，上記方法により推定される流量係数は，実際の流量係数より多少大きめの値を与え，圧力の上では安全側の形状を与えるものと考えられる。

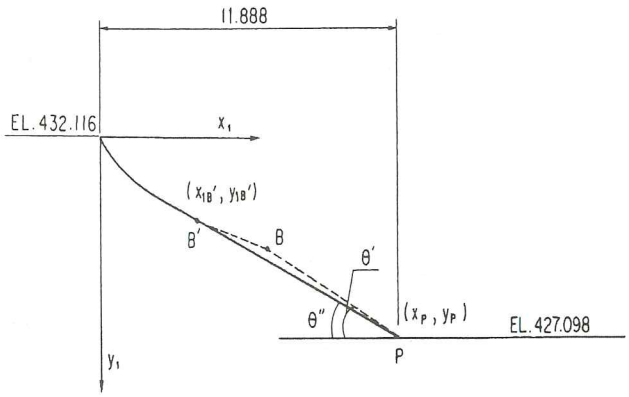
εを変化させながら$WL=453.0$m，480.5mでの点Bの壁面作用圧力p/wを計算した結果を図－8に示す。$WL=453.0$mでの$p/w\geq 0$の条件より，$\varepsilon=13\%$を採用した。



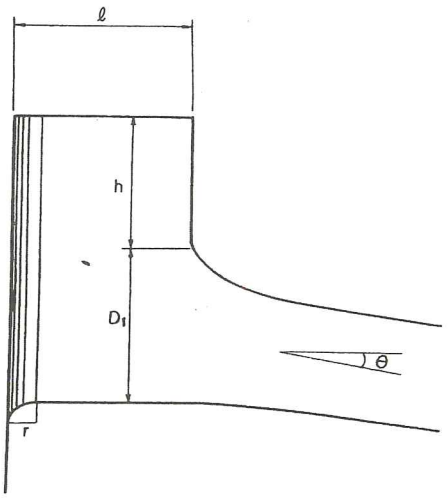
図－8　εと$(p/w)_B$の関係

(3)　上面形状の修正

εが決まれば，先に示した各式を用いて放流管形状の諸元を得ることができるが，そのままでは，図－9の破線のように上面が屈折する。ここでは，上面曲線長を短くし，管形状を単純にする意味から，実線のようにスムーズにすり付けた形状を修正形状として提示した。こうした修正形状は，εの決定過程の合理性を失わせるものであるが，本形状の上面傾斜角はε検討時のそれより小さく，流量係数が大きくなる一方，上面に沿う流線の曲がりは小さく，C_dが小さくなるものと予想され，p/wに対する両者の影響は相殺しあうものと考えられる。



図－9　上面修正形状説明図



図－10　張り出し部説明図

従って，修正形状でもある程度の合理性は保っているものと考え，本修正形状を水理模型実験案とした。

(4)　放流量のチェック

先に示したように，ラジアルゲートが設置される出口位置で断面が拡大する場合の放流量についてはパラメーターが整理されていない。一方，図－6に示した鉛直断面からの大気中自由放流の場合には，図－7を用いての推定が可能である。また，出口下流に側面及び水平底面が設置され，側・底面の放流水脈が拘束される場合の放流量については，文献4）の報告がある。出口下流の拘束性から，本放流管の放流量は，両者の間にあるものと考えられ，ここでは，2つの方法による平均値が放流条件を満足すれば，条件を満足したものと判断するものとした。図－7を用いて得られる放流量をQ_1，文献4）により求められる放流量をQ_2とすると，放流能力条件を与えるWL＝460.5m，464.0mでの放流量は次のようになる。

WL＝460.5m：

Q_1＝811.8m³/s，Q_2＝758.4m³/s

平均785.1m³/s＞780m³/s

WL＝464.0m：

Q_1＝851.5m³/s，Q_2＝796.7m³/s

平均824.1m³/s＜833m³/s

WL＝464.0mに対しては若干不足するが，その差は1.1％と小さいことから断面については妥当なものと判断し，水理模型実験により検証することとした。

3.2.5　張り出しピア規模

一面ベルマウス式放流管では，管路上流に図－10に示す張り出しピアが必要である。ここでは，ピア張り出し長ℓ，張り出し高hを検討する。

まず，張り出し長ℓであるが，ℓは，ピア部分をライニングなしのメインテナンス・フリーにできるように決定する。放流管のライニングついては，従来，管出口を基準とする貯水位での総水頭が25m程度以下ではキャビテーションに対する問題は小さく，特にライニングを義務付けないとされている。ここでは，これに準じ，ピア沿いの速度水頭が25m程度以下になるようにℓを設定することとした。

ピア部分の圧力値は，管の傾斜tanθにより異なるが，最大の圧力降下は底面の円弧終端またはベルマウス入り口直上流で生じる。旧土木研究所ダム水工研究室では，管内の流れに影響がなくなるほど十分大きいhにおいてℓ，tanθを変化させた実験を行っており，最大圧力降下位置のC_dとピア先端半径r及びℓ，tanθとの関係をまとめて表－2に示す。ただし，表中のD_1は入り口高さである。表より，tanθが大きいほど，また，ℓ/D_1が小さい程C_dが大きくなることが分かる。

エネルギー損失を無視すれば，圧力降下量$\Delta p/w$＝速度水頭であるから，式(6)より，

$$\Delta p/w = WL-(p/w-z_0)$$
$$= C_dC^2(WL-z_0)/(A_e/A_0)^2 \leq 25m \qquad (21)$$

となるようℓを決定する。A_e/A_0＝1.13である。また，断面縮小の場合と同様に流量係数として図－7を用い，WL＝453.0m，480.5mに対し，式(21)を満足する許容最大のC_dを求めると，表－3のようになる。

本放流管のtanθ＝0.21であり，表－2より，tanθ，ℓ/D_1の値を補間してC_d＝0.62となるℓ/D_1を求めると，ℓ/D_1＝0.71であり，これより，ℓ＝8.1mが得られる。ここで，r＝2mと設

表－2　張り出し部のC

tanθ	r/D_1	ℓ/D_1	C_d
0	1/6	1/3	0.792
		1/2	0.626
		2/3	0.525
		1/1	0.455
0.15	1/6	1/3	0.992
		1/2	0.821
		2/3	0.700
		1/1	0.527
0.3	1/6	1/3	1.149
		1/2	0.943
		2/3	0.814
		1/1	0.615

表－3　Δp＞＝25mとなる最大のC_d

WL(m)	C	ε	最大のC_d
453	0.941	0.13	1.24
480.5	0.958	0.13	0.62

定すると，$r/D_1=1/5.3>1/6$であり，円弧部のC_dは表－2のものより多少小さくなるものと予想されることから数値を丸め，$\ell=8.0$mとした。

なお，この規模のℓでは，放流管内の圧力分布にほとんど影響がないことが確かめられている。また，$WL=453.0$m，480.5mでのピア部最低壁面作用圧力はそれぞれ17.7m，33.1mとなる。

次に張り出し高hであるが，hは流量係数や管内の圧力に影響を与えない値として$h\geq B$（B：管幅）が与えられている[4]。ここでは，多少余裕をみて，幅と入り口高さの平均値である8m程度とした。

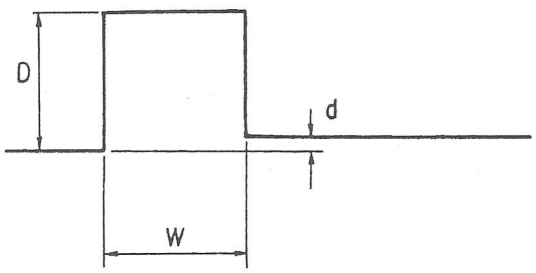
3.2.6　予備ゲート戸溝形状

一面ベルマウス式放流管では，張り出し部の存在のため予備ゲート戸溝が必要になる。戸溝形状は，予備ゲート設計の段階において詳細に検討し直す必要があるが，戸溝下流に設けられるオフセットは放流管形状にも影響するものであるので，一応の検討を行うものとした。特に，本放流管はかなり高圧な放流管であるので，戸溝形状に対する十分な配慮が必要である。

検討は，高圧スライドゲートの戸溝形状に対して検討を行っている文献5）の報告に準じて行っている。文献5）では，図－11の戸溝形状において，

$$W/D\leq 1.0,\ 0.083\leq d/W\leq 0.133 \qquad (22)$$

を提案しており，Wを150cm程度として$D=150$cm，$d=15$cmの設定とした。また，放流管内の流速が比較的大きいことから，戸溝下流のオフセットは，管出口に向かって緩やかに解消する方針とした。



図－11　戸溝対策図

以上の形状を採用した場合，主流の速度水頭に対する戸溝内の圧力降下は15%程度であり，戸溝内の圧力水頭を先のピア部での圧力値をもとに求めると，$WL=453.0$mで15.8m，$WL=480.5$mで29.4mとなり，十分高い圧力が得られる。

以上の検討を通じ，図－2に示す水理設計形状の設計を行っている。

3.3　水理模型実験

3.3.1　実験概要

前節で示した水理設計形状の妥当性を検証するとともに，その水理機能を調査するため，水理模型実験を実施した。

実験は，張り出しピア部，管路部の全体および開水路部の37.5m（水平長）区間を縮尺1/31.25で再現した透明合成樹脂模型を，高さ2.0×幅2.0×長さ2.0mの圧力水槽に設置して実施した。実験での調査項目は，貯水位～ゲート開度～流量の関係，壁面作用圧力，開水路部水面形及び流況であり，それぞれ，φ300および150mmの電磁流量計，水中マノメーター，ポイントゲージ，スケッチ並びに写真撮影により計測，観測している。また，水理模型実験結果はフルードの相似側にて原型換算を行っている。

3.3.2　実験結果

放流機能は図－12に示す通りであり，次式で近似することができる。

$$Q=nCA\sqrt{2gH} \qquad (23)$$

開水路流：

$$C=0.325\{(H-2.390)/G_0\} \qquad (24)$$

管路（ゲート半開）流

$H/G_0\geq 2.13G^{0.487}+0.337$において，

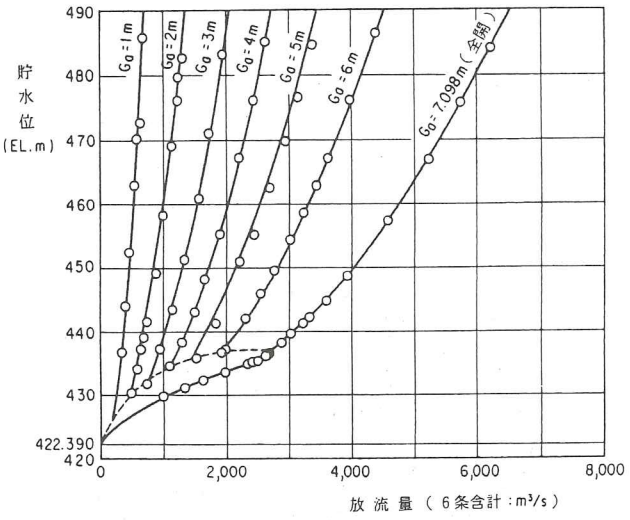
$$C=\sqrt{a-b(G_0/H)} \qquad (25)$$

$$a=G(0.076-0.601G+4.086G^2-6.773G^3+3.960G^4)$$

$$b=G(0.018-0.228G+1.943G^2-3.662G^3+2.548G^4)$$

ここに，Q：放流管合計放流量，n：条数＝6，A：出口断面積＝幅5×鉛直高7.098m，g：重力加速度，H：管出口下面EL.420.0mを基準とする貯水池での全水頭，C：流量係数，G_a：ゲートの鉛直開き（基準標高EL.420.0m），G_0：ゲート全開時のゲート鉛直開き＝7.098m，$G=G_a/G_0$である。

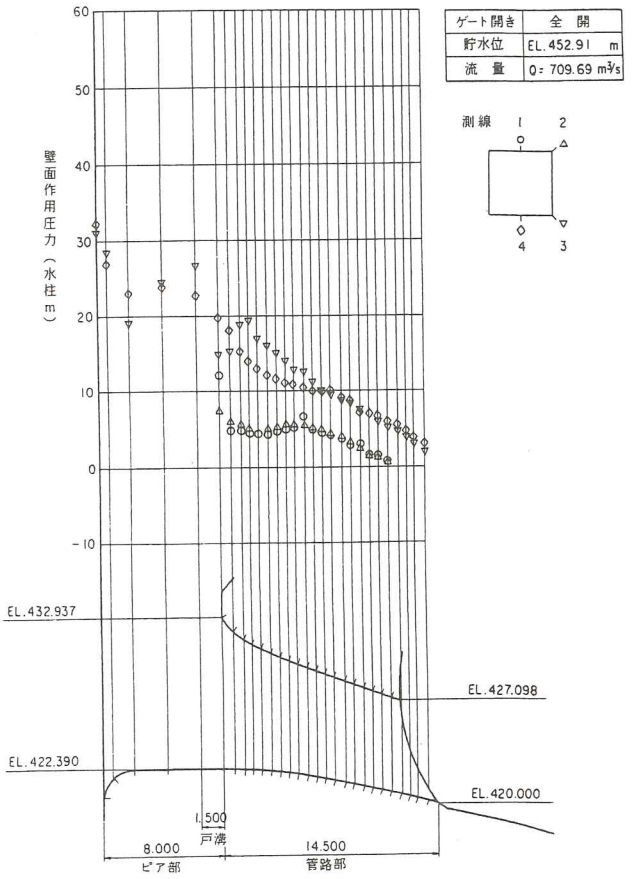
ゲート全開時の放流管1条当りの放流量は，放流能力条件を与えている貯水位EL.460.5m，464.0mにおいてそれぞれ800m³/s，839m³/sであり，条件値780m³/s，833m³/sに過不足ない妥当な値となっている。



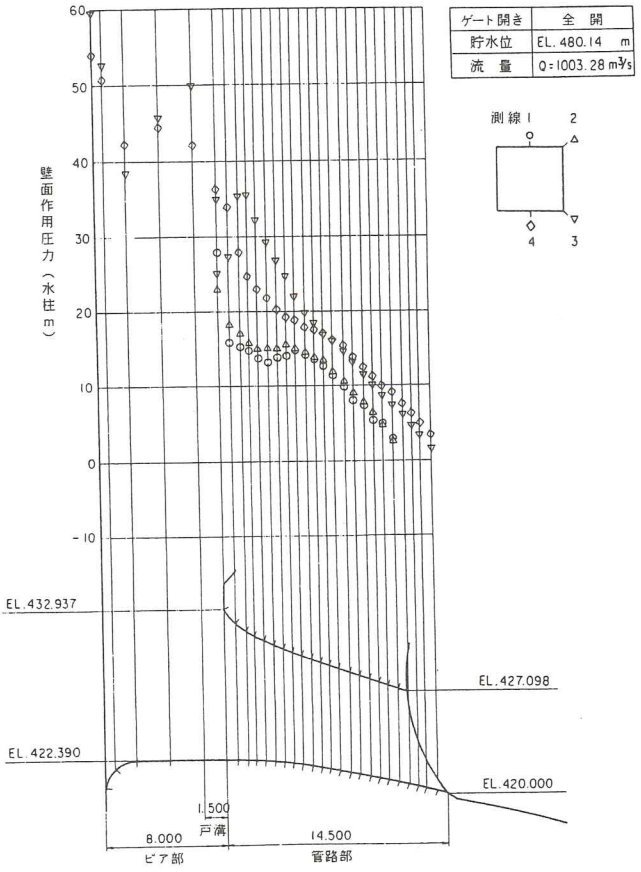
図－12　長島ダム放流管の貯水位・ゲート開度・放流量の関係

図－13，14に例として洪水期制限水位EL.453.0m，設計洪水位EL.480.5m付近での圧力分布を示す。放流管上面の曲線下流端付近および予備ゲート戸溝直下流で多少圧力降下がみられるが，圧力分布は全体に緩やかに変化しており，負圧の発生も見られず問題ない結果となっている。

この他，開水路部の作用圧力，水面形にも特に問題はみられず，水理設計案で問題がないものと判断されている。



図－13 長島ダム放流管圧力分布例(1)



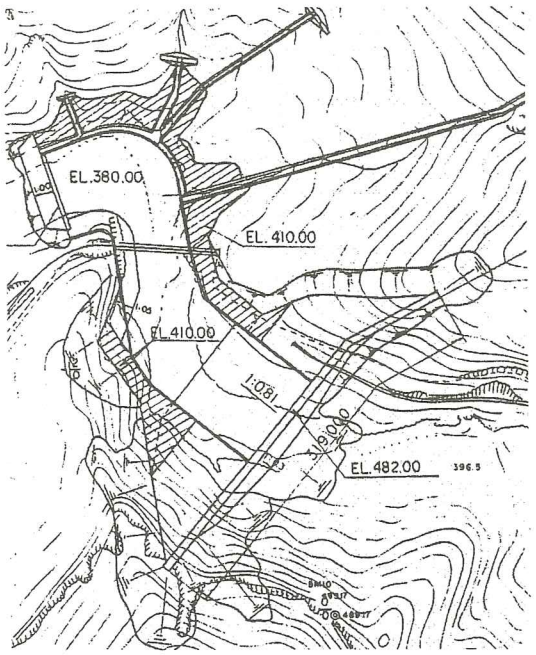
図－14 長島ダム放流管圧力分布例(2)

4. 減 勢 工

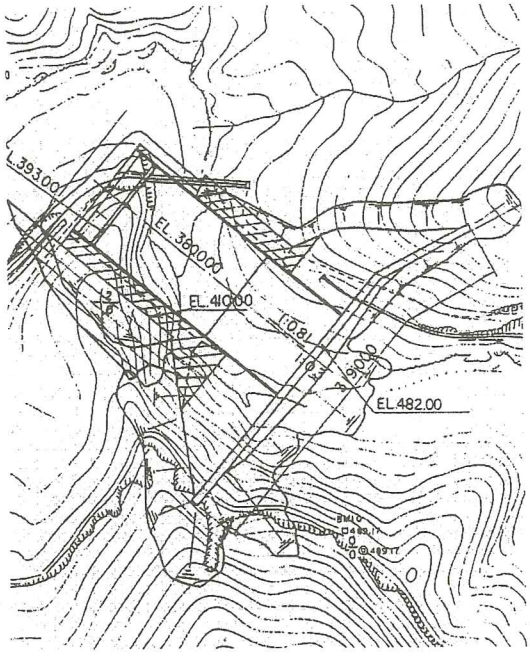
4.1 直下流尾根の取扱い方針

長島ダム下流には減勢区間内の左岸側から尾根が突き出しており，河道は，ダム直下流で大きく右岸に，ついで左岸に曲がっている。このため，尾根の処理が問題となり，縮尺1/62.5の下流河道を含む洪水吐きの全体模型による検討を実施している。以下，その検討経緯も含めてとりまとめる。なお，水理模型実験結果は，放流管の場合と同様にフルードの相似側にて原型換算を行っている。

実験では，まず尾根掘削を行うか否かの基本的な方針を立てることを目的として実施し，図－15に示す尾根を残す場合，残



(1) 屋根を掘削しない減勢工



(2) 屋根を掘削した減勢工

図－15 尾根の掘削に関する２つの減勢工案

さない場合のそれぞれの案に対し，必要減勢池規模，形状の概略を検討している。その結果，尾根を残した湾曲水叩きでは尾根下流まで減勢池延長が必要になること，尾根を掘削した直線水叩きの場合には減勢池幅80mにおいて，減勢池延長90～100mが必要になることを示している。写真－1には，参考として，尾根を残した湾曲水叩きでのダム設計洪水流量6,800m³/s時の流況を示す。

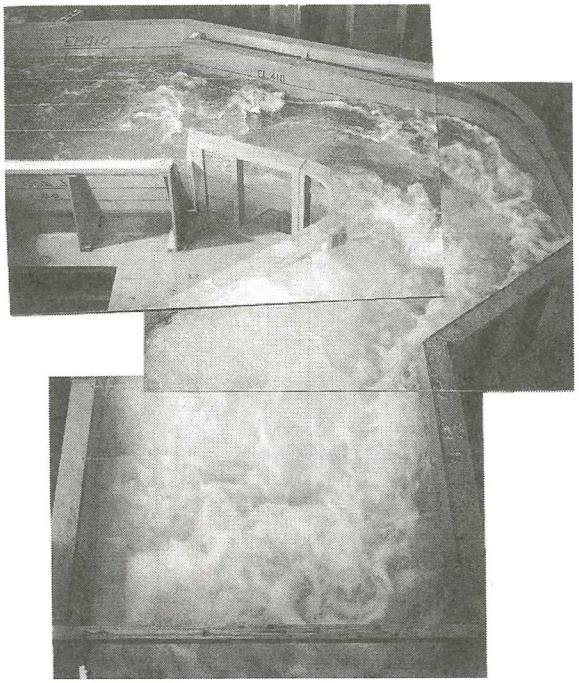
上記検討結果をもとに，施工性，経済性の観点から検討した結果，尾根を掘削する直線水叩き案を採用することとなった。その趣旨は以下のとおりである。

① 工費的には両案とも同程度である。

② 湾曲案は，直線案と比べ工事範囲が広くなる。また，尾根部への水脈の衝突により，導流壁高が高くなる等施工性に劣る。

③ 減勢池内の流況は直線案が良好である。

④ 湾曲案では，減勢池付近へ流入する右岸の沢水の流末処理が難しくなる。



写真－1 尾根を残した湾曲水叩き案の流況
(6,800m³/s，現況河道水位)

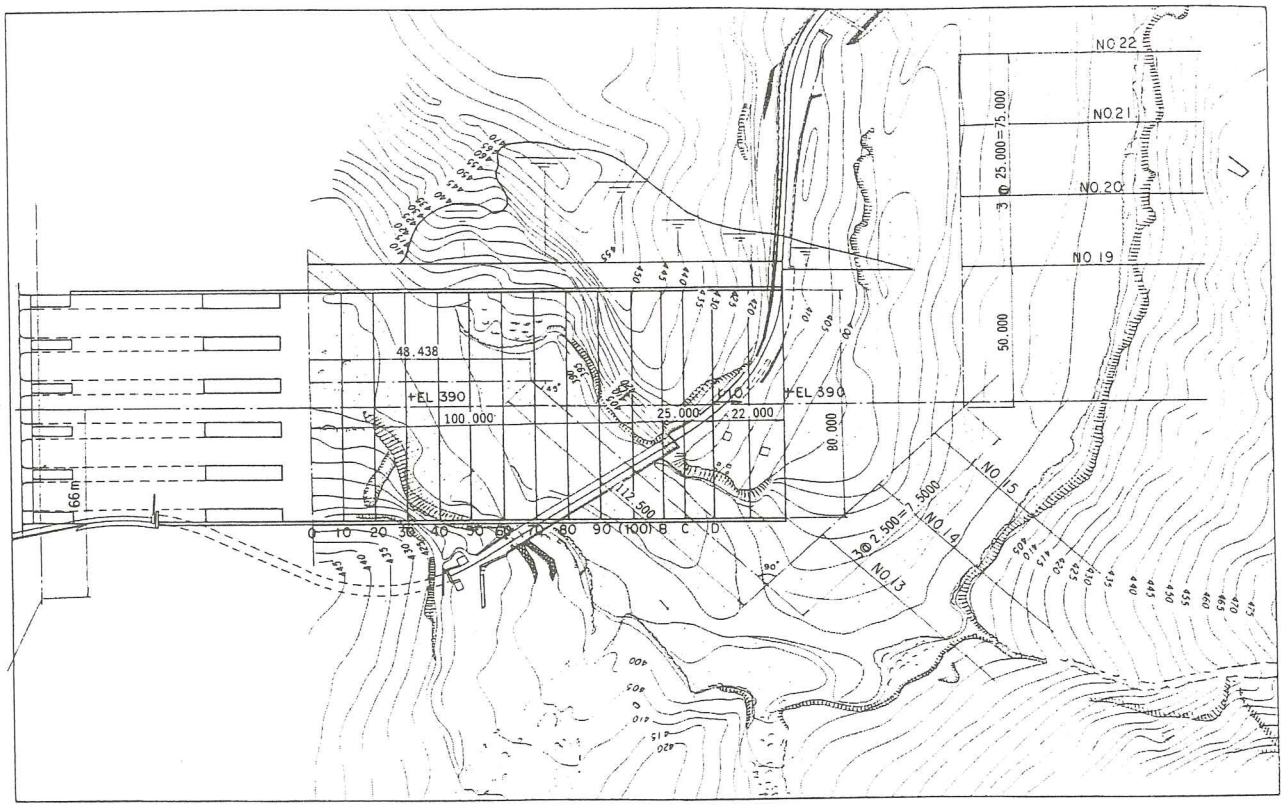
4.2 尾根を利用した副ダム，導流壁

4.2.1 検討趣旨

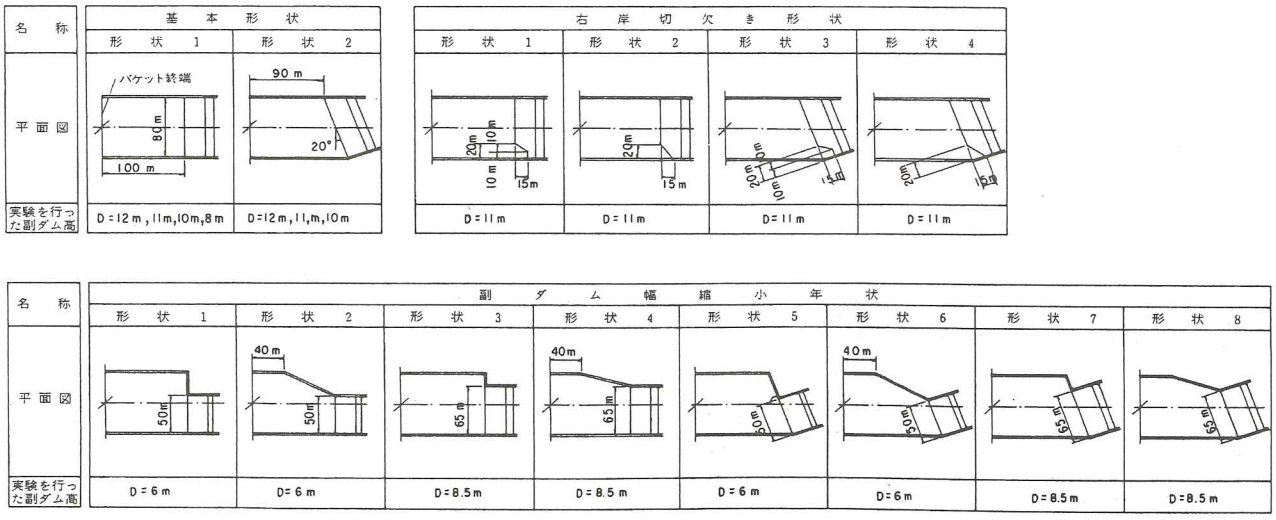
上記より，通常の直線水叩きとして検討を進めることとしたが，尾根の掘削量が大きいことから，掘削量を低減する方法について，更に検討を進めている。すなわち，先に示した直線水叩きとしての必要減勢長は90～100mであり，これは，尾根の張り出し位置と一致する。そこで，尾根を構成する堅岩を利用することが考えられた。

図－16に尾根と洪水吐き位置の関係を，また，図－17に，検討を行った副ダム及び導流壁形状を示す。副ダムは，尾根の堅岩を残すものとし，図－18に示す天端幅25mの広頂堰形状を基本としている。また，副ダム下流の尾根部の掘削高はEL.390mで一定としている。各案の趣旨は以下のとおりである。

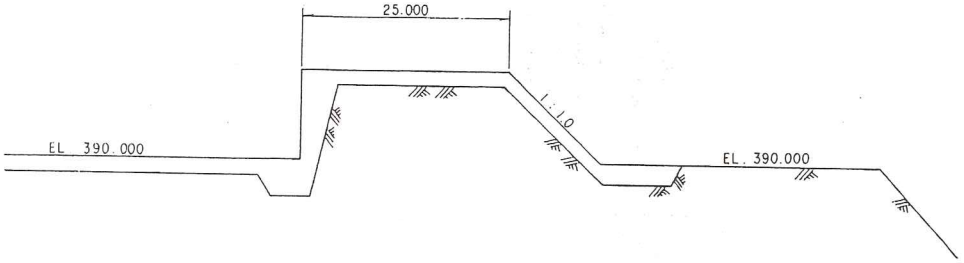
① 基本形状：形状1は通常の副ダムと同様に洪水吐き中心線に垂直に副ダムを設置したものである。副ダム設置位置は，計画最大放流量5,000m³/sの2次元跳水計算結果及び尾根の張り出し形状を考慮して100mとしている。副ダム高は，越流公式としてゴビンダ・ラオの式を用いた計算結



図－16 減勢工位置図



図－17 実験を行った副ダム，導流壁形状（平面）



図－18 広頂堰形式の副ダムと下流側形状

果から11mとされる。後に示す，副ダム高を変えた実験により，この高さの妥当性が確認されている。

形状２は，尾根の掘削量を更に少なくするため，副ダム軸を尾根の張り出し方向に合わせ，垂直から20度傾斜させたものである。副ダム位置は，跳水計算結果及び尾根形状からバケット終端から90mとしている。形状２での副ダム高も形状１と同様に11mが適当であった。

② 右岸切り欠き形状：副ダム右岸部分には尾根が達していないため，コンクリート量が大きくなる。このことを考慮して，右岸部の副ダム天端幅を小さくしたものである。基本形状１，２に対し，それぞれ２つの切り欠き形状による検討を行っている。副ダム高は，基本形状と同じ11mにて検討している。

③ 副ダム幅縮小形状：基本形状１，２の尾根掘削量を更に小さくするため，左岸側の導流壁を漸縮或いは急縮形状としたものである。基本形状１，２に対し，それぞれ４つの導流壁形状による検討を行っている。掘削量は，縮小量が大きいものが，また，漸縮形状のものが小さくなる。

4.2.2 実験結果と形式選定経緯

(1) 実験概要

実験では，まず基本形状に対し流況調査を実施し，副ダム高，減勢池規模，下流河道への影響を調査し，次に，右岸きり欠き形状，副ダム縮小形状について，基本形状との流況比較を行い，採用の適否を検討している。

実験は，主として3,000m³/s，計画最大放流量5,000m³/s，ダム設計洪水流量6,800m³/sを対象流量に，全門全開放流にて実施している。また，下流水位条件として，現況の河床高，及び将来の河床低下を考慮し，下流大井川ダム越流頂標高と一致させた平坦河床の場合の両者を設定している。以下に各形状の実験結果を示す。

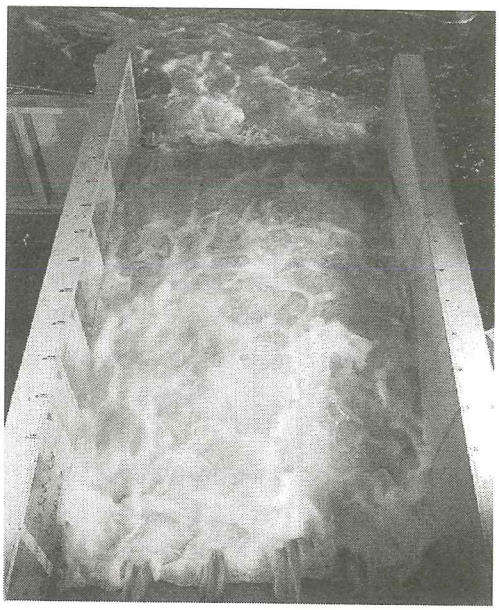
(2) 実験結果

① 基本形状

計画最大放流量5,000m³/sを対象とした跳水計算から求められる副ダム高11mを参考に，副ダム高を8，10，11，12mと変化させて流況調査を行い以下の結果を得ている。

- 副ダム高８mでは5,000m³/s時にバケット終端付近で露出射流がみられ，6,800m³/sでは，水叩きの約1/3まで露出射流が生じるとともに，コンジットの放流水脈が合流する位置から顕著な衝撃波が生じ，水脈が吹き上げて極めて悪い流況となる。副ダム高は明らかに不足している。
- 副ダム高10mでは，5,000m³/s以下では安定した流況が得られるが，6,800m³/sでは流況が多少荒れたものとなるとともに，間欠的に左岸又は右岸導流壁沿いのコンジット放流水脈がバケットカーブ終端付近まで露出し，上方に向かって飛散する流況が見られる。平均的な流況は許容されるものであるが，間欠的な露出射流発生時には，減勢池内に顕著な平面渦が生じ流況が著しく悪化するとともに，水脈の上方への飛散により高い導流壁が必要になり，副ダム高は若干不足している。
- 副ダム高11mでは，5,000m³/sでは副ダム上流面において

ほぼ減勢が終了し，良好な減勢状態を示している。また，6,800m³/sでも露出射流のない安定した流況が得られているおり問題はない（写真－2参照）。



写真－2　基本形状1の流況
（副ダム高11m，6,800m³/s）

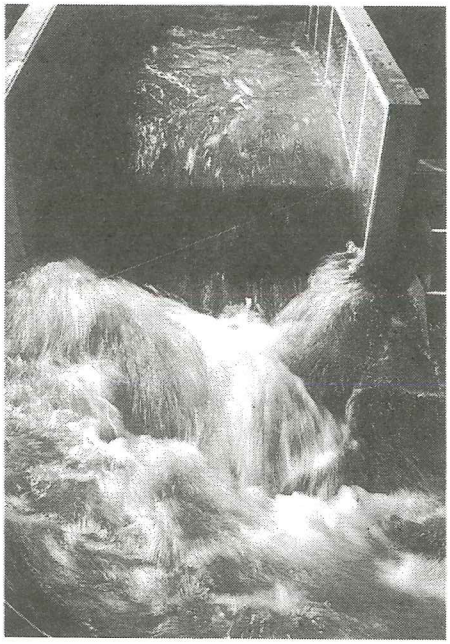
- 副ダム高12mでも副ダム高11mの流況と特に変化はなく，流況として問題はない。

以上の結果は形状1，2とも同様であり，副ダム高11mが妥当との結論を得ている。

上記は，減勢池内の流況であるが，副ダム高11mでの下流河道の流況は次の通りである。なお，直線水叩きでは，副ダム下流にて河道が90度屈折した形状となっており，副ダム越流水の対岸への影響が主として問題となる。

- 5,000m³/s，6,800m³/sでは，現在，将来の両水位において，副ダム下流の尾根掘削後の平場上にて跳水状態を得ており，減勢されている。対岸には，湧き上がりを生じるが，湧き上がり量もそれ程大きくなく，特に問題となるものではない。全般に，現況に対し，将来の河床低下後の流況が悪化する傾向にあり，対岸の湧き上がり，水面変動ともに大きくなる傾向がある。対岸で湧き上がりを生じさせた流れは，右岸に沿って偏流し，流下しており，平場直下流の左岸側は弱い逆流域となっている。
- 3,000m³/sの現在水位における流況は穏やかであるが，将来水位においては，下流水位が不足し，尾根掘削面の平場上を露出射流が流下する。下流水位と露出射流　の水位差は余り無く，河道に流入した水脈は集中しながら水面上を走り，対岸に衝突する（写真－3）。この流況は，全体的に波立った好ましくないものである。露出射流は3,0000m³/s以下の流量の将来水位において常に生じるため，副ダム下流の減勢方法には更に検討が必要である。

以上は形状1のものである。形状2の流況も形状1と基本的には同様であるが，傾斜した分，流向が下流向きになっており，対岸の湧き上がりは形状1の場合より下流で生じている。また，対岸までの距離が長いこと及び流向が河道方向に近くなることから湧き上がり量は形状1よりやや小さく，多少良好な流況となる結果を得ている。

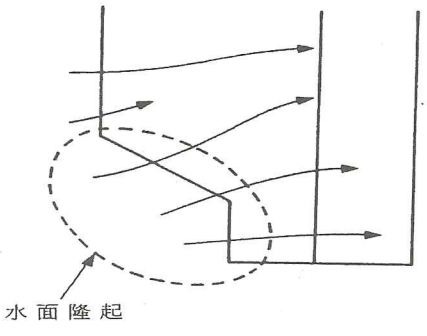


写真－3　3,000m³/s時の副ダム下流流況
（基本形状1，将来水位）

なお，左岸側導流壁は，水叩きの導流壁をそのまま直線で延長した形状が用いられているが，形状2では，副ダムを越える流れが流下方向に対し傾きを持つため，左岸導流壁沿いに流れが集まる傾向となる。このため下流への影響を考慮すると，この導流壁も右岸と同様に副ダム軸の傾斜に併せて屈折させる必要があるとされている。

② 右岸切り欠き形状

本形状の検討における副ダム高は，基本形状の実験結果をもとに，全て11mにて実施されている。その結果，5,000m³/s以下の流量では，基本形状と同様の流況が得られており，右岸天端幅を小さくしたことの影響はみられなかった。一方，6,800m³/sにおいて，形状1～3ではバケットカーブ付近に露出射流が生じ不安定な流況となった。これは，副ダム天端幅を小さくした部分の越流量が大きくなり，減勢池内の水位が低下したためと思われ，基本形状と同様の副ダムの効果を得るには，副ダム高を高くしなければならないものと思われる。また，形状1～3では，天端幅を小さくした部分に，図－19に示すように，定常的に水面の隆起が生じて，流況が悪化しており，これら形状の採用は避けるべきとされている。



図－19　切り吹き上流の水面隆起状況

一方，形状４では，形状１～３でみられる以上の影響はみられず，基本形状と同様の流況が得られている。従って，右岸副ダム天端幅を小さくしていく場合には，基本形状２の傾斜副ダムで，緩やかに小さくしていくのが望ましい。

なお，下流河道の流況は，いずれの形状でも基本形状と変化はなかった。

③ 副ダム縮小形状

本形状の検討において，副ダム高は，計画最大放流量5,000m³/s時の副ダム前面の水深が基本形状の副ダム高11mと等しくなるよう設定している。

導流壁は，副ダム上流40m位置から漸縮させるものと，副ダム上流面に沿って急縮させるものの２つの形式を用いたが，前者は，尾根の掘削量をより減じるため，地形形状に合わせたもの，後者は，減勢池の流況を考慮し，なるべく下流側で副ダム幅を小さくしたものである。

導流壁を副ダム上流40mから漸縮させたものは，いずれの形状においても，5,000m³/s以上の放流量において漸縮導流壁上流面に顕著な水面の盛り上がりを生じるとともに，らせん流となって流下し，先に示した尾根を掘削しない湾曲水叩きと同様の流況を呈している。水面の盛り上がりを生じさせた後，落下する水脈は右岸側で跳水状態にある流れと干渉しあい，流況は減勢池全体に亘り非常に荒れたものとなる。従って，本形状の採用は避けるべきとされている。

導流壁を副ダム上流面に沿って急縮させたものも，5,000m³/s以上の流量において，急縮導流壁上に水面の盛り上がりを生じるが，その影響は急縮導流壁上流付近にみられるだけで，漸縮の場合のように，減勢池全体の流況が悪化することはない。従って，急縮形状については，採用可能であるが，副ダムを越える流れの単位幅当たり流量が大きくなり，下流河道での流況が悪化するため注意が必要とされている。特に，垂直の副ダムの場合には対岸に衝突する流勢が強く，傾斜形状である形状５または７が望ましいとされている。

(3) まとめと形状選定

広頂堰副ダム形状の直線水叩き案に対する上記検討結果をまとめると次のとおりである。

① 基本形状の副ダム高は11mが適当である。減勢池内流況は，副ダムを洪水吐き中心線に垂直とした場合も，垂直から20度傾斜させた場合も変わらない。

② 右岸の切り欠きを行う場合には，副ダム高を少し高くする必要がある。ただし，切り欠き形状４では，副ダム形状はそのままで基本形状と同様の流況が得られている。

③ 副ダム幅の縮小は，減勢池内の流況が悪化しないよう，副ダム上流面に沿って行う必要がある。副ダム幅の縮小は副ダム越流水の単位幅当たり流量を大きくするので，対岸部の護岸には十分な注意が必要である。このことは，対岸への水勢が強いダム軸に垂直な副ダムにおいて特に注意が必要である。

④ 3,000m³/s程度以下の中小流量に対しては，副ダム下流に露出射流が生じ，河道の流況が悪化するので，何らかの対処方法を考える必要がある。

以上の検討結果をもとに，減勢工形状が再検討された結果，尾根を残しても経済的にあまり効果が無いとの判断が一旦なされ，通常の副ダムを用いた検討が実施されている。その結果，副ダム高13mが得られている。また，２次減勢池の設置などを含む，副ダム下流の流水処理方法が検討され，副ダム下流の平場標高をEL.383.5mとすることで，中小流量時にも平場上に跳水を生じさせることができ，良好な流況が得られるとの結果を得ている。

旧土木研究所での実験検討は，以上の検討でひとまず減勢池について結論を得たが，再度の形状比較により，最終的には，広頂堰形式である図－17の副ダム縮小形状１が採用され，副ダム下流の流水処理方法等が再検討されている。最初に述べたように，この検討は，㈱建設技術研究所の実験施設にて実施されている。紙面の関係もあり，また，情報が十分でないこともあり，ここでは，その詳細は省略するが，副ダム下流の平場標高をEL.382.0mとすることや，対岸等の護岸方法・範囲が提案されている。また，本ダム放流管条数が６条と多いことから，操作性を考えて，逐次ゲートを用いるものとした場合の減勢工流況の検討がなされ，減勢池内に顕著な平面渦を生じさせず，減勢効果の得られるゲート操作方法が提案されている。

4.3 導流壁高の設定方法

長島ダム減勢工の水理模型実験では，当時必ずしも設定方法が決められていなかった減勢工導流壁高について，導流壁高を変化させた実験を行い，検討している。最後にその内容を簡単にまとめる。なお，検討は，通常の副ダム形状での最終形状を対象に旧土木研究所にて実施されている。

表－４に，導流壁高が十分高い場合の流量と減勢池内水位の関係を示すが，実験では，表－４を参考に，導流壁天端標高をEL.408m～423mまで３mピッチで変化させ，流況及び越水量を測定している。ここに，表中の最高水位は，十分長い時間内に計測されたその点での最高水位を，平均水位は，時間平均水位を表している。

表－４ 平均水位及び最高水位の減勢池内最高値

放流量 (m³/s)	平均水位の減勢池内最高値 (EL.m)	最高水位の減勢池内最高値 (EL.m)
3,000	410.6	414.4
5,000	412.8	417.4
6,800	415.7	420.6

対象流量は3,000，5,000，6,800m³/sの各流量であり，越水量及び流況を以下に示す。なお，以下で，越水が無いとしたケースは，厳密には越水量が非常に小さく，模型上の計測が不能となるケースを意味しており，壁を越える流量が０である訳ではないので注意が必要である。

① 導流壁天端標高EL.408m（壁高18m）

3,000m³/s：両導流壁から389.1m³/s（全流量の13%）を越水。副ダム前面の平均水位は導流壁が十分高い場合より1.1m低下。

5,000m³/s：988.2m³/s（19.8%）を越水し，副ダム前面の平均水位は1.3m低下する。また，減勢池始端部の30m

区間の平均水位も3m程度低下し流況が荒れたものとなる。

6,800m³/s：2,044.2m³/s（30%）を越水し，副ダム前面の平均水位は2.0m低下する。跳水始端は後退して露出射流が現れ，流況はかなり荒れたものとなる。

② 導流壁天端標高EL.411m（壁高21m）

3,000m³/s：水位変動により一部から間欠的に越水。減勢池内流況は十分高い場合と変化ない。

5,000m³/s：156.3m³/s（3.1%）を越水し，副ダム前面の平均水深は0.3m低下するが，流況は導流壁が十分高い場合と変化ない。

6,800m³/s：618.9m³/s（9.1%）を越水し，副ダム前面の平均水位は1.0m低下する。減勢池内に露出射流はなく，導流壁が十分高い場合と比較し，流況が若干荒れる程度。

③ 導流壁天端標高EL.414m（壁高24m）

3,000m³/s：越水はみられない。

5,000m³/s：一部より間欠的な吹き上げによる越水がみられるが，その量は，0.8m³/sと少ない。

6,800m³/s：越水量は67.9m³/s（1%）。流況，水面形は導流壁が十分高い場合と同様。

④ 導流壁天端標高EL.417m（壁高27m）

3,000m³/s，5,000m³/s：越水はみられない。

6,800m³/s：越水量は2.6m³/sと少ない。

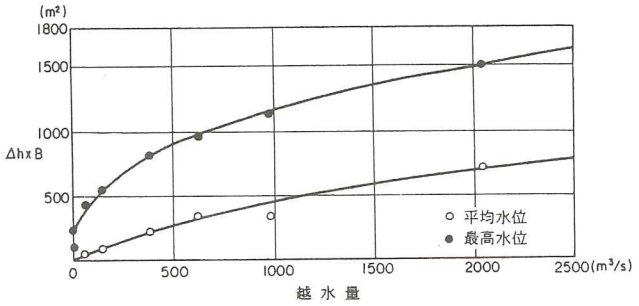
⑤ 導流壁天端標高EL.421m（壁高30m）

3,000m³/s，5,000m³/s，6,800m³/s：越水はみられない。

以上から，減勢池流況，水面形に対しては越水量が比較的大きい（10%程度以下）状態でも壁高の影響がなくなってくることが分かる。また，導流壁を越水しなくなる導流壁天端標高は3,000m³/s，5,000m³/s，6,800m³/sそれぞれに対し，EL.414m，EL.417m，EL.420mである。

減勢工の流況のみから判断すると，EL.411m程度の天端標高も採用可能と考えられるが，壁高の検討は越流水の処理方法と合わせて考える必要があり，越流量が大きいと構造物および構造物周辺にゆゆしい影響を与える可能性がでてくるとともに，越流水の処理も困難になる。よって，最低の導流壁天端標高としてEL.417mを提案している。EL.417mは計画最大放流量5,000m³/sの減勢池内最高水位の最高値ともほぼ一致している。

導流壁からの越水量は，導流壁が十分高い場合の水位が導流壁天端標高より上方にある上下流方向の区間B（越水幅）及び減勢池内水位の最高値と導流壁標高差Δh（越水深）が大きい程大きくなると考えられる。そこで，越水量とB，Δhおよび$B\times\Delta h$のそれぞれについて，関係を調査したところ，$B\times\Delta h$との関係が最もまとまりをみせていたとされ，これを図−20に示す。図より，平均水位の$B\times\Delta h$と越水量の関係がほぼ原点を通っており，越水量≒0とするには平均水位の減勢池内最高値



図−20 越水量と$\Delta h\times B$の関係

程度の導流壁天端標高とすればよいことが分かる。6,800m³/sの平均水位の減勢池内最高値はEL.415.7mであり，以上の関係からも導流壁天端標高のEL.417mは妥当であるとされている。

5. おわりに

長島ダム洪水吐きの水理設計上の特徴は，わが国最大級規模の放流管に対する一面ベルマウス式の採用，減勢工におけるダム直下流の尾根の処理にあり，これらを中心に当時の検討内容を紹介した。

放流管の水理設計の説明がやや冗長になったかもしれないが，一面ベルマウスに関する未発表の基礎実験資料が用いられていることから，この機会に紹介させていただいた。ご容赦願いたい。

減勢池の導流壁高の設定に関する検討についても紹介したが，導流壁高は当時，一滴も漏らさないとの考えから，ダム設計洪水流量時の“最高水位”の減勢池内最大値に余裕をもたせて設定するのが主流であった。この場合，導流壁高がかなり高くなる。特に単位幅当たり流量の大きい長島ダムでは相当な壁高になる。紹介した検討は，こうした状況のもと，より合理的な設定方法を目指して実施されたものである。その後，減勢池導流壁高は，ダム設計洪水流量時の“平均水位”の減勢池内最大値以上とするのが主流になったが，本検討がその端緒になったといってよいであろう。

参考文献

1）川口信幸：川治ダム洪水吐きにおける新しい試み，土木技術資料，Vol.18−3，1979

2）柏井条介：一面ベルマウス式ダム放流設備の水理設計，ダム技術，Vol.3−4，1985

3）柏井条介，中西徹：一面ベルマウス式ダム放流管流入部の水理特性，土木技術資料，Vol.27−2，1985

4）柏井条介，小島治久：一面ベルマウス式低圧放流設備の水理特性と設計，土木技術資料，Vol.27−8，1985

5）高須修二：高圧スライドゲートの戸溝形状，土木技術資料，Vol.24−3，1982

第2章　ゲート

【技術研究】

底部が円弧形状のジェットフローゲートの水理特性

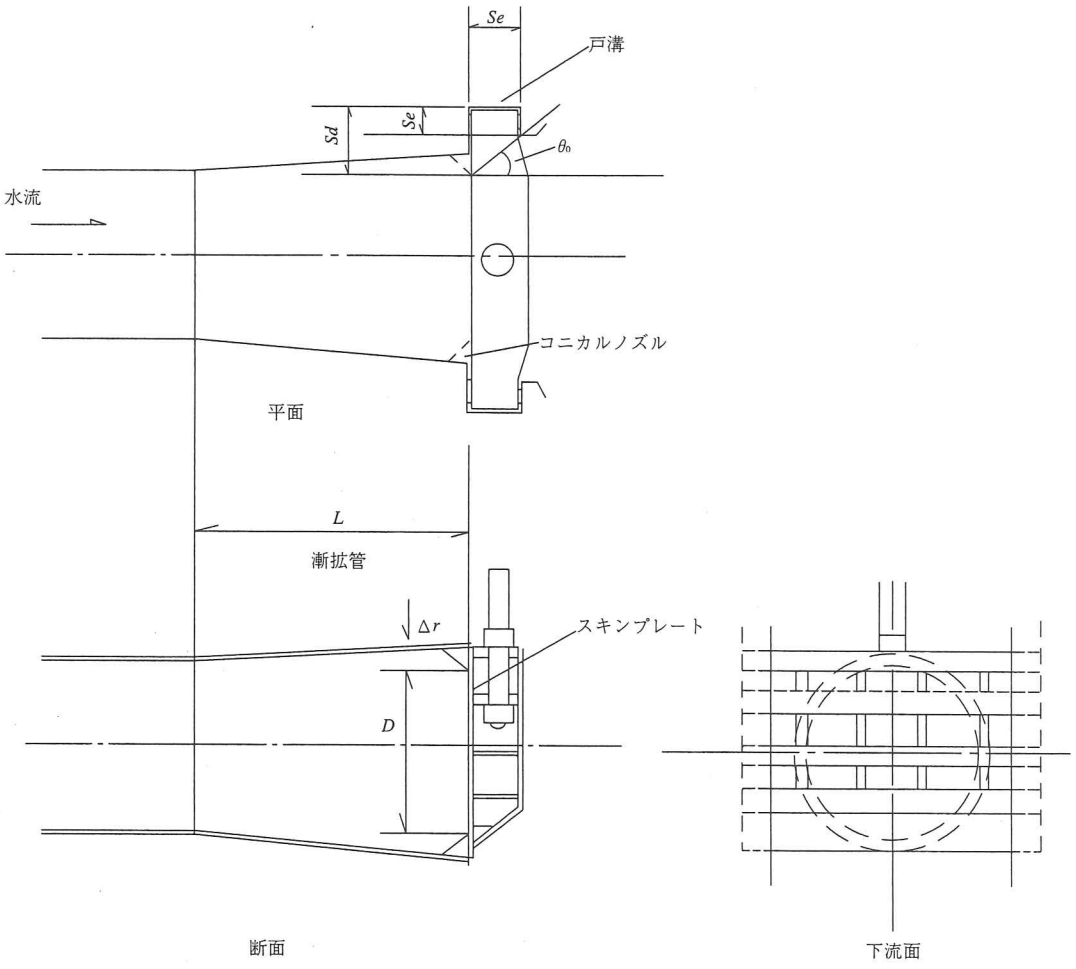
独立行政法人土木研究所水工研究グループ　柏井条介*
〃　企画部研究企画課　塚原千明**

キーワード　ジェットフローゲート・放流量特性・放流水脈

1. はじめに

利水・低水放流設備，或いはフィルダムの緊急水位低下用放流設備の流量調節施設として，ジェットフローゲートが多く用いられてきている（図－1）。

ジェットフローゲートは，スライドゲートであるゲート扉体，戸溝及び戸溝部に高速流が突入しないよう下流側に縮流をつくるコニカルノズルから構成される。コニ



図－1　ジェットフローゲートの諸量説明図

* 上席研究員

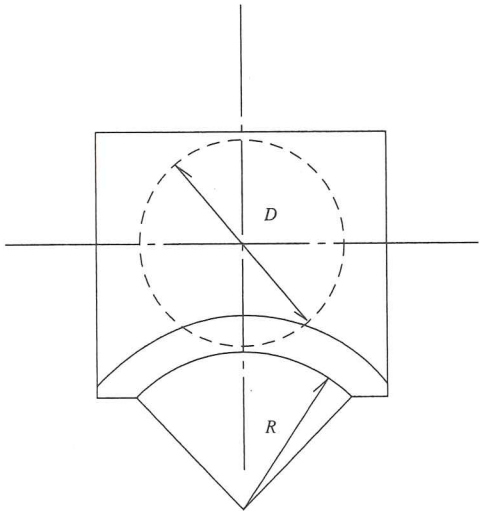
カルノズルは，通常45度の絞り角を持って製作されており，下流端にはシーリングが設けられる。ゲート扉体のスキンプレートは上流側に設けられ，コニカルノズルに取り付けられたシーリングとメタルタッチすることにより，ゲートの水密が図られる仕組みである。コニカルノズルは，ゲート扉体の変形に追随して下流側に移動可能な構造とされ，高圧下においても確実な水密を期待できるのが本ゲートの重要な特徴となっている。

コニカルノズルは上流側放流管に対し，管内側に突き出す構造となる。このため，放流管径に対し出口断面が小さくなる。この断面縮小は，放流管断面を大きくし，不経済なものとなるため，ノズル上流に漸拡管を設け，断面の大きい区間を短くする場合が多い。図－1に示したのは，このような漸拡管を有するジェットフローゲートである。

ジェットフローゲートのゲート半開時の開口部断面は，円形の放流管出口形状を，直線であるゲートリップで横切ったものとなる。放流水脈は，この円弧と直線の交わる部分での水脈変形の影響により，ヒレ状の水脈を伴う複雑な様相を示す。このため，下流の空間が小さい場合には，口径の5～10倍程度の長さを持つ整流管が設けられ，放流水脈の整流が行なわれる。

本報告で対象としたゲートを図－2に示す。従来直線としてきたゲートリップ形状を円弧としたものであり，従来ゲートに対し，次の効果を期待しての試みである。

1) ゲート半開時に下面を形成する放流管出口円弧に対し，上面も円弧とすることで，直線と円弧が交わることにより生じる水脈変形を緩和する。



ゲート形状

図－2　検討を行ったゲート形状（ゲートⅠ）

2) 同じゲート開きに対する放流断面が小さく，特に小開度での流量変化に対するゲート移動距離が大きく，同じゲート開閉速度下でのゲート制御を容易にする。

このうち2）の効果は，ジェットフローゲートの流量制御範囲を，微小開度も含めて広範囲にとろうというものである。微小開度放流に関する流況の改善，ゲート制御の容易化について，黒田ら[1]は底部に三角形の切込みを導入することを提案している。一方，黒田らの提案形状では，ゲート開度が大きい場合には従来と同じ直線と円弧との交差が生じる。切込みと底部直線の交点部からの水脈も複雑なものになることが推察される。本形状は，黒田らの提案と比較して，小開度時の放流断面の縮小効果は小さいが，中間開度時の流況改善も含め1）の効果を勘案したものである。

今回，底部を円弧としたジェットフローゲートの水理特性について，従来型の直線の場合との比較実験を行ったのでここに報告する。なお，前述の微小開度放流については，流量把握精度に問題があると考えられるので注意が必要である。仮に模型実験で放流量計測を計画するものとしても，全開から微小開の全体を精度よく求めるためには，大きな模型及びレンジ可変の流量計測装置が必要である（実際，今回の実験は口径28 cmのかなり大きな模型を用いたが，開度5％程度の放流量を計測するのが限度であり，これ以下の開度では，僅かな流量変動で管内圧力が大きく変化し，安定した放流状況の設定が困難であった）。また，実機においても，微小開放流時の管内流速は非常に小さく，流速計による計測精度には限界がある。実機の流量算定に当たっては，例えば下流に設けた流量測定堰により開度と流量を検証する等の配慮が必要なものと考える。

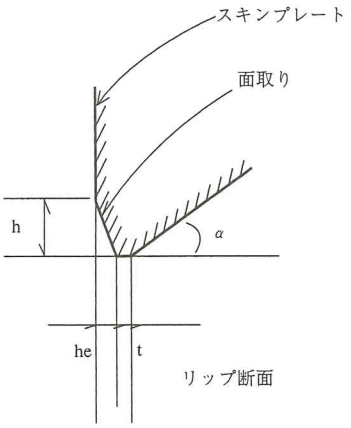
2. 実験概要

実験を行った模型諸元を表－1に示す（図－1，2参照）。模型は，漸拡角度4度の漸拡管を有するものを用い，放流管出口径＝0.28 mの水平管とした。漸拡管上流には，延長10 mの直管を設け，直管部の圧力調査により，エネルギー勾配を求め，漸拡管上流端の全水頭を求めた。

表中，ゲートⅠが底部に円弧を用いたもので，ゲートⅡは比較のため実施した従来形状のものである。ゲートⅠの底部円弧半径Rは，小さいほど先に示した円弧導入の効果が大きいと考えられるが，同時にゲート下方に突き出す規模が大きくなり不経済になる。また，構造上も厳しくなるので，ここでは，出口径D程度を目安に

表－1　模型の諸元

		ゲートⅠ（円弧）	ゲートⅡ（直線）
放流管	放流管出口口径　D	0.28 m	
	漸拡管長　L	1.64 D	
	漸拡管拡大量　Δr	0.1 D	
ゲート	底部円弧半径　R	0.75 D	∞
	リップ面取り高さ　h	0.005 D	
	リップ面取り水平長　he	0.0018 D	
	リップ厚　t	0.0018 D	
	リップ下流面切り上げ角度　α	30 度	
戸溝	戸溝幅　S_1	0.29 D	
	上流戸溝深さ　S_d	0.21 D	
	下流戸溝深さ　S_e	0.11 D	
	戸溝拡幅角度　θ_0	20.1 度	



図－3　リップの面取り形状

$R = 0.75D$ とした。また，ゲート締め切り時のゲートリップと放流管出口との噛み合わせによる損傷防止のため設けられる，リップ先端の面取り（図－3）は，円弧の半径方向に設けている。ゲート戸溝の拡幅角 $\theta_0 = 20.1$ 度であり，戸溝下流はゲートからの放流水脈特性を把握するため大気中への自由放流とした。

実験での観測項目は，流況，放流量，水脈の拡幅角・落下軌跡の各項目である。また，ゲートⅠについては，図－4に示す測点において作用圧力を計測した。

3.　ゲートの水理特性

3.1　放流量特性

放流量特性は，漸拡管上流端での全水頭 H（管軸を基準標高とする）にて整理を行い，放流量 Q，ゲート開度 G（$= 100G_h/D$（%），G_h：開口部最大鉛直高，D：放流管口径）との関係を調査した（図－5参照）。ここで，漸拡管上流端の全水頭としたのは，漸拡管の管長が短く摩擦損失の影響は小さいと考えたこと及び漸拡によるエネルギー損失の影響が不明であり，漸拡部も含めた流量評価が適当と考えたことによる。

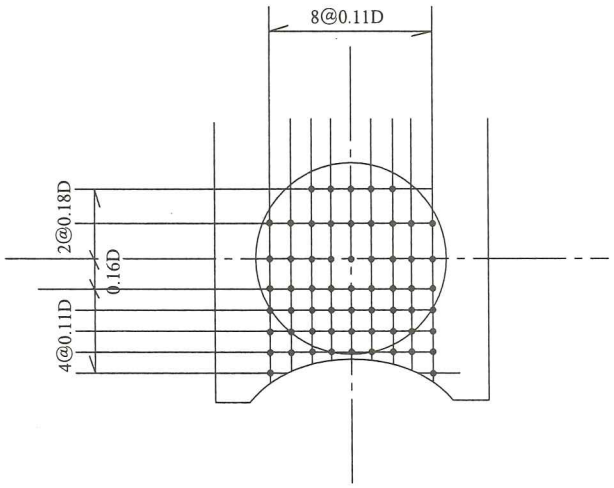
放流量特性は，次の流量係数 C により表示される。

$$C = Q/A\sqrt{2gH} \qquad (1)$$

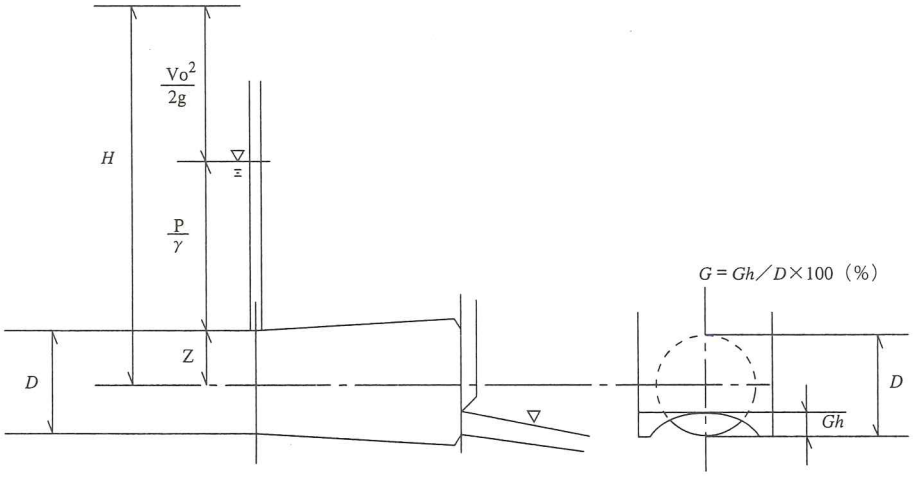
ここに，A：放流管出口断面積（$=\pi D^2/4$），g：重力加速度）である。流量係数 C は，次の式形で表されることが知られている[2)]。

$$C = \sqrt{a - bD/H} \quad (a,b：定数) \qquad (2)$$

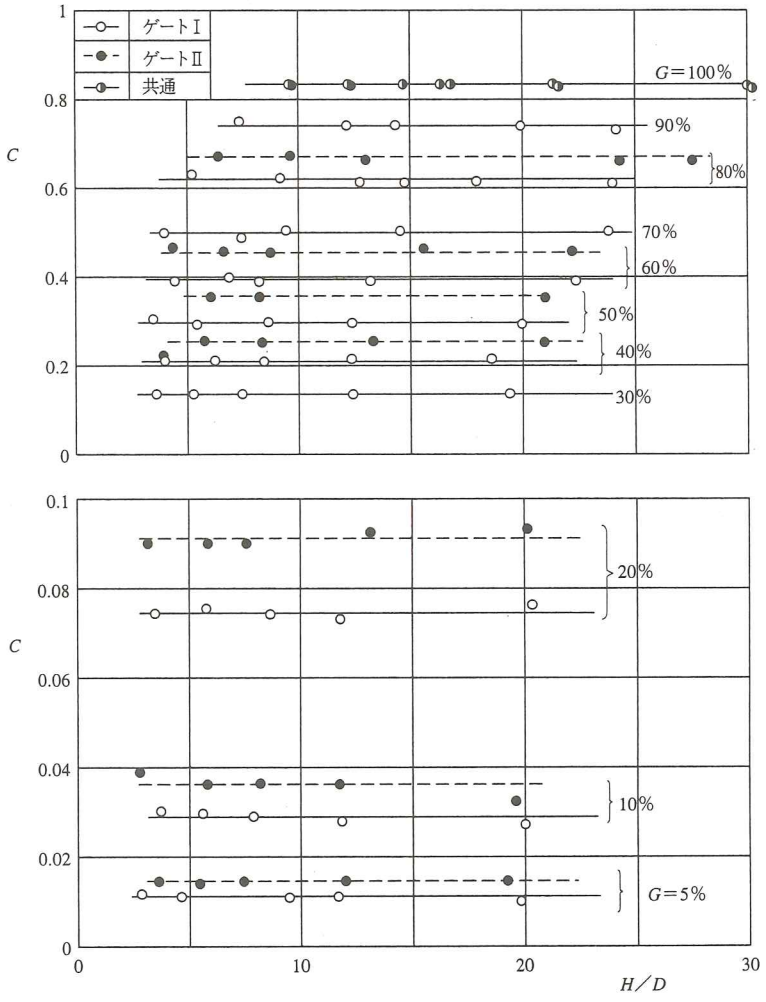
上式は，H/D が大きくなると C がほぼ一定となることを表している。利水・低水放流設備では，一般に操作



図－4　ゲート作用圧力測定位置



図－5　水理諸量説明図



図－6　C と H/D，G の関係

範囲での H/D は，大きく一定とみなすことが可能である。図－6に C と H/D 及び G の関係を示す。C は，今回の実験範囲である H/D が10程度以上であれば，H/D に関係なく一定となっていることが確認される。

C を一定とした場合の G との関係を表－2，図－7に示す。当然のことながら同じ G での開口面積の小さいゲートⅠがⅡより小さい値を示し，小開度での流量変化当たりのストローク変化が大きくなることが分かる。ただし，流量係数 C のゲートⅠ，Ⅱの比率は，ゲート開度5％で0.79であり，その差はそれ程大きくない。差を大きくするためには円弧半径を小さくする必要があるが，小さな半径はゲートの下方向への突き出しが大きくなることを意味しており，大きな差を得るために小さい円弧を採用するのは余り得策ではないであろう。大きな差を得るのであれば，例えば，黒田[1]らが提案している三角形の切込みのように，底部の一部分を切り欠くような形状が有利となろう。この場合には，以下に示すようなより大きな開度での流況の改善効果は期待できなくなるので，ゲートの規模や操作特性等，当該施設の条件に合わせて形状選定する必要がある。

表－2　ゲート開度 G と流量係数 C の関係

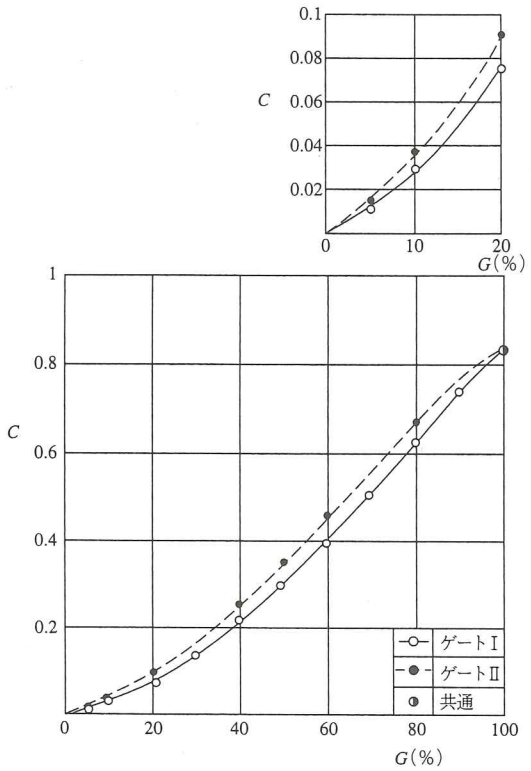
ゲートⅠ（円弧）		ゲートⅡ（直線）	
ゲート開度 G（%）	流量係数 C	ゲート開度 G（%）	流量係数 C
5	0.0114	5	0.0145
9.9	0.0290	10.0	0.0364
20.1	0.0749	19.9	0.0916
29.8	0.138	—	—
39.8	0.213	39.9	0.254
49.8	0.299	49.3	0.356
59.8	0.395	60.0	0.459
70.2	0.504	—	—
79.8	0.621	79.8	0.670
90.5	0.743	—	—
100	0.832	100	0.832

流量係数の比は，10～80％で0.82～0.93であり，開度が大きくなるに従ってその比率も小さくなる傾向がある。また，ゲートⅡでは，開度100％に近くなると流量係数の増加率が鈍化していく傾向があるが，ゲートⅠでは比較的スムーズに100％開度放流へと繋がっていくことが分かる。

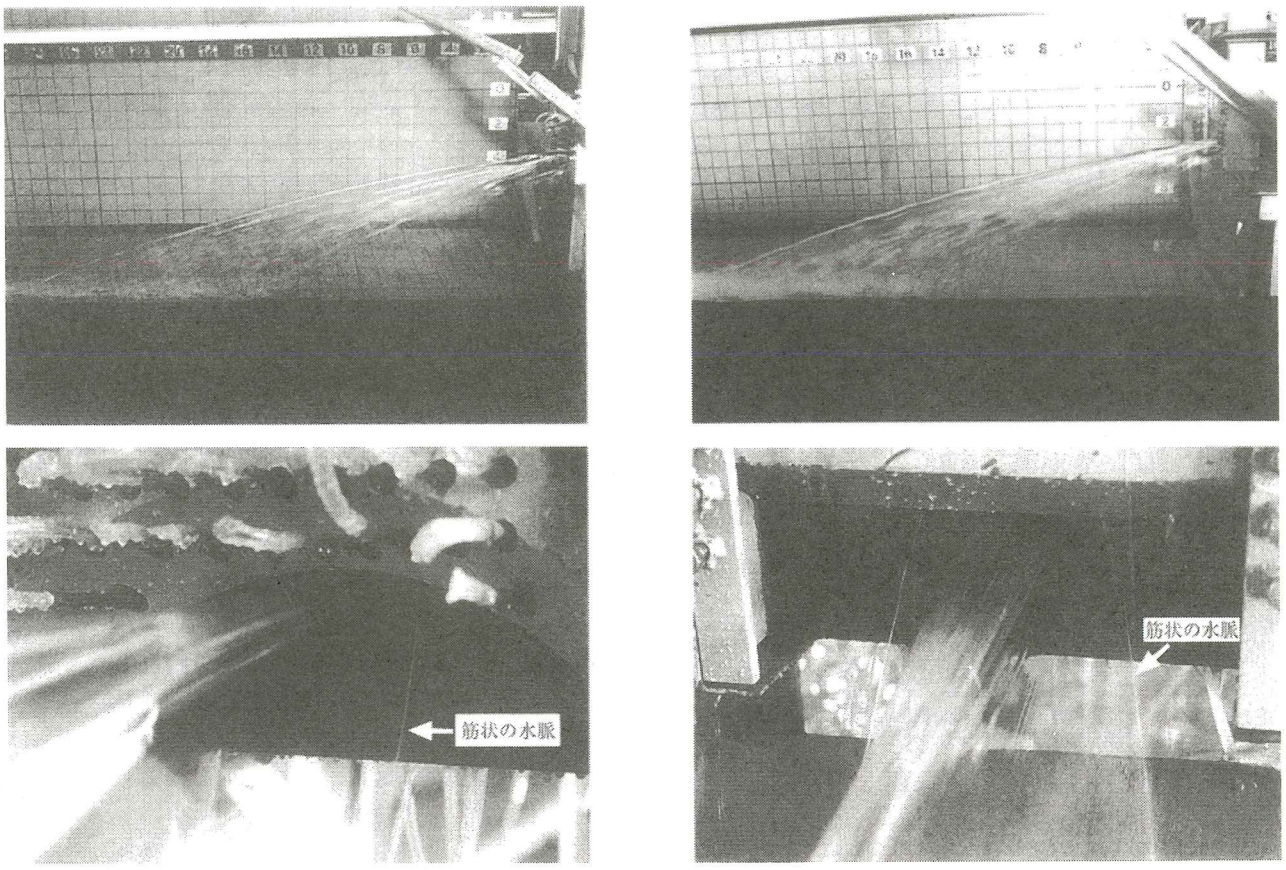
3.2　放流水脈の性状

3.2.1　流　況

写真－1，2に，例としてそれぞれ小開度（5％），



図－7　C と G の関係



ゲートⅠ　　ゲートⅡ

写真－1　放流状況（ゲート開度 $G = 5\,\%$，$H/D = 20$ 程度）

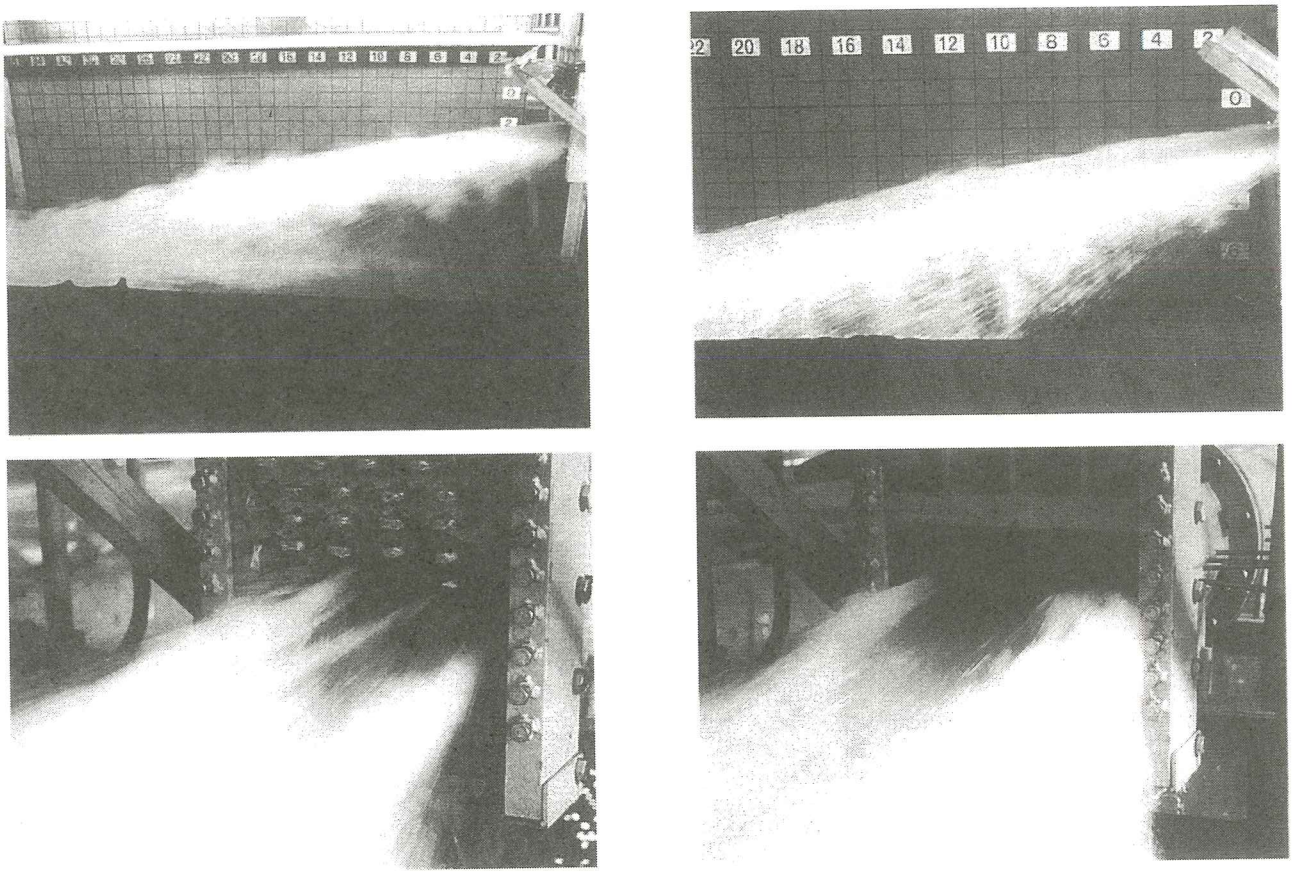
中間開度時（60％）の流況を比較して示す。小開度時の水脈は，ともに複雑であるが，開口部中心に中央を持つ流れの主たる構成要素となる主水脈，放流管とゲートリップの交点から下方に向けて放出される筋状の比較的まとまった水脈及び両者を結ぶ膜状の薄い水脈から構成されるものとして把握することができる。ゲートタイプによる違いは，筋状の水脈において明確であり，ゲートⅠでは弧を描きながらゲート中心軸（水平面上）に向かう傾向を示すのに対し，ゲートⅡでは直線的に外側に向けて放出されている。ゲートⅠでは，主水脈も中央に集中する傾向が見られており，全体として水脈が中央にまとまっている。こうした，複雑な水脈性状により，自由落下する主水脈の下側には，比較的広い範囲に亘り，膜状或いはしぶき状の水脈が存在する。

ゲート開度が大きくなるに従って，主水脈と筋状の水脈は相互に干渉するようになるが，ゲート開度が50％を超えると，下方に向かおうとする筋状水脈が主水脈に乗っかる形になり，両者が直接干渉することになる。こうした比較的大きな開度においてもゲートⅠでは，水脈は中央にまとまる傾向があり，幅方向への水脈の拡幅は小さい。一方，ゲートⅡでは，放流管とゲートリップ付近から放出される水脈はかなり外側に向かって放出され，大きな拡幅が見られている。また，水脈の乱れも大きい。従って，ゲート下流の水脈処理はゲートⅠが容易なものと考えられ，例えば水脈拡幅に対する整流の必要はないことが想定される。

今回のゲート戸溝の拡幅角は20.1度と比較的小さいものであるが，ゲートⅠでは開度80％においてしぶき状の水脈が間欠的に戸溝に衝突し，流況として問題がないと判断されるのに対し，ゲートⅡでは，開度50％程度から戸溝に水脈が当たるようになり，60％～80％では，かなり強い水脈が直接戸溝内に衝突している。従ってゲートⅡでは，戸溝の拡幅角を更に大きく取る必要があるものと考えられる。このことについては，後にも触れる。

3.2.2　水脈落下軌跡

ここでは，放流水脈中央上面の落下軌跡について検討を行う。放流水脈の自由落下軌跡は次式で表すことができる。



ゲートⅠ　　ゲートⅡ

写真－2　放流状況（ゲート開度 $G = 60\%$，$H/D = 20$ 程度）

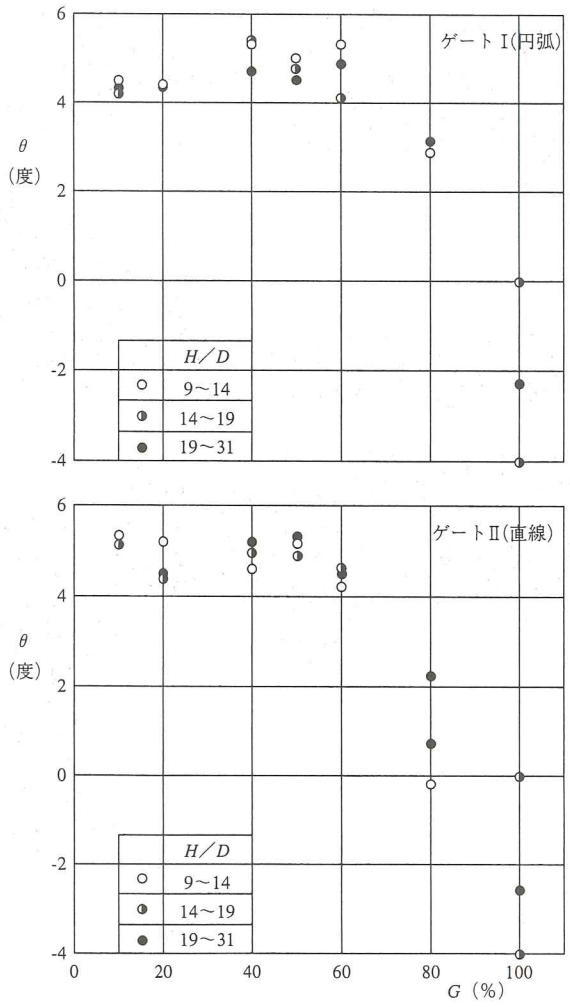
$$y = \tan\theta\, x + (1 + \tan^2\theta)\, gx^2 / 2v^2 \qquad (3)$$

ここに，x, y：それぞれ，放流点を原点とする水平及び鉛直下方の距離，θ：下向きの放出角度，v：放出点の流速である。ここで，$v = \sqrt{2gH}$ とし，上面の各観測点から θ を求め，平均した結果を図－8に示す。なお，式(3)による近似は良好であり，各観測点から求められる θ は，上流端（$x = 1.8D$）の観測点を除きほぼ一定であり，H（$= 10 \sim 20D$）による違いも見られなかった。ただし，上流端の観測点では，他の側点より若干大きくなる傾向が見られ，図の θ の算定からは除いてある。これは，ゲート直下流の縮流の影響によるものと推察される。

図より，ゲート開度10～60%では，ゲートⅠ，Ⅱともθは概ね4から5度の値となっており，これ以上では小さくなる。θはそれ程大きくなく，このゲート開度範囲では，ほぼ水平に放出されているといってよいであろう。

今回求められたθは，林ら[3]が示したものよりかなり小さい値である。林らは，ゲート開度が小さくなるに従い放出角度が大きくなるとしており，ゲート開度10%では15度程度，20～40%で10度程度の値を提示し，USBRのシャスタダムの結果と概ね一致しているとしている。図－8と異なる理由は不明であるが，林らの放出角度の検出方法は示されておらず，ゲート付近の縮流の影響が含まれていることが考えられる。落下位置を推定するのであれば，今回の解析方法が妥当であろう。ただし，上記結果はあくまで水脈上面のものであり，放出最下流点を表すものである。先にも示した通り，実際の水脈はかなり広範囲に落下する。また，小開度時に放流管出口とゲートリップ交点から放出される筋状の水脈は，かなり下向きの流れとなっているとなっている（特にゲートⅡでは，鉛直に近い角度で下方に放出されている）ので注意が必要である。

林らによれば，放出角度は，ゲート開度が20%以下になると急激に大きくなるとしている。今回10%開度未満での計測は行っていないが，開度5%及び3%の流況観察結果から見ると，落下位置はそれ程極端な増加は認められないようである。

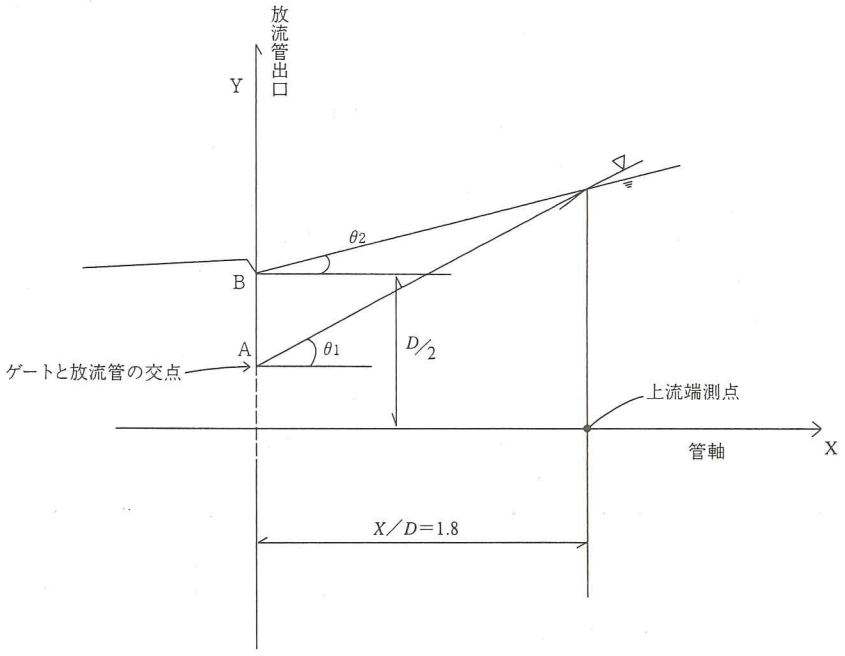


図－8　下向き角θとGの関係

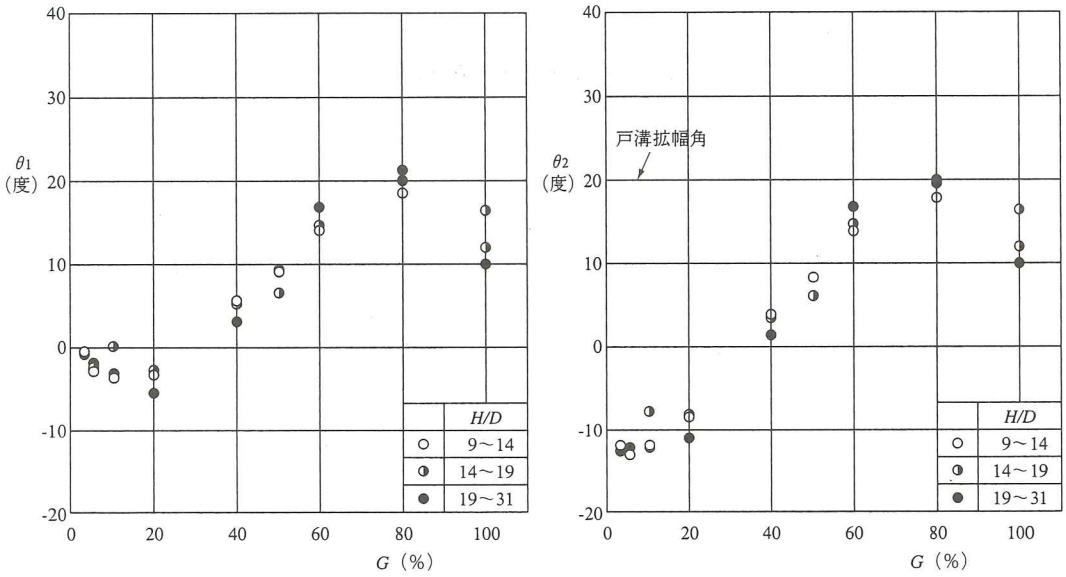
3.2.3　水脈の拡幅

3.2.1に示したように，底部が円弧のゲートIと従来型のゲートIIの最も大きな違いは，水脈の拡幅状況にあり，ここでは，具体的な拡幅角度について検討する。

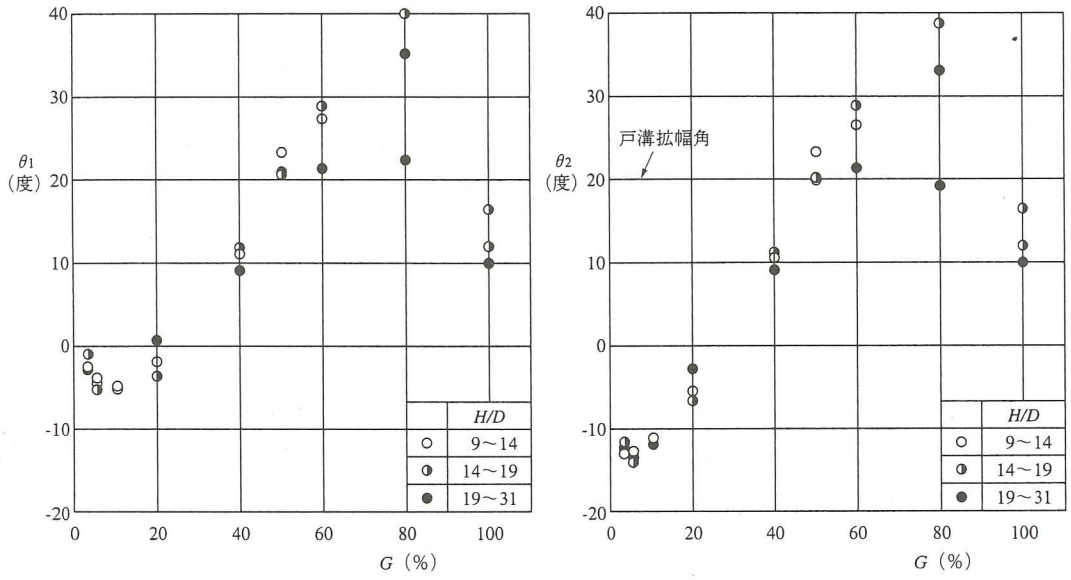
図－9に本報告での拡幅角度の定義を示す。拡幅角度は，水平面内への投影角度とし，水平方向の流下距離x＝1.8Dでの水脈側面とA，B点とを結ぶ直線が管軸となす角をそれぞれθ_1，θ_2とした。ここに点Aは，放流管出口とゲートリップ交点，点Bは放流管出口幅位置である。θ_2は，点Aを求めるのが面倒であるという設計上の便宜を考慮したもので，θ_1が実際の流れの拡幅角度を表している。水脈側面は，ゲート上方から撮影した写真上で判読しており，飛沫状の水塊外側を包絡する線を水脈側面線とした。流下距離x＝1.8Dの位置とした明確な根拠はないが，拡幅水脈は下方向きの傾向があり，これより下流では実験水路に着床してしまうこと，及びゲートに近い場合には水脈変形過程の影響が推察され，平均的な拡幅角度としての評価に問題があると考えたことによる。なお，ゲート開度が小さい場合の筋状の水脈は，ゲート直下流にて着床しており，本検討では筋状水脈の拡幅状況は捉えられていない。水平面上で捉えると90度に近い拡幅角度となり，別途のデータ整理法が必要になるものと思われる。なお，こうした筋状流れは，それ程勢いのあるものではなく，それ自体は問題にならないであろう。



図－9　拡幅角θ_1，θ_2の説明図



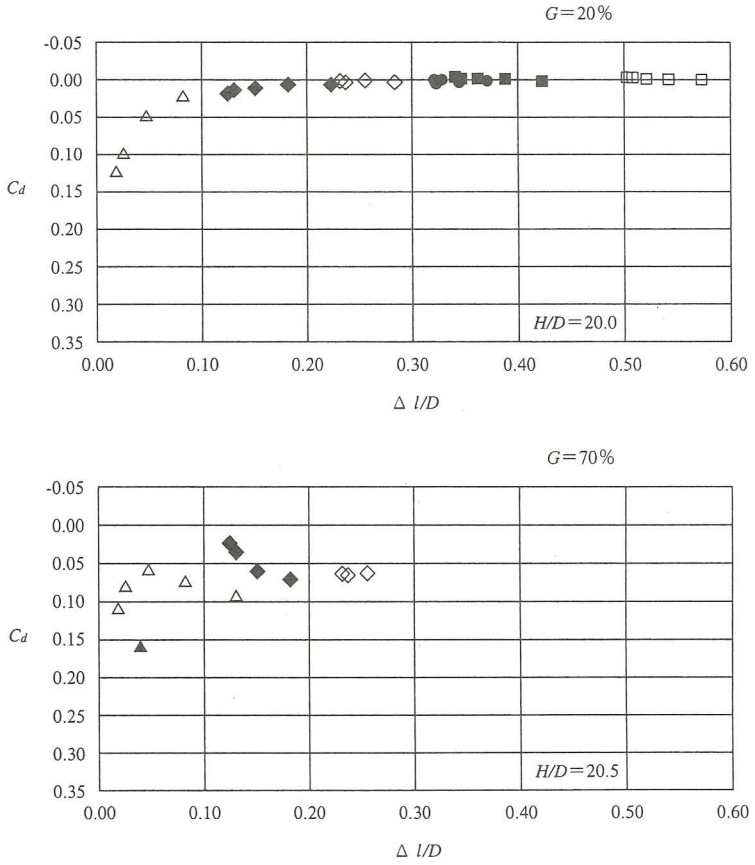
図－10　θ_1，θ_2 と G の関係（ゲートⅠ（円弧））



図－11　θ_1，θ_2 と G の関係（ゲートⅡ（直線））

図－10，11 に各ゲートの拡幅角度とゲート開度の関係を示す。図より，ゲートⅠ，Ⅱとも，ゲート開度 20％程度までは θ_1 がマイナスとなっており，拡幅ではなく縮流が生じていることが分かる。拡幅は，ゲート開度 40％以上において顕著となり，ゲートⅠとⅡの差も大きくなる。ゲートⅠでは，ゲート開度 80％程度で最も大きな拡幅角度が生じているが，その値は θ_1，θ_2 とも模型の戸溝の拡幅角度に等しい 20 度程度であり，流況観察の結果と一致する。一方，ゲートⅡでは，ゲート開度 50％において θ_1，θ_2 とも 20 度を超える結果となっており，60 ～ 80％では，30 ～ 40 度の大きな拡幅角度となっている。この状態では，戸溝内に水脈が直接衝突しており，戸溝がない場合の拡幅角度は更に大きくなることも考えられる。以上のように，ゲートⅡに比べゲートⅠの拡幅は全体として小さく，水脈が安定していることが確認される。

この他，飛沫ではなく，水塊が連続して認められる領域を主水脈と定義し，その拡幅状況についても整理しているが，ここでは省略する。主水脈の拡幅角度は，ゲートⅠでは，図－10 に示した拡幅角度とほとんど同様である。また，ゲートⅡでは，ゲート開度 40％程度以下では図－11 に示したものとほぼ同じ，50％程度以上で



図－12　C_d と Δ l/D の関係例

は差が生じ，図－10に示したゲートⅠでの値と同様の値をとっている。

3.2.4゛ゲートⅠの作用圧力

図－12に，例として G＝20％及び70％の場合について，次式で定義した圧力降下係数を示す。

$$C_d = 1 - (p/\gamma + z)/H \qquad (4)$$

ここに，$p/\gamma + z$ は測点のピエゾ水頭である。図には H/D＝20程度のものを示したが，C_d の H/D による変化は，これまで見てきた流量係数等と同様に小さく，H/D によらずほぼ一定と考えてよい。また，図中の Δl は，底部円弧の半径方向に測ったゲートリップからの距離であり，今，G＝20％の場合を見ると，Δl が大きくなると C_d はほぼ0，つまり圧力の降下はほとんどないこと，Δl が小さくなるに従って，圧力降下が大きくなり，リップでの大気圧条件へとスムーズにすりついていることが分かる。G＝50％以下の分布形状は20％の場合とほぼ同様である。ただし，ゲート開度が大きくなるに従ってリップ付近の圧力降下量，降下領域が大きくなる傾向があり，G＝60％になると，ゲート全体が降下領域になる。

ゲートの接水面積が小さくなる G＝70％では，ゲート接水面全体に同程度の圧力降下が生じている。ゲートリップからやや離れたところで，圧力降下が顕著な点が見られるが，これは放流管出口とゲートリップ交点に近い測点であり，流線の曲がりが大きいことが推察される。G＝80％での状況も70％の場合と同様である。

ゲートⅠへの作用圧力分布は，ゲート開度が大きい場合の放流管出口とゲートリップ交点付近に局所的圧力降下が見られるが，この部分の降下量もそれ程大きくはなく，全体としては，スムーズで安定した分布を示しているといってよいであろう。

4. ま と め

ゲート底部を円弧とした場合と従来型のJFGの水理特性調査を行い，両者を比較検討した。両者の比較を念頭に，主たる結果を以下に示す。

1)　同じゲート開度における放流量は，円弧形状のものが小さく，小流量放流時のゲート開度を大きくすることができる。但し，減少量は5％開度で2割程

度でありそれ程大きくない。

2) 放流水脈は，円弧形状のものが，拡幅が小さく安定している。また，乱れも少ない。拡幅状況の差はゲート開度が50％程度以上で顕著であり，ゲート戸溝を水脈の直接の影響を避けるよう拡幅するものとすると，円弧形状では実験を行った20度程度の戸溝の拡幅で十分であるが，従来型では，30～40度程度以上の拡幅が必要である。

3) 放流水脈上面自由落下軌跡の下向き角度に両者の差は見られず，10～60％開度でも4～5度の比較的小さい角度である。

水理的には全般的に円弧形状が優れているといってよい。円弧の設置により，ゲートの下方への突き出しが必要になるが，実験の結果から戸溝の拡幅幅を小さくでき，ゲート幅を小さくできることも示されている。また，JFGで通常設けられる整流管についても，側方への拡幅水脈に対する配慮は必要のない可能性があり，今後検討していく必要があろう。

5. おわりに

ジェットフローゲートのゲート底部を円弧とした場合の水理特性について，従来型のものとの比較実験を行った。円弧を設けた場合の流況は，直線のものと比べかなり改善されており，安定した放流が得られるとともに，戸溝拡幅角の縮小，整流管ライニング範囲の縮小などの構造的な効果も得られるようである。今後の発展に期待したい。

本実験を進めるに当たり，東北地方整備局摺上川ダム工事事務所の職員の方々には多大な助力を戴いた。記して謝意を表します。

参考文献

1) 黒田満穂，宮崎重雄，山本博士，石山浩司：改良型ジェットフローゲートの水理特性に関する研究－その１－，水門鉄管，No. 197，1999

2) 柏井条介，宮脇千晴：オリフィスの水理特性，ダム技術，No. 110，1995

3) 林　栄港，上田幸彦，西村敬一：ジェットフローゲートの水理特性に関する実験的研究，土木学会第21回水理講演会論文集，1972

ジェットフローゲート放流水脈の整流方法と給気量

（株）栗本鐵工所　正会員　大澤　信哉
独立行政法人　土木研究所　正会員　柏井　条介

1．はじめに

ダム・堰施設技術基準（案）の解説では、ジェットフローゲート（以後 JFG）整流管の規模は、管径は放流管出口径の 1.2 倍以上、長さは 5～10 倍とされているが、水理量との関係が明らかでない問題がある。また、JFG 整流管に設けられる給気管の需要給気量は放流量の 0.8 程度とされているが、整流管の形状等が考慮に入っていないため、現実の需要給気量と開きがある場合もみられている。そこで、本研究では、作用水頭に応じた整流管規模の設定方法を求めるとともに、適当な整流管を設けた場合の給気特性について調査した。

2．実験概要

JFG模型は、口径φ140mmのものを用い、JFGは水平に設置し、JFG 下流の整流管は、1：100の傾斜管を用いた。整流管は、円形断面であり、実験ケースを表１に示す。給気管は、給気抵抗を極力減らすため呑み口形状をベルマウス型とし、給気管径が給気量に及ぼす影響を調べるため、給気管と整流管の接続部にフランジを設け、内径を調整した。給気量は、給気管の中途に断面積比64%のベンチュリ管を設け、断面収縮部との差圧を測定して求めた。いくつかのケースについて風速測定による給気量との比較を行ったが、両者がよく一致することを確認している。なお、整流管始端上部にピエゾ管を設け、ゲート直下の空気圧（差圧）を測定した。模型は透明のアクリル製模型である。

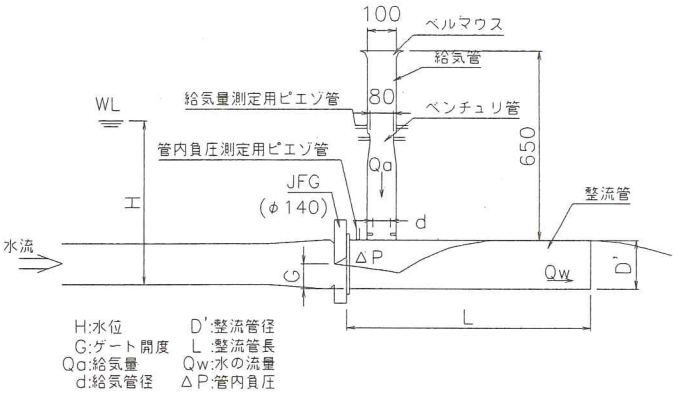


図１　実験模型

表１　模型寸法

模型	整流管径	整流管長	給気管径
A1	1.2D	5D'	25,50,75,100
A2		7.5D'	25,50,75,100
A3		10D'	25,50,75,100
A4	1.57D	5D'	25,50,75,100
A5		7.5D'	25,50,75,100
A6		10D'	25,50,75,100
A7	2.0D	5D'	25,50,75,100
A8		7.5D'	25,50,75,100
A9		10D'	25,50,75,100

単位 mm

3．実験結果

整流管の整流効果の判定は、放流規模等の使用条件により異なることが考えられるが、流況観察の結果、①整流管内を這い上がって両側の水脈が上方で互いに衝突する場合で、この衝突が整流管下流で生じている場合、②整流管を這い上がった両側の水脈が衝突しない場合で、這い上がり水脈の飛散成分が整流管上方に向かって放出される場合に、整流管下流での飛散水脈の領域が大きくなることが明らかになった。そこで、本実験ではこれら流況の生じない整流管規模を求め、これを必要規模とした。上記流況は、ある整流管規模に対し水位を大きくすることで生じるものであり、図２に求められた整流管規模と H/D の範囲を示す。

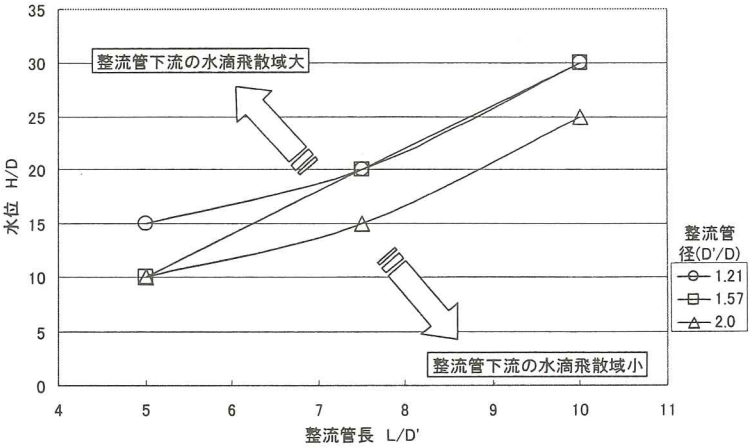


図２　整流管規模と H/D

キーワード　ジェットフローゲート，整流管，給気管，給気量，負圧
連絡先　〒105-0004　東京都港区新橋４丁目１番９号　（株）栗本鐵工所　企画開発部　ＴＥＬ03-3436-8332

図より、D'/D が小さいほどまた L/D が大きいほど H/D の限界値は大きくなることがわかる。整流管径が小さいほど大きい H に対応可能なのは、整流管径が小さいほど管内での水脈衝突が起こりやすく整流効果が高くなるためである。ただし、JFG の構造上、整流管の径はあまり小さくできず、D'/D=1.2 程度が最小値になると思われる。図３は放流水脈の形状を放物運動に準ずるものとして計算し、その結果を用いて図 2 の境界状態における整流管内への水脈の衝突の状態を整理したものである。図から、整流管径が小さいほど b/a が小さくとも整流できていることがわかり、水脈衝突による整流効果が高いことがわかる。なお、D'/D=1.21 の場合 b/a<1 であり一部水脈が整流管を飛び越えているが、整流管内へ落水し流向変向された水脈が整流管を飛び越えた水脈と相互に干渉することで、整流管吐口からの水脈はほぼ水平に放出されることを確認している。

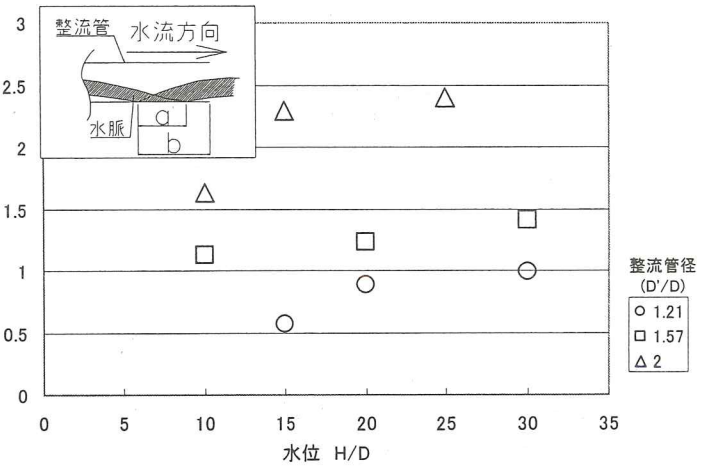


図３　整流管への落水位置

図４に給気量と管内負圧の関係を給気口径及びHをパラメータにして示す。なお、①ゲート全開時が最も給気量が大きいことを確認しており全開時のデータを、②図５に示したとおり整流管長の給気量への影響は小さいため、全整流管長の実験データを区別せずプロットした。図から、D'/D が 1.57,2.0 の場合、H/D が同じであれば、D'/D が大きいほど給気量・管内負圧ともに小さくなっており、整流管吐口からの吸気量の増大によるものと思われる。D'/D=1.21 の場合で、d/D が小さい場合には同様の傾向がみられているが、d/D が大きい場合には、むしろ小さい結果となっている。この理由は明らかではないが、整流管口径が小さいことにより連行空気量そのものが小さくなっている可能性がある。D'/D=1.21 では d/D による圧力変化が大きく d/D が小さい場合には、給気量や管内負圧がかなり大きくなっている。図中の給気量 0 のデータは、給気孔を閉じた場合の管内負圧であるが、給気孔がある場合に発生する管内負圧よりかなり大きな値を発生しており、給気管による管内負圧の抑制力が大きいことがわかる。

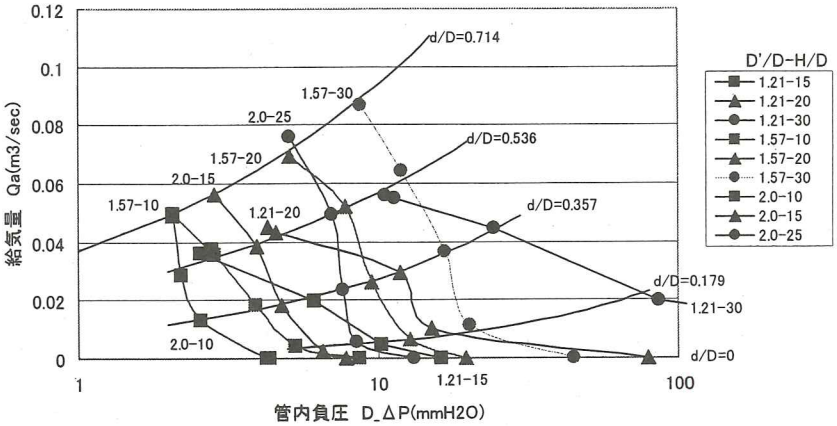


図４　給気量と管内負圧

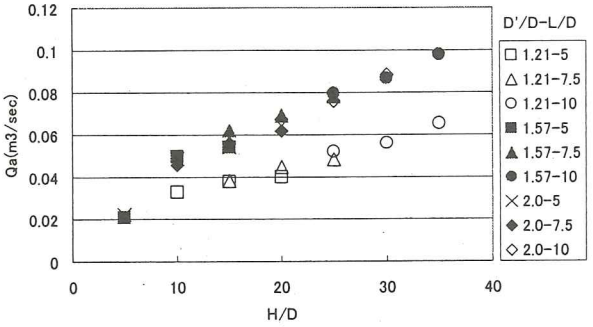


図５　整流管長と給気量

4. まとめ

1)整流管口径比が小さいほど整流効果は高い。

2)整流管口径比が 1.57,2.0 の場合は、口径が大きいほど管内負圧は低下する。

3)整流管口径比が 1.21 の場合は、d/D による変化が大きく d/D が小さいと大きな負圧が発生する。また、大きな d/D では、整流管口径比が 1.57,2.0 の場合と同程度である。

◆報　文◆

整流管付きジェットフローゲートの給気量

柏井条介* 大澤信哉**

1. はじめに

本報告の対象とするジェットフローゲート（以下JFGと称する）は、円形放流管下流端に設けられた止水用のコニカルノズルと流量調節用のスライドゲートにより構成されるゲートをいう（図－1参照）。コニカルノズルは、放流管側の水圧により下流に移動してスライドゲートに押し付けられる構造となっており、高水頭時の止水性に優れることなどから、ダムの流量調節用ゲートとして、わが国で多く用いられてきている。

ジェットフローゲートのゲート半開時の放流水脈は、下方向きかつ両側に広がる傾向がある。このため、ゲート下流に十分大きな空間が無い場合には、放流水脈は何れかの開度で周辺構造物や護岸に衝突飛散する結果となる。こうした周辺構造物等への水脈の衝突・飛散を避けるため、ゲート下流に整流管を設け、放流方向を規制する場合が多い。

ダム・堰施設技術基準マニュアル（案）（以下、マニュアル（案））の解説によれば、整流管は管口径をゲート口径の1.2倍以上、管長は5～10倍とされている。実際の整流管は流向を変えるために管を曲げる場合もあり、様々な形状が用いられているが、何れにしても、整流管と放流水脈の間隙は比較的小さい。このため、放流水脈の振動やキャビテーションの原因となる有害な圧力降下を生じないよう給気管が設けられる。

マニュアル（案）の解説では、必要給気量は、ゲート形式によらず放流量の0.8倍とされているが、本来は水理量やゲート形式を始めとする様々な因子により変化するものであり、極めて経験的な設定となっている。

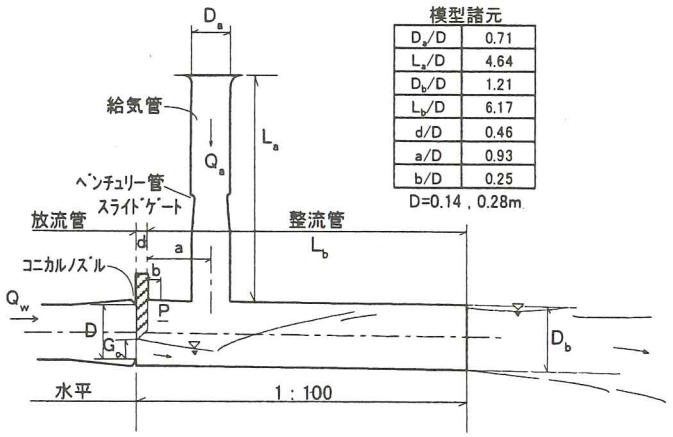
経験的な設定である理由として、高速水流が空気を取り込むという空気連行現象の複雑さを挙げることができる。通常の水理施設であれば、模型実験による系統だった検討を実施し、適切な水理設計手法を提示することができるが、空気連行現象では、現象の相似性が明確でない問題がある。このため、旧土木研究所で実施した比較的大規模な模型での実験結果[1]や現地観測の限られたデータをもとに0.8の値が設定されている。

こうした状況に鑑み、今回、JFG整流管内への給気量を対象に、幾何学的に相似で大きさの異なる2種類の模型を用いた実験を行い、支配パラメーター等を検討したのでここに報告する。

2. 実験概要

図－1に実験を行った模型の概要を示す。実験は、ゲート口径D＝0.14及び0.28mの幾何学的に相似で大きさの異なる2種の模型を用いて行った。整流管径D_b、整流管長L_bはマニュアル（案）の推奨値を参考に設定しておりD_b/D＝1.21、L_b/D＝6.17である。また、給気管径D_aは、十分な給気が可能なものとして既往実績を踏まえD_a/D＝0.71とした。給気管長L_a/D＝4.64である。

実験では、ゲート開度及び放流量を変化させて給気量を計測するとともにゲート直下流における整流管上面（点P）の圧力を測定した。給気量は給気管内に設けたベンチュリー管を用いて計測しており、ベンチュリー管及び点Pの圧力測定には差圧計を用いた。



図－1　模型概要

Air Supply Volume for Jet-Flow Gate with Training Liner Pipe

表-1 実験ケース一覧表

ケース	口径 D (m)	ゲート開度 G_0/D	放流量 Q_ω (m^3/s)	給気量 Q_a (m^3/s)	P点圧力 P_p/ρ_{ag} (m)	放流水脈 フルード数 Fr_ω	放流水脈 レイノルズ数 Re_ω	放流水脈 ウェーバー数 We_ω	Q_a/Q_ω
1－1	0.28	1	0.465	0.258	－45.5	4.56	20.9×10^5	468	0.55
－2			0.658	0.405	－136.2	6.45	29.6×10^5	663	0.62
－3			0.805	0.520	－244.6	7.89	36.2×10^5	811	0.65
－4			0.930	0.611	－434.7	9.12	41.9×10^5	937	0.66
－5		0.75	0.346	0.183	－16.7	4.87	14.5×10^5	375	0.53
－6			0.489	0.302	－25.6	6.88	20.5×10^5	530	0.62
－7			0.599	0.384	－30.8	8.43	25.1×10^5	649	0.64
－8			0.692	0.479	－38.0	9.74	29.0×10^5	750	0.69
－9		0.5	0.203	0.129	－12.7	5.94	9.6×10^5	305	0.63
－10			0.287	0.231	－16.3	7.96	12.9×10^5	409	0.81
－11			0.351	0.318	－19.5	9.73	15.8×10^5	500	0.91
－12			0.406	0.402	－23.2	11.80	19.2×10^5	606	0.99
－13		0.25	0.074	0.087	－5.9	7.42	4.3×10^5	191	1.18
－14			0.105	0.139	－9.7	10.53	6.0×10^5	270	1.32
－15			0.129	0.190	－10.7	12.94	7.4×10^5	332	1.47
－16			0.149	0.230	－12.6	14.94	8.6×10^5	384	1.55
2－1	0.14	1	0.082	0.0376	－2.60	4.55	7.4×10^5	234	0.46
－2			0.116	0.053	－14.74	6.43	10.4×10^5	330	0.46
－3			0.142	0.0819	－35.14	0.88	12.8×10^5	405	0.58
－4			0.164	0.0986	－53.35	9.10	14.8×10^5	467	0.60
－5		0.75	0.061	0.0205	－0.54	4.87	5.1×10^5	187	0.34
－6			0.086	0.0372	－1.77	6.85	7.2×10^5	264	0.43
－7			0.106	0.0499	－2.95	8.44	8.9×10^5	325	0.47
－8			0.122	0.0605	－4.59	9.71	10.2×10^5	374	0.50
－9		0.5	0.036	0.0180	－0.32	5.65	3.2×10^5	145	0.50
－10			0.051	0.0324	－0.91	8.00	4.6×10^5	205	0.64
－11			0.062	0.0462	－2.31	9.73	5.6×10^5	250	0.75
－12			0.072	0.0579	－3.17	11.29	6.5×10^5	290	0.80
－13		0.25	0.013	0.0110	－0.08	7.38	1.5×10^5	95	0.85
－14			0.019	0.0230	－0.42	10.78	2.2×10^5	138	1.21
－15			0.023	0.0329	－0.78	13.05	2.7×10^5	168	1.43
－16			0.026	0.0390	－1.29	14.75	3.0×10^5	189	1.50

実験ケースを表-1に示す。放流量は放流管出口でのH/D＝15～60（H：総水頭）の範囲で設定しており、表中の各種無次元パラメーターについては、以降に述べる。

3. 次元解析による無次元パラメーターの設定

空気連行現象についての運動方程式等に基づく解析の試みは幾つかあるが[2]、現象の複雑さから十分なモデリングがなされていないのが現状である。ここでは、実験結果の整理に当たり、まず次元解析により検討を行う無次元パラメーターを設定することとする。

給気量に関わる現象をfで表すと、fは次式で表される。

$$f = f\,(\text{給気管形状,整流管形状},\ D,\ Ga,\ Qw,\ Q_a,\ \rho_\omega,\ \rho_a,\ \nu_\omega,\ \nu_a,\ g,\ T) = 0 \qquad (1)$$

ここに、G_a：ゲート開き、Q_ω：放流水量、Q_a：給気量、ρ_ω、ρ_a：それぞれ水及び空気の密度、ν_ω、ν_a：それぞれ水及び空気の動粘性係数、g：重力加速度、T：表面張力である。このほか、壁面粗度等も関連パラメーターとして考えられるが、こ

こでは、主たる因子を考えることとして省略した。

式（1）において、本実験では給気管形状、整流管形状は一定であり省略する。更に、給気量が放流水の状態のみで決まっているものと仮定し（給気管形状を省略したことにもなる）、空気の物性値に関するパラメーターを省略すると、残るパラメーターは8個である。π定理より無次元パラメーターは5つ抽出され、次式を得ることができる。

$$Q_a/Q_\omega = h\ (G,\ Fr_\omega,\ Re_\omega,\ We_r) \qquad (2)$$

ここに、G：ゲート開度＝G_a/D、Fr_ω：フルード数＝$v_\omega/\sqrt{gG_a}$、Re_ω：レイノルズ数＝$v_\omega G_a/\nu_\omega$、We_ω：ウェーバー数＝$\sqrt{v_\omega^2 G_a/(T/\rho_\omega)}$ である。v_ωは、流量Q_ωとゲート開きG_aの関数として表されるゲート位置での平均流速であり、ここでは、流量に換わるパラメーターとして用いて整理した。

ここで、以下の検討に先立ち、上記で用いた給気量が放流水の状態のみで決まるという仮定の意味について確認しておく。

給気は放流水が空気を取り込みつつ流下することにより生じる訳であるが、空気が取り込まれることにより給気管及び整流管内には複雑な空気の流れが生じる。給気量が放流水の状態で決まるという意味は、水流により連行される空気量がこうした空気の流れの影響を受けないということを仮定したことになる。こうした仮定が成立しない場合として、整流管内の空気圧が大きく低下し、放流水脈形状が変化してしまう場合が考えられる。空気流が非常に速い場合や、空気流において非常に大きなエネルギー損失が生じる場合にこうした空気圧の低下が想定され、上記仮定がある程度成り立つためには、今回の実験条件がこうした大きな圧力降下を生じない範囲にある必要がある。

このことの完全な証明は今回実施していないが、ゲート直下流の点Pにおける圧力降下量は、ゲート位置の全水頭に対し3％（－0.52m水柱）以下と小さく放流水脈の性状を変えるものではないと考えてよいであろう。また、D＝0.14mの模型では、給気管の下流端（整流管との接続位置）付近に口径の異なるオリフィスを設けた実験を別途実施しているが、オリフィス口径を0.105mと小さくしても給気量はほとんど変わらないこと、0.07m以下とするとかなり小さくなることが確認されている。このことからも、今回の給気管径は十分大きく、放流水脈が連行する空気が十分給気されていると考えて良いものと思われる。

4. 実験結果

4.1 ゲート開度Gと給気量Q_aの関係

図-2に、ゲート開度と給気量の関係を示す。図は、ゲート位置でのH/Dが同じケースについてゲート全開時の給気量を1として作成したもので、比較のため実施設での現地観測結果についても併せて示してある[3),4)]。現地観測における給気管等諸元を表-2に示す。

図より、実験結果は、ゲート開度に概ね比例して給気量が変化している。実測値についても岩屋ダムを除き実験値と同様の傾向を示しており、給気量は主としてゲート開度が大きい場合を対象に検討すれば良いことが分かる。

岩屋ダムのケースは、かなり様相を異にしており、ゲート開度が0.3以下の小さい場合を除き、半

表-2 実測ゲート等の諸元

ダム	ゲート口径 D(m)	空気管径 D_a(m)	空気管長 L_a(m)	整流管径 D_b(m)	貯水位とゲート中心の標高差 (m)
岩屋	1.86	1.00	47.0	2.30	73.0
美田	0.50	0.205	8.5	0.63	20.2
生見川	1.00	0.45	35.1	1.5	36.6

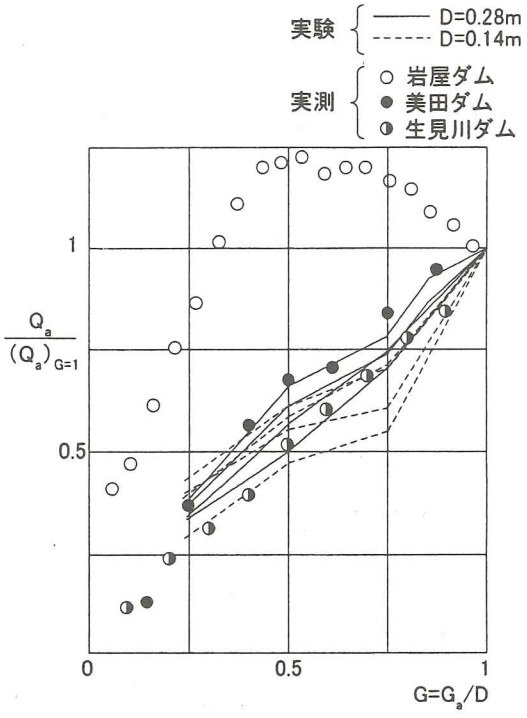


図-2 ゲート開度Gによる給気量の変化

開時の給気量が全開時より大きく、$G = 0.5$付近で最大値を生じている。この理由は明らかではないが、給気管からの給気が十分でなく、ゲート開度が大きくなるに従って給気不足の影響が大きくなったものと思われる。十分な給気がなされた場合には、より大きな給気量になったことが推察される。

4.2 無次元パラメーターの関係

ここでは、式（2）に基づきQ_a/Q_ωと各種無次元パラメーターの関係を調査する。

図-3，4，5にそれぞれQ_a/Q_ω、Gと$F_{r\omega}$、$R_{e\omega}$、$W_{e\omega}$の関係を示す。図の黒丸が$D = 0.14$mの模型、白丸が$D = 0.28$mの模型での値を示している。

従来、放流管のQ_a/Q_ωを表す式として、フルード数をパラメーターとするものが多く提案されてきているが[5]、図-3より同じ$F_{r\omega}$でも模型規模が小さいとQ_a/Q_ω値も小さくなっており、$F_{r\omega}$のみの表現では不十分であることが分かる。また、$R_{e\omega}$との関係を見ると、全般に模型規模が小さい程同じ$R_{e\omega}$でのQ_a/Q_ωが大きい傾向がある。

今回のパラメーターの中で模型規模による差が最も小さいのは$W_{e\omega}$であり、特に$G = 1.0$、0.75でのQ_a/Q_ωと$W_{e\omega}$の関係は、模型規模によらずほぼ同じ曲線上にある。一方、Gが小さい場合には、模型規模の影響が見られており、模型規模が小さい程同じ$W_{e\omega}$でのQ_a/Q_ωが大きくなっている。この理由は明らかではないが、Gが小さいと放流水脈の拡幅や下方向きの傾向が顕著になるなどの影響が考えられる。即ち下方向き、或いは拡幅した放流水脈は整流管に衝突し飛散する傾向があり、空気と水の界面での特性を表す$W_{e\omega}$とともに、流れの飛散状況を表す$F_{r\omega}$など他のパラメーターの影響が顕著になることが考えられる。

ここで、$W_{e\omega}$による相似を考えると、模型での使用流体を変化させない限り、縮尺実験での再現

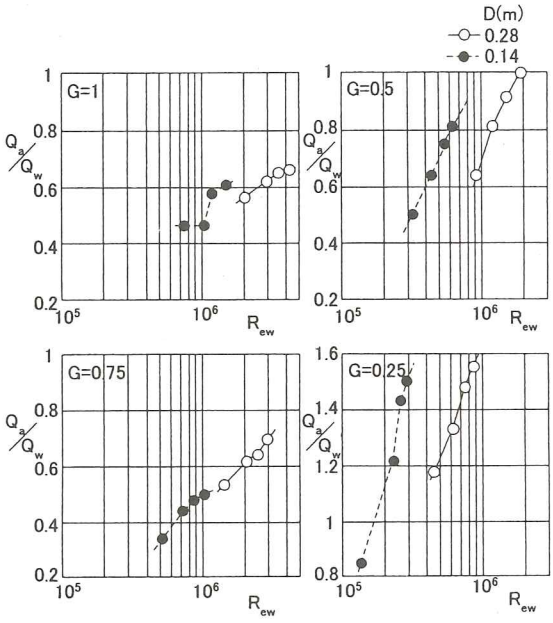


図-4　Q_a/Q_ωとレイノルズ数$R_{e\omega}$の関係

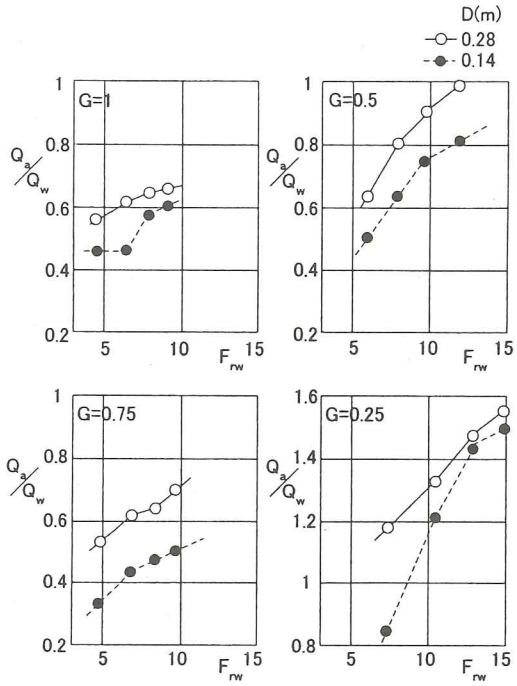


図-3　Q_a/Q_ωとフルード数$F_{r\omega}$の関係

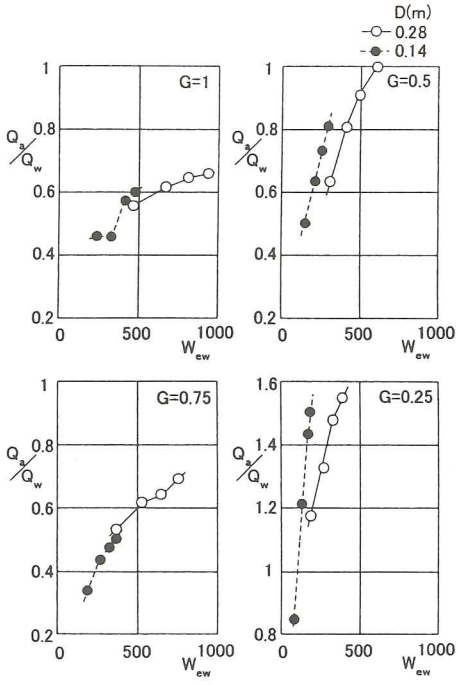


図-5　Q_a/Q_ωとウェーバー数$W_{e\omega}$の関係

ができないことになる。このことははなはだ不自由である。ここでは、試みとして実験結果を外挿して推定する場合を検討してみる。

図-5より、いずれのGにおいてもWe_ωが大きくなるに従ってQ_a/Q_ωの増加率が減少することが分かる。そこで、Q_a/Q_ωとWe_ωの関係について次の式形による近似を行う。

$$Q_a/Q_\omega = a We_\omega^{\,b} \qquad (3)$$

ここに、a, b：定数であり、最小2乗法で求められた値を表-3に示す。なお、模型規模の影響が見られた$G=0.5$, 0.25の係数は$D=0.28$mのデータのみから求めている。上式により実験結果はよく近似されており、これを用いてより大きいWe_ωでの値を外挿し実測値との比較を行ったのが図-6である。

図より、式（3）による外挿値は実測値より大きめの値を与える傾向があるが、先に述べたように、We_ωの大きい岩屋ダムの実測値は、ゲート開度が大きい場合には、給気システムの影響により給気量が減少している可能性がある。このことを考慮すると、特に給気量が問題となるゲート開度の大きい部分での外挿値は、放流水脈の性状を変えない十分な給気を行った場合の給気量を、ある程度表しているといってよいであろう。参考までに図-2の$G \leqq 0.5$のデータを直線近似して求めた$G=0.75$, 1のQ_a/Q_ω値を（○）に示す。外挿値により近い値となっており、特に$G=0.75$の値はほぼ一致する。なお、先に述べたように、$G=0.5$, 0.25の場合はWe_ω以外のパラメータの影響が考えられ、全般に実測値は外挿値よりかなり小さい。

表-3 a, b値

G	a	b
1	0.10	0.28
0.75	0.026	0.50
0.5	0.016	0.65
0.25	0.145	0.40

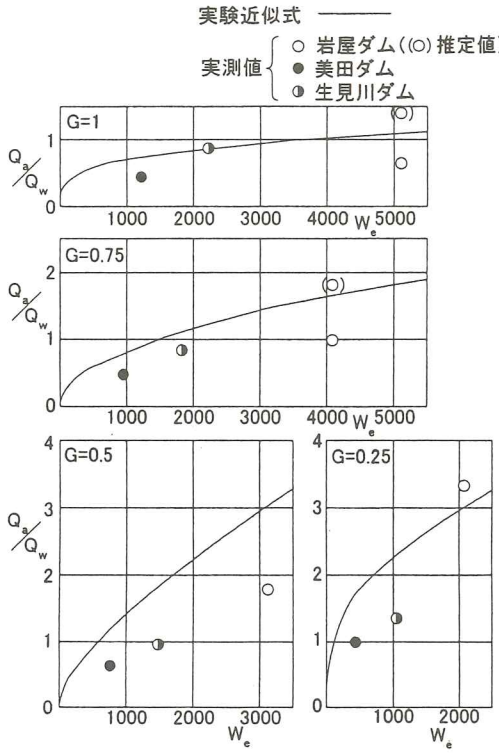


図-6 実験近似式と実験値の関係

4.3 ゲート直下流の圧力

4.2では給気量が放流水脈により決まるものとして議論を進めた。一方、ゲート直下流の点Pでの圧力降下は空気流の結果として生じ、4.2の無次元パラメータとは別のパラメータにより支配されると考えられる。ここでは、放流管等の管内圧力分布でよく用いられている次の圧力降下係数C_dにより点Pの圧力を検討する。

$$C_d = \frac{H-(Z+p_p/\rho_a g)}{v_a^2/2g} \qquad (4)$$

ここに、H：給気管入り口の総空気柱＝0、Z：給気管と当該点の標高差＝$-L_a$、v_a：代表流速であり、代表流速としてここでは給気管の平均流速を用いる。ベルヌーイ式から類推すると、式（4）の分子は、給気管入り口から当該点に至る間に生じるエネルギー損失及び当該点でのエネルギーの流速への変換量を表している。放流管に関する既往の実験結果によればこのうち流速への変換量は$v_a^2/2g$に比例するものと考えられる。エネルギー損失についても同様に$\alpha v_a^2/2g$の式形で表されるものと考えられるが、壁面摩擦損失の傾向から推察されるように、αはレイノルズ数$Re_a = v_a D_a/\nu_a$の関数となることが予想される。そこで、ここでは、C_dとRe_aの関係を調査することとした。

図-7に結果を示す。図より、模型規模によらず同様の傾向を示しており、上記の整理方法の有用性が確認される。

ゲート開度が0.75以下では、ゲート開度が大きいほどC_dも大きくなる傾向があるがその差は小

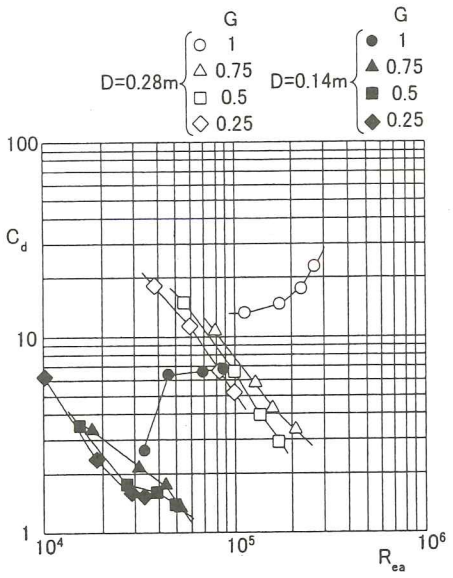


図-7 C_dとレイノルズ数R_{ea}の関係

さく、全体としてR_{ea}が大きくなるに従ってC_dが小さくなる傾向を示している。この傾向は、摩擦損失係数の傾向と同様であり、主としてエネルギー損失の変化により生じているものと思われる。一方、ゲート全開時の傾向は逆にR_{ea}が大きくなるに従ってC_dも大きくなっている。この理由として、ゲート全開時には整流管と放流水脈の間隙空間が小さいことが考えられる。即ち、空気連行により増大した流積により、空隙が更に狭まり、点P付近の空気流の流速が大きくなったものと推察される。今回の整流管径は、ゲート直下流の圧力降下を完全に防止するという意味ではやや小さい規模というべきかもしれない。

C_dは模型規模の影響を受けており、模型規模が小さい場合の圧力降下量が小さくなっている。この理由は明確ではない。模型材質は、D = 0.28mの模型がペイント塗装の鋼製、D = 0.14mの模型がアクリル製であり、壁面粗度が異なっていることなどが考えられる。

5. おわりに

JFGの給気量について、幾何学的に相似で模型規模が異なる2種の模型を用いた実験を行った。放流水脈の空気連行量に見合う十分な給気が行われていることを念頭に、主な結果をまとめると次の通りである。

(1) 給気量はゲート開度に概ね比例して変化する。

(2) Q_a/Q_ωは、従来行われているフルード数のみをパラメーターとする方法では適切に表すことができず、他の無次元量（We_ω, Re_ω）による模型規模の影響を受ける。

(3) Q_a/Q_ωに対し模型規模の影響の最も小さかったパラメーターはウェーバー数であり、式(3)の近似式で外挿することで、ゲート開度が小さい場合を除き、実施設の給気量を概略推定することができる。

(4) ゲート直下流の圧力特性は圧力降下係数とレイノルズ数の関係で整理され、ゲート半開時には給気管でのレイノルズ数が大きくなるほど小さくなり、エネルギー損失の影響がみられる。ゲート全開時にはレイノルズ数の増加により圧力降下も増大しており、1.2D程度の整流管径では、整流管規模の影響があるものと推察される。

今回は、給気管、整流管を固定した実験であり、給気管の設計方法を確立していくためには、今後更に実験、実測のデータを蓄積していく必要がある。その際、必要給気量の概念についても明らかにしていく必要があると思われる。今回の実験は給気が十分行われていることを念頭に実施したが、ゲート直下流でのある程度の圧力降下を許容すればこうした給気に必ずしもこだわる必要はないであろう。

参考文献

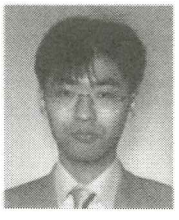
1) 中澤顕治、五十川政志：ジェットフローゲートの水理特性に関する試験報告，土木技術資料，Vol.19, No.3, 1977.
2) たとえば、高須修二、中澤顕治、村岡敬子、井熊均：ダム放流管における空気連行流の特性，土木技術資料，Vol.28, No.10, 1986.
3) 戸田五郎、三浦真治、吉田治：岩屋ダム放流管用ジェットフローゲートの放流実験，水門鉄管，No.109, 1978.
4) 与口正敏、巻幡敏秋、西原徹、松田定夫、井口理一郎：生見川ダム選択取水設備の放流実験，日立造船技報，Vol.45, No.2, 1984.
5) 高須修二：ダムと貯水池における気液二相流，ダム技術，No.75, 1992.

柏井条介*



独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム水理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

大澤信哉**



（前　独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム交流研究員）
Shinya OHSAWA

【技術研究】

一枚扉型引張ラジアルゲートの水理特性

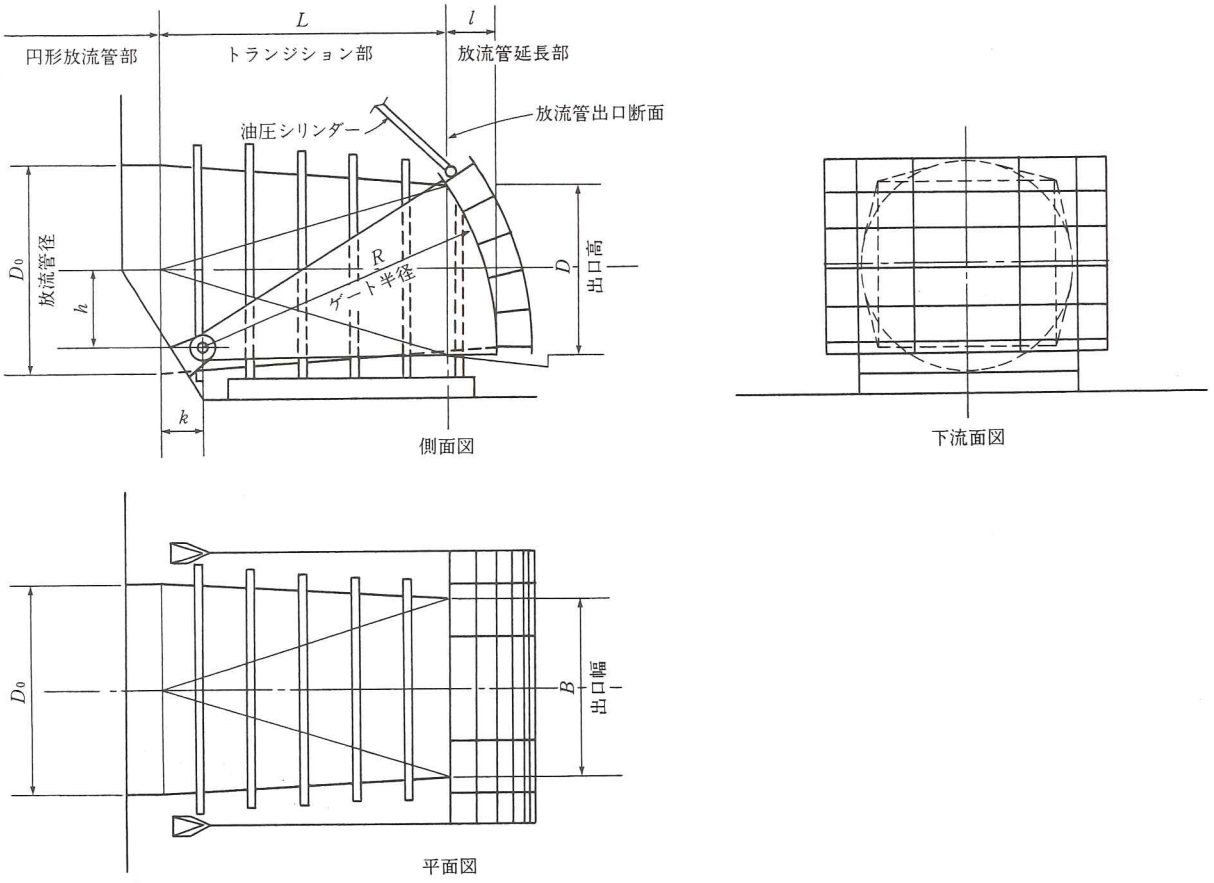
国土交通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*
〃　櫻井寿之**

キーワード　ダムゲート，放流量，圧力

1. はじめに

本報告の対象とする引張ラジアルゲートを図－1に示す。引張ラジアルゲートは，接水面が凹な円弧形状のスキンプレートをもち，放流管出口上流に位置するトラニオンピンを中心とする回転運動にてゲートが移動するもので，水圧の伝達を板構造の部材にて行うものである。従来のラジアルゲートに対し，部材への主たる作用力が引張力であることから引張ラジアルゲートと呼ばれている。この名称は，工学的に確立したものではないが，わが国では新しい形式のゲートであり，関係者間の通称として用いられている。従って，本報告では，引張ラジアルゲートの名称を用いることとする。

座屈を考えると，鋼材は圧縮より引張りに強い部材で



図－1　一枚扉型引張ラジアルゲート

* 室長
** 研究員

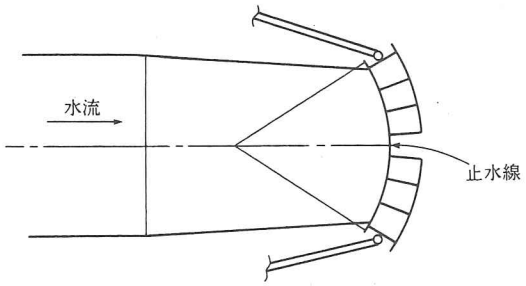
あり，引張ラジアルゲートは，その特徴を生かした経済的なゲートとして期待されている。種々の条件に対する経済性については，今後の課題であるが，管寸法が2m程度の放流管での比較では，かなりの経済性を期待できる結果を得ている[1)]。また，従来型ゲートでは，扉体および脚柱の設置・移動のため，放流管出口下流に大きな空間が必要であったが，引張ラジアルゲートでは，荷重伝達板の移動空間が放流管側部の小さい空間で済み，コンパクトな空間配置が可能である。

引張ラジアルゲートの原型は，アメリカ開拓局にあるが，これは図－2に示すような2枚扉ものであり，全閉時には放流管出口中央にて2枚の扉が合わさる構造となっている[2)]。これに対し，本報告で対象とするのは，新たに開発した1枚扉のものであり，2枚扉と比べ次の長所を挙げることができる。

1) ゲート部分開時の放流水脈の幅方向への拡がり，しぶき状の水脈の乱れが小さく水理的に安定している[3)]。
2) 放流管側に設けられる連続ゴムによる水密がなされ，水密構造が単純・確実である。
3) 開閉装置数が少なく，2枚扉で必要になる開閉装置の同期の必要性がない。また，閉方向が重力の方向と一致し，全閉時の休止は休止台にて行われる。
4) 放流管を底部架台に固定でき，予測の難しいゲート振動現象に対する対策が容易である。

一方，後にも示すように，1枚扉は2枚扉に対し，同じ出口断面に対し放流能力が若干小さい，ゲート部分開時の放流水脈が下向き傾向になり同じ貯水位でもゲート開度毎に水脈の落下位置が異なる，ゲート半径が大きくなる等の問題があるが，これらは上記と比べ小さい問題といえよう。

本報告は，今後の発展が期待される1枚扉の引張ラジアルゲートについて水理模型実験を行い，放流量特性，放流水脈特性等の水理特性についてとりまとめたものである。



図－2 二枚扉型引張ラジアルゲート（縦断断面）

2. 放流管およびゲートの構成と形状の概要

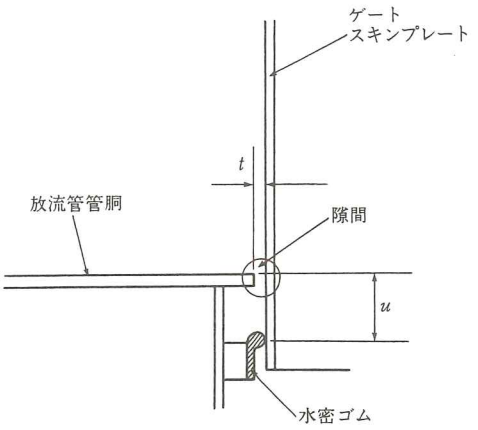
以下の検討に先立ち，図－1に示した1枚扉型引張ラジアルゲートのゲートおよび放流管の構成・形状について簡単にまとめておく。

先に述べたように，ゲートは，凹の接水面をもつ円弧形状のスキンプレートとこれを支持する横主桁，水圧等の荷重をトラニオンに伝達する伝達板およびトラニオンから構成される。図では，トラニオンの支持は堤体にもたせるものとしたが，荷重条件によっては管胴にもたせることも可能である。また，開閉を上方に支持された油圧シリンダ1基としているが，上方に十分な空間が確保されない場合には，底部に支持された油圧シリンダ2基を扉体の両側に設置することも可能である。

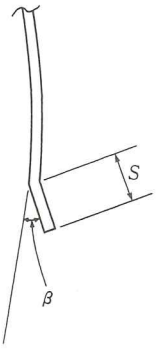
ゲート半径は，全開時のゲート位置が放流管に接触することがないよう設定される。1枚扉ゲートではゲートが底部から開いてくる。このため，トラニオンピン位置を2枚扉のように放流管軸にあわせると，特にゲート開度が小さい場合の放流水脈がかなり下方向きになる。ゲート下流の底面には，通常，堤体や点検台等何らかの構造物があり，放流水脈の処理が難しくなることが懸念される。このため，トラニオンピン位置を低位とし，ゲート放流管出口底面とゲートリップの接触角を小さくする必要がある。図の例は接触角を90度程度としたものであり，この程度の角度以下とする必要があろう。

水密ゴムは放流管出口面を周回して設けられ，放流管出口断面（ここでは，放流管出口位置が最も上流になる出口上面位置での管軸に垂直な断面として定義する）は，ゲート部分開時の放流水脈の安定を図るため長方形とする。2枚扉の実験結果において，出口断面を円形とすると，あるゲート部分開の範囲において管軸に垂直方向に飛び出すような顕著なひれ状水脈が確認されており，1枚扉でも同様の状況が懸念されるためである[3)]。出口断面を長方形とすることにより，水密ゴムの線形も単純化することができる。円形断面で見られたひれ状水脈は，放流管出口端部とゲートリップの交点付近から発生するもので，両者間の隙間が大きいほど，側方への放出角度の大きい顕著な水脈となる。この放流管出口端部とゲートリップ間の隙間の存在は，ゴム水密では避けられないものである（図－3参照）。なお，ゲートリップ形状は，ゲート閉操作における，ゲートリップ接触による底部水密ゴムの捲れ上がりを防止するため，図－4に示すように下流側に若干屈折させるのが一般的である。

図は，放流管断面が構造的に有利な円形の場合を示している。放流管から出口に向かって断面形状を変化させ



図－3　水密構造により生じる隙間



図－4　ゲートリップの屈折形状

るトランジション部が設けられ，ゲートの荷重伝達板はトランジション部に設けられるガーダーの外側に設置される。

ここで，円形断面と長方形断面の関係は，トランジション部に有害な圧力降下を生じないよう設定する必要がある。この場合，長方形断面の幅又は高さは放流管径より小さくする必要がある。今，出口断面積を同じとして幅を小さくした場合と高さを小さくした場合を考えると，幅を小さくすれば横桁のスパンが短くなり構造上有利となる。一方，高さを小さくすればゲート半径が小さくでき，ゲート設置空間および伝達板規模の観点から有利になる。何れが有利かは，現在のところ系統だった検討がなされておらず，今後の課題であるが，ゲート設置空間の制約条件は，設備毎に異なるものであり，一般論としての検討とともに，個々の設備毎の検討も必要なものと思われる。図－1 は，幅，高さを同程度に縮小させた中間的な案を示している。

3．実験概要

実験に使用した模型形状および調査項目を一覧にして表－1 に示す。実験は，表－1 に示す諸元のゲートおよびトランジション模型を，水平に設置した管径 $D_0=0.2$ m，長さ 1 m（このうち人口部 0.2 m は水槽から導流するためのベルマウス部）の放流管下流に取り付けて実施した。

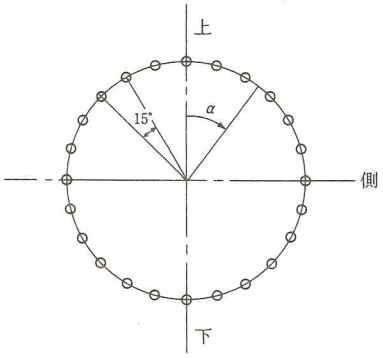
ケース 1 はゲートの放流量特性，放流水脈特性を把握するため実施したもので，ゲートリップ形状を下流に屈折しないものとしている。また，ケース 2 はゲートリップを下流に屈折させた場合の影響を把握したものであり，放流量特性，流況を調査した。

ケース 3 はトランジション部の長さ，即ち漸縮角度がトランジション部圧力や放流量特性に与える影響を把握するため実施したもので，ゲートは設置していない。また，トランジション部は放流管出口断面で下流端としており，ゲート設置により必要な下流への延長部分は再現せずに実施した。出口断面はケース 1，2 と同じであり，円形断面に対する出口断面の比率は 83%である。

トランジション部始端では，出口の長方形断面の投影が円形断面からはみ出す部分において壁面が外側に屈折する。最も大きな圧力降下が懸念されるのは，この屈折部直下流であり，圧力測定は，トランジション始端直下流 1 mm の断面に，中心角度 15 度ピッチで周方向に 24 個のピエゾを配置して実施した（図－5）。

表－1　実験ケース一覧

	ケース				
	1	2	3		
			1	2	3
実験形状					
放流管径 D_0 (m)	0.2	同左	同左	同左	同左
トランジション長 L (m)	0.2692	同左	0.15	0.20	0.25
放流管延長長 ℓ (m)	0.0417	同左	0	0	0
出口高 D (m)	0.1538	同左	同左	同左	同左
出口幅 B (m)	0.1692	同左	同左	同左	同左
ゲート半径 R (m)	0.2781	同左	—	—	—
トラニオンピン位置					
管軸との標高差 h (m)	0.0692	同左	—	—	—
トランジション始端との水平距離 k (m)	0.0340	同左	—	—	—
スキンプレートと放流管終端の隙間 t (m)	0.0012	同左	—	—	—
放流管内壁と水密位置の距離 u (m)	0.0078	同左	—	—	—
ゲートリップ					
外側屈折角 β (度)	0	13	—	—	—
屈折長 s (m)	0	0.047	—	—	—
調査項目					
放流量特性	○	○	○	○	○
放流水脈特性					
水脈拡幅角度	○				
水脈上面中央の水面形（縦断）	○				
トランジション直下流の圧力			○	○	○



図－5　トランジション始端直下流のピエゾ配置

4. 実験結果

4.1 放流量特性

図－6にケース1，2でのゲート開度G毎の放流量Qと作用水頭Hの関係を示す。ここに，G, Hは次のように定義する。

ゲート開度G：

全開時ゲート開きに対するゲート開きの比。ゲート開きはゲートリップ下端と放流管底面下流端の標高差として定義する。

作用水頭H：

トランジション上流放流管部の圧力測定から求められるトランジション始端断面での総水頭。基準標高は管軸標高とする。

図では，作用水頭を表すパラメータとして出口高Dで除したH/Dを用いている。図中白丸がゲートリップの屈折のないケース1，黒丸が屈折させたケース2であり，部分開放流時に，両者に若干の差が生じていることが分かる。当然のことながら，同じH/Dでは，リップが外側に屈折したケース2の放流量が大きい。その差は数%程度と小さいが，より精度の高い放流量を推定するためにはゲートリップの細部形状を再現するのが望ましいと言えよう。

管路流，或いはゲート部分開放流時の放流量特性は次の流量係数Cにて表される。

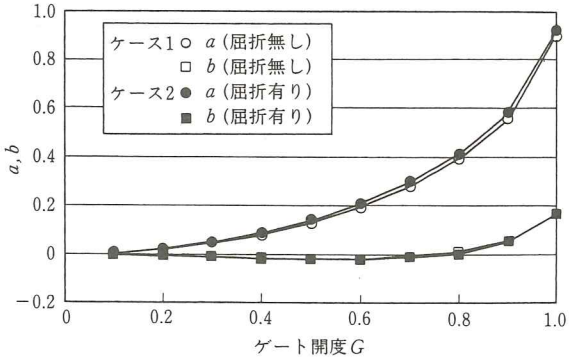
$$C=Q/A\sqrt{2gH} \qquad (1)$$

ここに，A：出口断面積$=D\times B$, g：重力加速度である。Cは，a, bを定数として次式により表記できることが知られている。

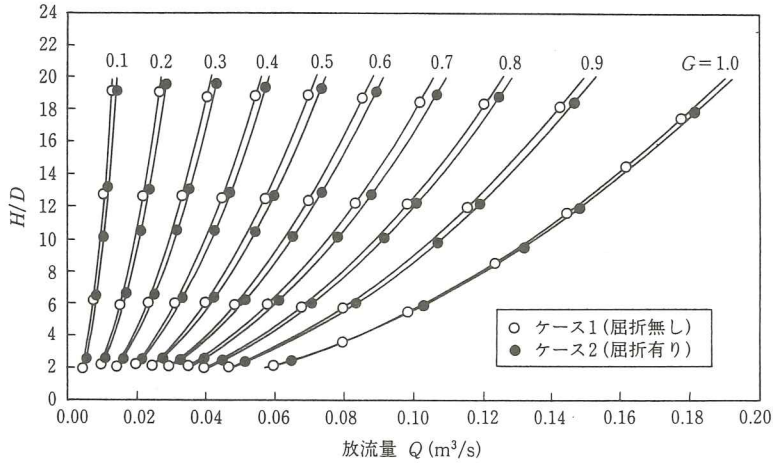
$$C^2=a-b\cdot D/H \qquad (2)$$

ここで，図－6の実験値をもとにG毎のa, bを求めると図－7の通りであり，リップ形状の影響はbにはほとんど現れず，aのみに現れている。また，ゲート開度が0.9以上を除き，bはほぼ0といってよく，流量係数はほぼ一定となっている。

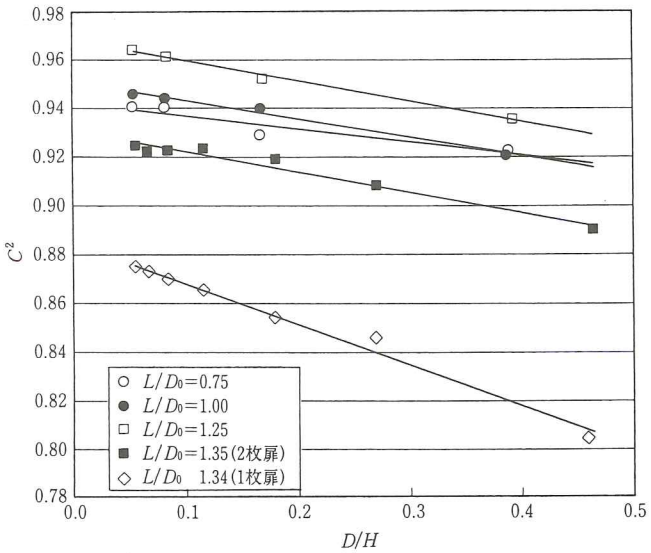
放流量特性は，出口断面形状，トランジション形状，ゲート半径の影響を受けるものである。従って，図－7の適用性は，実験形状に限定されるものとして考えておく必要があるが，引張ラジアルゲートの実績のない現状



図－7　Gとa, bの関係



図－6　ゲート開度と作用水頭，放流量の関係



図－8　全開時放流量に対するトランジション形状の影響

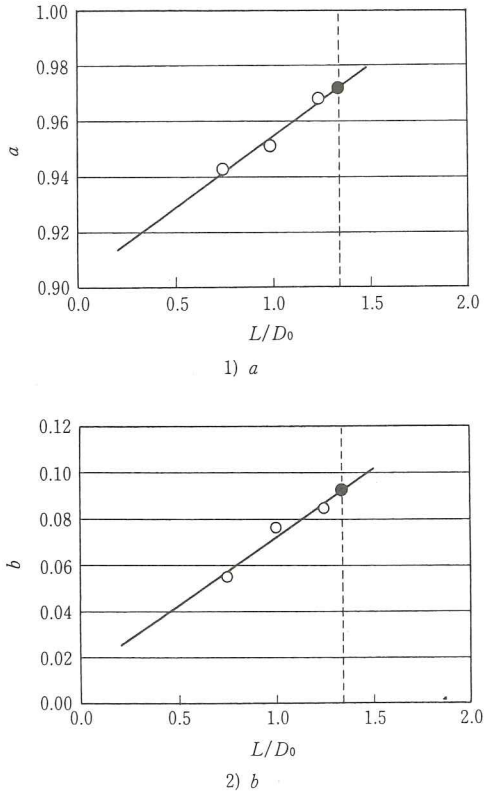
では提示する意味があるものと考える。

ここで，断面設定上重要な，ゲート全開時の放流量に対するトランジション形状の影響を図－8に示す。図には参考として，1枚扉および2枚扉ゲートを設置した場合も示している。今，トランジション形状を変化させた場合のみについてみてみると，トランジション長が短い，つまり漸縮角度が大きいほど放流量も小さくなることが分かる。これは，漸縮角度が大きいほど出口下流の縮流の影響が大きくなるためと解釈できる。これらに対し，ゲートを設けた場合には，出口断面下流の管壁延長部分での縮流により，流量係数が小さくなっている。2枚扉に対し1枚扉の流量係数が小さいのは延長部分がより長いことによる。

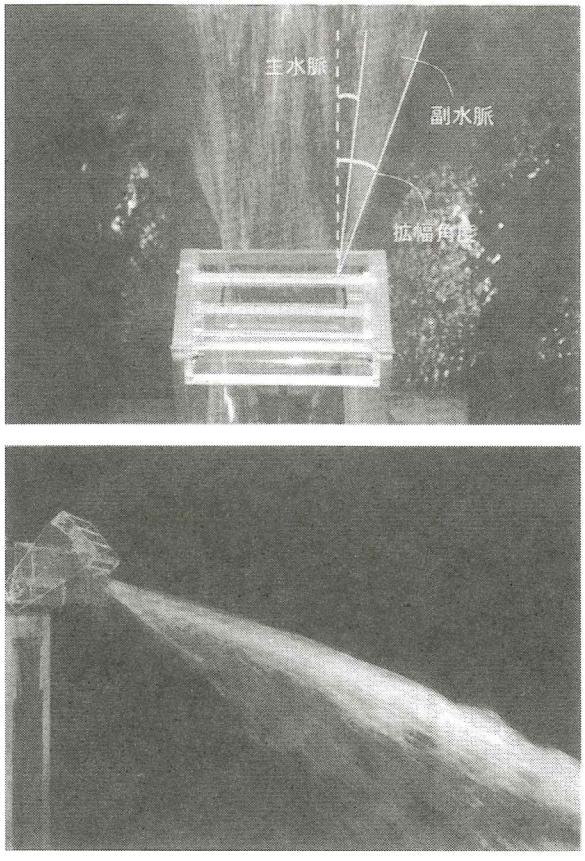
トランジションン形状は，ガーダーと荷重伝達板（つまりゲート幅）の位置関係，トランジション始端付近の圧力降下，放流量特性等を勘案して決定される。従って，その検討において，放流量に与える影響を推定する必要がある。精度のよい推定に当たっては，将来の実験データの蓄積を待たなければならないが，今回の実験結果をもとに概略の影響を知る方法として，出口下流に延長部がない場合のトランジション長変化による定数 a, b の変化率が，出口下流に延長部がある場合にも適用できると仮定する方法が考えられる。具体的には，ケース3の実験結果について，L/D_0 と a, b の関係をプロットした図－9を用い，これからケース2の L/D_0（黒丸）と当該 L/D_0 の a, b 値の比率を求め，ケース2の a, b 値に乗じる方法が考えられる。

4.2　放流水脈特性

写真－1に例として，$G=0.6$ での放流状況を示す。



図－9　トランジション L/D_0 と a, b の関係



写真－1　放流水脈の状況（$G=0.6$, $H/D=18.7$）

ゲート部分開時の放流水脈は，幅方向に拡がるとともに下向きの性状を示すことが分かる。

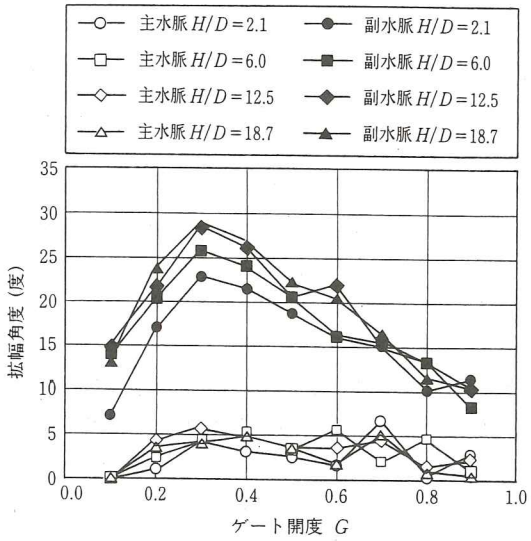
ここで，幅方向の拡がり状況をみると，水脈は一様の厚さをもって拡がる訳ではなく，外側の水脈はかなり薄く，流下に伴いしぶき状になりやすいのものとなっている。そこで，しぶき状になりにくいある程度厚みをもった水脈を主水脈，しぶき状になりやすい薄い水脈を副水脈と定義し，鉛直上方からの写真をもとに，それぞれの水脈の拡幅角度を求めた。結果を図－10 に示す。図は，H/D をパラメータにゲート開度に対し示しているが，拡幅角度は H/D の影響を余り受けず，主水脈はゲート開度 0.2～0.8 で 5 度程度，副水脈はゲート開度 0.3 付近で最も大きく 30 度程度以下の値となっている。これら拡幅範囲に構造物がある場合には，水脈の跳ね上がり等の影響を検討する必要があろう。ただし，拡幅角そのものは余り大きくないので，例えば管軸に平行な側壁があるような場合の水脈の跳ね上がり等の流況の乱れは，それ程顕著にはならないことが推察される。

以上は，ゲートリップの屈折がない場合のものである。ゲートリップが外側に屈折する場合にも，拡幅状況が影響を受けることはないが，ゲートリップと放流管下流端の接点付近からの水脈が若干外向きに出る傾向が見られた。特に問題になるものではないが，流況の安定という観点からは，屈折角は小さい方が望ましいといえよう。

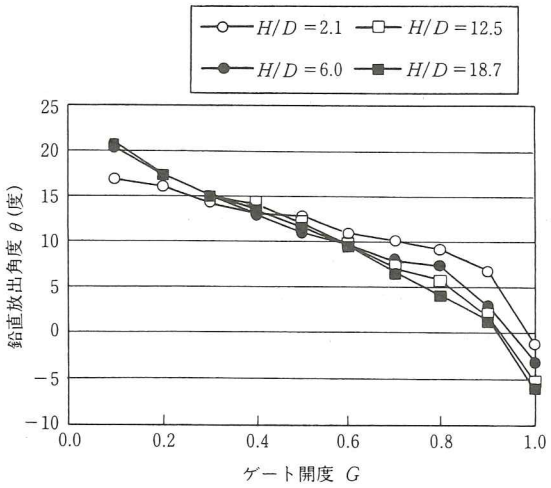
次に水脈が下方向きになる性状であるが，今，放出角度が水平から θ だけ下方に向くものとして自由落下軌跡を求めると式（3）となる。

$$y=\tan\theta\cdot x+(1+\tan^2\theta)gx^2/(2v^2) \qquad (3)$$

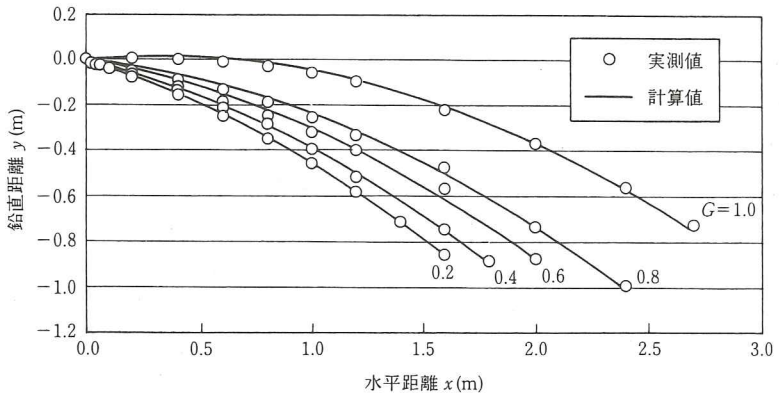
ここに，x, y はそれぞれ，放出点を原点とし，下流方向を正とした水平距離，鉛直下方を正とした鉛直距離であり，v は放出点の流速である。ここで，v をゲート開きに対する平均流速とし，水脈上面中央の測定結果から θ とゲート開度の関係を求めた結果を H/D をパラメータに



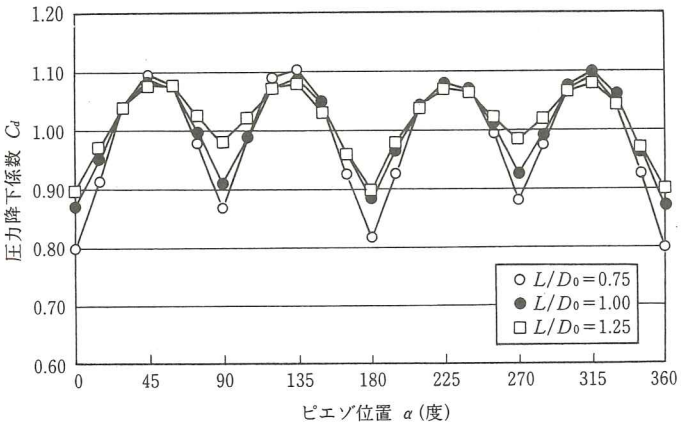
図－10　放流水脈の拡幅角度



図－11　ゲート開度 G と鉛直放出角度 θ の関係



図－12　放流水脈上面軌跡の実測値と計算値の関係例（H/D＝12.5）



図－13　トランジション始端直下流の圧力降下係数分布

図－11 に示す。また，式 (3) による計算値と計測値の関係例を図－12 に示す。図－12 において，放出点の原点はゲート下端としている。計算値は実測値をよく表しており，式 (3) による水脈軌跡の推定が可能であることが分かる。θ は，H/D が 1.6 と小さい場合を除き H/D によらずほぼ一定であり，G が小さい程大きくなる。$G=0.1$ で約 20 度，$G=0.9$ でほぼ 0 であり，θ は G に対し直線的に変化している。$G=1$ の θ は負の値をとっており，やや上方向きに放出されていることを示している。この理由は明らかではないが，放流管下流端での開口部が上方が開いてる形状となっていることが考えられる。

4.3　トランジション始端直下流の圧力特性

図－13 に，図－5 に示す各測点におけるトランジション始端直下流での圧力降下係数 C_d を示す。ここに，C_d は管路壁面の作用圧力の分布特性を表す指標としてよく用いられるものであり，次式で表される。

$$C_d=\frac{H-(p/\gamma+z)}{v_0^2/2g} \qquad (4)$$

ここに，$p/\gamma+z$：管軸標高を基準とするその点のピエゾ水頭，v_0：トランジション始端での平均流速である。右辺分子は，総水頭とピエゾ水頭の標高差，つまり圧力水頭の降下量を表しており，C_d は圧力降下量が大きいほど大きくなる。また，C_d は H がごく小さい場合を除き H によらずほぼ一定となることが知られており，図にはいくつかの H に対する測定値の平均値を示してある。

図より，C_d は $\alpha=45$ 度$+n\times90$ 度で最大値を生じていること，つまり，トランジションの外向きの屈折角が最も大きくなる位置において生じていることが確認される。その値は L/D_0 が大きいほど小さくなる傾向があるが，その差は小さく，全体として概ね 1.08～1.1 の範囲にある。一方，C_d の最小値はトランジションの内向きの屈折角が最大となる点で生じているが，その値は上 L/D_0 が大きくなるに従って大きくなる傾向がある。特に側面でこの傾向が顕著である。L/D_0 の影響が内向き屈折部において生じやすいのは，外向き屈折部の圧力降下が流れの剝離を伴い屈折角変化の影響が緩和されるのに対し，内向き屈折部では屈折角変化の影響がそのまま流向変更に伴う圧力上昇となって現れることによるものと推察される。なお，内向き屈折部の上，下面の C_d が側面の C_d より小さいのは，上，下面での屈折角が側面でのそれより大きいことによる。

設計上問題となる圧力は，外向き屈折部での圧力降下である。今回の実験結果から，ケース 1, 2 のような断面縮小を行う場合，L/D_0 によらず $C_d=1.1$ として圧力降下量を推定すれば安全側の設計が可能である。

ここで，壁面作用圧力は，25 m 以上の操作水頭において正圧以上として設定されるのが一般的である。今回の円形断面に対する出口断面の断面縮小率は 83%であり，式 (4) の分母の v_0 (＝Q/円形断面積) は，H が全て速度水頭に変換したものとして求められる $v=\sqrt{2gH}$ の 83%以下となる。このことは，式 (4) の分母が $0.69H$ 以下となることを表している。従って，

$$p/\gamma=H-C_d\cdot(v_0^2/2g)-z \qquad (5)$$

において $C_d=1.1$，$v_0^2/2g\leqq0.69H$ より

$$p/\gamma\geqq0.241H-z \qquad (6)$$

$H=25$ m では

$$p/\gamma\geqq6.05-z \qquad (7)$$

である。水平管では z は大きくても管径の 1/2 程度であるから 10 m を越えるような大規模放流管でない限り正圧が確保されることが分かる。即ち，ケース 1, 2 と同様の断面縮小を行う場合，今回実験の L/D_0 の範囲での正圧の確保は十分保証されていると考えてよく，より大きな断面比率とすることも可能である。ただし，断面比率を大きくしていくと，屈折角度が大きくなり，C_d 値も大

きくなることが予想されるので，水理模型実験等による十分な検討が必要である。

5. ま と め

一枚扉の引張ラジアルゲートの水理特性を調査した。今回の実験は，ゲート半径は固定しており，また，円形の放流管断面を面積比83%程度の正方形に近い長方形に縮小させるという，狭い条件範囲での実験であるが以下の結果を得た。

1) ケース1，2の放流量特性は式（1），（2）および図－7で表され，ゲートリップが下流側に屈折することにより，屈折しない場合と比べ部分開時放流量は数%程度大きくなる。
2) トランジション長を大きくすると全開時放流量も大きくなる。
3) 放流水脈の拡幅角度は図－10により表され，主水脈は5度程度，副水脈は30度程度が最大の拡幅角になる。
4) 放流水脈が下向きになる性状は，鉛直放出角度θにより表すことができ，θは図－11により求められる。
5) トランジション部の最大圧力降下係数は，外側屈折角の最も大きな位置で生じ1.1程度である。放流管径数m程度の水平管で，$L/D_0=0.75\sim1.3$程度であれば圧力的な問題はない。

引張ラジアルゲートは，今後の発展が期待される新しい形式のゲートである。今回の実験形状は限定されたものであり，設計手法をより合理的・一般的なものとしていくためには構造も含め，形状検討の蓄積が必要であろう。本報告がその一助となれば幸いである。

参考文献

1) 中川博次ら：新しい発想による引張ラジアルゲート，ダム日本，No.669，2000年7月
2) 中川博次ら：引張ラジアルゲートの開発と羽地ダムへの適用，建設の機械化，No.606，2000年8月
3) 櫻井寿之：引張ラジアルゲートの水理特性，第39回土木研究所研究発表会論文集－土木研究所資料第3760号－，2000年12月

ライジングセクタゲートに作用する流体力と操作荷重の軽減

渡部　秀之[1]・佐藤　秀樹[1]・柏井　条介[2]
田村　正秀[3]・江尻　譲嗣[3]・村越　重紀[4]

[1]中国地方整備局岡山河川工事事務所（〒700-0914　岡山市鹿田町 2-4-36）
[2]独立行政法人土木研究所水工研究グループ（〒305-8516 つくば市南原 1-6）
[3]財団法人土木研究センター（〒110-0016　台東区台東 1-6-4 タカラビル）
[4]（株）建設技術研究所（〒300-2651 つくば市鬼ヶ窪 1047-27）

1. はじめに

百間川河口水門は，一級河川旭川の放水路である百間川の河口に，高潮防御と内水排除，塩害防止を目的に昭和 42 年に設置された，総径間 120m の引き上げ式の水門である．平成４年に計画高水流量を 1,200m³/s から 2,450m³/s に改訂しており，新たに水門を増設する計画となっている．

増設水門の形式は，景観，耐震性，経済性及び施工性などからアンダーフロー式のライジングセクタゲートが提案されている．

ライジングセクタゲートの基本構造は図－1 に示すように，シェル構造の扉体の両端が円盤となっており，この円盤を回転させることにより開閉を行うものである．そのため，引き上げ式ゲートのようにゲートを巻き上げるためのピアが不要となる構造である．

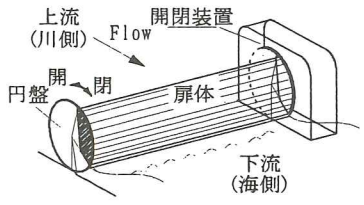


図-1　ライジングセクタゲートの概要

本論文は，アンダーフロー式のライジングセクタゲートを対象に二次元の抽出模型を用いて，水理特性及び荷重特性を把握するとともに，操作荷重軽減のための水抜き孔配置を検討したものである．

2. ゲートの概要

(1) ゲートの種類

ライジングセクタゲートはオーバフロー式とアンダーフロー式がある（図－2）[1]．オーバフロー式のゲートの開操作は扉体が下降することにより行い，全開時には河床に設けたピットに収納される．一方アンダーフロー式はゲートの開操作を扉体が上昇することにより行うもので，全開時には扉体が空中に現れる．

百間川河口水門は，防潮ゲートであり，防食の観点からスキンプレートとなる円筒面が下流側に配置される．また基本的に流量調節を行わないこと，オーバフロー式とすると構造規模が大きくなることからアンダーフロー式が提案されている．

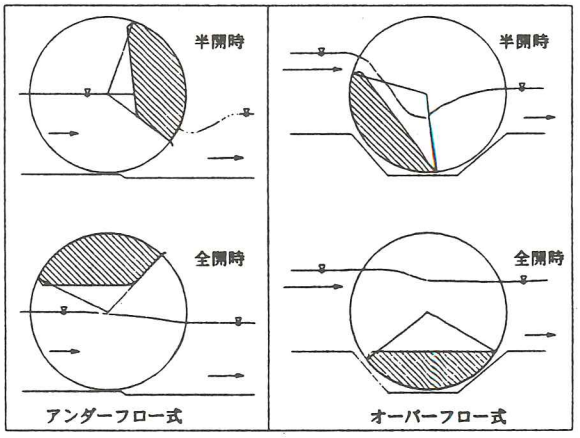


図-2 ライジングセクタゲートの分類

(2) ゲートの形状

ゲートは主として扉体，端部円盤，開閉装置から構成される．

扉体は半月状のシェル構造であり，基本的な形状要素は，扉高，円盤の回転半径，シェル下面板傾斜角，扉高の確保位置である．これらを設定すれば，基本形状が定まる．百間川新設河口水門の諸量を表-1 にまとめるとともに，断面を図－3 に示す．

扉体の材質は十分なメンテナンスを前提に，普通鋼材とすることにしている．また開閉装置は油圧モータラック式とした．

表-1 百間川新設河口水門の諸元

項	諸　元
純径間	33.4m
総径間	100.2m(3門)
扉高	6.9m
扉体半径	4.55m
敷高	TP-2.20m

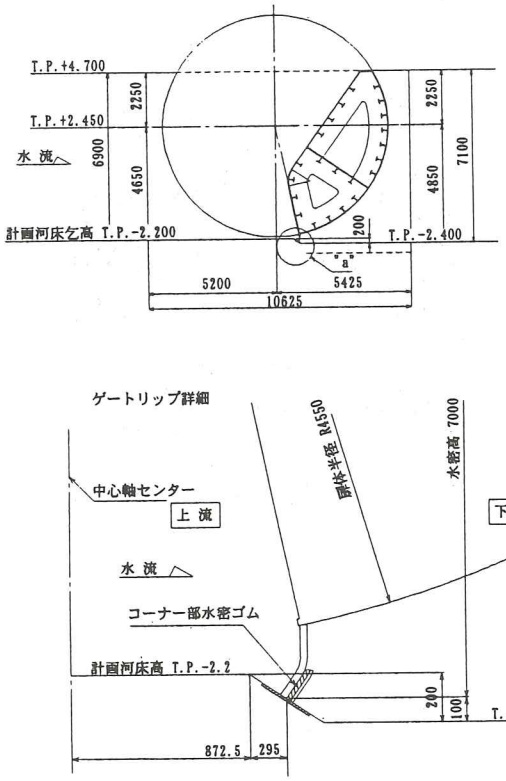


図-3 百間川河口水門の断面図

(3) 扉体に作用する流体力

扉体には表面に作用する水圧のほか，スキンプレートを下流側とすると上流側から扉体内に入り込んだ水重が作用する．そのため，開閉荷重の設定にあたっては扉体の重量に加え，扉体に作用する流体力を考慮する必要がある．

図-4,5 には諸量の定義と荷重計算の概要を示した．扉体内水位 Zm と扉体の表面に作用する水圧の水頭 Hp の差を $\Delta p=\rho g(Zm-Hp)$ とし扉体面の外向き法線を $\mathbf{n}(n_x, n_y)$，扉体表面に沿った経路を s とすれば，扉体に作用する単位幅あたり水平荷重 Px，鉛直荷重 Py，モーメント M は(1)式であらわされる．

$$P_x=\int \Delta p\cdot n_x ds,\quad P_y=\int \Delta p\cdot n_y ds,\quad M=\int \Delta p\cdot \ell ds, \tag{1}$$

ここに Z_0:総水頭水位，Hu:上流水深，Zd:下流水位，G:ゲート鉛直開き，q:単位幅流量，θ:ゲート回転角，p:壁面作用圧(扉体外水圧)，Hp:外水圧のピエゾ水頭，ℓ:Px,Py の合力ベクトルと回転中心の距離，ρ:水の密度，g:重力加速度．

引き上げ式シェルゲートでは図-5 のリップより上流側の網掛け部面積をダウンプルフォース [2),3)] として定義しおり，引き上げ式シェルゲートの開閉装置の能力を検討する上で Py が重要な流体力となる．

一方，本検討の対象であるライジングセクタゲートはスキンプレート円弧中心周りの回転運動により開閉するものであり，モーメント M が開閉能力の検討上重要となる．

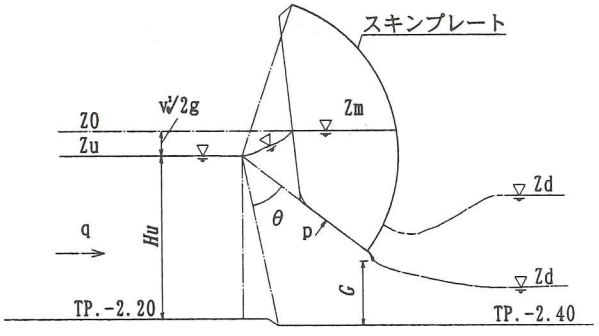


図-4 水理量の定義

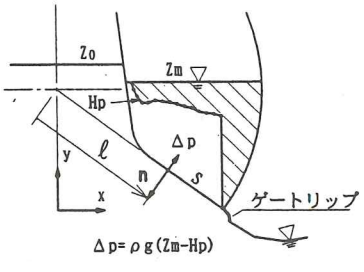


図-5 荷重計算の概要

3. 実験概要

模型は幅 70cm，長さ 15m の二次元水路に模型縮尺 1/10 で再現したゲート模型を設置した．模型の概要図を**図－6**、**写真－1** に示す．

百間川河口水門の操作水位は**図－7** に示すとおりである．机上検討によりモーメント荷重が最大となるのは洪水時であることが予想されたため，水位は計画洪水時を対象とした．

実験はまず，水抜き孔がない場合（以下，扉体密閉時）の放流機能及び扉体の外水圧の調査を行った．続いて，モーメント荷重を軽減させる目的で設置した水抜き孔（実寸法φ300mm，横断ピッチ 1.35m）の最適配置方法についても検討を行った．なお実機では密閉時の扉体内水位は上流水位に一致することを想定している．

実験条件を**表-2** に示す．

計測項目は水位～ゲート開度～放流量，扉体に埋設したピエゾメータによる圧力計測，扉体内水位である．圧力計測は**図－8** の位置で実施した．

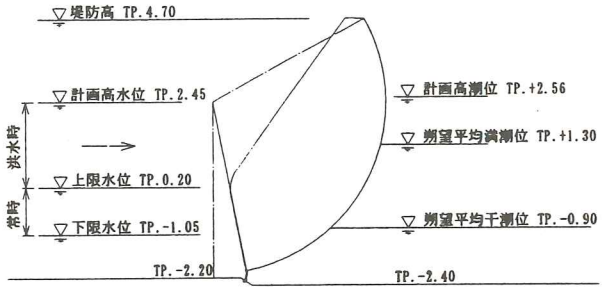


図-7　百間川河口水門の操作水位

表-2 実験ケース

諸量	実験条件
上流水位	計画高水位 TP.2.45m
下流水位	朔望平均満潮位 TP.1.30m
回転角	7,14,21,35,37,29,42,49,56,60° の 11 開度
水抜き孔	ケース 1:No.⑦ピエゾ位置 ケース 2:No.⑫ピエゾ位置 ケース 3:No.⑰ピエゾ位置 ケース 4: No. ⑦及び⑰ピエゾ位置（２孔）

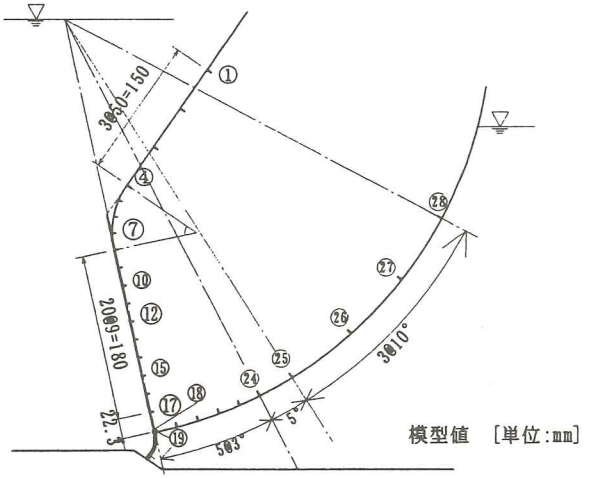


図-8　ピエゾ配置図

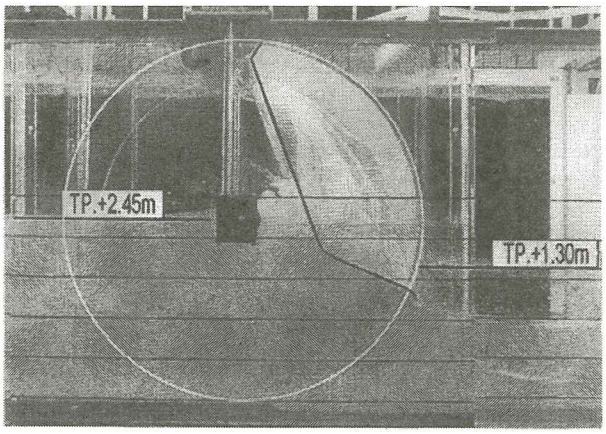


写真-1　実験例（回転角 56°，水抜き孔ケース 2）

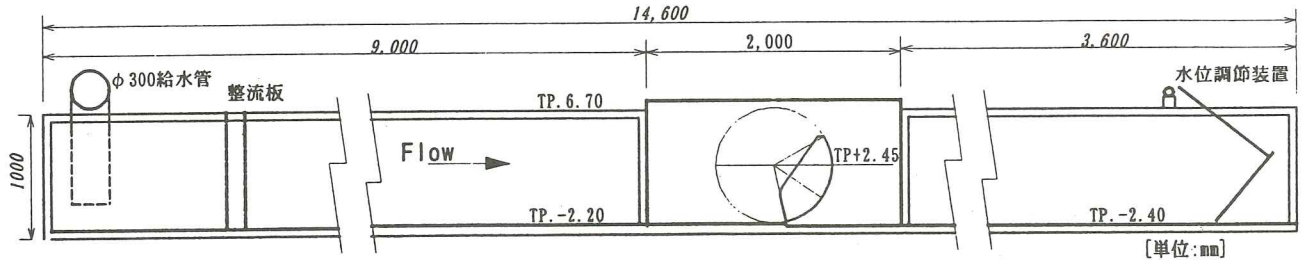


図-6　模型概要図

4. 実験結果

(1) 放流機能

放流能力は(2)式で定義する流量係数 C で評価した．潜り流出の場合には上流と下流の水位差を用いて定義することが一般であるが，ここでは下流水位が一定であることから，上流水深 Hu のみで評価することとした．

$$C = q/G\sqrt{2gH_U} \qquad (2)$$

ここに，q:単位幅流量，G：ゲート開きで TP-2.4m を基準したリップ先端の鉛直高，g:重力加速度，Hu：上流水深．

ゲート回転角 θ とゲート開き G，流量係数の関係を図-9 に示す．回転角 21° 以下は潜り流，42° 以上は自由流出となり，その間は遷移流となる．潜り流出区間及び自由流出区間ではそれぞれの流量係数は θ によらず、ほぼ一定値となる．また(2)式で上流水深の代わりに，上流と下流の水位差を用いた場合の潜り流出の流量係数は約 0.7 であり，一般的な引き上げ式シェルゲートと同程度の流量係数となる．

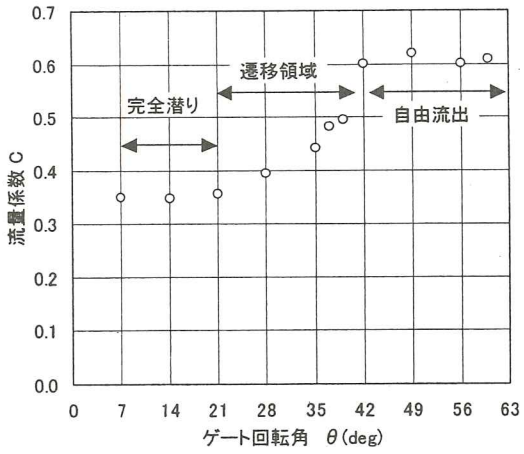


図-9 放流機能

(2) 扉体密閉時の圧力特性

扉体壁面作用圧の分布例として，完全潜り流の 21°，遷移流の 35°，自由流出の 42°，56° の圧力分布形状を図-10 に示す．

回転角 42° よりも小開度ではピエゾ水頭の最低値はリップ近傍にて発生し，回転角が 49° 以上になると，上流円弧部にて発生する．円弧部では流れが曲率をもつために流速が大きくなり，一般に圧力が降下するが，ゲート開度が小さい場合には円弧部での流速そのものが小さく圧力降下量も小さい．ゲート開度が大きくなるに従って円弧部での圧力降下量も大きくなる．最低圧力がゲート開度の増加に従ってゲートリップから円弧部に移るのはこのためである．

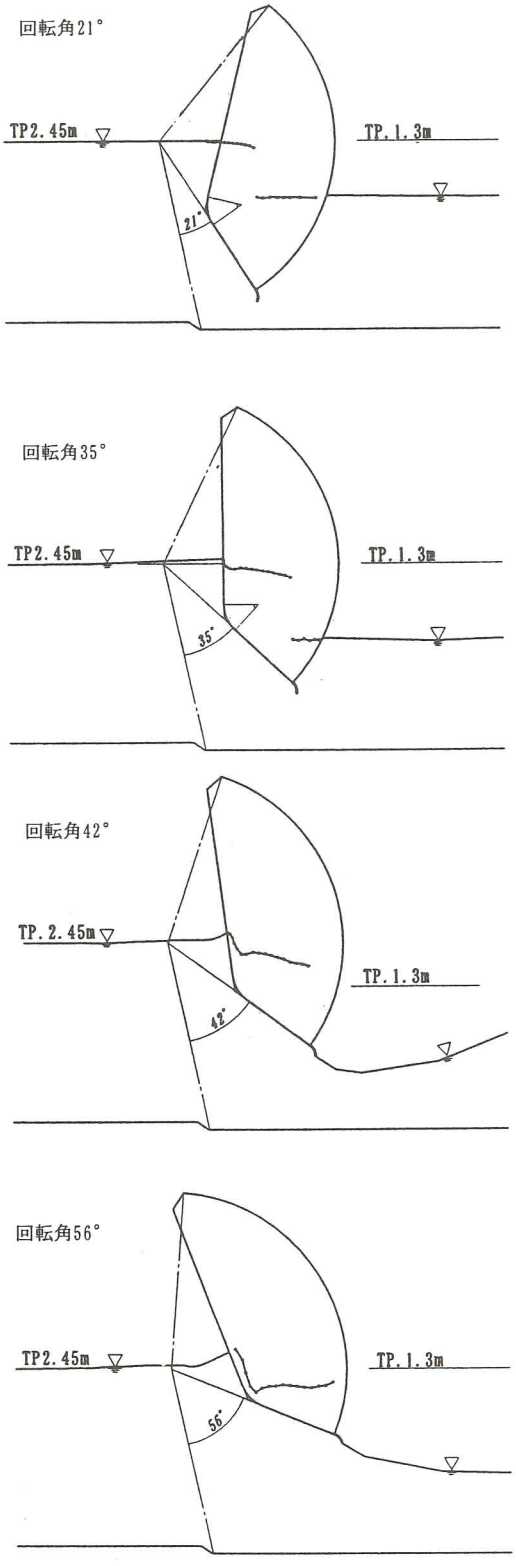


図-10 扉体壁面作用圧力分布

(3) 扉体に作用する流体力

図－11 には,スキンプレートを下流側とした時の扉体内水位とピエゾ水頭の差分により与えられる流体力と回転角の関係を水平荷重 Px，鉛直荷重 Py，モーメント荷重 M に分けて示した.

水平荷重は潜り流から遷移領域の間はほぼ一定値をとり，自由流出が始まる 42° において最大となる.更に回転角が大きくなると減少する傾向にある.

鉛直荷重は負の値となりダウンプルフォースが作用する．ダウンプルフォースは遷移領域で最小となり，潜り流では回転角が小さいほど，自由流出では回転角が大きいほどダウンプルフォースが大きくなる傾向にある.

モーメントは回転角が大きくなるに従い，増加する傾向にあるが，自由流出が始まる 42° 付近において，増加率が大きくなっている．Px，Py が遷移領域～自由流出開始点付近でピークをもち，これより大きい回転角で小さくなるのに対し，M が増加し続けるのは，回転角が大きくなると Px,Py の合力ベクトルが回転軸中心より離れていくためである．図－11 には参考までに合力ベクトルと回転中心の距離についても示してある.

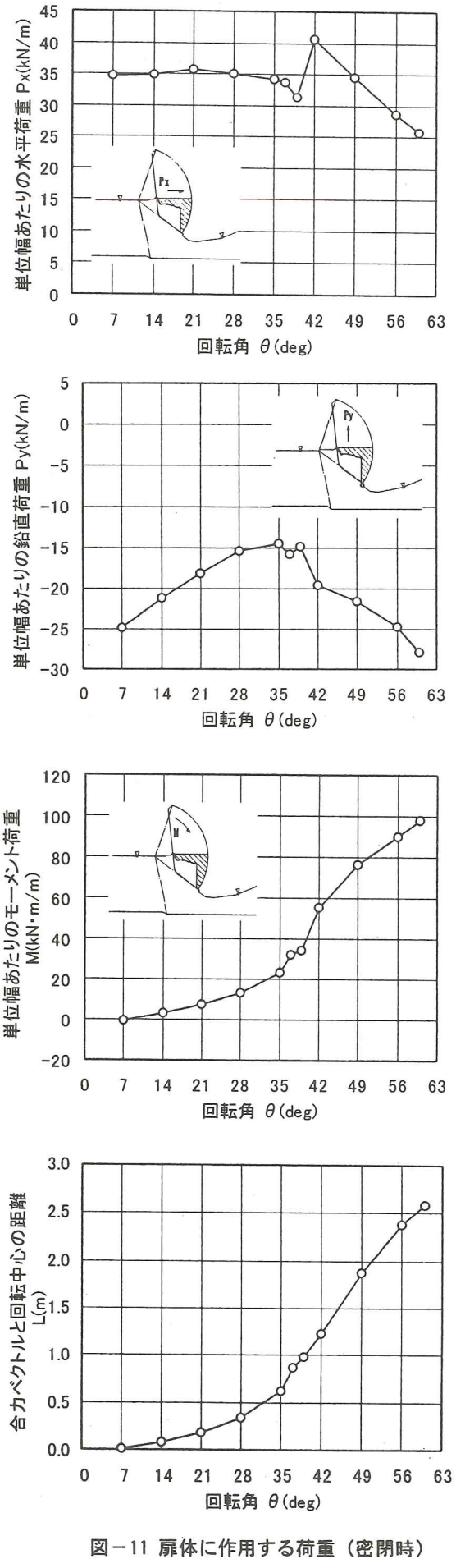
(4) 開閉荷重の軽減のための水抜き孔

ライジングセクタゲートの開閉操作は両端の円盤を回転させることにより行う．そのため，開閉荷重はモーメントが支配的となる．図-11 で示したように，扉体内水位が上流水位と一致していると，回転角の増加に伴い，ゲートを押し下げる方向（ダウンプルフォース）のモーメントが増加する.

一般的なシェルゲートでは開閉荷重（主としてダウンプルフォース）の軽減方法として，シェル下面板に水抜き孔を設けている [3]．これは扉体に孔を設けることで扉体内水圧を水抜き穴位置の圧力とバランスさせることにより，扉体内水位を低下させ，ダウンプルフォースを軽減させるものである.

そこでライジングセクタゲートについても開閉荷重を軽減するための水抜き孔について検討を行った.

本研究ではまず，予備検討としてシェル下面板のピエゾ設置位置に水抜き穴を設けた場合に，扉体内水位＝ピエゾ水位となることを仮定してモーメントを試算した（図-12）．試算によると，いずれの場合にも密閉時に比べダウンプルフォースは大幅に軽減されることが予想される．水抜き孔がゲートリップに近いとほぼ全開度でアップリフトが作用し，42° でピークとなる．一方シェル下面板のほぼ中央に位置する No.⑫より上流に設置すると，42° でダウン



図－11 扉体に作用する荷重（密閉時）

プルフォースが最大となり，更にゲート開度が大きくなるとアップリフトが作用する．

水抜き孔位置の最適位置として，流体力の影響が最も小さい，つまり回転角の変化に伴いモーメントの変化が小さく，且つ絶対値が小さい位置とすると，最適位置はシェル下面板中央部の No.⑫ピエゾ位置となる．

試算結果を踏まえ，表-2 に示した４ケースの水抜き孔位置について扉体内水位の計測及びモーメントの算定を行った．

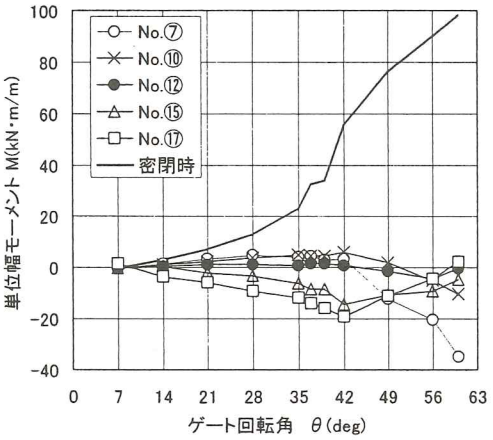


図-12　ピエゾ水位から推定したモーメント

図-13 には扉体内水位の実測値から算定したモーメントを示した．図-12 の推定値と比較すると絶対値が異なるものの，概ね傾向は一致している．

回転角の変化によるモーメントの変化が小さく，かつ絶対値が小さいのは，先に述べたケース 2（No.⑫ピエゾ位置）であり，モーメントは-3.4～4.6kNm/m の範囲になる．最大荷重は密閉時の 5%程度となり，試算通り最適な配置といえる．なお，全開時の扉体内の排水を考慮して No.⑦と⑰のそれぞれに 2 孔を設けたケース 4 はケース 1,3 の中間の特性を持つことが確認された．

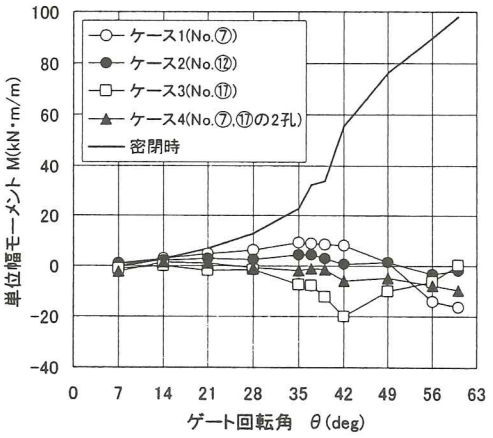


図-13 水抜き孔配置時のモーメント

5. 終わりに

アンダフロー式のライジングセクタゲートについて流体力及び開閉荷重の軽減策について検討した．計画高水時の水位のみと狭い条件範囲ではあるが，以下の成果が得られた．

(1)水抜き孔を設けない時の扉体に作用する流体力

a)水平荷重 Px は潜り流から遷移領域の間はほぼ一定値をとり，自由流出が始まる 42° において最大となる．更に回転角が大きくなると減少する傾向にある．

b)鉛直荷重 Py は負の値となりダウンプルフォースが作用する．ダウンプルフォースは遷移領域で最小となり，潜り流では回転角が小さいほど，自由流出では回転角が大きいほどダウンプルフォースが大きくなる傾向にある．

c)モーメント荷重 M は回転角が大きくなるに従い，増加する傾向にあるが，自由流出が始まる 42° 付近において，増加率が大きくなる．

(2)　開閉荷重の軽減策とその検討方法

a)開閉荷重を軽減するためには水抜き孔を配置してモーメントを小さくする必要がある．

b)水抜き孔の最適位置は扉体壁面作用圧の分布形状により予測でき，アンダーフロー式ではシェル下面板中央部であることが確認された．

ライジングセクタゲートは景観性，耐震性に優れ，今後の発展が期待される形式のゲートである．今後の課題としては，より一層系統だった設計手法を確立するための技術開発が必要である．

参考文献

1)小島治久・後藤光寿：ドルフィンゲートの水理，排砂特性について，水門鉄管，No.191,pp.65,1997

2)柏井条介・関野斉:ダムゲートのダウンプルフォース，土木技術資料,Vol.28,No.3, pp.27,1986

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.424,1999

(2002 年 10 月 25 日受付)

第３章　土砂管理

ダムの堆砂と排砂

Sediment Deposition and Removal at Dam Reservoirs

柏井　条介
Josuke Kashiwai

貯水池の堆砂は古くて新しい課題である。最近は、総合土砂管理の位置付けの中で議論されることも多くなっているが、総合土砂管理の話題については、本講習会でも別途取り上げられている。ここでは、主として従来型の貯水池問題の視点で、実務の立場から技術的事項を整理してみたい。

1．堆砂の予測

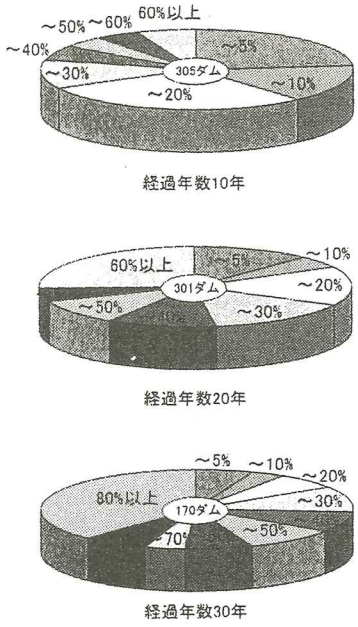
1．1　計画堆砂量と実績

周知のように、現在のダム貯水池計画は、堆砂することを前提に策定されている。一般には100年間に溜まるであろう土砂に見合う堆砂容量が予め設定されており、堆砂量の推定が計画上の技術的課題となる。

堆砂量は、貯水池容量計画の構成要素の一つであり、過小な予測は貯水容量の減少を、過大な予測は過大なダム建設をもたらすが、堆砂量の予測精度については、これまでそれ程厳密に議論されてきたわけではない。これは、貯水池計画における堆砂は、100年というような比較的長いライフサイクルが考えられていること、計画を超えたからといってカタストロフ的な変化をもたらすものではないことなどにその理由を求めることができよう。また、堆砂量の精度のよい推定が難しいという事情もあるように思われる。

図－1は、完成後それぞれ10、20、30年目のダムにおける計画堆容量に対する実績堆砂量の割合を示したものである。用いたデータは、昭和52年から平成8年までの建設省（当時）の堆砂量報告資料（総貯水容量100万m^3以上のダムが対象）であり、この間にそれぞれの経過年数を迎えたダムの集計値である。100年堆砂が計画されているものとするとそれぞれ平均的に10、20、30％程度の堆砂進行が予想される。

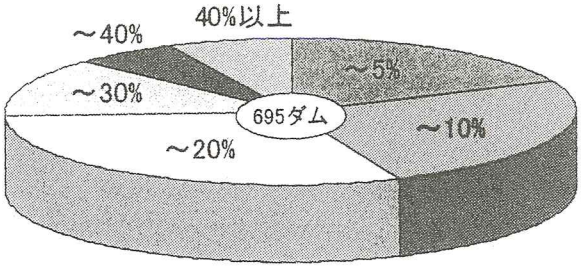
図に示されるように、堆砂率はかなりバラツキをもっているが、何れの経過年数においても計画相当の％を超える割合は50％を超えている。また、この傾向は、経過年数が大きいほど顕著である。堆砂率が、対応する経過年数を超える割合が大きい原因として、100年より短い期間の計画堆砂年を採用しているダムがあること、ダム完成直後の堆砂量が工事の影響等により大きく出る傾向があること等が考えられる。経過年数が大きいほど傾向が顕著な原因は



図－1 実績堆砂が計画堆砂量に占める割合とダム完成後の経過年数の関係

明確でないが、経過年数が大きいことは完成年が古いことを意味しており、計画の堆砂年数の小さいダムが多いこと、工事の影響が大きかったこと、堆砂実績資料の蓄積により推定精度が向上してきたことなどが考えられる。因みに、平成元年から８年までのデータで同様の整理を行なうと、多少の精度の改善がみられている。何れの経過年数でも、堆砂率は計画相当％の（３～４分の１）～（３～４倍）内に大半のダムがあということができよう。つまり、オーダーは違わないことである。

上記の堆砂率は計画堆砂量に対するものである。貯水池計画への影響は、計画堆砂量を超える堆砂において生じる。図－2は、平成８年の建設省資料により、計画堆砂量が総貯水容量に占める割合を示したものである。計画堆砂量が総貯水容量に占める割合は20％以下のものが７割近くを占め、半数弱が10％以下である。ただし、5％以下のものもあれば、40％以上のものも有りバラツキは大きい。今、仮に計画堆砂量の３倍の堆砂が生じたとして、その総貯水容量に対する割合が５％であれば、有効貯水容量の10％程度が堆砂により失われるに過ぎない。一方、40％であれば、ダムは完全に埋没する。求められる予測精度がダムにより大きく異なることが分かる。



図－2 計画堆砂容量の総貯水容量に占める割合

貯水容量に対し計画堆砂量が大きいと予測されるダムでは、堆砂量推定精度の向上を図る必要がある。これについては、後に議論するが、期待される推定精度には限界があろう。一方、ライフサイクルが100年あるということは、実態をモニタリングしながら何らかの措置を講じるための時間が確保されていることを意味している。推定精度の向上とともに、モニタリングと必要に応じての対策が重要と考えられ、実際、わが国の100万m^3／ｓ以上の貯水容量を持つダムでは、毎年の堆砂測量が実施され、堆砂進行に応じた対策が検討されてきている。

モニタリングと対策が重要であることは、堆砂容量の占める割合が大きいダムに限らない。2000年版のダム年鑑によれば、高さ15m以上の完成ダム数は、昭和20年に1,198であったものが平成11年には2,678を数えている。大規模ダムの建設はこの時期に集中し、この期間内に95％の貯水容量が建設されている。こうした大規模ダムの中には経過年数が40～50年に達するものがでてきており、モニタリングとともにダムに応じた対策が益々重要になろう。

以下では、新設ダムを念頭に述べる。後に示すように、新設ダムの堆砂予測は、基本的には近傍類似ダムの実績から実施すべきと考えられ、既設ダムでは近傍類似ダムの代わりにより確度の高い、同一ダムの過去のデータを中心に分析することとなる。

１．２　堆砂の影響と予測内容

１．１では、実績堆砂量を貯水池計画との関係で概観した。ここでは、計画論とは別に、堆砂の影響につい整理し、堆砂予測との関係を考えてみる。堆砂の影響は、貯水池計画と直接に関係する①貯水容量の減少、治水安全度の低下や排水不良の原因となる②上流の河床上昇、橋梁や護岸等の浮き上がりや取水不良、地下水位低下の原因となる③下流の河床低下が従来から認識されてきており、このうち、①及び②が堆砂予測問題の対象として主として扱われてきた。

貯水容量の減少は、洪水調節や用水補給を目的とするダムでは、直接的な影響となる。このうち、洪水調節容量の空間は、洪水時の一時期に上昇するのみで、常時は空虚の状態にある。従って、一時的に容量内に

堆砂が生じたとしても、水位低下とともに土砂は下流に引き込まれる。常時貯留されている用水補給のための容量空間と比較し、堆砂の影響を受けにくい空間ということができよう。同じ理由で、洪水調節容量を持つダムでは、上流の河床上昇の問題が生じにくい。背砂の影響区間が洪水調節容量空間を含むからである。なお、土砂の流入は、主として出水時に生じ、特に洪水調節計画対象洪水のような大出水時には大きな土砂流入が生じることが想定される。この場合、比較的大きな粒径の土砂は洪水調節期間中に容量内に堆積することになる。

用水補給容量は、堆砂による容量減少の影響を受けやすい空間である。先に述べた堆砂推定誤差の影響は、用水補給容量において最も直接的に影響を受けることになる。先の検討も、総貯水容量に対する計画堆砂量の割合とともに、用水補給容量に対する割合として検討する必要がある。

発電ダムでは、容量とともに落差を得ることがダムの目的であるから、堆砂による容量減少の影響は洪水調節や用水補給と比較すると相対的に小さい。千田[1)]は、幾つかの堆砂ダムを対象にした試算を行なっており、著しい堆砂が生じた場合には、流れ込み式発電の発電状況に近づくものの、通常の堆砂では、ピーク発電は減少しても発電力量はほとんど変化しなかったとしている。千田は、発電量に影響する堆砂の影響として、容量の減少の他、取水口の埋没や水圧鉄管への土砂の混入による取水停止を挙げているが、同様の影響は取水施設を必要とする他の目的のダムでも当然生じるものであろう。なお、洪水調節をも目的に含むダムに比べ、発電ダムや用水補給ダムで貯水位が高位に維持されるダムでは、上流の河床上昇が生じやすい。

以上のように、堆砂の影響は、貯水目的によりその特性が異なるものであるが、堆積土砂の目的別容量空間への堆砂量、上流の河床上昇、或いは取水施設への影響を知るためには、計画堆砂量といった堆砂量のみの設定では不十分であり、貯水池内での堆積形状を知る必要がある。そのためには、流入土砂の粒度分布を設定する必要がある。

一方、実際には堆砂形状として水平堆砂が採用される例が多い。これは、こうした粒度も含めた検討が多大な労力と時間を有すること、先にも述べたように、堆砂に対するライフサイクルが長く、モニタリングを行ないつつの対応が可能なこと、底部に取水ゲートを持つことにより貯水容量空間を割り振った運用が可能なことなどに理由を求めることができよう。しかしながら、近年では堆砂実績のかなりの蓄積も得られてきている。計画と運用の整合性を図り、より合理的な貯水池活用への道を検討する必要があろう。表－1は、先の平成8年建設省堆砂報告より作成されたもので[3)]、実績堆砂の有効容量内及び死水容量内への分布状況を示している。堆砂の約4割が有効容量内に堆積していることが分かる。因みに、平成9年改訂新版の河川砂防技術基準(案)では、設計編の参考として、「ダムの構造計算に用いる堆砂位は、想定される100年間の堆砂量が水平に堆砂するとした標高とするものとする。」と記述されている。これは、構造計算で安全側をとるとの記述であり、貯水池の計画論に関するものではない。

表－1 堆砂の有効容量内・外分布状況

地方	平成8年現在堆砂量（$\times 10^3 m^3$）			有効容量内／全堆砂量	対象ダム数
	有効容量内	有効容量外	合計		
北海道	26,000	53,081	79,281	0.33	77
東北	23,035	50,036	73,701	0.32	80
関東	43,765	38,431	82,196	0.53	52
北陸	52,302	140,210	192,512	0.27	101
中部	128,683	240,727	369,410	0.35	66
近畿	30,111	47,907	78,018	0.39	66
中国	13,945	14,099	28,044	0.50	83
四国	42,852	40,541	83,393	0.51	52
九州	41,251	71,624	112,875	0.37	109
沖縄	469	784	1,253	0.37	9
全国	402,613	697,440	1,100,053	0.37	695

以上、堆砂予測の視点から堆砂の影響を見てきた。ここで、下流河道への影響など他の堆砂の影響につい

ても簡単に見ておく。

上記述べた貯水容量の減少や上流河床の上昇は、負の影響が殆どと言って差し支えないであろう。一方、下流河道への影響は、多少複雑である。ダムは巨大な砂防ダムということができ、河床の安定に寄与していることも考えられる。適正な供給土砂量及び質を求め、之に見合う土砂を供給することが昨今話題の総合土砂管理における巨大土砂制御施設ダムでの中心課題といってよいであろう。この場合にも量のみでなく、粒度分布を含む質の議論を避けて通ることはできない。総合土砂管理を述べるのが本稿の目的ではないのでここでは省略するが、下流への土砂供給方法そのものは、従来から貯水池の堆砂対策として検討されてきた技術の中に位置付けられるものであり、後にとりまとめる。

総合土砂管理の関係で言えば、上記の従来型の問題認識に加え、河床上昇や低下による④生物環境の変化が堆砂の影響として加えられる。貯水池上流域では、河床の上昇による既往植物群落等の埋没や河床形態変化、河床材料の細粒化による産卵床の消滅などが、下流域では河床低下に伴う河床形態の変化、河床構成材料の粗粒化[2]による影響などが課題となっている。これらの検討においても量と質の両者を知る必要があることはいうまでもない。

1．3　堆砂量の推定

1．3．1　経験式

河川砂防技術基準(案)の計画編・調査編は昭和 33 年に制定されている。そこでは、「多目的ダムの堆砂容量は、概ね 100 年間にたまる推定堆砂量をとるものとする」とされ、その解説において「貯水池の推定堆砂量については、現在の所定説がなく、計画に当たってはできるだけ既設のダムにおける堆砂量からその推定を行うほかはないが、上流の砂防計画、流域の広狭、地質、植栽等も考慮の上決定する必要がある。」と記載され、参考として、既往堆砂実績を貯水量と集水面積をパラメータに整理した鶴見[4]による式、地形・地質をパラメータに整理した田中[5]による式が紹介されている。爾来、1960 年代を中心に多くの堆砂量式が提案されてきた。例えば、吉良[6]は、貯水容量と流域面積の比である承水係数及び起伏量を、難波・川口[7]は起伏量、年降水量、森林面積率を、石外[8]は起伏量、大雨時降水量をパラメータにした式をそれぞれ提案している。また、江崎[9]は、洪水量、河床勾配、流域内の崩壊地面積をパラメータにするとともに、貯水池での土砂捕捉率を導入した式を提案している。これらは、堆砂量に関係するであろうパラメータを選出し、これと実績値との相関関係を調査したものであり、鶴見の式を除く各式の導出では、流域面積の大きい最上流端ダムで、貯水容量も比較的大きいダムが選出されている。最近では、宮崎・大西[10]が電力ダムの堆砂データをもとに、堆砂の経年変化をパターン分けし、夫々のパターンに応じた堆砂量と関連パラメータとの解析を実施しているが、影響因子の取り扱いは、これまでの手法と基本的には変わるところはなく、多変量解析が用いられている。

これら各式で用いられているパラメータからも推察されるように、堆砂に係わる因子は非常に多い。単純な式で全国の貯水池の堆砂量を精度よく推定することはかなり難しい問題というべきであろう。竹林ら[11]は、近年の建設省堆砂報告資料から、上流に高さ 15m以上のダムのない全国 177 ダムを抽出し、鶴見、田中、吉良、灘波・川口、石外らの式の推定値との比較を行っているが、何れの式も殆ど相関が得られず、また、各式の推定値間の相関も殆どなかったことを報告している。竹林らは、江崎による式の検証は実施していないが、41 ダムの堆砂実績による検証[12)a]では、数倍程度の誤差が生じており、式を導出した以外のデータでの適合性はかなり悪くなるようである。この他、芦田・奥村[13]は年平均流出土砂量が流域面積の−0.7 乗に比例するものとして、水系の流出土砂量による分類分けを行っているが、近年の建設省の堆砂報告データにて同様の整理を行った結果、芦田らの実施した 1970 までのデータと比較してバラツキが大きく、必ずしも芦田らの分類分けに従わなかったこと、同じ水系内でも年平均流出土砂量がかなり異なることが報告されている[3]。

こうした経験式の一番大きな問題は、式の適用範囲が明確でないことにある。式の適用範囲を明示するためには、式導出で用いた流域及び貯水池の特性を明示する必要があるが、現象の複雑さ故、規定するためのパラメータ特定が困難な現状にある。こうした状況のもと、近年ではこれら経験式による推定値は参考値として取り扱われる場合が多い。実際の計画値は大規模貯水池の経験年数の蓄積により、多くの堆砂データが得られるようになっており、近傍における類似ダムの実績を用いる例が多くみられている。以下に近傍類似ダムの堆砂実績を用いる手法について考察する。

なお、近年では堆砂現象を土砂生産～流送～堆積の流砂の移動現象と捉え、それぞれを系統的にモデル化する試みがなされるようになっている[14]。計算機の機能向上により、こうしたモデルの作成・計算も容易になりつつあるものと思うが、現地データの収集を始め、投入される労力に見合う予測精度が得られるかは不明な点も多い様に思われる。寧ろ流域全体を扱う総合土砂管理の観点から必要なアプローチにも思われ、今後の展開に期待したい。

1．3．2　近傍類似ダムからの推定

1）留意点

平成9年改訂新版の河川砂防技術基準(案)の解説では、「貯水池の堆砂量は、貯水池計画にあたり、基本的にはできるだけ類似地域における既設のダムの堆砂量から推定することが望ましく、上流の砂防計画、流域の広狭、地質、林相などを考慮し堆砂計算結果等も参照し、総合的に決定する必要がある。」とされているが、具体的に類似の内容や、貯水池の広狭、地質、林相などをどのように評価すればよいかについての記載はない。個々の事例ごとの検討に任されているといってよい。

一般には、近傍ダムで標高、地質、林相、崩壊地等の状況が同様の貯水池堆砂実績があれば、そのダムの比堆砂量をそのまま用いているのが現状である。また、必ずしも各種パラメータの状況が同様でない場合には、近傍の複数ダムの堆砂実績との大小関係をパラメータの状況から定性的に判断し、平均値や安全を見てより大きいであろうダムの堆砂実績をとるといった方法がとられる。このようにすれば、推定誤差が近傍ダムの堆砂実績範囲、或いはその延長上のある範囲に納められるであろうという判断であり、賢明な手法といえよう。一方、こうした判断が妥当性を持つためには、パラメータにある程度類似した傾向をもつダムの堆砂量実績が、ある程度の数近傍に必要である。このようなダムが常にある保証はない。

近傍に類似ダムがない場合には、抽出するエリアをより広く取り、その中で堆砂量に関連するであろうパラメータと堆砂量の状況を判断していかざるを得ない。ここで、注意しておかなければならないのは近傍類似ダムの意味である。近傍類似ダムはただ近くにあればいいというものではなく、堆砂関連パラメータの幾つかは同じものとして考えることができるという意味をもつものと解釈すべきである。例えば気象や地質・地形状況などが同じであれば、これらは固定したものと考え、崩壊地面積といった、堆砂に対する傾向が明確に規定できるものを比較すればよいという意味である。従って、近くにあっても異なるパラメータの数が多いダム群の場合やある種の地質のよ

表－2　評価に用いられる比堆砂量を表すパラメータ例

流入土砂量に関するもの	土砂の捕捉に関するもの
地質区分	貯水池水量（年平均貯水池水量、洪水期平均貯水池水量）
集水面積	流入量（年間流入量、出水時流入量）
傾斜（起伏量、平均傾斜）	
林相	（上流河床材料）
高度	
崩壊地（面積・傾斜）	
開発状況（開発内容、面積）	
水文量（年降水量、年最大雨量、土砂流入開始雨量以上雨量、面積当たり貯水池流入量）	

うに堆砂への影響方向が必ずしも明確でないパラメータが異なる場合には、定性的判断が容易でなくなってくる。対象エリアを広げるというのは、こうした異なるパラメータ、或いは傾向が不明なパラメータの数が増え、定性的判断が徐々に困難になっていくことを意味している。エリアをどんどん大きくすると、最終的には全国ベースで経験式を作成するという従来の研究と同様の不確実性を持つことになる。近年では、堆砂量データもかなり蓄積されてきている。全国的範囲に至る前に、より精度のよい判断を実施していく必要があろう。ここに担当技術者の能力が問われているといってよい。

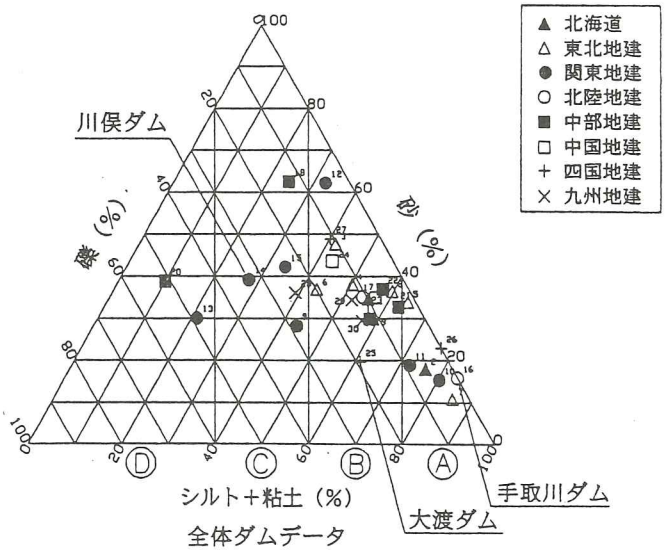
参考までに、よく用いられている比堆砂量に関連するパラメータを表－２に示す。本節で紹介した幾つかの提案式は、上流端ダムで貯水容量が比較的大きなもののデータを用いており、パラメータとして貯水量を導入していいない。これは、集水域から流入する土砂量がほぼ貯水池で捕捉されているであろうことを前提に考えていること、つまり意識として流入土砂量を議論していることを表しているといっていいであろう。表の左側のパラメータである。一方、流入水量に対し、貯水量が小さい場合には、堆積することなく流下する微細粒子成分（顕著な場合には比較的大きな粒子成分）が無視できなくなってくる。鶴見や吉良の式で導入されている貯水容量のパラメータはこうした捕捉率に関するパラメータということができ、江崎は直接的に捕捉率をパラメータとして導入している。近傍類似ダムの実績が不足する場合に、砂防ダム等非常に貯水量の小さい構造物の実績値を参考にする例がみられるが、捕捉率の評価ができない場合には安易に用いるべきではない。このことについて次節にて検討する。

２）微細粒子成分の流入と捕捉

貯水池の堆砂があるレベル以上に進行すると、堆砂量に応じて貯水池内を通過して下流に流下する土砂量が大きくなる。このとき、同時に流下する粒径も大きくなってくる。堆砂が満砂に近づくと粒径の比較的大きな掃流成分の土砂も流下するようになり、多くの土砂が下流に流出する。捕捉される土砂量より排出される土砂量が多いような状況の貯水池は、堆砂実績から堆砂量を推定するダムとしては不適当である。つまり、計測可能な堆砂土砂量に対し、計測困難な通過土砂量が多いほど、流入土砂量の推定精度は悪くなる。

そこで、ここでは、貯水池流入とともに急激に沈降するような土砂の排出の生じていない場合を対象に考える。この場合、貯水池に堆積することなく流下する成分の主たるものはウォッシュロードであるなる微細粒子と考えてよいであろう。

まず、こうした微細粒子が堆砂量に占める割合について把握しておく。表－１に示したのは、その一つの指標である。今、水平堆砂が計画されているとすると、有効容量の内に溜まっている土砂は主として計画堆砂位が原河道と交わる位置より上流に堆積している土砂、例えばデルタを形成するような比較的粒径の大きな土砂により構成されているであろう。逆に有効容量外の土砂はこれより粒径の小さい、沈降が遅い土砂と考えることができる。こうした視点で表－１を見直すと、平均的には、堆砂の約６割が比較的小さい粒径の土砂で構成されていると考えることができよう。鈴木[15]は、中部地方の貯水池ボーリング資料から、粒径 1.0mm 以下の細粒土砂の占める割合は、満砂しているダムを除き、60～80％であることを報告している。図－3 は、建設省管理の 30 ダムについて実施され

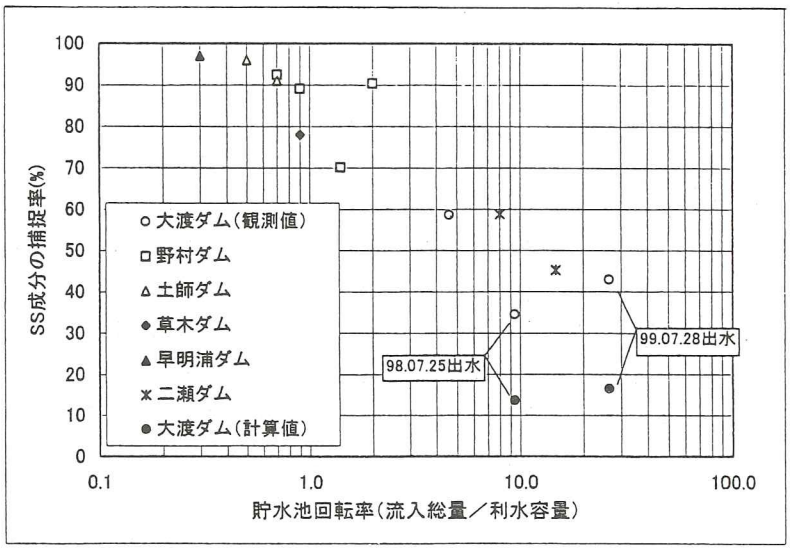


図－３貯水池内堆積土砂の粒径区分割合

たボーリング調査等の調査結果[16]より求められた堆砂の粒径区分割合を示したものである。調査対象ダム平均では、粘土（0.005mm 以下）：20.2%、シルト（0.005～0.074mm）：33.6%、砂（0.074～2.0mm）：34.6%、礫（2.0～20mm）：11.6%であり、シルト以下の細粒成分が約 50%を占めている。これら平均的な結果は、互いに附合するものとなっている。ただし、図－3 からも分かるように、個別ダム毎にみると、粒径区分割合も比較的バラツキが大きい。因みに、庄川を対象とした芦田・奥村[13]の研究では、浮遊成分の境界となる粒径として 0.1～0.2mm が考えられるとしており、これより小さい粒径がデルタ下流に堆積していることを報告している。また、角・塚原[17]は、現地観測データより、ダム流域の出水時ウォッシュロード濃度は、下流域と比較してかなり大きくなることを示している。何れにしても、浮遊成分が堆砂の半分以上を占めるものとすると、その捕捉率の議論は堆砂量を予測する上で無視できない因子であることが推察される。

ダムの捕捉率を表す図表として貯水池回転率をパラメータとした Brune[12)b] の図表が知られている。これは、貯水池回転率として平均年総流入量／総貯水容量を用いたもので、米国の貯水池の実測値から上・下限及び平均の 3 曲線を提示している。前述の江崎[9]は、平岡ダム貯水池の通過土砂量が佐久間ダムで全て捕捉されているとの仮定の下、両ダムの堆砂実績から平岡ダムでの捕捉率を求め、わが国のデータが Brune の図表の上限値に近いとしているが、わが国の代表値とするには、いかにも事例が不足しているというべきであろう。

図－4 は、微細粒子の捕捉率と回転率の関係を示したものである[16]。図は、建設省のいくつかの管理ダムを対象に行われた出水時の流入・放流水の SS 調査結果を用いて作成されており、回転率として、濁水が流入する 1 出水当たりの総流入量と貯水量の比が用いられている。図中には、回転率の大きいデータが得られている大渡ダムのデータをもとに実施された、櫻井・柏井[18]の鉛直 2 次元モデルによる数値シミュレーション結果を併せて示している。シミュレーション結果では、観測された放流水の SS は表層取水が行われている発電取水口のものを表していると推察されており、低位に設けられている放流管からの濁水放流を考慮すると、捕捉率は更に小さくなるものとしている。櫻井らは、実測データの検証を踏まえ、洪水波形・規模や取水位置を変えた検討を実施しており、微細粒子の捕捉率は回転率のみでなく、洪水波形や取水位置の影響を受けることを示している。また、当然のことながら流入土砂の粒度分布の影響を受ける。従って、同じダムの観測値でも洪水毎の捕捉率は回転率に対しある程度バラツキを持つことが予想されるが、100 年という長期の土砂量を予測するのであれば、多少データはバラツクとしても平均的な値を用いて差し支えないものと思われる。そうした視点で図－4 の結果をみると、データが少ないもののダムが異なるにもかかわらず比較的まとまりのある関係が得られているようである。今後更にデータの蓄積を計っていく必要があろうが、出水時回転率が 0.5 程度以下では殆どの土砂が捕捉されること、回転率のべき乗に反比例して捕捉率が低下していくことが分かる。



図－4 出水当たりの貯水池回転率と SS 成分捕捉率の関係

図－4 を用いて、近傍類似ダムの堆砂実績から当該ダムの捕捉率を求める方法として、例えば次の方法が考えられる。

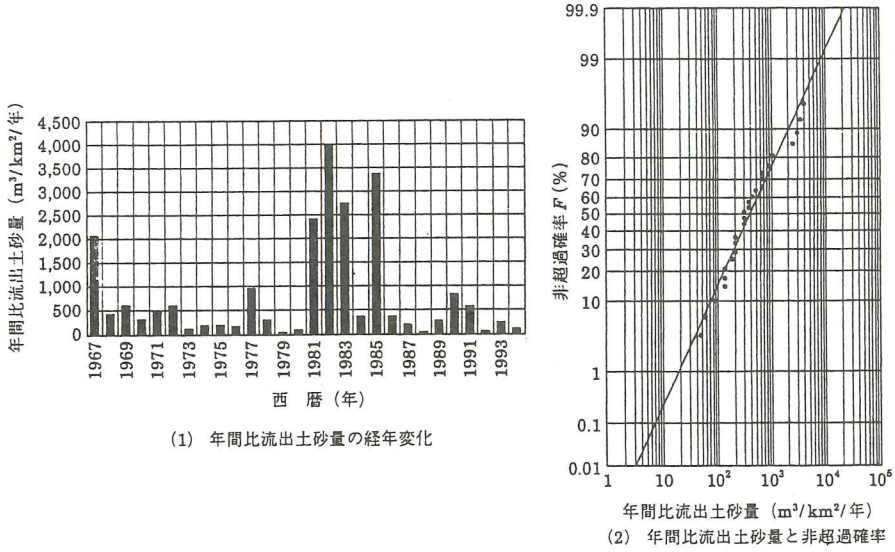
SS 成分、つまりウォッシュロード成分の流砂量Q_sは、水量をQとすると、$Q_s = \alpha Q^{\beta}$により通常表されている。ここに、α, βは定数であり、βとして２の値がよく用いられている。この関係が成立するものとし、土砂（濁水）流入が発生する水量以上の出水iにおける捕捉率をκ_iとすると、出水中に捕捉される土砂量Q_{sdi}は、$Q_{sdi} = \kappa_i \int_i Q_s dt = \kappa_i \alpha \int_i Q^{\beta} dt$として計算される。したがって期間内の出水回数を$n$とすると、この間の全流入土砂に対する捕捉率$\kappa$は

$$\kappa = \sum_{i=1}^{n} Q_{sdi} / \sum_{i=1}^{n} \int_i Q_s dt = \sum_{i=1}^{n} (\kappa_i \int_i Q^{\beta} dt) / \sum_{i=1}^{n} \int_i Q^{\beta} dt$$

として求められ、近傍類似ダム及び当該ダム地点夫々での出水量データを用いて、両ダムの捕捉率の違いを知ることができる。ここで、求められる捕捉率はウォッシュロード成分であるので、近傍類似ダムの堆砂量をウォッシュロード成分とこれより大きな粒子成分に分けておかなければならない。これは、堆砂のボーリング調査や堆砂形状の分析から行うことができる。すなわち、前述の芦田・奥村[13]の提示している 0.1～0.2mm 以下の粒径割合、或いは貯水位付近に形成されるデルタ下流側の堆砂量割合などにより設定すればよいであろう。

３）堆砂量の年変動

竹林・廣瀬・尾作[11]は、堆砂期間の比較的長い（12～35 年）のいくつかの貯水池の堆砂実績を用い、年堆砂量変動の確率処理を検討している。その結果、年堆砂量の確率分布は、概ね正規対数分布或いはグンベル分布に従うこと、年平均堆砂量から求められる 100 年間堆砂量に対し確率分布から求められるそれは全般に大き目の値を与え、特に年堆砂量の変動の大きいダムではその差が顕著になることを報告している。正規対数分布による年間堆砂量の確率表示は、須賀ら[19]によっても提案されており、図－５にその例を示す。図には、年堆砂量の変動も併せて示しているが、年堆砂量は比較的大きな変動を持つものであり、その影響を無視できないことが確認される。その影響は、100 年間堆砂といった総量的な検討においては勿論であるが、特に、貯砂ダムにより土砂捕捉しこれを毎年掘削するといった堆砂対策検討において大きく、平均量のみによる検討では不十分な計画となるので注意が必要である。



(1) 年間比流出土砂量の経年変化

(2) 年間比流出土砂量と非超過確率

図－5 川俣ダム比流出土砂量の経年変化と確率評価

1．4　堆砂形状の推定

貯水池に流入した土砂は、分級されて貯水池内の各所に沈降、堆積する。分級作用により形成される堆砂形状の典型的な構成要素として、貯水面付近から上流に延びる堆砂面を形成する頂部堆積層、頂部堆積層下流側に形成される比較的急勾配の前部堆積層、前部下流側で河床とほぼ平行に堆積する底部堆積層、ほぼ水平に堆積する密度流堆積層の 4 層がよく知られており[13]、上流から下流に向かうに従って粒径が小さくなる。頂部堆積層及び前部堆積層はデルタとよばれる段丘状の形状を示し、主として掃流砂及び粒径の大きな浮遊砂からなる。また、底部堆積層、密度流堆積層は比較的粒径の小さい浮遊砂及びウォッシュロードにより構成される。

上記は典型的なスケッチであり、例えば粒度分布が連続的で、掃流・浮遊砂の混在が顕著になってくると、前部堆積層の勾配が緩くなり、底部堆積層との区別が不明瞭になってくる[20]。また、堆積土砂は、貯水位の水位が低下すると、再移動し、再度沈降・堆積するので、実際の堆砂形状は複雑な様相を示すことになる。

こうした分級や水位変化の影響を受ける堆砂形状は、貯水池運用下の河床変動計算によりある程度の信頼性をもって計算することが可能である。ここで、計算での流入土砂条件等は、対象期間内の堆砂量が、前節で述べた堆砂量に合うよう粒径分布を含め設定する必要がある。

計算における貯水池内の浮遊成分は、厳密には、密度分布をもつ貯水池内での複雑な流動現象を考慮しなければならない。この現象の再現には、濁水問題で利用されている鉛直一次元或いは 2 次元モデル等を用いることができる。ただし、100 年といった長期間の計算をするにはかなりの計算時間を必要とする。浮遊成分については、ダムを通過する成分も考えられ、設定された堆砂量に見合う条件設定のためには、繰り返し計算が必要となる。これは多大な労力といえよう。このため、貯水池内の密度分布の影響を無視したより簡便な方法の検討がなされており参考にすることができる[21)、22)]。貯水池規模にもよるが、大量の土砂流入があるような出水時には、貯水池内の躍層はかなりの程度破壊されていることが想定され、このような場合には、密度分布の影響を考慮する必要はないものと思われる。

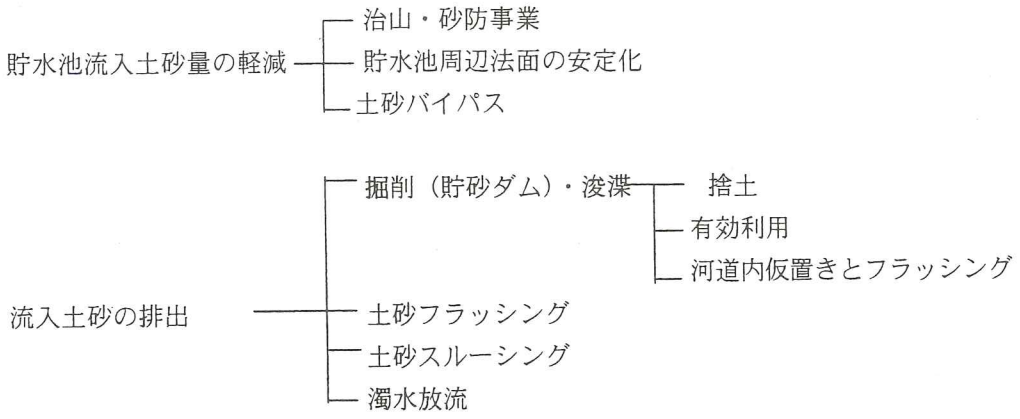
計算に当たってのもう一つの課題は、常流、射流が混在した流れ場の扱いにある。一般に、ダムが建設される河道の河床勾配は大きい。また、貯水位低下による再移動を再現するためには、下流に急勾配面をもつデルタの侵食を計算できなければならない。そのためには常流、射流の混在した流れ場に対する計算が必要となり、水位低下によるフラッシング排砂のシミュレーション等を対象に実施されてきている[23)、24)]。同様の流れを扱う砂防関係では、近年、MacCormack 法による計算が推奨されているようである[25)]。

数値計算によるシミュレーションは、長期間に亘る計算が必要な堆砂形状検討では、それなりの労力を要するものである。貯水池容量に対する堆砂容量の比率が大きい場合や、大規模な堆砂対策を検討するなどのケースでは必要になるものと思うが、計画堆砂量が 10％～20％程度の、通常の貯水池の計画検討に対しては過大な労力に思える。このような貯水池では、例えばウォッシュロードに相当する小さい浮遊成分に対しては水平堆砂とし、計算の比較的容易で背砂の問題を生じる掃流成分（粒径の大きな浮遊成分も掃流成分として扱う）に対してのみ計算を行うといった方法で十分であろう。背砂の影響が小さい場合には、掃流成分について更に簡便に、デルタの頂点＝常時の水位、前部堆積層傾斜角＝安息角とし、デルタの堆積量が掃流成分堆砂量に等しくなるように頂部堆積層勾配を求めるといった方法も考えられる。また、常時の水位での水深及び容量により無次元化した貯水池水深～容量曲線及び貯水池運用が、堆砂量検討の対象とした近傍類似ダムと同様であれば、近傍類似ダムにおける無次元水深上の堆砂量構成比率を当該ダムに適用するといった方法も有力であり、推定される堆砂の影響の度合い、利用可能なデータの質を勘案して手法の選択を行う必要がある。

2．堆砂の軽減策

2．1　堆砂軽減策のメニュー

現在実施されている、或いは現実的なものとして考えられている堆砂軽減方策をまとめて図－6 に示す。

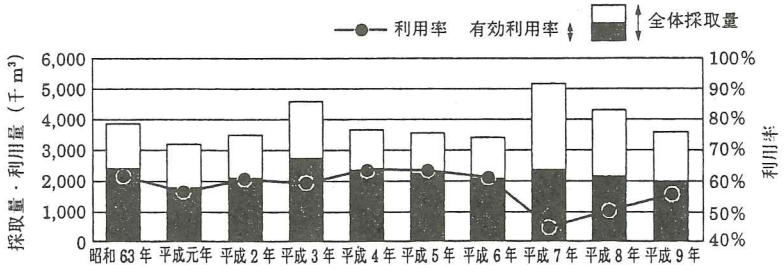


図－6　貯水池の土砂軽減方策

図－6 のうち、貯水池における堆砂対策は土砂バイパスより下方のものであり、ここでは、これら方策を対象に論ずることとする。このうち、土砂バイパス、フラッシング、スルーシング及び濁水放流は、貯水池を通過する流水の力を用いるものである。また、掘削・浚渫は機械力によるものであるが、河道内に仮置きし、出水時にこれをフラッシュさせる場合には、河道を下る流水の力を併せて用いることになる。

2．2　掘削・浚渫

堆積した土砂を排出する最も一般的な方法は掘削・浚渫である。堆砂量の絶対値が小さければ、堆砂の状況に合わせて除去すればよい。建設省の堆砂報告によれば、貯水容量 100 万m^3以上の約 700 ダムにおける、昭和 61 年～平成 8 年の 10 年間の年間平均堆砂量は約 2,000 万m^3であり[3)]、一ダム当たりの平均は約 3 万m^3である。貯水池計画上、水位低下によるフラッシングが必要な宇奈月ダムでは、年間平均約 140 万m^3の、また、土砂バイパスによる恒久対策が計画されている美和ダムでは年間平均約 70 万m^3の流入土砂量が推定されており、これらの数字と比べれば平均値は桁違いに小さい数字である。掘削・浚渫による対応が可能なダムも少なくないであろう。平成 9 年度に建設省が実施したアンケート結果（回答 590 ダム）によれば、平成 63 年～平成 9 年までの 10 年間に、平均して年間 390 万m^3の、最大では 500 万m^3の土砂採取が行われている。

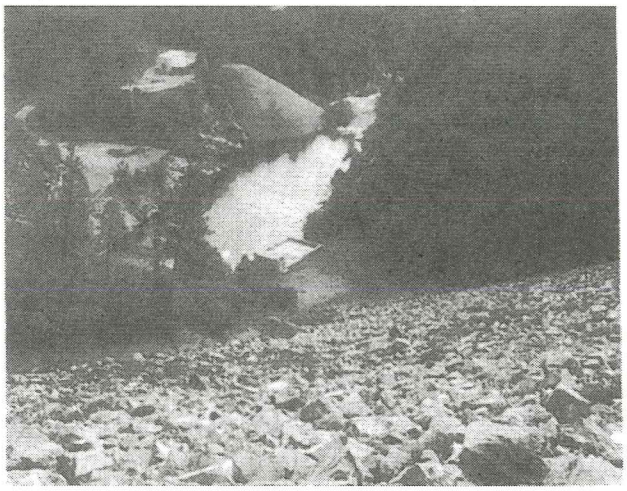


図－7 採取土砂の運搬距離

掘削・浚渫の問題点は、その搬出先である。先のアンケート結果では、採取土砂の約 60％に当たる 220 万m^3がコンクリート骨材や盛土材として有効利用されている。ダム貯水池は一般に需要地から遠距離にあり、こうした有効利用では、コスト面で、また、道路整備が十分でない場合には環境面で不利な条件下にある。近傍に需要が発生した場合に即座に対応するなど、常日頃からの臨機応変な対応が望まれる。図－7 には、採取土砂の運搬距離を示す。距離が遠くなるに従って事例も少なくなっており、25ｋｍを超える例はまれである。

掘削・浚渫土を有効利用する、或いは捨土する場合には、河道を通過するはずの土砂を河道外に搬出する

ことになる。総合土砂管理の観点からは、適当な粒径・土砂量を下流に供給するのが望ましい。このことを受け、近年、採取土砂を下流河道に仮置きし、これを出水時にフラッシュさせる試みが実施されるようになっている。長安口ダムでは既に長年の実績を持っているし、秋葉ダム、長島ダム、三春ダムなど各地で試験的に行われている。将来性のある方法ということができ、今後、置土方法と出水時のフラッシング特性等が整理されていくことが望まれる。**写真－1**は、米国開拓局のダムでの置土状況であるが、ダム直下流斜面に上方から山積されている。これと比較し、わが国で実施されている置土は、かなり神経を使って置土場所、盛土形状を設定している。また、置土も少量から始め、環境等のモニタリングを行いながら徐々に量を増やすといった慎重な対応を行っている。環境に配慮した妥当な方法と思うが、同時に、高コストなものになっているように思う。将来性のある方法であり、置土方法と出水時のフラッシング特性等を早急に整理していく必要がある。



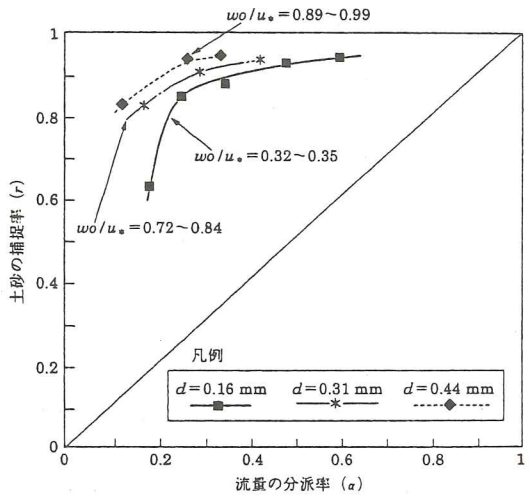
写真－1　ウィスキータウンダム下流の置土状況

有効利用や下流への置土に用いられるのは、比較的粒径の大きな土砂であり、堆砂でいえば、貯水池上流側に堆積する土砂である。こうした比較的大きな粒径の土砂の掘削を容易にするため貯水池末端付近に貯砂ダムが設けられる場合も多い。貯砂ダムは、規模を小さくすれば堆積土砂の粒径を比較的大きなものに限定することが可能であるが、逆に捕捉する量が小さくなる。また、規模を大きくすれば捕捉量は多くなるが同時に細粒成分も捕捉することになる。貯砂ダムの規模・配置の設定では、掘削土の処理方法を十分勘案しておかなければならない。貯砂ダムの、粒度特性も含めた貯砂機能については、不明な部分も多いが、数値シミュレーション等を用いてある程度の予測は可能である。

2．3　土砂バイパス

土砂バイパスにてダム下流にバイパスされる土砂量は分水量の関数として与えられるが、その関係は粒径ごとに異なる。また、分流施設の形式・規模や運用方法の影響を受けるものである。従って、バイパス土砂量は、最終的には分水計画、施設計画を設定した上で算定されることとなり、バイパス計画検討では、何回かの試行計算が必要になる[26]。

粒径との関係で言えば、濃度分布が偏る粒径の大きなものほど、分流する流れの選択により、少ない水量の分流で多くの土砂を分流することができる[27]。**図－8**は、分流堰上流側に螺旋流を形成させ、河床付近の流れを主体に分流した場合の流量と土砂の分派特性について示したものである。図中、w_0：粒子の沈降速度、u_*：上流河道での摩擦速度であり、粒径の大きい程、小さい分流水量でより多くの土砂を捕捉できることが分かる。また、



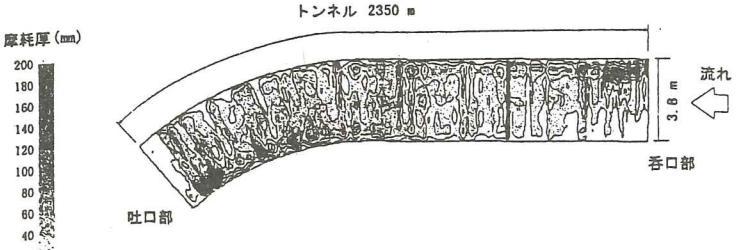
図－8　分流堰前面に渦流を形成させた場合の土砂の捕捉率と流量の分派率の関係

粒径の大きな土砂であれば、分流堰上流の水位が流入水量に合わせて上昇・低下することを利用し、出水時に一旦上流に堆積させ、水量減衰時の水位低下時にフラッシュさせることも可能である。これに対し、水流と完全に混合しているウォッシュロードでは、水量と土砂量の分流比率がほぼ同程度となり、水量の分流計画により土砂分流量も概ね決まることになる。

バイパス施設の設計では、分流施設とともに、バイパス水路、減勢工の設計が課題となる。バイパス水路は、通常開水路トンネルとして設計されるが、トンネル内での土砂の堆積による水量や土砂の流下阻害を生じないよう設計する必要がある。

一般に、同じ水路勾配での土砂輸送能力は、固定床におけるものが移動床におけるものよりかなり大きい[28]。それ故、一度堆積が始まると、堆積は急激に進行し、開水路流のトンネル内流況を保つことはできない[29]。こうした土砂の堆積は、定常的には、大きな粒径の土砂の高濃度分派や河道流砂量に比較して緩勾配な勾配設定により生じる可能性がある。また、先に述べた分流堰上流水位低下過程では、堰上流堆積土砂の侵食により、一時的に大きな土砂流入が生じるので注意が必要である。原田ら[30]は、分流堰水位低下時の土砂流入により生じたトンネル内堆積により、トンネル内に、負圧を伴う大きな圧力変動が生じることを報告している。なお、バイパス水路は、地形等との関係で湾曲部を持つことが考えられるが、湾曲部では、局所的な土砂の堆積を生じるので注意が必要である。射流水路に対する外崎・高須[31]の実験によれば、流砂量の増加に連れて、湾曲部内側での堆積の開始、内側での堆砂厚の増大と湾曲外側への堆砂幅の拡大、外側への堆砂の到達と直線水路部への堆砂の拡大の過程を経るとされ、湾曲外壁に堆砂が到達する際の流砂量は、直線水路の場合の80%程度であったことを報告している。ただし、湾曲部曲率半径／水路幅＝5～15、湾曲部中心角度＝30～90度である。

粒径の大きな土砂を流下させる場合には、トンネルの土砂流下能力とともに、摩耗対策が問題となる。砂礫による摩耗・損傷量については、必ずしも十分な知見が得られている状況にはないが、砂礫のバイパスを実施している旭ダムバイパストンネルのコンクリート摩耗実績[32]によれば、平成10年4月から12月までの約8,3000m^{3}のバイパスにより、平均45mmの摩耗が生じ、石橋[33]による方法での年間摩耗量の設定値40mmと同程度の値であったとされている。一方、水平のインバーとであるにもかかわらず、局所的には200mmを超える深掘れが生じており、図－9に示すように、トンネル呑み口から直線区間では、呑み口部の影響で右岸側が、曲線始端以降では、曲がりの影響により左岸側（曲がりの内側）が顕著に摩耗している。こうした、摩耗／損傷については、今後、ライニング材料も含めて研究を進めていく必要がある。



図－9旭ダムバイパストンネル摩耗状況

摩耗対策は、バイパス水路のみではなく、分流施設、減勢工を含む施設全体としての問題でもある。トンネル部では、損傷による施設形状の変化はある程度許容されるが、分流堰の流量コントロール部では形状の維持そのものが必要である。このような場所では、損耗量の小さい鋼材を使うなど、施設の必要機能に留意した検討が要求される。

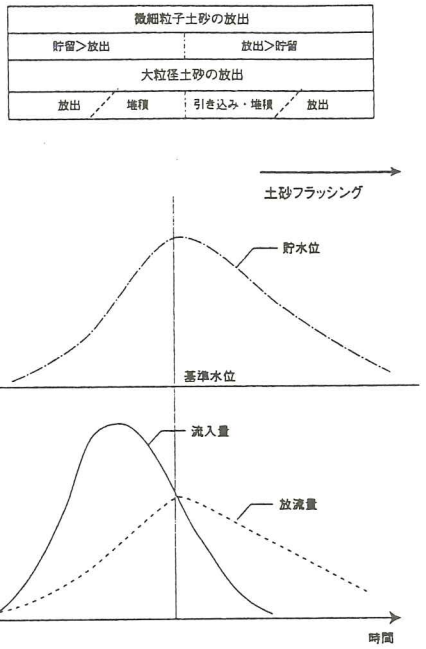
バイパス水路の摩耗を小さくするためには、水路の勾配を小さくするのが効果的である。一方、水路勾配を小さくとれば水路断面が大きくなり、土砂の輸送能力が減少する。水路延長が同じであれば、水路出口と下流河川標高に大きな落差を生じることになり、砂礫の激しい衝撃を受ける減勢工が必要となる。また、水路の下流端が山腹の高い位置になり、施工が不利になる等様々なデメリットが生じる。筆者は、水路出口標高はできる限り下流河床に近づけるのが得策であると考えているが、そのためにも水路の摩耗・損傷量とそ

の対策に関するより詳細な知見が求められている。

減勢工については、水理的には通常の水理施設と同様であるが、土砂による摩耗対策を十分に考えておかなければならない。また、地形にもよるが、バイパス水路は、通常河道側方から合流するので、減勢工が河道の流れに悪影響を与えないよう配置する必要がある。地形によっては、これはかなり難しい問題となり得るものであり、先に述べた水路勾配を大きくすることにより減勢工の負担をできるだけ小さく（下流条件が許せば、直接河道に放流）するのが得策である。なお、通常の規模の砂礫であれば、砂礫の存在が減勢工の流況に及ぼす影響は小さいと考えてよい。

2．4　土砂フラッシング・スルーシング

治水専用ダムでゲートレスの常用放流設備敷高を原河床標高付近に設定した場合を考えると、貯水位及び流量変化は図－10 に示すようになる。土砂の貯水池への流入は、主として出水時に生じ、流入した土砂は、粒径ごとに、洪水調節における一連の水位変化に応じた挙動を示す。即ち、沈降しにくい微細粒子は、流水と同様に一時的に貯留された後、貯水池が空虚になる過程で放流される。また、沈降しやすい大きな粒径の土砂は、貯水位上昇時には水面位置付近に堆積するが、水位の低下に伴い侵食されて下流に移動し、最終的にはダム下流へと放出される。中間的な粒径の土砂は、両者の間の挙動を示すこととなる。



図－10 自然調節における貯水位・流量変化と土砂の挙動

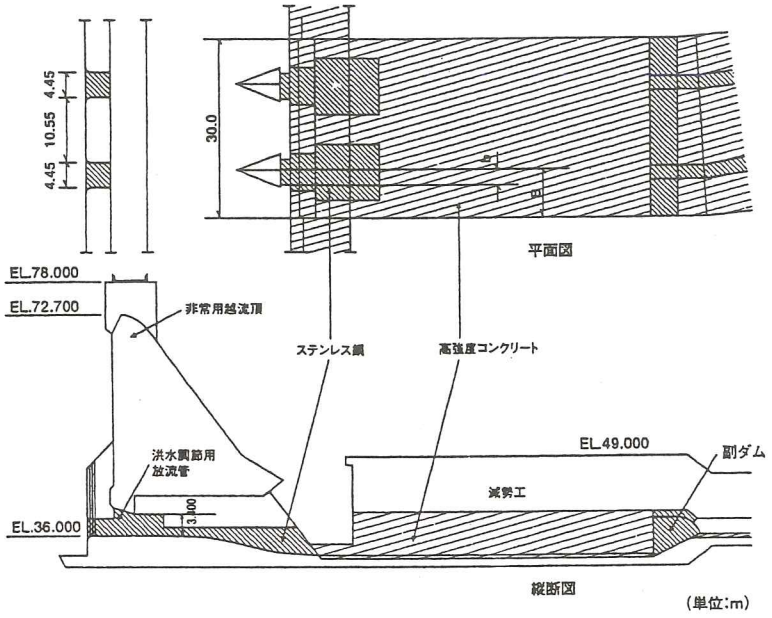
土砂フラッシングは、貯水池の水位低下操作によって堆積土砂を下流に排出するものであり、そこで生じる現象は上述の水位降下時の現象と同じである。また、堆積することなく放出される微細土砂は、スルーシング操作により放流されたといってよい（スルーシングの定義にはまだ確定したものはないが、ここでは、水位をある程度低下させ、流入土砂を堆積させることなく通過させる操作として定義しておく）。これら水位変化に伴う土砂の挙動は、堆砂形状の予測で述べた河床変動計算により計算することができ、繰り返されるフラッシング操作により、ダムから上流側に向かって、ある貯水空間が安定して維持される[3 4)]。この安定して維持される空間を利用して貯水池の利用計画が策定される。ここで、洪水調節容量については、洪水中に大量の土砂が流入するので、フラッシング後に安定して得られる容量に、出水時に堆砂により失われる容量を差し引いておく必要がある。

治水専用ダムの常時の貯水池は空虚であり、一出水中に流入した土砂がその出水の中で排出される。即ち、自然現象に対する時間差が小さく土砂の放出が行われる。一方、多目的ダム等常時の水位が高い場合には、ゲート操作により実施される水位低下操作間の堆積土砂が排出されることになり、同じ流量・水位低下時間の排砂操作を行うものとすると、水位低下操作の頻度が小さいほど一回あたりに排出される土砂量が大きくなる。このとき、小さい流量での排出を行うと、土砂排出量が小さくなり確保される貯水容量が小さくなることは勿論、非常に高濃度の土砂が排出されるなど下流河道環境に与える影響が大きい問題が生じる。

このことについて、多くの排砂経験を有するフランスの電力公社は、排砂操作に関し、①時期は洪水期とし、毎年の操作が可能なよう年１回発生するピーク流量程度を放流開始流量とする、②洪水流量を大きくしないよう、洪水ピークが過ぎてから行う、③所要の水位回復時間の短い貯水池で行う、④地域の水文及び環

境影響を考慮した時期を選定する（特に魚類の産卵シーズンは必ず避ける）、⑤清水を下流に放流し、下流河床に堆積した浮遊砂を洗い流すため、必要に応じフラッシュ放流を継続する等の原則を提示している[35]。わが国では、黒部川の出平ダムでの何回かのフラッシュ放流の経験を得て、同様の原則を持った排砂操作方法にたどり着いており、平成13年6月には、下流宇奈月ダムとの始めての連携排砂が実施されている。排砂経験を通じ、今後更に適切な運用ルールの確立が図られていくものと期待される。

ゲートレスの治水専用ダムでは常用洪水吐きを通して、また、多目的ダム等の常時の水位が高位にあるダムでは、ゲートを有する排砂設備を通じて土砂が排出される。これら施設は、堤体内に設けられており、堤体に影響を与えない、厳密な止水或いは流量制御を行わなければならない、という意味で土砂バイパス水路の場合より、更に厳密な土砂による摩耗・損傷対策を検討しなければならない。



図－11　益田川ダムの放流設備

図－11には治水専用ダムである益田川ダムの放流設備計画を示したが、土砂を通過させる放流管の管路長を短くし、土砂による影響を小さくするとともに、堤体や流量制御に直接影響する部分及び、減勢工内の水深を確保するための副ダム上流面と上面については、形状変化が少なく耐摩耗・耐錆性のあるステンレス鋼によりライニングすることが計画されている。また、減勢工形状は、減勢工内に平面渦により生じる土砂の巻き込みが生ぜず、流入・堆積土砂がスムーズに下流にフラッシュされるよう配慮されている[36]。

施設の摩耗対策は、大量の土砂を排出する宇奈月ダムや出平ダムにおいて様々な検討が実施されており、各種ライニング材料の摩耗特性試験が実施されるとともに、ゲート形式やライニング方法に多くの新技術を導入している[36)、37)、38)]。ここでは詳細は省略するが、今後の土砂流下施設の設計において参考になるものと思われる。

2．5　濁水放流

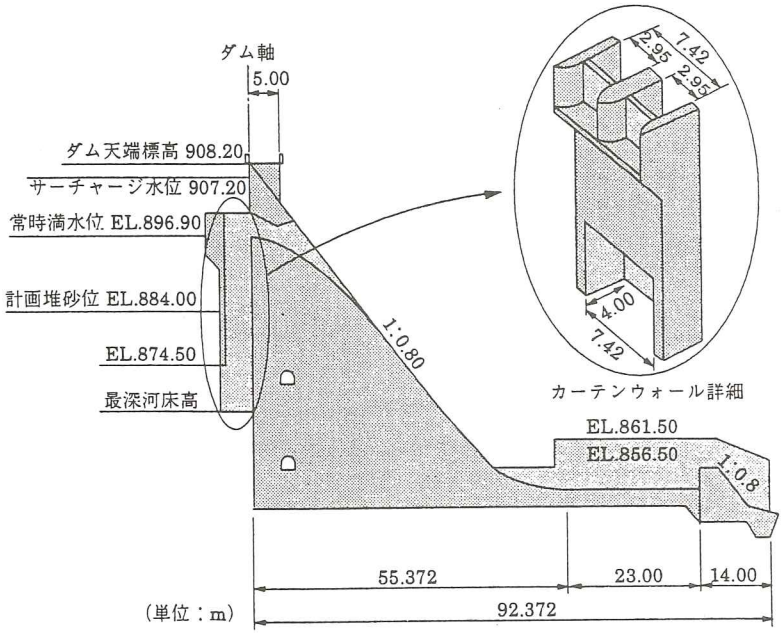
貯水池内に堆積した土砂で最も扱いにくいのは、恐らく貯水池下流側に堆積した微細粒子成分ではないかと思われる。浚渫による除去は可能であるが、骨材や盛土としての利用は期待できない。下流への置土は濁水の原因となろう。また、土砂バイパスにより多くの土砂を迂回させることはできるが、先に述べたように粒径の大きな土砂と比べて捕捉率は低いので、貯水池に堆積する成分を完全に除去することはできない。水位低下によるフラッシングにより下流に排出することは可能であるが、土砂フラッシングは適用可能なダムが限られよう。

そこで、微細粒子を濁水として出水時に排出する方法が期待される。しかし、従来から議論されてきた濁水放流は、出水時の濁流を選択取水設備や低位の放流設備で積極的に排出しようというものであり（例えば図－12に示す片桐ダムでは、自然調節のための常用オリフィス上流にカーテンウォールを設置し、低位から

の濁水放流を行っている[39]、ある程度の排出効果は得られても、基本的には図－４に示される捕捉率を大幅に変えることはできないものと思われる。図－４の捕捉率には、低位放流管により多くの濁水が放流されている場合も含まれるからであり、最も影響するパラメータは回転率にあると考えられるからである。

濁水放流については、余り積極的な議論はなされてこなかったのが実情であり、ここでは、これまでの記述と趣を変え、構想も含めて述べてみたい。なお、濁水放流に関連する現象は、濁水問題で扱われるものと基本的には同様であり、濁水流動シミュレーションによりシミュレートできる。

濁水放流をより効果あるものとするヒントは、図－４にあり、出水時の回転率を大きくすればよい。そのためには貯水位のある程度の低下を実施する必要がある。（結局、土砂スルーシングを行うことになる）。ある程度の規模の出水に対し、水位を低く維持できれば、小流量時に堆積した土砂を再浮上させ、堆砂レベルを常に一定に保つことも可能であろう。詳細は不明であるが、台湾におけるこうした運用の成功例も紹介されており、恒常的な貯水池利用に向けての有力な方法であると思われる[40]。



図－12　片桐ダムのカーテンウォール式常用洪水吐き

土砂スルーシングは、しかし、土砂フラッシング程ではないにしろかなりの水位低下を要求する。既設ダムであれば貯水池運用の変更が必要になろう。特に貯水池回転率が小さいダムでは、貯水容量の利用が大きく制限されることになる。

ここで、濁水問題を考えてみると、問題は、出水時の河川が濁った状態では濁度を軽減し、出水後の清澄な状態時まで濁水を放流しつづけることにある。つまり、全量の議論ではなく、時間的なズレが問題である。回転率が小さい場合にはこのことが特に顕著であり、出水始めの長い時間に亘り貯水池内の清澄な水を放流していることが考えられる。つまり、堆砂問題の側から言えば、濁水を出せる時期に出していないことになる。こうした貯水池では躍層も発達しているであろうから、カーテン等により洪水流を周辺水と混合することなく躍層下方に導流するとともに、低位の放流設備から放流を行い、実質的な回転率を躍層下方の容量に対するものとし、濁流の放流設備への到達を速くすることが考えられる。この場合、躍層上部の清澄水はそのまま保たれるから濁水長期化問題にも有効であろう。より積極的には、濁水が到達するまでの間、貯水池下流側の微細粒子を曝気等により攪拌、再浮上させ、出水と同時に低位放流設備から放流することも考えられる。こうすれば微細粒子成分の堆砂量を常にあるレベルで一定に維持することも可能と思うがどうであろうか。

以上は、単なる構想である。貯水池下流側に堆積した微細粒子成分の排出は比較的難しい（勿論浚渫すればよい。より効率的な方法でという意味である）問題に思える。関係諸氏の技術開発に期待するところ大で

ある。

参考文献

1）千田実：ダムの堆砂が発電に及ぼす影響について、電力土木、No.154、1978
2）山本晃一：ダム下流の河床低下、土木技術資料、No.15、Vol.6、1973
3）上阪恒雄：貯水池の土砂管理、ダム技術、No.159、1999
4）鶴見一之：貯水池堆砂量の一算定法、土木学会誌、39－3、1954
5）田中治雄：わが国における貯水池の埋没に関する応用地学的研究、電力中央研究所報告・土木 57011、1957
6）吉良八郎：貯水池の滞砂に関する水理学的研究、香川大学農学部紀要、1963
7）灘波宣士、川口武雄：産地流域からの土砂の流出に及ぼす諸因子とくに森林の影響、林業試験所研究報告、1965
8）石外宏：貯水池の堆砂に関する研究、電力中央研究所技術研究所報告、No.66010、1966
9）江崎一博：貯水池の堆砂に関する研究、土木研究所報告、第 129 号、1966
10）宮崎洋三、大西外明：貯水池の堆砂実績からみた流域の土砂流出についての研究、水文水資源学会誌、Vol.11、No.1、1998
11）竹林征三、廣瀬昌由、尾作悦男：ダム貯水池堆砂量の推定方法についての試論－確率過程として堆砂現象をとらえるー、ダム工学、No.8、1992
12）建設省河川局監修：多目的ダムの建設、昭和 62 年版調査編、a)p.61、b)p.60
13）芦田和男、奥田武信：ダム堆砂に関する研究、京都大学防災研究所年度報告、1974
14）吉川太、副田悦生、笹川清志：堆砂診断技術に関する調査研究（ダム流入土砂量の予測）、関西電力(株)総研報告、1989
15）鈴木徳行：ダム堆砂に関する排砂対策について、ダム技術、Vol.4－2、1986
16）箱石憲昭：ダム貯水池の土砂管理に関する研究、土木技術資料、No.42、Vol.4、2000
17）角哲也、塚原千明：ダム流域におけるウォッシュロード量の評価、河川技術に関する論文集、No.5、1999
18）櫻井寿之、柏井条介：貯水池における出水時の微細粒子の捕捉、ダム技術、No.161、2000
19）須賀堯三、島貫徹、徳永敏朗：全国河川上流部の流出土砂量、土木技術資料、Vol.18、No.2、1976
20）岡部健士：貯水池における堆砂過程とその予測に関する基礎的研究、京都大学学位論文、1982
21）芦田和男、高橋保、道上正規：河川の土砂災害と対策、pp.182～190、森北出版、1983
22）道上正規、藤田正治、三木淳史：ウォッシュロードによる貯水池堆砂の 1 次元及び 2 次元計算法、鳥取大学工学部研究報告第 3 巻、1992
23）高須修二、太田達雄：貯水池の排砂に関する河床変動計算、土木技術資料、No.31、Vol.12、1989
24）T. Kokubo, M. Itakura, m. Harada: Prediction methods and actual results on flushing of accumulated deposits from Dashidaira reservoir, ICOLD, Q.74, R. 47, 1997
25）（社）砂防学会編：山地河川における河床変動の数値計算法、山海堂、2000
26）柏井条介：貯水池土砂バイパスの計画検討、土木技術資料、No.43、Vol.3、2001
27）柏井条介、本田敏也、菅原崇之：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性、土木技術資料、No.37、Vol.12、1995
28）柏井条介、外崎悟、川口和也：滑面固定床流れの抵抗と流砂量、土木技術資料、Vol.31、No.5、1989
29）原田稔、森本浩、小久保鉄也：貯水池のバイパス排砂システムに関する実験的研究、ダム工学、No.24、1996
30）原田稔、小久保鉄也、出野尚：貯水池のバイパス排砂システムにおけるトンネル内土砂水理特性、土木学会論文集、No.600／Ⅱ－44、1998
31）外崎悟、高須修二：排砂水路曲線部における土砂輸送能力、第 44 回土木学会年技講演会講演集、1989

32）片岡幸毅：旭ダムの排砂バイパスについて、貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集ー、2000
33）石橋毅：ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究、土木学会論文報告集, 第 334 号、1983
34）小林裕, 柏井条介：ダム貯水池堆砂の排除に関する一考察、第 43 回土木学会年次講演会、1988
35）J-P. Bouchard: Sediment management in EDF reservoirs, 貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集ー、2000
36）柏井条介：洪水調節ダムのフラッシング操作と施設、貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集ー、2000
37）高須修二、豊田高司：排砂水路の摩耗対策、大ダム、No.138、1991
38）寺田昌史：ダムの排砂設備の計画と設計について、大ダム、No.152、1995
39）塚原千明、角哲也、宮井貴大、柏井条介：カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性、土木技術資料、No.40、Vol.11、1998
40）角哲也：台湾における貯水池土砂管理、ダム技術、No.159、1999

総合土砂管理とダム貯水池の堆砂

独立行政法人土木研究所水工研究グループ
上席研究員　　柏井　条介

1．総合土砂管理の動向

1.1　河川審議会総合土砂管理小委員会報告

平成10年７月、河川審議会総合土砂管理小委員会[1)]から「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」が報告された（以下、小委員会報告とする）。これを受け、建設省（平成13年１月より国土交通省）を中心に総合土砂管理に向けての取組が本格化してきている。ここでは、まず小委員会報告の内容を中心に総合土砂管理で考えられている理念についてとりまとめる。

小委員会報告では、まず土砂管理の現状が述べられ、これを踏まえて課題抽出が行われている。現状の問題点についての記述を要約すると次の通りであり、ダム建設に関して特に環境への影響が取り上げられている（②）他、中山間部での土砂災害（①）、河道部での河川管理構造物の安全性の低下・環境への障害（③）、海岸部での海岸侵食の増大とこれに伴う災害危険性の増大・環境への影響等（④）が問題視されている。

① 中山間地域では、今もなお地滑りや土石流等が多発し、多量の土砂流出と堆積が人命や生活基盤に直接的な影響を及ぼしている。また、扇状地、谷底平野の渓流、河道においても、上流からの流出土砂の堆積、渓岸侵食、乱流等は周辺集落へ影響を及ぼし、更に、下流河道への土砂流出は、河床の上昇をもたらして水位を上昇させて洪水、氾濫等の災害を発生させている。

② ダム建設により土砂の移動が遮断され、ダム貯水池内への異常堆砂、ダム下流への土砂供給量の減少が生じることにより、ダム貯水池末端における堆砂の進行による景観の悪化、土砂流入による濁水の長期化及び濁水の放流による下流の生物への影響、下流河川高水敷への冠水頻度の減少及びそれに伴う高水敷の樹林化や大粒径河床材料によるアーマーコート化等といった河川環境への障害をもたらしている。

③ 土砂流出による河床上昇・河道埋塞、砂利採取等による河床低下などの河床変動により、特に古い河川管理施設等の構造物が、大きな影響を受けており、安全性確保のために対策を講じる必要が生じている。また、砂利採取等により土砂供給量が減少する場合には、ダム下流域と同様に、樹林化やアーマーコート化等の河川環境への影響が生じている。

④ 河川から海岸への土砂供給量の減少、海岸構造物の設置による沿岸方向の漂砂の遮断及

び海岸崖などからの土砂供給量の減少等により海岸侵食が助長されており、国土の減少、海浜及び海岸保全施設の防災効果の低下、稚仔魚の繁殖場・ウミガメの産卵場の減少などの影響が生じている。

こうした状況を踏まえて抽出された土砂管理の課題を要約すると次の通りであり、上下流一体となった取組の必要性（①）、流域一貫したデータ収集の必要性（②）、土砂移動と環境との関係把握の必要性（③）、土砂の有効利用のための検討の必要性（④）が述べられている。

① 砂防、ダム、河川、海岸の各領域間の意志疎通が必ずしも十分図られていないが、現在の領域ごとの対応では限界があり、土砂の移動する場全体（流砂系）を考えた対策が必要な場合が存在する。そのため、今後は上下流一体となった取組が必要である。

② 流域全体の土砂移動を把握するためには、平常時及び大規模な出水時に上流区域を含めた流域全体を調査する必要があるが、流域全体にわたる一貫したデータはきわめて少なく、時間的、空間的に連続していないものである。また、土砂生産量の把握が十分でなく、流域全体の量及び質（粒径）的な予知・予測を完全に行うことが困難な現状である。

③ 大洪水時における大量の土砂流出、大規模地滑り、中小洪水による堆積や流下、平常時の細砂の移動と河川・海岸環境との関連及びダム等の人工構造物の設置に伴う土砂移動の変化が河川・海岸環境へ与える影響が十分把握されていない。

④ 国土マネジメントの一環として有効利用を図る観点からの土砂管理のあり方を検討すべきである。

上記認識のもと、総合的な土砂管理の基本理念が述べられている。そこでは、土砂管理の目標として、

「時間的、空間的な拡がりをもった土砂移動の場（「流砂系」）において、それぞれの河川・海岸の特性を踏まえて、国土マネジメントの一環として適切な土砂管理を行うこと。すなわち、土砂の移動による災害を防止し、生態系、環境等の河川・海岸環境を保全するとともに、河川・海岸を適正に利活用することにより豊かで活力ある社会を実現すること。」

が提示され、流砂系における防災、環境、利活用の視点からの土砂管理が謳われている。そのための土砂管理に必要な視点として、以下の事項が挙げられている。

① 場の連続性：上流から下流方向の縦方向の連続性や流域といった面的な広がり、或いは海岸の沿岸方向の連続性等を考慮する必要がある。

② 時間の連続性：洪水時の土砂移動だけでなく、その後の平常時の土砂移動も含めて土砂管理する必要がある。

③ 土砂の量と質：粒度分布や水量等に適した生態系や利用形態が存在することから、望ましい河川の姿を維持していくため、土砂の量的な管理のみならず、河道の形態や粒径等の質も考慮した管理を行っていく必要がある。

④ 水との関連：土砂移動の量と質は河川の水量と関連していることから、土砂管理は水量の管理とともに検討する必要がある。

つまり、時間・空間の連続的な広がりの中で、粒径毎の土砂量を水管理と連動して管理する必要があるものとされ、これに応じるため推進する必要があるとされている具体的な施策として、

① モニタリングの推進：流砂系における土砂の量及び質の組織的、体系的なモニタリングの推進。

② 土砂を流す砂防の推進：有害な土砂を捕捉し、量、質の観点から適切な土砂を下流に流すことのできる砂防ダムの設置及び既設砂防ダムのスリット化の推進。

③ 流砂系内土砂再生化システムの構築：養浜が必要な海岸や河床低下の著しい河川などに対する河川管理施設内や砂防設備内等での堆積土砂の活用の推進。

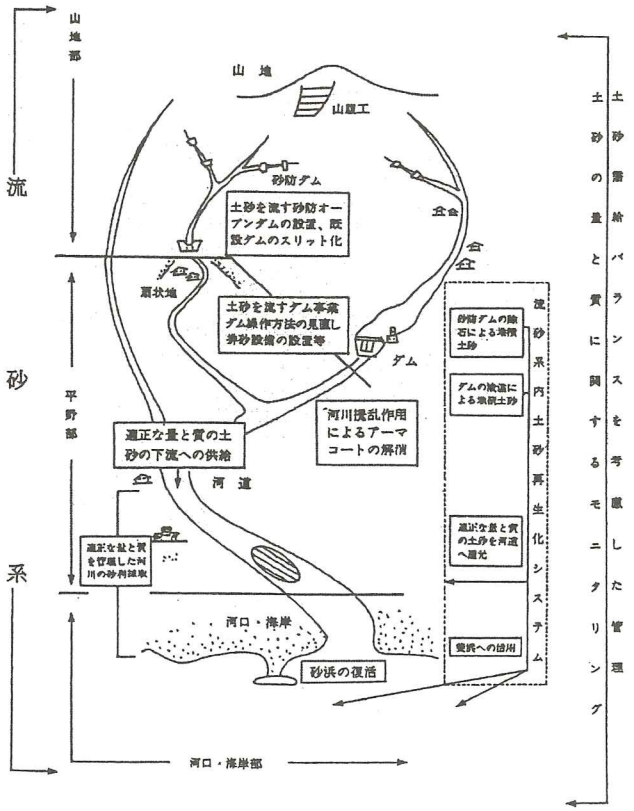
④ ダムにおける新たな土砂管理システムの確立：新たなダム計画において土砂を下流に流すための土砂管理システムの確立、既設ダムの堆積土砂を排出するためのシステムの整備、既設利水ダムにおいて堆積土砂を排出するための施策、ダム下流の土砂移動を考慮したダム放流の検討を実施。

⑤ 河川構造物の適正な維持管理：河床低下により安全性が低下している河川横断構造物等について、補強対策とともに土砂の供給による河床の管理の視点からの土砂管理を実施。

⑥ 適正な砂利採取：河川の状態に応じた適正な砂利採取を実施する。

を推進することが提案されている（図－１）。活用の視点からの土砂管理の概念は、水系のあり方として近年議論されてきている健全な水循環系の中でもダムに関する④の内容について、多くの分量が割かれており、ダム貯水池からの土砂の排出及び下流河道への土砂供給の必要性が重視されている。ダム貯水池の土砂調節機能が期待されている表れと言うことができよう。

以上、小委員会報告を概観してみた。総合土砂管理の基本理念として掲げられている防災、環境、利概念と重なる部分も多い。健全な水循環系は、「人間社会の環境の保全に果たす水の機能が適切なバランスのもとに確保されている状態」[3)]と定義されており、人間社会の営みと環境保全の関係にトレード・オフの関係が存在し、両者のバランスの下に水循環系の健全性が確保されると考えられている。流砂系における防災、利活用といった人間活動と環境の関係には不明な部分も多



図－１　推進すべき施策[2)]

く、両者の関係を明らかにするのが当面の課題と考えられるが、同時に、砂防事業や砂利採取といった人間活動と環境とのバランスを評価する手法の検討も必要であろう。その際、例えば堆積を防止するといった、ある地点での適切な流砂量が、洗掘等下流域での好ましくない現象の原因となることも十分に想定され、上下流間でのトレード・オフ関係の評価も必要になってくるものと思われる。

1.2 総合土砂管理に向けての取組状況

河川審議会の総合土砂管理小委員会の報告は、平成10年７月であり、現在まで３年弱の時間が経過している。小委員会報告には、総合土砂管理の理念のみでなく、具体的施策内容まで記述されており、この報告を受けて、国土交通省技術研究会[4)~6)]を中心に流砂系の土砂動態把握と土砂管理の方向性を求めることを主たる目的とした検討が実施されている。総合土砂管理に関連する国土交通省技術研究会の研究は平成11年度又は12年度から実施されており、研究の目的を簡単に整理すると以下の通りである。

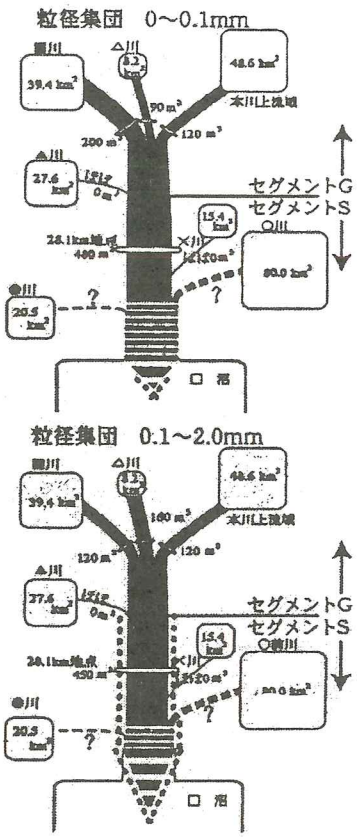
① 河道において、水系スケールでの土砂移動把握及び整理方法の現地河川適用を通じての検討。及び、これを用いた土砂管理上の課題の検討。

② 海岸において、海岸域及び河口部の土砂動態把握、河川からの供給土砂の海岸での動態把握と保全計画の策定手法の確立。

③ 山間地域において土砂動態の把握、土砂生産、土砂流出の実態と機構の把握、透過型・不透過型砂防施設の効果の把握。

ここで、河道での土砂移動は土砂動態マップ（**図－２**）として整理することが検討されており、土砂動態マップは、河道のセグメントを構成する粒径毎に作成される。

・水系内で、一貫した表示法とする。
・有効粒径集団毎に分けて描く。右図では、0.1mm未満と0.1～2.0mmの2つの粒径集団に分けて描いている。
・土砂輸送量を黒線の太さで示し、堆積，侵食傾向にある区間が明確になるように表示する。右図で黒線が細くなる区間は堆積傾向にある区間であることを示し、逆に黒線が太くなる区間は侵食傾向ある区間であることを示す。
・極力実測したデータ・検証が確実なデータを用いて描くこととし、分からない場合・自信がない場合は「分からない」，「自信がない」ことを表示する。右図で黒線が破線表示となっている区間は土砂通過量がわからない、もしくは自信がないことを示している。
・流砂観測点・算定地点は黒線を跨ぐ線で表示し、観測された土砂輸送量を示す。右図で数字に？が無いものは、実測値あるいは検証された数値であることを示し、？がついている数値は値に自信がないことを示している。
・河床材料と有意に混じり合いながら輸送される土砂か、河床材料と有意に混じり合うことなく(河床変動に寄与しない形態で)輸送される土砂かを分けて表示する。右図で黒線の両サイドに点線があるものは河床材料と混じり合いながら輸送されていることを示し、点線がないものは河床と混じり合うことなく輸送されていることを示す。
・土砂の生産源である上流域を流域の特徴把握にとっても流域管理の単位としても適切なスケールを持つサブ流域に分割して表示する。土砂生産源となるサブ流域とその流域面積は四角形およびその大きさで示す。



図－２　土砂動態マップの描き方・読み方[4)]

上記の研究は、平成13年度が最終年度となっているが、その成果は、例えば河川域では土砂動態マップの作成に留まっており、土砂管理に向けての検討までは至っていないようである。また、作成された土砂動態マップについても、データの量・質が必ずしも十分でないとされており、今後に残されている課題は多い。総合土砂管理の理念からすれば、流砂系において適正な土砂量・質が与えられ、これを目標とした土砂管理が行われることになる。そのための作業が行われているという状況であり、流砂系の管理計画に位置付けられた具体的事業の展開についての道筋は、今のところそれほど明瞭ではない。

なお、ダム貯水池においては、既に平成９～11年度に建設省技術研究会において研究が実施されている[7)]。この研究は特に総合土砂管理を意識したものではないが、堆砂量、堆砂の粒径分布、微細粒子の捕捉状況、堆砂の有効利用などについて調査がなされており、以下に述べる内容については、本研究の成果によるところが大きい。

２．総合土砂管理におけるダム貯水池の役割

2.1　概要

以上述べた総合土砂管理の動向から、総合土砂管理におけるダム貯水池の役割として、①流下土砂量を知るためのモニタリング施設としての役割、②土砂調節施設の役割、を挙げること

ができる。

１．で紹介した国土交通省技術研究会の研究では、河道部における流砂量の観測方法が主要な課題の一つとして取り上げられているが、水深方向に濃度が異なる浮遊砂や掃流砂の観測には精度及び観測コストの問題が十分には解決していない現状にある。特に掃流砂の観測は困難とされ、河床変動測量結果と河床変動計算での評価方法が検討されている。

一方、貯水池は流下土砂の多くを捕捉、貯留することができる。特に、河道での流砂量測定が難しい粒径の大きな土砂は、貯水池が満砂していない限りその殆どが捕捉されると考えてよい。従って、瞬間値としてのデータを得ることはできないが、適当な頻度での堆砂調査を実施すれば、その間の土砂量を比較的精度よく知ることが可能である。河床変動や粒径の粗粒化など、河道への影響を検討するために必要な情報は出水毎や数年といったオーダーでの累積値で十分であり、瞬間値までのデータは特に必要ないであろう。①の役割が期待される所以である。因みに、文献４）ではダム堆積物調査が実施出来る仕組みの確立の必要性が述べられている。

②は、ダムの堆砂が貯水池や下流河道に対する負の要因として語られてきた視点の移行を行えば容易に理解されるものである。ダム位置を通過する量に対する貯留量の比率は、その目的とする水よりも土砂の方が遥かに大きいであろう。貯水池は、水よりも土砂量調節に対する潜在力の方が相対的に大きい施設である。適切な運用を行えば、土砂調節施設として大きな効果を発揮することが期待される。この場合、貯留機能は本来有しており、適当な量・粒径の土砂を下流に供給する手法の開発・確立が技術的な課題となる。砂防分野では、新しい砂防計画として、短、中、長期の時間スケールに応じ、**表－１**のような土砂制御が検討されており、流す砂防に向けての取組みが始められている[8)]。砂防ダムとダムでは規模も運用方法も大きく異なるが、同様の取組みがダムにおいても期待されているといってよい。このことは、貯水池を延命し、貴重な国土財産を維持していくという意味も併せ持つものである。

表－１　新しい砂防計画の概念

期間		内容
短期	計画規模の一連の降雨（洪水）が継続する期間	止める砂防：自然河道と計画課動の土砂流出の差となる超過土砂量を、流域内或いは河道内で流出を抑止する。
中期	砂防基準点での流出土砂量、河床変動量が許容量内に定常化する期間	調節する砂防：河道内に一時貯留された不安定土砂の流出を遅らせ平準化し、計画基準点において許容量まで抑制する。
長期	計画規模の降雨（洪水）が再現するまでの期間	流す砂防：下流へ必要十分な量の土砂供給を行うことを目的に、中期において貯留した土砂をこの期間に流下させる。

2.2　流下土砂量のモニタリング施設としての役割対応

1）堆砂測量

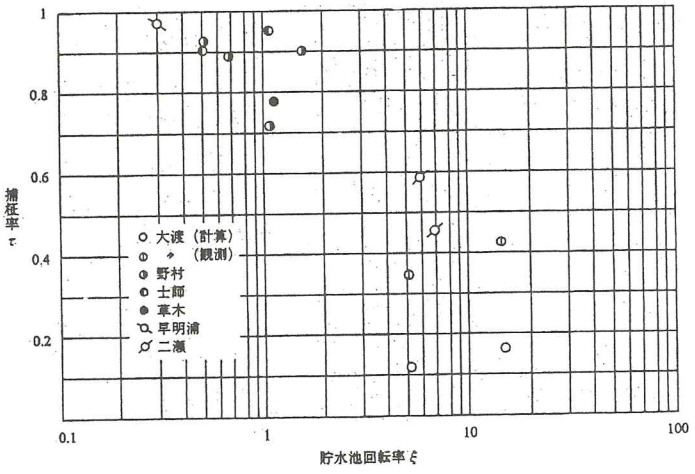
総合土砂管理から要求される貯水池堆砂に関する情報は、土砂量とその粒径分布である。

土砂量に関する情報の一つである堆砂量については、総貯水容量100万m³以上のダムで非洪水期毎に測量し報告する必要があるとされており、わが国には既に多くの年間堆砂量に関する実績値があるといってよい。このようなデータは世界にも類を見ないように思われる。一方、実際にデータの詳細を見ると、工学的に必ずしも精度の良いデータとは言えない場合も多く、例えば掘削や浚渫の実績がないのに、堆砂量が増加・減少を繰り返すといった例も多くみられている。これには、重錘法や音響測深法の貯水池内測量法の持つ精度の問題[9]とともに、測線の密度の問題もあるように思う。即ち、現行の報告の要領では、貯水池内では200～400m間隔の横断測線、上流河道では200m間隔の横断測線と記載されており、比較的粗い測線間隔での測量となっている。このような測線間隔は、貯水池運用における堆砂の影響を把握しておくという意味では十分かもしれないが、工学的な堆砂量データとして扱うには必ずしも十分と言えないようである。最近では、マルチビームを用いた面的な観測も可能になってきており、より精度のよい堆砂量データが得られていくものと期待したい。

2）微細粒子の捕捉

比較的粒径の大きな土砂であれば、貯水池が満砂していない限り堆砂量をそのままダム地点流入量として問題ないであろう。一方、微細粒子については、無視できない成分が貯水池を通過している可能性がある。

図－3は、微細粒子の捕捉率と出水時の回転率の関係を示したものである[10]。図は、建設省のいくつかの管理ダムを対象に行われた出水時の流入・放流水のSS調査結果を用いて作成したものであり、回転率として、濁水が流入する1出水当たりの総流入量と洪水開始時の貯留量の比を用いている。図中には、回転率の大きいデータが得られている大渡ダムのデータをもとに実施された、櫻井・柏井[11]の鉛直2次元モデルによる数値シミュレーション結果を併せて示している。シミュレーション結果では、観測された放流水のSSは表層取水が行われている発電取水口のものを表していると推察されており、低位に設けられている放流管からの濁水放流を考慮すると、捕捉率は更に小さくなるものとしている。櫻井らは、実測データの検



図－3　流入SS成分の捕捉率と貯水池回転率の関係

証を踏まえ、洪水波形・規模や取水位置を変えた検討を実施しており、微細粒子の捕捉率は回転率のみでなく、洪水波形や取水位置の影響を受けることを示している。また、当然のことながら流入土砂の粒度分布の影響を受ける。従って、同じダムの観測値でも洪水毎の捕捉率は回転率に対しある程度バラツキを持つことが予想されるが、100年という長期の土砂量を予測するのであれば、多少データはバラツクとしても平均的な値を用いて差し支えないものと思われる。そうした視点で**図－３**の結果をみると、データが少ないもののダムが異なるにもかかわらず比較的まとまりのある関係が得られているようである。今後更にデータの蓄積を計っていく必要があろうが、回転率のべき乗に反比例して捕捉率が低下していくことが分かる。

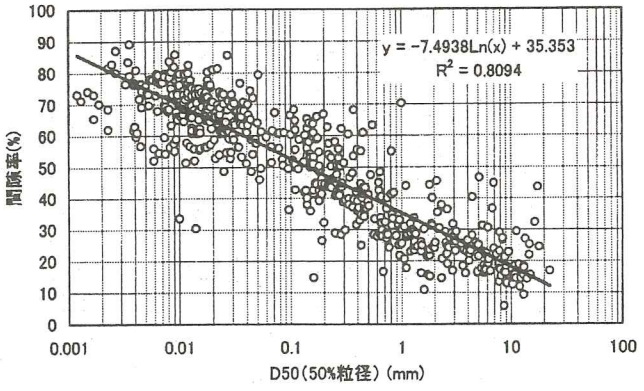
図－３を用いて、近傍類似ダムの堆砂実績から当該ダムの捕捉率を求めることが可能になり、柏井[10]は、出水記録から算定する方法を提案している。なお、観測された流入SSの粒径は、出水毎に、また出水中にも変化するが、平均値はダムによるバラツキが比較的小さく、d_{16}、d_{50}、d_{84}は、それぞれ３～６μm、10～20μm、20～40μmの範囲にある。

３）堆砂の粒径分布

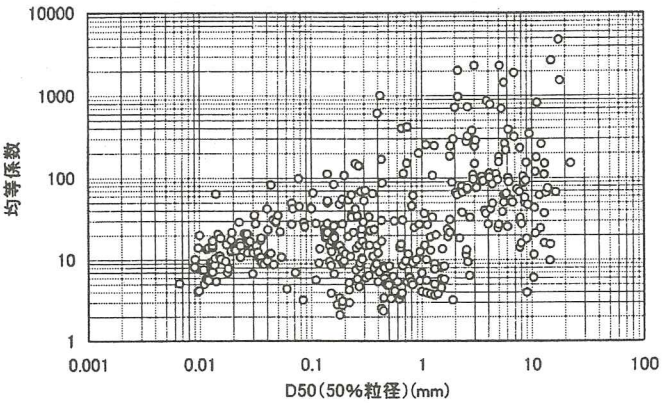
堆砂の粒径分布を知るにはボーリング調査が必要である。これは、比較的コストを要するが、１回の調査で過去の経歴を知ることができる。また、堆砂形状に顕著な分級傾向が認められれば、ボーリング数を減らすことも可能であろう。

先に示した建設省技術研究会[7]では、建設省（当時）管理の30ダムについてボーリング調査が実施されており、ダム毎のバラツキは比較的大きいが、調査対象ダム平均では、粘土（0.005mm以下）:20.2%、シルト(0.005～0.074mm)：33.6%、砂（0.074～2.0mm）：34.6%、礫（2.0～20mm）：11.6%であり、シルト以下の細粒成分が約50%を占めていることが報告されている[12]。

図－４は、上記ボーリング資料におけるD_{50}と間隙率の関係を表したものである。一般に、粒径が小さくなれば間隙率が大きくなることが知られているが、図示されるように粒径による間隙率の変化はかなり大きい。先に述べた

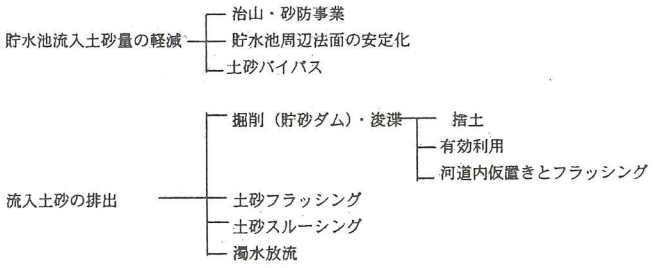


図－４　堆砂ボーリング資料のD_{50}と間隙率の関係



図－５　堆砂ボーリング資料のD_{50}と均等係数の関係

堆砂量は、測量から得られた堆砂体積としての量であり、実際の物質量とは異なる。河道部の河床変動量の予測計算等では当然実質土砂量による議論が必要になり、粒径変化による間隙率変化の影響は大きいと思われるので注意が必要である。**図－５**はD_{50}と均等係数の関係を示したものである。粒径が大きくなるに従い、データのバラツキも大きくなっているが、D_{50}が１mm以下では、均等係数の平均値は概ね10～20程度以下、１mm以上では数十～100にあることが分かる。



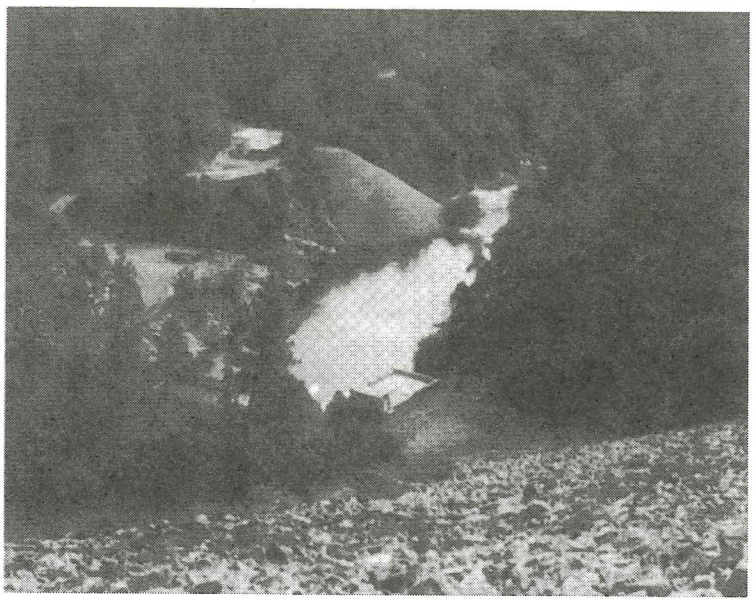
図—６　貯水池の土砂軽減方法

2.3　土砂調節施設としての役割対応

先にも述べたように、土砂調節施設としてダムを位置付ける場合の技術的課題は、下流への土砂供給にある。土砂供給手法としては、**図－６**に示す、従来堆砂対策として開発されてきた技術をそのまま用いることが可能である。図のうち、土砂バイパスや土砂フラッシングについては、電力ダムの実績が別途講演されるようであり、ここでは、浚渫・掘削についての調査結果及び治水ダムでの動向を述べるものとする。

１）掘削・浚渫

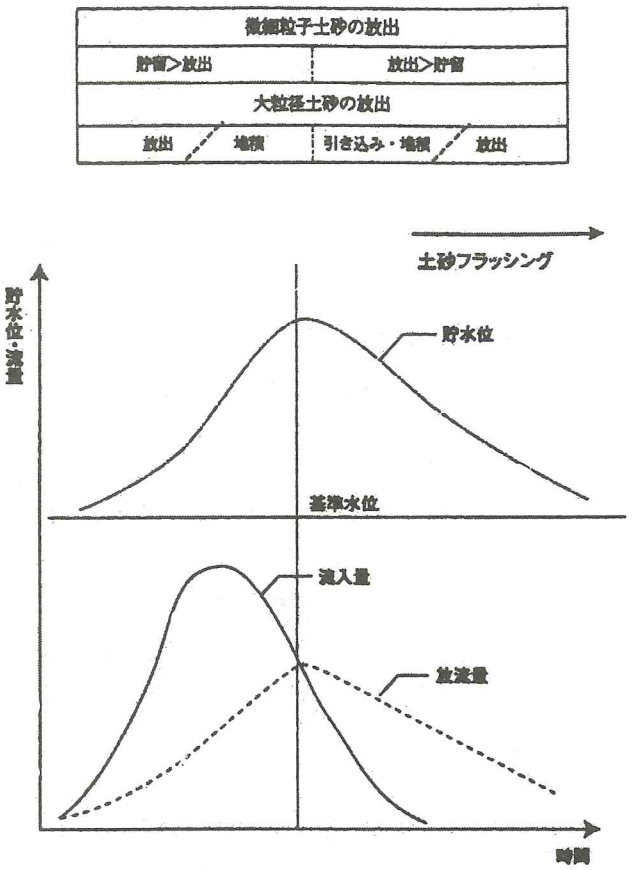
堆積した土砂を排出する最も一般的な方法は掘削・浚渫である。堆砂量の絶対値が小さければ、堆砂の状況に合わせて除去すればよい。建設省の堆砂報告によれば、貯水容量100万m^3以上の約700ダムにおける、昭和61年～平成８年の10年間の年間平均堆砂量は約2,000万m^3であり[13]、一ダム当たりの平均は約３万m^3であり、掘削・浚渫による対応が可能なダムも少なくないであろう。平成９年度に建設省が実施したアンケート結果（回答590ダム）によれば、平成63年～平成９年までの10年間に、平均して年間390万m^3の、最大では500万m^3の土砂採取が行われている。



写真－１　ウイスキータウンダム下流の置土状況

掘削・浚渫の問題点は、その搬出先である。先のア

ンケート結果では、採取土砂の約60%に当たる220万m³がコンクリート骨材や盛土材として有効利用されている。ダム貯水池は一般に需要地から遠距離にあり、こうした有効利用では、コスト面で、また、道路整備が十分でない場合には環境面で不利な条件下にある。近傍に需要が発生した場合に即座に対応するなど、常日頃からの臨機応変な対応が望まれる。総合土砂管理の観点からは、適当な粒径・土砂量を下流に供給するのが望ましい。このことを受け、近年、採取土砂を下流河道に仮置きし、これを出水時にフラッシュさせる試みが実施されるようになっている。長安口ダムでは既に長年の実績を持っているし、秋葉ダム、長島ダム、三春ダムなど各地で試験的に行われている。将来性のある方法ということができ、今後、置土方法と出水時のフラッシング特性等が整理されていくことが望まれる。写真－１は、米国開拓局のダムでの置土状況であるが、ダム直下流斜面に上方から山積されている。これと比較し、わが国で実施されている置土は、かなり神経を使って置土場所、盛土形状を設定している。また、置土も少量から始め、環境等のモニタリングを行いながら徐々に量を増やすといった慎重な対応を行っている。環境に配慮した妥当な方法と思うが、同時に、高コストなものになっているように思う。将来性のある方法であり、置土方法と出水時のフラッシング特性等を早急に整理していく必要がある。



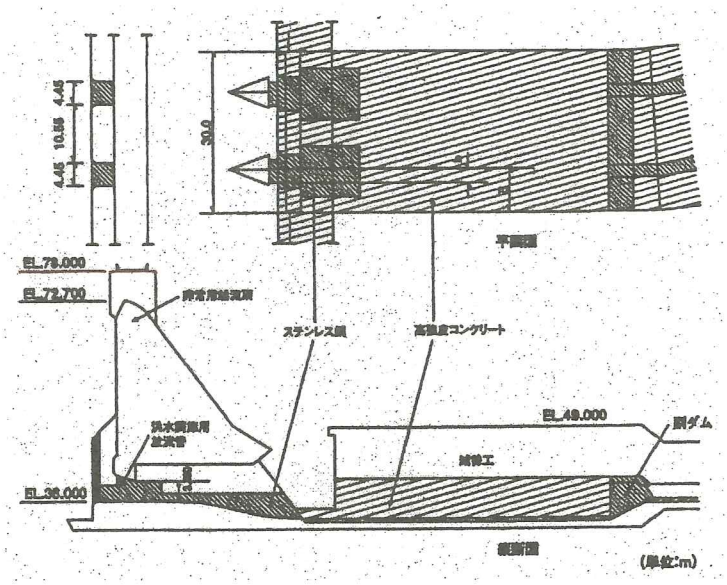
図－７　自然調節における貯水位・流量変化と土砂の挙動

２）治水専用ダムでの対応

治水専用ダムでゲートレスの常用放流設備敷高を原河床標高付近に設定した場合を考えると、貯水位及び流量変化は図－７に示すようになる。土砂の貯水池への流入は、主として出水時に生じ、流入した土砂は、粒径ごとに、洪水調節における一連の水位変化に応じた挙動を示す。即ち、沈降しにくい微細粒子は、流水と同様に一時的に貯留された後、貯水池が空虚になる過程で放流される。また、沈降しやすい大きな粒径の土砂は、貯水位上昇時には水面位置付近に堆積するが、水位の低下に伴い侵食されて下流に移動し、最終的にはダム下流へと放出される。中間的な粒径の土砂は、両者の間の挙動を示すこととなる。このように治水

専用ダムでは、土砂フラッシングのフラッシング期間を十分大きくとったと同様の土砂排出効果を得ることができ、今後この種のダムが増加してくることが見込まれている。

図－８は治水専用ダムである益田川ダムの放流設備計画を示したものである。治水専用ダムでは、高速流を流下させる常用放流設備を通じて土砂を排出することになり、その水理設計方法及びライニング方法が技術的課題となる。益田川ダムの例では、土砂を通過させる放流管の管路長を短くし、土砂による影響を小さくするとともに、堤体や流量制御に直接影響する部分及び、減勢工内の水深を確保するための副ダム上流面と上面については、形状変化が少なく耐摩耗・耐錆性のあるステンレス鋼によりライニングすることが計画されている。また、減勢工形状は、減勢工内に平面渦により生じる土砂の巻き込みが生ぜず、流入・堆積土砂がスムーズに下流にフラッシュされるよう配慮されている



図－８　益田川ダムの放流設備

参考文献

１）河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告、平成10年７月

２）岡本敦：河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告について、砂防と治水、第123号、1998

３）建設省編：建設白書2000、P.379、平成12年

４）国土交通省河川局治水課他：水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究、平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集、PP.６－１～48、平成13年11月

５）国土交通省河川局砂防部保全課海岸室他：流砂系一貫の土砂管理による海岸保全計画に関する調査、平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集、PP.５－１～44、平成13年11月

６）国土交通省河川局砂防部砂防計画課他：流砂系における土砂移動実態に関する調査研究、平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集、PP.７－１～52、平成13年11月

７）建設省河川局開発課他：ダム貯水池の土砂管理に関する研究、第53回建設省技術研究会報告（平成11年度）、PP.13－１～23、平成12年

８）寺田秀樹：総合的な流域土砂管理－砂防分野での取組み－、2001年度（第37回）水工学に関す

る夏期研修会講義集　Aコース、2001
9）今村瑞穂、竹林征三：貯水池における計測、土木施工、Vol.22、No.４、pp.474～484、1981
10）柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察、ダム技術No.181、2001
11）櫻井寿之、柏井条介：貯水池における出水時の微細粒子の捕捉、ダム技術No.161、2000
12）箱石憲昭：ダム貯水池の土砂管理に関する研究、土木技術資料、No.42、Vol.４、2000
13）上阪恒雄：貯水池の土砂管理、ダム技術、No.159、1999

貯水池の土砂管理

独立行政法人土木研究所水工研究グループ
上席研究員　**柏井　条介**

1．堆砂問題の視点

1．1　総合土砂管理の動向

1．1．1　総合土砂管理小委員会報告

最近、貯水池の堆砂問題に対する関心、特に堆砂対策に対する関心が技術者の間で随分と高まっているように思う。その一つの契機として、平成10年7月の河川審議会総合土砂管理小委員会の報告[1)]である「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」が提示されたことを挙げる事ができよう。報告で提示されている総合的な土砂管理は、ダム貯水池の堆砂対策に対しても新しい視点を示しており、ここでは、小委員会の報告内容を中心に、まず総合土砂管理の動向について簡単にまとめてみる。

小委員会報告では、まず土砂管理の現状が述べられ、これを踏まえて課題抽出が行われている。現状の問題点として、ダム貯水池について、貯水池末端における堆砂の進行による景観の悪化，土砂流入による濁水の長期化及び濁水の放流による下流の生物への影響，下流河川高水敷への冠水頻度の減少及びそれに伴う高水敷の樹林化や大粒径河床材料によるアーマーコート化等といった河川環境への障害が取り上げられる他、中山間部での土砂災害、河道部での河川管理構造物の安全性の低下・環境への障害、海岸部での海岸侵食の増大とこれに伴う災害危険性の増大・環境への影響等が言及されている。こうした問題点を踏まえて、土砂管理の課題として、上下流一体となった取組みの必要性、流域一貫したデータ収集の必要性、土砂移動と環境との関係把握の必要性、土砂の有効利用のための検討の必要性が抽出され、こうした課題認識のもと、総合的な土砂管理の基本理念が述べられている。そこでは、土砂管理の目標として、

「時間的，空間的な拡がりをもった土砂移動の場（「流砂系」）において、それぞれの河川・海岸の特性を踏まえて、国土マネジメントの一環として適切な土砂管理を行うこと。すなわち、土砂の移動による災害を防止し、生態系，環境等の河川・海岸環境を保全するとともに、河川・海岸を適正に利活用することにより豊かで活力ある社会を実現すること。」

が提示され、流砂系における防災，環境，利活用の視点からの土砂管理が謳われている。そのための土砂管理に必要な視点として、場の連続性、時間の連続性、土砂の量と質（粒径等）、水との関連が挙げられている。つまり、時間・空間の連続的な広がりの中で、粒径毎の土砂量を水管理と連動して管理する必要があるものとされ、これに応じるため推進する必要があるとされている具体的な施策として以下の施策を推進することが提案されている（**図－1**）。

①モニタリングの推進：流砂系における土砂の量及び質の組織的，体系的なモニタリングの推進。

②土砂を流す砂防の推進：有害な土砂を捕捉し、量，質の観点から適切な土砂を下流に流すことのできる砂防ダムの設置及び既設砂防ダムのスリット化の推進。

③流砂系内土砂再生化システムの構築：養浜が必要な海岸や河床低下の著しい河川などに対する河川管理施設内や砂防設備内等での堆積土砂の活用の推進。

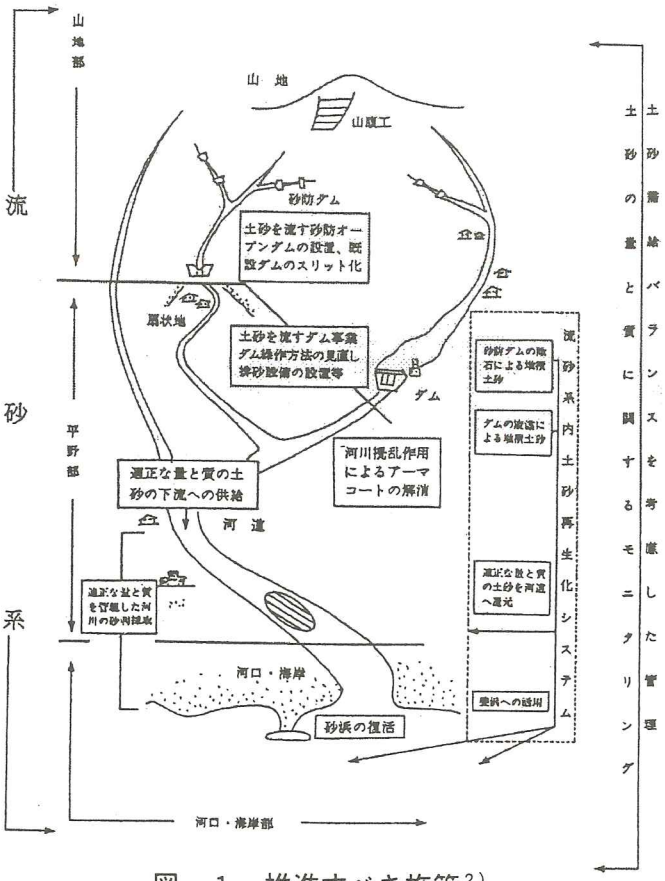
④ダムにおける新たな土砂管理システムの確立：新たなダム計画において土砂を下流に流すための土

砂管理システムの確立，既設ダムの堆積土砂を排出するためのシステムの整備，既設利水ダムにおいて堆積土砂を排出するための施策，ダム下流の土砂移動を考慮したダム放流の検討を実施。

⑤河川構造物の適正な維持管理：河床低下により安全性が低下している河川横断構造物等について、補強対策とともに土砂の供給による河床の管理の視点からの土砂管理を実施。

⑥適正な砂利採取：河川の状態に応じた適正な砂利採取を実施する。

中でもダムに関する④の内容について、多くの分量が割かれており、ダム貯水池からの土砂の排出及び下流河道への土砂供給の必要性が重視されている。ダム貯水池の土砂調節機能が期待されている表れと言うことができよう。



図－１　推進すべき施策[2)]

１．１．２　総合土砂管理に向けての取組み

河川審議会の総合土砂管理小委員会の報告は、平成 10 年７月であり、現在まで３年弱の時間が経過している。小委員会報告には、総合土砂管理の理念のみでなく、具体的施策内容まで記述されており、この報告を受けて、国土交通省技術研究会[3)～5)]を中心に流砂系の土砂動態把握と土砂管理の方向性を求めることを主たる目的とした検討が実施されている。総合土砂管理に関連する国土交通省技術研究会の研究は平成 11 年度又は 12 年度から実施されており、研究の目的を簡単に整理すると以下の通りである。

①河道において、水系スケールでの土砂移動把握及び整理方法の現地河川適用を通じての検討。及び、これを用いた土砂管理上の課題の検討。

②海岸において、海岸域及び河口部の土砂動態把握，河川からの供給土砂の海岸での動態把握と保全計画の策定手法の確立。

③山間地域において土砂動態の把握，土砂生産，土砂流出の実態と機構の把握，透過型・不透過型砂防施設の効果の把握。

ここで、河道での土砂移動は土砂動態マップ（図－２）として整理することが検討されており、土砂動態マップは、河道のセグメントを構成する粒径毎に作成される。

上記の研究は、平成 13 年度が最終年度となっているが、その成果は、例えば河川域では土砂動態マップの作成に留まっており、土砂管理に向けての検討までは至っていないようである。また、作成された土砂動態マップについても、データの量・質が必ずしも十分でないとされており、今後に残されている課題は多い。総合土砂管理の理念からすれば、流砂系において適正な土砂量・質が与えられ、これを目標とした土砂管理が行われることになる。そのための作業が行われているという状況であり、流砂系の管理計画に位置付けられた具体的事業の展開についての道筋は、今のところそれほど明瞭ではない。

なお、ダム貯水池においては、既に平成 9～11 年度に建設省技術研究会において研究が実施されている[6]。この研究は特に総合土砂管理を意識したものではないが、堆砂量，堆砂の粒径分布，微細粒子の捕捉状況，堆砂の有効利用などについて調査がなされており、本稿で述べる内容についても、本研究の成果によるところが大きい。

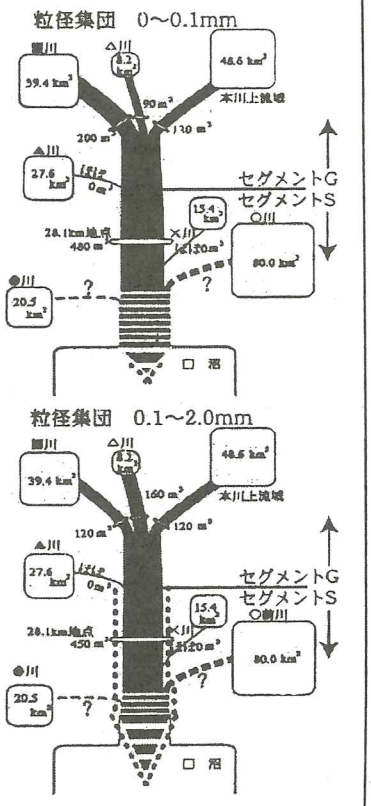
１．１．３　総合土砂管理におけるダム貯水池の役割

以上述べた総合土砂管理の動向から、総合土砂管理におけるダム貯水池の役割として、①流下土砂量を知るためのモニタリング施設としての役割、②土砂調節施設の役割、を挙げることができる。

先に紹介した国土交通省技術研究会の研究では、河道部における流砂量の観測方法が主要な課題の一つとして取り上げられているが、水深方向に濃度が異なる浮遊砂や掃流砂の観測には精度及び観測コストの問題が十分には解決していない現状にある。特に掃流砂の観測は困難とされ、河床変動測量結果と河床変動計算での評価方法が検討されている。

一方、貯水池は流下土砂の多くを捕捉、貯留することができる。特に、河道での流砂量測定が難しい粒径の大きな土砂は、貯水池が満砂していない限りその殆どが捕捉されると考えてよい。従って、瞬間値としてのデータを得ることはできないが、適当な頻度での堆砂調査を実施すれば、その間の土砂量を比較的精度よく知ることが可能である。河床変動や粒径の粗粒化など、河道への影響を検討するために必要な情報は出水毎や数年といったオーダーでの累積値で十分であり、瞬間値までのデータは特に必要ないであろう。①の役割が期待される所以である。因みに、文献３）ではダム堆積物調査が実施出来る仕組みの確立の必要性が述べられている。

・水系内で、一貫した表示法とする。
・有効粒径集団毎に分けて描く。右図では、0.1mm未満と0.1～2.0mmの2つの粒径集団に分けて描いている。
・土砂輸送量を黒線の太さで示し、堆積，侵食傾向にある区間が明確になるように表示する。右図で黒線が細くなる区間は堆積傾向にある区間であることを示し、逆に黒線が太くなる区間は侵食傾向ある区間であることを示す。
・極力実測したデータ・検証が確実なデータを用いて描くこととし、分からない場合・自信がない場合は「分からない」，「自信がない」ことを表示する。右図で黒線が破線表示となっている区間は土砂通過量がわからない、もしくは自信がないことを示している。
・流砂観測点・算定地点は黒線を跨ぐ線で表示し、観測された土砂輸送量を示す。右図で数字に？が無いものは、実測値あるいは検証された数値であることを示し、？がついている数値は値に自信がないことを示している。
・河床材料と有意に混じり合いながら輸送される土砂か、河床材料と有意に混じり合うことなく(河床変動に寄与しない形態で)輸送される土砂かを分けて表示する。右図で黒線の両サイドに点線があるものは河床材料と混じり合いながら輸送されていることを示し、点線がないものは河床と混じり合うことなく輸送されていることを示す。
・土砂の生産源である上流域を流域の特徴把握にとっても流域管理の単位としても適切なスケールを持つサブ流域に分割して表示する。土砂生産源となるサブ流域とその流域面積は四角形およびその大きさで示す。



図－２　土砂動態マップの描き方・読み方[3]

②は、ダムの堆砂が貯水池や下流河道に対する負の要因として語られてきた視点の移行を行えば容易に理解されるものである。ダム位置を通過する量に対する貯留量の比率は、その目的とする水よりも土砂の方が遥かに大きいであろう。貯水池は、水よりも土砂量調節に対する潜在力の方が相対的に大きい施設である。適切な運用を行えば、土砂調節施設として大きな効果を発揮することが期待される。この場合、貯留機能は本来有しており、適当な量・粒径の土砂を下流に供給する手法の開発・確立が技術的な課題となる。砂防分野では、新しい砂防計画として、短、中、長期の時間スケールに応じ、**表－1**のような土砂制御が検討されており、流す砂防に向けての取組みが始められている[7)]。砂防ダムとダムでは規模も運用方法も大きく異なるが、同様の取組みがダムにおいても期待されているといってよい。このことは、貯水池を延命し、貴重な国土財産を維持していくという意味も併せ持つものである。

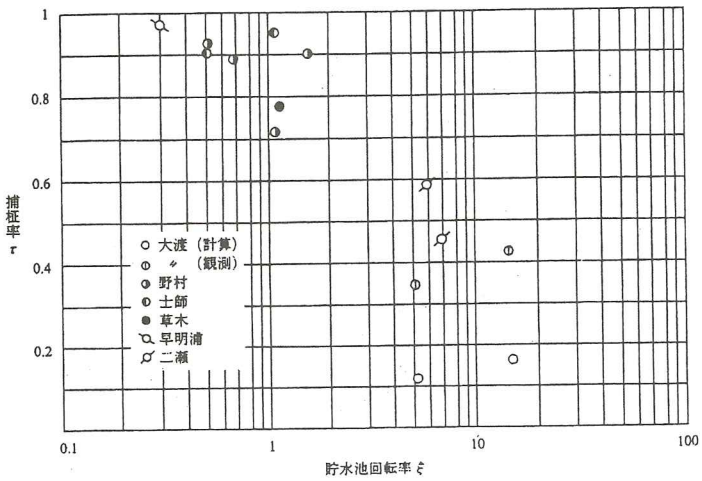
表－1　新しい砂防計画の概念

期間		内容
短期	計画規模の一連の降雨（洪水）が継続する期間	止める砂防：自然河道と計画課動の土砂流出の差となる超過土砂量を、流域内或いは河道内で流出を抑止する。
中期	砂防基準点での流出土砂量、河床変動量が許容量内に定常化する期間	調節する砂防：河道内に一時貯留された不安定土砂の流出を遅らせ平準化し、計画基準点において許容量まで抑制する。
長期	計画規模の降雨（洪水）が再現するまでの期間	流す砂防：下流へ必要十分な量の土砂供給を行うことを目的に、中期において貯留した土砂をこの期間に流下させる。

1．2　貯水池計画と堆砂の現状

以上、総合土砂管理の動向について簡単に取りまとめた。翻って、ここでは従来型の視点である貯水池問題として、計画堆砂量との関係を中心に堆砂の現状を整理しておく。

周知のように、現在のダム貯水池計画は、堆砂することを前提に策定されている。**図－3**は、完成後それぞれ10、20、30年目のダムにおける計画堆容量に対する実績堆砂量の割合を示したものである。用いたデータは、昭和52年から平成8年までの建設省（当時）の堆砂量報告資料（総貯水容量100万m^3以上のダムが対象）であり、この間にそれぞれの経過年数を迎えたダムの集計値である。100年堆砂が計画されているものとするとそれぞれ平均的に10、20、30％程度の堆砂進行が予想される。図に示されるように、堆砂率はかなりバラツキをもっているが、何れの経過年数においても計画相当の％を超える割合は50％を超えている。また、この傾向は、経



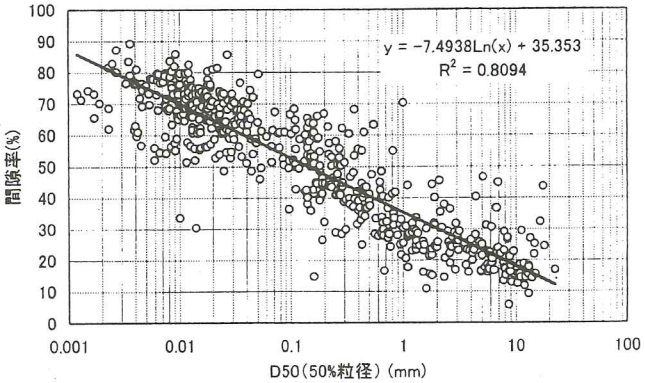
図－5　流入SS成分の捕捉率と貯水池回転率の関係

注）＊は原著文献では「図－3」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。

過年数が大きいほど顕著である。堆砂率が、対応する経過年数を超える割合が大きい原因として、100年より短い期間の計画堆砂年採用しているダムがあること、ダム完成直後の堆砂量が工事の影響等により大きく出る傾向があること等が考えられる。経過年数が大きいほど傾向が顕著な原因は明確でないが、経過年数が大きいことは完成年が古いことを意味しており、計画の堆砂年数の小さいダムが多いこと、工事の影響が大きかったこと、堆砂実績資料の蓄積により堆砂量の推定精度が向上してきたことなどが考えられる。因みに、平成元年から8年までのデータで同様の整理を行なうと、多少の予測精度の改善がみられている。これは、堆砂実績データの蓄積によるところが大きいものと推察されるが、今後とも推定精度向上のための検討を継続していくことが望まれる。

上記の堆砂率は計画堆砂量に対するものである。貯水池計画への影響は、計画堆砂量を超える堆砂において生じる。図－4は、平成8年の建設省資料により、計画堆砂量が総貯水容量に占める割合を示したものである。計画堆砂量が総貯水容量に占める割合は20%以下のものが7割近くを占め、半数弱が10%以下である。ただし、5%以下のものもあれば、40%以上のものも有りバラツキは大きい。今、仮に計画堆砂量の3倍の堆砂が生じたとして、その総貯水容量に対する割合が5%であれば、有効貯水容量の10%程度が堆砂により失われるに過ぎない。一方、40%であれば、ダムは完全に埋没する。求められる予測精度がダムにより大きく異なることが分かる。こうした視点で見たとき、わが国のダムでは平均的には、堆砂容量の比率が小さいということができよう。実際、昭和61年～平成8年までの堆砂実績では、全国の年間堆砂量の合計は、総貯水容量合計の 0.1%程度であり、世界の平均とされる1%と比べ1オーダー小さいものとなっている[8)]。

とはいえ、計画堆砂容量の比率の大きい貯水池も存在し、また、計画を大きく上回る貯水池も少なくない。計画堆砂容量が100年ということは、堆砂に対するライフサイクルが100年という長い期間あるということであり、仮に予想を上回る堆砂があったとして、これに対応するための十分な時間が確保されているということでもある。従って、堆砂実態のモニタリングと必要に応じての対策が重要ということができよう。2000年版のダム年鑑によれば、高さ15m以上の完成ダム数は、昭和20年に1,198であったものが平成11年には2,678を数えている。大規模ダムの建設はこの時期に集中し、この期間内に95%の貯水容量が建設されている。こうした大規模ダムの中には経過年数が 40～50 年に達するものがでてきており、モニタリングとともにダムに応じた対策が益々重要になろう。堆砂実態のモニタリングは、先に示した堆砂量予測のためにも、また、後に述べる総合土砂管理に対するダムの役割を果たす上でも重要である。



図－6 * 堆砂ボーリング資料の D_{50} と間隙率の関係

2．堆砂調査

2．1　堆砂測量

総合土砂管理から要求される貯水池堆砂に関する情報は、土砂量とその粒径分布である。これら情報は、貯水池管理や堆砂対策検討のためにも必要である。

土砂量に関する情報の一つである堆砂量については、総貯水容量100万m^3以上のダムで非洪水期毎に

注）＊は原著文献では「図－4」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。

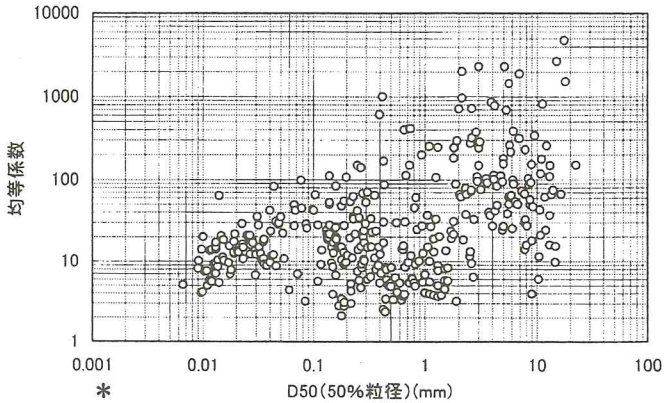
測量し報告する必要があるとされており、わが国には既に多くの年間堆砂量に関する実績値があるといってよい。このようなデータは世界にも類を見ないように思われる。一方、実際にデータの詳細を見ると、工学的に必ずしも精度の良いデータとは言えない場合も多く、例えば掘削や浚渫の実績がないのに、堆砂量が増加・減少を繰り返すといった例も多くみられている。これには、重錘法や音響測深法の貯水池内測量法の持つ精度の問題[9]とともに、測線の密度の問題もあるように思う。即ち、現行の報告の要領では、貯水池内では200～400m間隔の横断測線、上流河道では200m間隔の横断測線と記載されており、比較的粗い測線間隔での測量となっている。このような測線間隔は、貯水池運用における堆砂の影響を把握しておくという意味では十分かもしれないが、工学的な堆砂量データとして扱うには必ずしも十分と言えないようである。最近では、マルチビームを用いた面的な観測も可能になってきており、より精度のよい堆砂量データが得られていくものと期待したい。

2．2　微細粒子成分の捕捉

次に、堆砂の粒径であるが比較的粒径の大きな土砂であれば、貯水池が満砂していない限り堆砂量をそのままダム地点流入量として問題ないであろう。一方、微細粒子については、無視できない成分が貯水池を通過している可能性がある。

図－5は、微細粒子の捕捉率と出水時の回転率の関係を示したものである[10]。図は、建設省のいくつかの管理ダムを対象に行われた出水時の流入・放流水のSS調査結果を用いて作成したものであり、回転率として、濁水が流入する1出水当たりの総流入量と洪水開始時の貯留量の比を用いている。図中には、回転率の大きいデータが得られている大渡ダムのデータをもとに実施された、櫻井・柏井[11]の鉛直2次元モデルによる数値シミュレーション結果を併せて示している。シミュレーション結果では、観測された放流水のSSは表層取水が行われている発電取水口のものを表していると推察されており、低位に設けられている放流管からの濁水放流を考慮すると、捕捉率は更に小さくなるものとしている。櫻井らは、実測データの検証を踏まえ、洪水波形・規模や取水位置を変えた検討を実施しており、微細粒子の捕捉率は回転率のみでなく、洪水波形や取水位置の影響を受けることを示している。また、当然のことながら流入土砂の粒度分布の影響を受ける。従って、同じダムの観測値でも洪水毎の捕捉率は回転率に対しある程度バラツキを持つことが予想されるが、100年という長期の土砂量を予測するのであれば、多少データはバラツクとしても平均的な値を用いて差し支えないものと思われる。そうした視点で図－3の結果をみると、データが少ないもののダムが異なるにもかかわらず比較的まとまりのある関係が得られているようである。今後更にデータの蓄積を計っていく必要があろうが、回転率のべき乗に反比例して捕捉率が低下していくことが分かる。

図－5を用いて、近傍類似ダムの堆砂実績から当該ダムの捕捉率を求めることが可能になり、柏井[10]は、出水記録から算定する方法を提案している。なお、観測された流入SSの粒径は、出水毎に、また出水中にも変化するが、平均値はダムによるバラツキが比較的小さく、d_{16}、d_{50}、d_{84}は、それぞれ3～6μm、10～20μm、20～40μmの範囲にある。



＊
図－7　堆砂ボーリング資料のD_{50}と均等係数の関係

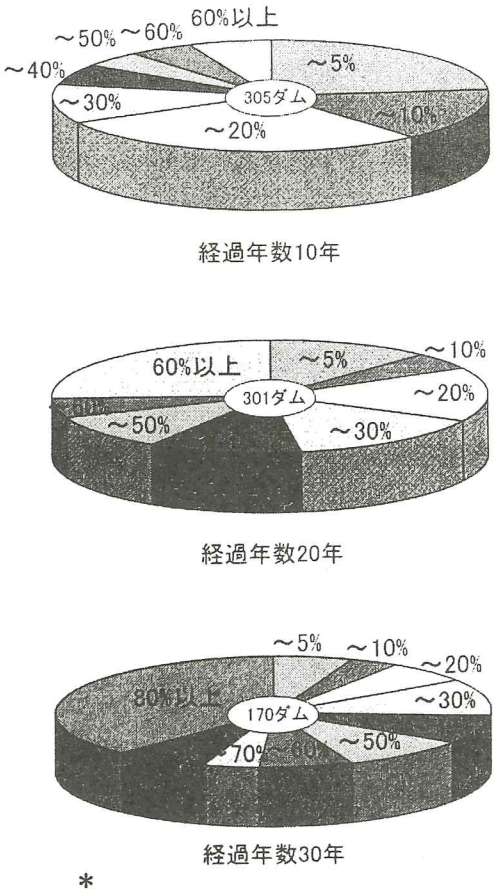
2．3　堆砂の粒径分布

注）＊は原著文献では「図－5」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。

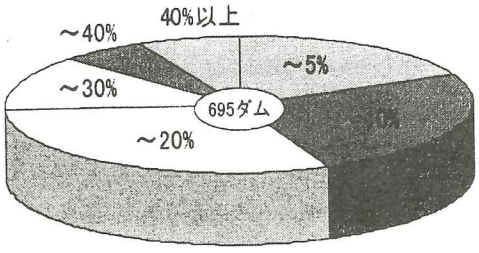
堆砂の粒径分布を知るにはボーリング調査が必要である。これは、比較的コストを要するが、１回の調査で過去の経歴を知ることができる。また、堆砂形状に顕著な分級傾向が認められれば、ボーリング数を減らすことも可能であろう。

先に示した建設省技術研究会[6]では、建設省(当時)管理の 30 ダムについてボーリング調査が実施されており、ダム毎のバラツキは比較的大きいが、調査対象ダム平均では、粘土（0.005mm 以下）：20.2%、シルト（0.005～0.074mm）：33.6%、砂（0.074～2.0mm）：34.6%、礫（2.0～20mm）：11.6%であり、シルト以下の細粒成分が約 50%を占めていることが報告されている[12]。

図－６は、上記ボーリング資料における D_{50} と間隙率の関係を表したものである。一般に、粒径が小さくなれば間隙率が大きくなることが知られているが、図示されるように粒径による間隙率の変化はかなり大きい。先に述べた堆砂量は、測量から得られた堆砂体積としての量であり、実際の物質量とは異なる。河道部の河床変動量の予測計算等では当然実質土砂量による議論が必要になり、粒径変化による間隙率変化の影響は大きいと思われるので注意が必要である。図－７は D_{50} と均等係数の関係を示したものである。粒径が大きくなるに従い、データのバラツキも大きくなっているが、D_{50} が１mm 以下では、均等係数の平均値は概ね 10～20 程度以下、１mm 以上では数十～100 にあることが分かる。



図－３* 実績堆砂が計画堆砂量に占める割合とダム完成後の経過年数の関係



図－４* 計画堆砂容量の総貯水容量に占める割合

３．堆砂対策又は下流河道への供給策

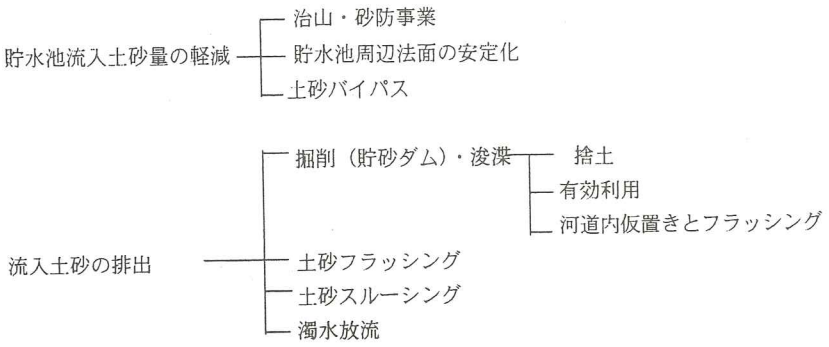
３．１　方策のメニュー

現在実施されている、或いは現実的なものとして考えられている堆砂対策をまとめて図－８に示す。図－８のうち、貯水池における堆砂対策は土砂バイパスより下方のものであり、ここでは、これら方策を対象に論ずることとする。このうち、土砂バイパス、フラッシング、スルーシング及び濁水放流は、貯水池を通過する流水の力を用いるものである。また、掘削・浚渫は機械力によるものであるが、河道内に仮置きし、出水時にこれをフラッシュさせる場合には、河道を下る流水の力を併せて用いることになる。

３．２　掘削・浚渫

注）＊は原著文献では「図－６」および「図－７」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。

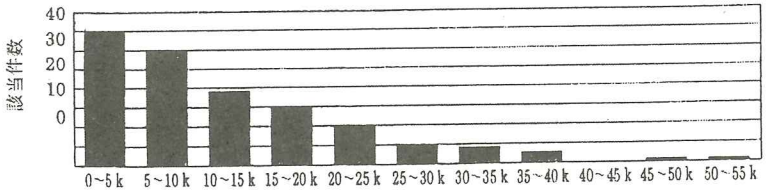
堆積した土砂を排出する最も一般的な方法は掘削・浚渫である。堆砂量の絶対値が小さければ、堆砂の状況に合わせて除去すればよい。建設省の堆砂報告によれば、貯水容量100万m^{3}以上の約700ダムにおける、昭和61年～平成8年の10年間の年間平均堆砂量は約 2,000万m^{3}であり[13]、一ダム当たりの平均は約 3 万m^{3}である。貯水池計画上、水位低下によるフラッシングが必要な宇奈月ダムでは、年間平均約140万m^{3}の、また、土砂バイパスによる恒久対策が計画されている美和ダムでは年間平均約70万m^{3}の流入土砂量が推定されており、これらの数字と比べれば平均値は桁違いに小さい数字である。掘削・浚渫による対応が可能なダムも少なくないであろう。平成9年度に建設省が実施したアンケート結果（回答590ダム）によれば、平成63年～平成9年までの10年間に、平均して年間390万m^{3}の、最大では500万m^{3}の土砂採取が行われている。



図―8　貯水池の土砂軽減方法

掘削・浚渫の問題点は、その搬出先である。先のアンケート結果では、採取土砂の約60％に当たる220万m^{3}がコンクリート骨材や盛土材として有効利用されている。ダム貯水池は一般に需要地から遠距離にあり、こうした有効利用では、コスト面で、また、道路整備が十分でない場合には環境面で不利な条件下にある。近傍に需要が発生した場合に即座に対応するなど、常日頃からの臨機応変な対応が望まれる。**図－9**には、採取土砂の運搬距離を示す。距離が遠くなるに従って事例も少なくなっており、25ｋｍを超える例はまれである。

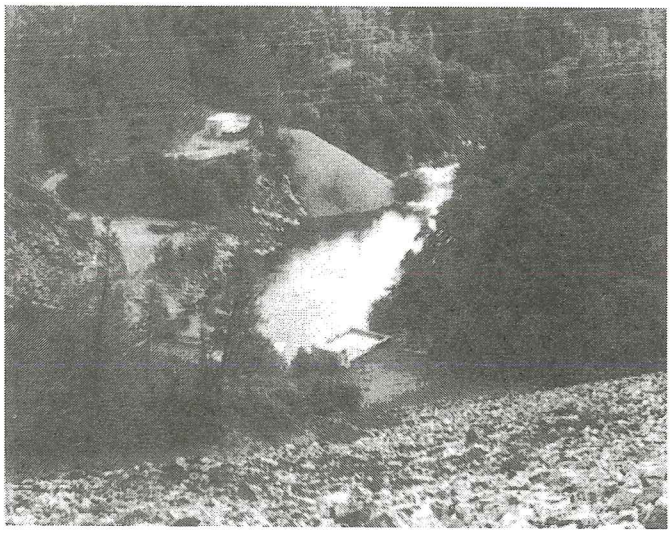
掘削・浚渫土を有効利用する、或いは捨土する場合には、河道を通過するはずの土砂を河道外に搬出することになる。総合土砂管理の観点からは、適当な粒径・土砂量を下流に供給するのが望ましい。このことを受け、近年、採取土砂を下流河道に仮置きし、これを出水時にフラッシュさせる試みが実施されるようになっている。長安口ダムでは既に長年の実績を持っているし、秋葉ダム、長島ダム、三春ダムなど各地で試験的に行われている。将来性のある方法ということができ、今後、置土方法と出水時のフラッシング特性等が整理されていくことが望まれる。**写真－1**は、米国開拓局のダムでの置土状況であるが、ダム直下流斜面に上方から山積されている。これと比較し、わが国で実施されている置土は、かなり神経を使って置土場所、盛土形状を設定している。また、置土も少量から始め、環境等のモニタリングを行いながら徐々に量を増やすといった慎重な対応を行っている。環境に配慮した妥当な方法と思うが、同時に、高コストなものになっているように思う。将来性のある方法であり、置土方法と出水時のフラッシング特性等を早急に整理していく必要がある。



図－9　採取土砂の運搬距離

有効利用や下流への置土に用いられるのは、比較的粒径の大きな土砂であり、堆砂でいえば、貯水池

上流側に堆積する土砂である。こうした比較的大きな粒径の土砂の掘削を容易にするため貯水池末端付近に貯砂ダムが設けられる場合も多い。貯砂ダムは、規模を小さくすれば堆積土砂の粒径を比較的大きなものに限定することが可能であるが、逆に捕捉する量が小さくなる。また、規模を大きくすれば捕捉量は多くなるが同時に細粒成分も捕捉することになる。貯砂ダムの規模・配置の設定では、掘削土の処理方法を十分勘案しておかなければならない。貯砂ダムの、粒度特性も含めた貯砂機能については、不明な部分も多いが、数値シミュレーション等を用いてある程度の予測は可能である。

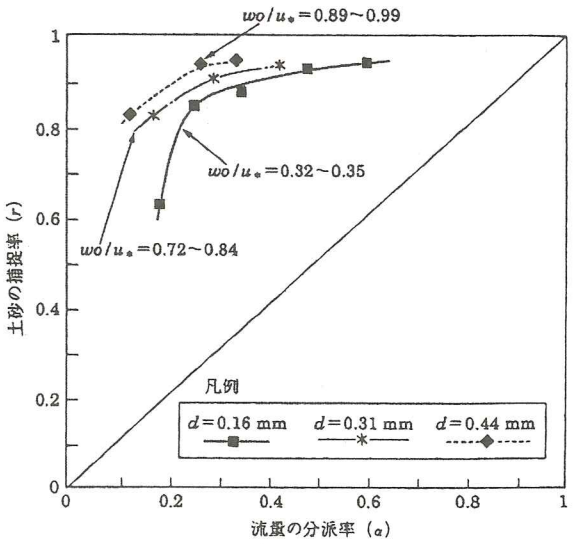


写真－１　ウィスキータウンダム下流の置土状況

３．３　土砂バイパス

土砂バイパスにてダム下流にバイパスされる土砂量は分水量の関数として与えられるが、その関係は粒径ごとに異なる。また、分流施設の形式・規模や運用方法の影響を受けるものである。従って、バイパス土砂量は、最終的には分水計画、施設計画を設定した上で算定されることとなり、バイパス計画検討では、何回かの試行計算が必要になる[14)]。

粒径との関係で言えば、濃度分布が偏る粒径の大きなものほど、分流する流れの選択により、少ない水量の分流で多くの土砂を分流することができる[15)]。図－１０は、分流堰上流側に螺旋流を形成させ、河床付近の流れを主体に分流した場合の流量と土砂の分派特性について示したものである。図中、w_0：粒子の沈降速度、u_*：上流河道での摩擦速度であり、粒径の大きい程、小さい分流水量でより多くの土砂を捕捉できることが分かる。また、粒径の大きな土砂であれば、分流堰上流の水位が流入水量に合わせて上昇・低下することを利用し、出水時に一旦上流に堆積させ、水量減衰時の水位低下時にフラッシュさせることも可能である。これに対し、水流と完全に混合しているウォッシュロードでは、水量と土砂量の分流比率がほぼ同程度となり、水量の分流計画により土砂分流量も概ね決まることになる。



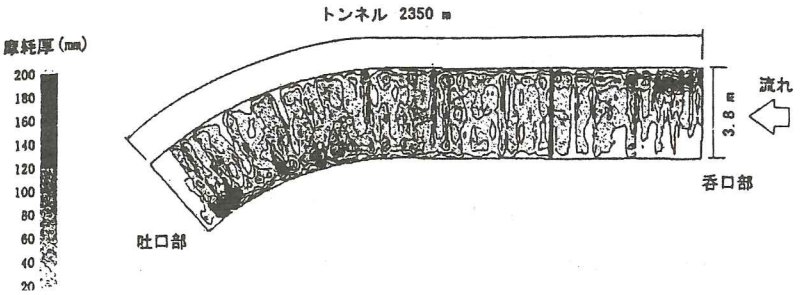
図－１０　分流堰前面に渦流を形成させた場合の土砂の捕捉率と流量の分派率の関係

バイパス施設の設計では、分流施設とともに、バイパス水路、減勢工の設計が課題となる。バイパス水路は、通常開水路トンネルとして設計されるが、トンネル内での土砂の堆積による水量や土砂の流下阻害を生じないよう設計する必要がある。

一般に、同じ水路勾配での土砂輸送能力は、固定床におけるものが移動床におけるものよりかなり大きい[16]。それ故、一度堆積が始まると、堆積は急激に進行し、開水路流のトンネル内流況を保つことはできない[17]。こうした土砂の堆積は、定常的には、大きな粒径の土砂の高濃度分派や河道流砂量に比較して緩勾配な勾配設定により生じる可能性がある。また、先に述べた分流堰上流水位低下過程では、堰上流堆積土砂の侵食により、一時的に大きな土砂流入が生じるので注意が必要である。原田ら[18]は、分流堰水位低下時の土砂流入により生じたトンネル内堆積により、トンネル内に、負圧を伴う大きな圧力変動が生じることを報告している。なお、バイパス水路は、地形等との関係で湾曲部を持つことが考えられるが、湾曲部では、局所的な土砂の堆積を生じるので注意が必要である。射流水路に対する外崎・高須[19]の実験によれば、流砂量の増加に連れて、湾曲部内側での堆積の開始、内側での堆砂厚の増大と湾曲外側への堆砂幅の拡大、外側への堆砂の到達と直線水路部への堆砂の拡大の過程を経るとされ、湾曲外壁に堆砂が到達する際の流砂量は、直線水路の場合の80%程度であったことを報告している。ただし、湾曲部曲率半径／水路幅＝５～15、湾曲部中心角度＝30～90度である。

粒径の大きな土砂を流下させる場合には、トンネルの土砂流下能力とともに、摩耗対策が問題となる。砂礫による摩耗・損傷量については、必ずしも十分な知見が得られている状況にはないが、砂礫のバイパスを実施している旭ダムバイパストンネルのコンクリート摩耗実績[20]によれば、平成10年4月から12月までの約8,3000m^{3}のバイパスにより、平均45mmの摩耗が生じ、石橋[21]による方法での年間摩耗量の設定値40mmと同程度の値であったとされている。一方、水平のインバーとであるにもかかわらず、局所的には200mmを超える深掘れが生じており、図－１１に示すように、トンネル呑み口から直線区間では、呑み口部の影響で右岸側が、曲線始端以降では、曲がりの影響により左岸側（曲がりの内側）が顕著に摩耗している。こうした、摩耗／損傷については、今後、ライニング材料も含めて研究を進めていく必要がある。

摩耗対策は、バイパス水路のみではなく、分流施設、減勢工を含む施設全体としての問題でもある。トンネル部では、損傷による施設形状の変化はある程度許容されるが、分流堰の流量コントロール部では形状の維持そのものが必要である。このような場所では、損耗量の小さい鋼材を使うなど、施設の必要機能に留意した検討が要求される。



図－１１　旭ダムバイパストンネル摩耗状況

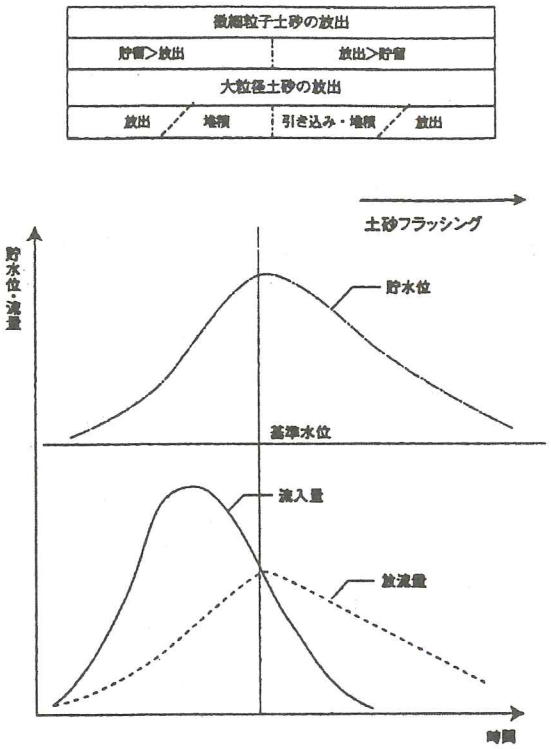
バイパス水路の摩耗を小さくするためには、水路の勾配を小さくするのが効果的である。一方、水路勾配を小さくとれば水路断面が大きくなり、土砂の輸送能力が減少する。水路延長が同じであれば、水路出口と下流河川標高に大きな落差を生じることになり、砂礫の激しい衝撃を受ける減勢工が必要となる。また、水路の下流端が山腹の高い位置になり、施工が不利になる等様々なデメリットが生じる。筆者は、水路出口標高はできる限り下流河床に近づけるのが得策であると考えているが、そのためにも水路の摩耗・損傷量とその対策に関するより詳細な知見が求められている。

減勢工については、水理的には通常の水理施設と同様であるが、土砂による摩耗対策を十分に考えて

おかなければならない。また、地形にもよるが、バイパス水路は、通常河道側方から合流するので、減勢工が河道の流れに悪影響を与えないよう配置する必要がある。地形によっては、これはかなり難しい問題となり得るものであり、先に述べた水路勾配を大きくすることにより減勢工の負担をできるだけ小さく（下流条件が許せば、直接河道に放流）するのが得策である。なお、通常の規模の砂礫であれば、砂礫の存在が減勢工の流況に及ぼす影響は小さいと考えてよい。

3．4　土砂フラッシング・スルーシング

治水専用ダムでゲートレスの常用放流設備敷高を原河床標高付近に設定した場合を考えると、貯水位及び流量変化は図－１２に示すようになる。土砂の貯水池への流入は、主として出水時に生じ、流入した土砂は、粒径ごとに、洪水調節における一連の水位変化に応じた挙動を示す。即ち、沈降しにくい微細粒子は、流水と同様に一時的に貯留された後、貯水池が空虚になる過程で放流される。また、沈降しやすい大きな粒径の土砂は、貯水位上昇時には水面位置付近に堆積するが、水位の低下に伴い侵食されて下流に移動し、最終的にはダム下流へと放出される。中間的な粒径の土砂は、両者の間の挙動を示すこととなる。



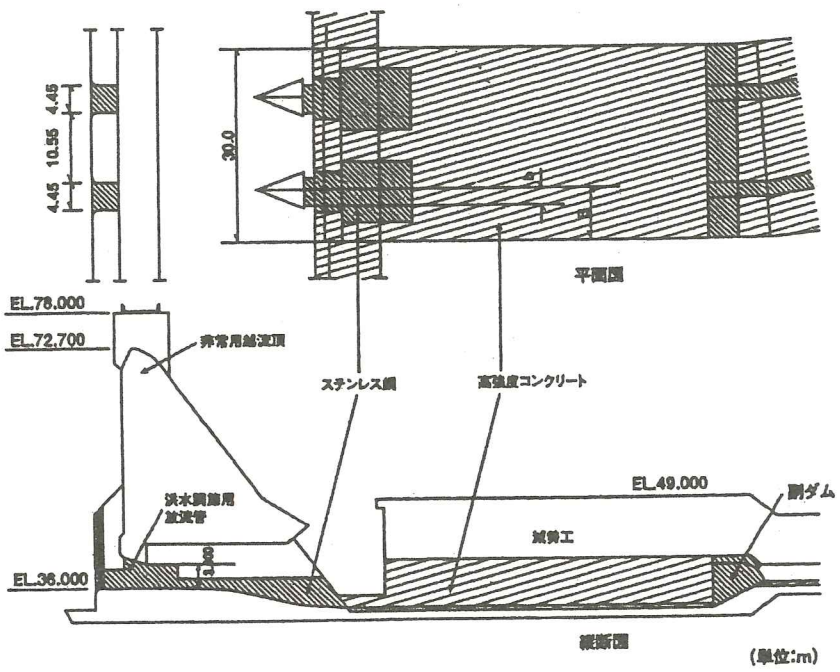
図－１２　自然調節における貯水位･流量変化と土砂の挙動

土砂フラッシングは、貯水池の水位低下操作によって堆積土砂を下流に排出するものであり、そこで生じる現象は上述の水位降下時の現象と同じである。また、堆積することなく放出される微細土砂は、スルーシング操作により放流されたといってよい（スルーシングの定義にはまだ確定したものはないが、ここでは、水位をある程度低下させ、流入土砂を堆積させることなく通過させる操作として定義しておく）。これら水位変化に伴う土砂の挙動は、堆砂形状の予測で述べた河床変動計算により計算することができ、繰り返されるフラッシング操作により、ダムから上流側に向かって、ある貯水空間が安定して維持される[22)]。この安定して維持される空間を利用して貯水池の利用計画が策定される。ここで、洪水調節容量については、洪水中に大量の土砂が流入するので、フラッシング後に安定して得られる容量に、出水時に堆砂により失われる容量を差し引いておく必要がある。

治水専用ダムの常時の貯水池は空虚であり、一出水中に流入した土砂がその出水の中で排出される。即ち、自然現象に対する時間差が小さく土砂の放出が行われる。一方、多目的ダム等常時の水位が高い場合には、ゲート操作により実施される水位低下操作間の堆積土砂が排出されることになり、同じ流量・水位低下時間の排砂操作を行うものとすると、水位低下操作の頻度が小さいほど一回あたりに排出される土砂量が大きくなる。このとき、小さい流量での排出を行うと、土砂排出量が小さくなり確保される貯水容量が小さくなることは勿論、非常に高濃度の土砂が排出されるなど下流河道環境に与える影響が大きい問題が生じる。

このことについて、多くの排砂経験を有するフランスの電力公社は、排砂操作に関し、①時期は洪水期とし、毎年の操作が可能なよう年１回発生するピーク流量程度を放流開始流量とする、②洪水流量を大きくしないよう、洪水ピークが過ぎてから行う、③所要の水位回復時間の短い貯水池で行う、④地域の水文及び環境影響を考慮した時期を選定する（特に魚類の産卵シーズンは必ず避ける）、⑤清水を下流に放流し、下流河床に堆積した浮遊砂を洗い流すため、必要に応じフラッシュ放流を継続する等の原則を提示している[23]。わが国では、黒部川の出平ダムでの何回かのフラッシュ放流の経験を得て、同様の原則を持った排砂操作方法にたどり着いており、平成13年6月には、下流宇奈月ダムとの始めての連携排砂が実施されている。排砂経験を通じ、今後更に適切な運用ルールの確立が図られていくものと期待される。

ゲートレスの治水専用ダムでは常用洪水吐きを通して、また、多目的ダム等の常時の水位が高位にあるダムでは、ゲートを有する排砂設備を通じて土砂が排出される。これら施設は、堤体内に設けられており、堤体に影響を与えない、厳密な止水或いは流量制御を行わなければならない、という意味で土砂バイパス水路の場合より、更に厳密な土砂による摩耗・損傷対策を検討しなければならない。



図－１３　益田川ダムの放流設備

図－１３には治水専用ダムである益田川ダムの放流設備計画を示したが、土砂を通過させる放流管の管路長を短くし、土砂による影響を小さくするとともに、堤体や流量制御に直接影響する部分及び、減勢工内の水深を確保するための副ダム上流面と上面については、形状変化が少なく耐摩耗・耐錆性のあるステンレス鋼によりライニングすることが計画されている。また、減勢工形状は、減勢工内に平面渦により生じる土砂の巻き込みが生ぜず、流入・堆積土砂がスムーズに下流にフラッシュされるよう配慮されている[24]。

施設の摩耗対策は、大量の土砂を排出する宇奈月ダムや出平ダムにおいて様々な検討が実施されており、各種ライニング材料の摩耗特性試験が実施されるとともに、ゲート形式やライニング方法に多くの新技術を導入している[24)、25)、26)]。ここでは詳細は省略するが、今後の土砂流下施設の設計において参考になるものと思われる。

参考文献

１）河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告，平成10年7月

２）岡本敦：河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告について，砂防と治水，第123号，1998

3）国土交通省河川局治水課他：水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測，土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究，平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集，PP.6-1～48，平成13年11月
4）国土交通省河川局砂防部保全課海岸室他：流砂系一貫の土砂管理による海岸保全計画に関する調査，平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集，PP.5-1～44，平成13年11月
5）国土交通省河川局砂防部砂防計画課他：流砂系における土砂移動実態に関する調査研究，平成13年度（第55回）国土交通省技術研究会指定課題論文集，PP.7-1～52，平成13年11月
6）建設省河川局開発課他：ダム貯水池の土砂管理に関する研究，第53回建設省技術研究会報告（平成11年度），PP.13-1～23，平成12年
7）寺田秀樹：総合的な流域土砂管理－砂防分野での取組み－、2001年度（第37回）水工学に関する夏期研修会講義集　Aコース、2001
8）柏井条介：ダム貯水池の堆砂問題、土木学会誌、Vol.86、No.6、PP.50～52、2001
9）今村瑞穂、竹林征三：貯水池における計測、土木施工、Vol.22、No.4、pp.474～484、1981
10）柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察、ダム技術No.181、2001
11）櫻井寿之、柏井条介：貯水池における出水時の微細粒子の捕捉、ダム技術No.161、2000
12）箱石憲昭：ダム貯水池の土砂管理に関する研究、土木技術資料、No.42、Vol.4、2000
13）　上阪恒雄：貯水池の土砂管理、ダム技術、No.159、1999
14）柏井条介：貯水池土砂バイパスの計画検討、土木技術資料、No.43、Vol.3、2001
15）柏井条介、本田敏也、菅原崇之：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性、土木技術資料、No.37、Vol.12、1995
16）柏井条介、外崎悟、川口和也：滑面固定床流れの抵抗と流砂量、土木技術資料、Vol.31、No.5、1989
17）原田稔、森本浩、小久保鉄也：貯水池のバイパス排砂システムに関する実験的研究、ダム工学、No.24、1996
18）原田稔、小久保鉄也、出野尚：貯水池のバイパス排砂システムにおけるトンネル内土砂水理特性、土木学会論文集、No.600／Ⅱ－44、1998
19）外崎悟、高須修二：排砂水路曲線部における土砂輸送能力、第44回土木学会年技講演会講演集、1989
20）片岡幸毅：旭ダムの排砂バイパスについて、貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集－、2000
21）石橋毅：ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究、土木学会論文報告集、第334号、1983
22）小林裕、柏井条介：ダム貯水池堆砂の排除に関する一考察、第43回土木学会年次講演会、1988
23）J-P. Bouchard: Sediment management in EDF reservoirs，貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集－、2000
24）柏井条介：洪水調節ダムのフラッシング操作と施設、貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集－、2000
25）高須修二、豊田高司：排砂水路の摩耗対策、大ダム、No.138、1991
26）寺田昌史：ダムの排砂設備の計画と設計について、大ダム、No.152、1995

貯水池機能の保全設備　―堆砂対策―

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏　井　条　介*

キーワード　貯水池・堆砂・排砂

1.　貯水池の堆砂問題

1.1　概　　要

貯水池は水を溜めるために建造されるが，河川は水とともに土砂も流下させる水路である。従って，貯水池には水とともに土砂が貯留される。貯留された土砂は貯水容量の減少のほか，貯水池末端付近での河床の上昇，下流河床の低下を招く。上流での河床上昇は治水安全率の低下や取水，排水障害の原因となり，下流河床の低下は護岸等の根入れの浮き上がりや取水障害の原因となる。こうした従来の問題に加え，最近では河床の上昇や低下に伴う河川環境変化が問題視されるようになっており，堆砂問題は複雑な様相を呈している。

1.2　貯水容量の減少

貯水容量の減少に対しては，貯水池容量内に予め堆砂のための容量を設定し，堆砂の影響を緩和する方法がとられてきた。一般には100年間の堆砂量に相当する容量が設定されてきたが，ダムの貯水機能が期待される長さと比較すると100年はそれ程長い期間ではない，むしろ短期間であることが認識されるようになっている。実際，戦後建設されたダムでも既にその中場に達する経験年数を持つダムが出始めており，今後，将来の持続的利用の検討が必要になるダムが増加してくるものと思われる。

経験年数の多いダムでは，堆砂進行速度が大きく，堆砂容量の損耗が著しいダムも見られている。堆砂予測精度の向上が望まれる所以である。堆砂の予測精度は量のみでなく，堆砂の貯水池内の分布も問題となる。多くの貯水池計画では水平堆砂が用いられているが，4割近い量が有効貯水容量内に堆積しており[1)]，堆砂形状を想定した計画も検討していかなければならない。そのためには堆砂量とともに，粒径分布の情報が必要であり，貯水池内の土砂の挙動を予測する方法を確立する必要がある。

* 上席研究員

1.3　河床の変動

1.3.1　貯水池上流の河床上昇

多目的ダムは，一般に洪水調節容量を有しており，貯水池空間の上部は常時は空虚である。したがって，堆砂による河床上昇が貯水池上流に達しにくいダムということができるが，治水上の問題が生じた場合には土砂を移動させる，或いは上流の堤防や土地利用を変更するなどの措置が必要になる。

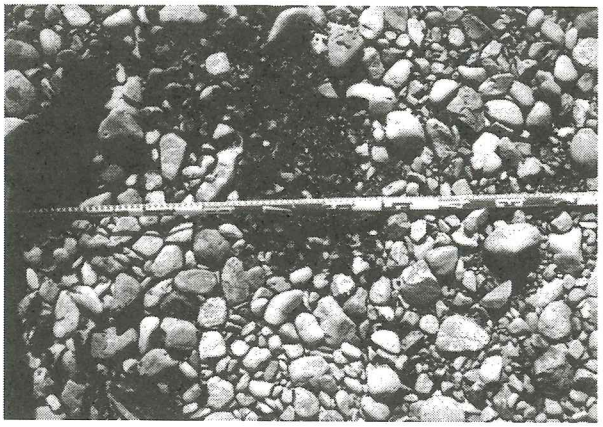
一方，環境の観点からは，渓流環境の消失やそれに伴う重要な産卵場の埋没などが懸念され，問題となる場合には代替環境の創出などが必要になる。

1.3.2　貯水池下流の河床低下

河床変動が問題視されるのはむしろ下流においてである。

貯水池により土砂の供給を遮断された河道は河床低下するが，わが国の多くのダム建設地の河川は，河床構成材料の粒度分布が広く，低下に伴い表面の粒径が粗くなってくる。粒径が粗くなれば河床低下速度が小さくなり，静止する場合も生じる。

河床低下に伴い出現するのがいわゆるアーマー化された河床である（写真－1）。アーマー化とは，河床面に



写真－1　アーマー化した河床

存在していた砂や砂利成分が抜け落ち，通常の出水では移動しない大粒径土砂が河床面の多くを占める状態を表している。

従来指摘されてきたダム建設による下流河道への影響は護岸等の基礎の浮き上がり，取水機能の低下など，治水，利水に係る事項が主であった。この場合，アーマー化は，以降の河床安定を保つという意味で好ましい現象ということができよう。一方近年では，河床面の構成材料変化そのもの及び構成材料変化により生じる瀬，淵などの河川形態変化が水棲生物に影響し，魚種の変化など生態系に影響を及ぼすことが指摘されるようになっている。アーマー化という河床低下防止機能が問題視されているということである。

アーマー化の実態については，必ずしも十分な把握が出来ている訳ではない。また，アーマー化に対応する生態系への影響は，更に多くの課題を有しているが，これら知見は逐次蓄積されていくものと思われ，貯水池側の対応が求められるものと予想される。具体的には，通常の出水で移動するような河床構成材料の補給が必要になるものと思われる。

河床低下の，河川構造物への影響については構造物による対応も可能なものと思われるが，アーマー化に対しては土砂供給が不可欠であり，土砂供給により河川構造物への影響も軽減することができる。

貯水池下流への影響については，更に下って海への影響も指摘される場合もあるが，堆砂の下流への影響範囲については不明な部分も多い。実証データに基づく論理的な議論が展開できるよう研究の進展が求められている。

2. 貯水池の堆砂現象

2.1 流入土砂量

2.1.1 堆砂実績とパラメーター

貯水池の堆砂量は，一般に，年平均堆砂量を流域面積で除した比堆砂量により評価されている。

比堆砂量の推定のため，1960年代を中心に，地質などの流域特性や貯水池容量などの貯水池特性をパラメーターとした多くの経験式が提案されてきているが，その適用性は限られ，全国のダムの堆砂量を推定する精度の高い経験式は現在のところ存在しない。このため，また，近年では管理ダム数も増加し，当該ダム近傍に既設ダムが存在する場合が多いことから，近傍類似ダムの堆砂実績から推定するのが主流になっている[2]。

近傍類似ダムから比堆砂量を推定する場合，類似ダムの定義が問題になる。通常は，表－1のようなパラメーターの整理を行い，当該ダムの値と大差ないことをもって類似としている。ここで，類似ダムの定義を，全てのパラメーターについて差の小さいダムとすると，類似ダムの存在確率がかなり小さくなる。そこで，近傍にいくつかの既設ダムが存在する場合には，いくつかのパラメーターについて類似のものを抽出し，定量的評価が可能なパラメーターについては，そのパラメーターと比堆砂量の相関を検討する方法も用いられる。図－1はこうして得られた相関関係例であり，パラメーターとして崩壊地面積率（流域内崩壊地面積の流域面積に対する比率）を用いている。比較的多くの地域で比崩壊地面積率との良い相関が得られており，こうした検討の蓄積により国内の比堆砂量マップの作成も可能になるものと思われる。

表－1　類似ダム抽出のためのパラメーター例

現　象	影響因子(I)	影響因子(II)	具体的パラメーター例
流入土砂関係	土砂生産基盤	地　質	花崗岩等岩石種
		傾　斜	平均地形勾配
			起伏度
		植　生	森林率，林相
		崩壊地	崩壊地面積率
	土砂輸送	水　文	平均年間降水量
		河　道	平均河床勾配
貯水池捕捉関係			平均年間貯水池回転率

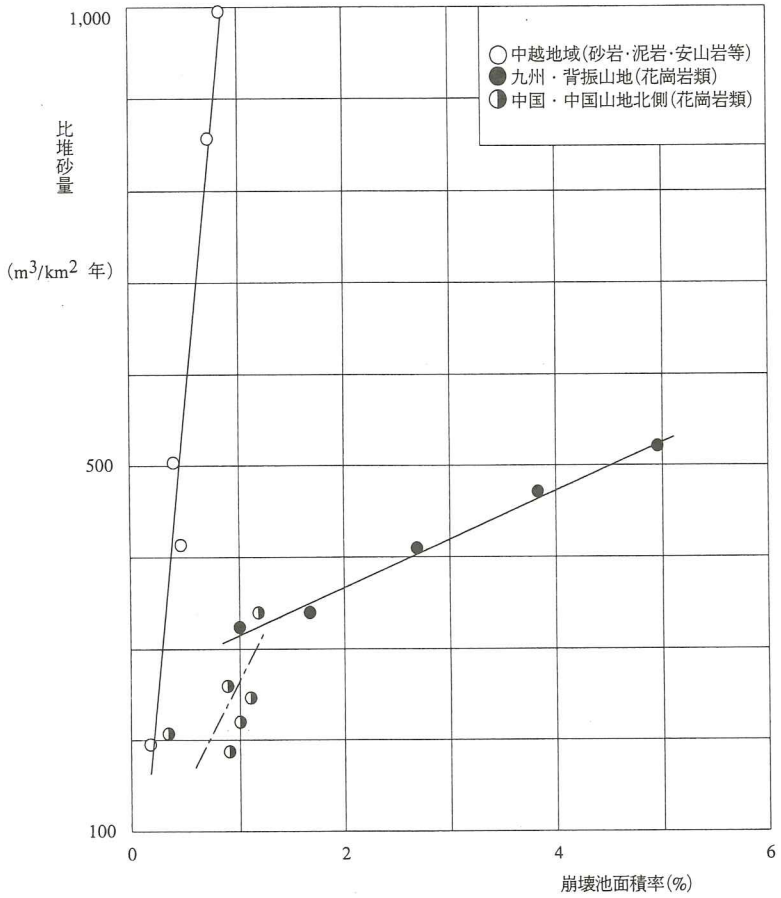
2.1.2 年堆砂量の変動

多くの貯水池で年間堆砂量の計測がなされているが，年堆砂量は，一般に図－2に例示されるように変動する。そこで，年堆砂量の変動を評価する必要がある。このことは，特に，堆砂対策を検討する上で重要であり，例えば貯砂ダムによる土砂の捕捉率は年変動の影響を大きく受ける。

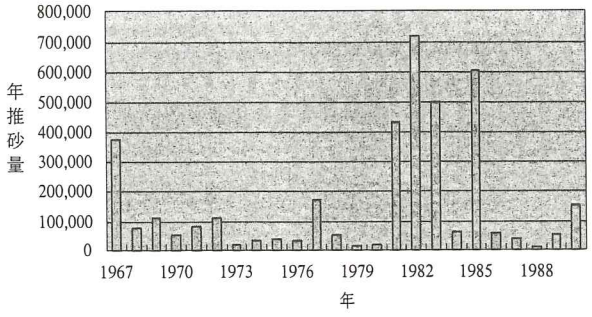
そこで年堆砂量の変動を評価する方法が必要になるが，水文統計で用いられる確率分布が適用可能なことが示されている[3]。図－3は図－2の変動状況に対し確率分布の当てはめを実施した例である。こうした確率分布の当てはめは，しかし年堆砂量が正の場合に対してのみ可能であり，0データが多くなったり，負のデータが混入したりすると，当てはめが不適当になる[4]。

負のデータは堆砂の掘削除去を実施していない年でも生じる場合があり，その理由はいくつか考えられるが，主たる理由の一つとして堆砂測量精度の問題がある。堆砂測量については，最近ではGPSを用いて面的な把握も可能になっており（図－4）今後の展開が期待されている[5]。

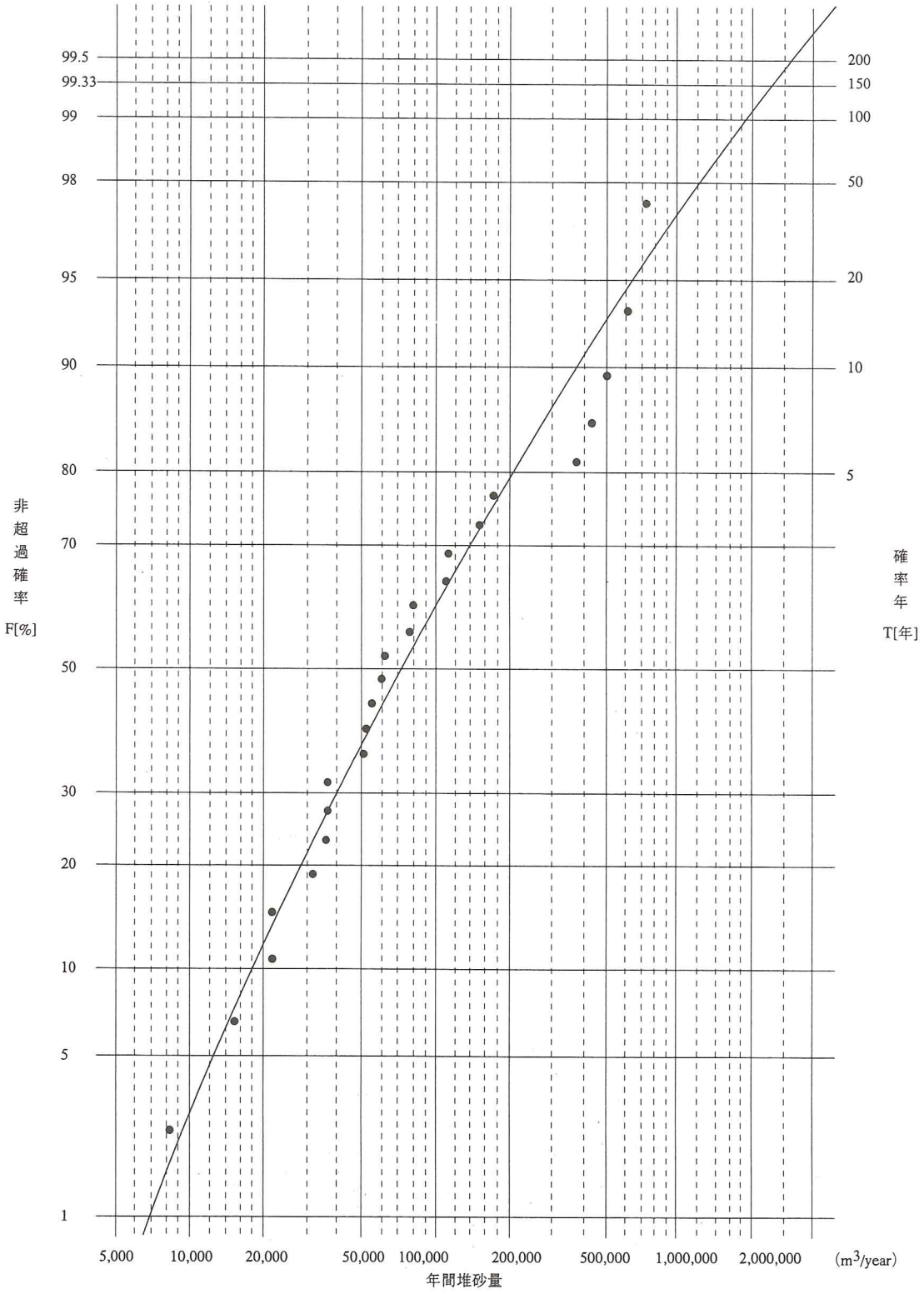
なお，計測方法を変える場合には，データの継続性に配慮する必要があり，例えば，切替え年には従前の方法と新しい方法の両者で実施し，両データの特性を分析するなどの検討が必要である。



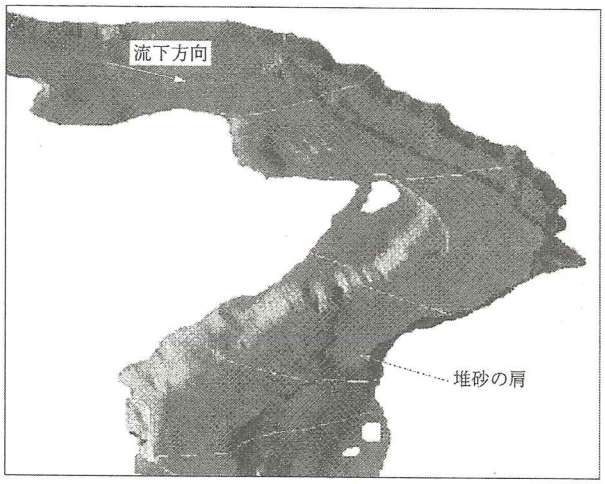
図－１　近傍類似ダムでの比堆砂量と崩壊地面積率の関係例



図－２　年間堆砂量の変動例（川俣ダム）



図－3　年間堆砂量変動の確率分布の当てはめ例（GEV 分布）



図－4　堆砂の面的な計測例

2.1.3　微細粒子の捕捉

貯水池が満砂している場合を除き，掃流砂といった比較的粒径の大きな土砂はほぼ全量貯水池で捕捉される。一方，微細粒子では，貯水池を通過して下流に放流される成分が生じる。表－1の類似ダムのパラメーターは流入土砂量に関係するものと貯水池捕捉に関係するものに分けているが，例えば，比堆砂量と崩壊地面積率の相関を検討する場合，貯水池捕捉に関連するパラメーターである貯水池回転率が大きく異なる場合には，貯水池で捕捉されていない流入土砂成分を推定し，比堆砂量を補正する必要がある。

貯水池で捕捉されない成分は，主としてウォッシュロードにより構成されると考えてよく，その挙動は本シリーズの「(2)濁水長期化対策」で紹介したので参照願いたい。

2.2　堆砂の粒度構成

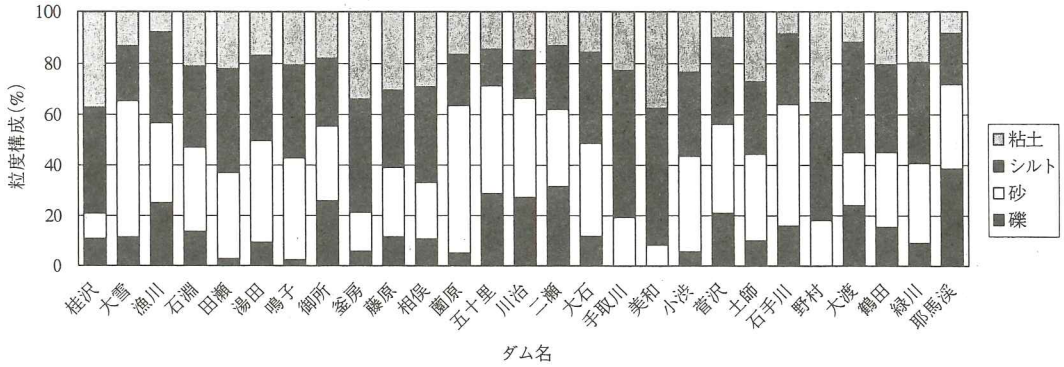
流入土砂は貯水池内で分級し，堆積する。従って，堆砂形状を精度よく予測するためには流入土砂の粒度構成を知る必要がある。また，堆砂対策の検討や下流河川への土砂供給を検討する上でも流入土砂の粒度分布の予測を欠くことができない。

図－5に堆砂の粒度構成例を示す。図は直轄ダムを対象に実施されたボーリング結果から求めたもので，粘土(0.005 mm 以下)，シルト (0.005 ～ 0.075 mm)，砂(0.075 ～ 2 mm)，礫（2 mm 以上）に分類して示してある[6]。平均的な粒度構成は，粘土：20%，シルト：34%，砂：32%，礫：14%となっているが，ダムごとのばらつきも比較的大きく，シルト以下の細粒分の占める割合は，最大90%～最小28%と変化している。

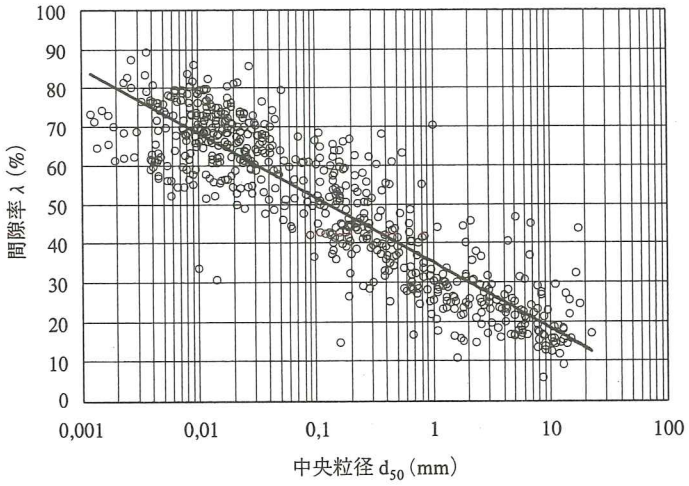
こうした粒度構成に対する影響因子は今のところ明確にされていない。図－5のダムについて細粒分の少ないダム，多いダムそれぞれの流域地質を調査した結果によると，少ないダムの流域は火山岩・変成岩が，多いダムの流域は堆積岩が主たる岩石であることが示されており(表－2)，地質と関係があることが推察されるが，現状の分析は定性的な段階に留まっており，今後の研究の展開が期待されている。

図－5に示した粒度構成はみかけ体積に対するものである。図－6は，50%粒径：d_{50}と間隙率の関係を示したものであるが，間隙率は粒径によりかなり異なり，d_{50}が大きくなるに従って小さくなっている[7]。図－7は，河川等各存在環境下での既往知見と比較したものである。わが国河川の経験式はNo.8の実線であるが，これと比較してd_{50}が0.1 mm より小さい領域では間隙率が大きく，大きい領域では小さくなっている。

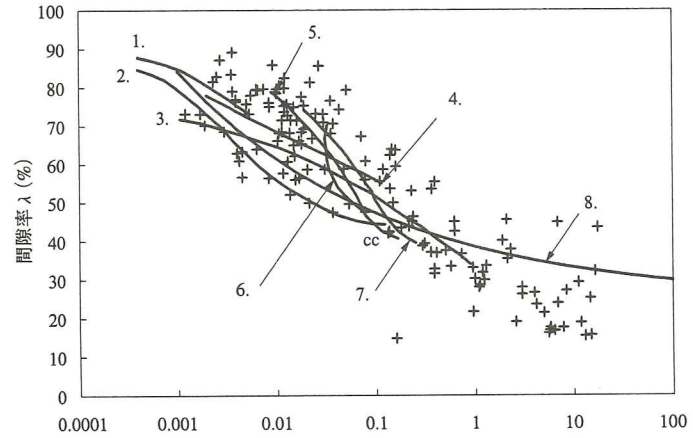
堆砂の粒度構成については，現状が把握されたに過ぎない。詳細な分析や解析は今後の調査・研究に負うところが大きい。当面は，堆砂量と同様に，類似ダムの実績をもとに推定作業を行うのが適当な検討手順となろう。



図－5　直轄ダム堆砂の粒度構成（みかけ体積）[6]



図－6　堆砂の d_{50} と間隙率の関係[7)]



1．Lake Mead on Colorado River (Sherman, 1953).
2．Lake Maracaibo, Venezuela (Sarmiento and Kirby, 1962).
3．Reservoirs in western United States (Henbree, Colby, Swenson, and Davis, 1952).
4．Gulf of Paria (van Andel and Psotma, 1954).
5．North Sea (Fuchtbauer and Reineck, 1960).
6．Continental shelf of sourthern California (Hamilton and Menard, 1956).
7．San Diego Bay and adjacent continental shelf (Shumway, 1960).
8．河村の式 (1963).
＋　ダム堆砂 (堆砂面からの深さ 2 m 未満).

図－7　様々な環境下での粒径と間隙率の関係[7)]

2.3　堆砂の数値計算

堆砂形状の推定は，河床変動計算を通じて実施される。境界条件は，上流端での流量・粒径別の流入土砂量，下流端での貯水位などである。

堆砂現象を扱う場合の河床変動計算の課題として以下の事項が挙げられる。

1)　長期間の計算が可能であること。

2)　貯水池末端付近の河道や貯水位低下時の堆砂面上には射流が生じるケースが多く，常流・射流の混在流れが再現できること。

3)　微細粒子から掃流砂まで広い範囲の粒径の計算が可能なこと。特に微細粒子については，巻き上がり量と沈降量が等しくない，非平衡の状態が再現できること。

1) の条件を満足させるため，現状では 1 次元河床変動計算が主体にならざるを得ない。水位低下時等には澪

表－2　細粒分含有率と流域の地質[6]

	ダム名	微細成分含有率(%)	流域に存在する岩石	流域に占める割合の多い岩石*)	その他の地形・地質に関する事項
細粒分の少ない貯水池	耶馬渓	28	安山岩，玄武岩，凝灰角礫岩	火成岩・変成岩	火砕流堆積物，沖積層，崖錐堆積物
	五十里	29	花崗岩，流紋岩，黒色粘板岩，砂岩，チャート，石灰岩，礫岩，凝灰岩	火成岩・変成岩	
	川　治	34	流紋岩，花崗岩，安山岩，粘板岩，砂岩，チャート，凝灰岩	火成岩・変成岩	急峻な崖，崩壊，ガリ，崖錐堆積物，火山砕屑堆積物
	石手川	35	花崗岩，閃緑岩，ホルンフェルス，角閃岩，安山岩，砂岩，泥岩	火成岩・変成岩	
	薗　原	36	流紋岩，花崗岩，安山岩，斑れい岩	火成岩・変成岩	
細粒分の多い貯水池	手取川	75	花崗岩，流紋岩，片麻岩，安山岩，礫岩，砂岩，頁岩，凝灰岩	堆積岩	火山活動による地質の劣化，荒廃地
	釜　房	79	安山岩，花崗岩，凝灰岩，軟砂岩，粗礫岩	火成岩・変成岩と堆積岩がほぼ半々	
	桂　沢	79	緑色岩，泥岩	堆積岩	著しく急峻，波状褶曲構造
	野　村	81	未固結の礫・砂・粘土，砂岩，チャート	堆積岩	
	美　和	90	片麻岩，結晶片岩，砂岩，粘板岩，頁岩	堆積岩	中央構造線，破砕作用を受けた脆弱部，急峻な地形，大規模断層

*）岩石を「火成岩・変成岩」と「堆積岩」の二つに大別し，地質図等から判別した。

筋の形成が重要になる場合が生じるが，一時的な現象については，平面２次元などを用いて詳細な計算を行い，現象再現を補填するなどの配慮が必要になるものと思われる。

また，３）については，逐次研究が進められており，例えば土木学会水理公式集にも計算例が示されており，参考にすることができる[8]。

２）について，従来の堆砂計算では，流れを不等流計算により解くのが一般的であったが[9]，不等流計算では，常・射流区間の判別に複雑な手続きが必要になるとともに，跳水が生じる場合の取り扱いが複雑，断面の設定によっては射流区間に解を得られない場合が生じるなど，実計算上の問題を有している。一方，不定流計算では，煩雑な場合分け等の設定を要せず，不等流計算のもつ実計算上の問題を解消することができる[10]。今後不定流計算による堆砂計算の検討が進められることが期待される。

図－８は，流れを不定流計算により解いて計算した堆砂及び水位低下による堆・排砂の計算例である。ただし，粒径は掃流砂の一様粒径としている。数値計算法として有限体積法（移流項に一次精度風上差分を用いる）とMacComack法の二つを用い，両者を比較して示しているが，ほぼ同じ結果を得ており，堆・排砂過程が再現されている。計算結果から分かるように，排砂時の堆砂の侵食は，堆砂肩を中心に生じる。

図－９は，浮遊砂を含む混合粒径についての計算結果である。堆砂初期には堆砂肩が２箇所見られるが，上流側が掃流砂によるもの，下流側が浮遊砂によるもので，両者が分級されていることが分かる。堆砂の進行により，浮遊砂の肩が不明瞭になり，やがて見られなくなる。これは，堆砂の進行により掃流砂の堆砂肩下流の流速低減が大きくなり，浮遊砂の沈降が掃流砂の肩前面に近づくためである。

堆砂の数値計算については，計算の検証事例が少ないのが現状である。検証のためには，流量と粒径別流入土砂量の関係など境界条件の設定方法についても確立していく必要があり，今後の課題である。

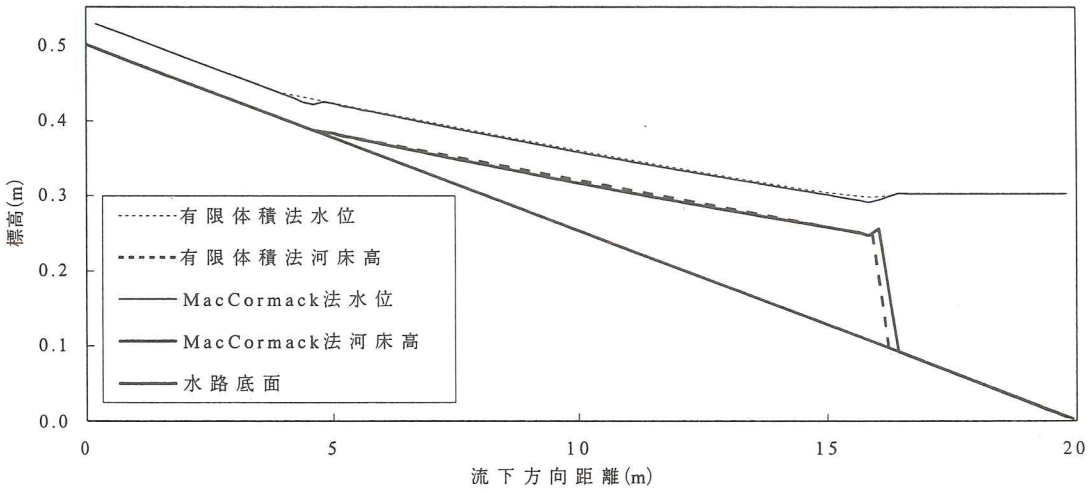
3.　堆砂対策技術

3.1　概　　要

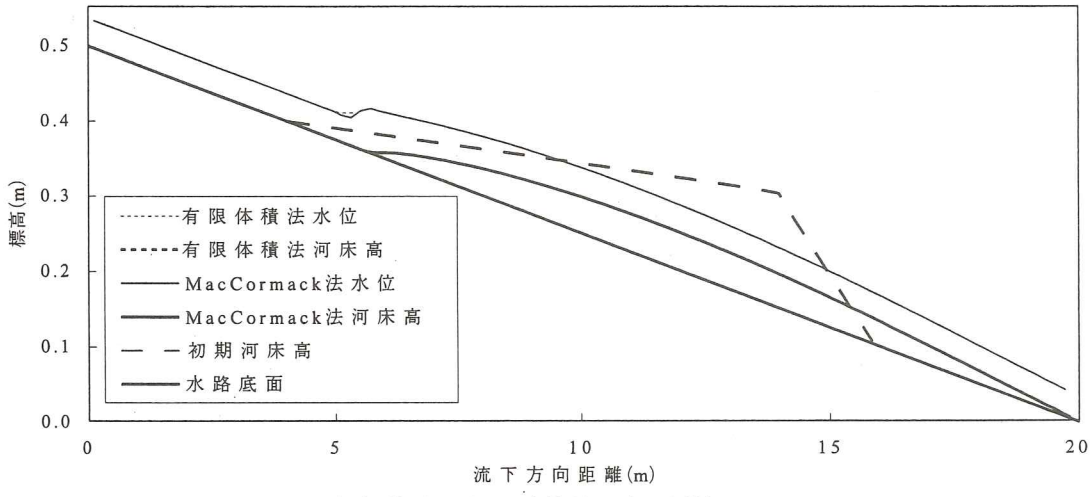
堆砂対策技術については，前回の目に見るダム技術（その２）にも記載されている[11]。そこでは，以下の堆砂対策技術が紹介されている。

- 貯砂ダム（小渋ダム）
- バイパス水路（美和ダム，藤井川防災ダム）
- 掘削浚渫（美和ダム）
- 排砂設備（宇奈月ダム）
- その他施設（片桐ダムのカーテンウォール）

同じく，本誌上には1999年に堆砂管理に関する総括的な論説が掲載され，堆砂対策についてのレビューがな

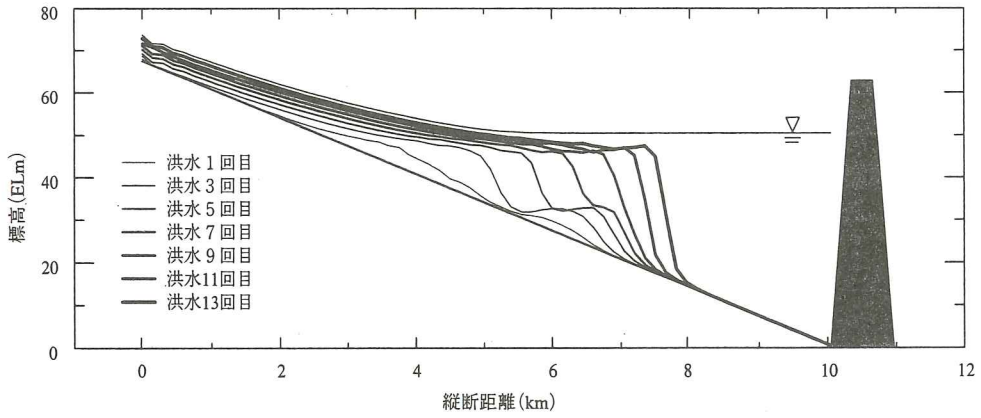


(1) 堆砂過程の計算結果(200分後)



(2) 排砂過程の計算結果(20分後)

図－8　堆砂・排砂計算例（有限体積法，MacCormack 法）



図－9　貯水池内の分級と堆砂進行（MacCormack 法）

されている[1]。両者の間には8年の歳月があり，この間の技術的知見の蓄積をみることができるが，記載されている堆砂対策手法については，1991年のそれと変わりないといってよい。

単なる技術紹介では，本誌上に掲載されたこれら既往文献との重複が多くなると思われる。ここでは，上述の論説等とは異なる視点，具体的には最近話題となっている下流河道への土砂供給の視点でこれら堆砂対策技術を捉えてみる。

なお，以上の文献に加えるものとして，掘削・浚渫土を下流河川に仮置きし，洪水時にフラッシュさせる方法，河床付近に放流設備を設け，常時を空虚な状態で維持する治水専用ダムなどがあり，今後の展開が期待されている。

3.2 下流環境からみた土砂供給の課題

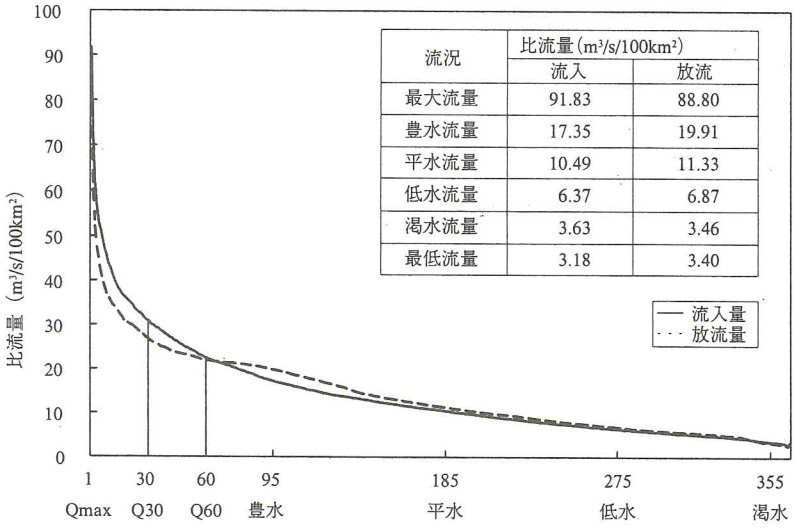
1.3.2 に述べたように，貯水池の土砂捕捉による下流河川への影響を軽減するためには，堆積土砂を下流に供給する必要がある。

しかしながら，下流への土砂供給は，単純に「ダムがなければ河道を流下する土砂を供給するものである」といって実施する訳には行かない。ダムにより下流の流況が変化するためである。従って，どういった粒径の土砂をどの程度供給すればよいかは，ダムによる流況変化と併せて検討する必要がある。

図－10は，国土交通省所管ダムでの流況曲線例を示したものである。図は，日当たり流入量，放流量データを各年毎に大きい順に並べ替え，同一順位の流量データを平均して求めた平均流況曲線であり，流量は流域面積100 km² 当たりの比流量として表示している。例では，60番目の流量である Q_{60} 以上の比流量域では放流量が流入量より小さく，これ以下では大きい結果となっており，ダムにより流況が安定化する様子を窺うことができる。国土交通省所管ダムの調査結果では，ダム毎に境界の比流量値や流量差は異なるが，何れのダムも同様の傾向，つまり，流量の大きい領域では流入量より放流量が小さく，小さい領域ではその逆の傾向となることが示されている。

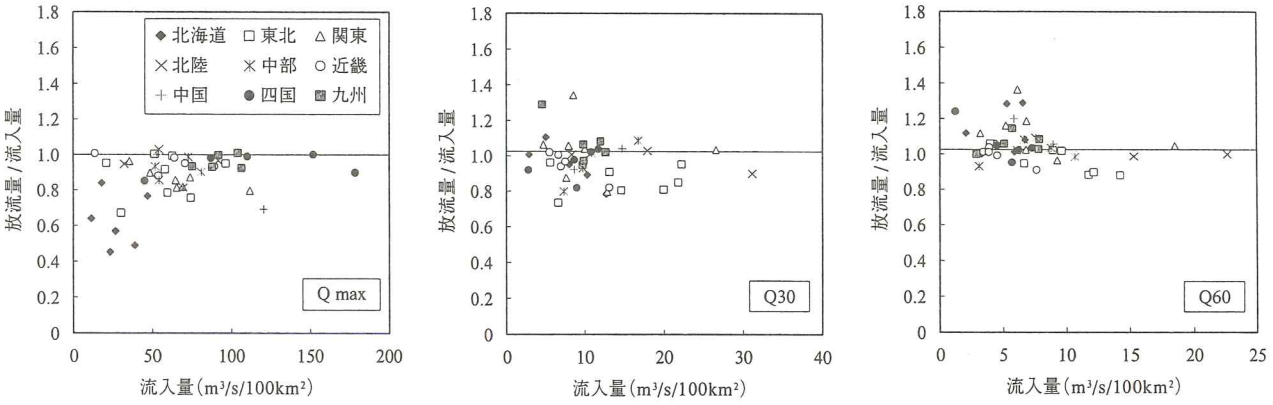
図－11は国土交通省所管の46ダムについて，1，30，60番目の放流量と流入量の比（$= Q_i^{out}/Q_i^{in}$）を地域別に整理したものである。年最大日流量である Q_1 では，何れのダムも流量比は1より小さく，ダム建設により日最大流量が減少している。減少量は，北海道のダムで大きく，平均37％の減少が生じている。一方，九州では平均4％程度の減少しか生じておらず，流入量と放流量の差は小さい。全国的には低減量は20％以下でありそれ程大きくないことが分かる。Q_{30} においても放流量と流入量の比は1より小さいダムが多いが，多くのダムが20％以下の低減率となっており、1より大きいケースも見られるようになる。また、Q_{60} では、放流量が流入量より大きいダムが多く見られており、図－10に示される流入量と放流量の交差点は、より大きい流量で生じているダムが多いことが分かる。

以上のように、わが国の多目的ダムの多くは、比較的高い頻度で大きな流量の放流が行われている。その意味



流況	比流量（m³/s/100km²）	
	流入	放流
最大流量	91.83	88.80
豊水流量	17.35	19.91
平水流量	10.49	11.33
低水流量	6.37	6.87
渇水流量	3.63	3.46
最低流量	3.18	3.40

図－10　流入及び放流の流況曲線例



図－11　各地域の流量順位別流量変化

では、貯水容量が大きく、発電運用や用水補給のみで放流量が決まるような海外の巨大ダムとは大きく異なっているが、大流量時の流量低減が生じることも事実である。下流への土砂供給は、こうした流況変化を念頭に検討される必要がある。

下流への土砂供給には，ダム建設前の状況が維持すべきものか否かという別の議論も存在する。ダム建設後の経験年数の十分大きいダムでは，ダムがあることにより下流に安定した生態系が存在している訳であり，土砂の供給は現在の生態系を変化させる作用をもつ。この場合には先ず現況の生態系評価が必要になる。

土砂供給条件は，流域土砂管理の観点から，海岸を含む河川トータルの土砂管理計画に基づき実施されるのが理想であるが，そのような条件設定が可能になるには，(河川ごとに事情は異なると思うが) かなりの時間と労力と費用を要するように思われる。当面は，ダムを起点とした検討を実施していくことが現実的と思われ，以下では，問題を少し単純化し，ダム地点に着目して堆砂対策手法と土砂供給の関係をみていくことにする。

3.3　土砂供給時期

わが国の河川は，通常の状態での土砂移動はほとんどなく，水も清澄である。移動は出水時に生じ，河川も濁る。

ダム下流の流況は，貯水池の影響を受けるため，自然河道と同じとはいえない。しかし，大流量の放流は出水時に生じ，ダム直下流の土砂輸送力はこのとき大きくなる。また，下流での河川の合流により，下流河道は自然の振る舞いを取り戻すようになるであろう。従って，貯水池からの土砂供給は，出水に伴う放流中に実施するのが自然であり，望まれる方法ということができる。

実際，出水時以外に土砂の供給を行なおうとしても下流河道には土砂を運ぶだけの輸送力がなく，供給された土砂はその場に留まることになる。また，通常の状態で濁りを伴う土砂供給を実施するのは困難である。平常時の土砂の供給は，掘削運搬した土砂を常時には流水に晒されない場所に行うといった方法でのみ実施可能と思われる。

3.4　洪水調節と土砂量

出水時に土砂供給を行うものとして，まず，洪水処理操作により生じる貯水池上下流での水量及び土砂量の変化を概観してみると図－12のようになる。

図－12は，洪水調節操作における貯水池流入水量と放流水量の関係，および流入土砂量とダム下流での相当流下土砂量の関係のイメージを示したものである。ここに，ダム下流の相当流下土砂量は，「ダムがない場合に当該放流量で流下する土砂量」と定義した土砂量で，ダム建設前の河床環境が良好なものとすれば，土砂供給量の一つの目標となるものと考えられる。

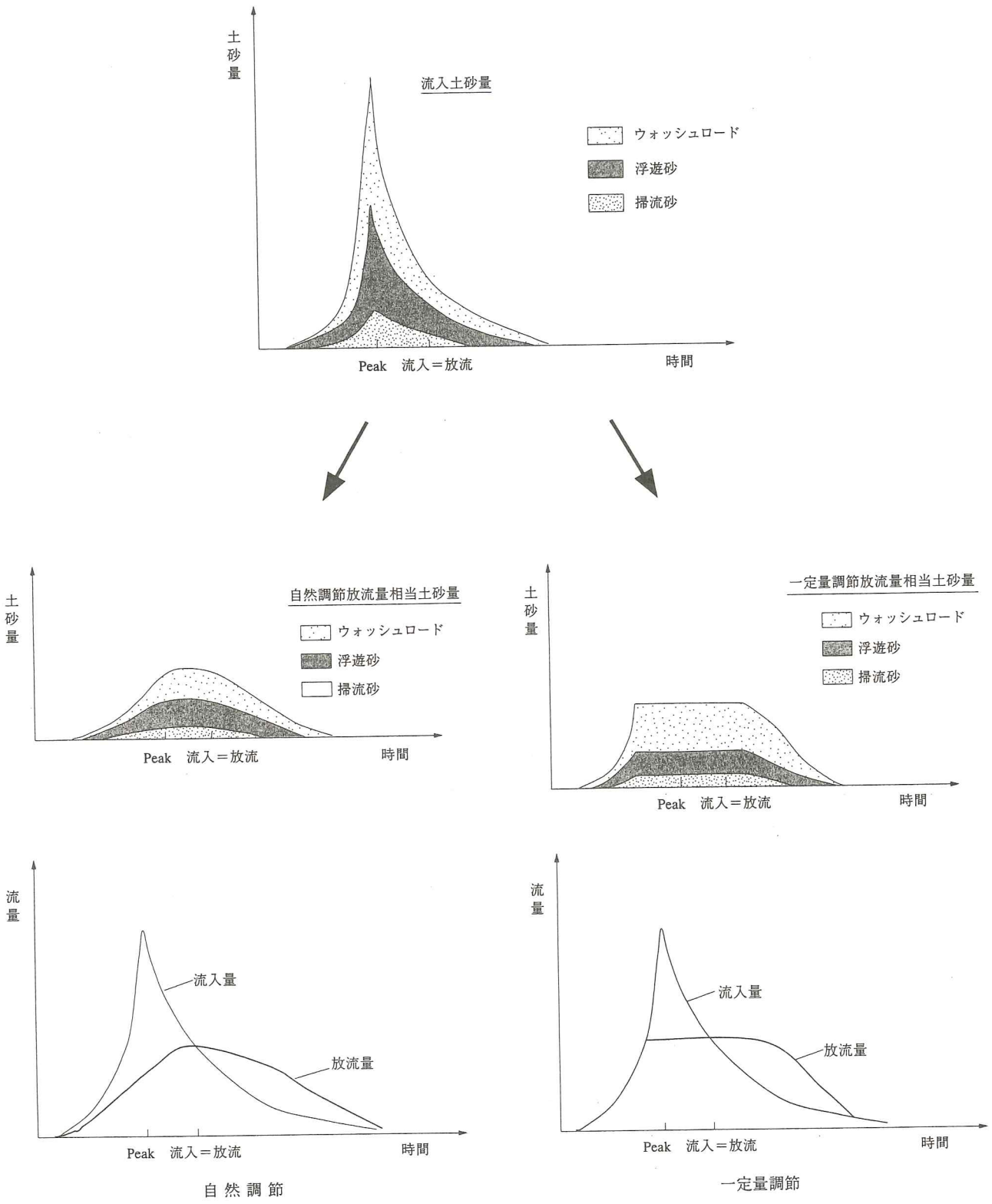
洪水調節操作により，流入水量のハイドログラフは平滑化されるが，洪水調節後には貯水位は速やかに洪水調節開始水位に戻るので，流入水量と放流水量のハイドログラフの積分値は等しくなる（ただし，洪水流入開始時の貯水位を洪水調節開始水位とする)。従って，放流水量のハイドログラフは，流入水量のそれに比べて中間的な流量の継続時間が長くなる特徴をもつ。

流入及び相当流下土砂量の時間変化も水量のそれと同様の傾向となるが，ここで，それぞれの時間積分値，つまり洪水当たりの総土砂量についてみてみる。

土砂量は水量の関数で表すことができるが，今これを単純に，

$$Q_{\text{土砂量}} = \alpha Q_{\text{水量}}^{\beta}$$

にて表されるものとする。βは土砂の流送形態や河道条



図－12 洪水調節と流砂の関係

件などにより変化し，１より大きい場合，小さい場合の両者が生じうる。１より大きい場合，流入土砂量の総量は相当流下土砂量の総量より大きくなり，下流河道の土砂輸送力に見合う土砂供給を行い，かつ貯水池の持続的利用を果たすためには，下流河道以外の場所に土砂を搬出する必要が生じる。また，１より小さい場合には，流入土砂量分の土砂供給を行っても，下流河道の土砂輸送力相当の土砂量に不足することになる。

3.5　堆砂対策手法と土砂供給

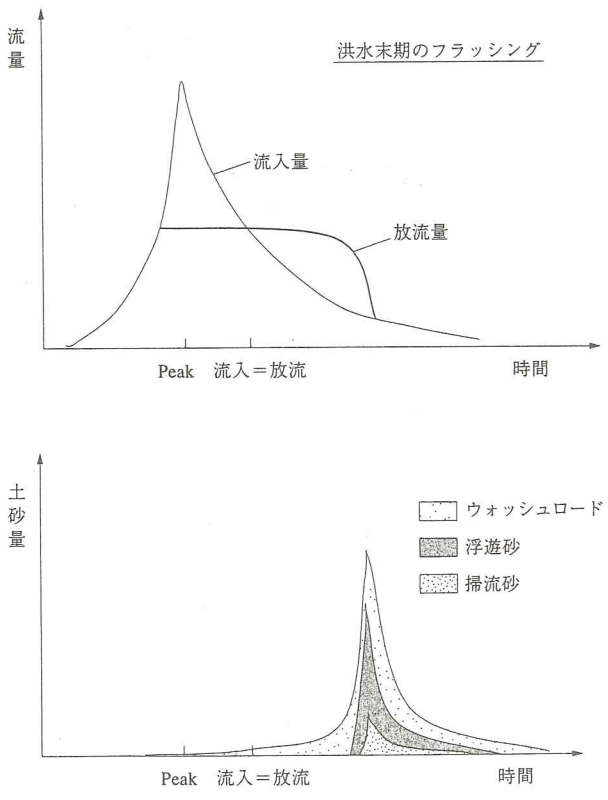
図－13，14はそれぞれ，土砂フラッシング，土砂バイパスでの各種水量及び土砂供給量の関係のイメージ図であり，一定量操作の場合について示してある。

洪水末期に貯水位を低下させる土砂フラッシングは，相当流下土砂量と比較して洪水末期に集中して土砂供給が実施される特徴をもつ。大量の土砂の供給は，フラッシング施設上流側の堆砂面上の勾配が大きいことにより生じ，土砂フラッシングで供給された土砂は，当該洪水の期間内では直下流に堆積する傾向を示すことになる。従って，土砂フラッシングで供給される土砂の影響は，複数の洪水操作による，長期の河床変動予測に基づく評価が必要になることが分かる。

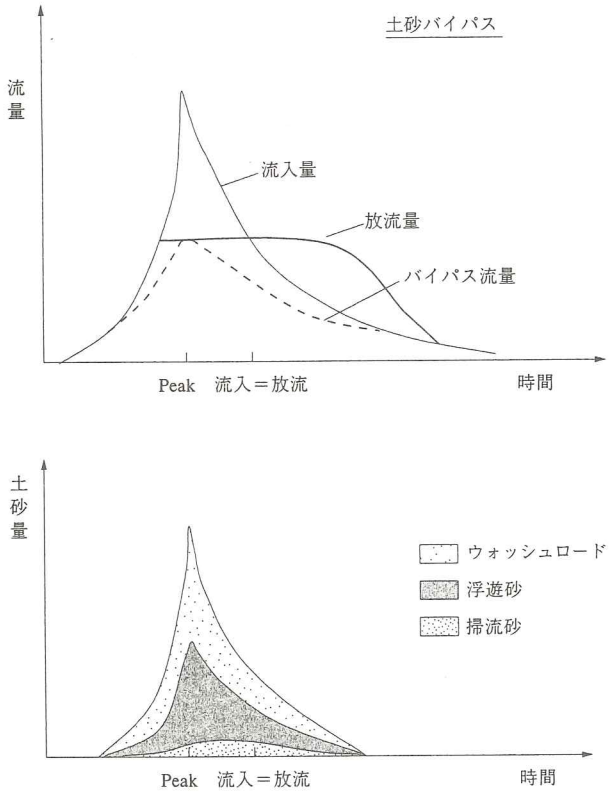
なお，近年計画されるようになっている，河床付近に放流設備をもつ治水専用ダム（自然調節）では，洪水初期で貯水位上昇が小さい場合にも土砂流出が生じ，土砂供給は，洪水初期及び末期の両者において山を持つことになる。

一方，土砂バイパスでは，相当流下土砂量に，より近似させた土砂供給が可能である。図は，出水中の分流堰の水位変化が比較的小さく，分流堰敷高とバイパス水路流入部の敷高の差が小さい場合を想定して示したものであり，出水中の水位変化が大きい場合には，水位上昇（流入水量増加）時の捕捉，低下（減少）時の排出現象が顕著になり，変化性状が土砂フラッシングのそれに近づくようになる。また，バイパス水量と土砂量の関係は，分流施設敷高とバイパス水路流入部敷高の差等の施設形状の影響を受け[12]，これら水位変化や施設形状の影響は，浮遊砂や掃流砂において顕著である。

下流の置土は，洪水時の河道の掃流力により流出させるものであり，土砂バイパスより更に相当流下土砂量に近似させることが期待されるが，置土の侵食過程につい



図－13　土砂フラッシングにおける水量，供給土砂量の変化（一定量操作）



図－14　土砂バイパスにおける水量，供給土砂量の変化（一定量操作）

ては不明な部分も多く，適切な置土量・形状および置土位置を設定するための研究が求められている。

以上述べた従来型の土砂供給技術に対し，最近では放流量の一部を用い，管路を通じて土砂を下流に移動させる方法も検討されるようになっており，いくつかの方法が提案されている[13), 14), 15)]。これら技術の適用性は現在のところ不明であるが，こうした管路を通じて放流できる技術が確立すれば，土砂供給量の制御をかなりの精度で実施できる可能性があり，今後の技術開発の一方向を与えるものと思われる。

4. おわりに

堆砂対策技術の解説については，前回の「目にみるダム技術」での記述も含め，既に何回か本誌上に掲載されています。今回はできるだけ最近の知見・視点を紹介するよう心がけましたが，その分，「目にみるダム技術」の趣旨を逸脱し，論述部分が多くなったように思います。ご容赦願います。

3章の後半では，相当流下土砂量を指標に記述を進めました。相当流下土砂量は下流への影響を検討する上での一つの指標とは考えますが，その意味するところについては更に分析していく必要があると考えています。今回は，流況変化の影響や各種堆砂対策手法を特徴づけるために導入した指標と考えていただければと思います。3章の後半は，筆者個人の考えに基づく部分が多く，論説風になってしまいましたが，今後，堆砂対策技術を展開していく上で大事な事項と思うので，この機会に述べさせて頂いた次第です。読者諸氏のご批判，ご意見をお待ちしています。

参考文献

1) 上坂恒雄：貯水池の土砂管理，ダム技術，No. 159，pp. 4 ～ 23，1999
2) 柏井条介：ダムの堆砂と排砂，第37回水工学に関する夏期研修会講義集，Aコース，pp. A-5-1 ～ A-5-17，2001
3) 柏井条介，小堀久美子：年堆砂量変動の確率評価，ダム技術，No. 196，pp. 53 ～ 60，2003
4) 柏井条介：水文統計ユーティリティを用いた年堆砂量変動の確率評価，ダム技術，No. 206，pp. 32 ～ 42，2003
5) 草刈幸治，川口　滋，渡辺秀人：釜房ダムにおける堆砂測量システムについて，ダム技術，No. 181，pp. 41 ～ 44，2001
6) 櫻井寿之，柏井条介，大黒真希：ダム貯水池の堆砂形態，土木技術資料，Vol. 45-3，pp. 56 ～ 61，2003
7) 桜井寿之，柏井条介：貯水池堆砂の間隙率，第58回土木学会年次学術講演会論文集，pp. Ⅱ—176 ～ 177，2003
8) (社)土木学会：水理公式集例題プログラム集，河川編，例題2.4，2001
9) 例えば，高須修二，太田達雄：貯水池の排砂に関する河床変動計算，土木技術資料，Vol. 31-12，1989
10) (社)砂防学会編：山地河川における河床変動の数値計算法，山海堂，2000
11) 高須修二，箱石憲昭：貯水池機能の保全設備（その2）—ダムの堆砂対策—，ダム技術，No. 63，pp. 59 ～ 67，1991
12) 柏井条介，本田敏也，菅原崇之：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性，土木技術資料，No. 37-12，pp. 28 ～ 33，1995
13) 橋本　徹：ダムや堰などの貯水池に堆積した土砂を排出するHydro技術，大ダム，No. 183，pp. 85 ～ 88，2003
14) 横森源治，福本晃久，土屋良明，渋谷扮州：美和ダム貯水池内堆積土の効率的な排出工法の開発，ダム技術，No. 205，pp. 47 ～ 63，2003
15) 岡野眞久，俣野文孝，関本恒治，片山祐之：マルチホールサンクション排砂管の水理特性に関する実験的研究，水工学論文集，第48巻，pp. 1393 ～ 1398，2004

◆ 特集：「ストック・メンテナンスの世紀」への対応 ◆

堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用

柏井条介*

1. はじめに

適切な管理が行われれば、近代工法により建設されたダム堤体は半永久的に利用可能な構造物である。しかし、ダム堤体により形成される貯水池の寿命は、堤体のように半永久的という訳にはいかない。

貯水池の機能は、主に二つの側面から寿命を論じることができる。一つは、貯水池建設の背景となる社会・経済的なものであり、社会・経済の変化に応じて貯水池の必要性も変化する。

近年、ダムの嵩上げや放流設備等の改造事例が増加してきているのは、こうした貯水池の必要性の変化に対応するものと考えることができる[1]。逆に貯水池の使命が終わったものとして、ダム撤去の議論もなされるようになっているが、現況ではその例は限られている。

貯水池の寿命に関する他の側面は堆砂である。近年のわが国の貯水池計画では、100年間に堆積する土砂量を貯水容量に予め見込むものとされている。計画期間の100年は他の構造物と比較してかなり長いものであるが、完成後の経過年数の長いダムでは、計画堆砂量を超えるダムもみられている。こうしたダムは今後徐々に増加するものと予想され、単純に必要性の有無のみ評価するものとすれば、ダム貯水池の社会・経済的な寿命は堆砂容量から定まる寿命より長いといって問題はなさそうである。したがって、堆砂対策技術の確立の有無が、将来のダム利用の効率性を左右するものと思われる。

堆砂対策については、堆砂の進行の速いダム等では既に実施されてきているところであるが、これら対策検討は個々の貯水池を対象とするものであり体系化には至っていないのが現状である。また、治水、河川利用と環境保全の調和を目指す総合土砂管理[2]との関係が明確でない等、必ずしも検討が十分でない部分も存在する。

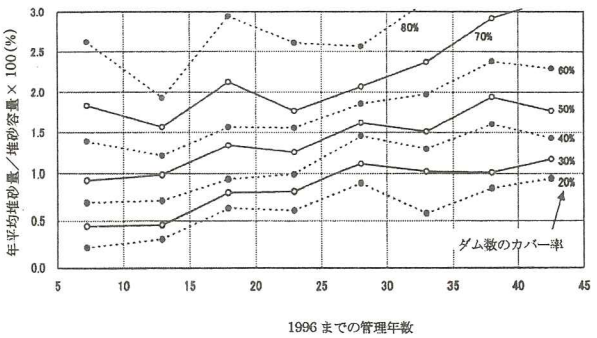
本稿では、やがて多くのダムが堆砂問題に直面するとの認識の下、堆砂対策技術の現状を整理しつつ将来の方向性を考察する。ただし、ここで扱う堆砂対策技術は貯水池周辺での技術に限定し、治山等による流域の生産・流入土砂量軽減策は含まないものとする。治山等の対策は根源的であるが、ダムの堆砂対策として評価するためには、効果を定量化し、堆砂対策としての効率を明確にしていく必要がある。また、本稿では既設ダムを対象に考えている。

2. 堆砂の現状

以下の考察に入る前に、堆砂の現況について概観し問題の緊急性について確認しておく。

図−1は、完成後の経過年数と年平均の堆砂容量の損失率（堆砂で失われる堆砂容量の割合（%））の関係を、ダム数のカバー率をパラメーターに示したものである。用いたデータは、100万m^3/s以上の総貯水容量をもつ786ダムの堆砂実績データである。データは、1996年現在のものであり、対象ダムは当時のわが国のダム数の約30%、全貯水容量の約80%を占めている。

図より、完成後の年数が多いほど（完成年が古いほど）年平均堆砂容量の損失率が大きい傾向が



図−1 堆砂容量の年平均損失率

Sustainable Use of Dam Reservoirs by Sedimentation Countermeasures

あり、完成後40年のダムでは、約半数のダムが2%（堆砂容量の寿命50年）以上の損失率となっている。このことは、40年以上経過したダムの半数近くが既に堆砂容量を失っている、或いは失いつつあることを示しており、今後、計画堆砂容量を超えるダムが増加するであろうことが確認される。

なお、完成後の年数が比較的少ないダムでは、ダム数のカバー率約50%において年平均損失率1%となっており、100年間の堆砂容量設定に関する計画方針の徹底化、堆砂量推定精度の向上が確認される。ただし、ダムごとのばらつきは依然として大きく、推定精度の向上は、古くて新しい問題として残されている。

図-2は、総貯水容量に対する堆砂容量の割合を示したものである。値はややばらつくが、平均的には16%程度である。このことは、仮に堆砂容量が失われても多くの貯水容量が残されることを示しており、わが国の堆砂問題の深刻さを緩和している。なお、確認はしていないが、値のばらつきは流入土砂量の影響による部分が大きく、流入土砂量が大きいダムほど堆砂容量の占める割合が大きくなるものと考えている。

上記のように、堆砂問題は平均的にはそれほど深刻ではなく、直ちに貯水池機能に大きな障害が生じる状況にはないといえる。緊急を要するダムは限られており、これらダムには逐次対策が講じられつつある。

堆砂対策を必要とするダムが継続的に順次出現してくるというのが今後の展開になるものと思われ、その際、流入土砂量が大きいダムのみでなく、比較的小さい流入土砂量のダムも対象に入るようになることが推察される。

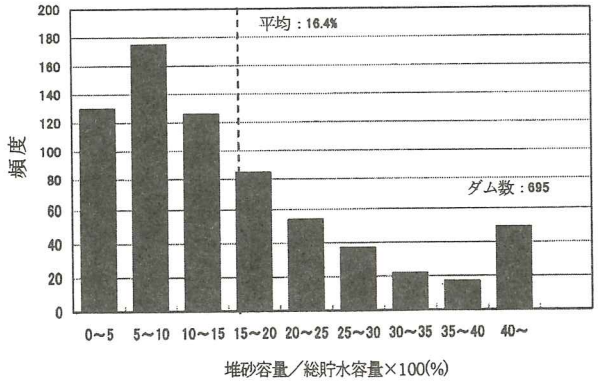


図-2　堆砂容量の総貯水容量に占める割合

3. 土砂採取と有効利用の現状

貯水池の持続的利用を果たすためには、流入土砂量に相当する土砂量を貯水池外に移動させる必要がある。

1997年に実施したアンケート結果では、全国で毎年400万m^3程度の土砂の採取が確認されている。アンケート回答ダム数は580であり、図-1で用いた786ダムの同時期の総堆砂量が年間約2000万m^3程度であることから、20%程度以上の土砂が毎年採取されている勘定になる[3)]。

同アンケートでは、土砂採取量の約60%がコンクリート骨材や盛土材料として有効利用されていることが示されているが、同時に有効利用に限界があることも示唆されている。すなわち、貯水池が山間部にあり、需要地までの距離が一般に大きいこと、堆砂には有効利用できない微細粒子成分や木片等が混入しやすく、これらの分別・廃棄が必要になることなどである。

ここで、国土交通省ダムの貯水池のボーリング結果によれば、堆砂の54%がシルト以下の成分であり、そのうち20%は粘土成分である（堆砂体積比）[4)]。従って、仮に有効利用を推進したとしても、従来型のコンクリート骨材等の利用では堆砂の半分は利用できないことになる。シルトや粘土を利用する方法が開発される必要があるが、土壌材料や陶土への利用など、利用方法は限定され、かつ需要量が余り見込めないのが現状である[5)]。

堆砂の採取は貯水池末端に設けた貯砂ダムにより土砂を捕捉して実施される場合が多い。陸上掘削を可能とするとともに掘削位置を固定することが貯砂ダムの設置目的であり、基本的には砂以上の粒子が対象に考えられている。貯水池の深い位置に堆積するシルト、粘土は浚渫除去作業が必要であり、採取作業そのもののコスト低減も課題といえよう。

4. 河道への土砂供給

4.1 土砂供給の位置付け

有効利用できない採取土砂は捨土する必要がある。捨土のためには用地確保が必要になるが、対象土砂量が大きくなると、用地確保が困難になる。

近年、採取した堆砂をダム下流に仮置きし、洪水時に掃流させる試みがなされるようになってい

るが、これは、堆砂対策の観点からは捨土先を河道に求めたものと位置付けることができる。一方、土砂管理の観点からは下流域への土砂供給と位置付けることができる。

下流域への土砂供給は、総合土砂管理を実施する上で必要な措置の一つに位置付けられているが、適切な供給を行うためには、下流域の土砂環境の現況、及び供給に伴い生じる変化を把握・評価する必要がある。貯水池堆砂の影響は、河床低下や低下に伴う粗粒化などの負の影響がクローズアップされる場合が多いが、例えば土砂流下量の大きい流域では、同様の現象を河床上昇抑制、細粒化抑制などの正の影響として評価できる場合も考えられる。ダム完成後の経過年数の長いダムでは、ダムの存在を前提に下流域の土砂環境が形成されるようになっているので、現況を多面的に評価し、土砂供給の位置付けを明確にする必要がある。

土砂供給の影響を調査・分析・評価するための手法については、十分には確立されていない状況にあるが、堆砂による下流河川への影響と合わせて精力的に研究が進められている。今後、事例の蓄積により、逐次整備されていくものと思われる。

供給土砂量設定における技術的課題は多いが、筆者は、今後の堆砂対策の検討では、下流河道が必要としている土砂量（或いは、下流河道への影響のない土砂量）を下流に供給することを優先すべきではないかと考えている。この場合、設定される土砂供給量は流入土砂量と異なることが予想される。ダム建設前の土砂環境が良好でなかった場合が考えられるのはもちろん、貯水池の存在により下流河川の流況が変化する、具体的には平滑化されるためである[6]。流況変化について実施した国土交通省ダムの放流実績の分析によれば、1年間の日平均流量を大きい順に並べた場合の30番目（30/365）の流量程度以上ではダム放流量が流入量より小さくなるダムが多く、60番目の流量程度以下では放流量が大きくなるダムが多くなることが示されている。また、1番目となる年最大日平均流量は、全てのダムで放流量が流入量より小さい。

適切な土砂供給を目標にするものとして、設定される土砂量が流入土砂量より小さい場合には、差分の土砂は河道に還元することができない。洪水が平滑化されることから、多くのダムでこうした状況となることが予想され、先に示した土砂採取や有効利用に関する一層の技術開発が望まれる。

4.2 土砂供給するための堆砂対策技術

4.2.1 技術の現状と課題

ここでは、今後の展開が期待される河道に土砂供給する方法について、現況をまとめるとともに今後の技術開発の方向性について考察する。

貯水池への流入土砂を下流に供給する主な方法として、現在のところ、貯水位を一時的に低下させ、貯水池内の掃流力を回復させて土砂を排出する土砂フラッシングやスルーシング、貯水池上流での分流により洪水時流入土砂を直接下流にバイパスする土砂バイパス及び先に述べた掘削土の下流への仮置きがあり、実施されている。これら手法については、文献3）をはじめ既に多くの公表論文等があるのでここでは詳細には立ち入らないが、各手法の特徴、適用性を簡単に整理すると次のようになる。

土砂フラッシングやスルーシング、土砂バイパスは、河川を流下する流水の土砂輸送力を用いる方法であり、輸送エネルギー源の観点からは優れた方法ということができる。ただし、これら方法では、対象土砂量が小さくなると貯水位低下操作による貯水効率の低減や必要施設の費用の負担が相対的に大きくなり、例えばダムの嵩上げや掘削・浚渫に対し、単位土砂量当りの費用が大きくなる問題を有している。そのため、適用できるダムがかなり限定される。経済性等の比較検討を行う必要があるが、筆者は、こうした方法は宇奈月ダム（土砂フラッシング）や美和ダム（土砂バイパス）の事例にみられるように数十万m^3/年以上といった大きい対象土砂量の場合に優位な方法ではないかと考えている。

採取土を河道内に仮置きし、出水時に掃流させる方法は、貯水池操作に影響なく実施することができる。その意味で、多くの貯水池で適用可能なより一般的な方法であるが、仮置き場所の制約から土砂量が制限されること、また、ダム直下流に適当な仮置き場所がない場合には運搬費用が大きくなる問題がある。また、仮置きは濁水等の問題を生じないよう、常時は冠水しない州等に実施する必要があり、出水時の掃流力を十分に生かせないという問題もある。

以上のように、現在実施されている河道に土砂

供給する堆砂対策技術はそれぞれ適用性に課題を有している。これら方法は、技術的に十分に確立されたものではなく、今後更なる技術の改良、合理化が望まれるが、同時に新たな手法の開発も望まれている。

こうした状況の中、最近では管路上流に設けた設備により土砂を吸引し、管路を通じて下流に移動させる方法が検討されるようになっている[7)~9)]。これら方法は実績もなく、その適用性は未知数であるが、筆者は次の理由でこうした方法の発展に期待しており、一部技術については、土木研究所として共同研究による検討を実施している。

1) 貯水池運用の変更を必要としない。
2) 放流量に対する供給土砂量の制御精度の向上が期待できる。
3) 施設規模を小さくでき経済性の向上が期待できる。

以下では、これを洪水時排砂（理由は次節に示す）と称し、次節に方法のイメージと必要な技術開発について述べる。本手法による対象土砂量は、今のところ、土砂フラッシングや土砂バイパスの対象土砂量以下を考えており、十万m^3/年程度以下を想定している。

4.2.2 洪水時排砂技術のイメージと必要な技術開発

本方法はダム貯水池上下流の水位差を用いて土砂を吸引、排出するものであり、イメージ図を図-3に示す。本方法における操作は次の事項を基本として考えている。

1) 下流への土砂供給は洪水時に実施する。
2) 貯水池から下流への土砂移動は、ダムの余水放流量の一部又は全部を用いて実施する。

上記方法を基本とする理由は、下流河道環境への影響軽減及び利用可能な水の存在にある。具体的には次の通りである。

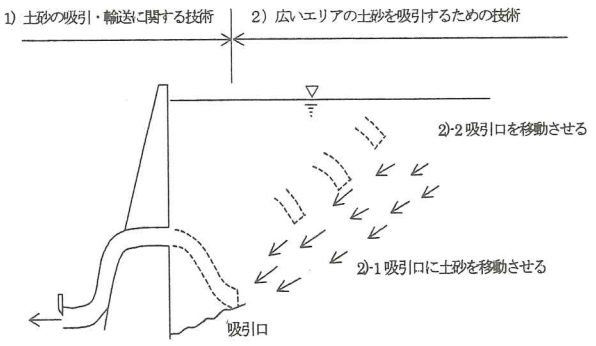


図-3 洪水時排砂のイメージ

1) 下流河道環境への影響軽減

仮置土の場合と同様であるが、常時において下流河道の流水中に土砂供給を行うことは、供給に伴う濁水の影響が顕著になる。また、河道内の土砂輸送力が小さく、供給位置付近に局所的に大きく堆積してしまうなど、河床環境を大きく変えてしまうことが懸念される。従って、常時の流水中への土砂供給は、不可能とはいわないまでも非常に困難である。一方、微細粒子を含む河道内での土砂移動は、大半が出水中に生じる。従って、もともと土砂移動の激しい出水時に土砂供給を行うことにより、河道への環境的な負荷を軽減することができる。

2) 利用可能な水の存在

出水時には、比較的大きな無効放流量が期待され、土砂輸送媒体として利用できる流水が豊富である。

上記操作の基本に従うものとして、土砂供給を実施するために必要な技術を列記すると次の通りである。

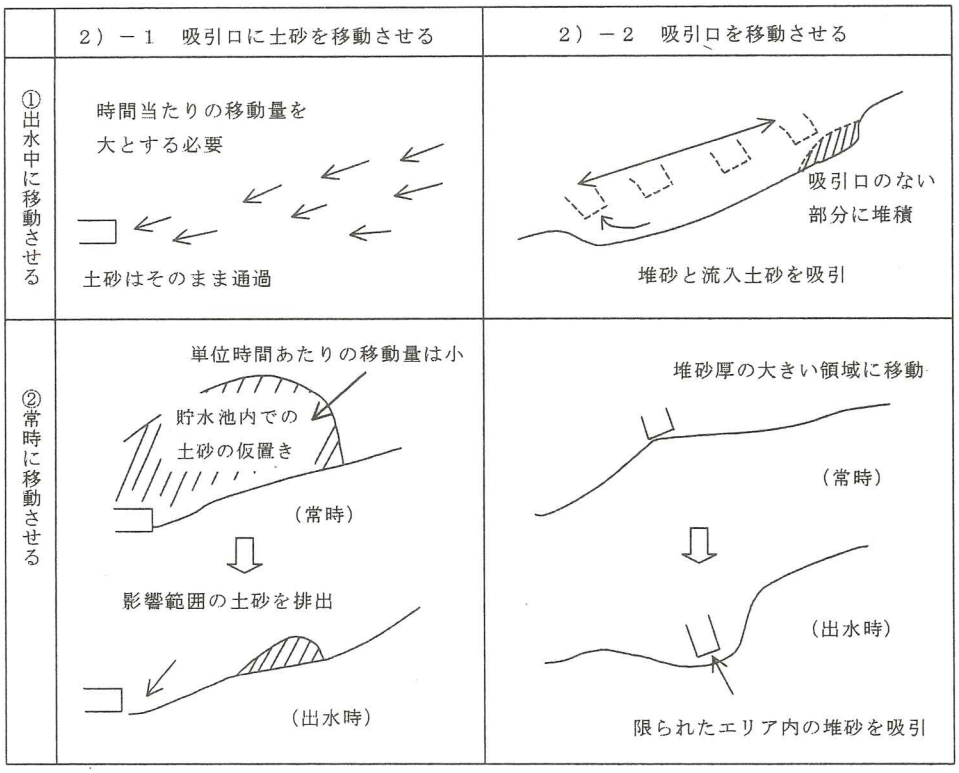
1) 土砂の吸引・輸送に関する技術
2) 広いエリアの土砂を吸引するための技術
　2)-1 吸引口に土砂を移動させる技術
　2)-2 吸引口を移動させる技術
　2)-3 2)-1、2を組み合わせた技術

1) は、具体的には図-3に示す管路（図ではダム堤体を通過させるものとしているが、地山内を通過させ、トンネルを利用して下流に導水することなども想定される）の吸引口から土砂を吸引するとともに輸送し、下流河道に放流する技術を示している。この場合、管路入口部形状が通常の放流管と同様のもので、かつ入口位置が固定される場合には、吸引による土砂の移動エリアは極めて限られることになる。そこで、より広い（ここでは平面的な広がりを考えている）範囲の土砂を排出するために2) の技術を併用する必要が生じる。

2)-1の技術は、施設の運用方法により次の技術に分類することができる（図-4参照）。

①出水時に移動させる技術
②常時に移動させる技術
③①と②を組み合わせた技術

①は、出水時の管路の吸引に合わせて広い領域の土砂を移動させ、そのまま吸引する技術を意味する。また、②は常時に土砂を吸引口に移動させ、



図－4　洪水時排砂方法の分類

出水時の放流に合わせて吸引する技術で、下流河道への仮置き場所を移動距離の短い貯水池内に求めたものともいうことができる。吸引口の平面位置が固定されていることから水中安息角の範囲の土砂しか排出できないことになるが、堆砂位と吸引口標高差を大きくすることで数万m^3程度の排出は可能である。③は①と②を組み合わせたもので、常時にある領域に土砂を移動させ、出水時の放流に合わせてある領域内の土砂を吸引する技術である。

2）－2の技術も同様の分類が可能である。具体的内容は次のようになる。

すなわち、①は出水中に対象エリア全体に亘り吸引口を移動させる技術、②は常時に吸引口を移動させ、出水時にはその位置において吸引する技術、③は常時に吸引口を移動させるとともに、出水中にもある領域内を移動させる技術が対応する。

以上の技術は、それぞれ特有の課題を有するものであるが、共通する課題として、

1）出水時の短時間に比較的大量の土砂を下流に供給しなければならない。

という土砂供給効率の課題がある。また、

2）吸引口の埋没を防止しなければならない。

という課題がある。吸引口の埋没は運用休止時期に生じるものと考えることができ、出水や貯水位低下により土砂が移動する場合、常時の人為的な土砂移動による場合の両者がある。これらの他、常時の土砂移動については、貯水池内での濁水対策が付随して生じる問題となる。

土木研究所では、以上の技術のうち実現性が低いと思われる2）－1を除く方法を念頭に、主として吸引口の検討を実施している。

なお、2）－2の吸引口を移動させる方法については、広い領域での移動は施設の負担が大きく、土砂の移動を組み合わせるのが合理的と考えられる。従って、本方法の経済性を向上させるためには、並行して経済的な湖内輸送方法の開発検討を実施する必要がある。

5. 河床変動計算による堆砂対策検討

貯水池計画検討では、堆砂容量は堆砂面を水平として設定されるのが一般的である。すなわち、堆砂問題は主として量の問題として検討されてきており、堆砂形状の推定に必要な流入土砂の粒度組成や貯水池内での分級現象に対する検討は、余りなされてこなかった経緯がある。これは、対象

となる粒度の範囲が広く、粒度組成の推定及び粒子の貯水池内での挙動の再現が困難であったことに主たる原因があったものと考えられる。これらは技術的な課題といえる。

ここで、管理ダムでは堆砂実績があるのでボーリング調査による堆砂の粒度組成の把握が可能である。堆砂測量は毎年実施されているので、大きな貯水位変化がなく、水位変化による堆砂の移動が顕著でなければ、年ごとの流入土砂の粒度組成を求めることもできる。また、近年の計算機の能力向上により広い粒度分布をもつ土砂の貯水池内挙動の計算も可能になってきている。

堆砂計算は、河床変動計算の範疇に入るものであるが、特に浮遊土砂の挙動については河床での浮遊量と沈降量が等しくない非平衡状態の再現が必要になる。また、微細粒子を含む洪水流の挙動に水温（密度）成層の影響が無視できない場合には濁水問題の検討で用いられている鉛直2次元等の計算と併用する必要も生じるが、こうした数値計算を用いることにより、土砂フラッシングなどによる粒径別排出土砂量を検証することが可能である。また、貯水池内の粒径別堆砂量の分布を推定することにより、例えば4. 2. 2に示した方法における、湖内輸送すべき場所と対象粒径の関係を求めるなど、対策検討の条件設定にも用いることができる。

上記の考えのもと、土木研究所では現在、既設ダムを想定した堆砂調査方法の確立、数値計算モデルの開発及びこれらを通じた堆砂対策検討手順の確立を目的に研究を進めており、今後その成果を公表していきたいと考えている[10]。現在開発しているモデルは、1次元不定流のモデルであり、MacCormac法及び有限体積法の両者について概ね実用化できている[6]。

従来の堆砂計画では、数値計算をツールとして活用することが少なかったように思うが、今後は積極的に活用していくことが期待される。特に既設ダムの堆砂対策検討では、堆砂実績という検証データがあり、モデルの信頼性を確保できるので、精度のよい将来予測が可能なものと思われる。

6. おわりに

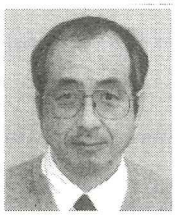
堆砂対策手法については既に幾つかの方法が実施されているが、その適用条件は明確でなく、個々のダムごとに試行錯誤的に検討されているのが現状である。本稿ではこうした技術の現状を大まかに概観し、今後の技術開発の方向についてとりまとめてみた。記述内容には私見も多く含まれており、読者諸氏のご意見を戴ければ幸いである。

ダム建設の歴史は旧いが大規模ダムの歴史はそれほど長くはない。これは世界に共通した状況であり、多くの貯水容量は50年程度以下の歴史しかもっていない[11]。堆砂問題は、今後世界的な問題としてクローズアップされる可能性があり、わが国の技術が貢献できることを期待したい。

参考文献

1) 坂本忠彦：ダム再開発についての現状の課題と今後の展望、第8回ダム工学会講習会概要集、2003
2) 例えば岡本　敦：河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告について、砂防と治水、第123号, 1998
3) 上阪恒雄：貯水池の土砂管理、ダム技術、No.159, pp.4-23, 1999
4) 櫻井寿之、柏井条介、大黒真希：ダム貯水池の堆砂形態、土木技術資料45-3, pp.56-61, 2003
5) 日本大ダム会議技術委員会排砂対策分科会：ダム排砂対策の現状と課題、大ダム、No.176, 2001
6) 柏井条介：貯水池機能の保全設備－堆砂対策－、ダム技術、No.215, pp.12-24, 2004
7) 橋本徹：ダムや堰などの貯水池に堆積した土砂を排出するHydro技術、大ダム、No.183, pp.85-88, 2003
8) 横森源治、福本晃久、土屋良明、渋谷?州：美和ダム貯水池内堆積土の効率的な排出工法の開発、ダム技術、No.205, pp.47-63, 2003
9) 岡野眞久、俣野文孝、関本恒冶、片山祐之：マルチホールサンクション排砂管の水理特性に関する実験的研究、水工学論文集、第48巻、pp.1393-1398, 2004
10) 鈴木伴征、柏井条介、鯖石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定、ダム工学（投稿中）
11) Morris,G,L: Reservoir sediment management-worldwide status and prospects, Proceedings of session on challenges for the reservoir, The 3rd world water forum, pp.97-108, 2003

柏井条介*



独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム　上席研究員
Josuke KASHIWAI

RESERVOIR SEDIMENTATION AND SEDIMENT MANAGEMENT IN JAPAN

Josuke KASHIWAI
Team Leader, Dam Hydraulic Engineering Research Team
Hydraulic Engineering Research Guroupe
Incorporated Administrative Agency, Public Works Research Institute
Minamihara1-6, Tsukuba-shi, Ibaraki-ken, Japan
E-mail: kashiwai@pwri.go.jp

Abstract: This paper introduces the sedimentation condition of reservoirs and general of the activities for sediment management in Japan. Quantities of sediment yield and component ratio of grain size of sedimentation are shown. From the reservoir and sedimentation data, it is shown that dams suffering from sedimentation problem will gradually increase in no distant future, nevertheless now is a small number. With regard to the sediment management, many kinds of works executed in Japan including reservoir sedimentation control methods are introduced. Also concept and activities of integrated sediment system management is introduced. Integrated sediment system management was proposed in 1998 and is expected to settle the sediment problems appropriately. The relationship between each works concerning sediment flow and integrated sediment system management is briefly discussed in this paper.
Key words: dam sedimentation sediment management reservoir

1 Introduction

Almost all dam's reservoirs in Japan have sediment capacity, same as other countries. Lifetime of the capacity was varied in former dam's planning, but one hundred years is fixed recently through the establishment and the prevalence of planning technical standards.

Although the sediment capacity is still one of the main and effective countermeasures for sedimentation in Japan, appropriate sediment management including sediment removal from reservoirs, sediment supply to downstream rivers etc. is also required.

The reasons for the requirement from the viewpoint of reservoir usage are rapid loss of sediment capacity than the estimation, aging of reservoirs in planning sedimentation condition and specific site condition where the sediment inflow volume is too large to plan the sediment capacity and so on. These are straightforward problems to set up the target. What engineers need to do is examine and develop the methods to keep effective capacity of a reservoir or effective water head for a power plant. In this case, however, engineers should also consider the influences of the methods on the flooding disaster, functions of water use facilities and environmental issues.

Apart from the sedimentation countermeasures in reservoirs, above-mentioned items such as environmental issues offer other viewpoints of requirement of sediment management. Since a reservoir stores the large part of sediment inflow, a dam sometimes has important role in the total sediment transportation system of the watershed, and is expected to perform not only as a storing structure but also as a controlling structure to sustain safe, beautiful and vital national land. To find optimum solution for this, approaches from various fields are required.

This paper will introduce the sedimentation condition and general of the activities for sediment management in Japan's reservoirs, with referring to the idea and activities of integrated sediment system management through mountainous area to coastal area.

2 Conditions of sedimentation

2.1 Sedimentation volume

Sedimentation surface profile of a reservoir is usually measured every non-rainy season in Japan, if the total storage capacity is larger than 1million m^3. We can obtain annual sedimentation volume of those reservoirs.

Figure-1 shows the distribution of average annual sedimentation volume till 1996. Total number of reported dam is 786 (30%of total number and more than 80% of total storage capacity of Japan's dams) and 709 dams are plotted by eliminating minus data. The sites of large sedimentation dams are distributed along Japan's representative Tectonic line of Itoigawa-Shizuoka and Chuou, and that indicates surrounding areas of those tectonic lines are easily eroded.

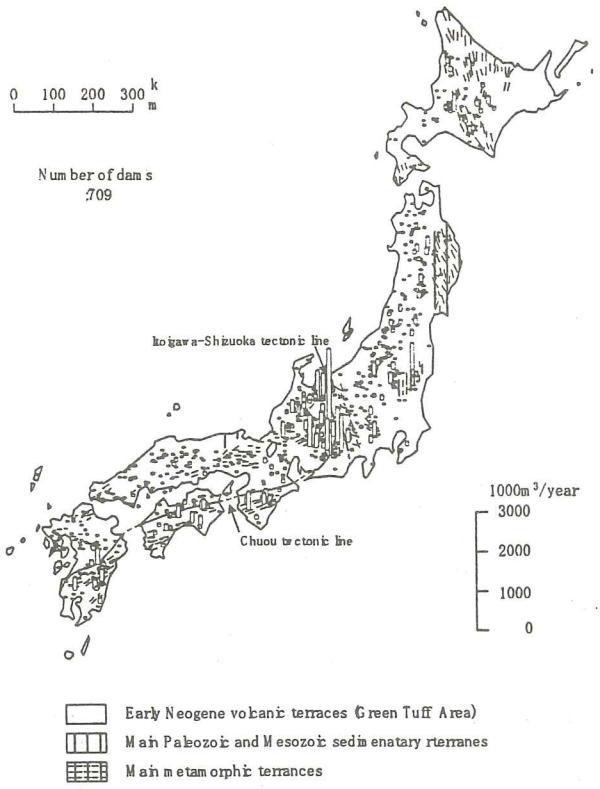


Figure-1 Distribution of average annual sedimentation volume

Total volume of resent reported annual sedimentation is about 20 million m^3. Other survey

shows annual removal volume from reservoirs is about 3.9million m^3 as shown in Figure-2. So deposition volume of sediment is 20% more than reported sedimentation volume shown in Figure-1 on an average. About 60% of removal sediment is effectively used for concrete aggregates, banking materials and so on.

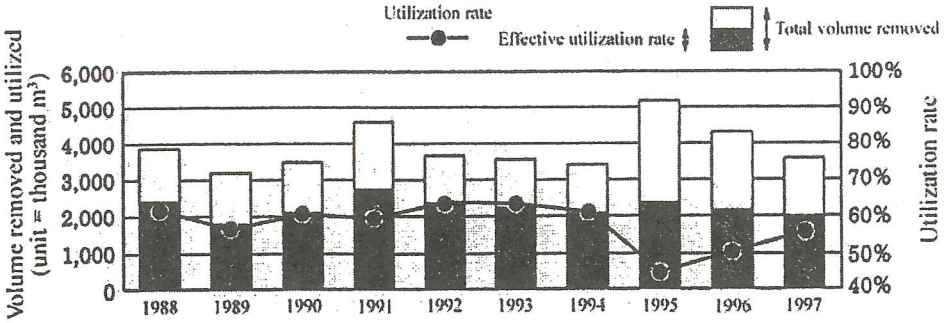


Figure-2 Changes in Sediment Volume obtained from Reservoirs

2.2 Sediment inflow volume

2.1 showed measured sedimentation volume. It is necessary for the estimation of sediment inflow (or sediment yield) to consider the removal volume as discussed before, the trapping rate and the effects of dam construction in areas upstream.

With regard to trapping rate, inflow and outflow of suspended solids were measured during flood in several reservoirs. Figure-3 shows the relationship between trapping rate of suspended solid and flood turnover frequency (=total volume of a flood inflow/storage capacity before a flood). Trapping rate decreases as the flood turnover frequency increases, and rapidly decreases in the condition of turnover frequency is larger than 1. Trapping rate of fine sediments cannot be assumed as 1 in large turnover frequency.

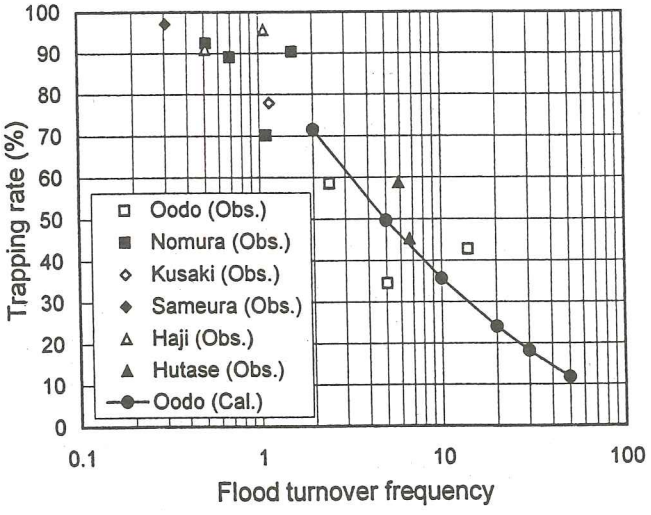


Figure-3 Relationship between Trapping Rate and Flood Turnover Frequency

Trapping ratio can be calculated by numerical simulation of flow in a reservoir including convection, diffusion and deposition phenomena of fine sediments. Recently, vertical two-dimensional models for realizing fine sediment performances are generally used in Japan. The

models have been developed for the purpose of estimation and countermeasure's examination of turbid water problems. Although the numerical simulation is useful for estimating trapping rate, calculation is not employed so frequently for the estimation especially in the analysis of many dams. The reasons of that are calculation costs, time and a lack of grain size information of the sedimentation.

Ashida and Okumura[1)] analyzed specific volume of sedimentation discharge q_s ($m^3/km^2/year$) using the data of dams having water storage capacities over two million m^3 and sedimentation rates of less than 25%, on the assumption that all sediment is fully trapped. They concluded that macro classification could be made for groups of river systems by using the relationship of $q_s=aA^{-0.7}$ (A: drainage area, a: coefficient). Figure 4 shows the results of sediment data sorting including additional data obtained by the Public Works Research Institute (PWRI). River systems are roughly classified along with Ashida and Okumura classification. Groups of river systems are as follows.

① Large sediment yield group: Kurobe, Tenryu, Ooi

②-③ Relatively large sediment yield group located along tectonic line: Tadami, Shou, Kiso etc.

④-⑤ Small sediment yield group: Riversystems in Chugoku district

③-④ Others

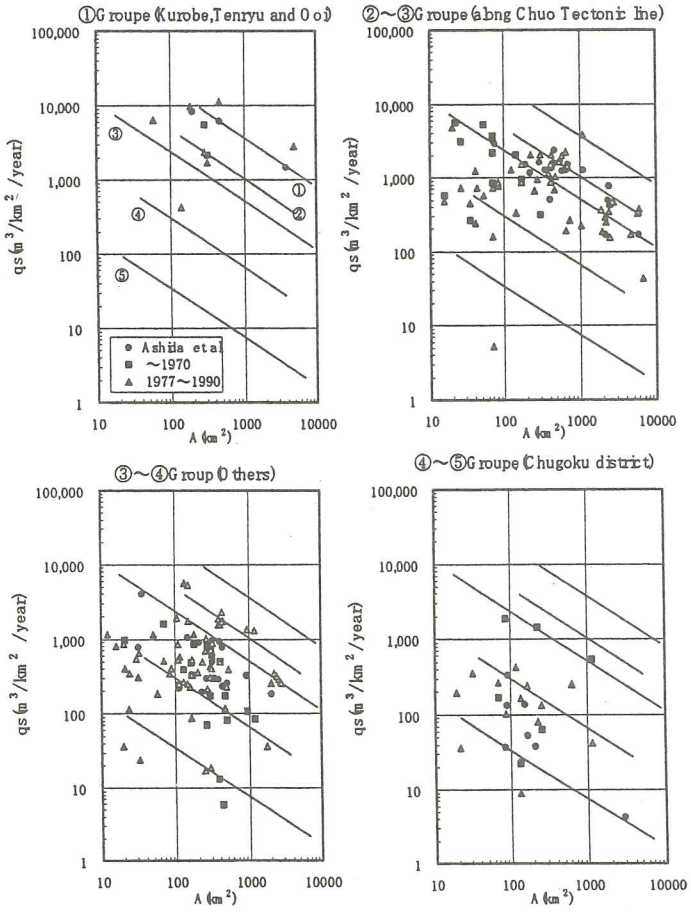


Figure-4 Relationship between q_s and A

From a comparison made between the data before 1970 and the data between 1977 and 1990, we can find similar tendency with that of Ashida and Okumura as a whole. The data scattered widely, however, as the number of dams increased, and classification was not sufficiently applicable. The quantity changes from less than 100 $m^3/km^2/year$ to 10,000 $m^3/km^2/year$ as maximum. Clear

differences in age could not be identified.

Table-1 shows the range of coefficient "a" of major river systems from the data 1977 through 1990. Although the rough value of sediment inflow volume can be obtained, the scattering degree of "a" is not little in the same river system. It can be presumed that classification using only parameter of drainage area is not sufficient. For more accurate estimation, further elucidation for influencing factors is necessary. We should know that the sediment yield condition is very different by each small area in Japan, and the way of appropriate sediment management is supposed to be changed by each area.

Table-1 "a" of major river system

District	Water System	1977 to 1990		
		No. of Dams	Range per Drainage Area A (km^2)	a
Hokkaido	Tokachi	3	388~533	31,000~100,000
	Ishikari	19	12~1,779	280~160,000
Tohoku	Aka	2	148~162	12,000~58,000
Kanto	Tone	11	20~494	3,300~50,000
	Tama	1	263	50,000
	Sagami	2	947~1,201	16,000~180,000
Hokuriku	Kurobe	1	185	380,000
	Agano	17	41~6,728	3,300~170,000
	Shou	6	20~1,100	5,300~510,000
	Miomote	2	234~306	23,000~39,000
	Shinano	19	5~2,787	1,800~180,000
	Jintsu	3	128~2,060	3,100~54,000
	Jyoganji	3	7~50	3,400~180,000
Chubu	Ooi	1	459	820,000
	Tenryu	5	58~4,895	13,000~1,100,000
	Kiso	12	6~4,632	36~110,000
Chugoku	Asahi	2	255~1,140	5,800~6,400
	Takahashi	6	22~631	310~23,000
	Saba	2	32~88	2,400~4,000
	Oze	2	135~168	280~8,800
	Hii	2	19~70	1,600~5,100
Shikoku	Yoshino	10	15~1,904	3,200~71,00
Kyusyu	Mimi	4	41~737	17,000~100,000
	Hitotsuse	3	71~486	3,100~78,000

2.3 Reservoir condition concerning sedimentation

Figure-5 shows average annual rate of sedimentation capacity loss (loss rate herein after) with operation years. Rate values (%) shown in the figure are the rate of number of dams, which loss rates are less than the plotting position (dam rate herein after). In the same conditions of dam rate, the loss rate tends to increase with operation years.

In the condition of less than 15years operation dams (recent dams), the loss rates of 50% dam rate are nearly 1% (1% of loss rate corresponds to 100 years sediment capacity). On the other hand, the loss rates of former dam (more than 40 years operation dams for example) of 50% dam rate reach to 2%. That means not a little part of more than 40 years operation dams already lost the whole sedimentation capacity.

Figure-6 shows the frequency of the ratio of sedimentation capacity to total storage capacity.

The ratio is not large in Japan and the average is 16%. This indicates that the large part of the storage capacity still remains in the full sedimentation condition of planning. The severity of sedimentation problem is relieved, and only a small number of dams need emergent examinations of countermeasures now. It can be predicted, however, that the dams suffering from sedimentation will gradually increase in no distant future.

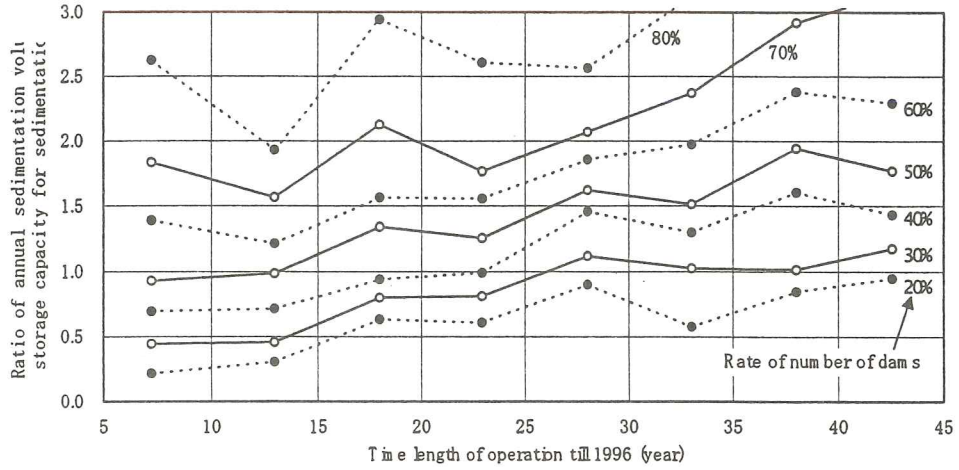


Figure-5 Average annual rate of sedimentation capacity loss

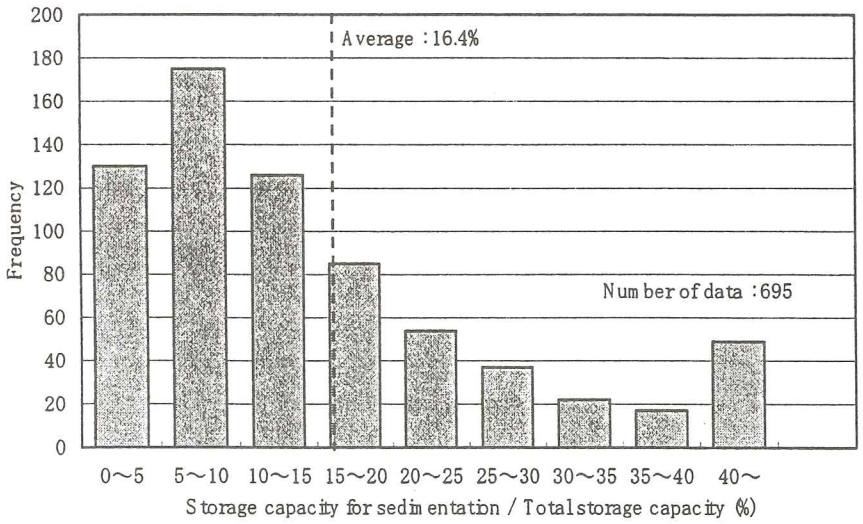


Figure-6 Frequency of the ratio of a sedimentation capacity to a total storage capacity

Accuracy of planed sedimentation volume is also indicated in Figure-5. Because of the complex geological, climate, vegetation condition etc., there is no general formula for estimating sedimentation volume in Japan. Simple formula is always limited its application. In resent planning of sedimentation capacity, analysis of neighbor and similar dams' sedimentation data are usually executed. This can be done because the sedimentation data have been stocked. Ratio of non-vegetation area appears to be one of the useful parameter in the analysis.

2.4 Grain size of sediment

Grain size information is necessary for the sedimentation management. Figure-7 shows the Grain size component ratio of sedimentation volume. Ministry of Land, Infrastructure and

Transport (MLIT) manages all of dams in the figure. Dams are located whole area of Japan.

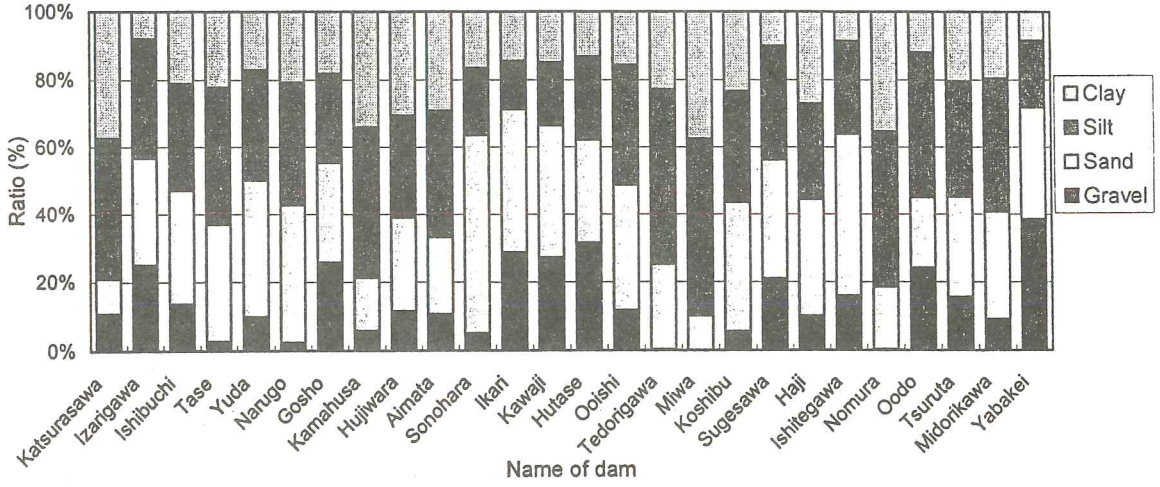


Figure-7 Grain size component ratio of sedimentation volume

The definition of grain size classification is as follows:

Clay : diameter is 0.005mm or less.

Silt : diameter is 0.005mm ～ 0.075mm.

Sand : diameter is 0.075mm ～ 2mm.

Gravel : diameter is larger than 2mm.

Fine component : clay + silt.

This figure shows that the fine component occupies about 55% of total sedimentation volume (liquid part included) on the average. This makes it clear that the influence of fine component is considerably large for the sedimentation problems in Japan's dam reservoirs.

Figure-8 shows a relationship between porosity and 60% diameter for each sample. The porosity increases as the 60% diameter becomes smaller. In case the content ratio of fine component is near 100%, the porosity is 60～80%. In case 0%, 10～40%. Using this relation, we can obtain the average ratio of fine component in the solid part is about 44%.

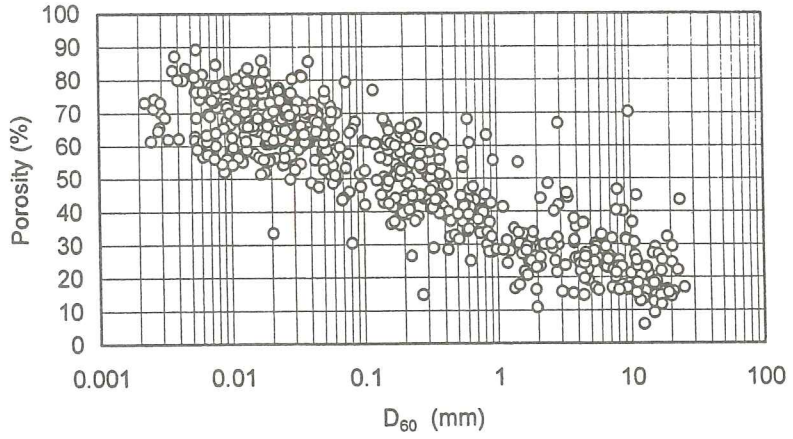


Figure-8 Relationship between D_{60} and porosity

The ratio of fine component, however, considerably varies by dams. This may be a reflection of the complex condition of dam's drainage area. Resent analysis of those dams indicates that the large part of the drainage area of high fine component ratio dam is composed by sedimentary rock;

on the other hand, of low fine component ratio dam is composed by igneous rock.

3 Sediment management

3.1 Activities for sediment control

Many kinds of works concerning sediment control have been executed in Japan. Those works have contributed to the land development and conservation in each place. Activities of the works, along with sediment flow, are as follows. These activities are usually pursued as the countermeasures of the problems at the area.

1) Mountain and foot of a mountain area, alluvial fan –steep and rapid flow

hillside works :reducing sediment yield from hillside slope

check dam: conserving forest area, preventing excess sediment flow to areas downstream

retarding basin: preventing excess sediment flow to areas downstream

countermeasures for reservoir sedimentation: reducing reservoir sedimentation

2) Areas downstream

foot protection works: stabilizing embankment

groundsill: preventing scoring, stabilizing riverbed

prohibition of sand and gravel removal: preventing riverbed degradation

riverbed excavation: preventing riverbed aggradation, conserving water quality

spur dike: restoration of pools

3) Coastal area

Most of the activities have executed for the problems of coastal erosion from 60's. Several reasons are considered for the erosion such as littoral transport direction change by coastal structures, sediment supply reduction by sand and gravel removal in rivers and dam construction etc. Activities are as follows.

Wave absorbing works, jetty, offshore breakwater, artificial reef, head land (Figure 9), sand bypass, artificial nourishment

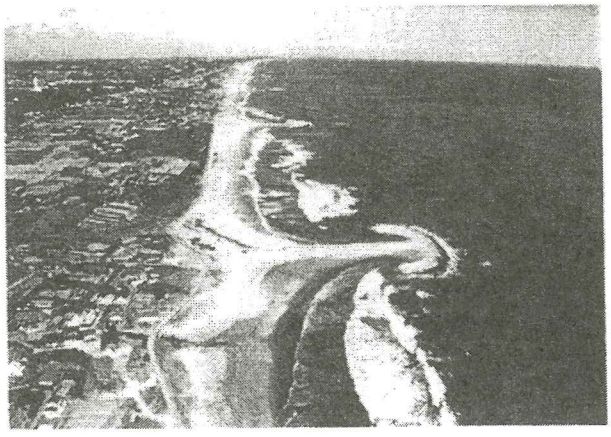


Figure-9 Example of head land

3.2 Idea of integrated sediment system management

Problems concerning sediment flow are not satisfactorily settled in spite of the activities

introduced above. The General Sediment Control Subcommittee in the General Policy Committee of Rivers Council, Ministry of Construction (former MLIT), Govt. of Japan proposed the outline of sediment management policy -integrated sediment system management- in the future in July 1998. This report introduced the idea of a new concept, called the "sediment transport system" that considers all aspects, from mountains include forests to shorelines, and proposed the promotion of total sediment management along with the new concept.

Examples of sediment problems picked up by the report are,

① Disasters caused by landslide and debris flow in mountainous area
② Disasters caused by aggradation of riverbed in alluvial fan etc.
③ Excess accumulation of sediment in dam reservoirs; worse scenery of reservoirs by sedimentation
④ Longtime turbid water release from dam reservoirs (influence on ecosystem and scenery)
⑤ Riverbed armoring caused by sediment trapping at reservoirs (influence on ecosystem)
⑥ Influence on river management facilities by large river bed change
⑦ Progress of coastal erosion caused by reduction of sediment supply from rivers, changes of littoral transport direction etc.

And goals of sediment management are as bellows.

① To prevent disaster
② To conserve river and coastal environment like ecosystem and sightseeing, etc.
③ To apply river and coast in appropriate manners

To reach the goals, following viewpoints of sediment management are required.

① To consider the continuity of place and time
② To consider quantity and quality (river morphology and grain size etc.)
③ To consider the relationship with water flow

Proposed activities are as follows.

① To promote monitoring and identify problems concerning sediment transportation
② To establish restoration or conservation system of integrated sediment system
   a. To promote sediment supply type Sabo works
   b. To establish sediment management system including sediment supply measures for dams
③ To control extraction of sand and gravel in an appropriate manner
④ To maintain river structures in an appropriate manner

Some activities, especially for monitoring the sediment transportation system in each grain size, are being pursued. This means activities are on the first stage of the integrated management. It is expected that the activities, which are executed now in each areas as introduced 3.1, will organically and totally combined by this integrated approach. We may obtain appropriate managing plans by this approach.

New concept of Sabo works was worked out parallel to the integrated sediment management. The concept is as follows.

Short period: stopping and storing debris flow to prevent disaster

Medium period: controlling sediment flow in a certain level

Log period: discharging storing sediment

Figure-10 shows the example of slit type check dam, which aimed to cope with the concept.

Riverbed change simulation, that can realizes wide range grain size performance, should be applied to ascertain the effects of these structures. Other activities also require the simulation model, and 1D or 2D models are developing and used.

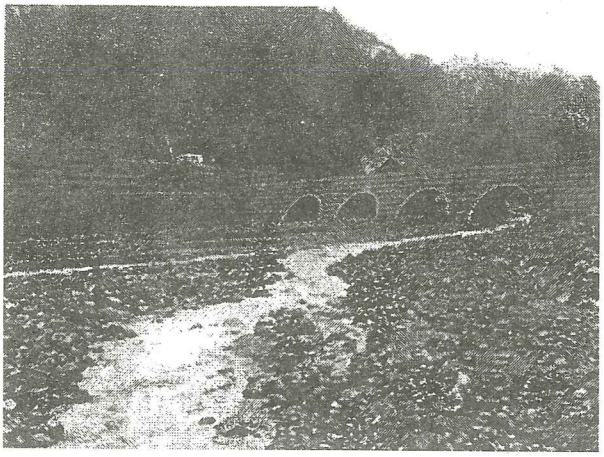


Figure-10 Slit type check dam

3.3 Sediment control methods around dam reservoirs

From the viewpoint of the integrated sediment management, dam reservoirs are expected to have functions of sediment flow monitoring facilities and of sediment control facilities as large check dams. Annual measurement of sedimentation volume should be continued for a monitoring facility. Also more data of grain size distribution of sedimentation should be stocked.

Since dam's reservoirs only store inflow sediments if they left as they are, some activities should be done for the function of controlling sediment. Operated or test operated methods of sediment control around dam reservoirs in Japan are as follows.

1) Sediment flushing

Draw down operation is executed for flushing large amount of sediments. Partially draw down operation is also executed to control released sediment volume or recover store water.

2) Sediment bypassing

There are both cases. Bypassing wide range of grain size and fine sediment only.

3) Excavating and dredging

60% of removed sediment is effectively used. Some dams have tried to resettle in river area of dam downstream for flushing during flood.

4) Discharging turbid water

Outlet conduits, selective withdrawal facilities or special structures to release turbid bottom water are used.

5) Empty dam

Gateless bottom outlets are placed near riverbed elevation if a dam is planed only flood control.

Main purpose of the operation or test operation is different by each example. Results of the

operation or test operation, however, have various phases such as countermeasures of sedimentation, sediment supply method to the areas downstream, influential activity on river eco-system conditions and so on. We have to find the position of the activity in the sediment transport system. That may be obtained by the concept of integrated sediment system management.

4 Conclusions

Situations of sedimentation in reservoirs and sedimentation management in Japan are introduced. Situations of sedimentation are as follows.

1) Quantity of sediment yield in Japan changes from less than 100 $m^3/km^2/year$ to 10,000 $m^3/km^2/year$. Sediment yield varies by river system and widely scattered by dam site in the same river system.

2) The range of sediment grain size is wide in Japan. This condition should be considered in sediment management.

3) Only a small number of dams need emergent examinations of countermeasures now in Japan. It can be predicted, however, that the dams suffering from sedimentation will gradually increase in no distant future.

Situations of sediment management are,

1) Although many kinds of works concerning sediment flow have executed in Japan, problems are not satisfactorily settled

2) Activities of integrated sediment system management are expected to settle the sediment problems appropriately.

3) Dam reservoirs are expected to have functions of sediment flow monitoring facilities and of sediment control facilities from the viewpoint of integrated sediment system management. Operations of sediment control methods around reservoirs have various phases, and we have to find the position of the operations in the sediment transport system.

References

[1] K. Ashida and T. Okumura: Study on sediment deposits of dam, Annual Report of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 1974

【技術研究】

ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察

独立行政法人土木研究所水工研究グループ　柏　井　条　介*

キーワード　ダム貯水池・堆砂・ウォッシュロード・捕捉率

1. はじめに

ダム貯水池堆砂量の推定精度の向上は，従来からの懸案事項である。また，近年話題となっている総合土砂管理の観点からも自然状態での流下土砂量把握の問題として重要視されている。

よく知られているように，ダム貯水池の容量配分計画では，概ね100年間に溜まるであろう推定堆砂量が堆砂容量として確保されてきている。このことは，昭和33年制定の河川砂防技術基準（案）計画編にて述べられており，その解説では，「貯水池の堆砂量については，現在のところ定説がなく，計画にあたってはできるだけ既設のダムにおける堆砂量からその推定を行うほかないが，上流の砂防計画，流域の広狭，地質，植栽等も考慮の上決定する必要がある。」と記載され，参考として，既往堆砂実績を貯水量と集水面積をパラメータに整理した鶴見[1]による式及び地形，地質をパラメータとした田中[2]による式が紹介されている。当時は，まだ堆砂実績も少なく，技術基準（案）解説文から推察すると，将来の堆砂データの蓄積及び解析技術の進展により適当なパラメータを組み合わせた堆砂量式の確立が期待されていたように思える。実際，1960年代を中心に多くの堆砂量推定式が提案されてきた。

一方，近年の堆砂実績により，鶴見，田中による式を含むいくつかの堆砂量式の精度を検証した竹林ら[3]は，いずれの推定式も実績堆砂との相関を得ることができず，また，推定式間の相関も見られなかったことを報告している。竹林らが用いた堆砂実績データは，貯水池容量が100万m^3以上を対象とした国土交通省（当時建設省）堆砂報告資料のうち上流に高さ15m以上のダムのない全国177ダムのデータであり，検証の結果，それぞれの堆砂量推定式は適用範囲が限られるであろうと結論づけている。ただし，各推定式の適用範囲についての検討は行われていない。

筆者は，これまでの堆砂量推定式の最も大きな問題は，式の適用範囲が明確でないことにあると思っている。推定式の適用範囲を明示するためには，式導出で用いた流域及び貯水池の特性を明らかにする必要があるが，現象の複雑さゆえ規定するためのパラメータの特定が困難な現状にある。こうした状況のもと，近年では，堆砂容量設定におけるこれら推定式による値は参考値として取り扱われる場合が多い。大規模貯水池の堆砂実績値の蓄積により，多くの堆砂データが得られるようになっており，実際の計画値は，流域の地質，林相，降雨状況等が類似した近傍ダムの堆砂実績をもとに推定されるのが一般的である。

近傍ダム堆砂実績からの堆砂量の推定では，流域の類似性及び貯水池の類似性が問題となる。流域の類似性は，流入土砂量の類似性を評価するため必要であり，貯水池の類似性は流入土砂の捕捉量を評価するため必要である。このうち流入土砂の捕捉量については，これまで十分な知見が得られておらず，ある程度以上大きな貯水池であれば，ほとんどの土砂が貯水池で捕捉されているであろうことが仮定されているのが現状である。常時の貯水池容量に余裕があれば，流入土砂のうち掃流成分及び浮遊成分のうち比較的粒径の大きなものについては，こうした仮定は十分成立するであろう。一方，ウォッシュロードのような細粒成分については，容易には沈降せず，ある程度の成分は放流設備を通じて下流に流下していることが予想される。国土交通省管理の30ダムについて実施されたボーリング調査等の調査結果によれば[4]，シルト以下の細粒成分が平均約50%を占めていたことが報告されており，こうした細粒成分の捕捉率の推定が堆砂量予測精度向上の上で無視できない因子であることが示されている。近年では，ダム下流河道環境における細粒成分の役割が重要視されつつあり，細粒成分の

* 上席研究員

捕捉状況を知ることはダム下流河道への堆砂の影響を評価する上でも重要である。

本報告では，細粒成分の捕捉率に関する第１報として，国土交通省管理ダムを中心に実施された観測結果について整理する。次に，単純モデルによる捕捉率の主たる影響因子を考察するとともに，概略値の簡単な推定方法を検討する。本検討で提示する方法は概略値の推定方法であるが，わが国の総貯水池容量に対する計画堆砂量の割合は平均的には十数％程度と小さい[6]。先に述べたように，このうち平均的に50％が細粒成分として，貯水池計画全体に対し，捕捉率の精度が寄与する部分は平均的にはそれほど大きくないといってよいであろう。総貯水容量に対する計画堆砂量の割合が大きい等の場合を除き，多くのダムでは本報告の方法を用いてもそれほど大きな問題はないものと考えている。

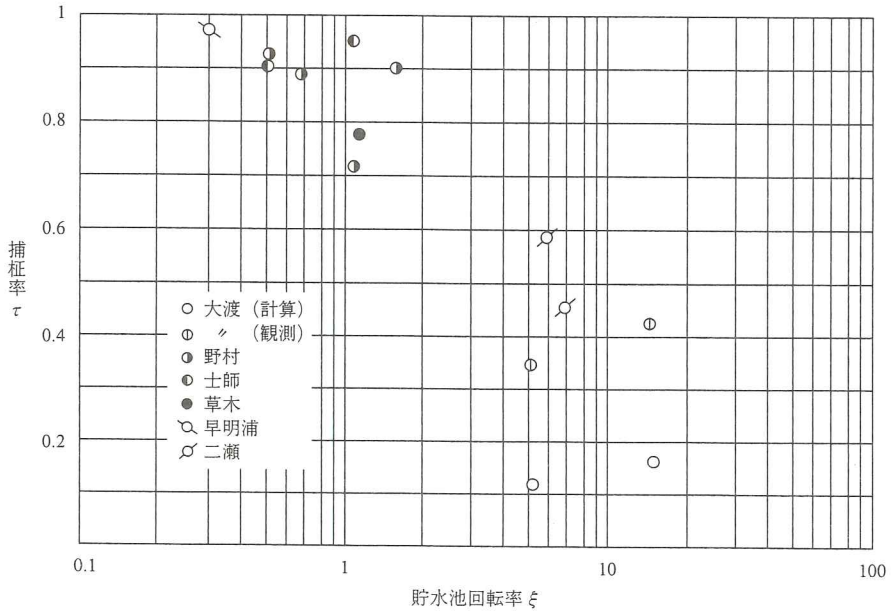
2. 捕捉率の既往観測調査及び細粒成分の粒径

国土交通省（当時建設省）のいくつかの管理ダムでは，平成９年～11年度にかけて出水時の流入・放流水のSS調査を実施しており，図－１にこれら調査結果をもとに作成されたSS成分の捕捉率τと１洪水当たりの貯水池回転率ξの関係を示す[4]。ここで，文献４）では，ξ＝（１洪水当たりの総流入量／利水容量）として定義している。利水容量を基準としたのは洪水調節容量については，一時的な貯留であり，実際の回転率には寄与しないと考えての設定と考えるが，その場合でも出水時の実質の貯留量は，利水容量とは必ずしも一致しない。すなわち，最低水位以下にも堆砂容量などの貯水容量が存在する。また，利水満水位以下の堆砂量の影響がある。そこで，図－１では，

$$\text{回転率}\ \xi = \frac{\text{１洪水当たりの総流入量}}{\text{洪水開始時の貯留量}} \qquad (1)$$

と定義し，整理を行った。因みに，二瀬ダムの場合を除き，観測時の放流操作は概ね流入量＝放流量操作となっており，貯水位も利水上の満水位にほぼ等しい。二瀬ダムの観測時には，洪水前後で流入水の約12％及び17％が貯留されており，流入量＝放流量操作の場合と比較して貯留による捕捉率の上昇が考えられる。

図中には，回転率の大きいデータが得られている大渡ダムのデータをもとに実施された櫻井・柏井[7]の鉛直２次元モデルによる数値シミュレーション結果を併せて示しているが，シミュレーション結果では，観測された放流水のSSは，表層取水の行われている発電取水口のものを表しているものと推察されており，低位に設けられている放流管からの濁水放流を考慮すると，捕捉率はさらに小さくなるものとされている。このことは，放流設備位置により計算値と観測値の差程度捕捉率が変化することを意味しており，ここでは，両者の結果を視野に以下の検討を進めるものとする。ただし，観測値は低位放流管による放流がある場合の表層からの放流SSであり，全量を表層から放流した場合には，表層部のSSはこれより大きくなる，つまり捕捉率は小さくなることが



図－１　観測値によるτとξの関係

予想される。櫻井・柏井は放流管標高を変化させた場合の影響を検討しているが，これによれば，放流管が表層付近にある場合の低位にある場合に対する捕捉率の増加は10％程度である。

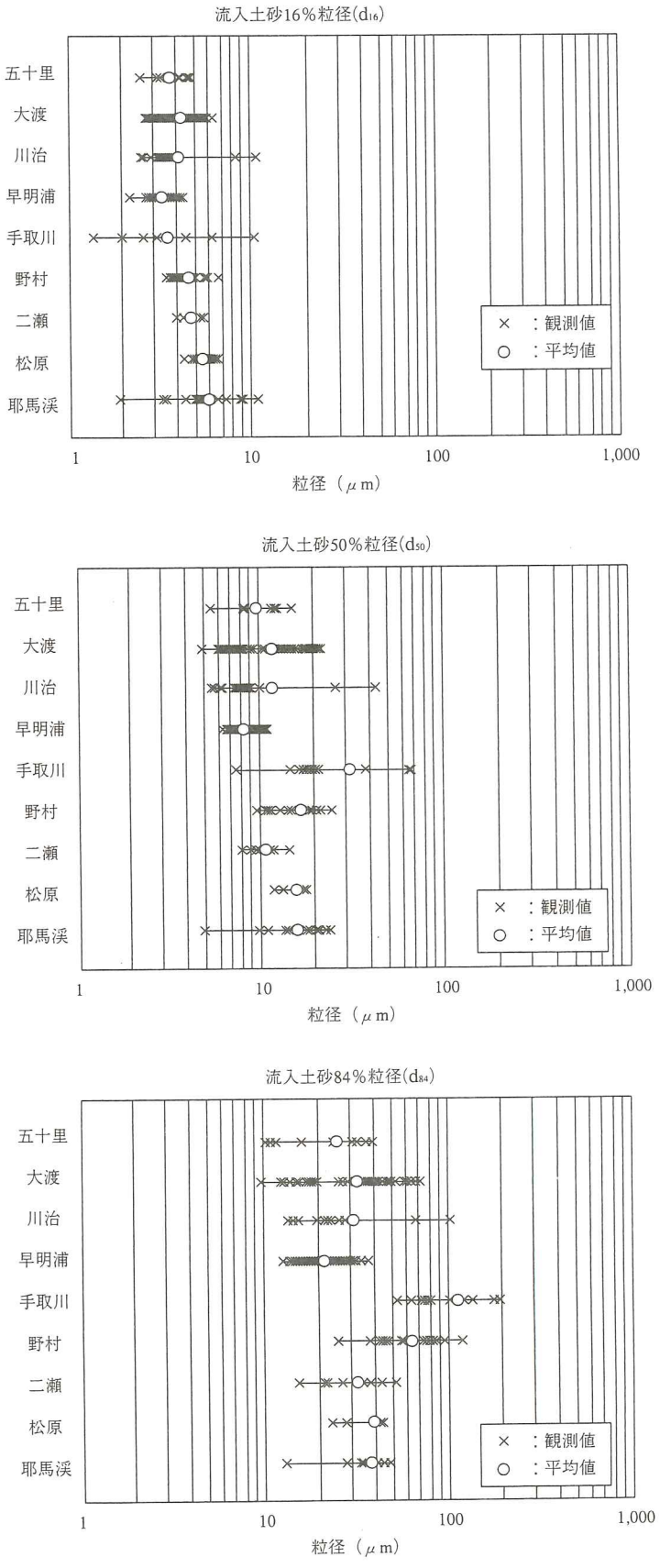
図－1によれば，データは少ないものの比較的まとまりのある関係が得られており，回転率のべき乗に反比例して捕捉率が低下していくことが分かる。回転率1以下では捕捉率は0.8～0.9程度以上であり，捕捉率は回転率1以上において急激に減少している。従って，捕捉率の推定は，回転率1以上において特に重要になるものと考えることができる。

図－2には，出水時貯水池流入水SSの粒度特性を示す。データは，図－1に示した捕捉率観測時のデータに土木研究所水工研究グループにて収集した各ダム管理所での現地観測データを加えたもので，図にはd_{16}，d_{50}，d_{84}の値を示した。SSの粒度分布は，出水ごとに，また，同じ出水中にも変化する傾向がみられており，図には各観測データ及びその平均値を示している。各観測値のバラツキは比較的大きいが，ダムごとに求められる平均値は，早明浦ダムでやや小さい，手取川ダムでやや大きい傾向がみられるものの，全体的には比較的まとまりのある値を示しており，d_{16}，d_{50}，d_{84}は，それぞれ3～6 μm，10～20 μm，20～40 μm，程度となっている。

3. 単純モデルによる捕捉率の検討

3.1 モデルの設定

先に示した櫻井・柏井の大渡ダムを対象とした数値シミュレーションでは実測データの検証を踏まえ，洪水波形・規模や取水位置を変化させた場合の捕捉率の変化を検討しており，細粒子の捕捉率は回転率のみでなく，洪水波形や取水位置の影響を受けるとしている。個別ダムの推定精度をより向上させるためには鉛直2次元といった数値シミュレーションにより，発生可能洪水ごとの捕捉率を求めるという方法も検討していく必要があるものと思われるが，こうした数値シミュレーションのためには，入力条件である流入土砂の特性をはじめ様々なデータの収集，解析が必要である。また，シミュレーションのためのソフトを要するとともに，計算そのものにもそれなりの時間と労力を必要とするものである。本報告の目的は，こうした精緻な解析実施にあるのではなく，捕捉率



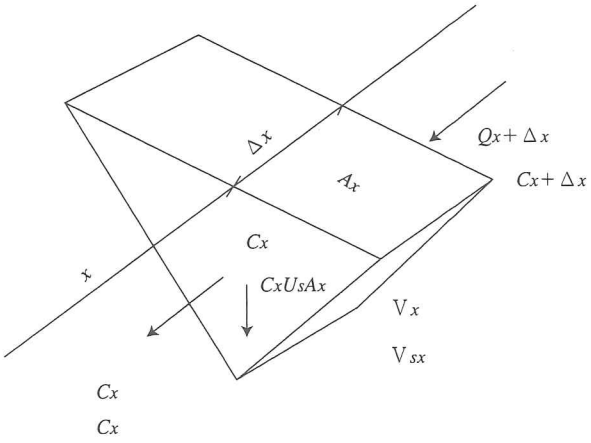
図－2　流入SS成分のd_{16}，d_{50}，d_{84}

の中心的なパラメータを明確にするとともに，概略的でもより簡便な方法を提示することにある。そこで，捕捉率に関するより単純で一般的なモデルを考えることとし，次の仮定を設定した（図－３，４参照）。

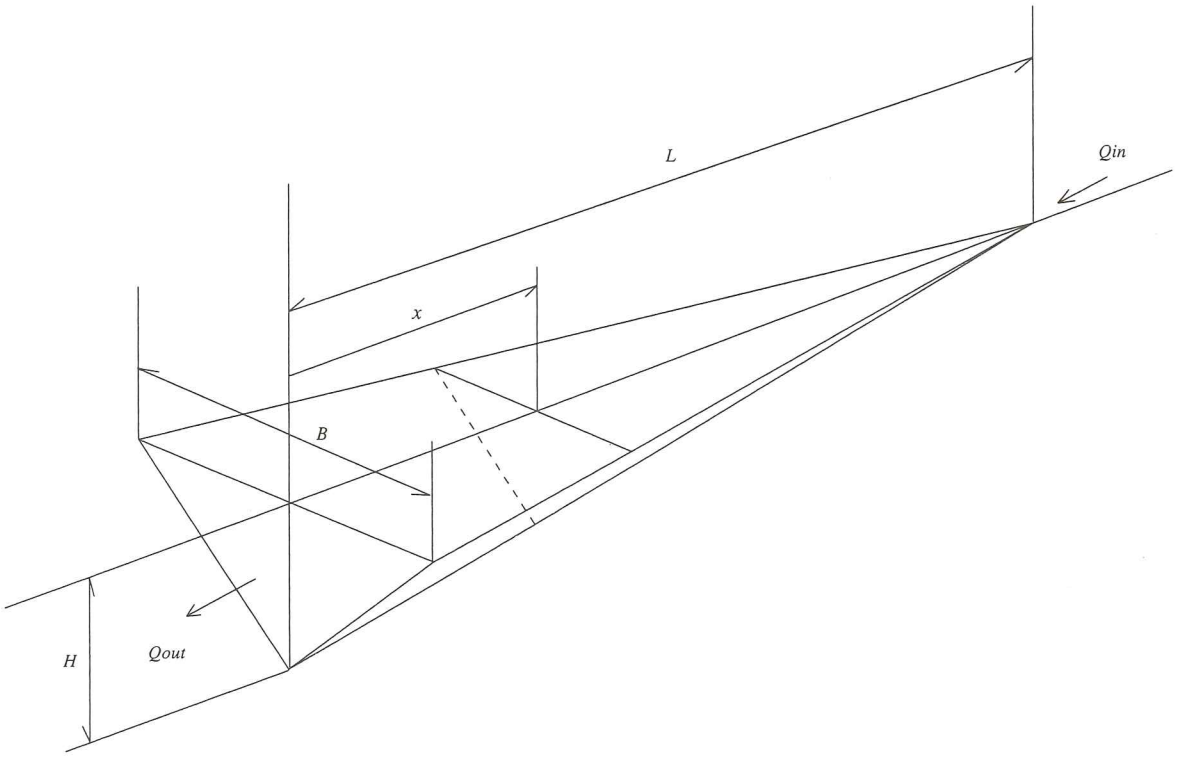
① 貯水池形状は三角錘形状とする。
② 貯水池水面は水平。
③ 上下流方向に分割したΔx間の土砂濃度は一定で，流出する土砂濃度と等しい。
④ 粒子は静水中の沈降速度で沈降する。
⑤ 堆積した土砂の再浮上はない。
⑥ 土砂濃度の拡散の影響は無視する。

①は典型的な貯水池形状として計算が単純なよう理想化したものである。②は貯水池内の水面伝播が，③はΔx内の土砂の混合が瞬時に行われるとしたものである。④，⑤は濁水の数値計算でよく用いられている仮定である。通常の濁水挙動の計算では，⑥の拡散の影響は考慮されているが，堆砂量として問題となるような細粒土砂の流入・放出は主として出水時の比較的流量の大きい期間に生じ，移流による現象が支配的と考えられることから，ここでは拡散の影響は無視することとした。③の仮定による１次元モデルとし，密度成層の影響を無視したのも同様の理由によるものである。図－１でみたように，細粒成分の捕捉率τは，回転率ξが１を超えるあたりから急激に小さくなり，堆砂量予測に与える影響が大きくなる。ここで，回転率１は，当該洪水において密度成層が破壊され貯水池全体が混合するような比較的大きな洪水であり[8]，モデルでは密度成層の影響を無視してよいであろう。

図－３はモデル貯水池の基本諸元を，図－４はΔx間



図－４　Δx間の水と土砂の出入り



図－３　想定している貯水池形状

の水と細粒土砂の出入りを示したものであり，図中，Q_{in}：貯水池への流入水量，Q_{out}：貯水池からの流出水量，B：ダム位置の水面幅，H：ダム位置の最大水深，L：貯水池水面長，Q_x，$Q_{x+\Delta x}$：それぞれ，ダムからx及び$x+\Delta x$離れた断面の通過流量，Cx：Δx区間の土砂濃度及びx断面を通過する流れの土砂濃度，$C_{x+\Delta x}$：$x+\Delta x$断面を通過する流れの土砂濃度，A_x，V_x，V_{sx}：それぞれΔx区間の水面積，水の容積，土砂の体積，u_s：粒子の沈降速度であり，$C_x = V_{sx}/V_x$である。

まず，仮定①，②よりをQ_x算定する。今，xより上流側（$L-x$）の区間の貯留量をV_{L-x}とすると，

$$V_{L-x} = \frac{B_x H_x (L-x)}{6} = \frac{BHL(1-x/L)^3}{6} \tag{2}$$

である。ここで，基準となるダム位置の最大水深（例えば常時満水位での最大水深）をH_0とし，このときのB，LをそれぞれB_0，L_0とすると，$B = B_0(H/H_0)$，$L = L_0(H/H_0)$より，

$$V_{L-x} = \frac{B_0 L_0 H_0}{6}\left(\frac{H}{H_0} - \frac{x}{L_0}\right)^3 = V_0\left(\frac{H}{H_0} - \frac{x}{L_0}\right)^3 \tag{3}$$

と表される。ここに，V_0：H_0時の貯水量である。Δt時間における貯水位変化をΔHとすると，$(L-x)$区間の水収支より，Q_xは次式により計算される。

$$Q_x = Q_{in} - \frac{V_0}{\Delta t}\left\{\left(\frac{H+\Delta H}{H_0} - \frac{x}{L_0}\right)^3 - \left(\frac{H}{H_0} - \frac{x}{L_0}\right)^3\right\} \tag{4}$$

ΔHは，式(4)において$x=0$，$Q_x = Q_{out}$として求められる。

また，土砂濃度C_xのΔt時間内の変化をΔC_xとすると，

$$\Delta C_x = \frac{V_{sx}+\Delta V_{sx}}{V_x+\Delta V_x} - \frac{V_{sx}}{V_x} = \frac{V_x \Delta V_{sx} - V_{sx}\Delta V_x}{V_x^2(1+\Delta V_x/V_x)} \tag{5}$$

であり，式(5)より土砂濃度変化が算定される。ここに，ΔV_x，ΔV_{sx}はそれぞれΔx区間内の水量及び土砂量の変化量を表し，次式で計算される。

$$\Delta V_x = (Q_{x+\Delta x} - Q_x)\Delta t \tag{6}$$

$$\Delta V_{sx} = (Q_{x+\Delta x}C_{x+\Delta x} - Q_x C_x - A_x u_s)\Delta t \tag{7}$$

ただし，$\Delta V_{sx} > -V_s$である。

期間Tにおける土砂の捕捉率τは流入位置とダム位置の土砂量を時間加算して求められ，次式となる。

$$\tau = 1 - \sum_{T} Q_{out}C_{out} / \sum_{T} Q_{in}C_{in} \tag{8}$$

3.2 計算条件と計算結果

3.1はかなり単純なモデルであるが，それでも関連するパラメータは多い。ここでは，現象の大まかな把握を目的に更に次のように条件を単純化する。

① $Q_{in} = Q_{out}$とし，貯水量は洪水中を通じV_0で一定とする。

② 洪水継続時間T_0間の流入量は，$Q_{in} = Q_0$で一定とする。

更に，流入SSがQ_{in}の関数で与えられるものとすると，式(5)，(8)はそれぞれ次のように表される。

$$\Delta C_x = \frac{1}{T_0}\left\{\xi C_{x+\Delta x} - \left(\xi + \frac{3\,T_0 u_s}{H_0}\right)Cx\right\} \times \frac{\left(1-\frac{x}{L_0}\right)^2 - \left(1-\frac{x+\Delta x}{L_0}\right)^2}{\left(1-\frac{x}{L_0}\right)^3 - \left(1-\frac{x+\Delta x}{L_0}\right)^3}\Delta t \tag{9}$$

$$\tau = 1 - \sum_{T_0} C_{x=0} / \sum_{T_0} C_{x=L_0} \tag{10}$$

ここに，回転率$\xi = Q_0 T_0 / V_0$である。従って，十分小さいΔt，Δxを設定し，流入SSを一定とすると，τはξ及び$T_0 u_s/H_0$のみの関数になる。

図－5にτとξ，$T_0 u_s/H_0$の関係を示す。当然のことながら，捕捉率τは回転率ξが大きいほど，また$T_0 u_s/H_0$が小さいほど小さくなる。図中の破線は$\tau = 1/\xi$を示したものである。これは，上流側から順次入れ替わるとした場合の流入水の捕捉率を表しており，ξが大きく$T_0 u_s/H_0$が小さい場合には捕捉率は$\tau = 1/\xi$に近づいてくることが分かる。

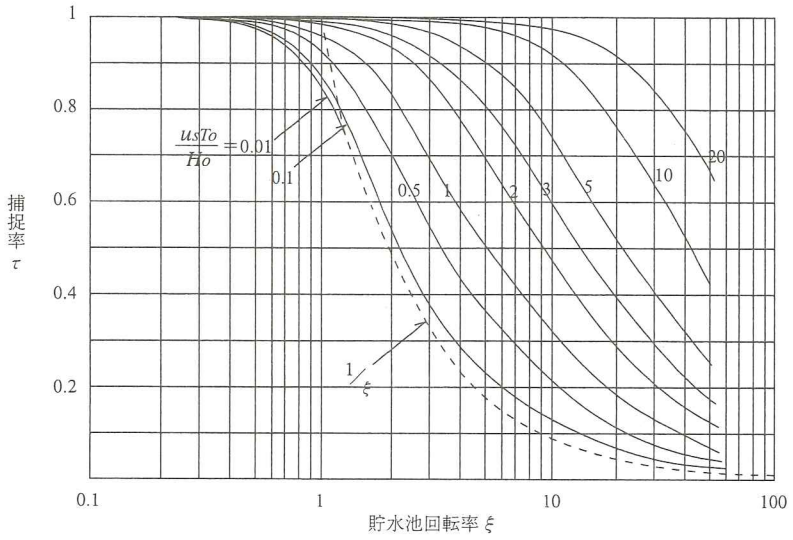
図－6は，実際のダムでのイメージが把握できるよう，パラメータとして沈降速度u_sの替わりに粒径dを用い，例として$T_0/H_0 = 3/50$及び48/50（hr/m）（貯水高さ50 mにおいてそれぞれ3時間，48時間の洪水）の場合を示したものである。ただし，u_sとdの関係は，次のRubeyの式より求めた。

$$u_s = \sqrt{sgd}\left(\sqrt{2/3+k} - \sqrt{k}\right) \tag{11}$$

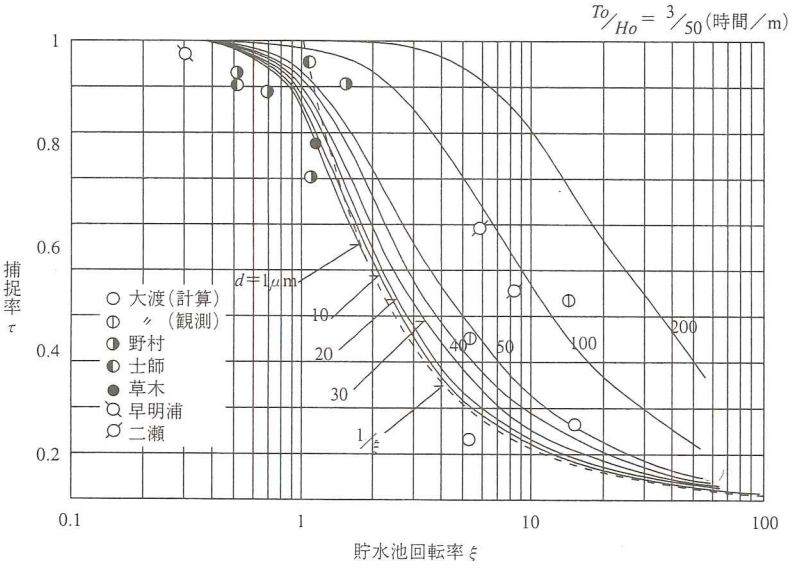
$$k = 36\nu^2/sgd^3$$

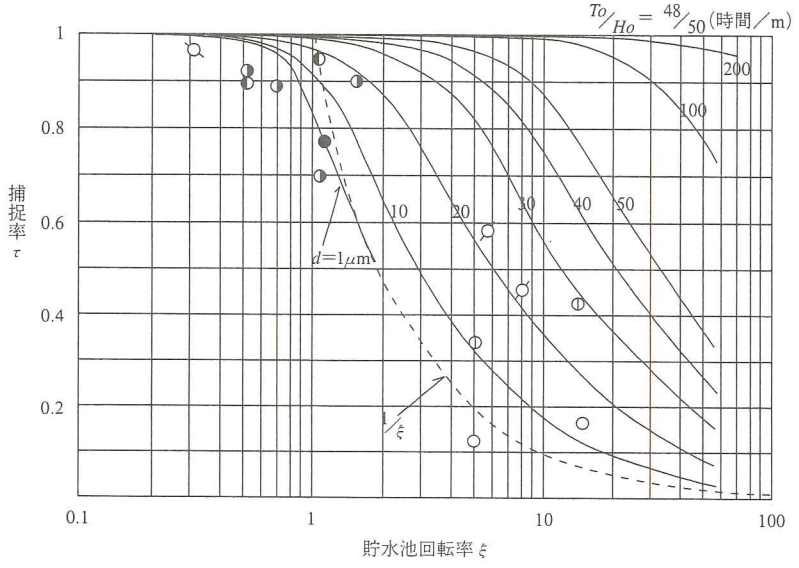
ここに，ν：動粘性係数，s：粒子の水中比重であり，計算では1.65とした。

図より，T_0/H_0が小さい場合には，かなり大きな粒径の土砂まで捕捉率が小さくなり，粒径による差が小さいことが分かる。また，T_0/H_0が大きくなってくると捕捉率に及ぼす粒径の影響も顕著になってくる。図には，図－1で示した観測値等も併せて示したが，先に見たように流入SSの平均粒径が10～20 μmであること

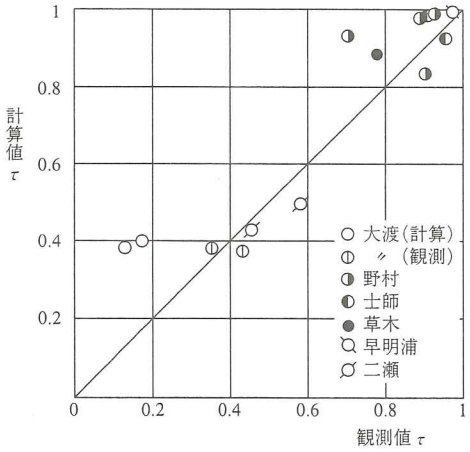


図－5　τとξ，$u_s^{2-}T_0/H_0$ の関係





図－6　τとξ，dの関係例



図－7 τの観測値と計算値の比較

を考慮すると，計算結果は現実的な値を示しているといってよいであろう。

図－7は，観測等の結果と計算結果を比較したものである。計算では，H_0として洪水開始時貯水位と基礎地盤の標高差を用いた。また，粒径は粒度分布を3分割した代表値としてd_{16}，d_{50}，d_{84}を与えることとし，図－2の各ダムの平均を用いた。粒度分布が計測されていない草木ダム，土師ダムについては，図－2の全体の平均的値を用いており，洪水貯留の生じている二瀬ダムについては，計算結果に流入総量に対する貯留水量の割合を加えることとした。モデルや計算条件の大胆な単純化にも拘わらず計算値は観測値等を比較的よく表しているといってよいであろう。

4. 捕捉率の推定方法について

ここでは，近傍類似ダムの堆砂実績から当該ダムの堆砂量予測を行うことを念頭に，図－5を用いて捕捉率を求める方法について考察する。

河道におけるウォッシュロード成分の流砂量Q_sは，水量をQとすると，$Q_s = \alpha Q^{\beta}$により通常表されている。ここに，α，βは定数であり，βとして2の値がよく用いられている。α，βが洪水によらず一定とし，土砂（濁水）流入が発生する水量以上の洪水iにおける捕捉率をτ_iとすると，洪水中に捕捉される土砂量Q_{sdi}は，

$$Q_{sdi} = \tau_i \int_i Q_s dt = \tau_i \alpha \int_i Q^{\beta} dt \qquad (12)$$

として計算される。したがって期間内の出水回数をnとすると，この間の全流入土砂に対する捕捉率τ_tは，

$$\tau_t = \sum_{i=1}^{n} Q_{sdi} / \sum_{i=1}^{n} \int_i Q_s dt \qquad (13)$$

$$= \sum_{i=1}^{n} \left(\tau_i \int_i Q^{\beta} dt \right) / \sum_{i=1}^{n} \int_i Q^{\beta} dt$$

として，水量と個々の洪水の捕捉率により計算することができる。τ_iは，洪水ごとにξ，H_0，T_0，dを設定し，図－5より求められる。既設ダムの堆砂実績から捕捉率を推定する場合には，操作実績からξ，H_0，T_0を設定できる。この場合，利水容量の回復等洪水前後で貯留が行われている場合には，当該洪水の総流入量に対する貯留率をτ_iに加える必要が，また，洪水調節が行われている場合のT_0は調節期間の全体として設定する必要がある。また，dは観測値があればその値を用いればよいし，なければ，特殊な流域地質の場合を除き，図－2の平均的な値を用いてもよいであろう。

新設の貯水池の場合も基本的には同様であるが，貯水位変動については，利水計算における水位変動を用いればよい。ここで，利水計算は日計算または半旬計算でなされているが，式(13)の流量値の設定及びξ，T_0の設定のためには時間流量を用いる必要があるのはいうまでもない。また，利水計算の対象期間が短く，大規模な出水が含まれない等問題がある場合には，ξ，T_0及び洪水開始時貯水位（すなわちH_0）の発生確率を求め，式(13)の分母，分子を洪水ごとの期待値の総和として求める等の配慮が必要なものと思われる。

以上の計算により求められる捕捉率はSS成分であるので，近傍類似ダムの堆砂量をSS成分とこれより大きな粒子成分に分けておかなければならない。採水により観測されているSS成分の主体はウォッシュロード成分と考えてよいから，既設ダム上流河道と貯水池の粒径から対象とする成分を抽出することが可能であろう。庄川のダムを対象とした芦田・奥村[9]の研究では，浮遊成分の境界となる粒径として0.1～0.2 mmが考えられるとしているが，この値は，SS観測値の最大粒径ともある程度符合するものであり，一応の目安になるものと思われる。ただし，観測されたSS粒度分布は，最大粒径付近で急激に大きくなる傾向があり，この中には流れの上，下層で濃度が大きく異なる浮遊砂成分も含まれることが推定される。図－2に示した観測結果からすると，上記よりやや小さい0.05～0.1 mm程度が目安として妥当なように思えるが今後さらに検討していく必要がある。

こうした粒径による仕分けを実施するためには，堆砂のボーリング調査が必要になる。貯水位付近に形成されるデルタが明瞭な場合には，デルタ下流側の堆砂量割合を用いるなど，堆砂形状を分析することによる仕分けも可能なものと思われる。

5. おわりに

本報文では，ウォッシュロード成分となる細粒成分の捕捉率について，現地観測データを整理するとともに，単純モデルによる表現を試みた。その結果１洪水での細粒土砂の捕捉率が貯水池回転率，洪水開始水位高，洪水期間，粒子沈降速度及び洪水貯留率により概略表されることを示した。また，洪水ごとの捕捉率を用いた，ダム堆砂における捕捉率の算定方法について考え方を提示した。

ダムの堆砂量に関わるパラメータは多く，極めて複雑な現象の結果として現れる。厳密な結果を求めていく努力は必要であるが，現実問題への対応方法についても併せて検討していかなければならない。ここに示した検討は，現象をできるだけ単純に捉えることを念頭に実施したものであるが，はじめに述べたように，概略的な捕捉率を知る上では，有用であろうと考えている。今後更に，推定精度向上に向けての検討を進めていきたい。その際，更なる現地観測データの蓄積が不可欠であることはいうまでもない。本報文で示した観測結果は，余りに数が少ないというべきであり，関係諸氏の協力をお願いしたい。

本報告を取りまとめるにあたり，観測データの整理は土木研究所水工研究グループダム水理チームの櫻井研究員に負うところが多かった。ここに，記して謝意を表します。併せて，観測データを収集，提供いただいた各ダム管理事務所の方々にお礼申し上げます。

参考文献

1）鶴見一之：貯水池堆砂量の一算定方法，土木学会誌，39-3，1954
2）田中治雄：わが国における貯水池の埋没に関する応用地学的研究，電力中央研究所報告・土木 57011，1957
3）竹林征三，廣瀬昌義，尾作悦男：ダム貯水池堆砂量の推定方法についての試論―確率過程として堆砂現象をとらえる―，ダム工学，No. 8，1992
4）箱石憲昭：ダム貯水池の土砂管理に関する研究，土木技術資料，No. 42，Vol. 4，2000
5）辻本哲郎：河川の生態系保全機能の評価に関わる水工学，土木学会水理委員会，第 36 回水工学に関する夏期講習会講義集，A-6，2000
6）柏井条介：ダムの堆砂と排砂，土木学会水理委員会，第 37 回水工学に関する夏期講習会講義集，A-5，2001
7）櫻井寿之，柏井条介：貯水池における出水時の微細粒子の捕捉，ダム技術，No. 161，2000
8）安芸周一：貯水池濁水現象，土木学会水理委員会，水工学シリーズ 75-A-1，1975
9）芦田和男，奥村武信：ダム堆砂に関する研究，京都大学防災研究所年度報告，1974

【技術研究】

年堆砂量変動の確率評価

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏井条介*
〃　〃　〃　小堀久美子

キーワード　年堆砂量・計画堆砂量・確率分布

1. はじめに

従来，ダム貯水池の堆砂対策は，貯水池内に所定の堆砂容量を設定することにより実施されてきた。堆砂容量は平均年間堆砂量に所要の計画年数（通常100年）を掛けて求められ，1960年代を中心に平均年間堆砂量の推定方法に関する研究が進められた結果，いくつかの推定式が提案されてきている[1)]。

一方，流域一貫した土砂管理への積極的な施策推進が求められる中[2)]，あるいは，ダム計画に対するより厳格な説明が求められるようになっている中，堆砂量についてもより詳細で精度のよい推定方法が求められるようになっている。

貯水池は流入土砂の多くを捕捉し，それ故堆砂問題を生じるが，このことは同時に，貯水池堆砂に流下土砂を知るための情報が蓄積されていることも意味している。特に，河床付近を集中して流下する粒径の大きい成分については，河道部での観測が困難な状況にあるが，貯水池では，こうした粒径の流下土砂はほぼ全量捕捉され，精度のよい情報を得ることができる。流域一貫した土砂管理において求められているのは，まず，流下土砂量のモニタリング施設としての貯水池であり，下流河道における河床変動等の現状把握・予測に資するためには，堆砂量およびその粒径について時間変動量も含む情報を提供する必要がある。

流域一貫した土砂管理の観点からは，また，下流河道の土砂量制御施設としての貯水池も期待されている。この場合には，下流への土砂供給を実施していく必要がある。土砂供給に関する現状の技術として，貯砂ダムを用いての土砂の捕捉と掘削，土砂バイパス，土砂フラッシングなどがあるが，必要となる施設の計画・設計にあたり，また，機械による搬出・入を行う場合の搬出・入計画にあたり，堆砂量の時間変動量に関する情報が不可欠なことはいうまでもない。土砂供給技術は，流域一貫した土砂管理の観点のみでなく，貯水池の堆砂対策としても今後確立していかなければならない技術である。

堆砂量の時間変動の表現方法には，その利用目的に応じさまざまな方法があるものと思われるが，具体的に提案されているのは，年堆砂量を確率評価する方法であり，須賀[3)]や竹林ら[4)]により検討されている。本報告も，同様に年堆砂量の確率評価方法を検討したものである。土砂関連施設の設計では，例えば出水当たりの土砂量といったより詳細な情報が必要になる場合も多いが，堆砂量データとして蓄積が進んでいるのは年堆砂量であり，年堆砂量値を基本データとし，出水との関係で補正するなどの方法により対応が可能であろう。

須賀や竹林らが確率評価を行ったデータは限られており，また，検討を行っている確率分布についても，対数正規分布やGumbel分布など限られたものである。そのため確率評価の可能性を言及したに留まっている。

上記に鑑み，本報告では，より多くのダムの堆砂データを用い，降雨量分析に用いられている広範な確率分布形への適用性を検討した。また，確率評価により得られる堆砂量予測値と，算術平均として求められる平均年間堆砂量の関係を調査し，堆砂量予測での利用方法について考察を行った。年堆砂量のデータは年々蓄積されているとはいえ，降雨等の水文資料と比較すればかなり少ない。このため，より精度の高い年堆砂量の推定方法として上記の確率分布を用いる方法が使われるようになっているが，その位置付けや結果の特徴については，必ずしも明確ではない。平均年間堆砂量についての検討は，こうした視点に立ってのものである。

なお，先に平均年間堆砂量についていくつかの推定式が提案されているとしたが，近年のダム計画では近傍類

* 上席研究員

似ダムの実績をもとに検討が行われるのが通例であり，推定式が用いられることは少なくなっている。これは，これら推定式で用いられているデータ，パラメータが限られたものであり，その適用性が限られることおよび適用範囲が明確でないことによる。近傍類似ダムを用いた推定では，限られた数のダムの堆砂資料が参照され，単独ダムのデータのみが用いられる場合も少なくない。少ないデータを用いたダム堆砂量のより適切な評価方法が求められる一つの背景になっている。

2. 使用データおよび確率分布計算ソフト

本報告で対象としたデータは，旧土木研究所が平成3年度に実施したアンケートにより収集されたデータである。データは，ダム完成年から平成2年度までの年堆砂量および掘削等による年搬出量データであり，ここでは，年堆砂量および年搬出量の合計値を分析対象とした。以下では合計値を年堆砂量として定義する。

アンケート回収ダムは541ダムであり，このうち以下のダムについては対象外とした。

① 値のないデータが含まれる（7ダム）
② 0のみが記載されている（16ダム）
③ データにマイナス値を含む（234ダム）

対象外ダムはデータにマイナス値を含むダム数が多い。マイナス値の発生は，測量精度によるものがその主たる原因と思われ，本来削除すべきものではないが，岩井法など，検討対象とした確率分布にはもともとマイナス値を許容しないものもあり，ここでは対象から外すこととした。マイナス値の評価には，誤差論を用いる方法などが考えられ，今後の課題としたい。

上記を除いた284ダムを対象に，水文統計ユーティリティー Version 1.3 （(財)国土技術開発センター）を用いて確率分布の当てはめを行った。水文統計ユーティリティーには表－1に示す各種確率分布（以下では，確率分布名は表中の略称を用いることとする）の計算ソフトが収められているが，いずれの分布に対しても計算結果が得られなかったダムが18ダムあった。さらに，計算結果が求められたもののうち，データ年数が10年以下と短い58ダム，非毎年データである4ダムおよび常に一定の年堆砂量であった4ダムを除くと残りは200ダムとなる。200ダムについて計算が可能であるが，水文統計ユーティリティーでは，ゼロのデータはデータがなかったものとして処理される問題がある。年間最大降雨量等の処理ではゼロのデータはありえないという観点からの処理と推察されるが，年堆砂量としてはゼロに近い値はあり得るものであり，削除することはできない。データが削除されると，標本の生起確率が異なってくるので，今回はゼロを含むデータについては取り除くこととした。堆砂データにゼロを含むダムは72ダムあり，以下の解析を行ったダム数は128である。地域別のダム数は，北海道20，東北19，関東13，北陸24，中部7，近畿11，中国14，四国7，九州13となっている。なお，ゼロを含む場合の処理についてはマイナスデータの処理方法とともに今後の課題であるが，ゼロに近い値を代入すれば当面の計算には問題はないものと思われる。

3. 確率分布モデルの適用性

表－1に確率分布と堆砂データの計算結果を示す。表中「計算不能ケース数」は，水文統計ユーティリティーで計算できなかったダム数である。また，「SLSC最小ケース」は，最小のSLSC値が得られたダム数を表して

表－1 水文統計ユーティリティー（Version 1.3）の確率分布と計算不能ケース（128ダム中）

分布形	略称	計算不能ケース数	SLSC最小ケース	SLSC平均値	相関係数平均値
指数分布（L積率法）	Exp	1	14	0.086	0.929
グンベル分布	Gumbel	1	7	0.098	0.928
平方根指数型最大値分布	SQRTET	54	2	0.120	0.964
一般化極値分布	GEV	3	19	0.055	0.977
対数ピアソンⅢ型分布（実数空間法）	LP 3 Rs	24	1	0.082	0.955
対数ピアソンⅢ型分布（対数空間法）	LogP 3	1	56	0.047	0.975
岩井法	Iwai	8	26	0.047	0.979
石原・高瀬法	IshiTaka	41	1	0.064	0.966
対数正規分布3母数（クォンタイル法）	LN 3 Q	11	13	0.047	0.980
対数正規分布3母数（積率法）	LN 3 PM	45	0	0.068	0.968
対数正規分布2母数（L積率法）	LN 2 LM	0	8	0.062	0.969
対数正規分布2母数（積率法）	LN 2 PM	0	2	0.060	0.968

いる。ここに，SLSCは，確率分布モデルの適合度判定の指標として用いられている指標であり，次式で定義される。

$$SLSC = \sqrt{\xi^2} / |s_{0.99} - s_{0.01}| \quad (1)$$

$$\xi = (1/N) \sum_{i=1}^{N} \left(s_i - s_i^*\right)^2$$

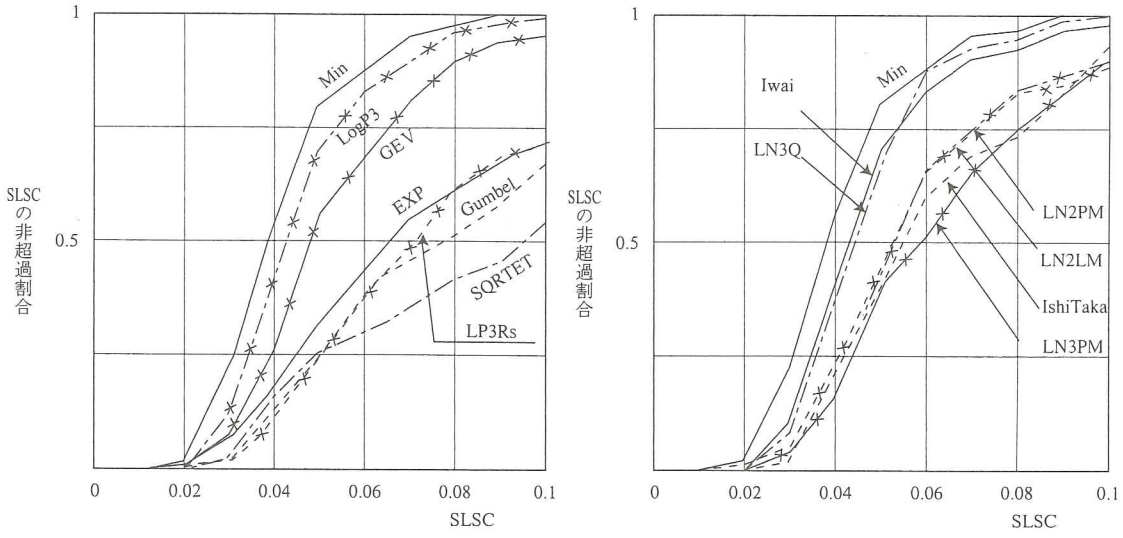
ここに，N：標本の大きさ，$s_{0.99}$，$s_{0.01}$：それぞれ非超過確率0.99，0.01に対応する当該確率分布の標準変量，s_i，s_i^*：それぞれi番目の順序統計量の標準変量および当該確率分布での標準変量であり，SLSCが小さいほど分布形の適合度が良いことを表す。「SLSC最小ケース」のダム数の合計値は全ダム数の128より大きいが，これは複数の分布形で同じSLSCが出力される場合があることによる。また，表には，計算可能なダム全体の平均のSLSC，相関係数も示してある。

表より，SQRTET，LN 3 PM，Ishitakaの分布では32～42%のダムで計算不能が生じており，堆砂の確率分布としてあまり適さないことが分かる。また，LP 3 Rsも19%のダムで計算不能が生じている。

最小のSLSCとなる頻度が最も高いのはLogP 3であり，Iwai，GEVがこれに続く。128ダムのうち73%のダムでは，この3モデルで最小のSLSCが与えられている。また，SLSCの平均値は，LN 3 Q，LogP 3，Iwaiが0.47で最も小さく，ついでGEVとなっており，相関係数は大きい順にLN 3 Q，Iwai，GEV，LogP 3となっている。LN 3 QはSLSCが小さくまた相関係数が大きいが，最小のSLSCを与えるダム数が少ない。これは，SLSCや相関係数の傾向がLogP 3と類似している，つまり，LN 3 QでSLSCが小さいダムはLogP 3でも小さく，多くのダムでLogP 3のSLSCがLN 3 Qより小さくなっていることによる。LN 3 Qの平均値がLogP 3より良好な値を与えているのは，適合性が悪い場合のLogP 3での値がSLSCについてはかなり大きい，相関係数についてはかなり小さい結果となっていることによる。検討対象モデルの優先性を考える場合には，LogP 3，Iwai，GEVの順に検討するのが妥当と思われる。降雨量の統計では，Gumbel，GEV，SQRTETが優先的に検討されているようであるが，年堆砂量については，適当な選択とはいえないようである。

図－1に計算可能ケースにおける各確率分布とSLSCの非超過割合の関係を示す。図中のMinは，最小のSLSCを用いた場合を表している。非超過割合は，LogP 3，GEV，Iwai，LN 3 Qが上方にあり，他の分布モデルはこれらと比べかなり下方にある。LogP 3，GEV，Iwai，LN 3 Qの適合性がよいことが確認されよう。

降雨量の統計では適用可能なSLSCとして0.04以下が推奨されている。この場合，適合度の高いLogP 3で40%程度のダムで，また，全分布モデルの最小値では50%強のダムで適合することになる。水文における0.04の値は適合度合い等を参照しての設定であり，必ずしも推定精度上の絶対的な意味をもつものではない。堆砂の適合性は降雨量の統計資料よりはやや劣るようであり，これにこだわる必要はないであろう。因みに，SLSCを0.05以下とすると，LogP 3では70%程度，最



図－1　確率分布とSLSCの非超過割合の関係（計算可能ケース）

小値を用いた場合には80%程度が適合することになり，降雨量資料と比較して若干劣るものの，確率評価は十分可能といってよいであろう。なお，堆砂量推定に対するSLSCの影響については，次節で検討する。

図－2には，最小のSLSCとデータ年数の関係を示す。図中の黒丸は年数ごとの平均値を示したものである。結果はかなりばらつき必ずしも明瞭ではないが，データ年数が大きくなるに従って最小のSLSC値も小さくなる傾向が見られている。先に，降雨量資料に対し堆砂データのSLSCが大きいとしたが，データ数が少ないことも要因の一つに考えられる。

年堆砂量は，工事の影響等により湛水開始直後に異常なデータを示す場合があることがいわれている。このことを確認するため，適合性の良かったLogP 3，Iwai，GEVを対象に完成後1～3年間のデータを逐次除いて平均のSLSCの変化を調査した。結果を表－2に示すが，確率分布の当てはめ上は明確な差は見られていない。ただし，1年目を省略したものについてはGEV，LogP 3で若干のSLSCの減少が見られており，ダムによっては1年目に異常値が出ている可能性がある。

表－2　建設初期堆砂量とSLSC（計算可能ケース平均）

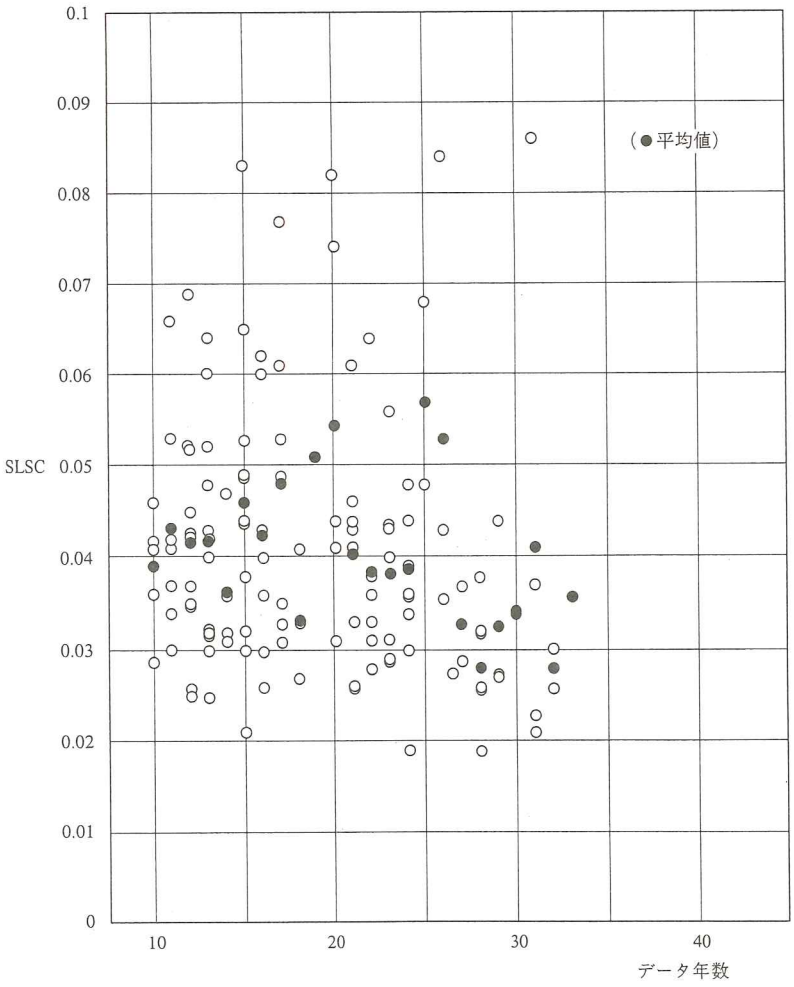
分布形	全データ	1年目省略	1，2年目省略	1～3年目省略
GEV	0.055	0.052	0.051	0.051
LogP 3	0.047	0.046	0.046	0.046
Iwai	0.047	0.048	0.048	0.049

4.　平均年堆砂量の推定

4.1　確率分布を用いた算定方法

本章では，確率分布を用いて年堆砂量を予測する方法について検討を行う。確率分布を用いた場合の年平均堆砂量 Vp は次の期待値として評価することができる。

$$Vp = \int_0^\infty vf(v)\,dv \qquad (2)$$



図－2　最少のSLSCとデータ年数の関係

表－3　年堆砂量計算シート

NO.	①確率年	②超過確率	③区間確率	④確率年対応の年堆砂量	⑤区間平均年堆砂量	⑥区間年堆砂量期待値 ③×⑤	⑦年堆砂量期待値の合計
1	1	1	—	v_1	—	—	
2	2	1/2	1-1/2	v_2	$(v_1+v_2)/2$	Δv_2	$v_2=\Delta v_2$
…	…	…	…	…	…	…	…
	10	1/10	1/9-1/10	v_{10}	$(v_9+v_{10})/2$	Δv_{10}	$v_{10}=v_9+\Delta v_{10}$
	20	1/20	1/10-1/20	v_{20}	$(v_{10}+v_{20})/2$	Δv_{20}	$v_{20}=v_{10}+\Delta v_{20}$
…	…	…	…	…	…	…	…
	100	1/100	1/90-1/100	v_{100}	$(v_{90}+v_{100})/2$	Δv_{100}	$v_{100}=v_{90}+\Delta v_{100}$
	200	1/200	1/100-1/200	v_{200}	$(v_{100}+v_{200})/2$	Δv_{200}	$v_{200}=v_{100}+\Delta v_{200}$
	…	…	…	…	…	…	…
n	Tn	$1/Tn$	$1/Tn$-1-$1/Tn$	v_n	$(v_{n-1}+v_n)/2$	Δv_n	$v_n=v_{n-1}+\Delta v_n$
$n+1$			$1/Tn$	v_n	v_n	Δv_{n+1}	$v_{n+1}=v_n+\Delta v_{n+1}$

ここに，v：年堆砂量，$f(v)$：年堆砂量の確率密度関数である。

ここで，上式の実際の適用に当たっては，$v\to 0$ および $v\to\infty$ での密度関数をどのように設定するかが問題となる。実際の計算は差分化して行われるわけであり，話を具体的に進めるため，ここでは，例として表－3のようなテーブルで計算する場合を念頭に議論を進める。表－3において，上記の問題は具体的には確率年1の堆砂量 v_1 の設定方法および最大の確率年 Tn の設定方法および Tn を越える確率年の取り扱い方法の問題となる。

v_1 については，観測データの最小値を用いる例も見られるが，データ数の蓄積により変化する結果となる。堆砂量については，ほとんど堆砂がない年も充分考えられ，$v_1=0$ とするのが妥当であろう。

問題は Tn の設定方法である。一つの方法として，計算値が十分収束するまで大きくとることが考えられるが，この場合，確率分布によっては収束しない場合も生じ得る。また，そもそも一万年や数十万年といった大きな年数の確率年に意味があるのかといった疑問がある。こうした大きいイベントの発生時には，大規模崩壊地の形成等，堆砂の元となる流域の土砂生産機構そのものが変化することが考えられるからである。こうしたイベントに対し，確率分布の適用範囲をどの程度までに考えておけばよいかについては，現象の不確定さおよびデータの少なさからほとんど知見はないといってよい。一方，出水についてわれわれは，例えば数百年といった確率年の出水があれば，流域にかなりの被害が生じることが想定できる。そこで，現状では数百から1000年程度を Tn の視野に入れておけばよいものと思われ，以下における年堆砂量の期待値の検討は，確率年1000年までを視野に実施している。

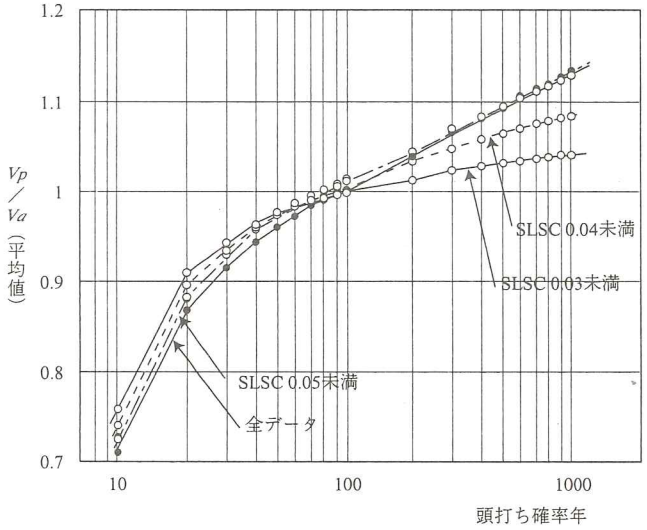
一方，仮に確率年1000年までを考えるとして，そこで計算を打ち切ると，1/1000の確率分の期待値が評価されないことになる。確率1になるまで評価する方法として確率年1000年を越えるものについては，1000年相当の堆砂量で一定とする，「頭打ち」の設定方法が考えられる。打ち切るか，頭打ちの設定値を考えるかは工学的な判断に委ねられる問題であるが，筆者は，大きい確率年での堆砂量予測が困難であることを考えると，打ち切りによる方法でよいのではないかと考えている。すなわち，そうした大規模な堆砂が生じた場合には，災害など異常事態が発生したものとして別途対策を講じればよいと考えている。これについては異論も考えられるので，以降の検討では頭打ち，打ち切りの両者について検討を実施した。

4.2　確率評価による推定堆砂量の特性

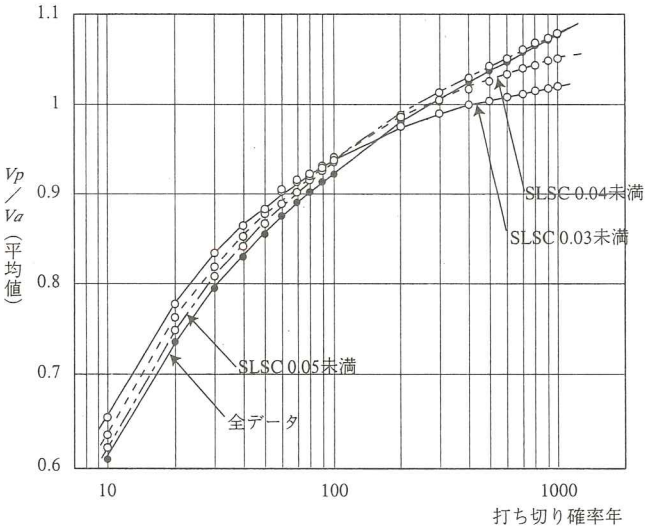
ここでは，確率分布モデルとして先の検討で比較的適合性の良好であったLogP3，GEV，Iwaiの方法を用い，このうちSLSCが最小となる分布形を選定して分析を実施した。また，期待値の算定は表－3のシートを用いて実施した。

図－3，4に（期待値により求めた年堆砂量 Vp）/（算術平均年堆砂量 Va）と「頭打ち」または「打ち切り」確率年の関係を使用データのSLSCをパラメータに示す。図－3が頭打ちによるもの，4が打ち切りによるものであり，Vp，Va は平均値をプロットした。

図より，頭打ちでは80年程度で，打ち切りでは200～300年の確率年において Vp/Va は1を超えており，$Tn=100$ 年では同程度，1000年では Va に対し Vp が大き目の値を与えることが分かる。一方，SLSCの影響



図－3　Vp/Va（平均値）と頭打ちの確率年，SLSC の関係

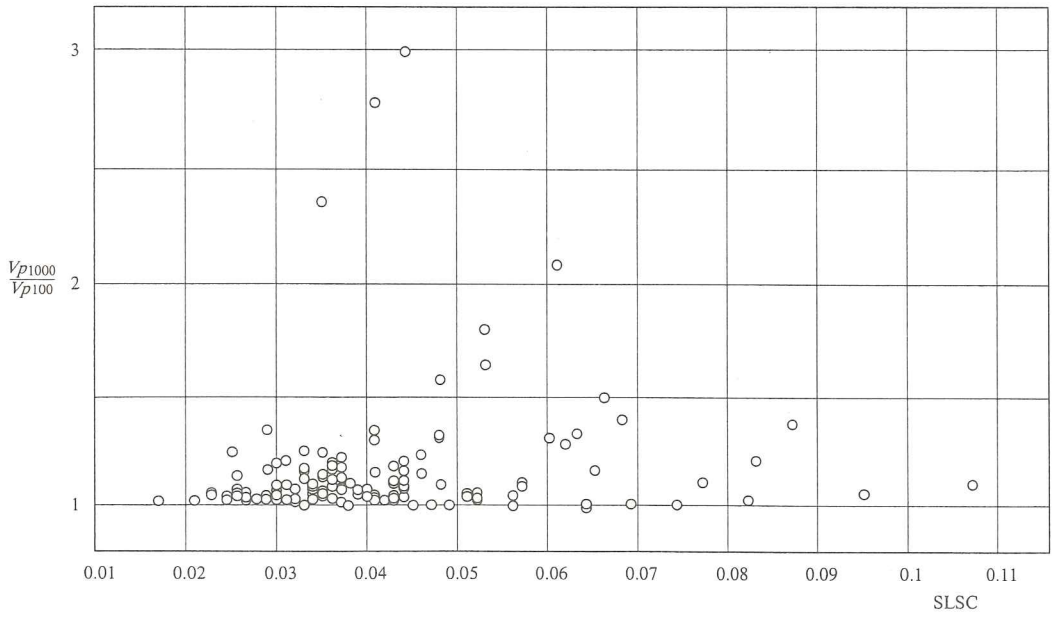


図－4　Vp/Va（平均値）と打ち切り確率年，SLSC の関係

について見ると，確率年が小さい場合には SLSC が小さいほど Vp/Va が大きいが，確率年が大きくなるに従って大小関係が逆転し，SLSC が小さいほど Vp/Va が小さくなる結果となっている。また，1000 年確率値では全データと SLSC 0.05 未満の結果に差は見られていない。

図－5 は，こうした傾向を詳細に調べるため打ち切りの場合を対象に $Tn = 1000$ 年（$= Vp_{1000}$）と 100 年（$= Vp_{100}$）の Vp の比と SLSC の関係を調べたものである。

SLSC によらず多くのダムは，1 をやや超える程度に分布しているが，SLSC が大きくなるに従って Vp_{1000}/Vp_{100} が大きくなる傾向が若干ではあるが見られており，図－4 の傾向が確認される。また，かなり大きな Vp_{1000}/Vp_{100} をとるダムが一部に見られているが，こうしたダムは，0.04 未満の比較的小さい SLSC のダムでも見られており，SLSC によらず生じるようである。つまり，確率分布形の適否ではなく年堆砂量の変動状況により生じ得ると考えるのが適当であろう。



図－5　Vp_{1000}/Vp_{100} と SLSC の関係（打ち切り）

図－3～5からは適用可能なSLSCに関しての有意な情報は得られていない。先に述べたように，水文統計における0.04以下の設定は必ずしも推定精度上の意味をもつものではない。適用可能なダム数を確保しながらある程度の適合度を確保するという意味から，当面は0.05以下程度を目安にダムごとに判断していくのが適当であろう。

SLSCが0.05未満とすると，Vp/VaはTn＝1000年で1.13（頭打ち），1.08（打ち切り），100年で1.01（頭打ち），0.94（打ち切り）程度であり，100年では1程度，1000年では1.1程度の値となっている。Tnの具体的設定は難しい問題であるが，堆砂計画上は平均的に安全側の値を与えること，また，河川関係施設の計画年から考えて十分大きな確率年と考えられる1000年程度が一つの目安になるであろう。

図－6，7はVp/Vaが1を超えるダムの割合とTnの関係を示したものである。SLSCが0.04未満のものと全データのものを比較して示してあるがSLSCの影響はあまり見られていない。頭打ちの場合はTn＝100～200年以上で，打ち切りでは400～500年以上でVp/Vaが1を越えるダムが半数を越えるようになる。これは，Vp/Vaの平均値が1を越えるTnより大きい。Tn＝1000年でVp/Vaが1を越えるダムの比率は，頭打ちで64%，打ち切りでは59%であり，確率評価による年堆砂量は算術平均のそれより全体として大きい値を与えている。

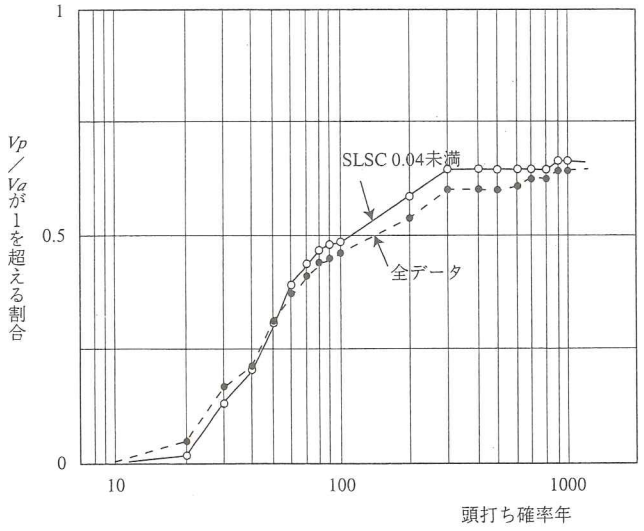
以上，確率評価による年堆砂量と算術平均のそれとの関係を見てきたが，ここで，両者の差が生じる原因について確認しておこう。

今，N年の堆砂データがあるとすると，算術平均は各データの生起確率が$1/N$として期待値を求めたことに相当する。これは，標本値と生起確率を対応させるプロッティング・ポジション公式としてHazen式を用いたことに相当する。一方，今回使用した水文統計ユーティリティーでは，既往の種々の公式を見直し，すべての確率分布に適用可能な折衷案として提案されたCunnane式が初期設定され推奨されている[5]。両式は次式で表され，Hazen式では$\alpha = 0.5$，Cunnane式では0.4である。

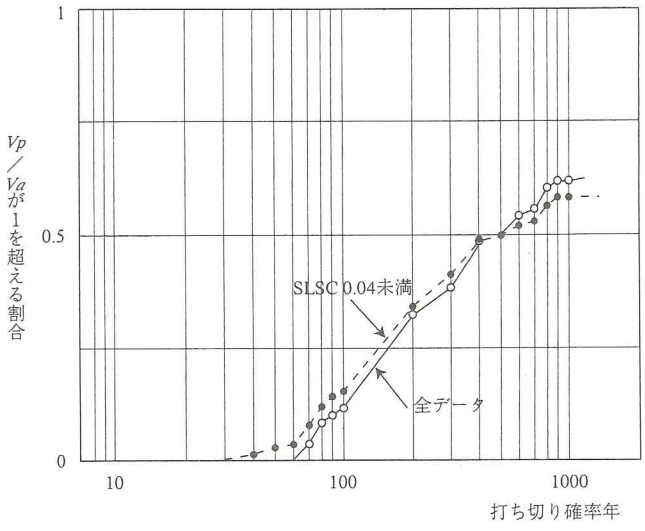
$$F(x_i) = (i - \alpha)/(N + 1 - 2\alpha) \qquad (3)$$

ここに，$F(x_i)$：i番目の順位標本x_iのプロッティング・ポジションである。したがって，堆砂データが，選定された確率分布に完全に従うものとすると，VaとVpの差は用いたプロッティング・ポジション公式の差および分布形の離散化の差として現れることになる。確率評価による方法の優位性は，使用分布の適用性および計算の連続性にあるといえ，こうした差は，Nが大きくなるに従って小さくなり，$N \to \infty$で両者は一致する。なお，今回の解析では，水文統計の推奨値であるα＝0.4の値を用いたが，α＝0.4と0.5の比較では，両者のSLSCに明確な差は見られなかった。堆砂に対する最も適切なプロッティング・ポジション公式については，今後さらに検討を進める必要があろう。

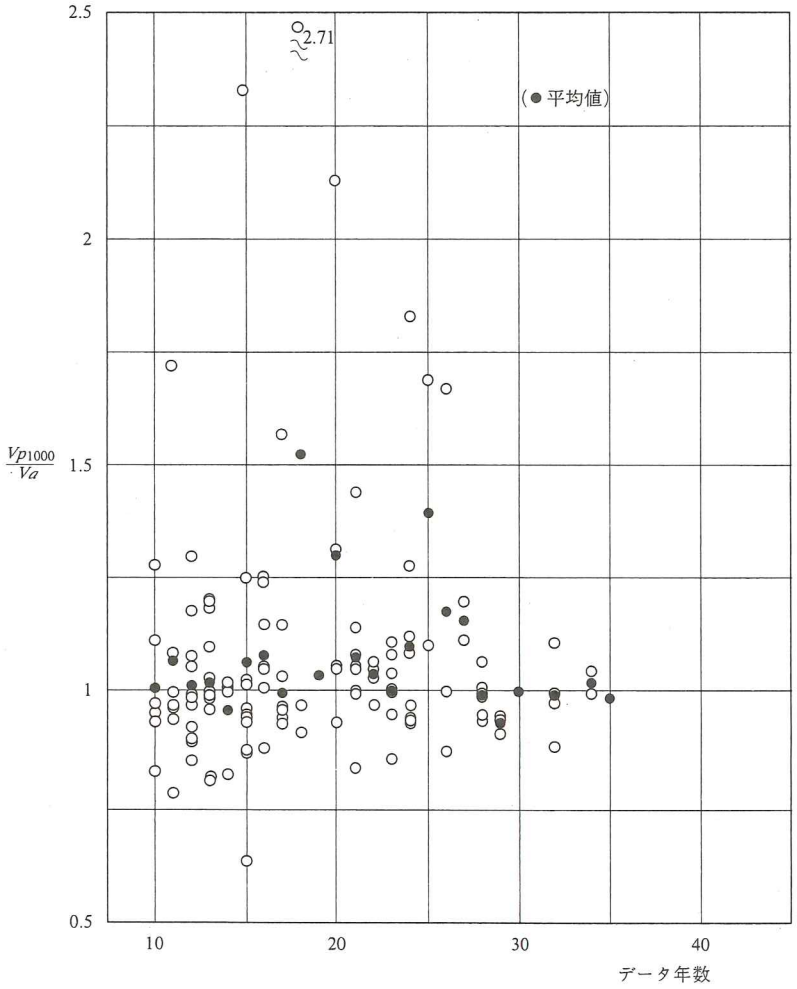
図－8は，打ち切りデータを対象にVp_{1000}/Vaとデータ年数の関係を調査したものである。黒丸は同じデータ



図－6　Vp/Vaが1を超える割合と頭打ち確率年の関係



図－7　Vp/Vaが1を超える割合と打ち切り確率年の関係



図－8　Vp_{1000}/Va とデータ年数の関係（打ち切り）

年数のものの平均値を示したものであるが，Vp_{1000}/Va とデータ年数との関係に傾向は認められておらず，今回用いた数十年程度以下のデータ年数の位置付けは明確ではない。10年程度のデータ年でも Vp_{1000}/Va は概ね1付近の値をとっており，この程度のデータ年数でも十分な評価が可能ということかもしれない。

5. あとがき

年堆砂量の確率評価方法について検討を行った。主な結果をまとめると次の通りである。

1) 確率分布モデルはLogP 3，Iwai，GEV，LN 3 Qの適合性が高い。LogP 3とLN 3 Qは適合ダムの傾向が類似しており，優先的にはLogP 3，Iwai，GEVを検討すればよい。

2) 確率評価により求められる年堆砂量の期待値 Vp と算術平均値 Va の比の平均値は，SLSCが小さくなるに従って，検討最大対象確率年 Tn が小さい場合には大きく，Tn が大きくなるに従って小さくなる傾向がある。

3) SLSCが0.05未満，Tn ＝ 1000年の場合，Vp/Va の平均値は，頭打ちで1.13，打ち切りで1.08である。また，Tn ＝ 1000年で Vp/Va が1を越えるダムの比率は，頭打ちで64%，打ち切りで59%であり，全体に確率評価による年堆砂量が算術平均のそれより大きくなる傾向がある。堆砂データが，選定された確率分布に完全に従うものとすると，この傾向は用いたプロッティング・ポジション公式の差および分布形の離散化の差として解釈される。

今回は，確率分布モデル当てはめの安定性については検討を行わなかったが，今後検討したい。また，本文中にも述べたように，堆砂データには，ゼロやマイナスデータが多く含まれており，その場合の処理方法についても検討する予定である。さらに，堆砂における適当なαの設定方法についても精査していきたいと考えている。

今回は，平成2年以前のやや旧いデータを用いた。これは，堆砂および搬出の両者が揃っているデータが見当たらなかったことによる。今後こうしたデータの整理を行い，より新しい，年数の蓄積の大きいデータにより，本結果をフォローすることが望まれよう。

本検討を進めるに当たり，水文統計ユーティリティーの利用では，土木研究所水工研究グループ水理水文チームの松浦研究員の手を煩わせた。記して謝意を表します。

参考文献

1) 柏井条介：ダムの堆砂と排砂，水工学シリーズ01—A—5，土木学会水理委員会，2001
2) 建設省河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会報告：流砂系の総合土砂管理に向けて，1998
3) 須賀堯三，島貫　徹，徳永敏朗：全国河川上流部の流出土砂量，土木技術資料，Vol. 18，No. 2，1976
4) 竹林征三，廣瀬昌由，尾作悦男：ダム貯水池堆砂量の推定法についての試論—確率過程として堆砂現象をとらえる—，ダム工学，No. 8，1992
5) 土木学会編：水理公式集，平成11年版，p. 4，1998

【技術研究】

水文統計ユーティリティを用いた年堆砂量変動の確率評価

独立行政法人　土木研究所水工研究グループ　**柏　井　条　介***

キーワード　年堆砂量，プロッティング・ポジション，確率分布

1．はじめに

わが国の多くの貯水池では，毎年非洪水期に堆砂測量が実施され，1年間に堆積した土砂量（以下，年堆砂量とする）が算定されている。この年堆砂量の変動は，比較的大きいのが通例である。このため，たとえば，貯砂ダムによる土砂の捕捉・掘削計画を策定する，あるいは，土砂バイパス施設のバイパス操作計画を策定する[1]といった堆砂対策の検討では，年堆砂量変動を評価する作業を欠くことができない。また，最近では，計画堆砂量の算定で必要な，100年間堆砂量の推定においても，変動量の評価が行われるようになってきている。

年堆砂量の変動を評価する方法として，確率評価する方法があり，筆者は，すでに本誌上において（以下，前報とする），水文統計ユーティリティー Version 1.3（(財)国土技術開発センター）を用いた検討を行い，降雨等の水文統計で用いられている確率分布形が堆砂においても適用可能なことを示した[2]。

前報では，収集した堆砂データのうち，年堆砂量がすべて正であるダムのみを対象に適用性の検討を行ったが，実際には，年堆砂量に0やマイナス値が含まれるダムも多く，その取り扱いが課題として残された。また，観測値の非超過確率を設定するプロッティング・ポジションの算定式として Cunnane 公式を用いており，その妥当性についても検証する必要がある。

本報告は，前報で課題として残された上記2点についての検討結果をとりまとめたものであり，検討は，前報と同様に，水文統計ユーティリティー Version 1.3 を利用して行っている。水文統計ユーティリティーは，降雨等の水文統計データに対する確率分布形の当てはめや，当てはめによって得られる非超過確率に対応する水文値の計算などが簡便にできるよう作成されたものである。

2．使用データ

使用データは，前回と同様であり，旧土木研究所が平成3年度に実施したアンケート調査により収集されたデータである。データは，ダム完成年から平成2年度までの年堆砂量および掘削等による年搬出量データであり，以下では，年堆砂量および年搬出量の合計値を年堆砂量と定義し分析対象とする。

アンケート回収ダムは541ダムであるが，このうち値のないデータが含まれるダム，0のみが記載されているダムおよび経過年数が10年未満と少ないダムについては，対象外とした。

前報では，このほか，データに0以下の値を含むものについても対象外としたが，本検討では0以下を含むダムについても対象とし，その評価方法を検討した。対象ダム数は以下の通りである。

① 正のデータのみのもの……128ダム
② 正のデータのほかに0のデータを含むもの……72ダム
③ 正および0のデータのほかにマイナスデータを含むもの……100ダム

以下では，①，②，③それぞれに該当するダムを「正データ・ダム」，「0データ・ダム」，「マイナスデータ・ダム」と称し，区別する。

3．プロッティング・ポジション公式の検討

3.1 検討趣旨

年堆砂量の変動評価における具体的作業は，簡単にいえば，観測値として得られた年堆砂量とその非超過確率の関係に対する，確率分布形の当てはめである。したがって，観測値の年堆砂量と非超過確率の関係のプロット方法，つまり，プロッティング・ポジション公式がまず問題となる。

プロッティング・ポジション公式にはいくつかの提案

＊ 上席研究員

があるが，提案式は，一般に次式にて統一して表現することができる[3]。

$$F(V_i)=\frac{i-\alpha}{N+1-2\alpha} \quad (1)$$

ここに，N：標本数，i：標本値（年堆砂量）を大きさの順に並べたときの小さい方からの順位，V_i：順位に並べたときのi番目の標本値，$F(V_i)$：V_iのプロッティング・ポジション（プロットする非超過確率値），α：定数である。提案公式の違いはαの違いとして表され，これまで、$\alpha=0\sim0.5$の範囲で提案されている。

提案公式の中には，使用する確率分布形と対になっているものもある。つまり，確率分布形ごとに最適なものが存在することが考えられるが，水文統計ユーティリティーでは，初期値として$\alpha=0.4$が用いられており，特に支障がなければ，この値がそのまま用いられる。これは，確率分布形ごとに，プロッティング・ポジション公式を変更するのは面倒であること，また，適合度の違いは，プロッティング・ポジション公式によるものより適用する分布形の違いによるものが大きいことなどを配慮した上での対応と推察される。$\alpha=0.4$の場合の公式はCunnane公式と呼ばれ，「プロッティング・ポジションの非超過確率は，非超過確率の期待値を与えるのではなく，順位標本の期待値に対応したものになっていなければならない」との考えのもと，さまざまな分布形に対し調査した結果提案された折衷案である[3]。

前報では，水文統計ユーティリティーの初期設定値をそのまま用い，確率分布形の適合性を検討したが，堆砂現象におけるαの影響については，特に確認を行っていない。そこで，本検討では，前報と同じ正データ・ダムを対象に，$\alpha=0.3\sim0.5$と変化させて確率分布の当てはめを行い，適合度の指標であるSLSCへの影響等を調査した。また，調査結果を参考に，αの設定方法について考察した。ここで，SLSCは次式で定義される。

$$SLSC=\frac{\sqrt{\xi^2}}{|S_{0.99}-S_{0.01}|} \quad (2)$$

$$\xi^2=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(S_i-S_i^*\right)^2$$

ここに，$S_{0.99}$，$S_{0.01}$：それぞれ非超過確率0.99，0.01に対応する当該確率分布形での標準変量，S_i，S_i^*：それぞれi番目の順序統計量（年堆砂量）の標準変量およびi番目のプロッティング・ポジションに対応した当該確率分布形での標準変量である。標準変量は，確率分布形ごとに設定される変量であり，統計量の変換形として表される。当然のことながら，SLSCが小さいほど適合度が高いことを示している。

3.2 検討結果

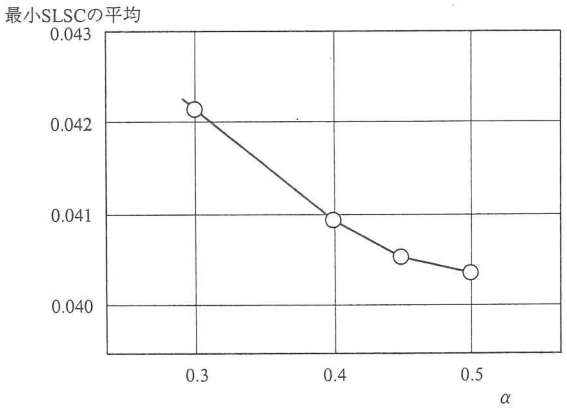
3.2.1 αによる最小SLSCの変化

水文統計ユーティリティーには，検討すべきいくつかの確率分布形が用意されており，それぞれの分布形の当てはめおよびSLSCの計算がなされる。以下の検討では，ダムごとに，すべての分布形について当てはめおよびSLSCの算定を行い，算定されたSLSCのうち最小値のものを当該ダムのSLSC（最小SLSCとする），そのときの分布形を当該ダムの確率分布形とし結果の整理を行った。対象としたダムは，先に述べた通り，正データ・ダムである128ダムである。

図－1に，αと正データ・ダムの最小SLSCの平均値との関係を，表－1には，確率分布形との関係を示す。表－1の分布形が，水文統計ユーティリティーで用いられている分布形であり，「SLSCが最小になったケース」は，その分布形のSLSCが最小になったダム数を表している。

図－1から分かるように，正データ・ダムの最小SLSCの平均は，αが大きくなるに従って小さくなっており，$\alpha=0.5$において最も小さい最小SLSCとなる。$\alpha=0.5$は，Hazen式として知られるものである。αに対する最小SLSCの平均値の変化は，αが大きくなるに従って緩やかになり，$\alpha=0.3$と0.4の差に対し，0.4と0.5の差は比較的小さい。

表－1から，最小SLSCが最小となるダム数は，たとえば，LN3Qでは，αが大きくなるに従って，最小のSLSCを与えるダム数が大きくなる，LNLMでは小さくなるといった傾向は見られるものの，全体としてはαの影響をあまり受けないことが分かる。すなわち，いずれのαにおいても，前報で示したと同様にLogP 3,



図－1 最小SLSCの平均とαの関係
（正データ・ダム（128ダム））

表－1　αとSLSCを最小にする確率分布の関係（正データ・ダム（128ダム））

分布形	略称	α							
		0.3		0.4		0.45		0.5	
		SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均
指数分布(L積率法)	Exp	13	0.0342	14	0.0330	13	0.0324	12	0.0347
グンベル分布	Gumbel	3	0.0313	7	0.0321	6	0.0352	7	0.0326
平方根指数型最大値分布	SQRTET	4	0.0373	2	0.0380	2	0.0380	0	—
一般化極値分布	GEV	23	0.0416	20	0.0421	20	0.0423	25	0.0400
対数ピアソンⅢ型分布(実数空間法)	LP 3 Rs	2	0.0510	1	0.0490	1	0.0490	1	0.0490
対数ピアソンⅢ型分布(対数空間法)	LogP 3	49	0.0436	56	0.0404	55	0.0396	57	0.0395
岩井法	Iwai	29	0.0414	26	0.0408	25	0.0412	24	0.0411
石原・高瀬法	Ishitaka	0	—	0	—	0	—	0	—
対数正規分布3母数(クォンタイル法)	LN 3 Q	11	0.0529	13	0.0491	16	0.0438	19	0.0424
対数正規分布3母数(積率法)	LN 3 PM	0	—	0	—	0	—	0	—
対数正規分布2母数(L積率法)	LNLM	15	0.0417	8	0.0415	5	0.0464	4	0.0410
対数正規分布2母数(積率法)	LN 2 PM	3	0.0520	2	0.0525	3	0.0463	4	0.0440

Iwai，GEVの適用度が高く，これら3種の分布形により全体の約8割を占める結果となっている。先に，適合度への影響は，プロッティング・ポジションによるものより適用する分布形の違いによるものが大きいと記したが，年堆砂量変動においてもこのことが確認されよう。なお，計算はこのほか，$\alpha = 0.6$の場合も実施しているが，最小SLSCの平均は$\alpha = 0.5$の場合よりかなり大きくなることが示されている。

図－1では，$\alpha = 0.5$で最小SLSCの平均値が最小となっており，$\alpha = 0.5$での適合度が平均的に高い結果となっている。ただし，$\alpha = 0.4 \sim 0.5$における最小SLSCの平均の変化は小さく，ここで，水文統計ユーティリティーの初期設定値である$\alpha = 0.4$と$\alpha = 0.5$での最小SLSCの差の内容をさらにみてみる。図－2，3はそれぞれ$\alpha = 0.4$，0.5における最小SLSCの頻度分布および非超過確率分布を示す。図より，たとえば，SLSC ≦ 0.04となる非超過確率は，$\alpha = 0.4$で55%，0.5で58%であるなど，全体に若干$\alpha = 0.5$でのSLSCが小さい傾向が見られるが，両者の分布形状に明確な差は見られていないことが分かる。図－4は，αによる最小SLSCのダムごとの変化を知るため，ダムごとに求めた（$\alpha = 0.4$の最小SLSC）－（$\alpha = 0.5$の最小SLSC）の頻度分布を示したものである。$\alpha = 0.4$の最小SLSCが小さい場合には，マイナスの，大きい場合にはプラスの値となるが，αが変化することにより，最小SLSCが大きくなるダム，小さくなるダムの両者が存在することが分かる。プラスとなる，つまり，$\alpha = 0.4$の最小SLSCが$\alpha = 0.5$のそれより大きいダム数は，マイナスとなるダム数より大きいが，マイナスになるダム数との差は，16ダム，つまり全体の1割強程度である。なお，図より，$\alpha = 0.5$では，$\alpha = 0.4$の場合と比較して最小SLSCが0.005以上小さくなるダムが多く，中には0.009小さくなっているダムもある。これらは，最小SLSCが大きいダムにおけるものである。

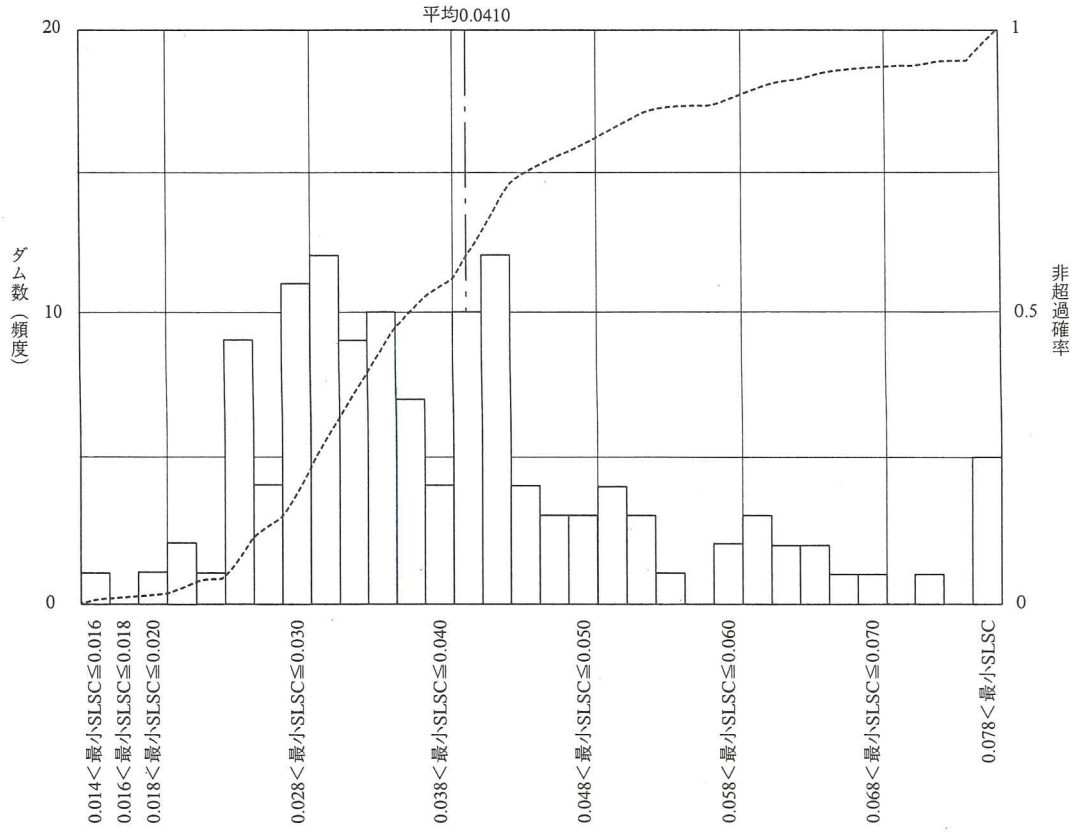
3.2.2　αの設定方法

以上は，確率分布形の適合度に関する検討結果であるが，αの選定方法を検討するためには，確率分布形の当てはめの結果得られる非超過確率と年堆砂量の関係に対する影響も把握しておく必要がある。そこで，非超過確率のプロッティング・ポジションにおけるαの影響を確認しておく。

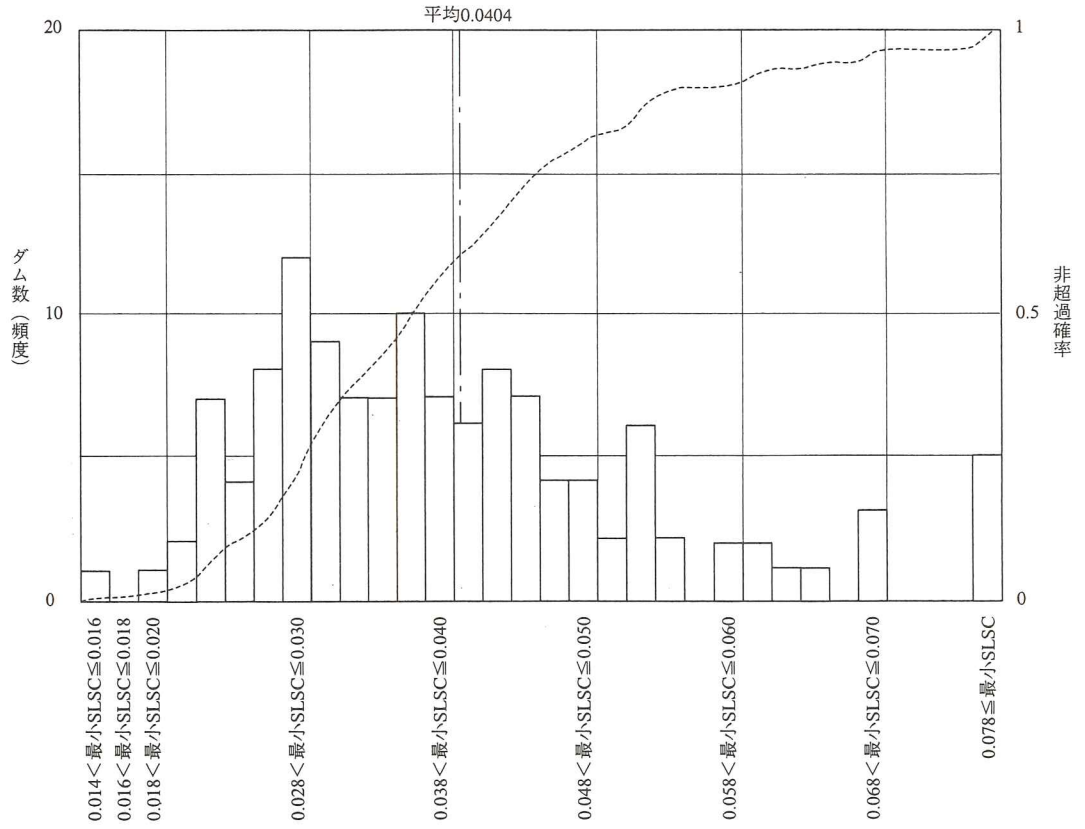
式(1)をαで微分すると，

$$dF(V_i)/d\alpha = \frac{2i-N-1}{(N+1-2\alpha)^2} \qquad (3)$$

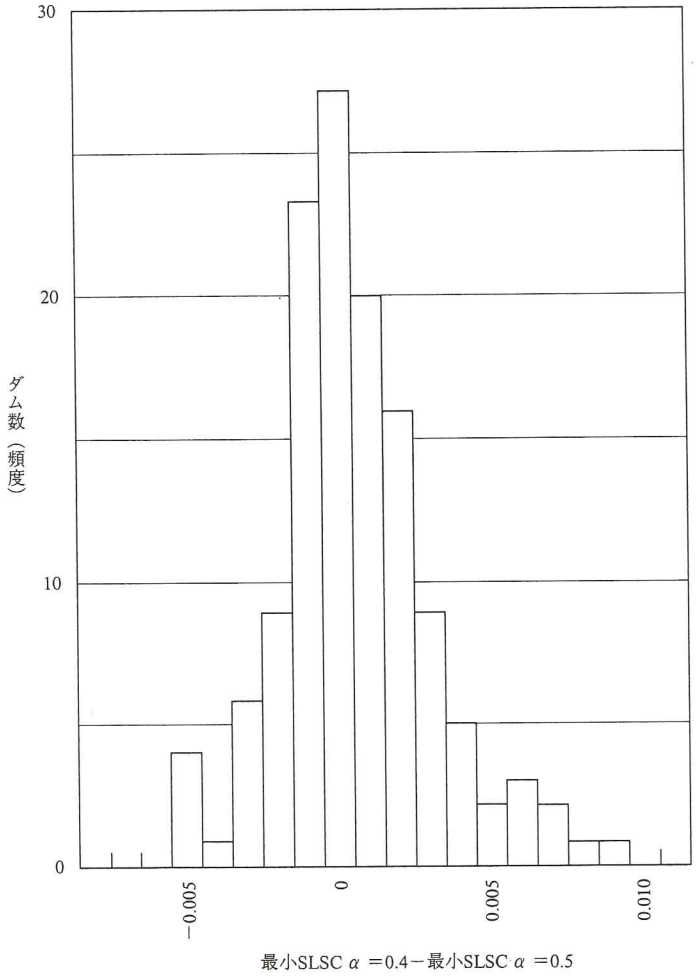
であり，$i > (N+1)/2$で$dF(V_i)/d\alpha > 0$，$i < (N+1)/2$で$dF(V_i)/d\alpha < 0$である。すなわち，同じiに対する非超過確率のプロッティング・ポジションは，$i > (N+1)/2$では，αが大きいほど大きく，$i < (N+1)/2$では小さくなる。このことは，確率分布形の当てはめの結果得られる，同じ非超過確率に対応する年堆砂量が，非超過確率が$(N+1)/2$を越える場合にはαが大きいほど大きく，$(N+1)/2$未満では小さくなるであろうことを示している。



図－2　最小 SLSC の頻度と非超過確率（$\alpha = 0.4$：正データ・ダム（128 ダム））



図－3　最小 SLSC の頻度と非超過確率（$\alpha = 0.5$：正データ・ダム（128 ダム））



図－4　最小 SLSC α＝0.4 －最小 SLSC α＝0.5 の頻度分布

堆砂計画において主として問題になるのはリターンピリオドの大きい，つまり，非超過確率の大きい領域での年堆砂量である。この領域では，同じ年堆砂量に対する非超過確率は，α が大きいほど大きい。逆からいえば，同じ非超過確率における年堆砂量は α が小さいほど大きく α＝0.4 のものが 0.5 より大きい値を与える，つまり，堆砂計画上は安全側の値を与えることになる。

3.2.1 の検討結果では，最小 SLSC の平均値は，α＝0.5 において最小となる。したがって，平均的には α＝0.5 がもっともよい適合性を持つが，α＝0.5 と α＝0.4 との最小 SLSC の平均値の差は小さく，α＝0.4 における最小 SLSC が α＝0.5 のものより小さくなるダムも多数存在する。このこと，および，上述のように堆砂計画上は安全側の値を与えると考えられることから，ここでは，α として，水文統計ユーティティの初期設定値である α＝0.4 を用いることを提案する。ただし，α＝0.4 における SLSC が大きく（たとえば 0.05 程度以上），α＝0.5 とすることにより最小 SLSC 値に大きな改善が見られる場合には，α＝0.5 を用いることも可能と考えたい。

4. ゼロおよびマイナスデータの取り扱い方法の検討

4.1 検討趣旨

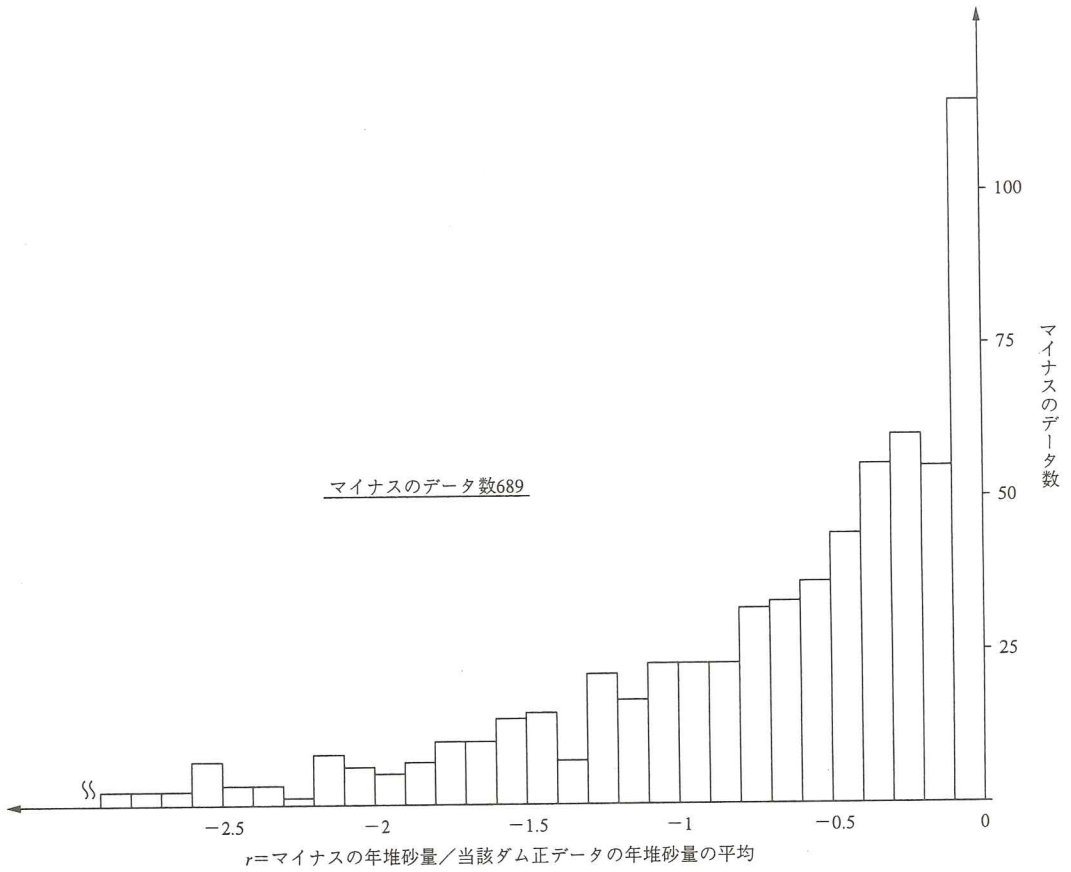
ダムの堆砂資料には，0 やマイナスのデータを含むものが比較的多い。したがって，この場合の確率分布形の当てはめを検討する必要があるが，水文統計ユーティリティーでは，0 以下のデータはそのままでは取り扱うことができない。すなわち，水文統計ユーティリティーでは確率分布形の当てはめの際に，0 以下のデータは省略され，式(1)の標本数 N から取り除かれて計算が行われる。

年最大降雨量といった水文資料では，０以下の数値は，あり得ない異常データとしてこれを消去するのが妥当かと思われる。一方，堆砂データでは，必ずしも異常データということはできない。０付近のデータは，小出水しかない場合には十分あり得ることである。堆砂計測では，計測誤差が比較的大きいといった問題もあり，微小な堆砂量は，堆砂量の実質的な変動ではなく，計測誤差の範囲で変動することも考えられる。また，貯水位が低下するような年には，土砂の排出や微細粒子の圧密促進によるマイナスデータも生じよう。重錘法と音響測深法といった堆砂測定方法の変更による計測精度の変化によってもマイナスのデータが生じうる[4]。マイナスデータの発生要因については，現在のところ十分な知見は得られていないが，いずれにしても，０以下のデータは生じうると考える必要があろう。

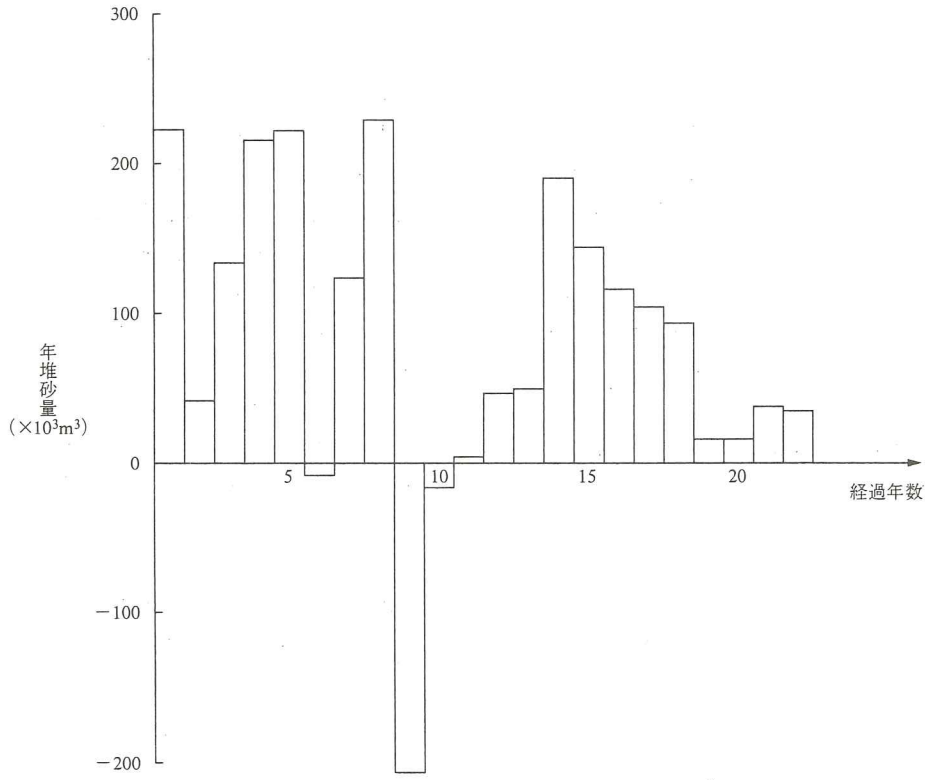
図－５に全マイナスデータの頻度分布を示す。ただし，横軸は，マイナスの年堆砂量を，当該ダム正データの年堆砂量の平均値で除したｒにて示している。図より，ｒの絶対値は小さいものほど多いが，同時に絶対値が１以上，すなわち，正データの平均値と同程度以上の絶対値をもつマイナスデータも存在していることが分かる。全マイナスデータに対するカバー率は，ｒ＞－0.5で約50%，ｒ＞－１で約70%である。図－６には，マイナスデータ・ダムでの堆砂量の経年変化例を示す。図は一例にすぎないが，０付近のマイナス値とともに，比較的大きなマイナス値が生じており，マイナス値の発生が計測誤差のみでなく，他の要因でも生じているであろうことが推察されよう。

０以下のデータが生じ得ることは，０以下のデータがある際に，標本数Ｎを変えずに確率分布形の当てはめを行わなければならないことを示している。したがって，先に述べたように，水文統計ユーティリティーをそのまま用いては対応ができない。何らかの工夫が必要になる。

そこで，以下では，まず，水文統計ユーティリティーを用いて，０以下のデータを含む全データを対象に確率分布形を当てはめる方法を検討する。次に，こうした当てはめを行った場合の確率評価の適用性を調査し，適用性に問題がある場合の対応方法について検討する。



図－５　マイナスデータの頻度分布



図－6　マイナスデータを含む堆砂の経年変化例

4.2　全データを扱う方法と確率評価の適合性

ここでは，0データ・ダムとマイナスデータ・ダムそれぞれについて，以下の方法により，水文統計ユーティリティーを利用することを考えた。

1)　0データ・ダム

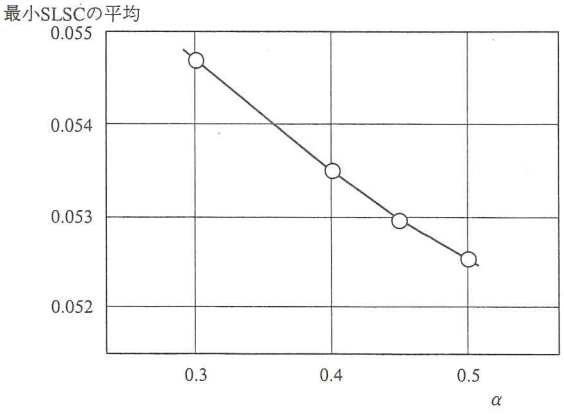
0のかわりに0に極めて近い正の値を用いる。

2)　マイナスデータ・ダム

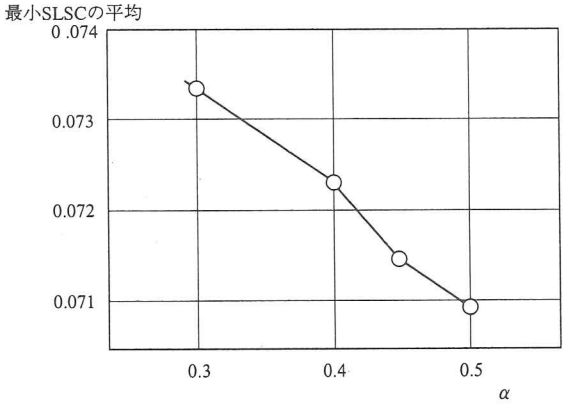
全データが正になるように，全データに，ある正数Aを加えて確率分布形の当てはめを行い，SLSCを算定する。非超過確率に対応した年堆砂量は，確率分布の当てはめにより求められた値からAを差し引いて求める。

1)の方法については，特に問題がないものと思われる。2)については，Aを加えることによりSLSCが変化しないこと，また，確率分布形を当てはめて求められる年堆砂量が，非超過確率によらずAだけ変化することが担保されていなければならない。こうした性状を有する確率分布形は，表－1のうち，Exp，Gumbel，GEV，Ishitaka，LN3Q，LN3PMの6分布形であり，適用可能な分布形が限られる。

図－7，8に，上記方法により得られた最小SLSCの平均値を示す。図－7が0データ・ダム，図－8がマイナスデータ・ダムのものである。0データ・ダムの対応では，0データのかわりに0.01 m³を用いた。また，マイナスデータ・ダムの対応では，全マイナスデータの最小値が－100万m³より大きかったことから，マイナスを含む全データに，100万m³を加算して計算を行った。マイナスデータ・ダムでの確率分布の当てはめは，先に示した6分布形に対して実施している。



図－7　最小SLSCの平均とαの関係
（0データ・ダム（72ダム））



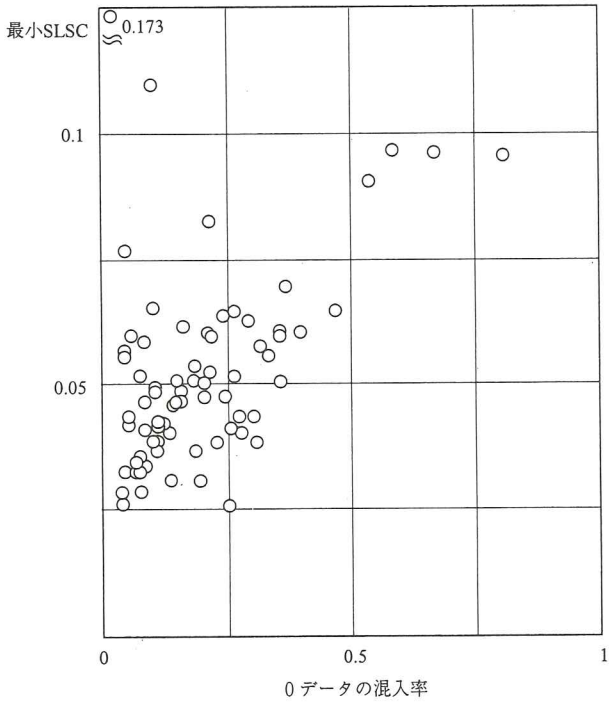
図－8　最小 SLSC の平均と α の関係
（マイナスデータ・ダム（100 ダム））

図では，正データ・ダムの場合と同様に α をパラメータにしているが，正データ・ダムの場合と同様に，α が大きくなるに従って最小 SLSC の平均も小さくなっており，α＝0.5 の場合が最小の平均値となっている。ただし，絶対値はかなり大きくなっており，正データ・ダムの 0.04 程度に対し，0 データ・ダムでは 0.05 以上，マイナスデータ・ダムでは 0.07 以上と，低い適合度となっている。

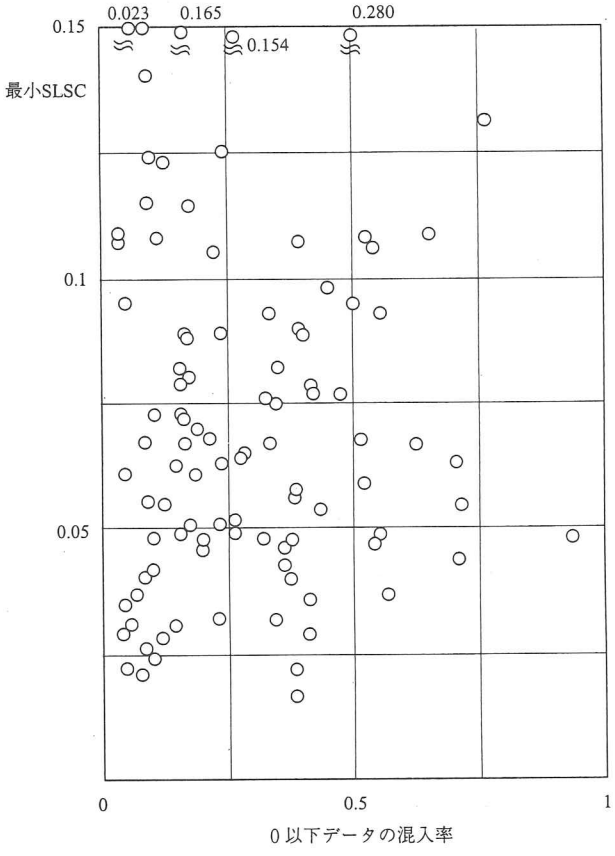
図－9，10 はそれぞれ 0 データ・ダム，マイナスデータ・ダムにおける 0 以下のデータの混入率（＝0 以下のデータ数／全データ数）と最小 SLSC の関係を示したもので，α＝0.4 のものである。0 データ・ダムの場合には，混入率と最小 SLSC にはある程度の相関が見られ，混入率 0.2 程度以下であれば多くのダムで最小 SLSC が 0.05 以下となり，正データ・ダムと同程度の最小 SLSC となっている。一方，マイナスデータ・ダムでは，混入率と最小 SLSC の関係はあまり明確ではなく，混入率が小さい場合でも比較的大きな最小 SLSC が多く見られている。

0 データ・ダムの 0 データの混入率が大きくなるに従って，最小 SLSC が大きくなるのは，0 データは一様分布であり，各種確率分布形に従わないことから理解される。この場合，なぜちょうど 0 のデータが多く存在するかが疑問となるが，微小なマイナスデータ等が 0 として扱われている可能性があるなど，堆砂データ処理上の問題があるように思う。

一方，マイナスデータ・ダムで，混入率が小さくても比較的大きな最小 SLSC が多く生じる理由は明確ではない。このことを調べるために，水文統計ユーティリティーをそのまま用いて，つまり，0 以下のデータを標



図－9　最小 SLSC と 0 データの混入率の関係
（0 データ・ダム（72 ダム））



図－10　最小 SLSC と 0 以下データの混入率の関係
（マイナスデータ・ダム（100 ダム））

本数から除いて，確率分布形の当てはめを行った場合の最小SLSCの平均を，$\alpha = 0.4$ として求めてみた。結果は次の通りであった。ただし，以下の値は，0以下のデータを除いたデータ数が10以上のダムに対するものである。

1) 0データ・ダム（60ダム） 0.0415
2) マイナスデータ・ダム（90ダム）
12の全確率分布形対象 0.0362
正数Aの加算可能な6確率分布形対象 0.0400

上記から，0以下のデータを除いた場合の最小SLSCの平均は，0データ・ダム，マイナスデータ・ダムのいずれでも正データ・ダムと同等の最小SLSCとなっていることが分かる。したがって，マイナスデータ・ダムでの最小SLSCが大きな値をとるのは，マイナスデータのプロッティング位置が正データの分布とかなり異なる位置にあるためと考えることができよう。

表－2には，0データ・ダムにおける最小SLSCを与える確率分布形を示す。表より，最小SLSCとなる確率分布形は，GEV，LN3Q，EXPの順となっており，正データ・ダムで多かった、LogP3，Iwaiが少なくなっている。0データの存在により，分布形が変化しているものと推察される。なお，0以下のデータを除いた場合の0データ・ダム，マイナスデータ・ダム（12確率分布形）では，LogP3，Iwai，GEVが全体のほぼ8割を占めており，正データ・ダムとほぼ同様の結果となっている。

4.3 正データのみの評価方法

以上のように，0データ，マイナスデータに対しては，正データとは異なり，水文統計ユーティリティーの確率分布形を適用するのは問題がある。堆砂における0以下のデータの存在要因は，4.1に示した通りであるが，これらは，正の堆砂データの支配要因と考えられる流域からの土砂の流出・堆積現象とは異なる現象に基づくものである。したがって，0以下のデータが水文現象とは異なる変動をしていることは，容易に理解することができよう。

ここで，堆砂計画検討を考えると，0以下のデータについては，おおむね0として扱うのが安全側であり，適当と考える。ただし，0以下のデータの発生要因について定量的に評価できるのであればこの限りではない。たとえば，マイナスデータの要因と考えられる貯水位低下の影響については，これを予測できるのであれば，別途貯水位の低下頻度に基づき，影響を加味することが可能であろう。堆砂の計測誤差についても定量評価は可能と考えられ，今後の検討課題となるものである。

いずれにしても0以下のデータについては，別途評価するものとし，ここでは，正データを対象に確率分布形にて評価することを考える。正データは，非超過確率の大きい領域に分布するのであるから，その確率評価は，堆砂計画上重要な意味を持つものと考えられる。

さて，水文統計ユーティリティーを直接に用いた確率分布形の当てはめでは，0以下のデータは標本数から省

表－2 α とSLSCを最小にする確率分布の関係（0データ・ダム（72ダム））

分布形	略称	α							
		0.3		0.4		0.45		0.5	
		SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均	SLSCが最小となるケース数	最小となったSLSCの平均
指数分布(L積率法)	Exp	13	0.0480	14	0.0441	15	0.0429	16	0.0436
グンベル分布	Gumbel	6	0.0667	5	0.0705	5	0.0708	5	0.0716
平方根指数型最大値分布	SQRTET	2	0.0545	1	0.0440	1	0.0450	0	—
一般化極値分布	GEV	27	0.0527	27	0.0511	26	0.0508	27	0.0490
対数ピアソンⅢ型分布(実数空間法)	LP3Rs	0	—	0	—	0	—	0	—
対数ピアソンⅢ型分布(対数空間法)	LogP3	2	0.0970	2	0.0965	2	0.0970	2	0.0970
岩井法	Iwai	1	0.0510	1	0.0500	1	0.0500	1	0.0500
石原・高瀬法	Ishitaka	1	0.0520	1	0.0490	1	0.0480	1	0.0470
対数正規分布3母数(クォンタイル法)	LN3Q	24	0.0532	21	0.0524	22	0.0547	21	0.0519
対数正規分布3母数(積率法)	LN3PM	1	0.1100	1	0.1100	2	0.0465	3	0.0673
対数正規分布2母数(L積率法)	LNLM	0	—	0	—	0	—	0	—
対数正規分布2母数(積率法)	LN2PM	0	—	0	—	0	—	0	—

略されるが，こうして求められた0データ・ダム，マイナスデータ・ダムの適合度は，4.2 に示したように，正データ・ダムの場合と同様の適合度となる。ここでは，このことを利用して，以下のように正データのみの確率分布形の当てはめを行うことを提案する。

いま，標本数がNで，このうちNa年分の年堆砂データが0以下であったとする。与えられた問題は，データ順位 $i > N - Na$ のみの領域を対象にした確率分布形の当てはめを行うことである。

ここで，0以下のデータを除いた場合の，プロッティング・ポジションを考えると，式(1)において，NをN－Na，iをi－Naと置き換えたものになっている。したがって，0以下を除いた場合のプロッティング・ポジションを $F'(V_j)$ $(j = i - Na \geq 1)$ とすると，

$$F'(V_j) = \frac{j - \alpha}{N - N_a + 1 - 2\alpha} = \frac{i - N_a - \alpha}{N - N_a + 1 - 2\alpha} \tag{4}$$

であり，同じ年堆砂量に対応する式(2)および式(4)のプロッティング・ポジションには，次の関係がある。

$$F(V_i) = aF'(V_j) + b \tag{5}$$

ここに，a，bは定数であり，

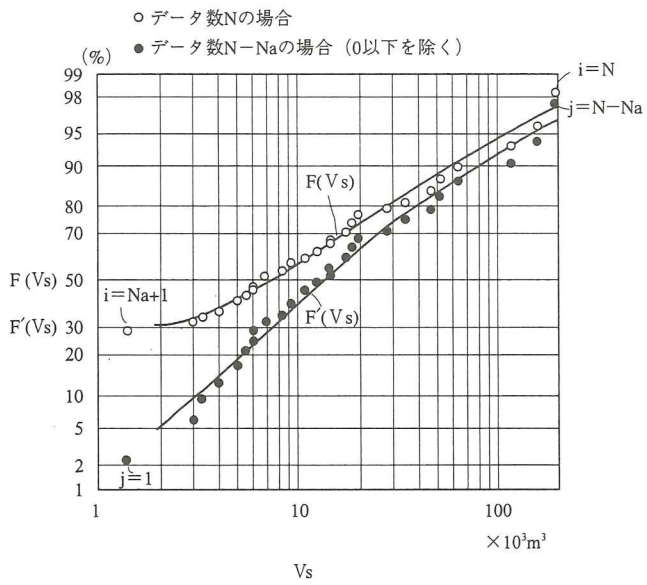
$$a = \frac{N - N_a + 1 - 2\alpha}{N + 1 - 2\alpha}$$

$$b = \frac{N_a}{N + 1 - 2\alpha}$$

である。式(5)を用いて，0以下のデータを省略した場合の当該年堆砂量に対する非超過確率を，データを省略しない場合のそれに変換・修正することができる。図－11には，こうして得られる年堆砂量 V_s とその非超過確率の関係例を示す。図には，0以下のデータを除いた場合の当てはめ結果（$F'(V_s)$）および式(5)による変換後の結果（$F(V_s)$）を，観測値のプロッティング・ポジションと合わせて示してある。例では，最小SLSCがLogP 3で与えられており，最小SLSCは0.025である。なお，当然のことながら，変換後の非超過確率の適用範囲は，

$$F(V_s) \geq \frac{N_a + 1 - \alpha}{N + 1 - 2\alpha} \tag{6}$$

である。この場合，$S_{0.01}$は意味を持たないので，SLSCは0以下のデータを除いた場合でしか定義されないことになる。



図－11　正データのみのデータへの確率分布形の当てはめ例

5. ま と め

年堆砂量変動の確率評価方法について，前報に引き続き水文統計ユーティリティーを用いた検討を実施した。主な結果は以下の通りである。

まず，プロッティング・ポジションを決める式(1)のαの影響について，

1) 正データ・ダムで$\alpha = 0.3 \sim 0.5$と変化させた場合，最小SLSCの平均値はαが大きくなるに従って小さくなり，適合性がよくなる。ただし，$\alpha = 0.4 \sim 0.5$における平均最小SLSCの差は小さい。また，αの変化により，SLSCが大きくなるダム，小さくなるダムの両者が存在する。

2) 確率分布の当てはめを行ったときの非超過確率のプロッティング・ポジションは，iが$(N+1)/2$を越える場合には，αが大きいほど大きく，$(N+1)/2$未満ではαが大きいほど小さい。したがって，非超過確率の大きい領域での同じ非超過確率に対応する年堆砂量はαが大きいほど小さく設定される。

ことを示し，以上の結果を勘案し，αとして水文統計ユーティリティーの初期設定値である0.4を適用することを提案した。ただし，$\alpha = 0.4$における最小SLSCが大きく，$\alpha = 0.5$とすることで最小SLSC値に大幅な改善が認められる場合には，$\alpha = 0.5$を用いることも可能と考える。

次に，堆砂データで多く含まれる0以下のデータについては，

1) 0のみを含む0データ・ダムについては，0のかわりに微小な正のデータを用いることで，マイナスを含むマイナスデータ・ダムでは，全データを正に

する一定数を全データに加えることで，水文統計ユーティリティーを用いた確率分布形の当てはめを行うことが可能である。ただし，ともに，最小SLSCの平均値は，正データ・ダムの場合と比較して大きくなる。特にマイナスデータ・ダムでの平均最小SLSCは0.7以上となり，適用性に問題がある。

2) 0データ・ダムでは，0データの混入率が2割程度以下であれば，正データ・ダムと同様の最小SLSCを得ることができる。これ以上の混入率では，最小SLSCが大きくなる。マイナスデータ・ダムでは，混入率が小さくても最小SLSCが大きいデータが多い。

3) 0以下のデータを除いて確率分布形の当てはめを行った場合の最小SLSCの平均値は，正データ・ダムのそれと変わりない。

ことを示し，0以下のデータの変動は，水文統計ユーティリティーの確率分布形には従わないとの認識のもと，0以下のデータについては，0で一様分布とし，正データのみに水文統計ユーティリティーの確率分布形の当てはめを行う方法を提案した。正データのみの確率分布形は，式(6)に示す非超過確率の適用範囲内において，水文統計ユーティリティーの算定結果を式(5)により変換して求めることができる。

最後に，本検討における水文統計ユーティリティーの利用では，独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チームの岩田清子氏の助力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

1) 竹林征三，舘野　悟，高柳淳二，尾作悦男：美和ダムバイパスシステムの計画―美和ダム再開発事業―，大ダム，No. 35，1992
2) 柏井条介，小堀久美子：年堆砂量変動の確率評価，ダム技術，No. 196，pp. 53～60，2003
3) 土木学会編：水理公式集　平成11年版，p. 4，1999
4) 竹林征三，廣瀬昌由：新しいダム貯水池計画堆砂量推定方法についての提案，水利科学，No. 210、pp. 1～24，1993

ICOLD 第70回年次例会シンポジウム提出論文

日本の多目的ダム貯水池における微細粒子土砂の捕捉と堆積

櫻井寿之[*1]
柏井条介[*2]
大黒真希[*3]

1. はじめに

日本の河川は，一般に急流河川に分類されるが，河床変動を生起させる比較的粒径の大きい成分のみでなく，微細粒子についても河道から海岸における環境において，様々な重要な役割を担っていることが明らかになっている。河道においては，微細粒子は表層土層および高水敷の材料となり，密生した植物の繁茂と河岸・高水敷形成を支配している。また，河口から海岸においては，河口の低質環境や海洋への栄養物の輸送等に影響を及ぼす可能性がある。

日本の貯水池における微細粒子については，堆砂によ



図—1　調査対象ダム位置

[*1] 独立行政法人 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム 研究員
[*2] 独立行政法人 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム 上席研究員
[*3] 独立行政法人 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム 研究補助員

表—1　調査ダム諸元

No.	地　域	ダム名	堤高 (m)	直接流域面積 (km²)	総貯水容量 (×1,000m³)	実績堆砂量 (×1,000m³) (1996)	比堆砂量 (m³/km²/年)	貯水池回転率	堆積土砂調査	出水時調査
1	北海道	桂　沢	63.6	298.7	92,700	1,894	163	2.0	○	
2		金　山	57.3	470.0	150,450	612	45	0.7	○	
3		大　雪	86.5	291.6	66,000	2,421	395	0.6	○	
4		漁　川	45.5	113.3	15,300	718	396	10.6	○	
5		芦　別	22.8	147.5	1,598.759	1,057	184	—	○	
6		札内川	114.0	117.7	54,000	—	—	5.0		○
7	東　北	石　淵	53.0	154.0	16,150	3,112	470	25.1	○	
8		田　瀬	81.5	740.0	146,500	1,654	53	4.6	○	
9		湯　田	89.5	583.0	114,160	5,913	317	12.0	○	
10		鳴　子	94.5	210.1	50,000	6,088	763	8.7	○	
11		御　所	52.5	635.0	65,000	2,822	296	17.7	○	
12		釜　房	45.5	195.3	45,300	3,561	701	6.0	○	
13	関　東	藤　原	95.0	401.0	52,490	1,643	105	13.5	○	
14		相　俣	67.0	110.8	25,000	931	227	7.0	○	
15		薗　原	76.5	507.6	20,310	1,944	124	17.1	○	
16		五十里	112.0	271.2	55,000	1,442	133	5.7	○	
17		川　俣	117.0	179.4	87,600	3,804	684	2.6	○	
18		川　治	140.0	144.2	83,000	3,647	1,945	1.2	○	
19		二　瀬	95.0	260.0	26,900	3,525	387	5.8	○	○
20		草　木	140.0	254.0	60,500	2,648	521	6.2		○
21	北　陸	大　石	87.0	69.8	22,800	844	672	13.6	○	
22		手取川	153.0	428.4	231,000	5,470	751	4.8	○	○
23		大　川	75.0	825.6	57,500	1,640	221	18.4		○
24	中　部	美　和	69.1	311.1	29,952	14,177	1,232	12.1	○	
25		小　渋	105.0	288.0	58,000	13,035	1,676	3.6	○	
26		新豊根	116.5	136.3	53,500	966	308	5.0	○	
27		丸　山	98.2	2,409.0	79,520	33,622	340	60.5	○	
28		横　山	80.8	471.0	43,000	12,771	847	22.2	○	○
29		矢　作	100.0	504.5	80,000	7,925	604	11.0	○	
30	中　国	菅　沢	73.5	121.2	19,800	475	135	3.5	○	
31		土　師	50.0	307.5	47,300	1,143	162	8.7	○	○
32	四　国	柳　瀬	55.5	170.7	32,200	4,191	571	8.6	○	
33		石手川	87.0	72.6	12,800	765	439	2.0	○	
34		野　村	60.0	168.0	16,000	560	222	12.3	○	○
35		大　渡	96.0	688.9	66,000	2,156	313	17.8	○	○
36		早明浦	106.0	472.0	316,000	6,446	719	2.7		○
37	九　州	鶴　田	117.5	805.0	123,000	10,256	411	13.1	○	
38		緑　川	76.5	359.0	46,000	4,065	436	15.1	○	
39		耶馬渓	62.0	89.0	23,300	419	392	5.6	○	○
40		松　原	83.0	491.0	54,600	2,955	251	19.3		○

る貯水容量の減少および下流の水棲生物や景観に影響を与える濁水長期化問題として捉えられている。

上記を鑑み，貯水池における微細粒子の挙動を明らかにし，貯水池での捕捉・堆積特性を把握すること，および堆砂の軽減，濁水長期化の軽減のための対策が求められている。

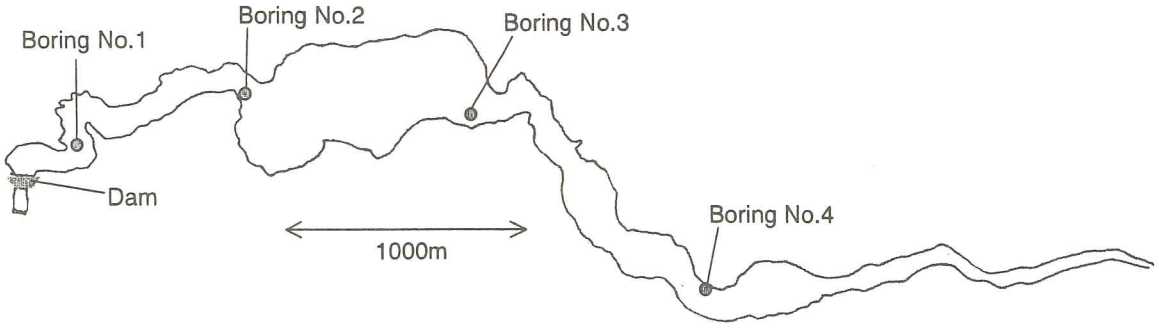
本報告では，日本の大規模多目的ダムについて，現地調査により微細粒子の貯水池における堆積の現状・流入量・捕捉量を把握し，微細粒子の貯水池内における挙動および微細粒子に関わる問題の対策について検討を行う。

本報告での調査対象ダムとその概要，調査項目の一覧を表―1に，位置を図―1に示す。

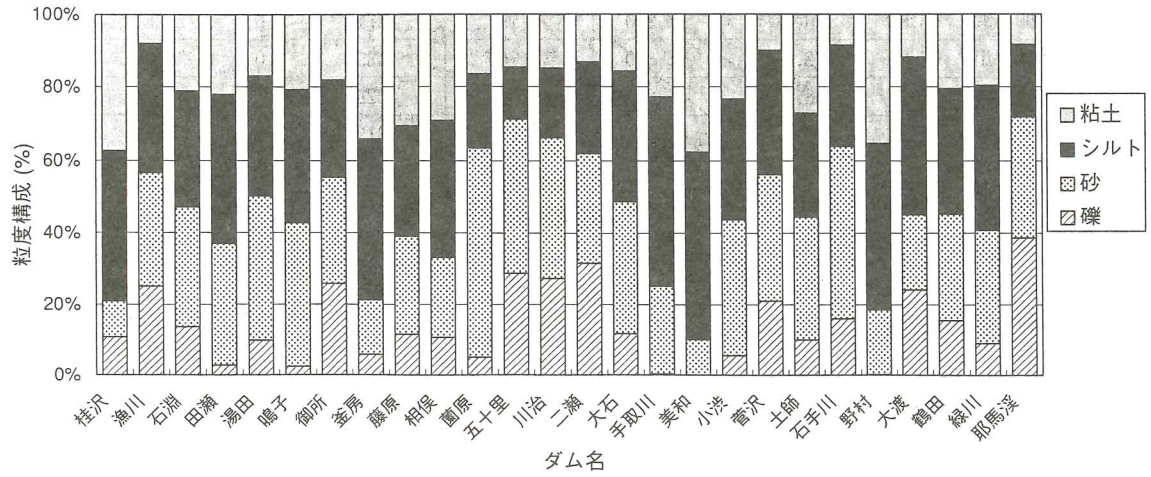
2. 大規模多目的ダムにおける微細粒子の堆積状況

日本の大規模多目的ダムにおける土砂の堆積状況を調査するために，旧建設省[1]により堆積土砂の現地調査が行われている。調査の対象とされたダムは，貯水池規模がある程度大きく，竣工後ある程度の期間が経過していることを基準として選定された。現地調査では，堆積土砂のボーリングが行われている。ボーリング数は貯水池によって異なるが，平均で4地点程度実施されており，地点は河床の堆砂縦断形状等を参考に選定されている。ボーリング実施地点の一例を図―2に示す。ボーリングによって得られたコア試料から，性状が同じ区間もしくは適切な間隔で試料が採取され，土質試験により分析が行われている。また各貯水池のダム建設前の貯水池内河床形状（元河床形状）およびボーリング実施年度の河床形状の測量データを収集した。測量データは，縦断方向におよそ200～400mピッチの横断面について横断方向に5～20mピッチで深浅測量が行われている。

図―3に堆砂体積における粒度構成を示す。ここで，粒径区分としては粒径0.005mm以下を粘土，0.005～0.075mmをシルト，0.075～2mmを砂，2mm以上を礫とし，粘土とシルトを微細成分とした。0.1mm程度以下の粒径がウォッシュロードと定義されることが多く，ここで定義した微細成分は貯水池内を浮遊状態で輸送されると考えられる。この結果は，前述のボーリングの粒度構成に堆砂横断測量結果から求めた堆砂量をボーリングの代表する領域に割り振り掛け合わせ，その後足し合わせて求めたものである（いくつかのダムについては，ボーリングデータまたは測量データの不足のため解析を行っていない）。なお，堆砂の肩がはっきりしている貯水池については，堆砂の肩の直下流をボーリングの代表する領域の境界とした。図―3より，今回の調査の堆積土砂体積に占める微細成分の割合の平均値は，約55%であり，ダ



図―2 ボーリング実施地点（薗原ダム）

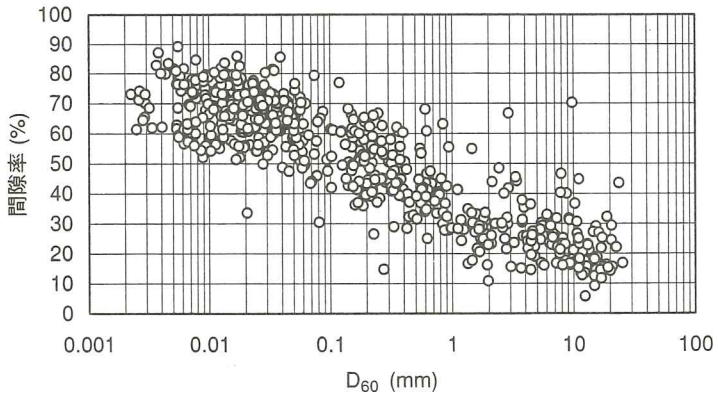


図―3 堆砂全体の粒度構成

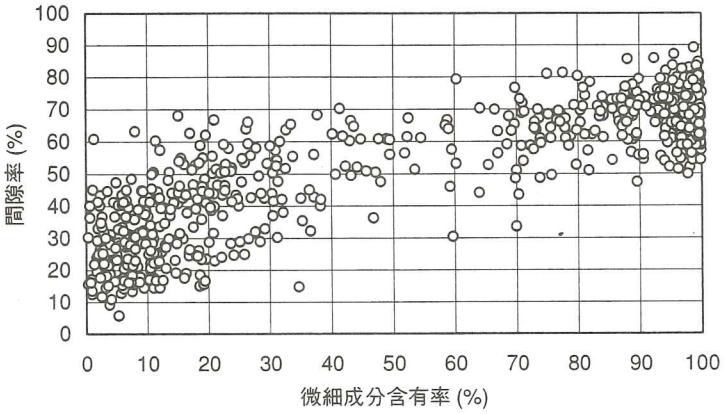
ム貯水池の堆砂問題において，微細成分の影響はかなり大きいと考えられる。

ボーリングサンプルの土質試験結果より求めた各試料の間隙率と60%粒径，微細成分含有率の関係を図―4，図―5に示す。これをみると，60%粒径が小さいほど，また微細成分含有率が大きいほど間隙率は大きくなっており，微細成分が100%近い場合には，間隙率は60～80%の値，微細成分が0%に近い場合は10～40%の値を示している。

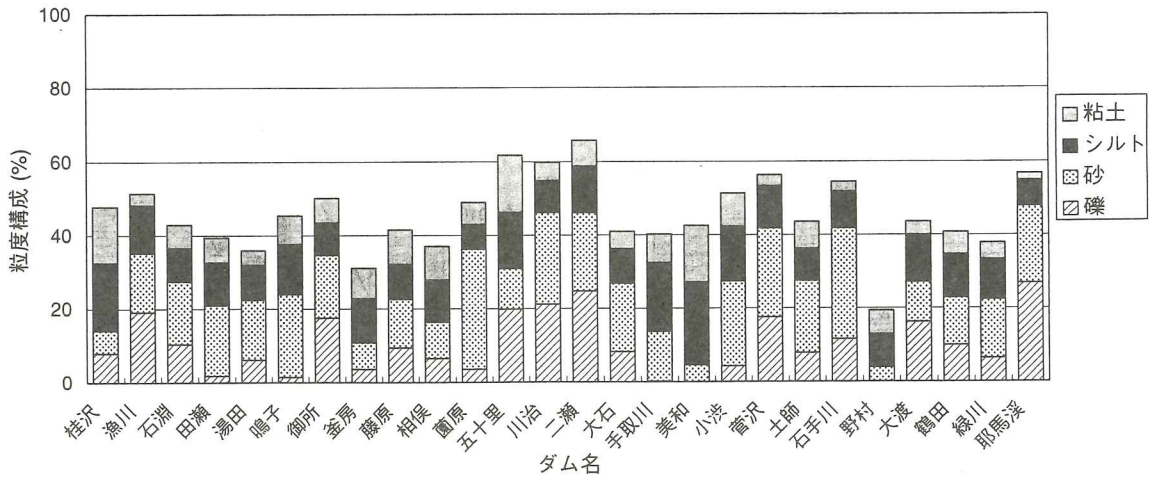
それぞれの試料の間隙率を考慮して求めた堆砂全体の土粒子実質部分についての粒度構成を図―6に示す。なお図は，水中体積を基準として示しており，図―3の状



図―4　60%粒径と間隙率の関係



図―5　微細成分含有率と間隙率の関係



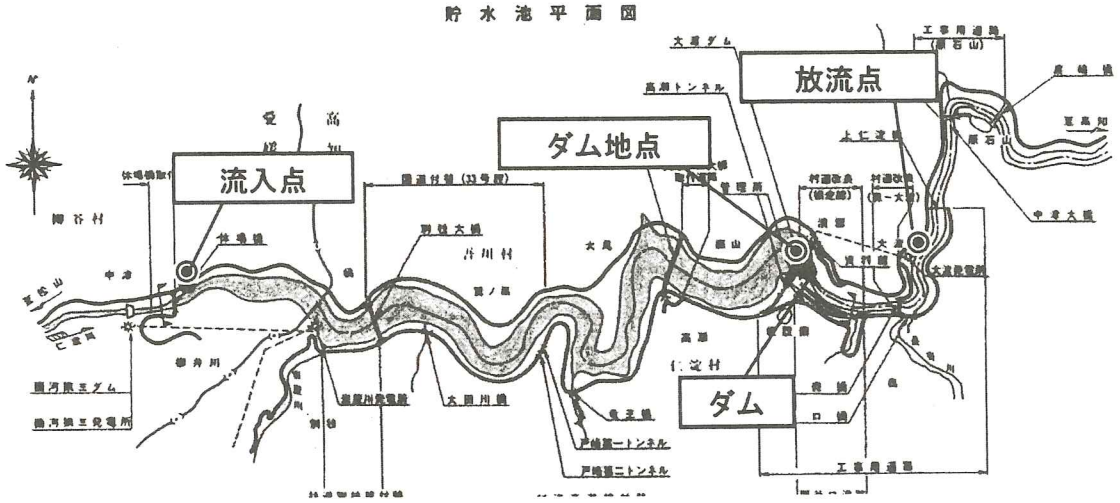
図―6　堆砂の土粒子実質部分の粒度構成（水中体積基準）

態から水が占める割合を差し引いた値となっている。これをみると，微細成分が占める割合が大きいダムほど実質部分の合計の割合は小さくなっている。実質容量でみた場合の，堆砂に占める微細成分の割合は，平均で約44％である。粒径の小さいものほど間隙率が大きいため，土粒子実質部分の中の粒度構成は大きい方にシフトしている。

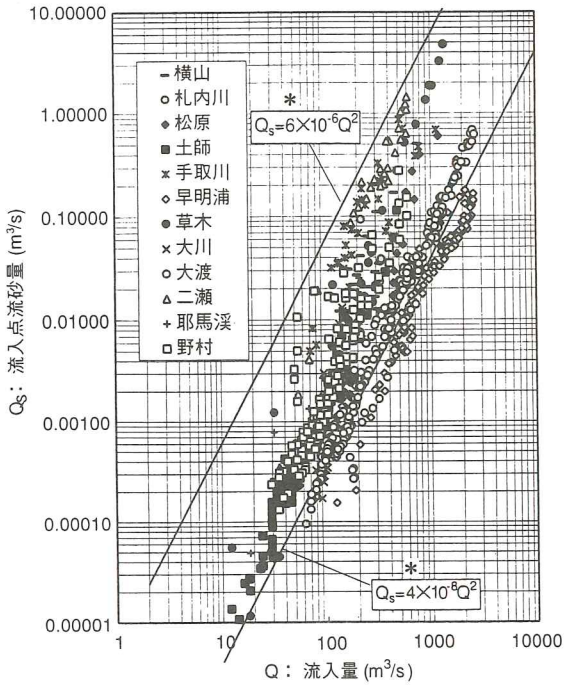
これまでの結果より，各貯水池で捕捉される微細成分の実質容量の比堆砂量を求めると10～468m³/km²/年の範囲にあり，平均値は100m³/km²/年である。

3. 出水時の流入および放流微細粒子の観測

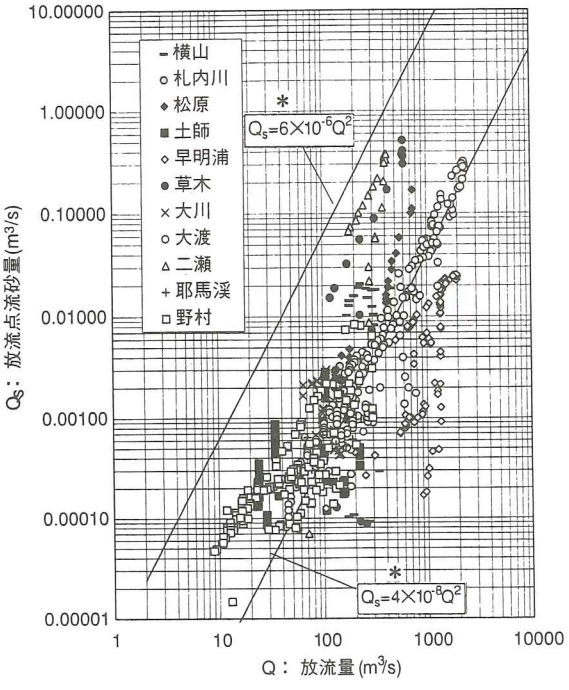
出水時に流入する微細粒子の質と量および貯水池における捕捉率を調査するために，1998年と1999年に出水時の水質の観測を行った。観測地点は各貯水池の流入点，ダム地点，放流点の３地点である。観測地点の一例を図―７に示す。ある程度以上の規模の出水時に観測を行っており，観測出水数は37である。観測項目は，SS濃度，濁度，水温，粒度分布である。観測結果の貯水池流入量と流入地点微細粒子流砂量の関係を図―８に示す。ここ



図―7　出水時観測地点（大渡ダム）



図―8　流入点微細粒子流砂量と流入量の関係



図―9　放流点微細粒子流砂量と放流量の関係

注）＊は原著文献では「61×0」および「41×0」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。

で，微細粒子流砂量は，土粒子密度を2.65g/cm³と仮定して，SS濃度と流入流量より求めた。また，日本の河川においては従来の観測結果[2]より，下記の関係があるとされている。

$$Q_s = aQ^2 \quad (1)$$

ここで，Q_s：wash load（m³/s），Q：流量（m³/s），a：定数（4×10^{-8}～6×10^{-6}）。

図―8には，定数a＝4×10^{-8}とa＝6×10^{-6}の場合の(1)式の値も表示している。今回の観測結果においても，土砂量は流量の2乗にほぼ比例している。今回の観測値で，(1)式の下限値より土砂量が小さいものも見られるが，観測結果は，ほぼ従来の関係式の範囲に収まっている。図―9に放流量と放流地点微細粒子流砂量の関係を示す。これをみると，図―8と比較して，全体的に土砂量は小さくなっており，流量との相関関係は弱くなっている。これらは，貯水池における，微細粒子の移流，拡散，沈降などの作用によるものと考えられる。また，出水時に微細粒子が貯水池に捕捉されていることが確認できる。

流入地点の微細粒子の16%，50%，84%粒径について図―10に示す。粒度分布は貯水池毎に，また各出水毎に異なっているが，各貯水池の平均値をみると，16%粒径で3～6 μm，50%粒径で10～20 μmの範囲にある。

次に出水の規模と捕捉率の関係を述べる。出水の規模を表すために，貯水池内の水が出水によって何回入れ替わったかを示す出水時回転率を用いる。貯水池の年平均回転率を求める場合には，総貯水容量が用いられることが多いが，ここでは，1回の出水について考えているので，出水前に貯水池内に貯留されていた水量を用いて計算することが望ましい。今回は，出水前に貯水池内に貯留されていた水量を表す指標として，出水前の貯水位以下の容量から堆砂量を差し引いた容量を用いている。捕捉率の算定には，下記の式を用いた。

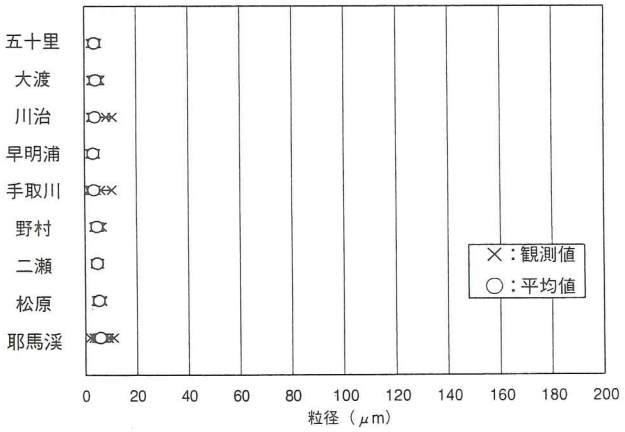
$$r_c = \frac{V_{in} - V_{out}}{V_{in}} \times 100 \quad (2)$$

$$V_{in} = \sum\left(\frac{C_{in}Q_{in}\Delta t}{\sigma}\right) \quad (3)$$

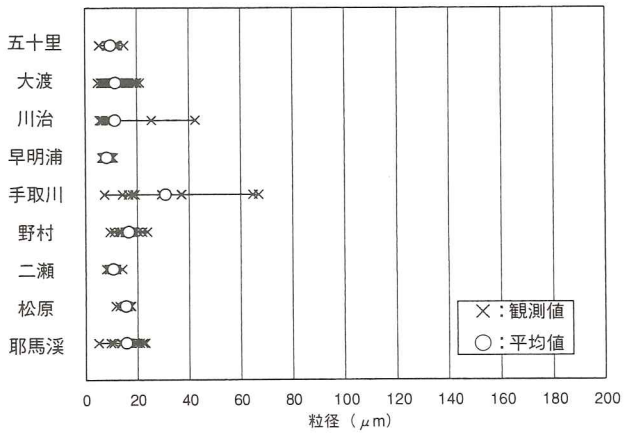
$$V_{out} = \sum\left(\frac{C_{out}Q_{out}\Delta t}{\sigma}\right) \quad (4)$$

ここで，r_c：捕捉率（%），V_{in}，V_{out}：微細粒子の総流入土砂量および総放流土砂量（m³），C_{in}，C_{out}：微細粒子の流入土砂濃度および放流土砂濃度（g/m³），Q_{in}，Q_{out}：流入量および放流量（m³/s），Δt：時間間隔（sec），σ：土粒子密度（g/m³）。ここで，Δtは1時間（3,600秒）とした。

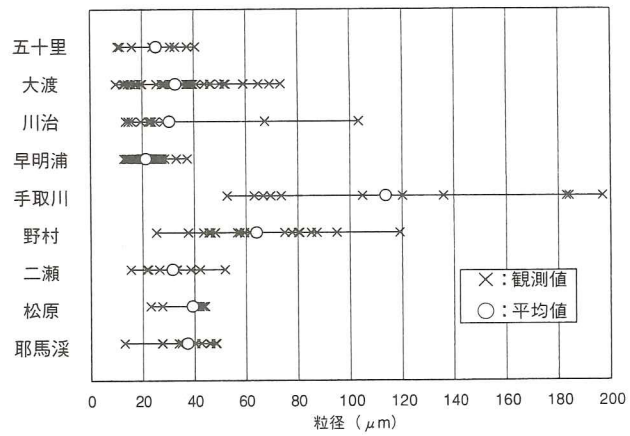
観測結果より求めた出水時回転率と捕捉率の関係を図―11に示す。SS濃度および濁度の観測データが著しく少ない出水については，捕捉率を算定していない。SS濃度については，観測値が不足する場合には濁度との相関式，流量との相関式を作成して推定した値を用いた。これをみると出水時回転率が1を超えると急激に捕捉率



流入土砂16%粒径(D16)

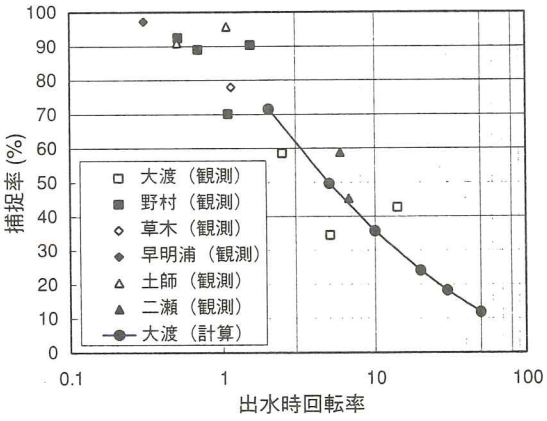


流入土砂50%粒径(D50)



流入土砂84%粒径(D84)

図―10　流入点の微細粒子土砂の粒径



図―11 出水時回転率と捕捉率の関係

が低下していくことがわかる。

4. 出水時の微細粒子挙動のシミュレーション

4.1 シミュレーション手法

出水時の微細粒子の貯水池内挙動について，数値シミュレーションを用いて検討を行った。シミュレーション手法の概要を以下に示す。基礎式は，貯水池横断方向には現象が一様と仮定して鉛直２次元のものを採用している。圧力は静水圧を仮定し，鉛直方向の流速については運動方程式を用いず，連続式より導かれている。基礎式を以下に示す。

連続式

$$\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial V}{\partial y}=0$$

流下方向運動方程式

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=$$

$$-\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{mx}\frac{\partial U}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{my}\frac{\partial U}{\partial y}\right)$$

静水圧の式

$$\frac{\partial P}{\partial y}=-\rho g$$

濁質の輸送方程式

$$\frac{\partial C}{\partial t}+U\frac{\partial C}{\partial x}+(V+V_0)\frac{\partial U}{\partial y}=$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{cx}\frac{\partial C}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{cy}\frac{\partial C}{\partial y}\right)$$

熱の輸送方程式

$$\frac{\partial T}{\partial t}+U\frac{\partial T}{\partial x}+V\frac{\partial T}{\partial y}=$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{tx}\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{ty}\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{H}{\rho C_w}$$

自由水面の運動学的条件

$$Vs=\frac{\partial h}{\partial t}+U_s\frac{\partial h}{\partial x}$$

水の密度を求める式

$$\rho=f(C,\ T)$$

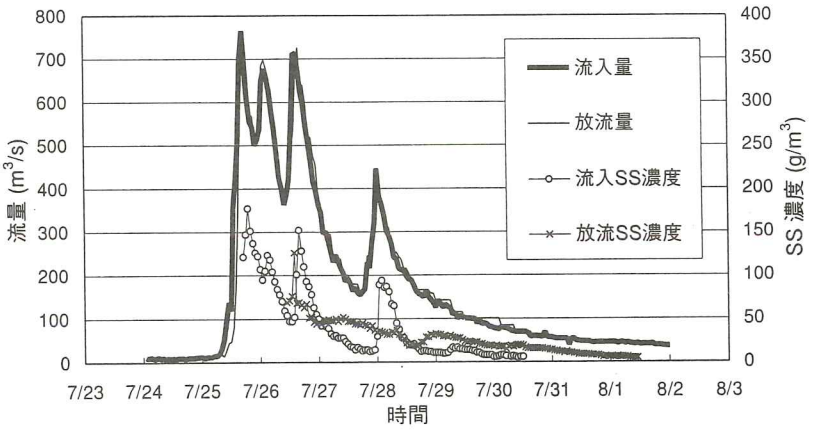
ここで，x：流下方向座標，y：鉛直上向き座標，t：時間，U：平均流速のx方向成分，V：平均流速のy方向成分，P：平均圧力，C：濁質濃度，T：水温，ρ：密度，ρ_0：基準密度，g：重力加速度，H：発生熱量，C_w：水の比熱，V_0：土粒子の沈降速度，D：各種各方向の拡散係数，Us：表面のx方向流速成分，Vs：表面のy方向流速成分，h：水深を表している。また，紙面の都合から詳しい説明は省略するが，気象条件による貯水池内の水と大気の熱交換がモデル化して組み込まれている[3)]。

数値解析法としては，有限体積法により離散化をしており，移流項の離散化には１次精度風上差分を用いている。濁質については，混合粒径を用いている。

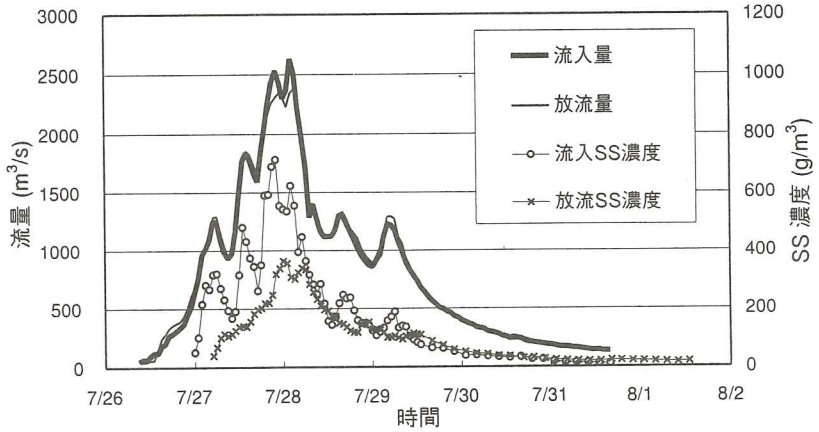
4.2 大渡ダムの観測結果の計算

大渡ダムの1998年７月25日出水と1999年７月28日出水の流量とSS濃度の観測結果を図―12，図―13に示す。ダムでは，どちらの出水も，ほぼ「流入＝放流」に近い操作を実施している。流入SS濃度の波形は，流入量の波形とよく似ており，放流SSは若干遅れて，やや鈍くなった波形となって表れている。なお，出水前の貯水池内水温は，図―14のようになっており，1998年７月25日出水の場合は水温躍層が存在し，1999年７月28日出水の場合はほぼ一様の水温分布であった。

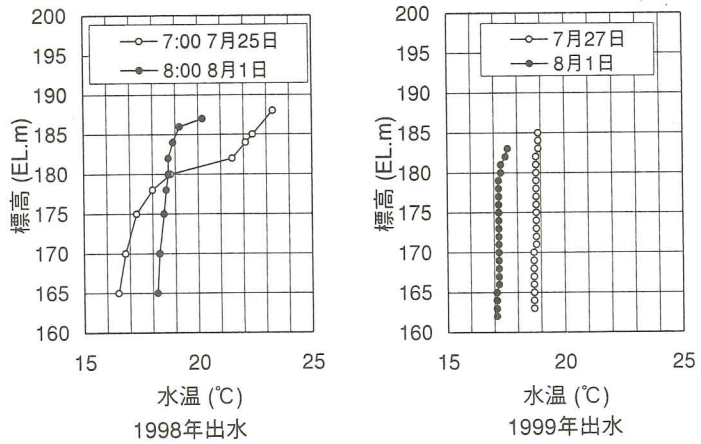
大渡ダムの計算における計算領域と格子分割は，Δx＝200m，Δy＝２m，Δt＝１secとし，各要素の奥行き幅は実測値を与えている。濁質の沈降速度は，粒径を与えStokesの式を用いて計算している。境界条件は，上流端で流入量に見合った平均流速，水温の観測値，SS濃度の観測値を与え，下流端では放流設備位置の要素に放流量に見合った平均流速を与え，壁面では流速＝0とし濁質と熱の拡散はないものとした。初期条件は，ダム直上流地点で観測された貯水位，水温分布，SS濃度分布（濁度より推定した値）を与え，貯水池内の流速は０とした。大渡ダムでは，表層近くから発電用の取水を行っており，今回の観測中の取水量は概ね45m³/s程度である。計算においては，この取水の影響も考慮している。出水の各種入力値は，可能な限り観測値を用いているが，欠測部分は，推定値や補間値を用いている。補間方法は，基本的には線形補間法を用いており，線形補間が適当でないと判断したものについては，流量等の水理量との相関式を作成して値を推定した。計算を行った期間は，1998



図—12　出水時観測結果（大渡ダム 1998年）



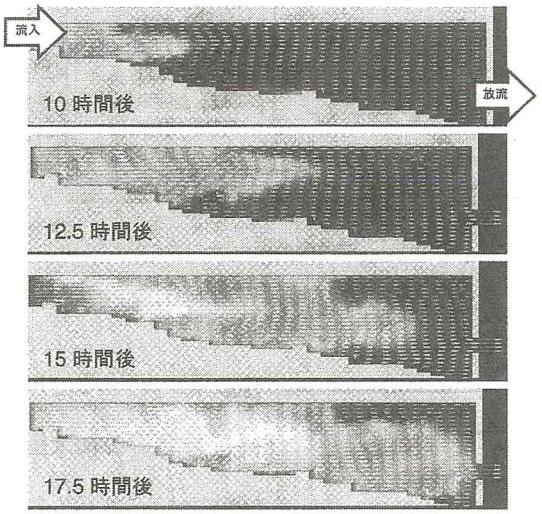
図—13　出水時観測結果（大渡ダム 1999年）



図—14　水温鉛直分布（ダム直上流にて観測）

年７月25日出水では，98年７月25日4：00～98年７月30日12：00の128時間，1999年7月28日出水では，99年７月26日9：00～99年７月31日16：00の127時間である。図—15に流速とSS濃度の計算結果を図—16および図—17にそれぞれの放流点SS濃度の計算値と観測値を示した。図には発電取水のSS濃度，コンジット放流のSS濃度および両者の流量比平均値を表示しているが，コンジットからの放流量が総放流量の大部分を占めるため，コンジット放流のSS濃度と流量比平均のSS濃度はほぼ同じ波形を示しており図中では重なってみえる。図—16をみ

ると，流量比平均とコンジットのSS濃度は，始めの二つのピークにおいて観測値よりも高い値を示しており，全体としては発電取水の値が観測値に近い波形となっている。また，図―17をみると，これもまた，流量比平均値は観測値よりも大きな値を示し，発電取水の値が観測値に近いものとなっている。大渡ダムにおいては平常時には発電取水が放流の大半を占めることから平常時の観測を行うために，ダム堤体から２kmほど下流に位置する本川と発電取水放流口からの放流水が合流する地点の放流口側河岸において観測が行われた。このため，観測値が発電取水の影響を大きく受けている可能性が考えられる。シミュレーションによって貯水池内の微細粒子の挙動がある程度再現できると考えられるが，より詳細な観測による検証等を行っていく必要があろう。



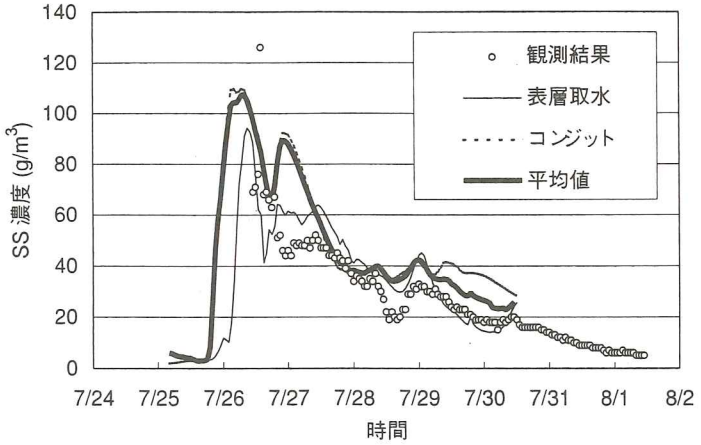
図―15　流速とSS濃度の縦断面分布（計算結果）

4.3　微細粒子の捕捉に係わる要因ーケーススタディー

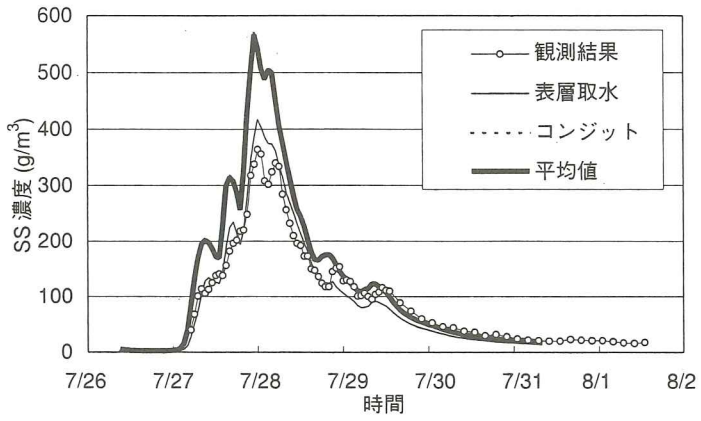
微細粒子の貯水池の捕捉に影響するパラメータとしては，下記のものが考えられる。

(1)出水時回転率，(2)粒度分布，(3)放流設備，(4)水温躍層，(5)洪水波形，(6)貯水池形状，(7)その他の要因。

本報告では，大渡ダム貯水池形状と観測出水データ（波形，流量とSSの関係）を元にして，シミュレーション



図―16　放流SS濃度の計算結果（1998年出水）



図―17　放流SS濃度の計算結果（1999年出水）

モデルを用いて(1)~(4)について検討したケーススタディの結果を示す。

(1) 出水時回転率

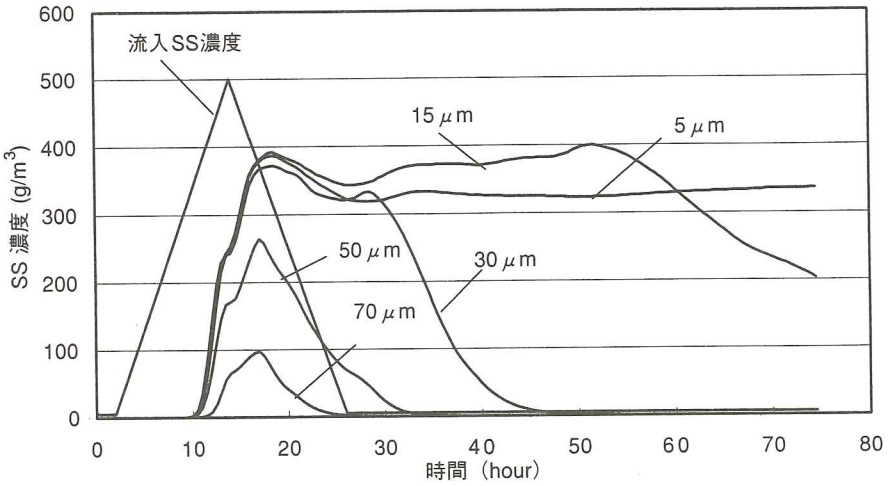
1999年7月28日出水のデータをもとに，ハイドログラフを伸縮させて出水時回転率を変化させて計算を行った。このとき流入SSは流量の関数として与えている。計算結果の出水時回転率と捕捉率を観測結果と合わせて図—11に示す。これをみると，出水時回転率が大きくなるに従って，捕捉率が小さくなり，観測結果で見られる傾向が計算によっても確認できる。

(2) 粒度分布

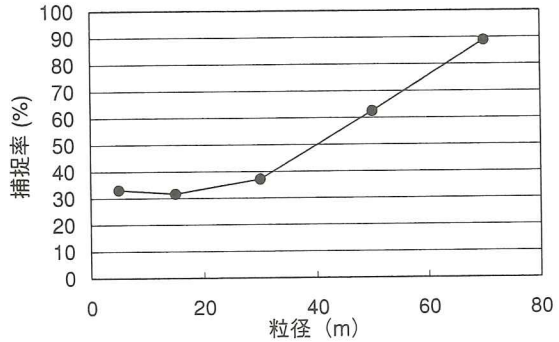
三角形のモデル波形を設定して，粒径を変化させて計算を試みた。計算結果の流入SS濃度と放流SS濃度を図—18に，粒径と捕捉率を図—19に示す。これをみると粒径が30μmを超えると，貯水池における沈降状況が大きく異なり，粒径が大きくなるに従って捕捉率が急激に大きくなっている。

(3)放流設備，(4)水温躍層

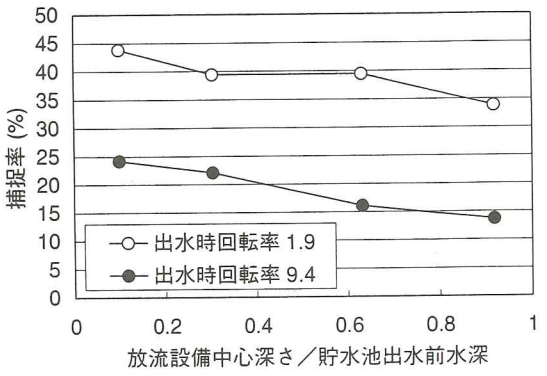
出水前に水温躍層が形成されている1998年7月25日出水について，ハイドログラフを伸縮させた2ケースについて，放流設備中心深さを出水前の水深に対して，約0.1，0.3，0.6，0.9倍の位置に変化させた場合の計算を行った。なお，出水前の水温躍層の深さは出水前水深の約0.2倍の位置である。計算結果の捕捉率を図—20に示す。結果をみると出水時回転率が9.4の場合には，水温躍層は早い段階で破壊され，粒子の沈降によって，放流設備標高が深いほど，濃度の高い濁水が放流され，捕捉率が小さくなっている。出水時回転率が1.9の場合には，水温躍層がある程度保存されて，躍層の位置に流入水が貫入することから，躍層近くの標高に放流設備がある「放流設備中心深さ／貯水池出水前水深＝0.3」の場合に，放流設備位置が深い0.6の場合の捕捉率とほぼ同じ値になっている。今回のケースでは，放流設備位置を変化させることによる捕捉率の変化は，10%程度であった。



図—18 放流SS濃度の計算結果（粒径による変化，出水時回転率＝1.8）



図—19 粒径と捕捉率の関係（出水時回転率＝1.8）



図—20 放流設備標高と捕捉率の関係

5. おわりに

今回得られた知見を以下にまとめる。

1) 日本の大規模多目的ダム貯水池35箇所について，堆積土砂調査結果と測量結果を解析することにより，堆積土砂の粒度成分比を明らかにした。また，堆積土砂体積に占める微細成分の割合の平均値は，約55％であり，各貯水池で捕捉された微細成分実質容量の比堆砂量の平均値は100㎥/㎢/年であった。

2) 堆積土砂調査結果より，堆積土砂の60％粒径および微細成分含有率と間隙率の関係を示した。60％粒径が小さいほど，また微細成分含有率が大きいほど間隙率は大きくなっており，微細成分が100％近い場合には，間隙率は60～80％の値，微細成分が０％に近い場合は10～40％の値であった。

3) 日本の大規模多目的ダム貯水池12箇所について，出水時水質調査結果を解析することにより，SS濃度と流量の関係，流入微細粒子の粒度分布，出水時回転率と捕捉率の関係を示した。

4) 今回用いた数値解析モデルによって大渡ダムの出水時における貯水池の流動現象をある程度再現できた。

5) 数値計算によるケーススタディによって微細粒子の捕捉に係わる要因の検討を行った。今回の検討では，出水規模が大きくなるほど捕捉率は小さくなり，粒径は30μmを超えると粒径が大きくなるに従って捕捉率が大きくなった。また放流設備の設置標高が低いほど捕捉率は小さくなったが，出水規模，水温成層の条件によって変化する可能性があると考えられる。

参考文献

1) ダム貯水池の土砂管理に関する研究，建設省河川局開発課，平成11年度建設省技術研究会指定課題，p.13～1，1999

2) 建設省河川局監修：改訂河川砂防技術基準（案），調査編，第12章，pp.314～315，1976

3) 貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル（その２），建設省土木研究所ダム部水資源開発研究室，土木研究所資料第2443号，1987.3

Symposium "Planning and Sustainable Management of Large Reservoirs"
70th Annual Meeting of ICOLD, 2002

CAPTURE AND ACCUMULATION OF FINE SEDIMENT IN MULTI-PURPOSE DAM RESERVOIRS IN JAPAN

Toshiyuki SAKURAI
Researcher

Josuke KASHIWAI
Team Leader

Maki OGURO
Assistant Researcher

Dam Hydraulic Engineering Research Team, Hydraulic Engineering Research Group,
Independent Administrative Institution Public Works Research Institute

JAPAN

1. INTRODUCTION

Since rivers in Japan are generally classified into rapid stream, coarse sediment that causes river-bed variation is important. However, recent studies have elucidated that fine sediment also plays important roles in rivers and coasts. Fine sediment forms the surface soil of river-bank and flood channel, and controls luxuriant growth of plants on them. Furthermore, fine sediment could affect on bed material quality at river mouth and play a role of transportation of nutriments from river to sea.

With regard to reservoirs, fine sediment deposition decreases storage capacity and suspension prolongs the duration of turbid water release, which can affect aquatic life and scenery of river downstream. It is important to understand the behavior of fine sediment in the reservoirs and its characteristics of capture and accumulation. Countermeasures for sedimentation and turbid water prolongation are desired.

In this report, the authors analyze the field survey data of multi-purpose dams in Japan, and clear the present situation of accumulation, inflow volume and captured volume of fine sediment in the reservoirs. Also, the authors conduct the numerical simulation of turbid water flow in a reservoir during flood and examine the characteristics and the behavior of fine sediment in the reservoir.

Table 1 shows a list of surveyed dams, their outline and items. Fig. 1 shows the location of dams.

2. FINE SEDIMENT ACCUMULATION IN MULTI-PURPOSE DAMS

In order to find out the property of sediment, the Ministry of Construction (from 2001,

Table 1
Outline of surveyed dams

No.	Region	Name of dam	Dam height (m)	Direct catchment area (km^2)	Reservoir capacity ($\times 1000m^3$)	Sedimentation volume ($\times 1000m^3$) (1996)	Specific sedimentation volume (m^3/km^2/year)	Reservoir turnover frequency	Survey of sedimentation	Flood observation
1	Hokkaido	Katsurazawa	63.6	298.7	92,700	1,894	163	2.0	○	
2		Kanayama	57.3	470.0	150,450	612	45	0.7	○	
3		Taisetsu	86.5	291.6	66,000	2,421	395	0.6	○	
4		Izarigawa	45.5	113.3	15,300	718	396	10.6	○	
5		Ashibetsu	22.8	147.5	1598.759	1,057	184	—	○	
6		Satsunaigawa	114.0	117.7	54,000	—	—	5.0		○
7	Tohoku	Ishibuchi	53.0	154.0	16,150	3,112	470	25.1	○	
8		Tase	81.5	740.0	146,500	1,654	53	4.6	○	
9		Yuda	89.5	583.0	114,160	5,913	317	12.0	○	
10		Narugo	94.5	210.1	50,000	6,088	763	8.7	○	
11		Gosho	52.5	635.0	65,000	2,822	296	17.7	○	
12		Kamahusa	45.5	195.3	45,300	3,561	701	6.0	○	
13	Kanto	Hujiwara	95.0	401.0	52,490	1,643	105	13.5	○	
14		Aimata	67.0	110.8	25,000	931	227	7.0	○	
15		Sonohara	76.5	507.6	20,310	1,944	124	17.1	○	
16		Ikari	112.0	271.2	55,000	1,442	133	5.7	○	
17		Kawamata	117.0	179.4	87,600	3,804	684	2.6	○	
18		Kawaji	140.0	144.2	83,000	3,647	1,945	1.2	○	
19		Hutase	95.0	260.0	26,900	3,525	387	5.8	○	○
20		Kusaki	140.0	254.0	60,500	2,648	521	6.2		○
21	Hokuriku	Ooishi	87.0	69.8	22,800	844	672	13.6	○	
22		Tedorigawa	153.0	428.4	231,000	5,470	751	4.8	○	○
23		Ookawa	75.0	825.6	57,500	1,640	221	18.4		○
24	Chubu	Miwa	69.1	311.1	29,952	14,177	1,232	12.1	○	
25		Koshibu	105.0	288.0	58,000	13,035	1,676	3.6	○	
26		Shintoyone	116.5	136.3	53,500	966	308	5.0	○	
27		Maruyama	98.2	2409.0	79,520	33,622	340	60.5	○	
28		Yokoyama	80.8	471.0	43,000	12,771	847	22.2	○	○
29		Yahagi	100.0	504.5	80,000	7,925	604	11.0	○	
30	Chugoku	Sugesawa	73.5	121.2	19,800	475	135	3.5	○	
31		Haji	50.0	307.5	47,300	1,143	162	8.7	○	○
32	Shikoku	Yanase	55.5	170.7	32,200	4,191	571	8.6	○	
33		Ishitegawa	87.0	72.6	12,800	765	439	2.0	○	
34		Nomura	60.0	168.0	16,000	560	222	12.3	○	○
35		Oodo	96.0	688.9	66,000	2,156	313	17.8	○	○
36		Sameura	106.0	472.0	316,000	6,446	719	2.7		○
37	Kyushu	Tsuruda	117.5	805.0	123,000	10,256	411	13.1	○	
38		Midorikawa	76.5	359.0	46,000	4,065	436	15.1	○	
39		Yabakei	62.0	89.0	23,300	419	392	5.6	○	○
40		Matsubara	83.0	491.0	54,600	2,955	251	19.3		○

the Ministry of Land, Infrastructure and Transport) carried out field survey of sedimentation in multi-purpose dams' reservoirs of all over Japan from 1997 to 1999[1]. Boring of sedimentation was carried out in 1997 and 1998, selecting dams with more than 10,000,000 m^3 capacity and long experience from its completion. Though the number of boring points depends on each reservoir, 4 times of boring were executed at each reservoir on the average. Boring location was determined using longitudinal topographical map. Fig. 2 shows an example of the location. A boring core was divided into some pieces by sediment's property or at fixed interval, and divided samples were analyzed by soil test. The measured data of sedimentation at the boring year and before dam construction were collected. Most of the measuring were conducted at about 200 – 400m interval in



Fig. 1

Location map of surveyed dams in Japan

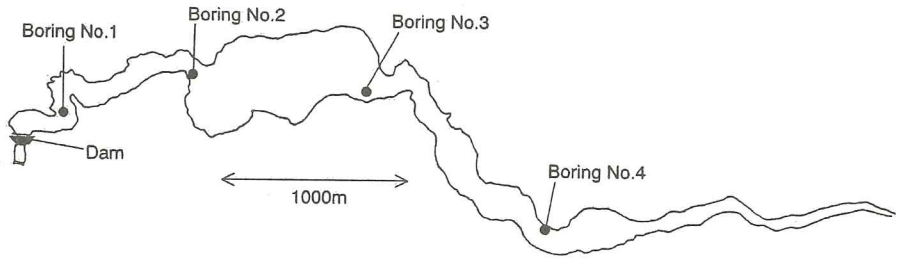


Fig. 2

Location of boring sites (Sonohara Dam)

longitudinal and at 5 – 20m interval in transverse.

Grain size component ratio of sedimentation volume is shown in Fig. 3. The definition of grain size classification is as follows:

Clay : diameter is 0.005mm or less.
Silt : diameter is 0.005mm ～ 0.075mm.
Sand : diameter is 0.075mm ～ 2mm.
Gravel : diameter is larger than 2mm.
Fine component : clay + silt.

The particle which diameter is less than 0.1mm is usually defined as wash load. It can be considered that the fine component defined here is transported on suspended condition in a reservoir. In order to obtain Fig. 3, we divided total sedimentation volume into parts represented by each boring site, then multiplied each part by grain size component ratio of boring, and summed up all parts in each grain size classification. This figure shows that the fine component occupies about 55% of total sedimentation volume (liquid part included) on the average. This makes it clear that the influence of fine component is considerably large for the sedimentation problem in Japan's dam reservoir.

Fig. 4 shows a relationship between porosity and 60% diameter for each sample. Fig. 5 shows a relationship between porosity and content ratio of fine component. These were obtained by the soil test result of the sample. These figures show that the porosity increases as the 60% diameter becomes smaller, or as the content ratio becomes larger. In case the content ratio of fine component is near 100%, the porosity is 60～80%. In case 0%, 10～40%.

Fig. 6 shows grain size component ratio in the solid volume of the sedimentation calculated by the porosity of each sample. Total ratio shows the solid part, and the remainder shows the liquid part of sedimentation volume. The average ratio of fine component in the solid part is about 44%. Because the porosity increases as the grain diameter decreases, distribution of grain size component in a solid part sifts to large diameter side comparing with that in the sedimentation volume.

Specific volume of fine deposited solid is in the range of 10～468m^3/km^2/year. The average is 100 m^3/km^2/year.

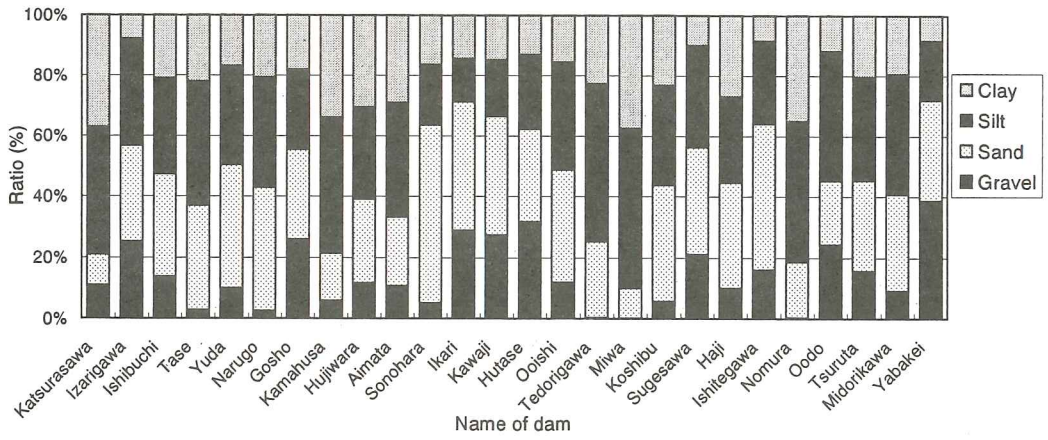


Fig. 3
Grain size component ratio of sedimentation volume

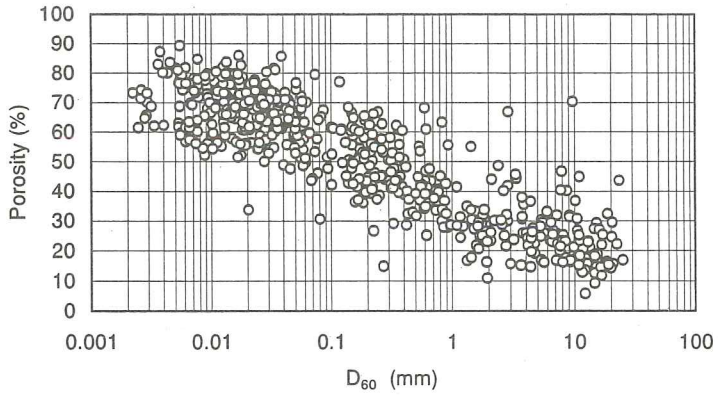


Fig. 4
Relationship between D_{60} and porosity

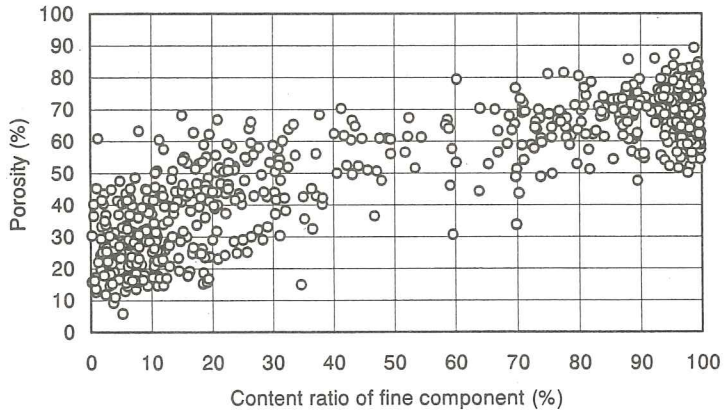


Fig. 5
Relationship between content ratio of fine component and porosity

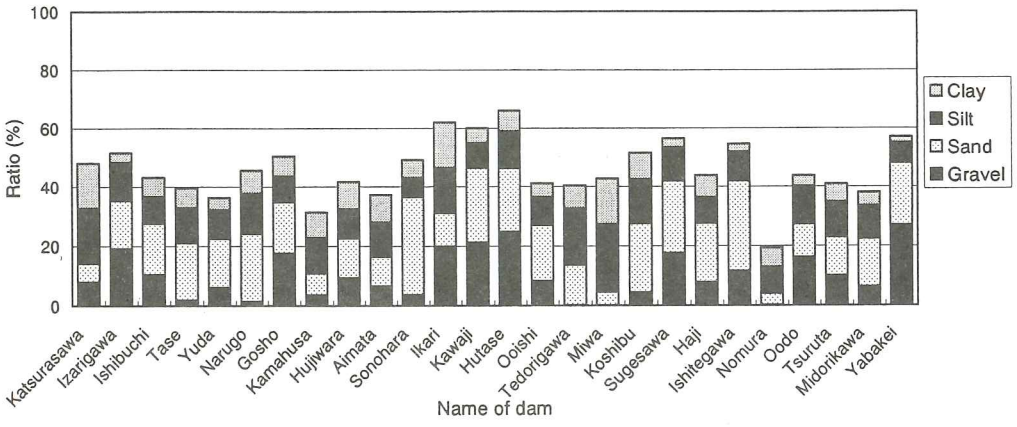


Fig. 6
Grain size component ratio in a solid volume of the sedimentation

3. FIELD OBSERVATION OF FINE SEDIMENT DURING FLOOD

Inflow volume, outflow volume and capture ratio of fine sediment during flood were observed in 1998 and 1999 at 12 reservoirs (shown in Table 1). The measurements were conducted at inflow and outflow site, near dam site of each reservoir. Fig. 7 shows the example of observation points in reservoir. Total observed floods were 37. Observation items were SS (suspended solid), turbidity, water temperature and grain size distribution of SS.

Fig. 8 shows a relationship between inflow discharge rate and fine sediment discharge rate at the inflow site. Fine sediment discharge rates were obtained from SS concentration and inflow volume. Density of soil particle was assumed to be 2.65 g/cm^3. From the experiences of the previous observations, following empirical formula was derived for rivers in Japan[2].

$$Q_s = aQ^2 \tag{1}$$

Where, Q_s: discharge rate of wash load (m^3/s), Q: discharge rate of water flow (m^3/s), a: constant (4×10^{-8}～6×10^{-6}).

In Fig. 8, the lines of equation (1) in case of $a = 4\times10^{-8}$ and $a = 6\times10^{-6}$ are also shown. In the present observations, the sediment discharge rate is almost proportional to the square of discharge rate. Though some data sets are smaller than lower line of equation (1), the observation results are almost within the range of equation (1).

Fig. 9 shows a relationship between outflow discharge rate and fine sediment discharge rate at the outflow site. In comparison with Fig. 8, the sediment discharge rate wholly decreases, and correlation between sediment discharge rate and water discharge rate is weak. These indicate effects of reservoir, such as advection, diffusion, settling and so on. It can be recognized that some amout of fine sediment inflow is captured in a reservoir during flood.

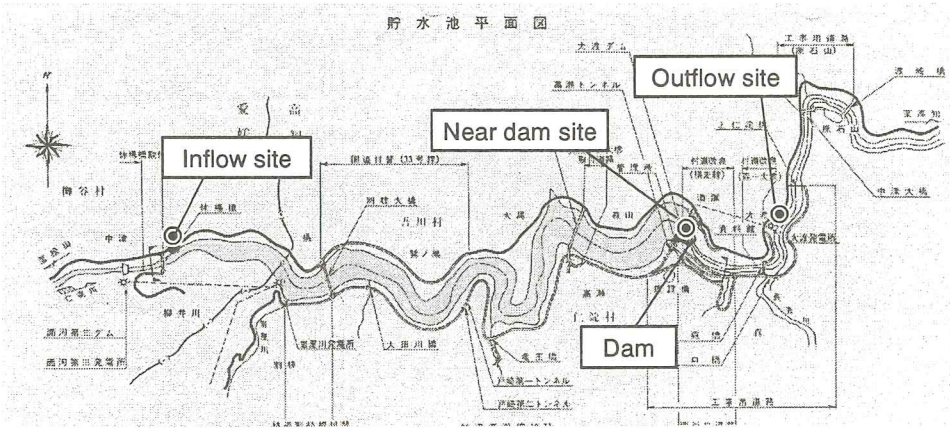


Fig. 7
Location of flood observation sites (Oodo dam)

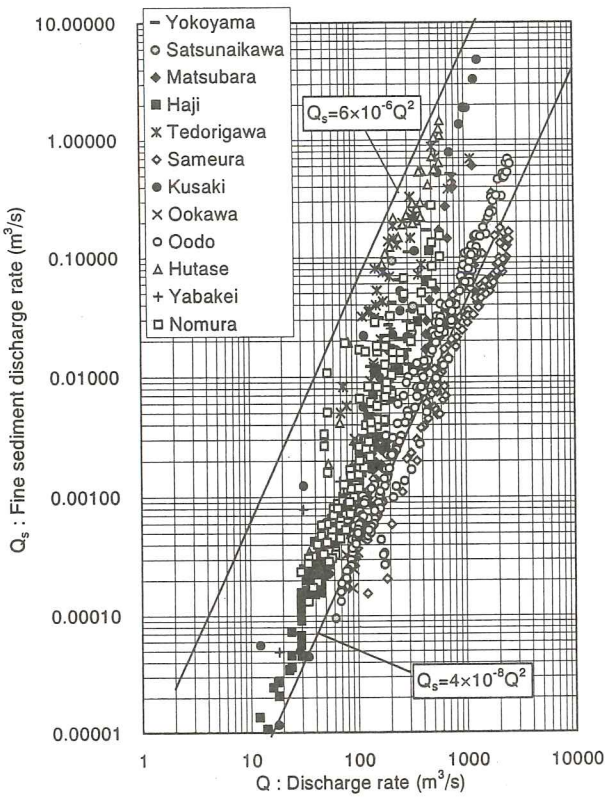


Fig. 8
Relationship between fine sediment discharge rate at inflow site and inflow discharge rate

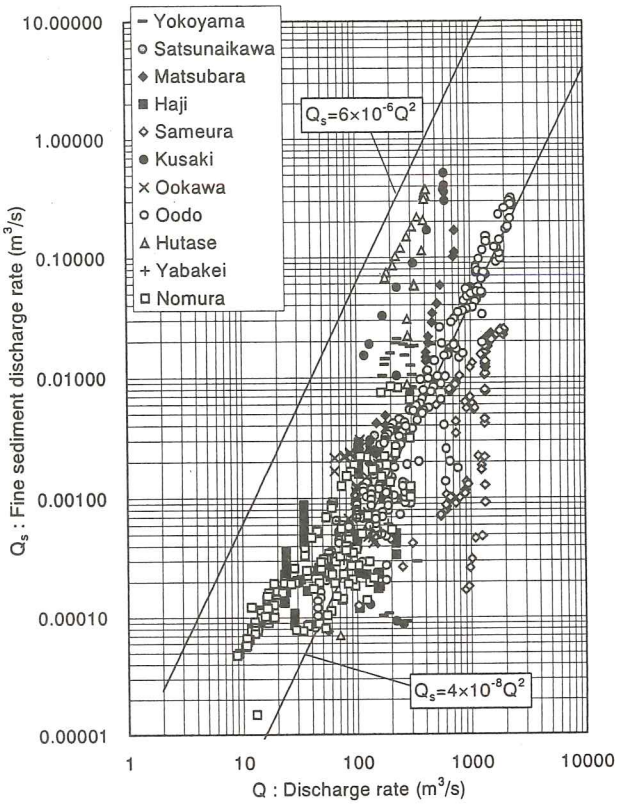


Fig. 9
Relationship between fine sediment discharge rate at outflow site and outflow discharge rate

Fig. 10 shows data sets of 16%, 50% and 84% grain diameter of fine sediment at the inflow site. Though grain diameter distribution is different from each reservoir and each flood, 16% diameter is in the range of 3～6μm, and 50% diameter is in the range of 10～20μm on the average.

For analyzing the capture characteristics, relationship between flood scale and capture ratio is examined. In order to represent flood scale, flood turnover frequency is used. Flood turnover frequency indicates the frequency of reservoir water exchange during a flood, and obtained by dividing total inflow water volume during flood by the water volume just before flood. Capture ratio is calculated by following equations.

$$r_c = \frac{V_{in} - V_{out}}{V_{in}} \times 100 \tag{2}$$

$$V_{in} = \sum \left(\frac{C_{in} Q_{in} \Delta t}{\sigma} \right) \tag{3}$$

$$V_{out} = \sum \left(\frac{C_{out} Q_{out} \Delta t}{\sigma} \right) \tag{4}$$

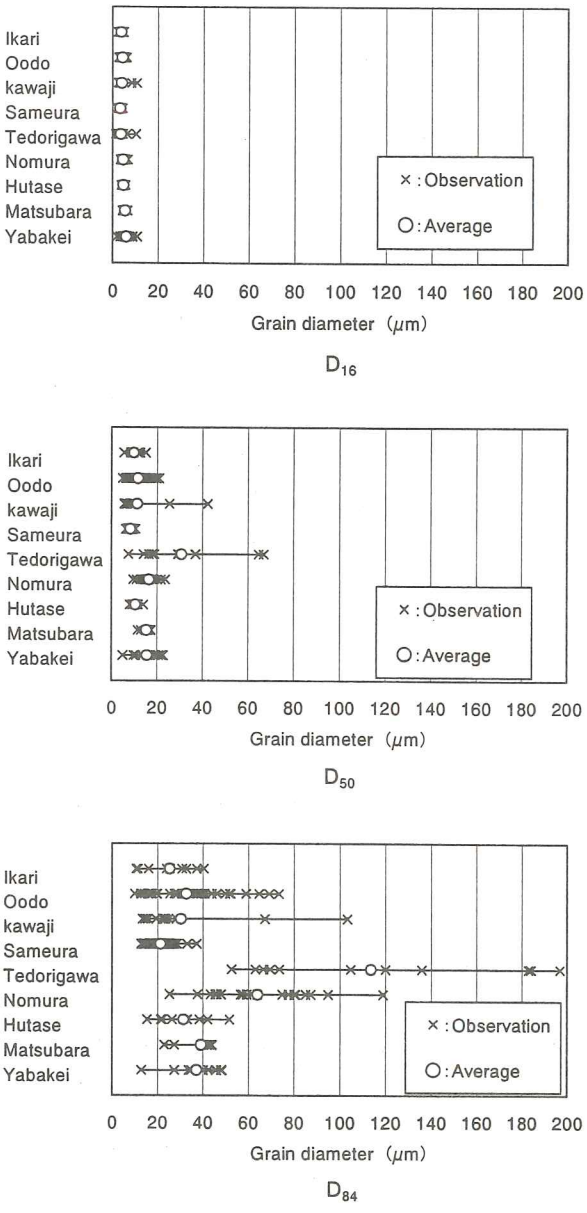


Fig. 10
Grain diameter of fine sediment at inflow site

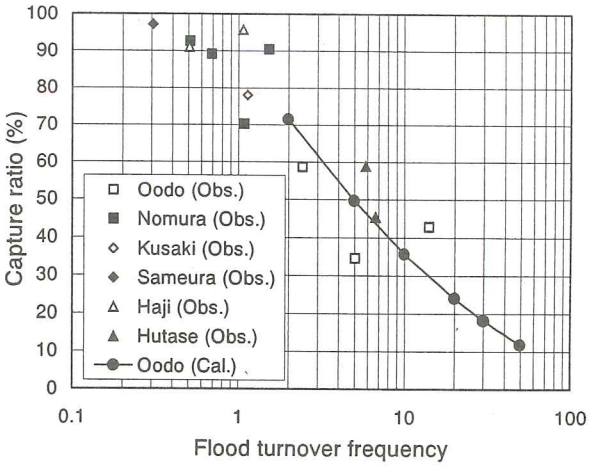


Fig. 11
Relationship between flood turnover frequency and capture ratio

Where, r_c : capture ratio (%), V_{in}, V_{out} : inflow and outflow fine sediment volume (m^3), C_{in}, C_{out}: inflow and outflow fine sediment concentration (g/m^3), Q_{in}, Q_{out} : inflow and outflow discharge rate (m^3/s), Δt: interval time (sec), σ: density of sediment particle (g/m^3). Here, 3,600sec (1 hour) is used for Δt.

Fig. 11 shows the relationship between the flood turnover frequency and the capture ratio. The figure shows that the capture ratio rapidly decreases in the region of more than 1 of flood turnover frequency.

4. NUMERICAL SIMULATION OF FINE SEDIMENT BEHAVIOR DURING FLOOD

4.1 Numerical simulation method

Behavior of fine sediment in reservoir during flood was simulated using numerical model. Outline of the simulation method is described as follows. The basic equations are longitudinal - vertical 2-dimensional equations on the hypothesis that the phenomenon is uniform in the cross-sectional direction. The hydrostatic pressure conditions are assumed and then vertical velocity is derived from continuity equation. The followings are the basic equations.

Continuity equation

$$\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial V}{\partial y}=0 \tag{5}$$

Momentum equation in the flow direction

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=-\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{mx}\frac{\partial U}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{my}\frac{\partial U}{\partial y}\right) \tag{6}$$

Hydrostatic pressure equation

$$\frac{\partial P}{\partial y}=-\rho g \tag{7}$$

Fine sediment transport equation

$$\frac{\partial C}{\partial t}+U\frac{\partial C}{\partial x}+(V+V_0)\frac{\partial C}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{cx}\frac{\partial C}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{cy}\frac{\partial C}{\partial y}\right) \tag{8}$$

Heat transport equation

$$\frac{\partial T}{\partial t}+U\frac{\partial T}{\partial x}+V\frac{\partial T}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{tx}\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{ty}\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{H}{\rho C_w} \tag{9}$$

Kinematic condition of free surface

$$V_s=\frac{\partial h}{\partial t}+U_s\frac{\partial h}{\partial x} \tag{10}$$

Equation used to obtain water density

$$\rho=f(C,T) \tag{11}$$

Where, x: flow direction coordinate, y: vertical upward coordinate, t: time, , U: x direction component of the mean velocity, V: y direction component of the mean velocity, P: mean pressure, C: fine sediment concentration, T: water temperature, ρ: density, ρ_0: representative density, g: acceleration due to gravity, H: heat generation, C_w: specific heat of water, V_0: settling velocity of particle, D: diffusion coefficient, U_s: x direction component of surface velocity, V_s: y direction component of surface velocity, h: water depth. Heat exchange between atmosphere and water in reservoir based on meteorological conditions was incorporated in the model. Details are given in the reference[3].

The basic equations are discretized into finite difference form using the finite volume method (FVM). To discretize an advection term, first-order-precision upwind difference scheme was adopted. To calculate fine sediment concentration, mixed grain diameters are used.

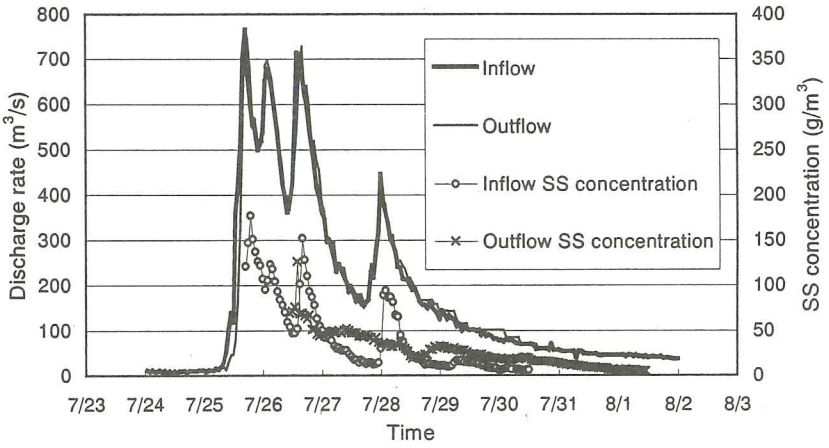


Fig. 12
Results of flood observation (Oodo dam in 1998)

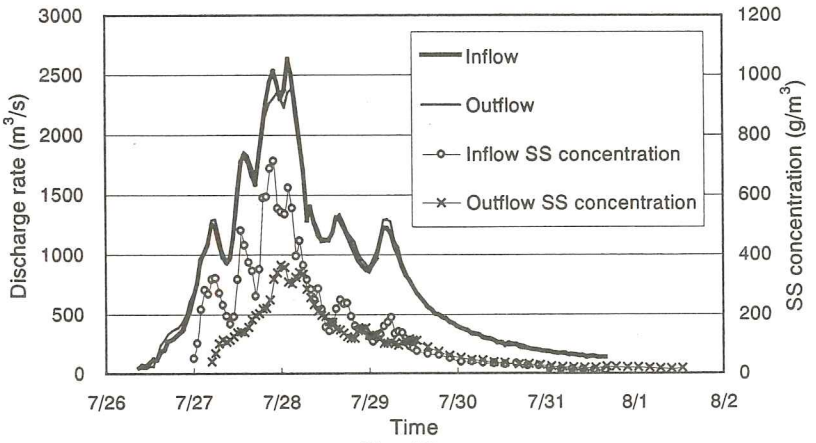


Fig. 13
Results of flood observation (Oodo dam in 1999)

4.2 Application of the model to Oodo dam reservoir

Behavior of fine sediment during flood in Oodo dam reservoir was simulated using this model. Fig. 12 and Fig. 13 show the observation results of discharge rate and SS concentration in Oodo dam during the flood in July 1998 and July 1999 respectively. During each flood, outlet works were operated so that the inflow almost equaled the outflow. Variation of SS concentration of the inflow closely resembles that of the inflow discharge rate. However, variation of SS of the outflow was a little delayed and became less steep.

Fig. 14 shows the vertical distribution of water temperature that was observed before and after each flood in the reservoir near the dam. Before the flood in 1998, a thermocline

with the difference of about 5°C existed at the level of near EL. 180 m. On the other hand, before the flood in 1999, water temperature distribution was almost uniform.

Calculation domain and grid are as follows; Δx = 200m, the number of x-grid is 36, Δy = 2m, the number of y-grid is 38 and Δt = 1 sec. The width of each element was the actual measured value. The settling velocity was calculated by solving the Stokes's settling velocity equation using the measured grain diameter. Five grain diameters were used as the representative diameter.

At the upstream end, boundary conditions were set by providing a mean velocity suited to the inflow discharge rate, measured water temperature and measured SS concentration. At the downstream end, a mean velocity suited to the outflow discharge rate was added to the elements of the outlet works. And at the wall surface, it was assumed that the velocity equaled zero and that SS and temperature were not diffused. The initial conditions provided were the water level, water temperature distribution, and SS concentration distribution (estimated from turbidity measured near the dam), and velocity in the reservoir assumed to be zero. At the Oodo Dam, water is taken from near the surface for electric power generation and the amount of intake discharge rate during the observations was about 45 m^3/s. The intake discharge rate was included in this calculation.

The time period of the calculation in 1998 was 128 hours from July 25 4:00 a.m. to July 30 12:00 noon. The time period in 1999 was 127 hours from July 26 9:00 a.m. to July 31 4:00 p.m.

Fig. 15 shows examples of longitudinal distribution of calculated velocity and SS concentration. Fig. 16 and 17 show the calculated values and the observed values of SS at the outflow point. These values show SS of the surface intake, that of the conduit outflow, and the mean value of the both (average weighted by discharge rates). SS concentration of the conduit and the mean value have almost similarly changed, since most of the total outflow discharge rate was the discharge rate from the conduit. Fig. 16 shows that the mean value and SS of the conduit are higher than the observed value at the first two peaks, and SS of the surface intake is similar to observed values on the whole. Fig. 17 shows that the mean value is also higher than the observed values and that SS of the surface intake is close to the observed value. This is because that the measuring point was located near the point of the power plant's outlet and then the both points were set up at the same side bank. Therefore, SS concentration of the outlet water which wasn't still mixed with river water could be measured. Off course, the model verification by means of more detailed observation data should be required, however, this numerical model seems to generally reproduce the behavior of fine particle inside the reservoir.

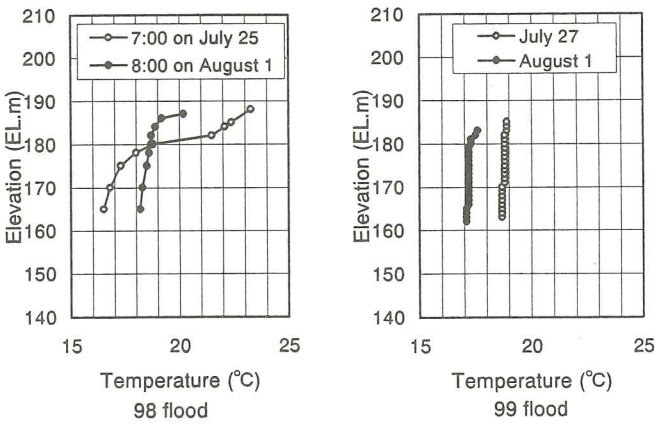


Fig. 14
Vertical distribution of water temperature
(observed near the dam)

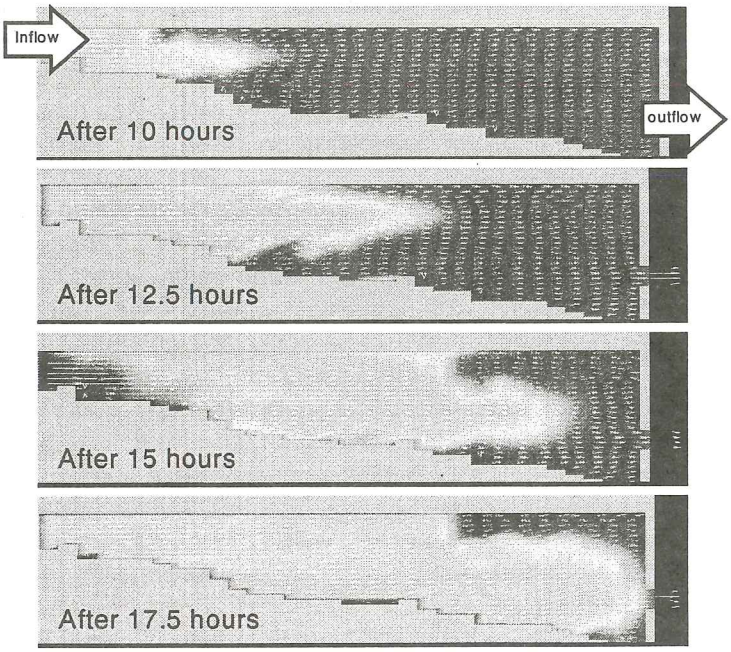


Fig. 15

Longitudinal distributions of velocity and SS
(calculated results)

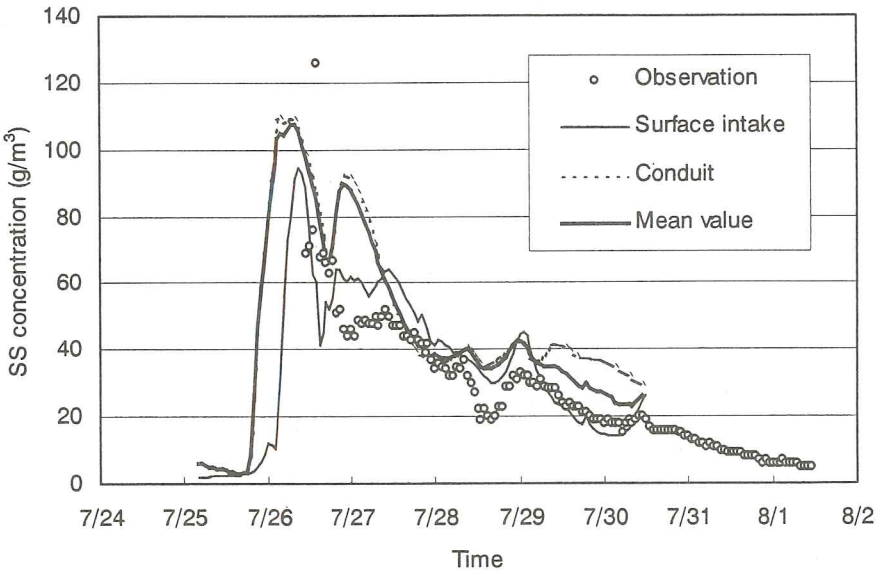


Fig. 16

Results of calculation of outflow SS concentration
(flood in 1998)

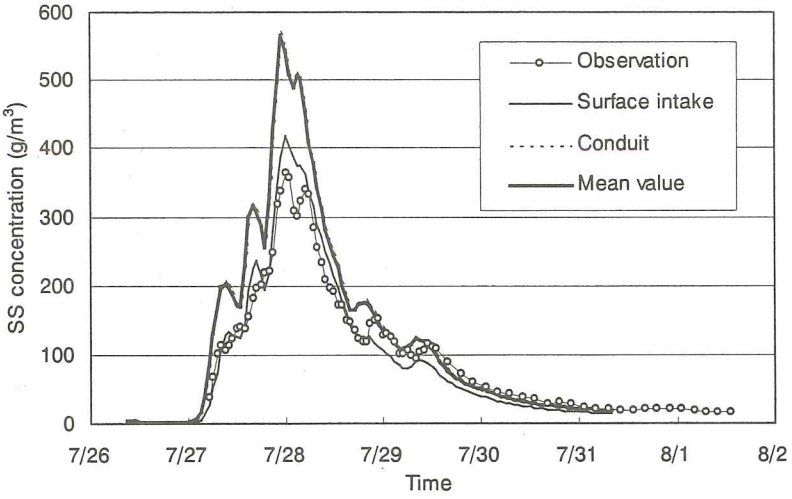


Fig. 17
Results of calculation of outflow SS concentration
(flood in 1999)

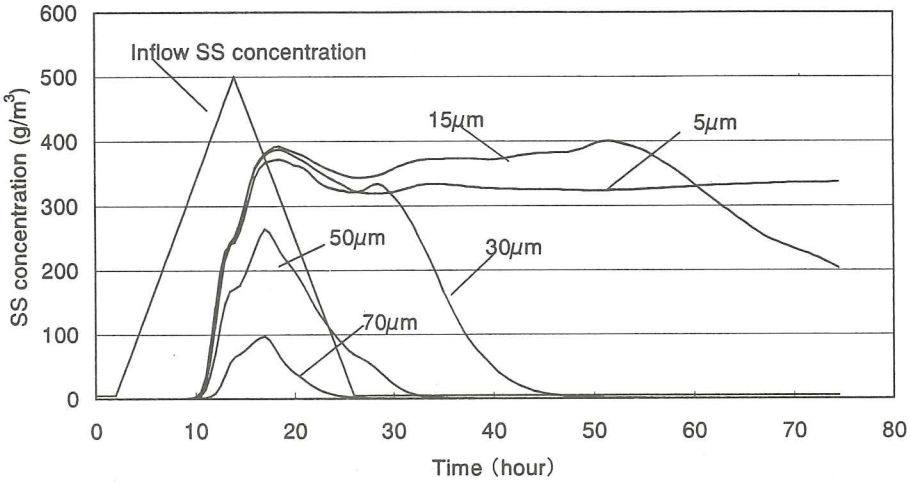


Fig. 18
Results of calculation of outflow SS concentration
(various diameters, flood turnover frequency = 1.8)

4.3 Factors to affect capture of fine sediment – case study –

As factors to affect capture of fine sediment in reservoir, followings are supposed. (1) Flood scale, (2) Grain diameter distribution, (3) Outlet works, (4) Water temperature distribution, (5) Shape of hydrograph, (6) Reservoir topography, (7) Others.

In this report, in order to consider about factors (1)～(4), a series of case study simulations were carried out based on Oodo dam reservoir topography and the observed data.

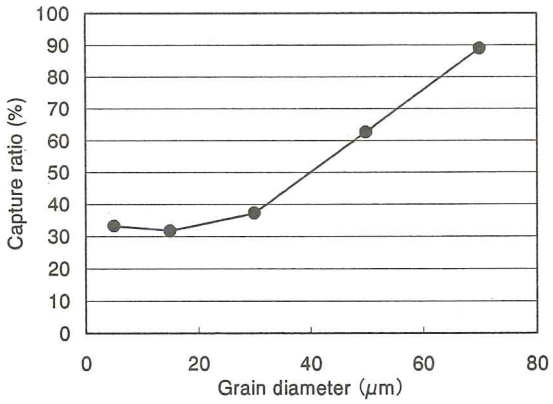


Fig. 19
Relationship between grain diameter and capture ratio
(flood turnover frequency = 1.8)

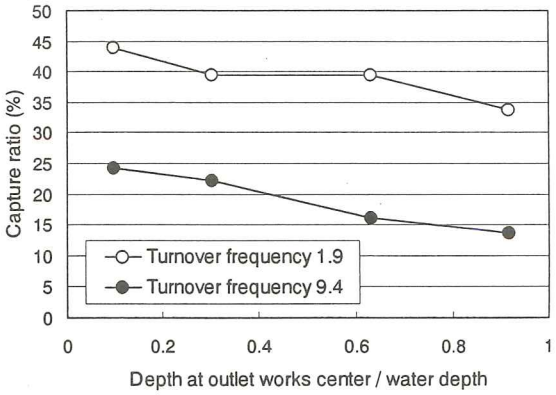


Fig. 20
Results of calculation of capture ratio
(various elevation of outlet works)

(1) Flood scale

Calculations were performed under the conditions of various flood turnover frequency by expanding and contracting the hydrograph of the inflow discharge rate during the flood in 1999. Inflow SS concentration was given as a function of discharge rate. Fig. 11 shows a relationship between calculated result of flood turnover ratio and capture ratio with observed values. The calculated result reproduced the tendency of observation results.

(2) Grain diameter distribution

Calculations were performed under the conditions of triangle-form hydrograph (flood turnover frequency is 1.8) and various uniform grain diameters. Inflow SS concentration was given as a function of discharge rate. Fig. 18 shows calculated result of time series of SS concentration and Fig. 19 shows calculated result of capture ratio and grain diameter. In case that diameter is larger than 30μm, settling situation of fine sediment largely changes and capture ratio rapidly increases as diameter size becomes larger.

(3) Outlet works and (4) Water temperature distribution

Calculations were performed under the conditions of 2 flood turnover frequencies and 4 outlet works elevations. Hydrographs were obtained by expanding and contracting the hydrograph of the inflow discharge rate during the flood in 1998. Ratio of depth at center of outlet works to water depth before flood was set at about 0.1, 0.3, 0.6 and 0.9. The depth of thermocline before flood was about 0.2 times water depth at initial condition. Fig. 20 shows the calculated capture ratio. In case flood turnover frequency was 9.4, thermocline was destroyed in the early period of the flood. So, as the depth of outlet works was deeper, higher SS concentration water was discharged, and consequently, the capture ratio became smaller. In case the flood turnover frequency was 1.9, thermocline still remained, and inflow water interpenetrated on the thermocline. This situation may cause almost same value of capture ratio at 0.3 and 0.6 of water depth ratio. In these cases, the change of capture ratio with outlet works was about 10%.

5. CONCLUSIONS

The findings of this report are summarized as follows.

1) From the analysis of field survey data and measured data of sedimentation for 35 multi-purpose dam reservoirs in Japan, grain size component ratio of sedimentation volume was obtained. The proportion of the fine component in the sedimentation volume is about 55% on the average. Specific sedimentation volume of fine component in a solid part of sedimentation is 100 m^3/km^2/year on the average.
2) From the field survey data of sedimentation, the relationship between porosity and 60% diameter or content ratio of fine component was described. The porosity increases as 60% diameter becomes smaller, or as the content ratio becomes larger. In case the content ratio of fine component is near 100%, the porosity is 60～80%. In case 0%, 10～40%.
3) From the analysis of field observation data for 12 multi-purpose large dam reservoirs in Japan, the relationship between discharge rate and SS concentration, the grain diameter distribution of inflow fine sediment and the relationship between flood turnover frequency and capture ratio were obtained.
4) Present numerical model was able to reproduce the tendency of the behavior of fine sediment in an actual reservoir during flood.
5) In order to examine factors concerning capture of fine sediment, a series of case study simulations was carried out. From the result, followings were noted.

   Capture ratio decreases as the flood turnover frequency increases. Capture ratio may rapidly increases from a certain grain size. As depth of outlet works becomes deeper, capture ratio becomes smaller, but it is possible that the relation changes by the condition of flood scale or water temperature distribution.

REFERENCES

1) Study of sediment management of dam reservoirs, Ministry of Construction, River Bureau, Development Division, Problem designated by the Technology Research Council of the Ministry of Construction in 1999, p. 13-1.
2) Technical criteria for river works, supervision of Ministry of Construction, pp.314-315, 1976
3) Reservoir cold water, turbid water, and eutrophication numerical simulation model (Part 2), Water Resources Development Division, Dam Department, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Memorandum of the Public Works Research Institute, No. 2443, March 1987.

（Ⅱ－81）　関東地域ダム貯水池の堆砂性状

独立行政法人土木研究所　○正会員　櫻井 寿之
独立行政法人土木研究所　　正会員　柏井 条介
独立行政法人土木研究所　　正会員　大黒 真希

1．はじめに

ダムにおける堆砂は貯水池の機能を損なうのみならず上流の河床上昇，下流の河床低下，アーマーリングなど上下流の土砂環境に影響を与える．また最近では流域一環の土砂管理を目指した取り組みが行われており，ダム貯水池は土砂のモニタリングポイントとして，さらには土砂調節施設として注目されている．堆砂対策，土砂管理を考える上で堆砂の量と質を把握することが重要である．堆砂の量に関しては，多くのダムで年に一度，貯水池の堆砂測量が行われており，ある程度データと知見の蓄積がされてきている．しかしながら，堆砂の粒度構成，圧密状態，有機物含有量などの質については，個別の事例があるのみで定量的なデータは少ない．そこで，平成９～１１年度にかけて旧建設省において実施された貯水池のボーリング調査データ [1)]を解析して得られたダム貯水池の堆砂性状について報告する．本稿では，関東地域の７ダムのデータを対象とし，粒度構成，間隙率等の物理的な堆砂性状に着目して検討を行った．

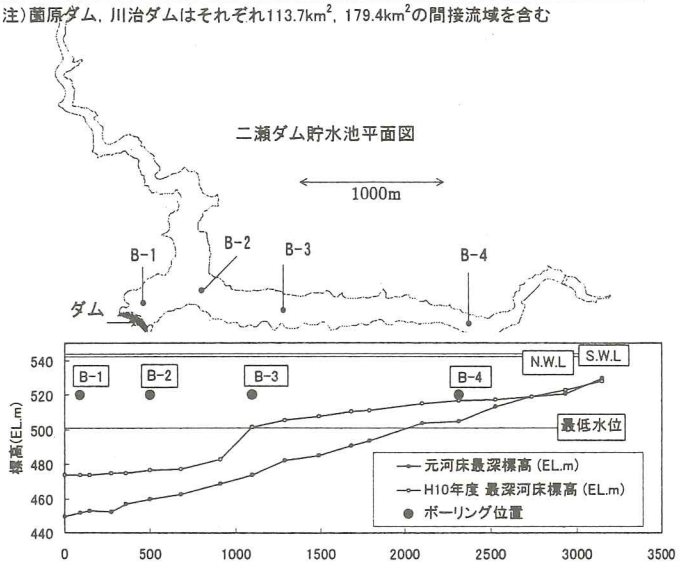
2．観測概要

関東地域においてボーリング調査が実施されたダムは表－１に示す７つのダムである．表には各ダムのボーリング調査概要も合わせて示した．ボーリングは一つの貯水池において３地点もしくは４地点で実施されており，地点は河床の堆砂縦断形状等を参考に選定されている．以下ではダム堤体から上流に向かってボーリングに B-1，B-2･･･と名前を付けることとする．ボーリング実施地点の一例を図－１に示す．ボーリングによって得られたコア試料から，性状が同じ区間もしくは適切な間隔で試料が採取され，土質試験により分析が行われている．また各貯水池のダム建設前の貯水池内河床形状（元河床形状）およびボーリング実施年度の河床形状の測量データを収集した．測量データは，縦断方向におよそ 200～400m ピッチの横断面について 5～20m ピッチで深浅測量が行われている．

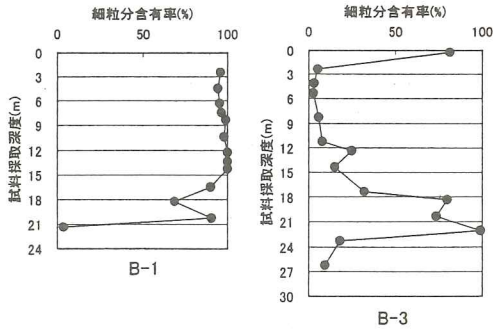
表－１ 調査を実施したダムの諸元

ダム名	藤原	相俣	薗原	五十里	川俣	川治	二瀬
河川名	利根川	赤谷川	片品川	男鹿川	鬼怒川	鬼怒川	荒川
経過年数(2001年基準)	44	42	36	45	36	18	40
堤高(m)	95.0	67.0	76.5	112.0	117.0	140.0	95.0
流域面積(km^2)	401.0	110.8	621.3	271.2	179.4	503.0	260.0
計画高水流量(m^3/sec)	1,400	650	2,350	2,000	1,350	1,800	1,500
総貯水容量(千m^3)	52,490	25,000	20,310	55,000	87,600	83,000	26,900
計画堆砂容量(千m^3)	8,020	2,550	6,170	9,000	14,500	7,000	5,100
堆砂量(千m^3, H8年時点)	1,643	931	1,944	1,442	3,804	3,647	3,525
ボーリング本数	4	4	4	4	3	3	4
試料数	13	25	26	23	23	31	42

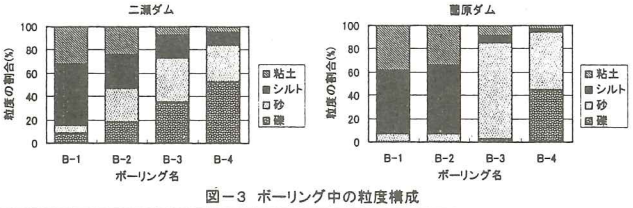
注）薗原ダム，川治ダムはそれぞれ113.7km^2，179.4km^2の間接流域を含む



図－１ 二瀬ダムのボーリング位置



図－２ 二瀬ダムのボーリング深さ方向の細粒分含有率



図－３ ボーリング中の粒度構成

3．観測結果と考察

(1) 貯水池堆砂の概要：堆砂量データと堆砂測量データによ

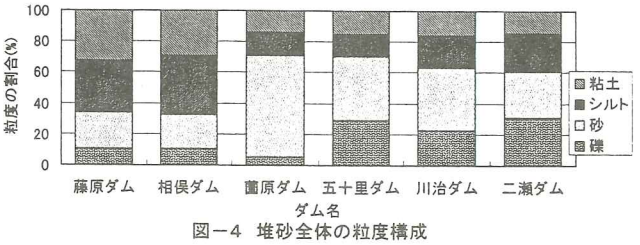
キーワード：ダム貯水池，堆砂，粒径，間隙率
連絡先：〒305-8516 茨城県つくば市南原１番地６　独立行政法人 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム

ると堆砂量そのものは川俣，川治，二瀬ダムが比較的多く，平成８年までの 20 年程度の堆砂量の増加傾向についてもこの３つのダム貯水池が大きくなっている．堆砂の縦断形状については，最深河床縦断図から判断すると，比較的粒径の大きい土砂が掃流状態で輸送されて形成されると考えられる「堆砂の肩」が薗原，川治，二瀬ダムの堆砂形状に明確にみられる．これらのダムでは堆砂の肩の下流に浮遊状態で輸送された土砂が沈降して形成したと考えられる平坦に堆積した堆砂形状も確認できる．また藤原，相俣，川俣ダムでは緩やかな堆砂の肩らしき形状がみられるが，五十里ダムでは明確な堆砂の肩は認められない．

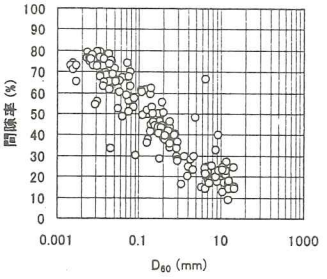
(2) ボーリングの粒度構成：一例として二瀬ダムの堤体上流約 100m 地点および堆砂の肩地点におけるボーリングの深さ方向の細粒分含有率を図－２に示す．なお粒径区分としては粒径 0.005mm 以下を粘土，0.005～0.075mm をシルト，0.075～2mm を砂，2mm 以上を礫とし，粘土とシルトを細粒分とした．0.1mm 程度以下の粒径がウォッシュロードと定義されることが多く，ここで定義した細粒分は貯水池内を浮遊状態で輸送されると考えられる．これをみるとダム直上流では，堆砂の深いところを除いてほとんどが細粒分であることがわかり，堆砂の肩位置では，粒径の大きな成分が多くなっていることがわかる．B-3 ではボーリングの深い位置で細粒分が多く含まれる層が存在するが，他のダムについても堤体付近以外のボーリングでは細粒分含有率のばらつきがみられ，これらの理由は定かではない．二瀬ダムおよび薗原ダムのボーリングについてボーリング１本の中の粒度構成を図－３に示す．二瀬ダムでは上流に向かうにつれて粒度構成が粗い粒径にシフトしている．薗原ダムでは，堆砂の肩地点である B-3 から急激に粒度構成が粗い粒径に変化している．

(3) 堆砂全体の粒度構成：図－４に堆砂全体の粒度構成を示す．この結果は，前述のボーリングの粒度構成に堆砂横断測量結果から求めた堆砂量をボーリングの代表する領域に割り振り掛け合わせ，その後足し合わせて求めたものである（川俣ダムについては元河床データが入手できなかったためこの解析を行っていない）．なお，堆砂の肩がはっきりしている貯水池については，堆砂の肩の直下流をボーリングの代表する領域の境界とした．これをみると藤原，相俣ダムでは細粒分が 60%以上を占め，その他のダムでは 30%程度を占めていることがわかる．

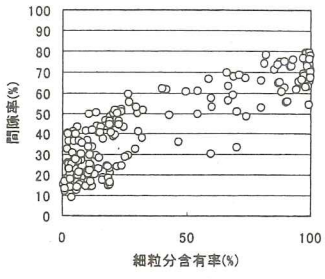
(4) 間隙率：各試料の間隙率と 60%粒径，細粒分含有率の関係を図－５，図－６に示す．これをみると，60%粒径が小さいほど，また細粒分含有率が大きいほど間隙率は大きくなっており，細粒分が 100%近い場合には，間隙率は 60～80%の値，細粒分が 0%に近い場合は 10～40%の値を示す．これらの情報は，貯水池内における浮遊砂の解析等に有用であろう．



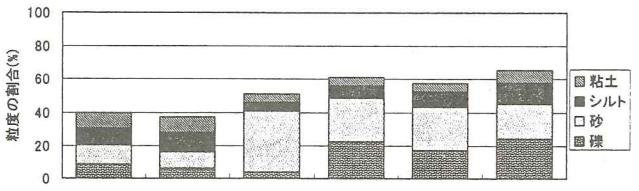
図－４ 堆砂全体の粒度構成



図－５ 60%粒径と間隙率の関係



図－６ 間隙率と細粒分含有率の関係



図－７ 堆砂中の度粒子実質部分の粒度構成

(5) 土粒子実質部分：それぞれの試料の間隙率を考慮して求めた堆砂全体の土粒子実質部分についての粒度構成を図－７に示す．なお図は，水中体積を基準として示しており，図－４の状態から水が占める割合を差し引いた値となっている．これをみると，細粒分が占める割合が大きいダムほど実質部分の合計の割合は小さくなっている．また，粒径の小さいものほど間隙率が大きいため，土粒子実質部分の中の粒度構成は大きい方にシフトしている．

４．おわりに

以上より，関東地域ダム貯水池における堆砂についての粒度構成や間隙率等の土砂性状に関する知見が得られた．今後，堆砂予測，堆砂対策，土砂管理のための基礎情報として活用されることが期待される．最後に各種のデータをご提供いただいた国土交通省の各ダム管理事務所の皆様に謝意を表します．

参考文献

1) 平成 11 年度 建設技術研究会指定課題，建設省，pp. 13-1～23，1999

◆ 報 文 ◆

ダム貯水池の堆砂形態

櫻井寿之* 柏井条介** 大黒真希***

1. はじめに

ダム貯水池の堆砂量及び堆砂形態を把握することはダムの計画、設計および管理運用において重要である。堆砂に関係する技術的な事項としては、貯水池容量の決定、ダム安定計算における堆砂圧、放流施設の設置標高の設定等があげられる。また、近年関心の高まっている水系一貫の土砂管理の観点からみると、水系の土砂輸送状態を把握する上で重要な土砂輸送量や粒度分布などの情報は、河道などでは精度良く観測することが困難であるが、土砂を捕捉するダム貯水池の堆砂を調べることによって得ることができる。堆砂対策及び下流への土砂供給方策を検討したり、貯砂ダムや土砂バイパス施設、排砂施設などの具体的な堆砂対策施設を設計する場合においても、堆砂の量とその貯水池内での分布、粒径などの情報やそれらの将来予測が必要である。

表-1 調査対象ダムの諸元

No.	地域	ダム名	堤高(m)	直接流域面積 (km^2)	総貯水容量 ($\times 1000m^3$)	実績堆砂量 ($\times 1000m^3$, 1996年時点)	比堆砂量 (m^3/km^2/年)	経過年数 (1996年時点)
1	北海道	桂沢	63.6	298.7	92,700	1,894	163	39
2		金山	57.3	470.0	150,450	612	45	29
3		大雪	86.5	291.6	66,000	2,421	395	21
4		漁川	45.5	113.3	15,300	718	396	16
5		芦別	22.8	147.5	1599	1,057	184	39
6	東北	石淵	53.0	154.0	16,150	3,112	470	43
7		田瀬	81.5	740.0	146,500	1,654	53	42
8		湯田	89.5	583.0	114,160	5,913	317	32
9		鳴子	94.5	210.1	50,000	6,088	763	38
10		御所	52.5	635.0	65,000	2,822	296	15
11		釜房	45.5	195.3	45,300	3,561	701	26
12	関東	藤原	95.0	401.0	52,490	1,643	105	39
13		相俣	67.0	110.8	25,000	931	227	37
14		薗原	76.5	507.6	20,310	1,944	124	31
15		五十里	112.0	271.2	55,000	1,442	133	40
16		川俣	117.0	179.4	87,600	3,804	684	31
17		川治	140.0	144.2	83,000	3,647	1,945	13
18		二瀬	95.0	260.0	26,900	3,525	387	35
19	北陸	大石	87.0	69.8	22,800	844	672	18
20		手取川	153.0	428.4	231,000	5,470	751	17
21	中部	美和	69.1	311.1	29,952	14,177	1,232	37
22		小渋	105.0	288.0	58,000	13,035	1,676	27
23		新豊根	116.5	136.3	53,500	966	308	23
24		丸山	98.2	2409.0	79,520	33,622	340	41
25		横山	80.8	471.0	43,000	12,771	847	32
26		矢作	100.0	504.5	80,000	7,925	604	26
27	中国	菅沢	73.5	121.2	19,800	475	135	29
28		土師	50.0	307.5	47,300	1,143	162	23
29	四国	柳瀬	55.5	170.7	32,200	4,191	571	43
30		石手川	87.0	72.6	12,800	765	439	24
31		野村	60.0	168.0	16,000	560	222	15
32		大渡	96.0	688.9	66,000	2,156	313	10
33	九州	鶴田	117.5	805.0	123,000	10,256	411	31
34		緑川	76.5	359.0	46,000	4,065	436	26
35		耶馬渓	62.0	89.0	23,300	419	392	12



図-1 調査対象ダム位置

Dam Reservoir Sedimentation from and its Properties

現状では、各ダム貯水池において年1回の堆砂測量が行われており、堆砂形状や堆砂量についての情報はある程度蓄積されてきている[1]が、粒径や間隙率などの堆砂の質の情報は特定の貯水池のみでしか得られていない。そこで、本稿では、全国の30程度の貯水池において実施された現地調査結果を整理・解析することにより得られた堆砂形態および堆砂の質に関する知見をとりまとめて報告する。

2. 現地調査概要

大規模多目的ダムにおける堆砂状況を調査するために、旧建設省[2]により堆砂の現地調査が行われた。調査の対象とされたダムの諸元を表-1に、その位置を図-1に示す。調査対象ダムは、総貯水容量が1千万m^3以上の規模であること、竣工後10年以上経過していることを基準として選定さ

れた。調査では、堆砂のボーリング調査が行われた。ボーリング数は貯水池によって異なるが、平均で4地点程度実施されており、地点は河床の堆砂縦断形状等を参考に選定されている。ボーリングによって得られたコア試料から、性状が同じ区間もしくは適切な間隔で試料が採取され、土質試験による分析が行われた。また各貯水池のダム建設前の貯水池内河床形状(元河床形状)およびボーリング実施年度の河床形状の測量データを収集した。測量データは、縦断方向におよそ200～400mピッチの横断面について横断方向に5～20mピッチで行われた深浅測量によって得られている。

3. 調査結果

3.1 調査結果の例

各貯水池において、ボーリングサンプルの土質試験結果と河床形状測量データを整理した。紙面の都合からここでは一例として、緑川ダムの調査結果を示す。貯水池の最深河床縦断図を図-2、貯水池平面図を図-3に示す。これをみると、ダムからの距離3,000m程度のところに、比較的粒径の大きい土砂が掃流状態で輸送されて形成されると考えられる「堆砂の肩」(図-12参照)が確認できる。ボーリングは堆砂の肩の位置とその前後、及びダム直上流付近の4地点で実施されており、ダム堤体から上流に向かってボーリングにB-1～B-4と名前を付けた。図-4に貯水池河床の表層土砂の粒度分布を示す。これより、下流に行くに従い、粒度分布が小さい方へシフトしていくのがわかる。堆砂の肩より下流のダムから100m、1,700mの地点では、粒径0.1mm以下の細粒土砂がほとんどであり、これらは浮遊状態で貯水池内を輸送されて堆積したものと考えられる。図-5に各ボーリングの深さ方向の粒度構成、図-6にボーリングコア全体の粒度構成を示す。ここで、粒径区分としては粒径0.005mm以下を粘土、0.005～0.075mmをシルト、0.075～2mmを砂、2mm以上を礫とし、粘土とシルトを微細成分と定義し、以降の解析においてもこの定義を用いる。0.1mm程度以下の粒径はウォッシュロードと定義されることが多い。図-5より、堆砂の肩から下流のB-1、B-2では、深さ方向にほぼ一様に0.075mm以下の微細成分が堆積しており、上流のB-4では、ほとんど微細成分はなく粗い粒子が堆積していることがわかる。また、堆砂の肩付近のB-3では、深度8mあたりで、粒度分布が変化し微細成分の割合が大きくなっている。これは、

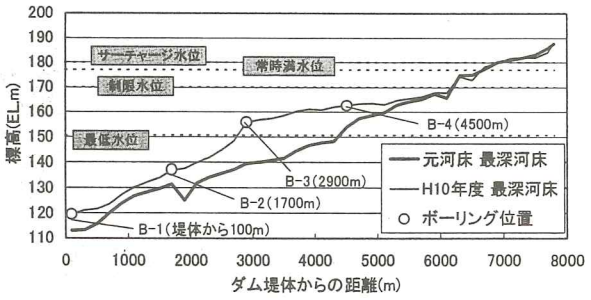


図-2 最深河床高縦断図 (緑川ダム)

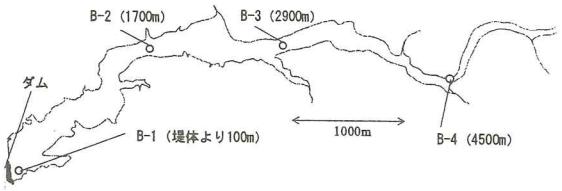


図-3 貯水池平面図 (緑川ダム)

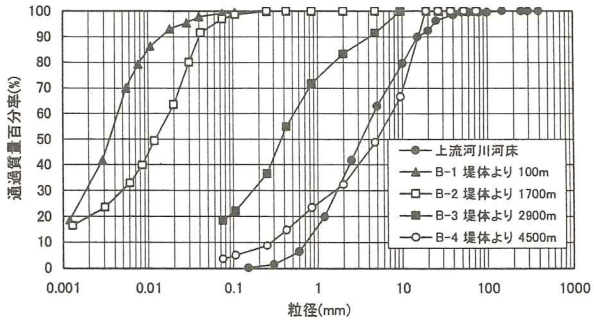


図-4 河床表層土砂粒度分布 (緑川ダム)

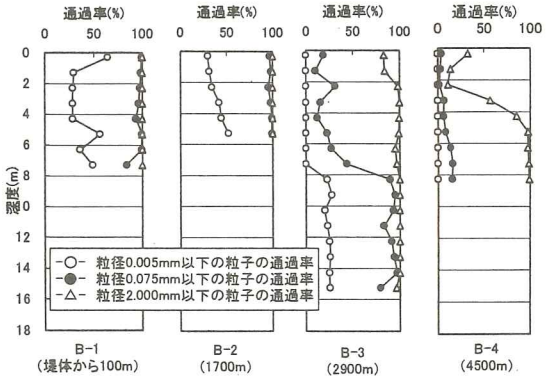


図-5 ボーリング深さ方向の粒度構成 (緑川ダム)

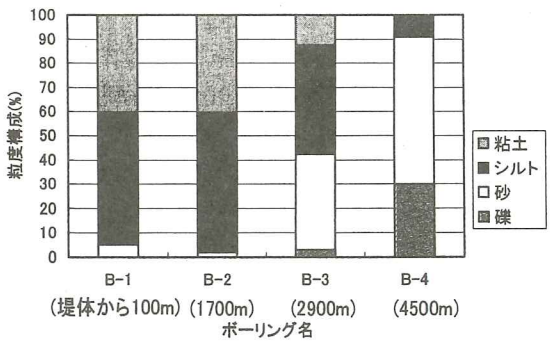


図-6 ボーリングの粒度構成 (緑川ダム)

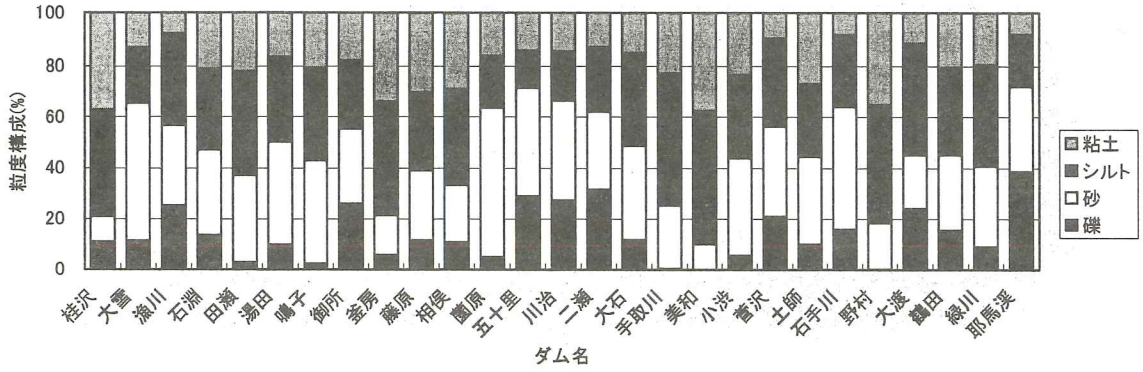


図-7 堆砂全体の粒度構成

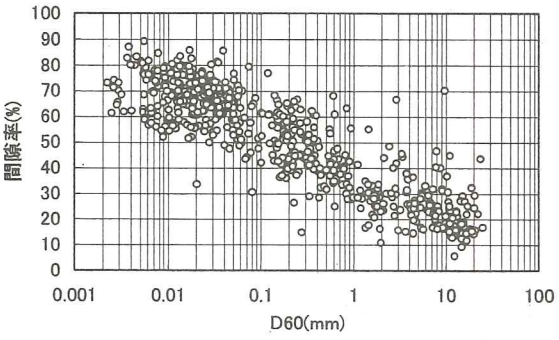


図-8 ボーリングサンプルの 60%粒径と間隙率の関係

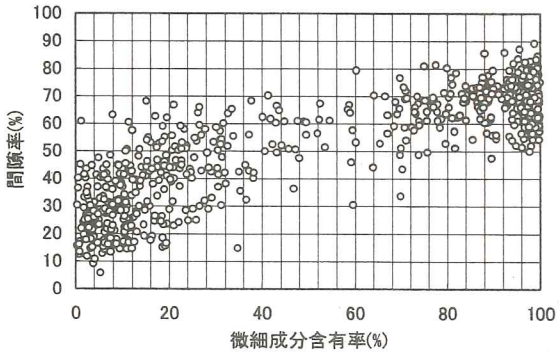


図-9 ボーリングサンプルの微細成分含有率と間隙率の関係

はじめに小さい粒子が堆積した後に、その上に堆砂の肩が進行し大きな粒径の土砂が堆積するなどの堆砂現象の履歴が関係していることが推測される。

各ダムについて同様の整理を行っており、この結果から以降の検討を進める。

3.2 堆砂の粒度構成

今回の調査におけるボーリングの本数および河床測量の断面数は限られたものであるが、得られたデータの範囲内で、堆砂の粒度分布の定量的な把握を試みた。図-7 に調査ダムの堆砂全体の粒度構成を示す。これは、各ダム貯水池について、前述のボーリングの粒度構成割合 (図-6 参照) にボーリングの代表する堆砂量を掛け合わせ、その後足し合わせて求めたものである (いくつかのダムについては、ボーリングデータまたは測量データの不足のため解析を行っていない)。ここで、ボーリングの代表する堆砂量については堆砂横断測量結果から領域を割り振って求めた。なお、堆砂の肩が明確な貯水池については、堆砂の肩の終端を境界に上流と下流で粒度が異なっていると考えて、その終端位置をボーリングの代表する領域の境界とした。図-7 より、貯水池によって、粒度構成はかなり異なっており、今回の調査の堆砂体積に占める微細成分の割合の最大値は 90%、最小値は 28%、平均値は 54%であった。また、平均的な粒度構成としては、礫：14%、砂：32%、シルト：34%、粘土：20%であった。

3.3 間隙率と土粒子実質量

各ダムのボーリングサンプルの土質試験結果より求めた各試料の間隙率と 60%粒径、微細成分含有率の関係を図-8、図-9 に示す。これをみると、60%粒径が小さいほど、また微細成分含有率が大きいほど間隙率は大きくなっている。なお、図-9 より、微細成分含有率は、小さい領域と大きい領域に集中しており、中間の値を持つサンプルは少ない。微細成分が 100%近い場合には、間隙率は 60～80%の値、微細成分が 0%に近い場合は 10～40%の値を示している。これらの情報は、貯水池内における浮遊砂の輸送・堆積等の解析における間隙率の設定等に有用であろう。

それぞれの試料の間隙率を考慮して求めた堆砂全体の土粒子実質部分についての粒度構成を図-10 に示す。すなわち、この図は、堆砂体積を基準として示しており、100%に満たない部分は堆砂容積中に空隙 (水) が占める割合を表している。図-11 に貯水池内の堆砂全体の微細成分の占める割合と間隙率の関係を示す。これをみると、微細成分が占める割合が大きいダム貯水池ほど間隙率は大き

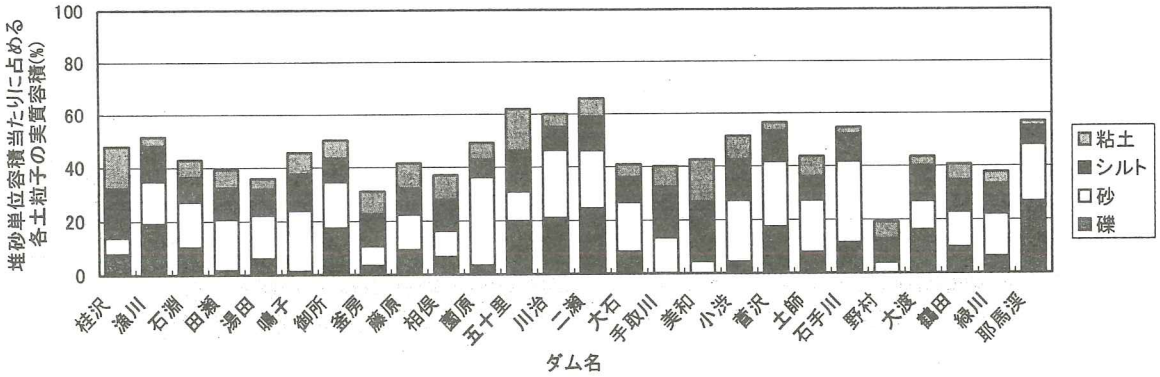


図-10 堆砂の土粒子実質部分の粒度構成

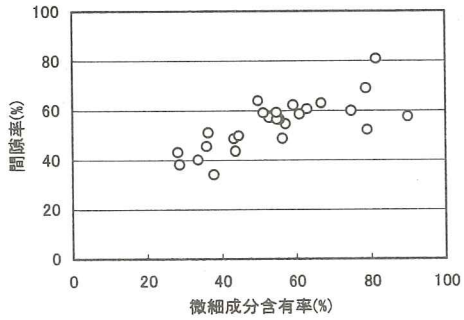


図-11 堆砂全体の微細成分含有率と間隙率の関係

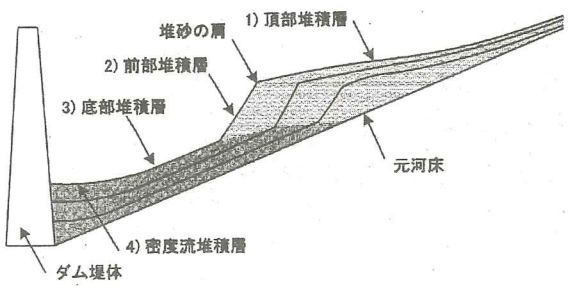


図-12 典型的な堆砂形状

くなっている。また粒径の小さい土塊ほど間隙率が大きいため、土粒子実質部分の中の粒度構成は、堆砂水中体積のそれと比較して大きい方にシフトしている。実質容量でみた場合の、堆砂に占める微細成分の割合は、平均で約44%である。

各貯水池で捕捉される微細成分実質容量の比堆砂量を求めると10～468m^3/km^2/年の範囲にあり、平均値は100m^3/km^2/年であった。

3.4 堆砂形態

従来の研究[3]における堆砂形状と粒度分布についての知見を以下に示す。貯水池内の典型的な堆砂形状は、図-12に示すような縦断形状であり、下記の4つの部分から形成される。

1) 頂部堆積層 (top-set beds)、2) 前部堆積層 (fore-set beds)、3) 底部堆積層 (bottom-set beds)、4) 密度流堆積層 (density current beds)

1) と2) は、いわゆるデルタと呼ばれているもので、河床を転動してきた掃流砂および浮遊砂のうち粒径の比較的粗い部分 (0.1～0.2mm 以上) で構成される。このデルタの凸部は「デルタ肩」、「堆砂の肩」等と呼ばれ、一般に時間の経過とともに前進する。同時にデルタの上流端は上流へ遡上していく。2) の領域はデルタの肩を通過した掃流砂がその直下流に堆積し、それに浮遊砂による堆砂の影響が加わって形成される比較的勾配の急な部分である。3) と4) の領域の堆積物はほとんど粒径が0.1mm 以下のウォッシュロードの成分であり、4) の領域はウォッシュロードが密度流を形成してダム地点まで輸送されて堆積したものである。従来の日本の貯水池の堆砂調査では、頂部堆積層より上流ではほとんどが粒径 1mm 以上の砂礫であり、底部堆積層には0.1mm 以上の粒子はほとんど流下せず、かつ0.01mm より細粒分の大半は貯水池から流出していることが認められている。

今回収集した堆砂形状データの最深河床縦断図 (図-2 参照) から判断したところでは、データを収集した28の貯水池のうち、明確に堆砂の肩が認められるものが12、小規模な堆砂の肩が認められるものが6、堆砂の肩が認められないものが10であった。図-13に上記の堆砂形状と堆砂率および全堆砂中の細粒分含有率との関係を示す。堆砂率が10%以上のものは全て堆砂の肩が明確に認められており、大規模貯水池では、ある程度堆砂が進行すると堆砂の肩が形成されると考えられる。また、堆砂の肩が明確に認められた12の貯水池のうち、肩の先端の標高が最低水位または制限水位とほぼ一致しているものが11あり、従来の研究でも指摘されているが、堆砂の肩の標高は貯水池の運用 (貯水位の変化) に大きく影響を受けていることがあらためて確認された。さらに、図-13の堆砂率の小さい領域の分布をみると、細粒分含有率が大きい場合には堆砂の肩が形成され難い傾

向がみられる。

各貯水池の最深河床縦断データと、縦断方向の粒度分布のデータを整理した結果、底部堆積層または密度流堆積層と判断される領域では、ほとんど 0.1mm 以下の粒径によって堆砂が形成されていた。今回の調査によっても、デルタ下流の領域には 0.1mm 以上の粒径はほとんど到達しないという従来の知見が確認された。

従来の調査では、0.01mm 以下の粒径の大半は流出してしまうといった考え方が一般的であったが、今回の調査では、粒径 0.005mm 以下の粘土が堆砂体積における割合は、最大で 38%、最小で 8%、平均で 20%となっており、かなりの割合で非常に小さな粒子も捕捉され堆積していることが明かとなった。

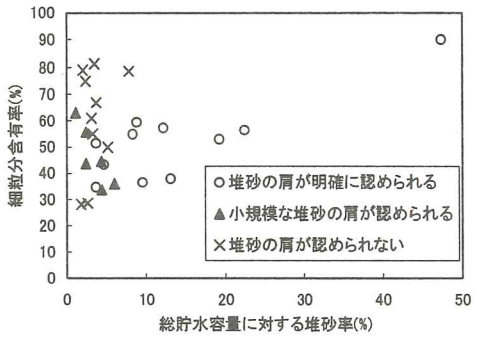


図-13 堆砂形状と堆砂率および細粒分含有率の関係

表-2 貯水池流域の地形、地質

	ダム名	微細成分含有率(%)	流域に存在する岩石	流域に占める割合の多い岩石*)	その他の地形・地質に関する事項
細粒分の少ない貯水池	耶馬渓	28	安山岩、玄武岩、凝灰角礫岩	火成岩・変成岩	火砕流堆積物、沖積層、崖錐堆積物
	五十里	29	花崗岩、流紋岩、黒色粘板岩、砂岩、チャート、石灰岩、礫岩、凝灰岩	火成岩・変成岩	
	川治	34	流紋岩、花崗岩、安山岩、粘板岩、砂岩、チャート、凝灰岩	火成岩・変成岩	急峻な崖、崩壊、ガリ、崖錐堆積物、火山砕屑堆積物
	石手川	35	花崗岩、閃緑岩、ホルンフェンス、角閃岩、安山岩、砂岩、泥岩	火成岩・変成岩	
	薗原	36	波紋岩、花崗岩、安山岩、斑れい岩	火成岩・変成岩	
細粒分の多い貯水池	手取川	75	花崗岩、波紋岩、片麻岩、安山岩、礫岩、砂岩、頁岩、凝灰岩	堆積岩	火山活動による地質の劣化、荒廃地
	釜房	79	安山岩、花崗岩、凝灰岩、軟砂岩、粗礫岩	火成岩・変成岩と堆積岩がほぼ半々	
	桂沢	79	緑色岩、泥岩	堆積岩	著しく急峻、波状褶曲構造
	野村	81	未固結の礫・砂・粘土、砂岩、チャート	堆積岩	
	美和	90	片麻岩、結晶片岩、砂岩、粘板岩、頁岩	堆積岩	中央構造線、破砕作用を受けた脆弱部、急峻な地形、大規模な断層

*) 岩石を「火成岩・変成岩」と「堆積岩」の二つに大別し、地質図等から判別した。

3.5 粒度構成に関係する要因

今回の調査の結果、貯水池によって粒度構成が異なることが明かとなったが、これらを支配する要因について検討を試みた。

ダム直上流の堆砂面が放流設備標高まで達していない貯水池においては、粒径が大きく貯水池内を掃流状態で輸送される土粒子は、ほぼ 100%捕捉されると考えられる。今回の調査ダムは全て上述のような状態なので、堆砂の粒度構成は、貯水池に流入してくる土砂の量及び粒度分布と流入した微細成分が貯水池にどれだけ捕捉されるかによって決まる。流入土砂の量、粒度に関係する要因としては、地形的条件、地質的条件、土砂生産源の条件、水文・気象条件、土砂輸送の条件、貯水池の立地条件等が挙げられる。微細成分の捕捉に関係する要因としては、貯水池の規模・形状、貯水位の変化、水温成層の状態、流入ハイドログラフ、放流条件、土粒子粒径等が挙げられる。以上のように粒度構成に関係すると考えられる要因は非常に多い。ここでは、粒度構成を表す指標として、堆砂体積における微細成分含有率を用いて検討を進める。

流入土砂の量と質に大きな影響を与えると考えられる流域の地形・地質については、定量的な評価をするための指標の選定や数値の算出が困難なこともあり、微細成分含有率が大きい貯水池と小さい貯水池を抽出して、地形・地質概要の文献調査を行った。土粒子実質体積における微細成分含有率の小さい順に５つ、大きい順に５つのダム流域の調査結果を表-2 に示す。表中には、流域を構成する主な岩石を火成岩・変成岩と堆積岩の二つに大別し、地質図などから、どちらが主な構成要素となっているかを判別した結果についても示した。これをみると、流域が主に火成岩・変成岩によって構成される貯水池は細粒分が少なく、堆積岩で構成される貯水池は細粒分が多い傾向が認められる。また、崖錐堆積物が流域に存在する貯水池

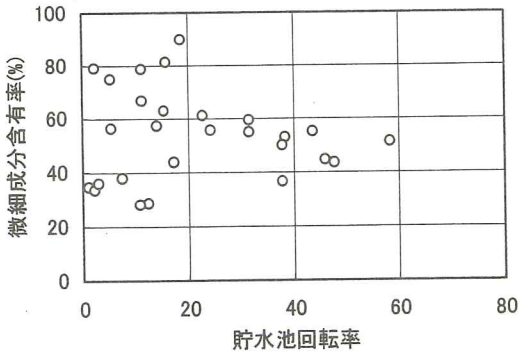


図-14 貯水池回転率と微細粒分含有率の関係

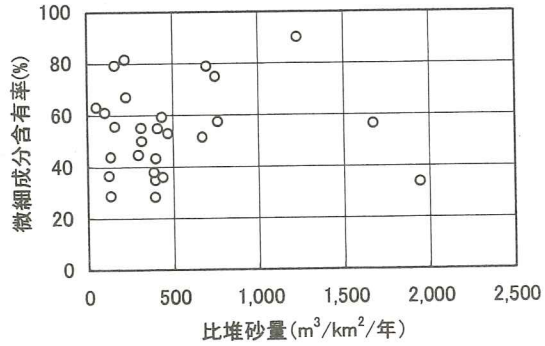


図-15 比堆砂量と微細粒分含有率の関係

で、細粒分含有率が小さいものがあるが、このような流域からは粗い粒子が多く流入してくることが推測される。

次に微細成分含有率の大小に関係する要因を検討するため、貯水池回転率、貯水池水深、貯水池延長および貯水池容量との関係を調査した。ここでは、紙面の関係から貯水池回転率のみについて示す。貯水池回転率は、過去の流入量データから1年間の総流入量の平均値を求めてこれを代表容量で割ったものであり、1年で貯水池の水が何回入れ替わるかを表した指標である。代表容量としては、洪水期の出水前の状態を想定して、制限水位以下の容量か、制限水位のない場合は常時満水位以下の容量を用いた。回転率の値が大きいほど、微細成分も流水と共に流出しやすくなる。微細成分含有率と貯水池年回転率との関係を図-14に示す。これより明確な相関関係は認められなかった。ここに示さなかった他の要因についても明確な関係はみられなかった。さらに、堆砂の進行の速さとの関係を調べるために、図-15に比堆砂量と微細成分含有率の関係を示した。これについても両者の相関は小さいようである。

これらの原因としては、堆砂の粒度構成は流入する土砂の粒度に大きく依存すること、実現象では微細成分は洪水時に大部分が流入するため、洪水時の捕捉状況を考慮する必要があること及び関係する要因が多く単一の要因による説明が困難であることが挙げられる。洪水時の微細成分の捕捉については、柏井[4]によって洪水毎に捕捉率を求めてダム堆砂の捕捉率を算定する方法が提案されており、今後こういった手法による解析との比較を行う必要がある。

4. おわりに

本稿では、全国的なダム貯水池における堆砂についての粒度構成や間隙率等の土砂性状、堆砂形状・形態に関する知見を報告した。今後、これらの知見が堆砂予測、堆砂対策、土砂管理のための基礎情報として活用されることが期待される。最後に各種のデータをご提供いただいた国土交通省の各ダム管理事務所の皆様に謝意を表します。

参考文献

1) 柏井条介：ダム貯水池の堆砂問題, 土木学会誌, Vol.86, pp.50-52, 2001. 6
2) 建設省河川局開発課：ダム貯水池の土砂管理に関する研究, 平成11年度建設省技術研究会指定課題, pp.13-1-23, 1999.
3) 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, pp.151-165, 1983.
4) 柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察, ダム技術, No.181, pp.21-28, 2001.10

櫻井寿之*

独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム研究員
Toshiyuki SAKURAI

柏井条介**

同 ダム水理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

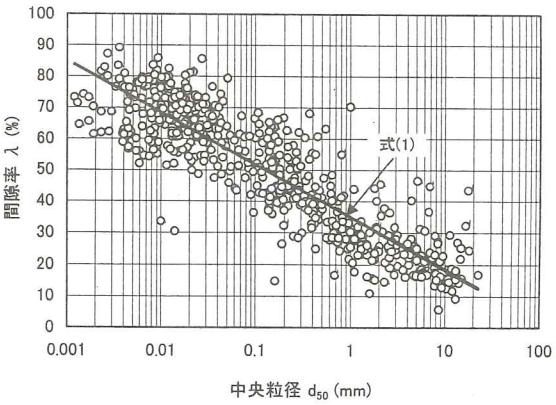
大黒真希***

同 ダム水理チーム研究補助員
Maki OGURO

貯水池堆砂の間隙率

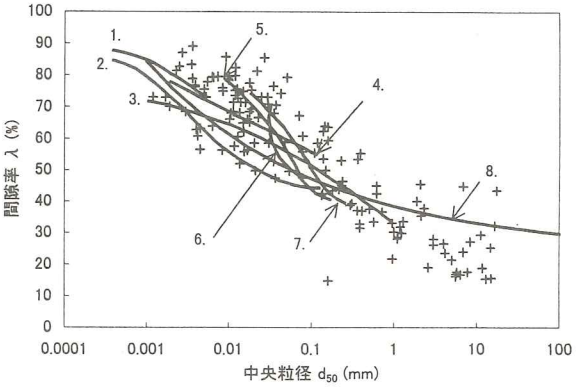
独立行政法人土木研究所　正会員　○櫻井 寿之
独立行政法人土木研究所　正会員　柏井 条介

1．はじめに：ダム貯水池の堆砂の質と量を把握することはダムの計画，設計および管理運用において，また，水系一貫の土砂管理の観点からも重要である．貯水池地点における土砂輸送量の検討，または堆砂対策の検討においては，堆砂の実質量を把握する必要があり，そのためには堆砂の間隙率を知らなければならない．そこで，本報告では全国の 30 程度の貯水池において実施された現地調査結果を用いて間隙率の情報を整理・解析し，既往の河川，湖沼，海岸等の知見との比較も行い，貯水池堆砂の特性を検討した．



図－１　中央粒径と間隙率の関係

2．調査概要：大規模多目的ダムにおける堆砂状況を調査するために，旧建設省[1]により堆砂の現地調査が行われた．調査対象ダムは，総貯水容量が１千万 m^3 以上，竣工後 10 年以上経過等の条件より選定されており，平均で４地点程度のボーリング調査が行われている．ボーリングによって得られたコアから，堆砂の試料が採取され，土質試験による分析が行われた．調査の詳細については参考文献[1),2)]を参照のこと．



1. Lake Mead on Colorado River (Sherman, 1953).
2. Lake Maracaibo, Venezuela (Sarmiento and Kirby, 1962).
3. Reservoirs in western United States (Henbree, Colby, Swenson, and Davis, 1952).
4. Gulf of Paria (van Andel and Psotma, 1954).
5. North Sea (Fuchtbauer and Reineck, 1960).
6. Continental shelf of sourthern California (Hamilton and Menard, 1956).
7. San Diego Bay and adjacent continental shelf (Shumway, 1960)
8. 河村の式，1963(式(2))
+ 今回の調査結果(埋没深さ2m未満)

図－２　中央粒径と間隙率の関係（既往研究との比較）

3．調査結果：間隙率に関係する要因としては，(1)貯水池の水位の状態，(2)土砂の粒径，(3)土砂の性質，(4)圧密の程度，(5)密度流の作用[3]等が挙げられる．そこで，調査結果の間隙率について，a)各種代表粒径，b)均等係数，c)埋没深さ，d)試料採取地点の水面からの標高差，e)細粒分含有率との相関を調べた．d)については，貯水池水位との関係を表す指標であり，標高差の基準として制限水位を用いた（ただし，制限水位のない貯水池については，常時満水位またはサーチャージ水位とした）．この値が小さいほど貯水位の水位変動により，堆砂が水面上に現れる可能性が高いと考えられる．検討した結果，最も間隙率と相関が高かったのは，代表粒径であり，中でも相関係数が大きかったのは中央粒径であった．次に相関が高かったのは細粒分含有率であり，その他の指標についての相関は低かった．埋没深さについては，粒径を区分してみると間隙率との関係が認められた．以下に，中央粒径と埋没深さについて詳細を示す．

1) 中央粒径と間隙率：図－１に今回調査した試料の中央粒径と間隙率の関係を示す．この図は 31 ダムで採取された合計 613 個の試料より作成している．間隙率は，試料が飽和しているものとして土粒子密度と含水比の試験結果から求めており，土粒子密度が測定されていない場合は，2.65g/cm^3 と仮定した．この図より，貯水池堆砂の間隙率と中央粒径には相関があり，おおよその値は(1)式で近似できる．相関係数は 0.79 であり，近似式の誤差は±20%程度である．

$$\lambda = -7.244 \ln(d_{50}) + 35.03 \qquad (1)$$

ここで，λ：間隙率(%)，d_{50}：中央粒径(mm)，近似式作成に用いた d_{50} の範囲は 0.001mm～20mm である．

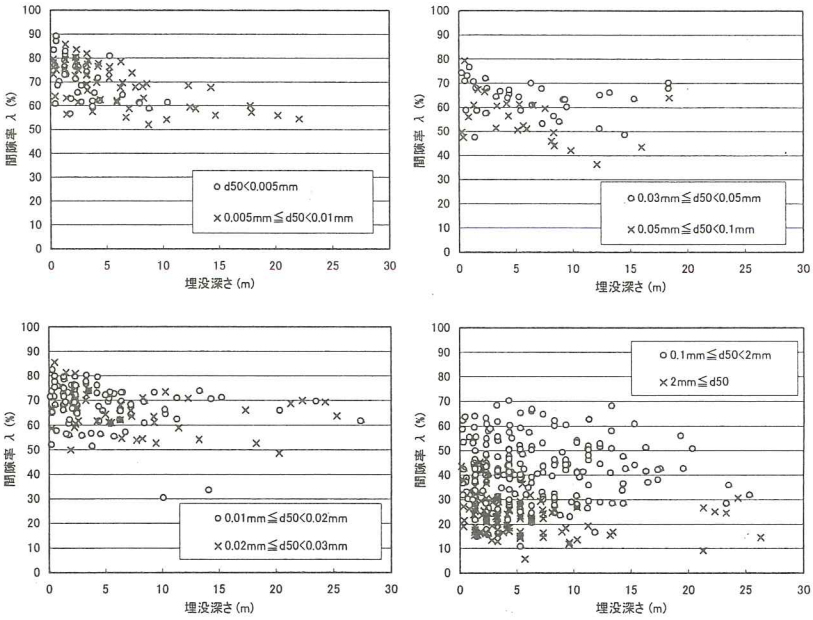
キーワード　貯水池，堆砂，間隙率，粒径

連絡先：　茨城県つくば市南原１番地６　独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム　TEL 029-879-6783

図－２に既往の研究[3]と今回の調査の結果を合わせて示す．既往の研究資料は圧密を受けていない条件であるため，今回の調査結果のうち埋没深さが 2m 未満のデータのみ(141 個)を用いた．図中の 8. の実線は圧密を受けずに飽和状態にあった河床土砂礫の中央粒径と間隙率の関係式であり，河村[3]によって河川，湖などの実測資料から求められた．関係式は原著の式を%-mm 単位に変換すると(2)式で表される．

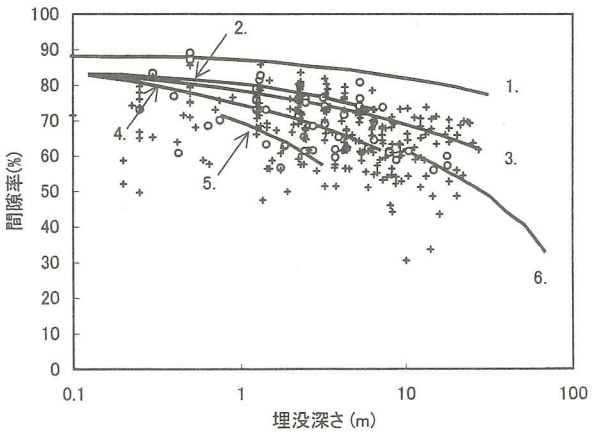
$$\lambda = 24.5 + 14.0 d_{50}^{-0.21} \qquad (2)$$

図－２より，今回の調査結果は概ね既存の研究の値と近い範囲に分布しているが，河村の式と比較すると，中央粒径が 0.1mm より小さい領域では，間隙率が大きく，0.1mm より大きい領域では小さい傾向が見られる．粒径が大きい領域については，貯水池内において比較的上流部に位置する試料が多いと考えられ，これらは水位の変動により堆砂が水面上に露出する場合があり，土砂の締め固まりなどが生じることが考えられる．前述の試料採取地点の水面からの標高差との関係を調べてみると，この値が小さいものが，粒径が大きく間隙率が小さい領域に多めに分布している傾向が認められた．



図－３　埋没深さと間隙率の関係

2) 埋没深さと間隙率：図－３に埋没深さと間隙率の関係を粒径区分毎に示す．圧密の作用は上部の加重が大きいほど，また粒径が小さいほど大きいが，図－３についても，そのような傾向が見られる．粒径の小さい範囲では埋没深さが大きいほど間隙率が小さくなる傾向が認められるが，深さが 5～10m 程度以上になるとその傾向は弱くなる．粒径が大きな範囲では，データのばらつきは大きいが，埋没深さとの関係は認められない．今回の調査結果においては，埋没深さとの関係が小さくなる中央粒径の範囲は 0.03～0.05mm 以上と考えられる．図－４に既往の粘土についての研究結果[3]と今回の調査結果を示す．図中の今回の調査結果については中央粒径が 0.005mm 以下（粘土に相当）と 0.005～0.075mm の試料（シルトに相当）を用いた．これより今回の調査結果の分布範囲は既往の研究結果と同程度であると考えられるが，シルトの一部については，かなり小さい間隙率を示しているデータも存在する．



1. Lake Mead on Colorad River (Gould, 1960).
2. Santa Barbara Basin off southern California (Emery and Rittenberg, 1952).
3. Western Bering Sea (Lisitsyn, 1956).
4. Eastern Black Sea (Ostroumov and Volkov, 1964).
5. Continental Slope off Nova Scotia (Richards and Keller, 1962).
6. Orinoco River Delta (Kidwell and Hunt, 1958).

○ 今回の調査結果(粘土，d50≦0.005mm)
＋ 今回の調査結果(シルト，0.005mm<d50<0.075mm)

図－４　埋没深さと間隙率の関係（既往研究との比較）

4．おわりに：貯水池堆砂の間隙率について現地調査結果をもとに考察を行った．今後，これらの知見が堆砂予測，堆砂対策，土砂管理のための基礎情報として活用されることが期待される．最後に各種のデータをご提供いただいた国土交通省の各ダム管理事務所の皆様に謝意を表します．

参考文献

1)　建設省河川局開発課，ダム貯水池の土砂管理に関する研究，H11 年度建設省技術研究会，p. 13-1～23，1999

2)　櫻井寿之，柏井条介，大黒真希，ダム貯水池の堆砂形態，土木技術資料，45-3，2003，pp. 56-61

3)　河村三郎，土砂水理学１，森北出版，1982. 12，pp. 12-17

◆ ダム技術特集 ◆

貯水池土砂バイパスの計画検討

柏井条介*

1. はじめに

河川は水とともに土砂の流路でもある。それ故ダム貯水池に水を貯めると、同時に土砂も堆積する。堆積土砂は貯水容量の減少を招き、ダムの貯水機能を妨げる。貯水池末端付近の堆砂は、貯水池上流の河床上昇の原因となり、通過土砂の捕捉は、下流河床の低下や粗粒化を招く。影響が大きい場合には、海岸線の後退も想定される。こうした貯水池の堆砂に伴う問題に対応するため、下流に土砂供給可能な堆砂対策が求められるようになっている[1)]。

本報告で対象とする土砂バイパスは、下流に土砂供給可能な堆砂対策手法の一つであり、施設の概要を図-1に示す。施設は、貯水池末端付近に設けられた洪水分流施設と、分流した流れをダム下流河道まで導くバイパス水路及び下流河道への放流水を減勢させるため必要に応じて設けられる減勢工からなる。

貯水池への土砂の流入は、主として出水時に生じる。土砂バイパスは、この出水時の水量の一部を、上記の施設により分流・バイパスすることにより、併せて土砂も分流・バイパスしようというものである。施設がダム堤体と関係なく設置され、また、出水時に放流量を低減する鍋底カット型の洪水調節等特殊な場合を除き、貯水池運用計画に与える影響も小さいことから、既設ダムへの適用が比較的容易な方法である。また、流入濁質量を低減させることから、濁水長期化対策としても効果が期待でき、今後の発展が期待されている堆砂対策手法の一つであるが、わが国での設置事例はほとんどなく、その計画手法については、十分には確立されていないのが現状である。

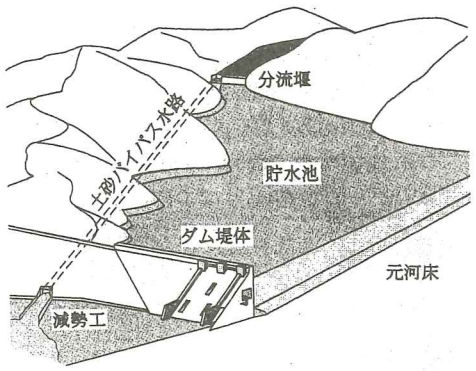


図-1 貯水池土砂バイパスの概要

本報告では、洪水調節を目的に含む多目的ダム貯水池を念頭に、土砂バイパス計画の検討方法について、近年の研究成果なども踏まえて考察・提案をする。

2. 計画検討のフロー

2.1 堆砂対策、土砂供給対策計画の中の扱い

土砂バイパスは堆砂対策、或いは下流河道への土砂供給の一手法である。従って、その計画も堆砂対策、土砂供給対策の全体計画の中に位置付けられる必要がある。ここでは、以下の検討に先立ち、土砂バイパス計画の堆砂対策、土砂供給対策計画全体における取扱いについて整理しておく。ただし、堆砂対策、土砂供給対策土砂量が予め与えられているものと仮定する。

堆砂対策、土砂供給対策手法には土砂バイパスの他いくつかの手法があり、現在考えられている手法を文献[2)]をもとに表-1に示す。表は堆砂対策を念頭に作成されたものであるが、掘削・浚渫は、搬出土砂を下流河道に補給することにより、貯砂ダムは、堆砂掘削位置を陸上の定点に固定するという掘削計画の一環として設置される場合に土砂供給対策として位置付けることができる。また、貯水位を一時的に低下させて、貯水池内の土砂輸送力を大きくし、放流と併せて堆積土砂を排出する土砂フラッシングや流入する微細粒子を放流設備を通じて放流する濁水放流は、土砂バイパス

表-1 貯水池の堆砂対策

貯水池への流入土砂の軽減	貯水池内の土砂の排除
・治山・砂防事業等 ・貯砂ダム ・土砂バイパス ・貯水池周辺斜面の安定	・掘削・浚渫 ・土砂フラッシング ・濁水放流水

Planning Examination for Reservoir Sediment Bypassing

と同様に、下流への土砂供給対策の意味をもつものである。

堆砂対策、土砂供給対策は、図に示される各手法を組み合わせて検討される訳であるが、ここで、土砂バイパス計画検討における他の手法との関係を考えてみると次の通りである。

治山・砂防事業等や貯水池周辺斜面の安定については、堆砂対策以外の目的を主として実施されるものであり、バイパス計画とは独立のものとして扱うことができる。具体的には、これら事業等の影響は、バイパス位置への流入土砂量の軽減として計画に反映させることができる。ただし、治山・砂防事業については、その効果を得るには長期間の年月を必要とし低減量の設定が難しいことから、既設砂防ダムの空き容量等確実に期待されるものを除き、当面の堆砂対策の中では評価されてきていないのが現状である。

掘削・浚渫は、これが分流堰下流で行われる場合には、土砂バイパス量に影響を及ぼすことはない。また、土砂フラッシングや濁水放流は、ダム位置での操作が考えられ、同様にその操作が土砂バイパス量には影響しないものである。従って、土砂バイパス計画の検討は、流入土砂量のみを対象に行えばよく、掘削・浚渫等が土砂バイパス計画の影響を受けることになる。

一方、掘削・浚渫が分流堰上流で実施される場合には、土砂バイパス量に直接影響することになり、掘削・浚渫を念頭に入れた計画検討が必要になる。特定の粒径の土砂供給量が制限される場合や掘削土砂の有効利用を重視するような場合には、生じ得る状況である。掘削位置は分流堰上流が適すると考えられるからであり、この場合、浚渫は考えなくてもよいであろう。このうち土砂供給量の制限については、バイパス計画に先立ち与えられる条件となる。有効利用計画についても、これが将来計画として設定されるのであれば、所与の条件となるが、堆砂容量という長期計画に対して設定するのは難しいと考えられる。この場合には有効利用のための掘削はないものと考えておけば、安全側の計画となる。なお、分流堰上流での掘削理由の一つとして、比較的大きな粒径の土砂バイパス施設内における土砂の堆積や磨耗対策に対する知見が十分でなく、分流堰上流でこれらを捕捉・掘削することが考えられたことが挙げられるが、近年、これら事項に対する技術検討が進められており、本報文ではバイパス対象粒径に対する施設機能面からの制約は特に考慮していない。

以上より、土砂バイパス量に影響を与える他の堆砂対策、土砂供給対策は、分派堰上流で実施される砂防ダムでの貯砂や掘削であるが、これらは、土砂バイパス計画に対し、所与の条件として設定される、或いはすることができる。従って、土砂バイパスの計画検討では、土砂バイパス施設能力(或いは施設規模)をパラメータとして、与えられた流入条件、掘削条件に対しバイパス計画案を策定すればよい。全体計画では、分流堰下流のバイパスされない土砂を対象に堆砂対策、土砂供給計画案が策定され、土砂バイパス施設能力(規模)をパラメータとした比較案の中から、適切な施設能力(規模)が選定される。ここで、施設能力(規模)は、具体的には最大分水量からほぼ決まり、分水量ゼロが土砂バイパスを採用しない案となる。

2.2 土砂バイパス計画の検討フロー

2.1の検討結果を受け、ここでは、施設能力(規模)をパラメータとした土砂バイパス計画案策定のためのフローを検討する。

土砂バイパスでは、土砂輸送力として自然の営力である流水の力を用いる。従って、バイパスされる土砂量は、分水量の関数として与えられる。また、後に論じるように分水量とバイパス土砂量の関係は粒径毎に異なり、分流施設の形式・規模や運用方法の影響を受けるものである。従って、バイパス土砂量は分水計画、施設計画を設定の上算定されることとなり、その算定では水と土砂の混合流が扱われる。

上記を考慮して作成した土砂バイパス計画の検討フローを図-2に示す。検討では、まず分派堰・バイパス水路位置候補の抽出(図中I)を行う。このとき複数案の抽出を想定したが、これは例えば本流における適当な位置の選定といった地形・地質的な得失の比較案とともに、大きな支流がある場合に、本流・支流の両者に設置するのか、本流のみに設置するのかといった、施設や分水計画が大きく異なってくるような比較案の抽出を想定したものである。比較案の必要性は、どちらかと言えば後者のケースの方が高いといえよう。次に、施設位置に応じて分水案を設定する(II)。先にも述べたように、バイパス土砂量や施設の建設費用は最大分水量が主たる要因になると考えられることから、ここでは施設能力(規模)が最大分水量で表されるものとし、最大分水量をパラメータとした複数案の設定を考えている。

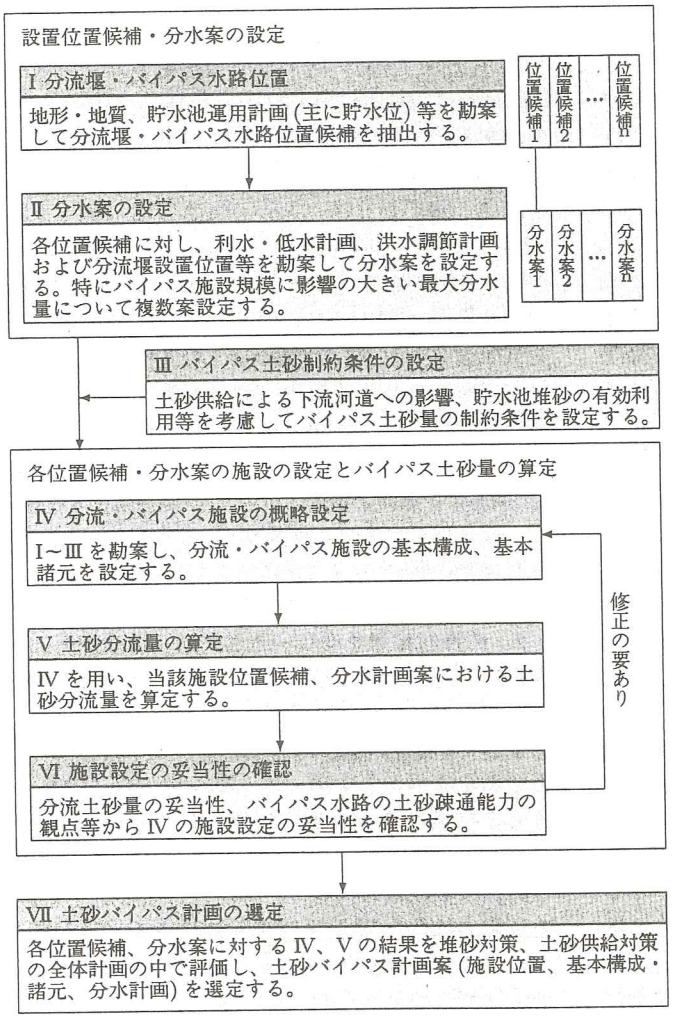


図-2 土砂バイパス計画検討フロー

以上の条件設定に対し、バイパス土砂量を算定するため分流施設等の基本構成、基本諸元を設定する(Ⅳ)。分流施設の構成・諸元が設定されることにより、分水操作がより具体的に設定される。施設の具体的姿を描くことは、後に計画の妥当性を検討する上でも必要である。このとき、バイパス土砂の制約条件を考慮しておく必要がある(Ⅲ)。

土砂バイパスは、基本的には河道を流下してきた土砂の全部又は一部を貯留の影響を小さく通過させるものと考えることができ、従前と比べ過大な土砂量を供給するものではないが、現状の下流河道の河床上昇が顕著である等の場合には、バイパス土砂量は制約を受けることになる。

分流堰位置と施設の基本構成・諸元、分水条件が設定されれば、これに基づきバイパス土砂量の算定が可能になる(Ⅴ)。土砂の分流現象は、粒径により大きく異なるので、バイパス土砂量は粒径別に算定する。このことは、流入土砂量についても粒度分布を設定する必要があることを意味している。粒径を考慮した検討は、貯水池の堆砂計画上は勿論、総合土砂管理の観点からも重要である。

算定された土砂分流量について、制約条件や最大分水量から概略期待される土砂量との関係から妥当性を確認し、許容できない程度に外れる場合には、施設設定を修正する(Ⅵ)。分水案によっては、過剰な分水により制約条件を守れない場合も想定され、その場合には分流堰上流での掘削を導入する。導入が妥当でなければ当該案を破棄する。また、土砂の分流量は、分水操作及び分流堰周辺の施設形状により決まるので、この土砂量が分流施設下流に接続されるバイパス水路により安全に流下できることを確認する(Ⅵ)。バイパス水路の疎通能力が不足すると判断される場合には、勾配を変化させる等水路諸元を変化させるか、過剰な土砂の流入のないよう分流堰形状、分水操作を修正しなければならない。

以上の検討により、各位置候補、分水案毎の施設の基本構成・諸元及び分流土砂量が与えられ、全体計画検討において適切な案の選定が行われる(Ⅶ)。ここで、全体計画の妥当性を維持するため、土砂バイパス計画それ自体においても、ある程度適当なバイパス効率を得る必要があることはいうまでもない。

以上、土砂バイパス計画の検討フローを概観した。以下に、番号付けを行った各項目毎に具体的検討での留意点を述べる。

3. 各項目の検討留意点

3.1 分流堰・バイパス水路位置候補の抽出

分流堰位置は、分水計画を策定するための重要な因子である。また、分流堰位置を抽出するためには、バイパス水路線形の妥当性(勾配、延長、線形など)に関する配慮が必要である。

分流堰・バイパス水路位置の抽出に当たっては、地形・地質とともに貯水池運用計画、特に貯水位を念頭に入れた検討が必要である。土砂バイパスを出水中に行うものとして、分流堰が水没していれば、分流堰位置の浮遊土砂濃度は河道のそれよ

りかなり小さいものとなるであろう。また、粒径の大きな土砂は、分流堰より高い位置に堆砂の肩を形成しながら流下することになる。こうした状況下では効率的な土砂のバイパスは期待できない。このため、バイパス時の分流堰上流の流れが貯水位の影響を受けないよう、分流堰越流標高は常時満水位、或いは洪水期制限水位上方に設定する必要がある。分流堰位置の抽出は、こうした分流堰越流標高の設定に対し、堰規模が過大にならないよう配慮する必要がある。

位置の抽出において特に問題となるのは大きな支川流入のある場合である。堰位置を合流前・後の何れにするか、合流前に設置するとして、本川、支川の内いくつの川筋を対象に設置するのか、複数設置するとしてバイパス水路は夫々の分流堰毎に独立して配置するのか、堰を結ぶように配置するのかといった種々の比較案が想定される。いたずらに比較案を作成しても無駄な作業が増えるのみであり、比較するに値する適当な案を抽出しなければならない。各川筋毎の集水面積や土砂流入特性、施設規模の妥当性に思慮を巡らした高度な技術的判断が要求される部分である。一般的には、堰数が少なくて済むよう合流点下流に配置するのが適当であるが、合流位置が貯水池の下流寄りにある場合には、堰規模が大きくなるとともに、貯水池容量計画にも影響を及ぼすようになり、その合理性が失われる場合が生じる。

3.2 分水案の設定

分流位置が決まれば、分水案を作成することができる。図-3 に分流堰位置における分水例を示す。土砂バイパスでは、バイパス開始、終了時以外のゲート操作は困難と考えられることから、一般に越流頂やオリフィスによる自然分水がなされ、図にはその場合に考えられる標準的な場合を示した。図中、バイパスへの分水は水量 Q_A 以上において開始 (分流堰ゲートを全開 → 全閉に、バイパス側ゲートを全閉 → 全開にする) され、分流堰上流水位が分流堰越流頂 $E\ell_B$ に達する Q_B までは全量バイパスされる。Q_B 以上の流入に対しては、分流堰から越流が始まり、流入水は貯水池とバイパス水路の両者に分水され、分流堰の貯留効果が小さいことから、流入ピーク水量 Q_C 発生時近傍においてバイパス水量の最大値 Q_C' が生じる。

ここで、分水案策定における基本水量として、これ以下では土砂移動が生じない、つまり土砂バイパス効果のない水量である土砂移動開始水量、

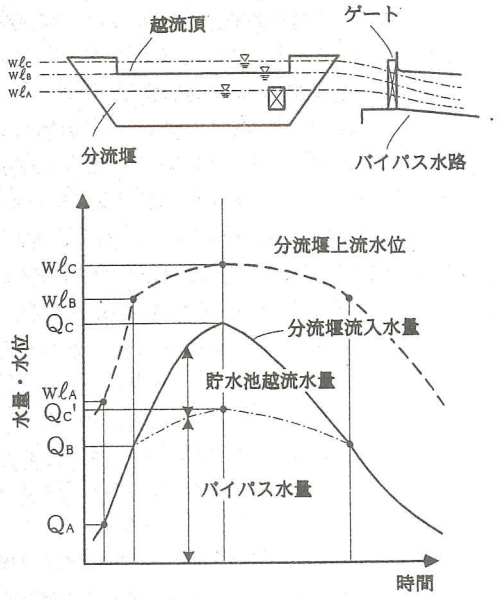


図-3 土砂バイパスにおける分水例

および洪水調節計画における最大放流量が考えられる。土砂移動開始水量以下の水量では、バイパスの意味がないので、多目的ダムでは利水・低水利用のため貯水池側に導水することが望ましい。図では、Q_A が土砂移動開始流量に相当する。また、洪水調節計画の最大放流量以上の放流はできないから分水最大量 Q_C' は計画最大放流量以下とする必要がある。Q_C' は計画最大放流量以下において複数ケース設定することとなる。

ここで、図示した $Q_A \sim Q_C$' 間の操作は、Q_A 以上では土砂バイパスを優先するとしたものであるが、その妥当性については、利水・低水計画との調整を要するものである。即ち、利水・低水のための貯水位回復操作を優先させるのであれば、Q_A かダム貯水位回復時点の流入水量の何れか大きいほうがバイパス開始水量となり、バイパス開始水量は $Q_A \sim Q_C$' 間にも存在し得る。従って、バイパス水量が分流堰流入水量のみからは決まらず、貯水池運用計算の中で設定されることになる。

図-3 から推察されるように、具体的な分水量は、施設構成や諸元の影響を受けるものである。従って、詳細な設定は Ⅳ の検討を待たなければならない。ここでの作業は、分流堰位置の流入水量データの作成、Q_A、Q_{AC}' の設定及び貯水位回復操作方法の設定が主たる作業となる。分流堰位置の流入水量については、ダム位置での水量を元に分流堰位置の流域面積比を用いて比例計算され

る場合が多いが、流域面積が広く、流域内の降雨特性に地域特性が想定される場合には、その影響を反映させる必要がある。

3.3 バイパス土砂制約条件の設定

土砂バイパスは、ダム建設前の流下土砂を時間差を少なく、ほぼそのまま通過させるものであるが、既に河道において過剰な土砂供給が認められ防災上の問題がある場合やダムによる流況調整による影響が懸念される場合には、貯水池に土砂調整機能をもたせ、下流への土砂供給量を制限しなければならない場合が想定される。土砂制限量が河道計画として与えられていない場合には、流入土砂量を想定の上、河床変動計算 (一次元で十分と思う) により検討する必要があるが、この検討は、後に示す土砂分流量の検討と同時に実施するのが適当である。

一方、堆砂を有効利用するため貯水池から搬出することも考えられる。これは、先にも述べたように分流堰上流の捕捉土砂を用いるのが便利であり、土砂バイパス量に影響することが予想される。

従って、こうした有効利用計画については、予め設定しておくのが望ましい。なお、有効利用計画の予めの策定が困難な場合は、これを無視した土砂バイパス計画を検討せざるを得ないが、その結果は貯水池堆砂量、供給土砂量とも大きくなる方向で与えられ、堆砂計画上は安全側の計画となる。

3.4 分流・バイパス施設の概略設定

3.4.1 分水と施設

分流施設と分水の大まかな関係については、既に図-3 に示した通りであり、分流施設の越流頂標高や越流幅、バイパス入口敷高、断面高等を設定してやれば、分水計算が可能になる。図の例は基本構成と考えてよく、Q_B を Q_C' にできるだけ近づけ、バイパス量を大きくするなど、種々の配慮が可能である。ここでは、その詳細については省略するが、夫々の事例毎に工夫することが望まれる。

3.2 で利水・低水容量回復操作について述べたが、貯水位回復を優先的に行う場合、分流開始時には分流堰上流の貯留水が放流される。このため、下流河道での水位上昇量を制御するためのゲート開操作或いは施設構成が必要となるので注意を要する。また、洪水調節に関する配慮は、バイパス水量を計画最大放流量以下とすることが前提となるが、洪水調節方式が一定率・一定量調節や自然調節のように洪水のハイドログラフにより放流水量が変化する場合には、バイパス水量もハイドログラフとしてのチェックが必要になり、$Q_A \sim Q_C$' の経路が洪水調節における放流量を上回らないよう設定する必要がある。

3.4.2 土砂分流と施設

流水による土砂の移動形態は粒径により異なり、移動土砂の濃度分布は、粒径が大きくなるに従って、河床付近の濃度が大きくなる傾向がある。

今、分流堰上流が土砂の堆積によりほぼ満たされている状態を考えてみると、堆砂面付近の流れを分水することにより、高濃度の流れを分水でき分水量に対する土砂分流量を大きくすることができる。堆砂面勾配にもよるが、こうした分水状況は、分流堰越流頂に対しバイパス呑口敷高を低くするのみでもある程度得ることができる[3]。図-4 に示すように、このときバイパスされる流れは、分流堰上流に渦流を形成するものであり、このような流れを強制的に形成させるための施設として渦動管がよく知られている。

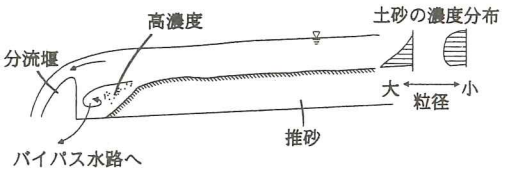


図-4 堆砂面上流れの分水

上記は、分流堰上流がほぼ満砂した状態におけるものであるが、図-3 から分かるように、分流堰直上流水位は流入水量により変化し、バイパス期間を通じ一旦上昇したのち降下する。この間比較的大きな粒径の土砂は、水位上昇による堆積と水位低下による移動という土砂フラッシングと同様の挙動を示すことになる (図-5)。このことは、分流堰上流の貯砂容量を大きくすることにより、

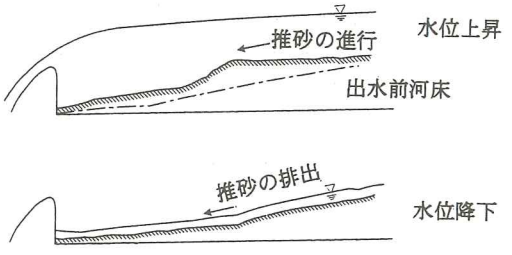


図-5 分流堰上流の堆砂と排出

土砂バイパス量を大きくできることを示唆しているが、粒径の大きな土砂のバイパス量は、先に示した分水方法を工夫することによりかなり大きくすることができる。また、水位低下による土砂の排出は、小流量において多くの土砂バイパスがなされることから、施設内の土砂の堆積や下流水質に対する状況を悪くさせるものである。従って、土砂バイパス効率を大きくするために分流堰上流の貯砂容量を大きくすることは得策ではないであろう。図-5 に示す一連の現象は、寧ろ施設内の土砂の堆積や下流水質問題として捉えておく必要がある。

分流堰の構成・諸元の設定は、以上の現象を念頭に、当該貯水池の堆砂特性 (量及び粒径) を考慮の上実施する必要がある。堆砂特性の把握については次節に触れる。

3.5 土砂分流量の算定

以上のように、土砂の分流は粒径によりかなり異なり、施設構成の影響を受けやすい。従って、分流土砂量の算定に当たっては、流入土砂量を粒径別に設定する必要がある。分流土砂量の算定は、設定された分水案・施設の水理機能 (必要に応じ水理模型実験を用いる) に基づく水理計算、具体的には経年的な河床変動計算により実施するのが適当と考えられ、流入土砂量の粒径別の設定は、河床変動計算上流端での供給土砂量設定の問題に帰着する。ここで、我々は既往のダム堆砂から年間堆砂量及び全堆砂量に対する粒度分布データを入手することができるから、これら堆砂データ及び流量データを用い、河床が比較的安定し、河道線形や断面が特異でない適当な計算上流端断面を選定の上、流砂量式を同定することができる。流砂量式はウォッシュロード、浮遊砂、掃流砂成分に分けて設定されるのが一般的である。堆砂実績は、管理ダムであれば、既往実績がそのまま用いられるし、新設ダムであれば近傍の流域及び貯水池条件が類似した貯水池の堆砂実績のデータから当該ダムでの堆砂量、粒度分布を推定することができよう。こうして把握される堆砂の特性は、3.4 での検討にも参照されるものである。この場合、微細粒子については、ダム貯水池を通過する成分があり、堆砂実績は流入土砂量の全量を表すものではないので注意が必要である。ただし、こうした微細粒子は出水時には水と十分に混合していると考えてよく、流入土砂量に対する分流量の比は水の分流量の比とほぼ等しくなる。従って、貯水池堆砂に寄与する部分のみを取り出した当該流入量時でのバイパス量、貯水池堆砂量を算定することができる。問題は流砂量式の同定にあり、厳密性には多少問題があるが、当面はウォッシュロードと同様に、微細成分の堆砂量が概ね Q^a に比例するものとして a 及び比例定数を求める方法が考えられる。

以上により、分流土砂量が算定される。以下、施設設定の妥当性の確認、土砂バイパス計画の選定へと続くが、その概要については、既に 2.2 で述べたので、紙面の関係もありここでは省略する。なお、土砂バイパス計画の効率を評価する指標として、バイパス土砂 $1m^3$ 当たりの費用が考えられる。ライフサイクルは堆砂問題において通常考えられている 100 年とすればよいであろう。その際、水路の維持管理費用を、ライニング方法の検討と併せ考慮しておかなければならないことはいうまでもない。

4. おわりに

以上、土砂バイパス計画の検討方法について考察・提案した。今回示したのは基本となる流れであり、具体的内容については、今後の研究により、計画精度の向上やより効率的なバイパス技術の開発が期待される。特に、粒径別の土砂分流技術や分流土砂量の算定方法、バイパス水路の輸送能力、ライニングや維持管理手法における技術の発展が望まれ、筆者らの重要な課題と考えている。

参 考 文 献

1) 建設省河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会報告：流砂系の総合的な土砂管理に向けて, 1998,7
2) 上阪恒雄：貯水池の土砂管理, ダム技術, No.159, 1999, 12
3) 柏井条介、本田敏也, 菅原崇之：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性, 土木技術資料, No.37, Vol.12, 1995.

柏井条介*



国土交通省土木研究所ダム部
水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

ダム工学 12(3), 209-217, 2002

ノート

砂礫流下による水理構造物損傷量を予測するための試案

柏井 条介[1]　井上 清敬[2]

Trial to Estimate Abrasion of Hydraulic Structures by Sand and Gravel

Josuke KASHIWAI　Kiyotaka INOUE

貯水池流入土砂の積極的な下流への排出は，堆砂対策としてはもちろん，ダム下流の環境保全の観点からも期待されている。土砂排出のため，土砂フラッシングやバイパス施設などの水理構造物が用いられる場合が多いが，これら施設の設計・管理では，砂礫流下による損傷量の予測とその対策が重要な課題となる。本稿は，これら土砂流下の想定される水理構造物がコンクリート構造物として設けられることを前提に，その局所的損傷量の推定方法を提案するものである。提案する方法は，水理模型実験において模型材料を損傷させ，原型施設での損傷量を推定しようというものであり，その基本的な考え方を示すとともに，模型材料候補として考えているパラフィン，吸水性スポンジの材料特性を明らかにし，今後の課題も含め適用性を検討した。
キーワード：水理模型実験，排砂設備，土砂バイパス水路，局所洗掘

1. はじめに

平成13年6月に，黒部川の宇奈月ダムと出し平ダムの連携排砂が初めて実施された。両ダムの排砂は，貯水池の埋没を防止するため計画されたものであり，長い年月をかけて計画，施設設計検討が行われてきた。昨年の排砂はその一応の成果ということができよう。

一方，平成10年7月に，建設省河川審議会総合政策委員会の総合土砂管理小委員会の報告[1]がなされて以来，砂防から海岸に亘る各分野での土砂動態に対する調査[2]が，流域一貫した視点から実施されるようになっており，前述の黒部川においても，流域の土砂動態からみたダム排砂の位置付けが検討されるようになっている[3]。

流域一貫した土砂管理の観点からみると，ダム貯水池には土砂調節施設としての役割が期待される。すなわち，過剰な流出土砂を貯留し，下流の要求する適切な粒度・量の土砂を供給するという役割である。ダム貯水池は，もともと土砂を貯留する機能を有しているから，適切な粒度・量の土砂を下流に供給する能力を付加できれば，こうした期待に応えることができよう。

下流河道への土砂供給方法は，流入土砂量・粒度，貯水池の目的・運用方法などを考慮し，貯水池毎に適切な方法が検討されるが，排砂施設や土砂バイパス施設，治水専用ダムの洪水吐き，貯砂ダムなど水理構造物を用いる場合も多い。こうした水理構造物の計画・設計では，土砂移動も含む水理に関する知見とともに，施設維持の観点から，砂礫による摩耗損傷量の予測および維持管理方法を含む摩耗損傷対策が重要な検討課題となる。流域一貫した土砂管理でとくに重要となる，河床や砂浜を形成する土砂の粒径は比較的大きく，これら土砂の供給では摩耗損傷対策は避けて通ることのできない問題である。

こうした摩耗損傷に関する報告として，石橋[4]は直線一様水路および鉛直方向に曲率をもつ水路を対象に，室内実験および砂礫の運動に基づく理論解析を実施し，摩耗量算定手法を提案しており，これを用いて設計された関西電力旭ダムのバイパストンネルの実績値でも平均的には比較的良い推定値との一致がみられ

[1] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム上席研究員
[2] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム研究員

たとしている[5]。一方，同じ旭ダムバイパストンネルの実績において，入り口部や湾曲部での土砂の偏りによると考えられる局所的な深掘れがみられている。水理構造物は，その要求される水理機能や地形，地質等の影響により，施設毎にさまざまな特徴を有しており，実際の問題ではこうした多様な施設の，局所的な深掘れも含めた摩耗損傷量の推定方法が必要になると考えられる。

こうした個々の施設に対応する方法として，筆者らは，施設の水理設計時に実施される水理模型実験において実際に模型材料を損傷させ，原型施設での損傷量を推定する方法を検討している。

本報告は，原型の水理構造物がコンクリートで設置されることを前提に，上述の模型材料を損傷させて施設の摩耗・損傷量を把握する方法について，その考え方をとりまとめるとともに，模型材料候補として考えているパラフィンおよび吸水性スポンジについて，衝撃による損傷特性を明らかにし，今後の課題も含め適用性を検討したものである。

2. 水理模型実験による損傷量推定の基本的考え方

2.1 損傷に関する考え

文献6）の試験結果より，1回の粒子の衝突におけるコンクリート損傷量 ΔV（以下とくに断らない限り容量を表すものとする）は，衝突エネルギー $E=0.5mv^2$（ここに，m：砂礫粒子の質量，v：衝突直前の砂礫粒子の速度）を用いて次式で表すことができる。

$$\Delta V = af(\theta)E - b \tag{1}$$

ここに，a，b：定数，θ：衝突直前の粒子の運動方向と衝突面のなす角である。$f(\theta)$ は $\theta=90$ 度で1，0度で0となる関数であり，θ が小さくなるに従って小さくなる。

式（1）より単位土砂量流下時の単位面積当りの損傷量 ΔV_a は，

$$\Delta V_a = a\sum_{i=1}^{n} f(\theta_i)E_i - nb \tag{2}$$

により計算される。ここに，n は，単位土砂量通過時の単位面積当りの衝突回数である。

今，水理模型実験の模型上において，式（2）と同じ式形で損傷量と衝突エネルギーの関係が表されるものとすると，模型上での損傷量は，模型値を添字 m で表して，

$$\Delta V_{am} = a_m\sum_{i=1}^{n_m} f_m(\theta_{mi})E_{mi} - n_m b_m \tag{3}$$

となる。ただし，模型上での通過土砂量，面積は，模型縮尺を $1/K$ とするとそれぞれ原型のそれの $1/K^3$，$1/K^2$ の値となる。

ここで，水中での土砂の跳躍・衝突運動にフルードの相似則が適用できるものと仮定し，$n=n_m$，$\theta=\theta_m$ とする。また $f(\theta)$ は，面に垂直および平行方向の衝突後の衝突前に対する速度率をそれぞれ α_z，α_x とすると，次式で表すことができる[6]。

$$f(\theta) = \frac{1-\alpha_z^2\sin^2\theta-\alpha_x^2\cos^2\theta}{1-\alpha_z^2} = \sin^2\theta + \frac{1-\alpha_x^2}{1-\alpha_z^2}\cos^2\theta \tag{4}$$

上式において，通常の解析では α_z として反発係数が用いられ，$\alpha_x=1$ とされている。この場合 $f(\theta)=\sin^2\theta$ であり原型，模型に $f(\theta)$ の変化はない。本稿でも同様に考え，以下の論考を進めることとする。なお，文献6）のコンクリートでの損傷試験によれば，α_x は1よりやや小さい値をとることが示唆されている。この場合には，$f(\theta)$ が材料特性の影響を受けることになるので今後の検討課題と考えている。ただし，小さいとはいえ α_x は1に近い値をとるものと考えられる。また式（4）からわかるように，影響が大きくなるのは θ が小さい場合であり，全体として影響は大きくないとして差し支えないであろう。

以上の仮定により，式（2）の第1項の Σ は，

$$\sum_{i=1}^{n} f(\theta_i)E_i = K^4\sum_{i=1}^{n} f_m(\theta_{mi})E_{mi} = K^4\frac{\Delta V_{am}+nb_m}{a_m} \tag{5}$$

となる。上式には，模型上の損傷のみでなく衝突回数 n が残されている。衝突回数は別途補完的に計測するのも可能と思われるが，ここで，n を計測しない場合の損傷量の推定方法についてさらに検討してみる。

式（5）を式（2）に代入すると次式を得る。

$$\Delta V_a = K^4\frac{a}{a_m}\Delta V_{am} + n\left(K^4\frac{ab_m}{a_m} - b\right) \tag{6}$$

上式のうち，左辺第2項が n に係る項であり，括弧内がゼロとなるよう K を設定すれば，n の影響をなくすことができる。また，括弧内が負となるよう K

を設定し，右辺第2項を省略すれば，設計上安全側のΔV_aの設定が可能である。ここでは，模型実験の自由度を考えて，後者の条件である次の範囲で模型縮尺を設定することを提案する。

$$K \leq (a_m b / a b_m)^{1/4} \tag{7}$$

具体的に必要になるKについては，パラフィンおよび吸水性スポンジの場合を対象に，後に検討する。

2.2 粒子運動に関する考え

2.1では，流れおよび粒子の運動がフルード則に従うものとして考えた。流れに関するフルード則については，従来から水理模型実験に用いられており，とくに言及する必要はないであろう。ここでは，水中の粒子運動における相似性について確認しておく。

粒子のi方向の運動方程式として，球形の粒子に対して与えられている式[7]を不定形な粒子形状に拡張した次式が得られる。

$$\rho_s \frac{du_{pi}}{dt} = (\rho_s - \rho) g_i - 0.2\rho \frac{A}{V} C_d u_R (u_{pi} - u_{fi}) + 0.5\rho \frac{A}{V} C_L (u_{RT}^2 - u_{RB}^2)(u_{pj} - u_{fj}) / u_R + 6\frac{A}{V}\left(\frac{\rho\mu}{\pi}\right)^{0.5} \int_0^t \frac{d}{d\tau}(u_{fi} - u_{pi}) \frac{d\tau}{(t-\tau)^{0.5}} + \rho C_m \frac{d}{dt}(u_{fi} - u_{pi}) + \rho \frac{Du_{fi}}{Dt} \tag{8}$$

ここに，ρ_s，ρ：それぞれ粒子および水の密度，u_p，u_f：粒子および水の速度，u_R：水と粒子の相対速度$(=|\vec{u_p} - \vec{u_f}|)$，$u_{RT}$，$u_{RB}$：それぞれ$i$方向に対する粒子の上端および下端での相対速度，$g$：重力加速度，$V$：粒子体積，$A$：相対速度方向の粒子の投影面積，$t$：時間，$\mu$：水の粘性係数，$C_d$，$C_L$，$C_m$：それぞれ抗力係数，揚力係数，付加質量係数であり，添字はその方向の成分を，また，jはiに直角方向の成分を表す。上式において粒子に作用する力は，右辺第1項から順に，重力，抗力，揚力，バセットの履歴による力(以下履歴力とする。)，付加質量による力および水の加速による力である。なお，粒子が回転することにより生じるマグヌス効果については，影響が小さいとして省略してあるが以下の結論に変わりはない。

上式を，長さを粒径d_pにて，時間をd_p/u_Rで無次元化し，無次元量をダッシュを付けて表すと，次式となる。

$$\frac{du'_{pi}}{dt'} = (1 - \rho/\rho_s)/F_{ri}^2 - 0.5\frac{\rho}{\rho_s}\frac{A'}{V'} C_d u'_R (u'_{pi} - u'_{fi}) + 0.5\frac{\rho}{\rho_s}\frac{A'}{V'} C_L (u'^2_{RT} - u'^2_{RB})(u'_{pj} - u'_{fj}) / u'_R + \frac{6}{(\pi \mathrm{Re})^{0.5}} \int_0^{t'} \frac{d}{d\tau'}(u'_{fi} - u'_{pi}) \frac{d\tau'}{(t'-\tau')^{0.5}} + \frac{\rho}{\rho_s} C_m \frac{d}{dt'}(u'_{pi} - u'_{fi}) + \frac{\rho}{\rho_s}\frac{Du'_{fi}}{Dt'} \tag{9}$$

ここに，F_{ri}^2：フルード数$(=u_R^2/g_i d_p)$，Re：粒子レイノズル数$(=u_R d_p/(\mu/\rho))$である。

ここで，摩耗損傷量が大きいのは，掃流的な挙動を示す比較的大きな粒子成分であり，通常の掃流砂実験の模型規模を確保するものとすると，Reは，乱流として十分大きな値が得られるものと考えられる。この場合，C_d，C_LのReによる変化は少なく，原型と模型であまり変わりないと考えてよいであろう。

一方，Reそのものは，履歴力の項にパラメーターとして残されている。履歴力項の粒子運動への影響，履歴力項に対するReの影響については，必ずしも十分な知見が得られている訳ではないが，球粒子のサルテーションを扱った試算によれば，履歴力は跳躍距離に影響し，跳躍高さにはほとんど影響しないことが示されている[8]。試算では，Reが小さい程跳躍長が大きくなっているが，その影響は，Reが大きくなるに従って小さくなり，ある程度以上のReでは，履歴項を無視した場合とあまり変わらない。検討ではReそのものをパラメーターとして用いていないので，Reの絶対値との関係は必ずしも明らかではないが，用いられている値のオーダーから判断して，ここで考えている通常の掃流砂実験でのReでは，あまり影響は無いものと考えてよいようである。

式(9)において残される無次元パラメーターはフルード数のみであり，フルード数が同じであれば，無次元運動方程式は同じ，つまり粒子の運動は相似となることがわかる。周知のように，ダム水理構造物の水理模型実験は一般にフルード相似則に基づき実施されており，流れの場の縮率と実験粒子の縮率を同じにすれば，実験の全体をフルード則に基づき実施することが可能である。この場合，壁面摩擦速度等相似性に問題がある現象については，模型縮尺を適切に設定するとともに，粗度付け等により現象に応じて補正する必

表-1 パラフィンの損傷実験ケース

RUN	1	2	3	4
砂礫の種類	自然砂礫	自然砂礫	砕石	砕石
粒径範囲[1] (mm)	2～5	4～9	2～6	25～50
粒子1個当たりの平均質量 (g)	0.04	0.30	0.05	56.7
落下高 (m)	1.0, 1.5, 2.0	0.5, 1.0, 1.5	1.5, 2.0	0.5, 1.0
落下砂礫の全質量 (kg)	417, 834[2]	209	373	397

1) 粒径＝(長径×中径×短径)$^{1/3}$, 2) 落下高 1.0 m の場合

要があるのはいうまでもない。

以上は，流水力に基づく粒子運動についての相似性を検討したものである。粒子運動については，衝突時の運動の相似性も問題になる。これは，材料の反発係数の問題に帰着する。本報告で提案している方法については，このことが最も大きな課題となっており，現況では適用性が制限される結果となっている。これについては，次章にて検討する。

3. 模型材料とその特性

3.1 概 要

2. で示した考えを実践するためには，適当な模型材料が必要になる。適当な，ということの意味は，2.1 の損傷特性をもち，かつフルード相似則のもとでの模型上の土砂移動により，計測可能な損傷を受けるということである。さらには，2.2 で述べた原型と同様の反発係数を有するということである。これらのすべてを満足する材料については，残念ながら筆者らも探し当てていない，若しくは製造できていない。ここでは，筆者らが用いようとしているパラフィンおよび吸水性スポンジについて，その課題も含めて，特性をとりまとめる。

パラフィンおよび吸水性スポンジは，条件が制約されるものの模型上で損傷可能であり，また適用可能な損傷特性を有しているが，反発係数が小さい傾向がある。筆者らは，模型上で計測可能な損傷を受けることと反発係数が原型と同様の値をもつことは，あるいは，矛盾することではないかと思っており，ここでは，概略的であるがその場合の結果の取り扱いについて，検討を行っている。

3.2 実験概要

パラフィンおよび吸水性スポンジの損傷特性を把握するため，以下の実験を実施した。なお，以下の実験とは別に，パラフィンおよび吸水性スポンジの反発係数と衝突エネルギーの関係を求めている。

1) パラフィン

直径 20 mm の棒状供試体を製作して鉛直に立て，上方の一定の高さから砂礫を連続的に空中落下させて損傷させた。棒状供試体としたのは，衝突面を小さくして，砂礫の連続落下による堆積を防止するためであり，砂礫が衝突面中心に落下するよう，衝突面中心上方に砂礫径に応じた径の鉛直の筒を設置して実験を行った。

表-1 に実験ケースを示す。各ケースにおいて，一定の砂礫投入質量毎に棒状供試体質量を測定し，損傷量を求めた。その結果，総砂礫投入質量と損傷量は比例していることが確かめられ，両者の勾配から，単位質量当りの損傷量を，さらに土砂1粒当りの平均質量を用いて1回当りの衝突エネルギーと損傷量の関係を求めた。

2) 吸水性スポンジ

吸水性スポンジ（フェノール樹脂性）は，乾燥状態での比重が 0.018 程度と小さく，容易に損傷を受ける材料である。実験は，吸水性スポンジを水につけて飽和状態にさせた後取りだし，球形のガラス球 (2.43 g/粒) およびプラスティック球 (0.25 g/粒および 0.113 g/粒) を落下させて実施した。落下高は，ガラス球で 0.25～1.21m，プラスティック球 0.25 g/粒で 0.15～2.0 m，0.113 g/粒で 0.5～2.0 m である。落下は，同一地点に 5～10 回実施し，レーザー変位計を用いて損傷量を計測した。損傷量の計測は，1回の落下毎に行っており，落下回数を重ねた総衝突エネルギーと損傷量が比例関係になることを確認している。

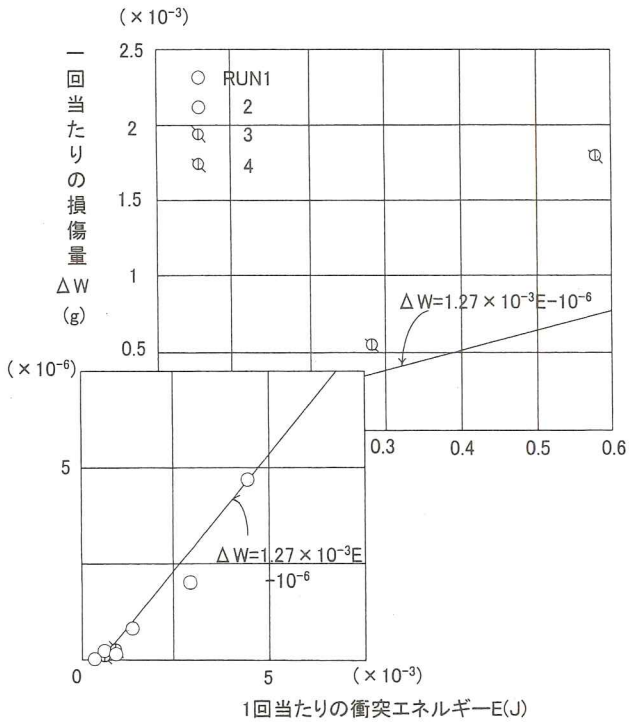


図-1　1回当たりの衝突エネルギーと損傷量の関係（パラフィン）

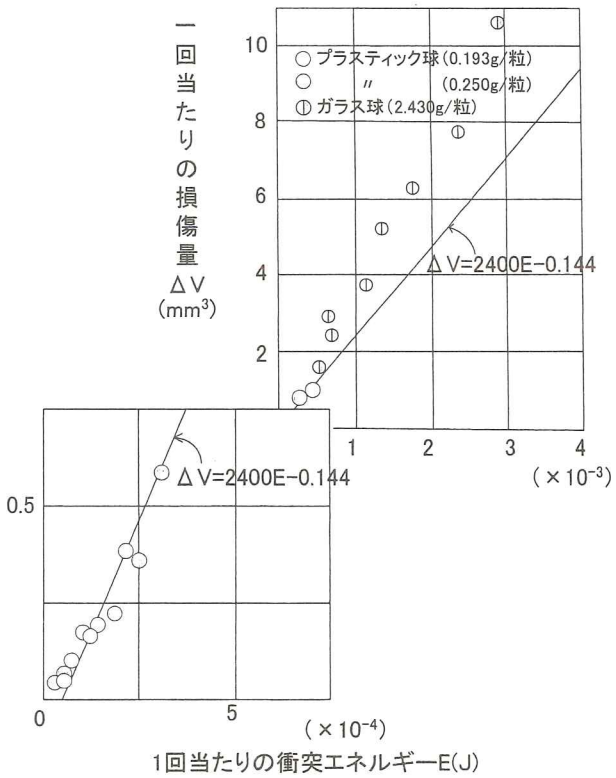


図-2　1回当たりの衝突エネルギーと損傷量の関係（吸水性スポンジ）

3.3　実験結果

1)　1回当たり衝突エネルギーと損傷量の関係

図-1，2にそれぞれパラフィンおよび吸水性スポンジでの1回当たり衝突エネルギーと損傷量の関係を示す。パラフィンについては，損傷量を質量で示してあるが，比重は，約0.8であり，衝突エネルギーに対する損傷量は，吸水性スポンジにおけるものがパラフィンよりはるかに大きいことがわかる。

1回当たりの衝突エネルギーと損傷量の関係は，やや下に凸な曲線となっており，衝突エネルギーが大きくなるに従って，単位エネルギー当たりの損傷量が大きくなる傾向がみられている。つまり，完全な直線ではない。

直線水路での衝撃力測定結果によれば[4,9]，衝撃力の分布は，衝撃力が大きくなるに従って急激に度数が減少する指数分布に従うことが示されており，図では，参考までに，衝突エネルギーの小さい領域を中心に設定した直線例を示してある。図示した直線を用いるものとすると，パラフィンでは，1回当たりの衝突エネルギーが0.2～0.3 J程度以下が，吸水性スポンジでは，10^{-3} J程度以下が適用範囲と思われ，これより大きい衝突エネルギーでは，直線近似の誤差がかなり大きくなる。パラフィンでの適用範囲である0.2～0.3 Jは，例えば20 mmの球形の礫（比重2.6）を5.9～8.8 mの高さから落下させた場合に相当し，模型実験としては，かなり大きな衝突エネルギーをカバーしている。

なお，図示した衝突エネルギーの小さい場合を対象とした直線式を用いて，大きい衝突エネルギーの場合を推定した場合，模型損傷量から求められる衝突エネルギーは，実際より大きい値を与えることになり，設計上は安全側の値を与えることになる。また，ノズルから放出される土砂流の衝突など，衝突エネルギーの範囲が予めある程度予想される場合には，その範囲内で適当な直線式を用いればよいことはいうまでもない。

2)　必要模型規模

ここで，図-1，2に示した直線式を用い，式（7）のKの範囲を求めると，次のとおりである。

パラフィン　　$K \leq 7.0$

吸水性スポンジ　　$K \leq 13.3$

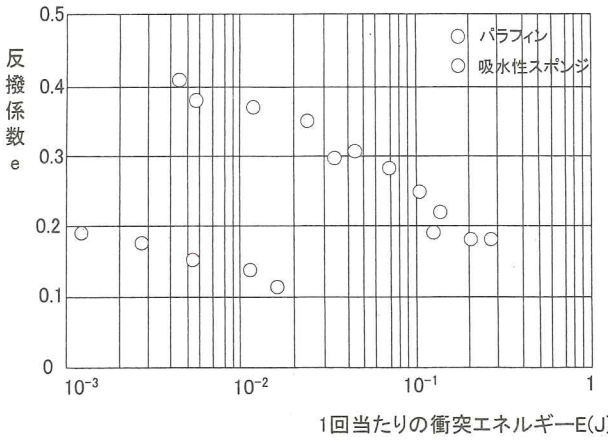


図-3　1回当たりの衝突エネルギーと反撥係数の関係

ただし，文献6）よりコンクリートの $a=12.19\ \mathrm{mm^3/J}$，$b=24.33\ \mathrm{mm^3}$ である。また，パラフィンの比重＝0.8としている。

上記値は，模型縮尺としては現実的な値ではあるが，比較的大きな値でもある。実験場のスペースや給水能力の関係から上記値が確保できない場合には，衝突回数を別途計測する等による補正が必要になろう。ただし，局所的な損傷面における計測には，壁面の整形維持など課題が多いように思われる。この場合には，例えば，損傷前の壁面形状において計測を実施し，式（6）右辺第2項のオーダーを把握の上，安全側の設定を行うなどの方法が考えられるが，いずれにしても，可能な限り k を大きく設定し，推定における衝突個数の影響を極力小さくするのが望ましいといえる。

3）　反発係数

図-3にパラフィンおよび吸水性スポンジの反発係数と1回当たりの衝突エネルギーの関係を示す。反発係数は，1回当たりの衝突エネルギーが大きいほど小さくなる傾向がみられているが，パラフィンで0.4～0.2程度の値，吸水性スポンジで0.2～0.1程度の値となっている。文献6）では，コンクリートと硬質な河床礫の反発係数が0.47，ステンレスとのそれが0.33とされており，これらと比較して小さめの値となっている。とくに吸水性スポンジでのそれが小さい。

反発係数の違いは，衝突後の砂礫の挙動が異なることを意味し，反発係数が小さいことは，衝突後の跳躍における飛び上がり高さが小さいことを表している。飛び上がり高さが小さいと，下流側での衝突頻度が高くなる一方，1回当たりの衝突エネルギーが小さくなることが考えられる。

先にも述べたように，損傷しやすい材料では，反発係数が小さくなるのが一般的特性とも考えられる。補正方法の詳細な検討は，現在実施中であり，今後の検討に負うところも大きいが，ここで提案している方法の基本に係るところでもあるので，概略的であるが，次節において検討する。

なお，次節でも示すが，反発係数の違いが問題になるのは，衝突下流側での損傷であり，衝突後の挙動があまり影響しないような箇所，例えば水叩きのインバート部のように主流の流向変化による影響が大きいと思われるような部分等については，反発係数による問題は小さい。したがって，仮に反発係数に関する問題があるとしても，ここで提案している方法が意味をなくすることはないと考えている。

3.4　反発係数が異なる場合の対応について

1）　堰（副ダム下流）の洗掘状況と反発係数の影響

反発係数が異なる場合の対応について，一般的に論じるのは現状では困難である。ここでは，今後の参考として，堰（あるいは副ダム）を越える土砂流の場合を対象に，検討を加える。

図-4に，堰（副ダム）下流の水叩きにパラフィンを設けて実施した，損傷実験の実験結果例を示す。図から，堰（副ダム）直下流のインバート部分にて大きな深掘れを生じていること，そのすぐ下流では洗掘深はかなり小さくなっているが，下流側と比較して大きく，下流に向かって漸次小さくなっていくことがわかる。こうした堰（副ダム）下流の洗掘状況は，直感と一致するものであり，流向変化による深掘れ部，十分下流側での一様洗掘部および両者の間の洗掘漸減部に分けることができる。洗掘漸減部では，堰（副ダム）下流面上にて加速された砂礫が，洗掘により逆勾配に傾斜した水路床と衝突しながら漸次減速していく区間と考えることができよう。

ここで，反発係数との関係を考えると次のとおりである。まず，深掘れ部の洗掘は，流向変化に伴う砂礫の水叩きへの衝突による衝突が主体となって生じていると考えることができ，堰（副ダム）下流面の材料を

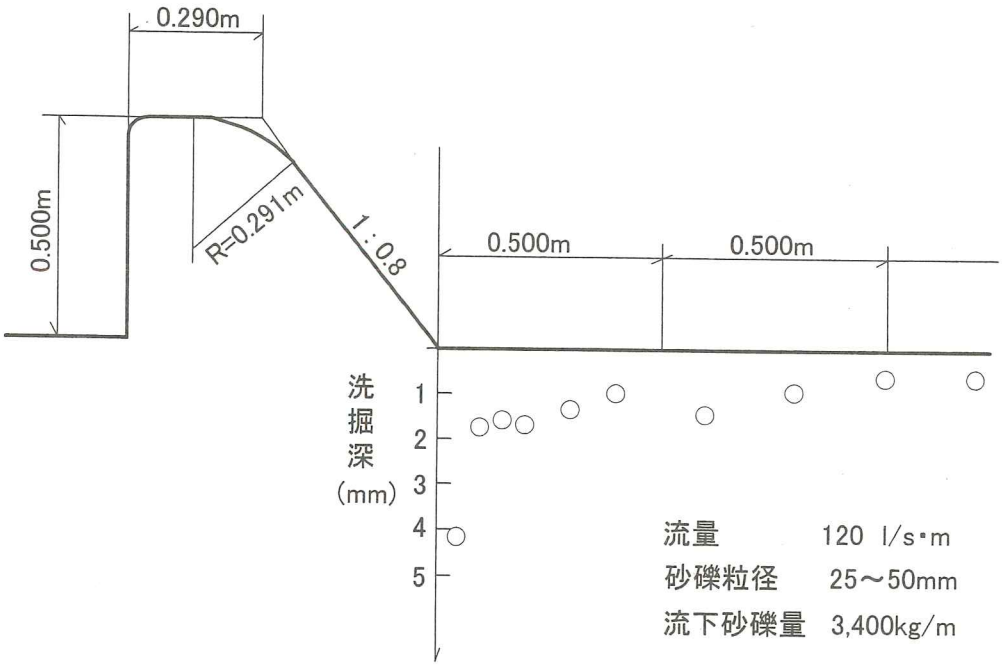


図-4　堰下流のパラフィンの洗掘例

通常の反発係数の大きな模型材料で製作してあれば，反発係数の影響は無視できるであろう。したがって，実験結果をそのまま用いることができる。一方，洗掘漸減部および一様洗掘部は，砂礫の衝突後の挙動が影響するものである。とくに一様洗掘部では，砂礫は，流れから受けるエネルギーと衝突により失われるエネルギーが釣り合った状態で流下しており，反発係数が砂礫の挙動を決定付ける因子となる。補正は，こうした反発係数の影響を考慮して実施する必要がある。

2)　洗掘量の補正（実験値としての補正）

洗掘量の補正について，ここでは，まず，深掘れ直下流の洗掘漸減部上流側，つまり，前の衝突時の衝突速度が反発係数の影響を受けていないであろう領域について，式（8）で示した球体の水路上の運動に基づき検討する。ただし，簡単のため，式（8）において，粒子レイノルズ数が十分大きなものとして履歴力を，水深方向に流れがほぼ一様なものとして揚力の影響を無視するものとする。このような場合の解は，文献4）に示されており，水路床に衝突する時点での水路床に直角方向の球形の粒子速度 w_s（直角上方向を正），および水路床から飛び出し，再度着床するまでの跳躍1回当たりの跳躍時間 t_0として，次式を与えている。

$$w_s = -w_f \tanh(\sinh^{-1}(w_0/w_f)) \tag{10}$$

$$t_0 = \frac{1}{\sqrt{ab}}\{\tan^{-1}(w_0/w_f) + \sinh^{-1}(w_0/w_f)\} \tag{11}$$

$$a = 2(\rho_s/\rho - 1)g\cos\theta_0/(2\rho_s/\rho + 1),$$

$$b = 3C_d/2(2\rho_s/\rho + 1)d$$

ここに，w_f：粒子が沈降する場合の終端速度，w_0：跳躍開始時点の床に直角方向の粒子速度，θ_0：水路と水平のなす角であり，抗力係数については，式（8）と異なり，床に直角方向の速度成分に対する係数として定義されている。

ここで，原型の反発係数を e，損傷模型材料の反発係数を e_r とすると，同じ衝突速度に対し，損傷材料模型での跳ね返り速度は，そうでないものに対し，e_r/e を掛けた速度となる。すなわち，反発係数の違いによる差は，式（10）および（11）の w_0 に e_r/e を掛けたものとして，下流側での衝突を評価することができる。今，w_0 に e_r/e を掛けて得られる w_s，t_0 をそれぞれ添字 r をつけて表すものとし，単位砂礫通過量，単位面積当たりの衝突エネルギーに対する反発係数の影響を考えると，1回当たりの衝突エネルギーの比 α は $(w_{sr}/w_s)^2$ にて表される（評価しているのは床面に直角方向の衝突エネルギーであり，式（4）で $f(\theta)=\sin^2\theta$ の場合に相当する）。また，水路床に平

行な粒子速度は反発係数の影響を受けないものとすると，衝突頻度の比 β は $1/(t_{0r}/t_0)$ にて表される。したがって，全衝突エネルギーの比は，

$$\sum_{i=1}^{nm} E_{mri} / \sum_{i=1}^{nm} E_{mi} = \sum_{i=1}^{nm} (w_{sr}/w_s)_i^2 / (t_{0r}/t_0)_i$$

にて表される。ここに，$(w_{sr}/w_s)^2/(t_{0r}/t_0)$ は，e_r/e とともに w_0/w_f の関数となり，試算によれば，w_0/w_f が小さい場合には，ほぼ e_r/e に等しく，w_0/w_f が大きくなるに従って，e_r/e より大きい値となる。したがって，両者の比が e_r/e と考えれば安全側の設定となる。

以上は，衝突エネルギーについての考察であるが，実験で得られているのは洗掘量である。この場合，2.1 で検討したと同様に，衝突エネルギーと損傷量の直線関係における定数 b の取り扱いが問題となるが，ここで対象としている深掘れ直下流では，洗掘の主体となる衝突エネルギーは b より十分大きいといってよく，e_r/e をそのまま用いて補正を行って大きな問題はないであろう。

深掘れ部直下流より下流では，砂礫は跳躍を繰り返しながら洗掘する。したがって，反発係数が異なることは，その前の衝突時の速度が異なることを意味する。この場合，式 (10)，(11) を繰り返し用いることも考えられるが，式 (10)，(11) は，導出時の仮定からわかるように，流水が粒子に与えるエネルギーを評価しておらず，w_s は w_0 より常に小さくなる。反発係数を導入すると，次の跳躍での粒子速度はさらに小さくなる。したがって，衝突を繰り返すと，やがて粒子は跳躍しなくなる結果となり，式 (10)，(11) をそのまま用いることはできない。比という意味では先に示した e_r/e に w_0 の影響が入るわけであり，e_r/e より大きな補正量となることが推察される。

衝突を繰り返す場合の問題はかなり難しいが，ここで，一様洗掘部を対象に考えると，一様洗掘部では，衝撃力の直接の計測が比較的容易であり，反発係数を所定のものとした模型により衝撃力を計測し，衝撃力から衝突エネルギーを算出して洗掘量を補正することが可能である。損傷材料について，一様勾配水路に対するこうしたデータを一度整理しておけば，個々の実験ごとに実施する必要もなくなるであろう。先に述べたように，一様勾配水路において得られる補正値は，洗掘漸減部より大きいと考えられるので，こうしたデータを整理しておくことは，洗掘漸減部における補正においても参考になるものと思われる。また，式 (8) をより厳密に解いて先に示したと同様に全衝突エネルギーとして評価する方法も考えられるが，本報告はその詳細を述べることを目的とするものではなく，また，現時点ではその用意も十分ではないのでここでは省略する。

こうして求められる一様洗掘部と先に述べた深掘れ部直下流の洗掘漸減部の間については，洗掘量が直線的に変化すると設定して大きな間違いはないであろう。

以上述べたのは，模型実験値の補正方法についてであり，原型での洗掘量は，得られた ΔV_{am} を用いて，式 (6) より求められる（適当な模型縮尺を設定し右辺第 2 項を省略して求めれば安全側の推定となる）。

4. まとめ

以上の検討結果をまとめると次のとおりである。

1) 衝突エネルギーと損傷量が直線関係にある模型材料を用いれば，模型縮尺を式 (7) で設定することにより原型コンクリートにおける損傷量を設計上安全側に推定することが可能である。

2) 模型実験における粒子の挙動は，掃流砂を想定した十分大きな Re を設定することでフルードの相似則にて処理することができる。ただし，模型材料と原型材料の反発係数が異なる場合には，砂礫粒子跳躍時の初速度が変化し，運動が影響を受ける。

3) パラフィン，吸水性スポンジの衝突エネルギーと損傷量の関係は，全体としては下に凸の曲線関係にあるが，ある衝突エネルギーの範囲では直線として取り扱うことが可能である。この場合，1) の模型縮尺は，パラフィンで 1/7，吸水性スポンジで 1/13.3 程度となる。

4) パラフィンおよび吸水性スポンジの反発係数は，衝突エネルギーが大きくなるに従い小さくなる傾向があり，パラフィンで 0.4～0.2，吸水性スポンジで 0.2～0.1 である。これらの値は，河床砂礫とコンクリートのそれより小さい傾向にある。

以上の検討結果をもとに，とくに反発係数が異なる場合の取り扱いについて，事例をもとに検討を行い，洗掘箇所によりその影響が異なること，および影響がある場合の補正方法について概略的な道筋を示した。

5. おわりに

水理構造物の局所洗掘の予測方法については，ほとんど知見がないのが現状である。こうした現状を踏まえ，本報告では，試案として，水理模型実験において模型材料を損傷させる方法を提案した。本文中にも示したように，本方法については，模型材料の抽出や反発係数の影響の取り扱いを始めとして今後検討すべき課題も多いが，少なくても局所洗掘の傾向を知り得る方法と考えており，さらに検討を進めていきたいと思っている。現在，具体的施設を想定した検討を進めており，成果については，機会をみつけて報告したい。

参考文献

1) 建設省河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会：流砂系の総合的な土砂管理に向けて，1998
2) 例えば，平成12年度（第54回）建設省技術研究会指定課題論文集における，砂防，河川，海岸分野での調査報告，2001
3) 鎌田照章，松本清則：黒部川流域総合土砂管理計画検討，ダム技術，No. 167, 87-92, 2000
4) 石橋　毅：ダムの排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究，土木学会論文報告集，第334号，1983
5) 片岡幸毅：旭ダムの排砂バイパスについて，貯水池土砂管理国際シンポジウムーワークショップ論文集ー，2000
6) 柏井条介，塚原千明，高橋　潤：衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討，ダム技術，No. 167, 55-62, 2000
7) Ninô, Y. and García, M.: Gravel saltation, 2. Modering, *Water Resour. Res.*, **30**(6), 1915-1924, 1994
8) Bates, P.D. and Lane, S.N. edit.: High Resolution Flow Modeling in Hydrology and Geomorphology, John Willey and Sons, pp.82-89, 2000
9) 裙本龍雄，高須修二，中西　徹：ダム排砂水路に作用する砂礫の衝撃力に関する実験，第45回土木学会年次講演会論文集，1990

（2002年7月15日受理）

From the viewpoint of sustainable use of dam reservoir and conservation of river environment, it is expected to release the inflow sediment to a dam downstream. In order to release the sediment, hydraulic structures such as sediment flushing and bypassing facilities are generally used. And the estimation and countermeasures of abrasion should be serious subject for the design and management of those facilities. This paper proposes the method for estimating the quantities of local abrasion assuming those hydraulic structures will be constructed as concrete structures. The method is to estimate the prototype structure's abrasion from the hydraulic model test using easily damaged structure materials. This paper shows the fundamental idea of the method and clears the damage characteristics of wax and phenol resin, which is considered as usable to model materials. The application of this method also discussed including the remaining problems.
Key words: hydraulic model test, sediments bypass channel, sediment flushing facility, local scour

◆ 特集：新しい時代に向けたダム技術 ◆

砂礫流下による水理施設の損傷量予測手法 — 減勢工の副ダム水叩きを例として

井上清敬* 柏井条介**

1. はじめに

近年の流域一貫した土砂管理の観点から、また、ダム貯水池の堆砂対策の観点から、貯水池に流入する土砂を下流に供給する施設の要望が高まっている。下流への土砂供給方法として、一時的に貯水位を低下させて流水の掃流力を回復させる土砂フラッシングや、貯水池末端とダム下流を結ぶ水路により流入土砂をダム下流に迂回させる土砂バイパスなど、流水のエネルギーを用いる方法が計画・一部運用されるようになっており、将来の展開が期待されている。このような土砂輸送施設の計画では、流下する土砂による施設の磨耗・損傷に対する検討が必要となる。特に、河床構成材料となる比較的大きな粒径の土砂が流下する場合には、施設の安全性確保、機能維持の観点から、磨耗・損傷対策が不可欠の検討項目となる。

砂礫による磨耗・損傷量の予測方法については、2次元水路を対象とした石橋[1]によるものなどいくつかあるが、土砂輸送施設全体を通してみると、そこには様々な流れの場があり、既往の知見は生じ得る流れ場の一部に適用されるに過ぎないものである。特に、流入部や屈折・湾曲部などの急変流場や、減勢工等の乱れの大きい流れ場での知見、また、損傷が進み施設の境界条件が変化した場合の影響についての知見はほとんどないといってよい。

こうした状況に鑑み、土木研究所水工研究グループでは、様々な流れ場での磨耗・損傷量を予測する方法を検討してきており、模型壁面を模型実験で損傷可能な材料により製作し、実際に損傷させる方法を提案している[2]。本報告は、こうした一連の検討のうち、副ダム直下流での洗掘を対象とした検討結果をとりまとめたものである。

副ダムは、跳水状態を確保するため設けられる堰上げ施設であり、土砂排出を行う治水専用ダムの減勢工や土砂バイパス施設出口部減勢工等では、多量の土砂が流下することが想定される。

検討では、損傷の生じていない状態での礫の挙動を、高速度カメラを用いて明らかにし、壁面への衝突速度および衝突エネルギーを求めた。今回の検討では、損傷材料としてパラフィンを用いており、実験ではパラフィンおよび通常の木製水路の両者を対象とし、材料の違いが衝突後の礫の挙動に与える影響を調査した。また、パラフィンを用いた実験により、損傷が進行した場合の影響を調査するとともに、挙動実験結果に基づき損傷材料特性の影響を補正する方法を提示した。なお、通常のコンクリート材料では、損傷量は砂礫の衝突エネルギーの積分値に比例して大きくなると考えられ、以下では損傷量を表すパラメータとして衝突エネルギーを対象に考えるものとする。

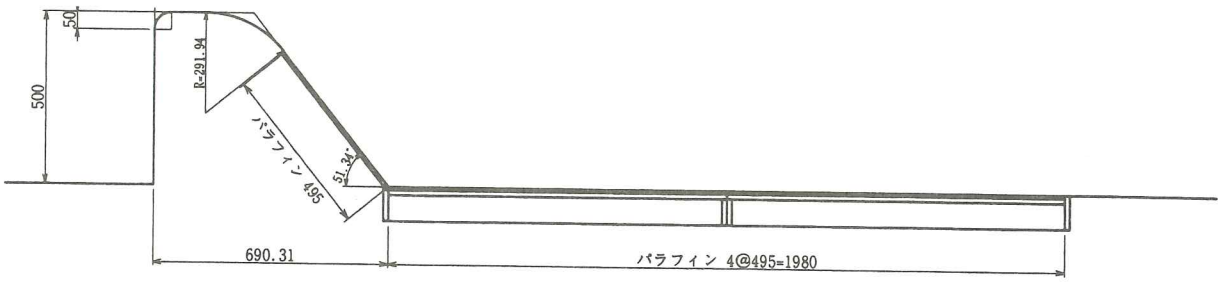


図-1 水路模型縦断図（単位：mm）

Approach to Estimate Damage of Hydraulic Structures by Sand and Gravel — Case of Endsill Apron for Stilling Basin

表-1 実験ケース

		流下砂礫	流量 (m^3/s)	水路底面の材質	土砂投入量	流下砂礫の平均質量 (g)	撮影範囲（副ダム下流端からの距離
砂礫の流下挙動把握実験	Case1-1	砕石粒径：25～50mm	0.060	パラフィン	53個	49.4	副ダム直下流
	Case1-2				70個	53.8	0.3～0.7m下流
	Case1-3			木	65個	49.7	副ダム直下流
	Case1-4				47個	53.0	0.3～0.7m下流
損傷実験	Case2			パラフィン	1699kg	56.7	－

2. 実験の概要

実験は、片側側面が透明な幅0.5mの水平直線水路に、落差0.5m、下流勾配1：0.8の副ダムを設けて行った（図-1）。

各実験の実験ケースを表-1に示す。表中、砂礫挙動把握実験は、施設が損傷を受けていない状態での流下礫の挙動を明らかにするために実施したもので、水路底面の材質として、木材および損傷材料（パラフィン）のそれぞれについて実施した。

実験では、礫を1個づつ副ダム直上流に投入し、副ダム下流面流下後の挙動を高速度カメラ（シャッタースピード1/2000sec、撮影コマ数1000枚/sec）で撮影した。撮影範囲は副ダム下流端から0.75m程度までの範囲であり、高速ビデオの撮影範囲が限られることから2区間に分けて撮影を行った。撮影された画像をもとに、底面に衝突直前・直後の土粒子の速度、および流下方向の衝突位置を求めた。用いた礫は不定形のもので、回転運動を伴うことから、各速度は礫の重心に近い位置の座標変化より求めた。なお、角速度も衝突エネルギーに関係するものであるが、今回の解析では、重心の速度に対して回転速度の影響が小さいものとして省略した。

損傷実験は、損傷が進行した場合の影響を調査するために実施したものであり、0.3 kg/sec程度の一定の給砂量で、横断方向の偏りが生じないよう連続的に給砂した後、損傷量を計測した。損傷量の計測は、レーザー変位計を用いて行い、水路底面高さを横断方向に1mmピッチで1/10mm程度の精度で計測した。計測線は、斜面下流端より0.05、0.10、0.15、0.20、0.30、0.40、0.60、0.80、1.00、1.20、1.50、1.80mの各位置である。

3. 損傷初期の砂礫の挙動

図-2，3に、それぞれ副ダム下流端からの距離に対する衝突回数、底面への衝突エネルギーの分布を示す。図では、流下方向の距離を分割し、それぞれの区間の値を単位幅当たりに単位土砂量を給砂した場合の、単位面積当たりに換算して示し

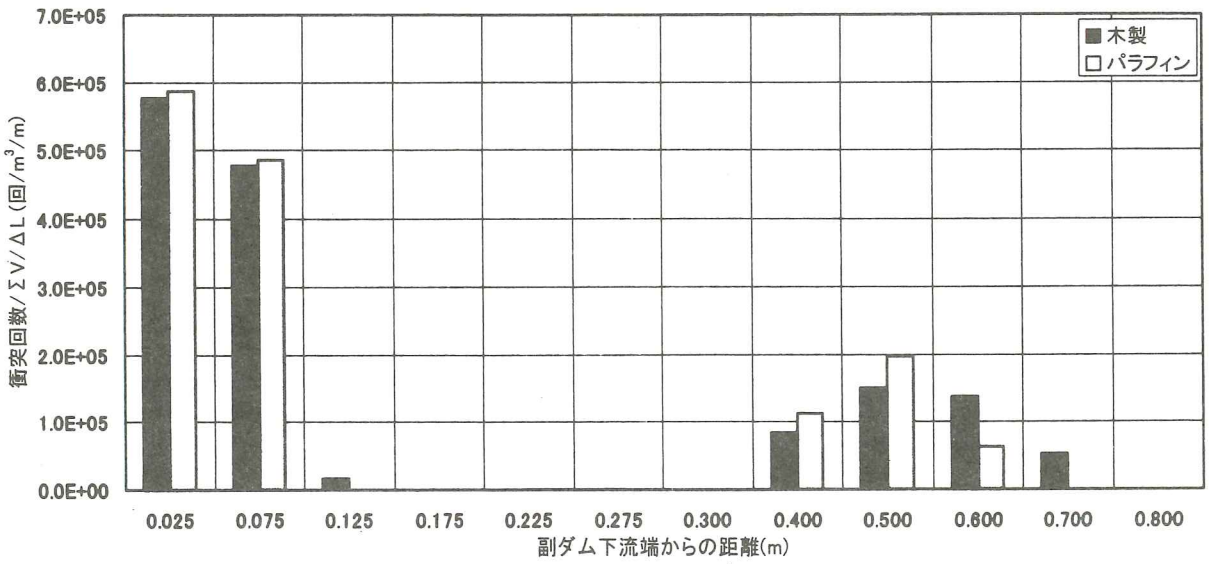


図-2 単位面積当たりの衝突回数の分布（単位幅当たりに単位土砂量を給砂）

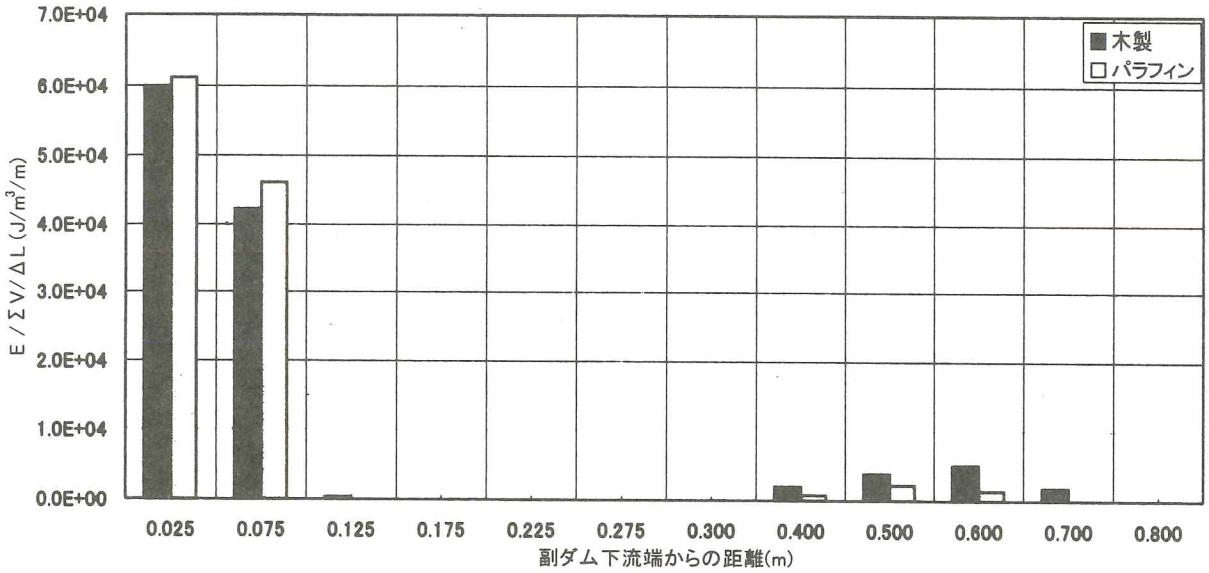


図-3　単位面積当たりの衝突エネルギーの分布（単位幅当たりに単位土砂量を給砂）

ている。なお、ある区間の単位面積当たりの衝突回数Nおよび衝突エネルギーE_j（単位幅当たりに単位土砂量を給砂）はそれぞれ次式で求められる。

$$N=\frac{N_e}{\Delta L\sum_i V_i} \tag{1}$$

$$E_j=\frac{1}{\Delta L\sum_i V_i}\sum_i \frac{1}{2}m_i v_{yi}^2 \tag{2}$$

ここに、N_e：実験での衝突回数、ΔL：区間長、$\sum_i V_i$：実験で投入した礫の全体積、m：礫の質量、v_y：衝突直前での礫の鉛直方向の速度成分である。

図-2より、衝突は副ダム直下流および0.35～0.75mの区間に集中しており、0.15～0.35mの区間には顕著な衝突が生じていないことが分かる。これは副ダム下流面を流下した礫が直下流で衝突し、ある一定区間を跳躍するためであり、跳躍長は木に対し、パラフィンでのそれがやや小さくなっている。一方、図-3の衝突エネルギーをみると、副ダム直下流における木とパラフィンの差はほとんど無いが、0.35～0.75mの区間では、パラフィンがやや小さい結果となっている。この差は直下流での衝突後の挙動の違い、具体的には反発係数の違いによるものと考えられる。このことについてさらに検討する。

図-4，5には、副ダム直下流の衝突における衝突前後の鉛直（v_y）および水平（v_x）方向の速度成分を示す。使用した礫は不定形のものであり、結果のばらつきは比較的大きい。特に衝突後のばらつきが大きくなっている。

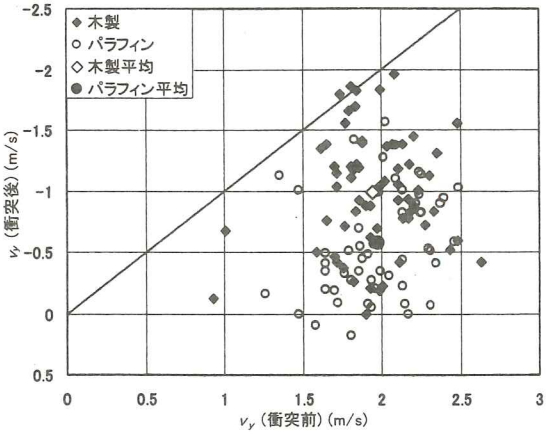


図-4　副ダム直下流における衝突前後の鉛直方向速度成分v_y

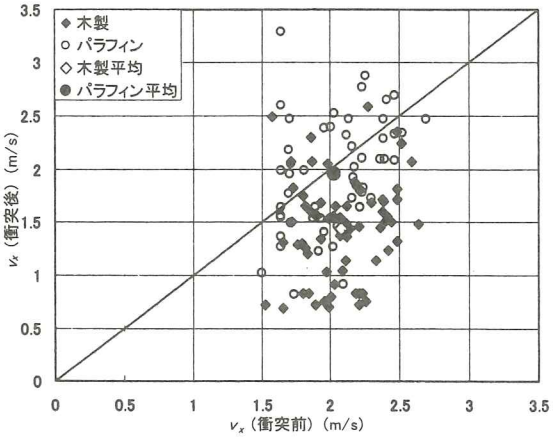


図-5　副ダム直下流における衝突前後の水平方向速度成分v_x

衝突前のv_x、v_yの平均値は、木製、パラフィンでほぼ等しく、それぞれv_xが2.1m/s程度、v_yが2.0m/s程度となっている。一方、越流流れとして計算される平均流速は、v_x=2.18m/s、v_y=2.72m/sであり[3]、水平方向についてはほぼ一致するものの、鉛直方向の速度が小さくなっている。

表-2 衝突位置・模型材料別の礫の衝突前後の速度水平および鉛直成分の平均値

		副ダム直下流		副ダム下流端から0.35～0.75mの区間	
		衝突直前	衝突直後	衝突直前	衝突直後
木	速度水平成分v_x	2.08	1.44	2.24	1.95
	速度鉛直成分v_y	1.95	0.99	0.99	0.59
パラフィン	速度水平成分v_x	2.03	1.96	2.67	2.61
	速度鉛直成分v_y	1.98	0.57	0.60	0.27

鉛直方向の速度が低下する理由として、副ダム下流端で水流の流向が水平方向に変化し、鉛直方向に抗力が作用するようになること等が考えられる。今回の流速に対する礫の速度の低減量は約25％であるが、これらの影響は粒径により変化し、粒径が小さい程、抗力の影響を受けやすいと考えられる。今回用いた礫径はかなり大きいものであり、これらの影響による低減量は、通常の砂礫径に比べ小さいと考えてよいであろう。

なお、流向変化に伴う抗力の影響は水平方向にも存在し、加速の方向で作用する。今回の実験では、水平方向の礫の速度は水流のそれとほぼ一致しているが、副ダム下流面を流下することにより生じる摩擦抵抗による減速の影響と水流による加速の影響が相殺しあっている可能性がある。今後の検討課題としたい。

衝突直後の速度であるが、鉛直方向については木製、パラフィンともに衝突前に対し、速度低減が見られており、パラフィンでの低減が大きくなっている。一方水平方向については、木製において平均値で30％程度の低減が見られるが、パラフィンではほとんどない。これは、各材料の摩擦特性の違いによるものと思われ、パラフィンでは摩擦抵抗があまり作用していないものと思われる。

表-2は、副ダム直下と0.35～0.75m区間のそれぞれについて、衝突前後の水平および鉛直速度成分の平均値の絶対値を示したものである。副ダム直下流での衝突直後と下流での衝突直前、すなわち1回の跳躍の初速と終速をみると、鉛直方向の速度成分の変化はほとんどないようである。一方、水平方向については終速が初速よりかなり大きくなっており、水流により加速されたことが推定される。跳躍前後の水平方向速度の比は木製、パラフィンによらず1.5倍程度の値となっているが、主流の流速は3.0～3.5m/s程度と推定され、粒子径が小さければさらに加速されることも考えられる。

表-3 礫の跳躍距離の計算値と実験値（平均値）の比較

跳躍距離（m）	実験値	計算値
木	0.51	0.63
パラフィン	0.46	0.49

両材料について反発係数を別途求めた結果、木製で0.47、パラフィンで0.31の値を得ている。これらの値を用いて得られる副ダム直下流での衝突後速度鉛直成分は、それぞれ0.91m/s、0.61m/sであり、実験値とほぼ一致する。なお、既往のコンクリートと河床砂礫の反発係数を検討した結果によれば、礫の性状にもよると思われるが、0.47の値を得ており[4]、木製での値がこれと一致し、パラフィンは小さい値となっている。

表-3は、礫の鉛直方向の運動方程式から跳躍時間を求め、その間の水平方向移動距離として跳躍距離を求め、実験値（平均値）と比較したものである。ここで、跳躍時間の計算は、石橋[1]が提案した方法を用い、水平方向移動速度は、実験で得られた水平方向の初速、終速の平均値を用いて計算した。木製水路の計算結果が実験値より若干大きくなっているが、両者は概ね一致しており、平均的な跳躍距離を表すことができている。

因みに今回の実験における木製での跳躍距離の平均は、パラフィンでのそれの1.12倍となっており、パラフィンでの水平速度が大きい影響よりも、鉛直速度が小さく跳躍時間が短い影響の方が大きかったものと思われる。

4. 損傷進行の影響

図-6に損傷実験後における副ダム下流水路の損傷深さの縦断分布を示す。損傷は幅方向にほぼ一様に生じており、図には幅方向の計測値の平均値を示している。図より、副ダム直下流の深掘れは

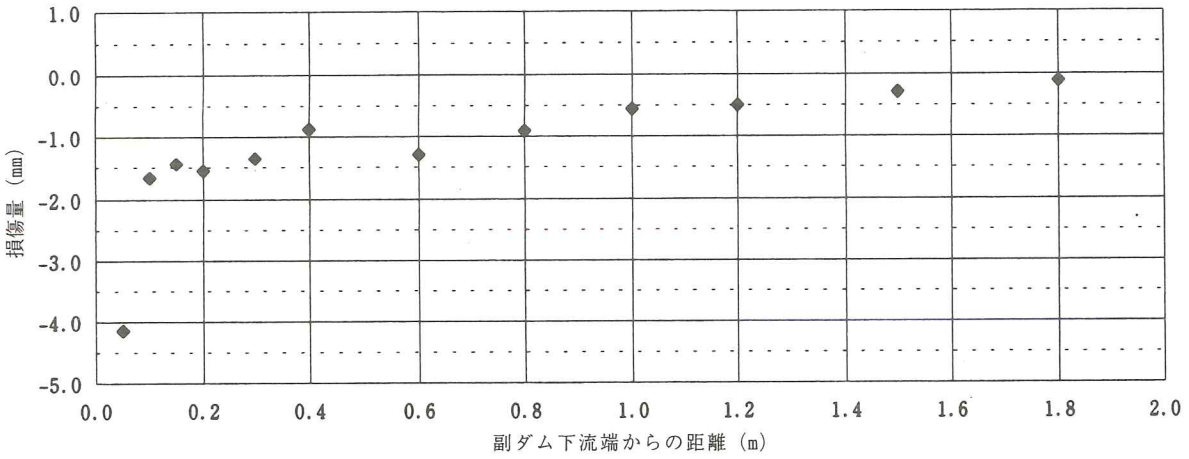


図-6　副ダム下流水路の損傷深さの縦断分布

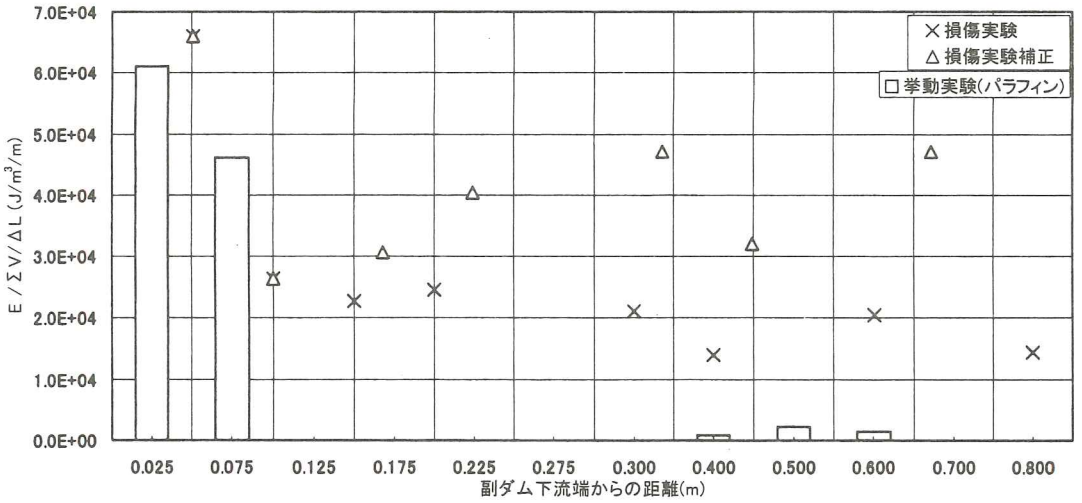


図-7　損傷実験結果から得られる単位面積当たりの衝突エネルギー分布（単位幅当たりに単位土砂量を給砂）

3. で示した衝突エネルギー分布と一致するが、その下流の状況はかなり異なっており、3. で衝突が見られなかった0.15～0.35m区間の損傷も比較的大きい。また、0.6mにおける損傷量がやや大きいが、これは図-3の0.35～0.75m区間の衝突エネルギーに符合するものかもしれない。その下流では逐次損傷量が低減している。

以上示したように、損傷の縦断分布は3. の衝突エネルギーの分布傾向とは必ずしも一致してない。このことは、損傷初期の状況については、3. で示したような方法による予測が可能であるが、損傷が進んだ場合の予測については損傷による形状変化の影響を無視できないことを示しており、本実験のような損傷材料による方法が有効であることが分かる。

ここで、副ダム下流面上の礫の落下状況については、損傷の有無による変化が無いと考えられる。したがって、副ダム直下流については、損傷の有無に拘らず、図-3に示す衝突エネルギーと同程度であろう。但し、損傷により底面と礫との衝突角度が変化することが考えられ、衝突角度による補正を行う必要がある。一方、パラフィンの損傷量は衝突エネルギーにほぼ比例すると考えられるから[2]、副ダム直下流の衝突エネルギーを1とする衝突エネルギーの分布形状は、副ダム直下流の損傷量を1とする損傷量の分布形状に一致するものと考えられる。以上の考察より求めた、図-6に対応する単位面積当たりの衝突エネルギー分布（単位幅当たりに単位土砂量を給砂）を図-7の×に示す。ここで、図-6における副ダム直下流の損傷量は副ダム下流の最初の測定点を用いている。

図には図-3で示したパラフィンにおける衝突エネルギー分布も併せて示しているが、全般に損傷実験での値が大きくなっていることが分かる。損

傷実験での礫の挙動は観測しておらず、この理由は必ずしも明確ではないが、図-6に示されるように損傷により水路底面は下流上がりの勾配となっており、衝突角度が大きくなり、衝突回数や1回当たりの衝突エネルギーが大きくなったことが考えられる。

ところで、3. で示したようにパラフィンと木製では礫の挙動が異なる。ここでは、木製での反発係数が河床礫とコンクリートのそれに近いことから、木製水路がコンクリート水路の特性を表すものとし、パラフィンとの違いによる補正方法を検討してみる。

まず、副ダム直下流の衝突エネルギーについては、材料による差が生じないので、結果をそのまま用いるものとする。一方、2回目の衝突である下流区間については、反発係数による衝突エネルギーの違いおよび反発係数と摩擦特性の違いによる跳躍距離の差が生じる。そこで、ここでは跳躍距離の比である1.12を縦断分布の距離に乗じ、縦断形状を全体に引き伸ばすものとする。また、2回目の衝突における両材料の衝突速度の比が反発係数の比で表されることから、衝突エネルギーに両材料の反発係数の比の2乗=2.30を乗じて補正するものとした。問題は、挙動実験における副ダム直下から2回目の衝突位置間の補正係数であるが、この間は距離に対し、0.0から2.30まで直線的に増大するものとして設定した。結果を図-7の△に示す。△により、材料特性を補正した損傷進行後の衝突エネルギーを求めることが可能である。

今回は2回目の衝突までの影響を調査するに留めるが、これより下流でも同様の手続きで土砂の挙動を参照して補正が可能なものと思われる。しかし、今回対象とした副ダム下流の水路であれば、磨耗・損傷対策の対象となる水叩き長は今回の検討範囲程度と考えてよいものと思われる。また、今回の検討では損傷状態は1ケースのみであったが、損傷の進行に合わせて計測を行うことにより、進行に合わせた衝突エネルギーの推定を行うことが可能である。

5. まとめ

以上をまとめると、次のとおりである。

まず、損傷初期の状況について、

(1) 衝突エネルギーは副ダム直下流および跳躍後のある区間に集中し、両者の間の衝突は少ない。
(2) 副ダム直下流の衝突前鉛直成分は、流速のそれより小さくなる。
(3) 衝突後の鉛直方向速度成分は反発係数により求めることができ、跳躍初期と終期での変化は小さい。
(4) 跳躍距離は、鉛直方向速度成分から求められる跳躍時間と水平方向速度成分により求めることができる。

の結果を得た。

また、損傷進行時には、損傷初期の衝突エネルギー分布と異なるエネルギー分布となることが示され、損傷材料による検討の必要性を示すとともに、損傷材料の反発係数等の特性を補正する方法を示した。

今後、上記方法を他の施設にも適用し、土砂輸送施設の損傷量の予測方法を確立していく予定である。

参考文献

1) 石橋：ダムの排砂設備の流下砂礫による磨耗・損傷に関する水理学的研究, 土木学会論文報告集, 第334号, 1983年6月
2) 柏井、井上：砂礫流下による水理構造物損傷量を予測するための試案, ダム工学, Vol.12, No.3, 2002
3) 野口、中西：ダムの堤趾導流部の流れと導流壁高の設計法, 土木技術資料, 第32巻, 第3号, 1990
4) 柏井、塚原、高橋：衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討, ダム技術, No.167, pp.55-62, 2000

井上清敬*



独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム水理チーム研究員
Kiyotaka INOUE

柏井条介**



独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム水理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

直線水路と湾曲水路の土砂流下による損傷特性

○ 独立行政法人土木研究所　正員　井上 清敬
独立行政法人土木研究所　正員　柏井 条介

1．はじめに

ダム貯水池の堆砂対策や、流域一貫した土砂管理の観点から、流入土砂を下流に供給する施設への期待が高まっている。特に、土砂バイパス施設は、土砂輸送エネルギーとして流水を利用する点、既存のダムに設置可能な点で今後有効な施設となりうる。このような土砂輸送施設を設計・維持管理するために、流下土砂による磨耗・損傷量を予測することは重要な課題の一つである。

流下砂礫による施設の損傷量推定方法は、石橋 [1] による研究があるが、損傷量の検証については十分でなく、また湾曲部等に生じる局所洗掘に対しては、ほとんど情報が無いといってよい。そこで、本研究では損傷する材料で製作した模型を用いて水理模型実験を行い、主に土砂輸送トンネルを対象とした直線および湾曲水路の損傷特性に関する基礎的検討を行った。

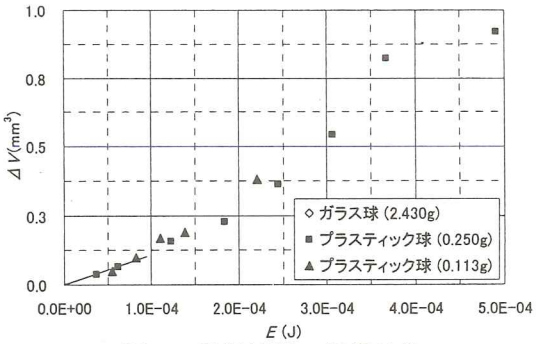


図-1　損傷材料の損傷特性

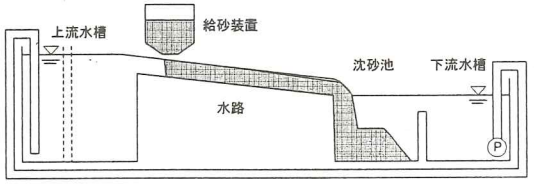


図-2　実験装置概要図

2．損傷材料特性

本研究で採用した損傷材料は発泡フェノール樹脂で、プラスティックとガラス製の球を用いて空中自由落下により求めた衝突エネルギーと損傷量の関係（図-1）から、あるエネルギーの範囲を考えると概ね線形性があると考えられる。特に今回の実験のような小さいエネルギー範囲ではほぼ比例すると考えてよい。比例定数は用いる衝突材料の材質・形状により変化するものと思われ、実験で用いた砂粒子による値については未調査なので、以下では定性的な評価を行うこととする。

3．実験概要・模型

実験装置の概要を図-2 に示す。実験水路は、勾配 1/50、長さ 30m、幅 0.15m の直線水路(Case1)と、その末端に水路中心の曲率半径 1.5m、中心角度 90° の湾曲水路を付けた(Case2)、2 ケースについて行った。断面は長方形とし、水路底面を損傷材料により作成した。側壁は木製を基本とし、直線水路の片側のみアクリル製とした。損傷材料設置箇所は直線水路が水路下流端から 25m までの区間、湾曲水路が湾曲部始端から下流直線水路部(3m)末端までである。流下土砂は平均粒径 1.2mm のほぼ均一粒径の珪砂とした。実験ケースを表-1 に示す。損傷量は、レーザー変位計を用いて各横断面の損傷深さを 1mm ピッチで 1/10mm 程度の精度で計測した。計測線は、Case1 については、等流状態である範囲の内の 5 測線、Case2 については、湾曲部を 15° 間隔、下流直線部を 0.5m 間隔の 11 測線とした。

表 1　実験ケース

Case	水路模型	流量 Q_w (m^3/s)	給砂量 Q_s $\times 10^{-6}$(m^3/s)	給砂時間 (min)
1-1	直線水路	0.010	20.2	300
1-2			38.2	270
1-3		0.020	9.3	390
1-4			39.5	150
1-5			58.1	120
1-6			75.3	90
1-7			89.1	120
1-8		0.030	37.9	120
1-9			59.7	90
2-1	湾曲水路	0.020	30.0	100
2-2			100.0	150

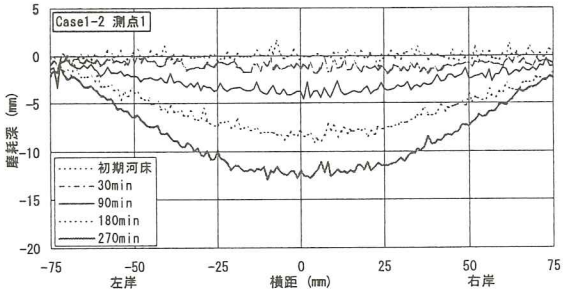


図-3　直線水路の損傷状況

4．直線水路の損傷特性

計測した損傷状況の一例を図-3 に示す。損傷断面は図-3 のような 1 瘤のお椀型の場合と、2 瘤の場合があったが、共に時間的に深掘れ箇所の損傷が進行する傾向を示した。流下土砂は、損傷と共に深掘れ箇所に集中して流

キーワード：堆砂、土砂輸送施設、磨耗、損傷量、局所洗掘
〒305-8516　茨城県つくば市南原 1-6　TEL:029-879-6783　Fax: 029-879-6737

下しており、深掘れが進行する傾向と直感的に一致する。次に、損傷深さ$\Delta h_{ave}(i,j)$（$= h_{ave}(i,j)$－初期河床高）（ここに、$h_{ave}(i,j)$：i回目に計測した測線jの平均河床高）と給砂時間の関係の一例を図-4に示す。図の実線は全5側線に関する平均である。給砂時間と損傷の進行は極めてよい相関を示しており、本実験の最終損傷量程度であれば給砂した土砂量と累積損傷量は線形関係にあるといえる。

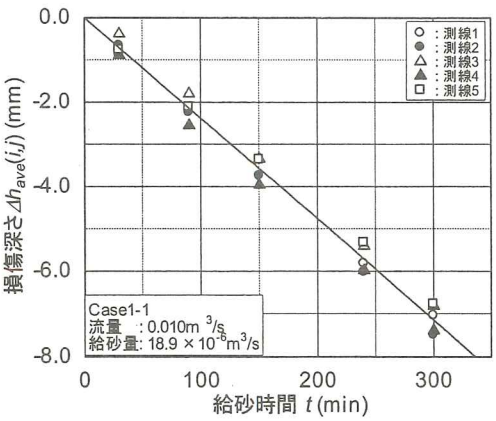


図-4　給砂時間tと損傷深さ$\Delta h_{ave}(i,j)$の関係

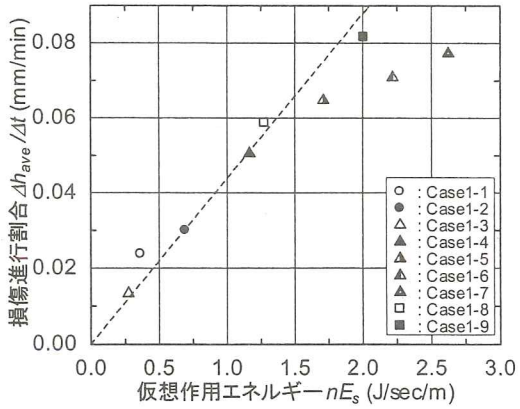


図-5　損傷進行割合$\Delta h_{ave}/\Delta t$と仮想作用エネルギーnE_sの関係

実験条件として単位時間あたりの給砂量Q_sを変化させたケースを実施したが、ケース毎に損傷進行割合$\Delta h_{ave}/\Delta t = (\Delta h_{ave}(i) - \Delta h_{ave}(i\text{-}1))/\Delta t_i$（ここに、$\Delta t_i$：$i$回目と$i$-1回目の間の給砂時間、損傷深さは5測線の平均値を取った）の平均値を求め、作用エネルギーの基準として、土砂粒子が流速と同じ速度で流下すると仮定した場合の、単位時間あたりに単位幅を通過する土砂がもつ運動エネルギー $nE_s = 0.5\rho_s Q_s v^2/B$（ここに、$n$：通過土砂粒数、$\rho_s$：土粒子密度、$v$：損傷前の無給砂時平均流速、$B$：水路幅）との関係を図-5に示す。この図から、損傷進行割合は仮想作用エネルギーnE_sに対し線形性を持って増加するが、ある値から損傷進行割合の増加率が低下する傾向があることが分かる。この原因として、土粒子同士の衝突による運動エネルギーの低減、底面付近の流速の低下等が考えられる。

5．湾曲水路の局所洗掘特性

各断面の損傷状況の一例を図-6に示す。図より、湾曲部では水路線形に沿った深掘れが生じている。

一般に、湾曲部では粒径の大きい土砂ほど内湾を流下することが知られており、実験では内湾沿いに土砂の停止層が生じ、その外側を土砂が移動していた。流況観察より、湾曲部の深掘れはこの土砂移動層沿いに生じていると推察され、給砂量の多いCase2-2の方が停止層の幅は広く、それに対応して深掘れの位置も水路の外湾に近い。また、下流直線部では深掘れが徐々に水路全体に拡幅し、損傷量自体は湾曲部より大きくなっている。これは、湾曲部内湾沿いに生じた土砂停止層がセルフライニングの効果を発揮するためと考えられる。

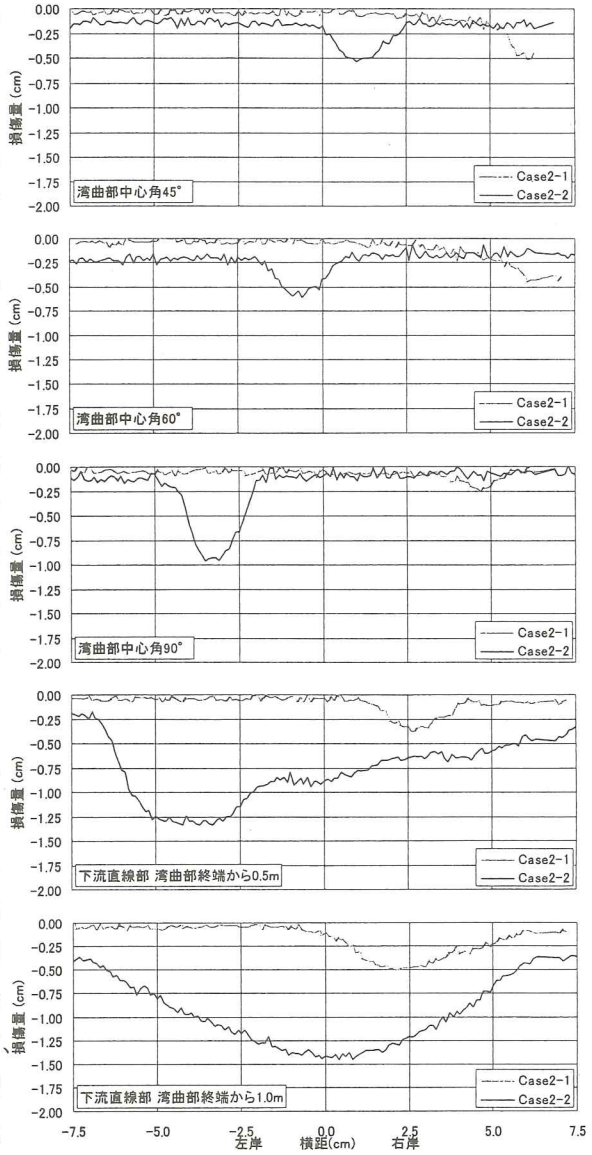


図-6　湾曲水路の損傷状況

参考文献

1) 石橋毅:ダム排砂設備の流下砂礫による磨耗・損傷に関する水理学的研究、土木学会論文報告集、第344、1983

湾曲水路の土砂輸送能力

Transport Capacity of Sediment in Curved Channel

井上 清敬*、柏井 条介**

1．はじめに

ダム湖等の貯水池堆砂対策として、貯水池をバイパスするトンネルを設け、自然の営力である流水のエネルギーを用いて流入土砂を下流に排砂する施設が検討されている。このような施設はエネルギー源的に有利であるが、設備の排砂能力は、水路の土砂輸送能力で決まる。また、排砂水路は地理的条件等により、水路の一部に湾曲部が取り入れられることが多いが、この時土砂輸送能力は湾曲部で支配されることが知られている[1)]。

本研究では、滑面固定床の曲線水路、開水路射流を対象として、土砂輸送能力と水路内の流況の変化に注目して検討を行った。

2．実験方法

実験水路は、勾配 1/50、水路幅 0.15m で、直線部(30m)、湾曲部、下流直線部(2m)より構成される。湾曲部は、水路中央での曲率半径を 0.75, 1.50, 3.00m の 3 通り、中心角を 90 度とした。流量は 10, 20, 30l/s に変化させた。実験に用いた 2 種類の砂は、均一粒径の珪砂で、給砂位置を直線水路上流端とした。実験条件を表-1 に示す。

表-1　実験条件

ケース	勾配 幅 B(m)	水量 (l/s)	曲率半径 R(m) R/B	平均粒径 (mm)
1	1/50 0.15	20	0.75 5.0	0.5
2				1.2
3		10	1.50 10.0	0.5
4				1.2
5		20		0.5
6				1.2
7		30		0.5
8				1.2
9		20	3.00 20.0	0.5
10				1.2

注）中心角度は 90 度

水のみを流下させたケースで水面形を確認すると、直線部の 10m 以内の区間で等流となっており、土砂流下時も同様に等流となり、土砂は給砂位置直下流において幅方向に充分均一に流下していた。

各実験ケースに対し、給砂量を変化させて、流況、水面形を計測した。水面形計測位置は、湾曲部始端上流 1m、湾曲部終端下流 1, 2m、湾曲部の中心角 0, 15, 30, 45, 60, 75, 90° の各断面について、左岸、中央、右岸で行った。

3．実験結果

3．1．流況・土砂輸送能力

土砂流下状況は、流砂量に依存して 4 種類に区別することができた。

[Ⅰ] 土砂は内湾沿いを流下する。

[Ⅱ] 内湾沿いの土砂の一部が停止層を形成し、その外側に土砂の移動層が形成される。

* 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム 研究員、** 上席研究員

[Ⅲ] 停止層が湾曲部下流直線部に進延する。

[Ⅳ] 下流直線部の停止層が下流水路全幅に拡大し、水路の水位を大きく上昇させる。

[Ⅳ]の状態からさらに流砂量を増加させると上流直線部にも全幅に渡る停止層が形成され、上流へ進延する。その際の、堆砂形状・流況は、湾曲部・上流直線部への堆砂の進行と共に大きく変化していくので、定常的な水面形は計測できなかった。

図-1 に、湾曲水路におけるϕ/ϕ_{max}と堆砂状況との関係を示す。ここで、ϕは無次元流砂量で、$q_B/\{(\sigma/\rho-1)g\ d^3\}^{0.5}$ で表される（q_B:単位幅あたりの流砂量、σ:砂の密度、ρ:流体の密度、d:砂の粒径)。ϕ_{max}は滑面固定床直線水路において土砂が堆積することなく流下する最大の流砂量である。この図より、直線水路に向かって堆砂が進行する（堆砂状況Ⅳ）のは、直線水路最大流砂量の約 8 割の流砂量時であり、既往の実験結果と概ね一致する。また、湾曲部下流の直線水路に堆砂の影響が生じる（堆砂状況Ⅲ）のは 6 割程度の流砂量時であった。

3．2．水面の変化

図-2 に実験結果の一例を示す。点線は水のみを流下した際の水深の実験値、実線は Lenau が与えた近似解 [2]により水のみの水深を示した。土砂流下時の水位は、同じ断面の無給砂時の水深で無次元化し、水位の増加率の形で表現した。横軸は、流下距離 L を水路中央の曲率半径 R で割った、無次元流下距離（L/R）とした。

この図より、水のみを流下した際の水深は、Lenau の近似解と同様の衝撃波を生じながら流下しているが、実験結果の方が内湾、外湾沿い水位がやや高く、また、位相に若干のずれが生じていた。

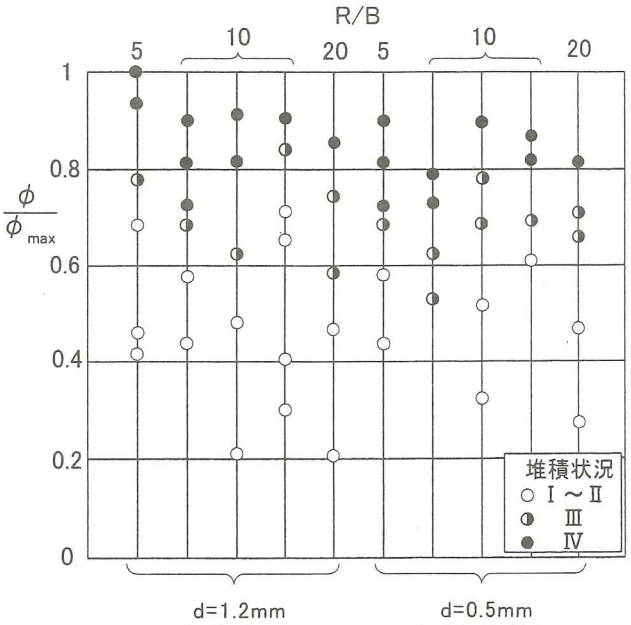


図-1　湾曲水路のϕ/ϕ_{max}と堆積状況

給砂時の水位は、ϕ/ϕ_{max} の増加に伴い、無給砂時の水面形が上方にシフトする傾向を示した。水位の増加率から判断すると、無給砂時の水位が低い箇所で、比較的大きな水位上昇が生じることが分かった。

水位上昇状況を詳細に見ると、堆砂状況Ⅲまでの過程では、湾曲部または湾曲部終端付近の水位が上昇した。さらに給砂量を増加させると（堆砂状況Ⅳ)、下流直線水路部の土砂堆積量が増加し、湾曲部の水位上昇に比べ、下流直線部の水位上昇が際立った。これは、従来の土砂輸送能力は湾曲部において支配的になるという知見から、湾曲部にその原因があるものの、実際に極限的な水位上昇が生じるのは、上流または下流の直線水路部である可能性を示唆する。

図-3, 4 は、給砂時の最高水位を無給砂時の最高水位で無次元化（$H_{sand\ max}/H_{water\ max}$）したもの、および給砂時の最高水位における無次元化距離（L/R）を、それぞれϕ/ϕ_{max}に対して描いた図である。

図-3 より、ϕ/ϕ_{max} の増加と共に水路の最高水位が上昇する様子が分かる。また、あるϕ/ϕ_{max}を越えると水位の上昇率が急増し、無次元水位

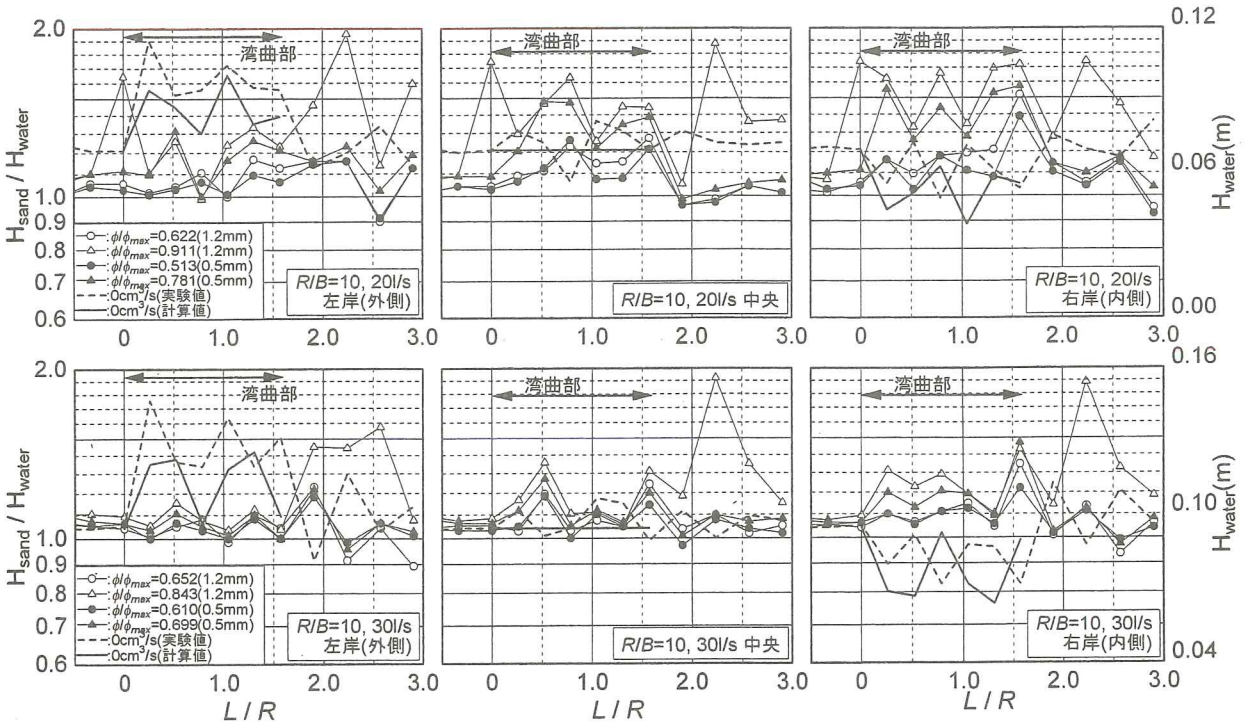


図-2　無次元流下距離（L/R）と水位・水位上昇率の関係

は 1.2～1.4 となった。このϕ/ϕ_{max}を限界給砂量$(\phi/\phi_{max})_{lim}$とすると、限界給砂量は、R/B = 5 で約 0.7、R/B = 10 のケースは、流量が 10 l/s で 0.5、20, 30 l/s で 0.8 程度となった。R/B = 20 のケースは、限界給砂量が漸増する傾向を示した。

図-3, 4 を比較すると、ϕ/ϕ_{max}の増加過程において、給砂時の最高水位は、無給砂時と同じ位置から、限界給砂量付近で急変して下流に移動している。この最高水位の移動は、流況および図-2 から得られた傾向と対応している。

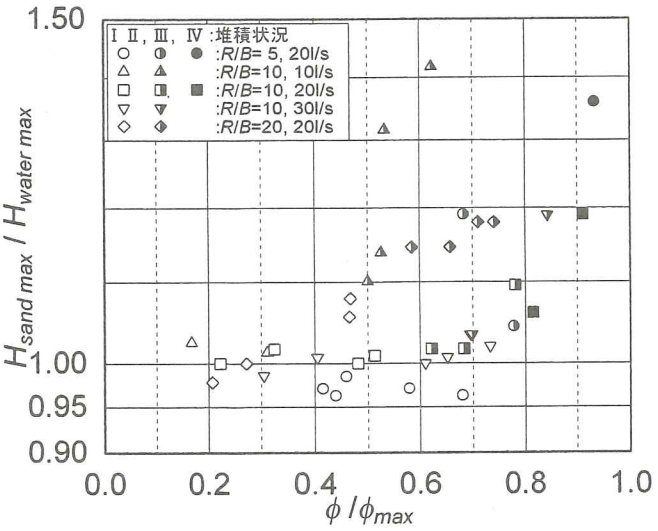


図-3　ϕ/ϕ_{max} と $H_{sand\ max}/H_{water\ max}$ の関係

4．まとめ

ここで限界給砂量と定義した$(\phi/\phi_{max})_{lim}$は、土砂流下状況Ⅲから Ⅳへの遷移領域を示すパラメータであると思われる。この限界給砂量以上の土砂が水路を流下すると、水路内水位が急上昇（清水時の 1.2～1.4 倍）することから、限界給砂量の適切かつ正確な把握が必要と考える。

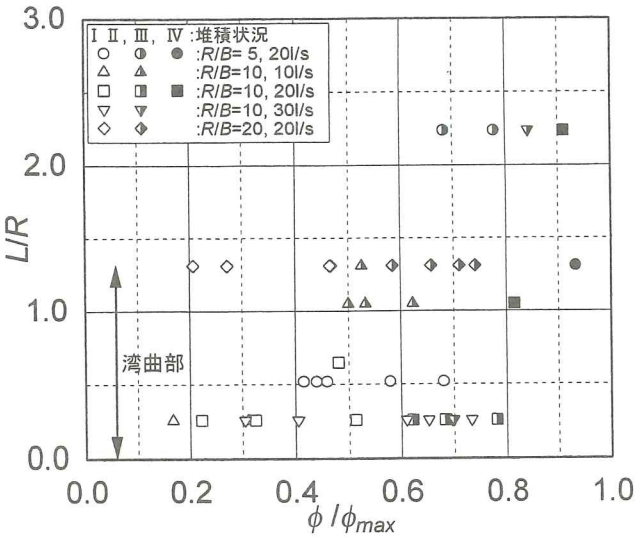


図-4　ϕ/ϕ_{max} と L/R の関係

<参考文献>

1) 外崎，高須：排砂水路曲線部における土砂輸送能力，第 44 回土木学会年講，1989, 10

2) 土木学会編：平成 11 年度版 水理公式集，1999

ダム工学 12(4), 256-267, 2002

論　文

長方形開水路の掃流砂輸送特性

柏井　条介[1]　井上　清敬[2]

Bed Load Transportation Characteristics of Rectangular Open Channels

Josuke KASHIWAI　Kiyotaka INOUE

貯水池流入土砂の積極的な下流への排出は，堆砂対策としてはもちろん，ダム下流の環境保全の観点からも期待されている。土砂排出のため，土砂バイパスやフラッシング施設などの水理構造物が用いられる場合が多いが，施設の設計に当たっては，水路内に有害な堆積が生じないよう，土砂をスムーズに流下させる必要がある。本稿は，水路内堆砂の原因となる掃流砂を対象に，こうした土砂流下水路の土砂輸送特性を，実験により検討したものである。対象とした水路は長方形断面の開水路であり，滑かな水路における流砂量と壁面せん断抵抗力の関係を示すとともに堆積の生じない最大流砂量時の水理条件を提示した。また，砂礫の流下により水路底面が損傷した場合を想定して水路底面粗度と最大流砂量の関係を求め，水路の土砂輸送特性の検討ではアスペクト比の影響を無視できないことを示した。

キーワード：水理模型実験，土砂バイパス水路，土砂輸送，掃流砂，粗度

1.　はじめに

平成10年7月の旧建設省河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会の報告[1]以来，流域一貫した土砂管理に向けて，流砂のモニタリング等の活動がみられるようになっている。

こうした中，ダム貯水池においては，堆砂量・粒径の詳細な調査を行い，流下土砂量に関する情報発信を行うことが，また，適切な量・粒径の土砂を下流に供給し，土砂調節施設として活用されることが期待されている。

ダム下流に適切な土砂量を供給するための施設として土砂バイパス施設が近年注目されている。これは，貯水池末端付近で流水の一部を分流しダム下流にまでバイパスしようとするもので，分流される流水と一緒に流入土砂もバイパスしようというものである。すでに関西電力の旭ダムで運用され，また，国土交通省の美和ダムでも工事が実施されているが，その設計は，それぞれのダム施設を対象に実施されており，設計手法の一般化が図られている訳ではない。

土砂バイパス施設の水理設計における課題は，水量と土砂量の分流を調節するための分流施設構造や流入土砂を支障なくバイパスさせるための水路構造，減勢方法などいくつかあるが，本報告は，このうちバイパス水路の構造を対象とするものである。

貯水池を迂回する土砂バイパス水路は，延長の比較的長い水路であり，通常開水路トンネルとして計画される。このため，水路内に土砂が堆積すると，満管状態が出現し，所定の水理機能を得ることができないことはもちろん，堆積土砂の形態によっては大きな負圧や圧力変動の発生[2]，プライミングやトンネル閉塞などの不測の事態を生じる可能性がある。したがって，所定の機能を得る，安全なバイパス水路の設計のためには，開水路の土砂輸送特性に関する情報が必要である。

従来，流砂量に関する研究は，移動床におけるものが多く実施されてきた。これは，流砂量に関する研究

[1] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 上席研究員
[2] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 研究員

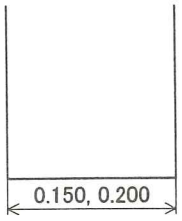
が，河川の現象を解明することを目的に実施されてきたことによるものと思われる。固定床における研究，とくに水路設計を想定しての研究はあまり進められていないのが現状である。例えば水山・上原[3]は掃流砂を対象に水理実験を行い，滑面水路に砂礫が堆積しない最大流砂量時の無次元掃流力と流砂量の関係を提案しているが，水路幅や砂礫の流下による損傷により変化すると考えられる水路壁面粗度の影響が無視されており，その適用は限られている。また，柏井・外崎・川口[4]（以下，既報告とする）は，滑面水路の流砂による抵抗の増加について，水路のアスペクト比をパラメータに明らかにしているが，最大流砂量を与える条件については，十分には提示していないなど，水路設計を行う上での知見は限られている。

上記状況に鑑み，本報告では水路内での堆砂が問題になる掃流砂を対象に，既報告の実験範囲をさらに拡張した水理実験を行い，既報告に示された流砂による抵抗と水路アスペクト比の関係を確認するとともに，最大流砂量を与える条件を示した。また，水路底面に幾何学的な粗度を設け，粗度が変化した場合の影響について評価方法を提示した。本検討は，土砂バイパス水路を念頭に実施したものであるが，フラッシング設備や洪水導水トンネルなどもその対象施設になることはいうまでもない。

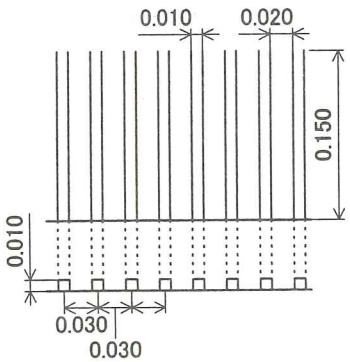
2. 実験概要

実験は，延長 30 m の直線水路を用い，水のみの場合の流量と水深の関係を求めるとともに，上流端付近からの給砂量を漸次増加させ，堆砂が始まる直前の臨界状態での流量と流砂量（以下，可能最大流砂量と称する），水深の関係を求めた。ここで，水深は等流状態が得られる範囲を水のみの場合の水面形計測より把握し，その中間的な位置にて計測した。

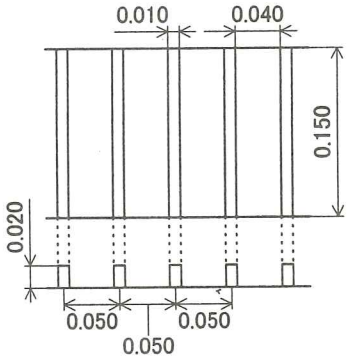
実験ケースを図-1，表-1 に示す。表中，水路タイプⅠは水路のアスペクト比（$=B/h$，ここに，B：水路幅，h：当該流砂量時の水深）の影響を明らかにする



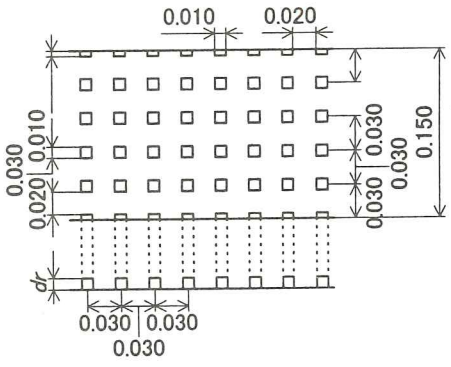
タイプⅠ 断面図



タイプⅡ 平面図・縦断図
断面はタイプⅠに準ずる



タイプⅢ 平面図・縦断図
断面はタイプⅠに準ずる



タイプⅣ, Ⅴ, Ⅵ 平面図・縦断図
断面はタイプⅠに準ずる
タイプⅣ: $dr = 0.0025$
タイプⅤ: $dr = 0.005$
タイプⅥ: $dr = 0.010$

図-1 水路タイプ（単位（m））

表-1 実験ケース一覧

RUN	水路タイプ	勾配 i	流量 Q_w (m^3/S)	幅 B (m)	粒径 d (mm)	最大流砂量 Q_{bmax} ($\times 10^{-6} m^3/S$)	清水の水深 h_{w0} (m)	最大流砂量時の水深 h_{max} (m)	清水時のアスペクト比 B/h_{w0}	最大流砂量時のアスペクト比 B/h_{max}
1	I	1/50	0.03	0.15	0.5	326	0.0958	0.1099	1.566	1.365
2					1.2	210	0.0956	0.1088	1.569	1.379
3				0.2	0.5	390	0.0732	0.0872	2.732	2.294
4					1.2	300	0.0744	0.0885	2.688	2.260
5			0.02	0.15	0.5	228	0.0690	0.0819	2.174	1.832
6					1.2	135	0.0681	0.0800	2.203	1.875
7				0.2	0.5	294	0.0528	0.0666	3.788	3.003
8					1.2	210	0.0528	0.0654	3.788	3.058
9			0.01	0.15	0.5	114	0.0402	0.0500	3.731	3.000
10					1.2	90	0.0421	0.0501	3.563	2.994
11				0.2	0.5	114	0.0335	0.0420	5.970	4.762
12					1.2	78	0.0334	0.0409	5.988	4.890
13		1/150	0.03	0.15	0.5	26	0.1535	0.1597	0.977	0.939
14					1.2	27	0.1535	0.1600	0.977	0.938
15				0.2	0.5	49	0.1083	0.1160	1.847	1.724
16					1.2	45	0.1083	0.1158	1.847	1.727
17			0.02	0.15	0.5	23	0.1106	0.1160	1.356	1.293
18					1.2	24	0.1090	0.1150	1.376	1.304
19				0.2	0.5	29	0.0805	0.0878	2.484	2.278
20					1.2	27	0.0805	0.0875	2.484	2.286
21			0.01	0.15	0.5	16	0.0670	0.0715	2.239	2.098
22					1.2	15	0.0643	0.0690	2.333	2.174
23				0.2	0.5	16	0.0495	0.0540	4.040	3.704
24					1.2	15	0.0500	0.0542	4.000	3.690
25	II	1/50	0.03	0.15	0.5	163	0.1300	0.1218	1.154	1.232
26					1.2	121	0.1300	0.1207	1.154	1.243
27			0.02		0.5	114	0.1018	0.0929	1.473	1.615
28					1.2	72	0.1018	0.0924	1.473	1.623
29			0.01		0.5	28	0.0726	0.0635	2.066	2.362
30					1.2	24	0.0726	0.0631	2.066	2.377
31	III	1/50	0.03	0.15	0.5	93	0.1724	0.1554	0.870	0.965
32					1.2	43	0.1724	0.1527	0.870	0.982
33			0.02		0.5	49	0.1386	0.1213	1.082	1.237
34					1.2	24	0.1386	0.1188	1.082	1.263
35			0.01		0.5	16	0.0940	0.0706	1.596	2.125
36					1.2	6	0.0940	0.0741	1.596	2.024
37	IV	1/50	0.03		0.5	264	0.1099	0.1109	1.365	1.353
38					1.2	158	0.1099	0.1102	1.365	1.361
39			0.02		0.5	163	0.0828	0.0833	1.812	1.801
40					1.2	126	0.0828	0.0825	1.812	1.818
41			0.01		0.5	85	0.0538	0.0531	2.788	2.825
42					1.2	60	0.0538	0.0528	2.788	2.841
43	V	1/50	0.03		0.5	228	0.1215	0.1185	1.235	1.266
44					1.2	129	0.1215	0.1181	1.235	1.270
45			0.02		0.5	130	0.0957	0.0917	1.567	1.636
46					1.2	105	0.0957	0.0916	1.567	1.638
47			0.01		0.5	68	0.0622	0.0580	2.412	2.586
48					1.2	50	0.0622	0.0579	2.412	2.591
49	VI	1/50	0.03		0.5	163	0.1327	0.1236	1.130	1.214
50					1.2	105	0.1327	0.1234	1.130	1.216
51			0.02		0.5	98	0.1046	0.0949	1.434	1.581
52					1.2	72	0.1046	0.0950	1.434	1.579
53			0.01		0.5	52	0.0703	0.0605	2.134	2.479
54					1.2	40	0.0703	0.0604	2.134	2.483

注）タイプII～VIの清水の水深 h_{w0} は水路底面を基準とした水深，タイプII～VIの最大流砂量時の水深 h_{max} は粗度上面を基準とした水深。

ために実施したものである。アスペクト比3～15について実施されている既報告の実験結果では，アスペクト比が小さくなるに従って，単位幅あたりの可能最大流砂量が大きくなる傾向が示されている。今回の実験では，さらに小さいアスペクト比である1～6程度（条件設定時は流砂時の値は不明であり，清水時のアスペクト比）の範囲を対象とした。

水路タイプII～VIは，水路底面が損傷を受けた場合を想定したものである。水路底面が損傷を受けた場合の水路面形状は，さまざまなスケール，形状の凹凸が存在する複雑なものであり，得られている知見は極めて不十分なものである。また，その複雑な形状を忠実に再現するのはかなりの労力を要するため，本実験では，桟状および直方体の2種の幾何学的な粗度を設け，その影響を調査した。後に示すように，今回の実験では粗度形状の影響はほとんどみられておらず，粗度形状の影響はそれほど大きくないものと推察されるが，筆者らが収集した仮排水トンネルでの損傷実態によれば凹凸形状は丸みを帯びた滑らかなものであり，実験での直方体とはかなり異なる。滑らかな粗度形状の影響については今後の課題としたい。

以下ではタイプIの水路を滑面水路，II～VIの水路を粗度付け水路と称して区別する。なお，水路は，片側の側面が透明合成樹脂製で，底面および他の側面は塗装を施した木製にて製作している。また，粗度付け水路については今回，幅0.15 m，勾配1/50で一定としている。

実験で用いた土砂は平均粒径0.5 mmおよび1.2 mmの一様粒径に近い珪砂であり，比重は2.62～2.63である。

なお，実験中の流況観察によれば，土砂は掃流砂として取り扱うのが適当と考えられ，水路底面付近を，サルテーションによる浮き上がりを伴いながら転動して流下している。当然のことながら，浮き上がりは粒径が小さいほど活発にみられた。

3. 実験結果

3.1 滑面水路の土砂輸送力

3.1.1 流砂量と抵抗の関係

ここでは，既報告と同様の考えにより，流砂が存在する場合の滑面水路（タイプI）における流砂量と抵抗の関係を調査する。

まず，流砂が存在する場合の壁面せん断抵抗力 τ が流水のせん断抵抗力 τ_w と砂礫の摩擦抵抗力 τ_e の加算により表されるものとする。すなわち，

$$\tau=\tau_w+\tau_e \tag{1}$$

とし，τ_e が次式で表されるものとする。

$$\tau_e=\mu\varepsilon n\frac{\pi d^3}{6}(\rho_s-\rho_w)g\cos\theta \tag{2}$$

ここに，μ：動摩擦係数，n：水路床単位面積を投影面積とする水柱に含まれる砂礫数，ε：水路床上に存在している砂礫数の n に対する割合，d：砂礫の粒径，ρ_s，ρ_w：それぞれ砂礫および水の密度，g：重力加速度，θ：水路床面と水平のなす角であり，ここでは，砂礫の粒径，動摩擦速度，密度が一様なものとして議論を進める。なお，既報告では，流砂がすべて底面上に存在するものとして，つまり $\varepsilon=1$ として式の展開を行っているが，実際には転動やサルテーションにより床から離れている粒子も存在するので，ここでは ε を導入した。

流砂量 Q_B は，砂礫の平均移動速度を v_s，水路幅を B とすると，

$$Q_B=n\frac{\pi d^3}{6}v_sB \tag{3}$$

となり，式(3)に式(1)，(2)を代入し，流砂に関し通常行われている無次元化を行うと次式が得られる。

$$\phi=\frac{1}{\mu\varepsilon\cos\theta}\frac{v_s}{u_*}\tau_{e*}{\tau_*}^{1/2} \tag{4}$$

ここに，$\phi=Q_B/B\sqrt{g(\rho_s/\rho_w-1)d^3}$，$\tau_*=\tau/\rho_wg(\rho_s/\rho_w-1)d$，$\tau_{e*}=\tau_e/\rho_wg(\rho_s/\rho_w-1)d$，$u_*$：摩擦速度である。

既報告の実験結果によれば，同じアスペクト比 B/h（h：当該流砂量時の水深）での ϕ と $\tau_{e*}{\tau_*}^{1/2}$ は比例する傾向がみられており，次式による表現が提示されている。

$$\phi=\kappa\tau_{e*}{\tau_*}^{1/2}/(B/h) \tag{5}$$

ここに，κ：定数である。

図-2に，今回の実験における ϕ と $\tau_{e*}{\tau_*}^{1/2}/(B/h)$ の関係を既報告の結果と併せて示す。既報告，今回の実験結果とも概ね同じ関係が得られており，B/h を1

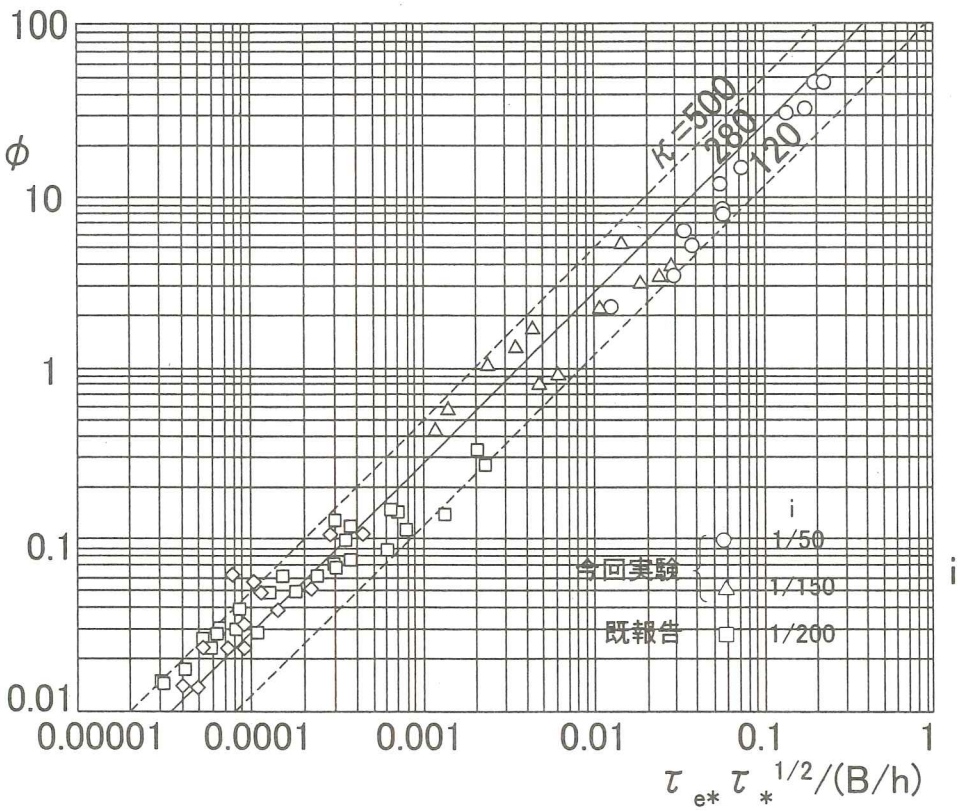


図-2　ϕ と $\tau_{e*}\tau_*^{1/2}/(B/h)$ の関係

程度まで小さくした今回の実験でも，同じ $\tau_{e*}\tau_*^{1/2}$ に対し B/h が小さいほど ϕ が大きくなることが確認される。参考までに図-3 に ϕ と $\tau_{e*}\tau_*^{1/2}$ の関係を示す。結果はかなりばらつくとともに B/h 毎にある程度のまとまりをもっていることが確認されよう。

既報告の実験は，勾配 $i=1/200$，$d=1.2$〜3.6 mm において実施されており，アスペクト比以外の条件についても今回の条件とかなり異なる。また，実験結果には，可能最大流砂量以下の流砂量のものや球形をしたビーズのものも含まれる（静止摩擦係数の範囲は 0.19〜0.73）が，こうしたデータも含め，$\kappa=120$〜500 の範囲内にほぼすべてのデータが含まれており，平均的には $\kappa=280$ の値をとる。図-2 を詳細にみると，κ は $\tau_{e*}\tau_*^{1/2}/(B/h)$ が大きくなるに従って小さくなる傾向があるように思えるが，必ずしも明確でない。このことを明確にするためには，今後さらにデータの蓄積が必要であろう。

式(4) と (5) を比べると，$\nu_s/\mu\varepsilon u_*$ が B/h に反比例する傾向があるものと考えることができよう。今回は実験砂の静止摩擦係数は計測していないが，先に示したように既報告で用いられた実験砂では，静止摩擦係数がかなり異なる数種の砂が用いられており，こうしたデータがまとまりをもってプロットされていることから，μ と $\nu_s/\varepsilon u_*$ が反比例する関係にあることも推察される。因みに，ケースは 1 ケースしかないが，静止摩擦係数の最も小さいビーズのデータについても図の平均的な位置にプロットされている。

ところで，図-2 の作成にあたっては，流砂時の水によるせん断抵抗力を計算する必要がある。今回のデータ整理では，水のみを通水した実験結果から求められた摩擦損失係数 f' ($=2giR/v_w^2$，ここに，R：径深，v_w：水の平均流速) とレイノルズ数 R_e ($=Rv_w/\upsilon$，υ：動粘性係数) の次の関係を用いて求めた。

$R_e \leq 4.5\times10^4$ で

$$f'/10^{-3}=6.79-0.626\,R_e/10^4$$

$R_e > 4.5\times10^4$ で

$$f'=3.83\times10^{-3}$$

図-4 の白抜き点は既報告を含む今回の実験結果を，また，破線は上式による推定値を示したものである。実験結果のばらつきは小さく，上式により近似できる

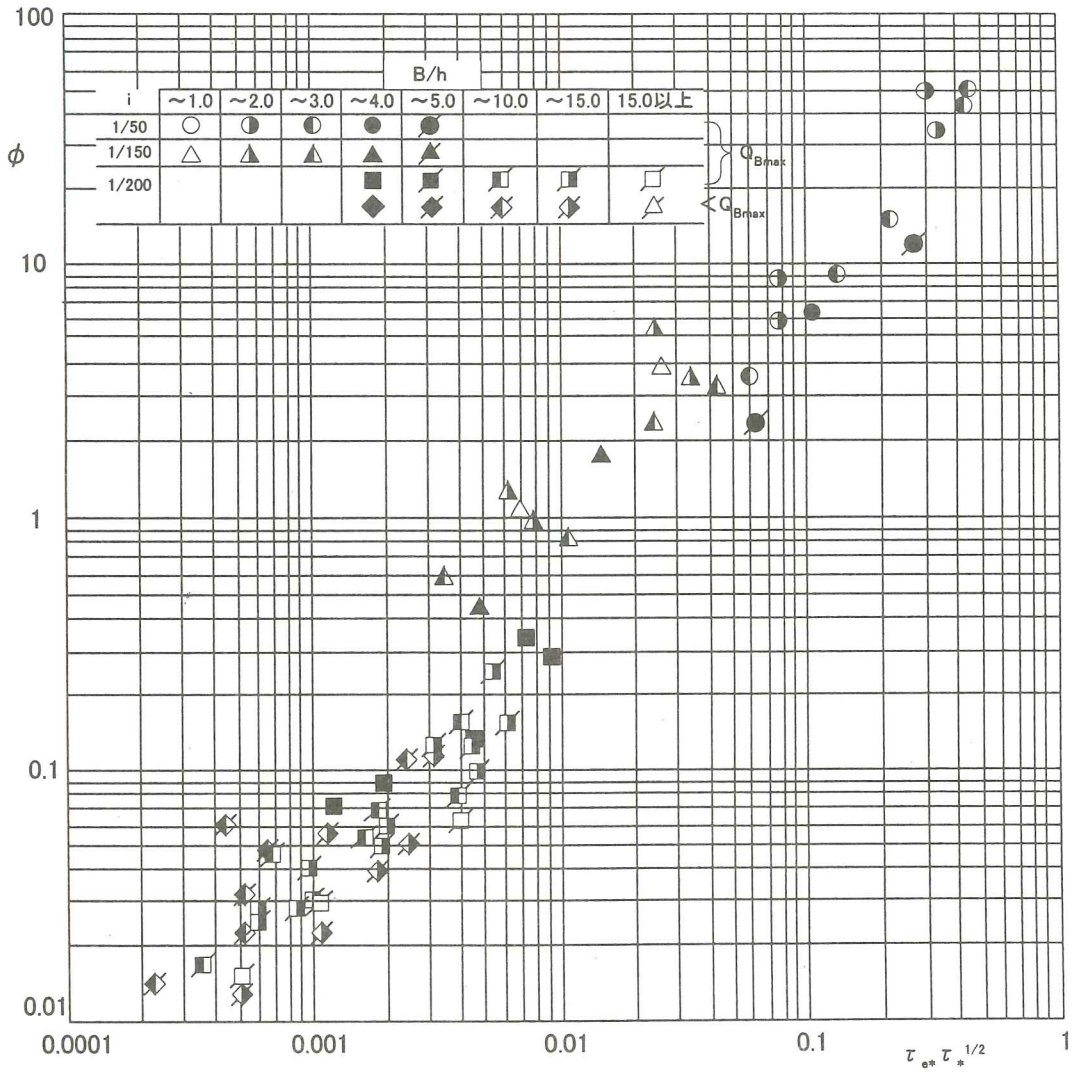


図-3　ϕ と $\tau_{e*}\tau_*^{1/2}$ の関係

ことがわかる。図には，水山・上原の実験結果についても示してあるが，水山・上原の実験結果はかなりばらついている。原因は明確ではないが，流量が小さく，また，大きな水路勾配の実験値が含まれ，実験での水深が 10 mm 以下のケースもみられることから，表面張力の影響や実験精度の問題が考えられる。水山・上原の報告は実験データを示しており，今回の解析で用いることも可能であるが，f' のばらつきが大きく，水のせん断抵抗の推定精度が悪くなることが予想された。このため今回は対象外とした。

3.1.2　可能最大流砂量時の条件

既報告において，可能最大流砂量を与える τ_{emax} については，明確な設定方法を与えていない。ここでは，次のように考え結果の整理を行った。

今，水のみを流した場合のせん断抵抗力を考えると，滑面水路ではこれが大きいほど流量や流速が大きく，大きな流砂量を流下させることができる。すなわち，最大流砂量時の砂礫の摩擦による $\tau_e=\tau_{emax}$ が大きくなり，結果として水路全体のせん断抵抗力 $\tau=\tau_{max}$ も大きくなる。そこで，両者を無次元化した，τ_{e*max} と τ_{*max} の関係を調査することとした。

結果を図-5 に示す。データはまとまりをみせており λ を定数として，

$$\tau_{e*max}=\lambda\tau_{*max}^{1.2} \qquad (6)$$

にて表すことができるようである。λ は 0.12～0.45 の範囲にあり，平均的には 0.28 の値をとる。式(6) より最大流砂量時の条件を与えることができ，その時の水深を知ることができる。また，式(5) を用いてその時の流砂量を知ることができるが，以下に最大流砂量を与えるアスペクト比について検討を行い，式(6) の

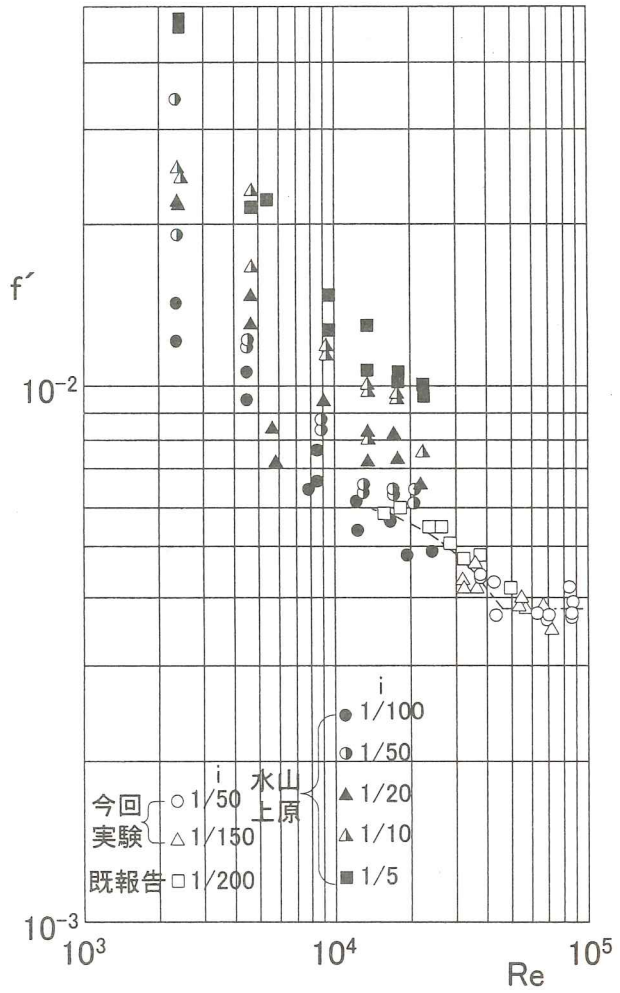


図-4　Re と f' の関係（水のみの場合）

適用性をさらに検証する。

流水を通過させる「効率的な断面形状」の定義の一つとして，当該断面積において最大の流量を流下させる断面があり，この定義によればアスペクト比が 2 において最も効率的な断面となることが知られている。ここで，同様に当該断面において最大の流砂量となるアスペクト比を求めてみる。式(5) に式(6) を代入して整理すると，R, A をそれぞれ径深，流下断面積として次の関係が得られる。

$$Q_B \propto R^{1.7}\ h=\left(\frac{A}{B+2h}\right)^{1.7} \quad h=\left(\frac{A}{A/h+2h}\right)^{1.7} h \tag{7}$$

最大の流砂量を与えるアスペクト比は，上式において A を一定とし，$dQ_B/dh=0$ の条件から求められる。結果は，$B/h=1.4/2.7$ となり，流水の場合と比べかなり小さいアスペクト比となる。

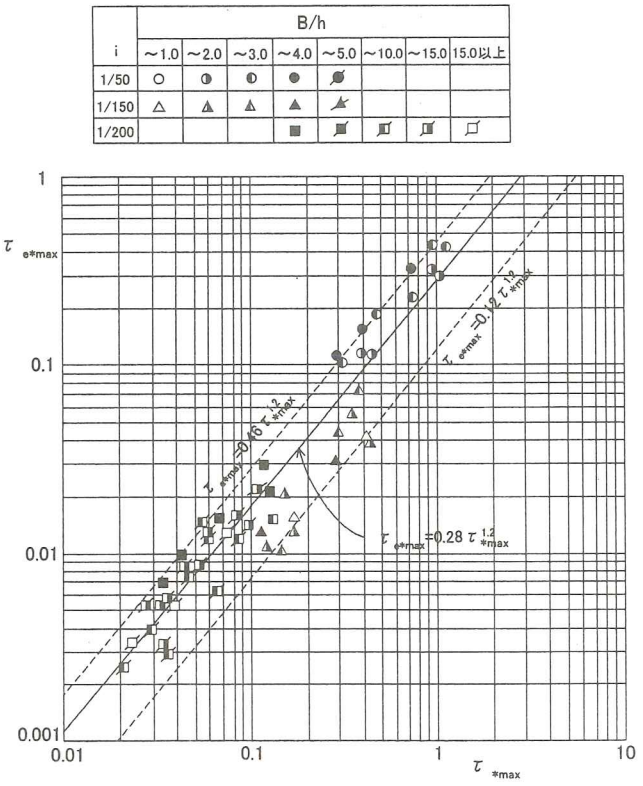


図-5　τ_{*max} と τ_{e*max} の関係

今回，A を一定としてアスペクト比を変化させた実験は実施していないが，同程度の A となる実験結果等からみて，最大となる Q_B は 2 程度以上のもっと大きな B/h で生じるようであり，上記値はかなり小さい。こうした違いが生じた理由として τ_{e*max} と τ_{*max} の関係に B/h が影響しており，その影響を無視したことが考えられる。図-5 にはアスペクト比についてもパラメータとして示しているが，図-3 ほど明確でないものの B/h 毎にある程度のまとまりをもつようである。そこで式(5) と同様に τ_{e*max} と τ_{*max} に次の関係を仮定してみる。

$$\tau_{e*max}=\lambda'\tau_{*max}^{s}/(B/h)^{t} \tag{8}$$

ここに，s, t は定数である。上式を仮定すると，A が一定で最大の流砂量を与えるアスペクト比は，

$$(B/h)_{\text{最大流砂量}}=\frac{2(s-2t-0.5)}{s+2t+1.5} \tag{9}$$

にて与えられる。$B/h=2$ で最大流砂量となる場合，s によらず $t=-0.5$ である。また，式(6) の $s=1.2$ を用いれば，$B/h=1$ および 3 で t はそれぞれ -0.22, -0.67 となる。そこで，t を -0.2～-0.7 間で 0.05 ピッチにて変化させて $\tau_{e*max}(B/h)^{t}$ と τ_{*max} の相関関係

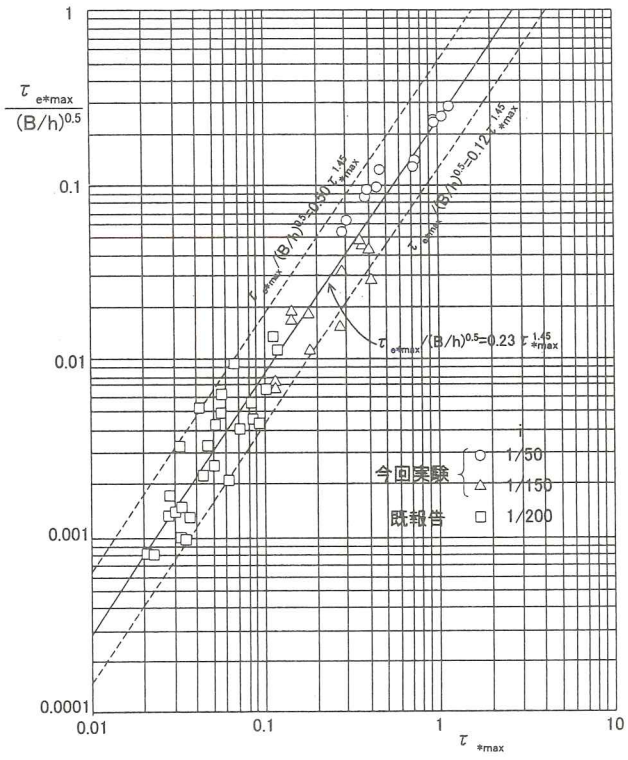


図-6　$\tau_{*\max}$ と $\tau_{e*\max}/(B/h)^{0.5}$ の関係

を調査し，適当な t を検討したところ $t=-0.45$ にて相関係数の最大値を得た。このときの相関係数は 0.9737 であり，$t=-0.5$ の場合の 0.9736 とほとんど変わらない。そこで，ここでは流水の場合と同じ $B/h=2$ にて最大流砂量が生じるものとし，$t=-0.5$ の値を採用することとする。因みに，図-5 の $t=0$ の場合の相関係数は 0.956 であり，B/h のパラメータとしての導入により相関係数の改善が得られている。

図-6 に，$t=-0.5$ のときの $\tau_{e*\max}$ と $\tau_{*\max}$ の関係を示す。ただし，図では $\tau_{e*\max}/(B/h)^{0.5}$ と $\tau_{*\max}$ の関係を示しており，傾きが λ' を与えるものとしている。図-6より，式(6) の代わりに式(10) を提案する。

$$\tau_{e*\max}=\lambda'\tau_{*\max}^{1.45}(B/h)^{0.5} \qquad (10)$$

λ' の平均値は 0.23 であり，実験値は概ね $\lambda'=0.12$〜0.50 の範囲にある。べき数である 1.45 の値は実験値から得られたものであるが理論的な根拠付けも可能かもしれない。今回は検討を行っていないが今後の課題としたい。

因みに，式(10) により最大流砂量が与えられるとすると，最大流砂量時の $\phi=\phi_{\max}$ は式(5) より，

$$\phi_{\max}=\varkappa\lambda'\tau_{*\max}^{1.95}/(B/h)^{0.5} \qquad (11)$$

となり，τ_{e*} を省略し τ_* のみにて表示できることがわかる。ただし，流水の無次元せん断抵抗力 $\tau_{w*}=\tau_w/\rho_w g(\rho_s/\rho_w-1)d$ は τ_{e*} により変化するので，式(10) を満足する τ_{e*} と τ_* を求めるには繰り返し計算が必要になる。

以上，流下断面が一定の場合を検討したが，施設設計を考えると，流量が一定のとき，流砂量を最大とする断面がより意味をもつものと思われる。この場合，流量一定の条件は摩擦損失係数 f' を用いて与えることができる。すなわち，流水のせん断抵抗力によるエネルギー勾配を i_w とすると，

$$\tau_w=\rho_w gRi_w=\rho_w f'Q^2/2\,A^2 \qquad (12)$$

であり，上式および式(1)，(10) より次式を得ることができる。

$$RA^2\{1-\lambda'\tau_{*\max}(B/h)^{0.5}\}=f'Q^2/2\,gi \qquad (13)$$

レイノルズ数が十分大きい実際の問題では，f' を一定と考えることが可能であり，最大流砂量となるアスペクト比は，式(13)＝C＝$const$ および $dQ_B/dh=0$ の条件から求めることができる。計算はやや面倒であり，本報告の主たる目的でもないのでここでは省略するが，$\tau=\tau_w$，つまり水路の全抵抗力が流水のせん断抵抗力と等しいときに式(13) の左辺＝RA^2 となり，最大流砂量を与えるアスペクト比が 2 となる。流砂が存在する場合には，$\tau>\tau_w$ でありアスペクト比は 2 と異なる値をとることが予想される。試算によれば，最大のアスペクト比は d/h および C/h^5 により変化し，単純ではないようである。今回の実験では勾配，粒径が同じで流量を変化させた条件があり，これらの結果によれば，$B/h=2$〜4 程度で流砂量がほぼ一定となるデータがみられている。実験範囲では $B/h=2$〜4 程度に最大流砂量を与えるアスペクト比が存在するようであり，今後より厳密な検討が必要であるが，流量一定での最大流砂量時のアスペクト比は流下断面積が一定の場合のそれより大きくなるように思われる。

仮に $B/h=2$〜4 で最大流砂量が生じるものとして実際の水路を考えると，開水路ではそれほど問題ないと思われるがトンネル水路では不経済な断面になる可能性が高い。わが国の地形からいって，バイパス水路はトンネルで構築されるのが一般的であると考えられ，流砂量については，最適設計とならない可能性が

高いといえよう。ただし，土砂流下能力上クリティカルとなる流量条件については，バイパスの運用方法等により必ずしも最大流量とはならず，より小さい流量条件となる場合も考えられる。この場合，若しくは土砂輸送力に問題がある場合には，アスペクト比による流砂量の変化に配慮した設計が必要になるものと思われる。

3.2 底面粗度の影響

底面粗度を設けると，滑面水路と比較して水のみ流下させた場合のせん断抵抗力が大きくなる。これは，流速の低減を意味しており，滑面水路の場合と比較して ϕ_{max} が減少することが予想される。

図-7 は水路タイプⅠ～Ⅵの実験結果について，底面粗度以外が同じ条件のものを同じ記号でプロットし ϕ_{max}, τ_{wo*} との関係を調べたものである。ここに，τ_{wo*} は水のみを流下させた場合の τ_* であり，粗度がある場合の水深は水路底面を基準とした。また，粗度がある場合の可能最大流砂量は堆砂が粗度上面を覆う時点での流砂量とした。これより大きい流砂量では，水路内の土砂流下は移動床での現象として扱われることになる。なお，粗度がある場合，流砂量を徐々に増加させていくと粗度間に土砂が堆積したまま安定する状況がみられた。この場合にも堆砂はしている訳であるが，こうした堆砂は粗度下方に留まるものであり，ここでは可能最大流砂量の状態とは区別して扱っている。

図より，底面粗度以外の条件が同じ場合には，τ_{wo*} と ϕ_{max} は桟や突起の粗度形状に関係なくほぼ直線の関係にあり，τ_{wo*} の増加により急激に ϕ_{max} が減少することがわかる。そこで，滑面での τ_{wo*}, ϕ_{max} を基本

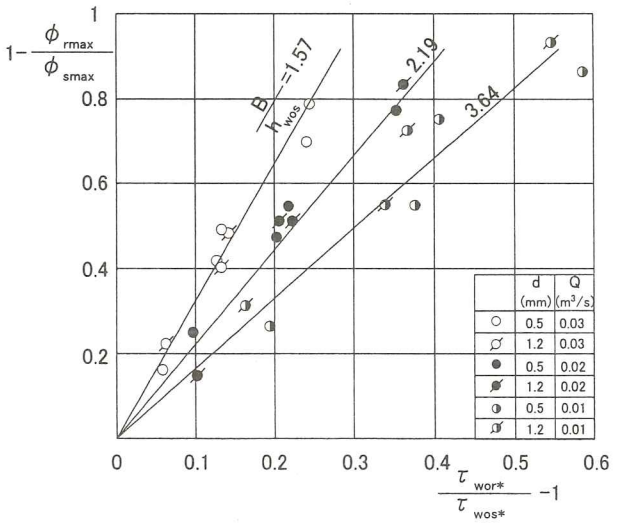


図-8 $\frac{\tau_{wor*}}{\tau_{wos*}}-1$ と $\frac{\phi_{rmax}}{\phi_{smax}}$ の関係

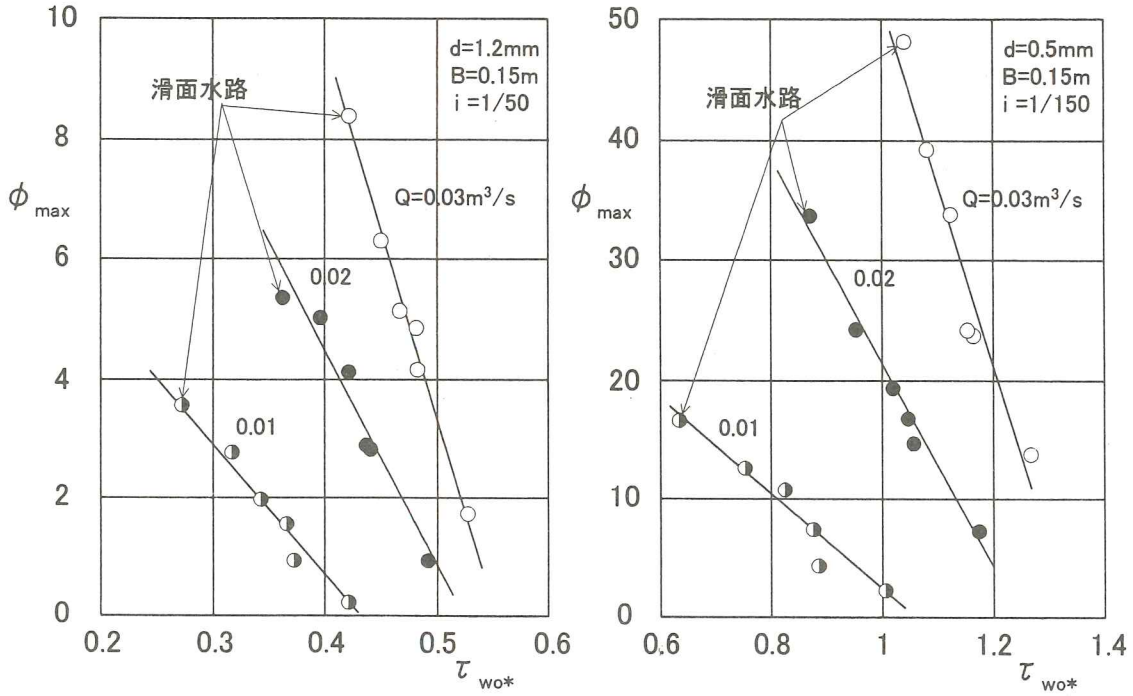


図-7 τ_{wo*} と ϕ_{max} の関係

に，これからの τ_{wo*} の増加率＝$\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ と ϕ_{max} の減少率＝$1-\phi_{rmax}/\phi_{smax}$ の関係を調べたのが図-8である。図-8において添え字 s は滑面水路を，r は粗度付け水路を表している。当然のことながら，底面粗度以外の条件が同じ場合の $\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ と $1-\phi_{rmax}/\phi_{smax}$ はほぼ直線的に変化するが，その勾配は，粒径 d の影響をあまり受けず，流量 Q により変化することがわかる。

ところで，本実験では底面に粗度付けを行っており，水路のせん断抵抗力の増加は底面におけるものである。また，対象としているのは底面付近を掃流砂的に偏って流下する流砂であり，粗度付けによる底面のせん断抵抗力の増加が直接最大流砂量の減少につながるものと考えられる。一方，τ_{wo*} は水路全体のせん断抵抗力を表しており，τ_{wo*} に占める底面のせん断抵抗力の割合は，アスペクト比が小さいほど小さくなる。このことは，同じ $\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ の場合，アスペクト比が小さいほど底面せん断力としての増加率が大きいことを示している。ここまでの検討では，実験で変化させた Q をパラメータとしてそのまま用いたが，パラメータが次元量では現象の説明が十分でない。ここでは，以上の考察により，Q の影響を具体的に表す無次元パラメータとしてアスペクト比を選出することとし，図中にアスペクト比をパラメータとした直線を示した。ここで，アスペクト比は水のみを流下させた場合の水深 h_{wo} に対し定義している。図より，同じ τ_{wo*} の増加率による ϕ_{max} の減少率はアスペクト比が小さいほど大きくなっており，上記の考察と傾向が一致することが確認できる。

図-9には B/h_{wos} と図-8の勾配 p

$$p=\frac{1-\phi_{rmax}/\phi_{smax}}{\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1} \tag{14}$$

の関係を示す。図より，損傷等により底面粗度が大きくなった場合の可能最大流砂量を求めることができる。すなわち，滑面水路の τ_{wos*} および底面粗度が大きくなった場合の τ_{wor*} が与えられれば，当該水路での B/h_{wos} および τ_{wor*}/τ_{wos*} が求められ，図-9を用いて B/h_{wos} に対応した p を求め，さらに式(14)により求められた p に対応する ϕ_{rmax}/ϕ_{smax} を求めることができる。

以上の議論は，水のみの場合のせん断抵抗力をもとに進めてきており，粗度付け水路の水深を求めるための可能最大流砂量時のせん断抵抗力については情報が与えられていない。図-10は可能最大流砂量時の粗度付け水路のせん断抵抗力について，図-8と同様の整理

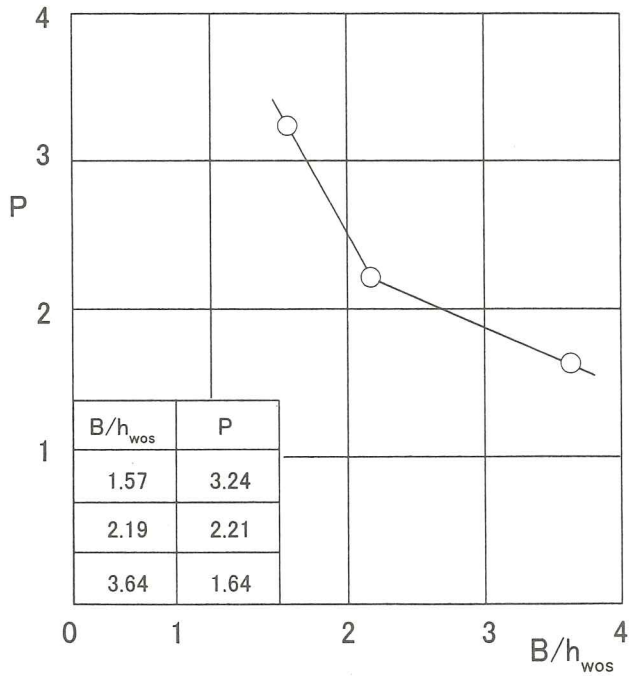


図-9　B/h_{wos} と P の関係

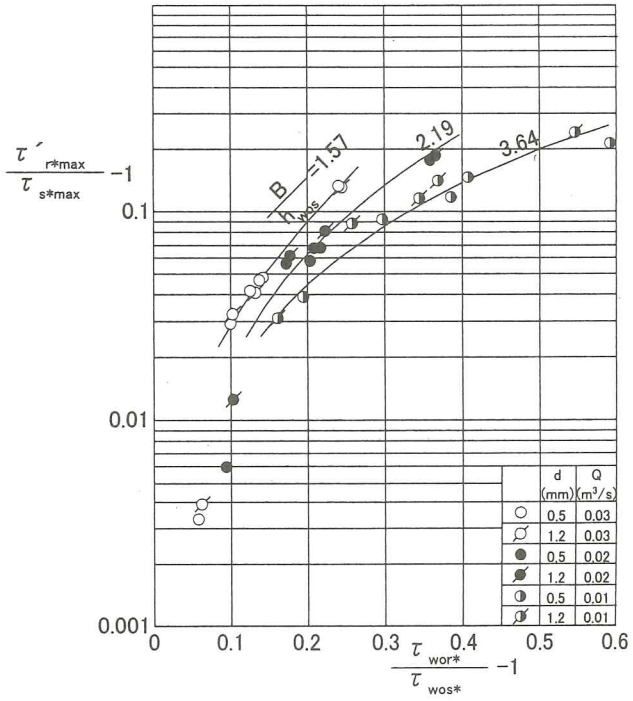


図-10　$\frac{\tau_{wor*}}{\tau_{wos*}}-1$ と $\frac{\tau'_{r*max}}{\tau_{s*max}}-1$ の関係

を行ったものである。ただし，可能最大流砂量時には，粗度はほとんどが堆砂に埋没していることから水深は粗度上面を基準としている。τ_{r*max} に′をつけているのはこのことによる。また，せん断抵抗力は滑面の場合より大きくなるので，ここでは，せん断抵抗力の増加率＝$\tau'_{r*max}/\tau_{s*max}-1$ として整理した。

図より，$\tau'_{r*max}/\tau_{s*max}-1$ は $\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ が大きくなるに従って大きくなること，また，その関係がアスペクト比により変化し，アスペクト比が小さいほど同じ $\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ での $\tau'_{r*max}/\tau_{s*max}-1$ が大きくなることがわかる。今回の実験結果では，τ'_{r*max} の増加量は，大きくても τ_{s*max} の 20%程度であった。

以上示されるように，粗度付け水路の今回の実験結果は，水のみの場合のせん断抵抗力とアスペクト比により概ね整理することができており，粗度形状の影響はあまりみられていない。粗度に関するパラメータとしては，形状の他，粗度高さ d_r に関する d_r/h_{w0}，d_r/d 等が考えられ，これらの影響があまりみられなかった訳であるが，ここで，両パラメータに関する今回の実験範囲を示すと，$d_r/h_{w0}=0\sim0.25$，$d_r/d=0\sim20$ である。

最後に，以上検討した固定床での流砂量と移動床での流砂量の関係について考察すると次のとおりである。

実験では，上流からの給砂量を徐々に大きくしながら最大流砂量となる条件を求めているが，最大流砂量をわずかに超える給砂を続けると，水路全体に急激に堆砂が進み，移動床での流下状態に移行する。今回は行っていないが，移動床として安定するまで給砂を続けると移動床面の水路勾配は固定床のそれより大きな状態で安定する。つまり，固定床での安定状態と移動床でのそれは不連続なものであり，両者の勾配の差は粗度が大きくなるに従って小さくなる。したがって，粗度が十分大きい場合には，移動床での勾配が固定床の水路勾配とほぼ一致するようになることが想定され，図-8 に示した各線の上限値はこうした状態により与えられるものと思われる。すなわち，固定床と同じ勾配での移動床の τ_* が求まれば，図-8 の上限値を与えることが可能であろう。ただし，今回の実験のように幅の狭い水路の移動床では，2 次元の大きな河床波が発生するので，固定床の実験結果と移動床でのそれが連続的に変化するかどうかは必ずしも明確ではない。

4. おわりに

土砂輸送水路の抵抗および土砂輸送能力について掃流砂を対象に実験を行い，底面粗度変化の影響を含めて検討した。おもな結果を以下に示す。

1) 滑面水路における流砂量と抵抗の関係は式(5)にて表すことができる。実験データは定数 $\kappa=120\sim500$ の範囲内にほぼ含まれ，平均的には 280 の値をとる。

2) 滑面水路における可能最大流砂量時の条件は式(10)にて表すことができる。実験データは，定数 $\lambda'=0.12\sim0.50$ の範囲にあり，平均的には 0.23 の値をとる。

3) 粗度が大きくなった場合の，滑面水路可能最大流砂量に対する減少率は，水のみを流下させた場合のせん断抵抗力の増加率に比例する。減少の割合は，アスペクト比が小さいほど大きい（図-9)。

4) 粗度が大きくなった場合の，可能最大流砂量時のせん断抵抗力の増加率は，水のみを流下させた場合のせん断抵抗力の増加率とアスペクト比で表すことができ，アスペクト比が小さいほど増加率は大きくなる(図-10)。

土砂流下の損傷による水路底面粗度の変化については今後の研究によるところが大きいが，河川トンネルの設計では，新設の施設ではマニングの粗度係数＝0.015 程度，老朽化した施設では 0.023 程度の値が用いられている。仮に，こうした粗度係数の変化が生じるものとすると，例えば水路幅 5～8 m，対象流量 50～500 m^3/S とした試算では，$\tau_{wor*}/\tau_{wos*}-1$ は 0.1～0.25 程度の値となり，可能最大流砂量はかなり減少する。土砂バイパス水路等の設計において，損傷による粗度係数変化の土砂輸送能力に及ぼす影響は無視し得ないものと思われ，今後，砂礫流下による水路底面形状変化についての知見の蓄積が望まれる。また，湾曲部ではさらに土砂流下能力が小さくなることが報告されており[5]，こうした知見に基づき，土砂バイパス水路等の土砂輸送水理施設の設計方法を確立していく必要がある。

本研究を進めるに当たり，国土交通省中部地方整備局天龍川ダム統合管理事務所の助力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

1) 建設省河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会：流砂系の総合土砂管理に向けて，1998
2) 原田　稔，小久保鉄也，出野　尚：貯水池のバイパス排砂システムにおけるトンネル内土砂水理特性，土木学会論文集，No. 600, II-44, 64-84, 1998
3) 水山高久，上原信司：急勾配水路における掃流砂量の算定方法，土木技術資料，**25**(8), 39-42, 1983
4) 柏井条介，外崎　悟，川口和也：滑面固定床水路における掃流砂量の算定方法，土木技術資料，**31**(5), 19-24, 1989
5) 外崎　悟，高須修二：排砂水路曲線部における土砂輸送能力，第 44 回土木学会年次講演会講演集，第 2 部，pp. 364-365, 1989

(2002 年 10 月 18 日受理)

From the viewpoint of sustainable use of dam reservoir and conservation of river environment, it is expected to release the inflow sediment to a dam downstream. In order to release the sediment, hydraulic structures such as bypassing facilities and sediment flushing are generally used. In the design of these facilities, sediment particles should be smoothly passed without harmful accumulation. This paper experimentally examines the bed load transportation characteristics of rectangular channels. Authors show the relationship between sediment transportation rate and shear stress on the walls, hydraulic conditions of maximum transportation rate without accumulation in smooth channels. Authors also show the relationship between the maximum transportation rate and the bottom roughness of channels, which will be important because of the channel abrasion by flow-down sediments. Aspect ratio of a channel is appeared to be one of important parameters to estimate sediment transportation rate.

Key words: hydraulic model test, sediments bypass channel, sediment transportation, bed load, roughness

河床付近に設置されたダム放流管内の土砂の堆積

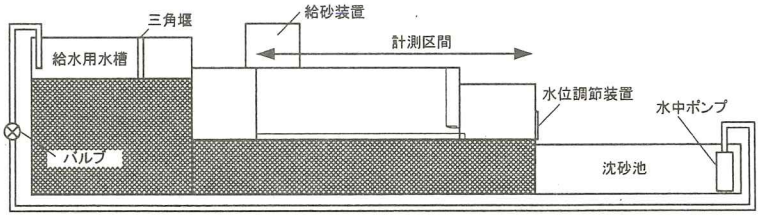
独立行政法人土木研究所　正会員　○櫻井　寿之
独立行政法人土木研究所　正会員　柏井　条介

1．はじめに

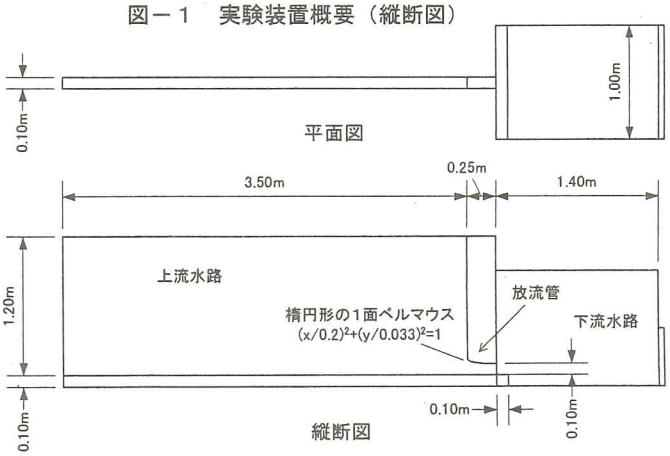
治水専用ダム等の常時に流水を貯留しないダムでは，下流土砂環境保全及び堆砂対策として，河床付近に放流管を設置することにより貯水池内の掃流力を利用して土砂を排出することが考えられる．土砂の流入状況や下流水位条件によっては，放流管内に土砂が堆積することにより放流特性の変化や放流管の閉塞が生じる可能性があるが，これらに関する知見は少ない．そこで，放流管形状を再現した水理模型実験により得られた知見を報告する．

2．実験方法

今回用いた実験装置概要と模型概要を図－１，２に示す．今回の実験では，放流管を出口幅 B=0.1m，出口高さ D=0.1m の矩形形状で再現し，呑口部は標準的な長軸半径 2D，短軸半径 D/3 の楕円形の１面ベルマウスとした．なおベルマウス終端に延長 D/2 の直管部を設けている．放流管の上流は幅 0.1m の直線水路とし，下流は末端に水位調節装置を有する幅 1m の直線水路としている．模型の上流には給水用の水槽を，下流には沈砂池を兼ねた水槽を設置した．下流の水槽に水中ポンプを設置し，ポンプから上流の水槽へ配管を行い，実験時に水を循環させた．今回用いた土砂は平均粒径 1.2mm の一様粒径珪砂であり，模型上流に設けた給砂装置から表乾状態で供給した．例として，高さと幅が 5m の原型の放流管を想定した場合，今回の模型は縮尺 1/50 に相当する．



図－１　実験装置概要（縦断図）



図－２　実験模型計測区間概要

実験方法としては，放流管の排砂時における目安となる排砂状況を再現し，そのときの流況と水理量を把握した．状況としては，次の二つを設定した．**状況①**：下流からの堆砂の進行によって堆砂が放流管出口に達する．**状況②**：下流からの堆砂の進行によって，上下流の堆砂がつながる．実験条件として，流量，下流の堰上げ高さ及び給砂量の３つがあるが，実験の効率を考慮して，下流の堰上げ高さと給砂量の二つの条件を固定し，流量を変化させることによって，上記の状況①および②を再現した．設定した状況となっているかどうかの判定は，現象が変動を有するものであったので，30 秒程度の時間間隔において状況①については，下流からの堆砂の先端位置が最も流下した位置が放流管出口部に達した状態，状況②については，放流管内の堆砂の最低堆砂厚が 1cm となった状態を基準に判断した．測定項目は流量，給砂量，河床形状，水面形及び流況である．実験条件は堰上げ高さを 0.2～0.6m の間で４ケース，給砂量を $10\sim40\times10^{-6}$ m^3/s 程度の間で４ケース変化させた合計１６ケースを設定した．

3．実験結果と考察

実験結果を表－１に，ケース４とケース 16 の河床形状と水面形状の測定結果を図－３に示す．なお，表中の上流水位の位置は放流管呑口から 0.1m 上流，下流水位の位置は 0.6m 下流であり，給砂量は表乾状態の給砂量から空隙率を 0.4 として求めた土粒子実質体積の給砂量である．実験結果の呑口上流の流況は比較的穏やかで，河床勾配は，実験ケースによらず，砂の安息角度に近い 32～35° 程度となった．一方，放流管下流の流況は土砂が吹き上げられるような状況であり，すり鉢状の堆砂の肩が常に崩壊しては流れに押し戻されるような流況となった．下流は急拡

キーワード　放流管，水理模型実験，堆砂対策，土砂

連絡先　〒305-8516 茨城県つくば市南原１番地６　独立行政法人 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム

水路としたため，河床の詳しい形状は不明であるが，堆砂の肩が安定している位置の河床高の計測結果から下流側の傾斜の勾配を計算すると，安息角よりも急であり，下流水路の堰上げが高いほど，また状況①よりは状況②の場合が勾配は急になる傾向が認められた．堰上げ高が 0.6m で状況②のケースでは下流の傾斜が 60° 以上となる場合もあり，下流河床が急傾斜の状態で流量が減少する場合には放流管が下流土砂の崩壊で閉塞する危険性があると考えられる．下流水位を放流管出口高で無次元化したパラメータ：h_2/D（同じ堰上げ高のケースについて平均した値）毎に，無次元掃流力と無次元流砂量の関係を図－４に示す．ここで，無次元掃流力と無次元流砂量は下記の式で求めた．

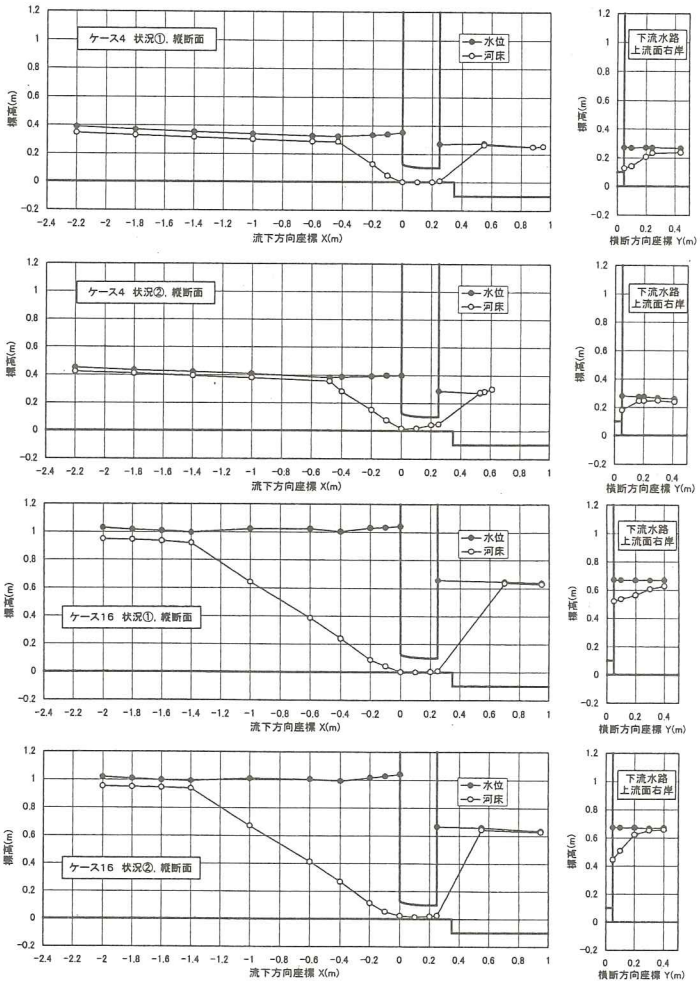
表－１ 実験結果

ケース名	下流水路堰上げ高 (m)	状況① 流量 Q ($\times 10^{-3}m^3/s$)	状況① 上流水位 h_1 (m)	状況① 下流水位 h_2 (m)	状況① 給砂量 Q_B ($\times 10^{-6}m^3/s$)	状況② 流量 Q ($\times 10^{-3}m^3/s$)	状況② 上流水位 h_1 (m)	状況② 下流水位 h_2 (m)	状況② 給砂量 Q_B ($\times 10^{-6}m^3/s$)
ケース1	0.20	3.7	0.303	0.231	10.0	2.1	0.309	0.222	9.0
ケース2	0.20	4.1	0.310	0.241	18.0	2.6	0.339	0.228	19.2
ケース3	0.20	4.5	0.332	0.250	30.3	3.0	0.384	0.244	32.4
ケース4	0.20	5.1	0.338	0.252	41.2	3.2	0.398	0.240	38.0
ケース5	0.30	5.1	0.436	0.325	8.4	3.1	0.468	0.322	8.2
ケース6	0.30	5.7	0.451	0.327	18.4	4.2	0.493	0.330	17.0
ケース7	0.30	6.5	0.477	0.348	29.9	4.7	0.513	0.338	29.9
ケース8	0.30	7.5	0.493	0.352	43.2	5.0	0.514	0.348	42.0
ケース9	0.45	7.1	0.726	0.485	11.0	4.4	0.677	0.474	7.6
ケース10	0.45	8.5	0.756	0.500	20.8	5.7	0.733	0.483	20.2
ケース11	0.45	9.0	0.756	0.502	29.1	6.0	0.757	0.494	29.1
ケース12	0.45	9.5	0.793	0.513	40.8	6.7	0.786	0.501	40.4
ケース13	0.60	7.7	0.962	0.636	10.6	5.7	0.942	0.630	10.2
ケース14	0.60	9.1	0.984	0.633	21.0	6.1	0.968	0.636	21.2
ケース15	0.60	9.9	1.007	0.645	29.1	6.8	0.989	0.647	28.2
ケース16	0.60	10.5	1.033	0.662	38.4	7.6	1.027	0.650	43.2

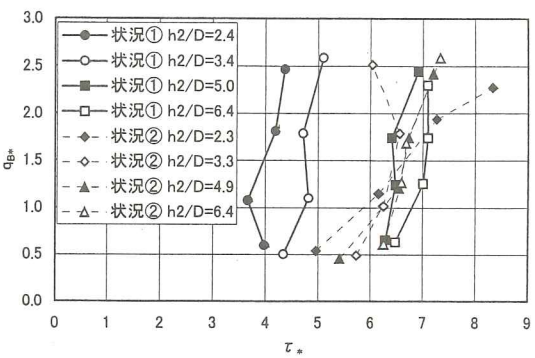
$$\tau_* = \frac{u_*^{\,2}}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad , \quad q_{B*} = \frac{Q_B}{B\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}}$$

$$u_* = \sqrt{gRI_e} \quad , \quad I_e = \frac{\Delta H}{H_2}$$

ここで，τ_*：無次元掃流力，u_*：摩擦速度，σ：土粒子密度，ρ：水の密度，g：重力加速度，d：土粒子粒径，q_{B*}：無次元流砂量，R：放流管出口断面の径深，I_e：エネルギー勾配，ΔH：放流管上下流の全水頭の差，H_2：放流管下流の水深である．エネルギー勾配については，土砂を下流水面まで吹き上げるために多くのエネルギーが消費されていると考えて，全水頭の損失を下流水深で割ることにより求めた．図－４の結果はばらつきが大きいが，状況①については，下流水位の増加とともにデータが右へ移動しており，これは，崩れ落ちる土砂を吹き上げるために必要なエネルギーが，下流水位増加にともない大きくなることによると考えられる．状況②についてはτ_*と q_{B*}の関係における h_2/D の影響が状況①に比べて小さくなっており，h_2/D が 5 以上では状況①の結果と近い値となっている．状況①は放流管出口の全断面積による放流が可能な限界状態であるので，この図に示される条件よりもτ_*が大きいか，q_{B*}が小さければ今回の実験条件の範囲では放流管が閉塞することはない．今回の実験により現象の概要を把握することができたが，今後，適用条件の拡大や実験結果の詳細な解析を進めていきたい．



図－３ 実験結果の河床高と水面形



図－４ τ_*と q_{B*}の関係

貯砂ダムの土砂捕捉特性に関する河床変動計算

独立行政法人土木研究所　正会員
○鈴木伴征・柏井条介

1. はじめに

山地河川における1次元河床変動計算は砂防ダムを対象とすることが多いが、時として貯水池上流に設置される貯砂ダムもその対象となる。1次元河床変動モデルは多数提案されているが、実際の山地河川のように流況や河道が複雑に変化する場でのモデルの適用性はまだ十分理解されていない部分もあるように思われる。

そこで本研究では、実際の山地河川地形に貯砂ダムを設置した場合の堆砂水理模型実験結果を検証データとし、1次元河床変動モデルによる再現計算を実施してモデルの適用性について調べた。

2. 計算方法及び実験方法

2-1. モデル概要

基礎方程式は流れの連続式と運動方程式、流砂の連続式、粒径別の浮遊砂輸送方程式、および交換層における粒径別土砂収支式から成る。未知数は、流量(Q)・流水断面積(A)・堆積土砂断面積(As)・水深平均浮遊砂濃度(Cj)・交換層の粒度分布(Pj)である。

本モデルは清水ら[1)]を参考に浮遊砂の非平衡性を考慮している。すなわち、各地点における浮遊砂濃度の鉛直分布関数として定常鉛直1次元拡散方程式から求めた指数型分布式を適用し、底面での浮遊砂沈降フラックスを求める。その一方で、浮遊砂の基準面濃度を算出して浮遊砂浮上フラックスを求め、両フラックスの差によって浮遊砂の非平衡性を表現した。掃流砂量、基準面濃度はいずれも芦田・道上式から算出した。

計算方法には常・射流混在流れにおいて実績のある MacCormack 法を採用した。人工粘性項には岡部ら[2)]の拡散型を用いている。

2-2. 実験概要

計算の対象とした水理模型実験について概要を述べる。

図-1 に水理模型の平面図を示す。対象地形はAダム貯水池上流部(縮尺:50分の1)である。平均河床勾配は100分の1、河道上流と下流に湾曲部を有する。実験は前述のように貯砂ダムの土砂捕捉特性を調べるために実施された。

図-2 に実験で与えた流量波形を示す。流量は単純化された洪水波形によって与え、各ステップの流量に見合った土砂量を給砂した。実験土砂には5号硅砂(d_m=0.49mm)と7号硅砂(d_m=0.18mm)の混合砂を用いた。

測定項目は、水面形、堆砂形状、堆砂粒度分布、および貯砂ダム越流水に含まれる浮遊砂の量と粒度分布である。

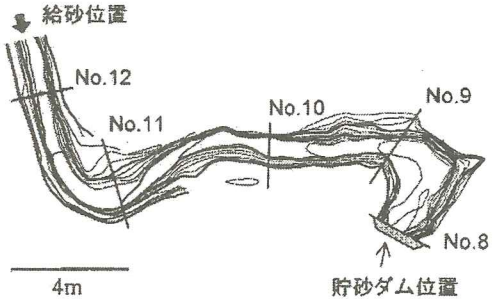


図-1 計算対象とした水理模型平面図

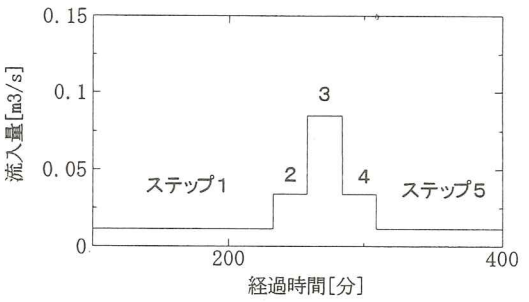


図-2 計算対象とした模型実験の流量条件

2-3. 計算条件

計算条件は、空間刻み dx=0.2m, 粗度係数 n=0.02、時間刻み dt=0.001s、空隙率は 0.49, 代表粒径は実験で用いた土砂の粒度分布を参考に 0.06～0.9mm の範囲で8粒径とした。なお、空隙率は実測値から求め、粗度係数は無堆砂時水面形の実測値と計算値を比較して求めている。

3. 計算結果と考察

図-3-a), b)にステップ2, 3における水面と堆砂の縦断形状の比較を示す。実験値は水位・堆砂位とも横断平均値である。実験ではステップ2でNo.10付近に、ステップ3でNo.9付近に堆砂肩が形成されており、

キーワード：貯砂ダム、山地河川、一次元河床変動計算、モデル適用性
連　絡　先：〒305-0031 茨城県つくば市南原1-6 土木研究所 水工研究グループ ダム水理チーム tel:029-879-6783

さらにその下流には浮遊砂の堆積によって形成されたと考えられる勾配の緩やかな堆砂も見られる。計算では堆砂の全体的な形状は概ね再現できているが、いずれのステップにおいても実験より上流側に多く堆積する傾向が見られた。次に堆砂肩の下流を見ると、実験と同様、計算でも浮遊砂の堆積した様子が見られるが実験よりも過小となった。

次に図-4 は堆砂の平均粒径を比較した結果である。○印で示される実験結果では No.9～No.10 区間において下層ほど粒径が細かい傾向が見られ、この点は計算においても比較的よく再現されている。しかしその上流の No.10-6～No.11-1 区間では実験では下層ほど粗いのに対し、計算では逆の傾向となった。

図-5 に貯砂ダム越流水中の流出土砂量及びその平均粒径の時間変化を示す。実験ではステップ3において流出土砂量の顕著な増加が見られた。計算でも同様の傾向は再現されたが流出量は実験値の半分程度となった。また平均粒径も小さく、実験よりも細かい成分しか流出しなかった。

以上の実験と計算における相違の主な理由は上流部湾曲部流況の再現性にあると考えられる。前述のように粗度係数を決定するために無堆砂時の水面形について実験と計算を比較しているが、その結果、実験では湾曲部において主流が外岸側に偏って射流状態のまま湾曲部を通過したのに対し、計算では湾曲部上流で川幅が拡大しているため流速が低下して跳水が生じた。こうした流れの違いにより湾曲部直下流部で実験よりも堆砂量が増大し、それがさらに下流部(No.8～10)の堆砂量および流出土砂砂量の減少に影響を及ぼしたと考えられる。

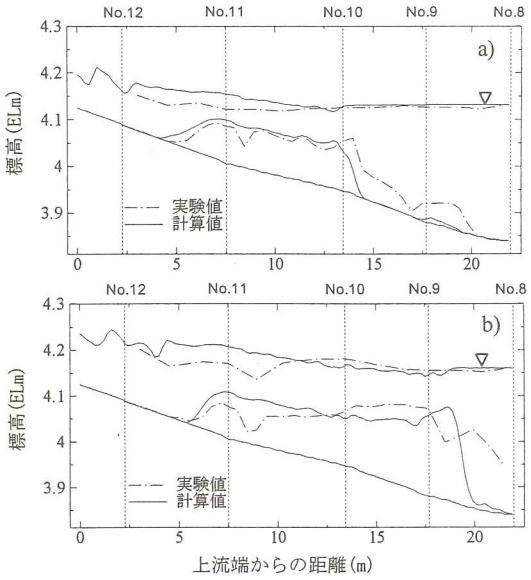


図-3 水面形と堆砂形状の比較：a) ステップ2, b) ステップ3

4. まとめと今後の課題

貯砂ダムの存在する山地河川における1次元河床変動モデルの適用性を調べるため、水理模型実験の再現計算を実施した。その結果、基本的な堆砂特性は再現できたが、3章で述べたように定量的には再現不十分な点も多く見られた。実験値との差には掃流砂量式、基準面濃度式、粗度係数、非平衡浮遊砂の表現方法等によるものも考えられるが、主たる原因として1次元モデルのため湾曲部射流のような局所流れの再現性が十分ではなく、これが“堆砂全体”に影響を及ぼしたと考えられた。今後、この点は流れの平面2次元モデル等によって湾曲部の流速分布特性を調べ、運動方程式のエネルギー補正係数 $\alpha \cdot \beta$ 等に反映させ、モデルの再現性向上を図る予定である。平面2次元河床変動モデルも再現精度向上の有力な手段であるが、計算効率を考えた場合、1次元河床変動モデルも依然として有力なツールであり、このような工夫も意味あるものと考えている。

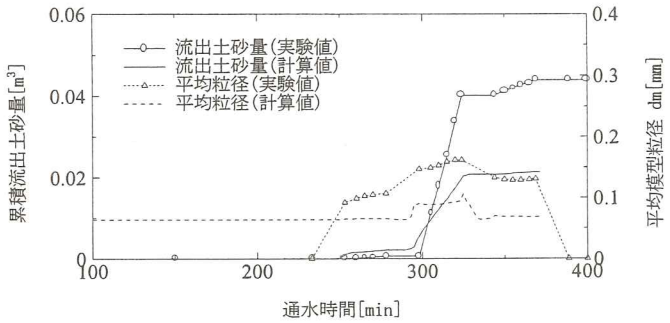


図-5 放流水中に含まれる浮遊砂量と平均粒径の経時変化

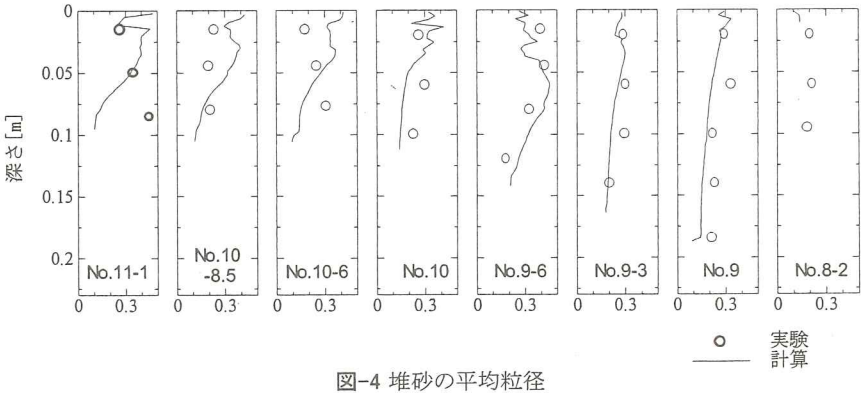


図-4 堆砂の平均粒径

参考文献:

1) 清水康行・板倉忠興・岸力・黒木幹男，水理講演会論文集，第 30 巻，pp.487-492, 1986.

2) (社)砂防学会編：山地河川における河床変動の数値計算法，山海堂，pp.54-59, 2000.

ダム工学 14(4), 257-269, 2004

論　文

鯖石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定

鈴木　伴征[1]　　柏井　条介[2]　　吉岡　喜浩[3]

Estimation of Nonuniform Sediment Discharge Using Actual Results of Dam Reservoir Sedimentation

Tomoyuki SUZUKI　　Josuke KASHIWAI　　Yoshihiro YOSHIOKA

実際のダムにおいて堆砂対策を検討・実施するためには，各種対策を講じた場合の堆砂将来予測を行う必要がある。堆砂予測を行うためのツールとして数値シミュレーションモデルが有効だが，そのためには境界条件としての流入土砂量の推定精度を高める必要がある。本論文では，既設ダムの堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定手法について，微細粒子の捕捉率の推定等，これまで手法として十分確立していない部分の開発を行うとともに，検討手順全体を体系化し，新潟県鯖石川ダムの事例を通じてその有効性を示した。
キーワード：土砂生産，堆砂，捕捉率，数値シミュレーション

1. はじめに

計画以上の土砂の流入および管理年数の蓄積により，計画堆砂容量を超える，あるいは計画堆砂量に近づくダムが出現するようになっている。これらダムでは早急に堆砂対策を検討，実施する必要があるが，ダムに適した堆砂対策計画を策定するためには堆砂性状を正確に把握するとともに，得られた知見をもとに各種対策を講じた場合の将来の堆砂予測を実施していく必要がある。堆砂予測を行うためのツールとして河床変動計算を基本とする数値シミュレーションモデルが有用であるが，精度の良い予測を行うためには，境界条件となる流入土砂量の推定精度を高める必要がある。

堆砂シミュレーションにおける境界条件としての流入土砂量の設定では，粒径別の流入土砂量を刻々の流入量と関係づける必要がある。この作業を当該ダムに蓄積されている管理データと追加調査により得られるデータを用いて実施する訳であるが，そのための検討手法は確立されていないのが現状である。

こうした状況のもと，筆者らは堆砂の進行が比較的速く，近い将来において何らかの対策が望まれている鯖石川ダム（新潟県）を対象に，堆砂対策検討の一環として流入土砂量の推定を行う機会を得，堆砂ボーリングや出水時の流入・放流水の採水を実施し，粒径に関する詳細な情報を収集するとともに，貯水位運用実績データおよび毎年実施されている堆砂測量結果を用いて解析を行い，堆砂実績を良好に再現する粒径別流入土砂量と流量の関係を得た。本稿はその内容をとりまとめたものである。

検討は，鯖石川ダムという特定のダムを対象にしているが，検討に際し，調査，分析手法の体系化を図っている。また，鯖石川ダムでは微細粒子の貯水池通過量が大きく，数値シミュレーション等を用いた微細粒子捕捉率の推定法の開発を行っており，内容は一般性をもつものと考えている。

2. 推定手法の概要

(1) 推定の流れ

図-1に堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量推定の大まかな流れを示す。

[1] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 研究員，博（工）（現（株）アイ・エヌ・エー）
[2] 独立行政法人土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 上席研究員
[3] 新潟県 柏崎地域振興局地域整備部ダム建設課

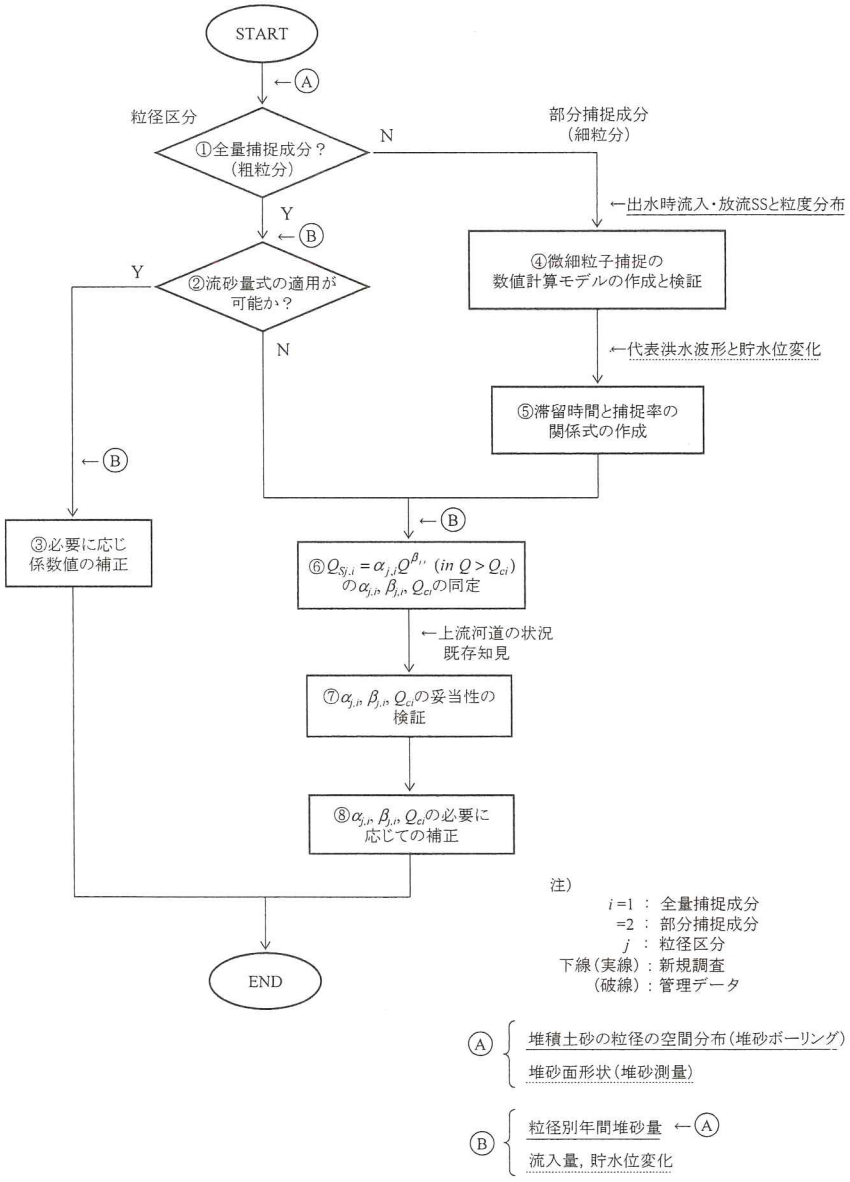


図-1　堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量推定の流れ

(2) 粒径の区分

まず，ボーリング調査等から堆積土砂の粒径の空間分布を明らかにし，堆積土砂を「粒径が粗く，貯水池に全量捕捉される成分」と，「粒径が細かく，貯水池に流入土砂量の一部が捕捉される成分」に区分する(①)。以下では前者を粗粒分，後者を細粒分と称することとする。区分された粒径はその貯水池に固有のものであり，従来より用いられている掃流砂・浮遊砂，ウォッシュロード成分といった流砂の流送形態に基づく区分ではなく，貯水池の特徴を表す区分となっている。ただし，以下では掃流砂成分は部分捕捉成分に含まれないことを前提としている。

(3) 粗粒分の流入土砂量の推定

粗粒分の流入土砂量について，まず上流河道の分析により代表断面，勾配を決定し，掃流砂，浮遊砂の流砂量式による適用性を検討する（②)。このとき土砂移動の最小流量（足切り流量 Q_c）もパラメータとする。なお，適用性の確認は堆積土砂の粒径の空間分布および年毎の堆砂測量結果より求められる粒径別の年間堆砂量により行うものとする。流砂量式の適用が可能と判断される場合には，これがそのまま粗粒分の推定式となる。

上流河道に露岩やアーマー化が顕著な場合，あるいは，堆砂の粗粒分に細砂以下の微細成分が多く含まれ

ている場合等，流砂量式により与えられる流入土砂量が堆砂実績と大きく乖離する場合には流砂量式による表現は意味をもたないものとなる。鯖石川ダムではこのような状況が見られており，粒径 j の流砂量 Q_{sj} と流量 Q との関係を次に示す簡便な指数関数式で与えるものとし，α，β および Q_c を堆砂実績（粒径別年間堆砂量）から同定する（⑥）。

$$Q_{sj}=\alpha_j Q^{\beta_j} \qquad (Q>Q_c) \tag{1}$$

上式はウォッシュロードの流砂量と流量の関係を表す式形として用いられているものであり，後述の細粒分についても同じ式形を用いている。得られた係数値および足切り流量については，その妥当性を確認し，必要に応じて補正する（⑦，⑧）。

なお，貯水容量の大きいダムでウォッシュロードのかなり細かい成分まで全量捕捉される場合，図-1 の推定手順に従うとウォッシュロード成分が粗粒分（全量捕捉成分）として取り扱われることになり，流砂量式の適用性を検討することになってしまう。このような場合，全量捕捉分を流送形態によって粒径区分し，掃流砂・浮遊砂成分については流砂量式の適用性を検討し，適用が困難であれば式 (1) によって係数および足切流量を同定する。次に，ウォッシュロード成分については，最初から式 (1) を用いてパラメータ同定を行う。掃流砂・浮遊砂成分とウォッシュロード成分の区分はダム毎に異なると思われるが，堆砂肩の形成されている貯水池であれば，肩直上部と肩下流部の堆砂粒度分布を比較することである程度可能と思われる[1)]。

(4) 細粒分の流入土砂量の推定

流砂量式の適用が不適当な場合の粗粒分と同様に式 (1) を用い，係数値および足切り流量を同定して求める。ただし，細粒分では貯水池を通過している土砂量が存在していると考えられるので，式 (1) で計算される流入土砂量から通過土砂量を差し引いた量（＝堆砂量）を用いて同定を行う必要がある。ここで，ある年 i における粒径 j の年間堆砂量 $[V_{sj}]_i$ は出水 k 毎の捕捉率 γ_{jk} を用いて次式のように計算される。

$$[V_{sj}]_i=\sum_{k=1}^{n_i}\gamma_{jk}\int_k Q_{sj}dt=\sum_{k=1}^{n_i}\gamma_{jk}\int_k \alpha_j Q^{\beta_j}dt \tag{2}$$

ここに n_i はその年 i の足切り流量以上の出水回数を表す。

捕捉率 γ_{jk} の推定は，洪水時 SS 調査の結果により検証された数値シミュレーションを用いて行うものとした（④，⑤）。その詳細は 3.(5) 項に説明するが，既往のすべての洪水を数値シミュレーションにより再現するのは時間と労力が掛かるので，精度を維持しつつ簡便に求める方法を検討している。なお，n_i は同定パラメータである足切り流量 Q_c により変化するので，Q_c の変化に対応できるように求める必要がある。

以上の手順に基づく流入土砂量推定の具体的内容について，鯖石川ダムを対象に以下に説明する。

3. 鯖石川ダム流入土砂量の推定

(1) 鯖石川ダムの概要

図-2 に鯖石川ダムの流域平面図を示す。鯖石川ダムは新潟県柏崎市を流れる二級河川鯖石川に建設された，堤高 37 m，堤頂長 170 m，総貯水容量 6,000,000 m³ の重力式コンクリートダムである。洪水調整，灌漑用水の補給を目的とした多目的ダムであり，昭和 46 年（1974 年）に完成した。主要流入河川は鯖石川と石黒川であり，両川でダム集水域（46 km²）の 85% を占める。貯水池は主に鯖石川・石黒川の旧河道から成り，貯水池内に合流部を形成する。

鯖石川ダムの流入土砂の多くは，夏から秋にかけての降雨性の洪水と，春先の融雪出水によってもたらさ

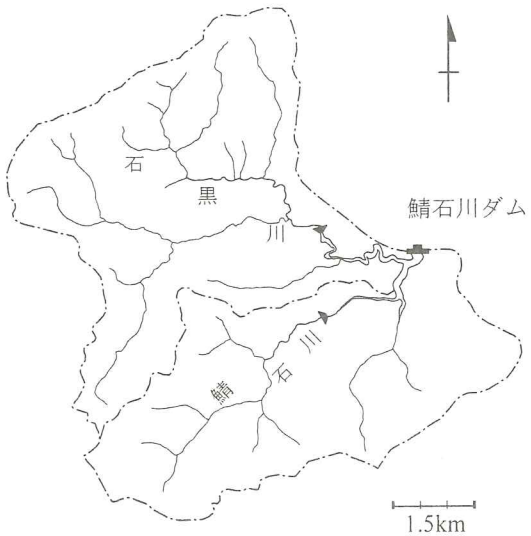


図-2　鯖石川ダムおよびダム流域

れる。図-3 に示す既往洪水の発生状況によれば，ピーク流量 100 m³/s を越える洪水はダムが建設されてから 29 年の間に 5 回生じている。また，ピーク流量 40 m³/s 程度以上の洪水は 1 年に 1 回程度の確率で生起していることになる。融雪出水の規模は年によって大きく変化するが，大規模な年には日平均流量 20～30 m³/s の出水が約 60 日継続したこともある。なお，現地では融雪出水期に水位低下操作を実施する場合が多く，このとき堆砂の一部がダムから流出していることが考えられる。

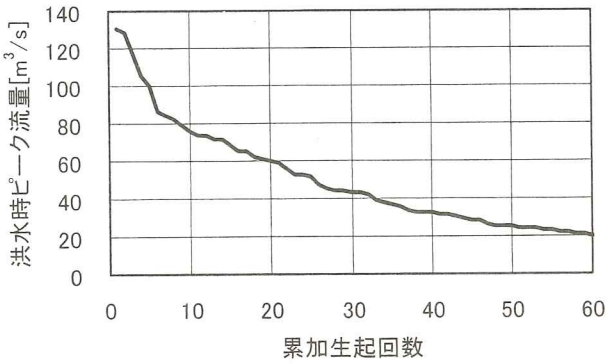


図-3 洪水の累加生起回数（1974～2002）（春季の融雪出水は除く）

図-4 に堆砂の最深縦断形状の経年変化を示す。図-4 (a) は合流点～石黒川筋上流，図-4 (b) はダム地点～鯖石川筋上流を表している。堆砂は貯水池全体で進行しており，鯖石川筋と石黒川筋で大きな違いは見られない。また，明確な堆砂肩もとくに見られないが，この原因として微細粒子が多く堆積していることや，水位低下操作の影響が考えられる。

(2) 使用データ

本検討で用いたデータの一覧を表-1 に示す。表中，ダム運用記録および深浅測量データはダム管理データとして蓄積されているものである。また，ボーリング調査，洪水時 SS 調査が，今回の流入土砂量推定のために新たに実施された調査であり，それぞれ 2002 年および 2003 年の 8，9 月に実施している。図-5 には貯水池内のボーリング位置および洪水時の SS 調査地点を示す。

(3) 堆砂の粒度分布と粒径区分

ボーリング結果およびその地点の堆砂量を勘案して求めた堆砂の粒度分布を図-6 に示す。図中の合流点下流はダム地点～合流点の区間を，鯖石川筋は合流点より上流の鯖石川河道区間を，石黒川筋は合流点より上流の石黒川河道区間を意味する。同図より，鯖石川

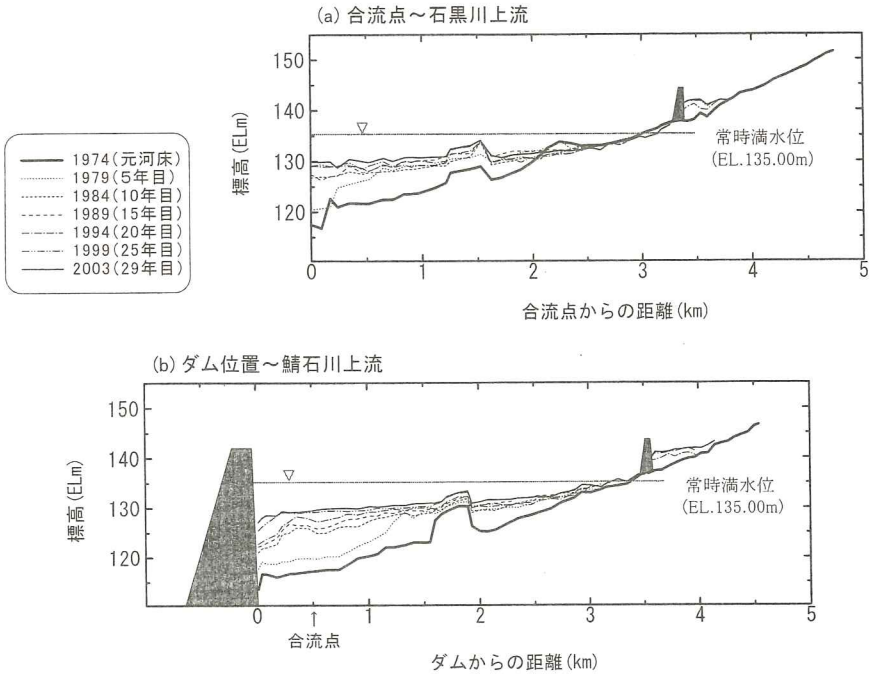


図-4 堆砂最深縦断形状の経年変化

表-1　検討で用いた調査・データ項目

調査項目	データ項目	主な使用目的	仕様（鯖石川ダムの場合）
ダム運用記録	流入量	捕捉率の推定，堆砂実績の選定，数値シミュレーション	10分～1時間ピッチ（ピーク30 m³/s以上の洪水時）
		捕捉率の推定，堆砂実績の選定	日平均値（全期間）
	貯水位	堆砂実績の選定	日平均値（全期間）
		数値シミュレーション	10分～1時間ピッチ（対象洪水時のみ）
深浅測量	堆砂縦断形状	ボーリング地点の決定	1年ごと（全期間）
	堆砂横断形状	粒径別堆砂量の算定，数値シミュレーション	
ボーリング調査 2002年	堆砂粒度分布	粒径別堆砂量の算定，粗粒分・細粒分の区分	鉛直分布（1 m間隔）を18地点
	堆砂空隙率		
洪水時SS調査 2003年	SS濃度	SS流入特性の把握，数値シミュレーション，モデル検証，推定されたα・βの検証	ピーク90 m³/s洪水時：流入点と放流点で各12回 ピーク30 m³/s洪水時：流入点と放流点で各10回
	SS粒度分布		

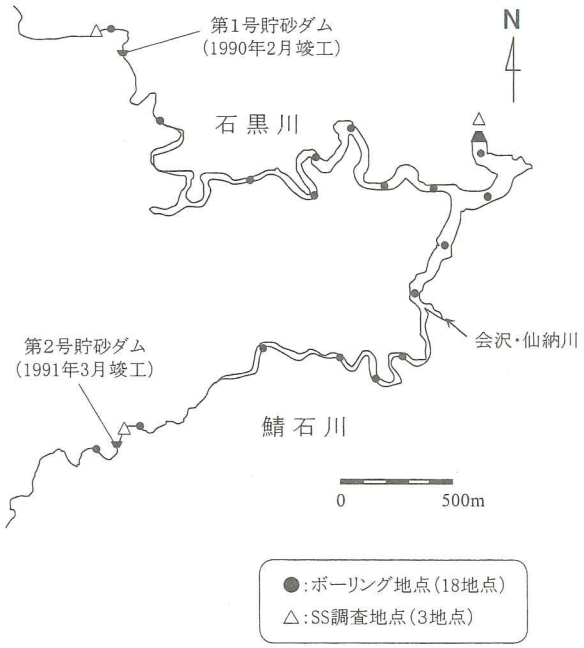


図-5　ボーリング地点およびSS調査地点

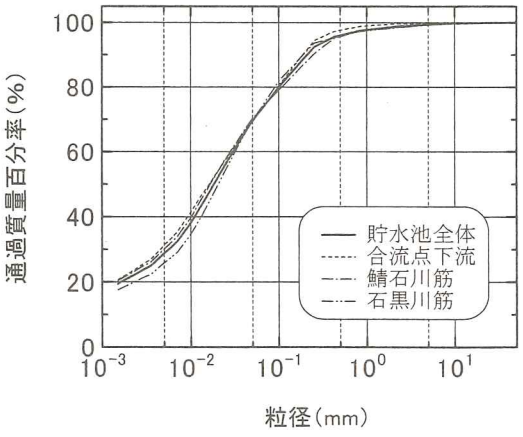


図-6　堆砂粒度分布（区間別）

筋，石黒川筋，および合流点下流部いずれの区間の堆砂もほぼ同じ粒度構成になっており，全堆砂量の8割が100 μm以下の微細粒子によって占められていることがわかる。なお，堆砂のD_{60}と空隙率の関係は全国のダムのそれ[2]と同様であった。

図-7にダム直上流部の堆砂粒度分布を示す。図より，粒径250 μm以上の土砂は2%とほとんど存在しておらず，この粒径以上の堆砂成分はダム下流へほとんど流出していないことが考えられる。

そこで次に，堆砂粒度分布の上下流方向の変化（鯖石川本川）を図-8に示す。合流点付近に250 μm以上の成分の堆積が見られるが，ダム地点までは到達していない。また，合流点より上流では粗粒化と細粒化を繰り返しているが，極端な変動は見られず，ほぼ連続的に変化しており，同図は現地の堆砂粒度構成をある程度代表しているものと考えられる。よって，全量捕捉・部分捕捉の境界としてダム直上流の堆砂粒度分布の勾配変化点である250 μmを設定した。この場合，鯖石川ダムでは細粒分の占める割合が全堆砂量の90%程度と大きく，粗粒分に比較して細粒分の推定が重要である結果となった。このことを考慮し，以下の検討では表-2に示すように，粒径250 μm以下の成分を少し細分化した6粒径，250 μm以上を4粒径の合計10粒径を代表粒径とし流入土砂量を推定するこ

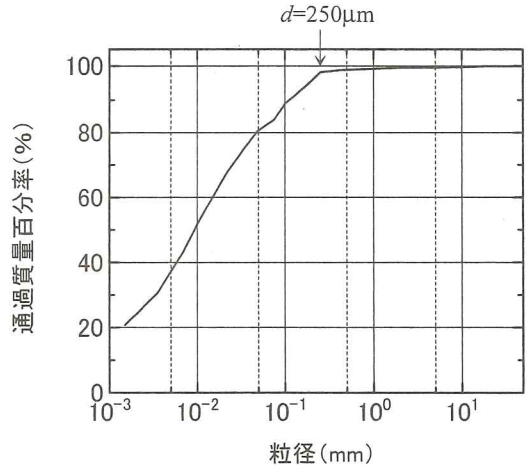


図-7　堆砂粒度分布（ダム直上流部）

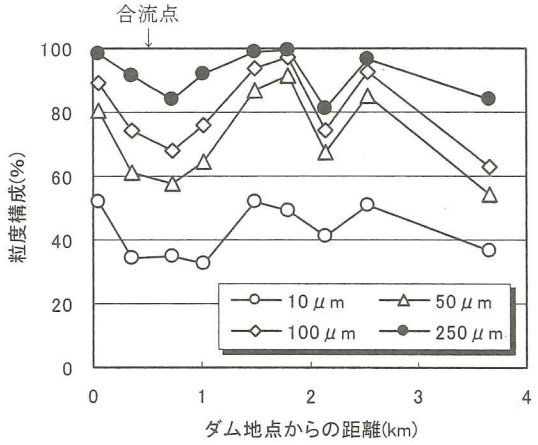


図-8　堆砂粒度分布の上下流方向分布（鯖石川本川）

表-2　堆砂の粒径区分

	粒径 No	粒径区分 [mm]			代表粒径 [mm]
細粒分	1		～	0.0035	0.0035
	2	0.0035	～	0.010	0.0059
	3	0.010	～	0.022	0.015
	4	0.022	～	0.048	0.032
	5	0.048	～	0.10	0.069
	6	0.10	～	0.25	0.16
粗粒分	7	0.25	～	0.85	0.46
	8	0.85	～	4.8	2.0
	9	4.8	～	19	9.5
	10	19	～	38	27

ととした。

なお，図-8 の 1 km と 2 km 地点付近において堆砂の粗粒化が生じているが，両地点とも明確な要因は今のところ不明である。しかし 1 km 地点に関しては，粗粒化の要因の 1 つとして，直上流部の支川からの流入（図-5 参照）によって平均流速が増大することにより，細かい粒径成分の堆積が粗い成分のそれと比べて相対的に減少したことが考えられる。また，そのほかの要因として貯水池断面形状や流水断面積の河道縦断変化も考えられたが，これら因子と粗粒化の間にはとくに関係は見られなかった。

(4) 粗粒分流入土砂量の推定

粗粒分の推定方法としてまず上流河道の代表断面，勾配を選定し，流砂量公式（掃流砂：芦田・道上式[3]；浮遊砂：芦田・道上式[4]）による推定を試みたが，堆砂実績よりも数十倍大きな結果となった。これは河道への供給土砂量が河道のもつ土砂輸送力よりはるかに小さいことを意味しており，流砂量式による表現に意味がないものと判断される。そこで式 (1) を用いて係数 α，β，Q_c の同定を行った。粗粒分では，まず次式で示す残差が最小になるように β と Q_c を同定する。

$$\tilde{\varepsilon}_j = \sum_{i=1}^{N} \left| [\tilde{V}_{S0j}]_i - [\tilde{V}_{Sj}]_i \right| \tag{3}$$

ここに N は同定対象年数，$[\tilde{V}_{S0j}]_i$，$[\tilde{V}_{Sj}]_i$ は対象期間の総堆砂量で無次元化された粒径 j の年堆砂量の実測値と推定値であり，次式で表される。

$$[\tilde{V}_{S0j}]_i = [V_{S0j}]_i \Big/ \sum_{m=1}^{N} [V_{S0j}]_m \tag{4}$$

$$[\tilde{V}_{Sj}]_i = [V_{Sj}]_i \Big/ \sum_{m=1}^{N} [V_{Sj}]_m = \sum_{k=1}^{n_i} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt \Big/ \sum_{m=1}^{N} \sum_{k=1}^{n_m} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt \tag{5}$$

ここに式 (4) の $[V_{S0j}]_i$ はある年 i における粒径 j の年堆砂量実測値であり，式 (5) の捕捉率 γ は粗粒分の場合は 1 である。式 (5) は $[V_{Sj}]_i$ に式 (2) を代入したものであるが，無次元化によって α が消去されている。よって，式 (3) からは β と Q_c が同定される。なお，β の検索範囲については，既往の流砂量式や SS と流量の現地調査等で報告されている β=2～3 程度を参考とし，それらを十分包括できるように 1～5 とした。Q_c については 0～20 m³/s の間で検索させた。β，Q_c の検索範囲とも現時点では便宜的なものであり，今後，調査事例の蓄積によって合理的な設定

方法を考えていく必要がある。

次に α については，流入河川や粒径によって値がかなり大きく変化すると思われ，また実測データの入手も困難である。そこで，α に関しては検索範囲を設定せず，同定された β，Q_c を用いて次式のように総堆砂量が推定と実績で一致するように α を逆算することとした。

$$\alpha_j = \sum_{i=1}^{N} [V_{S0j}]_i \Big/ \sum_{m=1}^{N} \sum_{k=1}^{nm} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt \qquad (6)$$

同定に用いた実測データは式 (4) に示す粒径別年堆砂量 $[V_{S0j}]_i$ であるが，大きな出水がないにもかかわらずやや大きい堆砂量が生じるなど，いくつかの年については流量との相関の認められない年が存在した。この原因は明確でないがボーリングや堆砂測量が堆砂域の一部に行われているのみであり，年堆砂量の精度に問題があることなどが考えられる。そこで，年堆砂量の実測値と流量のべき乗 Q^m の年積分値（$m=1$～5）を比較し，いずれの m においても相関がほとんどない年の実測データは同定に使用しないこととした。その結果，全 29 年分の実測データから 21 年分が選定された。なお，省略した年の堆砂は大きいものではなく，堆砂全体に占める割合は小さい。

年堆砂量の鯖石川と石黒川の分離は，合流点上流堆砂分については貯水池地形（鯖石川筋と石黒川筋）によって，下流堆砂分については，合流点上流における各川筋の粒径別堆砂量比率によって配分して行った。

表-3 に同定されたパラメータを，図-9 に例として石黒川における粒径別の推定結果を示す。図は累積堆砂量の経年変化を比較したものである。グラフ中のブランクは選定によって除かれた年である。図より，d_7(0.46 mm)，d_8(2.0 mm)，d_9(9.5 mm) の成分については堆砂実績をよく近似できていることがわかる。d_{10}(27 mm) は実測値に累積堆砂量が減少する期間が生じており，こうした状況は再現できていない

表-3　α，β の推定結果（粗粒分）

粒径 No	代表粒径 [mm]	鯖石川筋 α	鯖石川筋 β	石黒川筋 α	石黒川筋 β
7	0.46	4.9×10^{-4}	1.0	3.1×10^{-6}	2.0
8	2.0	1.1×10^{-4}	1.0	8.5×10^{-7}	2.2
9	9.5	3.1×10^{-6}	1.6	1.7×10^{-8}	3.0
10	27	9.0×10^{-12}	5.0	2.8×10^{-12}	5.0
足切流量		$Q_c=12$ m³/s		$Q_c=12$ m³/s	

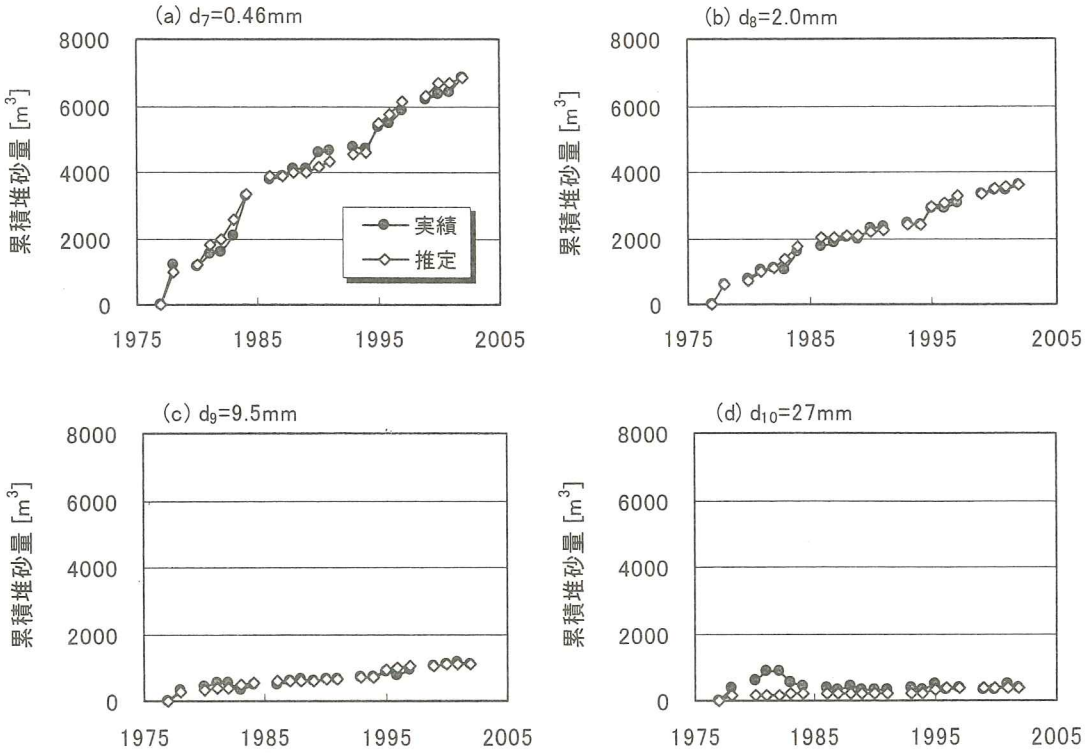


図-9　粗粒分の推定結果（例：石黒川）

表-4 数値シミュレーションモデルの基礎式等

	基礎式	パラメータ値など
流れの連続式	$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0$	$\Delta x=30$(m)
流れの運動方程式	$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)=-gA\left(\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{n^2\lvert Q\rvert Q}{R^{4/3}A^2}\right)$	$\Delta t=0.1$(s) $n=0.03$
粒径別SS輸送方程式	$\frac{\partial(\bar{C}_jA)}{\partial t}+\frac{\partial(\bar{C}_jQ)}{\partial x}=B_{su}w_{sj}\bar{C}_j$	$B_{su}=A/h$

注）A：流水断面積，Q：流量，H：水位，R：径深，$\bar{C}_j$：粒径jの断面平均SS濃度，h：水深，n：マニングの粗度係数

表-5 洪水時SS調査から得られた係数 α，β

粒径区分 [mm]	鯖石川筋 α	鯖石川筋 β	石黒川筋 α	石黒川筋 β
～ 0.01	1.2×10^{-6}	3.0	4.6×10^{-7}	3.3
0.01 ～ 0.022	9.2×10^{-7}	2.8	4.8×10^{-7}	3.0
0.022 ～ 0.048	5.7×10^{-7}	2.6	3.7×10^{-7}	2.9
0.048 ～ 0.10	3.4×10^{-7}	2.3	2.9×10^{-7}	2.7

が，この粒径成分が全堆砂量に占める割合は約0.1%と小さく，とくに問題視することはないものと判断される。

(5) 細粒分流入土砂量の推定

a) 数値シミュレーションモデルの作成と検証

細粒分についても式(1)により表現し，パラメータの同定を行うが，同定に当たり捕捉率γの推定が必要になる。

γの推定のため数値シミュレーションモデルを作成した。基礎式等を表-4に示す。モデルは1次元不定流モデルに粒径別SS輸送方程式を連立したものである。粒子の沈降速度はRubey式で与え，SSの再浮上は生じないものとした。計算スキームはMacCormack法である。

このモデルの有効性を調べるため，前述2003年9月洪水の再現計算を実施した。再現計算の際，上流端で代表粒径毎にSS濃度を与える必要があるが，ここでは観測された流入SS濃度を粒度分布データによって粒径区分し，各粒径の流砂量式αQ^βを決定した。表-5に観測値から求められた粒径別のα，βを，図-10に表-5の粒径区分に基づいて算出した鯖石川での流量と流入土砂量の関係を示す。ただし，ここでは傾向を見やすくするために粒径区分は4区分としている。いずれの粒径も比較的良好な相関関係を示していることがわかる。

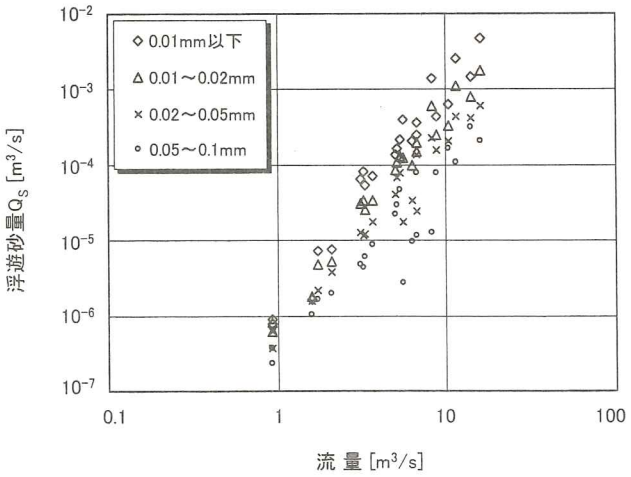


図-10 粒径別浮遊砂量と流量の関係（例：鯖石川）

計算結果と観測結果の比較を図-11に示す。この計算では流砂量式のα，βを表-2に示す代表粒径によって求めている。図-11の(a)は流入量の観測値，(b)はダム放流水のSS濃度の観測値と計算値の比較，(c)は放流水SS濃度を表-2の代表粒径毎に比較した結果である。なお，(b)には観測値から求めた流砂量式により計算した流入SS濃度の時系列も一緒に示してある。

(b)よりダム放流SS（○印）全体の良好な再現性（太実線）が確認される。また(c)の粒径区分毎の濃度変化もSS濃度の低い領域を除けば比較的良好な一致をみており，実測，計算のいずれにおいてもd_1～d_4のすべての粒径において放流が生じている。

ここで用いたモデルは比較的単純なモデルであるが，以上の比較検証から鯖石川ダムにおける洪水時の細粒分の捕捉率計算には有効と判断する。

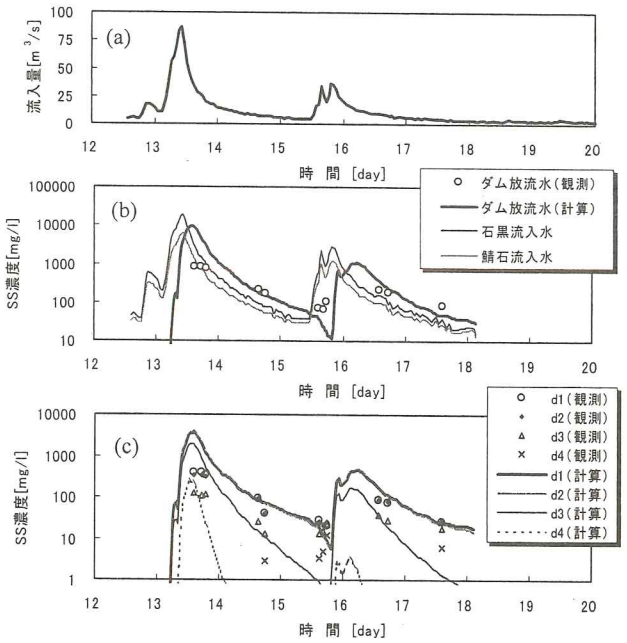


図-11 シミュレーションモデルの検証

なお，図-11（c）の観測値において洪水後期に比較的粗い粒径成分（d_4）が放流されている様子が見られるが，これは鯖石川ダムのゲート運用の影響が原因の1つとして考えられる。当該ダムは放流設備としてクレストゲート（洪水吐；越流頂標高 EL 135.00 m），ホロージェットバルブ（常用放流管；呑口標高 EL 129.75 m）等を有しており，図-4 の堆砂縦断からも明らかなように，ダム直上の堆砂位は常用放流管の呑口付近まで到達している。したがって，常用放流管からの放流水は堆砂面付近に存在する比較的粒径の粗い成分を多く含んでいるものと思われ，洪水後期に常用放流管からの放流量が支配的になったときに粒度分布に粗い粒径成分が現れたことが考えられる。

b）捕捉率の支配因子

本論文で用いた数値シミュレーションモデルは前述のように比較的単純であるが，既往の洪水すべてを計算対象とした場合，かなりの時間と労力を必要とする。そこで本手法では γ の主な支配因子として貯水地形状・洪水・α・β を考え，これら因子を段階的に変化させて SS 計算を行い，γ を推定するための簡易式を代表粒径（表-2）毎に作成することとした。

本節では具体的な推定手順の説明に入る前に，まず γ との関係がやや不明確な α・β について両者の関係を概略把握しておく。

ある洪水 k における粒径 j の捕捉率 γ_{jk} について考えてみる。まず，単位時間あたりの貯水池流入 SS 量 Q_{sj} は式（1）で表されるものとする。

次に貯水池形状を横断形状が一様な矩形水路に置き換え，上流端から SS 濃度 $\bar{C}_j$ の濁水が断面一様に流量 Q で流入する場合の水路区間長 L における土砂捕捉現象を考えてみる。ここで土砂捕捉は SS の沈降によってのみ生じ，流入水の SS 濃度は水路区間 L を流下する間に大きく変化しないものとすると，水路区間 L における単位時間あたりの捕捉土砂量 ΔV_{sj} は次式で表される。

$$\Delta V_{sj}=A_0 w_{sj}\bar{C}_j=A_0 w_{sj}\alpha_j Q^{\beta_j-1} \tag{7}$$

ここに A_0 は水路区間 L の底面積である。

ここで流入量 Q が時間的に緩やかに変化し，水路内の SS 濃度が空間的に一様状態を保ちながら時間的に変化するものとすれば，ある洪水波形 k による γ_{jk} は式（1），（7）を用いて次式で表現できる。

$$\gamma_{jk}=\frac{\int_k \Delta V_{sj}dt}{\int_k Q_{sj}dt}=A_0 w_{sj}\frac{\int_k Q^{\beta_j-1}dt}{\int_k Q^{\beta_j}dt} \tag{8}$$

式（8）より，α は定数のため消去されて γ に影響を及ぼさないことが推察される。一方，β については Q が定常であれば γ に影響を及ぼさないことが考えられるが，Q が洪水波形のように非定常の場合，γ は β によって変化するものと推測される。

なお，以上の検討では貯水池での土砂捕捉現象をかなり単純化して取り扱っており必ずしも一般性を有するものではないが，α，β と γ の因果関係を概念的にはある程度把握できるものと思われる。

c）捕捉率の計算

前節冒頭で述べたように，貯水池形状・洪水・α・β を変化させて SS 計算を実施し，γ の簡易推定式を代表粒径毎に作成する。なお，α については前節 b）の検討と同様，γ への影響がほとんど見られない計算結果となったので，検討結果については以下省略する。貯水池形状には対象年の堆砂測量データを用い，洪水についてはピーク流量の異なる 10 個の実洪水波形を用いた。β は表-5 の観測結果を参考に 3 ケース設定した。以下では鯖石川筋を例として簡易式作成手順を説明する。

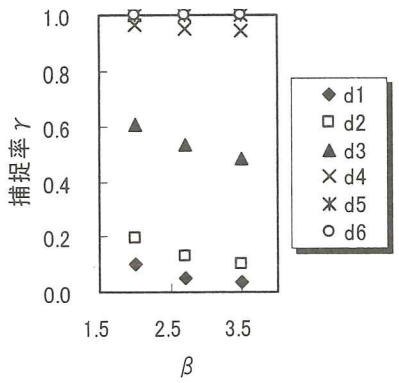


図-12　β による γ の変化

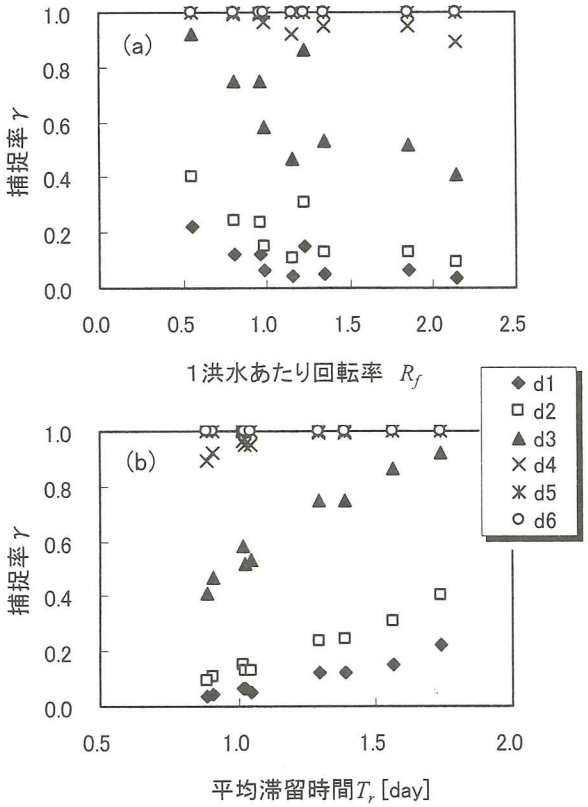


図-13　洪水規模による γ の変化 (β=2.7)

図-12 は，同じ貯水池形状・洪水波形条件下での γ と β の関係例である。図中の d_1～d_6 は表-2 のそれらと対応している。いずれの粒径も β の増加に伴って γ は単調に減少する傾向が見られた。これは式 (8) で示したように流入波形が非定常に変化したことによるものと考えられる。

図-13 (a)，(b) は β を 2.7 に固定して計算した γ と洪水の関係である。γ に対する貯水池および洪水の特性を表す指標として，1 洪水あたり貯水池回転率 R_f が知られているが[5]，ここでは R_f の他，時間を内包するパラメータである平均滞留時間 T_r についても検討した。ここに，R_f は 1 洪水あたりの総流入量を洪水直前の貯水容量で除したものであり，T_r は洪水直前の貯水容量を洪水期間中の平均流入量で除したものである。図より，R_f，T_r とも γ との比較的良好な関係を示しているが，T_r の方がより高い相関を示しており，鯖石川ダムのケースでは T_r を採用するものとした。

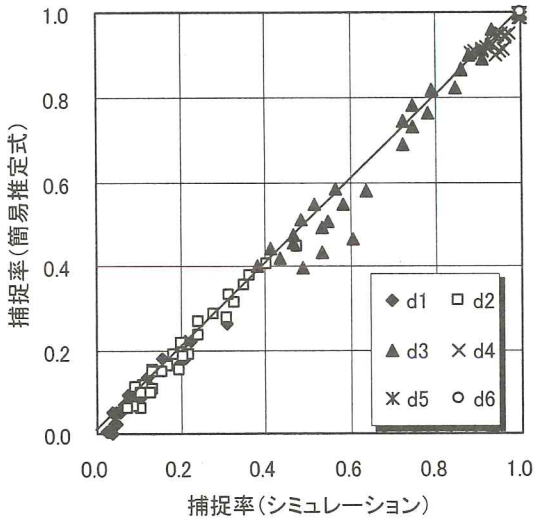


図-14　簡易推定式と数値シミュレーションの比較

表-6　捕捉率推定に使用した係数の一例（鯖石川筋）

係数	代表粒径					
	1	2	3	4	5	6
a	−0.058	−0.062	−0.048	−0.007	0.000	0.000
b	0.200	0.340	0.580	0.110	0.000	0.000
c	0.024	−0.034	0.077	0.850	1.000	1.000

図-12，13 より，γ と β，T_r には直線的な関係があり，代表粒径毎の γ は β と T_r の線形和によってある程度表現できると考えられる。そこで γ の簡易推定式として次式を考え，最小自乗法によって各係数を求めた。

$$\gamma = a \cdot \beta + b \cdot T_r + c \tag{9}$$

ここに，a，b，c は粒径と貯水池形状によって定まる係数である。

図-14 に簡易推定式と数値シミュレーションによっ

て計算された各粒径の捕捉率の比較を，表-6 に推定に用いた係数を示す。若干ばらつきの大きい粒径も見られるが，簡易推定式によって数値シミュレーションの捕捉率をよく再現できているといえる。以上が鯖石川筋に関するものである。なお，石黒川筋も多少の違いは見られたがほぼ同様の係数値が算出され，図-14 と同程度の推定精度が得られた。

c) 対象年の選定

先に述べたように鯖石川ダムでは融雪出水期に水位低下操作が行われる場合があり，これらの年には水位低下期間中に堆砂の再浮上が生じ，多くの細粒分が流出していることが推察される。水位低下操作による堆砂の再浮上と流出は以上の検討では評価できないものであり，ここでは堆砂の再浮上が予想されるような水位低下操作が実施された年は同定対象年から除くこととした。その結果，6 カ年の堆砂実績が選定された。

d) パラメータの同定方法

細粒分では次式の残差が最小となるように α，β，Q_c を同定した。

$$\varepsilon_j = \sum_{i=1}^{N} |[V_{S0j}]_i - [V_{Sj}]_i| \qquad (10)$$

細粒分では，α，β とも既往の調査報告や現地調査結果を参考として検索範囲を設定した。今回の場合，α，β の検索範囲はそれぞれ 1.0×10^{-7}～8.0×10^{-6}，1.0～4.0 とし，Q_c については 0～20 m³/s とした。なお，堆砂実績の鯖石川起源と石黒川起源の分離は，合流点上流堆砂分については，粗粒分同様に地形にて，合流点下流堆砂分については，合流点上流における各川筋の粒径別年堆砂量比により配分して行った。

表-7　α，β の推定結果（細粒分）

粒径 No	代表粒径 [mm]	鯖石川筋 α	鯖石川筋 β	石黒川筋 α	石黒川筋 β
1	0.0035	6.1×10^{-6}	3.3	5.6×10^{-6}	3.0
2	0.0059	2.0×10^{-6}	3.2	2.5×10^{-6}	2.9
3	0.015	3.4×10^{-6}	2.6	4.3×10^{-6}	2.4
4	0.032	3.0×10^{-6}	2.4	6.1×10^{-6}	2.1
5	0.069	1.4×10^{-6}	2.4	3.6×10^{-6}	2.2
6	0.16	2.1×10^{-6}	1.9	3.7×10^{-6}	2.1
足切流量		Q_c=4 m³/s		Q_c=4 m³/s	

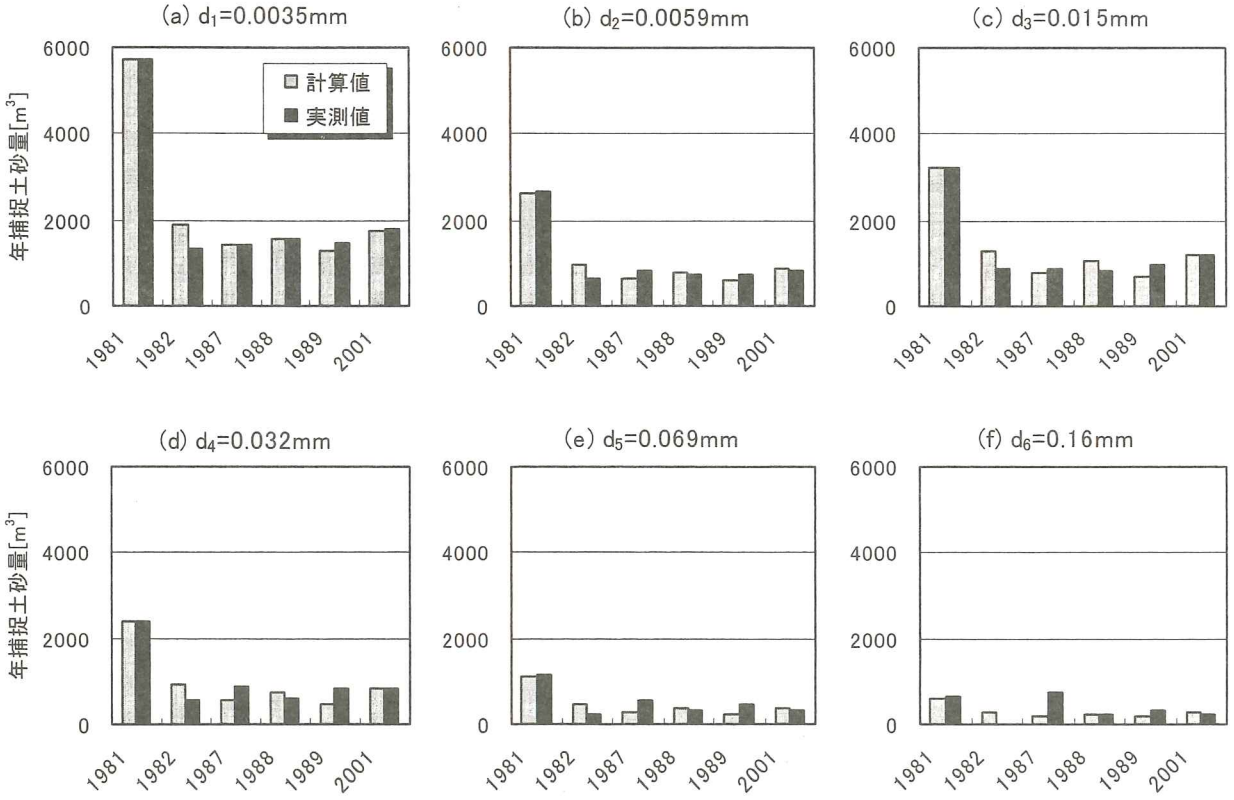


図-15　細粒分の推定結果（例：鯖石川）

表-8 細粒分の年間捕捉率（推定結果）

年	鯖石川			石黒川		
	流入土砂量 (m^3)	捕捉土砂量 (m^3)	捕捉率	流入土砂量 (m^3)	捕捉土砂量 (m^3)	捕捉率
1981	5.2×10^4	1.6×10^4	0.30	7.7×10^4	2.8×10^4	0.36
1982	2.5×10^4	5.8×10^3	0.23	3.3×10^4	1.1×10^4	0.34
1987	8.0×10^3	3.8×10^3	0.48	1.4×10^4	7.8×10^3	0.54
1988	1.5×10^4	4.7×10^3	0.33	2.3×10^4	9.7×10^3	0.43
1989	6.0×10^3	3.5×10^3	0.58	1.2×10^4	7.4×10^3	0.63
2001	1.3×10^4	5.3×10^3	0.40	2.3×10^4	1.1×10^4	0.46

e) 推定結果

式 (10) により同定された細粒分のパラメータを表-7に示す。表より，同定された α，β は表-5のSS実測値のそれと同程度の値となっており，妥当なものと考えられる。また，実測値では粒径が細かくなるほど β が大きくなる傾向がみられているが，同様の傾向は同定結果でも得られている。SSと流量の関係に関する既存の調査では粒径による影響が検討された例はなく，このような β の傾向が生じた理由は現時点では不明である。今後，他ダムでのデータ蓄積が期待される。また，足切り流量 Q_c は粗粒分より細粒分の方が小さくなった。粗粒分の多くはアーマーコートの破壊によって河道から供給されるのに対し，細粒分はそれに先行して降雨や表面流による斜面侵食からも生じることが考えられ，生産源の違いが Q_c に反映されたものと推察される。

図-15に代表粒径毎の推定結果と堆砂実績との比較を示す。図には例として鯖石川筋の場合を示す。推定結果は年堆砂量の細かい変化までは表現できていないが，全体的には各粒径とも比較的良好に再現できていると考えられる。なお，各年の細粒分の捕捉率は表-8に示すように2〜6割で変動しており，微細粒子では捕捉率の影響が無視できないことが確認される。

4. おわりに

既設ダムの堆砂実績を用いた流入土砂量の推定手法について，捕捉率の推定手法等，従来手法として十分に確立していない部分での手法の開発を行うとともに，検討手順の全体を体系化し，鯖石川ダムの事例を通じてその有効性を示した。提案した推定フローは2章の図-1に示したとおりである。

適用事例である鯖石川ダムでは比較的良好な推定精度を示したと思われるが，適用例はこの一例だけしかない。今後適用例を増やし，有効性を検証していく必要があると考えている。

また，今回示した推定手法は粗粒分だけでなく細粒分にも配慮しており，さまざまな粒径成分の推定に有効と思われる。堆砂に係わる粒径別の流入土砂量を流量と関係付ける試みは，これまでほとんど体系付けられておらず，今後本論文の手法が多くの既設ダムの堆砂対策検討や流域土砂管理に役立つものと期待したい。

参考文献

1) 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，pp. 157, 1983
2) 櫻井寿之，柏井条介，大黒真希：ダム貯水池の堆砂形態，土木技術資料，45-3, 56-61, 2003
3) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，59-69, 1972
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，pp. 40-42, 1983
5) 柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察，ダム技術，No. 181, 21-28, 2001

(2004年9月14日受理)

In order to plan and execute countermeasures for sedimentation problem in an actual dam, it is necessary to make prediction of reservoir sedimentation under the condition of various kinds of countermeasures. A numerical simulation is a useful tool for the prediction. However, for the purpose of getting highly accurate prediction, estimation of the sediment discharge into dam-reservoir is also important. In this paper, we propose an estimation method of non-uniform sediment discharge using actual results of dam reservoir sedimentation. The method includes developing a calculation technique for trap efficiency of fine sediment and systematizing estimation processes of field surveys and data analysis. The validity of this method is confirmed through the case of Sabaishigawa Dam in Nigata Prefecture.

Key words: sediment discharge, dam reservoir sedimentation, trap efficiency, numerical simulation

第4章　環境

【技術研究】

水流による藻類の剝離に関する実験的研究

国土交通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　箱石憲昭*
〃　塚原千明**

キーワード　付着藻類，剝離，掃流力

1. はじめに

出水時に流水を貯留して渇水時に補給することによりダムの効用が発揮されるが，その結果，ダム下流への放流量は調節され，ダム建設前と比較して平滑化される。流量変動が減少することによる河川環境への影響として，

- 早瀬の環境悪化（細粒土砂の堆積，好止水性藻類の繁茂，水質悪化，魚類の餌場・産卵場等の生息環境悪化）
- 裸地・草地の減少（河原特有の動植物の減少）
- 河道の樹林化

等が指摘されており，良好な河川環境を維持するためには，流量が変動することによる撹乱が重要であると認識されるようになってきている[1]。このような背景のもと，ダム下流における維持流量の確保のみならず，ある程度の流量を定期的にダムから放流するフラッシュ放流が注目されるようになった。我が国においてもダムの弾力的管理の試行等により，いくつかのダムでフラッシュ放流が実施されている。

ダムからのフラッシュ放流に求められる効果としては，

- 河床砂礫を移動させて河床中の微細粒子を洗い出すことによる生物生息環境の向上
- 定期的に冠水させることによる植生進入の防止
- 河床礫へ付着する藻類を定期的に剝離させることによる魚類等のエサとしての藻類の生産力向上

などがある。河床材料の移動に必要な流量については，水流の掃流力と河床材料の粒度分布からある程度推定することが可能である。しかしながら，藻類の剝離のために必要な条件については，これまでほとんど知見が得られていない。

ここでは，水流による付着藻類の剝離形態を以下の3つに区分して考える[2]。

① 砂礫に付着している藻類に作用する水流のせん断力（掃流力）による剝離
② 上流から流下してきた砂礫が藻類の付着部分に衝突する際の摩擦力による剝離
③ 藻類が付着している砂礫そのものが水流の作用により移動し他の砂礫と衝突する際の摩擦力による剝離

藻類の剝離を目的とするダムからのフラッシュ放流にあたっては，これら3つの形態の剝離に必要な流量のうち，最も小さな流量程度を放流すれば一定の効果が期待できると考えられる。

本稿は，①の水流のせん断力による剝離に着目し，人工基盤に付着した藻類を用いて，流速およびその流れ場の継続時間と藻類の剝離量との関係を実験により調査し，藻類の剝離過程について考察したものである。

2. 実験方法

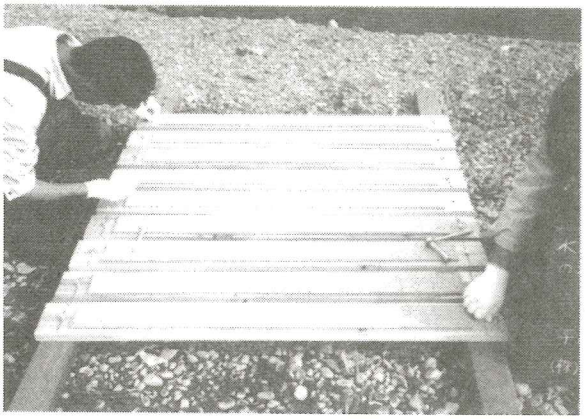
(1) 藻類の育成

実験対象藻類は，ダムからのフラッシュ放流への適用を考えると，すでにダムが存在する地点の下流に生息する藻類とすることが望ましい。しかしながら，今回の実験では，水流による藻類の剝離に関する基礎的な知見を得ることを主目的とし，実験に供するまでの藻類の育成や実験施設への運搬を考慮して，土木研究所にほど近い桜川で繁茂させることとした。桜川は筑波山の西側の田園地帯を流れ霞ヶ浦に注ぐ河川である。藻類育成場所の状況を写真－1に示す。人工基盤としては，縦横94 mm厚さ8 mmの正方形の素焼きタイルを用いた。その素焼きタイル12枚を木製の板にねじで固定し，さらにその木製の板9枚を鉄骨に取り付け，河床に沈めて固定し

* 主任研究員
** 研究員



写真－1　藻類育成場所（桜川：つくば市）



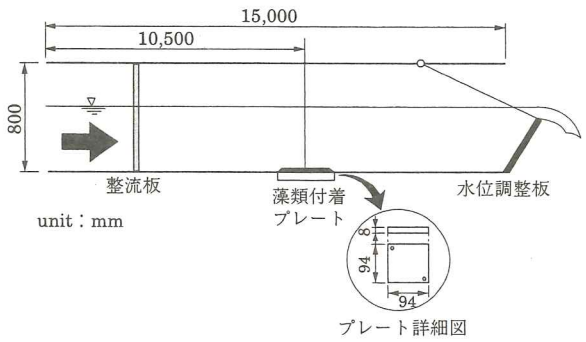
写真－2　タイル設置状況

た。人工基盤の設置状況を写真－2に示す。また，比較的平らな河床礫を採取し，正方形部分にのみ藻類が繁茂するように，それ以外の部分にペンキを塗って人工基盤と同じ場所に設置した。

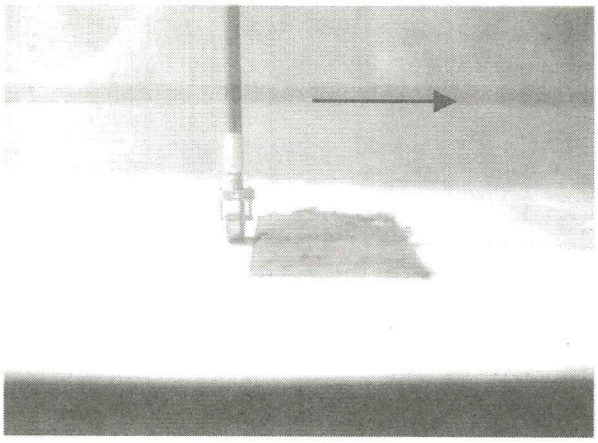
（2）剝離実験

桜川において人工基盤に十分に藻類が繁茂した後，人工基盤が取り付けられている板を実験に使用する分ずつ鉄骨から外し，土木研究所の実験施設に運搬して実験に使用した。

実験装置概要を図－1に示す。実験は水路底面の一部を人工基盤に置き換えられるような構造とした幅0.5 mの木製水路で実施した。水路底面中央に藻類が繁茂した2枚の人工基盤を設置し，水深を一定（40 cm）として，流速と継続時間をパラメータとして実験を行った。具体的な実験手順は以下のとおりである。まず，下流の水位調節板を巻き上げ，人工基盤上の付着物が流されないように小流量で水路に給水し，水深が40 cmに達した後，流量を徐々に増加させながら，水位を維持するように水位調節板を下げ，所定の流速となる流量に達した時点で実験開始とした。実験中の底面付近の流速は実験継続時



図－1　実験装置概要



写真－3　実験状況

間に応じて適宜直径20 mmのプロペラ流速計で計測した。実験状況を写真－3に示す。実験終了後，人工基盤を水路から外し，ブラシで残存付着物をはぎ取り，乾燥重量，強熱減量およびクロロフィルa量を測定し，さらに付着藻類の同定・計数を行った。同時に採取してきた人工基盤のうち実験に使用しないもの（以下，Blankあるいは BK という。）についても同様の項目を測定し，両者の測定結果を比較することにより，水流による付着物の剝離状況を評価することとした。実験条件および計測項目を表－1に示す。表中の流速は実験中に計測した人工基盤直上流の水路中央における底面から15 mm上の流速である。Case 1から Case 5は，流速を固定して継続時間を変化させた実験であり，Case 1（流速0.56 m/s）と Case 4（流速0.85 m/s）との間に剝離状況の違いが見られたため，その中間の流速の実験として Case 5（流速0.69 m/s）を行った。また，実験期間中に藻類の繁茂が進み，実験に供する人工基盤上の付着物量が増加した。そこで同じ繁茂状況で流速の影響を確認するため，実験時間を固定して流速を変化させた Case 6を行った。さらに，元来藻類育成地点にあった河床礫を用いた比較実験として Case 7を行った。

表－1　実験条件および計測項目一覧

ケース	対象	番号	流速 (m/s)	継続時間 (分)	計測項目 付着物量（乾燥重量）	付着物の強熱減量（有機物量）	付着藻類の同定・計数	クロロフィル a 量	全菌数
ケース1 流速0.56	人工基板	1	0.56	5	○	○	○	○	
		2	0.57	10	○	○			
		3	0.56	30	○	○			
		4	0.56	60	○	○		○	
		5	0.57	120	○	○	○	○	
		対照（Blank）			○	○	○	○	
ケース2 流速1.24		1	1.23	5	○	○	○	○	
		2	1.26	10	○	○			
		3	1.26	15	○	○			
		4	1.24	30	○	○		○	
		5	1.23	60	○	○	○	○	○
		対照（Blank）			○	○	○	○	○
ケース3 流速0.3		1	0.30	10	○	○			
		2	0.30	20	○	○			
		3	0.29	30	○	○			
		4	0.31	60	○	○			
		5	0.30	120	○	○	○	○	
		対照（Blank）			○	○	○	○	
ケース4 流速0.85		1	0.85	5	○	○	○	○	
		2	0.86	10	○	○			
		3	0.85	30	○	○			
		4	0.85	60	○	○		○	
		5	0.85	120	○	○	○	○	
		対照（Blank）			○	○	○	○	
ケース5 流速0.69		1	0.69	5	○	○	○	○	
		2	0.67	10	○	○		○	
		3	0.69	30	○	○		○	
		4	0.68	60	○	○		○	
		5	0.70	120	○	○	○	○	
		対照（Blank）			○	○	○	○	
ケース6		1	0.29	5	○	○		○	
		2	0.55	5	○	○		○	
		3	0.71	5	○	○		○	
		4	0.84	5	○	○		○	
		5	1.21	5	○	○		○	
		対照（Blank）			○	○		○	
ケース7	河床石礫	1	0.56	10	○	○	○	○	
		2	0.34	120	○	○	○	○	
		3	0.78	5	○	○	○	○	
		4	0.72	120	○	○	○	○	
		5	1.21	5	○	○	○	○	
		6	1.17	60	○	○	○	○	○
		対照（Blank）			○	○	○	○	○

3. 実験結果

（1） 藻類の育成

ｉ） 藻類繁茂状況

平成11年10月19日に人工基盤を設置した。約1週間後には薄い生物膜が形成され，3週間後には人工基盤全体に藻類が数mm程度繁茂するようになった。39日経過した11月29日には，人工基盤全体に長さ数cm程度の藻類が繁茂するに至ったが，12月初旬に誰かが強制的に擦り取ったような跡が認められ，繁茂状況が不均一となったため，12月16日に一端すべての人工基盤から藻類をブラシで剥ぎ落として，再度繁茂させることとした。再育成開始から12日後の12月28日には，付着藻類は長さ1cm程度にまで成長し，19日後の平成12年1月4日には珪藻の群体が主体となっていると思われる長さ数cmの毛糸状の付着物が人工基盤全体にかなり高密

表－2　藻類育成場所の水質

	pH	DO (mg/ℓ)	BOD (mg/ℓ)	TOC (mg/ℓ)	TP (mg/ℓ)	TN (mg/ℓ)
H 1.10.19	7.7	9.4	3.0	2.5	0.058	1.64
H11.11.25	7.9	9.9	5.1	4.6	0.083	2.11
H12. 1.12	7.7	11.8	3.4	3.2	0.11	2.05

度でしかも均一に繁茂した。

藻類育成期間中，10月27日，11月1日，1月17日の3回の出水があった。再育成期間内では1月16日から17日にかけての降雨による出水で水深が30cm程度上昇したのみで，それ以外はほとんど安定した状況であった。水温は当初設置時に約15℃であったが，日が経つに連れて低下し，再育成開始時には約6℃となって，以後ほとんど変化はなかった。再育成開始後，流速は0.2～0.35 m/s，水深は10cm弱で安定していた。水質については表－2に示す。

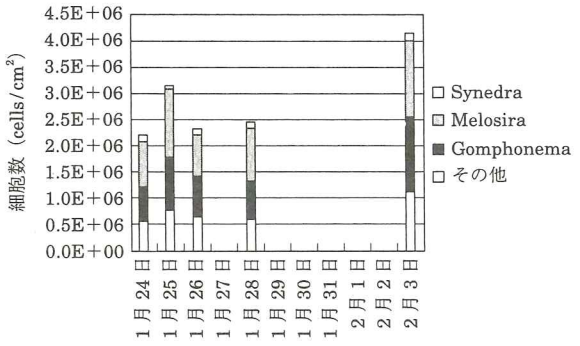
ii）　付着した藻類の種類と量

（イ）　人工基盤

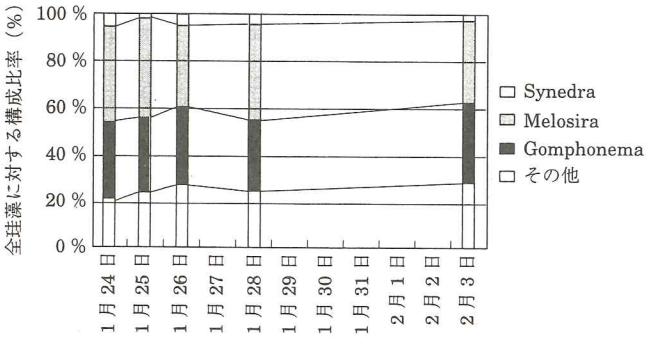
実験の際に採取したBlankの付着藻類の種類の同定・計数を行った結果，藍藻，ユーグレナ藻，緑藻類は全量の2%未満で，付着した藻類のほとんどは珪藻類であった。各Blankにおける珪藻類の現存量（1 cm^2 あたりの細胞数）を図―2に，構成比を図―3に示す。1月24日がCase 1であり，以下順にCase 2,3,4と続き，2月3日がCase 5である。珪藻類の現存量を見ると，1月24日は2.2×10^6 cells/cm^2 であったが，10日後の2月3日には，4.2×10^6 cells/cm^2 と，約2倍に増加している。また，全珪藻に対する構成比を見ると，メロシラ属（Melosira：写真－4）とクサビケイソウ属（Gomphonema：写真－5）で約70%を占めており，実験期間中その構成比に大きな変化はなかった。

珪藻類は粘質を分泌して基物に付着するが，クサビケイソウ属は，粘質の柄を伸ばして基物に付着する珪藻である。今回の調査における付着藻類の同定・計数の際には，写真－6に示すようにクサビケイソウ属の粘質の柄に，メロシラ属が絡みついている状況が多く見られた。平成12年9月から12月にかけて桜川で再び人工基盤に藻類を育成させたところ，同じように毛糸状の藻類の群体が繁茂した。その毛糸状の藻類の群体を取り出して調べたところ，毛糸状の部分はメロシラ属が絡み合って形成されており，根元の部分にはクサビケイソウ属の群体が見られた。これにより，毛糸状の藻類群体は，基盤に付着しているクサビケイソウ属の群体から毛糸状のメロシラ属の群体が伸びているものと考えられる。

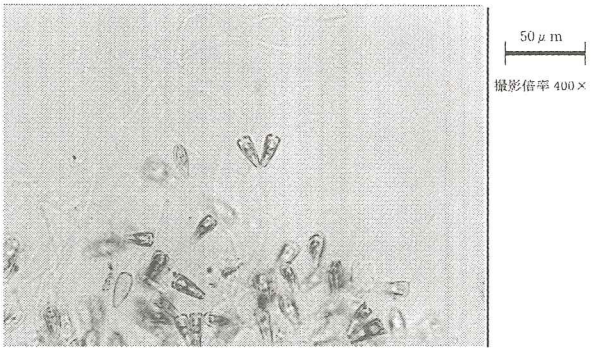
（ロ）　河　床　礫



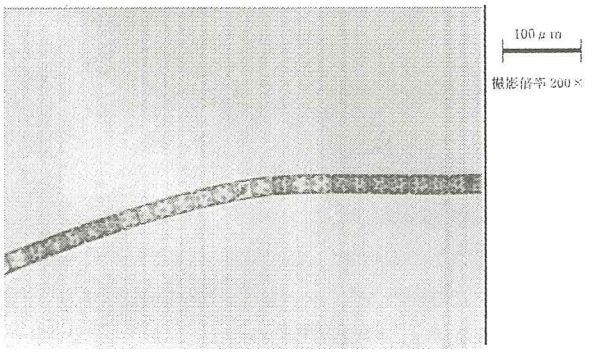
図－2　実験期間中のBlankにおける主要珪藻類の現存量の変化（人工基盤）



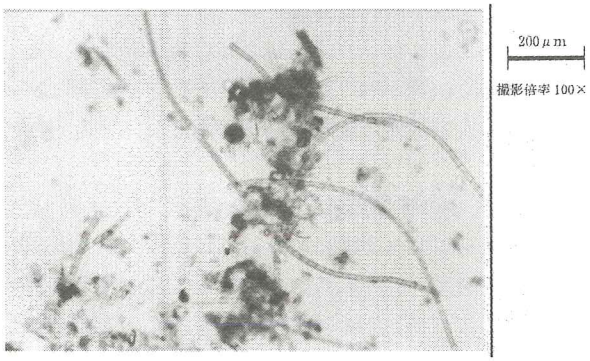
図－3　実験期間中のBlankにおける主要珪藻類の構成比の変化（人工基盤）



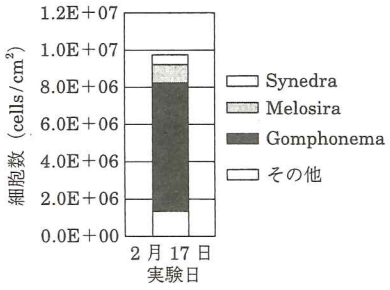
写真－4　クサビケイソウ属[6]



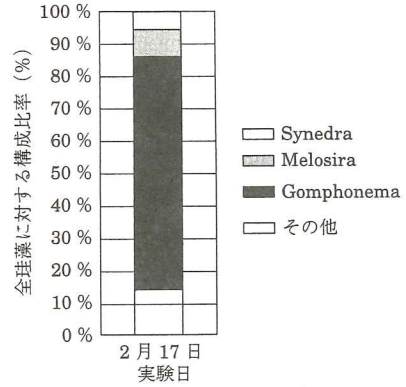
写真－5　メロシラ属



写真－6　クサビケイソウの粘質に絡みついているメロシラ



図－4　Blank における珪藻類の現存量（河床礫）



図－5　Blank における珪藻類の構成比（河床礫）

河床礫に付着した藻類の同定・計数は，2月17日の実験時に行った1回のみである。その結果，珪藻類が99%を占めた。Blank における珪藻類の現存量（1 cm^2 あたりの細胞数）を図－4に，構成比を図－5に示す。珪藻類の現存量は 9.7×10^6 cells/cm^2 で，2月3日の人工基盤における珪藻類の現存量のさらに2倍以上となった。付着物の乾燥重量は大差ないことから，河床礫では付着物に占める藻類の割合が人工基盤よりも多いと言える。構成比ではクサビケイソウ属（Gomphonema）が全珪藻類の約7割を占め，人工基盤よりもメロシラ属（Melosira）の比率が小さくなっている。基物上に生じる珪藻の藻体量には礫の大小が大きく関係するが，金属のような特殊な基物の場合以外では着生基物による影響は少ない[3]とされており，ここでの河床礫と人工基盤における付着藻類の量の違いは，調査時期の違いや基盤形状の違いによるものと考えられる。

（2）　藻類剥離実験

ｉ）　剥離状況の観察

実験中の付着物の剥離状況を観察したところ，流速が小さいときには毛糸状に長く伸びた藻類の群体が途中で切れる形態が主で，流速が大きくなると基盤から根こそぎ剥がれる形態が確認されるようになった。継続時間を5分に固定し，流速を変化させた Case 6 における実験後の人工基盤の状況を写真－7から10に示す。流速が小さい実験では人工基盤の露出はあまり見られないが，流速が大きくなると藻類の群体が根こそぎ剥離して人工基盤が露出している箇所が多くなっている。

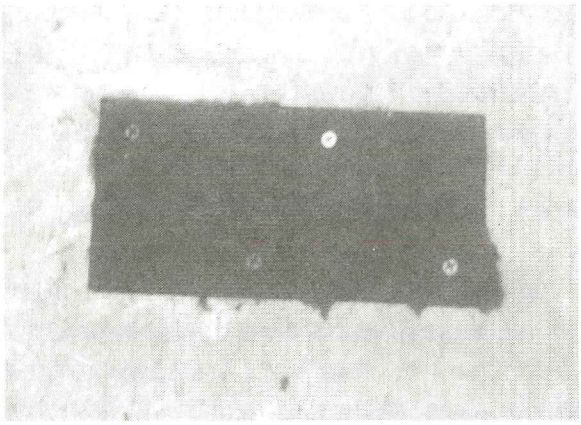
ii）　付着物乾燥重量とクロロフィル *a*

実験ケース毎の付着物およびクロロフィル *a* の残存量を図－6に，Blank に対する残存率を図－7に示す。

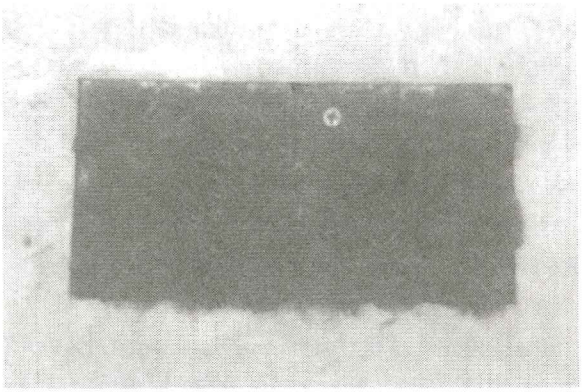
（イ）　人工基盤を用いた実験

流速を固定して継続時間を変化させた Case1 から Case 5 においては，Blank の付着物乾燥重量が 47.6～98.5 mg/cm^2 であったのに対し，60分間の実験後の付着物乾燥重量は 12.4～42.9 mg/cm^2 まで減少している。Blank に対する残存率は26～74%であった。しかしながらクロロフィル *a* を見ると，流速が 0.30 m/s と 0.56 m/s のときはあまり減少せず Blank に対する残存率は80%以上である。これに対し流速 0.69 m/s 以上の各ケースでは，残存率は60%程度以下となっており，底面付近の流速 0.7 m/s 程度を境界として，付着物の剥離の傾向が異なることが推察される。

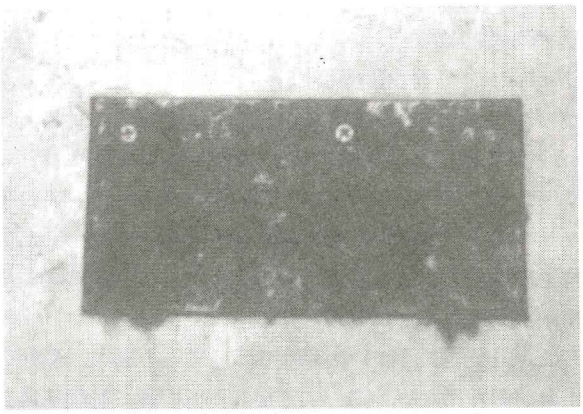
Case 1 から Case 5 の実験を行っている間に，藻類の生育が進んだため，同じ生育状況下で流速の影響を確認することを目的として，実験継続時間を固定して流速を変化させた Case 6 を行った。継続時間は，これまでの実験結果から，5分間でかなりの剥離が認められたため5分とした。その結果，流速を固定した実験結果と同様に，底面付近の流速が 0.7 m/s 程度以上でクロロフィル *a* の残存量が急激に減少した。藻類に含まれるクロロフィル *a* の量は藻類の種類によって異なると考えられるが，珪藻を主とする群体の場合は，細胞数とクロロフィル量の間には比較的強い相関がみられる[3]と言われている。本実験においては，付着藻類のほとんどが珪藻類であり，藻類現存量（1 cm^2 あたりの細胞数）はクロロフィル *a* の残存量と全く同じ傾向を示した。



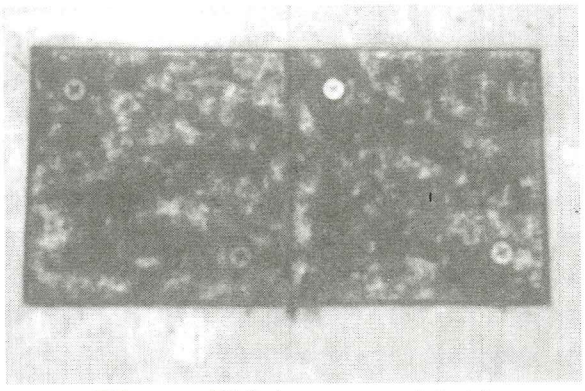
写真－7　実験前（Case 6　1.21 m/s）



写真－8　実験後（Case 6　0.55 m/s 5 min）



写真－9　実験後（Case 6　0.71 m/s 5 min）



写真－10　実験後（Case 6　1.21 m/s 5 min）

（ロ）　河床礫を用いた実験

付着物およびクロロフィルaの残存量を見ると，人工基盤と同様に流速が0.75 m/s以上になると急激に減少しており，人工基盤の剥離状況と大差はないと考えられる。

ⅲ）　付着物の乾燥重量に対する強熱減量の比率

人工基盤を用いた実験における乾燥重量に対する強熱減量の比率を図－8に示す。Case 1からCase 5では7～11%程度であった。実験継続時間が長くなるほど，また，流速が大きくなるほど，残存付着物に占める強熱減量の比率が大きくなる傾向が見て取れる。また，実験継続時間を固定したCase 6でも，流速が大きくなるほど残存付着物に占める強熱減量の比率が大きくなっている。強熱減量が有機物量を表すと考えれば，このことは，実験継続時間が長いほど，また，流速が大きくなるほど残存付着物に占める有機物の割合が高くなることを示すこととなる。今回の実験では，人工基盤および河床礫に付着した藻類はほとんどが珪藻類である。珪藻類は無機質である珪酸質の殻を持つ藻類であり，1細胞あたりの有機物と無機物の比は種別により異なると考えられる。有機粘質の柄を持つクサビケイソウ属のほうが，メロシラ属より1細胞あたりの有機物含有比率が高いと仮定すれば，メロシラ属がクサビケイソウ属よりも多く剥離すれば残存物に占める有機物の割合は高くなると言える。また，付着している珪藻類が剥離する際に有機物である粘質を基盤上に残すと考えれば，珪藻類が剥離するほど残存物に占める有機物の割合が高くなると考えられる。

河床礫を用いたCase 7では，全体的に付着物の乾燥重量に対する強熱減量の比率が人工基盤より高い。これは，先に述べたとおり，単位付着物乾燥重量に占める藻類細胞数が人工基盤よりも高いこと，クサビケイソウ類の構成比が高いことによると考えられる。

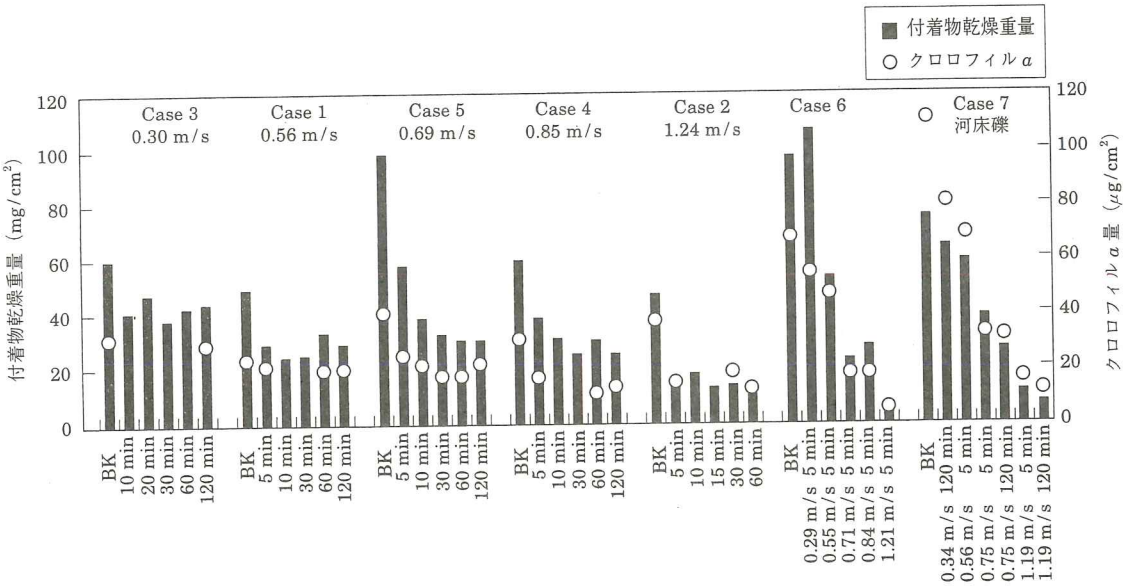
ⅳ）　藻類の現存量と種別構成

（イ）　人工基盤を用いた実験

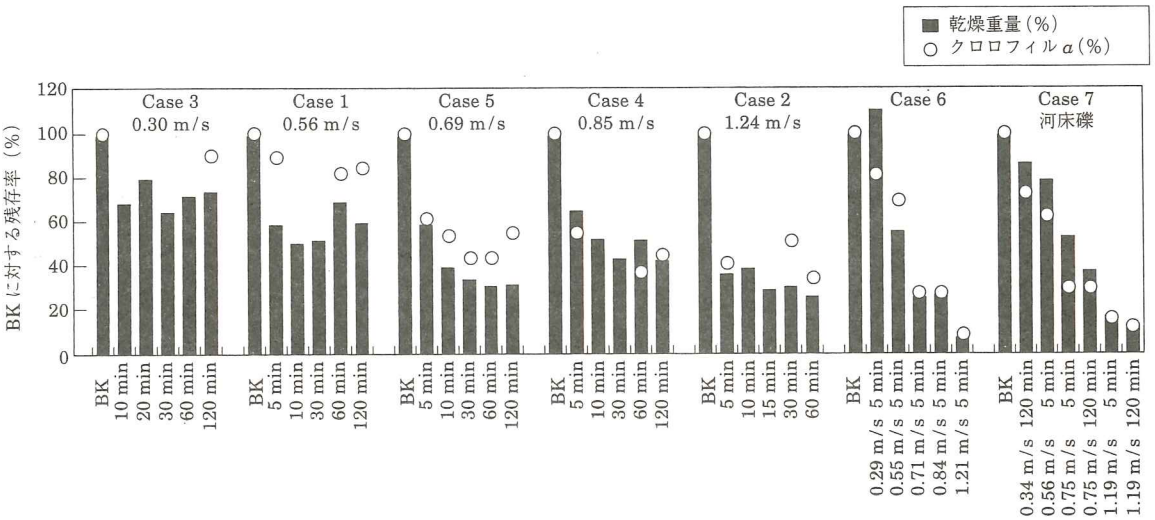
各実験ケースにおける付着珪藻類の種別現存量を図－9に，その構成比を図－10に示す。Case 1とCase 2以外では実験継続時間が長くなるとクサビケイソウ属（Gomphonema）の構成比が若干高くなる傾向が認められる。クサビケイソウ属（Gomphonema）の細胞数に着目すると，流速1.24 m/s以外では，実験継続時間が長くなっても現存量の減少は少ないようである。

（ロ）　河床礫を用いた実験

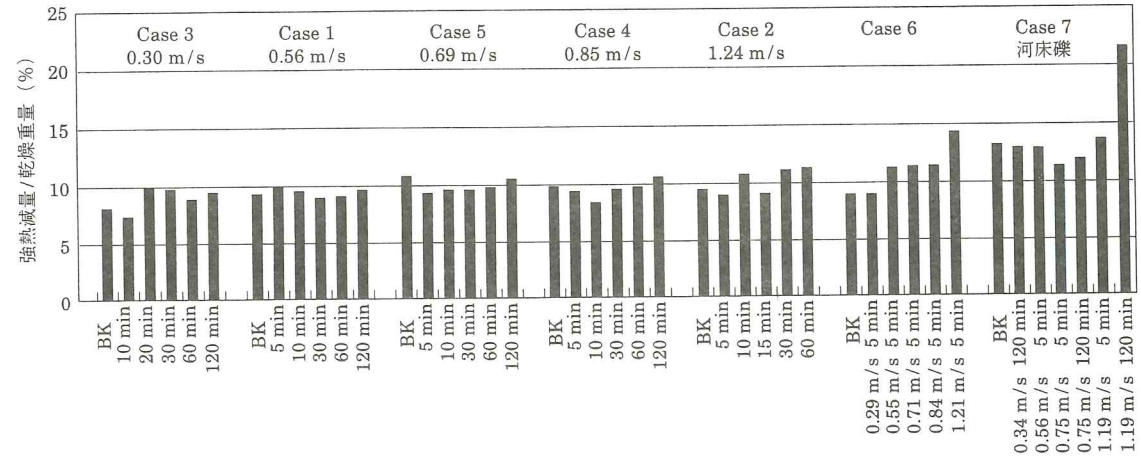
河床礫を用いた実験における付着珪藻類の種別現存量を図－11に，その構成比を図－12に示す。実験継続時間を変化させたのは流速0.75 m/sと流速1.19 m/sの実



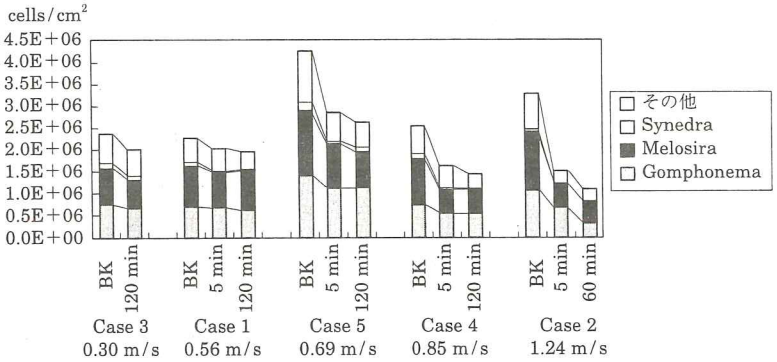
図－6　ケース毎の付着物およびクロロフィル a の残存量



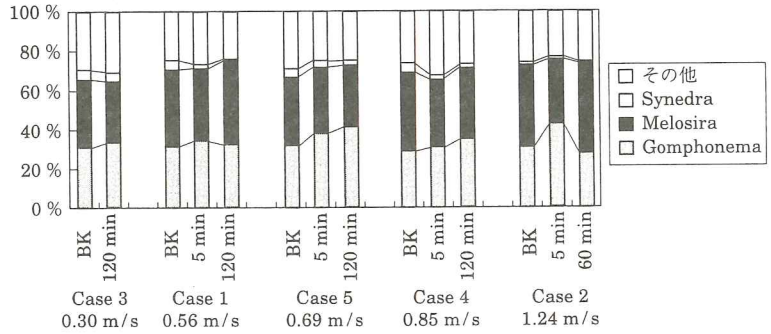
図－7　Blank に対する付着物およびクロロフィル a の残存率



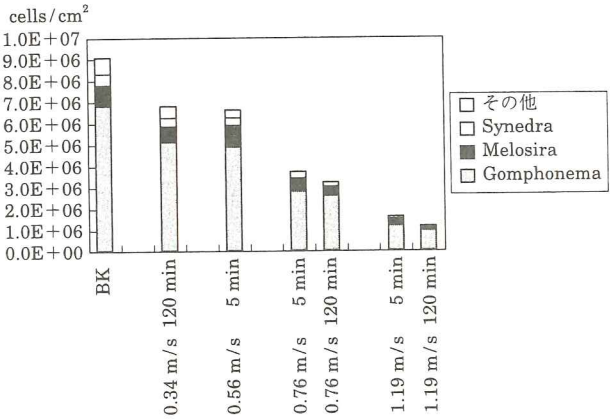
図－8　乾燥重量に対する強熱減量の比率



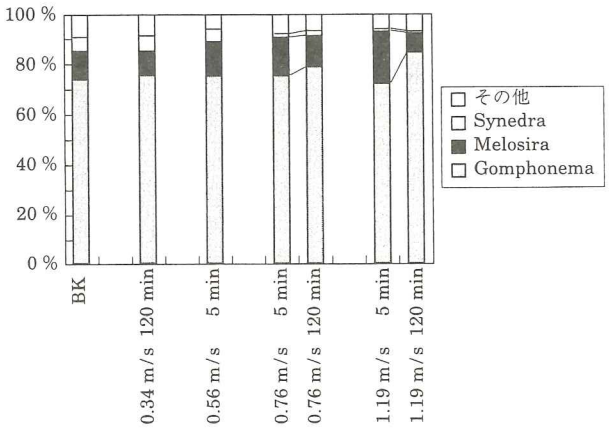
図－9　珪藻類の種別現存量（人工基盤）



図－10　珪藻類の種別構成比（人工基盤）



図－11　珪藻類の種別現存量（河床礫）



図－12　珪藻類の種別構成比（河床礫）

験のみであるが，どちらも実験継続時間が長いほどクサビケイソウ属（Gomphonema）の構成比が高くなり，メロシラ属（Melosira）の構成比が低くなっている。クサビケイソウ属（Gomphonema）の細胞数に着目すると，人工基盤と同様に実験継続時間が長くなっても現存量の減少は少ないようである。

4．考　　察

（1）　底面付近の流速との関係

底面付近の流速が0.7 m/s程度以上になると藻類の生体量を表すクロロフィルaが大きく減少するようになること，実験後の人工基盤の露出部分が多くなることから，この流速に達すると毛糸状の藻類群体の根元のク

サビケイソウ属の群体が人工基盤から剝がれるようになり，毛糸状の藻類群体が根こそぎ剝離して藻類の剝離量が急激に増加すると考えられる。また，流速の増加とともに，毛糸状のメロシラ属の群体が切れて流失する量も増加すると考えられる。群体が根こそぎ剝がれるようになる掃流力の大きさは，クサビケイソウ属の粘質の柄と人工基盤との付着力に関係すると推察される。

0.7 m/s 程度未満の流速では，毛糸状のメロシラ属の群体の一部が切れて流失する形態がほとんどで，藻類の剝離量は多くない。

また，流速が大きくなるほど残存付着物に占める強熱減量が多くなる傾向があること，クサビケイソウ属の構成率が高くなる傾向があることから，毛糸状の藻類群体が基盤から根こそぎ剝離する際にクサビケイソウ属の群体の一部や粘質が基盤上に残ったり，毛糸状のメロシラ属の群体だけが流失してクサビケイソウ属の群体が基盤上に残ったりするものと推察される。

（2） 実験継続時間との関係

クサビケイソウ属の現存量は，実験初期にある程度減少したあとはあまり減少せず，実験継続時間が長くなるほどその構成比が高くなる傾向が見られる。また，実験継続時間が長いほど残存付着物の乾燥重量に占める強熱減量の比率が高くなる傾向が見られる。これらの実験結果から，実験初期の剝離の後は，毛糸状のメロシラ属が切れて流失する形態が少しずつ継続するものと推察される。

（3） 剝離過程の推定

以上の考察から，本実験における付着物の剝離過程を推定すると以下のとおりである。

ⅰ） 底面付近の流速が 0.7 m/s 程度未満の時

実験開始とともに，藻類の群体に降り積もった土粒子等，付着力の弱いものが流される。実験開始後比較的短時間の間に，流速に応じて毛糸状のメロシラ属の群体が途中で切れて流失し，その後は同様の形態の流失が少しずつ継続する。

ⅱ） 底面付近の流速が 0.7 m/s 程度以上の時

実験開始とともに付着力の弱いものが流され，実験開始後比較的短時間の間に，流速に応じて毛糸状のメロシラ属の群体が根元のクサビケイソウ属の群体ごと基盤から剝離する。その際，クサビケイソウ属の一部や粘質は基盤上に残る。並行して毛糸状のメロシラ属の群体が途中で切れる形態の流失も起こる。一定の剝離が起きた後には，毛糸状のメロシラ属の群体が途中で切れる形態の流失が少しずつ継続する。

（4） 掃流力との関係

3. では，実験中に計測した底面上 15 mm における流速によって実験結果を整理したが，ここでは実験中の水路縦断方向の水深計測結果を用いて，人工基盤上の付着物に作用する掃流力を推定してみる。

底面に作用する掃流力 τ は，(1) 式のように表される。

$$\tau=\rho u_*^2=\rho g R I_e \qquad (1)$$

ここに，ρ：水の密度，u_*：摩擦速度，g：重力加速度，R：径深，I_e：エネルギー勾配である。

本実験のような時間的に流れの状態が変わらない定常流においては，時間に関する微分項は 0 となるから，I_e は (2) 式のように表される。

$$I_e=I_w-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{U^2}{2g}\right) \qquad (2)$$

ここに，I_w：水面勾配，U：平均流速，x 軸は流下方向を正とする水平軸

本実験においては，水路勾配は 0 であるから，I_w は (3) 式のように表される。

$$I_w=-\frac{\partial h}{\partial x} \qquad (3)$$

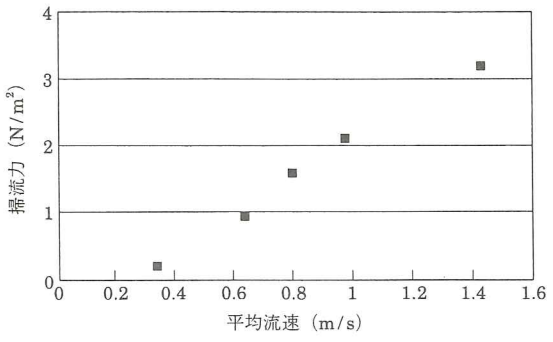
ここに，h：水深

よって (2) 式は，以下のように表される。

$$I_e=-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{U^2}{2g}+h\right) \qquad (4)$$

本実験では，実験水路の人工基盤設置位置から上下流に 3.0 m ずつ計 6.0 m の区間において，1 m ピッチで水深を計測している。そこで，それぞれの計測位置の比エネルギー（$U^2/2g+h$）を，設定流速（流量）が同じ実験毎に平均して x との関係を直線近似し，その傾きをエネルギー勾配とした。

以上の方法により掃流力 τ と断面平均流速との関係を求めた結果を図－13 に示す。クロロフィル a の残存量が急激に減る Case 5 においては，$\tau=1.6$ N/m^2 となっており，これ以上の掃流力になると，クサビケイソウ属



図－13 平均流速と掃流力の関係

が基盤から剥離するようになり，藻類の群体が根こそぎ剥離する形態が多くなると考えられる。なお，この検討は潤辺全体に平均的に作用する掃流力を求めたものであり，藻類が繁茂した人工基盤を設置した部分は，それ以外の部分よりも抵抗が大きく，作用する掃流力は潤辺平均より大きいと考えられる。

5. ま と め

今回の実験結果をまとめると以下のとおりである。

① 桜川において冬期に人工基盤（素焼きタイル）に藻類を繁茂させた結果，付着した藻類はほとんどが珪藻類で，クサビケイソウ属とメロシラ属を合わせると全珪藻に対する構成比が約7割を占めた。また，その繁茂形態は，クサビケイソウ属の群体が分泌する粘質から，毛糸状のメロシラ属の群体が伸びているものと考えられた。

② 底面付近の流速が0.7 m/s程度以上になると，藻類の生体量を表すクロロフィルaおよび藻類細胞数の減少が顕著になる。剥離状況の観察や実験後の人工基盤の状態から，この流速を境に根元のクサビケイソウ属の群体が人工基盤から剥離するようになり，毛糸状の藻類群体が根こそぎ基盤から剥離するようになるためと考えられる。このとき，潤辺全体に平均的に作用する掃流力を見積もると1.6 N/m^{2}程度となる。底面付近の流速が0.7 m/s程度以下のときは，長く伸びたメロシラ属の群体が途中で切れて流失する形態がほとんどで，そのときの藻類剥離量は少ない。

③ 流れの継続時間との関係では，実験開始から5分から10分程度である程度の付着物が剥離し，その後の剥離は少ない。

本研究では，流水のせん断力（掃流力）による付着藻類の剥離についての基礎的知見を得ることを目的とし，清水による実験を行った。その結果，桜川の藻類育成場所において冬期に繁茂する藻類について，その繁茂形態と水流による剥離の過程について推定することができた。実際の河川においては，上流から流下してきた砂礫が藻類付着部分に衝突する際の摩擦力による剥離量も多いと思われることから，今後土砂供給を伴う藻類剥離実験により，その過程についても検討していきたい。

参考文献

1) 角・塚原・柏井：ダムによる河川流況の変化とフラッシュの放流に関する考察，ダム技術 No. 143，1998
2) 秋山・有賀・坂本・横浜共編：藻類の生態，内田老鶴圃
3) 建設省土木研究所：中国地建における一日土研資料 pp 86～87「ダム直下流で発生したメロシラ対策」，土木研究所資料第3758号，2000
4) 塚原・箱石：水流によるせん断力と付着藻類の剥離に関する研究，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第2部，2000

川治ダム貯水池における洪水時濁水流動調査

独立行政法人土木研究所　正会員
○鈴木伴征、櫻井寿之、柏井条介

1．はじめに

貯水池濁水問題を予測・評価するために、流入濁水による成層破壊や濁水の密度流的挙動など洪水時の特徴的な流動現象を再現できる数値シミュレーションモデルの開発が望まれる。そのためには現地計測により良質なデータセットを取得し、現象の実態把握とモデル検証を進めていく必要があると考えられる。そこで本研究では2002年の洪水時にダム貯水池において濁度・水温・流速の河道縦横断的な現地計測を実施し、濁水の三次元的な運動特性について調べた。

2．現地および調査の概要

調査は2002年10月2～3日に利根川水系鬼怒川の上流に位置する川治ダム貯水池で実施された。図-1 に川治ダム貯水池の平面図を示す。川治ダムは、洪水調節、灌漑および都市用水などの供給を目的とした多目的ダムである。水深はダム近傍で約 70m、川幅は水面付近で 200～400m ある。調査区間は図-1 に示す No2～12 の 4.5km 区間で、河道は大きく蛇行している。

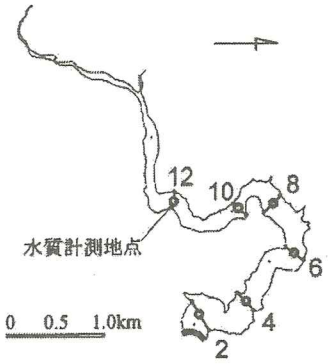


図-1　川治ダム貯水池

洪水時の貯水位、流入量および放流量の時系列を図-2 に示す。ピーク流量は 540m³/s で、流量の点では現地の中規模出水レベルと言える。しかし継続時間は 1 日程度と短く、夏期利水容量(4000 万 m³)を基準にすると洪水による貯水池回転率は 0.3 で、総流入量の点では小規模出水と言える。また9月末まで洪水期のため水位は夏期制限水位に保たれていたが、洪水は非洪水期に生じたため放流操作は行われず、流入濁水のほとんどは貯水池に貯留された。その結果、貯水位は約 10m 上昇している。なお 7 月上旬にも洪水(ピーク流量 680m³/s、貯水池回転率 1.1)が生じているが、そのあと 10 月まで洪水は特に発生しなかった。

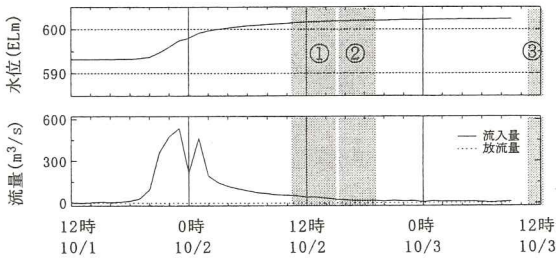


図-2　洪水時の貯水位と流入量

本調査では流入濁水の運動を捉えるために図-1 の黒丸で示す 6 地点の最深部で濁度・水温・流速の鉛直計測が出水直後から3セット実施された。時間帯は図-2 の①～③で示されている。特に①の調査では三次元的な濁水挙動を捉えることを目的とし、下流側の3地点(No.2, 4, 6)では最深部の他に横断方向の4地点においても同様の計測がなされた。また洪水前後の貯水池内濁度変化を調べるために、水温・濁度の定期調査も別途実施されている。

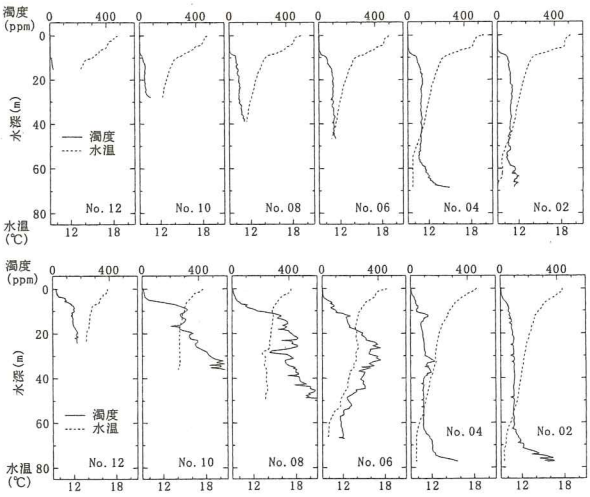


図-3　洪水前と洪水直後の水温・濁度の縦断分布
上：洪水前(9月19日)，下：洪水直後(10月2日)

3．調査結果

3-1．濁度の縦横断分布

本調査では前述のように3セットの計測が実施されたが、以下では縦断観測と横断観測が実施された①の計測データを用いて濁度と流速の対応関係を述べていく。図-3 に洪水前(9 月 19 日)と直後(図-2 の①)の濁度と水温の縦断分布を示す。洪水前後を比較すると流入濁水は躍層を完全に破壊するに至らず、水深 10～50m の広い範囲にわたって貫入した様子が伺える。また、放流操作が行われず洪水流入量も比較的小規模だったため、濁水の浸入は No.4～6 のあたりで抑制されたようである。

キーワード：貯水池、洪水、濁度、流速、現地計測

連　絡　先：〒305-0031 茨城県つくば市南原 1-6 土木研究所 水工研究グループ tel:0298-79-6783

図-4 に No.4, 6 地点における濁度の横断分布を示す。濁水がほとんど侵入していない No.4 では濁度は横断方向にほぼ一様に分布しているのに対し、流入濁水が到達している No.6 では濁度は最深部と右岸部で分布の異なる傾向が多少見られた。

3-2. 流速の縦横断分布

図-5 に①の調査時における河道方向流速（主流速）の縦断分布を示す。流速は正が下流方向（順流）、負が上流方向（逆流）を示している。流速分布に多少のばらつきが見られるものの、上層で順流、下層で逆流の2層構造が形成されている。流入地点で別途計測していた水温・濁度データによれば観測時の流入水は水温が高く濁度も低かったため密度が比較的軽く、下層へ潜り込まずに貯水池上層へ流入したと考えられる。

図-6 に①の調査時における No.4, 6 地点の主流速の横断分布を示す。流向の見方は図-5 と同様である。No.4 地点は前述のように濁度・水温とも横断方向に成層しており河道も直線的なため流速は水平方向に一様に近い分布を示している。一方、湾曲部の No.6 地点では比較的明瞭に上層部の流心が右岸側（内岸側）に偏っている様子が見られる。図-4 の水温・濁度から密度を計算したところ横断方向に大きな密度勾配はなく、この時の流心の偏りは主に地形に起因すると考えられる。

貯水池形状の三次元性が横断面内の物質輸送量に及ぼす影響を調べるために、No.6 地点の主流速・濁度の横断分布をそのまま用いて濁度フラックスを算出し、これと横断平均を施した濁度、流速データから算出された濁度フラックスとを比較してみた。その結果、前者は後者の 1.3 倍となった。今回は洪水末期での計測だったため両者の差は比較的小さかったが、洪水の最中であればこれより大きな差が生じることも十分考えられる。

3-3. 貯水池内濁度の時間変化

図-7 に 2002 年 9 月 19 日～10 月 24 日にわたって 1, 2 週間おきに計測された貯水池内濁度の空間分布を示す。濁度は各地点の水深平均値である。洪水直後（10 月 2 日）に生じた顕著な濁度上昇は、出水後、約1週間（10 月 9 日）でピーク時の半分程度まで低下し、約3週間（10 月 24 日）で出水前のレベル付近まで下がっている。このことから、流入濁水は出水後水平方向にあまり拡散せず、それぞれの場所で沈降したものと思われる。

4. おわりに

洪水時の貯水池流入濁水の流動を把握することを目的として、2002 年 10 月の洪水時に川治ダム貯水池で現地調査が実施された。その結果、出水直後の貯水池水温・濁度・流速の縦横断分布等を得ることができ、それらのデータから濁水の三次元的な流動や流入濁水の長期変動について多少の検討と考察を行った。今後も現地調査を継続し、濁水流動の実態把握に努め、モデル開発に役立てていきたい。

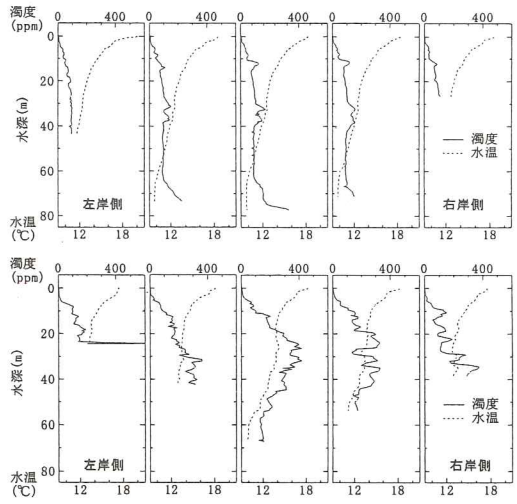


図-4　横断面内の水温・濁度分布（上:No4, 下:No6）

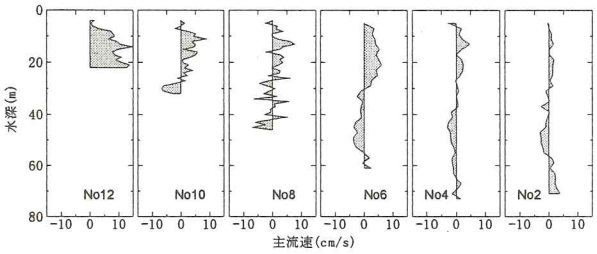


図-5　主流速の縦断分布（正値が下流方向）

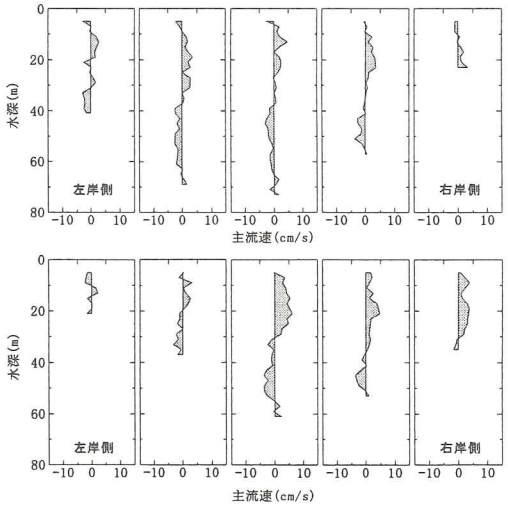


図-6　主流速の横断分布
（上:No4,　下:No6,　正値が下流方向）

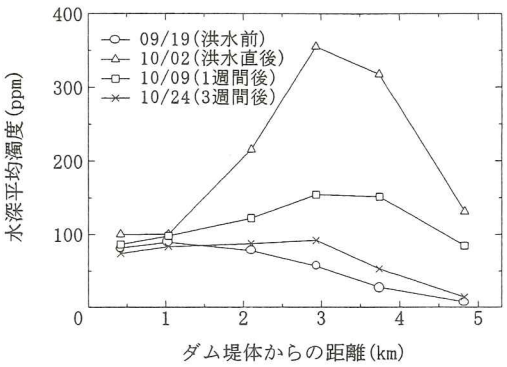


図-7　洪水後の貯水池内濁度変化

川治ダム貯水池の洪水時濁水現象

TURBID WATER BEHAVIOR DURING FLOOD
IN THE KAWAJI DAM RESERVOIR

鈴木伴征[1]・櫻井寿之[2]・柏井条介[3]
Tomoyuki SUZUKI, Toshiyuki SAKURAI and Josuke KASHIWAI

[1]正会員 博(工) 独立行政法人土木研究所水工研究グループ 研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
[2]正会員 工修 独立行政法人土木研究所水工研究グループ 研究員（ 同 上 ）
[3]正会員 独立行政法人土木研究所水工研究グループ 上席研究員（ 同 上 ）

We have conducted field observations for turbid water behavior during flood in the Kawaji dam reservoir in the summer and autumn seasons of 2002. The detailed data sets of water-temperature, turbidity, suspended solid, flow velocity, and grain-size distribution were obtained in the reservoir and its inflow river during flood. The observed data in the curved part of the reservoir indicated that we should take account of three-dimensional flow for more accurate estimation of the turbid water behavior. Furthermore, we also conducted numerical simulation of the behavior in the reservoir using 2D model. The simulated results indicated that the grain-size distribution of inflow water can largely change during flood in the reservoir.

Key Words : *turbid water, flood, reservoir, field observation, numerical simulation*

1. はじめに

洪水時の濁水中に含まれる微細粒子は，貯水池において堆砂や濁水長期化を引き起こす原因となる．また，微細粒子は有機物や栄養塩を含んでおり，下流河川や沿岸域における環境保全の観点からも，貯水池内の濁水挙動を定量的に予測・評価可能なシミュレーションモデルの開発が望まれている．

これまで多くの貯水池水質予測モデルが提案されてきたが[1)-4)]，洪水時の実測データは観測が困難なために不足しており，流入水の潜入・分岐現象や取水・放流設備付近の流れ等に対するモデルの有効性が十分検証されないまま実務に供されているように思われる．

以上のような背景から，土木研究所では実測データによる既往モデルの有効性の検証，あるいは新しいモデルの開発を最終的な目的として，洪水時の貯水池濁水現象の現地調査を2002年から実施している．対象水域は栃木県鬼怒川に位置する川治ダム貯水池である．

本研究では2002年の夏季～秋季にかけて現地調査を実施した結果，洪水時の流入濁水や濁水貫入現象に関する詳細な実測データを得ることができたので取りまとめた．またモデル検証の第一歩として今回の洪水時濁水現象にk-εモデルを組込んだ鉛直2次元濁水流動モデルを適用し，現象の再現性についても基礎的な検討を試みた．

2. 対象水域

図-1に川治ダム流域および貯水池平面図を示す．

川治ダムは利根川総合開発の一環として鬼怒川に計画された多目的ダムで昭和58年に完成した．総貯水量は83,000,000m^3，湛水面積は2.2km^2，水深はダム付近で約80mである．貯水池形状は細長く，蛇行部を有している．流域面積は323km^{2}あり，主な流入河川は鬼怒川である．なお，川治ダムの上流に川俣ダムが存在するが，発電用に取水しているため常時の川治ダム流域への流入水はほとんどない．ただし洪水時は流量規模に応じて放流が実施されることがある．

放流設備にはクレストゲート，コンジットゲート(設置標高：EL560m，最大放流量500m^3/s)があり，取水設備として表面取水設備が設置されている．常時は表面取水によって0.5m^3/s程度が放流され，流入量が30m^3/sを越えるとコンジットゲートが稼動する．

3. 調査概要

(1) 調査内容

現地の濁水現象の全体像を捉えるために2002年8月中旬～11月上旬の3ヶ月間を調査対象期間として以下に述べる3種類の観測を実施した．

a) モニタリング観測

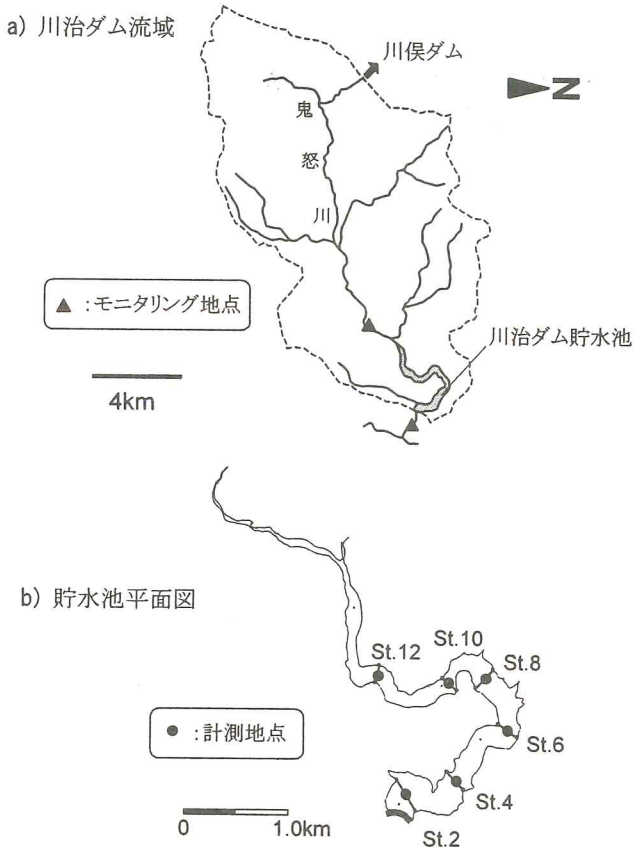


図-1　調査対象水域の概要

貯水池流入水と放流水の水温・濁度を連続的に調べるためにモニタリング観測を実施した．観測地点は図-1-a)に▲印で示す2箇所である．上流地点はダムから8.4km上流，下流地点はダムより約1km下流に設定した．

観測にはワイパー式高濃度濁度計(ATU3-8M:アレック電子製)と小型水温計(MDS-T:アレック電子製)を用い，両地点とも水温計と濁度計をブイで水中に吊り下げて水面変動に追従する機構とした．設置水深は0.7mとし，濁度は30分，水温は10分おきにデータ収録された．

なお，モニタリング地点にはSS調査のため自動採水器を設置し，洪水時に採水も行っている．

b) 定期観測

貯水池内の濁水の長期変動を把握するために2週間おきに定期的な水質計測を実施した．観測地点は図-1-b)に●で示すSt.2～St.12の6地点である．観測には多項目水質計(AAQ-1183:アレック電子㈱製)を用い，水温・濁度の鉛直分布を計測した．鉛直方向の測定間隔は1m以下である．またSt.2では採水を行い，SS濃度と粒度分布を調べた．なお，粒度分析にはレーザー回折式粒度分布測定装置(SALD-3000S:島津製作所製)を，SS分析には孔径0.5μmのメンブレンフィルターを使用した．また，本研究で使用した濁度計はすべてカオリンでキャリブレーションされている．

c) 集中観測

洪水時の濁水流動現象を把握するために集中観測を実施した．観測方法は基本的に定期観測と同様だが，集中観測では水質に加えて流速も計測した．さらに，濁水の三次元的な流動性を調べることを目的として，ダム放流設備付近(St.2)，貯水池直線部(St.4)，貯水池湾曲部(St.6)の3地点では最深部に加えて横断方向に左右2点ずつ計5点，水温・濁度・流速の鉛直分布を計測した．水質計測には前述の多項目水質計を，流速計測には曳航式のADCP(Work Horse 600kHz：RD-Instrument社製)を使用した．なお流速計測は，流速が微弱(10cm/s程度)なことが予想されたので，1cm/sの精度を確保するために定点で最低12回鉛直分布を計測して平均処理を施している．

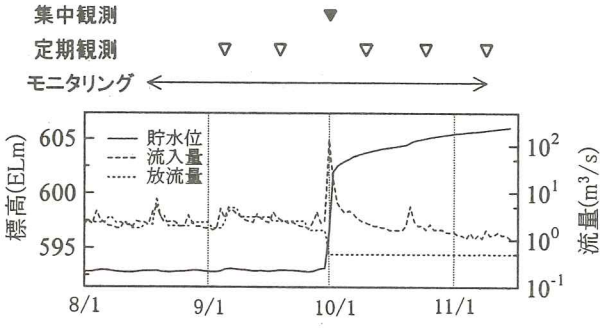


図-2　調査期間中の貯水位・流入量・放流量時系列(2002年8月～11月)

(2) 対象期間中の流況

図-2に2002年8月～11月における貯水位・流入量・放流量時系列を示す．いずれも日平均データである．図には定期観測・集中観測の実施日も示してある．

対象期間中，洪水は10月1～2日に一回生じた．この洪水は台風21号によるもので，ピーク流量は540m³/s，貯水池回転率は0.3(洪水直前の貯水容量を基準とした場合)であった．また，今回の洪水は非洪水期に発生したため，コンジットゲートからの洪水放流操作は行われず，表面取水設備による0.5m³/sの放流のみが実施された．そのため流入水のほとんどは貯水池に貯留され，水位は約10m上昇した．

以上のような流況のもと，洪水直後の10月2～3日に集中観測を実施した．なお図-2に示されていないが7月10日にも洪水(ピーク流量680m³/s，回転率1.1)が生じている．

4. 調査結果

(1) 洪水時流入濁水特性

洪水時の貯水池流入量及び上流モニタリング地点で観測されたSS・濁度の時間変化を図-3に示す．3者は相関性が高く，現地では濁度よりもSSのほうが大きくなる傾向が見られた．洪水ピーク時の濁度は1000ppm程度，

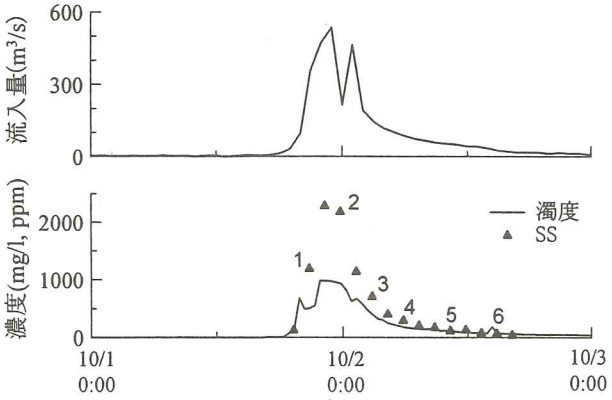


図-3　洪水時流入水のSSと濁度の時間変化

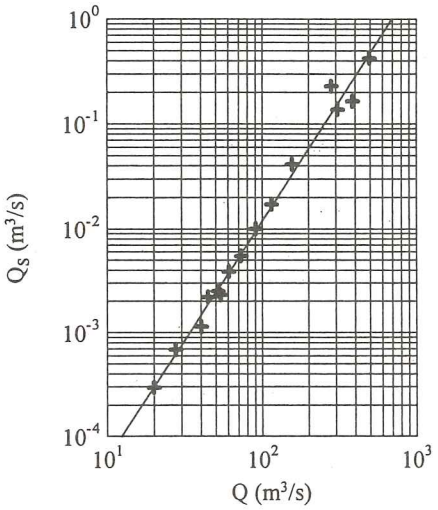


図-4　洪水時の流入量Qと浮遊砂量Q_Sの関係

SSは2300mg/lであった.

次に流入量Q(m^3/s)と浮遊砂量Q_s(m^3/s)の関係を調べた結果を**図-4**に示す. なお, 算定にあたり土粒子密度を2.65(g/cm^3)と仮定した. 両者は明瞭な相関性を有しており, 次式の関係が得られた.

$$Q_s=3.167\times10^{-7}Q^{2.289} \qquad (1)$$

全国平均値[5]$Q_s=10^{-7}Q^2$と比べると, べき数は多少大きい値となった. 係数は同オーダーであった.

次に流入水の粒度分布を**図-5**に示す. **図-5**の各分布と**図-3**のSSに付された1～6の数字は, 同一のサンプル水であることを意味する. 粒度分布は番号2～6で類似の分布形状を示し, 流量が減衰するにつれ粒径が細かくなる傾向が見られた. 一方, 番号1は洪水初期(流量50m^3/s)のデータであるが, 他と比べて粒度分布は粗くなった. 理由の1つとして, 濁質生産源となる崩壊地が流域上流部にあるため, 洪水初期の頃は濁質がモニタリング地点まで到達していなかったことが考えられる. その他の理由としては, 機器設置地点の水深が1m程度と浅く, 採水口の位置が深度0.7mであったため, 洪水初期は底層の浮遊砂を多く吸い込んだ可能性も考えられる. しかし**図-4**を見る限り, このときのQとQ_Sのデータは(1)式の関係式によく従っており, 単純に計測器の影響によるとは言い切れない. この点については, 5章の数値シミュレーションで再度考察する.

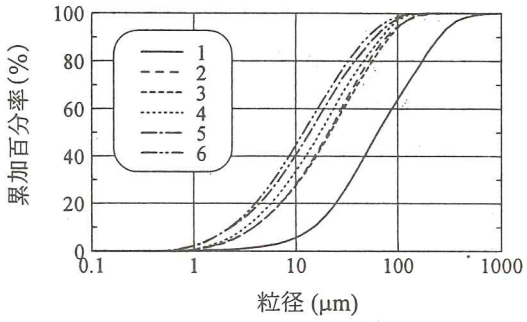


図-5　洪水時流入水の粒度分布

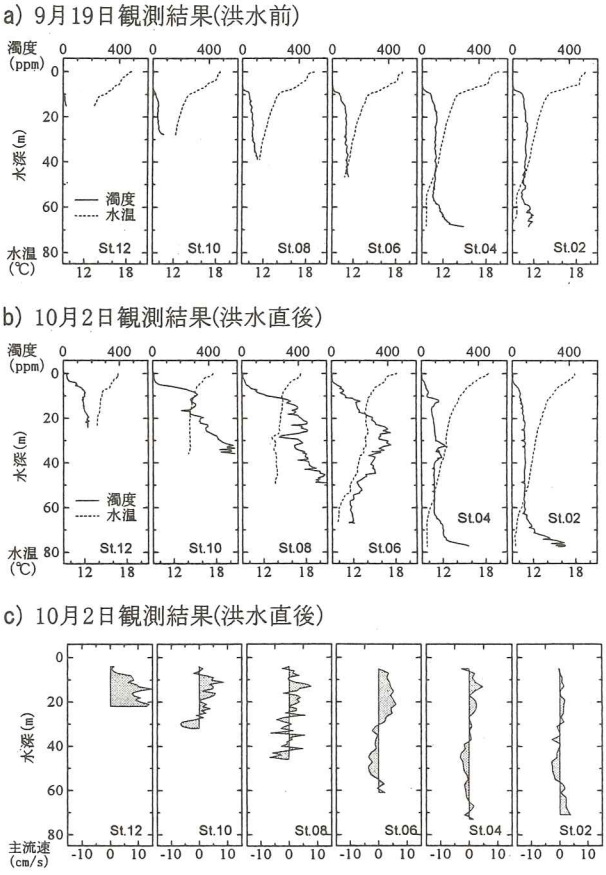


図-6　洪水前後の水温・濁度・主流速の縦断分布

(2) 洪水時の縦断的濁水流動

図-6-a)～c)に10月1日の洪水前後における水温・濁度・主流速の縦断分布を示す. 図は右側がSt.2(ダム), 左側がSt.12(上流部)に対応している.

図-6-a)は洪水前(9月19日)の水温・濁度の縦断分布である. 洪水前は水深約10mの位置に水温躍層が形成されており, 躍層下部に濁度100ppm程度の濁水が貯

水池全体に分布していた．これは前述した7月洪水によるものと考えられる．

図-6-b), c)は洪水直後（10月2日）の水温，濁度，および主流速の縦断分布である．流向は正値が順流（下流方向）で，負値が逆流（上流方向）を意味する．図-6-a)と比較すると，今回の洪水で濁度約400ppmの濁水が層厚約40mでSt.6付近まで貫入したのがわかる．またSt.2, 4には洪水前の濁水がほぼそのまま残っていた．

次に濁度と流速を対比すると，濁水層はSt.6～10において水深30m付近を境に上層で順流，下層で逆流の2層流を形成している．洪水時の観測データが無いため実際の濁水層形成過程は不明であるが，まず洪水前半～ピークにかけてSS濃度の高い濁水が底層密度流として流入し，その後，流入水のSS濃度が低下して密度が軽くなると濁水は中～上層に流入するようになり，濁水層内で2層流が形成されたものと思われる．なお，このような濁水運動の特徴は後述する再現計算においても見られた。

またSt.2 ,4の底層に順流の高濁度層が見られ，下層密度流の可能性が示唆された．しかし，底層水温は洪水前とほとんど変化していないことから，高濁度層は下層密度流ではなく直上の逆流層の補償流と推察される．

(3) 洪水時の湾曲部における濁水流動

3．(1)で述べたように集中観測では濁水の三次元的な流動性を調べるためにSt.2, 4, 6の3地点で横断観測を実施した．しかし，放流操作が実施されなかったためSt.2では特徴的な流速・濁度分布は生じなかった．また，St.4(貯水池直線部)でも濁度・流速は横断方向にほぼ一様な分布であった．ここでは横断面内において変化が生じていた湾曲部(St.6)について観測結果を述べる．

図-7-a), b)に湾曲部の水温・濁度・主流速の横断分布を示す．図の右が湾曲部内岸(右岸)，左が湾曲部外岸(左岸)に対応する．最深部の濁度と比較すると，外岸側は横断方向に概ね一様だが，内岸側は複数の濁水貫入が見られ，最深部とは異なる分布傾向を示した．一方，主流速も上層の順流域が内岸側に，下層の逆流域が外岸側に偏っており，横断方向に分布が見られた．

そこで濁度と流速の横断分布がSt.6の断面における濁度輸送量にどの程度影響を及ぼしているか調べるため，次の2つの算定式を用いて濁度輸送量を比較してみた．

$$F = \iint U(y,z)C(y,z)dydz \qquad (2)$$

$$\overline{F} = \int B(z)\overline{U}(z)\overline{C}(z)dz \qquad (3)$$

ここに，Uは主流速，$\overline{U}$ は横断方向に平均された主流速，Cは濁度，$\overline{C}$ は横断方向に平均された濁度，BはSt.6における貯水池幅である．また，zは鉛直方向座標，yは横断方向座標である．式(2)は横断分布をそのまま用いた場合，式(3)は横断平均値を用いた場合の濁度

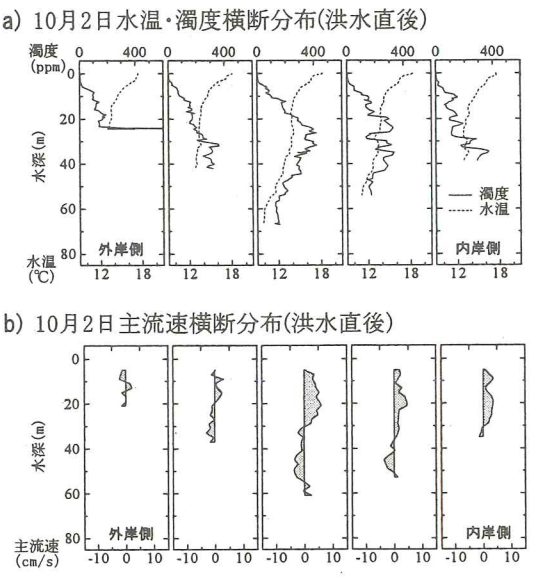


図-7　洪水直後の湾曲部における濁水横断分布

輸送量算出式である．計算の結果，両者の比 $\overline{F}/F$ は0.8となり，平均値を用いた輸送量は実際の横断分布から算出されたものより2割程度小さくなった．今回の観測は洪水末期であったが，洪水ピークでは湾曲部における横断方向の不均一性はより強くなることも考えられ，その場合，湾曲部における濁度輸送量を算定するためには横断分布も考慮した三次元的な取り扱いが必要となる．

5. 数値シミュレーション

最後にk-ε乱流モデルを組み込んだ鉛直二次元濁水流動モデルを用い，観測結果の再現計算を実施した．ここでは主に前章で述べた「流入濁水の粒度分布変化」に着目し，現象の再現性について検証する．

(1) モデルの概要

a) 基礎方程式

基礎方程式は以下のとおりである．

(連続式)

$$\frac{\partial UB}{\partial x}+\frac{\partial VB}{\partial y}=0 \qquad (4)$$

(x方向運動方程式)

$$\frac{\partial BU}{\partial t}+\frac{\partial BU^2}{\partial x}+\frac{\partial BUV}{\partial y} = -\frac{B}{\rho_0}\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial U}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial U}{\partial y}\right\}-\frac{\tau_{wx}}{\rho_0} \qquad (5)$$

(静水圧の式)

$$0=-\rho g-\frac{\partial p}{\partial y} \qquad (6)$$

(熱の輸送方程式)

$$\frac{\partial BT}{\partial t}+\frac{\partial BUT}{\partial x}+\frac{\partial BVT}{\partial y}$$
$$=\frac{\partial}{\partial x}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial T}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial T}{\partial y}\right\}+\frac{BH}{\rho_0 C_w} \quad (7)$$

(粒径別SS濃度の輸送方程式)

$$\frac{\partial BC_i}{\partial t}+\frac{\partial BUC_i}{\partial x}+\frac{\partial B(V+V_0)C_i}{\partial y}$$
$$=\frac{\partial}{\partial x}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial C_i}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{B(\nu+\nu_t)\frac{\partial C_i}{\partial y}\right\} \quad (8)$$

(k方程式)

$$\frac{\partial Bk}{\partial t}+\frac{\partial BUk}{\partial x}+\frac{\partial BVk}{\partial y}=BP_r-gB\frac{\nu_t}{\sigma_t}\frac{\partial \delta}{\partial y}-B\varepsilon$$
$$+\frac{\partial}{\partial x}\left\{B\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k}+\nu\right)\frac{\partial k}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial x}\left\{B\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k}+\nu\right)\frac{\partial k}{\partial x}\right\} \quad (9)$$

(ε方程式)

$$\frac{\partial B\varepsilon}{\partial t}+\frac{\partial BU\varepsilon}{\partial x}+\frac{\partial BV\varepsilon}{\partial y}=C_{\varepsilon 1}B\frac{\varepsilon}{k}\left(P_r-C_{\varepsilon 3}g\frac{\nu_t}{\sigma_t}\frac{\partial \delta}{\partial y}\right)-C_{\varepsilon 2}B\frac{\varepsilon^2}{k}$$
$$+\frac{\partial}{\partial x}\left\{B\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon}+\nu\right)\frac{\partial \varepsilon}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{B\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon}+\nu\right)\frac{\partial \varepsilon}{\partial y}\right\} \quad (10)$$

$$P_r=\nu_t\left\{2\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial U}{\partial y}+\frac{\partial V}{\partial x}\right)^2+2\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2\right\} \quad \delta=\frac{\rho_0-\rho}{\rho} \quad \nu_t=C_\mu\frac{k^2}{\varepsilon}$$

ここに，(x, y)：空間座標（x：流下方向，y：鉛直上向き方向），t：時間，(U, V)：横断平均流速ベクトル，$B(x,y)$：幅，p：圧力，υ：動粘性係数，υ_t：渦動粘性係数，ρ_0：流体の基準密度，ρ：流体の密度，g：重力加速度，τ_{wx}：側岸面に単位面積当たりに作用する力のx方向成分，T：水温，H：単位体積当たりの発生熱量，C_w：流体の比熱，C_i：i番目代表粒径のSS濃度，V_0：土粒子の沈降速度，k：乱れエネルギー，ε：乱れエネルギー散逸率，σ_k，σ_ε，$C_{\varepsilon 1}$，$C_{\varepsilon 2}$，C_μ：モデル定数（順に1.0，1.3，1.44，1.92，0.09の標準値），σ_t，$C_{\varepsilon 3}$：モデル定数（ここでは，1.0，0を与えた）を表す．密度は水温とSS濃度の関数とし，粒子の沈降速度の算定にはRubeyの実験式を用いた．

b) 計算方法

上記基礎式の各変数をスタッガード格子に配置し，有限体積法により離散化した．移流項の離散化には1次精度風上差分を用いている．なお，水表面では下記の自由水面の運動学的条件を用いた．

$$V_s=\frac{\partial h}{\partial t}+U_s\frac{\partial h}{\partial x} \quad (11)$$

ここに，(U_s, V_s)：表面の流速ベクトル，h：水深を表す．

c) 計算条件，初期条件，及び境界条件

平成10年度の川治ダム堆砂測量データを基に計算メッシュを作成した．流下方向には不等間隔格子を用い，格子数を55個とした．格子間隔は88～132mである．鉛直方向は格子間隔1mの等間隔とし，格子数は101個とした．時間ステップは1秒とし2002年10月1日12時～10月3日14時の50時間を計算した．SSの代表粒径は5粒径とし，粒度分布のパターンは**図-5**を参考に次の2ケースを考えた．ケースAは**図-8**に示すとおりで，**図-5**の番号2～6の平均値を基準とした．ケースBは**図-9-a),b)**に示すように**図-5**の番号1，番号2～6の平均値の2パターンを基準とし，洪水ピーク時までを**図-9-a)**で代表させ，洪水ピーク以降を**図-9-b)**で代表させた．

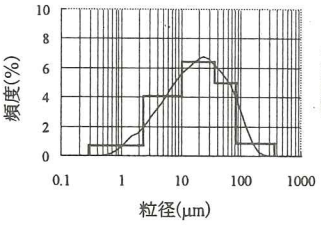


図-8 計算に用いた粒度分布（粒度分布固定）

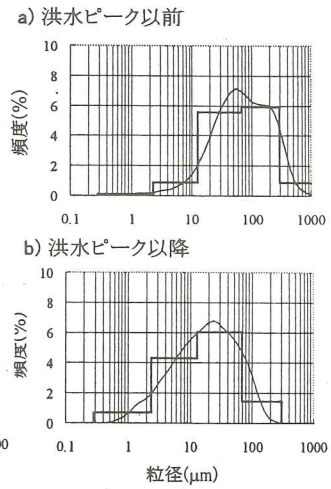


図-9 計算に用いた粒度分布（粒度分布２パターン）

初期流速分布は全領域でゼロとし，初期水温・SS分布には2002年9月19日の定期観測結果を用いた．

境界条件としては，上流端で観測データを基に流量に見合った一様流速と流入水温，SS濃度を与えた．壁面ではマニングの公式により摩擦抵抗を与えた（マニングの粗度係数は0.03とした）．なお底面まで沈降したSSの再浮上は考慮していない．

(2) 計算結果

図-10と**図-11**に計算結果と観測結果の比較を示す．比較に用いた観測結果は**図-6**に示した洪水直後の縦断分布である．なお観測時刻が地点毎に30～60分程度異なるので各地点の観測結果とほぼ同時刻の計算結果を比較した．また，濁度は別途求めた現地のSS-濁度の関係式からSS濃度に換算されている．

まず**図-10**は粒度分布を1つに固定した場合（ケースA）の結果である．SSに着目すると計算では中層から底層の濃度が観測結果よりも高くなった．計算ではさらにSt.2～6の底層部はSS濃度・水温が高く，底層密度流がSt.2まで到達していた．一方，観測結果では濁水はSt.6までしか侵入しておらず，計算結果の再現性は不十分と言える．計算ではSSの細粒分が容易に沈降せず，底層のSSが高濃度を長時間維持したためと考えられる．

次に**図-11**は観測結果を基に粒度分布を洪水ピーク前とピーク後で2パターンにわけて計算した結果である．SSに着目すると，再現性はまだ十分とは言えないものの，濃度の大きさは概ね再現されていた．また観測結果と同様にSt.6付近までしか濁水の侵入は見られず，現象の特徴は概ね再現されていた．以上，粒度分布固定と

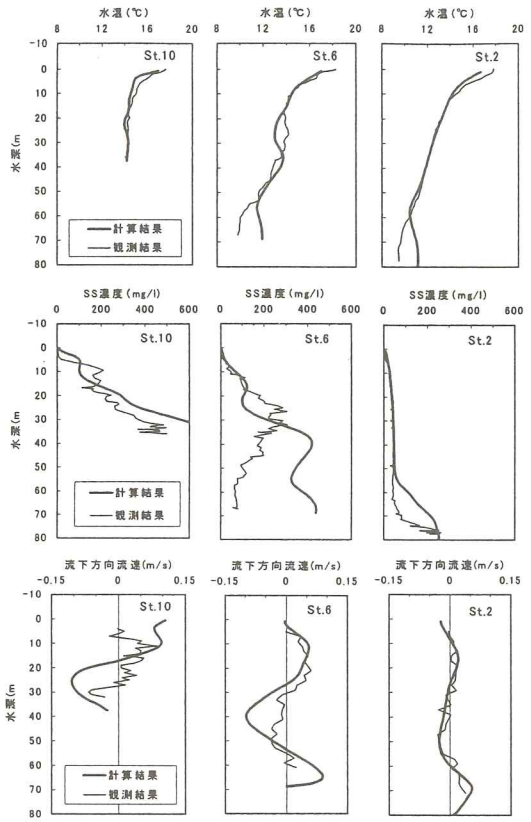


図-10　計算結果(ケースA:粒度分布固定)

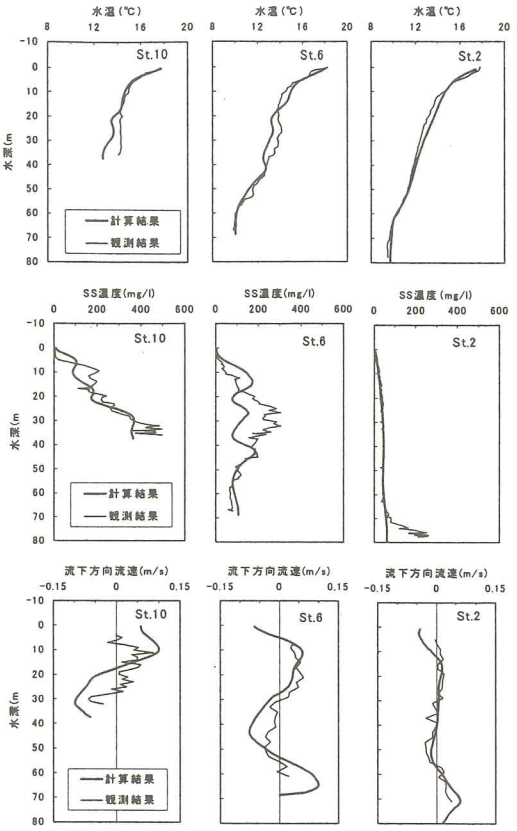


図-11　計算結果(ケースB:粒度分布2パターン)

粒度分布2パターンの2ケースを比較した結果，細部の再現性は別として，流入した濁水の侵入距離やSS濃度の大きさでは，粒度分布2パターンのほうが現象をより再現していると言える．以上の検討から，**図-5**で示した「洪水初期流入水の粒度分布が粗い現象」は，現地の流入土砂特性の可能性が考えられる．また貯水池濁水計算では粒度分布を1つに固定することが多いが，貯水池によっては流入水の粒度分布変化を計算に考慮すべきことが考えられる．

6. まとめ及び今後の課題

川治ダム貯水池において2002年夏季～秋季にかけて濁水現象の現地調査を実施した結果，洪水時の流入土砂特性と貯水池濁水流動現象に関する水温，濁度，SS，流速，粒度分布に関する詳細な実測データを得ることができた．この実測データは既往モデルの有効性の検証やモデル開発に役立てていく予定である．

貯水池湾曲部における水質・流速の横断観測から，現地の洪水時濁水現象では三次元的な流動を考慮する必要性が示唆された．この点については，まだデータ不足なため今後も調査を継続する必要があるが，貯水池の三次元性を考慮したモデルの適用についても今後考えていく必要がある．

観測の結果，現地の洪水初期における流入水の粒度分布は洪水ピーク以降と比べて粗くなり，「流入水の粒度分布変化」が濁水流動計算の再現性に大きな影響を及ぼした．粒度分布が変化する理由については実測データが少なく明確なことは言えないが，今後の調査で明らかにしていく予定である．

謝辞:現地調査を行うにあたり，国土交通省関東地方整備局鬼怒川ダム統合管理事務所，川治ダム管理支所に多大の便宜を図って頂いた．記して謝意を表する．

参考文献

1) 岩佐義朗，松尾直規:貯水池水理の解析モデルとその水温予測への適用，土木学会論文報告集，No.308, pp.59-68, 1981.
2) 森北佳昭:貯水池流れと水温・濁度の二次元数値解析モデル，第31回水理講演会論文集, pp.521-526, 1987.
3) 齋藤大作，清水康行，坊野聡子，伊藤丹:洪水時のダム湖における濁水の観測と数値シミュレーション，水工学論文集，第42巻, pp.709-714, 1998.
4) 梅田信，横山勝英，石川忠晴:七ヶ宿貯水池における洪水時の濁質の流動，堆積過程に関する観測と数値解析，水工学論文集，第43巻, pp.599-604, 1999.
5) 建設省河川局監修:改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説，調査編, pp.282-283, 1997.

(2003. 9. 30受付)

貯水池機能の保全設備　―濁水長期化対策―

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏　井　条　介*
〃　櫻　井　寿　之**

キーワード　貯水池・濁水長期化・密度流

1.　貯水池の濁水問題

1.1　濁質の捕捉

濁水問題のもととなる濁質は，流砂としてはウォッシュロードに分類される。それもかなり小さいウォッシュロード成分である。

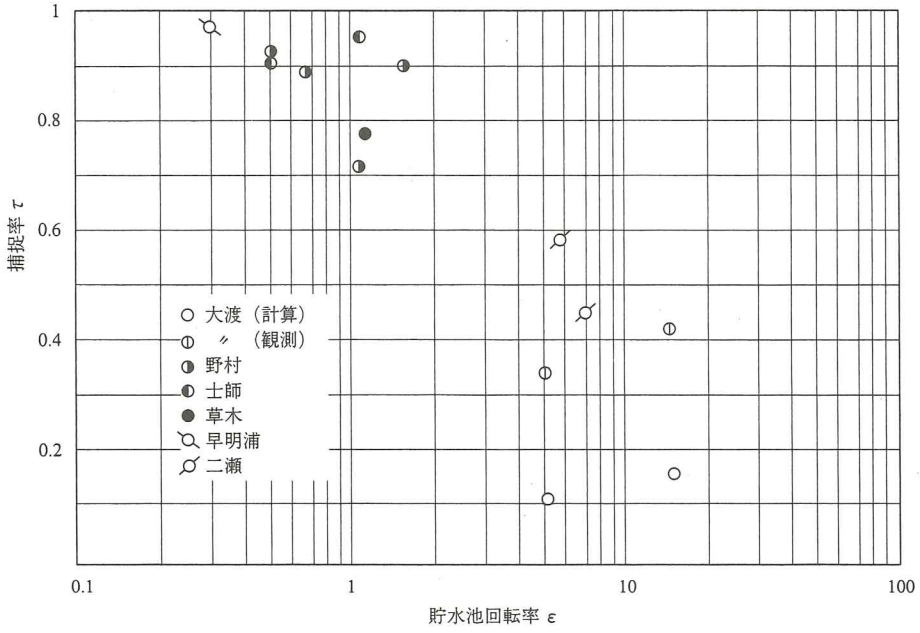
流砂系における貯水池の特徴は，河道にはみられないウォッシュロード成分が堆砂として見られることにある。厳密な定義には問題があるが，ウォッシュロード成分はSS成分とも見ることができ，その多くは，堆砂として貯水池に捕捉される。

図－1は，ダム流入および放流水のSS調査から求められた貯水池でのSS成分の捕捉状況を示したものである[1)]。ここに，貯水池の回転率は，次式で定義される。

$$回転率=\frac{1洪水当たりの総流入量}{洪水開始時の貯留量} \quad (1)$$

図より，回転率が小さい場合にはほとんどのSS成分は貯水池にて捕捉されることが分かる。つまり，平均的には濁りを少なくする方向で作用する。その意味では貯水池は沈殿池の役割を果たしている。

以上のように，貯水池は沈殿池としての機能を有するものであるが，同時に濁水問題も孕んでいる。貯水池の濁水問題は，濁水の“長期化問題”として捉えられるものであり，上記の貯水池による濁質の捕捉のみの視点からは捉えられないものである。



図－1　貯水池回転率と濁質の捕捉率の関係[1)]

* 上席研究員
** 主任研究員

1.2 濁水長期化問題

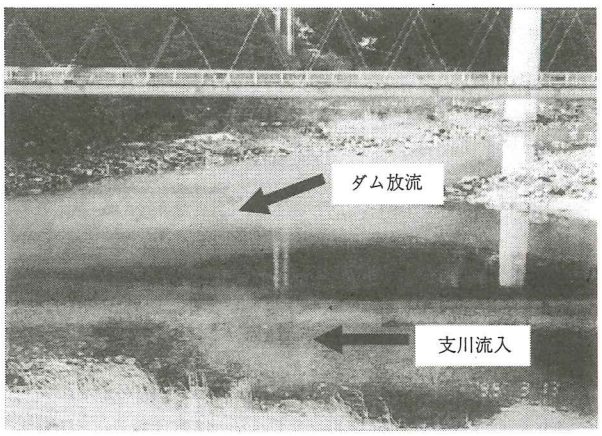
わが国の河川は，常時は清澄であり，出水期間中にのみ濁りを生じるものが多い。ダムが建設される山地の河川ではこの傾向がより顕著である。

貯水池の濁水問題は，こうした河川の濁りのパターンと異なる濁りの発生を生じることにある。濁りが発生する時間がずれるということであり，ダム貯水池及び放流水の影響範囲を除いて清澄な河川の状態が生じるということである（写真－1）。こうした状態が長く続くと問題になることから濁水長期化といわれる。

濁水長期化の具体的な定義，つまり，どの程度のSSや濁度がどの程度の期間継続すると濁水長期化というかについては，現在のところ明確な設定方法はない。現況では苦情の発生に応じて問題が捉えられているようであり，例えばダム流入水や下流での合流河川が清澄な状態で1～数週間程度以上見た目の濁りが継続する場合などに濁水が長期化したといわれている。



a）貯水池流入部の状況



b）ダム放流水の支川との合流

写真－1　ダムの濁水と周辺河川

河川のSSの変動状況は河川ごとに異なるものである。当然のことながら水棲生物や景観に与える影響も河川毎に，また，同じ河川においても季節等の時期により異なる。当該河川の状況に応じた，より具体的な問題の項立て及び定量的な評価方法の確立が望まれるが，費用と時間のかかる問題ともなっている。

2. 濁水長期化のメカニズム

2.1 濁水の流入

2.1.1 出水時の濁水流入

濁水長期化のもととなる濁質のほとんどは主として出水時に流入河川により供給される。貯水池周辺ののり面が侵食を受けている場合には湖岸から濁質が発生する場合もあるが，湖岸からの濁質供給量は限られており，これが濁水長期化の主たる原因となるケースはほとんどない。

濁水長期化の原因となる濁質成分はSS成分の一部として観測される。SSは流入量Qの関数として

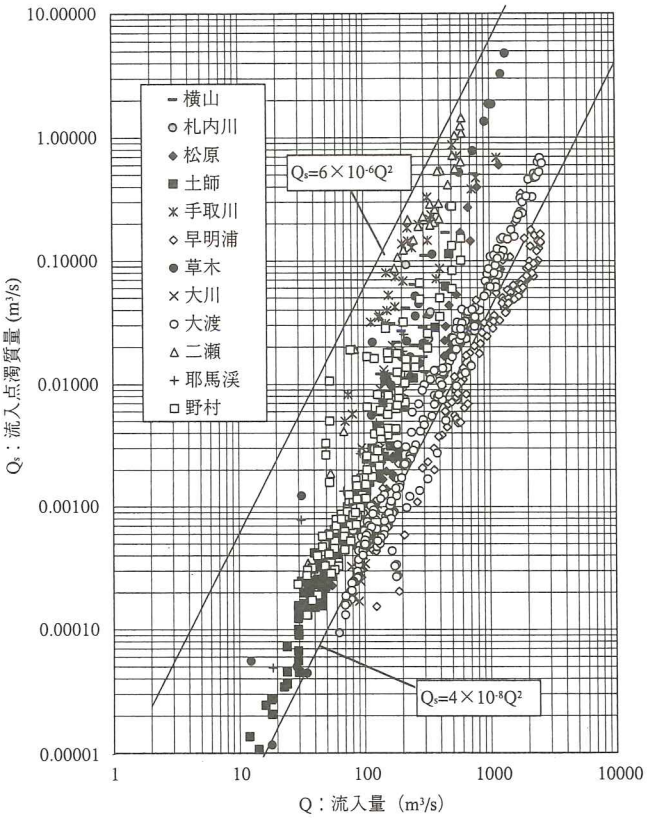
$$SS = aQ^b \qquad (2)$$

の形で表される場合が多い。bは1程度の値をとり，流入濁質量であるQsは流入量の概ね2乗に比例するとされている。日本の河川では，aは4×10^{-8}～6×10^{-6}の範囲にあるとされ，国土交通省のダムにおける観測結果でも同様の結果を得ている（図－2）[2]。一方で，流域の土砂生産量が大きく，堆砂量が大きい貯水池などでは，10^{-5}のオーダーの観測値も得られており[3]，濁質量の流入は，流域の状況により大幅に異なっている。

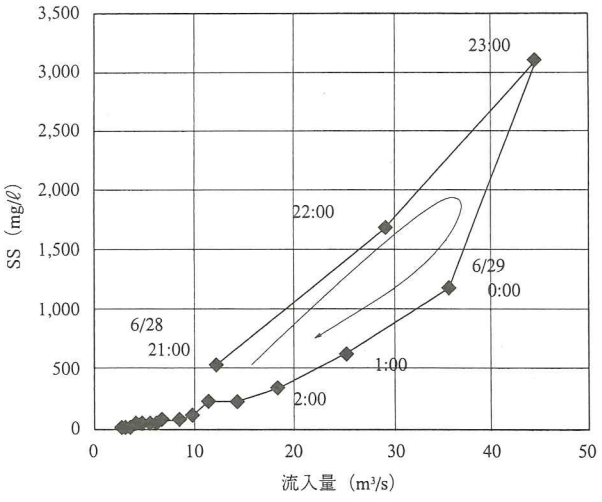
SSと流量の関係は，平均的には式(2)で表すことができるが，同じ出水中でも変化を生じ，ループを描くことが多い（図－3）[4]。この場合，同じ流入量に対するSSは，出水初期に大きく後期に小さくなるのが一般的である。また，洪水期の始まりと終わりでの違いや，融雪出水のある地域では融雪時と洪水時の違いなども考えられ，SSとQの関係はばらつきを伴うことが多い。

以上は濁質の流入に関するものであるが，SS成分の全てが濁水長期化の原因になる訳ではない。濁水長期化の原因になる粒径は，数μm以下[5]とも10μm以下[6]ともいわれている。これらはダムの貯水池の状況や長期化の定義により異なるものと思われるが，10μm以上のものが問題になるという報告は今のところ見当たらない。また，数ヶ月に亘るような長期化の原因になる粒径は数μm以下と考えてよいであろう。

国土交通省のダムにおける流入SSの粒度分布調査によれば，d_{16}、d_{50}相当の粒径は，平均的にはそれぞれ



図－２　貯水池の流入濁質量と流入量の関係[2)]



図－３　流入 SS の洪水中の変化[4)]

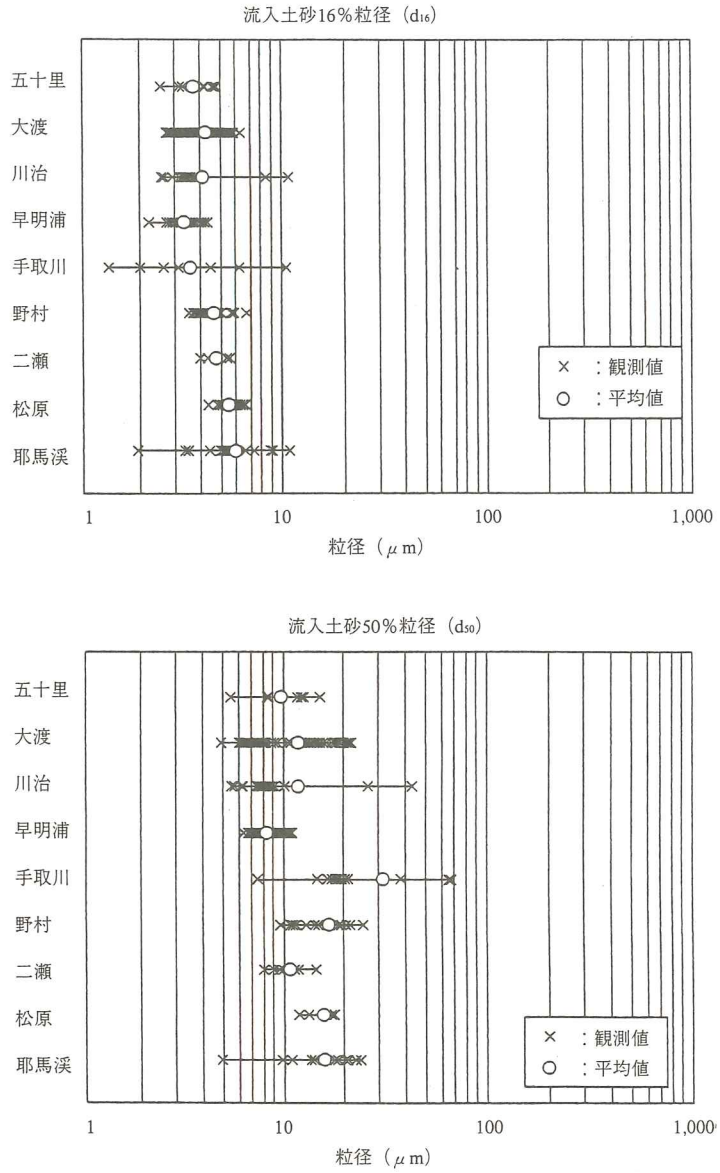
３～６μm，10～20μm となっている（図－４）。したがって，10μm 以下が問題になるとすれば，SS 成分の50％以下，数μm とすれば数十％以下のものが問題になることになる。

ここで，図－４の×印は，観測ごとの値を示しており，粒度分布は観測ごとにかなりばらつきをもつことが分かる。ばらつきは洪水ごとにみられる場合もあるし，同じ出水中に見られる場合もある。先に述べたように，SS と Q の関係もばらつきをもっており，濁水長期化の原因となる流入濁質の性状は一定ではない。最近，濁水現象の予測計算のため，出水時の観測が多くなされるようになってきているが，こうしたばらつきを考えると１，２年程度の観測では十分とはいえない。データの蓄積が必要なことは勿論であるが，同時にばらつき原因の解明やその取扱い方法を確立していく必要がある。

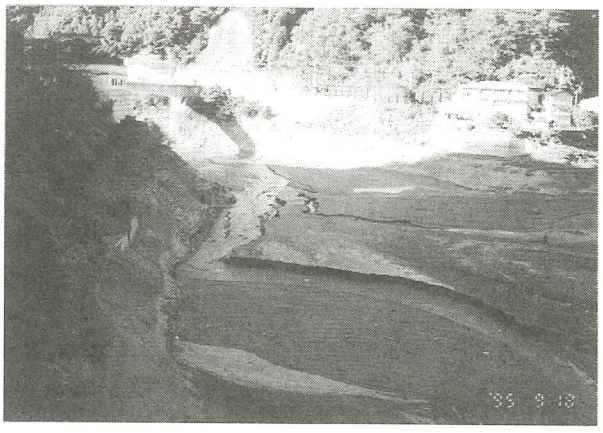
2.1.2　堆砂侵食による濁水発生

先に湖岸の侵食による濁質供給量は限られるとしたが，堆砂が侵食を受ける場合には，濁水長期化の原因となるかなりの濁りを生じることがある。堆砂の侵食は貯水位の低下により生じ（写真－２），渇水により水位低下が生じる場合には渇水濁水と言われる。

堆砂の侵食により発生する濁質の予測は，堆砂および侵食計算により実施することが可能である。ただし，これら計算において高精度を確保するには，堆砂粒径などに関する多くの情報および最先端のシミュレーション手法を要求する。一般的にはかなり難しい問題と認識する必要がある。



図－4　流入土砂の d_{16} 及び d_{50}[1)]



写真－2　貯水位低下による堆砂の侵食

2.2 濁水の貯水池内の挙動

2.2.1 出水時の挙動

出水時の濁流は貯水池の水と混合しながら流下する。洪水期には，多くの貯水池で水温成層が形成されており，貯留水は鉛直方向に偏った密度分布をもつ。一方，流入する濁流は濁質を含み密度が大きくなる。また，一般に出水時の水温は常時より低くなり，濁流の密度は比較的大きい。

濁流の貯水池内の流下状況は，上記のような貯水池および濁流の性状の組み合わせに濁質の沈降特性や放流操作の影響が加わり様々な様相を示すことになる。

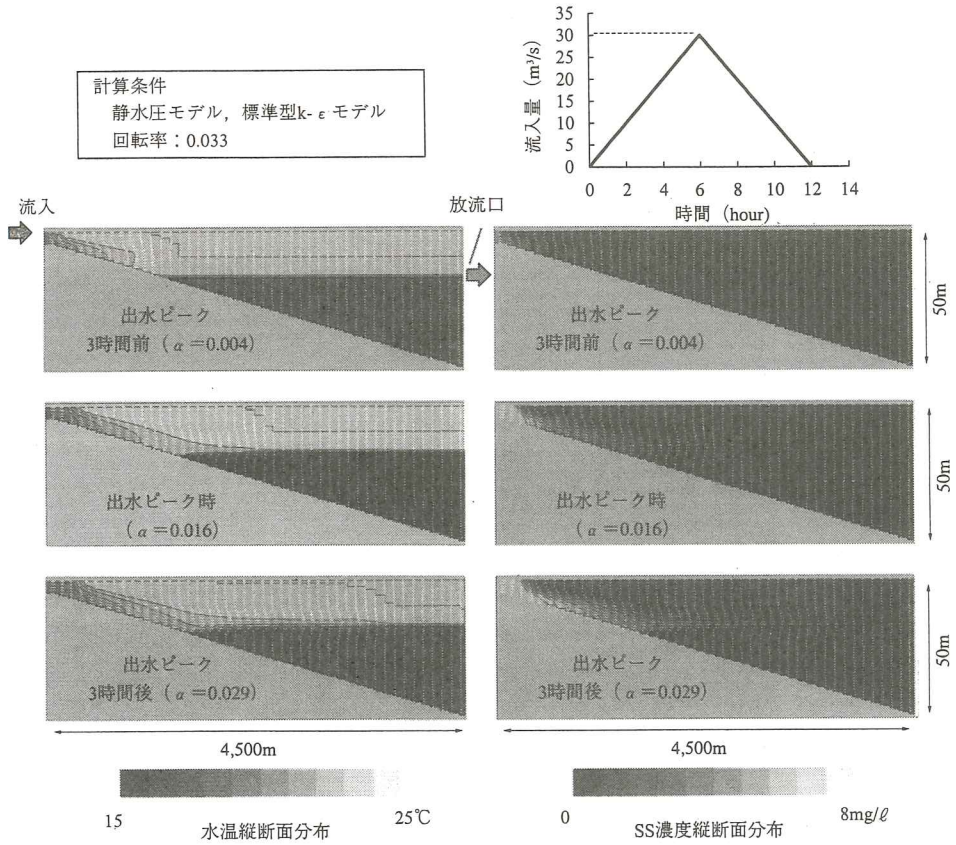
図－5～7は，貯水池内に水温成層がある場合の濁水流動の典型例を3章に示す数値シミュレーションで示したものである。図中のαはその時点での回転率を表しており次式で定義される（図－9～11も同様）。

$$\alpha = \frac{\int_{Ts}^{T} Q_{in}(t)\,dt}{\text{洪水開始時の貯留量}} \qquad (3)$$

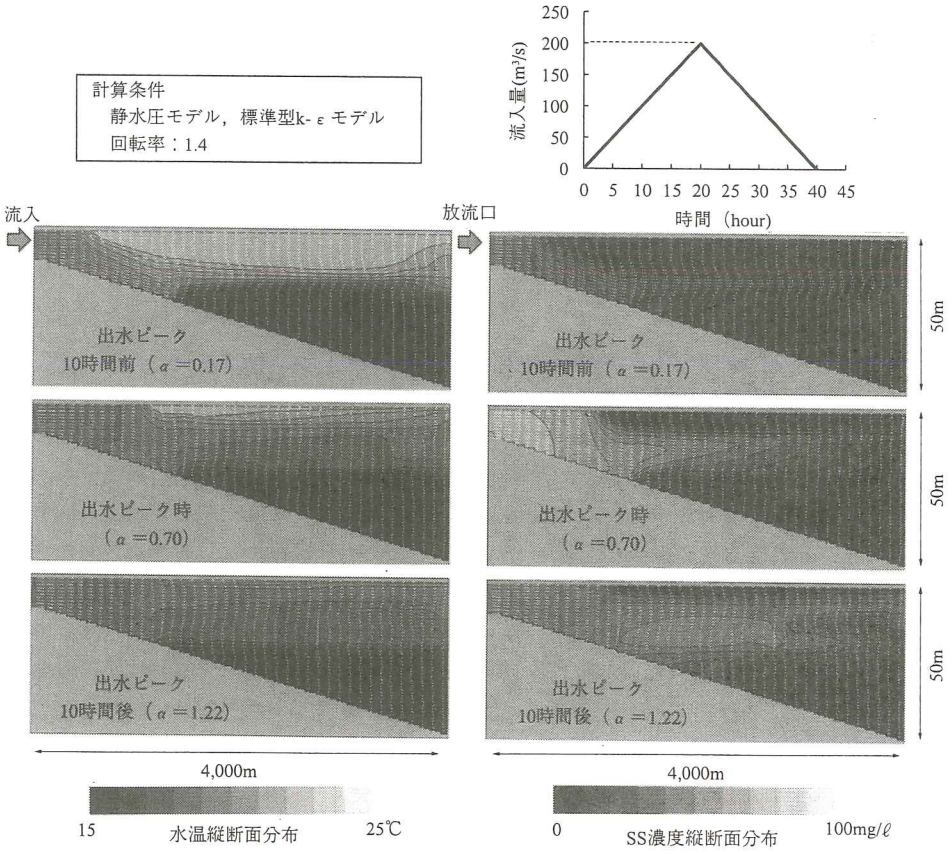
ここで，T：当該時刻，Ts：出水開始時刻，t：時間，Q_{in}：流入量を表す。なお，濁流密度は躍層内の水の密度と同等のものとしている。また，流入＝放流操作としている。

貯水池に比べて洪水規模が小さい場合，濁流は堤体までは流下せず水温成層もそのまま残される（図―5）。濁水はその後の常時の流入により沈降しながら流下し，濁水長期化は，通常，適切な取水により回避することができる。

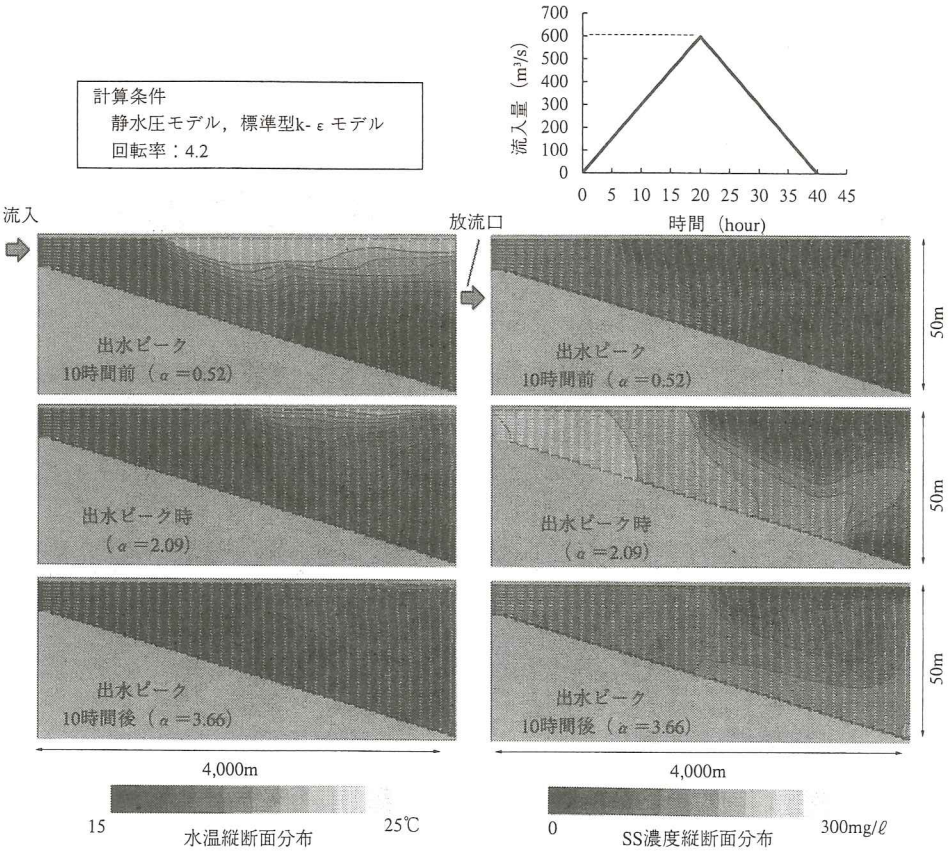
洪水規模が大きくなってくると貯水池の広い領域が出水の影響を受けるようになる。このとき，どの領域が影響を受けるかは貯水池の水温分布，濁流の濃度，濁質の沈降速度，放流位置などにより決まることとなる。図－6に例示したのは，放流が表層内で行われている場合のものであり，表層水が懸濁していく様子を示している。表層水が懸濁した場合，濁水放流を避けようとすると躍層下方の低温水を放流する必要があり，水温と濁水の何れを優先して放流すべきかの選択に迫られることになる。



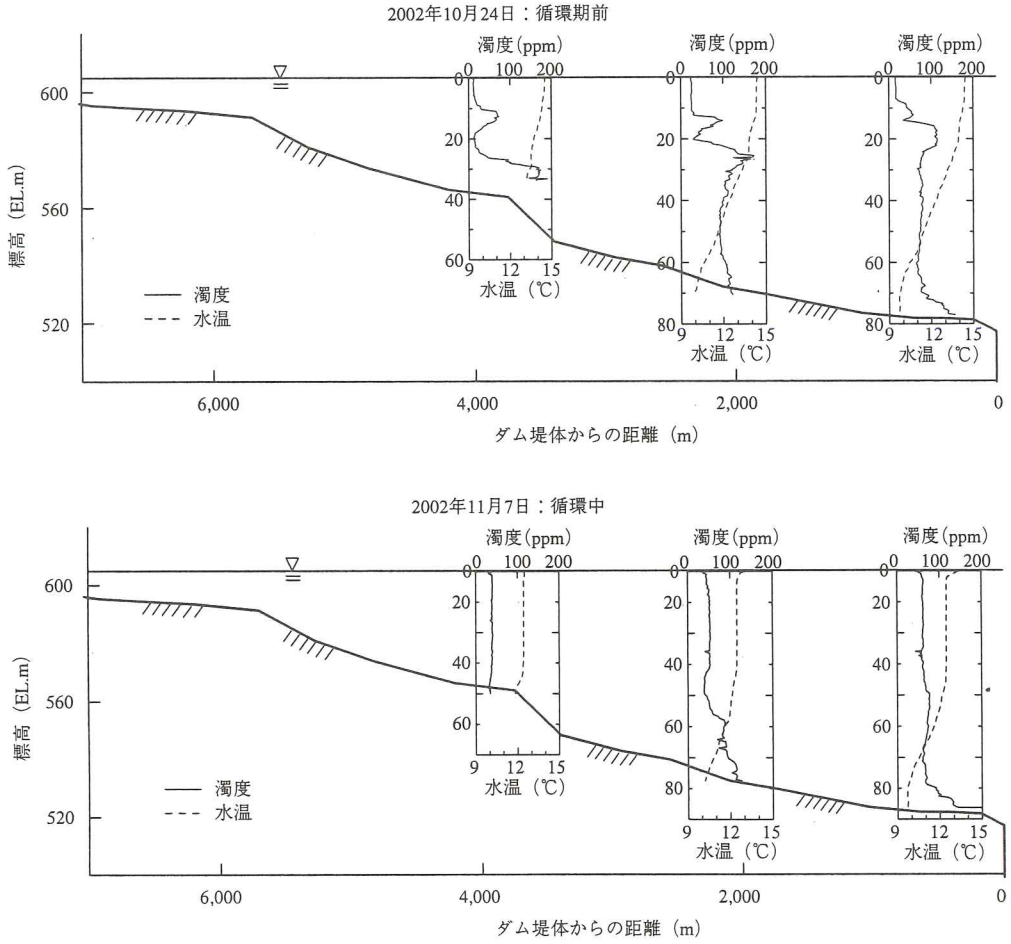
図－5　濁水流動計算例（貯水池に比べて洪水規模が小さい場合）



図－6　濁水流動計算例（放流が表層内で行われている場合）



図－7　濁水流動計算例（貯水池に比べて洪水規模が大きい場合）



図－8　循環期の貯水池の懸濁化

洪水規模が更に大きくなると水温成層が破壊され，貯水池全体が洪水により濁水化する。図－7は洪水流入により水温成層が破壊される様子を示したものである。こうした水温成層の破壊は式(1)の回転率が1程度で生じるとされている[5]。貯水池全体が懸濁化すると，清澄水の選択的な取水は不可能となり，濁質の沈降や貯水の入れ替わりを待つしかなくなる。沈降が遅く，貯水の入れ替わりが容易に生じない場合には，長期にわたり濁水が放流されることになる。

2.2.2　循環期の挙動

貯水池全体の懸濁化は，大きな洪水の流入の他，循環期の貯水の流動により容易に生じ得る。

外気温が低下する秋から冬にかけて，貯水池は熱量を大気に放出する放熱期を迎えるが，水面が冷され密度が大きくなると，貯水池全体に循環流が生じるようになる。循環流が生じる時期に出水があると，懸濁が貯水池全体に広がることになる。また，濁質が沈降中に循環が始まると，沈降中の濁質が巻き上げられ，貯水池全体を懸濁させることになる。図－8は循環により貯水池の濁度分布が一様化する様子を示す現地観測値の例である。濁水長期化の観点からは，貯水池の循環は厄介な現象ということができる。

3.　濁水挙動の数値シミュレーション

濁水長期化の発生可能性や対策の検討では，一般に数値シミュレーションによる現象予測が用いられる。

数値シミュレーションモデルは，日進月歩の状況にあるが，これまでに用いられてきているモデルを，主要な項目について分類すると表－1の通りである。次元については，次元が多いほど実現象に近い空間的な水理量を表現することができるが，一般に次元が多いほど計算時間，計算に必要な入力データ及び検証のために必要となるデータも増加する。

圧力の取扱いについては非静水圧のモデルとした場合，非定常計算の時間積分に用いられる単純な陽解法においても何らかの収束計算が必要であり静水圧モデルと

表－1　貯水池流動数値シミュレーションモデルの分類

a）次元による分類

分　　類	概　　要
鉛直1次元モデル	貯水池を鉛直方向に分割して計算。貯水池内水質の平均的な鉛直分布が得られる。
鉛直2次元モデル	貯水池を鉛直・縦断方向に分割して計算（静水圧を仮定した場合，1方向多層流モデルと呼ばれる場合もある）。貯水池内水質の縦断面分布が得られる。
3次元モデル	貯水池を鉛直・縦断・横断方向に分割して計算（静水圧を仮定した場合，2方向多層流モデルと呼ばれる場合もある）。貯水池内水質の3次元的な分布が得られる。

b）圧力の取扱いによる分類

分　　類	概　　要
静水圧モデル	貯水池内の水圧が静水圧と仮定し，鉛直方向の運動方程式を用いない。
非静水圧モデル	貯水池内の流動による水圧の静水圧からの変動を考慮し，鉛直方向の運動方程式を用いる。

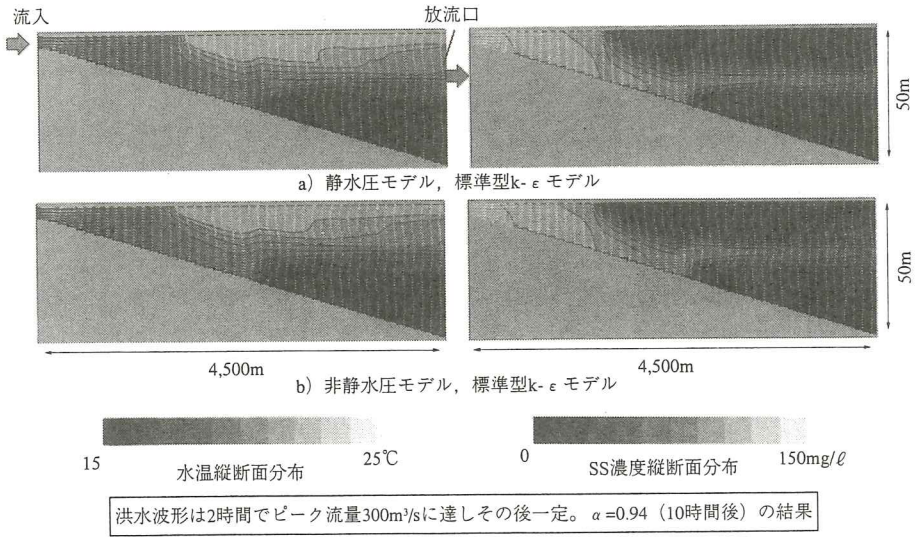
c）渦動粘性係数（拡散係数）の取扱いによる分類

分　　類	概　　要
渦動粘性係数一定モデル	渦動粘性係数を一定として与える。水平方向と鉛直方向，渦動粘性係数（運動量），熱拡散係数および物質拡散係数に異なる値を用いる場合もあり，その場合は6個のパラメータを決定する必要がある。
渦動粘性係数を局所的な水理量の関数とするモデル	渦動粘性係数（拡散係数）を局所的なリチャードソン数や速度勾配などの関数として与える。関数形を選定する必要がある。
標準型 k-ε モデル	単純な乱流の計算によく用いられるモデルで渦動粘性係数を乱れエネルギーと乱れエネルギー散逸率の二つから求める。乱れエネルギーと乱れエネルギー散逸率はそれぞれの輸送方程式を用いて求める。モデル中に7個のモデル定数が用いられるが標準的な値がほぼ同定されている。
その他乱流モデル	その他，上記の標準型 k-ε モデルよりも高度な乱流モデルが存在するが，貯水池の解析に用いられる事例は少ない。

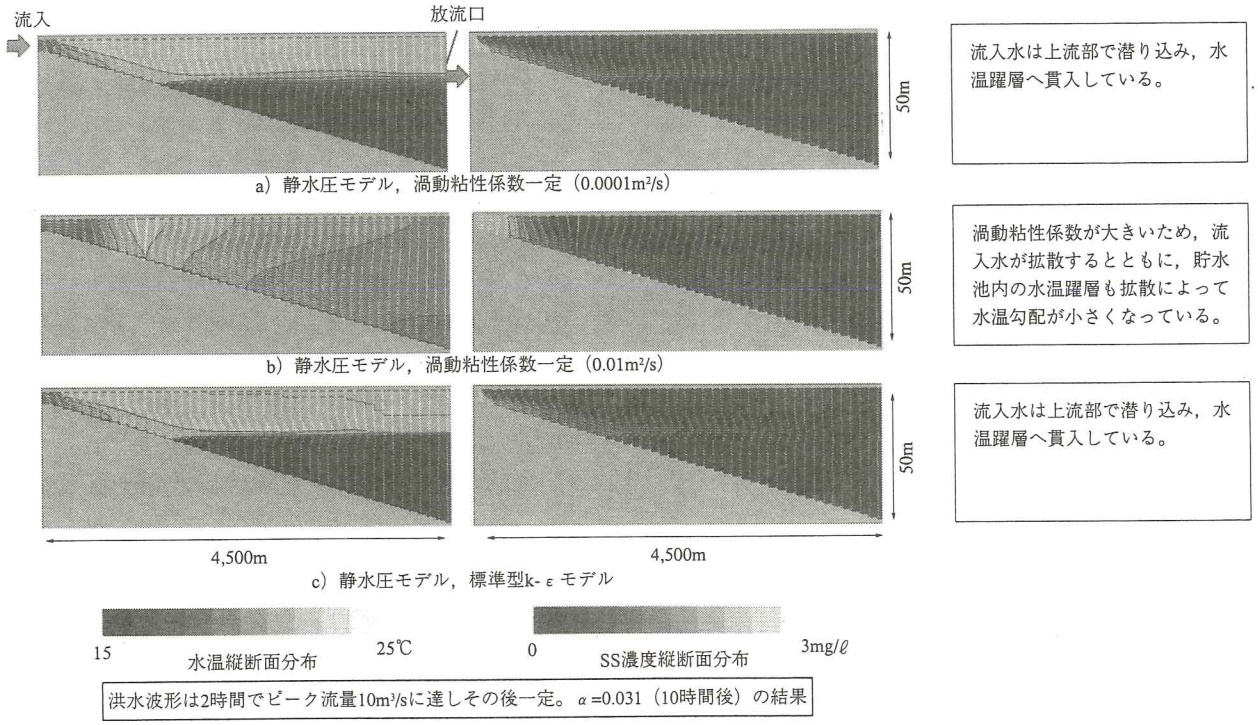
比較して計算時間が増加する。土木研究所にて鉛直2次元モデルについて単純な形状の貯水池における貯水池全域を対象とした出水時のテスト計算により静水圧モデルと非静水圧モデルの比較をしたところ，計算結果にそれほど大きな差はなかった（図－9）。貯水池全体の大局的な濁水挙動予測においては静水圧の仮定は許容できるものと考えられる。ただし，構造物周辺の流動現象や流入水の潜り込み位置の正確な予想等については非静水圧の取扱いが必要かも知れない。

渦動粘性係数（拡散係数）については，従来実務においては一定値として経験的に得られた値や観測値を用いた最適化によって得られた値が用いられる場合があるが，流量が大きく変化する場合には不合理な計算結果となる（図－10，11）。乱流モデルを用いた場合，流量規模や流動の履歴が考慮されるため，出水期間中を通じて合理的な渦動粘性係数を与えることができると考えられる（図－10，11）。

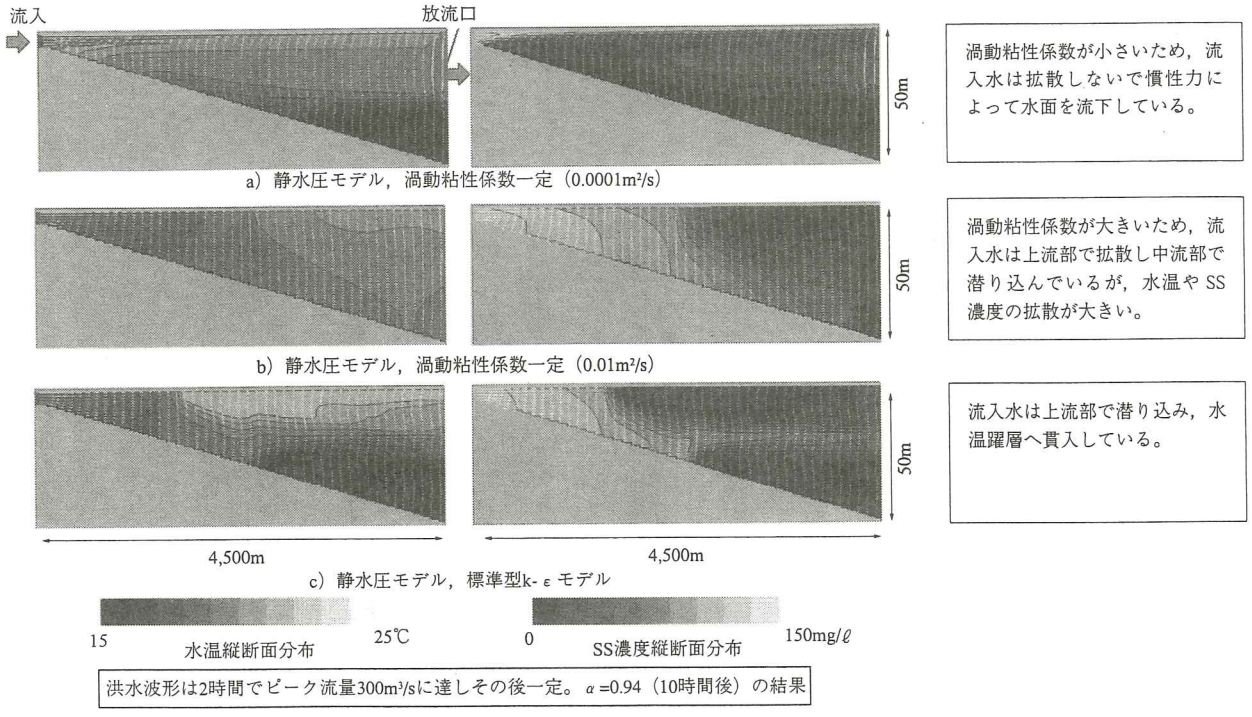
表中に示した項目以外にも，モデルの特徴として計算格子の形状，計算手法，境界条件の与え方，水面の取扱いおよび濁質輸送の計算方法等が挙げられる。これらの組み合わせによって様々な数値シミュレーションモデルが考えられ，対象とする現象に応じた適切なモデルを選定する必要がある。数値シミュレーションを実際の貯水池に適用していく上での課題の一つとして計算結果の客観的な精度の評価が挙げられる。濁水問題を対象とする場合には出水時の現象の再現性が重要であり，シミュレーションモデルによる計算結果を現地観測データにより検証することが理想的である。しかしながら，出水時



図－9　濁水流動計算例（圧力の取り扱いによる影響）



図－10　濁水流動計算例（渦動粘性係数の取り扱いによる比較、流量小）



図－11　濁水流動計算例（渦動粘性係数の取り扱いによる比較、流量大）

の詳細な観測データを得ることは困難であり，また，計算結果は流入水温や濁質の粒度分布などの入力条件に影響されるため[7]，計算結果と観測結果に差が生じた場合に，シミュレーションモデルに起因するのか入力条件として用いた観測値の誤差やデータ不足に起因するのか特定することが難しい。今後，良質な観測データの蓄積と客観的なモデルの精度評価手法の確立が望まれる。その他濁水挙動に係わる未解明な現象として，貯水池中の濁質の沈降現象（球状物質の沈降と異なる）や底泥の巻き上げ現象などがあり今後の研究が期待される。

4. 濁水長期化対策

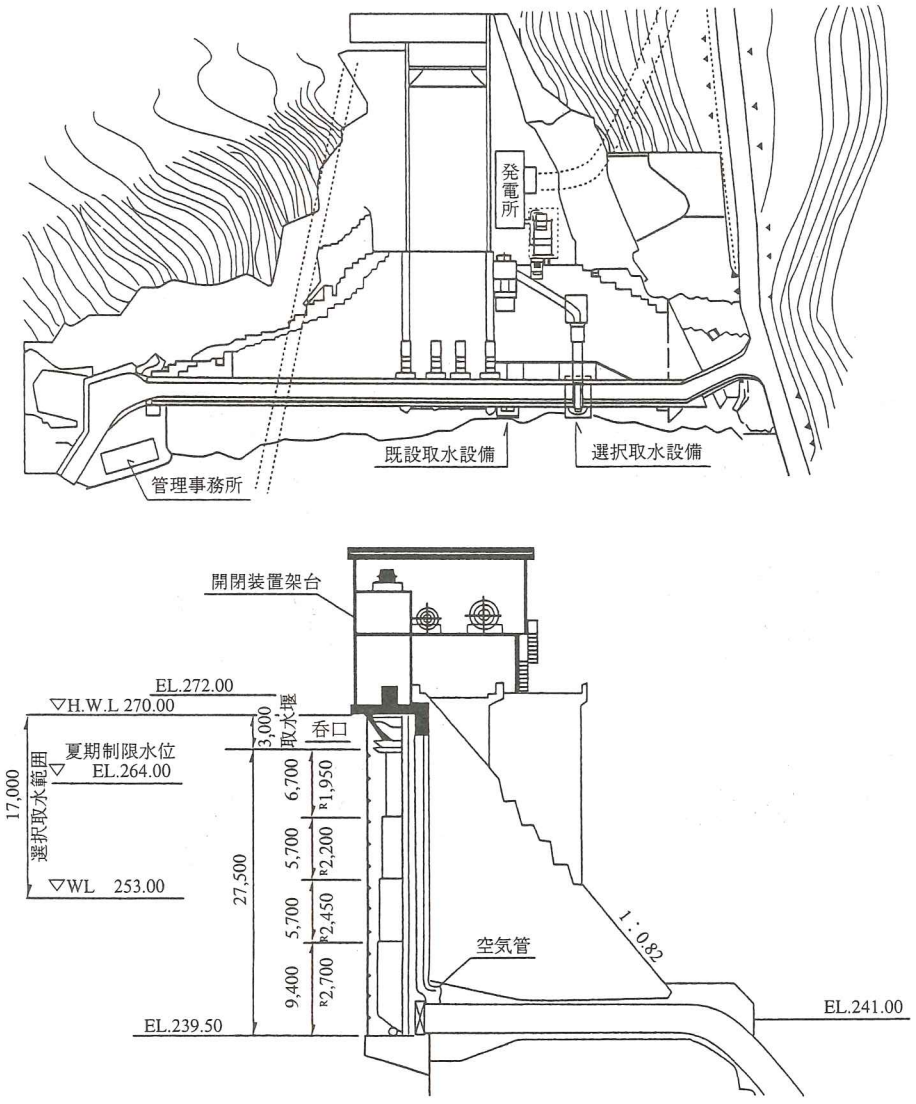
4.1 選択取水と流動制御

濁水長期化問題は，主として選択取水設備を持たないダムで問題となってきた。選択取水設備がないダムでは取水口が低位に設けられており，濁質の沈降に伴い長期間の濁水放流が生じ易い。

長期の濁水放流を経験したダムで選択取水設備を持たないダムでは，選択取水設備が新設されてきており，上澄み水を取水するという表層取水により，濁水長期化の軽減が図られるようになっている（図－12）[8)~11)]。

選択取水設備を設置したダムでも，濁水長期化問題がなくなった訳ではなく，貯水池全体が懸濁化する大出水後や出水後に循環期を迎える場合など，濁水長期化が問題視される場合が生じている。このため数値シミュレーション等を用いて様々な検討が実施されるようになっている。

最も経済的な対策は，貯水池内の流動を既存施設であ



図－12 新設の選択取水設備例[11)]

る取水・放流設備を有効に用い，濁水放流期間の低減に努めるものである。その意味で，選択取水設備は，表層取水効果とともに，出水時に濁水流入標高から取水し，濁水を積極的に排出する効果をもつことが期待されてきた。しかしながら，選択取水設備の取水能力は，出水時流入量に対しかなり小さく，その効果はかなり限定されるのが通例である。このため，近年では，適当な位置に洪水吐きを設置し，濁水放流機能を期待する方法が検討されるようになっている。

選択取水設備の運用方法や，洪水吐き配置の検討は，出水時の濁水放流のみでなく，貯水池内の水温分布を制御するという意味でより重要な意味をもつ。適切な運用，配置方法については，現在のところ体系的な知見がなく，個々のダムでの検討に委ねられているのが実状である。今後，検討成果の収集・整理等を通じて体系化していくことが求められているが，濁水対策の観点からすると，出水時の濁水を低位に流入させ，出水後に表層の清澄水を取水するのが基本となる。

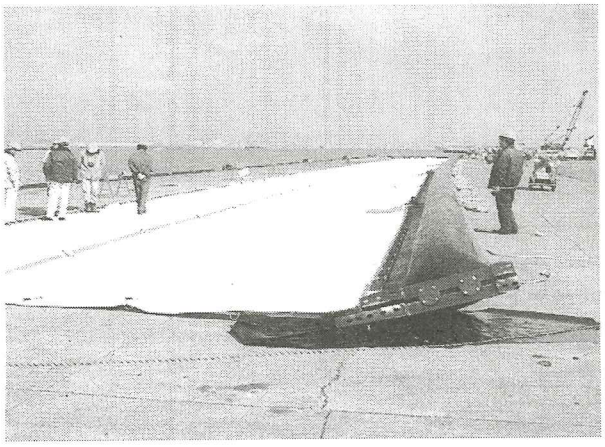
貯水池の流動を積極的に制御するための方策として，曝気循環装置や流動制御フェンス（カーテンとも称される）が用いられる場合がある。曝気循環装置は，富栄養化対策を目的とする場合が多く，ここでは流動制御フェンスについて簡単に説明する。

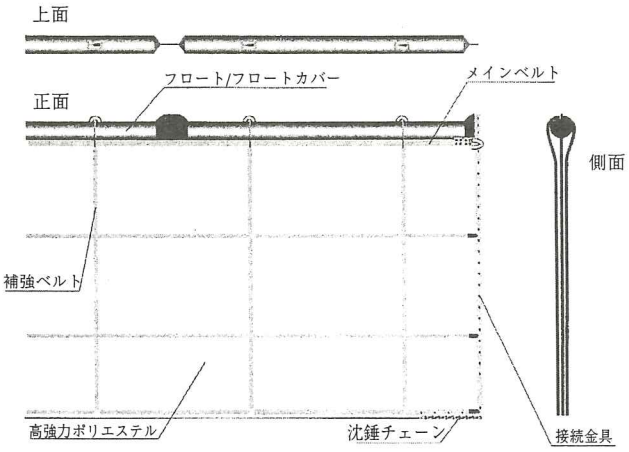
流動制御フェンスは，水面から躍層底部にかけて横断的に遮水をするもので，出水時における濁流と貯水との混合を少なくし，かつ濁流を躍層より低位に流下させようというものである（写真－3）。構造は写真－4に例示するように，水面に浮くフロート部と合成繊維で製作された膜により構成される。

流動フェンスの効果については，十分には検証されていないが，フェンス1基の設置では，フェンス通過後に濁水と貯留水の混合が生じ，効果が限定されるようである。フェンス機能を最大限に生かすためには，複数フェンスの設置や取・放流設備操作との適切な連携を検討する必要がある。図－13は，フェンスの清水保存効果を水理模型実験によって検討した結果を示したもので，貯留水よりやや密度の大きい濁水を流入させた場合を表している。上流域のフェンスと下流端の取水位置によって清水の確保される量が異なることがわかり，流動制御においてフェンスの設置位置や放流設備の配置が重要となる。

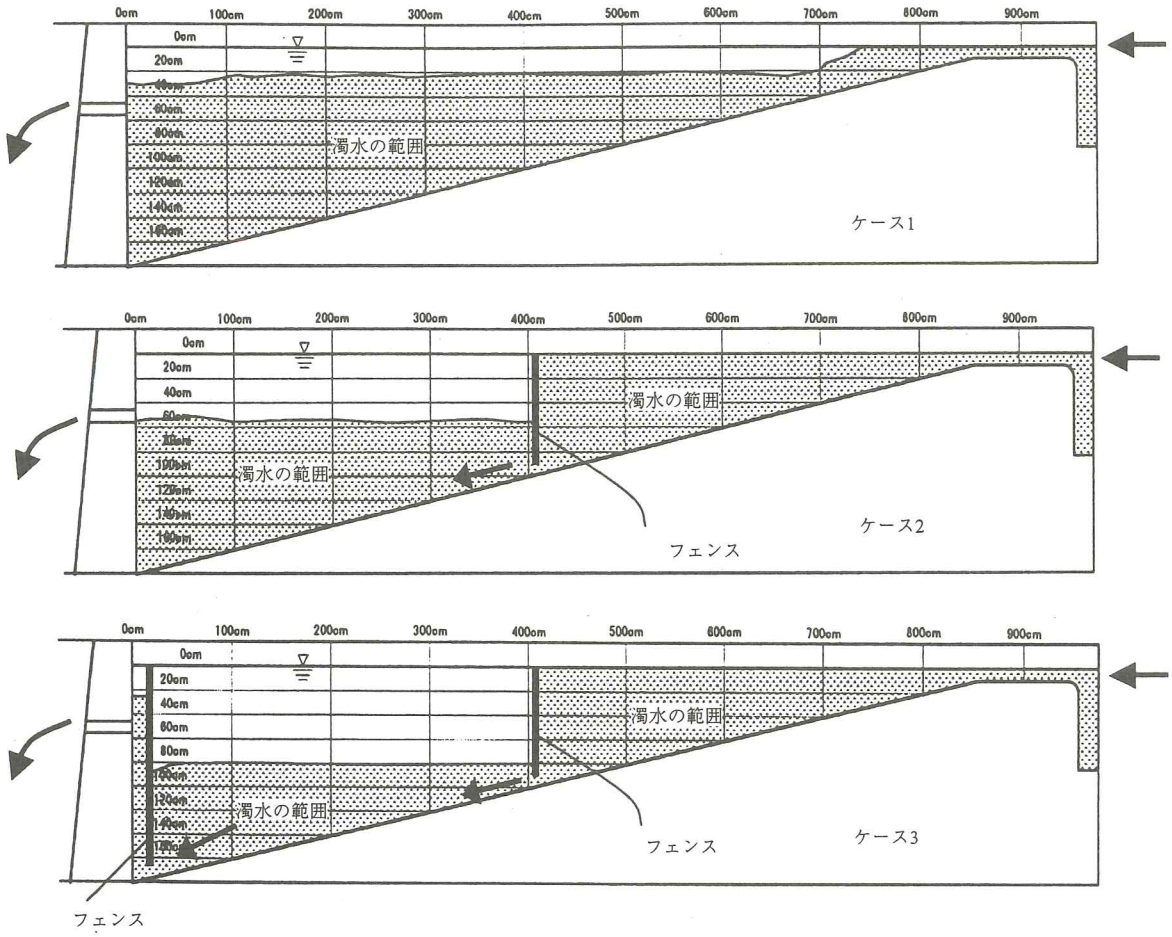


写真－3　流動制御フェンスによる濁水の潜り込み





写真－4　流動制御フェンスの構造例



図－13　フェンスの水理模型実験結果（流況安定後）

4.2 バイパス施設

バイパス施設のバイパスは，貯水池を迂回するもので，２種のものがある。一つは流入濁水をバイパスするもの，一つは流入清水をバイパスするものである。

濁水バイパスは，出水時の流水の一部または全部をバイパスし，貯水池への濁質流入量を減少させるものである。選択取水や洪水吐きによる濁水放流を，より効率的に，つまり貯水との混合を全くなくして実施するものと位置付けることができる。

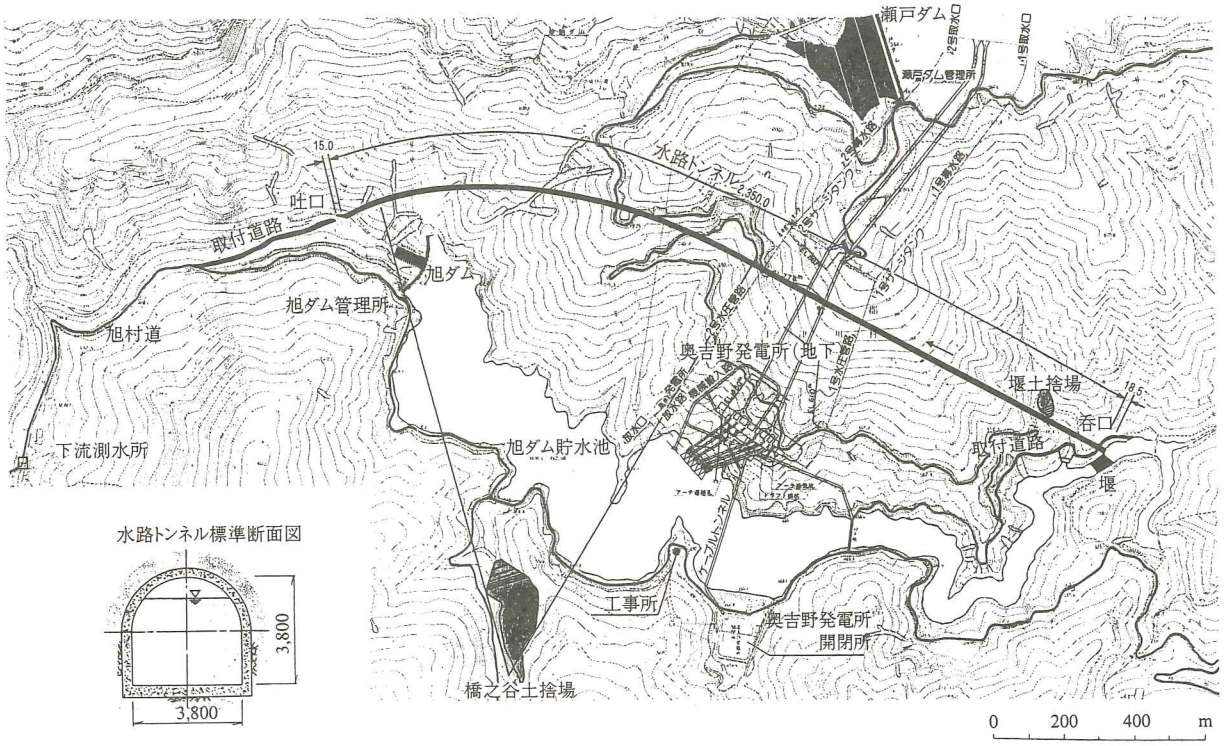
洪水のバイパスを行うことから比較的大規模なバイパス水路（多くの場合トンネル）が必要になるが（図－14），濁水のバイパスにより，堆砂対策効果も期待でき，図－14の旭ダムの例では濁水の軽減（図－15）とともに堆砂量の軽減も報告されている。

濁水バイパスが出水時に運用されるのに対し，清水バイパスは出水後に運用され，清水を直接下流に放流するものである。放流量が流入清水量以下であれば，下流には清水のみが放流される。以上であれば，貯水池の濁水を清水とブレンドし，濁度を低減させて放流することになる。

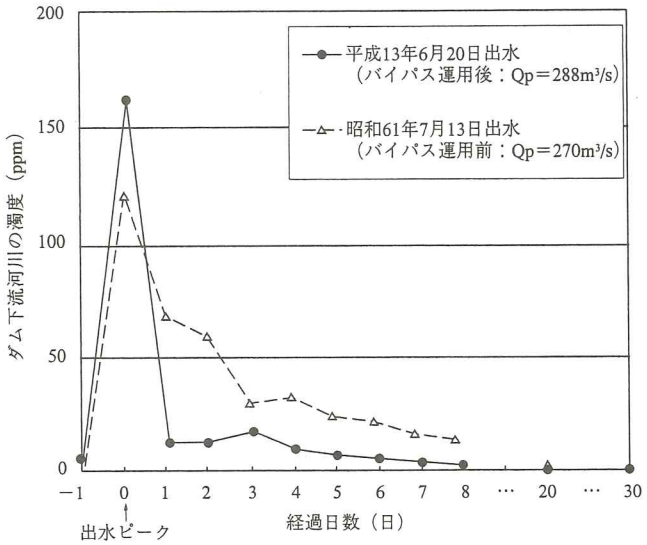
清水バイパスは，独立した設備として設けるのが構造的に単純で，操作も分かりやすい。ただし，発電やダムからの直接取水がある場合には，バイパス水を取水～発電，或いは取水～送水システムに繋ぎ込む必要がある。

バイパスは流入水を取水する必要があり，その取水位置は貯水池上方となる。したがって，上記各システムへの水路の繋ぎ込みを行うためには，繋ぎ込み部上流側で貯水位との水頭のすり付け，つまり，減勢機構が必要になる。このため様々な検討が行われている。

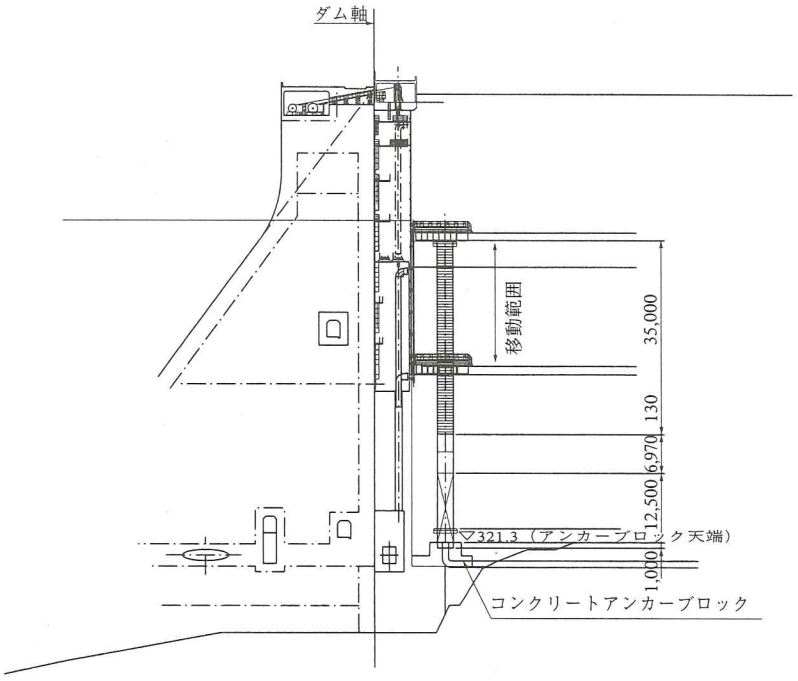
図－16は減勢機能を貯水池に持たせた例であり，貯水池底部を這わせたバイパス管（図－17）を堤体直上流で上下移動可能な蛇腹状の伸縮管（写真－５）により立ち上げ，取水設備呑口直上流から，呑口に向かって放流するものである。水頭差及び流量が比較的小さい場合には，こうした簡便な方法での対応も可能なものと思われる。



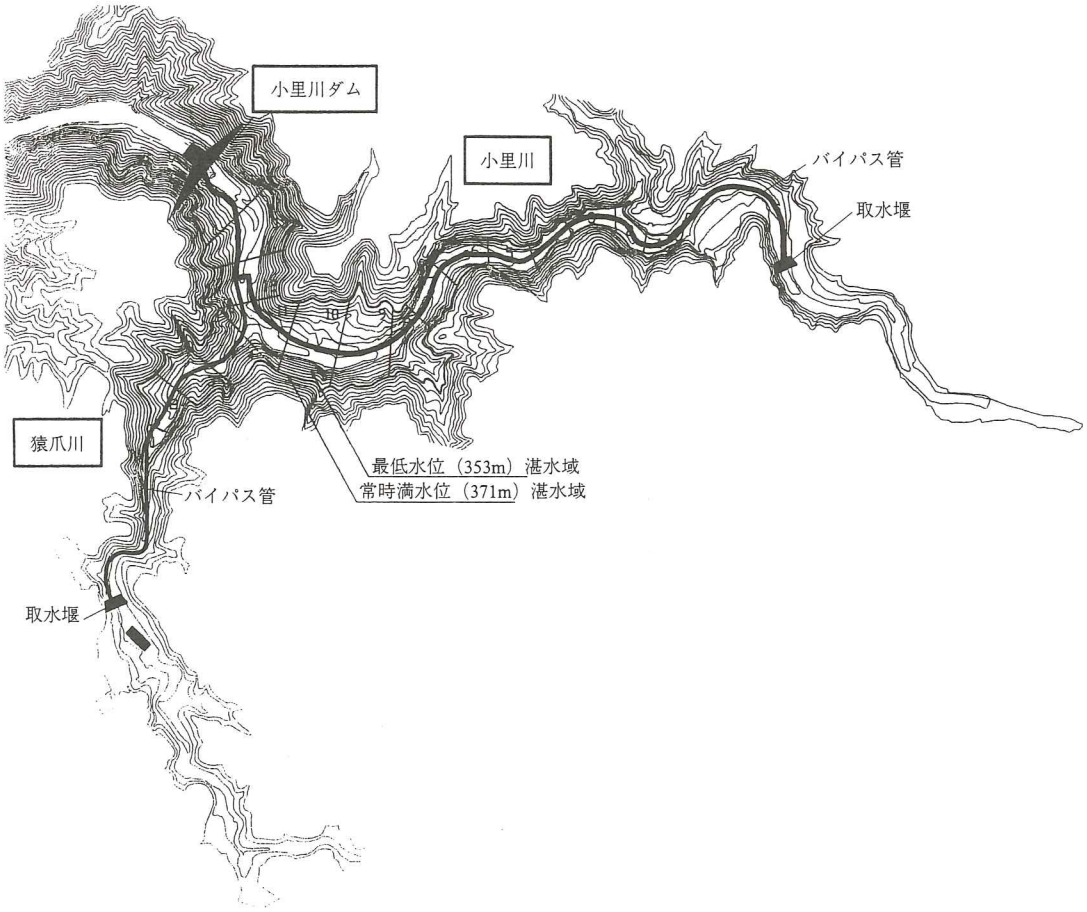
図－14　旭ダム土砂バイパス施設の概要[12)]



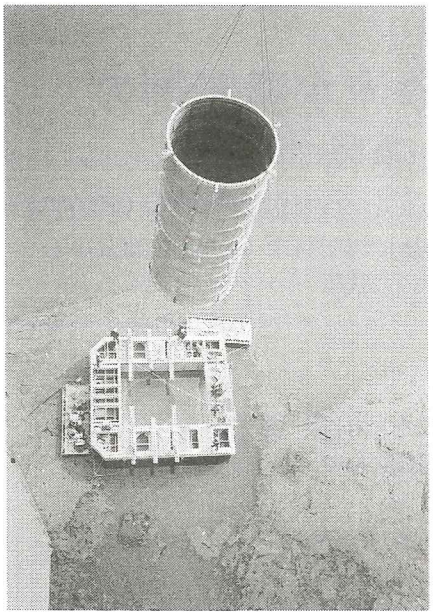
図－15　旭ダムバイパス施設による濁水軽減[12)]



図－16　清水バイパスの取水設備への繋ぎ込み例（小里川ダム）



図－17　清水バイパス施設の概要（小里川ダム）



写真－5　蛇腹管つり込み状況

4.3　その他の対策

濁水対策は，貯水池上流域の発生源対策，上流河川内対策，貯水池内対策に大別でき，上記では，主として上流河川内対策及び貯水池内対策のうち主として水理施設による対策について述べた。

流域発生源対策には森林整備や治山対策，地すべり防止対策，乱開発防止策などがあるが，何れも長い年月を要し，その効果の予測も難しいものである。また，上流河川内対策にはバイパス施設によるもののほか流路工，砂防ダムによる渓流対策が，貯水池内対策としては，流動制御によるもののほか湖岸のり面対策や貯水池末端部での流路工の設置，堆砂の浚渫，凝集材による沈降促進がある。

このうち，貯水池末端部での流路工の設置や浚渫は，水位低下時の堆砂侵食による濁水発生防止に効果が期待される方法である。また，凝集材による方法は，現在のところ種々の問題を抱えているが，貯水池全体が懸濁した場合の最後の手段ともいえ，更なる技術開発が求められている。

以上の種々の対策については，前回の「目で見るダム技術」[13]に述べられており参照願いたい。

5.　おわりに

主として水理的な視点から貯水池の濁水長期化現象に対する現況の知見を紹介した。濁水長期化問題は，長期化の問題点が明確でないこと，絶対的な解決策がないことなど多くの解明，或いは解決すべき課題を持っている。今後の調査・研究や技術開発の進展が望まれる分野の一つであり，進展の一端でも担えればと思っている。

本文をまとめるに当り，関東地方整備局鬼怒川ダム統合管理事務所，中部地方整備局小里川ダム事務所をはじめとする関係機関に貴重な資料を提供いただいた。記して謝意を表します。

参考文献

1) 柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察，ダム技術，No. 181，pp. 21 ～ 28，2001
2) 櫻井寿之，柏井条介，大黒真希：日本の多目的ダムにおける微細粒子の捕捉と堆積，大ダム，No. 181，pp. 30 ～ 40，2002
3) 角　哲也，塚原千明：ダム流域におけるウォッシュロード量の評価，河川技術に関する論文集，pp. 171 ～ 176，1999
4) 塚原千明，角　哲也，宮井貴大，柏井条介：カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性，土木技術資料，No. 40 － 11，pp. 178 ～ 183，1998
5) 安芸周一：貯水池の流動形態と水質，大ダム，No. 71，p. 6，1975
6) 今村瑞穂，中村　昭，横道雅巳：濁水長期化解析と現地調査，土木技術資料，No. 18-3，pp. 45 ～ 50，1976
7) 鈴木伴征，櫻井寿之，柏井条介：川治ダム貯水池の洪水時濁水現象，水工学論文集，第48巻，pp. 1357 ～ 1362，2004
8) 直村徳三，安芸周一：一ツ瀬ダム貯水池の濁水現象とその対策，大ダム，No. 78，pp. 163 ～ 172，1976
9) 岩下　修，菊池浩一郎，大西真弘：池原貯水池における表面取水設備による濁水長期化軽減対策について，大ダム，No. 153，1995
10) 野池悦雄：飛騨川水系ダム群の濁水対策について，大ダム，No. 157，1996
11) 徳永隆久：菅野ダム選択取水設備の概要と運用，ダム技術，No. 193，pp. 137 ～ 142，2002
12) 竹中秀夫，大東秀光，阿部　守：旭ダムバイパス放流設備の運用実績，ダム技術，No. 193，pp. 99 ～ 102，2002
13) 丹羽　薫：貯水池機能の保全設備（その1）―水質保全―，ダム技術，No. 62，pp. 74 ～ 83，1991

流入水温を近似した貯水池放流水温制御の可能性と地域・貯水池特性

POSSIBILITY, LOCALITY AND RESERVOIR CHARACTERISTICS OF WATER TEMPERATURE CONTROL FOR RESERVOIR DISCHARGE CONSIDERING INFLOW WATER TEMPERATURE

櫻井 寿之[1]・鎌田 昌行[2]・杉谷 圭一[3]・柏井 条介[4]
Toshiyuki SAKURAI, Masayuki KAMADA, Keiichi SUGITANI, Josuke KASHIWAI

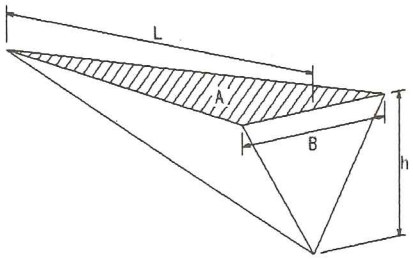
[1]正会員　工修　独立行政法人土木研究所　主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）
[2]正会員　独立行政法人土木研究所　交流研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）
[3]石川島播磨重工業株式会社 航空宇宙事業本部（〒188-8555 東京都西東京市向台町3-5-1）
[4]正会員　独立行政法人土木研究所　上席研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

From the viewpoint of river ecosystem and environment, it is important that water temperature of the effluent water from dam reservoir is close to inflow water temperature. In this study, we collected and analyzed the inflow discharge data, meteorological data and inflow water temperature data of dam reservoirs managed by Ministry of Land, Infrastructure and Transport and Japan Water Agency. Using those data as input, we conducted a numerical simulation of flow and heat transport in the simple shape reservoirs using vertical two-dimensional model. From the simulated results, we recognized that thermal stratification plays an important role in controlling discharge water temperature. We also examined the influence of locality and reservoir characteristics on the effects of the control.

Key Words: *water temperature control, reservoir, heat transport, numerical simulation, thermal stratification*

1．はじめに

ダム貯水池では，流水を貯留することにより，放流量および放流水温・水質が流入河川水のそれから変化する傾向をもつ．このうち貯水池放流水の水温については，従来，冷水放流が問題視されてきた．冷水放流とは，春から夏にかけて水温成層の形成された貯水池で，低標高の放流設備から流入河川水より低温の水が放流されることにより下流域での稲作や下流河川の水棲生物への影響が懸念されるものである．冷水放流については，表層取水設備・選択取水設備によって，技術的に解決することが可能となっている．しかしながら最近では，河川環境への意識の高まりから，冷水放流を避けるだけではなく，放流水温を流入水温に近づけることが求められるようになってきている．最近の環境アセスメントでは，10年程度の期間をとり，１年を通しての10年間最大値と最小値との範囲内に放流水温が入るような運用が可能となることを目安に環境保全対策が策定されている[1]．これらの状況に鑑み，本研究では，国土交通省および水資源機構の管理ダムについて，流入量，気象，ダムの流入水温と平均気温の関係についてデータを収集・整理し，数値計算によって10年間の放流水温を解析することにより，流入水温を近似した水温での貯水池放流の実現可能性について地域及び貯水池特性に着目して検討した．

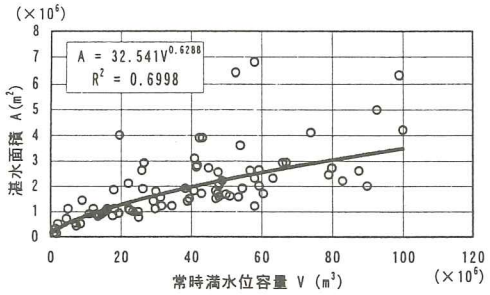


図－1　解析に用いた貯水池形状

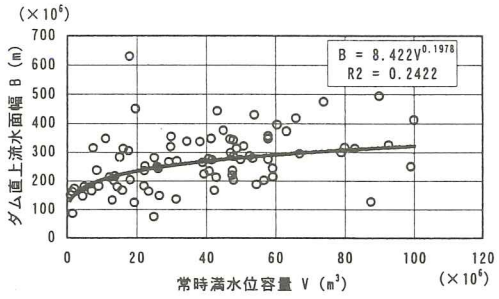
2．解析条件

(1) 貯水池形状

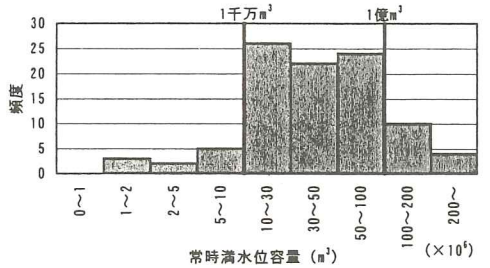
解析に用いる貯水池形状としては単純なV字谷を堰き止めた場合に形成される三角錐形状（図－1）を採用する．この場合，貯水池形状のパラメータとしては，h：



図－2　常時満水位容量と湛水面積の関係



図－3　常時満水位容量と水面幅の関係



図－4　常時満水位容量の頻度分布

表－1　解析に用いる貯水池形状

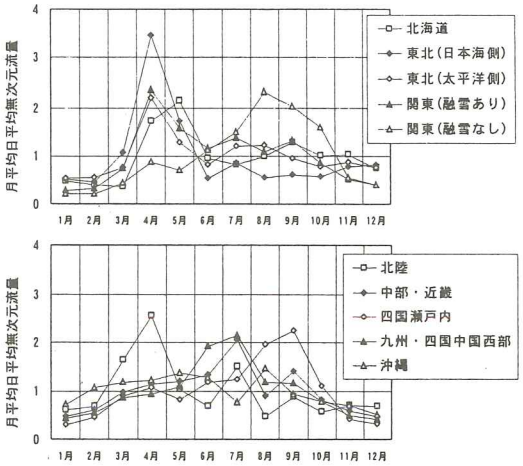
貯水容量 V(m³)	湛水面積 A(km²)	水深 h(m)	貯水池長 L(km)	貯水池幅 b(m)
1千万	0.82	37	8.0	202.7
1億	3.49	86	21.6	323.1

水深(m)，B：ダム直上流水面幅(m)および L：貯水池延長(m)の三つである．これらのパラメータを設定するために，国土交通省直轄ダム，内閣府沖縄総合事務局管轄及び水資源開発機構管理ダムの97ダムについてダム貯水池諸元の整理を行った．諸元の整理に当たっては，年間を通して現れる頻度の高い常時満水位時の値を用いている．**図－2**は常時満水位容量が１億m³以下の83ダム（1億m³を超えるダムは傾向が異なり，また数が少ないので省略した）について常時満水位容量と湛水面積の関係を示したものである．図中の実線は式(1)を表している．

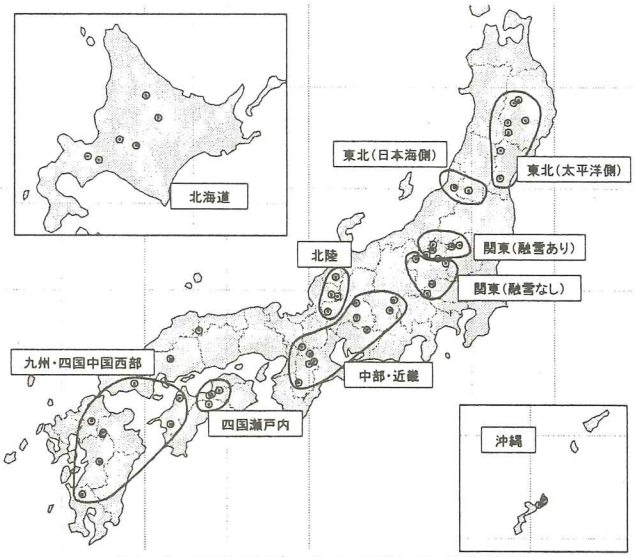
$$A = 32.541V^{0.6288} \quad (1)$$

ここで，A：湛水面積(m²)，V：常時満水位容量(m³)を表す．相関係数は0.7程度とやや小さいが，Vの指数は三角錐を仮定した場合の2/3に近い値となっており，ここでは，式(1)から計算条件を決定した．**図－3**は常時満水位容量とダム直上流水面幅の関係を表したもので，ダム直上流水面幅はダム位置の横断面を三角形と仮定してダム高，堤頂長，常時満水位時水深から算出した．これより図中に示した下記の関係式を用いることとした．

$$B = 8.422V^{0.1978} \quad (2)$$



図－5　流入量の年変動



図－6　流入量データを収集したダム位置

図－4は常時満水位容量の頻度分布を示したものである．この分布を考慮して，解析に用いる貯水容量として1千万m³と1億m³を採用した．次に式(1)及び式(2)を用いて各パラメータを計算し値を丸めて，**表－1**に示すような解析に用いる貯水池形状を決定した．

(2) 流入量

解析に用いる流入量を設定するために，10年以上の日平均流入量の時系列データを入手できた52ダムについて流入量の解析を行った．**図－5**は地域毎の流入量の年変動を示したものであり，1983～1992年の10年間平均の月平均日平均流量を10年間全体の平均日平均流量により無次元化して示した．**図－6**にデータ整理を行ったダム位置と地域区分を示す．**図－5**では同じ地域内のダムの平均値を示している．地域区分は各ダムの変動状況を把握の上実施しており，**図－5**より，北海道，東北（日本海側，太平洋側），関東（融雪有り），北陸の地域では，融雪出水の影響により，４月，５月の流量が他の月より多くなっており，中でも東北で顕著なことがわかる．また，中部・近畿と九州・四国中国西部では，梅雨にあたる６月，７月の流量が多く，関東（融雪なし）と四国瀬戸内では台風の上陸が多い８月，９月の流量が多くなっ

表－2　流入量波形採用ダム

No.	地域区分名	流入量波形採用ダム
1	北海道	金山
2	東北(日本海側)	白川
3	東北(太平洋側)	鳴子
4	関東(融雪あり)	相俣
5	関東(融雪なし)	下久保
6	北陸	真名川
7	中部・近畿	丸山
8	四国瀬戸内	柳瀬
9	九州・四国中国西部	鶴田
10	沖縄	安波

ている．沖縄は年間の変動が小さく，台風時期の８月の流量がやや大きい．解析に用いる流入量データは，気象条件と合わせて用いる必要があり，地域の平均的な流入量変動に近い変動を示すダムを選定した．選定したダム（10ダム）を**表－2**に示す．

(3) 気象条件

後述する数値計算では，大気と水塊の熱交換のモデル化において，気温・日射量・湿度・風速・雲量の５つの気象条件を用いており，流入量データを用いたダム近傍で観測されたデータを使用した．日射・湿度・雲量についてはダム近傍の気象官署，気温・風速についてはダム近傍で設置標高の近い気象官署もしくはアメダス観測所における1983～1992年の10年間のデータを収集した．

(4) 流入水温

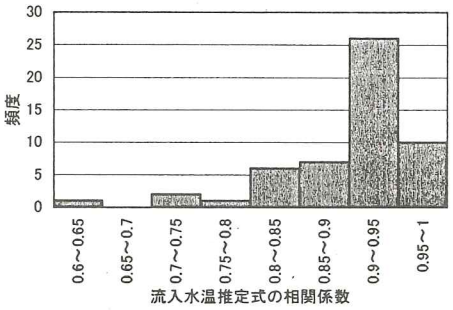
ダム貯水池流入地点の水温については，通常月１回の定期水質調査によって観測が行われているが，水温の変動を表現するには不十分である．このため環境影響評価のための水温予測等では，水温との相関が高い気温を用いた線形の推定式を用いて推定される場合が多い．この推定式を全国の53地点について収集した．推定式は次式のように表される．

$$T_w = aT_a + b \qquad (3)$$

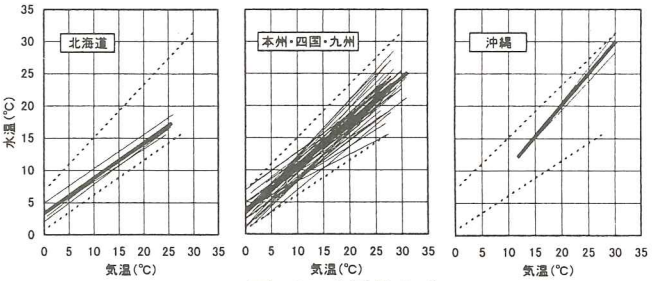
ここで，Tw：水温，Ta：気温（日平均値等），a,b：定数を表す．気温は，水温の形成にある程度の期間がかかることを想定して，日平均気温，２日平均気温（前日と当日），３日平均気温（前々日，前日と当日）等がよく用いられる．今回収集した推定式についてもこの三つの気温の何れかが用いられている．今回収集した推定式のダム位置を**図－7**に，相関係数の頻度分布を**図－8**に示す．これより気温と水温の相関が高いことが確認できる．推定式の傾向について調査した結果，北海道の推定式は傾きが小さく，沖縄は大きくなっており，地域毎に推定式の傾向が似ているが，本州・四国・九州に関しては，地域をより細分化しても地域毎の傾向が明確ではなかった．そこで，解析に用いる推定式としては，「北海道」，「本州・四国・九州」，「沖縄」の３地域に分類し，推定式の定数を平均して求めることとした．**図－9**に収集した推定式を地域別に分けて示す．なお，波線は推定式の包絡線を表し，実線は各地点の推定式を示しており線の始端と終端は推定式作成に用いられたデータの気温の最低値と最大値に合わせている．求めた地域別の定数を



図－7　水温データを収集したダム位置



図－8　気温と流入水温の相関係数



図－9　水温推定式

表－3　流入水温推定式の定数

地域	a	b
北海道	0.543	3.261
本州・四国・九州	0.698	3.288
沖縄	0.976	0.496

表－3に，この定数を用いた推定式を**図－9**の太実線で示す．

3．計算方法

(1) 数値計算法

解析には静水圧を仮定した鉛直二次元貯水池流動モデルを用いた．基礎方程式としては，幅方向に積分した連続式，流下方向の運動方程式，静水圧の式，熱の輸送方程式を用いており，渦動粘性係数の評価には標準型k-εモデルを用いている．式の詳細は参考文献[2)]を参照されたい．基礎式の各変数をスタッガード格子に配置し，有限体積法により離散化を行い，移流項の離散化には１次精度風上差分を用いている．なお，水表面の格子の離

散化には自由水面の運動学的条件を用いた.

(2) 熱収支のモデル

上述の熱の輸送方程式において，大気と水塊の熱交換を考慮する必要があり，安芸ら[3]のとりまとめた経験式を参考に水塊中の熱フラックスを後述のようにモデル化した．なお，熱フラックスは，大気から水塊へ伝達する方向を正とした.

1) 輻射による熱フラックス

$$\phi_0 = (1-\alpha)\phi_i \quad (4)$$

ここで，ϕ_0：水面反射を差し引いた輻射熱フラックス(cal/(m²·sec))，α：水面反射率，ϕ_i：日射量(cal/(m²·sec))を表す.

2) 熱伝導による熱フラックス

$$\phi_k = -\frac{269.1}{86400}(0.000308 + 0.000185V_{wind})\rho_0(T_s - T_a) \quad (5)$$

ここで，ϕ_k：熱伝導による熱フラックス(cal/(m²·sec))，V_{wind}：水面上15cmの位置の風速(m/sec)，ρ_0：水の基準密度(1,000,000g/m³とした)，T_s：表面水温(℃)，T_a：気温(℃)を表す.

3) 蒸発による熱フラックス

$$\phi_e = -\frac{1}{86400}(0.000308 + 0.000185V_{wind})\rho_0(e_s - Ee_a)(L + C_wT_s) \quad (6)$$

ここで，ϕ_e：蒸発による熱フラックス(cal/(m²·sec))，e_s：表面水温に対する飽和水蒸気圧(mmHg)，E：相対湿度(0～1)，e_a：気温に対する飽和水蒸気圧(mmHg)，L：蒸発に伴う潜熱量(585cal/gとした)，C_w：水の比熱(1.0cal/(g·℃)とした)を表す．なお，飽和水蒸気圧は下記に示す温度による近似式を用いた.

$$e = 0.00045T^3 + 0.00363T^2 + 0.39626T + 4.47110 \quad (7)$$

4) 有効逆輻射による熱フラックス

$$\phi_R = 0.97K\left\{0.937\times10^{-5}K_a{}^6\left(1.0 + 0.17n_c{}^2\right) - K_s{}^4\right\} \quad (8)$$

ここで，ϕ_R：有効逆輻射による熱フラックス(cal/(m²·sec))，K：Stefan Boltzman定数(1.3546×10^{-8}cal/(sec·m²·K⁴))，K_s：表面水温の絶対温度(K)，K_a：気温の絶対温度(K)，n_c：雲量（0～1）を表す.

以上より水面での熱フラックスは次式で求められる.

$$\phi_s = \beta\phi_0 + \phi_k + \phi_e + \phi_R \quad (9)$$

ここで，ϕ_s：水面の熱フラックス(cal/(m²·sec))，β：水面吸収率を表す.

水中に伝わる熱フラックスは次式を用いた.

$$\phi_y = (1-\beta)\phi_0 \exp\{-\eta(y_s - y)\} \quad (10)$$

ここで，ϕ_y：水中の標高yでの熱フラックス(cal/(m²·sec))，η：減衰係数(m⁻¹)，y_s：水位(m)，y：標高(m)を表す.

パラメータの値は，既往文献[3]を参考にして，α：0.06，β：0.5，η：0.3m⁻¹を設定した.

表－4 計算ケース

ケース名	貯水容量(m³)	年回転率
A-1	1千万	2
A-2		10
B-1	1億	2
B-2		10

(3) 計算条件

計算は1983～1992年の10年間について行った．計算格子は，長期の計算であることを考慮して，流下方向は10分割とし，鉛直方向の格子間隔は1m，計算時間ステップは4秒とした．初期条件としては，流速分布は全領域でゼロとし，初期水温分布には計算開始時（１月１日）の流入水温を全領域に与えた.

時系列として与える境界条件については，気象条件は2.(3)で示した日平均データを，流入水温は2.(4)で示した推定式で求めた日平均データを用いた．また，流入量は，当該ダムの日平均流量データをもとに，年回転率が設定した条件となるように一定率を掛けて与えた．2.(1)でデータ収集したダム貯水池の内2/3は回転率（総流入量／常時満水位容量）が10以下となっており，回転率の影響を検討するために，回転率の値として2と10を設定した．計算ケースを**表－4**に示す．なお，助走計算として最初の１年間を２回計算して11年分の計算を行い最初の１年を除いたデータを結果として採用した.

基本的な特性を検討するために，放流条件を単純化して放流設備を一つとし，放流量については流入量と等しいと仮定した．放流口位置の設定については，流入水温を近似した放流可能性を検討するため，貯水池内において流入水温に近い水温標高位置に放流口が追従する選択放流操作とした．放流口呑口高さは3m，流速分布は一様とし，標高設定は1m単位で行い標高の移動は実際の選択取水設備等のゲート操作速度を考慮して3分に1回とした.

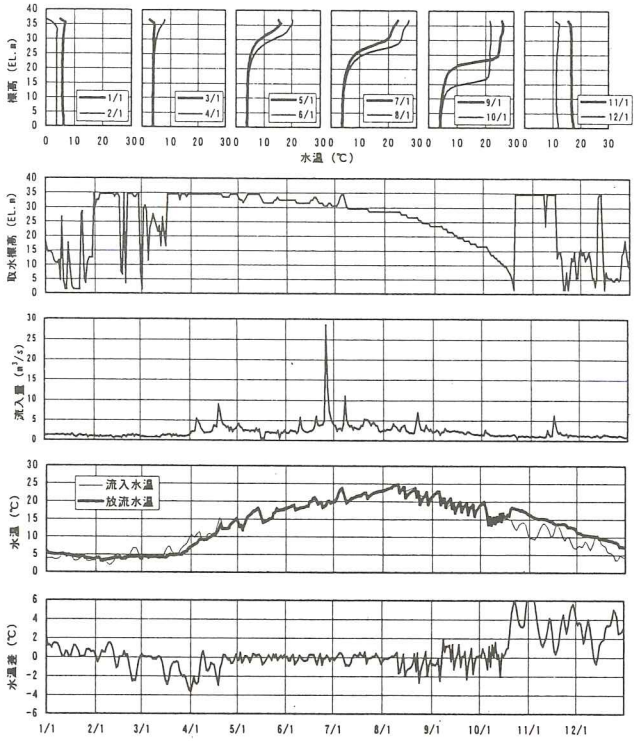
なお，今回用いた計算モデルでは水の凍結は扱えないため，水温が0.01℃以下になった場合は0.01℃を与えた.

4．計算結果

(1) 年間の放流水温特性

図－10に計算結果の一例として，中部・近畿のケースA-2（貯水量 1千万m³，回転率α=10）の1984年の１年間について，水温鉛直分布（ダム直上流），取水標高，流入・放流水温，水温差（放流－流入）を示す.

水温成層のない10月後半から３月中旬までは，鉛直方向の水温変化が小さいため，流入水温の変動に対応して取水標高が大きく移動している．また，水温成層が形成される上記以外の期間は，流入水温が上層水温より低く下層水温より高いため，水温躍層位置周辺の標高で取水されることがわかる．この躍層付近の取水により，７月から10月までの躍層の低下が促進され，取水位置は徐々に下がっていく.



図－10　計算結果（中部・近畿，ケースA-2，1984年）

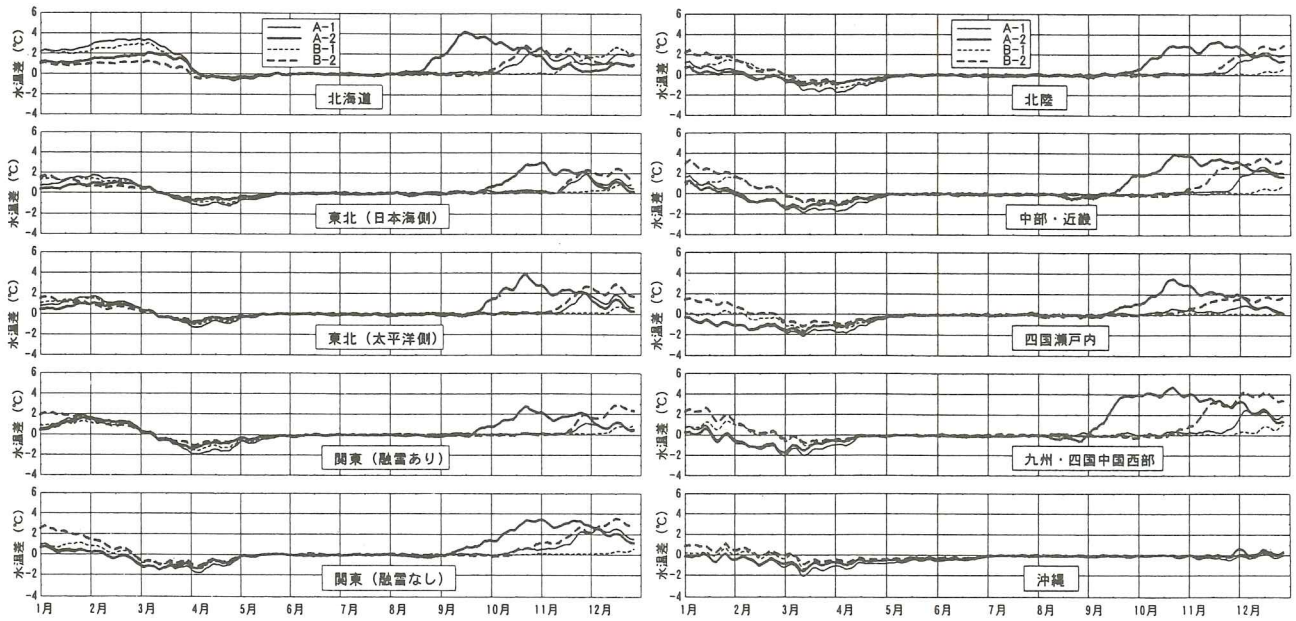
水温差についてみると，水温成層の発達している５月から10月までは，水温差は0℃付近で変動しており，８月初旬以降は変動幅がやや大きいものの流入水温を近似した放流がなされている．秋から冬にかけては，貯水池内の水温がほぼ一定であり，流入水温よりも高いため，**図－10**の例では最大で水温差６℃程度の温水放流となっている．冬から春に移る３月，４月においては，流入水温が貯水池水温より高く，最大で水温差３℃程度の冷水放流となっている．

水温差や時期の違いはあるものの，上記に示した基本的な水温変化，取水位置の変化は地域や回転率によらず同様であり，貯水池内に水温成層が形成されている場合には，躍層付近からの取水により流入水温を近似した放流水温の制御が可能となる．また，水温成層がない場合には貯水池内の水と流入水の水温差が放流水に生じる．成層の形成される期間は春から秋にかけてであるが，成層期であっても取水位置が貯水池底部まで下降し，底層の低水温水塊が消滅すれば流入水温を近似した放流はできなくなる．こうした状況の発生の有無および時期は，気象や回転率等の貯水池特性に影響されるものと思われる．また，成層が消滅する循環期の鉛直混合の発生時期についても，これらパラメータの影響を受けるものであり，以下にこれらの影響について検討する．因みに，**図－10**に示した計算例の１年間の放流水と流入水の熱量の差は6.3×10^{12}cal（貯水量の熱容量で割ると0.63℃）であり，貯水池が存在することによって，大気との熱交換により放流水の熱量が増加している．またこの増加した熱量の放流は冬期に大部分が配分される．

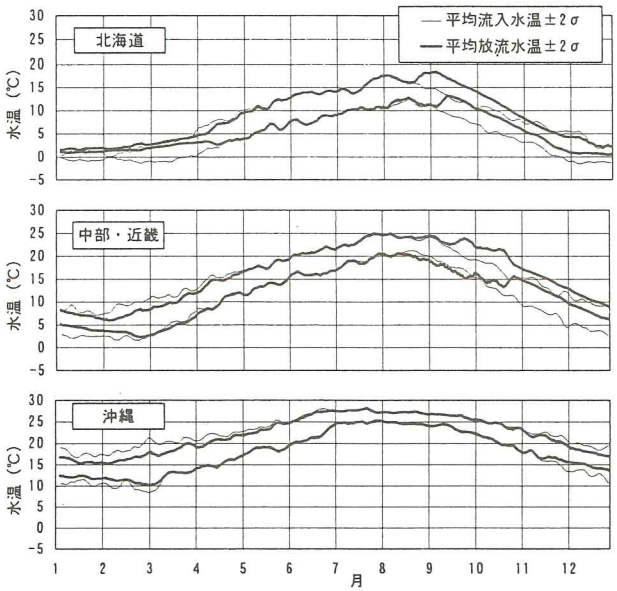
(2) 地域・貯水池特性の影響

図－11は各地域，計算ケースの年間の放流水と流入水の水温差を示したものであり，年間の変動傾向を把握するために計算結果を10年間で平均し，７日間移動平均操作を施して作成した．図中の凡例は**表－4**に示した計算ケースを表す。これより4.(1)に示した年間の変化状況は地域，計算ケースによらずほぼ同様であり，春の冷水放流期，水温成層形成期である春から秋にかけての水温差が小さい期間，秋から冬の温水放流期という変化を示すことが確認される．地域や計算ケースによる差は状況変化の時期や水温差の値にあるが，水温差が小さい期間の開始時期については地域毎に計算ケースによらずほぼ同じとなっており，回転率と貯水池規模の影響が小さい．

回転率の影響についてみると，回転率が大きいケースA-2，B-2の方が，A-1，B-1と比較して水温差が小さい期間が短い．これは回転率が大きいほど放流による水温躍層の低下が速いためである．貯水池規模については，貯



図－11　流入水温と放流水温の水温差の計算結果（10年間平均，７日間移動平均）



図－12　流入水温と放流水温の10年間の変動特性
（ケースA-2，7日間移動平均）

水量１億㎥のケースB-1，B-2の方がA-1，A-2よりも水温差が小さい期間が長く，水深が大きいことや熱容量が大きいことから，貯水池規模が大きい方が成層を維持しやすいと考えられる．

地域の特性をみると，沖縄が他地域と異なる傾向を示しており，年間を通して水温差が0℃に近い．これは，流入水温が高いため夏場でも表層からの取水があり，表層の熱の蓄積が少なく，水温成層が維持されるとともに，冬期間に関しては成層が消滅するものの，貯水池内水温が流入水温にほぼ近い値となっているためである．北海道に関しては，秋の気温及び流入水温の低下時期が早く，底層からの取水となる時期も早いため早期に水温成層が消滅し，秋の温水化が顕著となっている．その他の地域については，顕著な傾向の相違は認められないが，東北，関東（融雪有り）および北陸では，春先に流入水温が他地域より低いため，水温差が正から負に変化する時期が遅い傾向がみられる．また，夏場の流量の多い中部・近畿および九州・四国中国西部において，秋の水温差が若干大きい傾向が認められる．

図－12は10年間の流入水温と放流水温の変動特性を示したものであり，10年分のデータから各日の平均値と標準偏差σを算出し，平均値±2σを7日間移動平均して求めたものである．平均値±2σの範囲は正規分布に従うサンプルであれば95%のサンプルをカバーする範囲であり，図には，成層形成期間が短いケースA-2の北海道，沖縄およびその他の地域を代表して中部・近畿を示した．他のケースではここで示したケースより，放流水温の変動が流入水温の変動内に収まる傾向にある．図より，沖縄は年間を通して放流水温の変動域は流入水温の変動域に収まっている．北海道と中部・北陸では，成層形成期の5月から8月までは流入水温と放流水温の変動幅はほぼ等しいが，その後の9月，10月は放流水温の変動域が流入水温の変動域の上限を超えている．また，秋から春にかけては，貯水池内の水温が一定のため，放流水温の変動幅が小さい．ただし，中部・近畿ではその間の放流水温変動幅は流入水温の変動内に収まっているが，北海道では収まっていない．放流水温が流入水温の変動幅の範囲内であれば，ダムがない場合の自然の変動内に収まっていると考えられるが，秋から冬にかけての温水放流が自然の変動幅を超える場合があることが確認された．

5．おわりに

単純な貯水池形状，「流入＝放流」操作，流入水温に近い標高からの取水操作を仮定した数値計算により，流入水温を近似した取水放流の基本的な検討を行った．以下に得られた知見を示す．

1）流入水温を近似した放流は，貯水池内に水温成層が存在する場合に可能である．
2）水温成層が形成される期間の開始時期は貯水池特性に左右されないが，終了時期は気象および貯水池特性によって前後する．
3）回転率が小さいほど，貯水池規模が大きいほど，放流水温の制御可能な期間が長くなる．
4）成層が消滅した後は沖縄以外の地域では温水放流となり，その後，成層が形成される前の期間に冷水放流となる．
5）北海道は放流水の温水化が顕著であり，沖縄は年間を通して流入水温を近似した制御が可能と考えられる．その他の地域では，傾向の顕著な違いは認められなかった．
6）秋から冬にかけての温水放流が流入水温の10年間の変動範囲を超える場合がある．

今後，貯水位の変動を考慮した条件や，年間トータルでみた水温差を小さくするための季節別放流操作方法等の検討を進めたい．また，流入水温を近似した放流操作のためには躍層付近での取水が必要であり，取水設備による水温勾配の大きい領域からの取水特性の研究進展が望まれる．

謝辞：本研究の実施にあたり，データ収集に御協力頂いたダム管理所等の関係各位に感謝の意を表します．

参考文献

1)天野邦彦：貯水池機能の保全施設 水質保全（富栄養化対策等），ダム技術，No.212，pp.12-20，2004.
2)鈴木伴征，櫻井寿之，柏井条介：川治ダム貯水池の洪水時濁水現象，水工学論文集，第48巻，pp.1357-1362，2004.
3)安芸周一，白砂孝夫：貯水池流動形態のシミュレーション解析，発電水力，No.134，pp.37-50，1975.

（2004.9.30 受付）

第５章　跳水発生音

論　文

跳水式減勢工の発生音特性とその予測手法

桜井　　力[1]　柏井　条介[2]　小野　雅人[3]

Sound Characteristics Generated by Hydraulic Jump-type Energy Dissipaters and those Estimating Methods

Tsutomu SAKURAI　Josuke KASHIWAI　Masato ONO

ダムの減勢工では，放流時に人間には聞こえにくい超低周波成分が卓越した周波数特性をもつ音が発生することが現地観測結果等から知られている。この超低周波音が大きい場合などに周辺の建物の窓ガラスや建物内の建具を振動させる等の問題を引き起こす場合があり，その特性を明らかにし，低減対策を確立することが求められている。本研究は，副ダムを有する跳水式減勢工を対象として，規模の異なる模型と実際の構造物における発生音を測定し，水理学的条件，模型規模と発生音の音響出力，周波数特性の関係を明らかにし，模型実験から実際の構造物において発生する音を予測する手法を提案するものである。

キーワード：超低周波音，跳水式減勢工，模型実験，変換効率，周波数特性，音の相似則

1.　はじめに

ダムに設けられる洪水吐きは，洪水時の流水を安全かつ確実に下流に流下させるための施設であるが，ダムを流下する水は大きなエネルギーをもっており，下流保護のために必要がある場合にはエネルギーを減じるための減勢工が設けられる。

減勢工にはさまざまな型式があるが，現在，わが国で最も採用事例が多いのは，副ダムによって下流水深を確保し，水平な水叩き上に強制的に跳水を発生させる「副ダムを有する跳水式減勢工」と呼ばれる型式である。跳水は，流水が射流から常流に変化する急変現象であるが，その際に生じる大きな乱れによって，そのエネルギーの一部が，熱や音に変換されることにより，減勢効果が発揮される。

どのような形式を採るにせよ減勢は水脈のもつエネルギーの一部を熱や音に変換させることによって達成されるため音の発生は避けられない。これらダム放流水の減勢時に発生する音は，人間には聞こえにくい超低周波成分が卓越した周波数特性をもつことが現地観測結果等から知られている。この低周波音が大きい場合や長期にわたる場合などに周辺の建物の窓ガラスや建物内の建具を振動させる等の問題を引き起こす場合があり，その特性を明らかにし，低減対策を確立することが求められている。

また，今後建設が予定されているダムにおいても環境アセスメントの一環としてダム放流時の発生音を定量的に予測することが求められている。現時点では，ダム計画時に，放流時の低周波音が発生することがある程度予想されても，定量的な予測が困難であることや抜本的な対策が確立していないことから，ダムの設計において放流時の発生音対策が講じられることはほとんどない。そのため，運用を開始してから発生音が問題となって，対策を迫られる事例が見受けられる。しかし，ダムが完成し，運用を開始してしまうと，発生音源側での対策は一層難しくなり，結局，対策は家屋の補強等の対症療法的なものにならざるを得ない。したがって，ダムの計画・設計段階において発生音を定量的に予測し，具体的な対策を講じておく必要があ

[1] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員（現 水資源開発公団企画部調査課課長補佐）
[2] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室室長
[3] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室研究員

り，そのための検討手法を確立することが求められている。また，具体的な対策が困難な場合でも，あらかじめ発生音を定量的に把握しておくことは補償を円滑に進める上でも重要である。

こうした水理構造物から発生する音としては，堰下流の越流水脈からの発生音がよく知られている。これは，堰を越流する水が形成する薄い水膜とその背後空間部分における共鳴現象により生じるものであるが，デフレクターにより水膜を分断し，共鳴構造を破壊することにより低周波音の低減が可能であることが明らかになっている。これについては，角[1]によって詳細な検討が行われており，流量条件に対応する適切なデフレクターの配置方法についての理論付けがなされている。

しかし，跳水時の発生音は，音源や共鳴構造の有無など音を発生する系全体としてのメカニズムが解明されていない。また，放流形態や流量等の水理条件と発生音等との関係については，泉[2]による農業用水路における跳水式減勢工や落差工における研究があるものの，ダムのような大流量の放流設備を対象としては系統だった検討は行われていないのが現状である。

一方，洪水吐きの水理的な検討では，その流れが3次元的な急変流であること，個々のダムにおいてそれぞれの地形・地質条件や放流条件に応じて設計される極めて個性の強い構造物であることから，模型実験による検討が行われている。ダム放流時の発生音も，現時点では理論的な取り扱いが難しいこと，個々のダム形状の違いに応じて異なる特性をもつものと考えられること等から，発生音の予測手法として水理模型実験は有効なものと考えられる。また，ダムの水理構造物設計時には水理的な検討のために必ず模型実験が行われることからも，この模型を利用して発生音の予測が行えれば経済的にも極めて有利である。

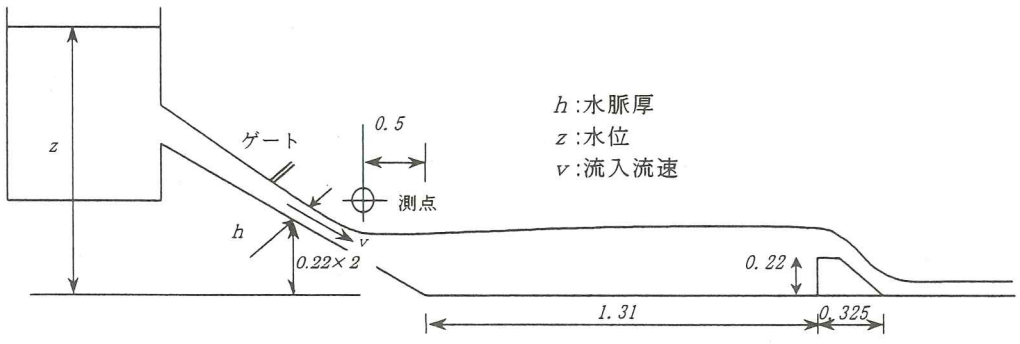
水理模型実験では，ダムにおける流れが重力の卓越する現象であることから，模型において測定された値はフルードの相似則によって原型値への換算がなされる。しかし，前述のように発生音についてはそのメカニズムや支配要因が明らかでないため，原型値への換算手法は明らかでない。

以上の状況に鑑み，減勢工として代表的な形式である跳水式減勢工を取り上げ，模型実験および実際の構造物における発生音を測定し，その基本的な特性を分析し，音の発生メカニズムを推定するとともに，模型実験結果から実物における発生音を予測する手法の検討を行ったのでここに報告する。

2. 模型実験および現地観測の概要

2.1 模型実験

実験は，相似則や縮尺効果の検討を目的として幾何学的に相似で大きさの異なる4種類の模型を用いて行った。実験に用いた模型のうちもっとも小さい模型の概要を図-1に示した。なお，模型は，減勢工部分のみ再現した抽出模型とした。各模型の大きさは，最も小さい模型（モデル1）を基準として，それぞれ2倍（モデル2），3倍（モデル3）および4倍（モデル4）となっている。ただし，現象の2次元性を仮定し，水路幅は全模型とも20 cmとしている。放流条件は表-1に示したとおりであるが，各模型とも3ケースの実



（単位：m）

図-1 実験模型の概要（モデル1）

表-1　実験条件（模型規模の比較）

模型の大きさ n	流入条件				
	水脈厚 h (cm)	流量 Q (l/s)	流速 v (m/s)	フルード数 Fr	実験 No.
1.0	2.33	20.1	4.31	9.0	1-1
	2.14	15.7	3.67	8.0	1-2
	1.87	11.9	3.18	7.4	1-3
2.0	4.76	54.6	5.74	8.4	2-1
	4.36	45.0	5.16	7.9	2-2
	3.65	33.8	4.63	7.7	2-3
3.0	6.84	100.4	7.34	9.0	3-1
	6.30	82.6	6.56	8.3	3-2
	5.63	62.1	5.52	7.4	3-3
4.0	9.76	156	7.99	8.2	4-1
	9.09	128.4	7.06	7.5	4-2
	7.48	94.5	6.32	7.4	4-3

表-2　実験条件（流況比較）

模型の大きさ n	流入条件				
	水脈厚 h (cm)	流量 Q (l/s)	流速 v (m/s)	フルード数 Fr	実験 No.
	5.38	101.54	9.44	13.0	3-4
	5.13	90.94	8.86	12.5	3-5
	4.85	78.74	8.12	11.8	3-6
	4.70	72.28	7.69	11.3	3-7
3.0	4.46	61.78	6.93	10.5	3-8
	4.20	50.62	6.02	9.4	3-9
	3.97	40.48	5.10	8.2	3-10
	3.74	30.86	4.12	6.8	3-11
	3.48	19.46	2.80	4.8	3-12

験を行い，対応する各縮尺模型の水理条件がフルード相似となるように設定した。なお，跳水の形態や流れの特性は跳水前の流入フルード数によって異なるが，今回実験を行った放流条件におけるフルード数は7～9程度であり，通常，減勢工設計の目標とされる安定した「定常跳水」[2]と呼ばれる跳水形態となっている。なお，流入フルード数を定めた水深 h および流速 v は図-1に示すように副ダム高さの2倍の位置での値とした。流速は水深方向に等間隔に5点をピトー管を用いて測定し，平均値を求めた。また，水深 h は得られた流速と電磁流量計により測定した流量 Q より計算により定めた。

また，モデル3については，水理条件と発生音の関係を検討することを目的として表-2に示すようにフルード数を段階的に変化させた場合の実験を行った。

音の測定位置は，図-1に示すように跳水始端部の直上の位置とした。また，音源位置を特定することを目的として，モデル2を用いて測定位置を徐々に遠ざけて測定音圧の減少傾向を把握した。

測定は，1～1000 Hz の間での平坦特性 SPL をもつ低周波音レベル計を用いて行った。記録したデータはサンプルレート 2000 Hz で AD 変換し，音圧実効値を求めるとともに FFT 解析を行い，パワースペクトルを求めた。

また，同様の放流量条件をバイパス水路で流し，ポンプ運転音等の暗騒音測定を行い，実験結果の補正を行った。

2.2　現地観測

模型実験と同様に副ダムを有する跳水式減勢工を対象として，実際の構造物（以下，実機）における放流時の発生音の測定を行った。なお，流下方向の縦断面形状は実機と模型は幾何学的に相似であるが，断面方向は異なっており，実機では図-2に示すように幅30 m の減勢工に幅3 m の水脈が流入する形状となっている。

前述の模型は，モデル1，2，3，4がそれぞれ実機の1/48，1/24，1/16，1/12縮尺模型になっている。

実機において発生音の測定を行った放流条件は表-3に示したとおりである。なお，流入流速は着水地点と貯水位の差から摩擦損失を無視して計算により求めた。

また，測定は，模型実験と同様の方法で行ったが，加えて，低周波数帯における音の性状を詳細に分析することを目的として1/3オクターブ解析を行った。

3.　音の発生位置

はじめに音の発生位置を特定するために行った実験結果について述べる。モデル2を用いて跳水始端付近から副ダム直下の間で連続的に音圧レベルの測定を行った測定結果および測定時の水面形を図-3に示した。なお，放流条件は表-1における実験 No. 2-1とした。音圧レベルは，跳水始端部で最大を示し，流下方向に向かって減衰する傾向を示した。最大音圧レベルが記

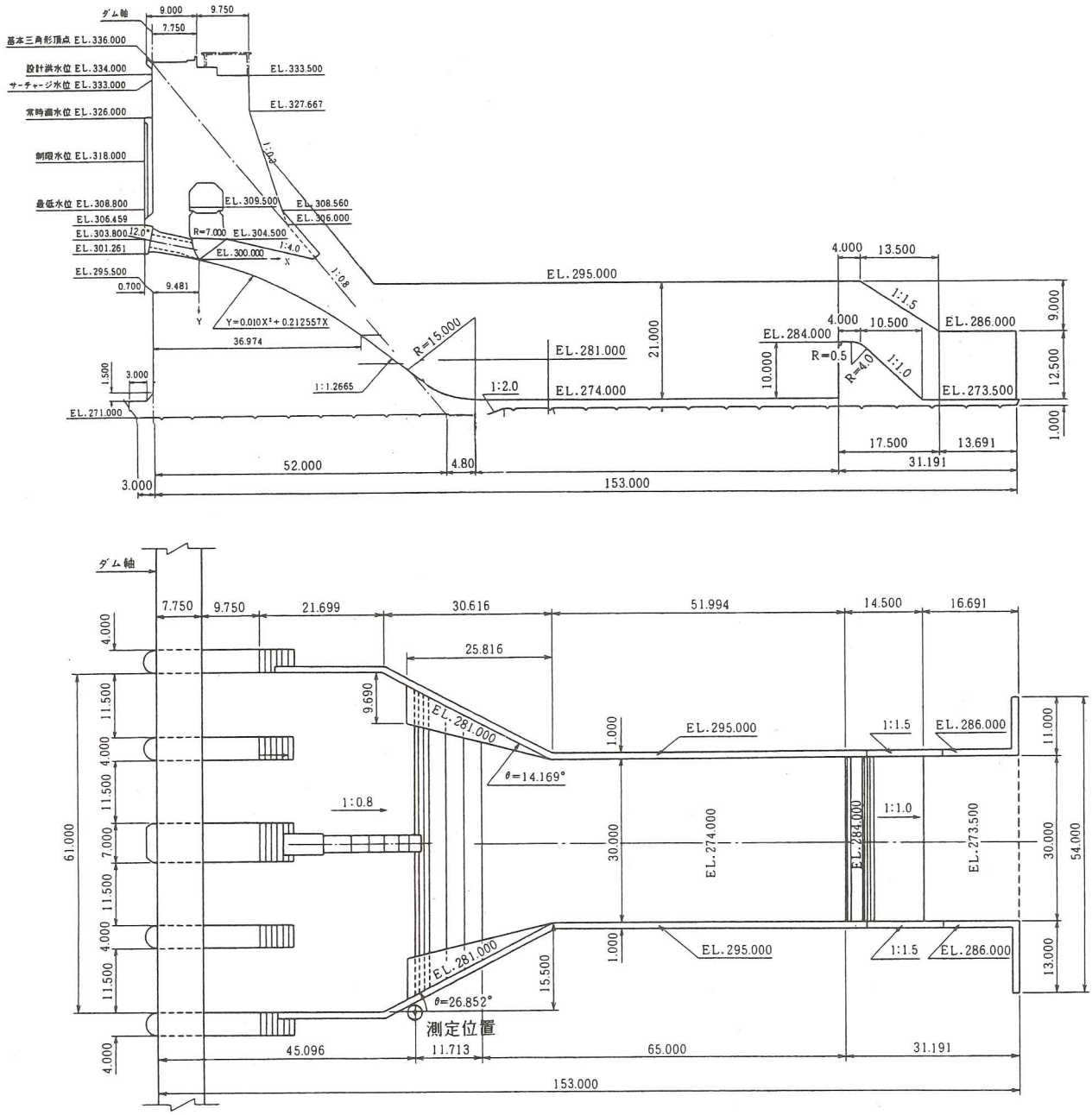


図-2　A ダム洪水吐き減勢工断面図および平面図

録された跳水始端部に幅方向に分布する線音源があるとすれば各地点の音圧レベルは次式で与えられる。

$$L = L_w - 10\log r - 8 \qquad (1)$$

ここに，

L：測定音圧レベル，L_w：音源の音響出力

r：音源と測点の距離

図中の実線は，もっとも大きな値を示した跳水始端部直上の測定値から L_w を求め，これを用いて (1) 式から計算した各地点の音圧レベルを示したものであるが，これはほぼ測定値に一致している。したがって，跳水音は始端部からの発生音が支配的であり，音源としてはほぼ線音源とみなせると考えられる。

4.　発生音の音響出力

4.1　水理的なエネルギーと音響出力の関係

減勢工では，跳水時に生じる大きな乱れによって，そのエネルギーの一部が，熱や音に変換されることによって，減勢効果が発揮されると考えられる。したがって，跳水時あるいは着水時の発生音のエネルギーすなわち音響出力は流入水脈の運動エネルギーや流速に

表-3　実機の放流条件

流入条件			
水脈厚さ h (m)	流量 Q (m³/s)	着水時 v (m/s)	フルード数 Fr
0.163	12.1	24.8	19.7
0.216	16.0	24.7	17.0
0.269	19.9	24.7	15.2
0.321	23.6	24.5	13.8
0.373	27.3	24.5	12.8
0.424	30.9	24.3	12.0
0.480	34.9	24.2	11.2
0.537	38.9	24.1	10.5
0.592	42.6	24.0	10.0
0.646	46.4	23.9	9.5
0.718	51.2	23.8	9.0
0.789	56.0	23.7	8.5
0.859	60.6	23.5	8.1
0.929	65.3	23.4	7.8
1.073	74.9	23.3	7.2

大きく依存するものと考えられる[3-5]。

前述の実験結果から推定されるように跳水の始端部を線音源とみなせば，測点1での音圧実効値から音源の単位幅当たりの出力は次式で求めることができる。

$$W = 2\pi r I = 2\pi r \frac{p^2}{\rho_a c} \tag{2}$$

ここに，

W：単位幅当たり出力〔w/m〕

I：音の強さ〔w/m²〕，p：音圧実効値〔Pa〕

r：音源と測点の距離〔m〕

ρ_a：空気の密度〔kg/m³〕，c：音速〔m/s〕

一方，単位時間単位幅当たりの流入エネルギーは次式で与えられる。

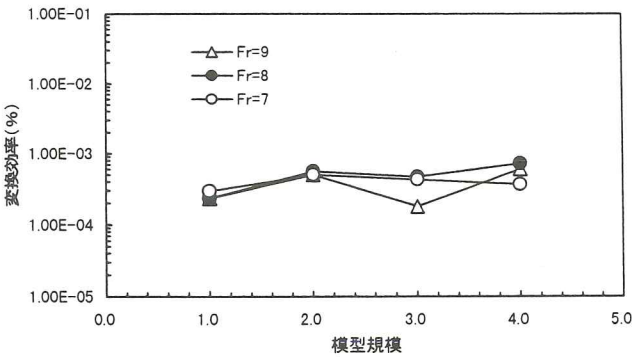


図-4　模型規模と変換効率の関係

$$E = \frac{\rho_w q v^2}{2} \tag{3}$$

ここに，

E：単位時間単位幅当たり流入エネルギー〔J/s/m〕

q：単位幅流量〔m³/s/m〕，v：流入流速〔m/s〕

ρ_w：水の密度〔kg/m³〕

ここで以下のように流入エネルギーと音源の音響出力の比 α をとると，この α は跳水時における流れのエネルギーから音のエネルギーへの変換効率と考えられる。

$$\alpha = \frac{W}{E} \tag{4}$$

図-4に，表-1に示した実験ケースにおける変換効率 α と模型規模の関係を示した。これによれば，幾何学的に相似な模型を用い，放流条件をフルード相似とすれば変換効率 α は模型規模に依らず，一定の値をもつことがわかる。

通常，フルード相似とすれば模型における減勢状況は実機と相似となり，結果としてエネルギーの減衰率が変わらないことが水理模型実験の前提となっている。音の発生は跳水によって水脈のもつ水理学的なエ

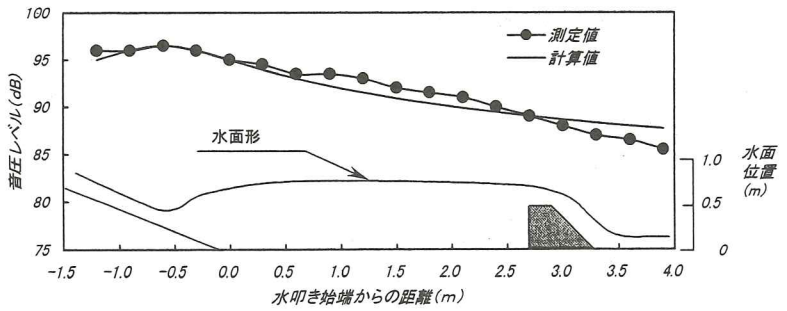


図-3　測定位置と水面形・音圧レベルの関係

ネルギーの一部が音のエネルギーへ変換することによって生じるものであり，跳水によるエネルギー減衰の一端を担うものである。したがって，模型の規模に依らず，変換効率が一定に保たれていることは，音の発生メカニズムも模型規模によって変化しないことを示していると考えられる。

4.2 フルード数と変換効率の関係

次に流況すなわちフルード数を変化させた場合の変換効率の変化についてみてみる。図-5 は跳水式減勢工においてフルード数を変化させた場合の変換効率について模型実験および実機による測定結果を比較したものである。図によればフルード数の増加とともに変換効率が低減する傾向は一致しているが，模型実験値はやや低減傾向が緩やかである。

これは，実機においては流入幅と減勢工幅が異なっているため，模型において跳水形態が完全には再現されていないことがおもな要因と考えられるが，もうひとつの要因として空気混入量の違いがある。通常の水理模型実験でも放流管下流などの流速が非常に大きい水脈における空気の混入現象については再現が困難であることから，水深については得られた模型値に実測に基づく経験式によって空気混入による水深の増加量の補正が行われる。次節にも述べるように，跳水時の音の発生についても空気の混入現象が少なからず寄与していると考えられる。

空気混入状況についての目視による観察では，水脈がゲートから放流されてから減勢池に着水するまでの間に生じる空気の混入状況に模型と実物では相違がみられた。実物では，フルード数が大きい，すなわち水脈が薄い流れでは水脈全体に境界層が発達し，減勢池に着水するまでに大量の空気を混入している状況が確認されているのに対して，模型実験においては着水前の水脈に空気混入はほとんど生じておらず，当然フルード数の違いによる空気混入の違いも生じていない。なお，この違いは水脈のエネルギー損失などの水理的条件および音への変換効率の双方に影響を与えていると考えられ，図にみられるフルード数の増加に伴う変換効率の低減は，純粋な変換効率の変化だけではなく，着水前の水理的なエネルギー損失も含んでいるものと理解すべきであろう。

しかし，図-5 にみられるように模型と実機における変換効率の違いはわずかなので，実用上は若干の安全を見込めば模型実験で得られた変換効率を用いて実機における発生音の音響出力を推定することが可能であると考えられる。具体的には，(3) 式を用いて実機における流入エネルギーを算定し，これに模型実験で得られた変換効率を乗じれば実機の音響出力を求めることができる。

また，前節で示したように変換効率は，模型規模に

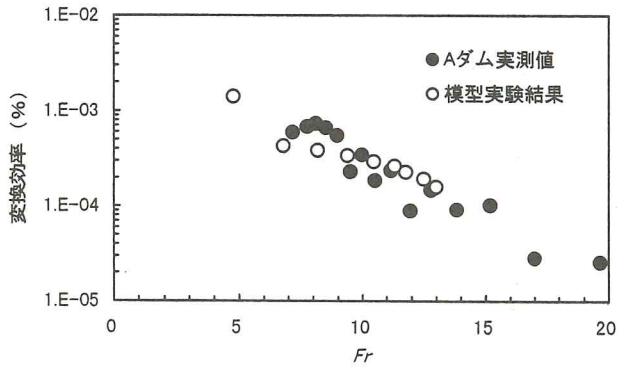


図-5 変換効率の実測値と模型実験値の比較

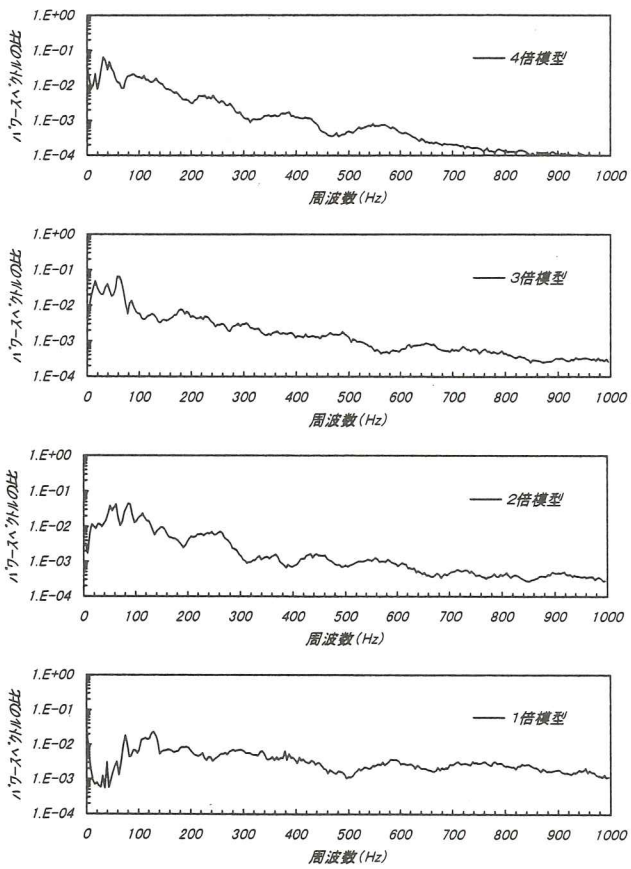


図-6 模型規模による発生音の周波数特性の違い

依らずほぼ一定の値を示している。今回用いた模型規模は，通常の水理模型実験に用いられる縮尺模型にほぼ匹敵する規模となっているので，水理模型実験に用いた模型を発生音の予測に流用することが可能であると考えられる。なお，模型規模の限界の判断は発生音とポンプ運転などに伴う暗騒音との相対的な大小関係から判断すべきものと考えられる。水理実験の場合，一般の音響実験のように暗騒音を遮断した環境での実験は不可能であるので，発生音が暗騒音に比較して十分大きくなる範囲で模型規模を定める必要があると思われる。

5. 発生音の周波数特性

5.1 模型規模および放流条件と周波数特性の関係

図-6 に実験 No. 1-1，2-1，3-1，4-1 における測定音の周波数分布を示した。なお，各周波数成分は得られたパワースペクトルをオーバーオール値で除して無次元化したものを示している。各模型とも低周波帯に卓越周波数ももち，模型規模が大きい方がより低い周波数の卓越周波数を有している。

一般に音を発生する機構は，ある周波数分布をもった音源とこれを選択的に透過あるいは減衰させる共鳴現象との組合せからなっている。しかし，観測音のみからこれらを分離することは困難である。

本研究の対象としている跳水時の発生音について考えた場合，音源としては跳水時に水に大量に取り込まれる気泡の振動や跳水始端部における流速変動などが考えられる。

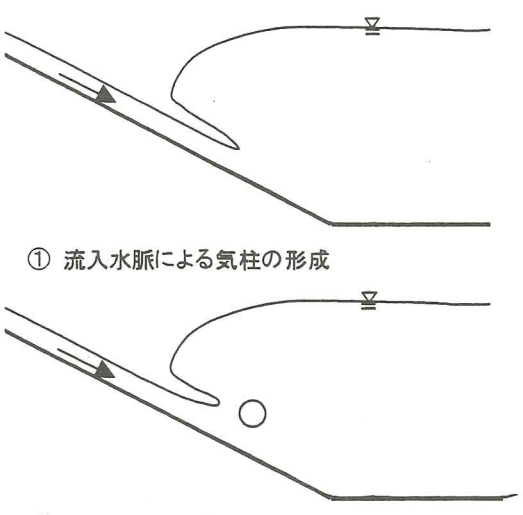


図-7 気泡混入の模式図

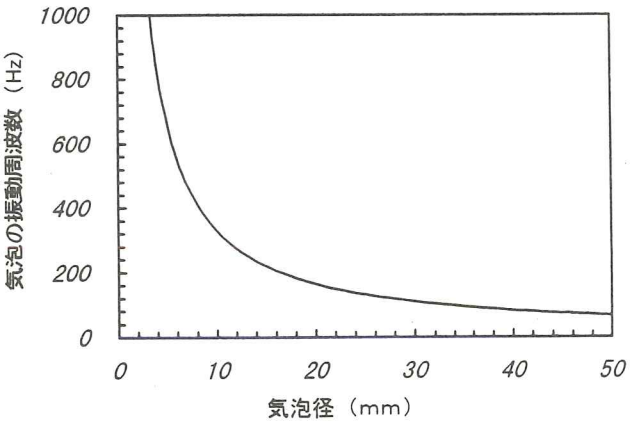


図-8 気泡の振動周波数

一方，共鳴現象については，副ダムによって形成されたプール内における共鳴，減勢工側壁と水面によって形成される空間における共鳴などが考えられる。

以下に，音源および共鳴現象それぞれについて周波数特性の観点からそのメカニズムを推定してみる。

5.2 音源の周波数特性

5.2.1 気泡の固有振動数

跳水時には始端部から大量の空気が混入し，これによって生じた気泡は流れと浮力によって移動し，水面に達して消散する。跳水音はこの空気混入が大きく関係していると推定できる。始端部における気泡発生は図-7 に示すように，①高速の流入水脈に連行された空気による気柱の形成，②表面張力による気泡の分離，によると考えられる。森ら[6]は，鉄球の水面への落下実験から，上記②に述べたように気泡が水面から離脱する際におもに音が発生し，その発生音周波数が，Minnarert[7]によって理論的に求められた次式の気泡の 0 次モードの自由振動（気泡の膨張・収縮振動）の周波数に従うとしている。

$$f=\frac{1}{\pi R}\sqrt{\frac{3\gamma p_0}{\rho_w}-\frac{4\sigma}{\rho_w R}} \tag{5}$$

ここに，R：気泡の直径，γ：比熱比，p_0：大気圧，ρ_w：水の密度，σ：表面張力

これによって発生する音の周波数と気泡径の関係を図-8 に示す。目視による観察によれば，気泡は，数 mm から数 cm 程度であり，さまざまな径がランダムに存在する。したがって，気泡振動音が，比較的高い

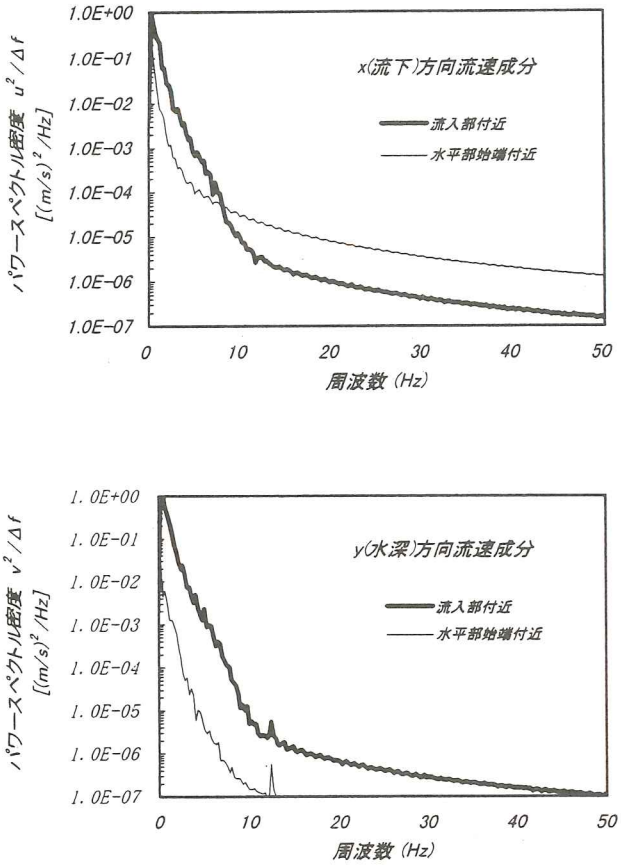


図-9　ポテンシャルコア近傍の流速変動

周波数帯における雑音源となっている可能性がある。

5.2.2　跳水始端部付近における流速変動

跳水始端部における流況は，近似的に圧力勾配のある場への2次元噴流拡散現象と考えることができる。流入した高流速の水脈によるポテンシャルコアは減勢工の水平部付近まで伸び，周辺に乱れの大きい領域を形成する。図-9は，モデル3において流入部付近および水平部始端付近でのコア近傍の流速変動を測定したものである。得られたパワースペクトルは，周波数が小さいほどパワースペクトル密度が大きくなるピンクノイズと呼ばれる周波数分布となっている。

空気噴流ではこのようなコア周辺の速度変動に起因して，流下方向の位置によって異なるさまざまな周波数の音が発生することが知られており[8]，水を媒質とした場合も同様の現象が生じ得ると考えられる。ただし，実際には空気連行が生じないように完全に水中で放流を行うと音はほとんど生じないことから，跳水始端部の大量の気泡を含む領域における流速変動が低周波音の発生に大きく寄与しているものと推測される。

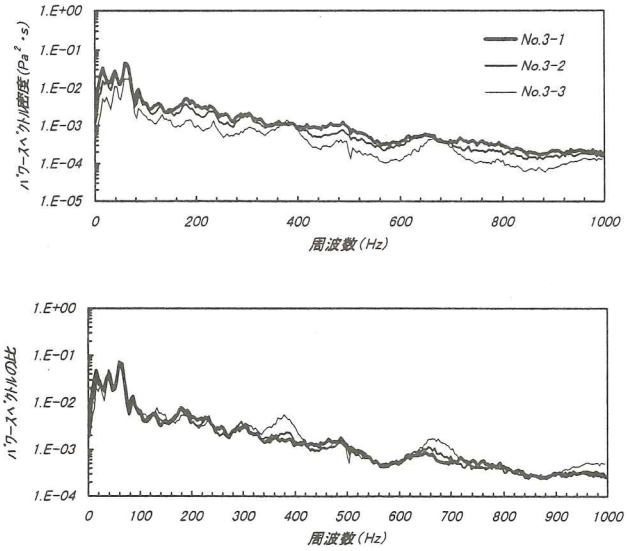


図-10　放流条件による発生音の周波数特性の変化（モデル3）

5.2.3　減勢池内の回転運動

跳水に伴い減勢池内にはローラと呼ばれる局所的な回転運動を生じる。これが音源となったり，あるいは音源の周波数特性に影響を与える要因となる可能性がある。このローラの回転運動の周波数は，（流入流速/減勢池水深）のオーダー以下，すなわち数Hz程度以下と考えられるが，その測定の困難性もあって今回測定を行っていない。加えて，実験では，同一縮尺においては流速を1m/s程度しか変化させておらず，今回の実験結果からローラの影響を評価することは難しい。しかし，これが，音源の低周波成分の発生要因となっている可能性があり，今後，回転運動の周波数を実測することを含め，影響を評価する必要があると考えられる。

5.3　減勢池内における共鳴現象

図-10は放流条件の変化によるパワースペクトルの変化を示したものである。また，下段の図は得られたパワースペクトルをオーバーオール値で除して無次元化したものである。パワースペクトルの各成分の絶対値が流量の増加とともに大きくなるのに対して，無次元化されたパワースペクトルはほぼ一致し，同一の模型である場合，放流条件に依らない同一の周波数特性をもつことがわかる。

一方，図-6に示したように，卓越周波数は模型の規模，つまり幾何学的な条件によって変化しているこ

とから，何らかの空間的な共鳴構造が存在するものと推定できる。

通常，共鳴構造としては壁などに囲まれた閉じた空間における気柱共鳴が考えられるが，本事例の場合にはこれに相当する空間は存在しない。しかし，媒質を大気に限定せず，水中における共鳴も考慮すれば，閉じた空間として副ダム上流に形成される減勢池が考えられる。以下に減勢池における音の伝播について考察する。

一般に音の伝播の支配方程式は速度ポテンシャル ϕ を用いて以下のように記述される[9]。

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial z^2}=\frac{1}{c_w{}^2}\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \tag{6}$$

ここで，

$$u=-\frac{\partial\phi}{\partial x},\ v=-\frac{\partial\phi}{\partial y},\ w=-\frac{\partial\phi}{\partial z} \tag{7}$$

u,v,w：x,y,z 方向の粒子速度

c_w：水中の音速

上式は，水中における音の伝播を記述する式であるが，減勢池のように媒質が気泡を大量に含む水である場合には，c_w の代わりに気泡を含む水中の音速 V を用いることにより，音の伝播の支配方程式は次式で与えられることがCommander & Prosperetti[10]によって示されている。

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial z^2}=\frac{1}{V^2}\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \tag{8}$$

なお，V については種々の議論があるが，ここでは，最も単純に次式で与えることとする。

$$V=\beta c_a+(1-\beta)c_w \tag{9}$$

β：ボイド率，c_a：空気中の音速

音源として正弦波を扱うものとして，電気回路の交流理論の手法にならって，この解を

$$\phi=\sqrt{2}\Phi e^{j\bar{\omega}t} \tag{10}$$

ここに，$\bar{\omega}$：角周波数

とすれば（8）式は時間微分を含まない次式に書き改められる。

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2}+k^2\Phi=0 \tag{11}$$

ここに，

$$k=\frac{\omega}{V} \tag{12}$$

入力波形（音源）と壁や水面等の境界条件を与えて，この式を解くことにより音場を求めることができる。ここでは，3. で示したように音の発生位置が跳水始端部に限定されるとみなせることから，図-11 に示すように減勢池をモデル化する。ここで，$\Phi_0(\omega)$，跳水始端部における音源を意味する。以下では，管における音の伝播のように，水深方向における音の伝播を無視し，流下方向における音の伝播のみを取り扱う。これによって，（11）式は以下に示す 1 次元の常微分方程式に書き改められる。

$$\frac{d^2\Phi}{dx^2}+k^2\Phi=0 \tag{13}$$

この式は簡単に解けて

$$\Phi=A\cos kx+B\sin kx \tag{14}$$

となる。下流の境界条件は副ダムであり，固定壁と考えられるので以下で与えられる。

$$x=l \text{ において } u=0 \text{ すなわち } \frac{d\Phi}{dx}=0 \tag{15}$$

したがって，（14）式より

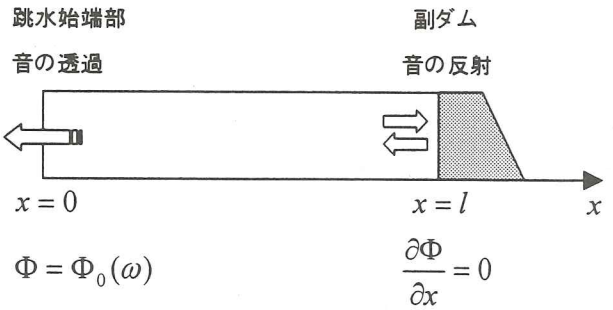


図-11　減勢池内の共鳴構造のモデル化

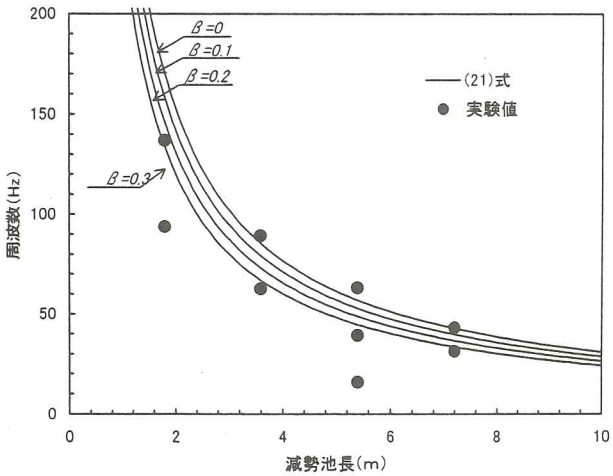


図-12　減勢池長と共鳴周波数の関係

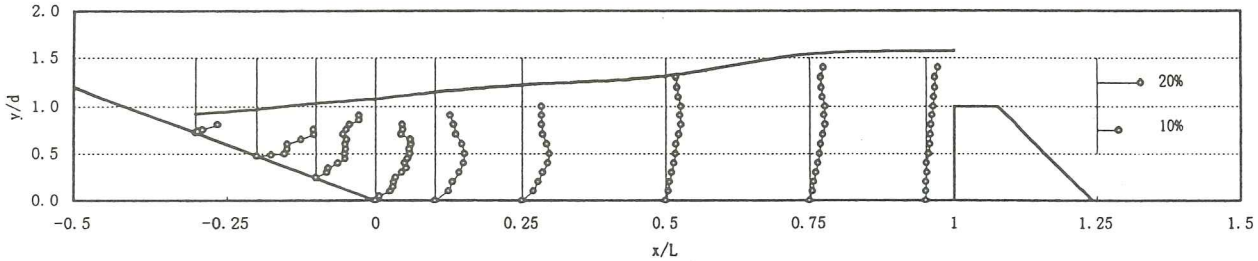


図-13　減勢池内のボイド率分布（実験 No. 2-1）

$$-kA\sin kl+kB\cos kl=0 \qquad (16)$$

もう一方の境界は跳水始端部であるが，ここは跳水時の発生音の音源であり，また，気泡を大量に含んだ水の領域と大気とが接する部分であるため，境界条件の与え方は非常に難しい。ここでは，これを仮に図-11に示すように以下のように与える。

$$x=0 \text{ において } \Phi=\Phi_0(\omega) \qquad (17)$$

したがって，(14) 式より

$$A=\Phi_0(\omega) \qquad (18)$$

よって，(14)，(16) および (18) 式より

$$\Phi=\Phi_0(\omega)\cdot(\cos kx+\tan kl\cdot\sin kx) \qquad (19)$$

となる。また，上式において，振幅が無限大となる条件すなわち共振条件は

$$kl=\frac{\pi}{2}+m\pi \qquad (20)$$

となる。また，(12) および (20) 式より次式が得られる。

$$f=\frac{V}{2\cdot l}\left(\frac{1}{2}+m\right) \qquad (21)$$

$$m=0,1,2,3\cdots$$

これは，モデルの共鳴周波数を与えている。

図-12 に (21) 式を用いて $m=0$ として 0 次モードの共鳴周波数を計算した結果を，図-6 に示したパワースペクトルから読み取った卓越周波数とともに示す。ボイド率は 0%，5%，10%および 20%とした場合の計算値を示してある。なお，実際の減勢池内のボイド率は一様とはならない。図-13 は，実験 No. 2-1 のケースにおける減勢池内のボイド率をボイド計を用いて測定した結果を示したものである。ボイド率は跳水始端部付近で最大を示し，20%程度となるが，下流ほど小さくなり，副ダム付近では数%以下となる。また，減勢池内の全体の平均ボイド率は 7%となっている[10]。こうした気泡の分布の非一様性や空気が音の伝播特性にどの程度の影響を与えるかという点は今後の課題として残されているが，概略には減勢池内の平均ボイド率程度の性質を有するものと予想され，事実，実験における共鳴周波数もその周辺に現れている。

(21) 式を導く際の単純化の過程を考えると，計算値と実測値の相違について詳細に議論することにはあまり意味はないが，模型規模が大きくなるほど卓越周波数が低くなる傾向はよく再現されており，減勢池において想定したような共鳴現象が生じているものと判断される。

また，音源については，前節に述べたように現時点ではある程度の推測はできるものの，その周波数特性までは明らかではない。しかし，図-12 に示すように実際に観測される音において卓越周波数が共鳴周波数とほぼ一致した傾向を示すことは，音源そのものの周波数特性よりも共鳴現象が卓越して現れていることを示していると考えられる。

なお，卓越周波数は (21) 式に示すとおり減勢池長さのみの関数となる。今回の実験では放流条件や水深等他の条件も変化させているので，今後，減勢池長さすなわち副ダム位置のみを変化させた場合の比較実験を行い，(21) 式を検証しておきたい。

5.4　周波数特性の換算

前述した共鳴周波数を与える (21) 式は模型，実機にかかわらず成立する。式中の l は減勢池の長さであり，当然 $1/n$ 縮尺の模型では実機の $1/n$ となる。一方，音速は原型，模型とも変化しない。したがって，周波数については，一般に「音の相似則」と呼ばれる次式が成立する[10]。

$$\frac{f_p}{f_m}=\frac{c/l_p}{c/l_m}=\frac{1}{n} \qquad (22)$$

ここに，l：代表寸法，f：周波数，c：音速

添字 p は原型値を，m は模型値を表す（以下同様）。

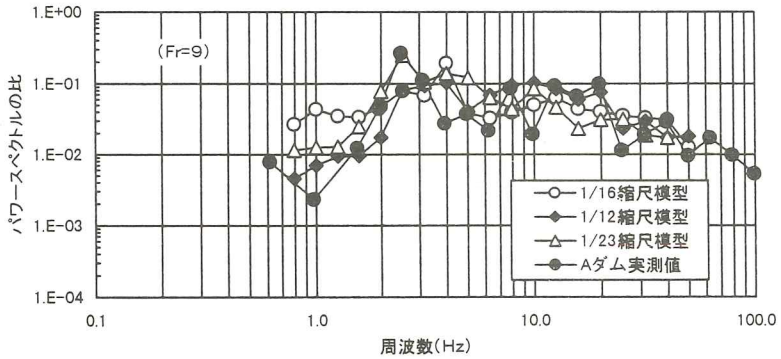


図-14　周波数分布の各縮尺模型からの換算結果と実機実測値との比較

実際には流下方向の共鳴だけではなく，他方向のさまざまな共鳴周波数が存在し，また，それらの高次の共鳴周波数も存在する。さらに，減勢工形状や地形によっては大気中における共鳴現象も加わることが考えられ，これらの組合せとして図-10 に示すような周波数特性を示すものと考えられる。一般には，適切な境界条件と入力波（音源）を与えることができれば（11）式を解くことによって音場を求めることができるが，現実には困難である。しかし，（11）式は線形な方程式なので，模型と実機が幾何学的に相似な境界条件をもてば，両者の解には（22）式の関係が成立する。

なお，以上の議論は音の伝播・共鳴現象にかかる部分であり，音源そのものについては（22）式が成立する根拠はない。しかし，前節で述べたようには，結果として観測される音の周波数特性は，音源そのものの周波数特性よりも共鳴現象が卓越して現れていると考えられることから（22）式のみによる換算が可能であると推定される。

これを確認するために，模型実験値からの換算値と実機の測定値の比較を行った。図-14 は，（22）式を用いてモデル 2～4 の模型実験値から実機スケールへの換算を行い，実機における測定値と比較したものである。図から明らかなようにいずれの模型値からの換算値も実機の測定値と比較して良好な再現結果を示している。したがって，周波数特性については（22）式に示した音の相似則に基づく換算が可能であると考えられる。なお，図-14 に示す周波数分布は周波数が高くなるほど対数的に周波数成分が減少するいわゆるピンクノイズの傾向を示している。

一般に，ダムに設けられる減勢工の流下方向の大きさは，数 10 m 程度の規模となるため卓越周波数は数 Hz 以下と非常に小さくなり，また，減勢工の大きさや形状による卓越周波数の違いも非常にわずかとなる。この卓越周波数のわずかな違いを無視すれば，実機における周波数分布特性は，減勢工の大きさや形状に依らず，ほぼ一定のピンクノイズとみなすことができると考えられる。また，実機においては減勢工の流下方向の共鳴に加えて，幅方向の共鳴も生じるはずであるが，それらの周波数の差異は非常に小さいため，実機の観測値には明確に現れていないものと考えられる。なお，筆者らが行った他ダムにおける現地観測でも同様の周波数特性が得られている[13]。したがって，発生音の予測に際しては，変換効率を求めることによりオーバーオール値が得られれば，発生音のパワースペクトルは一義的に定めることができると考えられる。ただし，トンネル式の減勢工のように減勢池以外に特殊な共鳴構造をもつと予想される場合には，別途周波数特性についての検討が必要である[4]。

6.　まとめ

以上，副ダムを有する跳水式減勢工を対象として，規模の異なる模型と実機における発生音の測定を行い，水理学的条件，幾何学的条件と発生音の音響出力，周波数特性の関係について把握するとともに，模型実験から実機における発生音を予測する手法についての検討を行った。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

跳水時に発生する音の特性については，以下の結果が得られた。

1) 跳水時に発生する音は，跳水始端部からの発生音が支配的であり，音源は幅方向へ分布する線音源とみなすことができる。

2) 発生音の音響出力と流入エネルギーの比すなわち音のエネルギーへの変換効率は，フルード相似とすれば模型規模に依らず，一定の値をとり，この値は実機の値ともほぼ一致する。

3) 発生音の周波数分布は，一定の放流条件の範囲においては，放流条件（フルード数）に依らず一定の形状をとる。

4) 発生音の周波数分布に現れる卓越周波数は，減勢池内において副ダムや側壁により囲まれた水中における共鳴周波数とほぼ一致する。

したがって，以下の方法によって，模型実験の値から実機の値を予測することができる。なお，実験における水理条件は，実機とフルード相似とすることが前提である。

5) 計算により得られる実機の流入エネルギーに模型実験から得られた変換効率を乗じることにより，実機において生じる発生音の音響エネルギーを求めることができる。

6) 模型実験から得られた周波数分布は，音の相似則により実機の周波数分布へ換算することができる。

7) 卓越周波数のわずかな違いを無視すれば，実機における周波数分布は，減勢工の大きさや形状に依らず，ほぼ一定のピンクノイズとみなすことができ，変換効率が求められれば周波数特性も一義的に定めることができる。

今回の検討により，これまで定量的な予測が困難であるとされてきたダム放流時の発生音について，模型実験から実機において発生する音を予測する一連の手法を提案することができたと考えている。なお，紙面の都合で触れられなかったが，筆者らはアーチ式ダム等において採用されることの多い空中放流式の減勢工においても，模型実験および実機における発生音の測定を行い，本報告と同様の整理が可能であることを確認している。減勢工にはさまざまな形式があり，また，越流頂等他の放流設備からの流れも加わり，3次元的な複雑な流況を呈する場合も多いが，本研究で提案した手法は流況にかかわらず有効であると考えられる。

今後は，さらにデータの蓄積を行い，実験・解析手法の確立を図っていく必要がある。とくに，本手法の検証，適用範囲の確認のために，実際の構造物における観測結果の収集が重要であると考えられる。

最終的には，今回提案した予測手法を用いて超低周波音の低減対策を確立していくことが目標となる。筆者らは，減勢工全体を地下構造物とすることにより，跳水時の発生音エネルギーを外部に発散させずに地下空洞内で減衰させ，外部に拡散する音響エネルギーを抑制する方法について本手法による検討を実施している[14]。減勢工における超低周波音の発生は，減勢工の目的である水理学的エネルギーの減衰に伴い生じるものであるから，現行の減勢工の基本的仕組みを変えずに発生音そのものを大きく低減させることは難しいが，徐々にエネルギーを減じる構造である階段式減勢工，気泡の混入を抑えた水中放流による減勢工等水理的な工夫により発生音を低減する方法についても検討を進めていきたいと考えている。

今回，音の発生メカニズムのうち，音源については定量的な分析に至らなかった。予測手法の精度を向上させ，低減対策を検討するためにも，音源のメカニズムを解明することは重要である。

本研究にあたり，筑波大学第3学群機能工学系の京藤助教授，小山工業高等専門学校電子制御工学科の久保助教授に貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 角　哲也：水理構造物における水膜振動に関する研究，京都大学博士論文，1998
2) 土木学会水理委員会：水理公式集，pp. 268-269，丸善，1999
3) 泉　完：跳水型落差工の斜面上における減勢音特性，農業土木学会誌，**63**(5), 507-512, 1995
4) 桜井　力，柏井条介，櫻井寿之：水理模型実験における跳水発生音と模型縮尺，土木技術資料，**40**(3), 26-31, 1998
5) 桜井　力，柏井条介，櫻井寿之：地下に設けられる跳水式減勢工の発生音特性，水工学論文集，**43**, 491-496, 1999
6) 森　靖夫，水上雅人，武士俣健：剛球または水滴の

水面への落下および水流により発生する音の研究，機械学会論文集（B編），**53**(487), 903-909, 1987
7) Minnarert, M.: Musical air-bubbles and sounds of running water, *Philos. Mag.*, **16**, 235-248, 1933
8) 例えば，谷　一郎編：流体力学の進歩，pp. 221-262，丸善，1980
9) 例えば，城戸健一：基礎音響工学，日本音響学会編音響学講座，pp. 64-66，コロナ社，1990
10) Commander, K.W., Prosperetti, A.: Linear pressure waves in bubbly liquids: Comparison between theory and experiments, *J. Acoust. Soc. Am.*, **85**(2), 732-746, 1989
11) 櫻井寿之，柏井条介，桜井　力：跳水式減勢工内の空気混入量，第26回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，土木学会，1999
12) 橘　秀樹，石井聖光：音響模型実験における相似則と実験手法，日本音響学会誌，**32**(10), 621-629, 1976
13) 小野雅人，桜井　力：減勢工の発生音特性に関する現地観測，第11回ダム工学研究発表会講演集，13-15, 2000
14) 桜井　力，柏井条介，櫻井寿之：天ヶ瀬ダム水理模型実験報告書（その2)—トンネル式放流設備の発生音特性—，土木研究所資料，第3718号，1-139, 2000

(2000年11月8日受理)

According to sources, including results of site measurements, energy dissipaters, with ultra-low frequency characteristics with a large portion of ultra-low frequency sounds, produce sounds which are barely audible to the human ear. When the ultra-low frequency sound is large, it may cause doors and windows in nearby buildings to shake, or cause other problems, and it is therefore necessary to clarify the characteristics and develop countermeasures. This study covers hydraulic jump-type energy dissipaters associated with sub-dams. Different sizes of dissipaters were used to measure sounds from nearby buildings, and hydraulic conditions as well as relations between model size and sound output or frequency characteristics were determined. A method of estimating the sound level which may be detected at actual dissipaters by conducting model tests is proposed.
Key words: ultra-low frequency sound, hydraulic jump-type energy dissipater, model test, conversion efficiency, frequency characteristics, sound similarity rules

◆ 報 文 ◆

ダム放流音に関する現地観測
― 天ヶ瀬ダム(アーチ式ダム)の放流音特性 ―

小野雅人* 柏井条介**

1. はじめに

ダムからの放流水は減勢工あるいは下流河道において減勢される。減勢の際、跳水等で生じる大きな乱れによって、水の持つエネルギーの一部が熱や音に変換されている。その発生音は、騒音としての問題があり、特に低周波音が大きい場合には、周辺の建物内の建具や窓ガラスなどを振動させることがある。

ダム放流音の周波数特性については、これまでの現地観測結果から、周波数が2倍となるごとにエネルギーが1/2となるようなピンクノイズの傾向を示すことが明らかとなっている[1)]。ダム放流音については、これまでにも種々の検討がなされているが、対象とする施設や流量条件が限定されており、ダム放流音の予測手法及び低減対策を確立するためには、さらに水理模型実験による検討、ならびに現地観測データの蓄積が必要である。

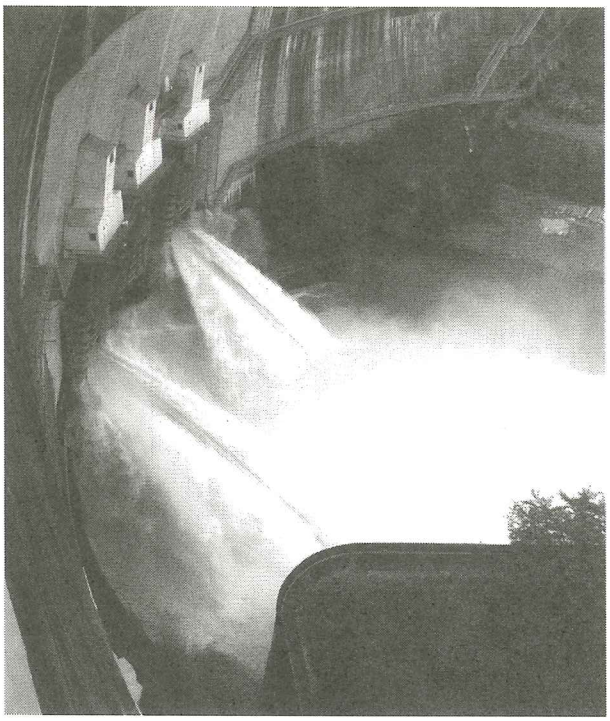


写真-1 天ヶ瀬ダム放流状況

Field Survey for Sound Characteristics in Amagase Dam

土木研究所ダム水理チームでは、水理模型実験によるダム放流音の予測方法や低減対策の検討を進める一方で、低周波音の発生状況の把握や水理模型実験の検証データ収集等の観点から、これまでに幾つかのダムで放流音の測定を行ってきた。

本報告は、比較的広範囲にわたり放流音の観測を行うことができた空中放流式の天ヶ瀬ダム常用放流設備(以下、コンジットという)について放流音特性の推定を行うとともに、これまで検討が進められてきた水平水叩き式減勢工の放流音特性との比較を行ったものである。

なお、水理模型実験による発生音の予測手法、低減対策についても検討を進めており、これについては別の機会に報告したい。

2. 現地観測の概要

天ヶ瀬ダムは、昭和39年に淀川水系宇治川に建設されたアーチ式コンクリートダムである。放流水の減勢方法は、放流水をダム直下の減勢池内で水中拡散させ、水中での乱れによってエネルギーの減殺を行う一般のアーチ式ダムに見られるタイプである(写真-1参照)。

現地観測は、平成13年8月28日及び9月13日の2日間実施した。両日とも、出水後における琵琶湖の水位調節のための放流である。

放流音の観測地点を図-1に示す。観測は主として、ダム堤体上や減勢工付近及びダム下流河川を主体とした地域で実施した。特に、ダムから見通しがきく下流河川沿いの地点については、距離減衰式の適用を考慮して、各観測点の間隔が概ね等間隔になるよう配置した。

また、放流音の計測には1～1,000Hzの間で歪みのない測定が可能な低周波音レベル計を用いた。

3. 放流音特性の推定

3.1 音の伝搬に関する基本式

音源が小さく、その音響出力がどの方向にも一

様な音響エネルギーを放射して球面状に伝搬していく場合、音源は点音源とみなせる。これまでの水平水叩き式減勢工における放流音の検討から、跳水音の発生音は跳水始端部からの発生音が支配的であることが明らかになっており[2]、例えば、放流管からの流れのように、幅が制約されたままとまった水脈が広い減勢池内に突入する場合の音源は、跳水始端部を音源位置とする点音源と考えることができる。

ここで、天ヶ瀬ダムのコンジットについて見てみると、コンジットからの放流水脈は拡散しながら落下するものの、その主流はまとまった水脈として減勢池に突入していることから、音源は水平水叩き式減勢工の場合と同様に、放流水脈の減勢池への突入地点を音源位置とする点音源と考えることができる。

また、天ヶ瀬ダムは3門のコンジットを有するが、複数のコンジットから放流した場合には、各コンジットからの放流水脈の主流は互いに干渉し合うことなくそれぞれ単独の水脈として減勢池に突入していることから、各放流水脈の突入地点が点音源となり、観測値はこれらが合成したものとして与えられる。

音源を点音源、空間を半自由空間とし、各コンジットから放流した場合の音響パワーレベル(音源から単位時間に放出される音の全エネルギーである音響出力を対数尺度で表示したもの)を PWL_j (dB) とすれば、合成音響パワーレベル PWL (dB) と地点 (i) での音圧レベル SPL_i (dB) の関係は次式で与えられる。

$$SPL_i = PWL - 20\log r_i - 8 - \alpha_d - \alpha_e \quad (1)$$

$$PWL = 10\log\left(\sum_j 10^{\frac{PWL_j}{10}}\right) \quad (2)$$

ここに、r_i：音源 (j) から観測点 (i) までの距離 (m)，α_d：回折減衰値 (dB)，α_e：超過減衰値 (dB) である。

なお、超過減衰には、主として空気吸収による減衰と地表面の吸収による減衰があるが、ダム放流音のような低周波音が卓越している場合には、その減衰量はほとんど無視できるほど小さい。

また、式 (1) はオーバーオール音圧レベル (全体の音圧レベル) について述べているが、当然のことながら、ある特定の周波数バンドについても成立する。

3.2 使用データ

音響パワーレベルや音源の周波数特性については、観測データを用いて式 (1) から推定することができる。しかし、式 (1) の適用に当たっては、回折減衰量の推定が難しいこと、音源を点音源と仮定しているため、音源近傍では適用できないと考えられることから、放流音特性の推定には、回折減衰の影響を無視できると考えられる放流地点から直接見通しのきく地点で、かつ、音源近傍を除く地点として、A, D, Q, R, T, U 地点のデータを用いることとした。放流音特性の推定に用いたデータを表-1 に示す。

また、放流音特性の推定に関する基本

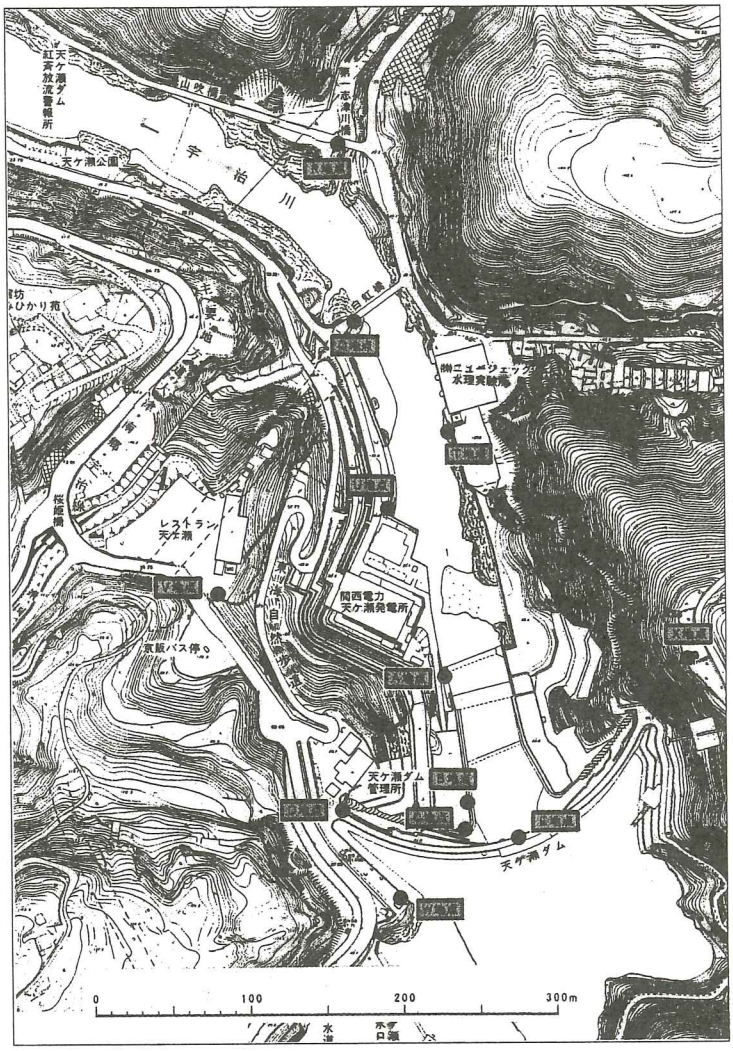


図-1 現地観測地点

式は、式 (1) において $\alpha_d = \alpha_e = 0$ とした次式となる。

$$SPL_i = PWL - 20\log r_i - 8 \qquad (3)$$

3.3 音響パワーレベル

放流パターン①, ②, ③の 3 放流パターンについて、それぞれ現地観測データから式 (3) を用いて音響パワーレベルの推定を行った。

音源位置である放流水脈の減勢池への突入地点は、ゲート出口で貯水位との水位差による初速を与えた自由落下式により計算を行った。

なお、落下に伴うエネルギー損失、ゲート半開時における下向きの偏向は無視している。また、複数のコンジットから放流している場合は、各音源の重心を音源位置とした。

3.2.1 パターン①における音響パワーレベル

このパターンではゲート 3 門から放流が行われている。各ゲートからの放流量は各々若干異なるが、簡単のため 1 門当たりの放流量は全放流量 103m^3/s を 3 等分した 34.3m^3/s とする。このパターンでのデータは A 地点のみであり、A 地点での観測値を用いて式 (3) より音響パワーレベルを求めると 143.1dB となる。この値は 34.3m^3/s を 3 門放流している場合の合成音響パワーレベルと考えられ、これを 1 門当たりに換算すると 138.3dB となる。すなわち、1 門当たりの放流量 34.3m^3/s の場合の音響パワーレベルは 138.3dB と考えられる。

3.2.2 パターン②における音響パワーレベル

このパターンではゲート 1 門のみの放流 (17m^3/s) の放流である。このパターンでのデータは D 地点のみであり、D 地点での観測値を用いて式 (3) より音響パワーレベルを求めると 134.4dB となる。

3.2.3 パターン③における音響パワーレベル

このパターンではゲート 2 門から放流が行われている。パターン①と同様、各ゲートからの放流量は若干異なるが、簡単のため 1 門当たりの放流量は全放流量 106m^3/s を 2 等分した 53m^3/s とする。このパターンでの観測データは複数 (A, D, Q, R, T, U 地点) あるため、各地点での観測値と距離との回帰式より音響パワーレベルを求めることとした。回帰式の傾きは式 (3) の距離減衰式の傾きとほぼ等しく、回帰式より音響パワーレベルは 147.6dB となる。この値は 53m^3/s を 2 門放流している場合の合成音響パワーレベルと考えられ、これを 1 門当たりに換算すると 144.6dB となる。すなわち、1 門当たりの放流量 53m^3/s の場合の音響パワーレベルは 144.6dB と考えられる。

コンジット 1 門当たりの放流量 Q_j (m^3/s) と音響パワーレベル PWL_j (dB) の関係は図–2 に示すとおりであり、回帰式を求めると次式のようになる。複数のコンジットから放流している場合は、各コンジットについて音響パワーレベル PWL_j (dB) を求め、式 (2) により合成すればよい。

$$PWL_j = 8.6188\ ln(Q_j) + 109.41 \qquad (4)$$

これより、音響パワーレベルは $ln(Q)$ (Q：放流量) に比例することが分かる。これは、水平水叩き式減勢工の場合と同様の傾向である。しかしながら、コンジット 1 門当たりの放流量が 53m^3/s を越える場合の音響パワーレベルは外挿による推定となるため、大流量の場合の音響パワーレベルも $ln(Q)$ に比例するかどうか、現地観測による検証が必要である。

表–1 放流音特性の推定に用いたデータ

放流条件	コンジット放流量 (m^3/s)				地点名	音圧レベル (dB)
	1号	2号	3号	合計		
放流パターン①	37	36	30	103	A地点	93.6
放流パターン②	—	17	—	17	D地点	84.6
放流パターン③	52	—	54	106	A地点	96.1
					D地点	97.4
					Q地点	87.7
					R地点	85.0
					T地点	91.3
					U地点	91.8

また、前述のとおり、音響パワーレベルの推定には、放流地点から直接見通しのきく地点で、かつ、音源近傍を除く地点として A, D, Q, R, T, U 地点のデータを用いた。ここで、A, D, Q, R, T, U 地点、ならびに推定に用いていない回折の影響を受けると考えられる V, W, X 地点及び音源近傍の B, C, E 地点の観測値と推定式の関係を図–3 に示す。図より、V, W, X 地点では回折の影響を受け、観測値は推定値より小さい値となっている。特に、W 地点では、ダム堤体が大きな障壁となっていることが

分かる。音源近傍では、音源より下流側のB地点で観測値は推定値よりやや大きめの値となっているが、音源より上流側のC地点及び天端中央のE地点では逆に観測値は推定値より小さくなっている。これは、ダム堤体や減勢工の複雑な形状の影響によるものと考えられる。

3.4 音のエネルギーへの変換率

これまでのダム放流音に関する検討から、音響出力は流入エネルギーに概ね比例することが明らかとなっており[2]、ここでは音響出力と流入エネルギーの比(音のエネルギーへの変換率)について整理を行ってみる。

音響出力 $W(w)$ と音響パワーレベル PWL の間には次の関係がある。

$$PWL = 10\log\frac{W}{W_0} \tag{5}$$

ここに、W_0：音響出力の基準値 (10^{-12}w) であり、PWL は式 (2), (4) で与えられる。

また、流入エネルギー $E(w)$ は次式で与えられる。

$$E = \frac{\rho_w Q v^2}{2} \tag{6}$$

ここに、ρ_w:水の密度 (kg/m^3), Q：放流量 (m^3/s), v：流入流速 (m/s) である。

音源位置は、前述のとおり、放流水脈の減勢池への突入地点とし、流下に伴うエネルギー損失は無視している。

変換率を $\alpha = W/E$ とし、現地観測結果について、フルード数 F_r と変換率 α の関係を図-4に示す。図には、比較のため、水平水叩き式減勢工を有する三春ダム (重力式ダム) での観測結果も併せて示している。

図より、天ヶ瀬ダム (アーチ式ダム) の変換率は、水平水叩き式ダムの場合と同様に、フルード数の増加に伴い減少する右下がりの傾向を示している。また、天ヶ瀬ダムの変換率は水平水叩き式ダムの場合と比べて大きくなっている。この要因としては、減勢による音のエネルギーへの変換の他に、空中放流により誘発された空気振動の影響が加わっている可能性が考えられる。

音響パワーレベルは、流入エ

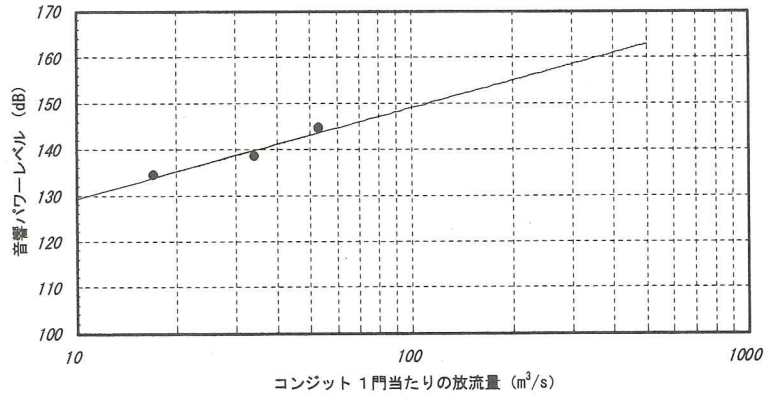


図-2 徳コンジット 1 門当たりの放流量と音響パワーレベルの関係

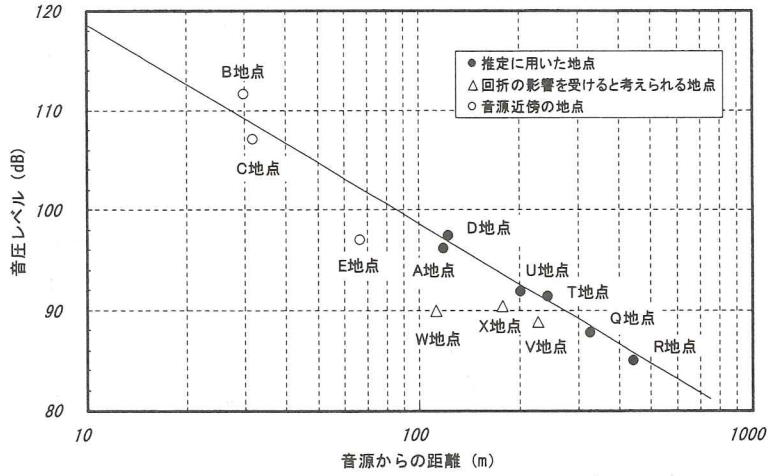


図-3 観測値と推定値の比較

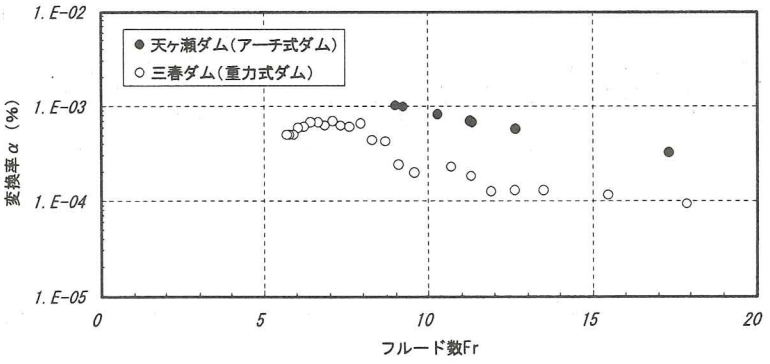


図-4 フルード数と変換率の関係

ネルギーに変換率を乗じることでも求められる。この場合の変換率は、やや大きめ(天ヶ瀬ダムの場合は1.5～2×10^{-3} %程度)に見積もっておけば安全である。

3.5 音源の周波数特性

前述したとおり、ダム放流音は低周波帯のエネルギーが大きいことから、低周波帯について別途1/3オクターブ分析を行い、その結果を用いて周波数特性の検討を行った。

1/3オクターブ分析結果を図-5に示す。使用したデータは表-1に示す地点のデータであり、縦軸は各バンドの音圧レベルをオーバーオール値で無次元化したパワースペクトル比で表している。

これまでの水平水叩き式減勢工の検討では、音源のパワースペクトル比は、一定の減勢工形状に対して、概ね流況に依らない固有の特性をもつことが示されている[2)]。

天ヶ瀬ダムの場合、各地点のパワースペクトル比は、放流パターン②のD地点を除き、概ね同じ分布になっている。放流パターン②のD地点のみ分布形状が異なる理由は定かではないが、放流パターン②の放流量は小さく、一定の流入エネルギー以下では、スペクトル分布に明確なピークが現れにくいことが要因の一つとして考えられる。また、観測時に他の自然騒音等の影響を受けた可能性もある。

天ヶ瀬ダムの場合も、音源のパワースペクトル比は、水平水叩き式ダムの場合と同様に、各観測地点の平均的な形状として捉えることができると考えられることから、音源のパワースペクトル比は各観測地点から求められる音源位置のパワースペクトル比の平均値とした。

表-2に平均値の数値データを示す。最も卓越している1/3オクターブバンドの中心周波数は1.25Hzであり、このバンド帯(1.12 ～ 1.4Hz)のエネルギーは全エネルギーの約1/4を占めている。また、1～16Hz(バンド帯では0.9 ～ 18Hz)までの周波数で全エネルギーの約9割を占めており、これからも天ヶ瀬ダムの放流音は低周波音の卓越した音であることが分かる。

4. 放流音特性の検証

推定した放流音特性の妥当性の検証を行うため、放流パターン③における現地観測時の再現計算を行い、V, W, Xの3地点について現地観測結果との比較を行った。計算には10mメッシュの数値地図を用いて地形による回折減衰の効果も考慮した。

現地観測結果と予測計算結果の比較を図-6に示す。図より、各地点とも1～4Hz程度までは両者の結果はよい一致を示している。3～4Hz以上の周波数では、W地点を除き、現地観測結果の方が音圧レベルがやや大きくなっている。これは、放

表-2 音源のパワースペクトル比(平均値)

中心周波数 f_0 (Hz)	遮断周波数 f_1～f_2 (Hz)	パワースペクトル比
1	0.9 ～ 1.12	0.0267
1.25	1.12 ～ 1.4	0.2306
1.6	1.4 ～ 1.8	0.1391
2	1.8 ～ 2.24	0.0453
2.5	2.24 ～ 2.8	0.0819
3.15	2.8 ～ 3.55	0.0594
4	3.55 ～ 4.5	0.0400
5	4.5 ～ 5.6	0.0469
6.3	5.6 ～ 7.1	0.0388
8	7.1 ～ 9	0.0390
10	9 ～ 11.2	0.0339
12.5	11.2 ～ 14	0.0444
16	14 ～ 18	0.0474

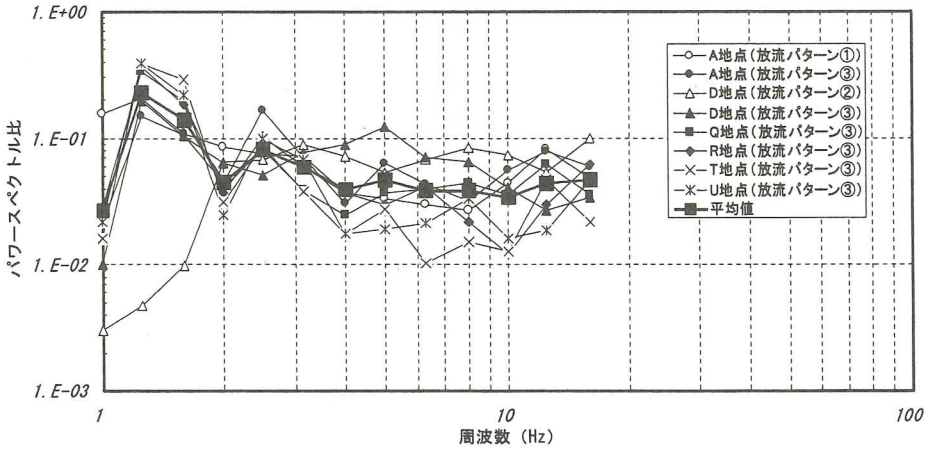


図-5 1/3オクターブ分析結果

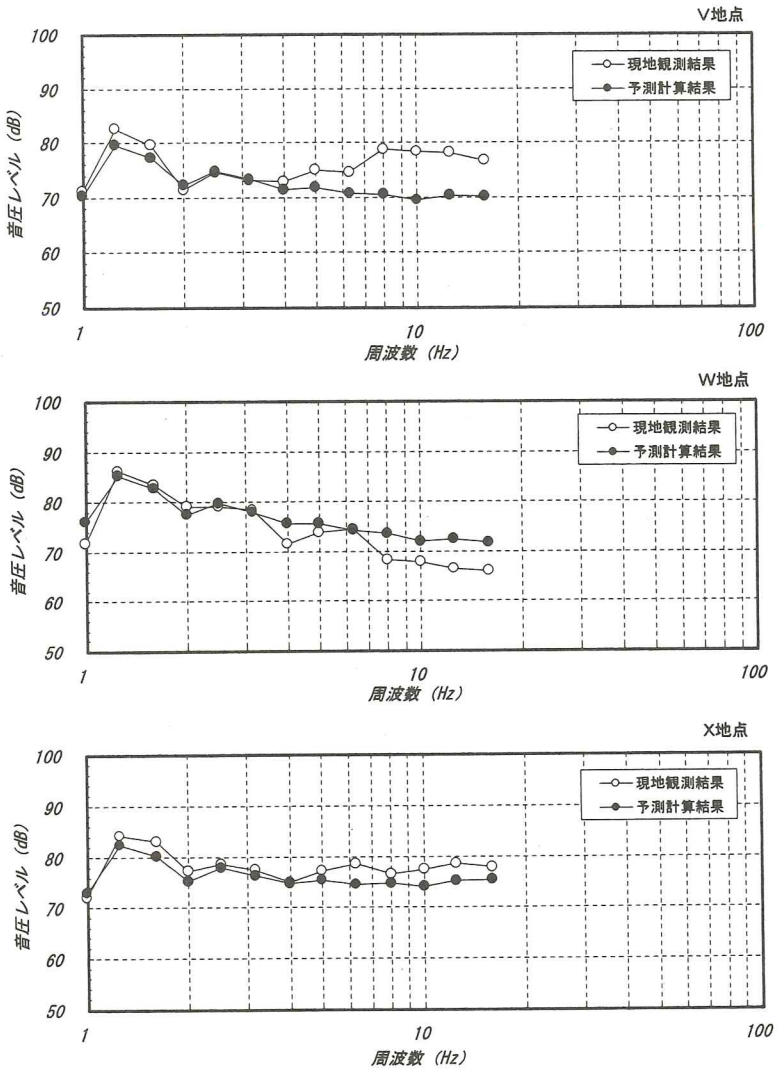


図-6 現地観測結果と予測計算結果の比較 (1/3 オクターブ分析)

流音以外の自然騒音、生活雑音等による影響が考えられる。また、W 地点では逆に現地観測結果の方がやや小さくなっているが、これは回折の影響が現れているものと考えられる。すなわち、10m メッシュの数値地図ではアーチダムの複雑な曲線形状を適切に再現しきれていないことが考えられるが、両者の差は数 dB 程度と小さい。

以上のことから、本検討で用いた推定方法は概ね妥当なものであると考えられる。

5. おわりに

本報告では、アーチ式ダムである天ヶ瀬ダムの放流音特性について、現地観測結果をもとに推定を行った。主な結論は以下のとおりである。

(1) 天ヶ瀬ダム (アーチ式ダム) における流入エネルギーの音のエネルギーへの変換率は、水平水叩き式減勢工の場合よりも大きい。

(2) 音源のパワースペクトル比は、概ね流況に依らない固有の分布形状をもつ。

なお、今回の現地観測は、近畿地方整備局琵琶湖工事事務所、ならびに淀川ダム統合管理事務所天ヶ瀬ダム管理支所の協力を得て行った。ここに、記して深く謝意を表します。

参 考 文 献

1) 小野雅人、桜井力：減勢工の発生音特性に関する現地観測, ダム工学会第 11 回研究発表会講演集, 2000 年 11 月

2) 桜井力、柏井条介、櫻井寿之：天ヶ瀬ダム水理模型実験報告書 (その 2) －トンネル式放流設備の発生音特性－, 土木研究所資料第 3718 号, 2000 年 3 月

小野雅人*



独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム水理チーム主任研究員
Masato ONO

柏井条介**



同　水工研究グループダム水理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

【技術研究】

ダム放流水の減勢時発生音

独立行政法人　土木研究所水工研究グループダム水理チーム　柏井条介*

キーワード　洪水吐き・減勢池・騒音・跳水・空中放流

1. はじめに

水理構造物からの放流に伴う騒音問題として，従来，越流ゲートの水膜振動に伴う低周波騒音の研究が多くなされてきており，本誌上にも報告されている[1), 2)]。この水膜振動による騒音問題は，発生メカニズムなど現象の解明は十分とはいえない部分はあるものの解決手法については概ね明らかにされているといっていい状況にある。

すなわち，水膜振動の発生の有無を予測するのは難しいが，仮に問題が発生した場合でも，水膜をある幅で分離させるスポイラーを設置し，膜の下方に十分なエアーの供給を行えば，振動を止めることが可能である。

一方ダムの放流では，放流管等からの放流時に低周波を中心とした問題を生じる場合が生じている。これを受け，土木研究所では放流設備放流時の発生音に関する予測手法を確立すべく検討を実施してきており，水平水叩き式減勢池を有する三春ダム[3)]や空中放流を行っている天ヶ瀬ダム[4)]の事例を中心に放流水の特性と発生音の音響レベルの関係，発生音の周波数特性を解析した。

土木研究所では，上記三春ダム，天ヶ瀬ダムについて，更に観測データの蓄積を行っている。また，他のいくつかのダムの放流設備の放流時発生音の現地観測を実施，または資料収集も行っており，本報告では，土木研究所が現有するこれらデータの全てを用い，これまで解析してきた放流時発生音の特性を再確認するとともに，放流時発生音の予測方法をとりまとめた。

2. 音の表現方法と伝播特性

2.1 音の表現方法

音波の状態は，音圧や音響出力などの物理量や音圧レベルや音響パワーレベルなどの相対評価値により表される。これらの用語や相互の関係は，一般のダム技術者にはなじみが少ないと思われ，以下の説明に先立ち若干の補足説明を行っておく。

周知のように音は圧力波として伝播するものであり，音波の音圧 p は音波がないときの圧力を Ps，音波が発生したときの圧力を P_t とすると，次式で表される。

$$p = P_t - Ps \tag{1}$$

観測値の p は変動するものであり，通常は，次式で表される圧力の変動成分の実効値で表されている。

$$pe = \sqrt{\int_0^T p^2\, dt / T} \tag{2}$$

ただし，T は観測時間であり，以下の表記では p は pe を表すものとする。

ここで，音は人の感知能力と関連づけて議論される場合が多く，音圧についてもパスカル単位で表される直接的な表現ではなく，次の音圧レベル SPL として表されるのが一般的である。

$$SPL = 20 \log (p/p_0) \tag{3}$$

ここに，p_0 は音圧の基準値であり，若い健康な人の最小可聴音圧である 2×10^{-5} Pa が用いられている。式(3)から分かるように SPL は音圧の相対的な表現であり，単位として dB が用いられている。

以上は観測される音波に関するものである。一方，音源から単位時間に放出される音のエネルギー P は音響出力（単位 W）といわれる。音響出力に関しても音圧と同様に式(4)に示される相対表示が用いられ，音響出力レベル PWL といわれる。音響出力レベルの単位も音圧レベルと同様に dB が単位として用いられている。

$$PWL = 10 \log (P/P_0) \tag{4}$$

ここに，P_0：基準音響出力であり，10^{-12} W が用いられる。

* 上席研究員

2.2 音圧と音響出力の関係

ここではまず，線音源で音波が発生位置上方の半自由空間に伝播する場合を考えてみる。

単位時間当たり，単位面積当たりに伝わる音のエネルギー I（音の強さという：単位 W/m²）は，音源と観測点の距離を r（m）として次式で表される。

$$I = P/\pi r \tag{5}$$

ただし，式(5)での P は単位幅当たりの音響出力を表している。一方，音の強さと音圧には次の関係がある。

$$I = p^2/\rho c \tag{6}$$

ここに，ρ：空気の密度（kg/m³），c：音速（m/s）である。式(5)，(6)より，線音源の場合の音響出力 P と音圧 p の関係が得られ，これよりレベル表示の関係を求めると次の通りとなる。

$$\begin{aligned} SPL &= 20\log(p/p_0) \\ &= 20\log\left(\frac{\rho c P}{\pi r p_0^2}\right)^{0.5} = 10\log\left(\frac{P}{P_0}\times\frac{\rho c P_0}{\pi r p_0^2}\right) \\ &= PWL - 10\log r + 10\log\left(\frac{\rho c P_0}{\pi p_0^2}\right) \end{aligned} \tag{7}$$

ここで，気温 20℃における $\rho = 1.205$ kg/m³，$c = 343$ m/s，また，P_0，p_0 として先に示した値を用いることにより右辺第 3 項の定数値は約－5 となる。

式(7)は，音源が線音源で音が上方の半自由空間に伝播するとした場合のものであるが，音源が点音源の場合や伝播が上下の自由空間に伝播する場合も含め，SPL と PWL の関係は次式により表される。

$$SPL = PWL - a\log r + b \tag{8}$$

ここに，a，b：定数であり，音源，伝播空間に対し表－1 の値をとる。

ところで，機械振動などの場合と異なり，放流時発生音の音源の音響出力を直接求めるのは困難である。このため，音響出力は周辺の観測値から推定せざるを得ない。この場合求められるのは SPL と $\log r$ の関係であり，観測点から求められる a により，線音源か点音源か，或いはその中間的な音源（例えば有限な線音源）かの判断は可能であるが，PWL の値を確定することはできない。すなわち，SPL と $\log r$ の関係から求められるのは $PWL + b$ であり，b については，伝播空間を仮定せざるを得ないという問題がある。

表－1　式(8)の定数値

音源	伝播空間	定数 a	定数 b
線音源	半自由空間	10	－5
	自由空間		－8
点音源	半自由空間	20	－8
	自由空間		－11

ここで，PWL が確定できないのは，物理的な問題として扱う場合には問題かもしれない。一方，放流音に関する実問題で推定が必要なのは周辺地域での音圧レベルであり，解析を行った観測値データの伝播空間と対象地域の空間が同様であれば，b は同様の値をとると考えることができる。従って，特に b の議論をしなくても，言い換えれば b の値をどのように設定しても，解析データと同じ b を用いれば放流音の推定という実際の問題に対しては大きな問題とはならないものと思われる。

以上の考察，及び次節に述べるように音源が水面付近にあり下方への伝播については水面や周辺地盤により遮られるとの認識から，以下の検討では発生音の伝播空間として半自由空間を想定するものとした。従って，本報告の結果を用いて現地での音圧レベル等の予測を行う場合には，b は半自由空間での値を用いる必要がある。

なお，文献 3）の解析では，伝播空間は自由空間としている。これは，音源が水と空気の境界にあり，水中への音の伝播があると考えてのことであるが，先に述べたように，このことを周辺音の観測結果から明らかにすることはできない。本稿では全データの取り扱いを半自由空間とすることとし，文献 3）の結果についても半自由空間のものとして整理し直している。

3. 放流時発生音の特性

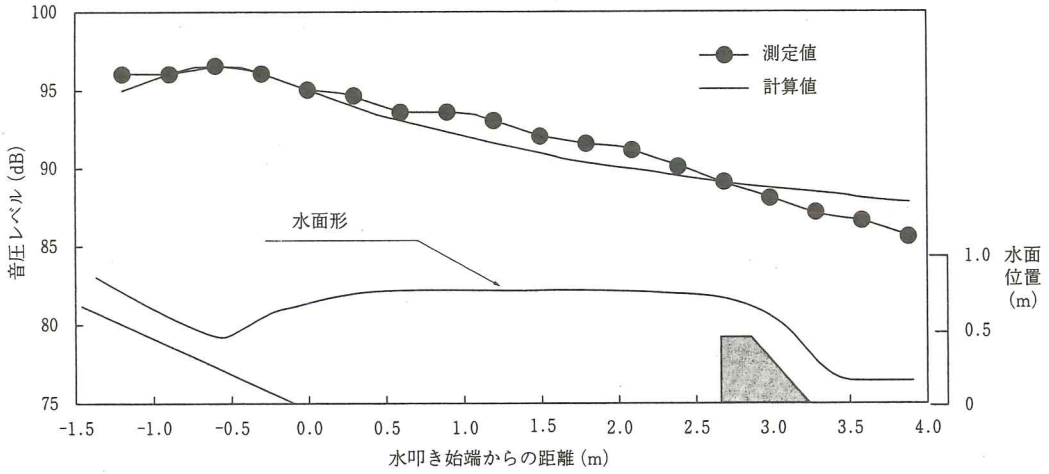
3.1 音源位置

ここでは，文献 3）の研究成果を中心にダム放流設備を放流した場合に生じる発生音の特性を整理する。

放流時発生音において当初最も問題となったのは，音の発生源が明確でないことにあった。スケールの大きな現地観測では特に音源の特定が難しくなる。そこで，文献 3）の検討では，音源位置を特定するために現地観測と並行して水理実験を実施している。

図－1 は幅方向に一様な 2 次元水路上の跳水を対象に測定された，上下流方向の音圧レベルの変化を示したものである。計測は，水路中央の水面よりやや上方の側線上で実施されており，水路壁は計測点よりやや上方まで設置されている。

図より音圧レベルは，跳水始端から離れるに従って減少することが分かる。図中の計算値は，跳水始端を線音



図－1　測定位置と水面形・音圧レベルの関係

源として算定される音圧レベルの変化であり，式(8)より計算されるものである。ただし，計算値における *PWL* は跳水始端上方の測点の *SPL* から求めている。

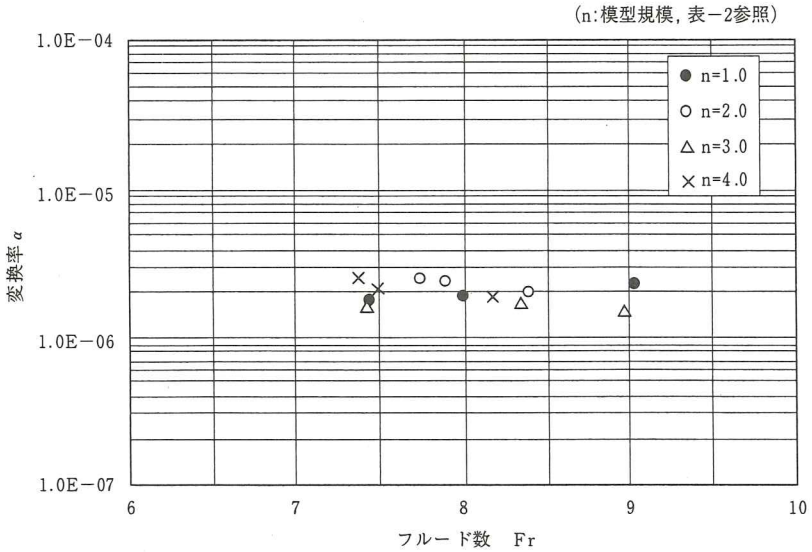
図より，計算値は音圧レベルの減少傾向をよく表しており，跳水により発生する音の主たる音源が跳水始端にあることが分かる。

なお，跳水始端が音源となる理由については，減勢池内での音波の増幅が跳水始端付近のボイド率の高い部分で顕著になるといった解析がなされているが[5]，妥当性の検証も含め今後の課題となっているのが現状である。

3.2　音響出力と流入水の条件

減勢池では，跳水時に生じる大きな乱れが生じることにより，流入水のエネルギー減勢がなされるが，その一部が熱や音に変換される。したがって，跳水始端を主たる音源とする音響出力も流入水の水理的な特性の影響を受けるものと考えられる。

図－2は，幾何学的に相似で規模の異なる模型を用いた実験結果を示したものであり，模型規模と放流条件を表－2に示す。図の縦軸である変換率は，流入水の運動エネルギー E に対する音響出力 P の比率を表したもので，次式にて定義する。



図－2　模型規模，流入フルード数と変換率の関係

表－2　相似模型実験の規模と流入条件

実験 No.	模型規模 n	流入条件			
		水脈厚 (mm)	流量 (m^3/s)	流速 (m/s)	フルード数
1－1	1	23.3	0.0201	4.31	9.0
1－2		21.4	0.0157	3.67	8.0
1－3		18.7	0.0119	3.18	7.4
2－1	2	47.6	0.0546	5.74	8.4
2－2		43.6	0.0450	5.16	7.9
2－3		36.5	0.0338	4.63	7.7
3－1	3	68.4	0.1004	7.34	9.0
3－2		63.0	0.0826	6.56	8.3
3－3		56.3	0.0621	5.52	7.4
4－1	4	97.6	0.1560	7.99	8.2
4－2		90.9	0.1284	7.06	7.5
4－3		74.8	0.0945	6.32	7.4

$$\text{変換率 } \alpha = P/E \quad * \tag{9}$$

線音源の場合の単位幅当たり音響出力 P は，式(5)，(6)を用いて計測値から求められる。また，単位時間，単位幅当たりの流入エネルギーは次式で計算される。

$$E = 0.5\,\rho_w q v^2 \tag{10}$$

ここに，ρ_w：水の密度（kg/m^3），q：単位幅当たり流量（m^3/s），v：流入位置での流速（m/s）である。図より，変換率は模型規模の影響を余り受けないことが分かる。このことは三春ダム現地観測結果との比較においても確認されており，変換率がフルード数 Fr（$= v/\sqrt{gh}$，g：重力加速度，h：流入位置の水深）の関数として表されることが示されている。具体的な関係については，5章に示す。

なお，変換率がフルード数の関係で整理されるのは，跳水形態がフルード数により表されることから理解することができる。また，図－2ではフルード数の影響が必ずしも明確でないが，これは，変化させたフルード数の範囲が小さいことによるものである。

3.3　周波数特性

図－3は表－2のNo 1－1，2－1，3－1，4－1の実験における観測音の周波数分布を示したものである。周波数特性は，オーバーオール値に対するパワースペクトル比として示してあるが，フルード数が変化しても図の分布形はほとんど変わらないことが確認されている。図より，いずれの模型規模も低周波帯に卓越周波数をもち，高周波になるに従って連続的にエネルギーが減少していくノイズの特徴を有していることが分かる。また，低周波帯の卓越周波数は，模型規模が大きくなるほど低い周波数に移行しており，原型でのそれはかなり低い周波帯が卓越した分布となることが予想される。このことは後に検討する。

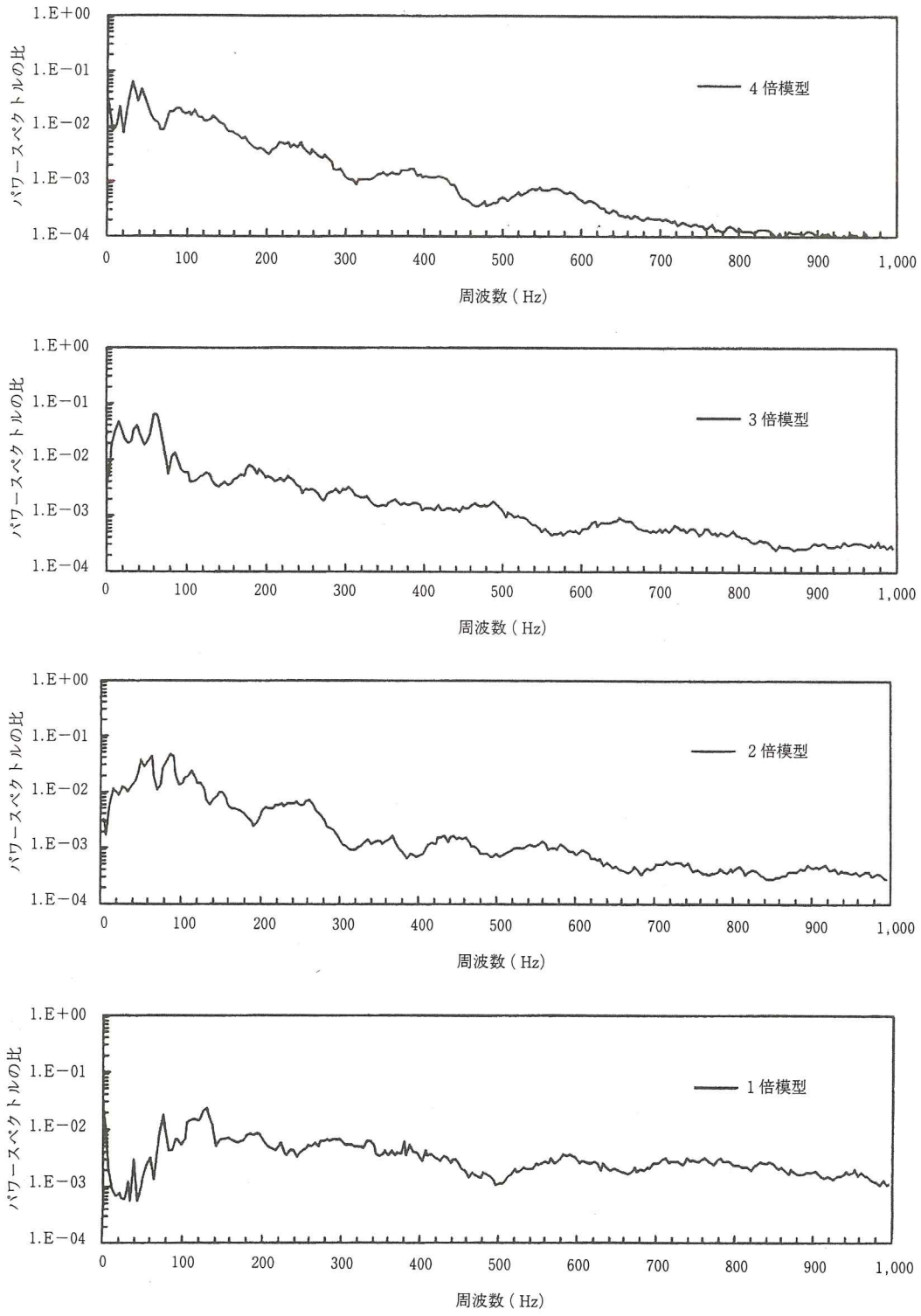
4.　使用した現地観測データ

表－3に本報告で使用した観測データの一覧を示す。表中，天ヶ瀬，川俣，温井の各ダムはアーチ式コンクリートダムである。洪水吐きは堤体内に設けられており，放流水は空中放流により副ダムで堰き上げられた水溜池内に放出される。また，宇奈月ダムは重力式コンクリートダムであるが，減勢はスキージャンプにより行われ，放流水は下流水位上方から下流河道内の水溜池に空中放流される。三春，長島，富郷の各ダムは重力式コンクリートダムであり，洪水吐きの放流水は堤体下流面や

表－3　使用した現地観測データの条件一覧

RUN	ダム	放流形式	放流条件		観測位置等
			対象設備と放流状態	放流量（m^3/s）	
1－1 －2 －3	天ヶ瀬	空中放流	放流管3条それぞれの単独放流 放流管2条の等開度放流 放流管3条の等開度放流	～最大 430 合計 106 合計 103，385，450，470	ダム下流河道を含むダム周辺（多点）
2－1 －2	川俣	空中放流	ハウエルバンガーバルブ1門 洪水吐き放流管1条	～最大 20 ～最大 20	キャットウォークの岸寄部（1点）
3－1 －2 －3	温井	空中放流	洪水吐き放流管1条 水位維持用ホロージェットバルブ1門 越流部ドロップゲート1門	120 16 31	キャットウォークの岸寄部（1点）
4－1	宇奈月	空中放流	洪水吐き放流管1条	～100	ダム下流河道を含むダム周辺（多点）
5－1	三春	跳水式	洪水吐き放流管1条	～75	減勢池導流壁上（1点）
6－1	長島	跳水式	洪水吐き放流管1条	27～60	減勢池導流壁上（1点）
7－1 －2	富郷	跳水式	洪水吐き放流管1条 越流部ラジアルゲート1門	9～22 14から28	減勢池導流壁上（1点）

注）＊は原著文献では「(%)」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。



図－３　模型規模と周波数特性の関係

堤体内の開水路トンネル水路に沿って流下ののち，副ダムで形成される水平水叩き上の水溜池に突入する。跳水式減勢工であるが，観測時の放流量は減勢池の設計対象流量よりかなり小さく，放流水は空中放流の場合と同様に広い水溜池内に突入する様相を示す。水叩き上の水面勾配がほとんどない状態での跳水であり，突入状況の空

中放流との違いは，突入時の放流水脈が水溜池の上流端にあること，及び突入水の底面又は底面と側面が壁面に接していることにある。

騒音の観測は，低周波音レベル計で実施し（或いは実施され）ており，天ヶ瀬ダム，宇奈月ダムでは，複数点での観測が実施されているが，他の観測は減勢池導流壁上又は堤体下流面上の１点の観測となっている。

5. 変 換 率

5.1 諸量の算定方法

5.1.1 音 源 位 置

現地観測値から式(9)の音源の変換率 α を求めるためには，音源位置となる着水点位置の算定などについていくつかの仮定が必要になる。まず，音源位置については，以下の方法により算定を行った。

1) 空中放流式

水脈放出点の流速 v_0 を，Z を貯水池と放流点中央標高の標高差として，

$$v_0=\sqrt{2gZ} \tag{11}$$

にて求め，水脈の落下軌跡及び各位置の流速を，空気抵抗を考慮した川上による提案式[6]を用いて求めた。求められた落下軌跡と，副ダム天端標高との交点を音源位置とした。

2) 跳 水 式

水叩き始端断面とし，副ダム天端標高を標高とした。

5.1.2 着水時流速

着水時の流速 v は，空中放流については上述の空気抵抗を考慮した式により求めた。また，跳水式については，流下に伴う損失係数 C を 0.9 と仮定し，次式で求めた。

$$v = C\sqrt{2gZ'} \tag{12}$$

ここに，Z' は貯水位と副ダム標高の差である。

上記では，減勢池水面標高を副ダム天端標高としているが，これは，観測時の放流量が副ダムに設けられる排水孔の排水容量より大きく，また，副ダム越流水深が大きくても数ｍ程度であると考えられることを考慮しての設定である。

5.1.3 流 入 水 深

変換率に関するパラメーターであるフルード数の算定では，流入流速 v とともに流入水深 h の設定が必要になる。

壁による拘束のない空中放流では，放流水脈の変形が生じることが予想され，特に矩形放流管ゲート半開時の水脈変形が比較的大きいことが知られている。一方，こうした変形状況を適切に把握，評価するのは困難であり，ここでは，少し大胆に，放流位置の断面の幾何学的相似性が維持されるものとして流速変化に応じて着水位置での放流水脈断面を求めるものとした。また，フルード数算定時の水深は，着水後の減勢渦が主として上下流方向になされるとの判断から上下流方向の水深により定義するものとした。観測された放流断面では，大半のもので幅が高さより大きく，高さが大きい場合でも幅の1.3倍程度である。

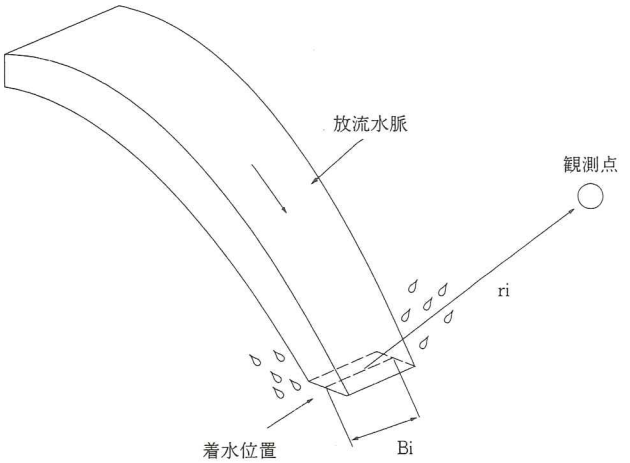
一方，跳水式の観測値のほとんどを占める放流管は全て部分管路型放流管であり，ゲートからの放流水脈幅は堤体内の開水路トンネル幅で規定される。従って，流入水幅を開水路トンネル幅とする。越流水脈は，導流壁がない場合には横方向への拡幅が生じるが，ここでは，その影響を無視し，流入幅を越流幅として整理した。

なお，ハウエルバンガーバルブ，ホロージェットバルブ，ジェットフローゲートについては，水脈内部に空洞がある，あるいはかなり３次元的等の理由から，今回の解析対象からは除くこととした。

5.1.4 音 響 出 力

音源の音響出力は単位幅当りで与えるものとし，半自由空間を伝播するものとして観測値から換算した。観測値からの換算は次式により計算される（図－４参照）。

$$P = 2\pi I \sum_{i=1}^{n} \int_0^{Bi} \frac{1}{r_i^2}\, dx_i = 2\pi \frac{p^2}{\rho c} \sum_{i=1}^{n} \int_0^{Bi} \frac{1}{r_i^2}\, dx_i \tag{13}$$



図－４ 音響出力算定の諸量説明図

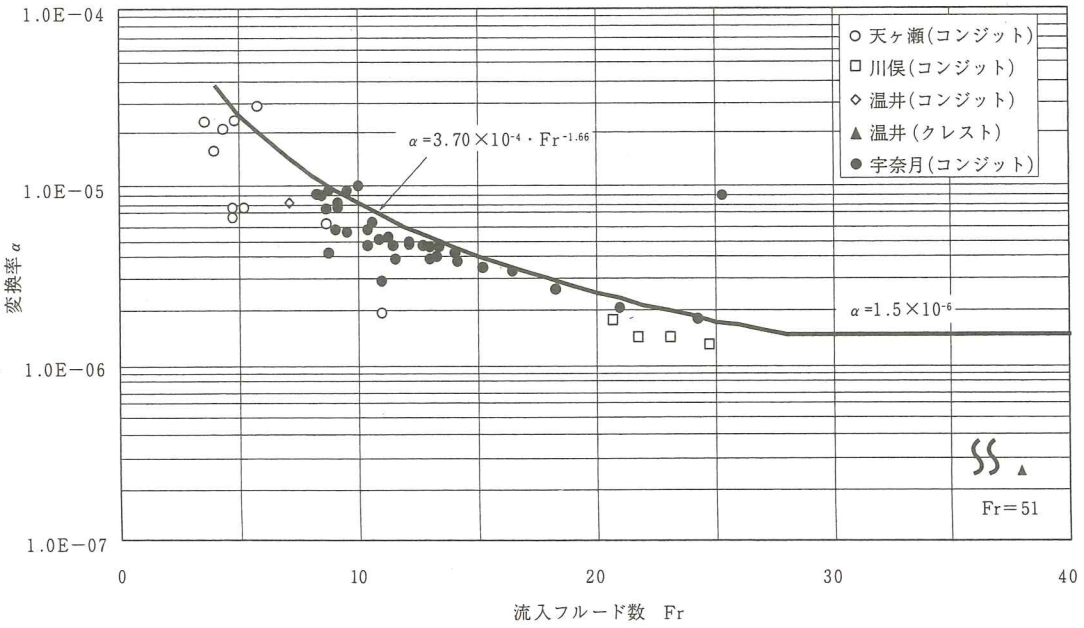
なお，複数の観測点があり，相互の関係が半自由空間における音圧レベルの低減傾向を示す場合には（天ヶ瀬ダムのケースで，直線的な河道沿川の観測データがこう

した傾向を示している[4]）各点から求められる音響出力の平均値を用いた。

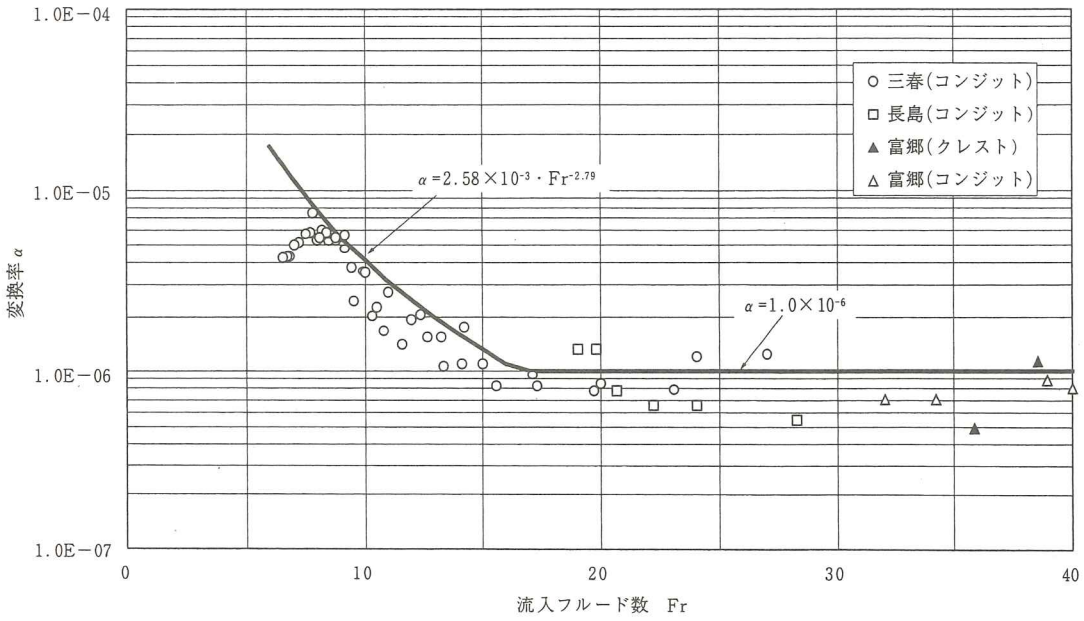
5.2 変換率とフルード数の関係

図－5，6にそれぞれ空中放流式，跳水式での変換率とフルード数の関係を示す。図より，ダムによらずデータはまとまりを見せており，変換率がフルード数の関数として表すことができることが確認される。空中放流での変換率は跳水式のそれよりやや大きい値を示しているが，これは，跳水式では水脈着水時の底面及び側面が壁に接しており，空気との干渉が生じないことによるものと思われる。

図中の実線は，変換率の推定式として今回提案するもので，次式で与えられる。



図－5　空中放流の変換率



図－6　跳水式の変換率

空中放流式：

$$\alpha = 3.70 \times 10^{-4}\ Fr^{-1.665} \quad (4 \leq Fr \leq 27) \qquad (14)$$

$$\alpha = 1.50 \times 10^{-6} \quad (Fr > 27)$$

跳水式：

$$\alpha = 2.58 \times 10^{-3}\ Fr^{-2.79} \quad (6 \leq Fr \leq 16) \qquad (15)$$

$$\alpha = 1.0 \times 10^{-6} \quad (Fr > 16)$$

上式は，データのばらつきを考慮し，大きくばらつくデータを除きながら包絡線として設定したものである。適用範囲は，データ範囲から空中放流式で $Fr = 4 \sim 40$ 程度，跳水式で $Fr = 6 \sim 40$ 程度であり，放流条件が与えられれば上式を用いて単位幅当たりの音響出力を算定することができる。

式(14)，(15)では，フルード数に対し変換率が単調に減少するものとしたが，図に示されるように空中放流式ではフルード数が5程度以下，跳水式で7程度以下では減少の傾向は明確でなくなっている。フルード数が1程度以下になれば発生音はほとんどなくなることが推察できるので，変換率は $Fr = 0 \sim 7$ 程度の間で極値を持つものと考えられる。今回は Fr の小さい領域のデータがあまり得られておらず今後の課題としたい。

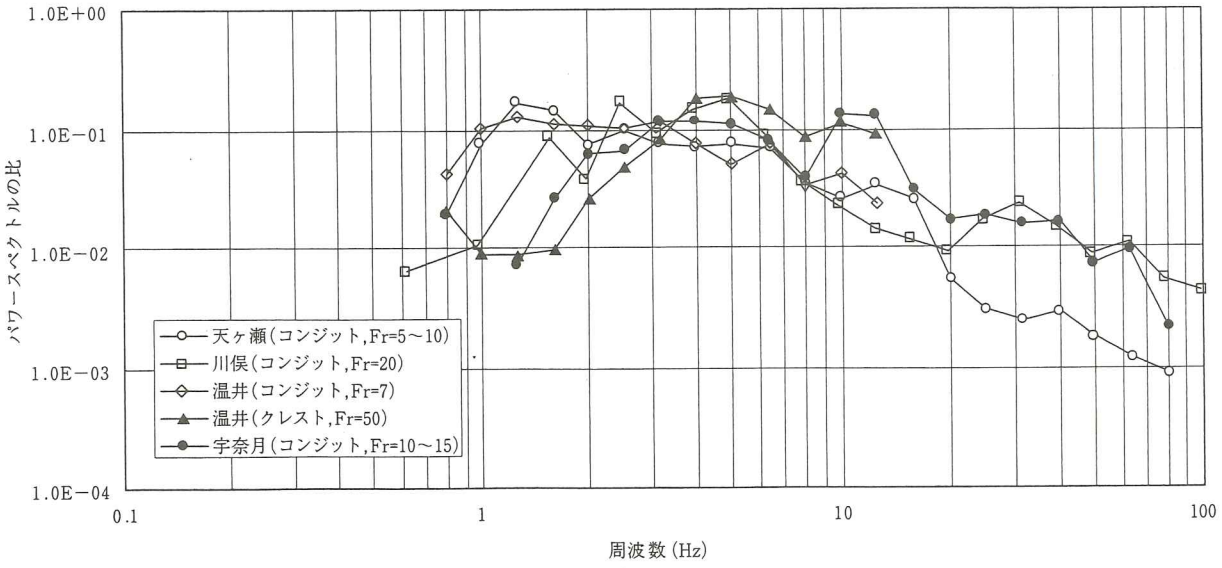
以上，変換率について検討したが，通常のダムの放流設備では，放流量が大きくなれば流入エネルギーが大きくなる。また，ゲート開度一定放流などの場合を除き，一般に放流量が大きくなればフルード数は小さくなる傾向をもつ。従って，減勢時の音響出力は，一般に放流量が大きくなるに従って大きくなる傾向となる。

6. 周波数特性

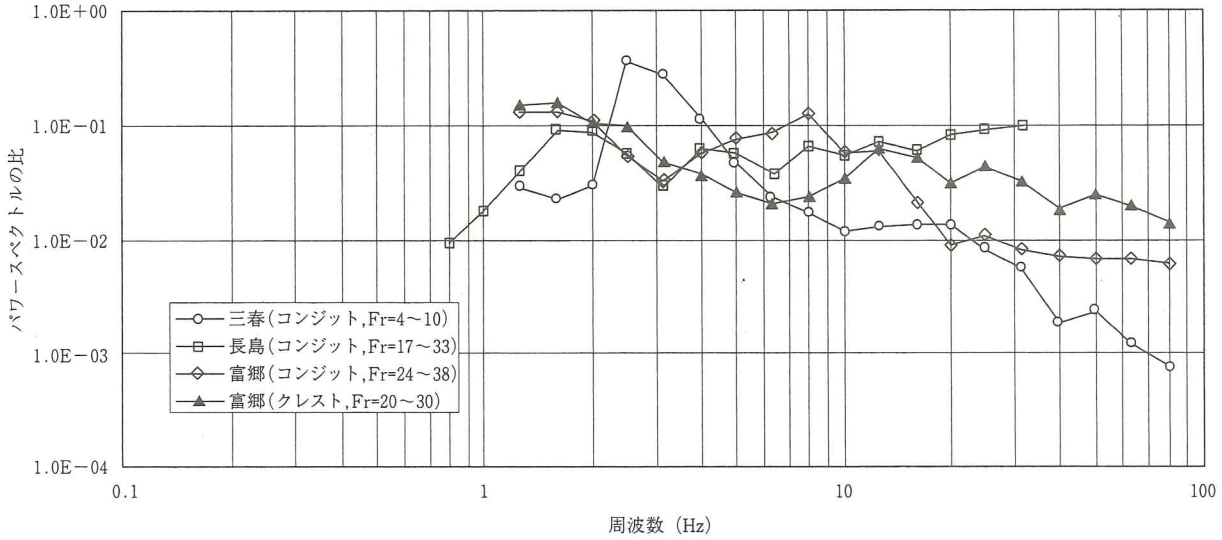
図－7，8にそれぞれ空中放流式，跳水式の周波数分布を示す。図は，音圧のパワースペクトルをオーバーオール値で無次元化して示したものである。また，各ダムの放流管，越流頂などの施設ごとの周波数特性に，放流条件による変化が余り見られなかったので，施設ごとの平均値を示してある。

空中放流の場合をみると，いずれの施設も1～20 Hz程度の低周波数域のエネルギーの大きい分布形を示しており，高周波数になるに従いエネルギーレベルが小さくなっていくことが分かる。

跳水式の場合も基本的には空中放流と同様の傾向が見られているが，三春ダムでは，2～3 Hz付近に明瞭なピークが見られている。この理由は明確ではないが，三春ダム放流管出口の片側にはゲートハウスが接して設けられており，その影響などが考えられる。また，長島ダムコンジットや富郷ダムクレストの分布形がフラットな傾向を示しているが，その理由は不明である。図の凡例にはフルード数の範囲を示しているが，両者のフルード数が比較的大きく，或いはフルード数の影響があるのかもしれない。



図－7　周波数分布（空中放流）



図－8　周波数分布（跳水式）

7. おわりに

ダムからの放流に伴い発生する減勢時発生音について，既往の知見を整理するとともに，現地観測値に基づき変換率の推定方法を提案した。また，発生音の周波数特性を示した。

本文中にも述べたように，音響出力は放流量が大きくなるに従って大きくなる傾向がある。また，そのレベルは，例えば 100 m^3/s オーダーの放流が行われる場合には，100 dB を大きく上回るかなり大きなレベルに達するものである。一方，こうした比較的大きい流量の放流がなされる頻度は一般にはそれほど大きくないものと推察される。また，放流がなされる場合には周辺には風雨があり，減勢時発生音より大きな空気振動が存在することも考えられる。

本報告では，減勢時発生音の予測方法を示したが，予測される発生音の評価については，上述の頻度や天候条件を考慮して実施する必要がある。ダム放流水の低周波問題は，例えば家屋の破損といった物理的な被害を生じる可能性は小さいので，求められる発生音の評価については，いたずらに問題視するのではなく，慎重な対応が必要なものと思われる。発生音の評価方法については，今後の課題と考えている。

本報告をとりまとめるに当り，(独)土木研究所水工研究グループダム水理チームの結城和宏主任研究員および(株)建設技術研究所村越重紀氏の助力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

1) 竹林征三，角　哲也，箱石憲昭：堰などからの放流に伴う低周波空気振動の実機計測，ダム技術，No. 71，pp. 4 ～ 17，1992
2) 竹林征三，西田穂積，箱石憲昭：堰等からの放流に伴う低周波空気振動対策，ダム技術，No. 82，pp. 4 ～ 21，1993
3) 桜井　力，柏井条介，小野雅人：跳水式減勢工の発生音特性とその予測手法，ダム工学，No. 42，pp. 117 ～ 129，2001
4) 小野雅人，柏井条介：ダム放流音に関する現地観測―天ヶ瀬ダム（アーチ式ダム）の放流音特性―，土木技術資料，Vol. 44-7，pp. 58 ～ 63，2000
5) 桜井　力：ダム減勢工の発生音特性とその予測手法に関する研究，筑波大学学位論文，pp. 34 ～ 43，2001
6) 土木学会編：水理公式集，平成 11 年度版，pp. 273 ～ 274，1999

第6章　その他

21世紀に求められるダムの新技術

佐々木隆* 岩下友也** 箱石憲昭***

1. 新技術のキーワード

21世紀に求められるダム新技術のキーワードを2つあげるとすれば、「既設ダムの有効活用」と「環境保全・省資源・ローコスト型ダムの建設」である。

(1) 既設ダムの有効活用

わが国で最も古いアースダムとされ、古事記や日本書紀にもその名が登場する狭山池 (大阪府、写真-1) は、6世紀に築造されてから以降千数百年もの間農業用水を供給し続けてきた。この間、幾度も嵩上げが行われ池の容量が次第に増加してきたことが、堤体の開削調査により確認されている。

近年、流域の都市化が急激に進展したために、新たに洪水調節の機能を付加するとともに、堤体を厚くして耐震性を高め、さらに水と緑のレクリエーション拠点として整備を行う「平成の大改修」工事が大阪府の手により進められている。21世紀初頭に新たに生まれ変わる狭山池は、平常時には市民の憩いの場として、また大雨の時には水害を防ぎ日照りの時には田畑を潤す地域の基盤施設として、今後さらに幾世紀にもわたりその役割を果たし続けていくこととなる。

1900年に建設されたわが国初のコンクリートダムである布引五本松ダムは、ちょうど一世紀の間神戸市民の生活に欠くことのできない水道用のダムとして活躍してきた。近年、リフレッシュ工事が行われ、21世紀にも神戸市民の生活を支える水ガメとして機能していく予定である。

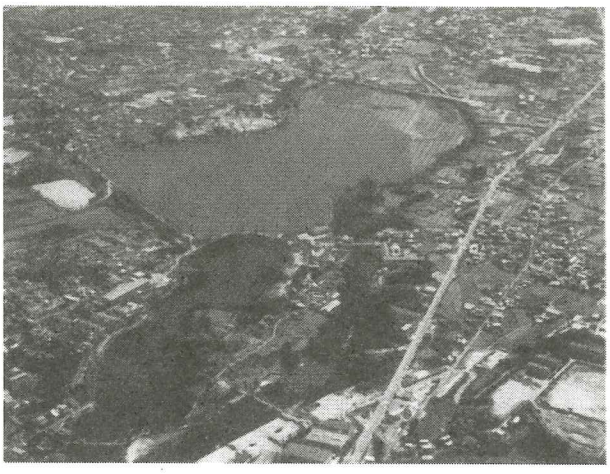


写真-1 狭山池
(「狭山池写真集」より)

これらの例に見られるように、ダムの効用が発揮される期間は、適切な維持管理を行えば数世紀にも、場合によっては十数世紀にもおよぶ。ダムは、まさに世代から世代へと世紀を越えて受け継がれていく地域の資産といえよう。

一方、ダムの新設は、地域社会の合意形成や水源地域対策、環境対策などに十分な対応を必要とすることから、調査開始から完成までに数十年を要するダムもあり、長期化している。高齢化社会の到来を間近に控え投資余力の減少が見込まれる中で、新設ダムだけで社会のニーズに的確に対応していくことは困難になりつつある。

現在、国内で高さ15m以上のダムは、約2700ダムにものぼる。これらのダムを有効に活用すれば、ダムを新設する場合と比べて、より経済的にかつより短期間に必要な機能を発揮することも可能である。たとえば、ダムを嵩上げする場合には、わずかな高さの嵩上げでも貯水池の容量は格段に増加する。しかも、湛水面積はわずかに拡大するだけで、ダムを新設する場合と比べて、周辺環境に与える影響を小さく抑えることができる。

21世紀には、既設ダムを有効活用しながら社会のニーズに柔軟にかつ機動的に対応していく必要性が高まってくるものと考えられる。

ダムの有効活用の手法には、①嵩上げなどにより機能を増強させる方法、②堆砂を防ぐことなどにより長寿命化させる方法、③弾力的運用により潜在機能を活用する方法などがある。

(2) 環境保全省資源ローコスト型ダムの建設

21世紀には、ダム貯水池周辺の自然環境を保全するとともに、省資源、ローコストを目指したダムの建設ニーズが高まるものと予想される。

コンクリートダムの骨材やロックフィルダムの

New Technologies for Dam in the 21st Century

堤体材料を調達するために、これまではダムサイトから離れた場所に材料山を確保する例が多かった。近年、条件のよい材料山が少なくなり、従来と同様に良質な材料だけを採取すれば、廃棄岩の量や原石山の掘削量が増加する傾向にある。これにより、ダム建設が周辺環境に及ぼす影響が大きくなるだけではなく、コストも増加する。このため、将来貯水池となる範囲の中から容易に採取できる河床砂礫や、各工事から発生する掘削ズリなどの材料を極力利用するとともに、残土は一切貯水池外に持ち出さないゼロエミッション型ダムの建設が期待される。

以下に、これら2つの新技術を開発していくための技術的課題と、最近注目を集めているダムの新しい要素技術について具体的に述べることとする。

2. 既設ダムの有効活用

(1) 機能を増強させる方法

ダムの機能を増強させるには、ダムの嵩上げと放流設備の新設・改造という2つの方法がある。ダムの嵩上げは貯水容量の増加によりダム機能の増強を図るものであり、放流施設の新設・改造は、ダムの運用方法を弾力的にすることでダム機能の増強を図るものである。

1) ダムの嵩上げ

コンクリートダムを嵩上げする場合には、嵩上げ後の堤体の力学的安定性を確保するため、旧堤体の頂部だけを嵩上げるだけではなく、旧堤体自体も増厚する必要がある。増大する荷重と貯水位に対して、基礎岩盤が十分な力学的安定性と遮水性を有しているかどうかを確認すること、既設ダムと新設部分のダムの一体性を確保することなどが調査、設計上の課題となる (写真-2)。

さらに、嵩上げ工事期間中は既設ダムの機能を維持したまま工事を行うケースが多く、洪水処理や利水補給を行いながら安全に工事を行うことが、施工上の課題となる。

日本におけるフィルダムの形式は、大きくロックフィルダムとアースダムに分けられる。ロックフィルダムの嵩上げは、旧堤体の止水を受け持つコアゾーンの補強や新旧堤体の止水構造の接続が容易でないため、一般に嵩上げは難しいとされている。このため、フィルダムの嵩上げはアースダムが中心となる (図-1)。アースダムは、築造

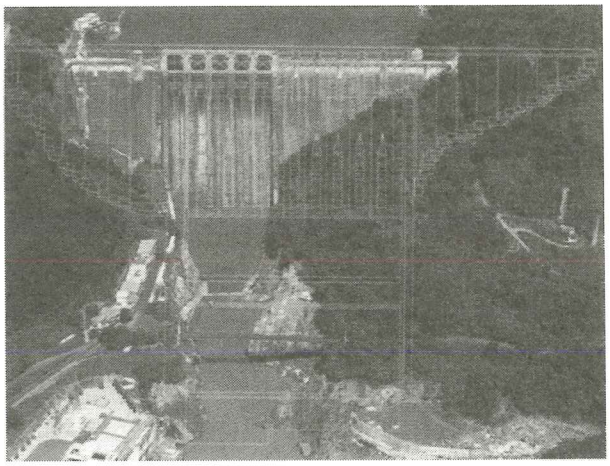


写真-2 丸山ダムの嵩上げ計画
(丸山ダムパンフレットより)

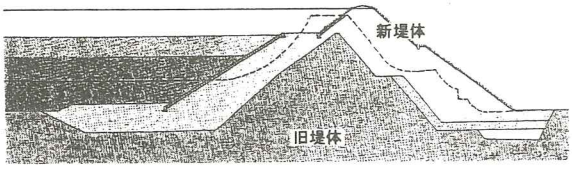


図-1 狭山池の嵩上げ断面図
(狭山池ダムパンフレットより)

当時の設計・施工に関する資料が残存しない古い時代に築造されたものが多く、嵩上げを行う場合には、堤体や基礎地盤に関する詳細な調査が必要になる。

今後、ダムの嵩上げ技術を体系化するために、1) 既設堤体および基礎地盤の物性評価技術、2) 嵩上げダムの設計法、3) 施工法および施工管理技術に関する研究開発が望まれている。

さらに、将来のニーズの変化に容易に対応できるように、あらかじめ堤体を嵩上げすることを見越してダムの設計を行う段階施工についても研究を進めていく必要がある。

2) 放流設備の新設・改造

放流設備を新設または改造する場合には、ダムの堤体または基礎岩盤に新たに空洞を設けなければならない (写真-3)。このような空洞に対して、ダム堤体または基礎岩盤の構造的安定性を確保することが重要である。堤体や基礎岩盤内に空洞を設けると、その周辺には大きな引張応力が発生する。コンクリートダムの堤体内に設ける空洞は、構造設計上鉄筋で補強する必要があるが、既設ダ

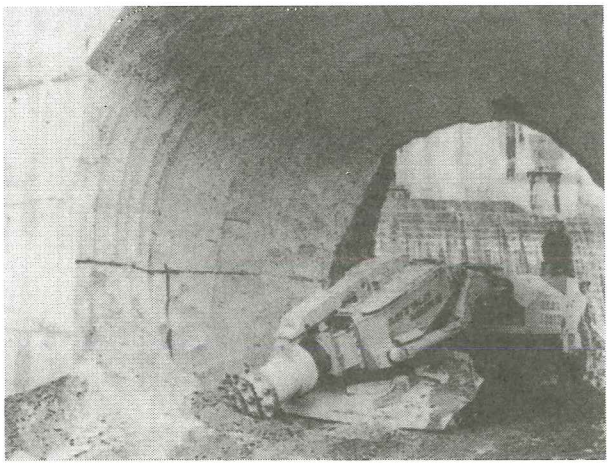


写真-3 堤体の穴開け事例
(鎧畑ダム ; 「CURRENT ACTIVITIES ON LARGE DAMS IN JAPAN」より)

ムに空洞を設ける場合には、鉄筋による補強は不可能である。このため、空洞を開けることにより既設堤体に悪影響を及ぼさないか、事前に応力解析を行い確認しておく必要がある。

大きな空洞を新設する場合には、堤体に与える影響が大きいため、施工段階ごとに堤体の安全性を評価できるような合理的な設計法を開発しなければならない。また、ダムの構造や施工方法との関係から、新設放流設備の配置上の制約条件が厳しくなる場合が多く、放流管内の流れの状況などの水理設計上の課題についてもさらに研究を進めていく必要がある (図-2)。

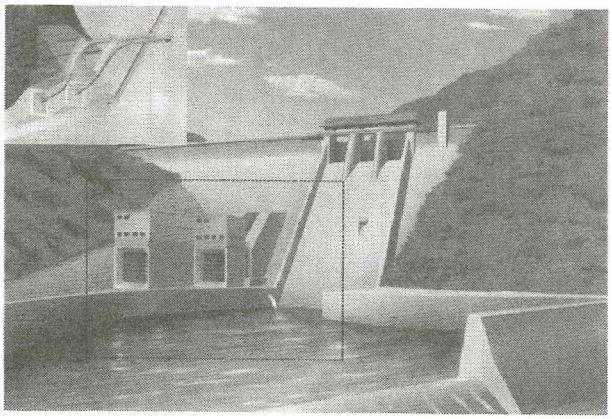


図-2 既設ダムへの放流設備の増設事例
(鬼怒川ダム総合管理事務所パンフレットより)

(2) 長寿命化させる方法

ダムは、完成した直後から堆砂が始まる。ダムを新設する場合には、通常 100 年間の堆砂量を見込んで計画されるが、予想以上に堆砂が進行しているダムもある。また、ダムの堆砂の影響は、河道域だけにとどまらず、場合によっては河口付近の海岸域まで及ぶこともある。

河川の水源である山地域から河口付近の海岸域に至るまでを「流砂系」という概念で捉えた場合、ダムも流砂系を構成する一つの要素である。したがって、流砂系全体の適切な土砂管理を実現するには、ダムを下流河道域や海岸域への過剰な土砂流下を抑制し、適切な土砂補給を行う流砂の制御施設として、積極的に位置づけて行くことが重要となる。ダムにおける新たな土砂管理システムの構築が求められており、そのための技術開発の必要性が高まってきている。

今後、下流河川への積極的な土砂供給という目的を備えた土砂フラッシングや土砂バイパスなどの採用事例が増加すると見込まれる。土砂フラッシングとは、洪水の低減期に土砂吐きから貯留水を放流することにより、流水の掃流力を利用してダム堆砂を下流に排出する方法である。また、土砂バイパスとは、貯水池上流部からダム下流へ連絡するバイパストンネルにより、洪水時に貯水池へ流入する土砂を洪水とともにダム下流へ迂回させるものである。図-3 に、土砂バイパスのイメージを示す。

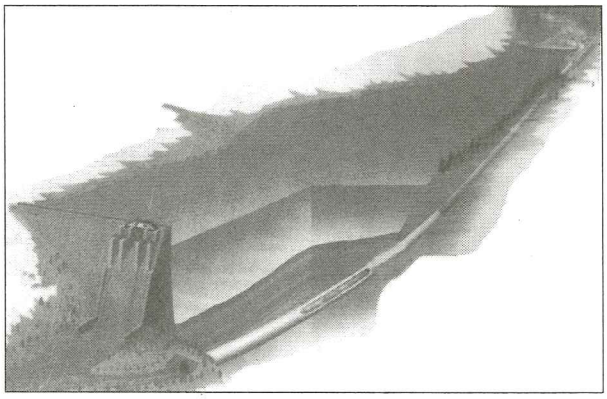


図-3 土砂バイパスのイメージ
(三峰川総合開発工事事務所パンフレットより)

(3) 貯水池の潜在的な機能を活用する方法

特性の異なるダム群を連携して運用することにより、各貯水池の有する潜在的な機能を活用し、効率的に水の有効利用を図ることを目的とするのが、貯水池の連携運用である。流域面積が大きく流入量が多いダムでは、貯めきれずに放流してしまう水量が多くなる。一方、流域面積が小さく流入量が少ないダムでは、一旦貯水容量が減ると再び貯水位を回復するのに時間がかかる。これらのダムを連結して、流入量の多いダムで貯めきれない水量を流入量の少ないダムに貯留することによ

り、効率的な水利用が可能となる。今後、貯水池連携運用の計画、設計、管理手法を確立するための研究を進める必要がある (図-4)。そのほか、同一流域内の複数のダムを効率よく運用して、水資源をより効率よく利用する方法についても研究を進める必要がある。

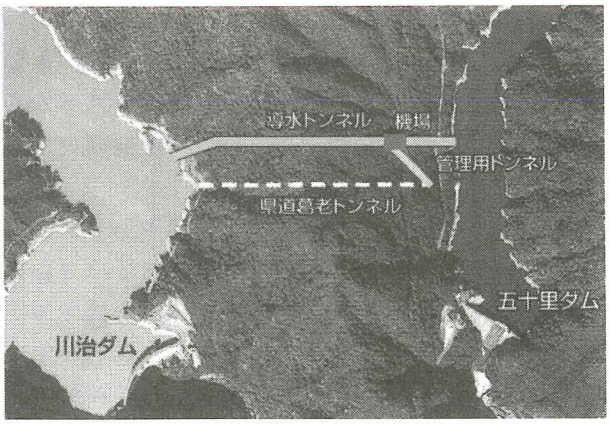


図-4 ダム連携事業の例
(鬼怒川ダム総合管理事務所パンフレットより)

3. 環境保全・省資源・ローコスト型ダムの建設

21 世紀には、環境を保全するとともに省資源、ローコストをめざしたダムのニーズが高まるものと見込まれる。このためには、まずダム堤体の設計を行い、次にその設計に適した良質な堤体材料を確保するという従来の一般的な調査設計のプロセスではなく、まず手近にある材料を用いて工学的特性を調査し、次に、その特性に応じてダムの堤体の設計を行うというプロセスへの転換が必要である。ダムサイトや将来貯水池となる範囲に堆積した河床砂礫や泥流堆積物、トンネル工事から発生する掘削ズリなどの現地発生材料を用いてダムを建設するための調査、設計、施工技術に関する研究が望まれている。

その一環として、現地発生材の材料強度を増加して有効利用するために、材料に手を加えずに少量のセメントを添加混合した CSG (Cemented Sand and Gravel) を用いた新たな型式のダムについて、CSG の特性を調査するとともに、その材料特性に応じたダムの設計法について検討を進めている。海外でも、比較的強度の低い材料を用いた緩やかな勾配の対称形状ダム (Symmetric Hardfill Dam) の検討が進められており、日本の CSG を用いたダムはそれに似通ったものがあるが、日本の場合は材料の有効利用、堤体設計の合理化、施工の合理化という 3 つの観点から発想されているところに大きな特徴がある (図-5)。

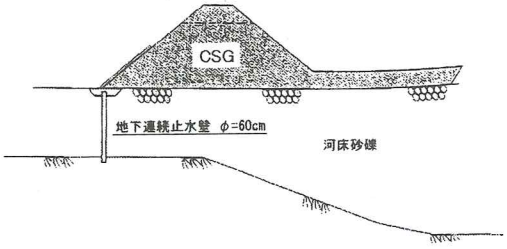


図-5 CSG を用いた仮締切

このほか、フィルダムの分野では、環境保全・省資源・ローコスト型ダムに関する研究の一環として、拘束圧依存性を考慮した材料強度評価法および材料のばらつきを考慮した堤体設計法に関する研究や、原石山等での発生材の予測をリアルタイムで行い、その結果に基づきゾーニングの用土計画を短時間で変更できるシステムの構築に関する研究などを進めていく予定である。

4. その他の注目すべき要素技術

これらの新技術のほかに、21 世紀において活用が期待されるダムの要素技術のうち、注目すべきものについて紹介する。

1) 引張ラジアルゲート

新たな中小規模の放流設備として、引張ラジアルゲートに関する研究を進めている。従来のラジアルゲートが水圧を部材の圧縮で支えていたのに対して、この形式は部材の引張によって水圧を受け止める構造となっており、引張に強い鋼材を合理的に用いることができる (図-6)。また、管路にアンカーを取れば、ダム堤体の施工と切り離すことが可能となり、施工面での合理化を図ることができる。この形式のゲートは、海外での採用実績が数例あるのみで、国内では事例がない。そこで、水理模型実験による引張ラジアルゲートの水理特性の検討を行っている (写真-4)。米国では、放流管出口断面を円形とし、上下 2 枚の扉体を有する形式が採用されているが、水理模型実験により検討した結果、出口断面を矩形とし扉体を 1 枚とすることで、水密形式の簡略化、水密ゴム周辺の流況の安定化、放流水脈拡散状況の改善が可能であることが判明している。今後、ダムの放流設備として採用事例が増えていくものと考えられる。

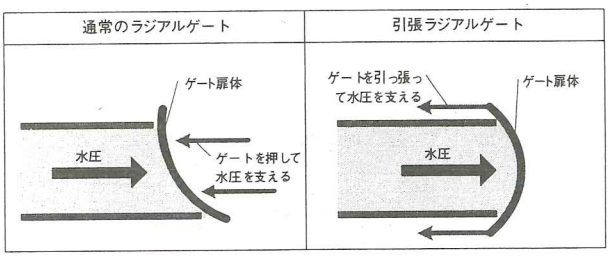


図-6 引張ラジアルゲートの特徴

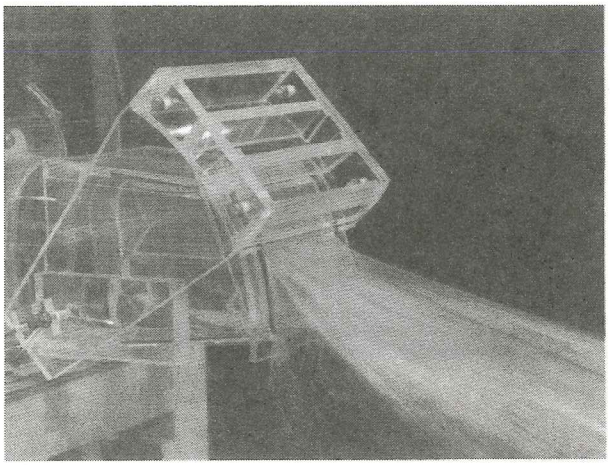


写真-4 引張ラジアルゲート水理模型実験

2) 選択流入・放流設備

流入土砂に微粒分が多く含まれている場合には、貯水池の濁水長期化が問題となる。貯水池には、夏場から秋にかけて水深方向に密度が異なる水温成層が形成されることが多い。このとき、濁水は自身の密度と同じ密度の層に流入し濁水層を形成する。しかしながら、規模の大きい洪水により貯水池の水温成層が破壊された場合には、貯水池全体が濁ってしまうため、選択取水設備だけで濁水放流を防止することは困難になる。比較的規模の大きい洪水に対応するため、図-7に示すように、洪水の流入位置を変化させる方法がある。数値シミュレーションの結果によれば、中低位において洪水を流入・放流させることにより、水温の高い層の厚さを大きくでき、濁水をより低位に導流できること、流入位置をダムに近づけることにより、出水後の清流を濁らせることなく放流設備近傍に分布させることができることが確かめられている。この方法を用いれば、出水時の流入土砂大半を放流でき、その後の濁りも速やかに小さくなり、濁水対策上有効となる。

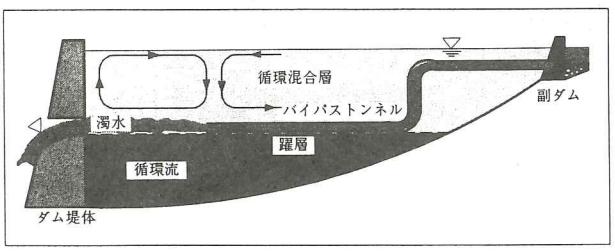


図-7 選択流入・放流設備

また、よりコンパクトで効果的に濁水対策を講じることのできる流入・放流設備や、運用手法の検討を進めていく必要がある。

3) 高流動コンクリート

施工の確実性を増し省人化を図る目的で、コンクリートダムの建設に高流動コンクリートの利用が進められている (写真-5)。現在、高流動コンクリートの利用は放流管や監査廊周辺等に限定されているが、今後、高流動コンクリートが締固め不要だという特徴を生かして、高流動コンクリートをダム本体のマスコンクリートに適用するための技術開発が望まれている。一般に、高流動コンクリートは、通常のダムコンクリートと比較してセメント量が多いため、温度クラックが発生する可能性が高くなる。そこで、高流動コンクリートの特徴を生かしつつ、発熱量を抑えるためにセメント量を低減させる方法について研究を進めている。また、ダム本体の効率的な打設方法についても今後研究を進めていく予定である。

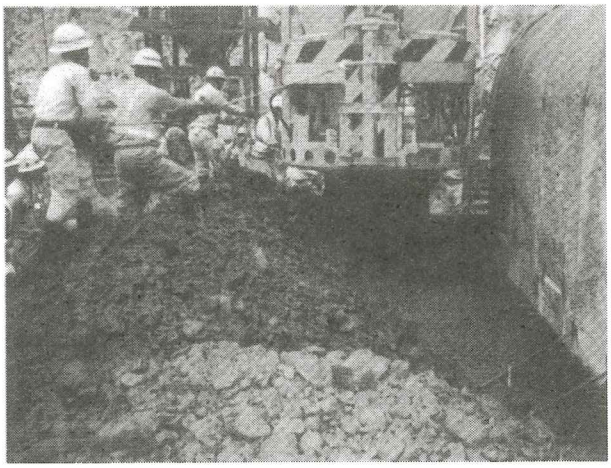


写真-5 高流動コンクリートの利用
(宇奈月ダム;「CURRENT ACTIVITIES ON LARGE DAMS IN JAPAN」より)

4) 合理的な基礎処理システム

現在、ダム基礎岩盤の透水性の評価には、主に原位置透水試験が用いられている。原位置透水試験は試験箇所の局所的な透水性は精度良く求めることができるものの、それ以外の箇所では、地質状況の連続性などを考慮して透水性を推定せざるを得ない。そこで、岩盤の透水性を含めた状況を広範囲に推定する手法として、トモグラフィー

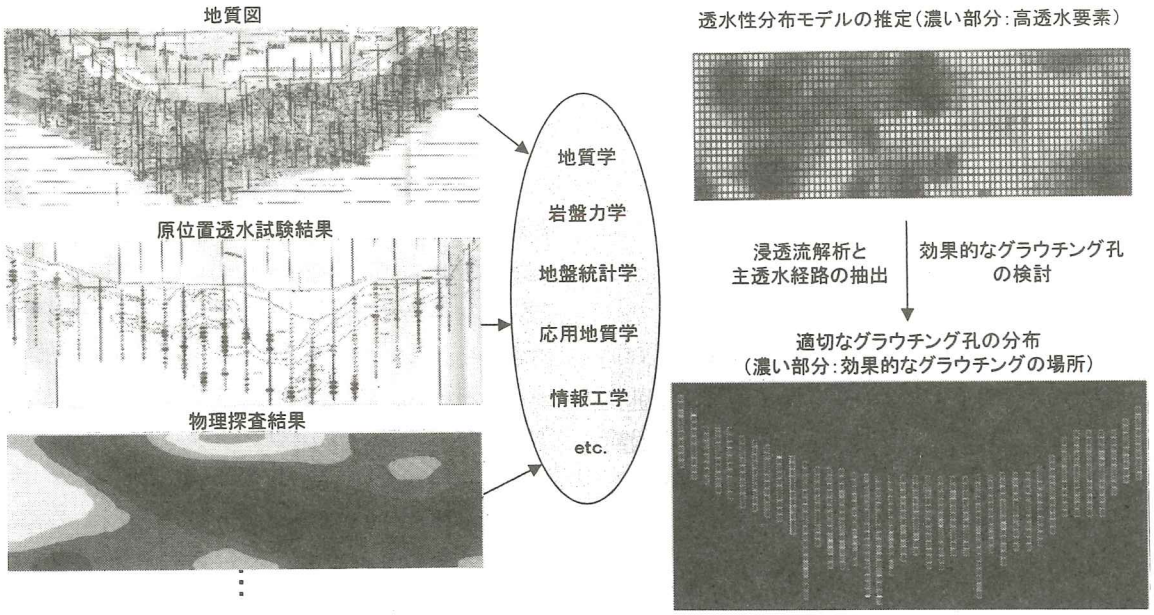


図-8 将来的なダム基礎岩盤のグラウチングのイメージ図

などの物理探査手法の適用性に関して検討を進めていく必要がある。

さらに、図-8で示すように、ダム基礎岩盤の状況を把握するために様々な試験を総合的に解釈して透水性分布モデルを作成し、それに基づき水みちを精度良くかつデータの追加に応じてリアルタイムに把握し、合理的かつ効率的な止水処理を行うシステムを確立する必要がある。なお、図-8のシステムは、ダム建設後の漏水経路の推定にも適用可能であり、ダムの維持管理上も有益である。

5. まとめ

ダムの調査・設計・施工に関する総合的な研究を行っている機関は、国内ではほとんどない。土木研究所では、各地のダム建設事務所と情報交換を行いながら、ダムの新技術開発に取り組んできた。本格的な少子・高齢化社会を迎える21世紀のわが国は、投資余力の減少にあわせてより経済的・合理的な社会資本の整備や維持管理のための技術開発が求められている。ダム分野においても、新たに建設する際に必要な技術から既存施設の適切な運用・維持管理に必要な技術へと技術開発のテーマをシフトしていく必要がある。

また、21世紀には世界各地において水問題が深刻化するといわれている。これまで、わが国が築き上げてきた洪水防止や水資源開発に資するダム技術の蓄積を、国際貢献の場で生かしていくことを今後積極的に考えて行く必要がある。

佐々木隆*



建設省土木研究所ダム部
ダム構造研究室主任研究員
Takashi SASAKI

岩下友也**



同　フィルダム研究室
主任研究員
Tomoya IWASHITA

箱石憲昭**



同　水工水資源研究室
主任研究員
Noriaki HAKOISHI

【海外事情】

米国西部の水資源開発・流域管理における取り組み
—第1回流域及び河川水系のマネージメントに関する日米ワークショップより—

独立行政法人土木研究所水工研究グループダム水理チーム　櫻井寿之*

キーワード　米国内務省開拓局・水資源開発・流域管理・水温調節施設・カーテン施設

1. はじめに

2001年1月に，米国カリフォルニア州ロングビーチにおいて米国内務省開拓局（Bureau of Reclamation, Department of the Interior, U.S.A. 以降「開拓局」と表記します）と土木研究所によって「第1回流域及び河川水系のマネージメントに関する日米ワークショップ」が開催されました。このワークショップの一環として米国西部の水資源開発・流域管理に関する施設の現地視察が実施されています。筆者は，このワークショップに参加して実際の施設を見学し，お話を伺う機会を得たので，これらの情報を米国における取り組みの事例として紹介します。日本における水資源開発および流域管理の取り組みを考える際に参考にしていただければ幸いです。

2. ワークショップの概要

土木研究所と開拓局は平成11年に，「流域及び河川水系のマネージメント」に関する共同研究を実施していくことを合意しており，この合意に基づいて今回の日米ワークショップが開催される運びとなりました。今回のワークショップにおいては，「水域における水質管理」，「水質と生態系を持続させるための貯水池運用手法」，「流域管理計画」の3つのプロジェクトが設けられ，それぞれの分野において，両機関の研究者によって，これまでの共同研究成果のレビューと今後の方針について活発な議論が行われました。ワークショップの参加者，日程および訪問地を表－1，2，写真－1，図－1に示します。

周知の方も多いと思いますが，開拓局について簡単に紹介します。開拓局は，アメリカ西部の荒廃地に入植するために水資源の開発と土地の開拓をする目的で1902

表－1　ワークショップ参加者

日本側参加者	
上阪恒雄	国土交通省 土木研究所 次長
益倉克成	同 河川部河川管理総括研究官
高橋正宏	同 下水道部新下水処理研究官
吉谷純一	同 河川部都市河川研究室長
金木　誠	同 河川部水文研究室長
柏井条介	同 ダム部水工水資源研究室長
田中宏明	同 下水道部水質研究室長
茅場裕一	同 環境部河川環境研究室主任研究員
深見和彦	同 河川部水文研究室主任研究員
櫻井寿之	同 ダム部水工水資源研究室研究員
米国側参加者	
Mr. Robert W. Hickox	Senior International Affairs Specialist, International Affairs Office, Bureau of Reclamation
Dr. Chris Holdren	Group Manager, Ecological Research and Investigations Group, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center
Mr. Tracy Vermeyen	Hydraulic Engineer, Water Resources Research Laboratory, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center
Dr. Terry Fulp	Operation research analyst, Boulder Canyon Operations Office, Bureau of Reclamation
Mr. Jon Boutwell	Botanist, Ecological Research and Investigations Group, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center
Dr. Robert George	Hydraulic Engineer, Land Suitability and Water Quality Group, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center
Dr. Steven Markstrom	Hydrologist, Water Resources Division, U.S. Geological Survey, Denver Federal Center
Ms. Leanna Principe	Team Leader, International Affairs Team, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center
Dr. Donald E. Ralston	Technical information Specialist, Research and Natural Resources Group, Bureau of Reclamation
テクニカルアドバイザー	
Dr. Takashi Asano	Adjunct Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis

注）役職はワークショップ開催時のものです。

* 研究員



図－1　ワークショップにおける訪問先

表－2　ワークショップの日程

年月日	内　　容
2001年 1月25日	カリフォルニア州，ロングビーチにおいて 全体会議 プロジェクト別討議 総括会議
1月26日	以降フィールドトリップ ネバダ州人工湿地視察 ミード湖視察 フーバーダム視察
1月27日	移動
1月28日	サクラメント国立野生生物保護区視察
1月29日	シャスタダム視察 レッドブラフ分派堰視察 ウィスキータウンダム視察
1月30日	セントラルバレー管理センター視察 トレーシーポンプ施設視察



写真－1　ワークショップ参加者

年に創設され，米国西部17州における水資源開発において重要な役割を果たしてきている組織です。開拓局はこれまでに有名なフーバーダム，グランド・クーリーダム等を含む600以上のダムおよび貯水池，さらには，発電所や運河を建設してきましたが，最近ではその事業をかんがいと水力発電の開発から，より視野の広い水資源の管理へと発展させており，水資源の保全，インフラストラクチャ（生活基盤施設）の保護，システムの信頼性の強化，水融通の促進，魚類と野生生物の保護，絶滅に瀕している種の回復，レクリエーションの充実，環境の復元および保護などの広範囲な観点から水資源管理担当の政府機関として事業を進めています。

次章から表－2に示した行程中のフィールドトリップにて見学した実際の施設等について，いくつかピック

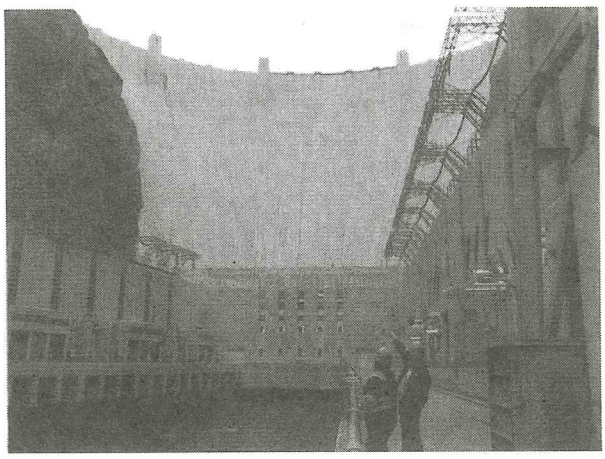
アップして入手した資料や質疑によって得た情報をもとにトピック的に紹介したいと思います。

3. フィールドトリップ

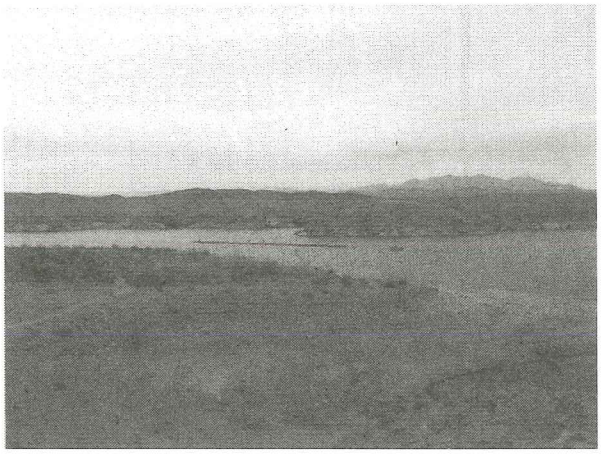
(1) フーバーダムとミード湖

コロラド川のネバダ州とアリゾナ州の境界に位置するフーバーダムとミード湖については日本においても多数の紹介がなされており，ご存じの方も多いかと思われます。簡単に諸元を紹介すると，フーバーダムは，下部が重力式で上部がアーチ式の構造を持ったアーチ型重力式ダム（写真－2）であり，その堤高は221.3 m，堤頂長は379.2 m，堤体積は2,500,000 m³と世界でも有数の巨大ダムです。フーバーダムによって創出されたミード湖は米国の人工貯水池の中で最も大きなものであり，その貯水容量は35,200,000,000 m³，最大水深は152 m，湛水面積は632 km²です。ミード湖では，今回のワークショップの「水域における水質管理」のプロジェクトに取り上げられている人工浮島の実証実験が開拓局の研究者によって実施されています。プラスティック製，ココナッツファイバー製，プラスティックパレット式，タンク式等の様々なタイプの浮島が設置され，栄養物の消費，水質浄化，プランクトン・魚類等の生態への影響などが調査されています（写真－3）。

フーバーダムの目的は，治水，水力発電，かんがい用水，水道用水，コロラド川の水流の調節と流況改善です。運営に関しては，地域の代表などがメンバーとなっている委員会が組織されており，1年間の運用スケジュールが決定され，それに基づいて開拓局が管理・運営を行っています。水力発電については，15の会社と30年間の電力供給の契約を結んで運営が行われており，洪水調節については，米国における洪水調節の担当



写真－2　フーバーダム

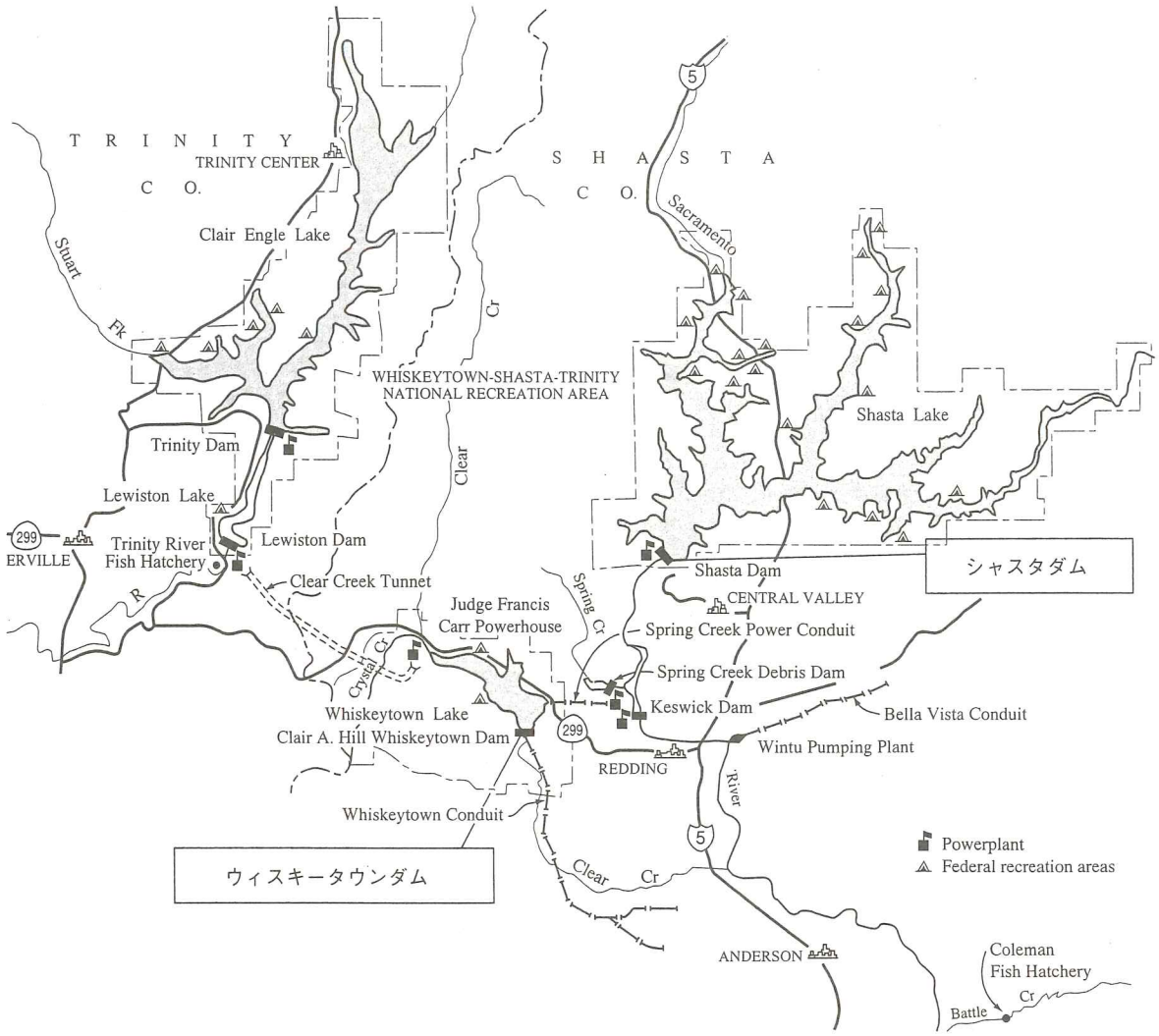


写真－3　ミード湖（人工浮島）

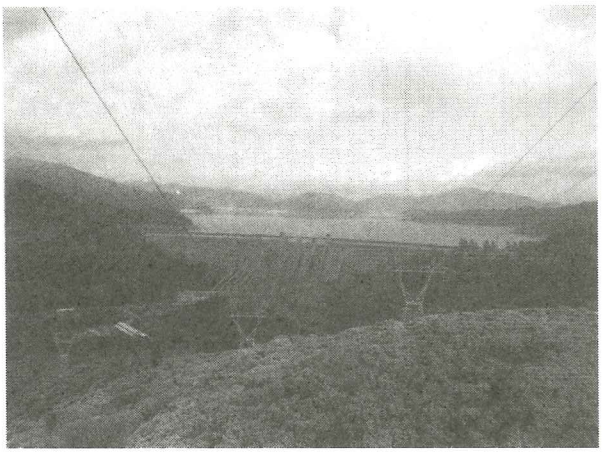
者である米国陸軍工兵隊から許可を得たうえで，実際のダム操作は，開拓局が行っています。日本では採用事例の少ないドラムゲートが洪水吐きに採用されていますが，水位が上昇してゲートが稼働する頻度は8～12年に1度程度で，洪水吐きを越流したのは建設以来1987年に1度きりということでした。発電施設，ダム直下サイト，ペンストック（導水管），放流設備，監査廊等を案内していただきましたが，見学者用の各種設備や案内担当のスタッフが充実しているのが印象的でした。

(2) シャスタダム（水温調節施設）

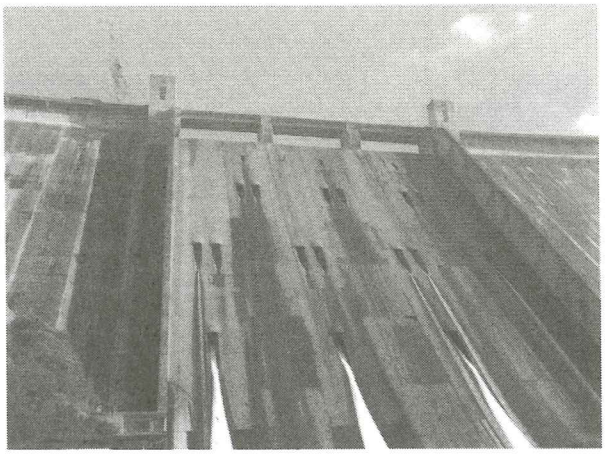
カリフォルニア州のサクラメント川上流（図－2）に位置するシャスタダムはセントラルバレープロジェクト（CVP，開拓局によるカリフォルニア州の水資源開発事業）のかなめとなる水資源開発施設であり，カリフォルニア州で最大の貯水池です。シャスタダムの目的は，洪水調節，舟運，かんがい，水道用水，発電，魚類・野生生物の保護およびサクラメントーサン・ウォーキンデルタ河口部の水質保全（塩水遡上防止）であり，その諸元は，形式：曲線重力式コンクリート，堤高：183.4 m，堤頂長：1,054 m，堤体積：5,000,000 m³，貯水容量：5,600,000,000 m³となっています（写真－4）。ガイド専門のスタッフにダムの内部，発電施設，建設時の状況，ダム下流サイト，転流工跡などを案内していただきました。標高の低い洪水吐きからはかなりの量の水が漏れていて，日本とは違っておおらかな印象を受けました（写真－5）。フーバーダムほどではありませんでしたが，ここでも，大きなエレベーターやダム内の広い通路，ガイド専用のスタッフなど，見学用の体制が整っていました。また，シャスタダムでは，人口の増加や農業用水需要の増加に対応し，野生生物保護のための安定した水供給を行うために嵩上げの計画が検討されていま



図－2　シャスタダムとウィスキータウンダム周辺



写真－4　シャスタダム（全景）



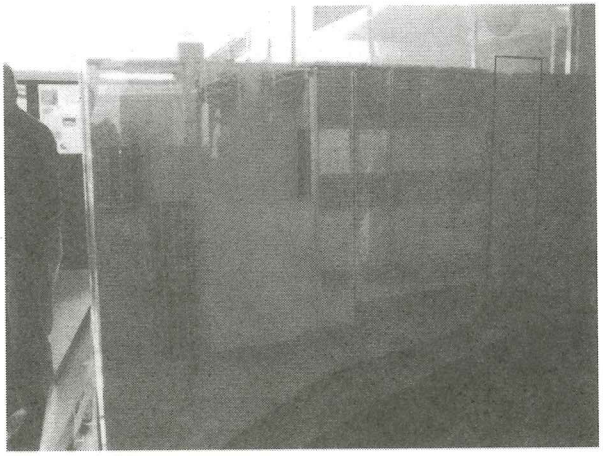
写真－5　シャスタダム（ダム直下流より）

す。嵩上げ量をいくつか設定して様々な観点から比較検討がなされており，現状では，２ｍ程度の嵩上げ案が有力なようです。

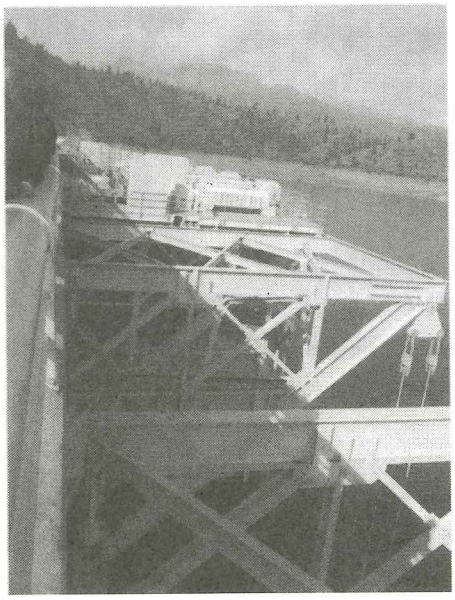
以下にシャスタダムに特有な水温調節施設と魚類孵化施設について紹介します。

ｉ）水温調節施設

シャスタダムには水温調節施設（Temperature Control Device（TCD））が設置されており，この施設は，日米共同研究のプロジェクト「水質と生態系を持続させるための貯水池運用手法」に関連しています（写真－６，７）。サクラメント川では米国の絶滅危惧種保護法にリストアップされている冬期に遡上するタイプのマスノスケ（winter-run Chinook Salmon）の数が激減しており，その原因は上流部の高い水温の流水によってマス類の産卵・孵化が悪影響を受けているためとされています。そこで，開拓局の技術者がダムからの放流水の水温をコントロールする手法の研究を行い，シャスタダムに水温調節施設を設置しました。このとき，発電のための取水量を減らすことなく水温調節することが求められました。そこで考えられた施設は，既存の堤体に設置されている５条の導水管で構成される発電取水施設の取水口の直上流を締め切る構造物を設置し，その構造物の上層，中層，下層に新たな取水口を設けて３つの標高から取水可能とする施設でした。日本における多孔式選択取水設備と似ていますが，取水量が約 500 m^3/s とかなり大規模なものとなっています。水温調節施設の総重量は約 9,000 ton であり，荷重は，堤頂付近に据え付けられた鋼製フレームや堤体上流面へのアンカーボルトなどによって全て堤体に伝える構造となっています。建設費はおよそ 80,000,000 ドル（１ドル＝ 120 円とすれば 96 億円）とされています。運用については，ダム下流の基準点において水温を平均 56 F°（13.3℃）以下にすることを目標として，春～夏初期にかけては上層から温水を放流することで底部の冷水を温存し，夏後期～秋初期にかけて下層から冷水を放流しています。複数の開孔口の運用法については流れの数値シミュレーションによって検討されています。この施設の効果については，現地観測によって検証されており，施設の設置後は，以前と比較して夏期の底部の冷水層が厚くなり，冷水を温存できていることが確認されています。



写真－６　水温調節施設の模型（ダム上流側）



写真－７　水温調節施設（ダム天端より）

ii）魚類孵化施設

シャスタダムの 800 m ほど下流に魚類孵化施設があります（写真－８）。1998 年２月に運営が開始されたこの施設では，冬期遡上タイプのマスノスケの生息数回復を目的として孵化や飼育を行っており，開拓局の協力を受



写真－８　魚類孵化施設

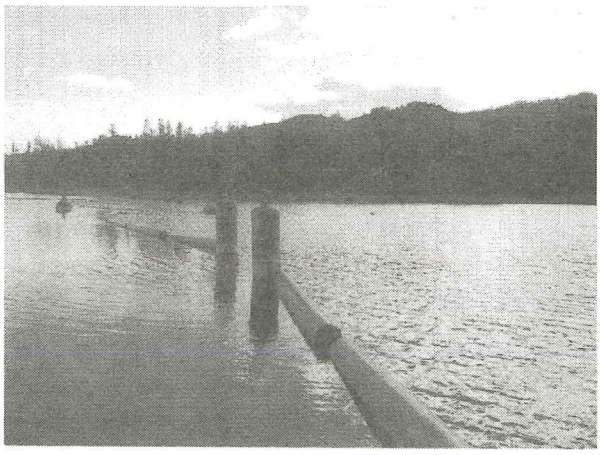
けて米国内務省のU.S. FISH & WILDLIFE SERVICEという組織と絶滅危惧種の回復に係わる人々によって運営されています。シャスタダムの導水管から引いた水を使用しており，人工孵化させた魚がまた元の川に産卵に戻ってくるためには，サクラメント川の水を使用することが有効だということでした。

（3） ウィスキータウンダム（カーテン施設）

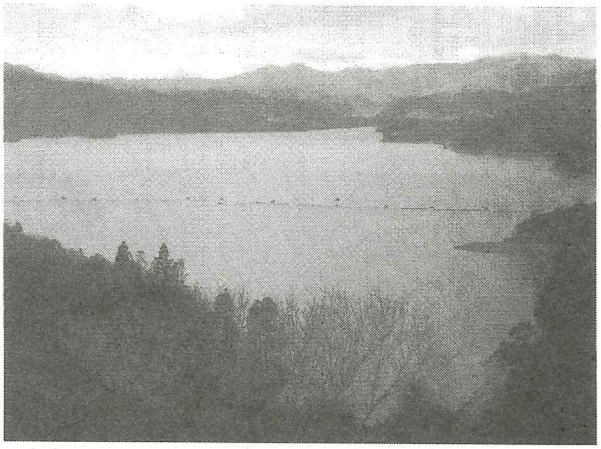
ウィスキータウンダムおよび貯水池はシャスタダムの南西20 kmあたりのところに位置しています（図－2）。この貯水池の目的はトリニティ川水系からの導水と周囲の集水域からの流出を調整することにあります。ウィスキータウンダムは堤高86 m，堤頂長1,219 mのアースフィルダムで，貯水容量は約300,000,000 m^3です。貯水池は深い青色の水を湛え，周囲は森に囲まれてすばらしい景観を呈しており，ピクニック，キャンプ，遊泳，ボート遊び，釣りなどのレクリエーションに活用されリゾート地として人気があります。

ウィスキータウン貯水池からの放流水もサクラメント川に注ぐため，シャスタダムと同様にマスノスケの生息環境のために放流水の水温調節をすることが必要です。ここでは水温調節の方法としてカーテン施設が採用されており，この施設も共同研究のプロジェクトに関連があります。この施設は貯水池の内部にカーテン状の構造物を設けて貯水池内の流動を制御するもので，カーテンはナイロンで強化された繊維で造られており，設置および撤去も簡単で選択取水設備などの構造物に比べて貯水池条件変化に対する追随性は低下しますが，コストは安くなっています。ウィスキータウン貯水池の場合は流域が小さいため出水規模も小さく夏場の水位変動は20 cm程度ということで，この点でもカーテンの設置に適しています。カーテンは流入部と放流部の二箇所に設置されており，流入部は冷たい流入水と水温成層している貯水池内の水の混合を小さくして，冷水を貯水池底部に誘導し温存する効果を期待されています（写真－9，二つの円柱はボート用の通路です）。一方放流部のカーテンは取水範囲を変化させて放流水温を調節する効果を期待されています。カーテンの設置位置や設置標高については水理模型実験により検討されており，現地観測によってその効果の検証がなされています。今回の視察時には，放流部カーテンのアンカーワイヤーが堆積物による化学的な腐食によって損傷しているということで，やや不連続な形になっていました（写真－10）。

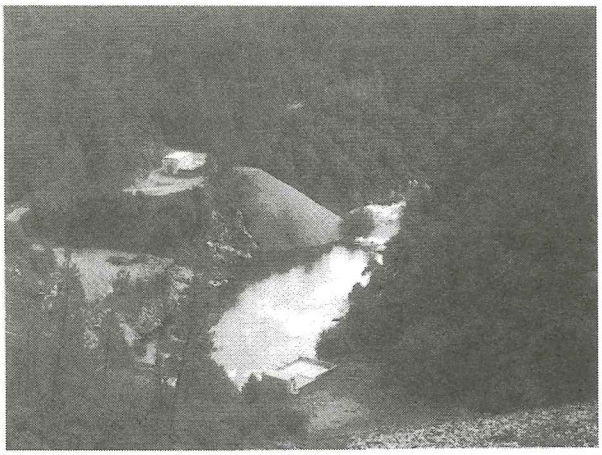
他に興味を引かれたこととしては，ダムができたために下流に供給される砂礫が減少し，魚類の生息環境が変化しているため，ウィスキータウンダム下流に河道へ供給するための礫の山が設置されていたことです（写真－11）。日本においても貯水池内の堆砂を試験的にダムの下流に供給している事例がありますが，日本では慎重に行っているのに対して米国では供給している量も多く大胆に実施している印象を受けました。



写真－9　ウィスキータウン貯水池上流部カーテン施設



写真－10　ウィスキータウン貯水池下流部カーテン施設



写真－11　ウィスキータウンダム下流河道（砂礫の供給）

（4） その他の施設

i）ネバダ州人工湿地

この施設は，ラスベガスの街の近くにあり，ラスベガスの道路や建物に降った雨水の流出を集めたノンポイントソース排水を処理するために作られた人工湿地です（写真－12）。広さ約40ヘクタールの面積を持ち，2つの大きな池とその間に3つの小さな池があり，これらが水路で一列につながれています。排水は，これらの池群に導かれこの中を通過する間に，生態系などによる自然の作用で浄化されるしくみとなっています。窒素，リン，セレニウム，クリスポストリジウム等が問題になっており，流入端，放流端等で，水質を定期的にチェックして，人工湿地の浄化作用が調査されています。

ii）サクラメント国立野生生物保護地区

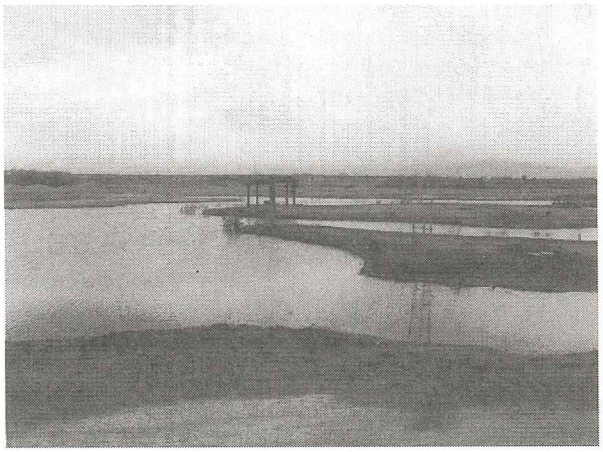
この施設は，開拓局のものではなく，前出のU.S. FISH & WILDLIFE SERVICEが運営しているものです（写真－13）。野生生物保護地区の目的は，現在および未来の世代の米国民の利益のために魚類，野生生物，植物などの資源とそれらの生息環境を保存，管理，復元することであり，現在全米に500以上の保護地区があります。今回訪れたサクラメントの保護地区は，1,880ヘクタールの面積を持つ全て人工的に創られた湿地であり，米国西部を行き交う渡り鳥たちにとって重要な越冬地であるカリフォルニアのセントラルバレーに位置しており，広大な敷地の中で，様々な種類の鳥達をたくさん観察することができます。

iii）セントラルバレー管理センター

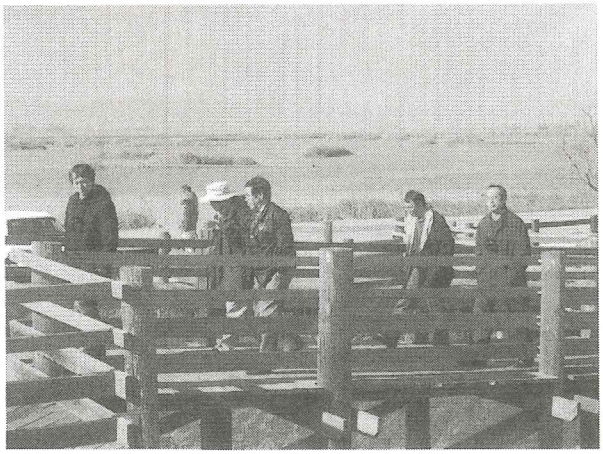
このセンターは，開拓局の中部太平洋地区のセントラルバレー管理事務所とカリフォルニア州水資源局の洪水管理部門と米国国立気象部局の三つの機関が協同でセントラルバレーの水資源管理を行っている施設であり，サクラメント川水系とサン・ウォーキン川水系のダム群を一元的に管理しています（写真－14）。異なる組織が同じ建物内でかなり密度の濃い協同体制で管理を行っているようでした。

iv）トレーシーポンプ施設

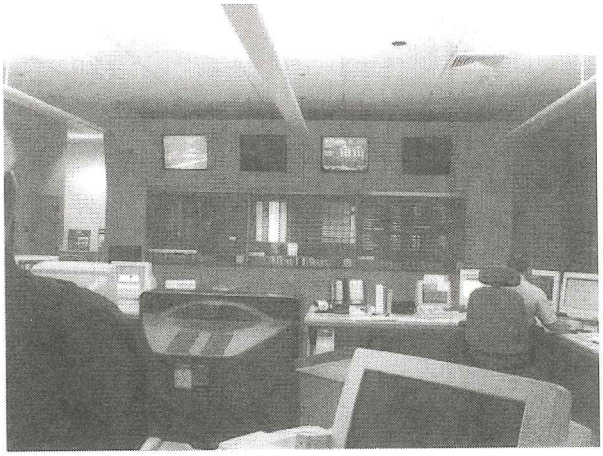
この施設はサクラメント川とサン・ウォーキン川のベイーデルタ地帯の南部に位置し，ポンプ施設の流入口に魚が入ってこないようにスクリーンが設置され，迷い込んだ魚を本川に放流するために積極的に捕獲する施設があります（写真－15）。また，最近では，魚類の誘導法，捕獲法および保護法を研究するための施設を建設する計画があります。既に簡易の研究施設があり，Chinese Mitten Crab（カニの一種），Cucumber Fish（ワカサギ）などの研究が行われています。



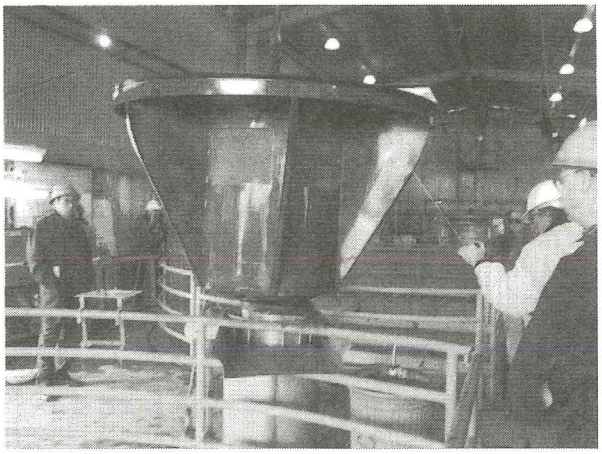
写真－12　ネバダ州人工湿地



写真－13　サクラメント国立野生生物保護地区



写真－14　セントラルバレー管理センター内のモニター



写真－15　トレーシーポンプ施設（魚類捕獲施設）

4. おわりに

今回のワークショップにおいて議論された共同研究の方針に従って，今後日米両国の流域および河川水系のマネージメントに関する研究交流が進展することが期待されます。

フィールドトリップにおいては，多くの施設で様々な野生生物の固有名詞を耳にしたり，施設の主要な目的が絶滅危惧種保護や生態環境保全であったりと環境関連の事業に多くの予算や労力がつぎ込まれていて取り組みが本格化している印象を受けました。貯水池放流水の水温調節に係わる施設に関しては，日米の自然条件，社会条件の違いはありますが，日本の貯水池の水温調節や流動制御，濁水対策などに今回得た知見や共同研究の成果を活かしていきたいと思います。今回のワークショップに参加することで，開拓局の技術者・研究者と交流を深めることができ，米国西部の水資源開発に係わる実際の施設を訪れて現場を肌で感じることができ，貴重な経験をさせていただいたことをありがたく思っています。

最後に，今回のワークショップ開催に際しまして，お世話になりましたHickox氏を始めとする開拓局の皆様とフィールドトリップで訪れた施設の皆様に心から感謝の意を表します。

参考文献

1) First U.S.-Japan Workshop on Watershed and River System Management, January 25-31, 2001, Long Beach, California, USA, SUMMARY REPORT, March 2001, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, U.S.A. and Public Works Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan
2) アメリカ水資源セミナーカリフォルニア州を例として－報告書，平成12年11月，財団法人国土開発技術研究センター
3) Shasta Temperature Control Device CFD Modeling Study, October 1999, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Water Resources Research Laboratory
4) Use of temperature control curtains to control reservoir release water temperatures, December 1997, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Water Resources Research Laboratory

座談会

河川管理施設等構造令の課題

出席者　上谷　昌史／吉田　　等／川崎　秀明／柏井　条介
　　山口　嘉一／原　　稔明
司　会　上阪　恒雄

（敬称略・順不同）

上阪（司会）　本日は皆さん方お忙しい中，ダムの技術基準に関する座談会にお集まりいただきましてありがとうございます。

ダムの技術基準，河川管理施設等構造令を柱にしていろいろ基準があるわけでございますが，今日はその基準の現状ならびに基準類に対して皆さん方のお思いになっている事項，あるいは将来のあり方等についてお話ししていただければという趣旨で集まっていただいたわけでございます。

ご案内のとおりダム技術センターが発行しております『ダム技術』の第1号に山住さんが「ダムの技術基準の展開と現状について」といった論文を発表していただいておるわけでございますが，この中でダムの技術基準の変遷といったことが紹介されております。本日，ご出席の皆さん方には，既にご案内のとおりでございますが，あえて私からご説明します。建設省系の流れとして「河川砂防技術基準」があった。通産省系の水力発電の流れとして「発電用水力設備に関する技術基準」というものがあった。さらにこれ以外に農林省系では，土地改良法に基づく「土地改良計画設計基準」というのをお持ちになっている。それぞれ各省庁の所管法に基づく基準のほかに，協会関係ということで(社)日本大ダム会議がつくられた「ダム設計基準」があったということが紹介されておるわけでございます。

当初，この大ダム会議のダム設計基準がそれぞれの基準を調整するということで制定され改定されてきたわけでございますが，1976年にこれらをもとに，河川管理施設等構造令が決められたわけでございます。ちょうど，そういう意味では今年が26年たっておるわけでございまして，四半世紀たつといろいろ問題が出てきているかと思います。

そういう意味で，まず初めに皆さん方から現在の構造令，あるいはそれにまつわるダムの技術基準についてのいろいろな思い，あるいは問題点，課題等をご指摘いただければと思います。

では，最初に上谷補佐の方からその辺のお話をお願いいたします。

〔構造令見直しの時期〕

上谷　1976年に河川管理施設等構造令が制定されて，26年経過していますが，基本的な内容は改正されておりません。その間，新技術の開発や，コスト縮減の問題があったり，事業に対するアカウンタビリティーの向上ということでより説明責任が求められるようになったり等々，ダムを取り巻く状況が変わってきています。そういう中で，ダムの構造基準が本当に今の時代に合っ



上谷　昌史氏
国土交通省治水課
課長補佐

ているのか，これからの時代に合っているのかということを，いま一度原点に立ち戻って見直してみるべきでないか。そういう節目に来ているのではないかなということを今思っているところであります。

具体的なことで言いますと，平成７年の兵庫県南部地震後，土木学会等でレベル１地震動，レベル２地震動といったものが議論されてきています。また，東海地震に関して，先日，地震防災対策強化地域が追加指定されたりとか，東南海地震についても立法化が進められようとしています（７月19日成立）。ということで，地震に対して世間から非常に注目を浴びるようになってきており，ダムの構造基準がそういう時代に合っているのかということを検討してみる必要があるのではないかなと考えています。

上阪　ありがとうございました。次に現場をいろいろ指導なさるとともに，技術基準の担当の研究所であります国総研の方から川崎さん，いかがでしょうか。

〔構造令は仕様規定〕

川崎　私は４月に国総研に来るまで７年間現場の所長を務めていましたが，構造令というのは，重要度は非常に高い反面，解釈上分かりづらい部分があって，現場での設計という面では，河川砂防技術基準の方が使いやすいと思っています。

いろいろ先輩方の意見を聞くと，構造令の条文自体は性能規定であり，他の技術基準の改定の大勢にある性能規定化の最も走りだと言われる方もおられます。しかし，構造令の下についている規則とか解説とかが，構造上の縛りになって，設計の自由度を縛りすぎているとの意見も多く，構造令に対しては，設計関係者の大多数は，設計上の制約を少なくして欲しいと考えられているのではないかと思っております。

なお，吉田流域官から『ダム技術』の６月号に土木学会のコンクリート標準示方書の性能規定化を主とした改定について報告されていますが，それと見比べましても構造令の条文自体はかなり性能規定化されているのではないかと思われます。そこで，構造令を変えるべきか，規則とか解説を変えるべきか等の入り口論的な議論もあるところだと思います。今のままでも読めるじゃないかというのも相当あるわけで，そういう意味で構造令のどこが問題で，どういうところを変えるべきかと，今回そういう座談会をするということは非常に意義があることだと思います。



川崎　秀明氏
国土交通省
国土技術政策総合研究所
ダム研究室室長

上阪　ありがとうございました。今のお話の中で構造令，その条文それぞれを個別にとると性能規定化されているじゃないかという話なんですが，ちょっとここで話が混乱しないように整理しておきますと，政令としての構造令と，その下にある省令の規則があります。そこで震度の大きさを決めているといった部分があるわけでございまして，構造令が使いづらい，あるいは仕様規定じゃないかとおっしゃる方々は，そういうものを体系としてとらえられて仕様規定じゃないかと，こういうふうに言っておられるわけです。今の川崎さんのご意見は政令の部分だけを取り上げると確かに性能規定化がされているじゃないかと，こういうご意見だと承ったんですが，それでよろしいでしょうか。

川崎　構造令の条文は性能規定だけれども，実際は規則とか解説の方まで読むと，結局は仕様規定というか，かなり制約されてしまって自由な設計ができないようになってしまっている。そういう声は結構聞きます。

上阪　わかりました。これから構造令を変えないといけないという人の声の中にはおそらくそういう規則とかそういうものを変えないといかん，構造令そのものは変えなくてもいいというご意見の方もあろうかと考えられます。そういう前提でこれから話をしていきたいと思っております。

では，土木研究所の方ではいかがでしょうか。まず，水工研究グループダム構造物チーム上席研究員の山口さんお願いします。

山口　山口でございます。ダムの構造令につきましては，川崎さんがおっしゃられたように，特に政令の部分は，守るべき最低限の基準を性能規定という形で規定していると思います。例えば，第４条のコンクリートダムの堤体に関する構造原則の部分を読みますと，「予想される荷重によって滑動し，または転倒しない構造とするものとする」となっており，特に設計の自由度を縛っているものではないと考えます。しかし，規則や解説部分の仕様規定といった細部の規定に関しては，時代の流れ



山口　嘉一氏
独立行政法人土木研究所
水工研究グループ
ダム構造物チーム
上席研究員

や研究の発展に伴いいろいろツールが出てくることで議論の対象になってきているのではないかと考えます。また，昨今の社会情勢からいろいろなことについて説明が求められおり，過去に制定されたものだけで現在の状況を的確に説明するということが難しくなってきている部分があるというのが今の状況ではないかと思います。

そこで，構造令の条文については仕様規定として非常にいいことが書いてあると考えますが，やはり各種のダムの構造基準については，その基準の成り立ちをもう少し掘り起こして考えてみる時期に来ているのではないかと思います。ある基準について考えますと，割り切りで決めた項目とか科学的な根拠を持って決めた項目が混在した形で決められている場合もあると思います。その基準を制定された世代の方々は，その背景にあるものを十分考慮された上で設計に対応されてきたと思いますが，ユーザー世代になりますと，それらすべての項目がまず守るべきものとして存在し，ある時期あるダムで設計で心配事がありますと，後発のダムにおいては，必ずしもその項目が問題ではない場所でも守るべき追加の基準となり，適用上，裁判における判例主義的に遵守項目が増加してきたように思います。

そこで，もう少し本質的な部分に立ち戻って議論すれば変えられる可能性があるもの，あるいは今の社会情勢から変えるべきもの，あるいは，ここの部分は安易に変えてはいけない部分というようなものも本来あるはずですので，そういったところを掘り起こして議論をした上で，今の情勢に合致した基準へと移行していくのが真の姿ではないかと思います。

ですから，今は構造令のみならず，各種構造基準も含めて，このような議論をすべき時代になったのではないかと個人的には感じております。

〔水理関係では〕

上阪　次に水理関係をいつも研究されておられる水工研究グループダム水理チームの柏井さんの立場からはいかがでしょうか。

柏井　私は放流設備関係の水理設計に係わる部分を主にやってきた訳ですが，その観点からすると，構造令は一番ベースの条件である水位と流量を規定設定してます。また，こういう設備をつけなさいということ，つまり洪水吐きが要るとか従前の機能維持のための放流設備が要るとか，そういうことが規定されていますが，その他のことはあまり書かれていないんです。実際に放流設備を設計していくということになりますと，細部技術の積み重ねのところがありまして，そういう実際の作業に関して，構造令はもちろん，河川砂防基準についてもほとんど書かれていないんです。設計そのものについては，ダムごとの必要な性能に合わせてかなり自由に設計できるような形で書かれている。それはありがたいと言えばありがたいことで，設計する方としてはかなり自由に解釈していろんなことをやっている。水理構造物というのは構造物の安全性だけ確保してもそれが機能するかどうかという別の問題がありまして，そういうことに対して自由度をもたせようという先輩諸氏の配慮を感じる訳です。お陰で私自身は基準類の制約をあまり受けずにやってきたところがありあます。そのためか構造基準に関して問題意識をもたずにきたというか，正直に言いますとあまり考えたことがないんです。

ただ，構造令に関しまして一つだけ分かりにくいと感じている表現があります。それは，ダム設計洪水流量のところの表現で，「200 年確率洪水流量」，「既往最大洪水流量」というのと並びで「その地点で想定される最大の流量」という流量があるのは非常にわかりにくい。言葉の上では 3 種類の流量は必要なくて最後の流量表現だ



柏井　条介氏
独立行政法人土木研究所
水工研究グループ
ダム水理チーム
上席研究員

けで足りると思うのです。どういう経緯等によりこういう表現になったのかよくわからないところはありますけれども，工学的な最大流量というのを具体的にどうやって決めるかという技術的な問題の答えが構造令検討当時にはまだ必ずしも確実な形では与えられていなかったのではないか。考え方の統一というのがなかなかできにくかったのではないかというふうに思っています。

先ほど上谷補佐が言われました構造令制定後かなりの年月が経過してどうなったかという視点でみると，水理関係ではこのダム設計洪水流量，特に「その地点で想定される最大の流量」を求める具体的流量として示されている地域別比流量図の問題がまずあると思っています。地域別比流量図は既往の洪水流量をベースで議論をしていますので，その後のデータの蓄積でどうなったかというチェックが必要なのはもちろんですが，その際に，先ほど の３種類の流量を包合するような工学的な最大流量として見直していくのが本来かなというふうに，これは感想みたいなものですが思っているところです。

それから，最近の話としましては，水質などとの関係で曝気装置ですとか，例はあまりないんですが，カーテンとか貯水池の中に施設を設置する例が出てきており問題があるように思っています。天端横断構造物については，流水面からのクリアランスを確保しなければなりませんが，これら施設が流失すると放流設備にとってかなりの障害になります。今のところ水質を重視して自由にやっているところがありますけれども，確実に放流するという意味で何か意識を喚起するようなものが要るのかなという気がしています。

先ほど構造令と河川砂防技術基準には制約が少ないという話をしましたが，金物関係につきましては，ダム堰基準ができ基準が整備されてきています。ダム堰基準の第一次案というのはちょっと書きすぎじゃないかという印象があって，細部のことまで細々と書いてましたけど，先般の改訂でマニュアルと技術基準と分けられ，性能規定化の方向を向きつつ改善されてきているように思います。

〔安全率の概念〕

上阪　ありがとうございました。

次に現場でいろいろ，この基準を適用して実際に仕事をやっておられます公団の原さんの方からお願いいたします。

原　原でございます。現場的な意見というのはまた後でということで，まず最初にこの構造令に関して個人的な意見を述べさせてもらいたいと思います。構造令の第１条には「ダムの主要なものの構造について河川管理上必要とされる一般的技術的基準を定めるものとする」という記述がありますように，この構造令は河川管理者サイドからのいわゆる国民に対する一つの大きな憲法といいますか契約書として位置付けられるのではないかと思います。冒頭に上谷補佐が言われましたように，構造令が制定された頃と異なる大きなイベントとして，最近兵庫県南部地震なり鳥取西部地震が起こったということで，一般の人から見たときに『ダムの安全性というものは大丈夫ですか』という素朴な質問に対してどう答えるか，いわゆる社会一般の方々へのアカウンタビリティが求められるようになってきていると思います。

そのときには一つの方法としてやはり安全率という概念で説明することになるのかと思います。施行規則に安全率の記述がありますけれども，コンクリートダムの場合ですと，ヘニーの式の４とか，コンクリートの圧縮強度の４という安全率がありこの安全率でもって一般の方々に地震時のダムに対しての安全性を，より合理的にわかりやすく説明するという使命があるのではないかなと思います。こういうことを考えますと，現構造令の解説の方で非常にていねいに書かれているような感じはしますけれども，構造令の改正ということを考えた場合，安全率の概念をより明らかにするところで少し見直し，検討をする時期に来ているのではないかと感じております。

〔頑丈で美しいダム〕

上阪　ありがとうございました。最後になりましたけれども，国総研で現場，あるいは研究分野を全体的に見ておられる吉田さんの立場から，構造令だけに限らず一般的な話を吉田さんの思いも含めてお願いいたします。

吉田　他の構造物にはないダムの特徴は，適切な維持管理をすれば数百年，場合によっては大阪の狭山池のよ



吉田　　等氏
国土交通省
国土技術政策総合研究所
河川研究部
流域管理研究官

うに千数百年もの長い間機能を発揮し続けることのできる，息の長い構造物だということです。だから，ダムは頑丈でなければならないし，かつ後世の人から優れた文化財といわれるように美しくなければならない。その二つが，ダムを設計する際のポイントだと思います。戦後，数多くのダムが建設されてきましたが，個性的な美しいダムは少なかったのではないか。私は，これからは，数は多くはなくても一つ一つのダムをじっくりと作ることのできる時代になると考えています。高齢化社会ではダム建設に多くのコストをかけられないけれども，百年前の布引五本松ダムのように経済的にも施工技術面でも決して恵まれなかった時代でも，ダム技術者はたいしてお金をかけずに粋なダムを造っていた。構造令などの技術基準類は，そういう頑丈でかつ個性のある美しいダムを造りたいという技術者の熱意が形になるようなものでなければならないと思っています。

〔ダム設計基準懇談会〕

上阪　ありがとうございました。

皆さん，いろいろ構造令あるいはそれに関連する基準についての思い入れがあったようでございますが，若干，構造令の歴史を先ほど述べたんですが，補足させて頂きます。構造令が決められてから構造令のダムに関連する部分の改正がされたことがなかったかというと，そうではありません。例えば震度帯の追加，中震帯地域の追加がなされたり，あるいは1977年に国土開発センターで設置されたダム耐震設計懇談会，ここで「ダムの耐震設計」といったマニュアル書というものが出されて，それに基づいて「フィルダムの耐震設計指針案」がその後出されておったりしたわけでございまして，そういう意味では構造令も何度か手をつけてきたというふうに言えるかと思います。

このほか規則も含めた構造令自体を変える必要があるのではないかという議論は，実は過去数度あったわけでございます。一番最近の議論として国土センターの副会長をなさっておられます廣瀬さんが座長になられて，ダム設計基準懇談会というのが，平成10年4月から平成11年7月にかけて11回にわたって開かれました。私もこのメンバーに入れていただきましたので，若干この場でその辺の議論のご紹介をして話の種を話題提供としたいと思います。

メンバーは廣瀬国土技術センター副会長，当センターの飯田顧問，当時水公団の理事をなさっておられました水野理事，それから，土研の方から私と永山ダム構造研究室長（当時），それに当時の国土センター理事長の豊田さん，こういったメンバーで議論をしたわけでございます。そのときに，ダムの設計基準関係で何が問題ですかとの話の中で上がりましたのが，まず初めに耐震設計をどうするのか。ちょうど兵庫県の南部地震が起こって，ある程度整理された後でもあったわけでございますが，例えば一般の方々から関東大震災が起こるとこのダムはどうなるのと言われたときにその辺をきちんとやっぱり説明する責任があるのではないかということで耐震設計の問題を取り上げました。

それからもう一つは，ダム基礎のグラウチングの話。これが非常に大きなお金がかかっている。やりすぎじゃないかといった議論がございました。

3つ目としましては設計洪水流量。この辺が今のままでいいのかといったような問題点として上がったわけでございます。グラウチングにつきましては飯田顧問がその後も精力的にまとめられて，今回「ダム基礎のグラウチング」として出版されたほか，グラウチング技術基準も今回改定がなされ通達が出されたというふうに聞いておるわけでございます。耐震設計につきましては大ダム会議の方でも議論をなされて，最近報告書が出ておりますが，この方向性がまだあまりはっきり見えない状況ではないかと思います。それは，今日の大きなテーマになるかと思うわけでございます。

先ほど3つのほかに細かい問題として，議論がされてきましたのは，安全率をどうするか。この安全率といいましても荷重に対する安全率，強度に対する安全率，それから解析法に対する安全率といった3つの概念の安全率がまざったものが現在，安全率といっておるわけでございまして，これのうちの，例えば解析の精度が上がったのであれば解析法の安全率はもっと切り下げることができる。あるいは強度に対する材料の物性の変動幅が狭くできるようになったら，強度の安全率もある程度切り下げる。そういったことで，いわゆる安全率の中身を明



＜司会＞
上阪　恒雄氏
(財)ダム技術センター
理事

らかにしようじゃないかということで安全率の問題が出ていました。

ちなみに設計安全率につきましては，ここ40年間ずっと据え置いてこられたわけでございまして，半世紀近くになるわけでございますので，これも検討しました。もう一つは揚圧力をどう扱うかといった問題でございます。日本の場合は揚圧力を荷重としてすなわち，外力として扱っておるわけでございますが，揚圧力を外力じゃなくて間隙水圧としての扱いにすべきじゃないかといったような議論等を，この11回の議論の中でしたわけでございます。

それで，耐震設計法につきましてはこの懇談会の中ではコンクリートダムにつきましても，修正震度法，フィルダムでいう修正震度法と若干違うわけでございますが，いずれにしましても応答スペクトル解析で求められたものから静力学的に荷重がかけられるような，そういう意味で修正震度法をやろうということになったわけでございますが，課題として残された中の一つは，サーチャージ水位の生起確率に対応したような地震動をどう考えるかといったようなことが問題としてこのときに残されております。

そのほか，先ほどの安全率あるいは揚圧力，これにつきましても議論は完全に尽くされたというふうなわけでもございません。

それから，その議論の中で出てきた問題としてはフィレットの設計法をどうするか。本来大きなフィレットを有するダムほど摩擦抵抗部の寄与率が大きくなるんだけれども，それが反映されていないといったような問題等が出されたわけでございます。

そういうことで，この懇談会いろいろ今後の課題を示したわけでございますが，メインはコンクリートダムの修正震度法といったもので提言を出したといったような状況でございました。その後，ダム耐震設計については大ダム会議で分科会が作られ検討されました。

そこで，皆さん方にまず耐震設計についての議論をお願いしたいと思います。最初に上谷さんから耐震設計関連の最初の話をしていただき，次に大ダム会議の分科会の事務局としてご活躍していただいた原さんの方から，大ダム会議で検討された耐震設計の現状と課題についてご説明をしていただければと思います。よろしくお願いします。

上谷　先ほどもお話ししましたけれども，特に兵庫県南部地震以降，土木構造物に対する耐震性能はどうなんだという議論がかなりなされてきています。そういう中で，道路，下水道，鉄道，その他いろいろな土木構造物において耐震性能について議論されており，一部技術基準化されてきているという流れがあります。そういう中で，ダムについては昭和51年の構造令制定以前から震度法よってダムの構造の設計をしてきたわけですが，ダムの耐震設計というのは今のままでいいのかどうかということを原点に立ち返って議論をしていく必要があると考えています。今25年が経過し，ちょうど節目ということでもあるので，そこを議論していく必要があります。

ただし，その議論をするに当たり，土木学会でいっているレベル2地震動とは何か，ダムに求められる耐震性能とは一体何かというところをまず最初にする必要があると考えています。

〔大ダム会議での検討〕

原　私も大ダム会議の「地震時のダム安全分科会」という中でほぼ3年をかけた活動に携わらせていただきました。冒頭でも申しましたように兵庫県南部地震を契機にして，地震時のダムの実際の現象に忠実に，より合理的に地震時のダムの安全性の照査をするということが重要になってきているという背景を受けて，大ダム会議の中でなんとか一つの現状をまとめられないかという方向で作業を行い，最終的に「既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題」というタイトルで報告書を作成したわけでございます。

簡単に構成を述べさせていただきますと，5章からなっておりまして，第1章でダムの耐震設計の現況というようなことを簡潔にレビューし，海外の代表的な地震被害事例を記載し，これを踏まえ，ダムの耐震設計における日本の震度法の位置付けについてコメントを加えております。

第2章ではダムにおける耐震性の照査ということで，特にこれも兵庫県南部地震を受け，後の土木学会が提言



原　　稔明氏
水資源開発公団
第一工務部設計課長

した第１次，２次，３次提言およびその後の耐震設計ガイドラインを踏まえ，ダムが保持すべき耐震性能とその照査手順について記述してあります。

次に今度は耐震性照査に用いる地震動の作成方法ということで，最近いろいろと研究が進んでいる理学的分野を含めた地震工学というような中の，微少な地震記録の測定から始まって，最終的に地震動を作成するという最新の研究の現況を紹介したのが第３章です。

それから，第４章はコンクリートダムとロックフィルダムに分けまして，動的解析による耐震性能の評価ということで，線形解析，非線形解析等の各種の解析手法を海外の事例も含めまして，先進的な現状の研究事例を中心に記述しています。

分科会の各委員が所属する経済産業省，国土交通省，農林水産省，電力会社，水資源開発公団等のそれぞれの事業主体そして学識経験者の研究事例をもとに安全性の照査等の，現状行っているところをとりまとめています。

最後に第５章として，今後の研究課題を述べ，ダムを所有する各機関の責任において耐震性能照査を実施することを前提に本報告書をとりまとめたということを述べています。

近々，大ダム会議の機関誌に掲載されると聞いております。

上阪　どうもありがとうございました。

大ダム会議の報告書がまとまったということですが，これはどうこうしなさいという基準的なものではなくて，ダムの耐震についての事例集というふうなものと考えていいわけですか。

原　そうですね。既設ダムの耐震性能照査の観点に主眼をおいて先進的な研究事例を中心にとりまとめた検討書といえるかと思います。それと，もう１点つけ加えさせていただきますと，大ダム会議は過去に地震データの収集取りまとめを行っております。それ以後のデータについて今回，パート２ということで，1974 年以降の我が国の地震データを，正確に言いますとダム基礎で最大加速度 25 gal 以上の地震記録を収集しました。これも当分科会の大きな仕事でした。結果的に兵庫県南部地震，それから鳥取西部地震のデータを含めまして，鳥取地震が起こったことで本来２年でこの分科会を終わらせるところを１年延長したといういきさつもあるんですけれども，ダム数で 84 ダム，地震観測記録で 139 という 25 gal を超える貴重な地震データが各ダム管理者の方から収集ができたということです。これを一つに取りまとめた「Acceleration Records on Dams and Foundation No. 2」を作成しました。これらのデータを世の中に情報提供すること，先ほどの報告書を作成したこと，この２つが当分科会の成果でございます。

上阪　耐震設計のやり方としてここでもご紹介されておるのは，時刻歴の応答と応答スペクトル法による方法といったようなことで，今のデータ集を使うといろんなものができるといったことになるというふうに考えていいんですか？

原　恐らく大学を含めた各研究機関の方々を中心にこの貴重なデジタルデータを有効に使い次の耐震設計の新たな進展へとつなげていただけることを期待しております。

〔設計と照査〕

上阪　別にけちをつけるわけではないんですけれども，私が先ほど言いました懇談会の中で，設計基準とは何ぞやという議論が実はありまして，非常に哲学的な議論なんですけれども，こういうふうに設計しなさいと決めるのは設計基準ですがそれだけでは終わらない。設計をやったときに後で照査ができるというものが基準ではないかという，こういった昔からの議論をまたやっておったわけなんです。それで，この大ダム会議などのこういう報告書を見ると，有限要素法をお使いになっているものが非常に多いわけなんですよね。そうすると，有限要素法をやるとだれがやっても同じような答えが出るかというと，必ずしもそうではないという問題があるわけです。ですから，そういう意味の技術基準はどういうものかといった追いかけ方をしてくると，むしろ非常に簡便な方法であり，なおかつだれがやっても同じ結果が出る方法，そういったものを設計基準に決めるべきじゃないかといったことで，実は修正震度法が先程の懇談会の中に出てきたのです。確かに動的解析として有限要素法でやると，クラックの進展までわかったような気にはなる。だけど，それはチェックはできない。第三者による照査ができないものは基準としては成立しないのではないかといったような議論がありました。その辺，常々，研究面でご経験なさっておられる山口さん，いかがですか。そもそも設計基準のあり方という点からどうでしょうか。

山口　今，上阪理事がおっしゃられたように，一つの設計基準，規範を示すと，ある設計者が設計したものを第三者が容易にチェックできることが重要になってくると思います。震度法の考え方の中では，一様な震度，実際の応答とは大きく異なりますが，こうした一様な震度を与えて便宜上断面を決定する。震度法に基づいて設計

されたダムが過去にいろいろ地震（大地震も含めて）を受けて，安全性を確保するという視点からその妥当性が証明されてきているわけですが，実際の挙動とは異なる荷重を与えた設計という点での問題が一方ではあったと思います。

さらに，現在では高度な解析ツールが数多く開発されておりますので，FEM解析により，先ほどおっしゃったようなコンクリートダムに発生するクラック等も追える解析も行うことができますが，一方でメッシュの切り方一つで解が変わりうるという課題もあります。このような理由から，1991年のフィルダムの修正震度法も提案されたものと記憶しています。

つまり，できるだけ実態に近い状態で設計を行う必要があるのではないか。例えば，地震動がダムの高さ方向に増幅する。あるいはロック材料の強度の拘束圧依存性を考慮する。先ほど安全率という考え方で上阪理事がおっしゃいましたが，やはり強度の安全率，あるいは荷重の安全率，解析の安全率の評価精度を極力上げていき，その一方で解の客観性を持たせて，いかに基本断面設計を行っていけるかということが，フィルダムの修正震度法提案の主旨であったと思います。これは結局，懇談会でも検討されたコンクリートダムの基本断面設計における流れとも合致しているのではないかと思います。

ただ一方で，基本断面を決めるということだけから行きますと，そこまでの議論でよいかなという気がするのですが，兵庫県南部地震以降レベル1，レベル2地震動が土木学会から提言されて，非常にまれではあるが，起こり得る最大級の地震がダムサイトの近傍で起こった場合に，ダムがどのような挙動をするのかということについて，仮に現状の技術レベルで説明をするということになりますと，やはり数値解析の力を借りないといけないかと思います。この方法に関しますと，客観性という問題以前の段階で設計者間で同じツールが共有できるかという問題など種々の課題があると思います。しかし，現状からもう一歩踏み込んで，レベル2地震動対応の検討を行うことになりますと，現状での種々の課題を認識した上で解析を行い大規模地震時の挙動を説明していくという姿勢も求められているのではないかと考えています。これはわれわれ，土木研究所の仕事としても実施していかなければならないと考えております。

〔レベル2地震動〕

上阪　今，レベル2の話も出たんですが，吉田さん，その辺含めていかがでしょうか。

吉田　先ほどの原さんと山口さんの話に共通するのですが，ダムのような重要な構造物は，レベル2地震動に対して仮に軽微な損傷を受けることがあっても基本的な安全性は確保しておかなければならない。しかし，レベル2地震動と一口にいっても，入力地震動の設定法や動的解析法の進歩は日進月歩の状態で，ある方法に固定すれば途端にどんどん古くなっていくようなところがある。だから，将来その時点，時点で最良の手法を用いて耐震性を評価できるような，そんな仕掛けにしておく必要があると思います。

上阪　ただ，そういった小回りのきくような，足回りのいい基準なり，そういうようなものは本当に可能なんですか。

上谷　やはり，技術基準でどこまで決めるか。行政としてどこまで拘束力を持たせるかということかと思います。今，吉田さんも言われたように特に動的解析の分野というのは日進月歩で日々進化している分野ですが，現在の構造基準の体系は，がっちり固めている，そういう体系にある意味なっています。現在の体系ではどうしても動的解析が導入しにくいということであれば，導入しやすいような体系にすることは可能と考えています。それはある意味，決めないということを決めるという技術基準も今後の方針としてあり得るのかと思います。

吉田　基本的な断面設計の手順の中に，レベル2に対する耐震性の確保が入るのか入らないのか，内か外かによって構造令やその他の技術基準類の書きぶりもだいぶ違ってくると思いますが，いずれにしろ，ダムがレベル2に対する所要の耐震性を確保していることをきちんと説明できるようにする必要がある。

山口　吉田流域管理研究官がおっしゃいましたように，他の構造物につきましてもやはりレベル1はレベル1，レベル2はレベル2というばらばらな検討，設計を行うのではなくて，レベル1，レベル2地震動ともにそれぞれに対する耐震性能を満たす形で設計がなされていると思います。レベル2地震動で断面が決まる事例が大半ということになると，構造物の設計自体が非常に煩雑になりかねないという懸念はありますが，基本的な設計の流れとしては両方の地震動に対する対応が対になって初めて断面の決定がなされなければならないと思います。

川崎　耐震設計における動的解析の進歩は著しく，10年前と比べたら，相当高度な動的解析もパソコンでできたり昔と違って非常に手早くできるようになっています。ただし，動的解析ではなかなか断面が決まらないので，従来の静的手法で主な断面を決めておいて，動的解析はその照査に使っていくことになると思います。外

国の事例を見ると照査を使っている方が主流ですし，橋梁でも照査として使うことになっています。そういう面で，ダムの方も動的解析を設計基準に導入するのは避けられないし，それを前提に構造令をもっと使いやすくするということを考えていくべきじゃないかと思います。

上阪　原さん，いかがでしょうか。川崎さんは動的解析を前提にダムの設計基準にさかのぼって見ていくべきじゃないかと。

原　私もある程度，動的解析は導入せざるを得ないんじゃないかと思います。

先ほど，話がありましたように震度法のよさは，皆が共通に使えるところですかね。だれがやっても答えが一つという普遍性があります。一方，先ほど言われた動的解析ではその結果が，多分いろんな解析手法によって異なる。動的解析にはあいまいさがまだ残っているということで，設計基準の領域の範疇まで適用可能かという部分と耐震性の照査という段階で使用する部分とではやはりギャップがあるんじゃないかと思います。私は例えばダム高に応じて今の耐震設計の考え方が少し変わってくるのかなという感じを受けております。重力式コンクリートダムの観点からですけれども，大ざっぱですが高さ100メートルを超えるとレベル2の地震動を対象に動的解析を行うとコンクリートの引張強度を超えるような領域に入ってくる可能性があります。あとはそれ以外の100メートル以下だと特段の問題が生じなくて震度法のよさ，という形で普遍的な解が得られるところが多分あると思うのです。それが基準的な世界かなと思います。今の段階では動的解析の部分は照査の世界で，そこは結果的にファジーな世界としてある程度割り切って動的解析を適用する。基準の領域の一つ手前のところで区切りをつけた形で，あとはここを考えなさいよというような性能規定みたいな話の読み取れる部分のというところで，取り扱うのかなというような感じを持っております。

上阪　山口さん，いかがですか。

山口　まず，先ほど原さんの方からダム高さによって設計手法を使い分けるという話がありました。海外の事例になりますが，アメリカの工兵隊はこのような使い分けを導入していたように思います。低いダムについては簡便な方法で，高くなってくると地震時の応答性をより厳密にとらえた設計を行うという目的から，動的解析の重要性が高まってくるということがあります。なお，これは米国の状況として置いておきまして，私自身も，動的解析の方法，入力物性値の決め方，結果の評価法などを組み込んだ客観性のある基準を作成するのは非常に難しいのではないかと思っています。それは，以前のように破壊，損傷を前提としないで，大規模地震時にどの程度の応力が発生するか，また，ある程度大きな応力が発生してもその発生は瞬時で安全性には特段問題ないというようなチェック，おとしができる程度の地震動を考えていたときには，設計に，実際には照査ということになるのかもしれませんが，ある程度動的解析を組みこんでいくことは，今の技術レベルでは対応可能と思います。しかし，それより先の損傷の問題の取り扱いが今求められています。フィルダムについては土木研究所の方でもその損傷メカニズムを遠心力載荷模型実験などをもちいて検討しています。また，フィルダム，実際にはアースダムの地震時の滑り崩壊事例もありますので，許容損傷についてのチェックがあるレベルでは行える可能性があると考えています。

一方，コンクリートダムの方につきますと，インドのコイナダムでの地震によるクラック発生事例はありますが，損傷を考慮した動的解析の結果の妥当性の検証を行うための実験でも実物でもいいんですけれども，事例がかなり少ないため，十分な精度での検証ができていない現状にあります。

このような現状を考えますと，基本断面設計と，説明責任としての大規模地震時の安全性照査に分けて，後者の方に現状レベルの動的解析を用いるのが適切ではないかなと私は思っています。

吉田　兵庫県南部地震では，ダム以外の土木構造物は大きな被害を受けたため，耐震基準を見直しました。ところが，ダムについては安全性に支障を生じるような被害はなかったし，ダムの耐震性評価委員会の報告にもあるように，現行の震度法で設計したダムは兵庫県南部地震クラスの地震動に対して十分な耐震性を有しているため，耐震基準は見直されていません。これまで，日本のダムは地震に対して安全だという実績を積み重ねてきているという事実も，重要なことだと思います。

上阪　何年か前にWES（米国陸軍工兵隊水路試験所）に行ったときに，コイナダムの4分の1の模型を振動台の上に乗っけまして揺すっているんですね。それで，クラックの進展がどうなるのかというのを数値計算，特にアメリカはそういう数値計算が得意ですので，それを検証するようなことをやっていました。

山口　現在，その実験の最終報告書をいただいております。今，彼らもわれわれと同じ目的で解析ツールを開発，ほぼ終了する段階で，開発した解析ツールを広く一般に公開し，だれでも使える形にして，いろんな形で解析精度のチェックをしてもらって，プログラムの適用性

検証するという状況になっていると聞いています。

上阪　そういう意味では動的解析もどんどん日進月歩で進んでいるというふうに考えられるわけですね。さっきからの議論の中で，動的解析という言葉の定義が若干，私もわからなくなってきたんですけれども，いわゆる有限要素法のようなやり方の動的解析もあるし，あるいは動的解析的な静的解析，動的解析で求めたようなものを静荷重にする修正震度法的なもの，これを動的解析と言うかどうかということになるんですが，今おっしゃっている動的解析というのは，いわゆる前者の方の動的解析と理解していいわけですか，山口さんなんかが言われたのは。

山口　そうです。つまり，FEMに代表されるような動的解析です。先ほどの上阪理事が後者の方でおっしゃっているものは，疑似的な動的解析ですが，例えば，フィルダムの場合の滑りに働く最大の地震力とかを求めるために地震時の堤体応答を考慮したうえで慣性力としての地震力を規定するための地震係数をどう決めるかというものです。

上阪　先ほどから言っている懇談会の中でも動的解析の導入をどうするかといった議論が実は行われたわけでして，断面を決めるときにはこの動的解析ではなかなか決めづらいだろうと。これは先ほど川崎さんがおっしゃったとおりだと思うんです。ですから，断面を決めるのは震度法で決めてもいいんじゃないかと。ただ，それを動的解析でチェックするのは高さ的なものもやっぱり考慮すべきだと。

例えば高さ30メートル未満のダムについては地震時ではほとんど問題ない。震度法でやっている限りですね。よしんば正確に断面を決めたとしても，そんなに大きな断面の節約にはならないといった議論もありました。それから100メートルを境にして100メートル以上のものと，それ以下のもの，そういう3つに分けてやるべきじゃないかなというふうなことは実は議論の中に出ておったわけでございます。それで，その議論の中で最終的には，ここでは先ほど山口さんがおっしゃった疑似的な動的解析的なものを導入すべきだといったようなことが結論として出されたように私は記憶しております。

川崎　疑似的に応答スペクトル的なものですよね。FEMではない方ですね。

上阪　そういうことです。それも大体は1次モードで決まるんじゃないか。2次，3次，4次は，2次はちょっとは出るんだけれどもそんなに大きなものじゃない。永山さんが提案されたんですけれども，そのときには1次モードが応力レベルで約95％ぐらいきくのではないかということで，1次モードだけを取った疑似的な動的解析で持ち込めるのではないかといったような見通しを実はつけたと思います。

それはなぜかというと，先ほど言った単純さ，それとだれがやっても同じ結果が出る。そういう意味での疑似的動的解析を持ち込めばどうかといったような提言を実はこの懇談会ではなされたというふうに思っております。

川崎　FEMの方は，山口さんのところの現在最先端レベルにあるプログラムの解析成果を見せてもらいましたが，ひび割れがどう入っていくとか，または物性値の与え方の影響が大きくて，さっきのやりようによって答えが違ってくるとは，まさにそのとおりだと思います。

〔材料の動的強度〕

上阪　耐震設計の問題を扱うときに，やはり設計法といわゆる動的強度，これが大きな問題になると思うんですね。コンクリートの動的の引っ張り強度をどう扱うか。それから，フィルの方でいくといわゆるΦの値をどのように与えるか。動的な時にはですね。そういった問題があろうかと思います。

その辺，順番にご意見をお伺いしたいんですけれども。山口さんの方から，動的なフィル材料についての話をしていただけますか。

山口　フィル材料の動的な強度を議論する観点は基本的に2つあると思います。基本的には静的な強度に対して動的な強度がどのような位置関係にあるかというときに，まず議論になるのは，応力－ひずみ関係におけるピーク強度までの挙動が静的と動的がどう違うかという話が1つです。

もう1つはピークを超えてからその材料はどういう特性，つまり応力－ひずみ関係を持っているかということです。特にフィル材料とコンクリートでは大きな違いがあります。フィル材料の場合ですとピーク強度からひずみが軟化して，残留強度に低下していきますが，両者の強度の差がそんなに大きくない。そのため，ピーク強度を超えてもそんなに大きな強度の低下がない。

一方，コンクリートダムの場合は動的荷重載荷試験のときにピーク強度までに応力がどのように増加していくかという問題も重要ですけれども，今後の解析ではピーク強度以降の挙動評価が重要になります。先ほど川崎室長が，入力物性値によりクラックの出方がいろいろ変わるというようなところをご指摘されましたが，それはまさしくピーク強度を超えてからの変形挙動をどう取り扱うかというところの特性の与え方が解析結果に大きく影

響しているということです。よって，コンクリートの動的強度についてもやはりピーク強度までの大小関係と，ピーク強度（クラック）発生以降の応力－ひずみ挙動の２つに着目して評価をしなければいけないのではないかと思っています。

なお，フィル材料，特にロック材料の場合は，動的強度は静的強度より大きいのではないかと思いますが，今のところコンセンサスの得られた動的強度の決定方法が確立されていないこともあり，静的強度で置きかえて対応しています。このような状況下でも，ロックフィルダムは地震に強いという解析結果が出るのは残留強度が相対的に大きいことによっていると考えます。

上阪　コンクリートの動的引張強度，この辺は吉田さんの時代に大分研究をやっておられたと思うんですけれども。

吉田　私の前の永山さんの時代に，土木研究所でかなり多くの実験が行われました。動的な圧縮強度とか引張強度というものは，静的な強度の40％とか50％増しくらいの値が実験では出ています。

上阪　この大ダム会議の報告書でも，その辺の動的引っ張り強度の話が実は書いてあるわけですよね。ただ，結論から言うと確立した，こうだといったようなものがないというふうに読めるんです。

〔新技術開発〕

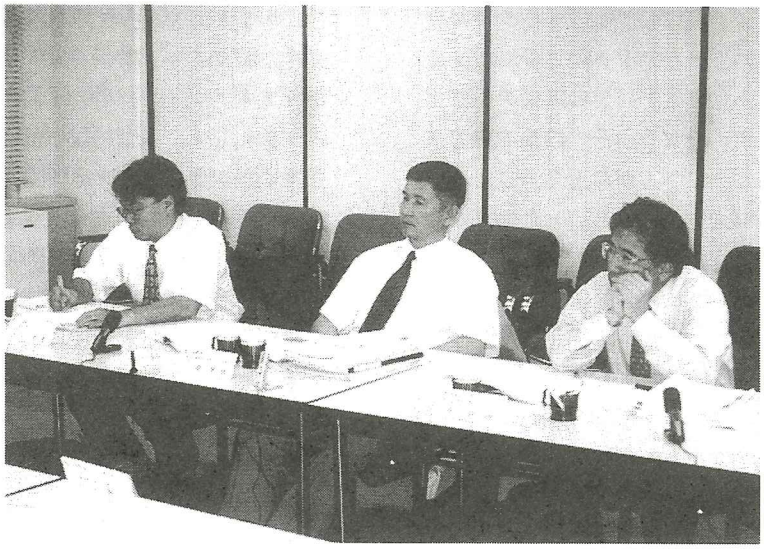
では，耐震の話はこの辺で一応おいておきまして，次に新技術開発と基準との関係ということについて，皆さん方のご意見を伺えればと思うわけですが。

基準というのは決められた瞬間に古くなると言われておるわけでして，先ほど吉田さんもおっしゃったように基準にとらわれて新しい挑戦ができないところも多かったわけでございます。これからダムの分野でも進めていかないといけない技術として，最近特に多くやっておられるのは，CSGの技術ではないかと思うわけです。CSGについては大臣特認で，構造令をクリアして実施されているというふうに聞いておるわけでございますが，大臣特認の審査というのは非常に大変ではないかというふうに，私も思うんですが，川崎さん，いかがですかね。

川崎　大臣特認は，昨年２件が了解となるなど，少ないながらも確実に処理されておりますが，それらの内容は，アスファルトフェーシングなど従来技術の改良型でありました。しかし，６月に沖縄の直轄ダムでCSGダムが申請され，過去に実績の無い堤体構造が出てきたという点で特認制度上でも画期的なこととなりました。大臣特認の手続というのは，それなりの資料準備をしておけば，提出された資料でもって端々と審査作業を行いますが，大臣特認という言葉からして非常に特殊な事例という印象を受けますし，今まで事例が少なかったことから非常にやりづらいものと思われている方が多いでしょう。今回のCSG事例によって，まったくの新技術でも特認を得ることはできるということで，技術的妥当性があれば実施可能な制度として，より定着するかと思います。

上阪　将来的にはどうなんでしょうか。大臣特認がCSGのダムがいくつぐらいできたら基準化されるというふうに考えられるんでしょうか。

川崎　今までの建設省時代からの姿勢からいっても，



少なくとも事例がいくつかできてきて，一般的にならないと，構造令の中での基準化はなされないと思います。

上谷　大臣特認を例えば今のコンクリートダムとフィルダムと同じような並びにするという議論よりも，ダムの構造基準が新技術を柔軟に取り込めるものにしておけばいいと私は考えています。

上阪　性能規定化ということがまさにそれを意識して性能規定化の流れがあるのだろうと思うんですけれども，先ほど言いましたように，そのときにどういうふうなチェックができるか，審査ができるか，照査ができるかといったことになろうかと思うわけですね。ですから，技術の開発と照査というのは2つのセットで考えないかんものではないかと，私は思うんですけれどもね。

上谷　一方で，吉田さんが冒頭に言われましたが，これからダム建設の数が少なくなり一個一個丁寧につくるという話になってくると，必ずしもひな形は要らなくなるかもしれないんですよね。そういう意味では，従来のダムの構造基準のような決まり事は必ずしも要らなくなるかもしれないということが言えるのかと思います。

上阪　僕はマニュアルは要らなくなると思うんです。一品製作になってくるとね。マニュアルは要らない。ただ，やっぱりこういう最低限有すべき基準というかね，こういうものはやっぱり世の中に示しておかないと，役人は何をつくっているんだというふうなことに対するお答えができないというものだと思うんですよ。

上谷　やはり，技術基準でどこまで決めるんだという議論になるかと思います。今はある意味，決めすぎている面があるのかと思います。その弊害として何かマニュアルができると，それが金科玉条となり，その通りやらなければならない，といった弊害が一部で出ているかと思います。

上阪　まさにそのバランスの取り方だと思うんですよね。バランスの取り方によって，新技術開発をやりづらくなるだろうし，あるいはまたやりやすくなるだろうし。その辺をどこでバランスを取るかということになると思うんですけれども。

原さん，現場でCFRDなんかを今やっておられるんですけれども，新技術開発の難しさというか，その辺は何か現場ではお感じになっておられないですか。

原　今年に入ってから，徳山ダムの二次締切堤においてCFRDの試験施工を実施しております。CFRDの施工は現時点で，まさに右も左もわからない中で一応海外の事例を参考にして，まず施工の練習の方に重点を置いて取り組んでいます。あとはいわゆるコンクリートスラブのクラック防止の対策として，限られた中でコンクリートの配合をいくつか変えた試みをしております。例えば同一配合で鉄筋のありなしの違い，フライアッシュコンクリートと膨張剤を入れたコンクリートを対比してクラックに対する耐久性の差を見るといった試験等です。堤高約30メートル，斜長にして約60メートルのコンクリートスラブの連続施工性の確認をする。コンクリートは締切堤の天端からシュートで落とすということで，スランプは8センチぐらいだったと思うんですけれども。それが所定の時間内に移動するスリップフォームの中で適切なフェイススラブができあがるかを確認する。当初は，試行錯誤して60時間ぐらいかかったようです。最終的には60メートルを24時間ぐらいで仕上げるという到達点に達し，施工上の一つの成果が得られたのかなと思っております。全体の施工がまさに今週終わったところです。

もう一つ，先ほどのCSGの話は，材料は河床砂礫や掘削ズリといった現地発生材を使用することで当然変動を許すという世界，つまり従来のようなユニフォーム性は求めないし，求められないところが一つの特徴かと思います。施工もRCD工法と同様なやり方を前提としている点でよほど限られた人工的な材料調整や施工への配慮をしない限りは変動するということですから，品質管理とのセットだと思うのです。だから，当然変動を前提として，性能規定の観点から求める品質としての下限値のものが確実に出来上がっているかを確認する場合に，それを何でチェックつまり照査するかということが重要な点であると考えます。新たな材料と施工という前提のもとでの新たな品質管理手法の確立というのがセットになって初めて一つの技術レベルのCSG構造物ができるということになるのかなと思います。

川崎　CSGの品質管理がされるようになると，現在のCSGダム設計におけるせん断抵抗ゼロの設定を下限値程度は採れるようになるのかもしれません。また，ある最低限の強度のCSGはできるんだという担保が出てくると，重力式コンクリートダムとCSGダムの垣根が取れて，ヘニーの公式の安全率4に関する見直し議論も本格化するかもしれないですね。

ただ，それは，第1号CSGダムを実施してみて，施工・材料特性がどうなるかというのをわかってきて初めて言えることであり，その時は重力式ダムの設計法への影響も大きいかもしれません。今のCSGダムの設計手法は，重力式コンクリートダムの基準を適用していないという点で設計体系上の不整合もありますが，現時点ではこれはいたし方ないと思われます。

〔水理構造物の技術開発〕

上阪　まあ，従来からCSGにしてもCFRDもそうですが新技術開発を行うに当たっては基準が非常に邪魔になってきたといった歴史があるわけですね。RCDは従来のコンクリートを変えないということだから，いわゆる基準とはそんなに邪魔にはならなかったその辺の話で水理関係ではいかがですかね。新技術開発と基準との絡みで何か問題になっているような事例は今ありますか。

柏井　特に基準が制約になってできないというものは，私はあまり認識していないというか経験にないですね。

吉田　たとえば香川県の豊稔池ダムにサイフォン式洪水吐きがありますが，あの形式は今の基準では採用できるのですか。

柏井　サイフォン洪水吐きは既に沖縄の福地ダムに使われています。豊年池ダムのものとは形が随分違いますが，非常用洪水吐きに用いられています。

上阪　有間は違いましたか。

柏井　有間はトンネル洪水吐きですね。水理的な意味で洪水吐き形式そのものが制約を受けるというのは基本的にないんです。制約があるとすれば例えば，キャビテーションに対する安全性を確保するため圧力を制限するとかそういうのが設計上の制約になって結果として形式が限られるというのはありますけどね。

上阪　キャビテーションについても基準としては具体的には規定されていませんね。

柏井　圧力の制限を，例えば河川砂防基準の解説で書いているぐらいです。ただ，設計時には守っていますから，それが実質的な制約になっているというのはあります。キャビテーション損傷に対する知見が増えればもう少し思い切ったこともできるかもしれないというのはありますが，それほど大幅に変わる訳ではないと思うのと，物理現象そのものなので，設計基準がどうこうという話とはまたちょっと違うような気がするんですね。実際圧力的な制約を守っている範囲でもかなり自由なことができます。繰り返しになりますが，基準に書いてあるから，大変だというのは個人的には経験したことがないんです。

上阪　先ほどもおっしゃったように，水理構造物はわりと規定が少ないですからね。

柏井　構造令と河川砂防技術基準には非常に少ない。

上阪　その辺が技術開発については有利な方向に働いているんですか。

柏井　そうですね。技術開発をしているかどうかはわかりませんけれども，いろんなタイプのものが出てきているというのは多分そうなんだと思います。

吉田　流出土砂の多いダムでは流入土砂を下流に排出する施設を作る事例も今後増えてくると思うのですが，それに対応して基準を変える必要はないのでしょうか。

柏井　変えるという前に，それ用の基準がないんです。ないから大変は大変なんですけれども。基準が必要かどうかはよく分かりません。

川崎　羽地ダムでエアロック式の取水塔を採用しましたが，あれは柏井さんに反対されないかと思いましたが，アイディアを加えて発明者に名を連ねてくれたですね。あれはなぜ日本でできたかというと，多分，世界的な事例を強調したからじゃないかと思います。あれがも



し，事例がなかったら多分相当厳しいチェックになったんじゃないか，ハードルがもっと高かったんじゃないかとは思います。引張りラジアルゲートも同様ですね。

柏井　そういう意味ではまったく自由にやっているわけではなくて，ゲート関係もそうですけれども，いきなり大きいのをつくったりというよりは，少しずつ大きくしていくとか，そういうステップを踏みながらというところはあって，自主規制的に規制してきているというところはあると思います。それが明文化されていないというのが特徴かもしれません。

吉田　羽地ダムの独立取水塔は利水放流設備ですが，その他の放流設備といえば洪水吐きしかないんでしょう。

川崎　あとは福地ダムの上流洪水吐きだけですね。

吉田　羽地ダムの独立取水塔の耐震設計はどのようにしているのでしょうか？

川崎　鉄骨 RC 構造物としての静的な耐震設計は行っていますけれども，動的解析は行っていないですね。取水塔に関しては，動的まで行わなければいけないという今のところの基準も無いですね。

吉田　ないのですか。

上阪　何か最近，独立取水塔の基準を決めるようなことを考えておられるやに聞いているんですけれども，その辺の状況はいかがですか。

柏井　状況はよく分かりませんが，確かにきちんとしたものがないという印象があります。本来放流設備といいますか，特に堤体の安全に係わる水位低下用設備などがあれば，・構造的には堤体と同じレベルでの安全性が必要になるように思います。先ほど，地震の話がずっとありましたけれども，ゲートやスピルウェイの耐震性をどうするかという話は何も出てきませんでした。堤体の方が手いっぱいでということがあったかと思うんですけれども，抜けているのではないかなという印象を持っています。やはり独立塔なり，これは利水設備なら利水受益者がやればいいんですけれども，水位低下など堤体の安全に係わるような機能が内蔵されている場合には，それなりにしっかりしたものとして位置づけておく必要があるのではないかと思います。

山口　ちょっと話がずれてしまうかもしれませんが，先ほど独立取水塔の耐震設計の話がありました。堤体のレベル 2 地震動対応に応じて，独立取水塔のレベル 2 地震動対応ということも課題になってくるのではないかと思います。日本の中ではアメリカの耐震設計はかなり進んでいると一般に言われていますが，現在アメリカの陸軍工兵隊がやっと独立取水塔の損傷を考えた動的解析についての研究を開始している程度です。ですから，海外の耐震設計は進んでいるというのは結構日本的な思い込みの部分もかなりあるんじゃないかと，私は思います。つまり，アメリカにしても，堤体の耐震性検討を相手にするのが精いっぱいな状態で，総合的な貯水池運用だとか貯水池全体の安全性とかを考慮した耐震性評価という点では，決して日本がおくれてるということではないと思います。そのような中で，独立取水塔の耐震設計は，特にフィルダムの場合，水位低下設備としての機能から，極めて重要だというのはアメリカの認識も同じです。



〔地震の観測体制〕

吉田　計測設備については，構造令では漏水量，堤体の変形量，揚圧力などを測るように義務づけられています。しかし，兵庫県南部地震の際に，特に淡路島のダムで地震記録があまりとれていなかったように，今後地震の観測体制を充実させる必要がある。また，ダムの安全管理という面から見ても，たとえばある程度の堤高以上のダムについては強震計を設置する必要があると思います。

山口　堤体の応答を考慮した場合に，地震計の設置をダム高で規定するというのも一つの考え方だと思いますが，基礎地盤の地震動データは非常に重要です。つまり，そのダムが小さいとか大きいということではなくて，その時点でどういう地震動が取れているのかということが重要だと思います。

吉田　国土交通省所管のダムだけではなく利水ダムも含め全てのダムに，耐震設計の高度化のために地震計を設置するということは難しいかもしれませんが，ある程度の堤高以上のダムについてはダムの安全管理のために地震計の設置を義務づける必要があるのではないかと思っています。

上谷　基本的にはこれからは作ることよりも管理をしていく方のウエートが大きくなっていく時代なのかなと思いますので，そういう意味ではより管理を志向した構造基準にしていく必要があると思います。その一つとして地震計というのはあり得る話かと思います。それを構造令として義務づけるかどうかについては，別の判断が入ると思いますが，基本的には設置していく方向だと思います。東海地震や東南海地震といった動きがある中で，やはり行政としてその観測体制に一部寄与する，またみずからのダムの管理の安全性を高めていくという意味で，地震計を設置していく方向にあると思います。

山口　日本でも上阪理事が土木研究所のダム部長でおられて，吉田流域管理研究官がフィルダム研究室長をされたときに，地震計のネットワークを構築するという作業が当時の建設省で行われました。国際的にも国内的にもこのような作業についてはかなり高い評価を受けています。「やっとダムもデータをオープンにする気になったか」というような評価を受けていますが，一方では「なぜこれらのデータがリアルタイムで出てこないか」という別のご批判を受けています。その中で先ほど原課長がおっしゃった大ダム会議を通して地震時の加速度データを公表するということは評価されるべきではないかと思います。また，海外，特にアメリカとやりとりをしていますと，地震計によりデータが取れたときに，そのダムの安全性のチェックの必要な箇所を，そのダムを事前にモデル化しておくことでリアルタイムとは言いませんけれども，比較的短時間に特定できるのではないかというようなことを言われています。このように，いかに得られたデータを安全管理に結びつけていくかという観点でその使い方を考えていけば，地震計の有用性はさらに増すのではないかと個人的には思います。

上阪　おっしゃるとおり，耐震設計をやるためには地震の記録がないとだめだということで，地震計の設置というのは非常に大事な話だと思います。アメリカではどうなっているんですか。そういう地震計の設置はガイドラインの中に入っているんですか。

山口　私自身も不勉強なところがありまして，厳密に地震計の設置が基準等で規定されているかどうかは分かりません。ただし，アメリカにおける地震動はUSGS（米国地質調査所）が主に担当していると思います。そのため，日本のように構造物を設計する人間が一から地震動を考えて動的解析をするという作業を全て担当するということはないのではないかと思います。

上阪　モニタリングの観点はないわけですか。つくられたダムがどのぐらいの地震動を受けて，それには構造はどうだったとかいう。

山口　工兵隊には地震後の安全点検レギュレーションが日本のそれに近い形のものとして存在していたと記憶します。

〔コンクリートの圧縮強度の基準材令〕

原　海外の話になったところで，海外との比較ということでコンクリートの圧縮強度の基準材令についてお伺いしたいと思います。我が国の場合，材令91日の強度を基準とするということですが，海外，アメリカの場合ですと365日つまり1年ですね。私，個人的にこだわりがあるんですけれども，水公団の場合この10年間にコンクリートダムを5ダム完成させてきました。標準供試体レベルですけれども，昨今の面状工法の場合フライアッシュ混合率が30%，場合によっては40%のセメントを使用しており，材令91日に対して材令365日のコンクリートの圧縮強度は2割から3割ぐらいアップしています。布目ダムから富郷ダムまでのすべてのダムで材令5年まで標準供試体をつくるようにしてますけれども，いずれも強度が伸びているという実態がありまして，材令3年で91日強度の倍ぐらいになっている場合もあります。繰り返しになりますが365日の時点では確実に2割から3割強度が大きくなっています。現構造令

の基準では圧縮強度の安全率は4です。基準材令を365日（1年）にしたらそれは5という数字に置きかわるかもしれません。そこで，日本でもコンクリートの圧縮強度の基準材令を365日にしたらどうかという点について外国の流れなり，皆さんのご意見を伺えればと思います。

上阪　そうですね。91日強度というのはコンクリート標準示方書や河川砂防技術基準にも書いてあります。構造令は書いてましたかね。

原　構造令も解説に書いてあります。施行規則の解説の方ですね。

上阪　河川砂防技術基準は本文の方に入っておったと思うんですよね。そういうことで，91日強度で縛られているということですよね。ところが低品質骨材を使う時，強度が心配になるんだけれども，基準材令を1年に伸ばしてもらうと十分にクリアできるんですよ，強度の面からはね。だから，それは通常フライアッシュを入れるような現在のようなダムコンクリートについては，1年強度を使うべきじゃないかなということをかねがね思っている方なんですけれども。宮ケ瀬におるときに大川ダムのマットからコアを採取し現場打設のコンクリートの9年強度で見たことがあるんです。そうすると9年強度は91日強度の2.25倍に伸びているんです。ですから，そういうふうな実績を踏まえて基準材令を見直す必要があるというふうに思っておるんですけれども。ただ，そのデータが非常に少ないというのが踏み切るための条件として非常に難しいものがあるんじゃないかなというふうには感じております。その辺どうですか，吉田さんなり川崎さん。

川崎　フライアッシュについては，私も施工性も良くなるし採用は増えるとは思いますが，フライアッシュの材令365日は91日強度の3割は伸びると思われますのでそうなると，同じセメント量（フライアッシュを含む）において，フライアッシュ入りの方が強度的に有利になるというこれまでと逆の強度関係も生じます。ただし，フライアッシュを用いた方が，ダム断面もスレンダーになるかもしれないとまでなると，何かやりすぎのような感じもします。

結局，材令365日のデータは時間がかかるので，取りづらいとは思いますが，365日でも評価できるという余地を残した方がいいとは思います。技術進展の可能性を残すというのも構造令の一つの役割じゃないかと思います。

上阪　ちなみに最近，あれはセメントコンクリートかな，書いてあった論文ではですね，アメリカやフランスとかドイツで使っているセメントの強度，一番よく売れているセメントの強度が日本の強度よりもはるかに小さな，同じ28日強度にしても6割ぐらいしか出ないようなセメントが一番よく売れていると。だから日本のセメント自体が大体強すぎるので粉体量を減らせる。粉体量を減らすから反応が早く終わっちゃう。だから中性化が早く進むといったのが問題じゃないかというような報告を読んだことがあるんですけれども。昔のコンクリートがいいというのは，セメントが悪かったから。悪かったと言ったら変だけれども，強度が出なかったから耐久性に対しても強いのではないかと思います。

まあ，今の強度の問題なんかは，やっぱり時代とともに変えていくべきと思います。最近のダムコンクリート



はフライアッシュが入っているのが多いわけですから，それは特に面状施工になってからですから，そういうふうな時代の流れを受けて変えていくのか，あるいは変える必要がないような基準にしておくかといったようなことが対応しておくべきことであったのかもわかりませんね。

〔構造令の今後〕

では，時間も大分押してきましたので，ここで最後の最後に皆さんそれぞれダム関連の基準で，何かご要望なり，あるいは夢などがあれば順に語っていただきたいと思います。

上谷さんの方からいかがでしょうか。

上谷　繰り返しになりますが，技術基準は時代とともに変わるべきものだと思っています。先輩方の御批判を，ある意味で受けてしまうことになるかもしれませんが，必ずしも変わるべきなのに変わっていなかった面が一部にあったのではないかと思っています。それはやはり今，われわれの世代が変えられるものなら変えていきたいと思っております。

上阪　ありがとうございました。じゃあ，川崎さん，いかがでしょうか。

川崎　構造令と河川砂防技術基準の２つを英訳したものを，英語をしゃべる外国人に見てもらったところ，河川砂防基準は理解できるけれども，構造令は多重構造であり制約事項が複雑であるなど難しすぎて理解できなかったということがありました。構造令というのは外国の人に対しては理解の範囲を超えているところがあるので，正直言って日本人でも構造令は難しいと思います。そのあたりの構造令の複雑さ・難解さは，改正の中で少しでも軽減できたらと思っております。なお，ダム技術者がなかなか育っていかない一つの原因として，この構造令が難しく制約が多すぎるためダム設計の面白みを減じているからという話もあります。これからの技術者が入り口のところでつまずいてしまわないように，何とかわかりやすく柔軟な発想を促す方向にするのも構造令改正の目的の一つとしてあるべきだと思うわけです。

上阪　ありがとうございました。山口さんいかがでしょうか。

山口　本省，国総研の方からもいろいろ御指摘いただいておりますように，まずわれわれとしましては，耐震に焦点を絞り，より現実に即し，かつ説明責任が果たすという観点から，非常に重要な課題につきましては，時間も迫っておりますけれども，できるだけ掘り下げて本当に科学的根拠に基づいて本質的に変えるべきものに焦点を当てた研究をさせてもらって，結果として行政とか国民の方のニーズにこたえられるような対応をしていきたいと思います。その延長線上に基準の改定があるといった形になれば非常に良いと考えています。しかし，その手前の段階でも，今はいろいろな説明が求められている時代ですので，各種の疑問，指摘にも個別に対応していかなければいけないと思っています。

上阪　ありがとうございました。

柏井さん，いかがでしょうか。

柏井　きょうは構造関係の基準を議論するということでここにいさせてもらったんですが，水の方でいいますと，やはりその施設を使ってどううまく運用してダムの機能を発揮させるかというのがやはり大事な話だと思っています。近年では単に機能を発揮させるだけではなくて，水温・水質とか騒音だとか，いろんな問題も入ってきているわけですから，そういった問題を含めてうまく運用できるように，これは研究の方もまだやらなければいけない課題がたくさん残っているわけですけれども，そういう方向性をつけるようなものが今後必要になってくるんじゃないかと思っています。それが基準という形で整理するのがいいかどうかはちょっとわからないところがありますけれども。

上阪　ありがとうございました。

原さんいかがでしょうか。

原　もう，皆さん言われたことと同じことになるんですけれども，土木学会が今年になってコンクリート標準示方書を性能規定に向けて改定しております。吉田さんが詳しいんだと思うんですけれども，改定資料の解説のところに「新しい技術基準を排除しない」と，先ほど上谷さんがおっしゃられたこことだと思うんですが，そういう柔軟性を残すことが基本だとかかれていたと思います。現在の構造令は少し解説のところが詳し過ぎるという点でマニュアルに近いのかなと，個人的には思っております。昭和51年に本構造令ができた直後に私なんかはこのダムの世界に入ったわけでして，まさに構造令からしかスタートしていませんので，頭が固定化しちゃっているというようなところがあります。コンクリートの原点といえるRCD用コンクリートや最近ではCSGというコンクリートの先祖帰りみたいなものに遭遇して，そこでふっと考えたときに，「果たしてコンクリートってなんだろう」ということを，すごく遅まきながら考えることになったわけです。ですから，若い人たちにも特に，柔軟に考えられるような余地を残したものが技術基準の理想だと思います。言うは易しで，どういう形でこの構造令を変えていくのかというのは非常に難しいこと

だと思います。基本的なところは，私自身のことを振り返れば，考えることをちょっと忘れてしまっていたかなというふうなところがあります。マニュアル化を脱皮した例えば解説の部分でも具体的数値までは載せないで考え方のみを示す性能規定の構造令という方向をみんなで考えていくときかなという気がしております。

上阪　ありがとうございました。

吉田さん最後に総括的にお願いします。

吉田　今年春にグラウチング技術指針の見直しが行われましたが，指針の本文や解説には断定的なことはあまり書かずに，技術者が個々の現場ごとに判断するような内容となっています。たとえばコンソリデーショングラウチングの施工範囲は，これまでは堤敷全域としていたので，基礎地盤の状況を確認しなくても施工範囲を決めることができました。ところが，改定案では，遮水性の改良目的以外のコンソリデーショングラウチングは，掘削後の基礎岩盤の状況を丹念に見て現場ごとに施工範囲を決めることにしています。

技術基準の性能規定化はこれと相通じる部分があって，現場ごとに技術者がよく考えてダムを設計し施工していこうということですので，今後構造令や施行規則等の技術基準類が性能規定化される場合は，実際に適用する現場技術者の技術力もそれと歩調をあわせて高めていくことが不可欠であると思います。

上阪　ありがとうございました。

私も今，吉田さんがおっしゃられたことに非常に賛成なんですが，ダムもこれからそんなにたくさんつくられるわけではない。限られた数のダムをつくっていくことになるんですが，それを丁寧につくっていきたい。そのためにも新しい技術の開発ということも必要になってこようかと思います。まさに現場で創意工夫を大いにされて，これからも安全でいいダムをつくっていっていただけるといいじゃないかというように思っております。

この構造令ができて26年ですが，この間にも構造令ならびに関連する基準の範囲内でも現場ではかなり工夫をされていろんなことが行われたわけです。技術開発もそうですが，現場での工夫としてコスト縮減とか，そういう目標のために現在の基準の中での努力がなされたことと思います。もう少し基準が緩ければもっとできたのに，という現場もあるかと思います。その辺，先ほども申しましたように，基準というのはそういう新技術開発とのバランスをどこで取るかという非常に難しい問題もあります。そういう意味で，皆さんのお立場はそれぞれ若干違うのではないかと思うわけでありますが，その辺を総合的にこれから考えていただいて，もっと自由な発想ができるような基準というものをつくっていければというふうに考えておるわけでございます。

先ほども上谷さんがおっしゃったように，基準を直すか直さないかというのは結果の話でありまして，私どもはいいダムが今後ともつくれるということを目指して，この辺の議論をさらに進めていければというふうに思っておる次第でございます。

本日は，本当に皆さん活発なご議論していただきましてありがとうございました。きょうの議論を踏まえて現場の皆さん方もいろいろ考える機会を持っていただければ，この座談会の意義があったと言えるかと思います。どうも本当にありがとうございました。