ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3777号

土 木 研 究 所 資 料

水工水資源関係発表論文集

資 料 － Ⅷ

平成13年１月

国土交通省土木研究所
ダム部水工水資源研究室

Copyright © (2001) 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 Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所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、土木研究所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3777号2001年1月

水工水資源関係発表論文集
資料－Ⅷ

水工水資源研究室

要　旨

本論文集は建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室において1995～2000年の間に発表した論文を整理しとりまとめたものである。内容はダム水理と水資源管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，ダム管理，土砂管理，漁道，環境，跳水発生音，水資源

まえがき

本論文集は、関係者間では黄本と呼ばれているものである。本巻にて第８巻となる。最初の第１～３巻は、「ダム水理関係発表論文集」として昭和４８年１２月に同時製本されている。タイトルの通り、ダム水理に関する土木研究所でのそれまでの論文を整理・集約したもので、それ以前の組織であった河川構造研究室等、ダム水理研究室、篠崎試験所での研究成果がとりまとめられている。その後、昭和５４年１２月に第４巻（篠崎試験所・ダム水工研究室)、昭和６３年１１月に第５巻（ダム水工研究室)、平成４年１月に第６巻（ダム水工研究室)、平成９年４月に第７巻（水工水資源研究室）がとりまとめられている。第７巻は、研究室の研究範囲が水資源管理に広がったこともあり、タイトルを今回と同じ「水工水資源関係論文集」としているが、主たる対象は従来と同じダム水理にある。

私事になるが、私が土木研究所に入所した昭和５５年には黄本４巻があり、これがダム水理の最初の教科書であった。洪水吐き水理や水理設計の考え方の基礎的な部分はこの黄本４巻にて概ね網羅されており、いまも折に触れてページをめくっている。４巻に収められた論文を通読すると、海外の実験成果や水理設計基準を確認するように、逐次その実力を蓄えていった様子を知ることができ、先輩諸氏の仕事振りを偲ぶことができる。これら論文集と比べ、本巻で扱っている内容はより応用的であり、範囲の広いものとなっている。

洪水吐き関係では、自然調節方式ダムの水理設計手法の確立や既設ダムに設置する放流管に関する論文がある。自然調節方式は昨今の新規ダムで最も多くみられる洪水調節方式といってよい。また、既設ダムへの放流設備の増設は、今後事例が増えるものと予想される。ゲートでは、新しい形式のゲートとして、引張ラジアルゲートや多重式ゲートに関する論文がある。堆砂問題については、堆砂量や堆砂形状の予測といった従来からの課題に加え、流域的な視点に立った、つまり、土砂調節施設としての観点からの論文を目指すようになっている。このため、本論文集では堆砂ではなく、土砂管理として項立てした。

環境に関する論文は、近年の課題といってよい。魚道、フラッシング操作、貯水池法面緑化などダム水理の範疇からはやや逸脱するものであろう。時代の流れである。また、放流騒音の問題は本巻にて初めて取り上げられるものである。ダム管理は重要な問題であるが、余り研究としての進展が無かった分野でもある。責任を感じるところであるが、問題点の洗い出しを行っており、今後に期待して欲しいと思う。水資源に関しても同様である。事業のアカウンタビリティという用語が行政の場でよく用いられるようになっているが、研究側においてもその責務を担うことは同様である。より重い責務といってよい。そうした公的な認識以前の問題として、先輩諸氏や自らの仕事を確認するという私的問題としても真摯に取り組むべき問題であろう。

論文の評価は、外部のダムや河川関係者に委ねなければならない。関係者とは、生業としているという意味ではなく、何らかの形で関係する者の全てを意味している。関係諸氏のご批判をお願いしたいと思う。個人的には、先輩諸氏及びこの仕事を引き継ぐ後輩諸君の評価を気にしている。第１～４巻で学んだ先輩諸氏の仕事を引き継ぎ、自らの時代を添加したものとして引き渡すことができるのか。後輩諸君の評価を得るには、より長い将来を待たなければならない。

平成１３年１月

水工水資源研究室長　柏井　条介

水工水資源関係発表論文集　資料－Ⅷ

目　　次

まえがき
水工水資源関係の土木研究所資料のリストと要旨（1997年2月～2000年3月）
収録論文の出典リスト

第1章　洪水吐き等の水理設計
自然調節方式の重力式コンクリートダム　洪水吐きの水理特性と設計 …… 3
円弧と直線からなる四面ベルマウス式オリフィスの水理特性と設計 …… 11
4面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算 …… 18
四面ベルマウス式部分管路型放流管の管形状 …… 22
台形越流頂の適用の考え方 …… 32
堤趾導流部の導流壁高の設定 …… 35
円形放流管湾曲部の圧力特性 …… 38
円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーション …… 46
水位低下用放流設備の入口設定 …… 52
トンネル式放流設備内の流木挙動に関する調査 …… 55
水路トンネルへの空気供給システムの特性 …… 57
側方に導流する水中減勢工の水理特性 …… 59
跳水式減勢工内の空気混入量 …… 61
世界における階段式洪水吐き（Stepped Spillway）の現状 …… 63
Hydraulic design of Nakasujigawa dam stepped spillway …… 73

第2章　ゲート
多重式ゲートの選択取水特性 …… 83
ドロップゲートの水理特性 …… 89
引張ラジアルゲートの水理特性 …… 95

第3章　ダム管理
洪水調節ダムの管理の現状と課題＜直轄・公団管理ダムアンケート調査結果＞ …… 101
ダム貯水池群における放流水質管理 …… 108
ダムの放流設備と放流操作 …… 114

第4章　土砂管理
日本における排砂設備の歴史と設計法 …… 123
貯水池の土砂管理 …… 131
総合土砂管理におけるダムの土砂管理技術 …… 151

流域土砂管理におけるダムの土砂管理技術 …… 154
ダム貯水池の土砂管理に関する研究 …… 157
ダムの堆砂と貯水池の持続的管理に関する考察 …… 163
土砂バイパス施設分派部の水理的検討 …… 169
カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性 …… 178
土砂放流を考慮した減勢工の水理設計 …… 184
衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討 …… 193
GISを用いたダムの実績堆砂量の確率評価に関する一考察 …… 201
ダム貯水池の濁水対策に関する一考察 …… 203
ダム貯水池における濁度連続観測・自動採水システムの開発 …… 209
貯水池における出水時の微細粒子の捕捉 …… 211
ダム流域におけるウォッシュロード量の評価 …… 221
貯水池の濁水長期化対策 …… 227
洪水分流施設の土砂対策 …… 229

第5章　魚　道

魚道設置の意味と設計上の課題 …… 235
円筒を用いた水路式魚道の遮へい率と粗度係数の関係 …… 238
水路式魚道の設計方法について …… 240
水路式魚道の粗度形状と配置 …… 244
コンクリートブロックによる粗石式魚道の水理および遡上特性 …… 260
コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性 …… 273
コンクリートブロック化した急勾配水路式魚道の適用性とアユの遡上経路 …… 279
Laboratory evaluation of fish and boat pass channel for passage of ayu fish …… 285
Hydraulic testing of fish and boat pass channel …… 294
HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF A DENIL-TYPE FISHWAY AND ITS FEASIBILITY FOR AYU AND YOSHINOBORI FISH …… 300
HYDRAULIC AND FISH ASCENDING CHARACTERISTICS OF CONCRETE BLOCK FISHWAY …… 317
ダム放流管に設置した階段式魚道の圧力特性 …… 325

第6章　環　境

ダムによる河川流況の変化とフラッシュ放流に関する考察 …… 337
洪水調節ダムのフラッシング操作と施設 …… 349
ダム貯水池法面の緑化対策 …… 358
貯水池水位変動域の草本の生育 …… 364
湖岸緑化の観点からの湛水予定地内の既存樹木の処理について …… 372
水流によるせん断力と付着藻類の剥離に関する研究 …… 375
気候変動による福上湖からの蒸発量変化 …… 377
ダム直下流で発生した珪藻類「メロシラ」対策 …… 385

第7章　跳水発生音

水理模型実験における跳水発生音と模型縮尺 …… 389

地下に設けられる跳水式減勢工の発生音特性 …… 395

減勢工の発生音特性に関する現地観測 …… 401

第8章　水資源

水循環シミュレーションのためのデータベースの設計 －水資源連関表を用いた場合－ …… 407

水資源連関表を用いた水循環の把握 …… 413

水資源管理におけるＧＩＳの活用に関する一考察 …… 419

温暖化による水供給・水需要の変化を考慮した渇水強度に関する考察 …… 425

近年の渇水現象とその対策 …… 431

Drought characterization （渇水の特徴付けについて） …… 443

第9章　その他

ダム技術史 …… 467

水位上昇確率を考慮した試験湛水時の洪水対策容量 …… 473

水工水資源関係の土木研究所資料のリスト(1997 年 2 月～2000 年3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	地球温暖化が水資源に及ぼす影響に関する考察 A Study on the Influence of Global Warming on Water Resources	地球温暖化、水資源、水供給、水需要、温暖化シナリオ、気温上昇、降水量変化	柏井条介 角哲也 安達孝実 宮井貴大	3478	1997	3
2	水路式魚道の粗度とアユの遡上に関する調査 Relationship between Upstream Migration of Ayu and Roughness in Pool&Ramp Fishway	魚道、ダム、堰、水路式魚道、粗石魚道、粗度、水理模型実験、遡上実験、アユ、ヨシノボリ	柏井条介 野仲典理	3601	1998	12
3	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－ Hydraulic Model Test of Ituki Dam -A Spillway Design in Consideration of Fishway Setting and Flushing-	ダム水理模型実験、放流管、魚道、減勢工、流入土砂、排砂	柏井条介 桜井力	3619	1999	2
4	天ヶ瀬ダム水理模型実験報告書 Hydraulic Model Test of Amagase Dam	水理模型実験、トンネル式放流設備、吸い込み渦、空気混入、減勢工、跳水、低周波音	柏井条介 桜井力 櫻井寿之	3623	1999	3
5	吉野川第十堰魚道の水理及び遡上実験 Experiments on Hydraulic and Fish Migration in Fishway of Yoshino River Daizyuuzeki	魚道、ダム、堰、水路式魚道、階段式魚道、アイスハーバー式魚道、水理実験、遡上実験、浮遊魚、底生魚	柏井条介 野仲典理 村岡敬子	3629	1999	3
6	FISH AND BOAT PASS CHANNEL HYDRAULIC MODEL STUDIES AND FISH ASCENDING TESTS	hydraulics, fishways, fish and boat pass, fish passage, ayu, yoshinobori, migration, fluid friction coefficient	Sampath Kumar Gurram 柏井条介	3678	1999	11
7	ダム貯水池の法面緑化現地試験報告書	法面緑化、緑化試験、多目的ダム、緑化基礎工、植生工、一年生草本、木本、耐冠水性	柏井条介 角哲也 上田悟 村岡敬子	3683	2000	3
8	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-	ダム、放流管、湾曲部、エビ継ぎ管、圧力特性、キャビテーション、水理模型実験、数値シミュレーション	柏井条介 宮脇千晴 櫻井寿之	3698	2000	3
9	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－	水理模型実験、トンネル式放流設備、空気混入、減勢工、跳水、低周波音	桜井力 柏井条介 櫻井寿之	3718	2000	3

土木研究所資料
第3478号1997年3月

地球温暖化が水資源に及ぼす影響に関する考察

水工水資源研究室　室　長　柏井　条介
主任研究員　角　哲也
研　究　員　安達　孝実
研　究　員　宮井　貴大

要　旨

全世界的に地球環境問題に対する関心が集まり、中でも地球温暖化が注目されている。地球温暖化現象により全球規模でさまざまな影響が人間社会に生じると予想されており、水資源に対しても大きな影響が生じるものと考えられている。

地球温暖化現象が水資源に与える影響を考える場合、水文循環の変化を人間が係わる需要と供給の両面から考察することが必要となる。

本資料は、地球温暖化現象が水資源に及ぼす影響を供給面および需要面から評価したものであり、河川流況・ダム容量・利水安全度といった水資源供給に対する影響を把握するとともに、特に都市用水を対象に水資源需要量に対する影響を現状をふまえて評価し、供給面と需要面を総合的にとらえた上で、21世紀に向けての水資源計画・管理に対する基礎資料とするものである。

キーワード：　地球温暖化，水資源，水供給，水需要，温暖化シナリオ，気温上昇，降水量変化

土木研究所資料
第3601号1998年12月

水路式魚道の粗度とアユの遡上に関する調査

水工水資源研究室　室　　長　柏井　条介
研究員　野仲　典理

要　旨

ダムや堰、床固め等、河川横断構造物の建設により構造物上下流での落差が大きくなると魚類の移動、特に遡上行動が妨げられる。このため魚道を設け、構造物建設後の魚類の移動の確保が行われる。エレベータ式といった機械力を用いる場合は別として、魚道は通常、水路として設けられる。このとき流速低減のために、何らかの減勢機構を設けるが、その機構によりプールによるものと水路内に粗度を設けるものに大別することができる。

プールによる方法は水路内に隔壁を設けてプールを形成させるもので、隔壁の越流水脈、或いは隔壁に設けたオリフィスからの放流水脈をプールにより減勢するものであり、階段式魚道がその代表的なものである。これに対し、水路内に粗度を設ける方法は文字通り粗度により流れを減勢するものであり、デニール式魚道等が知られている。近年では、水路に粗石を配した粗石魚道が見られるようになっており、多様な流れや景観を創出できる魚道として期待されている。

本報告書は、水路式魚道に着目し、水路にどのような粗度、つまり凹凸をつければよいかについて、平成7年度から9年度までに実施した水理模型実験及び遡上実験の結果をまとめたものである。

キーワード：魚道、ダム、堰、水路式魚道、粗石魚道、粗度、水理模型実験、遡上実験、アユ、ヨシノボリ

土木研究所資料
第3619号　1999年2月

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—

水工水資源研究室　室　　長　柏井　条介
主任研究員　桜井　　力

要　旨

本報告書は、熊本県の委託により、平成７年度から平成10年度に実施した五木ダムの洪水吐きを利用した魚道の構造についての水理的な検討をとりまとめたものである。当ダムでは、洪水調節に自然調節方式の採用を予定しているが、常用洪水吐きの敷高と下流河道との標高差が小さいこともあり、環境保全の観点から放流管に魚道の機能を付加させることが期待されている。本調査は、所要の機能を損なうことなく魚道の機能も有する洪水吐きの水理的検討を行ったものである。また、洪水吐きの水理設計については、昭和47年度から３カ年にわたり土木研究所において水理模型実験を実施し、「土木研究所資料　第1011号　五木ダム洪水吐水理模型実験報告書、昭和50年３月」としてとりまとめているが、その後、現地での種々の検討結果に基づき下流面勾配及び堤頂形状の変更がなされている。本検討では、魚道に加え、洪水吐きの形状等の変更に伴う水理的な確認も併せて実施し、特に、減勢工については、放流管から流入した土砂の排砂対策を目的とした検討を行っている。

キーワード

ダム水理模型実験、放流管、魚道、減勢工、流入土砂、排砂

土木研究所資料
第3623号1999年3月

天ヶ瀬ダム水理模型実験報告書

水工水資源研究室　室　　長　柏井条介
主任研究員　桜井　力
研　究　員　櫻井寿之

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る。

本報告書は，既設天ヶ瀬ダムの放流能力増強のために左岸地山部に新設が計画されているトンネル式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。

新設されるトンネル式放流設備は，流入部，口径約11m・延長約330mのトンネル部，ゲート部，トンネル内減勢工，河道とり付け部より構成される計画最大放流量700m³/sの大規模なものであり，本水理模型実験では，各部の適切な形状を求めるとともに，その水理機能を調査した。また，トンネル内跳水現象により発生する低周波音について，基礎的な検討を行った。

キーワード：水理模型実験，トンネル式放流設備，吸い込み渦，空気混入，減勢工，跳水，低周波音

土木研究所資料
第3629号 1999年3月

吉野川第十堰魚道の水理及び遡上実験

水工水資源研究室　室　　長　柏井　条介
研　究　員　村岡　敬子*
研　究　員　野仲　典理

要　旨

本報告は、四国地方建設局の依頼により、平成５年から１０年度にかけて実施した吉野川第十堰の魚道に関する実験結果をとりまとめたものである。吉野川は日本を代表する大河川であり、魚道の対象魚はアユ、サツキマス、アユカケ、モクズガニなどの多様な魚種を考えなければならない。このための魚道としてアイスハーバー式魚道と平面式魚道の双方の設置が計画されており、本実験では両魚道について水理特性調査としての水理実験とともに、実際に魚を用いた遡上実験を実施し、両魚道の提案形状を提案した。平面式魚道は横断方向に水深・流速の異なる多様な流れ場を形成させるものであり、多様な魚種に対応した魚道として採用されている。

キーワード：魚道、ダム、堰、水路式魚道、階段式魚道、アイスハーバー式魚道、水理実験、遡上実験、浮遊魚、底生魚

***現企画部情報資料課資料係長**

Technical Memorandum
of PWRI No.3678

FISH AND BOAT PASS CHANNEL HYDRAULIC MODEL STUDIES AND FISH ASCENDING TESTS

by

Sampath Kumar Gurram

and

Josuke Kashiwai

Synopsis

The hydraulics of five fish and boat pass channel designs referred to as PWRI Model 1, 2, 3, 4 and 5 are studied experimentally and analytically. The nature of the flow is described and extensive velocity measurements are presented. Velocity profiles in the centerline and at sections away from the centerline display almost similar characteristics in all the models. Feasibility study is conducted for Ayu (Plecoglossus altivelis) and Yoshinobori fish (Rhinogobius sp.,) migration. Tests for this purpose are conducted in a 0.90-m wide and 15.33-m long channel fitted with baffles (Model 5). The performances of Ayu also known as sweet fish and Yoshinobori in the test channel are also assessed. Ayu and Yoshinobori readily entered and ascended the 15-m long fish and boat pass channel that was positioned at a slope of 10%. Hydraulic characteristics and fish migratory observations indicated that the models could be used to pass such weak swimmers as Ayu and Yoshinobori fish over small barriers

Key words: hydraulics, fishways, fish and boat pass, fish passage, ayu, yoshinobori, migration, fluid friction coefficient

土木研究所資料
第3683号2000年3月

ダム貯水池の法面緑化現地試験報告書

水工水資源研究室　室　　長　柏井　条介
主任研究員　角　　哲也[1)]
主任研究員　上田　　悟[2)]
研　究　員　村岡　敬子[3)]

要　旨

ダム貯水池周辺は良好な景観と豊かな自然に富む貴重な空間が残されており，観光資源や野鳥などの生物の生息空間として期待されている。しかしながら，夏季に洪水調節容量を確保するために貯水位を低下させる制限水位方式のダムなどでは，年周期的な水没と露出の繰り返しにより自然の植生が失われて法面が裸地化する事例が見られる。この裸地化法面は，景観上は勿論，土壌の不安定化によるダム湖への土砂流入や濁水による水質悪化等のダム管理上の問題となることが懸念されている。

建設省技術研究会の指定課題「ダム湖における水際の環境対策に関する研究：H６～８」では，このように裸地化の進行したダム湖岸法面を対象に，建設省の直轄管理ダムを中心に全国17ダムを抽出して試験施工を行い，貯水池法面の緑化に関する基礎的検討を進めてきた。

本報告は，これら緑化試験の概要を整理したものであり，今後，ダム湖岸法面の緑化を進める上での参考に資するものである。

キーワード：法面緑化，緑化試験，多目的ダム，緑化基礎工，植生工，一年生草本，木本，耐冠水性

1）現京都大学大学院工学研究科土木学専攻助教授
2）現世界銀行
3）現土木研究所企画部情報資料課資料係長

土木研究所資料
第3698号　2000年3月

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—

水工水資源研究室　室　　長　柏井条介
主任研究員　宮脇千晴
研究員　櫻井寿之

要旨

本報告書は、既設五十里ダムの放流機能を拡充するために設置される新設放流管の水理検討結果をとりまとめたものである。

新設放流管は、2条の設置が計画されており、既設洪水吐き右岸側横の2ブロックの重力式コンクリート堤体内を通過させ、減勢工上方から空中放流を行うものである。管入口及び放流口の位置、方向が制約されるため、管路は複雑な湾曲線形を有している。この種の放流管は、従来はキャビテーションや振動に対する十分な安全性を確保するため、管断面を大きくし、管内流速をあるレベル以下に抑える設計がなされてきた。一方、本放流管の対象流量は非常に大きく、管路条数を2条に収めるためには、ある程度の高速流れを想定する必要があった。このため、湾曲管路について、特に実際の製作で用いられると考えられるエビ継ぎ管の圧力特性を精度よく推定し、許容される範囲でできるだけ高流速を確保する水理設計が必要となった。

本検討では、まず基礎実験により湾曲エビ継ぎ放流管の圧力特性を明らかにし、これに基づく水理設計を実施、模型実験により適用性を確認した。また、並行して数値シミュレーションを実施し、模型実験結果の補足検討を行った。

キーワード：ダム、放流管、湾曲部、エビ継ぎ管、圧力特性、キャビテーション、水理模型実験
数値シミュレーション

土木研究所資料
第3718号2000年3月

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－

水工水資源研究室　主任研究員　桜井　　力
室長　柏井　条介
研究員　櫻井　寿之

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。新設されるトンネル式放流設備は、流入部、口径約11m・延長約330mのトンネル部、ゲート部、トンネル内減勢工、河道とり付け部より構成される計画最大放流量700㎥／sの大規模なものであるが、減勢工における超低周波音の発生が懸念されている。本報告書は、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、その発生音圧および周波数特性を推定するために行った水理模型実験および現地観測による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：水理模型実験、トンネル式放流設備、空気混入、減勢工、跳水、低周波音

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	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
1	自然調節方式の重力式コンクリートダム　洪水吐きの水理特性と設計	柏井　条介　薬師寺　公文　宮脇　千晴	大ダム	(社)日本大ダム会議	1998.10	165	60	67
2	円弧と直線からなる四面ベルマウス式オリフィスの水理特性と設計	柏井条介　塚原千明	ダム技術	ダム技術	1997.8	131	39	45
3	4面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算	野仲典理	第37回土木研究所研究発表会論文集	建設省土木研究所	1998.12	3603	73	76
4	四面ベルマウス式部分管路型放流管の管形状	柏井　条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998.7	142	19	28
5	台形越流頂の適用の考え方	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998.7	142	74	76
6	堤趾導流部の導流壁高の設定	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	1997.6	129	55	57
7	円形放流管湾曲部の圧力特性	柏井　条介　宮脇　千晴	ダム工学	ダム工学会	1999	36,Vol.9No.4	245	252
8	円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーション	櫻井　寿之　柏井　条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.7	166	53	58
9	水位低下用放流設備の入口設定	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.7	166	106	108
10	トンネル式放流設備内の流木挙動に関する調査	石井　通博　薬師寺　公文　柏井　条介	土木学会第52回年次学術講演会講演概要集　第2部	(社)土木学会	1997	52	240	241
11	水路トンネルへの空気供給システムの特性	宮脇　千晴　高須　修二	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集　第2部	(社)土木学会	1999	54	268	269
12	側方に導流する水中減勢工の水理特性	野中　典理　柏井　条介	第26回関東支部技術研究発表会	(社)土木学会関東支部	1999.3	26	386	387
13	跳水式減勢工内の空気混入量	櫻井　寿之　桜井　力　柏井　条介	第26回関東支部技術研究発表会	(社)土木学会関東支部	1999.3	26	388	389
14	世界における階段式洪水吐き(Stepped Spillway)の現状	箱石　憲昭	大ダム	(社)日本大ダム会議	2000.7	172	20	29
15	Hydraulic design of Nakasujigawa dam stepped spillway	箱石　憲昭、角　哲也	Hydrolics of Stepped Spillways	IHAR	2000.3		27	34

ゲート

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
16	多重式ゲートの選択取水特性	柏井　条介　野仲　典理	ダム技術	(財)ダム技術センター	1997.12	135	11	16
17	ドロップゲートの水理特性	宮脇　千晴	土木技術資料	(財)土木研究センター	2000.4	42	58	63
18	引張ラジアルゲートの水理特性	櫻井寿之	土研資料　第39回土木研究所研究発表会　論文集	建設省土木研究所	2000.12	3760	73	76

ダム管理

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
19	洪水調節ダムの管理の現状と課題＜直轄・公団管理ダムアンケート調査結果＞	箱石　憲昭	ダム技術	(財)ダム技術センター	1999.9	156	12	18
20	ダム貯水池群における放流水質管理	角　哲也　袁　新　宮井　貴大　柏井　条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1997.10	39	56	61
21	ダムの放流設備と放流操作	高須修二	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998.7	142	3	8

土砂管理

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
22	日本における排砂設備の歴史と設計法	竹林　征三　高須　修二　柏井　条介	大ダム	(社)日本大ダム会議	1995.6	152	55	62
23	貯水池の土砂管理	上阪恒雄	ダム技術	ダム技術	1999.12	159	4	23
24	総合土砂管理におけるダムの土砂管理技術	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.8	167	97	99
25	流域土砂管理におけるダムの土砂管理技術	水工水資源研究室	中国地建における一日土研資料	建設省土木研究所	2000.10	3758	13	15
26	ダム貯水池の土砂管理に関する研究	箱石　憲昭	土木技術資料	(財)土木研究センター	2000.4	42	34	39
27	ダムの堆砂と貯水池の持続的管理に関する考察	角　哲也	第5回水資源に関するシンポジウム	水資源シンポジウム委員会	1997.8		111	116
28	土砂バイパス施設分派部の水理的検討	柏井　条介　角　哲也　本田　敏也	大ダム	(社)日本大ダム会議	1998.7	164	25	33
29	カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性	塚原　千明　角　哲也　宮井　貴大　柏井　条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1998.11	40	56	61
30	土砂放流を考慮した減勢工の水理設計	桜井　力　柏井　条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.4	163	8	16
31	衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討	柏井　条介　塚原　千明　高橋　潤	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.8	167	55	62
32	GISを用いたダムの実績堆砂量の確率評価に関する一考察	宮井貴大　角哲也　柏井条介	第25回関東支部技術研究発表会	(社)土木学会関東支部	1998.3	25	228	229
33	ダム貯水池の濁水対策に関する一考察	野仲　典理　柏井　条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1997.10	39	50	55
34	ダム貯水池における濁度連続観測・自動採水システムの開発	石川暢博，河村和夫，中島達也，松井勝敏，角哲也、堀ノ内義博，箱石憲昭	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集　第2部	(社)土木学会	1999.9	54	408	409
35	貯水池における出水時の微細粒子の捕捉	櫻井　寿之　柏井　条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.2	161	38	47
36	ダム流域におけるウォッシュロード量の評価	角哲也　塚原千明	河川技術に関する論文集	(社)土木学会水理委員会	1999.6	5	171	176
37	貯水池の濁水長期化対策	水工水資源研究室	中国地建における一日土研資料	建設省土木研究所	2000.10	3758	84	85
38	洪水分流施設の土砂対策	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998.11	146	86	89

魚道

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
39	魚道設置の意味と設計上の課題	柏井条介	土木学会誌	(社)土木学会	1998.4	83	49	51
40	円筒を用いた水路式魚道の遮へい率と粗度係数の関係	野仲　典理　Gurram Sampath Kumar　柏井　条介	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集　第2部	(社)土木学会	1999	54	258	259
41	水路式魚道の設計方法について	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998.8	143	102	105
42	水路式魚道の粗度形状と配置	柏井　条介　菅原　崇之　野仲　典理	ダム技術	(財)ダム技術センター	1999.6	153	19	34
43	コンクリートブロックによる粗石式魚道の水理および遡上特性	小野　雅人　柏井　条介　桜井　力	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000.9	168	11	23
44	コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性	桜井力，柏井条介，佐々木國隆，岡崎克美，進藤邦雄，岡本俊策	水工学論文集	土木学会水理委員会	2000.2	44	1197	1202
45	コンクリートブロック化した急勾配水路式魚道の適用性とアユの遡上経路	小野　雅人　柏井　条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	2000.12	42	28	33
46	Laboratory evaluation of fish and boat pass channel for passage of ayu fish	S.K.Gurram、柏井　条介	3rd International Symposium on Eco-hydraulics		1999.7	3		
47	Hydraulic testing of fish and boat pass channel	野仲　典理、S.K.Gurram、柏井　条介	Proceeding of 28th IAHR congress	IAHR	1999.8	28		
48	HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF A DENIL-TYPE FISHWAY AND ITS FEASIBILITY FOR AYU AND YOSHINOBORI FISH	Sampath Kumar Gurram						
49	HYDRAULIC AND FISH ASCENDING CHARACTERISTICS OF CONCRETE BLOCK	Tsutomu Sakurai　Josuke Kashiwai　Sampath Kumar Gurram						
50	ダム放流管に設置した階段式魚道の圧力特性	桜井　力　柏井　条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	1999.2	149	19	28

環境

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
51	ダムによる河川流況の変化とフラッシュ放流に関する考察	角 哲也　塚原 千明　柏井条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998,8	143	40	51
52	洪水調節ダムのフラッシング操作と施設	柏井条介	貯水池土砂管理国際シンポジウム(富山)ワークショップ論文集		2000,10			
53	ダム貯水池法面の緑化対策	角 哲也　村岡 敬子　柏井 条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1998,5	40	50	55
54	貯水池水位変動域の草本の生育	柏井 条介	ダム技術	(財)ダム技術センター	2000,9	168	3	10
55	湖岸緑化の観点からの湛水予定地内の既存樹木の処理について	水工水資源研究室	ダム技術	(財)ダム技術センター	1998,2	137	49	51
56	水流によるせん断力と付着藻類の剥離に関する研究	塚原 千明　箱石 憲昭	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集 第2部	(社)土木学会	2000	55	634	635
57	気候変動による福上湖からの蒸発散量変化	角 哲也、柏井 条介、宮井 貴大	大ダム	(社)日本大ダム会議	1998,4	163	30	37
58	ダム直下流で発生した珪藻類「メロシラ」対策	水工水資源研究室	中国地建における一日土研資料	建設省土木研究所	2000,10	3758	86	87

跳水発生音

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
59	水理模型実験における跳水発生音と模型縮尺	桜井 力　櫻井 寿之　柏井 条介　安達 孝実	土木技術資料	(財)土木研究センター	1998,3	40	26	31
60	地下に設けられる跳水式減勢工の発生音特性	桜井 力　柏井 条介　櫻井 寿之	水工学論文集	土木学会水理委員会	1999,2	43	491	496
61	減勢工の発生音特性に関する現地観測	小野 雅人　桜井 力	ダム工学会 第11回研究発表会講演集	ダム工学会	2000,11	11	13	15

水資源

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
62	水循環シミュレーションのためのデータベースの設計－水資源連関表を用いた場合－	宮井 貴大　柏井 条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1999,12	41	32	37
63	水資源連関表を用いた水循環の把握	宮井 貴大　柏井 条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	2000,11	42	32	37
64	水資源管理におけるGISの活用に関する一考察	宮井 貴大、角 哲也、柏井 条介	第5回水資源に関するシンポジウム	水資源シンポジウム委員会	1997,8		269	274
65	温暖化による水供給・水需要の変化を考慮した渇水強度に関する考察	安達 孝実、角 哲也、柏井 条介	第5回水資源に関するシンポジウム	水資源シンポジウム委員会	1997,8		105	110
66	近年の渇水現象とその対策	柏井条介	第2回水文・水資源セミナー	水文水資源学会	2000,12			
67	Drought characterization（渇水の特徴付けについて）	柏井条介			2000,7			

その他

資料No	題目	著者	掲載雑誌	発行元	発行年月	巻号	開始頁	終了頁
68	ダム技術史	坂本 忠彦　藤澤 侃彦　永山 功　吉田 等　柏井 条介	土木技術資料	(財)土木研究センター	1996,11	38	32	37
69	水位上昇確率を考慮した試験湛水時の洪水対策容量	柏井 条介　櫻井 寿之	ダム工学	ダム工学会	1998	30,Vol.8№2	117	125

第１章　洪水吐き等の水理設計

C-8　自然調節方式の重力式コンクリートダム洪水吐きの水理特性と設計

柏井条介[*1]
薬師寺公文[*2]
宮脇千晴[*3]

1. まえがき

日本では，河川下流部に人口，資産が集中し引き堤による河川改修が困難である。また，水資源開発の必要性の増大という社会的要請もあり，河川上流部に多くの治水または治水を含む多目的ダムが計画・建設されてきた。

治水を行うダムの洪水調節方式として，いくつかの手法が採用されてきているが，ゲートを有しないオリフィスまたは越流頂を用いた自然調節方式が採用される場合も多い。これは，日本の急峻な地形特性から，ダム高，堤体積に対するダムの貯水容量が小さいこと，降雨が集中して発生すること，及び洪水流出速度が早いことから単位流域面積当たりの洪水流量が極めて大きいこと，洪水のハイドログラフが極めて尖頭的でありピーク流量の発生・減衰が短時間で生じることにその主たる要因を求めることができる。即ち，洪水流量に対し貯水容量が小さいため，洪水の全量貯留は不可能であり，洪水調節は洪水の一部貯留（従って，残りを放流）により行う必要がある。また，ハイドログラフが尖頭的であることから，適切にゲート操作を実施するための時間の確保が困難と判断される場合が生じ，このような場合にゲートを有しない，または有しても洪水中にこれを操作しない自然調節方式が採用されている。特に，集水面積が小さいダムではピーク流量に達するまでの時間が数時間程度以下という場合が多く，このようなダムのほとんどは自然調節方式による洪水調節が計画されている。これら地形や降雨の自然的な要因に加え，近年では管理における負担の軽減を考慮して自然調節方式のダムが計画される場合もみられるようになっており，今後治水を目的に含む多くのダムが自然調節方式により計画・建設される状況にある。

自然調節方式のダムでは，洪水調節開始水位に敷高を合わせたオリフィスや越流頂が洪水調節用放流設備として設けられる。特に，水位上昇に伴う放流量の増加を小さくし，より効率的な洪水調節を行うことのできるオリフィスが多く用いられている。また，これらダムでは，調節計画を越える洪水の流入に対しダムの安全を確保するための非常用洪水吐きについても，ゲートを有しない構造とするのが通常であり，サーチャージ水位に敷高を一致させた自由越流頂が用いられている。この自由越流頂は，ダム高を低くする意味から幅広く計画される場合が多く，ダムの天端幅の大半を自由越流頂とする場合も多い。

本報告は，オリフィスと広幅の自由越流頂から構成され，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の洪水吐きを対象に，その水理設計における考え方と，多くの水理模型実験より得られている洪水吐き各構成要素の水理特性について整理したものである。本報告で対象とした洪水吐き水理設計上の課題を以下に示す。以下の説明は，これら課題を踏まえた上で行うこととする。

(1) 越流及び管路流の両者に対し，安定した流況での放流が可能なオリフィス形状
(2) 越流水深が小さく，長区間に亘るため，その施工性を考慮した越流頂形状
(3) 大きい越流幅に対し，河道幅は一般に非常に小さく，水路幅を縮小させるための導流方法
(4) オリフィス及び広い幅からの越流水脈の減勢方法

[*1] 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室長
[*2] 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 徳山ダム建設所第一調査設計課長）
[*3] 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室研究員

2. オリフィスの水理特性と設計

洪水調節に用いられるオリフィスの敷高は洪水調節開始水位に一致させる必要がある。従って，洪水調節時には水位の上昇に伴い，越流，管路流（またはゲート半開流）の両放流形態での放流がなされるが，オリフィス形状が適切でないと，開水路流から管路流（またはゲート半開流）に遷移する際に水脈の振動が生じ流況が悪化する。このことを考慮し，更には形状が単純で施工の容易なオリフィス形式として，図―1に示す一面ベルマウスまたは，刃型式のオリフィスが多く用いられている。何れも長方形断面のオリフィスであり，底面形状は越流も考慮して水平及びこれに続く放物線等の曲線で構成され，管路流（またはゲート半開流）時の水脈の縮流は上方からのみで生じる。なお，サーチャージ水位での最大放流量を同じとすると，水位が低い位置での放流量を大きく確保できるほど，洪水調節容量を小さくすることができるから，その意味からもこのような角型断面のオリフィスが用いられている。同様の理由で長方形断面の高さを小さくし，幅を広くとる場合もみられる。

自然調節方式の洪水調節では放流設備の放流特性がそのまま必要な洪水調節容量に影響する。管路流（またはゲート半開流）時のオリフィスの放流量Qは，次式で表される。

$$Q=CA\sqrt{(2gH)},\quad C=\sqrt{(a-b(D/H))} \qquad (1)$$

ここに，H；オリフィス敷高を基準とした貯水池の総水頭，A；オリフィス出口断面積，C；流量係数，a，b；定数である。上式はベルヌーイ式を基本に求められまた，実験的にも確認されている。a，bは水理模型実験結果よりそれぞれ次のように求められている。

一面ベルマウス式

$$a=0.914-0.500\sin\theta,\quad b=0.895-0.625\sin\theta \qquad (2)$$

刃型式

$$a=0.408+0.07A^{0.8}+0.20B^{3.1},\quad b=0.311+1.7B^{8} \qquad (3)$$

$A=1-(r+L_1)/D$　　$(1-(r+L_1)/D\geqq 0)$

$A=0$　　$(1-(r+L_1)/D<0)$

$B=1-L_2/D$　　$(1-L_2/D\geqq 0)$

$B=0$　　$(1-L_2/D<0)$

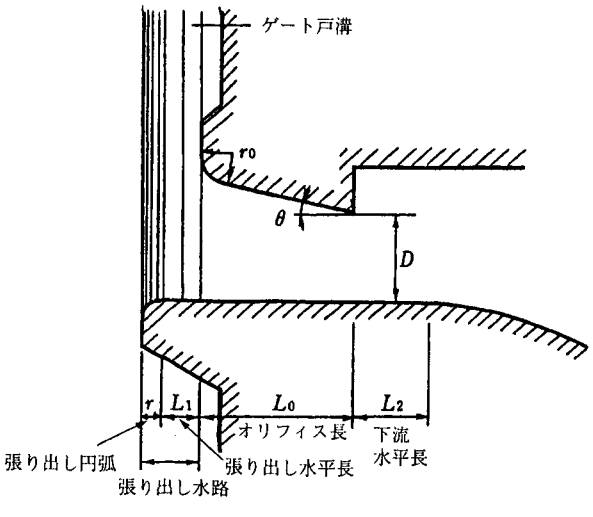
ただし，式(2)の適用範囲は$L_2/D\geqq 1$，$L_0/D=0.75\sim1.5$，$\sin\theta=0.15\sim0.5$である。また，式(3)の適用範囲は$(r+L_1)/D\geqq0.6$，$L_2/D\geqq0.3$，$L_1/D\geqq0.3$である。開水路流の場合には$C=0.385H/D$にて概ね表すことができ，開水路流から管路流（またはゲート半開流）に移行する臨界の水位は$H/D=1.3\sim2.2$程度である。

一面ベルマウス式オリフィスでは入口上部の円弧部で圧力が降下する。このため有害な圧力降下の生じない形状の検討が必要になり，円弧部で負圧の生じない形状として，

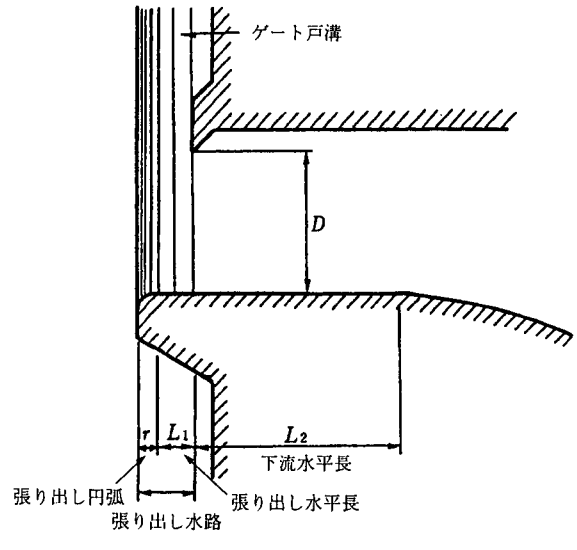
$$r_0/D=0.3,\quad D_0/D\geqq0.21L_0/D+1.44 \qquad (4)$$

が実験により得られている。

ここに，D_0は入口部の断面高である。また，L_1が小さいと張り出し水路上流端のr部で圧力降下が生じるが，$(r+L_1)/D\geqq0.6$の実験結果ではこのような問題は生じていない。



一面ベルマウス式オリフィス概要図



ナイフエッジ式オリフィス概要図

図―1　自然調節方式で用いられているオリフィス形式

3. 自由越流頂の水理特性と設計

自由越流頂の縦断形状は，刃型堰の越流水脈下面の近似曲線が用いられるのが一般的であり，ハロルド曲線やランドルフ曲線が多く用いられている。一方，本報告で対象としている越流頂は，越流水深が数m程度と小さく，かつ越流頂長が大きい特徴がある。越流水深が小さいため，越流水脈近似曲線の曲率が大きくなり，精度の良い施工のためには注意深い多大な労力が必要となる。この施工上の問題は，越流頂長が大きいことにより更に助長される。一方，越流水深が小さいことは，同時に圧力降下の問題も小さいことを意味する。これらの事情を考慮し，越流頂形状として図—2の単純な形状が多く用いられている。

これを台形越流頂と呼んでおり，多くの水理模型実験資料より二次元水路での単位幅当たり放流量qは次のように求められている。

$$q=CH^{1.5},\quad C=C_0(1+\alpha H/L)^{0.5} \tag{5}$$

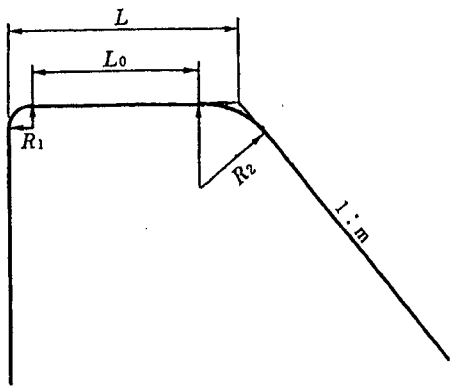
$$C_0 \text{ 又は } \alpha=A+B(L_0/L) \tag{6}$$

C_0 について，A＝1.59，B＝−0.19

α について，A＝0.65，B＝0.19

ここに，H；越流水頭，C；流量係数，C_0，α；係数であり，C_0 はH＝0の時の流量係数である。

式(5)は，①流れのエネルギー損失がない，②流れは越流面に沿って流れる，③支配断面位置での底面での流れの曲率半径Rとした場合，支配断面上の底面からの距離ξの位置での流れの曲率半径は（R＋ξ）となる。④RはLの一次の関数として表される，の仮定のもとに理論的な解析解の近似解として求められるものであり，定数A，Bが求められた水理模型実験形状の範囲は，$L_0/L<0.7$，$R_1/L=0.1\sim0.4$，$R_2/L=0.3\sim2$，$H/L<1.2$であり，A，Bはm-sec単位に対し得られた値を示している。なお，台形越流頂では越流面上に負圧が発生しやすく，越流部の負圧の圧力水頭の絶対値を数m程度以下となるよう設計するものとすると，Cは大きくても2.0〜2.1程度である。



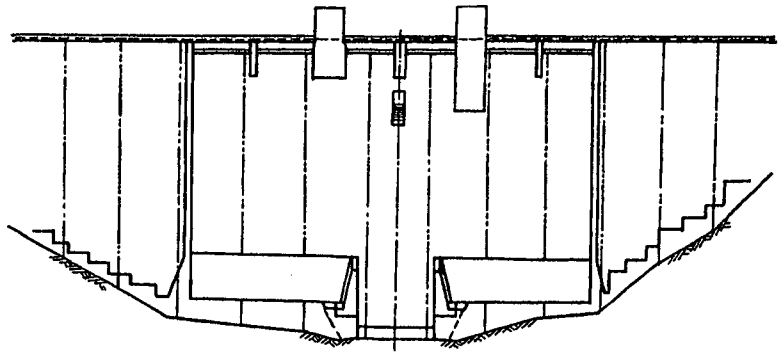
図—2　台形越流頂形状

4. 水路幅を縮小させるための導流形式と水理特性

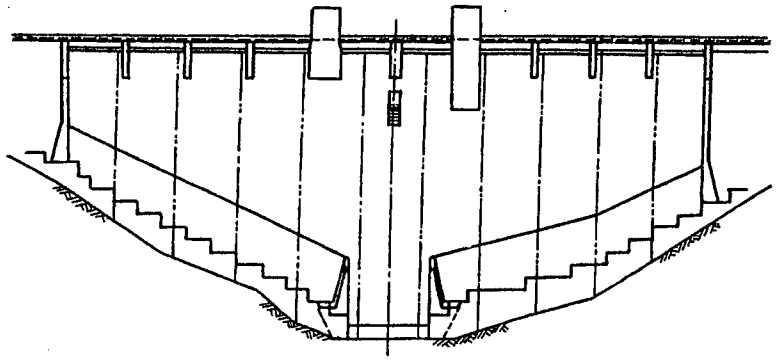
広い越流幅から越流する流れを狭い減勢工幅に導くため，日本では図—3に示される3種の導流方式が主として用いられている。

(a)の等幅導流水路は，水平で等幅な横流入水路を堤趾部に設け，水路内で減勢したのち減勢工へと導流するものである。横流入水路の水路面標高は，減勢工の水叩き標高と同程度の標高に設置され，流れは比較的スムーズに減勢工へと導かれる。等幅導流水路ではダム堤趾部に水平の水路を設置しなければならないが，このような水路が，掘削量の大幅な増加なくして設置できる場合はそれ程多くはない。多くの場合は，(b)のように大きな勾配をもつ堤趾となり，堤趾部に設けられる階段状のフーチングに導流壁を設け導流する方法が取られる。等幅導流水路程ではないが，この場合にも越流水脈はかなり減勢されて減勢工に導流される。(c)は越流幅がそれ程広くない場合に用いられるもので，堤体上を斜めに横切る導流壁で導流するものである。この場合，導流部での減勢効果はあまり期待できない。なお，何れの方法においても，オリフィス等の洪水調節用の放流設備は減勢工のほぼ中央に放流されるように配置され，常時の減勢を速やかに行うものとして設計されている。

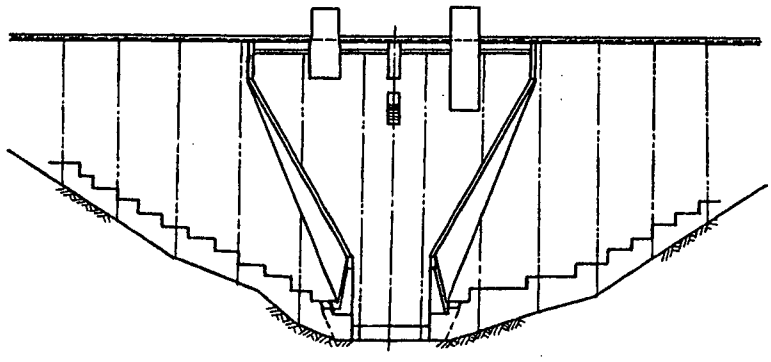
上記3種の導流水路の水理設計上の最も重要な課題は導流壁高の設定方法である。通常は水理模型実験を用いて検討されるが，対象となる越流幅が広く，模型縮尺を洪水吐き全体の大きさを考慮して設定すると越流水深が極めて小さくなり，フルードの相似則に対する底面摩擦等の影響が懸念される。図—4は，堤趾導流式上流端階段における導流壁沿いの水脈の跳ね上がり高さとフルード数Fr，レイノルズ数Re，ウェーバ数Weの関係を実験により調査したもので，$(h_{w50})_{MAX}$ は導流壁沿いに生じる最大の平均水深，Zは貯水位と段階の標高差である。また，Fr等の無次元パラメータは階段流入水脈の値である。実験は越流頂の設計水頭を2cmから30cmまで変化させた幾何学的に相似な模型を用いており，フルードの相似則が成立するものとすると，同じFrのものは同じ $(h_{w50})_{MAX}/Z$ を与えなければならないが，ReまたはWeが大きくなるに従って $(h_{w50})_{MAX}/Z$ も大きくなっており，この傾向は特に $Re<6\times10^4$，We＜50程度において大きくなっている。従って，水理模型実験では，模型の縮尺に慎重な配慮が必要であるが，仮に $Re\geqq6\times10^4$，



(a) 等幅導流水路



(b) 堤趾導流水路



(c) 漸縮導流水路

図—3 水路幅を縮小させるための導流形式

We≧50の条件を与えるものとすると，模型上の越流水深は10cm程度以上となり，実験場の給水能力を大きく越える等の非現実的な模型となる場合も考えられる。従って，実験でのRe，Weが小さくなることはある程度やむを得ないものとして，問題となる部分，例えば堤趾導流式であれば，跳ね上がりが大きく，導流部上を流下する水脈厚の小さい上流部のみ別途抽出して実験する等の検討が必要になるものと思われる。

図—3の各導流形式については，上記模型縮尺を考慮した基礎的な実験検討を実施しており，必要な導流壁高に対するある程度の知見が得られている。

まず，等幅導流水路については，図—5の記号を用いた次の実験式を得ている。

$$H/B=0.13+0.7(D_*/B)+11.2q_* \qquad (7)$$

上式は，①水路底面が水平，②qは流下方向に一定，③$q_*=10\sim110$，④流入 $Fr=10\sim30$，$D_*/B=0.2\sim2$の範囲の実験により得られたものであり，Hは水路内の最大水深に2割の余裕高を加えたものとして求めている。

堤趾導流水路については，階段形状がダムごとに異なっており，これらに対し総括的に水理諸量を提示するのは困難である。図—6は，導流壁沿いの水面形例を示したものである。実線は，上流端階段のみを設置した場合

の流入 Fr と水面形の関係を，各階段毎に示したものであり，下流側では，上流側から流下する流れの影響により水面の跳ね上がりが小さくなる傾向があることが分かる。下流側での水面低下は，Fr や階段間落差ΔD が小さい程大きい。また，ダム軸と導流壁が平面上でなす角θが小さい程大きい。ΔD＝θ＝0 の場合が等幅導流水路に相当する。

図―6 に示されるように，堤趾導流水路の必要導流壁高の最大値は，導流部上流端付近で生じる場合が多い。

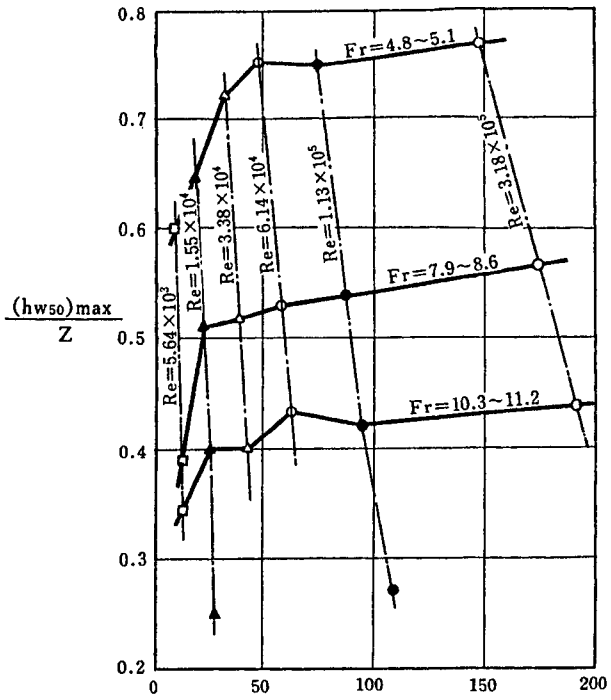
上流端での流況は，図―7 に示す 2 種類に大別される。流況Aは，堤体下流面上を流下し導流壁沿いに跳ね上がった水脈が同じ階段上に落下するもの，Bは，下流側階段または階段下流端付近で落下するものである。流況Bと比べ，Aでは落下水脈の干渉により壁沿いの最大水深が小さくなる。流入 Fr＝7～15，(階段幅W)/(流入水深 h_1)＝10～70，θ＝0°，15°，30° の実験結果によれば，θ＝0° では流況Aが，30° では流況Bが生じることが明らかになっている。また，θ＝15° では，両者の流況が生じ，Fr 及び W/h_1 により，図―8 のように流況の臨界条件が求められている。また，それぞれの流況に対し，階段標高を基準とした最大の導流壁沿い水深 hwmax に対する次の実験式が得られている。

流況 A；$hwmax/h_1=1.18Fr^{1.27}$ (8)

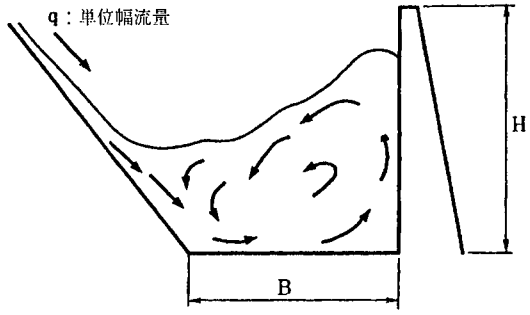
流況 B；$hwmax/h_1=1.01Fr^{1.43}$ (9)

上式より求められる導流壁高は，一般にかなり大きい。このため，通常は水理模型実験による壁高低減策が検討されている。壁高低減策としては，図―9(a)に示すように，デフレクターにより導流壁沿いに跳ね上がる水脈を変向する方法が最も一般的に用いられており，かなりの低減が可能である。また，デフレクター規模が大きくなる場合には図―9(b)に示すようなシュートブロックが用いられる場合もある。

漸縮導流水路の壁沿いの流れは，古典的な衝撃波理論により扱われている流れと類似のものであるが，水路勾配が極めて大きく，流入する流れの水理条件が上下流方向に急激に変化すること，導流壁沿いの流れが下流に向かって急速に加速されること，Fr が大きいことが特徴となる。図―10の実験模型において得られた（導流壁沿い水深 h_2)/(流入水深 h_1）と流入水脈の Fr との関係図を図―11に示す。図中，同じ越流水頭Hで Fr の異なるデータは導流壁上で上～下流の関係にあり，Fr が大きくなるに従って下流側の測点を表している。図より，あるHにおいて，h_2/h_1 は Fr の増加とともに急激に立ち上がった後，Hによらずほぼ一定の Fr～h_2/h_1 線上を変化することが分かる。立ち上がり部分の測定値は壁の屈



図―4 堤趾導流式の導流壁沿い水深と Fr，Re，We の関係例



$q_*=q/B\sqrt{Bg}$ (10<q_*<110)

D_*：等幅導流水路末端水位(0.2B～2B)

g：重力加速度

図―5 等幅導流水路の諸量

折位置付近のものであり，屈折位置付近を除く導流壁沿い水深は，その位置への流入条件のみにより決まり，壁沿いの流れの影響を無視することができる。この結果を踏まえ，屈折位置付近を除くデータより，h_2/h_1，Fr 及びθの次の実験式を得ている。

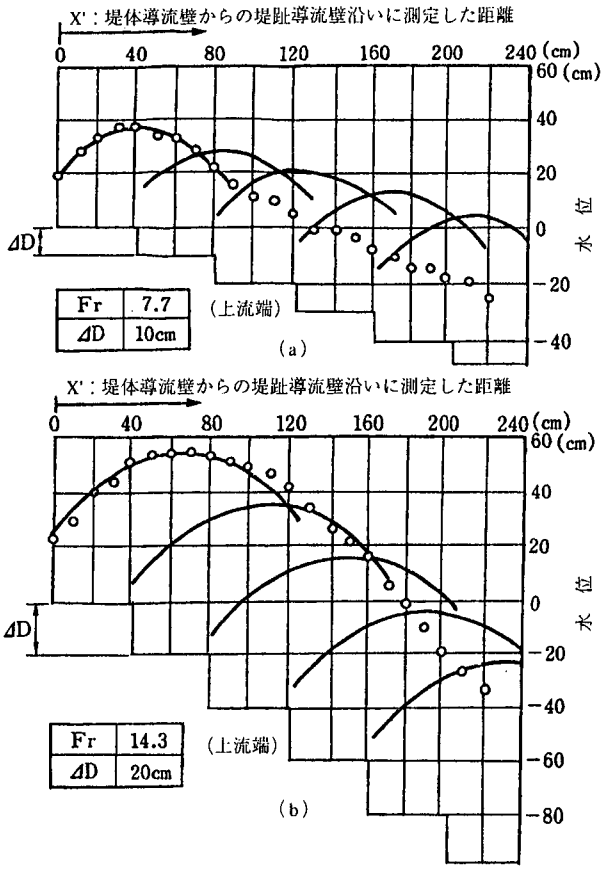
$$h_2/h_1=aFr^b+c \quad (10)$$

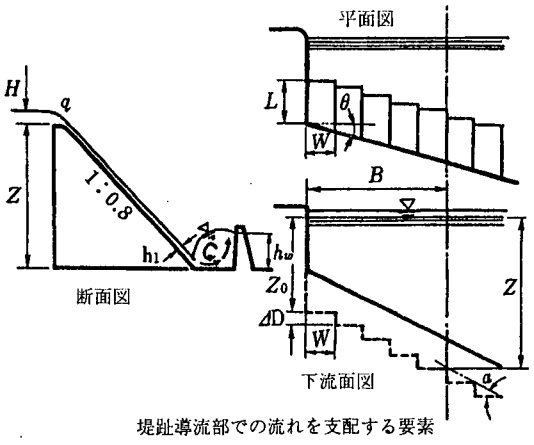
$$a=9.40-6.96\theta_r+3.25\theta_r^2$$

$$b=0.08+1.09\theta_r-0.39\theta_r^2$$

$$c=-10$$

ただし，θ_r はθのラジアン表示であり，上式が求め





図―6　堤趾導流式の導流壁沿い水面形例

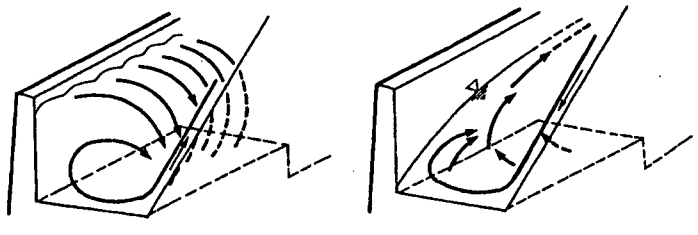
られたデータの範囲は，堤体下流面勾配＝1：0.8，F_r＝3.5～17，θ＝10～65°である。同じH，θの場合，h_2はFrが大きい程，つまり，下流側程大きくなる傾向があり，導流壁高の検討は漸縮部下流端を対象に行えばよい。また，運動量式を用いた解析によれば，堤体下流面勾配が緩くなるに従って，導流壁沿い水深が小さくなることが示されている。

5. 減勢工の水理設計

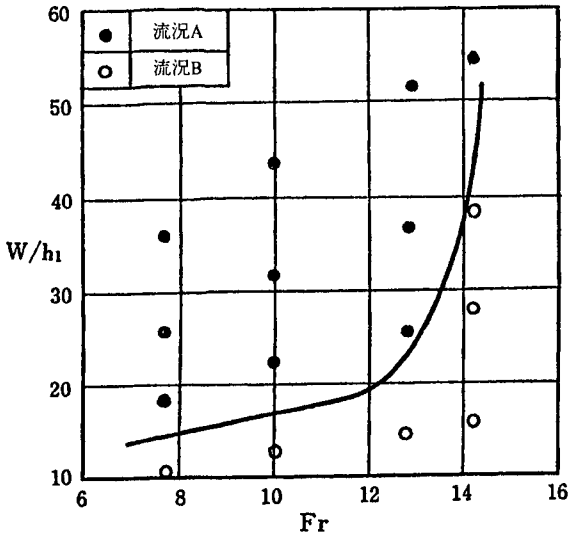
減勢工における流れの状況は，4.に示した導流形式の影響を大きく受けることになる。

等幅導流水路では，導流された流れの流向を，減勢池において大きく変えなければならないという課題があるが，導流部からの流れはほぼ減勢された状態で導流され，流向の変向はほとんど問題とならない。従って，導流水路からの流れに対し必要となる減勢工は，単に導流水路の穏やかな流れの流向を変えるための水路として考えれば良く，適切な跳水を発生させるために必要となる減勢長や，共役水深確保のための副ダム規模は，減勢工に直接流入するオリフィスや越流頂からの放流水を対象に決定される。導流水路からの流れの影響は，水路内の流量が増加するという意味での影響のみであり，これにより必要な減勢工の導流壁高は高くなる。

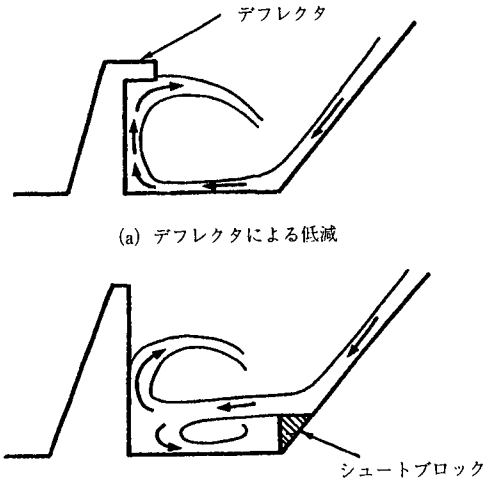
堤趾導流水路においても，導流部での水脈の減勢が期待できる。また，減勢工を中心に，左右岸の導流水路を対称に設定することができれば，両水脈の減勢池内での相互干渉による大きな減勢効果を得ることができる。このような場合には，等幅導流式の場合と同様と考え，即ち，導流水路からの流れの影響は，水路内の流量増加のみを考えれば良いという考えに従い減勢工規模を決定して差し支えない場合が多い。堤趾導流水路の非対称性が強い場合には，導流水路からの流れを減勢させ，流向を変化させるための減勢工規模が必要になる。ただし，この場合にも導流水路内での減勢効果は比較的大きく，その影響はそれ程大きくならないのが通常である。



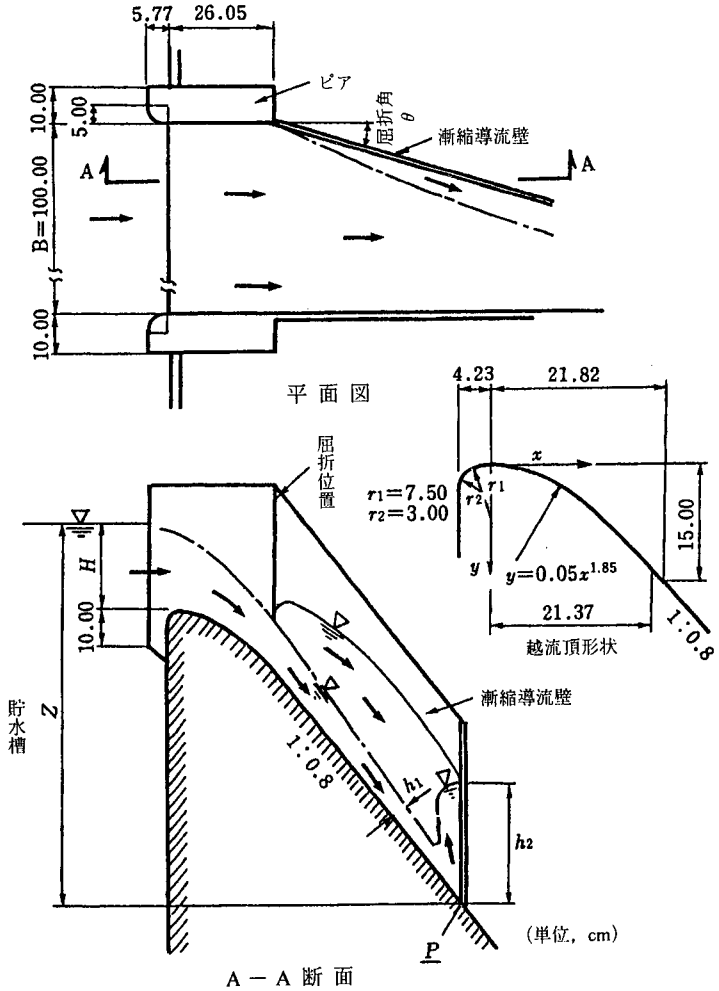
図―7　堤趾導流式上流端階段付近の流況



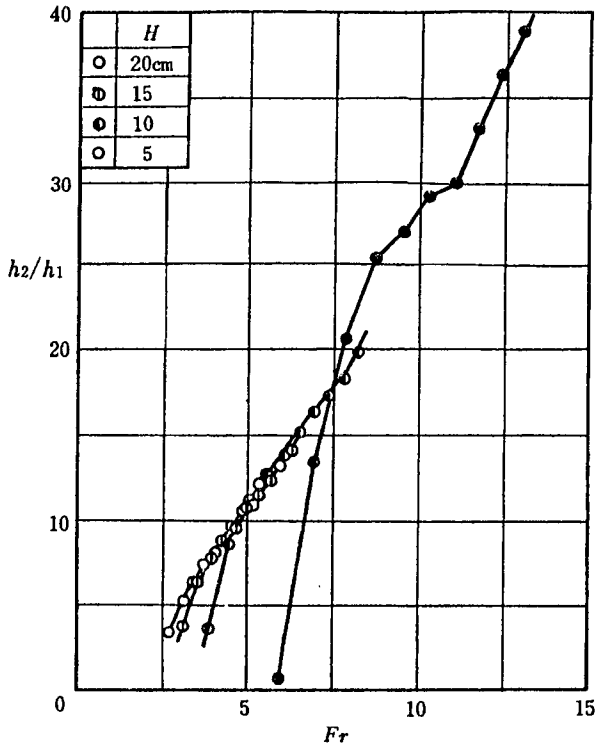
図—8 堤趾導流式の $\theta=15^{\circ}$ での流況区分



図—9 堤趾導流壁高の低減策



図—10 漸縮導流式の実験模型



図—11　h_2/h_1と流入 Fr の関係例（$\theta=65°$）

漸縮導流水路では，上記２形式の場合のような導流水路内での減勢効果はほとんど見られない。むしろ，減勢池内での流入水脈の集中が流況に悪影響を与える。このため，越流水深を大きくし同じ流量を等幅直線の二次元水路で流下させた場合と比較して，より大きな減勢工規模が必要となる場合や減勢のための補助構造物が必要となる場合が生じる。

導流形式と減勢工の関係は以上示した通りであり，これらの関係を念頭の上，原案水理設計がなされ，模型実験による水理設計形状の検討が実施される。

6. あ と が き

ゲートを有しない自然調節方式の重力式コンクリートダムの洪水吐きについて，日本で多く用いられている洪水吐き構成要素の形式とその水理特性を示した。構成要素と形式を整理すると，次の通りである。

洪水調節用オリフィス部；一面ベルマウス式オリフィス，刃型式オリフィス
非常用越流部　；台形越流頂
導流部　；等幅導流式，堤趾導流式，漸縮導流式

これら形式の水理特性は，多くの水理模型実験を通じ把握されるようになっており，洪水吐きの水理設計上の問題もほぼ解決されてきている。冒頭にも述べた通り，日本のダム貯水池や降雨・流出特性の他，将来の管理負担の軽減の観点からも自然調節方式を採用するダムが増加してきており，細部におけるいくらかのバリエーションはあるにせよ，今後多くのダムの洪水吐きが本報告での形式により計画，設計されるものと思われる。

要　　約

日本の地形は急峻であり，ダム高，堤体積に対するダムの貯水容量が小さい。また，降雨の集中発生や早い流出速度により，単位流域面積当たりの洪水流量が極めて大きく，洪水のハイドロは極めて尖頭的である。

治水を行うダムの洪水調節方式として，日本では幾つかの方式が用いられているが，このようなダム貯水池の特性や降雨・流出特性，更には将来の管理負担の軽減の観点から，自然調節方式が採用される場合も多い。これらダムの洪水吐きでは，洪水調節開始水位に敷高を合わせたオリフィスが洪水調節用放流設備として設けられる例が多い。また，ダムの安全を確保するための非常用洪水吐きについても，ゲートを有しない構造とするのが一般的であり，サーチャージ水位に敷高を一致させた自由越流頂が用いられている。この自由越流頂は，ダム高を低くする意味から幅広く計画される場合が多く，ダムの天端幅の大半を自由越流頂とする場合も多い。

本報告は，オリフィスと広幅の自由越流頂から構成される重力式コンクリートダムの洪水吐きを対象に，その水理設計における考え方と，多くの水理模型実験より得られている洪水吐き各構成要素の水理特性について整理したものである。本報告で扱った構成要素と用いられている放流設備形式は，(1)越流及び管路流の両者に対し，安定した流況での放流が可能な一面ベルマウス式，または刃型式オリフィス，(2)越流水深が小さく，長区間に亘るため，その施工性を考慮した台形越流頂，(3)大きい越流幅に対し，河道幅は一般に非常に小さく，水路幅を縮小させるための等幅導流水路，堤趾導流水路及び漸縮導流水路，(4)(3)の導流水路を有する減勢工，の各形式である。これら形式の水理特性は，多くの水理模型実験を通じ把握されるようになっており，洪水吐きの水理設計上の問題もほぼ解決されてきている。

【技術研究】

円弧と直線からなる四面ベルマウス式オリフィスの水理特性と設計

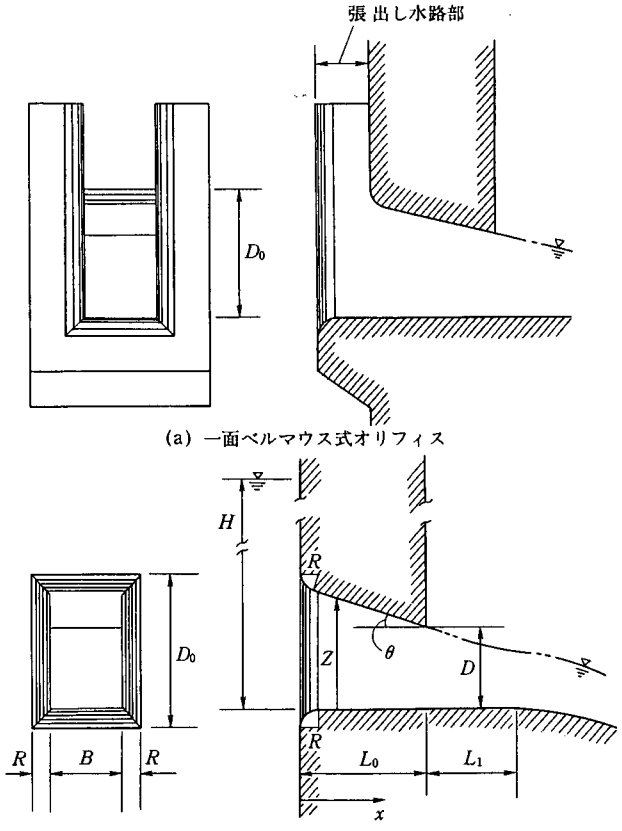
建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*
〃　〃　〃　〃　塚原千明**

1. はじめに

洪水調節方式に自然調節方式を採用しているダムにおいては，洪水調節を行う常用洪水吐きとして，形状が単純で設計・施工が容易な一面ベルマウス式やナイフエッジ式のオリフィスが多く用いられるようになっている。これらオリフィスでは，何れも上流側に張出し水路を設ける必要があり，形状の検討も管路へ向かう流れがある程度2次元的になるように導流されることが前提に実施されている[1]（図−1 (a)）。

筆者等は最近，この張出し水路が施工上の負担になっているとの声を多く耳にするようになっている。張出し水路が堤体上流側にオーバーハングして設けられるためである。こうしたオーバーハングをなくすため，四面ベルマウス式のオリフィスの採用が考えられるが，四面ベルマウスとして現在水理特性が比較的明らかな形状は長円形状であり形状が複雑になる。また，開水路流と管路流の遷移時の流れの状況は余り明らかでなく，不安定な流況をなくすための工夫が必要なことも予想される。

本報文は，上記に鑑み，現在用いられている一面ベルマウスと同じ線形の構成，すなわち円弧と直線のみから構成される四面ベルマウス式オリフィス（図−1 (b)）について，圧力的に安全な形状を検討・提示したものである。なお，本報告で対象とする四面ベルマウス式オリフィスにより一面ベルマウス式オリフィス等における上流張出し水路のオーバーハングを単純な形状を維持したままで解消することができるが，オリフィス入口に設けられる試験湛水用ゲートなどのゲート規模は一面ベルマウス式オリフィスより大きなものが必要になるので注意が必要である。また，従来型のオリフィスでは張出し水路部に戸溝を設けることができ，試験湛水用ゲートの設置が容易であったが，本形式のオリフィスではゲートを休止・固定するための装置が別途必要になる。本オリフィスは，従来型のオリフィスに比べこれらの欠点はあるが，張出し水路が不必要なことによる施工の簡便化やコンクリート量の低減を考えると今後多くのダムのオリ



(a) 一面ベルマウス式オリフィス

(b) 四面ベルマウス式オリフィス

図−1　オリフィスの概要

* 室長
** 技官

フィスとして用いられることが期待されるものである。

なお，“円弧と直線のみから構成される四面ベルマウス形状”では用語として長いので，以下ではこれを簡易な形状の四面ベルマウスの意から“簡易四面ベルマウス”と短く称し記述を進めることとする。

2. 形状の考え方

(1) 張出し規模と放流量・圧力の関係

本報告の対象とする四面ベルマウス形状は，一面ベルマウスにおける上流水路の張出し長をゼロとしたものと考えることができる。ここでは，以下の検討に先立ち，文献1) にて示されている一面ベルマウスにおける水理特性をもとに，本形状での水理的な課題を整理しておく。

まず，水理設計上の基本量である放流量であるが，管路流時の放流量は，オリフィス出口付近下流の形状によりほぼ決まり，入口付近の影響はあまり受けないことが知られている。したがって，簡易四面ベルマウスにおいても一面ベルマウスで与えられている次式がそのまま適用できるものと考えられる。

$$Q=CDB\sqrt{2gH} \qquad (1)$$

$$C=\sqrt{a-b(D/H)} \qquad (2)$$

$$a=0.914-0.500\sin\theta \qquad (3)$$

$$b=0.895-0.625\sin\theta \qquad (4)$$

ここに，Q；流量，C；流量係数，D；オリフィス出口高，B；オリフィス出口幅，g；重力加速度，H；オリフィス底面を基準とする貯水池の全水頭，θ；オリフィス上面と水平面のなす角であり，上式は，①オリフィス底面が水平で管長 $L_0/D\geqq 0.75$，②出口下流がオリフィスに連続する 2 次元水路であり，出口下流の水平長 $L_1/D\geqq 1$，③ $0.15\leqq\sin\theta\leqq 0.5$ において実験値とよい一致をみている。なお，$L_1/D<1$ では同じ H に対する放流量が増大する。

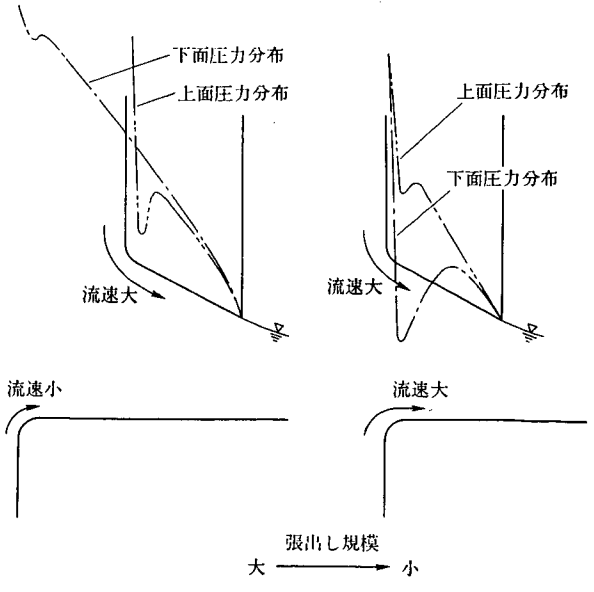
次に，キャビテーションに対する安全性確保の観点から検討が必要になる壁面作用圧力（作用水頭が 25 m 以下となるオリフィスでは −3 m 水柱以上の圧力を確保しなければならない）であるが，一面ベルマウスでは壁面作用圧力の最低値が上面円弧下流端付近で生じ，ここでの圧力が問題にならないよう，円弧半径 R および上面の傾斜角 θ が決められる。文献1) では，

$$D_0/D\geqq 0.21\,L_0/D+1.44 \qquad (5)$$

とすれば負圧の生じない形状が得られるとしている。ここに，D_0 は入口断面高であり，上式の適用範囲は $R/D=0.3$，$L_0/D=0.75\sim1.5$ ($\sin\theta=0.34\sim0.49$) である。

上記結果は上流の張出し水路規模が十分大きく，管内の圧力特性が水路規模の影響を受けない場合を対象に得られたものである。今回の興味は，張出し水路規模を小さくしていった場合の管内圧力特性への影響にあるが，張出し水路規模を小さくしていくと，上面円弧部の圧力が大きくなってくる一方，下面円弧部の圧力が低下する傾向を示す[2)]。このことは次のように理解することができる（図−2 参照）。

いま，簡単のため 2 次元流れの場合を対象として，オリフィス周辺の流れを考えてみる。まず，オリフィス上流面沿いに流下する流れであるが，この流れは，オリフィス上面および張出し先端の円弧部で流向を大きく変える。このような円弧沿いの湾曲流が生じると，圧力が降下し，圧力水頭が速度水頭に変換される。一方，貯水池でほぼ静止状態にある流れは，オリフィス入口付近で急激に加速され，オリフィス上面円弧部では流向の変化と流れの加速が同時に生じることになる。このため大きな圧力降下が生じる。これに対し，張出しが大きい場合の張出し先端の円弧部では，湾曲流が加速の小さい，流速の遅い場で生じ圧力降下量は小さいが，張出し規模を小さくしていくと，張出し先端の円弧部が加速の大きいオリフィス入口部へと近づき，上流と同様に大きな圧力降下が生じるようになる。先にも述べたように圧力が降下することは，流速が大きくなることを意味している。つまり，オリフィス下方での流速は，張り出しが大きいときより大きくなる。一方，オリフィスの放流量は出口付近の形状で決まり，張出しの影響はほとんど受けないから，底面付近で流速が大きくなった分，上面付近の流



図−2 張出し規模と圧力分布

速は低減し圧力が上昇する。

張出し規模を小さくしていった場合の上下面での圧力の変化は以上のように解釈することができる。以上は2次元流れを想定しての考察であるが，3次元流れでは側方からの流れの回り込みがあり，2次元の場合よりも更に圧力が大きくなることが予想される。ただし，隅角部周辺については，流れは円弧を描くのではなく，斜め方向に回り込むことになる。円の正射影はだ円であり，局所的に流れの曲率が大きくなり圧力降下が大きくなることが考えられる。

一面ベルマウス式の形状の検討では，上面円弧部での圧力を検討すればよかった。一方，簡易四面ベルマウス式の形状の設定にあたっては，以上の圧力特性，すなわち上下面円弧部での圧力降下，隅角部での圧力降下を念頭に入れた検討が必要である。

（2） 形状設定の考え方

ここでは，圧力的に安全なベルマウス形状の設定方法について考え方を整理する。ベルマウスの圧力特性は次の圧力降下係数 C_d で表され，C_d はある程度以上の H であれば殆ど変化しないことが知られている。

$$C_d=\frac{H-(P/w+z)}{Q^2/(2g(BD)^2)} \qquad (6)$$

ここに，P/w ；壁面作用圧力水頭（P：壁面作用圧力，w：水の単位体積当り重量），z；その点とベルマウス底面の標高差である。上式と式(1)，(2)より P/w は次式にて表される。

$$P/w=(1-aC_d)H-z+bC_dD \qquad (7)$$

すなわち，P/w は H に対して直線的に変化し，その方向は $1-aC_d$ の符号により異なることになる。いま，ある H で $P/w\geqq 0$ となる場合を考えてみると，この場合には，

$$(1-aC_d)H\geqq z-bC_dD \qquad (8)$$

とならなければならない。

さて，先にも述べたように，また，後に示されるように，簡易四面ベルマウスにおける最低の壁面作用圧力は，上面または下面の円弧部において生じる。ここで，式(8)をもとに，H と P/w の関係を整理すると次のようになる。

まず上面で生じる場合であるが，この場合には $z>D$ である。また，$a>b\,(>0)$ と考えてよいから[3]，式(8)より

$$(1-aC_d)H>(1-aC_d)D$$

となる。当然，$H>D$ であるから，上式が成立する場合には，

$$1-aC_d>0$$

となり，P/w は H が大きくなるに従って大きくなることになる。

一面ベルマウス式オリフィスにおける式(5)の関係は，$H/D=5$ の場合を対象に $P/w\geqq 0$ となるよう求められたものであるが，これは，P/w における上記特性を考慮したものである。すなわち，式(8)において等号の成立する H として少なくとも負圧が問題となる程度の最小の H を選定する必要があり，H をオリフィスの設計水頭の最大値である 25 m（25 m 以上では高圧放流管として位置づけられ，この場合の管内圧力は全て正圧として設定されなければならない），最大の管出口規模として $D=5$ m 程度を考慮し $H/D=5$ を選定している。この場合，これより水位が低下した場合には負圧が生じることになるが，式(7)から $1-aC_d\geqq 0$ では，負圧値は $-z+bC_dD$ より小さく高々 D のオーダーであること，水位が低くなってくると C_d は一定ではなく小さくなることから，負圧の絶対値はそれほど大きくないと想定されており，実験でも確かめられている。

一方，下面円弧部で最低圧力が発生する場合を考えると，この場合には式(8)の $z\leqq 0$ となり，ある水位で $P/w=0$ と設定しても，$1-aC_d$ は正負の何れもとりうることになる。つまり，ある H で $P/w>0$ と設定したとして，H が変化した場合の P/w の変化が想定できない。H による P/w の変化が明らかでないと，形状の設定方法が複雑になり，設定方法が複雑になると設計作業が繁雑になる。そこで，本報告では，設定方法の単純化を図るため，一面ベルマウスの場合と同様に

$H/D=5$ において $P/w\geqq 0$

の条件を設定するものとし，この設定において安全であることの担保として，同時に

$$1-aC_d>0$$

となるように選定することを考える。式(8)から分かるように，このように設定した場合，下面では H によらず負圧は生じない。また，a および C_d は圧力が問題となるような H/D 以上では一定と考えてよいから，上記条件は，結局 $1-aC_d>0$ の条件に帰着されることとなる。なお，$1-aC_d>0$ とすることは，H が大きくなる，すなわち，流速が大きくなるに従って壁面作用圧力も大きくなるという，キャビテーションに対する安全性確保という意味では好ましい圧力の変化性状を確保することにもなるものである。

以上示した本報告で目標とする形状の圧力的な条件をまとめると次のとおりである。

①上面円弧部について，$H/D=5$ にて $P/w>0$ とする。また，$H/D=5<0$ で大きな負圧が生じないもの

とする。

②下面円弧部について，$1-aC_d>0$ とする。

検討ではまず，流れを2次元ポテンシャル流れとした数値計算を行い，$H/D=5$ にて $P/w>0$ および $1-aC_d>0$ となる形状を設定した。次に設定した形状について水理模型実験を行い，形状の妥当性の検証，修正を行った。以下にその内容を報告する。

3. 2次元ポテンシャル流れでの形状検討

圧力的に安全な形状を求めるため，まず流れを幅方向に一様な2次元ポテンシャル流れとした数値計算を実施し，圧力特性の把握および水理実験に供する形状の設定を行った。数値計算は境界要素法を用いて行い，オリフィス下流の水面形については，収束計算により求めた[4]。計算での $H/D=5$ である。また，オリフィス出口下流の水平長は，水路長が管内圧力に影響せず，かつ，数値計算における離散化の影響が生じやすい下流端での流速分布が一様と仮定できる十分な大きな長さである $L_1/D=10$ とした。なお，円弧半径 R は，一面ベルマウス式オリフィスでの提案形状である。

$$R/D=0.3 \qquad (9)$$

を上下面ともに用いている。

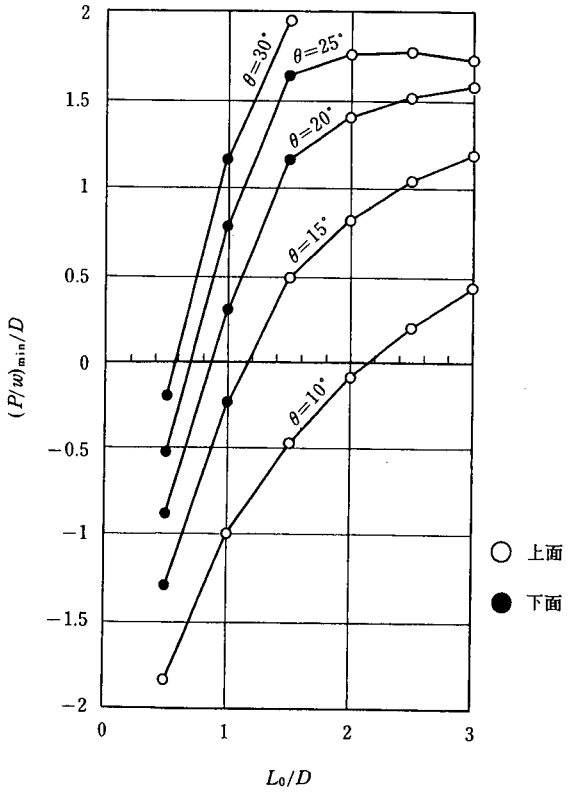
図−3 に，オリフィス内の最低壁面作用圧力水頭 $(P/w)_{min}/D$ と θ，L_0/D との関係を示す。なお，$(P/w)_{min}$ は，数値計算値より得られる C_d と式 (1)〜(4) の放流量式を用い式 (7) より求めている。また，上下面の最低壁面作用圧力はともに円弧部下流端付近で生じることが計算により確認されている。

図より，θ，L_0/D が大きいほど $(P/w)_{min}/D$ も大きくなることが確認される。図では $(P/w)_{min}$ が上面で生じる場合（○）と下面で生じる場合（●）を区別して示してあるが，$(P/w)_{min}$ は上，下面何れでも生じており，θ が小さい程，また，L_0/D が大きいほど上面で生じる傾向があることが分かる。

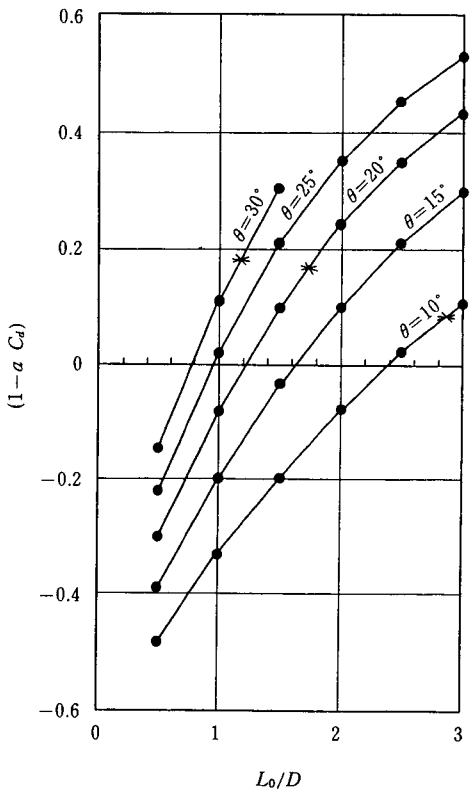
図−4 には，下面での $1-aC_d$ と θ，L_0/D の関係を示す。当然のことながら，θ，L_0/D が大きいほど $1-aC_d$ も大きくなる。

図−5 には，図−3，4 より求められる $(P/w)_{min}=0$ および $1-aC_d=0$ となる θ，L_0/D の関係を示す。図より，同じ L_0/D の場合，$(P/w)_{min}=0$ となる θ より $1-aC_d=0$ となる θ が大きく，圧力的に安全な形状が $1-aC_d>0$ の関係から求められることが分かる。

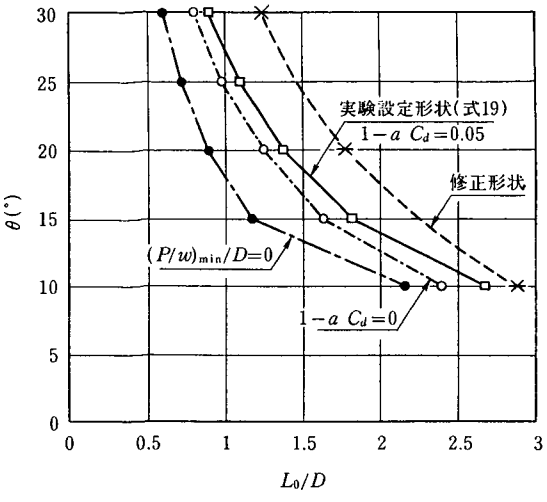
以上の検討は2次元計算によるものである。2. (1) でも考察したように，3次元流れでは側方からの回り込み



図−3 数値計算による $(P/w)_{min}/D$ と θ，L_0/D の関係 ($H/D=5$)



図−4 数値計算による $1-aC_d$ と θ，L_0/D の関係 ($H/D=5$)



図−5 $(P/w)_{min}=0$, $1-aC_d=0$ および 0.05 となる θ と L_0/D の関係 ($H/D=5$)

もあり，全体として圧力が大きくなることが推察される一方，隅角部での局部的な圧力降下が懸念される。これらを考慮し，ここでは，安全をみて $1-aC_d=0.05$ となる θ と L_0/D の関係を計算での設定形状とし，水理実験を行うこととした。図−5 には $1-aC_d=0.05$ となる θ と L_0/D の関係も示してあるが，次式で近似することができる。

$$\theta \geqq 27.4/(L_0/D) \qquad (10)$$

4. 水 理 実 験

(1) 実験ケース

表−1 に水理実験形状を示す。ケース 1〜3 は出口断面を正方形としたもの，ケース 4, 5 は出口が長方形の場合のものである。何れの形状も L_0 は D をもとに式 (10) で設定しており，$R/D=0.3$ (ただし，ケース 5 では $R/D=0.6$ ($R/B=0.3$)) である。また，L_1/D は既往の一面ベルマウスにおける実験結果を参考に，L_1 が放流量や管内圧力に影響を与えない十分大きい長さとして 2 を与えている。実験での観測項目は流況，流量，圧力の各項目であり，圧力は安定した管路流となる $H/D=3, 5, 7$ の各水位で上下面の中央，隅角および側面の 5 測

表−1 水 理 実 験 形 状

ケース	B/D	R/D	L_1/D	θ(°)	L_0/D
1	1	0.3	2	30	0.9
2				20	1.4
3				10	2.7
4	0.5			20	1.4
5	2	0.6			

B=0.2 m

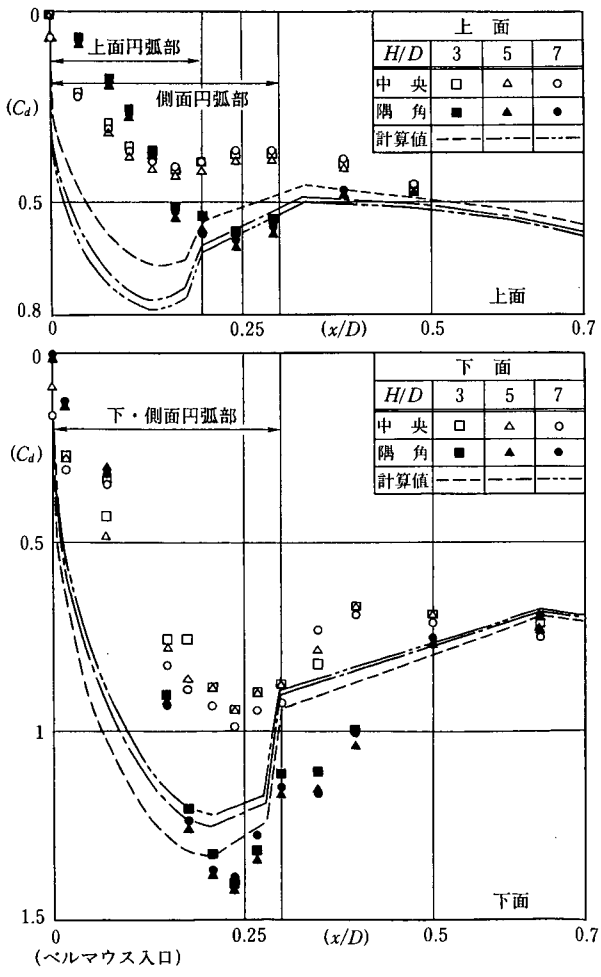
線について測定した。

(2) 放流特性

管路流での放流特性については式 (2)〜(4) とよい一致を示し，簡易四面ベルマウスでも一面ベルマウスと同じ式により表されることが確認された。安定した管路流となる H/D は，1.6〜1.9 以上，越流（開水路流）の場合には 1.35〜1.55 以下であり，ケース 1〜3 でみると，θ が小さくなるにしたがって，管路流，越流の何れも限界値を与える H/D が大きくなる傾向にある。両者の限界値の H/D の間は，その放流特性がどちらともいえない遷移領域になるが，何れのケースでも流況は安定しており，管路流，越流間の流況を振動する等の問題となる流況は生じなかった。

(3) 圧力特性

図−6 に例としてケース 2 における上・下面入口付近での C_d 分布を示す。図より，C_d は H/D が 3 以上では H の影響を余り受けないことが分かる。また，入口部付近では，隅角に比べ中央での C_d が大きい傾向がある

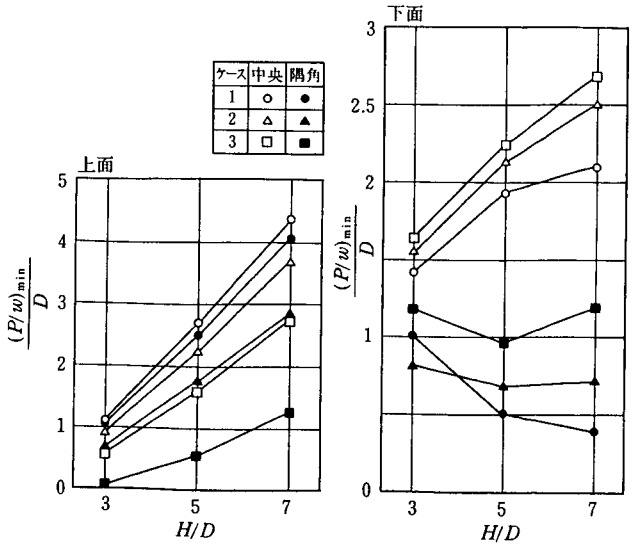


図−6 上下面入口付近の C_d 分布例（ケース 2）

が，C_d が極大値を示す円弧部下流端付近では隅角での C_d が大きく，壁面作用圧力の最低値が隅角で生じることが分かる。なお，下面では側面および下面円弧の下流直線部へのすりつけ位置が同じであり，C_d の極値が中央，隅角ともほぼ同じ位置で生じているが，上面では円弧の下流直線部へのすりつけ位置が上面と側面で異なっており，中央では上面円弧の下流端付近で，隅角では側面円弧の下流端付近で極値が生じている。

図には2次元ポテンシャル流れとした計算結果についても示してある。流れがオリフィスの上下流軸に平行に流下し，壁沿いの流れが円弧軌跡を描くと考えられる中央での C_d 分布と比較すると，極値はほぼ同じ位置で生じているが，実験値の C_d はかなり小さく，3. で考察した3次元流れの影響を確認することができる。また，隅角での圧力降下はかなり大きく，3次元性の影響による圧力の上昇量に匹敵するものであることが分かる。計算結果では，特に H/D が小さい領域において，C_d に及ぼす H/D の影響が認められ，上面では H/D が大きくなるにしたがって C_d も大きくなる傾向が，下面では逆に小さくなる傾向が見られるが，実験ではこの傾向は明確でなく，先にも述べたように C_d はほぼ一定の値を示している。この理由は明らかではないが3次元性の影響の他，H/D が小さい場合にみられる吸込み渦の影響などが考えられる。

図−7に，出口断面が正方形であるケース1〜3の円弧部における壁面作用圧力水頭の最低値 $(P/\omega)_{\min}$ の H/D との関係を示す。ただし，$(P/\omega)_{\min}$ は D で無次元化している。まず上面についてみてみると，何れのケースでも $(P/\omega)_{\min}$ は正圧となっており，H/D が大きくなるにしたがって $(P/\omega)_{\min}$ も大きくなっていることが確認される。下面についても，全て正圧が得られているが，中央では H/D が大きくなるにしたがって大きくなる傾向が明らかであるのに対し，隅角では H/D により余り変化しないか若しくは若干小さくなる傾向がみられる。



図−7 円弧部の $(P/\omega)_{\min}/D$ と H/D の関係（ケース1〜3）

以上のように，3. (2) で提示した形状はほぼ満足する結果を与えるが，図−6にも示されるように，隅角での $C_{d\max}$ は計算でのそれより大きい傾向にあり，下面隅角で H/D が大きくなると $(P/\omega)_{\min}$ が小さくなる傾向も若干みられている。いま，実験での $C_{d\max}$ をもとに $1-aC_d$ を求めると，ケース1〜3でそれぞれ −0.08, −0.06, 0.02 となり，ケース1, 2では $1-aC_d$ がマイナスとなっている。ここでは，実験での $C_{d\max}$ を用い，$1-aC_d$ の L_0/D による変化が図−4にて表されるものとして $1-aC_d>0$ となる θ と L_0/D の関係を再設定するものとした。具体的には，先に用いた設定条件である $1-aC_d=0.05$ と実験での最小の $1-aC_d$ の差を $\Delta\varepsilon$ とし，図−4における必要な $1-aC_d$ 値として $0.05+\Delta\varepsilon$ を設定し，θ と L_0/D の関係を求めることとした。結果を図−4および5の＊に示す。θ と L_0/D の関係は次式で近似される。

$$\theta \geqq 38.5\,(L_0/D)^{-1.25} \qquad (11)$$

すでに，式 (10) にてほぼ条件を満足する形状が得られており，上式の関係により H/D によらず圧力的に安全な形状を求めることができるものと考えられる。H/D が7以下であれば式 (10) の形状を用いることができるのはもちろんである。なお，出口断面が長方形であるケース4, 5の $C_{d\max}$ は，同じ θ で出口が正方形のケース2より小さい値となっており，$D>B$ であれば以上の結果をそのまま用いれば，また $D<B$ であれば，式 (9), (11) の D の代わりに B を用いて形状設定すれば圧力的に安全な形状を得ることができる。

5. ま と め

円弧と直線からなる四面ベルマウス式オリフィスについてその水理特性を把握するとともに圧力的に安全な形状設定方法の検討を行った。得られた主な結果をまとめると次のとおりである。

1) 放流量特性は一面ベルマウスの場合と同様であり，$L_0/D\geqq 0.75$, $L_1/D\geqq 1$, $0.15\leqq\sin\theta\leqq 0.5$ において式 (1)〜(4) にて与えられる。

2) 出口断面が正方形の場合，上記放流量特性下において，

$R/D=0.3$

$\theta \geqq 38.5\ (L_0/D)^{-1.25}$

なる形状を選定すれば，オリフィス内壁面作用圧力が正圧で H の増加とともに圧力が大きくなる圧力的に安全な形状が得られる。ここに，θ=10～30 度である。出口断面が長方形の場合には，上式の D に，D と B の何れか大きい方の値を用いて R，L_0（または θ）を決めれば圧力的に安全である。

なお，2) により与えられる形状は圧力的には十分安全な形状と考えることができ，他の放流設備との取り合いとの関係に制約がある場合や，入口部に設けられる試験湛水ゲート等のゲート規模の制約がある場合等には，更に断面の絞りの小さい形状の選定も可能である（もちろん H 等の条件によるが）。その場合には水理模型実験での検証が必要なことはいうまでもないが，H/D が 7 より小さければ式 (10) の形状の採用が可能である。

最後に，本検討を進めるにあたり（株)建設技術研究所つくば試験所の白山昌義氏より有益な助言を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

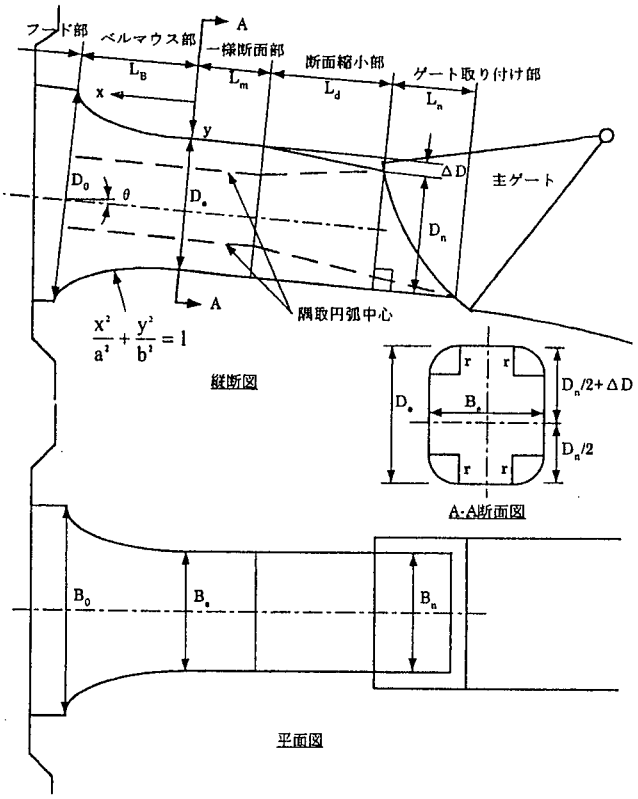
1) 柏井条介，小島治久：一面ベルマウス式ダム低圧放流設備の水理特性と設計，土木技術資料，Vol. 27-8, 1985
2) 白山昌義，村越重紀，柏井条介：一面ベルマウス式オリフィスにおける上流水路張り出しの影響，第 52 回土木学会年次学術講演会講演集，1997
3) 柏井条介，宮脇千晴：オリフィスの放流特性，ダム技術，No. 110, 1995
4) 柏井条介，中西　徹，小島治久：一面ベルマウス式ダム低圧放流設備一境界要素法による流れの計算一，土木技術資料，Vol. 28-3, 1986

４面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算

ダム部　水工水資源研究室　野仲 典理

１．はじめに

ダムの洪水吐きの１つに４面ベルマウス式部分管路形高圧放流管がある。これは、ダム堤体低位に設けられる放流管であり、流水を滑らかに放流管内に導くために矩形放流管入口形状を図－１に示すような釣鐘状のベルマウス形状にしたものである。４面ベルマウス式放流管には、圧力など水理的に安全なベルマウス形状として図－１内に示すような楕円曲線(a=出口断面高 D_n，b=a/4 を用いることが多い)を用い、管内圧力を高めるために断面縮小部に絞り ΔD を設けることが一般的である。ベルマウス部の広がりと絞り ΔD により、放流管入口断面は出口断面に比べてかなり大きくなり、放流管入口に設けられる予備ゲートも大きくなる。水門技術の発展により放流管の大規模化が可能となったが、それに伴い比例的に予備ゲートが大きくなることは不経済であるため、水工水資源研究室では、所要の圧力に対する安全性を確認した上で、入口断面を最小とするようなベルマウス形状および絞り ΔD についての検討を試みようとしている。



図－１　４面ベルマウス式部分管路形高圧放流管の形状説明図

４面ベルマウス式放流管は形状が複雑であり、流れは３次元急変流であるため、今まで設計を行うにあたって水理模型実験による検討を行ってきた。しかし、計算機の性能向上により３次元数値計算を精度よく行うためのメッシュ分割および計算時間の短縮が可能となり、今後は数値計算によるダム放流管の設計が期待されている。本研究は、３次元境界要素法による数値計算を用いて、安全かつ経済的な４面ベルマウス式放流管の設計を行うことを目的に、まず、計算結果と水理模型実験結果とを比較し、その適用性について検討するものである。

２．境界要素法(BEM)による数値計算方法

現象を支配する偏微分方程式を工学的なシミュレーション技術を用いて解く方法として代表的なものに、差分法、有限要素法、境界要素法などがある。本研究では、境界要素法(Boundary Element Method, BEM)を用いる。境界要素法は非線形問題の解析が困難でありその適用範囲も限定されるが、偏微分方程式の基本解が知られている場合には適用可能である。解析の手順は、偏微分方程式を Green の定理により境界上の積分方程式に変換し、この積分方程式を離散化して連立一次元方程式とし、境界条件を与え境界上の未知数を求めるものである[1)]。積分方程式に変換する時点で、２次元領域の問題はその境界線上の線積分による１次元問題に、３次元領域の問題はその境界面上の面積分による２

次元問題となる。このように次元が１次元下がるため、複雑な境界形状の取り扱いが簡単となり、メッシュ分割数も少なくなり、計算量を軽減できるなどの利点がある。また、ダム放流管の設計は所定の放流量と管内壁面圧力といった境界値のみ議論すればよく、この点から境界要素法はダム放流管の計算に適している。

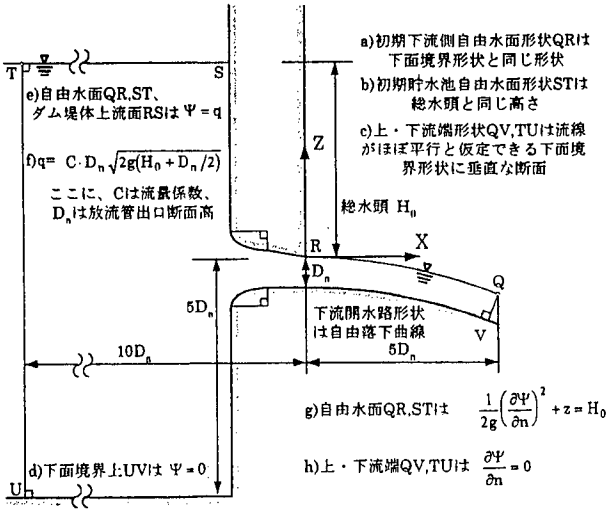
ここで、ダム放流管の流れは、貯水池のほぼ静止した流れが急に加速される急変流であり、そのような流れ場はポテンシャル流れとして取り扱うことができ、ラプラス方程式を満足する。ラプラス方程式に関しては、その基本解(２次元の場合は対数ポテンシャル、３次元の場合は Newton ポテンシャル)が知られており、境界要素法の適用が可能である。実際、１面ベルマウス式放流管(放流管上面のみベルマウス形状としたもの)において、２次元境界要素法を用いた数値計算がよい近似を与えることが確認されている[2)]。今回対象とする４面ベルマウス式放流管の流れは３次元ポテンシャル流れであり、計算には３次元境界要素法を用いる必要がある。その場合、速度ポテンシャルΦに関する３次元ラプラス方程式を解くことになる。ここで、境界条件として上・下流端の流速および放流管下流自由水面形状を与えなければならないが、３次元計算による自由水面形状の計算は現状では困難であるため、本研究では、放流管下流の境界条件を求めるにあたり、放流管下流の流れは幅方向(y方向)に一様な２次元流れであると仮定し、４面ベルマウスの中央縦断面(２面ベルマウス)を境界形状として、流れ関数Ψを用いた２次元境界要素法により放流管下流自由水面形状と単位幅流量 q を計算する。以下に、２次元および３次元境界要素法の計算方法について説明する。

２．１　２次元境界要素法による放流管下流自由水面形状および単位幅流量 q の計算方法

２次元ポテンシャル流れにおいて、流れ関数Ψは次の２次元ラプラス方程式を満足する。

$$\nabla^2\Psi=\frac{\partial^2\Psi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\Psi}{\partial z^2}=0 \qquad \cdots(1)$$

BEM を用いて(1)式を解くには、境界形状および境界上のΨまたは∂Ψ/∂nのいずれかの値が与えられなければならないが、自由水面形状と自由水面上のΨ(=q)および∂Ψ/∂nは未知である。したがって、(1)式の計算は、初期自由水面形状(図－２中の条件(a)(b))を仮定の上、q(条件(f))および∂Ψ/∂n(条件(g))を与えて行い、結果が条件(e)かつ(g)を満足するまで収束計算を行う必要がある。収束計算は、図－２に示す境界条件を与え、Cheng ら[3)]が用いた方法により行った。ここに、q は単位幅流量、g は重力加速度、∂Ψ/∂nは境界に沿う流速成分(n：外向き法線)、z は放流管出口上面と各点との標高差、H_0は放流管出口上面を基準とした総水頭である。



図－２　２次元 BEMにおける境界条件

２．２　３次元境界要素法による圧力降下係数 Cd の計算方法

メッシュ分割に際しては図－３に示すように、矩形４面と隅取円弧部をフード部、ベルマウス部、一様断面部、断面縮小部に分割した境界面を作成し、さらにそれぞれの境界面を２次元メッシュで分割した。放流管出口下流断面および貯水池についても同様に境界面を作成し、結局、計算対象領域で

ある３次元境界面を５０の境界面に分割した。

３次元ポテンシャル流れにおいて、速度ポテンシャルΦは次の３次元ラプラス方程式を満足する。

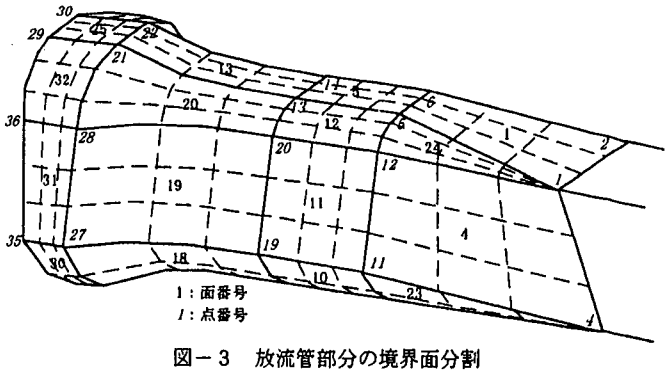
$$\nabla^2\Phi = \frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2} = 0 \qquad \cdots(2)$$

図－４に示す境界条件を与え(2)式を計算すると、速度ポテンシャルΦが求まる。ここに、$\partial\Phi/\partial n$は法線方向の流速成分である。また、放流管壁面に沿う流速は次式の関係式により求められる。

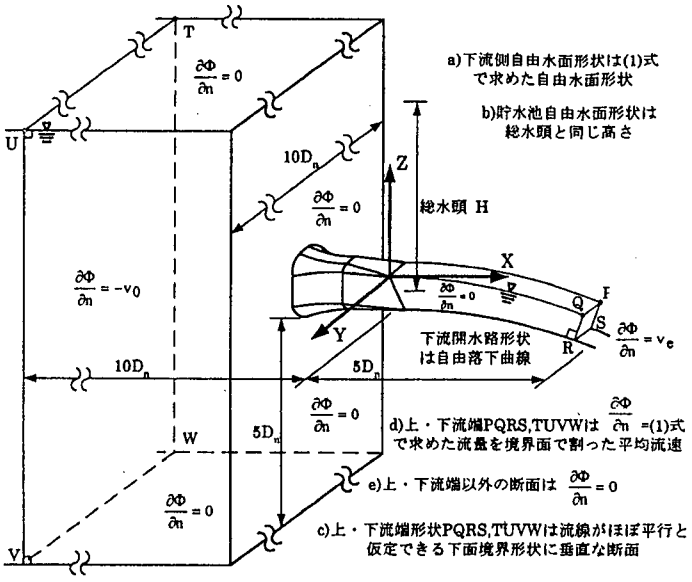
$$U = \frac{\partial\Phi}{\partial x} \quad , \quad V = \frac{\partial\Phi}{\partial y} \quad , \quad W = \frac{\partial\Phi}{\partial z} \qquad \cdots(3)$$

さらに、圧力降下係数 Cd を計算する。ここで、圧力降下係数 Cd は次式で定義される放流管内に作用する圧力を計る上での目安となる値であり、Cd 値が大きいほど作用圧力が小さいことを示す。

$$Cd = \frac{H - (p/w + z)}{v_n^2/2g} \qquad \cdots(4)$$



図－３　放流管部分の境界面分割



図－４　３次元BEMにおける境界条件

ここに、H は放流管出口中心を基準とした総水頭、p/w は各点の壁面圧力水頭、z は放流管出口上面と各点との標高差、v_n は放流管出口断面の平均流速、g は重力加速度である。なお、(4)式の分子はベルヌーイの式より各点の速度水頭 $v^2/2g$ を表しており、各点の壁面流速は $v = \sqrt{U^2 + V^2 + W^2}$ により計算される。

３．計算値と水理模型実験値との比較

表－１に示す４面ベルマウス式放流管形状における圧力降下係数 Cd の計算値と水理模型実験値とを比較してみる。この形状は、ベルマウスの長径の半分 a を出口断面高 D_n と出口断面幅 B_n の平均値、断面縮小部の絞り ΔD を D_n の１０％として与えたものである。なお、隅取円弧面積率(矩形とした場合の管断面積と隅取円弧を設けた場合の断面積の差を矩形の管断面積で除したもの(%))は、ベルマウス終端で４％とし、円弧中心軸を管軸に平行に放流管入口までのばし、放流管出口に向かって直線的に消去させている。また、本形状はフード部および一様断面部がない形状である。

表－１　計算形状

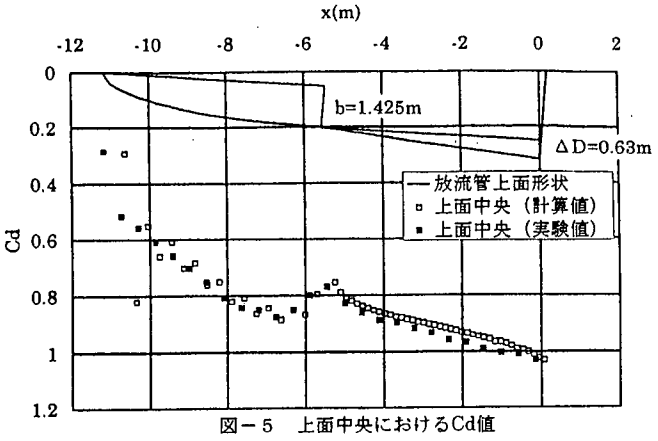
Unit:m

D_n	6.300	B_e	5.000	D_0	9.780
B_n	5.000	L_d	5.700	B_0	7.850
L_n	4.500	r	1.271	L_B	5.700
ΔD	0.630	a	5.700	$\tan\theta$	0.100
D_e	6.930	b	1.425	H_0	60.166

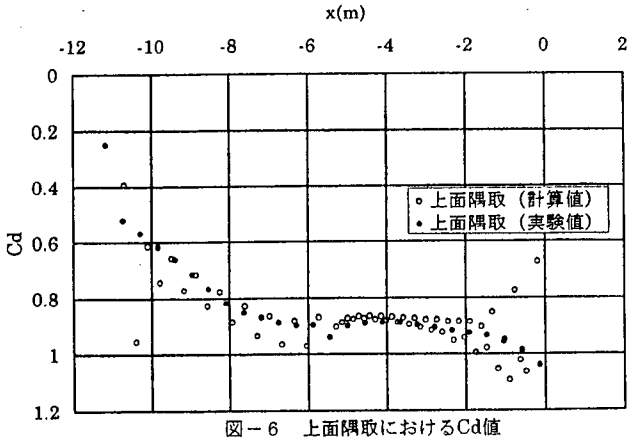
記号は図－１を参照

図－５に放流管上面中央線上の Cd の計算値と実験値を示す。この図より、計算値は実験値とよく一致しており、ベルマウス始端(放流管入口)からベルマウス終端に向かって Cd 値が滑らかに増加した後、絞り ΔD の影響を受け Cd 値が減少し、その後出口に向かって滑らかに増加する状況をよく再

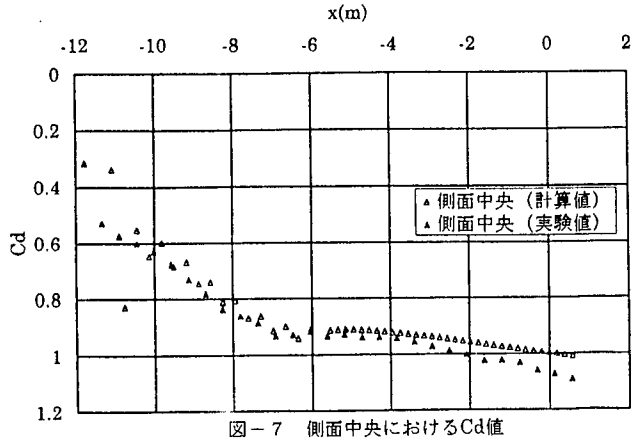
現していることがわかる。図－６，７は上面隅取中央線上および側面中央線上の Cd 値を示したものであるが、これらも計算値は実験値とよく一致している。ただし、図－６の上面隅取における放流管出口付近で計算値が振動しているが、この部分は隅取円弧の消去部分でありメッシュが変形かつ非常に密になることが影響しているものと考えられる。また、全ケースにおいてベルマウス始端付近において、Cd の計算値が急激に増加する点があるが、これは、本計算の境界要素のメッシュ分割は x 方向に等分割しており、ベルマウス始端付近の大きな曲率変化を再現できなかったためと考えられる。ちなみに、本計算に用いた計算機のメモリ上(512MB)の最大分割数として、ベルマウス部を x 方向に５０分割した場合においても Cd 値の激増する点を解消することはできなかった。今後、境界要素の分割方法として楕円(ベルマウス)の中心角による分割を用いるといったメッシュ分割の工夫が必要である。



図－５　上面中央におけるCd値



図－６　上面隅取におけるCd値



図－７　側面中央におけるCd値

４．まとめ

以上のことをまとめると次のとおりである。

(1)計算値と実験値はよく一致しており、４面ベルマウス式ダム放流管形状の検討に際し、３次元境界要素法の適用が可能である。

(2)ベルマウス始端付近において、Cd の計算値が急激に増加する点があるが、これはベルマウス始端付近の大きな曲率変化を今回の x 方向等分割のメッシュ分割では十分に再現できなかったためであり、境界要素のメッシュ分割に工夫が必要である。

(3)隅取円弧消去部分で計算値が振動しているが、メッシュが変形かつ非常に密になることが影響しているものと考え、それらを軽減するように境界面の配置およびメッシュ分割に工夫が必要である。

今後、さらに計算精度を向上させ、４面ベルマウス式ダム放流管の設計への適用を試みていく予定である。

参考文献

1)例えば、戸川隼人,下関正義：パソコンによる境界要素法入門,株式会社サイエンス社,1983

2)柏井条介,中西徹,小島治久：１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.28,No.3,1986

3)Alexander H-D. Cheng, James A. Liggett, and Philip L-F. Lin : Boundary Calculations of Sluice and Spillway Flows, Journal of Hydraulics Division, pp.1163～1178,HY10,1981

【技術研究】

四面ベルマウス式部分管路型放流管の管形状

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*

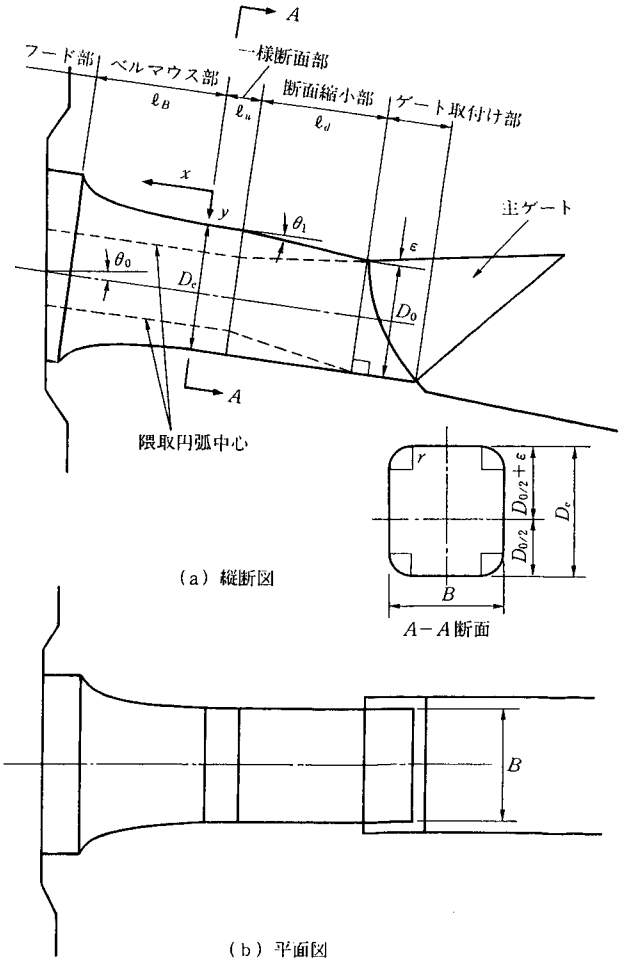
1. はじめに

ダムの洪水処理用の放流管として，四面ベルマウス式の部分管路型放流管が多く採用されてきている（図−1参照）。ここに，四面ベルマウスとは，長方形断面の放流管に用いられる入口形状の一形式であり，長方形断面を構成する各面（四つの面）のそれぞれに釣鐘状のベルマウス形状を設けたものをいう。その他の形式である一～三面ベルマウスと異なり，上流に張り出し構造物を必要としない最も一般的なベルマウス形式である[1]。

部分管路型の放流管は，重力式コンクリートダム堤体内にゲートハウスを内蔵したもので，ゲート下流は堤体内に設置された開水路トンネルにて導水する形式の放流管である。堤体下流面上にゲートハウスが無いことから，上方に設けられている越流頂からの越流水脈と放流管からの放流水脈を堤体下流面上で合流させることができる。したがって，洪水吐き幅を小さく設定することができ，洪水吐き対象流量に比べて河道幅が小さいわが国の洪水吐き形式として有利な場合が多い形式である[2]。

部分管路型の放流管はその延長が短いことに特徴がある。管高の数倍程度のものが多い。入口部の急変流を処理するベルマウス長は管高程度のものが用いられるから管路のかなりの部分がベルマウスとなる。さらに本文中にも示すように，出口に向かっての形状処理が必要になるから，管路全体が急変流により構成されることとなる。このため，机上の検討のみではその予測精度が十分ではなく，従来から，水理模型実験による水理的な検証が行われてきた。水理模型実験を通じ，形状の開発がなされるとともに改良が加えられ，実験データの収集もなされてきた。

本報告は，これまでの水理模型実験による検討を踏まえて，四面ベルマウス式部分管路型放流管の管形状について，圧力的に安全な形状の設定方法を提示することを目的とするものである。このための手順として，まず，部分管路型放流管の構成を水理的視点で整理する。次に，水理模型実験結果より，その水理特性を整理する。最後に，以上の結果をもとに，圧力的に安全となる放流管形状の設定方法を提案する。



図−1　四面ベルマウス式部分管路型放流管の形状説明図

*室長

表−1 記 号 説 明

ℓ_B	ベルマウス長
ℓ_u	一様断面部長
ℓ_d	断面縮小部長
ℓ	$=\ell_B+\ell_u+\ell_d$
r	隅取円弧半径
D_0	出口断面高
D_e	ベルマウス終端断面高$=D_0+\varepsilon$
B	管幅
A_0	出口断面積
A_e	ベルマウス終端断面積
ε	断面高の縮小量
θ_0	管軸と水平面のなす角度
θ_1	断面縮小区間の上面と下面のなす角度
θ_2	隅取円弧消去部始端の最大屈折角度
θ_2'	θ_2 の管軸に並行な面（水平面をθ_0傾斜）への投影面上での角度
H	管出口中央を基準とする貯水位
z	管出口中央を基準とする管壁標高
p/γ	管壁に作用する圧力水頭（p；圧力，γ；水の単位体積重量）
C	流量係数
C_d	圧力降下係数

本報告では，作用水頭 25 m 以上の高圧放流管（ゲートを有する）を対象にしている。高圧放流管では，流速が大きくキャビテーション損傷を被りやすいことから，管壁は鋼材によりライニングされる。また，管内の壁面作用圧力が許容圧力以上となるよう設計され，近年では許容圧力として大気圧を設定するようになっている。これに対し 25 m 未満のオリフィスでは，壁面作用圧力は −3 m 水柱まで許容するとともに，鋼板によるライニングの義務付けもない。更にゲートの作用荷重もそれ程大きくなく，ゲート断面積の制約が小さくなる。したがって，同じ管路であるから流れの特性そのものは基本的には変わらないものの，ここで示す高圧放流管の管形状に対し，オリフィスの管形状では施工や設計の容易さを考慮した単純形状の採用を想定することができる。単純形状の設計法については，既に本誌上に報告している[3]。

2. 放流管形状の基本的な構成

（1） 構成要素

部分管路式放流管形状は，図−1 に示すように，上流側からフード部，ベルマウス部，一様管路部，断面縮小部およびゲート取付け部に大別することができる。以下に各部の意味および形状設定の現状について述べる。

（2） フード部

部分管路型放流管では，堤体内で流れが管路流から開水路流へと移行する。開水路部底面の縦断線形は，極端な負圧の生じないよう，放流水脈の自由落下軌跡を近似した放物線形状が通常用いられるが，この放物線が堤体下流面や減勢工への取付け部であるバケットカーブ下流に飛び出す場合には下流での流況悪化の原因となる。このため，管軸の傾斜角度を調整し，放物線を堤体下流面若しくはバケットカーブにスムーズに接続させて設計するのが一般的である。この場合，管軸の水平に対する傾斜角が堤体上流面の鉛直に対する傾斜角より大きい場合には，次に述べるベルマウス形状が上下面非対象な複雑なものとなる。上下面が非対象となると，放流管製作上の手数が増大するとともに，水理的にも圧力降下が生じやすくなるため，ベルマウス上流に額縁状のフードを設けて角度調整が行われている。

図−1 から分かるように，フード形状は，堤体上流面上を流下してきた流れをスムーズに管路内に導くものではない。このため，剥離に伴う圧力降下や乱れが懸念されるが，設置位置の流速は比較的小さいことから，圧力降下も小さくまた剥離による流れの乱れも小さく許容されている。

（3） ベルマウス部

ⅰ） ベルマウス形状と断面の縮小

放流管入口では，ほぼ静止状態の貯水池の水が急速に加速され，堤体上流面に沿って流下した流れは約 90° その流下方向を変える。こうした流れの加速を，流れの剥離や大きな圧力降下を生じる事なくスムーズに行うため，放流管入口にはベルマウス形状が用いられる。ベルマウス形状については，建設省土木研究所における一連の実験的研究[4),5)]があり，鋭縁オリフィスから大気中への放流水脈形状を基に提案された隅取円弧をもつ楕円形状が最もよく用いられている。ここに，楕円形状は図−1 に示す x, y 軸において，

$$x^2/a^2+y^2/b^2=1 \qquad (1)$$

にて表され，a=ベルマウス終端の管高 D_e または管幅 B の何れか大きい値，$b=D_e$（または B）$/4$ のものが多く用いられている。

隅取円弧は，放流水脈が角形の形状を保ちえず，ベベリングと称される変形をすることを考慮して設定されたものである。従来は，隅取円弧面積率（矩形とした場合の管断面積と隅取円弧を設けた場合の断面積の差を矩形の断面積で除したもの（%））を，ベルマウス始端で 0.5%，終端で 4% とし，その間を直線的に変化させる形状が用いられてきた。近年では，終端は 4% であるが円弧の中心軸を管軸に平行にそのまま上流に延長させる形状が多く用いられるようになっている。これは，ベルマウス部の設計・製作が簡便なこと，隅角部の円弧半径が大きくなり角部の応力の増大を抑えることができること，圧力降下も従来のものと同様と考えられることによる。

ところで，現在提案されているベルマウス形状は，こ

れに続く管路断面がベルマウス終端断面と同じで流下方向に一様であり，かつ延長が短く摩擦損失が小さい場合には負圧の生じるものである。負圧の発生はキャビテーション防止等の観点から好ましくないものであり，高圧放流管の水理設計では，原則的に高圧下での負圧の発生はさせないものとしている。

筆者は，上記負圧の原因は，提案されているベルマウス形状がベルマウス下流端において上下面，両側面がそれぞれ平行になるように設定されていることにあると考えており，止むを得ないものと思っている。すなわち，ベルマウス形状を下流端において平行とするのは，提案したベルマウス形状が下流に続く管長の如何に拘らず利用されるためには不可欠の条件である一方，放流水脈は無限遠点に向かって縮小しようとするものであり，これを一様とするのは理論的に無理があると考えるからである。もしも何れかの断面で一様な下流断面へと移行し，かつ負圧を生じさせないものとすると，これは摩擦損失効果をある程度期待した非常に延長の大きいベルマウスとなるであろう。ここで議論している部分管路型放流管の延長は短く，ベルマウス部のこうした圧力降下を防止するためには，これより下流で断面を小さくし，ベルマウス位置での流速を低減させる必要がある。したがって，ベルマウス下流では後に示す断面縮小のための形状処理が必要になる。

ii） 隅取円弧の消去

次に，隅取円弧であるが，上述のように四面ベルマウスの入口形状には，従来より隅取円弧が用いられてきた。この隅取円弧は，しかし，出口において問題を生じる場合があり，出口ではこれを解消するのが望ましい。すなわち，出口に流量調節用のゲートが用いられる場合，ゲートの水切り線は直線であり，これが円弧上にあると水脈が側方に大きく広がり開水路部の側壁に衝突し跳ね上がる。この現象は上・下両者の隅取り円弧部において生じ，ダム・堰施設技術基準(案)の解説[6]では，「原則として下部の隅取り円弧は吐出断面では消去する」とされ，「上部の隅取円弧については残してもよいが，ゲート下端が同部に重なる開度で流量制御が計画されている場合には，消去することが望ましい。」とされている。

この隅取円弧の消去は，断面縮小部～ゲート間で直線的に隅取円弧半径を変化させて行われる。消去部始端を断面縮小部始端と，終端をゲート位置に併せるものが多く見られるが，図−1に示すように下面の消去部終端を上面の出口位置に合わせるものや，始端を断面縮小部途中に設定しているものも見られる。

（4） 一様管路部

ベルマウス終端と断面縮小部の間に一様な管路部を設置する例が見られる。これは，放流管の全区間が断面変化部の場合には，据付け時の誤差の調整に手間がかかることを考慮しての措置であり，誤差の吸収部として設けられている。延長1m強の程度のものが多いが設けられていない例も見られる。

（5） 断面縮小部

ベルマウス部の圧力降下を低減するため，管出口に向かって断面を縮小し，流速低減を図る必要がある。この断面の縮小は，下面に対し上面を傾斜させて行われる場合が多い。断面縮小部始端では，管壁が内側に屈折し，圧力が上昇する。一方，ベルマウス部で最も壁面作用圧力が小さくなるのは上面ベルマウス終端位置である。したがって，上面を屈折させるというのは屈折による圧力上昇を上面ベルマウス終端部に作用させるという意味で理に叶う設定ということができる。

上面のみを屈折させる場合に対し，管軸に対して上下面をともに傾斜させるものや側面を縮小させているものも見られている。これは，管断面を対称にして製作を容易にするという意味での設定であり水理とは別の意味での設定である。水理的な意味と製作上の意味との両者を比較することは難しい問題であるが，このことについては後に議論する。なお，側面を傾斜させた場合にはゲートの放流幅が標高により変化し，ゲート断面に無駄が生じる。

（6） ゲート取付け部

部分管路型放流管の流量調節用ゲートは，一般的にラジアルゲートが用いられている。したがって，放流管出口は平面ではなく，湾曲面となる。ゲート下流の開水路部との関係は，ゲートの水密構造との関係により決まり，側面，底面ともオフセットを設けて給気する場合(図−1はこのケース)，側面は管路と開水路が同一面で底面のみオフセットを設ける場合，側面，底面ともオフセットを設けない場合の何れも見られる。ただし，ゲート水密部には底面にオフセットを設けない場合でも，キャビテーション損傷に対する対策として，水密部直下流にオフセットを設けて給気する例がある。ゲート半開流では，下流の開水路面に負圧が生じやすいので，作用水頭の大きい放流管ではこのような配慮が必要と思われる。

3. 圧力的に安全な放流管形状

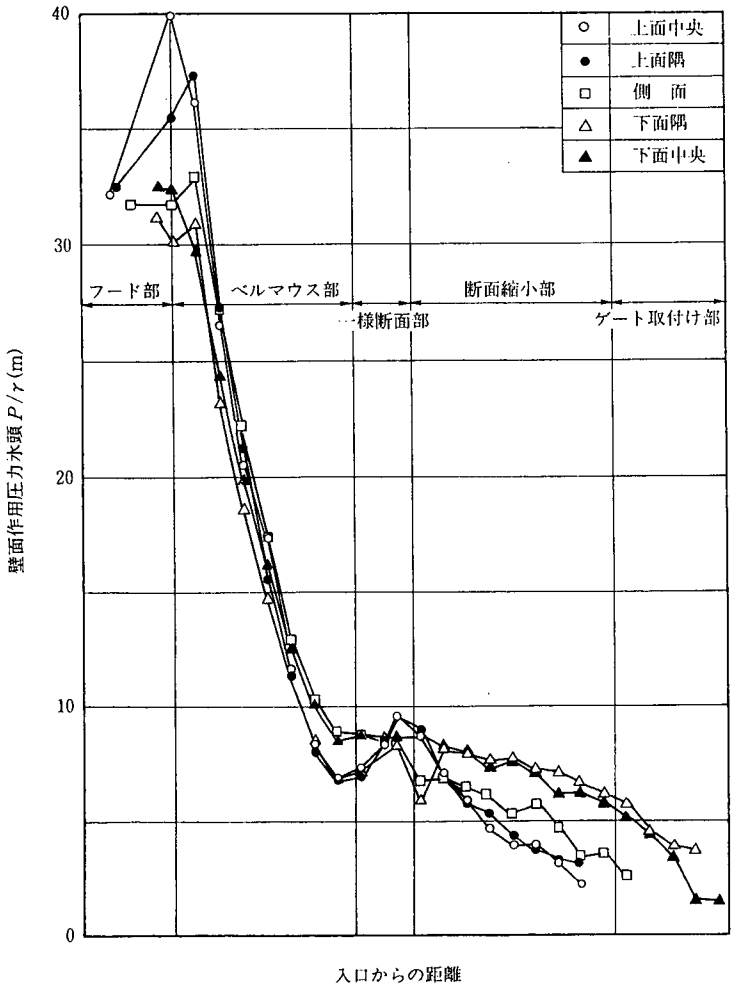
（1） 圧力降下（負圧）の懸念される箇所

以下の検討に先立ち，ここでは負圧の発生を検討する

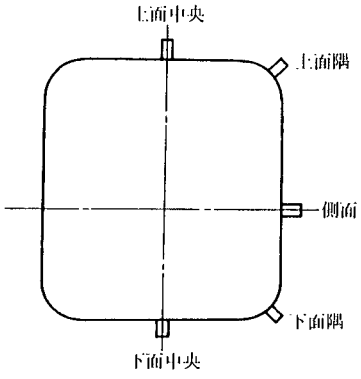
上で問題となる箇所について確認しておく。図−2 に，壁面作用圧力例を示す。図中の凡例である上面中央等の位置は図−3 に示してある。ただし，側面は側面における管軸（図−1 の一点鎖線）標高位置での値である。圧力測定は，図の各位置を上下流に結ぶ測線上で実施されている。また，図中には，2. で示した管路の各構成要素の範囲も示している。

仮に管形状が全く鋭縁オリフィスからの放流水脈に一致させて設定されているとすると，若干の壁面せん断力の影響は考えられるものの，管壁面沿いの圧力はほぼ大気圧，つまり図−2 で言えば 0 となるはずである。しかしながら，実際には，図−2 に示されるように，壁面作用圧力は，ベルマウス内において急激ではあるが，直線的に圧力降下する分布を示す。これは，フードや隅取円弧の単純化などの影響もあるが，もともとのベルマウス形状がかなり大胆な水脈近似形状であり，それ程忠実には水面形を再現していないことにある。圧力は，その後断面縮小部において徐々に降下し出口での大気圧へとすり付いていく。

管路内の壁面作用圧力の分布は全体としては上記の傾向を示すが，ここで問題となるのは下向きに凸な分布形状である。下向きに凸な分布形状が問題となるのは，この部分の圧力降下が流線の曲がりや流れの剥離により生じると考えられるからであり，形状の設定が不適切な場合には大きな圧力降下を生じる危険があるからである。図−2 ではこのような分布形は，各測線のフード部，ベルマウス終端付近および下面隅の断面縮小部上流端付近で見られている。フード部の圧力降下は流線の剥離の影響によるものであり，圧力降下は生じるがもともと圧力の高い部分であり，絶対値が問題となることはないといっていい。また，ベルマウス終端部での圧力降下は従来から言われていることであり，その原因がベルマウス終端で上・下および両側面が平行に与えられていることにあるであろうことは先に述べた。具体的には，この部分の曲率が大きいものと考えられる。下面隅の断面縮小部上流端付近の圧力降下は隅取円弧の消去に起因するも



図−2 壁 面 作 用 圧 力 分 布 例



図−3 断面内の圧力測定位置

のである。例では，下側のみ隅取円弧の消去が行われており，その始端は断面縮小部上流端と一致している。また，断面の縮小は上面のみで行われており，隅取円弧消去部では図−4 (a) に示すように，管壁面が流れの外側に拡大する形状となる。このため，流れが剥離し局所的な圧力降下が生じている。

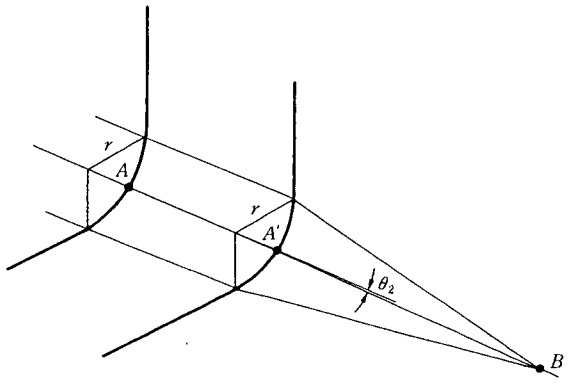
以上示すように，圧力分布形状から問題となる箇所は，フード部，ベルマウス終端部付近，隅取円弧消去部上流端付近であり，この内フード部は実際上は問題にならない。したがって，以下の検討は，ベルマウス終端付近および隅取円弧消去部上流端付近を対象に実施することとする。

（2） 既往の水理模型実験

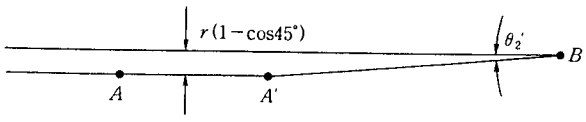
ⅰ） 水理模型実験形状

今回解析対象として用いた水理模型実験形状は 6 形状であり，諸元の一覧を表−2 に示す。これらは，具体的ダムの放流管形状として土木研究所において実験に供せられたもののうち，出口において下面隅取円弧を消去しているものおよび四面に用いられているベルマウス形状が同じものを抽出したものであり，近年の部分管路型四面ベルマウス式放流管の大半に該当している。また，何れの形状も圧力的な問題は生じていない。

実験形状は，管軸と水平面のなす角度 θ_0=5.71～15 度，断面縮小区間の上面と下面のなす角度 θ_1=2.72～6.31 度，隅取円弧消去部始端の開き角度 θ_2 (図−4(a)) =2.53～5.27 度である。ただし，θ_2 は当該コーナーに係わる面において断面縮小の屈折がなされている場合には図−4 (a) に示すような定義はできなくなる。実験形状では上下面とも隅取円弧を消去している形状 5 の上面，および断面の縮小を上下面両者で行っている形状 6 の上，下面のコーナー部でこのような場合が生じており，表中の形状 5 は下面のみの値を，形状−6 では管軸に平行な投影面上での屈折角 (図−4 (b)) を示している。ベ



(a) 鳥かん図



(b) 管軸に平行な面(水平面を θ_0 傾斜)への投影

図−4 隅取円弧の消去による屈折角

ルマウス終端の隅取円弧面積は形状 2 を除き 4% であり，形状 2 でもほぼ 4% の標準的な値が用いられている。また，ベルマウス形状は，式 (1) において $b=a/4$ の楕円形状が用いられており，形状 5 を除き，a としてベルマウス終端断面高 D_e または管幅 B のうち大きい値が用いられている。形状 5 は D_e と B の平均が用いられており，何れのベルマウスも隅取円弧の中心軸は，管軸に平行な直線である。B/管出口高 D_0=0.74～1.29 であり，形状 6 のみが縦長の出口断面形状となっている。

ⅱ） 放流量特性

ここでは，圧力の検討で必要になるゲート全開時の放流量について検討する。放流管の放流量 Q は一般に次式で表される。

$$Q=CA\sqrt{2gH} \qquad (2)$$

ここに，C；流量係数，A；管出口断面積（図−1 の断面縮小部とゲート取付け部の境界断面の断面積），g；重力加速度，H；貯水位と管出口標高の差で，本報告では，管出口の基準標高として出口中心標高を用いる（図−5)。C は次式で表されることが知られている。

$$C=\sqrt{\alpha-\beta\cdot D_0/H} \qquad (3)$$

ここに，α，β；定数である。図−6 に各形状の C と H/D_0 の関係を示す。いくらかのばら付きは見られるが，ばら付きの範囲はそれ程大きくなく，同じ H/D_0 での C は，H/D_0 が小さい場合を除き 3% 程度のばら付きの範囲内にある。放流量は θ_0 や θ_1，管出口断面形状などの様々な影響を受けるものと考えられるが，今回の

表-2 実 験 の 放 流 管 形 状

形　　状	1	2	3	4	5	6
フード	有	有	有	無	無	有
θ_0（度）	9	13	10	5.71	5.71	15
θ_1（度）	2.73	3.63	3.81	2.72	6.31	5.72
θ_2（度）	3.00	2.80	2.53	4.68[2)]	5.27[3)]	1.8[4)]
D_e/D_0	1.08	1.10	1.08	1.05	1.10	1.19
B/D_0	1	0.97	0.78	1	0.74	1.29
ℓ_B/D_0	1.08	1.10	1.08	1.05	0.92	1.29
ℓ_u/D_0	0.30	0.26	0.34	0	0	0.48
ℓ_d/D_0	1.68	1.58	1.20	1.05	0.90	3.80
上面隅取円弧の消去	無	無	無	無	有	無
ベルマウス終端隅取円弧面積(%)	4	4.5	4	4	4	4
ベルマウス形状[1)] a	D_e	D_e	D_e	D_e	$(D_e+B)/2$	B
b	$D_e/4$	$D_e/4$	$D_e/4$	$D_e/4$	$(D_e+B)/8$	$B/4$
ゲート下流断面の拡幅	底，側面	底，側面	底	底，側面	底，側面	底　　面

注 1) ベルマウス形状は $x^2/a^2+y^2/b^2=1$ の楕円形状。
2) 形状4の隅取消去の始端位置は，断面縮小の始端位置と一致しておらず，その下流にある。また，断面の縮小はベルマウス区間内から行われている。
3) 形状5は，上下面とも隅取円弧が消去されている。上面では断面の縮小のための屈折も行われており，表中の値は下面でのもの。上面の θ_2' 値は3.73度。
4) 形状6では，上下面とも屈折させ，断面の縮小が図られている。したがって，表中の値は θ_2' を示す。管軸に対する上下面の屈折角度は $\theta_1/2=2.86$ 度である。

実験結果をみると，ゲート下流の拡幅状況により大きくグループ別けができるようである。すなわち，ゲート出口で底部，および側面が拡幅され給気されているケースが底部のみ給気されているケースより全般的に大きめの値を取っている。このことは，放流量がゲート位置下流の流れの拘束の影響を大きく受けるであろうことからも容易に推察される。底部および側面が拡幅されていると，ゲート位置において，水脈の全周が大気圧になるのに対し，底部のみの拡幅の場合には，上，底部が大気圧になるのみで，側部には圧力が残り，その分ゲート位置での流速は小さくなり，流量が減少すると考えられる。そこで，ここでは，ゲート下流の側，底部で拡幅されている場合および底部で拡幅されている場合に場合分けし，式(3)の α，β を求めることとした。結果を式(4)，(5)に示す。

（1） ゲート下流の側，底部が拡幅の場合

$$C=\sqrt{0.934-0.250\,D_0/H} \qquad (4)$$

（2） ゲート下流の底部が拡幅の場合

$$C=\sqrt{0.919-0.369\,D_0/H} \qquad (5)$$

両式により精度の高い放流量の推定が可能である。

ⅲ） 問題となる場所の圧力降下係数

放流管の圧力特性は，ある程度の貯水位以上でほぼ一定の値をとる次の圧力降下係数 C_d にて一般に表現される。

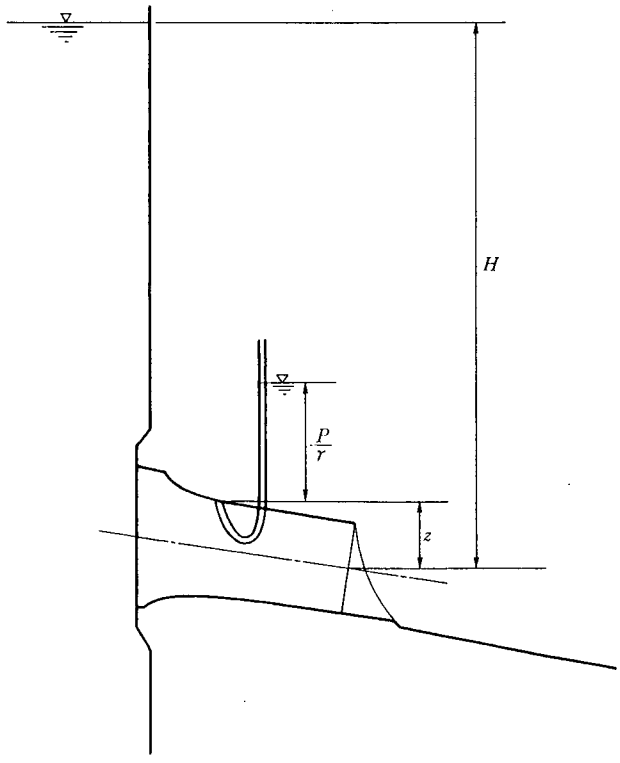


図-5 水 理 量 説 明 図

$$C_d=\frac{\{H-(p/\gamma+z)\}}{v^2/(2g)} \qquad (6)$$

ここに，p/γ；壁面作用圧力水頭（p；壁面作用圧力，γ；水の単位体積重量），z；H と同じ基準面に対する壁面標高（図-5），v；代表流速である。v として，ベルマウス部についてはベルマウス終端断面での断面平均流

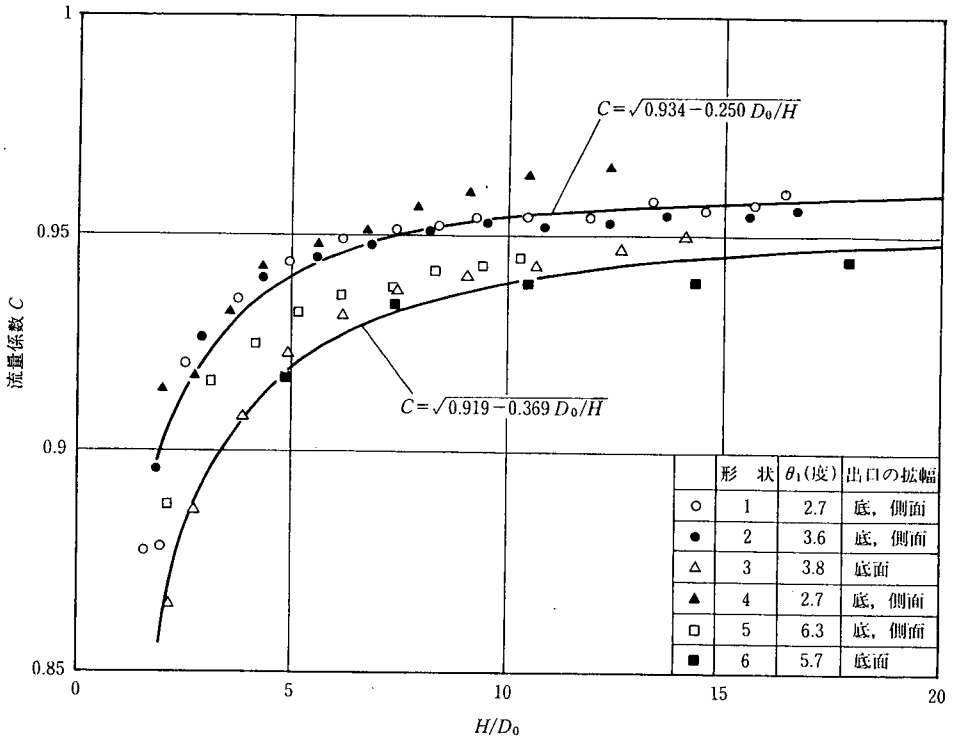


図-6 流量係数 C と H/D_0 の関係

速，隅取円弧消去部については消去の上流端断面での断面平均流速を用い，3(1) で示した圧力が問題になる箇所での C_d を表-3 に示す。ただし，側面については，圧力的に問題になることはないので省略してある。

管上面と下面に別けて考えると，上面のベルマウス終端付近では，上面中央に対し上面隅での値が大きくなっており 1.01～1.11 の値を示している。管断面が正方形で $a=D_e$ の実験結果では上面隅の C_d として 1.13 の値が得られており，全般にこれより小さい値，つまり圧力降下が小さい結果となっている。その原因として，ベルマウス形状の違い等種々のものが考えられるが，下面での C_d 値と比較してかなり小さいことから，上面が屈折することによる影響が最も大きいものと考えることができよう。隅取円弧を消去している形状 5 では，隅取円弧消去部上流端での C_d が上面隅でのそれより大きくなっているが，1.13 よりは小さい値が示されている。なお，形状 6 での上面隅の C_d はやや大きいが，これは，上面の断面縮小の屈折角が比較的小さいこと，および他の形状と比較して ℓ_u/D_0 が大きく，断面縮小の屈折がベルマウス部に及ぼす影響が小さいことなどに原因があるものと思われる。このことは，形状 6 における上下部の C_d の差があまりないことからも推察される。

管下部においても，ベルマウス終端付近では隅部の C_d が大きく，1.07～1.23 の値となっている。また，隅

表-3 圧力降下が問題となる部分の圧力降下係数

位置	形状 1	2	3	4	5	6
ベルマウス上面中央	1.03	1.05	1.03	−	0.99	1.07
ベルマウス上面隅	1.07	1.08	1.04	−	1.01	1.11
上面隅取円弧消去部	−	−	−	−	1.06	−
ベルマウス下面中央	1.08	1.12	1.08	1.04	1.11	1.06
ベルマウス下面隅	1.11	1.15	1.12	1.07	1.23	1.13
下面隅取円弧消去部	1.10	1.16	1.15	1.17	1.21	1.06

取円弧消去始端部は形状 1～3 および 5 ではベルマウス終端の下面隅での値とほぼ同じ値を示している。形状 6 では隅取円弧消去始端部の C_d が下面隅よりもかなり小さいが，これは，断面縮小のための屈折が下面でも行われていることによる。形状 4 では逆に下面隅よりかなり大きい値となっている。その理由は明確ではないが，形状 4 では断面縮小がベルマウス内から行われており，下面のベルマウス終端が断面縮小区間内にあることの影響などが考えられる。形状 5 の C_d は他の形状に対しかなり大きくなっているが，ベルマウスが小さいことや θ_2 が大きいこと，$\ell_u=0$ で圧力降下の大きいベルマウス終端と隅取円弧縮小部始端が一致しており，互いの場所の相乗的効果があることなどがその原因として考えられる。なお，θ_2 が大きくなれば隅取円弧始端部の C_d も大きくなることが予想されるが，両者の関係は明確ではない。

（3） 放流管形状の設定

ｉ） 管の基本形状

本報告の目的は，圧力的に安全な放流管形状を提示することにある。圧力は放流管形状に依存し，先にも見たように放流管形状は基本的な方向はあるものの，細部の設定には種々の考えがある。それはそれで，その時々の設計者の意図があるものであり，意味のあることと思うが，そのままでは形状の設定方法の提示が困難になる。ここでは，これまで用いられてきている形状等を参考に，形状設定方法を具体的に設定し，その前提で先に示した実験結果をもとに圧力的に安全な形状の提示を行うこととする。前提として設定する形状を以下に示す。

①ベルマウス形状

ベルマウスは式 (1) の $b=a/4$ とし，a として，D_e 若しくは B の内大きな値を用いる。また，隅取円弧面積は，ベルマウス終端で 4% とし，隅取円弧中心線は管軸に平行な直線とする。なお，フードは必要に応じて設けるものとする。

②一様管路部

据付け時の調整を考慮し，既往の設計事例を参考に 1 m 程度以上の一様管路部を設ける。

③断面縮小部および隅取円弧消去部

断面の縮小は一様管路部末端から行い，隅取円弧消去区間と断面縮小区間を一致させる。すなわち，断面縮小部始端位置と隅取り円弧消去部始端断面を一致させるとともに終端を上面ゲート位置を通過する断面とする。断面の縮小は上面のみで行い隅取円弧は上下面とも消去する(以上，図−1 に示すとおり)。また，下面隅取円弧消去における θ_2 は 3 度とする。

上記の内，①，②の設定は特に説明の必要はないと思う。③で隅取円弧を上下面とも消去としたのは，ゲート操作方法に関係なく用いることのできる設定としたものである。また，隅取円弧消去部の始端と断面縮小部の始端断面を一致させたのは，これにより，ベルマウス終端および隅取円弧消去による屈折部の圧力降下を緩和させるためである。断面の縮小は上面のみ屈折させて行うこととしたから，この圧力降下の緩和は上面のみで期待できることになる。形状 6 の結果から分かるように，断面の縮小を上下面で対称的に行うと，圧力降下係数 C_d も上下面でほぼ同様の値となる。C_d が同様ということは，貯水位からの圧力降下量が同様ということであるが，圧力が問題となるのは壁面作用圧力である。したがって，圧力降下量が同じだとすると上下面では標高差分だけ圧力に対する安全性が異なることになる。ここで，上面のみを屈折させた形状 1〜3 の場合をみると，上，下面での C_d の差は 0.05〜0.1 程度である。$C_d=1$ は概略的には H に相当すると考えることができるから，$H=25$〜50 m でその差は 1.25〜5 m となり，放流管の上下面の標高差と同様のオーダー値となる。したがって，上面のみ屈折させるのが圧力的に合理的であり，意味のあることと思われる。先にも述べたように上下面を屈折させ，形状を対称形にするのも管製作を容易にするとの意味で意味のあることではあるが，既往の実績も考慮し，ここでは，水理的な合理性を優先して上面のみの屈折とする。なお，形状 5 での上下面の C_d 値の差は大きいが，先にも述べたように，形状 5 ではベルマウス部の a が小さく，一様断面区間がなく，θ_2 も大きい。形状 5 は特殊な形状であり，ここでの前提形状に当てはまらないものである。

下面の隅取円弧消去の終端位置については，実績ではゲート位置まで延長したものが多い。断面縮小部の下流端断面と合わせたのは，ゲート位置まで延長させた場合には放流管出口断面内に隅取円弧が残り，放流量算出に際し $A=D_0B$ の管断面積に補正を要し，かつその補正値がゲート形状の影響を受け，設計が煩雑になるためである。また，θ_2 については，C_d との関係が必ずしも明確ではないが，θ_2 が比較的大きい形状 4,5 での C_d が大きい傾向にあることから，ここでは，形状 1〜3 の実績をもとに 3° とした。

断面縮小による管高の変化量を ε とすると，$D_e=D_0+\varepsilon$ であり，ベルマウス部形状および断面積縮小部の長さは次のように決まる。ただし，max [ ] は [ ] 内のパラメータのうち最大値を用いることを表す。

①ベルマウス部形状

ベルマウス形状

$$x^2/(\max[D_e, B])^2 + y^2/(\max[D_e, B]/4)^2=1 \qquad (7)$$

隅取円弧半径 r

ベルマウス始端

$$r=\sqrt{0.04\,BD_e/(4-\pi)} + \max[D_e, B]/4 \qquad (8)$$

ベルマウス終端

$$r=\sqrt{0.04\,BD_e/(4-\pi)} \qquad (9)$$

②断面縮小部長

$$\ell_d=\frac{\sqrt{2}-1)}{\tan 3^\circ}\sqrt{\frac{0.04}{4-\pi}BD_e} \qquad (10)$$

フード部形状は，管軸の傾斜と堤体上流面の関係から，また，ゲート取付け部は主ゲートとの関係から，断面一様部は管長の調整により個々の設計に応じて決めればよく，上記のように諸元の設定をする性質のものでは

ない。したがって，上記により，画一的に決めることのできる管形状部分についての形状設定ができたと考えてよいであろう。問題は断面縮小量であるεであるが，これについては，次に検討する。

ii） 断面縮小量の計算方法

断面縮小量は管内の壁面作用圧力が高圧下での放流において正圧になるように求める。壁面作用圧力の検証箇所は，先に示したようにベルマウス終端付近および隅取円弧消去部上流端付近であり，それぞれベルマウス終端および隅取円弧消去部上流端として問題ない。

壁面作用圧力は，式(6)より

$$p/\gamma = H - z - C_d v^2/(2g) = H - z - C_d Q^2/(2gA_e^2) = H - z - C_d C^2 A_0^2 H/A_e^2 \quad (11)$$

である。ここに，A_0：管出口断面積$=BD_0$，A_e：ベルマウス終端断面積$=0.96\{B(D_0+\varepsilon)\}$である。したがって，$p/\gamma \geqq 0$となる$\varepsilon$は，

$$\varepsilon/D_0 \geqq \frac{C}{0.96}\sqrt{\frac{C_d}{1-z/H}} - 1 \quad (12)$$

にて計算される。問題は，設計で用いるC_dの設定であるが，ここでは，

ベルマウス上面隅　$C_d = 1.13$　(13)

ベルマウス下面隅　$C_d = 1.20$　(14)

を提案する。上記には隅取円弧消去部の設定がないが，これは，ベルマウス上下面隅で上記の値を用いて検討しておけば隅取円弧消去部での検討は必要ないと考えての設定である。上記値の設定根拠も含めて以下にその理由を述べる。

ベルマウス上面隅の値は屈折がない場合の正方形断面での値である。この値は，表−3の値よりかなり大きいが，一様断面区間を大きくとる場合には上面屈折の影響が小さくなることが考えられる。したがって，この値1.13を用いるのが安全である。

ベルマウス上面の隅取円弧消去による圧力降下も懸念されるが，先の形状設定により隅取円弧消去部始端は断面縮小の屈折部に一致する。したがって，圧力降下はかなり緩和されることが期待できる。上面隅取円弧を消去した実験例は形状5のみであるが，1.06の比較的小さい値が得られている。また，下面であるが断面縮小の屈折のある形状6の隅取円弧消去部の値も形状5の上面と同様に1.06の小さい値となっている。更に，断面縮小による屈折のない下面隅取円弧消去部でのC_d値はベルマウスの小さい形状5を除き1.10〜1.17の値を示しており，これに上面屈折の影響を考慮すると，ベルマウス上面隅で設定したC_d値1.13より大きく設定する必要はないであろう。隅取円弧消去部始端標高はベルマウス上面隅より低位にあるから，結局ベルマウス上面の圧力チェックはベルマウス上面隅のみで行えばよいことになる。

一方，下面では下面隅と隅取円弧消去部のC_dにあまり差がないことから同じ値として設定することが考えられる。この場合，上面の場合と同様に，ベルマウス下面隅と隅取円弧消去部では，ベルマウス下面隅の標高が上位にあるから，圧力のチェックは下面隅で行えばよいことになる。C_d=1.2の値は，一様断面区間が無く，ベルマウス下面隅での圧力降下と隅取円弧消去による降下の両者の相互作用がある場合を考慮して，形状1〜4の下面でのC_d=1.07〜1.17に余裕を持たせて設定したものである。ただし，ベルマウスの小さい形状5の値については，これより小さい値としている。

これらC_d値を用いて式(12)より断面縮小量εを求めることができる。Cは式(4)または(5)を用いればよい。また，Hはゲート下端と貯水位の標高差が25 m以上で，ゲート操作上想定される貯水位について検討すればよい。ベルマウス終端部の上下面のzは次式で求めることができる。

ベルマウス上面隅

$$z = \{0.5D_0 + \varepsilon - (1-1/\sqrt{2})r\}\cos\theta_0 + (\ell_u + \ell_d)\sin\theta_0 \quad (15)$$

ベルマウス下面隅

$$z = \{-0.5D_0 + (1-1/\sqrt{2})r\}\cos\theta_0 + (\ell_u + \ell_d)\sin\theta_0 \quad (16)$$

ℓ_dは式(10)から求められるがεを含むものであり，εの決定には繰返し計算が必要である。繰返し計算ではεを仮定し，ベルマウス上下面での壁面作用圧力が正圧になるように計算を繰返すが，その場合の初期値としてε=0.1 D_0が一応の目安となる。

表−4は，管断面が正方形($D_0=B$)，管軸が水平(θ_0=0度)，高圧となる最低水位のH=25−0.5 D_0 mの場合について，ε=0.1 D_0とした場合のD_0と作用圧力水頭および管長ℓとの関係を試算したものである。ただし，一様断面部長ℓ_uは1 mとしている。また，流量係数式として全面拡幅した式(4)を用いている。表−4より，壁面作用圧力値はそれ程過不足のない値が得られており，水平管ではε=0.1 D_0が妥当な設定と考えてよいであろうことが分かる。管軸が傾斜する場合には，ベルマウス上下面隅のzが大きくなり，これより大きなεが必要になる場合も考えられる。このようなケースは傾斜角が大きいほど，また，管高が大きいほど生じやすい。

次にℓをみると，ℓはD_0の3倍強の値となり，当然

表−4　試算結果 ($D_0=B$, $\theta_0=0$, $\varepsilon=0.1\,D_0$, $H=25-D_0/2$ m)

D_0	上面隅最低作用圧力水頭 (m)	下面隅最低作用圧力水頭 (m)	ℓ_B (m)	ℓ_u (m)	ℓ_d (m)	ℓ (m)
1	2.83	2.49	1.1	1.0	1.78	3.88
2	2.46	3.14	2.2	1.0	3.57	6.77
3	2.09	3.78	3.3	1.0	5.35	9.65
4	1.73	4.43	4.4	1.0	7.13	12.53
5	1.36	5.08	5.5	1.0	8.91	15.41

のことながら D_0 によりかなり異なる。D_0 が小さいと，ℓ もかなり小さくなってくるが，ゲートハウス設置のため堤体上流面との間にある程度の厚みを必要とするから管長はむやみに小さくすることはできない。D_0 が小さい場合（例えば1 m 以下）には ℓ_u を大きくして調整する必要があるものと考えられる。逆に，D_0 が大きい（例えば5 m）には ℓ が大きくなり，ゲートハウスの堤体下流面との取り合い，また，放流水脈の堤体下流面やバケットカーブとのすり付けの関係から管長を短くすることが必要になることが考えられるが，この場合には ℓ_u による調整は限られる。管長を短くするためには本報告での形状設定の前提に対し，ベルマウス形状を小さくする，あるいは θ_2 を大きくするなどの方法を取らざるを得ないものと思われる。本報告での管形状設定方法は圧力的には安全側にあると思うので，これらの試みを否定するものではない。ただし，その採用に当たっては，水理模型実験による十分な検証が必要である。

4. おわりに

部分管路型高圧放流管について，形状の構成要素を整理し，圧力的に安全な形状の設定方法を示した。具体的には，3.(3) i ）にて形状構成の設定を行い，3. (3) ii ）にて圧力を安全とする断面縮小量の算定方法を示した。本文中にも示したように，本報告で提示した管形状は圧力的には安全側にあるものと考えられる。したがって，管断面を小さく，あるいは管長を短くする可能性はあると考えてよく，その試みも必要と考えられる。繰返しになるが，その場合には従来と同様に，水理模型実験による圧力の検証が必要である。

なお，放流管部については，本報告の形状により，圧力的に問題のない形状が得られ，また，ゲート全開時の放流特性についても，式 (4) や(5) によりかなりの精度での推定が可能と考えるが，ゲート半開流の放流特性については，未だ十分な精度での推定方法はないようである。したがって，管理資料としての放流量データを求めるための水理模型実験は当面必要であろう。筆者は今後，ゲート半開流での放流特性について整理を行っていきたいと考えている。また，本報告では，従来の水理模型実験経緯を踏まえて整理を行っているが，形状設定の基本的な条件である壁面作用圧力の許容値については，キャビテーション現象に立脚した論拠が十分なわけではなく，経験的に設定されてきたものである。正圧の設定は十分安全側と考えるが，キャビテーション現象に対する安全性が確認できれば，更に小さい圧力の設定も可能なものと思う。許容圧力を小さく設定できれば管断面，予備ゲート断面を全体として小さくできるので，今後キャビテーション現象に立脚した検討が必要と考えている。

参考文献

1) 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
2) 高須修二：ダム放流管の水理設計—歴史と最近の動向—，ダム技術，Vol. 2−1, 1984
3) 柏井条介，塚原千明：円弧と直線からなる四面ベルマウス式オリフィスの水理特性と設計，ダム技術，No. 131, 1997
4) 村幸雄，荒木正夫，伊集院敏，加藤鉄義：堰堤放水管に関する研究 (5) —鐘状入口に関する実験的考察—，土木研究所報告，第105号，1961
5) 村幸雄，中川博次，酒井孝一：堰堤放水管に関する研究 (6) —角形放水管流入口に関する実験的考察—，土木研究所報告，第113号，1961
6) (社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)（同解説），pp. 400〜402, 1994

台形越流頂の適用の考え方

Q：近年，施工性を考慮して台形越流頂の採用が多く見られるようになっていますが，現在のところ，その適用は越流水頭が比較的小さい場合に限られているように思います。施工性がよいことを考えれば，より大きな越流水頭での利用を考えていくべきではないかと思うのですが，大きな越流水頭で用いると何が問題になるのか，適用の限界は具体的にどのあたりにあるのか教えて下さい。

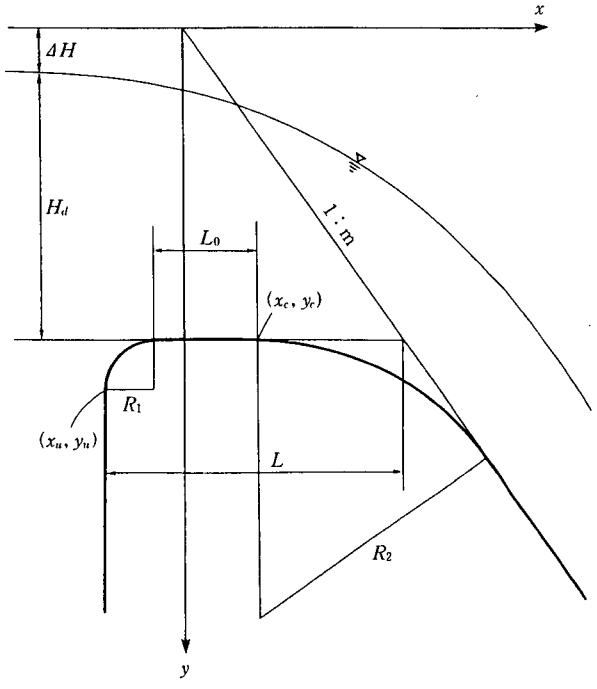
A：台形越流頂は図−1に示すように，円弧と直線からなる越流頂をいいます。設計水頭が小さい場合の標準越流頂形状の施工が困難と考えられたことから採用されるようになった越流頂形状で，近年，使用上の最大の越流水頭（以下，設計水頭といいます）が数m程度の比較的小さい場合の越流頂として，具体的には，ゲートを有さないダムの非常用洪水吐きの越流頂としてよく用いられています。

台形越流頂の適用範囲についてのご質問ですが，台形越流頂は，越流頂として最低限守るべき次の条件

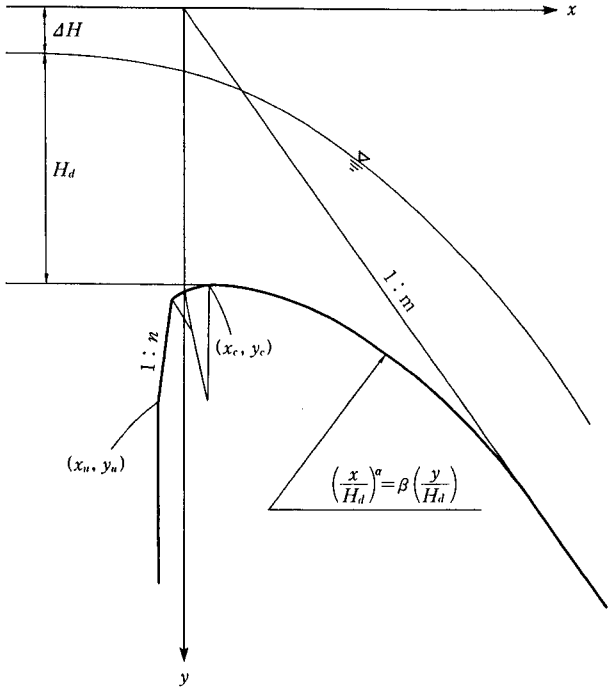
「所定の流量を，キャビテーションや危険な振動を誘発するような負圧を生じることなく越流させる。」

を満足する必要があります。上記条件は，河川砂防技術基準（案）設計編（I）7. 2. 2を若干意訳したものです。台形越流頂の適用性を検討するためには，上記条件が越流頂形状にどのような制約を与えるのかを明確にする必要があります。このことを明らかにするため，まず，標準越流頂とは何かを考えてみましょう。

よく知られているように，標準越流頂（図−2）は，刃型堰越流水脈の下側の水面形状を近似させたものです。越流水脈と刃型堰の間の空間には，十分な給気がなされていますから，近似対象の水脈形状は水面の作用圧力が大気圧の場合の水面形であり，近似形状の狙いもここに



図−1　台形越流頂と堤体の基本三角形



図−2　標準越流頂と堤体の基本三角形

あります。つまり，負圧の発生がなく，また，不必要な圧力の高まりもない過不足のない形状ということです。ベルヌーイの定理によれば，圧力が高くなることは流速が小さくなることを意味しますから，圧力が高くなると同じ越流水深での越流量が小さくなります。不必要な圧力の高まりとは，そういう意味です。ここで，負圧に関する条件と放流量に関する条件は，同じレベルでは議論できないので注意が必要です。すなわち，負圧に関する条件は，これを発生させないような断面形状を選定する必要がありますが，流量については，越流幅による調整機能が大きく，断面形状選定の絶対的な条件にはならないからです。なお，キャビテーションや危険な振動を誘発させない越流頂の最大負圧として，−3 m 水柱が考えられています。

台形越流頂は標準越流頂と比べて形状が単純化されています。したがって，大きな負圧の発生，または不必要な圧力の上昇による越流量の減少が懸念されます。

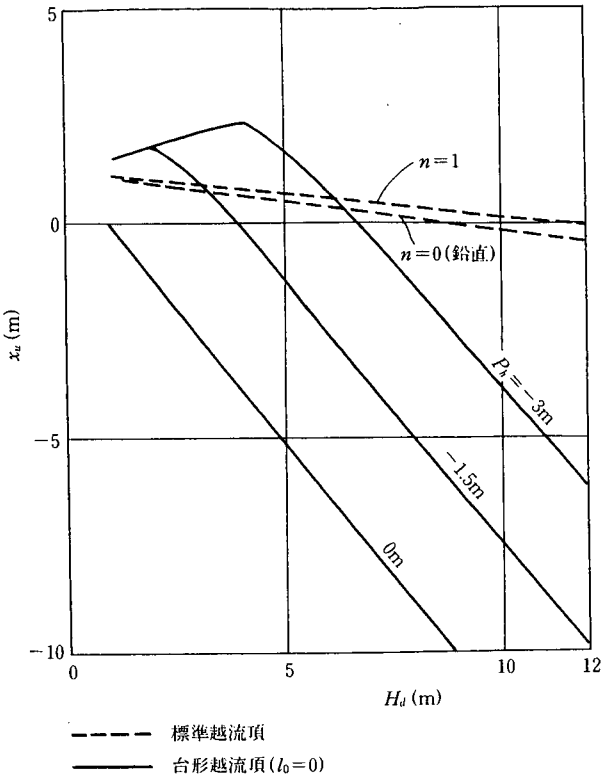
まず，形状選定の絶対的条件である負圧の発生についてですが，上流側円弧半径 R_1 について，佐藤ら[1]は $(L_0+R_1)/H_d=0.28$ (H_d：設計水頭，L_0：水平部長）程度以上であれば負圧は生じないとしています。また，下流円弧半径 R_2 については，既往の水理実験結果の整理より，最低壁面作用圧力水頭 (P_h) に関する次の実験式で推定しておけば安全側の形状設定が可能と考えられます[2]。

$$P_h/H_d=0.435\ (R_2/H_d)^{0.636}-1 \qquad (1)$$

所定の H_d に対し上式で求められる R_2 以上の値を設定すれば，圧力に対する安全性を確保することが可能です。式の適用性の問題がありますから，場合によっては水理模型実験による圧力の検証が必要になりますが，何れにしても，圧力的に安全な形状の選定は可能です。

では，何が制約条件としてあるのか，ということですが，一つは先に述べました放流量に関するもの，今一つは必要となる断面規模に関するものが考えられます。放流量については後でみることとし，まず，断面規模についてみます。図−3 は，越流頂が設けられる基本三角形と越流頂上流端位置の関係例を示したもので，標準越流頂と台形越流頂を比較して示してあります。横軸は設計水頭を縦軸は基本三角の頂点を原点とする越流頂上流端の座標 x_u を示しています（図−1, 2 参照)。説明が煩雑になるので細部については省略しますが，大まかな計算の仮定は次のとおりで，図にて一般的な議論がある程度可能なものと考えます。

（1） 基本三角形は上流面を鉛直，下流面勾配を 1：0.8 とする。

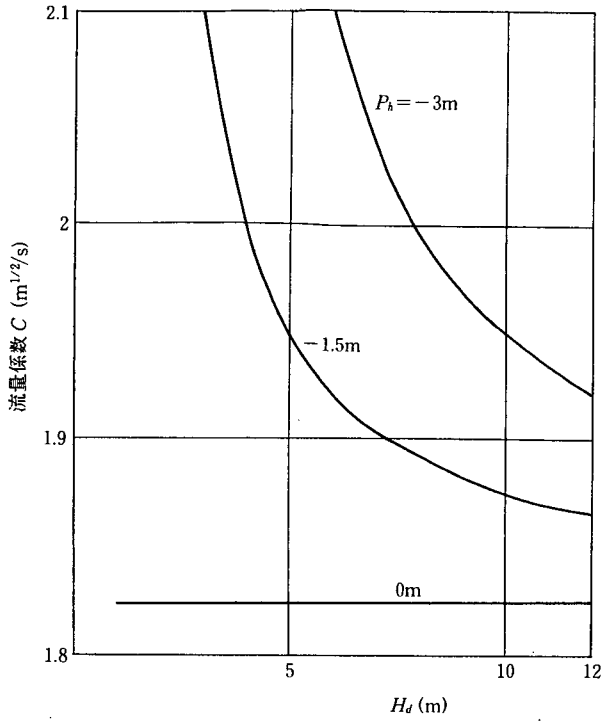


図−3 各形状の x_u (m=0.8, ΔH=1.5 m)

（2） 基本三角形の頂点は設計水位 +0.5 m の標高とする。

（3） 台形越流頂の水平部長は 0 とする。また，R_1=0.282 H_d とし，R_2 は所定の最低壁面作用圧力水頭 P_h となるよう式 (1)より求める。ただし，最小の R_2 は式 (1)の適用範囲である 0.5 H_d とする。

図では，台形越流頂の P_h=0, −1.5, −3 m の各ケースおよび，標準越流頂については，WES（米国工兵隊水理試験所）のもの[3]のうち上流面が鉛直および 1：1 勾配（余談ですが，WES の標準越流頂のうち，1：1 勾配のものは設計水頭が大きい場合には上流円弧部で大きな圧力降下が生じるので注意が必要です[4]）の場合を示しています。図より，標準越流頂では，H_d によらず x_u が 0 付近の値となっており，基本三角形と整合する形状となっていることが分かります。これに対し，台形越流頂では，H_d が大きくなるに従って，比例的に x_u が小さくなっています（一部増加傾向を示す部分がありますが，この部分では R_2=0.5 H_d となっています)。また，P_h によりかなり異なることが分かります。P_h の設定方法には明確なものはありませんが，−3 m は圧力条件ぎ



図−4 台形越流頂の流量係数

りぎりの設定となるので，やはり安全を見込んで −1.5 m 程度が適当な設定かと思います。この場合，x_u=0 付近で考えると，H_d=4 m 程度以下が一応の目安で，これ以上 H_d が大きくなると，断面が基本三角形をはみ出し，越流頂形状をオーバーハングする必要が生じます（ちなみに，x_u>0 の場合には，上流面に傾斜をつける，円弧半径や水平部長を調整するなどの対応となります）。

次に，放流量ですが，図−4 に H_d と流量係数 C ($=Q/(BH_d^{1.5})$；ここに，Q：越流量，B：越流幅）の関係を示します。Cの算定は既往の実験データを整理した実験式[5]を用いて行っています。図より，C は H_d が大きくなる程小さくなり，その傾向は P_h が小さい程顕著になることが分かります。P_h=0 の場合には，計算上 C は一定となります。標準越流頂の設計水頭時の C は 2.2 ですから，P_h=−1.5 m で考えると越流水深のごく小さい場合に同程度の値が得られるに過ぎません。設計でよく用いられている概略値 2.0 程度を確保しようとすると，先の断面規模の場合と同様にやはり H_d=4 m 程度がその目安になります。

上記は，台形越流頂の水平長 L_0 がゼロの場合のものであり，L_0 を大きくしていくと，断面規模は更に大きく，また，流量係数は更に小さくなります。実際の問題では，このほか堤体上・下流面勾配や基本三角形頂点と設計対象水位の差など上記仮定と異なる様々な条件が考えられます。したがって，上記の例はあくまで参考としてそれぞれの条件に応じた形状判断をしていけばよいものと思います。その際，台形越流頂における上記の傾向を参考にすれば，設計検討の手戻りを防ぐことができるものと思います。

なお，以上はゲートがない場合のものであり，ゲートが設けられる場合には圧力的な特性があまり把握されていません。ゲートが設けられない場合には，水理模型実験による圧力特性の十分な検討が必要になります。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

参考文献

1) 佐藤嘉正，為沢長雄，安養寺学：台形越流頂の水理機能に関する一考察，ダム技術，No. 30, 1989
2) 柏井条介，宮脇千晴：台形越流頂およ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
3) （社）土木学会：水理公式集，昭和 60 年版，p. 289, 1985
4) 建設省土木研究所ダム水工研究室：大川ダム洪水吐き水理模型実験報告書，土木研究所資料，第 1584 号，1980
5) 柏井条介，宮脇千晴：越流頂の放流特性，ダム技術，No. 114, 1996

堤趾導流部の導流壁高の設定

Q：堤趾導流部の導流壁高の設定方法については，いくつかの方法が報告されており，参照する報告によりかなり異なる結果が生じる場合があります。主要な報告の位置付けと導流壁高の適切な設定方法について教えて下さい。

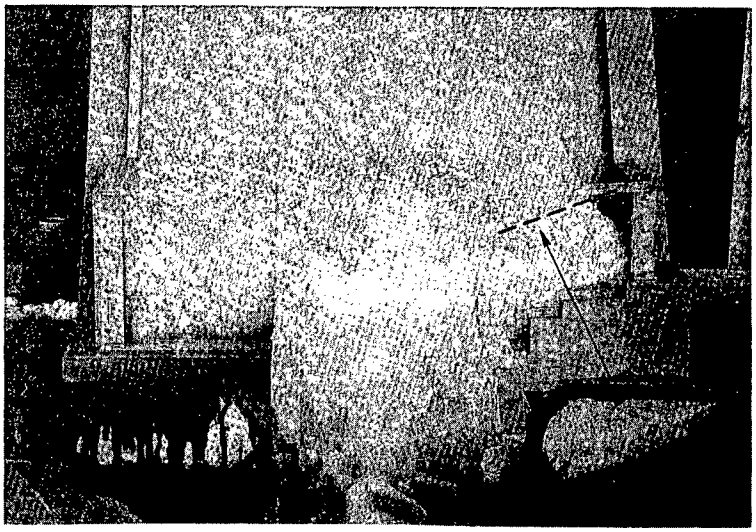
A：近年，多くの重力式コンクリートダムで堤趾導流形式が採用されるようになっています。その水理設計手法については，建設省土木研究所において水理模型実験を中心とした検討を行い，多くの報文を発表してきました。これら一連の報文には，前報報告後の知見の蓄積によりその内容の修正を図ったものも多く，ご指摘の通り，参照する報告により結果がかなり異なるということも生じます。ここでは，時間の経過に従って，堤趾導流部の水理設計手法の変遷を概観し，回答に変えたいと思います。

堤趾導流部に関す最初の報文は昭和59年に発表しています[1)]。これは，衝撃波理論により求められる多くの条件下での計算結果をもとに，導流壁沿い水深を求める簡便な算定式を提案したもので，結果が極めて簡単に得られることもあり，水理設計計算で使用されている例をよく見かけます。ここで，写真−1を見てもらいたいと思います。写真−1の左岸側（向かって右側）の導流部は，堤趾導流水路上流端付近での流況を示していますが流れは文献1）で与えられる計算結果のはるか上方まで跳ね上がっており，文献1）の計算結果はかなり小さい壁高を与えていることが分かります。このような差が生じることは文献1）にても認識されており，導水路の勾配が急な場合の水路上段部では，「導流壁沿いの流れは放物線状の流跡を示し，計算値との差異が大きい。この上段部の流れは衝撃波が確立されておらず，導流壁に越流水脈が直接衝突する流況である。」としています。このため，上段部ではかなり大きな壁高となり，「この流況の改善には，……上段部の落下高ができるだけ小さくなるように越流部をアバットに近づける方策と，越流水脈が導流壁に衝突する角度を45°よりずっと小さくするかまたは大きくする方策が考えられる。」とコメントされています。このことを無視して設計原案を作成し，水理模型実験の結果，形状のかなりの変更が必要になった例を見かけますが，設計原案作成時での僅かな考察により，こうした修正作業が防止できるものと思われます。

さて，文献1）では，上段付近での流況に対し，水路そのもののレイアウトを考えての対応が示されています。しかしながら，越流部をアバットに近づけるためには，導水路が非常に長いものになる場合が生じます。また，こうした方策を用いても上段部での壁高の低減には限界があることから，より効果的な低減策が求められるようになりました。このための方法として，従来から堤趾導流壁上端に設けられてきた波返しを，跳ね上がった水脈を導流水路内に送り返すデフレクターとして機能させる方法が考えられました。この波返しは，越水に対する安全性確保のために，水理模型実験で得られる壁沿い水面上方に設けられていたものですが，波返しをデフレクターとして機能させるには問題がありました。

堤趾導流形式の流れは複雑で，導流壁高の決定は三次元の水理模型実験を通じて行っています。一方，堤趾導流形式の洪水吐きは，幅が大きく，越流水深が小さいという特徴があり，通常の実験施設のスペース，給水能力では模型上の越流水深がかなり小さくなります。このため，水理模型実験で用いられているフルードの相似則に従わない表面張力や粘性の影響が顕著になることが懸念されました。特に，堤趾導流部の流れは，空気の混入が激しい流れであり，その影響が大きいことが懸念されました。安全確保のための余裕として波返しが設けられたのはこのような理由によります。従って，従来の波返しをデフレクターとして積極的に生かしていくためには，大きな越流水深のもとに実験を行う必要がありました。

上記を踏まえ，まず，階段の上流端ステップのみを対象に，越流水深を2〜30 cmと変化させた幾何学的に相似ないくつかの模型を用いた実験を行っています。その



写真−1　導流壁による流向変更時の流況

結果，壁沿いの平均的な水深は，空気の混入により越流水深が大きくなるに伴って大きくなる傾向にあるものの，越流水深を 10 cm 程度以上に設定すれば，壁沿い水面への影響はそれほど顕著にはならないであろうことを確認しました[2)]。その上で，この越流水深を確保した実験により，上段付近の壁沿い水面形の把握，デフレクター等を用いた壁高低減効果の検討を実施しています。デフレクターの設置により，上段での跳ね上がりの流況に対するかなりの壁高低減効果が得られ，検討結果を報文として逐次発表していますが，本誌に報告した文献 3) にて一応のとりまとめを行っています。その後，更に多くのステップ形状について検討を行うとともに，ステップ数が多い場合の検討を行い，最終的には文献 4) にてデフレクターを用いた壁高の設定方法を整理しています。

以上が堤趾導流壁高に関する検討経緯の概略ですが，文献 4) の結果は比較的大きな水深を用いた実験結果であり，設定形状が適用範囲内であればそのまま水理設計に用いることができます。実際の設計では，文献 4) の適用範囲の形状を用いることが困難な部分もあるでしょうから模型実験による検討が必要になりますが，この場合の模型縮尺をはじめとする実験の考え方や壁高の設定における流況の判断は，これら報告での扱いを参考にする必要があります。先にも述べましたように，上流端での跳ね上がり現象に対する越流水深 30 cm までての実験では，壁沿いの水面は越流水深が大きくなるに従って大きくなり，空気混入の影響が認められています。一方，デフレクター効果を極限まで発揮させて壁高を小さくすると，僅かな条件の違いにより流況が急変し，水脈が上方に吹き上がる危険な流況が出現します。したがって，実験を実施したからといって，デフレクターを極限まで機能させるのは望ましくなく，何らかの余裕が必要です。文献4) での階段水路上段部の設定流況は，デフレクターにより形成される戻り流の放出状況に着目し，①放出水がすぐ鉛直下方に落下する穏やかな戻り流，②ほぼ水平に放出される戻り流，③上向きに放出され堤体に勢いよく衝突する戻り流を形成する場合の三者の臨界状況を選定していますが，吹き上げに対する余裕についても十分見込まれています。また，階段水路の下段側では，水路内の流下流量が大きくなり，越流部からの流入とともに水路上流からの流れの影響が大きくなりますが，この場合には，戻り流として①の流況を選定するとともに，デフレクターの側面に沿った流れやデフレクター外側への水の回り込みを許容しないものとして検討を行っています。

ところで，再度写真−1 に戻ってもらうと，右岸側（写真左側）の導流水路では水脈の跳ね上がりが小さく減勢効果の高い側水路での流れが生じていることが分かります。左岸と右岸の流況の違いは，導流水路敷高に対し減勢池水位が十分高いか否かにより生じています。側水路流れの特徴は，水路内に十分大きな水深があり，流入水脈の減勢効果が大きいことにあります。このような流れは，水路がほぼ等幅・水平で長い延長を有している場合及び下流水位にせき上げがある場合に生じます。つまり，水路延長が比較的短くても下流水位が高ければ十分に生じます。このようなことを述べるのは，写真の右

岸側のような流れが生じるような下流水位条件の場合にも，堤趾導流に関する文献 1) の計算式を用いて計算し，設計案を作成している例が見られるためです（写真からも分かるように，計算値は通常低い導流壁高を与えます）。その趣旨は，側水路として考えるには水路延長が短く，むしろ堤趾導流の一ステップがある場合に似ているということにあるようですが，水路形状という幾何学的条件と同時に，下流水位という水理学的条件を忘れてはなりません。先にも述べましたが，こうした水理条件に対する僅かな配慮が，水理模型実験や実施設計作業の作業負担の軽減に繋がります。なお，側水路の壁高の設定方法については，文献 5) に報告していますが，文献 5) で用いている実験での水路延長は写真−1 のケースと較べてかなり長いものです。側水路で水路延長が短い場合の壁高については，今後整理していく必要があると考えています。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

参 考 文 献

1) 加藤敏治，中沢顕二：階段式導流水路の導流壁高，土木技術資料，26 巻−3 号，1984
2) 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，土木学会，1987，2
3) 高須修二，柏井条介，中西徹：ダム洪水吐きの堤趾導流部設計の考え方，ダム技術，No. 27，1988
4) 野口澄彦，中西徹：ダム堤趾導流部の流れと導流壁高のの設計法，土木技術資料，32 巻 3 号，1990
5) 高須修二：側水路型減勢工の設計法，土木技術資料，23 巻 9 号，1981

論　文

円形放流管湾曲部の圧力特性

柏井　条介[1]　宮脇　千晴[2]

Pressure Characteristics of Bent Circular Conduit Pipe

Josuke KASHIWAI　Chiharu MIYAWAKI

放流管の水理設計では，キャビテーションによる損傷や振動を防止するため，また，構造設計における荷重条件を設定するため，壁面作用圧力に対する知見が必要になる。本研究は，円形放流管湾曲部の壁面作用圧力について，曲率半径およびエビ継ぎ管屈折角度の影響を水理実験により把握したものである。実験は，水平管および同一鉛直面上の傾斜管を接続する，管軸線形が円弧の湾曲管路を用いて行い，同心円上を回転する二次元ポテンシャル流れとした解析結果との比較により，曲がりにより発生する二次流やエビ継ぎ管屈折部が壁面作用圧力に与える影響を明らかにした。

キーワード：放流管，管路流，水理模型実験

1.　はじめに

放流管軸の方向を変化させる場合，流れをスムーズに導くため，方向変化部には湾曲部が設けられる。この湾曲部の管軸線形は，流向変化前および後の管軸に接する円弧として設定されるのが通例であり（図-1参照），(社)ダム・堰施設技術協会のダム・堰技術基準（案）[1)a]（以下基準（案））の解説では線形設定上の留意事項として，「曲管部はあまり急激に曲げると，損失水頭が大きくなり，内側に遠心力による圧力降下が生ずる。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。」の記述がなされている。

基準（案）では，損失水頭や圧力降下に言及されているが曲率半径の最低値が示されているのみであり，具体的な曲率半径の設定方法については述べられていない。このため実際の設計では，損失水頭や圧力降下に関する知見が必要になる。

このうち，損失水頭については，損失水頭が速度水頭に比例するとした場合の比例係数である損失係数による表現が可能であり，同一の管路では，ある Re 数以上での損失係数が Re 数によらずほぼ一定となると，損失係数は湾曲の曲率半径や中心角度等により変化することが知られており，実験ごとのバラツキが認められるものの，既往の実験データを整理した損失係数に関する図表[2)a]が提示され，設計計算等で用いられている。

一方，圧力については，未だ体系だった調査はなされていないのが現状である。とくに，エビ継ぎ管（両端を斜めに切断した直管を連結させることにより，曲管を近似したもの。図-1参照）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剝離を伴う大きな圧力降下の発生が懸念されるが，その影響についてはほとんど知見が得られていない状況にある。管径が1m程度以上の放流管では，高周波による曲げ加工が困難なことから，エビ継ぎ管として製作されているのが一般的であり，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。

上記に鑑み，エビ継ぎ管を用いた場合の湾曲部の壁面作用圧力について，エビ継ぎ管中心角度 $\alpha=0$ 度の曲管の場合も含めて水理模型実験による調査を行い，圧力特性の整理方法を検討するとともに，その曲率半径およびエビ継ぎ管中心角度との関係を検討・考察し

[1] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室室長
[2] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員

たのでここに報告する。

2. 実験概要

図-1 に模型概要（エビ継ぎ管）を示す。実験は，鉛直面上で湾曲する管路を対象に，水槽に取りつけた長さ 10 D（D：管径）の水平直管下流に中心角 60 度の湾曲管路を取りつけて実施した。湾曲管路下流には湾曲部圧力に管路出口の影響が生じないよう 5 D の直管を設け，出口に設けたゲート板により流量調節を行い，水槽内水位を調節した。

実験は，管径 D，曲率半径 R と管径の比 R/D，エビ継ぎ管の屈折角 α（エビ継ぎ管上下流端の接続面は垂直断面となることから，上下流端の屈折角は $\alpha/2$ となる）を変化させて実施しており，表-1 に実験ケースの一覧を示す。RUN 1～3 および 6 は Re 数の影響を確認するために実施したもので，管形状を相似とし管径を変化させた。また，RUN 4～7 は R/D の影響を調査したもの，RUN 8～11，12～15 はそれぞれ

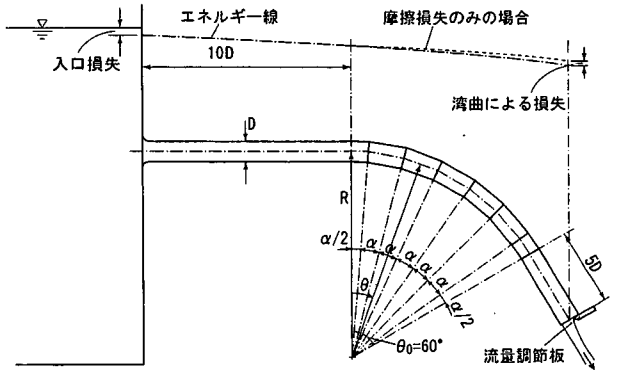


図-1 模型概要図（エビ継ぎ管）

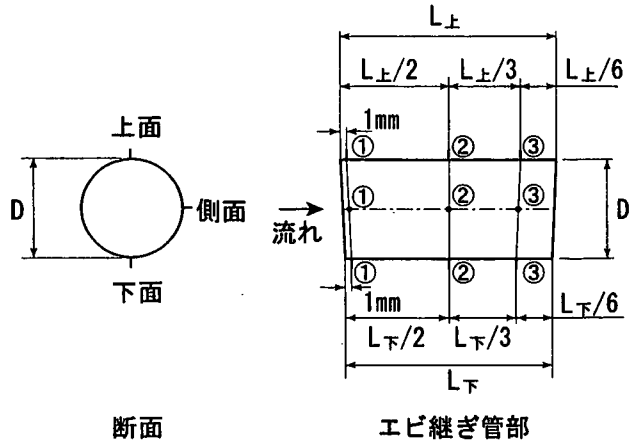


図-2 圧力測定位置

$R/D=4$，$R/D=9$ において α の影響（$\alpha=0$，4，6，8.57，15 度）を調査したものである。

図-2 に圧力測定位置を示す。断面内の測点は，上，

表-1 実験ケース一覧

RUN	管径 (cm)	R/D	α (度)	Re 数
1-1	3.0	9	0	4.07×10^4
-2				6.79×10^4
2-1	6.0	9	0	7.45×10^4
-2				1.13×10^5
-3				1.87×10^5
3-1	12.0	9	0	2.14×10^5
-2				3.20×10^5
-3				5.32×10^5
4-1	25.1	4	0	6.48×10^5
-2				9.68×10^5
-3				1.62×10^6
5-1	25.1	6.5	0	6.46×10^5
-2				9.64×10^5
-3				1.58×10^6
6-1	25.1	9	0	6.46×10^5
-2				9.66×10^5
-3				1.56×10^6
7-1	25.1	11.5	0	6.38×10^5
-2				9.59×10^5
-3				1.56×10^6
8	25.1	4	4	6.45×10^5
9	25.1	4	6	6.46×10^5
10-1	25.1	4	8.57	6.45×10^5
-2				9.68×10^5
-3				1.49×10^6
11	25.1	4	15	5.81×10^5
12-1	25.1	9	4	6.38×10^5
-2				9.68×10^5
-3				1.60×10^6
13-1	25.1	9	6	6.43×10^5
-2				9.67×10^5
-3				1.60×10^6
14-1	25.1	9	8.57	6.41×10^5
-2				9.64×10^5
-3				1.61×10^6
15-1	25.1	9	15	6.42×10^5
-2				9.80×10^5
-3				1.60×10^6

注）Re 数 $=v_m D/\nu$（v_m：管内平均流速，D：管径，ν：水の動粘性係数）

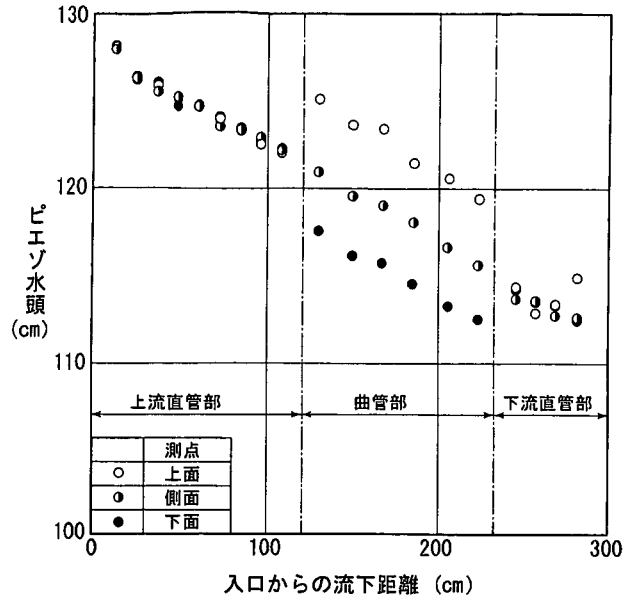


図-3　$\alpha=0$ 度でピエゾ水頭分布例（RUN 3-2）

下，側面の3点である。湾曲部では，上面は外周部に，下面は内周部に相当する。測定断面は，$\alpha>0$ 度のエビ継ぎ管では，図に示すように，各直管部毎に設定した上流端直下流，中央，下流側の3断面とした。また，$\alpha=0$ 度の曲管のケースでは中心角5，15，25，35，45，55度の各断面において測定を行った。

3.　ピエゾ水頭分布例

以下の検討に先立ち，まずピエゾ水頭 $p/\gamma+z$（ここに，p/γ：ピエゾ水頭，p：圧力，γ：水の単位体積重量，z：ピエゾ位置の位置水頭）の分布形状を把握しておく。

図-3に $\alpha=0$ 度でのピエゾ水頭分布例を示す。直管部のピエゾ水頭は流下に伴い直線的に降下するが，これはよく知られるように，摩擦損失によるものである。エネルギー損失としては，摩擦損失のほか，管入口部での流入損失，湾曲による損失が考えられるが，湾曲部のピエゾ水頭のうち側面は，この直管部の直線の延長線上にほぼ分布しており，湾曲によるエネルギー損失は，今回の実験範囲では明確ではない。このことについては，後にも述べる。一方，遠心力の影響により上面では圧力上昇が，下面では圧力降下が生じており，側面の直線をそれぞれ上，下方に平行移動させたような圧力分布形状をとる。これらは従来からの知見により想定される分布形状である。

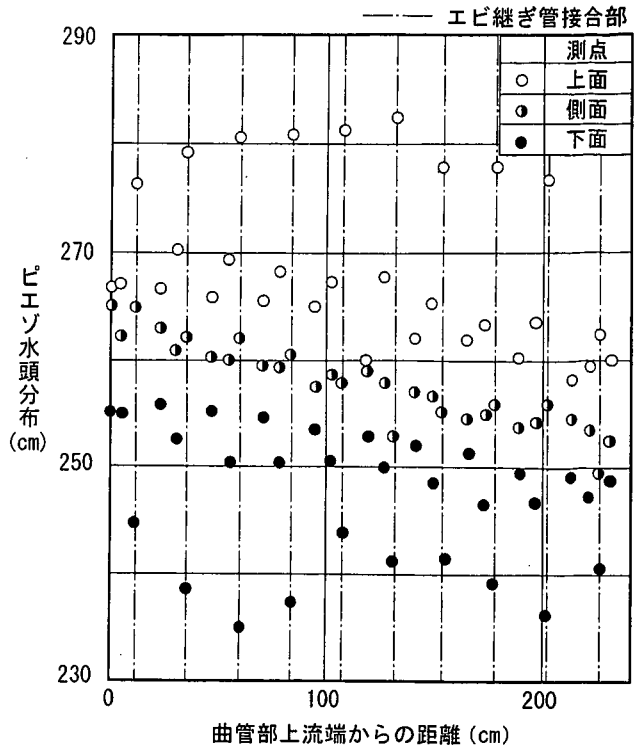


図-4　$\alpha=6$ 度の曲管部ピエゾ水頭分布例（RUN 13-2）

図-4には $\alpha=6$ 度での湾曲部のピエゾ水頭分布を示す。側面については，ややバラツキがみられるものの $\alpha=0$ 度の場合と同様に直線的に降下しているが，上，下面ではエビ継ぎ管の影響が顕著に現れていることがわかる。とくにエビ継ぎ管接続部の直下流での影響が大きく，上面では大きな圧力上昇が，下面では圧力降下が生じている。放流管の水理設計では，こうした局所的な圧力変化を適切に評価する必要があることが確認されよう。

4.　データの整理方法

3. で概観したように放流管湾曲部壁面に作用する圧力は，入口および摩擦損失，湾曲による影響，エビ継ぎ管による影響を受ける。本研究の目的は，このうち，湾曲部における湾曲およびエビ継ぎ管の影響を明らかにすることにあり，入口および摩擦損失の影響については，これを取り除いて議論する必要がある（図-1参照）。すなわち，

$$\text{湾曲による圧力降下量}=\{H-(p/\gamma+z)\}-\text{入口・摩擦損失水頭} \qquad (1)$$

として整理を行う必要がある。ここに，H は貯水池での全水頭である。

入口および摩擦損失は，従来から用いられている入口損失係数 fe および摩擦損失係数 f を用いて次式により計算される。

$$\Delta H=(fe+f\cdot L/D)\frac{v_m^2}{2g} \tag{2}$$

ここに，ΔH：入口損失水頭および摩擦損失水頭の合計，L：流下距離，v_m：断面平均流速，g：重力加速度である。fe，f は各ケースの直管部の実験値を用いて得ることができ，本実験ケースでは Re 数の影響はあまりみられず，$fe=0.01\sim0.06$，$f=0.01\sim0.02$ の値を示した。

次に湾曲による圧力降下であるが，ここでは，実験値をそのまま整理するのではなく，同心円上を回転する二次元ポテンシャル流れとした場合の計算値との比較を行うこととした。これは，計算値により遠心力の影響が評価でき，実験値との比較により曲がりによる損失や二次流の影響，エビ継ぎ管の影響把握が可能になると考えたことによる。具体的には，式(1)からさらに流れの解析から求まる速度水頭 H_v を差し引いた

$$\varepsilon h=\{(H-(p/\gamma+z)\}-\Delta H-H_v \tag{3}$$

により実験結果の整理を行う。

さて，同心円上を回転する二次元ポテンシャル流れの計算値であるが，このような流れは，自由渦の流れとして知られており，その位置の流速 v と曲率半径 r には，

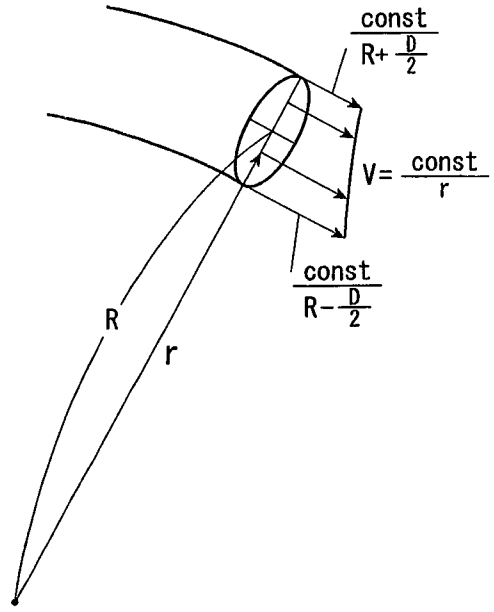


図-5　自由渦とした場合の流速分布

$$v\cdot r=\text{const} \tag{4}$$

の関係がある[2)b]。実験データとして得られるのは断面平均流速 v_m であり，v_m が発生する位置の r を R_m とすると，式(4)より速度水頭 H_v は，

$$H_v=(R_m/r)^2\cdot(v_m^2/2g) \tag{5}$$

として求められる。実験での上，側，下の各測点の r はそれぞれ $R+D/2$，R，$R-D/2$ である（図-5参照）。ここで，R_m は，

$$R_m=\text{const}/v_m \tag{6}$$

および

$$\begin{aligned}v_m&=Q/A\quad(Q:\text{流量},\ A:\text{断面積}=\pi D^2/4)\\&=\int_{R-D/2}^{R+D/2}2\sqrt{(D/2)^2-(R-r)^2}\,v\,dr/A\\&=2\cdot\text{const}\int_{R-D/2}^{R+D/2}\sqrt{(D/2)^2-(R-r)^2}/r\,dr/A\\&=2\cdot\text{const}\cdot\pi D\{R/D-\sqrt{(R/D)^2-1/4}\}/A\end{aligned} \tag{7}$$

より const を消去して，次のように求められる。

$$R_m=\frac{D}{8\{R/D-\sqrt{(R/D)^2-1/4}\}} \tag{8}$$

なお，以下の検討では式(6)により R_m を求めたが，式(6)より計算される R_m は，$R/D=4$，6，8 においてそれぞれ $R_m/D=3.98$，5.99，7.99 であり，今回の実験の範囲では $R_m=R$ としても大きな誤差が生じる訳ではない。

ところで，先に実験結果を εh により評価するとしたが，εh は次元量でありそのままではパラメータ数が多く整理が繁雑になる。一方，放流管の圧力分布特性，とくに入口部急変流等の圧力分布特性を表す無次元パラメータとして圧力降下係数 Cd がよく用いられている。

$$Cd=\frac{H-(p/\gamma+z)}{v_0^2/2g} \tag{9}$$

ここに，v_0 は代表流速である。Cd は貯水位が低く管路入口付近にある場合を除き，ほとんど v_0 の影響を受けないことが知られている。今，$v_0=v_m$ とすると，これは式(3)の右辺第1項を $v_m^2/2g$ で無次元化したものにほかならない。したがって，式(3)の各項を $v_m^2/2g$ により除して無次元化すれば，これは湾曲による圧力降下量の実験値と計算値の差を圧力降下係数の形で表したものになる。次節以降ではこのような

意味をもつ εh の無次元量 ε により議論を進めることにする。ε は次式により計算される。

$$\varepsilon = \varepsilon h/(v_m^2/2g)$$
$$= \frac{H-(p/\gamma+z)}{v_m^2/2g} - (fe+f\cdot L/D)$$
$$-\left[\frac{D}{8r\{R/D-\sqrt{(R/D)^2-1/4}\}}\right]^2 \qquad (10)$$

以上を整理すると，上式右辺の第1項が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であり，ε は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成分を表すものと考えられる。

なお，圧力降下係数は代表流速の影響を受けないことが知られているとしたが，今回の実験結果においても，各形状毎に v_m（したがって Re）を変化させたケース（例えば表-1 の RUN 10-1～3）の ε 値はほぼ同じ値となることが確認されており，以下のデータ整理では，同じ形状で v_m を変化させたケースについては，これらの平均値による評価を行っている。また，形状が相似で Re 数を変化させた RUN 1～3 および 6 の結果によれば，ε と Re 数に明瞭な関係はみられず，本実験の Re 数の範囲（4.1×10^4～1.6×10^6）では ε は Re の影響をほとんど受けないようである。ただし，管径3および6 cm の RUN 1 および 2 では縦断方向にデータのバラツキが大きい傾向があり，模型製作精度上の問題があるように思われる。次節では，管径 25.1 cm を用いた RUN 4～15 の実験結果について検討を行うこととする。

5. 実験結果

図-6 に $\alpha=0$ 度，つまり曲管における ε と R/D の関係を示す。自由渦流れとして求められる $R/D=4$～11.5 での遠心力による Cd 成分は，式（10）右辺第3項より上面で−0.78～−0.92，下面で 1.30～1.09 である。これと比較して，上，側面の結果では，R/D によらず，ε は±0.05，つまり速度水頭の 5% の範囲内にある。一方，下面では，R/D の影響がみられており，R/D が小さくなると，流下に伴って ε が小さくなり，圧力が上昇する傾向がみられている。この傾向は $R/D=4$ および 6.5 のケースで明確であり，二次流の影響によるものと思われる。$R/D=4$ および 6.5 における同様の傾向は，上面においてもみられるが，それほど明確ではなく，先にも述べたように ε は−0.05 以内に収まっている。

図-7～9 にはエビ継ぎ管の α と ε の関係を示す。図は $R/D=9$ の場合のものであり，測点①～③は図-2 に示すとおり，それぞれ，エビ継ぎ管接続部直下流，中央，下流側の各点を表している。

まず，図-7 の測点①（接続部直下流）の結果であるが，上面では ε はマイナス値を，下面ではプラス値をとっており，3. にもみたとおり，エビ継ぎ管接続部の不連続性により，上面では圧力上昇が，下面で

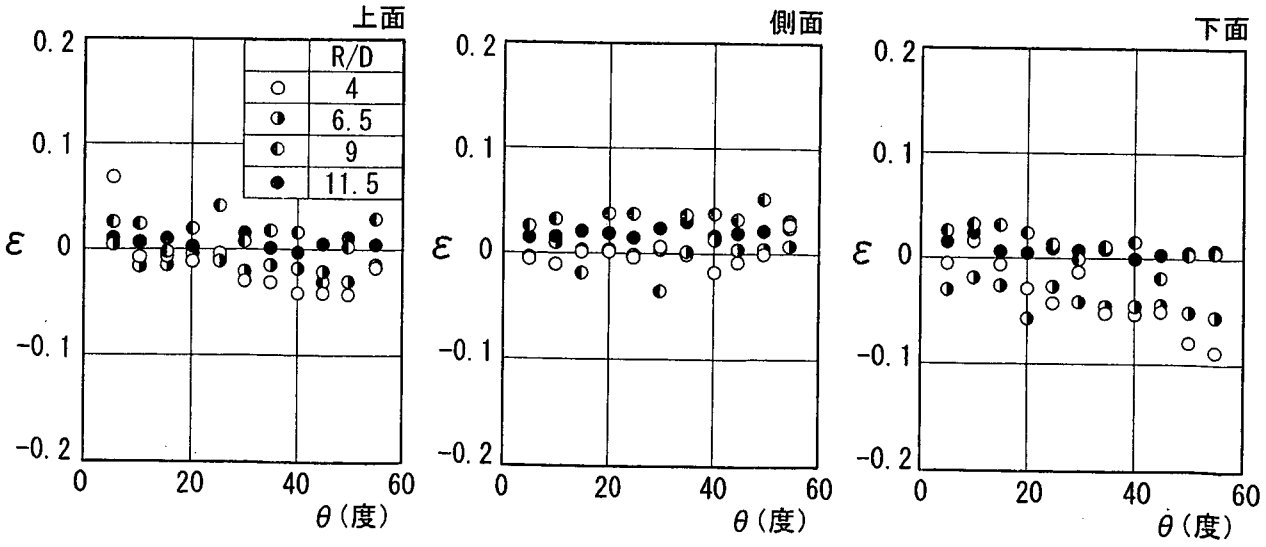


図-6 ε と R/D の関係（$\alpha=0°$）

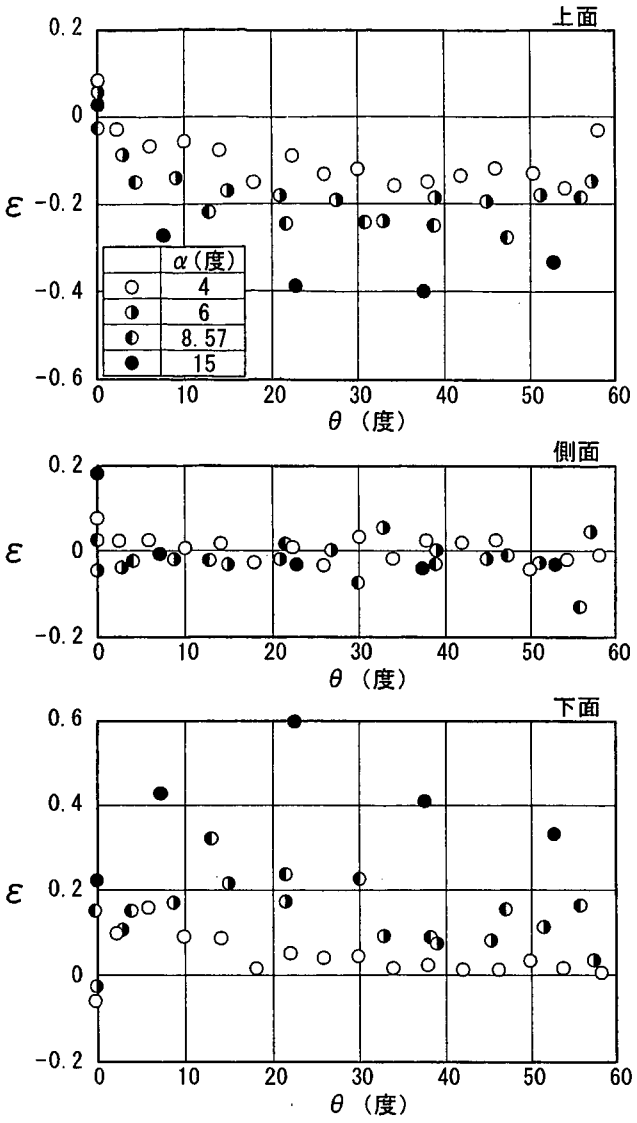


図-7　測点①の ε と α の関係（$R/D=9$）

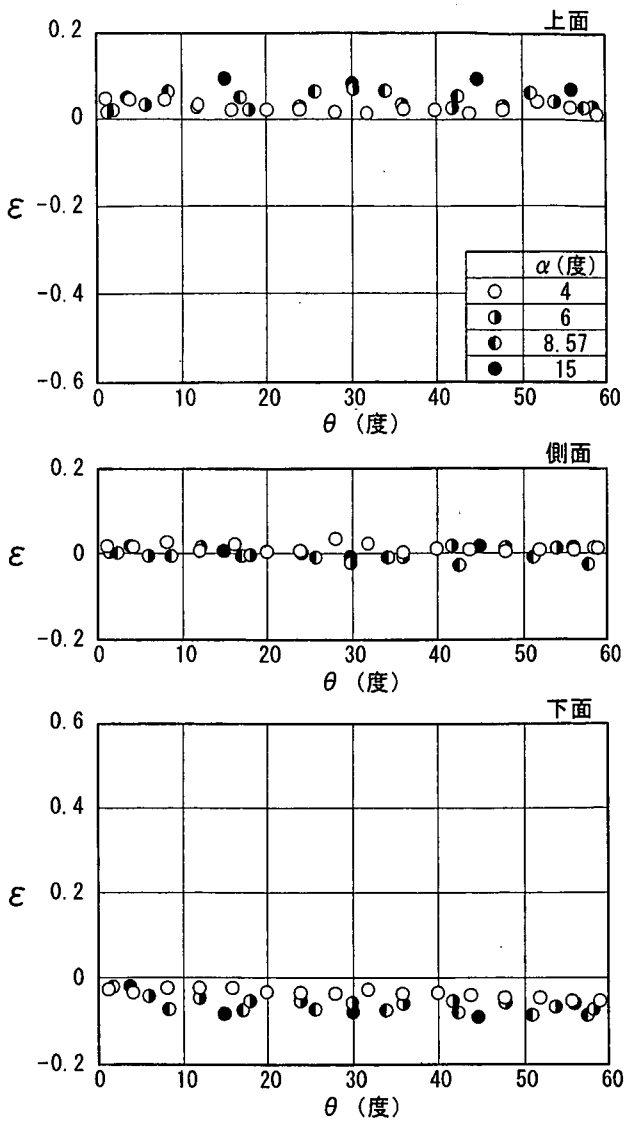


図-8　測点②の ε と α の関係（$R/D=9$）

は降下が生じていることがわかる。ε の絶対値は，α が大きいほど大きくなる傾向があるが，上面では直管部との接続の影響の残る（上，下流端では屈折角が小さい）湾曲部上下流端付近を除き，湾曲部全体にわたって同様の値を示す傾向があるのに対し，下面では上流部において最大値を生じる傾向がみられる。この理由は明らかではないが，上面では流れは内側へ屈折し流れの剝離を伴わないのに対し，下面では壁面の不連続に伴う剝離が生じており，流下に伴う乱れ成分の増加により剝離流れによる圧力降下の影響が緩和されたことが考えられる。下面での ε の最大値は上流から3番目ないしは4番目のエビ継ぎ管部で生じており，上流端付近での直管部との接続の影響と剝離に伴う乱れの影響の両者の影響が最小になる位置で最大値が生じたものと推察される。なお，側面については，バラツキがあるもののほぼ $\varepsilon=0$ 付近の値を示している。

次に図-8の測点②（エビ継ぎ管中央）の結果であるが，ε は上面でプラス，下面でマイナスの値を示しており，測点①とは逆の傾向を示している。ε の絶対値は α が大きいほど大きくなる傾向があるが，絶対値そのものは測点①と比較してかなり小さく，$\alpha=15$ 度でも高々0.1程度である。ε の符号が測点①と逆になる理由として，下面での剝離流れの再付着による影響が考えられるが今後の検討に負うところが大きい。側面での ε はほぼゼロであり，図-9の測点③における ε も上，下，側面および α によらずほぼゼロの値となっている。

以上は，$R/D=9$ の結果である。$R/D=4$ におい

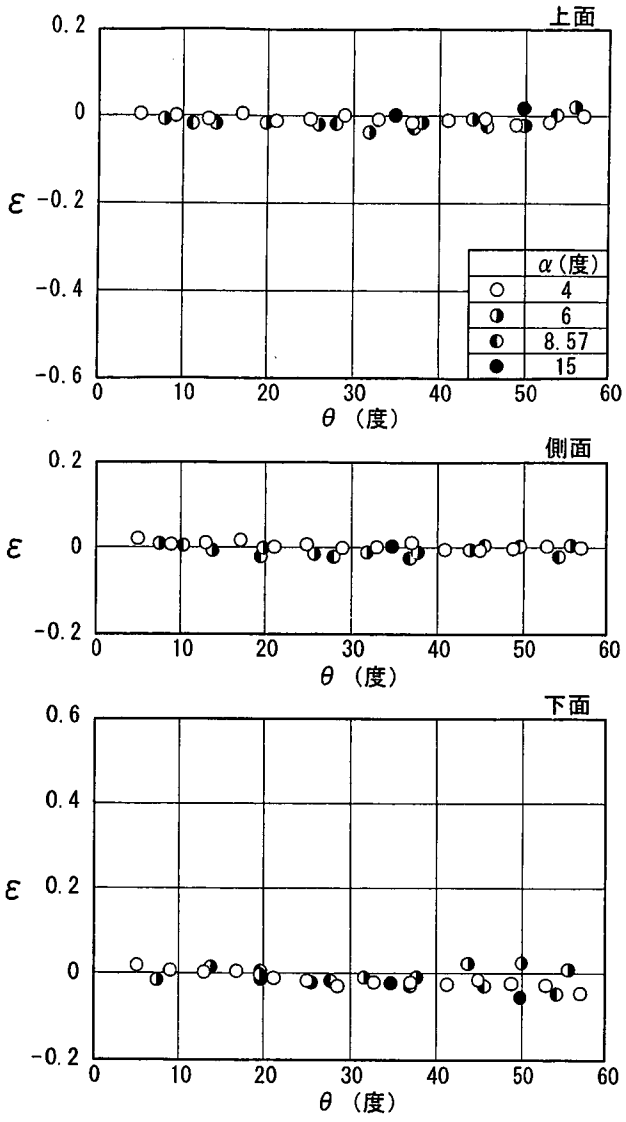


図-9　測点③の ε と α の関係（$R/D=9$）

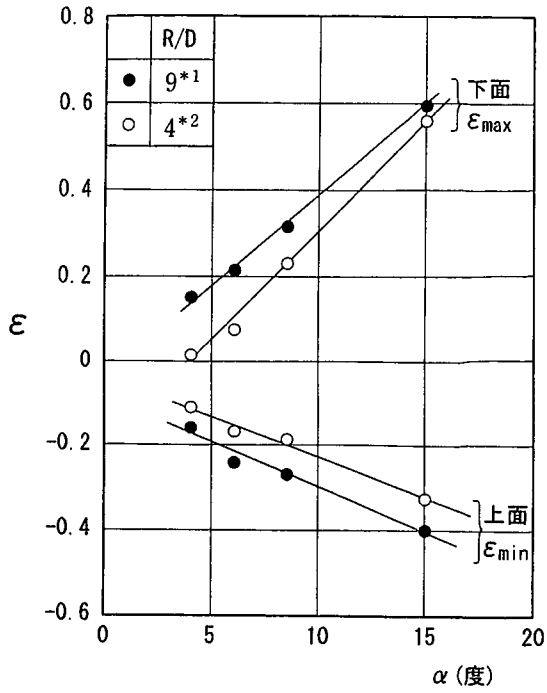


図-10　α と ε_{max}，ε_{min} の関係

てもほぼ同様の結果が得られているが，$R/D=9$ の場合と比較して，先に述べた図-6 での傾向が加えられるとともに，測点①における ε の絶対値が小さくなる傾向がみられた。図-10 は，測点①における上，下面での ε の絶対値の最大値と α，R/D の関係を示したものである。ε の絶対値は α に対し直線的に増加すること，$R/D=9$ に対し，$R/D=4$ での値が小さくなっていることがわかる。$R/D=4$ での値が小さい理由として，図-6 で述べた湾曲に伴う二次流の影響等が考えられ，$R/D=9$ では二次流の影響が小さいことから，これより大きな R/D では ε の変化は小さいものと推察するが，このことについては，今後確認が必要である。

なお，α については，基準（案）の解説において「7 度以下とするのが目安」とされているが，先に示したように，ε は α に対し直線的に変化しており，7 度付近を目安とすることの明確な意義は見出せなかった。キャビテーションに対する安全性を確保するためには，下面の圧力降下量に着目すればよく，式（10）および図-10 から接続位置下面の壁面作用圧力を計算し，これが所要の圧力以上になるよう α および R/D を調整すればよいであろう。キャビテーションに安全な壁面作用圧力値については，管路のキャビテーション現象に対する知見が十分でなく難しい問題であるが，高圧放流管に関する基準（案）解説[1)b] にもあるように，従来より正圧が確保されるよう設計を行っており，これによりとくに問題も生じていないことから，正圧以上となるよう設定すれば安全な設計ができるものと思われる。壁面作用圧力は，同じ R では α が小さいほど大きく[*3] することができるが，α が小さくなれば各エビ継ぎ部の延長が短くなる。エビ継ぎ管の接続には溶接が必要であり，延長が短いと，溶接により生じる残留応力や歪みによる割れなどの発生の原因となるので注意が必要である。この場合には R を大きくする必要があるが，湾曲管の配置上 R をあまり大きくできないような場合には，D を大きくし管内流速を低減させる必要も生じる。

注）＊1，＊2，＊3は，ダム工学の論文では「4」，「9」，「小さく」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。

エビ継ぎ管角度を大きくできれば管製作が容易になるが，接続部直下流の下面の圧力降下量および上面での圧力上昇量が大きくなる。これは，管胴に不均一な荷重が作用することを意味しており，管構造としての検討が必要になる。また，エネルギー損失への影響についての情報も必要である。αによるエネルギー損失を正確に知るためには，湾曲下流側直管部において直線近似可能なエネルギー線を求める必要がある。今回の実験では，このようなエネルギー線を求めるには下流管長が短く，湾曲部のエネルギー損失を求めることはできなかった。これら構造上およびエネルギー損失に関する検討が十分なされれば，αを7度以上に大きくとることも可能なものと思われ，より合理的なエビ継ぎ管の設計対応ができるものと期待される。なお，こうした設計検討では，管内流速との関係を常に念頭に置いておかなければならないのはいうまでもない。また，今回の実験では，エネルギー損失についての明確な値を得ることはできなかったが，エビ継ぎ管路側面のεがαの影響をほとんど受けない結果が得られており，ある程度αを大きくとってもエネルギー損失に与える影響は小さいものと推察される。

6. まとめ

曲管およびエビ継ぎ管について水理実験による検討を行い，その圧力特性を把握した。おもな結論をまとめると以下のとおりである。

1) $\alpha=0$度の曲管の場合，

①上，下，側面圧力への湾曲の影響は，同心円上を回転する二次元ポテンシャル流れとして計算される遠心力の影響により概ね説明できる。

② R/Dが6.5以下では下面および上面のεが流下に伴い小さくなる傾向がみられる。この傾向は下面においてより顕著である。

2) $\alpha>0$のエビ継ぎ管の場合

①エビ継ぎ管接続部直下流において，上面ではεがマイナス値を，下面ではプラス値を示し，上面では局所的な圧力上昇が，下面では圧力降下が生じる。εの絶対値の最大値は，αに対し直線的に増加し，$R/D=9$でのそれは$R/D=4$のそれより大きい傾向がある。

②エビ継ぎ管中央部の圧力は，接続部直下流と逆に，上面ではεがプラス側に，下面ではマイナス側にくる傾向を示すが，その絶対値は接続部直下流に比べて小さい。

③エビ継ぎ管下流部の圧力特性は，$\alpha=0$の場合と同様である。また，いずれのケースも側面のεはほぼゼロの値をとる。

なお，放流管水理設計の検討では，キャビテーションによる損傷や振動防止のためとくに圧力降下について留意する必要があるが，湾曲部の最低圧力については，本実験結果である図-10および式（10）を用いて推定することができる。

今回の実験は鉛直面上で湾曲する場合を対象としたが，今後水平面上で湾曲する場合を含め，傾斜面上での湾曲の影響について把握する必要があろう。また，エビ継ぎ管については，今回の検討で接続部直下流で局所的な圧力上昇，降下が生じることを明らかにしたが，上昇，降下がどの範囲にどの程度及ぶのかについては今回明確にできていない。今後の課題としたい。

参考文献

1) (社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（同解説），a) pp. 418-419, b) p. 400, 1994

2) (社)土木学会：水理公式集昭和60年版，a) pp. 396-397, b) p. 35, 1985

(平成11年4月8日受理)

In order to prevent cavitation damages and vibration, and to estimate load for structural design, it is nessesary to know the pressure characteristics of conduit pipes. Hydraulic model tests are executed to examine the pressure characteristics of bent circular conduits, especially to know the effects of curvature radius and refraction angle of approximated type using straight pipes. Experimental results of inside wall pressure are compared with calculation results assuming two dimensional potential flow which circulates around concentric circle, and the effect of refraction of approximated type and secondary flow generated by bent flow are cleared.

Key words: conduit pipe, pipe flow, hydraulic model test

【技術研究】

円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーション

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　櫻井寿之*
〃　〃　柏井条介**

キーワード：数値シミュレーション，管路流，放流管，エビ継ぎ管

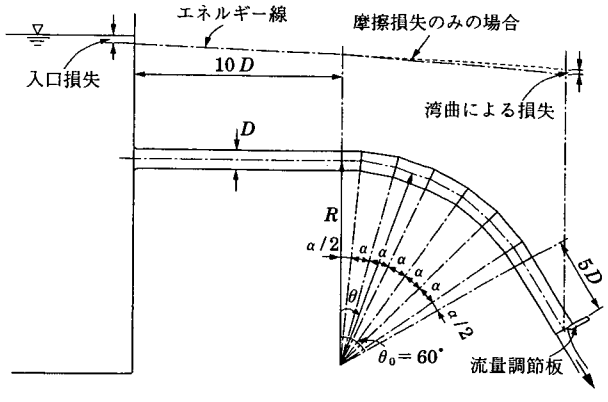
1. はじめに

放流管軸の方向を変化させる場合，流れをスムーズに導くために方向変化部には湾曲部が設けられる。放流管湾曲部を設計するためには，湾曲部流れの二つの特性を把握する必要がある。一つは，放流能力を算定する上で必要な損失水頭の知見であり，二つ目は，キャビテーションによる損傷や振動を防止するため，また，構造設計における荷重条件を設定するために必要な壁面作用圧力の知見である。損失水頭については，設計計算に用いることが可能な既往の実験データを整理した図表がある[1]。一方，圧力に関しては，体系だった調査は少ない。とくに，管径が1m以上の放流管において湾曲部を製作する場合に一般的に用いられるエビ継ぎ管（両端を斜めに切断した直管を連結させることにより，曲管を近似したもの）については，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，その影響についてはほとんど知見が得られていない状況であった。このような状況のなかで，1999年に柏井ら[2]によって，エビ継ぎ管を含む円形放流管湾曲部の圧力特性について水理模型実験による検討が実施され，圧力特性と湾曲部の曲率半径およびエビ継ぎ管中心角との関係に関する知見が得られた。しかし，水理模型実験においては，物理的・経済的な条件から測定項目と測点数が限られることや，原型サイズの実験が困難である等の問題点が挙げられる。一方，計算機の飛躍的な進歩に伴い発展してきた数値シミュレーションにおいては，計算領域全体の水理量の情報が得られ，原型サイズの計算が比較的容易であるという利点があるが，計算条件や計算格子形状により計算結果が影響を受けやすく，それらの設定法が明確でないことや計算結果の精度の検証が十分でないという問題点がある。そこで，本稿では，柏井ら[2]の実験を対象に円形放流管湾曲部流れの数値シミュレーションを行うことによって，実験による検討結果を捕捉し考察を加えるとともに，数値シミュレーションによる現象の再現性を検証し，放流管等の設計への適用性を検討した。

2. 対象とする実験の概要

図－1に柏井ら[2]の実験の模型概要（エビ継ぎ管）を示す。実験は，鉛直面上で湾曲する管路を対象に，水槽に取り付けた長さ10D（D：管径）の水平直管下流に中心角60度の湾曲管路を取り付けて実施された。湾曲管路下流には湾曲部圧力に管路出口の影響が生じないよう5Dの直管が設けられ，出口に設けられたゲート板により流量調節がなされ，水槽内水位が調節されている。

実験は，Re数の影響の確認，曲率半径Rと管径の比R/Dの影響の調査およびエビ継ぎ管の屈折角αの影響を調査するために，D（3 cm，6 cm，12 cm，25.1 cm），R/D（4，6.5，9，11.5），α（0度，4度，6度，8.57度，15度）（エビ継ぎ管上下流端の接続面は垂直断面となる

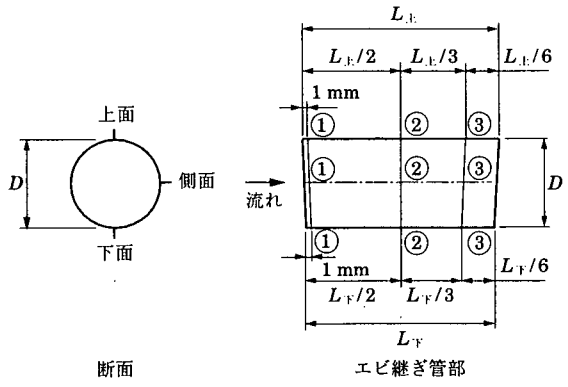


図－1　模型概要図（エビ継ぎ管）

* 研究員
** 室長

表－1　計算ケース一覧

RUN	対象とする柏井ら[2]の実験ケース	管径 D (cm)	R/D	エビ継ぎ管屈折角度 α (度)	Re 数	断面内計算格子分割数	管軸方向計算格子分割数	エビ継ぎ1周期の計算格子分割数
C 1	4-3	25.1	4	0	1.62×10^6	384	100	—
C 2	6-3	25.1	9	0	1.56×10^6	384	100	—
C 3-1	13-3	25.1	9	6	1.60×10^6	384	100	6
C 3-2	13-3	25.1	9	6	1.60×10^6	384	160	12
C 4-1	原型	100	9	6	1.31×10^7	150	100	6
C 4-2	原型	100	9	6	1.31×10^7	864	300	18



図－2　圧力測定位置

ことから，上下流端の屈折角は $\alpha/2$ となる）およびレイノルズ数を変化させて合計 38 ケース実施されている。本検討ではこの中で，3 つの実験ケースを対象として計算を試みており，これらの諸元を表－1 に示す。

実験における圧力測定位置を図－2 に示す。断面内の測点は，上，下，側面の 3 点であり，湾曲部では，上面は外周部，下面は内周部に相当する。測定断面は，$\alpha>0$ 度のエビ継ぎ管では，図に示すように，各直管部ごとに設定した上流端直下流，中央，下流側の 3 断面とされている。$\alpha=0$ 度の曲管のケースでは，中心角 5，15，25，35，45，55 度の各断面において測定が行われている。

3．数値解析法

今回は非圧縮性流体を対象とした汎用ソフトである α-FLOW（FUJI-RIC）を用いて，3 次元乱流の解析を行った。以下に解析手法の概要を示す。解析に用いる基礎式は，連続の式，運動量保存式，乱流エネルギーの輸送方程式，散逸率の輸送方程式から成り，乱流モデルとしては，標準型 k-ε モデルを用いる。基礎式の離散化においては，時間積分に SMAC 法，運動方程式と k-ε 方程式の移流項には一次精度風上差分を用いている。境界条件は，流入端では断面平均流速と一定の乱流エネルギーと散逸率を与え，流出端では自由流出条件としており，管壁面では流速はノンスリップ条件とし壁関数（対数則）を用いている。初期条件は流速＝0 の静止状態とし，流入端に流量の条件から求めた断面平均流速を与えた。ただし，ケース C 4-2（表－1 参照）では，断面平均流速として計算開始から 13.1 m/s を与えたところ計算が発散したため，流速として 1.1 m/s を与えて流れを発達させた後，徐々に 13.1 m/s に近づけた。計算は非定常計算として行ったが，物理量の時間変化が十分小さくなった時点をもって，定常状態と判断して結果を出力した。

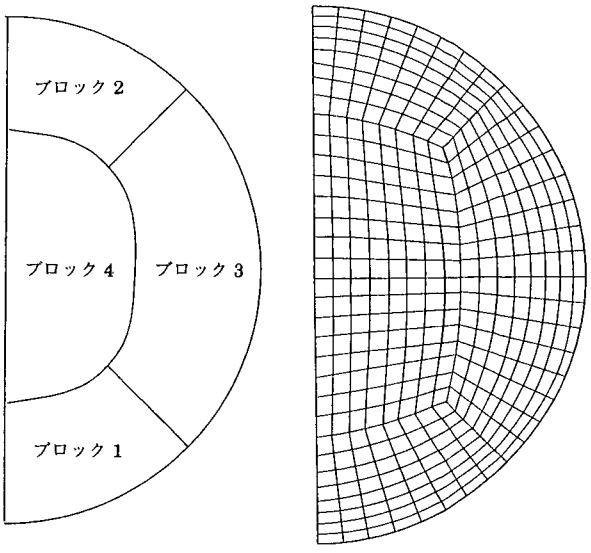
計算領域は，湾曲部に達するまでに流れが十分に発達すること，下流端の影響が湾曲部に及ばないことに留意し，湾曲部の上下流にそれぞれ 10 D の直管部を設け，円形放流管の対称性を考慮して，管軸を含む鉛直面を境界とした片側半分の領域とした。

計算は，柏井ら[2]の実験を対象とした 4 ケースと原型を想定した 2 ケースの合計 6 ケースを実施しており，これらの諸元を表－1 に示す。

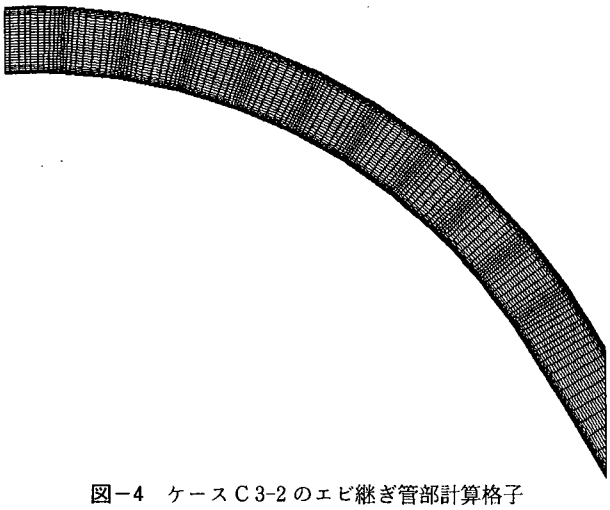
計算格子については，マルチブロック BFC（境界適合格子）を用いている。管の断面内の格子に関しては図－3 に示すように半円形の断面を 4 つのブロックに分割し，中心のブロックに関しては，周囲の境界を等分割とし，管壁に接するブロックについては壁面に接する格子幅を対数則が成立する範囲で設定し，中心のブロックの格子幅にすりつくよう等比級数による分割を行った。ただし，ケース C 4-2 については，こうした壁面付近の格子の影響をみるために，対数則の成立する範囲を超えた粗い格子条件とした。流下方向の格子分割に関しては，直管部は格子数を節約するため等比級数による分割を行い，湾曲部については，等分割としたが，ケース C 3-2 に関しては，エビ継ぎ管接続部の現象の再現性を向上させるためにエビ継ぎ管形状に配慮した分割を行った（図－4 参照）。格子分割数の概略は表－1 に示した。

4．データの整理方法

柏井ら[2]は，実験データの整理をする場合に，湾曲部における湾曲およびエビ継ぎ管の影響を明らかにすることを目的として，ε という指標を用いている。ε は圧力降



図－3　放流管断面のブロック分割と計算格子



図－4　ケースC3-2のエビ継ぎ管部計算格子

下量から入口損失，摩擦損失および遠心力による圧力降下量を差し引くことによって，曲がりによる損失や二次流の影響およびエビ継ぎ管の影響による圧力降下量を見積り，これを平均流速の速度水頭で無次元化したものである。無次元化を施しているのは，放流管の圧力分布特性を表す無次元パラメータとして良く用いられる圧力降下係数と同様の形式で表すためである。圧力降下係数は，貯水位が低く管路入り口付近にある場合を除き，ほとんど代表流速の影響を受けないことが知られており，湾曲部の圧力特性を検討する場合にも有用であると考えられる。εは次式より求められる。

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

（ここに，H：貯水池における全水頭，p：圧力，γ：水の単位体積重量，z：ピエゾ位置の位置水頭，v_m：断面平均流速，g：重力加速度，f_e：入口損失係数，f：摩擦損失係数，L：流下距離，r：εを求める位置の曲率半径，R：管中心の曲率半径である）

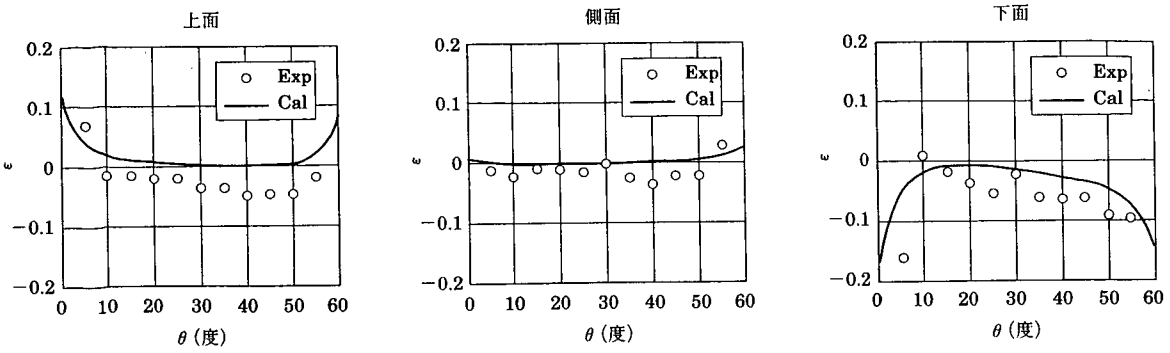
ここで，右辺第1項が実験値の圧力降下係数，第2項，第3項が圧力降下係数の内，入口および摩擦損失による成分，第4項が遠心力による成分（同心円上を回転する二次元ポテンシャル流れとして計算される流速の速度水頭を無次元化したもの。導出は参考文献2）を参照のこと）である。εが0の場合，湾曲部の損失において遠心力以外の影響は無いことを示し，εがプラスの場合は遠心力以外の要因によって圧力が降下していることを，マイナスの場合は圧力が上昇していることを示す。εを用いて計算結果と実験結果を比較するために，以下の整理では計算結果のεを下記の仮定のもとで式(1)を用いて求めた。

① Hは流入端の全水頭とする
② 入口損失はないものとする
③ 摩擦損失係数は，上流直管部の圧力降下量より求める

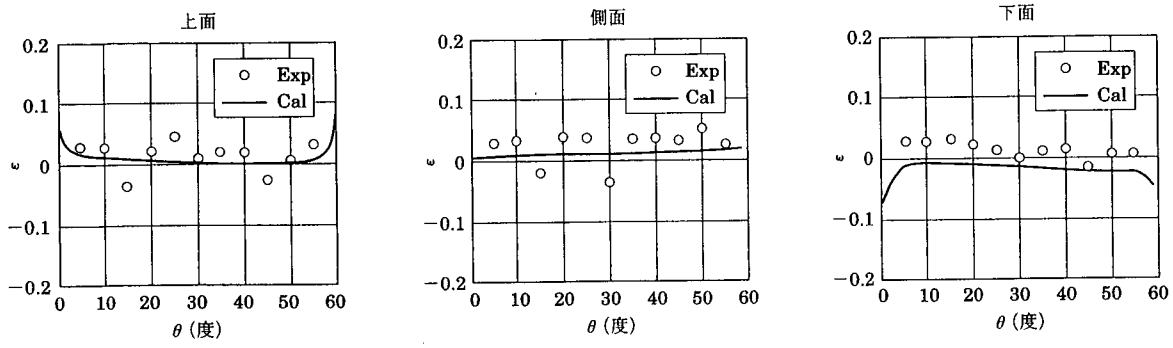
5．計算結果と考察

1）α＝0度（曲管）の場合

図－5，6に曲管のR/D＝4と9のεの計算結果と実験結果を示す。なお，実験結果は，同じ管形状でRe数を変化させたケースのεの平均値である。これをみると，上面の計算結果のεは湾曲部の始端と終端で増加しており，その値はR/Dの小さい4の方が大きい。この傾向はR/D＝4の実験結果においても認められる。また，下面の計算結果ではこれとは逆に湾曲部の始端と終端でεが減少しており，R/D＝4の方が減少量は大きく，R/D＝4の実験結果も始端の1点だけであるがこの傾向を示している。これらは，湾曲の始端において上面で圧力が下がり，下面で圧力が上昇することを示しているが，この傾向の適当な原因が思い当たらず今後の課題としたい。湾曲部の中間部分では上，測，下面ともに計算結果のεの絶対値は小さいが，側面は流下とともにやや上昇傾向にあり，上面と下面は下降傾向にある。下面の下降傾向は上面に比べて大きく，R/Dが小さいほど減少量は大きくなっており，柏井ら[2]の知見が再確認される。曲管の流れにおいて計算結果は実験結果を良く再現していると思われる。図－7にケースC1の断面流速分布を示す。これをみると流下とともに，下面から上面に向かって上昇し管壁に沿って下降する二次流が発達する様子が見られ



図－5　計算結果の ε (α=0 度, R/D=4)

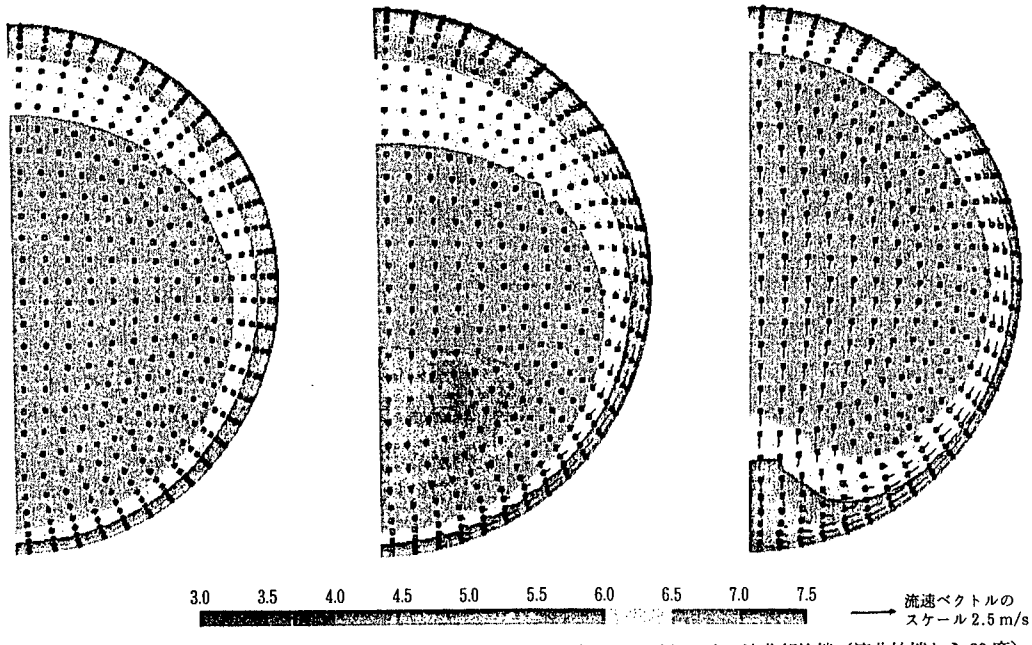


図－6　計算結果の ε (α=0 度, R/D=9)

る。この二次流の発達により下面には，壁面近くの運動量の小さい流体塊が管壁を沿う二次流によって運ばれて，下面付近の流速が遅くなり圧力が上昇すると考えられ，これが下面の圧力が流下とともに上昇する機構であると思われる。

2)　α=6 度（エビ継ぎ管）の場合

図－8 にエビ継ぎ管の計算結果の ε を実験結果と合わせて示す。上面の結果をみると計算結果の ε の最小値はエビ継ぎ管接合部直下流で生じているが，計算格子の粗い C 3-1 の最小値はエビ継ぎ管接合部に格子を密に配置した C3-2 と比較して半分程度の値になっており，格子分割の影響が顕著にみられる。しかし，C 3-2 の結果で



a)　湾曲部始端（湾曲始端から 0 度）　b)　湾曲部中央（湾曲始端から 30 度）　c)　湾曲部終端（湾曲始端から 60 度）

図－7　ケース C 1 の断面内流速分布（管軸に垂直な断面，流速ベクトルと等高線，単位：m/s）

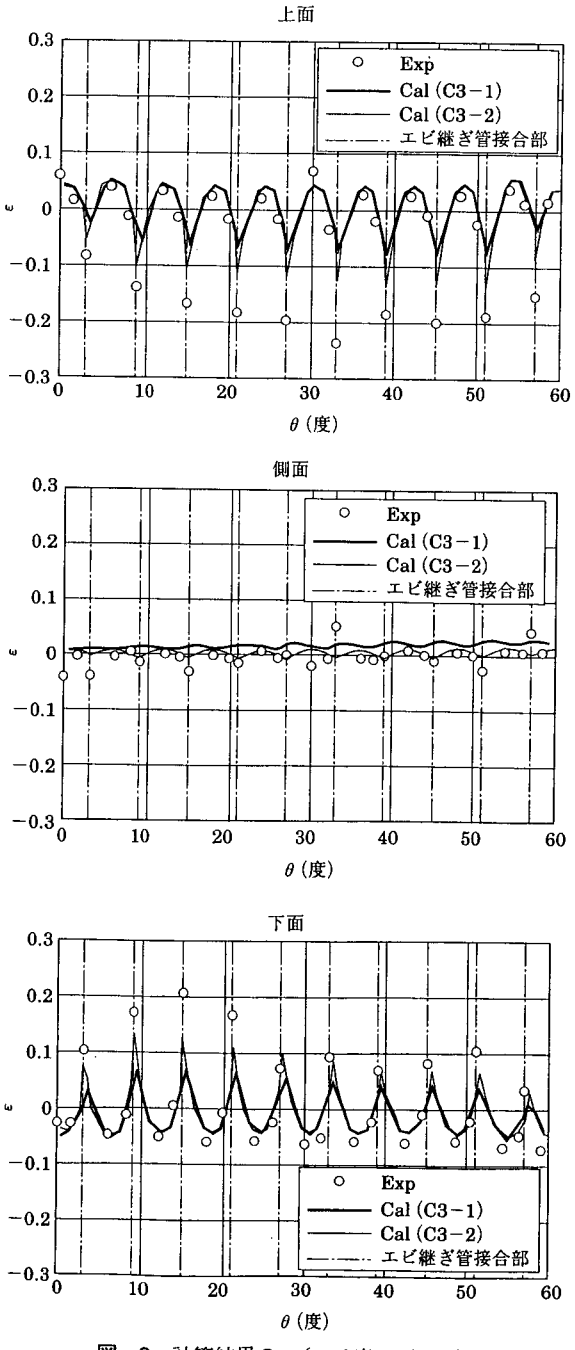
も実験結果の最小値よりはかなり大きな値となっており，最小値の定量的な再現性は十分とは言えない。接合部のε値は，計算値，実験値ともに流下とともに小さくなり，ピークを迎えると上昇に転じているが，ピーク値の現れる位置は計算の方が実験と比べて下流側に位置している。接合部付近を除くと，C3-1とC3-2の結果はほぼ同じであり，実験結果とも良く合っている。側面については，実験結果，C3-1，C3-2の3者ともほぼゼロ付近の値をとっているが，C3-2の方が若干実験結果に近い結果となっている。下面については，ちょうど上面の結果を180度回転させたような結果となっており，エビ継ぎ管接合部に現れる実験結果の最大値は，計算結果よりかなり大きめな値となっている。仮に，今回の模型サイズの放流管を設計するために計算によってεの最大値および最小値を求めるとすれば，実験値が真値であるとして，ケースC3-1の結果であれば4程度，ケースC3-2であれば2程度の安全率を見込む必要があろう。図－9にケースC3-2の管軸を含む鉛直面の圧力分布を示す。これをみると，上面では接続部を中心に同心円状に圧力の高い領域が，下面では接続部を中心に同心円状に圧力の低い領域が存在している様子がわかり，エビ継ぎ管の接続部で生じた局所的な圧力の上昇と下降の影響が及ぶ範囲が把握できる。

3) 管径100 cmの場合

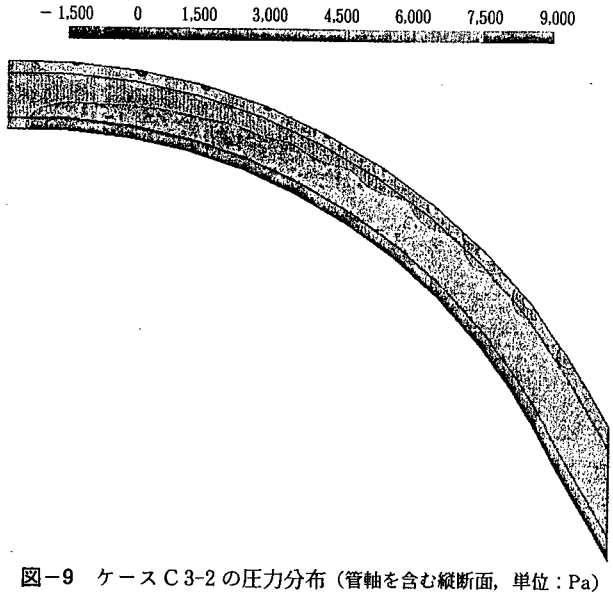
図－10にC3-1,2およびC4-1,2の計算結果のεを示す。C4-1とC4-2の結果を比較すると管径が大きくなった場合でも，上面，下面の最小値，最大値は格子分割の影響を大きく受けることが分かる。また，管径は違うが軸方向格子分割数が同じであるC3-1とC4-1を比べると，C3-1の方が下面の下流のエビ継ぎ接続部の値が若干小さい点と側面の値が全体的に大きい点を除けば，よく似たεの分布を示している。C3-2とC4-2ではC4-2の方が分割数は多いが，よく似た分布を示している。計算結果からは，管径が100 cmとなってもεの特性は管径25.1 cmの場合とそれほど変化しないと考えられる。

6. まとめ

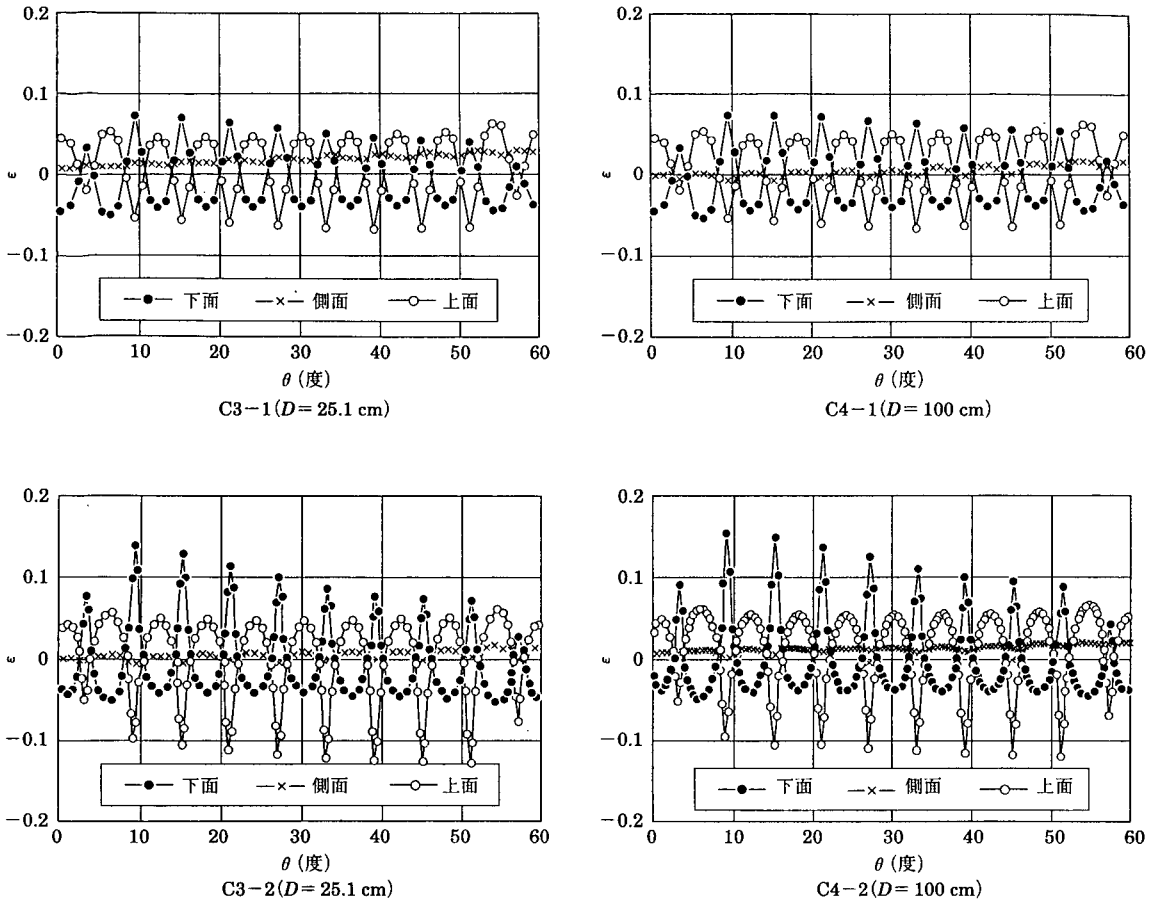
柏井ら[2]の曲管およびエビ継ぎ管についての水理実験



図－8 計算結果のε（α=6度，R/D=9）



図－9 ケースC3-2の圧力分布（管軸を含む縦断面，単位：Pa）



図−10 計算結果の ε（管径 25.1 cm と 100 cm）

および管径 100 cm の場合の数値シミュレーションを行い，圧力特性を検討するとともに数値シミュレーションの適用性を検討した。得られた知見を以下にまとめる。

① α=0 度（曲管）の場合には，数値シミュレーションによって，実験結果の圧力分布について精度良く再現された。

② α=6 度（エビ継ぎ管）の場合には，数値シミュレーションによって，圧力の上昇や下降の傾向および断面急変部以外の圧力分布は良く再現されているが，局所的な圧力上昇および圧力降下の定量的な再現性は十分ではない。

③ 数値シミュレーションのエビ継ぎ管の局所的な圧力の再現性は，格子を断面急変部に集中させることによって改善されたが，実験結果を定量的に再現するまでには至らなかった。

④ 数値シミュレーションによって断面内二次流の様子や縦断面の圧力分布など実験では把握の困難な情報が得られた。

⑤ 管径 100 cm の計算を行った結果，計算結果の比較によれば，管径 100 cm の場合も管径 25.1 cm の場合の圧力特性と同様であると考えられる。

今回の検討によれば，数値シミュレーションを流れの状況や特性を把握するために用いる場合や，断面急変部のない管路流の流れを詳細に検討するために用いる場合には有用であると考えられるが，設計などの定量的な情報が必要とされる場合に利用するには，もう少し事例を積み重ねて，精度の検証や計算手法の標準化を図る必要があると思われる。実験と計算のそれぞれの欠点を双方の利点で補って，両者の検討手法を更に発展させていくことが重要であろう。

参考文献

1) （社）土木学会：水理公式集昭和 60 年版，1985，pp.396-397
2) 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

水位低下用放流設備の入口設定

キーワード　水位低下用放流設備，堆砂，予備ゲート

Q：　水位低下用放流設備の入口は，その設置目的から計画堆砂位よりかなり下方に設定され，堆砂の影響を受けることが懸念されます。そこで，位置設定の考え方，構造上の留意事項について質問します。

A：　ご質問の件につきまして，堆砂形状，入口の構造と操作の観点から回答したいと思います。

1．必要最低水位

回答の前に，水位低下用放流設備により低下する必要最低水位について再整理しておきます。水位低下用放流設備の設置目的，対象流量等の全般的な事項につきましては，本誌のQ&A[1]に整理しており，その中で必要低下最低水位についても言及し，基本的には貯水池を空にできるような位置に設備を設けるが，実際には種々の制限を受けるため，次の要素を考慮して設定するものとしています。

（1）　目的達成のための要素

①点・修理などに必要な標高：各ダムの関係設備の位置により規定される。

②ダムの安全上必要な標高：ダムの安全上，水位の緊急低下が必要な標高により規定される。ただし，各ダムその時点での状況により異なる。

③地滑り，漏水およびその対策のための標高：地滑り，漏水位置，およびそれらに対する対策との関係から規定。

（2）　設備の機能保全のための要素

①堆砂の特性：堆砂形状（堆砂量，地形・地質，粒度，貯水池，運用形態）による。

②上流施設の特性：上流締切り，水没砂防堰堤などの標高との関係による。

2．堆砂形状と埋没の可能性

1．で，必要最低水位の設定において堆砂の特性についても触れていますが，具体的な内容については記述していません。まずこのことについて考えてみたいと思います。水位低下用設備は，その設置目的から最低水位下方に入口を持ち，計画堆砂位より低位に設置されるのが通例です。このことは堆砂により埋沈することを意味し，上記の記述は矛盾することとなります。しかしながら，計画堆砂形状は一般には水平が用いられていることから，より詳細に堆砂形状を推定することにより，水位低下用放流設備入口の埋没危険性をより適切に評価することが可能です。つまり，堆砂の元となる流入土砂は貯水池内で分級され，大きい粒径の土砂は貯水池末端付近に留まります。入口埋没の原因となる堆砂は流入土砂のうち，粒径の小さい土砂により構成されるので，この分級効果を適切に評価してやれば入口の埋没の危険の少ない標高を見出すことができるという訳です。総貯水池容量が100万m^3以上の貯水池の堆砂測量結果によれば，有効容量内の堆砂が全国平均で40%程度であり[2]，かなりの量が計画堆砂位上方に溜まっていることが示されています。この量は，全国直轄ダムの調査結果における砂，礫の堆砂に占める割合の50%程度と概ね符合しています[3]。同調査結果では，ダム位置の粒径はほとんどが粘土・シルトにより構成されていることが示されていますが，その比率は勿論ダム毎に異なります。

堆砂形状を詳細に検討する方法として分級現象を数値シミュレーションにより再現することが考えられますが，この場合には，適切な数値シミュレーションモデルが必要なことは勿論，流量と粒径別の流入土砂量の関係等の条件設定作業が必要となります。つまり，それなりの観測データと高度な解析能力，労力を要します。簡便には，計画堆砂量のうち堆砂位下方に溜まる比率を推定し，水平堆砂とする方法が考えられ，目的が水位低下用の入口を検討するのみであれば後者の予測で十分に思います。ただし，この場合にも，計画堆砂位以下に堆砂する土砂量を推定する必要があります。これについては，近傍類似のダムがあれば，その貯水池の堆砂形状から比率を求めることが可能です。近傍に適当な貯水池がない場合には，当該流域の地質や地形，崩壊状況を参考に，

より広いエリアで類似の貯水池を選出し推定することも考えられます。

3. 入口土砂のフラッシュ操作

上記により，堆砂に対する安全性を検討することができますが，設置目的上求められるダム位置の堆砂位より下方に設置する必要がある場合も考えられます。また，堆砂量や堆砂形状に対する予測精度の問題もあります。そこでより確実に施設の機能を維持する方法が期待されます。以下では，土砂による埋没が懸念される場合を対象に対応策としての操作方法を考えてみます。

入口の閉塞を防止する方法として，河川砂防基準（案）計画編 4.1 の解説に記述されているように，定期的に放流し堆積した入口の土砂をフラッシュすることが考えられます。ダム位置に堆積する土砂は粒径が小さいので，入口がいくらか埋没したとしてもフラッシュすることが可能です。定期的にと記述されているのは，埋没深が大きくなり，長期に亘り圧密作用を受けると堆積土砂が固結してしまうからで，フラッシュすることにより，放流管入口への水路(みずみち)断面を確保することができます。この場合，放流される水はダムの底部の水であり，また，堆砂が進んだ状態での放流は濁水を伴うので，下流への影響に対する注意が必要です。入口のフラッシュに要する時間は比較的短時間で済むので，下流流量が比較的大きい洪水末期等に放流するなどの配慮が可能と思います。当然のことながら，フラッシュ効果は堆砂が入口まで進行して初めて期待できるので，それ以前の操作にフラッシュの意味はありません。ただし，ゲートは可動施設なので，定期的に動かしておくことが望ましく思います。

フラッシュ効果を期待するためには，入口においてそれなりの流速が確保される必要があります。水位低下専用の放流管であれば他に水の取り入れ口がないので，放流量に応じた流速が期待できます。一方，選択取水設備下方に取り入れ口が設定され，かつ選択取水設備からの取水が行われている場合には複数の流入口があり，流速が減じます。土砂で埋没していれば，当該入口の抵抗が大きく，取水設備からの流入のみ生じるという状態も考えられます。従って，効果的なフラッシュができない場合には取水設備からの流入を制限する必要があります。多孔式設備であれば，取水口ゲートを全て閉めることで対応できます。多段式ゲートの場合には，ゲートを水面まで引き上げることが考えられますが，フラッシュ放流時の塔（ゲート）内水位を想定の上，予めそのような操作が可能な施設としておく必要があります。

以上は，入口の完全な埋没を防ぐことを前提とした操作を示したものです。ところで，仮に入口が堆砂位より下方にあるとしても，これは百年より早い段階で埋没する可能性があるということを意味するのであって，直ちに埋没することを意味する訳ではありません。フラッシュ操作の必要性については，堆砂進行後の入口機能の必要性から十分検討する必要があります。堆砂位に応じて入口位置を変更できるのであれば（そういったケースがほとんどと思います），標高の異なる複数の入口を設置し堆砂状況に応じて埋没した入口を放棄していくという方法も考えられます。また，埋没したからといって全く放流が不可能になる訳ではなく，撹拌装置により入口周辺を撹拌するとともに放流を実施すれば，フラッシュ放流を再開することは可能と思います。ただし，この場合は緊急の放流には間に合わないことが想定されます。何れにしても，水位低下の目的と必要低下水位，堆砂進行の関係を考慮の上，こうした選択肢から当該ダムに適した方法を選択する必要があります。

4. 入口構造について

入口の構造，特に入口ゲートについてですが，入口部に設けられるゲートは，水位低下専用の放流管の場合と，選択取水設備底部に設けられる場合で機能が異なります。水位低下専用放流管であれば，主ゲートや下流放流管を点検・保守するための予備ゲートの役割をもち，選択取水設備底部に設けられる場合には，予備ゲートとともに選択取水時の締切りゲートの機能が必要です。ゲートは，何れのゲートも点検・保守できるのが原則であり，その意味では，これらゲートは貯水位上方に巻き上げ可能な構造とするのが望ましいといえます。また，入口の土砂埋没が懸念される場合には，ゲートを土砂に埋没させないため，入口付近の土砂の到達し得ない放流管途中や取水塔内に設けるのが望ましいといえます。この場合，ゲート上流の管路についてはメインテナンスフリーの材料を用いる必要があることはいうまでもありません。

入口ゲートを管の上流端に設けた場合には，ゲートそのものが土砂に埋没し動作不能となることが考えられます。ただし，水位低下専用放流管の予備ゲートであれば，常時は上方に設置することによりある程度の対応は可能と考えられます。即ち，仮に入口が埋没したとしても，まず主ゲートのフラッシュ操作により入口付近の土砂を概ねフラッシュさせ，底部や戸溝に残った土砂はゲートを遂次下ろしていくことでフラッシュし締切りが可能と

思われます。

ゲートを上方に巻き上げることおよび，ゲートを土砂埋没させないことが望ましいとしましたが，これは，入口ゲートの開閉機能維持の観点から望ましいと言い換えるべきで，こうしたゲートの配置計画は，実際にはそれなりに費用を要するものとなります。巻き上げるためのスペースの確保や装置の設置，スクリーンがある場合のスクリーンの上方までの設置など，また，土砂埋没を避けるための塔内設置スペースの確保など構造物として割高なものになることが予想されます。それ故，実際に設置される施設ではこうした措置を取っていない例が多く見られます。しかしながら，これら施設では，機能維持についての検討がほとんど実施されていないのも実状であり，まず機能維持の可能性について検討を行い，その上で施設の方針を決めるべきでしょう。

入口ゲートの貯水位上方への巻き上げを想定しない場合には，ゲートはメインテナンスフリーが可能なものとして材料選定を行うとともに，その製作，施工管理に万全の体制が必要です。メンテナンスフリー可能な材料といわれているステンレスと雖も安易な製作，施工では必ずしも耐久性に信頼を置くことはできないと考える必要があります。また，土砂による埋没を想定する場合，ゲートが開状態であれば主ゲート操作によるフラッシュ効果が期待できますが，閉状態ではフラッシュ効果は期待できません。閉状態で埋没した場合，ゲートの復帰には撹拌等外部からの対応を考えておく必要があります。選択取水底部のゲートは常時は閉状態なので，先に述べたフラッシュ操作は，ゲートを埋没しない位置に設置していることが前提になります。なお，閉状態での土砂埋没後の入口ゲートの放棄を想定している場合にも，メインテナンスフリーにより止水機能維持が可能な施設としておく必要があることはいうまでもありません。

開状態でのフラッシュ効果は，上方の堆砂高が大きく，長期に亘る場合には期待できなくなる可能性があることは先に示した通りです。水位低下専用放流管でこうした放置を行う場合には，主ゲート（バルブ），或いは副ゲート（バルブ）の点検補修ができなくなるので注意が必要です。これらゲート（バルブ）の点検補修のためには，やはり別途，外部からの対応が必要になります。

水位低下放流設備と堆砂の影響の関係およびその対策については，必ずしも体系立った方針が確立しているわけではありません。ダム毎の特徴を踏まえ，上記の回答を参考に計画・設計して頂ければと思います。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

参考文献

1) 建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室：水位低下用放流設備について，ダム技術，No. 71，1992
2) 上阪恒雄：貯水池土砂管理，ダム技術，No. 159，1999
3) 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，1999

Ⅱ－120　トンネル式放流設備内の流木挙動に関する調査

石川島播磨重工業　正会員　石井　通博
水資源開発公団　正会員　薬師寺　公文
建設省土木研究所　正会員　柏井　条介

１．はじめに

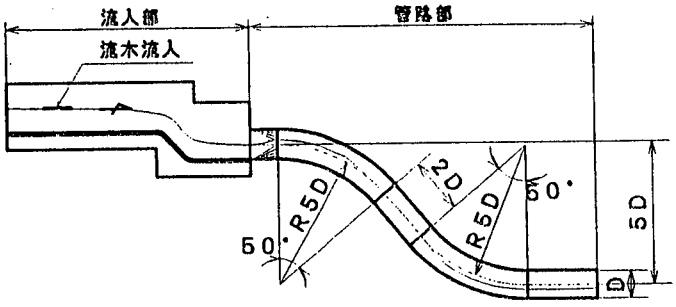
堤体中に洪水吐きを設けることができないフィルダムでは、洪水吐きを堤体から分離し、左右岸の岩盤を基礎にして、開水路として設けることが多いが、相当量の掘削と広大な掘削法面の発生を伴うことが多く、経済性や景観の面からも好ましくない。このため、経済性，景観に優れたトンネル式洪水吐きへの期待が大きくなるものと考えられる。一方、トンネル式の洪水吐きでは閉空間内となっているため、洪水時等での流木の流下による閉塞が構造的に懸念される。しかし、閉塞についての調査は十分なされていないのが現状である。そこで本調査では、トンネル式洪水吐きの管路部、特に鉛直面内に曲がりを持つ管路について、管路内に流木が流入したときの流木挙動及び流木の停留条件について調査した。

なお、本調査において、停留とは流木が管路内に完全に留まった状態を言い、停留率とは同一条件で10回の投入に対する停留数の割合を言うものとする。

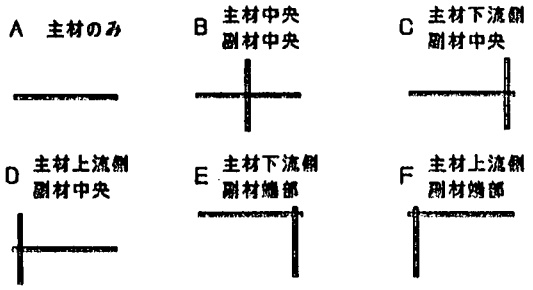
２．調査方法

２．１　管路及び流木モデル形状

本調査では、図－１に示す形状および寸法の管路模型を使用した。ただし管径Dは200mmとし、その他の寸法は管径Dを用いて表した。流木モデルは気乾比重約0.7（国産広葉樹とほぼ同程度），直径d=0.05Dの円筒形の木材を、図－２に示すような形状に主材（水流に平行な流木）と副材（水流に直角な流木）を組み合わせて使用した。



図－１　管路模型概略図



図－２　流木モデル形状

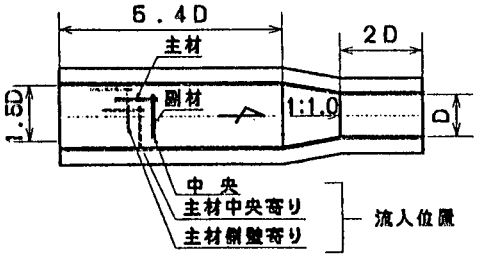
２．２　実験条件

２．２．１　流量

流量は、管断面積の概ね3/4が流積となるよう設定し、Q=57l/sとした。また、停留率が高くなった流木形状に対しては1/2流量のQ'=28l/sについても調査を行った。

２．２．２　流入位置

図－３は流入部における流木流入位置を示したものである。左右非対称の流木モデル（流木形状E,F）については、流入位置を中央，右側（主材中央寄り），左側（主材側壁寄り）の３通り、左右対称の流木モデル（流木形状A,B,C,D）については流入位置を中央，端部の２通りとした。

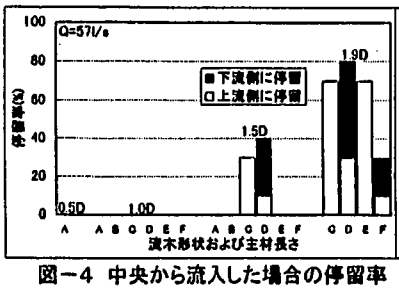


図－３　流入位置

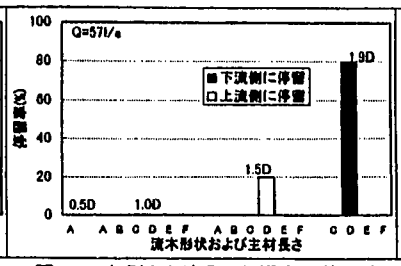
キーワード：トンネル式洪水吐き，流木
〒１３５　東京都江東区豊洲３－１－１５　TEL ０３－３５３４－３１７７　FAX ０３－３５３４－３１８２

３．調査結果

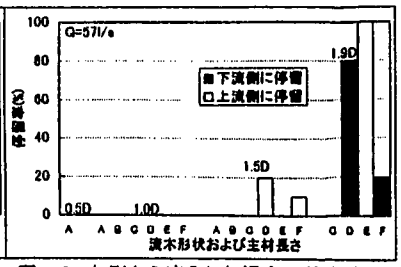
図－４～図－６は流量Q=57l/sにおいて流木流入位置を変化させたときの停留率および停留位置を示したものである。図中の数値は主材長さを表したものである。また、図－７～図－９はQ=57l/sにおいて停留率の高かった流木形状C，D，E，Fに対して、流量Q'=28l/sとしたときの流入位置別停留率を示したものである。



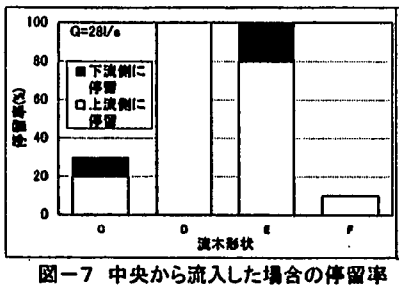
図－４ 中央から流入した場合の停留率



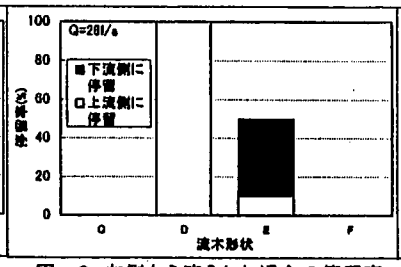
図－５ 右側から流入した場合の停留率



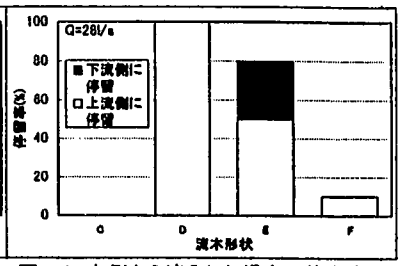
図－６ 左側から流入した場合の停留率



図－７ 中央から流入した場合の停留率



図－８ 右側から流入した場合の停留率



図－９ 左側から流入した場合の停留率

図－４～図－６より、主材のみ（流木形状A）が流入した場合、停留は発生しないことがわかる。このことより、停留は副材によって引き起こされると考えられる。また、副材が同じ長さでも主材が長くなるほど停留率は高くなっている。これは、副材（長さ1.0D）が管軸に対して直角になった場合にのみ停留が発生するためで、主材が流れに対して平行になる確率が高いのもの、すなわち主材が長いものほど停留率が高くなっていると考えられる。

図－４において流木形状C，D，E，Fを比較すると、左右対称の流木モデル（流木形状C，D）が、左右非対称の流木モデル（流木形状E，F）より高い停留率を示す傾向があることがわかる。左右非対称の場合、副材は流れに対して斜めになった状態で管路内に流入し、そのままの状態で管路下流端まで達する場合が多いため、停留率が低くなっていると考えられる。

図－５，図－６を比較すると、左右非対称の流木モデルの場合、流入位置により停留率が大幅に変化していることがわかる。特に流木形状Eにおいて顕著な差が現れ、右側（主材中央寄り）から流入した場合停留は発生しないが、左側（主材側壁寄り）から流入した場合は100%の停留率を示した。これは、端部から流入した場合、流入部側壁形状が、流木流入時の角度に影響を及ぼしているためと考えられる。

流木形状別に停留位置を見た場合、主材の下流側に副材を配置した場合（流木形状C，E）、すべて上流側曲管部に停留し、主材の上流側に副材を配置した場合（流木形状D，F）、下流側曲管部に停留する割合が高くなっていることがわかる。この傾向は投入位置を変化させた場合においても、ほぼ同様である。

流量別に比較すると、流木形状Dの場合、停留位置に変化が生じていることがわかる。これは、水深の低下に伴って流水が流木に及ぼす影響は減少し、流木は下流側曲管部まで達することができないためであると考えられる。また、流量Q=28l/s時では流木形状Eにおいて、右側（主材中央寄り）から流入したものに停留が発生した。これは、水深の低下によって、主材を軸にした回転が発生したためであると考えられる。

４．　終わりに

本調査により、流木停留の有無を決定する要因がある程度把握することができた。最も重要なのは流入時における流木の角度であり、流木の角度を決定する条件としては、流木形状，流入部形状，流入位置，流量が考えられる。今後は本調査の結果を流木の流入防止対策を検討する上で役立てていきたいと考える。

Ⅱ-134　水路トンネルへの空気供給システムの特性

建設省土木研究所　正員　宮脇千晴
建設省土木研究所　正員　高須修二

１．はじめに

フィルダム等で用いられているトンネル式洪水吐きの流れは、水と空気が混在する複雑な高速流れとなり、これら水路トンネルを設計する上で空気供給システムについてそのメカニズムを知ることは、トンネル内での高速流れを安定した自由流状態とするための給気管の必要規模の設計のためには重要な事項である。本論文は、水路トンネルにおける空気供給のメカニズムを把握するために、連行される空気流の特性に着目した単純モデルを用いて検討したものである。

２．水路トンネル内での流れ

水路トンネル内では、図１に示すように、水と空気の運動は相互に影響を及ぼしあい、流水中には混入現象により水中に取り込まれた気泡が存在しており，その上部空間には流水から飛散する水滴と流水や水滴からの運動量の拡散に起因する空気の流れとが共存している。この水路トンネル内を流下する水流の上部空間では、流水面のせん断力や飛散する水滴による抗力および空気の渦粘性による運動量輸送により，風速分布は、①断面の点線や②断面の点線で示されるように発達していく。また，トンネル内の圧力低下により②断面では一点鎖線で示されるような逆流が生じ，点線と重ね合わせた実線のような分布形状が結果として出現する。この現象が開放された大気中で生じている場合には、①断面から②断面の間で上部から空気の流入があり、②断面の風速分布は①断面の風速分布に影響を与えることはない。しかし、本研究で対象としているような水路トンネル内では，発達した断面の風速分布に見合う空気量が①断面を通して供給される必要があり、①断面での一点鎖線で示されるような逆流と点線と重ね合わせた実線のような分布形状による総空気量が②断面での総空気量と一致するように逆流量，すなわち圧力勾配を調節することになる。一方，空気管を通しての給気がある程度確保されれば，それに見合った空気連行機構を維持するように流れが形成される。このようなメカニズムを単純なモデルで理解することは極めて有益である。

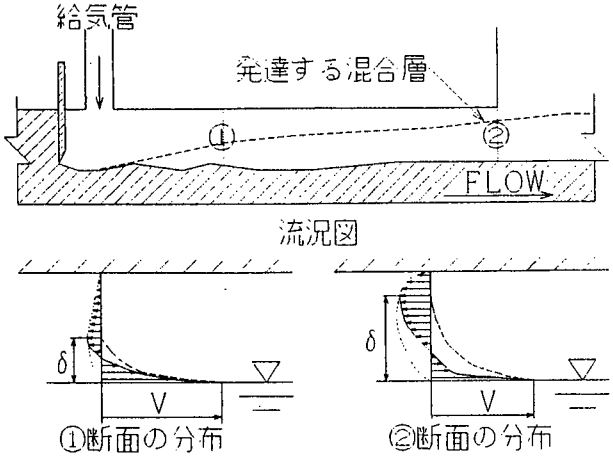


図１　水路トンネル内の流れ

３．空気供給のメカニズム

２．で述べたように，水路トンネル内への空気供給はトンネル下流端とトンネル上流端の供給により特徴づけられ、どちらも，流水より与えられる運動量により空気がトンネル下流端から流出することにより，圧力降下が生じ，空気の流入が起こるものであるが、前者の下流端からの空気の流入は、流水による運動量の拡散と圧力差による運動量の相互作用による風速分布に規定されるものであり、後者は圧力差と給気設備のエネルギー損失により規定されるものである。給気設備による安定した流れが作られれば、空気混入現象は、比較的スムーズに行われ、水滴等の飛散はそれ程多くは観察されず、その影響は比較的小さいと考えられる。このため、単純化したモデルでは，空気混入現象や飛散する水縮性は考えない。今、流速U m/s でトンネル内を流下する表面が滑らかな水流の上部に誘起される空気の流滴を無視し，平滑な流水面により発達する空

キーワード：水路トンネル、空気供給システム、空気連行
〒305-0804 茨城県つくば市大字旭１番地　TEL 0298-64-2211（内線 7020）FAX 0298-64-0164

気の流れを取り扱う。また，この時点では空気の圧れを考える。空気の圧縮性を無視し、乱流粘性係数を一定と仮定すると、この空気流れは、Cuette の流れであり、その風速分布は（1）式のようになる。これは、トンネルの長さが十分長く、トンネル下流端で乱流境界層が十分発達している状況を考えていることになる。

$$u=U\left\{\frac{y}{h}+P\frac{y}{h}\left(1-\frac{y}{h}\right)\right\} \quad \text{ただし、} \quad P=\left(-\frac{dp}{dx}\right)\frac{h^2}{2\mu_t U} \qquad \text{――――――――――（1）}$$

上式の右辺第１項は流水のせん断力により発達する風速分布を表しており，第２項は圧力勾配による下流から流入する風速分布を表している。上流端での圧力低下のない P=0 では直線分布となっているが，P<-1 で上部に逆流が生じることがわかる。（1）式を上部空間で積分し，断面平均量を求めると（2）式となる。

$$\frac{q}{Uh}=\frac{1}{2}+\frac{P}{6} \qquad \text{――――――――――――――――――――――――（2）}$$

（2）式は，水流およびトンネル水路の条件により定まる給気機構の特性を表すものである。一方、給気管による給気機構の特性は（3）式で表される。

$$Qs=CA\sqrt{\frac{2\Delta p}{\rho}} \quad \text{ただし、} \quad C=\sqrt{\frac{1}{1+f}} \qquad \text{――――――――（3）}$$

（2），（3）式の関係を定性的に示すと図２のようになる。すなわち、（2）（3）式の交点（○印）で圧力降下量と給気量が規定され、全体の給気システムの状態が示されている。図２中、給気設備２は給気設備１に対して、給気設備４は給気設備３に対して、それぞれ給気管の断面積が２倍となっているものを比較して示している。圧力降下量が小さい給気設備３，４の場合，給気管断面を大きくしても，流れの特性の変化は小さく，給気量の変化率も小さいものとなる。一方，圧力降下量が大きい給気設備１，２の場合，給気管断面を大きくすると，流れの特性の変化が大きく，給気量も比例して大きくなる。

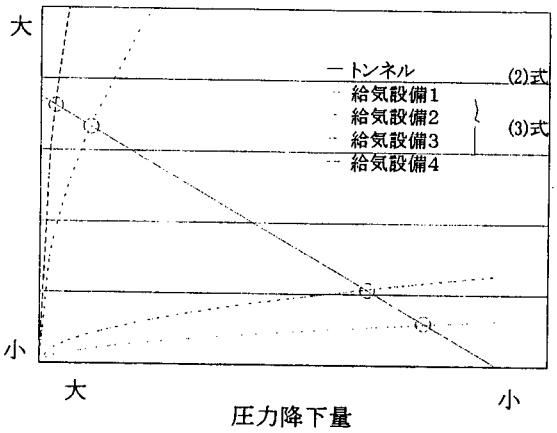


図２　給気システムの特性

これは、給気設備の能力が小さく、流れの安定性が問題となる場合、設備能力を高めることで、流れの安定性を確保することが比較的容易であることを意味している。なお、空気混入やエアレータ等，別なメカニズムで空気が連行されている場合には，トンネルでの風速分布特性を示している直線を，その空気量分だけ上方にシフトさせることでシステムの変化状況を知ることができる。この場合も，圧力が低下し，空気管からの給気量が増えると共に，下流からの流入も増加し，トータルとしてバランスすることになる。

４．まとめ

以上のように、水路トンネル内での空気供給システムは、トンネル内の圧力降下量と給気量がほぼ反比例の関係で表され、給気設備の規模等によるシステムの変化状況を知ることができることがわかる。これらの概念は、水流による空気連行現象に共通のものであり、例えば放流管下流の水路底面にオフセットを設置した場合の空気連行現象[3]にも同様に適用可能である。

参考文献　1）高須修二、中沢顕司、村岡敬子、金子徹：ダム放流管における空気連行流の発達過程，土木技術資料 29-8,pp45 ～ 50,1987.8

2）貞弘文佳、高橋陽一、巻幡敏秋、与口正敏：トンネル内放流における高圧ゲートの給気特性に関する研究，ダム工学 No.23,pp5 ～ 15,1996,9

3）高須修二、中沢顕司、宮脇千晴：水路底面のオフセットによる空気連行現象，第 31 回水理講演会論文集 pp617 ～ 622,1987.2

(II－118)　側方に導流する水中減勢工の水理特性

建設省土木研究所　正会員　野仲 典理
建設省土木研究所　正会員　柏井 条介

1. はじめに

ダム放流設備の中で水位維持放流設備など比較的小放流量かつ長期間放流する設備における減勢工の1つとして水中減勢工がある。水中減勢工は、ダム洪水吐きによく用いられる跳水式減勢工に較べて騒音や水の飛散の影響が少ないという特徴を有している。A ダムでは、景観設計として水位維持放流設備の放流水をダム洪水吐き主減勢工の側壁より7門の越流方式で放流する計画としており、本報告はその水位維持放流設備の水中減勢工の水理特性について紹介するものである。

2. 実験概要

図-1 に A ダムの水中減勢工形状を示す。水位維持放流設備出口の高圧スライドゲートからの放流水は、長さ 83m、幅 6m の減勢槽において減勢され、4条の開口部により側方の幅 3m の越流槽へと導流され、最終的に7門の越流頂からダム洪水吐き主減勢工へと放流される。

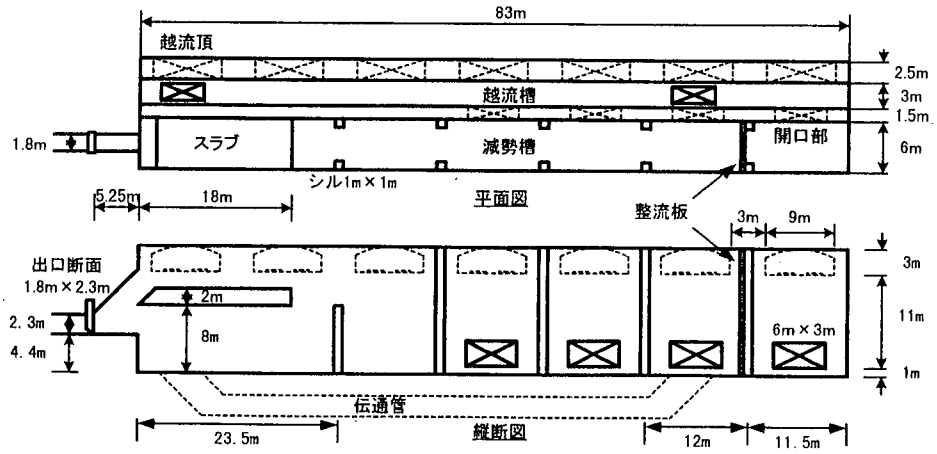


図-1 水位維持放流設備減勢工形状

1m 角のシルは減勢効果を高めるため、整流板は減勢槽内の波浪を抑えるため、伝通管は越流槽内の水位を水平に保つために設置した。実験は、圧力水槽に 1/25 縮尺のアクリル模型を設置し、フルードの相似則に従って行った。電磁流量計にて流量を、ピエゾ管にて放流管および減勢工内の作用圧力を計測した。また、カメラおよびビデオによる流況観察を行った。なお、結果は簡便のため原型値で示す。

3. 実験結果

(1) 減勢槽内の流況

図-2(a)にスラブを設置しない場合における減勢槽内の流況の模式図を示す。跳水やわき上がりによる水面変動や騒音が激しく、水面変動に関しては貯水池の全水頭が高い場合には間欠的に減勢槽高 15m を上回った。ここで、全水頭＝貯水位－減勢槽内水位である。また、ゲート直下流から大量の空気が混入し、その白濁はゲート下流 50m 位置にまで及んだ。そこで、スラブの設置により水面変動等を抑えることとし、垂直および斜め配置等の検討の結果、水平配置とすることで安定した流況が得られた。スラブ水平長が短い場合にはスラブ下流にわき上がりが生じ、長い場合にはスラブ底面の圧力降下量が大きくなることが確認され、最適スラブ長は

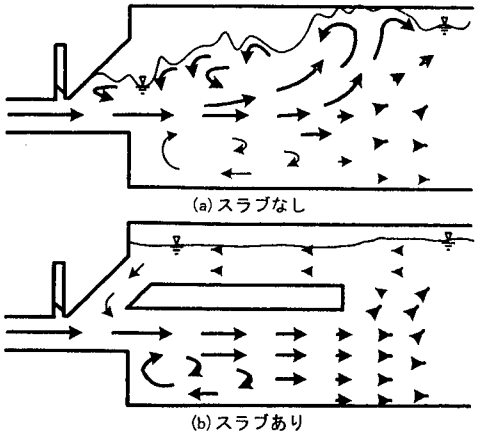


図-2 減勢槽内の流況

18m とした。図-2(b)にスラブ長 18m の場合における流況の模式図を示す。ゲートからの放流水はスラブ底面下の減勢槽内を通過する際、減勢されながら減速していく。減勢された流水の多くは側方の越流槽へ導流されるが、一部の流水はスラブ上面をゲート方向へ逆流し、ゲートからの放流水に引き込まれる。

(2) スラブ底面の圧力分布

図-3 にスラブ底面の圧力水頭の分布を示す。スラブ底面上流端付近の高流速部で圧力が最も低く、スラブ下流端に向けて徐々に増加する。また、貯水池の全水頭が高いほど、ゲート開度が大きいほど圧力が降下する。図-4 に貯水池の全水頭と放流量の関係を示すが、斜線部分がスラブ底面に負圧が生じない安全な運用領域である。

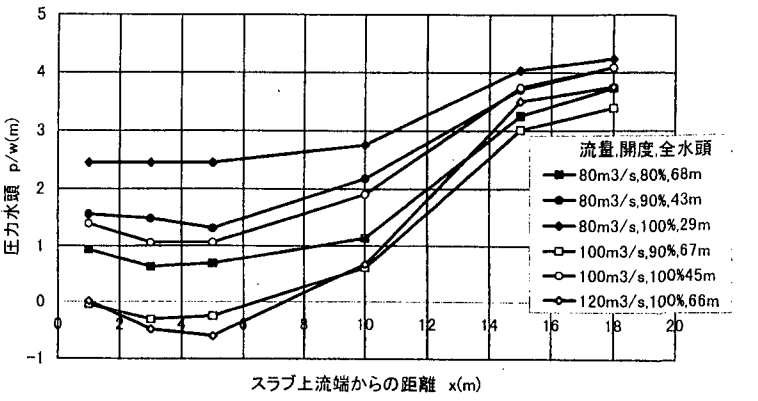


図-3 スラブ底面の圧力分布

(3)ゲート付近の圧力分布

図-5 にゲート付近のピエゾ水頭の分布を示す。ここで、ピエゾ水頭とは z+p/w で表される指標であり、z はピエゾ設置標高、p/w は圧力水頭である。底面においては、ゲート出口の下流 2.5m 付近から減勢槽入口に向けて滑らかに圧力が降下していくが、減勢槽の水位による背圧が作用しており十分正圧を保っている。また、ゲート付近底面の圧力はスラブ底面の圧力よりも高い。上面においては、ゲート部において圧力が降下するが底面と同様に背圧が作用しており十分正圧を保っている。また、上面の減勢槽入口付近で若干の圧力降下が見られるが、これはスラブ上面から引き込まれる流れの影響である。ここで、スラブ上面上流端を 45° 切り落とした理由は引き込まれる流速を小さくするためであり、この切り落としがない場合には引き込み流速が増大し、速度水頭分の圧力降下により負圧が生じることが確認されている。

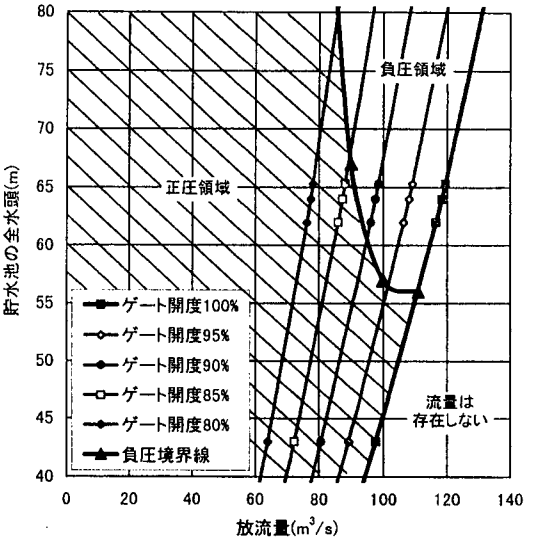


図-4 貯水位と放流量の関係

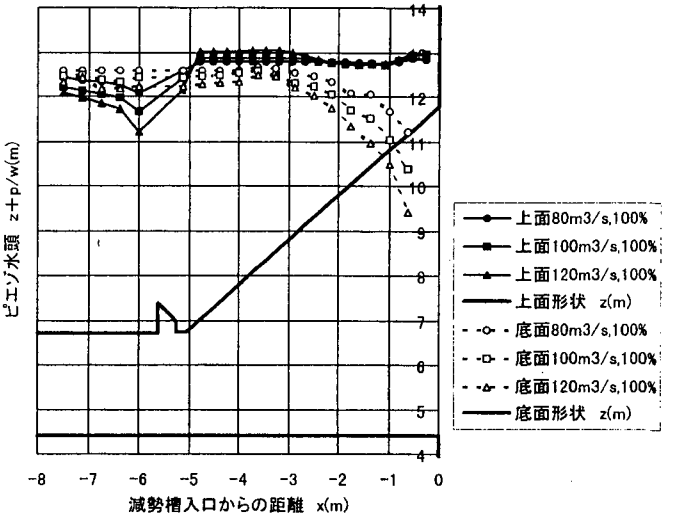


図-5 ゲート付近の圧力分布

4. まとめ

以上の結果をまとめると以下のとおりである。

(1)スラブを設置することにより減勢槽内の水面変動等を抑えることができた。

(2)スラブ底面は圧力が低下するため、設計・運用上注意を要する。

(3)スラブ上面からの引き込み流速が大きいと付近の圧力が低下するため、設計・運用上注意を要する。

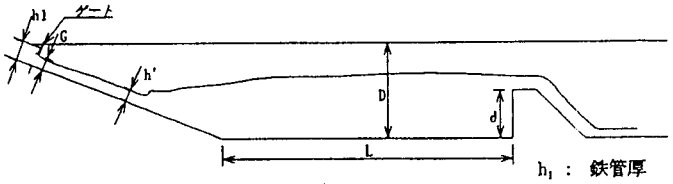
(II－119)

跳水式減勢工内の空気混入量

建設省土木研究所　正会員　櫻井 寿之
建設省土木研究所　正会員　桜井　力
建設省土木研究所　正会員　柏井 条介

1．はじめに：ダムの放流設備においては，下流河道を保護する目的で，ダムからの放流水の勢いを弱めるために減勢工が設けられる．減勢工における跳水現象は，流れに空気が混入する複雑な現象である．減勢工の規模や壁高を決定するには，水理計算を行い，その形状を水理模型実験により確認・修正する方法が用いられているが，その際には模型縮尺による現象の再現性や空気混入の状況を考慮する必要がある．そこで，本報では，縮尺の異なる模型を用いて実験を行い，跳水式減勢工内の空気混入現象について考察した．

2．実験方法：実験に用いた減勢工形状としては，図－1に示すような，1：2.5 の傾斜を持つスロープ部と長さ L(m)の水平水叩きおよび高さ d(m)の副ダムを有するものである．実験施設の制約のため，跳水を幅方向には一様な現象とみなし，幅一定の２次元模型とした．減勢工の縦断面形状が幾何学的に相似で縮尺比が１：２：３：４の４ケースについて実験を行った．各ケースにおいては，流量を変化させて実験を行ったが，その際ゲート開度を調節することによって作用水頭が各ケースで相似となるようにした．実験ケースを表－１に示す．実験のフルード数の範囲としては，おおよそ７～９である．



図－１　減勢工形状

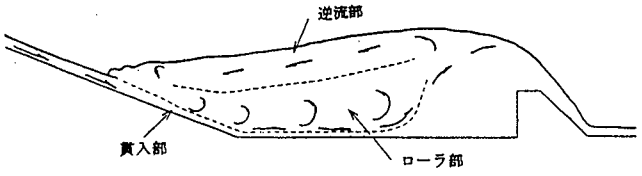
h_1 ： 鉄管厚
G ： ゲート高
h' ： 流入水深
L ： 水平水叩き長
d ： 副ダム高
D ： 上ブタ高

測定項目は，水面形，流下方向流速，空気濃度である．水面形は，水叩き始端，水叩き中央，副ダム直上流の３測点について模型側面から平均水深，最高水深を鋼尺で直読した．流速分布については，水平水叩き中の５測線について鉛直方向に 0.2d ピッチでピトー管を用いて測定した．空気濃度に関しては，スロープ部については４測線で鉛直方向に 0.05d ピッチ，水平水叩きについては，５測線で鉛直方向に 0.1d ピッチの測点についてボイド計を用いて測定した．

表－１　実験ケース

ケース	模型縮尺の比	鉄管厚 h1(cm)	作用水頭 Z(m)	ゲート高 G(cm)	設定流量 Q(l/s)	実験時流量 (l/s)	流入水深 h'(cm)	流入部平均流速 v'(m/s)	流入フルード数 Fr'
1-1	1	3.00	1.00	-	12.00	12.70	1.87	3.40	7.93
1-2			1.25	-	15.90	16.50	2.14	3.86	8.42
1-3			1.50	-	19.30	20.10	2.33	4.31	9.03
2-1	2	6.00	2.00	-	33.80	33.70	3.65	4.62	7.72
2-2			2.50	-	45.00	44.80	4.39	5.10	7.78
2-3			3.00	-	54.60	55.00	4.76	5.78	8.46
3-1	3	9.00	3.00	7.90	62.10	61.00	5.63	5.42	7.29
3-2			3.75	8.30	82.70	81.10	6.30	6.44	8.19
3-3			4.50	8.60	100.30	99.40	6.84	7.27	8.87
4-1	4	12.00	4.00	10.40	95.60	97.10	7.48	6.49	7.58
4-2			5.00	11.40	127.30	131.30	9.09	7.22	7.65
4-3			6.00	11.70	154.40	155.10	9.76	7.95	8.12

3．実験結果：実験結果の減勢工の流況は，流速と空気混入の様子に着目すると図－２に示したように３つの部分に分類される．貫入部においては，流入水脈が水路底部沿いを進行し，流速は大きく，空気はほとんど混入されていない．ローラ部においては，水叩き始端付近から渦（直径は副ダム高の 0.4～0.6 倍程度）を巻きながら流下する．流速は比較的大きく，気泡の径は小さい．逆流部では，ローラが水面付近まで上昇し，その流れが跳水始端付近まで逆流する．気泡の径は比較的大きい．ケース２－３について，流速分布，空気濃度分布の結果を図－３，４に示す．

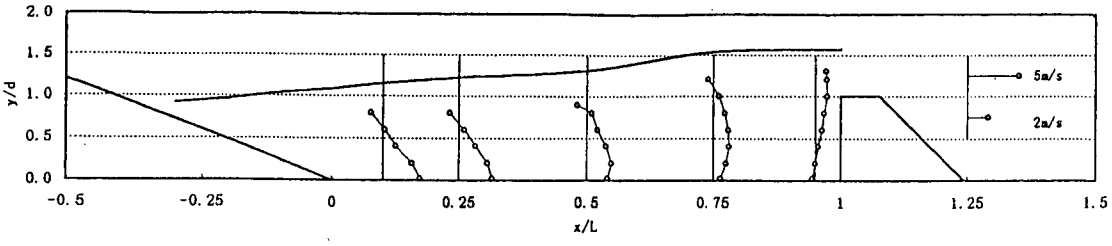


図－２　減勢工の流況

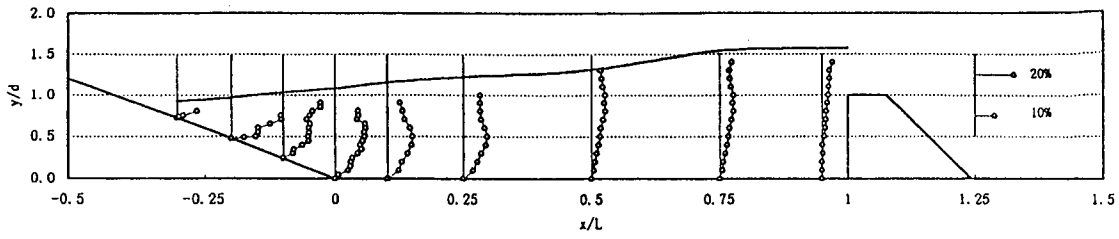
(1) 同一縮尺における流量による比較

①流速分布：流量が変化してもほぼ同様な傾向を示しており，水叩きの上流では，底面に流速の最大値が現れているが，流下するにつれて，最大値となる水深が上昇していく．また水面付近では逆流のために負の値となっている．

②空気濃度：流量が増加すると空気濃度は大きくなる傾向があるが，分布形状に大きな違いはみられない．水深方向に関しては，貫入部の濃度は小さく，ローラ部の濃度が大きい．また濃度の最大値は流況観察によるローラの中心とほぼ一致



図－３　流速分布（ケース２－３）

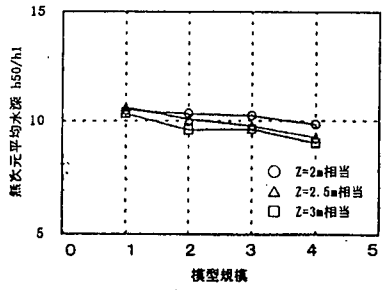


図－４　空気濃度分布（ケース２－３）

し値は 20%程度である．この最大値の値は，Rajaratnam[1]の式より求めた値とほぼ一致する．また逆流域では空気濃度はローラ部と比べやや小さくなっている．

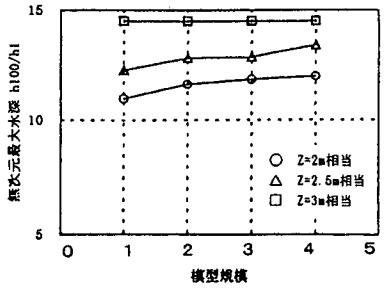
(2) 縮尺による比較

①無次元平均水深と無次元最大水深：図－５，６に各模型規模の無次元平均水深と無次元最大水深を示した．なお水深は鉄管厚 h_1 で無次元化している．これより，水叩き上では模型規模が大きくなると，無次元平均水深は小さくなり，無次元最大水深は大きくなる傾向があり，水面変動量（最大水深／平均水深）は模型規模が大きくなるほど大きくなることがわかる．この傾向は，これまでに得られている知見[2]と一致する．



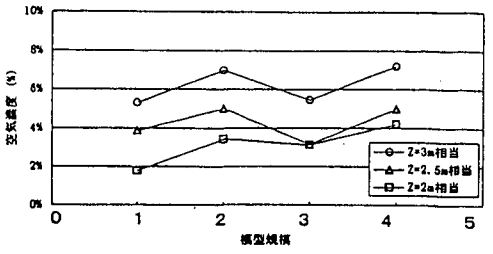
図－５　無次元平均水深

②流速分布：各模型の流速を，作用水頭 Z を用いた $\sqrt{2gZ}$ で無次元化した場合，流速の分布形状および流速値はほぼ相似であり，模型規模の違いによる変化はほとんど認められない．しかし，ピトー管で測定した流速は平均値であり，模型規模により水面変動が異なっていることから，流速変動は変化しているものと推測される．



図－６　無次元最大水深

③空気濃度：平均空気濃度について図－７に示す．これをみると，３倍模型の値が小さくなっているが，他の実験結果では，模型規模が大きくなると，濃度は大きくなっている．Z＝2m 相当の場合には，１倍模型と４倍模型において，平均空気濃度にほぼ２倍の差がある．しかし，平均空気濃度の値としては，2～8%程度でありそれほど大きくはない．また模型の縮尺が変化しても空気濃度の最大値が現れる位置は同じであった．



図－７　平均空気濃度

4．おわりに：本報の模型縮尺の範囲においては，減勢工内の平均的な流速分布，空気濃度の分布傾向は模型縮尺によらず相似であることがわかった．また，空気濃度の値および水面変動量は模型縮尺によって影響を受けることがわかった．今後は，空気濃度の測定精度を向上させることおよび水面変動の周期・波長，流速の乱れ強度等に着目した検討を行っていく必要があると思われる．

参考文献

1)Air entrainment in free-surface flows, Ian R. Wood(editor),Hydraulic structures design manual 4, IAHR

2)柏井条介，安達孝実，菅原崇之：ダム水理模型実験における縮尺効果，土木技術資料 37-2,1995

世界における階段式洪水吐き（Stepped Spillway）の現状

箱　石　憲　昭*

1. はじめに

ダムのような水をせきあげる構造物において，下流における河床洗掘を防ぐためには，落差により生じる流水のエネルギーを何らかの形で減勢する必要がある。ダムにおいては，流入部から導流部ではできるだけ滑らかに水が流れる形状とし，堤体下流に設けられた減勢工で跳水を発生させることによりエネルギーを減殺するのが一般的な方法である。しかしながら，1990年代から，特にRCC工法を採用するダムを中心に，堤体下流面を階段状にして導流部における減勢効果を高め，下流に設置する減勢工の規模を小さくする試みがなされている。これは，RCC工法がコンクリートを全面で層状に打ち上げる工法であるため，堤体下流面を階段形状としやすかったことによる。このような背景のもと，世界各国で階段式洪水吐きの水理に関する研究が行われるようになった。

また，ダムサイト付近での地形の改変を極力少なくし，周辺環境への影響を低減するためにも，堤体下流に設置される減勢工の規模縮小が求められている。

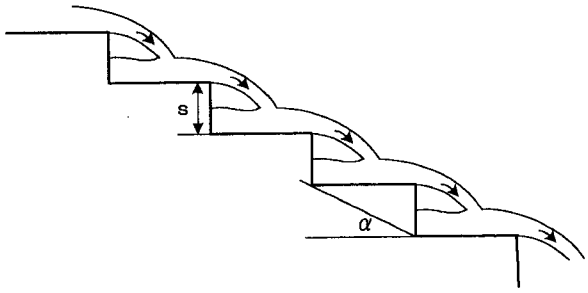
筆者は，2000年3月23日から25日までの3日間，スイスのチューリッヒ市にあるスイス連邦工科大学水理・水文・氷河学研究所において開催された，階段式洪水吐きの水理に関する国際ワークショップ（International Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways）に出席する機会を得た。本稿では，ワークショップで得られた諸外国における階段式洪水吐きの事例やその水理に関する研究内容を紹介するとともに，土木研究所で行われた階段式洪水吐きの導流部等の水理模型実験データを用いて，階段式洪水吐きの水理特性について論ずる。

2. 階段状水路の歴史[1)]

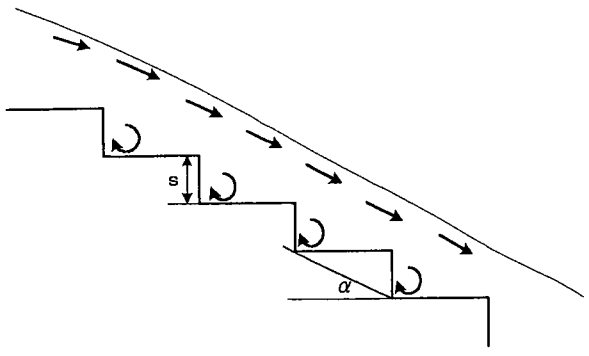
Chansonによれば，水路を階段状にすることは古代より構造物の安定と流れの減勢という2つの観点から行われている。最も古い階段式洪水吐きは紀元前694年にイラクで建設され，今なお存在する。その後，ローマ帝国において階段形状を有する越流型ダムが築造され，シリア，リビア，チュニジアに現存している。ローマ帝国の崩壊後，イスラムの土木技術者が技術を受け継ぎ，15世紀末のスペイン成立後にはスペインの技術者に引き継つがれ，フランス，イギリス，アメリカ大陸にも広まっていった。

3. 階段状水路における流れ

階段状水路における流れの流況は，傾斜角 α，ステップ高 s および単位幅流量 q によって変化し，図—1に示すnappe flow と図—2に示す skimming flow とに区分される。nappe flow は，ステップ高さと比較して流れが薄く，ステップ一段一段を自由落下水脈を形成しながら流れ落ち，ステップ隅角部に air-pocket が生じるような状態である。一方，skimming flow は，ステップ高さに比

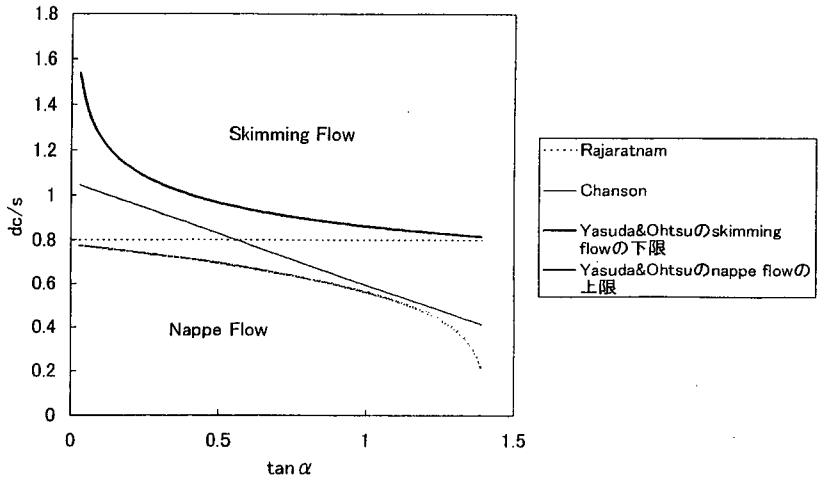


図—1　Nappe flow



図—2　Skimming flow

* 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室 主任研究員



図—3　流況区分

べて流れが厚く，ステップ隅角部に常に渦が形成される状態である[2]。この流況区分については，Rajaratnam[3]，Chanson[1]，Yasuda and Ohtsu[2),4),5)]ら多くの研究者が研究を行っており，実験結果からそれぞれの流況が生じる領域をdc/sとtan αを用いて表している。ここにdcは限界水深で$dc=(q^2/g)^{1/3}$である（gは重力加速度）。

Rajaratnam (1990) は，$dc/s \geqq 0.8$のときに skimming flow が生じるとした。

一方，Chanson (1994) は，(dc) onset を skimming flow が生じる限界水深の下限として，$dc \geqq (dc)_{onset}$の時に skimming flow が生じるとし，

$$\frac{(dc)_{onset}}{s}=1.057-0.465\tan\alpha$$

とした。

安田ら (1997, 1999) は，先に記述したように流況を定義した上で，skimming flow と nappe flow との間にはステップの位置によってair pocketが見られたり見られなかったりする遷移領域（transition flow）が存在することを示した。そして，実験結果から skimming flow の下限を

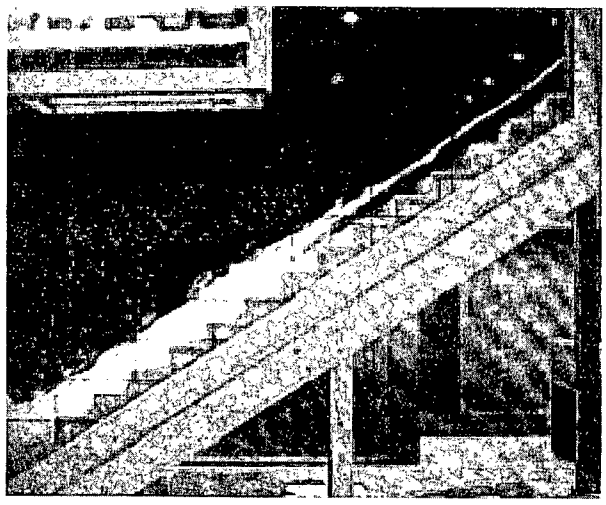
$$\frac{dc}{s}=0.862(\tan\alpha)^{-0.165}$$

nappe flow の上限を

$$\frac{dc}{s}=\frac{(1.4-\tan\alpha)^{0.26}}{1.4}$$

とし，他の研究者の示した skimming flow と nappe flow の境界はほとんどが遷移領域にあることを示した。以上の流況区分を図—3に示す。

ステップ上を流下する流れは，写真—1に示すように流下するにつれて乱れが大きくなり，空気混入が顕著となって，ついには流れが流下方向にほとんど変化しない平衡状態となる。階段状水路上の流れにおいては，エアレーションが十分でない時点でのキャビテーション発生の可能性や，流れの抵抗および減勢効果をどのように見積もるか等が重要な研究課題となっている。



写真—1　階段状水路上の流れ

4. 階段式洪水吐きの水理に関する国際ワークショップ

4.1 ワークショップの概要

このワークショップは階段式洪水吐きの設計手法の標準化に向けて，研究の現状について情報交換し，技術の向上を図ることを目的として，アメリカ土木学会（ASCE），国際水理学会（IAHR）およびスイス水管理協会の後援のもと，スイス連邦工科大学水理・水文・氷河学研究所が主催したものである。

ワークショップには，開催国スイスのほか，米国，イ

表—1 ワークショップ日程

3月22日(水)
• 概要講演
①事例研究（論文発表4）
②空気混入特性とキャビテーションリスク（論文発表5）
3月23日(木)
③エネルギー減勢（基調講演1，論文発表4）
④内部流の特性（論文発表3）
• 実験施設見学
3月24日(金)
⑤設計（基調講演1，論文発表4）
• 特別講演
• スタディーツアー

タリア，ポルトガル，ドイツ，フランス等11カ国の大学，政府機関，民間会社から50名の研究者や技術者が参加した。アジアからの参加者はイラン1名と日本2名のみで，その他は欧米諸国からの参加であった。日程を表—1に示す。

表—1に示すとおり，論文発表および討論は5つの分野に分けて行われた。

4.2 階段式洪水吐きの事例

4.2.1 RCCダムへの適用[6]

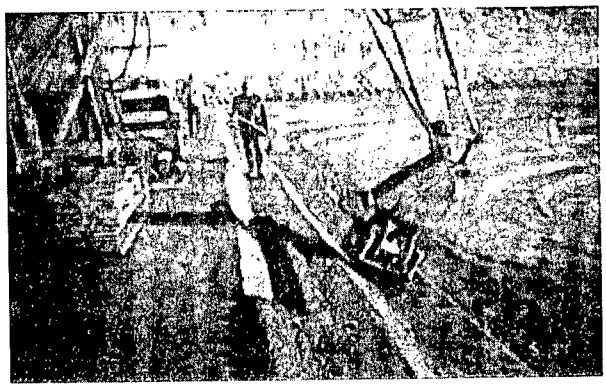
米国 Shnabel Engineering Associates Inc. の Ditchey 氏からは，RCCダムにおける階段式洪水吐きの採用事例が紹介された。RCCダムへの階段式洪水吐きの採用が最初に検討され，水理模型実験が行われたのは米国内務省開拓局（USBR）の Upper Stillwater ダムである。このダムの検討結果を参考にして1986年に階段式洪水吐きを有する最初のRCCダムとして完成したのが Monksville ダム（写真—2）である。Monksville ダムは高さ約50mで219,000m³のRCCが用いられている。階段式洪水吐きの高さは31m，ステップ高さは0.61mで，ステップは通常の現場打ちコンクリートでRCCと同時施工され，RCCとは鉄筋で連結された。

また，既設のアースダムにおける重大洪水時の洪水吐き放流能力不足対策として，堤体下流面をRCCによる階段状のコンクリートで覆い，堤体上を越流可能な構造に改造することが行われている。米国で最初のRCCによるダムの改造は，TVA の Ocoee 第2ダムで1980年に行われた。このダムは高さ9mで，木材枠組みを石で満たしたものでできており，構造物の安定性向上と侵食防止のため，堤体下流面にRCCを0.3mリフトで施工し，結果的に階段状となったものである。

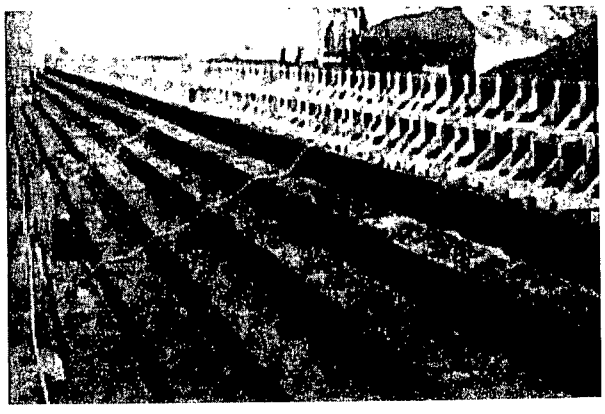
米国では，Monksville ダム 以降，階段式洪水吐きを有する12の新設RCCダムが完成しており，全世界では62事業が完成している。RCC工法のダムの下流面にステップを形成する方法としては，利用する骨材の特性，洪水吐きの放流特性，長期間にわたる周辺の気温変化特性等の気象条件，ダムサイトの基礎材料，建設期間，美観その他の条件により，バックホウのアームの先端に締め固め装置をつけて成型するなどの型枠無しのRCC（写真—3），型枠を使用したRCC（写真—4），通常の現場



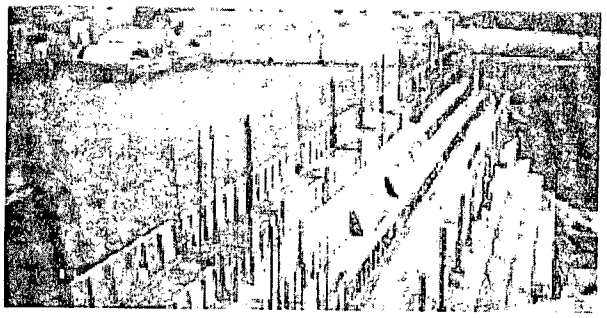
写真—2 Monksville ダム（Ditchey 氏提供）



写真—3 型枠無しのRCC（Ditchey 氏提供）



写真—4 型枠を使用したRCC（Ditchey 氏提供）



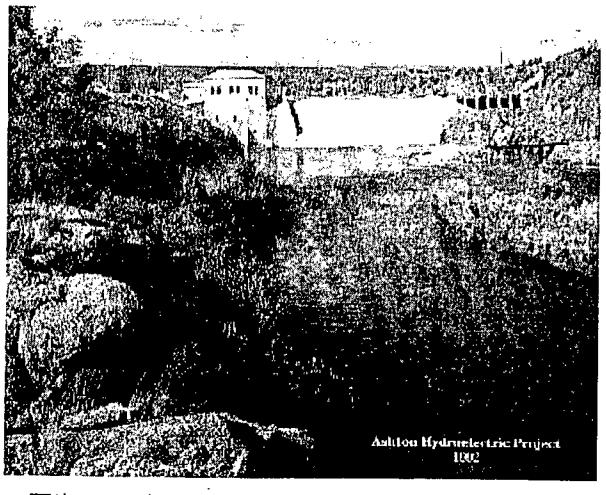
写真—5　通常の現場打ちコンクリートによる方法
（Ditchey 氏提供）

打ちコンクリート（写真—5），プレキャストコンクリートフェイシング，締め固め前の RCC にグラウトする方法が採用される。

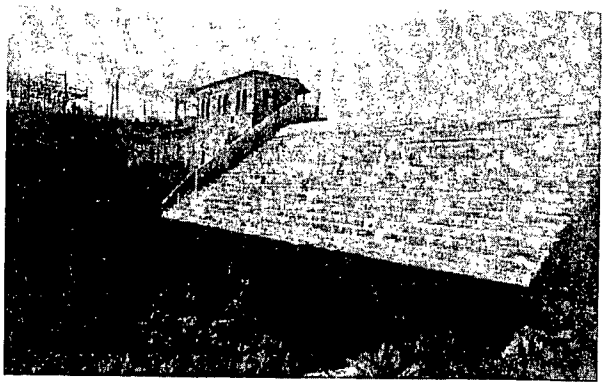
4.2.2　アースフィルダムの改造[7]

スイス Colenco Power Engineering の Steiger 氏からは，米国アイダホ州の Ashton ダムの改造事例が報告された。改造後の Ashton ダムを写真—6 および写真—7 に，断面図を図—4 に示す。

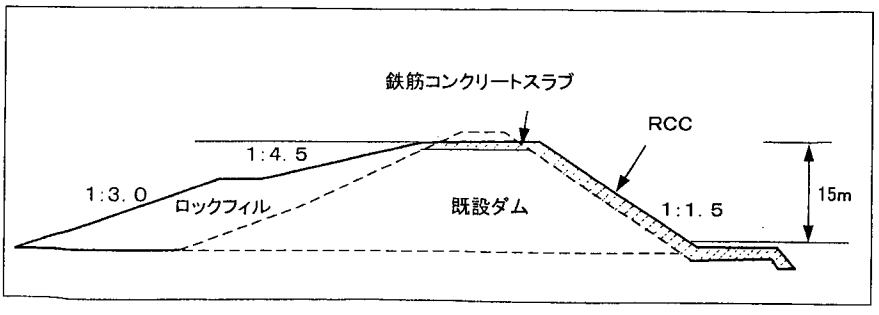
Ashton ダムは1910年から1913年にかけて建設された水力発電用のダムで，左岸側の玄武岩のアバットメントにコンクリートの洪水吐きを有する流域面積2,694km²，高さ17mのアースアンドロックフィルダムである。25m幅の既設洪水吐きは貯水位が堤頂標高の時に340m³/sの放流能力を有したが，可能最大洪水量（Probable Maximum Flood：PMF）が1,300m³/sと決定され，ダム破壊時の下流への影響を検討した結果，PMF全量を通過させる必要があると判断された。既存の洪水吐きは100年確率洪水（190m³/s）には十分対応できるが，PMF には対応できなかった。そこで1988年から1990年にかけて様々な対応策についての検討が行われた。その結果を受けて，1991年の秋に RCC による堤体保護が実施され，堤体上を越流可能な構造に改造した。改造は，図—4 に示すとおり堤頂部を1.5m切り下げることとし，侵食対策として堤体下流面をRCCでオーバーレイし，堤頂部には鉄筋コンクリートスラブを被せ，上流面にはロックフィルを施して勾配を緩くするものである。上流面の補強は地震時の安定性を考慮したものである。切り下げられた堤体の堤頂標高は，洪水吐きのラジアルゲート上端標高および常時満水位と同じ標高となった。堤体の越流部の長さは約61m，幅は12mで上流端に高さ0.6mのフラッシュボードを有している。このフラッシュボードは，通常のダム操作時に新設洪水吐き（堤体）から越流しないように設置されている。



写真—6　改造後の Ashton ダム（Steiger 氏提供）



写真—7　改造後の Ashton ダム（Steiger 氏提供）



図—4　Ashton ダム断面図

PMF 時の放流分担は既存洪水吐きが610m³/s，新設洪水吐きが越流水深3.7mで690m³/sであり，越流期間は10日間をやや超える程度である。新設洪水吐きからの越流は，貯水位がフラッシュボードの天端に達したときに始まり，貯水位が低下して再び新設洪水吐きの越流頂の標高まで低下したときに終わる。フラッシュボードは越流水深が0.3m（貯水位が新設洪水吐きの越流頂標高を0.9m超える状態）で壊れるが，フラッシュボードが壊れる直前の放流量は既存洪水吐きが276m³/s，新設洪水吐きが84m³/sの計360m³/sで10,000年確率洪水量よりも大きい。

既存のゲート付洪水吐きは通常の計画流量を流すには十分な能力を持っており，貯水位がフラッシュボード上端に達した時には3,500年確率洪水に匹敵する流量を放流できる。堤体下流面は流水の減勢を期待してステップ高さ0.6mの階段状となっている。

4.2.3 ブロック式シュート[8),9)]

洪水吐きのシュート部をブロックをもちいて階段状にする方法は，1976年にロシアではじめられ，多くの農業用ダムに採用されている。この方法の利点としては，減勢効果とともに，ブロック上の流水がブロックの浮き上がりを抑える方向に作用することによる安定性および経済性があげられている。

Salford 大学(イギリス)の Baker 博士からは，マンチェスター郊外の Brushes Clough 貯水池の洪水吐き（写真—8）について事例の紹介があった。

Brushes Clough 貯水池は，1992年にその役目を終えたが，その後，ブロック式シュート型洪水吐きがロシア以外で初めて設置された。シュート部の鉛直高さは17.0m，横断面は台形で，設計対象流量は50年確率洪水3.66m³/sである。コンクリートブロックの採用により，通常の方式と比較して，30%の工費が節約されたと見積もられている。

このように，工場製作のコンクリートブロックを用いて階段式洪水吐きを建設する方法は，より経済的な工法として注目されている。米国内務省開拓局の Frizell 氏によれば，米国内務省開拓局，コロラド州立大学（米国）およびリスボン工科大学（ポルトガル）等において，通常の水理模型や実物大に近い模型を用いた実験により，ブロック式シュートの水理特性に関する研究が行われており，フィルダムの侵食防止対策としても注目しているとのことであった。

4.2.4 日本における階段式洪水吐き[10)]

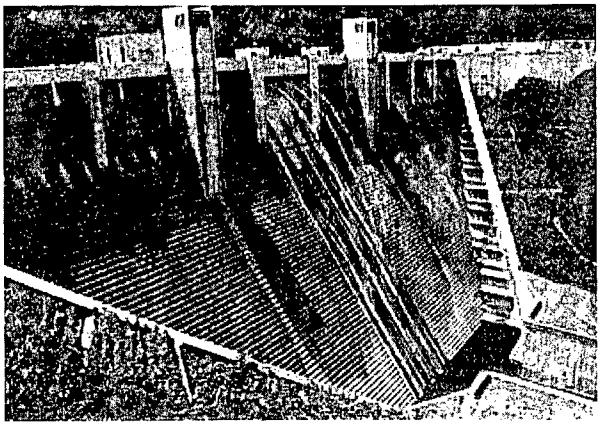
筆者は，堤体下流面における流水の減勢効果を高めるとともに，単調となりがちな堤体の景観に変化を持たせるために，我が国で初めて大ダムに階段式洪水吐きを採用した中筋川ダム(写真—9　1999年完成　高さ71.6m）の事例を紹介した。その採用に当たり，1989年から1990年にかけて，建設省土木研究所において，水理模型実験による検討が行われ，堤体下流面を高さ75cmの階段形状とすることにより，堤趾導流壁高を1m低減することができた。

4.3 空気連行特性とキャビテーションリスク

階段状水路の流れは，空気を大量に混入した流れとなるために，キャビテーションに対しての安全性は高いと



写真—8 Brushes Clough 貯水池のブロック式シュート（Baker 博士提供）



写真—9 中筋川ダム（建設省中筋川総合開発工事事務所提供）

言われているが，十分にエアレーションされるまでの間のキャビテーション発生の可能性が懸念される。

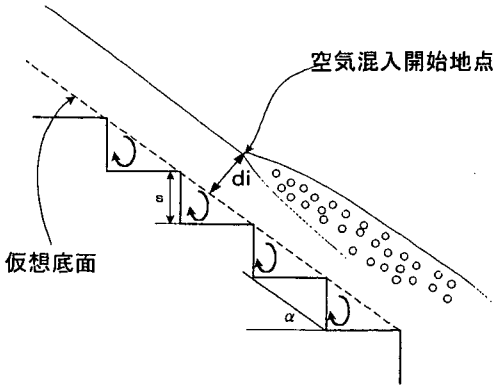
リスボン工科大学（ポルトガル）のMatos博士からは，階段式洪水吐きの空気混入特性とキャビテーションに対する安全性についての研究発表があった。階段状水路においては，単位幅流量が大きくなると，空気混入が始まる地点付近あるいはその下流側で，ステップの鉛直面に負圧が生じることがTozzi, Sanchesらの実験結果によって示されている。一方，底面付近において適量（4から8％以上）の空気が混入することにより，キャビテーション損傷を防ぐことができることが知られている。Matos博士は高さ2.90m，幅1.00m，勾配1：0.75，ステップ高0.08mの階段状水路を用いて実験を行い，流水断面内の空気混入率を計測した結果から，キャビテーションに対して安全と考えられる位置を次のように示している[11]。

$$\frac{L-L_i}{d_i} > 6$$

ここに，L：流下距離，Li：空気混入開始位置までの流下距離，di：空気を除いて水のみに換算した空気混入開始地点における仮想底面上の水深（図―5参照）である。

また，Isfahan大学（イラン）のChamani博士からは，高速ビデオを用いて空気混入開始地点を測定し整理した結果についての発表があった[12]。

アメリカ陸軍工兵隊のAhmann氏からは，水の溶存空気過飽和問題の対策として，階段式洪水吐きの採用を検討している旨の発表があった[13]。大量に空気を混入した流れが高水深の減勢池に入ると高圧下で大量の空気が水に溶け込み，溶存空気過飽和状態となる。通常は水深が浅くなってすぐに脱気するが，ダム貯水池が連続して配置される等水深が深い状態が続くと，なかなか脱気せずに過飽和のままとなることがあり，その場合，魚が溶存空気過飽和の水を取り込み，その後の水圧の変化等によって体内で気泡が発生し死んでしまうことがある。この対策として，洪水吐きの導流部における減勢効果を高め，減勢工での跳水発生に必要な水深を減少させて減勢工内の水圧を低減し，かつ導流部での空気混入が少なくなるような形状を検討しているとのことであった。



図―5　階段状水路における流れの空気混入状況

4.4　エネルギー減勢および内部流の性質

平衡状態（等流と仮定）で主流とステップ隅角部で形成される渦との境界（＝仮想底面と見なしている）に生じるせん断応力τoは次のように示される。

$$\tau_o = \rho_w g d_w \sin\alpha = \frac{f}{8}\rho_w V_w^2 \text{ より}$$

$$\frac{f}{4} = \frac{2gd_w^3 \sin\alpha}{q_w^2}$$

ここに，fは抵抗係数，dwは空気を除いて水のみに換算した仮想底面上の水深，Vwは同様に水のみに換算した場合の仮想底面上の平均流速（Vw＝qw/dw），ρwは水の密度である。

Queensland大学（オーストラリア）のChanson博士からは，35以上の模型と3つの実物による650以上の実験データによるskimming flowの抵抗についての解析結果の発表があった。その結果，勾配20°以下の緩やかな水路ではfとs cos α/dw（sはステップ高）に一定の傾向が見られるものの，勾配20°以上ではfが大きくばらついている。これはそれぞれの実験手順やデータ処理の方法が統一されていないためと考えられた[14]。

また，日本大学（日本）のYasuda博士からは固定堰下流における水難事故防止に関連して，階段状水路における潜り流の性質についての発表があった[15]。固定堰を越流した水脈は水面に突入し水叩き底面まで達した後，下流へと流れながら上昇してくるが，水面付近では堰に向かって戻り流が発生し，水叩き上に循環流を形成する。この堰下流の循環流にカヌーイスト等が巻き込まれる事故が報告されている。そこで，堰の下流を階段状にし循環流を弱め，その長さを短くする効果の検討を行ったものである。

4.5　設計

スイス連邦工科大学のBoes氏からは「階段式洪水吐きの水理設計ガイドライン」と題した発表があった。これは，主にスイス連邦工科大学水理・水文・氷河学研究所における二次元水理模型実験結果から導き出されたもので，

(1)　流況区分
(2)　空気混入
(3)　ステップ高の決定

・キャビテーションリスク
・エネルギー減勢

(4) 導流壁高の決定

からなっている。主な結論は以下のとおりである。①キャビテーション損傷とエネルギー減勢の両面から大きなステップの方が望ましい。②洪水吐き終端での残留エネルギーは，空気混入を十分に考慮していないこれまでの模型実験によって提示された値より小さい。③完全に空気混入した等流状態となるまでの流下距離は，重力式ダムのように急な角度の洪水吐きの場合(50°の場合)，30°程度の場合より明らかに長くなる。⑤導流壁の高さは空気混入率が90％となるまでの水深に安全率をかけて求めるべきである。ダム下流面の非越流部で侵食を考慮する必要のないコンクリートダムの場合，安全率は1.2とし，侵食を考慮する必要のあるフィルダムの場合，1.5とする[16]。

また，Salford 大学（イギリス）の Baker 博士からは，ここ20年来のイギリス，ロシア，米国における研究を集大成し1997年にイギリス建設産業調査情報協会(CIRIA)が制定した，プレキャストコンクリートブロックを用いた洪水吐きの設計指針の紹介があった[17]。先に述べた Brushes Clough 貯水池の階段式洪水吐きは，この設計指針の原案に基づいて設計されたものである。

5. 土木研究所における実験

建設省土木研究所のダム水理実験施設においても，コンクリートダムの下流面をステップ形状とする階段式洪水吐きの水理模型実験や階段式シュートの水理模型実験が行われている。これらの実験は計画段階におけるダムや導水施設を想定して行われたものであるが，これまでに得られた知見をもとに実験結果を再整理した。土木研究所における実験の概要を表―2に示す。表中の数値は模型値である。

安田ら[2),18)]は，次元解析的考察から，階段状水路における流れの相対エネルギー損失が，

$\Delta H_l/H_{max}=(H_{max}-H_l)/H_{max}=f(H_{dam}/dc,\ \alpha,\ N)$

で表されることを示している。

ここに，dcは限界水深，H_lは最上段からN段下流の断面での全水頭，H_{max}はダム上流側での全水頭，H_{dam}はダム高，αは傾斜角であり，

$$dc=\sqrt[3]{(q^2/g)}$$

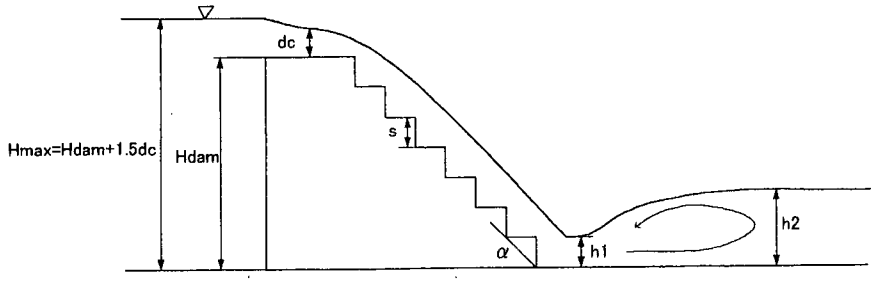
$$H_{max}=H_{dam}+1.5d_c$$

である（図―6参照）。

H_lの算出にあたって，安田らは階段状水路の直下流の水平水叩きで跳水を発生させ，跳水後の水深および水叩きに作用する圧力を測定し，流線の曲がりによる影響を考慮した運動量方程式から階段状水路終端部の水深を逆算している[4,5)]。その結果，以下のことが明らかになっている。①skimming flow の相対エネルギー損失$\Delta H_l/H_{max}$は，ステップ数NにかかわらずH_{dam}/dcおよびαによって変化する，②与えられたH_{dam}/dcに対してαが小さくなるほど相対エネルギー損失$\Delta H_l/H_{max}$が大きくなる，③H_{dam}/dcを一定としたとき相対ステップ高 s/dc がほぼ0.4以下において s/dc の影響が認められ，s/dc が小さくなるにつれて相対エネルギー損失

表―2 土木研究所における実験

傾斜角 α (°)	水路幅B (cm)	ダム高 Hdam (cm)	ステップ高 s (cm)	流量Q (ℓ/s)	Hdam/dc	dc/s
22	32.0	160.0	4，8，10，16	17-95	7-23	0.4-2.7
32	54.4	76.8	2.4，4.8，7.2，9.6	3-63	6-45	0.5-4.7
55	60.0	305.5	3.75	3-50	34-63	0.3-2.4



図―6 定義図

$\Delta H_1/H_{max}$ が小さくなる[2),19)]。

土木研究所においては，表—2に示す3種類の水理模型実験が行われており，階段状水路下流の水平水叩きに跳水を発生させ，跳水後の水深を計測している。これらの実験データを用いて安田らと同様の検討を行った。ただし，土木研究所における実験では，水叩き底面の圧力が計測されていないため，流線の曲がりによる影響は考慮せずに階段状水路終端部の水深 h_1 を求めた。

$$h_1=\frac{\sqrt{1+8F_2^2}-1}{2}\times h_2$$

ただし，$F_2=\frac{q/h_2}{\sqrt{gh_2}}$

ここに，h_2 は跳水後の水深，F_2 は跳水後のフルード数である。また，H1は階段状水路終端部での全水頭であるから，

$$H_1=\frac{V_1^2}{2g}+h_1=\frac{q^2}{2gh_1^2}+h_1$$

ここに，V_1 は階段状水路終端部の平均流速である。土木研究所における実験結果から以上の方法により得られた相対ダム高と相対エネルギー損失の関係を図—7に安田らの実験結果とともに示す。$\alpha=22°$ の場合の相対エネルギー損失は，安田らによる $\alpha=19°$ の場合と近い値を示している。これは，傾斜角が比較的緩く，水平水叩き始端における流線の曲がりの影響が小さいためと考えられる。土木研究所における実験は，落差（ダム高）に比べて水脈が比較的厚いケースが多く，$\alpha=55°$ を除いて H_{dam}/dc が25以下のデータがほとんどである。傾斜角 α による変化をみると，安田らの実験結果と同様に α が小さくなるほど相対エネルギー損失 $\Delta H_1/H_{max}$ が大きくなっている。

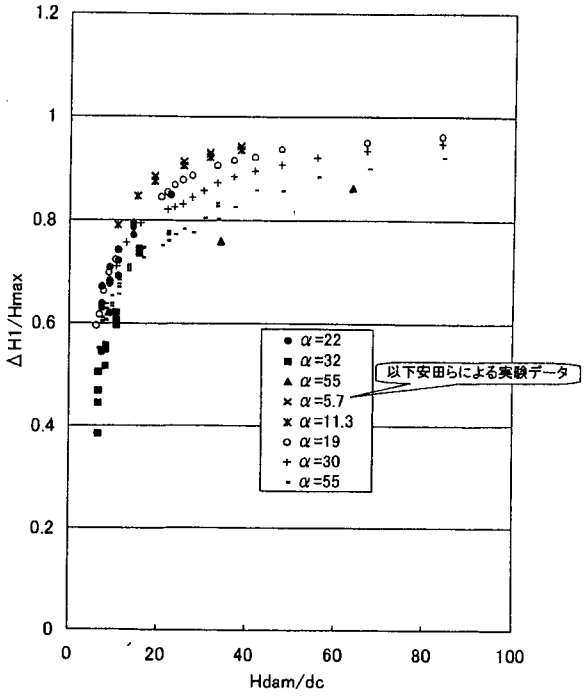
次に相対ステップ高 s/dc による相対エネルギー損失 $\Delta H_1/H_{dam}$ の変化を $\alpha=22°$ について図—8に，$\alpha=32°$ について図—9に示す。安田らの実験結果と同様に，s/dc が0.4から0.5以上になると $\Delta H_1/H_{max}$ は一定となる傾向が見られる。s/dc が0.4より小さくなるほど，$\Delta H_1/H_{max}$ が小さくなるが，これはある一定の単位幅流量に対してステップ高がある値以下になると，抵抗が小さくなって減勢効果が小さくなるためと考えられる。

図—8および図—9から $\Delta H_1/H_{max}$ が一定となったときの相対ダム高と相対エネルギー損失の関係を求めてプロットしたのが図—10である。

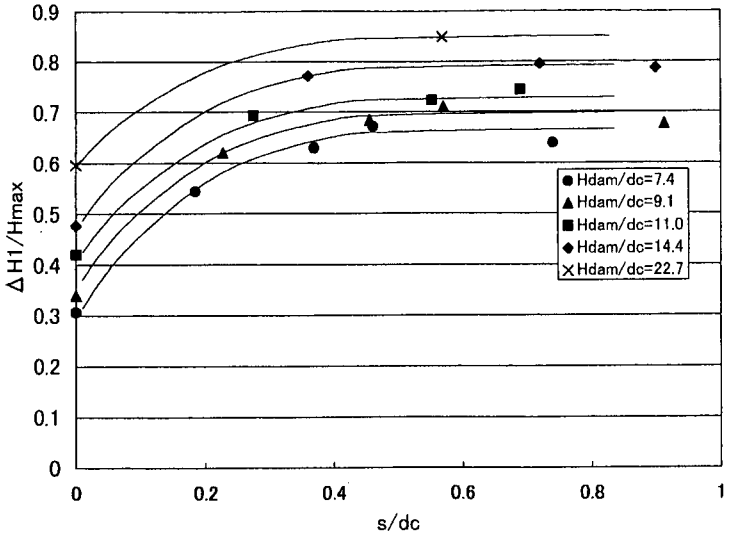
土木研究所における実験結果から，階段式洪水吐きの設計にあたって考慮すべき点を挙げると以下のとおりである。

① ステップ高 s を限界水深 dc の0.4から0.5倍程度とすれば，減勢効果を最大限確保することができる。

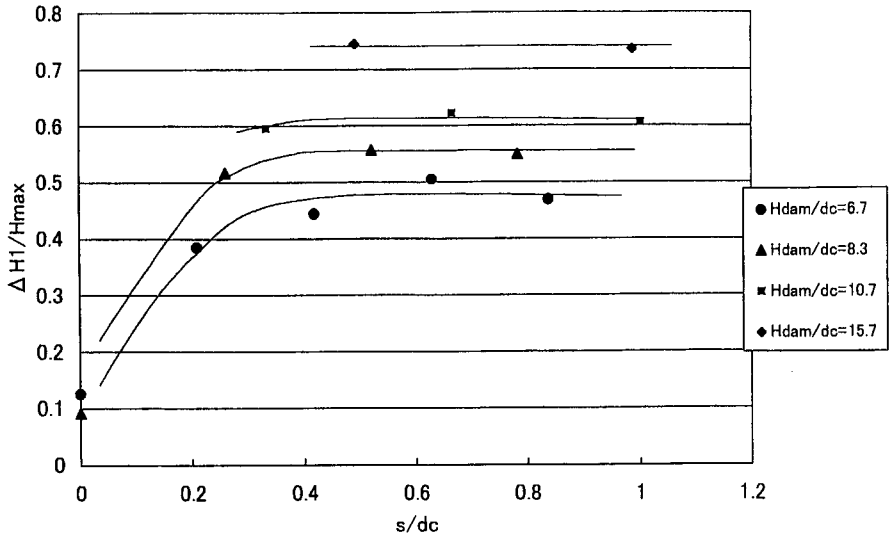
② $\alpha=22°$ あるいは $\alpha=32°$ の場合は，図—10に示した H_{dam}/dc の範囲において，H_{dam}/dc から階段状水路における相対エネルギー損失を見積もることができる。



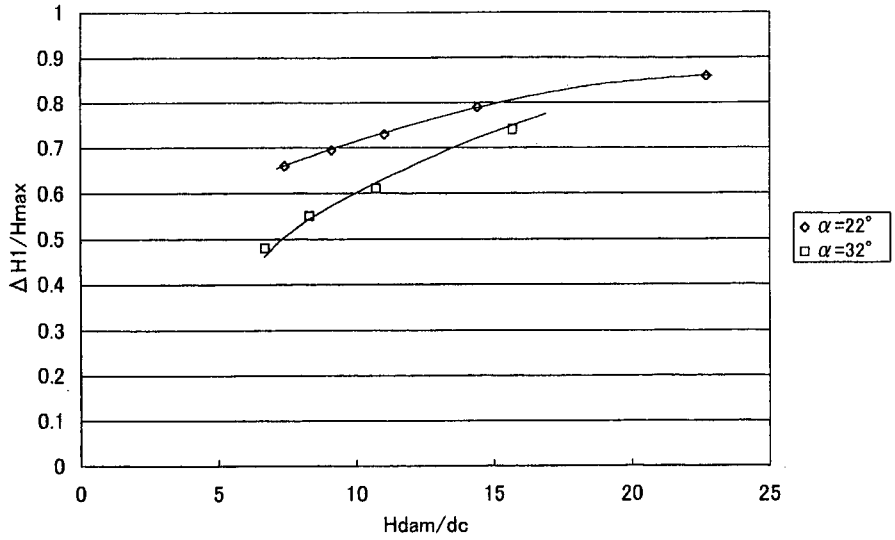
図—7　相対ダム高と相対エネルギー損失



図—8 相対ステップ高と相対エネルギー損失（α＝22°）



図—9 相対ステップ高と相対エネルギー損失（α＝32°）



図—10 相対ダム高と相対エネルギー損失

6. おわりに

階段式洪水吐きはRCCダムに適合した洪水吐き形式として採用事例が増加してきている。しかしながら，大量に空気を混入した流れを対象としているため，流水抵抗の検討結果について見ても，模型の規模，実験計測およびデータ解析手法により結果がばらついている。また，キャビテーションに対する安全性についても十分には明らかにされていない。このように，階段式洪水吐きの水理特性については未だ不明な点が多く，世界中の研究者が研究を行っているところであり，今後の研究の進展が期待される。

また，減勢工の規模を縮小してダムサイト周辺の地形改変を極力少なくすることが求められており，階段式洪水吐き以外の方法も含めた減勢効果を高めた導流型減勢部についても検討が必要であると考えている。

最後に，実験データを提供いただくとともに本稿とりまとめにあたって助言をいただいた日本大学理工学部土木工学科安田陽一助教授に感謝の意を表します。

参考文献

1) Chanson, H：Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways, 1994
2) 安田陽一，遠藤和雄，大津岩夫：階段状水路における流れの特性，土木学会第51回年次学術講演会概要集第2部，pp236-237，1996
3) Rajaratnam, N.：Skimming Flow in Stepped Spillways, Jour. of Hydraulic Eng., ASCE, VOL. 116, No.4, pp587-591, 1994
4) Yasuda, Y. and Ohtsu, I "Flow Resistance of Skimming Flows in Stepped Channels," Proceeding of 28th IAHR Congress, Graz, Austria, Session of B14(CD ROM)，1999
5) 安田陽一，高橋正行，大津岩夫 "階段状水路の流水抵抗" 土木学会水工学論文集，第44巻，pp.527-532，2000
6) Ditchey, E. & Campbell, D.：Roller compacted concrete and stepped spillways, Hydraulics of Stepped Spillways, pp171-178，2000
7) Nigus, L.A., Steiger,K.M. & Marti, C.：Ashton stepped spillway-Design and construction, Hydraulics of Stepped Spillways, pp35-41，2000
8) Baker, B.：Field testing of Brushes Clough stepped block spillway, Hydraulics of Stepped Spillways, pp13-20，2000
9) Frizell, K.H., Matos, J. & Pinheiro, A.N.：Design of concrete stepped overlay protection for embankment dams, Hydraulics of Stepped Spillways, pp179-186，2000
10) Hakoishi,N. & Sumi, T.：Hydraulic Design of Nakasujigawa dam Stepped Spillway, Hydraulics of Stepped Spillways, pp27-34,2000
11) Matos, J., Sanchez, J., Quintela, A. & Dolz, J.：Air entrainment and safety against cavitation damage in stepped spillways over RCC dams, Hydraulics of Stepped Spillways, pp69-76，2000
12) Chanami, M.R.：Air inception in skimming flow regime over stepped spillways, Hydraulics of Stepped Spillways, pp61-68，2000
13) Ahmann, M.L. & Zapel, E. T.：Stepped spillways, a dissolved gas abatement alternative, Hydraulics of Stepped Spillways, pp45-52，2000
14) Chanson, H., Yasuda, Y. & Ohtsu, I.：Flow resistance in skimming flow, Hydraulics of Stepped Spillways, pp95-102，2000
15) Yasuda, Y., Ohtsu, I.：Characteristics of plunging flows in stepped chutes, Hydraulics of Stepped Spillways, pp147-152，2000
16) Boes, R.M. & Minor, H.-E.：Guidelines for the hydraulic design of stepped spillways, Hydraulics of Stepped Spillways, pp163-170，2000
17) Baker, R.：The CIRIA guide for design of stepped spillways, Hydraulics of Stepped Spillways, pp155-162，2000
18) Ohtsu, I. and Yasuda, Y.：Discussion of "Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes," Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol.33, No.1, pp.115-119，1995
19) 橋本真一，後藤浩，安田陽一，大津岩夫：階段状水路によるエネルギー減勢効果，土木学会第50回年次学術講演会概要集第2部(B)，pp658-659，1997

Hydraulics of Stepped Spillways, Minor & Hager (eds) © 2000 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 135 X

Hydraulic design of Nakasujigawa dam stepped spillway

N. Hakoishi
Water Resources and Hydraulic Engineering Division, Dam Department, Public Works Research Institute (PWRI), Ministry of Construction, Ibaraki-ken, Japan

T. Sumi
Department of Civil Engineering, Kyoto University, Japan

ABSTRACT: This is the first case applying a stepped spillway to a concrete gravity type dam in Japan. This dam has the wide uncontrolled overflow crest and side stepped channels on the dam foot (dam-foot training channel) to conduct flow to the narrow stilling basin, because the catchment area is small and the dam design flood discharge is much larger than the maximum inflow during the flood control operation. In order to reduce the training wall height of the dam-foot training channel, the stepped spillway was applied. And emphasizing horizontal stripes of steps, the downstream view of the dam has become beautiful. Hydraulic model studies were carried out at PWRI laboratory from 1989 to 1990.

1 INTRODUCTION

Nakasujigawa Dam adopted the Japan's first stepped spillway for the purpose of adding variation to the landscapes around the dam body, which have conventionally been rather monotonous, as well as to enhance the effect of energy dissipating on the dam body. This paper provides an introduction to the process and the outline of the hydraulic design of the stepped spillway of Nakasujigawa dam.

2 OUTLINE OF NAKASUJIGAWA DAM

Nakasujigawa dam, a multipurpose dam, was built by the Ministry of Construction in Nakasuji River, a tributary of Shimanto River, which runs in the west of Shikoku. The dam is designed for flood control, maintenance of normal functions of the running water, irrigation and supply of municipal water. The main characteristics of the dam design are given below.

Type:	Concrete gravity
Dam height:	71.6 m
Crest length:	217.5 m
Dam volume:	245,000 m^3
Catchment area:	21.1 km^2
Reservoir area:	0.7 km^2
Total storage capacity:	12,600,000 m^3
Active storage capacity:	12,000,000 m^3
Dam design flood discharge:	1,160 m^3/s
Maximum inflow during flood control operation :	330 m^3/s
Maximum discharge during flood control operation	80 m^3/s

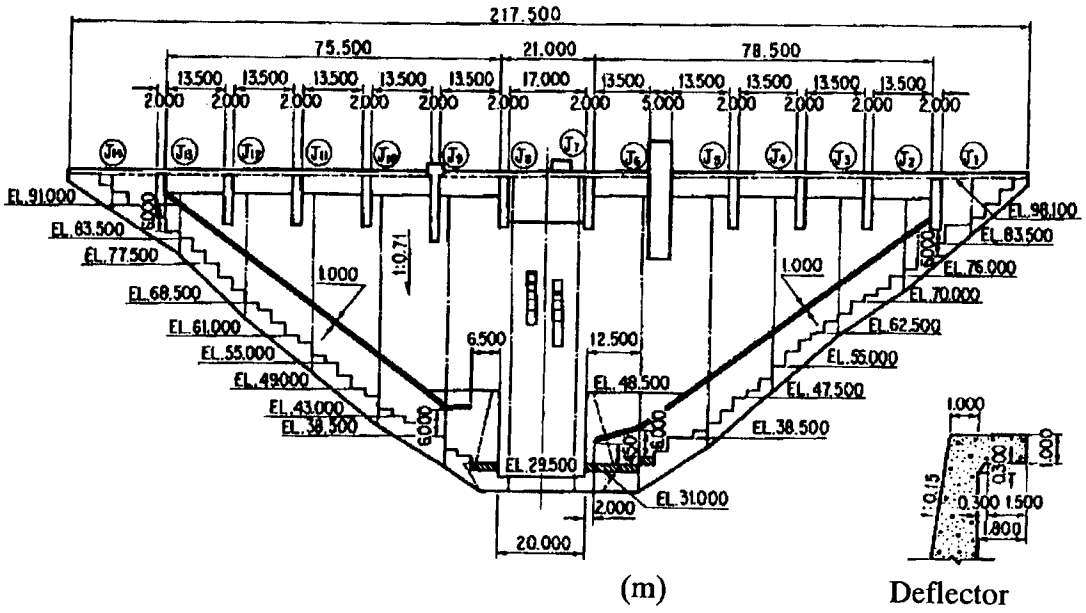


Fig. 1 Spillway position at Nakasujigawa dam (Original design proposed)

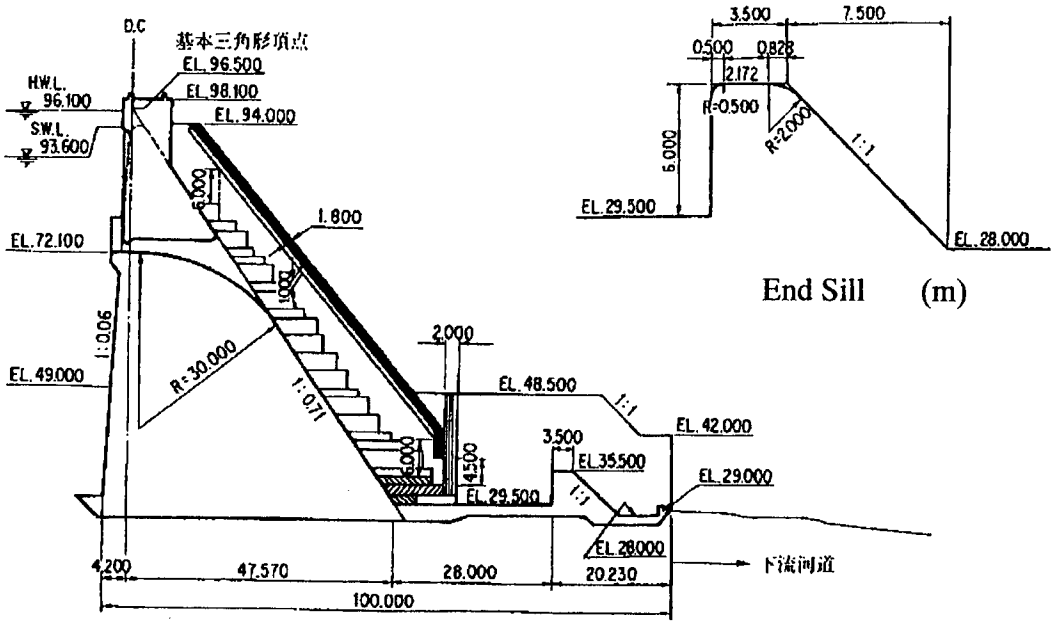


Fig.2 Cross section of Nakasujigawa dam (Original design proposed)

3 SPILLWAYS AT NAKASUJIGAWA DAM

Outlets for flood control and the emergency spillway are set up. The former is designed to discharge water in accordance with the flood control plan, while the latter is designed to discharge water in order to ensure dam safety. The catchment area of Nakasujigawa dam covers a small area of only 21.1 km^2, namely, meaning the short concentration time. Therefore, the reservoir water level rises fast, making it difficult to ensure enough time to operate the gate. Given these facts, both the flood control outlet and the emergency spillway are ungated.

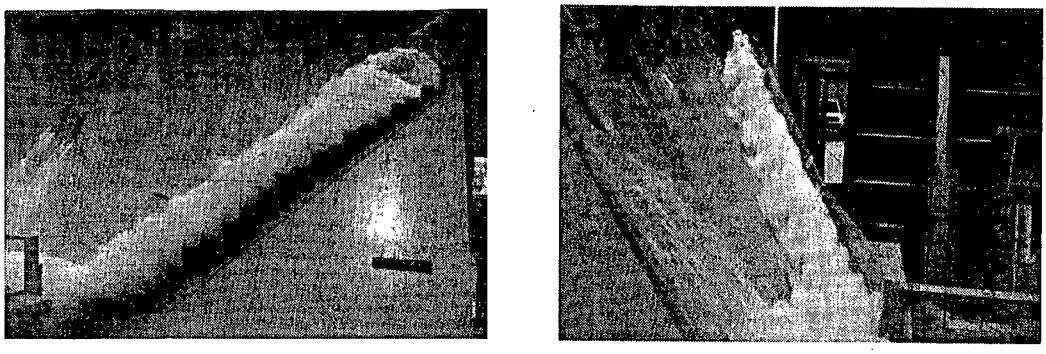


Photo 1 Flow in dam-foot training section

3.1 *Adoption of the dam-foot training channel*

Medium and small gravity-type concrete dams in Japan often adopt the dam-foot training channel system, which works as follows: with the greater part of the dam crest built as the free overflow section, water is led through the dam-foot into a narrow stilling basin. This is designed to reduce the water capacity beyond the surcharge level and effectively use the reservoir storage capacity.

The flow which runs down the dam body changes its course by the steps located in the dam-foot and rises along the training wall for a while, and return to the dam body and flows down along the steps on the dam foot, while getting still in the process, finally leading to the stilling basin. If the training wall should cover the water level along the training wall, the wall must come to a fairly great height. As this is likely to present structural and engineering problems, the wall height is reduced by using deflectors which change the water course and form the returning flow. Nakasujigawa dam also adopted the dam-foot training channel with deflector setting.

4 ORIGINAL DESIGN PROPOSED FOR THE SPILLWAY

Examinations of the originally proposed plan were carried out based on hydraulic model experiment at the dam hydraulic laboratory of the Public Works Research Institute of the Ministry of Construction from 1986 to 1987.

4.1 *Model Experiment of the Extracted Dam-foot Training Section (1/20)*

When the dam-foot training channel is adopted, the flow rate increases as water runs from the steps in the upper side (the bank side) to the lower side (the stilling basin side) of the dam-foot training channel. The flow running down the steps increases in velocity, and the flow running along the wall decreases in height. Therefore, the water depth along the training wall generally reaches its maximum in the upper position. At Nakasujigawa dam, the Froude number of the inflow is slightly larger on the left side than on the right side and the rise in the water level is considered to reach the maximum. We, accordingly, extracted 12 steps located in the left side and examined the training wall height required.

Fig. 3 shows the water level along the training wall at an overflow depth of 2.5 m (equivalent to the design flood water level). The water depth was found to have reached the maximum of 16.2 m at the end of the 4th step and a wall height of about 18 m is required. This required deflectors to reduce the training wall height. Deflectors were set up in parallel with the step inclination. Based on the results of fundamental experiments conducted in the past, the installation height (H_d) of the water deflector was set at varying levels of 4.0 m, 6.0 m and 8.5 m and the apron stage length (L_d) was set at varying levels of 2.0 m and 2.5 m, and the flow state was observed. This led us to determine the height and the length at which the water course can successfully be contained, and accordingly we adopted a height (H_d) of 6.0 m and a length (L_d) of 2.0 m.

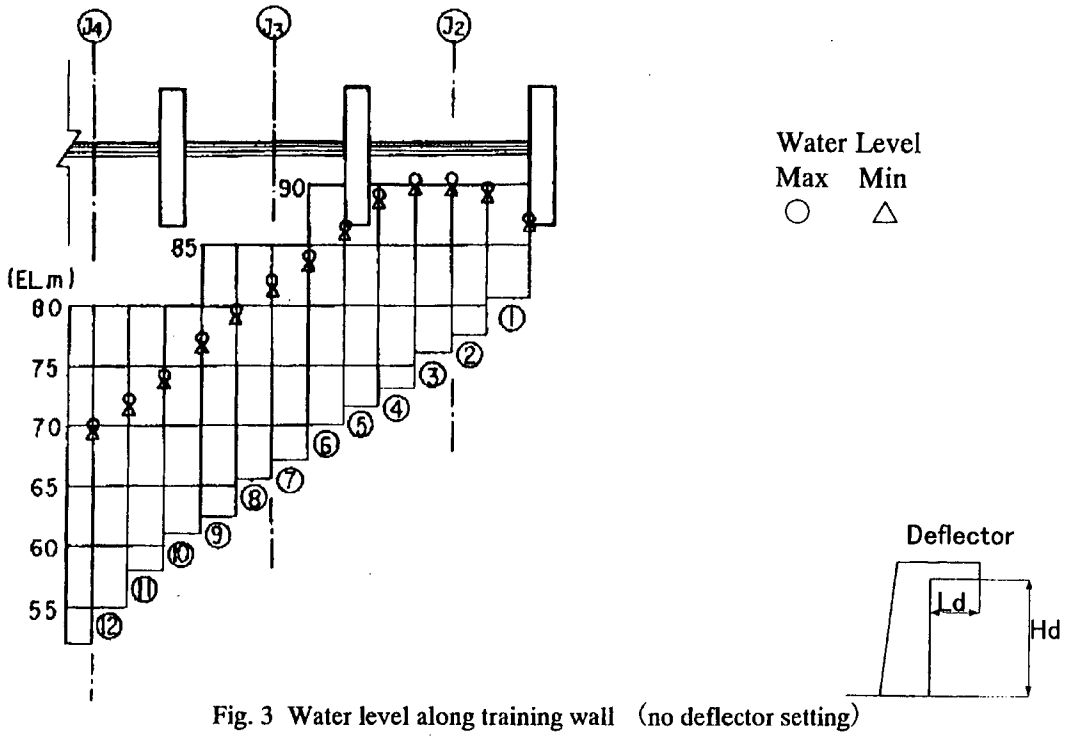


Fig. 3 Water level along training wall (no deflector setting)

4.2 *Overall Model Experiment (1/31.5)*

We produced an overall model based on the training wall height and the technical deflector specifications obtained from the results of experiments which used the extracted model of the dam-foot training section and the technical specifications of the energy dissipator obtained from the results of the experiment which used the extracted model of the energy dissipator separately carried out. We, then, observed the flow at the entire spillways, examined the transition from the dam-foot training channel to the stilling basin, and proposed an actual engineering plan.

5 EXAMINATION OF STEPPED SPILLWAY

5.1 *Adoption of Stepped Spillway*

After the presentation of the actual engineering plan based on the hydraulic model experiment, it was planned to modify the design to take landscapes into consideration. As a part of such efforts, the setup of the steps in the downstream face of the dam was examined from 1989 to 1990, in order to beautify the dam body and to improve the energy dissipating.

5.2 *Examination of Step Height (1/31.25)*

Nakasujigawa dam was scheduled to adopt the RCD (Roller Compacted Dam-Concrete) method with a single lift of concrete placing of 75 cm. We conducted comparative examinations with the step height set at 75 cm, which is equivalent to a single lift of concrete placing, and 150 cm, which is equivalent to two lifts of concrete placing, by taking construction performance into consideration.

Here, with a single span located on the most left side where the water depth along the dam-foot training wall reaches the maximum set as the target, we observed flows by changing the overflow depth (h) in three steps, 0.5 m, 1.5 m and 2.5 m. Fig.4 shows the water level examined. Because the water course scatters most notably at the step height of 150 cm and the overflow water height (h) of 0.5 m, we set the step height at 75 cm.

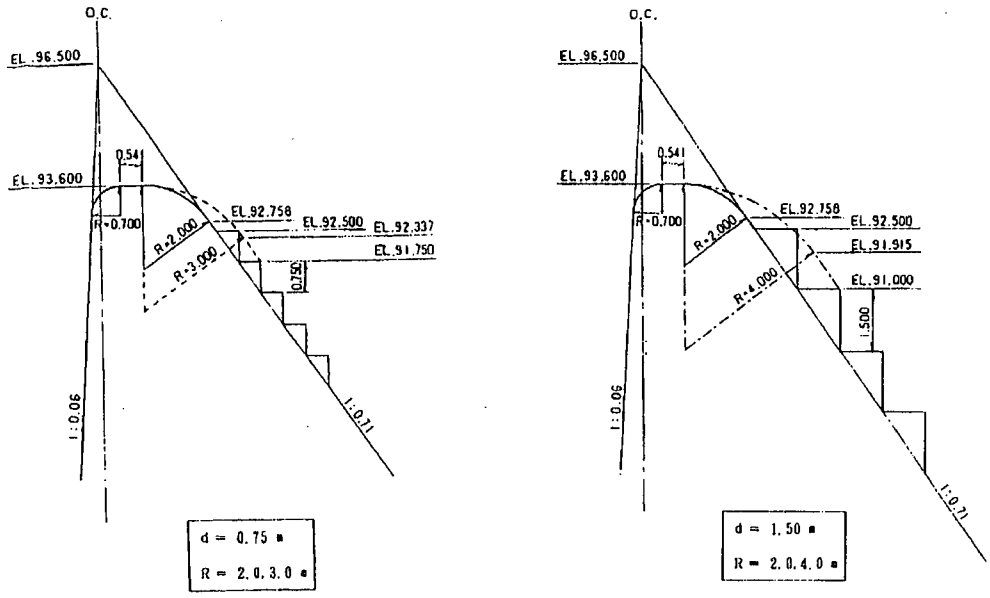


Fig. 4 Step heights examined

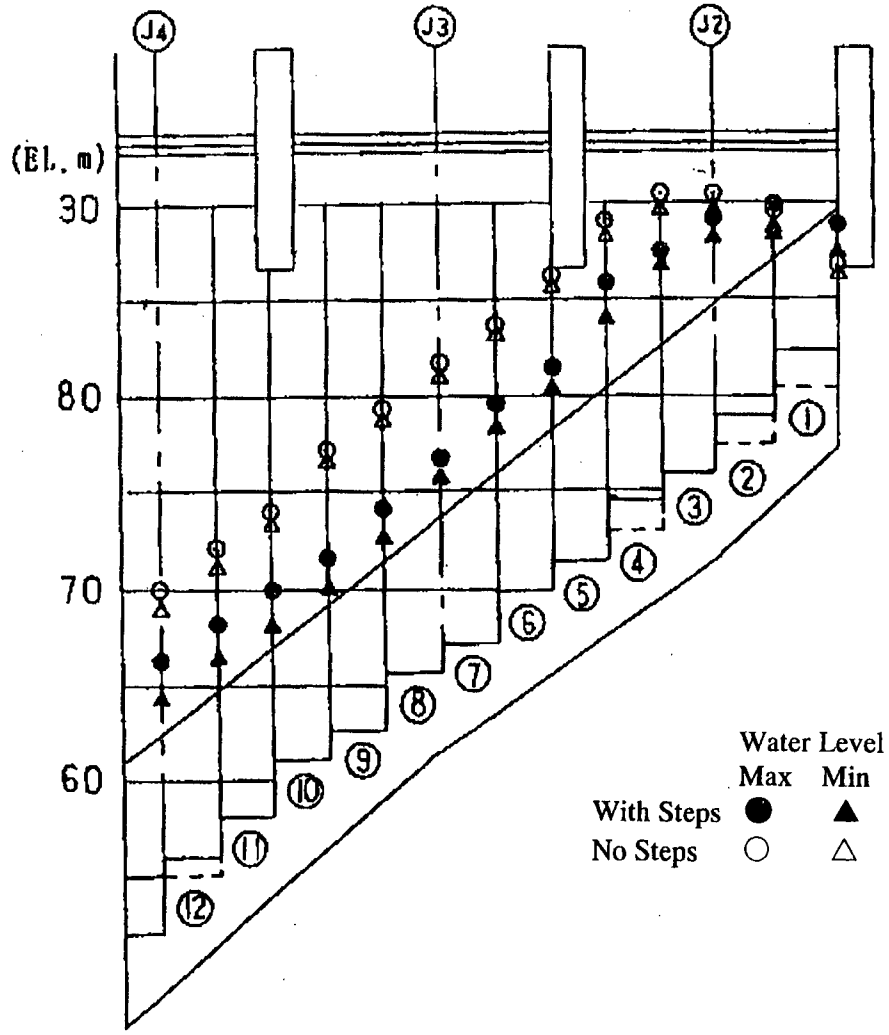


Fig. 5 Comparison of water levels along the training wall

5.3 *Model Experiment of the Extracted Dam-Foot Training Section (1/20)*

With the step height set at 75 cm, we reproduced the same scope of settings as in the case without step installation in the downstream face of the dam, and examined the changes in the training wall height for a step arrangement.

First, we changed the overflow depth (h) in three steps of 0.5 m, 1,5 m and 2.5 m, and measured the water level in the dam-foot training section without deflector setup. Fig. 5 shows the water levels along the dam-foot training wall when steps are located on the downstream face of the dam and when no steps are located. The water depth along the training wall reached the maximum of 11.3 m at step No. 4 when overflow water depth was 2.5 m. Although no exact comparison is possible because the shape examined when the steps are not located in the downstream face of the dam and the step shape in the dam-foot training channel are slightly different, the water level along the dam-foot training wall decreased about 5 m, indicating an energy dissipating effect by the creation of steps in the downstream face of the dam.

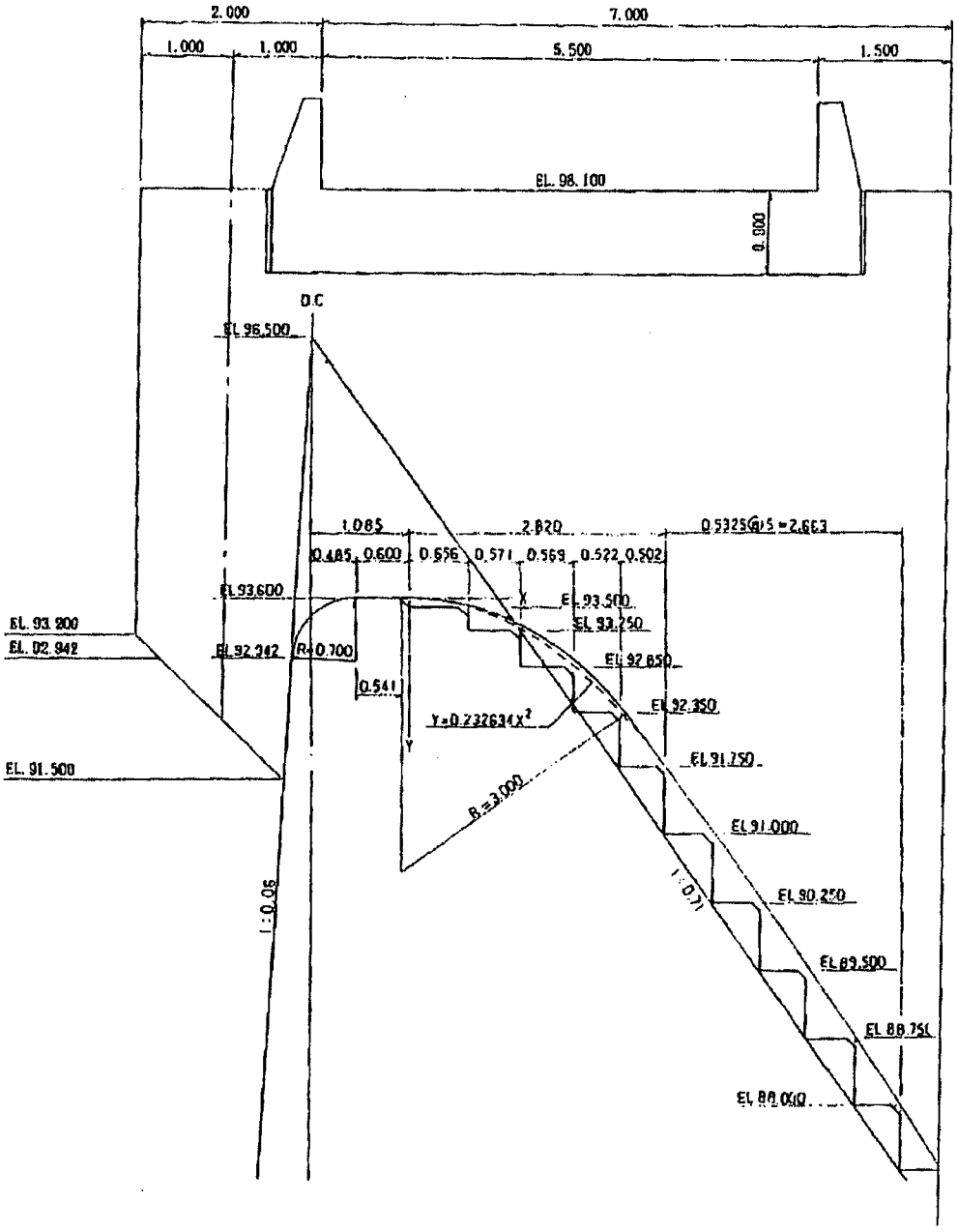


Fig. 6 Shape of the overflow section examined

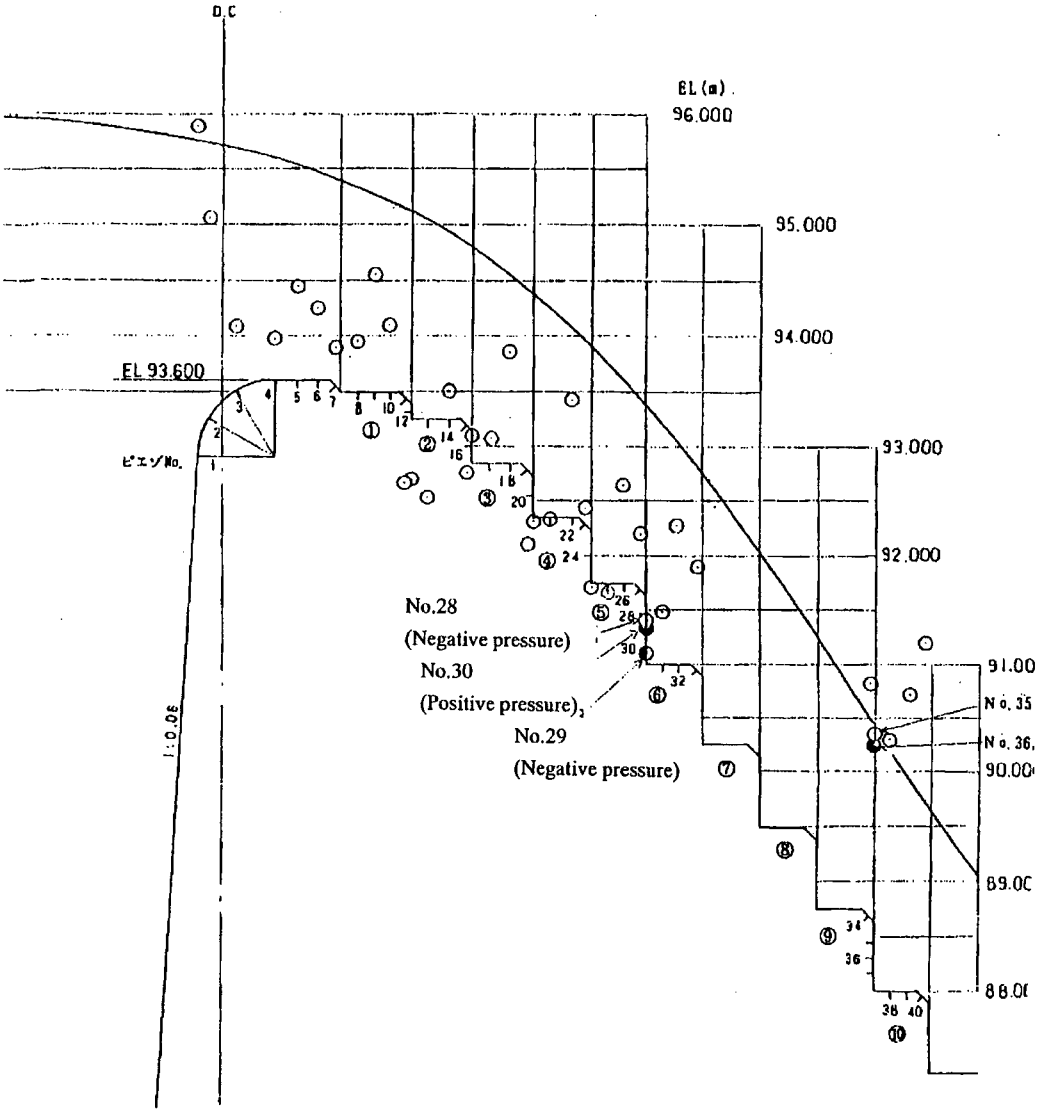


Fig. 7 Overflow section pressure distribution

As for the deflectors, we set the apron stage length (L_d) at 1.8 m, which is slightly shorter than the deflectors set up when no steps are built in the downstream face of the dam, and obtained the installation height (H_d) large enough to contain the water course based on the observation of the flow. We obtained the deflector installation height (H_d) of 5.0 m, and were able to reduce the training wall height by 1 m by means of building steps in the downstream face of the dam.

5.4 *Model Experiment of the Extracted Overflow Section (1/10)*

As regards the overflow section shape so far examined for small overflow depth (h is about 1.5 m), the flow scattered in the 2nd and 3rd steps located in the upper position. Therefore, in order to improve the flow condition, we built steps as shown in Fig. 6, and investigated the discharge capacity and the pressure distribution.

Fig. 7 shows the results of pressure distribution measurement for an overflow depth (h) of 2.5 m. Up to the 6th step, a cycle of pressure rise in the convex part of the steps and pressure drop in the concave part of the steps is repeated. Around the 9th step, the pressure distribution is almost equal to the normal hydrostatic pressure distribution level. The negative pressure with a maximum of about 0.8 m, was not considered a problem in terms of cavitation. The discharge capacity was satisfied the design requirement.

6 EXECUTION OF WORKS

As this was the first example of a stepped spillway designed in Japan, we developed special frames and the step crown leveling device to shape the downstream face of the dam into steps before we constructed Nakasujigawa dam.

7 SUMMARY

Nakasujigawa dam was completed in 1998. Since then, the dam has demonstrated its functions to flood control and water supply. In addition this dam is a popular symbol of the region and its stepped spillways incorporate excellently in the neighboring landscapes.

Since the adoption of the stepped spillway came to be examined in the stage where the design of the dam body, construction plan and work execution process had already been finalized to a certain extent, design modifications were made only within the scope of possibilities of the conventional construction methods.

After the construction of Nakasujigawa Dam, there have been no examples of adopting the stepped spillway design in Japan. However, the trend of adopting the stepped spillway design has recently been seen in line with the move towards streamlining work execution.

第2章　ゲート

【技術研究】

多重式ゲートの選択取水特性

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*
〃　〃　〃　〃　野仲典理**

1. はじめに

任意標高取水が可能な選択取水設備のゲートとして，多段式のシリンダーゲートや直線ゲートが多く用いられている。本報告で対象としたゲートは直線ゲートであるが，従来の直線多段式のように，鉛直方向に移動する各ゲートの移動位置を，互いに重ならないよう順次ずらすのではなく，同一鉛直面上に配置したものである（図-1参照）。ゲートを同一鉛直面上に配置しているので，ゲート戸溝はゲート両側に一溝ずつあればよく，直線多段式と較べて取水塔を小さくすることが可能なゲート形式である。

多重式ゲートでは上端および下端のゲートにワイヤーロープが取付けられ，この両端のゲートのみが，開閉装置により上下に移動する。中間部のゲートは互いにヒンジ形式の連結材により連結されているのみであり，両端のゲートの移動操作によりゲート間の隙間が開閉される。こうした機構であるから，あるゲート間の隙間を開けようとしても，その部分のみを開けることはできない。その場合には，必ずその上方の隙間も開いていることになる。言い換えると，多重式ゲートのゲート間の開口部は，上側から順番に開いていく。表層取水のみを考えればこうした機構でも問題は生じない。即ち，最下段の開口部が常に水面付近になるように設定すればよい。一方，中間層からの取水を行う場合には，そうはいかない。所定の標高に開口部を設けようとすれば，その上方の開口部も開いており，しかも水中にあるという状態が生じるからである。

多重式ゲートの選択取水機能を期待する場合には，このこと，即ち，複数の開口部が存在する場合に，取水したい開口部（下方の開口部）からの取水がどの程度の比率で得られるかを知っておく必要があるが，流量や取水塔規模との関係等十分な知見は得られていないのが現状である。本報告は，多重式ゲートの取水特性について，水理模型実験により把握するとともに，運動量解析に基づく流れの解析を行い，各種パラメータの影響について検討したものである。解析モデルの検証は，今後の実験等に委ねる部分も大きいが，多重式ゲートの取水特性に対する各種パラメータの影響を把握できたと思うのでこ

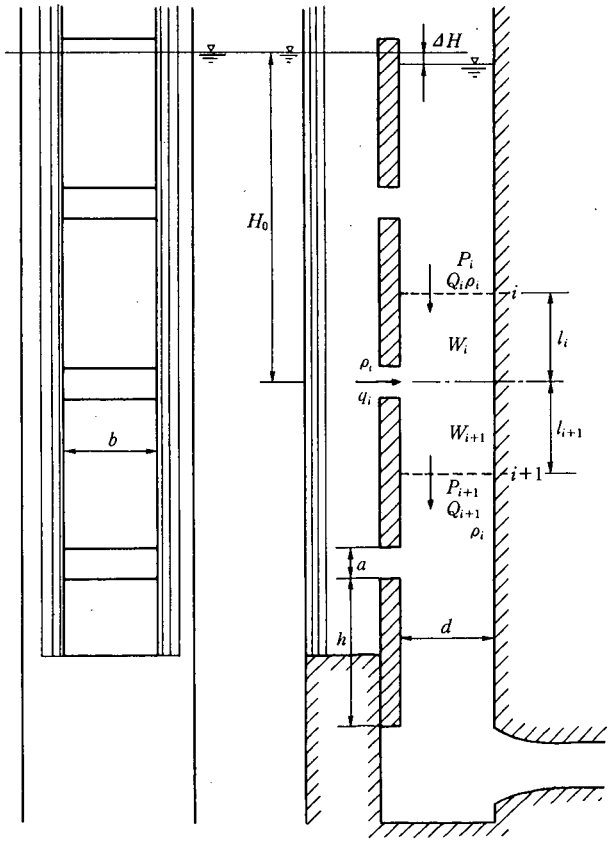


図-1 多重式ゲートの諸元

* 室長
** 研究員

こに報告する。

2. 水理模型実験

以降の検討に先立ち，まず，模型実験により複数開口部がある場合の取水率を求めた。実験対象とした開口部配置を図−2に，実験条件を表−1に示す。実験は，ゲート取水幅 b=17.5 cm，取水塔奥行 d=21.25 cm の透明アクリル製模型を，幅 2 m，高さ 2 m，長さ 12 m の水槽下流端中央に設置して実施した。ゲート開口部数は 2，3，4 とし，開口部数 2 の場合には，開口高 h，開口部位置を変化させた。なお，本実験では，貯水池側の水の密度は上下方向に変化させておらず，全て一定としている。

実験では，ゲート直上流 0.125 m の位置においてゲート中央（幅方向）における鉛直方向の流速分布測定を行った。測定は，ゲート開口部上流については 0.5 cm 間隔，ゲート部上流では 1 cm 間隔にて微流速計を用いて実施し，各ゲート中央（鉛直方向）にてそれぞれの開口部への流れが分けられるものとして流速分布を積分し，ゲート幅を掛けて当該取水口の取水量を求めた。

図−3に開口部2段配置の，図−4には3および4段配置の場合の取水率を示す。

ここに，

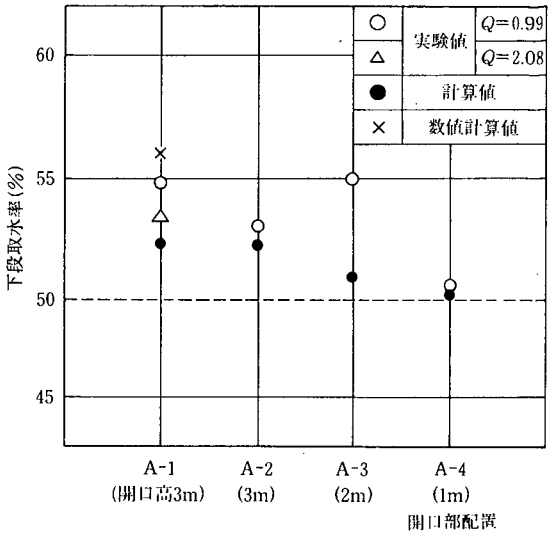
取水率＝当該開口部からの取水量/全開口部からの取水量　　(1)

である。

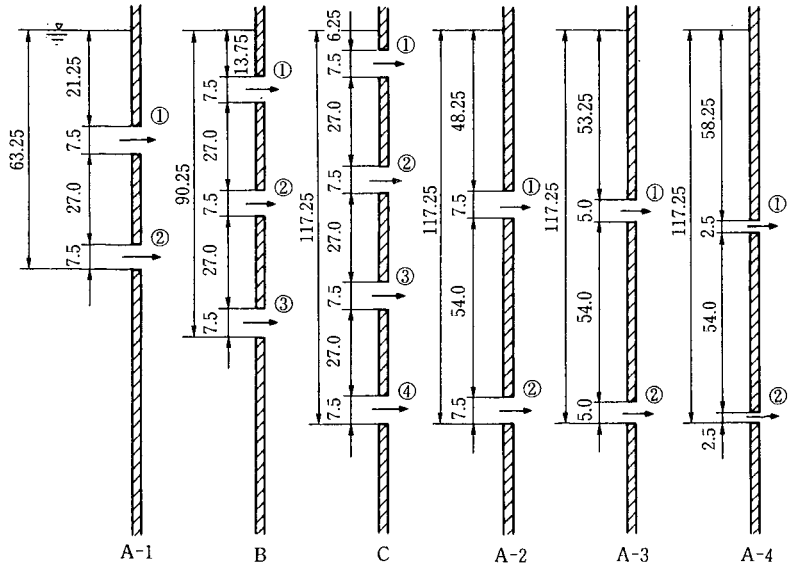
図中の○および△が実験値であり，2段配置では下段開口部の取水率のみ示してある。また，図中の破線は，各開口部の取水量が等しい場合の取水率である。図より，下方の開口部ほど取水率が大きいことが分かるが，

表−1 模型実験条件

開口部配置	開口数	開口高 a (cm)	流量 (ℓ/s)	ゲート(取水塔)幅 b (cm)	取水塔奥行 d (cm)
A−1	2	7.5	0.99 2.08	17.5	21.25
B	3		0.99 2.08		
C	4		0.99 2.08		
A−2	2	5.0	2.08		
A−3			2.08		
A−4		2.5	2.08		



図−3 二段配置下段開口部の取水率（密度一定）



図−2 実験での開口部配置（単位 cm）

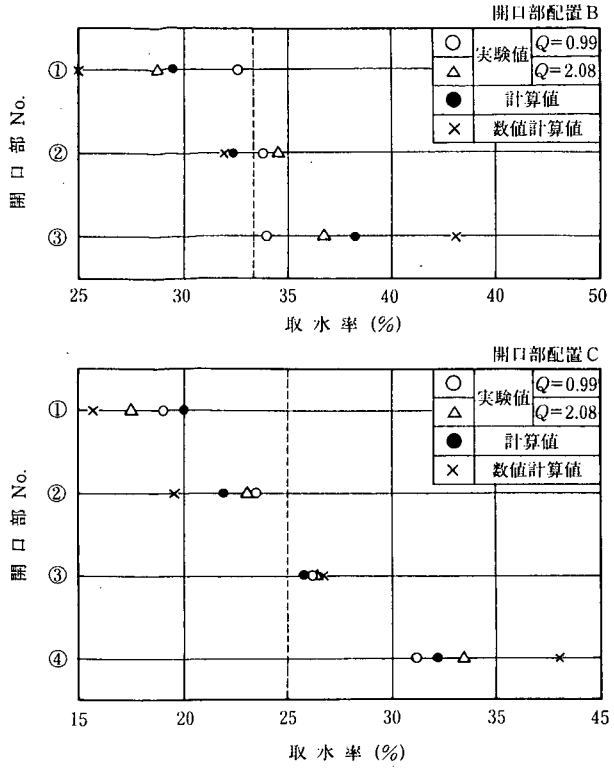


図-4 三，四段配置の取水率（密度一定）

本実験範囲での最下段の取水率は，各開口部の取水量が等しいとした場合の取水率とそれ程大きな差はなく，選択取水効果という意味では余り期待できない結果となっている。また，ゲート開口高 h や全流量の影響は余り明確ではない。

3. 流れの解析と取水率に関係するパラメータの検討

（1） 運動量式による取水率の計算

水理模型実験により，下方の開口部での取水量が，上方のそれより大きくなることが示された。ここでは，取水率に対する各種パラメータの影響を把握するために，まず，水理解析に基づく取水率の計算方法を検討し，水理模型実験結果との比較を行う。

解析に先立ち，開口部からの取水がどのように行われるかについて，図-5 を用いて本報告での考え方を示すと次のとおりである。

今，鉛直に設けられた管路内を平均流速 v で流れが流下している場合を考える。この管路壁面に穴を開け，鉛直なパイプに接続するとパイプ内の水位は穴の開口位置より圧力水頭 $p/\rho g$ だけ上昇する（図-5 (a)）。ここに，p は穴位置の圧力，ρ は流体の密度，g は重力加速度である。穴の標高を基準とすると，穴位置の流れの全水頭 H は，この水面上昇分に更に速度水頭 $v^2/2g$ を加えた

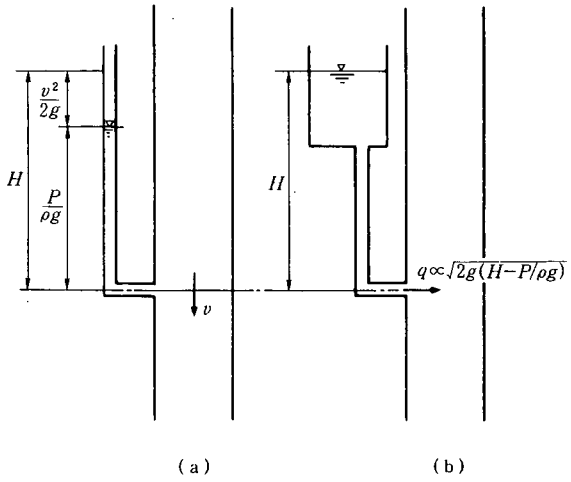


図-5 取水の考え方説明図

ものとして与えられる。こうした状態で，パイプを全水頭 H の位置に水面をもつプールに接続したとすると，パイプ内には $H-p/\rho g=v^2/2g$ の平方根に比例する流速が生じ，管路に流入する流れが生じることになる（図-5 (b)）。

各開口部からの取水についても上記と同様に，貯水池側の全水頭と塔内の圧力水頭の差の平方根に比例した取水がなされると考えることができる。ただし，全水頭と塔内の圧力水頭の差は，上記の速度水頭によるものの他，貯水位と塔内の水位差や壁面せん断力に起因するものおよび密度成層の影響が考えられ，ここでは運動量式により求めることとする。

図-1 に示す i および $i+1$ の検査面（ゲート中央位置に設定するものとする）で挟まれた領域における鉛直方向の運動量式は，運動量補正係数および圧力分布補正係数を 1 と仮定すると次式で与えられる。

$$M_{i+1}-M_i = P_i-P_{i+1}+W_i+W_{i+1}-F_i-F_{i+1} \quad (2)$$

ここに，$M_j=\rho_j Q_j^2/A$，$P_j=p_j A$，$W_j=gA\rho_j\ell_j$，$F_j=\tau_j S\ell_j$，ρ：密度，Q：流量，A：断面積，p：圧力，g：重力加速度，ℓ：検査面とゲート開口部中央の距離，τ：壁面せん断力，S：潤辺であり，サフィックスは検査面または検査面と開口部中央までの区間番号を表している。検査面 i および $i+1$ での圧力値をもとに開口部中央の値として求められる圧力値 p_c は，それぞれ

i より求める場合

$$p_{ci}=(P_i+W_i-F_i)/A \quad (3)$$

$i+1$ より求める場合

$$p_{ci+1}=(P_{i+1}-W_{i+1}+F_{i+1})/A \quad (4)$$

であり，開口部の圧力値が両者を平均して与えられると

すると，先に示した考え方により，i 番目の開口部からの取水量 q_i は

$$q_i=\mu A_G\sqrt{\left\{2g\left(H-\frac{p_{ci}+p_{ci+1}}{2\rho_i'g}\right)\right\}} \qquad (5)$$

にて計算される。ここに，μ：流量係数，A_G：開口部面積=開口高 a×ゲート幅 b，H：貯水池での全水頭，ρ_i'：開口部 i 値上流での貯水池水の密度であり，H は

$$H=\int_{zi}^{水面}(\rho_z/\rho_i')\,dz \qquad (6)$$

にて計算される。ここに，z は鉛直方向の距離を表し，z_i は開口部 i の z 値を表している。式 (5) に式 (2) の関係を用いると，

$$q_i=\mu A_G \times\sqrt{\left\{2g\left(H-\frac{2p_{ci}-(M_{i+1}-M_i)/A}{2\rho_i'g}\right\}\right)} \qquad (7)$$

となる。ここで，連続式は，

$$\rho_{i+1}Q_{i+1}=\rho_iQ_i+\rho_i'q_i \qquad (8)$$

であり，ρ の変化による体積変化は小さいものとして

$$Q_{i+1}=Q_i+q_i \qquad (9)$$

が成立するものとすると，

$$\rho_{i+1}=\frac{\rho_iQ_i+\rho_i'q_i}{Q_i+q_i} \qquad (10)$$

となり，式 (7) の M_{i+1} は，

$$M_{i+1}=\rho_{i+1}Q_{i+1}{}^2/A =(\rho_iQ_i+\rho_i'q_i)\times(Q_i+q_i)/A \qquad (11)$$

として与えられ，q_i は i に関する情報のみで計算できる。式 (11) を代入すると，式 (7) は q_i に関する 2 次方程式であり，

$$q_i=\{-\beta+\sqrt{(\beta^2-4\alpha\gamma)}\}/2\alpha \qquad (12)$$

$$\alpha=\rho_i'\left(\frac{A^2}{\mu^2A_G{}^2}-1\right) \qquad (13)$$

$$\beta=-(\rho_i+\rho_i')\,Q_i \qquad (14)$$

$$\gamma=-2\,(\rho_i'gH-p_{ci})\,A^2 \qquad (15)$$

にて q_i が求められる。

なお，2 次方程式の解として $\sqrt{\ }$ の前の符号がマイナスの解も存在するが，この場合には式 (15) の $\rho_i'gH-p_{ci}$ の符号と q_i の符号が逆（つまりピエゾ水頭の低い方から高い方に流れる）になり，物理現象を表わさない。

上端の i=1 では Q_1=0, P_1=0, F_1=0, $\ell_1=H_{01}-\Delta H$（ここに，H_{01}：貯水池水面と上端開口部中央の標高差，ΔH：貯水池水面と塔内水面の標高差），$\rho_1=\rho_1'$ であるから，

$$q_1=\left\{\frac{2g\,(H-H_{01}+\Delta H)}{1/(\mu^2A_G{}^2)-1/A^2}\right\}^{0.5} \qquad (16)$$

である。

実際の計算では，ΔH を仮定の上，上方の開口部から逐次 q を求める。全体の取水量は最下段の計算の後求められるから，取水量が所与の場合には，ΔH を変化させながらの繰返し計算が必要である。当然のことながら ΔH が大きくなるに従って取水量も大きくなるので，このことを考慮して計算を行えば，所定の取水量に対する計算は容易である。

図−3, 4 の●に，上記の方法による計算結果を示す。ただし，計算での μ は，オリフィスの流量係数である 0.6 を用いている。また，τ は摩擦損失係数 f' を用いた次式

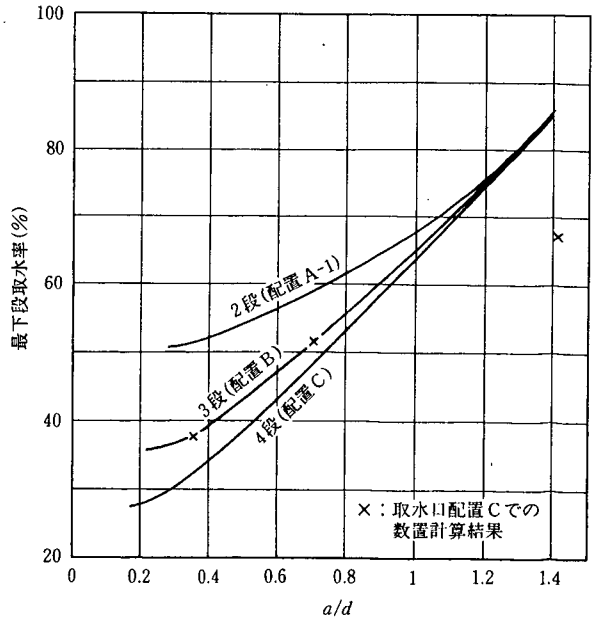
$$\tau=0.5\rho f'Q^2/A^2 \qquad (17)$$

により，滑面での f' を用いて求めた。なお，計算結果によれば，取水量がごく小さい場合を除き，取水率は流量によらずほぼ一定の値を示し，図にはほぼ一定となった値を示している（もちろん，実験範囲ではほぼ一定である）。図より，計算値は，比較的よく実験結果を表しており，上記計算方法により多重式ゲートの取水特性が表現できることが分かる。

（2） 関連パラメータの影響

3.(1) の計算方法により，比較的よく実験結果を説明できたので，ここでは，取水率に関連するパラメータについて，計算により検討を行う。

図−6 に，貯水池内密度が一定の場合の最下段開口部の取水率と a/d の関係を示す。先にも述べたように，取水量がごく小さい場合を除き，取水率に及ぼす流量の影響はほとんど見られず，図では取水率一定の領域での



図−6 最下段取水率と a/d の関係（密度一定，計算値）

値を示している。計算は，ゲート開口高 a を一定として取水塔奥行 d を変化させた場合と d を一定として a を変化させた場合の両者について実施したが，a/d で整理すると同じ結果が得られ，取水率は a/d により表されるものと考えられる。図より，a/d が大きくなるに従って，最下段の取水率は大きくなる傾向があり，選択取水機能を確保するためには，a/d を大きくするのが効果的であることが分かる。また，a/d による取水率の変化は，開口部段数が多いほど大きい。実験での a/d は 0.35 以下の領域にあり，2 段配置ではこの付近での a/d による取水率の変化は小さい。実験で a を変化させた影響が明確でなかった原因と考えられ，計算値を参考として図−3 を見直すと，実験値にバラツキはあるものの開口高 a が小さくなるに従って，取水率が小さくなる傾向をうかがうことができる。なお，開口部数および a/d が同じで，開口位置の異なる A−1，A−2 の実験結果，計算結果からも分かるように，開口部相互の位置関係による取水率への影響はほとんど見られない。3.(1) の計算式の誘導をもとに考えると，密度一定の場合の開口部位置の影響は，壁面せん断力の影響として生じることが考えられるが，取水量がかなり大きくならない限り全般に壁面せん断力の影響は小さいようである。

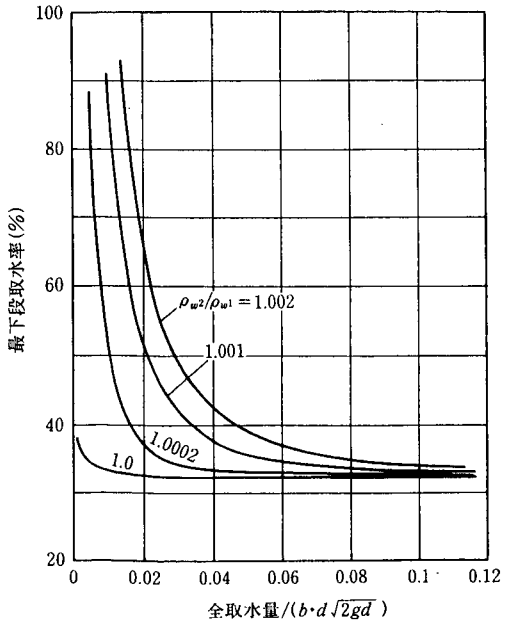
図−7 は，貯水池の密度分布が図−8 に示す分布である場合の 4 段配置の最下段開口部の取水率を示したものである。横軸は，全取水量を塔内フルード数として無次元化して示したが，図より，下段開口部上流の密度が大きくなるに従って，取水率も大きくなる傾向があるが，その影響は，取水量が大きくなるに従って小さくなることが分かる。なお，下段開口部上流の水温を 4℃ とすると，上方の水温 10, 15, 20, 25℃ の ρ_{w2}/ρ_{w1} は，それぞれ 1.0001, 1.0009, 1.0018, 1.0029 である。

以上示したように，多重式ゲートの取水率は，主として開口部数，a/d により決まるものと考えられる。また，流量が比較的小さい場合には貯水池密度の影響も受ける。したがって，適切な選択取水機能を確保するためには，a/d および選択取水時の貯水池の密度状態に対する検討が不可欠である。

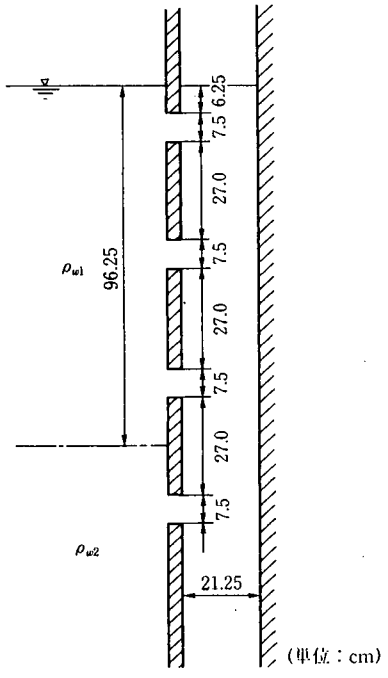
（3） 数値シミュレーション

3.(2) では，多重式ゲートに関連するパラメータの検討を行い，特に a/d が重要なパラメータであることを示したが，実験の a/d は比較的小さい領域のものであり，下段の取水率が大きく選択取水機能が期待される a/d の大きい領域についての実験データによる検証は十分でない。このことを考慮し，ここでは，数値シミュレーションによる確認を行う。

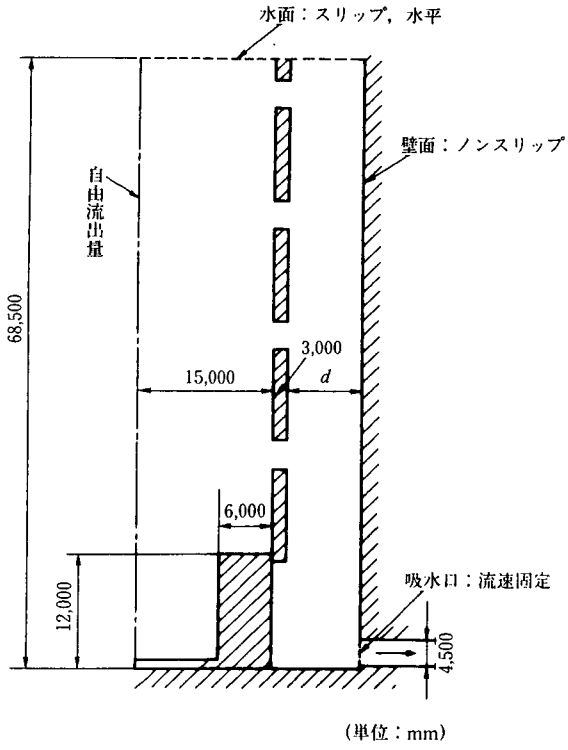
用いたプログラムは，流体解析システム FUJI-RIC/α−FLOW であり，図−9 に示される境界条件に対し k−ε 2 方程式モデルを乱流モデルとして 2 次元計算を実施した。なお，計算は，実際の取水施設規模を想定し，模型規模を 40 倍させて実施している。実験との比較を行った計算結果を図−3 および 4 の×に示す。図より，数値計算により，下段での取水率が大きくなる多重式ゲートの選択取水特性を表現できていることが分か



図−7 最下段の取水率と密度差の関係（配置 C，計算値）



図−8 計算を行った貯水池密度分布（配置 C）



図−9　数値シミュレーションの境界条件

る。ただし，取水率そのものについては，実験値および3.(1)の計算値に較べ，下段開口部の取水率が大きくなる傾向がみられている。この理由は明らかではないが，乱流モデル等の数値計算モデルの精度，離散化の影響の他，塔内の水位を貯水位と同じとしたことや原形を想定した計算をしたことによる実験と数値計算でのレイノルズ数の違いなどが考えられる。

図−6の×には，開口部4段配置（配置C）の場合を対象に，a/d（具体的にはdを小さくした）を変化させた計算結果を示す。3.(2)に示したと同様に，a/dが大きくなるに従って最下段の取水率も大きくなっており，3.(2)での検討結果の妥当性が確認される。ただし，数値計算結果ではa/dが大きい部分での取水率の増加はそれ程大きくなく，3.(2)の計算結果では85%程度の最下段の取水率が得られているa/d=1.4程度における取水率は67%程度であった。a/dが大きい場合の取水率については，今後実験等を通じた検討が必要なものと考えられる。

なお，数値計算においても流量変化による取水率変化はほとんど認められなかった。また，前述のa/d=1.4の場合を対象に，最下段開口部上流の貯水池水温を5℃，上方の水温を20℃とした計算結果によれば，最下段の取水率は72%程度の値が得られており，貯水池密度成層により最下段の取水率が大きくなる3.(2)と同様の傾向が得られている。

4. おわりに

多重式ゲートで複数の開口部が水中にある場合の取水特性について，水理模型実験および運動量式を用いた計算による検討を行った。主な結論は次のとおりである。

（1）　密度一定の場合

- 下段開口部ほど取水率が大きくなる。
- 流量の非常に小さい領域を除き，取水率は取水量の影響を余り受けない。
- 取水率はa/dによりほぼ決まり，最下段開口部の取水率はa/dが大きくなるほど大きい。また，同じa/dでは開口部数が少ないほど最下段取水率は大きい。

（2）　下段開口部上流の貯水池密度が上方の密度より大きい場合，密度一定の場合と較べ下段の取水率が大きくなる。ただし，この影響は取水量が大きくなると小さくなる。

本文中でも述べたように，本報告で示した計算値，特にa/dが大きい場合の取水率については今後検証していく必要があるが，適切な設計を行うことにより，多重式ゲートによってもかなりの選択取水機能が確保できるものと思われる。今後の発展を期待したい。

◆報　文◆

ドロップゲートの水理特性

宮脇千晴*

1. はじめに

ダムの非常用洪水吐き (計画を上回る洪水に対処するための放流設備) として越流頂に設置されるクレストゲートは、引上げ式ゲートと越流式ゲートに大別される。引上げ式ゲートは、扉体を上方に引上げる開操作をするゲートであり、ゲート開きにより放流断面が固定されるゲート半開流から自由越流へと流れが変化する。一方、越流式ゲートは、扉体を倒すあるいは下降させる開操作を行うものであり、放流時の流れの形態が常に自由越流状態となっていることに特徴がある。常に、越流状態で放流できることから、ゲート半開時の水位上昇に伴う放流量の増加が大きく、水位制御に適したゲート形式である。

本報文で対象とするドロップゲートは図-1 に示すように通常のローラゲートと同じシンプルな構造をもち、高い扉高への対応が容易な形式のゲートである。下方にゲートを格納するスペースが必要であるが、ダム越流頂では比較的容易にこのスペースを確保することが可能であり、今後の発展が期待されている。

本報文では、越流式ゲートの中からドロップゲートを対象にその水理特性について調査した。ドロップゲートでは、アップリフト[1)]と閉空間への給気対策が問題となる。ゲートを上向きにあげようとする力をアップリフトと呼んでおり、図-1 に示すように、水密ゴムをゲート下流の堤体に設置する場合には、ゲート底面に水圧が作用してアップリフトが生じる。このアップリフトは越流水深が大きくなるほど、大きくなることが予想され、アップリフトの推定方法及びその軽減方法を検討する必要がある。なお、ゲートの上流にコンクリート構造物を設置して水密ゴムを設置する場合には、ゲート底面に水圧が作用しないため、アップリフトは生じない。また、ゲート部分開時には、ゲートを越流する水脈が下流のダム堤体に落下し、ゲート下流に閉空間が生じるため、

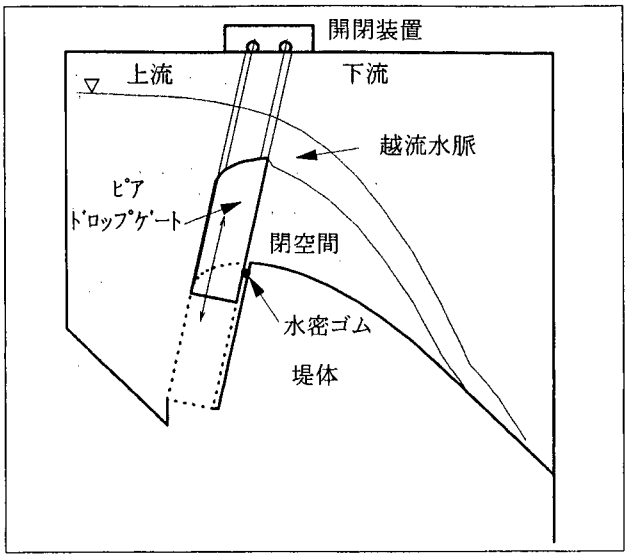


図-1 ドロップゲート概要

安定した放流状況となるようにこの閉空間への安定した給気が必要となる。

本報文では、給気対策として戸溝位置でのオフセット等を施す方法についてその効果を明らかにするとともに、ゲート形状と放流特性及びアップリフト特性の関係を把握した。

2. ドロップゲートの検討形状と検討方法

ドロップゲートの検討は、図-2 に示すようにA ダムの非常用洪水吐きとして計画されているものについて、扉体形状 3 ケースについて実施している。このため、以下の検討では、実機寸法で表示することとした。ケース 1, 2 は、通常、越流頂縦断形状でよく用いられているハロルドの標準越流頂形状の一部をゲート形状に用いた場合で、このうちケース 2 はケース 1 のゲート上面下流端にリップを設置してゲートに作用する圧力を大きくさせようとしたものである。なお、ケース 2 では、ゲート全開時にも、リップ先端が越流頂天端より 0.2m 突出している。ケース 3 は、ケース 1, 2 よりゲートの扉体厚を小さくし、かつゲート設置位置をハロルドの標準越流頂前面に設置したものである。また、越流ゲート 1 門と両側のピア 2 つを抽出して縮尺 1/25 の模型を製作し、水理模型実験を行った。実験では、

Hydraulic Characteristics of Drop Gates

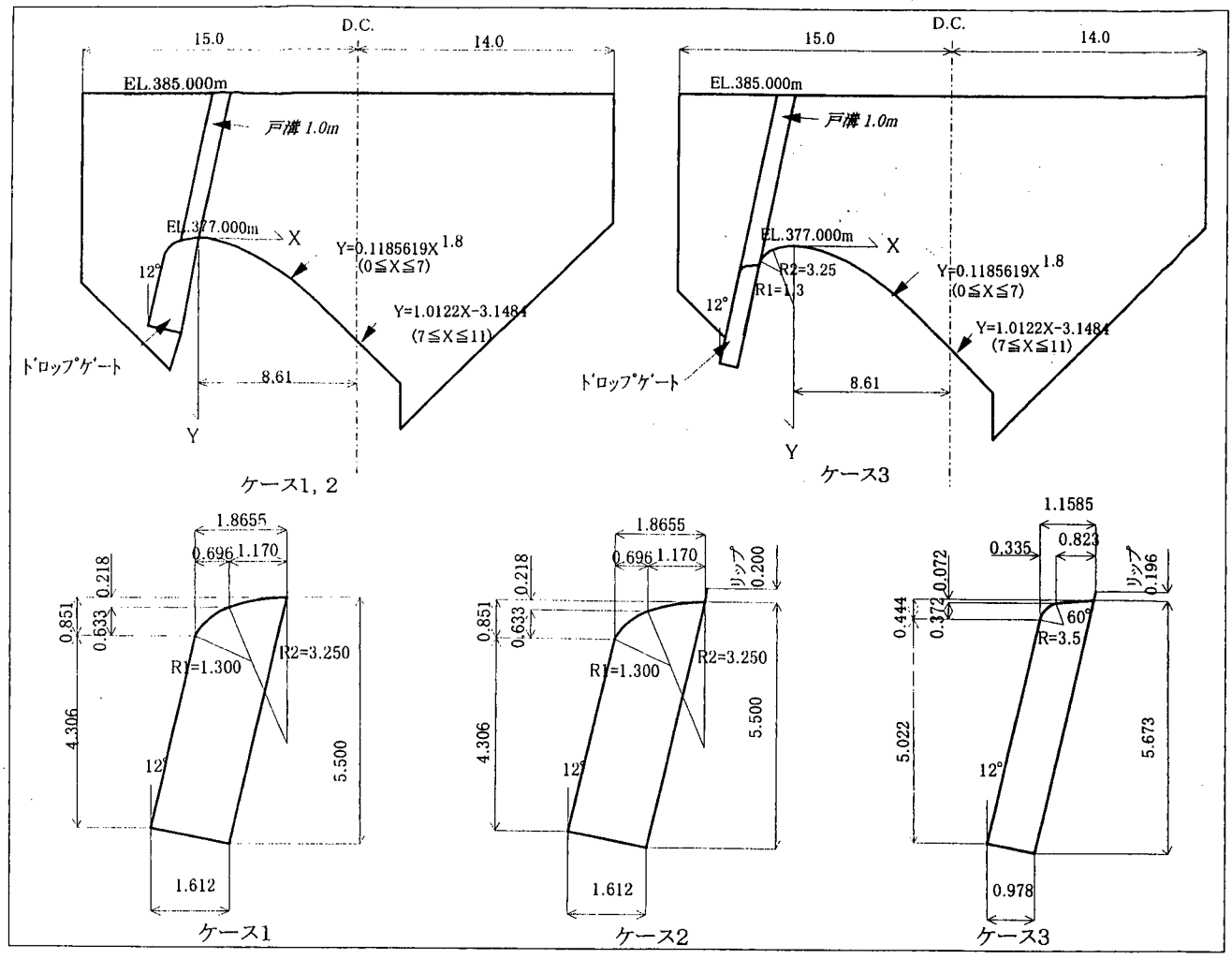


図-2 検討形状 (単位：m)

ゲートの操作範囲の中で、設計条件の放流能力を確保しているか、越流面に危険な負圧が生じていないか、あるいはあらゆるゲート開度で安定した流況を呈しているか等を調査するために、観測項目としては、放流能力、ゲート作用圧力、越流水面形及び流況について実施している。

3. 検討結果

3.1 流況

越流式ゲートの流況は、ゲート全開時とゲート部分開時の2つに区分される。ゲート全開時は、リップが突き出しているケース2を除くケース1, 3とも標準越流頂となり、流れも安定している。一方、ゲート部分開時には、ゲート先端とゲート下流部分に段差が生じるためにゲート下流に越流水脈とゲート下流部分からなる閉空間が形成される。この越流水により閉空間内の空気が下流に連行され、閉空間内の圧力低下によるゲート振動等が生じる場合があり、安定した越流状況を確保するために閉空間内に適切に給気を行う必要がある。本検討では、戸溝下流にオフセットを設置することにより、流水がオフセット下流で側壁に接地するようにして、流水と側壁との間に空気が通る空間を形成し、ここから給気する。

まず、ゲート全開時、ゲート部分開時に共通な戸溝部の流況について述べる。この戸溝は、ゲートを開閉する場合に必要なワイヤロープ・ローラや水密部を納める場所である。

戸溝付近の流れは、図-3に示すように、戸溝を飛び越すほどの流速がないため、戸溝内に流水が回り込み、縦渦が発生し、下流へ流れていく流況を呈している。この縦渦は、越流水深が大きくなるほど規模・流速とも大きくなる。また、ゲート部分開時に、ゲート開きと越流水深の関係でオフセット下流で水脈と側壁の空間がなくなり、ゲート下流に給気されない場合も見られた。この縦渦は、ゲート全開時の設計洪水位で最大となり、戸溝内に設置するゲート引き上げ用のワイヤーロープやひいてはゲート自体を振動させる恐れがあるため、これを解消する必要がある。また、ゲート

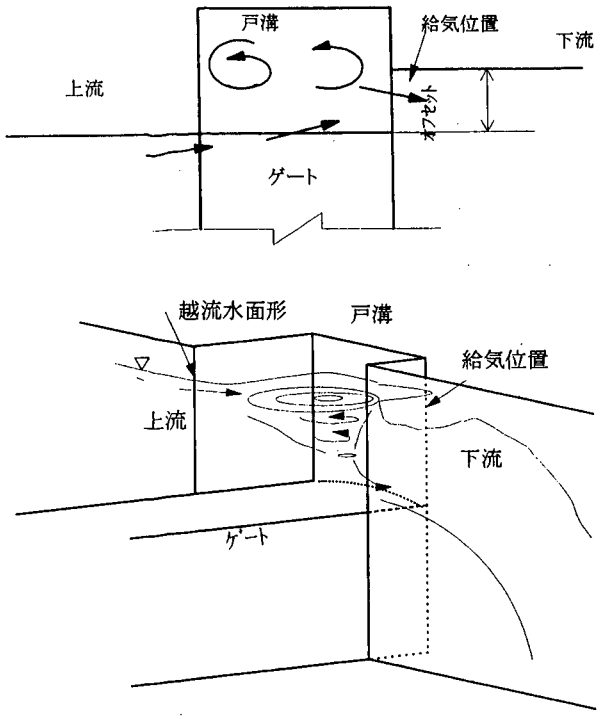


図-3 戸溝部での流況

部分開時に戸溝下流オフセットからの安定した給気を確保し、かつ、戸溝内に流水が巻き込まないようにするために、戸溝部分を埋めた整流板 (図-4 参照) を設置する。整流板の設置高さは、越流頂天端標高 (EL. 377. 0m) を基準にとると、ダム計画上の最大水位である設計洪水位 (EL. 383. 5m) の越流水面形から判断して、5m 程度必要となる。

標準越流頂の一部をゲートとして用いているケース 1, 2 における部分開時のゲート越流水脈は必ず下流側へと落下する。従って、戸溝に設けたオフセットから常に給気がなされており、流れは安定している。しかし、ゲート開度が小さい場合は越流頂部下流側に落下した水が上流側への戻り流となり、閉空間に少しとどまる流況を示した。このため、ゲート下流に給気管を設置して、流況を確認したが、給気管を設置したことによる流況の変化は見られず、オフセットからの給気が十分であるものと考えた。次に、ケース 3 であるが、ゲート設置位置を標準越流頂の前面に設置したことにより、ゲート開度と越流水深の条件によっては、ゲート越流水脈が上流側への戻り流となり、標準越流頂の複合円弧部に背水がみられた。これにより、給気されない状態となるため、給気管を設置した。全開時も含む全てのケースで給気されていることがわかったが、その給気量はかなり小さいものとなっている。

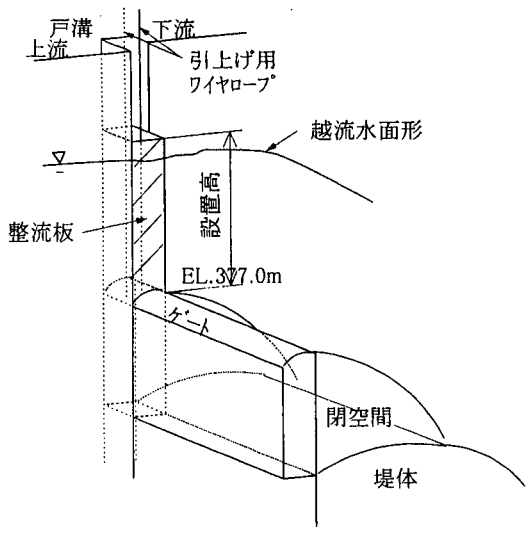


図-4 整流板説明図

本ゲートは桁構造として設計される止水線となるゲート下流面及び急変流となる越流面に板状のスキンプレートが設けられる。そこで、ゲート全開時の標準越流頂の放流能力を確保するのに必要な越流部のスキンプレートの範囲について検討した。検討は図-5 に示すように、複合円弧始端から上流側へ上流面長さを 0.5m づつ長くして、放流能力や流況の変化を判断基準として検討した。なお、この時、ゲート作用圧力については、標準越流頂としているため、調査していない。

ここでは、ゲートの放流能力として、式 (1) に示す流量係数 C を用いて上流長さ L との関係を調査した。調査結果を図-6 に示す。

$$C = Q/(Bh^{1.5}) \qquad (1)$$

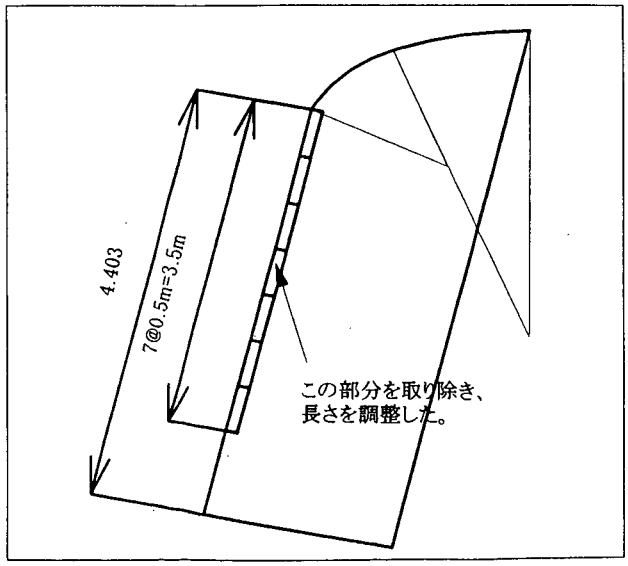


図-5 上流面形状の検討

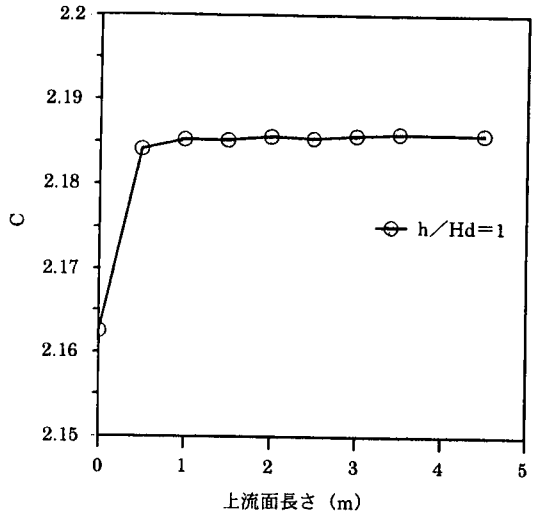


図-6 上流面長さ L と流量係数 C

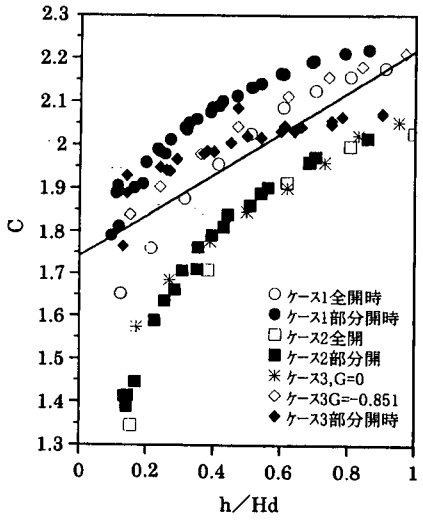


図-7 放流能力調査結果

ここに、Q:流量 (m^3/s), B:越流幅 (m),
h:越流水深 (m), Hd:設計水頭 (6.5m)

図-6 より、上流面の長さは、0.5m 以上あれば放流能力に影響がないことがわかった。なお、0.5m でも放流水脈の乱れは強くなっておらず、それほど大きな影響は見られなかった。

3.2 放流能力

放流能力の検討は、式 (1) の流量係数 C を用いて検討する。また、標準越流頂の流量係数は、石井・藤本[2] による流量公式もこの C の算定法として式 (2) で提示している。

$$C = 1.7041\{0.704(h/Hd)\}^{0.5} \qquad (2)$$

式 (1) を用いて、流量係数 C を算定し、越流水深 h を設計水頭 Hd で無次元化した h/Hd との関係を図-7 に示す。図-7 中の実線は式 (2) を表している。図-7 より、放流能力は流れの区分と同様に、全開時と部分開時に区分され、ケース 1 では、全開時で式 (2) とほぼ同程度となっており、部分開時には式 (2) より 10%程度大きくなっている。ケース 1 にリップをつけたケース 2 は、全開時と部分開時の放流能力に差は見られず、ともに式 (2) から 8%程度小さい値となっている。この理由は、全開時に天端標高より 0.2m リップが出ているためである。

次に、ケース 3 の放流能力であるが、ゲート先端標高が、越流頂天端標高と一致している $G = 0$m (G:ゲート先端標高と越流頂天端標高の差) では、ケース 2 と同じとなり、図-7 に示すように式 (2) から 8%程度小さくなっている。式 (2) と同程度の放流能力が得られたのは、ゲート先端標高が越流頂標高より約 $0.13Hd$ (−0.851m) 下がりの場合であった。これは、ケース 1 の標準越流頂の円弧始端部下方の必要長さの検討とほぼ同じ (この場合では 0.5m 以上) 結果となっている。また、部分開時 (◆:$G = 1, 2, 3, 4$m のデータを示している) では、ゲート先端が越流頂標高と同じ場合 ($G = 0$m) を除いて、他のゲート開度では、越流水深が同じであれば、ほぼ同じ放流能力となっている。

3.3 越流水面形

標準越流頂の越流水面形を求める式は、石井・藤本らにより、式 (3) が提案されている。

$$-Y/Hd = A/Hd + B(X/Hd) + CHd(X/Hd)^2 \qquad (3)$$

$$A/Hd = -0.743(h/Hd)^{1.042}$$

$$B = 0.361(h/Hd)^{0.176}$$

$$CHd = 0.232(h/Hd)^{-0.275}$$

適用範囲 $-0.4 \leqq X/Hd \leqq 0.4, 0.3 \leqq h/Hd \leqq 1.1$

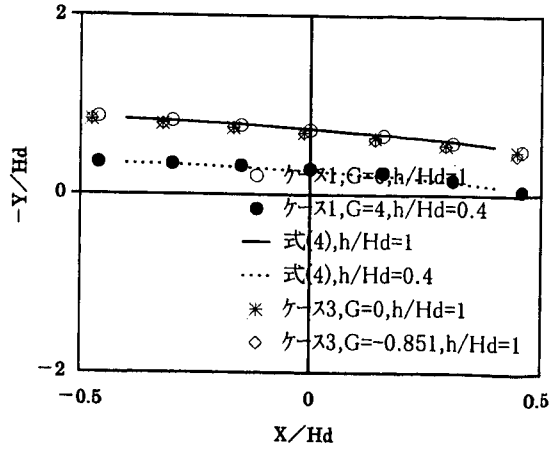


図-8 越流水面形

図-8 にケース 1 のゲート全開及び部分開の越流水面形の代表例とケース 3 の $G = 0$m, $G = -0.851$m の場合を示す。図-8 より、ゲート開度に関係なく $-0.4 \leqq X/Hd \leqq 0.4$ の間は、式 (3) でよく表されている。また、ケース 3 においても同様である。

3.4 ゲート作用圧力とアップリフト

このタイプのゲートでは、越流水による上向力を設計条件に追加する必要がある。つまり、ゲート下流に水密があるために、越流面下面からゲートを押し上げる力 F_8 (アップリフト) が働くことになるためである。ここでは、ゲート作用圧力を調査するために、ゲートに模型値で直径 1mm の穴 (ピエゾ) を開けて、その位置に働く圧力を調査した。F_8 は、通常式 (4) で表され、貯水池水位 H (EL. m) から扉体に作用するピエゾ水頭 Pi (EL. m)(圧力水頭 P (m) にピエゾ標高 Hp (EL. m) を加えたもの) を差し引いたものを、扉体厚分積分して、越流幅 B (m) を乗じて求める。

$$F_8 = B\ \Sigma\ (H - Pi) = Kp \cdot B \cdot D \cdot h \qquad (4)$$

ここに、Kp: アップリフト係数, B: 越流幅 (m),
D: 扉体厚 (m), h: 越流水深 (m)

ここで、ケース 1 について、縦軸に圧力水頭 P (m)(各ピエゾ水頭からピエゾ標高を引いたもの) を設計水頭 Hd(=6.5m) で除した P/Hd と横軸にゲート上流端を基準に下流方向の水平距離 X を Hd で除した X/Hd について、整理して図-9 に結果を示す。図-9 より、上流傾斜部分 ($X/Hd < -0.3$) の圧力は、ゲート開き G に関係なく、ほぼ一定勾配で低下している。また、円弧部分では h/Hd が大きいほど急激に圧力が低下しており、$h/Hd = 1$ ではゲート下流端でほぼ 0 となっている。また、$h/Hd = 0.6$ の場合の圧力分布はほぼ同じとなっている。これから、ゲートに作用するアップリフトは、h/Hd が大きいほど大きくなることが分かり、$h/Hd = 1$ の場合に最大となることが分かる。

次に、ゲート作用圧力の調査から、縦軸に圧力水頭 P (m)(各ピエゾ水頭からピエゾ標高を引いたもの) を H'(貯水池水位からピエゾ標高を引いたもの) で除した P/H' と横軸にゲート上流端を基準に下流方向の水平距離 X を D で除した X/D について、整理して図-10 に結果を示す。縦軸の P/H' はゲート作用圧力と静水圧の比を表しており、この圧力分布と $P/H' = 1$ で囲まれた面積に越流幅 B を乗じるとアップリフトが求まることとなる。図-10 より、上流傾斜部分 (ケース 1, 2 で $X/D = -0.7$, ケース 3 で $X/D = -0.56$) では緩やかな低下傾向となっており、ケースの差はあまりない。次に、リップの有無の違いだけのケース 1, 2 を比較すると、円弧始端部では、同様に急に低下しているが、リップのないケース 1 ではゲート下流端で $P/H' = 0$ に向かって低下しているのに対して、リップをつけたケース 2 では、途中から徐々に大きくなっており、アップリフトがこのリップにより低減できていることがわかる。このケース 2 と同じリップをもつケース 3 でもほぼ

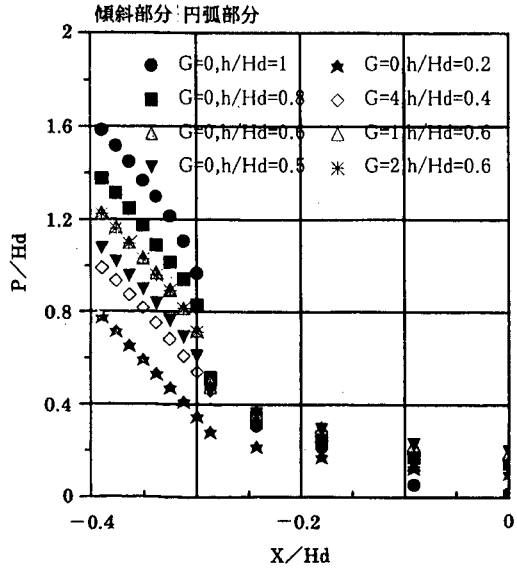


図-9 $P/Hd \sim X/Hd$ 関係

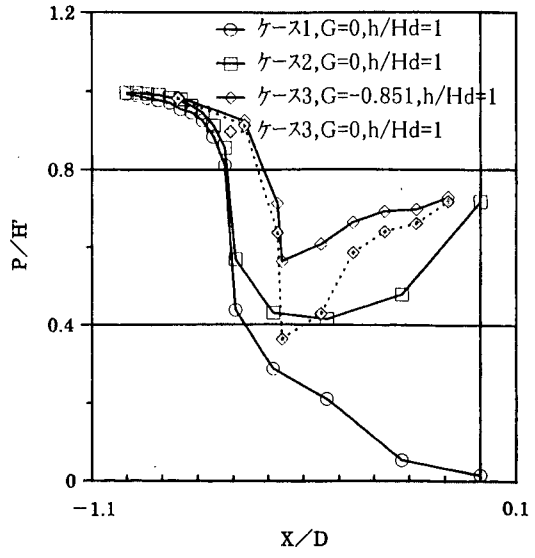


図-10 $P/H' \sim X/D$ の関係

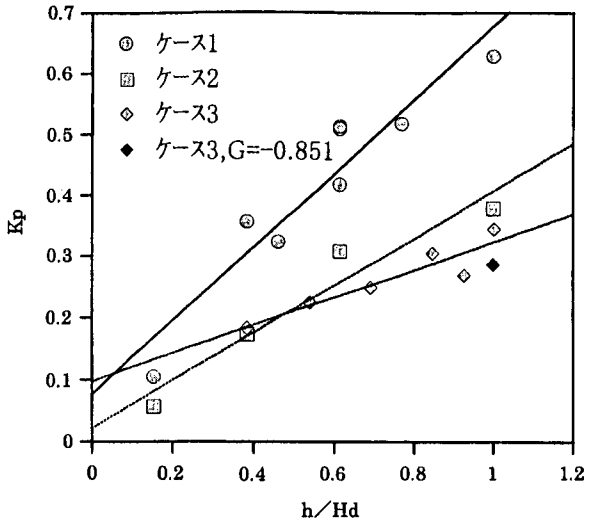


図-11 アップリフト係数

ケース2と同じ傾向である。ここでは、示していないが、ゲート部分開時もほぼ同じ傾向を示しおり、ゲート先端にリップを設置することは、アップリフト対策に効果的である。

次に、式(4)を用いて、アップリフト係数Kpを算定し、h/Hdとの関係を求めたのが図-11である。なお、図-11中の実線は、各ケース毎にKpとH/Hdの関係を最小自乗法で求めたものである。ここで、アップリフト係数の算定には、上流傾斜部分も含めている。ゲート開度でややばらつきがあるものの、KpはH/Hdに比例する関係が認められる。また、リップの有無の違いのみのケース1, 2について比較すると、リップをつけることで、$H/Hd=1$でKpは、約55%程度低下しており、H/Hdが小さくなると、Kpが約40%低下している。また、上流傾斜面でのアップリフトは、かなり小さくなっており($H/Hd=0.5$以下の場合は逆にゲートを押す方向に働いている)、上流傾斜面を除いた場合のアップリフト係数は、扉体厚Dが小さくなる比率でKpは増加する。次に、リップ高をケース2と同じにしたケース3では、ケース2よりさらに小さくなっている。

4. まとめ

ドロップゲートの水理機能について、検討した結果をまとめると以下に示すとおりである。

(1) 越流ゲートの流況では、大きくゲート全開時とゲート部分開時の2つに区分される。両方に共通するものとして、戸溝部の流況改善が必要となり、本検討の結果より、ゲート操作水頭範囲内の水面形を考慮してそれ以上になるように戸溝部に整流板を設置する必要があることがわかった。

ゲート部分開時には、この他に、ゲート下流に閉空間が生じ、越流水脈による空気連行に見合う給気が必要であり、本検討のように戸溝下流にオフセットを設置する他、給気管も設置した方がよい。また、整流板を設置することにより、このオフセットからの給気が改善されることがわかった。ゲート全開時には、戸溝部の流況改善のみ問題となる。

(2) 放流能力の検討結果より、標準越流頂の前面にリップをつけたゲートを設置する場合(ケース3)には、ゲート先端標高が越流頂複合円弧始端標高より0.5mより下の位置でほぼ標準越流頂の放流能力が得られる。

(3) 越流水面形は、石井・藤本らによる式(3)でほぼ推定可能である。

(4) アップリフトは、越流水深に比例しており、設計条件としては、ゲート全開時の設計水頭時について調査する。ゲート形状に標準越流頂の複合円弧を採用する場合(ケース1)には、アップリフトがかなり大きくなるために、何らかの対策が必要となる。今回検討した中では、ゲート全開時に標準越流頂と同じ放流能力を有し、かつアップリフトがケース1の約半分程度となっているケース3が一番良い結果となった。

本検討では、ドロップゲートを非常用洪水吐きとして使用することで検討しているが、これを常用洪水吐きあるいは水位維持用に使用する場合には、ここで検討したものの他に、越流水深が小さい場合に発生することが知られている水脈振動防止対策を施す必要がある。

参考文献

1) 水理公式集(社)土木学会, 平成11年版, p258.
2) 石井文雄、藤本成:越流余水吐きの水理機能に関する研究(1), 土木研究所報告, 第127号, 1966.

宮脇千晴*



建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員
Chiharu MIYAWAKI

引張ラジアルゲートの水理特性

ダム部 水工水資源研究室　櫻井 寿之

1．まえがき

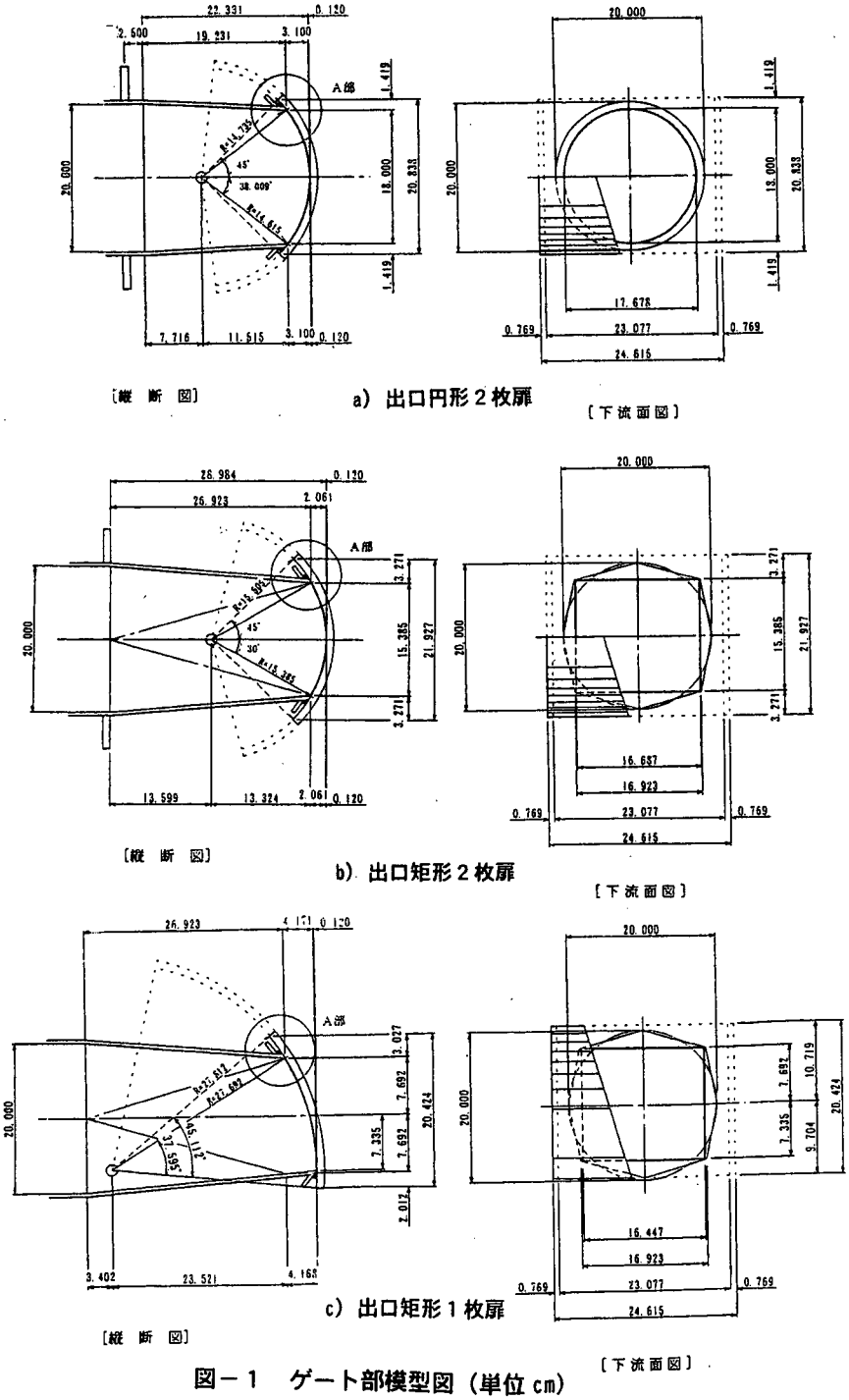
ダムにおける新しい流量調節用ゲートとして，引張ラジアルゲートの開発が試みられている[1]．建設省においても中国地方建設局の苫田ダムの水位維持用放流設備および同地建の灰塚ダムの環境用放流設備への引張ラジアルゲートの採用が検討されている．引張ラジアルゲートは，ゲート扉体を引っ張ることによって水圧を支える構造を持っており，従来の部材の圧縮によって水圧を支えるラジアルゲートと比較して，引張力に強いという鋼材の特性を活かしている点で合理的である．また放流管の据付とゲート部の据付を分離できる構造であることから施工面での合理化が期待できる．引張ラジアルゲートに関しては，米国において出口円形２枚扉形式の施工例があるが，放流水脈の拡散や水密構造等に課題があり，我が国において実績がないことも考慮して，水理模型実験により引張ラジアルゲートの水理特性について検討を行った．

2．目的

出口円形２枚扉形式の引張ラジアルゲートにおける水理的課題を，ゲート形状の改良により克服し，引張ラジアルゲートの設計に資するため水理特性に関する知見を得ることを目的とする．

3．方法

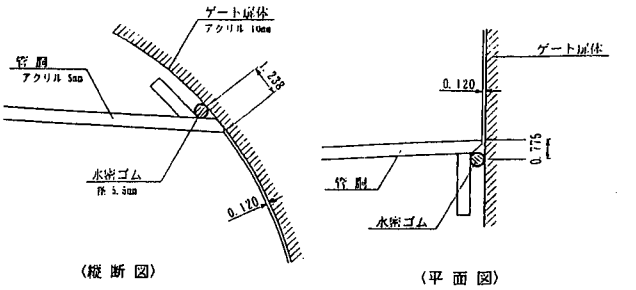
実験に用いた模型はベルマウス部，直管部およびゲート部から成り，放流管の直径は 20cm であり，直径 2～3m の原型放流管を想定すれば，縮尺は 10～15 分の１程度である．ゲート部模型は出口円形２枚扉，出口矩形２枚扉，出口矩形１枚扉の３形状（図－１）の比較案を製作し，水密ゴム周辺の流況



図－１　ゲート部模型図（単位 cm）

を調査するために，水密部についても可能な限り詳細に製作した（図－２参照）．

測定項目は，放流能力（水位－流量の関係），壁面作用圧力，放流水脈の拡幅角度，流況観察である．ベルマウス部に直管部を接続し，その先にゲート部を接続して実験を行った．



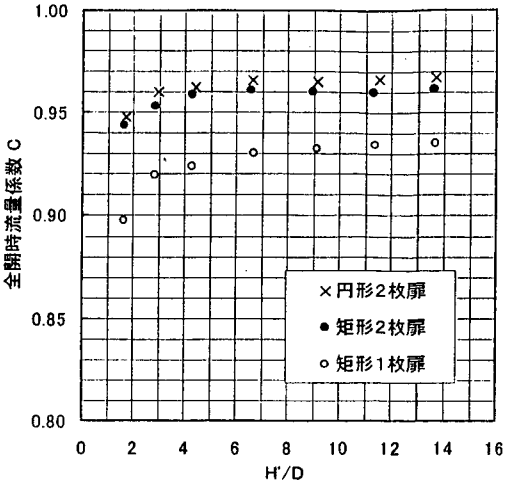
図－２　水密部詳細図（出口円形２枚扉）

４．結果

(1) 放流特性

図－３に次式で定義されるゲート全開時の流量係数 C と H'／D の関係を示す．

$$C = \frac{Q}{A\sqrt{2gH'}}$$



図－３ H'/Dと全開時流量係数Cの関係

ここに，Q：放流量，A：管出口断面積（出口断面曲面の管軸方向最上流端位置における断面で定義する），H'：管路部中心標高を基準としたトランジション直上流での全水頭（トランジション始端より上流の流入損失，摩擦損失を差し引いたもの），g：重力加速度，D：上流管部の管径である．流量係数を見ると，出口円形２枚扉と出口矩形２枚扉は，ほぼ同じ流量係数を示しており，H'／D が４以上では，0.96 程度の値となっている．矩形１枚扉の場合は若干小さな値となっており，H'／D が６以上で 0.93 程度の値となっているが，その差は 3%程度と小さい．これらの値は他形式の小規模放流設備（表－１参照）と比較しても，大きな値となっており，引張ラジアルゲートの放流能力は高い．

表－１　他形式放流設備の流量係数（文献[2]参照）

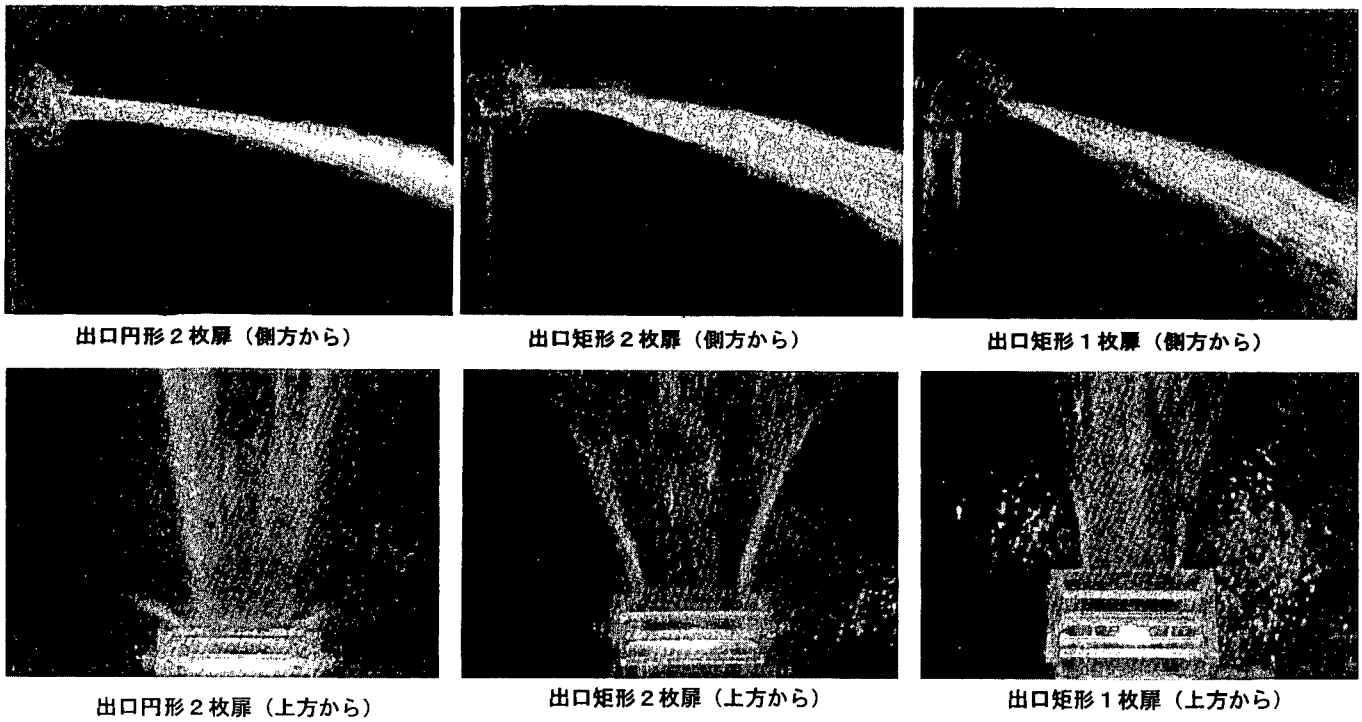
形式	高圧スライドゲート（矩形タイプ）	ジェットフローゲート	ホロージェットバルブ	フィックストコーンバルブ	コーンスリーブバルブ
流量係数（全開時）	0.94～0.97	0.80～0.85	0.80～0.85	0.85	0.73

(2) 流況

以下の流況の検討においては，作用水頭として直管部底面標高を基準とした貯水池水頭：H(m)を用いて整理する．流況観察は，H／D＝2，10，15 程度において実施した．このうち一例として，H／D＝15，ゲート開度 G=0.8 の流況を写真－１に示す．流況観察より次のことがわかった．

① ゲート半開放流時には，水脈が幅方向に広がる傾向があり，この傾向は特に２枚扉において顕著である．

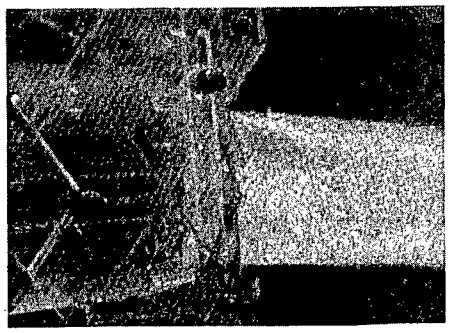
② ２枚扉でゲート半開時には，水脈の飛散状況が顕著である．これは，水脈の変形に伴い生じており，ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じるヒレ状水脈の衝突（上方で発生する水脈は下方に，下方の水脈は上方に向かう）の影響によるものと思われ，水脈同士の衝突が生じない１枚



写真－１　放流水脈の流況（ゲート開度＝0.8，H/D＝15）

扉では，しぶき状の飛沫は小さい．

③ 円形２枚扉でゲート開度 0.7～0.9 程度では，②で述べたヒレ状の水脈が幅方向に向かい，水密ゴムを横断する状況が明瞭にみられている（写真－２参照）．また，水脈の衝突による飛散も，幅方向に広範囲に亘り生じている．これは放流管下流端が幅方向に広がる円弧形状であることに起因すると思われ，矩形２枚扉では，このような水脈はみられない．矩形２枚扉では，ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じる水脈の衝突による飛散が放流管直下流で生じ，また水脈の変形によると思われるヒレ状水脈の飛散が更にその下流で生じており，ゲート開度が小さくなるに従って，その位置が放流管側に接近する傾向を示す．

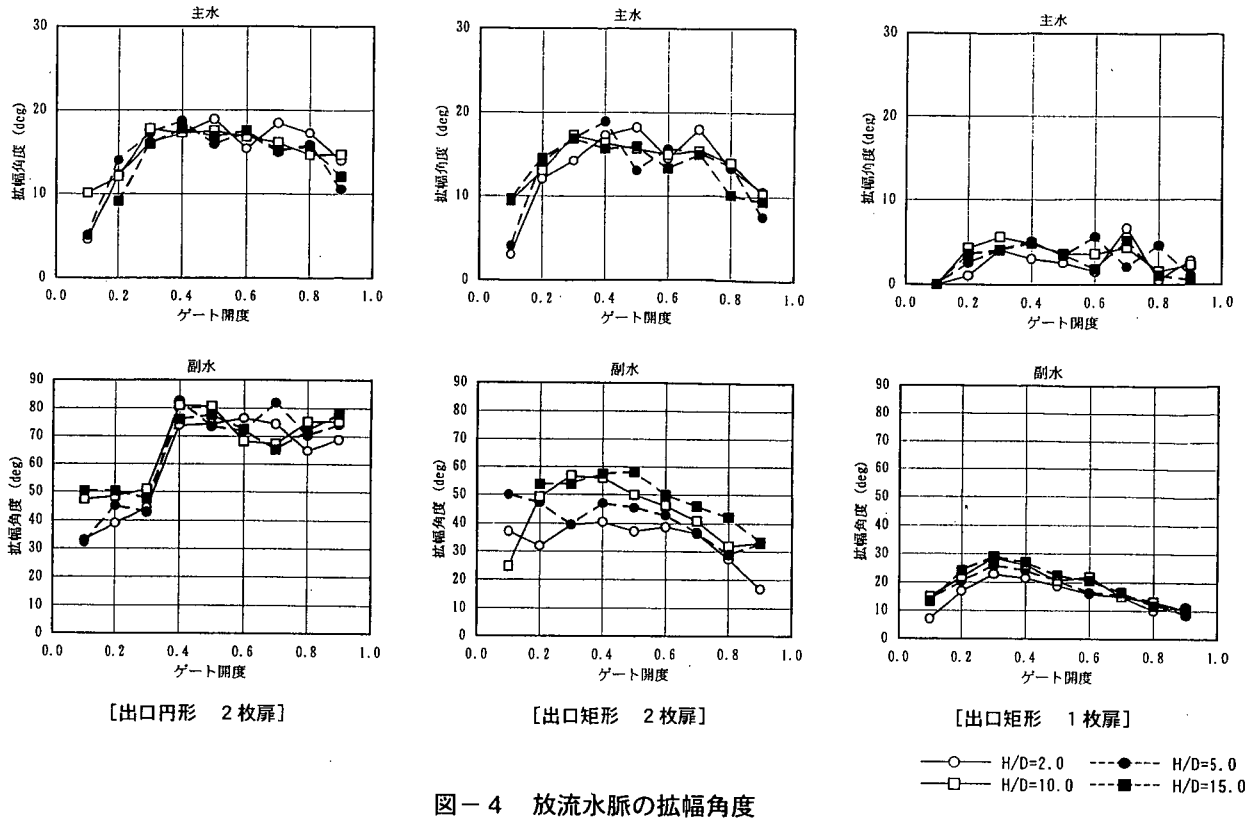


写真－２　出口円形２枚扉のヒレ状水脈
（ゲート開度＝0.8，H/D＝15）

④ ③の円形２枚扉でのヒレ状水脈の影響は，放流管下流端とゲートリップ間の隙間の影響を受けるようであり，隙間を小さくする程その影響は小さくなるようである．一概には言えないが，ゲートリップと放流管～水密ゴム間から生じる水脈の影響が大きいように思われる．

(3) 放流水脈の拡幅角度

図－４に主水脈及び副水脈の拡幅角度とゲート開度 H／D の関係を示す．ここに，主水脈は，しぶき状にならないある程度の水脈厚を持った水脈，副水脈は，しぶき状になりやすい二次的な放流水脈として定義し，上方から撮影した参考写真より判読した．図より，主水脈，副水脈とも矩形１枚扉の拡幅角度がかなり小さく，放流水脈が安定していることが分かる．矩形１枚扉の主水脈の拡幅角度は，6～7° 程度，副水脈でも最大で 30° 程度である．これに対し，２枚扉では，主水脈の拡幅角度でも 20° 程度である．２枚扉の円形と矩形では，主水脈の拡幅角度にあまり差はないが，副水脈では円形



図－４　放流水脈の拡幅角度

のものがかなり大きくなっている．これは，先に示したヒレ状水脈の幅方向への放出ならびに，衝突飛散及びその主水脈への影響による．

５．まとめ

引張ラジアルゲートについて水理模型実験を行うことによりその水理特性を検討した．得られた主な知見を以下にまとめる．

① 流能力の差は流量係数で３%程度であり，大きな差異はない．

② 放流水脈は，矩形１枚扉が，拡幅角が小さく，また水脈の乱れも小さく最も安定している．

③ 円形２枚扉ではヒレ状水脈による放流管下流端及び水密ゴム周辺での水脈の乱れが大きい．

以上より水理特性から見ると，出口矩形１枚扉案が優れていると考えられる．また，水密部の製作の面からも，出口円形の場合は水密ゴムの製作が複雑になる点，２枚扉の場合は止水の難しい扉間水密部が必要な点および下方ゲートのずり下がり防止機能等を考慮する必要がある点などのデメリットが挙げられるが，それと比較して出口矩形１枚扉案はシンプルで合理的である．

今後は出口矩形１枚扉形状の詳細な水理的特性を把握し，引張ラジアルゲート導入の検討・設計などに役立てていきたい．

参考文献

1) 中川博次・柏井条介・渡辺昭・竹林征三：新しい発想による引張ラジアルゲート，ダム日本，No.669，pp.59-65

2) ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編），社団法人ダム・堰施設技術協会，p.388

3) 田窪宏朗・柏井条介：引張ラジアルゲートの水理特性に関する研究，土木学会第５３回年次学術講演会講演概要集，平成１０年１０月，Ⅱ-206

第３章　ダム管理

【技術研究】

洪水調節ダムの管理の現状と課題

＜直轄・公団管理ダムアンケート調査結果＞

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　箱石憲昭*

キーワード　ダム管理・洪水調節・アンケート調査

1. はじめに

現在，我が国において治水を目的に含むダムが350以上完成し，出水による被害を軽減するために洪水調節を行っている。洪水調節にあたっては，台風や低気圧等の動き等の気象情報から出水の規模や到達時間を予測し，洪水調節を行う体制を整え，関係機関への通知や下流河川における警報・巡視を行い，ダム下流の河川水位が急上昇しないように配慮しながら放流量を増加させていくという手順を，洪水という非常時において的確に行わなければならない。さらに利水目的を併せ持つ多目的ダムでは，出水を貯留することによる利水容量の回復もあわせて行うこととなり，どの時点から放流量を増加させて洪水調節操作にすりつけていくかの判断も必要となる。もちろん，出水時全般にわたり状況の変化に即応した的確な対応が求められるのは言うまでもない。特にゲートにより洪水調節を行うダムにおいては，流入量の把握，放流量の決定，ゲート操作が繰り返し行われることとなり，洪水調節操作の確実性向上と職員の負担軽減が求められている。

そこで建設省土木研究所水工水資源研究室では，洪水調節ダムの管理の現状を把握して課題を整理し，今後の管理のあり方について検討するため，全国の直轄・公団管理ダムを対象にアンケート調査をおこなった。本稿では，そのアンケート調査結果について報告する。

2. アンケート調査の概要

今回のアンケート調査は，主に平成9年4月時点で建設省，北海道開発局，沖縄総合事務局および水資源開発公団が管理している82ダムを対象として行い，68ダムの回答を得た。

アンケートの主な内容は，以下のとおりである。

- ダムに関する基本的事項（目的・諸元，洪水調節方式，放流設備等）
- 流入量の算定手法
- 初期放流操作について
- 管理支援システムについて

3. アンケート結果

（1） ダムに関する基本的事項

ⅰ） 管理者

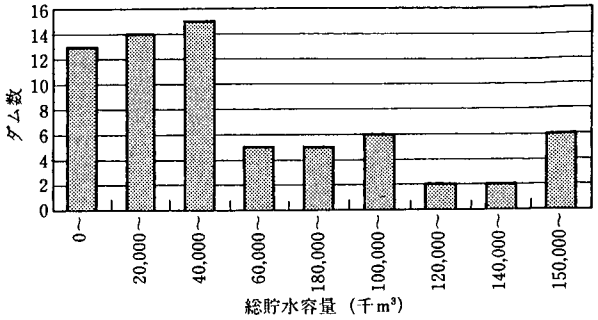
管理者の内訳は表−1のとおりである。

表−1 管理者

管理者	ダム数
建設省	36
北海道開発局	12
沖縄総合事務局	4
水資源開発公団	16
計	68

ⅱ） 規模（総貯水容量・洪水調節容量）

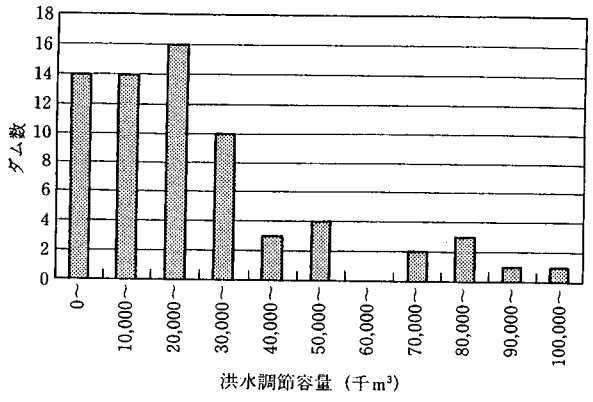
総貯水容量の分布を図−1に示す。総貯水容量は60,000千m³未満が多く，最大で353,000千m³，最小で3,050千m³である。



図−1 総貯水容量

* 主任研究員

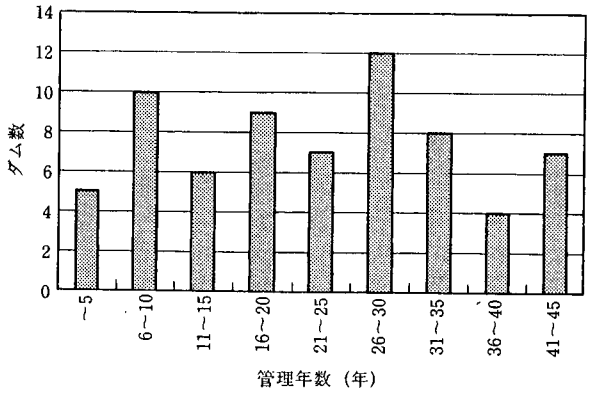
洪水調節容量の分布を図−2に示す。洪水調節容量は20,000千m³以上30,000千m³未満が最も多く，最大で107,000千m³，最小で1,150千m³である。



図−2 洪水調節容量

iii） 管理年数

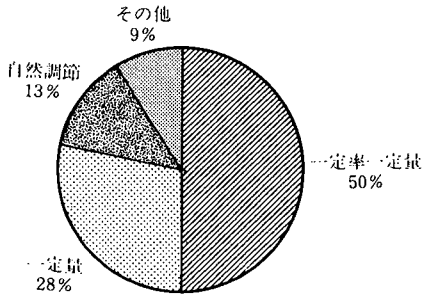
管理年数の分布を図−3に示す。26年から30年が最も多く，最大で45年となっている。



図−3 管理年数

iv） 洪水調節方式

洪水調節方式を図−4に示す。一定率一定量放流方式が最も多く50%を占める。



図−4 洪水調節方式

（2） **流入量の算定**

i） 算定方法

貯水池への流入量の算定にあたっては，通常の容量管理と整合を取りやすいことから，我が国では貯水池を流入升と考えて，貯水量の変化量と放流量から流入量を逆算する方法が多く採用されてきた。貯水量は貯水位から求められるので，実際には流入量を貯水位の変化から求めていることになる。今回のアンケート調査でも回答のあったすべてのダムで貯水位の変化から流入量を算定している。

貯水位の変化から流入量を算出するための基本的な考え方は以下の式で表される。

$$Q_{it}'(t)=\frac{V(t)-V(t-T)}{T\times 60}+\frac{1}{T}\sum_{i=0}^{T-1}Q_{ot}(t-i) \quad (1)$$

ここに，

$Q_{it}'(t)$：時刻 t における仮想流入量（m³/s）

$V(t)$：時刻 t における貯水量（m³/s）

T：計算時間間隔（分）

$Q_{ot}(t-i)$：時刻 t から i 分前の放流量（m³/s）

(1)式において，右辺第1項は計算時間間隔内の1秒あたりの貯水量増分，第2項は $T-1$ 分前から時刻 t までの放流量の平均値を示している。この算定方式において生じる誤差の要因としては，

① 貯水位の測定誤差

② 貯水位−貯留量関係（$H-V$ 式）の誤差

③ 放流量の測定誤差

が考えられる。また，一定時間の変化量から求めているため，瞬時の流入量を表すものではなく時間遅れが生じる。

ダム放流設備制御装置の設計仕様参考書（昭和57年8月）に示されている流入量計算方法は，(1)式で表される仮想流入量を1分ごとに計算し，n 個（通常 n=10）の移動平均を求め，これを全流入量とするものであった。T は全流入量の算出，出力間隔で5種類選択可能とし，最小時間間隔は10分となっている。この方法では10分前の仮想流入量にさかのぼって移動平均を取っているため，計算時間間隔を10分とした場合でも，19分前からの貯水量を用いて流入量を計算することから，流入量算出の時間遅れが大きいことが指摘されていた。

そのため，現行のダム管理用制御処理設備標準設計仕様（案）（以下標準設計仕様（案）という。）では，流入量変化が小さい場合（平水時）には，(1)式で求められる仮想流入量を貯水位が変化（最小で1 cm）するごとに計算し，これを全流入量とすることとしている。なお，最小の計算時間間隔は10分である。流入量変化が

大きい場合には1分ごとに仮想流入量の計算を行い，その値を計算時の $T/2$ 分前（T=10分なら5分前）の全流入量とし，最新 N 個のデータをもとに最小二乗法により外挿して現時刻の流入量を求めることとしている。

ii） 計算時間間隔

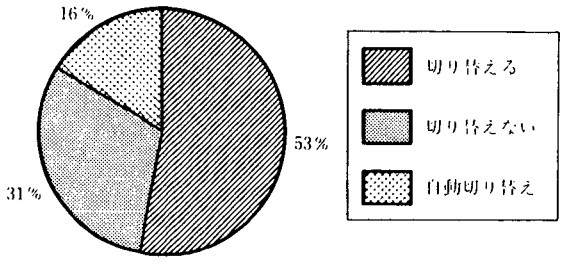
ダム放流設備制御装置の設計仕様参考書（昭和57年8月）においては，流入量の計算時間間隔は操作員が選択し設定することになっており，その選択の判断が難しいという問題点が以前から指摘されてきた。今回のアンケート調査結果によると，図−5に示すように，常に一定の時間間隔で流入量を算出しているダムと，洪水時に計算時間間隔を短く変更しているダムがある。また，近年ダムコンを設置あるいは更新したダムのほとんどは，通常時においては貯水位が1 cm変化するごとに計算するようになっているが，標準仕様（案）適用前のダムでは出水時に最小二乗法による外挿を行わず10分間隔として算出するダムもある。ここでは現行の標準仕様（案）によるものとあわせて自動切り替えと整理した。計算時間間隔を一定としているダムでは最小時間間隔である10分間隔で計算しているダムが多く，変更しているダムでは，通常時は60分間隔とし出水時には計算時間間隔を短くして10分間隔とするダムが多い。

iii） 計算時間間隔切り替え基準

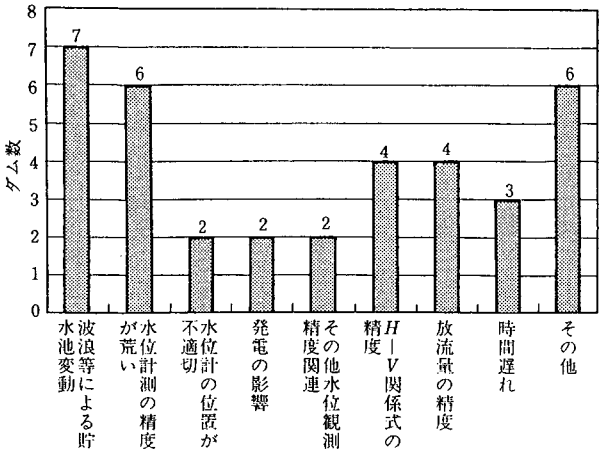
計算時間間隔を切り替えると回答した36ダムのうち，11ダムであらかじめ設定された基準流量を超えたときに切り替えている。そのほかは，流域平均雨量があらかじめ設定された基準値を超えた場合，警戒体制に入った場合があり，その他のダムでは操作員が適宜判断して切り替えているようである。

iv） 問題点

「流入量を精度よく把握できるか」との質問に対しては，33ダムが「できる」，35ダムが「できない」と回答している。精度がいいか悪いかの判断基準は回答者により異なると考えられるが，ほぼ半数の回答者は流入量の精度に不満を感じているといえる。計算間隔の切り替え



図−5 計算時間間隔の切り替えの有無



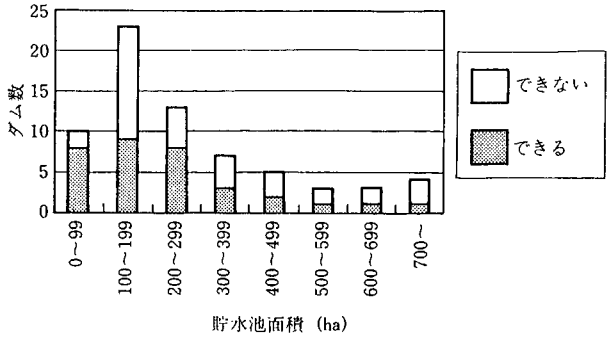
図−6 原因と想定される事項（複数回答あり）

方の違いによる大きな差はなかった。精度よく把握できない場合に想定される原因についての回答を整理したものが図−6である（複数回答あり）。

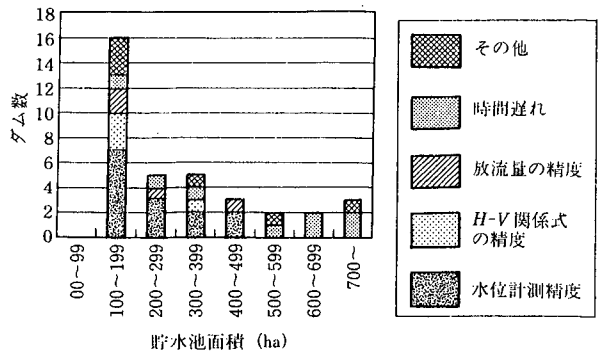
想定される原因として，水位計測の精度の問題を挙げたダムは19ダムあり，その中で波浪・セイシュ等による貯水位の変動を挙げたダムが7ダム，水位計の計測精度が荒いことを挙げたダムが6ダムある。$H-V$ 式の精度を挙げたダムは4ダム，放流量の精度を挙げたダムが4ダムとなっている。

流入量を精度よく把握できるかどうかを貯水池面積別に整理したのが図−7である。また，精度よく把握できないダムのみを抽出しその原因と考えられる要因ごとに区別したのが図−8である。

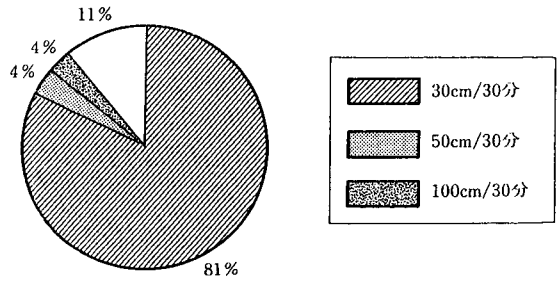
図−7によると「流入量を精度よく把握できない」と回答したダムの比率は，貯水池面積が100 ha以下では少ないが，200〜400 haにおいてほぼ半分程度，600 haを超えると高くなっている。また図−8において，想定される原因として水位の精度を挙げているダムの貯水池



図−7 貯水池面積との関係



図−8 想定される原因と貯水池面積の関係



図−9 下流水位上昇制限

面積は 100 ha 前後から 900 ha 超まで及んでいる。回答者が操作経験を積む過程で当該ダムの流入量計算値の変動特性を理解し，ある程度計算値が変動しても実操作上支障を感じていない場合は，精度に不満を抱かなくなっていることも考えられる。また，あくまで回答者が想定している原因であり，実際に検証されていない場合が多いと考えられるので断定はできないが，貯水位変化から流入量を算定する方法では貯水池面積が 100 ha 程度より大きくなると流入量算出精度に何らかの問題を抱えるダムが多くなるようである。

（3） 初期放流操作

i） 放流の原則について

ダムから放流を開始する際には，下流河川において急激な水位上昇が生じないように，一定時間に増加しうる放流量（放流限度カーブ）を定めることとしている。その際，下流河川における水位上昇の上限値は一般に 30 分当たり 30 cm から 50 cm といわれている。ダム操作細則作成要領（案）の（放流の原則）の解説では，ダム下流において水位上昇の激しい箇所数カ所を選んで，放流開始後 1 時間までは水位上昇 50 cm/30 分，放流開始後 1 時間以降は水位上昇 1 m/30 分以内なら水位変動は許容できるものとし，基準点の水位流量曲線より 30 分間に増加しうる流量を求めるものとする，との記述がなされている。

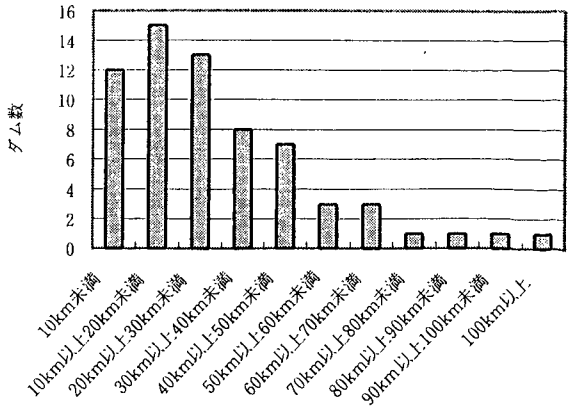
今回のアンケートで下流水位上昇制限値について回答があったのは 28 ダムであり，回答の内訳を図−9 に示す。図−9 によれば，30 cm/30 分としているダムが 23 ダム (81%)，50 cm/30 分としているダムが 1 ダム，100 cm/30 分としているダムが 1 ダム，放流開始から 1 時間が 50 cm/30 分，放流開始から 1 時間経過後 100 cm/30 分としているダムが 3 ダムであった。

また，減勢工副ダムの排水孔が小さい場合，放流初期に減勢池が満水になるまで副ダムからの放流量があまり増加せず，減勢池が満水となり副ダムから越流を開始する際に流量が急激に増加することが考えられる。この点への対応について質問したところ，減勢池を満水にしてから一端放流量を低下させ，副ダムからの越流を確認してから放流量を増加させるなどの対策を講じているダムが 4 ダムあった。

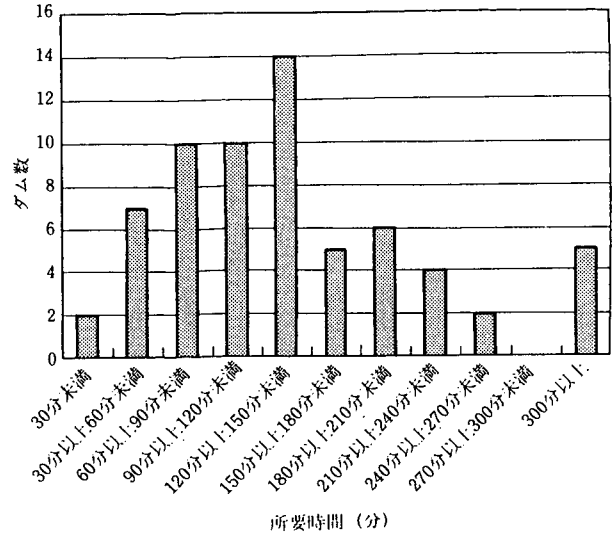
ii） 放流通知および放流警報について

ダム操作細則作成要領（案）の標準的な条文によると，放流開始時には，放流開始約 30 分前までに関係機関に通知するとともに警報車を出発させ，放流開始直前にダム地点でサイレン吹鳴を完了することとなっている。また，ダム下流で 30 分につき 20 cm 以上の水位変動が生じると予想されたときには，放流を行う 1 時間前に関係機関に通知して下流のサイレンを吹鳴し，約 30 分前に警報車を出発させ，放流直前にダム地点でサイレンの吹鳴を完了し，各地点で水位変動が生じる 30 分前に各地点においてサイレンの吹鳴と警報車による警報を行わなければならないとなっている。

今回のアンケートでは放流警報時の巡視ルート延長と警報車による巡視の所要時間について調査した。巡視ルート延長の分布を図−10 に，巡視の所要時間を図−11 に示す。



図−10 巡視ルート延長



図−11 巡 視 所 要 時 間

巡視ルート延長は最小で 0.5 km，最大で 105 km となっており，30 km 未満が 62% を占めている。また巡視の所要時間は，15 分から 6 時間まであり，60 分以上 150 分未満で 52% を占めている。

放流警報にあたっての問題点としては，警報施設が民家や温泉等に近接しており，特に夜間や早朝においてサイレンや擬似音に対する苦情があると回答したダムが 12 ダムあった。また，河川から道路が離れていたり，樹木が繁茂したりして，河川への見通しが利かないと回答したダムが 7 ダムあった。改善策として ITV の設置を考慮しているダムもある。

iii） 事前放流操作について

治水と利水の目的を併せ持つ多目的ダムでは，利水補給により貯水位が低下している状態で出水を迎えた場合，利水容量確保のための貯留を行うことになるが，洪水調節開始時点では洪水調節容量確保のために制限水位を超えないようにする必要がある。そのため，流入量が洪水調節開始流量を超えると予想されれば，洪水調節操作に移行するために放流量を増加させて流入量にすりつけていくこととなる。このすりつけ操作を事前放流操作と呼んでいる。事前放流開始の判断が遅れると，放流の原則を守って下流河川の水位上昇を制限しながら放流量を増加させていった場合，流入量が洪水調節開始流量に達する前に貯水位が制限水位を超えてしまうことも考えられる。

アンケート調査では事前放流開始の判断基準について文章での回答を求めた。その結果，降雨予測から流入量と貯水位を予測して判断するという主旨の回答が 12 ダムで，そのうち気象協会等からの降雨予測データを活用していると記述しているダムが 2 ダム，洪水予測システムを利用していると記述したダムが 2 ダムあった。回答には記述していなくても降雨予測データや洪水予測システムを活用しているダムは実際にはもっと多いものと考えられる。

iv） 管理体制

初期放流操作における管理体制の課題の有無については，課題があると回答したダムが 44 ダム，なしと回答したダムは 19 ダムであった。課題があると回答したダムの 82% の 36 ダムで職員の負担が大きいことを挙げている。放流開始にあたっては，関係機関への通知，下流河川における警報・巡視，放流設備の操作等を連続あるいは重複して実施するために短時間に多くの業務をこなさなければならないことによるものと考えられる。

（4） 管理支援システム

標準設計仕様書（案）では，ダム管理用制御処理設備の一部として洪水予測計算等を行う管理支援装置が位置づけられているが，その詳細については規定されていない。ここでは，洪水予測システムや設備操作ガイダンスシステムを管理支援システムととらえて整理した。

管理支援システムについては，設置しているダムは 24 ダム，設置していないダムは 41 ダムであった。主な使用目的については，洪水予測と回答したダムが 14 ダム，操作方法の支援やトラブル時の支援と回答したダムが 5 ダムあった。使用頻度については出水ごとに使用すると回答したダムが 13 ダム，あまり使用しないと回答したダムが 2 ダムで，その他には年に 1 回程度使用や融雪時に使用などの回答があった。管理支援システムの問題点としては，予測精度がよくないことを挙げたダムが 6 ダムで最も多かった。

4. 課　　題

（1） 流入量の算定

先に述べたように，貯水位変化から流入量を算定するにあたって考えられる誤差の要因としては，

① 貯水位の測定誤差

② 貯水位－貯留量関係式（$H-V$ 式）の誤差

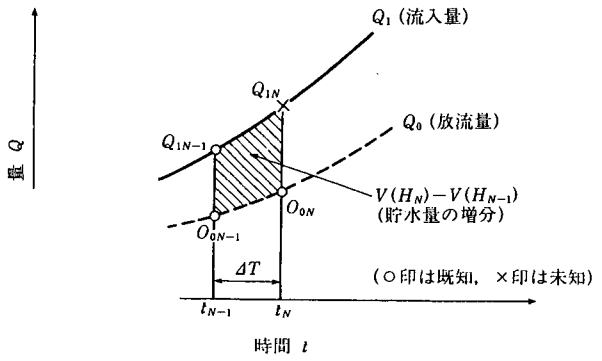
③ 放流量の測定誤差

があり，①が原因と考えているダムが最も多かった。

そこで流入量の算定に与える貯水位測定誤差の影響について検討する。流入量，放流量，貯水量増分の関係は図−12 のように表され，各要素間の関係は，

$$(Q_{i_N}+Q_{i_{N-1}}-Q_{o_N}-Q_{o_{N-1}})\times\frac{\Delta T}{2}$$

$$=\{V(H_N)-V(H_{N-1})\}$$



図−12　流入量・放流量・貯水量増分との関係

となる。よってダムへの流入量は次式にて表される。

$$Q_{iN}=\frac{2\{V(H_N)-V(H_{N-1})\}}{\Delta T}-Q_{iN-1}+Q_{oN-1}+Q_{oN} \qquad (2)$$

となる。よってダムへの流入量は次式にて表される。

ここで，

ΔT；計算時間間隔（t_N-t_{N-1}）(sec)

Q_{iN}, Q_{iN-1}；t_N, t_{N-1} における流入量 (m^3/s)

Q_{oN}, Q_{oN-1}；t_N, t_{N-1} における放流量 (m^3/s)

$V(H_N)$, $V(H_{N-1})$；t_N, t_{N-1} における貯水量 (m^3)

H_N, H_{N-1}；t_N, t_{N-1} における貯水位 (m)

(2) 式において主たる誤差要因が $V(H_N)$ のみと仮定し，Q_{iN-1}, Q_{oN-1}, $V(H_{N-1})$ を固定すれば，流入量の推算誤差（δQ_{iN}）は，

$$\delta Q_{iN}=\frac{2}{\Delta T}\times\frac{dV(H_N)}{dH_N}\times\delta H_N=\frac{2A(H_N)}{\Delta T}\times\delta H_N \qquad (3)$$

と表され，水位観測誤差（δH_N）とそのときの貯水池面積 $A(H_N)$ に比例し，計算時間間隔 ΔT に反比例することがわかる。仮に 1 cm の水位観測誤差があった場合の流入量推算誤差を表−2 に示す。

表−2　流入量推算誤差

貯水池面積 (ha)	流入量推算誤差 (m^3/s)	
	T=600 sec	T=3600 sec
100	33	6
200	67	11
300	100	17
400	133	22
500	167	28

(3) 式によれば，流入量算出誤差を小さくするためには，水位観測誤差（δH_N）を小さくするあるいは計算時間間隔（ΔT）を長く取ればよいのであるが，ΔT を長くすると流入量算出の時間遅れが大きくなり，特に流入量の変化速度が大きい出水時の流入量算定に支障をきたす。そこで，主に水位計測精度の向上を図ることとなる。水位計測精度の向上策としては，水位計そのものの精度向上と貯水量変化に伴う水位変化以外の成分（波浪等）の除去が考えられ，主に後者の検討が行われており，移動平均による平滑化が現在の標準的手法となっている。その他にフーリエ級数を用いて一定の波長以下の波動成分を取り除く方法等が検討されているが，本格的に採用されてはいない状況である。コンピュータの処理能力が格段に向上した現在，波動成分を取り除く方法について現在までの知見を利用して再度検討する必要がある。水位の平滑化手法については，貯水池面積，貯水池形状等の貯水池の特性やダム地点の洪水波形の特徴などによって効果的な手法が異なることも考えられ，種々の手法とその適用性を明らかにすることも貯水位計測精度の向上に資するものと考える。また，上流河川の水位から求められる流量を流域面積換算する方法などを併用して流入量の精度を向上させる方策も，算出時間遅れがダム操作に影響を及ぼす出水時の流量把握手法として検討に値する。特に貯水池直上流にダム等の構造物があって流量を把握できる場合にはそのデータを効果的に利用するための方法を考えて行くべきであろう。

（2）初期放流について

今回のアンケート調査から特に放流初期に職員の負担が大きいと感じていることが明らかとなった。放流初期の職員の負担軽減には，①出水を予測し洪水警戒体制への移行判断や放流計画策定について管理者を支援するシステムの充実，②関係機関への通知，下流河川への警報・巡視を支援するシステムの充実，③事前放流操作（洪水調節へのすりつけ操作）開始の判断支援および操作の定式化を行っていくことが必要と考えられる。これらは管理支援システムにも関連する事項である。

事前放流操作については，下流河川の水位上昇制限を考慮した上で定式化する方法が提案されており，実際のダムの操作記録をもとにその適応可能性について検討する必要がある。事前放流操作の定式化ができれば，ダム管理用制御処理設備（ダムコン）に反映させていくことにより，初期放流の確実性の向上と職員の負担軽減が同時に達成できる。また，放流警報のあり方についても今後さらに検討が必要と考える。

（3）管理支援システムについて

主に洪水予測システムとして利用しているダムが多く，精度の向上が望まれている。管理職員の負担軽減のためには，洪水警戒体制移行，放流計画の策定，関係機

関への通知，下流河川への警報・巡視の支援，放流設備操作のガイダンス等，の機能が必要である。

支援のための基礎的情報となる洪水予測の精度向上が最も求められており，降雨予測値と実績値の比較，流出予測値と実績値の比較を行い，予測精度向上策を検討することが重要である。近年降雨予測データは充実してきており，提供されるデータのどの部分を用いて流出予測を行えば予測精度が向上するか等，降雨予測データの活用方法に関する研究も行っていく必要がある。

あとがき

今回のアンケート調査の整理は流入量の把握と放流初期の問題を中心に行ったが，洪水調節操作，洪水調節計画規模を超える出水に対応するただし書き操作およびその間の移行操作にいたるまで，あらゆる局面での操作の確実性向上と管理負担軽減が求められているのは先に述べたとおりである。ここでは，主にダム管理用制御処理設備や管理支援システムに関連するソフト分野についての課題を取り上げたが，実際に流量を制御する放流設備の計画・設計の考え方についても，ソフト面での対応とあわせて整理し，ハードとソフトが一体となった管理設備としていかねばならない。

最後に今回のアンケート調査にご協力いただいたダム管理所の方々に感謝の意を表します。

参考文献

1) 建設省河川局開発課：ダムの管理例規集，山海堂，平成6年度版
2) (財) 日本ダム協会：ダム年鑑 1998
3) 今村瑞穂：ダム貯水池による洪水調節の合理化に関する2，3の考察，ダム工学 Vol 8, No 2, 1998
4) (財) 国土開発技術研究センター：ダム放流設備制御装置の設計資料参考書，昭和57年8月
5) (財) ダム水源地環境整備センター：ダム管理用制御処理設備標準設計仕様（案）第2版，平成9年9月
6) 中村　昭，佐々木元：貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策，土木技術資料 Vol 23, No 5, 1981

◆ ダム特集 ◆

ダム貯水池群における放流水質管理

角 哲也* 袁 新** 宮井貴大*** 柏井条介****

1. はじめに

ダム貯水池の管理に関して、近年、下流河川における良好な水環境を保全するために、水量のみならず「水質的に最適」な操作が管理者に求められるようになってきている。

我が国の貯水池における水質問題は、概ね、冷水、濁水及び富栄養化に集約される。このうち、冷水及び濁水に対しては、夏季の貯水池内の温度成層の形成を考慮して、比較的良好な水質の得られる貯水池表面からの取水や放流を行うことでかなりの部分が解決されるため、選択取水設備が多くのダムで設置されるようになり、一定の成果をおさめてきている。

これらの機能を十分に発揮させるためには、選択取水設備を含む放流設備全体により、洪水時及び平水時の貯水池内の流動を制御し、かつ、下流河川の状況に応じた適切な選択放流を行うことが重要であるが、実管理における効果的な操作・運用方法を決定するための手法は十分に確立されていないのが現状である。

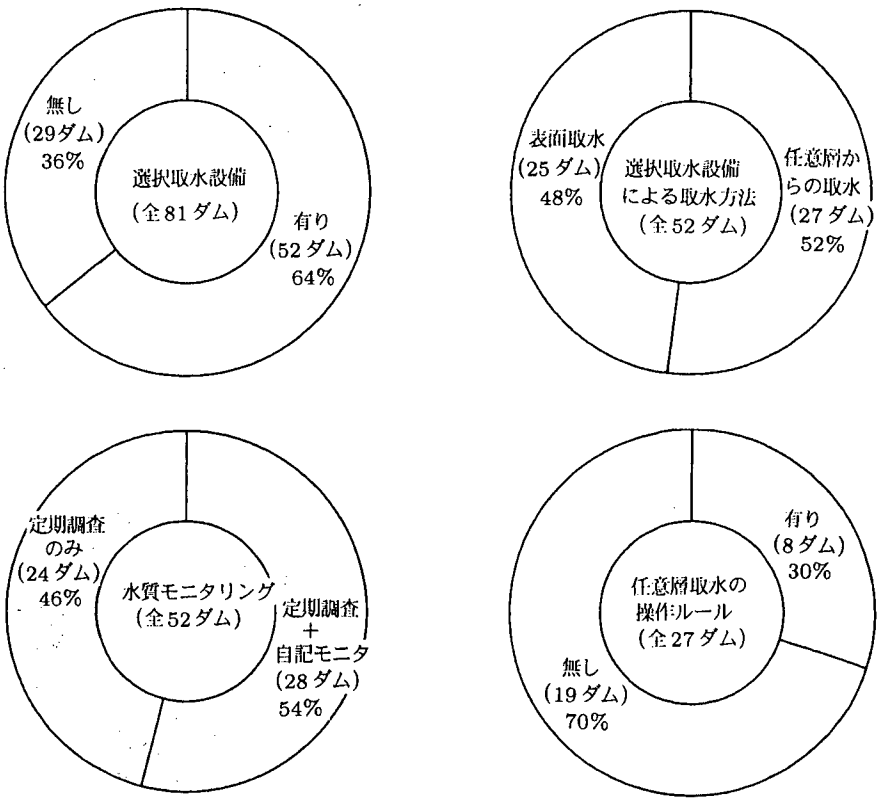
本報文は、水系内の複数のダム貯水池における適切な水質管理を実現するための検討手法の一つとして、米国陸軍工兵隊が開発した貯水池−河道系の水量・水質計算プログラム「HEC-5Q」を用いて、(1)貯水池からの放流が下流河道の水質に与える影響の評価、(2)貯水池からの最適な放流を行うための放流パターンの選択、などの放流水質管理手法について、雄物川水系の玉川ダム、鎧畑ダムとその下流域を対象として検討を行ったものである。

2. ダム貯水池における放流水質管理の現状

ダム貯水池における放流水質管理の重要性が認識され、多くの取水設備に選択取水機能が具備されるようになり、新規建設のダムはもちろん、既設ダムに新たに設置する事例も増加している。既設ダムへの設置事例としては、選択取水設備発祥の地であり利用の盛んな米国では、1945年完成のShastaダムに新設することが検討されており、また、我が国においても、松原ダムなどで大規模な設備が新たに設置された。

図−1は、土木研究所等により実施された調査による、建設省直轄及び水資源開発公団により管理されている81ダムの選択取水設備の設置及び運用の現状である。

これによれば、選択取水設備は全体の6割強のダムに設置されており、これらのうちの約半分は表面取水設備として計画・運用されている。これ



図−1 選択取水設備の設置・運用の現状

Discharge Water Quality Control on Multiple-Dam Reservoirs

は、貯水池の冷・濁水問題が、ダム底部からの固定取水によって引き起こされたために、貯水池表層からも取水できるように対策したことに由来している。

一方、任意層からの取水を行うものは27ダムである。任意層取水と表面取水の差異は、貯水池上下流の水質状況(流入水温・濁度及び放流水温・濁度)を把握して、必ずしも表層固定ではなく、例えば、洪水時には中層に流入する濁水を滞留させることなく積極的に放流しようとするものである。これを実現するには、リアルタイムの水質モニタリングとともに、表層→中層→表層などの取水標高の切り替え操作に関する事前のルール作りが重要であるが、図-1に示すように必ずしも十分とは言えない現状である。

上記状況を踏まえ、筆者らは、貯水池での水質モニタリングデータをもとに下流河道の良好な水質を確保する取水・放流設備の運用方法を検討している。本報文は、その第一報であり、取水・放流設備の運用検討手法として利用が期待されるHEC-5Qの適用性について玉川ダム、鎧畑ダムの両貯水池をモデルとして検討したものである。

ここに、HEC-5Qとは、選択取水設備を含むダムからの放流操作について、下流河道の目標水質を具体的に設定し、これに近づけるための操作パターンを求めるための支援プログラムである。

3. HEC-5Qプログラムによる貯水池−河道系のモデル化[1)]

3.1 プログラムの概要

米国陸軍省工兵隊(Corps of Engineers, Department of the Army)に所属する水文研究センター(Hydrologic Engineering Center)は、1964年より工兵隊の実施する河川・ダム事業に対する調査・研究を目的とする一連の水理・水文プログラムの開発に着手しており、開発したプログラムにはHECの名称が付されている。主要なプログラムには、(1)洪水流出計算(HEC-1)、(2)河川不等流計算(HEC-2)、(3)貯水池運用計算(HEC-3)、(4)河川流況計算(HEC-4)、(5)貯水池流量調節計算(HEC-5)、(6)河床変動計算(HEC-6)、があり、目的に応じて番号付けされている。

HEC-5Qは、HEC-5が貯水池操作における水量

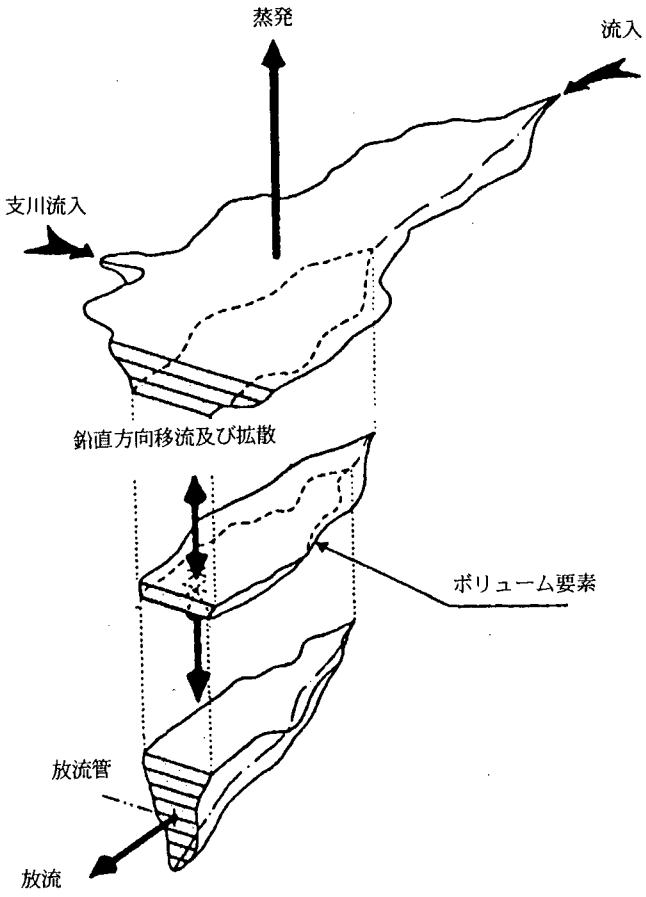


図-2 鉛直一次元貯水池モデル

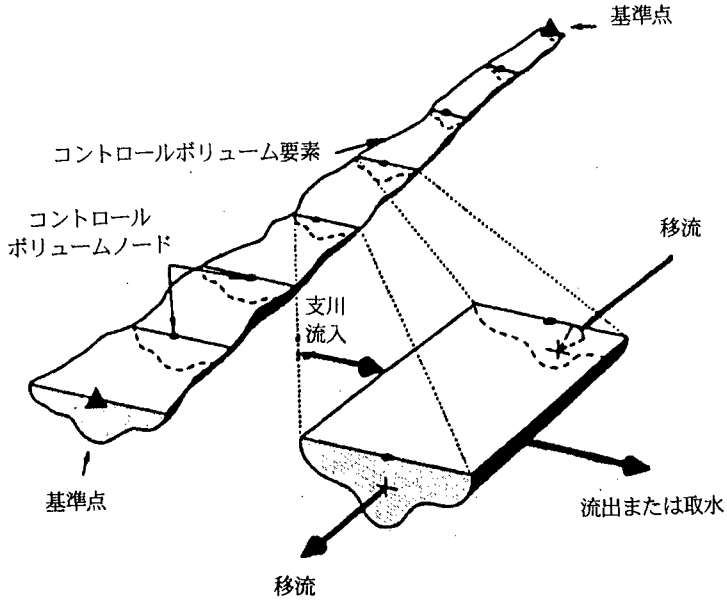


図-3 セグメント河道モデル

のみを扱っていたものを、貯水池内および下流河道における水質(Quality)変化をも計算できるように修正を加えたものである。このプログラムは、上流の貯水池と下流河道(支川流入を含む)から構成される水系について、水量とともに、水温、SS(濁度)、pHなどの主要7水質項目について計算を行うことができる。

その後、順次改良が図られてきており、最新のものでは、(1)最大20貯水池、下流基準地点40箇所が設定可能、(2)計算基本単位は日単位、ただし時間単位も可能、(3)水質項目は、SS、窒素、リン、植物プランクトン、COD、DO、pHの他、重金属やダイオキシンまで最大21項目が設定可能である。

3.2 数値計算手法

HEC-5Qの数値計算は簡易なものであり、貯水池内は鉛直一次元モデル(図-2)、河道は接点によって接続されたセグメント(図-3)として取り扱う。

また、計算モードは、貯水池操作実績(放流量・放流標高)を用いて、貯水池内の水質、下流基準点における水量・水質を再現計算するモードと、下流基準点における目標水質を与えて、これを満足する貯水池操作の最適解を求めるモードが用意されている。

最適計算モードは、各水質項目ごとに目標値と重み関数をそれぞれ設定し、各貯水池からの放流標高と放流量を変数に、また、各放流(取水)設備ごとの放流能力を制約条件にして、下流基準地点における水質の目標値からの乖離量を最小にするように最適解を求めるものであり、以下のように示される。

$$\max\left[\sum_{cc=1}^{N_{cc}} W_{cc} f(D_{cc})\right] \tag{1}$$

$$Q_{lower} \leqq \sum_{p=1}^{N_p} Q_p \leqq Q_{upper} \tag{2}$$

$$F_{\min,p} \leqq Q_p \leqq F_{\max,p}; p = 1, N_p \tag{3}$$

$$f(D_{cc}) = a + bD_{cc} + cD_{cc}^2 + dD_{cc}^3 + eD_{cc}^4 \tag{4}$$

$$D_{cc} = |R_{cc} - T_{cc}|; cc = 1, N_{cc} \tag{5}$$

$$R_{cc} = \frac{\sum_{p=1}^{N_p}[\phi_{cp} Q_p]}{\sum_{p=1}^{N_p} Q_p}; cc = 1, N_{cc} \tag{6}$$

ここに、cc：検討水質項目、N_{cc}：検討水質項

表-1 水質項目ごとの目的関数係数値

曲線	a	b	c	d	e	適用例
1	100	0.0	−0.1	0.0	0.000	SS
2	100	0.0	−2.0	0.0	0.000	水温
3	100	0.0	−10.0	0.0	0.000	窒素、リン
4	100	−3.2	−0.7	−0.1	−0.005	毒性物質
5	100	3.2	−0.7	0.1	−0.005	DO

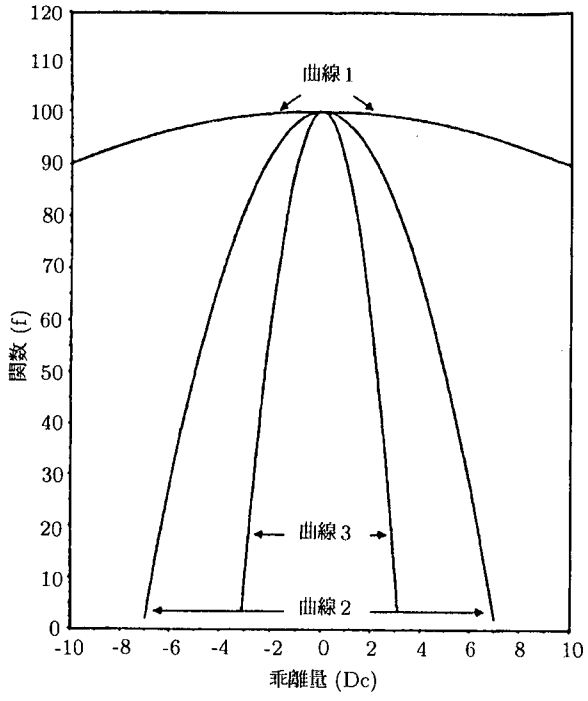


図-4 水質項目ごとの目的関数例

目総数、W_{cc}：水質項目の重み、D_{cc}：放流水質(R_{cc})の目標水質(T_{cc})からの乖離量、$f(D_{cc})$：目的関数、p：放流孔番号、N_p：放流孔総数、ϕ_{cp}：放流孔(p)からの水質(cc)の濃度、Q_p：放流孔(p)からの放流量、Q_{lower}, Q_{upper}：総ダム放流量の上・下限値、$F_{\min,p}, F_{\max,p}$：放流孔(p)の放流量の上・下限値

また、a, b, c, d, e：目的関数を構成するD_{cc}の次数に応じた各係数値で、例えば表−1のとおり与えられ、図−4に図示したものを示す。

4. 数値計算例

HEC-5Qは、米国のサクラメント川やコロンビア川などで貯水池群の水量・水質解析に広く用いられているが、ここでは貯水池及び河道で構成されるモデル流域として、東北地方建設局管内の雄物川水系の玉川ダム、鎧畑ダムとその下流域を対象に適用を試みた。

玉川ダムは、洪水調節、不特定、潅漑、上水、工水及び発電を目的として1991年に完成した多目的ダムである。ダムの建設された玉川は、上流域から強酸性水が供給されており、農業用水への利用を図るための酸性水の希釈と水力発電を目的とした田沢湖への導水が古くから行われてきている。その結果、田沢湖の酸性化と魚類の死滅が問題となり、この解決のために、上流の河川水の中和処理と玉川ダムの建設が平行して進められた。直下流には1958年に完成した鎧畑ダムがあり、これら両ダムにおいては、我が国のダムの中では珍しく、ダムからの放流水のpHの管理が重要となっている。

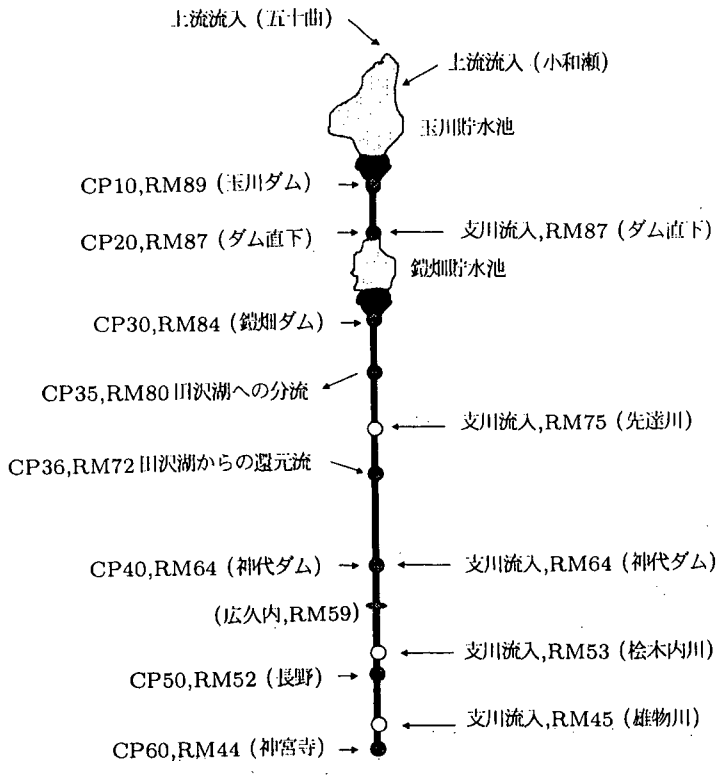
図−5に計算対象とした玉川ダムを含む水系を模式化して示すが、ここでは、貯水池として玉川、鎧畑ダムを、また、田沢湖に対する分流と還元流をそれぞれモデル化している。計算期間は平成4年5月から10月までの5ヶ月間、また、計算を行う水質項目は、水温、SS、DO、BOD、pHとした。

初めに、図−6(a)〜(d)に玉川ダム貯水池内及び下流地点(広久内)における水質変化(水温、pH)の計算値を示すが実績値を概ね良好に再現できている。

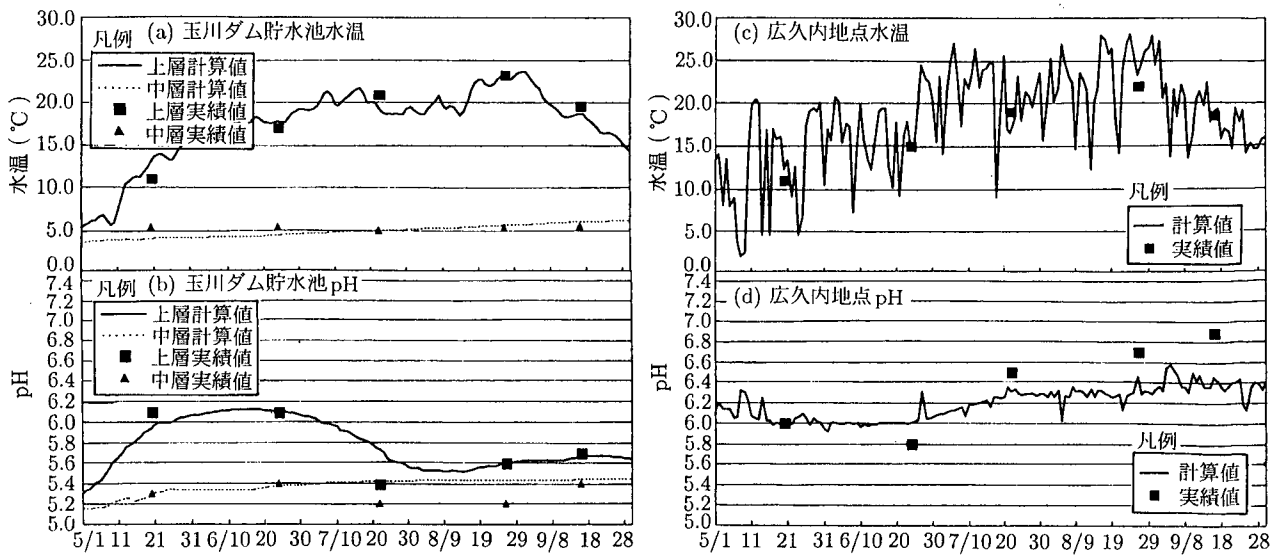
次に、これを用いて、ダムからの放流(取水)標高を変化させた場合の下流河川における水質変化を検討する。

まず、玉川ダムからの放流標高を固定して、常時表層とした場合と常時低層とした場合の玉川ダムからの放流水温及びpHの変化を図−7に示す。5〜6月にかけては表層放流の場合が水温が高いが、温度の高い貯留水を初季に放流してしまうために7月では常時低層放流を続けていた場合の方が逆に放流水温が高くなる。河川に求められる水温は、農業用水や魚類の生育などの観点から、季節毎に設定されることになるが、一般にダムを建設することによって、自然河川に比較して春季の低温及び夏季の高温が顕著となる。一方、pHについては、貯水池内のpHは表層に比べて低層の方が低いために、水温と同様に、表層放流の場合は低層放流に比べて5月にpHが高く7月後半には逆に小さくなる傾向を示している。

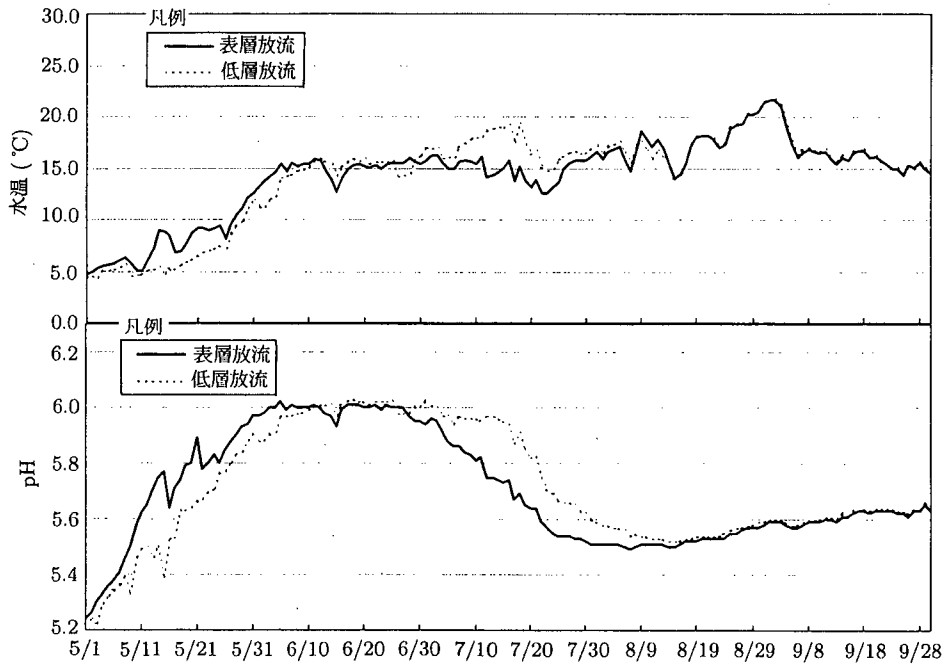
次に、この水温とpHを対象に、目標値を設定した場合の玉川ダム及び鎧畑ダムの最適な放流操作を検討する。ここでは、下流地点(広久内)の水温に関して、5月には上昇させるように、また、7〜8月には低下させるように目標値を設定し、また、pHに関しては、下流の農業用水基準からpH≧6.0



図−5 検討対象玉川ダム水系模式図



図−6 水質再現計算結果



図−7 玉川ダム放流水質

を目標値として同時に設定した。また、本計算ではダム放流による影響を明確にさせるために、田沢湖に対する分流と還元流は共にないものとして計算している。なお、それぞれの貯水池からの放流標高は、玉川ダム(EL.380~394m、2m間隔×8ヶ所)、鎧畑ダム(EL.290~305m、4m間隔×4ヶ所)で、複数の放流孔が開いているとして模式化している。

図−8に結果を示す。図の上段は、玉川ダム、鎧畑ダムにおいて選択された最適放流標高(実線)の推移を常時低層放流(点線)の場合と比較して示している。選択された操作は、玉川ダム、鎧畑ダム共に、5~6月にかけて表層放流とし、7月以降は低層放流に切り替えるものである。

図の下段には、評価地点(広久内)における水質の推移を、最適操作(実線)と常時低層放流(点線)とした場合を、設定した水温、pHの目標値とともに示している。これによれば、目標値を完全に満足するまではいっていないものの、水温、pH共に、常時低層放流したものよりも概ね目標値に近づいていることが確認される。なお、7月以降に、最適操作の方がpHが低下しているのは、5~6月にかけて表層放流としたために低層のpHの低い水が残されたことと、この時期に放流水温を下げるために低層放流を選択したことによるものと考えられる。

5. おわりに

本報文では、HEC-5Qプログラムを用いて、ダム貯水池群の放流水質管理を行う方法について検討を行ったものであり、水温及びpHを対象に、現

況の再現計算及び水質目標に対する最適操作の検討ができることが確認された。

本プログラムは、前述のとおり、窒素、リンなど栄養塩の流入に基づく貯水池の富栄養化と下流河川の水質に与える影響も再現することが可能であり、今後は、これらを対象とした場合についても検討を行う予定である。

ダム貯水池における放流水質の管理は、水量の管理とともにダム管理者に課せられた重要な責務であるが、その実現には、設置された放流(取水)設備の効果的な運用が重要である。そのためには、貯水池内はもとより、下流基準地点などの水系内の水量・水質のリアルタイムでのモニタリングと、放流操作の影響予測を行って、結果を操作に反映させることが重要であり、HEC-5Q は実管理の有力な支援ツールの一つになるものと考えられる。

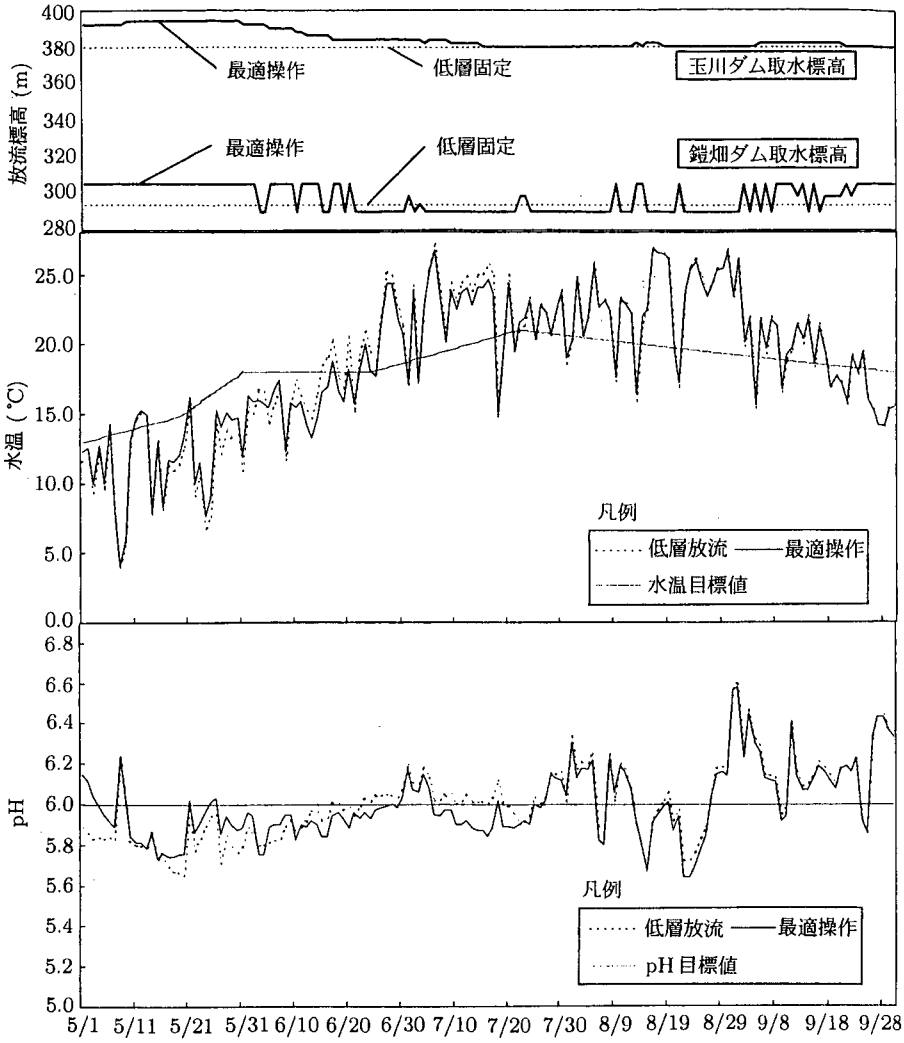


図-8 最適放流操作検討結果(評価地点広久内)

参考文献

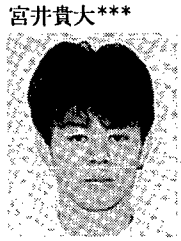
1) R.G.Willey et al. : Modeling Water-Resource Systems For Water-Quality Management, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol.122, No.3, pp.171-179, 1996.

角 哲也*

建設省土木研究所
ダム部水工水資源
研究室主任研究員
Tetsuya SUMI

袁 新**

(前 水工水資源
研究室)、農博
Dr.Shin ENN

宮井貴大***

同 水工水資源
研究室研究員
Takahiro MIYAI

柏井条介****

同 水工水資源
研究室長
Josuke KASHIWAI

【論　　説】

ダムの放流設備と放流操作

建設省土木研究所ダム部　高須修二*

1. はじめに

私が，ダムの放流設備の計画・設計に携わるようになったのは，1974年です。この頃，ダム設計基準((社)日本大ダム会議）の第2次改訂作業が行われており，異常洪水流量の設定方法や放流設備のもつべき機能について幅広い議論が行われ，技術論として固まりつつある時期でした。

放流設備に係わるこれらの根幹技術は，あくまでも基本的考え方を示したもので，実際に適用していく過程で咀嚼され，成熟した技術へと発展していく性格のものです。20年以上経過した今日，その技術の展開を眺めてみますと，相当に進展はしているものの未だ多くの課題を残していることがわかります。

本小論では，これらの課題について思いつくままに記述し，今後の研究の方向性を考える糧としていきたいと思います。

ダムの放流設備の設計・製作の根幹となるハード技術を考えますと，戦前には発電ダムを中心としてクレストゲートの技術が確立され，1960年代には洪水調節を目的に含むダムで大規模な高圧放流設備の技術が確立しています。そして，1970年代以降には建設省所管の補助ダムを始めとして急増したダム計画で，細部の設計技術や製作技術の進展を背景に，ダムの形式や規模に応じた多種多様な放流設備が開発され設置されており，ハードの基本技術はほぼ完成されたとみることができます。今後は，実運用の経験や関連技術の進展を踏まえた柔軟性のある対応により，信頼性を確保しつつ時代の要請であるコスト縮減に応えていくことになると思います。

1970年前後のダム建設事業の特徴的なことの一つにフィルダム計画の増加があります。フィルダムの計画論に対しては，堤体越流に対する構造上の弱点を踏まえて，洪水対策すなわち異常洪水の決め方が重要な課題とされ，土木研究所でも精力的に研究がなされていました。これらの成果は，河川管理施設等構造令の中でダム設計洪水流量として反映されていくことになりますが，工学的に割り切られた部分があり，研究すべき課題が残っています。

一方，設定される異常洪水の規模が大きくなるにつれて，クレストゲートの規模も大きくなっていきました。ダムの高さを変えずに越流部の断面積だけを大きくして異常洪水に対応しようとしたからです。ゲートを大きくして超過洪水時の操作で対処することは，ダムの安全性をゲート操作の信頼性に転嫁するもので，ゲート操作の信頼性が絶対的に確保できるものでなければ，数字合わせに終わってしまうことになります。単に規模を大きくしただけでは不十分なことは明らかであり，確実な操作を保証できる設備計画手法のあり方が議論されていました。

このように，1970年代にはゲートの規模および洪水処理のあり方についても，その概念はほぼ確立されていましたが，操作ルールやゲートの具体的動作方法の定式化までは示されていませんでした。このため，管理支援の切り札であるダム管理用制御処理設備（ダムコン）でも，個別のダムで必要とされるきめ細かな操作に対応できない部分が生じ，課題とされてきました。その改善が行われるようになったのは最近のことです。

管理ダム数の増加とともに，ダム管理の合理化が重要な課題として取り上げられてきています。洪水時のゲート操作をなくすことは，管理業務を情報の管理に限定することができ，各種機器の削減や信頼度の低減のみならず，人員を含めての簡素化に直結することになります。このため，洪水吐きにゲートをもたない穴あき坊主ダムが数多く計画されてきました。情報の管理の中では，下流への放流警報の徹底が特に労力を必要とするもので，

* ダム新技術研究官

管理の合理化をさらに進めるためには，下流河道や警報の現状を照査し，そのあるべき姿を議論していくことが必要です。

一方，社会的環境の変化から，ダム建設事業の進捗状況にも厳しいものがありますが，頻発している洪水被害の軽減や逼迫している水資源の確保のために，既存のダムの効率的な運用が期待されるようになってきています。これらは，ダム管理の簡素化とは逆のダム管理の高度化と言うべきものであり，今後計画されるダムにおいては，両者のどちらを志向すべきものなのか，長期的展望を持って判断する必要があります。

このように，放流設備にかかわる主要な課題は，放流設備の機能をダムの流水管理にどのように適合させるか，ということに集約されています。

2. ダム放流設備の機能

ダムの放流設備に求められている機能について考えてみます。先に述べたように，ここで述べる概念は基本的には20年前と変わってはいません。しかし，その解釈については必ずしも統一されてなく，ある幅をもって受け止められ実践されてきています。ここで述べることも私見ではありますが，今後の議論のたたき台になればと思います。

ダムの放流設備を計画する際には，放流設備の制御方法を考慮して，ダムの流水管理に求められている機能の分割と分担を考え，それぞれの機能を果たすために必要な設備構成を設定することになります。特に配慮すべきことは，ダムからの放流が維持流量から洪水流量に至るまで連続しなければならないことです。不連続な放流は下流の流況に急激な変化を与えることになるからです。

一方，ゲート設備固有の機械的速度と流水管理に求められている放流量の変化速度を調和させるため，ゲート設備はステップ状に操作されます。このため，放流量は厳密には連続性を保てないのですが，この場合も，問題となるような影響を下流に及ぼすことのないように，ゲート規模や動作量・動作間隔等の制御単位が決められます。

洪水調節を目的に含むダムで流水管理を実行するためには一般に次の６つの機能が必要となります。

①流水の正常な機能の維持
②利水目的のための放流
③洪水調節開始水位の維持
④洪水調節
⑤付加的な洪水調節（ただし書き操作）
⑥計画を超える洪水における余水の放流

ここで，④は洪水調節計画に基づく洪水調節を意味しており，利水専用ダムにはこの機能はなく，余水の放流として③と⑤を一連のものとして運用することになります。ただし，後者はダム建設後も，従前の洪水伝播速度や河道貯留機能を維持する必要から時間遅れ操作を行う範囲として，前者とは区分されます。

③は洪水の前段階で制限水位などを保持する機能であり，利水運用などで貯水位が低下している場合は，水位回復を目的に含めて運用されます。

⑤は超過洪水への対応であり，ダム設計洪水流量に対応するため対象ゲートを全開にする機能です。

⑥は超過洪水に対してダムおよび貯水池の安全を確保するための機能です。この機能を発揮する段階では，クレストゲートは全開で自然調節の状態となっていることを想定します。

ダム管理における放流操作の観点からは，③と⑤が特に重要であり，操作の信頼性を確保するためにはその定式化が必要不可欠ですが，現在でも実務面での対応が不十分で，管理に負担を強いている例があります。これらの放流はダムの都合だけで勝手にできるものではなく，下流の状況をみて支障のないような手だてを講じて初めて行えるものですから，定式化には非常に多くの条件が付加されることになり一般化は困難です。このため，個別のダムで詳細な検討を行い初めて定式化ができるものであることから，実務において技術的間隙が生じていたものと思われます。

ダムの放流設備には上記の６種の機能を果たすために設けられるもののほか，ダムや貯水池の点検・保守のための水位低下設備，貯水池の機能を維持するための排砂設備，水棲生物の移動を助ける魚道設備等も必要に応じて設けられます。

ダムの事業実施と河道の整備にはそれぞれの事業実施にあたっての課題があり，調整はとるにしても足並みが完全にそろうことは多くはないと思います。河道の整備が遅れる場合には，計画に基づいたダムからの放流は下流にとって必ずしも合理的なものとはなりません。この場合には，暫定的な放流ルールを策定し広く合意を得て初めて操作方法が確定できることになり，また放流設備の計画にも反映させることが可能となります。また，試験湛水時には完成後の通常の運用とは異なる運用が求められることがあります。一時的なことですが，対応できずにダムが効果を発揮するのが遅れることもあり，それを避けるためにも放流設備の計画にできるだけ配慮することが必要です。

放流設備の機能に関する課題について触れてきました

が，基本的な計画からはずれるものについては別の機会に譲るものとし，次の3.では洪水吐きや低水放流設備の計画上の課題に絞って述べることとします。

3. 放流設備の計画

（1） 非常用洪水吐き

2. で述べたダム放流設備の機能のうち，「付加的な洪水調節⑤」は「治水計画に基づく計画的な洪水調節④」と「堤体越流を防止する機能⑥」との間に位置するもので，④⑥に⑤を加えたものが洪水吐きとして必要な機能となります。

利水専用ダムと治水を目的に含むダムの貯水池計画は当然異なりますが，超過洪水を迎えてダムの安全性確保を念頭に流水制御を行っている状況下では両者には本質的な差はありません。

洪水調節を目的に含むダムの洪水調節計画で放流することとなる最大流量は，ダム地点に生じる洪水規模と比較してかなり小さいものとなりますが，付加的な洪水調節を行いながら超過洪水に対応することは，調節効果の連続性を保つ意味で重要なことです。特に，洪水調節計画の対象洪水の年超過確率が大きい補助ダム等では必要不可欠です。この機能を果たすためには，洪水吐きの操作のための基本流量を設定し，適当な貯水位でゲートを全開にする，いわゆる，ただし書き操作の定式化を図ることが必要です。

ところで，ダム設計洪水流量はあくまでもダムの設計のため，ダムの安全性を照査するための基本量であり，ダムの流水管理，ダム洪水吐きの操作のための基本量ではありません。流水管理のための洪水の基本量はダムやその上下流の状況を考慮して別途設定されるべきもので，通常は貯水池計画の基準として用いられる年超過確率 1/100 の規模の洪水が選定されます。

河川砂防技術基準(案)設計編では，「・・・流入部，導流部については，サーチャージ水位における放流可能流量もしくは年超過確率 1/100 の規模の洪水流量，もしくはダム地点の基本高水のピーク流量のうちいずれか大なる流量以下の流量を安定した流況で安全に流下させうる構造・・・」とされ，「・・・放流可能流量とは，ダム設計洪水流量時に設計洪水位において放流することとなる流量の放流を行っているときのゲートなどの状態でサーチャージ水位において放流されることとなる流量のことである。・・・」と解説されています。

このゲートの状態とは，通常は，非常用洪水吐きゲートは全開の状態を想定することになります。利水専用ダムでは，河道の従前の機能維持のための遅れ操作などを行い，サーチャージ水位でゲートを全開の状態にもっていくことになってますし，治水を目的に含むダムでも，ただし書き操作開始水位を設定し，サーチャージ水位でゲートが全開になるように操作方法を定式化することになっています。しかし，洪水後の貯水位がサーチャージ水位以下に収まるにも係わらず計画を上回る放流を行うことは適当ではありませんので，サーチャージ水位を超えることが想定される場合にのみただし書き操作に入れるというしばりを設けることが必要で，実際の運用に曖昧さを残す結果となっています。

このことを踏まえて，構造令以降に建設された治水を目的に含むダムでは，操作の確実性を期するため貯水位がサーチャージ水位に達してからただし書き操作に入ることでも超過洪水に対応できるように規模と設計洪水位を定めています。

河川砂防技術基準の解説は，「年超過確率 1/100 規模の洪水を対象洪水とし，できるだけサーチャージ水位に近い水位でゲートを全開にもっていき，無操作の状態で設計洪水を迎えるようにする」と理解されます。具体的には，年超過確率 1/100 程度の流入量まではサーチャージ水位維持操作を行いつつゲートを全開にするというものですが，実際にはゲート操作に伴う貯留があるので，サーチャージ水位近傍の貯水位で運用されることとなります。

なお，サーチャージ水位を超えるのが明らかな状態で，サーチャージ水位まで頑張る必然性はなく，もっと早い段階でただし書き操作に移ることも想定されます。また，水位が低い方が全開直後の放流量は小さくなり，その時点での下流への影響も軽減できると考えられます。しかし，現時点では付加的な洪水調節効果の評価は難しく，逆に操作条件を曖昧なものとすることになりますので，定式化手法の研究が進展するまでは，サーチャージ水位をただし書き操作開始水位とするのが適当と考えます。

ただし書き操作は単純な方式とすべきであり，貯水位を睨みながら貯水位と直接関連づけられたゲート開きを目標に行い，少ないステップ数で全開にもっていくことが適当です。このためには，貯水位が確実に上昇していることを認識することが必要であり，貯水位の把握が重要となりますが，流入量・放流量共に大きいときに貯水位を必要な精度で把握するのは容易ではなく，研究課題として残されています。

超過洪水に対する操作の信頼性の観点から，流域面積の比較的小さなダムではクレストゲートを有しない自由越流頂が用いられています。コンクリートダムでは流域

面積 100 km², フィルダムでは流域面積 200 km² を目安として，非常用洪水吐きに自由越流頂を採用しています。

ゲートを有する洪水吐きのゲート形式は，フィルダムでは，水位上昇の規制に有利なオーバーフロー形式のゲートが適当と考えられますが，この形式選定はゲート操作の信頼性と地形・地質等設備設置のためのハード的な制約条件との兼ね合いであり，十分に比較検討して選択すべきものです。

自由越流頂は，非常用洪水吐きとして⑥の機能のみをもつものですが，洪水調節計画の超過確率の大きなダムでは初期の越流量を規制して⑤の機能の一部をもたせることが必要です。具体的には，越流頂の幅を規制するもので，結果として設計洪水位やダム高は高くなります。また，サーチャージに敷高のある越流部幅を規制し，残りを敷高の高い越流部とすることもあります。

非常用洪水吐きとして用いられるクレストゲートは，流水管理上の制約から大規模化の要請はほとんどなく，コスト縮減や景観設計の観点から，開閉装置のコンパクト化が主要課題となっています。我が国のクレストゲートの開閉装置は減速機を用いた機械式のワイヤーロープ・ウインチ方式が大半ですが，設計技術の体系化により信頼性の向上も図られたことから，コンパクトな油圧式開閉装置も用いられるようになってきています。

（2） 常用洪水吐き

常用洪水吐きは洪水調節のために設けられる設備であり，洪水調節用放流設備とも称されます。洪水調節機能については操作規則などで明確に定式化されており，機能としての課題はありませんが，設備の計画論として，洪水初期の水位維持等における低水放流設備との機能分担や超過洪水時の非常用洪水吐きとの機能分担のあり方については議論の余地があります。

「ただし書き操作⑤」に対して常用洪水吐きを操作することがあります。管理職員の負担軽減の目的から，操作する設備数を極力少なくするため，超過洪水に対応する時に常用洪水吐きの操作を終了させる運用も数多く行われています。しかし，それまで操作してきた設備である常用洪水吐きをまず全開とし，それから非常用洪水吐きの操作に移行することも，操作の定式化がきちんとなされていれば大きな負担とならないと考えます。また，クレストゲートのない坊主ダムで，流入量の把握が比較的容易にできるのであれば，常用洪水吐きの操作により⑤の機能を付加することも可能となります。

洪水に対する安全性を高めるという洪水調節計画の重要性から，常用洪水吐きのトラブルによるリスクの分散を図るため，その設備数は2以上とします。但し，トラブル発生時に100%の機能を確保する必要性はなく，ダムの状況に応じて常用洪水吐きの放流能力に余裕をもたせることで対応することも多くあります。また，そのバックアップ機能が低水放流設備で代替できることもあり，この場合には常用洪水吐きの設備数を1とすることもあります。

治水基準点における流域面積に比較して，流域面積の小さいダムで洪水調節を行う場合には，調節量が極めて大きく全量カットに近くなることがあります。この場合ダムの直下流では，従前と比較して洪水時の流量が極めて小さくなります。しかし，次に生じる洪水を迎えるための速やかな水位低下をする「低水放流設備の機能③」に対応するため，設備としての常用洪水吐きには洪水調節計画における最大放流量を上回る放流についても配慮することが必要です。この機能は，下流河川の水環境の保全を目的とするフラッシュ放流に対応することもできます。また，非常用洪水吐きの⑤の機能を分担させるため大きい放流量が与えられることもあります。

このように種々の計画意図が常用洪水吐きの規模に反映されることから，結果として放流能力の余裕が非常に大きくなることもありますが，一般的には1.2~2.0倍程度となっています。

近年，ダム貯水池の課題となっている水質問題に対しても常用洪水吐きの役割が重要なものとなっています。例えば，洪水時に流入する濁質や栄養塩類を速やかに排出するため，選択取水設備あるいは湖水循環装置と連携し，水質保全のための貯水池内の流動を制御することが期待されています。このため，常用洪水吐きの設置標高やその多様化に配慮することが必要となります。

常用洪水吐きに設けられるゲート設備に対しては，その操作性，信頼性を高めるため，機構の単純化や標準化が図られてきています。特に最近では，放流実績を積み重ねながら，単純な水密機構の適用範囲の拡大が図られてきています。

常用洪水吐きは管路形式の放流設備となることが一般的であり，上流端には予備ゲートが設けられます。この予備ゲートの機能は主ゲートおよび管路の保守のための閉塞ですが，主ゲートに操作途中でトラブルがあった場合には，貴重な水の流出を防ぐための流水遮断機能を具備することが多くあります。この流水遮断機能を発揮する必要のある条件については曖昧な部分があり，議論が行われています。

（3） 低水放流設備

2. で示した「流水の正常な機能の維持①」は，比較

的小さい流量の範囲で河川が流量・水質ともに適正な状態を維持する機能です。

一方，「洪水調節開始水位の維持③」は，常時の余水を放流する機能で，利水放流設備の最大放流量から洪水調節開始流量までの範囲の流量に対して水位上昇等の河川の特性を維持する機能です。洪水調節を目的に含むダムでは洪水調節容量を有効に利用するため，下流河道の無害流量程度まではこの機能により常時満水位あるいは制限水位を維持する定水位制御が行われます。常時満水位から制限水位への水位低下あるいは洪水調節後の水位低下に使用される設備機能もこの機能に含まれます。

①および「利水目的の放流②」に③を加えたものが低水放流設備として必要な機能となります。

洪水に至らない出水の処理にあたる機能③は発生頻度も高く，相当の信頼性をもって実行する必要があります。常用洪水吐き等の大規模な放流設備の操作は，誤操作・誤作動によるリスクも大きく，それなりの危機管理を考慮するため，管理上の大きな負担を負うことになります。また，放流設備の規模は操作ステップの精度とも関係し，大規模な放流設備では下流放流制限に適正に対処できないこともあります。

このため，小規模な放流設備にその機能を分担させ，操作にともなう負担の軽減を図ることも必要です。この場合でも，洪水調節開始水位より貯水位が低い場合にどのような水位制御を行い，洪水調節開始水位でしかるべき放流量とするかについての定式化がなされていなければなりません。また，③の機能を継続するにしろ④の機能に移行するにしろ，設備を低水放流設備から常用洪水吐きに切り替えるためには操作の定式化がなされていなければなりません。

放流設備は，洪水時・常時にかかわらず常に流量制御設備や水位制御設備としての信頼性を維持する必要があります。そのため，これらの設備の設計に先立って，制御に過大な負担を強いることなく目的を達成できる適切な流水管理の方法が設定される必要があります。

また，流水管理の方法に基づいて放流設備の機能分担が図られますが，実操作方法が具体的に定式化されなければ，何の意味も持たないことになります。管理の合理化を考えるにしても，この議論を抜きにしてはあり得ないと思います。

放流量だけではなく，放流水や貯水池の水質への対応が必要となることが多く，低水放流設備には選択取水設備が設けられるのが一般的です。選択取水設備は，通常時の貯水池運用で取水位置を制御することにより貯水池内に水質制御に適切な温度躍層を形成すること，貯水池の密度成層を利用して必要な水質の貯水を引き出すことの２つの機能を有しています。特に前者は，洪水調節用放流設備と連携して洪水時に流入する濁水や栄養塩に富んだ河川水を速やかに排出するのに効果的であるにもかかわらず，実際にそのような運用を行っている例はほとんどありません。水質障害が特に問題となっている貯水池では，種々の運用を実践しその効果を評価し改善していくことが重要と考えます。

4. ダムの運用管理

（1） 簡素化と高度化

ダムの流水管理は，情報を収集・処理して放流設備の操作や通知・警報等の情報発信を行うものですが，洪水時にはこれらの作業が短時間のうちに集中し，管理職員の負荷が極めて大きくなります。

自然調節方式ダムのように洪水時に制御すべきゲート設備をもたないことは，管理の負荷を大幅に軽減することになり，管理の簡素化に貢献するものと言えます。これは，管理費の低減にも寄与するもので，貯水池容量の利用効率が悪くても，ダムの寿命の長さを考え合わせるとライフサイクルコストに対しても効果的と考えられます。しかし，設備運用の自由度が失われることになるため，計画・設計時に設備運用に対するきめ細かい配慮が必要となってきます。

一方，安定した水供給や洪水調節機能の増強という視点に立てば，新しい施設の建設が追いつかない状況の下では，貯水池の容量を効率的に使う計画も考えなくてはなりません。例えば本川に設けられたダムでは，ダムでの調節が直接的に河道の負担を減らすことになり，逆に河道の疎通能力を最大限活用する放流を行えば貯水池容量が温存され，洪水のピーク流量のカット量を大きくすることができます。

このようなきめ細かい運用は管理の高度化の一例と言えるものですが，ゲート操作の信頼性は高水準のものが必要となり，操作時のトラブルに対する危機管理が極めて重要で管理職員の負担は大きくなります。

今までのダム管理の合理化の方向は，予備放流の解消に代表されるように，水理・水文事象により運用を変化させるような曖昧さを排除するという流水管理の簡素化であったわけですが，この管理の高度化に向けての動きの中で，より明確なダム管理の方向性を示す必要があります。

（2） 放流警報

河川管理は，洪水等による災害の発生の防止，適正な利用および流水の正常な機能の維持を図るために行われ

る河川についての総合的な管理ですが，河川の利用に伴う災害の発生を防止することも含まれています。ダムの流水管理は，この河川管理の理念に基づいてダムの目的を達成するもので，ダムからの放流による危害の防止を確実に果たす必要があります。

ダムからの放流により下流河川の流量が急激に変化する場合には，関係機関への通知の他，河川内利用者および河道に立ち入ろうとする人々に危険をあらかじめ周知させる必要があります。周知の方法は，立札・サイレン・スピーカ等ですが，なかなか対応してくれないため，放流に遅れを生じることもあります。本来，河川は危険な部分を持ち合わせている空間であり，その空間を利用するためには，社会的知識やルールが求められます。そのルールを守ってもらうためには，それぞれの川について利用者の理解を深めてもらわなければならず，啓蒙と学習の機会を増やしていくことが必要です。

放流警報が必要となるのは以下の場合です。

a) ダムからの放流を開始する場合

b) 放流継続中に下流放流制限以上の放流を行う場合

c) ただし書き操作に移行する場合

人の手が加わり自然が変化することで，今までの経験や常識が当てはまらなくなる場合には，きめ細かい直接的なサポートを長期間実践していく必要がありますが，「河川における危害の防止とは何か」についての議論を深めることが重要で，ダムの効率的な運用という立場を軽視する必要はないと考えます。

5. おわりに

ダム管理用制御処理設備（ダムコン）は，システムの標準化や機器の簡素化が図られるようになり，最近では，パソコンをベースとした機動性のある効率的な分散システムにより構成されるようになってきています。また，ソフトウェアも標準化やモジュール化が図られ，内容を容易に改善できるようになっています。

従来のダム管理用制御処理設備が十分に機能していなかった理由は，上記のハードやソフトの問題ではなく，放流設備の操作方法に曖昧な部分があり，すべてが定式化されてはいなかったことと言えます。コードの設計者は，定式化されていない部分については管理職員の判断を仰ぐこととして制御を停止させるような対応をしていたのです。本小論の中で，定式化という言葉を頻繁に使いましたが，これは定式化の欠如が放流設備と放流操作の問題の原点であると考えてきたからです。この定式化はすべてが理論的に規定できるものではなく，工学的な割り切りを必要とする部分も多くありますが，何れにしても，精力的に取り組むことが必要です。

さて，設計技術の性能規定化の流れがありますが，ダムの放流設備についても新たな設計体系の構築が大きな課題となっています。性能規定化は放流設備の構造設計や耐震設計手法を許容応力度法から限界状態設計法へと変化を促し，さらに，信頼性向上・機能向上を踏まえたコスト縮減へと進展しようとしています。ダム放流設備に求められている性能は，構造物としての安全性・耐久性と流量制御設備としての信頼性ですが，性能規定化の流れの中で，信頼性についても，与えられた寿命，環境条件，運用条件の中で，確実に動作する確率をきちんと定めていかなければならないようです。

以上，私見を述べさせていただきましたが，放流設備は機能の相互関係，設備の相互関係，設備と機能の関係が複雑に絡み合っており，体系だってまとめることができませんでした。

今後，関連する研究が進められ，これらの体系化がきちんとなされていくものと期待しています。

参考文献

1) 藤本　成：多目的ダム放流設備の最近の諸問題，水工学に関する夏期講習会，土木学会，1982
2) 花篭秀輔：フィルダムの異常洪水流量設計のための資料，土木技術資料 15−7，1973
3) 藤本　成：洪水吐きの設計における基本的な考え方，土木技術資料 15−7，1973
4) 花篭秀輔・横道雅己：全国ダム地点地域別比流量図，土木研究所資料 1093，1975
5) 河川管理施設等構造令研究会編：解説・河川管理施設等構造令，(社)日本河川協会，1977
6) (社)日本大ダム会議：第２次改訂ダム設計基準，1978
7) 山口甚郎・高須修二：日本における洪水調節を目的に含むダムの洪水吐きの形式選定の原則，大ダム 127，1989
8) 裏戸　勉・中村　昭・長谷川修：可能最大日雨量の試算，土木技術資料 20−8，1978
9) 高須修二・新屋敷隆・宮本孝行：非常用洪水吐きとしての自由越流頂の機能，ダム技術 62，1991
10) 高須修二：洪水吐きに調節ゲートを有しないダムの水理設計，大ダム 120，1987
11) 藤本　成：あと 1.5 m 高くなりませんか，ダム技術 17−3，1986
12) 藤本　成：ダム自由越流堤の計画上の問題点，土木技術資料 23−2，1981
13) 中村　昭：貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策，土木技術資料 23−5，1981
14) 今村瑞穂：ダム貯水池による洪水調節の合理化に関する 2，3 の考察，ダム工学 30，1998

第 4 章　土砂管理

第27回ダム技術講演討論会論文
午後の部　テーマ：ダムの排砂技術について　　座長　森本　時夫

日本における排砂設備の歴史と設計法（Q．71-R．28）

竹林征三[*1]・高須修二[*2]
講師　柏井条介[*3]

1. まえがき

ダム貯水池の堆砂は，非常に古くからの技術的課題であるが，現在でもなお，世界のダム工学の重要な研究対象となっている。すなわち，ダム計画における堆砂の予測と共に，ダムの管理において，ダムの適正な運用を計るため，堆積土砂の抑制，排除や有効利用等の総合的な堆砂対策の確立が，世界的に求められている。

この堆砂問題は，地域特性，ダムの運用，貯水池の規模等により，その性格を異にするものである。現在，あるダムで有効と考えられている対策でも，他ダムへの適用についてはもちろんのこと，そのダムにとっても限定的な効果しか得られないのが一般的である。

日本での堆砂対策も例外ではなく，貯水池容量の回復，貯水池末端部の対策や取水設備の取水機能の回復を目的として実施されているが，抜本的かつ標準的な工法が定められるまでには至っていない。これは，貯水池の堆砂が，流域の地形・地質的要因や気象・水文的要因を強く受ける，地域性の強い現象であると共に，貯水池周辺の状況等によって選定できる対策がまったく異ってくるためである。従って，堆砂対策は，個々の貯水池の条件に合った個別の対策として実施されているのが実態である。

堆砂対策としては，流域全体の土砂生産や流出を押さえる方法と堆積した土砂を掘削・浚渫する方法が最も一般的である。具体的には，崩壊地や裸地を減少させるための各種の山腹砂防，渓岸浸食を防止するための流路工，護岸工，砂防ダムなどの渓流工，渓岸堆積物の流出を軽減，調節するための砂防ダム等が有効な治山対策である。これらの対策は，堆砂問題の発生上，根本的な解決策である流出土砂量の軽減と安定化にとって最も有効な対策であるが，完全な遮断は不可能であり，かつ即効性に乏しい。なお，掘削・浚渫された土砂は，出来る限り骨材資源として活用することが指向されている。

本論文は，流域の土砂管理の観点から，堆砂対策の有力な手段と考えられている，流水の力により土砂をダム下流へ排出する排砂設備について，その日本における技術的発展と現在考えられている計画手法について論じるものである。

2. 日本におけるダムの排砂設備の歴史と課題

2.1 概　要

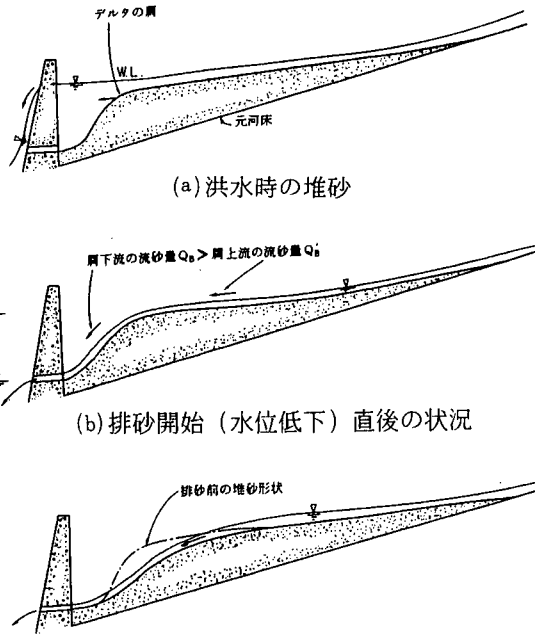
ダムに設置される放流設備の機能は非常に多様化しており，その代表的なものとしては，洪水吐き，低水放流設備，選択取水設備，魚道そして排砂設備があげられる。それぞれの設備を設置する必要性は，個々のダムを取りまく環境から出てきているものではあるが，それと同時に，日本全体の社会的環境や，ダム技術の進展により，環境問題や省資源・省エネルギーに対応するものとして開発されてきたものである。

特に，ダムの堆砂対策の切り札として検討されている排砂設備は，その技術的困難さにも係わらず，特に設置に対する要請が強い放流設備である。この排砂設備は，砂礫等を流下させるとともに，貯水池の水位を低下させるための高圧放流設備としての機能を求められており，その設計に当たっては設備の機能保全を特に重要視しなければならず，摩耗などの設備の劣化等について，これまでのダム放流設備での経験を十分に考慮したものとする必要がある。

日本のダム排砂設備は，排砂管，排砂門あるいは排泥管として設けられる事例もあり，その全てが堆砂対策につながるものではないが，その歴史は比較的長い。その中から，本格的な堆砂対策の手段としての近代的な排砂設備が実現されるようになってきている。

掘削あるいは浚渫による人工的な排出方法が，運搬機材・土捨場等の問題から，流入土砂が大量の場合には計画に取り込むのが難しいのに対して，排砂設備による方法は，条件さえ整えば，恒久対策として計画に取り込む

*1 建設省土木研究所ダム部長（現　建設省土木研究所環境部長）
*2 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室長（現　㈶ダム水源地環境整備センター研究第二部長）
*3 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室長



図－1　水位低下を伴う土砂の排出

ことが可能である。条件としては，流入量・流入土砂量・粒度構成・貯水池の運用と多岐に亘っており，発電ダムで取水口近傍の堆積土砂の排出を目的とするものを除くと，日本ではこの種の設備の実施例は少ない。しかし，貯水池の運用から，水位を低下するのが可能なダム貯水池ではダム堤体に付属する排砂設備で対応可能であり，限られた流域条件のもとではあるが，実施例が出てきている。

堤体に設けられた排砂設備を用いる方法は，貯水位を低下させることによって貯水池の掃流力を限界掃流力以上に回復させ，流入水により堆積土砂をダム下流へ流出させるものであり，その設計手法を第3章，第4章の主題としている。

2.2　排砂設備の歴史

河川に設けられる取水堰には，取水口の前面に土砂が堆積することを防ぐための排砂門が設けられてきている。その敷高はほぼ堆砂面となる洪水吐きの敷高よりも若干低くなっているが，洪水吐きと同じように開水路方式で土砂を下流へ流下させるものである。洪水時には洪水吐きゲートは全開となり，洪水とともに土砂もそこを通過することになり，排砂門は，主として洪水後に取水口の前面に堆積している土砂を排出するために用いられることになる。このため，流出土砂量が多く，砂礫の粒径が大きい河川の堰では，砂礫による劣化対策は排砂門だけの問題ではなく，洪水吐きを含む堰全体の問題となる。

発電用ダムには，発電有効落差を大きくとることを目的としているものも多く，この場合には，満砂後に排砂門で発電取水口周辺の土砂を排出することになるが，劣化に対しては取水堰と同じ課題を抱えることになる。ただし，ゲートから下流での落差が非常に大きくなるので，堤体下流面や減勢工での対策が重要となってくる。

以上のようなことから，これら排砂門に用いられるゲートの歴史は洪水吐きのそれと余り変わらず，幅の差は若干あるかもしれないが，スルースゲート，ストーニーゲート，ローリングゲート，ローラーゲート等が用いられてきている。逆に，取水堰の洪水吐きは古くは固定堰とされることが多かったことから，ゲートの歴史は排砂門から始まっていると考えた方が適当かも知れない。

なお，流出土砂量の多い，大井川，天竜川，黒部川の発電用ダムで，背水付近の河床維持のためにも，この排砂門が用いられているものもある。これは，貯水池の運用を犠牲にすることで，数年に一度，比較的長期間水位を低下させ，排砂設備で排砂を実行し容量を回復したり，貯水池末端の堆積土砂を引き込んだりするものである。

小屋平ダムの排砂門（高3.80m×幅3.50m×3門，1936年）は，その典型的な例であり，ラジアルゲートを有する管路式の排砂設備であり，水位低下後に開水路状態で排砂を行うものである。大量の土砂を流下させるため，その劣化対策に苦労している。この経験を踏まえて，小屋平ダム下流に建設された出し平ダムには劣化対策に十分に配慮した排砂設備（高5.0m×幅5.0m×2門，1987年）が設けられている。出し平ダムの排砂設備には，下流端には水を止め，調節するゲートとして高圧ラジアルゲートが，その上流には土砂流を止めるゲートとしてローラーゲートが，上流端には排砂設備の維持管理用のローラーゲートが配置されている。

貯水容量の大きい発電ダムあるいは貯水容量を必要とするダムでは，開水路方式の排砂門は適用できない。この場合，排砂管として堤体の低標高部に設置される管路式の放流設備がみられるが，実態は排水管であり，それも初期湛水時を除いて使われることはほとんどない。農業用のため池にも，池を空にする落水用の設備が設けられているが，これも排砂管としての機能を期待できるものではない。

このように，貯水位が高い状態で排砂設備を操作しても，設備近傍の堆積土砂が排出されるだけで，いわゆる貯水池容量の確保の効果はほとんど無い。このため，貯水池運用上，水位を低下するのが難しいダム貯水池の堆砂対策として，貯水池をバイパスする排砂水路を設置する計画が出てきている。具体的には，中小洪水時あるい

は非洪水期に貯砂ダムの背水により土砂を沈降堆積させ，ダム貯水池の運用による水位低下後に，貯砂ダム上流に呑口がある貯水池を迂回する排砂水路により，堆積した土砂を流水の力を利用して下流河道に排出するものであり，土砂バイパスシステムと呼ばれている。

2.3 排砂設備の課題

排砂設備を用いる場合には，堆砂形状を考慮に入れた計画堆砂面を設定し，それ以上の土砂の堆積がおこらないように積極的に排砂を行い，将来に亘り貯水容量を確保することになる。この排砂操作は，流水の掃流力を期待しているため堆砂形状の正確な推定が必要であり，流入土砂の量や粒度分布を的確に評価する必要がある。

貯水池の流入土砂の大半は洪水時のものであり，これを速かに排出することはウォシュロードを含む堆積土砂の固結化防止の点からも望ましく，常時の濁水問題の発生を防止することも考慮して，日本では排砂時期としては洪水末期が想定されるのが一般的である。

大井川にある井川ダムには，非常用としてリングホロワゲート，常用としてリングシールゲートを設けている直径2.3mの排砂管が設置されているが，完成して約20年後に本格的な排砂操作（238時間の放流）を実施しており，約60万立米のシルトや粘土，さらに大量の流木を排出している。この操作の過程で，沈澱，堆積物の圧密等による固結が問題となり，定期的な排砂操作の必要性が明らかにされている。

排砂設備は多量の土砂を流下させることとなるため，摩耗対策を十分考慮し，またゲートは確実に開閉できるように土砂の噛み込み等を防止できる構造としなければならない。また，掃流砂のように比較的大きい粒径を対象とした設備では触水面の損傷は避けることができず，ある程度の変形を許容した構造とせざるをえないため，あまり高速流にならない低水頭で操作する必要がある。

排砂設備として，十分に機能を発揮している設備も多いが，設備は相当の損傷を受けており，大規模な補修が頻繁に行われている。また，満砂したダムでは，洪水吐きからの土砂の流下も多く，堤体の下流面や減勢工のコンクリート面の損傷が激しく，堤体の安全性を確保するため大規模な補修が行われた事例もある。この土砂による設備の劣化対策が，排砂設備の一番大きな課題であり，実績資料や系統的な摩耗実験等により研究が進展することが強く望まれている。

3. 排砂設備の機能設計

3.1 設備設計の考え方

本格的なダムの排砂設備が，水理構造物として極めて過酷な環境におかれることは論をまたないが，設備の機能を適切に維持するためには，貯水池からの土砂の効果的な排出を計るとともに，設備内部での砂礫や流水の挙動を十分に把握し設備劣化の対応を考える必要がある。

維持管理が比較的容易な開水路形式の排砂設備，すなわち排砂門では主副ゲートを兼用し，一枚のゲートとし，維持管理は角落しを用いて行うのが一般的である。管路形式の排砂設備の場合は，通常の放流設備と同様に，水を止めるゲート，土砂を止めるゲート，維持管理用の保守ゲートの3枚のゲートで構成される。管路長の短い放流設備では，副ゲートと保守ゲートの機能を兼用して1枚のゲートとすることもあるが，過酷な条件となる排砂設備では確実に水を止めるゲートが必要であり，土砂を止める主ゲートと機能を分担したものとなるので，兼用するのは適当でない。

3.2 排砂設備の機能設計の手順

排砂設備の機能設計は，貯水池計画の策定と具体的な排砂設備の設計に分類され，その手順は，一般に次のようになる。なお，両者は互いに独立したものとはなっておらず，実際には相互の調整を計りながら機能設計を実行していく必要がある。

(1) 排砂計画を取り込んだ貯水池計画の策定
- ① 貯水池運用計画の検討
- ② 流入土砂量・土砂特性の把握
- ③ 排砂計画の策定
- ④ 堆砂形状の推定
- ⑤ 排出土砂量・土砂特性の把握
- ⑥ 下流への影響把握

(2) 排砂設備の設計
- ① 配置・基本形状の検討
- ② 貯水池内の流れの検討
- ③ 排砂設備内の水の流れの把握
- ④ 排砂設備内の土砂の流れの把握
- ⑤ 基本構造の検討
- ⑥ 摩耗対策の検討
- ⑦ 付属設備の検討

以下の節ではこれらの内，主要なものについてその手法を論じるものとする。

3.3 流入土砂量の把握

従来，日本のダム計画では，地形や地質の条件より堆砂量を推定できる算定式により求めた堆砂量と近傍ダムや砂防ダムの実績堆砂量を総合的に勘案して決定した計画比流砂量に，流域面積とダム計画の基準年限である100年を乗じて，堆砂容量を求めている。しかし，実態としては精度は良くなく，日本全体を見て比較したとき

バランスが悪いことがあきらかとなっている。

最近では，堆砂量の確率論に関する分析結果を踏まえて，降雨と堆砂量の関係を把握した上で，降雨確率を用いて堆砂量を推定する方法が提案されているが，研究の進展が望まれている分野である。

3.4 排砂過程の特性

排砂に伴うダム貯水池内あるいは貯砂ダム内の河床低下の特性および排砂設備などの呑口部との関係について，水理実験および河床変動シミュレーション計算の結果を踏まえて検討することになる。基本的には，設備設置標高を下げれば下げる程，排砂効率を高めることができるが，設備の閉塞の可能性やダム本体，他の放流設備などに与える影響が大きくなる。

この分析により，土砂の排出過程および生じる堆砂形状が把握できるが，その方法には，シミュレーション計算と水理模型実験がある。水理模型実験には，貯水池全体模型を用いて堆砂形状を検討するものと，ダム堤体および堤体付近の河道模型を用いて，排砂設備流入部の設置位置，形状を検討するものがある。

また，シミュレーション計算により，堆砂形状や設備を通過する土砂量や砂礫の粒度分布を推定する事になる。

3.5 排砂設備の水理

排砂設備を設計するには，設備内の水及び土砂の流れの特性を把握する必要がある。

このため，排砂設備全体の基本諸元を検討する実験および設備内部の流動形態を調査し，砂礫が設備に与える影響を推定する実験が行われる。

排砂設備内の土砂の移動形態についても，水理模型実験等により把握し，劣化対策の範囲やレベルを設定することが必要である。また，設備の形状を改善することにより劣化対策の範囲やレベルを軽減することも検討する必要がある。

流水の掃流力が限界掃流力以上になると，砂礫が滑動，転動し始め，掃流力の増加とともに跳躍形式の運動形態となることが知られているが，設備の劣化対策を考える上では，これらの移動形態の分類および対応する土砂量を知る必要がある。水理実験により，目視，高速ビデオ，写真及び感圧紙を用いた流況観察により，砂礫の移動形態およびその分布を調査することができるようになっている。

3.6 機能設計の事例（宇奈月ダム排砂設備）

流送土砂の多い黒部川に建設中の宇奈月ダムで，貯水容量を確保するため，本格的な排砂設備が採用されている。この排砂設備の計画，設計にあたっては，近年の放流設備や排砂設備の技術の進展を踏まえて，多岐に亘る検討が実施されており，以下に代表的な事例として，その検討経緯を紹介する。

黒部川は，流路延長85km，全流域面積682km²の日本有数の急勾配河川である。その源をなす山々はいずれも標高3,000mに及び急峻で，また寒冷多湿のため，流域には数千か所の崩壊地が存在することから，黒部川は極めて流出土砂量の多い河川となっている。

宇奈月ダムは黒部川河口より約22km上流に位置する流域面積617.5km²のダムである。宇奈月ダムの比堆砂量としては，宇奈月ダム上流に設置されている，貯水容量が十分に大きく，流入土砂の殆どが貯水池内に捕捉されていると考えられる黒部ダム（アーチ式，高さ186m，流域面積183.4km²）の年間の堆砂実績と年間最大日流量の関係から，確率的手法によって求めた3,300m³/km²/年が採用されている。

この値を用いて，一般的なダム計画に用いる年数での総流入土砂量を求めると1.4億m³となり，ダム高に対する技術的問題点ならびに事業費の増加は，計画の妥当性を失わせることになることから，排砂が検討されたものである。

○流入土砂の特性

宇奈月ダム堆積土砂の粒度分布としては，現河床の粒度分布が想定される。これは，宇奈月ダムの場合，計画堆砂量に比較して流入土砂量が大きく，また満砂までの年数はせいぜい10～20年であると予想されるためである。このため，宇奈月ダム上流の出し平ダム，黒部ダム等の堆砂量や堆砂形状の実績を踏まえて，宇奈月ダムに流入する土砂の特性をシミュレーション計算により推定した結果も合わせて，流入土砂の特性を評価している。

○排砂操作

必要排砂量を確保するための貯水池の運用については，過去25ヵ年の流量実績に基づいて検討しており，年3回程度の排砂操作により，堆積量ベースで年平均80万m³の掃流砂，浮遊砂の排出が見込まれている。排砂は下流への影響を考慮して，洪水時に行うこととし，洪水のピークを軽減させ，洪水調節の機能を果たした後，水位を低下させ，土砂の排出を行うものである。なお，貯水池の水位は短期間で回復させることが可能である。

○排出土砂の特性

流入土砂の特性および洪水調節，排砂操作により決まる排出土砂の特性は，混合粒径の河床変動解析によるシミュレーション計算により推定している。

○排砂設備の水理特性

宇奈月ダムの排砂計画を実現するために，数多くの水

理実験が10数年に亘って実施されてきている。

過去の検討に用いられた実験模型は次の4種類である。

① 模型縮尺1/60の貯水池全体模型：堆砂形状を検討する。

② 模型縮尺1/50のダム堤体および堤体付近の河道模型：排砂設備流入部の設置位置，形状を調査する。

③ 模型縮尺1/50の排砂設備の模型：排砂設備全体の基本諸元を検討する。

④ 模型縮尺1/25の排砂設備の模型：設備内部の流動形態を調査し，砂礫が設備に与える影響を推定する。

このうち，④は設備の構造設計，劣化対策に必要な実験を含むものである。

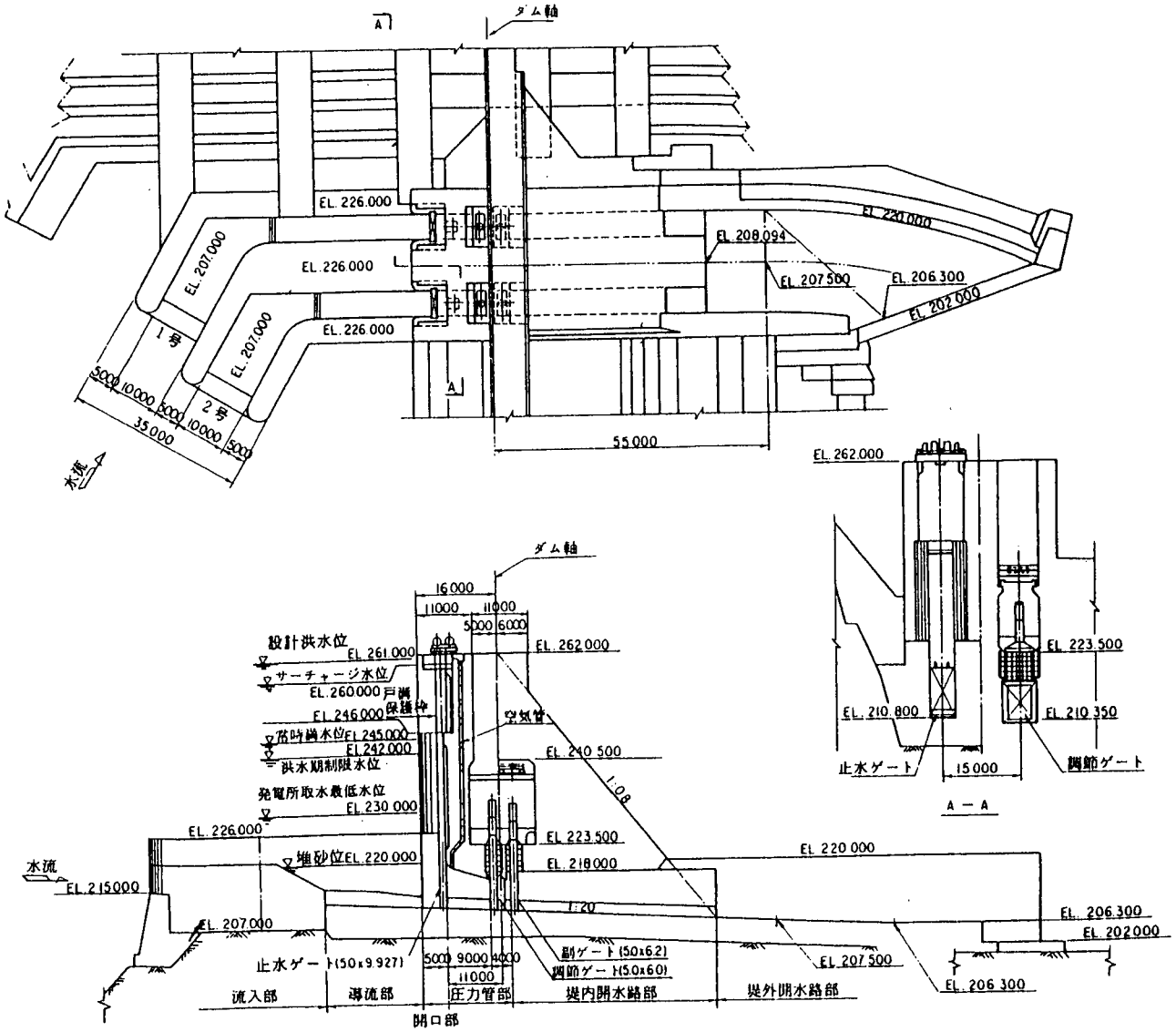
これらの検討により，排砂設備の配置，形式，諸元等が決められた。

4. 排砂設備の構造と劣化対策

4.1 構造設計の考え方

排砂設備の基本的構造は，放流設備としての構造基準を満足するとともに，必要とされる機能を維持するため，保守作業の環境を考慮して，必要に応じて部材の補修，交換ができるものとする。

放流設備としての構造基準による制約とは，例えば，放流管の補剛形式のことであり，堤体との関係において埋設部分の補修が不可能となったりすることを言っている。このような部分では，土砂による劣化が極めて大きい場合には，二重管構造として，内面を交換可能なライニング材で保護する等の対策を考えることになる。一方，保守作業の環境とは，対象となる部分が，常に貯水池にあるとか，逆に常にオープンの状態にあるとかいうこと



図—2 宇奈月ダムの排砂設備

であり，メンテナンスフリー化を考慮したりすることにつながる。

また，ゲート扉体のリップ部のように，局部的に劣化が進行すると想定される部分はパッケージ化等により，部材の交換が容易にできる構造としておくことも必要である。

4.2 摩耗エネルギーの推定

水路壁面に及ぼす土砂衝撃特性は，土砂の壁面への衝突速度，衝突角度および壁面の反発係数等の構造，材質に依存することが想定されるが，その現象は十分には把握されていない。現在，実機に近い状態での系統的な摩耗試験や実機での貴重な摩耗資料が整備されつつあり，これらを用いて摩耗量の推定を行うことになる。

現象としては，衝突により土砂から失われたエネルギーが摩耗に寄与していると考えるのが自然であるが，反発係数のように値の推定が困難な物理量が多いため，衝突前の土砂のエネルギーと材料による摩耗量を直接に結び付けて試験データ等により，摩耗量を推定する方法が実用的である。衝突前の土砂の持つエネルギーは，水理模型実験により把握することが可能である。

4.3 摩耗量の算定

排砂設備の接水面を保護するライニング材は，排砂設備を構成する各部分に対して重要度，補修の難易度，損傷の程度等を考慮して，材質の選定及び設計板厚を決める必要がある。そのためには，まず前節の方法により，種々の材料に想定される摩耗量を計算する必要がある。

ダムの排砂設備を対象として実施された摩耗実験には，ライニングの候補材として，高強度コンクリート，石材，金属材およびポリウレタンを選択し，このライニングの候補材について，各材料の衝撃，摩耗損傷程度を定量的に把握し，材料の選定及び設計の基礎とすることを目的としたものがあり，その材料としての一般的特性や耐摩耗性材料としての特性を整理・分析して示し，材料選定の基準として提案している。

その系統的に行われた実験について簡単に述べる。この実験は，粒径40～80mmの河床砂礫を，ベルトコンベアを用いて連続的に，試験材料に落下，衝突させるもので，衝突速度および衝突角度を変えて実施している。実験結果によると，摩耗量は砂礫の落下エネルギーに比例すると考えてよい。なお，砂礫の材質や強度によっても当然，結果が異なってくることから，データの蓄積が重要であることは言うまでもない。

コンクリートの実験では，他の材質に比べ損傷量がかなり大きく，金属材の300～400倍，石材の20倍，ポリウレタンの80倍となっている。ポリウレタンは金属の5倍程度の摩耗が見込まれる。

金属材の実験では，板にそりが発生している。このそりにより，ライニング材の取付けボルトに偏心力が作用することになるので，設計に考慮する必要がある。

ポリウレタンの実験では，他の材料と異なる点が見られた。これは他の材料では砂礫の衝突角度の大きい方が摩耗量が多くなるのに対し，ポリウレタンでは，衝突角度の小さい方が摩耗量が多くなっている。これは，ポリウレタンの摩耗が切削により生じており，また，衝突角度の小さい方が切削効率が良くなることによるものと考えられる。

石材では，目地部の処理が重要である。目地材としては，モルタルやエポキシ樹脂が考えられるが，モルタル目地部では欠けが顕著であるのに対して，エポキシ樹脂充填部では目地部の欠けがほとんど起こらず，目地材として有効であることが確認されている。

なお，粒径の大きな土砂を排出する排砂設備では跳躍摩耗による損傷が卓越すると考えられる。すべり摩耗は跳躍摩耗に対して小さい。なお，転動による摩耗は跳躍摩耗の衝突角度が小さいものと考える。

4.4 材料・構造の選定

次に，設備設計の基本的考え方および各材料に対する推定摩耗量を踏まえて，設備の各部分の材料および構造の選定を行うことになる。

4.5 構造設計と劣化対策の事例（宇奈月ダム排砂設備）

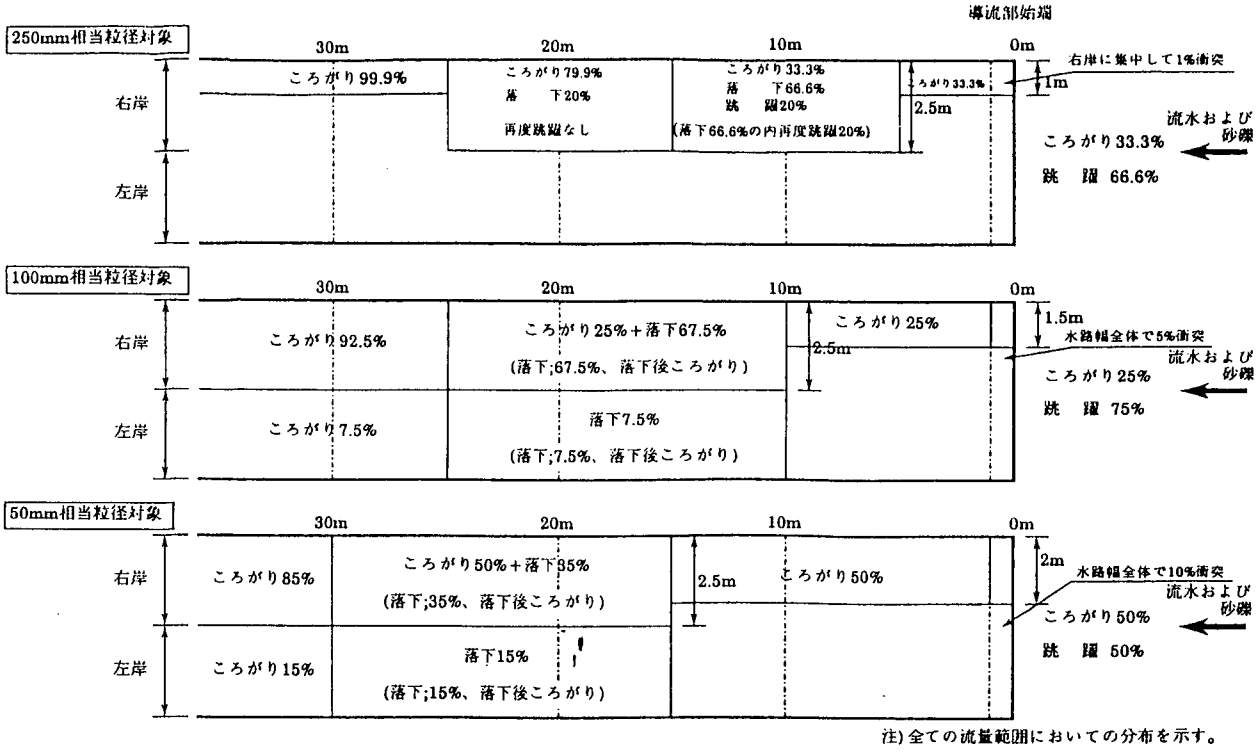
宇奈月ダムの排砂設備の設計検討の過程を宇奈月ダムを事例として具体的に示す。

排砂設備内の流れの特性について，3次元の水理模型実験により検討している。水理実験による検討の結果，以下のように排砂設備内の領域の区分が行われている。

① 越流頂
② 流入部
③ 導流水路上流端
④ 導流水路
⑤ 管路
⑥ 開水路トンネル（堤体内）
⑦ 下流開水路

排砂設備の壁面に影響を与える砂礫の移動形態および移動分布の割合は，図―3に示すものとなる。宇奈月ダムの排砂設備の場合，排砂を行う流量では，流れの形態は，基本的には変化していない。この図を用いて，土砂の跳躍およびすべり摩耗に関係する土砂の持つエネルギーを求めると表―1に示すようになる。

このことから，検討結果を踏まえて，宇奈月ダムの排砂設備のライニング方法として，以下に示されるものを



図—3　砂礫の移動形態および移動分布の割合

表—1　壁面に影響を及ぼす土砂の総エネルギー

距離				導流部集中部	導流部					呑口部	圧力管部		堤内開水路部	堤外開水路部
				0 m	0～5 m	5～10m	10～15m	15～20m	20～25m	25m	25～30m	30～40m	40～70m	70m以降
単位面積当りのエネルギー	50mm以上	左岸	跳躍E_2	780	0	0	195	227	236	0	0	0	0	0
			すべりE_1	0	0	0	5,846	6,820	7,082	7,082	7,082	7,869	9,981	4,990
		右岸	跳躍E_2	712	0	2,131	2,679	905	915	915	0	0	0	0
			すべりE_1	47,414	39,512	127,853	160,726	226,368	228,778	228,778	228,778	266,450	264,888	132,444
	50mm以下	左岸	跳躍E_2	6,242	0	0	0	1,819	1,889	1,889	1,889	0	0	0
			すべりE_1	0	0	0	0	27,280	28,330	28,330	28,330	31,475	39,923	19,962
		右岸	跳躍E_2	5,695	0	0	0	4,224	4,269	4,269	4,269	0	0	0
			すべりE_1	142,385	59,327	80,008	100,580	153,930	155,569	155,569	155,569	181,186	180,124	90,062

適用することとした。

堤体内部の管路(⑤)および開水路トンネル(⑥)については，大規模な補修が堤体に悪影響を与えることとなるため，交換可能なように，強度部材の表面にボルトでライニング材を固定する方式を採用している。材質はメンテナンスおよび経済性から，SUS304材とした。ライニング材の寿命は30年程度を想定し，また，流砂の横断方向の偏りを考えて板厚は30mmとしている。堤体上流の越流頂(①)，流入部(②)の側面および導流水路(④)は，補修が貯水池の水位低下を必要とし，補修がやりにくいこと，大規模な補修が堤体とは無関係にできること，経済的であることから，ジベル形式を採用している。この部分の寿命は100年程度を想定している。

なお，比較的大きな表面積となる流入部(②)の底面については，セルフライニングの考えに基づいて，掘り込んだプールとし，底面付近の砂礫の移動がほとんど起こらないように設計している。

また，堤体下流の開水路の部分は，補修が比較的容易であること，壁面の凹凸による水流の乱れが特に支障とならないことから，石材を用いるものとしている。

5. ダムの排砂設備の今後の課題

宇奈月ダムの排砂計画は典型的なものであり，諸外国においても適用が可能なものである。しかし，貯水池の

水位を低下させる必要があり水利用の点から，適用には制約を受けるのが実態である。このため，日本においても貯水池の末端部から土砂をバイパスするシステムの検討が行われており，その有効性も確認されているが，長い水路トンネルが必要となることから，劣化対策が極めて重要なものとなっている。

一方，貯水位を低下させることにより排砂効率を高めたり，排砂システムの建設あるいは維持管理の費用を軽減することが期待されることから，水位低下が貯水池利用計画に与える危険度との関係を分析し，その課題を整理することが必要である。また，利水容量を持たない自然調節ダムでは，結果的に放流設備が排砂設備としての機能を果たすことになるが，その評価方法と設備設計についても課題となっている。

6. あとがき

日本の河川の流出土砂量は多く，天井川も数多く見られ，関連する土砂災害も頻繁に生じてきた。このため，砂防事業が古くから行われてきており，これらの土砂災害を防止するのに役立っている。ダム貯水池の堆砂容量はこの意味においても重要な役割を果たしてきたものと考えることができ，これらのため多くの河川で流出土砂は，それぞれの河川に見合ったものまで低下してきている。一方，一部の河川および河口周辺の海岸において，供給土砂の不足による河床低下あるいは海岸後退という負の面が現れてきている。

このようなことから今後日本で建設されるダムにおいては適度な土砂の流下というものが必要となってくるものと思われ，本論文の主題である排砂設備の重要性は益々高まるものと考えられる。

本論文でも論じてきたように，設備の劣化対策は，排砂設備にとって極めて重要な課題であり，摩耗に対する資料の充実と研究の進展が強く望まれている。

要　約

ダム貯水池の堆砂問題は，世界の重要な研究課題となっているが，本論文の主題となっているダムの排砂設備は，ダム貯水池の堆砂問題の有力な対策として評価されているものである。

最初に，日本の排砂設備の歴史的発展と関連する課題について述べている。日本のダム排砂設備は，排砂管，排砂門あるいは排泥管として設けられる事例もあり，その全てが堆砂対策につながるものではないが，その歴史は比較的長い。その中から，本格的な堆砂対策の手段としての近代的な排砂設備が実現されるようになってきている。

貯水池の流入土砂の大半は洪水時のものであり，これを速かに排出することはウォシュロードを含む堆積土砂の固結化防止の点からも望ましく，常時の濁水問題の発生を防止することも考慮して，日本では排砂時期としては洪水末期が想定されるのが一般的である。

次に，排砂設備の設計法について，事例を含めて論じられている。排砂設備の機能設計は，貯水池計画の策定と具体的な排砂設備の設計に分類され，その手順は，両者が互いに独立したものとはなっていない，①排砂計画を取り込んだ貯水池計画の策定と，②排砂設備の設計の2つのグループになる。

最後に，排砂設備の摩耗対策について，事例を含めて論じられている。排砂設備の基本的構造は，放流設備としての構造基準を満足するとともに，必要とされる機能を維持するため，保守作業の環境を考慮して，必要に応じて部材の補修，交換ができるものとする必要がある。また，設備設計の基本的考え方および各材料に対する推定摩耗量を踏まえて，設備の各部分の材料および構造の選定を行うことになる。

【論　　説】

貯　水　池　の　土　砂　管　理

建設省土木研究所　上　阪　恒　雄*

キーワード　貯水池・土砂管理・堆砂・土砂バイパス・土砂フラッシング

1. はじめに

河川を堰上げ貯水池を造れば土砂が堆積する。貯水池内の堆砂は，貯水容量を減じダムの貯水機能を損なう。このため，わが国のダム計画においては，100年間に堆積するであろう土砂量を予めダムの貯水容量に確保することとしている。即ち，貯水容量内に100年相当の堆砂容量を設定し，この容量分の貯水機能は当初からないものとして計画されている。

ダムの堆砂は，貯水容量を減じるものであるが，同時に上流の河床上昇や下流での河床低下の原因ともなる。ダム堆砂の与える上下流への影響は，従来から認識されてきたものであるが，従来の問題の取り上げ方は，治水，利水といった人間活動の視点からのものが主体であった。即ち，上流河床の上昇による治水機能の低下，下流河床の低下による取水機能の低下や橋梁や護岸構造物の根固め部の浮き上がりによる安全性の低下等が主として論じられてきた。近年ではこれに環境機能としての評価が加わってきている。上流域の河床上昇は，それまでの河床を埋没させるものであり，生物の生息環境を変化させる。また，下流域での河床低下は，河床構成材料の粗粒化を伴い，これも生態系に影響を与える。下流への影響は河道域に留まらず，海岸域に達する可能性もある。

平成10年7月，河川審議会総合政策委員会の総合土砂管理小委員会[1]の報告が出されたが，その中では，流域の安全確保，利活用，環境の保全を適正に実施していくため，森林を含む山地部から海岸域までの土砂の移動領域の全体を「流砂系」という新しい概念で捉えた総合的な土砂管理の推進が謳われている。災害に対する安全を確保し，河川・海岸の適正な利用を行い，かつ良好な水辺環境を保全・創造していくためには，自然状態における土砂の流動および砂防事業の実施や砂利採取などの人的作用が土砂移動に与える影響を流砂系全体を通じてモニタリングするとともに，新たな土砂管理方策を構築していく必要があると提言している。

このような流砂系の土砂管理という視点で貯水池の堆砂問題を見直してみると，ダムは巨大な砂防ダムともいうことができ，影響の大きい要素である。多目的ダムの貯水池は，河川流水の循環速度を制御し，利水や洪水調節を行うものであるが，調節できるのは流水のみではない。流砂系の土砂管理の観点から見れば，ダム貯水池は過剰な土砂の流下を緩和し適切な土砂量を補給するという，流砂量の制御施設ともなる可能性をもつ。堆砂問題は，貯水池のもつ負の現象として捉えられてきたが，土砂管理の観点からみれば積極的に評価することも可能と考えられる。

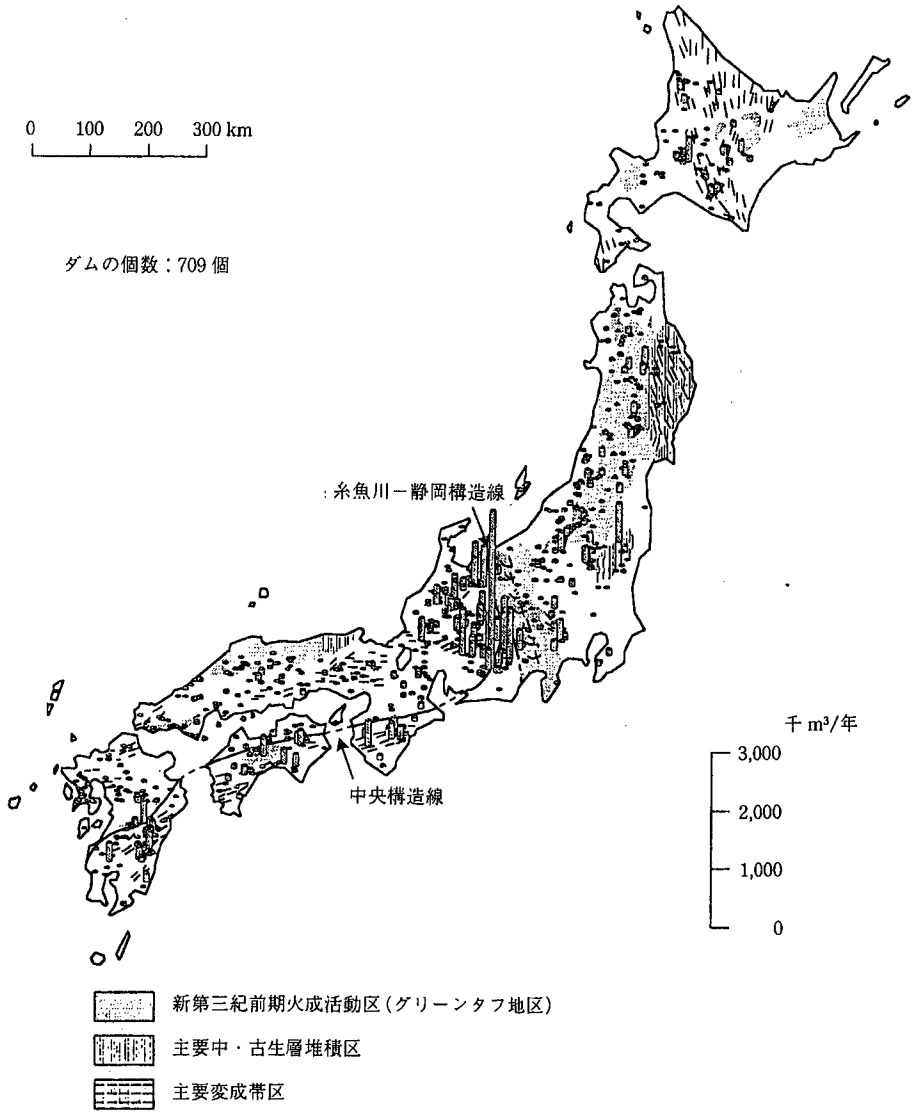
しかし，ダム貯水池を流砂量の制御施設として位置づけるための技術的課題は大きい。粒度分布の情報も含めた流入土砂量の推定精度の向上，貯水池利用と調和のとれた下流河道への土砂供給技術の開発など課題は山積している。本稿では，こうしたダム貯水池の土砂量制御施設としての活用を認識の上，ダム貯水池の堆砂の現状を整理するとともに，土砂供給方策としての排砂技術の現状を海外の事例も含めて取りまとめた。

2. 貯水池堆砂量

(1) 堆砂量の現状と経年変化

貯水池には，流砂系の現状を知るための重要な情報である「堆砂量」が蓄積されている。満砂状態にない貯水池では，当該地点を通過したであろう土砂が堆積している。したがって，堆砂量を知ることにより，当該地点でどれだけの土砂が流下しているかを立ち所に知ることができる。ただし，微細粒子については，貯水池を通過して放流される成分がありこの限りではない。

* 研究調整官

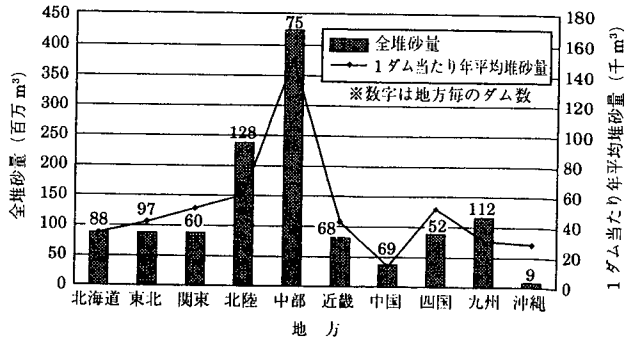


図−1　年平均堆砂量の全国分布

総貯水池容量が 100 万 m³ 以上の貯水池では，毎年 1 回堆砂測量が実施され，堆砂量，掘削排除量等が建設省に報告されている。図−1 は，報告された 782 ダムのうち，堆砂量が零より大きい 709 ダム（零より小さいダムは何れも完成後 10 年未満の経過年）について年平均堆砂量の分布を地図上にプロットしたものである。ここに，

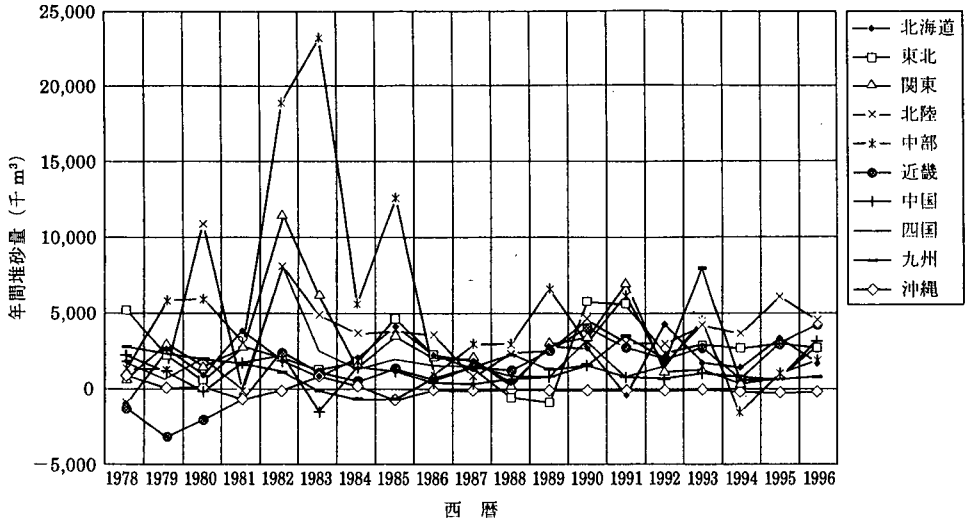
年平均堆砂量＝平成 8 年度現在の堆砂量/ダム完成年からの経過年数

である。図には主要な地質構造を併せて示しているが，年平均堆砂量の大きなダムは，わが国の代表的な構造線である糸魚川・静岡構造線および中央構造線周辺に分布しており，これら構造線周辺の山体が浸食を受けやすいことを表している。これら地域は年間降水量の比較的大きい地域でもある。



図−2　地方別の堆砂量（平成 8 年度）

図−2 は，堆砂量の合計値および年平均堆砂量の平均値（以下，「1 ダム当り年平均堆砂量」とする。）を地方



図−3 地方別年間堆砂量の推移（1978〜1996）

別に示したものである。全堆砂量は，糸魚川・静岡構造線と中央構造線が交わる中部地方が最も大きく，北陸地方がこれに続く。国全体での堆砂量は約 12 億 m^3 であり，両地方で全体の約 60% を占める。1 ダム当り年平均堆砂量についても中部，北陸地方で大きいが，中部地方の大きさが際立っており，北陸のそれは，関東や四国での値とそれ程大きな差はない。中国地方では，全堆砂量，1 ダム当り年平均堆砂量とも非常に小さく，ともに中部地方の 1/10 程度に過ぎない。中部，中国地方を除けば，1 ダム当り年平均堆砂量の平均は，概ね 3〜6 万 m^3/年の範囲にあり，全国的にはこの程度が標準的な値といえよう。

以上は，平成 8 年度現在の堆砂量報告に基づくものである。ここで，1978〜96 年のここ 19 年間の経年的変化について見てみたのが図−3 である。図−3 は，地方別の年間堆砂量の経年変化を示したもので，先に述べた中部地方での大きな堆砂量は，1985 年以前のものであり，それ以降はそれ程大きくないことが分かる。表−1 は，1978〜1985 年の年間堆砂量の平均値と 1986〜1996 年のそれとを比較したものであるが，近年では中部地方の堆砂量は非常に小さくなっており，北陸地方より小さい値となっていることが分かる。同様の減少は関東地方でも見られている。一方，近畿地方では増加が見られるが，1978〜1985 年ではマイナス値となっており掘削等による大規模な搬出または排出が行われたことが推察される。他の地方では，上記年間による違いは顕著ではなく，年平均堆砂量はここ 20 年来あまり変わっていない。

堆砂量が年間によって大きく異なっている理由は必ずしも明らかではない。例えば近年における中部地方の堆砂量減少の原因として，流出土砂量の大きい地域において大きな降雨量が発生しなかったこと，堆砂の搬出量が増加したこと，堆砂の進行が進み全体として土砂の捕捉率が低減したこと，砂防等の治山事業の進展により流出土砂量そのものが低減してきていることなど様々な事象を想定することができる。降雨といった確率的な事象によるものか，治山事業による生産土砂の減少といった状況の変化によるものかは今後の推移を予測する上で重要なポイントである。今後明確にしていく必要がある。

ここで，貯水池容量の損失という意味で表−1 を見ると，1986〜1996 年における全国の年間堆砂量の平均値は約 20 百万 m^3/年である。これに対し，調査対象ダムの平均の貯水容量は約 23 百万 m^3/ダムである。つまり，1 ダム相当の貯水容量が毎年堆砂により埋まっていることになる。近年の年間堆砂量が小さいとはいえ，堆

表−1 期間別の年間堆砂量の平均値

地方	年間堆砂量（千 m^3）	
	昭和 53〜60 年（1978〜1985 年）	昭和 61〜平成 8 年（1986〜1996 年）
北海道	1,950	1,868
東北	2,575	2,530
関東	3,914	1,988
北陸	4,000	3,592
中部	9,588	2,869
近畿	−226	2,361
中国	982	1,047
四国	1,084	1,387
九州	2,253	2,469
沖縄	118	28
全国	26,237	20,142

砂対策が貯水池の持続的利用にとって重要な課題であることに変わりはないことが理解されよう。なお，全貯水容量に対する平均の堆砂率は平成8年度現在で約7%であり，貯水容量の損失は，全体としてはまだ切迫した問題とはなっていないが，中部地方等特定の地域においては喫緊の課題である。

（2） 流入土砂量の現状

(1)で示したデータは，毎年の堆砂量報告によるもので，掘削等により搬出された量は差し引かれた値となっている。ここで，流域からの流出土砂量という観点で堆砂をみる場合，掘削等による搬出量も含めて考える必要がある。また，土砂の捕捉率の影響や上流域でのダム建設の影響についても考慮する必要がある。芦田ら[2]は，土砂の捕捉が十分になされていると考えられるダムとして，貯水容量が200万m^3以上で堆砂率が25%以下のダムを選出し，また，上流ダムの影響については，上流ダムがなければ下流ダムに堆砂したであろうとして，上流ダム群の堆砂量を下流ダムのそれに加えて，単位流域面積当りの年平均流出土砂量（年平均比流出土砂量）q_sを求めている。その結果，同一水系または類似の水系ごとに

$q_s=\alpha A^{-0.7}$（A：流域面積）

の関係群によりマクロ的な分類分けができるとしている。

図−4は，その後新しく得られたデータを含め，芦田らの行ったのと同じ方法によりダムの選定，堆砂データの整理を土木研究所で行った結果を示したものである。図では，芦田らが行った水系区分すなわち，

①群　　：大きな流出土砂量をもつ黒部川，天竜川，大井川

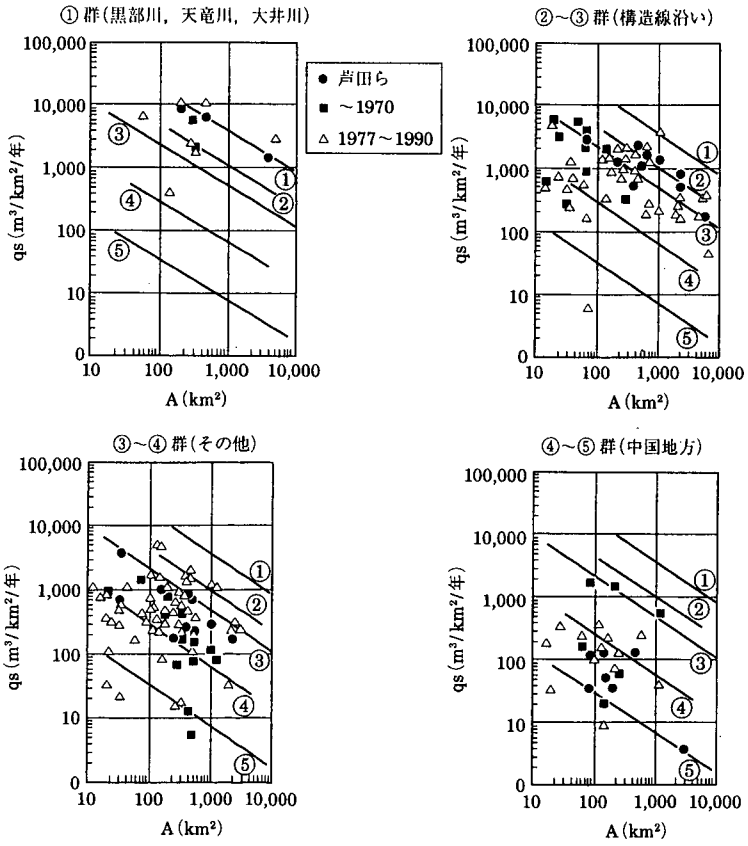
②〜③群：構造線沿いで比較的流出土砂量の多い只見川，庄川，木曽川，十津川，吉野川，耳川など

④〜⑤群：流出土砂量の少ない中国地方の河川

③〜④群：上記以外の河川

に分け，芦田らが実施した1970年までのデータ（芦田らのデータを含む）および1977〜1990年のデータの両者について比較したが，全体的には概ね芦田らのデータと同様の傾向を示すもののダム数の増加により結果のバラツキが大きくなり，必ずしも上記の区分には収まらない結果となった。また，年代の違いによる明確な傾向は得られていない。

表−2は，$q_s=\alpha A^{-0.7}$の関係が成立しているものとして，今回の1977〜1990年のデータから主要水系のαの



図−4　年平均流入土砂量と流域面積の関係

表−2 水系別の α

地方	水系	1977～1990		
		ダム数	流域面積 A(km²)の範囲	α
北海道	十勝川	3	388～ 533	31,000～ 100,000
	石狩川	19	12～1,779	280～ 160,000
東北	赤川	2	148～ 162	12,000～ 58,000
関東	利根川	11	20～ 494	3,300～ 50,000
	多摩川	1	263	50,000
	相模川	2	947～1,201	160,000～ 180,000
北陸	黒部川	1	185	380,000
	阿賀野川	17	41～6,728	3,300～ 170,000
	庄川	6	20～1,100	5,300～ 510,000
	三面川	2	234～ 306	23,000～ 39,000
	信濃川	19	5～2,787	1,800～ 180,000
	神通川	3	128～2,060	3,100～ 54,000
	常願寺川	3	7～ 50	3,400～ 180,000
中部	大井川	1	459	820,000
	天竜川	5	58～4,895	13,000～1,100,000
	木曽川	12	6～4,632	36～ 110,000
中国	旭川	2	255～1,140	5,800～ 6,400
	高梁川	6	22～ 631	310～ 23,000
	佐波川	2	32～ 88	2,400～ 4,000
	小瀬川	2	135～ 168	280～ 8,800
	斐伊川	2	19～ 70	1,600～ 5,100
四国	吉野川	10	15～1,904	3,200～ 71,000
九州	耳川	4	41～ 737	17,000～ 100,000
	一ツ瀬川	3	71～ 486	3,100～ 78,000

範囲を求めたものである。表−2から各水系での凡その年間比流出土砂量を知ることができるが，水系内でもバラツキが大きく，流域面積のみをパラメータとした分類のみでは不十分と考えられる。年間比流出土砂量の精度のよい推定のためには，これに影響する要因について更なる解明が必要である。その際，芦田らが行っている貯水池選出の設定方法や q_s と A の関係の妥当性についての検証が必要なことは言うまでもない。

（3） 堆砂量の年変動

例えば100年堆砂量の推定といった長期間にわたる問題を議論するのであれば，年平均的議論をすればよい。一方，堆砂対策計画や施設の設計を行う場合には単なる平均量の議論では問題が生じる。このことは，例えば貯砂ダムにより土砂を捕捉し，掘削搬出する場合を考えてみれば容易に理解することができる。

貯砂ダム容量を砂礫成分の年平均堆砂量とし，これを毎年掘削する計画を立てたとする。このとき，計画上は毎年の定量掘削により砂礫成分の堆砂をなくすることができる。しかしながら，実際には年変動があり，そうはならない。即ち，大きな土砂流入がある年には土砂が貯砂ダムを超えて貯水池内に堆砂する。また，土砂流入が小さな年には所定の量を掘削することができない。流入土砂量の時間変動は，後に述べる各種堆砂対策の検討において欠くことのできない検討項目である。

図−5 (1) は，川俣ダムでの堆砂量の経年変化を示したものである。ただし，図では，堆砂量の替わりに 2. (2) で示した年間比流出土砂量として表している。図に示されるように，年間比流出土砂量は年により大きく変動しており，上記に例示した貯砂ダム計画等においてこの変動の影響が無視できないことが分かる。

こうした年変動を評価するには確率評価を行う必要がある。図−5 (2) は，川俣ダムの年間比流出土砂量の非超過確率との関係を，須賀ら[3]が試みたと同様に対数正規確率紙上にプロットしたものであり，川俣ダムの年間比流出土砂量が対数正規分布により表されることが分かる。これによれば，非超過確率50%，即ち確率年が2年の年間比流出土砂量は約 400 m³/km²/年であり，非超過確率 90%，即ち確率年 10 年の年間比流出土砂量約 2,000 m³/km²/年はその5倍の値となっており，年変動が非常に大きいことが窺われる。

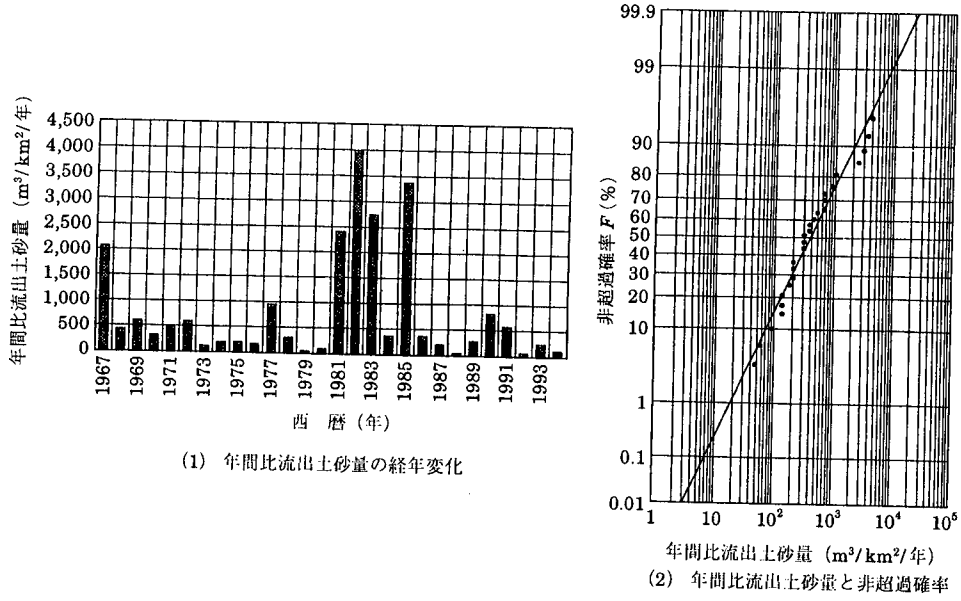
図−6は，建設省，沖縄総合事務局，北海道開発局および水資源開発公団ダムを対象に，年間比流出土砂量の非超過確率 90% と 50% の値の比を求め，地方別に整理したものである。両者の比は東北，中国地方で小さく，沖縄で大きい傾向が見られるが，概ね3～10の範囲にある。

年間堆砂量が対数正規分布に従うものとすれば，堆砂量を非超過確率50% 値と図−5 (2) に示す直線の傾きにて，その変動特性も含めて表示することができる。堆砂対策を論じていく場合には，今後は，2. (1)～(2) のような平均量ではなく，このような確率評価による表示を心がけて行く必要がある。100年堆砂量についても生起確率を用いた期待値による評価により，より精度の高い推定が可能である。

（4） 堆積土砂の粒径

流入土砂は貯水池内で分級作用を受け，この分級作用が堆砂形状に大きく作用する。また，貯砂ダムでは捕捉対象が比較的大きな粒径に限られるなど，堆砂対策の検討では選定される対策手法や対策の効果が粒径の影響を大きく受ける。こうした流入土砂の粒度分布に関する情報は，既設ダム堆砂の粒径分布として存在する。流砂系の土砂管理の視点からは，下流域の河床構成材料と流砂の関係を知ることが必要であるが，貯水池堆砂はその貴重な情報源でもある。ここでは，既設貯水池の粒径について簡単にみてみる。

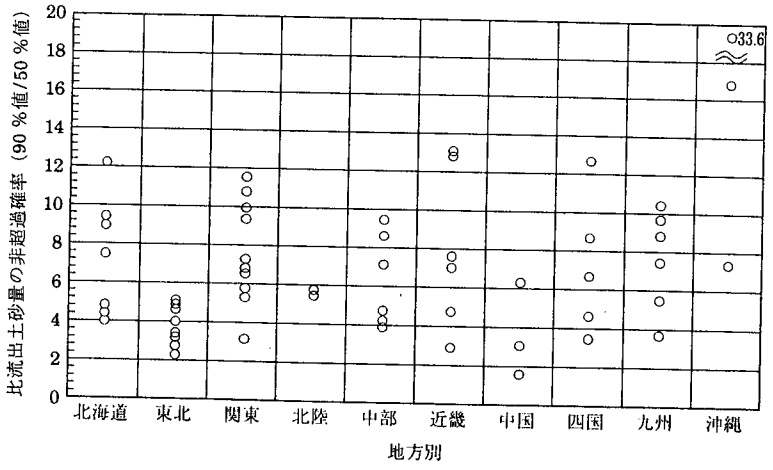
図−7は泰阜ダム（天竜川）において，ほぼ満砂時における貯水池内各点の深さ方向の粒度分布を示した[4]も



(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

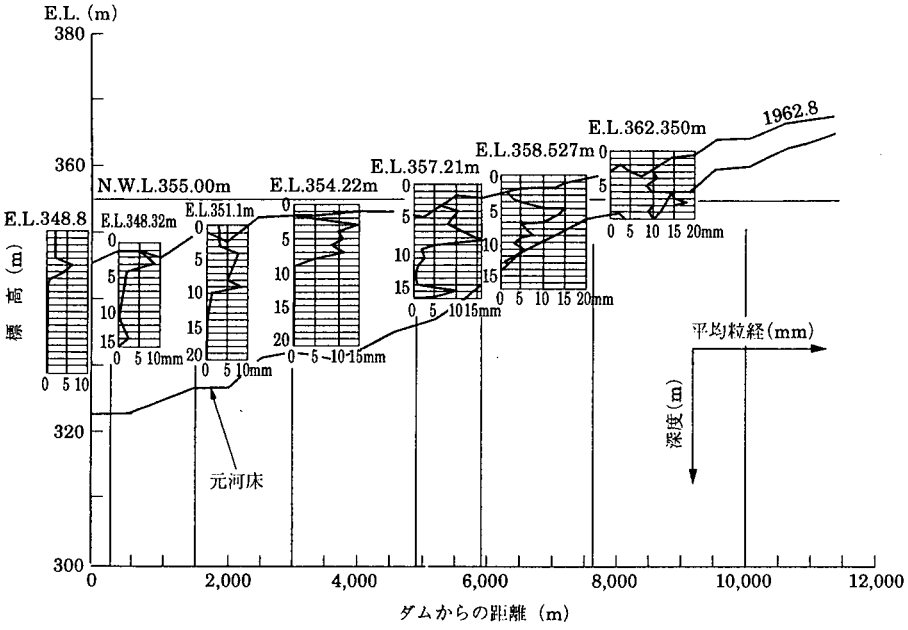
図−5　川俣ダムの比流出土砂量の経年変化と確率評価



図−6　比流出土砂量の非超過確率 90% 値と 50% 値の比

ので，土砂の分級効果と堆砂の進行の関係を表す好例としてよく例示されるものである。大きな粒径の土砂は貯水池の上流端（貯水位と河床の交わる位置）付近に肩を形成して堆積するが，堆砂の進行に伴い，この肩の位置が下流に移動することになる。一方，堆砂の肩の下流側では，粒径の小さい土砂が貯水池底部に河床に平行，または水平に堆積する。したがって，大きな粒径の堆砂は，層厚を大きくしつつある小さい粒径の堆積層の上に被さるようにして進行する。粒径の大きな土砂の堆砂進行が進めば，小さい粒径はダムを通過する量が大きくなり，貯水空間が小さくなればもはや堆砂の表面には現れなくなる。図−7 の粒度分布は，こうした分級のメカニズムと堆砂の進行の関係を明瞭に表している。多くのダム貯水池では，水位変化に伴う堆砂の移動が様々な影響を与えており，例えば，堆積層が粒径の大きな層と小さい層が互層をなす等の複雑な粒度分布を示すが，図−7 で明瞭に見られるような分級効果による影響が複雑さを解釈する上でも基本的な要因となる。

堆砂の粒径分布を知るためには，図−7 に見られるようにボーリング調査が必要になり，それなりの費用を要するものである。このため，粒径分布の調査は堆砂量が大きくなんらかの堆砂対策が必要になったダムで実施されている程度で，全国的な情報は得られていないのが現状である。こうした現状を考慮し，現在，建設省直轄ダムを中心に粒径分布調査を全国的に実施しているところであり，これらの調査結果の解析が早急に行われることが期待される。ここでは，全国的な概略値を知るため，2. (1) で用いた堆砂量報告から検討を加えてみる。



図−7 泰阜ダム満砂時の粒径分布[4]

堆砂量報告では，有効貯水容量内の堆砂量と堆砂容量等の有効貯水容量外の堆砂量をそれぞれ報告することになっている。ここで，多くのダムにおいて有効貯水容量外の容量は水平堆砂を仮定して貯水池底部に水平面をもって設けられている。図−7でも示したように，この容量内の堆砂成分の多くは粒径の比較的小さい浮遊成分と考えてよいであろう。また，肩を形成するような粒径の比較的大きい成分は，貯水池末端付近に堆積し，有効貯水容量内に堆積する成分が多いものと推定される。そこで，全堆砂量に占める有効貯水容量外の堆砂率を求めれば細粒の浮遊成分割合の概略を知ることができるであろうと考え，表−3を作成した。表−3には，地方別の平均値を示したが，関東，中国，四国で50%程度の値を示している他は60〜70%の値となっており，全国的にみて堆砂量の半分以上は浮遊成分が占めるものと推察される。因に，堆砂量の多い中部地方ではいくつかのダムで調査が行われており，鈴木[5]は粒径1mm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。この値は，中部地方の有効貯水容量外の堆砂率65%とほぼ同様のレベルにある。また，四国の大渡，石手川，野村の各ダムの調査結果によればダム位置付近の土砂は90%以上がシルトと粘土で構成されていることが示されており，浮遊成分の多くがシルト，粘土であることが推察される。庄川を対象とした芦田らの研究では，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，四国での調査結果とも附合するものである。

表−3 有効貯水容量外堆砂量の全堆砂量に占める割合

地方	平成8年度 堆砂量（千m³）			有効容量外／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	0.67	77
東北	23,035	50,036	73,071	0.68	80
関東	43,765	38,431	82,196	0.47	52
北陸	52,302	140,210	192,512	0.73	101
中部	128,683	240,727	369,410	0.65	66
近畿	30,111	47,907	78,018	0.61	66
中国	13,945	14,099	28,044	0.50	83
四国	42,852	40,541	83,393	0.49	52
九州	41,251	71,624	112,875	0.63	109
沖縄	469	784	1,253	0.63	9
全国	402,613	697,440	1,100,053	0.63	695

繰り返しになるが，粒径分布のデータは余り得られていない。また，得られたデータに対する粒径の構成比という整理も十分ではない。流砂系での流下土砂の把握のためにもその体系だった調査が急がれている。

3. 貯水池の土砂管理方策

（1） 土砂管理方策の概要

貯水池の土砂管理方策は，図−8に示すように，従来から堆砂対策として「貯水池への流入土砂の軽減」および「貯水池内の土砂の排除」に大別して考えられている。このうち，「貯水池への流入土砂の軽減」のための具体的方策として，治山砂防事業等による生産・流出土砂量の低減，貯砂ダムによる土砂の捕捉と排除，土砂バイパ

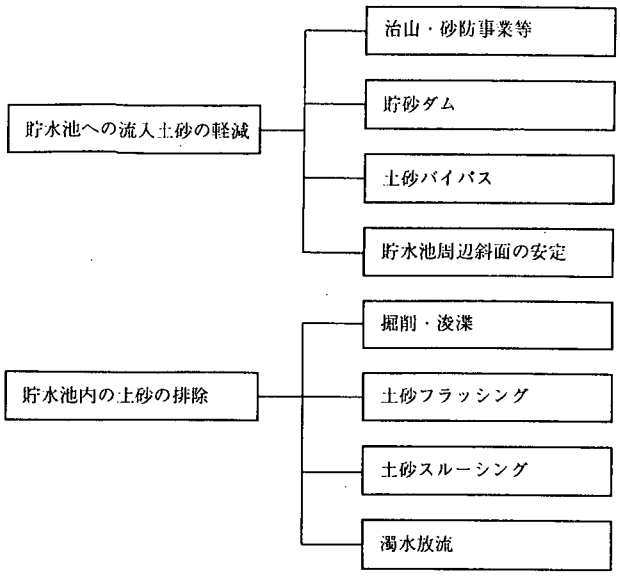


図-8 貯水池の土砂管理方策

ス水路設置による土砂の迂回，貯水池周辺斜面の安定による流入防止がある。また，「貯水池内の土砂の排除」のための方策として，貯水池内堆積土砂の掘削・浚渫，一時的な貯水位低下操作により流水の掃流力を回復させて土砂を排出するフラッシング，一定期間貯水を行わず，土砂を通過させるスルーシング，放流設備等による濁水放流がある。このうち，スルーシングは，わが国ではあまり用いられていない用語であるが，例えば治水専用ダムの様に，常時貯水する必要のないダムでは，放流設備を低位に設け，常時貯水池を空の状態にして土砂を通過させることができる。フラッシングが堆積土砂の排出の意味合いで用いられるのに対し，スルーシングは貯水池内での堆積防止の意味合いを有しており，その点では濁水放流と同様である。なお，平成8年に実施された貯水池堆砂に関する国際シンポジウム[6]では，スルーシングは，土砂流入の多い洪水期に貯水池運用を変更して貯水位を低位に維持してそのまま土砂を通過させる方法として示されており，先に述べた治水専用ダムの場合とは意味するものが若干異なってくる。今後，用語の定義も含め，土砂管理方策としての位置付けを整理していく必要がある。

ここで，堆砂対策としての分類である図-8を，流砂系を保全するための下流への土砂供給という観点でみると，土砂バイパスや土砂フラッシング，土砂スルーシング，濁水放流を供給可能な方策として位置づけることができる。また，貯砂ダムや貯水池内の掘削，浚渫では搬出土砂を下流河川に還元することにより供給可能な方策となる。

以下では，貯水池周辺での対策について現況と課題を整理する。なお，土砂スルーシングについては，わが国の堆砂対策としての位置づけもまだ明確でなく，また，基本的な現象については，土砂フラッシングにおけるフラッシング時間を非常に長くとったものとして捉えることが可能なので以下の詳細な説明については省略する。

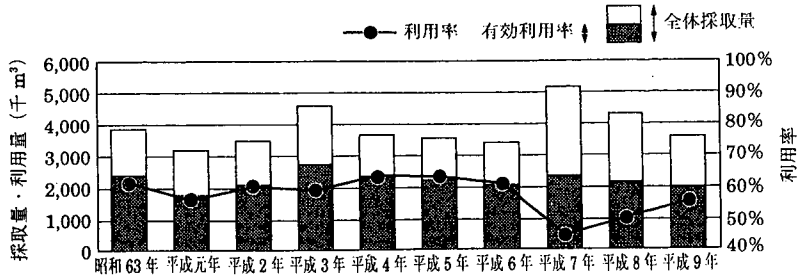
（2） 掘削・浚渫

ⅰ） 掘削・浚渫による土砂採取量

貯砂ダムは粒径の比較的大きな土砂の堆砂位置を固定することにより，掘削を容易にするために設置されるものであり，貯砂ダムにおいては，陸上掘削が可能である。したがって，捕捉した土砂を掘削排除することを前提に計画されるのが一般的であり，掘削のための補助手段として位置づけることもできる。図-8では，貯砂ダムと貯水池内の掘削・浚渫を別分類としているが，ここでは，貯砂ダムからの土砂採取および貯水池内の掘削・浚渫による土砂採取を合わせて記述する。なお，貯砂ダムは，平成10年度末現在，48の建設省所管ダムにおいて設置され，7ダムにおいて建設中でありさらに増加する傾向にある。

掘削・浚渫はいかなるダムにおいても適用可能な最も一般的な堆砂の排除方法ということができる。図-9に，貯水池からの土砂採取量の経年変化を示す。図は，平成9年度に実施したアンケート結果（回答580ダム）を整理したものであり，10年平均で約390万 m^3，大きな年では500万 m^3 を超える採取が1年間に行われていることが確認される。先に示したように，近年の年平均の堆砂量は2,000万 m^3 程度であり，堆積土砂の15%以上が採取されている計算になる。なお，過去に採取経験のあるダムは，回答ダムの25%であった。

採取した土砂は搬出先が問題になる。流砂系として考えた場合は，下流河道が必要とする土砂量については，これを供給する必要がある。河川への還元であり，常時は冠水しない河床に置土しておき，洪水時に洪水流の力を利用してこれをフラッシュさせようという試みが試験的に実施されるようになっている。平成10年度には，天竜川秋葉ダムの堆砂1万 m^3 を最下流ダムである船明ダム下流に運搬・置土する試験が実施され，出水による置土の侵食状況，下流河道への影響が調査された。その結果，供給土砂量が1万 m^3 という少量のものであり河床形状や海岸線の変化は把握されなかったが，河川利用者等から心配された水質や濁質については通常の出水時と変化はなく，平成11年度も置土量を増量し試験が継続されている[7]。

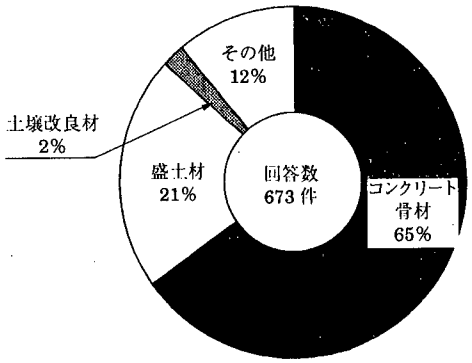


図−9 貯水池からの土砂採取量の推移[24]

ii） 堆砂の有効利用

下流への必要供給量以外の土砂については，単に捨土を行うよりは，有効利用することが望ましい。図−9には，有効利用量についても併せて示してあるが，平均で約220万 m³/年，採取量の約60%が有効利用されている。図−10は，有効利用の目的を示したものであるが，コンクリート骨材としての利用が約6割を占め，これと盛土材料としての利用が約85%を占めている。通産省生活産業局窯業建材課の推計[8]によれば，全国のコンクリート骨材の需要量は平成8年度において約58千万トンであり，これに占める堆砂のコンクリート骨材としての利用量の割合は，ごく僅かを占めるに過ぎない。下流への必要供給量を犯さない範囲内での，利用の一層の推進が望まれるところである。

ただし，有効利用に当たっての解決すべき問題も多い。まず，コストの問題がある。ダム貯水池は山深くに存在し，需要地から遠いのが通例である。このため運搬コストが大きくなってしまう。図−11は採取土砂の運搬距離を示したものであるが，大半が20 km以下となっている。また，材料としての問題もある。即ち，堆積土砂は貯水池末端においてもヘドロや木片等の混入が生じやすく，これらの分別・廃棄が必要になる。こうしたコストに係わる問題のほか，大量の土砂採取を行うためには，ダンプトラックの通行に対する道路整備が十分でないことや，騒音，振動，交通事故対策の問題なども解決しなければならない。骨材としての更なる利用のための検討が望まれるとはいえ，これを飛躍的に伸ばす方策が即座には見当たらないのが現状である。



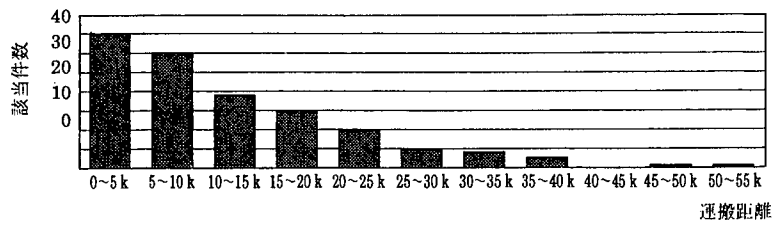
図−10 有効利用の目的（10カ年平均）[24]

有効利用については，従来の骨材や盛土利用の他，いくつかの新しい分野への試みもみられるようになっている。図−10に示されている土壌改良材としての利用はその一つである。貯水池の堆積土砂は，これまで農耕に利用されたことのない土砂であり，かつ水中に埋没していることから土壌伝染病菌に汚染されていない等農耕用土壌としていくつかの特徴がある。土壌改良材としての利用は現在のところ試験的な事例に過ぎないが，今後の展開が期待される。このほか，家畜飼料としての利用，などが試験的に実施，あるいは研究されている。

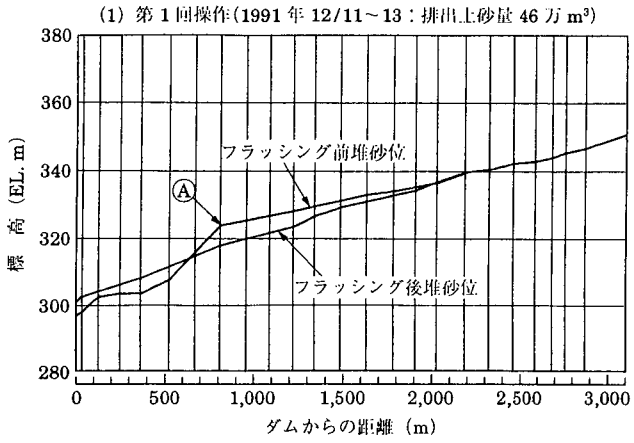
（3） 土砂フラッシング

i） フラッシングによる堆砂形状変化

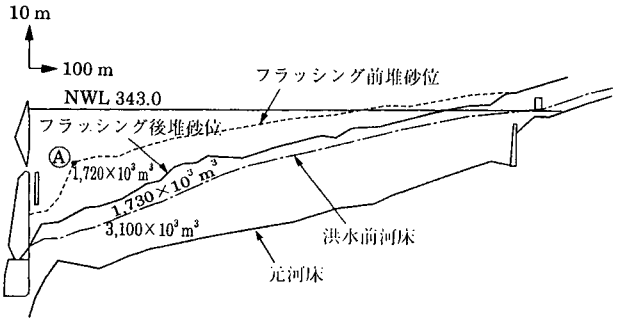
堆砂は，貯水池内の流速が極めて小さくなり土粒子が沈降することにより生じる。したがって，貯水位を低下し，従来の河川の状態を回復させてやれば，自然の営力



図−11 採取土砂の運搬距離[24]



図−12 (1)　フラッシングによる堆砂位変化（出し平ダム）[9]



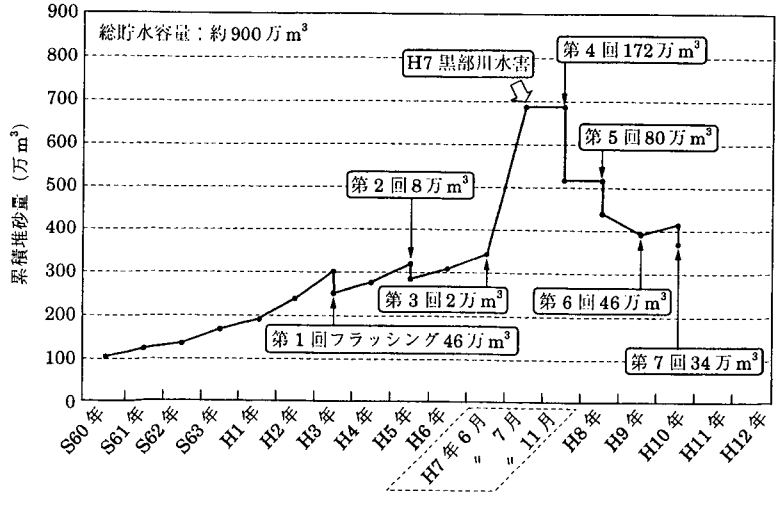
図−12 (2)　フラッシングによる堆砂位変化（出し平ダム）[10]

である流れの力により土砂を排出することができる。これが土砂フラッシングである（土砂フラッシングについて，わが国では寧ろ「排砂」の用語を用いる場合が多く見られるが，わが国で用いられている「排砂」には，貯水池から土砂を排出すること全般を意味する場合もあり，必ずしも定義が明確でない。このことを考慮し，ここでは，土砂フラッシングの用語を用いて記述を進めることとする)。

図−12に，黒部川に建設されている関西電力の出し平ダム（堤高 76.7 m，総貯水容量 9.0 百万 m³）でのフラッシング前後の堆砂形状変化例を示す[9),10)]。堆砂面の変動は，流下断面間の流砂量の不均衡により生じ，上流からの流砂量に対し，当該断面での流砂量が大きければ低下し，小さければ上昇する。図−12 (1)，(2) の堆砂形状変化は，こうした堆砂面変動と流砂量の関係により次のように簡単に理解することができる。今，図中に示した点 A に着目すると，これより下流では勾配が非常に大きく，上流では小さい。したがって，点 A 下流での流速は極めて大きく流砂量も大きい。これに対し，上流での流速は小さく流砂量も小さい。したがって，堆砂面の低下は点 A において急激に生じ，これが上下流に伝播していく。ここで，貯水池下流端の水位はフラッシング施設の敷高により固定されるため，堆砂が施設敷高に達していれば，これが堆砂形状の下流端の固定点となる。また，堆砂が達していなければ，フラッシングにより堆砂が下流に移動する，つまり堆砂を引き込む形態となる。最初のフラッシング操作であった図−12 (1) には，こうした堆砂の引き込みが僅かではあるが見られている。

フラッシング操作における実際の問題では，これに上下流方向での粒度分布の変化や三次元的なみお筋の形成が生じ，非常に複雑な問題となる。今後の重要な研究問題である。

水位低下による土砂の排出は，発電ダムの取水口の埋没を防ぐためなどのため，従来から実施されてきたものである[11)]。しかし，これらは水位低下規模の小さいも



図−13　出し平ダムの堆砂量の推移[20]

のであった。図示した出し平ダムの例は，大規模貯水池の全域にわたり水位を低下させたものであり，わが国最大規模のフラッシング操作といってよい。同様のフラッシングが，出し平ダム下流に建設中の宇奈月ダム（堤高97 m，総貯水容量24.7百万 m^3）でも計画されており，将来的には両者を連携させたフラッシング操作，いい換えると流砂系の管理が必要とされている。なお，図−12に示した出し平ダムのフラッシング操作実績を図−13[20]に示す。図−12 (1)，(2) に示したのは，これまでの7回の操作のうち第1回（図−12 (1)）および第4回目（図−12 (2)）の結果である。172万 m^3 を排出した第4回目のフラッシングは，大出水に伴う異常堆砂に対し実施されたもので，約200 m^3/s の流量を用い，12時間の開水路流によるフラッシングが行われている。

ii） フラッシング施設

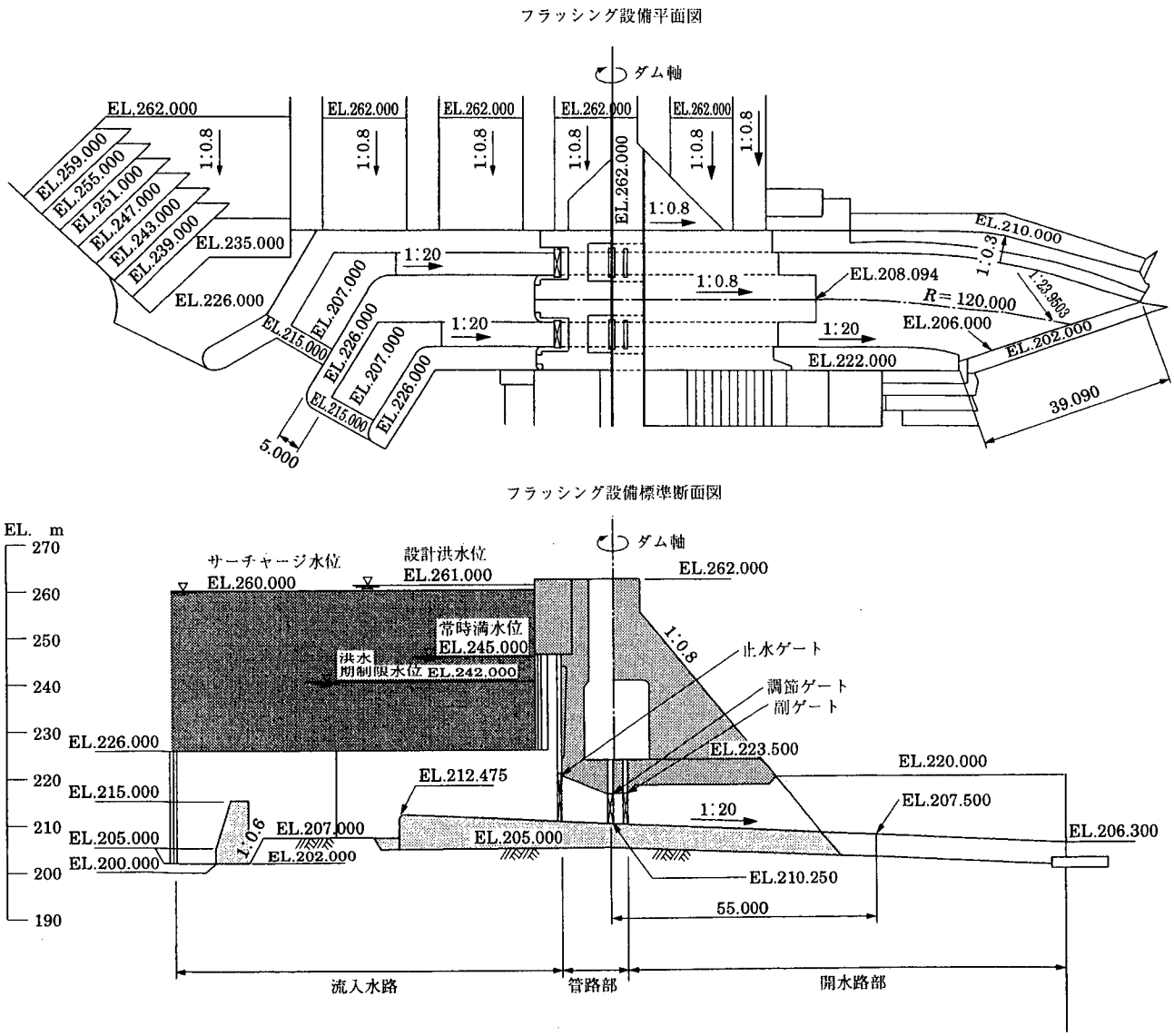
フラッシング施設はダムの下位部に設けられ，高圧下での止水機能を有する必要があることはもちろんであるが，その使用目的から，併せて次のような機能を有しなければならない。

① 開水路流にてフラッシング時流量を土砂と一緒にスムーズに排出できる。

② 水位低下操作および土砂を含む流れの遮断操作が確実にできる。

⑧ 土砂の摩耗，損傷に対する耐久性をもつ。

上記について，宇奈月ダムの例により，その対応を見てみる。図−14に宇奈月ダムのフラッシング施設を示す。フラッシング設備は左岸の地山上に2条設けられており，堤体通過部上流には地形形状に沿わせた流入水路が設けられている。これは，上流の地形が湾曲しており，フラッシングのダム位置での流れが左岸に片寄るこ



図−14 宇奈月ダムフラッシング施設

とを考慮しての設定であり，①の機能確保のための対応である。②，③は土砂の流下に関係するものである。宇奈月ダムでは年平均流入土砂量が140万 m^3 と推定されており，このような大量の土砂の通過に対し，②，③の機能を保持するため様々な配慮がなされている。

まず，流水制御を行うゲート設備であるが，ゲートは堤体内に設けられている調節ゲート，副ゲートおよび管路上流端に設けられている止水ゲートの3種のゲートより構成されている。調節ゲートは止水とともに流量調節および流水遮断を行う主ゲートであり，土砂の噛み込みに強い油圧式のバーティカルゲートを採用している。バーティカルゲートでは，ゲートが移動する際のガイドとなる戸溝が必要になるが，この部分では強い回流が生じやすく，土砂の巻込みによる損傷が懸念される。戸溝内の強い回流を回避するため，強度条件を満足する範囲でできるだけ戸溝幅を小さくする方向で検討がすすめられ，ナロウスロット（小幅戸溝）型のスライドゲートが採用されている。また，副ゲートは，調節ゲートの止水等の補助，損傷を受ける等の緊急時の代替施設として設置されているもので，調節ゲートと全く同じ機能を有している。

止水ゲートは，管路下流の施設の維持管理に用いられる。戸溝部については，調節ゲートと同じ問題を有しているが，ゲートは，維持管理時以外は上方に設置されていることから，通常は戸溝を塞ぐ保護枠を挿入して，流れおよび土砂の侵入を防ぐ工夫がなされている。また，ゲートを閉める際には調節ゲートのように流れによる下方の土砂のフラッシュが期待されないことから，ダム貯留水をポンプで加圧し噴流により土砂を掃流させるシステムが設けられている。

次に，水路であるが，宇奈月ダムでは維持補修の容易さに応じたライニングが行われている。まず補修が困難な止水ゲート上流については，耐磨耗性の高いステンレス材であるSUS 630, SUS 304を長期間の使用に耐えるようにライニング厚を設定して設けている。管路部についてもSUS 304を用いているが，この部分については，補修が可能であり，ライニング厚を小さくするとともに，補修が容易なよう，50 cm 四方のパネルをボルトにより固定する方式が採用されている。堤体内開水路部は更に補修が容易であり，通常の鋼材であるSM 41をパネル状に設置するものとされ，更に最も補修が容易で，堤体への影響もない堤体下流の水路には石材が用いられている。なお，堤体上流の流入水路湾曲部については，流向変化に伴う損傷の影響が大きいと考えられることから，窪み状の施設として底面上に土砂を堆積させるセルフライニング方式を用いている。また，各材料のライニング厚は，各種材料の摩耗試験[12]および水理模型実験による土砂の影響の把握を通じて設定されている[11]。

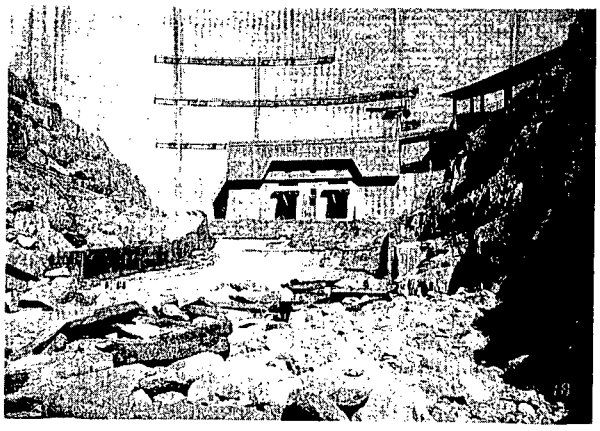


写真-1　Gebidem ダム下流

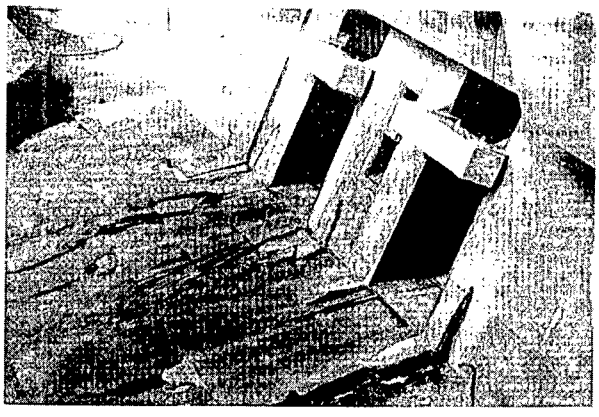


写真-2　Gebidem ダム底部放流管下流

以上，宇奈月ダムのフラッシング施設を例に，施設の土砂対策を示した。出し平ダムでの対応にはこれと異なる部分もあるが，3枚のゲート配置や，開水路部でのパネル状の鋼板ライニングの使用など基本的な思想は同様である。

フラッシング施設としての最も大きな課題は摩耗・損傷対策である。これは後に述べる土砂バイパス施設についても同様である。出し平ダムでの実績や宇奈月ダムでの試験結果を整理し，他の施設への応用を検討していく必要があるのはもちろんであるが，工事用の仮排水路トンネル等土砂の流下が考えられる他の水理構造物による調査等も実施していく必要がある。その際，従来の素材の摩耗特性等を整理していく作業とともに，より低コストで耐摩耗性の高い素材の開発も必要と思われる。

土砂フラッシングや土砂バイパスの運用において，既に長い歴史を持つスイスにおいても，摩耗対策には依然として苦しんでいるようであり，例えば，Gebidem ダムではフラッシングを行う2門の底部放流管下流のコンクリート摩耗が激しく，アルミナセメント (500 kg/m³) とアルミネート骨材 (粗骨材 (Max 12 mm) 1,000 kg/m³, 細骨材 1,000 kg/m³) を用いた耐摩耗コンクリート採用の試みがなされている。具体的には，底部放流管下流の水叩きの一部に厚さ 50 cm のアルミナセメントと自然骨材からなる基盤の上に厚さ 15 cm の上記耐摩耗コンクリートが打設されている。このダムでは年間 28 万から 35 万 m³ の土砂流入があるが，同量を年1回フラッシング排砂しており，排砂時流量 1,250 m³/s，流速 7～12 m/s である。施工後3年経過時において，排砂使用頻度の比較的多い右岸側の底部放流管下流水叩き部において 5 cm 強の損傷は生じているものの損傷面はスムーズであり，骨材の飛び出しもない状況である (写真−1, 2)。また，バイパストンネル[13]における通常のコンクリートライニングから鋼板ライニングへの切替え (Palagnedra ダム)，種々のコンクリートライニング等の適用の試み (Paffensprung ダム，Runcahez ダム) が近年においても実施されている。摩耗問題は，新技術開発の余地の大きい技術といえる。

iii) 土砂フラッシングにおける計画・運用上の課題

土砂フラッシングにおける計画・運用上の課題は，貯水池利用計画との整合性の問題と水質を中心とする下流河道への影響の問題にほぼまとめることができる。

貯水池は水を溜めることをその目的としている。したがって，貯水位の低下操作はそのまま貯水池の利用効率を低下させることになる。貯水池利用のためには水位低下時間はできるだけ短い方が望ましく，そのためには，短時間での効率のいいフラッシング操作とともに，如何にして水位低下後の貯水位回復を図るかが問題になる。フラッシング効果は，堆砂の進行具合，堆積粒径等の堆砂の性状およびフラッシング時の流水量で決まるものと考えられ，計画上は如何にして流水量を確保するかが問題になる。また，水位低下後の水位回復も同様である。宇奈月ダム，出し平ダムでは，貯水池容量に比べて流入流量が非常に大きいという特徴をもつ。宇奈月ダムの例をとれば，中小洪水の末期に水位低下を行えば，土砂排

表−4 スイスの堆砂対策事例[14]

堆砂対策手法	ダム名	完成年 (年)	ダム形式	堤高 (m)	満水標高 (EL. m)	総貯水容量 (百万 m³)	流域面積 (km²)	土砂堆積量 (千 m³/年)	排砂頻度 (回/年)	備考
フラッシングによる排砂	Gebidem	1967	アーチ式	122	1,437	8.7	200	350～400	1/1 (1969～)	流域の 65% がスイス最大のアレッチ氷河。氷河の洗掘による掃流土砂（最大粒径 30 cm）を底部放流管より春～夏の融雪（氷）期に排出。
	Ferden	1975	アーチ式	67	1,311	1.7	139	不明	1/10 (1985)	流域にラング氷河。排砂用底部放流管あり。
	Ferrerra	1961	重力式	28	1,443	0.23	160 Valle di Lei 流域除外	8	1/5 (1966～)	最上流に大容量貯水池(Valle di Lei) があり，直列に並ぶ発電用の調整型貯水池。共に排砂用の底部放流管 (Ferrera はカーテンウォールオリフィス形式，Barenburg は堤体脇の地山に設置) あり。Ferrera は流入土砂量の約 90% が排砂され現在の堆砂量は総貯水容量の 37% に限定。
	Barenburg	1960	重力式	64	1,084	1.0	530	20	1/5	
	Vervois	1943	重力式	34	369	12.0	2 000 レマン湖流域除外	400	1/3 (1945～)	ローヌ河がレマン湖から流れ出た直後に位置。土砂はレマン湖とは別のアーブ (Arve) 川から供給。粒径は比較的細かい。一回当たり 30～40 時間，平均流量約 500 m/s で排砂。貯水池直下流は仏国境。両国で排砂委員会設置。仏側の連続する貯水池も同時排砂実施。
バイパス水路による排砂	Palagnedra	1952 (1978 バイパス完成)	重力式	72	486	6.0	136	80	1/1 (1980～) (年間 5 回 140 時間)	水力発電用の調整池。底部放流管が当初より設置されず堆砂進行。完成 25 年後にバイパストンネル設置。トンネルが長く (1,685 m) 途中で湾曲。当初より水路底部のコンクリート摩耗損傷が発生し，水路入口部を鉄板で保護したが，年間約 1 mm の摩耗有り。10～15 年で取り替え必要。
	Rempen	1924 (1984 バイパス完成)	重力式	32	642	0.36	22 Wagital 流域除外	不明	不明 (1985)	スイスの排砂事例の典型。水力発電用の大容量貯水池 (Wagital, 149 百万 m³) が上流に位置し，Rempen は調整池。底部放流管が当初より設置されフラッシングによる排砂を実施。排砂機能の増強のためにバイパストンネル新設。Wagital は貯水容量の 50% まで堆砂進行。
機械浚渫による排砂	Solis	1985 (1909)	重力式	61	824	1.5	900	30 (1968～79) 平均浚渫量	連続	既設ニゼラス貯水池 (1909) の老朽化に伴い，再開発で下流に新ダムを建設。ニゼラス時代より，貯水池上流端でワイヤーロープ・バケット式の浚渫を実施し，オンサイトで骨材生産。底部放流管あり，将来はフラッシング排砂も実施検討。

表−5　スイスのフラッシング管理基準と実績値[15]

ダム名（所在州）	排砂管理基準	実績値
Palagnedra（ティチーノ州）	最大 10,000 ppm, 24 hr 5,000 ppm 48 hr 2,500 ppm, 48 hr 以上 1,250 ppm	（最大値） 10,000～40,000 ppm
Verbois（ジュネーブ州）	最大 25,000 ppm 15,000 ppm を長時間超えない	（最大値） 10,000～35,000 ppm
Gebidem（ヴァレー州）	2 時間に限り最大 20,000 ppm まで 常時 10,000 ppm 以下	（最大値） 10,000～60,000 ppm

表−6　浮遊物が魚類および水生生物に与える影響度（Newcombe ら[16]）

影響度レベル	内　　容
14	致死率 80～100%
13	致死率 60～80%
12	致死率 40～60%，生息空間の重大な損傷
11	致死率 20～40%
10	致死率 0～20%
9	成長率の低下
8	生理学的ストレスおよび組織学的変化
7	生息空間の中程度の損傷
6	生物の不健全な状態
5	営巣行動の低下
4	食餌量の低下
3	忌避行動，隠れ場所の放棄
2	警戒反応
1	呼吸回数の増加

出のための流水量，時間が確保でき，また，ある程度洪水流量が低減した後にゲートを閉じれば容易に貯水位を回復することができる。つまり，洪水末期の流量により，フラッシングおよび水位の回復が可能である。このようなダムは全国的にも稀なケースである。

下流への影響については，放流水の水質の問題であり，例としては出し平ダムの完成後最初のフラッシング操作において暗灰色のヘドロ状の微細土砂が異臭を伴って流出し問題となった。これは，初期に堆積した土砂に含まれる有機物の腐食によるものとされ，フラッシング間隔が短く，土砂の滞留時間の短いその後のフラッシング操作では問題とならなくなっている[10]。一方，特に開水路流となるフラッシング開始時を中心に濁度が大きく溶存酸素濃度の小さい水が放流される現象は，フラッシングの宿命として存在しており，モニタリングを介しながら適切な操作方法の確立に向けての検討が継続されている。こうした水質に関連する問題のほか，一時期に大量に放出した土砂の下流河道での影響等も考えられ，今後息の長い調査を実施していく必要があるものと思われる。

大規模な土砂フラッシングに対するわが国の歴史は始まったばかりということができ，ここで，フラッシングの計画・運用，特に水質管理を検討していく参考として，比較的長い歴史をもつスイスおよびフランスでの事例を見てみる。

スイスで[14]は，水力発電を目的とする多くのダムが設置されており，そのうち貯水容量の比較的小さいダムでは，堆砂の進行が早いため土砂フラッシングやバイパス，浚渫が行われている。これらの事例を表−4 に示す。スイスにおけるフラッシング操作の詳細については，必ずしも明確ではないが，ダムの貯水容量は比較的小さく，アルプスの豊富な水量によりフラッシング，水位回復が容易なものと思われる。例えば，Verbois ダムではレマン湖の水を用い，平均流量 500 m³/s という大流量を用いたフラッシングが行われている。

表−4 からも分かるように，スイスでは土砂フラッシングについてかなり長い経験がある。その中で，フラッシング時の水質についての検討が行われており，Palagnedra ダムや Verbois ダム，Gebidem ダムでは表−5 に示すような SS に関する管理基準[15]が設けられている。管理基準は，SS の最大値および SS と継続時間の関係により与えられているが，これは，Newcombe ら[16]によるストレス・インデックス（SI）の方法と一致する。即ち，Newcombe らは，魚や水生生物の影響度を表−6 のように分類し，これと次の *SI* の関係を整理することにより，生物への影響度評価を提案している。

$$SI = \ln(\text{SS 濃度 (ppm)} \times \text{継続時間 (hr)})$$

土砂フラッシングにおける水質管理の一つの方向性を示唆するものといえる。

フランスでは，ローヌ河，イゼール河のダムにおいて，貯水池堆砂対策として 3 年に 1 回の割合でのフラッシングが実施されている。ローヌ河にある Genissiat ダム（堤高 104 m，総貯水容量 53 百万 m³）の上流には，表−4 に示すスイスの Vervois ダムがあり，下流の Genissiat ダムにおいて，先行して水位低下を行った後，Vervois ダムの水位低下を行うという，国境を越えた連携操作が実施されている。

Genissiat ダムは 1948 年に完成した当時としてはヨーロッパ最大の発電を主目的とするダムであり，年間 17 億 kWh の発生発電量を持っている。最大発電取水量 750 m³/s，洪水吐き能力 1,200 m³/s の取放流施設を有するほか土砂吐き機能を持つ 700 m³/s と 1,500 m³/s の能力の底部放流管を有している。これら底部放流管は何れも仮排水路を転用したものである。一方，ジュネーブの直下流にある Vervois ダムには，主に支川の Arve 川から流入する土砂量が平均 100 万 m³/年あり，このう

表−7　フランスにおけるフラッシング操作と点検用水位低下操作

操　作	土砂フラッシング	点検用水位低下
目　的	堆積土砂の排出	安全点検，補修
操作の目標	土砂濃度の最大化（必要流量の最小化）	浮遊土砂濃度の最少化（環境影響の最小化）
実施時期	冬期(雨期)で河川流量が大	夏季(乾期)で河川流量が小
実施期間	2〜3日	2〜3週間

ち半分の50万 m^3/年が堆積し，残り50万 m^3/年が下流のGenissiatダムへ流出する。連携排砂は3年に一度実施されるので，150万 m^3 が連携排砂時にVervoisダムから排出される。操作は，まずGenissiatダム貯水位の低下から始まり，Genissiatダム自身の排砂がほぼ終了した後Vervoisダムからの排砂が行われる。そのため，Genissiatダム地点ではSS濃度のピークが二山現れることになる。排砂は600 m^3/s の流量を用い，36時間続けられる。従来行われている操作では，このとき発生するSS濃度は最大15 g/ℓであり，土砂排出基準（全平均5 g/ℓ，6時間10 g/ℓ，30分15 g/ℓ）を満足している。Genissiatダムでは，この連携排砂のほか1978年からは単独排砂を開始し，さらに1986年からは浚渫作業を併せて実施している。

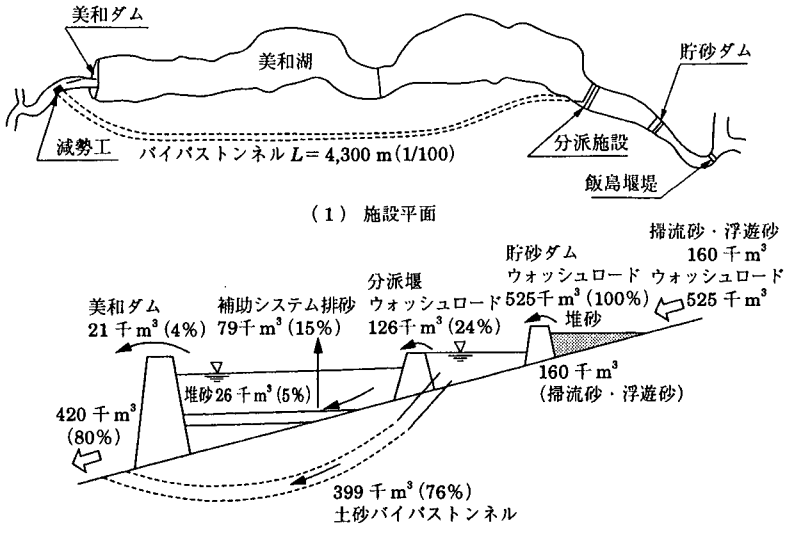
フランスでは，上記フラッシングを実施しているダムの他，毎年10を越えるダムで水位低下操作が実施されている。これは，10年に一度，安全点検のため貯水池を空にしなければならないという制度に基づくものである[17]。貯水池を空にすることにより，結果として土砂の排出が行われるが，表−7に示すように，フラッシングとは全く異なる水位低下操作が行われており，興味深い。すなわち，フラッシング操作が，環境への影響が小さく，フラッシング効果の大きい河川流量の大きな時期に，土砂濃度の最大化を目標に実施されているのに対し，点検用の水位低下操作は，流量の小さい時期に，環境への影響が生じないよう，浮遊性の土砂濃度が最小になるよう実施されている。

表−7の操作目標からも推察されるように，ダムの安全点検の制度制定に当たり，水位低下操作による環境への影響が重要な検討課題となった。このため，放流水質のモニタリングとモデル化および水質の生物への影響評価に関する多くの調査・研究が実施されているが，その一環として行われた実験では，魚類への影響がSS，DOと接触時間の関係により整理されており，SIと同様の整理が行われている。なお，文献17)では，各々の貯水池は固有の特性をもっており，一般的な措置は推奨できないとされ，モニタリングによる息の長い逐次修正を含め，貯水池状況に応じた対応が必要であるとされている。点検用水位低下技術のみでなく，フラッシング運用技術確立のための一つの姿勢を示している。

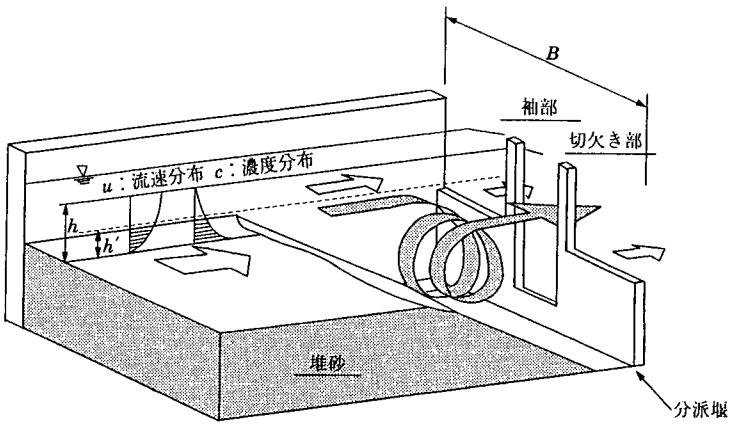
（4）土砂バイパス

i）土砂バイパスの効果

土砂輸送に自然の営力を利用する代表的な方法として土砂フラッシングの他土砂バイパスがある。土砂は流れにより流送され，貯水池に流入すると堆積する。そこで，貯水池に入る前に流れを迂回水路（通常はトンネル）に導き，直接ダム下流に放流すれば，土砂は貯水池



図−15　美和ダムの土砂対策計画[8]



図−16 分派堰上流の流況例[19]

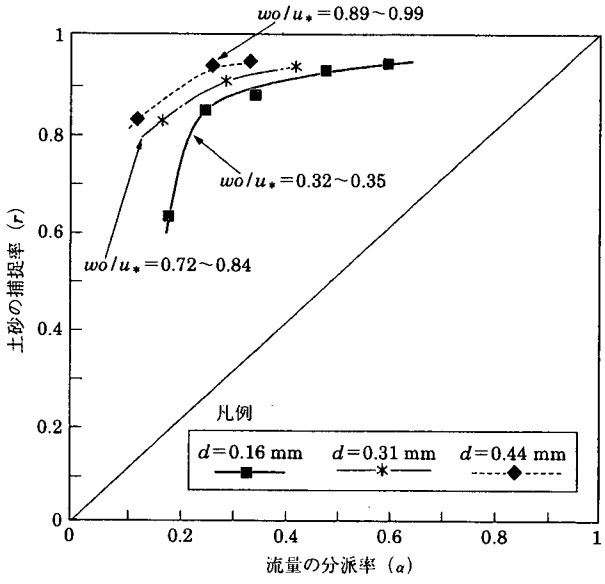
には入らず，堆砂をなくすることができる。同時に下流に従前の土砂供給を行うことができる。これが土砂バイパスである。言うまでもなく貯水池は，流水を貯留するために設けられるものである。したがって，全ての流水をバイパスすることはできないが，運用方法によってはかなりの土砂の流入を低減することができる。

美和ダム[18]は，昭和 34 年に完成した重力式コンクリートダム（堤高 69.1 m，総貯水容量 34 百万 m^3）である。天竜川水系においては，度重なる大出水により，予想を遙かに上回る堆砂が生じたため，従来よりバックホウによる陸上掘削，ポンプ浚渫船による堆砂除去対策が行われてきた。しかしながら，美和ダムの平成元年における全堆砂量は 11 百万 m^3 と総貯水容量の 30% を超え，更に増加する傾向も見られたため，7 百万 m^3 の掘削・浚渫および流入土砂対策を中心とする再開発事業が計画・実施されている。図−15 は，天竜川の美和ダムの貯砂ダムおよび土砂バイパスと分流堰を組み合わせた土砂対策計画を示したものである。美和ダムでは堆砂実績等から年平均の流入土砂量が 68.5 万 m^3 と推定されており，このうち 77% に当たる 52.5 万 m^3 が微細なウォッシュロードである。こうした流入土砂の特性を把握の上，土砂対策が検討され，

① 掃流砂・浮遊砂ついては，貯砂ダムおよびバイパス分流のため設けられる分派堰にて捕捉するとともに従来と同様に有効利用に供する。

② ウォッシュロードについては，土砂バイパスによりバイパスする。

計画が採用されている。土砂バイパスは利水および洪水処理計画における放流量の範囲内で実施される計画であるが，土砂の流下は出水時になされ，無効放流を伴うことが多いことから，全流入ウォッシュロードの 76% のバイパスが可能とされている。



図−17　土砂の補捉率と流量の分派率[19]

美和ダムではウォッシュロード成分が非常に多いこともあり，バイパスの対象はウォッシュロードのみとされている。このことは，トンネルを始めとする各種構造物の摩耗・損傷の観点からも意味のある設定ということができる。一方，少ないバイパス水量で多くのバイパス土砂量を得るというバイパスの効率の面からは，実は粒径の大きな土砂ほど効率をよくすることが可能である。

図−16 は，水理実験で得られた分派堰上流の流況例[19]である。分派堰上流で回流が生じており，この回流がバイパス水路（図では切欠き部）へと導かれる流況を表しているが，粒径の大きな土砂はこの回流に捕捉されやすく，図のような流況の形成により，土砂のバイパス効率を高めることが可能である。図−17 は図−16 の流況時の土砂の捕捉率と流量の分派率の関係を w_0/u_*（ここに，

w_0：土粒子の沈降速度，u_*：摩擦速度）をパラメータに表したものであるが，粒径が大きく沈降速度が大きいほど土砂の捕捉率が大きくなり，小さな流量のバイパスにより大半の土砂のバイパスが可能であることが分かる。因に，ウォッシュロードのように粒径が小さく，流れとの混合が激しい成分では，土砂の捕捉率は流量の分派率にほぼ等しくなると考えられる。

ii） 掃流砂・浮遊砂の土砂バイパス

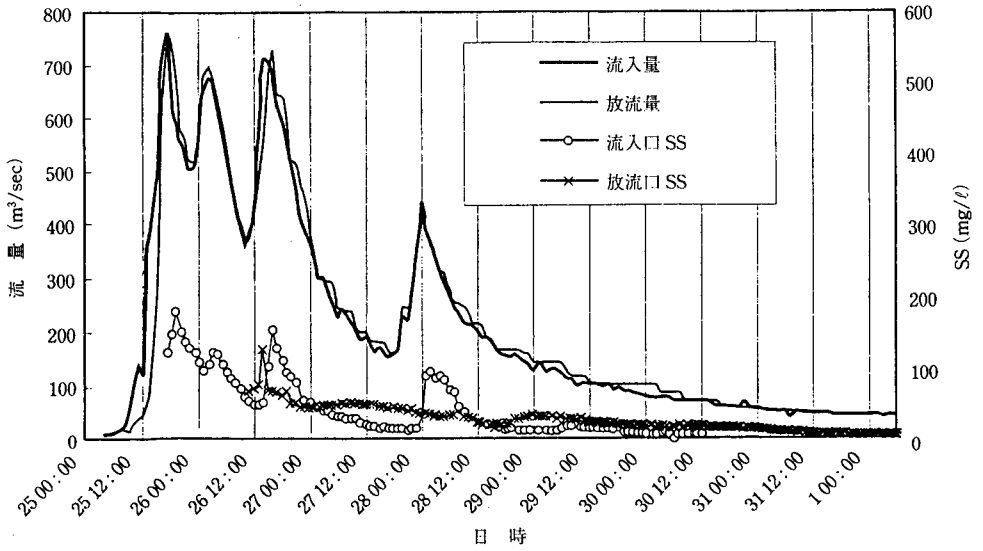
大きな粒径の土砂バイパスは，バイパスの効率を高くすることができ，また，下流への土砂供給の観点からも今後検討を進めるべき課題と考えるが，抱えている課題も小さくない。まず，摩耗問題があり，これについては既に述べた。経験のあるスイス等の海外での事例も含めて実績を整理するとともに，技術開発の一層の推進が望まれる。わが国では関西電力の旭ダム[20]が平成10年より運用を始めている。掃流砂も含めての排出が行われており，今後のモニタリングが期待される。

もう一つの問題は，土砂流下能力，下流河道への影響の問題である。高いバイパス効率の獲得は，バイパス流れの土砂濃度が大きくなることを意味しており，トンネルの土砂流下能力，下流河道への影響についての慎重な対応が必要になる。この土砂流下能力および下流河道への影響の問題は，操作の関係からも生じるので注意が必要である。即ち，バイパス水路と貯水池への分流は分派堰により行われるのが通常であり，分派位置の水位は，流量が大きくなると水位が上昇し，小さくなると低下する。つまり，洪水末期の水位低下時には土砂フラッシングと同じ状況が分派堰において生じることになるが，このとき，水位低下初期の堆砂下流端付近の勾配は非常に大きく，大量の土砂流下が生じる可能性がある。トンネル内の土砂の堆積は，土砂フラッシング施設のように管長が短い場合にはそれほど問題にならないが，バイパストンネルのように延長が長い場合には，トンネルの閉塞に伴う流量変動の発生等，著しい流況悪化を生じる可能性があるので注意が必要である。堆積対策については，旭ダムの水理模型実験[21]においてトンネル上方からの給気が有効であったとされているが，トンネルの土砂輸送力の解明も含め，今後更に検討していく必要があろう。

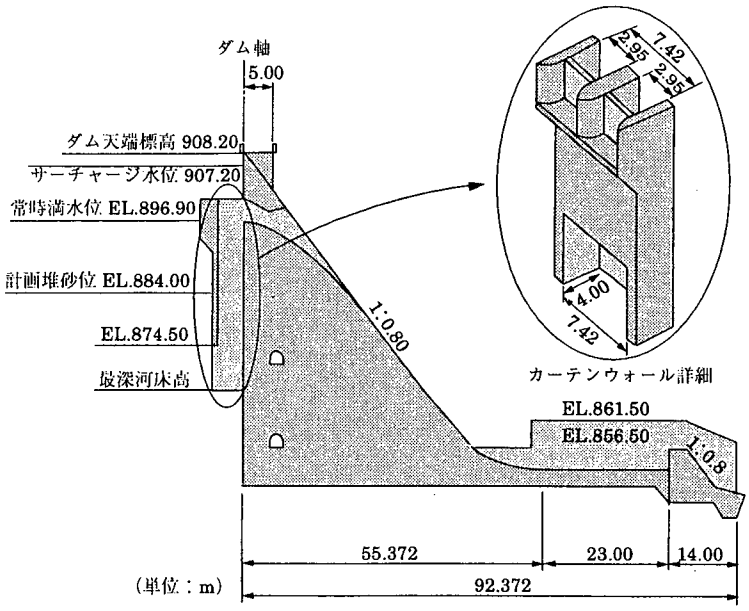
土砂バイパスは，土砂フラッシングのように貯水位を下げずに，つまり，貯水池の運用ルールを変えずに採用することが可能な方策である。したがって，既設ダムへの適用も可能な方策であり，美和ダム，旭ダムともに，既設ダムの堆砂対策施設として考えられている。また，表−4に示したスイスのRenpenダムでは，土砂バイパスのもつこのような利点が着目され，堆砂対策の増強手段としてフラッシング施設に追加して設置が行われている。土砂バイパスは，下流に土砂を供給する機能を有することも含め，発展の可能性を持つ方法であり，計画・設計手法の確立のを目指して一層の研究の進展が望まれる。

（5） 土砂捕捉量の制御

先にも述べたように，流入土砂の全てが貯水池に堆積するわけではない，微細粒径の土砂は洪水吐きなどの放流により排出される成分がある。こうした放流設備からの排出を積極的に行えば，微細粒子の堆積量を軽減させ



図−18 流入SSと放流SSの例（大渡ダム）[24]



図−19　片桐ダムのカーテンウォール式常用洪水吐き[22)]

るとともに，下流への土砂供給にもなる。微細成分の積極的な放出を行う具体的な方策として，選択取水設備を設置し，出水時に貯水池内の濁度の高い標高の水を取水・放流する，あるいは，出水時に高濁度な流れが流入すると推定される標高付近に洪水吐きを設ける等の方策がとられてきたが，これらは，寧ろ濁水長期化対策の一環として実施されてきているのが実情であり，今後は堆砂対策としての評価を行っていく必要があるものと思われる。実際，堆砂対策としての効果はほとんど議論されておらず，分かっていない。

上記状況に鑑み，現在全国の 15 ダムにおいて，微細粒子の捕捉状況の調査を実施している。

図−18 は仁淀川の大渡ダム（堤高 96 m，総貯水容量 66 百万 m^3）の貯水池流入口および放流口での SS 変化を示したものである。図より，流入 SS の多くが放流されていることが推察される。平成 10 年度の大渡ダムおよび肱川の野村ダム（堤高 60 m，総貯水容量 16 百万 m^3）の出水時の観測結果によれば，貯水池に流入する SS 成分の 50〜70%〜は放流設備により下流に排出されている結果となっており，かなりの土砂の排出が行われ

表−8　グリーンベルトⅡ種事業の実績

ダム名	内容区分	63 年 度	元 年 度	2 年 度	3 年 度	4 年 度	5 年 度	6 年 度	7 年 度
早明浦	植栽面積 (ha)	1.33	0.93	6.6	9.8	9.6	11.2	3.75	0.68
	植栽樹種	コナラ ヤシャブシ	コナラ ヤシャブシ	ブ ナ ヤマザクラ モミ等	ブ ナ ヤマザクラ モミ等	コナラ ヤシャブシ	コナラ ヤシャブシ	コナラ ヤシャブシ	コナラ ヤシャブシ
白 川	植栽面積 (ha)	−	0.05	0.41	−	0.47	0.22	0.49	1.62
	植栽樹種	−	ヤマハンノキ ヤシャブシ	ヤマハンノキ ミズナラ スギ	−	ヤマハンノキ ヤシャブシ	ヤマハンノキ ヤシャブシ ミズナラ	ヤマハンノキ ヤシャブシ	ヤマハンノキ ヤシャブシ
九頭竜	植栽面積 (ha)	0.08	0.08	0.07	0.05	−	−	−	−
	植栽樹種	ヤマハンノキ ヤシャブシ	ヤマハンノキ コナラ	ヤマハンノキ コナラ	ヤマハンノキ コナラ	−	−	−	−
早明川	植栽面積 (ha)	−	0.53	0.25	−	−	−	−	−
	植栽樹種	−	ヤマハンノキ ブ ナ ミズナラ アキグミ	ヤマハンノキ ブ ナ	−	−	−	−	−

ている。また，平成9年の手取川ダム（堤高 153 m，総貯水容量 231 百万 m^3）観測結果を用いた試算によると，平成9年における1年間の微細粒子の排出量は約30%であり，微細成分については，ある程度の量は下流に排出されているといっていいようである。

図−19は，積極的な排出を目的とした片桐ダム[22]（堤高 59.2 m，総貯水容量 1.8 百万 m^3）の洪水吐きを示したものである。片桐ダムは自然調節方式の多目的ダムであり，出水時の水は貯水池の比較的高位標高に設けられたオリフィスより放流される。この高位標高からの放流では，比較的濁度の小さい水の放流がなされ堆砂が進行しやすくなると考えられ，濁度が高いと推定される低部の水を放流できるよう，上流側にカーテンウォールが設けられている。今後，微細粒子の放出状況を明らかにし，放出に関連するパラメータを整理するとともに，こうした堆砂対策としての放流設備の配置・運用方法についても，その効果を明らかにし，計画手法を提示していく必要があろう。その際，堆砂問題のみでなく，貯水池がもつ各種問題を総合的に捉えていく必要があることは言うまでもない。放流設備の配置・運用は，水温や水質にも影響を与えるからである。

（6） 斜面の安定

堆砂はそのほとんどが上流河道から流入する土砂によると考えられるが，貯水池のり面からの流入も存在する。このため貯水池のり面の崩壊地等の保全も貯水池周辺での堆砂対策として位置づけることができる。現在，このための事業としてⅠ種およびⅡ種のグリーンベルト事業[23]が実施されている。

Ⅰ種事業は，河川区域内ののり面崩壊地等の保全整備が必要な区域において，護岸，板柵工，法枠工，植栽，芝付工等を実施する事業であり，早明浦ダム，松原・下筌ダム等で実施されている。また，Ⅱ種事業はダム周辺の概ね3 km 以内の崩壊地等において，林地所有者と分収林契約を結び，植栽等を都道府県が主体として実施する予算補助事業であり，早明浦ダムや白川ダム等で実施されてきている。表−8にⅡ種事業の実績を示す。コナラ，ブナ等の広葉落葉樹が積極的に導入されており，平成6年度までに植栽面積で約 47 ha の整備が行われている。

これらの斜面対策は，定性的には流入土砂対策としての効果が理解されるが，定量的な効果の把握はなされておらず，今後，この方面での研究が必要である。

4. あとがき

以上，ダム貯水池の堆砂の現状を整理するとともに，ダム堆砂対策の現状と課題について整理した。また，平成10年に角哲也前水工水資源研究室主任研究員（現京都大学大学院助教授）とともにフランス，スイスを訪問する機会があり，その際現地での開き取りの情報についても紹介した。

最初にも述べたように，流砂系として河川をみる場合，ダムの堆砂はダムのみの問題に留まらない。例えば，ここで紹介した土砂フラッシングや土砂バイパス技術を確立していくためには，どのような土砂がどのように排出されるかといった堆砂対策としての知見はもちろん，下流に供給された土砂が，どのような影響，あるいは効果を有するかの知見も必要となる。こうした知見が整理されていけば，ダムを流水のみならず土砂の調節装置として，より有効に機能させていくことができ，ダム貯水池を流砂系における制御施設として積極的に位置づけることも十分考えられる。

土木研究所においては平成11年から始まる「第五次土木研究所研究五ケ年計画」の中でプロジェクト研究課題として位置づけ，平成12年度からの重点研究プロジェクトの一つとして「総合的な流域土砂管理の研究」に取り組めるよう準備中である。研究の道程はまだ長いが，着実な歩みを期待したい。

なお，本稿は平成11年2月10日に開催された土木研究所講演会で講演したもの[23]を一部加筆修正したものである。

また本稿をまとめるに当たり，ダム部水工水資源研究室柏井条介室長に大変お世話になった。記して感謝申し上げる。

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月
2) 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
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) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設，昭和62年版，第2巻，調査編，p. 316, 1987
5) 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
6) 角　哲也：世界の堆砂問題−貯水池堆砂シンポジウム−，土木技術資料，Vol. 39, No. 3, 1997
7) 佐野純一：天竜川上砂供給試験の概要について　事例紹介，建設省中部地方建設局管内事業研究発表会論文集施設管理編，1999
8) 工藤勝弘：骨材産業の現状と今後の課題，セメント・コンクリート，No. 618, 1998
9) M. Tezuka, J. Yamamoto : Predicting method of sediment flushing system in reservoir, ICOLD, Q. 69, R 26, 1994
10) T. Kokubo, M. Itakura, M. Harada : Prediction methods and actual resolts on flushing of accumulated deposits from Dashidaira reservoir, ICOLD, Q. 74, R. 47, 1997

11) S. Takebayasi, S. Takasu : Historical development of reservoir sediment flushing facilities in Japan, ICOLD, Q 71, R. 28, 1994
12) T. Toyoda, S. Takasu : Erosion control for sediment flushing facilities, ICOLD, Q. 65, R. 20, 1991
13) D.L. Vischer, W.H. Hager, C. Casanova, B. Joos, P. Lier, O. Martini : Bypass tunnels to prevent reservoir sedimentation, ICOLD, Q. 74, R 37, 1997
14) 角　哲也：流れ下る氷河－スイスにおける貯水池土砂管理－，ダム技術，No. 118, 1996
15) 角　哲也：ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理，ダム技術，No. 127, 1997
16) C.P. Newcombe, D.D. Macdonald : Effects of Suspended Sediments on Aquatic Ecosystems, North American Journal of Fisheries management 11, 1991
17) J. Rambaud, M. Clair, J. Sandret, J.P. Frau, M. Khalanski, C. Ricard : Experience acquise dans les vidanges de retenues par electricite de France et la compagnie nationale du Rhone, ICOLD, Q. 60, R. 30, 1988
18) 竹林征三，舘野　悟，高柳淳二，尾作悦男：美和ダム排砂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
19) 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
20) 森本　浩：関西電力におけるダムの排砂事例－ダムと河川の新たな共生時代に向けて－，河川，No. 628, 1998
21) 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
22) 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，Vol. 40, No. 11, 1998
23) 金蔵法義：ダム貯水池の堆砂対策の現状，ダム年鑑 1997 年版，(財) 日本ダム協会
23) 上阪恒雄：貯水池の土砂管理，土木研究所資料第 3617 号，1999
24) 建設省河川局開発課，同土木研究所水工水資源研究室：ダム貯水池の土砂管理に関する研究，第 52 回建設省技術研究会報告（平成 10 年度），1999

総合土砂管理におけるダムの土砂管理技術

キーワード　総合土砂管理，堆砂，モニタリング

Q：平成10年7月に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がなされてより，土砂の移動域全体を視野に入れた総合的な土砂管理への取り組みが見られるようになっていると思います。この総合土砂管理におけるダム貯水池の土砂管理技術の現状と動向について質問します。

A：ご指摘の総合土砂管理委員会の報告での主張を簡単にまとめますと，流域の安全確保，利活用，環境の保全を適正に実施していくため，森林を含む山地部から海岸域までの土砂の移動領域の全体を「流砂系」という概念で捉えた総合的な土砂管理の推進をすべきである，というものです。そのため，自然状態における土砂の流動および砂防事業の実施や砂利採取などの人的作用が土砂移動に与える影響を流砂系全体を通じてモニタリングするとともに，新たな土砂管理方策を構築していく必要があるとしています。

上記提言は理念を表したものであり，この理念のもと，新たな土砂管理方策とはどのようなものかを具体的に形造るための検討が始められています。

1　総合土砂管理の検討状況

現在持たれている総合土砂管理の管理イメージは，河道の流量計画と同様に，幾つかの基準となる地点を設け，この地点を通過する粒径別の土砂量を管理していくというものですが，総合土砂管理により得ようとしている河川や海岸の具体的な姿を検討していく上で必要な流砂系の現状把握が十分には得られていないのが現状です。そこで，総合土砂管理に向けた第一歩として，建設省技術研究会の場などを用い，幾つかのモデル流域を対象に流砂系のモニタリングが始められています。

このように，総合土砂管理はその最初の一歩を踏み出したという状態であり，今後，モニタリングの進捗によりその目標としている河川・海岸像や具体的管理内容が逐次明らかになってくるものと考えます。前置きが長くなりましたが，総合土砂管理におけるこのような状況を踏まえた上で，ご質問のダムにおける貯水池の土砂管理技術について考えてみたいと思います。

2　貯水池流入・流出土砂の把握

総合土砂管理にとってダム貯水池は，モニタリング施設および土砂調節設備として，重要な役割を持っています。

モニタリング施設としての役割は，堆砂量と貯水池を通過するような微細粒子の観測データを併せることにより，貯水池の粒径別流入・流出土砂量の全体把握が可能なことから与えられます。貯水池の流入・流出土砂量が把握できれば，これと下流河床や海岸地形変化の関係を調査することでダム位置の土砂量と下流河床，海岸地形との関係を明らかにすることが期待されます。また，多くの貯水池データを分析することにより，流域の土砂生産に係わる地質や降雨等の種々のパラメータの影響を明らかにすることが期待されます。

河道における通過土砂量の計測，特に粒径の大きい土砂の通過量の計測はかなり難しい問題です。一方，貯水池では粒径の大きな土砂量はその全てが捕捉されるといってよく，堆砂量は即ちダムがない場合の土砂通過量の積分値を表します。貯水容量が100万m^3以上のダムにおいては，貯水池管理の一環として，従来から非洪水期に年一度の堆砂測定が実施され，年間の堆積土砂量が把握されています。この年間堆積土砂量の情報は，総合土砂管理においてもそのまま貴重な資料となり，現在考えられている総合土砂管理の貯水池でのモニタリング[1]においても，従来の非洪水期の堆砂測定が基本に考えられています。すなわち，貯水池でのモニタリングとして，従来の測定内容に，堆砂形状が大きく変化するような大きな出水後の堆砂形状測定や，堆砂の粒度分布測定等を加えたものが設定されています。ここで，堆砂測量の調査断面は50～200 m間隔とされ，従来の400 mまたは200 mの横断面間隔よりやや詳細な調査が求められています。現象解析の進展に伴ない，更に頻度の高い，また

面的密度の高い調査も実施していく必要も生じてくるものと思われます。

出水後の計測といった堆砂のより頻繁な測定，或いは面的に密度の高い計測の実施は，単純には従来の測量や音響測深器での計測量を多くすることにより対応が可能です。しかしながら，そのためには多くの労力と費用を必要とすることが予想され，新しい観測技術の開発も必要になるものと思われます。そのための技術として，陸上測量ではGPS（Global Positioning System）の活用が，また，水中測量ではマルチビーム方式の音響測深器の活用などがあります。これらは現在開発中の技術であり，十分な確立を見ているわけではありませんが期待される方法と考えていいでしょう。また，粒度分布把握の方法としてボーリングの実施が考えられますが，微細粒子やよく締まっていない砂礫堆積層の採取可能な方法が必要になります。より広い範囲の粒径分布を簡便に把握するため，音響測深器や土質調査で用いられるRI計の活用が期待されますが，精度や玉石や礫が多い場合の計測可能性に関する課題が残されています。

以上は堆砂として捕捉される粒子に関するものですが，粒径の小さいものには堆砂とはならずダムを通過する成分が存在します。こうした微細粒子は，流入・放流のSSおよび粒度測定により把握され，先に述べた堆砂量測定や粒度分布測定とともに，貯水池でのモニタリング項目として取り上げられています。

SSを求めるためには採水が必要になります。濁水の流入は出水時に生じますが，出水時全体を通じて採水を実施するためには，迅速な人員の動員が必要であり，これに対応できないため出水ピーク後のデータしか得られていないといった事例が多く見られます。そこで，降雨量等を作動条件とした自動採水器の適用が試みられていますが，肝心の出水時にうまく作動しないなどトラブルも多く，その信頼性にはまだ問題があるようです。

濁りの自動観測設備として濁度計の利用が考えられますが，SSとの相関関係が出水毎にあまり変わらないということが前提になります。これは流出土砂の粒度分布の安定性にも関係するものであり，どのダム貯水池でも保証されるという訳ではありません。また，特に流入濁度については，出水時の流速も大きく計器が損傷を受け計測できないといった事態も生じるので設置位置，保守には慎重な検討が必要です。なお，出水時のSSは場合によっては万（10^4 mg/l）のオーダーに達し，これに見合う濁度計の測定レンジが必要になるので注意が必要です。最近では濁度と同時にSSや粒径分布も計測する研究が行われていますが，実用化には時間がかかるように思います。

ダム放流水の計測も基本的には流入水と同様ですが，標高の異なる複数の放流（取水）口から放流（取水）が行われている場合には，放流（取水）口毎に放流SSが異なることが考えられるので，放流（取水）口毎に採水（計測）する，或いは十分に混合した状態が直下流で得られるのであればその位置で採水（計測）するなどの配慮が必要になります。

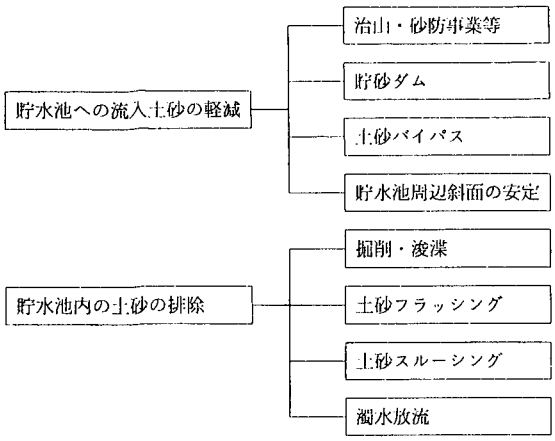
以上の土砂量の把握の他，ダム近傍でのモニタリングとして下流河床の粗粒化，つまりアーマリングの観測が求められています。これは，河床状況変化の把握とともに将来の河床低下の予測のためにも必要です。

こうしたモニタリングは，それなりに費用を要するものですが，得られたデータは，総合土砂管理に対して有用であることは勿論，当該ダムや近傍ダムの堆砂対策の検討に対しても有用な情報を提供します。濁水の観測データは，景観や利水障害などダム単独の問題でもある濁水長期化問題（当然のことながら総合土砂管理の問題でもありますが）に対する基本的なデータともなります。従って，当該流域における堆砂・濁水対策や総合土砂管理の重要性・動向を勘案の上，ダム毎に適切に対応していくことが望まれます。なお，上記に述べように，モニタリングには今後の技術開発が期待できる部分が多くあります。従って，新技術の動向を適宜チェックすることが望まれます。また，総合土砂管理として当面求められているのはダム貯水池への流入・放流土砂量の現状把握であり，将来の土砂管理で必要なモニタリングの頻度や精度，現在行われている現状把握をもとに，更に検討され，確立されていくものと考えます。

3　貯水池による土砂量調節

貯水池は本来の目的である水を貯留するだけでなく，土砂もまた貯留します。比率から言えば，流水を貯留する比率より流砂を貯留する比率が多いといってよいでしょう。従って，流水と同様に，或いはそれ以上に，ダムによる土砂量の調節機能を期待することができ，下流に供給すべき土砂量（粒径別の）が与えられれば，その要請に答えるべく適切な土砂量を供給することが期待されます。

ダム貯水池は本来土砂を貯留する機能を有しているので，要請に答えるべき準備とは，下流に適当な粒径・土砂量の土砂を供給する技術を揃えておくということになります。こうした技術は，ダム堆砂対策技術として検討



図−1 貯水池の土砂管理方策

されてきた技術と重なるものであり，近年多くの論説・報文において論じられています。例えば，ごく最近のものとして，本誌上に掲載された文献2）があり，現時点ではこれ以上の解説をこの場で行うことは，紙面の都合上も困難であり，文献を参照願いたいと思います。記載されている方策メニューは図−1に示す通りであり，このうち下流に土砂供給可能なものとして貯砂ダムと捕捉土砂の掘削，貯水池内堆砂の掘削・浚渫，土砂バイパス，土砂フラッシング，土砂スルーシング，濁水放流があります。ここで，掘削・浚渫が土砂供給可能な方策になるには，掘削・浚渫後の土砂を下流に補給することを前提としています。説明の詳細は省略しますが，貯水池の堆砂対策という観点でダム貯水池から下流に土砂を放流する場合にも，総合土砂管理の観点からダム下流河道での土砂の挙動，すなわち，土砂放流による下流河床の経年的変化や局所的な推積など下流河道に与える影響を見ておく必要があることを指摘しておきたいと思います。その意味でも総合土砂管理の共通認識および管理技術の早急な確立が期待されます。

総合的な土砂管理は，技術的に確立したものではなく，今後確立していくべき課題です。このことを念頭に，技術開発の進展に注視していくとともに，その試みに参画していく積極的な姿勢が望まれています。

（水工水資源研究室）

参考文献

1） 建設省河川局・土木研究所：土砂移動モニタリングガイドラインマニュアル（案）試行，平成11年7月
2） 上阪恒雄：貯水池土砂管理，ダム技術，No.159，1999

II－4．1　流域土砂管理におけるダムの土砂管理技術

質問者：苫田工事事務所
回答者：ダム部水工水資源研究室（内線４４４１）

質　問

平成 10 年７月に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がなされてより、土砂の移動域全体を視野に入れた総合的な土砂管理への取り組みがみられるようになっています。

この流域土砂管理におけるダム貯水池の土砂管理技術の現状と技術的課題についてご教示願いたい。

回　答

ご指摘の総合土砂管理委員会の報告での主張を簡単にまとめると、流域の安全確保、利活用、環境の保全を適正に実施していくため、森林を含む山地部から海岸域までの土砂の移動領域の全体を「流砂系」という概念で捉えた総合的な土砂管理を推進すべきである、というものです。そのため、自然状態における土砂の流動および砂防事業の実施や砂利採取などの人的作用が土砂移動に与える影響を、流砂系全体を通じてモニタリングするとともに、新たな土砂管理方策を構築していく必要があるとしています。

このような流砂系の観点からダム貯水池をみると、貯水池は巨大な土砂貯留施設として位置づけることができます。土砂貯留施設ということは、適当な粒度分布をもった土砂を下流に適量供給することができれば、効果的な土砂調節施設となることを意味します。

１．下流への土砂供給方法

ダムはもともと貯留効果を持っている訳ですから、流域土砂管理の観点からの技術的課題は、主として下流への土砂供給にあるといっていいでしょう。下流への土砂供給方法として、次のものが検討されています。これらは、従来から堆砂対策として検討されてきた方法であり、技術の現状については、文献１）にまとめられています。ここでは、流域土砂管理を念頭に、今後の展望も踏まえ技術的課題を中心に整理してみたいと思います。

１）掘削・浚渫と下流への置き土
２）土砂バイパス
３）土砂フラッシング・スルーシング

このうち、１）は機械力を用いたもの、２）及び３）は貯水池を通過する流水の土砂輸送力を用いたものです。

２．掘削・浚渫と下流への置き土

掘削、浚渫は、堆砂対策として最も多く実施されてきた方法です。特に掘削については、固定点で陸上掘削可能なよう貯砂ダムを設置するダムも増えてきており、堆砂の骨材等への有効利用と併せ、今後とも多くのダムで実施されていくものと考えられます。土砂供給としての特徴は、この掘削・浚渫土を下流河道内に仮置きし、その後の出水時にフラッシュさせようというものです。小規模な試行があちこちで実施されるようになってきていますが、ある程度大きな規模で実施するためには、合理的な計画論に基づき実施していく必要があります。そのための課題として、常時における仮置き土からの濁水流出防止方法の確立、河道の流量・継続時間と仮置土侵食量の関係の把握及び所定の土砂供給を行うための仮置き方法の確立が挙げられます。また、侵食土の下流での堆積・流下性状の把握も必要です。これについては、下流河道における粒径別の必要供給量の検討と連携した評価が求められます。

３．土砂ﾊﾞｲﾊﾟｽ

土砂バイパスは、貯水池上流から下流河道まで導水する水路により、土砂流入時の流入

水の一部を流入土砂と合わせて分流・バイパスし、下流に土砂供給するもので、流入土砂を流水と一緒にそのまま通過させるという意味で、下流での濁水や堆積の問題が少ない方法ということができます。

土砂バイパスで用いられる流量は、ダム貯水池としては貯留できない流量になります。従って、バイパス計画に当たっては、貯水池の利用・運用計画との整合を図る必要があります。

バイパスされる土砂量は水量の分流比の関数として与えられますが、この関数は粒径毎に異なり、分流施設形状の影響を受けるものです。河道を流下する土砂は、河床に近いほど濃度が高くなる傾向がありますが、この傾向は粒径が大きいほど顕著であり、掃流砂ではほとんどの土砂が河床付近を流下します。このように、流入土砂の濃度分布は、粒径により異なるので、分流する流れの選択により、水量の分流比に対する土砂の分流比が異なります。濃度の片寄りの大きい、粒径の大きな土砂では同じ水量の分流比に対し土砂供給量のある程度の制御が可能であり、所定の土砂供給を行うための分流施設設計方法の確立が一つの課題となります[2]。一方、粒径の小さい土砂では、水量と土砂量の分流比が同程度になることが予想され、土砂供給量の制御は分水量によりほぼ決まります。分水量が貯水池計画や施設規模が制約を受ければ、粒径の小さい成分の供給土砂量もまた制限されることになります。

土砂バイパスにおける技術的課題は主として粒径の大きな土砂に対し生じます。水流と十分混合するような粒径の小さい土砂に対する計画、設計では水流のみを対象とした手法をそのまま用いてもそれ程大きな問題は生じません。一方、比較的粒径の大きな土砂では、先に述べた土砂量制御のための分流施設設計方法の確立の他、バイパス水路の土砂輸送能力の把握と設計手法の確立、施設の摩耗・損傷量の把握とライニング及び補修方法の確立など今後検討していくべき種々の課題があり、土木研究所でも重要な研究課題として現在取り組んでいるところです[3]。また、先に土砂バイパスでは下流での濁水や堆積が少ないとしましたが、水量の分流比に対し土砂量の分流比を大きく取った場合には、河道の土砂流下能力に対し、過大な土砂供給がなされることが想定され、下流での土砂の堆積が問題になるので注意が必要です。

建設省のこれまでの土砂バイパスの検討では、粒径の小さいウォッシュロードのバイパスを主たる検討対象としてきた経緯があります。流域の土砂管理の観点からは、今後貯水池に流入する全ての粒径を視野に入れた検討が必要なものと考えます。このことは、貯水池の堆砂対策としても望ましいことと思われます。

4．土砂フラッシング・スルーシング

土砂フラッシングは、貯水位を一時的に低下させて空虚にし、流水の土砂輸送力により堆砂をダム下流に放出するものです。土砂バイパスのような長い水路は必要ありませんが、水位低下操作が必要なことから、貯水池計画への影響は土砂バイパスの場合よりかなり大きくなります。土砂フラッシングでコントロールできるのは、基本的にはダム位置での水位と流量であり、下流への土砂供給量は堆砂面の侵食現象により支配されます。従って土砂供給量の制御は、堆砂・侵食現象のシミュレーションを通じなされることになり、シミュレーション手法の確立が大きな課題となります。これについては、推定精度の問題はかなり残されていますが、一応の計算はできるようになってきているといっていいでしょう。

土砂フラッシングによる土砂供給は、貯水池内の物理現象に負う部分が大きく、粒径別供給量の補給という観点からの人的制御はかなり制約を受けることになります。また、堆積土砂を水位低下後の短時間に供給することから高濃度濁水や河道内堆積等の問題が生じやすく、これらの予測や影響評価が重要な課題となります。濁度については、海外においてSSと継続時間の積をパラメータとして考える事例が見られますが、環境への影響との関係は十分には把握されていないのが現状です。この他、土砂バイパスの場合と同様に、排砂水路の土砂輸送能力の把握と設計手法の確立、施設の摩耗・損傷量の把握とライニング及び補修方法の確立[4]などが技術的課題として挙げられます。

治水専用ダムでは、常時の貯水を要しないので、貯水池計画との整合もとりやすく、洪水調節用の放流管を元河床標高程度に設置し、貯水池を常時空虚としてやれば、ほぼ従来の河道と同様の土砂の供給が可能です。洪水調節時には、貯水位上昇による土砂堆積、低下による排出が行われるわけで、ダムがない場合と全く同じという訳にはいきませんが、洪水中の水位変化の中で大半の土砂移動が行われ、濁水や河道内堆積の問題はかなり軽減されるといっていいでしょう。ただし、洪水吐きという高速流放流設備が土砂も流下させることになり、施設の摩耗、損傷に対する一層の配慮が必要になります。技術的課題として放流設備や減勢工のライニング方法の確立や摩耗の少ない減勢工形式の開発が考えられます。

減勢工の摩耗についてですが、高速流となる水位上昇時には、大きな粒径の土砂はそれ程流下しないと考えられます（これは放流設備も同じです)。従って、高速流時の主たる摩耗として、減勢池内に堆積した土砂が減勢池内で発生する平面渦に取り込まれ、長時間に亘り水叩き面上を擦り続けることが考えられます。このことを考慮し、平面渦を生じさせず、高速流流下時には減勢池内の堆積土砂を下流にフラッシュする減勢工形式の検討を行っています[5]。なお、こうした放流設備のゲート設置及び操作は、かなり制約を受けることが予想されます。

土砂フラッシングとともに、土砂スルーシングという用語も用いられるようになっています。スルーシング、即ち、貯水池内に溜めることなく通過させるというもので、貯水位をある程度低下させ、出水時に流入する微細粒子をそのまま放流するような操作を実施している海外の事例で用いられている用語です。選択取水設備や放流管による洪水時の濁水放流もスルーシングの一つといえるかもしれません。選択取水設備や放流管による濁水放流は、従来は濁水対策として検討されてきた訳ですが、微細粒子の下流への供給という視点で捕えることもできます。濁水問題の検討手法として数値シミュレーション手法が確立してきており、貯水池内流動の３次元性評価など、数値シミュレーションの再現精度の向上を図るとともに、こうした検討手段を用いての施設の配置、運用方法と土砂供給量の関係の把握[6]及び配置、運用方法の確立が課題となり、現在検討を行っています。

以上、流域土砂管理の視点から貯水池下流への土砂供給に焦点を絞って技術の現況と課題を整理してみました。堆砂対策の観点から土砂供給をみてみると、土砂供給量（堆砂対策としてみれば貯水池からの排出量）は大きければ大きいほどいい訳ですが、下流との関係からは、流入土砂の全量ではなく、ある程度調節する必要もあるものと思われます。その意味では、堆砂の有効利用やのり面対策といった、ここでは説明を省略した堆砂対策手法も、流域土砂管理として重要な技術ということができます。

ところで、それぞれのﾀﾞﾑ貯水池で具体的な土砂管理計画を検討するためには、貯水池への粒径別流入土砂量の情報や堆砂性状に関する情報が必要になります。従って、こうした情報を収集するためのﾓﾆﾀﾘﾝｸﾞが重要な作業として位置づけられます。ここでは、説明は省略しましたが、貯水池における土砂のﾓﾆﾀﾘﾝｸﾞについても、今後の技術開発に負うところが多く、文献７）に現状と動向を整理しているので参考にして戴ければと思います。

参考文献

1）上阪恒雄：貯水池の土砂管理、ダム技術、No.159、1999

2）柏井、本田、菅原：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性、土木技術資料 37-12 、1995

3）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、2000

4）豊田高司、高須修二：排砂水路の摩耗対策、大ダム、No.138、1991

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）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

7）土木研究所ダム部水工水資源研究室：総合土砂管理におけるﾀﾞﾑの土砂管理技術、ﾀﾞﾑ技術 Q&A、No.167、2000

◈ 第53回建設省技術研究会報告特集 ◈

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
建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室
建設省各地方建設局河川部河川管理課
北海道開発庁北海道開発局建設部河川管理課
沖縄開発庁沖縄総合事務局開発建設部河川課
水資源開発公団管理部管理企画課

1. はじめに

ダム貯水池の堆砂問題を解決するため、貯砂ダムの設置や掘削、浚渫を行うとともに、最近では土砂バイパスや排砂設備の設置などの抜本的な対策も計画・実施されてきている。また、近年、堆積土砂をリサイクル資源として骨材等への有効利用を図る社会的ニーズも増してきている。しかしながら、堆砂の量に関しては、ダム全般に対して精度良く適用できる推定式は未だ確立されておらず、有効利用を図る際に必要となる粒径や岩質などの堆砂の質に関しては、実態把握すら十分ではない状況である。また、有効利用を進めるためには、こうした量や質といった基本情報の蓄積とともに、コストをはじめとする社会・経済的な要素に関する検討も必要となってきている。さらに、流域の源頭部から海岸に至るまでを「流砂系」と捉えた総合的な土砂管理を進めていくにあたっても、ダムにおける新たな土砂管理システムが求められている。

本研究は、ダム堆砂の量に関して現在把握されている情報を体系的に整理し、流域の地形や地質、水文現象、貯水池内の水理条件などとの関係を明らかにすること、質に関しては新たにボーリング調査や洪水時の採水調査等の現地調査を行い情報を収集すること、さらに、堆積土砂の骨材等への有効利用を含む堆砂対策の現状と課題を整理し、今後の堆砂対策に資することを目的としている。

研究にあたっては、平成9年度から11年度にかけて建設省技術研究会のテーマとして取り上げ、

①堆砂現象に係わる基本特性
②貯水池における土砂の捕捉状況
③堆砂対策手法 (貯砂ダムの計画・設計を含む)
④堆砂の有効利用方策

についての検討を行った[1),2),3)]。

Study on Sediment Control in Reservoirs

2. 堆砂現象に係わる基本特性

2.1 堆砂現象と影響因子

建設省あるいは水資源開発公団が管理しているダムのうち、管理年数が10年以上経過している65ダムを対象に、流域面積あたりの年間堆砂量である比堆砂量を確率過程と捉えて整理し、50%比堆砂量 (2年に1回の割合で発生する比堆砂量に相当) および平分線の勾配 (勾配が緩いほど比堆砂量の分散が大きい) を整理した。その結果、利根川水系鬼怒川の隣接する流域に存在する川俣ダムと川治ダムの例 (図-1) に示すように、同一水系や隣接流域のダム群であっても比堆砂量の確率分布形が違ったものとなり、土砂の生産・輸送・堆砂現象に影響を及ぼす因子 (以下、「影響因子」) の相違によるものであると考えられた。

検討にあたっては、外力 (降雨) の発生から土砂の生産・輸送・堆砂現象に至るまでの過程における影響因子を土砂生産グループ (地質、地形因子、植生

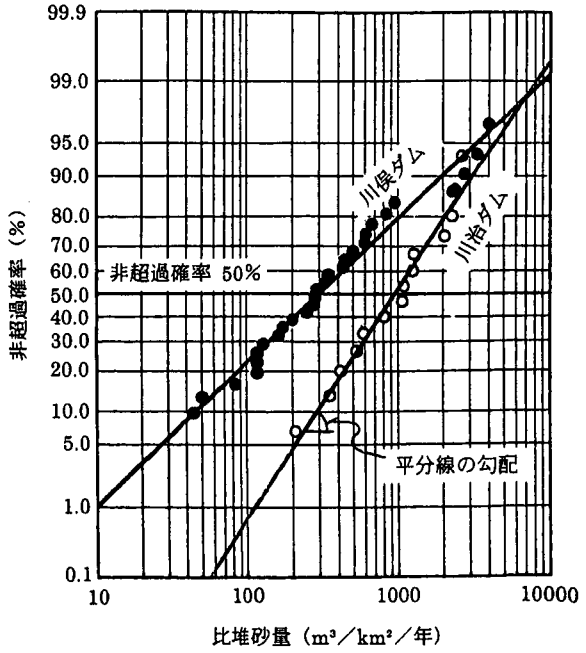


図-1 比堆砂量の確率評価

等)、土砂輸送グループ (流量、流路長、流路勾配等)、貯水池グループ (経過年数、貯水池規模等) の3つに区分して考えた。そのうちでダム堆砂量に影響が大きいと思われる、外力としての降雨や土砂生産グループの地形因子、土砂輸送グループの流量等と、比堆砂量 (平均値、非超過確率 50%値) および平分線の勾配との関係について単回帰分析と重回帰分析を行った。検討対象ダムは、50%比堆砂量が大きく、平分線の勾配が異なる同一水系や隣接流域のダム群とし、利根川水系鬼怒川流域の五十里ダム、川俣ダム、川治ダムと、天竜川水系の美和ダム、小渋ダム、新豊根ダムの2水系6ダムとした。なお、土砂生産域の影響因子 (以下、「地形因子」) については、ダム流域のうち山腹崩壊が多い1次～2次流域を土砂生産域と考え、その流域の地形計測結果を用いた。また、新豊根ダムは崩壊地データがないので、地形因子および崩壊量に関する回帰分析の対象からは除いた。

①単回帰分析結果

比堆砂量 (平均値、非超過確率 50%値) については、生産土砂量を表す崩壊面積と、土砂生産のポテンシャルを表す平均山腹斜面高 (起伏量に相当) に高い相関が認められた。平分線の勾配については、年流入総量、仕切り流入総量に高い相関が認められた。ここで、仕切り流入総量とは、土砂が移動し始めると考えられる流量 (仕切り流入量) 以下の流量の総量である。仕切り流入量は、年間の仕切り流入量以上の流量の総量 (有効流入総量) と各年の堆砂量との相関解析により設定した。

仕切り流入量は、土砂生産域および土砂輸送域の土砂流出の抵抗をあらわすものと考えられる。すなわち、生産土砂の粒径が大きい、土砂輸送域の縦断勾配が緩い、土砂貯留域である彎曲箇所が多い、あるいは流路延長が長いと仕切り流入量は大きくなると考えられる。土砂流出の抵抗が大きい流域では、仕切り流入量以上の出水頻度が少ないため、土砂流出の頻度が少なく不連続になり、その結果、比堆砂量の分散が大きくなると考えられる。

②重回帰分析結果

重回帰分析は、単回帰分析で相関が高くかつ因子間で独立性のある因子を選定して行った。50%比堆砂量と相関の高い因子の組み合わせは、土砂生産域の平均山腹斜面高と土砂生産域の平均流路高であった。

2.2 貯水池内堆積土砂の性状

2.2.1 貯水池内堆積土砂の粒径区分

貯水池内に流入する土砂の性状分布 (粒径、有機物・栄養塩含有量) については、各ダムで個別に調査されているのみで、全国的に整理された資料がほとんど存在しないのが現状であった。しかし、貯水池内堆積土砂の性状は、有効利用をはじめとする堆砂対策の可能性を大きく左右する要素であるため、建設省管理ダムのうち30ダムについて貯水池内ボーリング調査等を実施し、堆積土砂の鉛直方向、縦断方向の粒度分布を把握した。ボーリング調査結果と測量によって得られた堆砂形状から、堆砂の粒径区分割合を推定し三角座標表示によって整理した結果を図-2に示す。なお、粒径区分は、シルト+粘土:0.074mm以下 (粘土:0.005mm以下)、砂:0.074～2.0mm、礫:2.0～20mmの3区分とした。

粒径区分割合は、調査対象ダム平均で、粘土:20.2%、シルト:33.6%、砂:34.6%、礫:11.6%

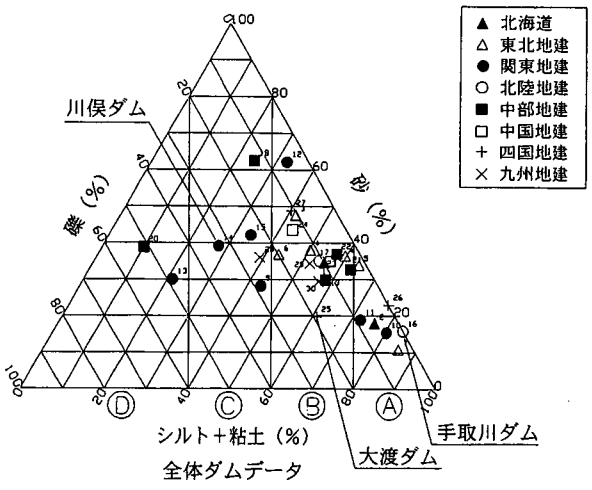


図-2 貯水池内堆積土砂の粒径区分割合

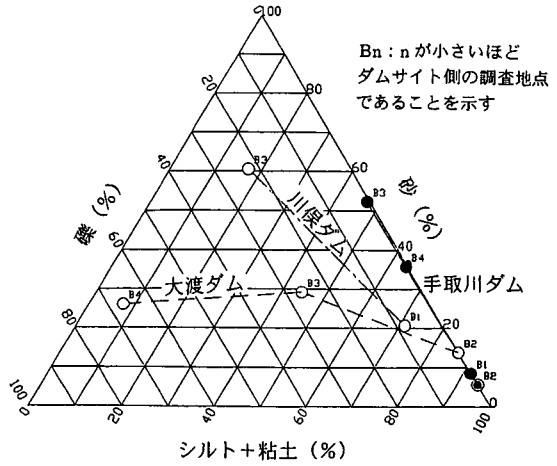


図-3 代表ダムの調査地点毎の粒径区分割合

となり、シルト以下の細粒分が約50%を占める。粒径としては、全国平均で10%粒径：0.005mm、50%粒径：0.25mm、90%粒径:5.75mmである。代表的なダムで、調査地点毎の粒度分布の変化を示したのが図-3である。各ダムともにダムサイト側の調査地点では細粒分が多く、上流へ行くに従って粗粒分が多くなっており、貯水池による分級によるものと考えられる。

2.2.2 貯水池内堆積土砂の有機物および栄養塩

今回の調査結果から、各ダム毎に有機物および栄養塩含有量とシルト以下の細粒分が占める体積の割合に相関があることが確認できた。今後、細粒分の体積割合から有機物および栄養塩の含有量を予測する手法についての検討が必要である。

3. 貯水池における土砂の捕捉状況

ダム貯水池の堆積土砂は、従来から堆砂測量が行われ、定量的な把握が進んできた。一方、ウォッシュロードに代表される粒径の小さい土砂の流入量と貯水池における捕捉割合については、定量的な情報がほとんど把握されていないのが現状であった。また、堆積土砂の粒径等の質的な面では、今回の全国ダム堆積物調査結果により、全国平均で粒径の小さい土砂が54%(シルト34%、粘土20%)堆積していることから、浮遊砂やウォッシュロードとして微細粒子の貯水池への流入は多いものと考えられる。本検討では、微細粒子に着目して、流入する浮遊土砂のダム貯水池における捕捉状況を明らかにするために、ダム貯水池の流入・放流地点において微細粒子の測定・解析を行った。また、その結果に基づいて、洪水中の浮遊土砂流入総量と放流水中の浮遊土砂流出総量の収支を把握し、貯水池における土砂の捕捉に関する基本特性を検討した。

平成10年度～11年度で出水時に観測が実施されたダムは12ダム(30出水)であった。流入河川及び放流口で調査を実施し、観測項目は自動濁度、採水によるSS濃度および濁度を基本とし、さらに

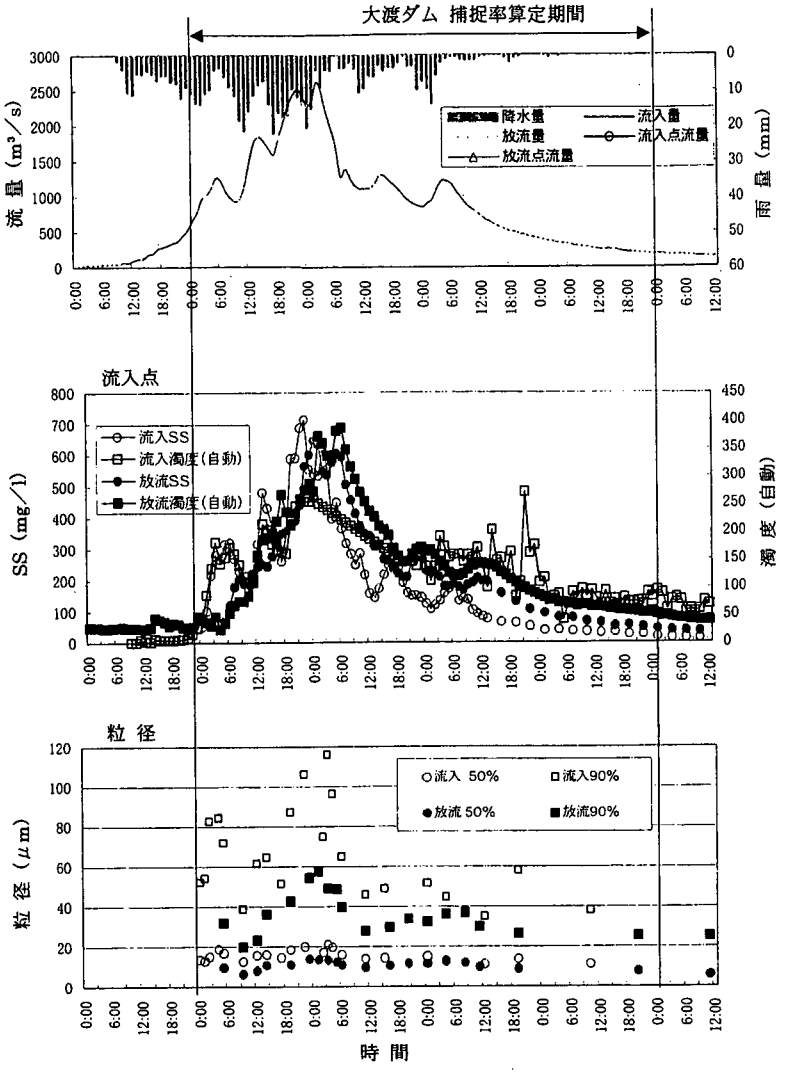


図-4 出水時の降雨、流量、SS濃度及び濁度の経時変化
(大渡ダム、平成11年7月26～31日)

代表ダム(大渡ダム、野村ダム、二瀬ダム)では、濁質粒度の分析を行った。大渡ダムでの観測状況を図-4に示す。今回の観測結果によれば、流入SS濃度の最大を観測した草木ダムでは、流入SS濃度9,420mg/ℓ(最大流入量1,347m³/s)、流出SS濃度2,252mg/ℓ(最大放流量610m³/s)、次いで、二瀬ダム で流入SS濃度6,326mg/ℓ(最大流入量605m³/s)、流出SS濃度2,426mg/ℓ(最大放流量418m³/s)であり、放流SSと流入SSの最大値の比は草木ダムで0.24、二瀬ダムで0.38になる。

大渡ダムにおける観測データで流量とSSの関係をみると、流入量と流入SS濃度は相関があることが認められる。一方、放流量と流出SS濃度との関係は、出水規模が大きい場合には相関が認められるが、出水規模が小さい場合には相関が認められなかった。このことは、貯水池容量に比較して

流入量の総量が大きい場合に、流入濁水が放流口まで到達し流出SS濃度に直接影響するためと考えられる。流入および放流地点でのSS濃度と濁度の関係は、出水毎にそれぞれの相関が認められた。

出水時に観測が実施された12ダムの内、SS濃度および濁度が流入初期から波形として観測されたのは6ダムで計13出水であった。この出水を対象として、貯水池回転率と捕捉率の関係を検討した。1洪水あたりの捕捉率の計算は次の通りとした。

1洪水あたりの捕捉率 =
(1洪水あたりの流入SS量
−1洪水あたりの放流SS量)
/ (1洪水あたりの流入SS量) × 100 (%) (1)

検討結果を図-5に示す。貯水池回転率を流入総量/洪水期利水容量とすると、貯水池回転率が大きくなると、捕捉率は小さくなり、貯水池回転率が約5以上で捕捉率の変化が小さくなる傾向がある。

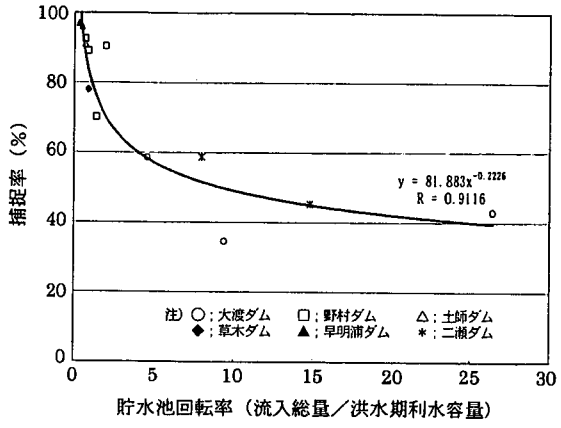


図-5 貯水池回転率と捕捉率の関係

4. 堆砂対策手法

本検討は、現在国内で実施されている各種堆砂対策手法について、その手法選択に至る考え方を整理し、さらに対策の中でも代表的な手法である貯砂ダムについて、より合理的な計画手法について検討するとともに、計画・設計・管理の各段階における実績データに基づく貯砂ダムの事例集を作成することを目的としている。

貯砂ダム実績データを収集するため、建設省あるいは水資源開発公団により管理中または建設中の32ダム並びに建設省補助の貯水池保全事業により完成または計画中の21ダム、計53ダムを対象に堆砂に関するアンケート調査を実施し、貯砂ダムの計画・設計・管理に関する基本的な考え方について整理した。

アンケート調査及び文献調査等結果から、堆砂対策が必要とされた理由は、計画以上の堆砂進行によるダム機能障害(有効容量の減少、取水・放流設備の障害等)が全体の約7割を占め、機能障害の解消として、堆積土砂の搬出の容易さ及び経済性等から9割以上のダムで貯砂ダムを採用している。貯砂ダムの計画設計にあたっての留意事項を表-1に示すとおりまとめた。以下に特に留意すべき事項について記述する。

4.1 位置の選定

貯砂ダムの設置位置は、土砂の捕捉率、土砂搬出の容易性、本ダムの有効容量への影響、流域の地形・地質、貯砂ダムの設置に伴う用地取得及び施工性等について検討し、選定しなければならない。

4.1.1 土砂の捕捉率

貯砂ダムの設置位置を定めると、その流域から発生する土砂しか捕捉できないので、大きな支川が複数あるダム等では、複数の貯砂ダムを設置しないと全体の土砂捕捉率は上げられない。

4.1.2 土砂搬出の容易性

貯砂ダムは、計画的な土砂搬出と合わせて効果を発揮するものであるから、土砂搬出の容易性は、位置選定においても重要な要素となる。平面的には、周辺の一般道や管理用道路との位置関係、搬出作業の容易さ等に留意する。

なお、貯砂ダム建設時に工事用として設置した道路は、完成後、土砂運搬路として使用されるので、計画時点から縦断勾配、幅員等に配慮すべきである。標高的には、土砂搬出の作業時期を想定し、本ダム貯水位との関係に留意する。

4.2 容量計画

容量計画とは、貯砂ダムの計画堆砂量を適切に定め、貯砂ダムと本ダムの土砂制御に関する役割分担を明確にし、本ダム流域全体から流入する土砂の制御・搬出計画を決定することである。

アンケート調査結果では、貯砂ダム計画堆砂量と本ダム計画堆砂量の堆砂量比率は、10%以内が約8割以上を占めている。

現在、貯砂ダムの計画堆砂容量は、実績データを参考に年平均流入土砂量の1～3年分程度又は、貯砂ダム計画位置の地形、地質上から最大規模程度とする事例が多く、流入土砂の年変動を考慮した土砂制御・搬出計画を検討している事例はまれである。

表-1 貯砂ダム設置にあたっての留意事項

項目	貯砂ダムの設置にあたっての留意事項
1. 貯砂ダムの計画・設計・管理	
1.1 計画	
(1) 位置の選定	土砂の捕捉率、土砂搬出の容易性、本ダム有効貯水容量への影響等を考慮
(2) 貯砂ダム容量計画	貯砂ダムの計画堆砂量を適切に設定
	・ 本ダム流域全体の土砂制御
	・ 本ダムと貯砂ダムの土砂制御に関する役割分担の明確化
	・ 貯砂ダムの搬出計画を立案
(3) 副次的利用	景観、湖面利用等
1.2 設計	
(1) ダム形式	重力式コンクリートダム型式の採用が多い
(2) 準拠・参考資料	河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準(案)等
(3) 本体基本構造	貯砂ダムの規模、必要安全度、流下土砂の粒径、粒度等を検討し決定
(4) 詳細構造	水通し設計流量 ･･･ 本ダム貯水池との関連に留意
	水通し位置 ･･･ 旧河道の形状等を考慮
	水抜き ･･･ ドライ掘削の是非
	付帯施設 ･･･ 本ダム貯水位、基礎岩盤状況等に留意
(5) 魚道	漁業権の有無、対象魚種、本ダム貯水位の変動等を勘案し必要性を検討
	・ 階段式、アイスハーバー型、粗石水路とプール型の事例が多い
1.3 仮設計画	
(1) 基本条件	満水時に水没、施工時期と本ダムの貯水位との関連等に留意
(5) 仮締切	半川締切、仮排水路等について、施工性、経済性等について比較検討
1.4 管理	
(1) 必要調査	堆砂量、搬出量、堆砂形状等の基本調査を毎年実施
(2) 搬出	搬出先毎の搬出実績、搬出時期等について確認し搬出
(3) 周辺利用	貯砂ダム本来の目的と不整合のない場合に実施
(4) 有効利用	周辺地域での有効利用先を積極的に調査
	有効利用としてコンクリート骨材・アスファルト骨材、路床路盤材等

なお、流入土砂の年変動も考慮した検討事例も見受けられるので、これらを参考に今後は総合的に検討することが望ましい。

5. 堆積土砂の有効利用方策の検討

全国のダム管理者に利用方法の現状と問題点等についてアンケート調査を実施した結果、580ダムから回答を得た。ダム管理者別の内訳は、都道府県管理の補助ダムが258(44%)、発電用のダムが153(26%)、建設省管理のダムが65(11%)であった。ダム貯水池から堆積土砂を採取しているダムは、この580ダム中147ダム(25%)で、このうちの114ダム(78%)で採取土砂の有効利用が行われている。全採取量は年平均で約390万m^3(S63～H9の平均)で、そのうち約220万m^3が有効利用されており、その利用方法としては「コンクリート骨材」が全体の56%で最も多く、次いで「盛土材」が26%を占めている。また、近年は「土壌改良材」や「家畜飼料」への利用や「河川供給材」としての処分が注目されている。

堆積土砂の新たな利用方策としては、建設材料への利用が多く提案されている。それぞれ技術的な課題はあるが、利用量の件数増大という観点からみた場合、

①使用用件数全体の82%を占めるコンクリート骨材及び盛土材への利用促進。

②大量処分方法として期待される河川供給材としての使用方法の研究推進。

が必要であると考えられる。以下、各利用方法について現状と課題を示す。

5.1 コンクリート骨材への利用

堆積土砂は、コンクリート骨材として最も多く利用されており、砂利採取業者により採取が行われている。コンクリート骨材利用上の問題点は、次のとおりである。

①ダンプトラックの運搬距離が長くなると採算が合わないため、業者による土砂採取が困難。

②ダムは山間僻地にある場合が多いため、ダム周辺での骨材需要が少なく、採取土砂の供給先が少ない。

③骨材生産に伴い発生する廃棄土砂の捨土先がなかなか見つからない。

④異物(木片、ビニール等)の処理費用がかさむ場合がある。

このうち最大の問題は①の運搬距離であるが、図-6に示すように堆積土砂を採取している約8割のダムでは運搬距離が20km未満となっており、骨材の搬出先はダム周辺地域に限られている。

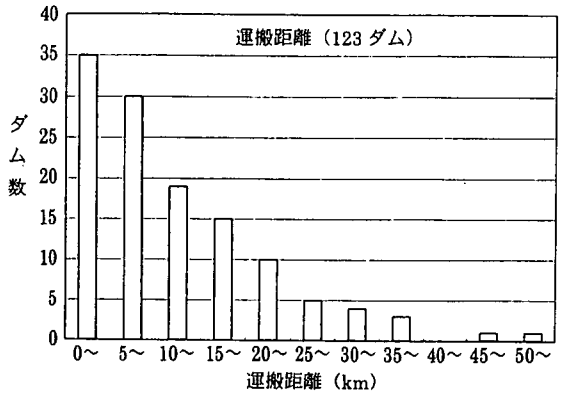


図-6 運搬距離

5.2 盛土材(埋土材)への利用

細粒分が多くコンクリート骨材に使用できない堆積土砂の場合、ダム管理者が盛土(埋土)用として土砂を搬出しているダムがある。この土砂の利用方法としては、圃場整備事業、陸砂利採取跡地の埋土や下水道の埋戻し材等があるが、継続的な土砂搬出のためには他の公共的事業との連携等地域ぐるみの取り組みが必要である。

5.3 河川供給材としての処分

侵食された河床や河口付近の海岸を回復させる目的で、ダムの堆積土砂を人為的に河川内に置土するもので、濁水の発生、河床の上昇や水生生物等への影響がない供給が可能であれば、土砂の大量処分方法としても非常に有望な方法であると考えられる。天竜川水系では、「天竜川土砂供給試験検討協議会(事務局:建設省浜松工事事務所)」を設置して、平成10年度から土砂供給実験を行っている。実験は秋葉ダム(電源開発(株))の浚渫土砂を下流河川内に運搬・置土し、出水時の流失状況を調べることにより、現在の河川環境に対する供給土砂の許容量の把握と河川生態系への影響について基礎的な検討を行うものである。

河川供給材としての課題としては、

①下流ダムでの土砂堆積の影響

②供給材の粒度調整の必要性

③濁水発生等の河川環境への影響

等があげられる。

6. おわりに

堆砂量の推定方法については、今回得られた結果はごく一部の流域におけるデータに基づくものであり、今後他の流域への適用性についても十分検証し、汎用性のある予測手法を確立していかなければならない。微細粒子の計測にあたっては、貯水池の流入地点及び放流地点において、出水時の採水によりSS、濁度、粒度分布等を測定するとともに、濁度については自動計測を導入した。しかしながら、採水開始の遅れや自動濁度計の流失や故障により、十分なデータを取ることができない場合もあり、出水の立ち上がりから終わりまでの精度よく計測するための計測手法についても今後検討する必要がある。堆砂対策手法については、今後、堆砂量及び質の予測手法の精度向上を貯砂ダムの計画・設計手法や堆積土砂の有効利用方策に反映させていくことが重要である。

本研究により、これまで一部のダムでしか把握されていなかった粒径、有機物・栄養塩含有量等の堆砂の性状や貯水池における細粒微細粒子の捕捉状況等について、より広範なダムでの貴重なデータを収集・整理することができた。このデータを用いてさらに検討を進めるとともに、引き続きデータの収集に努め、堆砂の量及び質の予測精度の向上を図り堆砂対策へ反映させていくことが必要である。

最後に本研究の実施に協力いただいた全国の建設省および水資源開発公団のダム管理事務所に感謝の意を表します。

参考文献

1) 建設省：ダム貯水池の土砂管理に関する研究，第51回建設省技術研究会報告(平成9年度)，土木研究センター，pp.11-1-18, 1998.

2) 建設省：ダム貯水池の土砂管理に関する研究，第52回建設省技術研究会報告(平成10年度)，土木研究センター，pp.3-1-26, 1999.

3) 建設省：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)，土木研究センター，2000.

＜文責＞
建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員
箱石憲昭

(11) ダムの堆砂と貯水池の持続的管理に関する考察

Study on Reservoir Sedimentation and its Sustainable Management

角　哲也*

By Tetsuya SUMI

1. はじめに

日本における近代的なダム建設が開始されてから約100年、また、建設省の所管する多目的ダムの建設が開始されてから約50年が経過しようとしている。水資源の安定供給の観点からの我が国のダム貯水池の宿命として、流入土砂の堆積による貯水容量の長期的な減少が挙げられる。

ダム貯水池の堆砂問題は、1）計画段階で如何に正確に将来の堆砂量を見積もるか、2）予想以上に堆砂が進行した場合の解決策として堆砂量の軽減をいかに図るか、の二つの観点から検討が進められてきた。前者については、既設の貯水池の堆砂実績を考慮した種々の予測式が提案され、最近では、河川における土砂生産量が、流量以上に、極めて希なカタストロフィックな現象に支配されることに着目し、降雨の確率過程を考慮した検討も進められてきている[1]。

一方、後者については、中国の三門峡ダムの歴史的経緯などを見れば明らかなように、運用開始後に予想を上回る堆砂の進行により社会的な影響が発生し、改善措置としてダムの改造（土砂排出用の底部放流管やバイパストンネルの設置等）を行い、貯水池に流入する土砂量のかなりの部分を下流に排出し、他に浚渫・掘削などの対策と組み合わせて、貯水池における土砂収支をバランスさせて堆砂の進行を抑える試みが進められてきた。さらに一歩進んで、我が国における黒部川宇奈月ダムや出し平ダム、中国における三峡ダムなどは、当初から定期的に土砂を排出することがダム計画の中に盛り込まれており、河川の状況、ダムの建設位置、貯水容量などの状況は種々異なるものの、今後は、当初から貯水池の適切な土砂管理をダム計画に盛り込む必要のある事例が多くなる可能性もある。

しかしながら、貯水池の寿命の考え方、また、次世代に渡って長期的に貯水池の機能を維持していくための対策の必要の是否などについては、これまであまり議論されて来なかった。そこで、本報文では、まず堆砂問題をキーワードに、世界及び日本の貯水池の置かれている状況を把握する。次に、堆砂対策の観点から、日本の貯水池の持続的な管理を実現するために必要な各対策メニューの採用の考え方について検討を行い、今後の議論の口矢としたい。

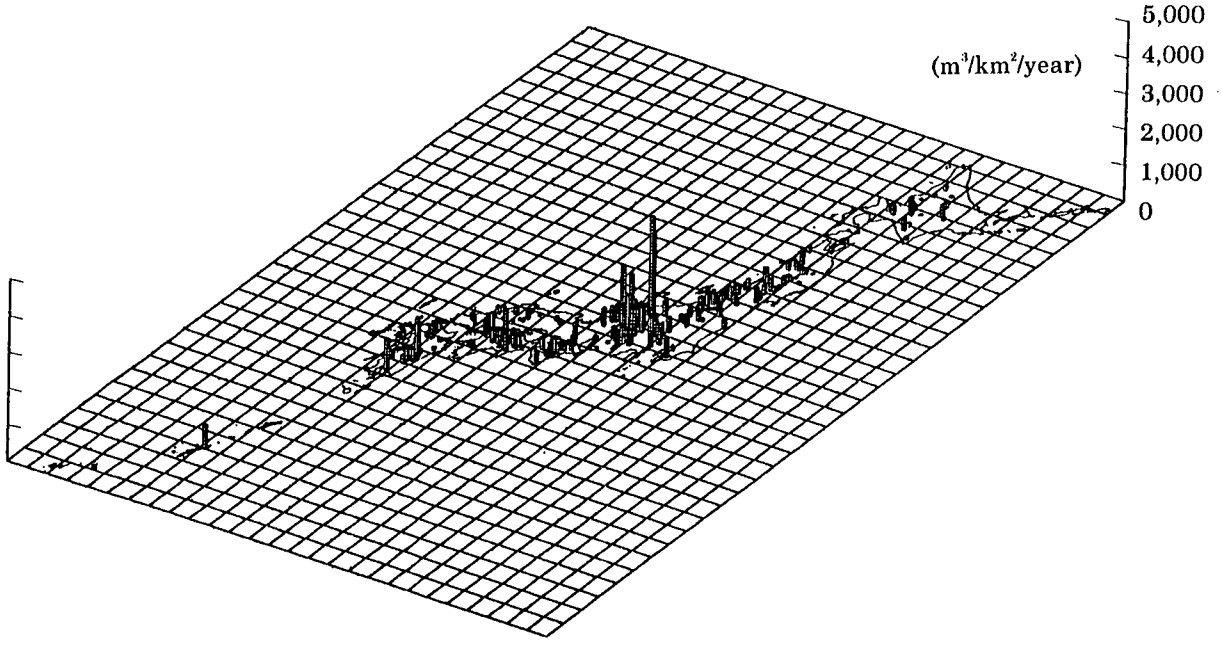
2．世界及び日本の貯水池堆砂問題の現状

全世界で、これまでに建設・確保された水供給、洪水調節、水力発電などを目的とするダム貯水池の総貯水容量は４～６×$10^{12}$$m^3$（黒部ダムの２～３万個分）に達する。しかしながら、Bruke[2]

＊　主任研究員　建設省土木研究所水工水資源研究室（〒305　つくば市旭１番地）

によれば、全世界で年間1～2%程度の容量がこの堆砂により失われており、特に、乾燥、半乾燥地域においては、例外的な大規模貯水池を除いて20～30年程度の貯水池寿命しかなく、今後画期的な技術革新がなされなければ、水資源の確保の面から現在の経済、生活水準及び人口を将来に渡って維持することは困難となる可能性があると指摘されている。また、Biswas[9]やFrederikser[1]は、今世紀における水需要量の全増加率は人口増加率をはるかに上回って高くなっていることも指摘し、21世紀において水危機が現実のものとなる可能性について警鐘を鳴らしている。

我が国においても、初期には発電用貯水池を中心に堆砂問題が顕在化し、現在では、多目的ダムでもダム管理の中心課題の一つとして取り組まれている。現在の貯水池堆砂の状況を1996年1月時点の総貯水容量100万m^3以上の758ダムで見ると、総貯水容量$17.6\times10^9m^3$に対して、総堆砂量$1.2\times10^9m^3$、全堆砂率6.9%であり、特に、水系では、天竜川、大井川、黒部川、木曽川など、地域では、中部、北陸、九州地方が顕著である。このうち、総貯水容量1,000万m^3以上、流域面積30km^2以上、全堆砂率50%未満（堆砂率が大きくなると捕捉率が小さくなり流砂量の推定が困難となる）、管理年数10年以上の212ダムについて、1991年時点における単位流域面積当たりの実績比堆砂量（注：貯水池における捕捉率を100%とすれば流砂量となるが、貯水池によっては掘削除去等が行われているものもあり厳密には流砂量よりも小さい）を、ダム地点の緯経度をもとに日本列島上にプロットすると図－1のようになり、日本における地域別の堆砂問題の厳しさを概ね反映したものとなっている。



図－1　日本の貯水池における比堆砂量(m^3/km^2/年)分布

3．貯水池の耐用年数の考え方

日本の多目的ダムにおける堆砂容量は通常100年間分が採用されているが、これは、貯水池の容量配分上の一応の目安として採用されているのが実状である。また、ダムの堤体安定計算上の堆砂位を求める場合にも、同様に100年間分の堆砂量が考慮されている。一方、多目的ダムのアロケーションにおいては、妥当投資額の算定において経済学上の耐用年数を規定する必要があり、目的別に、発電、灌漑目的として45年、洪水調節目的として80年がそれぞれ採用されている。

堆砂問題に関して貯水池の耐用年数を検討した既往の研究は、上記と同様に貯水池を投資財とする視点が中心である。例えばMiltz[5]らは、河川における流砂量、貯水池捕捉率、必要容量を維持するために貯水池堆砂を掘削除去するために要する単位体積当たりのコスト、利子率、及び、貯水池建設に要する単位容積当たりのコストをパラメータに、現価を最小にする最適な堆砂容量を求めている。また、Singh[6]は、貯水容量を維持するために堆砂の掘削除去を続ける場合と、建設当初から貯水池の捕捉率を低く抑えるための排砂施設を設置しておく場合の経済性を比較し、後者がより実現可能性が高い場合には、排砂施設が経済的耐用年数を超えて次世代に渡って利用できる有利さから、当初より土砂排出対策を講じておくことのメリットを論じている。

これに対してFrenette[7]らは、このような経済的耐用年数に対して、貯水池の終局的な使用可能年限についても考えるべきとの指摘を行っており、貯水池の耐用年数を次のように整理している。

① Usable life：本来の使用目的に影響を与えずに、堆砂容量まで満砂するのに要する期間（以下「供用年数」と呼ぶ）

② Full life：長期的に、堆砂容量、有効貯水容量の区別無く全容量まで満砂し、貯水機能が全くなくなるまでに要する期間（以下「貯水池寿命」と呼ぶ）

本報文は貯水池の持続的管理を主題としており、貯水池の容量配分に関係なく堆砂問題の物理的側面を大局的に検討するために、上記の Full Life（貯水池寿命）を中心に以下の議論を進める。

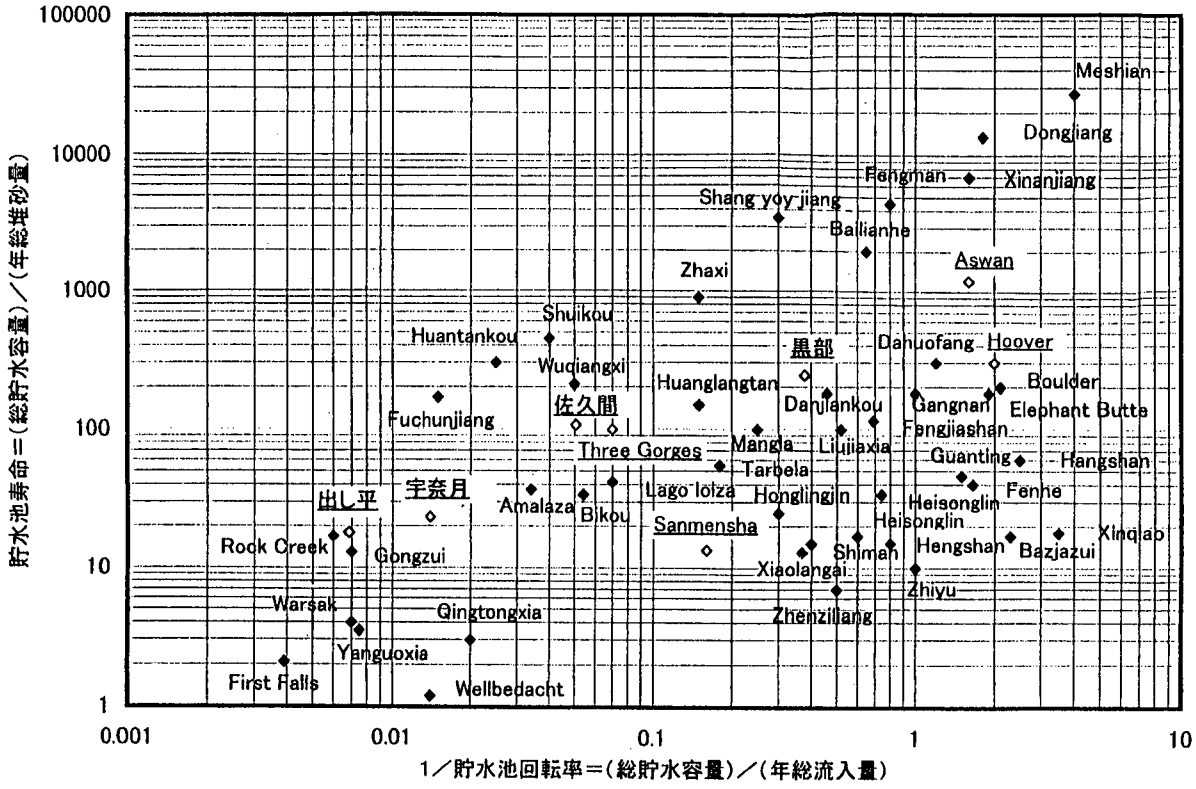
4．貯水池寿命で見た世界の貯水池の評価

図－２は、貯水池容量に対する土砂流入量及び流水の流入量を鍵に貯水池の堆砂問題を概観するためにZhou[8]やBasson[9]らが作成したチャートである。横軸は、総貯水池容量に対する年間の総流入量の比をとったものであり、一般に使われる貯水池回転率の逆数である。一方、縦軸は、堆砂問題の深刻さ、３．でいう貯水池寿命を意味し、総貯水池容量に対する年間の総土砂流入量の比である。このチャートに記載されたものは中国を中心に、米国、エジプト、南アフリカなどの一部の貯水池にとどまっており、世界の状況をこれのみで議論するのは適当ではないが、世界的に有名な、フーバーダム(Hoover)やアスワン・ハイダム(Aswan)が300～1000年の貯水池寿命と評価されるのに対して、中国の河川は土砂濃度が極めて高く（チャートの右下に多く位置する）、三門峡ダム等の主要な貯水池は流入土砂量に対して数十年分の貯水池容量しかないことがわかる。

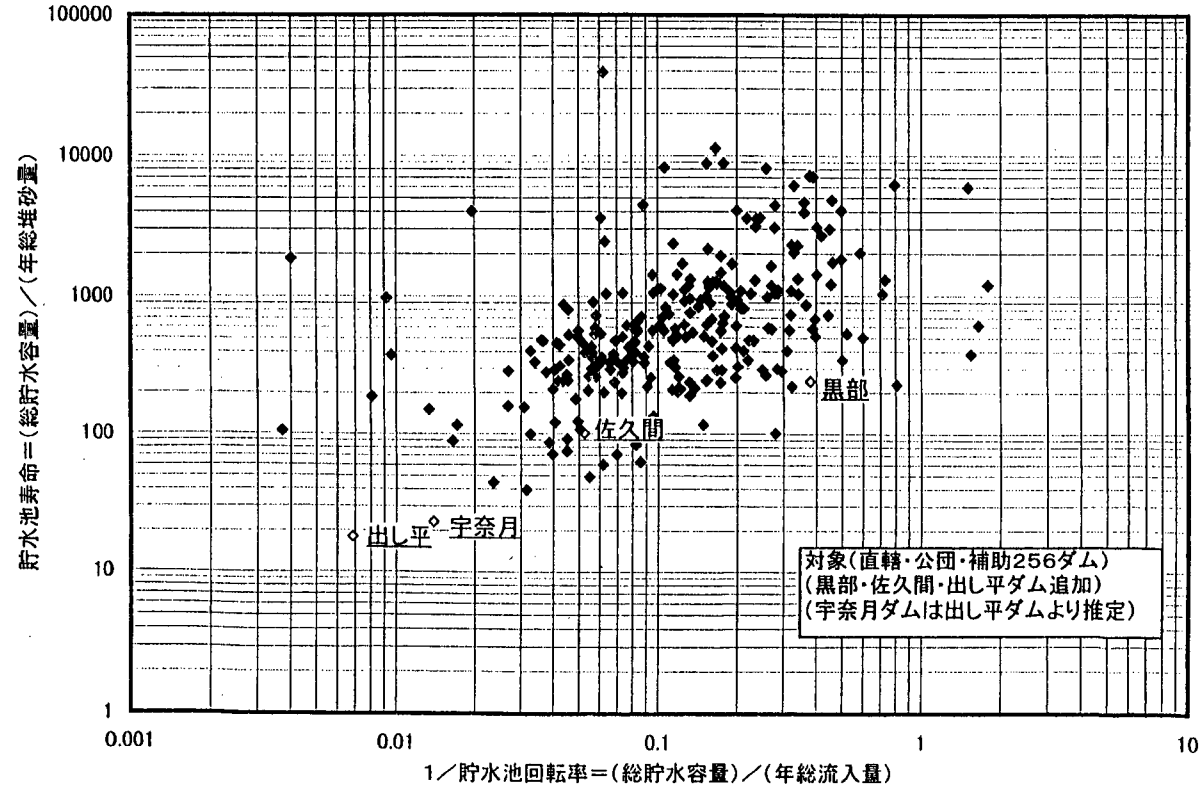
このように、一口に貯水池の堆砂といっても、国あるいは河川ごとに、かなり問題の深刻度には差があり、例えば、総貯水容量385億m^3のフーバーダムは上流にグレンキャニオンダムが完成するまでの30年間に年間約110百万m^3の堆砂が進行し、その時点で約350年の寿命と見積もられたが、上流にグレンキャニオンダムが完成すると流入土砂量が年間25～45百万m^3に低下したため、寿命も1000年以上に延びたと評価されている。

次に、日本の貯水池堆砂問題を考えるために、鍵になる貯水池として、黒部、佐久間、宇奈月、出し平ダムを抽出し図－２に合わせてプロットしてみた。ここで、黒部、佐久間、出し平ダムは1991年までの実績堆砂量及び年間総流入量の平均値を用いており、さらに、宇奈月ダムは現在建設中であるため、出し平ダムの実績値をもとに流域面積比で推定を行ったものである。佐久間ダムは、大容量を有しながらも堆砂対策として土砂の浚渫を実施しており、また、宇奈月、出し平ダムはフラッシングによる排砂操作を計画・実施しているダムであり、黒部ダムではこのような堆砂対策は実施されていない。

また、世界的に見ると、佐久間ダムと中国の三峡ダム(Three Gorges)が同レベルであり、また、



図－２　世界の貯水池の回転率と堆砂による貯水池寿命の関係



図－３　日本の貯水池の回転率と貯水池寿命の関係

三門峡ダム(Sanmensha)を初めとする中国のダムが、宇奈月、出し平ダムと同等か、より厳しい状況であることがわかる。

5．貯水池寿命で見た日本の貯水池の評価

次に、日本における建設省所管の256の多目的ダムについて、同様のチャートを作成したものを図－3に示す。なお、黒部、佐久間、宇奈月、出し平ダムは図－2同様に記載している。多目的ダムの場合には基本的に堆砂容量を100年分確保していることから、その上の利水容量及び洪水調節容量を加えた総貯水容量に対して貯水池寿命が決まることになる。

これによれば、寿命が1000年以上と評価されるものは全体の34%、500年～1000年が25%、100年～500年が34%、100年以下が7%となっており、平均値は概ね(貯水池寿命、1/貯水池回転率)＝(0.15, 500)程度と考えられる。また、全体的特徴として、貯水池回転率が小さくなる(1/貯水池回転率が大きくなる)に従って貯水池寿命が長くなる傾向があるが、図でばらつきがあるのは、洪水時の土砂濃度が河川ごとに異なるためである。

6．貯水池の持続的管理のための方策

5．では、既存ダムの堆砂実績資料をもとに、世界及び日本のダムの堆砂問題を概観したが、図－2、3の縦軸が堆砂問題の深刻度、言い換えれば堆砂対策の必要性を示しているのに対して、横軸は、流水を用いた堆砂対策の実現可能性、あるいは選択枝の多様性を示している。

堆砂対策のメニューとしては、植林による土壌浸食の防止や砂防施設の整備などの貯水池上流域における対策を除けば、世界的にみてもほぼ以下のように大別される。

①貯水池内における掘削(Excavating)や浚渫(Dredging)

②バイパスにより土砂を含む流水を迂回させる(Bypassing)

③一時的な貯水池の水位低下により堆積土砂をフラッシュさせる(Flushing)

④土砂流入の多い洪水期に貯水池運用を変更して貯水位を低位に維持してそのまま土砂を通過させる (Sluicing)

⑤流入土砂が細粒分の場合に貯水位を高位に維持したままでダムの底部から密度流の原理を利用して土砂を通過させる(Venting of density currents)

これらのうちでは、①が日本を含めて伝統的に広く行われているのに対して、②、③はスイスやフランスなどの欧州諸国における発電用貯水池において、また、③、④は台湾、中国などにおいて中心的に行われている。また、⑤は事例的に少ないものの、米国やアフリカなどの貯水池回転率の小さい大規模な貯水池で試みられている。また、②、③、④は、本格的な堆砂対策と位置付けられるが、②、③は、流水の掃流力そのものを用いる対策であり、また、④は、一年のサイクルの中で、洪水期以降に空虚の状態から貯水容量を回復させるだけの豊富な流入量が必要となることから、いずれにしても、貯水池回転率が大きくなくては採用できない対策である。

Basson[9]らは、図－2に示した貯水池寿命と貯水池回転率の関係を用いて、貯水池における堆砂対策を分類することを提案しているが、これを参考に、我が国の状況をも踏まえて以下のように整理を行ってみた。なお、我が国における本格的な排砂事例は未だ少なく、特に排砂にかかるコスト（施設建設、維持管理、必要水量など）や多目的ダムにおける洪水調節との整合性など、明確にすべき課題が多いことから、以下の分類の基礎となる数値については、あくまでも現段階における目安と考えるべきである。

表－1　貯水池の分類と堆砂対策の考え方

カテゴリー	貯水池寿命	1/貯水池回転率	堆砂対策	対策メニュー	事　例
A	＞概ね500	－	特に必要なし	－	Hoover, Aswan Damなど
B	≒100～500	－	補助的な対策	①	日本の一般的貯水池
C	＜概ね100	＜概ね0.1	本格的な対策	②、③、④	出し平、宇奈月ダム 欧州の発電貯水池 中国三門峡ダムなど
D	＜概ね100	＞概ね0.1	補助的な対策	⑤	米国、アフリカの 大規模貯水池

7．おわりに

21世紀を目前に控えて、水資源の管理は長期的視点からその持続性について検討されなければならない。Biswas[3]は、水資源の持続的管理を実現するためには、持続可能性に寄与しない特定の開発の側面を認識し、これらの望ましくない悪影響を軽減し、場合によっては取り除くような適切な対応をとることが重要であると指摘しており、また、Bruk[2]は、水資源の持続的管理は、社会的に受諾可能(socially acceptable)、生態学的に健全(ecologically sound)、経済学的に正当(economically justifiable)、技術的に妥当(technically feasible)でなければならないと述べている。

貯水池の経済的な耐用年数は、世界的に見ても50年程度と考えられるが、この期間で十分な投資の回収がなされるのであれば、投資者は、この期間以上に貯水池を延命させるために、わざわざ余分な対策のための初期投資を行う必要性は認めないであろう。しかし、貯水池において土砂管理を適切に行うことにより、単に貯水池の延命というのみならず、堆砂によってもたらされる貯水池内の濁水、上流河道の背砂、下流河道の河床低下と生物生息環境としての河床砂礫の喪失などの、社会的、生態環境的影響を多少なりとも低減する効果が期待される。現在までのところは、これらによる便益を経済的に評価する手法が確立されていないが、こうした要素を考慮した上で貯水池の堆砂対策を計画論の中で正当に評価することによって、貯水池の持続的管理のフィージビリティは一層高くなるものと考えられる。

Bruke[9]はさらに、地球上の全ての貯水池は人類共通の財産であり、運用の現状、寿命予測、延命策、来るべき改築計画などの情報を共有すべきと提案しているが、我が国においても貯水池の堆砂対策と持続的管理に関する議論が、特定のダム、特定の地域に留まることなく広く高まることを期待したい。

参考文献

1)例えば、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, pp6-20, 1992

2)Stevan Bruk: Reservoir Sedimentation and Sustainable Management of Water Resources - The International Perspective -, Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation, Vol.1, pp.1-13, 1996

3)Asit K.Biswas: Water Development and Environment, ダムと環境に関する東京ワークショップ講演報告集, (財) 国土開発技術センター・(財) ダム水源地環境整備センター, 1997

4)Harald D.Frederiksen: Water Crisis in Developing World, Misconceptions about Solution, ASCE Journal of Water Resources Planning and Management, Vol.122, No.2, pp.79-87, 1996

5)David Miltz and David C.White: Sedimentation and the Economics of Selecting an Optimum Reservoir Size, Water Resources Research, Vol.23, No.8, pp.1443-1448, 1987

6)K. P. Singh and A. Durgunoglu: Economic Reservoir Design and Storage Conservation by Reduced Sedimentation, ASCE Journal of Water Resources Planning and Management, Vol.116, No.1, pp.85-98, 1990

7)M. Frenette and P.Y.Julien: Physical Processes Governing Reservoir Sedimentation, Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation, Vol.1, pp.121-142, 1996

8)Zhou Zhide: Overview of Preventive and Remedial Measures, Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation, Vol.2, 904-919, 1996

9)G.R.Basson and Albert Rooseboom: Sediment Pass-Through Operations in Reservoirs, Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation, Vol.2, pp.943-992, 1996

ICOLD 第19回大会提出課題論文
Q.74-R.59　土砂バイパス施設分派部の水理的検討

柏　井　条　介[*1]
角　　哲　也[*2]
本　田　敏　也[*3]

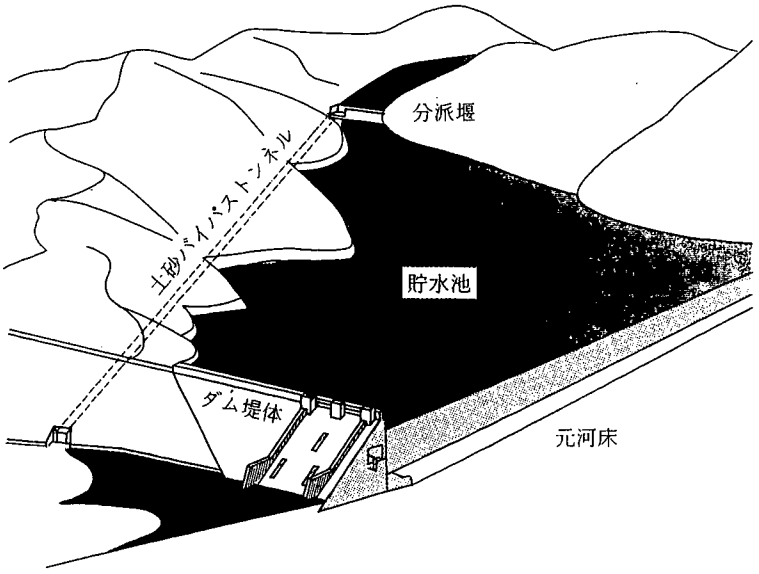
1. まえがき

ダムの建設目的は水を溜めることにある。溜めるための水は通常，河川を流下する水である。この場合，水の流下と合わせ土砂も流下する。従って，多くの場合水を溜めると土砂も溜まる。

ダム建設において土砂の堆積の好ましい影響を考えるのは困難である。貯水容量の減少，貯水池上流端付近での河床上昇，ダム下流の河床低下，海岸線の後退など土砂堆積の弊害を表す表現には事欠かない。しかしながら，土砂生産量の大きい日本では土砂災害の防止のため砂防ダムが数多く建設されているのも事実である。ダムは巨大な砂防ダムである。下流河道の土砂管理という意味でダムの果たしている役割も大きいと思われるが，河川・海岸における土砂管理のあり方についての流域全体を通じた理念は，まだ十分には議論されていないところである。

何れにしても，貯水という観点からは土砂の堆積は対策を考えるべき問題である。堆砂問題は古くて新しい問題であり，日本においても，生産土砂量を抑制するための各種治山対策や堆積土砂の掘削・浚渫等が行われてきた。これら対策は現在も実施されているところであるが，近年では，貯水池への流入水の土砂輸送力を利用して，大量の土砂を貯水池下流へと流下させる堆砂対策が計画されるようになってきている。

貯水池への流入水を利用する方法は現在のところ二つある。一つは，一時的に貯水位を低下させて堆積土砂を排出する方法である。黒部川に建設が進められている宇奈月ダムでは，この方法により年平均140万m³の流入土砂量に対しある水準で堆砂位を維持することが計画されている。他は，貯水池を迂回するバイパス水路により，洪水の一部をダム下流へと迂回させるものである。天竜川の美和ダムでは，年平均流入土砂量68万m³の77％を占めるウォッシュロードのうち76％をバイパストンネルに



図―1　土砂バイパス施設の概要

[*1] 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室長
[*2] 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室主任研究員
[*3] 建設省土木研究所 ダム部水工水資源研究室研究員（現 建設省北陸地方建設局黒部工事事務所開発調査課）

より排出する計画であり，土砂を迂回させる本方式は，他のいくつかのダム貯水池においても計画が検討されている。

本報告は，バイパス水路により洪水の一部を迂回させる方法を対象に，適切な洪水分派のため必要となる分派堰の計画・設計手法を水理機能の観点から検討・整理したものである。

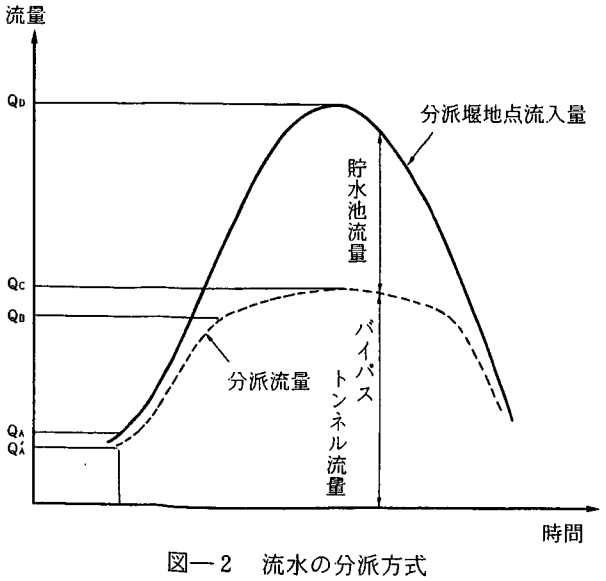
2. 流水の分派計画

土砂の分派を行うためには流水の分派が前提となる。ここでは，洪水調節，用水補給等の目的をもつ多目的ダム計画を念頭に分派計画の考え方を整理する。なお，施設にはゲートを設けるが全開，全閉操作しか行わないものとする。これは，施設地点流量に応じた細かい流量操作は困難と考えられるためである。また，堰は固定堰とする。

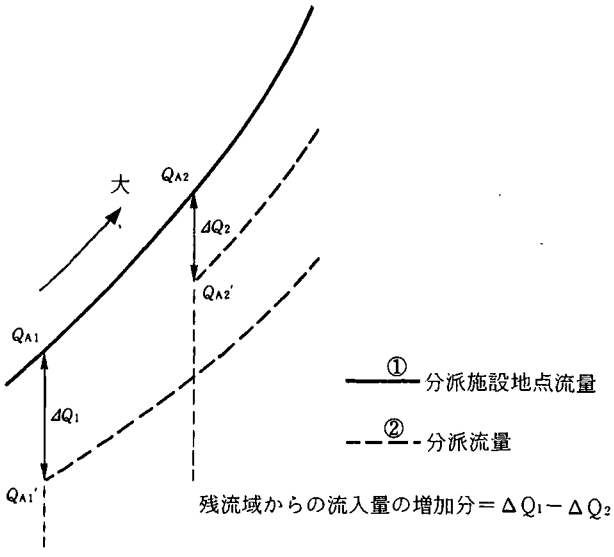
図—2に流水分派の基本的な方式を示す。図は分派施設地点での流量と分派量の関係を示したものである。分派は施設地点流量が Q_A に達した時点で開始し，Q_A に対し Q_A' の流量を分派する。このときゲート操作を行うこととなる。これ以降はゲート操作は行わず，施設地点流量の増大に従い分派量も増大する。施設地点のピーク流量 Q_D において分派量は最大の Q_C となり，施設地点流量の減少により分派量も減少する。なお，Q_A，Q_C 間に Q_B の流量を示してあるが，この意味については後述する。

Q_A は流入河川における土砂の移動限界流量を考慮して，また，Q_A' は分派施設以外の残流域からの流入量と確保すべき貯水池流入量（発電流量やダムから直接取水する利水流量等の合計）の関係を考慮して検討する。流入河川から土砂が出てこない流量時に分派を行っても土砂分派の効果はないから，ダム貯水池における所定の貯水量の確保を考慮して Q_A はできるだけ大きくとり，土砂の移動限界流量程度以上とする方向で検討する必要がある。また，Q_A' は，分派後の貯水池への流入量 Q_A-Q_A' と施設の残流域からの流入量の合計が，発電流量等の貯水池流入量として確保しなければならない流量より大きくなるよう設定されなければならない。

上記において，土砂の移動限界流量時における残流域からの貯水池流入量が，貯水池において確保すべき流入量より大きければ，$Q_A'=Q_A$ として全量分派することができる。一方，そうでない場合には問題が複雑になる。このことを図—3の Q_{A1} と Q_{A2} の場合を比較して説明する。貯水池において確保すべき流量と残流域からの貯水池流入量の差を貯水池への必要流入量 ΔQ とすると，残流域からの貯水池流入量は施設地点流量と正の相関関係にあると考えられるから，ΔQ は施設地点流量が大きくなるに従って小さくなると考えられる。従って，Q_{A1} と Q_{A2} では，施設地点流量が大きい Q_{A2} の方が Q_A—Q_A' を小さくすることができる。分派開始後はゲート操作を行わないから，施設地点流量が Q_A より大きくなった場合の分派量は Q_A' により制約を受け，例えば同じ敷高の越流頂により分派流量と貯水池への流量が分けられているとすると，分派量と施設地点流量の比は常に Q_A'/Q_A となる。つまり，Q_{A2} より大きい施設地点流量時の分派流量は Q_{A2} が大きく設定できる。一方，Q_{A2} の設定では Q_{A1} から Q_{A2} の間の分派ができないから，どちらの Q_A において多くの土砂分派が期待できるかは直ちには見出せなくなり，過去の出水記録に基づく試行錯誤の検討が必要になる。このとき，分派施設形状についても



図—2 流水の分派方式



図—3 Q_A の変化による分派流量の変化

併せて検討する必要があることは言うまでもない。

Q_C は最大の分派量であり，バイパストンネル断面を決定する流量である。従って，トンネルの経済性と土砂分派効果を勘案して決定される。同時に，洪水調節計画からの制約も受け，例えば，一定量放流方式のダムでは，ダムの最大放流量以下に設定する必要がある。ここで，Q_A'，Q_C を固定した場合を考えると，分派量のハイドログラフをできるだけ施設地点流量のハイドログラフに近づけることにより，つまり，図—2に示す Q_A'～Q_C 間の破線をできるだけ左側に寄せることにより，より多くの分派量を確保できることが分かる。このことは，貯水池側への流量急増施設の設置，例えば越流頂の設置により可能であり，流量急増点でハイドログラフは Q_B という不連続点を持つことになる。

以上示したように，流量分派計画においては，流入河川の土砂移動限界流量，施設残流域からの貯水池流入量，発電流量等貯水池において確保すべき流量，洪水調節計画，バイパストンネル断面，施設の分派機能（Q_A'～Q_C のハイドログラフ）を考慮する必要がある。土砂分派計画の策定においては，これら事項を考慮の上，施設地点及びダム地点の過去の流況を用いた水理計算，土砂移動量計算に基づく土砂分派効果の検討が必要になる。その際，利水や発電のための貯水量の回復も考慮の上，分派頻度，分派可能流量を検討する必要があるのは勿論である。

3. 分派施設形式と分派機能

3.1　対象土砂と分派施設形式

土砂分派は流水の分派によりなされ，施設は水理構造物と同様の形式をとる。一方，土砂は水と同じに運動するわけではなく，粒径により流水の分派に対する土砂の分派特性も変わってくる。ウォッシュロードのように，出水時に流水にほぼ一様に混合して流下すると考えられる場合には，流水の分派量の全流量に対する比率と土砂の分派量のそれがほぼ等しいものとして取り扱うことができる。これに対し，粒径が大きく，底面ほど濃度が高くなる浮遊砂や掃流砂では，分派の方法により，土砂分派の効率が変化する。従って，両者の施設設計上の取扱いにも自ずと変わる部分が生じ，ここでは，ウォッシュロードを対象とする場合，及び浮遊砂・掃流砂を対象とする場合のそれぞれについて検討する。

ところで，土砂バイパス施設の抱える大きな問題として，土砂による磨耗・損傷問題がある。特に長い距離に亘り土砂を流下させるバイパストンネルでは万全の配慮が要求され，現状では大きな磨耗・損傷を招くような粒径の大きな土砂の分派は問題が大きいとされている。上記のうち，ウォッシュロードを対象とする場合とは，ウォッシュロード以外の粒径の大きな土砂はバイパストンネルを流下させないという意味を含むものであり，ウォッシュロード以外の土砂は分派施設上流に設けた堆砂域に堆積させ，掘削等でこれを定期的に排除する等の対策と一体となった分派計画が前提とされる。また，浮遊砂・掃流砂を対象とする場合においても，比較的小さい粒径が念頭におかれているのが現状である。なお，浮遊砂．掃流砂を対象とする場合とは，対象土砂の主たる構成要素が浮遊砂や掃流砂であることを意味し，当然のことながら，これら粒径の土砂分派に伴いウォッシュロードも分派される。

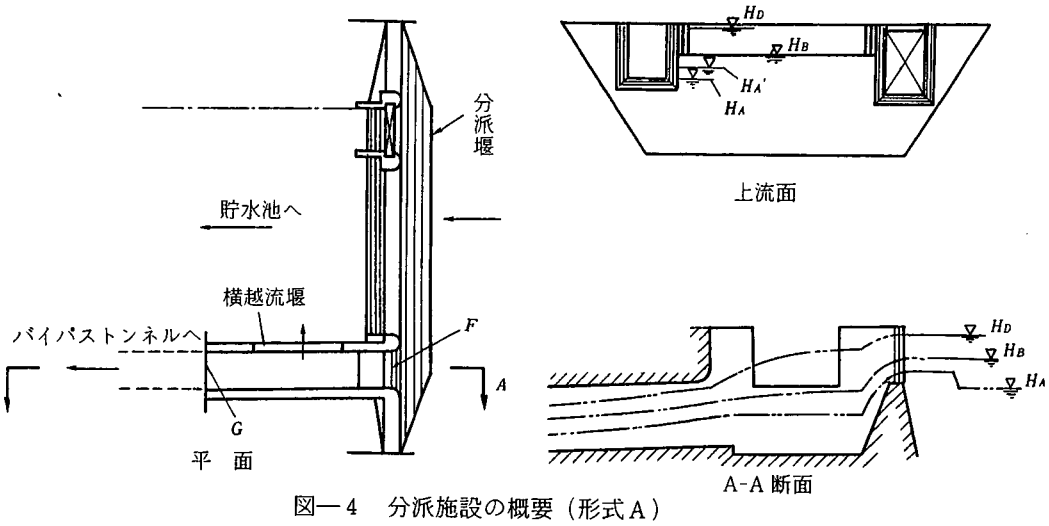
以下では，説明の簡単のため，図—2の Q_A'～Q_B の間の分派が全量分派である場合を対象に説明する。全量分派でない場合には，分派施設地点流量が Q_A のとき，Q_A—Q_A' の流量を貯水池側に流下させる切り欠きがこれに加えられる。

3.2　ウォッシュロードを対象とした分派施設

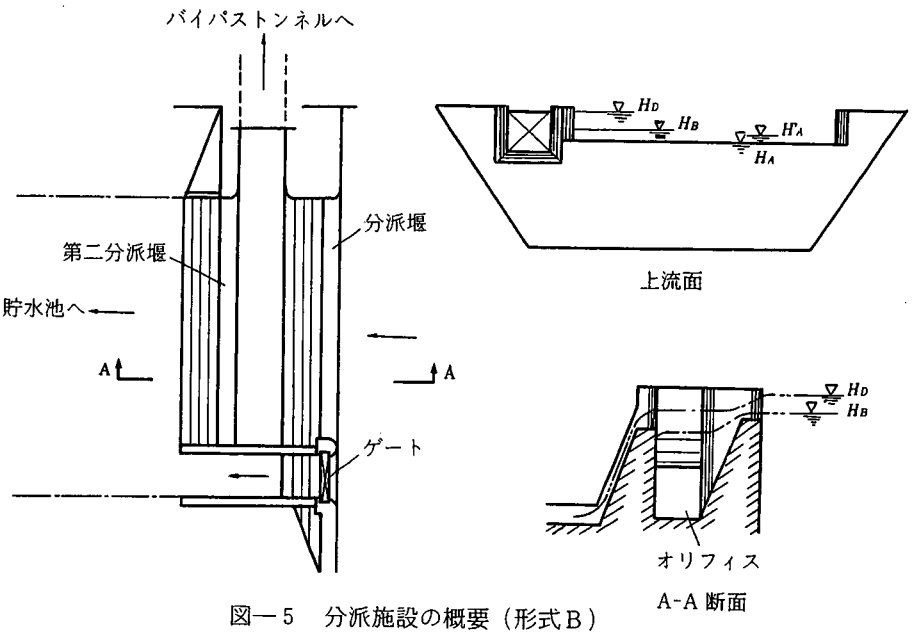
ウォッシュロードを対象とする施設形式として，図—4，5に示す2形式がある。何れの形式も分派堰が構造の主体となる。堰は所定の位置で流れの支配断面を生じさせる機能，粒径の大きな土砂を上流に堆積させる機能をもつ。図中，水位を表すHに付けてある添え字は，図—2のQの添え字で表される状態に対応させてあり，両形式での流量分派の模式図を図—6に示す。以下に，各形式での分派方法及び施設設計上の留意事項を述べる。

ｉ）形式A

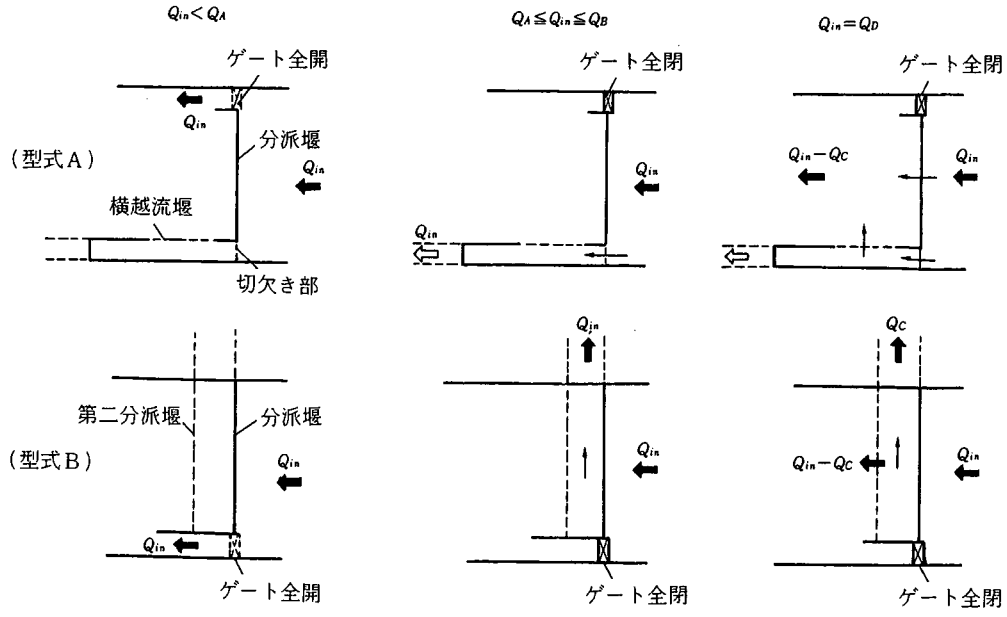
形式Aは，分派堰に設けた切り欠き部の越流と，堰全般での越流による分派を基本にしたものである。分派量を更に調節するため，切り欠き部を越流した流れを導水路に設けた横越流により調整する場合もあり，図では横越流を有する場合を示してある。また，ゲート部は，施設地点流量が Q_A 以下の流量時に全開にて貯水池側に放流するものであり，施設地点流量が Q_A に達した時点でゲートを全閉とする。ゲートが全閉されると，切り欠き部の越流が始まり分派が開始される。従って，切り欠きの敷高はゲート部で Q_A を放流するときの水位 H_A 以上とする必要があり，ゲート全閉操作により水位は H_A から H_A' に上昇する。ここに，H_A' は切り欠き部を Q_A が流下するときの水位である。施設地点流量が Q_A～Q_B の間は全量切り欠き部を流下させ，バイパストンネルへと導流する。また，堰地点流量が Q_B に達した時点で堰から越流を開始させ，分派流量の増加を抑える必要がある。従って，堰の越流敷高は切り欠き部を Q_B が越流する水



図—4 分派施設の概要（形式A）



図—5 分派施設の概要（形式B）



図—6 形式A・Bの分派方法

位 H_B とする必要がある。堰全般からの越流により，トンネルへの最大流量 Q_C はかなり抑えられるが，更に抑える（逆から言えば，同じ Q_C に対しできるだけ Q_B を大きくする）方法として，切り欠き部を越流した流れを横越流により貯水池側に戻す方法がある。このとき，横越流頂の敷高は，Q_B 流下時の水路内水位以上とする必要がある。

以上の施設により施設地点流量が Q_D のとき，バイパストンネルに Q_C が分派され，分派堰越流頂及び横越流頂より Q_D—Q_C の流量が貯水池へと流下する。なお，図—4 のゲートは，Q_A 以下の流量を貯水池側に流下させる専用の切り欠きに設置し，分派時には全閉状態で対応するものとしているが，その他のゲート位置案として分派側，即ち切り欠き～バイパストンネル入口間，例えばFやGに設ける案も考えられる。この場合には流量が Q_A に達した時点でゲートを全閉から全開に操作することになるが，ゲート操作前には堰上流の水位は堰の越流敷高 H_B より上方にある（堰上を Q_A の流量が越流している）ので，ゲート全開に伴い切り欠き部には Q_B を越える流量が流下し，ダム下流の流量が急増することになる。この流量の増加量は，ゲートをGの位置に設置するとともに，Q_A 時に堰上に支配断面を生じさせて小さくすることが可能である（そのためには，横越流水路により Q_A の流量を貯水池側に越流させることが必要である）。ただし，ゼロにすることはできず，何れにしても流量増加の問題は残る。

ⅱ）形式B

形式Bは，分派堰下流に分派堰と並行に堰上げ用の堰を設け，両堰間に形成される側水路により分派を行うものである。流れは上流分派堰越流後に分派される。ゲート部は，形式Aと同様であり，施設地点流量が Q_A 以下においてゲート全開にて貯水池側に放流し，Q_A に達した時点で全閉操作を行い，上流分派堰から越流させる。従って，上流分派堰の越流敷高は H_A 以上とする必要があり，ゲート全閉に伴い，上流分派堰上流水位は H_A から H_A' に上昇する。Q_A～Q_B 間は，側水路によりバイパストンネルへと導流され，Q_B に達した時点で下流分派堰からの越流が始まる。下流分派堰の越流敷高は Q_B 導水時の側水路内水位とする必要がある。

以上の施設により施設地点流量が Q_D のとき，バイパストンネルに Q_C が分派され，下流分派堰を越流して Q_D—Q_C の流量が貯水池へと流下する。バイパストンネル入口は開水路でもオリフィスでもよいが，オリフィスとすれば施設地点流量の増加に伴う分派流量の増加を抑えることができる。これは形式Aでも同様である。

以上，ウォッシュロードを分派する場合の二種の基本的な施設形式を示した。主たる両形式の差は以下の2点に集約される。

①分派堰の越流敷高は形式Aでは H_B，形式Bでは H_A となる。従って，形式Aでは Q_A～Q_B 間の流量時に堰上流水位が越流敷高より低く設定されるのに対し，形式Bでは分派を通じ常に越流敷高程度に高く維持でき，粒径の大きな土砂の捕捉の観点からは形式Bが有利である。

②形式Aでは分派堰，バイパストンネルの他，切り欠き～トンネル間の導水路が必要になるのに対し，形式Bでは下流にも分派堰が必要になる。従って，構造物としては形式Bが大きくなる可能性が高い。

具体的な分派施設形式の選定では，上記両形式の特徴を踏まえた上，対象となる流量，施設設置位置の地形・地質，下流水位，周辺の土地利用状況等を勘案して比較検討する。なお，分派堰周辺の流れは，形式A，Bの何れもダム放流設備等で既に検討されてきている流れにより構成されており，水理的に特に問題となるものではないが，実施設計に当たっては夫々課題をもっており，必要に応じ水理模型実験等による検討が必要である。例えば，形式Bでは，下流分派堰からの越流が生じることにより，側水路内に形成される回流の方向が逆転し，逆転の際に不安定な流況が生じる問題がある。また，下流分派堰越流量が大きいと側水路内の回流も強く，オリフィス下流からの吸い込み渦が顕著になって放流水脈を乱すなどの問題がある。このための対策として，オリフィス直上流部分を除く上流分派堰に，図—7 に示すようなブロックを設ける方法が効果的であることが水理模型実験で明らかになっている。図—8 には，水理模型実験で得られた形式Bでの施設地点流量と分派流量の関係例を示す。Q_B からの分派流量の増加は小さく，効率の良い分派が行われている。

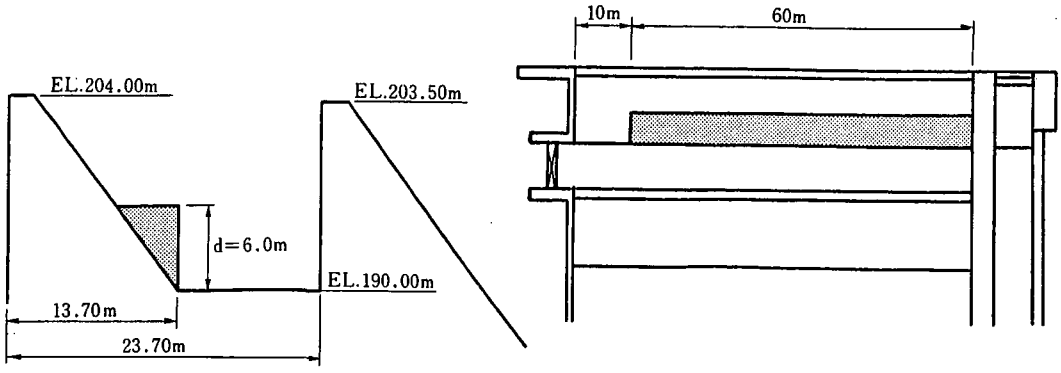
3.3　浮遊砂・掃流砂を対象とした分派施設

浮遊・掃流砂を対象とした場合においても，分派は流量の分派により行われる。従って，基本的な施設の考え方は，ウォッシュロードの場合と同様である。ただし，

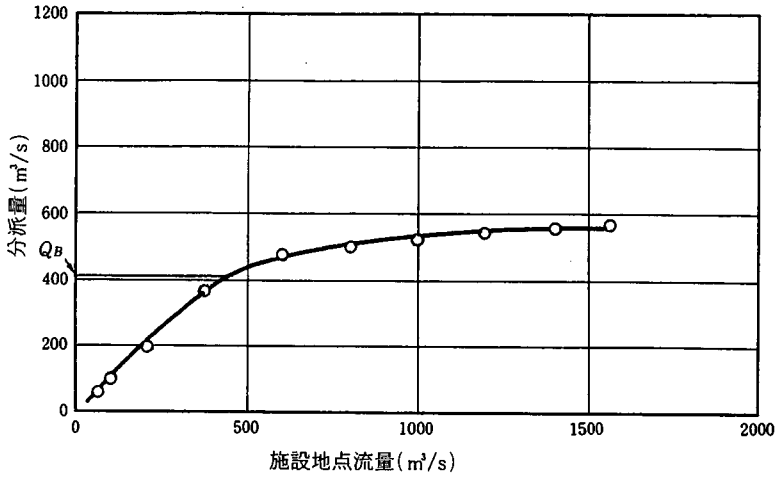
①分派堰上流での貯砂を念頭に入れる必要がない。

②底面付近の土砂濃度が高いことを利用した効率的な分派が可能である。

ことを配慮した施設計画が必要である。この観点から図—4，5 に示した施設形式を見直してみる。まず，形式Bであるが，形式Bでは側水路を介した分派が行われている。側水路内では分派堰の越流水脈による比較的強い回流が生じるため，流入した土砂が攪拌され，②の考慮



図―7　形式Bでの流況改善策



図―8　形式Bでの施設地点流量と分派流量の関係例

事項に対し不利である。先に示した水位を常に上方に保つことができ貯砂に有利な利点も，①により特に利点とはならない。従って，浮遊砂・掃流砂を対象とした場合には，形式Aを主体に考えればよい。

形式Aでは，貯水池側への放流が分派堰の越流及び横越流の両者からなされている。ウォッシュロードの場合には，どこから放流しても土砂の分派という意味では同じであったが，浮遊砂・掃流砂ではどこからの放流が効率よく土砂を分派できるかが問題になる。表―1にその比較実験例を示す。実験では，模型上流端から一定濃度

表―1　分派形式と分派効率の例

（実験砂平均粒径0.1mm，分派堰幅（越流部）約1.5m，切り欠き幅約0.2m）

流入土砂濃度0.2%

貯水池への越流方式		流量 (ℓ/s)			流下土砂量 (ℓ/s)			⑦分派効率
		①バイパス	②貯水池	③分派率(%)	④バイパス	⑤貯水池	⑥分派率(%)	
横越流		14.0	11.8	54	0.022	0.022	50	0.93
分派堰越流	ケース1	11.4	14.3	44	0.039	0.007	85	1.93
	ケース2	11.2	14.4	44	0.037	0.006	86	1.95

流入土砂濃度0.03%

横越流		13.4	12.2	52	0.0047	0.0024	66	1.27
分派堰越流	ケース1	12.3	13.2	48	0.0054	0.0021	72	1.50
	ケース2	11.7	13.3	47	0.0059	0.0014	81	1.72

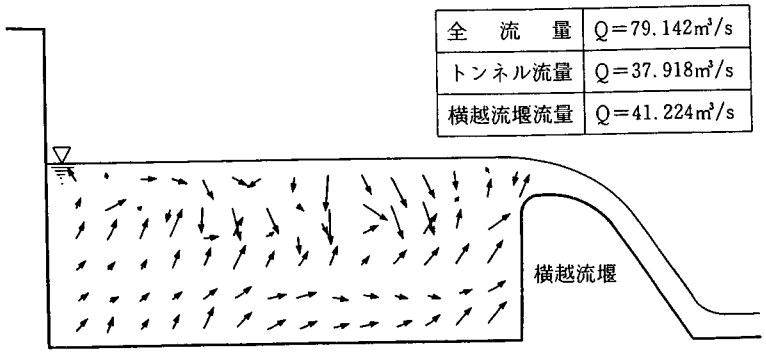
注）・バイパスとはバイパストンネルへ向かう量
・貯水池とは横越流または分派堰越流により貯水池へ向かう量
・③=①/(①+②)×100，⑥=④/(④+⑤)×100，⑦=⑥/③

の給砂を行っており，表には，分派堰上流に堆砂が進行し，模型下流端で捕捉した越流及びバイパストンネルでの土砂量が安定した後の結果を示している。分派堰越流については，1，2の2ケースを実施しているが，1は単に分派堰を越流させたもの，2は分派堰の上流に潜り堰を設けたもので，これについては後で説明する。

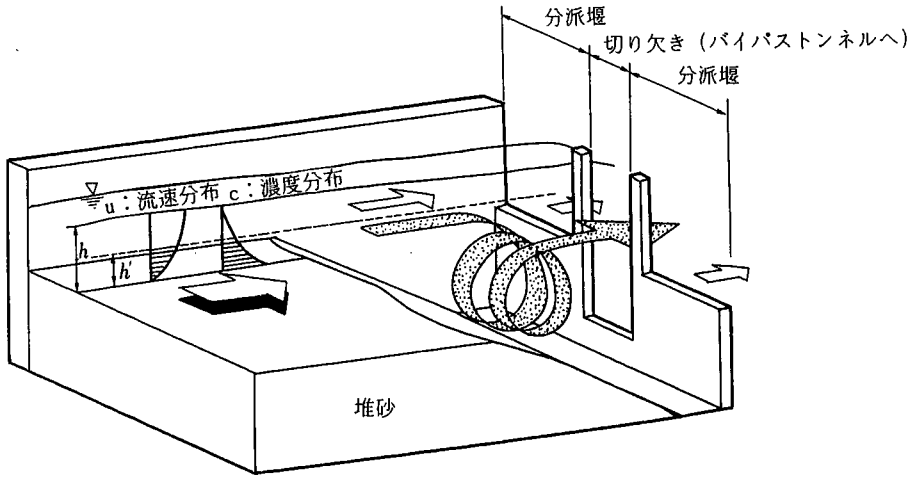
表中の分派効率は土砂量の分派率と水量の分派率の比であり，水量の分派に対する土砂分派の効率を表している。表より，流入土砂濃度0.2%の場合，横越流では分派効率が0.93と水量と同程度の分派になっているのに対し，分派堰越流では1.9以上と水量の分派の倍近い効率が得られていることが分かる。流入土砂濃度が0.03%になると，その差は小さくなる傾向があり，流入土砂濃度により両者の優劣が逆転する可能性があるものの，表に示した実験結果では，横越流より分派堰越流の方が効率のよい結果が得られている。この原因は次のように求められる。

図—9に，横越流の場合の水路断面内の流速分布例を示す。水路断面内には横越流に伴う2次流が生じており，水路底面付近には越流頂に向かう流れが存在している。この2次流により底面付近の土砂が上方に巻き上げられ，効率を悪化させていることが分かる。これに対し，分派堰越流の場合の堰付近の流況は図—10のようになる。図は，表—1とは別に実施した基礎実験により得られたもので，分派用の切り欠きを堰中央に設けているが，分派堰周辺の流況は表—1の実験と同様であり，堰前面には切り欠きに向かう螺旋流が形成される（図—11に堰前面の流速分布例を示しており，螺旋流の状況が確認できる。）この螺旋流は，堆砂上の流れのうち，底面付近の土砂濃度の高い流れにより形成されており，これにより分派効率が高くなっていることが考えられる。表—1の分派越流2のケースは，この堰前面に形成される螺旋流をより長い区間に亘り確実に生じさせる趣旨で，堰上流に潜り堰を設置したものであり，若干ではあるが効果が見られている。

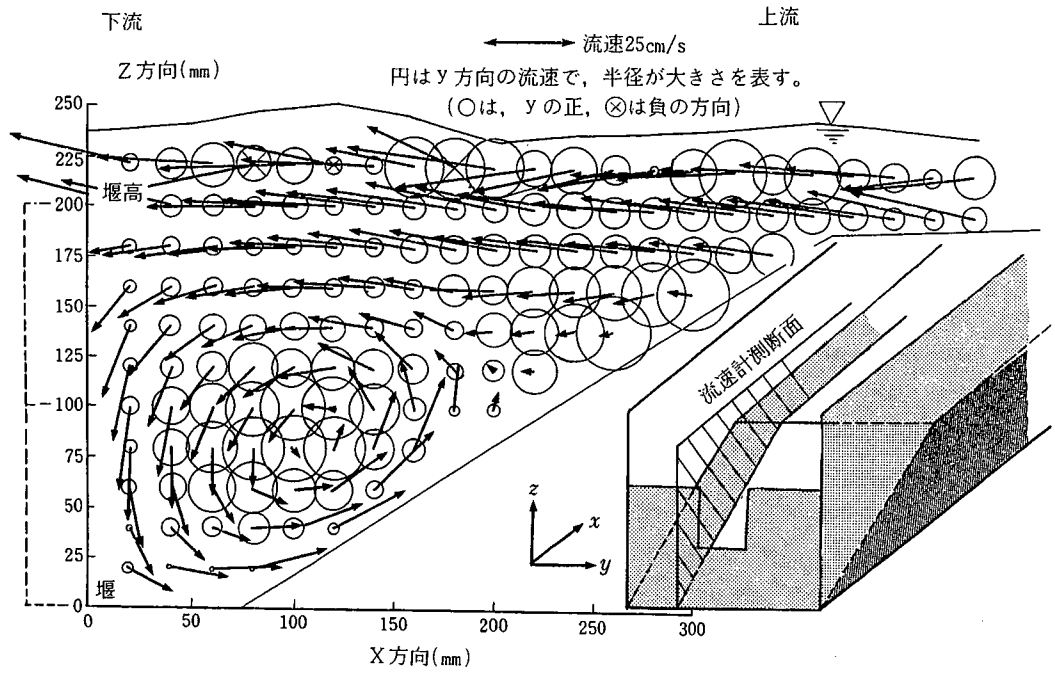
図—12は，水理実験により得られた分派堰越流の場合の流量の分派率αと土砂の分派率rの関係例を示したものである。ただし，表—1と異なり，α，rは図—13に示した分派堰部のみの諸量に対し次のように定義している。



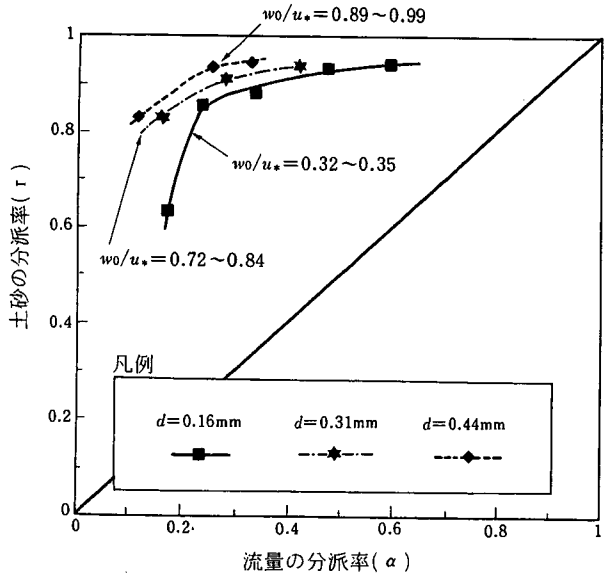
図—9　横越流水路内の流速分布例



図—10　分派堰越流の場合の堰上流の流況



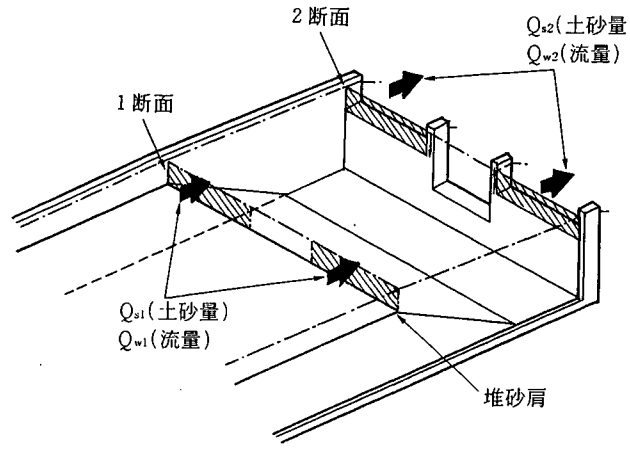
図—11 分派堰上流の流速分布例



図—12 分派堰越流における流量の分派率と土砂の分派率の関係

$\alpha = 1-(Q_{w2}/Q_{w1})$, $r = 1-(Q_{s2}/Q_{s1})$ ……(1)

図より，αに対しrはかなり大きな値をとっており，分派堰越流により効率のよい土砂分派が可能なことが確認される。また，図には，堆砂面上流れにおける流砂の浮遊状況を表すパラメータである w_0/u_*（w_0：粒子の沈降速度，u_*：堆砂面上流れにおける摩擦速度）を併せて示しており，w_0/u_* が大きいほど，つまり，粒子の沈降成分が卓越するほど土砂分派の効率が良くなることが分かる。



図—13 堰に向かう流れの流量，土砂量

分派堰越流によるαは，先に述べた流況及び図—12の実験結果を考慮した以下の仮定によりモデル化することができる。

①堆砂上を分派堰に向かう流れは，堰上流で堰の越流量と切り欠きへ向かう流量に分派され，この分派量比は幅方向に一定である。

②分派されて切り欠きに向かう流れは，堆砂面上のh'の流れにより構成される（図—10参照，水深hのうち下方のh'部分の流れが切り欠きに向かう）

③切り欠きに向かう堆砂面上の流れに含まれる土砂（h'の中に含まれる土砂量）が切り欠きへと分派される。

仮定①，②より流量の分派率αとh'の次の関係を導

くことができる。

$$\alpha = \int_0^{h'} u(y)dy / \int_0^{h} u(y)dy \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，yは堆砂上における河床からの高さ，u(y)はyの位置の流速である。また，仮定③よりrは次式で表される。

$$r = \int_0^{h'} q_s(y)dy / \int_0^{h} q_s(y)dy \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに，$q_s(y)$はyの位置の流砂量である。土砂の流砂量式には様々なものが提案されているが，通常は流砂形態別に掃流砂，浮遊砂，ウォッシュロードのそれぞれに対し流砂量式を設定の上，これらを足し合わせて用いられる。この場合，河床上を流送される掃流砂については全量が，また，流水中にほぼ一様に混合するウォッシュロードについては，流量の分派率と同じ比率で切り欠きへと分派されるから，rは式(3)の代わりに次式で表される。

$$r = (q_B + q_t(h') + \alpha q_w)/(q_B + q_t(h) + q_w) \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに，q_B，$q_t(y)$，q_wはそれぞれ堆砂面上での単位幅当たりの掃流砂量，河床からyの高さまでの間を流下する浮遊砂量，ウォッシュロードの流砂量であり，式(4)により，土砂の分派量を概算することができる。ただし，螺旋流と堰を越流する流れの間での土砂移動の存在等の問題が残されており，今後更に精度のよいモデルを構築していく必要がある。

4. あとがき

土砂バイパス施設のうち，特に分派施設について，流量の分派方法，所定の流量分派のための施設形式について検討を行い，その基本的な考え方を整理した。また，掃流砂，浮遊砂を対象とした場合について，土砂の分派効率を考慮した施設形式について検討を行うとともに，分派量の算定手法について検討を実施した。

本報告で示されたように，土砂の分派という意味では粒径の大きな掃流砂や浮遊砂が効率よく分派できる。一方，粒径が大きくなると施設，特に長区間に亘るバイパストンネルの磨耗，損傷の問題が大きくなってくる。施設の磨耗，損傷対策については今回扱わなかったが，より効率的な土砂のバイパスのため，今後検討が必要と思われる。

要　旨

ダム貯水池の堆砂対策は世界の重要な研究課題となっており，日本においても各種治山対策や堆積土砂の掘削・浚渫等が実施されてきた。これら対策に加え，近年では，貯水池への流入水の土砂輸送力を利用して大量の土砂を貯水池下流へと流下させる堆砂対策が計画されるようになっており，今後の期待も大きい。本報告は，貯水池への流入水を利用する方法のうち，貯水池を迂回するバイパス水路により洪水の一部をダム下流へ迂回させる方法について，洪水分派のために必要になる分派施設の計画・設計方法を水理機能の観点から検討，整理したものである。

報告では，まず，分派施設における流量の分派方式を検討し，分派計画においては，流入河川の土砂移動限界流量，施設残流域からの貯水池流入量，貯水池において確保すべき流量，施設の分派機能等を考慮する必要があることを示した。

分派方式の検討結果を受け，次に所定の分派を行うための施設計画と土砂の分派効果について検討した。流水の分派に対する土砂の分派特性は，粒径により異なっており，ウォッシュロードのように出水時に流水にほぼ一様に混合して流下すると考えられる場合と，掃流砂・浮遊砂のように河床底面ほど濃度が高くなる場合とでは施設計画の考え方にも異なる部分がある。報告では，それぞれの土砂の分派特性を考慮した施設形式について，水理模型実験を含む検討を行っており，それぞれに適した分派施設形式を示した。特に，掃流砂・浮遊砂を対象とした場合には，主として底面付近の流れを分派することにより流量の分派量に対し大きな土砂分派量を得ることができることを示し，土砂分派量の算定方法についても提示した。

◆ 報 文 ◆

カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性

塚原千明* 角 哲也** 宮井貴大*** 柏井条介****

1. はじめに

ダム貯水池の水質対策の観点からは、洪水時に流入する濁度や栄養塩を多く含む流水を貯水池内に滞留させることなく速やかに排出し清水を温存することが重要である[1]。また、粒径の小さなウォッシュロードが多く流入するダムにおいては、この捕捉率が大きくなることによって、堆砂量にも大きな影響を及ぼす可能性がある。

天竜川水系美和ダムで建設中のバイパストンネルは、貯水池内へ流入するウォッシュロード量そのものを軽減する堆砂対策と位置付けられる[2]が、通常のダムにおいても、貯水池内に流入した土砂を滞留・堆積させることなく速やかに排出するような放流設備の配置計画および放流操作を行うことが重要である。

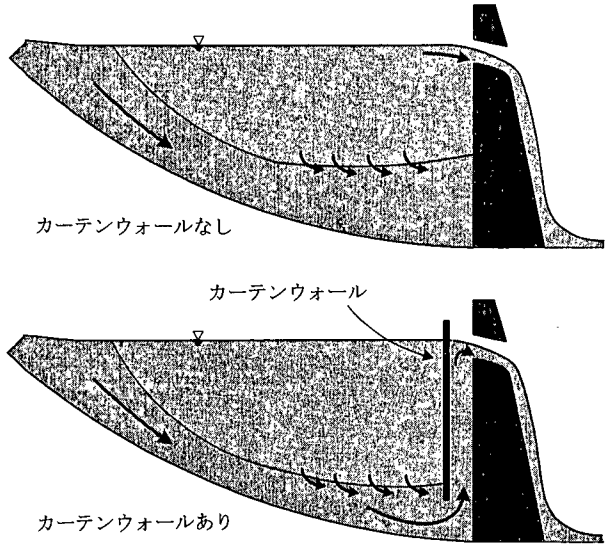
近年、流域面積の小さいダムを中心に、自然調節方式の常用洪水吐きが多く設置されているが、ゲートレス構造の穴あきオリフィスなどは常に表層放流を行うために、洪水時に貯水池中・底層から放流するゲート付きの高圧放流管に比べて土砂の捕捉率が格段に大きくなってしまうことが懸念される。この対策として、図−1に示すように穴あきオリフィスの前面にカーテンウォールを設置して、洪水時に貯水池底部に流入する比較的土砂濃度の高い流水を放流する方法があるが、その水理特性や効果については十分に明らかにされていない。

美和ダムと同じ天竜川水系片桐松川に1990年に建設された片桐ダム(長野県管理：重力式コンクリートダム、堤高59.2m、総貯水容量1,840千m^3、有効貯水容量1,310千m^3、堆砂容量530千m^3、湛水面積0.10km^2、流域面積15.1km^2)は、図−2、写真−1に示すように穴あきオリフィスの前面にカーテンウォールを設置した我が国唯一の事例であり、洪水時にウォッシュロードを積極的に排出することが期待されている。

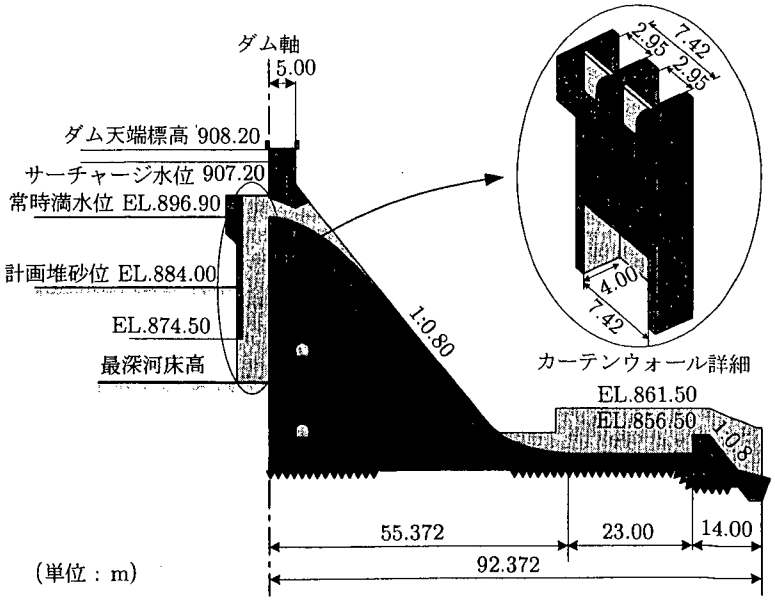
本報文では、この片桐ダムのカーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性を明らかにするために行った現地調査結果について報告する。

2. 調査概要

片桐ダムのカーテンウォールは、高さ約22m、



図−1 カーテンウォールの機能模式図

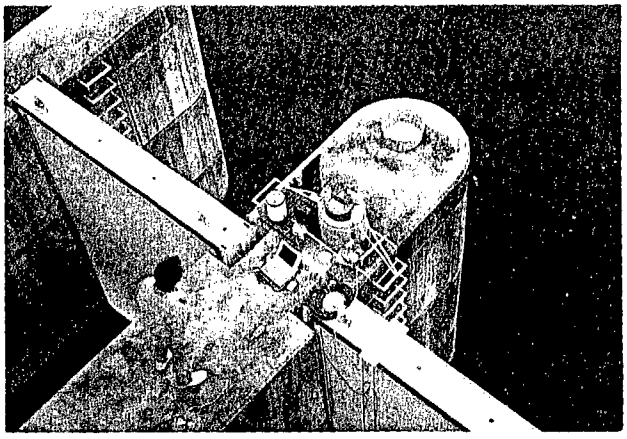


図−2 カーテンウォール構造

Characteristics of Wash Load Discharge from Outlet with Curtain-Wall



写真−1 湛水前の片桐ダム



写真−2 放流点機器設置状況



写真−3 流入点機器設置状況

流下断面積約30m^{2}である。なお、将来において万が一、カーテンウォール底部が土砂により埋まってしまった場合に備えて、上端部は取り外し可能な角落し構造となっている。

今回の調査期間はH9.6.18~9.30であり、図−3に示す貯水池流入点(松川上流砂防ダム直下流)および放流点(カーテンウォール内)において、SSの洪水時変化等を計測した。なお、本ダムの流域面積が小さく降雨時の流出が極めて早いことから、次の自動計測システムを使用した。

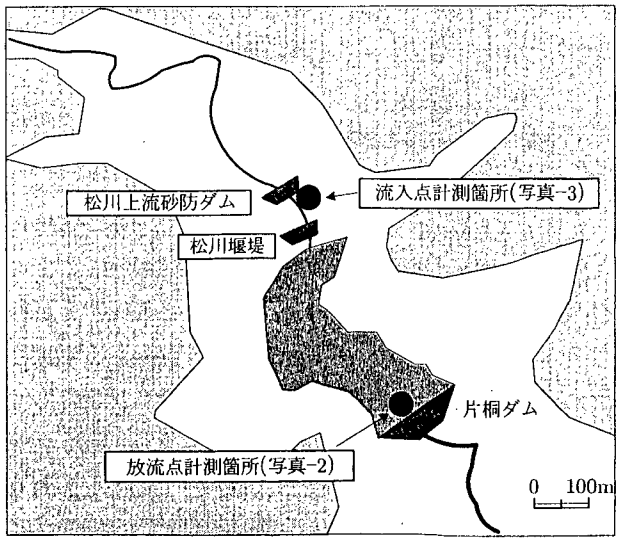
- 複合センサー(濁度・水温・水深・電気伝導度等のセンサーを内蔵。任意時刻に計測しメモリーに保存。)
- 自動採水装置(1リットルのボトル24本内蔵。任意時刻に採水し保存。付属の雨量計や水位計の計測値を用いた採水開始条件の設定が可能。今回は雨量計を使用。)

3. 計測結果

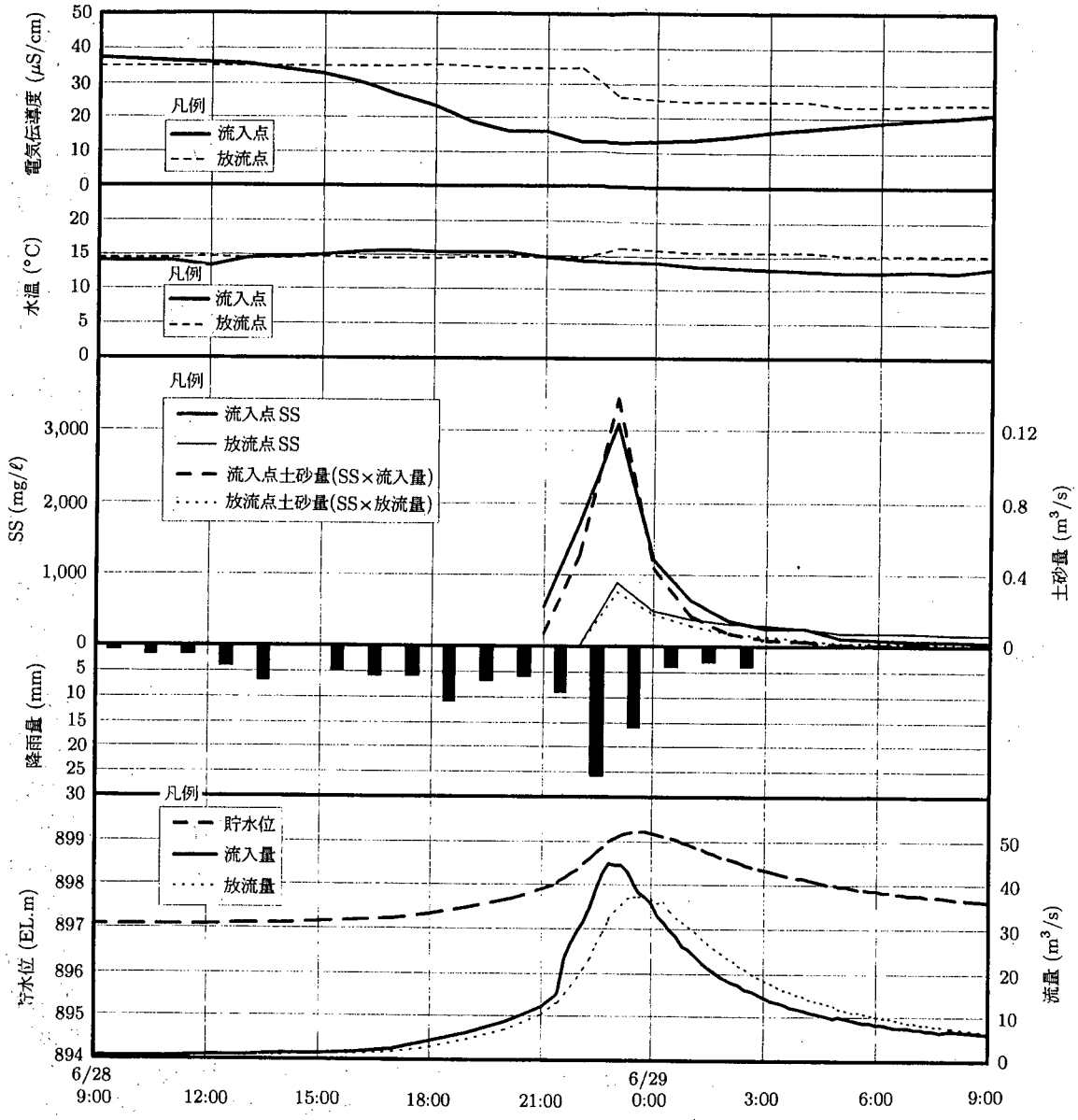
今回の調査期間においては、6月下旬に台風8号の影響による出水が、また、7月初旬には梅雨前線による出水があり、水質データ等を収集することができた。このうち、前者の出水では6月28日に最大流入量44.86m^3/sを記録しており、過去の片桐ダムの洪水記録(片桐ダムの洪水調節開始流量は15m^3/s)では、ほぼ1/1年確率規模に相当し、また、総流入量は総貯水容量1,840千m^{3}の約1/2に相当する923千m^{3}であった。

3.1 6月28~29日洪水時の水質計測結果

図−4に6月28~29日の洪水時における計測結果



図−3 計測機器設置個所

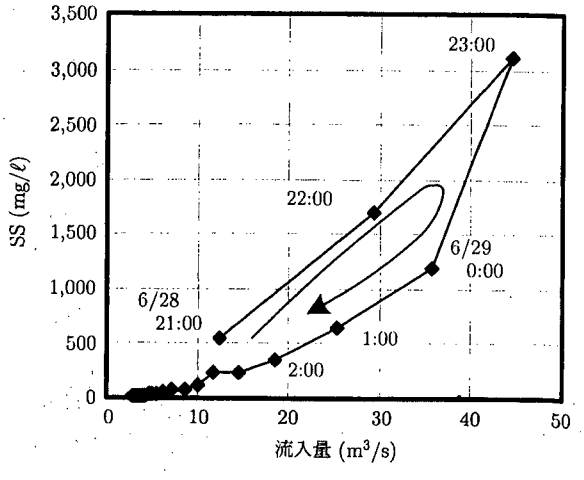


図−4 6月28~29日の洪水における水質変化

を示す。ここで、電気伝導度および水温は複合センサーより、また、SSは自動採水器の採水サンプルより算定しており、いずれも計測間隔は1時間である。計測結果は以下のように整理される。

(1) 電気伝導度

山地から流出する河川水は、平常時の中間流出から降雨による表面流出が支配的となることにより一般にイオン濃度が低下し、これによって電気伝導度が低くなるものと考えられる。今回の計測においても、流入点の電気伝導度は、28日の12:00頃より低下を始め、同日の21:00には最低値を示している。これに対して放流点では、流入点より約10時間遅れた22:00頃に電気伝導度が低下し始め、およそ6時間後の29日5:00に最低値を示し、

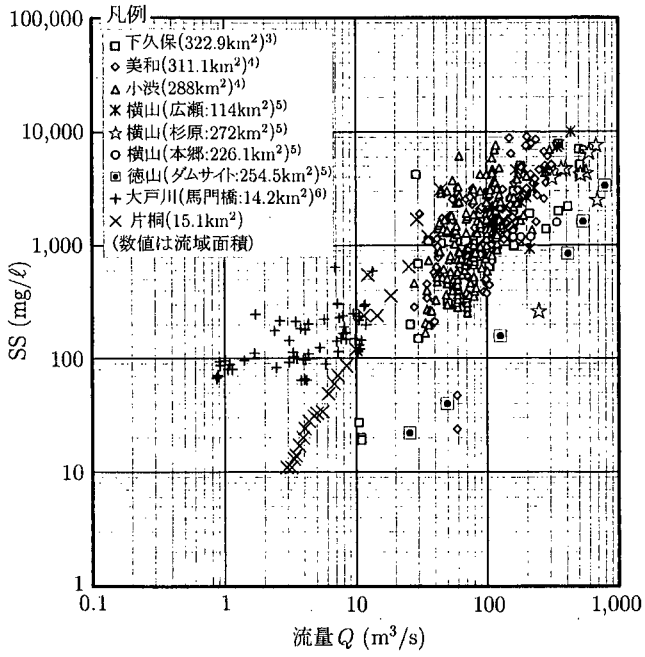


図−5 流入量とSSの関係

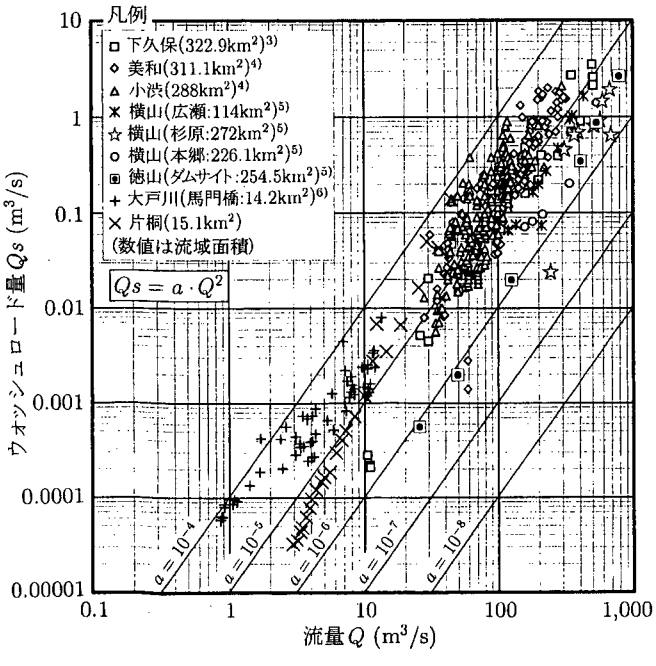
また、低下量も流入点の約1/2となっている。これは、河川より流入した洪水が貯水池を流下するのに一定時間を要し、この間に貯水池内の電気伝導度の高い水と混合したためと考えられる。

(2) 水温

流入水温は12~16℃の間の変動を示しているのに対して、放流水温は放流量ピーク時のわずかな上昇を除いて約15℃で一定している。



図−6 Q−SSの関係



図−7 $Q-Qs$の関係

(3) SS(流入点)

流入点におけるSSは、流量ピーク付近で最大値を示しており、図−5はこれを流入量との関係により整理したものである。一般に出水時のSSの変化は時計回りのループを描くと言われているが、本測においても流量ピーク付近でSSが最高となり、流量上昇期に濃度が高く、減水期に低い傾向が認められた。

河川の洪水時における流量(Q)とウォッシュロード量(Qs)の関係については、建設省河川砂防技術基準(案)や土木学会水理公式集に掲載されている図表が有名であり、これは式(1)で示される。これらは、主に大河川の中流域におけるデータが中心であったが、山地河川の観測値について、今回の片桐ダムの値に我が国において比較的土砂生産が多いと考えられる他ダムのデータを合わせて検討を行った。Q−SSの関係を図−6に示すが、最高で10,000mg/ℓもの高い値が認められる。これらをさらに$Q-Qs$の関係により整理したものを図−7に示す。流域ごとの地質や土砂生産源となる崩壊地の状況などによりばらつきはあるものの、観測値は概ね式(2)の範囲に分布し、式(1)よりもかなり大きな値となることが明らかとなった。

従って、土砂生産の多い山地河川におけるウォッシュロード流入量の算定においては、流域条件に応じて、式(2)程度の高いレベルを想定する必要があるものと考えられる。

$$Qs = (4\times10^{-8}\sim6\times10^{-6})Q^2 \quad (1)$$

$$Qs = (5\times10^{-6}\sim5\times10^{-4})Q^2 \quad (2)$$

(4) SS(放流点)

放流点のSSピーク値は約1,000mg/ℓであり、流入点のSSピーク値の約1/3に低下しているものの、放流量の増加に合わせて一定量の土砂が排出されている。

なお、注目すべきは放流点SSのピーク発生時刻である。事前の予想では、貯水池上流端から流入した濁水塊の流下時間を考慮すれば、放流点のSSピークは放流量のピーク時刻よりも遅れるものと考えられた。しかしながら、放流点SSのピークはむしろ放流量ピークの直前に、流入点SSのピークと同時刻に

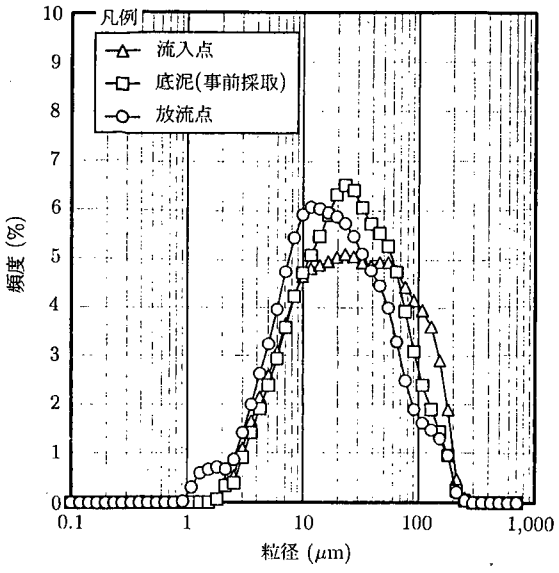
発生している。採水間隔が1時間であり、片桐ダムが比較的小さい貯水池であることから断定は出来ないが、この放流点SSのピークは濁水塊の到達前に発生していた可能性がある。この理由としては、放流量の増大によって、カーテンウォール前面の湖底流速が増大し、以前の洪水で堆積していた微細土砂が巻き上げられて洪水吐きから排出されたことが考えられる。

3.2 洪水期の貯水池内の流動形態に関する考察

図−8は片桐ダムにおける月ごとの鉛直方向の貯水池内水温分布をプロットしたものである。台風8号による出水直前の水温分布を太線で示しているが、表層付近では温度成層が形成されているものの、水深が10m程度以下になると水温は約15℃と一定になっている。したがって、SSの増加による密度上昇を加味すれば、洪水流はこの表層の10m幅をのぞく貯水池底層を流下したものと推定される。

図−9は流入点・放流点において6月28日の23:00~24:00(SSのピーク時)に採取された微細土砂の粒度分布を示したものである。ダム直上流の湖底の底泥採取を事前に行っており、底泥の粒度分布もあわせて示している。なお、粒度分布測定にはレーザ回折・散乱式粒度分布測定器(測定範囲0.1~703.6μm)を使用した。

本図より、全体として流入点→底泥→放流点となるに従って、全体的に粒径が少しづつ小さくなっていることが分かる。特に、底泥および放流点では、流入点に比べて80μm以上の粒度が減少しており、比較的粒径の大きなものは貯水池を流下する過程において順次堆積したものと考えられる。しかしながら、放流点では最大200μm程度までの土砂が排出されており、常用洪水吐きをカーテンウォール構造とすることにより相当量の微細粒径の土砂が洪水時に排出できることが明らかとなった。

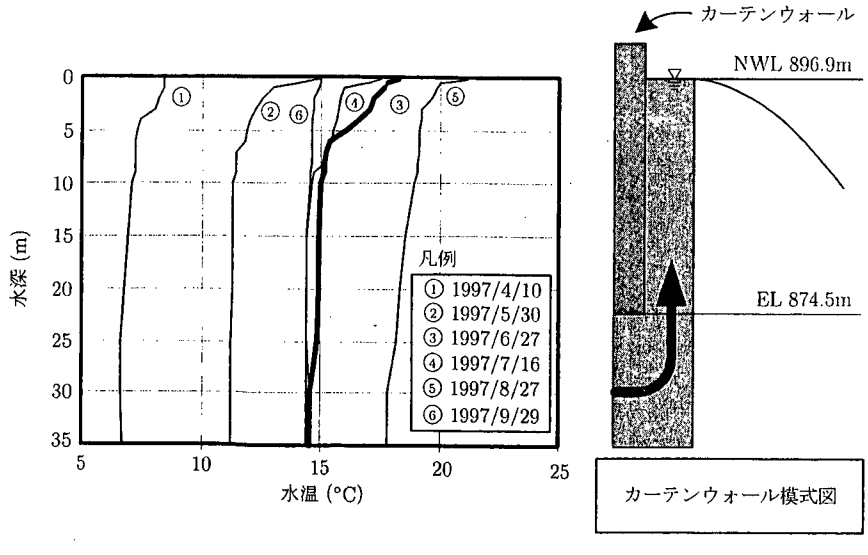


図−9 粒径区間の粒度分布

3.3 片桐ダムに流入するウォッシュロードの収支に関する考察

ここでは、今回の調査で得られた土砂量データを用いて、片桐ダムにおけるウォッシュロードの収支について考察する。図−4に今回計測されたSSに流量を乗じて土砂量を求めたものを示しているが、今回の一洪水当たりの土砂収支を推定すると、流入土砂量約800m^{3}に対して、放流土砂量は約350m^{3}であり、約45%のウォッシュロードが排出されたものと考えられる。

次に、図−7にプロットされている片桐ダムのデータより$Q-Qs$の近似式を作成し、過去の出水記録(平成3~9年までに洪水調節開始流量：15m^3/s以上に到達したもの)の流量データを用いて、各洪水ごとの流入土砂量を概算した。さらに、これを各年ごとに積算したものを図−10に示す。ここで、棒グラフの縦



図−8 貯水池鉛直水温分布

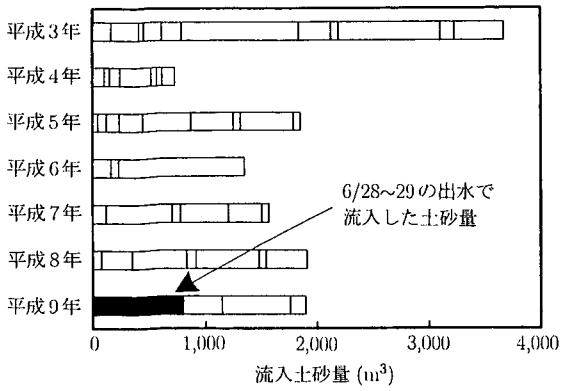


図-10 各年における流入土砂量

線で区切られた各ブロックは一洪水当たりの流入土砂量を示している。これを見ると、流入土砂量は各年ごとあるいは洪水ごとにかなりの差異があるが、これらの総計は約13,000m^{3}であり、今回の出水による流入土砂量はこれまでの中でも大きなものであったことが分かる。また、これら流入土砂量に対する流出土砂量については、洪水ごとに捕捉率が異なることが考えられるが、今回の洪水同様に約1/2が流出したものと想定すれば約6,500m^{3}の流出となる。

5. おわりに

本検討で得られた事項は以下のとおりである。

(1) 複合センサーおよび自動採水装置の組み合わせにより、流出の極めて早い小流域におけるウォッシュロードの流入とダムの洪水吐きからの放流状況の把握が可能である。

(2) 常用洪水吐きに設置したカーテンウォールからは、最大200μm程度までの微細土砂が排出され、洪水時のウォッシュロード排出に有効に機能している。

(3) 土砂生産の多い山地河川におけるウォッシュロード流入量の算定においては、流域条件に応じて、$Qs = (5 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4})Q^2$程度の高いレベルを想定する必要がある。

最後に片桐ダム現地観測に当たり長野県松川ダム管理事務所に協力を頂いたことに感謝の意を表します。

参考文献

1) 荒井治、高須修二：ダム湖の水質対策の動向, ダム工学 Vol.7,No.2,pp.90-97,1997.

2) 例えば、安藤信夫、寺園勝二、北詰良平：美和ダムの排砂プロジェクト, 大ダム No.152,pp.63-70,1995.

3) 水資源開発公団試験所：貯水池における栄養塩の動態に関する研究ノート (その1),1987.

4) 建設省中部地方建設局河川部河川計画課：水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検討,1983.

5) ダム水源地環境整備センター：ダム堆砂解析技術資料,1993.

6) 近畿地方建設局琵琶湖工事事務所：砂防河川の土砂動態に関する研究,1982.

塚原千明*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室
Chiaki TSUKAHARA

角　哲也**



京都大学大学院工学研究科
助教授、工博
(前　水工水資源研究室
主任研究員)
Dr.Tetsuya SUMI

宮井貴大***



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室研究員
Takahiro MIYAI

柏井条介****



同　水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

【技術研究】

土砂放流を考慮した減勢工の水理設計

水資源開発公団企画部調査課課長補佐
(前)建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員 桜井 力*
建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室 柏井条介**

キーワード：洪水調節専用ダム，土砂放流，減勢工，平面渦

1. はじめに

ダムの貯水池計画では100年間に堆砂するであろう容量を予め堆砂容量として確保しているのが通例である。一方，利水容量を持たない洪水調節専用ダムでは，図—1に示すように放流管やオリフィスなどの常用洪水吐き（以下，単に放流管という。）を下方に設けることによって洪水時に積極的な排砂を行い，堆砂容量を減じ，貯水池空間を有効利用することが可能である。このような機能をダムに発揮させるためには，放流管・減勢工の一連の放流設備は，単に減勢効果および放流能力を満足するだけではなく，排砂設備としての機能が要求される。

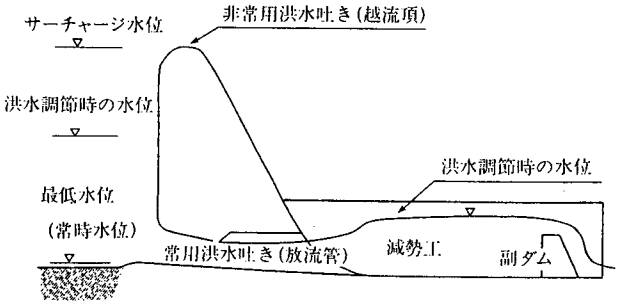
また，放流設備の設計に際して必要となる磨耗に関する負荷量を知るために，洪水時において貯水池から排出される土砂量や粒度などを精度よく予測することも必要となる。

本報告は，常用洪水吐きを通じて貯水池の土砂を下流に排出する場合の減勢工の設計手法について，水理模型実験による検討結果をとりまとめたものである。

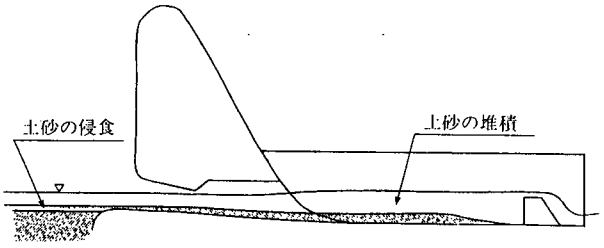
2. 基本的な考え方

(1) 土砂の排出と減勢工に求められる水理特性

図—2に洪水調節専用ダムにおける土砂放流の考え方を示した。ダムにおいて常用洪水吐きを用いて洪水調節を行っている場合，大流量流入時は貯水位が高いため，放流管上流における貯水池内の流速は小さく，ウォッシュロードなどの小さい粒子成分を除いては土砂の流出は少ないと考えられる。しかし，図に示すように洪水の初期，末期あるいは小洪水時など流入量が小さく，貯水位が低い場合には貯水池内の流速は大きくなり，堆積した砂を侵食し，放流管を通じて減勢工に土砂を流入させることとなる。しかし，減勢工内では流速が減少するため，これらの土砂は減勢工内に堆積する。



図—1 洪水調節専用ダムの放流設備



図—2 洪水調節専用ダムにおける排砂

次の洪水などにより流入量が増加し，貯水位が再び上昇すると減勢工内の流速は大きくなり，減勢工内に堆積した土砂は再び移動を開始する。この際の減勢工内の流況が土砂移動を左右することになる。減勢工内の流れが横断方向に一様で下流方向へ向いていれば，土砂は副ダムを越流する流れによって下流へ運搬される。しかし，減勢工内に平面的な渦が生じていると，土砂は滞留し，流れとともに回転移動することとなり，減勢工床版および導流壁の摩耗を著しく進行させることになる。放流管による排砂を行う以上，土砂の流下に伴う磨耗は避けられないが，減勢工において平面的な渦を生じるような流

* 課長補佐
** 室長

況を生じさせないことが磨耗を最小限に押さえるために必要である。

（2） 減勢工の形式

水平水叩き上に跳水を発生させる方式としては，排砂も考慮して，シルやバッフル・ピア等の補助構造物によることも考えられるが，これらはその構造上，高速流の流下時においてキャビテーション損傷を生じる可能性がある。また，当然のことながら土砂の流下に伴う磨耗が避けられず，土砂やキャビテーションによって補助構造物に損傷が生じた場合には，流況の著しい悪化を招く恐れがあり，その適用が制限される。

それに対して，最近採用例が多い副ダム式の減勢工は，下流水深を確保することによって安定した跳水を生じさせる構造であり，水叩き長が確保されれば，副ダム自体が高速流にさらされることはなく，構造がマッシブであるため多少の損傷では著しい機能低下を引き起こすことはない。また，設計対象流量を超える流量に対してもある程度の減勢効果を持っており，今回の土砂放流を考慮した減勢工の検討においても副ダム形式を前提として議論を進めるものとする。

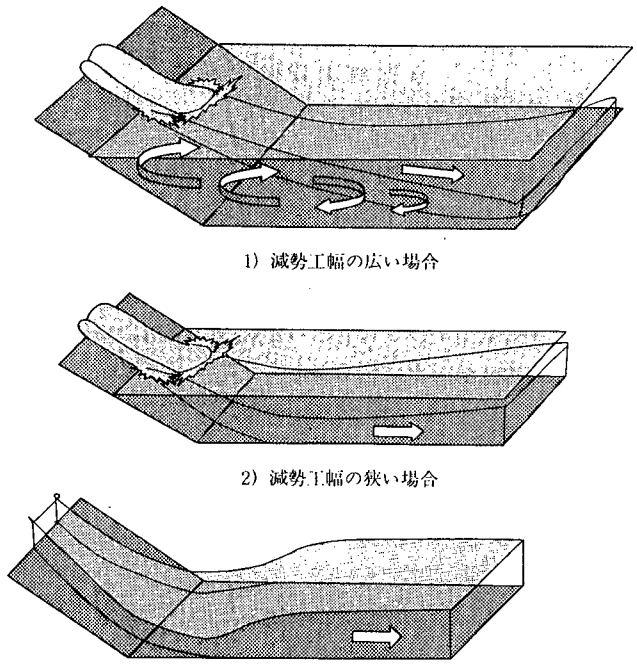
なお，本報告では近年採用例の多いゲートを有しない自然調節方式の重力式コンクリートダム洪水吐きを対象とする。

（3） 洪水調節専用ダム減勢工の水理特性

自然調節型の多目的ダムの常用洪水吐きとしてよく用いられるオリフィスは，設置位置がダムの比較的高位にある。したがって，オリフィスを通過した流れは，一度堤体下流面上である程度拡幅されることが期待される。水脈の拡散状況は，オリフィス出口位置のフルード数，オリフィス出口と堤体下流面を結ぶ水路縦断線形，堤体下流面の流下距離により異なり，これらを適切に設定することにより，減勢工への流入条件を操作することが可能である。

一方，本報告で対象としている排砂を行う洪水調節専用ダムでは，ダムの低位に設けられた常用洪水吐き，つまり放流管からの放流水脈が，堤体下流面を流下することなく直接減勢工に流入する。したがって，通常の減勢工の設計におけるように，川幅をそのまま使った減勢工幅を設定すると，これに対し水派はかなり狭い幅で流入することが予想される。このような場合の減勢工内の流況は図－3の1）に示すような噴流拡散状態となり，放流水脈が周辺の水を取り込む混合領域の外側には上流に向かう流れが生じ，平面渦が形成される。

図－3の1）で減勢工幅を小さくしていくと，導流壁側で生じている逆流域が順次小さくなって，平面渦が消失し（(図－3の2)，最終的には，2次元の跳水状態（図－3の3)）へと移行する。したがって，平面渦をなくすための減勢工の形状検討は，放流水脈に対し導流壁位置をどの程度接近させればよいのか，また，接近させる導流壁の範囲はどの程度あればよいのかという課題に帰着する。



1）減勢工幅の広い場合

2）減勢工幅の狭い場合

3）二次元跳水状態

図－3 洪水調節専用ダムにおける減勢工内の流況パターン

ここで，ある流量において平面渦が発生しない状況が得られたとして，これより流量を増加させていった場合を考えてみる。この場合には，周辺水の混合量も増加し，もはや平面渦は生じないであろうことが容易に想像される。したがって，導流壁の検討は，流速が問題になる範囲でできるだけ小さい流量を対象に行えばよい。問題となる流速については現在のところ十分な知見がなく，今後の研究に負うところも大きい。本検討では，図－1，2に示すように部分管路型放流管の放流水脈を対象としており，跳水始端が減勢工上流端付近に達した場合を最小の流量とした。これより流量が小さい場合には，副ダムにより堰上げされた下流水位の影響により堤体内の開水路部において跳水が生じるが，これは2次元的な跳水であり，減勢工内の渦は問題にならない。

以下に，実験内容と結果について報告する。なお，流入水脈と幅の異なる減勢工の設計方法については，Rajaratnam[1]や角[3]による検討があり，必要とされる下流水深や水叩き長の設定手法について検討されている。本報告の検討の主たる目標は，これら研究成果に加え，平面渦をなくすための導流壁の設定方法を示すことにあ

る。

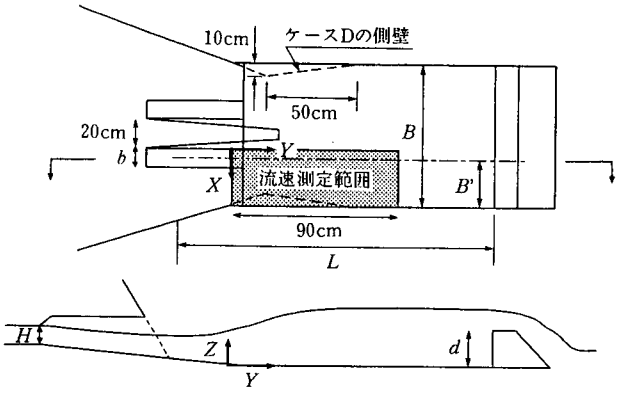
3. 水理模型実験の概要

(1) 実験装置

実験に用いた模型を図−4に示す。このモデルダムは現在計画中の洪水調節専用ダムを参考に放流設備の規模を定めたものであり，サーチャージ水位における作用水頭を約50 mとし，幅5 m×高さ6 mの放流管を間隔15 mで2条配置したダムの1/50縮尺模型となっている。

(2) 実験ケース

実験は，減勢工幅B，下流水深h_0，水叩き長Lおよび流入フルード数Fr_0をパラメーターとして，表−1に示すケースについて減勢工内の流速分布の測定を行うとともに，平面渦の状況の異なるいくつかのケースについて減勢工を満砂させ，排砂状況を調査した。



図−4 実 験 模 型

ケースA, B, Cは減勢工幅を徐々に減じ，平面渦の発生状況を比較したものである。また，ケースDはケースAの減勢工幅で図−4の破線に示すように始端部のみ変化させることによって平面渦の解消を図ったものである。

もっとも減勢工幅が広く，後述のように平面渦が発生したケースAについては，減勢工幅以外に渦の発生に影響を与える可能性のあるパラメーターであるフルード数，下流水位および水叩き長を変化させ，渦の発生状況を比較した。ケースA-1-1〜6は副ダムを設けず，十分下流の水位調節板を用いて下流水位を変化させたものであり，その他のケースでは副ダムを設け，水叩き長を設定している。ケースA-2-1〜3は同一の水叩き長および副ダム高でフルード数を，ケースA-3-1〜2は同一のフルード数，副ダム高において水叩き長をそれぞれ変化させたものである。

流速の測定は，図−4に示した測定範囲において行い，流下方向には10 cmピッチ，横断方向には5 cmピッチ，水深方向には3 cmピッチで測定を行っている。また，測定は$X-Y$方向（平面方向）の測定が可能な電磁流速計を用いて行い，測定時間15秒間における平均流速を求めている。

表−1 実 験 条 件

実験 No.	流量 Q (m³/s)	流入流速 V_0 (m/s)	流入水脈厚 h_1 (m)	フルード数 Fr_0	減勢工幅 B (m)	減勢工幅 B' (m)	放流管幅 b (m)	放流管高 H (m)	水叩き長 L (m)	副ダム高 d (m)	下流水深 h_0 (m)	α $B'/(b/2)$
A-1-1	0.040	2.08	0.096	2.15	0.70	0.200	0.10	0.12			0.20	4.00
A-1-2	0.040	2.08	0.096	2.15	0.70	0.200	0.10	0.12			0.25	4.00
A-1-3	0.040	2.08	0.096	2.15	0.70	0.200	0.10	0.12			0.30	4.00
A-1-4	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12			0.25	4.00
A-1-5	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12			0.30	4.00
A-1-6	0.080	3.56	0.112	3.39	0.70	0.200	0.10	0.12			0.30	4.00
A-2-1	0.040	2.08	0.096	2.15	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00
A-2-2	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00
A-2-3	0.070	3.17	0.110	3.05	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00
A-3-1	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12	1.45	0.12		4.00
A-3-2	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12	1.25	0.12		4.00
B-1	0.040	2.08	0.096	2.15	0.55	0.125	0.10	0.12	1.65	0.12		2.50
B-2	0.050	2.42	0.103	2.42	0.55	0.125	0.10	0.12	1.65	0.12		2.50
B-3 *	0.065	2.98	0.109	2.89	0.55	0.125	0.10	0.12	1.65	0.12		2.50
C-1	0.040	2.08	0.096	2.15	0.40	0.050	0.10	0.12	1.65	0.12		1.00
C-2	0.050	2.43	0.103	2.42	0.40	0.050	0.10	0.12	1.65	0.12		1.00
C-3 *	0.060	2.80	0.107	2.73	0.40	0.050	0.10	0.12	1.65	0.12		1.00
D-1	0.040	2.08	0.096	2.15	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00
D-2	0.060	2.80	0.107	2.73	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00
D-3 *	0.070	3.17	0.110	3.05	0.70	0.200	0.10	0.12	1.65	0.12		4.00

注）流入流速は水叩き始端における流速を放流管出口の流速と水叩きまでの標高差から計算した値である。
なお，$h_1=Q/(2\cdot b\cdot V_0)$，$Fr_0=V_0/\sqrt{gh_1}$，$\alpha=B'/(b/2)$

また，減勢工内における平面的な渦の発生を考えた場合，放流管間隔も現象を支配するパラメーターとなり得る。しかし，コンクリートダムでは構造上継ぎ目間隔は15 mが標準とされており，また，放流管はブロックの中央に置く必要がある。そのため放流管間隔は15 m程度に限定されることになり，実際，現在ほとんどのダムにおいて放流管間隔は15 mないしはその倍数となっている。したがって，ここでの議論も放流管間隔については固定して扱うものとした。

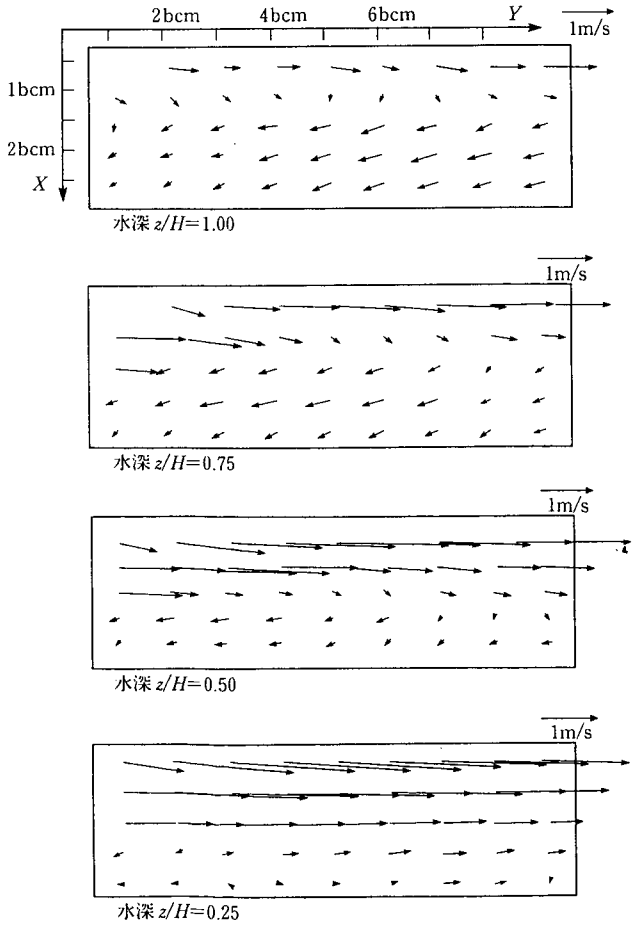
なお，表中の＊は上記図－3の3）に示す二次元の跳水状態へ移行したケースを示している。

4．減勢工内に生じる平面渦の水理特性

減勢工幅を$\alpha=4$で一定としたケースAでは，全てのケースにおいて平面渦の発生が見られた。ここでは，平面渦が発生している場合の減勢工内の水理特性および土砂を投入した場合の排砂状況について述べる。

（1） 平面渦が生じている減勢工内の流速分布

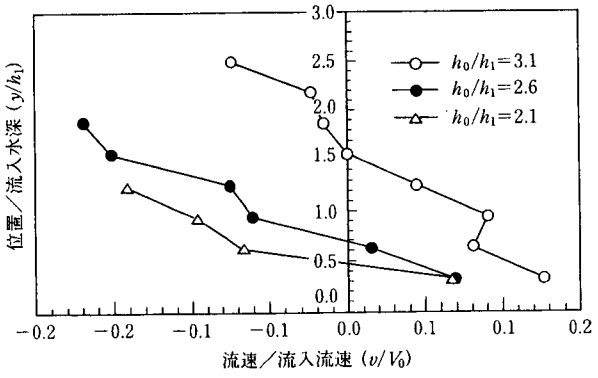
図－5に平面渦が生じている場合の例としてケースA-2-2における減勢工内の流速分布を示した。なお，水面は$z/H=1.5$程度にあった。図－3の1）に示すように流入水脈は流下とともに側方に拡散し，薄くなっていくが，こうした水脈の拡散によって，底面付近（$z/H=0.25$）における横断方向の流速分布は流下とともに徐々に中心部の流速が減じ，側方の流速が増加していく形状となる。拡散した水脈は，$Y=4b$程度の位置で導流壁に到達しているものと考えられ，その上流には逆向きの流れが生じている。また，水深z/Hが0.5以上となると水脈は導流壁に到達せず，導流壁に沿いに主流とは逆方向の流れが生じている。この上流向きの流速は水面に近いほど大きくなる。結果として減勢工内には，水面に近いほど逆向きの流速が大きく，順方向の流速が小さくなる平面的な渦が形成される。



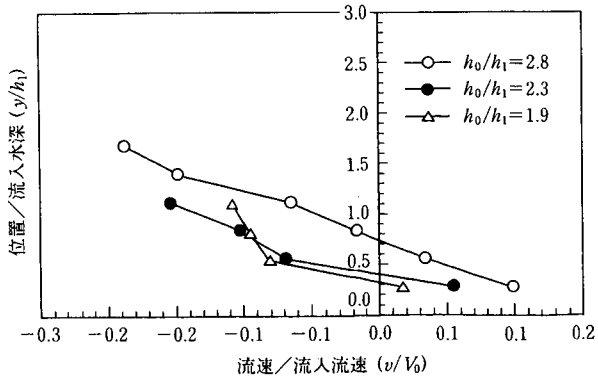
図－5 減勢池内の流速分布（$\alpha=4$ $Fr_0=2.73$ A-2-2）

（2） 下流水深および副ダム高の影響

平面渦の発生は減勢工幅が主な支配要因と考えられるが，これについて議論する前に，もうひとつの要因と考えられる噴流の拡散状況に影響を与える下流水位および水叩き長と平面渦の関係について検討する。図－6および7は，主流と逆向きの流速を生じている導流壁沿いの$Y=5b$（$=0.5$ m）の測点における流速vと下流水深h_0の関係について，水深方向の流速分布を比較したものである。図－6はフルード数が2.15と比較的小さい場合



図－6 下流水深による断面流速分布の変化（$Fr_0=2.15$）



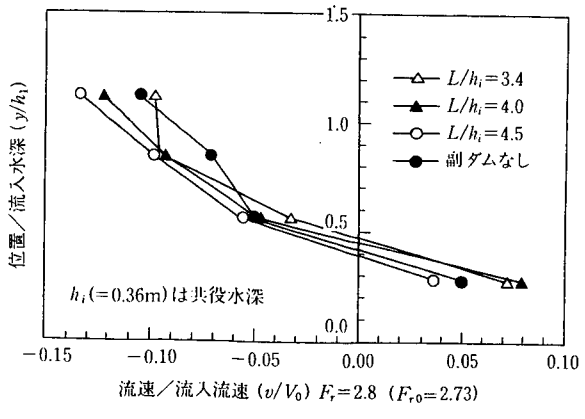
図－7 下流水深による断面流速分布の変化（$Fr_0=2.73$）

（ケース A-1-1～3）であるが，水深が大きくなると流下方向に逆向きの流速は小さくなる傾向を示す。図－7 はフルード数を 2.73 と大きくした場合（ケース A-1-4～5 および A-2-2）を比較したものであるが，下流水深による差異は見られなくなっている。

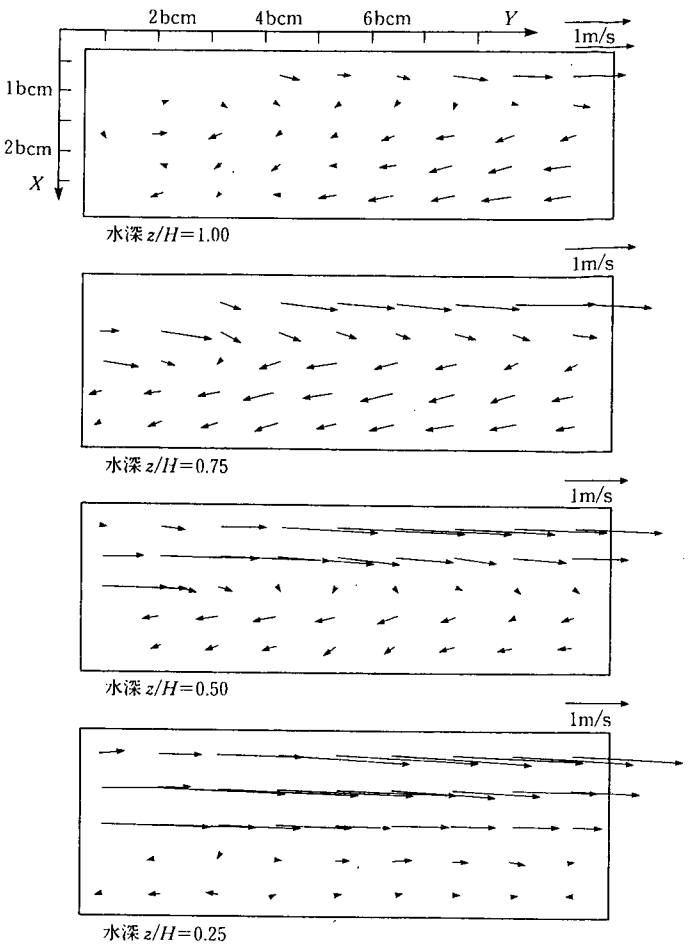
噴流が副ダムによって偏向させられることが逆流の発生要因の一つとして考えられ，この場合には水叩き長が現象を支配するパラメーターになると考えられる。図－8 は，一定のフルード数および副ダム高の条件下で水叩き長 L を変化させたケース A-2-2，A-3-1，A-3-2 および副ダムなしのケース A-1-4 において前述と同じ壁沿いの測点で水深方向の流速分布を比較したものである。図から明らかなように，水叩き長による流速分布の変化はほとんど見られない。なお，図中に示したように実験を行ったケースの水叩き長と共役水深の比は 3.4～4.5 となっているが，この共役水深は放流管幅での二次元跳水として求めた値である。

（3） 流量の増加に伴う流況の変化

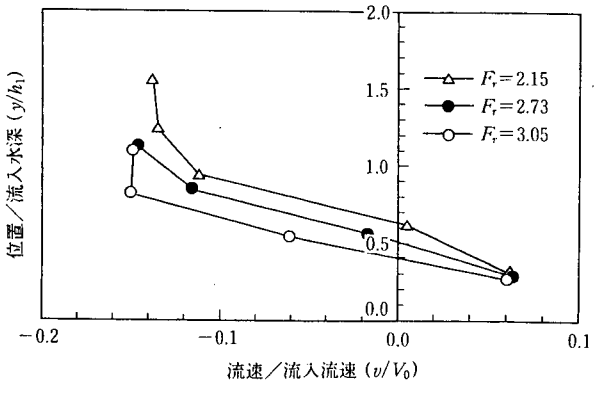
フルード数の変化，すなわち流量の増加に伴う平面渦の変化について見てみる。図－9 は図－5 の場合と同形状の減勢工においてフルード数を 3.2 と増加させたケース A-2-3 における流況を示したものである。当然流速は大きくなっているが，拡散した水脈が導流壁に到達する位置はほとんど移動せず，また，平面渦の大きさや位置はほとんど変化していない。図－10 は，同形状の減勢工形状でフルード数を増加させた場合の $Y=6b$（=0.6 m）の導流壁沿いの測点における流速の変化を比較したものである。平面渦を形成している上流向きの流速はフルード数の増加とともに増加するが，その大きさはほぼ流入流速に比例して増加し，流速分布形状は一定に保たれていることがわかる。このように小流量（本検討の対象とした最小の流量）時において平面渦が発生する減勢工形状とした場合には，流量が増加しても渦の有無，その位置や大きさは変化せず，渦の流速は流入流速に比例して大きくなる。



図－8 水叩き長による断面流速分布の変化



図－9 減勢池内の流速分布（α=4　Fr_0=3.05　A-2-3）



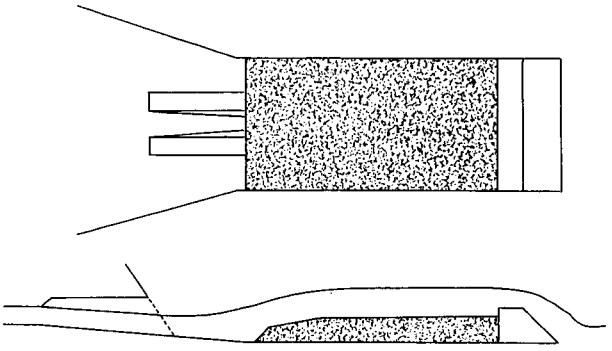
図－10 フルード数による断面流速分布の変化
（A-2-1～3，α=4.0）

（4） 排砂状況

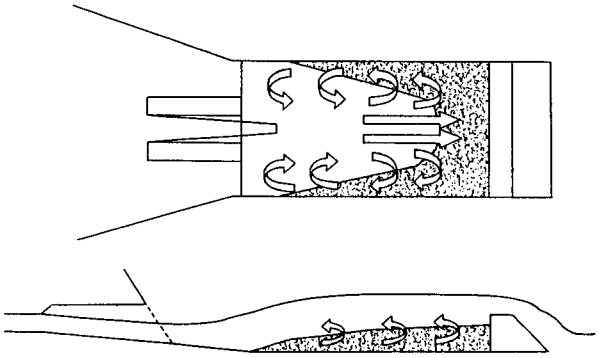
平面渦を生じているケース A-2-1～3 について，減勢工における排砂状況を確認した。実験は，図－11 に示したように減勢工に砂を満たした状態から始めて，順次流

量を増加させて排砂状況を観察した。流量の増加量は0.01m³/s程度ずつとし，副ダム下流への砂移動が目視で観察されなくなった時点で次の流量へ移行した。なお実験に用いた砂は径1mmの単一粒径である。

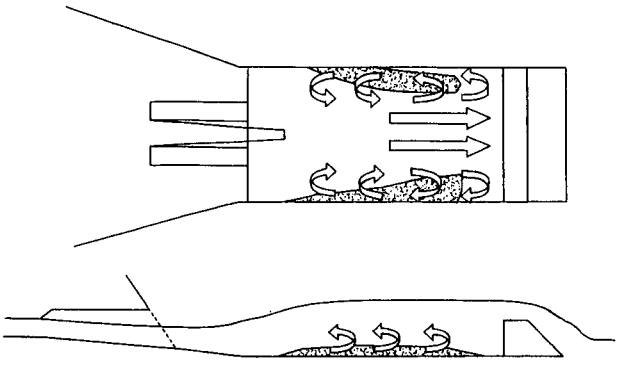
図－11に示すように，平面渦が発生していると，流量の増加とともに底面付近の流速が大きい中心部から砂の移動が始まる。移動する砂の大半は主流によって副ダムを乗り越えて下流へ排出されるが，残りは導流壁沿いの渦に巻き込まれ，回転しながら滞留する（図-11の2））。



1）初期状態



2）実験No.A-2-2の条件における排砂状況（F_{r0}=2.73）



3）実験No.A-2-3の条件における排砂状況（F_{r0}=3.05）

図－11　平面渦が生じている場合の排砂状況（No.A-2-1～3）

流量の増加とともに流速は大きくなるものの流れのパターンは変化せず，フルード数が3.05となるA-2-3では大半の砂は排出されるが，導流壁沿いに残った砂は回転しながら滞留を続ける（図－11の3））。

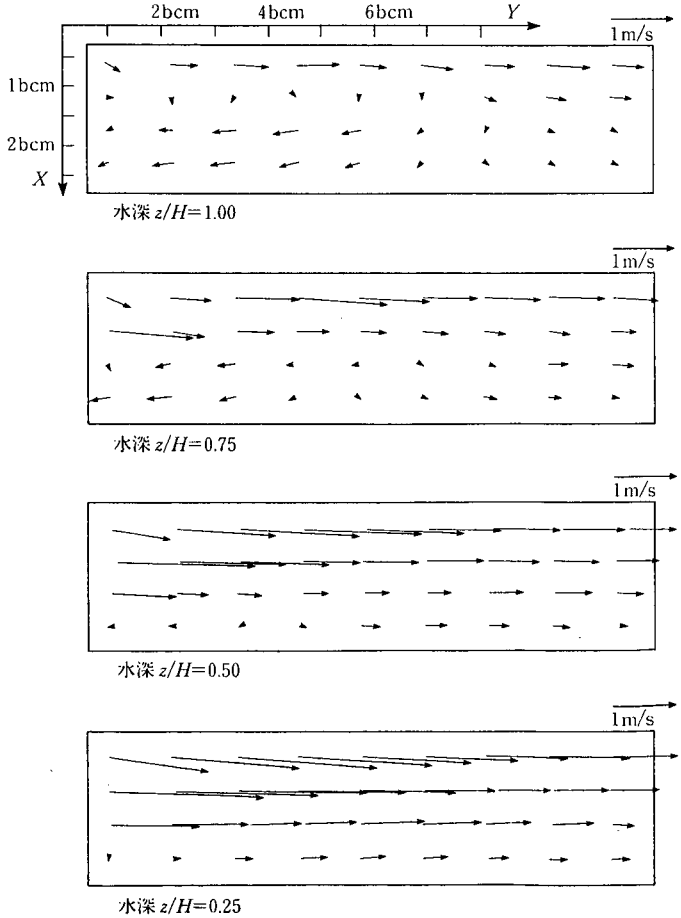
このように小流量時に平面渦が発生する減勢工形状とすると，流量の変化にかかわらず減勢工内に土砂の回転・滞留が生じ，床版および導流壁の磨耗・損傷が避けられないものと考えられる。

5．平面渦を生じない減勢工形状の検討

次に，減勢工幅を減じた場合の流況を比較し，平面渦を発生させないための減勢工形状について検討する。また，平面渦が抑制できた場合の排砂状況を確認する。

（1）平面渦を生じない減勢工の条件

図－12は，減勢工の拡幅率αを2.5とした場合のケースB-2について減勢工内の流速分布を示したものである。流入水脈はケースAと同様に流下に伴い拡散するが，底面（z/H=0.25）では，拡散した水脈は$Y=b$程度の位置で導流壁に到達しているため逆向きの流れは



図－12　減勢池内の流速分布（α=2.5　Fr_0=2.42　B-2）

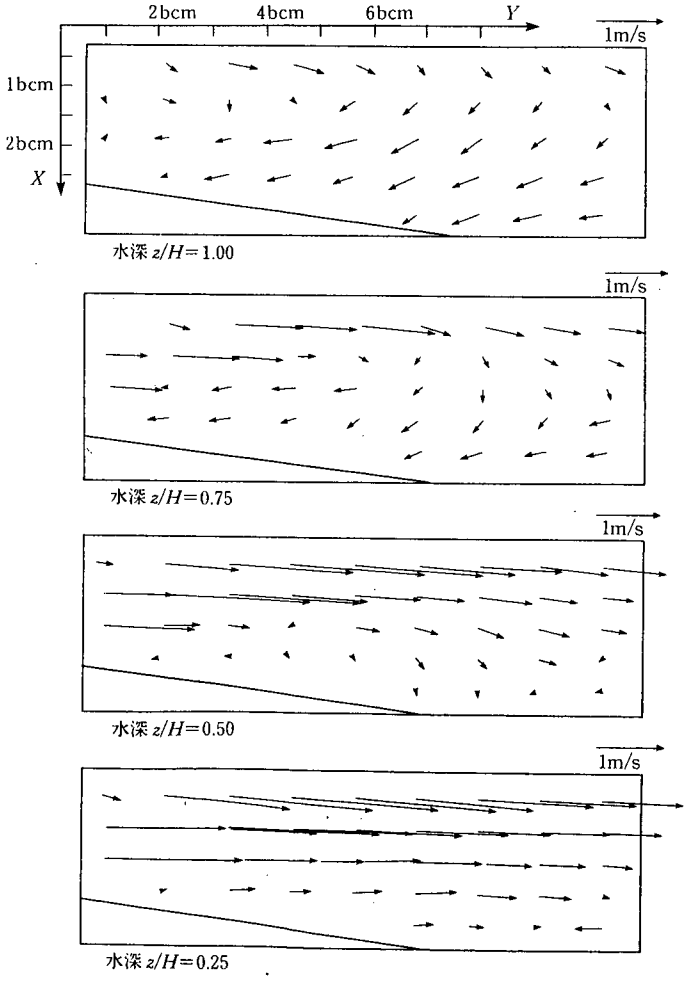
全く生じていない。また，水深$z/H=0.5$および0.75でもケースAとは異なり拡散した水脈は$Y=4b$程度で導流壁に達している。したがって，流入水脈上流に生じる逆流域は非常に狭い領域に限定され，その流速も小さく，減勢工全体に渡る平面渦は生じていない。また，さらに減勢工幅の狭いケースC-2では当然のことながら平面渦の発生は見られない。

以上から，減勢工内の平面的な渦を発生させないためには減勢工の拡幅率αを2.5程度以下にする必要があることがわかった。しかし，減勢工幅を小さくすることは単位幅当たりの流量を増加させ，減勢工の壁高，副ダム高および水叩き長を増大させることになり，建設コストの点からは不利である。また，下流に制約条件があり，こうした対策がとれない場合もある。

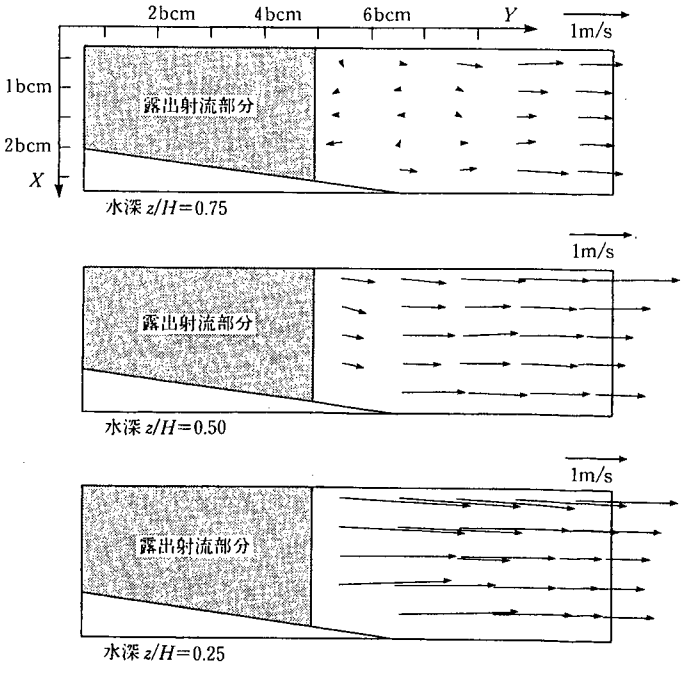
これまでも述べてきたように，拡散した水脈が周辺の水を取り込む混合領域の外側の領域に上流に向かう流れが生じ，平面的な渦の発達を促しているものと考えられる。そこで，図－4の破線で示すように水脈の拡散形状に沿って導流壁を設けることによってこうした領域を極力減らしたのがDのケースである。図－13にケースD-2の流速分布を示した。底面（$z/H=0.25$）では，拡散した水脈に沿った導流壁の存在により逆向きの流れは全く生じていない。また，水深$z/H=0.5$でもケースAとは異なり拡散した水脈は$Y=4b$程度で導流壁に達している。これにより，完全に平面渦が消滅したとはいえないものの，土砂移動に大きな影響を与えると考えられる中層から底層における流れがほぼ下流方向を向いた流況が得られている。なお，導流壁に置き換えられた領域は本来減勢には寄与しておらず，これによって導流壁高や水叩き長の規模が大きくなることはない。ただし，この改良は，放流管からの放流に対しては問題がないものの越流頂からの流入に対しては不利に働く場合もあるので水理実験において詳細な検討が必要である。

（2） 流量の増加に伴う流況の変化

減勢工の拡幅率αを2.5以下にしたBとCのケースおよび前述の改良を加えたDのケースでは，フルード数の増加に伴い導流壁沿いの下流向きの流速が増大し，それぞれフルード数が2.89，2.73および3.05で水脈の主流の流速と同程度となり，流況は図－3の3）に示した二次元の跳水状態に移行した。この流況では，拡散した水脈の外側の領域は完全に消失し，流入水脈が導流壁に達するまでの間は射流が露出した状態となる。こうした流況に変化したケースD-3における減勢工内の流速分布を図－14に示した。各層とも横断方向にはほぼ一様な流速分布となっており，また，水深方向には底面に近いほ



図－13 減勢池内の流速分布（$\alpha=4$ $Fr_0=2.73$ D-2）



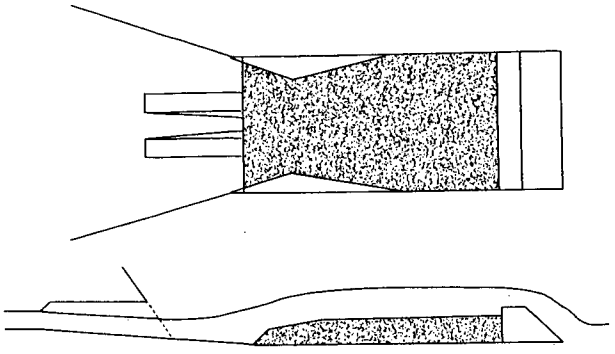
図－14 減勢池内の流速分布（$\alpha=4$ $Fr_0=3.05$ D-3）

ど大きくなる流速分布となっている。水面形状は図－3の3）に示すように下流に向かって高くなる勾配を持ち，流速の測定範囲では水面は$z/H=1.0\sim1.3$程度にあった。

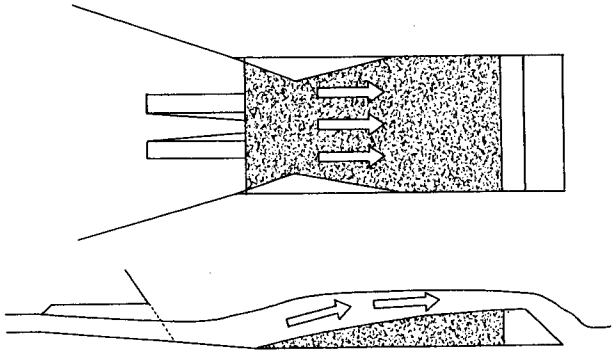
以上のように小流量時において平面的な渦を押さえ得る形状とすれば流量の増加によって新たに渦が発達することはなく，一定の流量に達すると流況は二次元の跳水状態へと移行する。

（3） 排砂の状況

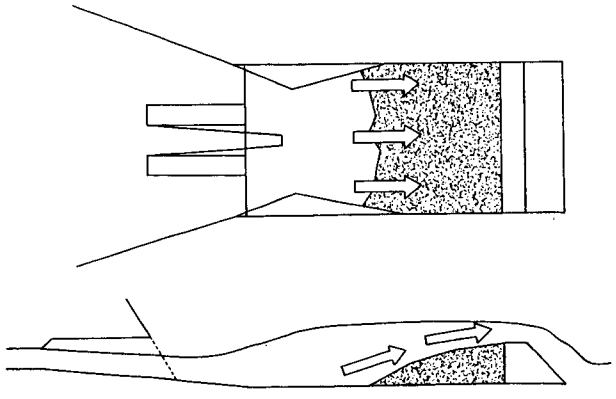
平面渦が抑制されている例としてケースD-1～3の減勢工形状を取り上げ，前節と同様の方法で排砂状況を確認した。図－15に実験結果を示す。



1）初期状態



2）実験No.D-2の条件における排砂状況（$F_{r0}=2.73$）



3）実験No.D-3の条件における排砂状況（$F_{r0}=3.05$）

図－15 平面渦が生じている場合の排砂状況（No.D-1～3）

放流開始時から底面付近の流れはほぼ下流に向かっており，減勢工内の土砂は流量の増加とともに表層から徐々に掃流される。このとき，減勢工の床版は砂自身によって覆われ，掃流された砂が直接床版を移動する状況はほとんど生じない（図－15の2））。フルード数が3.1を超えると流況は図-3の2）に示した二次元の跳水状態に移行するが，この際，図－14に示すように底面付近における流下方向流速は急激に大きくなり，減勢工内の砂を一挙に下流へ排出する（図－15の3））。

このように平面渦が発生しない減勢工形状とすれば，減勢工内における土砂の移動による床版および導流壁の磨耗を最小限に抑えることができると考えられる。

なお，実際には流入する土砂は実験とは異なり粒度分布を持ち，粒径の大きな土砂の流入も考えられる。しかし，二次元の跳水状態へ移行した場合の底面流速は流入流速の7割程度に達しており，流入し得る土砂のほとんどはこの際に排出されるものと考えられる。

7. ま と め

放流管による積極的な排砂を行う場合，磨耗を最小限に抑制するためには減勢工内に平面的な渦を発生させないことが必要である。本研究は，こうした土砂放流を考慮した減勢工の水理設計について，主に減勢工内の平面的な渦の発生に着目して検討を行ったものである。以上の検討によって得られた結果をまとめると以下のとおりである。

1） 減勢工内に平面的な渦を発生させないためには洪水吐きの幅の拡幅率αを2.5程度以下にする必要がある。
2） 減勢工の幅を小さくすることが困難な場合は水叩き始端部の導流壁を水脈の拡散形状に沿った形状とすることによって平面的な渦の発生を抑制することができる。
3） 小流量時において平面的な渦が発生しない減勢工形状とすれば，流量の増加による新たな渦の発達は生じず，一定の流量に達すると二次元の跳水状態へ移行する。
4） 平面渦の発生が抑制できれば，減勢工内に堆積した土砂の滞留・回転は生じず，また，二次元跳水状態へ移行すると下流向きの底面流速が増大し，土砂は速やかに下流へ排出される。

本報告では部分管路型の放流管開水路部の幅を一定とした検討を行ったが，構造的に許容されるのであれば開

水路部の幅を漸拡するのも有効な方法と考えられ，今後の検討課題である。

なお，本報告での検討は減勢工における土砂の移動を最小限に押さえるための手法である。放流管や減勢工始端部などは高速な土砂移動が避けられない部分であり，鋼板によるライニング等の保護が必要となる。これらの設計のためには，磨耗に関する負荷量を知る必要があり，洪水時において貯水池から排出される土砂量および粒度などを精度よく予測しておくことも重要である。

［本報文は，「土砂放流を考慮した減勢工の設計手法」土木技術資料42-2を加筆・修正したものである。］

参考文献

1) N. Rajaratnam, K. Subramanya: Hydraulic Jumps below Abrupt Symmetrical Expansion, Journal of Hydraulics Division, ASCE, No.HY 2, pp.481-501, March, 1968
2) N. Rajaratnam, K. Subramanya: Diffusion of Rectangular Wall Jets in Winder Channels, Journal of Hydraulic Research, No.4, pp.281-294, May, 1967
3) 角哲也，中西徹：流入水脈と幅の異なる跳水式減勢工の水理特性，土木技術資料，33-6, pp.21-27, 1991

▨切手が語る世界のダム▨

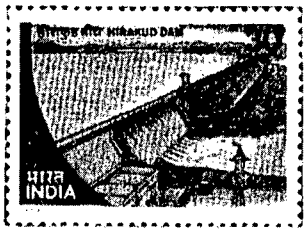
インド



ティライヤ・ダム
1955.1.26

切手のダムは，このダモダール川の支川バラカル川の最上流に造られたティライヤ・ダムで，堤高45 m，堤頂長366 m，堤体積10.9万 m^3 のコンクリート・ダム，貯水量5.56億 m^3，湛水面積7.5 km^2，水力発電，潅漑，治水用の多目的ダムで，洪水吐容量3,852 m^3/s，設計，施工ともにダモダール河谷開発公社（DVC）で，1953年完成した。総合開発計画によれば8ケ所のダムと取水堰に加えて，チャンドラプーラ火力発電所を建設して，約106万kWの発電，280万haへの潅漑，洪水防御，河道の改良，上流山地の治山工事などが実施されることになっている。

インド〔インド半島の諸河川〕



ヒラクッド・ダム
1979.10.29

デカン高原からベンガル湾に東流しているマハナディ川，ゴダバリ川，クリシュナ川などが主要な大河川である。特にゴダバリ，クリシュナ川などの上流，中流は河床も比較的安定しているが，デルタの下流地帯に入ると砂州が発達して河口を閉塞し，排水不良，洪水の氾濫，河岸の浸食などが起こる。また10月から12月にかけてはベンガル湾からサクロンが来襲して大雨や高潮の被害をもたらす。

ヒラクッド・ダムは，マハナディ川の上流に，1957年完成した潅漑・発電・洪水調節の多目的ダムで，堤高59 m，コンクリート・ダムの堤頂長4.8 km，土堰堤の堤頂長20.66 km，堤体積2,510万 m^3，貯水量81億 m^3，湛水面積727 km^2 と，大きなダムであり，広い貯水池である。設計は中央水電力委員会，施工は潅漑電力省である。インド半島の西側では，ナルマダ川やタプティ川などが主な河川で，南に向かうほど中小河川である。

（出典：切手が語る世界の川とダム，川村光雄著
発行：財団法人全国建設研修センター建設研修調査会）

【技術研究】

衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*
〃　〃　塚原千明**
(株)川崎重工業水門鉄管設計部
(前)建設省土木研究所　高橋潤***

キーワード：損傷，普通コンクリート，衝撃

1. はじめに

河川は水とともに土砂の流路でもある。河川に建設されるダムでは，洪水吐き等の放流設備が河川の代替施設として設置されるが，これら設備は水の流路の代替施設であって，土砂の流路としての代替性は考慮されていないのが一般的である。即ち，施設の設計に当たって，土砂の輸送能力や土砂による施設の摩耗・損傷対策が問題になることは少ない。これは，貯水池により土砂の多く（粒径の大きな土砂は殆ど）が捕捉されることによる。

一方，最近では，堆砂対策や流域の総合的土砂管理の観点から，ダムにおいても土砂流路としての代替性が重要視されるようになってきている。すなわち，土砂バイパスや土砂フラッシング施設といった流水を用いた土砂輸送専用施設の計画・設計・運用手法の確立が大きな技術的課題となっている[1]。また，治水専用ダムでは，洪水吐きからの積極的な土砂の放流も検討されるようになっている[2]。

これら堆砂対策施設，或いは下流への土砂供給施設の他，ある程度の土砂の流下が考えられる貯砂ダムやダムサイトを有効利用するための洪水導水施設（分流堰やトンネル水路）など，ダムに関連する施設で土砂流下を考慮する必要のある施設は増加の傾向にあり，これら施設では，当然のことながら土砂の輸送能力や施設の摩耗・損傷対策が問題になる。

本報告では，土砂を流下させる施設における上記問題のうち，施設の摩耗・損傷問題を取り上げる。土砂を流下させる施設の損傷量を推定するには，土砂流による衝撃力等の損傷負荷量およびその負荷が作用した場合の材料の損傷量を推定する必要がある。本報告は，このうち，後者の損傷量を対象とし，その第1報として，ステンレス球および礫の落下による普通コンクリート（特殊な材料を用いず，特殊な性質を有しないコンクリート）の損傷実験結果について報告する。土砂流下によるコンクリート損傷については，いくつかの報告がなされているが，絶対量を予測するような知見についてはほとんど得られていないのが現状である[3]。

2. 実験概要

普通コンクリートの衝撃による損傷特性を把握するため，アングル上に固定した1辺0.5 mの立方体のコンクリート供試体を用いて損傷実験を実施した（図－1参照）。

衝撃損傷実験ケースを表－1に示す。衝撃は，ステンレス球および河床礫を落下させて与えており，衝撃後のコンクリート損傷量を計測した。

ケース1はステンレス球での実験である。1.1は，同様のコンクリート材料に対し，落下エネルギーを変化させたもの，1.2は落下エネルギーを一定とし，コンクリート材料（強度，最大骨材寸法）を変化させたものである。表－2に，用いたコンクリートの配合および圧縮強度試験結果を示す。実験は，材齢90日を挟む期間にて実施している。また，用いた粗骨材は，茨城県新治産の砕石であり，岩質は硬質砂岩である。

ケース1.3は，コンクリート面を傾斜させて衝突角度を変化させたもので，落下条件はケース1.1と同様に変化させた。用いたステンレス球（SUS 304：比重8，硬度HB 187以下）の直径は63.5 mm，1.06 kgおよび50.8 mm，0.54 kgである。ステンレス球を用いたのは，形状が単純で解析の容易な球形形状が得られ易いこと，およびコンクリートに対し材料強度が十分大きく，衝撃

* 室長
** 研究員
*** (前) 交流研究員

表－1　衝撃損傷実験ケース

ケース	落下条件					コンクリート		
	落下物		落下高	衝突角度	最大落下回数	種類	呼び強度(28日強度)	最大粗骨材寸法
	材質	質量 m(kg)	h(m)	θ(度)	n(回)		(N/mm²)	(mm)
1-1-1	ステンレス球(SUS304)	0.54	1	90	300	A	17.6	20
2		0.54	2					
3		1.06	1					
4		1.06	2					
1-2-1		1.06	2	90	300	B	23.5	20
2						C	39.2	20
3						D	20.6	13
4						E	20.6	40
1-3-1		0.54	1	75, 60, 45 30, 15	300	A	17.6	20
2		0.54	2					
3		1.06	1					
4		1.06	2					
2-1	河床礫	0.83	2	90	150	A	17.6	20
2						B	23.5	20
3						C	39.2	20
4						D	20.6	13
5						E	20.6	40

表－2　コンクリート配合および強度

種類	呼び強度(28日強度) (N/mm²)	最大粗骨材寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	圧縮強度試験結果 (N/mm²)		
						7日	28日	91日
A	17.6	20	66.5	44.3	8	15.7	20.2	27.0
B	23.5	20	56.5	43.5		20.4	27.0	32.5
C	39.2	20	40.5	38.1		28.3	41.5	42.9
D	20.6	13	60.5	38.3		15.5	22.3	31.9
E	20.6	40	61.0	47.0		18.2	24.6	28.8

の影響が主としてコンクリート側に現れるであろうことを想定したことによる。

ケース2は河床礫を用いたものであり，衝突角度はコンクリート面に対して直角でコンクリート材質を変化させて実施した。河床礫は黒部川河床から採取した硬質な花崗岩礫であり，長径95.7 mm，短径70.2 mm程度（質量0.83 kg）で形状が球に近いものを用いた。

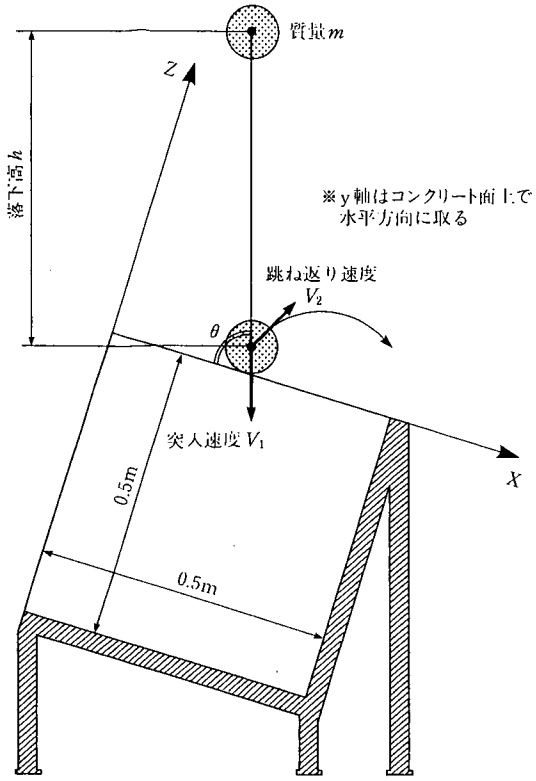
以上の実験において，ステンレス球および河床礫の落下は人力により行った。落下はコンクリート上の同じ位置に行うものとし，落下材料は繰り返し用いた。条件毎の総落下回数はケース1で300回，ケース2で150回である。ケース1では，150回までは30回ピッチで，また，150～300回では50回ピッチでレーザー距離計によるコンクリート表面座標の計測を行った（座標は図－1参照）。計測は，衝突点を中心に7.5 mmピッチの格子点上で実施しており，ケース2では50回ピッチでの計測を実施した。

3. 実験結果

（1） 損傷状況の概要

写真－1は実験後のコンクリート損傷状況例である。例はケース1-1-4のものであり，ステンレス球を同一位置に落下させていることから，損傷がお碗型の窪形状として生じていることが分かる。図－2は，x－z面およびy－z面上でのコンクリート表面形状例を示したものである（座標については，図－1参照）。図は，コンクリート種Aで，1.06 kgのステンレス球を2 m落下させた場合のものであり，衝突角度θによる変化を示してある。また，落下回数による変化も併せて示した。示した断面は，x－z，y－z面上において最も損傷面積の大きかった断面であり，落下回数により最大損傷断面位置が変化する場合も生じた。落下回数が小さい場合の表面位置が大きい回数での位置より下方にある場合がみられるのはこのためである。

まず，θ＝90度の場合をみてみると，衝突回数の増加



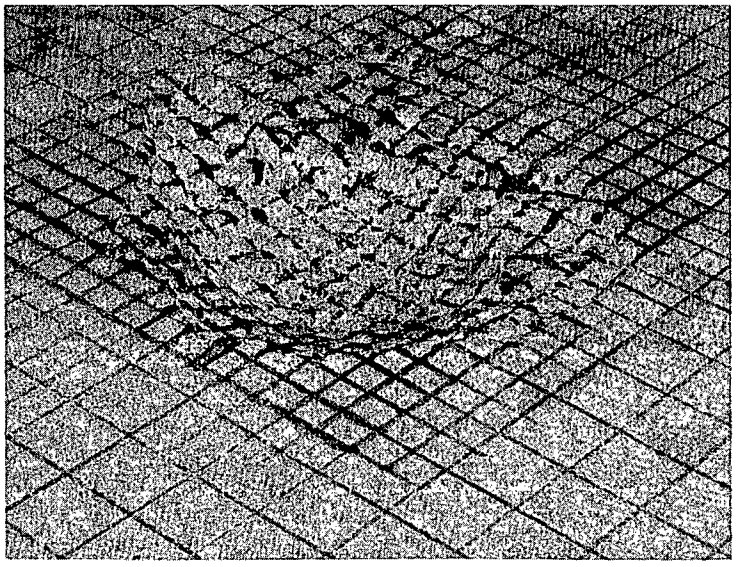
図－1　諸量説明図

に伴い，x－y 方向の損傷影響範囲が拡がるとともに，深くなっていることが分かる。x－y 方向の損傷影響範囲は落下回数が 120 回程度からあまり変化しなくなっており，ある程度，影響範囲が大きくなると，損傷は主として深さ方向に向かって生じるようである。また，損傷面はゆがみはみられるものの，概ね軸対象になっている。

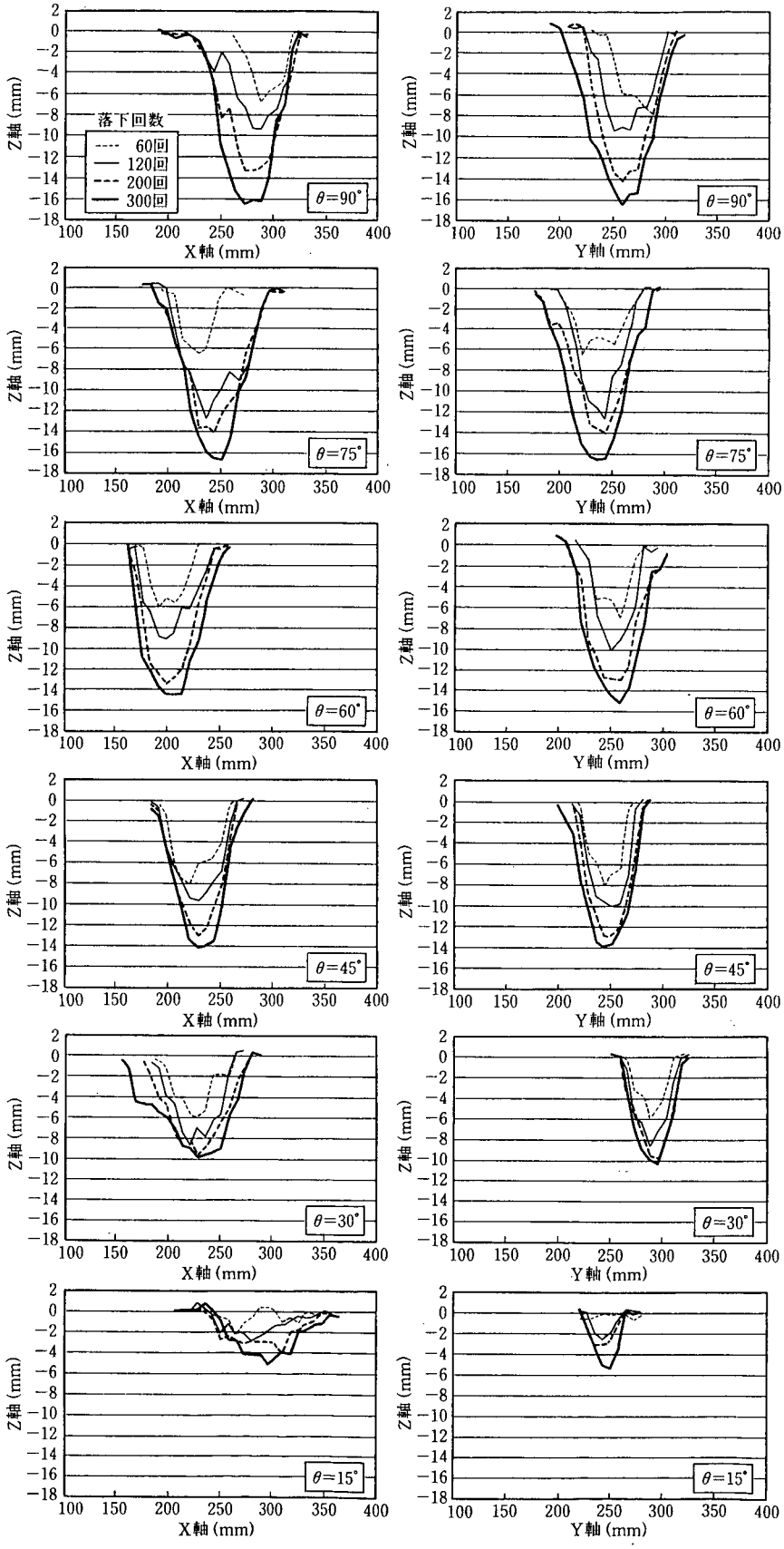
衝突角度 θ が 90 度より小さい場合にも同様の傾向を示すが，θ が 30 度以下では，x－z 面，つまり斜面方向の拡がりが，横断方向の y－z 面での拡がりより大きくなっており，この傾向は θ＝15 度においてより顕著である。また，θ＝15 度では，落下回数が増大するに従い，損傷斜面上方での損傷より下方での損傷が大きくなる傾向がみられている。これら θ が小さい場合にみられる傾向は，損傷の増加に伴い，実質的な衝突位置が斜面下方へと移動していくことによるものと推定される（図－3 の A→B 点へ移動）。ここで，落下を無限回数続けるものとすると，やがて深さ方向の損傷が支配的になり，衝突状況は θ＝90 度の場合に近づいていくものと思われる（図－3 の一点鎖線）。一方，多数の流下礫による実際の損傷は面的に生じ凹凸はするものの面全体が一様に低下すると考えられる。即ち，今回の実験のように一点に衝突させることにより生じる深掘れというような損傷面の影響は余り顕著にならないことが推察される。従って，実験は，損傷面変化による衝突角度変化の影響が小さい範囲で実施する必要がある。本実験範囲は，球径に対し損傷深さはかなり小さいものであり，斜面方向損傷断面の非対称性はみられるものの顕著ではなく，損傷面形状が衝突角に及ぼす影響は，小さいと考えている。実際，後にも述べるように，落下初期を除き 1 回の落下による損傷量はほぼ一定となっている。なお，θ が 90 度より小さい場合にも，y－z 面上の損傷断面は概ね対称形となっている。

（2）　衝突角度 θ＝90 度での損傷量

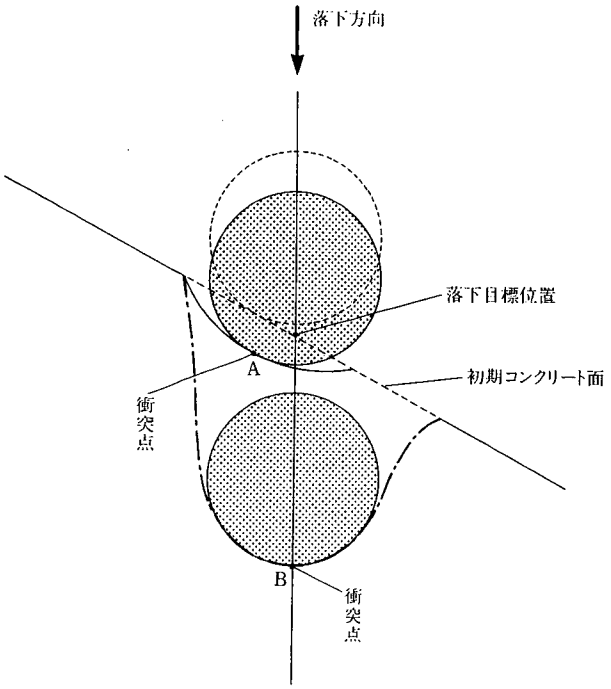
まず，θ＝90 度での損傷量について検討する。図－4 に，ケース 1-1 の落下回数 n と累積損傷量 V の関係を示す。図より，何れのケースも落下回数 120 回程度まで



写真－1　コンクリート損傷状況例（ケース 1-1-4 の実験終了後）



図−2　損傷によるコンクリート表面形状変化例（ケース 1-1-4 および 1-3-4）



図－3　衝突角が小さい場合の衝突状況

は下に凸な曲線となっており，それ以降はほぼ直線的に変化していることが分かる。同様の傾向は他のほとんどの実験ケースでも明確に見られている。

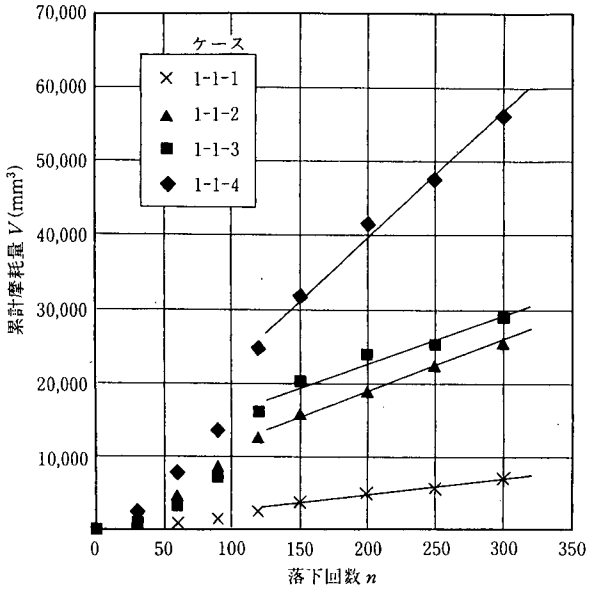
下に凸な領域では，損傷が影響面積の増加を伴っている影響，コンクリートが表面と内部で質が違っている影響などが存在しているものと思われ，複雑な現象が生じているものと考えるが，この領域での損傷深さは，数mm程度以下と小さく，損傷量そのものを議論する上ではそれほど重要ではない。そこで，以下では直線部分について検討を行うことにする。

石橋[4]は，礫による損傷が，衝突に伴うエネルギー損失に比例するものとしており，ここでも石橋と同様の考えのもと結果の整理を行うこととする。すなわち，落下1回当たりの損失エネルギーと図－4の直線部分から求められる落下1回当たりの損傷量ΔVの関係を調査する。

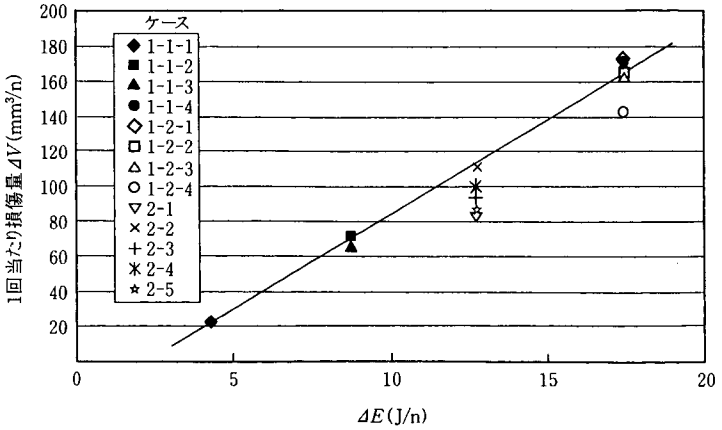
1回の落下による損失エネルギーΔEは次式により求められる。

$$\Delta E=(1/2)mv_1^2-(1/2)mv_2^2 \cdots\cdots (1)$$

ここに，m：落下物の質量，v_1，v_2：それぞれ衝突前後の落下物の速度であり，$(1/2)mv_1^2$は落下1回当たりの落下エネルギー（$=mgh$，ここに，g：重力加速度，h：落下高）である。今，損傷による表面の凹凸の影響を無視するものとすると，$\theta=90$度では，v_1とv_2はともにコンクリート面に垂直な方向の速度となる。また，コンクリート面が平坦な場合の反発係数$e(=v_2/v_1)$が損傷面でもそのまま用いられるものとすると，ΔEは，



図－4　落下回数と累積損傷量の関係（ケース1-1）



図－5　ΔEとΔVの関係（ケース1-1，1-2，2）

$$\Delta E=(1/2)mv_1^2(1-e^2) \quad \cdots\cdots(2)$$

となる。図－5にΔEとΔVの関係を示す。ただし，θ=90度において実施した落下試験により，コンクリートとステンレス球のe=0.33である。損失エネルギーは，落下エネルギーの約90%に相当する。図には，強度を変化させたケース1-2の結果および河床礫を用いたケース2-1の結果も併せてプロットしている。先にも述べたように本試験で用いた河床礫は球形状に近く，落下試験による反発係数を求めることが可能である。試験の結果e=0.47を得ており，落下エネルギーの約80%が衝突により損失している。図より，ステンレス球を用いた実験結果では，ΔEとΔVには直線の関係があること，今回の範囲のコンクリート性状の差による影響は小さいことが分かる。

なお，図で，ケース1-2-4の損傷量は他のケースと比較して損傷量がやや小さい値を示している。ケース1-2-4は最大粗骨材寸法が最も大きい40 mmのものでなり，最大粗骨材寸法の影響が考えられるが13 mm，20 mmの場合には13 mmがやや小さい値を示していることおよびその差が10%以下とそれ程大きくないことから今回の実験結果から断定することはできない。

式(2)で示される損失エネルギーは，落下物および衝撃を受ける物質の両者の損傷に寄与するものである。従って，以上の説明で用いたステンレス球の特性が問題になる。実験後のステンレス球の表面の状況を写真－2に示すが，球面は僅かながらへこみを生じておりまた，小さい傷もついている。ただし，その量はコンクリートの損傷量に較べ非常に小さいものであり，殆どのエネルギー損失がコンクリート損傷において生じたものと考えてよいであろう。

このことは，ケース2の河床礫の実験結果から検証することができる。即ち，ステンレス球による損傷量は，新鮮で硬い花崗岩河床礫の損傷量より同程度かやや大きめの結果を与えており，今回の実験結果は実際の問題で対象となる河床礫としては非常に硬い礫による損傷に相当するものと思われる。因に，ケース2の河床礫の実験は全て同じ礫を用いたが，実験前(0.83 kg)および全実験終了後の質量変化は2.1 gであり，非常に小さかった。なお，礫の落下回数は150回までしか行っておらず，また，測定も50回ピッチでしか実施していない。このため図示した値は，落下回数100回および150回の結果から求めており，300回の落下試験から求めたステンレス球のものより精度が落ちるものである。結果のバラツキがやや大きいのもそのためかもしれない。ただし，結果のバラツキにおける強度や粗骨材寸法に対する傾向は認められておらず，これらの影響がほとんど認められないのはステンレス球の場合と同じである。

ステンレス球のΔEとΔVの関係は次式で近似することができる。

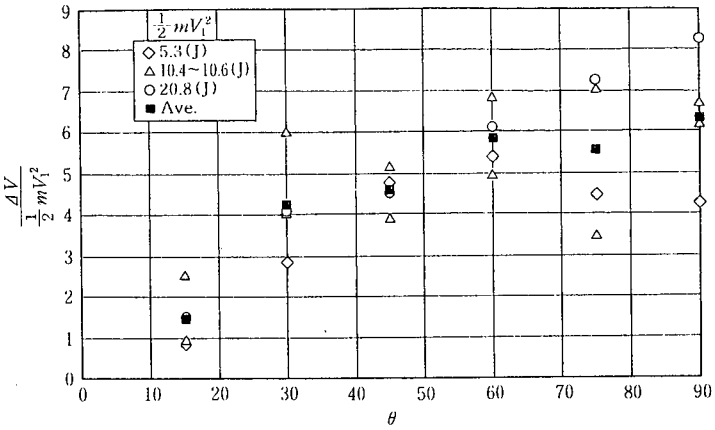
$$\Delta V=a(\Delta E-b) \quad \cdots\cdots(3)$$

$$a=10.86(\mathrm{mm^3/J}),\ b=2.24(\mathrm{J})$$

石橋[4]はb=0の式形にてa=12.1($\mathrm{mm^3/J}$)の値を与えており，今回の実験でのa値とほぼ同程度の値となっている。石橋の用いたデータについては詳細が述べられておらず不明であるが，普通コンクリートの上記値は妥当なものと考えてよいであろう。b値の存在はある損失エネルギー以下では損傷が生じないことを暗示しているが，実際には，コンクリート面の損傷が全く生じない限



写真－2　実験後のステンレス球の表面状況



図−6　θ と $\Delta V/(0.5mV_1^2)$ の関係（ケース1-1，1-3）

表−3　θ と α_x の関係

θ	α_x
15	0.8121
30	0.6729
45	0.7496
60	0.7530
75	1.4781

界荷重以下の作用荷重ではエネルギー損失のない完全弾性衝突へと近づくものと考えられ，$\Delta V \fallingdotseq 0$ 近傍では図−5の原点へと漸近する曲線を描くものと推察する。これについては，更に検討が必要である。

（3） 衝突角度の影響

θ が90度より小さい場合には，コンクリート面に平行な力の作用や，この力に基づく回転運動の影響が存在し，衝突時のエネルギー損失の計測が難しい。図−6に，1回当たりの落下エネルギーに対する損傷量 ΔV の関係を θ をパラメータにして示す。ΔV は前節と同様に，落下回数と累積エネルギーが直線関係にある領域でのものである。図より，バラツキが大きいが，θ が小さくなるに従って ΔV も小さくなることが分かる。

ここで，エネルギー損失について，回転運動の影響が小さいものと仮定して無視し，速度成分をコンクリート面に垂直（v_z），平行（v_x）の2成分に分けて考えてみる。それぞれの成分の低減率を α_z，α_x とすると，

$$\Delta E=(1/2)mv_1^2 \times(1-\alpha_z^2\sin^2\theta-\alpha_x^2\cos^2\theta) \cdots\cdots(4)$$

である。今，$\alpha_z=e$，また，式（3）の関係が成立するものと仮定し，図−6の ΔV を用いて ΔE を求め α_x と θ の関係を求めると表−3のようになる。α_x は θ によらず0.7～0.8程度の値をとることが分かる。なお，θ=75度では，$\alpha_x=1.48$ の大きな値となっているが，1より大きいことは，この方向に加速することを意味しており，物理的には考えにくいことである。式（4）から分かるように，この場合の ΔE における x 方向成分の絶対値は小さく求められる α_x の精度に問題があるものと考えられる。今後更に検討が必要であるが，θ が大きい領域も含め，α_x は0.7～0.8程度と考えておくのが妥当であろう。

4. ま と め

普通コンクリートを用いた衝撃損傷実験を行った。主な結果は以下の通りである。

① ある程度以上の落下回数では，損傷量と落下回数の関係は直線関係になる。

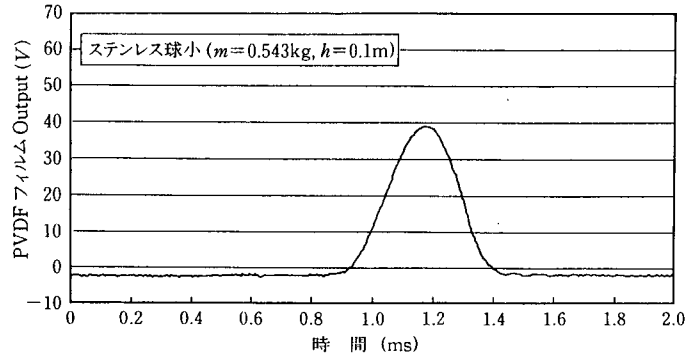
② θ=90度では，①の直線関係の領域において損失エネルギーと損傷量の関係は直線関係になる。

③ 今回実験の最大粗骨材寸法の範囲13～40 mm，呼び強度範囲17.6～39.2 N/mm² では，コンクリート材質による損傷量への影響は小さい。

④ θ が90度以下では，θ が小さくなるに従って，損傷量が小さくなる。その程度は，面に平行な方向の速度成分が7～8割程度に低減していることで表すことができる。

ところで，コンクリート損傷量は，コンクリート材質とともに砂礫の材質や形状により変化することが考えられる。また，今回は空中落下による損傷量を求めたが，土砂バイパストンネル等の水理構造物の損傷量を求めるためには流れの場における床面への衝撃エネルギーを知る必要がある。今後，実際問題への対応として必要な砂礫材質等の影響や流れの場での衝撃エネルギーを把握するための方法として砂礫等の落下物がコンクリート等に衝突する際の衝撃力を直接計測することが考えられる。

衝撃力の計測器として，ロードセルによる方法が考えられるが，砂礫による衝撃時間は非常に短く，数百μs程度以下といわれている。この短時間の衝撃力を精度よく



図−7 PVDF フィルムの出力例

計測しようとすると非常に大きな固有振動数を持ったロードセルが必要になる。例えば，衝撃時間が 200 μs で誤差を 1%以内に収めようとすると，50 KHz 以上の固有振動数としなければならない。現在のところロードセル本体の固有振動数は最大で 50 KHz 程度である。これに固定装置を設けるものとすると，かなり小さな固有振動数となることが予想され，結局ロードセルによる精度のよい計測は困難と考えられる。こうした状況を踏まえ，著者らは，キャビテーション崩壊時の衝撃力計測方法として開発されてきている PVDF（Polyvinylidene Fluoride）フィルムによる計測方法を検討している[5]。図−7 は，今回用いたステンレス球のコンクリート面衝突時の出力例（電圧出力）であるが，ステンレス球の衝突により，三角波形の衝撃力が 1 ms 以下の短時間に作用している様子が分かるとともに衝撃力測定における PVDF フィルムの適用可能性を確認することができる。

今回，損傷量の検討結果について報告したが，本検討結果を実際の問題に生かしていくためには，実施設での砂礫による衝撃付加量の推定が不可欠である。今後機会を見つけてその成果を報告していきたいと考えている。

参考文献

1) 上阪恒雄：貯水池の土砂管理，ダム技術 No.159，1999，12 月
2) 桜井力，柏井条介：土砂放流を考慮した減勢工の設計手法，土木技術資料 Vol.42，No.2，2000，2 月
3) レビューしたものとして，例えば，福岡捷二，森田義則，藤原博昭，萬矢敦啓：大量の砂礫を伴う洪水流による仮排水路トンネルインバートの浸食蛇行，河川技術に関する論文集，第 5 巻，1999，6 月がある。
4) 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 344 号，1983 年 6 月
5) H. Soyama, A. Lichtarowicz, T. Momma, E.J. Williams: A new calibration method for dynamically loaded transducers and its application to cavitation impact measurement, ASME, Vol.120, 1998

GISを用いたダムの実績堆砂量の確率評価に関する一考察

建設省土木研究所　正会員　宮井貴大　角　哲也　柏井条介

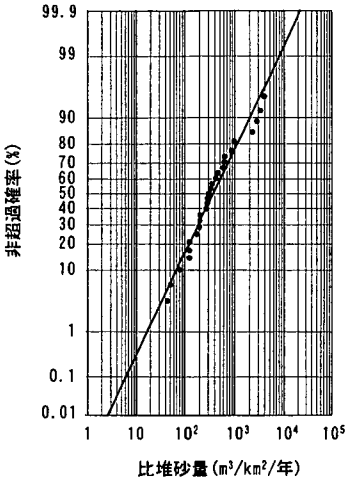
1. はじめに

ダムの堆砂量の予測においては、地形・地質等の因子を用いた予測式が種々提案されているが、限られたダムの実績データを用いているために推定精度には一定の限界がある。これに対して、予測地点の近傍に既設ダムが所在する場合には、これらの実績堆砂量を用いることが出来るが、管理ダムの増加に伴い、これら情報は全国的に蓄積が進んでおり、相互の分析が可能となってきている。また、最近の研究では、個別ダムごとの各年の堆砂量の発生は、降雨等の水文現象と同様に対数正規分布により確率評価できることが明らかとなっており、計画堆砂量の推定などに応用できる可能性が指摘されている[1)]。

そこで本研究では、利根川水系の既設ダムを対象に各年の実績堆砂量を対数正規分布を用いて整理し、個々の分布形の特徴を整理するとともに、ＧＩＳを用いて各流域ごとに要因分析を行う手法の検討を行った。

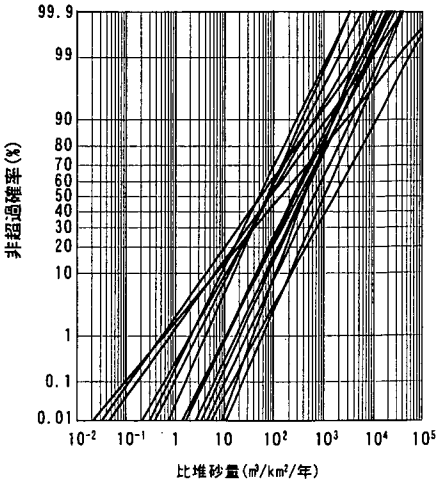
2. 実績堆砂量の確率評価

検討対象としたのは、利根川水系に位置し、堆砂の観測期間が 10 年以上の 16 ダムであり、各年の比堆砂量（各年の実績堆砂量をダムの流域面積で割ったもの、m^3/km^2/年）をトーマスプロットにより対数正規確率紙上にプロットし、その値を用いてダム毎に最小自乗法により平分線[2)]を求めた。なお、対象ダム上流域内に他ダムがある場合には、当該ダムの直接流域のみを対象とした。図－１に川俣ダムの結果を示すが、既往の検討[1)]と同様に各年比堆砂量は対数正規分布でほぼ表現され、その分布形は、平分線の勾配に関係する対数標記した比堆砂量の標準偏差（以下、標準偏差）および非超過確率 50 %における比堆砂量の平均値（以下、平均値）の２つのパラメータで示されることになる。



図－１　川俣ダム比堆砂量
（対数正規分布）

次に、各ダムごとに得られた対数正規分布の平分線を同一確率紙上にプロットしたものを図－２に示す。これによると、利根川水系のダムにおいては、比堆砂量の平均値は個々に異なるのに対して、平分線の勾配（各ダムごとに平均値が異なるために、比較するのは標準偏差を平均値で割った変動係数となる）は、二、三の例外を除いてほぼ同様であることがわかる。これは、各年の比堆砂量のばらつきは前述のように降雨等の水文現象に大きく依存するために、ダム流域にかかわらずほぼ同様となるのに対して、比堆砂量そのものは各流域ごとの土砂生産等に関するポテンシャルによって大きく異なるためと考えられる。



図－２　利根川ダム群比堆砂量
（対数正規分布）

3. GISを用いた実績堆砂量の地域特性の検討

次に、2.で整理した各ダムの比堆砂量の地域特性についてＧＩＳ（地理情報システム）を用いた分析を行った。まず、16 ダムの各年比堆砂量の平均値をダム流域毎に示した（図－３）。検討には、建設省国

キーワード　ダム堆砂、GIS、対数正規分布、利根川
〒305-0804　茨城県つくば市旭１　Tel.0298-64-2211　Fax.0298-64-0164

土地理院が全国的に整備を行っている国土数値情報の KS273(流域界非集水界線位置ファイル)と KS621(ダムファイル)を用いた。これによると、同一河川内やダム流域が隣接している場合でもダムごとに比堆砂量が大幅に異なることがわかる。

そこで、この比堆砂量と土砂生産等に関するポテンシャルの一つと考えられる表層地質との関係について検討した。表層地質については国土数値情報の KS156-1(地形分類・表層地質・土壌ファイル)を用い、既往の研究[3]を参考に1 kmメッシュごとに表層地質による危険度を3段階に分けた地図を作成した（図－4）。この表層地質の危険度をダム流域ごとに評価すると比堆砂量が大きいダム流域ほど表層地質による危険度A、危険度Bが占める割合が大きい傾向を示していることがわかるが、中には須田貝ダムのように危険度Aが流域面積の半分程度を占めているにも関わらず、比堆砂量が小さくなっているものも見受けられる。

従来より土砂生産に関係するパラメータとしては、地質の他に起伏量・傾斜等の地形要素や森林面積率・崩壊（荒地）面積率等の土地利用要素が上げられており、これらを加味して分析する必要があると考えられる。

4. おわりに

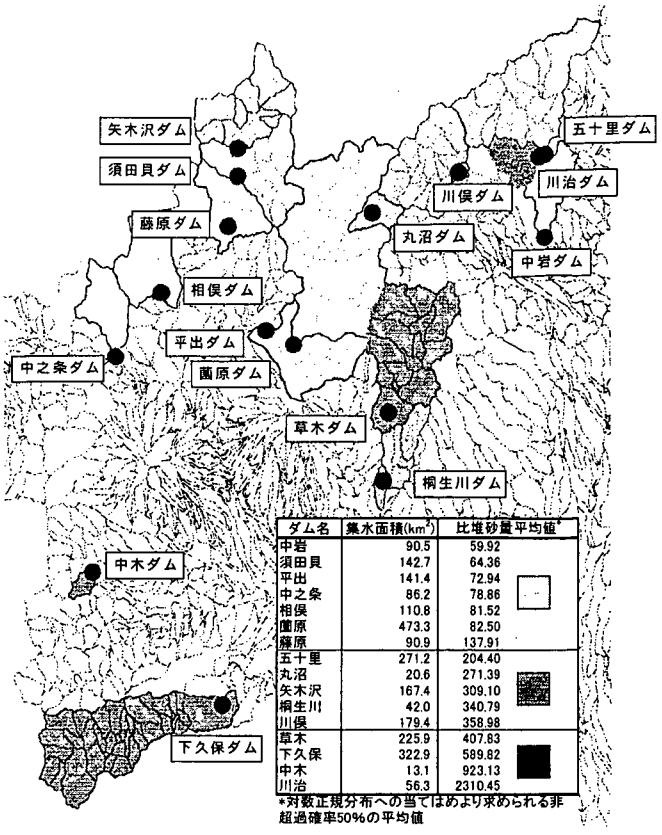
堆砂データの蓄積により、全国的な比堆砂量データベースの作成が可能となって来ている。今後は、土砂生産に関係するパラメータが比堆砂量に及ぼす影響をＧＩＳを用いて整理し、さらに利根川以外の流域への適用についても検討していきたい。

<参考文献>

1）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、pp.6-20，1992

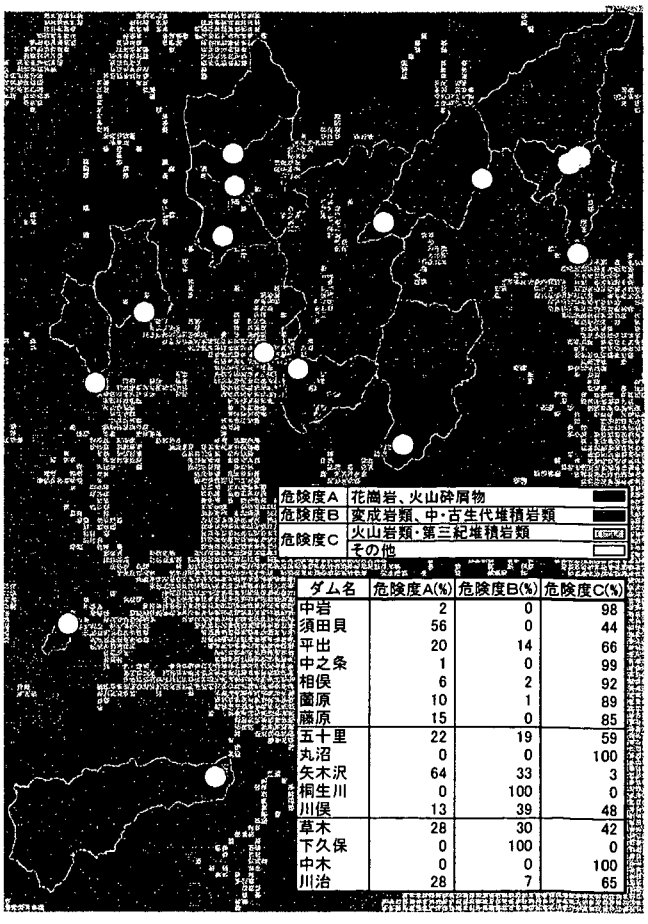
2）建設省河川局監修（社）日本河川協会：改訂新版　建設省河川砂防技術基準(案)同解説　調査編、pp.64-73、1997

3）井上大榮、角田隆彦、河村和夫、友利方彦：わが国における地質別の崩壊特性と貯水池堆砂（その1）－地質から見た崩壊特性－、応用地質33巻3号、pp.1-10、1992



ダム名	集水面積(km²)	比堆砂量平均値*
中岩	90.5	59.92
須田貝	142.7	64.36
平出	141.4	72.94
中之条	86.2	78.86
相俣	110.8	81.52
薗原	473.3	82.50
藤原	90.9	137.91
五十里	271.2	204.40
丸沼	20.6	271.39
矢木沢	167.4	309.10
桐生川	42.0	340.79
川俣	179.4	358.98
草木	225.9	407.83
下久保	322.9	589.82
中木	13.1	923.13
川治	56.3	2310.45

図－3　比堆砂量平均値*の地域分布



ダム名	危険度A(%)	危険度B(%)	危険度C(%)
中岩	2	0	98
須田貝	56	0	44
平出	20	14	66
中之条	1	0	99
相俣	6	2	92
薗原	10	1	89
藤原	15	0	85
五十里	22	19	59
丸沼	0	0	100
矢木沢	64	33	3
桐生川	0	100	0
川俣	13	39	48
草木	28	30	42
下久保	0	100	0
中木	0	0	100
川治	28	7	65

図－4　表層地質による危険度の地域分布

◆ ダム特集 ◆

ダム貯水池の濁水対策に関する一考察

野仲典理* 柏井条介**

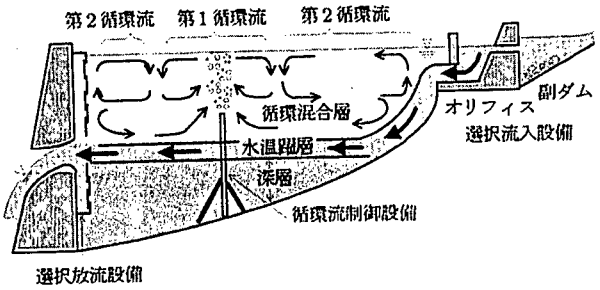
1. はじめに

ダム貯水池の水質問題には富栄養化や濁水長期化、冷水放流などがあり、その対策の一つとして貯水池内の流動を制御する方法が検討されている。これは、貯水池内に循環流を生じさせる装置や流入水を所定の水深位置に流入させる選択流入設備、所定の水深位置から放流する選択放流設備などを用いて、貯水池内に上下方向に形成される水温や水質の層を制御しようというもので、主として富栄養化対策として検討が進められてきている[1)]。

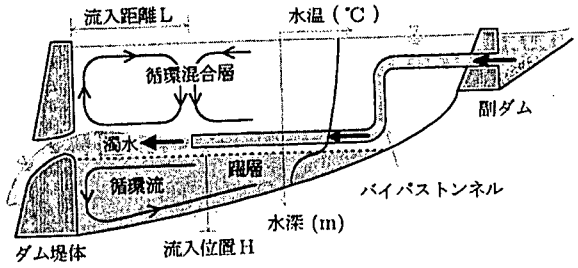
富栄養化対策として考えられている貯水池流動制御システムは、選択流入設備により中小洪水を、循環混合層の下側に導くとともに、選択放流設備により速やかに貯水池から放流しようというものである(図−1(a))。ここに、循環混合層は、曝気装置等により形成される水温が比較的高く、かつ均一な層であり、水面下の比較的深い水深にまで形成されるものをいう。選択流入設備により流入水を循環混合層下層に導くことにより、藻類が栄養塩を吸収する位置を光の余り届かない水面下方とし、栄養塩吸収後にそのまま沈降することが期待されている。また、選択放流設備で放流することにより栄養塩類が貯水池を速やかに通過することが期待されており、施設として、貯水池上流端付近にオリフィスを設置した副ダムを設けることが想定されている。なお、曝気装置等による表層水の循環がない通常の状態では、水温の高い層が水面付近に比較的薄く形成され、栄養塩類を多く含む河川水がこの下方の光の届く範囲に流入するため、藍藻類等の異常増殖が生じやすいとされている。

本報告で対象としている濁水対策は、上記選択流入設備で期待されている効果のうち、後者の効果、すなわち栄養塩類の放流効果に着目し、かつこれを濁水放流の視点からより積極的に活用しようというものである。施設の概念図を図−1(b)に示す。想定している施設は、流入水を副ダムや取水

Study on Counter Measure against Wash Load in Dam Reservoir



図−1(a) 貯水池流動制御システム



図−1(b) 今回対象の選択流入・放流設備

堰からバイパストンネルなどの選択流入設備により、貯水池中低位に設けられた洪水吐きや選択放流設備近傍に流入させるものである。このような施設を設けることにより、出水時の濁水、出水後の清水を、周辺水との混合を極力小さくして放出し、濁水の長期放流を緩和することが期待される。また、常時の運用を通じ、選択流入設備上方に厚い循環混合層が形成されることも期待され、富栄養化対策としても期待できるものである。厚い循環混合層の形成は、表層の水温の高い貯水池水を取水し続けることにより生じる、いわゆる温水の“息切れ”現象の緩和にも役立ち、冷水対策としての効果も期待できよう。

本報告は、貯水位中低位標高で、かつ放流設備近傍に放出する上記選択流入設備を用いた場合の貯水池内の水温分布特性、濁度の放出状況特性について、幅方向に一様な二次元貯水池を対象とした鉛直二次元モデルのシミュレーション計算により検討したものである。

2. 数値シミュレーションによる計算

2.1 数値シミュレーションモデル

本検討で計算手法として用いた数値シミュレー

ションモデルは、貯水池内の水温、水質シミュレーションのために開発された鉛直二次元モデルであり、水の連続式・運動方程式、濃度収支式、水温収支式を連立させ、有限体積法により離散化し計算するものである[2)]。本計算で用いた基礎式を表−1に示す。

2.2 計算ケース

今回の検討は、選択流入・放流設備を用いた際に生じる現象・効果の概略を把握するために実施したものであり、計算は、幅方向に一様な二次元貯水池を対象とした。貯水池の水深100m、河床勾配1/100、貯水池長9,000m、容量$495\times10^3\mathrm{m}^3/\mathrm{m}$である。

計算は、表−2に示すように5日間平均流量を用いた通年計算及び洪水時計算の両者について、流入量=放流量、貯水位を一定として実施した。

通年計算は、主として貯水池内の水温分布の変化、濁水の長期的な挙動を把握するため実施したものであり、流入流量・水温・SS及び気温条件はAダム貯水池の平水年データを用いて設定した。ただし、流入条件のうち流入水温は気温との、流入SSは流入量との相関関係(表−2)を用いて設定しており、計算を行った流入量、気温を図−2に示す。Aダムは積雪地方のダムであり、4月期には融雪による出水がみられる。また、出水は6月末〜7月初め及び9月末の2回みられている。なお、今回の計算は幅方向に一様な二次元計算であるので、流入量については、図−2の流入量を貯水池幅50mとして単位幅当たり流量に換算している。

表−3に、各月当たりの貯水池水の回転率(=期間当たり総流入量/貯水池容量)を示す。年間の回転率は12.2であり、多くが融雪出水によるものであ

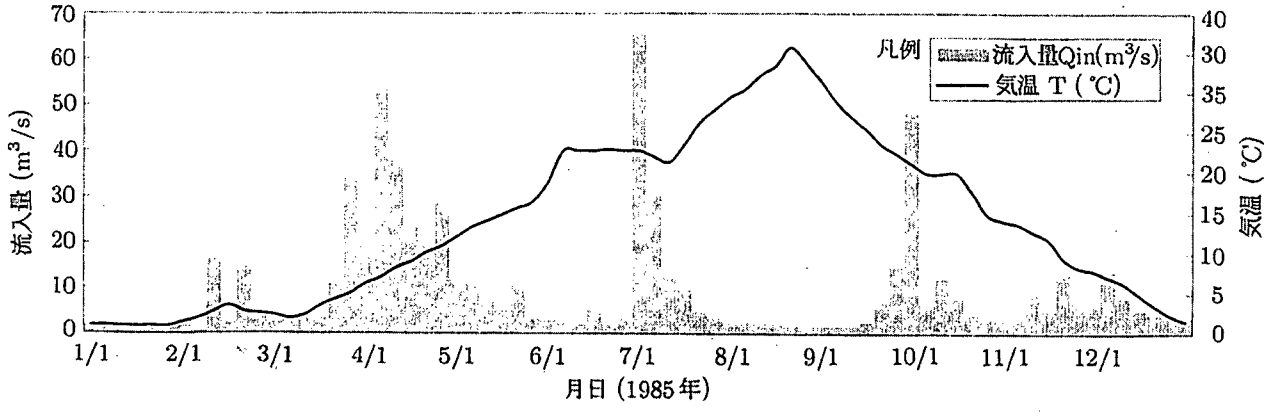
表−1 数値シミュレーションの基礎式

(1) 水の連続式	$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0$
(2) 運動方程式	$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=-\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{mx}\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{my}\frac{\partial u}{\partial y}\right),\ \frac{\partial P}{\partial y}=-\rho g$
(3) 濃度収支式	$\frac{\partial C}{\partial t}+u\frac{\partial C}{\partial x}+(v+v_f)\frac{\partial C}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{cx}\frac{\partial C}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{cy}\frac{\partial C}{\partial y}\right)$
(4) 水温収支式	$\frac{\partial T}{\partial t}+u\frac{\partial T}{\partial x}+v\frac{\partial T}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{Tx}\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{Ty}\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{H}{\rho_0 C_w}$

u：流下方向流速　C：SS濃度　v_f：沈降速度　D_r：水温拡散係数
v：水深方向流速　T：水温　D_m：運動量拡散係数　C_w：水の比熱
P：圧力　ρ：水の密度　D_c：濁度拡散係数　H：単位容積・時間吸収熱量

表−2 計算ケースと計算条件

ケース		計算期間	流入(流入距離)放流位置 Hin(Lin)Hout (m)	気温 T (℃)	流量 Q (m^3/s)	流入水温 Twin (℃)	流入SS SSin (mg/ℓ)	濁質沈降速度 Vf (m/s)
1	1-1	通年	表層(9,000)表層	Aダム	Aダム	Twin=0.7T	SSin=0.4Q	濁質粒径
	1-2	(1/1〜12/31)	50(1,000)50	1985年	1985年			$d=0.081SS^{0.913}$
	1-3		50(1,000)50(1/1〜4/30)	(平水年)	(平水年)			と与え、
			表層(5/1〜9/30)	データ	データ			ストークスの
			50(10/1〜12/31)	(図−2)	(図−2)			式より算出
2	2-1	洪水時	表層(9,000)表層		(図−3)		$SSin=0.0125Q^2$	d:10μm程度とし、
	2-2	(8/1〜8/31)	50(1,000)50					Vf=50μm/s



図−2 Aダム貯水池平水年の流入量と気温

る。また、計算では1月1日を開始日とし、貯水池水温=5 ℃(均一)、貯水池内SS=0(均一)を初期条件としている。

計算での流入・放流位置の組合せは表-2に示すように、通常の貯水池運用を想定した表層流入(上流端:9,000m)～表層放流(下流端)のケース1-1,2-1、及び選択流入・放流を想定した選択流入(水深50m、ダム上流1,000m)～選択放流(水深50m、下流端)のケース1-2,2-2であり、また、選択流入・放流のケースでは水温上昇期である5～9月を表層放流としたケース1-3についても実施した。これは、後に示すように、選択流入・放流では、夏期の水温が若干低下することからこの緩和策として考えたものである。

洪水時計算は、洪水時の濁水の放出効果及び濁水放流の長期化対策としての効果を検討するために実施したものである。洪水流入前の水温分布は通年計算での8月1日の水温分布とした。図-3に洪水時計算の流入ハイドログラフを示す。なお、気温データは図-2の8月の気温を用いた。洪水時の総流入量/貯水池容量=1.43である。計算での流入・放流位置の組合せは表層流入～表層放流、選択流入～選択放流の2ケースであり、洪水後を含む1ヵ月について計算した。

3. 検討結果

3.1 5日平均流量による通年計算

3.1.1 水温変化

図-4にそれぞれ表層流入～表層放流(ケース1-1、以下、表層～表層)、選択流入～選択放流(ケース1-2、以下、選択～選択)での貯水池内水温分布図を示す。

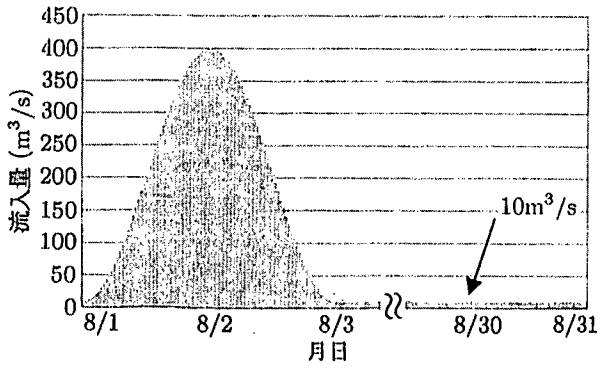


図-3 洪水時計算の流入ハイドログラフ

表-3 計算での貯水池の回転率

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年間
回転率	0.18	0.72	1.03	3.19	0.87	0.34	2.20	0.23	0.51	1.50	0.77	0.70	12.22

表層～表層の場合、4月にはほぼ一様であった水温が、夏期にかけて順次成層し、水面付近に温度勾配の比較的急激な層が形成されることが分かる。この成層は、12月にはなくなり、水温が一様化してきている。

これに対し、選択～選択の場合には、夏期の水面付近の温度の成層は明確ではなく、選択流入・放流標高上方の水温変化は緩やかである。水温は、選択流入・放流標高において急激に変化し、水温躍層が選択流入・放流標高まで低下している。最初に述べたように、このような水温分布は、富栄養化防止の観点からも望ましいものと考えられる。一方、12月では選択流入・放流標高上方に水温の比較的高い領域が層状に残され、表層～表層の場合とはかなり異なる水温分布となっている。

以上の選択～選択の場合の水温変化は、貯水池内の水温と流入水温との関係から次のように捉えることができる。まず、気温上昇期であるが、気温が上昇し流入水温が貯水池内の水温より高くなってくると、流入水は密度が小さいため周辺の流体と混合しながら上方へと向かうようになる。このため、放流標高上方は主として移流の効果により全体として水温が高められる。これに対し、気温下降期で流入水温が低くなってくる場合には、流入水はもはや上方に向かうことはない。したがって、貯水池内の水温は下方から順次低下することとなり、丁度表層～表層における夏期の成層過程と上下を逆にしたメカニズムにより水温の成層が形成されるものと思われる。なお、選択流入で5～9月に表層放流を行った場合の水温分布は選択～選択の場合と同様の傾向を示しており、選択流入の水温分布に与える影響が大きいことが推察される。

図-5には流入水温と放流水温の関係を示す。表層～表層では流入水温に対し全体に時間が遅れて変化し、8月末までは流入水温よりやや低めの水温を、9月以降は高い水温を放流しているのに対し、選択～選択では流入水温の上昇が比較的速い6～8月期には流入水温より低い水温を放流しているがその他の時期には流入水温とほぼ同じ水温での放流が行われており、流

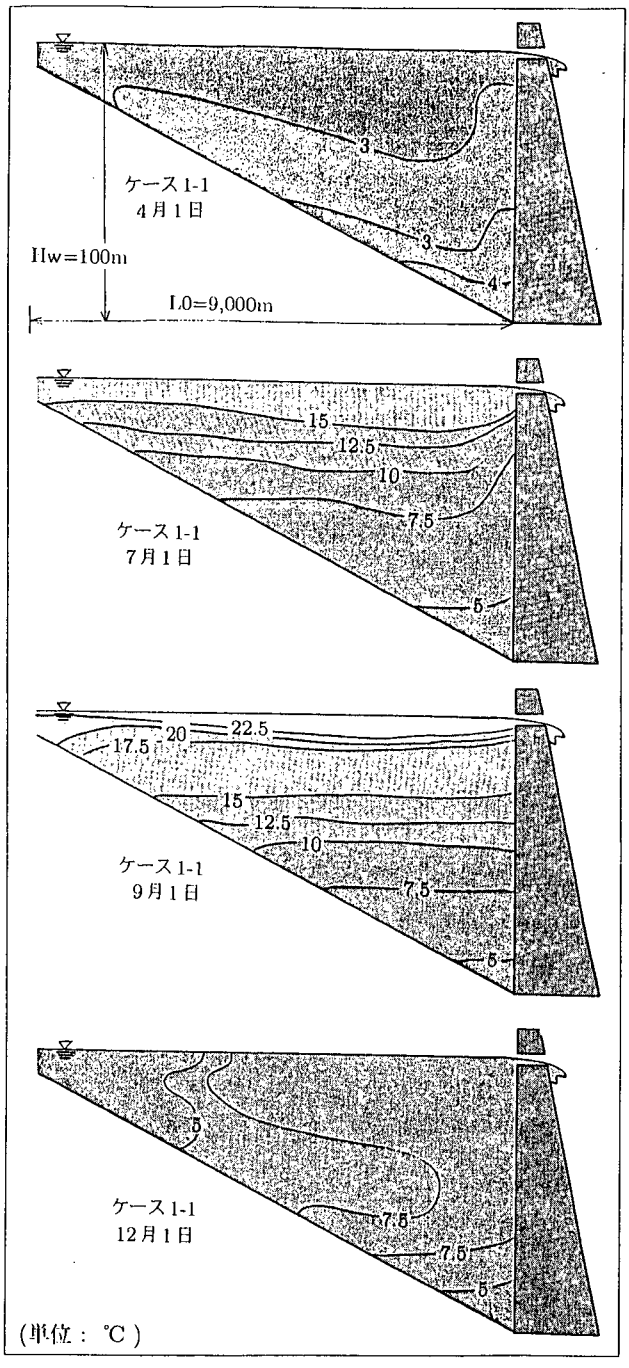


図-4(a) 貯水池内水温分布図 (ケース 1-1)

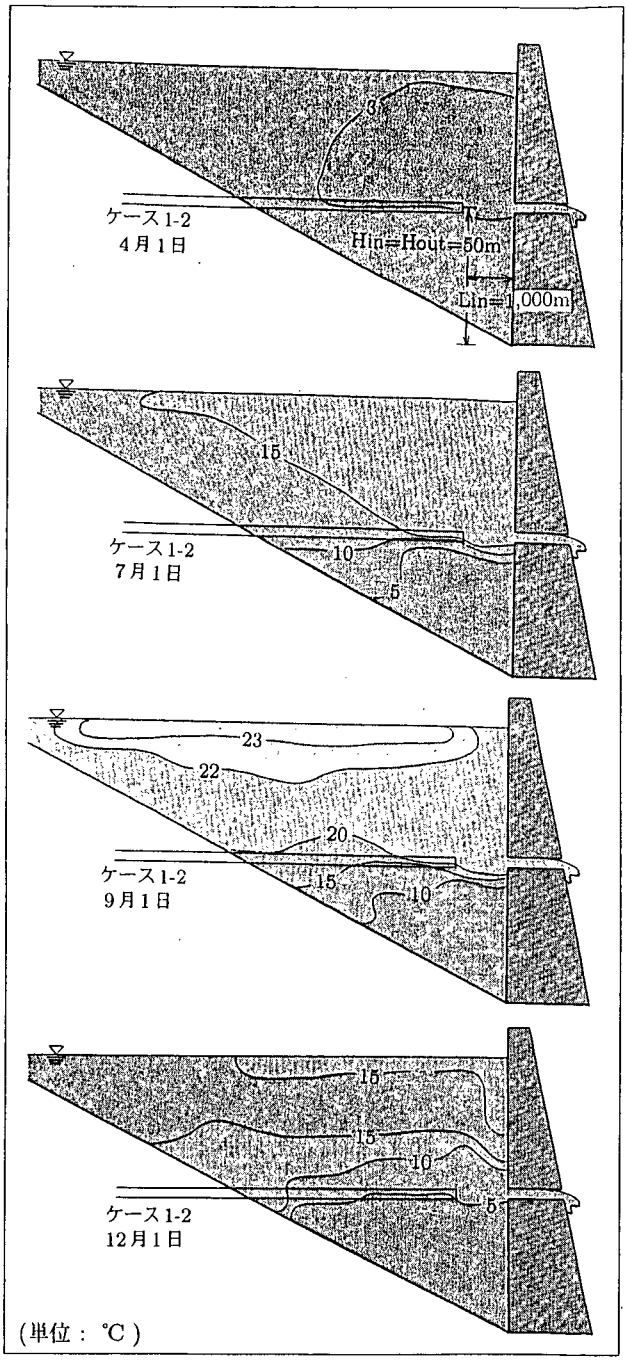


図-4(b) 貯水池内水温分布図 (ケース 1-2)

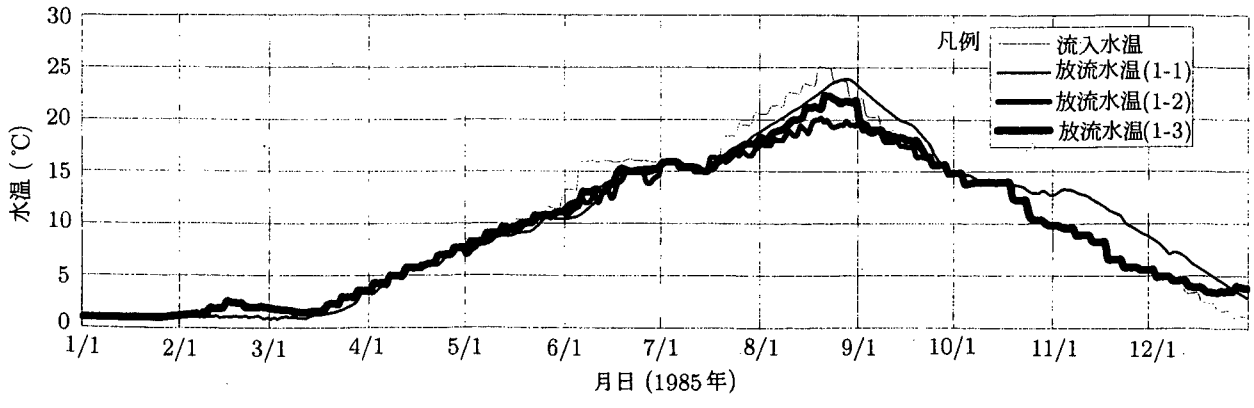


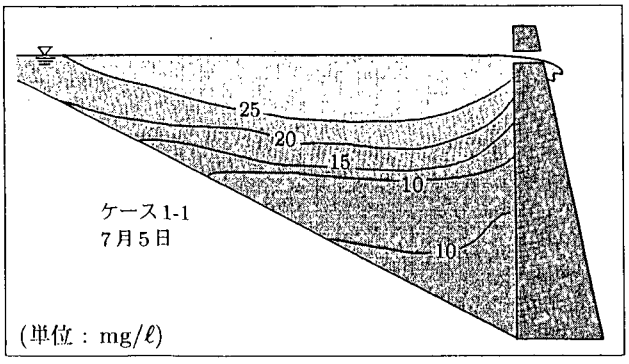
図-5 流入水温と放流水温の関係

入水が速やかに放流されていることを窺うことができる。また、選択流入で5~9月に表層放流を行えば、6~8月期の放流水温の低下をかなりの部分軽減でき、表層~表層の場合とほぼ同様の水温を得ることができることが分かる。

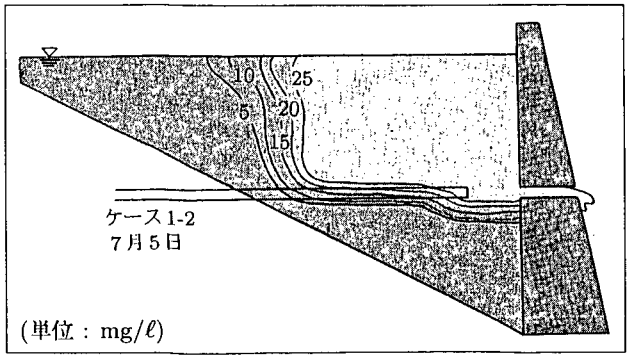
3.1.2 SS変化

図−6にそれぞれ表層流入~表層放流、選択流入~選択放流での貯水池内SS分布図を示す。図は7月の出水直後のものを示したが、表層~表層ではSS分布は層状になっており、水面付近から下方に行くに従って小さくなっている。これに対し、選択~選択では選択流入・放流標高上方の貯水池下流側を中心にSSの大きい領域が分布しており、放流位置を適切に変化させることにより、濁質の早期放流が期待できる。なお、SSが選択流入・放流標高上方に分布しているのは、標高付近に形成される水温躍層の影響によるものと考えられる。

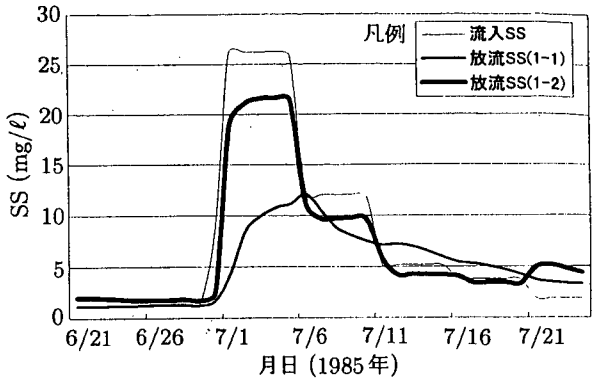
図−7は、7月の出水時の流入SSと放流SSの関係を示したものであるが、表層~表層の場合に比べ、選択~選択では流入SSのかなりの部分が放流され、濁質が速やかに放流されていることが分かる。ちなみに、年間の総流入SSに対し、表層~表層では約50%が、選択~選択では約90%が放流されており、選択流入・放流設備により大半のSSが放流されている。



図−6(a) 貯水池内SS分布図(ケース1-1)



図−6(b) 貯水池内SS分布図(ケース1-2)



図−7 7月出水時の流入SSと放流SSの関係

3.2 洪水時の計算

図−8にそれぞれ洪水直後(8月3日)及び約1ヶ月後(8月31日)の表層流入~表層放流、選択流入~選択放流での貯水池内SS分布図を示す。表層~表層の洪水直後の図から、貯水池上流から流入した濁水は表層を流れダム貯水池付近で直接表層取水されるものと濁水の密度差と循環流により貯水池下方に沈降するものに分かれていることがわかる。濁質は徐々に拡散しながら沈降するが、洪水開始から30日経った後でもSSの大きい領域が残留している。これに対し、選択~選択では通年計算の7月出水と同様に、選択流入・放流標高上方にSSの大きい領域が分布しており、選択流入・放流の影響が認められる。また、30日後には堤体付近のSSはかなり小さくなっている。

図−9は、洪水開始から3日間の流入SSと放流SSの関係を示したものであるが、通年計算と同様に、表層~表層の場合に対して、選択~選択では流入SSのかなりの部分が放流され、濁質が速やかに放流されていることが分かる。ちなみに、年間の総流入SSに対し、表層~表層では約45%が、選択~選択では約95%が放流されており、選択流入・放流設備により大半のSSが放流されている。

また、図−10には洪水後を含む1ヶ月の計算期間全体の流入SSと放流SSの関係を示すが、表層~表層に対し選択~選択では全体的に放流SSの低減が速やかであり、洪水後20日にはSS=3mg/ℓまで低下している。以上示されるように表層~表層に対し選択~選択では濁水長期化に対してかなりの効果が期待できる。また、濁質の放流率が大きいことは堆砂軽減策としても期待できることを意味している。

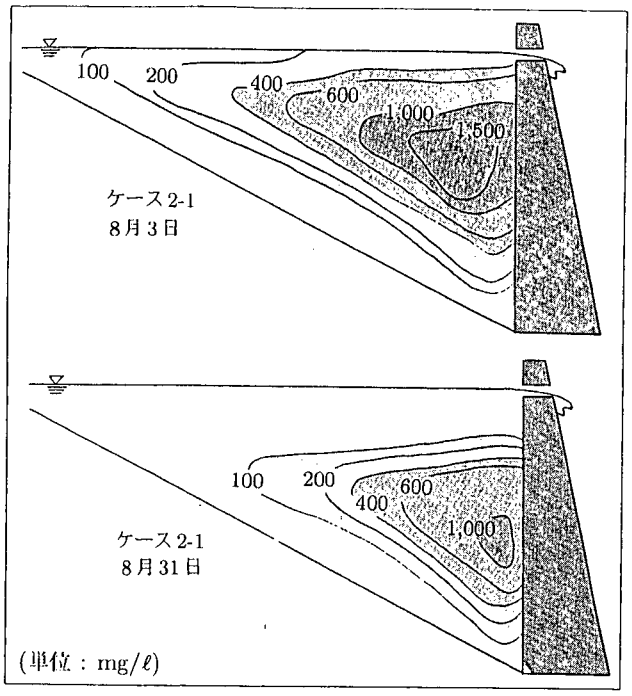


図-8(a) 貯水池内 SS 分布図 (ケース 2-1)

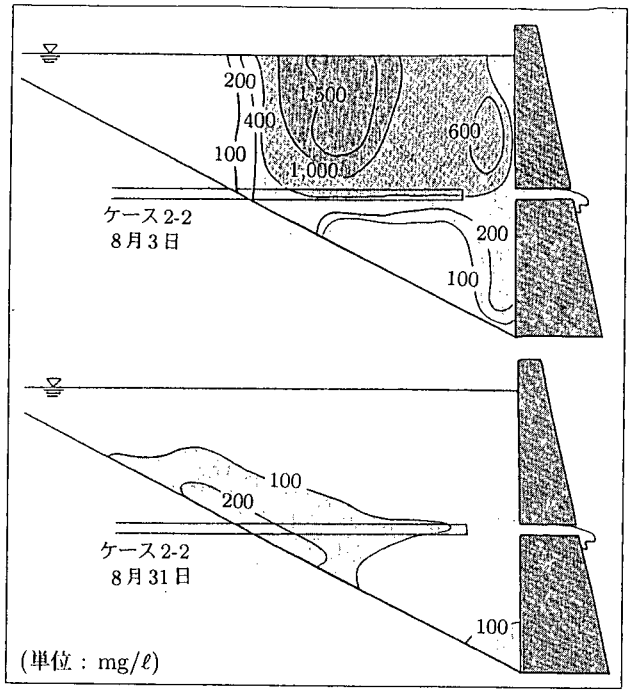


図-8(b) 貯水池内 SS 分布図 (ケース 2-2)

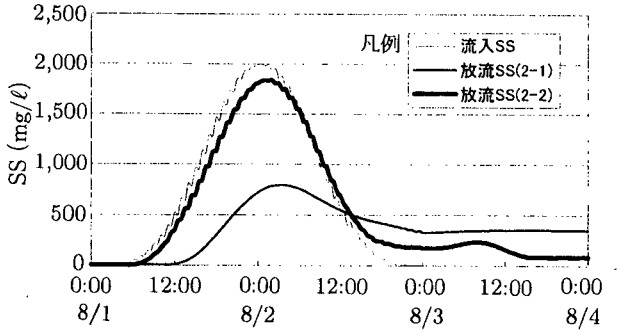


図-9 洪水時の流入 SS と放流 SS の関係 (3 日間)

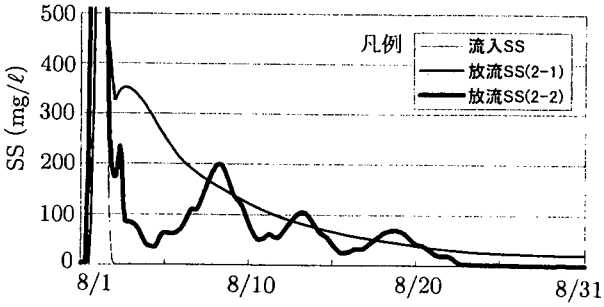


図-10 洪水時の流入 SS と放流 SS の関係 (1ヶ月間)

4. おわりに

鉛直二次元モデルの数値シミュレーションの検討を通じて、選択流入・放流設備により、

(1) 濁質や富栄養物質を速やかにダム下流へ放流することによる堆砂量や富栄養化の軽減

(2) 放流設備付近の水の速やかな入れ替わりと相まって濁水長期化の軽減

(3) 選択流入・放流設備を適切に配置することによる冷水放流の軽減

などの効果が期待できることを示した。今回の計算は直線二次元水路や流入量=放流量の仮定など実際の貯水池を単純化して行っており、今後は実際の貯水池条件を考慮した検討を行い、選択流入・放流設備の効果的な運用方法について検討していく予定である。

参 考 文 献

1) 丹羽薫、久納誠、森本浩之、高橋健夫、吉永 充：ダム湖における流動制御による水質管理, 土木技術資料, Vol.36-No.11,1994.

2) 森北佳昭、畑 孝治、三浦進：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), 土木研究所資料, 第 2443 号,1977.

野仲典理*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室研究員
Tenri NONAKA

柏井条介**



同 水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

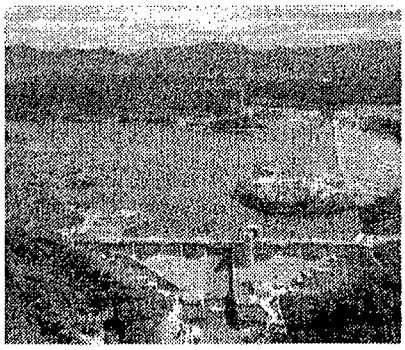
Ⅱ-204　ダム貯水池における濁度連続観測・自動採水システムの開発

アジア航測（株）　海洋部　正員　石川　暢博
アジア航測（株）　防災部　正員　河村　和夫、正員　中島　達也、松井　勝敏
京都大学　大学院工学研究科　正員　角　哲也
沖縄総合事務局　北部ダム統合管理事務所　堀ノ内　義博
建設省土木研究所　水工水資源研究室　正員　箱石　憲昭

1．はじめに

ダム貯水池の堆砂メカニズムを解明するために、洪水時にダム貯水池に流入・流出する微細土砂の挙動を把握することは重要である。その方法には、現在洪水時に人手により採水し、持ち帰った試料の水質分析を実施することが主流である。しかし、この場合事前に洪水を予測して現地に赴き、採水作業を実施するため、洪水のピークを捕捉するタイミングの問題、人員の安全確保の点で制約がある。この制約を解決し、良好な土砂挙動の基礎データを収得すべく濁度連続観測・自動採水システムを開発した。

本システムにより沖縄県宜野座村の漢那ダム（写真－１に示す）において1998 年3月より 1999 年3月の１年間、赤土砂の流入・流出状況の挙動調査を実施した。これにより出水時にダム貯水池に流入・流出する赤土砂の挙動を長期間に渡り把握するために有効なデータが得られた。



写真－１　漢那ダム全景

2．システムの構成

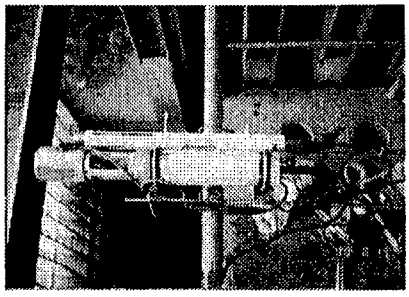
濁度連続観測・自動採水システムは、濁度を任意の時間間隔で連続して観測する濁度計（複合センサー）と自動採水器とで構成される。

（1）濁度計

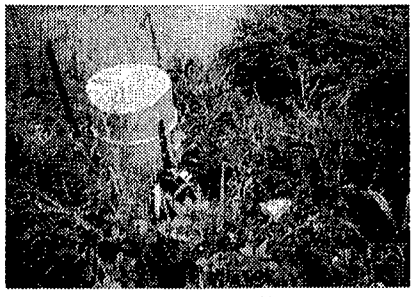
濁度計は連続観測のため測定データのメモリー容量が大きく、小型軽量のためフィールドでの設置・移設が容易という条件に適合した HYDOROLAB 社製の複合センサーを使用した。任意の測定センサーを搭載できることから、濁度の他、電気伝導度・水温・水深の測定センサーを搭載した。測定間隔も任意で設定でき、メモリー容量は、１時間の測定間隔でも２ヶ月分は対応可能である。メモリーされた観測データは、定期的にパソコンにより回収した。また、濁度の測定方式は、散乱光方式であり、測定レンジは 0～1,000NTU で設置時に初期校正を実施した。写真－２に濁度計のセンサー部を示す。

（2）自動採水器

自動採水器は洪水に相当する降雨時に、確実に採水試料を得ることが可能なプログラム機能を備えたＩＳＣＯ社製の製品を採用した。本機種は堅牢で、ソーラパネルによる補助充電設備を備え、採水器自体の信頼性が高い。また、採水方式は任意設定が可能であり、定時間隔採水（１時間間隔で最大 24 時間連続採水）または、任意間隔採水が可能である。採水可能の最大揚程は３m である。採水器の駆動信号は時間雨量、流量及び水位から得られるが、今回は雨量計からの信号を受け、事前に設定した“降雨しきい値”を上回る降雨発生後に採水開始するようにした。写真－３に採水器設置状況を示す。



写真－２　濁度計センサー部



写真－３　採水器設置状況

ｷｰﾜｰﾄﾞ：濁度 、ss、自動観測、貯水池堆砂　連絡先：アジア航測（ 神奈川県厚木市田村町 13-16　0462-21-8005）

３．システムの漢那ダムにおける適用例

（１）調査の流れ

漢那ダムにおいて、本システムを使用した濁度連続観測・自動採水調査の方法は、以下の通りである。

①現地周辺の既存雨量データを整理・解析し降雨特性を把握した。解析結果から洪水時の時間雨量を 15mm/時間以上とし、この値を採水器駆動の“降雨しきい値”とした。また、採水間隔は１時間間隔とした。濁度、電気伝導度、及び水温測定は、１時間間隔の常時連続観測とした。

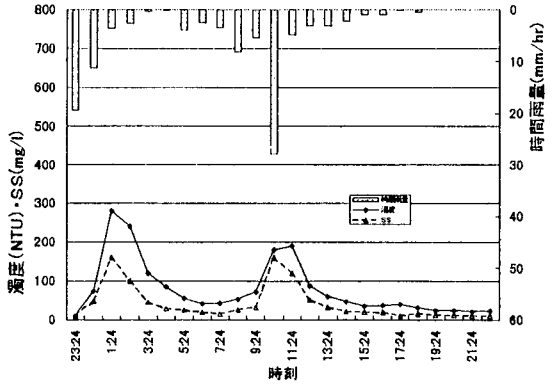
②本システムを漢那ダムにおける赤土砂流入地点の上漢那バックウォーター、第２貯水池の２地点、および貯水池からの流出地点として本体ダムサイト取水設備の１地点に設置した。設置に際しては、洪水時の障害（増水、法面崩壊等）から観測機器を保護できる設置場所を確保し、固定金具等を使用した。

④“降雨しきい値”を上回る出水発生確認後、現地の天候が回復した後、採水試料の回収及びメモリーされた濁度測定データをパソコンに回収した。

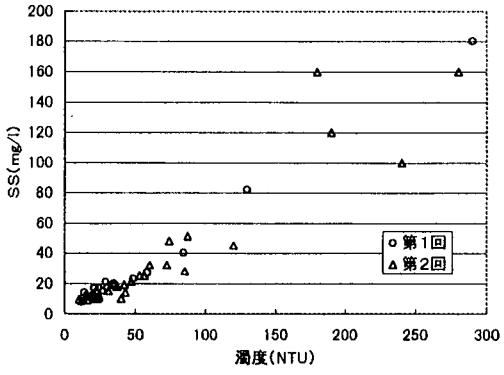
⑤得られた採水試料は濁度、粒度及びＳＳ分析を実施した。分析値から濁度とＳＳ値との相関分析を実施した。

（２）観測結果の一例

今回の観測期間中、設定した“降雨しきい値”（15mm/時間以上）を上回る出水が頻繁に発生した。この内、散発的な雷雨による影響ではなく、積算雨量も非常に多く洪水に相当する出水は、３回であった。得られたデータを整理検討した結果、図－１の濁度経時変化からは、ダム流入部における雨量と濁度上昇が密接な関係にあることがわかった。また、図－２の濁度・ＳＳ相関から出水時に得られた採水試料のＳＳ分析結果と濁度連続観測システムで得られた濁度の相関も高いことがわかった。



図－１　濁度経時変化



図－２　濁度・ＳＳ相関

濁度連続観測システムは非常に感度が良く、濁度変化に瞬時に反応していた。また、複合センサーを用いたことにより電気伝導度、水温の変化も得られ、降雨との関係も把握できた。また、漢那ダムでは洪水時でもほぼ濁度測定レンジ（1000NTU）以内であり、測定不能となることは殆ど認められなかった。

自動採水器システムについては１年間の観測期間中、補助充電設備により１度もバッテリーを充電する必要がなかった。また、駆動後は全ての採水ビンに完全に採水しており、空気や礫の吸い込み等による採水ミスも１度もなかった。

４．おわりに

本システムを活用し、漢那ダムで赤土砂の挙動調査を実施した結果、洪水時にダム貯水池に流入する土砂による濁度経時変化の良好なデータを得られた。したがって、土砂の流入・流出の挙動を把握する手法として、本システムが従来の人手による採水調査と比較し、作業の効率・安全性及びデータの質ともに優れたなシステムであることが実証された。しかし、センサー部への濁質の付着、採水器雨量計の異物による閉塞等の課題は一部残り、今後センサー形状・雨量計の閉塞防止対策等の改良を考慮して、ダム貯水池の堆砂メカニズムの解明に有効なデータを得る予定である。

【技術研究】

貯水池における出水時の微細粒子の捕捉

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　櫻井寿之*
〃　柏井条介**

キーワード：微細粒子・数値シミュレーション・捕捉率・水温成層

1. はじめに

平成10年7月に，河川審議会総合土砂管理小委員会が「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」と題する報告をとりまとめており，流域一貫した総合土砂管理が重要視されてきている．総合土砂管理の観点からは，粒径集団ごとにその動態を把握することが重要とされており，掃流砂・浮遊砂の大部分を捕捉するダム貯水池は，毎年堆砂測量が実施されていることもあり，土砂動態モニタリングのキーポイントと位置づけられる．ダム貯水池の堆砂を調査することにより，貯水池内にほぼ100%捕捉されるような比較的大きな粒径の粒子については，その動態を把握することが可能である．しかし，沈降速度が小さく貯水池内の遅い流れによっても輸送される微細粒子については，堆砂を調査するだけでは流入量，流出量を把握することはできない．また，最近実施された貯水池内堆積土砂の粒度分布の調査[1]によると，堆積土砂中に微細粒子成分（シルト，粘土）が占める割合は，調査ダムの平均で50%程度となっており，ダム貯水池堆砂に占める微細粒子の割合は大きく，堆砂量予測の観点からもその挙動を解明することが重要である．

本報告においては，大渡ダムの現地観測データにより出水時の微細粒子の捕捉状況を把握するとともに，鉛直2次元の数値シミュレーションを実施し，放流設備位置及び出水規模が微細粒子の挙動におよぼす影響について検討したものである．

なお，本報告において対象とした微細粒子は，おおよそ粒径100μm（0.1 mm）以下の粒子である．

2. 数値解析手法

数値解析に関しては，土木研究所において以前に開発された鉛直2次元プログラム[2]をベースに修正を加えて実施した．

（1）基礎式

前述のプログラムの基礎式は，貯水池横断方向には現象が一様と仮定して鉛直2次元のものが採用されている．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

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=-\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{mx}\frac{\partial U}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}D_{my}\left(\frac{\partial U}{\partial y}\right)$$

静水圧の式

$$\frac{\partial P}{\partial y}=-\rho g$$

濁質の輸送方程式

$$\frac{\partial C}{\partial t}+U\frac{C}{\partial x}+(V+V_0)\frac{\partial C}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_{cx}\frac{\partial C}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_{cy}\frac{\partial C}{\partial y}\right)$$

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

$$V_s=\frac{\partial h}{\partial t}+U_s\frac{\partial h}{\partial x}$$

水の密度を求める式

$$\rho=f(C,T)$$

* 研究員
** 室長

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[2]．

（2） 修 正 点

今回行ったプログラムの修正点を以下に示す．

1) 流下方向運動方程式の移流項の差分において，中心差分が用いられていたが，計算を安定化させるため1次精度風上差分を導入．
2) 流下方向運動方程式の移流項においてコントロールボリュームの境界の流下方向流速を求める際に，上下流の平均値が用いられていたが，放流口付近の流速分布を再現するために，コントロールボリュームの中心値を用いることとした．
3) 水面振動を抑制するため，非定常項の離散化に用いられていた平滑化係数を廃止．
4) 表層セルのみの水の出入りについて連続式により計算を行って水位が求められていたが，貯水池横断面全体の水の出入りを計算し水位を求める方法に変更．
5) 既存のプログラムにはなかった底面および側面の抵抗項を導入．
6) 濁質濃度の計算において，単一粒径から混合粒径に変更．

3. 現 地 観 測 デ ー タ

現地観測は，ダム貯水池における出水時の微細粒子の捕捉率を求めることを主目的として，建設省技術研究会指定課題研究の一環として行われた．対象となったダムは，建設省，北海道開発局，沖縄総合事務局および水資源開発公団が管理している全国15ダムである．これらのデータについては，現在解析中のものも多い．本報告では，微細粒子の捕捉に関する第一報として，比較的詳細なデータが得られ整理が進んでいる大渡ダムの観測結果を用いて検討を行った．

（1） 大渡ダム概要

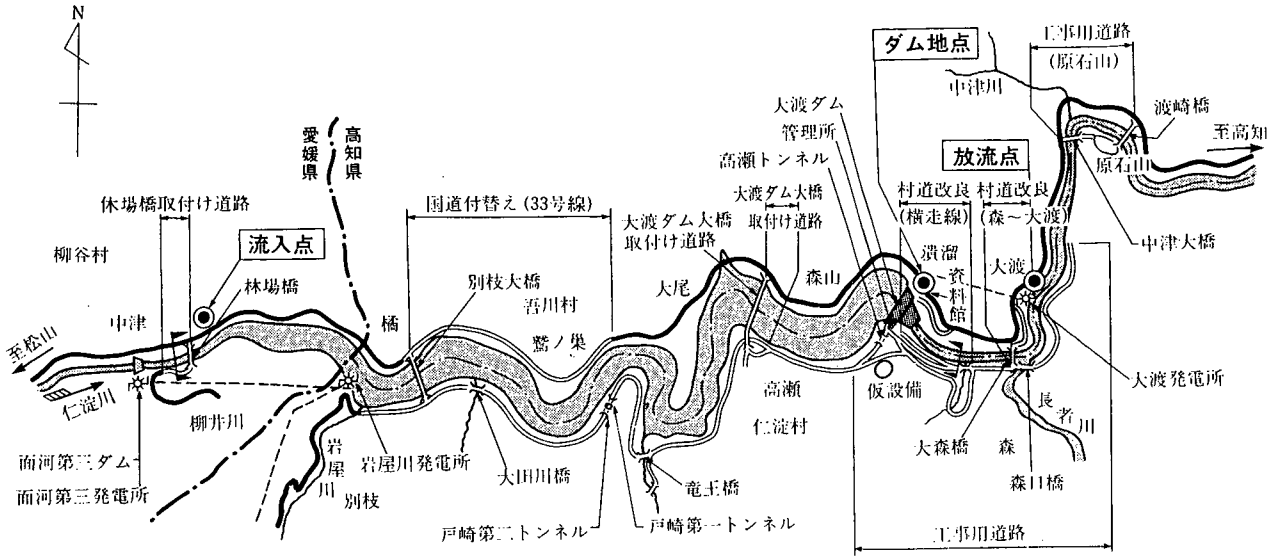
大渡ダムは高知県吾川郡および高岡郡に位置し，仁淀川水系仁淀川に建設され，昭和62年4月より管理が開始されたダムである．ダムおよび貯水池の諸元を表－1に示す．大渡ダム貯水池における観測地点は，図－1に示した流入点，ダム地点，放流点の3地点である．今回は二つの出水を対象とした．一つ目は1998年7月25日から7月30日にかけての出水（以下流入量ピークの出現時刻より「98.07.25出水」とする）であり，ピーク流入量は765 m³/s，流入総量は約123百万m³である．二つ目は1999年7月26日から7月31日にかけての出水（以下流入量ピークの出現時刻より「99.07.28出水」とする）であり，ピーク流入量は2,632 m³/s，流入総量は約368百万m³である．観測項目は，SS濃度，濁度，水温，粒径分布である．

（2） 大渡ダム観測結果

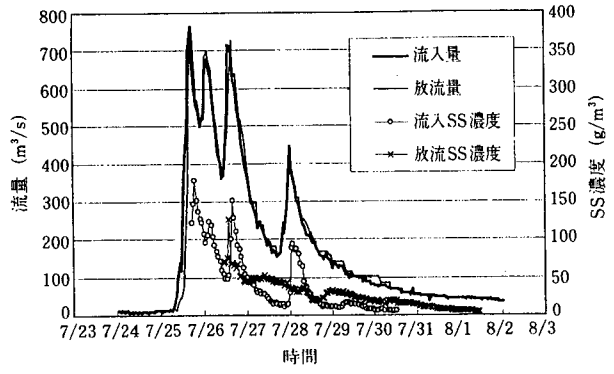
大渡ダムの98.07.25出水と99.07.28出水の流量と

表－1 大 渡 ダ ム 諸 元

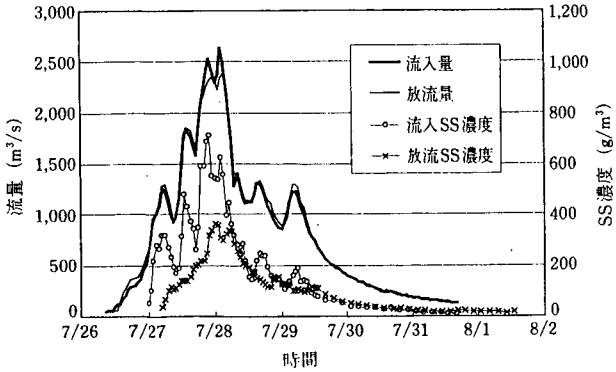
ダム	集水面積		688.9 km²
	堤高		96 m
	ダム天端標高		El. 216 m
放流設備	コンジット	型式 門数	圧着式高圧ラジアルゲート 5門（高さ5.6 m×幅5.0 m）
	低水放流管		ホロージェットバルブ φ1,500 mm 1門 選択取水設備（シリンダーゲート）
貯水池	湛水面積		2.01 km²
	湛水延長		9.7 km
	サーチャージ水位		EL. 214 m
	常時満水位		EL. 204 m
	洪水期制限水位		EL. 188.5 m
	総貯水容量		66,000,000 m³
	有効貯水容量		52,000,000 m³
	堆砂容量		14,000,000 m³
	洪水調節容量		49,000,000 m³
	利水容量		13,000,000 m³
流量	計画高水流量		6,000 m³/s
	計画最大放流量		3,800 m³/s



図－1 大渡ダム貯水池平面図（観測位置）

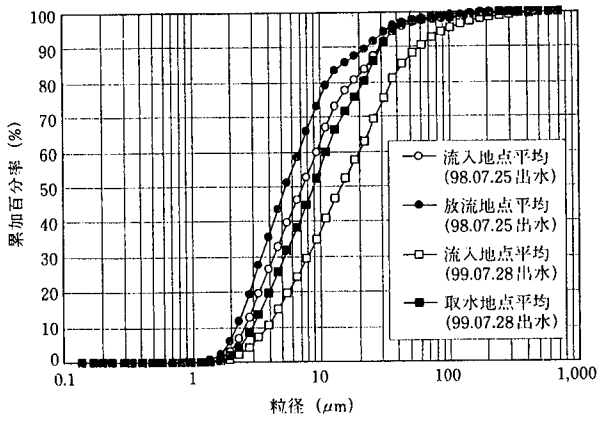


図－2 大渡ダム 98.07.25 出水の観測結果



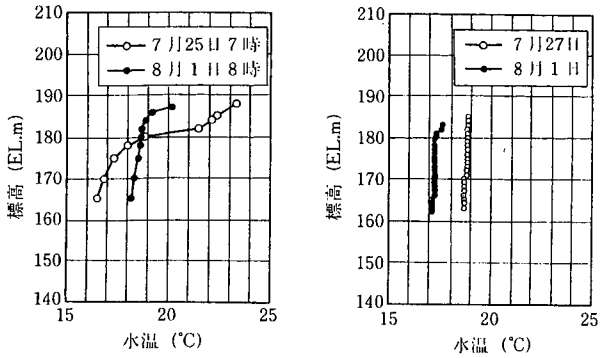
図－3 大渡ダム 98.07.28 出水の観測結果

SS 濃度の観測結果を図－2，図－3 に示す．どちらの出水も，ほぼ「流入＝放流」に近い操作をしている．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，ややなまった波形となって表れている．流入点および放流点で出水中に採取した試料を分析



図－4 粒径累加曲線（観測値）

して得た粒径累加曲線を図―4 に示す．これをみると，両出水ともに，流入点の粒径より放流点の粒径の方が全体的に小さくなっており，貯水池内で大きな粒径が優先的に捕捉されたことがわかる．また，出水規模の大きな 99.07.28 出水の方が，流入点，放流点ともに 98.07.25 出水より粒径が大きくなっており，出水の規模によって粒径が異なることがわかる．二つの出水の前後に観測されたダム直上流における水温の鉛直分布を図－5 に示す．98.07.25 出水においては，出水前に EL.180m 付近に水温差 5℃ 程度の水温躍層が存在しているが，出水後には躍層が破壊されている．99.07.28 出水においては，出水前に水温躍層は形成されておらず鉛直方向にほぼ一定の水温分布となっており，出水後も，出水前に比べて全体的に 2℃ 程度水温が低くなっているが，水温分布はほぼ一定である．



図－5　水温鉛直分布観測結果（ダム直上流）

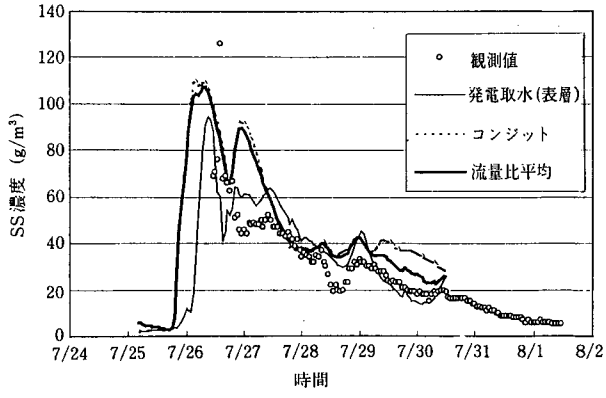
4. 数値計算の検証

(1) 計算条件

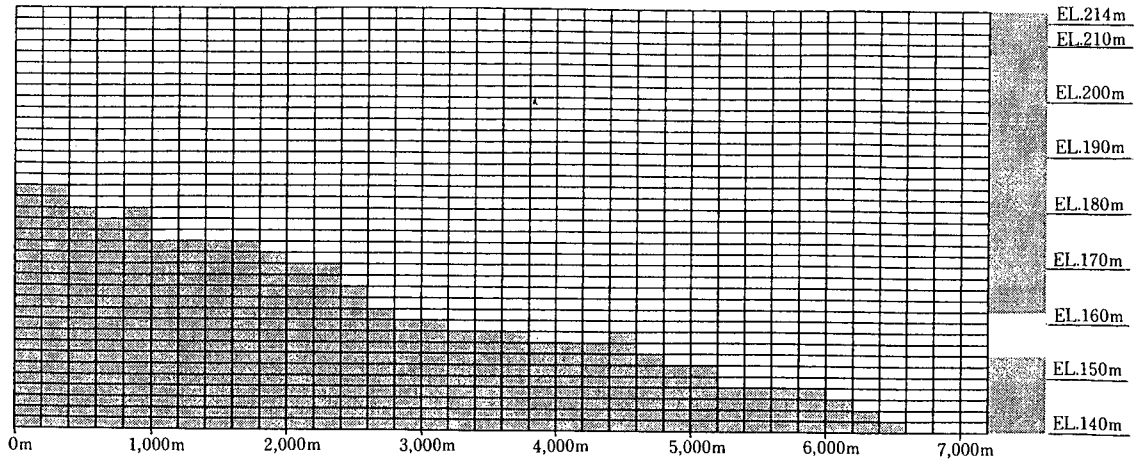
大渡ダムの計算における計算領域と格子分割は，図－6に示す通りで，$\Delta x=200$ m，$\Delta y=2$ m，$\Delta t=1$ sec とし，各要素の奥行き幅は実測値を与えている．濁質の沈降速度は，粒径を与え Stokes の式を用いて計算している．境界条件は，上流端で流入量に見合った平均流速，水温の観測値，SS 濃度の観測値を与え，下流端では放流設備位置の要素に放流量に見合った平均流速を与え，壁面では流速＝0 とし濁質と熱の拡散はないものとした．初期条件は，ダム直上流地点で観測された貯水位，水温分布，SS 濃度分布（濁度より推定した値）を与え，貯水池内の流速は 0 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 45 m^3/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，98.07.25 出水では，98 年 7 月 25 日 4：00～98 年 7 月 30 日 12：00 の 128 時間，99.07.28 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．

(2) 計算結果の検証

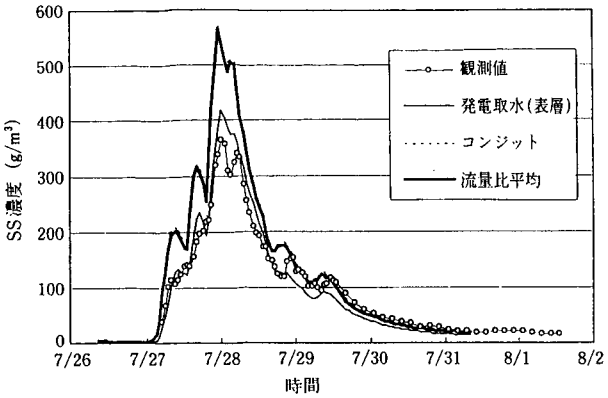
粒径分割数を 5 として，98.07.25 出水と 99.07.28 出水の計算を行った．図－7 および図－8 にそれぞれの放流点 SS 濃度の計算値と観測値を示した．図には発電取水の SS 濃度，コンジット放流の SS 濃度および両者の流量比平均値を表示しているが，コンジットからの放流量が総放流量の大部分を占めるため，コンジット放流の SS 濃度と流量比平均の SS 濃度はほぼ同じ波形を示しており図中では重なってみえる．図－7 をみると，流量比平均とコンジットの SS 濃度は，始めの二つのピークにおいて観測値よりも高い値を示しており，全体としては発電取水の値が観測値に近い波形となっている．ま



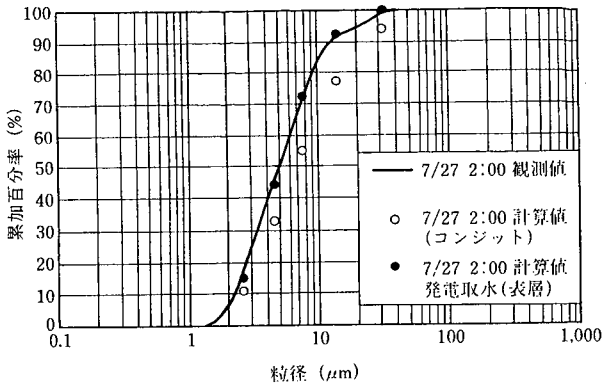
図－7　放流 SS 濃度の計算結果（大渡ダム 98.07.25 出水）



図－6　大渡ダム計算格子



図－8　放流 SS 濃度の計算結果（大渡ダム 98.07.28 出水）



図－9　粒径累加曲線（大渡ダム 98.07.25 出水放流点の計算結果）

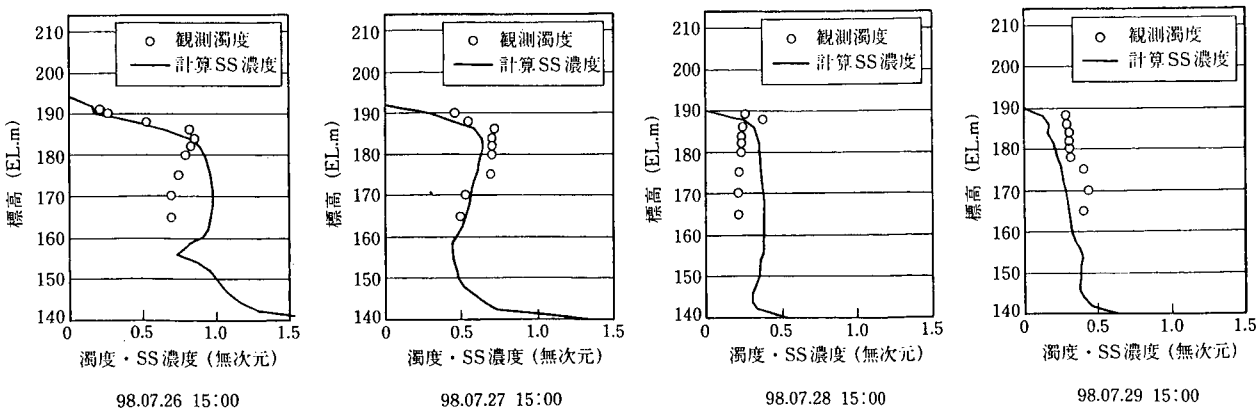
た，図－8 をみると，これもまた，流量比平均値は観測値よりも大きな値を示し，発電取水の値が観測値に近いものとなっている．大渡ダムにおいては平常時には発電取水が放流の大半を占めることから平常時の観測を行うために，ダム堤体から 2 km ほど下流にある，本川と発電取水放流口からの放流水が合流する地点の放流口側河岸において観測が行われた．このため，観測値が発電取水の影響を大きく受けている可能性が考えられる．98.07.25 出水における粒径分布の計算値を示した図－9 をみると，表層の粒径分布の計算値は，コンジットのものと比べ，観測値に近い分布を示しており，この点からも，観測値が発電用表層取水の影響を受けていることが推測される．

98.07.25 出水において，ダム直上流地点における濁度と水温の鉛直分布の観測値と計算値を比較したものを図－10，図－11 に示す．濁度の観測値と SS 濃度の計算値を単純には比較できないので，分布形を比較することを目的に両者を平均値で無次元化したものを示している．これをみると，SS 濃度の分布形は，若干観測濁度と異なっているが，水温分布に関しては，計算値は観測値をよく再現している．

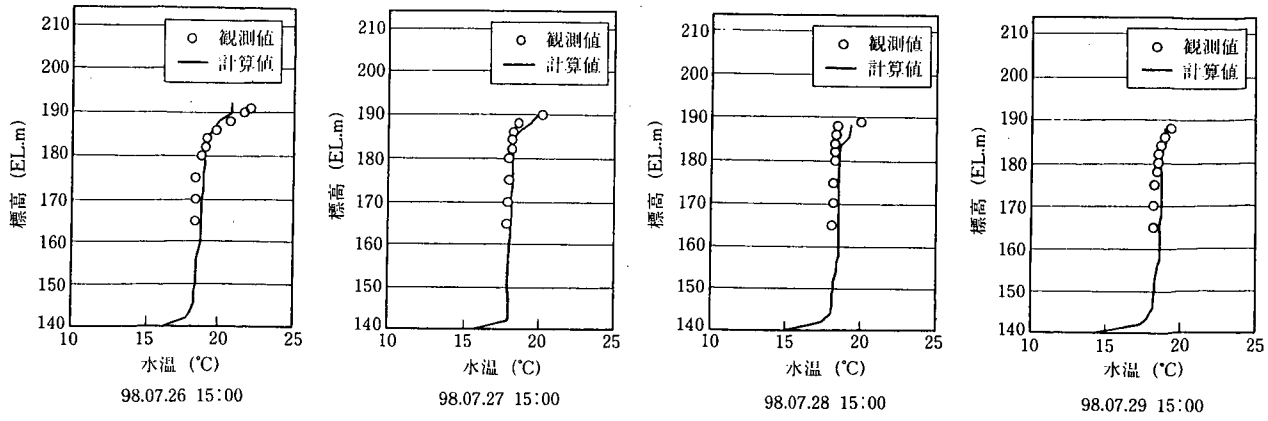
今回の数値解析モデルは，貯水池内の流動現象を概ね再現していると考えられるが，定量的な再現性については，観測値を吟味し，さらに計算例を増やして検証を行っていく必要があると思われる．

（3）　粒径分割数の影響

シミュレーションにおいて流入土砂の粒径分割数が計算結果に与える影響を検討するために，98.07.25 出水を対象に粒径分割数を変化させて計算を行った．粒径分割に際しては，粒度構成割合を分割数に等しく割り振り，その構成割合の中央値から観測値の粒径累加曲線を用いて代表粒径を求めるという手法を用いている．図－12 に計算結果の放流点 SS 濃度を示す．これをみると，ピーク時においては分割数を多くするほど SS 濃度の値が小さくなる傾向がみられる．また，出水後半においては，分割数 1 および 2 は他の結果と異なっており，それ以上の分割数ではほぼよく似た結果を示している．これより，粒径分割数が少なすぎると，計算結果の精度に影響を与えることがわかる．計算負荷を考慮すると，分割数は 4 または 5 程度が妥当と考えられる．最近の鉛直 2 次



図－10　ダム直上流の濁度・SS 濃度の鉛直分布（大渡ダム 98.07.25 出水）



図－11　ダム直上流の水温鉛直分布（大渡ダム 98.07.25 出水）

元モデルによる計算例では，斎藤らによる二風谷ダムの出水時の計算[3]において，4 粒径の混合粒径とした計算によって良好な再現結果が報告されている．

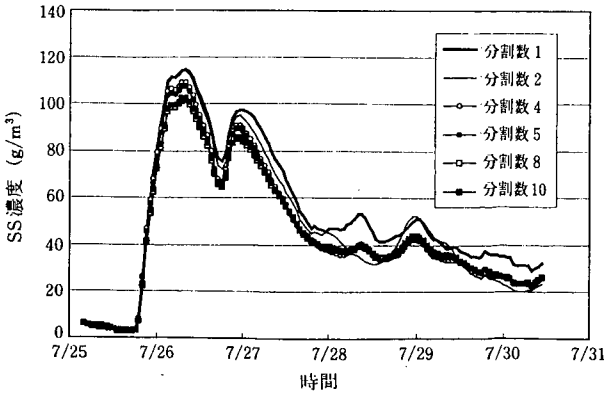
詳細は省略するが，粒径の頻度分布を考慮して代表粒径の支配する割合を決め，それをもとに粒径分割を行い，計算を試みたが，その結果，分割数が 5 のときは等分割した場合とほとんど差は認められなかった．

5．出水時の微細粒子土砂の捕捉

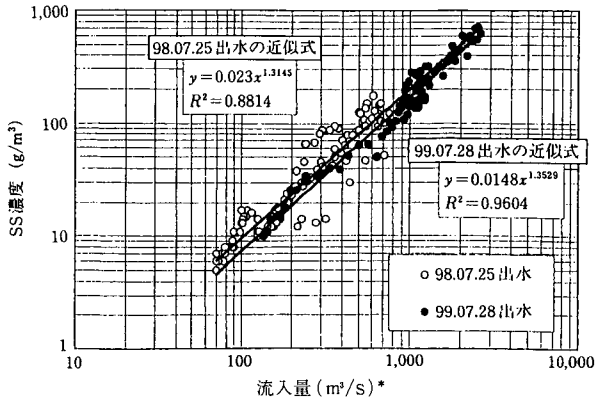
貯水池および出水の条件による微細粒子土砂の捕捉状況を検討するために，大渡ダムの観測結果を基に数値計算を行うことによって検討を試みた．数値計算における変化パラメータは，放流位置標高および出水規模である．計算においては，表層取水は行っていないものとし，コンジットのみの放流を仮定した．また，ダムの放流操作は「流入＝放流」とした．出水規模を変化させる場合は，大渡ダムの観測出水の波形を継続時間はそのままで，流量を一定の倍率で伸縮させた．流入 SS 濃度は，図－13 に示した流入量と流入 SS 濃度の関係から近似式を用いて算出し，粒径分布は観測出水のものを用いた．捕捉率を算定する場合の期間は，ハイドログラフにおいて今回の計算期間が出水の始まりと終わりをほぼ包含していると判断し，98.07.25 出水では，98 年 7 月 25 日 4：00～98 年 7 月 30 日 12：00，99.07.28 出水では，99 年 7 月 26 日 9：00～99 年 7 月 31 日 16：00 の期間とした．結果の整理において出水規模を表す指標として，出水において流入総量を利水容量で割った「貯水池回転率」を用いた．従来，分母として採用する水理量としては，貯水池総容量が用いられることが多かったが，前述の建設省技術研究会の研究において，今回用いた指標が貯水池の微細粒子成分の捕捉率と相関が高いことが示されている．なお，98.07.25 出水の回転率は 9.4，99.07.28 出水の回転率は 28.3 である．

（1）放流設備標高による影響

98.07.25 出水を対象にして現状の EL.154 m の標高の他に，EL.140 m，170 m，180 m の 3 ケースに放流設備標高を変化させて計算を行った．計算結果を図－14 に示す．放流設備設置標高が低いほど放流 SS 濃度が大きくなっていることがわかる．図－15 に示した計算開始から 24 時間後の SS 濃度分布をみると，出水が大きいた

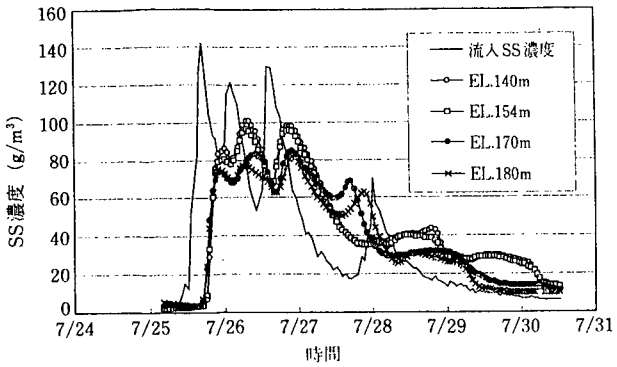


図－12　放流 SS 濃度の計算結果（粒径分割数の影響）

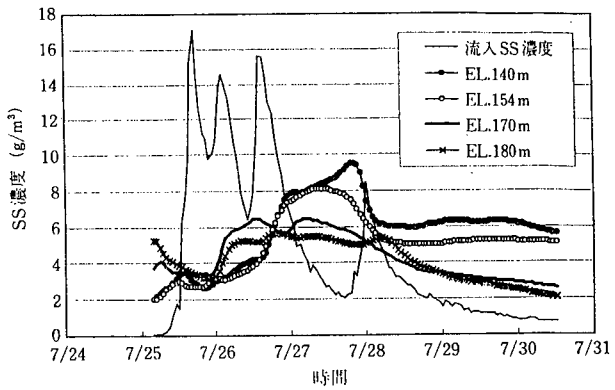


図－13　流入量と SS 濃度の関係

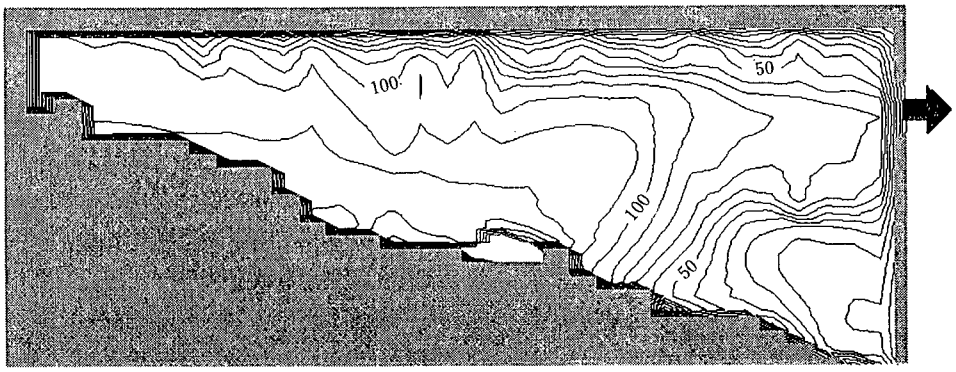
注）＊はダム技術の論文では「時間」と記載されているが，誤りであり，本論文集において訂正する。



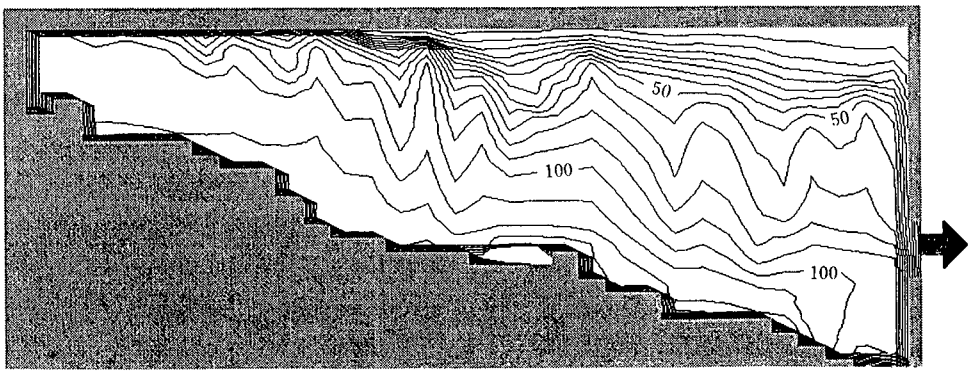
図－14 放流SSの計算結果
(98.07.25出水，放流設備標高による変化，回転率9.4)



図－16 放流SSの計算結果
(98.07.25出水，放流設備標高による変化，回転率1.9)



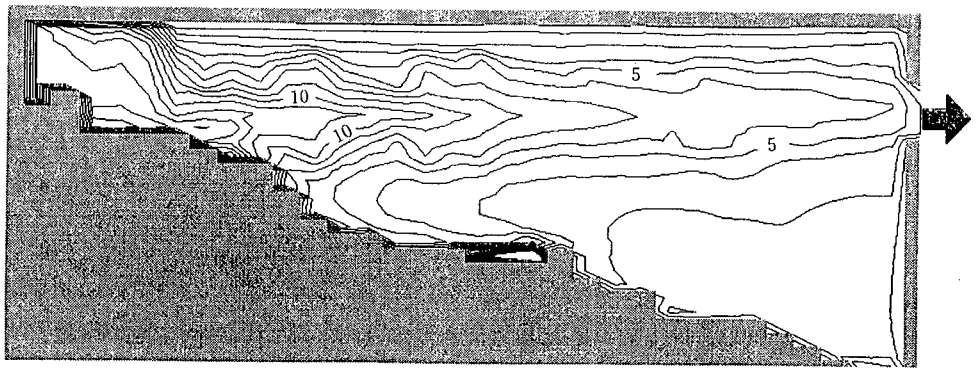
放流設備標高 EL.170m



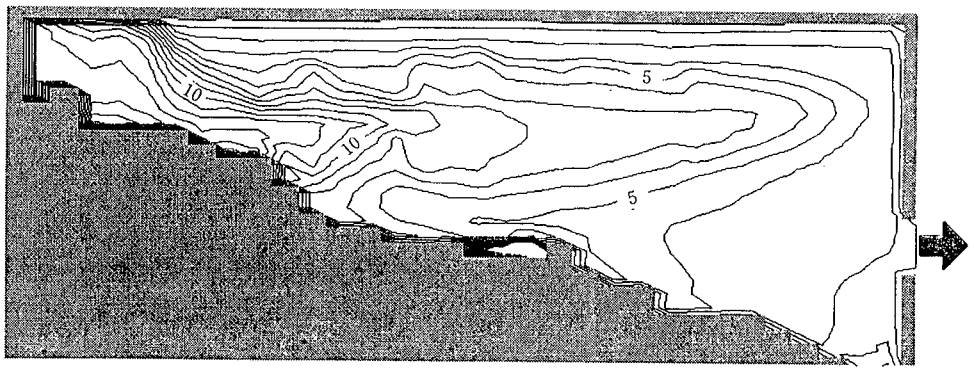
放流設備標高 EL.154m

図－15 SS濃度の計算結果 (98.07.25出水，回転率9.4,24時間後)

め，水温成層は破壊されSS濃度はほぼ均一に貯水池内に分布しており，粒子の沈降によって，低い標高ほど濃い濁水が放流されることになる．そこで，水温成層の破壊に至らない場合を検討するために，出水規模を小さくした回転率1.9について同様な計算を試みた．結果を図－16に示す．放流設備設置標高が，EL.170 mと180 mの結果は，放流SS濃度のピーク出現が，早くなっており，両者のピーク値はEl.170 mの方が大きくなっていることがわかる．このときの計算開始から24時間後のSS濃度分布を示した図－17をみると，水温成層が破壊されていないため，SS濃度の高い濁水が躍層位置に貫入している様子が見られ，躍層の標高に近いEL.170 mに放流設備が設置されている場合に濃度の高い濁水を放流できることがわかる．しかしこの後，躍層は徐々に破壊され，土砂の沈降により低い標高にある放流設備の方が高い濃度の濁水を放流するようになる．放流設備設置標高と土砂の捕捉率の関係を図－18に示す．今回の計算においては，放流施設標高が低いほど捕捉率は小さくなることがわかり，標高が一番高いときと低いときの捕捉率の差は10%程度であった．

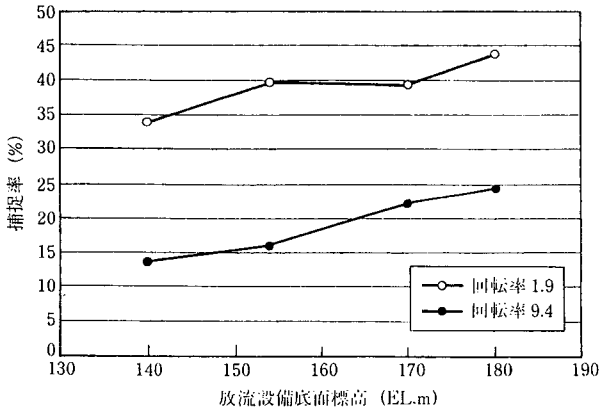


放流設備標高 EL.170m



放流設備標高 EL.154m

図－17　SS 濃度の計算結果（98.07.25 出水，回転率 1.9，24 時間後）



図－18　放流設備標高と捕捉率の関係（98.07.25 出水波形）

（2）　出水規模による影響

出水規模の大小による微細粒子の挙動を検討するために，98.07.25 出水と 99.07.28 出水の流入量の波形を伸縮させて計算を試みた．図－19，図－20 に，計算結果の放流 SS 濃度を示す．出水規模が大きくなるにつれて流入 SS のピーク値に対する放流 SS のピーク値が大きくなり，ピーク出現の遅れ時間も小さくなっていき，放流 SS の波形は流入 SS のものに近くなっていくことがわかる．出水規模（貯水池回転率）と土砂捕捉率の関係の計算結果を示した図－21 をみると，出水規模が大きくなるにつれて，捕捉率は小さくなっている．98.07.25 出水の波形を用いたものと 99.07.28 出水の波形を用いたものを比較すると捕捉率の減少傾向は似ているが，99.07.28 出水の波形の方が捕捉率は大きい．そこで，土粒子密度を 2.6 g/cm^3 と仮定し SS 濃度と流量から土砂流量を求めた結果を示した図－22 をみると，流量のピークが複数存在する 98.07.25 出水の方が，SS 濃度の高いときに大きな放流量となるため，流入土砂流量に対して放流土砂流量が占める割合が大きくなり，その結果，捕捉率が小さくなることがわかる．

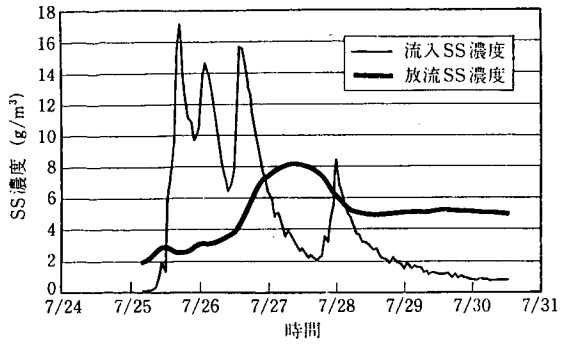
6.　おわりに

今回得られた知見を以下にまとめる．

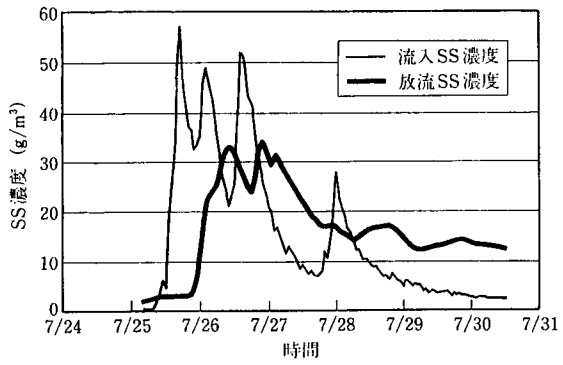
1)　今回用いた数値解析モデルによって大渡ダムの出水時における貯水池の流動現象をある程度再現できた．

2)　微細粒子のシミュレーションにおいて粒径の分割数が少ないと現象の再現性が劣る．4 または 5 程度の分割数が妥当と考えられる．

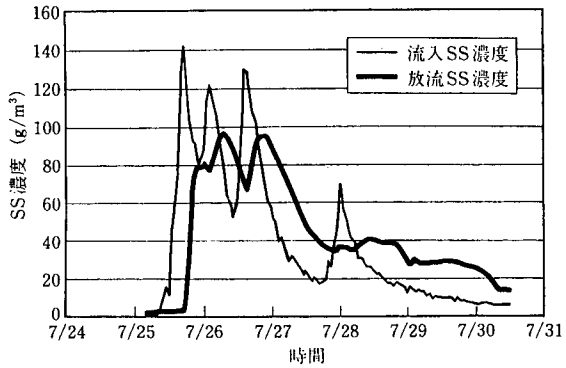
3)　今回の計算例では，放流設備の設置標高が低いほど捕捉率は小さくなった．ただし，出水規模，水温



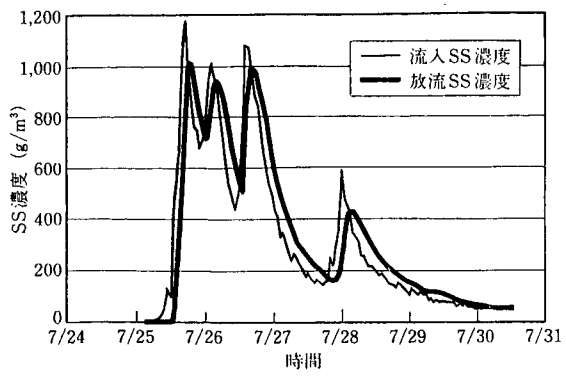
回転率 1.9



回転率 4.7

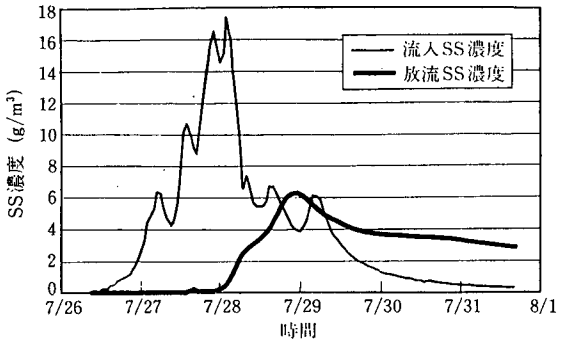


回転率 9.4

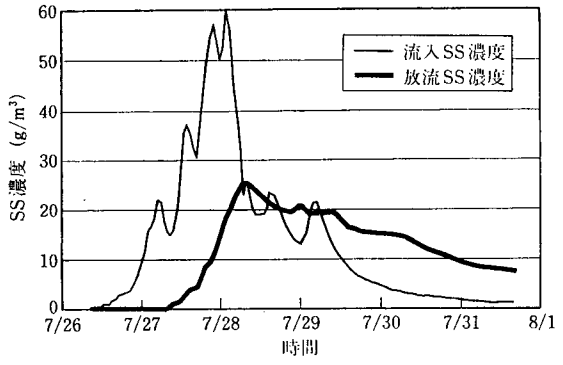


回転率 47.2

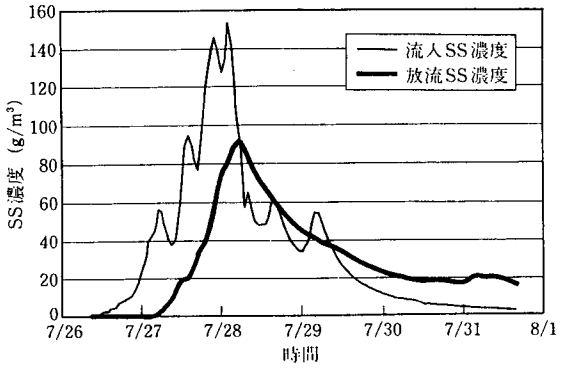
図－19　放流 SS の計算結果（出水規模の影響）
大渡ダム 98.07.25 出水波形



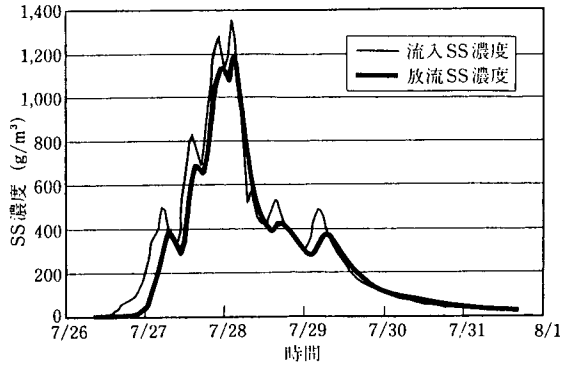
回転率 2



回転率 5

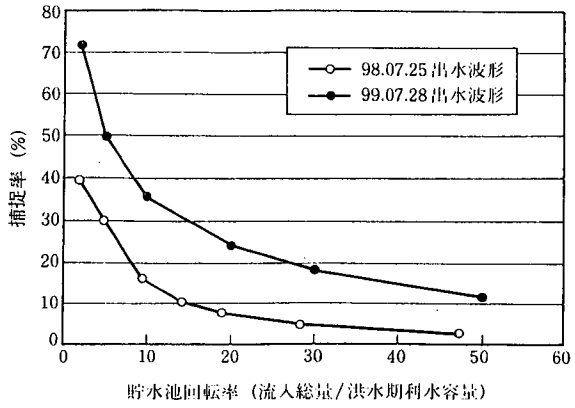


回転率 10



回転率 50

図－20　放流 SS の計算結果（出水規模の影響）
大渡ダム 99.07.28 出水波形



図－21　貯水池回転率と捕捉率の関係（計算結果）

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．

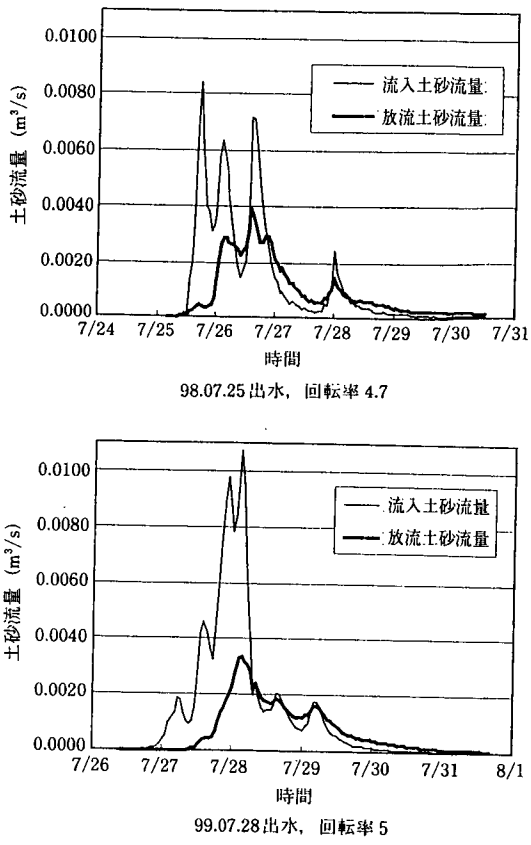
4）出水規模が大きくなるほど微細粒子の捕捉率は小さくなる．

5）捕捉率は，放流SS濃度と放流量の両方に関係するため，同規模の出水においても，その洪水波形により影響を受ける．

今回対象とした大渡ダムの観測出水は，ピーク流量からみると洪水調節には至らない規模であったが，貯水池回転率からみると，貯水池内の水が何回も入れ替わる出水規模であった．観測結果および計算結果より，大渡ダムにおける今回の観測出水においては，微細粒子成分のかなりの部分が貯水池に捕捉されることなく流下したものと考えられる．

数値計算を行っていく過程において，微細粒子の挙動を把握する上で多くの情報を得ることができるSS濃度や粒径分布データの重要性を改めて認識した．出水時の採水調査について，観測体制，観測手法を検討し，データを蓄積していくことが重要であると考える．今後，データの蓄積とともに解析例を増やし，モデルの精度を高め，貯水池管理や堆砂対策に役立つツールを目指していきたい．

最後に本研究を行うにあたって，貴重なデータを提供していただき，多大な御協力をいただいた四国地方建設局河川管理課，建設省大渡ダム管理所をはじめ，建設省技術研究会関係者の各位に対して厚く謝意を表します．



図－22　放流土砂流量の計算結果

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

2）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，S62.3

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，1998，pp.709～714

ダム流域におけるウォッシュロード量の評価

QUANTITY EVALUATION OF WASH LOAD ON UPPER DAM RESERVOIR BASINS

角　哲也[1]・塚原千明[2]

Tetsuya SUMI and Chiaki TSUKAHARA

[1]正会員　工博　京都大学助教授　大学院工学研究科（〒606-8501　京都市左京区吉田本町）
[2]正会員　工修　建設省土木研究所　水工水資源研究室研究員（〒305-0804　つくば市旭１）

It is important to know quantity of wash load for the integrated sediment management from upstream through downstream river basins. Besides on downstream areas, those data have been very scarcely measured and reported on upper river basins. Those are essential for river planning, particularly for sediment management of reservoirs.

This paper focuses on wash load on upper dam reservoir basins. Relationship among discharge, suspended solid concentration and quantity of wash load are investigated using existing field data on several measuring points. Duration of suspended solid concentration in those natural floods is also discussed. This would be helpful for adaptive management of sediment flushing operations on dam reservoirs since those may cause high turbidity discharge to downstream river and it is requested to minimize damage on aquatic ecosystems.

Key Words : *wash load, integrated sediment management, reservoir sedimentation, Miwa dam, Katagiri dam*

１．はじめに

流砂系における総合的な土砂管理を実現するためには、土砂の量と質に関するモニタリングが重要とされている。幸い、我が国の主要河川の上流域には多目的ダムを含めた多くのダム貯水池が既に建設され、主として洪水時に流入する浮遊砂・掃流砂はその大部分が補足されている。従って、従来、主要なダムについて行われている毎年の堆砂量調査を活用するとともに、さらに進んで堆積土砂の粒度分布調査を行うことにより、ダムを流砂系における貴重な土砂観測点として位置付けることができる。

これに対してウォッシュロードは、一般にダムでは貯水池に流入しても一部が補足されるもののかなりの部分が流出してしまう。従って、その全容を明らかにするためには、ダム流入河川を対象とする洪水時の系統立てた採水調査の実施や自動観測システムの整備が必要である。

ウォッシュロード量に関しては、従来、大河川下流域における観測事例は多いが、ダム流域のような山地河川においては少ない。その理由として、一般にダム上流域の山地河川は急流であることから調査が難しく、また予算的な制約から濁水問題などの必要性があるところに調査が限定されていることがあげられる。また、山地河川においては降雨流出が極めて早く、洪水の立ち上がりからを十分にとらえた資料が少ないのが現状である。

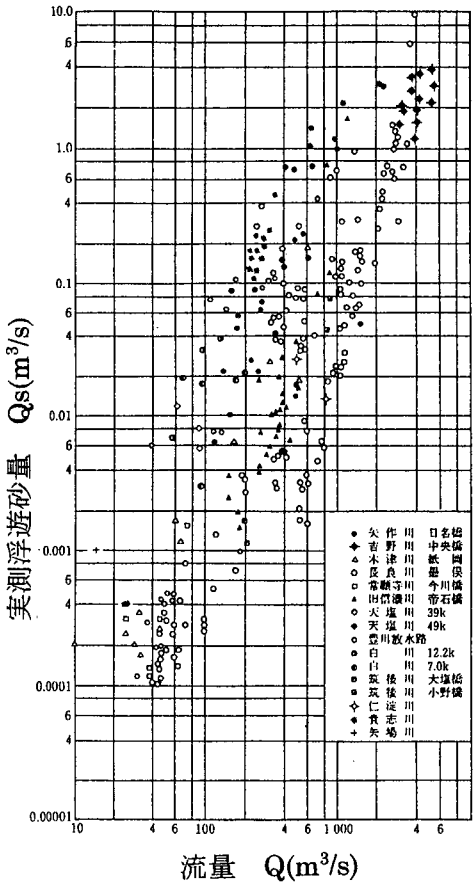
一方、このような自然洪水時のウォッシュロード量の見積もりは、近年注目されている排砂バイパス方式などのダム堆砂対策の計画策定はもとより、フラッシング排砂を行った場合に下流河川に発生する高濁水が水生生物に与える影響を評価する上で極めて重要な情報となる。

そこで本論文では、まず、ダム流域などの山地河川における既往の観測事例を系統的に収集・整理するとともに、流量（Q(m^3/s)）と浮遊土砂濃度（SS(mg/l)）、ウォッシュロード量（Qs(m^3/s)）の関係について考察を行う。次に、主要な洪水を対象に、一洪水中におけるSSとその継続時間についても整理を行い、これら既存資料の活用方法について検討を行う。

２．ダム流域におけるウォッシュロードの考え方

ダム流域のような山地河川においてウォッシュロードを考える場合には、次のような３つの視点が重要である。

（１）流砂系の基本情報
（２）ダム堆砂問題を考える場合の基礎情報
　　（自然洪水時のQ～Qsの関係（土砂量が問題））
（３）ダム排砂による環境影響評価のための基礎情報
　　（Q～SS（～継続時間）の関係（濃度が問題））



図－１　実測浮遊砂量と流量の関係[1)]

ウォッシュロードに関しては、建設省河川砂防技術基準（案）同解説や土木学会水理公式集に採用されているチャート（図－１）があり、(1)式のようにウォッシュロード量の算定式が提示されている。

$$Q_s = (4\times10^{-8}\sim6\times10^{-6})Q^2 \qquad (1)$$

しかしながら、これらは大河川の下流部における観測データが中心であり、ダム流域のような山地河川におけるものは少ない。これに対して、山地河川におけるウォッシュロードの観測事例は、代表的なものとして淀川水系大戸川[2)]、新宮川水系川原樋川[3)]、天竜川[4)]などが知られているが、これらを体系的に整理したものはない。

近年、先の(2)の観点から、このような山地河川におけるウォッシュロード量の見積もりを行う必要性が生じている。正確を期すためには、評価地点での観測を行って実際に(1)式のような算定式を作成することが望まれるが、概略検討時点では(1)式がそのまま代用される場合があり、場合により過小に評価されることが懸念される。

３．ダム流域におけるウォッシュロード観測事例

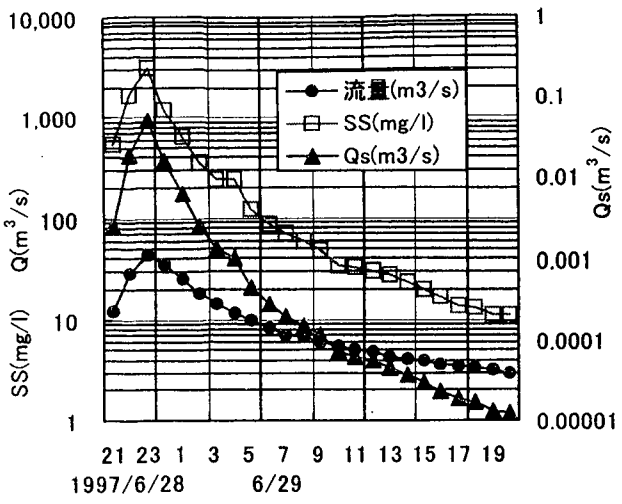
既往の観測事例は多くないが、建設省所管の多目的ダム流域を中心にデータが収集されてきている。また、ダムによっては、堆砂問題の発生を契機に継続的に自然洪水時の流砂観測を行い、その流域における Q～Qs の関係式を作成している例も見受けられる。

今回の検討を行うために収集・整理を行った既往の観測事例の一覧を表－１に示す。なお、これら観測データの多くは、洪水時に貯水池上流河川の定点(橋梁など)において一定時間間隔（概ね１時間）で採水を行い、これらを分析したものであり、必ずしも洪水の立ち上がりからを十分に捕えたものばかりとは限らない。

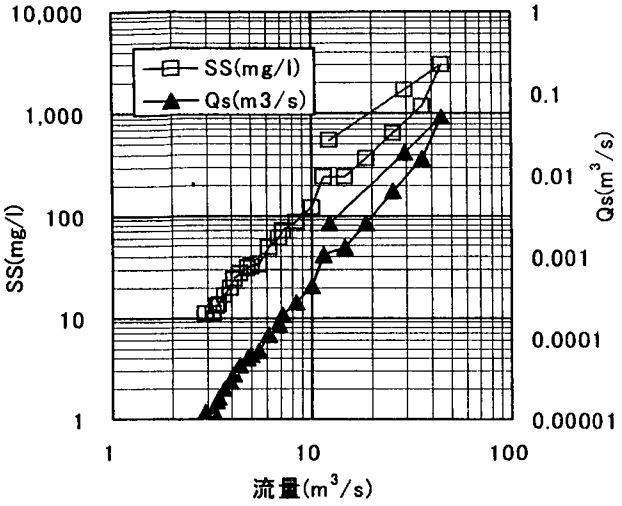
このようなことから、筆者らは極めて流出の早い小流域におけるウォッシュロード観測を自動で行うシステムを検討し、これを長野県の管理する天竜川水系片桐ダムに適用して観測を行った[5)]。今回の検討においては、この結果も含めて行っている。

表－１　ウォッシュロード観測事例

ダム名	水系	観測地点	流域面積 (km²)	観測年	主要洪水ピーク流量 (m³/s)	主要洪水ピーク比流量(m³/s/km²)	参考文献
一庫	淀川	国崎	33.9	1986	70	2.06	6)
一庫	淀川	千軒	67.5	1986	100	1.48	6)
下久保	荒川	柏木	322.9	1986	500	1.55	6)
美和	天竜川	ダム上流	311.1	1976～	350	1.13	4)
小渋	天竜川	ダム上流	288	1976～	300	1.04	4)
横山	揖斐川	広瀬	114	1976	350	3.07	7)
横山	揖斐川	杉原	272	1976	700	2.57	7)
横山	揖斐川	本郷	226.1	1976	550	2.43	7)
横山	揖斐川	徳山	254.5	1994	800	3.14	7)
大戸川	淀川	馬門橋	14.2	1975～78	15	1.06	2)
片桐	天竜川	上流砂防ダム	15.1	1997	45	2.98	5)
二風谷	沙流川	上流貯砂ダム	1215	1997	1800	1.48	8)



図－２　片桐ダムにおける観測例



図－３　Q～SS～Qs の関係（片桐ダム）

図－２，３に片桐ダムにおけるその観測結果の一例を示す。なお、ここに示すウォッシュロード量（Qs）は、観測された SS および Q を用いて次式により求めている。

$$Q_s = Q \times SS / \rho_s / 10^6 \qquad (2)$$

ここに、ρ_s；土砂の単位体積重量（=2.6t/m³）である。

４．ウォッシュロード量に関する検討

表－１に示した観測データを、Q～SS の形で整理したものを図－４に示す。流域面積、観測された洪水流量規模、対象流域ごとの特性によりかなりのばらつきが見られるが、ここに示したものはいずれも土砂生産レベルの高い地域であり、特に、天竜川上流域に位置する美和ダムや小渋ダムなどにおいて高い土砂濃度が観測されている。我が国の河川において、自然洪水時にどの程度の高い SS が観測されているかは従来明確にされていなかったが、10,000～20,000mg/l 程度の高いレベルが場合により生じていることが明かとなった。

次に、観測された SS より(2)式と同様にウォッシュロード量を求めて Q～Qs の形で整理したものを図－５に示す。流量を乗じることにより図－４よりもばらつきは小さくなる。これを図－１と比較すると、全般にかなり高いウォッシュロード量が観測されており、(1)式との比較で考えれば、係数が 10^{-5} を超えて 10^{-4} に近いものまで存在する。これより、ダム流域のような山地河川においては、場所によってかなり高いウォッシュロード量が洪水時に流下しているものと考える必要がある。

ところで、図－５においては流域面積の異なる観測点のデータが混在している。当然のことながら、同じ流量 10m³/s であっても、100km² の観測地点と 10km² の観測地点とでは当該河川の状況は大きく異なり、流下するウォッシュロード量にも相違があるものと考えられる。特に、小流量時のデータが同時にプロットされることにより、かえって整理が困難となることが想定されるため、各観測点における主要な洪水の、しかも一定規模以上の流量におけるデータのみを抽出する必要がある。

図－３に示した片桐ダムのデータを見ると、8m³/s 程度を境にしてウォッシュロード量の増加傾向が変化している。従来、ウォッシュロードの生産源は流域内の裸地法面および渓岸堆積物といわれており、特に、洪水時に河床のアーマ・コートが破壊されると渓岸堆積物の侵食が急激に進行するために流水中のウォッシュロード量が上昇すると言われている。従って、各観測点ごとに、このウォッシュロード量の増加傾向が大きく変化する流量（以下、限界流量と呼ぶ）が存在するものと考えられる。

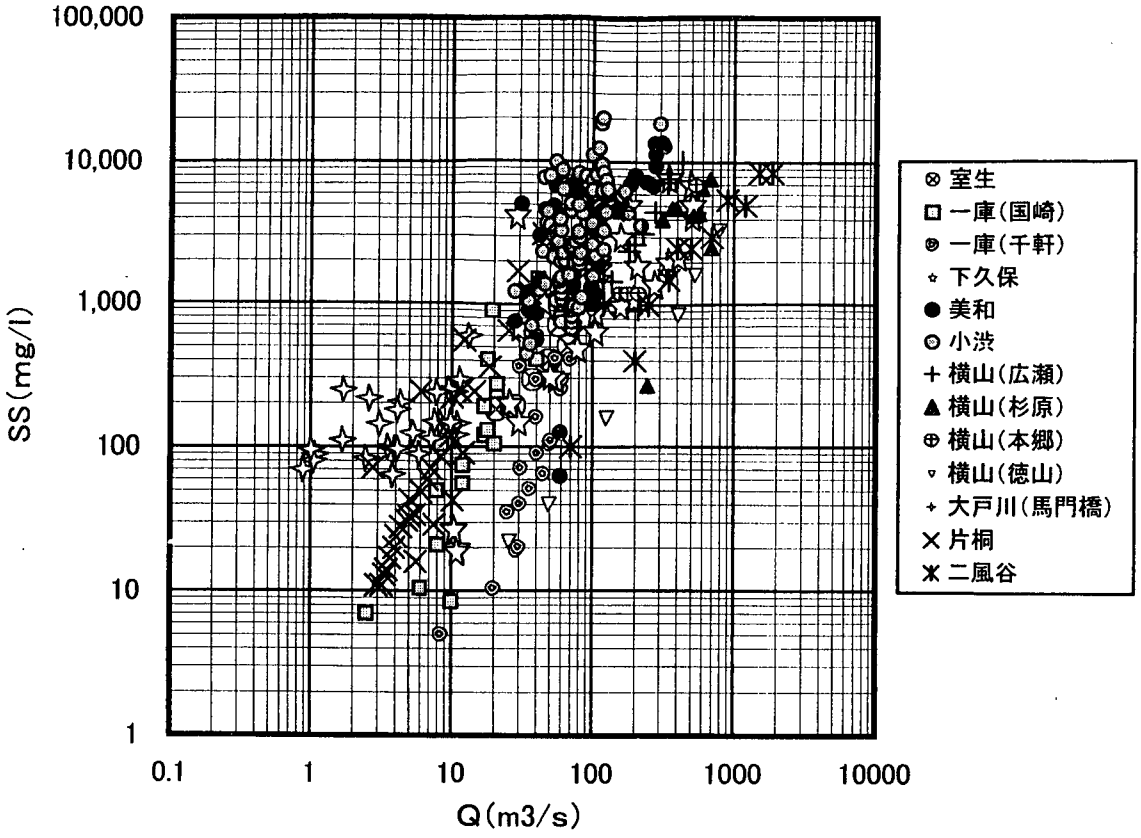
いま、この限界流量が流域面積のみの関数で表現できるものと仮定すれば、(3)，(4)式のようにウォッシュロード量の算定式を考えることができる。

$$Q_s = a(Q - Q_c)^b \qquad (3)$$

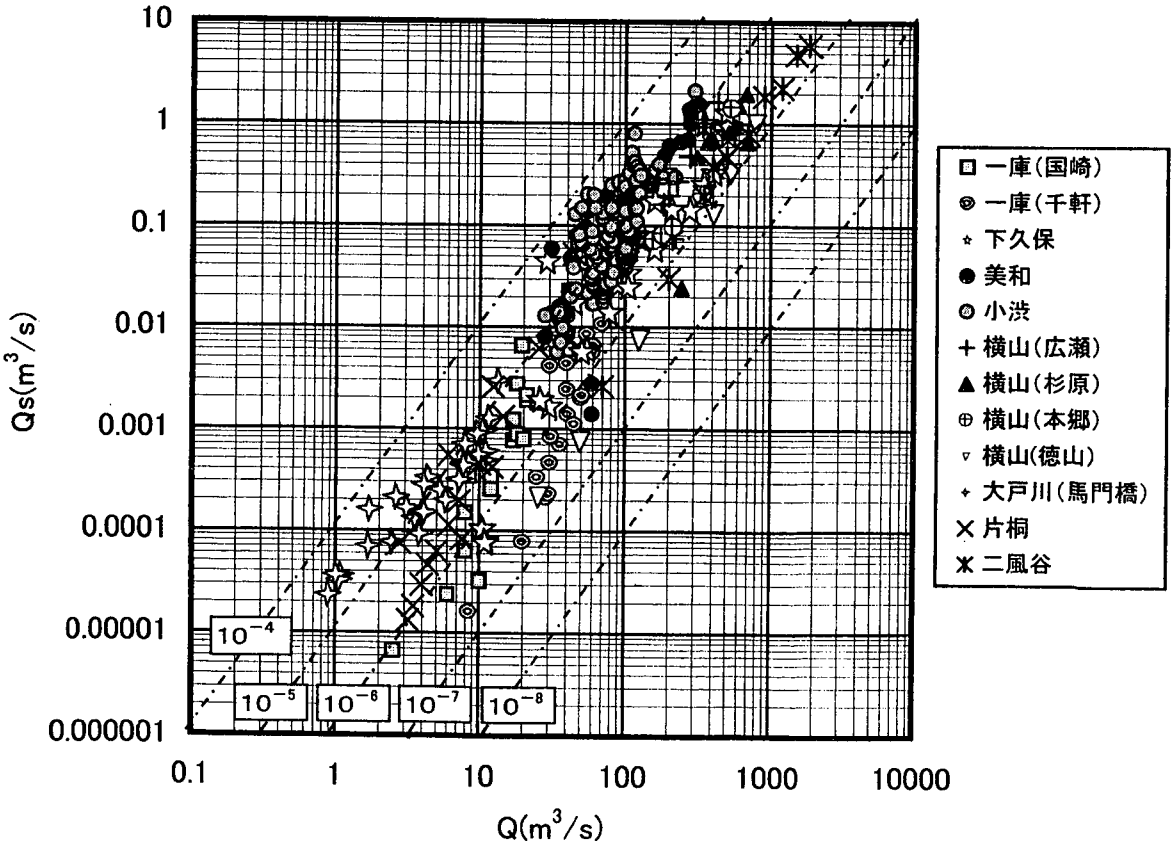
$$Q_c = cA^d \qquad (4)$$

ここに、Qc：限界流量(m³/s)，A：流域面積(km²)，a，b，c，d：定数である。

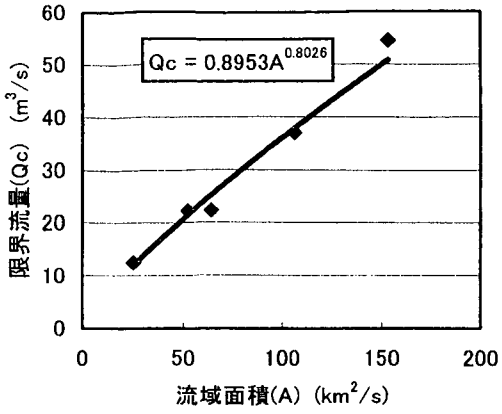
金屋敷[3]は、新宮川水系川原樋川における流砂観測から、このウォッシュロード量が急激に上昇する限界流量がアーマ・コート破壊流量とほぼ同一となることを指摘しており、流域面積の異なる各観測点ごとに限界流量を推定している。そこで、これを流域面積との関係として新たに整理してみたものが図－６であり、(4)式の係数がそれぞれ図中のように求められる。前述のように、ダム流域において洪水時のウォッシュロード量を考える際には、主にこの限界流量以上のデータに着目して整理を行えばよいと考えられる。



図－4　Q－SSの関係



図－5　Q－Qsの関係



図－６　流域面積と限界流量の関係

そこで、いま仮に図－６に示した関係式が他流域にも適用可能なものと仮定し、表－１の各観測点における限界流量以下のデータを棄却して図－５を再整理したものが図―７である。各観測点における小流量時のデータが除かれ、よりまとまりのあるものが得られた。これより、(3)式の係数を(1)式も参考に考えると、$a = 5\times10^{-5}$～4×10^{-8}（ただし b=2）と(1)式よりも上限を１オーダー程度上げる必要があるものと考えられる。

以上の検討により、ダム流域においてはウォッシュロード量が場合によっては従来のものよりもさらに大きくなることが改めて確認された。このことは、例えばダム堆砂問題を考える場合には、いま以上にウォッシュロード量の流入を考慮する必要がある場合があることを意味している。この場合には、これを如何に貯水池内に堆積させることなく通過させるかが重要となってくる。

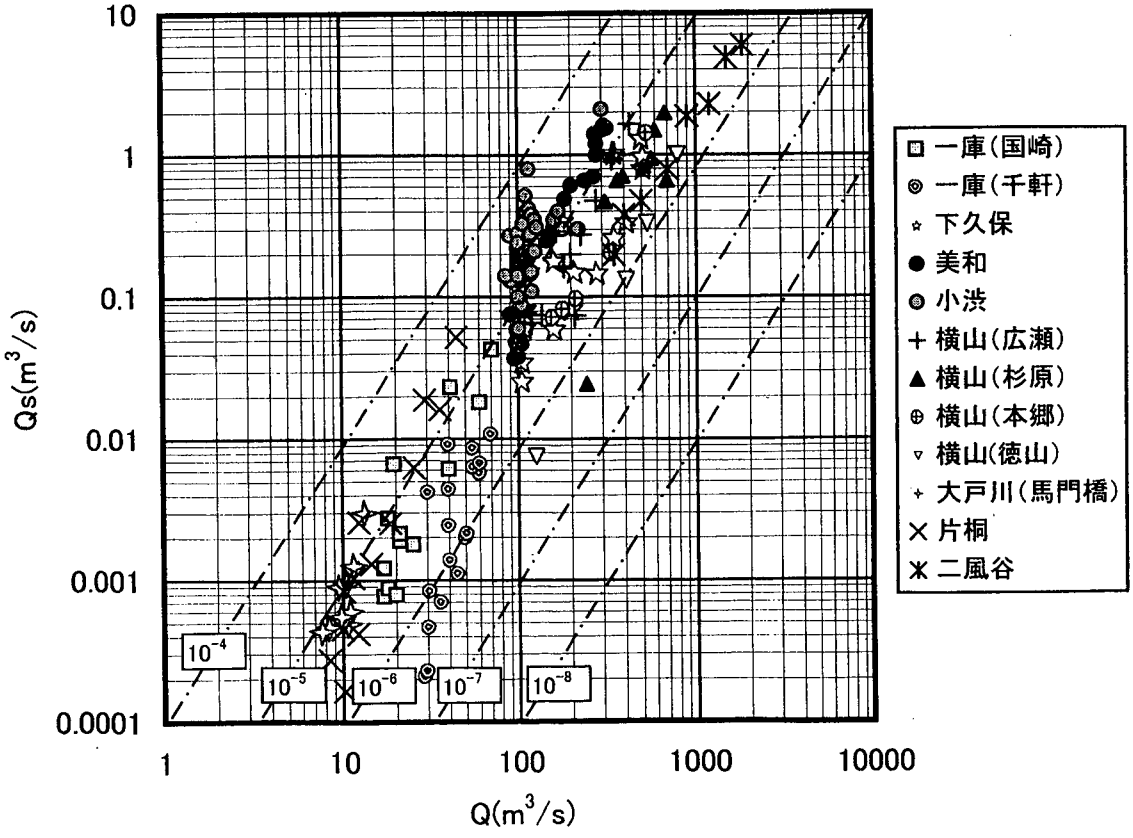
５．ウォッシュロード濃度と継続時間に関する検討

ここでは、視点を変えて２．（３）の観点、すなわち、SS とその継続時間について検討を行う。ここで、SS の継続時間は、各洪水波形ごとに図－２のようなグラフを描き、SS の高いところから概ね 1, 2, 4, 6, 10 hr などの各継続時間に対応する SS を順次読み取ることにより求める。

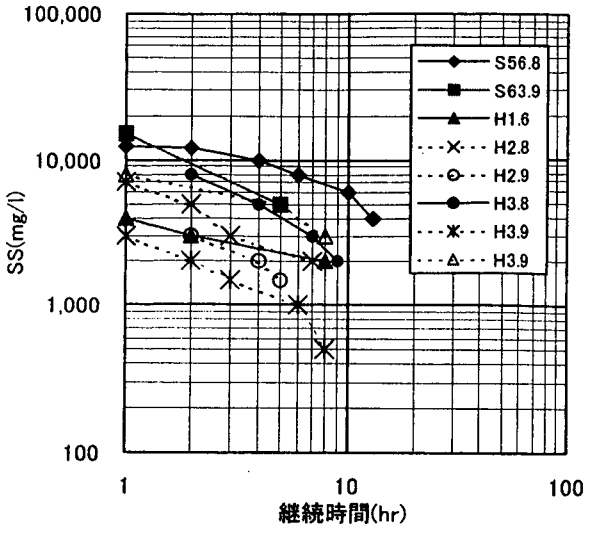
表－１に示した既往の観測事例の中で、美和ダムにおける主要な洪水について整理したものが図－８である。各洪水ごとに SS レベルに相違が見られるが、高いものでは数時間 10, 000mg/l を超えているものも見られる。

さらに、表－１に示した他の主要ダムのデータを加えて整理したものが図－９である。ここに示した波形は、各観測地点における大規模な出水時のものと考えられるが、やはり美和ダムをはじめ、下久保ダムや二風谷ダムなどにおいて高レベルの SS が発生していることがわかる。

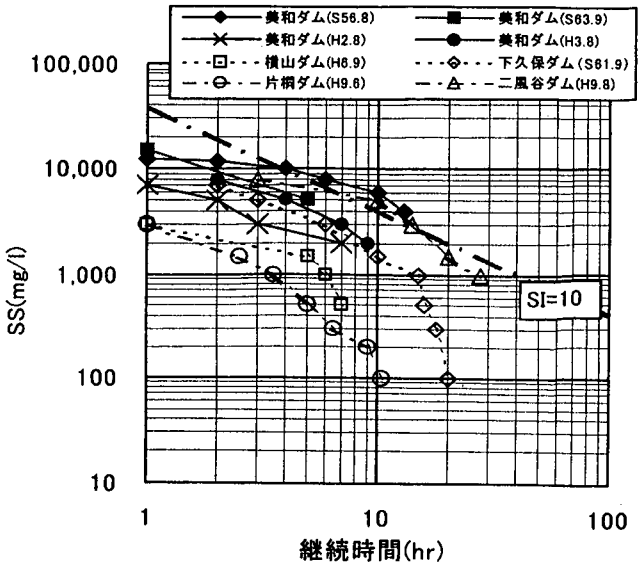
この SS～継続時間の関係は、ダムの堆砂対策として流水とともに堆積土砂をフラッシングするダム排砂操作を検討する場合に極めて重要である。ダム排砂に伴う高濃度の浮遊土砂が魚類へ及ぼす影響については欧州を中心



図－７　Ｑ－Ｑｓの関係（限界流量以下のデータを除去したもの）



図－８　SS～継続時間の関係（美和ダム）



図－９　SS～継続時間とストレスインデックスの比較

に研究が進められてきており[9]、筆者らは我が国の代表種であるアユを対象とした検討を行っている[10]。ここで筆者は、Newcombe[11]の提案した(5)式により定義されるストレスインデックス(SI)を用いて、SI＝10程度をダム排砂時の管理基準値とすべきことを提案している[9]。

$$SI = \log e(SS(mg/l) \times 継続時間(hr)) \qquad (5)$$

一方、この管理基準を作成する場合には、自然界において最高でどの程度の土砂濃度レベルが生起しているかを参考とすることも極めて重要と考えられる。**図－９**にこのSI＝10のラインを合わせて示しているが、今回整理したデータのほぼ最高値と同等であることがわかる。これより、このレベルをダム排砂時の管理基準値とすることは、自然洪水との比較においても十分妥当であるものと考えられる。

６．おわりに

本論文では、従来、明確な情報が得られていなかった、ダム流域におけるウォッシュロード量に関する検討を行った。得られた主要な結論は以下のとおりである。

(1) ダム流域等の山地河川では $Qs=5\times10^{-5}Q^2$ 程度までのウォッシュロード量を想定すべき場合がある。

(2) 流域面積に応じた限界流量以上の観測データを用いることにより、流域面積の異なる観測点の観測データを効果的に整理することができる。

(3) 自然洪水では、最高で10,000～20,000mg/l程度の高いSSが場合により生じている。

(4) SS～継続時間の関係では、最高でストレスインデックス(SI)＝10と同等の自然洪水が生じており、これをダム排砂時の管理基準値として用いることが可能である。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、建設省各事務所より洪水時のウォッシュロード量に関する現地観測資料の提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1) 建設省河川砂防技術基準(案)同解説・調査編, 1997, pp. 282.
2) 例えば, 村本嘉雄・道上正規・下島栄一: 大戸川における微細砂の流送過程について, 京都大学防災研究所年報, 第16号B, pp. 433-447, 1973.
3) 金屋敷忠儀：山地流域における微細土砂の生産・流出機構と流出予測法に関する研究, 京都大学学位論文, 1981.
4) 建設省中部地方建設局：水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検討, 1983. 11.
5) 塚原千明・角　哲也・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40-11, pp. 56-61, 1998.
6) 水資源開発公団試験所：貯水池における栄養塩の動態に関する研究ノート(その１), 1987.
7) (財)ダム水源地環境整備センター: ダム堆砂解析技術資料, 1993.
8) 坊野聡子・清水康行・斎藤大作・吉田義一・黒木幹男：出水時のダム貯水池における濁質観測, 水工学論文集, 第42巻, pp. 715-720, 1998.
9) 角　哲也：ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理, ダム技術No. 127, pp. 30-38, 1997.
10) 村岡敬子・角　哲也・柏井条介: 高濃度の濁りがアユに与える影響について, 第25回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, 1998.
11) C. P. Newcombe and D. D. MacDonald：Effects of Suspended Sediments on Aquatic Ecosystems, North American Journal of Fisheries Management 11, pp. 72-82, 1991.

(1999. 4. 26受付)

III－3．3　貯水池の濁水長期化対策

質問者：土師ダム管理事務所
回答者：ダム部水工水資源研究室（内線４４４１）

質　問

貯水池内の濁水の長期化及び濁水の長期放流については、従来から問題となっているところですが、最近の検討状況及び今後の動向についてご教示願いたい。

回　答

よく知られているように、貯水池の濁水問題は、数μm程度以下の微細粒子が、非常に緩慢に沈降し長期間に亘り貯水池内を浮遊することにより生じます。この微細粒子は、洪水時にﾀﾞﾑ上流域から供給されます。貯水池内で一度沈降した土砂が、渇水等 による水位低下により再浮上し、問題になる場合もありますが、これも元々はﾀﾞﾑ上流域から供給されたものです。従って、根本的対策としては生産元を絶つ、つまり、森林整備や治山対策といった流域対策が考えられます。しかし、これには、多大な時間と費用が必要になります。ここでは、貯水池での対策について説明したいと思います。

１．流動制御による方法

従来から、最も多く用いられてきている対策は、よく知られているように、選択取水設備によるものです。この方法は、取水設備周辺の清澄な水を選択して取水することにより、清澄な放流水を確保しようとするものです。従って、効果を発揮するためには、濁水が貯水池全体には至らず、水の清澄な領域がﾀﾞﾑ周辺のある領域にある程度の量をもって形成されることが前提となります。こうした清澄な領域は、貯水池内に流入した濁水が鉛直方向に偏って流れることにより維持されます。また、粒子の沈降速度がある程度大きければ、出水後の比較的速い時期に表面付近に形成されます。速やかな沈降が期待できる場合には、表層取水により問題はほぼ解決されるので、ご質問は、このような沈降が期待できない場合を想定されていると思います。

貯水池に流入した出水時の濁流は、貯水池内の水と混合しながら流下する訳ですが、所謂密度流として、流入水及び貯水池内の密度分布に応じ、鉛直方向に偏った流れを形成する場合が多く見られます。貯水池底面付近を流下する場合や貯水池内の温度躍層に沿って流下する場合などです。出水規模が貯水池容量に対して小さければ、こうした偏って流入した濁水は貯水池の鉛直方向全体に亘ることはありません。従って、表層など貯水池内の何れかの層には清澄な領域が確保され、選択取水設備が効果を発揮します。しかし、出水規模が大きくなると、濁水が滞留する領域が大きくなり、躍層が破壊されるなどやがて貯水池全体の水と混合するようになり、選択取水効果は、洪水規模により制限されることになります。そこで、選択取水効果をより大規模な洪水時にも発揮するため、出水中に濁水を放流するという意味での選択取水が考えられてきました（清澄な水の取水は、水温の問題もあり、ほとんど表層取水として用いられているのが実状で、選択取水の用語は、濁水放流を行うための取水として用いられる場合が多い）。出水中に濁水を放流することにより、濁水の滞留範囲を制限しようと言う訳です。より大きな流量での放流を実施するため、洪水吐きの入り口標高を、予想される濁水流入位置に併せて配置するといった事例もあります。こうした濁水の放流は、しかし、出水時で流入水や下流河道での濁りが大きい時期行う必要があります。従って、貯水池延長が長く、濁水がﾀﾞﾑ位置に達するまでの時間が長くかかる場合にはその効果は制限されます。

選択取水等による濁水放流は、これにより、貯水池内の濁水流動を制御しようというものと言えます。こうした考えを発展させたものとして、貯水池の温度躍層を低位に設定させる方法が検討されています。温度躍層を低位に設定することにより、濁水を貯水池のよ

り低位で流下させ、上方の清澄な水の領域をできるだけ広く確保しようというもので、選択取水や放流設備との併用により、より大きな効果が期待されます。躍層を低位に下げることは富栄養化対策としても効果があるとされており、表層曝気により、表層水を循環させる方法は既に実績のあるところです。また、貯水池末端付近に横断方向に設けたｶｰﾃﾝ（上方を締め切り、下方を解放させたもの）等により濁水の貯水池への流入位置を低位に設定する方法も検討されていますが、その効果については今後の検討課題と考えています。

2．ﾊﾞｲﾊﾟｽによる方法

上記のような貯水池内の流動制御を行っても、やはり対応可能な洪水規模は制限されます。また、循環期など貯水池内が混合しやすい状態にある場合には、貯水池全体が濁ってしまうことは避けられません。利水容量の回復のため、濁水を溜め込む場合も想定されます。こうした貯水池全体が濁った場合の対応として、清澄な流入水を貯水池に入れず直接下流に放流する清水ﾊﾞｲﾊﾟｽがあります。流入水のみで流量が不足する場合には、貯水池から放流される濁水と混ぜることになりますが、希釈により濁りを緩和することができます。清水ﾊﾞｲﾊﾟｽの水は、直接下流に放流するのが、施設としては単純で望ましいのですが、発電がある場合には減電の原因となります。減電を生じさせないためには、貯水池の取水設備の流れと合流させるための措置が必要になります。

同じﾊﾞｲﾊﾟｽ施設で、効果が期待されるものとして濁水ﾊﾞｲﾊﾟｽがあります。濁水ﾊﾞｲﾊﾟｽは、濁水の供給源である洪水流の一部を、貯水池を迂回してﾀﾞﾑ下流に放流するもので、貯水池への濁水流入量を低減することができます。これまで紹介した方法は、主として清澄な放流水を確保することが目的となっていますが、濁水ﾊﾞｲﾊﾟｽでは、貯水池そのものの濁りを低減することができます。濁水を全量ﾊﾞｲﾊﾟｽできれば濁水問題は無くなるわけですが、ﾊﾞｲﾊﾟｽ流量は無効放流量となるので、貯水池計画との関係から制約を受けます。また、大きな流量のﾊﾞｲﾊﾟｽは、大規模な水路を必要とするので、施設規模の観点からも制約を受けます。計画に当たっては、貯水池計画や施設の効率との整合性を十分検討する必要があります。その際、単に濁水対策施設としてのみでなく、堆砂対策施設としての評価も視野に入れることが望まれます。濁水ﾊﾞｲﾊﾟｽは、土砂をﾊﾞｲﾊﾟｽさせるという意味で堆砂対策としても期待されるものです。

3．その他の方法

この他、濁水に凝集効果のある添加物を添加し、沈降を促進する方法が考えられますが、将来も含め凝集剤による環境への影響が懸念されます。自然材料を用いる検討も行われていますが、適用性については、今後の検討課題です。また、貯水池下流での対策として、放流水の濾過が考えられていますが、今のところ、問題解決に繋がるほどの効果的な方法は報告されていません。

以上は、出水時の濁りが長期に亘り継続する場合を念頭に述べたものですが、最初に触れたように、渇水等の水位低下による堆積土砂の侵食作用で濁りが発生する場合も見られます。また、出水時においても、堆積土砂から濁り成分が供給される問題があります。こうした濁り成分の発生を抑えるため、貯水池上流端付近の細粒土を浚渫する、或いは、流路工を設置するといった例もみられます。

貯水池の濁水長期化問題は古くから検討されてきた問題です。対策手法は徐々に進歩してきていますが、未だに万能な対策技術は確立していないのが実状です。新たな手法の開発も視野に入れ、それぞれの貯水池の特徴に併せた手法の選定が望まれます。

洪水分流施設の土砂対策

Q：支川から本川のダムに，あるいは逆に本川から支川のダムに導水を行う場合，分流施設が設けられますが，分流施設における土砂の影響と対策の考え方を教えて下さい。

A：近年，限られたダムサイトを有効に活用するため，隣接する河川から洪水も含めてダムに導水し，利水補給や洪水調節を行う例が見られるようになっています。このための導水施設は一般に，①所定の流量をダム側へと分流するための分流施設，②導水水路，③導水水路下流端において必要に応じて減勢するための減勢施設により構成されています。このうち，分流施設は，管理の簡略化の観点から，ゲート操作の必要のない固定堰にて，導水水路は，地形の関係上トンネル水路として計画される場合が多く，ここでは，固定堰・トンネル水路（開水路として設計されるのが通常です）で構成される施設を念頭に回答したいと思います。

トンネル導水施設の計画・設計は，河川砂防技術基準（案）（以下，基準（案）と称し，改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説，平成9年に基づき記述します）の「トンネル構造による河川（基準（案）計画編10章3.2及び設計編〔Ⅰ〕1章10)」の規定に基づき行われています。基本的には，「トンネル構造による河川」の規定に基づくことで問題はありませんが，ダムへの導水という意味で，超過洪水への対応が別途必要になるので注意が必要です。ここでは，詳細には立ち入りませんが，超過洪水に対する対応については，基準（案）計画編第12章3.2ダム設計洪水流量の解説に述べられていますので参照下さい。なお，トンネル構造による河川では，「トンネルの設計流量は原則として計画で配分される計画高水流量の130% 流量以上とする」とされており，分流施設の設計は，トンネル断面が過大にならないよう，超過洪水時の分流量が計画で分流される流量の130% 以内の流量になるように検討されるのが通例です。

さて，ご質問の土砂対応についてですが，土砂の流入により生じる問題としての次の3点が挙げられます。

①土砂の分流施設上流の堆砂により，越流等支配断面上流の流れの条件が変化し，堆砂が無い場合と比べ分流量が変化する。

②トンネル内に土砂が堆積して満管流となり，分流量の低下や脈動の発生などの極端な流況悪化が生じる。

③トンネル本体等の施設が大きな損傷を受ける。

なお，基準（案）及び解説では，トンネル部での閉塞を防止するため，沈砂池等の適切な対策を検討する必要があるとされています。施設上流で土砂を堆積させ，土砂流入を防ぐのは根本的な解決策ですが，土砂量によっては全てを貯砂させるのは困難な場合もあります。また，何れにしても超過洪水時には流入が考えられ，ここでは，多少の土砂流入を許容することを考慮し，上記問題について更に見ておきたいと思います。

まず，分流施設上流の堆砂による分流量への影響についてですが，この影響は堆砂により接近流速が増加することにより生じます。つまり，接近流速の増加により，堰水位と越流等の支配断面の流量の関係が変化し，堆砂がない場合と比べて分流量が変化する可能性が生じるという訳です。ただし，接近流速により堰水位と流量の関係が変化するといっても直ちに分流量が変化する訳ではありません。ほぼ全量を導水する場合や，分流が同じ標高に並べられた正面越流により行われる場合を想定すれば，水位と流量の関係が変化したからといって，分流量が変化する訳ではないのは容易に理解することができます。分流量への影響は，分流比率や施設の配置，構造により変化するので，その影響を正しく把握するためには模型実験が必要であり，模型実験により，堆砂による分流量変化の小さい形状を求めることも可能です。なお，超過洪水については，堆砂がない場合に対し分流量が小さくなるように設定すればよく，対応は比較的容易になります。

ここでは分流施設上流での堆砂の影響について述べま

したが，分流に対する制約条件が多く，越流を数回繰り返すような複雑な堰構造となるような場合には，堰間の堆砂が分流量に影響する場合もあるので注意が必要です。

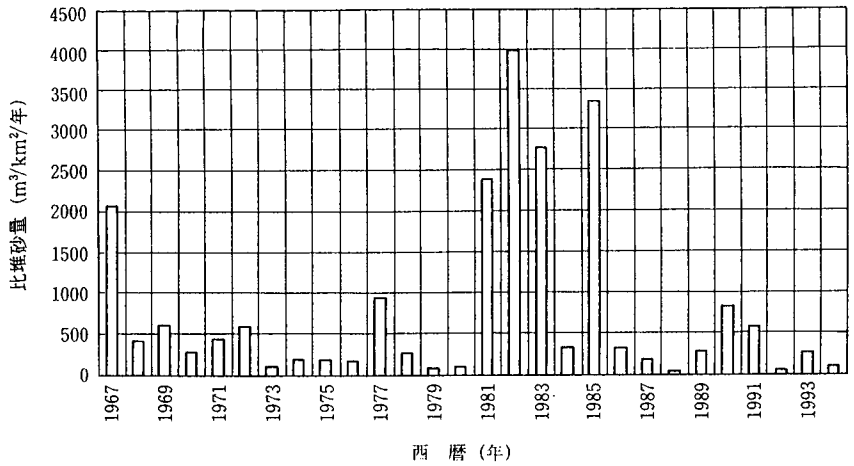
次にトンネル内の堆砂ですが，トンネルの土砂輸送力を上回る流入土砂がある場合には，土砂の堆積が生じます。通常のコンクリート面のように，比較的滑らかな固定床の土砂輸送能力は，同じ勾配，流量での移動床の土砂輸送量より大きいので[1),2)]，トンネルの勾配を河道の勾配程度とすれば，堆積を防止することができるものと考えますが，トンネル勾配が大きく，流速が大きくなると，③のトンネル本体の損傷の増加につながる可能性があるので注意が必要です。基準（案）の解説では，「トンネル内の設計流速が過大である場合には，ライニングの損耗が激しくなることが考えられ，……。一般的には，トンネル内の設計流速は，7 m/s 以下にとる場合が多い。」と述べられています。現在のところ，損傷の定量的な把握はあまりなされておらず，当面は，上記設計流速を目安にし，個々の施設ごとに，当該地点の通過土砂量の予測値，既往の文献[3),4)]での成果，トンネル構造の河川やダムの仮排水路での損傷実態などを総合的に勘案し，設計流速及びトンネル構造を検討する必要があるものと思います。この場合，現象の予測の不確実性，大きな損傷が与えるであろう構造物や水理特性への影響の重大性を考慮して安全側の対策を講じるのが望ましく，例えば，沈砂地により損傷の原因となるような土砂の全量を捕捉するような場合においても，高強度コンクリートによりライニングする，コンクリート厚を通常の水路より厚めに設定する等の措置を検討する必要があると考えます。

このように，トンネル内の流速は，トンネルの損傷の観点からの制約を受けます。また流速を大きくし，フルード数が大きくなると，湾曲部等で発生する衝撃波の影響が大きくなる問題も生じます。したがって，流速を無闇に大きくすることには問題があります。先に述べたように，比較的滑らかな固定床の土砂輸送能力は，移動床の土砂輸送量より大きいのですが，このことは，一旦土砂堆積が生じ始めると，堆積量の急激な増大が生じることも意味します。河床勾配に対し，トンネル勾配がかなり小さい場合，また，分流中の水位変化が大きく水位低下による急激な土砂の流入がある等，集中的な土砂流入が生じる場合には，模型実験による検討を含め，慎重な対応が必要と考えます。

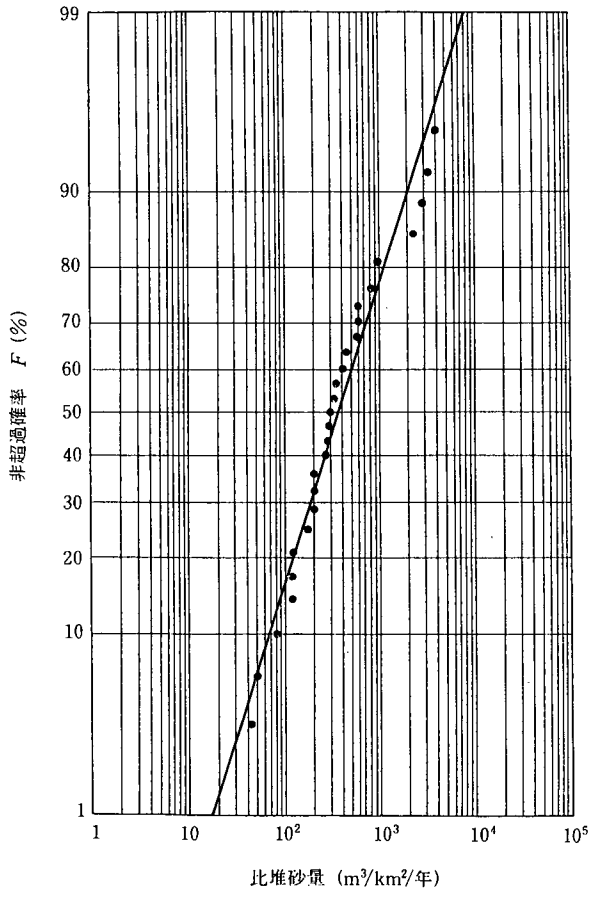
なお，土砂の流入により生じる上記の問題は，主として粒径の比較的大きい，掃流砂成分によるものであり，粒径の小さい浮遊成分の土砂の影響については，無視し得るものと考えます。

以上，土砂の流下を想定して述べましたが，多量の土砂の流下がある場合には，対応が困難な場合が想定されます。また，土砂生産源となる斜面崩壊地の形成を始め，土砂に関する知見には不明な部分も多く，安全側の措置を講じることが望まれます。このため，施設上流に沈砂池を設けるのが通例で，土砂流下に対する予測の不確実性を考慮して，一般には，計画洪水以下の出水時に分流の支配断面に堆砂の影響がないように，またはトンネルへの掃流土砂の流入が生じないように計画されます。地形等との関係で十分な沈砂池容量の確保が困難な場合には，堰直上流堆砂やトンネルへの土砂流入を許容することになりますが，この場合には，先に示した土砂の影響に対する十分な検討が必要になります。なお，超過洪水に対してまで沈砂池にて対応することは，過剰な施設規模になることが考えられるので，何れにしても，土砂の影響に対する検討は必要になるものと思われます。超過洪水時においては，分流量に対しては先にも述べたようにその影響がトンネルへの流入量減少となって生じればよく，また，損傷についても，トンネル等構造物にとって致命的にならない範囲でかなりの程度許容し得るものと考えます。

沈砂池容量は，分流堰の堰上げや上流に設けた貯砂ダムにより確保され，想定される流入土砂量と地形条件等を勘案してその規模が決定されています。流入土砂量が比較的小さい場合，あるいは，トンネル勾配との関係で大規模な堰（もはやダムですが）が必要になる場合などでは，ダムと同様に 100 年間相当の容量を確保する例もみられますが，一般には，定期的な土砂の搬出を前提として規模の設定が行われています。この場合，土砂の搬出先の確保を含め具体的な搬出計画を策定しておく必要があるのは言うまでもありません。沈砂池の規模は，年平均の堆砂量と搬出サイクルの関係で求められる場合が多いですが，年平均堆砂量のみの検討では不十分であることを認識しておく必要があります。図−1 はダムの年堆砂量（単位集水面積当たりの比堆砂量で表現）の経年変化例を示したものですが，年堆砂量は年ごとに大きく変動していることが分かります。分流施設への流入土砂量も同様の変動があるわけであり，計画洪水が生じるような場合には大量の土砂流入が生じるこが想定されます。したがって，計画どおりの導水を確実に実施するためにはこの変動量を考慮した容量設定・搬出計画を考え



図−1 比堆砂量の経年変化例



図−2 比堆砂量の確率評価例

ておく必要があります。すなわち，計画洪水以下の出水での土砂の捕捉を全量行うのであれば，例えば，各年の出水期前には，必ず計画洪水の確率年に相当する沈砂池容量を確保しておくといった沈砂池規模，搬出計画を検討しておく必要があります。なお，変動を考慮するためには確率的な処理が必要であり，図−1の例では，図−2に示すように対数正規分布にてほぼ近似できています。

なお，小規模な堰や貯砂ダムにより土砂を捕捉する場合には，対象土砂は掃流砂成分を想定しておけばよいと思いますが，貯砂ダム規模が大きくなるに従って，浮遊土砂の堆積も顕著になってくるので注意が必要です。施設との関係では掃流砂成分のみを捕捉すればよいのですがひとりでに堆積してしまうのですから止むを得ません。堆積土砂の粒径については，沈砂池内の流速と土砂の沈降速度を勘案して検討する必要があります。

ところで，土砂の搬出を全て河道外とした場合，上記の計画では掃流砂成分は分流堰下流には供給されないことになります。従って，堰下流の河道の維持，河川環境保全のために土砂の供給が必要な場合には，供給方法についての検討が必要になり，掘削土の河道還元や排砂ゲートによる方法を検討する必要があります。このうち排砂ゲートは，非出水期は取水を必要としないなど運用上十分な排砂時間と流量が得られる場合に有効なのはもちろんですが，一般的な計画である正常流量以上の流量での通年導水においても，貯水位が高く利水のための導水の必要のない場合や，洪水末期で洪水調節に支障がないと判断されるような場合には操作が可能であり，ゲート設置を検討するのが望ましいと考えます。排砂ゲートによる土砂の供給は，同時に機械掘削による搬出量の低減にも繋がりますが，排出効果を精度よく推定するには，数値シミュレーションや水理模型実験を用いた綿密な計画検討が必要になります。その作業量は比較的大きなものであり，必要な搬出量がそれ程大きくない場合には，排砂効果を無視して搬出計画を策定しても問題無いでしょう。

下流河道への土砂供給を行う場合には，分流施設下流の流況が変化することも含め，供給土砂量をどの程度に考えておくのかが問題になります。この場合，平均的な河床変動や粒径変化の計算は可能ですが，三次元性も含めた精度の良い予測は現状では困難と言わざるを得ません。また，環境保全の観点からの必要供給量については，学問的にも途についたばかりといって良い状況にあります。実際の運用においては，モニタリングを実施しながら試行していく姿勢が重要と考えます。なお，掘削土の河道還元や水位低下による土砂排出（特に常時に行う場合）を行う場合には，濁水の発生や一時的な堆積土砂の挙動に対する検討が必要になるので注意が必要です。

以上分流施設の土砂の影響と対策について述べましたが，洪水時には土砂とともに流木や各種ゴミ・塵の流下も生じます。これら流木等の対策についても十分な配慮が必要であることは言うまでもありません。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

参考文献

1) 水山高久，土原信司：急勾配固定床水路における掃流砂量の算定方法，土木技術資料 No. 25, Vol. 8, 1983
2) 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，No. 31, Vol. 5, 1989
3) 豊田高司，高須修二：排砂水路の摩耗対策，大ダム，No. 138, 1991
4) 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研究，土木学会論文報告集，第 334 号，1983

第5章　魚　　道

6 魚道設置の意味と設計上の課題

Meaning and Design Subject of Fishway

正会員 建設省土木研究所 ダム部 水工水資源研究室長
柏井条介
Josuke KASHIWAI

魚道設置の意味

魚道の定義には，現在のところ確立したものはない．ダム水源地環境整備センター編集の「魚道の設計」[1]には“河川に魚類の移動を困難または不可能にする障害があるとき，移動の目的が達せられるように作られた水路または装置の総称”との長川の定義が紹介されており，魚道関係者のもつ概念とおおむね一致するものと思う．本稿もこの定義を念頭に記述する．

魚類が生まれた場所の周辺のみでその生涯を全うするのであれば，魚道を設ける意味はない．しかし，多くの魚類が，ある決まった時期に生息域を移動し，もとの生息域に帰ってくるという生活史としての移動をする．これを回遊という．著しいものは川と海の間を移動する．川と海の往来は通し回遊と呼ばれ川を産卵場，海を生育場とする遡河型，この逆の降河型，川または海を産卵場とし，川と海の両者を生育場とする両側型の各回遊型がある．また，通しの回遊でなくても，淡水域，汽水域内を回遊する魚類がある（表-1）．

このように，河川の水中生物には，生活史上のサイクルとして移動するものが多く存在する．この移動が堰などの河川横断構造物の設置により阻害されれば，その生活史が影響をうける．そこで移動を担保するための魚道が意味を持つことになる．

移動の担保を魚類資源の確保というふうにとらえれば，人的放流による資源培養も代替手法の一つとして考えることができる．人的放流には人工採卵や孵化技術が含まれ，水産資源としての価値の高いアユやサケ・マス類などを対象に，わが国における技術の完成度は高いといっていい．風土工学研究所長の竹林征三氏[2]は，このような放流技術の進展により全国的なアユ漁獲量（表-2）や北海道におけるサケ来遊数，サクラマス・カラフトマス捕獲数が近年飛躍的に増加していることを指摘している．氏はさらに，米国コロンビア川を例に，欧米ではダム建設によりサケ・マスの漁獲量がダムの魚道などの懸命の施設整備にもかかわらず減少の一途を辿っていることを併せて紹介し，彼我の状況の違いを論じているが，ここではその内容には立入らない．何れにしても，わが国における水産資源培養技術は大幅な漁獲量の増大を可能にしてきている．その増加の状況は，魚類移動の代替技術という域を遥かに越えるものである．むしろ，工業的な生産技術として評価すべきであろう．

漁獲量の増大は好ましいが，例えばサケやマスであれば堰などの下流域で捕獲がなされ河川の上流域にまで達しないのは好ましくない．また，わが国のアユの供給はほとんどが琵琶湖産のものであり，河川ごとに存在していた遺伝子の多様性が失われるのは好ましくない．竹林氏も指摘するように，こうした主張が聞かれるようになっている．さらに，移動が分断されることによる形質変異の発生も聞かれており，ここに，現在における魚道設置の重要性が存在する．すなわち，生態系保全，健全な生物種保全のための施設の重要性である．資源確保のための施設ではなく，魚類移動を担保するための施設の重要性である．もちろん，水産資源確保の意味合いも無視するわけにはいかない．しかし，先に述べたように単に水産資源の確保というのみでは，魚道の重要性は十分には説明できないと思う．

生態系保全という視点から魚道をみれば，対象とすべき

表-1 回遊魚の例

通し回遊魚	・遡河型	カラフトマス，サケ，サクラマス，サツキマス，イトヨ，キュウリウオ，シシャモ，ワカサギ，シラウオ，シロウオ，オショロコマなど
	・降河型	ウナギ，アユカケ，ヤマノカミ，オオウナギ，カマキリなど
	・両側型	アユ，小卵型カジカ，ヨシノボリ，チチブなど
非通し回遊魚		オイカワ，ボラなど

表-2 アユの漁獲量の変化例 単位（ton）

河川	①S2～6年平均	②S62年	③=②/①
揖保川	45	327	7.3
千種川	21	84	4.0
吉井川	12	183	15.3
旭川	24	84	3.5
高梁川	46	228	5.0
太田川	33	201	6.0
肱川	20	149	7.5

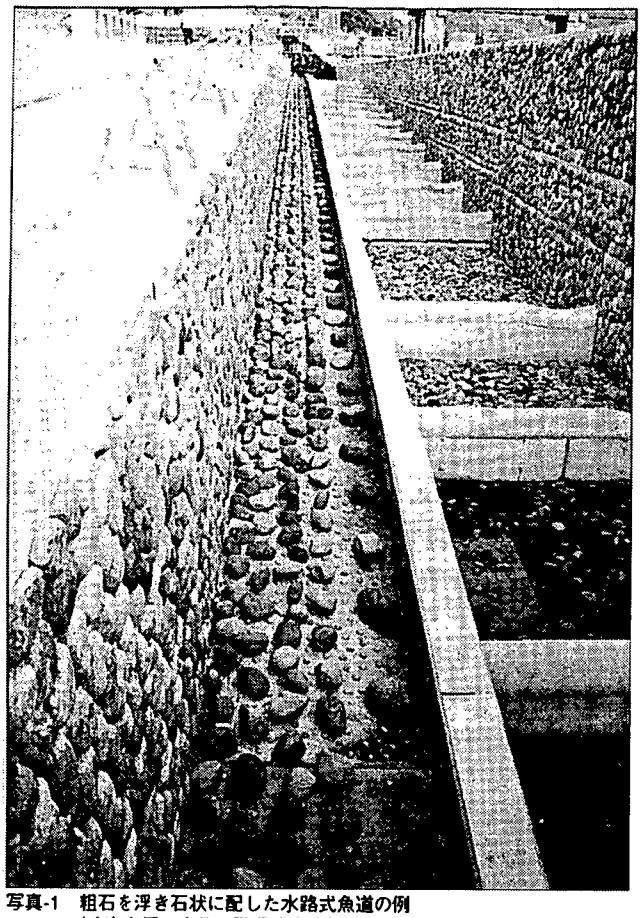


写真-1　粗石を浮き石状に配した水路式魚道の例
（鳴鹿大堰：右側は階段式魚道）

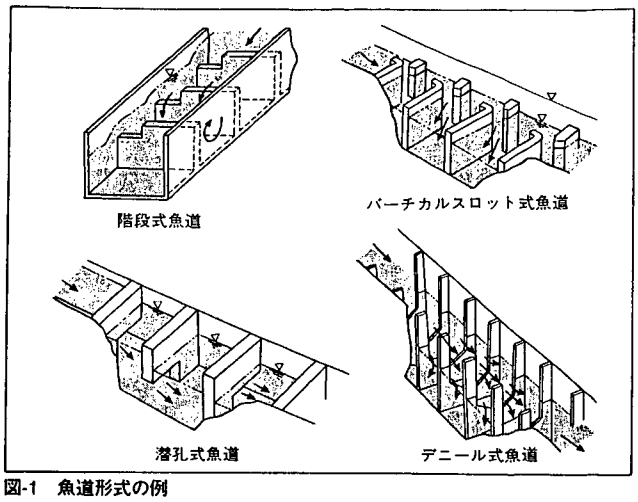


図-1　魚道形式の例



写真-2　遡上実験における実験魚の放流
遡上実験において実験再現性を得るためには，魚が遡上意欲を持つと考えられる時期，時間帯にできるだけストレスをかけないよう実施する必要がある．写真は，飼育水槽と実験水の水温変化によるストレスを減少させるため，容器を実験水につけて水温を徐々に変化させたのち放流している様子．

は水産資源として価値の高い魚種に留まらない．回遊という生活史のサイクルが影響を受ける多様な魚種を対象とする必要がある．もちろん，対象となる魚種は河川により，また，上下流方向にみた施設の設置位置により異なる．当該地点における対象魚の把握は魚道計画におけるもっとも基本的な検討事項の一つである．

魚道設計の現状と課題

(1) 多様な魚道形式

水理的な視点から魚道をみると，その課題はいかにして流れの加速を減じるかにある．大別して二つの方法がある．一つはプールをもって加速流を減勢するもの（プール式）であり，他は水路内に粗度を設けて流れの抵抗とするもの（水路式）である．減勢方法はこの二つの方法に大別することができるが，具体的な魚道形式にはさまざまなものがあり，流れの状況も多様である．例えばプール式魚道として越流水を減勢させる階段式魚道や潜孔からの放流水を減勢させる潜孔式魚道などがあり，流量と水位の関係やプール内に生じる渦の状況が大きく異なる．また，水路式のそれとしてデニール式のように阻流板を用いた魚道や粗石などの突起物を配した魚道（写真-1）があるが，粗度の形状・配置により水路内に形成される流速分布，渦の状況がかなり異なる．さらに，鉛直方向に溝を配したバーティカルスロット式などプール式とも水路式ともいい得るものや両者を組合せたものもあり，魚道の形式は多様である（図-1）．

魚道の形式は多様であり，最近，特にその多様化が進んだように思われる．これは，魚道の設計手法が十分には確立していなかったのに加え，先に述べた多様な魚種を対象にするような要求が認識されたこと，生態系保全技術の先達と考えられている欧米での種々の形式の魚道がより有効な魚道として紹介されたこと，自然的な景観への要求が大きくなったことなどにその要因を求めることができると思う．

多様な魚道形式の採用は，設置場所ごとに異なる対象魚や流量，水位変化，地形，さらには景観などの各種条件に対応する種々の可能性を探るという意味で評価されよう．一方で，各形式のもつ特徴・設計方法の整理・検討が追いつかず，必ずしも意図通りの効果を得ていない場合もみられる．同様の理由で，それぞれの形式の位置付けが明確にならず，設計担当者が当惑しているという声も聞こえている．

魚道の設計手法を確立するためには，形状パラメータと水理諸量との関係の整理，すなわち水理特性の把握に加え，その流れの場における魚類などの遡上特性を知らなければならない．遡上特性を知るためには原型規模の模型を用いた遡上実験（写真-2）や既設魚道での遡上調査などが必要

であり，水理特性も含め，ある形式の設計手法を確立するためには多くの時間と労力を要する．多様な形式のそれぞれについてその機能を適切に評価し，適用性を明らかにするのは容易ではない．こうした事情から，新しい試みが机上の推論を基に実施される場合も多い．

筆者は机上の推論を否定するものではないが，類似実績のもつ魚種や体長，水理条件に対する慎重な考察が必要と考えている．こうした着実な推論が行われなければ，所要の効果が得られない事態を招く危険性が増大する．欧米での利用実績があるというのみで，彼我の魚や利用方法の違いを無視してそのまま適用する例がみられるのは問題と考えなければならないし，設計における同様の安易な推論を見受ける場合も少なくない．多様な魚道形式・形状が展開された弊害を思う所以である．

(2) 魚道設計の課題と対応

魚道設計における現在の課題は，まず，各魚道形式の特性を，遡上実績等を踏まえて実証的に整理することにあると思う．そのうえで新たな形式の開発に向かうべきであろう．そのための手順として，また，差しあたりの実設計での失敗を少なくする現実的な方法として，現在ある知見を基に，必要な機能を付加していくことが考えられる．

幸いにしてわれわれは，従来から多く用いられてきた階段式魚道について多くの知見を有している．中部女子短大副学長の和田吉弘氏をはじめとして遡上実験が行われ，従来多く用いられてきた角型の隔壁頂部形状では，頂部で流れがはく離し，アユの遡上が大きく妨げられるが，円弧や傾斜面を設け，流れがはく離することなくスムーズに流下する場合には良好な遡上状況が得られることをはじめ，適用可能な勾配，隔壁間落差と越流水深範囲の関係，プール規模に関する知見が蓄積されてきている．また，適当な形状設定を行えば，アユのような浮遊魚のみではなくカジカやチチブ，ヨシノボリといった底生魚についても遡上が得られることが示されている．筆者は，多くの場合，階段式魚道で適切な諸元を与えてやれば大きな失敗はないと考えている．

階段式を基本に据え，単なる階段式では不十分と判断される場合に種々の形式の検討を行うのが，設計検討での常識的な手順であろう．その場合，新たな形式・形状の検討は，必要に応じ遡上実験などを通じた実証的なものでなければならない．現在用いられている多様な魚道の少なくないものが，設計におけるこの地道なプロセスを欠いているように思う．

単なる階段式魚道で不十分と判断される場合として，①上流の水位変化が大きい場合，②地形上プールの設置が不利な場合，③遡上特性が明らかにされていない魚種などが存在すると考えられる場合，④景観上自然的な流れを形成したい場合などが考えられる．他の魚道形式・形状はこれら各場合の対応として例えば次のような検討・整理を考えることができる．

③，④については，階段式に粗石を配した形式や隔壁下流面に勾配を設けた形式が考えられ，実績もあるのでこれを整理する．また，②～④については，見たところ早瀬に似た流れの状況が得られる粗石を用いた水路式魚道が設置される例があり（階段式と併用される場合も多い），知見も増えてきているのでこれを整理する．この形式の魚道では，粗度としての粗石の規模・形状および配置に工夫が必要であり，例えば写真-1の魚道では，多様な魚種に対応する多様な水深，流速場を得るため，水路横断方向にも勾配を設け，想定する水深に応じて粗石規模を変化させて配置している．また，粗石は浮き石状配置を行うこととしており，自然石をくり抜いてさし筋などにて固定する工夫をしている．粗石の形状や配置に関するパラメータは多く，各種魚道条件に応じた設計手法の確立にはさらに時間を要するとは思うが，球や円柱などの幾何学的な粗度形状に対する遡上実験結果や実魚道での遡上調査結果も報告されるようになっており，水理的な検討も進められてきているので，これらを整理・分析すれば当面の設計方法が得られるものと思う．①については，水位変化が大きな場合にはゲート施設で対応せざるを得ないのが現状である．水位変化による流量変化が比較的小さい潜孔式魚道に期待を寄せており，筆者らの実験でも良好な遡上結果を得ているが，その設計手法については今後の課題である．

このように階段式を基に各形式の特徴を整理し，その設計手法を研究・開発していけば，それほど労を多くせずとも魚道の設計体系は構築されるものと思うがどうであろうか．

なお，以上は魚道形式を主に述べたが，魚道入口と下流河道水面とに落差が生じるなど，設計上の初歩的なミスにより機能していない魚道例も耳にする機会が多い．設計担当者の練達を期待するとともに，設計論全般の早急な整備・普及の必要性を感じている．

参考文献

1——廣瀬利雄・中村中六編著：魚道の設計，山海堂，1991

2——竹林征三：日本と欧米の魚道技術について，大ダム，No.160，1997.7

Ⅱ-129　円筒を用いた水路式魚道の遮へい率と粗度係数の関係

建設省土木研究所 正会員　野仲 典理
同上　正会員　Gurram Sampath Kumar
同上　正会員　柏井 条介

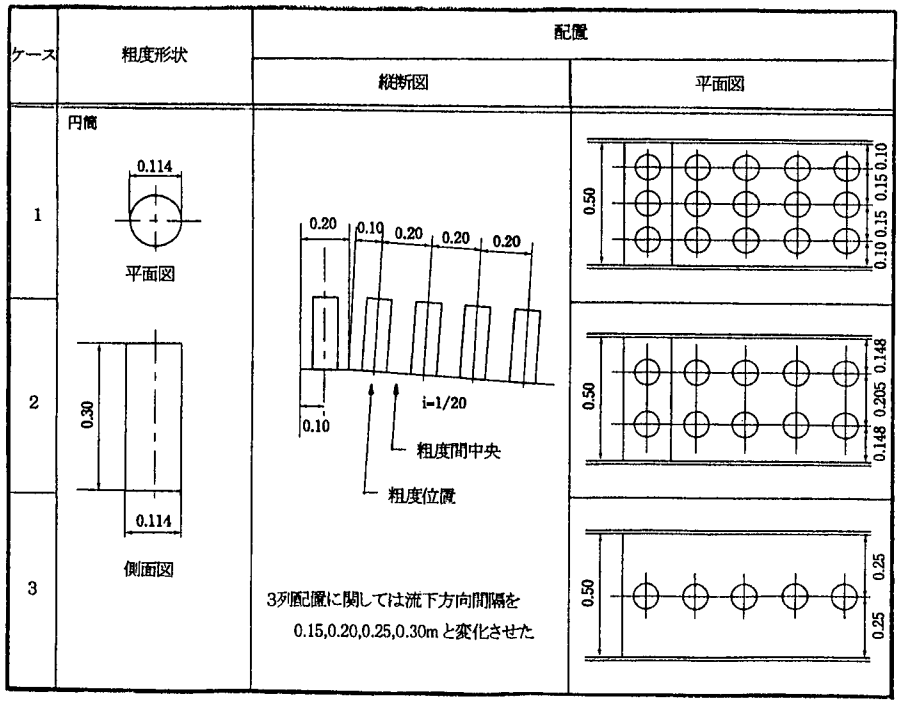
1. はじめに

ダムや堰など河川横断構造物により魚類等の移動が妨げられる場合、魚道を設けることにより魚類等の移動を確保することが求められている。魚道には大きく分けて2つの形式があり、1つは水路内に越流部やオリフィスを有する隔壁とそれによって区切られたプールによって構成されるプール式魚道、もう1つは水路内に粗度を設けることにより流速低減を図る水路式魚道である。水路式魚道は、近年、水路に粗石を配したり、横断勾配を持たせるものが見られるようになってきており、多様な流れや景観を創出できる魚道として期待されている。本研究[1]は、水路式魚道の粗度と流速の関係を把握し、水路式魚道の設計手法を確立することを目的としている。

2. 実験概要

実験は幅 50cm×高さ 60cm×長さ 15m、勾配 1/20 の水路に、表-1 に示す直径 11.4cm、高さ 30cm の円筒による粗度を設置して行った。円筒の配置については、3列、2列および1列配置とし、流下方向の間隔は 20cm を基本としたが、3列配置に関してはその間隔を 15cm,20cm,25cm,30cm と変化させた。計測項目である水深、流速、流量は、それぞれポイントゲージ、直径 5mm のプロペラ流速計、電磁流量計により計測し、水深は円筒列間の粗度位置および粗度間中央について流下方向に 1m ピッチで 20 点、流速は粗度位置において水深を鉛直方向に 11 分割し 10 点計測した。

表-1 粗度形状と配置



3. 実験結果

表-2 に各ケースの水深 h とマニングの粗度係数 n を示す。ここで、水深は等流とみなせる水路入口から 5m 付近の粗度間中央の値を用い、マニングの粗度係数 n は次式により算定した。

$$n=(R^{2/3}I^{1/2})/v$$

ここに、R:粗度間中央断面の径深、I:水路勾配、v:粗度間中央断面の平均流速である。

円筒の流下方向の間隔が 20cm の場合、3列配置では水深によらず n は 0.22 以上の値であり、水深 h が大きい 30cm であっても粗度間中央の平均流速 v は 27cm/s、粗度位置は 82cm/s と十分流速が低減されている。2列配置では n は

キーワード:水路式魚道、マニングの粗度係数、遮へい率
〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地 TEL0298-64-2211(内線 7020) FAX0298-64-0164

0.1 程度にまで低下し、h が 30cm で粗度間中央は 54cm/s、粗度位置は 95cm/s である。1列配置では n は 0.05 まで低下し、h が小さい 10cm であっても粗度間中央は 90cm/s、粗度位置は 117cm/s となり、かなり流速が増大する。水路の抵抗は、横断面積に対する粗度の占める面積の影響が大きいものと考えられ、次に示す遮へい率αを用いて粗度係数 n との関係を調べた。

$$\alpha = Ar/At$$

ここに、Ar：粗度の流下方向の投影面積、At：水路全断面積である。

図-1 に遮へい率αと粗度係数 n の関係を示すが、αが大きくなるに従って、粗度係数 n も大きくなることが分かり、流下方向間隔 20cm（ケース 1-2,2,3）におけるその関係は図中の近似式で表すことができる。また、この近似式は例えば球による粗度を設けた場合でも良い近似を与えることが当研究室の実験によって確認されている。ここで、遮へい率αによる考え方は円筒の流下方向の間隔を考慮していないという欠点がある。しかし、表-2 のケース 1-1～1-4 より、水深 h によって多少の違いはあるものの、流下方向間隔が 15cm～25cm までは n の値はほぼ一致しており、流下方向間隔が 30cm の場合には n は 0.2 以下となることが分かり、従って、上記の近似式は円筒粗度の流下方向間隔が円筒直径φの 2.5 倍程度までは適用可能である。

表-2 実験結果（水深h，流速v，粗度係数n，遮へい率α）

ケース	列数	流下方向間隔 (m)	水深（5m付近） (m)	平均流速 粗度間中央 (m/s)	平均流速 粗度位置 (m/s)	粗度係数 n($m^{-1/3}$・s)	遮へい率α
1-1	3列	0.15	0.0985	0.1833	0.5801	0.208	0.684
			0.1554	0.2028	0.6418	0.231	0.684
			0.3029	0.2218	0.6876	0.268	0.677
1-2 [2]		0.20	0.1150	0.1700	0.5380	0.242	0.684
			0.1560	0.2100	0.6646	0.223	0.684
			0.3060	0.2700	0.8196	0.221	0.671
2	2列	0.20	0.1050	0.4400	0.8088	0.090	0.456
			0.3180	0.5400	0.9477	0.112	0.430
3	1列	0.20	0.1140	0.9000	1.1658	0.045	0.228
			0.2950	1.1700	1.5155	0.050	0.228
1-3	3列	0.25	0.0994	0.1814	0.5741	0.212	0.684
			0.1485	0.2014	0.6373	0.228	0.684
			0.3115	0.2873	0.8419	0.209	0.659
1-4		0.30	0.0994	0.2027	0.6415	0.189	0.684
			0.1492	0.2354	0.7449	0.196	0.684
			0.3122	0.3005	0.8768	0.200	0.657

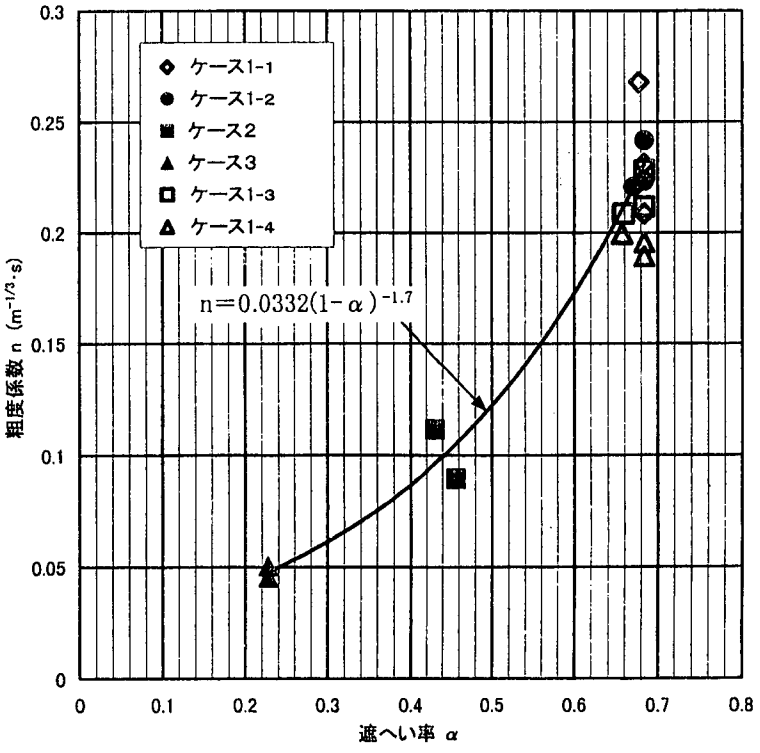


図-1 遮へい率αと粗度係数nの関係

4. まとめ

円筒を用いた水路式魚道において、

(1)粗度係数 n は遮へい率αを用いて図-1 に示す近似式によって与えられる。

(2)上記近似式は円筒粗度の流下方向間隔が円筒直径φの 2.5 倍程度まで適用可能である。

参考文献

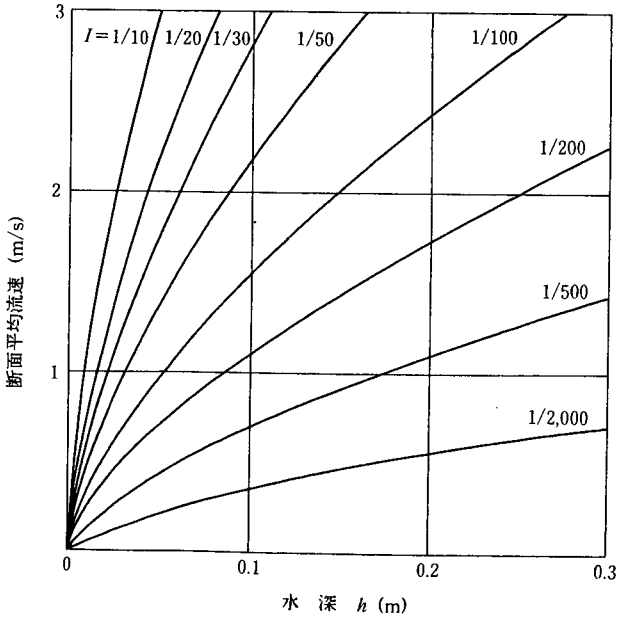
1)柏井条介,野仲典理:水路式魚道の粗度とアユの遡上に関する調査,土木研究所資料,第 3601 号,1998.12

2)柏井条介,菅原崇之:円筒を抵抗とした水路式魚道のアユの遡上実験,土木技術資料,Vol.39,No.5,1997

水路式魚道の設計方法について

Q：　わが国の魚道は，階段式魚道を主体に整備が進められてきていますが，近年では，景観やより多様な魚種への対応の観点から水路式の魚道の設置も見られるようになっています。階段式と比べ，水路式魚道の設計方法についての情報は非常に少ないようにおもいますが，どのような考えのもとに設計を進めていけば良いのか，現状の知見を教えてください。

A：　水理的な視点から魚道をみると，その課題は，如何にして流速低減のための減勢機構を設けるかにあります。図−1は，コンクリート水路における，断面平均流速と水深の関係を試算してみたもので，各実線は，勾配Iごとの関係を表しています。魚の移動のためにはある程度の水深を確保する必要がありますから，これを例えば10 cmとすると，魚道として通常用いられている1/10, 1/20の勾配では3 m/sをはるかに超える流速が生じることが分かります。1/200でも1 m/s以上の流速が生じています。1/500でやっと0.7 m/sに減じることができる程度です。魚道としての対応を幅広く考えれば，勾配を小さくしていくというのも一つの方法ですが，例えば1/2,000の勾配の水路を設けるのであれば，水理的な課題はほとんどありません。しかし，そのような魚道は極めて不経済なものになります。

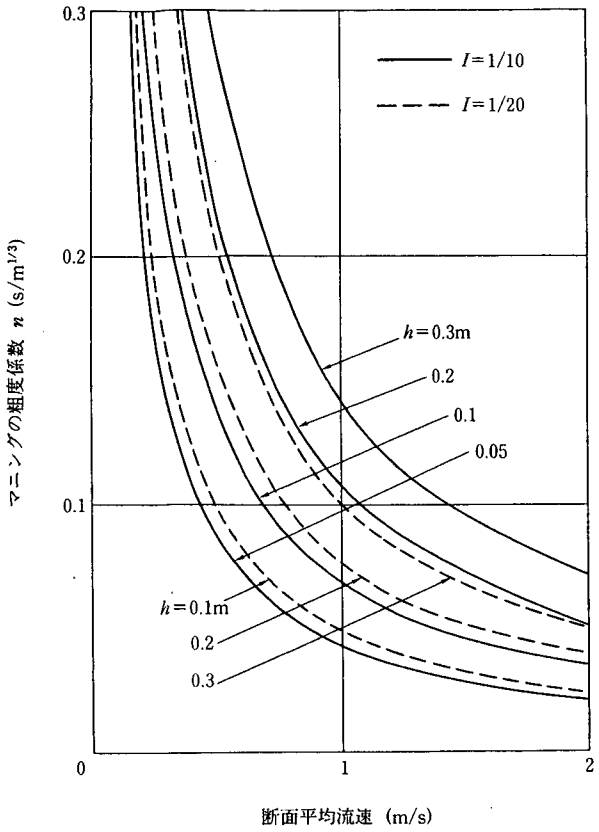


図−1　コンクリート水路の平均流速と水深の関係

減勢方法は2つの方法に大別することができます。一つはプールを用いる方法で，越流やオリフィス流として一旦加速した流れをプールにより減勢します。プール式魚道と呼ばれ代表的なものとして階段式魚道があることはご承知の通りです。今一つは水路内に流れの抵抗となる粗度を設けるご質問の方法です。水路の側・底面に桟状の粗度を設けたデニール式魚道や自然石を配した魚道などがこの型式に該当し，水路式魚道と呼ばれます。プール式魚道では加速流域とプール域が明確に分かれ，両者が繰り返されながら流下していますが，水路式魚道では同種の流れが縦断方向全体にわたって形成されることにその特徴があります。

水路式魚道の設計方法として，まず考えられるのは，図−1に示したような断面平均流速を手がかりにすることです。図−2は水路勾配が1/10および1/20の場合の断面平均流速とマニングの粗度係数n（s/m$^{1/3}$）の関係を水深をパラメータとして示したものです。これに，魚の遡上可能な流速および必要な粗度形状，配置の情報があれば設計が可能というわけです。しかしながら，現在のところ両者の情報は極めて不足しているといわざるを得ない状況にあります。それでは回答にならないので，ここでは水工水資源研究室で実施してきた実験結果を紹介し回答に替えたいと思います。以下に示します結果を参考に設計がなされれば，失敗の少ない魚道の設計が可能と考えます。

水工水資源研究室では，表−1に示す幾つかの幾何学的な粗度形状について実験を実施してきており，表に

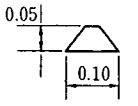
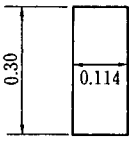
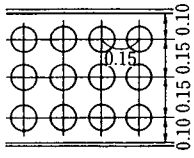
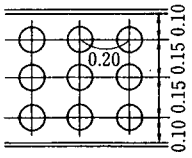
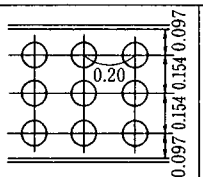
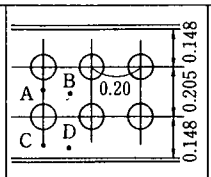
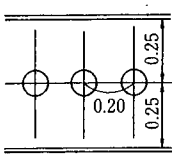


図−2　マニングの粗度係数と断面平均流速，水深の関係

は，幅方向に粗度のない断面での平均水深より求めた n を併せて示しています。これらの水深は，魚道をある程度流下し，流下方向に水深がほとんど変化しなくなる位置でのものです。水深は，粗度の高さ以下，若しくは高さ以上であっても僅かに粗度を越える程度の範囲のものですが，非常に密に配置したお碗型では 0.04 s/m$^{1/3}$ 程度の値となっています。また，比較的密に配置した球では 0.1 s/m$^{1/3}$ 程度の値が得られています。円筒では配置密度を変化させていますが，球と同じ配置の場合には球の 2 倍以上の 0.2 以上の値が得られ，配置が粗になるに従って，急激に粗度係数が小さくなっていることが分かります。

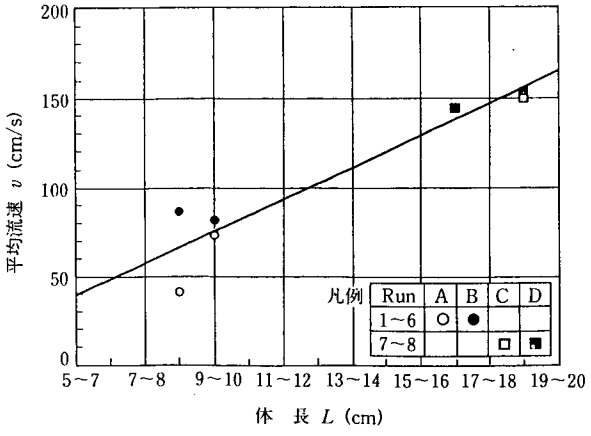
ここで，再び図−2 に戻ってもらうと，例えば水深が 10 cm で流速を 1 m/s 程度以下に抑えようとすると，勾配 1/10～1/20 で 0.05～0.07 s/m$^{1/3}$ の粗度係数が必要となります。こうした粗度係数はお碗型では得られていません。また，水深 30 cm では 0.1～0.14 s/m$^{1/3}$ 程度の粗度係数が必要になりますが，これは，球では，比較的密に配置した上で，球頭が浸るくらいの水深までしか対応ができません。また，円筒ではやや余裕があり，2 列配置程度での対応が可能です。必要な流速の議論は取りあえず後回しとして，ここでは 1 m/s として話を進めてしまいますが，こうした流速はお碗形状では確保が難しい。つまり，丸い自然石の半分以上を壁面に埋設

表−1　粗度形状，配置とマニングの粗度係数

粗度形状（側面図）(m)	楕型		球		円筒					
										
平面配置 (m)										
マニングの粗度係数 n と水深 h	h(m)	n(s/m$^{1/3}$)	h	n	h	n	h	n	h	n
	0.017	0.039	0.099	0.095	0.115	0.24	0.105	0.09	0.114	0.046
	0.042	0.039	0.153	0.062	0.156	0.23				
	0.067	0.039			0.306	0.22	0.318	0.11	0.295	0.050
					0.418	0.11				
実験の勾配	1／10		1／20		1／20		1／20		1／20	

したような魚道では確保が難しいことを示しています。また，球のような形状でも球頂程度までの水深でないと対応ができません。円筒のように，流下断面に対しかなりの断面積で流れを阻害するような粗度（もはや粗度というよりは障害物といったほうがいいかもしれません）が必要になることが分かると思います。

さて，魚の遡上可能な流速ですが，図−3 に円筒での遡上実験結果を示します。図はアユの実験結果より求めたもので，遡上率 50% が得られる流速として整理したものです[1]。凡例の A，B 等の測定位置は表−1 の平面図を示してあります。遡上率の評価は難しい問題ですが，当研究室ではこれまでの実験実績から，遡上が良好な魚道として 50% 以上の遡上率を一応の目安としています。図より，体長の 7〜8 倍程度の流速までであれば 50% 以上の良好な遡上が得られていることが分かります。これはアユの遊泳速度に近い値ということができます。今後の更なる検証が必要なことはもちろんですが，当面は遊泳速度を目安としてそう大きな間違いがないものと考えます。ただし，図示した流速は，流速の速い測線上のものなので，これと図−2 の断面平均流速を直接結びつけることはできません。図−3 に示した例では断面平均流速は図−3 の流速の 70〜80% 程度であり，断面平均流速で検討する場合には，設定流速値にこの程度の余裕を見込んでいる必要があるものと思います。先に 1 m/s の流速をもとに，議論を進めましたが，アユを考えた場合，図−3 からみて，1 m/s の流速もやや大きめの流速値であり，必要な粗度の条件はもっと厳しいと考えておく必要があるでしょう。なお，図−3 の実験は，勾配1/20，水路長 10 m（落差 50 cm）で実施しています。魚道延長（あるいは落差）がこれより大きくなる場合には，休憩プールを設けることも考えておく必要があるでしょう。



図−3 遡上率が 50% となる体長と流速の関係

アユについては，以上の通りです。他の浮遊魚についても，遊泳速度をベースに議論すれば良いものと思います。一方，底生魚については遊泳速度等不明な部分が多く，設計上の扱いが更に難しくなります。円筒の実験ではヨシノボリの遡上も確認できていますが，流速等については必ずしも明らかではありません。ヨシノボリやアユカケでも短距離であれば 1 m/s 以上の流速でも遊泳が可能なことを確認しており，流速を 1 m/s より小さめ（例えば 60 cm 程度以下）に設定するとともに，例えば円筒のような粗度形状であれば，これを主の粗度として，底生魚用に底部に玉石を敷き詰めるなどして休憩場を設ける（ヨシノボリ等が底面のみでなく玉石間も遡上することを確認している）などの配慮が必要と考えます。なお，多様な魚種に対応した魚道として機能させるため，幅方向に水深が変化する（流速低減には水深を小さくすることが効果的です）構造とする，具体的には，水路床を幅方向に階段状に設定する，あるいは勾配をつけるといった配慮も必要でしょう。

以上，突起状の粗度について実施した実験結果を紹介しました。これら実験は，幾何学的形状を用いていますが，景観等を考慮して自然石等の他の形状を用いる場合にも，上記の結果を参考にすれば，適当な設計が可能なものと思います。また，種々の粒径が混在する場の流れについては，河村による研究報告[2]があり参考になるでしょう。一方，桟粗度による魚道としてデニール式魚道が良く知られています。これまでのわが国における遡上実績に関する報告ではデニール式魚道は余り良好な結果を得ていないようですが[3)〜5)]，流速の設定方法が余り検討されないまま適用されてきたのも事実です。デニール式魚道については，既に水理特性もかなり明らかになってきていますので，上述した事柄を参考に適切な流速条件を与えてやればそう大きな間違いはないものと思います。ただし，特に底生魚については桟粗度間に形成される渦との関係など不明な部分が多く，今後の検討に待つところが大きいでしょう。

わが国では階段式魚道が多く用いられてきており，知見も多く蓄積しています。ご指摘のように，近年，水路式魚道の設置も見られるようになっていますが，階段式魚道と比べればまだまだ十分なものではありません。このため，必ずしも所期の効果を得ていない例も見られるようです。その適用に当たっては，目的・位置付けを明確にする必要があるのはもちろんですが，その際，知見

の不十分性を十分配慮し，機能確認のため水理模型実験や現地調査などの必要な調査，あるいは，例えば多様な魚種への対応という観点から設けるのであれば，階段式と併用し，階段式を補完する魚道として位置づけるなどの配慮が必要になると考えます。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

参考文献

1) 柏井条介，菅原崇之：円筒を抵抗とした水路式魚道のアユの遡上実験，土木技術資料，Vol. 35, No. 5, 1997
2) Komura, S.: Hydraulics riffles and their applications to fishways, Proc. of International Symposium on Habitat Hydraulics, Quebec, Canada, Vol. b, pp. B 861～B 872, 1996
3) 原義文，和田吉弘：デニール式魚道における遡上特性，国際魚道会議ぎふ '95, 1995
4) 向井哲也，中村幹雄，東　信行，中村俊六：デニール式簡易組立魚道の実験的研究，国際魚道会議ぎふ '95, 1995
5) S. Nakamura, M. Noda, H. Misawa and Y. Nakahara : Tenporarily Installed Long, SteepDenil Fishway on the Ohkohchi Sabo-Dam in the Abe-Gawa River, 国際魚道会議ぎふ '95, 1995

【技術研究】

水路式魚道の粗度形状と配置

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*
〃　東北地方建設局猪苗代湖ダム工事事務所調査設計課　菅原崇之**
水産庁漁港部防災海岸課　野仲典理***

1. はじめに

ダムや堰，床固め等，河川横断構造物の建設により構造物上下流での落差が大きくなると魚類の移動，特に遡上行動が妨げられる。このため魚道を設け，構造物建設後の魚類の移動の確保が行われる。エレベーター式といった機械力を用いる場合は別として，魚道は通常，水路として設けられる。この場合，通常のコンクリート等の水路をそのまま用いることは，一般には現実的でない。魚の遡上を可能にするためには，流速を押さえる必要があり，勾配をかなり小さくする必要がある。つまり，非常に長い水路長を必要とするためである。このため，急勾配水路での遡上が可能なよう，水路に減勢機能をもたせる必要がある。

減勢の方法はプールによるものと水路内に粗度を設けるものに大別することができる。プールによる方法は水路内に隔壁を設けてプールを形成させるもので，隔壁の越流水脈，あるいは隔壁に設けたオリフィスからの放流水脈をプールによる減勢させるものである。わが国で最も一般的に用いられている階段式魚道はその代表的なものであり，流れは隔壁部分での加速，プールでの減速を繰り返しながら流下する。これに対し，水路内に粗度を設ける方法では上下流方向にほぼ同様の流れが流下し，デニール式魚道等の魚道が知られている。

プール式の代表的魚道である階段式魚道については，近年，和田[1]を中心に実験的研究が行われ，隔壁越流部を滑らかにして流線の剥離を生じさせないこと，切り欠きを一列に並べることなどの知見が蓄積され，設計方法の改善が行われてきている。

一方，水路に粗度を設ける水路式魚道については，欧米で注目されているデニール式魚道がわが国に紹介され設置をみてきたが，アユや底生魚といった遊泳力の比較的弱いわが国の魚種に対しては，必ずしも良好な結果を得ていないのが現状である[2)~4)]。この原因の一つとして，欧米での実績を，魚種の違いを考慮せずそのままわが国に適用したことが考えられ，わが国の魚種に対応するための設計手法が必要と考えるが，現在のところその整理はなされていないようである。

近年では，水路式魚道として，鳴鹿大堰[5)]などに見られるように，水路に粗石を配した魚道が見られるようになっている。鳴鹿大堰の例は，階段式魚道と併設し，多様な流れの場を提供し，多様な魚種に対応しようとするものであり，同様の目的でこうした粗石を配した魚道を設置する例が次第に増えている。この種の魚道は，自然的な景観を創出するものとしても期待されているが，水路にどのような粗度，つまり凹凸を付ければよいかについては十分な知見が得られていないのが現状であり，粗石の安易な設置を行ったため，結果として魚道として機能しない例も聞かれる。

上記状況および次に示すような効果を期待し，本報告では，粗石のような突起物による粗度を対象に，水路式魚道に必要な粗度の形状，配置の基本的考え方を提示することを目的とした。

（1）本対象とする水路式魚道では，横断方向に粗度の配置や水路床標高を変化させることにより，水深，流速の変化する多様な流れの場を形成させることが可能であり，加速と減速を流れの基本パターンとするプール式と比べ，より多様な魚種への対応が期待される。

（2）階段式魚道は，流入部の水位変化の影響を受けやすく，水位変化への追随性が悪い。本対象の

* 室長
** 課員
*** 係長

水路式魚道では粗度規模を高くして流れの2次元性を保ってやれば，より大きな水位変化への対応が期待される。

（3） 水路式魚道は，プールを要せず，土砂の魚道内堆積を軽減することが期待されるとともに，堆積を生じた場合にも排出が比較的容易と考えられる。また，プールを要しないことから水路の空間そのものを小さくでき，構造物形状や周辺地形等の設置条件への対応のバリエーションを広げることができる。

これらは，何れも机上の検討として期待できる事柄であり，実際にどの程度の効果を得ることができるかについては今後の検討に負うところも多い。ただし，(2) については本報告において確認する。また，(1) については，実験検証は行っていないものの本調査結果からの類推として，得られるであろう多様な水深・流速場をその方法と併せて提示する。

なお，本報告の内容の一部については，既に文献6) や7) において報告しているが，本報告はこれらを大幅に加筆，修正したものである。

2. 調査方法

調査は水理模型実験により実施し，粗度形状・配置と水理特性の関係を整理した。また，アユを対象に遡上実験を行い，遡上効果との関係を調査した。

魚道の水理模型実験では相似性が特に問題となる。すなわち，遡上実験を行う場合には，魚の相似則が不明であるという決定的な問題がある。また，水理特性を調査する場合にも，もともとの現象における流れの規模（例えば水深）が小さいため，安易に縮尺模型を用いると粘性や表面張力の影響が顕著になり，開水路流において用いられるフルードの相似則の成立が怪しくなる。このため，実験模型は原型規模を念頭に製作した。

実験対象とした粗度は，球や円筒等の幾何学的形状とした。本調査は粗石を念頭にしているが，自然石の形状は余りに不定形であり，その形状評価を行う意味でも，まず幾何学的形状での実験が必要と考えた。もちろん，景観的な配慮を厳密に考える必要がなければ本調査の形状をそのまま適用することも可能である。

遡上実験はアユを主たる対象としたが，これは，アユがわが国の代表的な回遊魚であり，遊泳力を始め，遡上に関する知見が多く存在すること，実験魚の入手が容易なことによる。アユは，浮遊魚で他の代表的な回遊魚であるサケやマス等に比較して体長が小さく，遊泳力が比較的小さい。したがって，これら魚種と比べ魚道設計上の制約が大きいものと考えることができる。

3. 粗度形状・配置と水理特性

（1） 実験概要

図−1に実験での粗度形状・配置および水路勾配を，図−2に，実験水路全体の概要を示す。実験で用いた粗度は，円錘の上方をカットした椀型，球，円筒の3形状であり，椀型では，粗石を埋め込んだ場合を，球では浮石として固定した場合を，円筒は縦長の粗石を想定している。配置は3列配置を基本とし，円筒では2例，1例についても実施した。配置は全て直列配置とし，上下流方向の間隔は，椀型では0.15 m，その他のケースでは0.2 mとした。直列配置としたのは，魚の遡上行動に対し粗度そのものによる妨害が生じないよう配慮したものである。実験は幅50 cmの水路を用い，椀型の実験では1/10勾配の水路を，その他の形状では1/20勾配の水路を用いた。1/10水路の延長は7.2 m，1/20水路の延長は15.2 mであり，上流端には，流れの剥離の影響を減じるため0.2 mの水平部を設け，粗度を配置した。

各形状・配置における測定項目・条件を表−1に示す。実験での測定項目は流量，水深，流速の各項目である。表中には遡上実験の有無についても併せて示してあり，椀型については流速測定および遡上実験は実施していない。また，先に述べたように，球については，列数を変化させた実験は実施しておらず，実験ケースは必ずしも体系立ったものとなっていない。後にも示すように，遡上実験は労力・時間を要し，かつ実験時期に季節的な制約がある。すなわち，限られた費用・期間における実験ケース数の制約が大きい。そこで本実験では，効率的に実験成果をあげるため，実験結果を逐次チェックしながら遡上可能と考えられる形状・配置を推察し，これを優先的に実験ケースとして採用することとした。実験ケースが必ずしも体系立っていないのはこのためである。

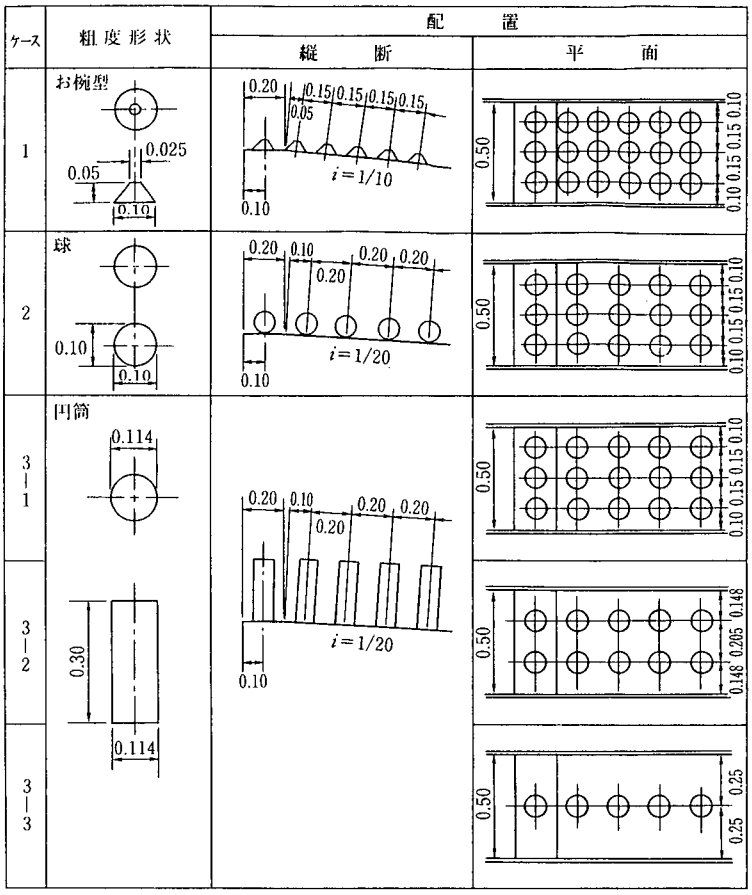
なお，表中の実験条件を表すH_0は水路上流端標高を基準とする上流水路での全水頭を表している（図−2参照）。また，粗度なしのケースは，図−2に示す水路のみの実験を意味している。

本章では，表−1に示す各種実験のうち粗度形状・配置と水理特性に関する部分を解析・整理する。

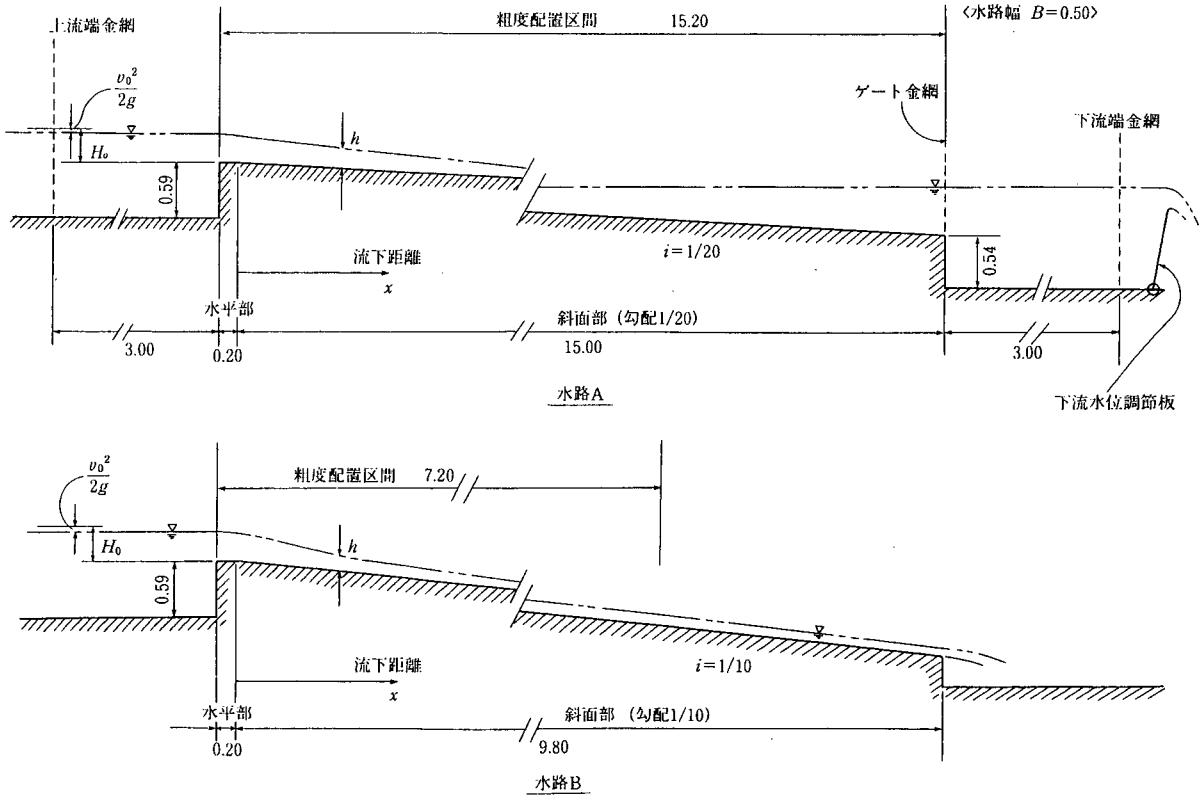
（2） 実験結果

ⅰ） 幅方向の平均水深

図−3に平均水深hと斜面流下距離xとの関係例を示す。図は，円筒を3列配置したケース3−1での結果であるが，水深が粗度高30 cmより大きい場合を除き，



図−1　実験を行った粗度形状と配置（単位 m）

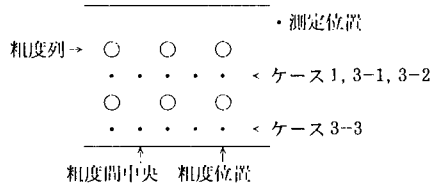


図−2　実験水路概要（単位 m）

表−1　実験ケース一覧

粗度形状・配置	H_0 と流量の関係	水面形	流速分布[1]	遡上実験
ケース1 お椀型3列 1/10勾配	○	H_0= 5.00 cm 10.01 15.05	−	−
ケース2 珠3列 1/20勾配	○	H_0=12.61 cm 21.03	同　左	同左
ケース3−1 円筒3列 1/20勾配	○	H_0=11.77 cm 17.03 33.02 49.90	同　左	同左
ケース3−2 円筒2列 1/20勾配	○	H_0=14.23 cm 36.04	同　左	同左
ケース3−3 円筒1列 1/20勾配	○	H_0=19.63 cm 42.52	同　左	同左
粗度なし[2] 1/10勾配 1/20勾配	○ ○	H_0= 5.00 cm 10.02 15.07 H_0=31.83	 同　左	− 同左

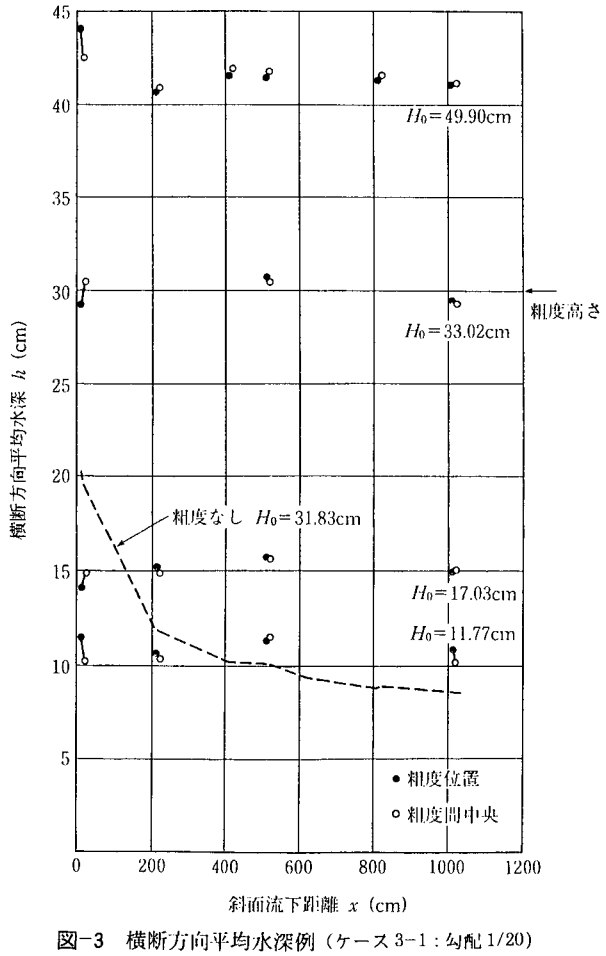
注：1)　ケース1, 3−1, 3−2は列に並んだ粗度間の中央位置にて，3−3は粗度と壁面間の中央位置で鉛直方向の分布を測定。粗度なしは水路中央にて測定。



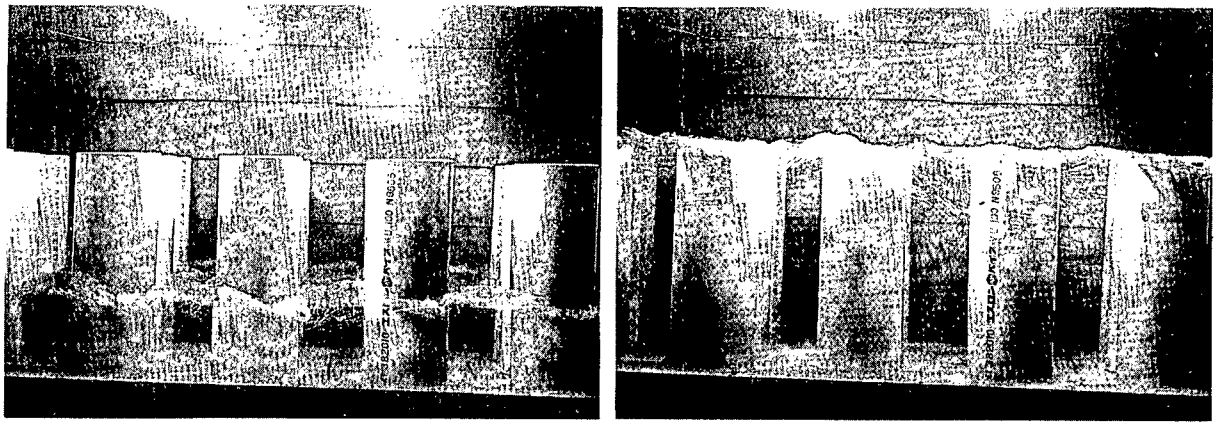
2)　粗度なしは図−2に示す水路のみの場合であり，上流端に20 cmの水平図を有している。

上流端付近から水深はほぼ一定で推移していることが分かる。このように，水深が上流端からほぼ一定となるケースとして他にケース2および3−2での測定ケースがある。一方，水深が粗度高より大きい H_0=49.9 cm場合には，上流端付近の水深がやや大きい傾向を示している。同様の傾向は，ケース1および3−1でも見られており，H_0 が大きいほどその差も大きくなる傾向がある。ただし，何れの測定ケースにおいても，1~2 m流下後にはほぼ一定の水深となっており，比較的速やかに等流状態に推移している。図には，比較のため，粗度なしの水面形についても示してあるが，粗度がない場合には，10 m流下後にも水面が低下し続け，流れが加速していることが分かる。同じ H_0 の場合のケース3−3の結果と較べ，水深はかなり小さく，粗度なしでは非常に流速が大きくなることが確認される。なお，粗度なしの水面計測定結果は，壁面を滑面とした不等流計算によりよい一致をみており，模型壁面は滑面として取り扱うことができる。

図の例では，粗度位置および粗度間中央位置での水深差はほとんど見られないが，ケース1および2で水深が粗度高以下の場合には両者の差がやや大きく，ケース1では粗度間中央の，2では粗度位置での水深が小さい傾向がみられた。写真−1には，ケース3−1での流況例を示すが，水面は，粗度の間隔と同じ波長で変動を繰り返していることが分かる。この水面変動は水深が小さい程顕著である。後に示す流速分布によれば，上下流方向に粗度のない測線上の流速は，粗度位置より粗度間中央で大きくなっており，流れは粗度位置で堰上げられ，下流に向かって加速しているものと推察される。ケース1や2でみられる粗度位置，粗度間での水面差はこうした流れの加速・減勢の繰り返しにより生じているものと思われる。両者の大小関係が逆になっている理由は明らかではないが，加速・減勢に伴う水面変化と粗度間隔等の関係が異なるためと推察される。ちなみにケース3−1の水深が小さい場合の最小の水深は粗度下流端付近で生じており，粗度間位置では減勢に伴う水面上昇がみられ，結果として粗度位置と同程度の水深となっている。ケー



図−3　横断方向平均水深例（ケース3−1：勾配1/20）



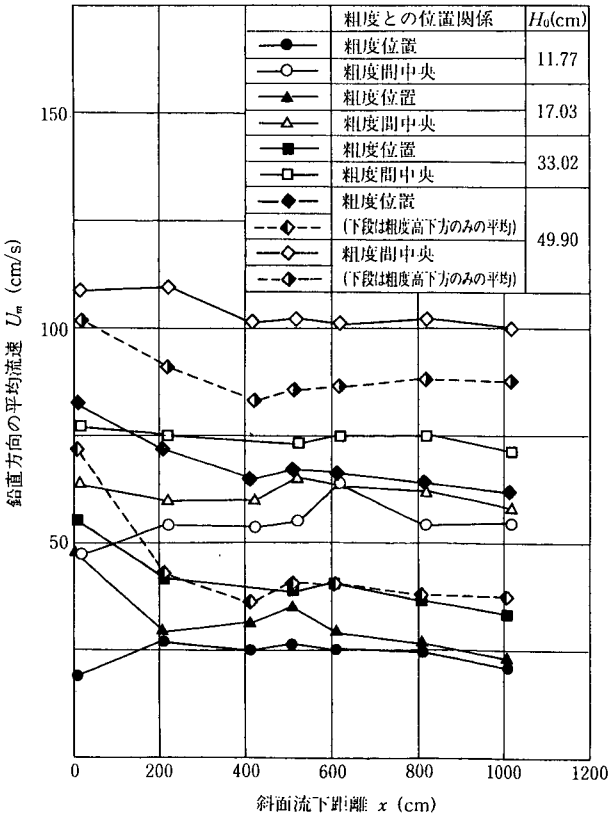
5 m 水深＝10 cm　　5 m 水深＝30 cm

写真−1　ケース 3−1 の流況

ス 1 を除き，測定は粗度位置および粗度間中央の 2 点で行ったが，両者に余り差がない場合でもこのような水面変動があるので注意が必要である。なお，水深が粗度高より大きくなれば，この水面変動は急速に小さくなる。

ii）　粗度のない測線上の流速

図−4 にケース 3−1 の各測点の鉛直方向の平均流速 u_m と流下距離 x の関係を示す。測線は，上下流方向に粗度のない位置でのものであり，粗度下流に形成される



図−4　鉛直方向の平均流速例（ケース 3−1：円筒間中央測線）

であろう逆流域の影響の無い位置のものである（表−1 の注を参照）。図より，粗度位置の平均流速に比べ粗度間中央での平均流速が大きくなっており，先にも述べたように粗度位置で流れが堰上げられ下流に向かって加速していることが推察される。この傾向は流速測定を実施したケース 2 および 3 の何れのケースにも共通する傾向であり，粗度の配置密度を変化させたケース 3 の結果によれば，両者の差は粗度の配置が密なほど大きく，ケース 3−3 では差はほとんどなくなっている。流速は H_0 が大きいほど大きくなる傾向があり，H_0 が同程度の場合，球の 3 列配置であるケース 2 の流速は，円筒の 2 列配置であるケース 3−2 と 1 列配置であるケース 3−3 の間にある。図には，水深が粗度高さより大きい H_0=49.9 cm のケースについて，粗度高下方のみでの平均流速を併せて示しているが，粗度高下方の流速がかなり小さいことが分かる。

図−5 にはケース 3−1 での鉛直方向の流速分布を示す。図に示した分布は流下距離 5 m 近傍のものであり，ほぼ等流状態でのものである。また，流速は鉛直方向の平均流速 u_m で無次元化して示してある。図より，H_0 が小さい場合には下方の流速が大きい分布形を示し，H_0 の増加に伴い一様分布に近づく傾向を示していることが分かる。また，H_0=49.9 cm の分布から，水深が粗度高より大きい場合，粗度高下方に比べ上方の流速がかなり大きくなることが確認される。更に，粗度間中央に比べ粗度位置での流速変化が顕著になる傾向が見られている。2 列配置であるケース 3−2 の流速分布は，粗度間中央，粗度位置での差がみられず，ケース 3−1 の粗度間中央とほぼ同様の流速分布となっている。図−6 は，粗度の配置が疎であるケース 3−3 の流速分布を示したものであるが，分布は一様となる傾向を示してお

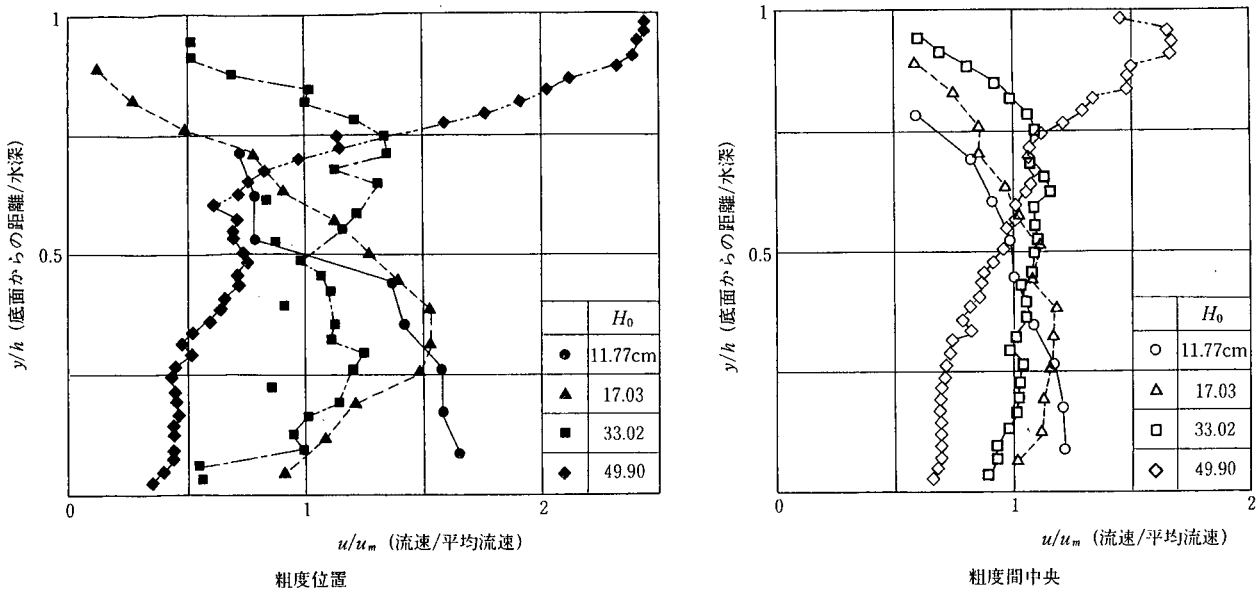


図-5　流下距離 5 m 位置での流速分布（ケース 3-1：円筒間中央）

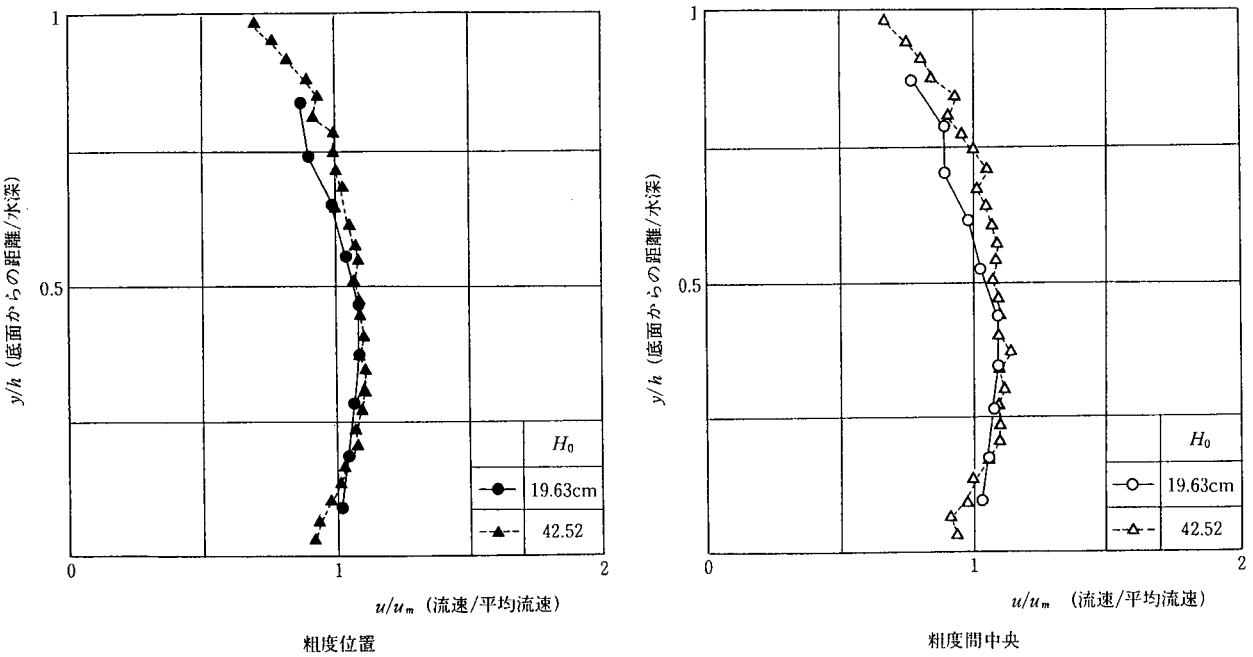


図-6　流下距離 5 m 位置での流速分布（ケース 3-3：円筒-側壁間中央）

り，H_0 による変化もあまり見られない。球を配したケース 2 の水深が粗度高以下での鉛直方向流速分布はケース 3-3 とほぼ同様である。

iii）　等流状態での抵抗について

以上，水深および流速の測定結果を概観した。本節では，各ケースの抵抗特性について検討を加える。水路の抵抗の表現として摩擦係数を用いる方法とマニングの粗度係数を用いる方法がよく用いられており，ここでは，次のマニングの粗度係数を用いるものとする。

$$n=(R^{2/3}I^{1/2})/v_e \qquad (1)$$

ここに，n：マニングの粗度係数，R：径深，I：エネルギー勾配，v_e：断面平均流速である。

水路の抵抗は，流下面積に対する粗度の占める面積の影響が大きいものと考えられる。ここで，次の遮蔽率 α を用い，粗度間中央断面で得られた平均水深データから求めた n との関係を調べることとした。

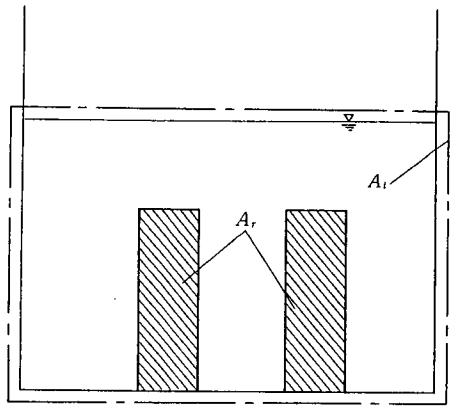
$$\alpha=A_r/A_t \qquad (2)$$

ここに，A_r：粗度の流れ方向の投影面積，A_t：粗度を

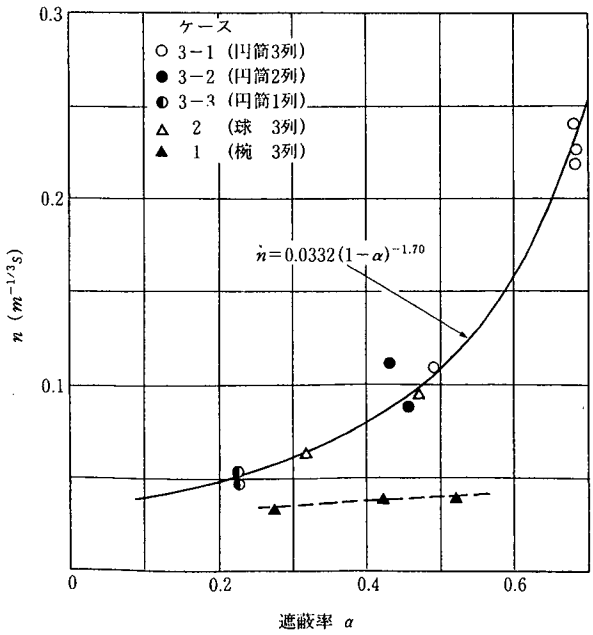
含む，水路全体の断面積（図−7参照）である。図−8にnとαの関係を示す。図より，円筒であるケース3と球であるケース2はほぼ同様の関係にあり，αが大きくなるに従って，粗度係数も大きくなる傾向があることが分かる。また，お椀型のケース1では，αによるnの変化はあまりなく，同じαでも球や円筒と比較して小さいn値となっている。すなわち，椀型は，球や円筒に比べて抵抗の小さいあまり効率的でない形状ということができる。図中に示した実線は，ケース2および3の結果から求めた次の近似曲線であり，本式を用いてこれら形状での粗度係数を求めることができる。

$$n=0.0332\,(1-\alpha)^{-1.70} \qquad (3)$$

なお，今回の実験では上下流方向の粗度間の距離については変化させていない。したがって上式の適用条件として，粗度間距離（粗度中心と粗度中心間の距離）が$2L$（L：円筒径または球径）程度，の条件を考慮しておく必要がある。



図−7　遮遮蔽率α_0の説明図



図−8　遮蔽率αとマニングの粗度係数nの関係

ところで，球や円筒による抵抗は，形状抵抗および水面の造波抵抗によるものと考えてよく，今回の実験のようにレイノルズ数が大きい場合にはレイノルズ数の影響を余り受けないと考えてよいであろう。したがって，現象はフルード数が支配的と考えられる。今回の実験では球や円筒の径は変化させていないが，フルード相似が成立することを想定すると，nは径の比率の1/6乗に比例し，径の影響はあまりないと考えてよい。したがって，径が多少変化しても式(3)は成立するものと考えてよいものと思われる。一方，水路勾配iが変化する場合の式(3)の適用性については明確ではないが，ここでは，通常の水路での取扱いと同様に，勾配変化によるnの変化は無視できるものとし，式(1)および(3)を用いてαと断面平均流速v_e，径深Rの関係を求めると図−9のようになる。当然のことながら，あるvを得るためのαは，Rが大きいほど，また，水路勾配i（計算では等流状態を想定し，$I=i$としている）が大きいほど大きくなる。今，仮にv=0.5 m/sでR=0.2 mの場合を考えると，i=1/20, 1/15, 1/10, 1/5でのαは，それぞれ0.6, 0.63, 0.67, 0.73程度となる。球での水深＝直径とし，互いに接するように配置した場合のαは0.785であり，勾配が大きくなると極めて密な配置が必要になり，隙間が小さくなることが分かる。

ⅳ）流量特性

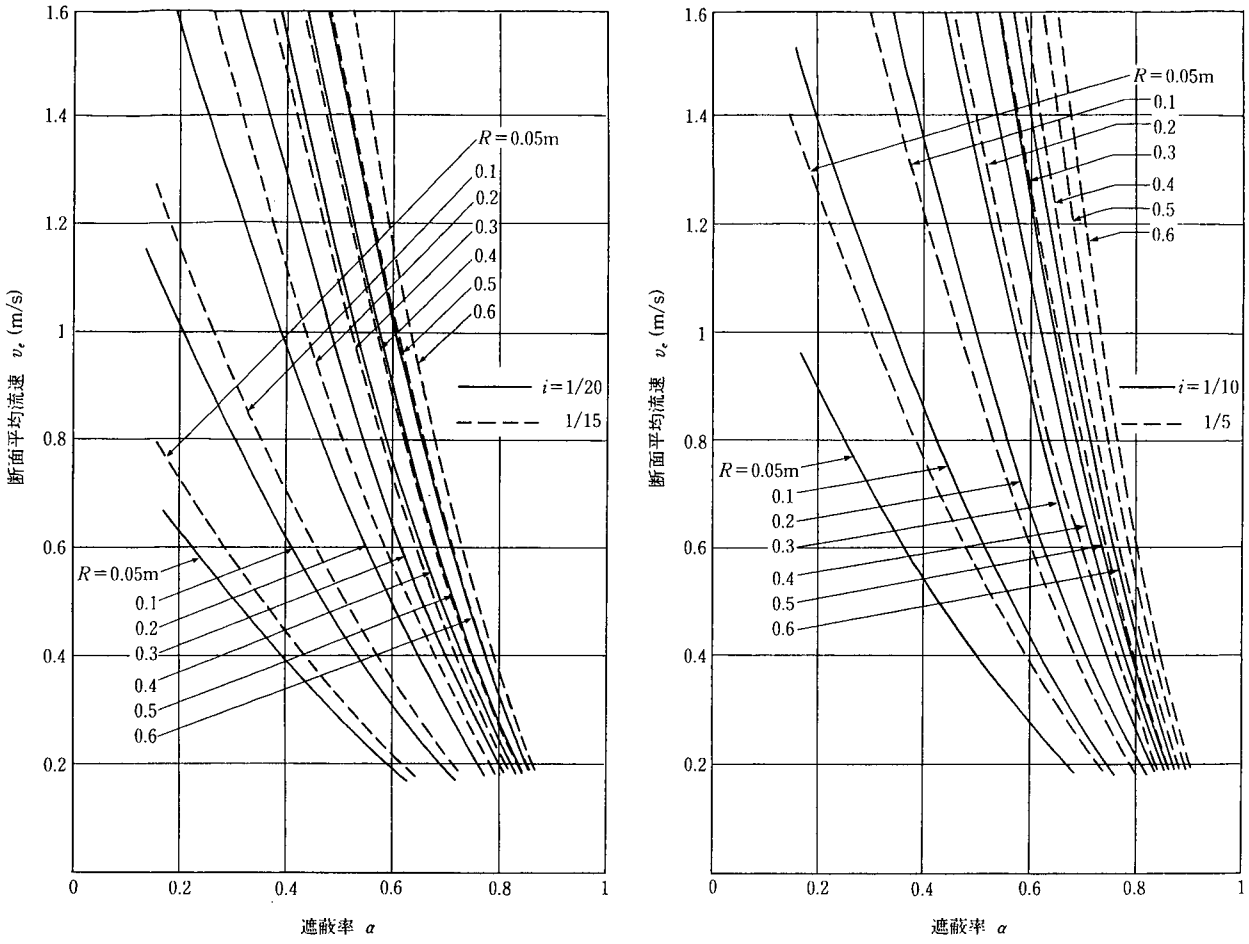
3.(2),ⅲ）の検討により，水路内の平均的な水深を求めることができ，この関係をそのまま上流端にまで延長させて流量Qを求めるのを一つの方法である。この場合，所定のH_0に対応したQは，式(1)および

$$H=av_e^2/2g+h \qquad (4)$$

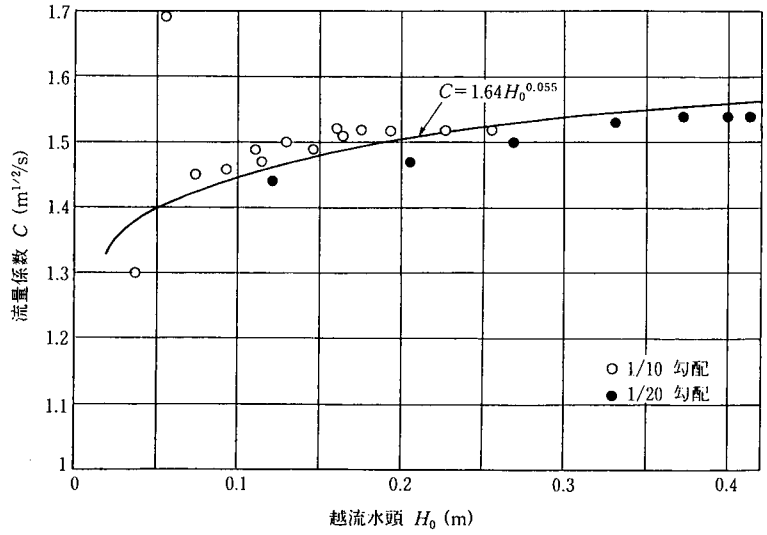
よりhを求めた後，次式により求められる。

$$Q=v_eBh \qquad (5)$$

ここに，a：エネルギー補正係数，v_e：断面平均流速，h：水深，B：水路幅，g：重力加速度である。今，実験結果に対し，通常の開水路で用いられるように$a\fallingdotseq1$としてQを求めると，計算値は実験値よりかなり大きな値を示す結果となった。上記方法でQの推定精度に問題が生じる場合として，等流に達するまでの区間のエネルギー損失が小さく，その影響が無視できない場合が考えられるが，エネルギー損失が小さい影響を加味すると，計算値のQは更に大きくなる。したがって，計算値と実験値の差の最も大きな要因は，実際のエネルギー補正係数aがかなり大きく，1と仮定したことに原因が



図−9　断面平均流速 v_e, 径深 R, 遮蔽率 α の関係（円筒，球）



図−10　粗度なし水路の C と H_0 の関係

あるものと考えられる。実際，粗度の後方には逆流域が生じるなど，断面内の流速分布はかなり複雑なものであり，a はかなり大きいものと推察される。ここで，実験値より a を逆算し，その設定方法を検討するのも流量算定方法を示す一手法であるが，この場合にも加速区間でのエネルギー損失の影響の問題は依然として残る。ここでは，流入部の流れの状況が支配断面をもつ越流的な流れの状況を示していることを考慮し，越流量を表す場合によく用いられている流量係数 C により流量特性を検討することとした。C は次式で表される。

$$C=Q/BH_0^{1.5} \qquad (6)$$

図−10 に粗度のない場合の C と H_0 の関係を示す。C は勾配の影響を受けるようであるが両者の差は小さく，今回の実験形状については，両者のデータから求められる次の実験式により精度のよい推定できる。

$$C=1.64\,H_0^{0.055} \qquad (7)$$

実際の C は入口形状，下流勾配等により影響を受けるものである。これについては，これまで種々の検討かなされているので，既往の文献をもとにある程度の推定が可能である。さて，粗度がある場合の影響であるが，ここでは，次のような表現方法を考える。

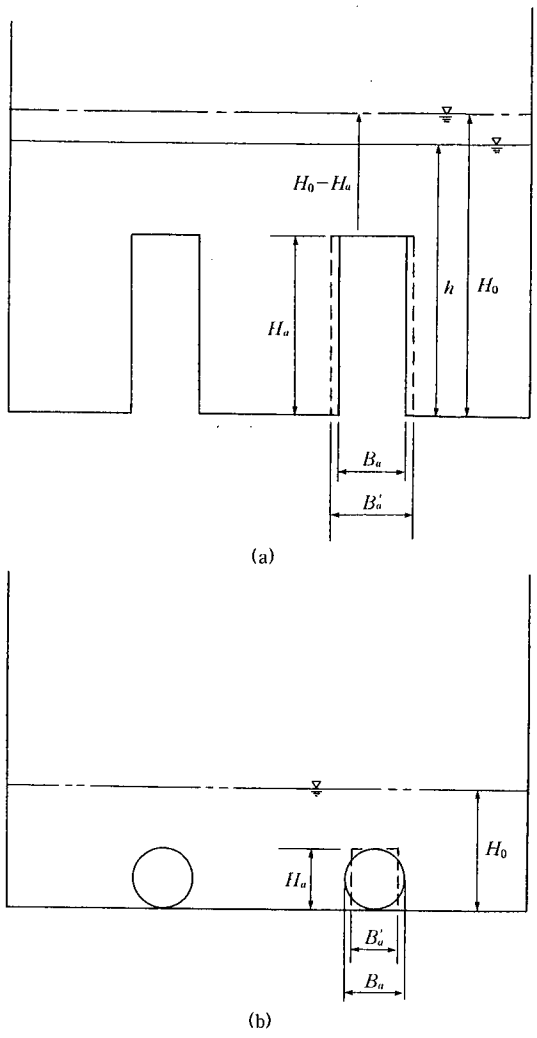
今，円筒の場合を考えると（図−11 (a)），円筒のあることにより円筒幅 B_a の部分の越流水頭は H_0-H となり，流量は

$$Q=C_1(B-nB_a)H_0^{1.5}+C_2nB_a(H_0-H_a)^{1.5} \qquad (8)$$

にて近似的に表すことができよう。ここに，B_a, H_a はそれぞれ，粗度の幅および高さであり，C_1, C_2 はそれぞれ越流水頭が H_0, H_0-H_a での流量係数を示す。基本的には式(8)で表現できるものとして実際には B_a, H_a の影響には形状の要素が入る。ここでは，こうした形状の要素を幅の影響して集約させ，B_a の替わりに影響幅 B_a' を用いることとする。即ち，式 (8) の代わりに，

$$Q=C_1(B-nB_a')H_0^{1.5}+C_2nBa'(H_0-H_a)^{1.5} \qquad (8)'$$

を用いる。以上は円筒を対象に考えた場合であるが，球および椀型の影響につても，同様に粗度高さ H_a と影響幅 B_a' によるものとして表現するものとした（図−11 (b)）。流量係数式として式 (7) を用い，実験結果から Ba'/B_a を求めた結果を図−12 に示す。ここで，B_a として，球では直径を椀型では底面の直径を用いている。図より，円筒のケースでは，H_0/Ha が大きくなるに従って，大きくなる傾向があるものの B_a'/B_a はほぼ 1 の値をとっていることが分かる。一方，球および椀型では，$H_0/H_a=1$ 付近で大きく変化しており，球では $H_0/H_a=1$ 付近でピークをもつのに対し，椀では $H_0/H_a=1$ 付近で急激に小さくなっている。このように，B_a'/B が H_0/H_a により急激に変化するのは，式の実用性という意味ではやや問題があるが，これら形状は $H_0/H_a<1$ では H_0 により水面下の形状が変化する複雑なものであり，その表現がある程度複雑になるのは止むをえないであろう。

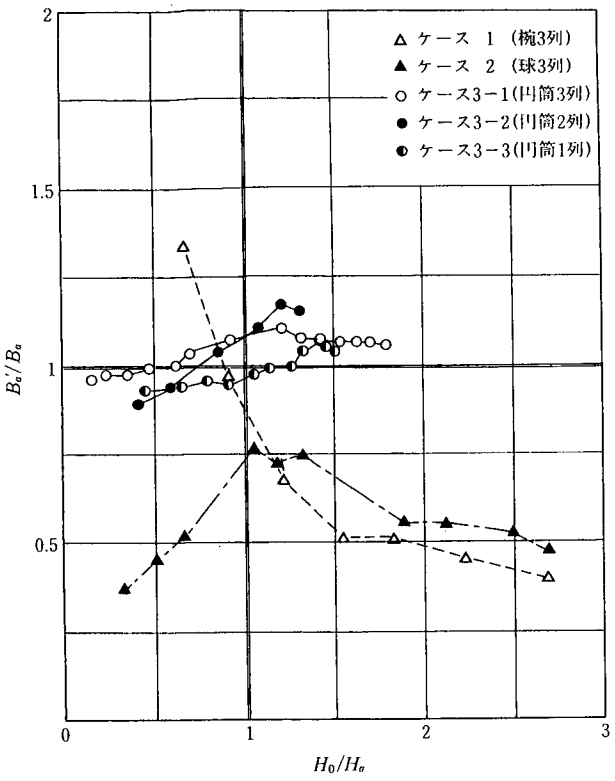


図−11 越流諸量の説明図

4. 粗度形状・配置と遡上特性

(1) 実験概要

通常の水理模型実験は縮尺模型を用いて実施されるが，魚の遊泳に関する相似則は明らかでない。今後明らかになる見通しもない。魚の遊泳と流速場の関係がある程度明らかになっていれば，縮尺模型を用いた水のみの実験により判断することも可能であるが，現状の知見は不十分なものであり，本調査では遡上実験による検討を実施した。



図−12 H_0/H_a と B_a'/B_a の関係

実験対象魚はわが国の代表的な回遊魚であるアユを主体とした。実験ケースを表−2 に示す。実験は図−2 の 1/20 勾配水路において，下流水位調節板を用いて下流から 5 m 位置まで背水を生じさせて実施した。これは，下流プールへの流れのすり付けをできるだけスムーズにするための措置であり，1/20 勾配魚道としての水路斜面長は 10 m，総落差は概ね 50 cm（上流付近の損失の状況により異なる）である。また，魚が遡上するためにはある程度の水深が必要であり，H_0 の条件設定は，等流状態が得られる流下距離 5.2 m 位置での水深（以下 5 m 水深という）が所定の水深になるように実施した。表−2 の第 2 枠内の（ ）は，この 5 m 水深を示している。実験水路は片側が透明ガラス張の水路であるが，魚は側方および下方からの光に反応すると考えられるため，暗幕を垂らすとともに，実験中は極力魚に人的刺激を与えないよう配慮した。

遡上実験はもちろん魚道の対象魚が遡上し得るか否かを検討するため実施するものである。その方法および評価方法については，アユの遡上意欲の問題もあり十分には確立されていないのが現状である。しかしながら，検討は進められており，多くの遡上実験を実施してきている和田[8]は，対象魚種の遡上時間帯を把握した上での実験を推奨している。これは，魚道の遡上実験の目的が，「遡上意欲のある魚種」が遡上可能な流れかどうかを検討することにあることを考えれば妥当な手法と考えられ，本調査でもこの考えに基づき実験を実施することとした。

本遡上実験を実施した土木研究所ダム水理実験施設内での既往の実験検討によれば，日出，日没の照度変化が大きい時間帯（特に日出）を中心にアユの遡上活動がさかんになることが示されている。このことを踏まえ，本調査では，

（1） 午後 3：00 に実験魚を魚道水路下流プールに投入する。このとき，プールと魚道水路間には金網ゲートを設け魚道水路内への遊泳を遮断しておく。

（2） 1 時間ほどアユを遊泳させ，落ち着かせたのち午後 4：00 に金網ゲートを開き，実験の開始とする。

表−2 遡上実験ケース一覧

a. アユの遡上実験

粗度形状・配置	H_0 (5 m 位置水深)	実験日	実験魚体	
			体長	体重
ケース 2 珠 3 列 1/20 勾配	12.61 (10) cm 21.03 (15)	平成 8 年 平成 8 年	5.1～10.2 cm 4.5～10.4	0.9～ 7.5 kg 0.6～ 6.8
ケース 3−1 円筒 3 列 1/20 勾配	11.77 (10) cm 17.03 (15) 33.02 (30) 49.90 (42)	平成 8 年 7 月 23 日～24 日 平成 8 年 7 月 24 日～25 日 平成 8 年 7 月 25 日～26 日 平成 8 年 7 月 29 日～30 日	4.7～11.3 cm 4.3～10.3 5.6～10.8 3.8～11.8	0.7～ 8.6 g 0.5～ 7.2 0.9～ 7.3 0.5～11.1
ケース 3−2 円筒 2 列 1/20 勾配	14.23 (10) cm 36.04 (30)	平成 8 年 7 月 31 日～8 月 1 日 平成 8 年 8 月 1 日～2 日	6.7～12.4 cm 5.4～11.8	1.5～13.5 1.3～10.6
ケース 3−3 円筒 1 列 1/20 勾配	19.63 (10) cm 42.52 (30)	平成 8 年 9 月 19 日～20 日 平成 8 年 9 月 24 日～25 日	12.6～19.6 cm 12.6～19.9	15.4～64.4 g 12.8～59.3
粗度なし 1/20 勾配	31.83 cm	平成 8 年 9 月 26 日～27 日	10.5～20.4 cm	6.4～64.6 g

（3） 翌日の午前9：00に通水を停止し，遡上実験の終了とする。実験魚数の全体および，遡上魚数を実験終了後に捕獲し数える。

ことにより実験を行った。既往のアユの遡上実験によれば，上記方法により，依然としてバラツキはあるものの，比較的良好な遡上率（遡上魚数を全実験数で除したもの）の再現性を得ている。また，実験の再現性を得るためにはある程度の尾数が必要であり，先に示したように1回あたりの実験尾数は100尾を目安に投入した。なお，実験では，一旦遡上した後に降下・遡上を繰り返すアユが見られており，実験で得られた遡上率は実際のそれより小さいことが考えられる。実験で用いたアユは養殖魚である。

（2） **遡上実験結果**

i） 体長別の遡上率

遡上した尾数および遡上しなかった尾数の体長別の分布には，図−13に例示したような2種類の傾向が見られている。すなわち，両者の分布形が同様で体長による傾向が明確でないものと，遡上したものが体長の大きな魚体に片寄る傾向があるものの2つであり，それぞれ次のケースが該当する。

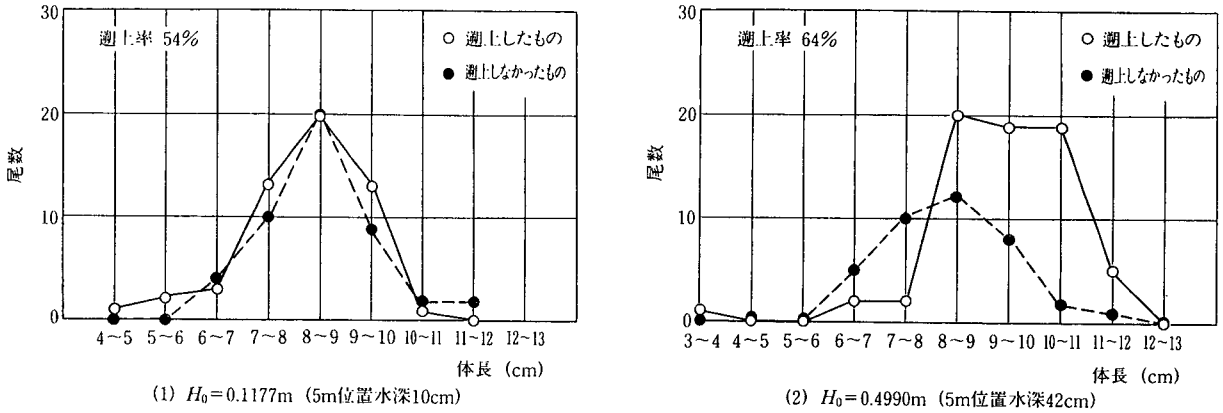
①体長による傾向が明確でないケース

ケース3−1の5m水深10, 15, 30 cm

ケース3−2の5m水深10 cm

②遡上魚が体長の大きな魚体に片寄るケース

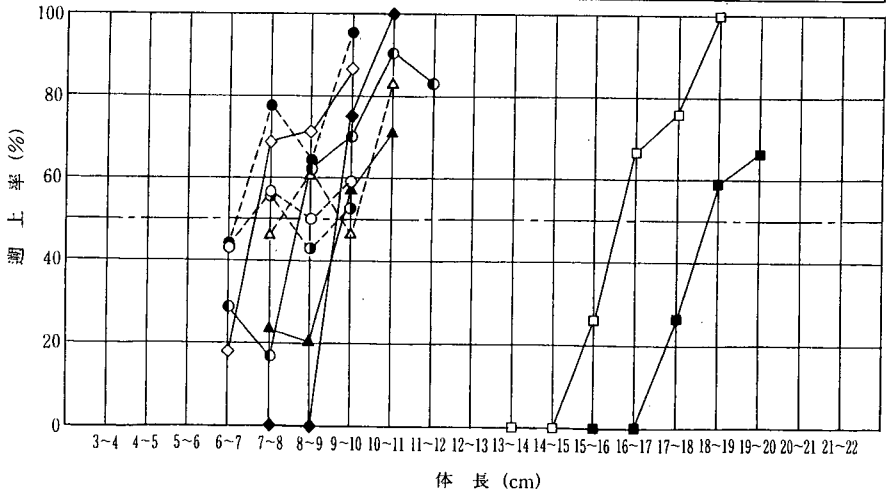
ケース2の5m水深10, 15 cm



(1) H_0=0.1177m（5m位置水深10cm）　(2) H_0=0.4990m（5m位置水深42cm）

図−13 アユの遡上尾数と体長の関係例（ケース3−1：円筒3列）

	ケース2(球3列)		ケース3−1(円筒3列)		ケース3−2(円筒2列)		ケース3−3(円筒1列)
	H_0(5m位置水深)		H_0(5m位置水深)		H_0(5m位置水深)		H_0(5m位置水深)
◇	0.1261m(10cm)	○	0.1177m(10cm)	△	0.1423m(10cm)	□	0.1963m(10cm)
		●	0.1703m(15cm)				
◆	0.2103m(30cm)	◑	0.3302m(30cm)	▲	0.3604m(30cm)	■	0.4252m(30cm)
		◐	0.4990m(42cm)				



図−14 アユの体長別の遡上率（5尾以上のもの）

ケース 3−1 の 5 m 水深 42 cm
ケース 3−2 の 5 m 水深 30 cm
ケース 3−3 の 5 m 水深 10, 30 cm

①に較べ，②は水深が大きいか粗度の配置が疎なものが該当している。すなわち，流速が比較的速いケースとなっており，このため体長の小さい魚の遡上が阻害されたものと思われる。

図−14 には体長別の遡上率を示す。ただし，遡上率を求めるためにはある程度以上の魚数が必要であり，当該体長内に 5 尾以上の実験魚がない場合は省いてある。当然のことながら，②のケースでは体長が大きくなるにしたがって遡上率も高くなる右上がりのグラフを示している。一方，①のケースは体長と遡上率の関係が明確でないが，遡上率は 40〜60% 以上の値を示している。

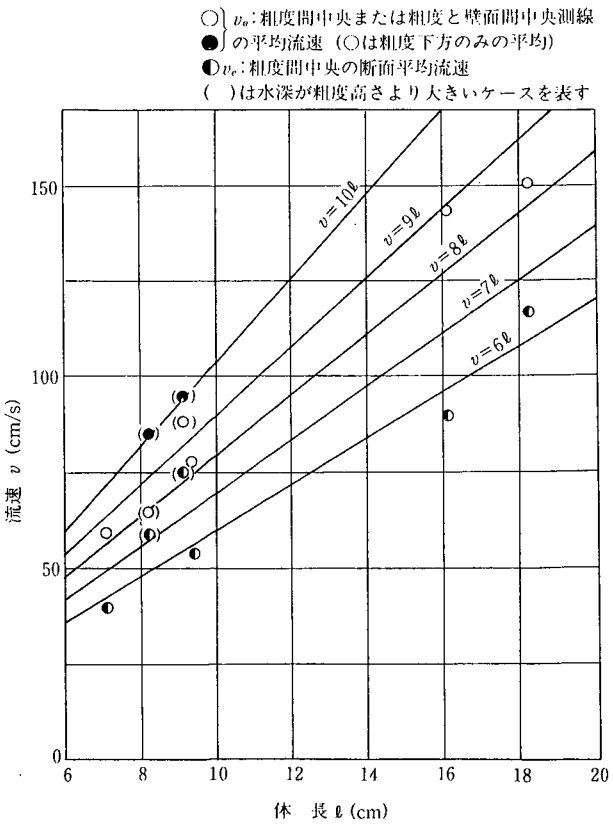
ii） 50% 遡上率と流速の関係

4. (2), i）では遡上率を示したが，遡上率の絶対値の評価は，実際にはかなり難しい問題を含んでいる。先にも述べたように，本遡上実験は，「遡上意欲のある」アユが遡上可能か否かを検討するものであり，遡上意欲の確保のため遡上活動が活発な時間帯に合わせて実験時間を設定している。しかしながら，別途実施した実験では，下流端に十分大きいプールを設け，これにアユを投入して実施した場合に 30% 程度であった遡上率が，遡上しなかったアユを集めて，上流側のプール式魚道のプール内に投入すると 80% 近い遡上率を示した場合を経験している。これは，比較的速い流速に曝され続けた方が遡上意欲が刺激されるためと考えられ，遡上意欲そのものは，投入プール内での流れの影響等も受けるようである。

本実験では，比較的大きい下流プールを設置して実験魚を投入しており，同様のプールを設けて実施した一般的な階段式魚道[9]等に関する既往の実験結果を参考に，40〜50% 程度の遡上率を目安に，この程度の遡上率が得られれば魚道としての適用性の確認がなされたものと考え，流速との関係を整理することとする。先に示したように，今回の実験において，流速が十分小さく，遡上率と体長の間に明確な傾向が得られなかった①のケースの遡上率は 40〜60% 以上であった。体長と遡上率の間に明確な傾向がないということは，流速による淘汰が行われなかった，言い換えると遡上意欲のある魚であれば，体長に関係なく（もちろん実験の範囲において）遡上可能であったと考えてよいであろう。40〜50% の遡上率はこうしたケースの遡上率とも対応するものである。なお，筆者等は，遡上実験である程度の遡上が確認できれば，魚道としての機能が確認されたものと考えているが，同時に，遡上が確認できなかったからといって，直ちにその魚道の機能を否定するのは問題があると考えている。これは，実験での遡上意欲の確認が難しいためである。ただし，遡上が確認されなかった魚道を安易に用いるべきではないことは当然である。

さて，遡上率と流速の関係であるが，先に述べた 40〜50% と幅をもたせたままでは整理しにくいので，ここでは 50% を境界値とし，体長と遡上率の関係が明瞭であった②のケース（図−14 の実線）を対象に整理を行うこととする。図−15 に 50% 遡上率となる流速と体長の関係を示す。図示した流速は，3. (2), ii）に示した粗度のない測線上の平均流速 v_a および 3. (2), iii）に示した粗度のない断面での断面平均流速 v_e で，5 m 流下後のものである。粗度のない測線上の平均流速については粗度位置および粗度間中央の平均値とし，水深が粗度高以上のもは，粗度高下方のみのものも示してある。なお，（ ）は水深が粗度高以上のケースを意味している。

今，水深が粗度高以上の場合を別に考えると，50%遡上率となる流速は，v_a では体長の 8〜9 倍の，v_e では 6 倍程度の値となっていることが分かる。水深が粗度以上の結果はこれにより大きな流速となっている。4. (2),



図−15 50% 遡上率の流速と体長の関係

ii）にも示したように水深が粗度より大きい場合には上方の流速がかなり大きい流速となる。遡上の観察結果によれば，水深が粗度より大きい場合には粗度高下方を遡上てしおり，v_a について粗度高以下の平均流速で整理すると，先の 8～9 倍に近づく値となっている。遡河性の魚類は一般に適当な速さの流水中の方が静水中よりも高速で遊泳し，体長 5～6 cm，6～8 cm，8～9 cm のアユは，それぞれ 30～50 cm/s，40～60 cm/s，50～70 cm/s のときに最大の遊泳力を発揮するとされている[1)a]。50% 遡上率より得られた v_a，v_e は，ほぼこの範囲にある。

以上の結果は魚道としての水路延長 10 m，総落差 50 cm での結果である。遡上状況からすると，上記の条件設定をしておけば更に大きい延長に対しても対応が可能なものと考えられるがどの程度まで延長か可能かは明確でない。今回の実験結果を用いるものとして，当面は総落差 50 cm 程度ごとに休憩プールを設けることが望ましい。

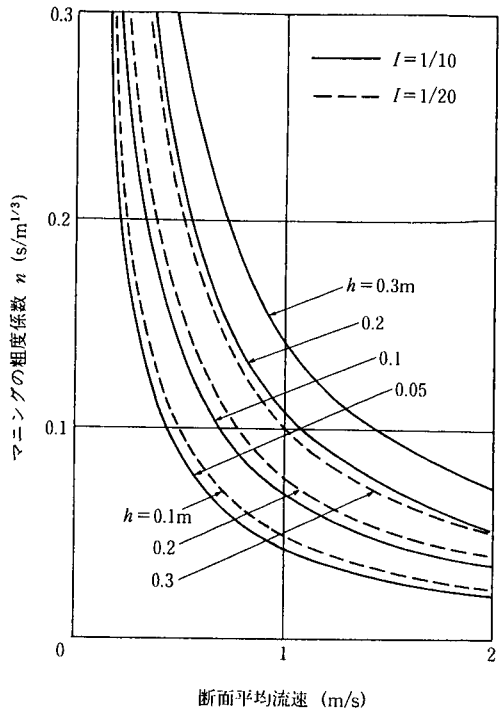
5. 粗度を配した水路式魚道の水理設計について

（1） 粗度形状の評価

水理設計では，所要の H_0 または流量条件に対し，所要の流速場が得られる勾配，幅等の水路の基本諸元および粗度形状・配置を決定していかなければならない。具体的な水路諸元および粗度配置の検討は次節で論じるとして，ここでは，3，4 章の結果をもとに，実験での粗度形状を評価する。

図−16 に，幅が十分に大きい水路におけるマニングの粗度係数と断面平均流速の関係を水深をパラメータに示す。今，水深 0.1，0.3 cm に対し，流速を 1 m/s 程度として図を見ると，1/20 勾配ではそれぞれ 0.05，0.1 s/m$^{1/3}$，1/10 勾配で 0.07，0.14 s/m$^{1/3}$ の粗度係数が必要である。また，流速 0.5 m/s 程度の場合には，1/20 勾配でそれぞれ 0.1，0.2 s/m$^{1/3}$，1/10 勾配で 0.14，0.28 s/m$^{1/3}$ の粗度係数が必要となる。

ここで，図−15 の断面平均流速の場合をみると，アユの場合 1 m/s の値は体長 16 cm 以上のかなり大きなアユが対象となり，アユとしては比較的大きな流速である。体長に対するアユの遊泳力は他の魚種に比べて大きく[1)b]，このような流速は，他の魚種では大型で遊泳力の比較的強い魚が対象となるものと考えてよいであろう。つまり水深も数十 cm 以上のそれなりに大きな水深が必要となり，勾配が 1/10～1/20 では粗度係数は 0.1 s/m$^{1/3}$ 程度以上とする必要があろう。また，流速 0.5 m/s 程度では，体長の比較的小さいアユの遡上が可能



図−16 マニングの粗度係数と断面平均流速，水深の関係

であるが，やはり 0.1 s/m$^{1/3}$ 程度以上の粗度係数が必要である。ここでは，マニングの粗度係数が 0.1 s/m$^{1/3}$ 以上を一つの目安として以下の議論を進める。

まず椀型であるが，図−8 を再度みてみると，椀型では遮蔽率によらずマニングの粗度係数は 0.04 程度の値しか得られていない。したがって，椀型のような形状，類推として丸い自然石の半分を壁面に埋め込んだような水路では魚道機能を期待するのは難しいと考えられる。

一方，球や円筒で 0.1 s/m$^{1/2}$ 程度以上の粗度係数を得るには 0.5 程度以上の遮蔽率が必要である。これは，球ではケース 2 で水深と粗度高が同程度の場合に相当する。また，円筒ではケース 3−1，2 の 2 列配置程度に相当し，配置が十分可能である。より大きな粗度係数を得るためには遮蔽率を大きくして行かなければならないが，遮蔽率は水深が粗度高を越えると急激に小さくなるので，粗度高は水深程度に設定するのが有利である。この場合，球では直径を，円筒では円筒高を変化させることになる。なお，先にも述べたように，球の最大の遮蔽率は 0.78 であり，これは十分大きな値と言える。

球と円筒では粗度係数と遮蔽率の関係がほぼ同様に得られており，何れも対応が可能と考えられるが，次節では，

①球は構造物として固定が難しく特別な構造が必要になる。

②水路内に種々の流速を設定する場合や水路幅が制限

されている場合，水深への対応を高さのみで調節できる円筒が配置検討が簡単で有利である。また，円筒の流量特性が単純で設計が容易である。

③球の場合，水深が粗度高より小さい場合の水理特性が今回の実験では必ずしも明確でない。

ことを考慮して円筒を主たる抵抗として検討を行うこととする。

（2） 粗度配置について

ⅰ） 概要

例えばある範囲の体長のアユのみを対象にした魚道であれば，3，4章の結果をそのまま用いて設計することができよう。アユでなくても，対象魚が特定され，必要とされる流速範囲がある程度明らかになっていれば，同様である。すなわち，魚道条件が流量で設定されている場合には，式(1)のマニング式により水路の基本諸元を検討の上，式(3)より必要な粗度配置を行えばよい。条件としてH_0が与えられている場合には，この作業に繰り返し計算が加えられる。すなわち，流量を仮定の上，式(1)，(3)により水路の基本諸元，粗度配置を検討し，式(6)，(7)，(8)'によりH_0を検証する作業が必要になる。これらの計算手順は特に説明を要しないであろう。

実際の魚道では，種々の魚種が対象となり，様々な流速場の形成が要求される場合も多い。魚道の対象魚種は，従来のアユ等の商業価値の高いものから，近年では，生態系保全の観点から，当該地点を回遊する全ての魚種へと広がってきている（もちろん，アユ等が重要な対象魚であることに変わりはない)。今後，様々な流速場を形成できる魚道への要求がますます高まるであろう。このことを考慮し，ここでは，

「種々の魚種に対応できるような流速場を形成させる」

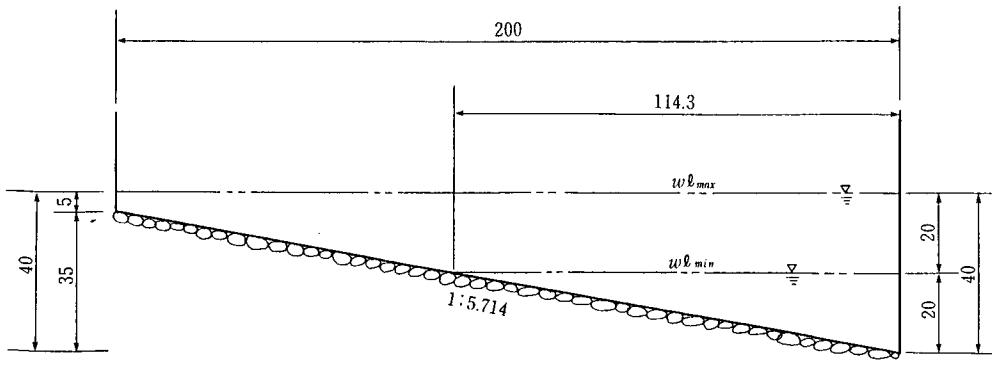
ための配置について検討する。ただし，個々の魚道はそれぞれ固有の条件を有しており，これら全てに適用できる設計手法を提示するのは，理想ではあるが，条件の整理も含め現状では困難であ。また，多大な労力と時間を要するものと考えられる。ここでは，具体的設計を実施していく上での参考資料を提供する意味で，魚道幅について，

「魚道幅を実例の比較的多い規模である2 mとする」

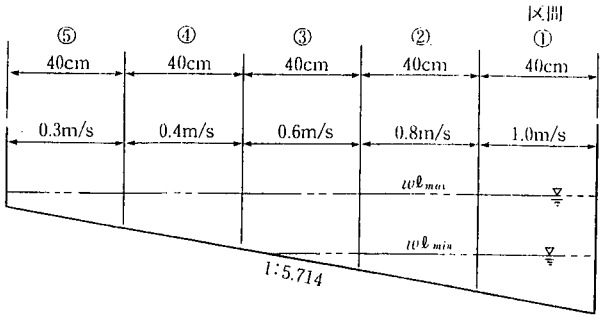
として，3，4章での結果をもとに，配置検討の考え方を整理するとともに，基本的な配置を提示する。実際の設計では，ここで示す基本的配置を適当に修正して，あるいはここで示す考え方を参考に，対象となる魚道での配置を決定すればよい。もちろん，提示形状をそのまま用いるのも選択肢である。

ⅱ） 基本的断面の提示

図−17に，検討を行った水路の基本断面を示す。流速は水深が大きくなるほど大きくなる傾向があり，流速低減の方法として，粗度を配置するとともに，水深を小さくする方法がある。アユカケやカジカ，ヨシノボリ等の比較的小さい流速場を要求する魚種では魚体もそれ程大きくなく，それ程大きい水深も要しない。また，先の実験結果からして，数十 cm/s という小さい流速を数十 cm という水深において確保するのは，遮蔽率αが非常に大きくなり，効率的ではない。こうしたことを考慮し，基本水路として幅方向に水深を変化させる水路を用いることとした。図中，底面には石を配したが，これは，底生魚の休憩場を想定したものである。図の$w\ell_{max}$，$w\ell_{min}$は，それぞれ魚道としての機能を発揮する最高および最低水位である。最低水位はサクラマスなど比較的魚体の大きな魚種を考慮したものである。また，最高水位は流量変化および横断方向の勾配を考慮したもので，流量変化については，最後に考察する。横断方向の勾配については，現在のところあまり知見がないが，あまり急勾配にすると，幅方向の流速変化が急になり，結果として多様な流速場が得られないことが懸念される。



図−17 多様な流速場をもつ魚道の基本水路断面（単位 cm）



図−18　計算上の設定流速（$w\ell_{max}$ 時）と区間分割

ここでは，1/5〜1/6 の比較的緩い勾配を考えた。

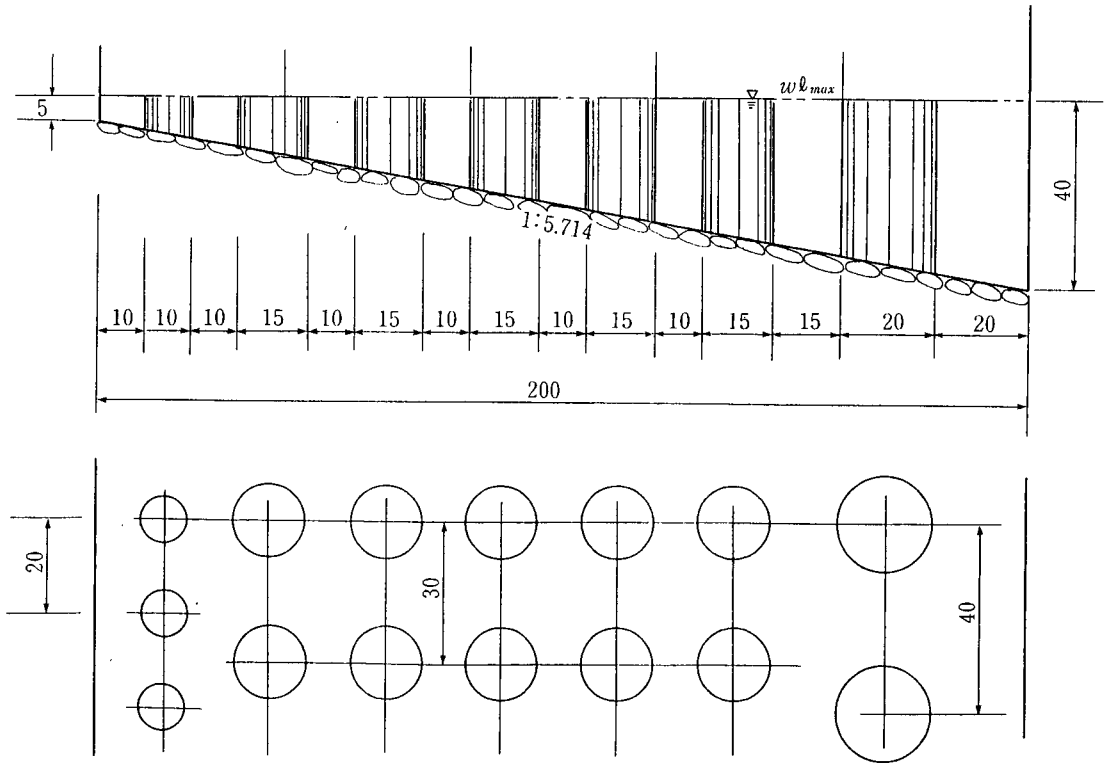
図−18 に，$w\ell_{max}$ を対象に，想定した流速と区間を示す。区間分割は計算を行うための便宜上のものであり，実際には 1 m/s〜0.3 m/s の連続的な流速変化を想定している。$w\ell_{max}$ の場合を対象としたのは，水位が低下すれば流速はこれより小さくなり，魚道としてはより良好な設計になると考えたことによる。区間①の 1 m/s の流速は大型のアユおよび大型魚の巡行速度を想定したものである。また，⑤の 0.3 m/s の値は，別途実施している実験[10]により，体長 2〜7 cm のカジカやアユカケが，流速 0.4 m/s 以下の流速場（底面に 5〜10 cm の粗石を配置。また，落差 10 cm ごとにプールを設置）にて遡上していることを考慮したものである。なお，当然のことながら，本実験で体長ごとに得られたアユの 50% 遡上率の流速場は，全域にわたり再現されている。

以上の設定のもと，水路勾配 1/20 として式 (1) および (3) から各区間の α を求め，α をもとに円筒粗度を配置した配置例を図−19 に示す。なお，配置の作成に当たっては，水深の大きい部分の空隙を大型魚の遊泳可能なものとすること，区間ごとの α に厳格にはこだわらず，区間ごとの α を指標として，全体が連続的に変化することを考慮した。

6. おわりに

水路式魚道の粗度形状・配置と水理特性の関係を調査するとともに，アユの遡上実験を実施，流速との関係を整理した。更に，得られた結果をもとに，魚道設計の基本的な考え方および粗度形状・配置について，多様な魚種を対象とした場合を想定し提示した。

今回，使用可能な粗度として球および円筒を提示したが，これらの実験水路勾配は 1/20 で固定したものである。1/20 勾配は，魚道としては比較的緩やかな勾配であり，今後より急勾配での対応を検討する必要があるものと思われる。その際，本報告の主たる成果である式 (3) や図−15 への勾配の影響として把握していけば，系



図−19　円筒の配置例（1/20 勾配：単位 cm）

統だった整理が可能であろう。筆者は，式(3)から得られる遮蔽率があまり変化しないことなどから，1/10勾配程度であれば，本報告で示したと同様の方法で粗度配置を検討すれば適切な魚道設計が得られるものと考えているが，今後検証していく必要がある。また，今回の遡上実験は総落差を50 cmとして実施したが，より大きな落差への適用についても検討していく必要があろう。

建設省土木研究所水工水資源研究室では現在，こうした勾配や落差のより厳しい条件への適用，より自然な景観の創出，魚道製作の容易化を念頭に，水路式魚道のコンクリートブロック化についてコンクリートブロックメーカーとの共同研究を実施しており，機会をみつけてその成果を報告したいと考えている。

なお，本実験では，粗度の上下流方向の間隔についても固定しているが，別途実施した間隔を変化させた実験[11]によれば，間隔を小さくするほど同じ遮蔽率でのマニングの粗度係数が大きくなることが示されている。

参考文献

1) (財)ダム水源地環境整備センター編：最新魚道の設計－魚道と関連施設－，信山社サイテック，pp. 231～pp. 253, a) p. 112, b) pp. 105～109, 1998
2) 原　義文，和田吉弘：デニール式魚道における遡上特性，国際魚道会議ぎふ'95, 1995
3) 向井哲也，中村幹雄，東　信行，中村俊六：デニール式簡易組立魚道の実験的研究，国際魚道会議ぎふ'95, 1995
4) S. Nakamura, M. Noda, H. Misawa and Y. Nakahara : Temporarily Installed Long, SteepDenil Fishway on the Ohkohchi Sabo-Dam in the Abe-Gawa River, 国際魚道会議ぎふ'95, 1995
5) 吉田輝人，森国康夫，岡山公雄：自然との調和を考慮した施工事例〈鳴鹿大堰〉，ダム技術No. 129, pp. 29～37, 1997
6) 柏井条介，菅原崇之：円筒を抵抗とした水路式魚道のアユの遡上実験，土木技術資料，Vol. 35, No. 5, 1997
7) 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：Q & A 水路式魚道の設計方法について，ダム技術，No. 143, 1998
8) 和田吉弘：長良川のアユづくり，研究論文編，pp. 114～138, 治水社，1993
9) 田中和浩：階段式魚道におけるアユの遡上特性，土木研究所資料第3386号，第34回土木研究所発表会論文集，1996
10) 柏井条介，村岡敬子：多様な魚種を対象とした魚道の遡上実験，土木技術資料，Vol. 38, No. 2, 1996
11) 野仲典理，G.S. Kumar, 柏井条介：円筒を用いた水路式魚道の遮蔽率と粗度係数の関係，第54回土木学会年次講演会投稿中，1999
12) 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：水路式魚道の粗度とアユの遡上に関する調査，土木研究所資料第3601号，1998

【技術研究】

コンクリートブロックによる粗石式魚道の水理および遡上特性

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　小野雅人*
〃　〃　柏井条介**
水資源開発公団企画部調査課
(前)建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　桜井力***

キーワード　粗石魚道，コンクリートブロック，粗度，水理実験，遡上実験

1. はじめに

魚道は，水理的には急勾配水路の流速低減問題として捉えることができ，流速低減方法からプール式魚道と水路式魚道に大別することができる。

プール式魚道は，隔壁とプールにより構成される魚道であり，隔壁の越流水脈，又は隔壁に設けたオリフィスからの放流水脈をプールにより減勢させるものである。一方，水路式魚道は，水路内に設けた流れに抵抗する粗度を配置し流速を低減させようというものである。プール式では，流れが加速，減速を繰り返しながら流下するのに対し，水路式では上下流方向にほぼ一様な流れが形成される特徴がある。

建設省土木研究所水工水資源研究室では，上記のうち，水路式魚道を対象に，その水理設計手法を確立すべく検討を行ってきており，粗度として円筒を用いた場合についての検討結果について，既に本誌上に報告した[1]。ここで，水路式魚道を対象としたのは，水路式魚道が持つであろう次のような可能性に着目したことによる。

① 水路式魚道は，横断方向に粗度の配置や水路床標高を変化させることにより，水深および流速の変化する多様な流れの場を形成させることが可能であり，加速と減速を基本パターンとするプール式と比べ，より多様な魚種への対応が期待される。

② プール式では隔壁が支配断面になり，隔壁を越流する形式では魚道出口の水位変化に対する追随性が，オリフィス（潜孔）流では流量変化に対する追随性が悪いが，水路式では粗度高さを調整することにより，魚道出口の水位変化や流量変化に対するある程度広範囲な適用可能域が期待される。

③ 水路式魚道は，プールを要せず，土砂の魚道内の堆積を軽減することが期待されるとともに，堆積が生じた場合にも排出が比較的容易と考えられる。また，プールを要しないことから，水路空間そのものを小さくでき，構造物形状や周辺地形等の設置条件への対応のバリエーションを広げることができる。

本報告は前報の続報であり，コンクリートブロック化を念頭により実用的な形状設定方法を検討した。また，提示した形状について水理特性調査，遡上実験を実施した。

2. 粗度形状，配置の考え方

(1) 前報での検討結果

今回の検討は，前報での結果を更に発展させたものである。ここで，以下の検討に先立ち，前報での検討結果について簡単にみておく。

前報では，勾配1/20の水路上に円筒を上下流方向に直列に並べ，配置密度を変化させた実験を行い（表－1参照），配置密度と流速，流量の関係を求めた。その結果，流速については，粗度の無い区間の中央断面（表－1のA-A断面）における断面平均流速をマニング式により表すことができ，粗度係数nが次式で計算できることを示した。ただし，上下流方向の円筒中心間の間隔は円筒径の約2倍である。

$$n=0.0332(1-\alpha)^{-1.7} \quad (1)$$

$$=(R^{2/3}I^{1/2})/v_a \quad (2)$$

ここに，n：マニングの粗度係数，α：遮蔽率$=A_r/A_t$（A_r：粗度の流れ方向の投影面積，A_t：粗度を含む流れ断面積），R：径深，I：水路勾配，v_a：断面平均流速である。

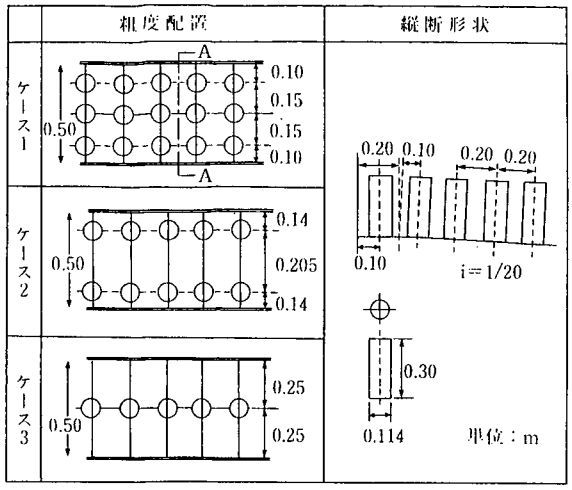
また，流量については，

$$Q=C_1(B-nB_a')H_0^{1.5}+C_2nB_a'(H_0-H_a)^{1.5} \quad (3)$$

---

* 研究員
** 室長
*** 課長補佐　(前) 主任研究員

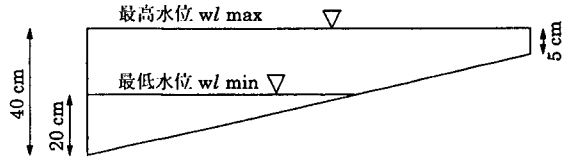
表－1　粗度形状と配置



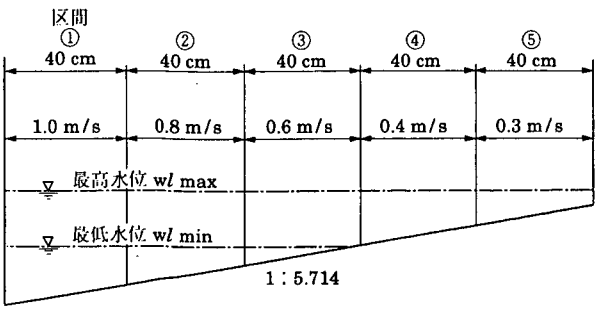
にて標記できることを示した。ここに，Q：流量，B：水路幅，n：水路幅方向の円筒個数，B_a'：円筒幅 B_a の流量への影響幅，H_0：魚道入口での水路床を基準とする全水頭，H_a：円筒高さである。

また，C_1，C_2 は，それぞれ，$H=H_0$，H_0-H_a における円筒がない水路における流量係数 $C=Q/(BH^{1.5})$ である。ここに，H は円筒がない水路における入口水路床を基準とする全水頭であり，C と H は入口形状により異なる。前報の実験結果では B_a'/B_a はほぼ 1 である。

前報では，以上の結果および遡上実験結果をもとに，多様な魚種に対応するための魚道形状を検討した。図－1 は検討対象の基本形状であり，水路幅として魚道として比較的多い 2 m を設定し，横断方向に傾斜を持たせた形状を設定した。魚道対応水深は最深部で 20～40 cm である。図－2 に計算上の設定流速と断面分割を示す。水



図－1　ブロック式魚道基本形状（横断面）



図－2　計算上の設定流速（wl_{max} 時）と断面分割

深，流速はサクラマスといった大型の遊泳魚，アユのような小型の遊泳魚，カジカなどの小型の底生魚といった多様な魚種を念頭において設定している。粗度の配置は，流速が最も大きくなると考えられる wl_{max} の場合を対象に，図－2 の設定流速をみながら配置案を作成し，式（1），（2）より流速をチェックするという試行錯誤により決定する。前報では，水路勾配が実験勾配である 1/20 の場合を対象に形状を提示した。

（2）　コンクリートブロックを想定した粗度形状の設定

前報で用いた円筒形状は，形状が単純で水理特性の把握も容易である。一方，実際の魚道製作では，経済性の向上を考慮し，コンクリートブロックで製作できることが望ましい。この場合，円筒形状では使用型枠の引き抜き抵抗が大きく，水路底部と一体となった製作を行うためには形状の改良が必要である。また，実際の適用では景観も考慮して粗石を模擬した形状など種々のバリエーションが考えられる。そこで，基本的な水理計算は前報の方法で行うとし，こうした形状変化に対応できるよう，また，機能の更なる向上を考慮し，次のような配置検討での基本方針を設定した。下記のうち，①，②が形状変化に対応するもの，③，④が機能向上に対応するものである。

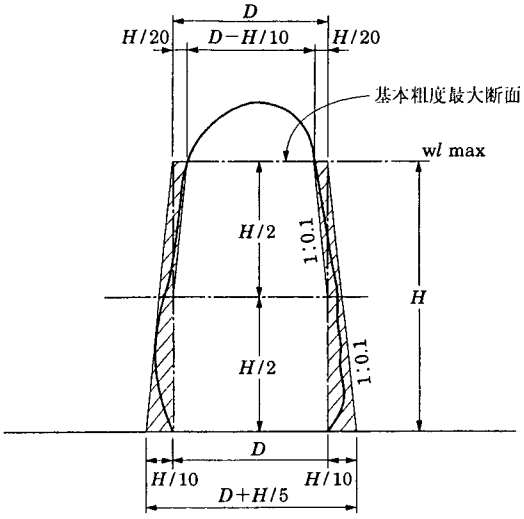
① 投影面の許容範囲は図－3(1) に示す斜線の範囲とし，これに収まるよう設定する。図中の 1：0.1 の勾配は，型枠の引き抜きが可能な範囲として設定したものである。

② 上下流方向の変形の範囲は，円筒での水理実験結果を用いることができるよう，図－3(2) の範囲とする。

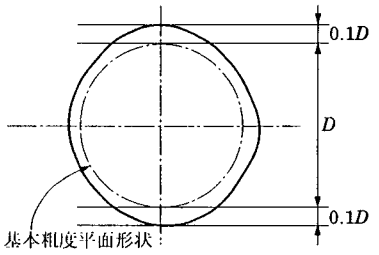
③ 底生魚の遡上がより容易になるよう，底面全体に 4～5 cm 径相当の礫を想定した粗度を配置する。形状は，流水抵抗の増加，底生魚の休憩空間の確保を考慮してあまり扁平にならないよう，図－3(3) に示す範囲のものとし，場所毎に高さ，形状を変化させる。

④ 水流に対し，粗度の下流側に図－3(4) に示すような底生魚等の休憩のための切り欠きを設ける。切り上げ角度は 45～60 度とする。なお，本粗度は，水路底部とは一体の製作が困難なため，製作コストの増大を招かない範囲で，望ましいものとして設置するものとする。

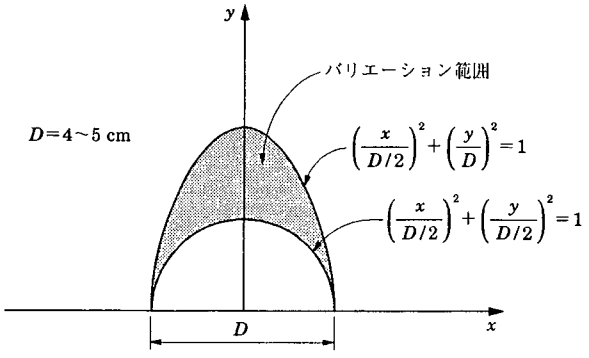
次節以降で示す今回の実験形状は，粗度配置，形状に関する以上の基本的な方針に基づき設定したものである。



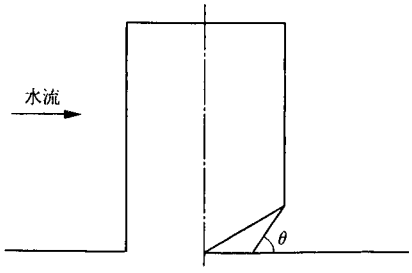
図－3(1)　投影面の許容範囲



図－3(2)　上下流方向の許容範囲



図－3(3)　底面粗度のバリエーション



図－3(4)　底生魚用切込み

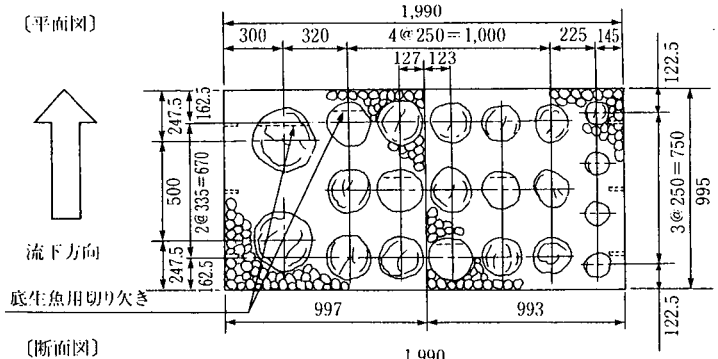
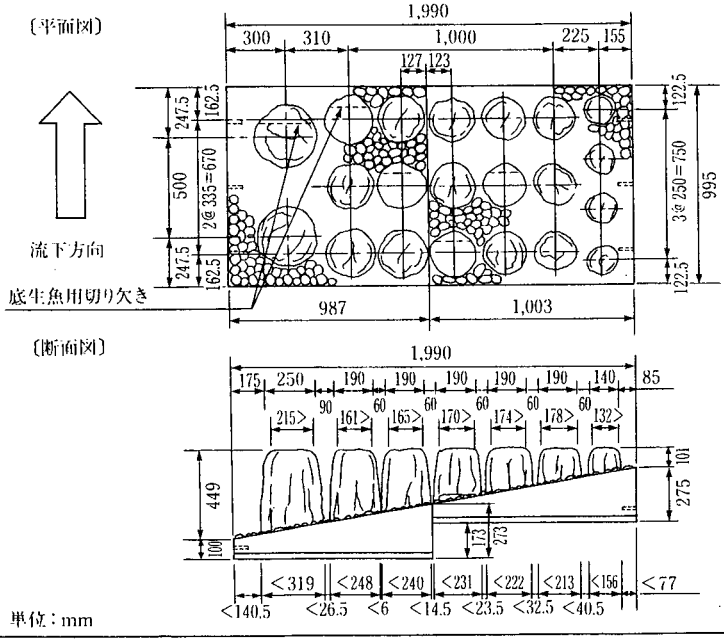
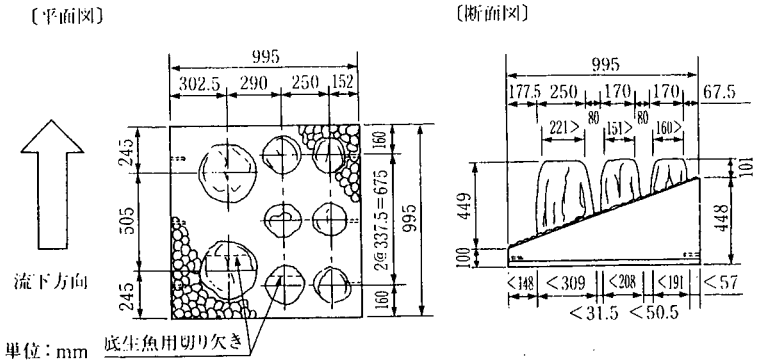
3. 実験概要

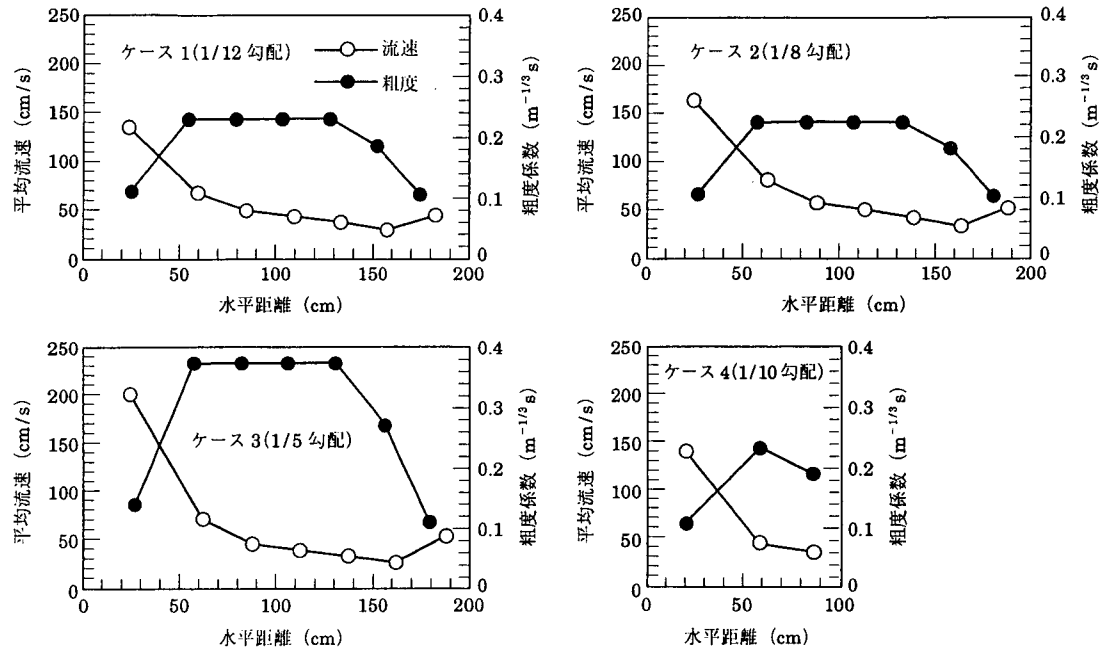
今回実施した実験ケースの一覧を表－2に示す。ここに示すとおり，一般的な魚道勾配1/10に対して，1/5～1/12までの魚道勾配を種々設定し，それぞれについて前述した魚道内流速の検討から粗度の配置を決定した。ただし，ケース1，2の粗度配置は同じとした。これは両者の検討結果があまり変わらなかったためであり，1/8の場合を対象とした結果を用いている。ケース1～3は，図－1に示した基本形状を元に考えており，幅2mのものであるが，ケース4についてはよりコンパクトな魚道として，水路幅を1mとした。幅1mにおいても，水路床面の横断方向の変化量は同じとしており，横断方向勾配は1/3と急にしてある。なお，各ケースとも，最深，最浅側の粗度配置については，後述するように，魚が通過するために必要な粗度間隔も考慮して設定している。また，粗度下流側の切り欠きはボルトによる固定とし，表－2に示すとおり上下流方向の1m区間に2m幅のケース1～3については5ブロック，1m幅のケース4については2ブロックの頻度で設けている。

表－2に示した粗度配置は，上下流方向に1mの区間を示しており，これを基本単位として繋げることにより，魚道長さの変化に対応することができる。図－4に表－2の粗度配置による，横断方向のマニングの粗度係数および流速の計算値を示す。ここに，粗度係数および流速は，側壁および横断方向にみた粗度間の中央断面により断面分割を行い，式(1)，(2)より，断面毎に計算したものであり，図には最も流速が大きくなる図－2のwl_{max}の場合を示した。図の横軸は最深部側を原点とした横断方向の水平距離であり，図より，何れの場合も最深部側および最浅部側の流速が図－2の設定流速より大きくなっていることが分かる。これは，先に示したように，魚の通過空間を優先させて設定した結果である。最深部側については，15cm以上の隙間を通過する魚であれば，かなり速い流速での遡上も可能と考えられ，また，1m/s以下の流速は，魚道の広い範囲において十分確保されていることからこのような設定で問題ないと考えた。また，水深の小さい最浅部については，底面に設ける粗度の規模が数cm以上と大きいことから，底面の粗度による減速効果が期待できるものと考えたが，実際には側壁が平面な場合には壁沿いの流速がかなり大きくなったため，実際の実験が後に行われたケース1，3では，浅部側の側壁に図－5に示すような凹凸を設けて流速の低減を図っている。

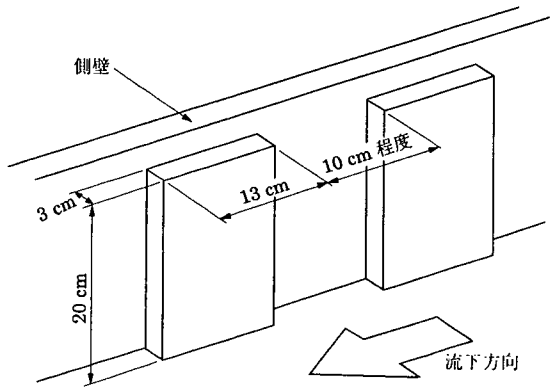
図－6に実験模型の概要を示す。模型は原型の大きさ

表－2　実験ケース一覧

ケース	魚道勾配	水路幅	粗度配置
1	1/12	2m	
2	1/8		
3	1/5		
4	1/10	1m	



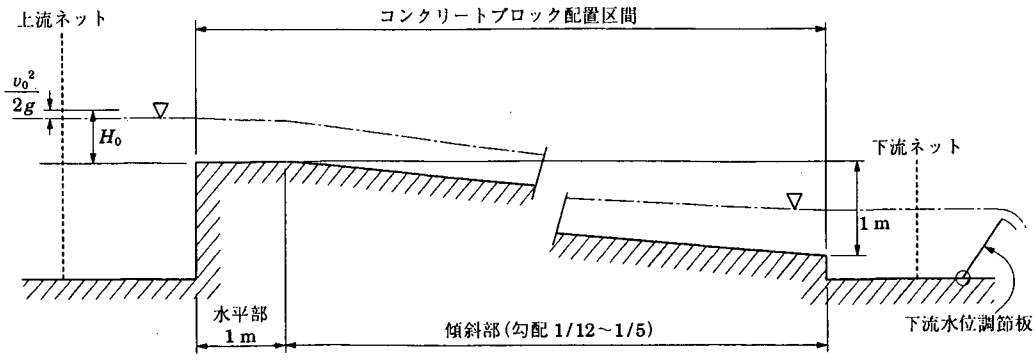
図－4　粗度係数および流速の計算値（横断面）



図－5　側壁の抵抗板

のものであり，底部については実際にコンクリートブロックで製作し屋内に設置した。上流端は流れがスムーズに加速するよう，1 m の水平区間を設けている。また，魚道下流水路の下流端には水位調節板を設け，魚道下流端付近での流れが，減勢しながらスムーズに下流水路に導かれるよう水位制御を行っている。実験での上流端と下流端のブロックの落差は約 1 m であるが，魚道下流端において前述のような水位制御を行っているため，魚道水路上流端，下流端の水位差は必ずしも 1 m にはなっていない。

水理特性調査は，ケース 1～3 では 50, 100, 150, 200, 250, 300 l/s の各流量に対し，また，ケース 4 では 30, 50, 100, 150, 200, 250 l/s の各流量に対し流況観察を実施するとともに，ポイントゲージにより水面形を，プロペラ流速計により流速を測定した。基本単位内での水面

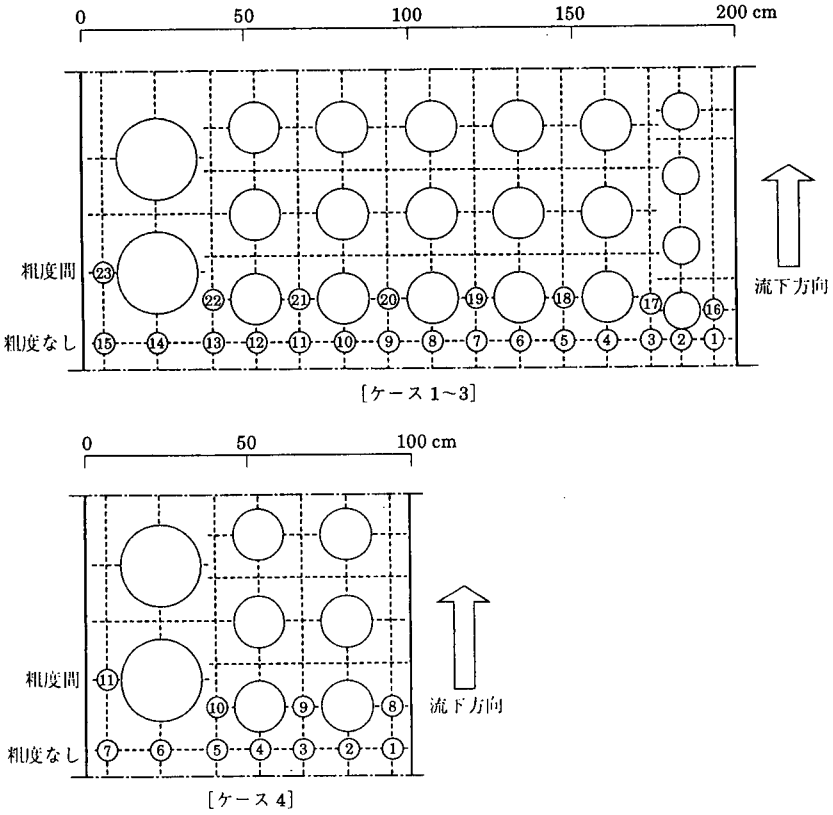


図－6　実験模型概要

形，流速の測定位置を図－7に示す。図－7に示した詳細な測定は，基本単位での流れが上下流方向に変化しなくなる区域を，流況および水面形の大まかな計測により把握の上，その区域内に設定して実施している。なお，流速は流速分布が把握できるよう水深方向に計測した。

遡上実験は，浮遊魚としてアユ，底生魚としてヨシノボリ，ヌマチチブを用い，表－3に示す条件にて実施した。アユは養殖魚，底生魚は近傍河川での捕獲魚であり，ヨシノボリ，ヌマチチブはほぼ同数含まれている。ヨシノボリ，ヌマチチブは非常によく似ており，外見による区別が煩雑なこと，両者の遡上特性に違いはないであろうと考えられることから実験では両者を区別せずに扱った。なお，後にも述べるがケース1～3の50 l/s，250 l/sの条件は，それぞれ図－2のwl_{min}，wl_{max}での流量条件に相当している。ケース4の50 l/s，200 l/sも同様である。

アユに関する遡上実験方法は前報で示したのと同様である。すなわち，遡上実験時間をアユの遡上が盛んな日の入り，日の出を含む午後4時から翌朝の午前9時までとし，実験終了後に遡上魚，非遡上魚数の確認を行った。また，底生魚は遡上時刻が明確でないこと，移動速度がゆっくりであることから，実験時間を朝10時から3日目の朝10時までの3日間とし魚数確認を行った。ただし，経過時間と遡上状況を確認するため，また，下流へ



図－7　測線および測点

表－3　遡上特性調査の実験条件

ケース	流量（l/s）	対象魚（実施日）	水温の範囲	体長の範囲	体重の範囲
ケース1	50[1)], 150, 250[2)]	アユ（6/9～6/15）	20.6～25.1	6.0～12.0 cm	1.4～12.7 g
	50[1)], 150, 250[2)]	底生魚（7/13～7/24）	21.7～30.0	3.3～6.3 cm	0.2～3.3 g
ケース2	50[1)], 150, 250[2)]	アユ（5/13～5/16）	20.6～23.7	7.8～12.9 cm	2.6～16.9 g
ケース3	50[1)], 150, 250[2)]	アユ（6/10～6/16）	23.7～26.6	5.6～12.2 cm	0.8～13.6 g
	50[1)], 150, 250[2)]	底生魚（7/13～7/24）	21.7～30.0	3.3～6.5 cm	0.3～3.4 g
ケース4	50[1)], 100, 200[2)]	アユ（5/13～5/16）	20.6～23.7	7.7～13.5 cm	2.8～17.5 g

注：1）図－2のwl_{min}に対応
　　2）図－2のwl_{max}に対応

戻る魚の影響を軽減するため，２日目においても一度通水を中断して遡上魚の捕獲を実施した。なお，アユの遡上実験では，既に十分な遡上が得られることが確認されている階段式魚道（勾配 1/25，幅 2.5 m，隔壁数 6）の実験を同時に行い，本魚道との比較を行っている。実験での使用魚数は，統計処理上の有意性を持たせるため，各ケース 100 尾程度以上とし，繰り返し使用はしないこととした。

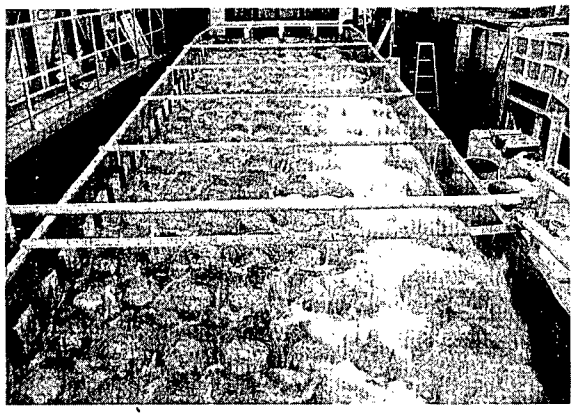
4. 実験結果

（1） 水理特性調査

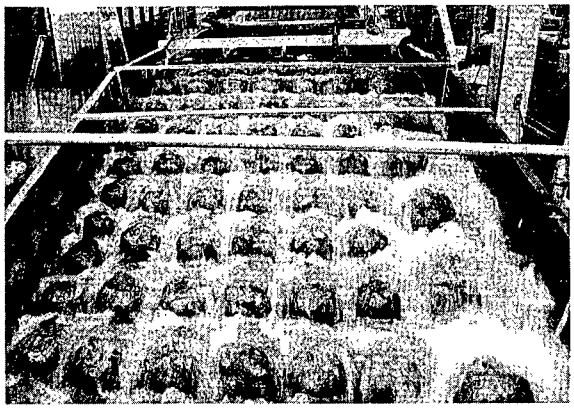
ｉ） 流　況

各ケースの流下方向の流れは，基本的には前報で示した円筒の場合と同様であり，粗度上流側でのせき上げ，粗度位置下流への加速を繰り返す流れとして特徴づけることができ，粗度下流には小規模な死水域が形成される。図－8 にこのような流況を模式化して示す。

写真－1 には，例としてケース 1，3，4 の wl_{max} 付近での流況を示す。勾配が緩やかなケース 1 では，上下流方向で水面が連続的に変化し，加速，減速による水面変動は比較的小さい。また，1/5 勾配のケース 3 では，せき上げ，加速により，上下流方向の水面形は階段状の様相を示している。流れは，水深の大きい側が速く，最深部側の最も大きい粗度では，粗度上流側の水面付近で飛散する状況がみられる。魚類は気泡流を忌避するといわれているが，このケースでは水路全幅に亘り，空気混入により水面が白濁していることから，魚の遡上に影響を及ぼすことが考えられる。1 m 幅のケース 4 では，粗度上流側の水面が飛散する割合が 2 m 幅の場合と比較して大きく，全体として乱れた流況となっている。以上は，水深が大きい場合の流況であり，これより流量を低減し，水深が小さくなるに従って，各ケースとも流れは穏やかになる。勾配の大きいケース 3 でも，wl_{min}，wl_{max} の中間流量程度まで流量が低減されると，全体としては落ち着いた流況となる。また，1 m 幅のケース 4 においても，中間流量程度まで流量が低減されると乱れも小さくなり安定した流況となる。



ケース 1（勾配 1/12，流量 250 l/s）

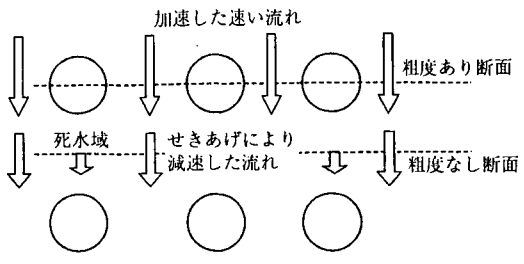


ケース 3（勾配 1/5，流量 250 l/s）



ケース 4（勾配 1/10，流量 200 l/s）

写真－1　wl_{max} 付近の流況



図－8　ブロック内の流況

ｉｉ） 水面形

図－9 に例としてケース 1 の最深部における流下方向の水面形を示す。最深部とは図－7 において測点⑮，㉓を通過する測線である。図より，上流水平部および下流の背水の影響を受ける部分はごく僅かであり，魚道内の流れは全体を通じほぼ 1 m の基本単位の流れが繰り返されている。このことは，他のケースでも同様であり，

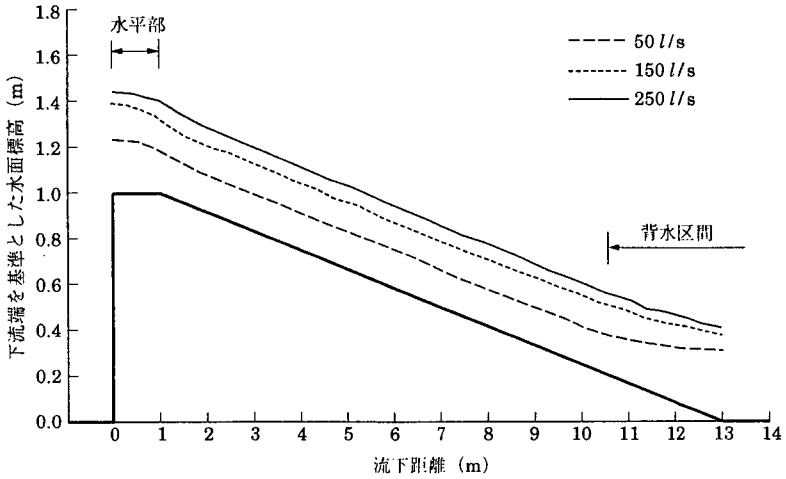
以下では，この一定となった基本単位の流れについて検討することとする。

図－10 に横断方向の水深変化を示す。図中粗度なし，粗度間断面は，図－7 に示してある。図より，断面方向の水深は横断方向に直線的に変化し，その勾配は水路底面勾配にほぼ一致，つまり水面がほぼ水平であることが分かる。流量が大きい場合には，最深部側の水深が小さくなる傾向があるが，これはこの付近で流速が急激に大きくなっていることによる。

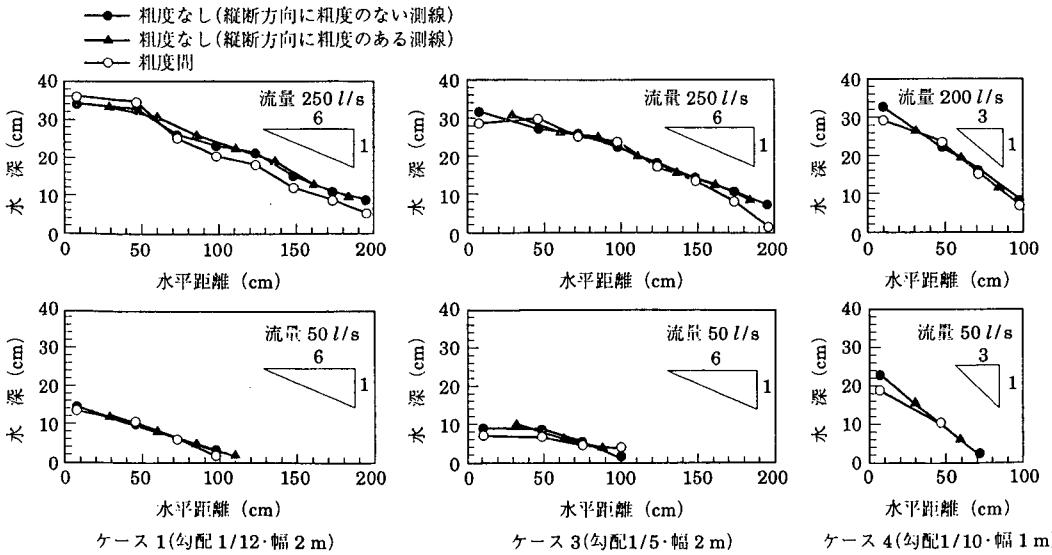
今，横断方向の平均水位から最深部の水深を求め，これと流量の関係を示すと図－11 の通りである。図より，ケース 1～3 については，100 l/s～150 l/s 程度の流量で若干ばらつきはあるものの，wl_{min}，wl_{max} に対応する流量は各ケースとも概ね 50 l/s，250 l/s となっている。また，流量が 300 l/s まで大きくなっても水深にそれ程大きな変化は見られない。これは，流量の増加分がそのまま最深部側の流速の増加に繋がっているためであると考えられる。ケース 4 では同一流量での水深がケース 1～3 に比べて大きくなっており，wl_{min}，wl_{max} に対応する流量は 50 l/s，200 l/s となっている。

iii） 流　速

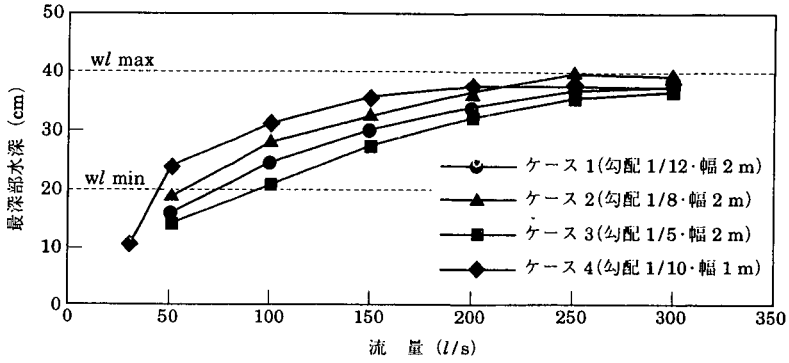
図－12 に，縦断方向に粗度のない測線上での粗度なし，粗度間の流速分布を示す。図は，wl_{max} の条件下におけるものであり，例としてケース 1，4 について示してある。各測点の水深方向の流速計測位置については，底面からの距離 h を水深 h_0 で無次元化した h/h_0 で，流速 V については当該測点の平均流速 V_0 で無次元化した V/V_0 で表し，水深の異なる各測点での流速分布を比較した。図より，粗度なし，粗度間とも測点位置によらず，流速分布はほぼ相似となっていることが分かる。また，



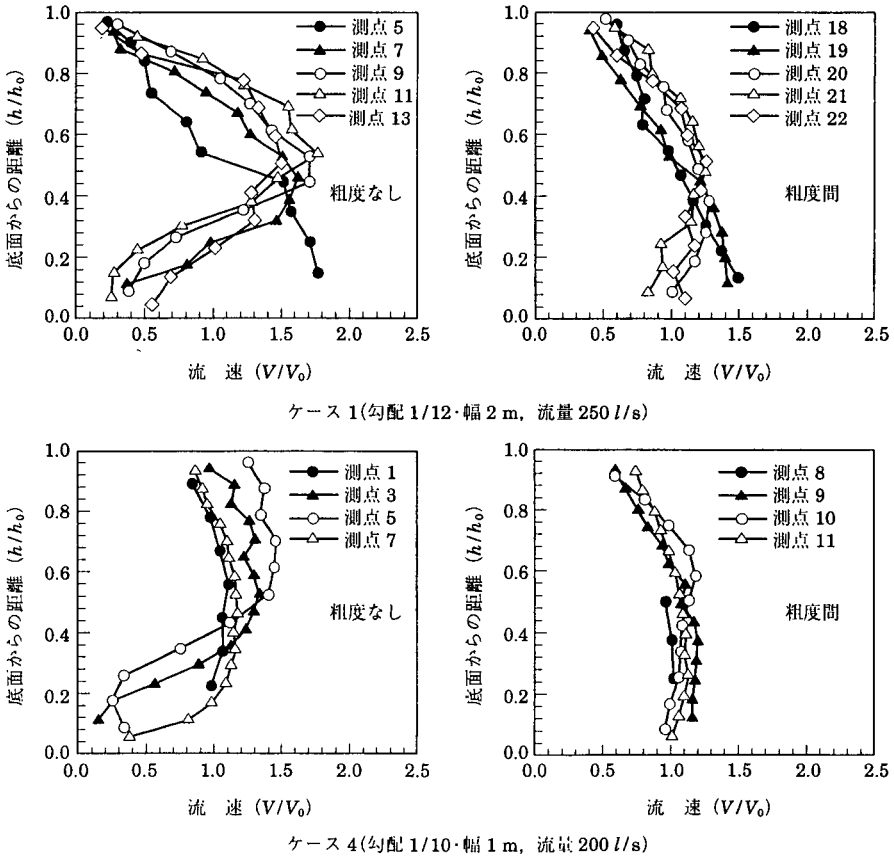
図－9　最深部における流下方向の水面形（ケース 1）



図－10　ブロック内の横断方向における水深変化



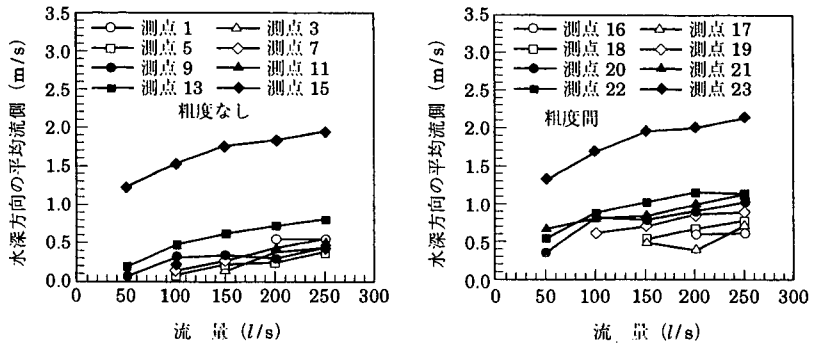
図－11　最深部水深と流量の関係



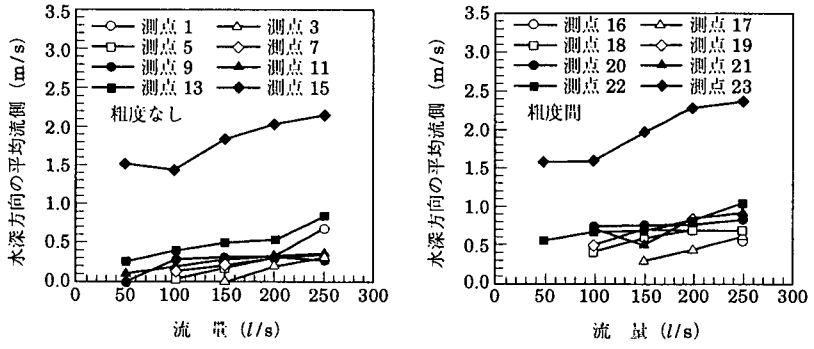
図－12　縦断方向に粗度のない測線における深さ方向の流速分布

底面付近で，流速が大きくなる場合と低減する場合の両者がみられ，粗度なしに比べ粗度間では，底面付近において流速が低減する割合が小さくなっている。この理由は明確ではないが，粗度なしは減勢域，粗度間は加速域であることと関係があるのかもしれない。粗度なしでは，底部付近で流速が小さく，水深の中央付近で最大流速が発生している。以上の傾向および流速の変動幅は，他の流量，ケースでもほぼ同様であった。なお，粗度背後の流速分布は，各ケースとも概ね水深の中央付近で流速が大きくなる傾向にはあるが，水深によって流速のばらつきが大きく，粗度なしの場合のような明確な傾向を示すものではなかった。

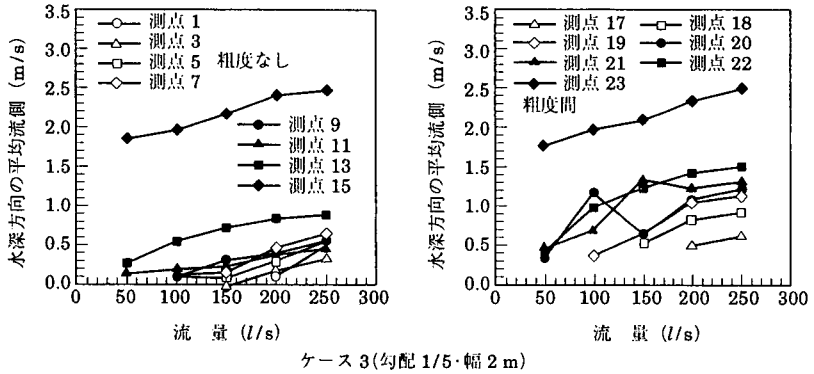
図－13 には，水深方向の流速測定結果を平均した平均流速と流量の関係を測点毎に示す。図より，どのケースでも概ね水深の大きい方から小さい方に向かって流速が低減していることが分かる。最深部において流速が急激に大きくなっているが，これはこれまでにも述べたように，最深部の粗度間隔を魚の通過空間を優先して決めているためである。最深部の流速は，勾配，流量が大きくなればなるほど大きくなる傾向にあり，粗度なし，粗度



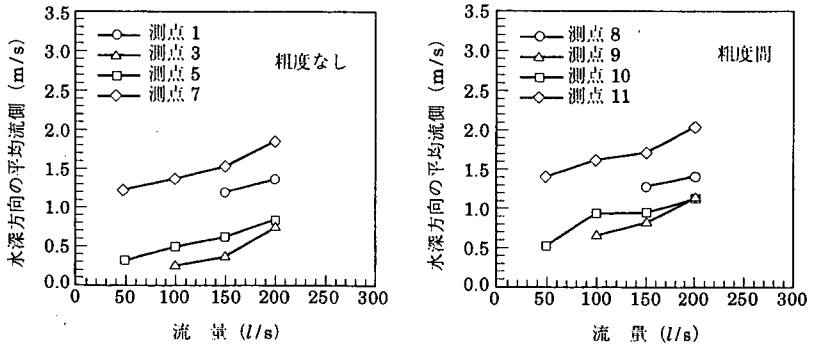
ケース 1(勾配 1/12・幅 2 m)



ケース 2(勾配 1/8・幅 2 m)



ケース 3(勾配 1/5・幅 2 m)



ケース 4(勾配 1/10・幅 1 m)

図－13　水深方向の平均流速と流量の関係

間で流速の絶対値に大差はない。最深部を除けば，勾配の大きいケース 3 の粗度間で流速が若干大きくなるものの，その他の領域の流速は概ね 1 m/s 以下で連続的に変化しており，この流速の範囲内で多様な流速場が形成されていることが分かる。つまり，結果的には最深部で流量を制御，他の領域で流速を制御していると言える。こ

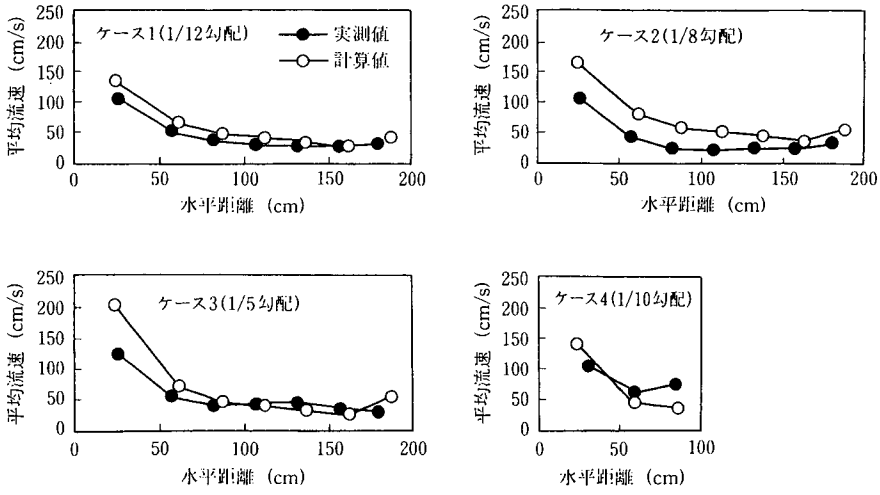
こで，ケース毎に見てみると，幅2mのケース1～3では，粗度なし断面の平均流速はどのケースでもほぼ同様な傾向を示している。粗度間では勾配の大きいケース3で流速が大きくなる，すなわち粗度間を通過する水の加速が顕著になるものの，流速の小さい領域も確保されている。このように，流量が増しても流速の小さい領域も十分に確保されていることから，本魚道は魚を遡上させる上で有利な水理特性を持つことが分かる。また，幅1mのケース4では，他のケースと比べ，最深部での流速は押さえられているものの，全体的に流速は大きくなっている。特に流量の大きいところでは，最浅部で流速が制御されておらず，また，他の領域でも流速が大きくなっており，遡上実験結果でも述べているが，流れに問題があると考えられる。なお，図は縦断方向に粗度のない断面上のものであるが，粗度背後の平均流速は数十cm/s以下であり非常に小さいものである。

図－14は，図－4と同様の断面分割を行い，粗度なし測線上の流速測定結果から断面平均流速を求め，計算値との比較を行ったものである。各形状とも計算値と同程度かそれより小さい値となっており，提案した設計手法の有用性が確認される。ケース2では勾配が同じ粗度形状・配置で勾配の小さいケース1より流速が小さくなっている。こうした現象は考えにくく，測点数が少なく，断面平均流速を議論する上での精度に問題があるのかもしれない。ケース4では，最浅部の流速が大きくなっており，全体としての流速が比較的大きい。この原因は明確ではないが，横断方向の勾配が急であり，断面分割による検討の適用に問題があることが考えられる。実際，ケース4では水路幅全体に亘り，流速変化があまりない結果となっている。ただし，これは流量が大きい場合であり，先に示したように流量が小さければ，水深の浅い側に小さい流速も得られている。なお，ケース4では，側壁に図－5のような粗度を設けておらず，側壁粗度の設置によりある程度流速の低減が可能なものと思われる。

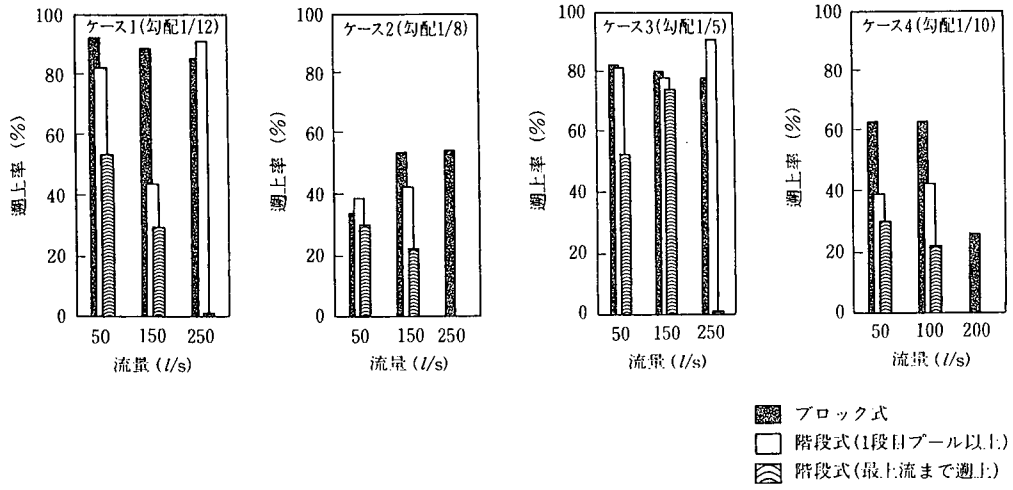
（2） 遡上実験

図－15にアユの遡上実験結果を，階段式魚道での結果と併せて示す。階段式魚道の実験における流量は全て適切な流量と考えられる200 l/sであり，ブロック式魚道とは同日の実験として遡上率等の比較を行った。また，階段式魚道については，これまでの実験結果より，最上流まで遡上した魚が直下流のプールとの間を行き来する状況がみられることが明らかになっており[2)]，最上流および1段目プール以上の両者を併せた遡上率についても併せて示している。なお，実験施設の都合により，ケース2の250 l/s，ケース4の200 l/sのケースでは，階段式の遡上実験は実施していない。

図よりケース1，3では，流量によらず階段式と同程度かそれ以上の80%程度以上の魚体の遡上を得ており，魚道として有効なことが確認される。ケース2，4ではこれより小さいが，階段式との同時実験を実施したケースでは，何れも階段式と同等かそれ以上の遡上率を得ており，階段式と同等かそれ以上の有効性を持つものと思われる。階段式も含め，全体に遡上率が低くなった理由として，ケース1，3の実験は6月に実施したのに対し，ケース2，4の実験は5月に実施したことが考えられ，遡上時期は地域で異なるものの，実験時期の違いにより遡上意欲に差があったものと思われる。因みに，これらケースでは50%程度以上の遡上率が得られており，前報も含むこれまでの土木研究所の実験結果と比較して決して低い遡上率ではない。ケース2の50 l/sでは，多少遡上率が低いものの，前述のとおり階段式魚道でも遡上率



図－14 断面平均流速の実測値と計算値の比較

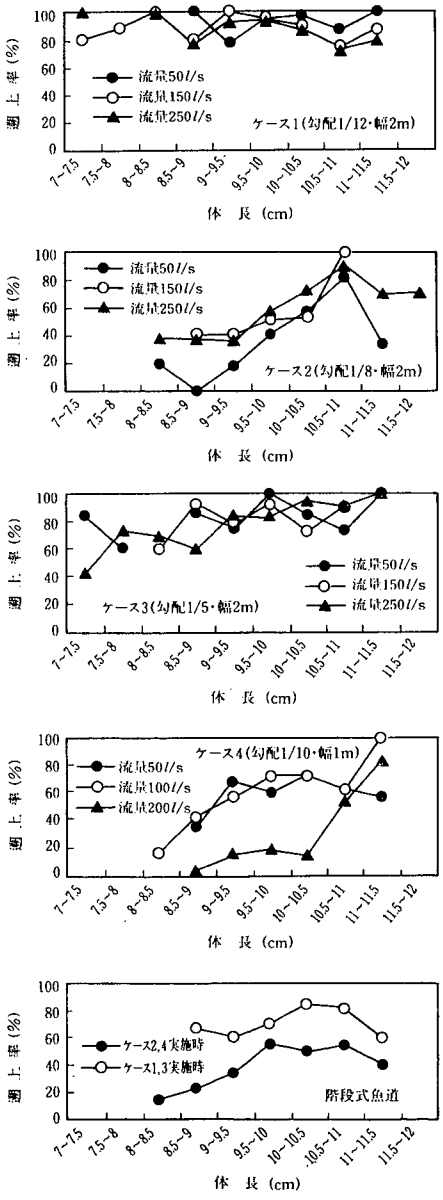


図－15　ブロック式魚道と階段式魚道の遡上率（アユ）

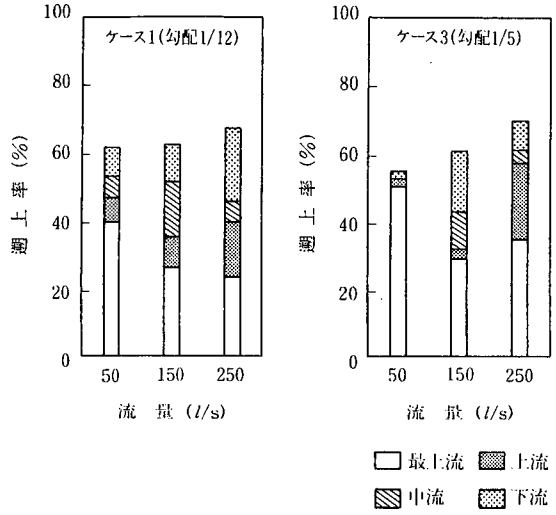
が低いこと，流速，流況は遡上率が良好であったケース1，3の中間の傾向を示していることから，アユの遡上に問題はないと判断してよいであろう。一方，ケース4の200 l/sでは，遡上率のかなりの低減が見られている。ケース4の200 l/sでは流速も全体的に大きいので，流れとして問題がある可能性がある。

図－16にはアユの体長別の遡上率を示す。遡上率の良かったケース1，3では，体長による遡上率の変化も見られておらず，遡上意欲のある魚体であれば，体長によらず遡上が可能であるものと思われる。一方，ケース2，4では体長が小さくなると遡上率も低下する傾向が見られている。ここで，同時実験を実施した階段式魚道の場合をみると，ケース1，3での同時実験では体長による変化がないのに対し，ケース2，4では体長の影響が見られている。ケース2，4の体長に対する傾向は，先に述べた実験時期によるものと考えて良いものと思われ，体長が小さい場合の遡上率の低下に対する水理的要因は小さいものと考えられる。ただし，ケース4の200 l/sの場合には，階段式の傾向と比べてかなり顕著に体長の影響が出ており，流速が速いことにより，小さい体長のアユの遡上が影響を受けたことが考えられる。全体の遡上率も併せて考えれば，ケース4の流量が大きい範囲ではアユの遡上に影響を与えていると判断するのが妥当であろう。

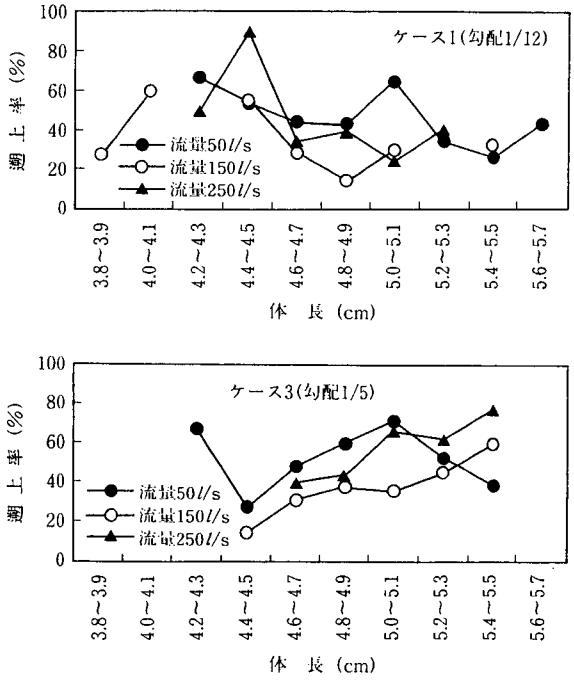
図－17には，底生魚の遡上率を示す。底生魚は遡上に時間を要するため，実験終了後，魚道を魚道長さで概ね上流，中流，下流の3区分し，それら区分毎に魚数をカウントした。最上流および上流まで達したものを遡上したものとみなすと，底生魚の遡上率は概ね40～50%程度となっている。底生魚については，これまでの実験実績があまりない，遡上時期が明確でないなどアユと比較し



図－16　ブロック式魚道と階段式魚道の体長別遡上率（アユ）



図－17　ブロック式魚道の遡上率（ヨシノボリ他）



図－18　ブロック式魚道の体長別遡上率（ヨシノボリ他）

て評価の問題があるが，遡上意欲が明確なアユの遡上率から判断して十分遡上できるものと考える。

図－18は体長別の遡上率（最上流，上流のものを足した遡上率）を示したものであるが，何れのケースも遡上率と体長には傾向が見られず，遡上意欲のある魚体については，遡上可能なものといえよう。

なお，アユやヨシノボリ他の遡上経路については，観察が難しく，十分な把握ができなかった。

5. おわりに

本報告では，前報の円筒での検討結果をもとに，実用的なコンクリートブロックによる魚道を設計，製作し，その機能調査を実施した。主な結論は次の通りである。

① 2ｍ幅であるケース1～3では，種々の魚種の遡上可能な多様な流速が得られており，アユ，ヨシノボリ他について，良好な遡上を確認できた。ケース3は魚道としてかなり急勾配な1/5のものであり，本魚道形式により1/5勾配までの適用が可能である。

② 1ｍ幅ケース4では，流量が大きい場合の流速の低減が十分でなく，使用範囲が制限される。

③ 2ｍ幅以上の水路であれば，本報告で示した設計手法により，水路式魚道の粗度形状，配置の設定が可能である。

今回実施した1/5の実験結果からすると，流況，流速にはまだ余裕があるように思われ，今後更に急勾配魚道としての適用を検討したいと考えている。また，粗度下流切り欠きの有用など，更なる形状の改善のためには，遊泳形態や休憩状況といった魚の遡上実態に関する詳細な知見が必要であり，これについても今後調査したいと考えている。

今回の実験では，模型を実際にコンクリートブロックで製作し，実用を念頭に置いたものであったが，施設の関係で高低差1ｍまでしか遡上率等の検証が行えなかった。今後は，長距離連続した水路における遡上率等の検証が主な課題である。

本成果は，建設省土木研究所の共同研究制度に基づき実施した共同研究の成果であり，共同研究者である株式会社ホクエツ設計部長　佐々木國隆氏，技研興業株式会社技術一部次長　岡本俊策氏，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　岡崎克美氏，共和コンクリート工業株式会社技術研究所長　進藤邦雄氏を始めとする各社の方々の多大な協力の賜である。ここに記して謝意を表します。

（本報文は，既発表論文「コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性，水工学論文集，第44巻，2000年2月」を大幅に加筆，修正したものである。）

参考文献

1) 柏井条介，菅原崇之，野仲典理：水路式魚道の粗度形状と配置，ダム技術，No.153，1999年6月
2) 柏井条介，村岡敬子，野仲典理：吉野川第十堰魚道の水理及び遡上実験，土木研究所資料，第3629号，1999年3月

コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性

HYDRAULIC AND FISH ASCENDING CHARACTERISTICS OF CONCREAT BLOCK STREAM TYPE FISHWAY

桜井　力[1]・柏井条介[2]・佐々木國隆[3]・岡﨑克美[4]・進藤邦雄[5]・岡本俊策[6]
Tsutomu SAKURAI, Josuke KASHIWAI, Kunitaka SASAKI, Katsumi OKAZAKI, Kunio SHINDOH, Syunsaku OKAMOTO

[1]正会員　工修　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　主任研究員（〒305-0804　つくば市旭1）
[2]正会員　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　室長（〒305-0804　つくば市旭1）
[3]正会員　株式会社ホクエツ設計部　部長（〒984-0002　仙台市若林区御町東1-1-52）.
[4]株式会社テトラ環境事業本部環境エンジニアリング部　課長（〒160-8350　東京都新宿区西新宿6-3-1）
[5]正会員　共和コンクリート工業株式会社技術研究所　所長（〒061-1405　北海道恵庭市戸磯385-36）
[6]技研興業株式会社　技術一部　次長（〒150-0031　東京都渋谷区桜丘町13-10）

From the viewpoint of preservation of the ecosystem of rivers, expectations are on the rise for various fishways for fish migration. Stream type fishways with cobble stones and boulders as roughness elements create a good natural landscape. These type of fishways offer a wide variety of flows with different depths and appear as murmuring little streams or as high-speed rapids. This research aims to develop a new type of fishway which can reduce the costs and time and look like as a natural stream. We analyzed the hydraulic characteristics of a fishway built with concrete blocks that was developed with the earlier mentioned objectives using hydraulic testing. Based on it, a design method was proposed. Further, we conducted ascending tests for many kinds of fish and the results confirmed that this type of fishway is well used by all the tested fish under various flow conditions

Key Words : stream type fishway, hydraulic test, ascending test, concrete block, roughnes

1. はじめに

河川の生態系保全の観点から多様な魚種の遡上可能な魚道への期待が高まっている。粗石魚道は粗石を粗度として用いたもので、横断方向にも勾配を付けることによって多様な水深と流速場や、せせらぎ的な流れも形成できる景観上も優れた魚道である。[1]しかし、現在用いられている粗石魚道は、自然石を用いてその不定型さや礫間の隙間などを利用するものであり高コストなものである。また、流れは複雑であり種々の魚道条件（幅、縦断勾配、水深など）の設計手法については未だ確立されていない。

本研究は、この粗石魚道をコンクリートブロック化し、コスト低減および工期の縮減等を図ったものである（以下ブロック式魚道と呼ぶ）。実物大モデルによる水理実験を行い、魚道の形成する流速場を測定・解析し、現地の地形や流量条件に合わせた粗度形状や縦横断勾配等の設計手法の提案を試みた。

また、魚道の代表的な対象魚としてアユを、遊泳能力の小さい底生魚としてヨシノボリおよびヌマチチブを用いて、種々の粗度配置および流量条件下における遡上状況を確認した。

2. 粗度配置の検討

ブロック式魚道の検討に先立って、円筒を水路に規則的に配置した魚道についての基礎的な検討を行い、ブロック式魚道を設計する際の粗度規模および配置と得られる流速場の関係を求めた。

(1) 実験方法

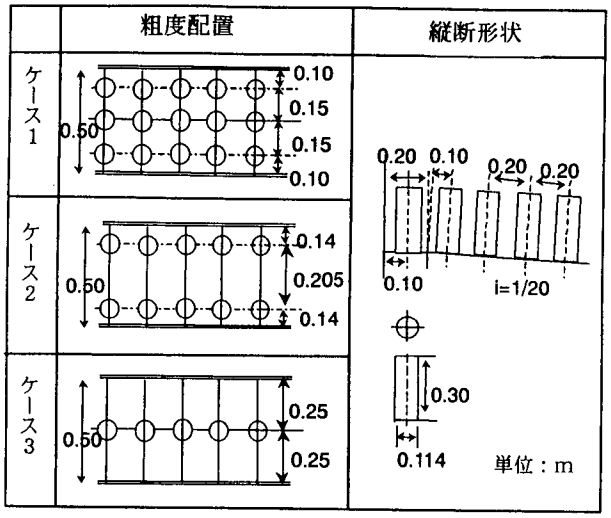
実験は幅50cm長さ15m勾配1／20の水路に表－1に示す円筒による粗度を設置して行った。円筒の配置については1～3列とし、流下方向の間隔は20cm、とした。計測は、水深、流速および流量について、それぞれポイントゲージ、直径5mmのプロペラ式流速計および電磁流量計を用いて行った。

(2) 実験結果

実験結果を整理するために、ここでは、流速と粗度形状の関係式として以下のマニングの粗度係数を用いるものとした。

$$n = (R^{2/3} I^{1/2}) / v_e \qquad (1)$$

表-1 粗度形状と配置



ここに、n：マニングの粗度係数, R：径深, v_e：断面平均流速

なお、径深Rおよび断面平均流速v_eは横断方向に粗度のない断面の値を用いている。

水路の抵抗は、流下面積に対する粗度の占める面積の影響が大きいと考えられるので、次の遮蔽率αを用い、粗度係数nとの関係を調べた。

$$\alpha = A_r / A_t \qquad (2)$$

ここに、A_r：粗度の流下方向の投影面積,

A_t：粗度を含む水路全体の断面積

図－1 に粗度係数と遮蔽率の関係を示した。粗度は遮蔽率の増加とともに大きくなり、その関係はほぼ以下の近似式で表すことができる。

$$n = 0.0332(1-\alpha)^{-1.7} \qquad (3)$$

なお、上式は流下方向の粗度間距離を 20cm すなわち円筒直径の２倍とした場合の関係式である。したがって、適用に際してはこの条件を考慮しておく必要があるが、同時に実施した実験結果によれば径の 1.5～2.5 倍の範囲であれば粗度は±5％程度しか変化しておらず、実用上は同様の取り扱いが可能である。[2)]

(3)粗度配置

図－２にブロック式魚道断面の基本形状を示した。流速は水深が大きいほど大きくなる傾向があり、流速低減の方法としては、粗度を配置するとともに、水深を小さくする方法がある。アユカケやヨシノボリ等の遊泳力の小さい魚種では魚体自体もそれほど大きくないため大きな水深を要求しない。また、前述の検討から考えても数十 cm/s という小さい流速を水深の大きな領域で確保するのは、遮蔽率が非常に大きくなり、効率的ではない。これらを考慮し、水路の横断方向に水深を変化させる水路を用いることとした（図－２）。水路幅は比較的実施例の多い２mとした。図中の最高水位および最低水位はこの魚道の利用水深範囲の上下限を示したものである。最低水位はサクラマスなど比較的魚体の大きな魚種を考慮し、最高水位は流量変化および横断方向

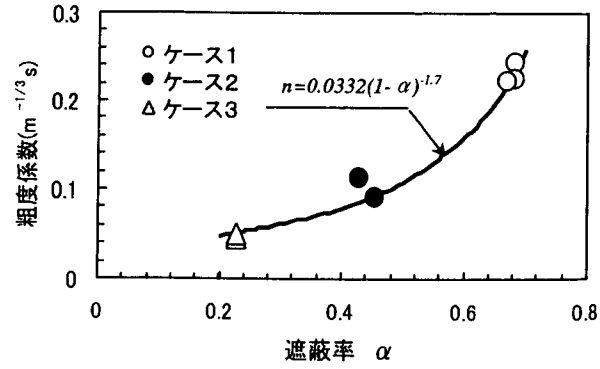
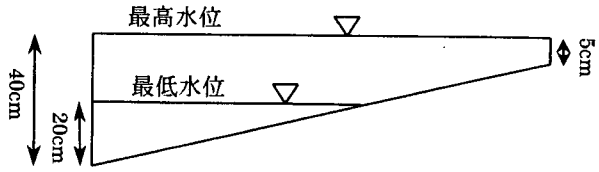


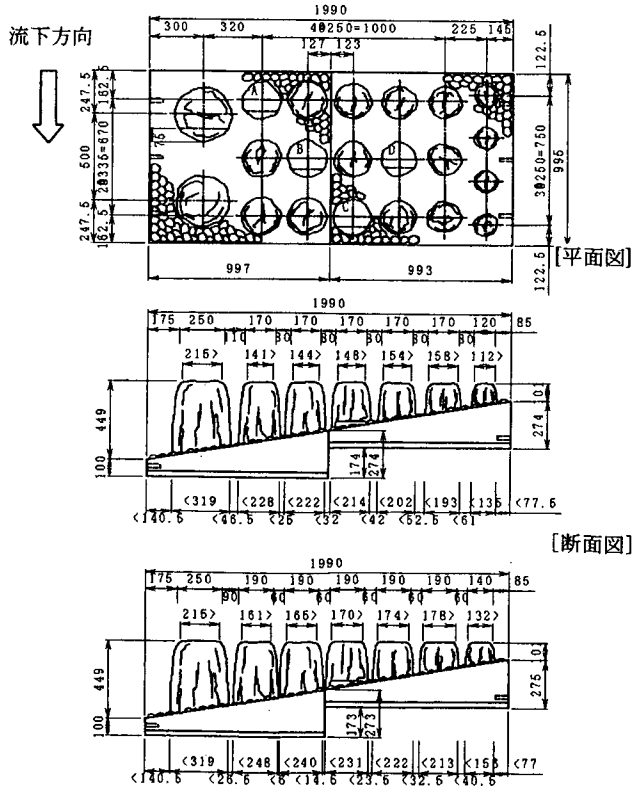
図-1 遮蔽率と粗度の関係



図－２ ブロック式魚道基本形状（横断面）

の勾配を考慮して設定したものである。横断方向の勾配は、幅方向に緩やかな流速変化となり、多様な流速場が得られるように 1/6 程度の勾配とした。

設計流速としては、最高水位において最深部で１m/s、最浅部で 0.3m/s として連続的な流速変化を想定した。最高水位を設計の対象としたのは、水位が低下すれば必然的に流速は小さくなり、魚道としては良好な状態に移行すると考えられるためである。1m/s の流速は大型のアユおよび大型魚の巡行速度を想定したものである。また、0.3m/s の流速は別途実施している実験結果[1)]により、体長２～４cm の



注）断面は上段が 1/8～1/12 勾配、下段が 1/5 勾配

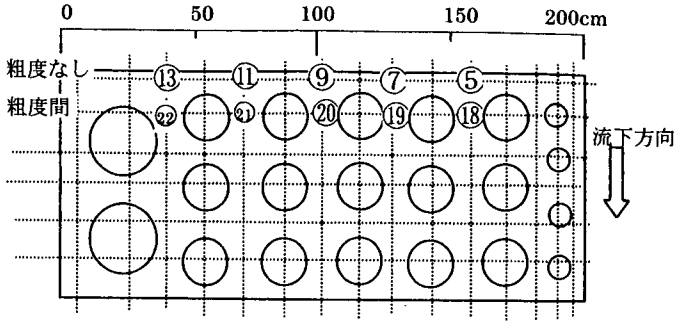
図－３ 実験に用いたブロック式魚道

カジカやアユカケが流速 0.4m/s 以下の流速場において遡上していることを考慮したものである。

施工上の都合や魚が遡上できるようにある程度粗度間の幅を確保する必要から、円筒はある程度以上の大きさにする必要があり、粗度係数を連続的に変化させることはできない。したがって、実際の設計に際しては、まず、形状・配置を設定し、これから遮蔽率、粗度係数を求め、流速を計算して想定した値となっているかを検証することになり、多少の繰り返し計算による形状設定が必要となる。

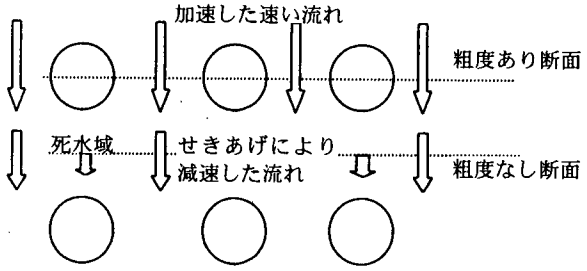
このようにして求めた粗度形状・配置の基本単位をもとに施工性等も考慮して設計したブロック式魚道を図－３に示した。円筒には高さ方向に若干の筋状の凹凸を設けるとともに、脱型を考慮して上部をやや細くしている。また、底部にも底生魚の休憩所となるように石状の凹凸を設けた。コンクリートブロックはこの横断方向２m×流下方向 1m を基本単位として、これを流下方向に並べていくこととなる。また、施工上の都合からこの基本単位を２つのブロックで製作している。なお、得られる流速の差がわずかであることから勾配 1/8～1/12 は同一形状とした。この形状において得られる粗度および流速の計算値を図－４に示した。図中の粗度および流速は中央に円柱を１つ含むようにブロック分けした各断面の値を示したものである（以下断面流速と呼ぶ。）。最深部が想定した流速よりも大きくなっているのは、大型魚のために粗度の間隔をやや大きく設定したためであるが、特に支障が生じる程大きな流速とはなっていない。

また、1/5 の勾配はこれまでの実績と比較してかなり急勾配となっており、これが実用化可能であれば、魚道設計の自由度をかなり増すことができるものと考えられる。なお、ここで示した魚道形状は、基本的な粗度配置であるが、現場の種々の設計条件に対しても同様の設計手法で形状を決めることが可能である。



注）測定は破線で示した測線の各交点で行った。本文図中で引用した測線および測点のみ名称を記入した。

図－５　測線および測点



図－６　ブロック内の流況

３．ブロック式魚道の水理特性

(1) 実験方法

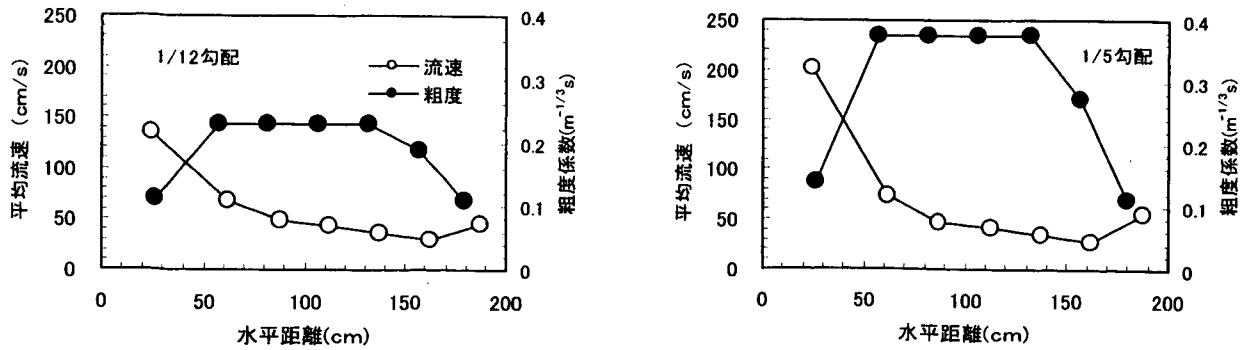
前述の２形状の魚道を実際にコンクリートブロックとして試作し、水理実験を行った。実験を行った流量条件等を表－２に示した。なお、流量 250 ℓ/s が最高水位に 50 ℓ/s が最低水位に対応している。各ケースとも上下流の水槽間の落差を１mとし、この間にコンクリートブロックを敷き並べた。ただし、上流１ブロック分（１m区間）は整流区間として水平にブロックを設置した。測定機器は前述の実験と同様である。また、測定を行った測点および測線を図－６に示した。

表－２ ブロック式魚道の実験条件

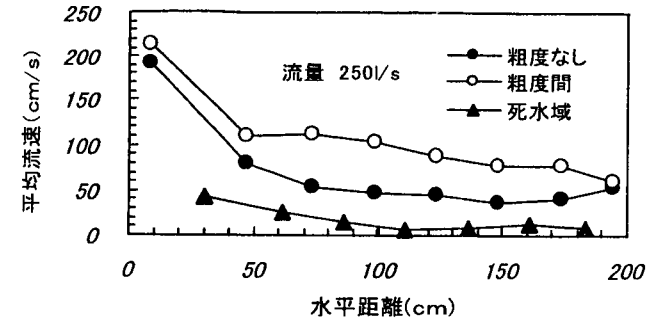
	勾配	流量(ℓ/s)
形状1	1/8,1/12	50,100,150,200,250,300
形状2	1/5	

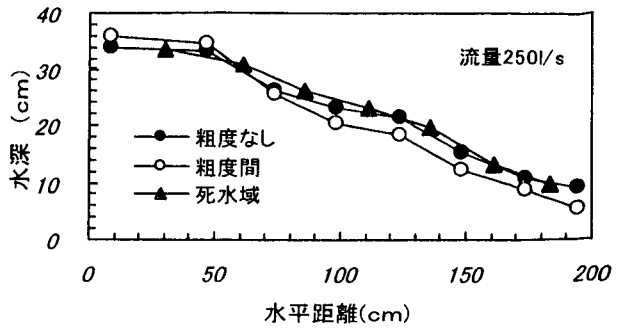
(2) 流速場の特性

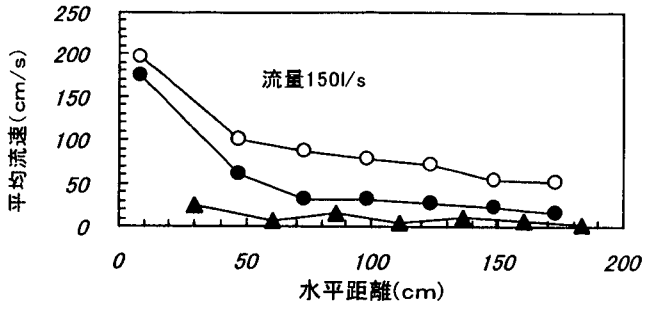
流下方向の水深は、上流の水平部を含む２ブロックおよび下流の水槽水位の影響を受けているブロックを除いて各ブロックの同一箇所はほぼ同じ水深となっていた。したがって、流れは等流と見なすことができ、また、ブロック単位でほぼ同一の流況が繰

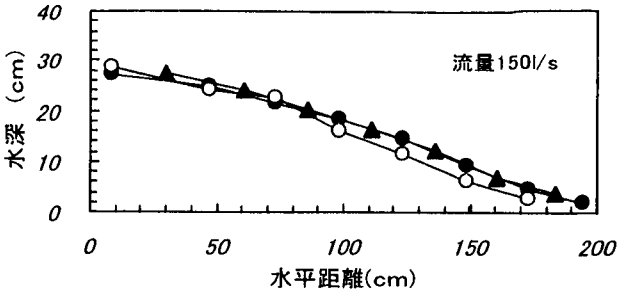


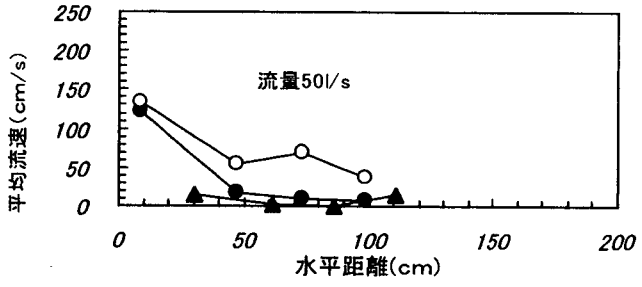
図－４ 粗度係数および流速の計算値（横断面）

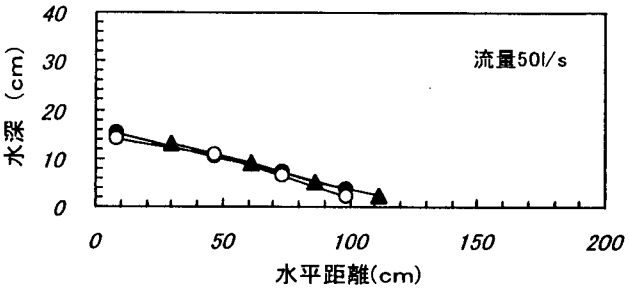






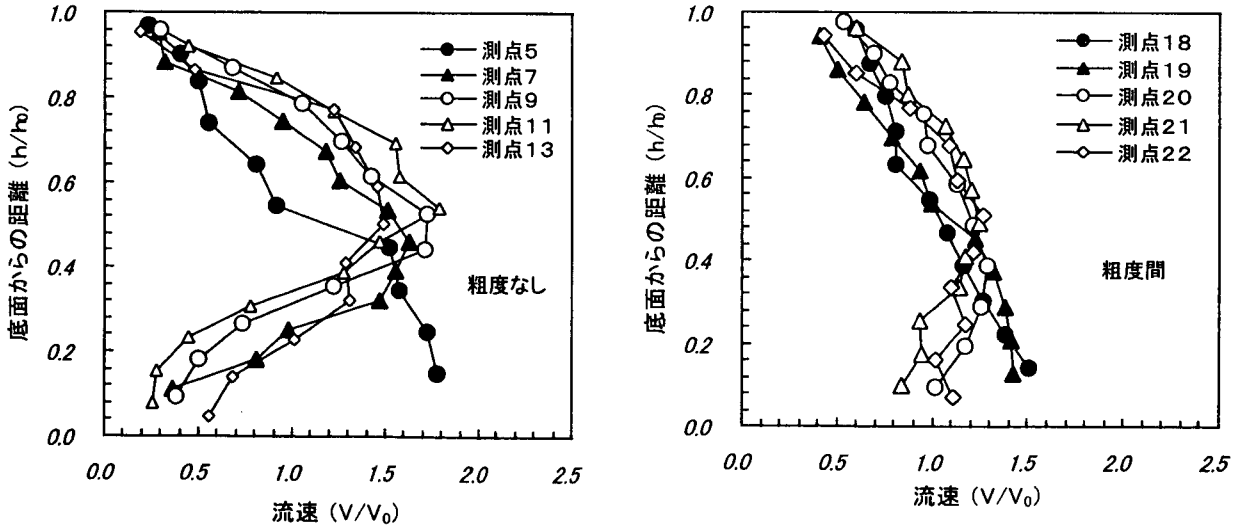






図－7 ブロック式魚道の平均流速分布(横断面)

図－8 ブロック内の水深変化(横断面)



図－9 縦断方向に粗度のない測線における深さ方向の流速分布(勾配1／12、流量 250ℓ/s)

り返されていると考えられる。

各ブロック内の流れは図－6に示すように大きく3つのパターンに区分される。すなわち、横断方向に粗度のない断面では粗度背後の死水域と流速の大きな粗度のない領域の繰り返しとなる。一方、流下方向に粗度のない測線でみると、粗度のない断面で流れがせき上げられることにより減速し、粗度がある領域ではせきあげられた水位によって流れは加速している。なお、以後簡単のため、流下方向に粗度のない領域のうち横断方向に粗度のある領域を粗度間、粗度のない領域を粗度なしと呼ぶ（図－5）。

図－7，8は、形状1の勾配 1/12 のケースについて横断面における深さ方向に平均した流速（以下平均流速と呼ぶ。）と水深の変化を示したものである。流速は最深部を除いてほぼ1m/s 以下となっており水深の変化に応じて連続的に緩やかに変化している。

水深も連続的に変化しており、水位は横断方向にほぼ一定となっている。また、粗度なしと粗度間を比較すると、水深の深い領域では大きな減速は見られないものの他の領域では粗度なし断面では粗度間の５～８割程度の減速が生じており、その割合は流量が小さいほど大きい。水深の変化はわずかであり数cmの上昇となっている。なお、他形状もほぼ同様の傾向を示している。

勾配 1/12、流量 250ℓ/s 時の水深方向の流速変化を粗度間、粗度ありに分けて図－９に示した。なお、流速は平均流速で、底からの距離は水深でそれぞれ無次元化している。図によれば粗度間、粗度なしとも水深に依らずほぼ一定の分布形状となっていることがわかる。粗度間では底部に行くに従い徐々に流速が大きくなるが、その変化はわずかである。一方、粗度なしの領域ではやや流速の変化は大きくなり、表層部と底部の流速が遅く、中間部で最も流速が大きくなる。こうした傾向および流速の変動幅は、流量、形状および勾配によらずほぼ一定であった。

(3)設計流速の検証

図－10 に粗度なしの測線における断面平均流速（計算値と同様、円柱単位での断面平均流速）の実測値と計算値を比較して示した。底面等に設計上考慮しなかった凹凸を設けたため、各形状とも計算値よりやや小さい値となっているが、流速はほぼ想定した範囲内で連続的に変化しており、提案した設計手法の有効性が確認された。

４．ブロック式魚道の遡上特性

(1) 実験方法

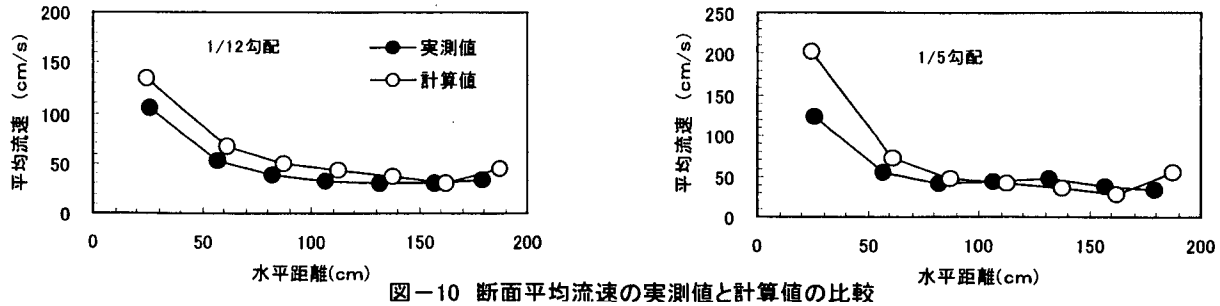
実験は水理実験に用いた施設で行った。流量は、基本形状の最高水位に当たる 250ℓ/s、最低水位に当たる 50 ℓ/s およびこれらの中間の 150 ℓ/s とした。対象魚は、アユおよび底生魚とした。アユは養殖魚であり、底生魚は近傍の河川より捕獲したもので、ヌマチチブとヨシノボリがほぼ同数混在している。アユの実験時間は筆者らが行ったこれまでの遡上実験における検討結果[3]から、遡上活動が盛んになる照度変化の激しい日出、日没を含む夕方４時から翌朝の９時までとした。底生魚については遡上に時間を要するため[1]朝 10 時から３日目の朝 10 時までの３日間とし、２日目に一度通水を中断して遡上魚を捕獲した。ともに実験開始１時間前に魚を下流プールへ投入し落ち着かせた後に実験を開始した。

実験尾数は実験の再現性、統計処理の有意性を保つために 100 尾程度とした。また、遡上実験は、実験時期や実験魚の体調等により遡上意欲が異なってくるため絶対的な評価が難しい。そこで、アユの遡上実験時には、同時に階段式魚道（勾配 1/25,階段数６）においても実験を行い、遡上率を比較した。

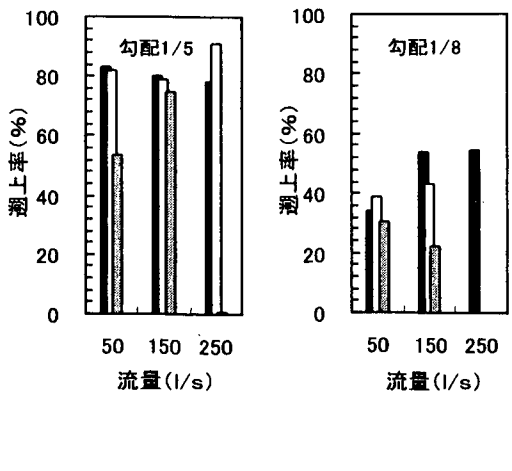
なお、実験場所の制約から実験時期および対象魚はケースによって異なっており、勾配 1/8 のブロック式魚道は５月にアユを、勾配 1/12 および 1/5 の魚道は６月にアユを７月に底生魚の実験を行っている。

(2) 実験結果

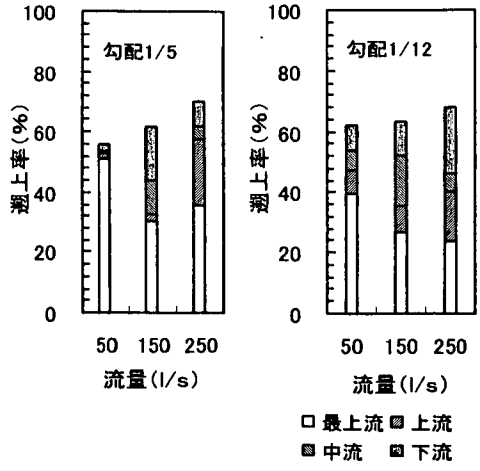
各形状、流量におけるブロック式魚道におけるアユの遡上率を同日に実施した階段式魚道における遡上率とともに図－11 に示した。なお、階段式魚道では、一部かなりのアユが途中プールに留まっているケースが見られたのでプール１段以上遡上した場合も併



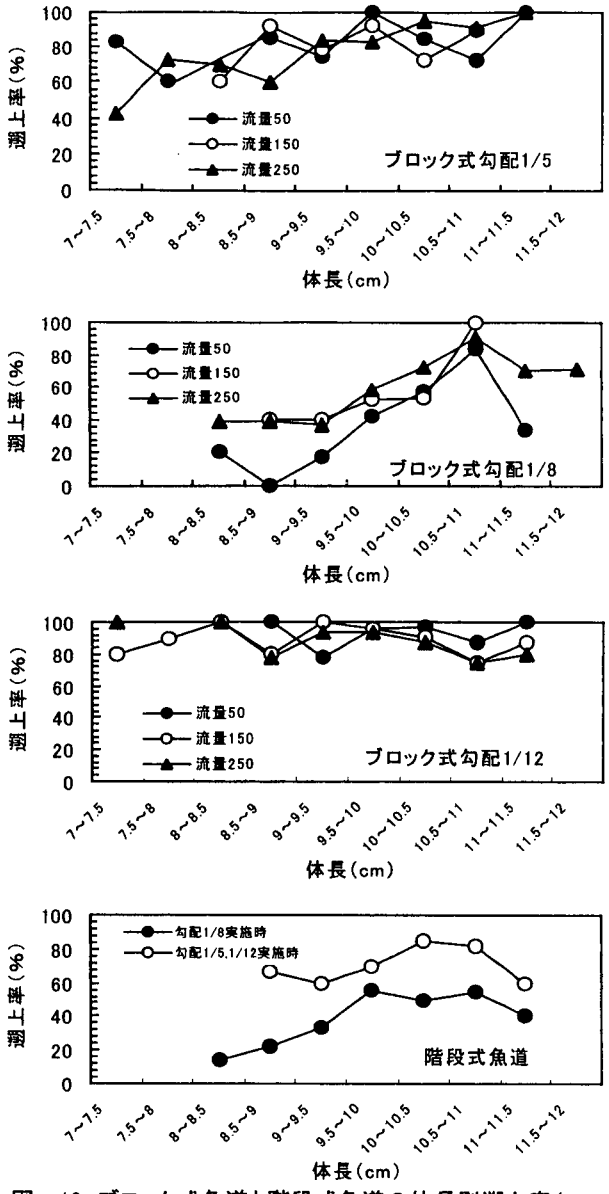
図－10 断面平均流速の実測値と計算値の比較



図－11 ブロック式魚道と階段式魚道の遡上率（アユ）

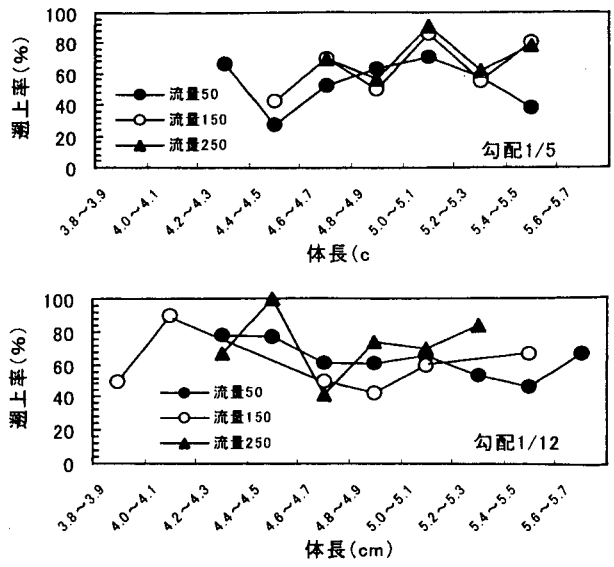


図－12 ブロック式魚道の遡上率（ヨシノボリ他）



図－13 ブロック式魚道と階段式魚道の体長別遡上率(アユ)

記した。勾配 1/5 および勾配 1/12 のブロック式魚道は流量にかかわらずほぼ 80%以上と階段式とほぼ同程度の遡上率を示している。勾配 1/8 のブロック式魚道はやや遡上率が低く 50%程度に留まっているが、同日に行った階段式魚道も同様に遡上率が低くなっており、実施時期が5月とやや早かったことが原因と考えられる。流速も他勾配の魚道と同様適切に制御されていること、流量の小さいすなわち流速の小さい場合に遡上率が低下していることからも遡上意欲が6月の実験時に比較して低かったと推測される。なお、50%の遡上率はこれまでの遡上実験結果と比較して決して低い率ではなく、実用上特に問題はない値と判断される。図－13 に、アユの体長別遡上率を示した。勾配 1/8 を除いてほぼ体長によらず一定の遡上率を示している。これは、遡上意欲のある魚体であれば体長にかかわらず遡上可能であったことを示していると考えられる。勾配 1/8 のブロック式魚道は、特に流量の小さい、すなわち全体としての遡上率が低かった場合に、より小さい体長



図－14 ブロック式魚道の体長別遡上率(ヨシノボリ)

の魚体の遡上率が低い傾向を示している。図-13 に階段式魚道の体長別遡上率を併記したが、同様の傾向が同時期の階段式魚道にも現れており、遡上率の低下は流速等の水理的要因ではないと考えられる。

図－12 に底生魚の遡上率を示した。勾配 1/5、1/12 ともにほぼ 60%以上の遡上率を示している。図-14 は底生魚の体長別遡上率を示したものであるが、アユ同様体長によらず一定の遡上率を示している。

なお、遡上経路については観察が難しく、十分な検証が行えなかった。

5．結論

本研究ではコンクリートブロックを用いた粗石式魚道の開発を行い、その水理特性および遡上特性を把握し、設計手法を提案した。これらの検討結果をまとめると以下のとおりである。

1) 本魚道は、多様な流速場を形成することができる。
2) 本魚道は、勾配を 1/5 と大きく採ることが可能であり、設計の自由度が高い魚道である。
3) 本魚道は、多様な魚種が遡上可能である。
4) 本研究で提案した手法により、実用上十分な精度で必要とされる流速場を有した魚道を設計できる。

今後は現地実験等により実用化を図っていくとともに、ゲートへ直接設置すること等を念頭においてさらなる急勾配の検討も進めていく予定である。

本研究にあたり、土木研究所水工水資源研究室 STA フェローシップ研究員 Dr. Kumar 氏に多大な御協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 柏井条介, 村岡敬子: 多様な魚種を対象とした魚道の遡上実験, 土木技術資料, Vol. 38, No. 2, pp. 20-25, 1996
2) 野仲典理, G. S. Kumar, 柏井条介: 円筒を用いた水路式魚道の遮蔽率と粗度係数の関係, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第 2 部, pp. 258-259, 1999
3) 田中和浩：階段式魚道におけるアユの遡上特性, 土木研究所資料第 34 回土木研究所発表会論文集, 1996

(1999.9.30受付)

◆ 河川生態特集 ◆

コンクリートブロック化した急勾配水路式魚道の適用性とアユの遡上経路

小野雅人* 柏井条介**

1. はじめに

本報告の対象とする水路式魚道は、水路内に流れに抵抗する粗度を配置し、流速を低減させようというものであり、横断方向に粗度の配置や水路床標高を変化させることにより、水深、流速の変化する多様な流れの場を形成させることが可能な魚道形状である。

土木研究所水工水資源研究室では、水路式魚道の設計手法を確立すべく、円筒を粗度とした場合を対象に配置と水理特性の関係を調査し、魚道の設計手法を提案した[1]。更にその検討結果を受け、コスト縮減、工期短縮等の観点からコンクリートブロック化を念頭に置いたより実用的な形状設定方法を検討し、アユ、ヨシノボリ等を用いた遡上実験により、魚道としてはかなりの急勾配である1/5勾配まで適用可能な魚道形状を提示した[2]が、これまでの実験では1/5勾配が最急勾配であり、更なる急勾配水路への適用が期待された。このことを踏まえ、本報告では、更に急勾配な1/3勾配の場合を対象に水理特性調査及び遡上実験を行い、その適用可能性を検討した。

また、これまでの検討では、粗度を上下流方向に直列とし、粗度と粗度間の空間を同程度のものとして設定してきたが、これらの設定の妥当性の確認及び形状の更なる改善のため、遡上経路や休憩状況といった魚の遡上形態に関する詳細な知見が必要であり、アユを対象に遡上実態調査を実施した。

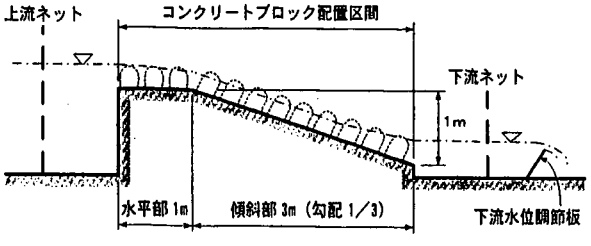


図-1 実験模型概要図

2. 1/3勾配魚道の適用性調査

2.1 実験の概要

図-1に実験模型の概要を示す。これまでと同様、模型は原型の大きさのものであり、底部については実際にコンクリートブロックで製作した。上流端は、流れがスムーズに加速するよう1mの水平区間を設けている。また、魚道下流水路の下流端には水位調節板を設け、魚道下流端付近での流れが、減勢しながらスムーズに下流水路に導かれるよう水位制御を行った。上流端と下流端のブロックの落差は約1mであり、水路幅はこれまでの検討で所定の水深範囲で良好な遡上状況を得るため必要とされた2mとした。

図-2に粗度配置を示す。この粗度配置は1/5勾配のものと同じである。当然のことながら、1/3勾配で必要な流速低減量は1/5勾配のものより大きく、粗度配置は1/5勾配より密なものとする必要があるものと考えられるが、1/5勾配の配置でも粗度間の隙間は、小さい箇所では数cmであり、既に魚の通過空間としては厳しい条件であること、また、1/5勾配での結果が非常に良好であり、

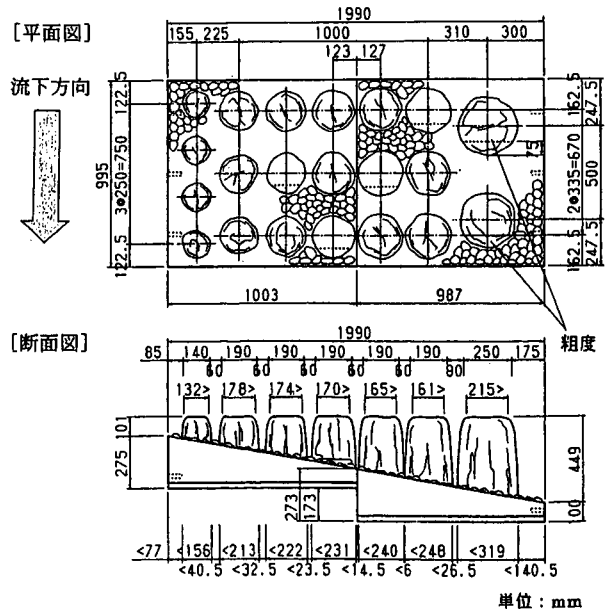


図-2 粗度配置

Application of a Steep Slope Concrete Block Stream Type Fishway and Sweetfish Ascending Routes

流れの状態としては余裕があるものと考え、今回1/5勾配のものをそのまま用いることとした。

水理特性調査は、50, 150, 250ℓ/sの各流量に対し流況観察を実施するとともに、ポイントゲージにより水面形を、プロペラ流速計により流速を測定した。基本単位(1m×2m)内での水面形、流速の測定位置を図-3に示す。測定は傾斜部の中央のブロックで行った。また、流速は水深方向に計測し、流速分布を把握した。

遡上実験は、浮遊魚としてアユ、底生魚として主にヨシノボリを用い、表-1に示す条件にて実施した。アユは養殖魚、底生魚は近傍河川での捕獲魚である。なお、50,250ℓ/sの条件は、それぞれ設計上の最低水位wl_{min}(最深部で20cm)及び最高水位wl_{max}(最深部で40cm)を与える流量条件に相当している。

アユに関する遡上実験方法は、これまでの方法と同様である。すなわち、遡上実験時間をアユの遡上が盛んな日の入、日の出を含む午後4時から翌朝の午前9時までとし、実験終了後に遡上魚、非遡上魚数の確認を行った。また、底生魚は遡上時刻が明確でないこと、移動速度がゆっくりであることから、実験時間を朝10時から2日目の朝10時までの48時間とし魚数確認を行った。ただし、経過時間と遡上状況を確認するため、また、下流へ戻る魚の影響を軽減するため、24時間後においても、一度通水を中断して遡上魚の捕獲を実施した。なお、遡上実験では既に十分な遡上が得られることが確認されている1/12勾配魚道の実験を同時に行い、本勾配との比較を行っている。実験での使用魚数は、統計処理上の有意性を持たせるため、各ケース100尾程度以上とし、繰り返し使用はしないこととした。

表-1 遡上実験の実験条件

対象魚(実施時期)	流量(ℓ/s)	体長の範囲	体重の範囲
アユ(7月)	50[1),250[2)]	9.5~14.8cm	6.1~24.5g
底生魚(7月)	250[2)]	3.4~5.6cm	0.2~1.3g

注：1)wl_{min}に対応、2)wl_{max}に対応

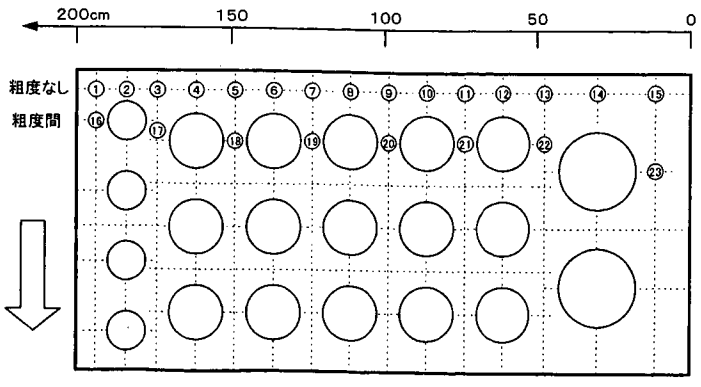


図-3 水面形・流速測定位置図

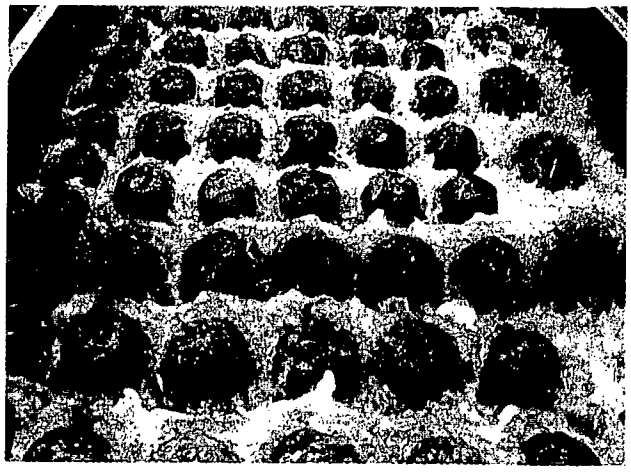


写真-1 wl_{max}付近の流況

2.2 実験結果

2.2.1 水理特性調査

1) 流況

写真-1にwl_{max}付近での流況を示す。粗度位置でのせき上げ、加速による水面への影響がかなり顕著であり、上下流方向の水面形は階段状の様相を示す。流れは水深の大きい側が速く、最深部側の最も大きい粗度では、粗度上流側の水面付近で飛散する状況がみられ、空気混入による白濁の影響も大きい。この最深部付近の流況の乱れは、流量が小さくなってもそれ程改善されない。

2) 水面形

図-4に横断方向の水深変化を示す。図中の粗度なし、粗度間断面は図-3に示してあるとおりである。これまでのケースと同様、幅方向には水面はほぼ水平になっている。1/5勾配以下では、粗度間と粗度なしの水深はあまり変わらなかったが、1/3勾配では粗度間の水深が粗度なし断面のそれよりも大きくなっている。

3) 流速

図-5に縦断方向に粗度のない測線上での粗度あり、粗度間の流速分布を示す。図はwl_{max}の条件下におけるもの

であり、水深方向については水深で、流速については平均流速で無次元化し、水深の異なる各測点を比較した。粗度間の流速分布はこれまでのケースと同様、測点位置によらずほぼ相似となっている。粗度なし断面では流速分布に２つのパターンが見られるが、水路の中央部付近における、水深の中央付近で流速のピークを持つ分布がこれまでのケースの傾向である。それ以外の領域の分布は、底面付近に流速のピークを持つ粗度間におけるよパターンと似ている。底面付近に流速のピークを持つ理由は明確ではないが、1/3 勾配では加速による水面勾配が大きく、加速流が底面に押し付けられる傾向をもつことが考えられる。

図-6 には、水深方向の流速測定結果を平均した平均流速と流量の関係を測点毎に示す。図より、流速は最深部で最も大きく、水深の大きい方から小さい方に向かって低減している。また、同じ測点でも流量が大きくなれば流速も大きくなる。粗

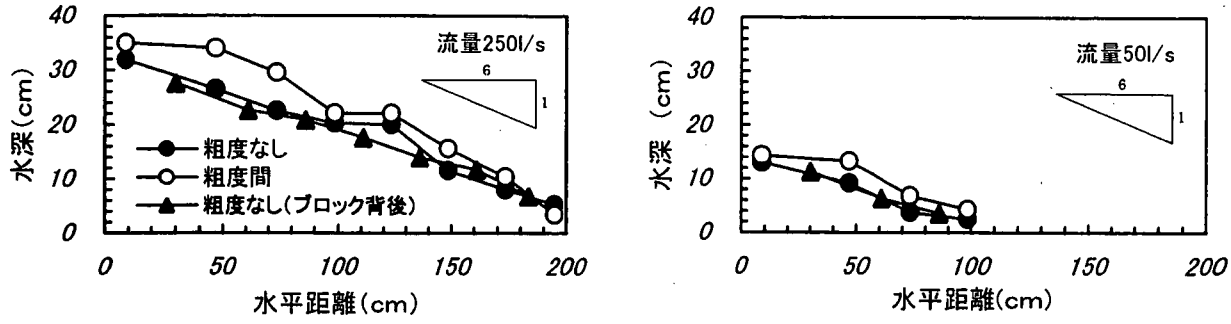


図-4 ブロック内の横断方向における水深変化

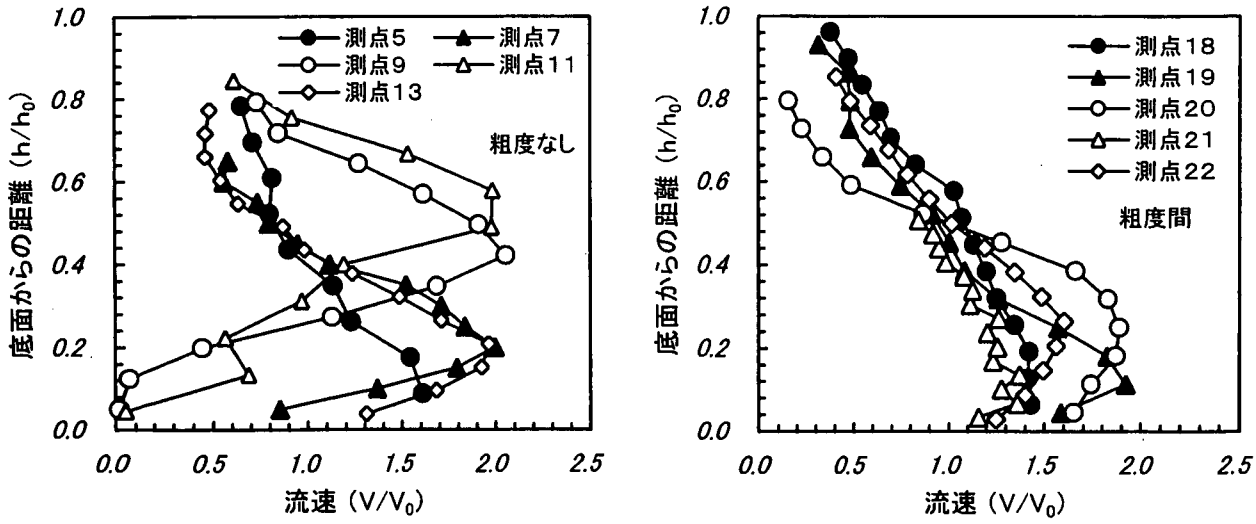


図-5 横断方向に粗度のない測線における深さ方向の流速分布

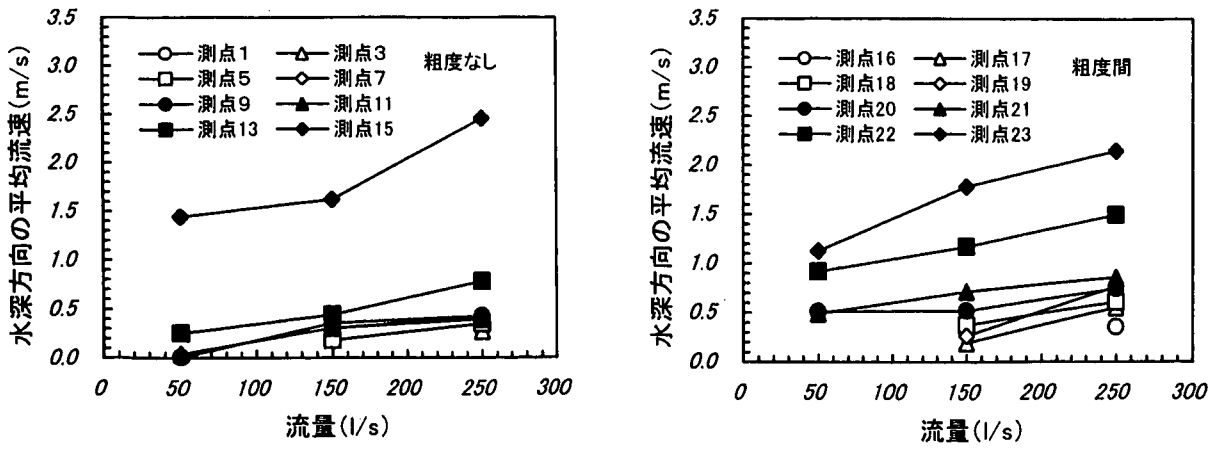


図-6 水深方向の平均流速と流量の関係

度なしでは、最深部を除く領域の流速は1m/s以下に制御されている。粗度なしと粗度間では、粗度間の流速の方が若干大きくなっているが、最深部付近を除く領域の流速は1m/s以下であり、1/3勾配においても流速の小さい領域が十分に確保されている。なお、図は縦断方向に粗度のない断面上のものであるが、粗度背後の領域の平均流速は数十 cm 以下であり非常に小さいものである。

図-7は側壁及び横断方向にみた粗度間の中央断面により断面分割を行い、粗度なし測線上の流速測定結果から断面平均流速を求め、計算値[1]との比較を行ったものである。断面平均流速の計算値は、勾配1/20の水路上に円筒を上下流方向に直列に並べ、配置密度を変化させて行った実験で得られた実験式 $n = 0.0332(1-\alpha)^{-1.7}$ を用いて、マニング式 $v_e = 1/n \cdot R^{2/3} I^{1/2}$ より算出したものである。ここに、n：マニングの粗度係数、α：遮蔽率 $= A_r/A_t$（A_r：粗度の流れ方向の投影面積、A_t：粗度を含む流れ断面積）、v_e：断面平均流速、R：径深、I：水路勾配である。

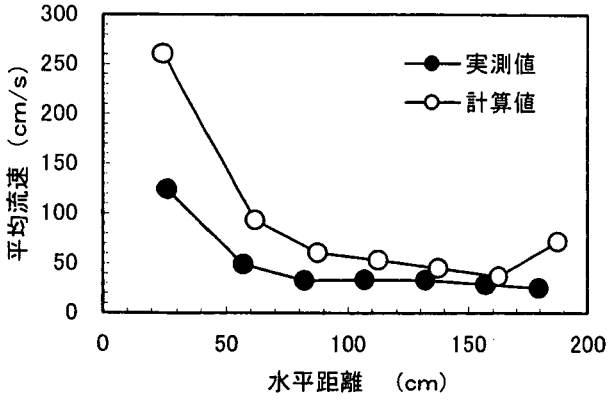


図-7 断面平均流速の実測値と計算値の比較

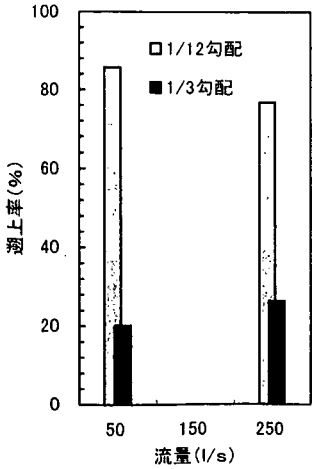


図-8 水路式魚道の遡上率（アユ）

図-7より、水深の大きいところでは、実測値と計算値の平均流速の差は、これまでに実施した1/12~1/5勾配よりも大きくなっているものの、流速の比較的小さいところでは、実測値は計算値と同程度かそれより小さい値となっており、本計算手法の有用性が確認される。

2.2.2 遡上実験

図-8にアユの遡上実験結果を1/12勾配魚道での結果と併せて示す。図より、同時実験を行った1/12勾配では80%程度の高い値が得られているのに対し、1/3勾配では20%程度のかなり低い遡上率に留まっている。先に示したように、平均的な流速は数十 cm/s 程度の小さな値がかなり広い範囲に亘り得られており、遡上率の低い原因は明確ではないが、平均的な流速のみでは表せない局所的に存在する速い流れが遡上に影響を与えている可能性がある。水面は細かく測定すれば横断方向にも階段状になっており、局所的に速い流れが存在しているものと考えられる。また、全体的な流況の乱れ、すなわち水路の全幅に亘る気泡の存在や大きい水面変動なども遡上に影響を与えていることが考えられる。更には、魚道勾配そのものが遡上に影響を与えている可能性もあろう。

図-9にはアユの体長別の遡上率を示す。どちらも体長が大きくなるほど遡上率が良くなる傾向を示しているが、1/3勾配ではより顕著であり、概ね体長12~13cmを境に遡上率が変化している。特に、小流量の50ℓ/sではこのあたりの体長を境に極端に遡上率が低下しており、体長の小さい、すなわち遊泳力が小さいアユにとってこの勾配は極めて厳しい条件であると考えられる。

図-10には底生魚の遡上率を示す。底生魚は遡上に時間を要するため、実験終了後、魚道を上流、

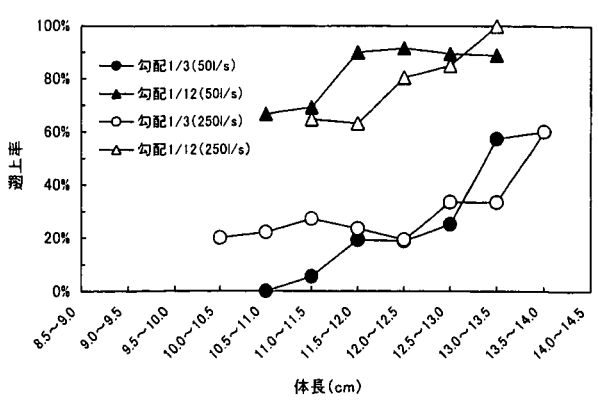


図-9 水路式魚道の体長別遡上率（アユ）

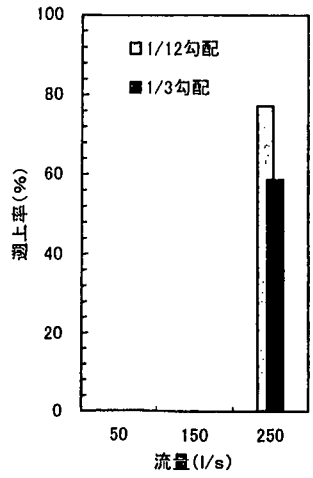


図-10 水路式魚道の遡上率 (ヨシノボリ他)

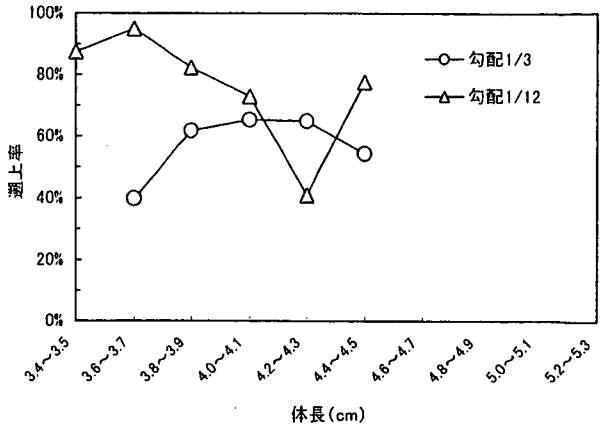


図-11 水路式魚道の体長別遡上率 (ヨシノボリ他)

中流、下流の3区分し、これら魚数についてもカウントしたが、最上流及び上流まで達したものを加えると、1/3勾配で概ね60%、比較のために行った1/12勾配では概ね80%の遡上率であった。これまでの実験で得られた底生魚の遡上率は概ね40~50%であり、底生魚は1/3勾配といった急勾配においても遡上可能であると思われる。底生魚は遡上の際、水深が小さい低流速域を利用しているものと考えられる。実際、実験終了間際、流量を下げる段階で、僅かなみず道を利用して遡上する様子が観察できた。

図-11は体長別の遡上率 (最上流、上流のものを足した遡上率) を示したものであるが、どちらのケースも遡上率と体長には一定の傾向が見られず、遡上意欲のある魚体については、遡上可能であると考えられる。

3. 遡上実態調査

3.1 実験の概要

実験条件を表-2に示す。実験は勾配1/12の模型を用い、遡上実験と同様の方法で行った。遡上状況の観察は、水面の波の影響をなくすため、上流から5ブロック目 (全12ブロック) の上部に水面と接するように透明アクリル板で製作した観察箱を設置し、上面からビデオ撮影により行った。この位置は基本単位の流れが上下流方向に変化しなくなる区域であり、水面形、流速の測定ブロックでもある。流量は、水面が粗度高以上となり、観察箱による観察が可能な流量として300ℓ/sとし、対象魚はアユとした。

表-2 遡上実態調査の実験条件

魚道勾配	流量	対象魚 (実施時期)
1/12勾配	300ℓ/s	アユ (8月)

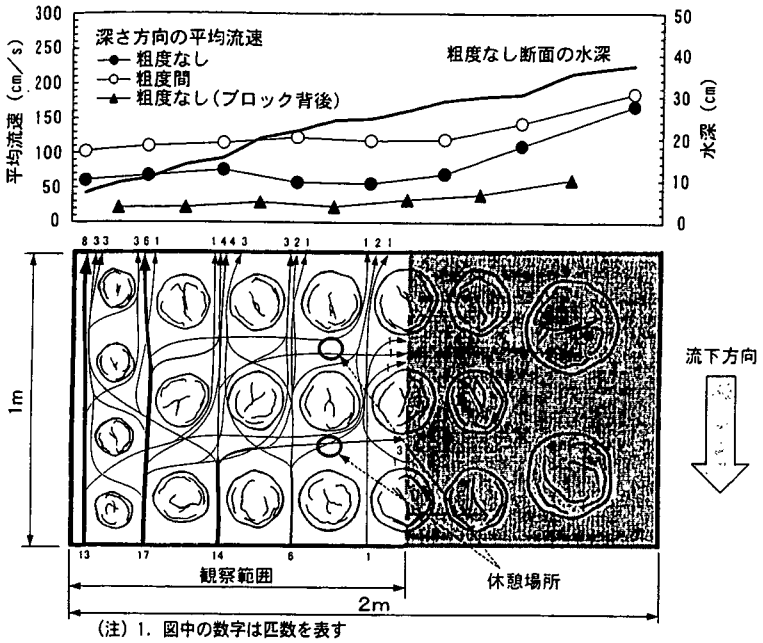
なお、最深部の流速は大きく、観察箱を設けても気泡や白波により観察が困難であったため、観察範囲は全幅 (2m) に対して、浅い側の概ね6割程度とした。また、実験中の照明は、遡上への影響を極力抑えるため、ビデオ撮影が可能な程度の最小限のものとした。

3.2 実験結果

観察範囲を通過した全てのアユ (上流から戻ってきたものや途中で引き返したものは除く) の遡上の軌跡を水面形、平均流速と併せて図-12に示す。なお、この実験における遡上率は66%であり、そのうち観察範囲を遡上したものは80%であった。遡上率は、同模型を用いた過去の実験結果と比較して若干低いが、これは実験時期、流量、照明等が影響しているものと思われる。

図より、遡上には一定の経路はないものの、水深の小さい領域の利用頻度が若干高い傾向が見られた。アユは魚道の端を遡上するものほど直進性が高く、中央に近づくほど直進性は低くなった。これは経路の選択肢が増えることと関係があるのかもしれない。しかしながら、観察範囲内では、左右に1ブロックないしは2ブロック移動した後は再び直進していることから、アユはある程度まとまった区間を直進して遡上する傾向があるものと考えられる。また、観察範囲外の高流速域は2割程度のアユが利用していると見られるが、観察範囲内である低~中流速域との行き来は少なく、アユは自分の好む流速域からはあまり外れることはないと考えられる。

図には、アユの休憩が観察された場所も併せて



(注) 1. 図中の数字は匹数を表す
2. 図中の矢印はアユの通過した経路を模式的に表したものである。
3. 上流から下降してきたアユや途中で引き返したアユの経路は除いている。

図-12 アユの遡上経路 (勾配 1/12, 流量 300ℓ/s)

示している。これらの場所では3~7分程度の休憩が観察されており、アユはブロック背後の低流速域を適当な休憩場所として利用していることが分かる。

ここで、本実験では図-2に示した通り、粗度は直列配置、上下流方向の粗度の隙間間隔は粗度と同程度としている。これらはアユの直進性、ならびに休憩場所を考慮したものである。今回の実験結果から、アユはある程度まとまった区間を直進すること、ブロック背後の空間を適当な休憩場所として利用していることから、これらの配置の有効性が確認された。

遡上の割合を時刻別で見ると、日没付近の19時台 (遡上割合25%) 及び22時台 (同22%) に遡上のピークが見られた。アユの遡上活動が活発になる時間帯は、これまでの知見から照度変化の激しい日出、日没と言われている。22時台に遡上が活発に見られた理由は定かではないが、ビデオ撮影用の照明が影響しているのかもしれない。また、遡上は深夜0時台でほぼ終了し、日出付近での遡上は見られなかった。

4. おわりに

本報告では、1/5勾配から更に急勾配とした1/3勾配魚道を対象に、その水理特性、遡上特性を調査した。また、1/12勾配魚道を対象に、アユの遡上実態を把握するための調査も併せて行った。主な結論は次の通りである。

1) 1/3勾配では多様な流速場が得られ、ヨシノボリの遡上率はこれまでのものと変わらないが、アユの遡上率はかなり低減する。したがって、適用可能な魚種や体長が制限される。

2) アユは様々な流速域に対して遡上が可能である。また、アユの遡上経路や休息状況から、本魚道のブロック配置の有効性が確認された。

なお、本成果は建設省土木研究所の共同研究制度に基づき実施した、株式会社ホクエツ、技研興業株式会社、株式会社テトラ、共和コンクリート工業株式会社との共同研究の成果の一部である。

参 考 文 献

1) 柏井条介、野仲典理：水路式魚道の粗度とアユの遡上に関する調査, 土木研究所資料, 第3601号, 平成10年12月

2) 桜井力、柏井条介、佐々木國隆、岡崎克美、進藤邦雄、岡本俊策：コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性, 水工学論文集, 第44巻, 2000年2月

小野雅人*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室研究員
Masato ONO

柏井条介**



同　水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

3rd International Symposium on Ecohydraulics
Salt Lake City, Utah, USA, July 12-19, 1999

LABORATORY EVALUATION OF FISH AND BOAT PASS CHANNEL FOR PASSAGE OF AYU FISH (*PLECOGLOSSUS ALTIVELIS*)

by
Sampath Kumar Gurram
STA Fellow,
Water Resources & Hydraulic Engineering Division
Dam Department
Public Works Research Institute
1-Asahi, Tsukuba 305-0805
E-mail: kumar@pwri.go.jp
and
Josuke Kashiwai
Head, Water Resources & Hydraulic Engineering Division
Public Works Research Institute
1-Asahi, Tsukuba 305-0805
E-mail: kashiwai@pwri.go.jp

Keywords: Fish and Boat pass, ayu fish, fishway, boat channel, baffle

ABSTRACT

This paper documents the hydraulic characteristics of the fish and boat pass channel and the performance of ayu fish also known as sweet fish (*Plecoglossus Altivelis*) in the test channel. Ayu fish with body lengths ranging from 80 mm to 130 mm readily entered and ascended the 15-m long fish and boat pass channel that was positioned at a slope of 10%. The flow characteristics of the baffles used in the design of fish and boat pass channel are given. Observations indicate that the channel described in the present paper could be used to pass such weak swimmers as ayu fish over small barriers while providing upstream access to certain type of pleasure boats, if desired. This paper also includes a number of other interesting features of fish and boat pass channel

1 INTRODUCTION

The most widely used fishway in Japan is fish ladder. However, other types of fishways are also used in small numbers. They include the vertical slot fishways, Denil fishways and fishways with cobblestones. Recently, fishways used for upstream passage of both fish and small pleasure boats past small obstructions in streams were also built (Sawada et al.). They are mostly bottom baffle type fishways. However, bottom baffles were hydraulically ineffective at large water depths. Baffles at bottom and sides incorporated into single plane baffles were expected to be good energy dissipaters. Fish and boat pass channel built at Evijarvi, Finland (Timo Pohjamo, 1995, Sampath Kumar

Gurram and Timo Pohjamo, 1997 and 1998) with baffles located at the sides and bottom was modified in the present study so that relatively weak swimmer like ayu fish (Plecoglossus altivelis) are able to use the channel. The baffle shape and dimensions of the prototype modified fish and boat pass channel are shown in Fig.1. This channel is 10 m long and has a slope of 1/25. The baffles are positioned at 45° to the channel bottom

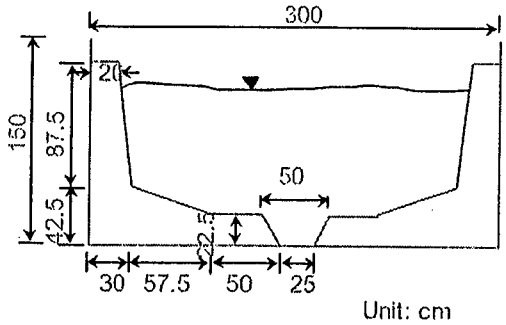


Figure 1 Baffle details of the modified fish and boat pass channel fishway

at 50-cm spacing. This arrangement provides considerable energy dissipation by reflecting water current back on itself, establishes low velocities on the sides and bottom and high velocities in the central zone of the scale model. Tests of this modified fish and boat pass channel (Gurram, Kashiwai and Nonaka 1999) indicated that the fish and boat pass channel maintained a zone of low velocities near the side walls and the bottom and maximum velocities in the central zone of the baffles. The water velocities in this channel enable the small motor pleasure boats to go upstream.

The objective of this study was to find whether or not weak swimmers like ayu fish would able to use modified fish and boat pass channel for their upstream migration. This paper presents the results of an experimental investigation of upstream migration of ayu fish. Hydraulic characteristics of the fish and boat pass channel were also furnished.

2. EXPERIMENTS

This study was conducted at the Public Works Research Institute (PWRI). In the present study, due to the limitations of resources for the full-scale tests, the size (width and depth) of the channel was kept smaller than the prototype fish and boat pass channel size (3 x1.5 m). The baffle details of the test channel are shown in Fig.2. Slope of the channel was however increased to 10% with an aim to obtain prototype velocity distribution using small amount of discharges. Though it is entirely not possible to reproduce the similar flow conditions as in the prototype fish and boat pass channel with this test method, however, considering that the experiments were mainly designed for the testing of migration of ayu, the scaling effects were thought to be not so prominent.

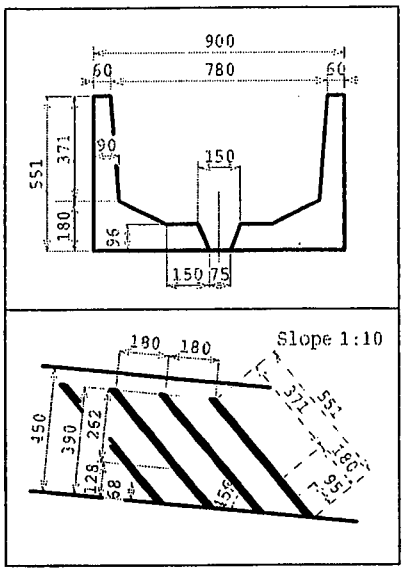


Figure 2 Baffle details of the test channel

The experimental channel used in the present study referred hereafter in the text as test channel for migration. The experiments were conducted in the arrangement as shown in the Figure.3. The flume measured 15.33 m in length, 900 mm in width and 450 mm in

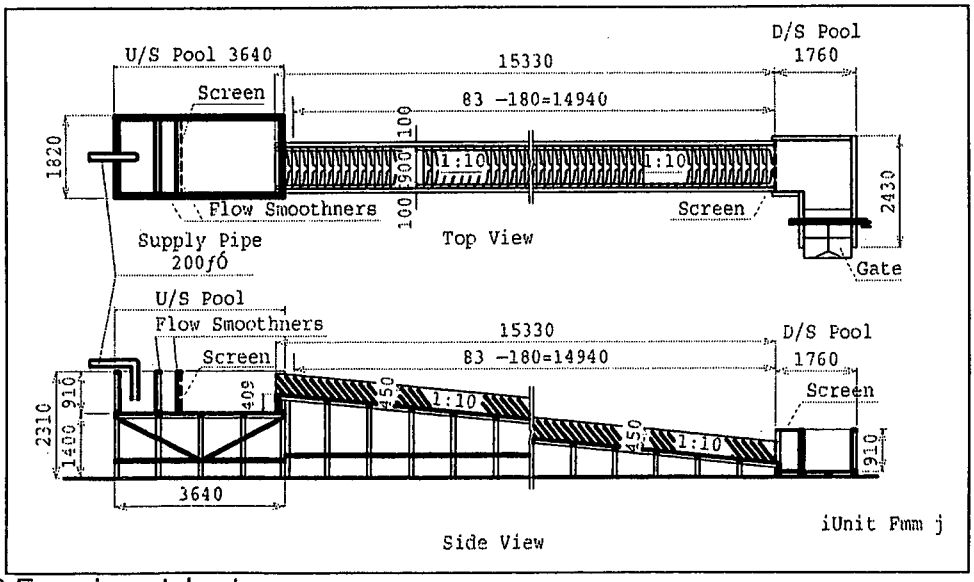


Figure 3 Experimental set up

height. A headtank equipped with stilling arrangements was attached to the flume inlet. The flume was placed at 10% slope. The water discharge through the fish and boat pass

channel was measured by the magnetic flow meters installed in supply lines. For the water surface profiles, a standard point gauge was used. The velocity readings were obtained using a propeller of 10 mm.

3. EXPERIMENTAL RESULTS

Hydraulic characteristics of the test channel for migration are described first followed by the results of the upstream migration tests in this section.

3.1 Hydraulic Characteristics

Velocity contours over the baffle located in the region of fully developed flow of

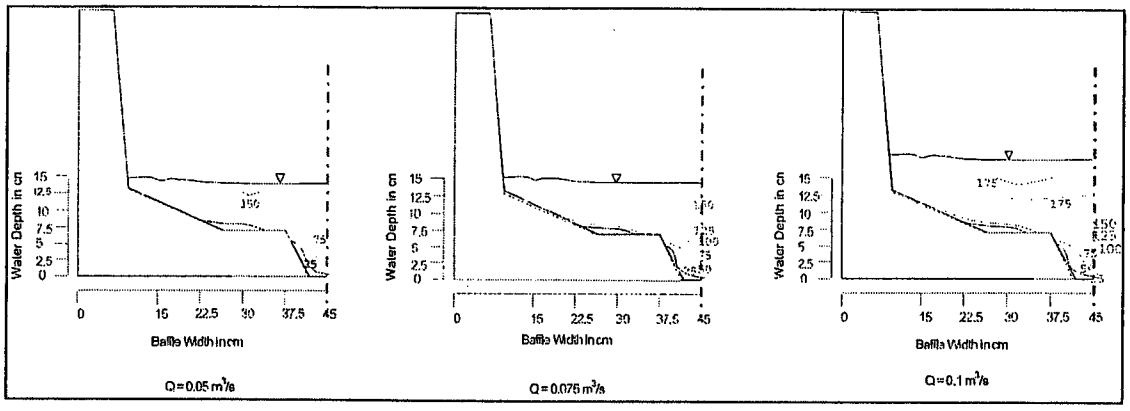


Figure 4 Velocity contours over the baffle in the test channel (Slope 1/10)

the fish and boat pass channel are shown in Figure 4 for different flow rates. For comparison, the full-scale equivalent velocity distributions from the model scale tests (Gurram et al.) are also given in Figure 5. The velocity profiles are found to be identical over the centerline of the channel. Therefore, velocity distributions only over the half the width of the baffle are shown in these figures. The vertical and horizontal axis

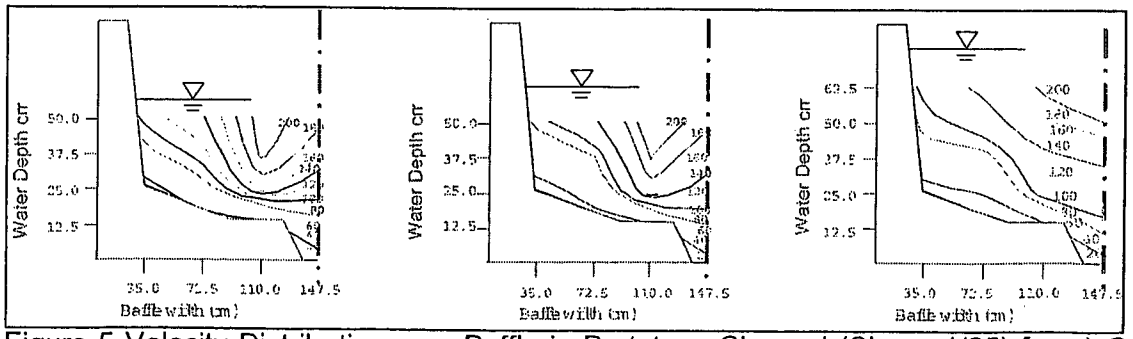


Figure 5 Velocity Distribution over Baffle in Prototype Channel (Slope: 1/25) for a) Q = 1.40m^3/s, b) Q = 1.68m^3/s, Q = 1.96m^3/s

corresponds to water depths and baffle width respectively in both the figures. A mean water surface level is also marked. Almost similar type of distribution resulted from the present tests using discharges of 0.05 m^3/s, 0.075 m^3/s and 0.1 m^3/s near the bottom and sides of the channel as in the prototype channel. However, at the surface the velocities are smaller. This discrepancy is considered to be insignificant from the objective of the present experiments since the modified fish and boat pass channel anyhow permit the fish to migrate only from sides and bottom of the channel. The velocity profiles have a clear pattern with an increase in velocities from sides to the center and from bottom to the surface with the maximum velocity occurring close to the water surface near the central zone. The velocity contours are generally not closely spaced at the center as at the sides and near the baffle surface indicating a gradual change in velocities. The structure of the velocity profiles indicates that a wide range of velocities are present in the channels so that small fish and fish with a poor swimming ability can also ascend the channels.

3.2 Upstream Migration Characteristics

The upstream migration test was performed to study whether or not the flow conditions available in the fishway will permit 'the fish that want to migrate upstream' actually do so. Wada (1990), Kashiwai and Nonaka (1998) and Kashiwai et al. (1999) have performed many upstream migration experiments of ayu fish. The results of Wada indicated that the ayu tend to migrate at every four hour cyclic period. However, Kashiwai and Nonaka and Kashiwai et al. have found through their studies at Public Works Research Institute (PWRI) that the change in lighting conditions is one among the several other factors that is significant in ayu fish migration. They observed that peak rate of migration was during sunset and sunrise with highest migration rates registered at sunrise. Both of these studies recommended for further experiments to clarify migration time periods. The tests in the present study were carried out on the basis that the peak migration takes place during sunrise and sunset. Therefore, the test fish were released into downstream pool at 3:00 p.m. and the fish were prevented to enter into fishway immediately with a fine wire screen. Instead they were allowed to swim in the pool for about an hour to calm down. Then the fine wire screen was opened at about 4:00 p.m. to start the test. The flow of water was stopped on the following day at about 9:00 a.m. thus concluding the experiment. All the test fish that were migrated upstream and that remained in the downstream pool were collected and counted after the test was completed. Fish stayed in the middle of the channel were also collected. The body weights and lengths of all the test fish were also recorded. The ayu used for the test were nursery-bred fish. The downstream end of the fish and boat pass channel was submerged to a distance of nearly 5 m so that fish have to pass only 10 m length of the channel. 100 test fish were used in each experiment so as to have meaningful migration rates.

Observations of ayu fish behavior inside the test channel for migration indicated that most ayu fish went up in two steps. Fish were seen taking enough rest behind the baffles near the side walls. In the three experiments for flow rates 0.05m^3/s, 0.075 m^3/s and 0.1 m^3/s, about 33%, 61% and 11% respectively of the total tested fish were seen in

the upstream pool in the first one-hour after they were released. Further, peak migration was seen at sunset. This confirmed the previous tests using ayu fish at PWRI that migration activity is peak at sunset. However, no records were made for the migration during the night and sunrise.

3.2.1 Effect of Discharge

Figure 6 shows the effect of discharge on the success rate of ayu fish that migrated upstream. In general ayu fish appeared to be attracted by the water velocities produced by all the discharges tested as more than 85% of the total tested fish passed the channel in each case. In case of 0.05 m^3/s, the pump was automatically stopped some time in the early hours of the day due to water supply problems, as a result about 20% of the fish were found at various locations in the channel. The success rate increased from 86.5% to 95.6 % as discharge increased from 0.05 m^3/s to 0.075 m^3/s, but success rate dropped to 85.2% at 0.1 m^3/s. Increasing discharge apparently has an attractive effect up to a point.

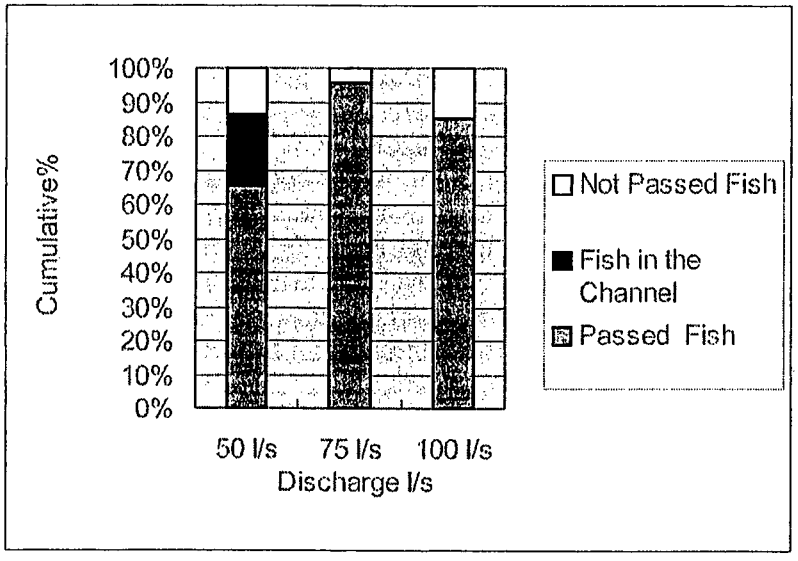


Figure 6 Effect of discharge on success rate

3.2.2 Upstream Migration Rates by Body Length and Weight

One condition suspected to affect the success rate in the current study was the size of the ayu fish. Figure 7 shows the typical distribution of both successful as well as unsuccessful fish by body length. Majorities of the tested fish were in the range of 9.0 to 12 cm. Most of the fish in this range have successfully passed the channel. The smallest fish that passed the channel was in the range of 9.0 to 9.5 cm. However, the smallest unsuccessful fish body lengths were in the range of 9.0 to 9.5 cm and the largest unsuccessful fish was 12.0 to 12.5 cm in length. An examination of the distribution indicates that there is no general trend related to body length. Judging by the fact that there is no clear trend, fish desired to go upstream did so regardless of their length within the range of test conditions. Figure 8 shows the distribution by weight of the

passed and not passed fish. The distribution reveals that there is no definite trend in relation to the success rate as in the case of body lengths. In fact the smallest fish in terms of weight that went upstream was in the range of 3 to 4 g and the fish that remained in the downstream pool was in the range of 4.0 to 5.0 g. Almost similar results were obtained for the cases not reported here in.

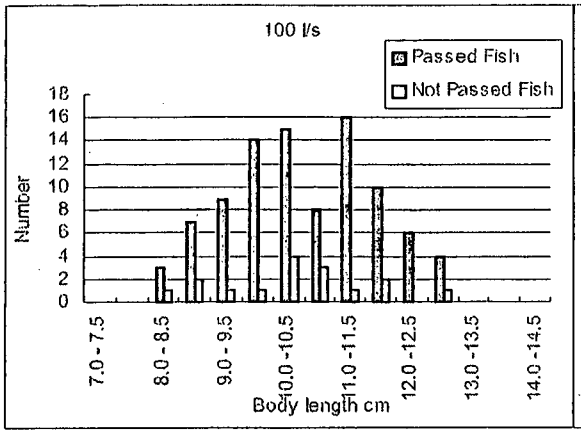


Figure 7 Distribution by body lengths

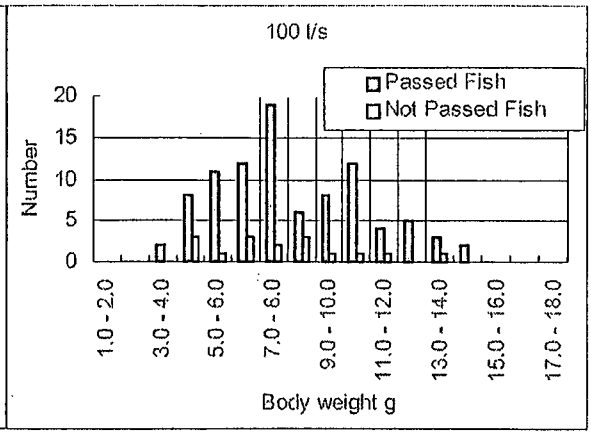


Figure 8 Distribution by body weights

Another significant variable is the flow in the pool where fish were first released. Because of the continuous exposure of the fish to the relatively fast flowing water in this pool, fish assumed to get stimulated to migrate upstream. This may be one of the reasons that many fish have gone up in the first hour.

4. CONCLUSIONS

Ayu fish readily entered and passed through 15.3-m long test channel placed at 1-on-10 slope with no apparent difficulty. Ayu fish used the sides and bottom of the channel while passing the channel. Ayu fish did best (85% to 96% successes) in all the discharges tested. This indicates that the modified fish and boat pass channel with 1-on-25 slope would have no problem for weak swimmers like ayu fish. The submergence of the lower end of the test channel is also critical in the optimum use of the test channel as testified by the fact that the success rate is high in all the cases. The results also indicate that the test channel with modified baffles with 10% slope can be used exclusively as fish pass, in case the plans need no boat passing.

5 REFERENCES

Josuke Kashiwai, Keiki Muraoka, Tenri Nonaka, "Hydraulic and migration experiments of fishways on Daizyu Weir of Yoshino river", Research Report No.3629, Public Works Research Institute, 1999 (in Japanese).

Josuke Kashiwai, Tenri Nonaka, "Relationship between the upstream migration of ayu (plecoglossus altivelis) and roughness elements in the channel type fishway", Research Report No.3601, Public Works Research Institute, 1998 (in Japanese).

Kazuhiro Wada, "Relationship of ayu migration and fishway structure", Engineering for Dams, No.39, 1990, pp.99-112 (in Japanese).

Naoto Sawada, Kimihiro Horikoshi, Norimitsu Takemoto, Masaru Ura and Akiyama," On velocity measurements of Onga river fishways", Proceedings of the 53rd Annual Japan Society of Civil Engineers Conference, Kobe, Japan, 1998, October 4-7 pp.758-759.

Sampath Kumar Gurram, Josuke Kashiwai and Tenri Nonaka, "Hydraulic Testing of Fish and Boat Pass Channel", accepted for presentation at 28th IAHR Congress to be held at Graz, Austria, in Aug.1999.

Sampath Kumar Gurram and Timo Pohjamo, "On the design of a structure for fish and human needs", Proceedings of the 53rd Annual Japan Society of Civil Engineers Conference, Kobe, Japan, 1998, October 4-7 pp.756-757.

Sampath Kumar Gurram, and Timo Pohjamo, "Hydraulics of Multipurpose Fishway", presented at international symposium on Implementing and Advancing Fish Passage Technology in Monterey, California, U.S.A., August 25-29, 1997.

SAMPATH KUMAR GURRAM
Water Resources & Hydraulic Engineering Division
Dam Department
Public Works Research Institute
1-Asahi, Tsukuba Science City, 305-0805, JAPAN
Tel: 81-298-64-4368, Fax: 81-298-64-0164
E-mail: kumar@pwri.go.jp

Presently working at Public Works Research Institute (PWRI) as Science and Technology Agency's postdoctoral fellow. Before joining PWRI, I worked at Oulu University, Oulu, Finland from 1997 for one year as Center for International Mobility (CIMO) fellow. I spent 15 months as Research Fellow at Okayama University, Japan from 1995. At Banaras Hindu University, India, I worked as Senior Research Fellow from 1989 to1994.

My main research areas are hydraulic structures such as energy dissipaters, open channel junction flows, scour around bridge piers and fishway hydraulics. I published about 15 research papers in journals and peer reviewed conferences.

I took my Ph.D. degree from Banaras Hindu University in 1994 and master of engineering degree from Annamalai University in 1988 and bachelor of engineering degree from Karnatak University in the year 1985.

Josuke Kashiwai
Head, Water Resources & Hydraulic Engineering Division
Dam Department
Public Works Research Institute
1-Asahi, Tsukuba Science City, 305-0805, JAPAN
Tel: 81-298-64-2414, Fax: 81-298-64-0164
E-mail: kashiwai@pwri.go.jp

For the past 20 years I worked at different levels in the Government of Japan, mainly in the Ministry of Construction. Since 1994, I am Head of the Water Resources & Hydraulic Division at Public Works Research Institute (PWRI). Earlier, I worked as Assistant Director of Water resources policy division of Land Agency from 1992 to 1994. From 1988 to 1992, I worked as head of Construction Planning Section of Construction College and as head of Investigation and Design Division of Dam's Works Office affiliated to Ministry of Construction. From 1980 to 1988, I worked at Dam Hydraulic Engineering Division of PWRI.

I have done research in several areas of hydraulic engineering and published nearly 100 papers in refereed journals and conferences. My major contributions are in the fields of hydraulic design methods for spillways, outlet works, energy dissipaters, reservoir sedimentation countermeasures reservoir current control facilities and fishways.

I graduated from Tokyo Institute of Technology in the year 1980.

Hydraulic Engineering for Sustainable Water Resources Management at the turn of the Millennium
The 28th Congress of Int'l Assoc.for Hydraulic Research
Held August 22-27. 1999.Graz, Austria

HYDRAULIC TESTING OF FISH AND BOAT PASS CHANNEL

SAMPATH KUMAR GURRAM, JOSUKE KASHIWAI, TENRI NANOKA

Public Works Research Institute, Ministry of Construction
1 – Asahi, Tsukuba 305 0804, Ibaraki Ken, JAPAN
Tel: 81-298-64-2211, Fax: 81-298-64-0164
Email: kumar@pwri.go.jp

ABSTRACT

This paper presents the results of a model study on the hydraulics of fish and boat pass channel. Characteristics of water surface and velocity profiles were examined. The results indicated that some of the migratory species of Japanese rivers might find favor to use the channel for ascending. Further, the channel is expected to serve the small pleasure boats to go upstream.

Key words: fishway, Denil fishway, fish pass, boat channel, hydraulics.

INTRODUCTION

Following the organization of two successful international symposiums on fishways in 1990 and 1995 at Gifu, development of new types of fishways suitable to species of Japanese rivers has increased in Japan. Denil fish pass, Ice-Harbor fishway and fish passes with Boulders are some of the new type of fishways built recently. The targeted fishes are ayu fish also called sweet fish, trout, young eel and other migrating species.

The concept of designing a fish and boat pass channel is relatively new in Japan. Fish and boat pass channel has advantage over the traditional fishway as the channel is used both for fish migration and power driven pleasure boats to go upstream. This structure is particularly useful at the places where enough areas are not available to construct two separate channels. This paper describes the model test results of the fish and boat pass channel

EXPERIMENTS

Model test experiments were carried out at Public Works Research Institute (PWRI), Tsukuba, Japan. The scale of the model was 1:5. The schematic view of the experimental set up is shown in the Fig.1.

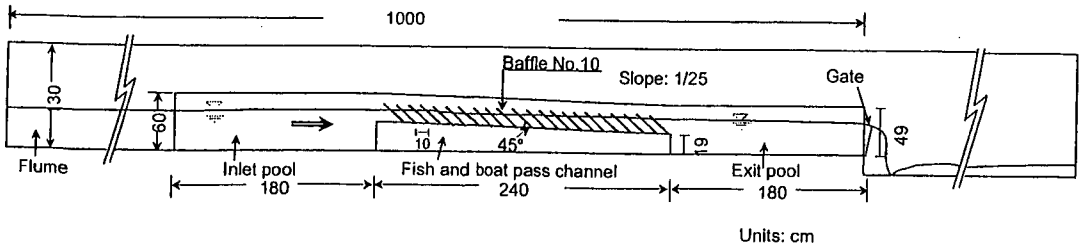
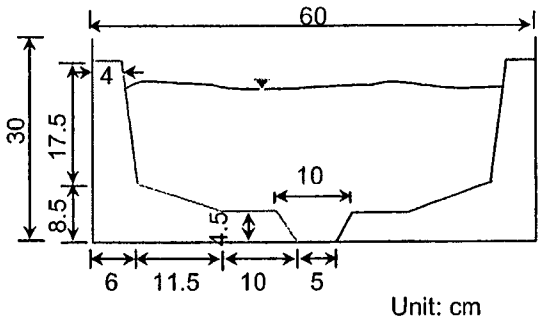


Figure 1 Schematic view of the experimental set up

A 2.4-m long, 0.60 m wide and 0.30 m deep fish and boat pass channel was installed in a flume of 1 m wide, 1.3 m deep and 10 m long. The channel has two pools of length 1.80 m and 0.60 m width at the inlet and the exit. The discharges were measured with inductive discharge measurement devices located in the supply conduits to the flume. A gate at the downstream controls the flow in the channel. The fish and boat pass channel essentially consisted of series of baffles placed at equal distance (0.10 m) and fixed to the bottom of the channel at 45° angle. These baffles help to reduce the water velocities by reflecting water current back on itself. The shape and the dimensions of the baffles used in the model study are shown in Fig.2.



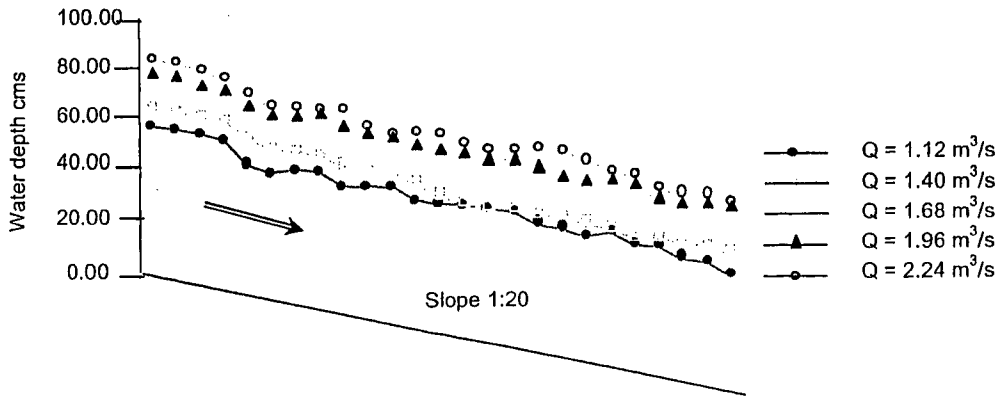
The time-averaged velocity profiles across

Figure 2 Model baffle details

the full width of the baffle were measured with a propeller of 3 mm diameter. The propeller is interfaced to a personal computer so that the maximum and minimum velocities over a selected time period and time-averaged velocities during this period were obtained. Depth measurements were also made with a point gauge. The depths, velocities and discharges for the scale model have all been converted to the full scale or prototype equivalents using Froudian similitude. Experiments were performed with slopes of 4%, 5% and 6% with prototype flow rates varying from 1.12 m^3/s to 2.24 m^3/s.

EXPERIMENTAL RESULTS

Fig.3 shows the typical longitudinal water surface profiles provide the flow



development

Figure 3 Water surface profiles

in the fish and boat pass channel. These profiles were measured in the central part of the channel at each baffle location. Uniform flow conditions were quickly established in the channel and the profiles were almost parallel to the bed of the channel with a short distance of flow development region at the inlet. It was also noted that the subcritical flow conditions were always ensured near the inlet region even with baffles positioned short of the fish and boat pass channel entrance. Visual observations further indicated that the shape of the baffles aided the flow to be moderately turbulent. This may help the surface swimming fish as well as the boats ascending the channel.

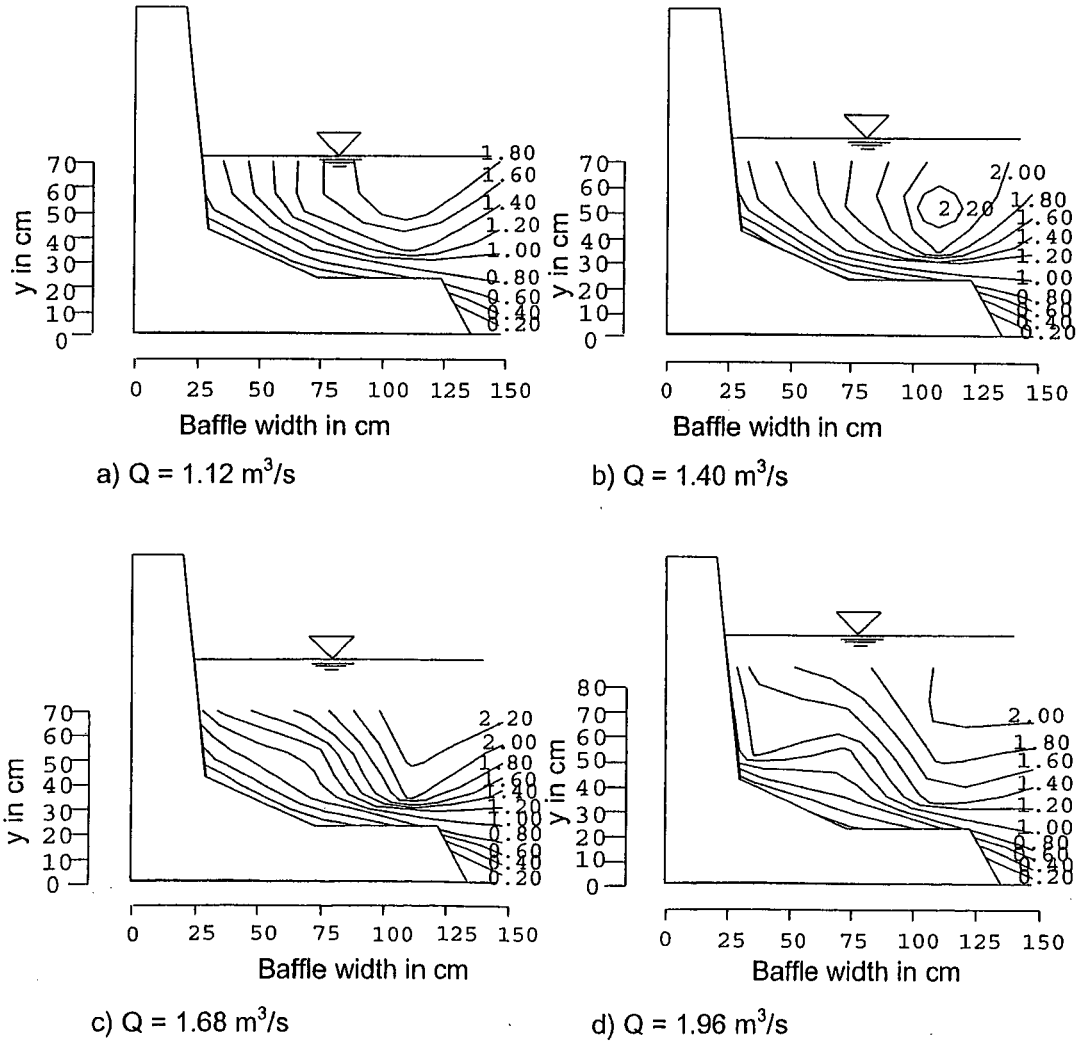


Figure 4 Velocity contours over baffle No. 10

To get an understanding of the velocity field in the fish and boat pass channel, the time-averaged longitudinal velocity u, with the distance above the bed y were measured across the width of the channel. Velocity contours were drawn from these

measurements. These contours provide comprehensive view of the velocity field on the fish and boat pass channel. Typical velocity contours for baffle no. 10 are shown in Fig.4. In the figure, the vertical axis corresponds to the depth (y) and the horizontal axis corresponds to the width of the baffle. A mean water surface level is also marked. Flow is generally symmetrical about the centerline. High velocities are exhibited close to the water surface at approximately 25% of the width from the centerline. Velocities are reduced considerably in the bottom layers. The velocity contours are not so closely spaced at the surface as the ones for bottom layers, indicating a more gradual change in velocities at the surface and rapidly reaching the minimum values at the bottom. Further, velocities are reduced with distance from the centerline of the baffle.

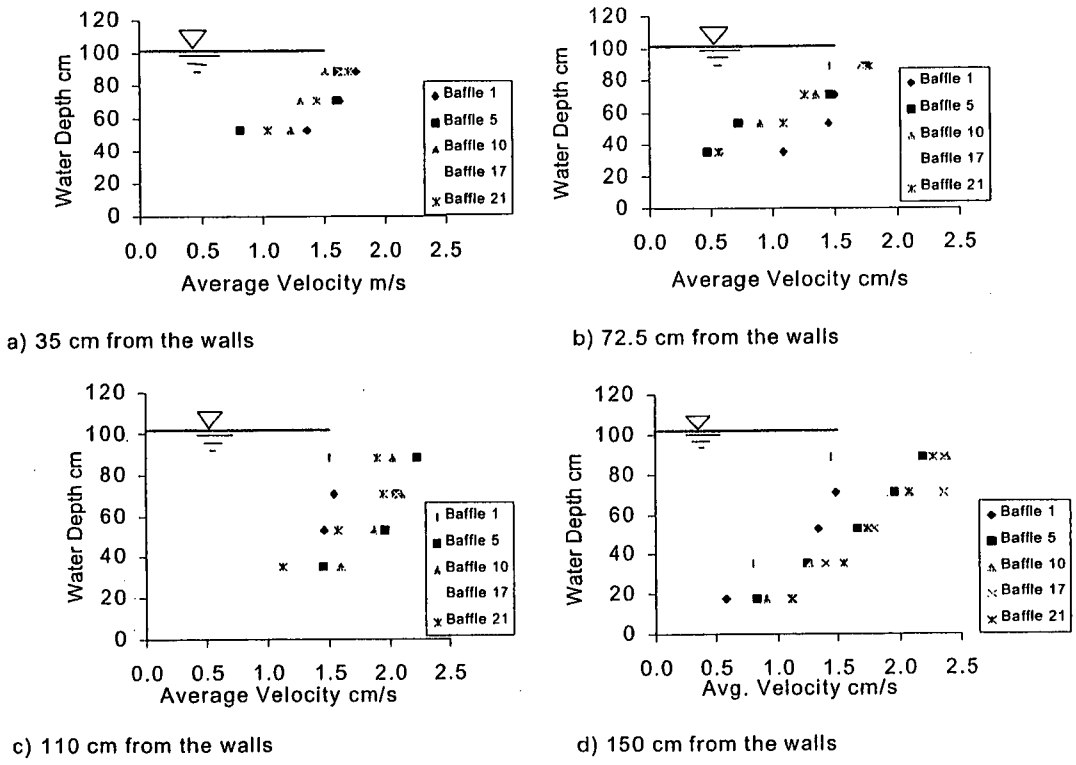


Figure 5 Velocity profiles over the baffles

In Fig. 5 typical velocity profiles at a distance of 35 cm, 72.5 cm, 110 cm and 150 cm from the side wall over the Baffle No.1, 5, 10,17 and 21 are given. For the case shown in the figure (Q = 1.96 m^3/s, slope = 5%), as well as in all other measured cases, a zone of low velocities exist over the baffles up to 72.5 cm width from the side walls. Fish are expected to make use of this zone to swim up comfortably. Preliminary trail tests using a remote controlled model boat confirmed that the boat positioned itself in the center of the channel when moving up.

To understand the friction between the main stream and the recirculating flow on the sides and the bottom, the value of fluid friction coefficient C_f is estimated from

$$C_f = \frac{2gSR}{V^2} \qquad (1)$$

Where V = Q/A, mean velocity, S = bed slope and R = hydraulic radius (A/P).

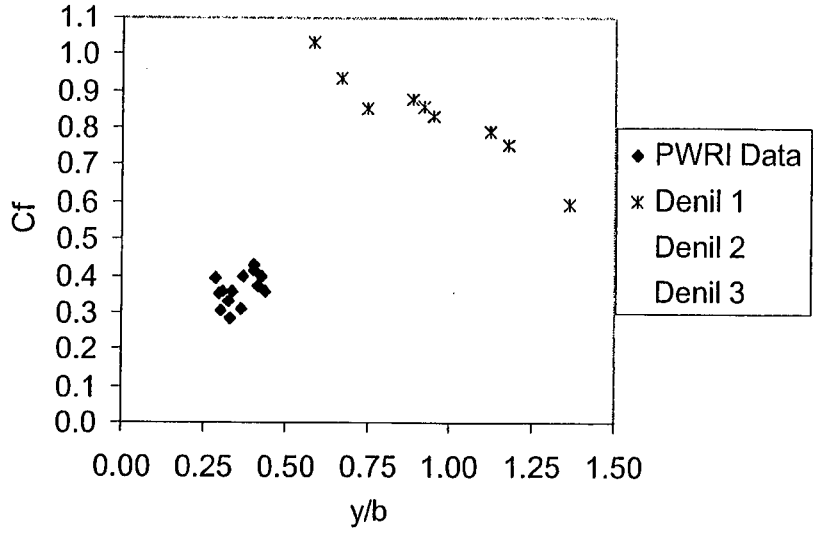


Figure 6 Comparison of C_f values for fish and boat pass channel with Denil fishway (Katopodis and Rajaratnam, 1983)

Values of C_f were calculated from the experimental data and the results are given in Fig. 6 along with the C_f values of Denil fishway (Katopodis and Rajaratnam, 1983). From Fig.6, for fish and boat pass channel, a value of 0.36 for y/b in the range of 0.29 to 0.44 could be approximated as an average value of C_f. Katopodis and Rajaratnam gave an approximated average values of C_f as 0.80, 0.40 and 0.25 for Denil 1, Denil 2 and Denil 3 fishways respectively. From Fig.6 it is evident that Denil 1 fishway referred as steeppass fishway by authors exhibited the highest fluid friction coefficient (C_f) and Denil 3 the lowest. Fish and boat pass channel and Denil 2 (Standard Denil) fishway almost have the same amount of fluid friction coefficient. However, the studied range of y/b for Denil 2 is 0.65 to 1.18.

CONCLUSIONS

The hydraulic characteristics of the fish and boat pass channel were examined using model testing. Tests reveal that wide range of velocities were possible across the baffle width so that migratory fish have an option to go upstream from different locations depending their swimming capabilities. Since some of the migratory fishes of Japanese rivers have capability to ascend against the maximum velocities in the fishways in the range of 1.0 m/s to 2.0 m/s, the fish and boat pass channel is hoped to serve many of these species. Laboratory test trails indicated that the boats tended to navigate along the center of the channel. Experiments are further planned to decide the safety of boat moving up the channel.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first author is thankful to Science and Technology Agency (STA) of Japan for

providing the financial support for this project.

REFERENCES

C.Katopodis and N.Rajaratnam 1983, „A review and laboratory study of the hydraulics of Denil fishways", Canadian Technical Report of Fisheries and Aquatic Sciences, 1145.

HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF A DENIL-TYPE FISHWAY AND ITS FEASIBILITY FOR AYU AND YOSHINOBORI FISH

ABSTRACT

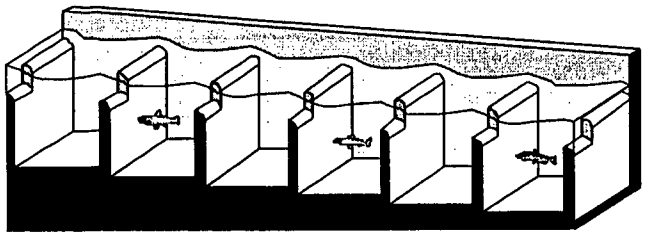
A study was conducted to determine the feasibility of a Denil type fishway channel for Ayu (Plecoglossus altivelis) and Yoshinobori fish (Rhinogobius sp.,) migration. Tests were conducted in a 0.90-m wide and 15.33-m long channel fitted with baffles. Using theoretical considerations and experimental results, various flow parameters of Denil type fishway channel and corresponding plain rectangular flume were compared. The performances of Ayu also known as sweet fish and Yoshinobori in the test channel were also assessed. Ayu and Yoshinobori readily entered and ascended the 15-m long Denil type fishway channel that was positioned at a slope of 10%. Hydraulic characteristics and fish migratory observations indicated that the channel could be used to pass such weak swimmers as Ayu and Yoshinobori fish over small barriers.

1. INTRODUCTION

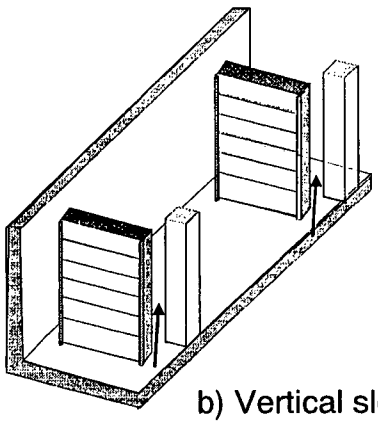
While the construction of dams, head works, erosion control works and other water resources development projects has a major impact on the ecological systems of rivers, the newly created reservoirs holding abundant volumes of water provide habitat for certain fish and birds, creating a new ecological system. On the other hand, the obstructions caused by dams and weirs to fish and other species migration up and down the rivers have adverse effects on the ecological systems. Various measures are being taken for conservation of ecological systems to reduce the adverse impact of obstructions. Fishways are intended for movement of fish at obstructing structures such as dams and weirs.

Fishways are defined as "water passage around or through an obstruction so designed as to dissipate the energy in the water in such a manner as to enable the

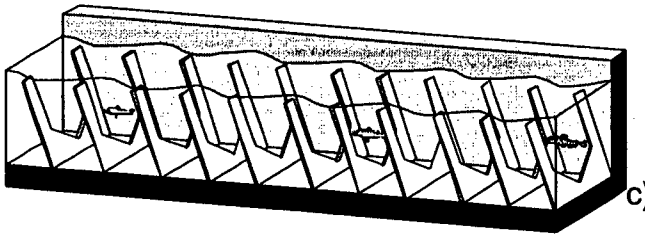
fish to ascend without undue stress" (Clay, 1961). A variety of energy dissipation devices have been invented which promoted to a diversity of fishway types. The basic fishway types generally recognized are the pool and weir types commonly known in Japan as fish ladder (Fig.1a), the vertical slot fishway (Fig.1b), naturally



a) Fish ladder



b) Vertical slot fishway



c) Denil fishway

Fig.1 Fishway types

looking sloped fishways paved with cobble stones and the Denil fishway (Fig.1c).

The vast majority of fishways in Japan are fish ladders. Fish ladders consist of a channel with regularly spaced weirs, each slightly lower than the one immediately upstream, thus a series of step-like pools are created. In the vertical slot fishway a series of pools is created by the installation of baffles at the regular intervals between the walls of the flume. Narrow slots adjacent to either one or both walls, extend vertically over the full height of the baffle. Denil fishway first conceived by G.Denil in 1908 is a flume equipped with closely spaced baffles on the sidewalls and floor. Denil and subsequent researchers due to the complexity in original design later developed simpler versions (Denil 1909,1937, McLeod and Nemenyi, 1941, White and Nemenyi, 1942, Zimmer, 1962). Rajaratnam and Katopodis (1984) presented comprehensive hydraulic characteristics of a simple Denil fishway of the type shown in Fig.1c.

Traditionally, Denil fishways are designed for salmonids (salmon and trout). However, most other migratory species have also utilized them. Several researchers in Europe and in North America starting from G.Denil in 1938 carried out field testing of Denil fishways. Most of them have reported the success of the Denil fishway and in most of these cases the passed fish in the fishway were generally big in size. Similar studies were also reported in the last decade in Japan too. Hara and Wada (1995) showed that Denil fishway installations were unsuccessful for Japan's most popular migratory fish Ayu (Plecoglossus altivelis) because of their small size (mostly 5 – 10 cm) to swim against the available flow velocities in the fishway.

Gurram and Pohjamo (1999) assessed the hydraulic characteristics of a fish and boat pass channel built at Evijarvi in Finland. They observed that at places where space is a constraint, a single channel with baffle arrangements would serve both fish migration and boat traffic instead of building two separate channels. Gurram et

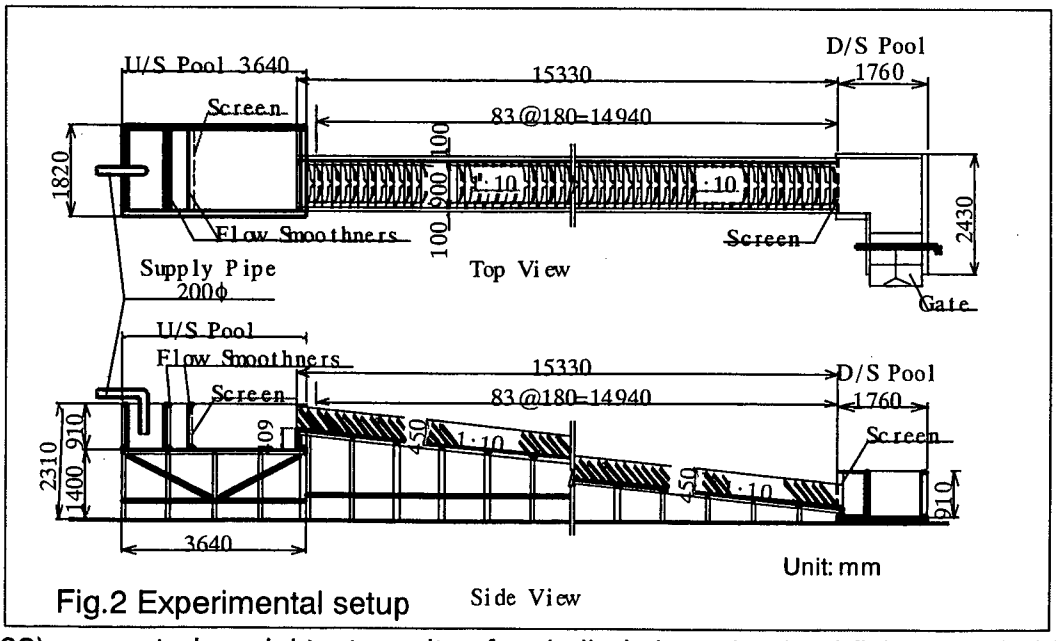


Fig.2 Experimental setup

al. (1999) presented model test results of a similarly hypothesized fishway suitable for weak swimmers like Ayu and concurrently permits small pleasure boats through the fishway. Their results showed that Ayu and small pleasure boats might well use a channel built with slopes in the range of 4-6% and width of 3 m. Taking advantage of the flow characteristics resulted from the baffle arrangements in the channels in

these two studies, a similar channel designed to meet the objective of small fish migration was developed at Public Works Research Institute (PWRI), Japan. The structure was designed to be similar to Denil fishway with major modifications to the shape of the baffles. The present paper submits the findings on the Denil type fishway and includes its feasibility for the upstream migration of two small and most popular migratory fish (Ayu and Yoshinobori).

2. EXPERIMENTS

The results reported herein were obtained from tests conducted in a flume equipped with baffles. The flume is 0.90 m wide by 15.33 m long with slope of 0.1. A schematic view of the test configuration is provided in Fig.2.

One side of the wall was built with acrylic for observing the flow and fish movement. Part of the channel floor was made of acrylic sheet to record the fish movements from below using video camera. The dimensions of baffle are presented in Fig.3. A trapezoidal shaped groove was provided at the bottom of the baffle principally for small fish to move up the channel. All the baffles are arranged at 45° angle to the channel bottom and have equal baffle spacing of 18 cm. The baffles were made out of 1-cm thick plywood sheet and fitted in the flume, secured at the bottom and sides and to prevent any leakage.

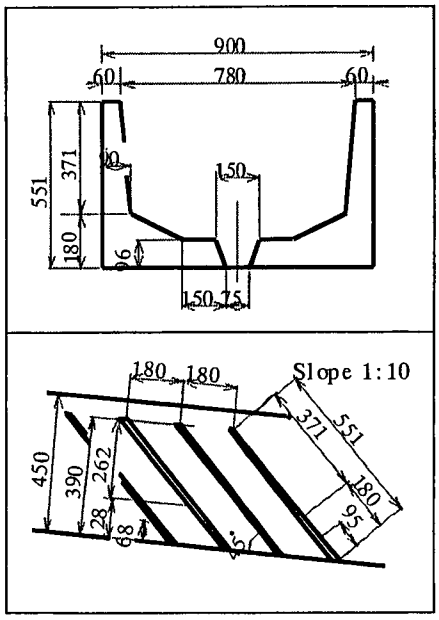


Fig.3 Baffle details

A head tank equipped with stilling arrangements was attached to the flume inlet. A wooden framework supported the head tank and the flume. Water was circulated through the system by pumping from the laboratory sump through a pipeline leading to the head tank. From the head tank, water flowed through the fishway and spilled back in to the sump. The water discharge through the fishway was measured by a magnetic flow meter installed in the pipeline. For water surface profiles, a point gauge was used. The velocity readings were obtained using a mini current meter. The current meter was connected to a computer from which maximum, minimum and average values for each reading (30 seconds duration) were obtained. The

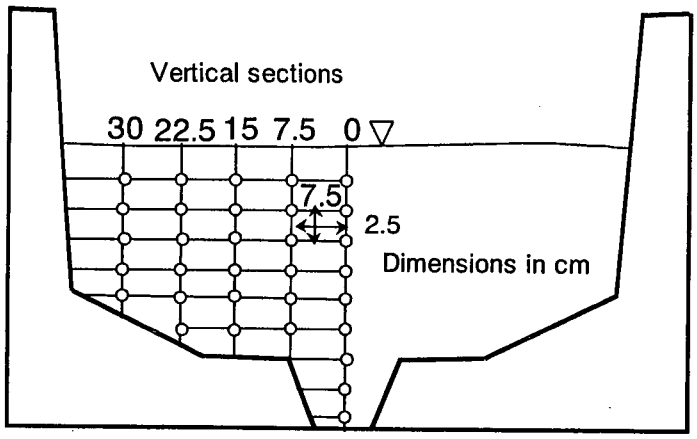


Fig. 4 Velocity measurement grid. Total number of measurement points change with the water depth

velocity was measured in a grid (2.5x7.5 cm) pattern as shown in Fig.4 starting at the bottom of the channel and moving towards the surface. Velocity observations were made at a section (6.5-m from the inlet) where the flow is fully developed and was free from affects of entrance and exit conditions. Detailed velocity measurements were made for discharges of 50 l/s, 75 l/s, and 100 l/s.

In addition to the understanding of hydraulic properties of a fishway, a study of upstream migration characteristics of the fish species in the flow area is meaningful to firmly establish a fishway design method. Upstream migration tests using prototype models and upstream migration surveys at the existing fishways help to understand the upstream migration habits of the fish.

The principle test fish used in the present study is Ayu. Separate test was also carried out using popular benthic Yoshinobori. Test and evaluation methods are not firmly established yet for Ayu because of the problems in knowing the desire of the Ayu to migrate upstream. Wada (1990), Kashiwai et al. (1999) and Kashiwai and Nonaka (1998) have performed many upstream experiments. Wada suggested that Ayu try to ascend the channel in four-hour cyclic period. He recommended further studies to clarify these time periods. The studies at PWRI (Kashiwai et al. and Kashiwai and Nonaka, 1999,1998) reveal that peak migration activity usually takes place during sunrise and sunset. However, they were unable to confirm the findings of Wada (1990). The migration tests in this study were carried out in three steps as detailed below:

(1) The test fish were released into the downstream pool at about 3:00 p.m. Fish screen was placed in between the channel and the pool to prevent the fish swimming into channel
(2) The test fish were allowed to swim in the pool for about an hour to make fish calm down and habituate to the environment. Fish screen was then removed at about 4:00 p.m. to start the test.
(3) The flow of the water was stopped at 9:00 a.m. on the following day to complete the test.

All the test fish, which had migrated upstream and remained in the pool were collected and counted after the test was completed. Body lengths and weights of the fish were also measured

Upstream migration tests in this study were conducted by generating backwater in the channel up to a location of 5 m from the downstream end so that the flow impact on the downstream pool is as small as possible. Therefore, fish had to negotiate an effective length of 10 m to pass through a channel with 1/10 gradient as shown in Fig.2. About 100 fish were used in each test. The Ayu used for the tests were nursery-bred fish.

As in the case of Ayu, migration characteristics of Yoshinobori are also not known clearly. The tested Yoshinobori fish were caught in the local river just before the test

day. Assuming that Yoshinobori move very slowly, the water flow was stopped at 9:00 a.m. on the third day.

Temperature of the flowing water in the channel was noted and a temperature in the range of 20.5-22.0 °C was maintained through out the testing period with the help of cooling system. Separate experiment was conducted for video graphic observations of fish movement for the case in which most number of fish have ascended. For this, separate video cameras were set at the side and at the bottom of the channel. A portion (1.0x0.90 m) of the channel wooden bottom was replaced with acrylic plate of same size to record the fish movement from the bottom. Enough light was illuminated so that the camera was able to catch the fish movements. All the tests were performed in the time of a year when Ayu and Yoshinobori fish normally migrate upstream in the rivers.

3. RESULTS

The flow in the tested channel consisted of two interacting parts: a main stream in the central portion of the channel and side streams created by the baffle pockets. Mixing of flow was observed between the main and the lateral streams. Circulation pattern was observed in the side pockets and water from these pockets hit the main

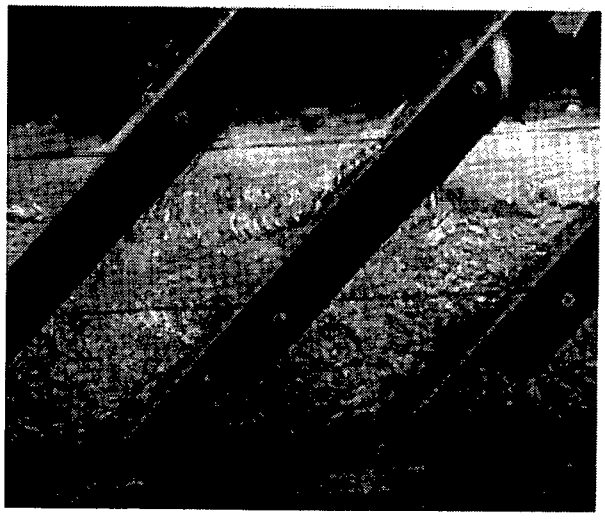


Fig.5 Swirling of flow in side pockets

stream. Though, the nature of flow was turbulent, the intensity of turbulence was not as strong as in a standard Denil fishway (Katopodis and Rajaratnam, 1983). The

flow in the Denil type fishway channel was characterized by the symmetry. Photographic observation as in Fig.5 and in all other cases further manifested the circulation pattern in the side pockets.

3.1 VELOCITY PROFILES

The nature of velocity field in Denil type fishway channel was studied by measuring the magnitude of velocity and its distribution in the direction of flow. The variation of time averaged velocity u with water depth d is shown in Fig.6 for the cases with discharge of 50 l/s, 75 l/s and 100 l/s. The lines in Fig.6 represent velocities at vertical sections with spacing of 7.5 cm starting from the center (0) towards sidewall. Velocity profiles for all the cases exhibit similar characteristics. Velocity profiles are symmetrical about the central plane. The maximum velocities occur at the surface and decreases gradually reaching a minimum at the bottom. In Fig.6 the straight horizontal line represents water surface.

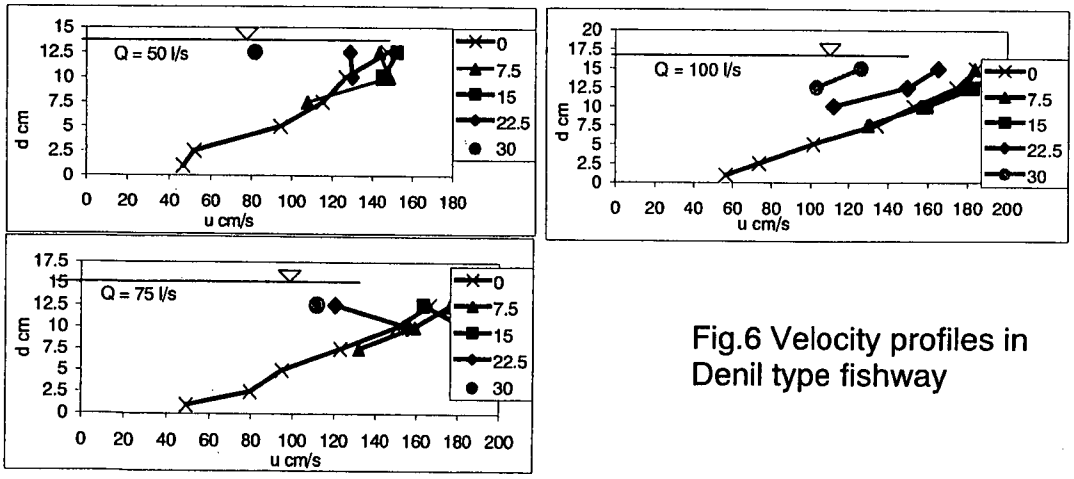


Fig.6 Velocity profiles in Denil type fishway

When moving transversely from the center of the channel, the magnitudes of velocities are gradually increased up to a certain distance, thereafter, decrease at the sides for discharges up to 100 l/s. In the standard Denil fishway, Rajaratnam and Katopodis (1984) observed that the difference in centerplane and the non-central plane velocities is small. Therefore, fish species have limited choice in selecting the proper velocities to endure the flow

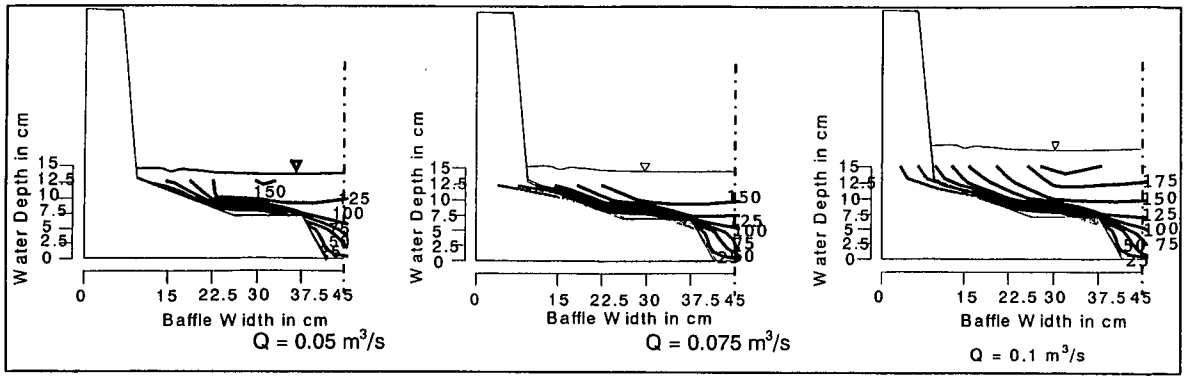


Fig.7 Velocity contours over a baffle

Velocity contours shown in Fig.7 provide more comprehensive view of the velocity field on the tested Denil type fishway channel. In all the discharges tested, high velocities exist at the surface decreasing gradually at the bottom. The contours inside the groove at the bottom of the baffle indicate a more gradual change and velocities were always less than 1 m/s. Small fish like Yoshinobori and Ayu are expected to utilize such small range of velocities inside the groove for passing through the channel. Maximum velocity region is noted near the water surface at a distance of 15 cm from the center.

The dimensionless local velocity (u/u_m) plotted against the dimensionless local depths (y/d) in Fig.8 for the centerline velocity profiles (at 0 section) further characterize the flow in Denil type fishway. Here u_m is the maximum value of u occurring at or near the water surface. For the range of the experiments carried out in this study, the dimensionless local velocities for all the discharges fall on one

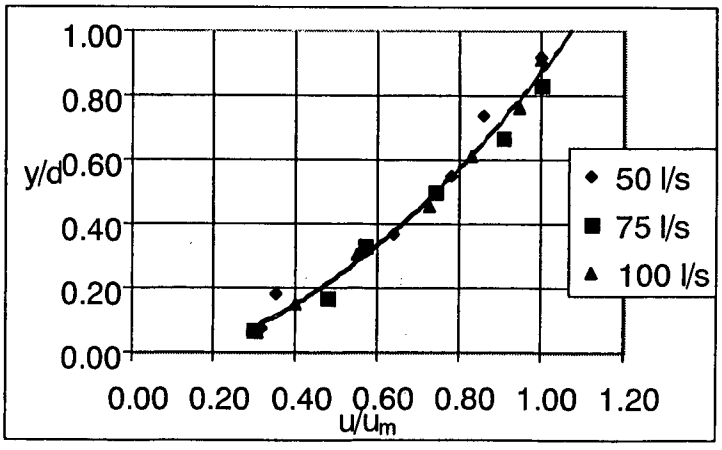


Fig.8 Variation of dimensionless velocity with y/d

common curve and the velocities gradually increase from the bottom to the surface reaching a maximum near the surface.

3.2 HYDRAULIC ANALYSIS

An analysis was carried out in the present study to comprehend the amount of energy dissipation and flow resistance by way of roughness factors in Denil type fishway channel. For studying different flow parameters, a comparison of Denil type fishway channel with a corresponding rectangular channel is made. Rajaratnam and Katopodis (1983, 1984) also presented such studies using widely used Manning's resistance equation. Consider a rectangular channel of width b, with bed slope as S carrying a discharge of Q. Let V_o and y_o be the mean velocity and depth. Assuming steady, uniform flow conditions in the channel, the Manning's equation is written as

$$V_o = \frac{1}{n_o} R_o^{\frac{2}{3}} \sqrt{S} \qquad (1)$$

in which n_o is Manning roughness coefficient and R_o is the hydraulic radius. For Denil type fishway channel, let d be the depth and V the mean velocity (Q/bd). Assuming a value of n_o = 0.013, the V_o and y_o values were calculated and given in Table 1 along with calculated values of V and measured values of d. Comparison of V_o and V values reveals that the velocities in the Denil type fishway channel are about one-seventh to one-fifth of the velocities in the plane rectangular channel built of same material. The Froude numbers (F) shown in Table 1 were estimated from the depth averaged velocities (U) in the central plane of the Denil type fishway channel for the cases for which detailed velocity measurement were made. The Froude numbers are approaching to unity as the discharges are increasing. Comparative Froude numbers (F_o) in the rectangle channel was also given in the table.

Water velocity decreases as energy dissipation increases. Decreases in water velocities assist the migrating fish to go up the channel. Therefore, an appreciation of the magnitude of the energy dissipation in the Denil type fishway channel helps to testify the efficiency of the channel. Let E and E_o be the specific energies in the Denil

type fishway channel and plane rectangular channel. The following relationships are written assuming uniform flow in both channels:

$$E = d + \frac{V^2}{2g}, E_o = y_o + \frac{V_o^2}{2g} \quad (2)$$

$$\varepsilon = \frac{E_o - E}{E_o} = 1 - \frac{E}{E_o} \quad (3)$$

Using (3), energy dissipation was estimated and is given in Table 1. Compared to an equivalent rectangular flume, Denil type fishway channel dissipated 57.4-72.1% of the flow energy.

Similar comparison for the roughness factors of Denil type fishway channel and equivalent rectangular flume built of the same material yield the following expression;

$$\frac{n_o}{n} = \left(\frac{y_o}{d}\right)\left(\frac{R_o}{R}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

Here n and R are Manning roughness coefficient and hydraulic radius for Denil type fishway channel. Table 1 includes the values of n_o/n estimated from the flow measurements using (4). Roughness factors are high in Denil type fishway and about 12-23 times the roughness expected in the plain rectangular flume. The coefficient of friction (C_f) between the main stream and the recirculating water on the

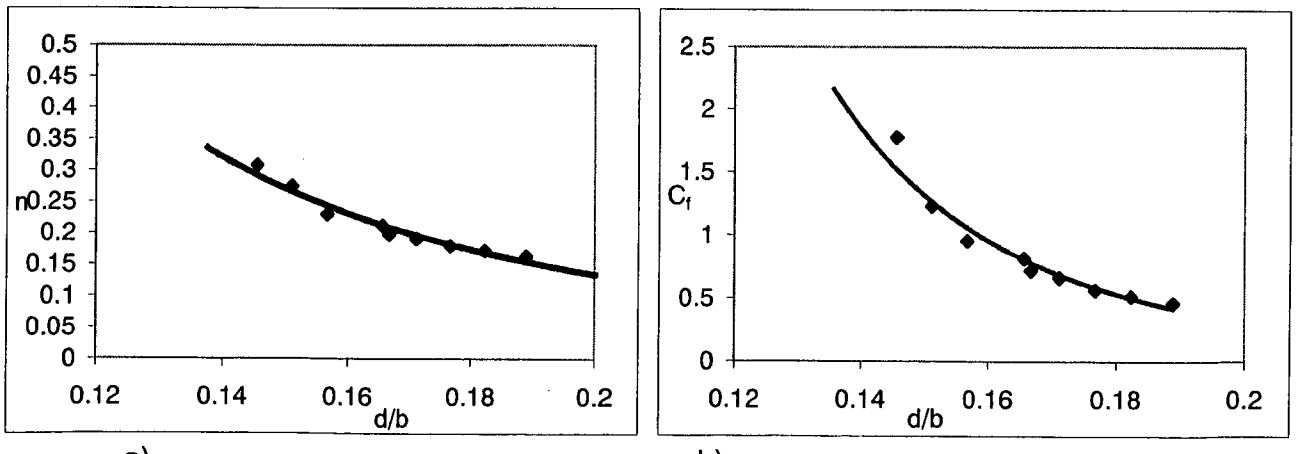


Fig.9 Variation of (a) Manning roughness n and (b) fluid friction coefficient C_f with d/b

sides and bottom in Denil type fishway channel is given by;

$$C_f = \frac{2gSd}{V^2\left(1+\frac{2d}{b}\right)} \qquad (5)$$

Values of C_f were calculated and given in the Table 1. Fig.9 show the correlation of n and C_f with *d/b*. For d/b=0.14, n and C_f are as large as 0.325 and 1.8 respectively and decreases continuously as d/b increases. Typically, for rigid boundary friction, C_f is of the order of 10^{-3}.

3.3 UPSTREAM MIGRATION CHARACTERSITICS

The distribution of passed and not passed Ayu and Yoshinobori through the test channel in different discharges is given in Fig.10. In all the cases tested, almost all the fish ascended the channel. The migration rate defined as number of passed fish to the total number of released fish is decreasing with increasing discharge. Yoshinobori, which are commonly smaller than the Ayu used the channel efficiently since 73% of the released Yoshinobori reached the upstream pool.
Fig.11a and 11b presents the relationship of fish length with the number of passed and not passed fish. In Fig.11a, the distribution of Ayu body lengths were shown for the flow rate equal to 100 l/s.

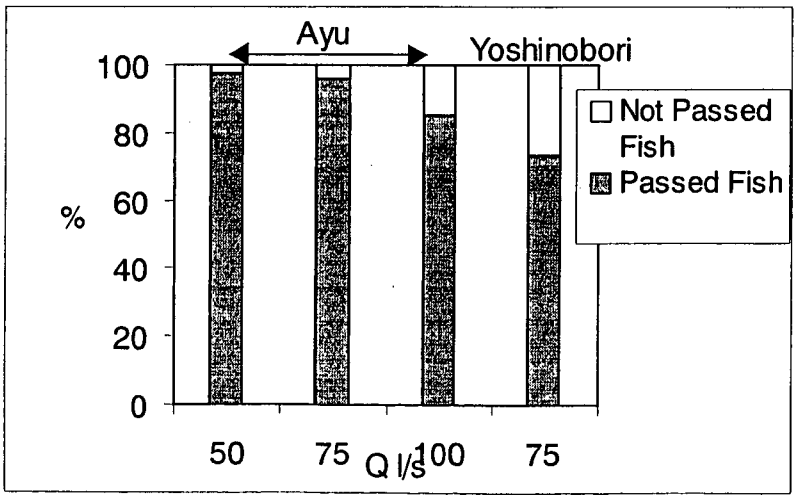


Fig.10 Effect of discharge on fish migration

An examination of the distribution in Fig.11 a and in other tested cases reveal no

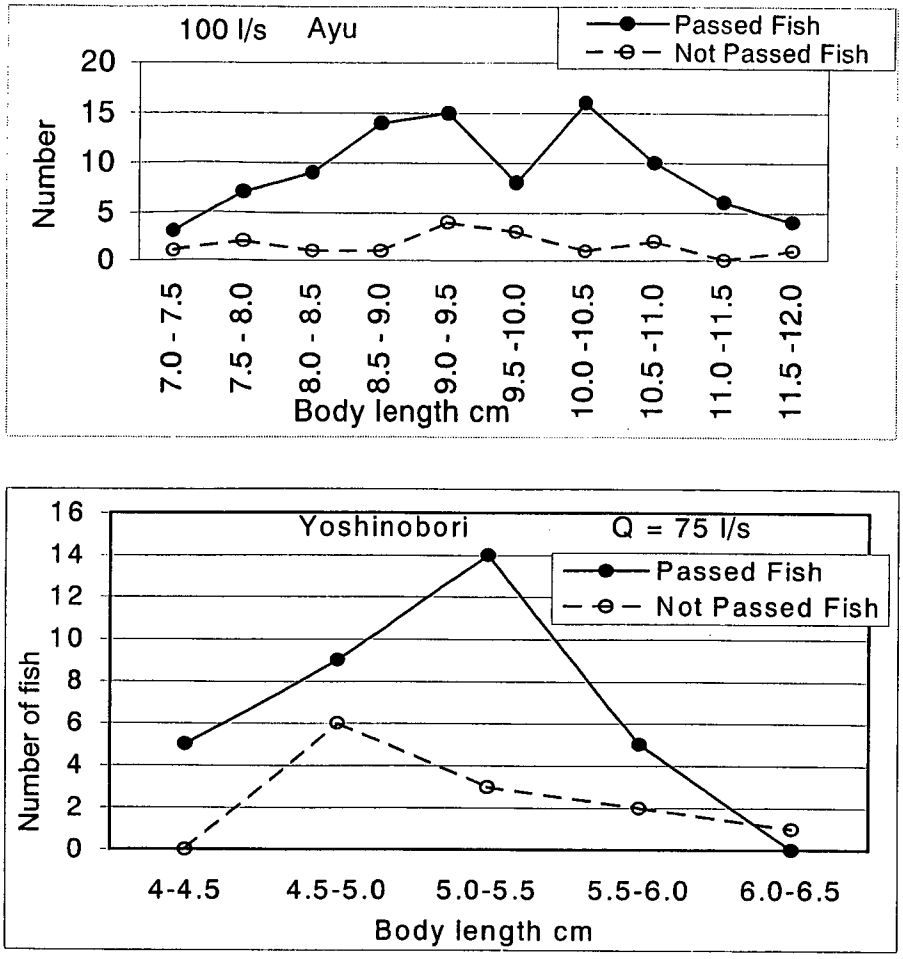


Fig. 11 Distribution of Ayu and Yoshinobori by body length

special trend in relation to body length as fish of all size passed through the channel and the number of passed fish are higher in all the body length classes. In other words, the fish that desired to migrate upstream did so regardless of their size. In Fig.11 b, the results of Yoshinobori fish tests are given. All the least sized fish passed through the channel.

Therefore, in the studied range, both Ayu and Yoshinobori migration test showed that the desire or the motivation of the fish for migration under the available flow conditions is more important than the actual strength of the fish.

A separate test for finding the migration route of the fish using video camera set at the bottom of the channel provided the image of fish routes. The routes shown in Fig.12 were hand drawn by looking at the captured video. The filled in circles in the figure indicate the places where the fish were seen taking rest for more than 2

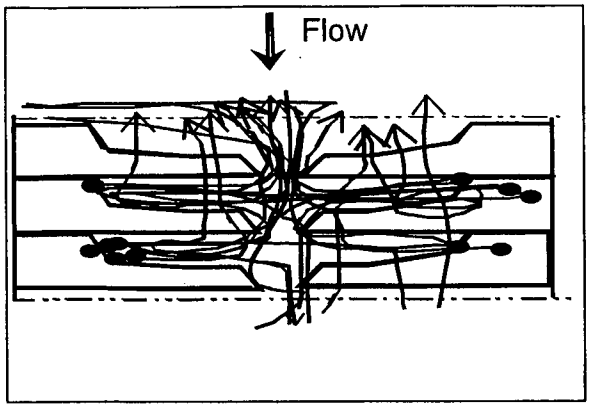


Fig.12 Migration routes of some of the fish

minutes before moving. Almost 90% of the fish were found in the upstream pool before the video recording was stopped. Only a fraction of the migrating fish was seen in the video. This may be mainly due to the insufficient lighting conditions and partly due to the speed at which the Ayu fish travel with in the frame of video camera. However, fish that were captured gave fairly good idea of their route while going up the channel. Many fish used (Fig.12) the trapezoidal groove provided at the bottom of the channel and the space between the baffles for taking rest before continuing further upstream.

4. CONCLUSIONS

The objective of the study was to develop a Denil type fishway that permit small fish. Tests were conducted at Dam Engineering Laboratory of Public Works Research Institute at Tsukuba, Japan to determine the hydraulic and migration characteristics of Denil type fishway channel. The hydraulic characteristics showed that the baffle arrangement in the Denil type fishway channel fulfilled the task of dissipating the energy of flowing water so that weak swimmers like Ayu and Yoshinobori fish could able to use the channel. Migration tests indicated that Ayu and Yoshinobori entered and passed through the channel. Fish migration routes confirmed that the

trapezoidal groove provided at the bottom of the baffle was helpful to the fish swimming at the bottom of the channel.

5. ACKNOLEDGEMENTS:

The first author is thankful to Science and Technology Agency of Japan for providing financial support for this study. Authors are also grateful to Senior Researcher, Mr. Tsutomu Sakurai for his support and encouragement.

6. REFERENCES:

1. Denil,G., "Lagenes e d'une echelle a poissons nouvelle," Bulletin poplaire de la Pisciculture et des ameliorations de la Peche. Deuxieme Annee,9, 1909.

2. Denil, G., "Le mechanique du poison de riviere," chapter XV. Annales des Travaux publics de Belgique, 39(2), 1938, pp.559-577.

3. McLeod, A.M and Nemenyi, P., "An investigation of fishways," Report 24, University of Iowa, Studies in engineering, 1941,p.63.

4. White, C.M., and Nemenyi, P., "Report on hydraulic research on fish-passes," Institute of Engineers, London, 1942, pp.32-59.

5. Clay, C.H., "Design of fishways and other fish facilities," Department of Fisheries of Canada, Ottawa, 1961, p.301.

6. Zimmer, G.L., "Information Leaflet 12, Steeppass fishway development," Alaska department of Fish and Game, 1962, p.27.

7. Rajaratnam, N., "Hydraulic jumps," Adv.Hydrosci. 4, 1967, pp.197-280.

8. Katopodis, C., and Rajaratnam, N., "A review and laboratory study of the hydraulics of Denil fishways," Canadian technical report of fisheries and aquatic sciences 1145, Fisheries & Oceans, Winnipeg, 1983, p.181.

9. Rajaratnam, N and Katopodis, C., "Hydraulics of Denil fishways," Jl. of Hydraulic Engineering, Vol.110, No.9, 1984, pp.1219-1233.

10. Kazuhiro Wada, "Relationship of ayu migration and fishway structure", Engineering for Dams, No.39, 1990, pp.99-112 (in Japanese).

11. Yoshifumi Hara and Yoshihiro Wada, "Ascending characteristics in Denil fishway," Proceedings of international symposium on fishways '95 in Gifu, Japan, 1995, pp.249-252.

12. Josuke Kashiwai, Tenri Nonaka, "Relationship between the upstream migration of ayu (plecoglossus altivelis) and roughness elements in the channel type fishway", Research Report No.3601, Public Works Research Institute, 1998 (in Japanese).

13. Josuke Kashiwai, Keiko Muraoka, Tenri Nonaka, "Hydraulic and migration experiments of fishways on Daizyu Weir of Yoshino river", Research Report No.3629, Public Works Research Institute, 1999 (in Japanese).

14. Sampath Kumar Gurram and Timo Pohjamo, "Hydraulic assessment of fish and boat pass channel," Hydropower and Dams, issue 3, 1999, pp.65-67.

15. Sampath Kumar Gurram, Tenri Nonaka and Josuke Kashiwai, "Hydraulic testing of fish and boat pass channel", Proceedings of 28th IAHR Congress, 1999 CD ROM, Theme D13, *Ecohydraulics and Fish habitat.*

Table 1

$Q_{l/s}$	d cm	V m/s	U/V	y_o cm	V_o m/s	V/V_o	F	F_o	ε	n_o/n	n	C_f
39.5	13.10	0.335		1.800	2.438	0.137		5.80	0.574	0.042	0.308	1.774
50.0*	13.60	0.408	2.375	2.000	2.778	0.147	0.840	6.27	0.650	0.047	0.274	1.228
59.7	14.10	0.470		2.340	2.879	0.163		6.06	0.658	0.057	0.230	0.952
69.8	14.90	0.520		2.547	3.045	0.171		6.09	0.673	0.061	0.212	0.811
75.0*	15.00	0.556	1.980	2.675	3.115	0.178	0.907	6.08	0.682	0.066	0.197	0.715
80.95	15.40	0.584		2.799	3.211	0.182		6.13	0.690	0.068	0.191	0.661
91.5	15.90	0.639		3.000	3.382	0.189		6.23	0.707	0.073	0.178	0.564
100.0*	16.40	0.678	1.845	3.170	3.505	0.193	0.985	6.29	0.715	0.076	0.171	0.514
110.8	17.00	0.724		3.393	3.628	0.200		6.29	0.721	0.080	0.162	0.462

* Detailed velocity measurements were made for these cases

HYDRAULIC AND FISH ASCENDING CHARACTERISTICS OF CONCRETE BLOCK FISHWAY

Tsutomu Sakurai, Josuke Kashiwai and Sampath Kumar Gurram
Water Resources and Hydraulic Engineering Division
Dam Department, Public Works Research Institute
1-Asahi, Tsukuba 305-0804, JAPAN
E-mail: tsakurai@pwri.go.jp, kashiwai@pwri.go.jp and kumar@pwri.go.jp

ABSTRACT

Stream type fishways with cobblestones and boulders as energy dissipating devices create good natural landscapes. These type of fishways feature a wide variety of flows with different depths that simulate everything from murmuring little streams to high-velocity rapids. The goal of this research is to develop of a new kind of fishway that is not only economical and quick to construct but also in harmony with the surroundings. In this paper, hydraulic characteristics of a fishway built on these principles were presented. The results of the ascending tests using small fish confirmed that all the tested fish could effectively use this type of fishway under various flow conditions.

1. INTRODUCTION

Recent years have seen rise in expectations of constructed fishways to preserve river ecosystems by permitting fish to migrate up rivers. In stream type fishways cobblestones and boulders are used as roughness elements to create transverse inclines that form a variety of depths and flows. By simulating murmuring streams, this type of fishways creates beautiful riverside vistas. The stream type fishways now in use are mostly made with natural stones and boulders. The irregular shape and the gaps between the stones and boulders though advantageous increase the construction cost. The flows in this type of fishways are very complex. The design methods for this type of fishways were not firmly established for various fishway conditions. This research project was undertaken to develop a fishway using concrete blocks, which makes the construction easy and shorten the construction period. This will lower the over all cost of the fishway. The results of hydraulic experiments performed in prototype fishway with cylinders as roughness elements arranged systematically were used to propose a design method for roughness conditions, longitudinal and transverse gradients that satisfy the local topography and for discharge conditions. Ascending tests were conducted with popular migratory fish such as Ayu (*Plecaglassus Altivelious*) and bottom dwelling weak fish like Yoshinobori (*Rhinogobius sp.*,) and Numachichibu (*Tridentiger kuroiwae brevespinis*) to confirm the ascending properties of fishways with various roughness arrangements and flows.

2. STUDY OF ROUGHNESS ARRANGEMENT

Prior to the researching of concrete block fishway, a basic study of a fishway with cylinders arranged systematically in a channel was performed to obtain a relationship of the roughness size and arrangement with the flow velocities.

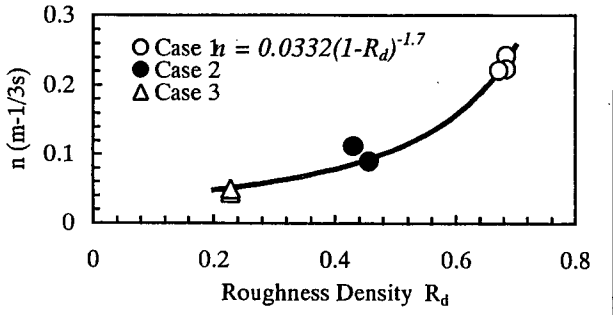


Fig. 1 Relationship between roughness coefficient and roughness density

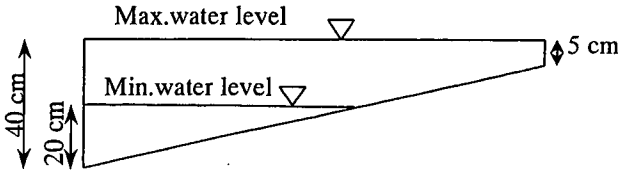
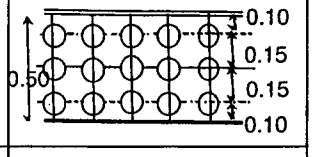
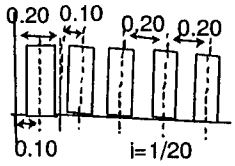
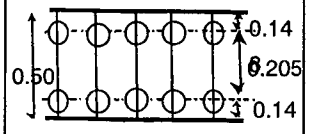
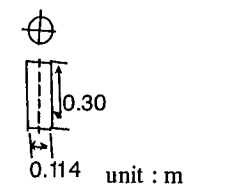
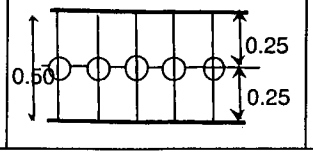
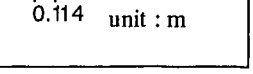


Fig. 2 Profile of concrete block fishway

TABLE 1. Roughness arrangement and shape

	Arrangement (top view)	Shape (side view)
Case 1		
Case 2		
Case 3		

2.1. Test method and results

Experiments were carried out using cylinders as roughness elements as shown in Table 1 in a channel of 50-cm width, 15-m length and a slope of 1/20. The cylinders were arranged with a spacing of 20 cm in the flow. A point gauge, a propeller type velocity meter with a diameter of 5 mm, and an electromagnetic discharge meter measured the water depth, flow velocity and discharge

respectively.

The resistance of a channel is affected by cross-sectional area of roughness elements perpendicular to the direction of flow. Therefore, roughness density (R_d=A_r/ A_t) defined as the ratio of area of roughness elements perpendicular to the direction of flow (A_r) to the total cross-sectional area of the channel (A_t) was used to study the relationship with Manning's roughness coefficient n ($=R^{2/3}I^{1/2}/v_e$). Here R is hydraulic radius and v_e is mean flow velocity considered at center of the section with no roughness in the transverse direction. The relationship between roughness density (R_d) and Manning's roughness coefficient n is shown in Fig.1. The roughness and the roughness density are represented by the following approximate expression.

$$n = 0.0332(1 - R_d)^{-1.7} \quad (1)$$

The above equation was obtained for the cases in which the spacing between the cylinders in the direction of flow approximately twice the diameter of the cylinders. However the results of Nonaka et al (1) showed that the roughness varies only by about ± 5% if the spacing between the cylinders is in the range of 1.5 to 2.5 times the diameter of the cylinders.

2.2. Roughness arrangement

Figure 2 shows the basic profile of the section of the concrete block fishway. The flow velocities increase as depth increases. Installing the roughness elements in the channel reduces water depths and flow velocities. Small migratory fish like Yoshinobori need very small amount of water depths. Considering the previously described basic study, guaranteeing a low flow velocity of only a few tens of cm/s in a channel with deep water requires an extremely large roughness density (R_d). Therefore, a channel with depth varying in the transverse direction is planned to accommodate for varying water depths and to keep R_d within the practical limits. Both hydraulic considerations and biological parameters of target fish stipulate the minimum and maximum water levels inside the fishway channel. The minimum water level in this study was decided based on the requirements of Sakuramasu (*Oncorhynchus*) and other similarly large fish, while the maximum water depth was established to account for variations in the discharge and the transverse gradient. A transverse slope of 1/6 was fixed so that the flow velocities vary gently in the width direction. The fishway channel was designed for flow velocities of 1 m/s in the deeper region and 0.3 m/s at the shallow side for maximum water level condition. These velocities are usually good enough for Ayu fish and all other small fish of size 2 to 4 cm for migrating upstream.

While designing the stream type fishway with roughness elements, adequate space is necessary between the roughness elements both in longitudinal and transverse directions for facilitating fish movement and for construction and operational purposes. In the actual design, it is necessary first to establish the shape and arrangement of the roughness elements for estimation of roughness density (R_d), roughness coefficient (n) and flow velocity in the channel from the relationships described previously. The final shape and arrangement is arrived after repeated calculations. Figure 3 shows the concrete block stream fishway designed characterizing the results obtained from the basic study using cylinders. The arrangement shown here is for the slopes of 1/8, 1/12 and 1/5. However, the small change in size of the roughness elements may be necessary according to the slopes tested. The roughness elements were provided with small grooves and tops were slightly tapered. The channel bottom was provided with pebble-shaped unevenness to create rest places for bottom-dwelling fish. For practical purposes, every unit (1x2 m) is divided into two blocks. Fig.4 shows the calculated roughness and flow velocities obtained for the concrete block fishway for the slopes of 1/12 and 1/5. The flow velocity of the deepest part is greater than the hypothesized flow velocity, because the interval between the roughness elements was set higher for the benefit of large fish. The fishway shape shown in Fig.3 is a specific fishway roughness arrangement, but it is possible to determine

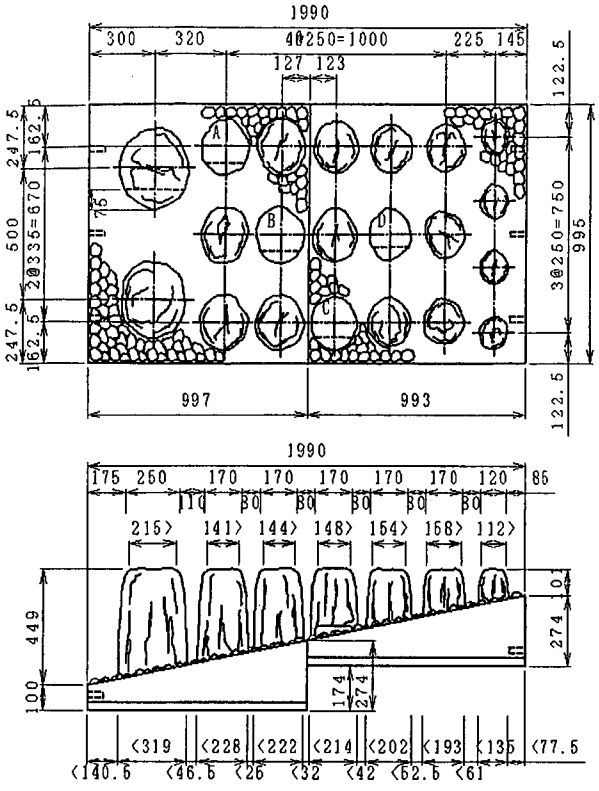


Fig. 3 Shape and arrangement of concrete block fishway for slope 1/12

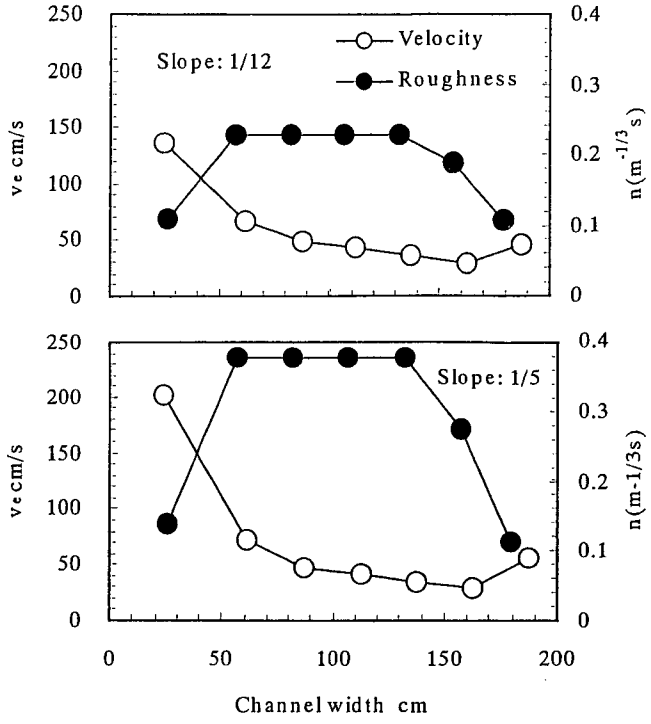


Fig. 4 Calculated values of velocity and roughness

the shape using the same method of design for variety of local conditions.

3. HYDRAULIC PROPERTIES OF THE CONCRETE BLOCK FISHWAY

3.1. Experiment method

Fishways with shape and arrangement described above were constructed with concrete blocks for use in hydraulic experiments (Fig.5). Experiments were carried out for discharges starting from 50 l/s to 300 l/s with an increment of 50 l/s. The maximum and minimum water levels correspond to the discharges of 250 l/s and 50 l/s respectively. The measurements were taken at the intersection points of the grid over concrete block unit shown in the Fig.6. The points ABCDE were located along no roughness areas, while FGHIJ were located along the roughness areas. Water depths and velocities were measured at all the intersection points in the grid shown in Fig.6. The same measuring instruments were used the as those used for the basic shape and arrangement study described earlier.

3.2. Properties of the flows

Water depth profiles are almost identical along the length of the fishway channel with an exception at the entrance and exit sections. Consequently, the flow can be treated as a uniform flow and it is assumed that an identical flow regime is repeated at each block. The flow within the block is as shown in Fig.7. The stagnant flow areas are observed just behind the roughness elements. The flow is repeatedly accelerated at the roughness locations and slows down at no roughness areas due to the surge in flow developed at the no rough locations. Figure 8 and 9 shows water depths and depth averaged flow velocities along the transverse direction for the case with channel gradient of 1/12. The velocities at the stagnant regions are also marked in the figure. The flow velocity in most part of the section is nearly 1 m/s except at the deeper side of the channel. The flow velocities change continuously according to the changes in water depths along the width of the channel. At deeper side of the channel section, the comparison for flow velocities between the roughness elements in

the transverse direction (along roughness line) and between the roughness elements in the flow direction (along no roughness line) reveal no significant changes. However, at shallow places, a reduction of 50-80 % in flow velocities along no roughness areas is observed. Further, as the discharge decreases, the percentage difference in velocities between the two sections is increasing. On the other hand the change in water depths are not significant along roughness and no roughness sections. Almost similar tendencies were observed for other slopes tested.

Normalized velocities (v/v_o) plotted against dimensionless depths (h/h_o) along roughness and no roughness areas for the discharge of 250 l/s are given in Fig.10. v_o is depth averaged (h_o) velocity

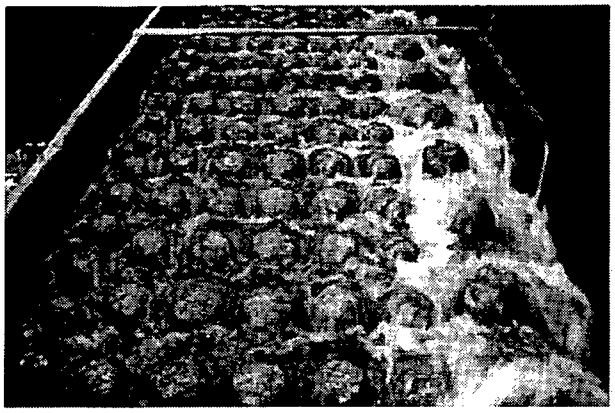


Fig. 5 Experimental arrangement of concrete block fishway

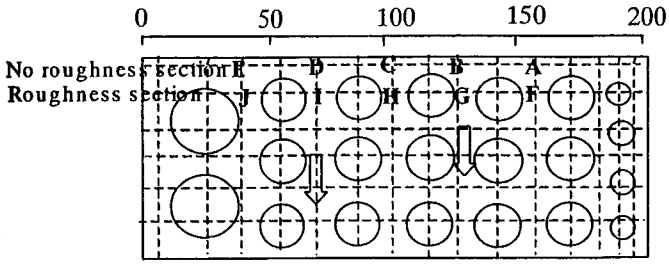


Fig. 6 Flow measurement grid

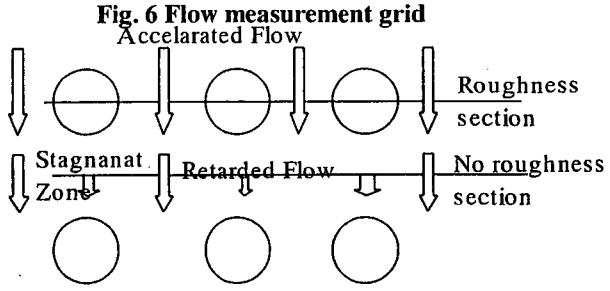
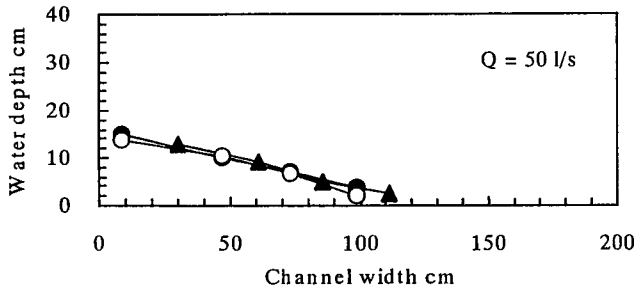
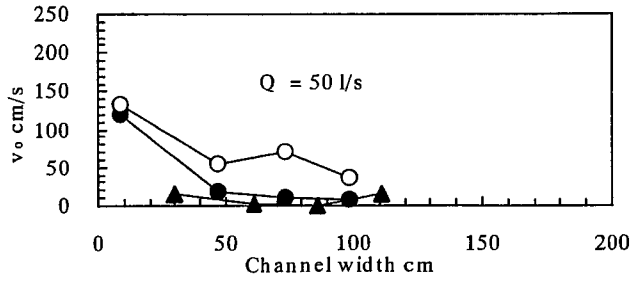
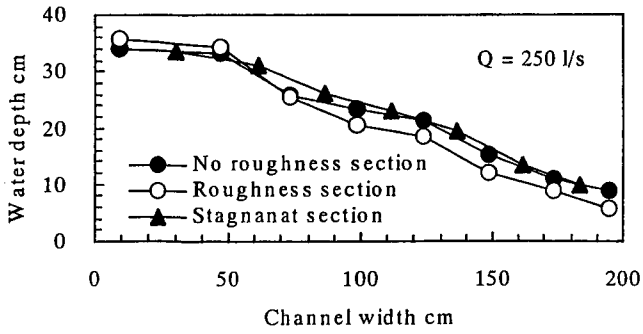


Fig. 7 Flow regime inside the block







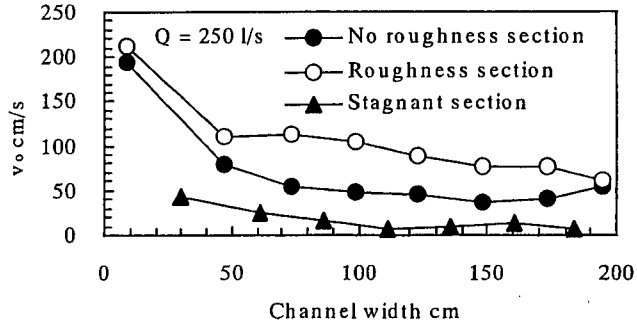


Fig. 8 Water depths along transverse direction

Fig. 9 Depth averaged velocities along transverse direction

and v is the local velocity at depth h. Almost uniform velocity distribution shapes along the roughness and no roughness locations are noted in Fig.10. At the points A to E, the flow velocities gradually increase from the water surface to reach a maximum value at half the depth and the velocities thereafter start decreasing. However, along the roughness areas (F to J) the flow velocities remain more or less constant from the surface to the bottom with slightly higher velocities at the

bottom than at the surface. These tendencies are found in all other cases regardless of discharges and slopes.

3.3. Verification of the design flow velocity

A comparison of the measured and the calculated values of the section mean flow velocity along no roughness measurement line is shown Fig.11 for slopes of 1/12 and 1/5. The difference in the values

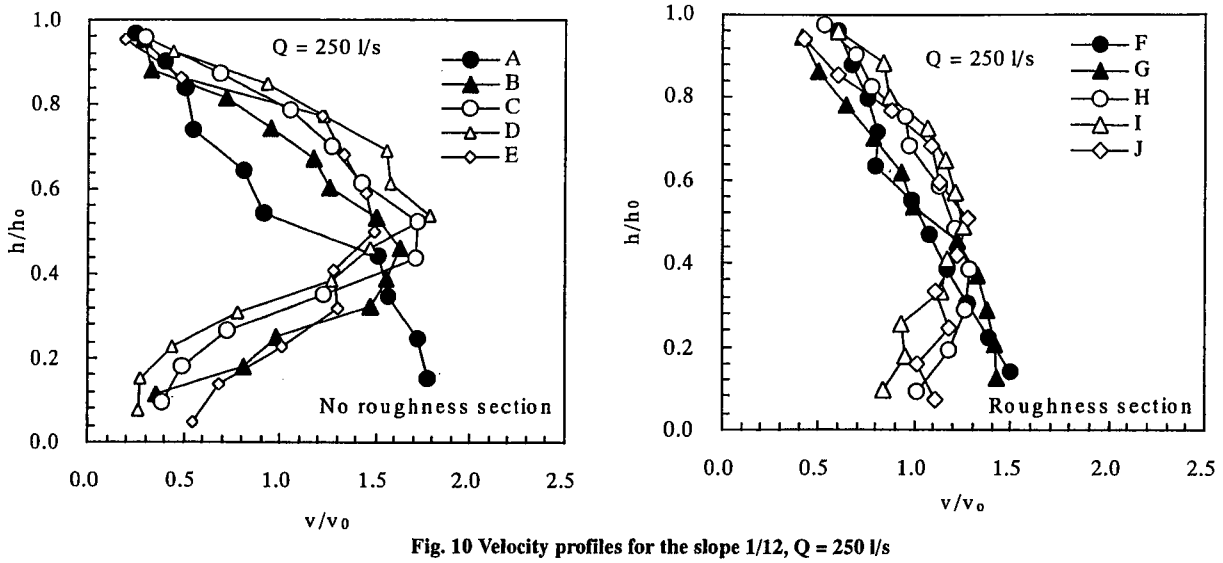


Fig. 10 Velocity profiles for the slope 1/12, Q = 250 l/s

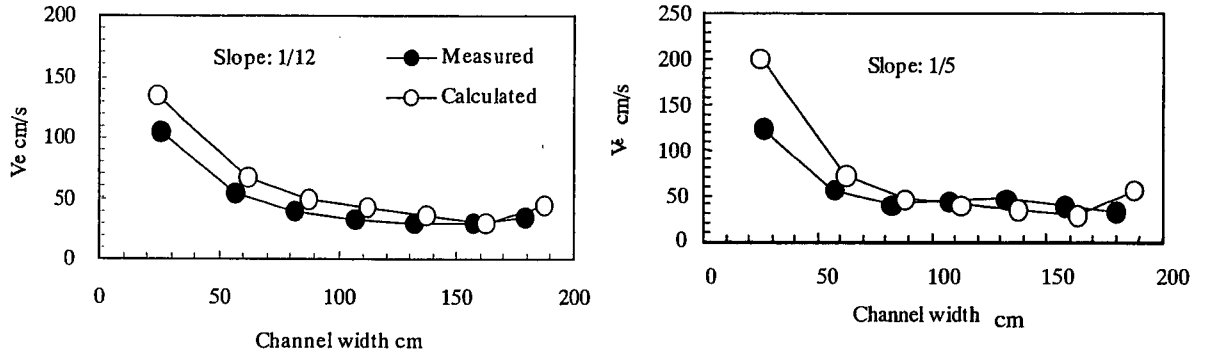


Fig. 11 Comparison of measured and calculated velocity profiles

is attributed for not accounting the unevenness provided on the surface of the channel. However, the flow velocity changed continuously and almost remained within the presumed range confirming the effectiveness of the design method.

4. FISH ASCENDING CHARACTERISTICS IN CONCRETE BLOCK FISHWAY

4.1. Experiment method and results

The ascending experiments were performed in the same facility used for hydraulic experiments. The discharges sleeted were 50 l/s. 150 l/s and 250 l/s, confirming to minimum, intermediate and maximum water levels respectively. The fish used for the testing were Ayu and bottom dwelling Yoshinobori and Numachichibu. The Ayu were reared in nursery. The bottom dwelling fish were caught in a near by river. The experiment period for the Ayu was decided based on the results of past fish ascending experiments conducted by Tanaka (2). The experiment was conducted at a stretch between 4:00 p.m. to 9:00 a.m. to include the peak migration activity that occurs during sunrise and sunset. For bottom dwelling fish, however, three-day test period was chosen, as these fish require more time to ascend the fishway (2). The flow was stopped temporarily on the second day for collecting ascended fish. The fish were placed in the downstream pool about 1 hour before

the start of both sets of experiments so that fish get adjusts to the new environment.

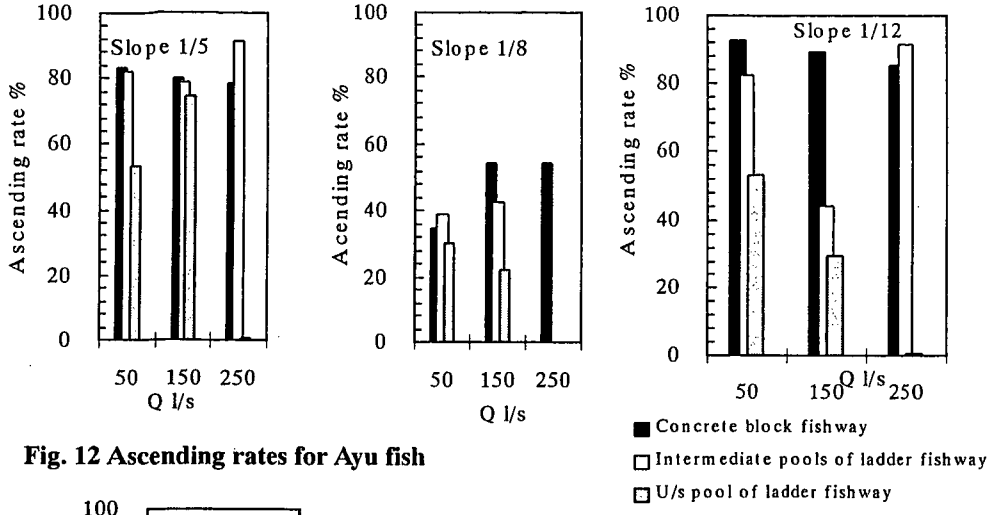


Fig. 12 Ascending rates for Ayu fish

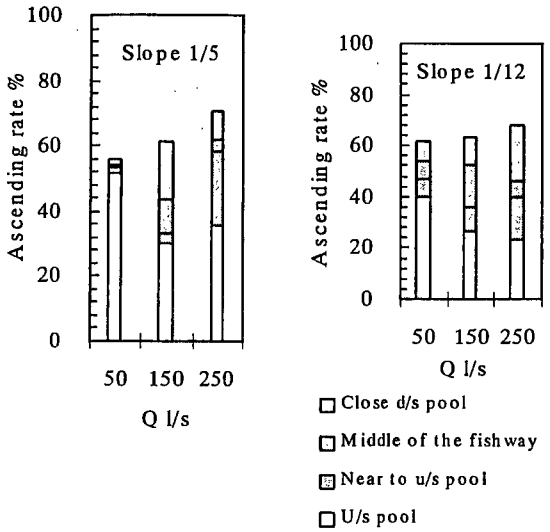


Fig. 13 Ascending rates for Yoshinobori and Numachichibu fish

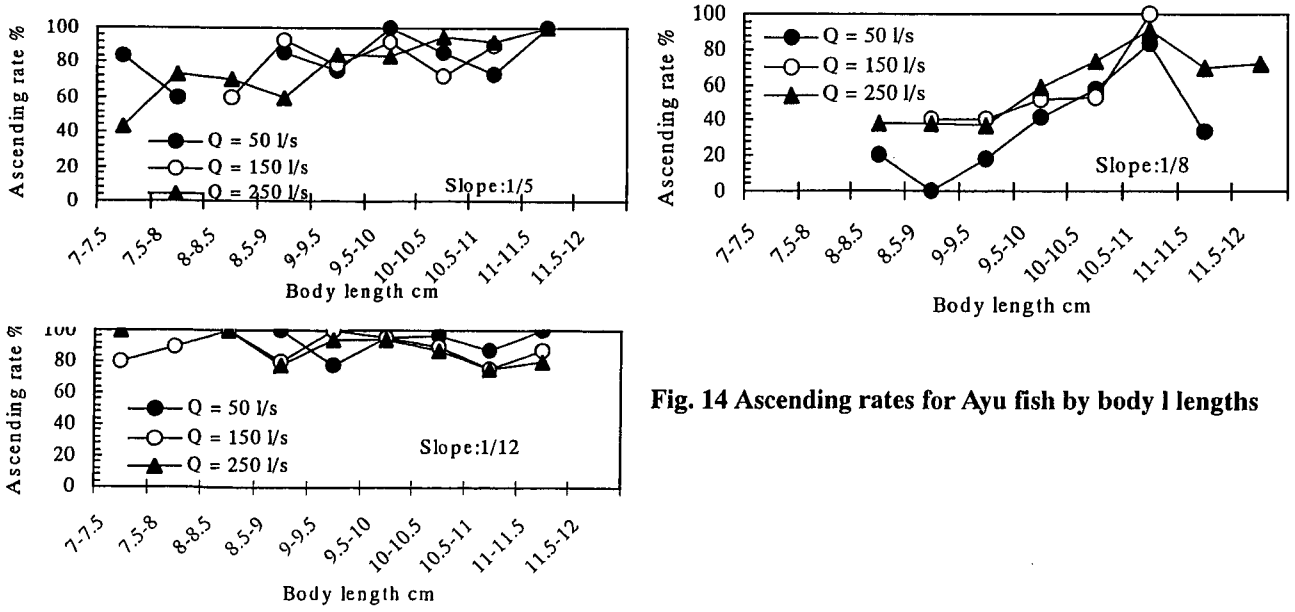


Fig. 14 Ascending rates for Ayu fish by body l lengths

A total of 100 fish were used for statistical significance. It is difficult to obtain an absolute evaluation of the ascending experiments as several factors influence the migration of the fish. During the Ayu ascending experiments, experiments were also performed on a ladder type fishway

with 6 pools and slope of 1/25 for analogy. All the ascending experiments were carried out during May to July in concurrence with the migration time of tested fish.

The ascending rates of Ayu fish in the concrete block fishway for all the tested cases and for different discharges are given in Fig.12. Also shown in the figure are the rates obtained in ladder type fishway from the experiments conducted on the same day. In concrete block fishways with a slope of 1/5 and 1/12, regardless of the discharge, the migration rates were 80% and higher and for the slope of 1/8, the ascending rate was low (50%). Ayu fish have shown identical performance in ladder type fishway. The experiments for case with slope of 1/8 were conducted in the month of May, which is premature for Ayu fish migration. This may be the reason for low ascending rates in both concrete block and the ladder type fishways. On the other hand, experiments for the slopes of 1/12 ad 1/5 were conducted in the month of June and July. Therefore, the causes for the low ascending rates are not hydraulic, but biological. Figure 13 shows that more than 60% of the tested bottom-dwelling fish ascended the fishway. The distribution of ascended Ayu fish by body length (Fig.14) show that fish have ascended irrespective of their size, except for the case low discharge (50l/s) with fishway slope of 1/8. This reveals that if the fish desire to ascend the fishway, they will be able to do so regardless of their length. The ascending rates by fish body length in the ladder type fishway reveal similar tendencies in the ladder type fishway. Bottom dwelling fish also ascended regardless of their body length. Even fish whose body lengths close to 4 cm were able to use the concrete block fishway effectively.

5 CONCLUSIONS

In the present study, a design method for concrete block fishway was developed based on the basic study using systematically arranged cylinders as roughness elements. Hydraulic characteristics of the newly developed concrete block fishway were clarified through prototype model testing. Further, ascending experiments were carried using the Japan's most popular migratory fish types. The following conclusions were drawn based on the results of this study:

1) variety of flows are possible in the concrete block fishway
2) this type of fishway can be constructed for such large slopes of 1/5 and can be designed with high degree of freedom.
3) this fishway is suitable for wide range of fish species
4) the design method proposed by this study can be applied to design fishways with the necessary flows with enough high precision for practical use.

6. ACKNOLEDGEMETS

The research project is the result of a cooperative study between Public Works Research Institute and Hokuetsu Corporation, Tetra Co, Kyowa Concrete Industries Co, and Giken Kogyo Corporation. The authors are grateful for the support from these industries.

7. REFERENCES

1) Tenri Nonaka, Sampath Kumar Gurram and Josuke Kashiwai, "A study on relationship between the roughness density and roughness coefficient for fishway with cylinder-roughness" proceedings of 54th Annual Japan Society of Civil Engineers Conference, Hiroshima, Japan, September 1999, pp.258-259 (*in Japanese*).
2) K. Tanaka, Properties of Ayu Ascent of Ladder Type Fishways, Technical Memorandum of the Public Works Research Institute, Proceedings of the 34th Conference of the Public Works Research Institute, 1996 (*in Japanese*).

【技術研究】

ダム放流管に設置した階段式魚道の圧力特性

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　桜井　力*
〃　〃　〃　〃　柏井条介**

1. はじめに

最近では，管理の容易さから，洪水調節方式として常用洪水吐きにゲートを有しない，あるいは一定開度のみでの操作を行う自然調節方式を採用する事例が増えているが，この場合には，常時の貯水位は放流管やオリフィス（以下，単に放流管という。）の呑口敷高と一致する。ダムへの魚道の設置を考えた場合，自然調節方式のように貯水位と放流管呑口敷高を一致させるような貯水池運用が魚類の遡上期において行われていれば，放流管の勾配を魚類の遡上可能な勾配に設定することによって，図−1のように放流管内に魚道を設置することが可能である。なお，常時の貯水位が高く，図のように下流水位と直線的に摺り付けることが困難な場合でも，堤体下流において魚道線形を平面的に曲げる等の工夫を行うことは比較的容易である。いずれにしても，このように魚道を放流管内に併設できれば，エレベータ式や可動式等の特別な構造を必要とせず，最も構造が簡単で，かつ，実績のある階段式魚道を採用することが可能となる。しかし，洪水調節時における放流管内の流速は20 m/s以上に達するうえに魚道自体も複雑な形状を持っているため，圧力降下によるキャビテーションの発生が懸念される。本報告は，放流管へ魚道を設置した場合の水理的な安全性について，主に作用圧力の観点から検討した結果を紹介するものである。

また，ダムの目的が洪水調節のみである場合，常時のダム貯水池の水位は年間を通じて一定に保たれ，また，ダム下流の河道水位との水位差は多目的ダムに比較すると非常に小さいものとなるので，放流管への魚道設置はより容易である。最近，このようなダムでは，放流管を利用して積極的に排砂を行う計画としている事例が見られる。この場合，土砂流下の大部分は河床付近の流速が大きい時，すなわち洪水末期あるいは中小洪水等比較的貯水位が低い時に生じ，貯水位が高い時には河床部付近の流速が小さいため土砂流下はほとんど生じない。したがって，貯水位が高く，放流管内の流速が大きい場合には土砂流下は少なく，放流管および魚道が高速な土砂流下にさらされる事はないものと考えられる。

なお，ダムの放流設備の設計に際しては，その放流能力やキャビテーションに対する安全性等を確認するために水理模型実験が行われるが，最近の数値シミュレーション技術の発達により，比較的構造物の形状が単純でかつ流れがポテンシャル流と見なせる放流管内や越流頂における流れについては，境界要素法等の数値シミュレーションによって十分な精度での解析が可能となってきている[1),2)]。本報告では，こうした数値シミュレーションによる計算結果を利用し，流れの一部を切り出した模型による水理実験を行うという新しい解析手法を試みている。

2. 検討手法の概要

（1） 魚道の概要

図−1に示す放流管をモデルとして検討を行った。型式は，堤体内に圧力管路部分と無圧の開水路部を持つ部分管路型とした。また，流入口は，上面にのみベルマウス形状を持ち，上流に整流のための張り出し水路を設けた一面ベルマウス式とした。開水路部は魚の遡上を考慮して1/10勾配とし，水平な圧力管路部との間は半径90 mの円弧で摺り付けている。魚道は下流の開水路部分に設置し，本来の放流管の流積を侵さないように床面から掘り下げる形状とした（図−2）。また，魚道部と一般水路部を分ける分流壁を設け，この天端を管路部敷高と

* 主任研究員
** 室長

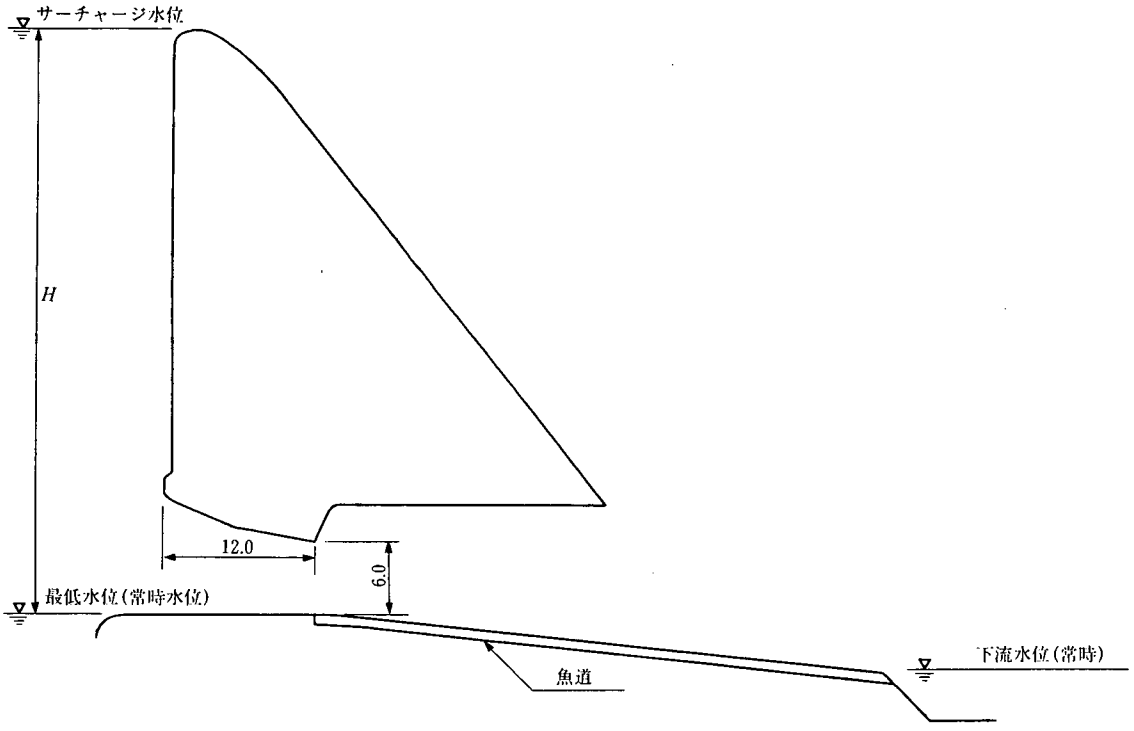


図-1 モデルダム放流管縦断面図

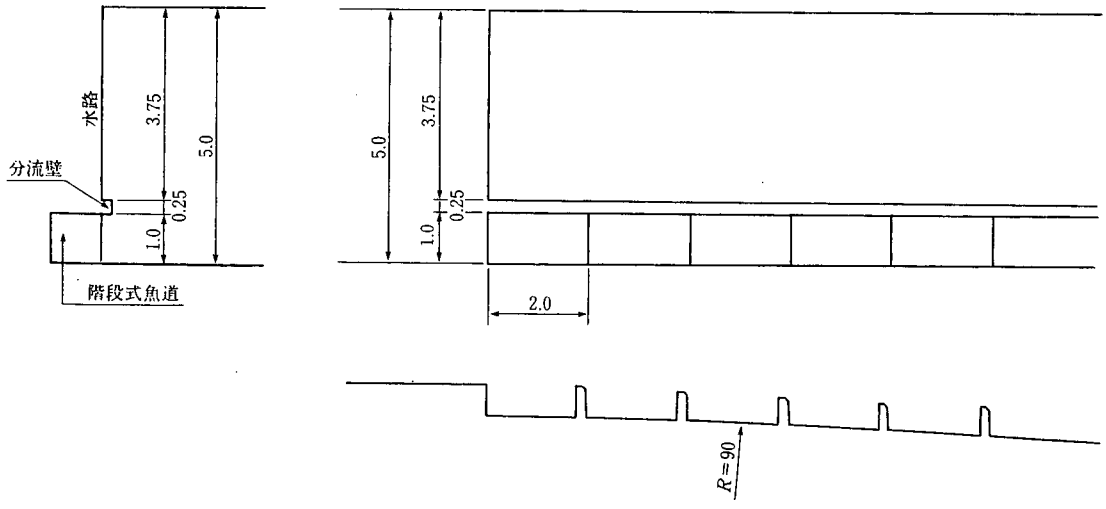


図-2 魚道設置部詳細図

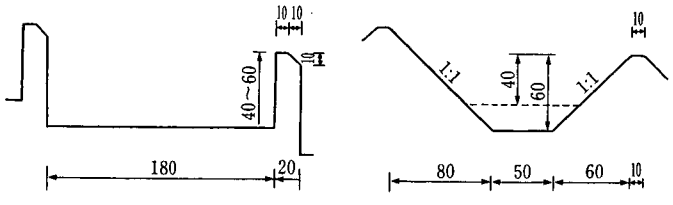


図-3 魚道プール形状

一致させ，一般部水路部は管路部から段落ちとなっている。

魚道プール形状は，図−3に示す直壁形状（以下Aタイプとする。）と台形形状（以下Bタイプ）の2タイプとし，それぞれ隔壁高さを40 cmおよび60 cmとした計4形状について検討を行った。

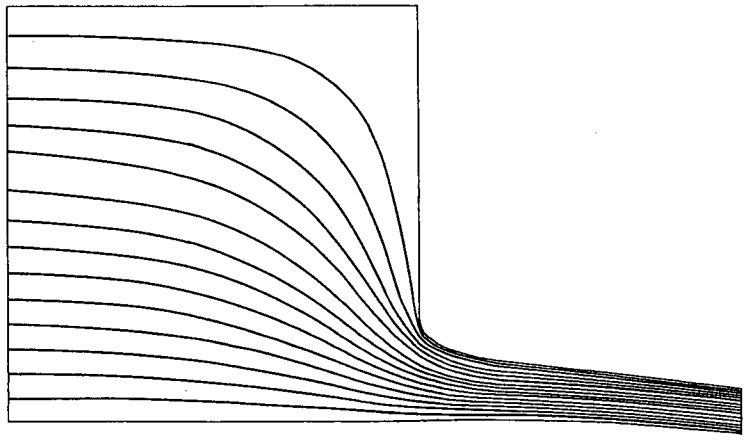
（2） 模型形状

前述のとおり魚道周辺の複雑な流れの解析は，現時点では水理模型実験によることが最も確実かつ安価な方法である。ダム放流施設における流れは重力の影響が卓越した現象であることから，水理模型実験はフルード相似則に基づいて行われるが，表面張力や粘性等他の影響が十分小さく，現象の相似性が確保される縮尺の範囲内で行われる必要がある。実際には，さらに，測定機器や模型製作の精度，実験施設規模等を勘案して模型縮尺を決定することとなる。

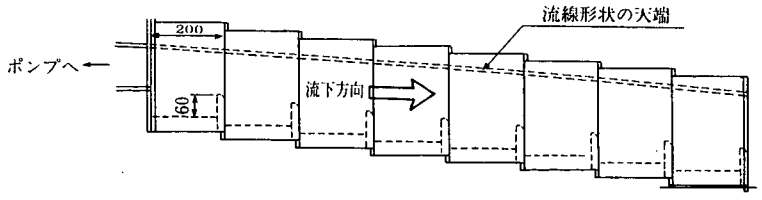
魚道周辺の流れを規定すると考えられる魚道の隔壁高さは50 cm前後であり，放流管高さに比較すると1/10程度と非常に小さい。また，キャビテーションに対する安全性は壁面への作用圧力で評価されるが，注目する魚道の壁面や底面の詳細な圧力を得るためには1/10縮尺程度の模型が必要と考えられる。しかし，実験施設規模の制約から，放流管の全断面を再現することは事実上困難である。

これに対処するために，放流管全体の流れに対して魚道の影響が及んでいないと考えられる範囲内まで流線に沿って魚道部周辺の流れを切り出した模型による実験を試みることとした。このためには，放流管全体としての流速分布の概況をあらかじめ知る必要がある。放流管内の流速を実験で求めることは，流れを乱さずに測定することが難しいこと，およびかなりな手間を要することから現実的な方法ではない。一方，数値シミュレーションについては，一面ベルマウス式放流管内の流れの場の計算は，境界要素法による解析が精度よい結果を与えることが柏井ら[1]によって示されている。本検討でも境界要素法による解析を行い，放流管内の流れの場を計算し，流線を求めることとした。

図−4は，魚道を設置しない場合のダム貯水池および放流管内の流線を境界要素法によって求めたものである。なお，一面ベルマウス式であることから，放流管横断方向には一様な流れを想定し，2次元での計算を行っている。図は，貯水位Hを，モデルとしたダムのサーチャージ水位，すなわち本放流管の設計水頭47 mとした場合の計算結果を示したものである。ただし，魚道部付近の流線は，貯水位を変えてもほぼ同一形状であった。この結果を用いて，魚道模型を図−5に示すように，天端を放流管床面から1 mを通る流線に合わせた。また，計算と同様に幅方向に一様な2次元流れを想定し，魚道幅1 m分のみを再現している。縦断方向については，後述するように放流管全体を再現した小縮尺



図−4 貯水池および放流管内の流線（境界要素法による計算結果）



図−5 魚道抽出模型

表−1 魚道部模型実験ケース

縮尺	再現範囲	魚道形状	測定目的	流量条件
1/33.3	放流管全体模型	なし タイプA（隔壁高 40, 60 cm） タイプB（隔壁高 40, 60 cm）	放流能力の確認 放流管内全体の圧力測定 魚道部の圧力測定（底部のみ）	0 m³/s から 800 m³/s まで
1/10	魚道部抽出模型 上流 8 プール	タイプA（隔壁高 40, 60 cm） タイプB（隔壁高 40, 60 cm）	魚道部の詳細な圧力測定 魚道タイプ，隔壁高の比較 縮尺効果の確認	800, 600, 400 m³/s
1/6.25	魚道部抽出模型 上流 5 プール	タイプA（隔壁高 60 cm）	縮尺効果の確認 魚道部のより詳細な圧力測定	800, 600, 400 m³/s

の模型実験を行い，圧力降下が大きいことが確認された上流の第 1 プール（以降便宜上，最上流のプールを第 1 プールと呼ぶ。）を含む上流側数プールを再現することとした。なお，上流側の圧力管路部は再現されておらず，整流管を設けて高速流ポンプへ接続されている。

模型は，上記形状で作成した 1/10 および 1/6.25 縮尺の模型（以下，抽出模型と呼ぶ。）の他，放流管全体の流れを把握するために 1/33.3 縮尺で放流管全体を再現した模型（以下，全体模型）を作成した。それぞれの模型の概要と実験の目的は表−1 に示すとおりである。なお，表中の流量条件は実機に換算した放流管全断面流量を示したものであり，800 m³/s は貯水位 47 m 時の放流管一条当たりの放流能力に相当する。

（3） 実機への換算手法

抽出模型による実験結果は，以下の方針で解析を行い，魚道各部の壁面作用圧力を求めた。

ⅰ） 圧力降下係数による評価

抽出模型実験では流れの一部のみを再現しているため魚道部上下流の境界条件を再現することは困難である。したがって，実験結果は，放流管の管路部終端を基準とする圧力降下係数で評価を行う。なお，ある程度幅を持って流量を設定し，圧力降下係数と流量の関係を把握する。

ⅱ） 相似性の確認

1/10 および 1/6.25 縮尺模型の両実験において，圧力降下係数が縮尺に依らず一定となっていること，すなわち相似性が保たれていることを確認する。また，より詳細な圧力測定が可能な 1/6.25 模型によって 1/10 模型との共通測点以外において大きな圧力降下を生じていないことを確認する。

ⅲ） 作用圧力への換算

作用圧力への換算は，全体模型実験における圧力降下係数との整合を確認したうえで，全水頭すなわち貯水位からの圧力降下量を算定することによって行う。

3. 実験結果

（1） 圧力降下係数の算定

抽出模型実験においては，測定対象となる魚道部の上下流の境界条件は再現されていない。したがって，以下の検討では，測定した各点のピエゾ水頭から次式で定義する圧力降下係数を求めている。

$$Cd=\frac{H_D-h_p}{v^2/2g} \qquad (1)$$

ここに h_p：ピエゾ水頭，Cd：圧力降下係数

H_D：放流管の管路部終端における全水頭

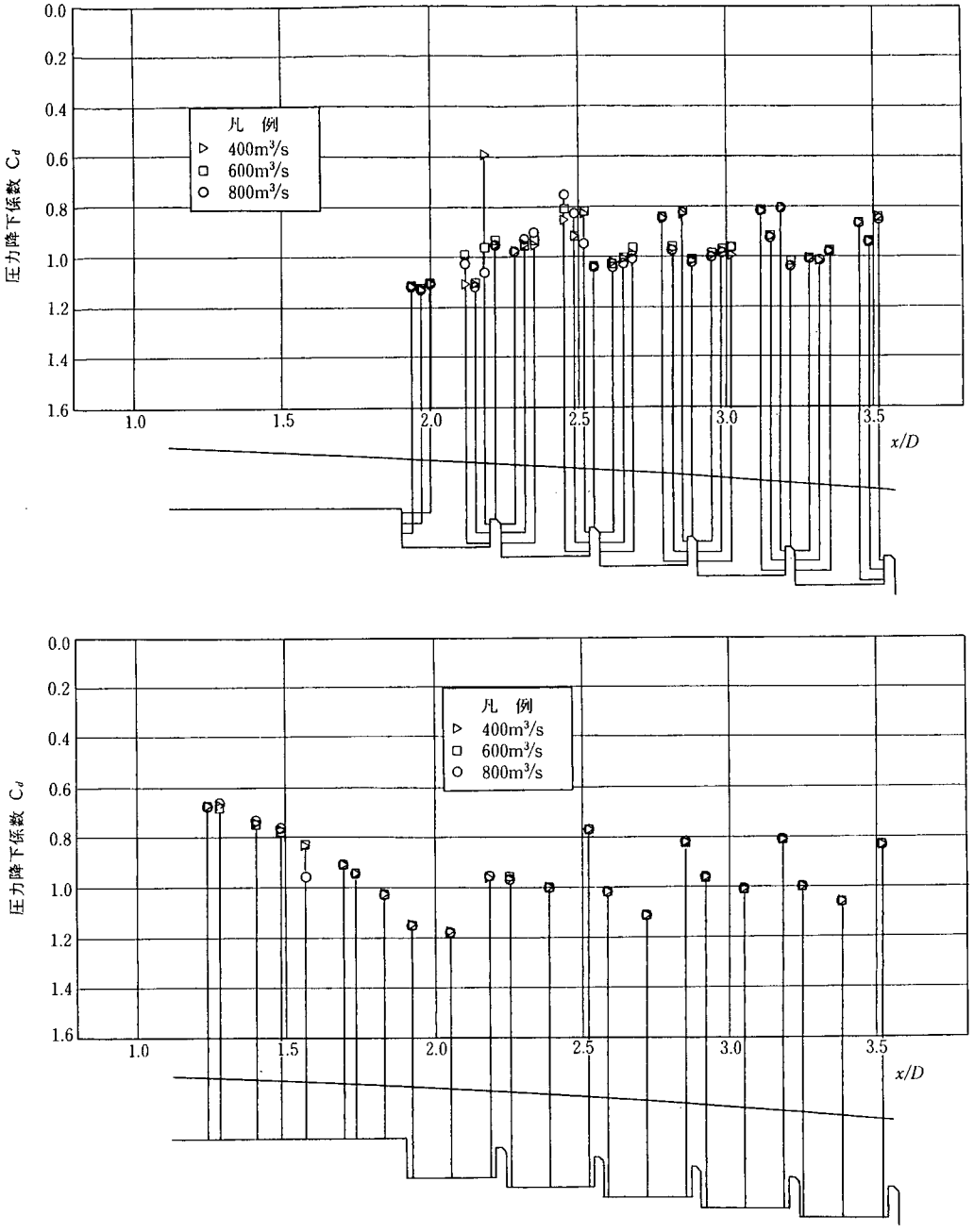
v：放流管の管路部終端部付近の平均流速

式中の H_D は放流管の管路部終端位置におけるピエゾ水頭と速度水頭を合計したものであり，圧力降下係数は同位置の総水頭を基準とした相対的な圧力降下量を評価するものとなっている。また，流速も当然放流管底部 1 m 間の平均であるから，管路部終端断面において水深方向に流速変化がある場合には全断面の平均流速と一致しないことに注意しておく必要がある。

（2） 流量と圧力降下係数の関係

1/10 縮尺の抽出模型（タイプ A 壁高さ 60 cm）において，流量を 400 m³/s, 600 m³/s および 800 m³/s と変化させて各部の圧力降下係数を測定した結果を図−6 に示した。各流量における圧力降下係数はほぼ一致していることがわかる。また，他の魚道形状も同様の結果を示した。したがって，対象とする流量の範囲内において，圧力降下係数はほぼ一定と見なせるものと考えられる。

前述のように抽出模型実験においては，測定対象となる魚道部の上下流の境界条件は再現されていない。したがって，流量と圧力の相対的な関係が実機と異なることは避けられないが，圧力降下係数が流量によって変化しないことから，圧力降下係数を評価することによって，これによって生じる誤差を避けることができる。



図−6 魚道各部の圧力効果係数の流量による変化（直壁 60 cm）

（3） 相似性の確認

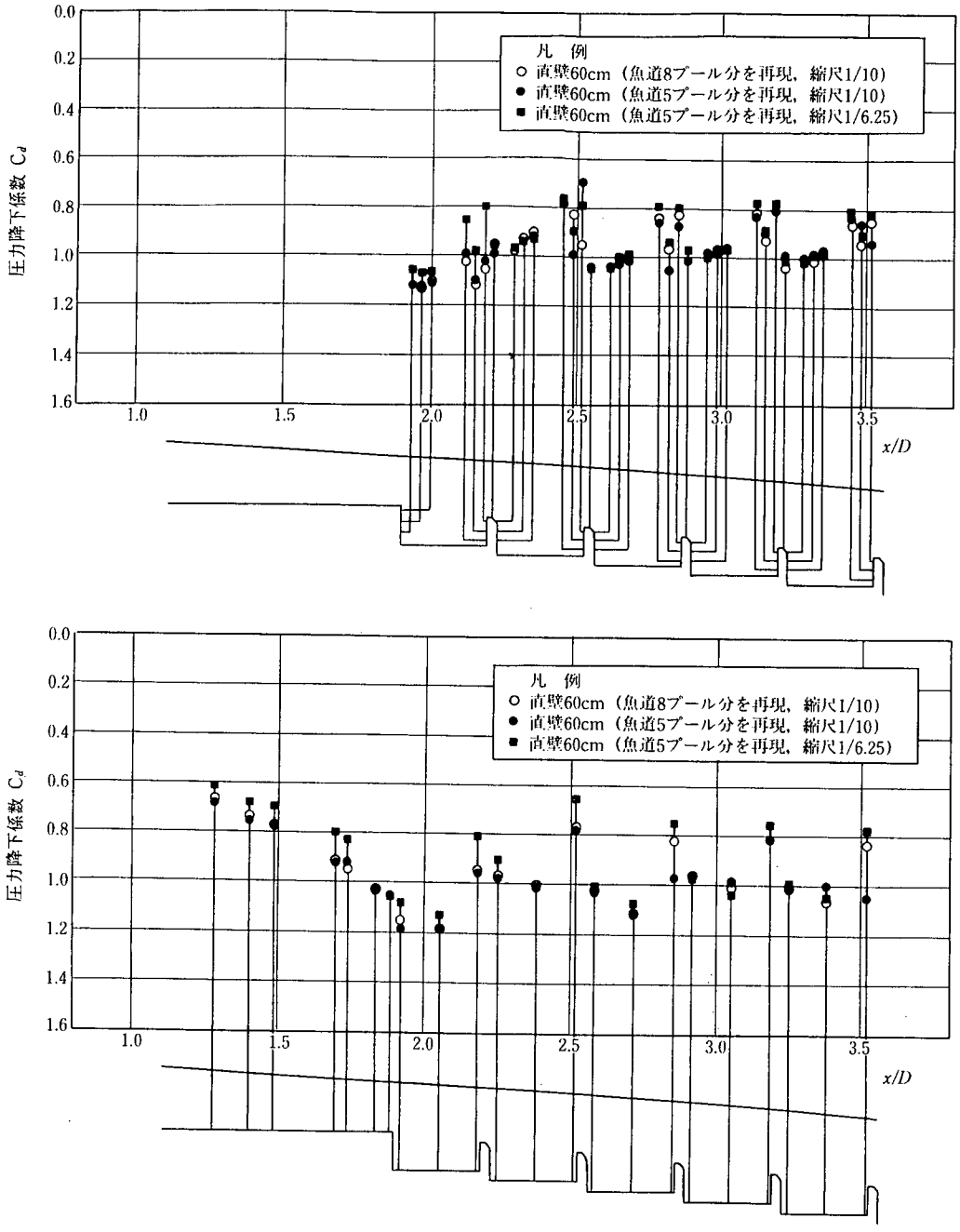
タイプＡの魚道について，1/10 縮尺と 1/6.25 縮尺の抽出模型における圧力降下係数の比較を図−7 に示した。各測定位置とも 1/10 模型がやや大きな圧力降下を示すものの，隔壁上流側を除いてその差はわずかであり，相似性は保たれているものと判断される。隔壁上流側は大きな流速の流れが衝突し，流向を変えている乱れが非常に大きい場所であることが相似性を保てない原因となっていると考えられる。しかし，作用圧力は大きい個所であり，圧力降下によるキャビテーションの可能性はほとんどない。

また，1/6.25 模型についてのより詳細な圧力測定結果を図−8 に示したが，1/10 模型との共通な測点以外において大きな圧力降下は生じていない。

これらから，魚道の各部における局所的な圧力降下は 1/10 模型で確認すれば十分であると考えられる。

（4） 作用圧力

3.(1) で述べた理由により抽出模型実験から得られた圧力降下係数を用いて実機における壁面作用圧力を求めるためには，(1) 式を貯水位を基準とした圧力降下係数



図−7 圧力効果係数の模型縮尺による変化（60 cm 直壁，流量 800 m³/s）

の評価式へと変換してやる必要がある。そのためには以下の補正が必要である。

①貯水位から放流管の管路部終端に至る間の損失水頭（流入損失，摩擦損失および急縮損失）の補正

②管路終端部における水深方向の流速変化の反映

図−9 に放流管全体模型実験における放流管内のピエゾ水頭，速度水頭およびそれらを合計したエネルギー線を示した。ただし，各水頭は，放流管床面を基準面とし，総水頭（貯水位）で除して無次元化している。横軸は放流管流入部を 0 としており，圧力管路部は 2.0 で終了する。これによれば放流管の圧力管路部における損失水頭は，管路部終端における総水頭の数％と無視し得るほど小さいことがわかる。

また，放流管の管路部終端における水深方向の流速分布の境界要素法による計算結果を図−10 に示した。管路上面でやや大きい流速をとるもののその差はわずかであり，十分一様流速とみなせる分布形状となっていることがわかる。

したがって，結局①および②ともに実用上無視し得るため，(1) 式は抽出模型実験から得られた圧力降下係数

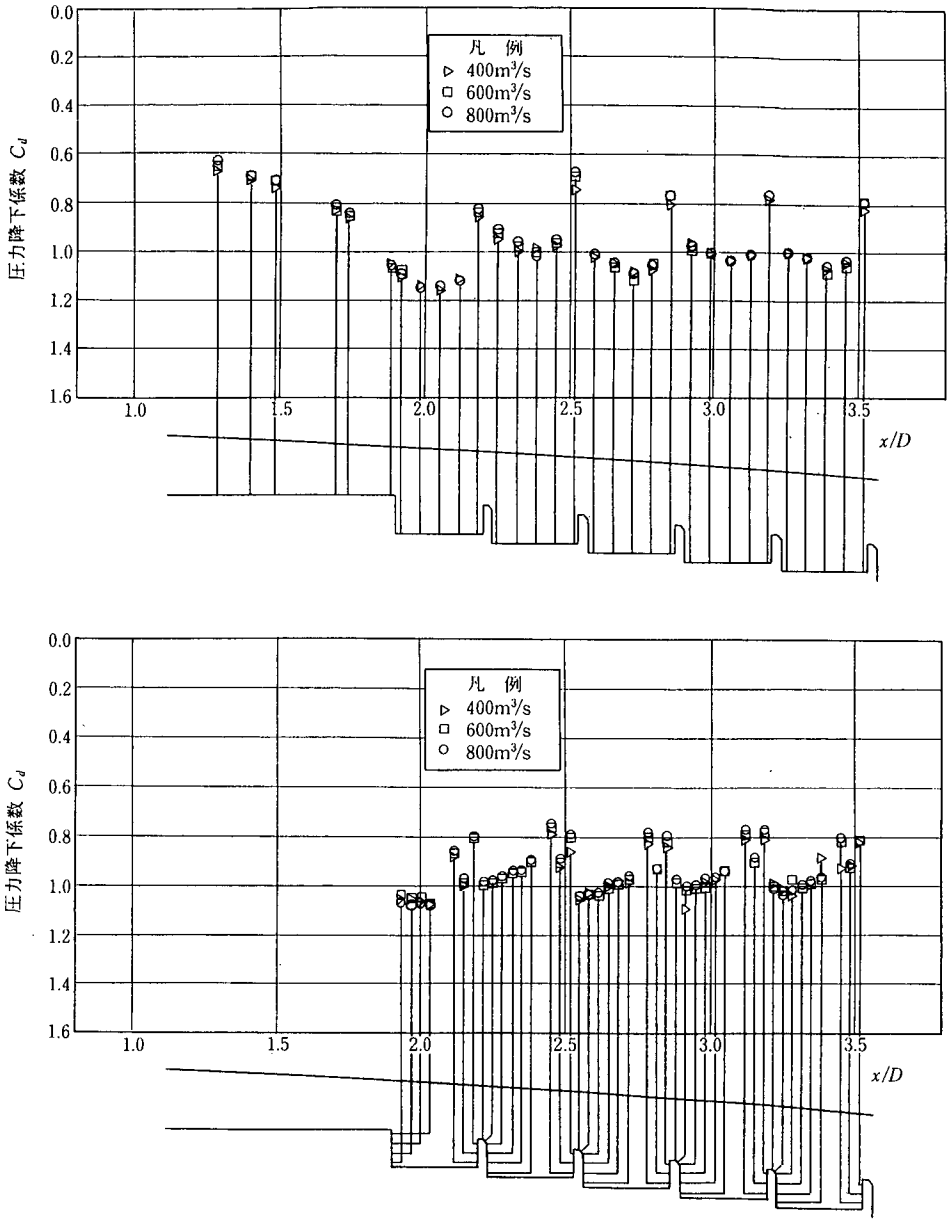


図-8 魚道細部の圧力降下係数

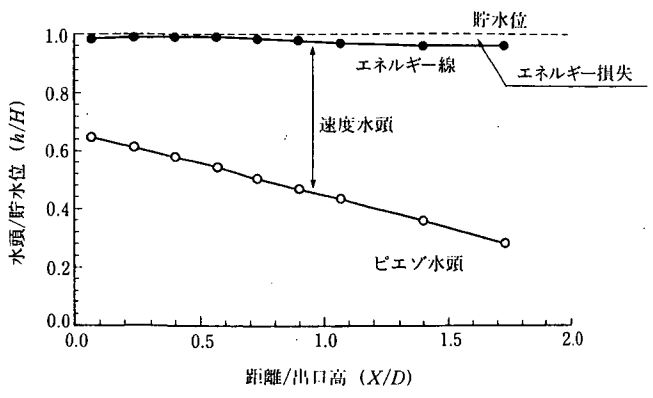


図-9 放流管内のエネルギー損失

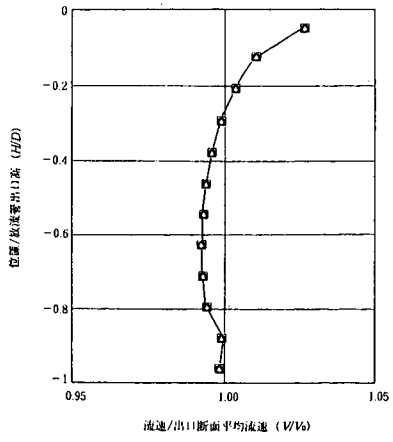
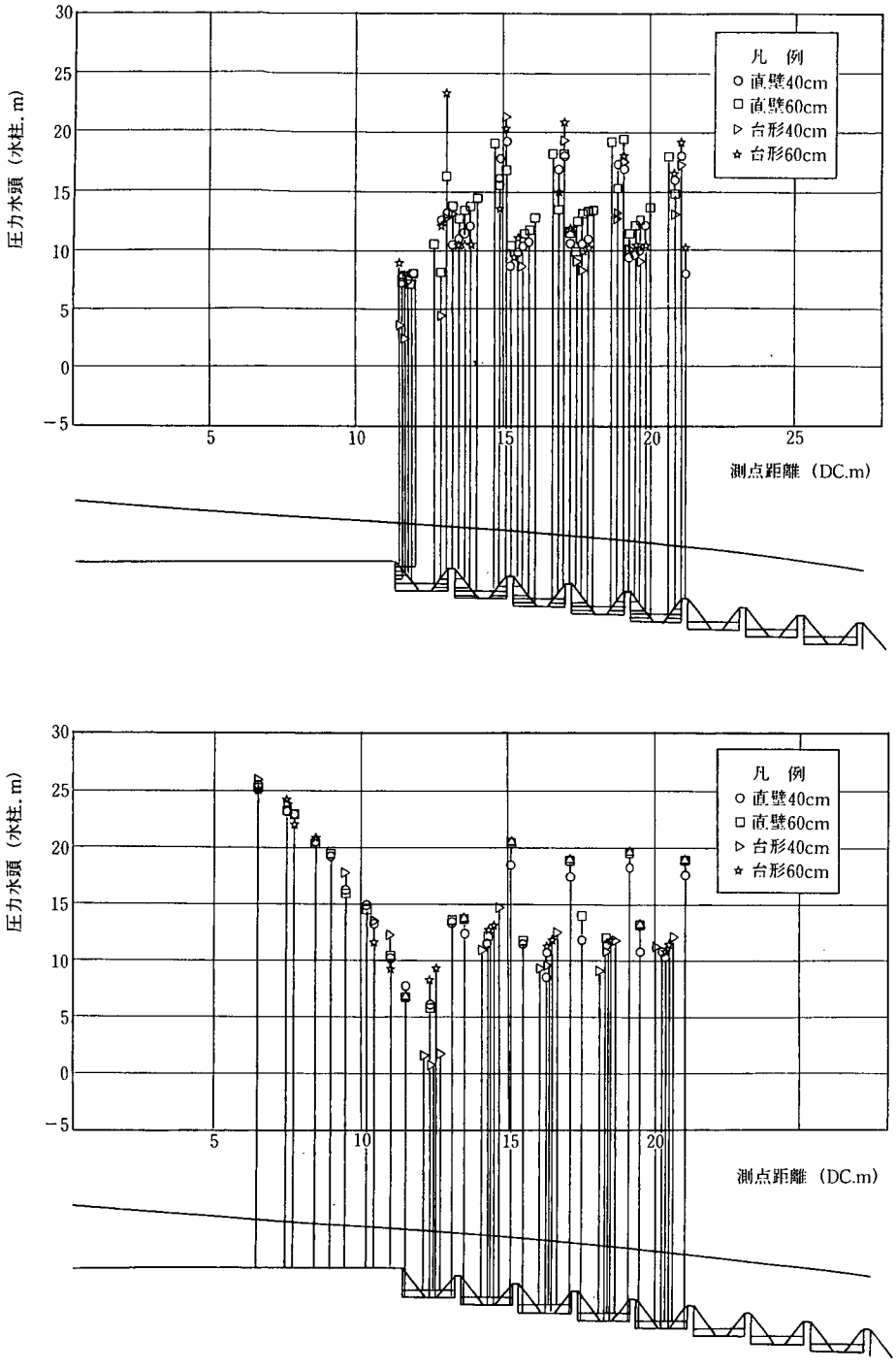


図-10 放流管出口の流速分布（境界要素法による計算結果）



図−11　魚道各部の壁面作用圧力（サーチャージ水位時）

を直接用いて次式のよう書き改めることができる。

$$h_p=H-Cd\,(v^2/2g) \qquad (2)$$

ここに　h_p：ピエゾ水頭

H：放流管管路部低部を基準とした貯水位

v：放流管の管路終端断面平均流速

Cd：圧力降下係数

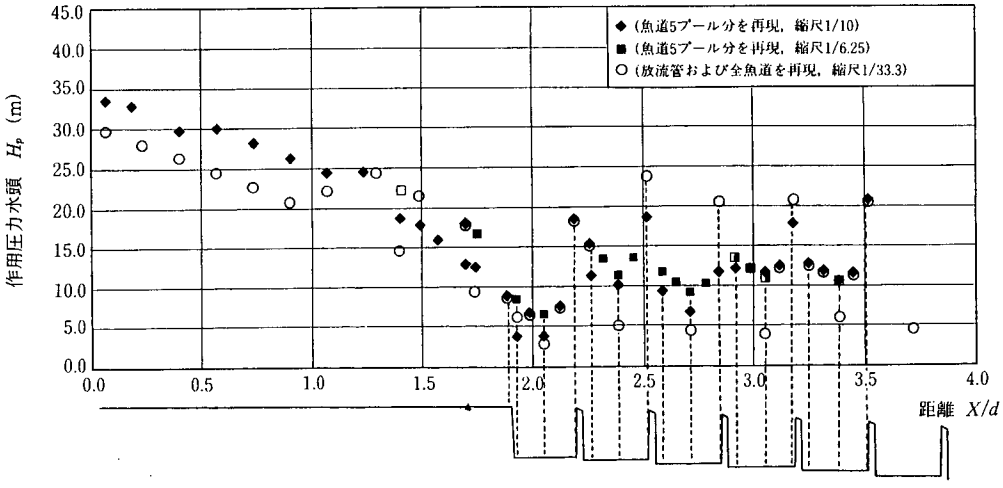
これまでの議論から明らかなように，圧力降下係数は流量条件すなわち貯水位によらず一定の値をとるから，全体模型実験から貯水位と放流量の関係がわかっていれば，任意の貯水位について(2)式より魚道部の壁面作用圧力を求めることができる。

ここでは，モデルとしたダムのサーチャージ水位 H=47 m を与えて壁面作用圧力を求めてみる。図−11 に各魚道形状における作用圧力を示した。各形状とも圧力の最低値は第1プール底面において生じているが，全て正圧となっており，特に問題となる圧力降下は生じていない。各形状を比較すると，タイプBの高さ 40 cm の場合に第1プールにおいてやや大きい圧力降下を示している以外差異は少ない。

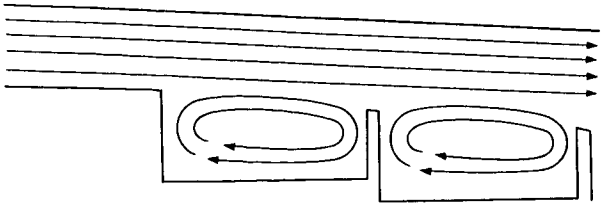
全体模型実験の値と比較したものを図−12 に示した。これによれば，第1プールにおいては各縮尺模型の値はよく一致しているものの，第2プール以降で，抽出模型はやや高い圧力を示している。これは，魚道部や放流管底面から生じる乱れの影響と考えられる。放流管の管路部下流では魚道や放流管底部から乱れが生じるものと考えられるが，上部を開放して実施している全体模型実験あるいは実構造物においては，この乱れの領域は下流に向かって除々に水面方向へ発達し，やがて自由水面に到達するものと考えられる。しかし，抽出模型はポテンシャル流れを仮定した流線の形状としており，このような乱れの影響は考慮されていない。乱れ領域の発達は，模型天端によって抑制され，結果として，第2プール以降において管内圧力の上昇という形で現れているものと考えられる。しかし，抽出模型で得られたプール底面中央を最小圧力とする下向きに凸な圧力分布形状は，全体模型や実機においても維持されていると考えられる。したがって，第2プール以降においても，プール内の作用圧力は，局所的にも，全体模型によって得られた底面中央の測定値 5 m 水柱程度以下に降下することはないものと判断される。また，第1プールでは乱れもまだ発達しておらず，各縮尺とも同じ値を示したものと推定される。したがって，放流管内に設置された魚道の各プールにおいて局所的にも負圧の発生は生じないという結論は妥当なものと考え得る。

(5) 流　況

図−13 に魚道部における流況を示した。流れは，放流管部の下流方向への一様な流れと魚道内の循環流よりなっている。循環流は，魚道内で時計方向に回転してお



図−12　全体模型と抽出模型による作用圧力測定結果の比較



図−13　魚　道　部　の　流　況

り，その流速はほぼ放流管内の流速と同程度と考えられる。流れは安定しており，周期的な変動は見られない。

また，最低圧力を示した魚道底面において圧力変動の測定も行ったが，変動幅は作用圧力で 2.0 m 水柱程度であり，瞬間的にも大気圧以下となることもほぼないものと考えられる。

4. 結　　論

図−1 に示す形状であれば，放流管内に魚道を併設しても魚道内の各部の作用圧力は負圧とはならず，キャビテーション発生の恐れは少ないことがわかった。なお，本検討結果は対象としたモデルダムに対する評価であり，魚道形状や放流管の縦断勾配が異なる場合には同様の実験による確認が必要となるが，放流管縦断形状の工夫により適用の可能性は高いものと考えられる。

また，数値シミュレーションと局所的な模型による水理実験を組み合わせる手法を用いることにより，魚道各部の詳細な作用圧力の評価が可能であった。本手法は，ここで取り上げた放流管魚道のみならず，放流管に付随する充水管および空気管流入部や戸溝等局所的な流れの評価を必要とする施設への適用も可能な有効な手法であると考えられる。

参 考 文 献

1) 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. 28, No. 3, 1986

2) 野仲典理：4 面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算，第 37 回土木研究所発表会論文集，1998

第6章　環　　境

【技術研究】

ダムによる河川流況の変化とフラッシュ放流に関する考察

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　角　哲也*
〃　〃　〃　〃　塚原千明**
〃　〃　〃　〃　柏井条介***

1. はじめに

ダムの建設は下流河道にさまざまな環境変化をもたらす可能性があり，これを適切に予測・評価し，必要に応じてこれを軽減するための対策を講じることが求められている。一般的な環境変化としては，ダム湖において流入水が貯留されることによる放流水質の変化（冷濁水など）があげられるが，魚類を初めとする水域の生態系への影響を考える場合には，これに加えて河川流況の変化に伴う生息場の形態変化にも着目する必要がある。河川流況の変化に伴う生息場の形態変化とは，河川流量が変化することによって，河道内の瀬・淵を構成する水深，水面幅，流速などの水理量が時間的・空間的に変化し，また，これに伴って河床・州・河岸などを構成する土砂粒径などが変化することである。なお，ダムによって河川を流下する土砂が捕捉されて河道の土砂環境が大きく変化することも重要な意味を持っている。

従来，水力発電などによって減水区間となった河川を対象に，必要最小限確保すべき流量としての維持流量や正常流量の検討がなされてきた。これに対して，近年，主に河川生態系保全の観点から，これに加えて年間最大流量のような大規模な出水や月一回発生するような中小規模の出水によってもたらされるさまざまな撹乱の重要性が指摘されている[1)~3)]。このような出水は，河道内の水位・流速を上昇させ，砂礫の移動や植物相の更新のきっかけとなっているものと考えられるが，これらの影響を定量的に予測・評価する手法については，ようやく研究が始まったばかりであり方法論は確立されていない。

そこで，このような河川流況の変化による影響を評価する手法を検討するとともに，その影響を軽減するための手法を確立することを目的に，実際にダム放流量に変動を与える実験的検討が進められている。具体的には，一定規模の流量を定期的に放流（以下，フラッシュ放流と呼ぶ）することが考えられ，米国コロラド川におけるグレン・キャニオンダムの人工洪水の実施はその代表的なものと位置付けられる。フラッシュ放流の実施においては，本来の水運用との調整が必要であるが，限られた水量によっていかに大きな効果を上げるかが重要である。

本報文は，このような河川流況の変化，特に，撹乱の影響とフラッシュ放流の実施に関して検討を行ったものである。初めに，河川の流況変化が河川環境に及ぼす影響とこれを軽減する手法としてのフラッシュ放流の基本的考え方を整理する。次に，我が国において実際にフラッシュ放流を実施している数少ない事例の一つである鬼怒川上流五十里ダムを対象に行った現地調査結果について考察を行う。

2. 河川の流況変化が河川環境に及ぼす影響

初めに自然河川における河岸の構成と流量変動の役割から考えてみたい。近自然河川工法の発祥地のドイツにおいては，人工河川である国営運河の河岸整備の基本として図-1に示す概念図が作成されている[1)]。ここに示されているのは水辺林から沈水植物群落までの水辺植生保全の考え方であり，平水時（①）から中小洪水（②），年最大程度の洪水（③），数十年確率規模の洪水（④）まで，水面位置とそこに生息可能な植物種が明快に整理されている。

* 主任研究員
** 技官
*** 室長

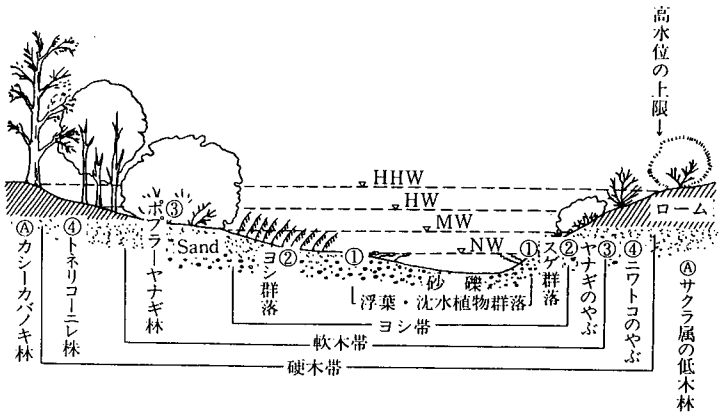


図-1　ドイツにおける運河の河岸植生模式図 (E. Bittmann, 1965)[1]

日本においては，特に洪水の影響を最も受ける河原に生育する植物種（カワラノギクなど）の問題[4),5)]がしばしば提起されているが，流量変動の減少によって図-1の②の範囲が縮小し，③の環境で成立するヤナギやニセアカシアなどの木本類が河道内のかなりの面積を占めるようになる河道の樹林化[6)]が指摘されている。一般に，このような河道内に成立する植生は図-2のように一定間隔で発生する洪水の発生によって動的なバランスを維持しているが[1)]，流量変動の減少は礫床河川における細粒土砂の堆積を促進し，この中には植物が利用可能な栄養塩（窒素，リン）が多量に含まれているために植生が繁茂し，これがさらなる細粒土砂の堆積を促し，このようなサイクルを経て樹林化が進行すると考えられている[7),8)]。なお，このような変化は，単に植物種自身の問題にとどまらず，②のような環境に成立する多様な植生は，昆虫や鳥類の生息環境として重要な意味をもっていることが指摘されている[1)]。

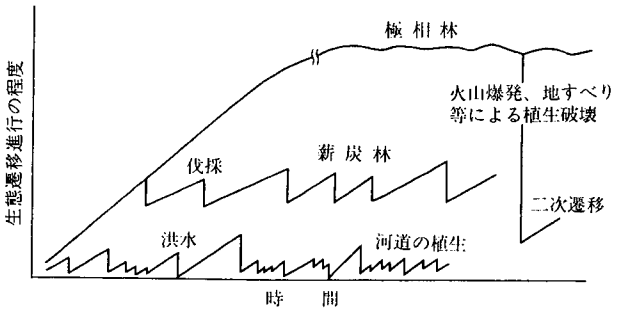


図-2　生態遷移の過程からみた河道植生の位置付け[1)]

次に水の中に目を向けてみると，①の水位以下の範囲においても，常に一定の水位・流速で流れる場合には，河床砂礫の移動機会の減少による細粒土砂の目詰まりや浮き石の減少が生じ，サケやアユなどの魚類が産卵する環境を悪化させる[9)]とともに，餌となる水生昆虫の微生息空間の喪失をももたらすことになる[10)]。一方，礫に付着する藻類の剥離機会の減少は，珪藻類などの好流水性藻類の活性度低下や緑藻や藍藻類などの好止水性藻類への種の遷移が進むことが考えられ，アユの採餌に影響を及ぼすことが考えられる[9)]。図-3は，千曲川において自然洪水の発生前後で礫に付着する藻類によるクロロフィルa量 (Chl. a) および全有機物量 (TOC) を調査した結果であるが，洪水の発生によって剥離が生じ一時的にこれらが減少するが，その後は藻類の高い回復力により洪水前よりも値が増大していることがわかる[11)]。

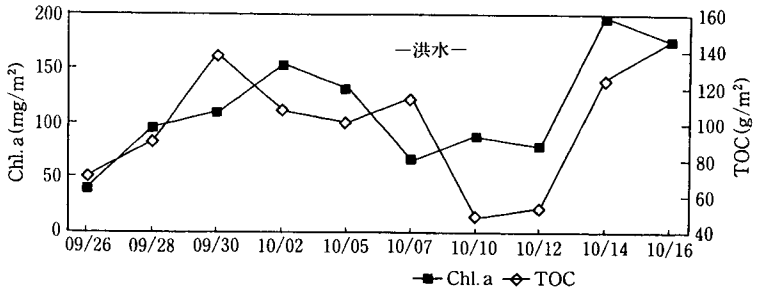


図-3　河道礫上の付着藻類現存量と洪水の関係（千曲川）[11)]
（クロロフィルa (Chl. a) および全有機物量 (TOC)

以上のような既往の知見を踏まえれば，河川の流況変化による河川環境への影響は以下のように整理される。

① 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，魚類生息環境の悪化（餌場，産卵場）

② 裸地，草地の減少：（河原特有の植物や動物の減少）

③ 河道の樹林化：（木本類の繁茂による疎通障害）

このように，河道内に成立する生態系にとって，適度の洪水（撹乱）の発生は必須なものと位置づけられ，これをダム運用の中でいかに確保するかが課題とされるようになってきている。

3. ダムからのフラッシュ放流に関する基礎的検討

河川の流況変化による河川環境への影響を2.において整理したが，これを軽減する手法としてフラッシュ放流を行うことが考えられる。そこで，ここでは米国における先行事例を中心に，実施にあたっての考え方を整理してみたい。

（1） フラッシュ放流の考え方

フラッシュ放流の実施においては，目的と実施上の制約条件を明確にして，十分な調整を図るとともに，実施後の評価を的確に行うことが重要である（Kondolf ら[12]）。これらは表−1，2のように整理されるが，フラッシュ放流の目的は，さらに（A）河床の砂礫の移動を対象とするものおよび（B）河道形態の変化を対象とするものに大別され，当然のことながら後者の方がより大きな流量を必要とする。

（2） フラッシュ放流のパラメータとその決定手法

フラッシュ放流を規定するパラメータとしては，①ピーク流量，②継続時間，③実施頻度（間隔），④実施時期（季節）などが考えられ，前述のフラッシュ放流の目的に応じて河川ごと，ダムごとに効率的な方法を検討する必要がある。これらの中では①ピーク流量が最も重要であり，Kondolf ら[12]は米国における事例をもとに必要なピーク流量を検討する方法が以下の3つに大別されることを示した。

① ダム建設以前の河川流況から流量レベルを設定する方法
例えば，年間平均流況曲線を求めて，年間平均流量の200%あるいは時間−流量確率で17%を超える流量などを求めるもの。

② 河床砂礫の移動により流量レベルを設定する方法

③ 現地調査によって直接的に流量レベルを設定する方法
例えば，実際に対象河道に流量変化を与えて，流砂量や河床中の微細粒子含有量の変化等を直接測定して試行錯誤的に検討するもの。

表−1 フラッシュ放流の想定される目的

大別	生態的／河道管理的な目的	具体的な目的	流れへの要求
（A）	①早瀬生息空間の回復／機能向上	河床表面の微細粒子の除去	砂の移動
		河床中の微細粒子の除去	礫の移動
		礫の「ゆるみ空間」の維持	礫の移動
（A）	②淵生息空間の回復／機能向上	堆積した微細粒子の除去	淵からの砂の排出
（B）	③河道変動幅と河道形態の多様性の維持	種子の排除による植生侵入の阻止	河道幅全体の礫の移動
（B）	④後背湿地の生息空間の創造／創出	後背湿地の冠水と水たまりの形成	後背湿地における土砂を含む洪水流の発生
（B）	⑤多様な世代混交の植物生息空間の創造	河道移動の誘発と河床表面の多様な地質形態の創出	河岸の浸食，砂州への堆積，後背湿地への堆積

表−2 フラッシュ放流の制約条件

生態的／河道管理的制約条件	具体的な制約条件
①産卵用の河床礫の保護	河床礫の維持のための十分な供給を前提とした，礫移動量の最小化
②卵・胎児の保護	孵化期を避けるようにフラッシングを行うことによる胎児の洗掘防止
③水のコストと水力発電量損失の最小化	フラッシュ放流に使用される水量の最小化
④洪水の調節	人工的な流量増加による下流の河道沿いの構造物の浸水などを避けるための流量制限
⑤構造物の保護	構造物近傍の河岸浸食を防止するための流量・継続時間・流量変化速度の制限

このうち，①はダム地点の流量データが，また②は河道縦横断図と河床材料の粒度分布に関する情報が入手できれば机上での検討が可能である。しかしながら，Kondolf らは①，②の基礎検討を行うとともに，実際には③の方法により詳細検討を行う必要性を指摘しており，次に示す米国の検討事例もこの代表的なものと考えることができる。

（3） 米国におけるフラッシュ放流検討事例

ここでは，米国において実際に行われたフラッシュ放流の検討事例について，その目的と実施後の成果の概略について整理する。

ⅰ） グレン・キャニオンダム (Glen Canyon Dam) におけるフラッシュ放流調査

「コロラド (Corolado) 川に 1964 年に完成したダム。1996 年 4 月に通常約 200 m^3/s の放流量を最大約 1,300 m^3/s まで約 1 週間増加させて下流河道への影響を調査。また，1997 年 11 月にも最大 900 m^3/s の放流を 2 日間実施。」

（目的） ダム建設による土砂の供給量そのものの減少とともに，一定規模以上の洪水が減少したことにより，下流河道の河岸部分への土砂供給の機会が失われ，生物の生息空間やキャンピングビーチなどのレクリエーション目的で利用される河岸のビーチの洗掘による減少が顕在化した。

そこで，河道内に堆積する細粒土砂を再浮上させるために，河道幅一杯に流れるような放流を人為的に行い，これらを河岸に再堆積させることによりビーチを回復し，さらに，その減水過程において河岸に後背湿地（水溜まり）を形成させて多様な生物生息空間を確保することが計画された。

（主要な結果）

- 砂州や河岸のキャンピングビーチが増大し，当初の目的は達せられた。
- 生物生息域となる河岸の後背湿地は増大したが，その後の夏の増水で徐々に減少した。
- 植物種では，湿地生のガマ，スゲ等が回復した。

ⅱ） ルウィストンダム (Lewiston Dam) におけるフラッシュ放流調査[13]

「トリニティ (Trinity) 川に 1960 年に完成したダム。1991 年（約 85 m^3/s，一週間），1992 年（約 180 m^3/s，約 10 日間），1993 年（約 85 m^3/s，約三週間）の試験放流を実施し，現地調査を実施。」

（目的） 本ダムはカリフォルニアの Central Valley Project の一部を構成するもので，灌漑用水供給や水力発電目的で 85−90% の流水が Trinity 川から流域外 (Sacrament 川) へ導水されているため，ダム下流の河川流況が大きく変化（月平均流量 4.2〜115 m^3/s→4.5〜15 m^3/s，土砂流下量 150,000 m^3/年→7,500 m^3/年）。特に，ダム下流の支川から細粒土砂が供給されて河床の目詰まりが生じ，サケの産卵・孵化にマイナス要因となっていることが想定されたため，定期的にフラッシュ放流を行って細粒土砂の掃流除去を行うことが計画された。

（主要な結果）

- 水理量（水深，流速，底面せん断力）と河床材料（砂，礫）の移動量の関係を調査し，砂（粒径 8 mm 以下，平均粒径 2 mm）の移動と礫（粒径 8 mm 以上，平均粒径 36 mm）の各移動限界や流量ごとの粒径比率が得られた。
- 細粒土砂の除去には，単純にフラッシングするだけではなく，河道の途中に穴を掘って微細粒子を補足したり，フラッシングに先立って機械力で河床のアーマーコートを壊しておくと効果的である。
- フラッシュ放流は，灌漑用水供給や水力発電の水使用に制約を与え，費用対効果の評価が必要である。

以上のような米国の事例に対して，我が国においては主としてアユの生息環境の観点から河川流況に関する検討が行われているが，具体的に流量変動を導入するまでには至っていない。なお，既往の経験からは，以下のような提言が行われている[9]。

① 漁場の若返りを促進させるために，雪解け期，梅雨期及び台風期には砂礫を移動させるような流量を確保した方が望ましい。

（特に，アユの産卵時期は 10〜11 月頃であり，その直前 8〜9 月頃の流量増加による河床のリフレッシュが有効である。ただし，産卵期中の大きな流量増加はかえって産卵場を破壊しマイナスである。）

② アユ生育期の流量変動は，藻類の増殖・剥離生態から考えて，約 20〜30 日を周期とする藻類強制剥離流量を上限，維持流量を下限とする流量変動が望ましい。

（藻類剥離は藻類自身が増殖し極相となって剥離するものと，出水による強制剥離があり，剥離は現象的にはアユにとって餌料の損失であるが，剥離の後の増殖は新鮮な藻類を供給するメリットを持っている。）

4. 五十里ダムにおけるフラッシュ放流の効果に関する検討[14)]

(1) 調査概要

利根川水系鬼怒川の左支川男鹿川に位置する五十里ダムは，昭和31年に竣工した建設省直轄の多目的ダムであり，水路式の水力発電が行われている。これにより図-4に示すダム直下から鬼怒川本川の合流点までの約1.5 km 間の河道が発電減水区間となったため，昭和46年より河道の水環境維持を目的に4～11月の月一回ずつフラッシュ放流が実施されている。この間の河道の平均河床勾配は約1/76と急勾配ではあるが，ダム直下の渓流的な河相に対して，下流に下るに従って周囲の川治温泉街からの排水混入の影響により都市河川的な様相を呈してくる。なお，事前の魚類調査によれば，ダム直下流域にはサケ科のアメマス，ニッコウイワナおよびヤマメが見られるが，下流域ではウグイが支配的であった。

五十里ダムは，放流管に設置された高圧スライドゲートが全開全閉操作のみに制約されていることから，フラッシュ放流量はゲート全開流量である約100 m^3/s に限定されており，これは五十里ダムの平均流況曲線からは流量順位で5位以内，年間平均流量で評価すれば1,000% 程度に相当する大きな流量である。したがって，河道に対してはかなり大きなインパクトを有していることが想定されるが，実質の放流時間は20～25分程度と短かく，一回当たりの総放流量は約9万 m^3 となっている。写真-1 (a), (b), (c) に，下流床固工地点において撮影したフラッシュ放流前後の状況を示す。

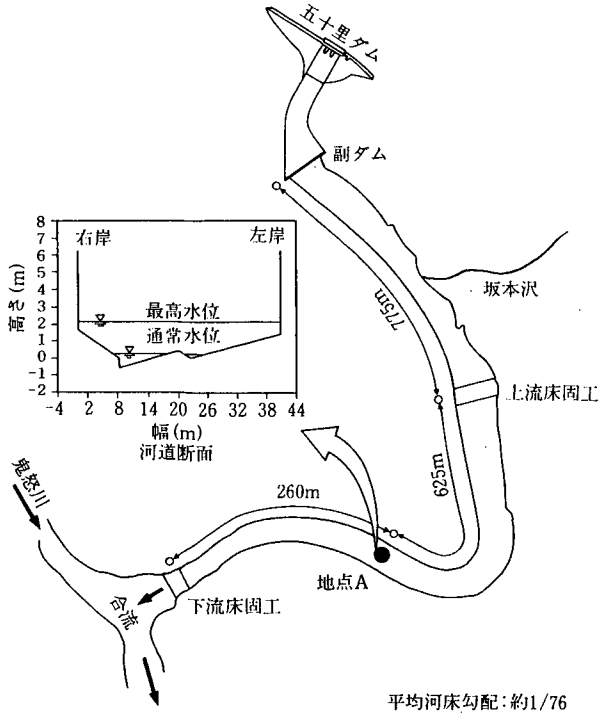
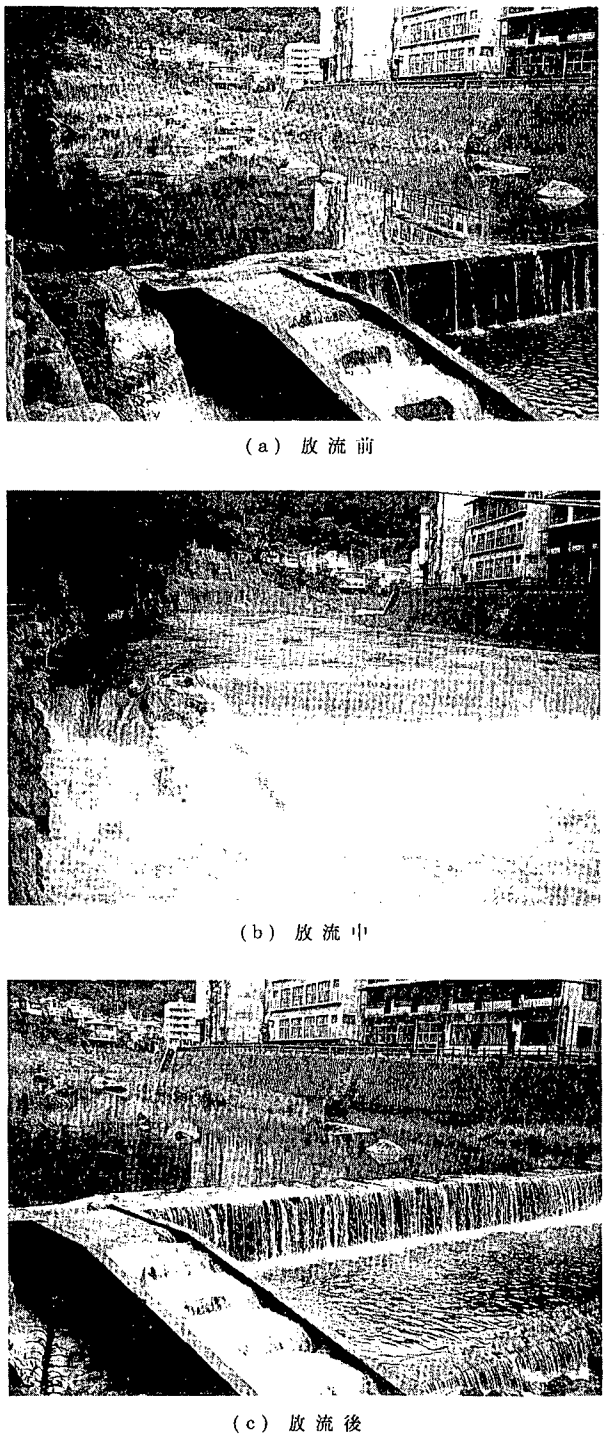


図-4 調 査 区 間

今回実施した調査は，五十里ダムのフラッシュ放流による効果を具体的に検証するとともに，フラッシュ放流に関する現地調査手法を検討することを目的としており，平成9年5月14日に行われた放流を対象に，放流



(a) 放 流 前

(b) 放 流 中

(c) 放 流 後

写真-1 五十里ダムフラッシュ放流時の状況（下流床固工地点）

中ならびに放流前後の水質，底質，付着藻類，底生生物の変化および河床材料の移動などの項目について調査を行った。

（2） 調査結果

i） 地点Aの河床の状況

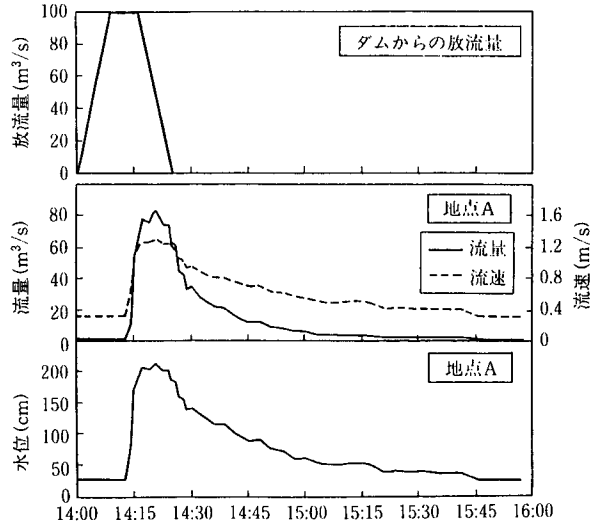
流量増加による土砂移動の観点から，対象区間の中では州が形成され最も瀬が明確な地点A（図−4）を調査地点に選定した。なお，地点Aの河床材料は，表面礫は50%粒径で150 mm程度，2 mm以下の細砂は50%粒径で1.1 mm程度である。

ii） フラッシュ放流による水理量の変化

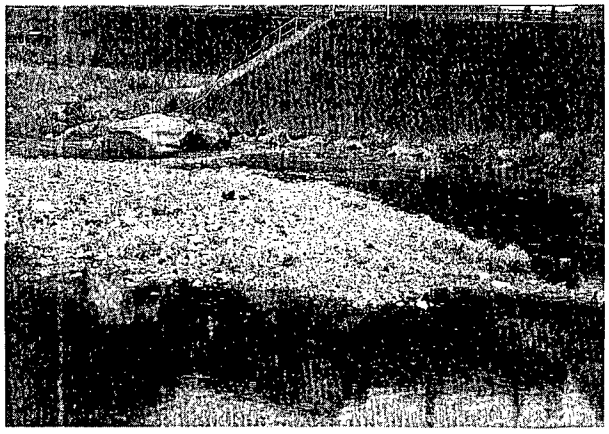
フラッシュ放流による地点Aでの水理量の変化を図−5に示す。なお，水位変化はメジャーで計測を行い，流量・流速は地点Aでの河道断面と水位を基にマニングの式より算出した。この放流における地点Aでの水深，流量，流速の最大値は14時21分にそれぞれ212.6 cm，82.4 m^3/s，1.3 m/sを記録した。写真−2 (a)，(b)，(c)に地点Aのフラッシュ放流前後とピーク流量時の状況を示す。

iii） 水質の変化

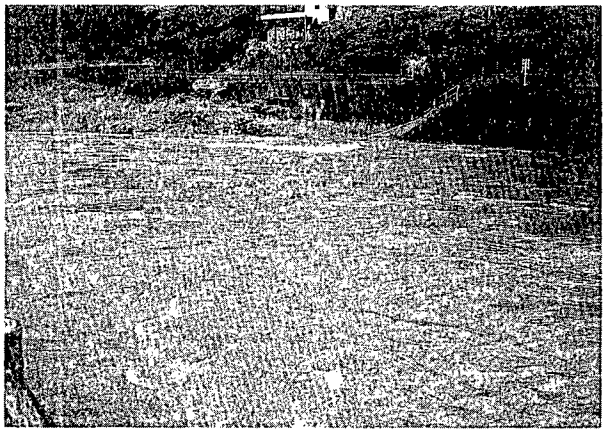
今回調査したのは，水温，DO，pH，電気伝導度(EC)，SS，クロロフィルa (Chl. a)，CODおよび大腸菌群数であり，これらの変化を図−6に示す。流量ピーク時の各項目の変化を見てみると，SS，Chl. a，CODが流量ピークに合わせて極めて短時間の変化を示しており，フラッシュ放流による河床の底質の巻き上げや礫上の付着藻類の剥離に伴って上昇したものと推定される。これに対して水温は流量ピークには放流前に比べ最高約4℃低下しており，全体として緩慢な変化をしている



図−5 水 理 量 の 変 化



（a） 放 流 前



（b） 流量ピーク時



（c） 放 流 後

砂礫回収状況：中州（中央）
水中（左側）

写真−2 調 査 地 点 A の 状 況

が，これは放流管より貯水池中層部分の水を放流したためと考えられる。なお，DO，pH，ECについてもわずかな変化が確認され，その理由として底質の巻き上げなどの影響が考えられるが明確ではない。

次に，放流前後における各項目の変化を見てみると，

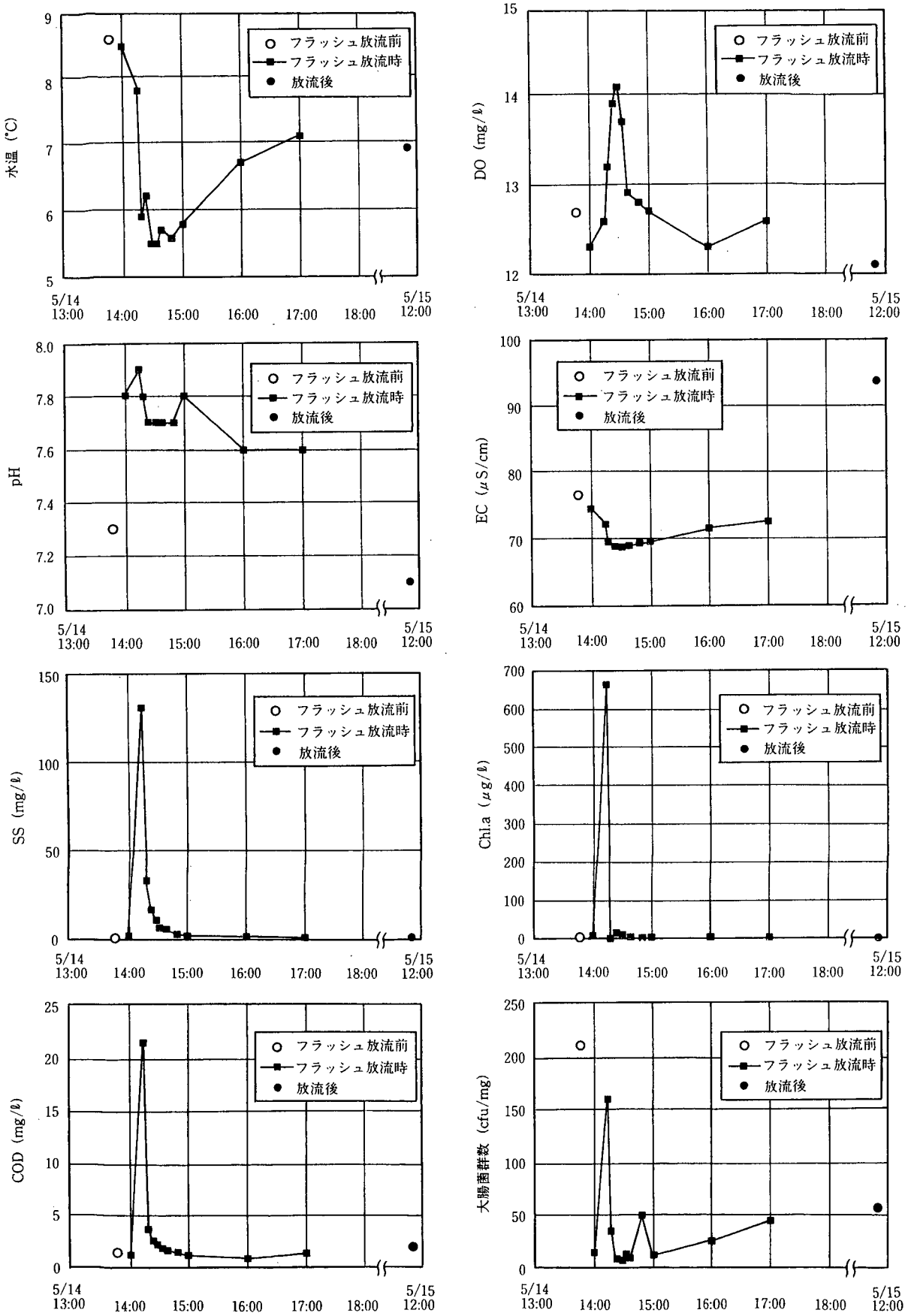


図-6 フラッシュ放流による水質変化

Chl. a が 5.9→1.1 μg/L に低下したのが注目される。この理由としては，通常時においても藻類は剝離と再生を繰り返しており，これが Chl. a に反映されているが，フラッシュ放流が一度に大量の藻類剝離をもたらしたためにおしなべて再生過程に移行し，その後に剝離してくるものが生じなかったためと考えられる。また，大腸菌群数は約 1/4 に低下しており，実質的な水質改善効果の一例と考えることができる。なお，その他の項目は大きな変化は見られず，ダムの放流水質がそのまま反映されているものと考えられる。

iv） 底質の変化

地点 A で採取した底質に含まれる炭素，窒素含有率の変化を図−7 に示す。フラッシュ放流によって底質中の炭素，すなわち有機質含有率が低下していることが確認された。

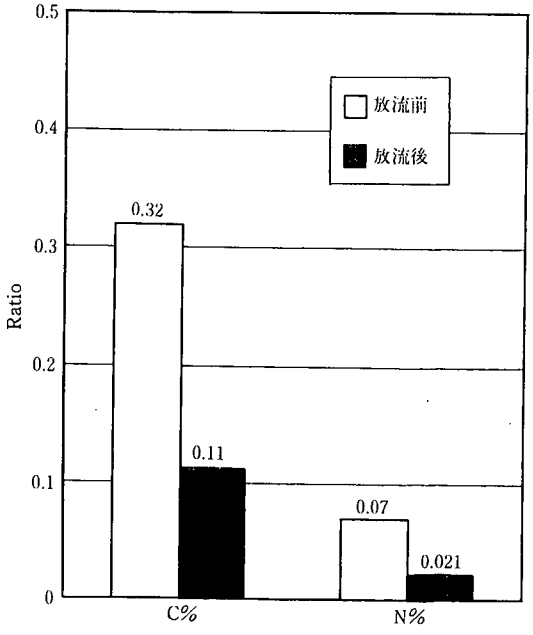
v） 河床付着藻類の変化

地点 A において，コドラード (5×5 m) を左右岸および中央の 3 ヶ所設置し，それぞれより平均粒径（約 19 cm）の礫 5 個をフラッシュ放流前後に採取し，ブラシで付着物を剝ぎ取りサンプルとした。得られた付着物には，活性状態にある付着藻類の他に，無機質のシルト・粘土や付着藻類の遺骸であるデトリタスなどが含まれており，これらを全て含めた付着物総量と付着藻類に関係するクロロフィルａ量の変化を把握した。

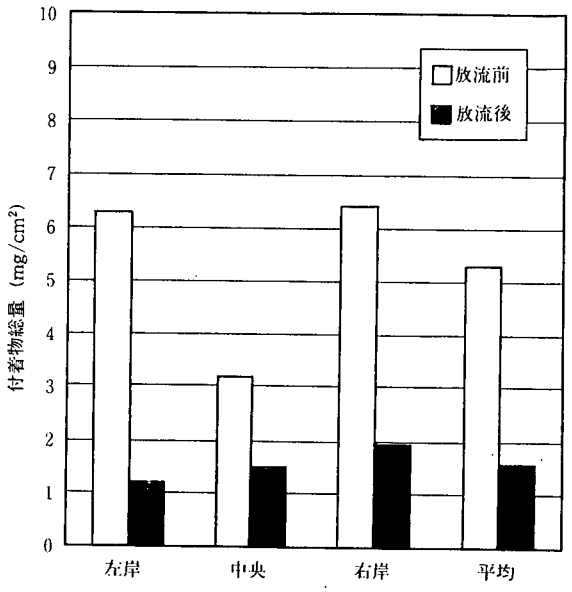
図−8，9 に付着物総量およびクロロフィルａの変化を示すが，澪筋の関係により左右岸で若干の相違が見られるものの，平均でともに約 1/3 に減少していることがわかる。また，これらに含まれる付着藻類を藻類の種類である各綱別に整理すると，現存量では図−10 に示すとおり珪藻・緑藻綱が多く存在しているが，放流前後の変化では図−11 に示すように緑藻・珪藻綱が放流によって大きく減少したのに対して藍藻綱の残存率が高いことが明らかとなった。この理由としては，藍藻綱は藻体が非常に小さく水流等の物理的影響を受けにくかったことが考えられる。

vi） 底生生物

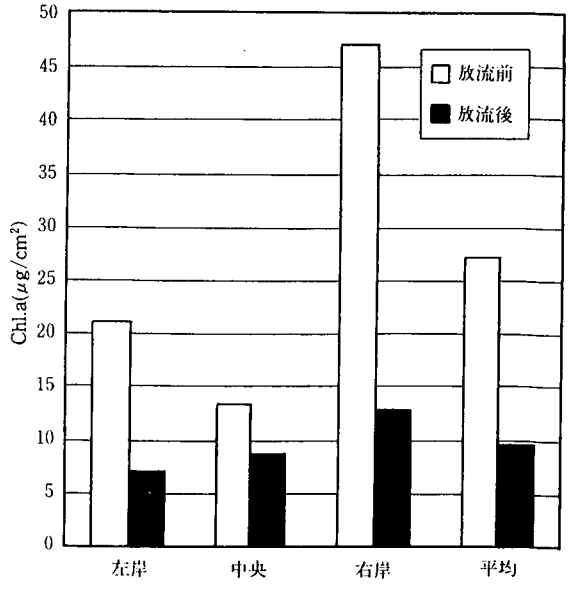
地点 A の礫や礫下に付着した底生生物をフラッシュ放流前後で採取した結果を図−12 に示す。なお，底生生



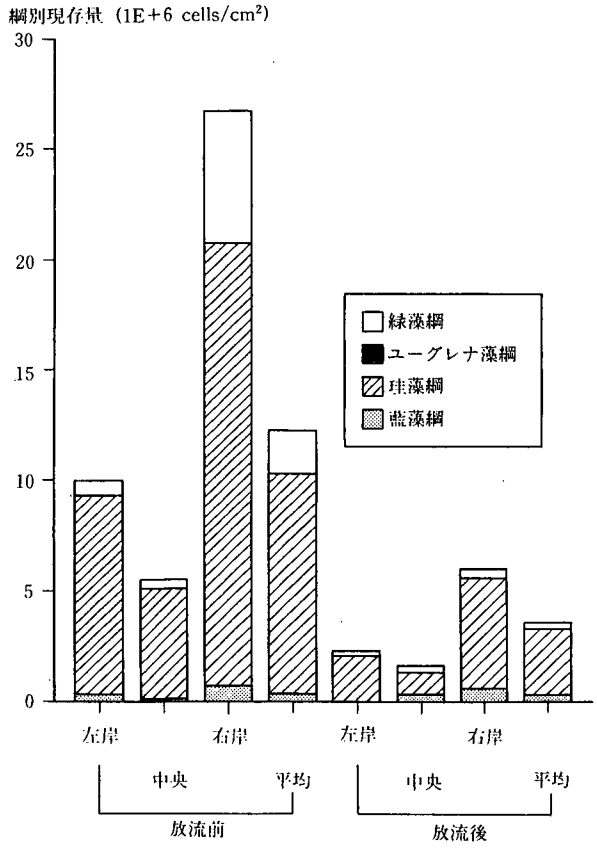
図−7 底質に含まれる炭素量および窒素量の変化



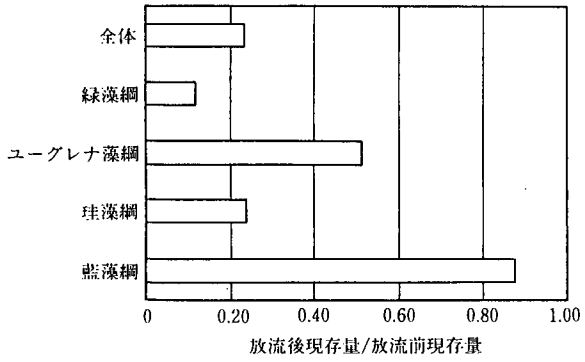
図−8 付 着 物 総 量 の 変 化



図−9 Chl. a の 変 化



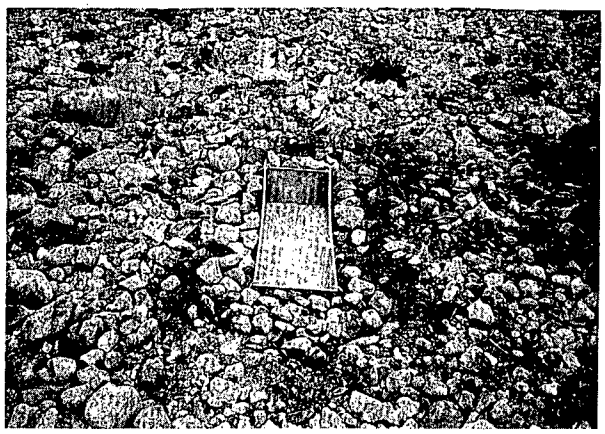
図−10 付着藻類現存量の変化



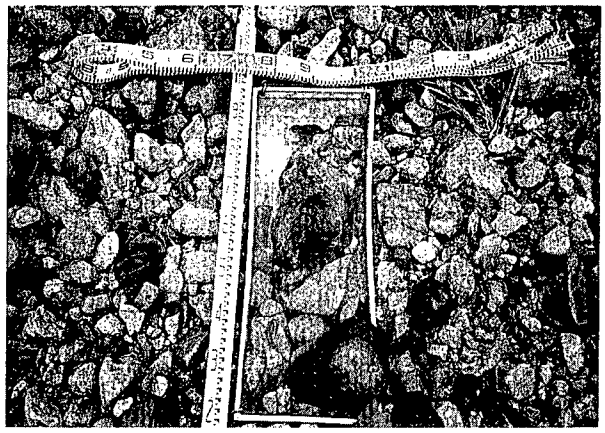
図−11 藻類の種別の現存量変化

物は，瀬および淵ごとに種や存在量が異なることが想定されることから，地点A付近において早瀬・平瀬・地点Aの上流淵・下流淵の4ヶ所を調査した。

これらのうちでは，早瀬・平瀬・下流淵において現存量の減少が見られ，特に，数の上で優占していたカゲロウ目やトビケラ目が顕著に変化している。一方，上流淵では現存量が増加しており，これは上流淵がかなり深い構造となっているために，さらに上流の河床から掃流されてきたものが捕捉された結果と考えられる。



(a) 放流前



(b) 放流後

写真−3 砂礫トラップ用の箱の設置状況（地点A：中州）

vii) 河床材料の移動

フラッシュ放流に伴う砂礫の移動を把握するために，Kondolf ら[12]の行った方法を参考に，写真−3 (a) に示すような 20×30×80 cm の砂礫トラップ用の箱をフラッシュ放流前に地点Aの中州および中州下流の水中（早瀬）に設置した。中州に設置したトラップ箱のフラッシュ放流後の状況を写真−3 (b) に示すが，今回の放流に伴って図−13に示すような粒度分布による総重量約 50 kg の砂礫が捕捉された。なお，水中に設置した方は中州よりも大量の砂礫が通過したと見られ，回収時にはトラップ箱が満杯になってしまっており正確な粒度分布が計測できなかった。

Kondolf ら[12]は，この方法を用いて流量と流砂量の関係を導いているが，今回の放流は極めて短時間であることから流砂量に関する考察を行うことは難しい。一方，移動限界粒径に関しては，今回捕捉された礫の最大粒径は約 23 cm であり，これは今回のピーク流量から求められる限界掃流力と摩擦速度の関係式から推定され

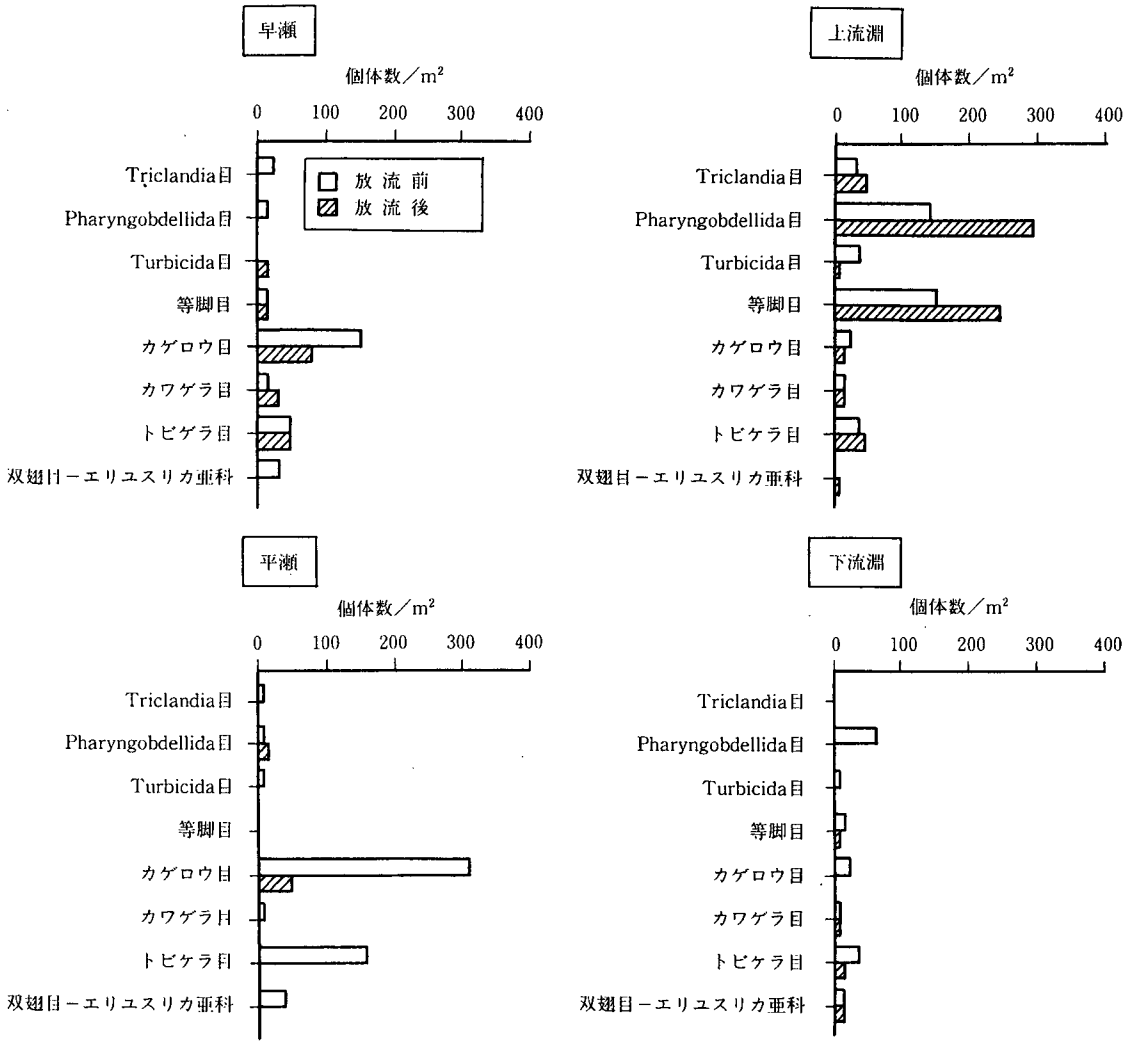


図-12 底生生物現存量の変化

(注) Triclandia 目（渦虫類），Pharyngobdellida 目（ヒル類）
Turbicida 目（貧毛類（フトミミズ，イトミミズ））

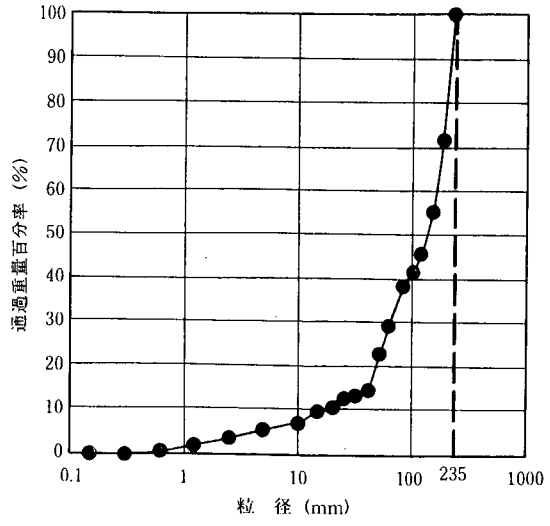


図-13 トラップした礫の粒度分布（中州）

る移動限界粒径 23.5 cm とほぼ一致している。

なお，線格子法（6 m×20 m（3 測線 60 点））によって事前に地点 A の表面礫を調査した結果では，合計 60 個の礫の平均粒径は約 19 cm であり，また全体の 82% の礫が 25 cm 以下であることから，このフラッシュ放流によって，地点 A のかなりの河床砂礫が移動したことが推定される。

また，河床材料の移動限界粒径は (1) 式を用いてもその概略を知ることができる[15]。

$$\tau\,(\text{掃流力}\ (\text{kg/m}^2)) = 1{,}000 \times d\,(\text{水深}\ (\text{m})) \times s\,(\text{水面勾配}) = \text{移動限界粒径}\ (\text{cm}) \quad (1)$$

ここで，今回の地点 A における水面勾配を河床勾配と同一 (s=1/76)，また中州における流量ピーク時の水深を 170 cm と仮定すればその移動限界粒径は 22 cm と求められ，上記の計算値とも概略一致する。フラッシュ

放流の検討においては，付着藻類の剥離や礫間に堆積した細粒土砂の除去の観点からも，対象河道における河床砂礫の移動に着目することが重要である。この場合には，代表断面を設定して，そこに存在する平均粒径程度の表面礫が移動するための必要流量を求めることが必要になるが，上記のような概略検討を行うことにより必要流量の目安を求めることができるものと考えられる。

（3） 考　察

五十里ダムを対象とした今回の現地調査より，フラッシュ放流は水質における Chl. a や河床付着物量の減少に見られるように，良好な河川環境を維持するために一定の効果を果たしていることが確認された。また，河床砂礫のかなりの部分が移動していることも確認され，付着藻類の剥離更新や礫間に堆積した細粒土砂の除去においても有効に機能しているものと考えられる。なお，付着藻類や底生生物は自然のサイクルにおいて時間経過に応じて増減を繰り返しており，今回のフラッシュ放流によって一旦減少したものが，その後どの程度の時間で回復していくのかについて今後継続した調査を行う必要がある。

5. フラッシュ放流に関する今後の検討課題

五十里ダムのフラッシュ放流に関して基本的な情報を得ることができたが，今後の課題を以下に整理する。

（1） ダム下流の河道情報の蓄積

多くのダムにおいては，ダム管理事務所が把握している直下流の河道情報は限定されている。ダムによる流況変化やその解決策としての流量変動を検討するためには，下流河川の管理者・管理事務所との連携により必要な情報の収集・蓄積を進めることが必要である。特に，代表地点の河道の縦・横断図や河床材料（土砂粒径）などの基本情報とともに，夏季の自然出水時の河川環境変化（水質，付着藻類の増減など）についても調査してみることが有益と考えられる。

（2） 放流継続時間に関する検討

フラッシュ放流を規定するパラメータとして，ピーク流量とともに放流継続時間が重要である。先に示した米国の2例はいずれも細粒土砂の掃流を主たる目的としており，必要ピーク流量は細粒土砂の移動限界の観点から，また放流継続時間は掃流させるべき土砂量の観点から計画されている。グレン・キャニオンダムにおいては，当初計画で一週間程度の放流が必要と想定されていたが，実際には初めの2日間で80%以上の土砂移動が完了したことが確認されたため，今後の放流はより短い時間で実施する方針に変更された。1997年の2回目の放流は，ピーク流量とともに継続時間が大幅に短くなっており，このような検討結果を踏まえたものと推察される。

これに対して，一般的な我が国のダムの場合には，付着藻類の剥離更新などが主たる目的となる可能性が高いが，この場合の放流時間と期待される効果の関係については十分な知見がなく，今後の課題である。

なお，フラッシュ放流の実施においては，下流河道の水位上昇の観点からは徐々に放流量を増加させるべきであるが，限られた水量を有効に使用する観点からは，むしろ速やかに流量を上昇させて，ピーク流量をできるだけ長く継続させることが効果的であり，下流河道の必要な安全措置を含めて十分な事前検討が望まれる。

（3） フラッシュ放流時の土砂供給に関する検討

本報文では主に流量変動に焦点を当てて記述したが，フラッシュ放流の効果に果たす土砂の役割は重要である。最近，河道安定とダム貯水池の堆砂対策の観点からダム下流に堆積土砂の一部を置土して洪水時に流下させることが検討されているが，このように流量増加に合わせて積極的に土砂供給を行った場合には，同一流量でもフラッシュ効果に相違（付着藻類の剥離への影響など）があることも考えられ，このような観点についても今後検討が必要と考えられる。

6. おわりに

本報文で得られた事項は，以下のようにまとめられる。

（1） 河川における洪水（撹乱）の減少の結果，①早瀬の環境悪化，②裸地・草地の減少および③河道の樹林化などの影響が生じる場合があり，ダム運用の中で一定規模の流量変動を確保することが課題とされてきている。

（2） 河川における流量変動を確保する方法としてフラッシュ放流があり，その主要なパラメータとして①ピーク流量，②継続時間，③実施頻度（間隔），④実施時期（季節）を設定する必要がある。これらの決定方法については，a）ダム建設以前の河川流況から求める方法，b）河床砂礫の移動より求める方法，c）実際に放流実験を行って求める方法，などがあり，米国のグレン・キャニオンダムの人工洪水などはc）の具体例と位置付けられる。

（3） 五十里ダムのフラッシュ放流に関して現地調査を行った結果，水質における Chl. a や河床付着物量の減少に見られるように，良好な河川環

境を維持するために一定の効果を果たしていることが確認された。また，河床砂礫のかなりの部分が移動していることも確認され，付着藻類の剥離更新や礫間に堆積した細粒土砂の除去においても有効に機能しているものと考えられる。

河川における流量変動の重要性が指摘されだしたのは比較的最近のことであり，特に，ダムによる河川流況の変化とこの影響を軽減する手段としてのフラッシュ放流の実施については，米国においてもようやく本格的に試行されるようになったばかりである。なお，このような操作は，ダム本来の目的である水運用に一定の制約を加える可能性があることから，十分な調整を図り，その費用対効果を見極めることが重要である。

しかしながら，環境に配慮したダムの建設および管理が求められる時代において，放流操作を工夫することで河川環境への影響を少しでも軽減できる可能性があるのであれば，その努力を惜しんではならないと考えられる。特に，平成9年より一部のダムでは弾力的管理が試行されており，これによって利用可能となった流水を下流河川の流況改善に活用していくことが想定されているが，この場合には，平均流量のみならず一定規模の流量変動を与えることについても検討を進めることが望まれる。

参考文献

1) 例えば，櫻井善雄：水域の生息環境保全における応用生態工学－特に植生保全の観点から－，第3回応用生態工学シンポジウム論文集，(財) ダム水源地環境整備センター，1996.11.29
2) 江村　敏・玉井信行：ダム建設による生態的なフラッシュ流量の変化について，水文・水資源学会研究発表会要旨集，pp. 168－169, 1996.
3) 玉井信行：河川の自然特性と潜在自然型河川改修の基礎体系について，河川の自然復元に関する国際シンポジウム論文集，1998.5.
4) 奥田重俊：日本における氾濫原植生の特性，同上
5) 鷲谷いづみ：氾濫原の絶滅危惧植物の保全生態学，同上
6) 島谷幸宏，沓川朋子：日本の扇状地河川の現状と自然環境保全の事例，同上
7) Norbert Müller：氾濫原植生に対する自然および人為的擾乱の効果，同上
8) 李　参熙，藤田光一，塚原隆夫，渡辺　敏，山本晃一，望月達也：礫床河川の樹林化に果たす洪水と細粒土砂流送の役割，水工学論文集第42巻，1998.2.
9) 全国内水面漁業協同組合連合会：魚を育む豊かな流れ，河川生物資源保全流量調査報告書，1989.3.
10) 竹門康弘：渓流における水生昆虫の棲み場所保全，砂防学会誌 Vol. 50, No. 1, 1997.5.
11) 桜井善雄，高橋正海，山本満寿夫，中本信忠：千曲川中流部（上田市）における増水後の石面付着藻類量の変化，日本生態学会講演集，1996.
12) Kondolf, G.M. : The flushing flow problem, WATER RESOURCES RESEARCH, Vol. 32, No. 8, 1996.8.
13) Wilcock, P.R. : Observations of flow and sediment entrainment on a large gravel-bed river, WATER RESOURCES RESEARCH, Vol. 32, No.9, 1996.9.
14) 塚原千明，角　哲也，村岡敬子，柏井条介：ダムからのフラッシュ放流に関する現地調査，第25回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，Ⅱ－86, 1998.3.
15) Robert W. Newbury, Marc N. Gaboury：河道解析と魚類生息域の設計－現地調査マニュアル－，(財) リバーフロント整備センター訳，1998.1.

洪水調節ダムのフラッシング操作と施設

柏井　条介
建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室
茨城県つくば市大字旭１
日本
kashiwai@pwri.go.jp

要　旨

洪水調節ダムの土砂フラッシング操作と施設について、洪水調節専用ダム及び多目的ダムの日本での事例を紹介する。洪水調節専用ダムの事例は、河床付近に設けたゲートレスの洪水調節用放流設備により、出水中に多くの浮遊土砂を通過させるとともに、堆積土砂を出水末期に速やかに排出させるものである。一方、多目的ダムでは、常時は水を貯留する必要がある。事例では、フラッシング期間中及びフラッシング後の水量確保、下流河道への影響軽減の観点から洪水末期の水位低下操作が計画されている。これら施設では、土砂を流下させることによる構造物の摩耗・損傷対策が施設計画上の重要な課題となっており、水理模型実験による土砂流下状況調査も含めた摩耗・堆砂対策が検討されている。

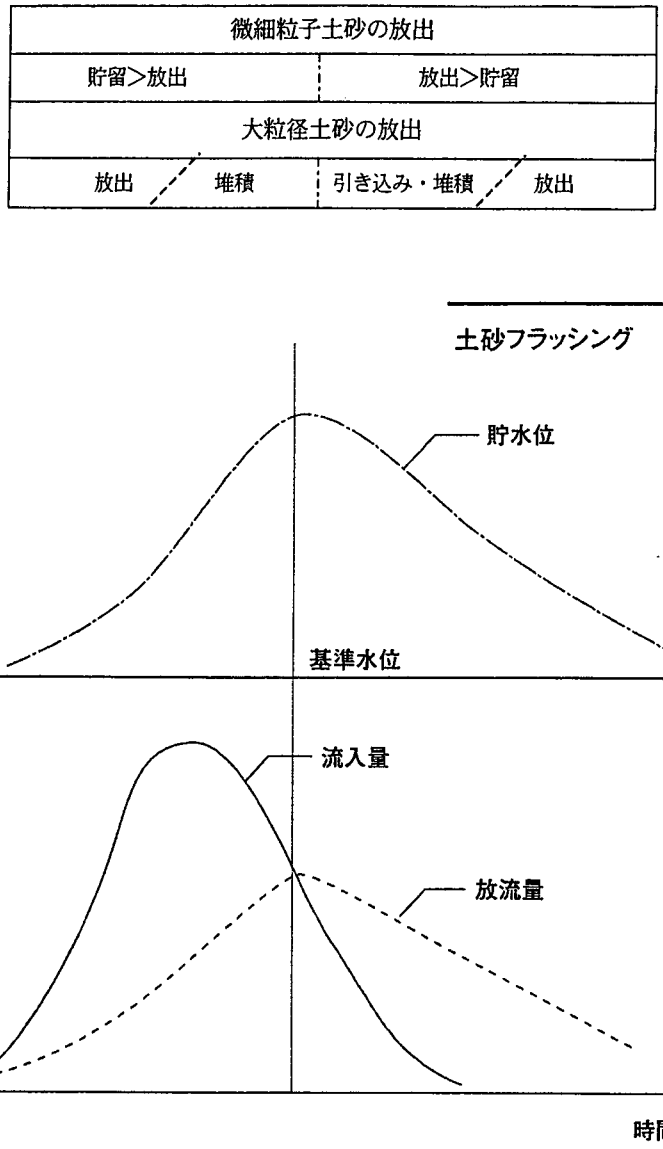
キーワード：土砂フラッシング、洪水調節、減勢工、摩耗、ライニング

１．はじめに

日本では、発電、かんがい、用水補給、洪水調節等いくつかの目的でダムが建設されている。事業主体も目的に応じ様々であるが、河川管理者である建設省所管ダムでは、通常、洪水調節がその目的に含まれており、本報告では、目的として洪水調節を含むダムを対象としている。

洪水調節は、出水時に流水を貯留して行う。洪水調節方式には、いくつかのものがあり、操作の確実性や貯水池の利用効率、下流河道の改修状況等様々な因子を考慮の上、ダム毎に設定されている。しかしながら、何れの洪水調節方式が採用されるにしても、出水中に上昇と下降の一連の貯水位変化が生じることに変わりはない。

ここで、洪水調節専用ダムの場合を考えてみると、貯留が必要なのは洪水時のみであり、常時は貯水池を空虚にすることが可能である。この場合、出水時の貯水位は、空虚時を基準水位として、例えば、図－１のように変化する。



図－１　洪水調節における貯水位、流量変化（自然調節ダム）

図－１は、ゲート操作のない自然調節方式によるのものである。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、粒径毎に、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出される。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になる。

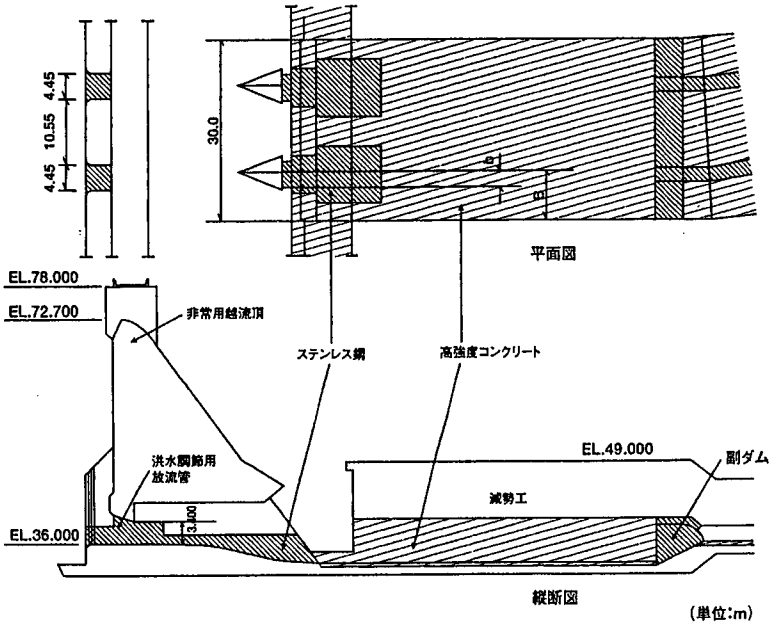
土砂フラッシングは、貯水池の水位低下操作により堆積土砂を下流に排出するものであり、そこで生じる現象は上述の水位降下時の現象と同様である。従って、洪水調節専用ダムでは、洪水調節操作がそのまま土砂フラッシングに繋がることになる。つまり、貯水池計画との整合性が図り易い。本報告では、こうした土砂排出を計画した益田川ダム等の事例について、施設計画を中心に紹介する。紹介するダムは現在建設中のものであり、堆砂容量の縮小及び下流河道の現状維持を図るため、積極的に土砂排出することが計画され、堆砂予測や摩耗・損傷問題に対する対応が検討されている。

ところで、日本では洪水調節専用ダムの数は少なく、多目的ダムとして建設されているものが多い。これは、限られたダムサイトをできるだけ有効に用いようとの考えによる。多目的ダムでは、図－１の基準水位

より下方に、水利用のために貯水する空間が存在する。
水利用のための貯水操作と土砂フラッシングのための貯水位低下操作は基本的にトレードオフの関係にあり、土砂フラッシング操作や施設計画は、洪水調節専用ダムのものより複雑になる。本報告では、多目的ダムの事例として宇奈月ダムの操作及び施設計画を紹介する。宇奈月ダムは、土砂フラッシングをダム計画に導入した最初の多目的ダムである。

2．洪水調節専用ダムの土砂フラッシング施設

図－2に洪水調節専用ダムである益田川ダムの放流設備を示す。益田川ダムの洪水調節は、図－1に示した自然調節方式が採用されており、低部に設けたゲートのない放流管により、水及び土砂の放流が行われる。上位の越流頂は、洪水調節計画以上の洪水放流を行うための非常用放流設備であり、越流頂を越えた流れは、ダム堤趾部に設けられた導流壁により河道上の減勢工へと導かれる。



図－2　益田川ダムの放流設備

益田川ダム流域の平均比流出土砂量は、日本の堆砂実態を元に作成された経験式及び近傍ダムの堆砂実績、流域の荒廃状況等を勘案して 260 m^3／km^2 ／年と推定されており、年間平均 19.5 千m^3 の土砂が流入するものとしている。また、堆砂形状は、図－2の放流管設置を想定した1次元河床変動計算結果より、250 千m^3 と設定されている。河床変動計算では、既往の実績洪水を組み合わせて、流入土砂量が 100 年間分に相当するまでの計算が行われているが、堆砂形状は最初の数十年でほぼ安定する。計画堆砂形状は、出水中の土砂堆積による貯水容量の減少を評価する必要があり、その設定に当たっては、100 年間相当分流入後の計算結果を初期条件とし、洪水調節対象洪水を流下させて得られる最高貯水位時の堆砂形状が用いられている。

益田川ダムの放流管敷高は、ダムによる上流での河床上昇を極力小さくするため、ダム建設前の河床標高に合せて設定されている。河床標高に合せることにより、魚道としての機能も果たすことが期待されている。放流管は土砂流の影響を少なくするため管路長を短くし、堤体途中で開水路流に移行する部分管路型の施設として設計されている。また、土砂を通過させることから、摩耗対策として図－2に示すライニングが計画されている。

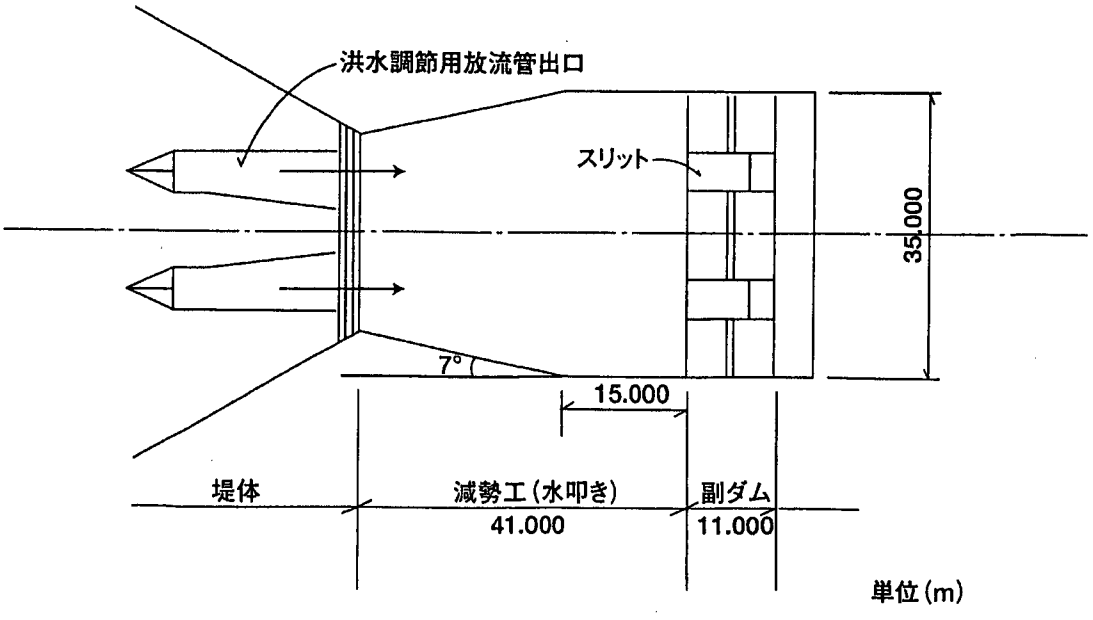
ライニング計画では、摩耗・損傷が堤体や洪水調節の流量制御に直接影響を及ぼすと考えられる部分については、耐摩耗・耐錆性のあるステンレス鋼を用いることとされている。

具体的には、放流管管路部の全体、管路上下流水路の底部付近、堤体出口のインバート部分であり、板厚は後に述べる宇奈月ダムでの試験結果等を参考に決められている。一方、下流河道保護の観点から設けられる減勢工については、水叩き及び導流壁低位部を高強度コンクリートにて対応することが基本とされている。ただし、粒径の大きい土砂が高速流に取り込まれる場合には、非常に大きな損傷が生じる可能性があり、こうした事態を極力避けるための水理的検討が行われている。

益田川ダムの減勢工は、副ダムにより跳水に必要な下流水深を確保する副ダム付き跳水式減勢工が用いられている。この減勢工形式は、下流水深が小さい日本において最も一般的なものである。減勢工幅は、下流河道幅を勘案して設定されるが、益田川ダムの例で見られるように、洪水調節用放流設備からの放流水脈幅はこれより小さいのが一般的である。

放流水脈幅と減勢工幅の差が大きい場合には、放流水脈側方に回流となる平面渦が生じ、土砂がこれに取り込まれると、下流にフラッシュされにくく、長時間に亘り、水叩きや導流壁に摩耗・損傷を与え続けることになる。特に粒径の大きな土砂が高速流にとりこまれると、大きな損傷を与えることが懸念される。ここで、放流管からの土砂の放出を考えると、大きな粒径の土砂放流は、貯水位が低い洪水の初期及び末期において生じ、高速流放流となる貯水位の高い状態では、大きな粒径の土砂は貯水池内にて捕捉され堆積する。従って、ある程度貯水位が高い放流状態で平面渦が生じないように設計してやれば、高速流放流時には水叩き上の土砂は速やかに下流にフラッシュされ、土砂による損傷を最小に抑えることが可能と考えられる。

益田川ダムでは、以上の考えに基づき、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－２参照）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、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－３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。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。なお、下流水位確保のための副ダムは、その形状が損なわれると、所定の跳水状態が得られなくなること、フラッシュされた土砂の衝突による損傷を受けやすいことから上流面、上面はステンレス鋼によりライニングされている。また、水叩き内の土砂を効率的に排出するとともに、魚道の役割を果たすスリットが設けられている。

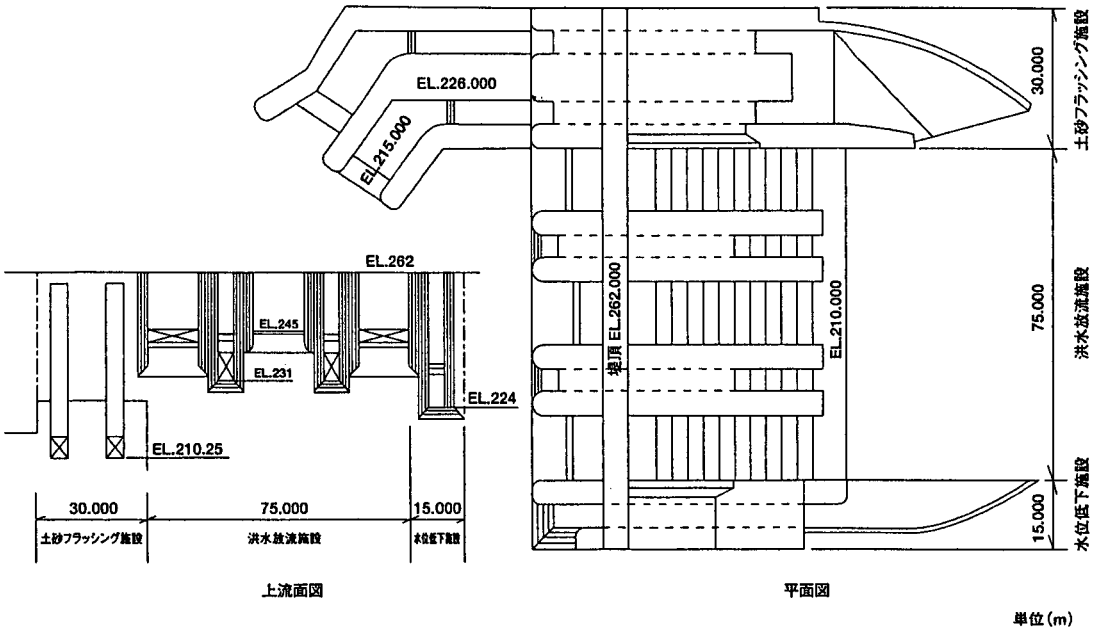


図－３　五木ダム減勢工形状（平面図）

3．宇奈月ダムの土砂フラッシング施設

宇奈月ダムは、多目的ダムであり、水利用のための貯留容量が洪水調節容量の下に設けられている。宇奈月ダム流域の比堆砂量は、上流既設ダムの実績堆砂量を元にした解析により、3,300 m^3／km^2／年と推定されている。これから求められる年平均流入土砂量は 140.0 千m^3 であり、日本の通常のダム計画で用いられている 100 年間相当の堆砂量を見込むと、ダム計画の妥当性が失われる。このため、土砂フラッシングによる積極的な土砂排出が計画されている。

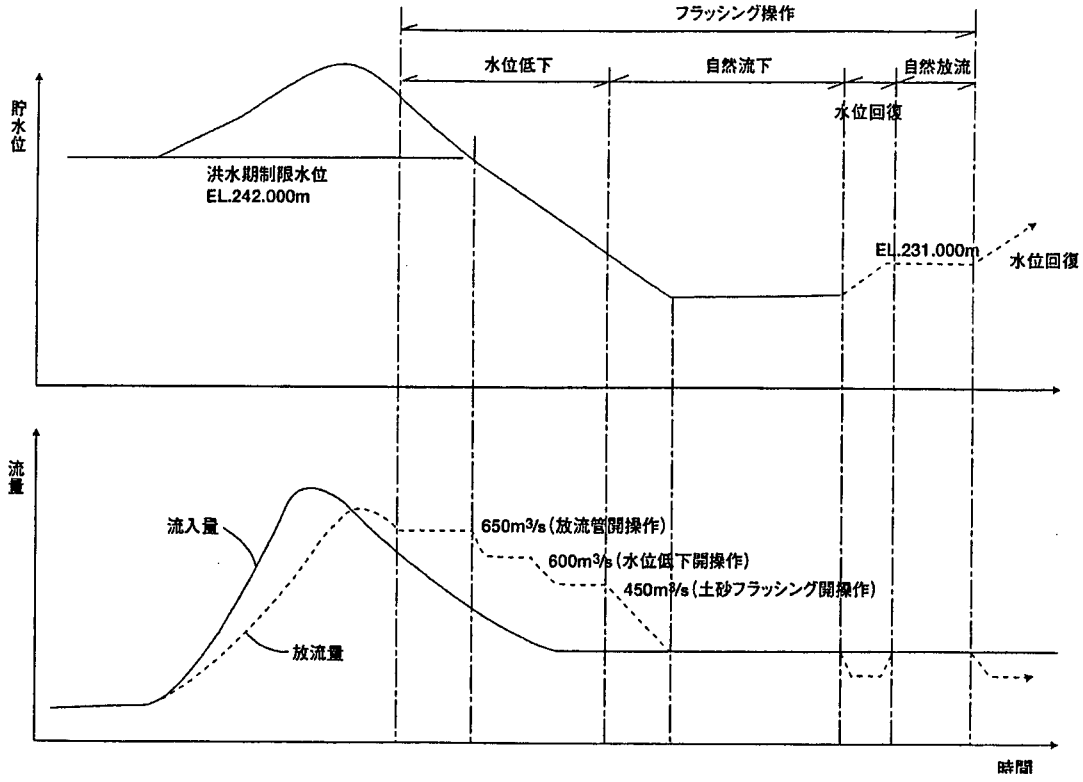
図－４に土砂フラッシング施設を含む、宇奈月ダム放流設備を示す。



図－４　宇奈月ダム放流設備配置図

宇奈月ダムでは、洪水を放流する施設と、土砂を排出する施設の機能分離が行われており、中央の放流管２条と越流頂が洪水放流施設、左岸側の放流管２条が土砂フラッシング施設、右岸の１条がフラッシングのための水位低下施設である。土砂フラッシング施設の配置は、フラッシング時の流れがダム位置で左岸側に片寄ることから設定されており、ダム上流に設けられた流入構造物により、流れがスムーズに導かれる。これら放流設備幅に対し、ダム位置の河道幅は小さく、土砂フラッシング施設及び水位低下施設は、堤体下流に設けられた湾曲水路により、河道へと導水される。また、現況の河床堆積物は数十mと厚く、水澪池による減勢効果が期待できることから、岩盤面のコンクリート保護及び減勢時の堤体上流側での回流の発生防止を前提に、放流水を空中放流する設計となっている。フラッシングした土砂は水澪池内に放出される。

宇奈月ダムの洪水調節は、越流頂からの自由越流と放流管での流量調節を組み合わせて実施され、放流管には流量調節のためのゲートが設けられている。宇奈月ダムのフラッシング操作は、洪水調節後の洪水末期の流量を用いて実施される計画であり、操作の概念図を図－５に示す。

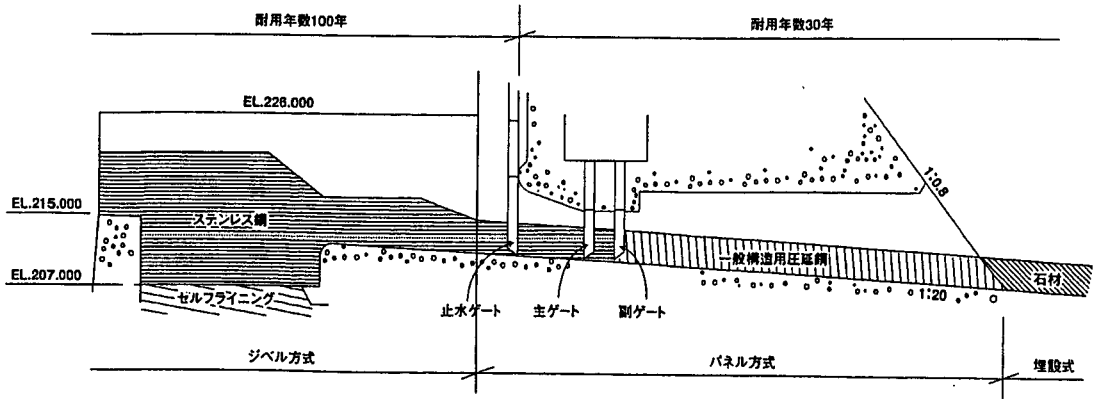


図－5　宇奈月ダムフラッシング操作概念図
（最大流入量650m^3／s以上の場合）

洪水末期の土砂フラッシング操作は、下流河道への影響の軽減、フラッシング時の流量確保、速やかな貯水量回復等が勘案された結果であり、水位低下操作は、貯水位低下状況に応じ、設置標高の高い洪水調節用放流管、貯水位低下用設備、土砂フラッシング設備の順にゲート開操作を行い実施する。こうした操作によるフラッシング効果及び貯水位回復状況については、既往の流量実績を用いた、混合粒径とした一次元河床変動計算により確認されている。なお、宇奈月ダム上流には、同様のフラッシングを実施する出平ダムがあり、実際のフラッシングでは、出平ダムとの連携運用が行われる。

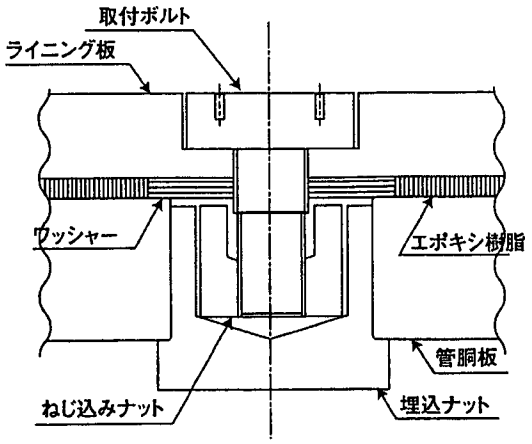
宇奈月ダムから排出される土砂量は大きく、砂・礫成分も多い。このため、施設の摩耗・損傷問題が重要な課題となった。洪水放流施設と土砂フラッシング施設の機能分離、水位低下用施設の設置も摩耗・損傷対策の一環であり、損傷を助長する高速流放流と土砂放流が施設分離されている。

図－6に土砂フラッシング施設のライニング計画の概要を示す。



図－6　宇奈月ダム土砂フラッシング施設のライニング

ライニング計画では、止水ゲート上流側の補修困難な部分については、耐用年数 100 年のステンレス鋼ライニングとし、堤体に近い部分は、補修時に堤体に影響を及ぼさないよう取り外し可能な 50ｃｍ角のタイル構造が用いられている。このタイルは、ボルトにより管胴板に固定されるが、通常のボルト構造では荷重集中による損傷を受けやすく、ライニングの弱点になる。このため、図－７に示すように、ライニング板との不整合が生じないボルト頭部形状とするとともに、作用荷重をライニング板及び埋め込み式のナットに分散させ、管胴に伝達する構造とされている。また、ナット部は交換可能なねじ込み部と埋め込み部の２重構造とされている。なお、流入構造物の内、越流部下流の流向変更部については、プールを形成させ、底部に土砂を常に堆積させたセルフライニングが用いられている。



図－７　パネルの取り付け構造

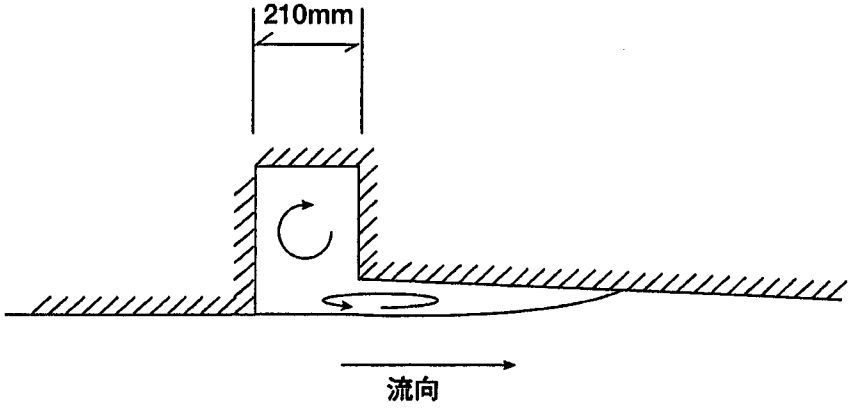
止水ゲート下流は、定期的な補修が可能であり、耐用年数 30 年として計画されている。このうち、堤体に影響を及ぼす堤体通過部については、取り替え可能なパネル構造の鋼製ライニングとされ、圧力管路部はステンレス鋼、作用圧力が小さくフラッシング時以外はいつでも補修可能な開水路部は、経済的な一般構造用圧延鋼が用いられている。堤体外の下流水路については、パネル構造とする必要はなく、経済性を考慮し圧縮強度 2,600 Ｎ／mm² 以上である石英片岩が用いられている。

上記で述べた耐用年数は、その年数間に生じるであろう摩耗・損傷量に見合うライニング厚さとして設定されており、摩耗・損傷量は、各種材料の摩耗・損傷試験及び施設内の土砂流下形態に関する水理模型実験結果から推定されている。摩耗・損傷試験では、粒径 40～80mm の河床砂礫を、連続的に落下させる衝撃試験と、材料を擦り合わせる摩耗試験が行われており、損耗の主体となる衝撃試験では、高強度コンクリートの損傷量を１とすると、石材では 1/20 程度、ポリウレタンで 1/80 程度、鋼材で 1/300 ～1/400 程度の結果を得ている。この結果は、礫の落下高５m、衝突角度 30 度の試験結果によるものであるが、損傷量は衝突時の礫の運動エネルギーに概ね比例するものと思われ、落下条件が同一であれば、他の条件でも同様の結果が得られるものと推察される。水理模型実験では、流下土砂の転動、跳躍・衝突の移動形態が調査され、施設の場所ごと粒径ごとの衝突エネルギーと摩擦エネルギーが推定されている。また、ライニング必要範囲が検討されている。

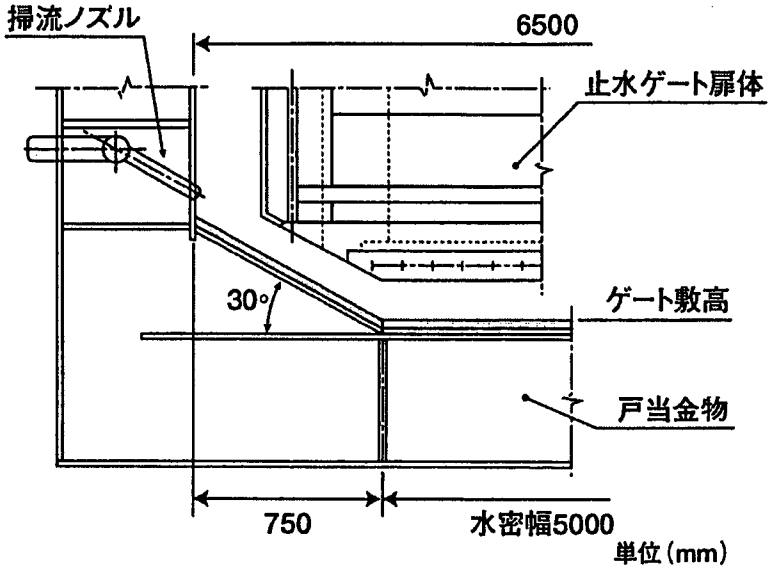
土砂フラッシング施設は、最も低位に配置され、土砂放流という苛酷な条件下での、ゲートによる適切な流量調整、確実な止水が要求される。日本のダム放流管では、放流管出口に設けられる流量調節及び止水を行う主ゲートと、放流管入り口に設けられる主ゲート・放流管の点検・保守及び主ゲート故障時の貯留水流出防止のための止水を行う予備ゲートの２枚のゲートが設けられるのが通例である。これに対し、宇奈月ダム土砂フラッシング施設では、図－６に示されるように３枚のゲートが設置されている。中央のゲートが主ゲートである。また、下流の副ゲートは、止水を完全なものとするとともに、主ゲート損傷時に主ゲートの代役を果たすものである。上流端のゲートは、主・副ゲート及び放流管を点検・保守するための止水を行う

もので、水圧バランス下のみでの操作が行われる。

主・副ゲートは、土砂の噛み込みや衝撃に強い油圧駆動のバーチカルタイプのゲートとされ、摩耗・損傷の影響を受けやすい戸溝部の保護を図るため、戸溝幅を最小としたスライドゲートが採用されている。また戸溝部にはオフセットが設けられ、図－８に示されるように、主流の拡幅により生じる直接の渦流が戸溝内で生じない形状が用いられている。本形状により戸溝内には補償流である弱い渦が発生するのみである。なお、ゲートリップ及び戸溝部は取り外し可能なステンレス鋼が用いられている。



図－８　主・副ゲート戸構の渦流



図－９　止水ゲート戸構部の構造

止水ゲートは巻き上げ式のスライドゲートが用いられている。戸溝が大きいが、土砂フラッシング時には、戸溝を埋める保護枠を挿入し、土砂の流入を防止する構造となっている（図－６）。また、戸溝底部への堆積土砂による止水不良が懸念され、図－９に示すように、戸溝底部に 30 度の傾斜が設けられるとともに、ノズルジェットによる土砂の掃流装置が設置されている。

4．おわりに

ダムからの土砂の放流は、貯水池の有効利用の観点からは勿論、近年では、下流河道や海岸環境保全のための土砂供給の意味からも議論されるようになっている。土砂フラッシング技術は、発展が期待される技術の一つということができよう。ここで紹介した事例は何れも未だ土砂フラッシングの経験を持たないものであるが、近い将来には、その効果が期待されており、今後、個々のダム事情に合せた計画・実施事例が増加していくことが期待される。

◆ 生態環境特集 ◆

ダム貯水池法面の緑化対策

角　哲也* 村岡敬子** 柏井条介***

1. はじめに

ダム湖周辺は良好な景観と豊かな自然に富む貴重な空間が残されており、観光資源や野鳥などの生物の生息空間として期待されている。しかしながら、夏季に洪水調節容量を確保するために貯水位を低下させる制限水位方式のダムなどでは、年周期的な水没と露出の繰り返しにより自然の植生が失われて、常時満水位から夏期制限水位の間の法面が裸地状態となりやすい。この裸地化法面は、景観上のみならず、土壌の不安定化によるダム湖への土砂流入や濁水による水質悪化等のダム管理上の問題となることが懸念されている(写真−1)。

こうしたダム湖岸法面の安定化のために、1)裸地化の進行した法面の植生の回復、2)ダム試験湛水時における既存植生の維持、の2つの観点からの検討が行われている。このうち、1)の植生の回復については、過去多くのダムにおいて、水位変動に強い植物を利用した緑化実験が行われてきているが、未だ一般的な対策手法としては確立されていない。一方、2)の既存植生の維持については、樹木の耐冠水性の評価が重要であるが、これも十分な知見が蓄積されていないのが現状である。

このような背景のもと、建設省技術研究会の指定課題「ダム湖における水際の環境対策に関する研究：H6~8」では、1)の裸地化の進行したダム湖岸法面を対象に、建設省の直轄管理ダムを中心に全国17ダムを抽出して試験施工を行い、貯水池法面の緑化に関する基礎的検討を進めてきた。

植物を対象とした調査であるために、その最終成果を得るまでには一定の期間を必要とする。そこで本報文は、これまでに得られた緑化試験地の経過調査に基づいて土木研究所において分析を行っているもののうち、代表的な緑化工法及び植物種の適用性に関する知見を報告するものである。

Vegetation Management on Dam Reservoir Banks



写真−1 湖岸の裸地化と法面不安定化(手取川ダム)

2. 緑化試験計画

2.1 緑化試験地の概要

従来の知見によれば、貯水池の湛水域の緑化では次の2点が重要であると言われている。

(1) 表層土壌の保全のために、湖岸法面の物理的安定を図る緑化基礎工及び植物の良好な生育基盤を確保する植生工を選定する。

(2) 緑化のために、耐冠水性、耐乾燥性に優れる植物種を選定する。

本調査の試験対象地は北海道から沖縄に至るまでの17ダムであり、さらに各ダムごとに、貯水池内の法面傾斜を考慮して1~2箇所の試験地(合計26試験地)を選定している。また、各試験地は、上記の2つのポイントを考慮して緑化試験工法(緑化基礎工、植生工)と緑化試験植物を組合わせており、これらの概要を表−1に示す。

このうち緑化基礎工については、試験対象地の法面の傾斜角と波浪等による浸食の影響の大小を考慮して工法を選定した。図−1は代表的な2つの工法の概要図であり、1ブロックは2m×2mである。一方、緑化植物種については、従来から耐冠水性が高いと考えられている植物種を中心に、全国共通の仕様(一年生草本類(A、A')、多年生草本類(B、B')および木本類(C、C'、C"))を設定するとともに、各地域ごとの在来種による独自仕様(D、D'、D"、E、E'、F、G)や比較のために基礎工のみを施工して特に植物を導入しない試験区(以下、

表-1 全国ダムの緑化試験地の施工内容

ダム・試験地	緑化試験植物*														緑化基礎工**													法面傾斜
	A	A'	B	B'	C	C'	C"	D	D'	D"	E	E'	F	G	a_1	a_2	a_3	a_4	b	c	d	e	f	g	h	i_1	i_2	i_3	i_4	
金山	●		●			●		●								●						●								23°
桂沢	●		●			●	●		●							●						●						●		30°
浅瀬石川 1	●		●				●			●								●					●							30°
浅瀬石川 2	●			●	●		●		●							●	●													25～27°
白川	●		●				●																	●					●	35～40°
二瀬 1	●			●	●		●		●							●	●									●				35°
二瀬 2	●		●		●		●		●						●	●					●									35～40°
藤原 1	●		●		●		●		●							●		●									●			35～40°
藤原 2	●		●		●		●		●							●	●								●					35～40°
小渋	●			●	●		●									●	●											●		30～35°
手取川	●		●		●		●									●		●					●							30°
大町 1	●		●		●		●									●	●						●							30°
大町 2	●		●		●		●									●	●													35°
真名川	●			●	●		●									●	●						●							30～40°
土師	●		●		●		●				●									●			●							10°
菅沢		●		●	●		●									●	●						●							25～35°
柳瀬 1	●		●		●	●									●				●						●					30°
柳瀬 2	●		●		●		●								●				●				●							10～20°
松原 1	●		●		●		●					●								●	●		●							10～25°
松原 2	●		●		●	●										●	●			●										30～35°
緑川 1		●	●		●	●	●					●							●		●		●			●				5°
緑川 2		●	●		●											●														35°
辺野喜			●										●	●				●					●			●				20～40°
阿木川 1	●		●		●		●				●								●	●						●				10°
阿木川 2	●		●		●		●				●				●			●								●				40°

* 緑化試験植物
- A ：エノコログサ、メヒシバ、オオイヌタデ、メドハギ、ヤマハンノキ
- A' ：エノコログサ、メヒシバ、オオイヌタデ、ヌカキビ、ヤマハンノキ
- B ：リードカナリグラス、K31 フェスク、バーミューダグラス
- B' ：リードカナリグラス、K31 フェスク、バーミューダグラス、イタチハギ
- C ：自生ヤナギ類、ヤマハンノキ、ネムノキ
- C' ：自生ヤナギ類、ヤマハンノキ
- C" ：自生ヤナギ類
- D ：エゾミソハギ、クサレダマ、ノハナショウブ(苗)
- D' ：エゾミソハギ、クサレダマ、ノハナショウブ(種子/苗)
- D" ：エゾミソハギ、クサレダマ
- E ：フジ、コスモス、キショウブ、ヤマハギ
- E' ：コスモス、キショウブ、ヤマハギ
- F ：ウィーピンググラス、バビアグラス、K31 フェスク、レッドトップ
- G ：シマツユクサ、オガサワラスズメノヒエ、メリケンムグラ

** 緑化基礎工
- a_1 ：丸太柵工
- a_2 ：丸太柵工+マルチング
- a_3 ：丸太柵工+植生マット工
- a_4 ：丸太柵工+植生土のう工
- b ：植生マット工
- c ：ネット張工
- d ：袋詰め客土注入マット工
- e ：特殊フトンかご工
- f ：二重ネット張工
- g ：(コンクリ枠工)+植生土のう工
- h ：植生フロート工
- i_1 ：撥水性基材吹付工
- i_2 ：撥水性基材吹付工+丸太柵工
- i_3 ：撥水性基材+特殊フトンかご工
- i_4 ：撥水性基材吹付工+(コンクリ枠工)

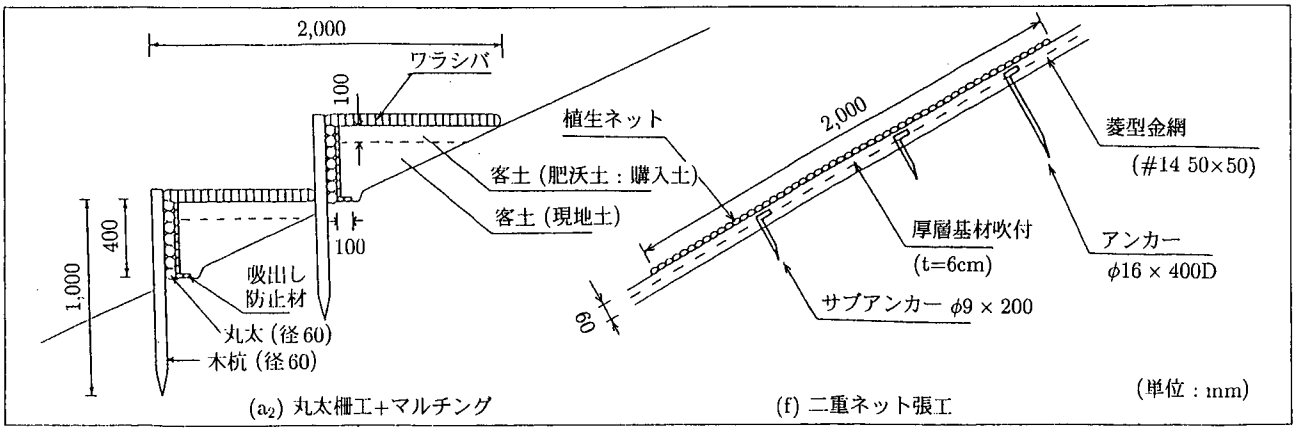


図-1 緑化基礎工の一例

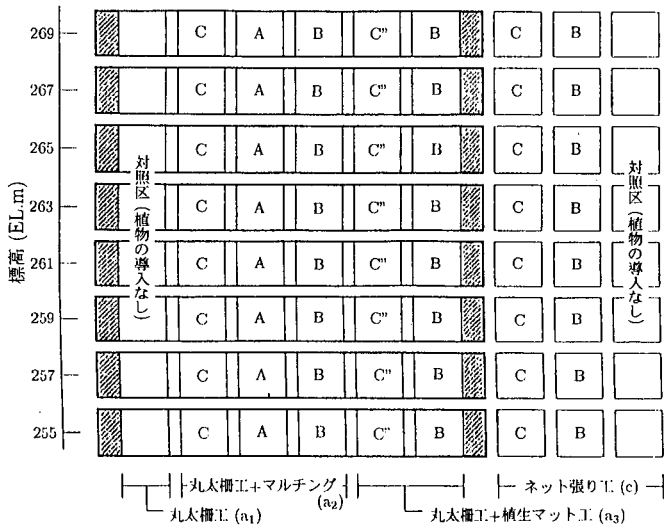


図 2 松原ダム試験ブロック配置図

対照区)を設定した。なお、A、A'区における在来の一年生草本はダム湖周辺において種子を採取・保管して播種を行った。

また、各試験地においては、冠水条件による変化を検討するために、各貯水池の常時満水位～夏期制限水位の間を基本に、ダムごとの特性を考慮して高さ方向に試験ブロックを数段配列している。図−2に九州地方建設局松原ダムの試験ブロック配置図を示す。

2.3 試験施工および調査方法

各ダムごとに、平成7年度の夏季の貯水位低下に合わせて緑化基礎工を施工し、再び貯水位の上昇する冬季までの間に試験植物の導入(播種、植栽、挿し木など)を行った。施工後は、冠水～再露出のたびに、緑化基礎工の損傷の有無および導入植物の生育状況の確認を行った。

生育状況の確認は、試験ブロックごとに写真撮影を行うとともに、導入した植物種の植物高(cm)、植被率(%)、開花・結実の有無、枯死の状況を、各試験地の最上部の露出から約2ヶ月後および約3～4ヶ月後の2回記録した。

また、導入した植物種以外に外部から侵入し繁茂している場合もあるが、これら侵入種を含めた各試験ブロックごとの優占種の特定を行うとともに、播種した草本類を対象とした個体密度(本/0.25×0.25m)、植栽および挿し木した木本類を対象とした個体成長(植物高(花穂を除く着葉部分の鉛直最大高さ(cm))、占有面積(樹冠投影面積(m×m))および活力度(枯れの発生と葉の疎密度による5段階評価))の記録を行っている。

植物の生育に影響を及ぼす環境因子については、各ダムの管理記録より各標高ごとの冠水日数や冠水深を算出するとともに、管理所で記録されている気温、水温、風向・風力等についても整理を行った。なお、気温については、生育可能期間(植物ごとに異なるが概ね平均気温5℃以上の期間)中の露出日数とその間の平均気温により次式に示す日積算温度(以下、積温(℃))の評価を行った。

積温 =

(露出期間中の平均気温 − 5℃) × 露出日数

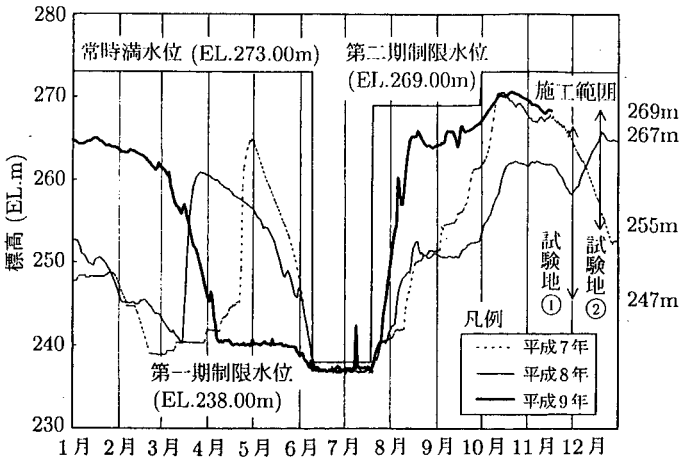
3. 緑化試験結果

3.1 緑化試験地の概況

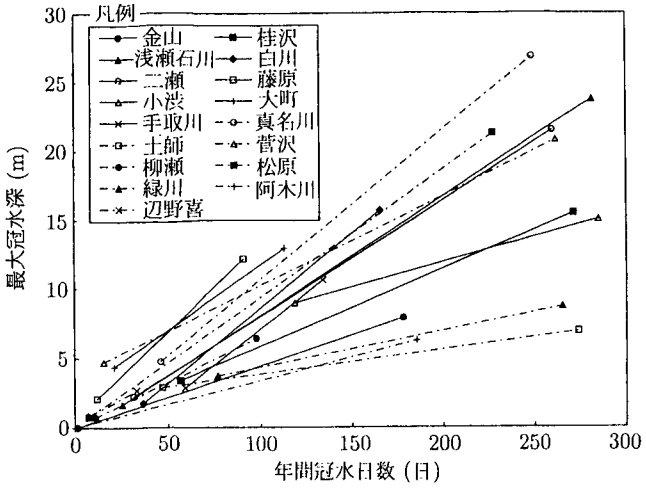
平成7年の緑化施工後は、多くの試験地で冬季の冠水と夏季の露出を2回繰返した。その一例として松原ダムの貯水位変化曲線を図−3に示すが、緑化施工を行った平成7年8月以後の約2年間で、試験地の最低標高EL.247mでは通算455日・最大23mの冠水が生じている。

次に、今回の試験対象ダムの冠水条件を把握するために、各ダムごとの冠水実績を用いて年間の平均冠水日数および平均最大冠水深を整理したものを図−4に示すが、全試験地の中での最長冠水日数は約280日、最大冠水深は約27mとなった。

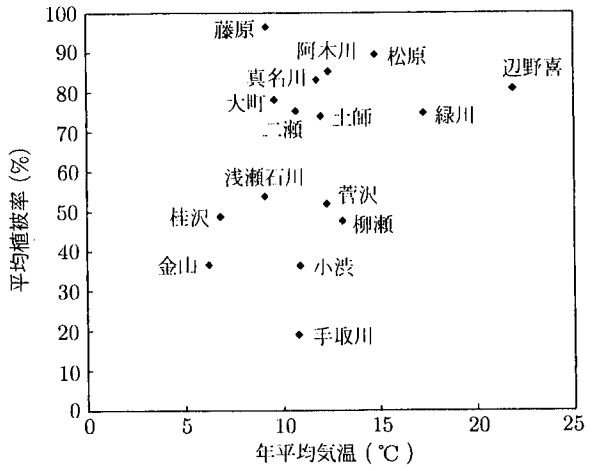
緑化施工から約2年間経過後の各ダムごとの緑化達成状況について、年平均気温と試験ブロック全体の平均植被率の関係を整理したものを図−5に示す。各ダムごとに冠水条件に差があることから



図−3 松原ダム年間貯水位曲線



図−4 緑化試験地の冠水条件



図−5 試験地の緑化達成度

厳密な比較は困難であるが、多くのダムで平均植被率が70%を超え、高い緑化達成度が得られたことがわかる。

代表的な試験ブロックの緑化状況を写真−2(松原ダム)、写真−3(辺野喜ダム)に示す。特に辺野喜ダムにおいては、緑化基礎工の施工によりかなりの急勾配法面(1：2未満)の緑化が達成されていることがわかる。

3.2 冠水による緑化基礎工への影響

2回の冠水〜露出を経過した範囲においては、緑化基礎工の損傷は全体としては軽微なものにとどまっており、緑化植物の生育に大きな影響を及ぼすものはない。確認された主な損傷は、生育基盤の流出・陥没、上部からの土砂堆積、吹付面の亀裂、マット等の破損などである。

本調査の主要工法の一つである丸太柵工について、冠水日数と傾斜角をパラメータに損傷の発生の有無を整理したものを図−6に示す。これによれば、傾斜角25°程度以下、冠水日数150日程度以下では丸太柵の損傷は全く生じていない。傾斜角が25°を超えると丸太柵の損傷が見られるようになるが、これらは水面停滞時の波浪浸食や貯水位の上・下降に伴う基部からの土砂流出や柵の傾斜・倒壊などである。しかしながら、これらの損傷は複数段ある丸太柵の最下段に集中しており、この部分の根入れを十分確保することなどにより実施工において補強することは可能である。

今後の冠水による経年的な変化を追跡する必要があるものの、図−6によれば法面傾斜角が25°程度以下で200日程度の冠水であれば損傷事例は極めて少なく、丸太柵工は十分な安定性を有していることが確認され、さらに、傾斜角40°程度までの範囲であれば、適用可能性は高いものと考えられる。

3.3 冠水による植物生育への影響

3.3.1 冠水による影響の考え方

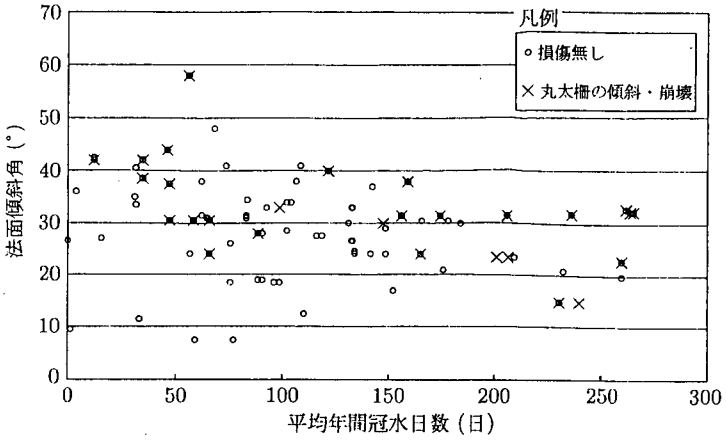
多くのダム貯水池で水位が上昇するのは冬季であり、植物の分類(一年生草本、多年生草本および



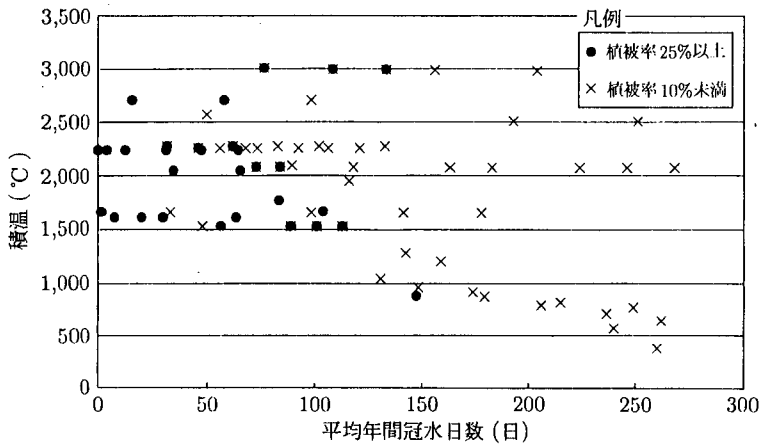
写真−2 松原ダム緑化試験地②
(左：丸太柵工、右：ネット張工)



写真−3 辺野喜ダム緑化試験地
(左：二重ネット他試験地、右：裸地)



図−6 丸太柵の損傷発生事例



図−7 リードカナリグラスの植被率

木本)によって冬季の状態が異なることから冠水による影響もそれぞれ異なるものと考えられる。

一般的な植物の生育のためには、生育可能期間に十分な露出日数が確保されることが必要であり、これは先述の積温で評価することが可能である。特に一年生草本は、露出期間内に開花・結実することが必要条件である。

一方、冠水による影響は、植物の生育期と休眠期で分けられる。冬季の冠水については、一年生草本が種子状態であるために、ほとんど影響がないと考えられるのに対して、根茎(木本では樹体全体)の状態で冠水を迎える多年生草本や木本は、休眠期といえども、冠水日数や冠水深が個体の生存に影響する可能性がある。これに対して、ダムによっては、洪水調節などのために生育期に一時的に貯水位が上昇することが考えられるが、この影響は木本類よりも草本類により大きく作用することが考えられる。

このように、冠水が植物に与える影響は植物種ごとに異なるものと考えられ、現時点における想定として、これらの考え方を表−2のように整理してみた。今後は、これらの考え方に従って、試験ブロックごとに得られるデータの分析を行う予定であるが、以下にこれまでに得られた資料をもとにした分析結果の一例を示す。

表−2 冠水が植物に及ぼす影響の考え方 (現時点の想定)

植物の分類	冠水に関わる項目			
	生育期 (主に夏季)		休眠期 (主に冬季)	
	洪水等の一時的冠水	露出期間中の積温	冠水日数	冠水深
一年生草本	○	○	×	×
多年生草本	○	○	△	−
木本	△	○	△	−

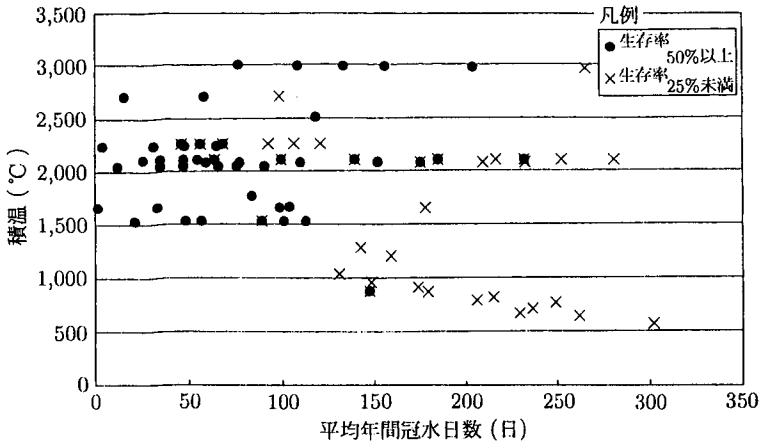
○：影響大　△：影響あり　−：影響不明　×：影響なし

3.3.2 積温および年間冠水日数による影響

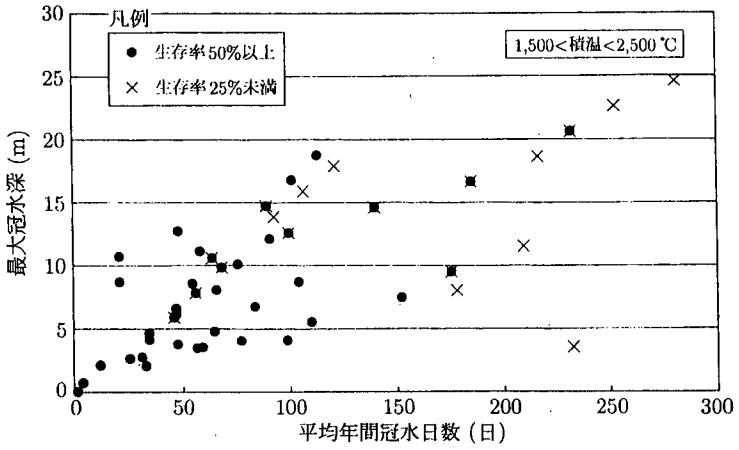
ここでは、今回の調査における代表的な植物種である多年生草本のリードカナリグラスおよび木本の自生ヤナギについて、冠水が植物生育に及ぼす影響を整理する。なお、冠水による影響を評価する指標は確立されていないが、ここでは、草本類については植被率を、また、木本類については生存率を取り上げる。

草本類を導入した試験ブロックでは、在来の侵入種を含めて多くの種が混在して生育することになるが、単独種が25%以上の植被率を占めると、概ねそのブロックの優占種となっている。そこで、この植被率25%を用いてリードカナリグラスの冠水による影響を評価したものが図−7である。年間冠水日数が100日を超えると25%以上のブロック数が大きく減少しており、この100日以下を一応の適用範囲とすることができる。

次に、同様の整理をヤナギの生存率について行ったものを図−8に示す。木本類の場合には、導入個体の生存により適用可能性を判断することが可能と考えられ、ここでは生存率50%以上を目安とした。図−7と比較すれば、ヤナギの場合には、冠水日数100日を超える範囲まで生存できた試験ブロックが数多く見られ、最長では200日を超えている。ただし、これらの大部分は積温が2,000℃以上に限定されており、生育期の平均気温が高い



図−8 ヤナギの生存率



図−9 ヤナギの生存率（冠水深の影響）

温暖な地域においては、寒冷な地域よりも年間冠水日数が長くても生育できる可能性があることを示唆している。ヤナギは、根本が水中にあっても樹冠が水面上に出ていれば展葉して生育することが知られているが、耐冠水性が極めて高いことが改めて確認された。

3.3.3 最大冠水深による影響

前項では、ヤナギの耐冠水性が高いことを示したが、表−2に示すように冠水期間中の冠水深の影響については従来から不明である。そこで、積温による影響を除くために、積温1,500~2,500 ℃のブロックのみを対象に、生存率と最大冠水深および平均年間冠水日数の関係を整理したものを図−9に示す。

全体的に、高水深で冠水日数が長くなると生存率が低下してくる。なお、今回の調査範囲では高水深のみの影響を検討することはできないために明確な判断は下せないが、最大冠水深20m程度までの範囲であれば、冠水深がヤナギの生存の単独の制限因子となる可能性は低いと考えられる。

4. おわりに

本調査は、緑化試験植物・緑化基礎工は出来るだけ汎用的なものに統一し、全国の自然条件の異なる試験対象地における試験結果を収集・整理することにより、従来から明確ではなかった各試験植物・基礎工の適用限界を明らかにすることを主眼としている。試験対象の17ダムにおいては、現在も継続して調査が行われており、今後も緑化基礎工の耐久性や植物種の遷移などに関するデータをさらに蓄積し、改めて報告を行う予定である。

今後の課題としては、緑化の最終目標として、植物種は問わずに法面が植生に覆われればよいのか、あるいは、草本類の花ものや木本類の導入までを考えるのかなどを、対象法面の景観上の重要度や緑化施工の経済性などの観点から整理することが必要である。

角 哲也*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室主任研究員
Tetsuya SUMI

村岡敬子**



同 企画部情報資料課資料係長
(前 水工水資源研究室研究員)
Keiko MURAOKA

柏井条介***



同 ダム部水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

【技術研究】

貯水池水位変動域の草本の生育

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介*

キーワード　貯水池，緑化，草本，水位変動

1. はじめに

ダム貯水池には，年周期的な水位変動が生じるものも多い。例えば，制限水位方式ダムの常時満水位と制限水位間ではこのような変動が生じやすい。このような年周期的な変動が生じる貯水位区間の湖岸のり面では，水位変動に伴う冠水・露出が繰り返され，植物の生育基盤である土壌の流失が生じやすい。また，長期的な冠水により植物の生育が大きく制限或いは疎外される。こうした土壌の流失や生育疎外の影響が顕著な場合には，貯水池水面の上方に帯状の裸地が形成され，次の冠水により水面下に隠されるまで，その剝き出しの地面が露出したままとなる。

裸地化したダム湖岸は，本来潤いのあるべきダム湖の景観を損なうものである。また，ダム湖への土砂や濁水流入の原因ともなり，緑化による裸地対策が求められている。

このような背景のもと，建設省技術研究会の指定課題「ダム湖における水際の環境対策に関する研究」において建設省，北海道開発局，沖縄総合事務局，水資源開発公団の管理する全国17のダムを対象に，緑化試験が実施されている。研究会での検討は平成6年度から8年度にかけて実施され，平成6年度に試験計画の策定，7年度に試験施工，8年度に冠水後のモニタリングが実施された。更に，9年度にも追加のモニタリングが行われている。

建設省技術研究会での試験目的は，次の2つに大別される。

① 土壌が確保されるものとして冠水下においてどのような植物が，どういった状態で生育できるのか。

② 土壌を確保するためにはどのような緑化基礎工を採用すればよいのか。

試験では，試験地の環境条件の違いによる影響を明らかにするため，全国に共通な植物，緑化基礎工を中心に条件設定が行われており，その成果は建設省土木研究所水工水資源研究室にて文献1）にとりまとめた。これは，（財）ダム水源地環境整備センターにてとりまとめられた文献2）の緑化マニュアルの基本資料となっている。

本報告の内容は，試験目的の①に関連するものである。試験目的の①に関し，文献1）では最も影響の大きい因子として年間冠水日数を選出し，これと植物の繁茂状況，生育している植物種との関係を整理しているが，用いられている生育状況については，当該試験区画で得られるであろう最盛期付近のもの，具体的には，気温の比較的高い生育期間で，かつ試験区画が水面上に現れている期間の最も遅い時期付近での植物調査結果が用いられている。従って，冠水していたのり面が水面に現れてからの生育過程に関する情報を得ることができない。また，植物高に関する情報も整理されていない。本報告は，文献1）において議論されていないこれら情報について，緑化試験結果を再整理したものであり，文献1）の内容を一部補完するものである。

文献1）の結果では，経年的に成長を続ける木本については生育する冠水日数や植物種がかなり制約されること，また，草本については，植物種にある程度の制約はあるものの比較的大きな冠水日数でも生育が期待できることが示されている。このことを考慮し，本報告では適用条件範囲が広いと考えられる草本を対象としている。

2. 試験概要

表－1に，試験ダムおよび今回解析対象とした試験地の導入植物および緑化基礎工を示す。試験区画単位は2×2mの水平又は水平に近い平面として設定されており，冠水の影響を把握するため，同じ導入植物，緑化基礎工条件の試験区画単位が上下方向に複数設置されている。

* 室長

表－1　解析対象の試験ダムと導入植物・緑化基礎工

管理者	ダム	導入植物（上段）および緑化基礎工（下段）								
北海道開発局	金山	なし a_1	なし e	A a_2	A e	B a_2	B e			
	桂沢	なし a_1	なし e	A a_2	A e	B a_2	B e	B i_3		
東北地方建設局	浅石川	なし a_1	なし a_1	A a_2	A a_4	B a_4	B′ a_2	B′ a_3		
	白川	なし i_4	A i_4	B i_4	B g					
関東地方建設局	二瀬	なし a_1	なし a_1	A a_2	A a_2	B a_1	B a_2	B d	B′ a_2	B′ a_3
	藤原	なし a_1	なし a_1	A a_2	A a_2	B a_2	B a_2	B a_3	B a_4	B i_2
中部地方建設局	小渋	なし a_1	A a_2	B′ a_2	B′ a_3	B′ i_2				
北陸地方建設局	手取川	なし a_1	A a_2	B a_2	B a_4	B f				
	大町	なし a_1	なし a_1	A a_2	A a_2	B a_2	B a_3	B a_3	B f	
近畿地方建設局	真名川	なし a_1	A a_2	B′ a_2	B′ a_3	B′ f				
中国地方建設局	土師	なし c	A c	B c	B f					
	菅沢	なし a_1	A′ a_2	B′ a_2	B′ a_3	B′ f				
四国地方建設局	柳瀬	なし a_1	なし f	A a_1	B a_1	B f				
九州地方建設局	松原	なし a_1 B f	なし c B d	なし f	A a_2	A f	B a_2	B a_3	B c	B c
	緑川	なし a_1	なし f	A′ a_2	A′ b	B a_2	B b	B d	B f	B i_1
水資源開発公団	阿木川	なし a_1	なし c	A a_1	A c	B a_1	B a_4	B b	B c	B i_1

注1）導入植物「なし」は，客土のみの対照区を示す。

2）導入植物は以下の通り。
A：エノコログサ，メヒシバ，オオイヌタデ，メドハギ，ヤマハンノキ
A′：エノコログサ，メヒシバ，オオイヌタデ，ヌカキビ，ヤマハンノキ
B：リードカナリーグラス，K 31 フェスク，バーミューダグラス
B′：リードカナリーグラス，K 31 フェスク，バーミューダグラス，イタチハギ

3）緑化基礎工は以下の通り。
a_1：丸太柵工
a_2：丸太柵工＋マルチング
a_3：丸太柵工＋植生マット工
a_4：丸太柵工＋植生土嚢工
b：植生マット工
c：ネット張工
d：袋詰め客土注入マット工
e：特殊布団籠工
f：二重ネット張工
g：コンクリート枠工＋植生土嚢工
i_1：撥水性基材吹付工
i_2：撥水性基材吹付工＋丸太柵工
i_3：撥水性基材吹付工＋特殊布団籠工
i_4：撥水性基材吹付工＋コンクリート枠工

表中，上段のA，B等が導入植物を，下段のa，b等が緑化基礎工を示している。導入植物「なし」は，客土のみの対象区である。AおよびA′は在来種によるもの，BおよびB′は外来種によるもので種子による導入が行われている。AおよびA′に含まれるヤマハンノキ，Bに含まれるイタチハギは，今回対象外とした木本であるが，今回の解析対象試験区ではこれら木本の生育はあまり認められておらず影響が少ないと考えてよい。以下のデータ整理は，これら木本を特に区別せず扱っている。また，緑化基礎工の設定は，ある程度適用可能なものを予測して選定されており，文献1）での整理結果においても，緑化基礎工の違いによる明瞭な傾向は見られていない。

従って，ここでは，緑化基礎工による影響は無視するものとして以下のデータ整理を行った。なお，緑化試験は，表中のダムの他，沖縄総合事務局の辺野喜ダムでも実施されているが，沖縄の気候は亜熱帯性であり他の気候とはかなり異なり，導入植物等も特殊な条件で実施されているので，ここでは解析対象から外している。対象ダムは16ダムである。また，試験では，この他試験地の気候特性に応じていくつかの植物種の導入も試みられているが，これら結果については，試験区画数が少なく本報告で考えている解析には十分なデータ数が得られない。本報告では全国的に行われた導入種のみを対象とした。

先にも述べたように，緑化試験は平成7年度に試験施工され，8，9年度にモニタリングされている。モニタリング調査は，のり面の水面上への露出時期を勘案の上，8年度には各ダム3回，9年度には2回行われている。モニタリングの内容は，植物の生育状況，緑化基礎工の破損状況，土壌の物理特性等であり，今回解析を行った植物の生育状況に関するモニタリング調査は，各試験区画内での生育が認められた植物種，植物種毎の高さおよび植被率（当該植物種の試験区画面への投影面積が試験区画面積に対して占める割合（%）），開花・結実状況について実施されている。

なお，文献1）では，冠水日数別に生育の期待できる植物種を整理している。これは，生育状況を植被率・植物高を掛け合わせた指標で評価し，当該冠水日数においていずれかの試験区画である程度以上の値が得られたものとして整理したものである。ここで，30日以上の冠水日数に対し生育が期待できる種として取り上げられている草本の全体を示すと，表−2の通りである。以下の解析では特に植物種に関する分析は行っていないが，表に示される種が主体となっていると考えてよい。なお，表中，ノハナショウブ，キショウブ，コスモスは，先に述べた試験地の地域特性に合せた導入植物であり，今回の解析対象には含まれていない。また，導入植物種かそうでないかは，あくまで種類を区別したものであり，生育が認められた試験区画に導入されたか否かとは関係ない。ほとんどの導入植物種は，同時に導入を行わなかった区画への侵入種でもあることが認められている。

表−2　30日以上の冠水で生育が期待される草本[1)]

	導入植物種	導入植物種でないもの
多年生草本	メドハギ リードカナリーグラス* バーミューダグラス* K31フェスク* キショウブ* ノハナショウブ	スギナ ヨモギ
一・二年生草本	オオイヌタデ メヒシバ エノコログサ ヌカキビ	オオオナモミ* イヌビエ アメリカセンダングサ* コブナグサ オオアレチノギク* ヒメムカシヨモギ* メマツヨイグサ* コスモス

注）＊は外来種（帰化植物）を表す。

3．積温と植被率の関係

植物の生育は様々な因子の影響を受けるものであるが，気候に関する支配的な因子として気温と降水量が考えられる。この内，降水量については，当該期間が特別な乾燥或いは湿気をもたらすものでないとすれば，ある程度適度な水量を供給するものと考えてよいであろう。過多な降雨は貯水位上昇となり，より影響の大きい冠水として評価されよう。調査年は特別な乾燥を招くような降水状況ではなく，ここでは，気温を主たるパラメータとする。

生育状況を表す気温に関する指標として次式で計算される積温が知られている。

$$積温 = \Sigma\,[日平均気温 - 5] \times 日数 \qquad (1)$$

ここに，［ ］は，［ ］内がマイナスの時は0とすることを表している。積温は植物の生育が日平均気温5℃以上においてなされ，その超過分の温度が生育に寄与するとした指標ということができる。

本報告で対象としているのは，のり面が水面上に露出した後の生育状況であり，ここでは，まず次の条件を設定して試験区画の抽出を行い，積温との関係を調査した。

① 露出前の冠水日数が連続30日以上を超えていること。

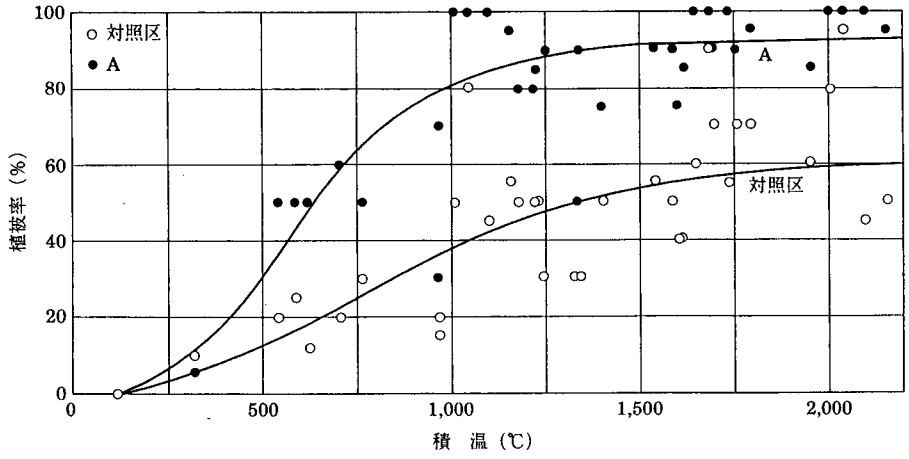
② 露出後の日平均気温が5℃以上であること。

ここに，①は冠水による草本への影響が十分大きい日数として30日程度を考えたことによる。ここで，冠水とは，日平均水位が試験区画の標高より高い状態として定義している。30日の根拠は余りないが，のり面への浸潤が十分に行われるとともに，生育していた草本が枯死する程度大きいダメージを受ける日数と考えている。このことについては後にも考察する。また，②は露出後の気温が5℃以下の状態での土壌水分の変化，植物の生育の影響を削除するため設定したものであり，ほとんどの試験区画では，比較的気温の高い生育期において水面の露出が生じており，この条件を満足している。

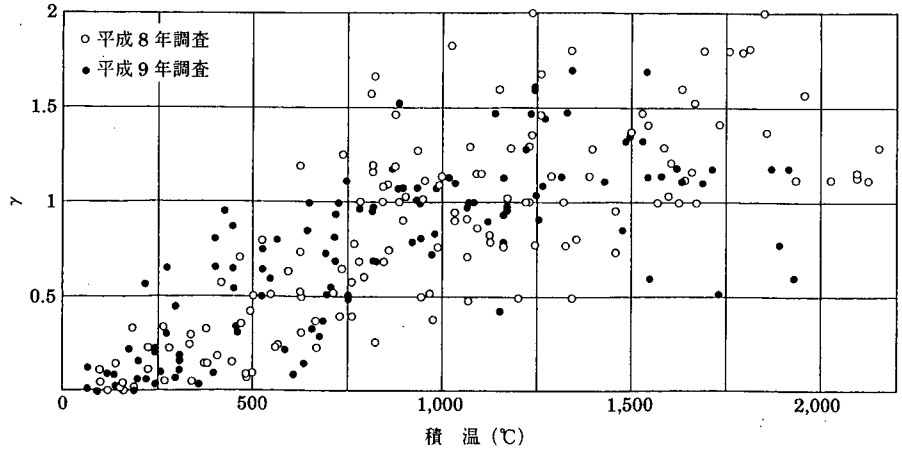
調査では，当該試験区画が露出し，次に最初に冠水す

るまでの期間を対象とし（一度冠水すると，冠水の影響が不明なため積温の計算開始時期が定義できなくなる），植被率を生育の指標として積温との関係を求めた。結果の一例を図－1に示す。図の作成に当たっては，同じ導入種，緑化基礎工で上下方向に設置された複数の試験区画のデータを一つのデータ群として扱っている。図より結果はややばらつくが，積温の増加に伴ない植被率も大きくなり，生育状況が把握できることが分かる。対照区と導入植物A区では，植被率の増加傾向が異なり，Aでの植被率が対照区のそれよりかなり大きい結果となっている。同試験区ではB′区もあるが，これはA区と同様の変化となっている。先に述べたように，生育状況そのものは気候の他，土壌の物理条件等の種々の因子の影響を受けるものである。従って図－1に示したような積温との関係をそのままプロットすると，結果は非常にばらつき，傾向が認められなくなることが予想される。そこでここでは，個々のグラフから推定される積温が1,000℃での植被率（以下1,000℃植被率）を指標に用い，1,000℃植被率との比率をもって積温との関係を求めることとした。これは，1,000℃植被率において比較的大きい植被率が得られており，それ以降の植被率の増加は比較的少ないことを念頭においての設定である。

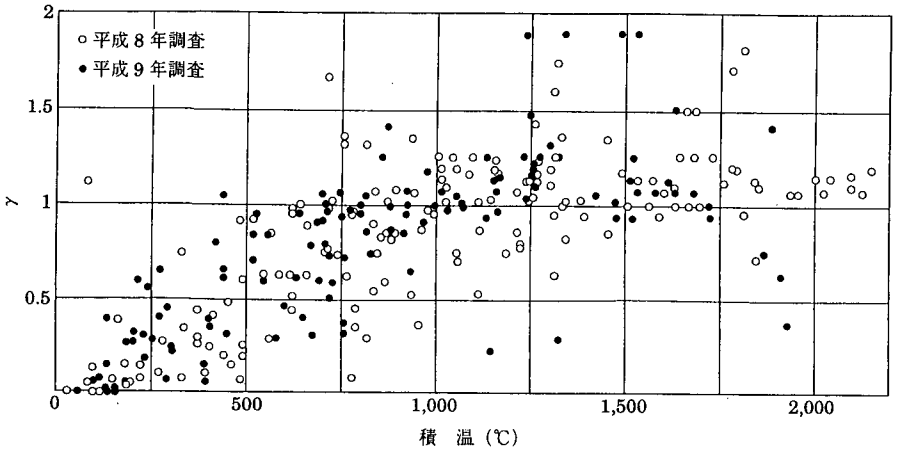
図－2から4にγ（＝植被率/1,000℃植被率）と積温の関係を導入植物別に示す。ただし，導入植物は，対照区，AおよびA′区，BおよびB′区に分けている。結果はばらつくが，導入植物によらず積温750～1,000℃程度まででのγの増加が大きく，それ以降は一定かやや増加の傾向となっていることが分かる。従って，当該のり面である程度の生育を得るための目安として積温1,000℃程度を考えておけばよいものと思われる。対照区では他の試験区と比べ，積温1,000℃以上でのγの増加傾向がやや大きいようであるが，これは，対照区では種子の供給が少なく，発芽・生育の初期の段階での遅れがあることに起因するものと思われる。図では平成8年，9



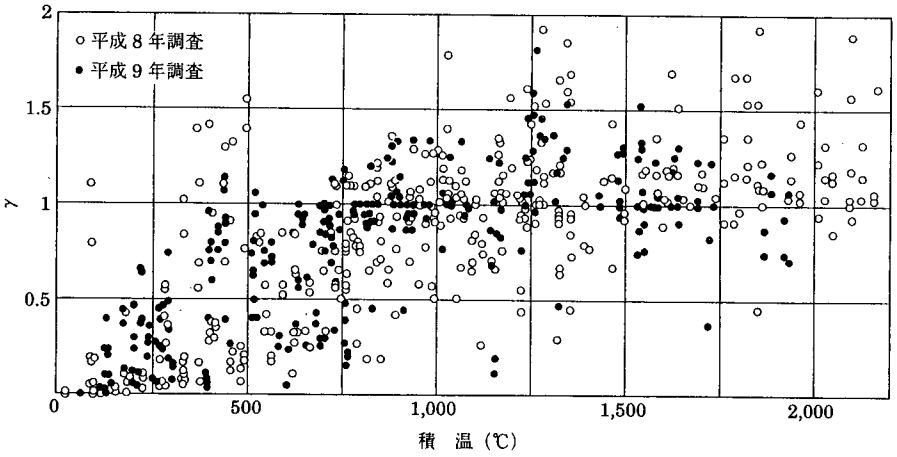
図－1　植被率と積温の関係例（真名川ダム，平成8年）



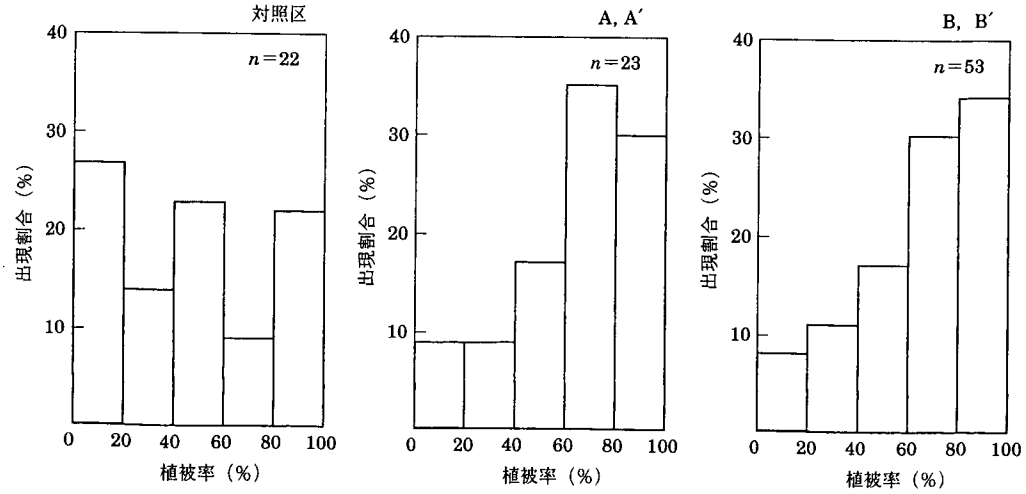
図－2　γ（＝植被率/1,000℃植被率）と積温の関係（対照区）



図－3　γ（＝植被率/1,000℃ 植被率）と積温の関係（A および A′試験区）



図－4　γ（＝植被率/1,000℃ 植被率）と積温の関係（B および B′試験区）



図－5　1,000℃ 植被率の出現割合

年の調査結果を区別しているが，平成8年は1度目の冠水，9年は2度目の冠水後の結果であり，γの増加の大きい領域では平成9年における値が若干大きいようにも思えるがそれほど明確ではない。多年生草本を用いたBおよびB′区においても露出後の積温の小さい部分でのγは他の区と同じ程度に小さくなっており，冠水によって一度は枯死するか枯死に近い状態になっていることが推察される。今回連続30日以上の冠水を試験区画の抽出条件としたが，この程度以上の冠水があれば，草本は大きなダメージを受けるものと考えてよいであろう。

図－5には，1,000℃植被率の出現割合を示す。植物導入を行ったAおよびA′，BおよびB′区では60%以上の比較的大きな植被率が60%以上を占めているが，対照区では種々の植被率が出現している。先にも述べたように，対照区では1,000℃より大きな積温での植被率の増加傾向がやや大きく，積温の増大による植被率の増加が期待されるが，露出期間が限られ，積温がある程度制限される場合には，なんらかの植物導入をするのが望ましいと言えよう。

4. 植物高と植被率の関係

植物高については，植物の種類により大きく影響されることが考えられるが，ここでは，大まかな知見を得ることを目的に，3.で検討した植被率との関係を調査した。結果を図－6～8に示す。図中，平均植物高は，各試験区画に生育する植物種毎の植物高を植物種毎の植被率で荷重平均したものであり，次式で算定した。

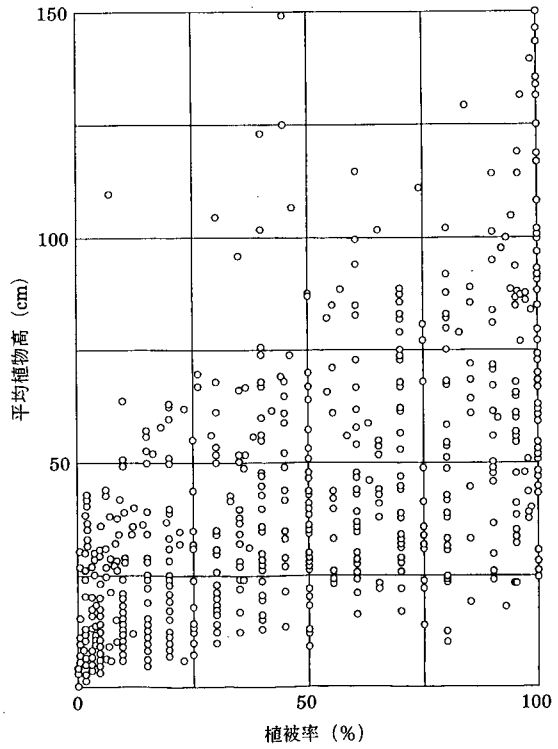
$$\text{平均植物高} = \Sigma(H \times a)/\Sigma a \qquad (2)$$

ここに，H：その植物種の植物高，a：その植物種の植被率であり，Σは植物種数分の加算を示す。

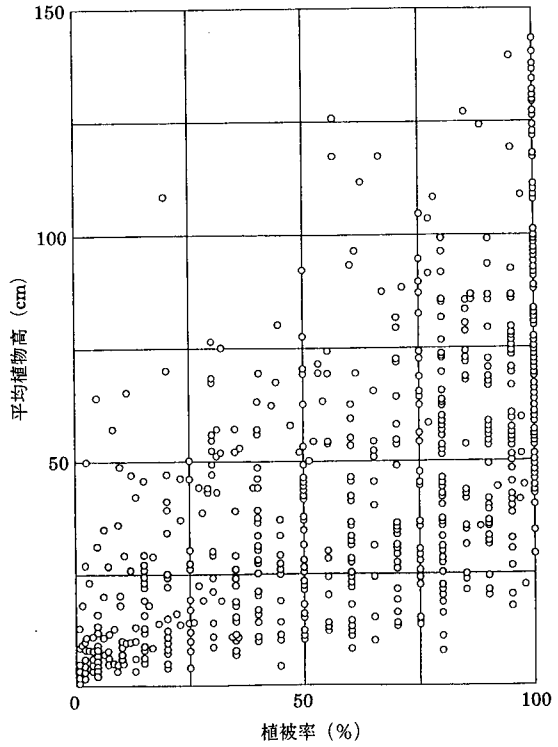
図より，平均植物高は植被率に対してある幅をもっており，植被率が大きくなるに従って，植物高も高くなることが分かる。また，平均植物高と植被率の関係には，導入植物種による差はみられていない。植被率25，50，75，100%での平均植物高の範囲は，それぞれ5～70，10～90，10～110，20～150 cm程度であり，1 mを超える例は少ないといってよい。草本による湖岸緑化では，全体に裸地を覆うことはそれなりに可能であるが，緑としてのボリューム感を得ることは余り期待できないようである。

5. 結実時期および積温との関係

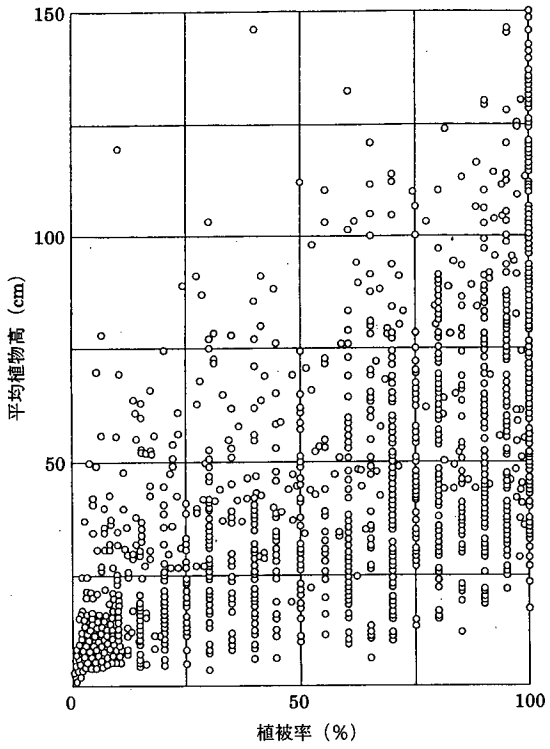
草本の緑化には種子の供給が重要である。一年生草本であれば，毎年の供給が不可欠である。また，3.でもみたように，長期の冠水は多年生草本に対しかなりのダメージを与えており，多年生草本でも種子による毎年の



図－6 平均植物高と植被率の関係（対照区）



図－7 平均植物高と植被率の関係（AおよびA′試験区）



図－8　平均植物高と植被率の関係（BおよびB′試験区）

再生が必要と考えられる。試験で確認された生育植物には，当該試験区画に導入していない侵入種の生育も多く見られており，その意味では，周辺からの種子の供給も十分期待できるものであろう。とはいえ，湖岸のり面そのものでの供給も重要であることに変わりはない。

表－3に今回の調査で結実が認められた積温および時期範囲を示す。抽出した試験区は3.で用いたものと同じである。ここに示される積温，時期は，年数回のモニタリングにおいて確認されたものを示しており，結実日そのものではない。実際の結実はこれより早い時期になされていることが予想される。また，表中に示したのは，比較的多くの試験区画で結実が見られた植物種であり，この他にも多くの植物種の結実が見られている。

表に示されるように，多くの植物種では積温500～1,000℃で7～8月の比較的早い時期から結実が見られている。これは，先の植被率の急増時期の終了時期に概ね一致している。結実の状況，つまり種子の熟度については明確ではないが，これらのものは比較的若い種子であることが予想され，次年度の生育が期待できる良好な種子を得るためには，これより大きめの積温が必要なものと思われる。こうした積温が確保されない場合には，種子の供給は貯水池周辺の地山に期待するしかないであろう。

6. ま と め

以上をまとめると次の通りである。

① のり面露出後の草本の植被率は，積温750～1,000℃において増加が大きく，これより大きな積温では一定若しくは緩やかな増加となる。

② 1,000℃植被率は，対照区でやや小さい傾向があり，露出期間が限られ，積温がある程度制限される場合には，なんらかの植物導入を行うのが望ましい。

表－3　結実が確認された積温および時期の範囲

植物種		積温範囲（℃） 1,000 2,000 3,000	時期範囲 5 6 7 8 9 10 11
一・二年生草本	アキメヒシバ ※		
	アメリカセンダングサ ※		
	イガオナモミ ※		
	イヌビエ		
	エノコログサ		
	オオイヌタデ		
	オオオナモミ ※		
	オオニシキソウ ※		
	オナモミ ※		
	コニシキソウ ※		
	スカシタゴボウ		
	ダンドロボギク ※		
	ニワホコリ ※		
	ヌカキビ		
	メヒシバ		
	メマツヨイグサ ※		
多年生草本	トダシバ		
	ナルコビエ		
	リードカナリグラス ※		

注）※は外来種（帰化植物）を表す。

③ 植被率が大きくなるに従いより植物高も高くなる傾向がある。植被率25, 50, 75, 100%での平均植物高の範囲は，それぞれ5～70, 10～90, 10～110, 20～150 cm程度であり，1 mを超える例は少ない。

④ 結実は，多くの植物種において積温500～1,000 ℃で7～8月の比較的早い時期から見られている。

今回は，試験区画露出後から最初の冠水までの期間のデータを主として用いた。一方，露出後に短期間の冠水が生じる試験区画も多く見られている。貯水位変化が緩慢なダムや出水時に水位上昇が生じやすいダムでは，こうした冠水が生じやすい。今回用いたデータでは，冠水直前・直後のデータがなく，これら短期間の冠水の影響を明らかにすることができなかった。冠水前後で極端な差（冠水によりそれ以前に良好に生育していた植物のほとんどが枯死）が生じた事例として柳瀬ダムの事例があるが，ここでは11日の冠水が2回に亘り生じている。影響はもっと小さい冠水日数でも生じると考えるべきであろう。記憶であるが，緑化試験当時のダム管理所担当者の意見等を勘案すると，出水期間中の一時的な水位上昇による1～2日程度の冠水であればそれ程極端な影響はないのではないかと思うが今後検証する必要があろう。なお，冠水により被害が生じたとしても再露出後を出発点として新たな生育が期待されるので，そのような設定で緑化状況を推定することが可能と思われる。実際，再露出後を出発点として積温を設定し，植被率との関係をみても，冠水のない場合との明瞭な差はあまり見られないようである。ただし，先の柳瀬ダムの事例ではある程度生育した草が枯死して土壌表面を覆ってしまい，新たな植物の生育を疎外するといった状況が見られており，一概には言えない。これも今後の課題としたい。

参考文献

1) 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：ダム貯水池ののり面緑化現地試験報告書，土木研究所資料第3683号，2000年3月
2) (財)ダム水源地環境整備センター：ダム湖岸緑化マニュアル(案)，1998年

湖岸緑化の観点からの湛水予定地内の既存樹木の処理について

Q：貯水池内の湛水法面の緑化が問題となっていますが，新規ダムの湛水予定地内の既存樹木を可能な限り残すことにより植生の維持が図れないか，また，この場合の留意事項についてお教え下さい。

A：

（1） 湖岸緑化に関する現在の検討状況

貯水池の水位変動域における緑化対策については，水際の良好な景観維持や土砂流出の防止などの観点から多くの管理ダムにおける主要課題となっています。既に裸地化が進行した法面を対象にした緑化対策については，これまでにも多くの管理ダムにおいて独自に実験的研究が進められてきました。建設省河川局開発課監修，(財) ダム水源地環境整備センター編集・発行の「ダム湖岸法面緑化，1992 年」は，これらを体系的にまとめたものとして参考にすることができます。また，平成 7 年度より建設省技術研究会の指定課題「ダム湖における水際の環境対策に関する研究」において，裸地化の進行した法面を対象に，①緑化基礎工（法面の安定化）の施工，②植生工（植生基盤（土壌）の回復）の施工，③緑化植物（耐冠水性の高い植物（草本・木本類））の導入の 3 つの観点から，全国の 17 ダムを対象に現地試験を行い，その追跡調査を進めているところです。

この結果については，今後お知らせしていきたいと考えていますが，一度裸地化が進行し表土の流出してしまった法面に植生を回復させることは，それなりの費用を要しますし，特に，多年生草本や樹木を新たに導入するには，ダムの貯水池運用による限られた露出時間の中で活着・生育させるための初期段階での課題が多く，また，もとの植生への回復はかなり難しいのが現実です。したがって，できる限り植生を維持し法面を裸地化させないことが経済的にも有利となり，特に，お尋ねのように試験湛水時に生存可能性の高い樹木を残すことができれば申し分ありません。しかしながら，冠水は一般的な樹木にとって極めて特殊な環境条件となるために，個々の樹種ごとの冠水に対する耐性（以下，耐冠水性という）については，これまでに十分に明らかにされていないのが現状です。そこで，ここでは既往の調査事例などを参考に，現状での知見を以下に整理し回答とします。

（2） 対象法面の冠水条件の整理

既存植生の維持を含む湖岸緑化の検討には，試験湛水時と通常の貯水池運用時の相違，また，貯水池の運用方式や対象地の標高などによって異なる冠水条件の整理が重要となります。いま，制限水位方式のダムの場合を考えると，ⅰ）サーチャージ水位以上，ⅱ）常時満水位～サーチャージ水位，ⅲ）制限水位～常時満水位，ⅳ）制限水位以下に分けて考える必要があります。通常の貯水池運用で考えれば，ⅰ），ⅱ）の範囲については，洪水貯留による一時的な冠水に限定され将来的に植生が維持できると考えられるのに対して，ⅲ），ⅳ）は年周期的な水位変動域であり，多くのダムで裸地化が問題となっています。特に，ⅲ）の範囲は，夏季のみに露出するために植物の生育環境としてはかなり厳しく，植生の維持についてはグレーゾーンと考えられます。なお，前述の技術研究会もここを主な検討対象として調査試験ブロックを設定しています。

ここで，既存の樹木を対象に試験湛水から通常運用に至るまでの冠水条件を整理してみると次のようになります。まず，試験湛水時には，確実にサーチャージ水位まで到達するものの，一般的には常時満水位以上になるのが樹木の休眠期である秋から翌年の春にかけての一回限りであることから，ⅰ）はもちろんⅱ）までの範囲の樹木の生存可能性はかなり高いと考えられます。事実，試験湛水を実施中または計画中の建設省直轄ダムにおいては，その多くがこの範囲の既存樹木を残置することとしています。これに対してⅲ）あるいはⅳ）の範囲は，通常運用に移行してからも毎年一定期間の冠水が繰り返されるために，一般的な樹木の生存可能性はかなり低くなってしまいます。したがって，将来的に枯死してし

まった場合の流木の発生や富栄養化などのダム管理上の問題から，多くのダムでこの範囲の樹木を湛水開始までに伐採処理しているのが現状です。

しかしながら，既存樹木をそのまま残すことが可能であれば，将来的な湖岸緑化の観点からも有利であることには変わりありませんので，単純に法面の標高で伐採の要否を判断するのではなく，個々の樹木の耐冠水性と冠水条件の両面から検討することが必要となります。したがって，樹木によっては，上記のⅱ）の区域であっても伐採する必要のあるものもあれば，逆に，ⅲ）の区域でも残置できる可能性のあるものもあり，以下に個々の樹種ごとの耐冠水性について整理を行います。なお，試験湛水における一般的留意点としては，樹木の生存には冬季に比べて春以降の樹木の生育期における冠水の影響が大きいため，この間の冠水を極力短くするように検討することが挙げられます。

（3） 樹木の耐冠水性の評価

冠水に伴う最も大きな影響は，土壌中の酸素と水に溶存する酸素が急速に消費されることによる土壌中（根系部）の嫌気環境の発生と言われています。これが，正常な根系の酸素吸収能力を低下させ，個体の活力が失われることになります。このような冠水による影響も，樹種によって大きく異なり，例えばハンノキ林やヤチダモ林などの，もともと低湿地に成立する群落は，過湿状態で土壌中の酸素が乏しい環境でも生育が可能であり，耐冠水性が高いことになります。その理由には，酸素濃度の低下を補うために，側根*や不定根*を発生させることができることが挙げられます。しかしながら，このような樹木でも，冠水が根本部だけではなく樹冠部にまで及ぶ場合には生長が停止し，さらに，長期間にわたる場合には，やはり大きなダメージを受けてしまうことになります。逆に，比較的耐冠水性の低い樹種であっても，冬季における根本部までの短期間の冠水に限定されれば，生存する可能性は高くなります。

そこで，冠水に伴う木本類の各個体ごとの影響度（枯死など）は，単に根本が冠水する条件のみを整理するのではなく，樹木の高さと冠水深の関係や冠水する時期と樹木の生育期の関係にも注目する必要があり，これらを整理すれば以下のようになります。

イ） 冠水する期間（冠水日数）
ロ） 冠水する時期（樹木の生育期か，冬眠期か）
ハ） 冠水する高さ（例えば，根本部まで，樹高の 1/2 程度，樹冠部まで）

これらの指標をもとに，既往の調査事例から耐冠水性が比較的高いと推定される樹種を整理すると以下のようになります。なお，これらは，実際の管理ダムの湛水区域内に自生している樹木について，その地点の通常の貯水池運用による年周期的な冠水条件をもとに分類したものであり，当然のことながら，これ以外にも耐冠水性が高いものはあると考えられます。

a） 耐冠水性が極めて高い樹種（樹冠部までの冠水条件下で 150 日以上生育する可能性あり）
アカメガシワ，イタチハギ，イヌエンジュ，イヌコリヤナギ，イヌツゲ，ウツギ，ウメモドキ，エゴノキ，エビヅル，カキノキ，キツネヤナギ，キヌヤナギ，クヌギ，クマヤナギ，クロヅル，クロモジ，コナラ，コバノガマズミ，コバノミツバツツジ，コマユミ，サワフタギ，サンカクヅル，シロヤナギ，スノキ，タニウツギ，チャノキ，ナツフジ，ナワシロイチゴ，ネムノキ，ノイバラ，ハイイヌツゲ，ヒサカキ，ビナンカズラ，フジ，ホソバノコガク，マユミ，ヤチダモ，ヤブツバキ，ヤブデマリ，ヤマグワ，ヤマコウバシ，ヤマハギ，ヤマブドウ，リョウブ

b） 耐冠水性が高い樹種（樹冠部までの冠水条件で 90 日以上生育する可能性あり）
アクシバ，アセビ，アブラチャン，アラカシ，エビヅル，カジノキ，カマツカ，ガマズミ，キシツツジ，クロガネモチ，ザイフリボク，シラカンバ，シャシャンボ，スイカズラ，ネジキヤマツツジ

また，前述の技術研究会においては，裸地化した法面に新規に木本類を導入するための検討を行っており，対象とした自生ヤナギ類，ヤマハンノキ，ネムノキ（以上，挿し木・苗導入），イタチハギ（種子導入）の中では，以下のようにヤナギ類とイタチハギの高い耐冠水性が現在までに確認されています。

樹　種	生育可能年間冠水日数
ヤナギ類	200 日程度
ヤマハンノキ	60 日程度
ネムノキ	60 日程度
イタチハギ	150 日程度

以上に示した，樹種ごとの耐冠水性については，今後

* 子葉などの地上部の組織の発達に先立ってできた幼根が生長したものを主根，これから分岐したものを側根（普通 5～6 次側根まで分岐する），また，これらを合わせて定根といいます。これに対して，挿し木を行った場合などに葉や枝・幹などの不定の場所から分岐したものを不定根といいます。

もデータの蓄積が必要であり，これから試験湛水を予定されているダムにおいては，試験的に区域を明確にして樹種と樹高を調査した上で樹木を残置し，試験湛水およびその後の通常運用による経過を継続的に観察することも検討していただきたいと考えています。特に求められているのは(2)で区分したⅲ）の範囲であり，例えば根本はⅲ）の範囲でも樹高が高く樹冠部はⅱ）の範囲になるものは生存可能性があるため，このような場合の検討を進める必要があります。

（4） 伐採後の植生転換の考え方

最後に，止むを得ず伐採処理を行う場合の留意点を整理します。(2)の区分では，主にⅱ）の一部とⅲ），ⅳ）の範囲が該当しますが，問題となるのは，将来的な裸地化の可能性を判断し，必要に応じて耐冠水性の高い植生への転換を検討する必要があります。具体的な方法については，冒頭に示した技術研究会の今後の成果を参考にしていただきたいと思いますが，一般的には，対象となる法面の傾斜角および表土の厚さにより表土保全対策の必要性および実施する場合の法面対策工を選択し，導入する植生は，草本類および木本類の両者が考えられます。木本類の場合には，先に示した耐冠水性をもとに，自生ヤナギ類やイタチハギなどが候補となりますが，自生ヤナギ類であれば，挿し木の採取可能な種類と当該河川流域における賦存量を事前に把握しておくことが必要です。また，イタチハギの場合には種子導入が可能ですが，繁殖力が旺盛であるために，導入による下流域までを含めた流域全体の植生への影響に留意する必要があります。また，導入時期については，冠水前に少なくとも1年間，出来れば2年間の生育期間が確保されるように配慮することが，冠水後の生存可能性を高める上で重要であることが技術研究会の結果から得られています。

（5） ま と め

湖岸緑化の対策には，新規ダムの湛水前に行うべきことと，管理ダムの裸地対策として行うものとに分類されます。このうち新規ダムについては，樹種ごとの耐冠水性を考慮した上で，常時満水位以上の大部分と，それ以下の標高における生存可能性の高い既存の樹木を選択的に残置することとし，止むを得ず伐採した区域は，将来の裸地化の可能性を検討して，可能な範囲で耐冠水性の高い植物への転換を検討していただきたいと思います。

（建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室）

Ⅱ－317　水流によるせん断力と付着藻類の剥離に関する研究

建設省土木研究所　正会員　塚原　千明
建設省土木研究所　正会員　箱石　憲昭

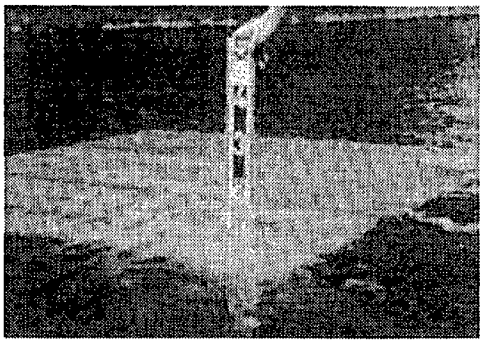
1．はじめに

ダム等の水資源開発施設の多くは、出水時に流水を貯留し、必要量の水を下流へ放流することによって安定した水の供給を行っている。しかし、このダムによる操作はダム建設以前より河川が持っている流量変動を平滑化し、ダム下流河川への土砂の供給を減少させ、河道の単純化や樹林化を引き起こす原因となっているといわれている。これに対して、最近では国内において河川環境の改善や維持等を目的にダム下流河道に一定規模の流量を定期的に放流することによってインパクトを与えてやること（フラッシュ放流）を実施しているものの、実際には放流する流量・継続時間・実施頻度・実施時期等の決定手法については明らかになっていない。本研究では、フラッシュ放流時に河川環境改善において、指標の一つと考えられる礫に付着する藻類の剥離に着目し、フラッシュ放流の方法に関しての基礎的知見を得るために、流速，継続時間による付着藻類の剥離の関係についての実験結果を報告する。

2. 実験方法

2. 1　藻類育成場所

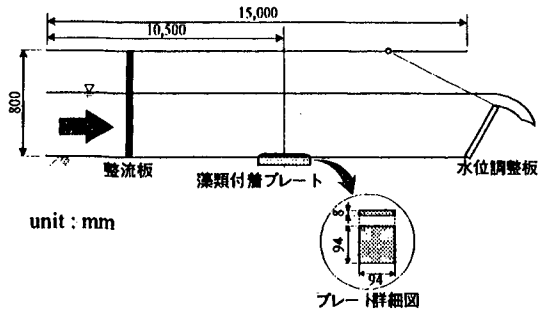
実験で使用した藻類は、茨城県つくば市を流れる桜川でH11.10～H12.2にかけて育成を行った。桜川は都市河川的な様相を持つ河川で、藻類の育成は写真－1に示すように、河川に固定した板に素焼きのタイル（94×94×8 mm）を約100枚取り付け、素焼きタイルに藻類を育成させた。今回の藻類育成において出現種は、珪藻が優占しており、他の綱（緑藻，藍藻等）の出現はほとんど見られなかった。



写真－1　藻類育成環境（桜川）

2. 2　実験装置および実験方法

実験装置は図－1に示す15,000×800×500mmの水路を用い、実験ケースは、流速と時間をパラメータとして表－1に示す条件で行った。実験は、全ての実験ケースにおいて水深40cmを維持できるように水位調節板の角度をそれぞれのケースで調整し、1ケースにつき2枚の藻類付着プレートを水路に固定して行った。また、素焼きタイルが有効であるかを検証するために実際の自然礫を用いての実験も併せて行った。水理量の計測は、流速，水面形について行い、流速計測はプロペラ流速計を用いた。付着物の剥離量の算定にあたっては、実験に使用していない素焼きタイルの付着物（各流速毎に実験で使用したタイルと同じ環境で育成。以下Blankと呼ぶ）の現存量から実験



図－1　実験装置

表－1　実験条件

時間(min) / 流速(m/s)	5	10	15	20	30	60	120
0.3		○		○	○	○	○
0.6	○	○			○	○	○
0.75	○	○			○	○	○
0.9	○	○			○	○	○
1.35	○	○	○		○	○	

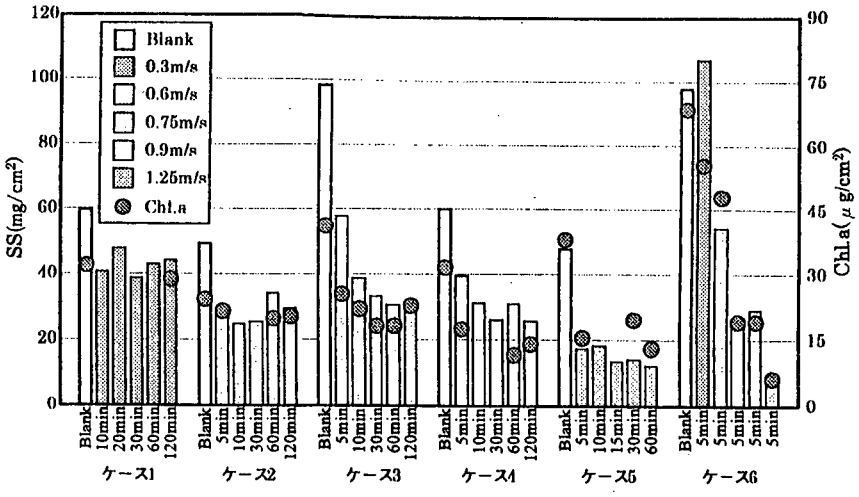
○：実験実施

キーワード　付着藻類，掃流力，フラッシュ放流，水環境
〒305-0804　茨城県つくば市旭１　Tel.0298(64)2211　Fax.0298(64)0164　E-mail c-tukaha@pwri.go.jp

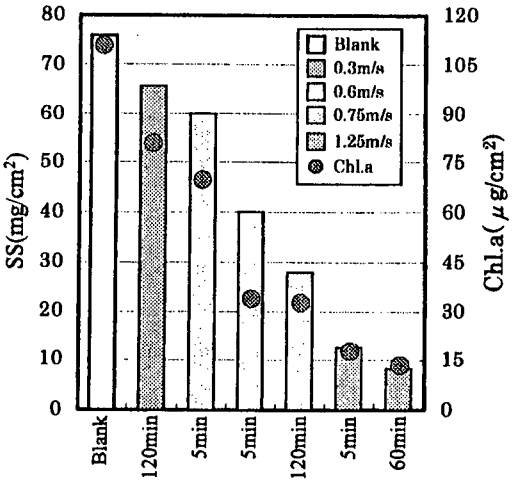
に使用した後の付着物の残存量を差し引いたものを剥離量とし、残存した付着物については SS，強熱減量，Chl.a，付着藻同定・計数，全菌数等の測定を行った。

3. 実験結果

図－２は横軸に流速と時間，縦軸に残存した物質の残存量(SS)と植物の光合成に直接関与する色素である Chl.a の残存量を示したものである。ケース１～５までは流速を固定して時間をパラメータとして実験を行った。各実験ケースにおいて Blank に違いがあるのは、実験を実施するまでの日程に開きがあり、後に行う実験ほど藻類の付着膜が成長したことによるものである。実験結果は各ケースにおいて継続時間 5 分で藻類の残存量は一定のレベルにまで低下しており、それ以上の時間を継続しても付着物，Chl.a の更なる剥離は多くなかった。また、それまでの実験ケースにおける藻類の生育状況の違いによる影響を排除するため、ケース６については時間を５分に固定し、流速をパラメータとして実験を行った。ケース６による剥離量は各ケースでの現存量とに違いはあったものの同様の傾向が現れている。特に、今回の実験において Blank と実験後の残存量について Chl.a の剥離について着目すると流速 0.6～0.75m/s 以上[1]になると急激に剥離量が増加する傾向があるようである。図－３は桜川にあった自然石礫を用いて、図－２と同様の実験をした結果である。藻類の育成にあたっては礫の周りに元々付着していた藻類を全て取り除いた後に新たな藻類を育成させたものを実験に使用している。本実験結果からも分かるように、素焼きタイルと自然石礫でも同様な傾向が認められた。



図－２　流速と藻類現存量とChl.aの関係



図－３　自然石礫による流速と藻類現存量とChl.aの関係

4. おわりに

今回の実験では、水流による影響のみで藻類の剥離実験を行い、流速及び継続時間と藻類の剥離について新たな知見を得ることができた。実際のフラッシュ放流においては土砂の混入も付着物の剥離には大きな要因になると考えられることから、今後は砂，砂礫を混入した実験も必要であると考えられる。また、今回の実験で育成した藻類は基物に対して垂直方向に生育する珪藻類が優占種であったが、今後は、季節毎の藻類の種の変化等も考慮しながら、一河川のみならず、多くの河川で様々な種類の藻類を育成し、藻類剥離のメカニズムについて更なる調査検討をしていきたい。

参考文献

1)Richard R. Horner et al.:Response of periphyton to changes in current velocity, suspended sediment and phosphorus concentration,Freshwater Biology,pp215-232,1990.

Q.74-R.46　気候変動による福上湖からの蒸発量変化

角　　哲　也[*1]
柏　井　条　介[*2]
宮　井　貴　大[*3]

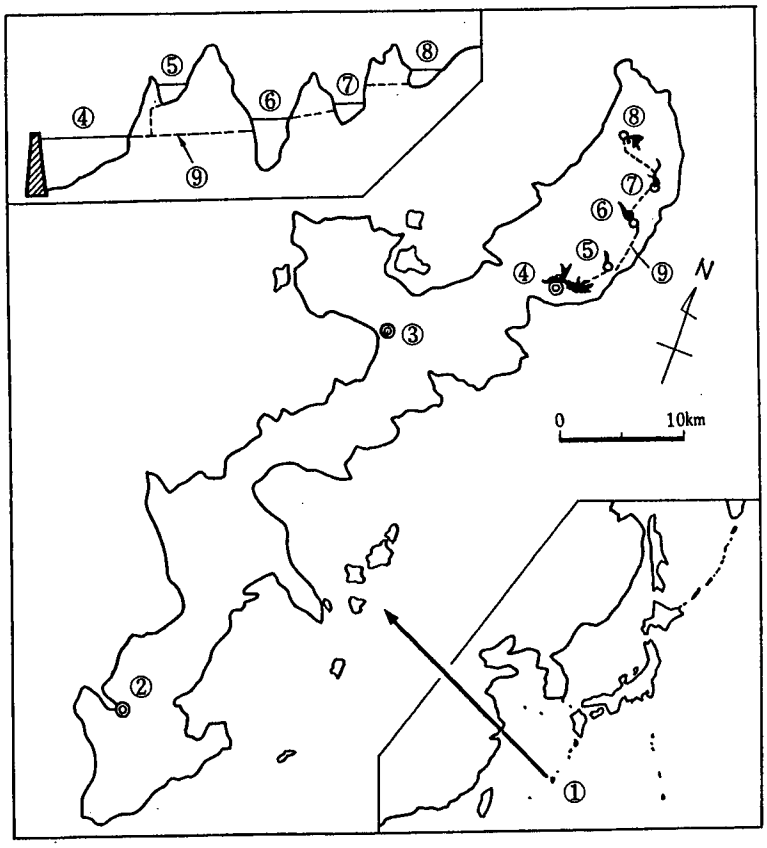
1. まえがき

ダムによって水資源開発を行う場合，流域の水循環の一部を構成する広い水面を持った貯水池からの蒸発量を把握することは，水資源管理上の重要な課題である。

日本の湖からの蒸発量の特性については，天然の湖を対象に山本ら（1972)[1]が平均水深により深い湖，中深湖，浅い湖に分類して整理している他に，日本で最大の琵琶湖において池渕ら（1986)[2]が現地直接観測を試みた事例などが挙げられるが，特にダム貯水池を対象に詳細に検討された事例は少ない。

本論文は，日本の中でも気温が高く，蒸発量が比較的大きいと予想される，沖縄県の福上湖（沖縄総合事務局福地ダム貯水池）において，夏期に蒸発量の現地観測を行うことにより年間の湖面蒸発量の推定を試みた結果についての報告である。

さらに，水資源管理の観点からは，渇水時の影響を評価することが重要であり，過去の主要な豊水年および渇



図—1　福地ダムおよび福上湖

*1 建設省土木研究所 水工水資源研究室主任研究員
*2 建設省土木研究所 水工水資源研究室長
*3 建設省土木研究所 水工水資源研究室研究員

水年における湖面蒸発量を推定し，気候変動による湖面蒸発量の変化についても検討を行った。

2. 福上湖の概要

沖縄は日本列島から台湾に連なる南西諸島最大の島であり，亜熱帯気候区分に属する。沖縄の水資源は主として北部山岳地方を流れる河川に偏在しており，那覇市を初めとする南部地方は渇水が頻発している。そこで，慢性的な水不足を解消するために，1988年までに図―1のように北部地域に5つのダムが建設され，これらを導水路で連結した統合管理が行われている。これらの導水系統の最下流に位置し最大の貯水容量を持つ福上湖は，当初，米軍によって1974年に建設され，その後1983年に沖縄開発庁によって再開発された福地ダムの貯水池であり，統合運用上の要となっている。

福地ダムは，集水面積32.0㎢，堤高91.7m，堤頂長260mのロックフィルダムであり，福上湖は，湛水面積2.54㎢，総貯水容量55百万㎥の水道用水，工業用水および洪水調節を目的とする多目的貯水池である。

3. 湖面蒸発量の観測方法

3.1　蒸発量の測定手法

水面からの蒸発量を観測する手法としては，(1)レスポンスの速い測器で瞬間瞬間の風速，気温，水蒸気輸送量（蒸発量）を計測する「渦相関法」，(2)水面上の数高度で風速，気温，水蒸気量の鉛直分布を測る「傾度法」，(3)水面上の一高度の風速，気温，水蒸気量と水面温度を測る「バルク法」，(4)放射量や水中の貯熱量等を測り，バルク法と組み合わせた「熱収支法」等がある。これらの手法は，それぞれ特徴を有しており，目的とする観測に応じて使い分ける必要がある。

今回の観測では，琵琶湖で行われた観測を踏まえ[2]，観測・解析とも比較的容易で，比較的短い時間間隔での蒸発量を評価できるバルク法によって湖面蒸発量を観測した（以下連続観測という）。バルク法は，観測・解析とも比較的容易ではあるが，推定式中に含まれるバルク係数が蒸発量の大小に直接的に関係し，その値の算出が非常に重要である。一般にバルク係数は風速や気温の測定高度や大気の安定度により変化するとされている[3]。そこで，本調査では，バルク係数を算出するために，短期間であれば最も精度のよい観測値を算出することができる渦相関法による観測（以下特別観測という）を同時に行った。

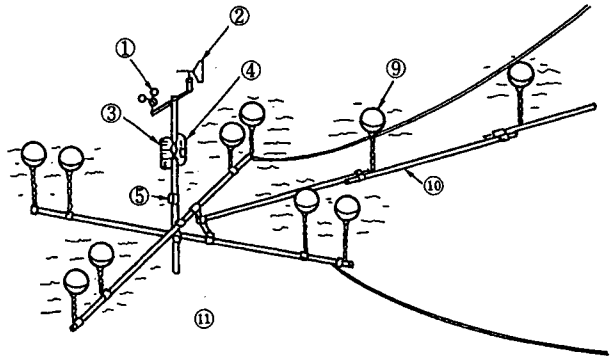
3.2　バルク法

この方法は，大気中を鉛直上方に運ばれる水蒸気の流れを，水面とある高度の水蒸気量の差を測定することで定量化する方法である。つまり，ある高さzの比湿（水蒸気を含んだ空気のうち，水蒸気の質量をAg，乾燥空気の質量をBkgとした時のA／B）をq_z，水面の飽和比湿をq_sとすれば，蒸発量は次式で表される。

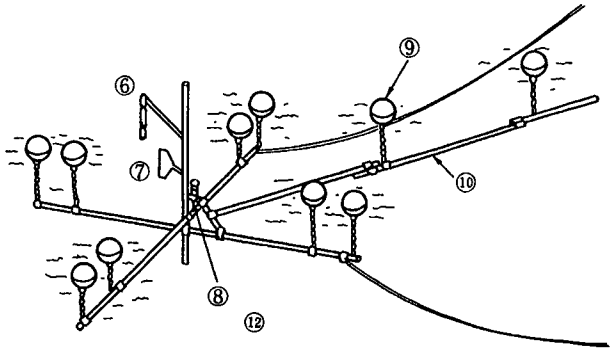
$$E_b=\rho \ell C_e U_z(q_s-q_z) \quad \cdots\cdots(1)$$

E_b：蒸発量（J/m²・s）
ρ：空気の密度（kg/m³）
ℓ：気化潜熱（J/kg）
U_z：高さzでの水平風速（m/s）
q_s：水面での飽和比湿（g/kg）
q_z：高さzでの比湿（g/kg）
Ce：バルク輸送係数

図―2(a)に各計測器の取り付け概念図を示す。



(a)連続観測



(b)特別観測

①風速計　②風向計　③気温計　④露点計　⑤水温計　⑥赤外線水蒸気変動計　⑦超音波風速・温度計　⑧熱電対・乾湿計　⑨フロート　⑩支持棒（湖岸より15m～20m）　⑪（設置高さ）①,②；水面より1.9m　③,④；水面より1.5m　⑫(設置高さ)⑥,⑦；水面より1.5m

図―2　計測機器の設置概念図

3.3 渦相関法

空気密度（ρ），比湿（q），鉛直風速（w）を用いて，水蒸気の鉛直輸送量は，ρqw で表される。安定した境界層（地表面の摩擦が乱流運動を通して大気に影響する大気層）内では，鉛直風速は平均的にはゼロであるが，風は上下に時々刻々と変動しており，wの瞬間値はゼロではない。これを乱流変動と呼んでいる。そこで，風速と比湿を平均量と平均量からのずれの和としてそれぞれ $q=\bar{q}+q'$，$w=\bar{w}+w'$ と表すと平均的な蒸発量は，次式で表される。

$$E_e=\rho \ell \overline{w'q'} \quad \cdots\cdots(2)$$

E_e：水蒸気輸送量（$J/m^2 \cdot s$）

w：風の鉛直成分（m/s）

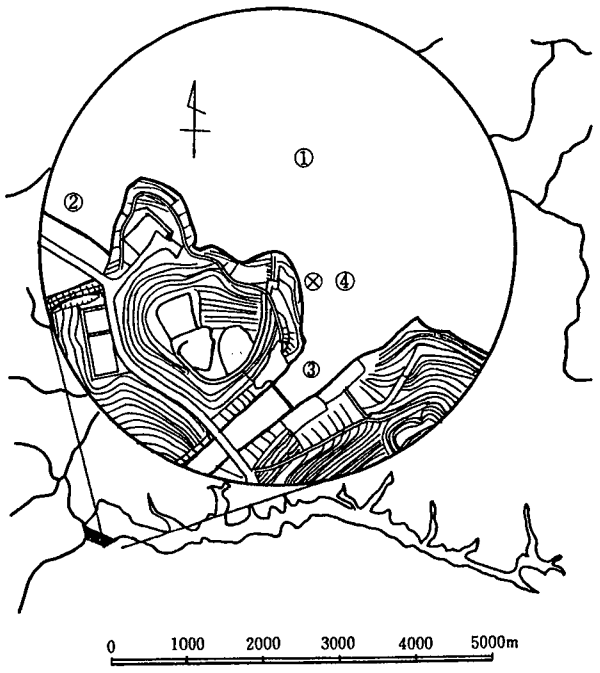
（′ ）：平均値からの偏差

（¯）：時間平均

観測では，比湿と風速のデータのサンプリングは，0.1秒毎に行い，風速の変動の周波数を考慮し，偏差の算出には10分間平均値を用いた。図―2(b)に測器の取り付け概念図を示す。

3.4 観測地点と期間

バルク法や渦観測法による蒸発量の観測は，あくまで観測点での蒸発量であり，湖面全体からの蒸発量を評価する場合には，できるだけ湖面全体の気象状態を代表している点で観測する必要がある。しかし，長期間の観測を行う場合には，測器の保守・運用が行い易い場所を選

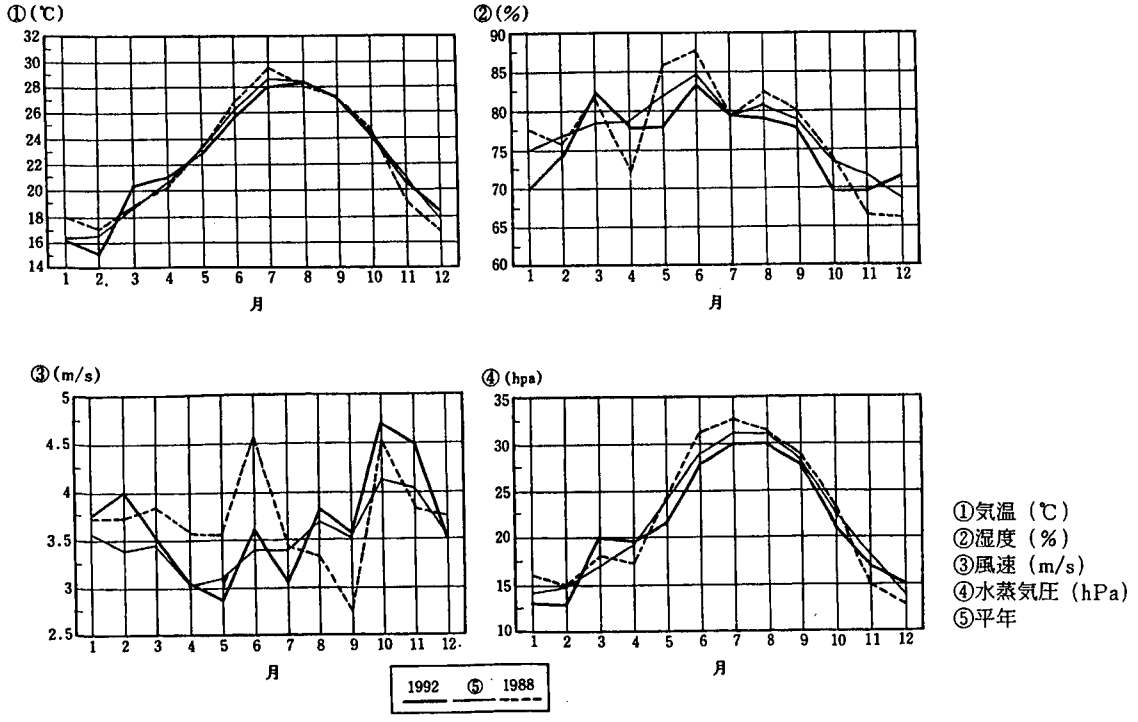


①福上湖　②福地ダム　③洪水吐　④連続観測点／特別観測点

図―3　観測位置

表―1　調査対象期間

	観測期間
連続観測	1992年7月12日～11月5日
特別観測	1992年7月13日～7月22日



①気温（℃）
②湿度（%）
③風速（m/s）
④水蒸気圧（hPa）
⑤平年

図―4　1992年の気象観測（名護測候所）

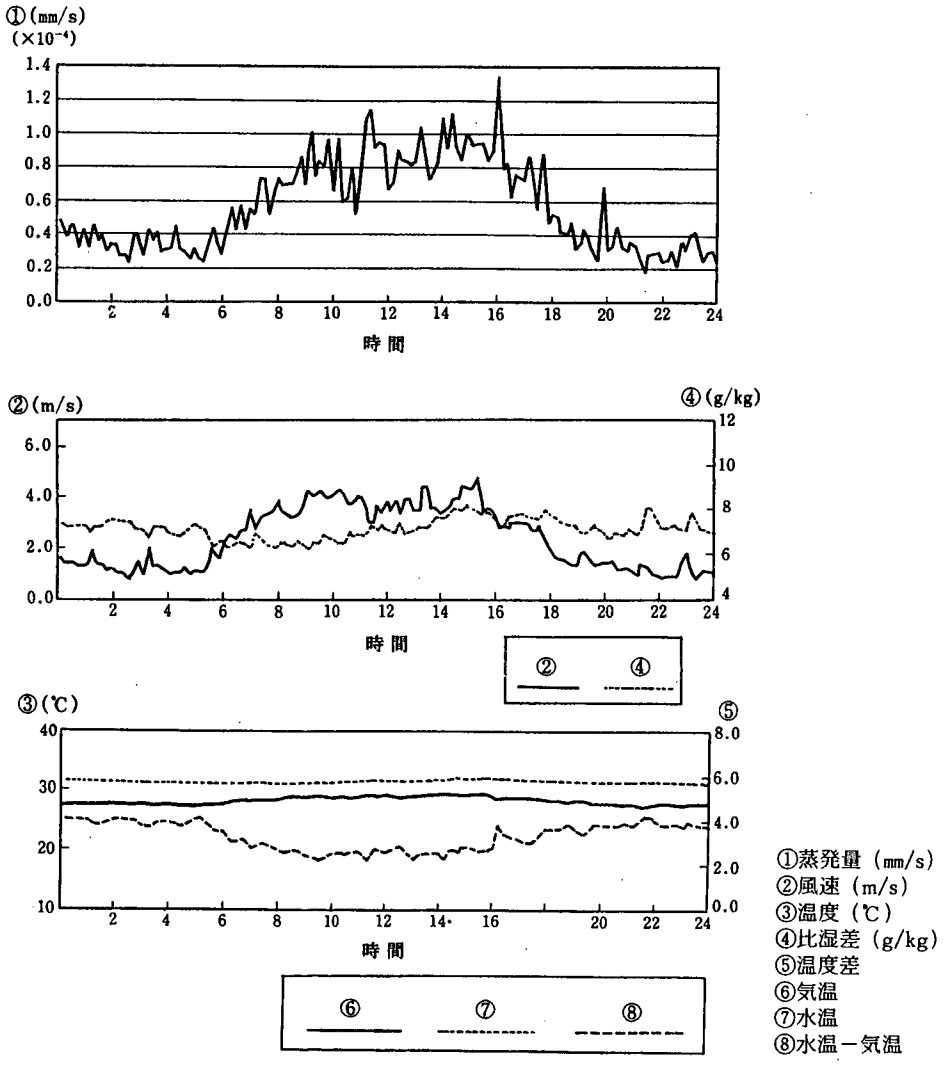
ぶ必要があり，本調査では，ダム管理所の既存の風向データも考慮して，図—3に示す地点（連続観測地点）で観測を行った。

観測を実施した期間は，表—1に示す通りである。観測を行った1992年の気候が，他の年と比較してどのような位置づけにあるか分析するために，福地ダム近傍の名護測候所で観測された1992年の各気象要素を，平均値と比較した（図—4）。名護測候所は，1987年に現在の観測場所に移動したため，比較の対象とする平均値は，1987～1992年の平均値である。各気象要素を比較すると，1992年は，平均値に比べて，湿度が3月から4月にかけて大きく，風速が夏季に小さく冬季に大きいが，総合的に評価すると平年に近い気候であったといえる。

4. 福上湖の蒸発量特性

4.1　バルク係数の算出

特別観測によって算出した蒸発量の観測値の一例を図—5に示す。蒸発量は，9時から14時にかけて大きく，10分単位でも変動していることがわかる。特別観測期間中は天候に恵まれ，期間中の日蒸発量は，表—2に示すように，3.43～4.93㎜となった。図—5には，蒸発に関係すると思われる，風速，比湿差，気温水温差も併せて示している。この図をみると，蒸発量は特に風速との相関が高いことがわかる。これは，福上湖が海に近いことから，比湿や気温水温差の日変化が比較的少なく，風速の強弱が直接的に蒸発量に影響したためであると思われる。



図—5　特別観測結果（1992年7月20日）

表—2　特別観測期間中の蒸発量（渦相関法）

7月／　日	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	平均
蒸発量（mm）	0.93	4.26	3.45	3.46	4.28	3.43	3.65	4.93	3.86	1.18	3.92

そこで，特別観測の10分間毎の蒸発量のデータを用いて，(1)式中のバルク係数を算出した。一般に，水面からの蒸発のバルク係数は，風速や気温の観測高度，水表面粗度，水面の風下距離（風が観測点までに，水面を通過する距離），大気の安定度等によって異なるといわれている[3]。ここでは，本観測の特性として以下の２点

- 水面の風下距離が，風向によって異なる。
- 大気の安定度は，気温勾配と風速勾配の比で評価できるが，福上湖は回りを海に囲まれている事もあり，気温の勾配が小さいので，大気の安定度には風速の占める影響が大きい。

を考慮し，更に水面の粗度も一般に風速と関係があるといわれているので，バルク係数を，以下のようにレイノルズ数の関数として評価する。

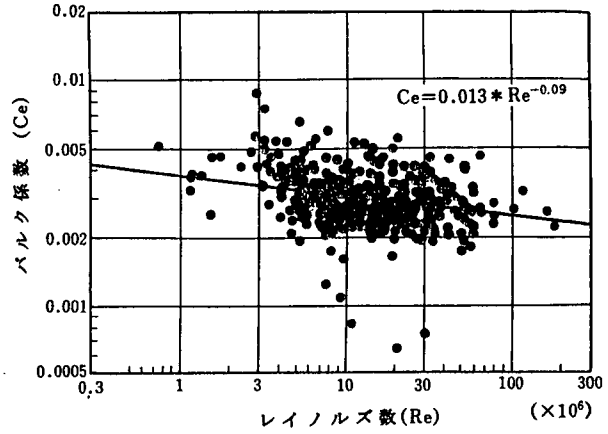
$$Re=XU/\nu \quad \cdots\cdots(3)$$

X：風下距離（m）
U：風速(m/s)
ν：動粘性係数（m^2/s）

その結果を，図―６に示す。図中の実線は近似曲線であり，概ねバルク係数が評価できており，以後，この近似曲線を用いて蒸発量を算定する。

4.2　バルク法による観測結果

図―７に９月11日のバルク法による10分間蒸発量の観測結果を示す。24時間の蒸発量の変動をみると，昼間の蒸発量が大きいことがわかる。図―７には，風速と比湿差の変化も同時に示すが，比湿差の変動は，せいぜい２

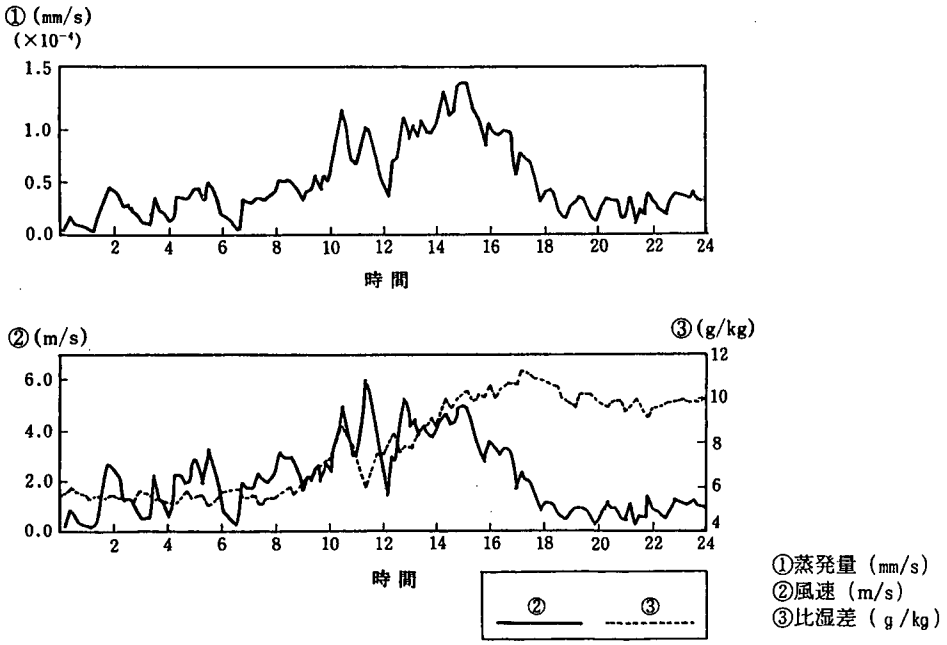


図―６　バルク係数とレイノルズ数の関係

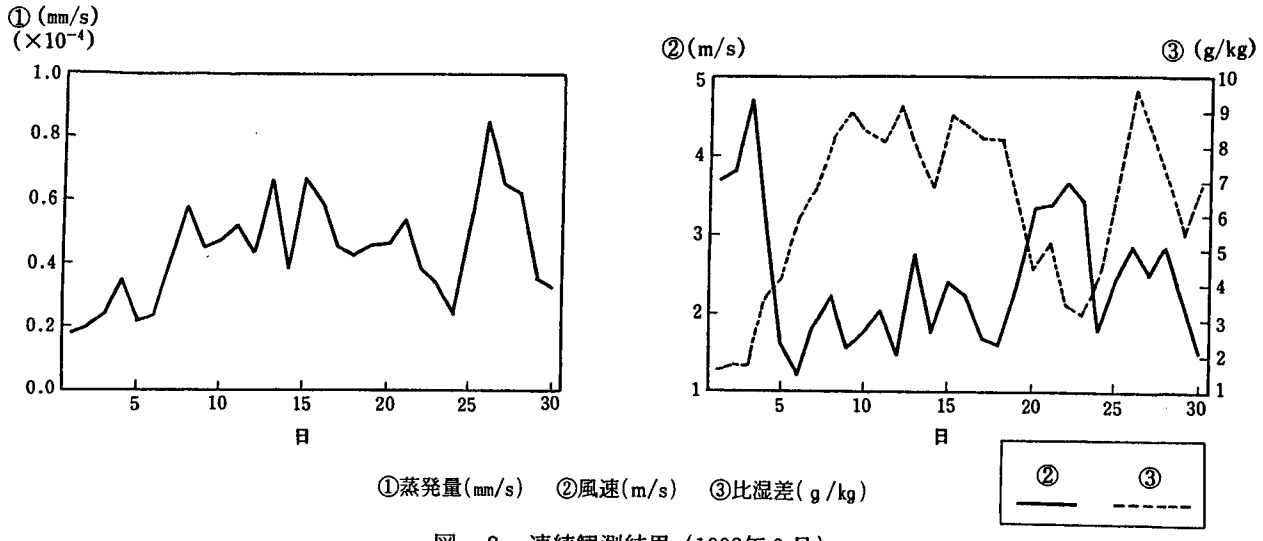
倍程度であるのに対し，風速の変動は非常に大きく，蒸発量の変動には風が支配的であることがわかる。この日は，晴天であったが，このような風の変動は，高気圧に覆われたときによく起こるとされており，それが蒸発量を支配する結果となった。図―８には，９月の蒸発量，風速，比湿差の変化を日単位で示す。月間の変化でみると，比湿差の変化も大きく，蒸発量の変化に及ぼす影響も大きいことがわかる。このようにして算出した各月の蒸発量を表―３に示す。

4.3　年蒸発量の推定

貯水池の年蒸発量がどの程度であるかを把握することは，限られた水資源を効率よく管理する上で重要である。バルク法による連続観測を，通年で実施することができなかったので，福地ダムで観測されている気象要素を用



図―７　連続観測結果（1992年９月11日）



図―8　連続観測結果（1992年9月）

表―3　連続観測による月蒸発量

月	7	8	9	10
蒸発量（mm）	140	138	92	131

表―4　蒸発量の推定値（1992年）

月		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年間
福地ダム	推定値	40	25	18	46	72	68	123	149	110	125	81	30	886
	降水量	124	231	262	237	107	259	75	424	51	26	129	74	1999
那　覇	推定値	33	35	52	64	82	98	134	113	92	74	47	39	863

いて，重回帰分析により蒸発量の推定式を作成した。福地ダムにおける観測データは毎日9時正時の値であるので，特別観測データから各気象要素を説明変数とする以下に示す重回帰式を作成することにより日蒸発量（9時正時）を計算した。

$$E_D = A_0 + A_1 \cdot W_S + A_2 \cdot T_E + A_3 \cdot H_U + A_4 \cdot Q_D \quad \cdots\cdots(4)$$

E_D：蒸発量（mm/日）

W_S：風速（m/s）

T_E：気温（℃）

H_U：湿度（%）

Q_D：比湿差（g/kg）

$A_0 = -3.13$，$A_1 = 9.07 \times 10^{-1}$，$A_2 = 7.15 \times 10^{-2}$，

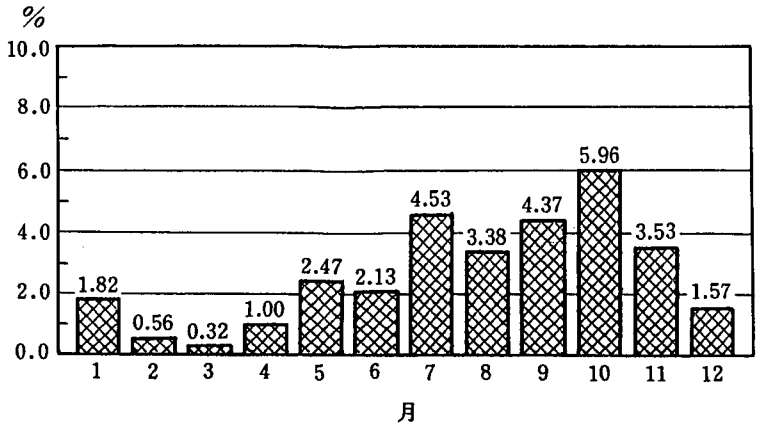
$A_3 = -1.12 \times 10^{-2}$

$A_4 = 5.83 \times 10^{-1}$，（相関係数：0.87，標準誤差：0.7(mm)）

各気象要素に掛かる係数の符号は，風速，気温および比湿差は正，また湿度は負となっており，個々の影響の方向性は，本相関においても正しく反映されている。表―4に(4)式から推定した福上湖の蒸発量と，福地ダムの

表―5　日本の主な湖の年間蒸発量[1)]

湖　名	平均気温（℃）	面　積（km²）	平均水深（m）	蒸発量（mm）
深い湖				
摩周湖	6.0	19.2	137.5	510
支笏湖	7.3	78.4	256.0	512
洞爺湖	7.3	70.7	117.0	549
十和田湖	9.2	61.0	71.0	698
猪苗代湖	10.1	103.3	51.5	549
中禅寺湖	5.4	11.8	94.6	571
本栖湖	9.6	4.7	67.9	785
琵琶湖	13.6	670.5	41.2	754
池田湖	16.3	10.9	125.5	828
中深湖				
野尻湖	8.7	4.4	20.8	617
河口湖	10.1	5.7	9.3	891
芦ノ湖	10.9	6.9	25.0	912
浅い湖				
霞ケ浦	13.7	167.6	3.4	850
諏訪湖	9.1	12.9	4.6	635
宍道湖	13.8	79.2	4.5	889



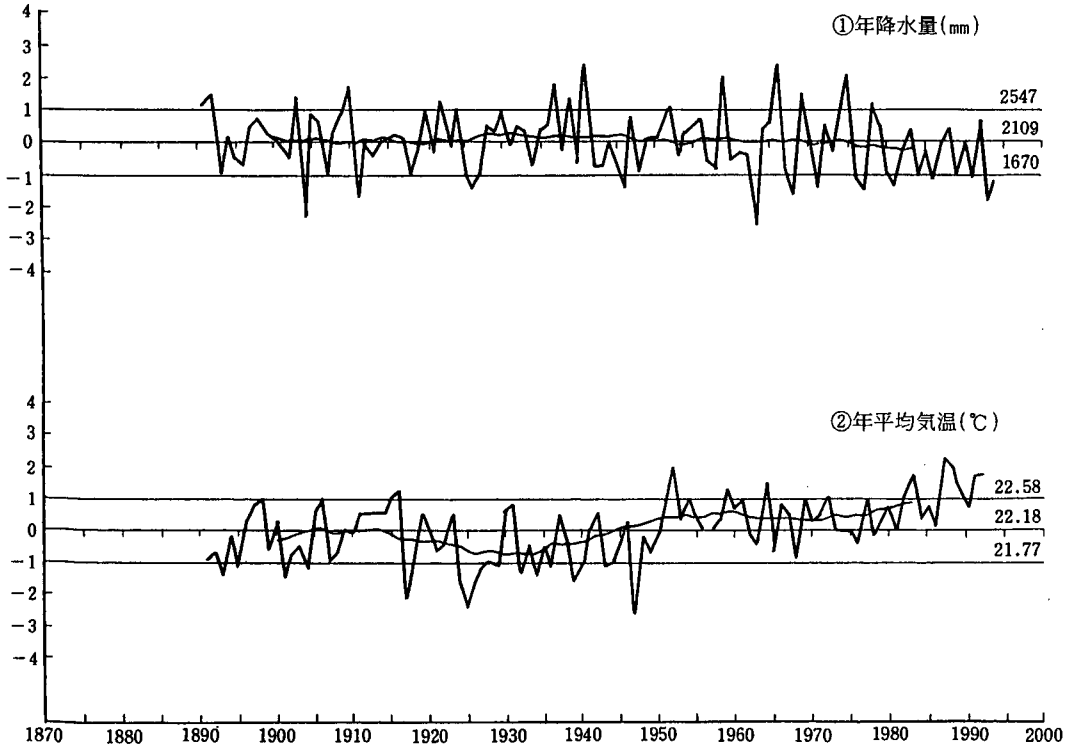
図—9　日蒸発量（推定値）／日総流入量

1992年の降水量を示す。年蒸発量は，年降水量の約44％を占めていることがわかる。表—4には，近藤らが1986～1990年の那覇気象台の観測データを用いて，熱収支法により算出した那覇の浅い水体からの蒸発量[4]を併せて示したが，今回の観測による推定値と比較すると，年間の蒸発量はほぼ等しくなっている。那覇に比べて8月～11月の蒸発量が多いことは，深い湖のもつ熱容量の影響が表れているためと考えられる。また，山本らの算出した日本の代表的な湖の蒸発量[1]を表—5に示すが，これらと比較すると，福上湖は日本において最も蒸発量の多い湖に分類される。

また，この蒸発量に湛水面積を乗じた湖面からの月蒸発量と，月総流入量の比を図—9に示す。これより，蒸発量と流入量の比は，0.32～5.96％となり，蒸発量が増大する夏から秋にかけてその割合が特に大きいことがわかる。

4.4　気候変動による年蒸発量の変化

沖縄においては，近年，渇水の頻発化が問題となっている。図—10に那覇測候所の1890年から1992年までの年平均気温と年降水量の変動を標準偏差で示すが，1960年代以降，年降水量で1000㎜を超える変動が生じており，地球環境の変化により気候変動が増大している影響とも



図—10　気温および降水量の年変動（那覇測候所）

表—6　気候変動による蒸発量変化

年	渇水年 (1986)	平水年 (1992)	豊水年 (1994)
年降水量（mm）	1,534	1,999	2,318
年蒸発量（mm）	901	886	790
年蒸発量／年降水量	0.587	0.443	0.341

考えられる。

そこで，日蒸発量の推定を行う(4)式を用いて，近年の顕著な渇水年（1986）と豊水年（1994）の気象データから年蒸発量を算定し比較検討を行った。

結果を表—6に示すが，大気中の水蒸気量の影響を受けて渇水年には年蒸発量が増大，豊水年には減少することが確認された。また，年降水量に対する年蒸発量の比率では，特に渇水年に50%以上となり，その影響が大きくなることが認められる。

ま と め

これらの検討により以下のような結論を得た。

(1) 福上湖からの蒸発量は，日最大で8mm程度，年間900mm弱であり，年蒸発量と年降水量の比率は約3：7である。

(2) 日本においてこれまで観測された代表的な湖の蒸発量と比較すると，福上湖は最も蒸発量の多い湖に分類される。

(3) 福上湖の場合，貯水池への日総流入量に対する日蒸発量の比率は，0.3～6.0%となり，蒸発量が大きい夏から秋にかけて割合が大きい。

(4) 渇水年における湖面蒸発量は，大気中の水蒸気量に影響を受けて平年値よりも増大し，年降水量に対する比率では50%以上となる。

地球環境の変化により，渇水の発生頻度の増加が懸念されるが，水資源管理の高度化を進めるためには，中長期の気象予測に基づく降雨量の把握とともに，貯水池蒸発量の把握についても合わせて進めることが重要と考えられる。今回実施した気象要素を用いて蒸発量を推定する方法は，そうした水資源の管理情報としての活用が期待される。

参考文献

1) Giichi Yamamoto, Ba Than Chein and Nobuhisa Yasuda, Junsei Kondo : Evaporation from Deep Lakes in Japan, J. of the Meteorological Society of Japan, Vol. 50, No.5, 1972

2) 池淵周一，竹林征三，大藤明克：琵琶湖湖面蒸発量の観測と評価，第30回水理講演会論文集，1986

3) 近藤純正：水面のバルク輸送係数：水文水資源学会誌，Vol. 5, No. 3, 1992

4) 近藤純正，桑形恒男：日本の水文気象(1)：放射量と水面蒸発，水文水資源学会誌，Vol. 5, No. 2, 1992

5) 高須修二，廣瀬昌由，松山兼二：ダム貯水池からの蒸発量の観測，土木技術資料，Vol. 36, No. 8, 1994

要　旨

ダムによって水資源開発を行う場合，流域の水循環の一部を構成する広い水面を持った貯水池からの蒸発量を把握することは，水資源管理上の重要な課題である。

本論文は，日本の中でも気温が高く，蒸発量が比較的大きいと予想される，沖縄県福地川の福上湖において，夏期に蒸発量の現地観測を行うことにより年間の湖面蒸発量の推定を試みた結果の報告である。

一般に水面からの蒸発量を観測する手法としては，「渦相関法」，「傾度法」，「バルク法」，「熱収支法」等がある。著者らは，これらのうち，観測・分析とも容易なバルク法により約4ヶ月の連続観測を行い，さらに高精度の観測値が得られる渦相関法を短期間（10日間）実施することによりバルク係数の同定を行った。

次に，これらの観測値に対して，福地ダムで別途観測されている気象要素（風速，気温，湿度，比湿差）を用いて，年間の湖面蒸発量を推定した。さらに，水資源管理の観点から，最も影響が大きくなる渇水時の影響を評価するために，過去の主要な豊水年および渇水年における湖面蒸発量を推定し，気候変動による湖面蒸発量の変化についても検討を行った。

Ⅲ－3．4　ダム直下流で発生した珪藻類「メロシラ」対策

質問者：八田原ダム管理所
回答者：ダム部水工水資源研究室（内線４４４４）

質　問

八田原ダム建設後、ダム直下流で珪藻類の一種「メロシラ」が発生し、自然景勝地河佐峡の景観を損ねており、その対策に苦慮しています。何か良い対策法があればご教示願いたい。

回　答

河床における付着藻類の繁茂状況は、流れ・光・栄養塩等により支配されており、流量（流速）・水温・水質・日射量・河床材料の粒度分布等が複雑に関係しているものと考えられます。藻類繁茂の原因を明らかにするためには、これらの指標の変化と藻類の繁茂状況の関係を継続的に調査しなければなりません。また、ダムが設置されたことによる影響の度合いを明らかにするためには、これらの指標がダム建設前後でどのように変化したのかを知る必要があります。

ダム建設前後の変化としては、流量調節に伴う流況の変化、貯水池での土砂捕捉に伴う下流への土砂供給状況の変化、さらに貯水池の状態によって水温・水質の変化も考えられます。これらの変化が藻類の繁茂にどのような影響を与えるかは明らかではありませんが、これらの要因のうち、ダム操作によって確実に制御できるのは流量です。そこで、まずダム建設による流量変化の影響に着目することにします。

出水時に流水を貯留して渇水時に補給することにより、ダムによる利水補給の効用が発揮されますが、その結果、ダム下流に放流される流量は調節され、ダム建設前と比較して変動が少なくなります。流量変動が減少することによる河川環境への影響は以下のように整理されます[1)]。

① 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
② 裸地・草地の減少
　河原特有の動植物の減少
③ 河道の樹林化
　木本類の繁茂による疎通障害

以上のような影響を緩和するため、ダム下流における維持流量の確保のみならず、一定規模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てきました。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ます。

ﾌﾗｯｼｭ放流方法を規定するパラメーターとしては、実施時期（季節）、実施頻度、最大流量、継続時間が考えられ、ﾌﾗｯｼｭ放流の目的に応じて各河川、ダムごとに効率的な方法を検討することとなります。

ダム下流河川において藻類繁茂による景観の悪化を防ぐためには、このﾌﾗｯｼｭ放流により定期的に藻類を剥離・除去することが有効と考えられます。そこで、付着藻類の剥離に必要な流量を求めるために、剥離の形態を以下のように分けて考えてみることとします。

① 砂礫に付着している藻類に作用する流水のせん断力（掃流力）による剥離
② 上流から流下してきた砂礫が藻類の付着面に衝突する際の摩擦力による剥離
③ 藻類が付着している砂礫そのものが流水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剥離

これら３つの形態の剥離に必要な流量のうち、最も小さな流量を放流すれば効果が期待できますが、実際にはこれらの剥離形態が混在しているものと推察されます。どの剥離形態が支配的となるかは、藻類の種類や河床材料の粒度分布、上流から十分な土砂供給があるかどうかにより異なるで思われます。特にダムの直下流においては、微細粒子以外の土砂がダム貯水池で捕捉されるため、対象地点とダムの間に比較的流出土砂量が大きい支川が流入していない場合は②の剥離に十分な土砂の供給がなされないことが考えられます。このような場合は、貯水池末端付近に堆積した土砂をダム下流河道まで運搬して置き土し、洪水時やﾌﾗｯｼｭ放流時に水流とともに流下させることで、より効率的に藻類を剥離させることが可能となります。

一方、ﾌﾗｯｼｭ放流の実施にあたっては様々な制約条件が存在します。既設ダムで新たにﾌﾗｯｼｭ放流を行おうとする場合、放流を行うための貯水容量をいかに確保するかが直面する大きな課題となります。建設省所管ダムにおいては、弾力的管理によって、洪水調節に支障を及ぼさない範囲で洪水調節容量の一部に流水を貯留し、これをﾌﾗｯｼｭ放流に利用しているダムがいくつかあります。しかしながら、弾力的管理の大前提は洪水調節に支障を及ぼさないことであり、あらかじめ設定された事前放流開始基準によって洪水到達以前に放流を開始し、確実に所定の水位まで貯水位を低下させて洪水調節容量を確保する必要があります。そのため、流域面積が小さく洪水が短時間で到達するダムなどでは、十分な活用容量を確保することは難しく、弾力的管理の実施は困難となります。利水容量を用いたﾌﾗｯｼｭ放流も考えられますが、その際には利水者から使用水量の最小化が求められることになります。また、洪水時以外に河川に相当の流量を放流することとなるため、釣り人その他河川利用者の安全確保に十分配慮する必要があります。

ダム下流に置き土して流水により流下させる場合は、濁水の流下や土砂の堆積等による河川環境への影響を十分考慮して、供給する土砂の量や質を検討することが重要です。これまでに、試験的にダム下流に置き土して洪水時等に流失させる試みを行っているダムがいくつかありますが、下流の河川環境への影響を見ながら小規模な置き土から実施している状況です。

以上より、ダム下流の藻類発生対策としては、ﾌﾗｯｼｭ放流が有効と考えられますが、その際に必要とされる流量は、藻類の種類、河床砂礫の粒度分布、上流から剥離に十分な量の土砂が供給されるか等により異なります。そこで、まずダム建設以前の河川流況や河床砂礫の移動を考慮してﾌﾗｯｼｭ放流のピーク流量を検討します。当然のことながら、ﾌﾗｯｼｭ放流は貯水池運用上可能な範囲で行うこととなります。このようにして設定した方法によりﾌﾗｯｼｭ放流を行い、藻類の剥離および再生の状況や河床砂礫の粒度分布の変化等を調査しつつ、試行錯誤的に放流方法を決定していくことが望ましい。また、ダム下流への置き土については、河川環境への影響を調査しつつ実施していけば、出水時の藻類剥離効果の増大が期待でき、ﾌﾗｯｼｭ放流量の減少も可能と考えられます。

以上、ﾌﾗｯｼｭ放流を中心に述べましたが、貯水池運用の関係からﾌﾗｯｼｭ放流が困難な場合には、以上述べた、ﾌﾗｯｼｭ放流と同等の外力を藻類に作用させる必要があると考えられます。代替手段として効果的な方法は、現在のところ見当たりませんが、人力或いは機械力によるしか無いように思います。

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放流に関する考察，ダム技術，No.143，1998

第 7 章　跳水発生音

◆ 大規模・新実験特集 ◆

水理模型実験における跳水発生音と模型縮尺

桜井　力* 櫻井寿之**柏井条介*** 安達孝実****

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持っており、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。

減勢工形式として我が国で最も一般的に用いられているのが水平な水叩き上に跳水を発生させる「水平水叩き式減勢工」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、その運動エネルギーや位置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。このように跳水時には音が発生するが、この発生メカニズム、流量等の水理学的条件と発生音との関係等についての系統だった検討は行われていないのが現状である。

一方、ダム放流時には人間には聞こえにくい超低周波成分が卓越した音が発生することが現地観測結果等から知られている。この超低周波が大きい場合や長期に渡る場合に周辺の建物や建物内の建具を振動させる等の問題を引き起こすことがあり、跳水発生音についてもその特性を明らかにすることが求められている。

また、再開発事業において、ダム堤体に新たな放流設備を設けることが構造上困難な場合や、工事中も通常と同様のダム運用が求められる場合等に、減勢工を含む洪水吐きを地下構造物とする計画事例がみられるようになっており、このような場合には、単に跳水時の発生音のみならず、共鳴現象等地下閉空間における音の伝播挙動も問題となる可能性がある。

以上の状況に鑑み、地下構造の洪水吐きを念頭に、幾何学的に相似で大きさの異なる3種類の模型を用いた実験を行い、跳水時の発生音の基本的な性質および地下空間内での伝播特性を検討するとともに、それらの支配要因を分析し、模型実験結果を実際の現象に換算するための相似則の検討を行ったのでここに報告する。

なお、洪水吐きは、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、その検討は模型実験によって行われており、その際には重力の影響が卓越するためフルードの相似則による模型実験値の原型実験値への換算がなされる。本報告においても、流れの相似則としてフルード相似を考え、同相似則に基づく模型実験を行うことを前提として以下の検討を行っている。

2. 実験概要

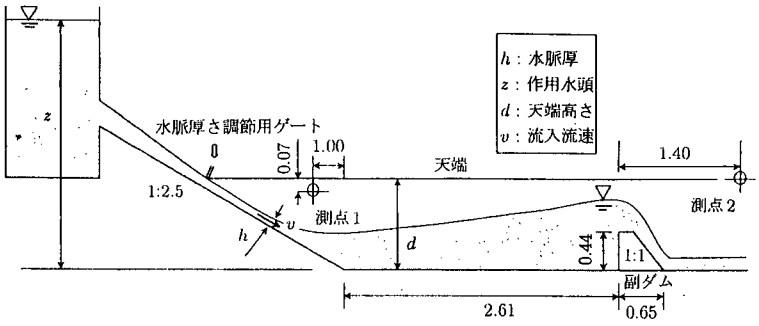
図−1に実験模型の概要を、表−1に実験条件の一覧を示した。模型形状は、跳水を利用した減勢工としては最も一般的な「副ダムを有した跳水型減勢工」を地下に設けた構造とし、減勢工部分のみの抽出模型とした。また、模型は幾何学的に相似な3種類の大きさとしたが、現象の2次元性を仮定し、厚さ方向の寸法は全模型とも20cmとした。中間の縮尺模型については、伝播特性の変化を把握するために天端高さdを変えた実験も行った(便宜上、この中間の縮尺模型を標準(1倍)とし、他を1.5倍および1/2倍模型と呼ぶ)。

また、発生音を直接測定することを目的として天端を設けずに上方を開放したケースについての実験も行った。

放流条件は、表−1に示したとおり9種類を基本とし、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。跳水の形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、今回の放流条件でのフルード数は7〜15程度であり、安定した「定常跳水」と跳水内部における激しい渦動のために波動が下流に伝播する「強跳水」の2種の跳水形態を含む範囲となっている。

音の測定位置は、図−1に示すように、天端があるケースでは副ダム直下の測点2、天端がないケースでは音源位置と想定された跳水始端部直上の測点1 (1/2倍模型は除く)および測点2である。測定は、1〜1,000Hzにおいてひずみのない測定が可能な周波数レスポンスを持つ低周波音レベル計を

Sound Generation by Hydraulic Jump and Model Scale in Hydraulic Model Test

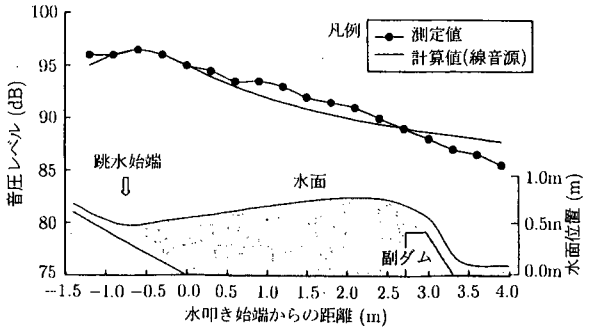


注）1/1倍模型の寸法を示した。（単位：m）

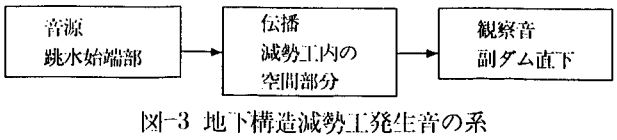
図−1 実験模型の概要

表−1 実験条件一覧

模型縮尺 1/n	天端高 d (cm)	水位 Z (m)	流量 Q (l/s)	流入水脈厚 h (cm)	流入流速 v (m/s)	流入フィールド数 Fr	実験No.
1/2	43.5と天端なし	1.50	9.7	1.1	4.4	13.4	1-1
		1.25	8.1	1.0	4.1	12.9	1-2
		1.00	6.2	0.8	3.9	13.8	1-3
		1.50	13.3	1.5	4.4	11.6	1-4
		1.25	11.0	1.4	3.9	10.6	1-5
		1.00	8.3	1.2	3.5	10.1	1-6
		1.50	20.1	2.4	4.2	8.6	1-7
		1.25	15.7	2.3	3.4	7.2	1-8
		1.00	11.9	2.0	3.0	6.7	1-9
1/1	87.0と天端なし	3.00	28.0	2.2	6.4	13.7	2-1
		2.50	23.5	2.0	5.9	13.3	2-2
		2.00	18.2	1.8	5.1	12.0	2-3
		3.00	37.8	2.9	6.5	12.2	2-4
		2.50	31.4	2.8	5.6	10.7	2-5
		2.00	23.8	2.3	5.2	10.9	2-6
		3.00	54.6	4.9	5.6	8.0	2-7
		2.50	45.0	4.6	4.9	7.3	2-8
		2.00	33.8	4.0	4.2	6.7	2-9
1.5/1	130.5と天端なし	4.50	51.5	3.3	7.8	13.7	3-1
		3.75	43.3	2.9	7.5	14.0	3-2
		3.00	33.5	2.5	6.7	13.5	3-3
		4.50	69.4	4.7	7.4	10.9	3-4
		3.75	57.6	4.2	6.9	10.7	3-5
		3.00	43.8	3.5	6.3	10.7	3-6
		4.50	100.4	7.0	7.2	8.7	3-7
		3.75	82.6	6.2	6.7	8.5	3-8
		3.00	62.1	5.5	5.6	7.7	3-9



図−2 跳水形状と音圧レベルの関係



図−3 地下構造減勢工発生音の系

用いて行った。記録したデータはサンプルレート2,000Hz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。

3. 跳水音の発生位置

前述の条件での実験に先立って、跳水音の発生位置を特定するために、1倍模型の天端を設置しないケース(実験no.2-8)で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−2に示す。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。図中の実線は、最大音圧レベルが記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仮定して、その音源出力を始端部直上の音圧レベル測定値から求め、得られた音源出力から各地点の音圧レベルを計算したものであるが、これはほぼ測定値に一致している。

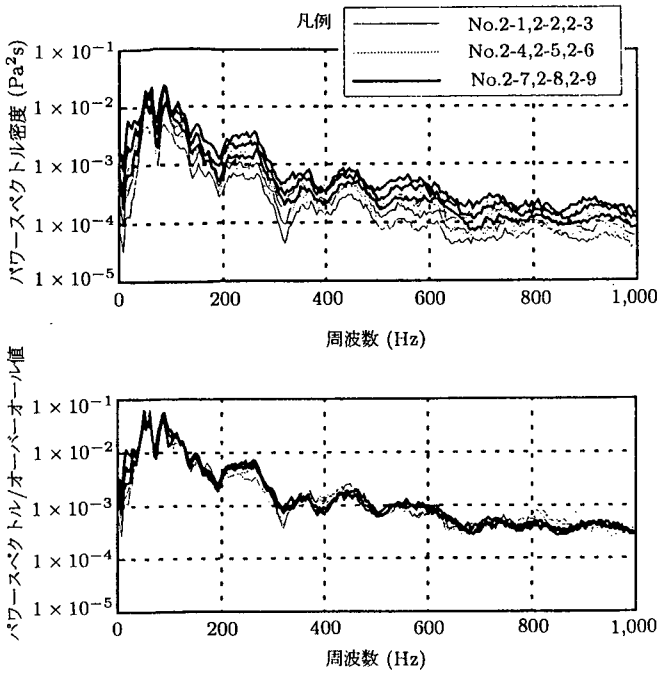
したがって、跳水音は始端部からの発生音が支配的であり、音源としてはほぼ線音源とみなせると考えられる。このことから、本報告で取り上げる地下構造減勢工から発生する音の系を、図−3のように単純化して取り扱うこととする。図中の観察音とは地下式減勢工の系全体としての発生音であり、実験上は測点2での測定音である。

4. 音源の特性

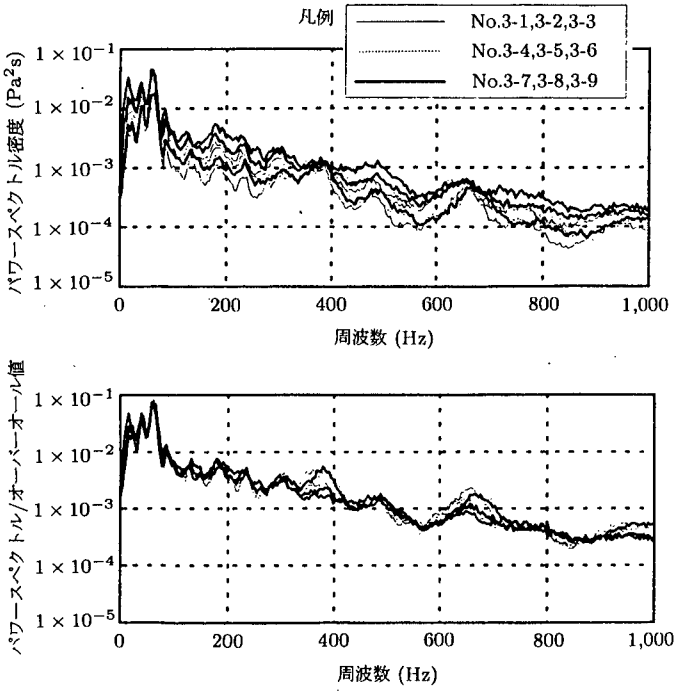
4.1 周波数特性

図−4〜5に1倍および1.5倍模型の天端なしの測点1での測定音のパワースペクトルおよびパワースペクトルをオーバーオール値で無次元化したものを示した。両模型とも低周波帯に卓越周波数を持ち、模型縮尺が大きい方がより低い周波数となっている。無次元されたパワースペクトルはほぼ一致し、縮尺が同一である場合、放流条件に依らない固有の周波数特性を持つことがわかる。

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−6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。音は、



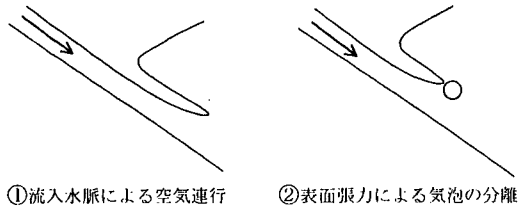
図−4 音源の周波数特性 (1倍模型)



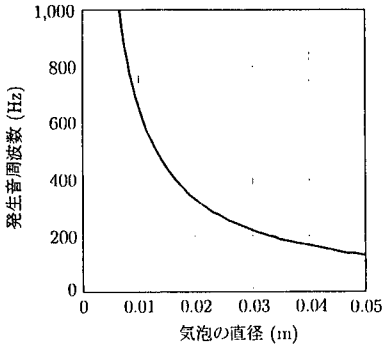
図−5 音源の周波数特性 (1.5倍模型)

気泡が水面から離脱するときに発生するが、跳水ではこのときに水面の振動等による攪乱が加えられ、跳水特有の音を発生させると考えることができる。森ら[1]は、鉄球の水面への落下実験から、気泡が水面から離脱する際の発生音周波数が、Minnaertによって理論的に求められた次式の気泡の膨張・収縮振動(0次モードの振動)の周波数に従うとしている。

$$f = \frac{1}{\pi R}\sqrt{\frac{3\gamma p_0}{\rho_w} - \frac{4\sigma}{\rho_w R}} \qquad (1)$$



図−6 気泡混入の模式図



図−7 気泡径と周波数の関係

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−7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、様々な径がランダムに存在する。したがって、この気泡振動音が、全周波数帯にわたって発生する雑音源となっていると考えられる。一方、跳水発生音の卓越周波数は気泡振動から想定される周波数帯よりも低く、気泡振動音とは異なる音の発生がみられていることがわかる。

4.2 音源出力

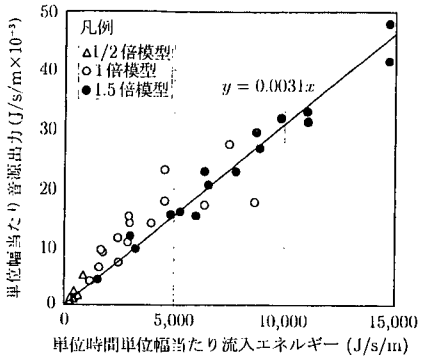
跳水音が始端部における空気混入に伴うものとすれば、音源出力は流入水脈の運動エネルギーや流速に大きく依存するものと考えられる[2]。始端部を線音源とみなせば、測点1での音圧実効値から音源の単位長さ当たりの出力は次式で求めることができる。

$$W = 2\pi r I = 2\pi r \frac{p^2}{\rho_a c} \qquad (2)$$

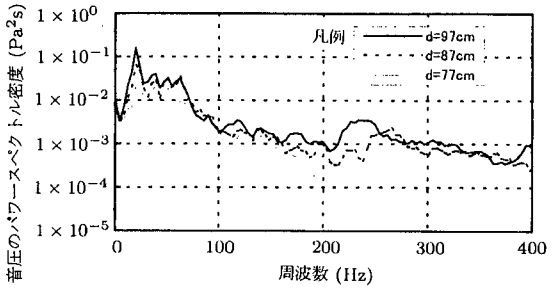
ここに、W：単位幅当たり出力 (w/m)、I：音の強さ (w/m^2)、p：音圧実効値 (Pa)、r：音源と測点の距離 (m)、ρ_a：空気の密度 (kg/m^3)、c：音速 (m/s)

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。

$$E = \frac{\rho_w q v^2}{2} \qquad (3)$$



図−8 流入エネルギーと音源出力の関係



図−10 天端高 d と卓越周波数の関係

ここに、E：単位幅単位時間当たり流入エネルギー (J/s/m)、q：単位幅流量 (m^3/s/m)、v：流入流速 (m/s)

図−8に、全実験ケースの音源出力と流入エネルギーとの関係を示す。これらは、ばらつきはあるものの、模型縮尺に依らず、また、フルード数の異なる流況を含むにもかかわらず次式に示される一定の比例関係を持つことがわかる。

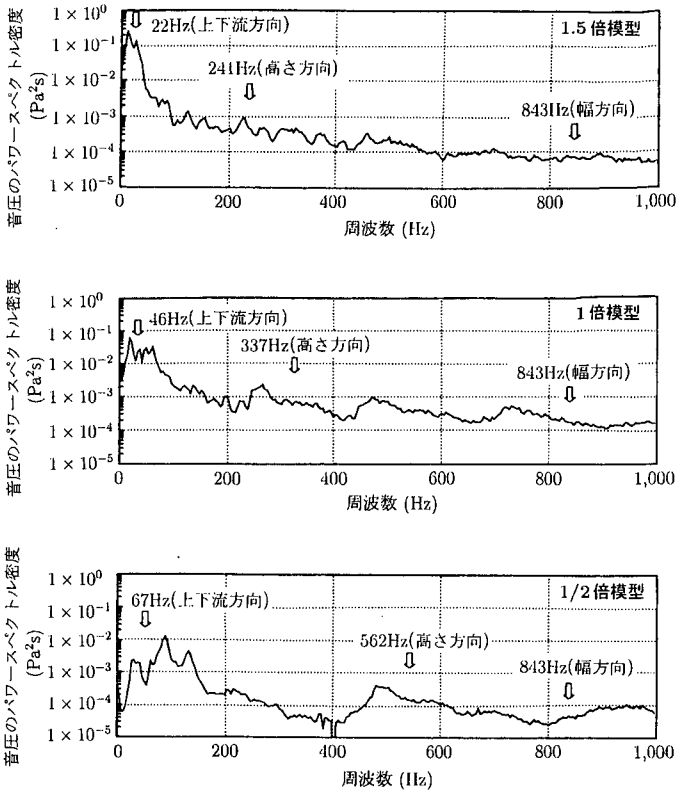
$$W = \alpha E \tag{4}$$

この比例定数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、今回の実験条件の範囲では、縮尺や流況に依らない減勢工形状固有の値を持つと解釈できる。本減勢工形状では、流入エネルギーの約3×10^{-4}%が音のエネルギーに変換される結果となっている。

5. 伝播特性

5.1 伝播音の周波数特性

図−9に天端を設けた場合の各模型縮尺の測点2における測定音のパワースペクトルの例(実験No.1-7,2-7,3-7)を示した。得られたパワースペクトルは、図−4および5に示した音源とは異なった卓越周波数を持っており、跳水始端で発生した音が、水面と天端にはさまれた細長い空間を伝播してくる際に何らかの共鳴現象を起こしているものと考えられる。これを上下流方向、高さ方向および幅方向の両端が閉じた気柱共鳴の組み合わせ、すなわち直方体の共鳴と考えた場合の共鳴周波数は次式で与えられる[3]。



図−9 伝播音の周波数特性

$$f = \sqrt{\left(\frac{cn_x}{2l_x}\right)^2 + \left(\frac{cn_y}{2l_y}\right)^2 + \left(\frac{cn_z}{2l_z}\right)^2} \tag{5}$$

ここに、l_x, l_y, l_z：各方向の空間長さ、n_x, n_y, n_z：振動モード(0および正の整数)(添え字x, y, zはそれぞれ上下流方向、高さ方向および幅方向を表す)

図−9に各長さ方向の1次共鳴周波数(n_x, n_y, n_zのうちいずれか1つが1で他が0)を付記した。これによれば、上下流方向および高さ方向の気柱共鳴は、測定音の卓越周波数とほぼ対応する。一方、幅方向の共鳴は現れていないが、これは高周波帯には高次の共鳴が混在するためと考えられる。また、図−10に上下流方向および幅方向の長さを変えずに、高さ方向の長さ(天端高さd)のみを変えた場合のパワースペクトルの比較を示す。高さ方向の共鳴に対応すると考えられる200~300Hz付近の卓越周波数のみ変化しており、前述の解釈を裏付ける結果となっている。

5.2 伝達関数

音源が各周波数毎にどのように増幅あるいは減衰して伝播するか議論するために、ここでの伝達

関数を以下のように定義しておく。

伝達関数

= 観測音/音源

= 天端を設けた場合の測点2の測定音

/天端を設けない場合の測点1の測定音

ただし、測点1での測定音は、天端をはずしても高さ方向および幅方向の共鳴は含んでいると考えられるので、厳密な意味での音源とはなっていないことに注意しておく必要がある。

図−11に1倍および1.5倍模型の9ケースにおける伝達関数を示した。両模型とも低周波数帯に明確な卓越周波数帯を持ち、No.2-7,2-8,3-7では高周波数帯にやや相違が見られるものの、流況に依らず関数形はほぼ一致する。これは、伝達関数が水面と天端にはさまれた空間形状にほぼ依存し、模型形状・スケールごとに一意的に決まることを示している。

また、高周波数帯において相違を生じている数ケースは、いずれも副ダム下流面において流れの剥離が生じており、これに起因する新たな音が加わっているものと考えられる。

6. 跳水発生音の相似則

6.1 音の相似則とフルードの相似則

いま、注目する音の波長が模型寸法の代表長さと線形な関係にあるものと仮定すれば、縮尺の模型で再現される音の波長は原型のになると考えられる。一方、音速は原型、模型とも変化しないので、周波数について以下の音の相似則が成立する[4]。

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{c/\lambda_p}{c/\lambda_m} = \frac{1}{n} \tag{6}$$

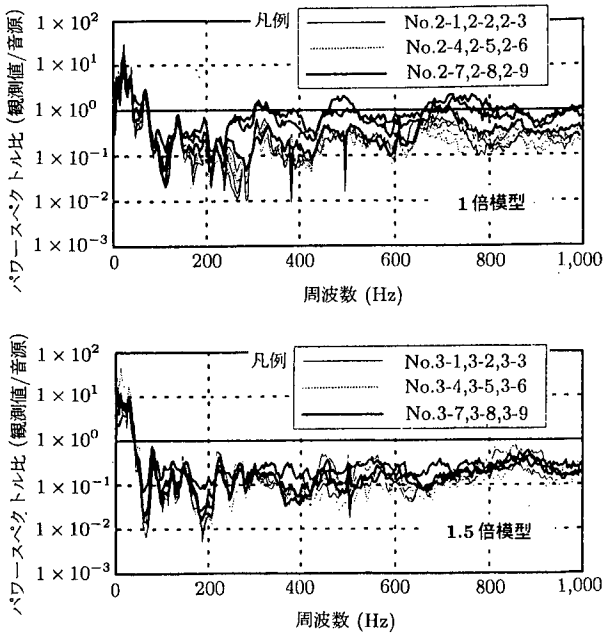
ここに、λ：波長、f：周波数、c：音速添字、pは原型値を、mは模型値を表す(以下同様)。

一方、水理現象は重力が卓越した現象と考えられることからフルード相似則に基づいて実験が行われる。すなわち

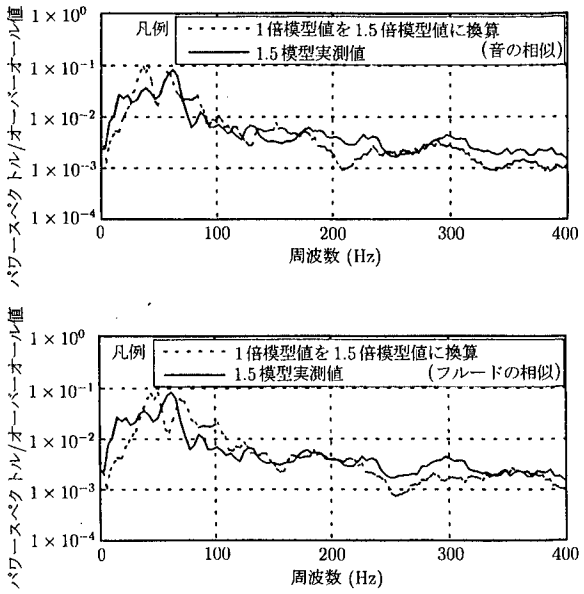
$$F_r = \frac{v_p}{\sqrt{gL_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{gL_m}} \tag{7}$$

ここに、F_r：フルード数、v：流速、L：代表寸法が成立するように流速および模型寸法が設定される。式(7)より時間および流速について以下の関係が成り立つ。

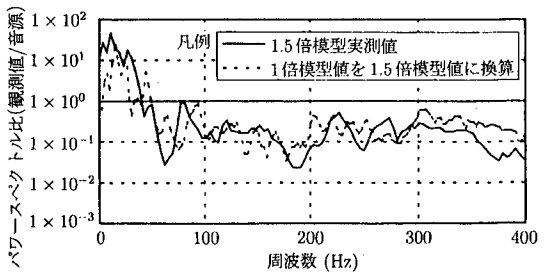
$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{T_p}{T_m} = \sqrt{n} \tag{8}$$



図−11 伝達関数



図−12 音源周波数特性の換算



図−13 伝達関数の周波数特性の換算

したがって、発生音が流れの周期的な現象により生じている場合は、周波数は次式によって換算される。

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{1/T_p}{1/Tm} = \frac{1}{\sqrt{n}} \tag{9}$$

また、4章で議論した気泡振動音の周波数を決める気泡径には水の表面張力の影響が大きいと考えられる等、発生要因にはこれら以外の因子も考えられる。

6.2 原型値への換算方法

図−4に示した音源の無次元パワースペクトル中の1つ(実験no.2-4)について、式(6)および(9)を用いて1倍模型値を1.5倍模型値へ換算し、1.5倍模型実測値と比較した結果を図−12に示す。式(6)による換算がやや良い一致を示しているが、これは、今回の実験条件の範囲では音源のパワースペクトルが模型形状・スケールが一定ならば固有の形状を持つためと考えられる。しかし、跳水音の音源は、支配要因の異なる複数の音源の和である可能性が高く、実用上は原型への換算は式(9)も含めた幅を持った取り扱いが必要であろう。なお今回の実験模型は実際のダムの1/10~1/50縮尺程度を想定したものであるが、前述の換算によれば、実ダムでの跳水発生音は卓越した超低周波成分を持つと予想される。

一方、伝達関数は、水面と天端の間の空間形状にのみ依存すると考えられるので、式(6)による換算が可能である。図−11に示した伝達関数のパワースペクトルの1つ(実験No.2-1)について、式(6)を用いて1倍模型値から1.5倍模型値への換算を行い、1.5倍模型実測値と比較した結果を図−13に示す。この換算によって比較的良好な伝達関数の周波数特性の再現が得られている。

また、音源出力と流入エネルギーの関係は式(4)で表され、変換効率は模型形状やフルード数に依らず一定の値をとる。したがって、フルード相似則に基づいて模型実験から原型での流入エネルギーを見積もってやれば、式(4)により原型の音源出力を求めることができる。

7. まとめ

以上をまとめると以下のとおりである。

跳水発生音の音源については、

(1) 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せる。

(2) 音源のパワースペクトルは、一定の模型形状・縮尺に対して、流況に依らない固有の形状を持つ。

(3) 音源出力は流入エネルギーに比例し、その比例定数すなわち音のエネルギーへの変換効率は、流況および模型スケールに依らず、減勢工形状によって一意的に決まる。

伝播特性については、

(4) 伝達関数は、空間形状にのみ依存し、一定の模型形状・縮尺に対して固有の関数形を持つ。

相似則については

(5) 音源および伝達関数の周波数特性は、音の相似則により模型値を原型値に換算することできる。ただし、音源は、支配要因の異なる複数の音源の和である可能性が高く、幅を持たせた取り扱いが必要である。

(6) 音源出力は流入エネルギーに比例するので、フルード相似則が適用できる。

以上の結果は、今回の模型形状および水理条件の範囲において成立するものであり、今後さらにデータの蓄積を行い実験・解析手法を確立していく必要がある。

本研究にあたり、小山工業高等専門学校の久保助教授に貴重な助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

1) 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), 第53巻,487号,pp.903-909,1987.

2) 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, 第63巻, 第5号,pp.507-512,1995.

3) 例えば、五十嵐寿一編：音響と振動, 共立出版,pp.88-90

4) 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, 第32巻, 第10号,1976.

桜井 力*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室
主任研究員
Tsutomu SAKURAI

櫻井寿之**



同 水工水資源研究室
研究員
Toshiyuki SAKURAI

柏井条介***



同 水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

安達孝実****



建設省大臣官房技術調査室
(前 水工水資源研究室
研究員)
Takami ADACHI

地下に設けられる跳水式減勢工の発生音特性

SOUND CHARACTERISTICS GENERATED IN UNDERGROUND HYDRAULIC JUMP TYPE ENERGY DISSIPATER

桜井　力[1]・柏井　条介[2]・櫻井　寿之[3]
Tsutomu SAKURAI, Josuke KASIWAI and Tosiyuki SAKURAI

[1]正会員　工修　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　主任研究員（〒305-0804　つくば市旭 1）
[2]正会員　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　室長（〒305-0804　つくば市旭 1）
[3]正会員　工修　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　研究員（〒305-0804　つくば市旭 1）

We used a hydraulic model test to study the mechanism that creates sound when a hydraulic jump-type energy dissipater is set underground. The test was performed using four types of models with different sizes and similar in shape and the factors ruling the generation of sound was studied. We evaluated the characteristics of the frequencies and the relation between acoustic power and hydraulic conditions. We also assessed the characteristics of sound circulation in an underground space and found that it can be explained by way of air column resonance. In addition, we made a basic study of the effectiveness of an acoustic filter in reducing resonance.

Key Words : *energy dissipator , hydraulic jump, sound, hydraulic model test, air column resonance, acoustic filter*

1. はじめに

ダム放流時には人間には聞こえにくい超低周波成分が卓越した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や長期に渡る場合に周辺の建物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る。

一方、ダムに設けられる減勢工形式としては水平水叩き上に跳水を発生させる「水平水叩き式減勢工」が我が国で最も一般的に用いられているが、跳水音の発生メカニズム、流量等の水理学的条件との関係についての系統だった検討は行われていないのが現状である。

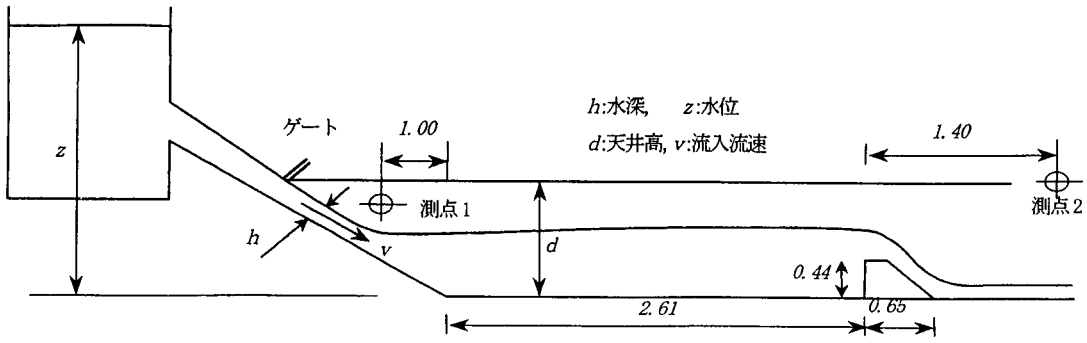
また、再開発事業においてダム堤体に新たな放流設備を設けることが構造上困難な場合や環境上の配慮から減勢工を含む洪水吐きを地下構造物とする計画事例が見られるようになっている。このような場合には、単に跳水時の発生音のみならず、共鳴現象等地下閉空間における音の伝播挙動も問題となる可能性がある。

以上の状況に鑑み、地下構造の洪水吐きを念頭に、幾何学的に相似で大きさの異なる 4 種類の模型を用いた実験を行い、跳水時の発生音の基本的な性質および地下空間内での伝播特性を検討するとともに、低周波音低減対策についての基礎的な検討を行ったのでここに報告する。

なお、洪水吐きの検討では、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が、その際には重力の影響が卓越することからフルードの相似則による模型実験値の原型実験値への換算がなされる。本報告においても、流れの相似則としてフルード相似を考え、フルード相似による模型実験を行うことを前提として以下の検討を行っている。

2. 実験概要

図－1 に実験模型の概要を、表－1 に実験条件の一覧を示した。模型形状は、跳水を利用した減勢工としては最も一般的な「副ダムを有した跳水型減勢工」を地下に設けた構造とし、減勢工部分のみの抽出模型とした。また、模型は幾何学的に相似な 4 種類の大きさとしたが、現象の 2 次元性を仮定し、幅方向の寸法は全模型とも 20cm とした。(便宜上、2 番目の大きさの縮尺模型を標準（1 倍）とし、他を 1/2 倍、1.5 倍および 2 倍模型と呼ぶ。）また、発生音を直接測定することを目的として天井を設けずに上方を開放したケースについての実験も行った。放流条件は、表－1 に示したとおり 9 種類を基本とし、各縮尺模型の水理条件



注)1/1 倍模型の寸法を示した。(単位：m)

図-1 実験模型の概要

表-1 実験条件一覧

模型縮尺 1/n	天井高さ d cm	流入条件 水位 Z m	水脈厚 h cm	流量 Q l/s	流速 v m/s	フルード数 Fr	実験 No.
1/2	天井なしと 43.5	1.50	1.29	9.7	3.76	10.6	1-1-a, b
		1.25	1.15	8.1	3.52	10.5	1-2-a, b
		1.00	1.03	6.2	3.01	9.5	1-3-a, b
		1.50	1.57	13.3	4.24	10.8	1-4-a, b
		1.25	1.48	11.0	3.72	9.8	1-5-a, b
		1.00	1.30	8.3	3.19	8.9	1-6-a, b
		1.50	2.33	20.1	4.31	9.0	1-7-a, b
		1.25	2.14	15.7	3.67	8.0	1-8-a, b
		1.00	1.87	11.9	3.18	7.4	1-9-a, b
1/1	天井なしと 87.0	3.00	2.44	28.0	5.74	11.7	2-1-a, b
		2.50	2.31	23.5	5.09	10.7	2-2-a, b
		2.00	2.00	18.2	4.55	10.3	2-3-a, b
		3.00	3.44	37.8	5.49	9.5	2-4-a, b
		2.50	3.03	31.4	5.18	9.5	2-5-a, b
		2.00	2.53	23.8	4.70	9.4	2-6-a, b
		3.00	4.76	54.6	5.74	8.4	2-7-a, b
		2.50	4.36	45.0	5.16	7.9	2-8-a, b
		2.00	3.65	33.8	4.63	7.7	2-9-a, b
3/2	天井なしと 130.5	4.50	3.39	51.5	7.60	13.2	3-1-a, b
		3.75	3.22	43.3	6.72	12.0	3-2-a, b
		3.00	2.86	33.5	5.86	11.1	3-3-a, b
		4.50	4.89	69.4	7.10	10.3	3-4-a, b
		3.75	4.36	57.6	6.61	10.1	3-5-a, b
		3.00	3.79	43.8	5.78	9.5	3-6-a, b
		4.50	6.84	100.4	7.34	9.0	3-7-a, b
		3.75	6.30	82.6	6.56	8.3	3-8-a, b
		3.00	5.63	62.1	5.52	7.4	3-9-a, b
2/1	天井なしと 174.0	6.00	4.68	78.8	8.42	12.4	4-1-a, b
		5.00	4.12	66.2	8.03	12.6	4-2-a, b
		4.00	3.68	50.6	6.88	11.4	4-3-a, b
		6.00	6.00	107.4	8.95	11.7	4-4-a, b
		5.00	5.58	89.4	8.01	10.8	4-5-a, b
		4.00	4.85	67.2	6.93	10.0	4-6-a, b
		6.00	9.76	156	7.99	8.2	4-7-a, b
		5.00	9.09	128.4	7.06	7.5	4-8-a, b
		4.00	7.48	94.5	6.32	7.4	4-9-a, b

注）実験No.では天井なしをa,天井ありをbとする。

がフルード相似となるように設定した。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、今回の放流条件でのフルード数は7～12 程度である。これらは、安定した「定常跳水」と跳水内部における激しい渦動のために波動が下流に伝播する「強跳水」の2種の跳水形態を含む範囲で、通常、減勢工設計において目標とされる跳水形態である。

音の測定位置は、図-1 に示すように、天井があるケースでは副ダム直下の測点2、天井がないケースでは音源位置と想定された跳水始端部直上の測点1 (1/2倍模型は除く。) および測点2である。測定は、1～1000Hz においてひずみのない測定が可能な周波数レスポンスを持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 2000Hz 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に流し、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。

3. 跳水音の発生位置

前述の条件での実験に先立って、跳水音の発生位置を特定するために、1倍模型の天井を設置しないケース（実験 no.2-8-a）で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-2 に示す。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。図中の実線は、最大音圧レベルが記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して各地点の音圧レベルを計算したものであるが、これはほぼ測定値に一致している。したがって、跳水音は始端部の狭い領域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。

このことから、本報告で取り上げる地下構造減勢工から発生する音の系を、図-3 のように単純化して取り扱うこととする。図中の観察音とは地下式減勢工の系全体としての発生音であり、実験上は測点2での測定音である。

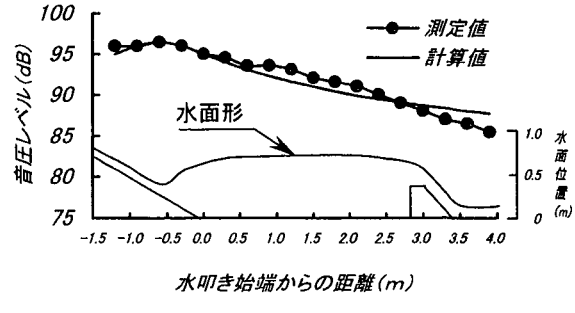


図-2 測定位置と水面形・音圧レベルの関係

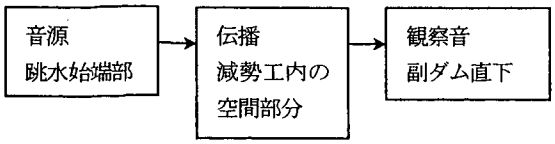


図-3 地下式減勢工における発生音の系

4. 音源の特性

(1) 周波数特性

図−4 に 1 倍および 2 倍模型の天井なしの 9 ケースにおける測点 1 での測定音のパワースペクトルおよびパワースペクトルをオーバーオール値で無次元化したものを示した。両模型とも低周波帯に卓越周波数を持ち、無次元されたパワースペクトルは模型スケールが同一であれば流量条件に依らずほぼ一致する。1/2 倍および 2/3 倍模型も同様の傾向を示しており、縮尺が同一である場合、放流条件に依らない固有の周波数特性を持つことがわかる。

写真-1 に示すように、跳水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[1]は、鉄球の水面への落下実験から、気泡が水面から離脱する際には、Minnaert[2]が理論的に求めた次式の気泡の膨張・収縮振動（0 次モードの振動）の周波数: f の音が発生するとしている。

$$f = \frac{1}{\pi R}\sqrt{\frac{3\gamma p_0}{\rho_w} - \frac{4\sigma}{\rho_w R}} \qquad (1)$$

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−5 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、様々な径がランダムに存在する。したがって、この気泡振動音は、数 100Hz 以上の高周波数帯の全域にわたって発生する雑音源となっていると考えられる。

また、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二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-6 は、1.5 倍模型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。低周波数が大きいほぼ雑音と呼べる周波数分布となるが、流下方向成分は水平部始端付近では低周波成分は減少し、高周波成分が増加しているのに対して、水深方向成分は全周波数領域に渡って減少している。

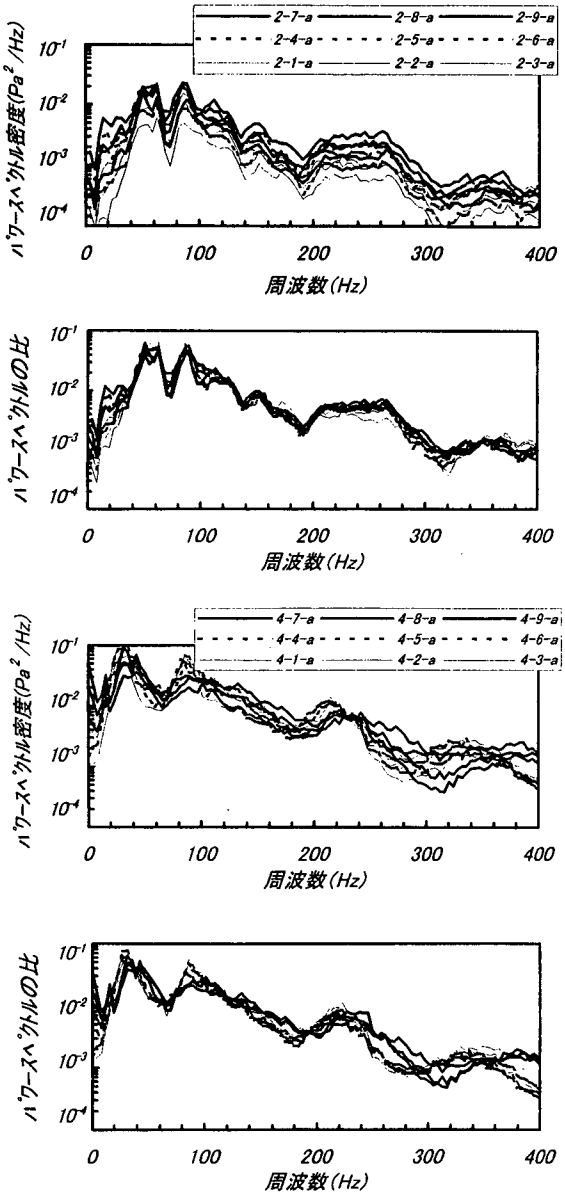


図-4 音源のパワースペクトル分布

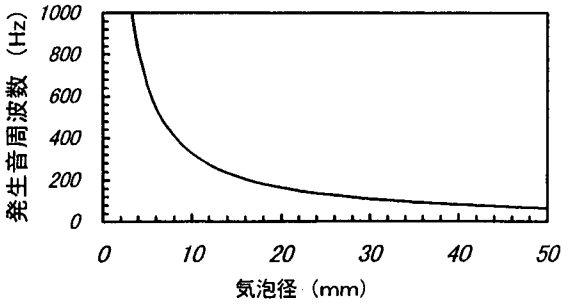


図-5 気泡の振動周波数

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、流下方向の場所により異なる様々な周波数の音が発生することが知られている[3]。水の場合も同様の現象が生じ得ると考えられるが、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



写真-1 跳水始端部の流況

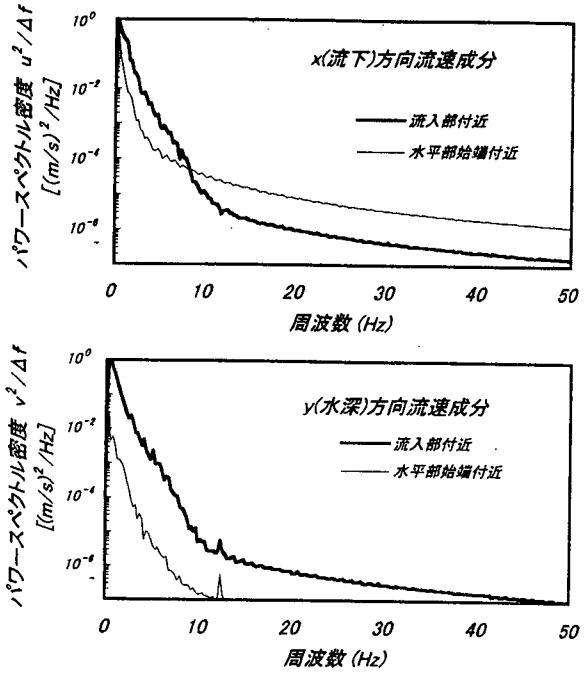


図-6 ポテンシャルコア近傍の流速変動

んど生じない。これは、水そのものに生じる音が小さいこと、空気との境界面での減衰が激しいことなどが考えられる。跳水には、写真-1 に示すように始端部に気泡が非常に多い領域が存在し、この領域における流速変動が低周波音の発生、伝播に大きく寄与していると推測される。これは、前述の検討で、跳水の音が始端部の狭い領域から発生し、線音源とみなせたことと符合する。

図-4 には明確ではないものの卓越周波数が存在し、模型スケールが大きいほどその周波数は小さくなる。パワースペクトルが流量条件によらず一定の形状を取ることから、天井をはずしても水槽の空間部において何らかの共鳴が生じていることが考えられる。しかし、狭い範囲の流量条件であり、流速変動の測定では現れていないものの、流れそのものにある種の共振現象が生じている可能性も否定できない。

(2) 音源出力

跳水音が始端部における流速変動や空気混入に伴うものとすれば、音源出力は流入水脈の運動エネルギーや流速に大きく依存するものと考えられる [4]。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

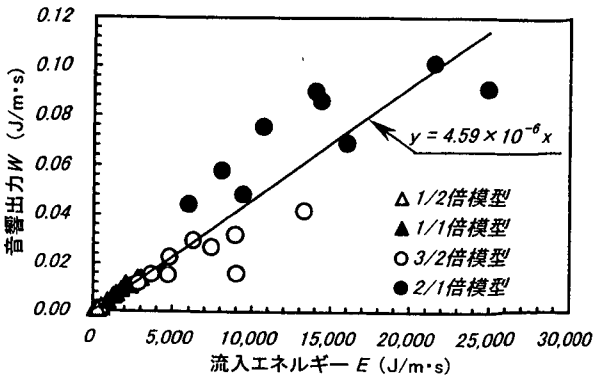


図-7 跳水の発生音と流入エネルギーの関係

の単位長さ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 :単位幅当たり音源出力〔w/m〕, c :音速〔m/s〕
I :音の強さ〔w/m^2〕, 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/m^3〕

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。

$$E = \frac{\rho_w q V^2}{2} \tag{3}$$

ここに E :単位幅単位時間当たり流入ｴﾈﾙｷﾞｰ〔$J/s/m$〕
q :単位幅流量〔$m^3/s/m$〕、V :流入流速〔m/s〕

図－７に、全実験ケースの音源出力と流入エネルギーとの関係を示す。これらは、ばらつきはあるものの、模型縮尺に依らず、また、フルード数の異なる流況を含むにもかかわらず次式に示される一定の比例関係を持つことがわかる。

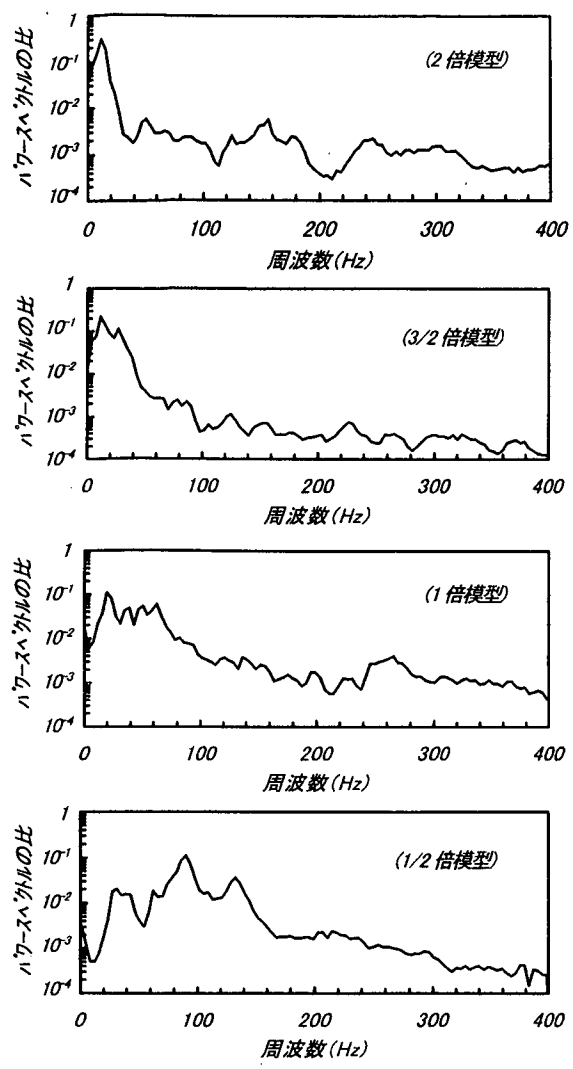
$$W = \alpha E \tag{4}$$

この比例定数 α は跳水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、通常の洪水吐きの対象流量条件下では、縮尺や流況に依らない減勢工形状固有の値を持つと解釈できる。本減勢工形状では、流入エネルギーの約 5×10^{-3}%が音のエネルギーに変換される結果となっている。

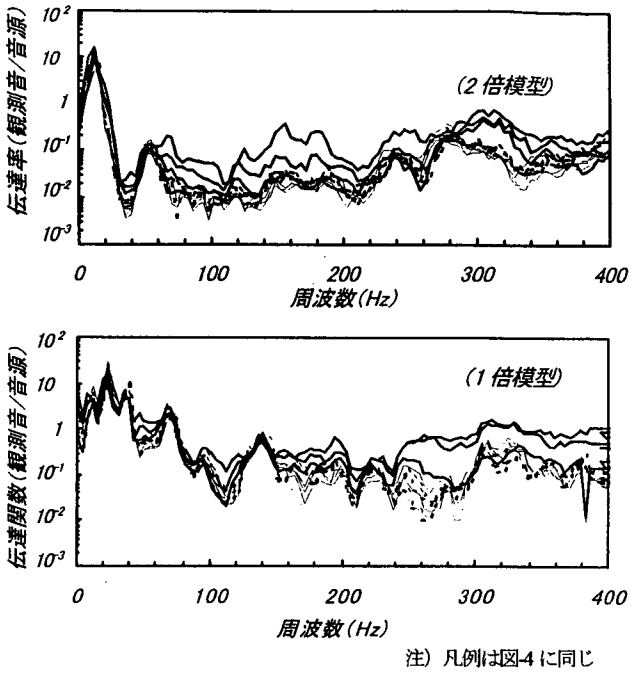
5．伝播特性

図－８に天井を設けた場合の各模型縮尺の測点２における測定音のパワースペクトルの例（実験 no. 1-7-b, 2-7-b, 3-7-b, 4-7-b）を示した。得られたパワースペクトルは、図－４に示した音源とは異なった分布形状となっており、跳水始端で発生した音が、水面と天井にはさまれた細長い空間を伝播してくる際に何らかの共鳴現象を起こしているものと考えられる。

測定音は模型スケールが大きいほど低い卓越周波数を持っているが、前述のように音源も既に何らかの周波数特性を持っているので、ここでは各周波数毎に発生音がどのように増幅あるいは減衰して地下空間を伝播しているかを明確にするために、以下に定義する伝



図－9 観測音パワースペクトルの比較



注) 凡例は図-4 に同じ

図-9 伝達関数のパワースペクトル分布

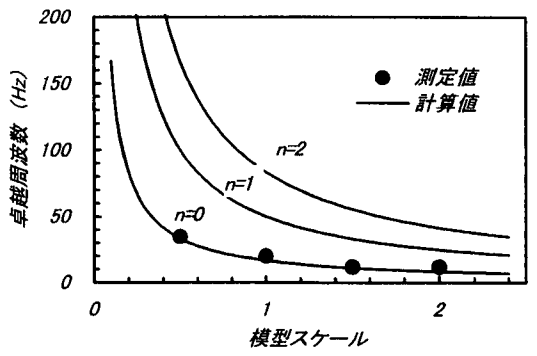


図-10 模型スケールと卓越周波数

達関数を求めてみる。

伝達関数

＝観測音／音源

＝天井を設けた場合の測点２の測定音

／天井を設けない場合の測点１の測定音　　(5)

図－9 に１倍および２倍模型の９ケースにおける伝達関数を示した。両模型とも低周波数帯に明確な卓越周波数帯を持ち、no. 2-7, 2-8, 4-7, 4-8 で高周波数帯にやや相違が見られるものの、流況に依らず関数形はほぼ一致する。これは、伝達関数が水面と天井にはさまれた空間形状にほぼ依存し、模型形状のスケールごとに一意的に決まることを示している。高周波数帯において相違を生じている数ケースは、いずれも副ダム下流面において流れの剥離が生じており、これに起因する新たな音が加わっているものと考えられる。図-10 に得られた卓越周波数と模型スケールの関係を示した。計算値は、空間部分を上流側を閉、下流側を開とした上下流方向の気柱の 0～２次モード共鳴周波数を示したものである[5]。測定値は０次の計算値とほぼ一致し、跳水発生音は地下空間内を伝播する際に気柱共鳴を生じているものと考えることができる。

６．低周波低減対策

前述のように、ダムによる放流音が問題になるのは低周波帯の音がほとんどである。これは、放流音が低周波帯の卓越した周波数特性を持っているのに加えて、低周波音が減衰しにくく、遠方まで伝播し易い特性を持っているためである。前節の検討で地下空間内の共鳴現象が明らかとなったので、この低周波数帯の共鳴音を低減させるための音響フィルターの適用性を検討する。

音響フィルターは一定の周波数のみを通過させるもので、一定の周波数以下を通過させる low-pass filter、一定の周波数以上を通過させる high-pass filter、特定周波数帯を通過させる band pass filter が Stewart によって提案されている[6]。このうち、high-pass filter は音の伝播する主管に枝管を一定間隔で配置する構造（図-11）で cut-off 周波数（フィルタ

—を通過可能な周波数）は次式で与えられる。

$$f_c=\frac{c}{2\pi}\sqrt{\frac{k_2}{4V_1}\left(1+\frac{4k_1}{k_2}\right)} \qquad (6)$$

ここに

c：音速，k_1：音響伝導率(S_1/L_1)，

k_2：枝間音響伝導率$(S_2/(L'+0.8a))$，V_1：主管容積$(L_1\cdot S_1)$

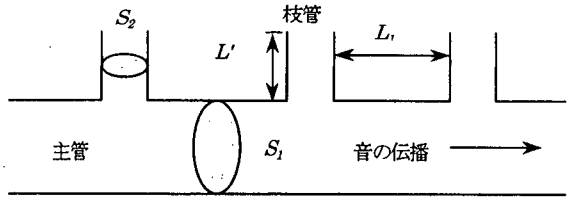


図-11 high-pass filter 模式図

図-12 に(6)式を 1.5 倍模型に適用した計算結果を示した。枝管として天井にスリットを設けることとし、枝管長は 0 とした。横軸は天井長さ L で無次元化したスリット間隔である。図-13 は測点 2 における観測音パワースペクトルのスリット設置による変化の実験結果を示したものである。低周波数帯が選択的に低減しており、スリットが式(6)で計算される high-pass filter としての効果を果たしていることがわかる。図-14 は、これらの実験結果から 60Hz 以下の低周波数帯の音圧レベルを求めたものであるが、スリットを設けない場合と比較して 10dB（音圧実効値では 60%）程度の低減となっている。

実用上は天井に複数の給気管を設置することによって対処可能と考えられるが、今後は、現実の構造物を想定した実験・解析により(6)式の適用性および低減量を評価する必要がある。

7．結論

以上をまとめると以下のとおりである。

1) 跳水の発生音は、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せる。

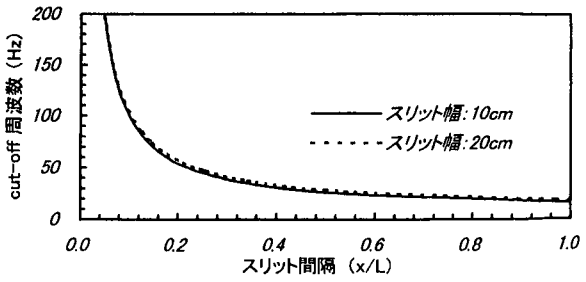
2) 音源のパワースペクトルは、一定の模型形状・縮尺に対して、流況に依らない固有の形状を持つ。

3) 音源出力は流入エネルギーに比例し、その比例定数すなわち音のエネルギーへの変換効率は、流況および模型スケールに依らず、減勢工形状によってほぼ決まる。

3) 跳水始端部で発生した音は、地下空間内伝播時に共鳴を生じ、その卓越周波数は気柱共鳴周波数に一致する。

4) 減勢工天井に給気管を模したスリットを設置することにより低周波数帯の共鳴音を低減することが可能である。

以上の結果は、今回の模型形状および水理条件の範囲において成立するものである。今後さらにデータの蓄積を行い、実験・解析手法を確立し、実際の構造物の設計手法へ反映させていく予定である。



図－12 スリット間隔と cut-off 周波数

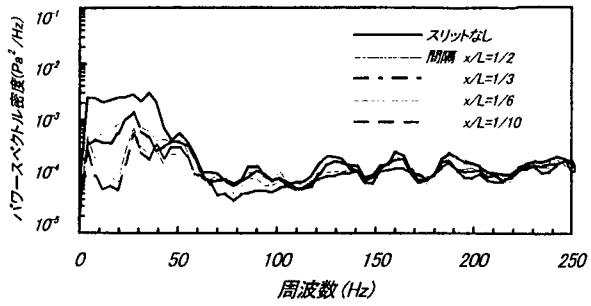


図-13 スリットによるパワースペクトルの変化

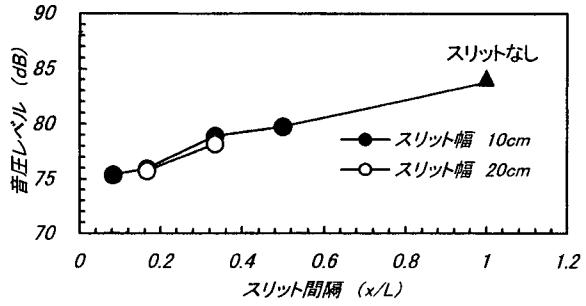


図-14 スリット間隔と低周波数帯の低減量

本研究にあたり、小山工業高等専門学校の久保助教授に貴重な助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 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), 第 53 巻, 487 号, pp. 903-909, 1987

2) Minnarert,M.:Philos.Mag.,16,pp.235-248,1933

3) 例えば、谷一郎編：流体力学の進歩, 丸善, pp. 221-262, 1980

4) 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, 第 63 巻, 第 5 号, pp. 507-512, 1988

5) 例えば、五十嵐寿一編：音響と振動, 共立出版, pp. 88-90, 1968

6) Stewart,G.W.: Acoustic Wave Filters ,Physical Review, Vol. XX, No.6, pp.528-551,1922

(1998. 9. 30 受付)

減勢工の発生音特性に関する現地観測

Field Survey for Sound Characteristics at Stilling Basins

小野　雅人*　　桜井　　力**

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。

ダム放流時における音の発生は避けられないものであるが、音の発生メカニズムや発生音と放流量等の水理学的条件との関係について系統だった検討は行われていないのが現状である。そのため、ダム放流時の発生音特性や水理学的条件との関係を明らかにして、ダム放流時における発生音の予測手法および低減対策を確立することが求められている。

本文は、その前段として、これまでに土木研究所において実施した現地観測結果について報告するものである。なお、水理模型実験による発生音の予測手法等についても別途検討を進めており、これについては別の機会に報告したい。

2．現地観測結果の一例

実際のダムにおける放流音の測定は、個々のダムにおける音の発生状況の実態を把握するといった観点、ならびに今後水理模型実験による検討を行う際の検証データの収集といった観点から重要であると考えており、土木研究所では、これまでに幾つかのダムにおいて、放流時の発生音の測定を行ってきた。

2.1　発生音の周波数特性

図-1,2 に A ダムおよび B ダムにおける放流時の発生音の周波数特性を示す。A ダムは跳水式減勢工を有する重力式コンクリートダム、B ダムはアーチ式コンクリートダムである。A ダム、B ダムともに、主な放流設備は放流管形式の常用洪水吐きと越流頂形式の非常用洪水吐きであり、発生音の測定はこれらの施設のうち主に放流管からの放流時に行ったものである。また、測定位置は、A ダムについては音源と考えられる放流水の着水地点より約 30m 離れた減勢工右岸側壁上、B ダムについては放流管出口から右岸方向に約 30m 離れた堤体下流面のキャットウォーク上である。

音の測定には、1 ～ 1000Hz 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、記録したデータはサンプルレート 2000Hz で AD 変換し音圧実効値を求めるとともに、分解能を約 4Hz として FFT 解析を行いパワースペクトルを求めた。図-1,2 は、パワースペクトル密度

*建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室研究員
**水資源開発公団企画部調査課課長補佐（前建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室主任研究員）

（周波数当たりの音圧実効値）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を示している。図-1,2 より、ダム放流時の発生音の周波数特性は、放流形式が異なっても、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概ね示していることが分かる。

図-3 には、A ダムについて、低周波数帯を細かく見るため、1/3 オクターブ分析を行った結果を示す。分析に用いたデータは、図-1 のデータとは異なる測定日のデータであるが、測定位置は同じである。図-3 より、小流量では明確ではないが、50m³/s 以上では 2 ～ 5Hz の超低周波成分が卓越していることが分かる。また、各周波数帯とも流量が大きくなれば音圧レベルも大きくなる傾向にあるが、60 ～ 70m³/s 以上では音圧レベルの差は小さくなる。

以上の他、重力式コンクリートダムの N ダム放流管からの放流時について現地観測を実施したが、その範囲内でも概ね上記のような傾向が見られている。

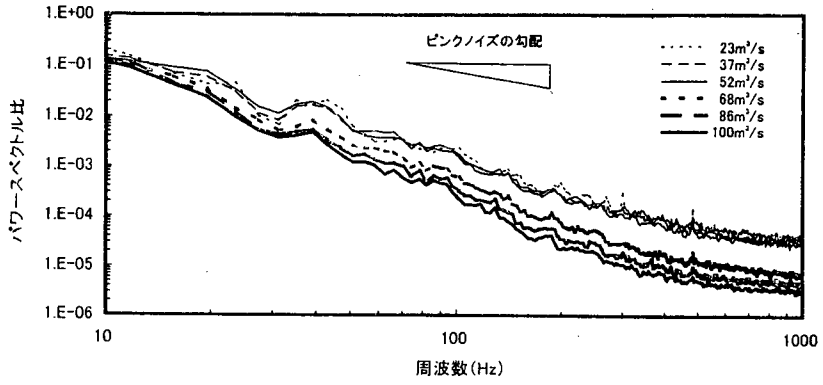


図-1　A ダム放流時における発生音の周波数特性

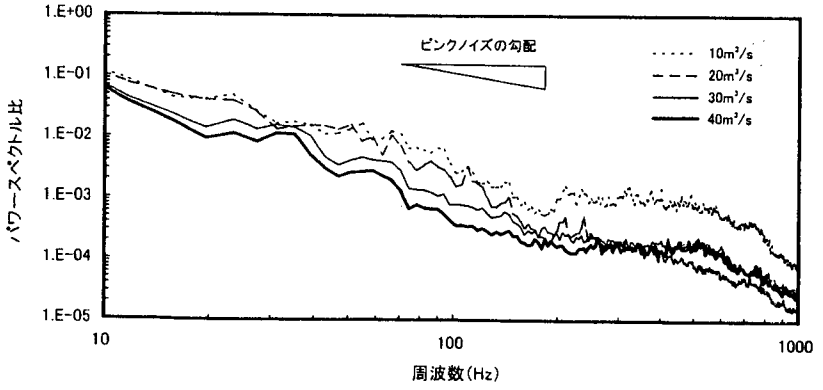


図-2　B ダム放流時における発生音の周波数特性

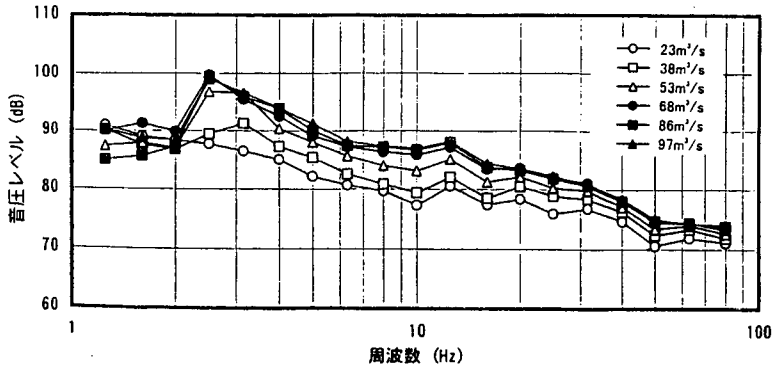


図-3　A ダム放流時における発生音の 1/3 オクターブ分析結果

2.2　放流騒音の予測方法

土木研究所のこれまでの跳水騒音に関する水理実験による検討では、発生音のエネルギーは流入水脈のエネルギーに概ね比例することが示されている [1]。

A ダムについて観測点の音の強さ I（$=p^2/\rho_a c$）と突入エネルギー E（$=\rho_w Q v^2/2$）の比 I/E と E の関係を図-4 に示す。ここに、p:音圧実効値〔Pa〕、ρ_a:空気の密度〔kg/m³〕、c:音速〔m/s〕、ρ_w:水の密度〔kg/m³〕、Q:流量〔m³/s〕、v:流入流速〔m/s〕である。観測点①は前述の測定位置であり、観測点②は観測点①から約 20m 下流側の地点である。また、計算上減勢池水深は副ダム高とし、放流水脈の流下に伴うエネルギー損失は無視している。図-4 より、E が 17×10^6〔J/s〕程度以上（流量で 50m³/s 程度以上）になると I/E はほぼ一定となっており、実験結果と

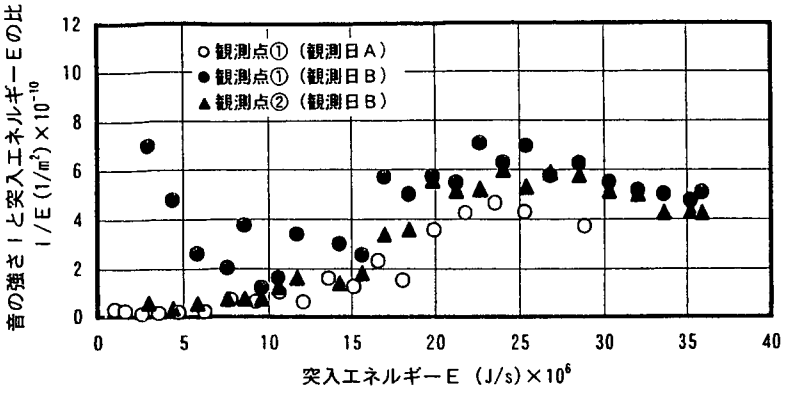


図-4　Aダムにおける I/E と E の関係

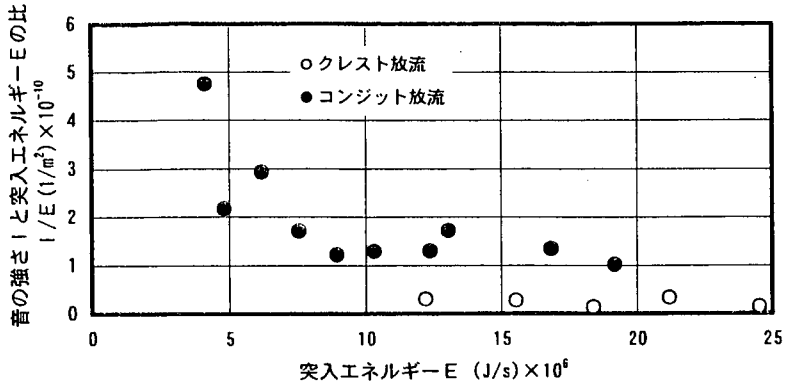


図-5　Cダムにおける I/E と E の関係

同様に発生音のエネルギーが突入エネルギーに概ね比例することが確認される。このことは、観測点における I/E を設定し、流量の変化を E により評価することにより、観測点における放流騒音の予測ができることを示している。なお、音の強さは音源からの距離の 2 乗に反比例すると考えられるが、観測点①と②の距離が比較的近いこともあり、両者の間にそれ程差は生じていない。また、観測点①において E が小さい場合に I/E が大きくなっているが、これは観測点①では無放流時の I が大きく、暗騒音の影響によるものと思われる。

図-5 には A ダムと同じく重力式コンクリートダムで跳水式減勢工を有する C ダムについて、同様の方法で I/E と E の関係を求めた。C ダムにおける測定位置は放流水の着水地点から約 80m 離れた減勢工左岸側壁上である。図には、クレストからの放流、コンジットからの放流の 2 放流パターンについて示している。A ダムと比較してデータは少ないが、コンジット放流では E がある一定値以上で、クレスト放流では E の値に関係なく I/E がほぼ一定となる傾向を示している。

3．おわりに

これまでに実施した現地観測結果から発生音の周波数特性等を整理するとともに、観測点の音の強さと放流水の突入エネルギーの関係から観測地点で放流騒音の予測方法を提示した。

これまでの水理実験で得られた結果と同様に、発生音のエネルギーが突入エネルギーに概ね比例することが現地観測結果から確認されたことから、ダム放流による発生音の予測手法は、水理実験により検討を進めていくことができると考えられる。

今後は、引き続き水理実験による発生音の予測手法の検討を進めていくとともに、より精度の高い、高範囲な流量条件や異なった形式の放流施設における発生音の予測、発生音の低減手法の検討を行うために、音の発生メカニズムについての基礎的な研究や水理実験および現地観測によるデータの蓄積を行っていく予定である。

＜参考文献＞

1) 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，第 43 巻，1999 年 2 月

第8章　水資源

◆ 流域水管理特集 ◆

水循環シミュレーションのためのデータベースの設計
— 水資源連関表を用いた場合 —

宮井貴大* 柏井条介**

1. はじめに

平成11年3月に出された河川審議会答申「新たな水循環・国土管理に向けた総合行政のあり方について」において「水循環系の現状の把握」と「水循環アセスメント技法の開発に努め、圏域毎にアセスメントを実施する」等が謳われている等、水資源管理においても水循環系に基づく施策の展開が求められるようになっている。

筆者らは、このような施策に対処するために、水循環系の現状を把握するとともに、水循環に関する各種解析に利用することができるシステムの構築を進めている[1),2)]。本報文では、水循環系の現状把握に必要な水に関する多様な情報をデータベース化し利用する手法について報告する。

2. 水循環シミュレーションシステムの概要

2.1 水資源連関表の概要

流域内の水循環を把握するためには、循環系を構成する河川水、地下水、農業用水、水道水等における水の流入・流出を知る必要があり、その有力な方法として水資源連関表による方法[3)]が提案されており、本報告の水循環シミュレーションシステムも水資源連関表に基づいて設計している。水資源連関表は、対象流域をある大きさに地区分割し、水循環の構成要素(以下、「水資源関連要素」)間の地区内、地区間及び流域外との水の流入・流出を表現したもので、表-1、2に例を示す。

表-1は、分割されたある地区内、ある期間中での水循環を表しており、水資源関連要素として1~10の要素を選出している。例えば、流出要素5業務、流入要素8下水道欄に記入された数値は、業務用に利用され下水道に流入した水量を示している。

流域全体の水循環は、表-2に示すように表-1と同様の水資源連関表を地区間毎に作成して表示される。表-1の例は、表-2の行列地区1の欄に相当している。表-2には、流域外との移動量及び

表-1 地区内の水資源連関表 (表示例、単位：m^3)[3)]

流出要素＼流入要素		地区1									
		1 河川	2 地下	3 上水道	4 家庭	5 業務	6 工業	7 農業	8 下水道	9 流域	10 ため池
地区1	1 河川			2,207			91	119,356			39,134
	2 地下	230,518		10,116	834	102	4,355	18,026			
	3 上水道		4,046		14,726	1,553	1,713				
	4 家庭	12,694							1,001		
	5 業務	1,356							99		
	6 工業	5,137					610		97		
	7 農業	59,874	158,766								
	8 下水道	4,829									
	9 流域	151,180	69,040						3,632		8,901
	10 ため池							48,036			

表-2 地区間の水資源連関表

流出要素＼流入要素	地区1	地区2	地区3	···	蒸発散	次期へのもちこし	地域外への水量
地区1							
地区2							
地区3							
・ ・ ・							
降水							
前期からのもちこし							
地域外からの水量							

Designing for Databases to Simulate for Water Circulation

対象期間外との移動量についても併せて示されており、水資源関連要素のうち、i列の水量の和とi行の水量の和が水収支の関係から一致するようになっている。

このような水資源連関表の作成フローを図-1に示す。まず、地区分割のもととなる基本図・特性図を作成する。ここに基本図とは、当該流域の水循環の特性を把握するために必要となる基本的な情報を得るための図で、河川網、等地下水位線、上・下水道網等、水資源関連要素の水の移動ルートを表す図、水理・水文データの観測地点、行政界、人口や農地面積分布等、水資源関連要素の水量を推定するために必要な図を指す。また、特性図は基本図をもとに流域内における水文、水利用形態、水供給・配水状況等の特性付けを行ったもので、こうした水循環に関する特性の流域内分布(例えば、同じ水供給システムの給水区域は、同じ地区内に入れる等)を踏まえ、さらに、水理・水文観測地点位置を考慮して地区分割を行う。

地区分割を行った後、各水資源関連要素の地区内、地区間及び流域外との水の移動の有無を明確にして(水の受け渡しルートの作成)、水資源連関表内の数値欄を設定する。これに数値を入れて水資源連関表が完成し、水循環の把握がなされるが、数値欄の全てに亘り観測データがある訳では無く、未知数として空欄となる部分が出てくる。先に述べたように表-2における、ある水資源関連要素の水資源連関表の行と列は等しいという連立一次方程式が成立する。また、表中の対象時期外とのやりとりの関係から、

n = 水資源関連要素数 × 地区数 × 時間ステップ数

の連立一次方程式が成立する。従って、最大でn個の未知数を設定することが可能であるが、このことは逆からいえば、(数値欄数 $-n$)個の欄は埋める必要があることを意味している。このため、例えば、降雨流出計算モデルの導入等による推定値を用いる必要があり、再現計算の結果が満足するものでない場合には、推定値の修正や地区分割の変更を行う。

以上の作業を通じ水資源連関表による水循環系の把握が可能になる。

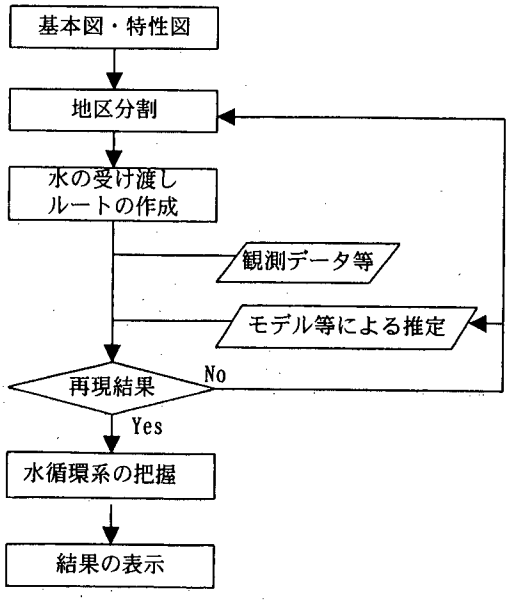


図-1 水資源連関表の作成フロー

2.2 水循環シミュレーションシステムの構成

筆者らが開発している水循環シミュレーションシステムは、図-2に示すように、連立一次方程式を解いたり、各種計算を行うシミュレーションモデル部と、GIS(地理情報システム:Geographic Information System)部及びデータベース利用システム部から構成される。GIS部は、地図データベースを管理するとともに空間的なデータ分析、表示機能を有するものでGISソフト及び地図データベースから構成される。水循環シミュレーションシステムのデータ管理、利用の中心となる部分であり、本システムでは、市販のGISソフトを用いている。なお、地図データは、地図上の点、線、面の座標データであり、河川網や農業用水路網、上・下水道網、水理・水文観測地点、行政界等については、線分の始端・終端等の座標にて表すベクタ形式により、また標高や土地利用等の面的な情報については、メッシュの座標にて表すラスタ形式によりデータベース化している。

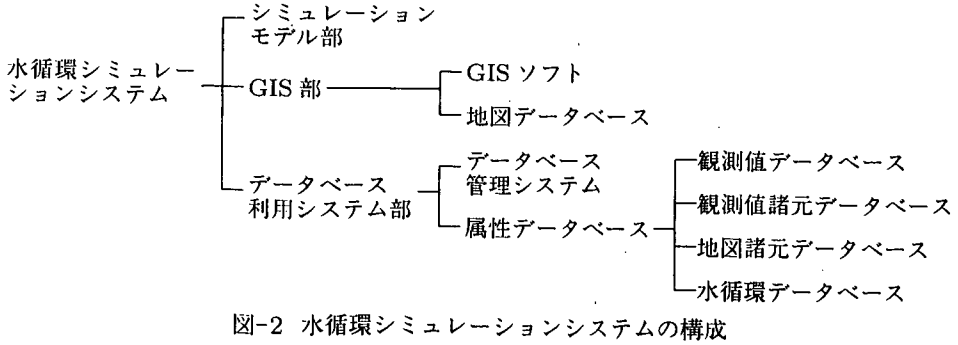


図-2 水循環シミュレーションシステムの構成

データベース利用システム部は、属性デー

表-3 GISの主要な機能

機能		機能の説明
管理	データ入力	スキャナ、デジタイザ、マウス等による地図データの入力
	データ保存	地図データの保存
	データ変換	他のGISソフトで扱っている形式の地図データを変換する機能
	データの削除	地図データの削除
分析	バッファリング機能	点・線・面から一定距離の緩衝領域（バッファ）を生成する機能
	オーバーレイ機能	複数のレイヤを重ねあわせる機能
	グリッド機能	グリットデータ（格子状データ）同士を重ねあわせる機能
	グリッド変換機能	ポリゴンデータ（多角形状データ）、グリットデータ相互の変換
	データ検索抜き出し機能	データベース検索、地図の一部拡大、任意の形状による抜き出し
	計測・計算統計処理機能	点・線・面の計測、体積、統計量計算、属性間の加減乗除
	ポリゴン図面統一機能	図面接合（継ぎ目の除去）
	ポリゴンデータ修正機能	線分の追加・除去・修正
	ポリゴンデータ変換機能	ポリゴンデータ、点データ相互の変換、点データから線・面データへの変換、面データのカテゴリー変換
	射影変換機能	縮尺変換、歪補正、射影変換、回転
	ネットワーク解析	最短経路解析
表示	表示機能	画面への表示、印刷、各種主題図の作成

文献[4]p.106の表を基に筆者が加筆修正

タベースとこれを管理・利用するデータベース管理システム（DBMS：Database Management System）より成る。属性データベースは、観測値、観測値諸元、地図諸元、水循環の各データベースにより構成される。このうち、観測値データベースは河川流量、降水量、上水道取水量等の水循環系の把握に必要な観測値データを管理するものである。また、観測値諸元データベースは、例えば、河川流量における観測地点の地点名、水系名、河川名及び管理者等の観測データの諸元を、地図諸元データベースは、例えば線データにおける、特性（河川網を表す等）、データを得た地図精度（縮尺）等の地図データの諸元を管理するものである。

水循環データベースは、水資源関連要素間の水量のやりとり及び水量の決定根拠を表すデータを管理するもので、水資源連関表の形式をとる。

DBMSは、属性データベースの入・出力、データ更新等の管理、検索、並べ替え及び帳票等を実施している。なお、等高線の作成等、属性データベースを用いた空間的な分析・表示については、GISソフトから直接、属性データベースにアクセスできるようになっている。

以下では、図-1の水資源連関表作成フローにおいて、中心的な役割を果たすGISの利用方法及び水資源連関表そのものである水循環データベースの設計方法について報告する。

3. GISの利用

GISの主要な機能を表-3に示す。GISは、管理、分析、表示の各機能を有しており、水資源連関表作成フローにおいては、主として分析機能を駆使することになる。水資源連関表作成フローと、用いるGIS機能との関係を整理して表-4に示す。以下に作業項目毎に説明する。

表-4 水資源連関表作成作業とGIS機能の関係

作業項目	GISの機能
基本図・特性図	オーバーレイ機能
	データ検索抜き出し機能
	計測・計算統計処理機能
	ポリゴン図面統一機能
	ポリゴンデータ修正機能
	射影変換機能
	表示機能
地区分割	データ検索抜き出し機能
	計測・計算統計処理機能
	ポリゴンデータ修正機能
	ポリゴンデータ変換機能
	表示機能
水の受け渡しルート	オーバーレイ機能
	データ検索抜き出し機能
	表示機能
観測データ等	バッファリング機能
	データ検索抜き出し機能
	計測・計算統計処理機能
	表示機能
モデル等による推定	バッファリング機能
	データ検索抜き出し機能
	グリッド機能
	グリッド変換機能
	計測・計算統計処理機能
	表示機能

流域全体の図面を作成するためには、縮尺や記

表-5 水の受け渡しルートの作成に必要な地図データ例

(1) 水の受け渡しルートの有無の判定を行うデータ

水資源関連要素	地図データ
河川	河道網(河川区域)
	湖沼・ダム貯水池
地下	標高 等
上水道	導水・送水・配水網
	取水施設
	給水区域
	浄水施設
家庭	住居地域 等
業務	商業地域 等
工業	工業用水網
	取水施設
	排水施設
	工業地域 等
	浄水施設
	廃水処理施設
農業	農業用水網
	取水施設
	排水施設
	水田
	畑 等
下水道	分流式(汚水管・雨水管)下水道網
	合流式下水道網
	排水施設
	集水区域
	下水処理施設
流域	森林・荒れ地・道路・建物 等
ため池	ため池

(2) 地区内の重複の判定を行うデータ

地図データ	地図データ
河道網(河川区域)	標高 等
	上水道取水施設
	工業用水取水施設
	工業用水排水施設
	農業用水取水施設
	農業用水排水施設
	下水道排水施設
標高 等	湖沼・ダム貯水池
	上水道取水施設
	工業用水取水施設
	農業用水取水施設
	水田
	畑 等
	森林・荒れ地 等
	ため池
給水区域	住居地域 等
	商業地域 等
	工業地域 等
集水区域	住居地域 等
	商業地域 等
	工業地域 等
ため池	農業用水取水施設

(3) 地区間の水輸送の有無の判定を行うデータ

水資源関連要素	地図データ
河川	河道網(河川区域)
	湖沼・ダム貯水池
地下	標高 等
上水道	導水・送水・配水網
工業	工業用水網
農業	農業用水網
	水田
下水道	分流式(汚水管・雨水管)下水道網
	合流式下水道網
流域	森林 等
ため池	ため池

(4) 貯留機能の判定を行うデータ

水資源関連要素	地図データ
河川	湖沼・ダム貯水池
地下	標高 等
上水道	浄水施設
工業	浄水施設
	廃水処理施設
農業	水田
下水道	下水処理施設
流域	森林 等
ため池	ため池

載内容の異なる図面を接合する必要がある。このため、基本図の作成においては図面間のずれや不連続性を修正するため「射影変換機能」、「ポリゴン図面統一機能」及び「ポリゴンデータ修正機能」が必要になる。また、人口や農地面積等の分布図を作成する場合には、「データ検索抜き出し機能」や「計測・計算統計処理機能」が必要になる。特性図の作成では、基本図を重ねあわせるための「『オーバーレイ機能』や重ねあわせる基本図」の精度差を補正する「射影変換機能」、特性図を表示する「表示機能」が用いられる。

地区分割作業では、分割線分をいれるため「ポリゴンデータ修正機能」を、また例えば行政界に付属する人口の属性データを配分・統合する必要があり、このため「データ検索抜き出し機能」、「計測・計算統計処理機能」及び「ポリゴンデータ変換機能」が用いられる。

水の受け渡しルートの作成においては、地区内における各水資源関連要素の有無を判定するとともに、例えば河川と上水道の取水施設が重複していれば、これを河川取水と判定する等、水資源関連要素間の接点の有無の判定を行う必要がある。また、地区間においては、地区をまたがる水資源関連要素の有無を判定する必要があり、「データ検索抜き出し機能」や「オーバーレイ機能」が用いられる。

ルート作成に必要な地図データの例を表-5に示す。表-5(1)は、水の受け渡しルートの有無を判定するために用いられるデータ例であり、河道網、取・排水地点、配水網・給水区域等が必要になる。住居地域、商業地域等は、用途別のルートを判定するために必要である。具体的なルートの有無は表-5(2)に示す。表-5(1)の各データの組合せが地図上で重複しているか否かにより判定される。また、表-5(3)は、地区間の水輸送の判定の有無に必要なデータであり、地区間水輸送機能をもつデータを表している。住居等については、住居間での水輸送が無いということから省略される。表-5(4)の貯留機能は、ルートの作成とは直接関係しないが、ルートのもつ水循環の特性情報として必要になる。

GIS機能は、以上の基本図・特性図の作成から水の受け渡しルートの作成において主として用いられるが、この他にも観測データの呼び出し・引き出しや加工、降雨流出モデル等による推定においても用いられる。

4. 水循環データベースの設計

図-3に作成した水循環データベースのE-R図(Entity-Relationship図)を示す。本データベースは、水資源連関表における水資源関連要素のデータの集合を表す項目や単位をE-R図に従って相互に関係付けるリレーショナル形式により、構築されている。テーブルとして「時期」、「水資源関連要素」、「水資源連関表参照」等に整理しており、各テーブル間のデータのやりとりは、コード番号を介して行われる。テーブルのうち「水資源連関表参照」は、水資源連関表の水量値が入るデータベースであり、図-1に示す作業の進展に伴って作成・更新されるものである。同様に「地区」のデータについても分割作業により設定されるものである。このように作業の進展により更新されないテーブルは、マスタテーブルと呼ばれ、図-3のE-R図では、「水資源関連要素」、「流出」、「流入」、「水量の性質」及び「単位」の各テーブルがマスタテーブルとなる。なお、「水量の性質」の意味はその値が観測値なのか、モデル等による推定値なのか、連立一次方程式の解なのかといったデータの属性である。また、「前時期」、「後時期」テーブルは、次期計算ステップの水量のもちこし(表-2参照)、言い換えると、ダム貯水池等の貯留機能を有する場合の貯留量を評価するために必要なテーブルであり、貯留が行われていない場合には「後時期」には「前時期」と同じ時期が入力され、貯留が行われる場合には次期計算ステップの時期が入力される。

先に「水資源連関表参照」等のテーブルについては作業の進展により更新されるとしたが、図-4に例として「水資源連関表参照」のデータ作成・更新状況と水資源連関表作成プロセスとの関係を示す。作成プロセスは、図-1を更に細分化して示しており、プロセス中に示したカッコの作業終了後の状態がデータ内容に示したカッコ番号と対応している。作業開始の段階では、データは何も入れられていない((1)の段階)。データが入るのは、地区内の水の受け渡しルートが作成された後で

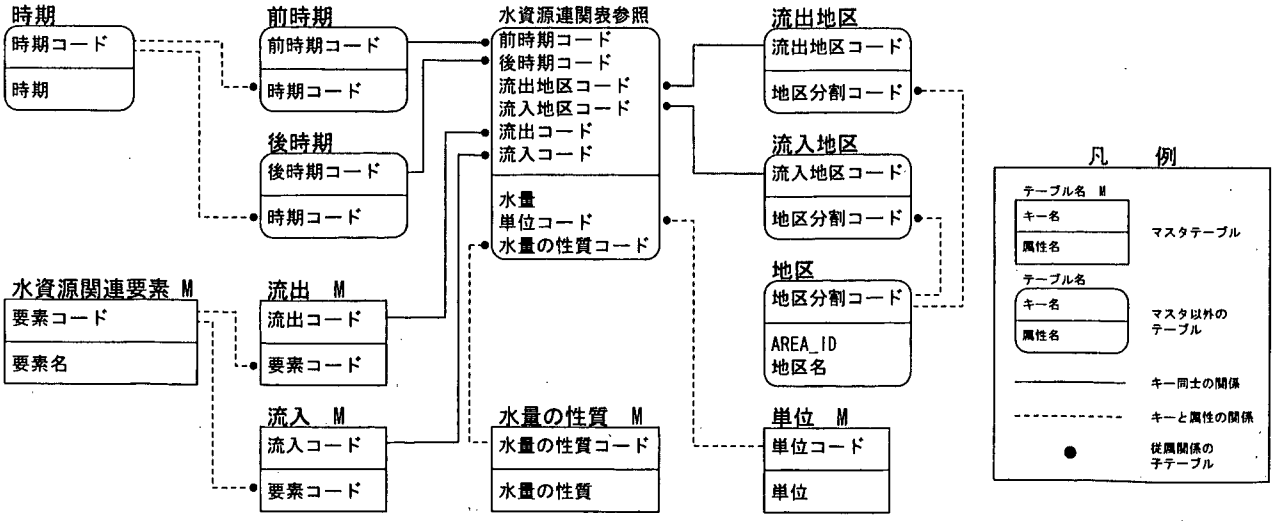


図-3 水循環データベースのE-R図

あり、地区間の水の受け渡しルート作成によりデータレコード数が更に拡大される((2)の段階)。この段階で前時期、流出・流入地区、流出・流入及び単位コードが設定される。また、地区内の貯留の有無が判定されることにより、後時期コードが設定される。次に水量の性質が入力され、観測値及び推定値の水量が代入される((3)の段階)。最後に連立一次方程式の解の部分の水量値が代入され((4)の段階)、水資源連関表作成のためのデータが全て揃えられる。

作成プロセス

＜準備＞
・データ整備
・マスタテーブルの登録
・計算期間の設定
・計算時間間隔の設定

＜基本図・特性図の作成＞・・・・(1)

＜地区分割＞

＜水の受け渡しルートの作成＞
・地区内における水資源関連要素の有無の判定
・地区内の水の受け渡しルートの作成
・地区間の水の受け渡しルートの作成
・地区内における貯留の有無の判定・・・・・・・・・・・・・・(2)

＜観測値・推定値の代入＞
・水量値の性質の選択
・観測値・推定値の代入・・・・・(3)

＜水循環系の現状把握＞
・連立一次方程式の作成
・解の算出
・解の代入・・・・・・・・・・・・(4)

＜結果の表示＞
・結果の表示

「水資源連関表参照」データの内容

(1)空のデータ

前時期コード	後時期コード	流出地区コード	流入地区コード	流出コード	流入コード	水量	単位コード	水量の性質コード
2	2	3	3	1	2	0	2	4
2	2	3	3	1	6	0	2	4
2	2	3	3	1	11	0	2	4
2	3	3	3	1	1	0	2	4
2	2	3	4	1	1	0	2	4
2	2	3	3	2	1	0	2	4
2	2	3	3	2	6	0	2	4
2	3	3	3	2	2	0	2	4

(2)水の受け渡しルート作成直後

前時期コード	後時期コード	流出地区コード	流入地区コード	流出コード	流入コード	水量	単位コード	水量の性質コード
2	2	3	3	1	2	146.016	2	2
2	2	3	3	1	6	5.548	2	1
2	2	3	3	1	11	6.815	2	2
2	3	3	3	1	1	0	2	4
2	2	3	4	1	1	1,087.904	2	1
2	2	3	3	2	1	2,788.127	2	2
2	2	3	3	2	6	138.624	2	1
2	3	3	3	2	2	0	2	4

(3)観測値・推定値の代入直後

前時期コード	後時期コード	流出地区コード	流入地区コード	流出コード	流入コード	水量	単位コード	水量の性質コード
2	2	3	3	1	2	146.016	2	2
2	2	3	3	1	6	5.548	2	1
2	2	3	3	1	11	6.815	2	2
2	3	3	3	1	1	3,647.719	2	3
2	2	3	4	1	1	1,087.904	2	1
2	2	3	3	2	1	2,788.127	2	2
2	2	3	3	2	6	138.624	2	1
2	3	3	3	2	2	5,037.710	2	3

(4)解の代入直後

図-4 データ作成・更新状況と水資源連関表作成プロセスとの関係

5. おわりに

以上のように、水資源連関表に基づいた水循環シミュレーションシステムのためのデータベースの設計について検討した。結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 水資源連関表の作成作業において、GIS機能が有効に活用できることが明らかになった。また、水の受け渡しルートの作成に必要な地図データが明確になった。

(2) リレーショナルデータベースの設計手法を用いて水資源連関表を利用し易い構造に整理した。このことにより、例えば、農業用水取水量等の時系列グラフの作成などの各種データの利用が効果的に行うことができ、それが現象の理解につながると考えられる。また、蒸発散量や地下水涵養量等の観測値や推定方法の知見の蓄積に応じて計算精度や適用性の向上が容易に行うことができると考えられる。

筆者らは、本報文で紹介した手法を用いて、モデル流域を対象に水循環系の現状把握を検討中である。今後、何かの機会で発表したい。なお、本報文では水量について紹介したが、水質についても項目を追加する形でデータベース化が可能であり、今後検討する予定である。

参考文献

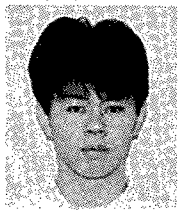
1) 宮井貴大、角哲也、柏井条介：水資源管理におけるGISの活用に関する一考察、第5回水資源に関するシンポジウム, 水資源シンポジウム委員会, pp.269-274, 1997.8

2) 宮井貴大、柏井条介：GISを用いた水の受け渡しルートの作成, 第26回関東支部技術研究発表会,(社) 土木学会, pp.220-221, 1999.3

3) 吉川勝秀、関正和、岩松幸雄：流域における水循環の把握と水資源の配分に関する研究 (II), 土木研究所報告 第151号, 1978.11

4) 久保幸夫、厳網林：地理情報科学の新展開, 日科技連, 1996.

宮井貴大*



建設省土木研究所ダム部
水工水資源研究室研究員
Takahiro MIYAI

柏井条介**



同 水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

流域管理特集

水資源連関表を用いた水循環の把握

宮井貴大* 柏井条介**

1. はじめに

良好な水辺環境を保全、創出するため、また、渇水に強く効率的な水資源利用を行うため、水資源管理においても水循環系に配慮した施策の展開が求められるようになっている。こうした要請に応えるため、筆者らは、これまで水循環系に基づく水資源管理のあり方を検討するため、水循環シミュレーションシステムを作成してきており、前報[1]では第一報として、水循環系の現状把握において中心的な役割を果たすGISの利用方法の検討とデータベースの設計について報告した。本報文は、その続報であり、水循環系の現状把握を行うために、水利用が比較的盛んなモデル領域を対象に、先のデータベースを用いて日単位の水資源連関表を作成した。また、河川流量の超過確率に応じた水循環図を作成し、水循環状況の把握を行った。

2. 水資源連関表の作成

2.1 対象領域

検討対象領域(以下、「モデル領域」という)の概要を図-1に示す。モデル領域は、流量観測所を考慮して水利用の盛んな平野部が5割近くを占めており、また中流域に位置している地域(面積約42.14km^2)とし、流量観測所の集水域毎に3地区に分割した。水循環の状況は水資源連関表[1]を用いて行っており、分割した地区毎に存在する水資源関連要素とその施設一覧を表-1に示す。

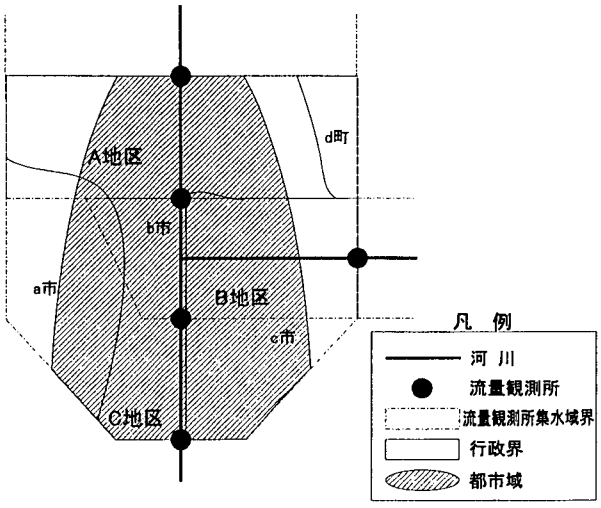


図-1 モデル領域概要

A地区は、3地区のうち最も上流に位置し、面積約21.22km^{2}内に3市1町の一部が含まれている。河川には、市の水道取水施設及び各市町へ送水している広域水道の取水施設が存在する。

B地区は、面積約9.00km^{2}で3市の一部が含まれ、流量観測所のある大きな支川がある。B地区の水道取水施設は、河川以外にも地下(伏流水)からも取水している。また、b市工業地域の廃水処理施設があり、流域下水道に接続されている。

C地区は、最も下流に位置し、3市の一部より構成される。面積約11.92km^{2}のうち、約7割が都市域である。河川には、4井堰掛の取水施設と2井堰掛の排水施設及び地下から取水する水道施設がある。

表-1 各地区に存在する水資源関連要素と施設一覧

水資源関連要素	A地区	B地区	C地区
1 河川	上水道取水(H広域水道、b市水道)、本川流量観測所	上水道取水(c市、d町)、農業取水(B井堰掛)、本川・支川流量観測所	農業取水(C・D・E・F井堰掛)、農業排水(C・F井堰掛)、本川流量観測所
2 地下	b市工業取水	c市上水道取水、b市工業取水	b市・c市・g市上水道取水、a市・b市・c市工業取水
3 上水道	H広域水道、a市・b市・c市・d町水道		H広域水道、a市・b市・c市・g市水道
4 家庭	a市・b市・c市・d町住居地域 等	a市・b市・c市住居地域 等	
5 業務	a市・b市・c市・d町商業地域 等	a市・b市・c市商業地域 等	
6 工業	b市工業地域	b市工業地域・廃水処理施設(下水道へ)	a市・b市・c市工業地域
7 農業	—	B井堰掛	B・C・D・E・F井堰掛
8 下水道	A流域下水道(分流式)	A流域下水道(分流式)、B公共下水道(合流式)	
9 流域	河川区域、農地を除いた地表面		

Grasping Water Circulation using Water Resources Correlation Table

2.2 水資源連関表の作成

水資源連関表は日単位で作成することとし、対象期間は灌漑期を中心とする、5月1日～11月30日の214日間とした。水の受け渡しルートの作成は、前報[1]に従いGISを用いて行った。表-2に水資源連関表の作成に使用した主な流量データを示す。このうち日流量があり、そのまま使用できるものは、使用データ項目欄に※印を付けた。※印を付けた以外のものは、何らかの推定が必要であり、主要なものを以下に示す。

表-2 現状把握に使用した主な流量データ

水資源関連要素	使用データ項目	データ	出典
1 河川	※ 河川流量	日平均量	流量年表、観測資料
3 下水道	※ 取水量	日平均量	地方公共団体資料
	※ 各市町への送水量内訳(H広域水道)	日平均量	地方公共団体資料
6 工業	取水量	年平均量	地方公共団体資料
	回収水量	年平均量	地方公共団体資料
7 農業	取水量	日平均量	観測資料
	排水量	10日に1回	観測資料
8 下水道	処理量	日平均量	地方公共団体資料

1) 上水道の給水内訳

上水道の給水量内訳は、水道統計等に記載されている年間の給水量内訳を用い、工業用水については、日変化量が少ないものとして、一定とした。また、家庭、業務及び地下への漏水量については、日取水量から工業用水量を差し引いた残りに、年間の給水量内訳比率を乗じて日単位の給水量内訳とした。

2) 下水処理量の流入量内訳

下水道統計には、年平均下水処理量と晴天日平均下水処理量があり、流入量の内訳比率は晴天日平均下水処理量に対し、生活(家庭、業務)、工業、その他(地下水浸入、雨水浸入等によるもの)が記載されている。ここでは年平均下水処理量と晴天日平均下水処理量の差は、地下水浸入量と雨水浸入量によるものとし、年平均下水処理量に対する内訳比率を求めた。このうち、工業の日変動は上水道と同様に一定量とした。生活からの流入量は、上水道の給水内訳比率により、家庭と業務に分離した。また、家庭と業務の日変動は、上水道の日給水量の変動パターンに併せた。その他の成分については、日平均下水処理量から家庭、業務及び工業を差し引いた残流入量に対して、無降雨日の流入量は全て地下水浸入量とし、降雨日の流入量は、図-2に示すように2日以上連続無降雨日の残流入量と地下水位との関係式(相関係数：A流域下水道0.86、B公共下水道0.87)を用いて降雨日の地下水位より地下水浸入量を算出し、残りを雨水浸入量とした。なお、A流域下水道(分流式)のうち、雨水排水については、各雨水管路網に対する排水区域界が把握できなかったこと等から、今回は分流式の雨水排水は、行われていないものとして取り扱った。このため、下水道を介して河川に流出する雨水は、今回の水循環ルートでは、地下を介して河川に流出することになる。

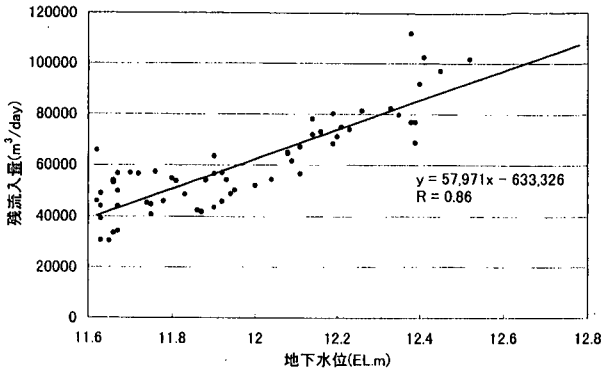


図-2 2日以上連続無降雨日の残流入量と地下水位との関係(A流域下水道)

3) 各種用水及び下水処理水の地区への割り当て

上水道の給水内訳は、市町単位等で整理された日流量データであり、今回の地区分割の単位とは異なる。このため、市町データを地区毎に割り当てる必要があり、家庭と業務については地域メッシュ統計地図の人口分布をもとに算出した各地区の人口比率に従い割り当てた。また、工業については全体水量に占める割合が小さく、ここでは簡単にGISを用いて算出した工業地域面積比率により割り当てた。更に、上水道の漏水量は、各水道の給水区域面積比率により配分した。

下水処理水については、下流の領域外にある処理量データをもとに、家庭、業務については地区内の人口比率により、工業用水については工業地域面積比率により割り当てた。また、地下水浸入量については処理区域面積比率により配分した。

4) 農業用水の取・排水量等の算出

モデル領域において、検討対象期間中に活動している農業の井堰掛は、表-1のとおり、B～F井堰掛の5つである。このうち、最も取水量の大きいC井堰掛は日平均の取水量データと10日に1回の排水量データが観測されており、両者の相関(相関係数0.96)より日平均排水量を求めた。他の井堰掛については、他の年の同時期で、C井堰掛も含めた観測データを用い、それらのデータの

表-3 水資源連関表 (対象期間平均、単位：m^3/day)

流出要素＼流入要素	1 河川	2 地下	3 上水道	4 家庭	5 業務	6 工業	7 農業	8 下水道	9 流域	10 ため池	蒸発散	次期へのもちこし*	地域外への水量	計
1 河川		224,731	98,683				155,420				2,126		1,519,824	2,000,784
2 地下	377,846		27,685	229	35	3,894		24,664				-451,115		-16,762
3 上水道		6,347		43,800	6,965	816	197						76,874	134,999
4 家庭	1,196							34,462			8,371			44,029
5 業務	177							5,351			1,473			7,000
6 工業						19,868		4,024			686			24,578
7 農業	59,339	21,323									644	9,370	75,698	166,374
8 下水道													168,120	168,120
9 流域		165,101						7,903			111,847			284,852
10 ため池														0
降水	5,170						1,387		284,852					291,408
前期からのもちこし		-434,265					9,370							-424,894
地域外からの水量	1,557,057		8,631					91,715						1,657,404
計	2,000,784	-16,762	134,999	44,029	7,000	24,578	166,374	168,120	284,852	0	125,146	-441,745	1,840,516	

*当該水資源関連要素の貯留量を示す。本表では、平均的な1日当り貯留量を表す。

C 井堰掛取水量・排水量との相関 (いずれも相関係数0.9以上) より、検討対象期間の取・排水量を求めた。

水田の貯留量・地下水浸透量の算出については、検討対象期間において、C及びD井堰掛内の幾つかの水田で水位観測が行われ、減水深が計測されており、観測点の平均値を用いて算出した。なお、蒸発散量の算出は、Hamon 式を用いた。

5) 地下水

今回は、降雨流出モデルを用いていないため、表面流出や地下水流出等の分離を行わずに流域に降った雨は、全て地下水を経由して流出するものとして取り扱った。また、地下水は地区間を移動していると考えられるが、その定量的な把握は難しいため、今回は地区間やモデル領域外との受け渡しは無いものとして取り扱い、地下水と河川・流域との受け渡し量及び地下水の貯留量は水資源連関表から成立する連立一次方程式[1]を解くことにより算出した。

なお、地下水以外の水資源関連要素間や地区間の水の受け流し量は、全て事前に観測値や何らかの推定により求めたものであるため、地下水移動の無視による影響は地下水の貯留量にしか与えないことになる。

以上のような推定方法等を用いて、水資源連関表を作成した。表-3 に水資源連関表の一例として、モデル領域全体を1つの地区とし、また対象期間内の日流量データを全て平均したものを示す。図中、地下水貯留量に関係する欄である、「前期からのもちこし」と「次期へのもちこし」がマイナスの値になっているが、これは貯留量の実態を把握していなかったので、初期値として0を与えたためであり、実態とは異なるものの、貯留変化量を把握する上では問題ないので、マイナス値のまま、掲載している。

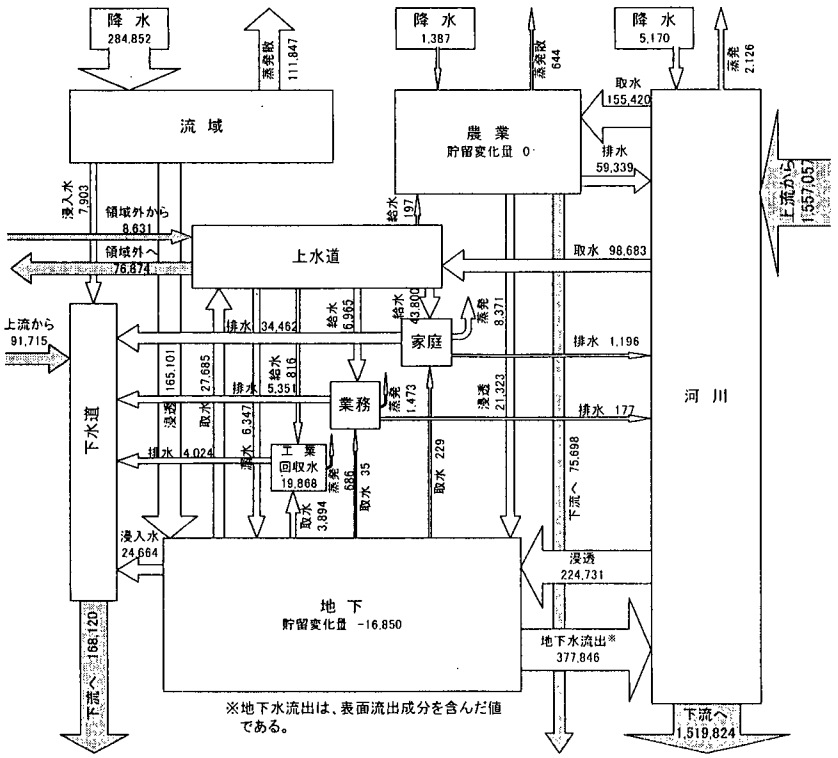


図-3 モデル領域全体としての水循環図 (対象期間平均、単位：m^3/day)

3. 水循環

3.1 対象期間全体を対象とした水循環

2. で作成した水資源連関表を集計し、水循環図を作成した。図-3 は、表-3 の水資源連関表を水循環図として表したものである。

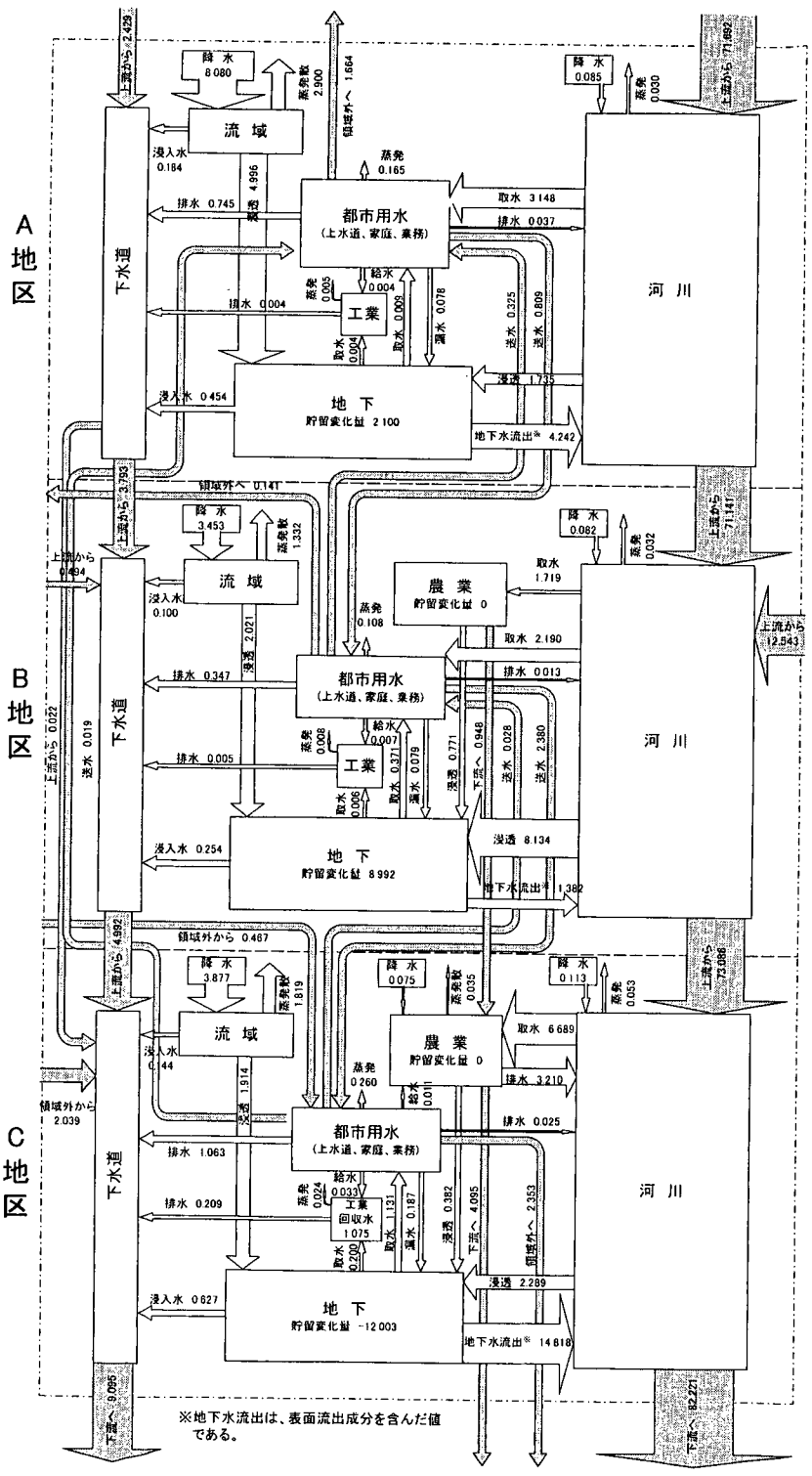
河川からの取水は上水道と農業のみであるが、両者の取水量のうち、約6割が領域外へ直接送

水されている。また、下水道を通って下流へ流下する流量も含めると、取水量の約8割が領域外へ送水されることになる。このことにより、河川を介した領域外への流出量は流入量より減少する結果となっている。

地下水の受け渡しは、地区間移動を無視し、また地下水流出中に表面流出成分を含むものである。ここで、水収支としてみると、地下の貯留量における地区間移動の無視は地区内の他の水資源関連要素間の収支を表す結果となる。また、表面流出成分については、短期間に収支が0になるものであり、ある程度の期間長を考えれば、地下の貯留量には影響を与えないものと考えることができる。このように地下の貯留量が地区内の水資源関連要素間の水収支を表すものとして図-3をみると、この領域では、河川と流域(地表面)からの浸透が地下水流入の大部分を占め、その浸透量と同程度の量が地下水流出として河川へ流れていることが分かる。また、上水道による取水や下水道への浸入の影響で地下水貯留量が減少していることが分かる。

以上より、上水道・農業の取水や下水道への浸入水等の人為系水循環が自然系の水循環の一要素である河川流量や地下水貯留量に影響を与えた結果となっていることが分かる。

次に地区間の水の受け渡し量を把握するため、地区間移動も表した水循環図を作成した。その結果を図-4に示す。紙面の都合上、上水道、家庭及び業務を都市用水として表している。また、図中の数字は水資源関連要素の影響度合いが分かるように対象期間内の領域への全流入量(降水量+河川流量)(地下水分は除く)に対する%で表している。



(単位：% 各数値を1,848,465m^3/dayで割った値)

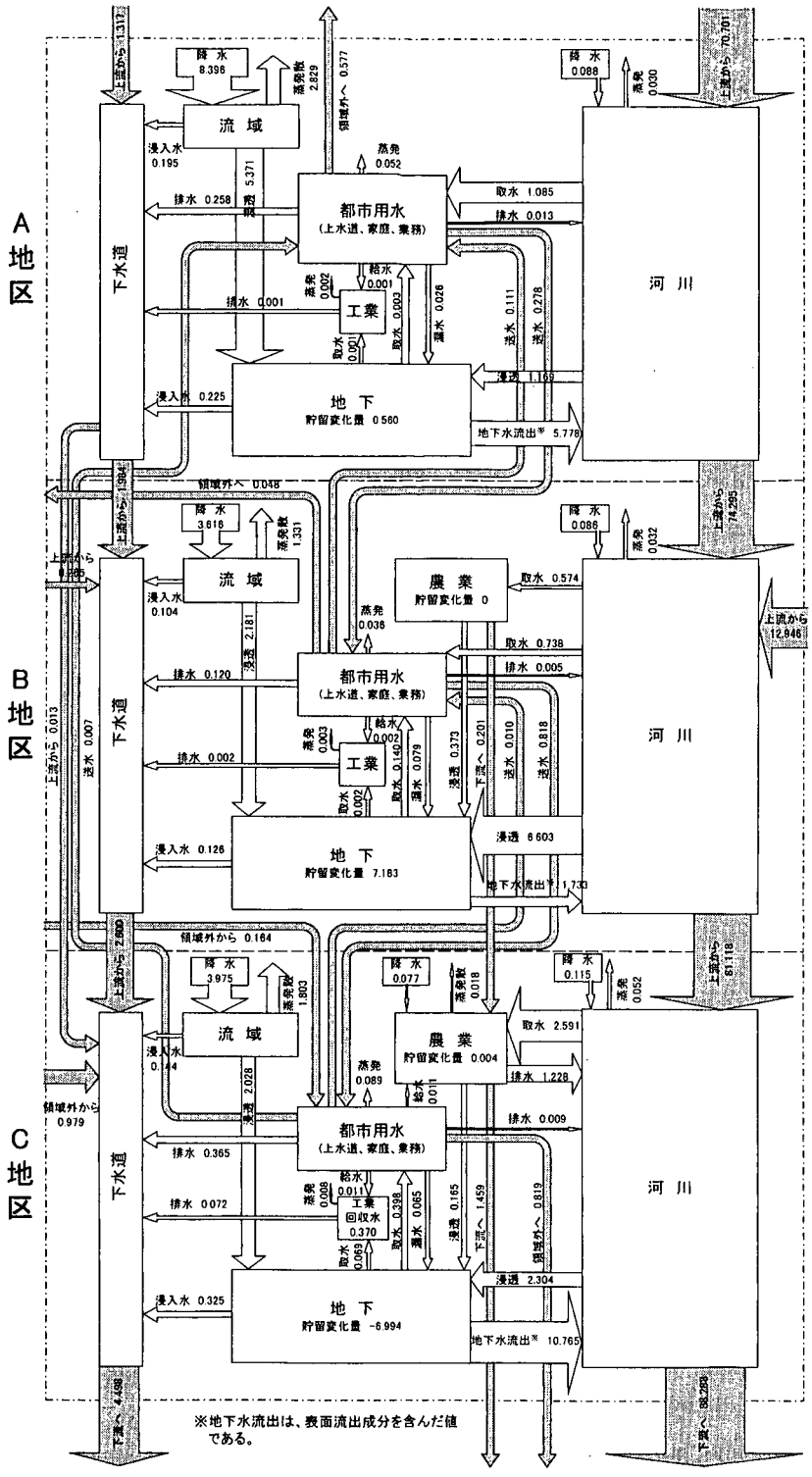
図-4 地区間移動を表現した水循環図(対象期間平均)

図-3の説明で示した上水道と農業の河川からの取水位置を図-4で確認すると、上水道はA地区とB地区、農業はB地区とC地区で取水されており、また河川から取水された水は、一部上流領域外へ送水されるが大部分は、モデル領域の下流の領域外へ送水されていることが分かる。また、地

下水の収支量をみると、A、B地区では収支量がプラスで浸透量が大きく、C地区ではマイナスで流出量が大きい状況となっている。A、B地区では、河川からの浸透量が大きいB地区において特にプラスが大きく、河川への流出が大きいC地区へと地下水流動が生じているものと思われる。今後は降雨流出モデル等、流出や地下水の挙動を表現したモデルを組み込んで、表面流出量や地下水流れを把握する必要があろう。

3.2 河川流量と水循環

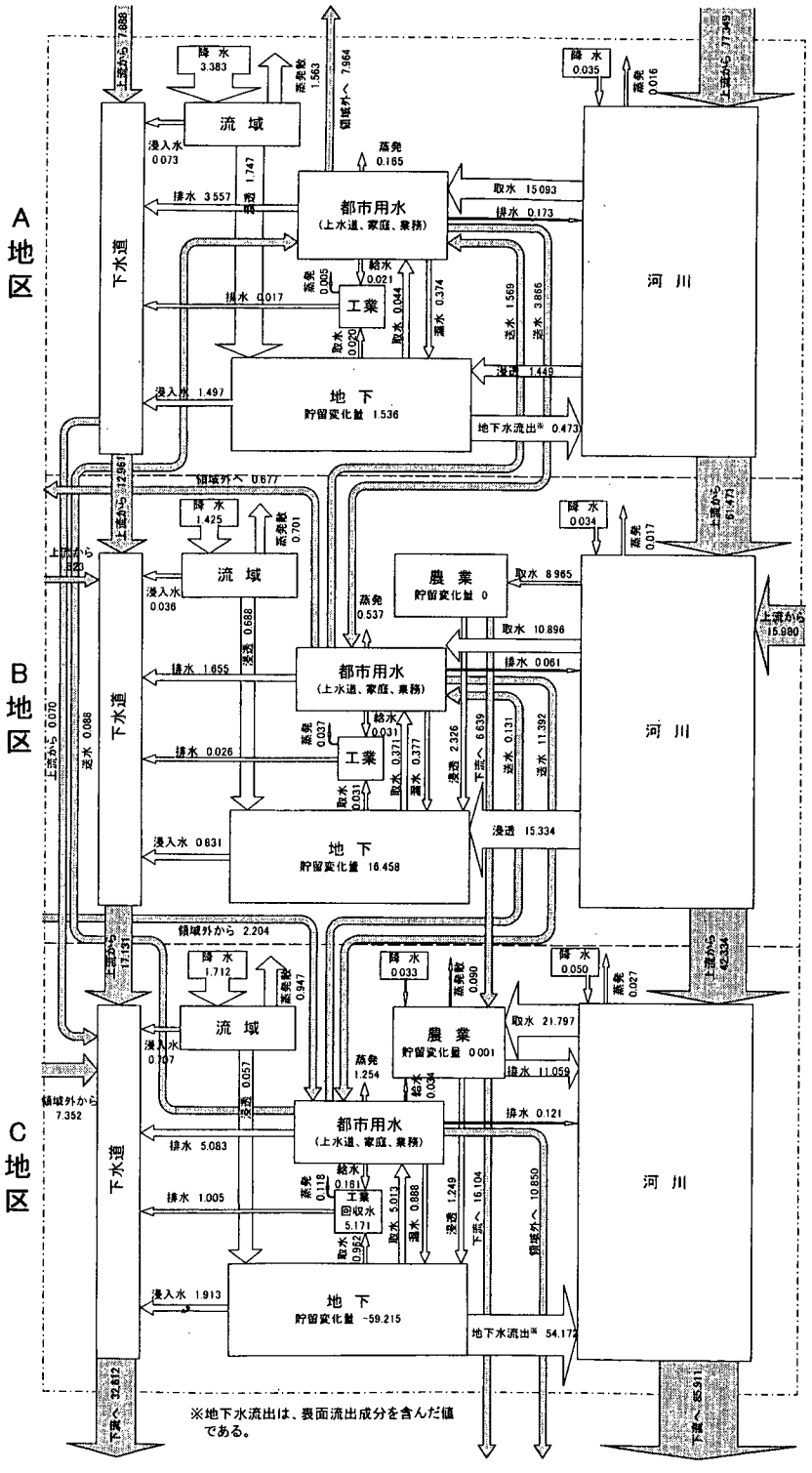
河川流量による水循環の状況変化を把握するため、対象期間内のモデル領域に流入する河川流量(A地区への流入量とB地区への流入量の合計値)を対象に超過確率0～25%、25～50%、50～75%及び75～100%の流量時期に分類し、それぞれの水循環状況を調査した。例として、超過確率が0～25%と75～100%のものを図-5, 6に示す。図-5, 6は、図-4と同様に、自然系の流入量である領域降水量と上流からの河川流量の合計で割合を算出し、パーセンテージで表記している。図-5が、河川流量が大きい超過確率0～25%のものであり、7月～8月の幾つかの出水の影響により生じた増水時期が全日数の半分以上を占めている。図-6は河川流量が小さい超過確率75～100%のものであり、無降雨日が続いた10～11月の減水期間が全日数の半分以上を占めている。当然のことながら、図-5では降水による流入比率が大きいのに対して、図-6では上流河川からの流入比率が大きくなっている。



(単位：% 各数値を5,366,554m^3/dayで割った値)

図-5 超過確率0～25%の水循環図

河川流量の変化についてみてみると、図-5の場合は、下流に行くに従って、地区内の流出や支川との合流により順次流量が増加しているのに対し、図-6の場合は、B地区で地下水浸透や農業・都市用水からの取水により流入量の5割近くまで減少し、C地区の地下水流出により回復する状況となっている。地下水の収支については、A地区では、図-5, 6の差が小さくほとんど0であるのに対し、B地区のプラスやC地区のマイナスのパー



(単位：% 各数値を384,191m^3/dayで割った値)

図-6 超過確率 75 ～ 100%の水循環図

センテージは、かなり大きく、河川流量が小さい場合の地下水流動の影響が大きいことが窺える。同様に農業用水や都市用水の人為系の循環成分の比率も大きくなっており、水循環における人為系の占める位置が大きいこと、すなわち低水時の水資源管理の必要水を確認することができる。

以上に示されるように水循環に及ぼす各水資源関連要素の影響は河川流量により大きく異なるものである。

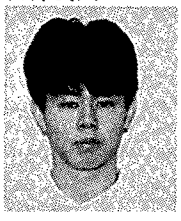
4. おわりに

モデル領域を対象に、水資源連関表を用いて日単位という短い時間間隔での水循環系の現状把握を行った。水資源管理の観点からは、年平均等の長期間の水循環の現状把握を実施しただけでは不十分であり、河川流量に応じた把握が必要であることを示した。

今回は、既存のデータをもとに水循環系の現状把握を行ったが、今後は、地下水の受け渡しや流出量の把握及び分流式下水道の雨水排水の把握を行い、水循環系の現状把握の精度を上げていく必要がある。そのためには、水利用量と気温や河川流量等各種影響要因との関係のモデル化や降雨流出のモデル化等を導入していく必要がある。このことは、シナリオに応じた水資源管理を行う上でも不可欠であり、今後検討する予定である。

参考文献

1) 宮井貴大、柏井条介：水循環シミュレーションのためのデータベースの設計－水資源連関表を用いた場合－, 土木技術資料, Vol.41, No.12, pp.32-37, 1999.12

宮井貴大*

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室研究員
Takahiro MIYAI

柏井条介**

同　水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

(38) 水資源管理におけるＧＩＳの活用に関する一考察

A Study of Effective Use of GIS for Water Resources Management

宮井貴大*、角　哲也**、柏井条介***

By Takahiro MIYAI, Tetsuya SUMI, Josuke KASHIWAI

１．はじめに

平成８年６月に出された河川審議会答申「２１世紀の社会を展望した今後の河川整備の基本的方向について」においては、水資源の管理に関して、①表流水及び地下水、自然系及び人為系の多様な水循環について、水量・水質の観点から総合的にアプローチすること、②渇水や災害時等に対する危機管理体制を確立すること、③流域の視点から、河川管理者・地域住民・地方公共団体・関係機関等の各々の責任の明確化と連携の強化を図ること、が重要であると謳われている。このような観点から水資源の管理手法の充実を図るためには、水資源に関する種々の情報を的確に把握し、共有し、かつ、合意形成や政策決定に反映させていかなければならない。

水資源に関する情報化の流れは急速であり、さまざまなデータベースが整備されようとしているが、こうした情報を用いることによって、従来行われてきたよりも、効率的に合意形成や政策決定を行うことができるようになることが期待される。

情報の収集・蓄積に伴って、増大する情報量の処理、また、これらを用いたさまざまな分析が必要となるが、その有効な手段として、空間的な情報の検索、解析、表示などの機能に優れるＧＩＳ（Geographic Information System:地理情報システム）の導入が考えられる。

本報文は、水資源管理におけるＧＩＳの活用手法を考察するものである。

２．ＧＩＳの特徴と水資源関連データの現状

２．１　ＧＩＳの特徴

ＧＩＳは、空間的な検索、解析、表示などの機能を有し、地図データを電子情報化することにより、様々な統計データ等との対照を容易にできるようにするものである。ＧＩＳの利点は、①シミュレーション等の結果が素早く確認でき、最終的な意志決定に至るまでの試行操作が効率的にできること、及び、②情報を自由に取り出し、分析・加工し、結果を第三者にも分かり易く表現できることがあげられる。従って、水資源管理においてＧＩＳを用いて想定される処理も、Ⅰ）分析、Ⅱ）付加価値情報（加工）、Ⅲ）シミュレーションに分類されよう。一方、ＧＩＳで処理を行う場合の問題点としてデータの入力作業が必要であることがあげられる。

ＧＩＳに含まれるデータは実世界のモデルを構築しており、ＧＩＳの中で対話的にアクセス・変換・操作できるので、環境営力の研究、傾向の予測分析、計画決定の影響の予想などの実験台として役立つものである。訓練中の飛行士が、フライト・シミュレーションを使うのと同じようなやり方でＧＩＳを用いる

*　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　研究員　（〒305　茨城県つくば市旭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　（〒305　茨城県つくば市旭１）

***　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　室長　（〒305　茨城県つくば市旭１）

表－１　日本における主な水資源関連データの現状

出典	項目	空間的特性		時間的特性	分類	データ形式
		種類	数			
多目的ダム管理年報	貯水位・流入量・放流量・降水量	ダム地点	約360地点	日	② ③	書籍
	水使用状況・貯水池水温			月	② ③	
	管理の概況・発生電力量・年間貯水曲線			年	② ③	
流量年表	日平均流量	河川流量観測地点	約400地点	日	① ② ③	書籍
水質年表	一般項目・生活環境項目・健康項目・富栄養化関連項目・その他項目	河川水質観測地点	約1000地点	おおよそ月	① ② ③	書籍
地域気象観測資料ファイル（AMeDAS）	降水量、風向、風速、日照時間、気	アメダス観測地点	約1,300(内、降雨量のみ約600地点)	毎正時	① ② ③	電子情報
	日降水量、時間最大降水量、日平均風速、日最大風速・風向、日平均気温、日最大気温・日最低気温、日照時間			日	① ② ③	
普通気候観測資料ファイル（SDP）	気圧、気温、蒸気圧、相対湿度、風向、風速、雲量、天気、露点温度	気象官署(地点)	約150地点	3時間	① ② ③	一部電子情報
	3時間観測値の平均・最大・最小値、日照時間、全天日射量、蒸発量、日降水量、最大1時間降水量、最大10分降水量、降雪の深さ、最深積雪、天気概況、天気現象			日	① ② ③	
地下水位年表	地下水位	観測井(地点)	約1000地点	日	① ② ③	書籍
水道統計　施設・業務編	施設の概要、取水状況、給水状況、財務状況	都道府県別、規模別小区分別、上水道事	－	年、月	② ③	書籍
下水道統計　行政編	計画、施設能力、各種作業、水質試験成績、面積及び人口(戸数)による普及状況	地方公共団体別、処理場別	－	年、季節	② ③	書籍
工業統計表　用地・用水編	事業所数、従業者数、製造品出荷額、事業所敷地面積、建築面積、水源別工業用水量及び用途別工業用	都道府県別、工業地区別	－	年	② ③	書籍
ダム年鑑	ダム諸元	ダム地点	約3200地点	年	③	書籍
国土数値情報	標高、流路位置、土地利用面積、流域界・非集水域界、ダムファイル、表層地質・地形分類・土壌、砂防指定1/10細分区画データ、3次メッシュ対標高流域・非集水域面積、水文観測所統合、谷密度、湖岸線位置、湖沼台帳、その他	3次メッシュ、2次メッシュ正規化座標	－	－	③	電子情報
数値地図	数値地図10,000(総合)、数値地図25,000(海岸線・行政界)、数値地図50m・250m・1kmメッシュ(標高)、数値地図1kmメッシュ(平均標高)、その他	ベクタ、3次メッシュ、その他	－	－	③	電子情報

ことにより、原理的には、計画者や政策決定者はさまざまな可能なシナリオを描き出し、現実の地表で取り返しのつかない間違いを犯す前に実行結果を予測することができる[1]といわれている。

２．２　日本における水資源関連データの現状

水資源管理に関する情報のデータベース化を進めるために、「水資源便覧」に記載されている図表を基に既存の水資源管理に関する情報について、データの出典、データ項目、データの時間的・空間的特性を整理した結果を表－１に示す。ここに示した以外にも水資源管理に関する情報はさまざまな形で収集・報告されている。

各情報の時間的特性は、降水量などの気象データの一部が時間単位であるのに対して、ダム貯水位、流入・放流量、河川の基準点流量、地下水位及び気象データの基本諸量は日単位（日平均値）として整理されている。また、主に人間活動に関係する、ダムからの発電、かんがい、都市用水等の目的に対する水使用実績、上・下水道に関する運用実績、あるいは、工業統計等の流域の社会活動指標については、月単位、あるいは月単位データを集計した季節あるいは年単位データとして整理されている。

一方、空間的特性は、データ項目によって既存資料に粗密があり、対象とする流域ごとに検討する必要があるが、国土数値情報等から得られる基本データ及び地域気象観測資料ファイルが既に電子情報であるのに対して、他の大部分の情報は空間的な属性データである観測点の緯度・経度が明示されていないために、データ利用時の一次処理が求められる。

これら情報の活用を図るためには、以下の①～③のように課題が整理される。

①離散的に分布するデータの補間方法の開発

②多様な属性を持ち、時系列的な変化を伴う情報の処理方法の開発

③数値・文字・画像を含む各種情報及びそれらの解析結果の統合手法の開発

表－１の項目の右端から２番目に示してある「分類」は、各項目ごとに想定される課題を上記①～③に従って整理したものである。これによれば、③が全ての項目に該当することが特徴としてあげられる。また、表－１の分類のうち、①離散的に分布するデータの補間については、気象諸量や地下水位などが面的に分布する現象を定点観測しているのに対し、流量や水質は線（河川）的に分布している現象を定点観測していることから、データの空間的な補間方法はそれぞれ異なることに注意が必要である。

また、表－１の項目の右端には「データ形式」を示してあるが、国土数値情報・数値地図及び気象データ以外は書籍形式のデータであるため、ＧＩＳの処理を行う場合にはデータの入力作業（電子情報化）が必要である。なお、最近では各地方公共団体や各行政機関ごとに書籍形式の情報が電子情報化されつつあり、今後提供される情報はＧＩＳを用いたデータ処理がより容易になるものと考えられる。

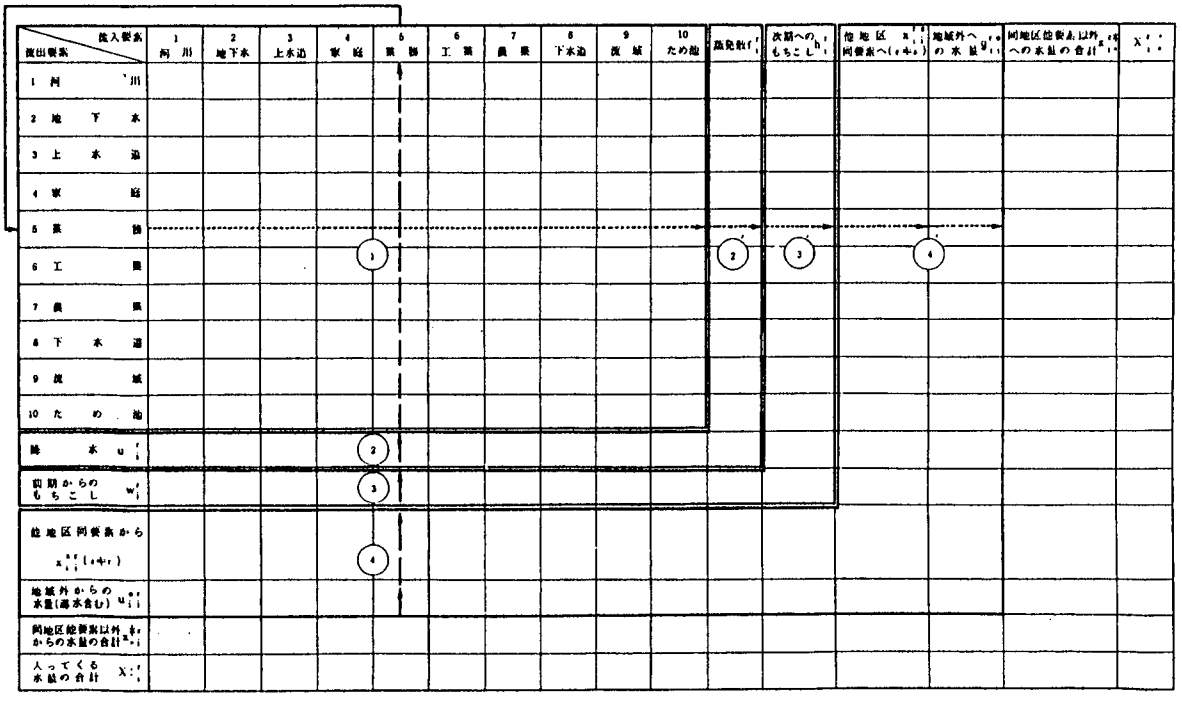
３．水資源連関表を用いた水循環シミュレーションとＧＩＳの活用

３．１　水資源連関表について

水資源連関表は吉川ら[2]により、地区内の水循環を把握するとともに、シミュレーションを通じて流域の水資源管理計画に資するための手法として提案されたものである。これは水の受け渡しが行われる要素（以下「水資源関連要素」という）、地区間や水資源関連要素間の移動及び移動に要する期間の３項目を体系的に把握できるように各要素間の水の移動をマトリックスで表現したもので、図－１に、水資源連関表の書式を示す。流域内の水の受け渡しは、基本的には次の４種類に分類されている。

①「地区内の水資源関連要素間相互」：地区内

②「水資源関連要素と大気中」：地区内



図－１　水資源連関表

③「水資源関連要素内において次期に持ち越される貯留量」：地区内

④「当該地区外の水資源関連要素間相互」：地区間

以上のうち、地区内の水の受け渡しである①～③は水資源連関表で表現されるが、地区間の水の受け渡しである④は、マトリックス表あるいは地図上に直接記述したダイヤグラムによって表現される。

図－１の①及び①'の部分は前述の地区内①の受け渡しを示し、②及び②'は地区内②の大気中と水資源関連要素間の受け渡しを、③及び③'は地区内③の貯留量としての前期からの持ち越しおよび次期への持ち越し量を示す。したがって、縦方向の破線で示した矢印の方向にみていくと、その地区の水資源関連要素 i（ここでは業務）に、どこからどれだけの水量が入ってくるかがわかる。そして入ってきた総量は、欄外の実線の矢印で示されるように同要素を介して、横方向の点線の矢印上で示される各要素にそれぞれどれだけの水量が渡されるかが示される。

吉川らは上記の水資源連関表を用いることにより現況の水循環の把握ができるとともに配分や利用変化に伴う水循環変化をシミュレーションすることが可能になるとし、更に水環境に関する条件式、施設に関する技術的・物理的・経済的条件式、制度・政策・財政に関する条件式等を制約条件とし、全ての条件式群を線形近似して線形計画法を導入することにより流域の総合的な水管理問題を解くことが可能になるとしている。

３．２　水資源連関表の利用とＧＩＳの活用

筆者らは流域の総合的な水資源管理を行うための一手法として吉川らが提唱した水資源連関表を用いる方法を検討しており、ここで具体的に水資源連関表を用いてシミュレーション等を実施していく上での課題とＧＩＳの活用方法について考察する。

吉川らが水資源連関表を用いて水資源の現状把握を行った時の作業の流れを追い、ＧＩＳの活用との関係を整理した結果を図－２に示す。

まず、現況の水資源連関表を作成するに当たっては地区の適切な分割が必要であり、そのために種々の基本図の作成、これらを重ね合わせた特性図の作成作業が必要であり、データの処理及び図面の作成に必要な作業量は膨大なものがある。この膨大な作業量が水資源連関表を利用する上での妨げの一つになっており、ＧＩＳはこれら作業を大幅に簡素化させる機能を有している。また、分割案は分析・検討目的に適したものか否かを確認しつつ、試行錯誤的に求められるが、ＧＩＳはこのための作業を対話形式で迅速に実施することができ、多くのケースの検討を可能にする。

地区分割の後、水の受け渡しルート（地区内・地区間）を作成し、これを基に水の受け渡し量の現状把握がなされるがＧＩＳの活用によりルート作成作業が対話形式で可能になるとともに、現状把握のためのデータ入力・処理作業が大幅に簡素化される。

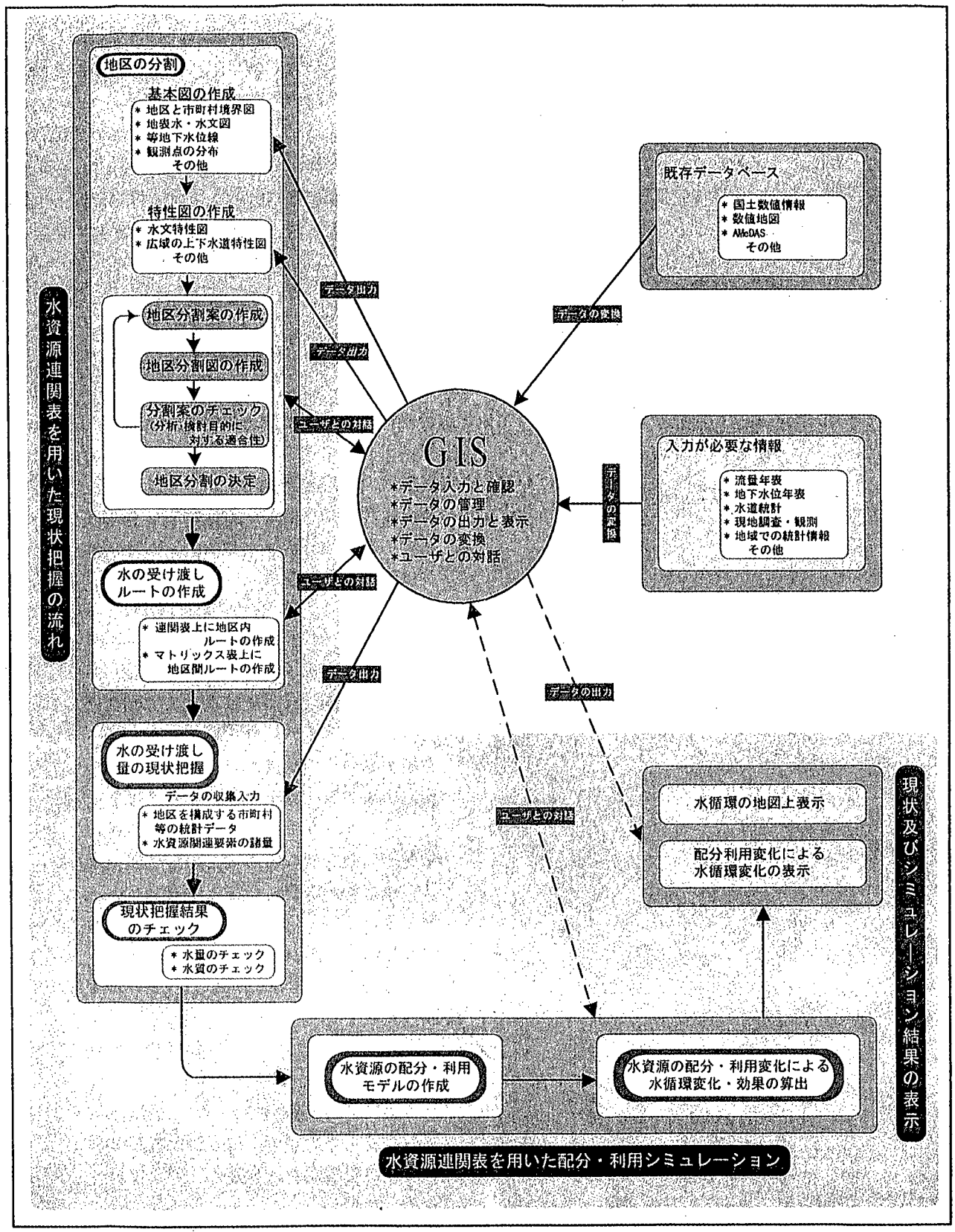
水資源連関表により現状把握がなされれば、これを基に水資源の配分や利用が変化した場合の水循環変化や効果の算出シミュレーションが行われる。ＧＩＳは各種計画の条件設定を対話形式で行い、試行錯誤的な検討を可能にする。また配分・利用変化に伴う水循環変化や効果を地図上で分かり易く表示することができる。

以上のようにＧＩＳの活用により、水資源連関表を用いた水循環の現状把握、水資源計画のためのシミュレーション作業が大幅に簡素化・容易化され水の循環に立脚したより高度な流域の水資源計画・管理に資するものと思われる。

４．おわりに

本報文では、ＧＩＳの特徴、水資源関連データの現状及びＧＩＳを媒体とした水資源連関表を用いた水循環システムのモデル化について考察を行った。

水に関する種々の情報をＧＩＳを用いてデータベース化し、さまざまな観点からの分析の実行と結果の提



図－２　水資源連関表を用いた水資源の現状把握及び配分・利用シミュレーションとＧＩＳの活用

示を行い、こうしたシステムを用いて具体的に合意形成・政策決定を進めている好例として、オランダにおける総合水管理（PAWN：Policy Analysis of the Water Management for the Netherlans）が挙げられる。

ＰＡＷＮの詳細は、廣瀬ら[4]によって既に紹介されているが、その特徴は、基本的要素として①農業、②

舟運、③飲料水会社、④工業（用水）、⑤発電及び⑥環境からなる「利用者機能」と物理的要素（河川、湖沼、運河等）、化学的要素（水質）、生物学的要素（生態環境）からなる「水システム」を想定し、これら相互の関係をモデル化しており、その「水システム」を地理的に表現するためにＧＩＳが重要な役割を果たしている。

我が国においてＰＡＷＮの手法が妥当か否かは議論のあるところであるが、いずれにしても水の循環に立脚したより高度な流域の水資源計画・管理を実施していく上でＧＩＳは欠かせないものと思われる。ＧＩＳを用いることによりモデルの精度の向上が期待されることは勿論、例えば渇水時の水循環情報の把握・水資源情報の提供などリアルタイムの問題への対応も可能になることも考えられ、今後検討していきたいと考えている。

＜＜参考文献＞＞

1）P.A.ﾊﾞｰﾛｰ著、阿仁屋政武・佐藤　亮　訳：地理情報システムの原理－土地資源評価への応用－、古今書院

2）吉川勝秀・関　正和・岩松幸雄：流域における水循環の把握と水資源の配分に関する研究（Ⅱ）、土木研究所報告第 151 号、1978.11.

3）森嶋通夫：産業連関論入門－新しい現実分析の理論的背景－、創文社、1956.6.

4）西田穂積・廣瀬昌由：オランダの水管理事情、河川、（社）日本河川協会、No.563、pp.138-146、1993.6

(10) 温暖化による水供給・水需要の変化を考慮した渇水強度に関する考察

Analysis on the Intense of Water Shortage
Including the Change of Water Supply and Demand Caused by Global Warming

安達孝実*・角　哲也**・柏井条介***
by Takami ADACHI, Tetsuya SUMI and Josuke KASHIWAI

1. はじめに

気候変動に関する政府間パネル(IPCC)2 次報告によれば、温室効果気体の抑制に対して特段の対策を講じなければ、地球全体の平均気温は 2100 年に約 2 ℃上昇するとされており [1]、このような気象変化が、我が国の水資源計画・管理にどのような影響を及ぼすのかを検討する必要がある。

地球温暖化現象が水資源に与える影響には水資源供給・水資源需要の両側面への影響が考えられる。これまでに水資源の供給と需要の側面から地球温暖化問題を検討したものとしては、水供給への影響を考慮したダム運用特性に関する研究 [2]や上水道の需要特性への影響に関する研究 [3]等があるが、これらの研究では温暖化による水供給と水需要への影響をそれぞれ個別に検討されている。このことを考慮し、本稿では温暖化による水供給・水需要特性の変化が同時に生じた場合の、地球温暖化が水資源に与える影響を渇水強度の観点から比較分析した。なお、検討はモデルダム流域を対象に実施した。

2. 対象ダム及び水系の概要

対象としたモデルダム(流域面積 28.0km²)の有効貯水容量は 7,975 千 m³ であり、利水容量として 5,475 千 m³ が確保され、上水道、灌漑及び不特定用水の補給に利用されている(表-1)。

また、ダム地点近傍における気象特性は、年平均気温 14.609 ℃、年平均降水量 1143.5mm である(1981 ～ 1990)。図-1 に日平均気温分布を示すが、年間でみると台形型分布をとる。また、低温期(11 ～ 4 月)と高温期(5 ～ 10 月)の気温分布は正規分布に近い分布形状をとっている。

表-1　モデルダム下流地点における必要流量

用水種類	期間	流量
上水道用水(m3/s)	通年	0.301m3/s
灌漑用水(m3/s)	6/11～6/20	4.310m3/s
灌漑用水(m3/s)	6/21～9/20	2.000m3/s
維持用水(m3/s)	通年	0.210m3/s

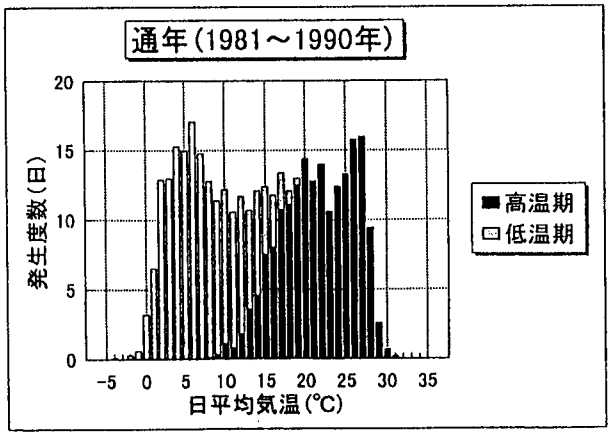


図-1　モデルダム近傍都市の日平均気温分布

*　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　研究員　(〒 305　茨城県つくば市旭 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　(〒 305　茨城県つくば市旭 1)
***　建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　室長　(〒 305　茨城県つくば市旭 1)

3. 対象とする温暖化シナリオ

地球温暖化現象に伴って変化する気象・水文量のうち、水資源への影響が顕著と考えられる気温上昇・降水量変化を対象とし、温暖化シナリオを作成した。シナリオは、これまでの知見をふまえ[2]、気温上昇量 0 ～ 3 ℃・降水量変化-10 %～+10 %とした。表-2 に各 Case を示す。

表-2　温暖化シナリオ

		気温上昇量(℃)			
		0	1	2	3
降水量変化(%)	-10	CASE1	CASE4	CASE7	CASE10
	0	CASE2	CASE5	CASE8	CASE11
	10	CASE3	CASE6	CASE9	CASE12

4. 分析結果

4.1 気温上昇による水供給量の変化

ここでは気温上昇による水供給量の変化として、ダム流入量・基準地点流入量の変化があげられる。ダム流入量・基準地点流量は、流域の蒸発散高・地下浸透高・降水高をもとに算出することができ、以下に各要素の算出方法を述べる。

まず、蒸発散量であるが、これは式(1)の Hamon 式より算出した。

$$E = 0.14 \cdot D_0^2 \cdot p_t \qquad (1)$$

ここに　D_0：可照時間(12 時/日を 1 とする)

p_t：平均気温に対する飽和絶対湿度(g/m³)

式(1)の常数は海外の実測値から求められたものであり、我が国でそのまま用いると大きい値を示すといわれている。ここでは、式(1)に補正係数αを乗じて補正を行うこととした。αは、年間降水高と年間流出高の差である損失高が蒸発散高に等しいと仮定して、Hamon 式の感度分析を行って算出した(α＝0.88)。なお、$D_0 \cdot p_t$ は月平均可照時間・月平均気温から値を決定し、同一月で一定としている。

流出量は、日降水量と(1)式で算出される日蒸発散量の差として算出される表面浸透量値をもとに、4 層タンクモデルにより流域での流出解析を行い、算出した。

なお、気温上昇による蒸発散量の変化量は 0 ～ 3 ℃で 606.70 ～ 783.53mm/年であった。また、図-2 に各 Case の年平均有効降水量比率(%)を示すが、現状を示す Case2 では 42.28 %であるのに対し、気温上昇・降水量減少に伴い比率が低下し、最も条件が厳しい Case10 で最小値(23.87 %)を示した。

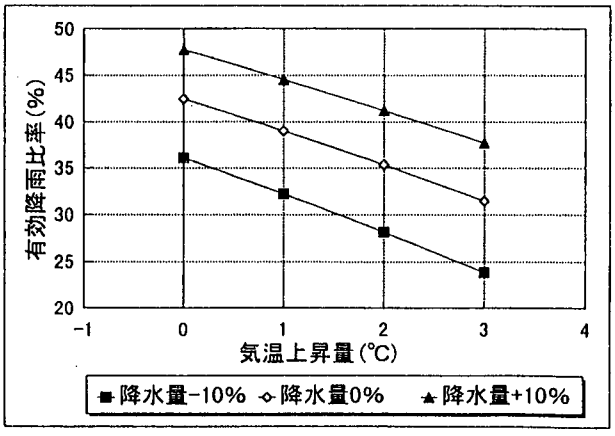


図-2　各Caseの年平均有効降水量比率

4.2 気温上昇による水需要量の変化

4.2.1 上水道用水の水需要量の変化

図-3 にモデルダムにおける上水道用水使用量原単位と月平均気温の関係を示す。上水道用水使用量原単位はモデルダムの属する県の月実績給水量を実績給水人口で除したものであり、データは水道統計(1981 ～ 1990)より求めた。また、月平均気温はモデルダムを水源とする下流都市のものであり、アメダスデータ(1981 ～ 1990)を用いた。

既往の研究より、上水道用水使用量は日平均気温の 2 乗に比例することが示されており[3]、今回の対象県でも同様の傾向がみられている。ここでは、モデルダムの供給都市の水需要量がその属する県の月使用量原単位に等しいとして、次式により気温との関係を求めるものとした。

$$y' = 0.1496\ (x - 7.2891)^2 + 320.12 \qquad (2)$$

ここに　y'：モデルダム下流都市の上水道用水需要量原単位(liter/人・日)

x：モデルダム下流都市の平均気温(℃)

式(2)の原単位に給水人口を乗じると、モデルダム下流都市の上水道需要量を得ることができるが、この全てがダムから補給されるわけではない。ここでは、ダム計画における年間補給量と下流都市の年平均需要量の比βを補正係数として、ダムとしての一日当たり需要量y(liter/人・日)を

$$y = \beta \cdot p \cdot y' \qquad (3)$$

として表すこととした。ここに、pは下流都市の給水人口である。

4.2.2 灌漑用水の水需要量の変化

灌漑用水は水田用水・畑地用水から成り立っているが、我が国での農業は稲作が中心であることから、灌漑用水の水需要特性を水田用水で代表させることとした。水田用水は各水田の減水深をもとに計画されており、減水深は蒸発量(株間蒸発量)・蒸散量(葉面蒸発量)・降下浸透量の和で示すことでき、蒸発量と蒸散量の和である蒸発散量は時期的に大差がないとされている[4]。

図-4 に、文献 4)から求めた灌漑期の地域別日蒸発散量と平均気温の関係を示す。ここに、日蒸発散量は文献 4)中の各期間の平均値を、平均気温は対象地点が明記されていないため、各地域に存在するアメダス観測点での灌漑期の平均気温を用いた。この関係を線形近似したところ、式(4)の関係を得た。

$$y = 0.1149\ x + 2.4438 \qquad (4)$$

ここに　y：日蒸発散量(mm/日)

x：灌漑期平均気温(℃)

ここでは、日平均減水深を 20mm/日[4]、気温上昇にかかわらず降下浸透量が変化しないと仮定し、式(5)から算出した日蒸発散量と降下浸透量の和を気温上昇時の減水深として算出するものとし、気温上昇がない場合とある場合の減水深の比を灌漑の需要量比として計算することとした。

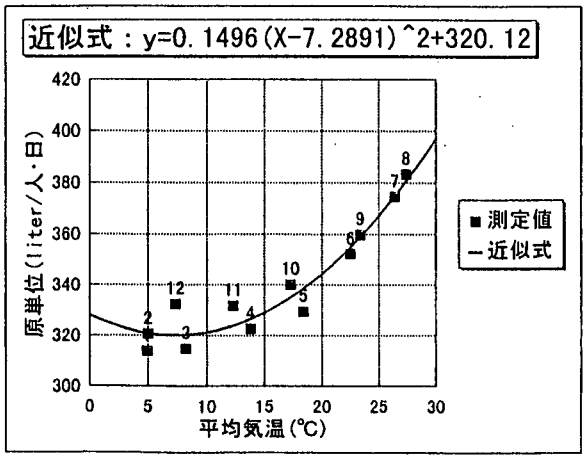


図-3　モデルダムにおける上水道使用量
原単位と月平均気温の関係

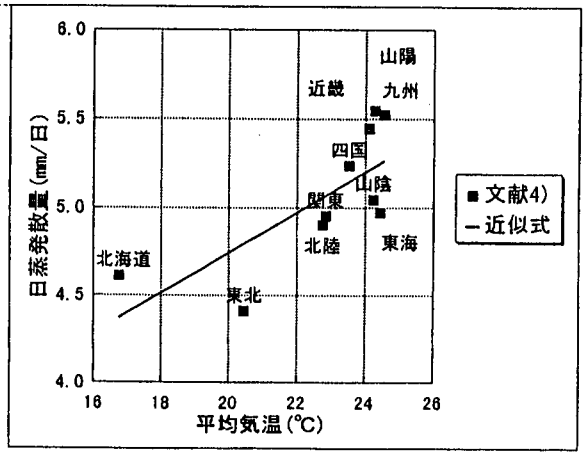


図-4　灌漑期間における各地域の
日蒸発散量と平均気温の関係

4.3 温暖化による渇水強度の変化

先述の供給・需要特性を考慮し、温暖化による水供給・水需要への影響を考慮したダム補給流域における渇水強度の検討を行う。渇水強度を示す指標は、不足日数・不足%日・不足%^{2}日とし、1981 ～ 1990年のデータをもとに計算を行った。なお、上水道用水・灌漑用水・維持流量および本論文での計算方法は

表-3 に示すとおりであり、維持流量は気温上昇の影響を受けないものとした。また、日平均気温としてモデルダム近傍都市のアメダスデータ(1981 ～ 1990)を使用した。

表-3　各用水の計算方法

用水種類	期間	本分析での計算方法
上水道用水(m3/s)	通年	日平均気温に依存
灌漑用水(m3/s)	6/11～9/20	灌漑期平均気温に依存
維持用水(m3/s)	通年	気温に依存せず

渇水強度計算では、気温上昇による水需要量の変化の影響を把握するため、以下の Type を用意した。

TypeA)気温上昇が水供給にのみ影響を及ぼす場合

TypeB)気温上昇が水供給・水需要に影響を及ぼす場合

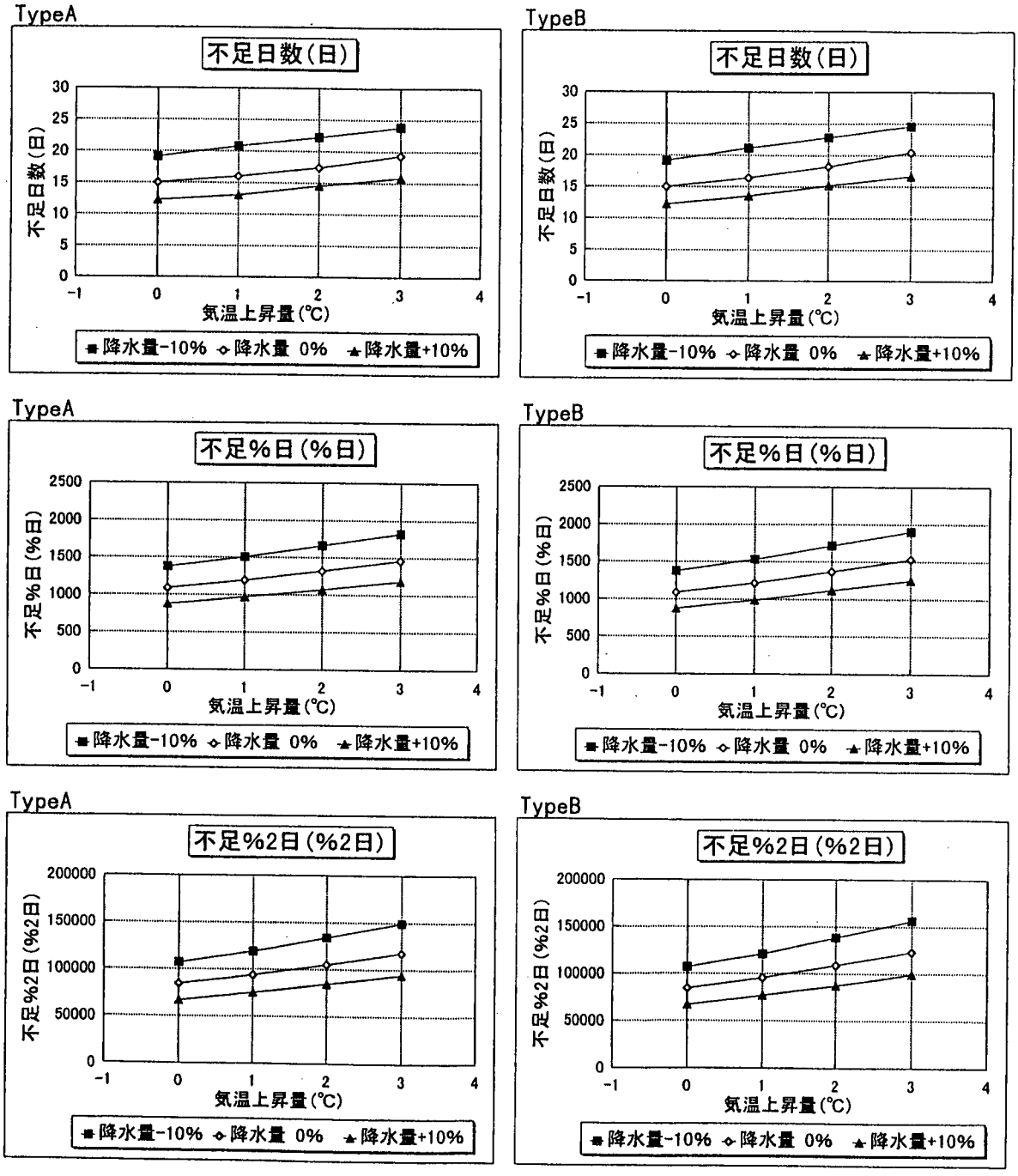


図-5.1～5.6　TypeA･Bにおける各Caseでの渇水強度

図-5.1 ～ 5.6 に TypeA･B の渇水強度を示す。図より、各 Type とも降水量の減少・気温の上昇に伴って渇水強度が大きくなることが確認される。また、図から対現状比(Case2 比)を読みとることができるが、TypeA では、降水量変化のない Case11 で渇水強度は約 1.3 倍、最も厳しい Case10 で約 1.6 倍に達することがわかる。需要の影響を考慮した TypeB では、Case11 で約 1.4 倍、Case10 で約 1.7 倍に達している。また、TypeA･B とも Case12 で現状(Case2)より厳しい渇水強度となっているが、これは降水量が 10 %増加しても気温が 3 ℃上昇すれば流域蒸発散による損失が大きく、有効降水量が減少し、渇水が厳しくなることを意味している。また、対現状比をみると、不足日数・不足%日・不足%^{2}日の順に大きくなっており、不足日数とともに不足量が大きくなっている。

次に、降水量変化が渇水強度に及ぼす影響を、TypeA･B の気温上昇 0 ～ 3 ℃のそれぞれに対して、次の指標で評価する(図-6)。

$$\frac{\text{降水量の変化による渇水強度の変化}\Delta}{\text{降水量変化がない場合の渇水強度(Case2,5,8,11)}} \times 100(\%) \qquad (5)$$

図-7 に降水量変化が渇水強度(不足%日)に及ぼす影響を示すが、図より TypeA･B とも渇水強度変化の傾向はほぼ同じであり、気温上昇量によらず降水量が 10 %減少すると渇水強度が約 25 %増加し、降水量が 10 %増加すると渇水強度が約 19 %緩和されることがわかる。

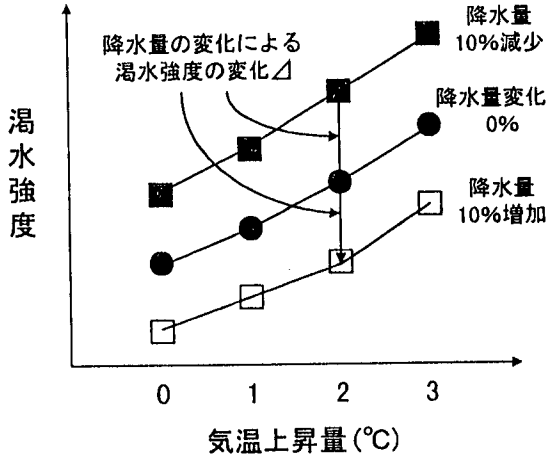


図-6　降水量変化に伴う渇水強度の変化

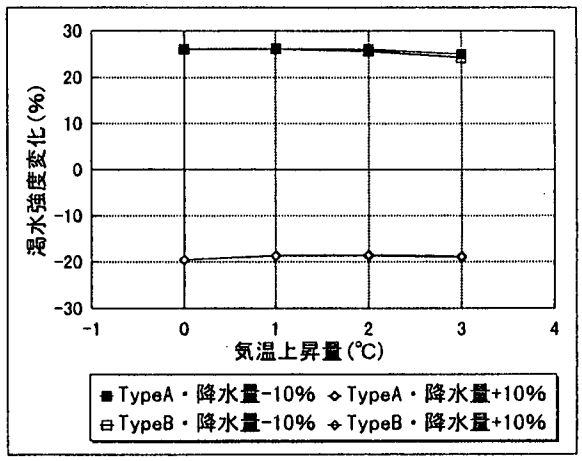


図-7　降水量変化に伴う渇水強度の変化比率

さらに、温暖化による渇水強度の増加を、TypeA･B の結果をもとに、供給量の変化による増加と需要量の変化による増加に分離することができる。TypeX･CaseY(X=A ～ B･Y=1 ～ 12)の渇水強度を $S_{TypeX,CaseY}$ とすると、以下に示す形で増加量を示すことができる(図-8)。なお、降水量変化による渇水強度の変化分を除外するため、各降水量変化ごとに場合分けをして算出した。

1)供給量の変化による増加量

$S_{TypeA,CaseY} - S_{TypeA,Case1}$ (Y= 4,7,10)(降水量変化-10 %)

$S_{TypeA,CaseY} - S_{TypeA,Case2}$ (Y= 5,8,11)(降水量変化　0 %)

$S_{TypeA,CaseY} - S_{TypeA,Case3}$ (Y= 6,9,12)(降水量変化+10 %)

2)需要量の変化による増加量

$S_{TypeB,CaseY} - S_{TypeA,CaseY}$ (Y=1 ～ 12)

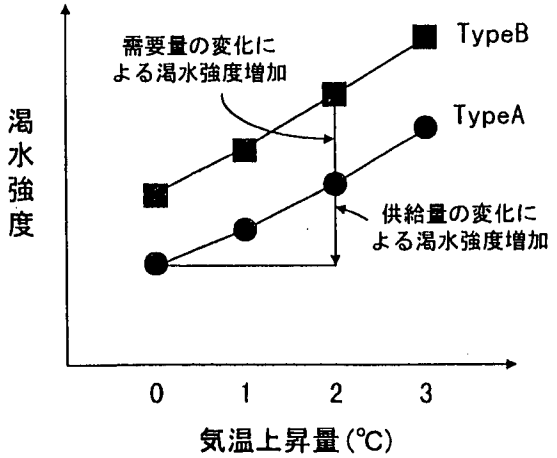


図-8　供給・需要への影響による渇水強度変化

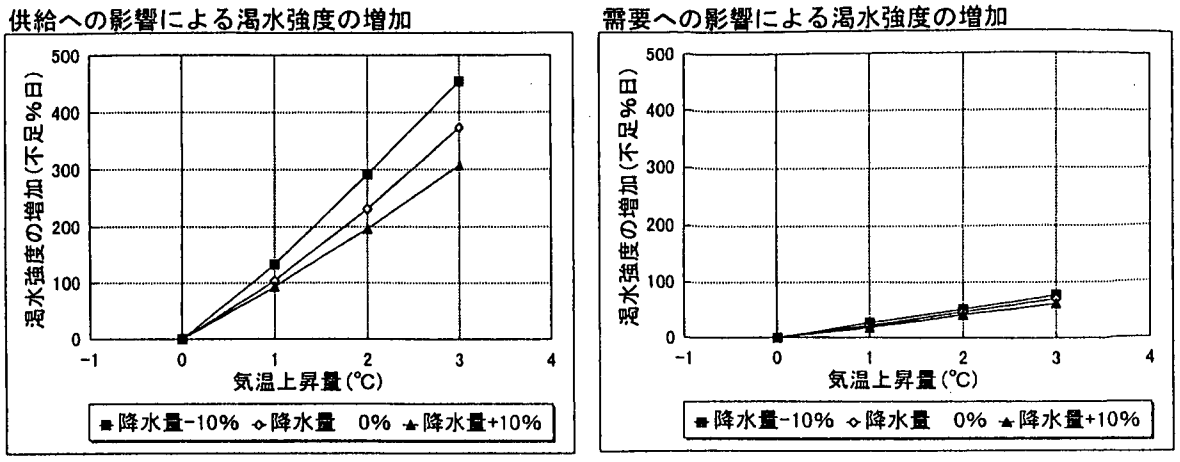


図-9.1～9.2 TypeA･Bにおける各Caseの渇水強度

図-9.1 ～ 9.2 に、1)～ 2)で算出した増加量を示す。図より、両者とも気温上昇とともに増加すること、降水量が減少した場合に値が大きくなることがわかる。図-10 に、供給量の変化による増加と需要量の変化による増加の比を示すが、図より、気温上昇量によらずその比率はほぼ一定であり、降水量が減少すると需要量の変化による影響が大きくなる傾向がうかがえる。その比率は、降水量が変化しない場合でおよそ 5:1 となった。

なお、図-7 および 9.1 ～ 9.2 では渇水の大きさを示す不足%日を渇水強度の指標として用いている。

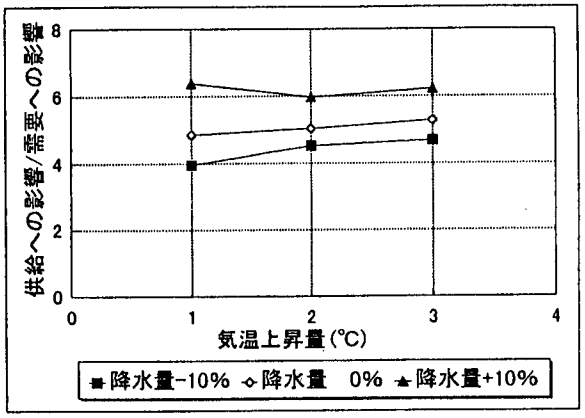


図-10 供給への影響と需要への影響の比率

5. 結論

温暖化が水資源に与える影響を水供給・水需要の観点から評価し、モデルダムを対象として、温暖化に伴う渇水強度の変化を分析した結果、以下の知見を得た。

①気温の上昇・降水量の減少により渇水強度は大きくなる。

②同一気温上昇量で降水量のみが変化した場合の渇水強度の変化割合はほぼ一定となり、モデルダムでは降水量が 10 %減少すると渇水強度が約 25 %増加し、降水量が 10 %増加すると渇水強度が約 19 %緩和される。

③供給量および需要量の変化による渇水強度は気温上昇とともに大きくなる。また、その比率は気温上昇量によらずほぼ一定であり、降水量が変化しない場合でおよそ 5:1 となる。

参考文献)

1) IPCC(気候変動に関する政府間パネル)編:IPCC 地球温暖化第 2 次レポート,中央法規,1996

2) 丹羽薫,廣瀬昌由,宮井貴大,天野裕史:地球温暖化が水資源に及ぼす影響に関する考察,水工学論文集,1993-2

3) 角哲也,安達孝実,清水康生:地球温暖化が水需要に及ぼす影響に関する考察,環境フォーラム,1996-12

4) 中川昭一郎:水田用水量の調査計画法(その 2),農業土木学会誌,1966-6

近年の渇水現象とその対策

建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室　柏井条介

1. はじめに

最近、水危機という言葉をよく見かけるようになった。筆者は、寡聞にしてその端緒を知らない。高橋[1]によれば、1995年に行われたIsmail Serageldin 世界銀行副総裁の記者会見談話が、専門外の人々に多大な衝撃を与えたとのことであり、その当たりが始まりかもしれない。曰く、“今世紀、多くの戦争は石油をめぐって発生したが、来世紀には水を巡る戦争が起きるであろう”。

本年(2000年)3月にオランダのハーグで催された第2回世界水フォーラムでも同様の危機意識が貫かれているようである[2]。世界水フォーラムは、国際機関・学会が中心となって1996年に設立された世界水会議(WWC)により実施されている。第1回は、1997年にモロッコで開催され、「世界水ビジョン」を策定することが決定されている。第2回では、第1回の決定を受け、同ビジョンが策定された。同フォーラムは2003年に日本で開催される予定である。

危機意識の根源は、予想される人口の増加にある。途上国における水資源の劣悪な現状にある。過去の100年間に人口は3倍に、人間のために使用する水量は6倍になった。既に、水も食料の供給も満足でない人々が多く存在する。水利用の環境への影響も深刻である。更なる人口増加に如何に対応していくべきか、というわけであり、“水危機は管理危機である”を基本認識としてビジョンが語られている。

上述の水危機は、水の絶対量の不足に如何に対処するかという問題である。一方、本文で対象とする渇水は、降水量の不足により、一時的に水需給のバランスを欠いた状態をいう。つまり、降水量の変動により発生する水不足であり、平均量そのものが大きく不足する絶対量の問題とは異なる問題として捉えられているのが一般的である。

水危機を長く書いてしまったが、本文は、水危機問題に言及するものではない。対象はあくまで渇水問題であり、渇水の発生因子である降水量を中心に、近年懸念されている異常気象の動向についてのレポートを紹介する。また、近年の渇水発生状況を整理し、いくつかの国の渇水被害と対策事例について、水供給システムの整備がなされている地域、なされていない地域夫々の例を紹介する。もって、今後の水資源問題を考える資料を提供しようとするものである。渇水問題を、供給量が需要量に不足する頻度と継続期間の問題と捉えれば、水危機の問題も渇水問題の延長で捉えることができよう。

情報は、世界の情報を中心に一部日本のものも含めて整理した。日本は島国であり、水資源の開発・管理は国内にて完結しているが、水問題に対する技術的，財政的な国際貢献には大きいものがある。よって、世界の状況について概観しておくことは意味のあることと考える。転じて日本の水資源を考えてみると、水資源開発・管理システムの整備が進められる中、将来のあるべき姿、現在とるべき道筋が不明瞭になってきている現状がある。日本自らの状況を位置づける必要性を感じる所以であり、世界に関する情報も必要であろう。

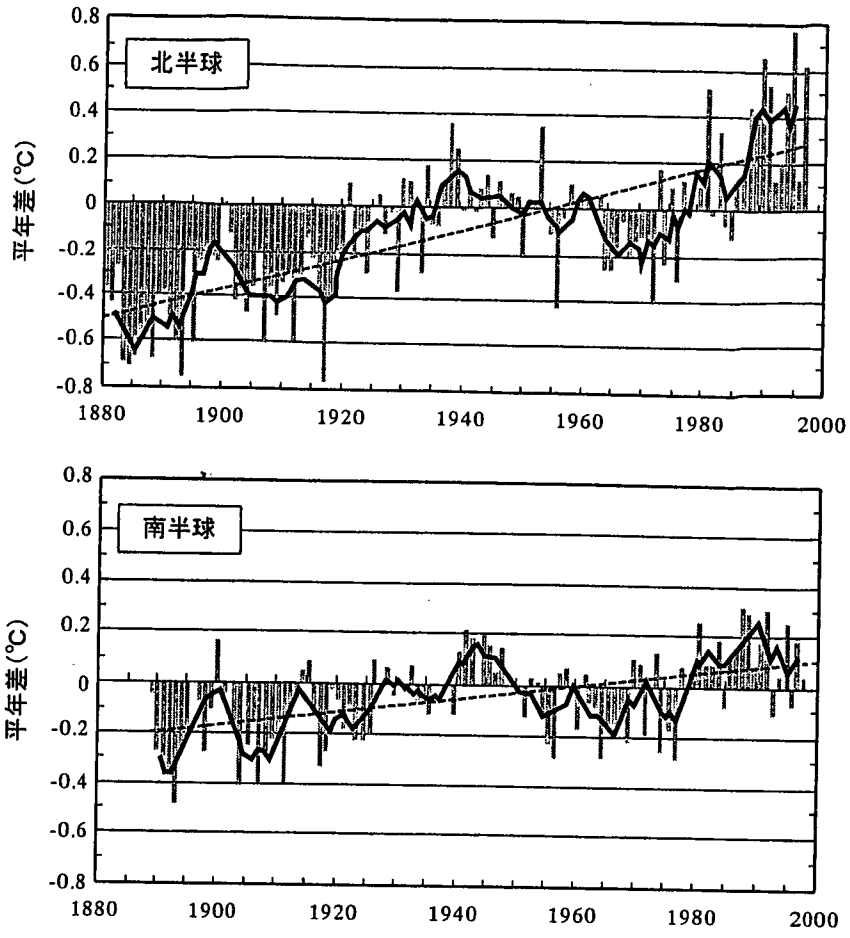
2. 異常気象の動向

渇水は、降水量が小さいために、水の需要量に対する供給量が一時的に不足し、被害を生じる現象である。ここでは、気象庁が5年毎に取りまとめている異常気象レポート[3]の内容をもとに、現象の起点となる降水

量変動の動向を見てみる。

図－1 に年平均地上気温(陸上)の平年差の経年変化を示す。図は、1880～1997 年の過去 118 年間のデータ(解析地点数は 1880 年頃は約 160 地点, 1900 年頃は約 320 地点, その後は増加して 1970 年頃最大約 1,800 地点, 1990 年代は 1,300～1,400 地点)の解析結果である。気温の変動は、降水量や蒸発散量に影響を与える。また、水需要量にも影響することが考えられ、日本での解析では、気温と水使用量には正の相関関係があることが示されている [4]。ただし、その程度はあまり大きくはない。

周知のように、長期のトレンドは上昇の傾向を示しており、1990 年代は、1880 年以降で最も気温の高い期間となっている。実際、平均地上気温が 5 位以内のデータは全て 1990 年代に存在する。

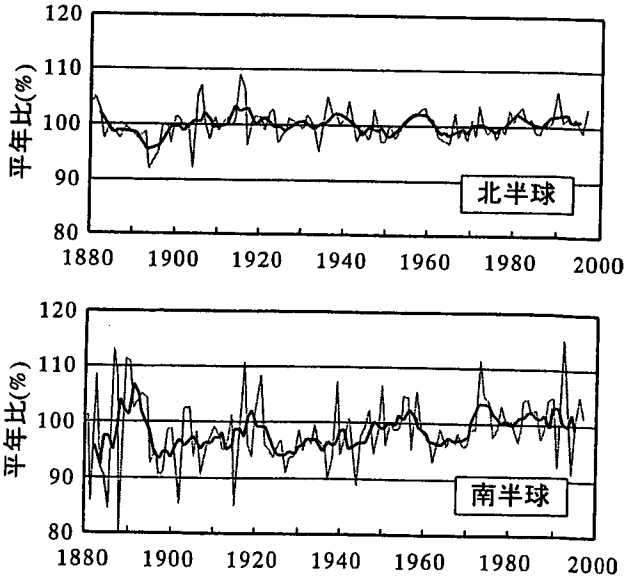


図－1 世界の年平均地上気温(陸上)の平年差の経年変化 [3]

※棒グラフは年々の値, 実線は 5 年移動平均, 点線はトレンドを表す一次回帰直線

異常気象レポートでは、こうした気温の変動は、二酸化炭素等の増加に伴う地球温暖化や数十年程度の時間規模でくり返される自然変動等が関与しているとしている。また、レポートには地域別の気温変動も解析されており、北アジアの上昇率が1℃／100年と最も高く、南アメリカ, 北アメリカ, ヨーロッパ, 南アジアで危険率 5%未満で有意な上昇が見られているとしている。一方、アフリカ南・北部及びオセアニアでは有意な傾向は見られておらず、傾向の地域的なバラツキがあるようである。

図－2 に世界の年降水量の平年比の経年変化を示す。解析期間は気温と同様であり、月降水量データより解析した地点数は気温の場合よりやや多い(1880年頃は約300 地点, 1900年頃は約650 地点, その後は増加して1970年頃最大約 2,500 地点, 1990 年代は 1,100～1,400 地点)。南半球では危険率 5%未満で有意な増加傾向が見られているが、北半球では有意な傾向は見られていない。地域的にはヨーロッパ, 北アジア, 南アメリカで有意な増加傾向が見られており、南アメリカでは、最も大きい 17.5%／100 年の増加率となっている。また、ヨーロッパ(35%／100 年), 北アジア(17.5%)の冬の



図－2 世界の年降水量の平年比の経年変化 [3]

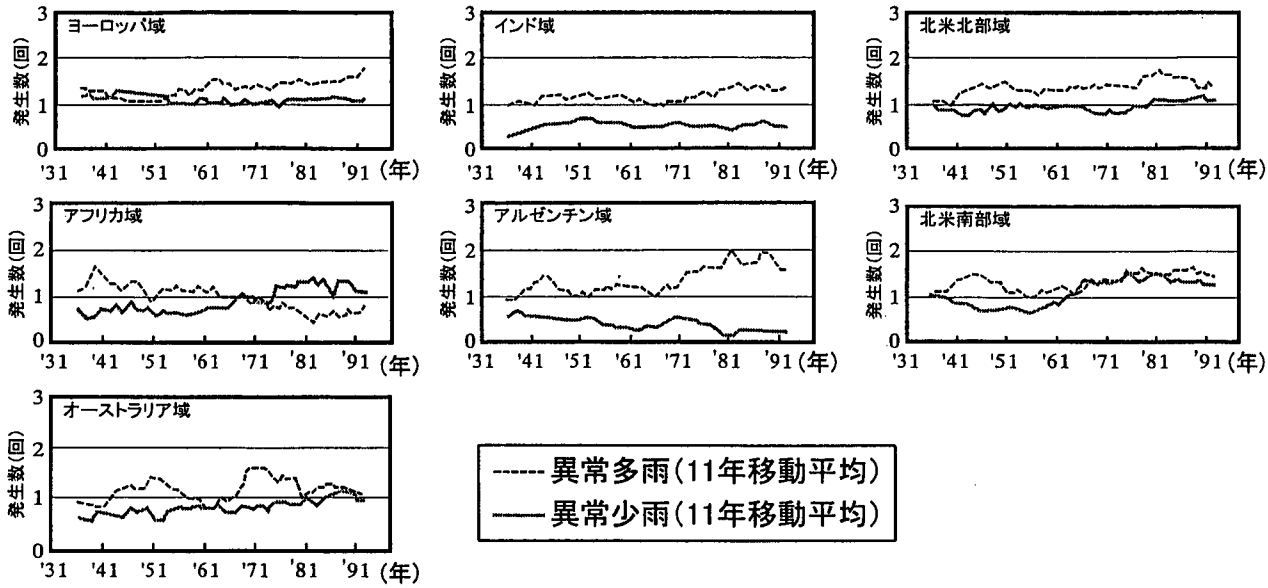
※実線(灰色)は年々の値, 実線(黒)は 5 年移動平均値

増加率も大きく、解析期間が異なるIPCC(1996)の見解「北半球高緯度の陸上で降水量は増加しており、特に寒候期の降水量の増加が大きい」と合致するとしている。

図－3には、異常少雨、異常多雨の発生数の経緯を示す。入手された1901年～1990年の月降水量データのうち、定常的に 70%以上のデータが存在する 126 地点のデータ解析によるものであり、1901～1930 年の各月の最大値より多い場合を異常多雨、最小値より小さい場合を異常少雨としている。なお、図中の発生数は、通常の異常気象で考えられている30年間当たりの発生数として示されている。

インド域，ヨーロッパ域，北米北部域などオーストラリア域，アフリカ域を除く多くの地域で異常多雨が増加する傾向が危険率5%未満で有意とされ、アフリカ域では異常多雨の減少が有意とされている。また、渇水が問題となる異常少雨については、アフリカ域，北米南部域で増加が有意であるが、その他の地域では傾向がみられていない。全球的にはそれほど変化はないといってよいであろう。

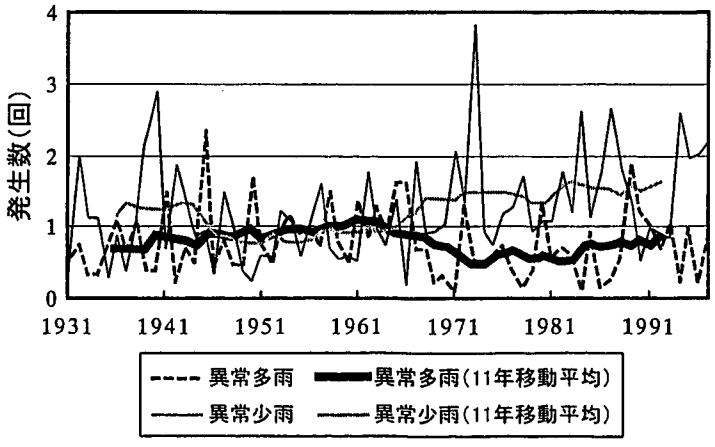
図－4 は、日本における異常多雨、異常少雨の発生数の経年変化を示したものである。異常多雨・少雨



図－3 世界の異常多雨，異常少雨の発生数 [3)]

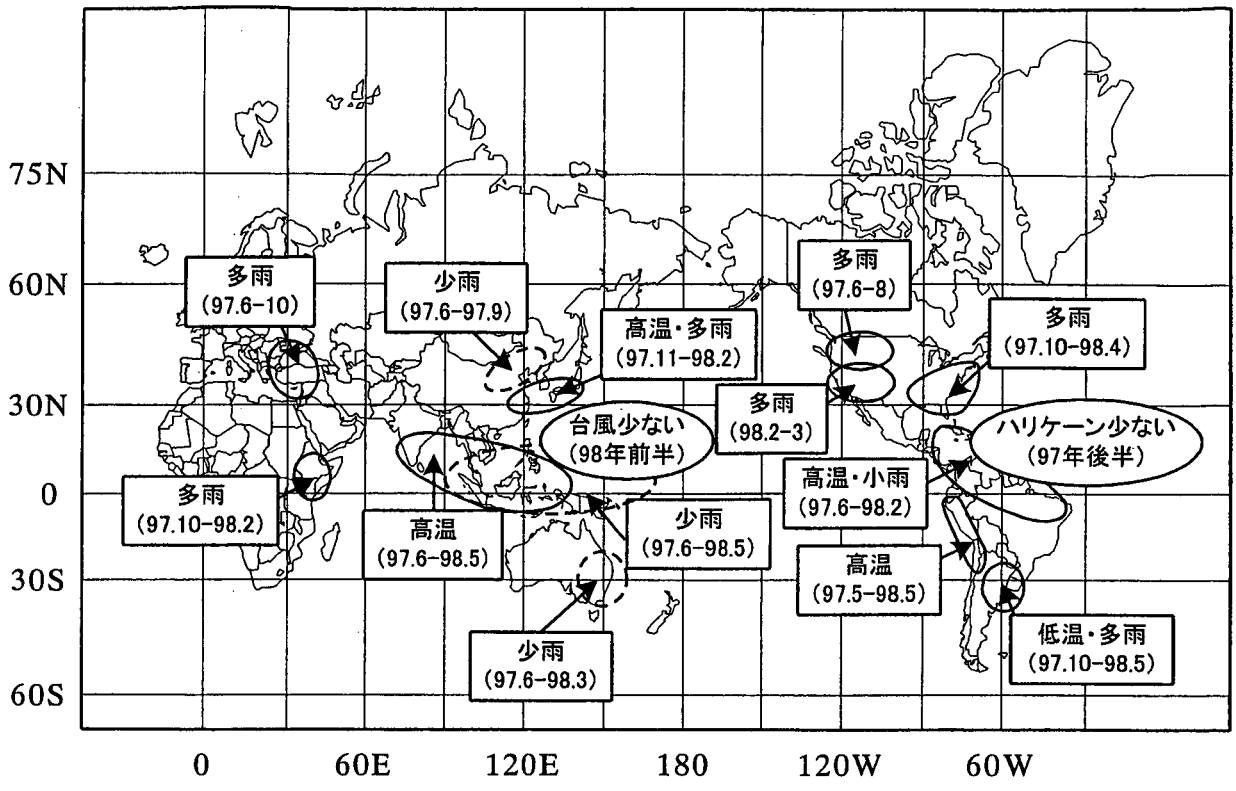
の定義は、世界のものと同様であり、全国 51 地点のデータが解析に用いられている。日本では異常多雨は余り変化がないが、異常少雨が増加する傾向が見られている。トレンドは何れの地域も増加の傾向を示しているが、危険率 5%未満で有意な地域は、北日本、南西諸島とされている。少雨に関しては、この他、年降水量の少ない年の出現数や日降水量 1mm 未満の年間日数に関する解析も行われているが、何れも最近約50年間において増加傾向にあり、渇水が起こりやすくなっていることを表している。なお、気温については、年平均気温，異常高温の発生回数とも全国的に増加の傾向となっており、日本においても 1990 年代において顕著な高温年が確認されている。年平均気温のトレンドは 0.91℃／100 年である。

以上見たように、気温については、上昇傾向が明確に見られており、1990 年代には世界的に高温状態が見られている。一方、降雨の傾向については、必ずしも明確ではないようである。今後注意深くその推移を見



図－4 日本の異常多雨，異常少雨の発生数 [3)]

守っていく必要があろう。なお、1997年～1998年にかけて20世紀最大規模のエルニーニョ現象が発生しており、世界の広い範囲に亘り様々な影響を及ぼしたと考えられている。図－5は、エルニーニョ現象に関係すると推定されている天候分布図であるが、少雨の影響も各地で見られている。インドネシア等における渇水被害の状況については後に触れる。



図－5 エルニーニョ現象に関するとみられる天候の分布(1997年5月～1998年5月)[3)]

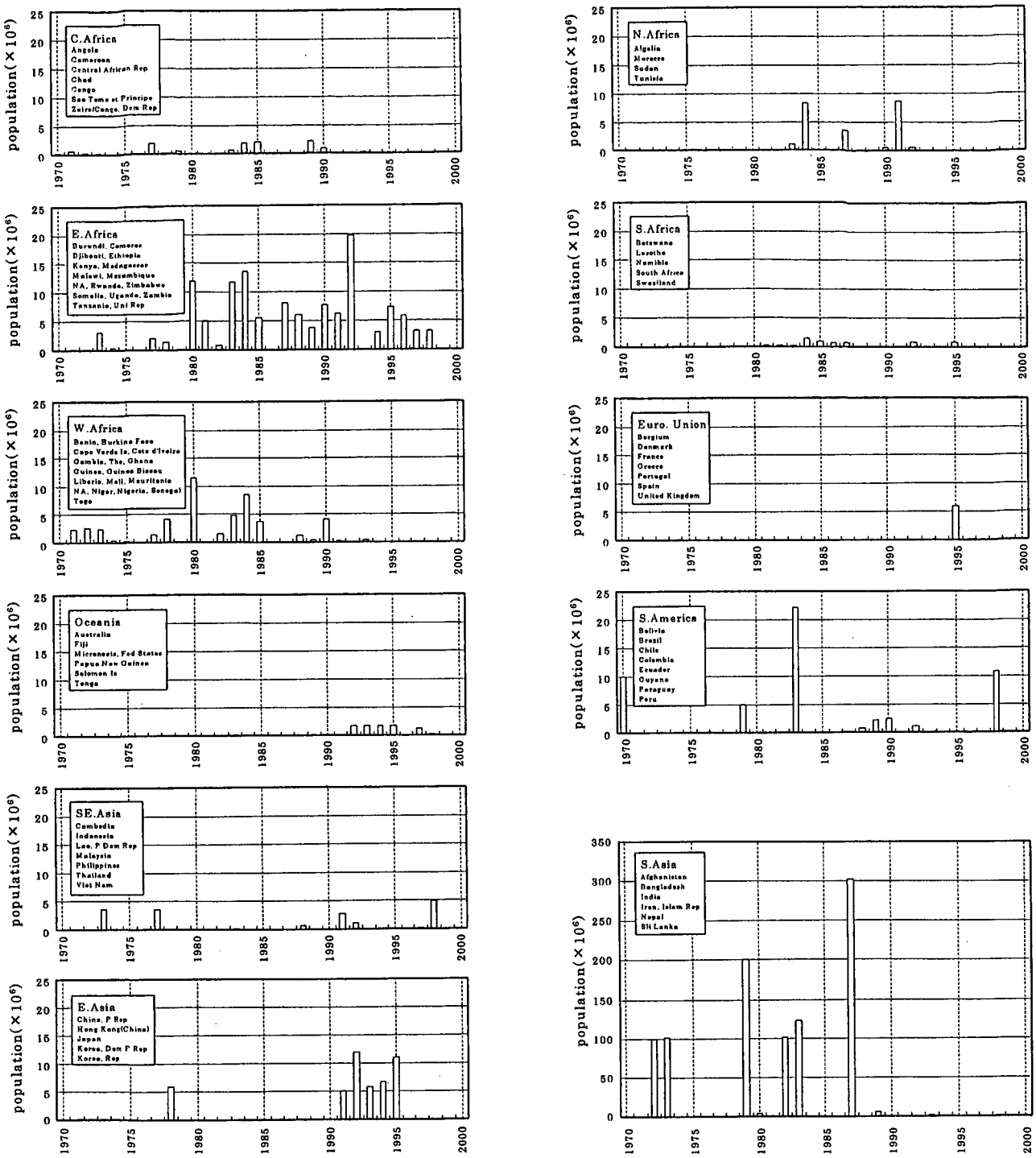
3. 渇水の発生状況

渇水は、規模の小さいものを含めれば、世界の至る所で常に何らかの影響を及ぼしていると考えてよい現象である。従って、その全容を知ることは容易ではない。極めて困難といってよい。

図－6は、ベルギーのCRED(Center for Research on Epidemiology of Disasters)のデータベースをもとに1970年から1998年までの渇水による影響人口を示したものである。データベースでは、死亡した者，ケガをした者，影響を受けた者，浮浪者の4分類を示しているが、図はこれらの総数を影響を受けたものとして表している。実際ほとんどの人数は影響を受けた者により占められている。

先に述べたように、世界の渇水の全容を知ることは極めて困難である。本データベースにおいても全ての渇水を網羅しているとは言えないし、得られているデータもその精度がかなり異なるものと思われるが、ごく概略を知るには有用であろう。

図より、東西アフリカを中心とするアフリカ各地，南アジアを中心とするアジア、南アメリカで多くの人々が渇水の影響を受けていることが分かる。中でも東アフリカでは毎年のように影響が報告されている。また、南アジアでは非常に多くの人々が影響を受けている報告があるが、主としてインドにおけるものである。インドでは、この10年近くは全国的な降雨量が平年並みかそれ以上となっている。このため、大規模な影響は生じていないが[5)]、1999年から2000年にかけてGujarat やRajasthan, Madhya Pradeshなどを中心に渇水被害が広がってきている[6), 7)]。東アジアの1990年代の報告は中国におけるものである。この他南アメリカでは、影響人口の大きな渇水が時折報告されている。こうした渇水の影響人口の多い地域は、もともとの人口が大きいの



図－6 渇水による影響人口（CRED データベースより作成）

はもちろんであるが、水供給システムの確立が十分でなく、自然の循環におけるアクセス水に頼っている地域がほとんどである。ちなみに、近年 20 ヵ年（1980～1999 の合計）の影響人口は、インド，エチオピア，中国，ブラジル，モザンビーク，スーダンの順となっている。

表－1 は、気象庁編の異常気象レポート [3),8)] に報告されている干ばつを整理したものである。図－6 とは必ずしも一致していないが、アフリカやアジアにおいて干ばつが多く発生していることが確認されよう。なお、図－6，表－1 からは、必ずしも近年の経年的な傾向を見ることはできないようである。

表－2，3 は、参考までに日本の渇水の状況について、毎年発刊されている国土庁の日本の水資源 [9)] のデータから作成したもので、各年の上水道（給水制限率×制限日数×影響人口）及び農業（渇水日数×影

表－1 世界の干ばつの発生状況（気象庁編：異常気象レポート'89, '94, '99 より）

年	アジア	ヨーロッパ	アフリカ	北アメリカ	南アメリカ	オセアニア
1983	インド南部，インドシナ半島，フィリピン(～6)		全域 (特にサヘル，スーダン，エチオピア，ジンバブエ，モザンビーク)	米国北部～東部(7～8)		オセアニア全域(～3) (特にオーストラリア)
84			全域	カナダの一部(8)		
85	カンボジア(8)		南西部(ボツワナ中心)(2～5)	米国東部(3～5)	ブラジル南部，パラグアイ，ボリビア(5～8)	オーストラリア北部(1～3)
86	インド北部(1～3)	フランス，スペイン(6～7)				
87	インド(6～9)，インドシナ半島，フィリピン(6～7)		サヘル，スーダン， エチオピア(7～9)			
88	中国(5～6，9～)			米国中西部(4～6)， 米国東部(5～6)		
89		イタリア(～3)， ウラル地方(5～7)	エチオピア			
1990	フィリピン(1～5)	地中海沿岸地方(7～8)	東部(6～9)，南部(10～11)			
91	インドネシア，マレーシア(6～10)，フィリピン(1～3)			米国西部(2～4)， 米国北東部(6～7)	ブラジル南部(1～2，5～9)	オーストラリア北部～東部
92	フィリピン，スリランカ(1～5)	ドイツ以東(5～8)	南アフリカ，ジンバブエ(1～5)			
93		西部，南部(1～3)		米国北東部(7)		
94						オーストラリア(3～12)
95	中国北東部(1～7)		南部(6～10)			
96				米国南部，メキシコ(1～5)		
97	中国北東部など(6～9)， インドネシアなど(6～11)		東部(5～9)	カナダ南部， 米国北東部(6～8)	北東部(9～)	オーストラリア， パプアニューギニア(6～12)

注)（ ）内の数字は月を表す。レポート'89, '94（1983～1992年のもの）では必ずしも月が明記されていないが、本文の記述および異常気象期間図より推定して示した。また、レポート'99 が表形式で簡潔に明記されているのに対し、'89, '94 では文章表記がなされており、干ばつの記述のあるもの以外に水不足或いは被害の記述があるものについても掲載した。

表－2 日本の渇水影響経年変化(上水道:昭和 58 年～平成 12 年度日本の水資源より)

渇水影響度:上水道給水制限率×影響人口, 10^6%人日

地方 / 年度	北海道	東北	関東内陸	関東臨海	東海	北陸	近畿内陸	近畿臨海	山陰	山陽	四国	北九州	南九州	沖縄	全国
57	1	0	0	1	227	65	0	101	2	167	1	75	7	3,771	4,418
58	0	0	0	0	2	0	0	2	0	0	18	0	10	34	66
59	2	11	30	3,839	188	0	36	5,079	0	0	1,300	12	81	2	10,580
60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
61	0	0	0	0	140	0	0	75	0	0	82	0	14	0	311
62	0	7	135	1,615	69	0	0	124	0	0	27	0	0	0	1,977
63	0	1	0	0	134	0	0	0	0	0	12	0	0	0	147
元	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0	0	934	942
2	0	0	59	0	0	0	0	0	1	0	10	10	0	0	80
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	1	37	0	704	747
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	24	0	0	0	27
5	0	0	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	58	67
6	0	69	95	32	2,705	0	85	133	27	3,361	2,578	7,703	1	183	16,972
7	0	0	0	0	0	0	0	814	0	511	162	6,988	27	0	8,502
8	0	0	18	1,760	72	0	0	10	0	4	387	2	0	0	2,253
9	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	64	0	0	0	64
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

表－3 日本の渇水影響経年変化(農業用水:昭和 58 年～平成 12 年度日本の水資源より)

渇水日数×影響面積, 10^3ha 日

地方 / 年度	北海道	東北	関東内陸	関東臨海	東海	北陸	近畿内陸	近畿臨海	山陰	山陽	四国	北九州	南九州	沖縄	全国
57	0	0	20	0	0	2	0	0	7	136	33	142	803	0	1,143
58	0	0	0	5	0	5	0	0	0	0	815	0	76	1,108	2,009
59	0	2	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
61	0	0	0	0	5,072	0	0	0	0	0	1	4	397	860	6,334
62	0	287	3,897	6,481	4,936	0	187	0	0	0	0	0	0	0	15,788
63	0	1,246	0	0	918	0	0	0	0	0	0	0	82	0	2,246
元	6	242	0	0	0	0	0	0	0	0	0	115	40	0	403
2	0	0	0	194	254	0	11	11	0	28	355	113	71	0	1,037
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	140	140
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1
5	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34
6	0	852	0	0	479	98	137	84	422	1,029	1,835	1,693	177	0	6,806
7	0	0	20	0	63	0	3	0	0	0	1	0	0	0	87
8	0	0	9	0	7	2	0	0	0	0	0	0	12	0	30
9	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	215	0	223
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2
11	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12

響面積)への影響の経年変化を示している。平成 6, 7 年の渇水は記憶に新しいところであり、特に上水道では非常に大きな影響が生じていることが分かるが、それ以降は目立った影響もなく、経年的な傾向は明確ではない。農業用水では、昭和 62 年の方が大きな数字となっており、影響地域も異なっている。渇水の影響は地域毎に異なっており、四国, 北九州, 東海地方は影響が出やすい地域、北海道や北陸, 山陰地方は影響が出にくい地域ということが言えよう。

4. 渇水被害状況とその対応

渇水被害は、人間に対するものと自然に対するものに大別することができる。以下に、近年の渇水に関する国連機関の報告を中心にこれら渇水被害の発生状況を整理する。また、その対応状況を整理する。

(1)人間への影響

人間に対する渇水被害は、水供給システムが整備されている地域と、未整備の地域で大きくその様相が異なっている。

水供給システムが未整備な地域はもともと渇水による被害が生じやすい地域でもある。こうした地域では、社会基盤が全般的に未整備であり、渇水の影響が直ちに食料不足や飲料水不足に結びつき、人々の生活基盤を脅かす深刻なものとなりやすい。場合によっては、人の生命も脅かされる。

インドネシア，パプアニューギニア，ガイアナなどでは 1997 年にエルニーニョ現象によると考えられている厳しい渇水が生じている[10),11)]。

インドネシアの Irian Jaya では、1997 年5月始まった乾季が 1998 年まで継続し、米，コーヒー，コカ，トウモロコシ，綿，ココナッツ，甘藷などの農作物被害により経済的な打撃を受けるとともに食料不足が深刻になった。特に内陸部での被害が大きく、高地の村々では霜による芋の被害により厳しい飢饉状態に陥ったことが報告されている。渇水で発生しやすくなった火災は、食糧不足を補うはずの森林食料を燃やしてしまい、食糧不足を一層助長している。また、渇水による水不足は、遠方への水汲みを強制し、少なくなった水源は汚染が進む。こうした食料不足による栄養失調や水源の衛生状態の悪化は、伝染病の蔓延する原因となり、コレラ，マラリア，住血吸虫などの流行により、多くの人々の健康と生命が失われている。

農作物被害による経済打撃と食料不足、火災による食糧不足の助長、水不足による労働負荷の増加と水源の汚染，栄養失調と水源汚染による水に関わる伝染病の増加といった一連の現象はパプアニューギニアでも同様に生じている。Irian Jaya では、この他高地の被害地域へのアクセスが軽量ヘリコプターしかなく、森林火災の煙によりアクセスが妨げられたことが報告されているが、パプアニューギニアでは食料の配給ルートである河川水量が激減し、船の運行が不可能なため配給がストップしたことが報告されている。パプアニューギニアでも高地では霜の被害を受けており、高地の人々の多くは移転を余儀なくされている。

ガイアナでも同様に米や砂糖の農作物被害や家畜の損失による経済打撃と食料不足，飲料水不足，火災の増加，衛生状態の悪化と伝染病の増加が報告されている。ここでは、渇水による海水の遡上が被害を増大させていることが報告されている。渇水による海水の侵入は 1998 年から 1999 年におけるベトナムでの渇水被害でも報告されている[10)]。

1996-1997 年のケニア北西部やエチオピアの広い範囲で生じた渇水も状況は同様である[10),11)]。これら地域では 1999 年も渇水に見舞われ、図－6 からも分かるように渇水が常態化している。農産物とともに家畜の被害も大きい。

給水システムが未整備な地域では、上記のように渇水により深刻な被害を受ける。さらに、降雨があったとしても簡単に被害状況が回復しないという問題がある。インドにおける調査では農業生産におけるこの原因として[12)]、

・種まきをする種が既に失われていること。
・生活のため畜牛を売る、或いは失うために農作業のための労力が足りないこと。
・農業者の資本能力の低下により肥料といった有用な投入が低減すること、農作物工場の原材料が得られず生産できないこと。
・農業用の荒れ地が用いられないことから都市部のエネルギー需要を賄うために森林が伐採されること。

を挙げているが、こうした影響は、他の地域の渇水報告でも取り上げられている。

給水システムが整備されている地域では、渇水被害が生じにくいとともに、被害状況がかなり異なる。例えば、アメリカ中西部(1988)[13)]やフランス(1989)[14)]，イギリス北西部(1995-1996)[15)] そして日本(1994-1995)[16)]では 50 年に 1 度、或いは 19 世紀で最も小さい降水量といった非常に小さい降水量を経験し、大きな被害を生じているが、食糧不足や深刻な飲料水不足の状況は生じていない。また疫病の増大もみられない。

上記、何れの国でも農業被害は生じており、アメリカではトウモロコシや大豆，大麦等の穀物が、飼料不足により肉牛も被害を受けている。日本では果実の被害が多かったことが報告されているが、これらは何れも灌漑のない天水を水源とするものである。また、イギリスでは散水かんがいの一部がストップされ、多くの農場に対し、サラダ菜や他の作物に対する時間給水が実施されている。しかし、これら被害が住民に与える影響は、

先にみた国々のような深刻なものではない。農業被害にしても産業としての被害であり、健康に影響するほど食料が不足するということはない。

飲料水を含む生活用水については、圧力の低減や時間制限による給水制限が実施される場合も見られているが、何らかの給水は維持されており、運搬労働の必要性や衛生上の問題には至っていない。アメリカにおける芝生への散水の制限，イギリスでの商業的な洗車など重要でない水需要の規制，日本での夏場のプールの停止などにみられるように、これら地域の給水システムがカバーしている水需要は、生活の基礎的な部分に必要な量に多くの余力を持つものである。また、緊急時の措置として、渇水の影響がそれ程ない地域からの導水などの対応もそれ程困難ではない。

なお、これら地域で報告されている農業や生活に関する以外の被害例として、アメリカでは、水位低下により舟運が規制され、片側通行や積載量低減などの措置がとられたこと、山火事の発生件数が増加したことが、フランスでは発電量が低減したことが、イギリスでは河川水位の低下により、ピート質の堤防の危険性が増大したことが、また、日本では地下水の過剰汲み上げにより地盤沈下が顕在化したことが報告されている。

(2)環境への影響

渇水の環境への影響は、主として土壌の乾燥、河川流量の減少により生じる。土壌の乾燥は農作物に影響を与えるのみでなく、当外地域植物の生育阻害の原因ともなる。また、植物の減少は火事の増加により更に助長される。食料不足や飲み水不足になるのは人間だけでない。動物も同じである。食料援助がないということから、より厳しい条件下に曝されるといってよいであろう。

河川流量の減少は陸上動物の飲み水不足を招くとともに水中生物にも影響する。流量の変化は水面の変化を招くのみでなく水質・水温の変化としても現れる。こうした影響の詳細なモニタリングは実際に人々が食料不足や水不足に陥っている場合には難しい。解決するべき深刻な問題が眼前に横たわっているからである。

給水システムが整備されているところと整備されていないところでは、環境に対する影響も異なる。先に示したイギリス北西部の渇水事例(1995-1996) では、政府は水供給企業に対し、環境を無視した河川水や地下水の採取がないよう、両者のバランスを取るべく調整を行っている。渇水に対し、それだけの耐性を社会が有しているといっていいであろう。こうした地域ではモニタリングもある程度詳細に実施されている。イギリスでのモニタリング結果では、河川流量の低下による水中生物への影響として、高温、低流量により鮭の二年子の遡上や生魚の移動がほとんどなくなったこと、雑草の生育，低い溶存酸素量レベル，河川流量の低下や湖沼の水位低下により魚が死んだこと，魚や他の野性生物の餌になるトビケラやカゲロウなどの無脊椎動物が減少したことが報告されている。また、藻の繁殖や魚の捕食率が高いことが問題とされている。アメリカの渇水事例(1988)でも流量低下による水温上昇，溶存酸素量減少により魚類の生息不可能な場所が出現したことが報告されている。また、河川水位の低下により産卵場の干上がりも生じている。

河川流量の減少による水質への影響には複雑な様子が見られており、先のイギリスの例では、水質改善，悪化の両者が見られている。改善地域では合併処理の越流放流が減じたことや渇水による肥料使用量の減少などが原因とされている。また、悪化したところでは汚濁物質の希釈がないこと，工業用水や下水処理水の再曝気がないことが原因と考えられている。渇水時の水質変化が複雑な状況は日本(1994-1995) でも報告されており、渇水で取水制限が行われた河川，湖沼の BOD，COD は 1993 年と比較して 8 割以上の地点で悪化が見られたが、多くの河川の流入がある日本最大の湖である琵琶湖では改善がみられている。渇水により汚濁負荷，希釈効果の両者の減少があり、その相対的関係から様々な結果が生じるようである。

この他、アメリカでは、水量の不足により湿地帯の鳥や小動物，鹿やカモシカ等の大型動物が減少したことが報告されているが、渇水の環境への影響を定量化するのは、人間への影響の定量化より更に困難であ

る。

(3)渇水の対応状況

既に見てきたように、渇水被害は、水供給システムが整備されている地域と、未整備の地域で大きくその様相が異なる。未整備地域では、生活基盤が脅かされ、人間の健康にまで影響する。場合によっては生命を失う危険にも直面する事態が生じている。このような状況下では、その地域の自助努力での対応は困難である。あるべき水，食料がないという状態であり、外側からの支援が必要となる。

ここで、先にみたインドネシアの渇水について、国連機関のレポートにおけるインドネシア地方自治体及び政府の対応を時間を追ってみてみると次の通りである。

1997年9月26日

・地方政府が、影響地域への医療チームを派遣，又は派遣を計画，併せて食料等支援を実施。また、赤十字が更なる支援の必要性を調査。この時点ではインドネシア政府は、国際支援を求めていないが受入れを歓迎。

1997年10月15日

・インドネシア及び地方政府が、予め策定されている計画に従って災害対策班を動員。食料・医薬品の支給，影響調査を実施，又は計画される。インドネシア政府は、NGOやミッショナーとの緊密な協力の元モニターを委託。また、国際支援を歓迎。

1997年11月17日

・インドネシア政府は、米の輸送のために燃料を支給。また、救援物資を輸送するために陸軍を派遣。Wamenaの首長は、教会、NGOを含む対策部会を設置し1997年10月から1998年5月までの渇水対策計画を策定。また、調査，モニターのための医療及び農業チームを派遣。

1998年5月8日

・インドネシア政府は、対策資金を用意するとともに、米，甘藷，バナナの若木，トウモロコシを支給。Wamenaの対策部会は、米，甘藷等を配給。また、農業部局にバナナやトウモロコシの作付けを示唆。

こうした、インドネシア政府や地方政府の活動に加え、赤十字による食料配給や医療活動、国連組織による救援物資の支給が行われ、更に、各国からの財政支援，食料支援等が展開され、幅広い支援活動が展開されている。

上記事例は、やや極端な事例かもしれないが、同様の被害状況が、水供給システムが十分でない地域では、容易に生じうる状況といってよいであろう。つまり、渇水が深刻になれば、外部地域からの強力な支援が不可欠であるということである。支援の中身に、渇水後の復興が含まれることはいうまでもない。こうした地域では、渇水対策というよりも水資源の絶対量が足りない。つまり常時の水資源対策が重要と考えられる。水危機は既にそこに存在しているのである。対策の方向性として、世界水フォーラムの提言などが参考になろう。

水供給システムの整備されている地域では、状況が異なる。先にも示したようにこれら地域では、生活の基礎的な部分での必要量に多くの余力をもつものである。従って、渇水の進行段階に応じて、渇水の広報，取水制限，給水制限などにより、影響の少ない部分から逐次利用量を減じ、被害を最小限に抑えるという方法を取ることが可能である。芝生への散水制限，洗車やプールの水使用制限，散水農業への給水制限などこうした措置をとることができ、こうした措置により有効な社会制度が形成されている。

また、これら地域では、存在する貯水池の効果的利用が行われている。よく知られているように、平成6～7年の日本の渇水では、発電ダムや貯水容量内に見込まれていない堆砂容量からの緊急的な放流がなされている。英国においても、水利用と自然環境保全の両者を考慮した貯水池の適当なOrders / Permits運用が実施されている。また、水供給網の発達により、地域間の水の融通が行われている。地域間の水の融通，用途間の水の融通は日本でも実施された対策である。

なお、1995～96 年の渇水により、英国NRA(National Rivers Authority)は水供給システムシステムの見直しを実施している。そこでは、環境を考慮し(どのように考慮したのかは不明である)水の広域的な輸送計画を優先し、新たな水資源開発を最小にすることが考えられている。また、1987～92 年にかけて連続的な渇水を経験した米国カリフォルニア州では、連邦と州政府の関連する広範な行政機関が参画する CALFED を組織し、更に農業，都市地域，環境，漁業，地方の郡の代表者，連邦より委嘱された市民の提言委員会の参画のもと、同地域の治水，利水，環境を総合的な水管理計画が検討されている。

5. おわりに

異常気象の経年変化及び近年の渇水状況について概観してみた。水供給システムの整備レベルと渇水被害状況の特性については、両者を結びつけるより学問的な分析が必要と思うが、概略的な状況報告で終わってしまったのはひとえに筆者の非力のせいである。本文は今後の分析のための端緒としたい。

水供給システムの安定性を評価するためには、世界共通の指標が必要と思われる。渇水に関わる現象は多様であり、渇水の定義すら議論の対象となっている。海外では、連の方法やパルマーの指標等をもとにした渇水評価手法の検討が試みられているが日本では、そういった検討はあまり見かけないように思う。本文では日本と英国、米国等を同じ水供給システムの整備された例として取り上げたが、実際にはこれら諸国間でもシステムの安定性のレベルは異なっていると考えるべきである。その違いは、気象変動特性，利用可能水量の変動特性，水利用特性等様々な要因が影響するものであり、単純に一人当たりの降水量や貯水池容量といった指標では、十分評価できないであろう。

今後、そういった視点で渇水時の状況分析ができればと思う。水供給システムの未整備な地域については、かなり深刻な被害例を主に取り上げたが、これら地域においてもやはり、レベルの違いがあろう。より広範な情報の収集と分析が望まれるところである。

こうした作業は、日本の水資源の今後の方向性を明確にする上でも、また、世界の水資源状況について適正に把握する上でも必要な作業と思われる。

参考文献

1) 高橋裕：世界の水危機と日本の役割、ダム技術、pp3 ～9 、No.124、1997

2) W.J.Cosgrove, F.R.Rijsberman: World water vision -Making water everybody's business-, Earthcan Pblications Ltd, 2000

3) 気象庁編：異常気象レポート'99, 2000

4) 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室：地球温暖化が水資源に及ぼす影響に関する考察、土木研究所資料第 3478 号，平成 9 年

5) Ministry of Finance, Govt. of India: Economic Survey 1999, pp.131-134, 1999

6) Dahod, M. T.: Standing the test of drought, Down to earth, pp.30～41, Jun. 2000

7) UN World Food Programme: WEP Emergency Report, Report No.18 of 2000, 5 May, 2000, http://www.wfp.org

8) 気象庁編：異常気象レポート'94, 1995, 同'89, 1990

9) 国土庁水資源部：日本の水資源，昭和 58～平成 12 年度版

10) UN Office for the Coordination for Humanitarian Affairs: Indonesia drought situation report, No.5, 1998, Papua New Guinea drought and frost situation report, No5, 1997, No.6, 1998, Guyana El Ni o drought OCHA situation report, No.1, No.2, 1998, Vlet Nam-drought OCHA situation report, No1, 19998, No2,1999, Kenya-drought OCHA situation report, No.1, 1999, Ethiopia drought OCHA situation report, No.1, 1999, http://www.reliefweb.int

11) UN Department of Humanitarian Affairs: Indonesia drought situation report, No1, No2, No.3,1997, Papua New Guinea drought and frost situation report, No1, No2, No4, 1997, Kenya-drought DHA situation report, No.1, No.3, 1997, Ethiopia draught situation report, No.1, 1997, http://www.reliefweb.int
12) Rao, R. et at al.: Natural resource management for agriculture, pp.296-297, 2000
13) 坂田登, 鈴木茂昭:米国の 1988 年渇水調査について, ダム日本, No.530, pp.11～24, 1988
14) M rillon, Y. and Chaperon, P.: La s cheresse de 1989, La houille blanche, No.5, pp.325～340, 1990
15) Walker, S.: Sustainable water resources management beyond the 1995-96 drought, Proc. Instn Civ. Engrs Wat., Mrit. & Energy, No.130, pp.207-216, 1998
16) 国土庁水資源部:日本の水資源, 平成7年度版, pp.5-24, 1995
17) 今村瑞穂:カリフォルニア水源施設調査報告書, 2000

Drought characterization

1) Fundamental items for characterization

When small precipitation continues for long time, quantities of soil moistures and river discharges decrease, water levels of ground water, reservoirs, lakes and marshes fall down. These phenomenons mean the reduction of accessible water quantity for the existing species on land and in fresh water. Water is the essential material for completing the life cycle of these species. Reduction of accessible water affects environmental performances and needless to say human activities. If the situation is very severe, social and environmental systems of a region may be damaged to a never recovered level.

Above is a tentative description of drought phenomena. The fundamental items of drought characteristics are as follows.

(1) Variability of precipitation
(2) Variability of accessible water quantity
(3) Relation between accessible water quantity, environmental performances and human activities

Since the variation of precipitation comes from natural phenomena, meteorological approach should be employed in describing the drought. Both natural phenomena and human activities influence accessible water such as stream flow or soil moisture. We can grasp variation characteristics as a result of water performances after precipitation. The output of precipitation varied by processes of natural circulation such as evapotranspiration, infiltration or run-off, and the influence of human beings in the form of reservoir operation, water supply and so on. This output process is studied mainly by hydrological and waters resources engineering approach (Figure-1).

Figure-1 Water circulation

The variables of precipitation and variability of accessible water are related with meteorology or hydrological phenomena. However, drought characterization is one of the methods to know the state of water in a certain area, and should be connected to plans for environmental conservation or water supply stability and so on. Therefore, the variables should be related with natural environment and human activities to obtain a meaning for

drought characterization variables. U.S Weather Bureau's defines drought as "lack of rainfall so great and long continued as to affect injuriously plant and animal life of a place and to deplete water supplies both for domestic purposes and for the operation of power plants, especially in those regions where rainfall is normally sufficient for such purposes" [1]. This definition is often referred and directly grasps a drought from the viewpoint of relations with natural environment and human activities.

Accessible water is important while discussing about the relation of drought with natural environment and human activities. If we have observed data of accessible water quantities such as stream flow or soil moisture etc., it is possible to discuss using these data directly. However, we can expect long and reliable observed data for precipitation and sometimes about accessible water in an area. This is one reason of importance of the variation characteristic analysis of precipitation for drought characterization. The precipitation analysis is also necessary when rainfall or snowfall is directly used as accessible water like rainwater harvesting. Besides, when human activities influence natural system, which are connected to precipitation and accessible water, the system analysis is essential. Examples of human activities are abstraction or recharge of ground water, water supply on a farmland and reclamation of land.

The existence of accessible water in an area does not mean all of species in that area can be favored with water. Places and existent situations of water are important when we examine the relations with natural environment and human activities. For plants on land soil moisture and water source if irrigated should be considered at the field. For water plants stream flow at the habitat and for city dwellers stream flow, storage water and ground water level should be considered. It is necessary for the drought evaluation to find relations between each type of water user and available water. Characteristics of whole drought are comprised of characteristics of each water user type and their interaction with each other.

2) Quantification of variation characteristics

a. Runs approach

Drought is a phenomena originated from precipitation. The variation of precipitation is rather large and rapid. During heavy rainfall, flood flows down near the surface of ground with high velocity. The rainfall is immediately conveyed to river discharge etc. We cannot

benefit with this kind of excess water because of high velocity. If the water is stored in a reservoir or other facilities to store water the water will become accessible water.

The variation of accessible water, which is important for drought characterization, outputted as delayed and leveled response of precipitation. This occurred by water retention effects of soil, water storage effects during runoff process and reservoir storage effects in a river. Large leveling effects on the precipitation variation are the most fundamental characteristic of drought phehomena. As they say drought is a creeping phenomenon and is difficult to fix a clear start and an end, also drought is concerned with many factors and is difficult to analyze systematically.

The runs approach shows a fundamental idea of statistic characterization of drought based on the recognition of drought phenomena mentioned above [2)] . The runs approach analyses time series data like Figure-2. Assuming longitudinal x as an index, which indicates the situation of precipitation or accessible water, drought is defined as the condition of x smaller than certain truncation value x_t. A run is defined as a consecutive part below x_t, and is called drought i. The start time t_{is} of drought i is found at a pass through point from the upper region to the below region of x_t, and the end time t_{ie} is from the below region to the upper region. A drought is characterized by runs' three parameters, duration D_i (length from t_{is} to t_{ie}), magnitude S_i (sum of the deviation), and average intensity $M_i (=S_i/D_i)$.

Figure-2 Fundamental parameters of the runs of a series

The runs methodology picks up a drought and represents the water deficit condition of the drought. That is, the degree of frequency and quantity of water deficit at an area characterize droughts. X and runs' parameters may be selected along for the purpose of the analysis. For example, we can obtain immediately the deficit quantity of the drought event from S_i, if the soil moisture or the water supply quantity of an area is used as x. Also we can process x based on $(x_t - x)$ in drought durations. If the drought damage is expressed by the function f of $(x_t - x)$, it may be more useful to use f as a longitudinal axis and calculate Si and Mi for the appropriate evaluation of drought affects. One example of this is explained later. Runs approach has expanded ways. For example, the study on the stochastic analysis for drought frequency and durations using Marcov chain with runs approach was reported in Tompson, S.A [9)].

In applying runs approach, difficult and the most important subject is the method to

decide the truncation value. Along with above definition, the truncation value gives the definition of drought. Drought related records lie over wide areas, and phenomena are different from place to place. So the definition of drought has been examined in various ways for various objects[3]. For example, unusual weather is defined as a "weather element such as monthly averaged temperature or monthly precipitation deviating from the average of more than last 30 years or more long measured data[4](monthly averaged precipitation will be used as x for a drought definition)". The above definition has distinct mathematical meaning but indistinct relation with accessible water, to the definition which directly evaluates accessible water deficit such as the 0 point of water supply limitation in a completely managed water supply system (x will be the reduction ratio of water supply discharge). It is necessary to choose an appropriate definition for each subject to meet with actual problems. For example, the India Meteorological Department, Government of India defines meteorological drought as a "situation where there is a 25% decrease in the average rainfall for a given period in a region"[5] and uses only for notifying drought in various meteorological subdivisions. The detailed analyses for each region's phenomena use other parameters for drought definitions; in order to evaluate the relation with crops a more immediately concerned index based on the evaporation is used for example.

Drought is defined along with the purpose of analysis as mentioned above, and the contents of the definition concern with various fields. As for the indexes of definitions, several examples are introduced later. Here, the general idea of drought definitions is discussed.

Drought means a water deficit situation. Assuming the value of x, which coincides with a certain water demand level, is x_d, simple and the most understandable definition of drought is as the condition of x smaller than x_d. In this case the truncation value x_t equals to x_d. When considering the case of natural environment or crops without irrigation, the condition is influenced directly by the variation of x. So x_d of normal condition may be decided by normal condition quantity of x, and we can suppose the truncation value exists near x_m, the mean value of x. This may give a reason for recommendations of the slightly below x_m value for the truncation. There is no standardized method for the deviation from x_m. However it should be adequate to be based on the variation x, and a method which is based on the standard deviation is proposed [2]. If there is the obvious trend or seasonal variation of x, x_m should have reflections of these effects.

In the case of municipal water supply or agricultural reclamation with irrigation, it is possible that the demand representative value of x_d is not much influenced by x. Since, the quantity of accessible water is only one of the restrictions for human migrations or methods of activity, x_d does not always become a dominative element. In this case x_d can reach to a high degree of x that means the condition of an area is almost always drought. Usually, this situation is not defined as a drought but as a water deficit condition by an excess demand. This means water resources developments or demand controls are seriously required at the area. Nevertheless there is no precise definition of the boundary between drought and excess demand condition it is proper to consider the same way with the natural environmental case. Therefore the truncation value is set at slightly below x_m value. When x_d is less than the truncation value obtained from x_m, truncation value x_t is set as x_d. As a result the drought definition value x_t takes a less value of x_d or slightly below x_m.

The above mentions about the general idea of a truncation level. Needless to say, it is necessary to choose the appropriate value of truncation considering objects, analysis purposes, regional characteristics and so on.

b. Various indexes

As for the x in Figure-2, various indexes are employed and examined for each object. Several indexes generally used are in the following. The application for the runs approach is not specially premised for following indexes, and they are used directly or through simple statistic and stochastic methods for the drought evaluation as well as for runs approach indexes. So these include indexes, which are not suitable for direct employment as x. Of course, it is possible to use them as x by appropriate process. Here, the application of runs approach is not specially considered in the following explanation.

- Meteorological index

Meteorological indexes are the precipitation in a certain duration, the ratio or the departure of the precipitation in a certain duration and/from the mean of a long period, the duration that the precipitation in a certain duration does not reach a certain level, the total snowfall during a snow season, the ratio or the departure of the total snowfall during a snow season and/from the mean of a long period and so on.

As mentioned before, definitions of unusual weather and India Meteorological Department use indexes of the ratio or the departure of the precipitation in a certain duration and/from the mean of a long period. And a certain precipitation level means that if the precipitation is less than this level accessible water is scarcely influenced (that is, scarcely recovered). So a long duration of this condition causes several affects. If certain level is set as the no precipitation condition the index is equal to a serial with no precipitation duration.

Indexes concerned with precipitation are generally described as a pair of the quantity of precipitation and certain duration, and the duration setting is also important. As mentioned before, the variation of precipitation is large and leveled by the processes (Storage, Runoff) where precipitation turns to accessible water. So, it is important to set duration considering the leveling effects. Naturally, regional characteristics and objects vary the appropriate setting of duration, which is going to be evaluated, but in general, smaller leveling effects require a shorter duration. The various average data duration such as a day, 5 or 6 days, a month, three months etc. is used for an analysis, and should be chosen in a way not to influence the index value.

The index of the total snowfall during a snow season implies that a region has a snow season and almost all snows during the season are supposed to melt into water. The snowfall is evaluated as accessible water at a snowmelt season. In the case of a snowfall this kind of large time lag of runoff occurs due to the temperature change.

- Palmer Drought Severity Index (PDSI)

PDSI is defined as meteorological drought based on the concept of water balance. This index includes the effects of several kinds of elements such as evapotranspiration and runoff and so on. Therefore the index is supposed to describe the moisture condition of an area more accurately and is widely used especially in the United State of America.

PDSI uses a parameter that is the departure of a monthly precipitation in an area from the climatically appropriate precipitation. Here, the appropriate precipitation is defined as the precipitation, which favors the climatically normal moisture condition to an area. This precipitation is obtained by using following equation and calculating climatically appropriate values of four items on right side[6].

$$P = ET + RO + \Delta S = ET + OR + R - L \qquad (1)$$

Where, P: precipitation, ET: evapotranspiration, RO: runoff, ΔS: soil moisture storage = R-L, R: soil water recharge, L: water loss from the soil. Climatically appropriate values of four items of right side are obtained by multiplying the ratio, which is decided for each month of a year, to the potential of every month. The ratio is calculated for each item and each month of a year, by dividing the actual average by the potential average of a long duration data. Potential calculations use parameters such as temperature, available water capacity of a field and so on. The parameter, which concerns with the variation of precipitation, is defined by following equation.

$$Z = K (P - P_C) \qquad (2)$$

Where, K is coefficient, which standardizes the differences by a region, and a month and P_c is climatically appropriate precipitation. The PDSI of the month m is calculated by the next equation assuming that the PDSI of the last month m-1 affects the next month value.

$$PDSI_m = 0.897\ PDSI_{m-1} + 0.333Z \qquad (3)$$

The PDSI is recognized as a meteorological drought index. But the index also includes effects of soil moisture and runoff. Therefore, the applications of PDSI as an agricultural and a hydrological index have been examined. It is indicated that the PDSI tends to respond too slowly to be useful as a measure of agricultural drought and too rapidly to assess conditions of hydrological drought accurately (stream flow and ground-water levels) [7]. As for an agricultural drought, Z index is supposed to be a better measure. For hydrological index, the Palmer hydrologic drought index (PHDI), which delays the response at the start and the end of a drought, is proposed as a modified index.

The PDSI is developed and mainly used in the USA. The report[8] to use this index in Indian condition indicates that this index do not reflect aridity conditions even for one of the worst low rainfall years which led to famine conditions, and concludes that the PDSI can not be directly applied for a tropical country like India. In the PDSI application, a modification along with regional characteristics should be required.

- Agricultural index

Precipitation rarely changes into accessible water immediately, and the precipitation indexes indirectly express the effects on natural environment and human activities. Therefore the indexes are suited to grasp droughts as a whole but have accuracy problems when using for the evaluation of drought influences. In order to evaluate the drought damage, accessible water that concerns with each phenomenon seems to bring more accurate results.

As for crops related water, accessible water is soil water and capillary water in the soil is used in a plowed field. The quantity of accessible soil water is defined between a field water capacity and a wilting point. The over field capacity water moves lower layer of a soil as an excess gravity water, and is scarcely used by crops. Soil grains adsorb the less than wilting point water and crops do not use it.

Arid region's crops, which usually grow in a dry condition, are not much influenced even if soil water reduces to the near level of a wilting point. However, in a moderately wet condition, crops' growth is obstructed even in the more wet condition than wilting point and the production and the quality of crops could not be guaranteed. This kind of dry condition is defined as a depletion point for optimum growth.

The drought truncation level is strictly defined by a wilting point or a depletion point for optimum growth, and as for the agricultural index the soil water quantity, the ratio or the departure of the soil water quantity and/from a wilting point or a depletion point etc. can be picked up.

At the irrigated field water is supplied to keep good growing water condition. And the drought damage is appeared when the supply water source runs out and the dry condition continues with increasing severity. The quantity estimations of recovering soil water and the reduction after a precipitation are important, if the soil water is supplied only from precipitation. The soil water reduction without water supply condition is generated by the evapotranspiration and it is possible to evaluate the soil water by estimating the evapotranspiration quantity. The evapotranspiration is influenced by the growing condition of crops, temperature, solar radiation, wind and so on. Generally, the evaporation is constant to the time in the wet condition where the water evaporates from the surface, but tends to decrease if the surface is dried up and the dry point becomes deeper. The evapotranspiration at a field covered fully with plant and sufficient water supplied is defined as the potential evapotranspiration, and the ratio of the actual and the

potential evapotranspiration or other relations can also be used as the index of the dry condition of soil.

- Water use Index

The water use indexes include the indexes concerned with the river and the ground water quantity as a water source, and with the water supply quantity. The river water has both functions of water source and accessible' water for animals and aquatic lives. The river-concerned index is also used as an environmental accessible water index. This situation sometimes occurs in the open channel waterways for water supply system.

The river water quantity is composed of the river discharge and the reservoir storage volume. The indexes of the reservoir storage volume are the storage volume at a time, the ratio or the departure of the storage volume and/from the optimum volume or the mean volume at the time obtained from long data, the number of possible days to supply the demand discharge and so on. These are the possibility indexes of the water supply deficit. And the water resources management such as demand control is executed by checking a storage volume state. The river discharge indexes, like the precipitation indexes, the mean discharge (or total volume) in a certain duration, the ratio or the departure of the mean discharge (total volume) in a certain duration and/from the mean (total volume) of a long period, the duration that the discharge in certain duration does not reach certain level such as demand and so on. In Japan, the 95th, 185th, 275th and 355th daily discharges from the largest side in a year are used as the indexes to describe a river discharge variation. Here the 275th discharge means that the number of days where the daily discharge is more than this discharge is 275 in a year.

If there is a reservoir, which operated, by some rules, the downstream river discharge is much affected. River discharge is almost controlled by the reservoir operation, if a place is not very far from reservoir and the inflow volume from the remained basin is small.

The ground water level and the departure from mean level of a long period etc. are main ground water indexes. The ground water level is easily affected by the abstraction and the excess abstraction to the natural ground water flow causes the decline tendency over a long period. For the evaluation of a drought effect it is necessary to get rid of this tendency effect.

Water use for the human activities, the most immediate accessible water is supplied water,

which is the water at an outlet of a water transport system. The ratio and the departure of this water discharge and/from the demand become the direct index for drought affections. The outlet water is the most direct, but there supposed to exist many outlets for a system and analyzing each outlet is not so important for the water supply management. There are the intake or the supply discharge data at a intake or a distribution center, nevertheless they includes leakage effects, the ratio and the departure of this integrating data and/from the design discharge decided by the demand estimation etc may be used as supply water indexes. These indexes describe the water deficit situation.

3) Usage of characterization

Runs approach and various indexes characterize droughts. As is supposed from various indexes the characterization is discussed and used for various purposes in each field.

First of all, the characterization result is used for the public information of drought conditions. The information has two aspects, which are present state report and future forecasting. As for the present state, the precipitation, the river discharge and the reservoir storage are informed using indexes like PDSI or/and comparing with the normal year's value, the drought truncation level and past drought events. The future forecasting includes the expectation of precipitation. However, long-term precipitation forecast has the difficulty of accuracy. Change of the river discharge, the reservoir storage and the soil moisture in the following dry condition are more reliable and practical in forecasting. These future forecast is pursued by the modeling of hydrological phenomena and water use characteristics based on past data. Through public information cell, careful water use announcement is disseminated to water users. Water users will start thinking about the on going water deficit situation and come to a judgment based on their experiences. Fundamental information's are also offered to the government or other organizations for implementing countermeasure activities such as a demand control or water source insurance from other areas. It is noted that the announcement of a drought beginning sometimes bring the increase of company's and individual water abstraction in the early stage of the drought to keep their water.

Secondly, drought characterization offers materials for the examination of water resources countermeasures. Water resources countermeasures are to balance the demand and the supply. The drought frequency, duration, intensity, and severity in each region become fundamental materials for the water resources policy. Here, the precipitation

analysis may be enough to discuss the tendency of drought as a whole. But in the actual work for the water resources planning highly accurate information about accessible water is most essential. The water deficit situation of soil water and supply water in past droughts should be analyzed for the calculation of the water deficit volume. In order to examine the priority of water supply distribution, information about the relation between the water deficit volume and drought damages are important not only for the insurance planning but for the management planning of water resources. About water supply, the quantity variation of the water source such as the river discharge and the storage volume in a reservoir should be characterized. In the case of the storage capacity, information about the total flow condition including floods as well as droughts is necessary. For ground water information the stream structure as well as the water level is required. The accuracy of this information has the direct relation with that of a water resources plan. Therefore, parameters obtained by runs approach etc. should be stochastically analyzed.

It is important to know concretely above discussed drought characterization usage for choice of a drought index and the data collection.

4) Drought affect on population and environment

a. Affected population of drought

Including small intensity one, the drought is a phenomenon, which always has certain affect at every place in the world. It is hard to know all the figures of them. We could say almost impossible.

Figure-3 shows the affected population of droughts from 1970 to 1998. Data come from the database of CRED (Center for Research on Epidemiology of Disasters) in Belgium. The database classified four classes as the killed, injured, affected, homeless population by droughts and the figure shows the sum of four-class population as an affected population. Actually, almost all the people are classified as affected people in the database. As mentioned before it is very difficult to see the total figure of droughts in the world. And the database does not include all of droughts in the world and is composed of different sources that mean different accuracy. Acknowledging above, still the figure is useful to know the rough situation in the world.

Figure-3 Affected population by drought (from the CRED data base)

The figure shows large population is affected in the whole area of Africa (especially in the East and West Africa), Asia (especially in South Asia) and South America. In the East Africa the drought affect is reported almost every year. Very large affected populations in the South Asia are reported from India. In recent 10 years (1990 to 1999), the total rainfall of the whole country is near or more of the annual normal rainfall of India[10]. Therefore, no serious affect is reported in recent years. But from 1999 to 2000 drought damages have been spread especially in Gujarat, Rajasthan and Madhya Predesh [11), 12)]. East Asia's affected populations in 1990's are of China. And the large drought affected population is sometimes reported in South America. Needless to say areas of the large affected population have large resident population. In almost all areas the water supply system is not sufficiently established and people rely on accessible water in a natural circulation.

b. Characteristics of drought damage

The drought damage can be classified as to human beings and to the natural environment. Following are discussion of contents of damages and their characteristics using examples from recent reports of United Nations' organizations, journals and so on.

- Affect on human beings

Aspects of drought damages to human beings are very different by the development level of the water supply system. Insufficient water supply areas have the tendency to suffer from drought damage in nature. Generally, in these areas social infrastructures are not developed as a whole and the affect of drought immediately cause the shortage of food and drinking water. The drought damages reach to a serious level where fundamentals of people's lives are severely threatened. At the most serious case people's lives themselves are threatened.

There were severe drought which was supposedly caused by El Nino in Indonesia, Papua New Guinea and Guyana etc. in 1997 [13), 14)]. In Irian Jaya of Indonesia the dry season began in May 1997 and continued almost uninterruptedly until the 1998. Crops of rice, coffee, coca, maize, cotton, coconut, sweet potato etc. were badly affected by the drought and brought not only the economical loss but also the serious food shortage. The damage was especially severe at the inland. In the villages of the high land area the main crop of sweet potato was destroyed by frost and people faced a major famine. Fires easily

occurred and spread in the dry condition of the drought and destroyed alternative sources of food from the forest and lead to more serious food shortage. The shortage of drinking water forced people to travel long distances to fetch water. Water sources were also polluted. The malnutrition caused by food shortage and the deterioration of water sources sanitation resulted in spreading of cholera, malaria, diarrhea, respiratory infection, skin diseases, and infestional worm. These diseases affected large number of peoples' health and lives.

Phenomena found in the Indonesia's severe drought condition such as the economical loss and the food shortage by the crops damage, the food shortage worsening by fires, the growth of labor loads and the deterioration of water sources due to the water shortage, the water related infection spreading due to the malnutrition and the water pollution were also found in Papua New Guinea's drought. It was also reported that the majority villages of the high land were only accessible by the smallest of light aircraft and the aircraft flying was restricted by smoke from the forest fires. In the Papua New Guinea's case the drought closed off the supply line of the barge transportation due to very law water level. The sweet potato at the Papua New Guinea's high land was also destructed by frost and the most severe situation was faces by the highland people. Almost similar situations of the drought were reported from Guyana. There were economic loss and the food shortage due to the damage of rice and sugar production and the loss of livestock, the drinking water shortage, the increase of fires, the deterioration of sanitation and the growth of epidemics. In Guyana the invasion of seawater due to drought was also reported. Seawater moved upstream into areas of cultivation and brought more serious conditions. Seawater intrusion was also mentioned in drought report of 1998 to 1999 in Vietnam[13].

The drought conditions of the north west of Kenya and the wide area of Ethiopia in 1996 to 1997 were also the same [13), 14)]. These areas suffered from severe drought in 1999, and the large affected population has been reported almost every year as showed in Figure-3. Damages of crops and livestock were very serious.

Insufficient water supply areas are suffered from serious damages as mentioned above. Added to this, these areas have a problem that the damaged situation is not easily salvaged after the precipitation. From the survey of agricultural production in India the reasons for this are indicated as non-availability of quality seeds for sowing crops, inadequate power for carrying out agricultural operations as a results of either due to distress sale of cattle or loss of life, reduced use of precious inputs like fertilizers as the

investment capacity of the farmers' declines, non-availability of raw material in argo-based industries, and deforestation to meet the energy needs in domestic sector as agricultural wastes may not be available in required quantity [15] . These influences are also reported in the drought of other countries.

As for the area, where the sufficient water supply system is developed, drought damages occur not so easily and also the conditions of damages are fairly different. For example the Central and West part of the United State of America (1988) [16], France (1989) [17], North West England (1995-1996) [18] and Japan (1994-1995) [19] experienced very small precipitation such as once in 50 years or the smallest in this century etc. and large damages occurred, however no food shortage nor serious drinking water shortage was identified and also no water related diseases were reported. However, in all these countries agricultural damages were reported. In the United State of America, maize, soybean, barley and other cereals were damaged and cattle were also affected by forage shortage. In Japan, fruit plantations were relatively affected. The water source of these affected harvests was precipitation. In England a partial ban on spray irrigation was introduced and water supply was restricted to many farms of salad and other crops. However these damages never brought serious situation to the residents. The agricultural damage was confined to industrial production and did not reach to a food shortage level where people's health affected. There were supply limitations of domestic water including drinking water by the pipe pressure reduction or the supply time limitation, but the water supply was ensured to the extent possible. Therefore no hard labor for water transportation was required and no sanitation problem occurred. The capacity of water supply system in these areas have much room for the essential needs of life as can be seen from the prohibition of sprayed water for a lawn in the United State of America, non-essential use of water like for commercial car washes in England and water for a pool in Japan. Added to this, since the infrastructure is already in place, it is not so difficult for the affected areas to train water from not so affected areas as a countermeasure to over come the crisis.

Besides the agricultural and domestic damage of the areas, reported examples of drought related affects are the regulations of one-side passing and carrying load reduction for the river navigation due to low water levels in rivers, the increase of mountain fires in the United State of America, the fall in of hydro-power generation in France, the jeopardized river bank stability due to peat shrinkage in low river condition in England, and the notable ground subsidence due to excess ground water abstractions in Japan. As the

drought is related with various phenomena, it is a difficult subject to quantify the drought damage with help of a relation with water deficit volume. The good quantification example is in Japan[20]. The study uses the curtailed water rate (%) as the index of water supply deficit quantity at drought, and surveys the relations with the amount of damage in each water use purposes such as domestic, business, industrial and agricultural use. The study uses the data of Japan's droughts occurred in the latter half of 1970's and found that in the low curtailing rate condition, water users, without purposes, try to reduce the demand and perform countermeasures such as the investment for curtailing instruments. And in the high curtailing rate or the cut off condition life styles are forced to change and offices or factories are heavily affected due to suspending business, reducing or shutting down operation. The study proposes the quadratic function to describe the economic damage as shown in Figure-4, where abscissa is the amount of damage money per the deficit water volume of 1 m^3. The figure shows the Japan's example and we can easily infer the affected situation is varied from area to area. However, it may be a common character that the damage content is changed by water deficit rate and the increasing rate of damages increases at somewhat large rate of water deficit. Using the runs approach as explained before an amount of damage of drought i is evaluated by the magnitude S_i putting $x = a(\text{water deficit rate} - b)^{\alpha}$ where a, b, α are constant.

Figure-4 Example of drought damage and water supply deficit

- Affect on natural environment

Natural environment is affected by drought due to the soil drying and the river water reduction. Dry soil affects the growth of natural plants and agricultural crops at a place. Increase of fires accelerates plant reduction. Food and drinking water shortage conditions are not limited to human beings but also to animals. They expose to more severe conditions because of the lack of food or water aids. Decrease of river water discharge brings the drinking water shortage for animals and affects aquatic lives. The variation of discharge changes not only the water surface area but also the quality and temperature of water. The detail monitoring of these damages is hard to pursue when the people are facing food and drinking water shortage crisis. Monitors of the drought have serious problem in front of them to solve immediately.

Drought damages to the natural environment are also different by the development level of the water supply system. In case of Northwest England drought (1995-1996) as

explained before, the government performed a job of a regulator between the water supply companies and the environment and tried to prevent the companies from excess abstraction from river and ground water ignoring the environmental conditions. This indicates that the society has the ability to tolerate against drought to an extent. Environment damage monitoring is also implemented to certain extent. In the case of England, the monitoring results indicated the poor smolt migration and salmon runs due to high temperatures and low river flows, the fish mortality associated with weed growth, low dissolved oxygen levels, low river flows and low levels in ponds and lakes, the low levels of caddis-fly, mayfly and other invertebrates, the high fish predation and the generation of algal bloom. In case of drought example of the United State of America (1988), the emergence of areas where fishes could not live because of high temperatures and low dissolved oxygen levels were reported due to low river flows. And the lowered river water levels dried up the spawning places.

The water quality change due to low water flow is rather complex. The example of England showed both phenomena of improvement and deterioration. The reasons for improvement were assumed to be due to that of reduced operation of combined sewage overflows, reduced runoff of agricultural nutrients, or reduced highway drainage. And the reasons of deterioration were estimated as lack of dilution of pollutants and lack of reaeration of industrial and sewage works effluents. The confused water quality change was also reported in the Japan's drought example (1994-1995). More than 80% of measuring point of the rivers and the lakes, where intake limitations were implemented, indicated the worse value of Biological Oxygen Demand (BOD) and Chemical Oxygen Demand (COD) compared with the 1993's data. But at Japan's largest Biwa Lake, which has many inflow rivers, water quality was improved. Both pollutant loads and dilution effects are reduced by drought.

Besides above, the drought example of the United State of America (1988) reported the reductions of birds, small animals, large animals such as deer and antelope in the wetland areas.

We can obtain the monitoring reports related to the drought affect on natural environment like above, however it is more difficult to quantify the drought damage of natural environment than that of human beings.

Acknowledgement

Dr. Sampath Kumar Gurram, Hyderabad, India, provided necessary inputs in preparing this document.

References

1) Chow, V. T. (edit.): Handbook of applied hydrology, MacGraw-Hill, p.18-1, 1964
2) Dracup, J. A., Lee, K. S., Paulson, Jr. E. G.: On the definition of droughts, Water resources research, Vol.16, No.2, PP.297～302, 1980
3) Hayashi, S.: Historical reviews of definitions, disasters and research on droughty phenomena, Trans. Japanese society of irrigation, drainage and reclamation engineering, No.144, pp.101～108, 1989
4) Japan Meteorological Agency (edit.): Report on unusual weather '94, 1994
5) Singh, Y.S., Ramakrishna, Y. S., Sharma, K. L., Venkateswarlu, B. (eds): Fifty years of dryland agricultural research in India, Report of Central Research Institute for Dryland Agriculture, India, 1999
6) Karl, T.R.: Some spatial characteristics of drought Duration in the United State, Journal of climate and applied meteorology, Vol. 22, pp.1356～1366, 1983
7) Soul, P.T.: Spatial patterns of drought frequency and duration in the contiguous USA based on multiple drought event definitions, Int. Journal of climatologic, Vol.12, pp.11～24, 1992
8) Sikka, D.R.: Monsoon Droughts in India, Joint technical report of the Center for Ocean-Atmosphere-Land Studies and the Center for Applications of Research on the Environment, pp.12～13, 1999
9) Tompson, S.A.: A Markov and runs analysis of drought in the central United States, Physical geography, No.11, Vol.3, pp.191～205, 1990
10) Ministry of Finance, Govt. of India: Economic Survey 1999, pp.131-134, 1999
11) Dahod, M. T.: Standing the test of drought, Down to earth, pp.30～41, January. 2000
12) UN World Food Programme : WEP Emergency Report, Report No.18 of 2000, 5 May 2000, http://www.wfp.org
13) UN Office for the Coordination for Humanitarian Affairs: Indonesia drought situation report, No.5, 1998, Papua New Guinea drought and frost situation report, No5, 1997, No.6, 1998, Guyana El Ni o drought OCHA situation report, No.1, No.2, 1998, Viet Nam-drought OCHA situation report, No1, 19998, No2, 1999, Kenya-drought OCHA situation report, No.1, 1999, Ethiopia drought OCHA situation report, No.1, 1999, http://wwww.reliefweb.int
14) UN Department of Humanitaian Affairs: Indonesia drought situation report, No1,

No2, No.3, 1997, Papua New Guinea drought and frost situation report, No1, No2, No4, 1997, Kenya-drought DHA situation report, No.1, No.3, 1997, Ethiopia drought situation report, No.1, 1997, http//wwww.reliefweb.int
15) Rao, R. et al.: Natural resource management for agriculture, pp.296-297, 2000
16) Sakata, N., Suzuki, S.: Investigation into drought in USA in 1988, Dams in Japan, No.530, pp.11～24, 1988

17) Mérillon, Y. and Chaperon, P.: Las cheresse de 1989, La houille blanche, No.5, pp.325～340, 1990
18) Walker, S.: Sustainable water resources management beyond the 1995-96 drought, Proc. Instn Civ. Engrs Wat., Mrit. & Energy, No.130, pp.207-216, 1998
19) Water Resources Department, Land Agency, Japan edit.: Japan's water resources, pp.5-24, 1995
20) Nakazawa, K., Imamura, M., Ishizaki, K., Nakamura, K.: Planning study on the water management during drought, Report of the Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan, No.1508, 1979

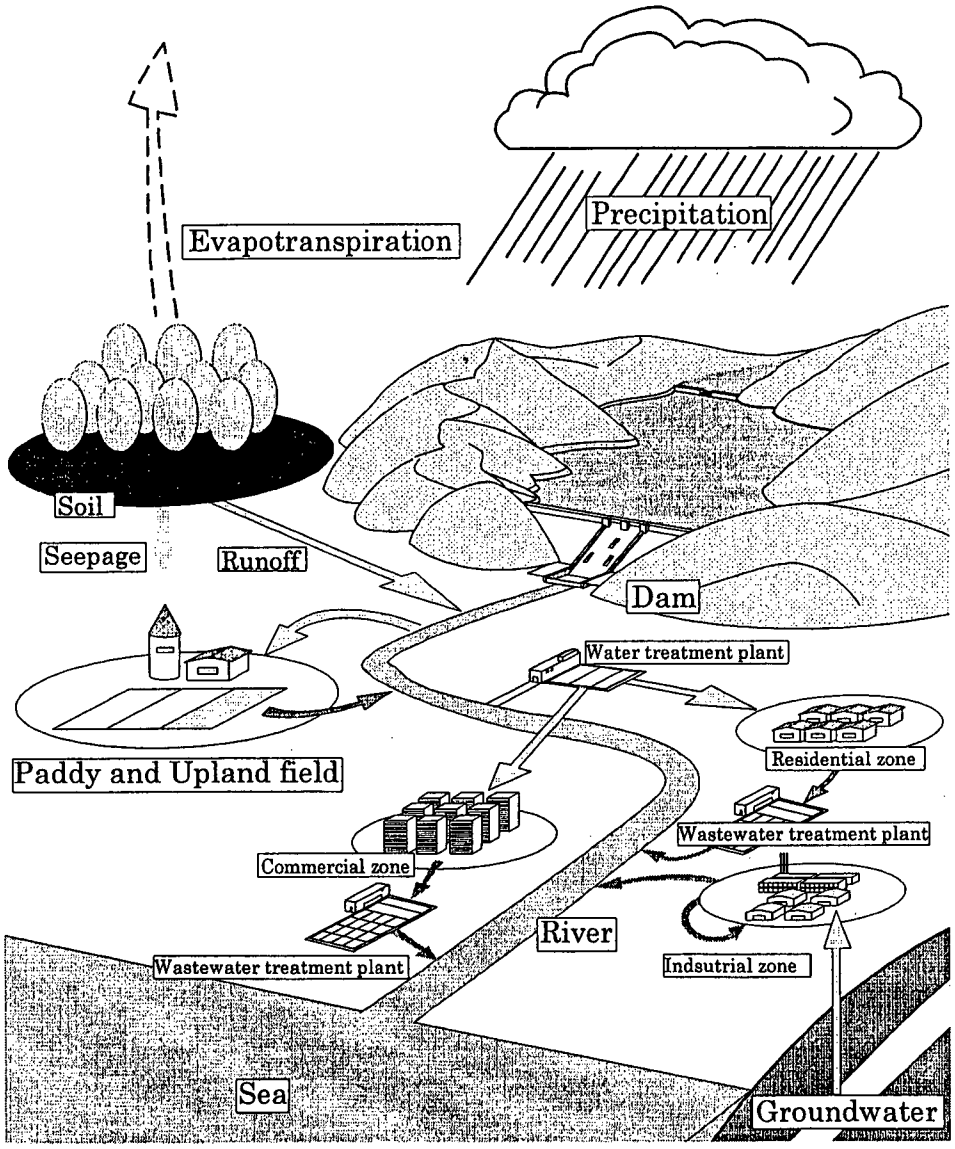

Evapotranspiration
Precipitation
Soil
Seepage
Runoff
Dam
Water treatment plant
Residential zone
Paddy and Upland field
Wastewater treatment plant
Commercial zone
River
Wastewater treatment plant
Indsutrial zone
Sea
Groundwater

Figure-1

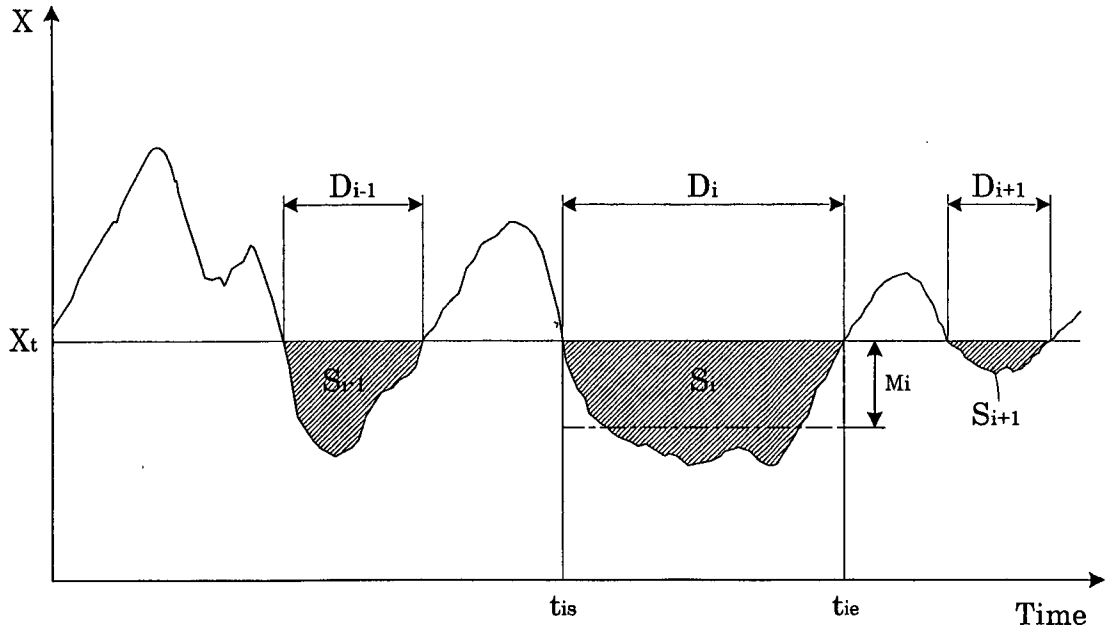
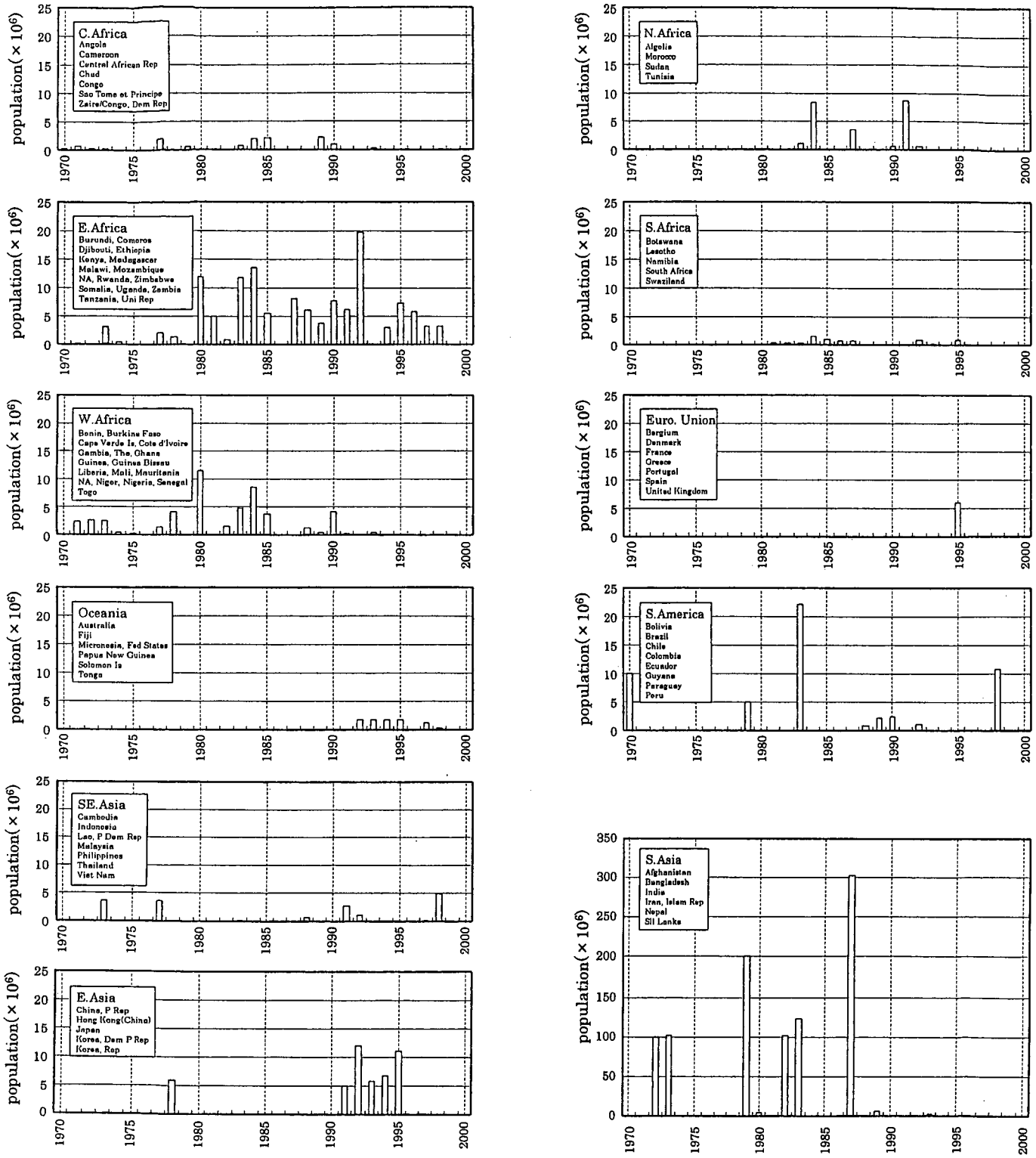


Figure-2



Damage area of a million people or less

C.America N.America Caribbean Rest.Europ Russia.Fed

Figure-3

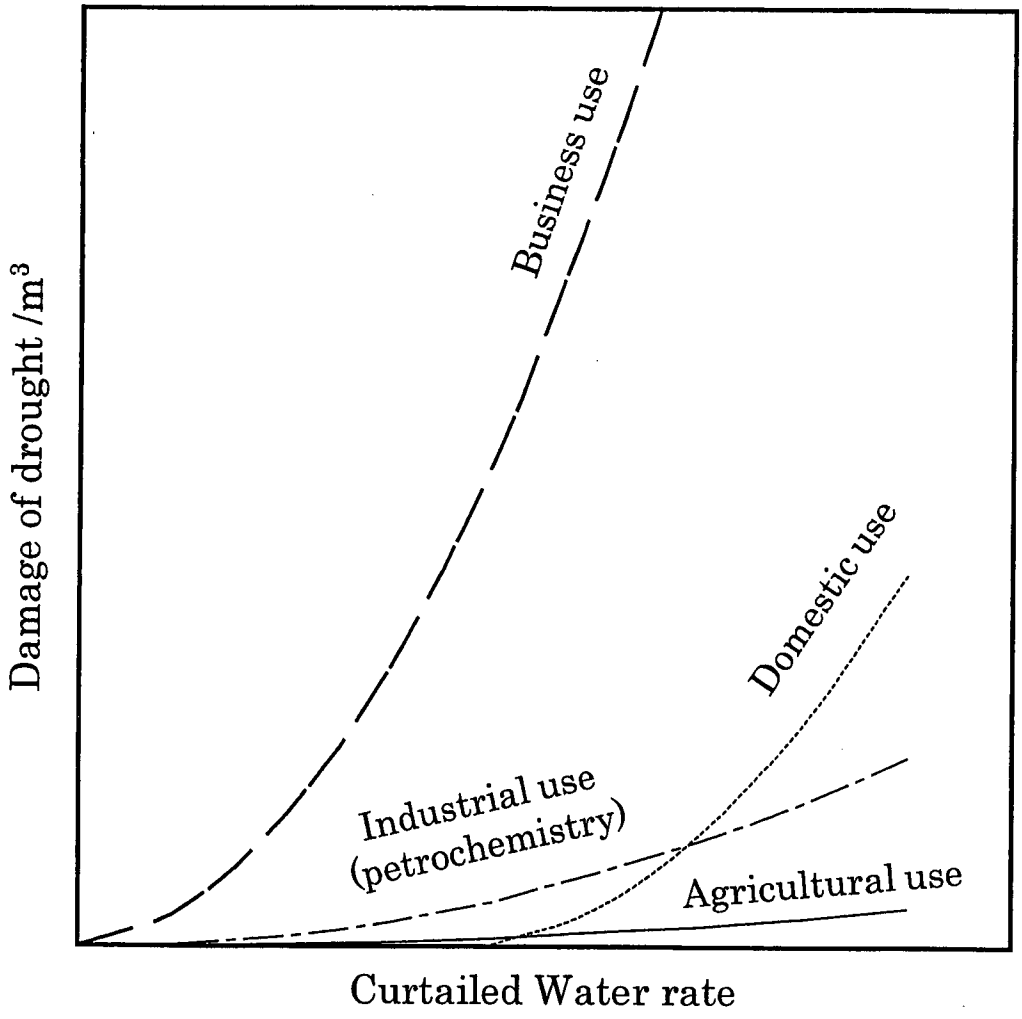

Damage of drought /m³
Business use
Domestic use
Industrial use
(petrochemistry)
Agricultural use
Curtailed Water rate

Figure-4

第9章　その他

◆ 土木史特集 ◆

ダム技術史

坂本忠彦* 藤澤侃彦** 永山　功*** 吉田　等**** 柏井条介*****

わが国における近代ダムの歴史は高々100年程度に過ぎないが、この間にダム建設技術は大きな発展を遂げてきた。ここでは、近代のダム技術の変遷をコンクリートダム、フィルダムと放流設備の要である洪水吐きの三つの面から述べる。

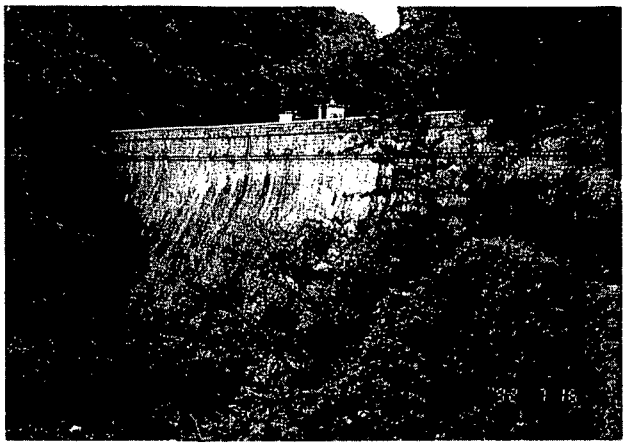
1. コンクリートダムの歴史[1),2),3),4),5),6)]

1.1 1940年代前半以前

天然セメントは古くローマ時代から膠結材として使用されていたが、人工セメントの歴史は1756年にイギリス人John Sweatonが石灰と粘土を焼成して水硬性モルタルを造り、エジストーン岩礁の灯台工事に用いたのが最初とされている。その後、1824年にイギリス人Joseph A. Aspdinがポルトランドセメントの製造特許を取得し、セメントの使用が本格化した。わが国では1875年に最初のセメント工場である工部省深川出張所が完成している。

わが国におけるコンクリートダムの歴史は1900年に神戸市に上水道用ダムとして造られた五本松ダム(堤高33m、神戸市)を最初とする(写真−1)。当時はコンクリートの練混ぜ技術も未熟であったことから、これらのダムは粗石の間にモルタルを充塡し、上下流面を石材で被覆したもので、今日のコンクリートダムとはかなり異なるものであった。

今日見るようなコンクリートダムの歴史は1924年に木曽川に発電用ダムとして造られた大井ダム(堤高53m、関西電力)を最初とする。その後、庄川の小牧ダム(堤高79m、完成1930年、関西電力)、耳川の塚原ダム(堤高87m、完成1938年、九州電力)など発電を目的としたダムが数多く造られた。このうち、塚原ダムは骨材生産からコンクリート打設まで機械による施工が行われた最初のダムであった。



写真−1 五本松ダム

わが国における近代ダムの歴史は、以上のように水道用ダム、発電用ダムに始まるが、多目的ダムの建設を骨子とした河水統制の考え方が1926年に内務省土木試験所の物部長穂によって提案され、多目的ダムの建設も計画された。しかし、第二次世界大戦の影響を受け、錦川の向道ダム(堤高43m、完成1940年、山口県)などわずかなダムが完成したのみであった。

なお、戦前におけるダムの設計技術として特筆すべきものとして、1925年に内務省土木試験所の物部長穂が提案した震度法によるダムの耐震設計法の開発があげられる。この設計法は現行の「河川管理施設等構造令」においてもダムの耐震設計法の基本となっている。

1.2 1940年代後半〜1950年代頃

戦争による山林の荒廃や大型台風の来襲によって、戦後まもなく洪水災害が多発し、治水の重要性が一段と高まり、また、国土復興のための電力、水資源開発を目的として、1950年代には利根川の五十里ダム(堤高112m、完成1956年、建設省)、天竜川の佐久間ダム(堤高 156m、完成1956年、電源開発)、多摩川の小河内ダム(堤高149m、完成1957年、東京都)などの大規模ダムが相次いで建設された。

これらのダムは全て重力ダムとして設計されていたが、この頃から、ダム建設の経済性を目指して堤体積削減が可能なアーチダムの建設技術が研究され始め、アメリカからの技術を導入して、わが国初の本格的なアーチダムとして1955年に耳川の上椎葉ダム(堤高110m、九州電力)が完成している。また、建設省土木研究所でも独自にアーチダムの設計を進め、1958年に北上川の鳴子ダム(堤高95m、建設省)が完成している。また、同様

History of Dam Technology

な経済性の追求を図ったダムとして、イタリアから技術導入された中空重力ダムが大井川の井川ダム(堤高104m、完成1957年、中部電力)で採用されている。その後、経済的なダム型式として多くのアーチダム、中空重力ダムが建設されている。

一方、法制度的にも1950年の「国土総合開発法」、1952年の「電源開発促進法」、1957年の「特定多目的ダム法」、1961年の「水資源開発公団法」、1964年の「新河川法」などがこの時期に整備されている。

1.3 1960年代~1970年代前半頃

大規模なコンクリートダムが建設されていく中、1959年に起こったフランスのMalpassetダム(堤高67m、アーチダム)の決壊事故は、基礎岩盤の欠陥がダムの安全性に大きく関わっていることを認識させた。この頃、わが国でも黒部川の黒部ダム(堤高186m、完成1964年、関西電力)、利根川の川俣ダム(堤高117m、完成1966年、建設省)、信濃川の奈川渡ダム(堤高155m、完成1969年、東京電力)などの大規模なアーチダムを設計していたことから、建設省土木研究所と電力中央研究所において岩盤に関する研究が推し進められ、原位置岩盤の試験法が開発されるに至った。また、建設省土木研究所では、基礎岩盤の力学的安定性を向上できる新しいアーチダムの型式として放物線アーチダムを開発し、矢作川の矢作ダム(堤高100m、完成1970年、建設省)に初めて適用した(写真-2)。また、重力ダムにおいても、基礎岩盤の安全性を確保するために堤体を増厚する設計法、すなわちフィレットの設計法を開発し、吉野川の早明浦ダム(堤高106m、完成1977年、水資源開発公団)に採用した。

なお、これらの研究、技術開発によってダムの設計技術の体系化が図られ、1957年に世界大ダム会議日本国内委員会で「ダム設計基準」が策定されたのを最初として、1969年には日本大ダム会議から「改訂・ダム設計基準」が策定され、さらに1976年には国が定める技術基準として「河川管理施設等構造令」が制定されている。

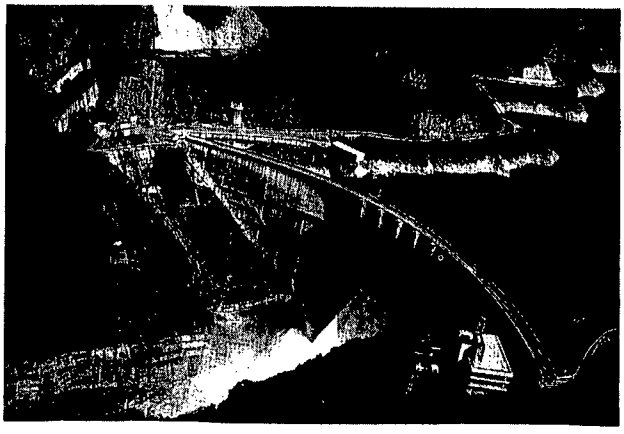


写真-2 矢作ダム

1.4 1970年代後半以降

1960年代後半から1970年代の高度成長期になると、人件費の高騰がダム建設において重大な課題となり、ダムの施工の合理化が大きな研究目標となった。このため、1974年に建設省は「コンクリートダム合理化施工検討委員会」を設置し、学識経験者、建設本省、土木研究所を中心に新しい施工法の開発を進めた。ここで開発された施工法が今日コンクリートダムの施工法として広く普及しているRCD(Roller Compacted Dam-concrete)工法である(写真-3)。RCD工法は1978年に佐波川の島地川ダム(堤高89m、完成1981年、建設省)に初めて採用され、その優位性が確認された後、雄物川の玉川ダム(堤高100m、完成1990年、建設省)に採用され、技術的に体系化されるに至った。その成果をもとに、1981年には「RCD工法技術基準」が策定されている。なお、今日、RCD工法は30を超えるダムで採用されている。

また、RCD工法の開発を契機に、拡張レヤ工法、ベルトコンベア工法、PCD(Pumped Concrete for Dams)工法などの新しい施工法が開発され、淀川の布目ダム(堤高72m、完成1991年、水資源開発公団)、養老川の高滝ダム(堤高25m、完成1990年、千葉県)、長与川の長与ダム(堤高36m、完成1985年、長崎県)など多くのダムで採用されている。

2. フィルダムの歴史[7),8),9)]

2.1 1940年代前半以前

わが国は、稲作の伝来とともに古くから農業用

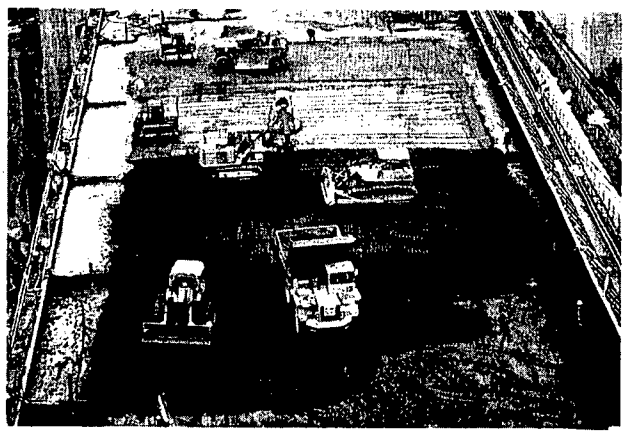


写真-3 RCD工法

のため池が数多く造られてきたが、いずれも土を盛り立てたアースダムである。

日本書紀や古事記にもその名が登場し、今なおかんがい用のため池として利用されている大阪府の狭山池は6世紀後半に、平安時代に讃岐出身の僧空海が修築したことで知られる香川県の満濃池は8世紀初頭に築造されたとされるが、これまで1300~1500年にも及ぶ長い歴史の中で幾度も破堤と修復、かさ上げを繰り返してきたことが、文献記録や地質調査などから明らかにされている。

20世紀半ばの終戦に至るまでの長い間、わが国で建設されたフィルダムはもっぱらアースダムで、大雨による破堤と修改築を重ねながら、経験的な方法により施工法が少しずつ改良されてきた。

アースダムの堤高は高々30m程度までであり、大規模なフィルダムが登場したのは、戦後ロックフィルダムが建設されるようになってから以降のことである。

2.2 1940年代後半~1950年代頃

わが国最初のロックフィルダムは、石淵ダム(堤高53m、完成1953年、建設省)である[8]。石淵ダムは、当初コンクリートダムとして計画されたが、着工当時は終戦直後で多量のしかも一定品質のセメントを継続して入手することが困難であったことやダム基礎の地質等を考慮して、石塊堰堤の上流面に鉄筋コンクリートの遮水壁を有する、表面遮水型のロックフィルダムとして建設された。

石淵ダムの建設当時はフィルダムの構造基準が未整備であったため、すべりに対する安定性は、現在一般的に用いられている円形すべり面についてのスライス法による検討はなされておらず、海外の先例ダムの事例を参考にして上下流面勾配を設定している。地震力も考慮され、下流面勾配は捨石した場合の自然勾配である1:1.4に地震力を加味して、平均勾配を1:1.6としている。

当時は大型の施工機械の種類も数も限られていたため、盛立工事はダムサイトまで軌道を利用して搬入した岩石を、河岸および橋梁から最大29mまたは24mの高落差で投下し、投石により生じた小岩片の堆積を避けるために高圧水を射水する、投石射水工法で施工された。

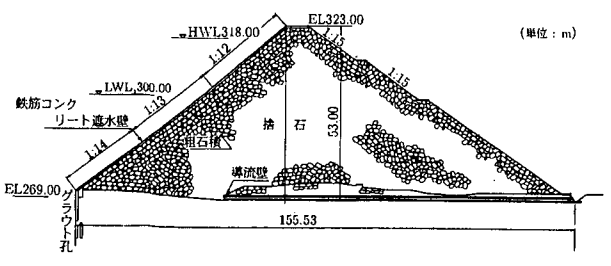


図-1 石淵ダム[8]

表面遮水型のダムとしては、このほか皆瀬ダム(堤高67m、完成1963年、建設省)などが建設されたが、この型式のダムは堤体の沈下等により遮水壁に悪影響が生じないようにとの配慮から、通常、堤高は70m程度が限度とされている。

2.3 1960年代~1970年代前半頃

1960年代以降、ダム建設の要請が高まってくるにつれ、ダムサイトの地質条件が次第に厳しさを増し、コンクリートダムに比べて基礎岩盤に対する条件が緩やかなロックフィルダムが脚光を浴びるようになった。

1960年代には、堤体内に傾斜した土質遮水壁(コア)を有する傾斜コア型のロックフィルダムとして、御母衣ダム(堤高131m、完成1961年、電源開発)や九頭竜ダム(堤高128m、完成1968年、建設省)などが建設された。

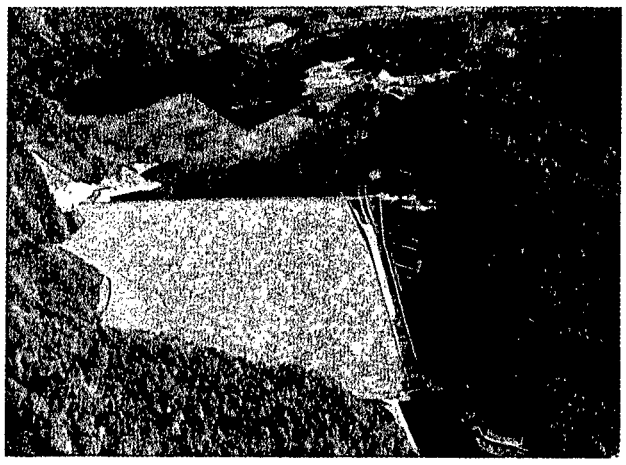
御母衣ダムでは、円形すべり面法により堤体のすべりに対する安定性を検討し、土質材料の強度は三軸圧縮試験の結果から設定するなど、フィルダムの設計が経験的な手法から脱皮し、土質力学の理論を取り入れた設計が行われるようになった。

1970年代にはフィルダムの技術の集約がなされ、河川法に基づく「河川管理施設等構造令」が1976年に制定された。

2.4 1970年代後半以降

1970年代後半以降現在まで大規模なロックフィルダムが次々と建設されてきたが、傾斜コア型に代わり堤体中央部に土質遮水壁を設けた中央遮水壁型のロックフィルダムが、盛んに建設されるようになった。

堤高が150mを超える大ダムだけをみても、手取川ダム(堤高153m、完成1979年、建設省・電源開発)、高瀬ダム(堤高176m、完成1979年、東京電力)、奈良俣ダム(堤高158m、完成1990年、水資源開発公団)などが既に完成し、総貯水容量が6億m^3を超える徳山ダム(堤高161m、水資源開発公団)が現在建設中である。なお、傾斜コア型のダムとしては、岩屋ダム(堤高127.5m、完成1977年、水資源開発公団)が建設されて以降、大規模な



写真−4 奈良俣ダム (写真提供：水資源開発公団)

ダムは施工されていない。

これらのダムの建設を通じて、1980年頃には堤体材料全体の約8割を占めるロック材料のせん断強度を求めるための、大型三軸圧縮試験などの材料試験方法が確立された。

また、ロック材の盛立方法は投石射水工法から薄層でまき出し振動ローラーにより入念な締固めを行う薄層転圧方式に様変わりした。転圧締固めを十分行うことにより、完成後の沈下量を減少させるとともに、堤体の力学的安定性をさらに向上させることができた。

1976年に発生したTetonダム(堤高91.5m、完成1976年、アメリカ)の決壊は、初期満水時に生じたコアの浸透破壊が主原因とされ、この事故を契機として基礎処理を入念に行うことの重要性が改めて確認されるとともに、ロックフィルダムの基礎地盤には原則として監査廊を設置することとなった。

ダムの耐震設計は、従来より震度法により行われてきたが、土木研究所ではダムに設置された地震計により得られた地震動の観測記録を整理解析するとともに、フィルダム材料の強度特性や動的解析に関する検討を進めてきた。これらの成果も反映して、地震時の堤体の応答とロック材の内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮した修正震度法による新しい耐震設計の手法である「フィルダムの耐震設計指針(案)」が1991年に公表された。フィルダムの設計にあたっては、震度法による検討とあわせて修正震度法によりチェックを行うこととされている。

3. 洪水吐きの歴史[10),11),12)]

ダムの洪水吐きは、貯水池水位の異常な上昇を防ぎ、ダムおよび貯水池の安全が確保できる機能を有すると同時に、洪水調節などダム築造における所要の目的を達成するための機能を有しなければならない。洪水吐きがこのような機能を有するためには、所定の流量を安全に流下させるという水理的な検討と、出水の特性や貯水池の運用計画などの個々のダムの特性に応じた管理・運用を考慮に入れた検討が必要になる。このため、洪水吐きの形式や配置・規模等は、対象となる流量規模やダム周辺の地形・地質、ダム形式等により異なることは勿論、洪水調節方法や出水時の水位維持操作などの貯水池の管理・運用方法によっても異なる。したがって、洪水吐きの歴史を繙く場合、地形・地質条件の変遷やダム堤体の設計・施工技術の進展との関係を考慮しなければならないことは勿論であるが、同時に貯水池の利用方法、管理・運用方法の考え方との関係についての考察が不可欠である。ここでは、主として貯水池の利用方法、管理・運用方法の考え方との関係を念頭に、建設省所管ダムを主たる対象として、洪水吐きの配置、形式の変遷についてその流れを整理してみる。

戦前におけるわが国の洪水吐きは、堤頂全体に亘り扉高の小さい越流頂ゲートを並べた洪水吐きが主体であった。この理由として、ダム建設の主たる目的が利水で、洪水調節機能を有さず、洪水に対するダム・貯水池の安全のための放流を行うことが洪水吐きの主な必要機能であったこと、水深の大きい越流ゲートの製作技術が十分でなかったことが挙げられよう。

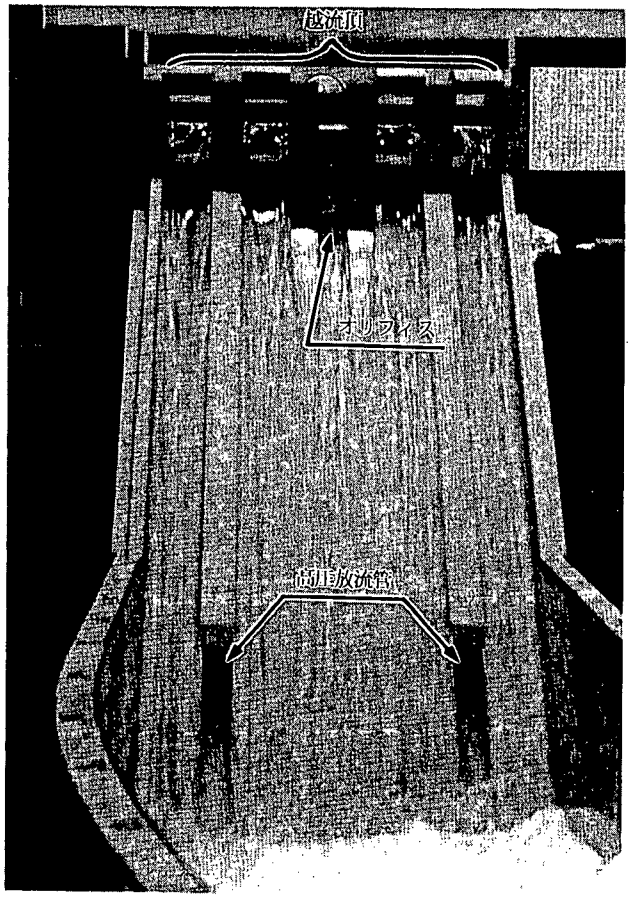
戦後間もなく、1940年代後半には洪水調節を目的に含む多目的ダムが出現するが、戦前の扉高の小さい越流頂ゲートでは、大きな利用水深(利用可能な貯水位範囲)がとれず十分な洪水調節容量が得られないため、扉高の大きい越流頂ゲートの製作技術の向上が図られるとともに、大きな作用水圧下でのゲート操作を可能とする管路式の高圧放流設備の検討が進められた。わが国初の洪水調節用高圧放流設備が採用されたのは、田瀬ダムにおいてであるが、その完成は1954年であり、戦後10年の経過をまたない。

洪水調節容量をより有効に用いるためには、洪水初期の放流量をできるだけ大きくする必要がある。したがって、高圧放流設備は単に作用水圧が大きいのみでなく、その大型化も必要である。高

圧放流設備は、1955年以降本格化した多目的ダムの建設により急速に発展し、高圧化、大規模化が図られていった。

一方、越流頂ゲートの大型化はオリフィス形式の放流設備を生み出すようになった。ゲートを洪水調節のみに利用することを考えると、ゲートからの放流は半開放流のみであり、上方の空間は常に閉じられている。つまり上方のゲートは不必要なものである。したがって、これをコンクリートの壁に置き換えてしまえばゲート規模のいたずらな大規模化を防止できる。オリフィスは、このような考えのもとに設けられるようになり、1954年、美和ダムにおいて、本格的なオリフィスが初めて実用化されている。なお、オリフィスは、先に述べたと同じ管路式放流設備であり、本稿では近年の分類に従い、最高の貯水位と管路最低標高の差が25m以下のものをオリフィス、25m以上のものを放流管(または高圧放流管)として定義している。

放流管やオリフィスは洪水調節用の放流設備として検討され用いられるようになったものである。ここで、洪水調節の対象洪水は、当然ダムおよび貯水池の安全のためのそれより小さい。したがって、



写真−5 洪水吐きの水理模型実験例

そのために必要な放流設備の放流量は、当然ダムおよび貯水池の安全のための必要放流量より小さくなり、放流管やオリフィスを配置したダムでは、流量の不足分を補う、というより、ダムおよび貯水池の安全のための放流を行うための専用の越流頂と合わせて洪水吐きが構成されることとなる。

表−1 水理模型実験に見られる洪水吐き構成の変遷

報告年	ゲートあり			ゲート無し		
	越流頂	オリフィス	放流管	越流頂	オリフィス	放流管
1955	○		○			
56	○					
58	○	○				
59	○		○			
60	○		○			
61	○	○				
62	○		○			
	○		○			
	○		○			
	○		○			
65	○	○				
	○					
66	○		○			
67	○					
	○		○			
	○		○			
68	○		○			
69	○		○			
	○		○			
71	○		○			
72	○		○			
73	○		○			
	○	○				
75	○		○			
76	○		○			
	○		○			
	○		○			
77	○		○			
78	○	○	○			
	○		○			
80	○	○		●		
83	○	○		●※		●
	○		○			
	○※	○				
84	○		○※			
				●※		
85				●※		
				●※		
	○	○	○			
	○	○	○			
86	○		○			
			○※	●		
87			○	●		
88	○		○※			
	○	○				
	○		○			
	○	○	○			
			○	●※		
89				●	●※	
	○		○			
			○	●※		
90	○		○			
	○		○※			
91			○※	●		
92	○	○	○			
			○	●		
93				●		●※
				●	●	
				●		●
				●	●	
95				●	●	
				●		●

注) ※：標高の異なるものを2段に配置したもの

つまり、放流管やオリフィスが採用されることにより、放流目的ごとの設備配置がなされるようになったということができる。このような設備の機能分離の考え方はさらに細分化され、現在に至っている。以下にその状況をみてみる。

表−1は、土木研究所が実施してきた洪水吐きの水理模型実験報告書をもとに、報告年と洪水吐きの構成の関係を整理したものである。

土木研究所では、過去に補助事業のダムについての実験も実施しているが、表では建設省事業(沖縄・北海道開発庁事業を含む)の多目的ダムおよび治水ダムのみを示してある。表から分かるように、ゲートを有する放流管やオリフィスと越流頂の組合せは、昭和30年以降、一貫して洪水吐き配置の主流をなしてきている。一方、昭和50年代後半以降、洪水吐き配置は複雑になる傾向があり、それまでのゲート付き放流管またはオリフィスと越流頂の2段配置による単純な構成とは異なってきていることが分かる。その内容は、①オリフィスと放流管の両者を有するもの、②標高の異なる2段の放流管を有するもの、③越流頂にゲートを有さないもの等多様である。その趣旨は、最小ゲート開度の放流量を小さくして各設備の放流開始時の流量の連続性を向上させる(①や②)、ゲート敷高を洪水調節開始水位付近とし、長時間続く洪水末期や融雪出水時の流水処理をゲート操作無しとし管理の負担を軽減する(①や②)、計画を超える洪水のゲート操作は行わずダムおよび貯水池の安全のための放流における管理の負担を軽減する(③)等を配慮したもので、具体的な目的は多岐に亘るが、その多くは管理の容易さや効果的な貯水池運用に対する管理の経験蓄積を反映したものである。

近年のもう一つの傾向としてゲートを有しない洪水吐きの増加を上げることができる。流域面積が小さく出水が速い等ゲート操作を確実に実施するための時間の確保が困難な場合にはゲートを有しない洪水吐きが採用される。この形式の洪水吐きは昭和50年代から多く建設されるようになった補助ダムの洪水吐きとして、流域面積の小さいダムを中心に数多く採用されてきているが、近年では、管理の簡素化を洪水吐き配置の主たる趣旨として、出水に対するゲート操作時間の確保の可否と関係なく採用される例が見られるようになっている。

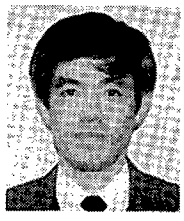
以上見てきたように、洪水吐きの歴史は貯水池の利用方法、管理・運用方法の考え方と密接な関係があり、近年では管理・運用面が強調される傾向がより顕著になっているといっていいであろう。

参考文献

1) 土木学会編：日本土木史 (大正元年 ～ 昭和15年), pp.1077-1184, 土木学会, 1965.
2) 土木学会編：日本土木史 (昭和16年 ～ 昭和40年), pp.1497-1604, 土木学会, 1973.
3) 土木学会編：日本土木史 (1966～1990年), pp.1499-1522, 土木学会, 1995.
4) 建設省河川局監修：日本の多目的ダム・直轄編, pp.103-121, ダム技術センター, 1990.
5) 糸林芳彦編著：新体系土木工学76・ダムの施工, pp.9-21, 技報堂出版, 1980.
6) 豊田高司編著：新版・ダム工事ポケットブック, pp.1-14, 山海堂, 1991.
7) 河上房義：古代のフィルダムの文化的使命について, ダム工学, No.22, 1996.
8) 建設省東北地方建設局石淵ダム管理所：石淵ダム工事報告書 (昭和27年5月), pp.27-36, pp.225-230, 1962.
9) 松本徳久：ロックフィルダムの発展, ダム技術, No.89, 1994.
10) 高須修二：ダム放流管の水理設計−歴史と最近の動向−, ダム技術, No.5, 1984.
11) 高須修二：洪水吐きに調節ゲートを有しないダムの水理設計, 大ダム, No.120, 1987.
12) 中川博次：ダムの水理設計の発展と諸問題, ダム技術, No.12, 1985.


坂本忠彦*
建設省土木研究所長
Tadahiko SAKAMOTO


藤澤侃彦**
同　ダム部長
Tadahiko FUJISAWA


永山　功***
同　ダム構造研究室長
Isao NAGAYAMA


吉田　等****
同　フィルダム研究室長
Hitoshi YOSHIDA


柏井条介*****
同　水工水資源研究室長
Josuke KASHIWAI

論　文

水位上昇確率を考慮した試験湛水時の洪水対策容量

柏井　条介[1]　櫻井　寿之[2]

Storage Capacity for Flood Operation Considering Probability of Water Level Rising during Trial Filling

Josuke KASHIWAI　Toshiyuki SAKURAI

ダムにおける試験湛水は，堤体や貯水池の安全確認のために実施される。しかし，近年その長期化によってダムの効用発揮が遅れることが問題となっている。長期化の要因は，流入量が少ないことが第一であるが，試験湛水が複数年となる場合は洪水期における洪水対策容量の設定も関係する。本論文では，試験湛水時の水位上昇に対する安全性について検討を行い，所定の安全確率を確保するための洪水対策容量と洪水期経験回数，許容水位上昇の関係を整理した。また，モデルダムについて，対策容量の対象となる洪水の確率年および洪水期経験回数の算定を行い，具体的に検討した。

キーワード：試験湛水，生起確率，確率年

1.　はじめに

ダムの試験湛水は，堤体や貯水池の安全性確認のため実施されるものであり，貯水位はこれらの安全性を確認しながら徐々に上げていかなければならない。つまり，未経験水位領域における急激な水位上昇を防止するための水位制御が必要である。

水位制御を確実なものとするため，水位の上昇は非洪水期に実施するものとされている。洪水期には大きな出水の生じる可能性があり，水位制御が困難と考えられるためである。単に水位を上昇させないだけでなく，洪水期には水位低下操作が行われ，洪水対策容量が確保される。従来，この容量は計画高水ハイドログラフ（多くの場合，100年確率の計画規模）を対象洪水として，この洪水流入時に水位が未経験水位を越えないよう確保されてきた。

洪水時に確保された洪水対策容量は，非洪水期の流入量により満たされなければならない。流入量が小さければ，この容量回復のための負担が大きく，試験湛水が長期化する要因となる。試験湛水の長期化はダムの発効を遅らせ，その経済性を損なわせる。このため，近年，試験湛水期間が長期化するダムが多くなるに伴い，試験湛水計画の見直しが検討されている[1]。具体的な見直し内容は，対象洪水規模を20年確率とすること，洪水期においても1mの水位上昇を許容することなどである。

ここで，従来の方法，現在の見直し案ともに対象洪水規模をダムによらず固定して考えているが，本文中にも示すように，計画を越える事象の生じる確率，言い換えると対象洪水以上の洪水により所定値より大きい水位上昇が生じる危険性は洪水期経験回数などにより変化し，ダムごとに異なるものである。このことを考慮し，本報告では，洪水期経験回数と対象洪水規模の関係を考慮した試験湛水時の水位上昇に対する安全性について，許容水位上昇を考慮した安全確率の考え方，計算方法を整理するとともに，モデルダムを通じて具体的に検討した。試験湛水期間との関係を考慮することで所定の安全性を確保した上で試験湛水期間を短くする，合理的な試験湛水計画の策定が可能である。

[1] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室室長
[2] 建設省土木研究所ダム部水工水資源研究室研究員

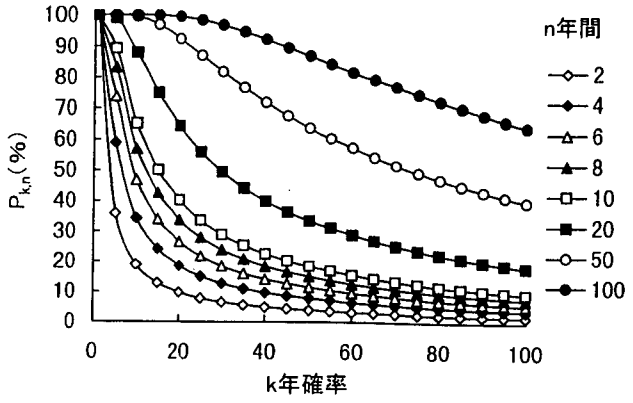


図-1　k 年確率現象が n 年間に生起する確率

表-1　k 年確率現象が n 年間に生起する確率（%）

期間 (年)	現象の規模（年確率）						
	5	10	20	50	100	200	1000
1	20.0	10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.1
2	36.0	19.0	9.8	4.0	2.0	1.0	0.2
3	48.8	27.1	14.3	5.9	3.0	1.5	0.3
4	59.0	34.4	18.5	7.8	3.9	2.0	0.4
5	67.2	41.0	22.6	9.6	4.9	2.5	0.5
6	73.8	46.9	26.5	11.4	5.9	3.0	0.6
7	79.0	52.2	30.2	13.2	6.8	3.4	0.7
8	83.2	57.0	33.7	14.9	7.7	3.9	0.8
9	86.6	61.3	37.0	16.6	8.6	4.4	0.9
10	89.3	65.1	40.1	18.3	9.6	4.9	1.0

2.　確率からの考察

以下の検討に先立ち，ここでは，洪水の超過確率をもとに，試験湛水における水位上昇に対する安全性について概観する。

洪水現象を考え，確率規模を k 年確率，現象を観察する期間を n 年間，k 年確率の規模を超える現象が n 年間に少なくとも1回生起する確率を $P_{k,n}$ とすると，$P_{k,n}$ は次式で求められる。

$$P_{k,n}=1-\left(\frac{k-1}{k}\right)^n \qquad (1)$$

図-1 および表-1 に $P_{k,n}$ と k, n の関係を示す。図-1 より期間が短い場合には，k の増加に伴って，発生確率 $P_{k,n}$ は急激に減少し，その後は緩やかに減少していくことがわかる。

洪水期に未経験水位以上の水位上昇を許さないものとすると，k 年確率規模以上の洪水が発生する確率は，そのまま未経験水位以上に達する確率となり，水位上昇に対する安全確率が洪水対策容量を確保する対象洪水規模と試験湛水期間 n の両者の関数となることがわかる。ただし，試験湛水では，洪水期にいわゆる試験湛水としての水位上昇は行わないから，洪水期に試験湛水が終了することはなく，n は試験湛水期間ではなく，洪水期の経験回数として定義されることになる。以下では n を洪水期経験回数として定義する。

試験湛水は一般には数年間で終了する。そこで n が比較的小さい場合について表-1 をみると，たとえば，発生確率が5%（発生しない確率，すなわち安全確率95%）程度とすると20年確率規模で $n=1$，100年確率規模で $n=5$，200年確率で $n=10$ となり試験湛水が早く終了するのであれば大きな確率年洪水を対象にする必要はないことがわかる。安全確率をどの値で設定するかは議論の多いところと思うが，ここでは，経験的な方法として従来の方法を基準に考えることとする。すなわち，従来の100年確率の計画高水ハイドログラフを想定し，これが比較的長期の試験湛水も含んでいたであろうと考えると，$n=5$ で約95%，$n=10$ で90%であり，この程度の値を確保するのが適当かと考える。

ところで，同じ洪水期経験回数 n において，安全確率は確率年 k を大きくするほど大きくなるが，実際には n は k の影響を受け，当然のことながら k が大きいほど大きくなる傾向がある。したがって，理屈上は，対象洪水の確率年 k を大きくしたからといって安全確率が大きくなるとは限らない。k を大きくしても安全確率が小さくなれば，安全確率に極値が生じることを意味しており，所定の安全確率が確保できない場合も生じ得る。試験湛水期間との関係を考慮しておく必要がある所以である。

3.　対象洪水の設定方法

3.1　設定方法の概要

洪水対策容量を設定する対象洪水は，所定の安全確率を確保した上で，試験湛水期間を短くできるよう小さい確率年を設定するのが適当である。この場合，試験湛水期間は対象洪水の確率年により変化するから，対象洪水の確率年を求めるためには試験湛水の履歴計算を含めた繰り返し計算が必要になる。つまり，対象洪水の確率年は試験湛水の貯水計算と同時に定められ

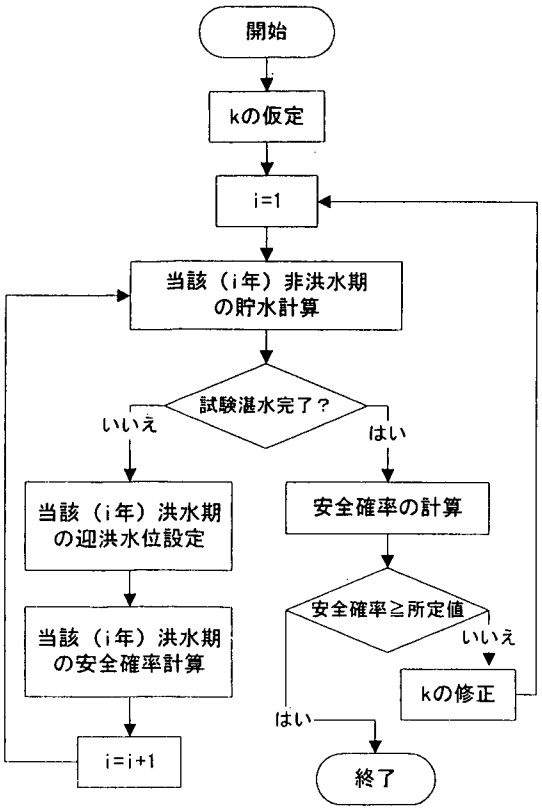


図-2　対象洪水の設定手順概要

ることになる。

計算手順の概要を図-2に示す。計算では，まず対象洪水の確率年 k を仮定し，最初の年の非洪水期の貯水計算を行う。非洪水期の貯水計算で試験湛水が終了しなければ仮定した k 年確率洪水に見合う洪水対策容量を求め，迎洪水位を設定し，水位低下を行うとともに，この迎洪水位において後に示す許容水位上昇量を越えない洪水確率年を求める。許容水位上昇量を越えない洪水確率年が求まれば，これも後に示す当該洪水期の安全確率が求まり，次の非洪水期の貯水計算へと移る。以上の計算を試験湛水が終了するまで繰り返し，終了したら，試験湛水を通じての全体の安全確率を求め所定の値となっているかをチェックする。所定の値となっていなければ再度 k を仮定し，所定値となるまで計算を繰り返す。計算手順の概要は以上のとおりである。一般的には k が大きくなるに従って安全確率は大きくなると考えられるから，繰り返し計算ではこれを利用し，小さい k 値（例えば10年）を初期値とし，逐次 k を大きくしていけばよい。ただし，理屈上は安全確率に極値が存在し，所定の安全確率が得られない可能性があり，その場合には極値となる確率年を

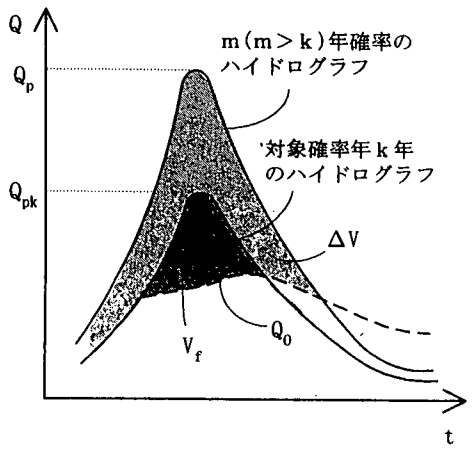


図-3　超過洪水貯留の概念

採用する必要があろう。

3.2　安全確率の計算方法

ここでは，対象洪水の確率年 k が与えられた場合の安全確率の計算方法について，水位上昇量に許容上昇量を設定することも想定の上検討する。ここで許容上昇量を考慮したのは，現在の見直し案が，非洪水期の水位上昇速度が1日1m以下とされていることから洪水時にも1mの上昇を許容していることによる。

水位上昇の原因となる超過洪水貯留の概念図を図-3に示す。ここに，Q_0：放流量，V_f：対象洪水の k 年確率洪水に対する洪水対策容量，$\Delta V_{m,k}$：対象規模を上回る m 年確率（$m>k$）の洪水により経験水位上方に貯留される貯留量であり，放流は，放流設備の放流能力または下流の条件が許す範囲で水位上昇を極力抑えるように「流入＝放流」操作が行われる。

$\Delta V_{m,k}$ の貯留により貯水位は $\Delta H=\Delta V_{m,k}/A$（$A$：貯水池面積）だけ経験水位より上昇することになり，試験湛水開始後の i 年目の1年間に，1回の洪水による水位上昇量が許容上昇量 ΔH_a を超える確率 $P_{1,i}$ は，

$$P_{1,i}=\int_0^\infty f_1\left(\frac{\Delta V_{m,k}}{A}-\Delta H_a\right)dm \qquad (2)$$

$$f_1=\begin{cases}0\cdots\cdots\dfrac{\Delta V_{m,k}}{A}-\Delta H_a\le 0\\ f_{m,1}\cdots\dfrac{\Delta V_{m,k}}{A}-\Delta H_a>0\end{cases} \qquad (3)$$

にて表される。ここに，$f_{m,1}$：m 年確率洪水が1年間に発生する確率密度である。

試験湛水における洪水期経験回数が n 回の場合，この間に水位上昇量が許容上昇量 ΔH_a を超える確率 P_n は，

$$P_n=1-(1-P_{1,1})\cdot(1-P_{1,2})\cdots(1-P_{1,n}) \quad (4)$$

で表され，安全確率 α は，

$$\alpha=(1-P_n)\times 100(\%) \quad (5)$$

にて計算される。$P_{1,i}$ は $\Delta H_a=0$ では i によらず一定であるが $\Delta H_a>0$ では i ごとに異なる。これは，式(2)の A が貯水位により異なるためである。

4. モデルダムによる検討

4.1 概要

ここでは，モデルダムについて計算を行い，試験湛水中の対象洪水規模と洪水期経験回数，安全確率の関係について具体的に検討する。ただし，必要となる安全確率値については，現在のところ明確な設定ができないことおよびそれぞれの関係の詳細を調べる意味から，ここでは，図-2のフローに従って，対象洪水の確率年 k を求めるのではなく，k をパラメータとして種々の流入量時系列に対し k と洪水期経験回数，安全確率の関係を整理した。

ところで式(2)の f_1 を求めるためには，$\Delta V_{m,k}/A-\Delta H_a=0$ となる m を求めなければならず，図-3に示した超過洪水の貯留計算が必要になる。この貯留計算は，貯水位と容量，放流能力の関係を用いて各確率年ごとのハイドログラフに対し行うことになり，各確率年ごとのハイドログラフの計算，具体的には，降雨波形をもとにした流出計算が必要になる。これらすべての計算量は比較的大きくなることから，以下の検討では，こうした計算量を忠実に実施する場合（以下，通常計算とする）と併せ，次に示す簡易計算による方法も用いた。本検討の通常計算は，ハイドログラフの作成は貯留関数法を用い，貯留計算は式(6)の連続式を差分法により計算して行ったが，後に示すように簡易計算においても，それほど差のない結果を得ている。今後さらに種々のハイドログラフについての検証が必要であると考えるが，対象洪水確率年の概略値を求める方法として有効なことが期待される。

$$\frac{dV}{dt}=Q_{in}-Q_{out} \quad (6)$$

ここで，V：貯水量，t：時間 Q_{in}：流入量，Q_{out}：流出量を表す。

4.2 簡易計算

モデルダムでの具体的計算にあたり，ハイドログラフ等に仮定を設けて計算量を少なくする方法を試みた。以下に用いた仮定を記す。

(1) ハイドログラフの仮定

計算量の多くを占めるのは，貯留計算と，降雨波形から洪水波形を導く流出計算である。これらの点を簡略化するためにハイドログラフを三角形分布で仮定する。この仮定により，ハイドログラフはピーク流量と洪水継続時間の二つのパラメータによって規定される。

(2) ピーク流量の仮定

ピーク流量についてはある期間の総雨量（日雨量，2日雨量等）に比例すると仮定して以下の式を用いる。

$$Q_p=C\cdot r \quad (7)$$

ここに，Q_p：ピーク流量(m^3/s)，r：日雨量(mm/日)，C：各ダムの流域により決まる係数（$\times 8.64\times 10^7\ m^2$）を表す。

(3) 洪水継続時間の仮定

洪水継続時間は，洪水の規模にかかわらず一定とする。なお，係数 C および洪水継続時間 t_f については，各ダムの洪水貯留計画における代表洪水を用い，ピーク流量と総流入量が一致するように求めれば簡単である。

(4) 放流量の仮定

図-3に示す洪水貯留時の放流量は施設の放流能力や下流の無害流量などから決まるものである。ここで，下流の条件から放流量が制限される場合，また，管内流速が制限される利水設備を用いる場合には最大放流量は水位によらず一定となることが考えられる。また，洪水吐きの放流能力から放流量が制限される場合には，迎洪水位上方の放流量はゲート全開時の水位と放流量の関係から与えられ，この場合にも，一般には管路流の設備で制御されると考えられる。よって，水位による流量変化はそれほど大きくないと想定され，最大放流量はほぼ一定としても差し支えない場合が多いと考えられ，洪水貯留時の放流量については洪水貯留期間を通じ一定とする。なお，洪水吐きの放流能力から放流量が決まる場合には，迎洪水位での放流量を用いれば安全側の結果を得ることができる。

上記仮定を用いると，安全確率は次の手順で計算で

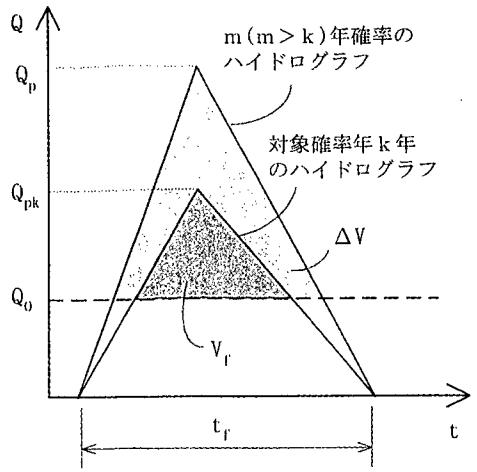


図-4　三角形分布で近似したハイドログラフ

きる。図-4 に簡略化されたハイドログラフの概念図を示す。未経験の水位上昇が生じた場合の貯留量は，図-4 を参考にして幾何学的に次式から求められる。

$$\Delta V=\frac{1}{2}\frac{(Q_p-Q_0)^2}{Q_p}t_f-V_f \tag{8}$$

ここで，洪水対策容量 V_f は，

$$V_f=\frac{1}{2}\frac{(Q_{pk}-Q_0)^2}{Q_{pk}}t_f \tag{9}$$

にて求められる。ここに Q_{pk} は対象洪水のピーク流量である。式(8)より，水位上昇量 ΔH は，次式で得られる。

$$\Delta H=\frac{\Delta V}{A}=\frac{(Q_p-Q_0)^2}{2A\cdot Q_p}t_f-\frac{V_f}{A} \tag{10}$$

ここで，貯水池面積 A は近似的に直前の非洪水期の経験最高水位における値を用いれば安全側である。

式 (9) に式 (7) および $\Delta H=\Delta H_a$ の条件を代入し，整理すると，許容限界の水位上昇を引き起こす降雨規模 r_c を次式により求めることができる。

$$r_c=\frac{Q_0}{C}+\frac{\Delta H_a\cdot A+V_f}{C\cdot t_f}+\sqrt{\left(\frac{Q_0}{C}+\frac{\Delta H_a\cdot A+V_f}{C\cdot t_f}\right)^2-\left(\frac{Q_0}{C}\right)^2} \tag{11}$$

r_c が求められれば，その生起確率を過去の降雨データの確率処理によって得られる確率分布式より求めることができる。

以上の計算で各年の $P_{1,i}$ を求めることができるので，式 (4)，(5) より試験湛水全体での安全確率を計算することができる。

表-2　モデルダムの諸元

項　目	Aダム	Bダム
堤高 (m)	156	155
流域面積 (km^2)	101.4	51.6
湛水面積 (km^2)	4.60	1.26
総貯水容量 ($\times10^6\ m^3$)	193	58
計画高水流量 (m^3/s)	1700	1000

4.4　モデルダム諸元と計算ケース

表-2 にモデルダムの諸元を，図-5，6 にそれぞれ A ダム，B ダムの H-A(貯水位-貯水池面積曲線)，H-V(貯水位-貯水容量曲線)，H-Q(貯水位-放流能力曲線)を示す。両ダムはダム高が同程度で，流域面積，貯水池規模が異なるものであり，A ダムは B ダムに比べ流域面積で 2 倍，湛水面積で 4 倍の規模をもっている。

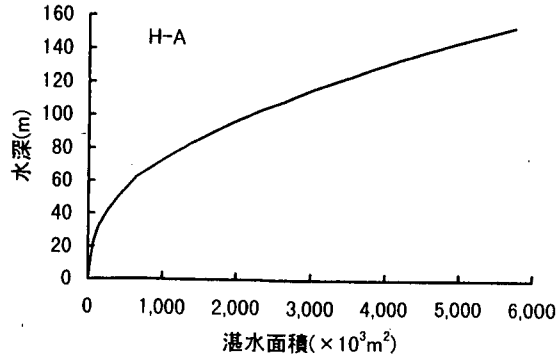
A ダムでは 1949～1993 年の 45 年間の日平均流量データが得られており，このデータと維持流量から非洪水期の総貯留量を求めると 45 年間の非洪水期総貯留量の平均は 6645 万 m^3 程度である。また，B ダムでは 1984～1993 年の 10 年間の日平均流量データが得られており，10 年間の非洪水期総貯留量の平均は 4250 万 m^3 程度である。

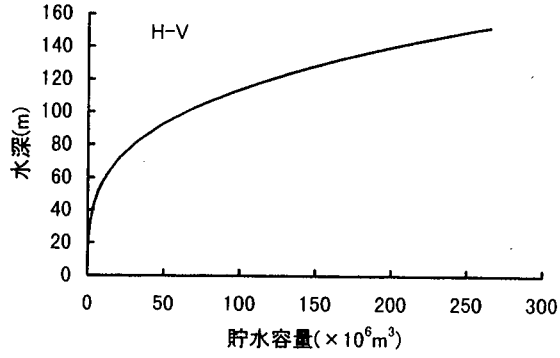
計算は，許容水位上昇量 $\Delta H_a=0$，1 m の両者について対象確率年を変化させて行った。流量時系列の検討ケースは，得られているデータの湛水開始年を 1 年ピッチで変化させ，A ダムにおいては湛水開始年 1949～1991 年の 43 ケース，B ダムにおいては 1984～1993 年の 10 ケースの計算を行った。なお，時系列データが不足した場合には，得られているデータ範囲の流量時系列が再び繰り返されるものとして補完して計算した。また，A ダムでは通常計算，簡易計算の両者の計算を，B ダムでは簡易計算のみを行っている。洪水貯留計算で用いた降雨波形は，それぞれの試験湛水計画において，クリティカルな波形とされている 1 波形である。

4.5　計算結果と考察

表-3 に対象洪水の確率年と洪水期経験回数，安全確率の関係を示す。表中の安全確率は，湛水開始年を変化させた各ケースの平均値を示してある。

A ダムについては，通常計算と簡易計算の結果を示してあるが，簡易計算による洪水期経験回数がやや大





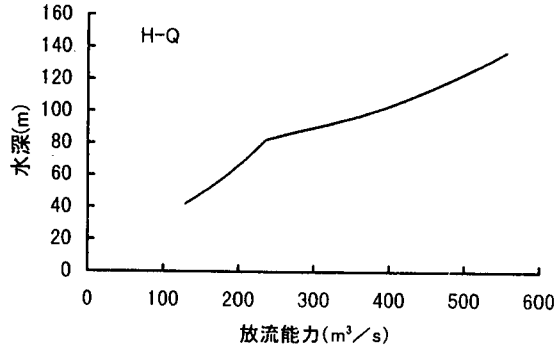
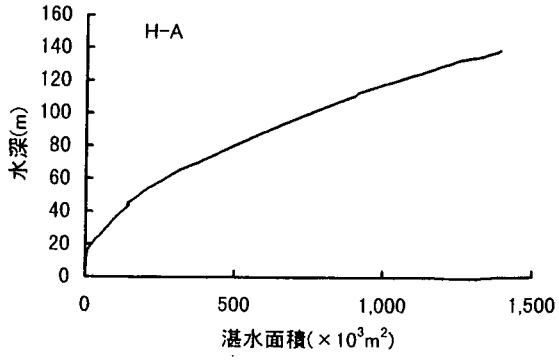
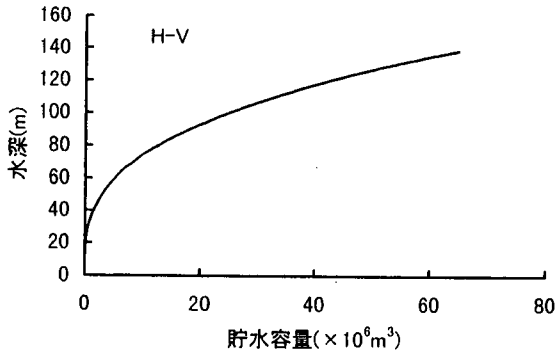


図-5　A ダムの特性





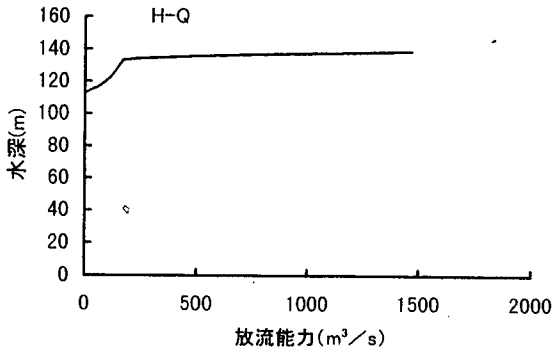


図-6　B ダムの特性

きく，同じ対象確率年での安全確率が小さい傾向はあるものの，両者は比較的よく一致しており，簡易計算が有用であることが確認される。ただし，A ダムで用いた洪水ハイドロは図-7 で示すように，ピークが一つで三角形分布に近いものであり，元々簡易計算の仮定に近いものである。簡易計算の適用性については，今後種々のハイドログラフ形状について検討していく必要があると思われる。なお，図-8 に示すように，B ダムのハイドログラフも A ダムのそれと同様の形状であり，ここでは B ダムの計算は，簡易計算により行うこととした。

表-3 に戻って，いずれのケースも，対象確率年が大きくなると洪水期経験回数も大きくなり，試験湛水がより長期化する傾向があることが確認される。また，安全確率は対象確率年が大きくなるに従って大きくなる傾向があり，今回の検討では，安全確率にピークが生じることはなかった。また，当然のことながら，許容水位上昇量を $\Delta H_a = 1$ m とした場合の方が $\Delta H_a = 0$ m の場合より安全確率は高い。

今，所用の安全確率として仮に 95% を設定するものとすると，対象洪水の確率年は，A ダムの $\Delta H_a = 1$ m で 35 年，0 m で 66 年である(通常計算値)。また B ダムの $\Delta H_a = 1$ m，0 m でそれぞれ 21 年，28 年であり，これらを対象洪水確率年が 100 年の場合と比較すると，洪水期経験回数は $\Delta H_a = 1$ m の場合，A ダムで平均的に約 0.4 回，B ダムでは約 0.1 回，また $\Delta H_a = 0$ m

表-3　計算結果（ケース平均）

対象確率年	Aダム						Bダム		
	通常計算			簡易計算			簡易計算		
	洪水期経験回数	安全確率（%）		洪水期経験回数	安全確率（%）		洪水期経験回数	安全確率（%）	
		$\Delta H_a=0$	$\Delta H_a=1$ m		$\Delta H_a=0$	$\Delta H_a=1$ m		$\Delta H_a=0$	$\Delta H_a=1$ m
10	2.78	74.95	84.76	3.08	72.79	83.92	1.20	88.61	90.83
20	2.98	85.96	91.84	3.18	85.10	91.49	1.20	93.70	94.86
21	—	—	—	—	—	—	1.20	—	95.04
28	—	—	—	—	—	—	1.20	95.06	—
30	3.10	90.08	94.36	3.33	89.40	94.07	1.20	95.28	96.11
35	3.13	—	95.10	—	—	—	—	—	—
50	3.23	93.72	96.42	3.53	93.15	96.26	1.30	96.38	96.98
66	3.35	95.03	—	—	—	—	—	—	—
100	3.53	96.53	98.05	3.75	96.31	98.03	1.30	97.44	97.83
200	3.95	98.04	98.91	4.20	97.91	98.92	1.30	97.98	98.26

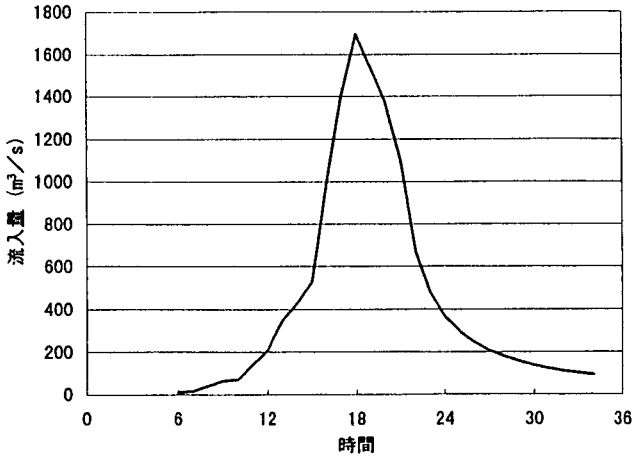


図-7　Aダムのダムサイト流入基本波形

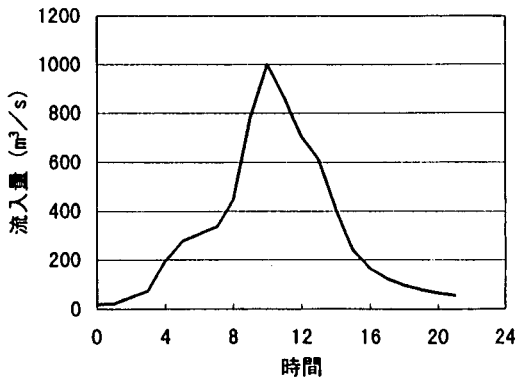


図-8　Bダムのダムサイト流入基本波形

の場合，Aダムで約0.2回，Bダムで約0.1回の短縮となる。ここで95%という値は，各ケースの平均値であるが，10年に1度程度の渇水における安全確率についてみると，Aダムの$\Delta H_a=1$ mで91.70%，0 mで91.25%（通常計算値），Bダムの$\Delta H_a=1$ mで89.09%，0 mで88.45%となっており，ある程度の安全確率が確保されている。計算においては，複数年の履歴計算によって1つのケースの計算がされているので，厳密に10年に1度の渇水ケースを選定することは難しいが，ここでは簡単に，Aダムにおいては，最も安全確率の低いケースを，Bダムにおいては，43ケース中において4番目に安全確率の低いケースを採用した。

試験湛水期間の短縮効果については，その効果の大きい$\Delta H_a=1$ mの場合についてみると，洪水期経験回数は整数しかとらないから，Aダムでは40%程度の，Bダムでは10%程度の確率で洪水期経験回数が1回少なくなると推定される。このことを確認するため，湛水開始年を変化させた各ケースごとの計算結果を$\Delta H_a=1$ mの場合を例に表-4，5に示す。ここで，表中＊印を付けたAダムのNo. 18,35,38のケースでは，他のケースに比べて，安全確率が著しく低くなっているが，これは，最初の非洪水期の貯水量が，最初の洪水期の対策容量より小さいことに起因している。この問題は別途検討する必要があり，ここでは表-3の平均値の算定では削除している。

表より，Aダムでは43ケース中12ケースで1回，2ケースで2回の洪水期経験回数の減少がなされていることがわかる（表中の太字のケース）。減少している

表-4　A ダム計算結果（通常計算：$\Delta H_a = 1$ m）

No.	対象確率年											
	10 年		20 年		35 年		50 年		100 年		200 年	
	洪水期経験回数	安全確率 (%)	洪水期経験回数	安全確率 (%)	洪水期経験回数	安全確率 (%)	洪水期経験回数	安全確率 (%)	洪水期経験回数	安全確率 (%)	洪水期経験回数	安全確率 (%)
1	1	95.07	1	97.63	1	98.68	1	99.08	1	99.53	1	99.77
2	2	89.82	2	95.01	**2**	97.11	2	97.95	**3**	98.57	3	99.26
3	3	84.57	3	92.13	3	95.51	3	96.81	3	98.33	4	98.96
4	3	83.77	3	91.69	3	95.17	3	96.57	3	98.25	3	99.12
5	2	88.30	2	94.20	2	96.68	2	97.63	2	98.81	2	99.39
6	2	88.79	2	94.26	2	96.70	2	97.69	2	98.85	2	99.42
7	2	90.31	2	95.17	2	97.31	2	98.10	2	99.03	2	99.51
8	2	88.27	2	94.20	**2**	96.62	3	96.80	**3**	98.36	3	99.18
9	2	88.09	3	92.05	**3**	95.45	3	96.79	**4**	97.95	5	98.74
10	3	85.44	3	92.76	**3**	95.82	4	96.23	**4**	98.05	5	98.81
11	4	78.33	4	88.65	5	92.16	5	94.36	5	97.06	6	98.25
12	4	76.69	5	85.93	5	91.74	5	93.95	5	96.84	7	97.76
13	4	77.95	4	88.57	4	93.20	4	95.13	4	97.51	6	98.32
14	3	82.42	3	90.95	**3**	94.79	3	96.26	**5**	97.31	5	98.60
15	2	87.80	4	89.95	4	94.13	4	95.83	4	97.89	5	98.69
16	4	80.32	4	89.65	4	94.09	4	95.80	4	97.84	5	98.69
17	3	83.80	4	90.06	4	94.20	4	95.88	4	97.88	4	98.91
18*	4	54.16	5	58.34	5	61.16	5	62.29	5	63.67	5	64.39
19	3	83.14	4	89.56	4	93.89	4	95.62	4	97.75	4	98.84
20	3	83.58	3	91.75	3	95.19	3	96.52	3	98.25	4	98.91
21	3	83.61	3	91.64	**3**	95.14	4	95.74	**4**	97.82	5	98.67
22	3	83.83	3	91.65	**4**	94.10	4	95.77	**5**	97.45	5	98.67
23	3	84.71	3	92.18	4	94.40	4	96.01	4	97.94	4	98.93
24	3	81.33	3	90.43	**3**	94.42	3	95.91	**4**	97.55	4	98.76
25	2	87.11	2	93.37	3	95.10	3	96.48	3	98.21	3	99.10
26	2	87.94	2	93.89	**2**	96.55	2	97.59	**3**	98.37	3	99.18
27	2	90.47	2	95.32	2	97.40	2	98.17	2	99.07	2	99.52
28	3	82.82	3	91.26	3	94.94	3	96.33	3	98.14	3	99.06
29	2	87.40	2	93.66	**2**	96.31	2	97.37	**3**	98.31	3	99.13
30	2	88.82	2	94.36	2	96.81	2	97.74	2	98.86	2	99.43
31	2	90.47	2	95.32	2	97.39	2	98.17	2	99.07	3	99.32
32	4	79.44	4	89.23	**4**	93.62	4	95.45	**5**	97.26	5	98.59
33	4	78.19	4	88.79	**4**	93.39	5	94.47	**6**	96.72	7	98.14
34	3	83.04	5	87.42	**5**	92.67	5	94.77	**6**	96.90	6	98.42
35*	5	68.87	5	77.26	6	80.09	6	81.86	6	83.96	7	84.90
36	4	79.82	4	89.55	5	92.83	5	94.88	5	97.32	6	98.41
37	5	73.64	5	85.82	5	91.70	5	93.96	5	96.94	6	98.24
38*	4	70.67	4	78.31	5	80.64	5	82.12	5	84.12	5	85.13
39	3	82.00	3	90.86	4	93.56	4	95.28	4	97.61	4	98.78
40	3	82.53	3	90.99	3	94.76	3	96.30	3	98.07	3	99.04
41	2	88.11	2	94.06	2	96.62	2	97.61	2	98.80	3	99.18
42	2	89.87	2	95.01	2	97.19	2	98.02	2	99.00	2	99.48
43	2	88.87	2	94.57	**2**	96.88	2	97.78	**3**	98.45	3	99.21
平均	2.78	84.76	2.98	91.84	3.13	95.10	3.23	96.42	3.53	98.05	3.95	98.91

注）* のついたケースは平均を算出するときに含まれていない。

表-5　Bダム計算結果（簡易計算：$\Delta H_a = 1$ m）

No.	対象確率年											
	10年		21年		30年		50年		100年		200年	
	洪水期経験回数	安全確率（%）	洪水期経験回数	安全確率（%）	洪水期経験回数	安全確率（%）	洪水期経験回数	安全確率（%）	洪水期経験回数	安全確率（%）	洪水期経験回数	安全確率（%）
1	2	84.54	2	90.85	2	91.86	2	92.80	2	93.52	2	93.88
2	1	92.53	1	96.39	1	97.46	1	98.46	1	99.22	1	99.61
3	3	78.38	3	89.09	3	92.23	3	95.25	3	97.57	3	98.76
4	2	84.01	2	89.20	2	90.26	2	91.24	2	91.99	2	92.37
5	1	92.02	1	96.17	1	97.31	1	98.38	1	99.18	1	99.59
6	1	92.53	1	96.39	1	97.46	1	98.46	1	99.22	1	99.61
7	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00
8	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00
9	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00	0	100.00
10	2	84.29	**2**	92.27	2	94.55	3	95.23	**3**	97.56	3	98.76
平均	1.20	90.83	1.20	95.04	1.20	96.11	1.30	96.98	1.30	97.83	1.30	98.26

のは主として洪水期経験回数の多いケース，つまり試験湛水が長期化されるケースである。したがって，本報告で示した考え方により試験湛水が長期化するケースほど，短縮効果が期待できる効果的な結果が得られるものと思われる。なお，Bダムでは10ケース中1ケースで1回の洪水期経験回数の減少がなされているのみである。Bダムでは総貯水量に比べて流入量が大きく，試験湛水期間そのものが短い。このため，短縮効果が小さいものと思われるが，短縮されたケースは100年確率とした経験回数が3回のものであり，長期化するほど短縮効果が得られるAダムでの結果が確認される。

5. おわりに

本報告では，対象洪水規模と洪水期経験回数，未経験水位への水位上昇量の関係を考慮した安全確率の評価方法を示すとともに，モデルダムにおいて具体的に検討を試みた。その結果，この設定法による試験湛水の短縮効果は，とくに試験湛水期間が長くなる渇水時に効果があることを示した。

なお，本報告では水位上昇に対する安全確率を検討したが，試験湛水計画の安全性は，堤体や地滑りの安全性も踏まえて総合的に判断されるべきものである。本報告が総合的判断のための一助となれば幸いである。

参考文献

1) 建設省河川局開発課：試験湛水計画策定要項（案）の見直しについて，ダム技術，No. 130, 70-72, 1997
2) 藤本　成，山田利雄：確率水文量と計画水文量，土木技術資料，**13**(11), pp. 566-568, 1971
3) 室田　明編：河川工学，技報堂出版，pp. 102-129, 1986
4) 建設省河川局監修：二訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編，(社)日本河川協会，pp. 56-86, 111-153, 1997

（平成10年1月22日受理）

In order to check a newly constructed dam and reservoir, trial filling is carried out. Recently, trial filling requires longer time, mainly due to the shortage of inflow volume, resulting in the delay of start of dams' operation. In the case of trial filling is not over in one non-rainy season, controlling water level to secure storage capacity during rainy season is necessary. This influences the length of trial filling term. This paper discusses the safety of water level rising during trial filling and indicates the relationship among storage capacity for flood operation which satisfies required safe probability, the number of experienced rainy seasons and allowance of water level rising. Through the model dams' calculations, this paper also examines actual return periods for deciding flood operation capacities and the numbers of experienced rainy seasons.

Key words: trial filling, occurrence probability, return period