

土木研究所資料

巖木ダム洪水吐き水理模型実験 報告書

昭和61年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室

Copyright © (1986) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

巖木ダム洪水吐き水理模型実験 報告書

ダム水工研究室 高須修二

要旨

本報告書は、昭和53年度から昭和60年度にわたって実施した巖木ダム（松浦川水系、重力式コンクリートダム）洪水吐きの水理設計および水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

巖木ダムは集水面積が33.7km²と小さいため、洪水調節用放流設備および非常用洪水吐きの操作性が重要である。このため、高圧放流管に加えて比較的低圧のオリフィスの配置、あるいは非常用洪水吐きに自由越流堤の採用等の配慮がなされている。

水理模型実験は、自由越流堤の採用に伴い必要となった特殊な減勢工（側水路型減勢工）を主体として、高圧放流管およびオリフィスの機能の検討を行ったもので、最終的に、巖木ダムに適当な洪水吐きの配置・形状が提示されている。

キーワード：巖木ダム、ダム水理模型実験、洪水吐き、側水路型減勢工、オリフィス、放流管、ドラムゲート、自由越流堤

序

本報告書は、建設省土木研究所が九州地方建設局の依頼により、昭和53年度から昭和60年度にわたってダム水工研究室の担当で実施した、厳木ダムの洪水吐きに関する水理模型実験の結果を取りまとめたものである。なお、実験資料は「厳木ダム洪水吐き水理模型実験資料集」として別冊としている。

昭和61年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室
室長 高須 修二

目 次

まえがき	1
第1章 厳木ダム洪水吐き水理設計	3
第1節 厳木ダム計画概要	5
第2節 設計の考え方	8
第3節 検討の経緯	10
第4節 実施設計案の提示	16
第2章 洪水吐き水理模型実験	39
第1節 概要	41
第2節 実験方法	42
第3節 昭和54年度水理模型実験	43
第4節 昭和55年度水理模型実験	53
第5節 A案減勢工の検討	74
第6節 B案減勢工の検討	89
第3章 放流管水理模型実験	115
第1節 概要	117
第2節 原案設計	118
第3節 開水路部の比較検討	124
第4節 水理模型実験 その1	130
第5節 変更設計	145
第6節 オフセット形状の検討	152
第7節 水理模型実験 その2	155
第8節 実施設計案の検討	161
第4章 オリフィス水理模型実験	173
第1節 オリフィスの設計	175
第2節 水理模型実験	178
第5章 越流部水理模型実験	191
第1節 クレストゲート	193
第2節 自由越流堤	213
あとがき	219
参考資料	221

まえがき

本報告書は、建設省土木研究所が九州地方建設局の依頼により、昭和53年度から昭和60年度にわたってダム水工研究室の担当で実施した、厳木ダムの洪水吐きに関する水理模型実験の結果を取りまとめたものである。各年度における主たる内容は以下の通りである。

昭和53年度

厳木ダムの洪水吐きの規模・配置の検討を実施したが、土木研究所の筑波移転の関係で水理実験はダム水理実験施設内に模型を製作・設置するにとどまった。

昭和54年度

厳木ダムで始めて採用される側水路型減勢工について基礎実験を行ない、その機能を確認するとともに概略設計法を確立した。

昭和55年度

前年度の成果を基に設計された洪水吐きについて、減勢工および下流河道を対象とする水理模型実験を実施し、問題点および改善の方向を明確にした。

昭和56年度

前年度に引き続き、減勢工および下流河道の検討を行ない、減勢工および副ダム減勢工の形状を確定した。また、オリフィスの設計を行ない、抽出実験によりその機能を確認した。

昭和57年度

洪水調節用の主放流設備として設けられる高圧放流管の設計を行ない、抽出実験により細部形状を比較検討し、さらに水理機能を確認した。

昭和58年度

非常用洪水吐きの一部に設置が計画されていたドラムゲートについて予備実験により設計を行ない、その水理機能を確認した。

昭和59年度

非常用洪水吐きを全て自由越流堤とした事に伴い、予備実験により自由越流堤断面の設計を行ない、その水理機能を確認した。また、減勢工への流入状況が変化するので、その機能を確認した。

昭和60年度

過去7年間にわたる厳木ダムの水理設計および水理模型実験の成果を取りまとめ、本報告書を作成した。

なお、これらの検討はすべて建設省土木研究所ダム水理実験施設内で実施されたものである。

第 1 章 巖木ダム洪水吐き水理設計

第 1 章 第 1 节 第 1 款 第 1 项 第 1 目 第 1 条 第 1 款 第 1 项 第 1 目 第 1 条

第1章第1節 厳木ダム計画概要

沿 革

松浦川の治水事業は大正14年に県営工事の第1期事業を、昭和4年に第2期事業に着手し徳須恵川合流点付近の改良を昭和8年に完成させた。その後昭和23年の出水にかんがみ、唐津における計画高水流量を $2,100\text{ m}^3/\text{s}$ とし昭和24年に全体計画を策定した。その後昭和28年6月出水による未曾有の災害をこうむり、昭和36年度より、直轄河川に編入して松浦橋における計画高水流量を $2,700\text{ m}^3/\text{s}$ とする改修計画を定め鋭意改修を進めてきた。なお、昭和42年7月、昭和47年7月等の出水及び近年における流域の開発等を考慮し、基準地点松浦橋の基本高水ピーク流量を $3,800\text{ m}^3/\text{s}$ とし、このうち、厳木ダム等により、 $400\text{ m}^3/\text{s}$ を調節し、計画高水流量 $3,400\text{ m}^3/\text{s}$ とした改修計画を昭和50年に改訂した。

厳木ダムの目的

(1) 洪水調節

厳木ダムの建設される地点における計画高水流量 $660\text{ m}^3/\text{s}$ のうち、 $520\text{ m}^3/\text{s}$ を貯水池に貯留し、ダム放流を $140\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量とする。

(2) 流水の正常な機能の維持

ダム地点下流の厳木川沿川、及び松浦川沿川の既得用水の補給を行なうなど、流水の正常な機能の維持と増進をはかる。

(3) 都市用水計画

ダム地点下流の厳木町、相知町、唐津市及び多久市に対して、 $42,000\text{ m}^3/\text{日}$ の新規都市用水の供給を行なう。

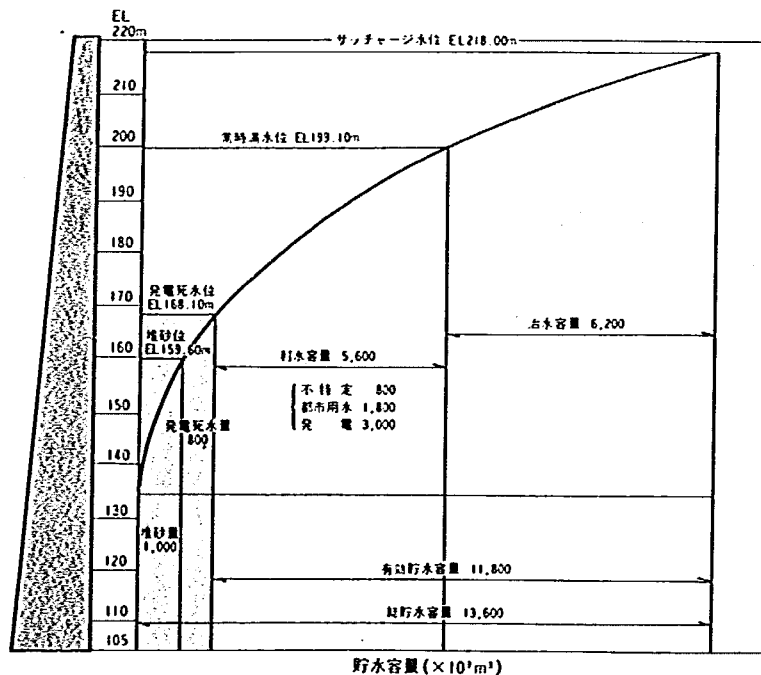
(4) 発電計画

この計画は、厳木ダムを下部調整池として、天山（標高 $1,046\text{ m}$ ）の西斜面を源とする六角川水系今出川の最上流部にロックフィルダムを築造して、有効容量 $3,000,000\text{ m}^3$ の上部調整池とし、有効落差 520 m を使って最大出力 60 万 kw を発電するもので、1日最大出力6時間のピーク運転が可能な循環式純揚水発電計画である。

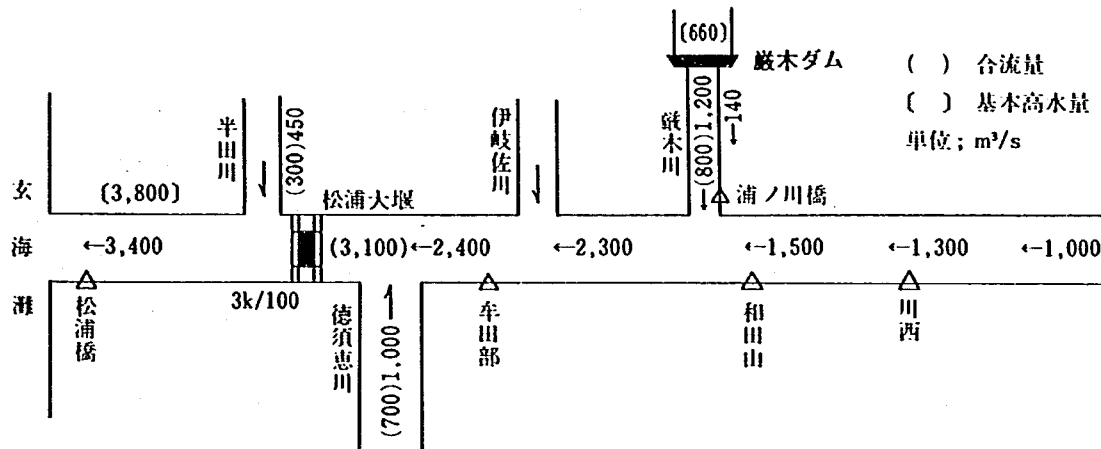
ダムの諸元

ダム		貯水池	
形式	重力式コンクリートダム	集水面積	33.7 km ²
堤頂長	386.0 m	湛水面積	0.4 km ²
堤高	117.0 m	総貯水容量	13,600,000 m ³
堤頂幅	5.0 m (橋梁巾員 7.0 m)	有効貯水容量	11,800,000 m ³
堤頂標高	EL 222.0 m	洪水調節容量	6,200,000 m ³
基礎標高	EL 105.0 m	利水容量	5,600,000 m ³
堤体積	1,060,000 m ³	水道容量	1,371,000 m ³
堤体法勾配	下流面 1 : 0.72 上流面 1 : 0.05、1 : 0.6 (フィレット)	工業用水道容量	429,000 m ³
放流設備	自由越流堤 B 12.5 × 5 コンジットゲート B 2.4 × H 2.8 × 2 オリフィスゲート B 3.2 × H 2.5 × 1 利水放流管 1 式	発電容量	3,000,000 m ³
計画高水流量	660 m ³ /s	不特定容量	800,000 m ³
計画最大放流量	140 m ³ /s	発電死水量	800,000 m ³
洪水調節流量	520 m ³ /s	堆砂量	1,000,000 m ³
地質	片岩・花崗岩	設計洪水位	EL 220.9 m
		サーチャージ水位	EL 218.0 m
		常時満水位	EL 199.1 m
		発電死水位	EL 168.1 m
		計画堆砂位	EL 159.6 m

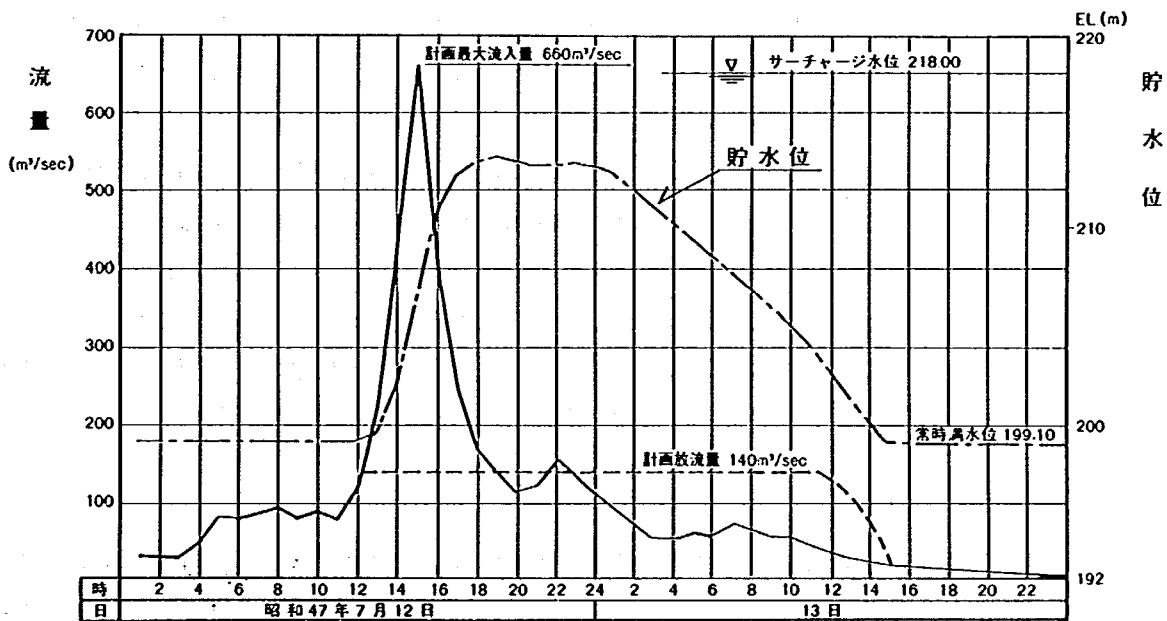
貯水池容量配分図



流量配分図



洪水調節計画図



第1章第2節 設計の考え方

2-1 非常用洪水吐き

厳木ダムの集水面積は 33.7 km^2 と小さく、その出水特性を考慮すると、自由越流堤による自然調節方式とすることが望ましい。この場合、ダム高さの制約から幅 12.5 m の越流堤が8径間必要となる。

しかし、水理模型実験の結果、越流水深 2.9 m （設計洪水水位 $\text{EL. } 220.9 \text{ m}$ - サーチャージ水位 $\text{EL. } 218.0 \text{ m}$ ）の流水を堤趾まで導流するのは、たとえ5径間分を側水路で処理するとしても残りの3径間分の処理が難しく、洪水を安定した状況で流下させるという基本原則に触れることから好ましくないと判断された。

このため、幅 12.5 m の越流堤を5径間とし、その内2径間に越流形式のクレストゲートを設置することで対応することとなった。このとき、クレストゲートの天端をサーチャージで固定しておき、計画を上回る洪水に対応させると、8径間の計画と比較して初期放流量を小さくする事が可能で当初問題となっていた下流河道の水位上昇の度合を軽減することが出来ることも有利とされた。その後の洪水処理はクレストゲートのみで対応させ、オリフィスおよび放流管のゲートは開度固定の状態を保つこととしている。このため、自由越流堤のみの場合と比較して操作が必要となり、管理面での対応が必要となるが、越流形式のゲートを使用していることから、水位上昇量の規制が比較的容易であるため、水位とゲート開度を直接対応させることで計画を上回る洪水にも十分対処可能であると判断された。また、将来水文事象を把握する技術が進歩し、貯水池への流入量を高精度で事前に予測できた場合、クレストゲート天端をサーチャージ以下に固定することで、全て自然調節で対応させることも可能である。

実施設計案では、5径間の越流堤をすべて自由越流堤とし、ダム設計洪水流量に対する不足分を、高圧放流管2条のゲートを操作することで対応することとなった。このとき、初期放流量の軽減および自然調節で対処可能となる洪水については、ほぼ同等の機能を有することになる。また、ダム設計洪水流量に対する自由越流堤の放流量が比較的大きく、水位上昇量が規制されるため、貯水位と放流管のゲート開度を直接対応させることで計画を上回る洪水にも十分に対処可能である。

一方、洪水調節用の放流管ゲートはサーチャージ水位において約 60 m の作用水頭があるが、操作性を高める必要から水密をしゅう動方式としており、実積を大幅に上回ることから、その是非が論議された。その結果、厳木ダムの放流管は幅 2.4 m 、高さ 2.8 m と断面が比較的小さく、同じ水密方式を採用する四国地建石手川ダムの実積等からみて、技術的に十分対応可能であると判断された。

2-2 洪水調節用放流設備

洪水調節を目的とするダムでは貯水池容量を効果的に用いるように計画されており、洪水調節用放流設備はその機能が他の設備で代替出来る場合を除き、その信頼性を高めるため2条以上とする必要がある。厳木ダムでも1条で洪水調節計画を満足できる高圧放流管を2条設けている。

また、洪水調節用放流設備は流域の出水特性に十分対応できる操作性を有する必要があるが、厳木ダムのように流域面積が小さい場合には特に配慮が必要となる。厳木ダムでは利用水深が非常に大きい

ため、放流管ゲートは当初70mを上回る設計水頭で計画され、水密は、圧着方式としており、操作特性を高くする必要のある初期放流は、別途設置するオリフィスにより対応するよう考えられていた。しかし、出水特性から計画最大放流量 $140\text{ m}^3/\text{s}$ までオリフィスで対応させる必要がありその結果規模が非常に大きくなり、技術的経済的にむずかしいと判断されたため高圧放流管の敷高を変更することとした。

検討の結果、しゅう動式放流管ゲートの実績、利用水深および以前より問題となっていたフィレットとの関係から呑口標高を EL. 160.0 m とした。この時、ゲートの設計水頭は60m程度となる。

第1章第3節 検討の経緯

3-1 昭和54年度

(1) 検討内容

非常用洪水吐き越流水の処理方法の検討を実施した。非常用洪水吐きは、厳木ダムの集水面積が小さく洪水の出水特性が厳しいことから自然調節方式が考えられている。その必要規模は幅12.5mの自由越流堤が8径間と下流河道幅に比較して極めて大きくその越流水の処理について検討する必要がある。その処理方法として次の2案が考えられる。(図1-1)

(a) 堤趾部まで左右の導流壁を漸次絞り込み減勢部に接続させる方法(導流壁案)

(b) 越流幅と同幅で堤体面を流下させた後、堤趾部に設置した側水路で減勢部まで導水する方法(側水路案)

(2) 検討結果

導流壁案では厳木ダムで必要としている越流水深3m規模の流水処理は、非常に困難であると判断した。一方側水路案はそれ自体減勢工としての機能を有しており、厳木ダムの様に100m規模の高ダムでも適用可能と判断した。しかし、左岸側については地形上の理由等から階段式の導水路としたが、越流水の突入位置の水位が浅いため、減勢効果はまったく認められず、この形状は洪水吐きとして不適と判断した。以上のことより次の結論を得た。

①越流水の処理方法として側水路案(側水路型減勢工)が適当である。

②厳木ダムの非常用洪水吐きとしてゲートレス方式だけで対応するのは非常に難しいものと判断される。

なお、側水路型減勢工については基礎実験を行ないその概略設計法を確立した。

3-2 昭和55年度

(1) 検討内容

昭和54年度の検討結果をもとに以下の様に洪水吐きの配置を計画する。すなわち図1-2に示すように

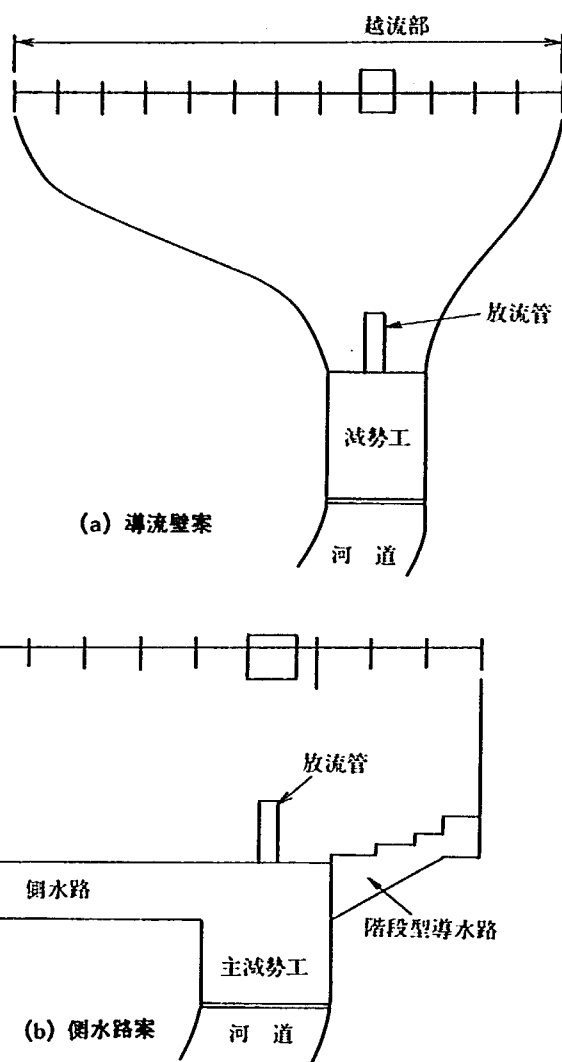


図1-1 洪水吐きの配置(昭和54年度)

非常用洪水吐きを右岸側に設置し、側水路型減勢工で対応することとし幅12.5mの自由越流堤3径間および幅12.5mの越流式ゲート2径間を配置する。

また、洪水調節用の主放流設備として1条で洪水調節計画を満足出来る高圧放流管を2条設置し、さらに、中小出水（ $30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下）を比較的低水頭で調節するオリフィスを設置する。

各放流設備の設計条件は以下に示すⅠ)～Ⅳ)である。

Ⅰ) 設計洪水水位EL. 220.9mにおいて、ダム設計洪水流量 $1,080\text{ m}^3/\text{s}$ を放流する。 $1,080\text{ m}^3/\text{s}$ の内 $140\text{ m}^3/\text{s}$ は、放流管で放流し、 $940\text{ m}^3/\text{s}$ は越流式ゲートおよび自由越流堤で放流する。さらに越流式ゲート全閉時（全閉時のゲート天端はEL. 218m）に $560\text{ m}^3/\text{s}$ を放流する。

Ⅱ) サーチャージ水位EL. 218.0 mにおける可能最大放流量を、計画高水流量 $660\text{ m}^3/\text{s}$ 程度とする。

Ⅲ) 高圧放流管は揚水時満水位EL. 185.7 mにおいて、1条で $140\text{ m}^3/\text{s}$ が放流可能とする。

Ⅳ) オリフィスは揚水時満水位EL. 185.7 mにおいて、 $30\text{ m}^3/\text{s}$ が放流可能とする。

Ⅰ)～Ⅳ)の条件より設計された放流設備の概要は以下の通りである。

①高圧放流管（2条）

形状：呑口にフードをつけた四面ベルマウス形式

規模： $2.6\text{ m} \times 2.4\text{ m}$ 呑口中心EL. 150m

通常は等開度操作を行なう

ゲート：圧着式高圧ラジアルゲート， $R = 5.5\text{ m}$

②オリフィス（1条）

形状：一面ベルマウス形式

規模： $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ 敷高EL. 182.7m

ゲート：しゅう動式高圧ラジアルゲート， $R = 6.5\text{ m}$

③クレストゲート（2門）

形状：ドラムゲート 高さ3m

規模：幅12.5m 敷高EL. 215m

④自由越流堤（3門）

形状：台形

規模：幅12.5m 敷高EL. 218m

また減勢工は、以下の2種の形式で構成する。

①洪水吐き右岸に配置されている越流部（非常用洪水吐き）からの流水に対しては、ダム軸と平行な

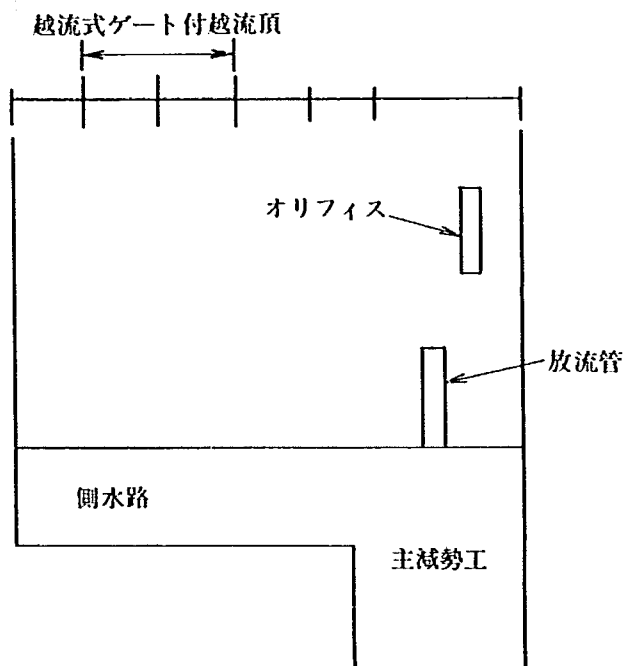


図1-2 洪水吐きの配置（昭和55年度）

側水路を堤趾部に設けて減勢する。(側水路型減勢工)

②側水路よりの流水および放流管、オリフィスの流水に対しては、側水路下流に側水路と直角に設けた水路で減勢する。(主減勢工)

また減勢工の規模は以下の通りとする。

側水路底幅 (B): 15 m
側水路長 (ℓ): 68.5 m
主減勢工幅 (b): 34 m
副ダム位置 (L): DC. 131.88 (堤趾部より 57 m)
副ダム天端高 (D): EL. 125.8 m (高さ 7.8 m)

昭和55年度は、上述した減勢工の側水路底幅、副ダムの位置と高さ、および副ダム減勢工について検討を加える。

(2) 検討結果

昭和55年度の結果をまとめると次のとおりである。

1) 減勢工形状は、以下のとおりである。

側水路幅 $B = 20 \text{ m}$ 側水路導流壁天端 EL. 141 m
主減勢工幅 $b = 34 \text{ m}$ 主減勢工導流壁天端 EL. 132 m
副ダム位置 $b = 50 \text{ m}$ (D. C. 124.88 m)
副ダム高さ $D = 7.8 \text{ m}$ (EL. 125.8 m)

2) 副ダム減勢工として、副ダム下流30mにバップルピアを設置する。

バップルピア：高さ 3 m 幅 3 m 1列配置

副ダム減勢工を設置した場合の河道内の最高流速は 6.5 m/s程度の値を示している。

3) 洪水吐き配置計画のうち、クレストゲート部は最も右岸寄りの2径間とし、オリフィスは減勢工中心線上あるいは、側水路型減勢工部に配置するのがのぞましい。

3-3 昭和56年度

(1) 検討内容

昭和55年度までの経緯を踏まえ設計された洪水吐き形状について、水理機能の調査を実施した。水理実験は、減勢工を対象とした全体模型実験とオリフィスの抽出模型実験とから成り立っている。

①減勢工(模型縮尺 1/50)

前年度検討より側水路型減勢工の規模として側水路幅は、堤趾部より20mという結果を得ており、主減勢工については副ダム高 7.8 m、水叩き長 50 mの結果を得ている。主減勢工内の流況は、非常用洪水吐きより放流される場合には主減勢工の水位が上昇するため放流管よりの流水の減勢は十分であるが、放流管単独放流の場合には非対称による渦のため放流水の減勢が十分でないと判断されていた。

これらのことを考慮して、次の2種の洪水吐き案を検討対象とした。(図1-3)

A案；オリフィスを右岸側(非常用洪水吐き下)に設置し、放流管2門を開水路部で合流させ出口を1門とする案

B案；オリフィスを主減勢工中心線上に設置し、放流管2門を主減勢工中心線に対して対称に配置し、

放流管下流の開水路を漸次拡幅する案

A, B案とも放流管の開水路は堤趾部にすり付けてある。

②オリフィス（模型縮尺1/20）

設計されたオリフィス形状案について、縮尺1/20の抽出模型を製作の上、水理機能調査を実施し、その形状採用の是非および改良の方向について検討した。

オリフィスの下流開水路形状は、現計画の常時満水位での放流で安定した流況とすることはもちろんであるが、サーチャージ水位においても安定した流況となる様配慮する必要がある。このため、次の2形状について検討を行なう。

①サーチャージ水位での自由落下曲線を用い円弧で堤体下流面にすり付ける形状（Ⅰ案）

②常時満水位での自由落下曲線で堤体下流面にすり付ける形状（Ⅱ案）

(2) 検討結果

実験結果より、以下に述べる形状が厳木ダム洪水吐きとして適当であると判断した。洪水吐き配置は、比較検討結果よりB案とする。これより減勢工の規模・形状は次のとおりとする。

主減勢工

水路幅	34 m
水叩き標高	EL. 118 m
副ダム	高さ：7 m（天端標高EL. 125 m） 位置：堤趾より50 m（D. C. 124.88 m）
導流壁天端標高	EL. 133 m

側水路型減勢工

水路幅	20 m
水路長	63 m
水叩き標高	EL. 118 m
導流壁天端高	EL. 141 m

副ダム減勢工

水路幅	34 m
水叩き標高	EL. 116 m
水叩き長	15 m

オリフィスの形状は比較検討結果よりⅡ案とする。Ⅱ案では、貯水位EL. 205 m程度以下の放流では、許容負圧以下の圧力は生じない。

なお、実施設計案では貯水池運用の検討からオリフィスの設置標高を1.6 m下げている（オリフィス敷高EL. 182.4 m→EL. 180.8 m）

3-4 昭和57年度

洪水調節用の主放流設備として設けられる高圧放流管の設計を行ない、細部形状を比較検討し、実施計画案を策定した。

3-5 昭和58年度

非常用洪水吐きの一部に設置が計画されていたドラムゲートについて、水理模型実験を実施し、水理機能および形状を検討した。

3-6 昭和59年度

非常用洪水吐きを全て自由越流堤としたことから、自由越流堤の断面の設計を行ない、実施計画案を策定した。

第 1 章第 4 節 実施設計案の提示

4-1 実施設計案

最終形状は図 1-4 に示す通りである。

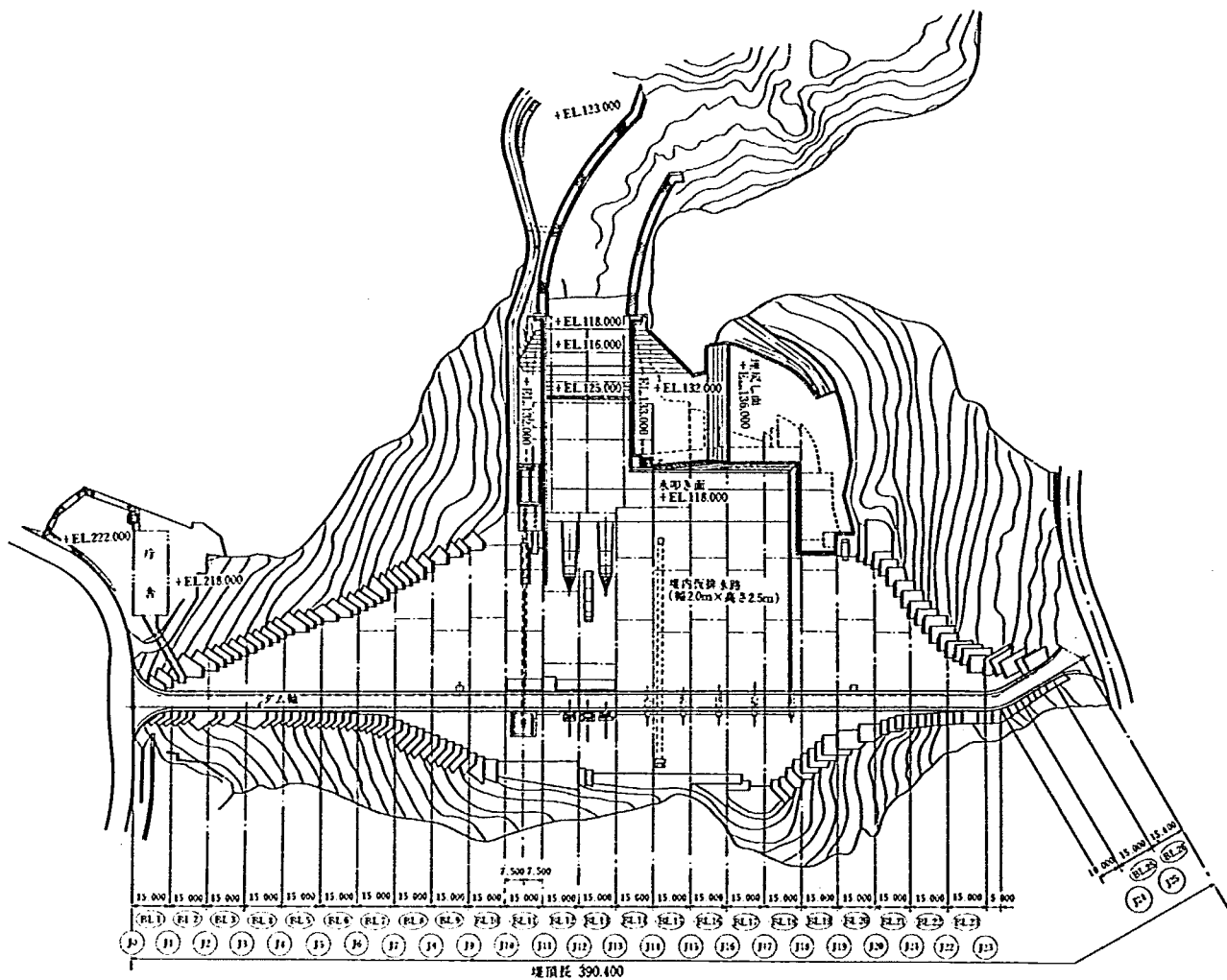


図 1-4-1 実施設計案平面図

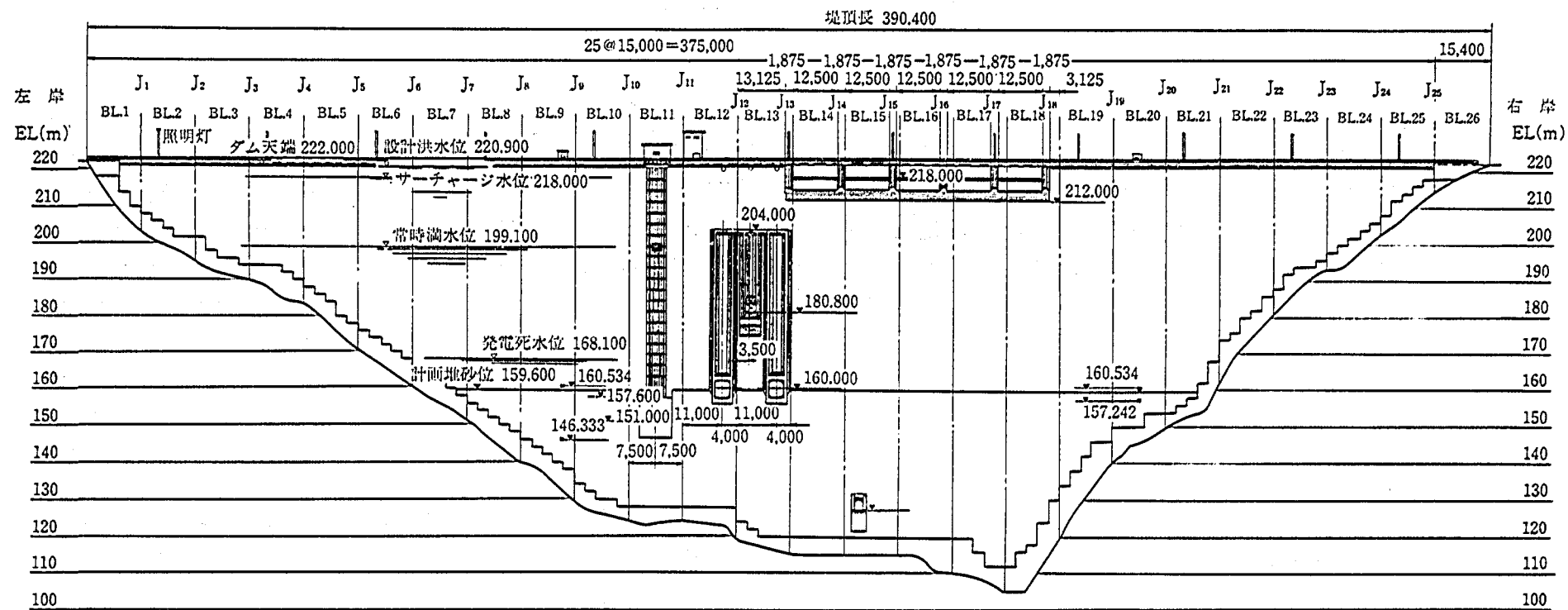


図 1 - 4 - 2 実施設計案上流面図 (ダム軸投影)

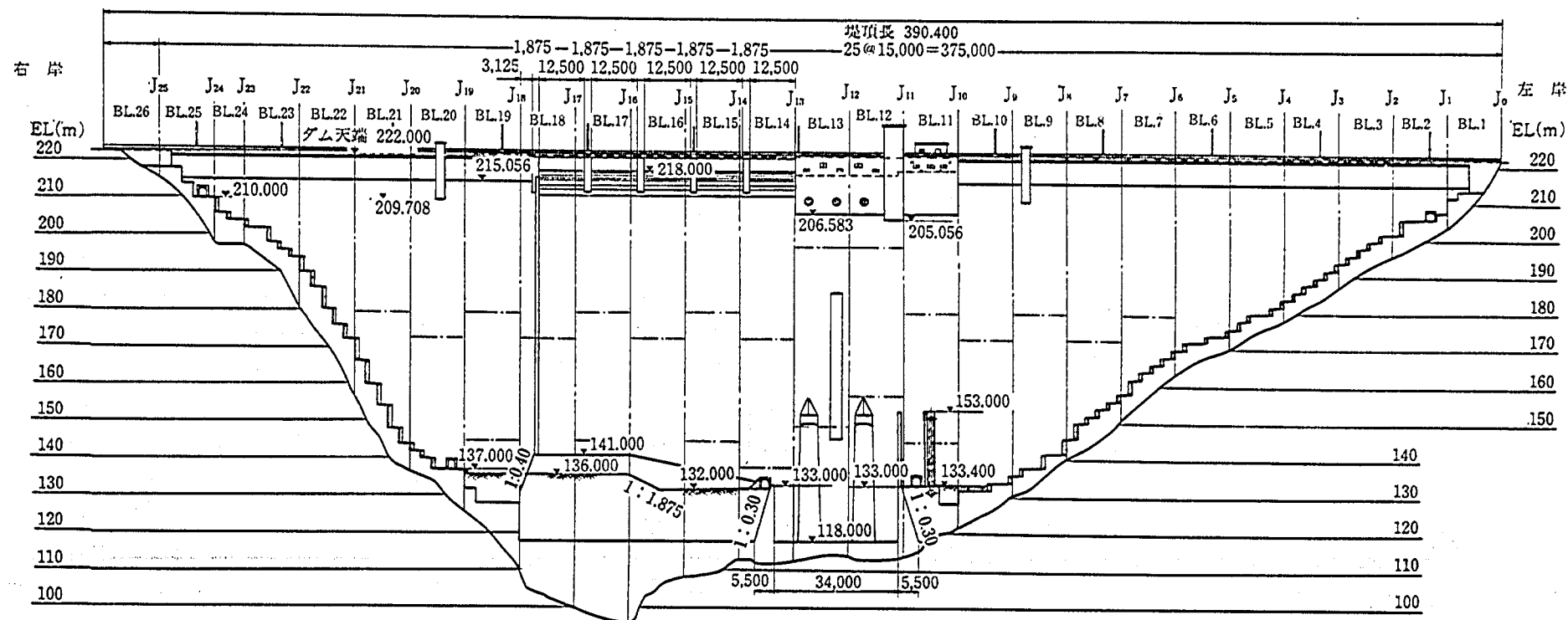


図1-4-3 実施設計案下流面図(ダム軸投影)

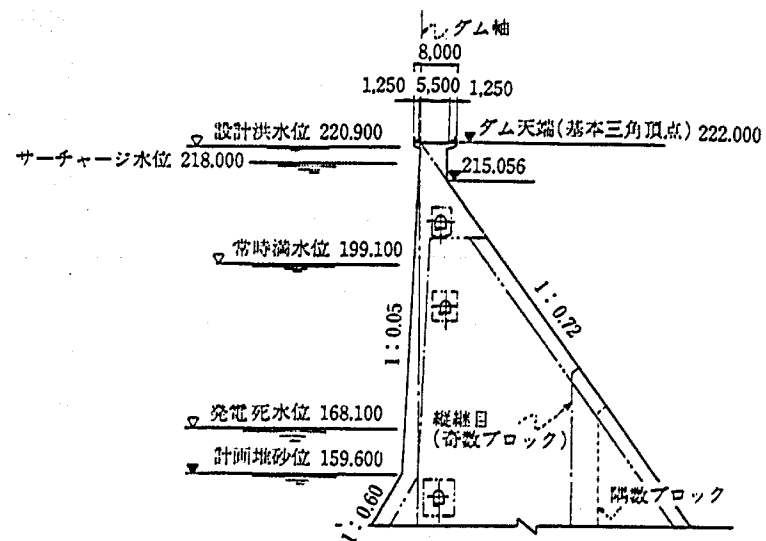
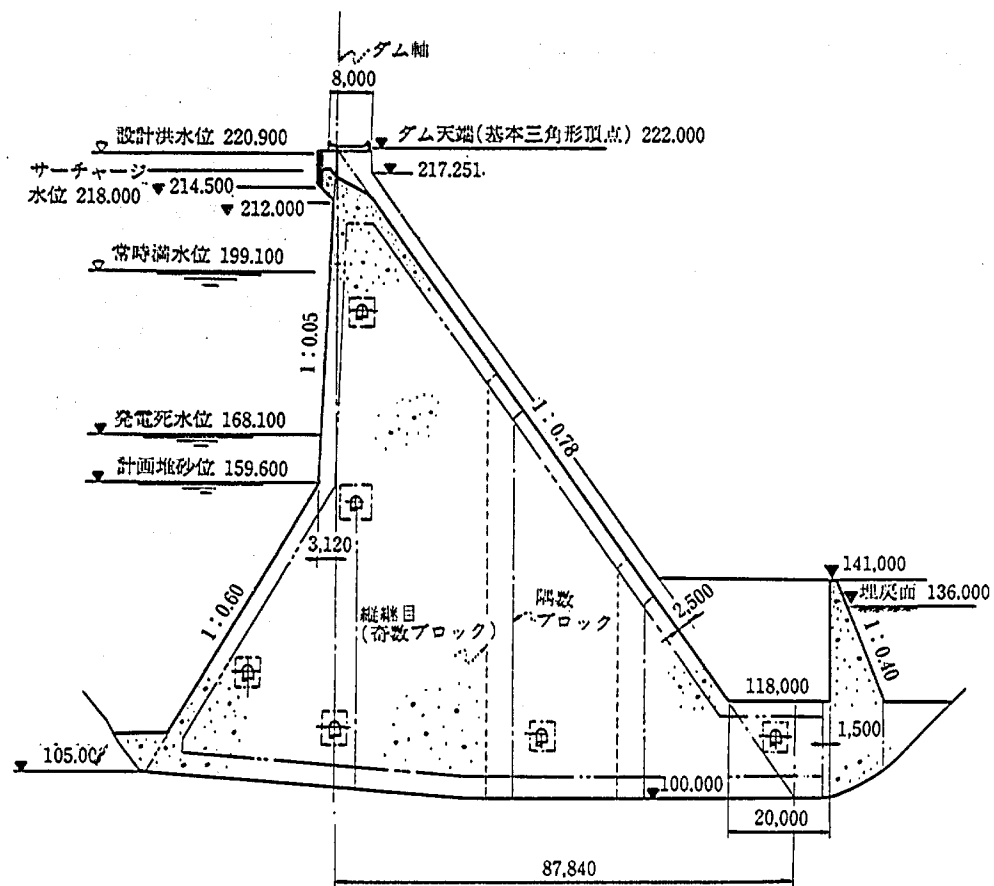


図 1-4-4 実施設計案断面図

圖 1-4-5 減勢工平面圖

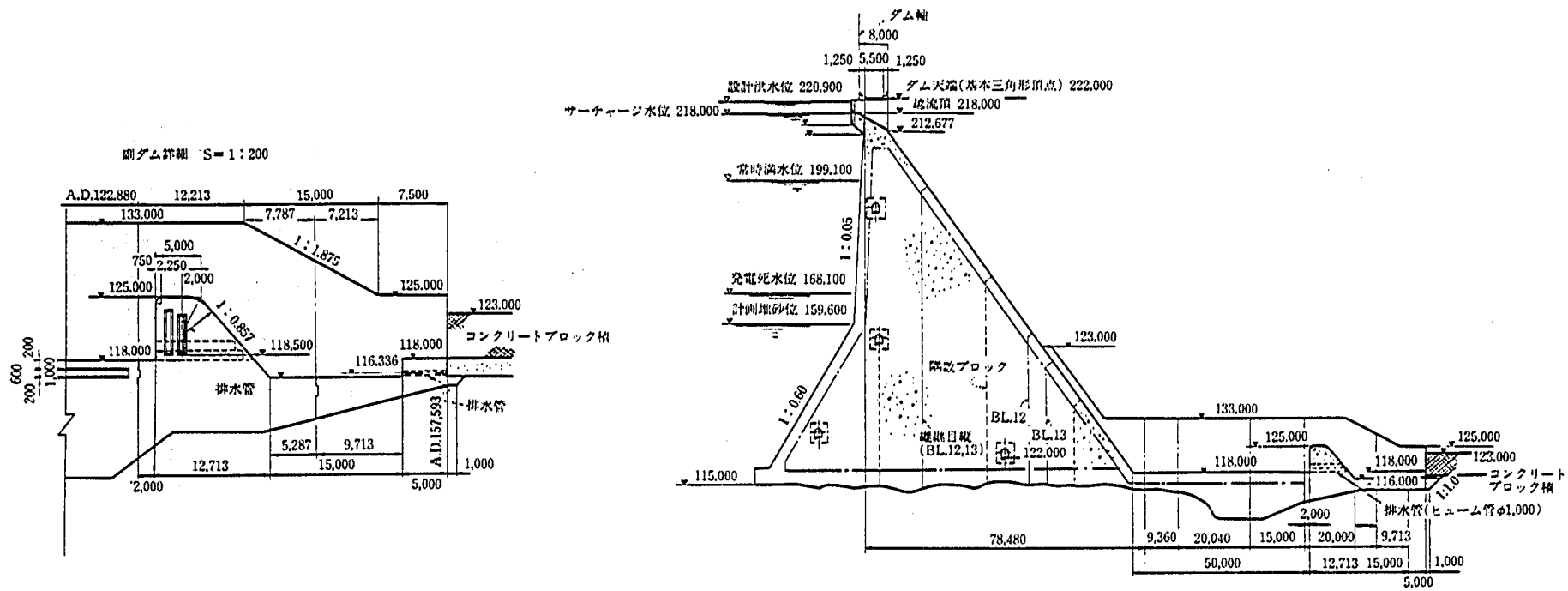


圖 1-4-6 減勢工断面圖

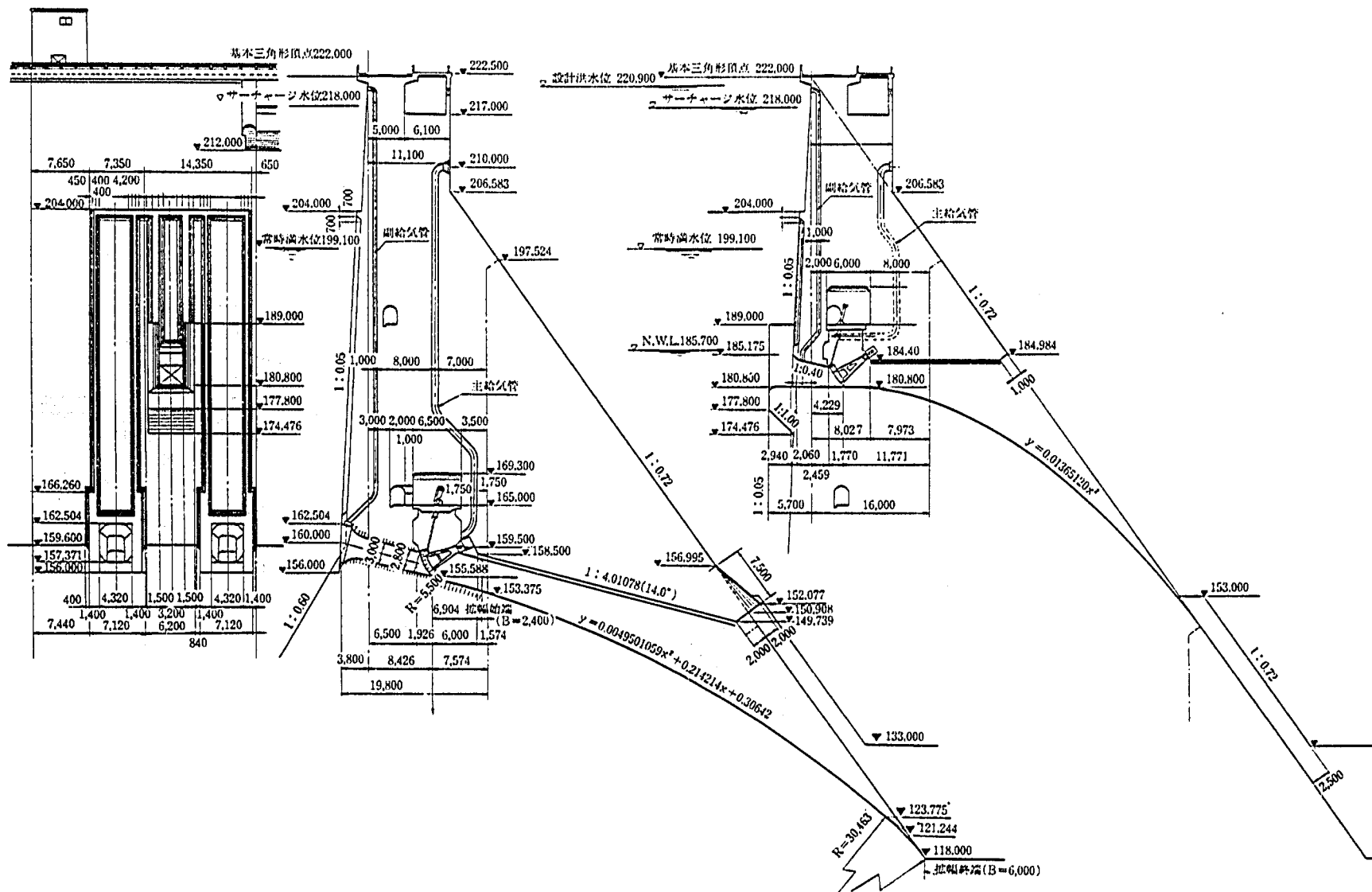


图 1-4-7 放流設備配置図

断面図

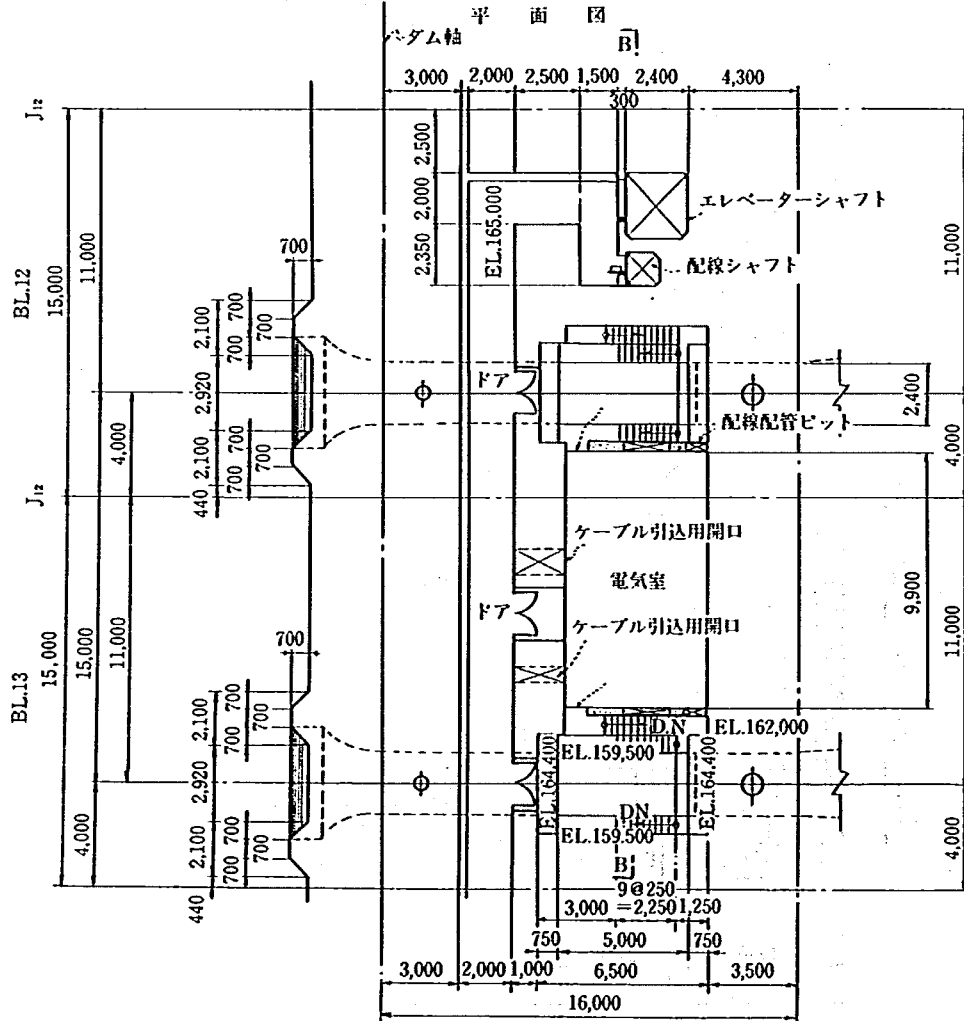
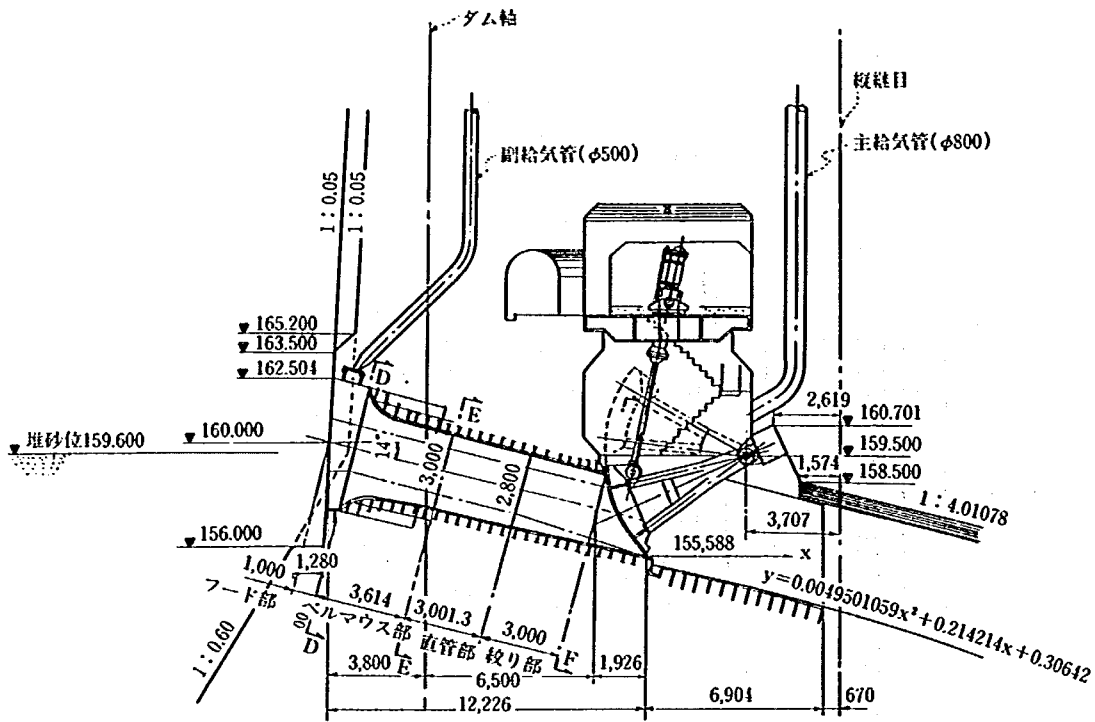
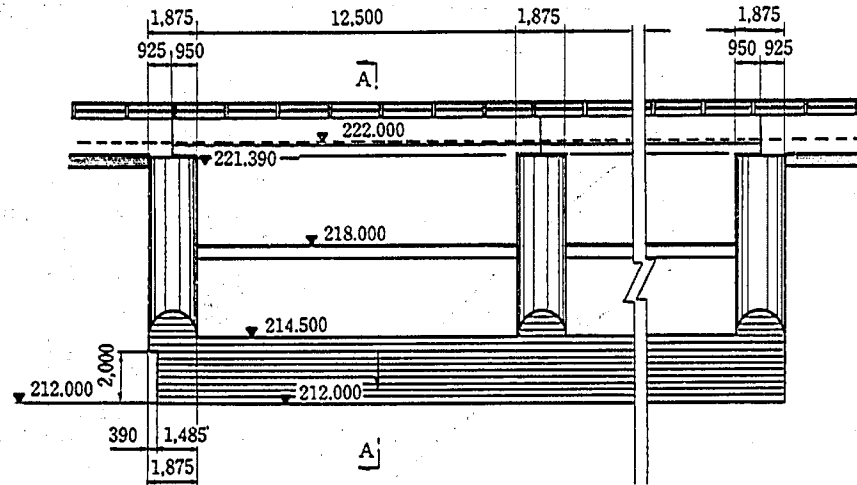
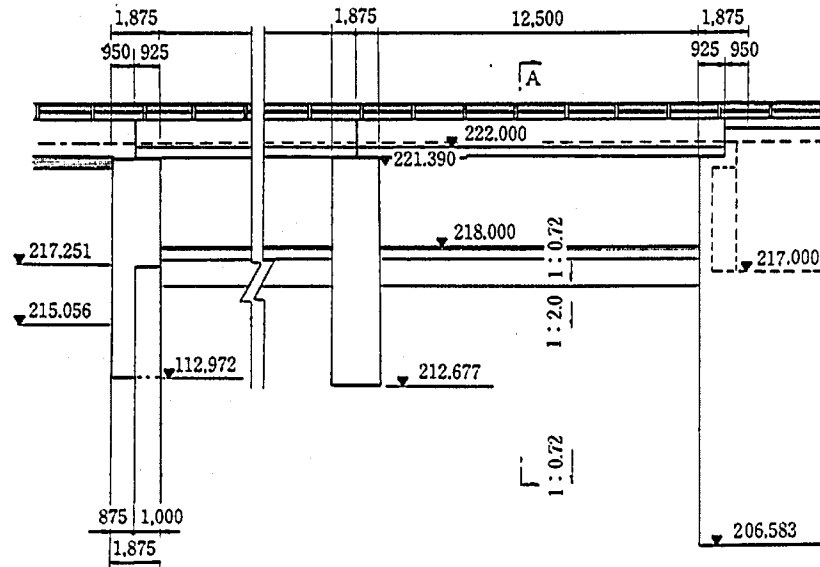


图 1-4-9 放流管形状图

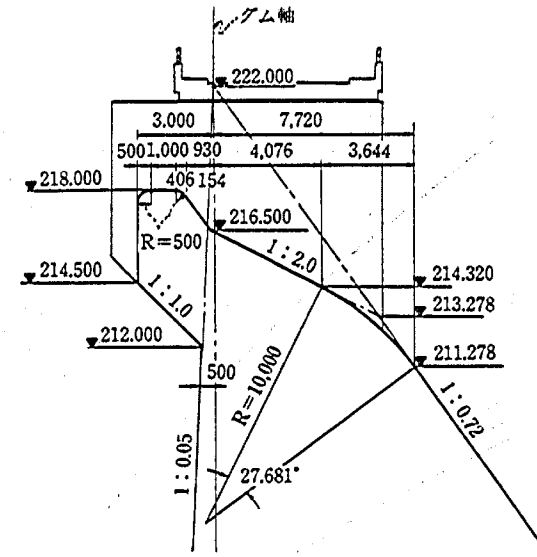
上流面図



下流面図



断面図



詳細図

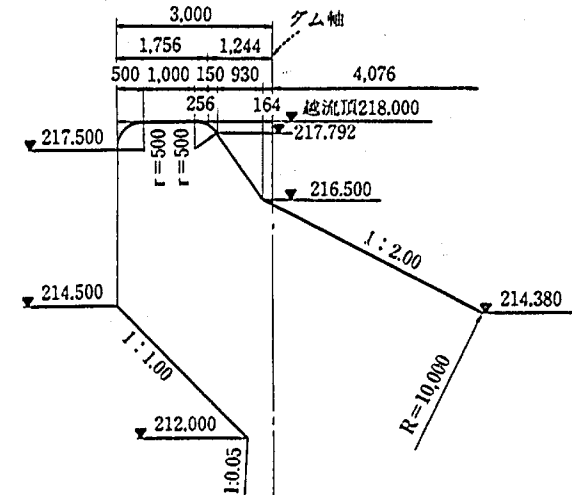


図 1-4-10 自由越流堤形状図

4-2 放流機能

最終案のオリフィス、高圧放流管および自由越流堤の放流機能は図1-5に示す通りである。

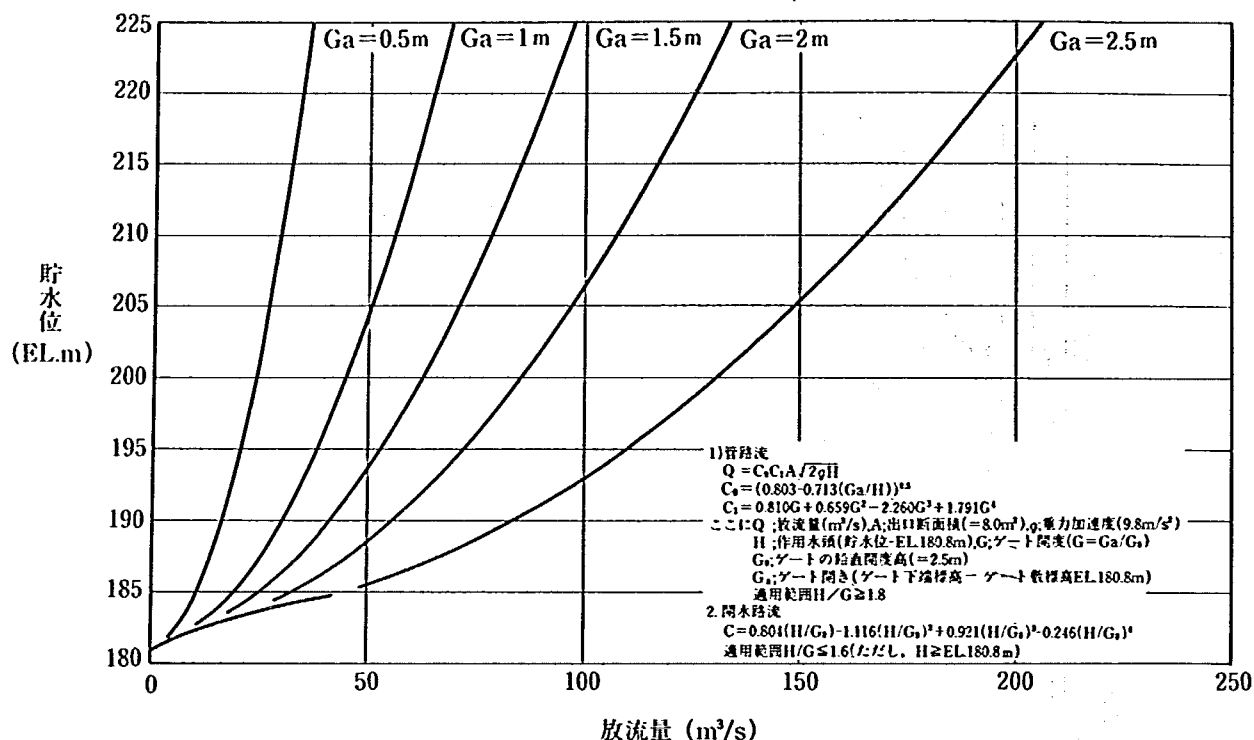


図1-5-1 オリフィスの放流能力

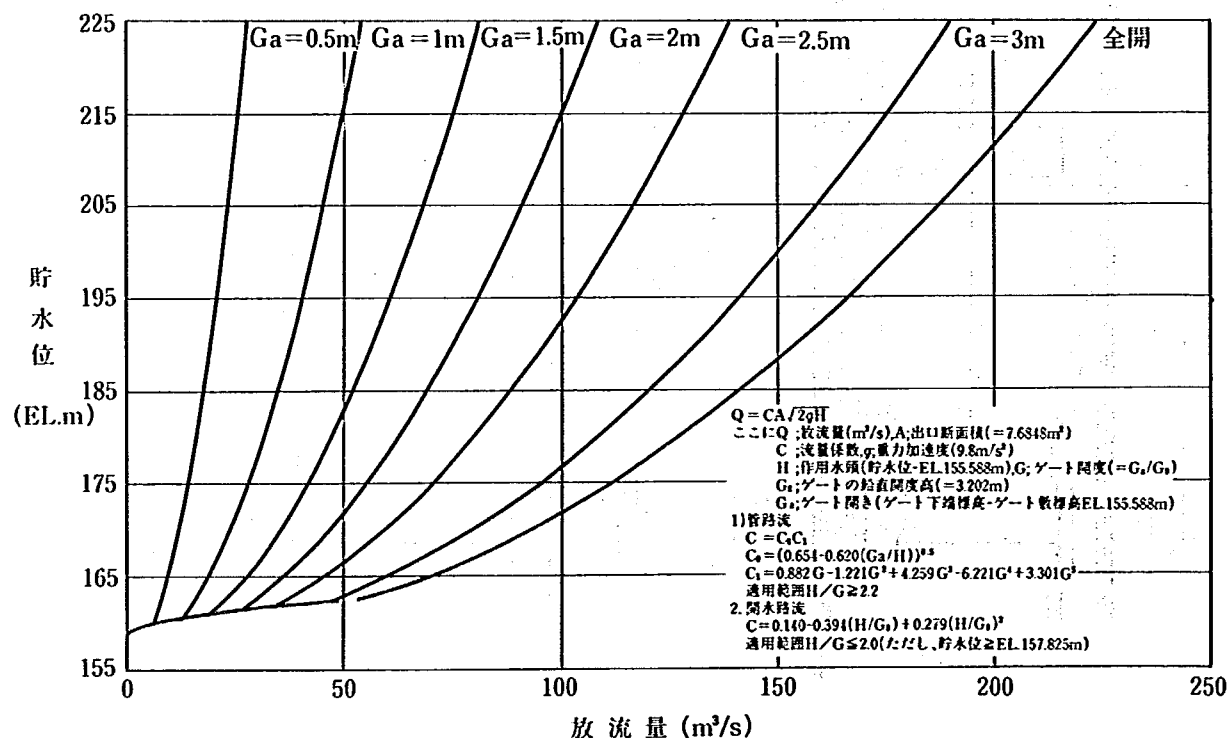


図1-5-2 放流管の放流能力 (1条当り)

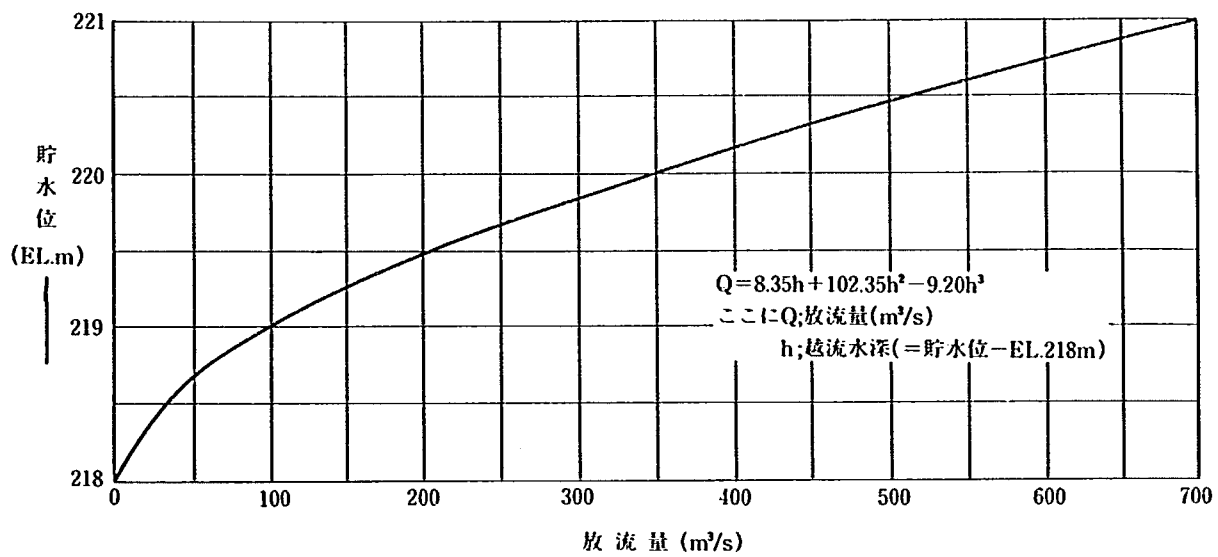
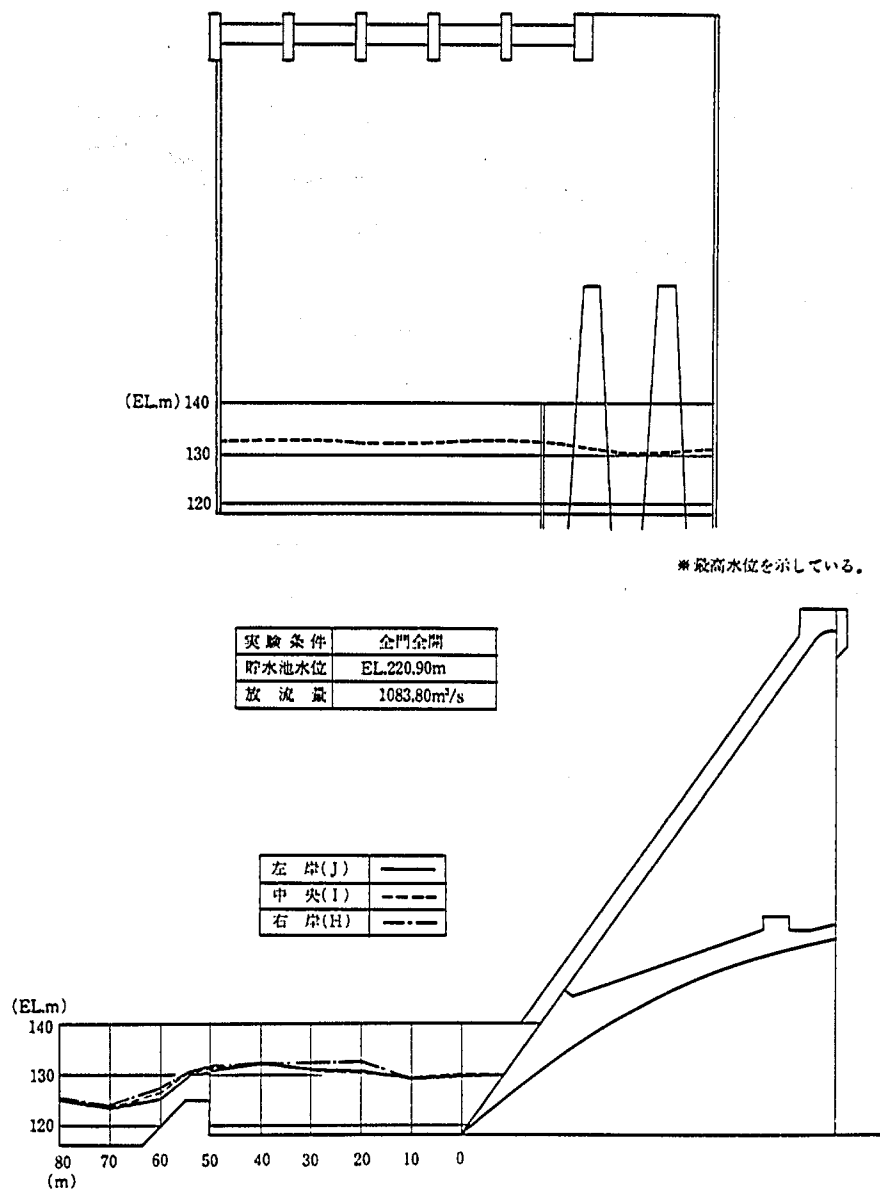


図1 - 5 - 3 自由越流堤の放流能力 (5 径間当り)

4－3 水面形状

最終案の洪水吐きについての水面形状は図1－6～図1－10に示す通りである。



※最高水位を示している。

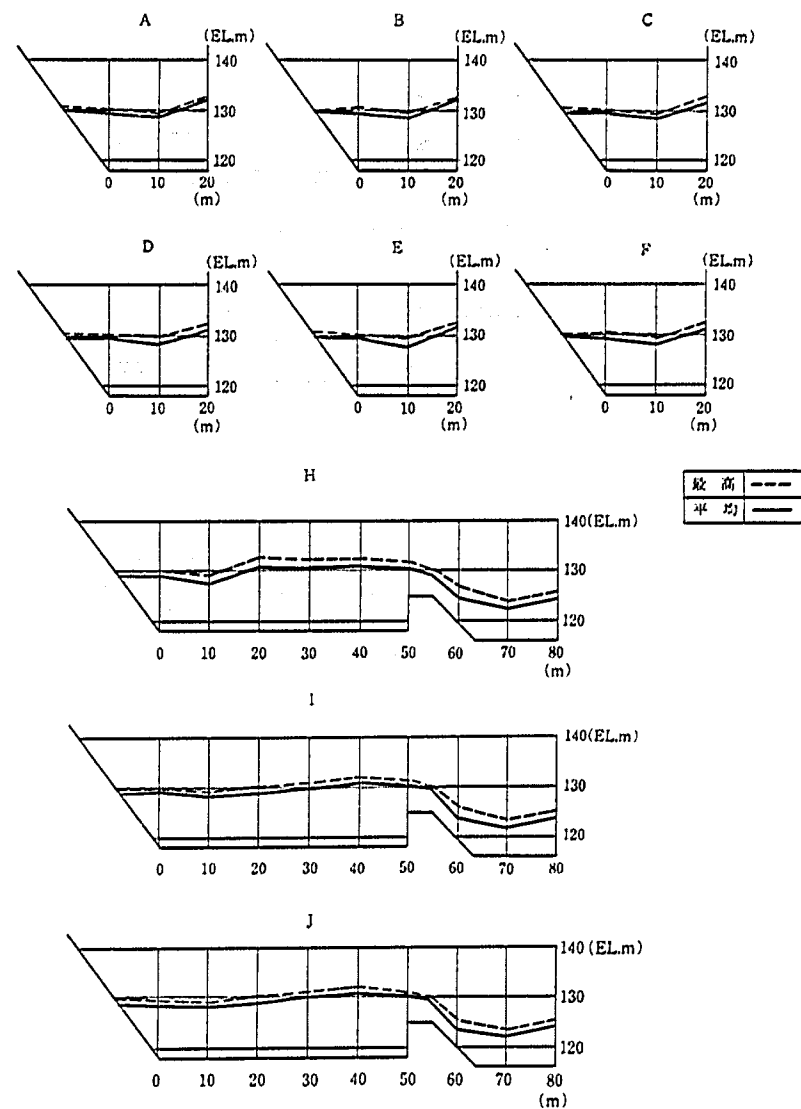
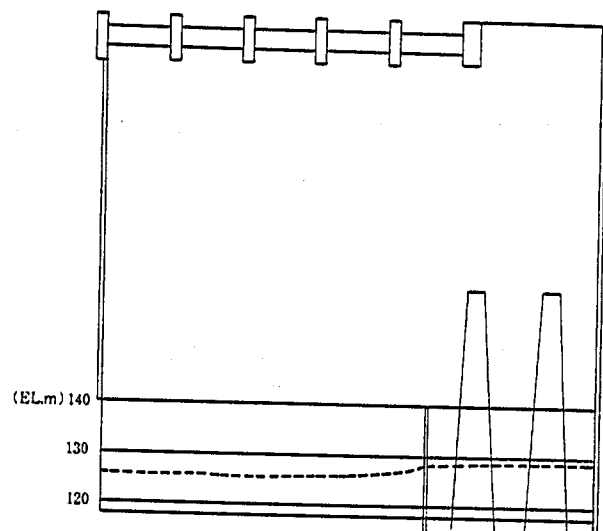


図 1-6 減勢工水面形 (その 1)



* 最高水位を示している。

実験条件	放流管単独 (2門)
貯水池水位	EL.216.30m
放流量	426.10m ³ /s

左岸(J)	——
中央(I)	- - - -
右岸(H)	- · - · -

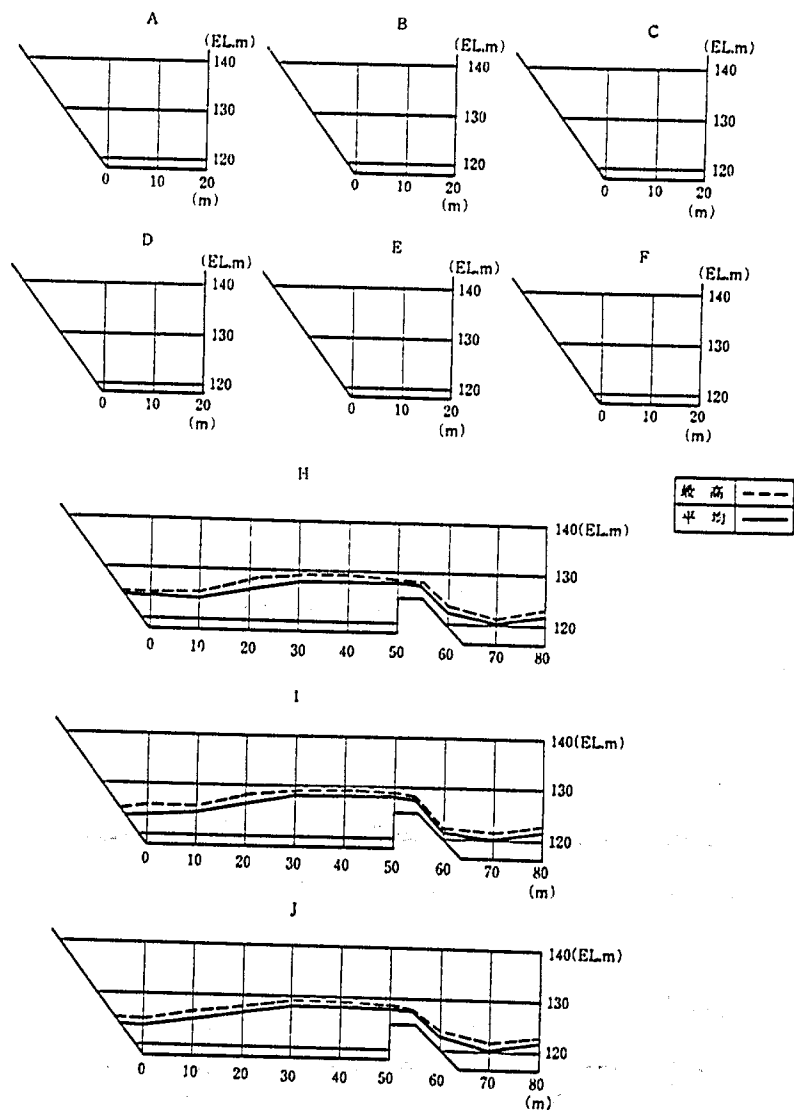
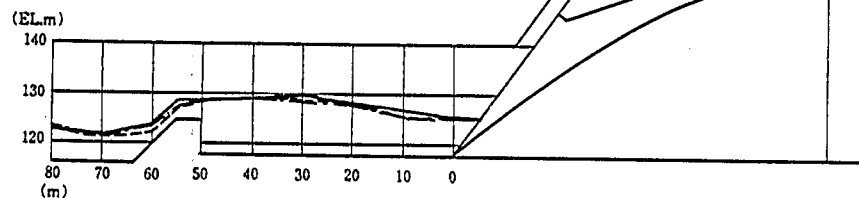
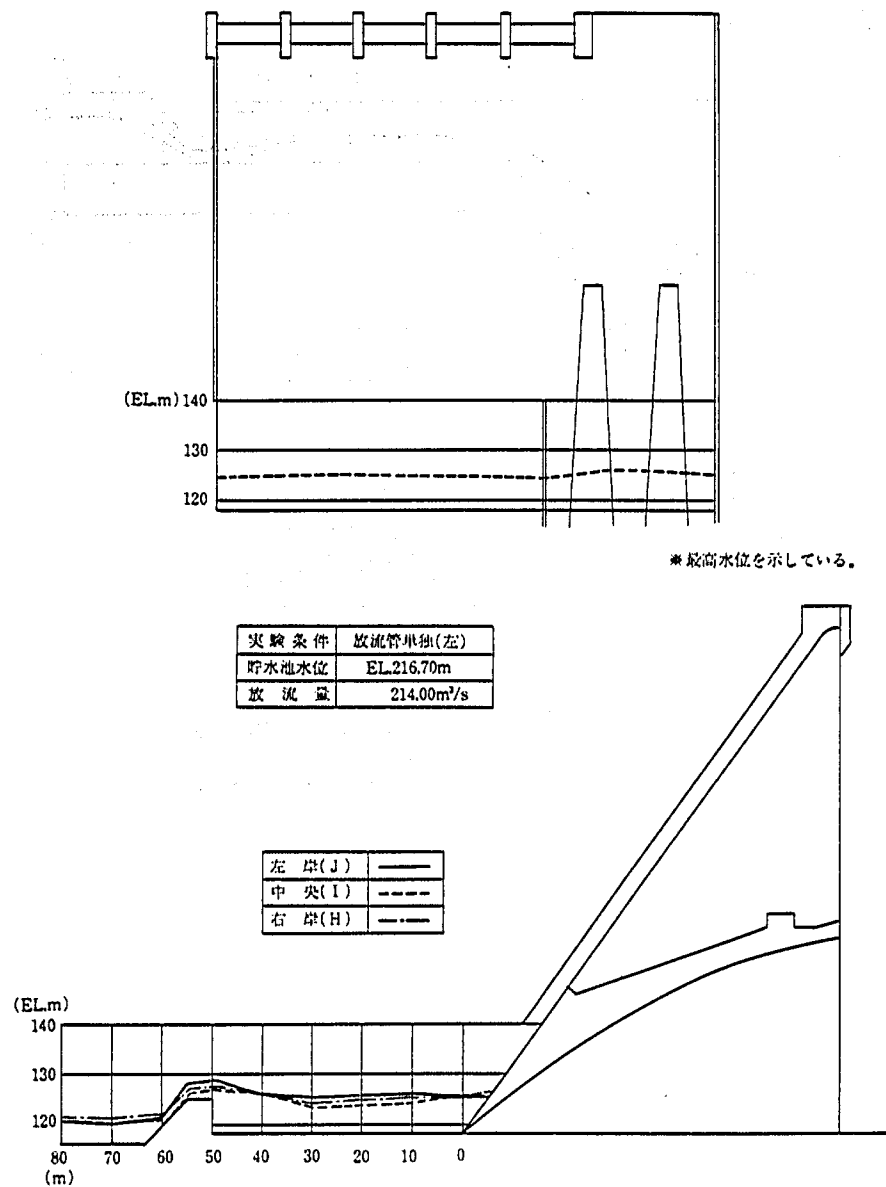


図 1-7 減勢工水面形 (その 2)



※最高水位を示している。

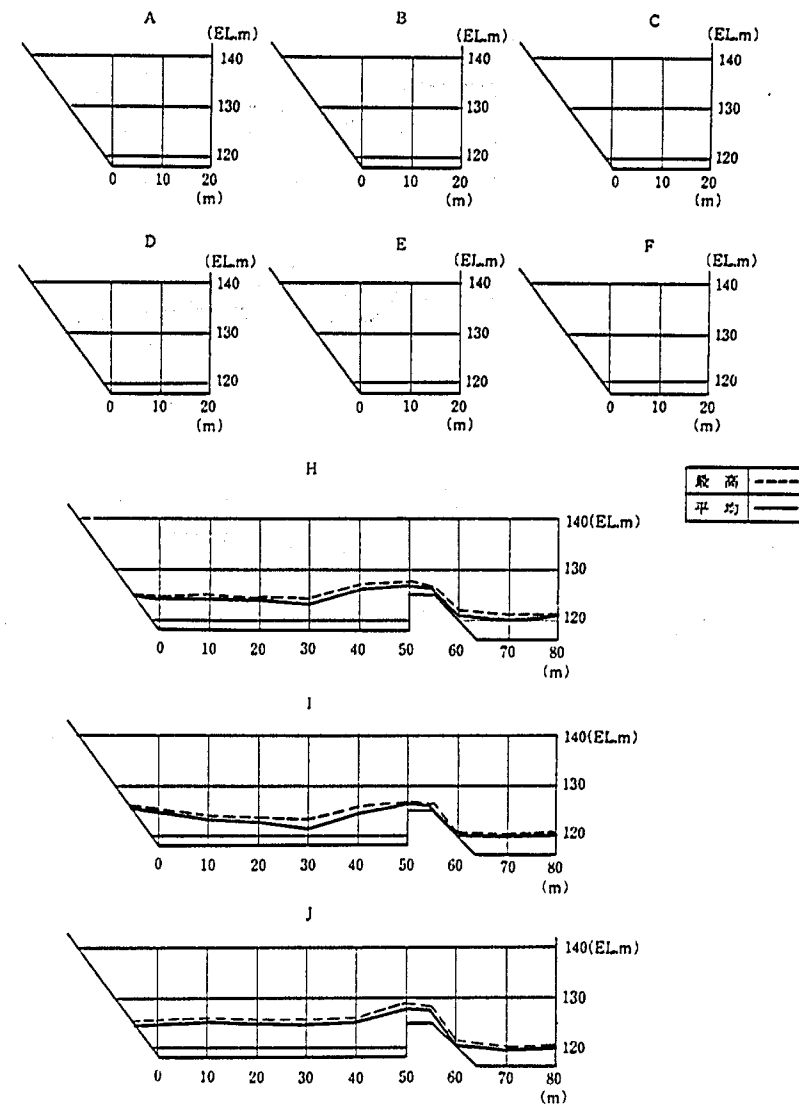


図 1-8 減勢工水面形(その3)

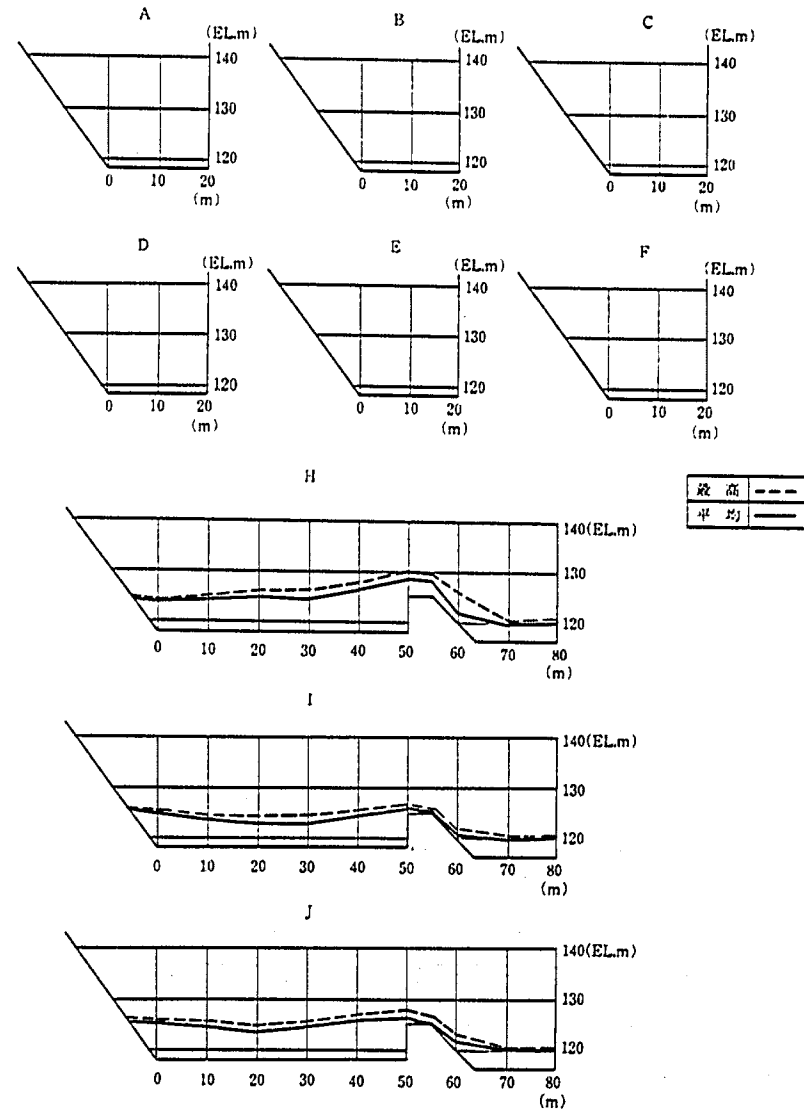
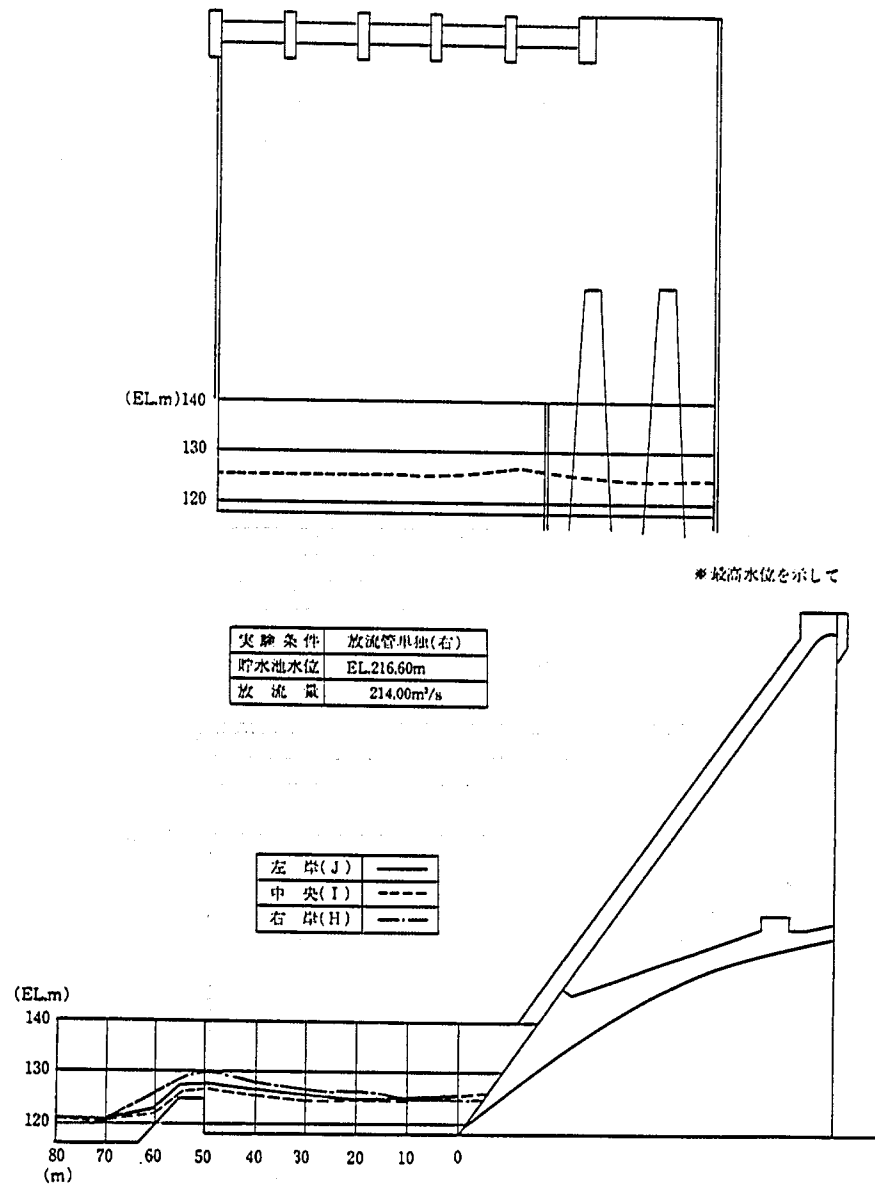
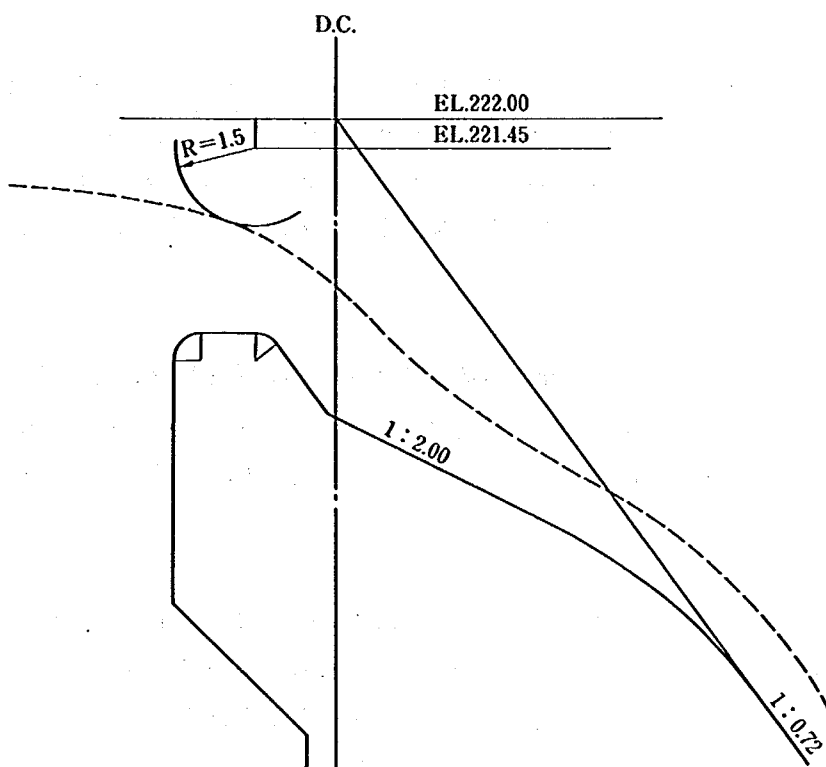


図 1-9 減勢工水面形(その4)



貯水位	EL.220.90m
流量	659m³/s

水面形測定結果

D.C.(m)	EL.(m)
-8.0	220.76
-6.0	220.69
-4.0	220.52
-3.0	220.36
-2.5	220.22
-2.0	220.07
-1.5	219.87
-1.0	219.59
-0.5	219.26
0	218.87
0.5	218.40
1.0	217.88
1.5	217.46
2.0	216.99
2.5	216.60
3.0	216.27
4.0	215.64
5.0	215.05
6.0	214.43
7.0	213.60
8.0	212.52
9.0	211.10

図 1 - 10 自由越流堤越流水面形

4-4 流況

(1) ダム設計洪水流量放流時(貯水位EL. 220.9 m, 放流量 $1084 \text{ m}^3/\text{s}$): 写真1-1, 図1-11
側水路壁沿いの水位はほぼ水平であり, 最高水位はEL. 133 m程度, 水面変動は3 m程度で流況は非常に安定している。また, 主減勢工壁沿いでは最高水位はEL. 132.5 m程度, 水面変動は3 m程度で減勢状態は良好である。副ダム減勢工内でも跳水は安定して発生しており, 下流河道への悪影響は認められない。

(2) 放流管2条可能最大放流時(貯水位EL. 216.3 m, 放流量 $426 \text{ m}^3/\text{s}$): 写真1-2, 図1-12
側水路に向かう流れが見られるが, 流速は非常に小さく問題はないと考えられる。主減勢工内の最高水位はEL. 129.5 m程度, 水面変動は1 m程度で流況は安定している。副ダム減勢工への流入状況も良く, 副ダム減勢工内に平面渦は見られない。

(3) 放流管1条可能最大放流量放流時(貯水位EL. 216.7 m, 放流量 $214 \text{ m}^3/\text{s}$): 写真1-3, 図1-13
左右岸の放流管とも単独放流をすると, 主減勢工内に平面渦が形成される。平面渦の規模は, 左岸放流管単独の方が強くなるが, これは片側が側壁で規制されているためと考えられる。副ダム減勢工には主減勢工の平面渦の影響は少なく, 下流河道への悪影響は認められない。

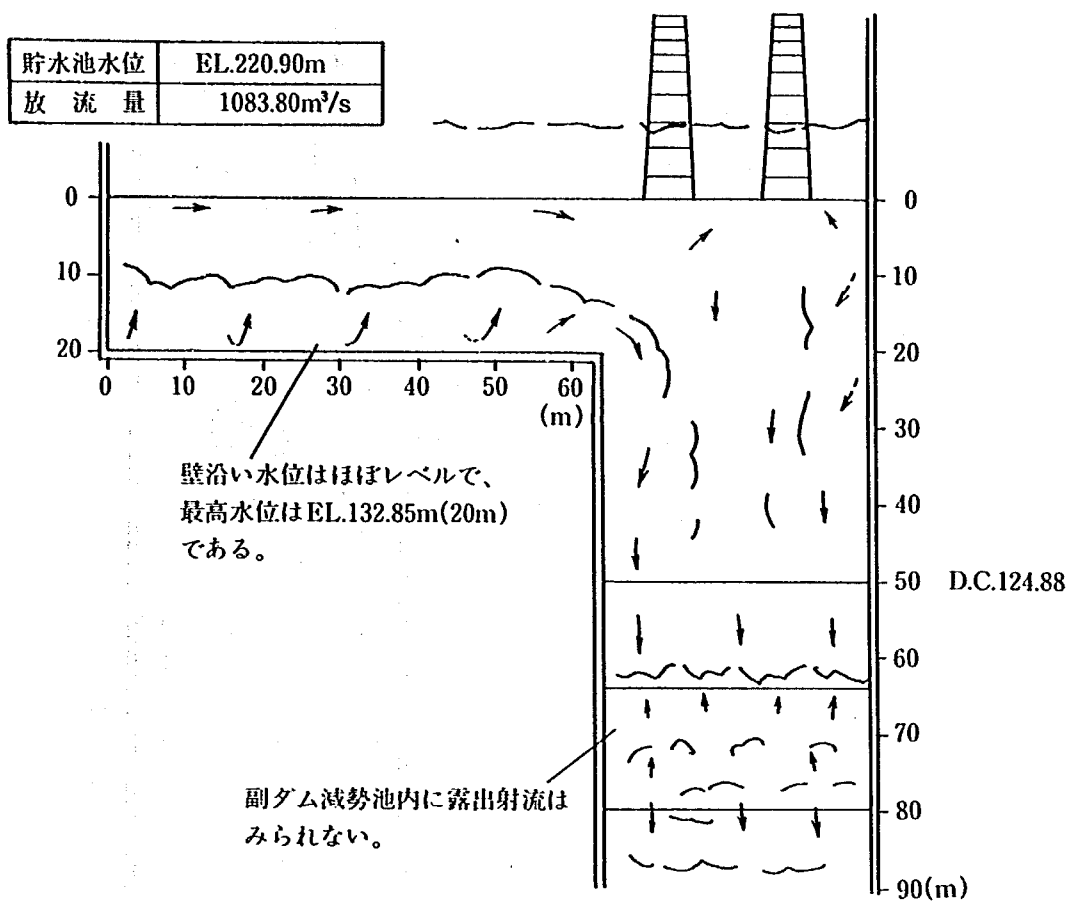


図1-11 流況観察図 (全門全開)

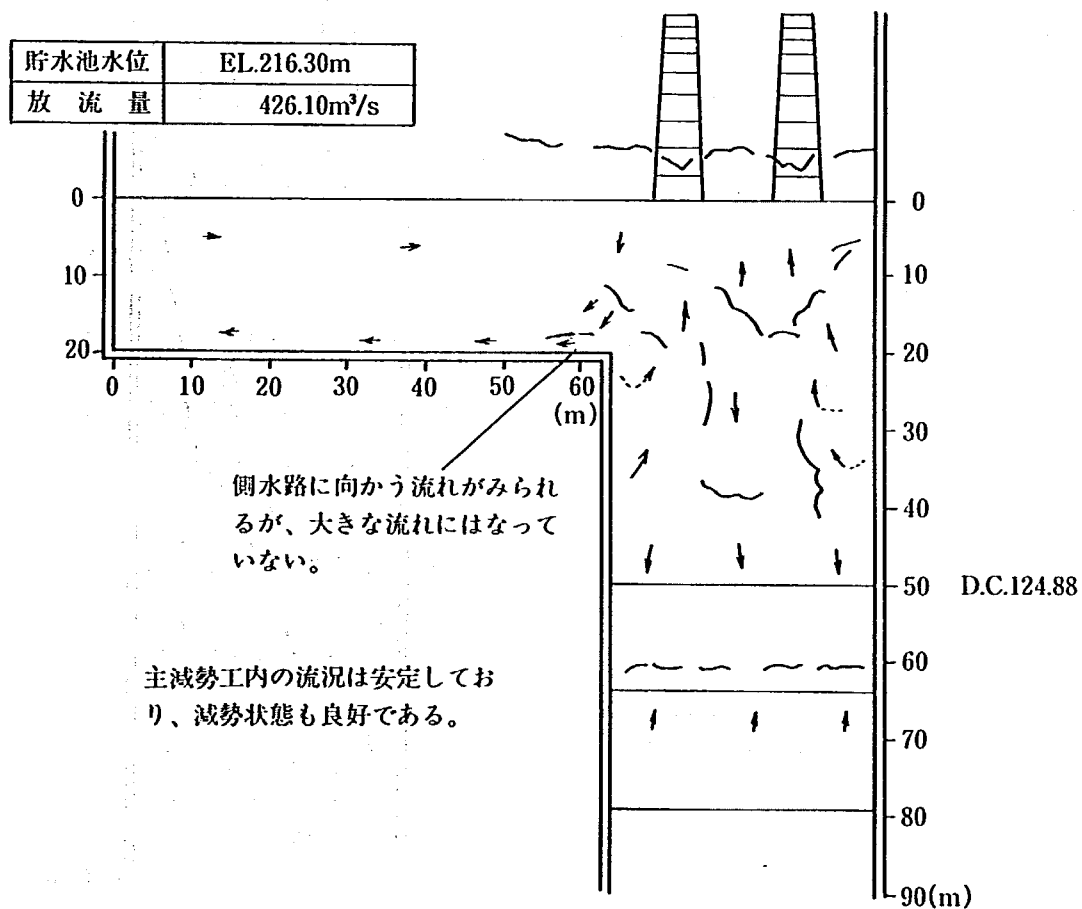


図1-12 流況観察図 (放流管2門)

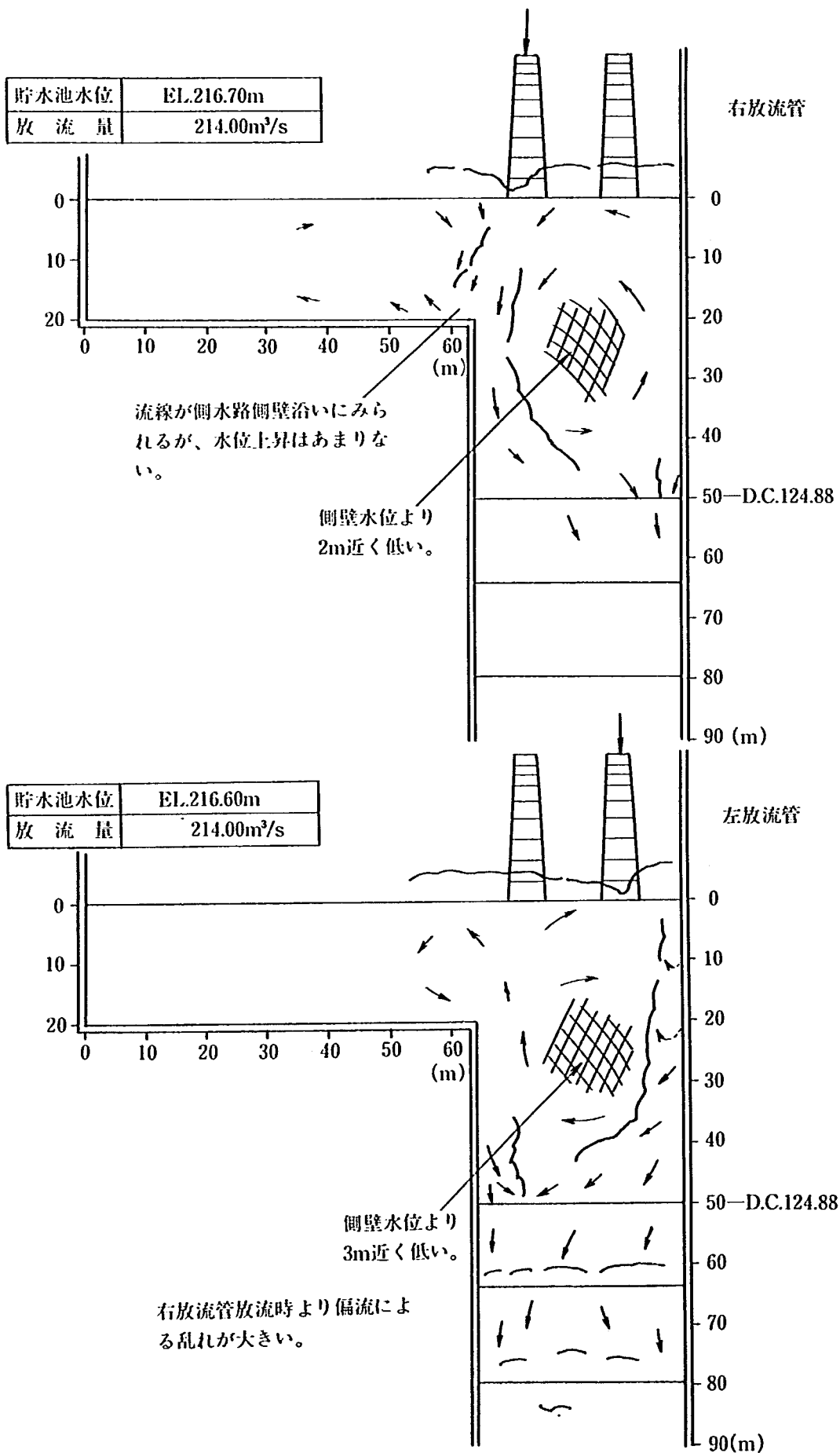


図1-13 流況観察図 (放流管1門)

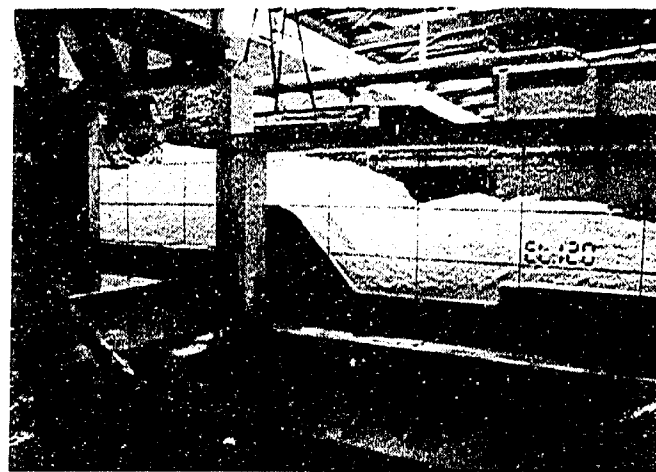
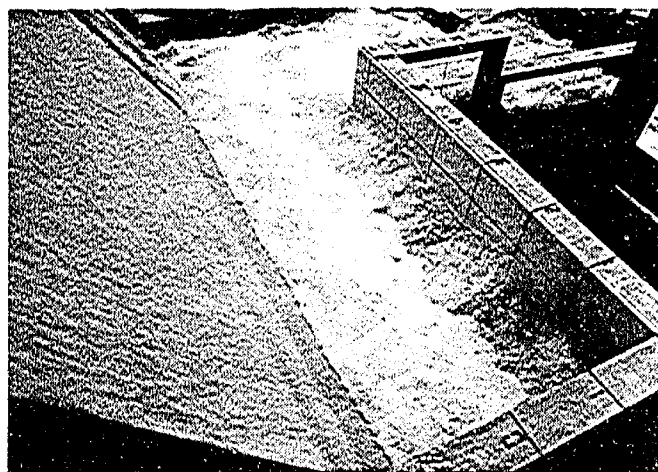
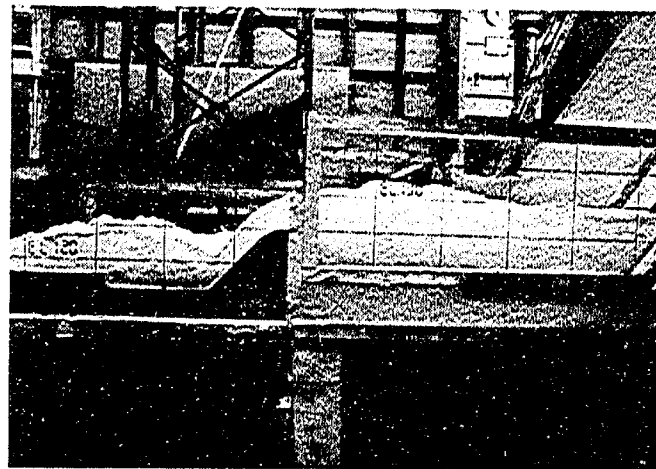
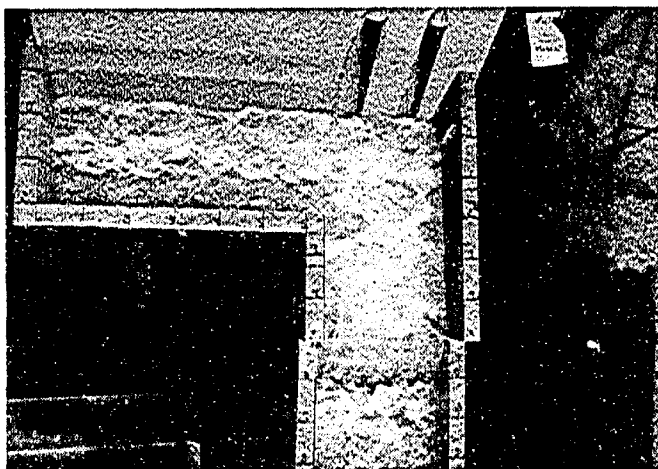


写真 1 - 1 流況写真（ダム設計洪水流量放流）

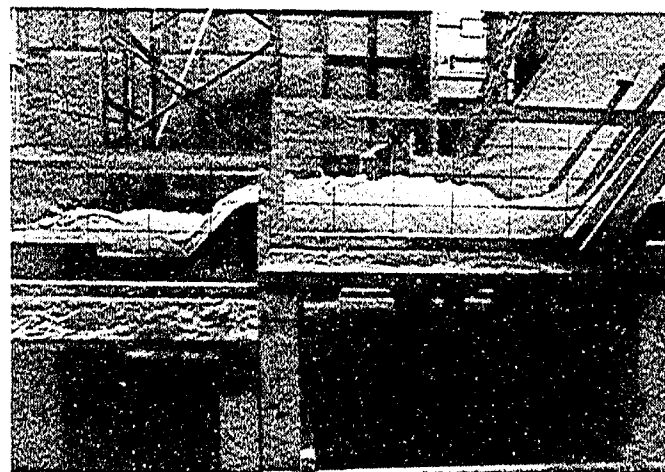
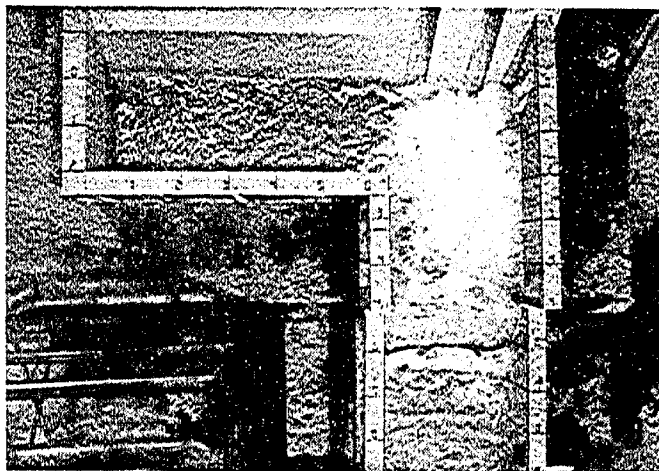


写真 1 - 2 流況写真 (放流管 2 条放流)
 貯水位: EL. 216.3 m
 放流量: 426.1 m³/s

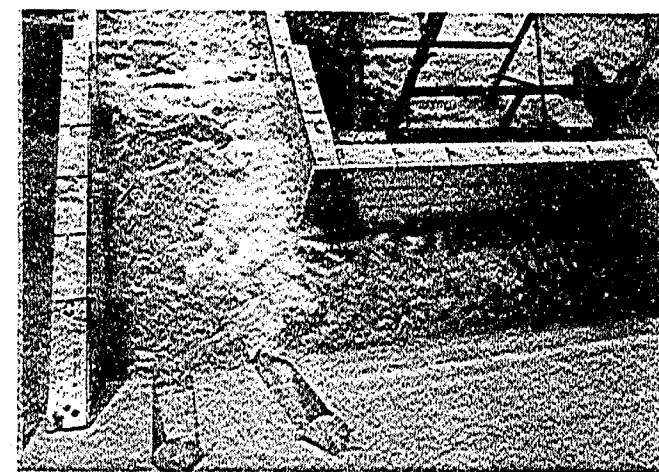
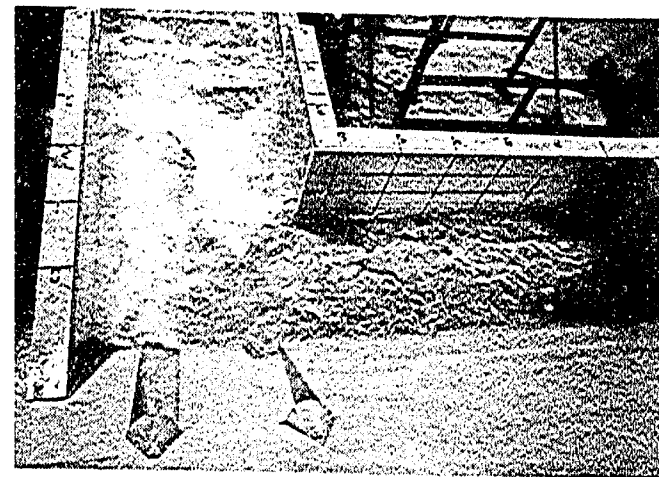


写真 1 - 3 流況写真 (放流管 1 条放流)
 貯水位: EL. 216.7 m
 放流量: 214.0 m³/s

第2章 洪水吐き水理模型実験

2011年10月10日

第2章第1節 概 要

本章は、洪水吐きの水理設計の一環として主として洪水吐きの放流機能の検討および減勢工の規模形状について検討を加えるために実施した水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

昭和54年度には洪水吐きの導流部形式および減勢工形式の選定を主目的とする予備的な水理模型実験を実施している。この中で、側水路型減勢工の基礎実験を行ないその概略設計法を提示しているが、その詳細は参考資料に示している。また、厳木ダムにおける洪水吐き形式の選定の部分については本章第3節に述べるとおりである。

その結果、非常用洪水吐きは側水路型減勢工だけで対応させることとなり、昭和55年度、56年度の2年間にわたって詳細な検討を実施し、厳木ダムに適当な洪水吐きの配置・形状を提示している。その詳細は本章第4節～第6節に示す通りである。

その後昭和59年度に、非常用洪水吐きのクレストゲート設置計画が変更され、すべてを自由越流堤とし、放流管2条をダム設計洪水流量対応の設備としても使用することとなったため、減勢工および下流河道の機能の確認を行なった。その詳細は第1章第4節に示す通りである。

第2章第2節 実験方法

2-1 実験模型

昭和53年度～昭和54年度，昭和55年度～昭和56年度および昭和59年に使用した模型は異なるものであるが，その基本的構造および規模はほとんどおなじものと見なすことが出来る。これらの洪水吐きの全体模型は縦，横とも縮率を1/50とし，流入部（越流部），導流部，減勢部および下流河道を製作した。材料は主として木材を用い，側面よりの流況把握が必要な部分には，透明アクリル板を用いている。水触面は油性ペイントを二度塗りして仕上げた。また，下流河道部分は表面をモルタル仕上げとしている。

2-2 計測方法

(1) 流量

実験開始時および終了時の電磁流量計プリンター出力値をそれぞれ2個ずつ記録し，その平均値を採用した。

(2) 貯水池水位

貯水槽側部に貯水槽と連通した水位管を設置し，その水位を1/10 mm 読みポイントゲージで計測する。実験開始時および終了時にそれぞれ2回行い，その平均値を採用した。

(3) 水面形

減勢池内の水面形は測定用台を製作し，1 mm 読みポイントゲージで最高平均水面を計測した。下流河道については平均水位について1 mm 読みスタッフで最高平均水位を計測した。

(4) 流速

プロベラ式流速計（プロベラの回数を流速に換算する形式。測定範囲3～200 cm/s）により10秒間の平均流速を計測した。

(5) 流況

流況は目視および写真により観察を行なった。

2-2 相似律

本章の水理実験で検討する現象は，重力の影響が卓越していると考えられるためフルードの相似律を適用する。模型縮尺は1/50としており，得られる水理量については特にことわらない限り，表2-1に基づいて実物換算した値を用いる。

表2-1 諸量の縮率

基本量	次元	縮率	
長さ・水深	L	n	1 : 50
時間	T	$n^{1/2}$	1 : 7.07
流量	L^3 / T	$n^{5/2}$	1 : 17677
流速	L / T	$n^{1/2}$	1 : 7.07

第2章第3節 昭和54年度水理模型実験

3-1 目的

本節は昭和54年度に実施した水理模型実験の内、厳木ダムにおける洪水吐きの形式選定を主目的として実施した項目について述べたものである。

厳木ダムでは幅12.5mの自由越流堤8径間およびオリフィス、放流管の放流水を幅30m程度の下流河道へ支障なく流下させる必要がある。このため、基礎実験で検討している側水路型減勢工に加えて堤体下流面あるいは階段状の堤趾部で流水の向きを変化させる必要がある。

これらの方策が厳木ダムの洪水吐きとして適当であるか否かを判断するために上記の水理模型実験を実施するものである。

3-2 導流部の検討

導流部検討として左岸側導流壁の形状について検討したもので、第1案は、越流部から減勢工に向かって絞ってくる形状となっている。また比較案として図2-1に示す第2案が提示されている。

実験は、第1案および第2案の流況比較を行って、流水を安定した状況で流下させるか否か確認するものである。

写真2-1は第1案で、ダム設計洪水流量放流時の流況を示す。写真からも判るように導流壁の途中から流水が越水しており壁高が不足している。この流況で問題となるのは、水脈が導流壁に沿って集中反転して減勢工に流入しており、仮に壁高が充分であるとしても、導流部はもちろんのこと、減勢工内でも安定した流況が得られない事である。

写真2-2は第2案で、導流壁は直線とし、減勢工始端を図2-1の状態に設計している。なお、写真の中で減勢工内に隔壁が設けられているが、この隔壁は基礎実験での検討に使用したものである。本項で検討する項目が減勢工ではなく、導流部終端の導流壁高およびこの付近の流況に視点を当てているので隔壁があっても実験には支障はない。

第2案の流況は堤趾部の導流壁に流水が直接あたり方向を変える事になり、導流壁に水がはいあがり時々越水する。

第2案の修正案として堤趾部の階段状の個所をEL. 125.0 mの平面にした場合(2-I案)について流況を観察した。流況を写真2-3に示す。

この場合の流況は第2案より悪いように感じられた。

また、他の修正案として、堤趾部の階段状の個所を減勢工敷高と同一標高(EL. 118.0 m)にした場合(2-II案)について検討した。(写真2-4)

この場合も水面はかなり乱れており、減勢工導流壁の変化点付近は時々流水が越水をしている。

以上4ケースの形状について流況比較を行ったが、いずれの形状についても安定した導流という点で問題がある。

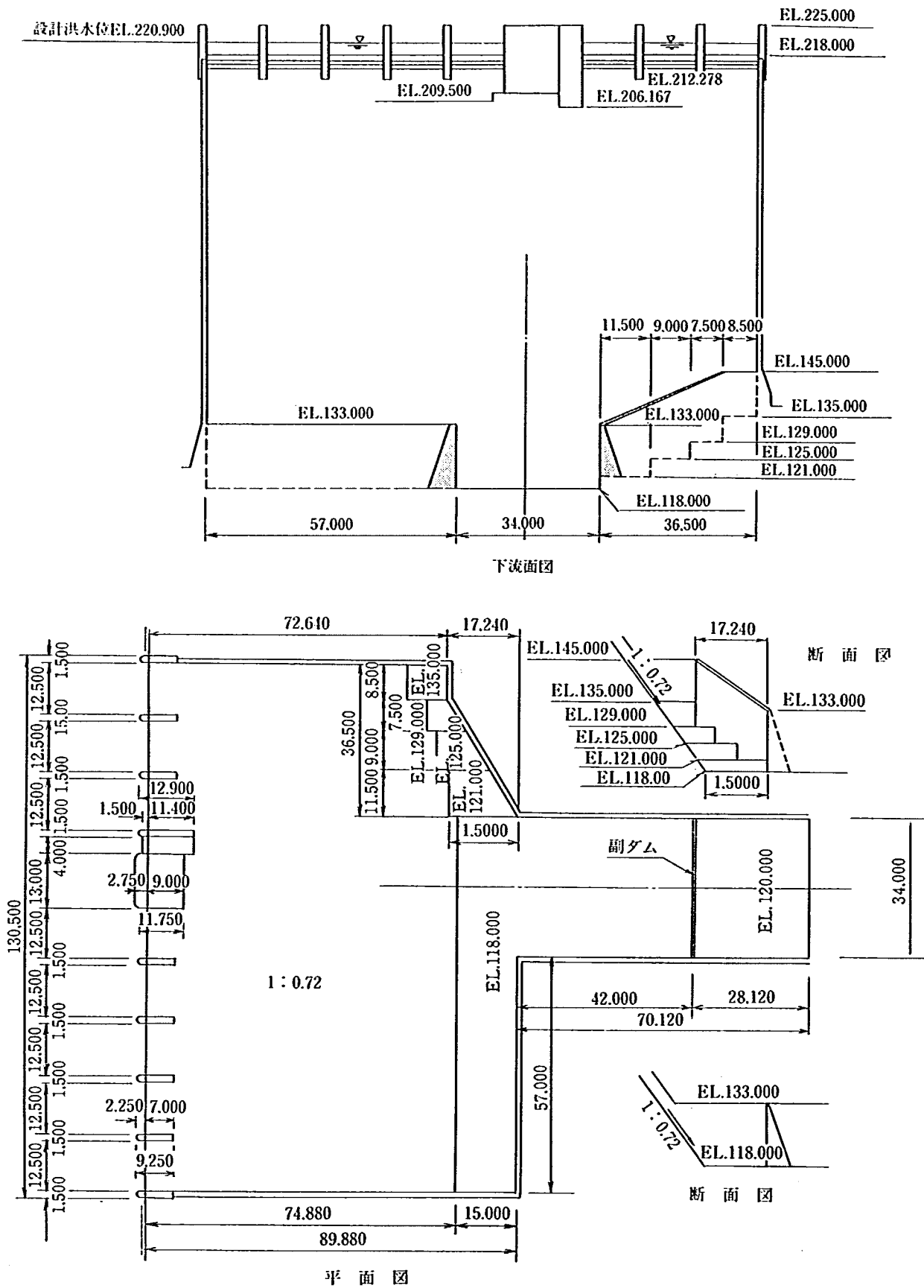


図 2 - 1 第 2 案形状図

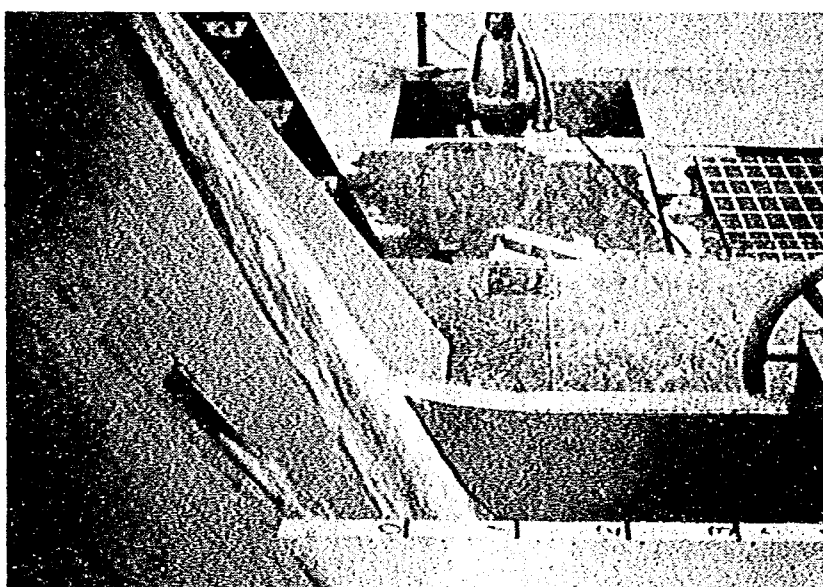
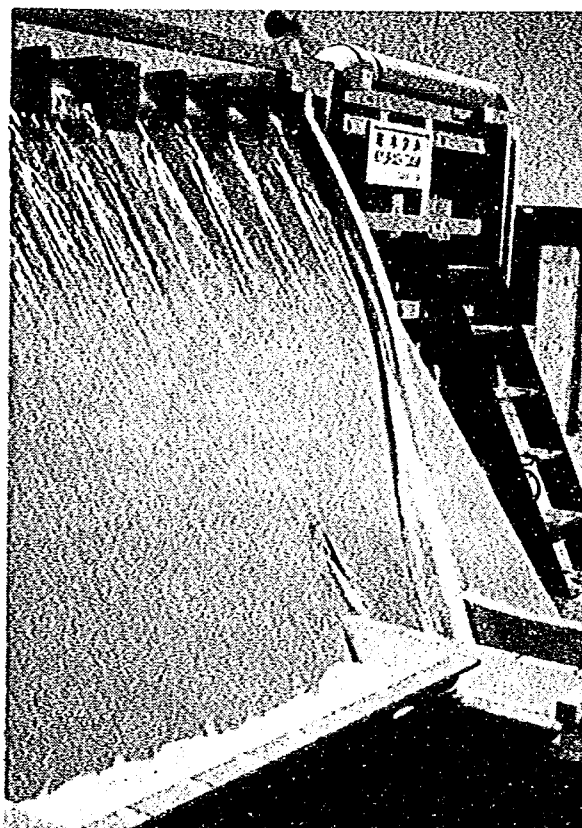
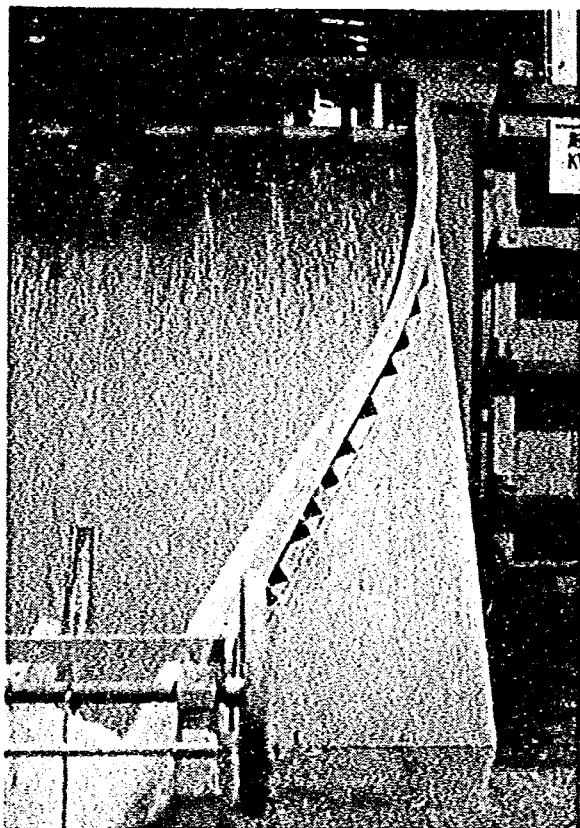


写真 2 - 1 第 1 案の流況（設計洪水位）



写真2-2 第2案の流況

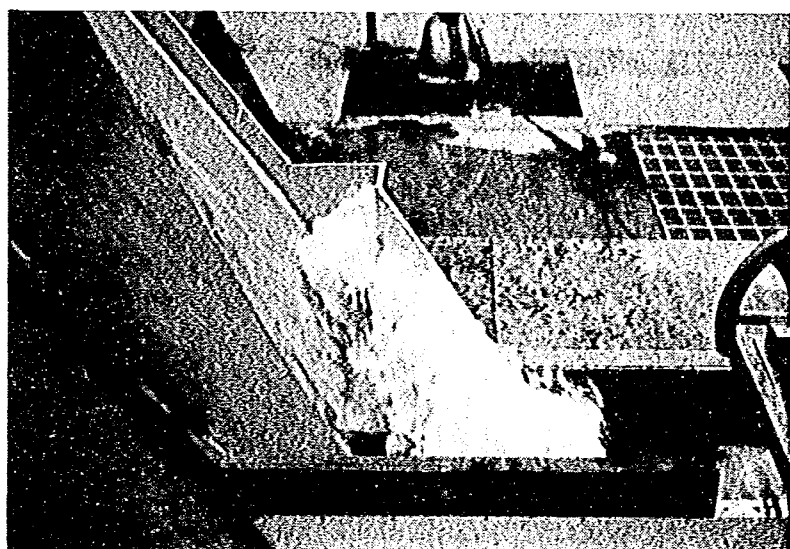
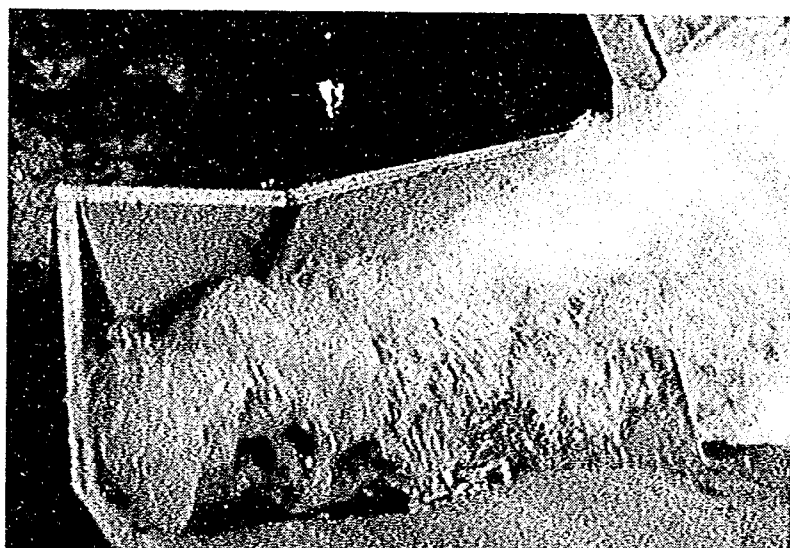
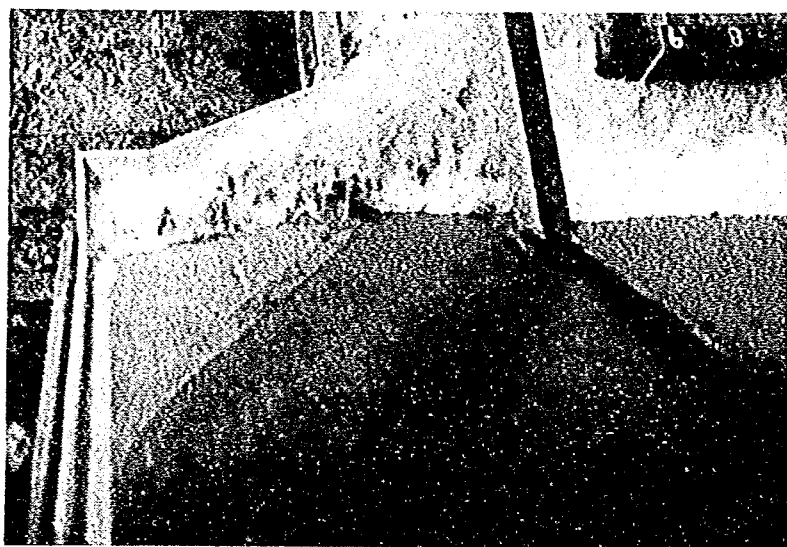


写真2-3 第2-1案の流況

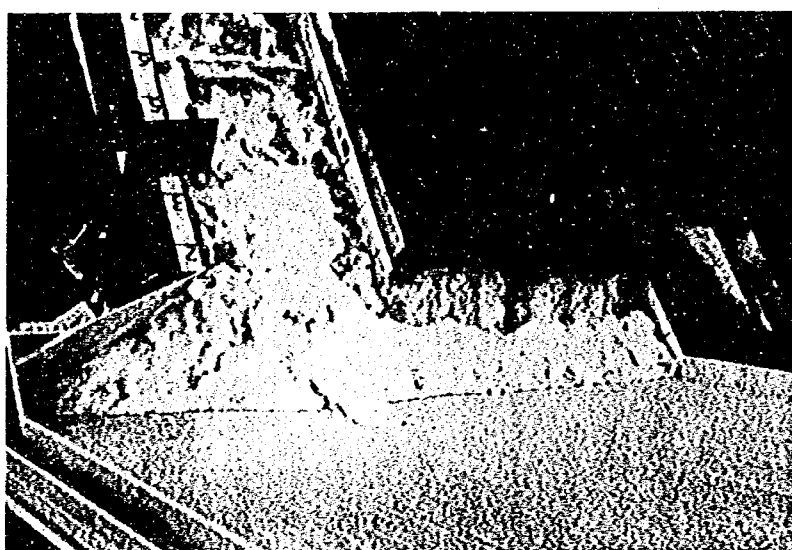
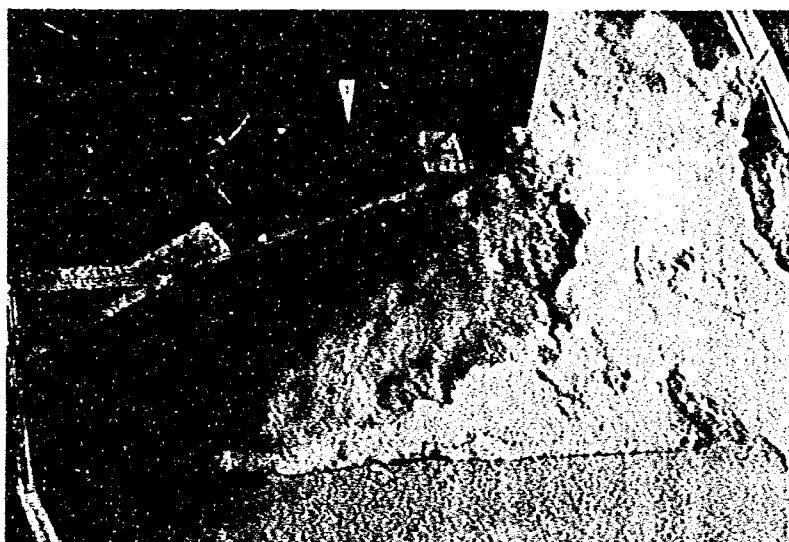


写真 2 - 4 第 2 - II 案の流況

3-3 減勢工の検討

本項では、洪水吐きの減勢工について水理機能を検討した。実験を実施した模型の状態を図2-1に示す第2案としている。

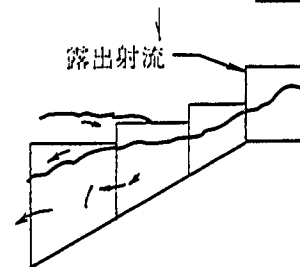
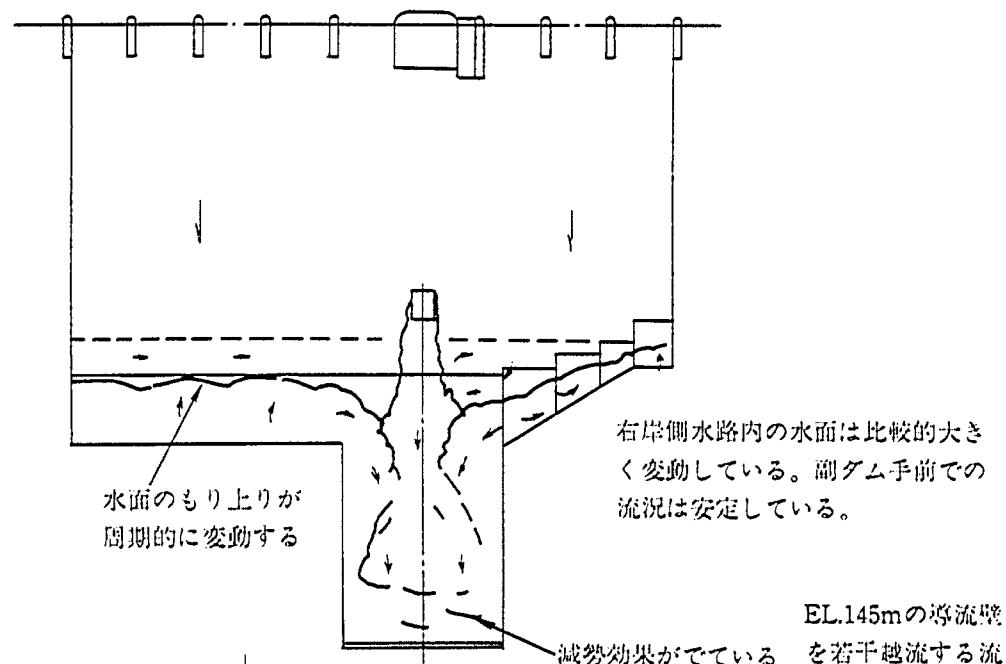
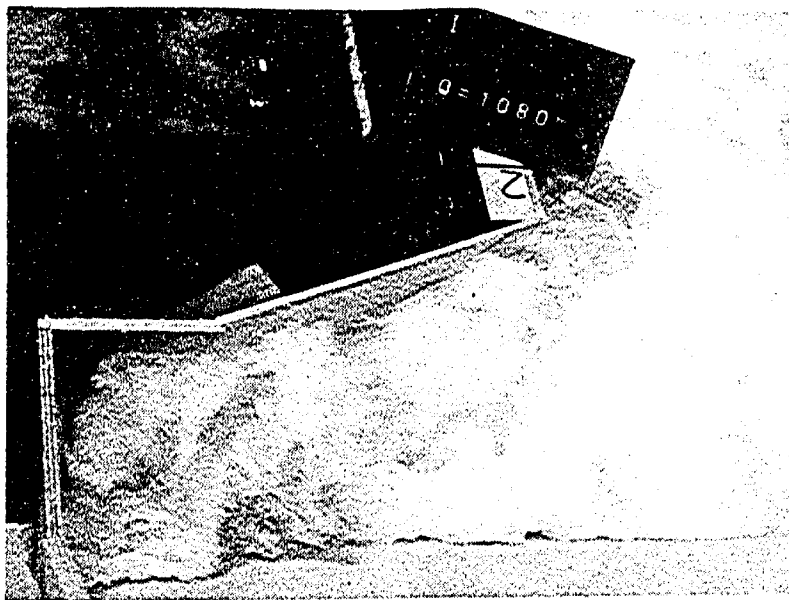
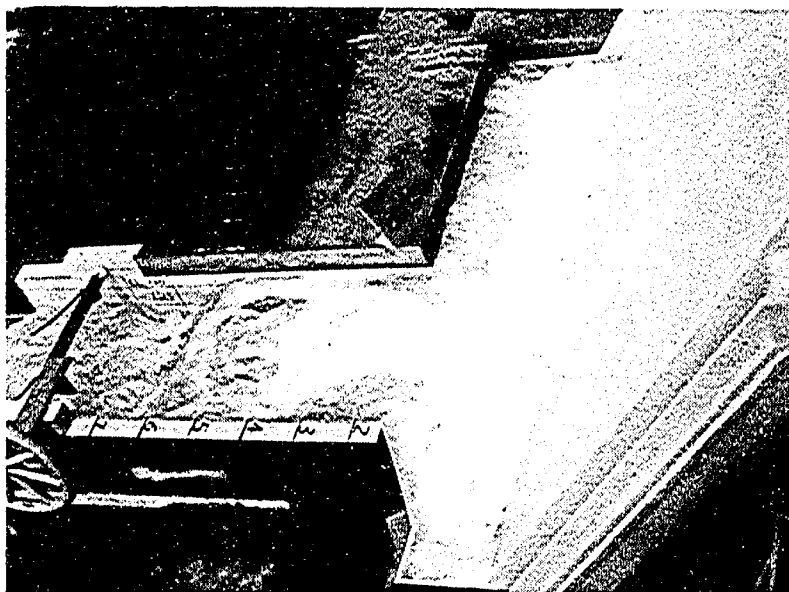
検討は、設計洪水流量 $1,080 \text{ m}^3/\text{s}$ およびダム地点計画高水流量 $660 \text{ m}^3/\text{s}$ の2流量を対象とした。放流管の形状および諸元はまだ決定されておらず、ここでは放流能力 $140 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度、出口断面幅 6 m という条件で模型を設計した。

その結果、サーチャージ水位 (EL. 218.0 m) での模型放流管の放流能力は $150.3 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。

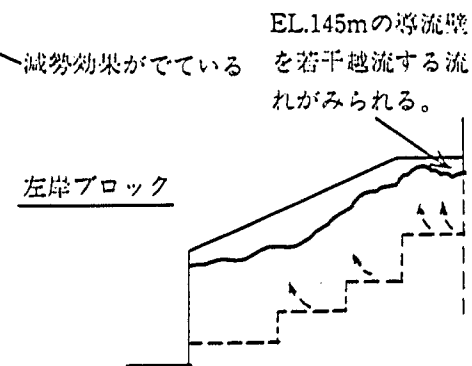
観察結果を図2-2～図2-4に示す。

減勢工規模として副ダム高 7.8 m では高すぎて安定が悪く、導流壁も高くなる。(図2-2) 副ダム高 6 m (図2-3) および副ダム高 5 m (図2-4) のケースについて比較検討すると、副ダム高 6 m の方が良い結果を得た。

副ダム位置についての検討は今回実施しなかったが、副ダム高 6 m の流況から判断して現状より 10 m 程度は上流側に設置可能と思われる。

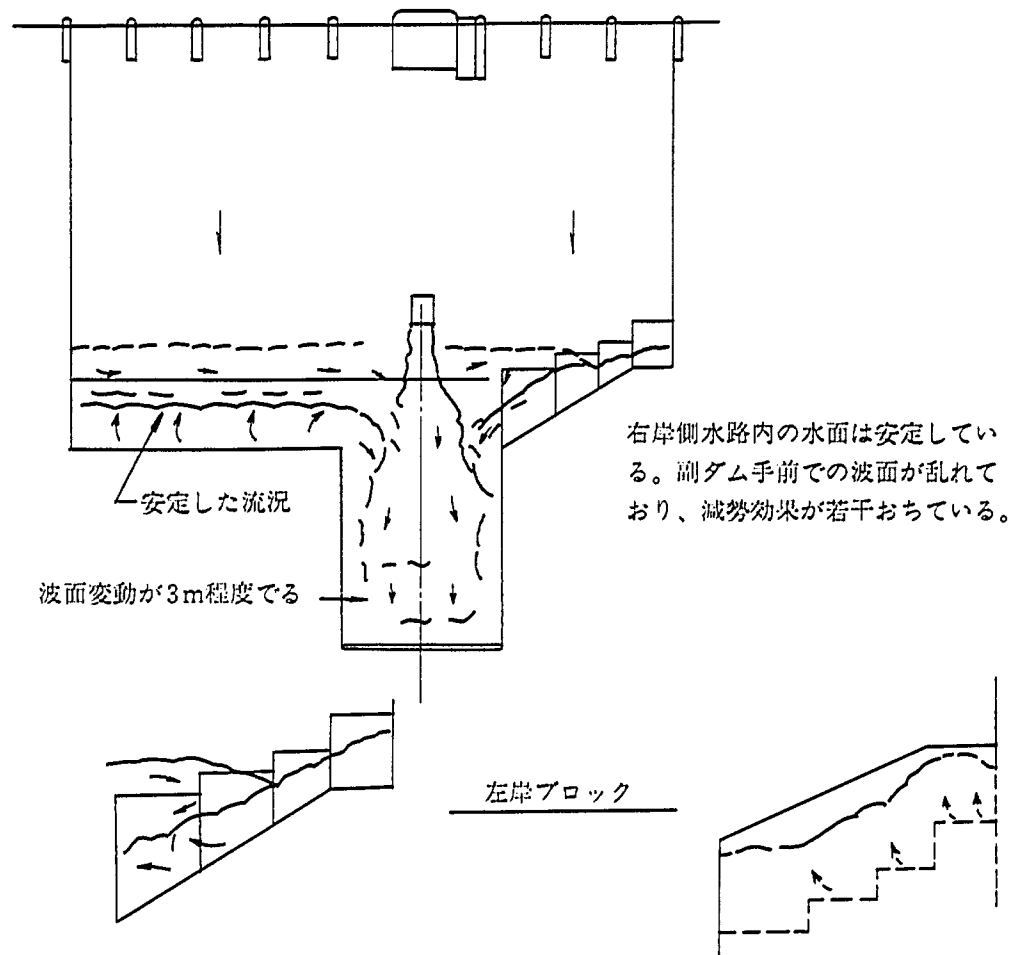


左岸より2段目のブロックまで露出射流が観察される。このため2段目までの壁面への水面がもり上りは大きく、周围的にEL.145mの壁を越水する。



貯水位(EL.m)	221.68m
放流量(m ³ /s)	1099.70m ³ /s
副ダム高	7.8m
副ダム位置	D.C.131.88m

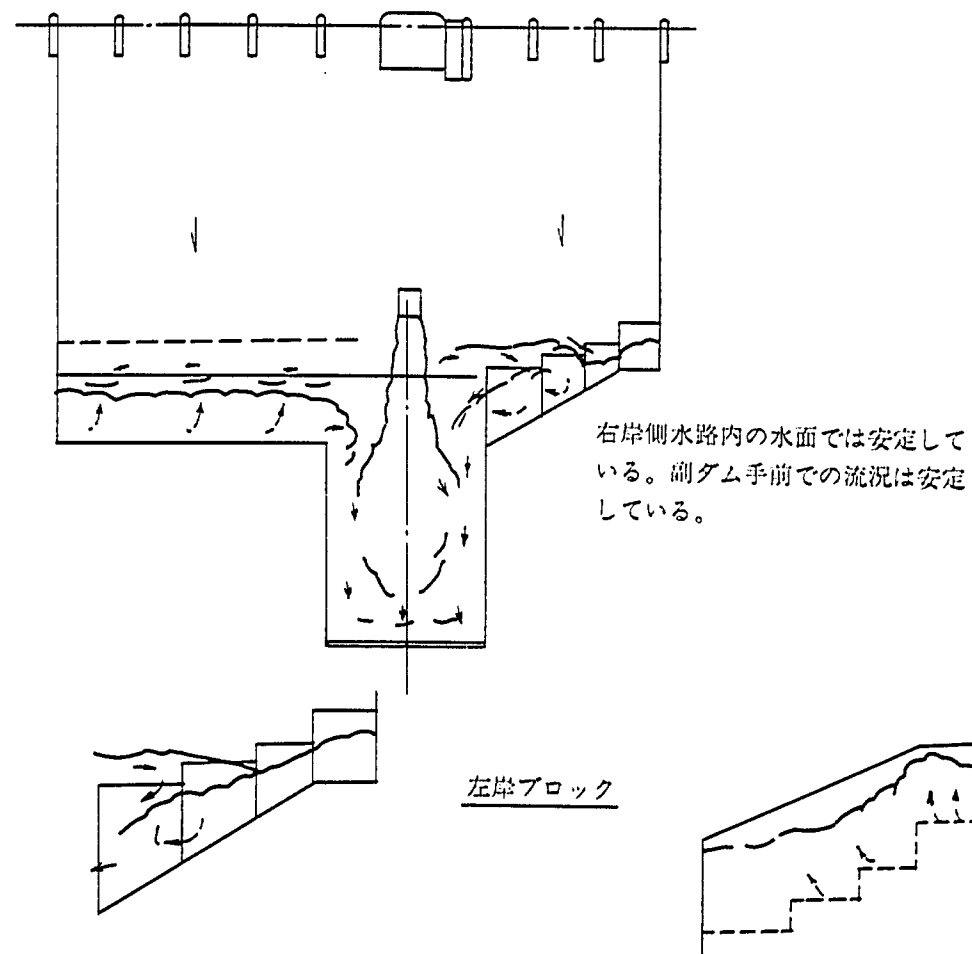
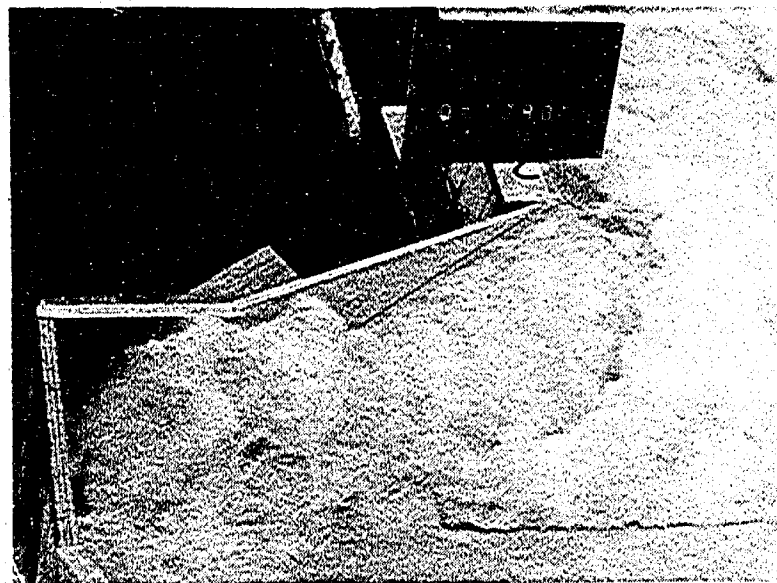
図2-2 厳木ダム流況観察



副ダム高7.8mとした場合と流況はほとんど変化していない。

貯水位(EL.m)	221.68m
放流量 (m ³ /s)	1090.56m ³ /s
副ダム高	5.0m
副ダム位置	D.C.131.88m

図2-4 厳木ダム流況観察



副ダム高7.8mとした場合と流況は
差程変化していない。

貯水位(EL.m)	221.68m
放流量(m ³ /s)	1085.55m ³ /s
副ダム高	6.0m
副ダム位置	D.C.131.88m

図2-3 巖木ダム流況観察

第2章第4節 昭和55年度水理模型実験

4-1 目的

本節の目的は図2-6に示した減勢工形状について、その水理特性を把握し、問題点ならびに改善の方向を明らかにすることである。

原案形状では、放流管は2.5 m×2.5 mの断面を有するものを2条配置している。また、副ダム高による主減勢工内の流況の変化についても、調査を行っている。

なお、本章で用いている用語は図2-5に示す通りである。洪水吐き放流機能について、設計条件と対比させて表2-2にまとめた。なお、表中の実験結果の流量値は、実験資料より得られた流量係数の推定曲線を用いて計算したものである。表2-2より設計条件を満足しないケースは、放流管1条放流時（揚水時満水位）のときに2 m³/s程不足する結果を得ているが、減勢工の検討を主目的としているため水理実験に支障はないと判断される。

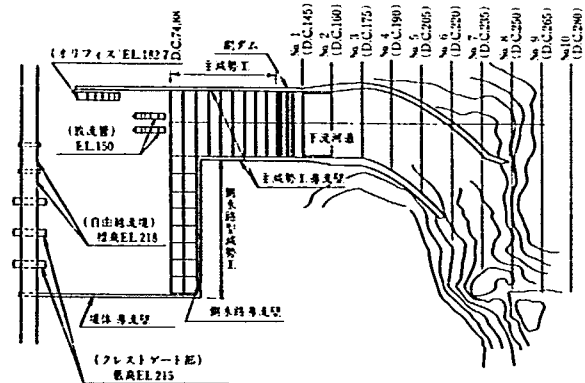


図2-5 用語説明図

表2-2 放流機能検討

放流形式				貯水位 (EL・m)	流量 (m³/s)	
自由越流堤	ゲート設置部	オリフィス	放流管*		設計条件	実験結果
○	○		○	設計洪水位 EL. 220.9 m	1,080 m³/s 放流	1,299.74 m³/s
○				"		385.76 m³/s
	○			"		720.49 m³/s
			○	"		193.54 m³/s
	○		○	サーチャージ水位 EL. 218.0 m	660 m³/s を上回 わないこと	437.00 m³/s
	○			"		246.56 m³/s
			○	"		189.54 m³/s
			○	常時満水位 EL. 199.1 m		162.31 m³/s
			○	揚水時満水位 EL. 185.7 m	140 m³/s	138.49 m³/s
		○		"	30 m³/s	33.48 m³/s
○	○**		○	設計洪水位 EL. 220.9 m	560 m³/s 放流	

* 放流管1条放流

** ゲート全閉

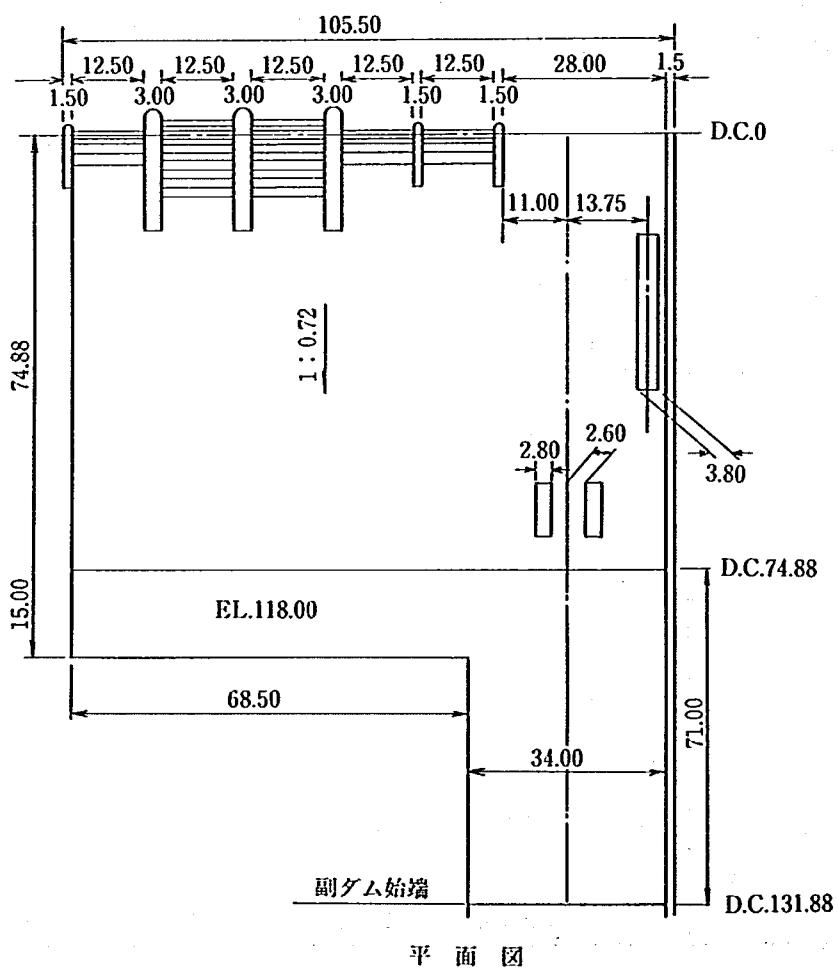
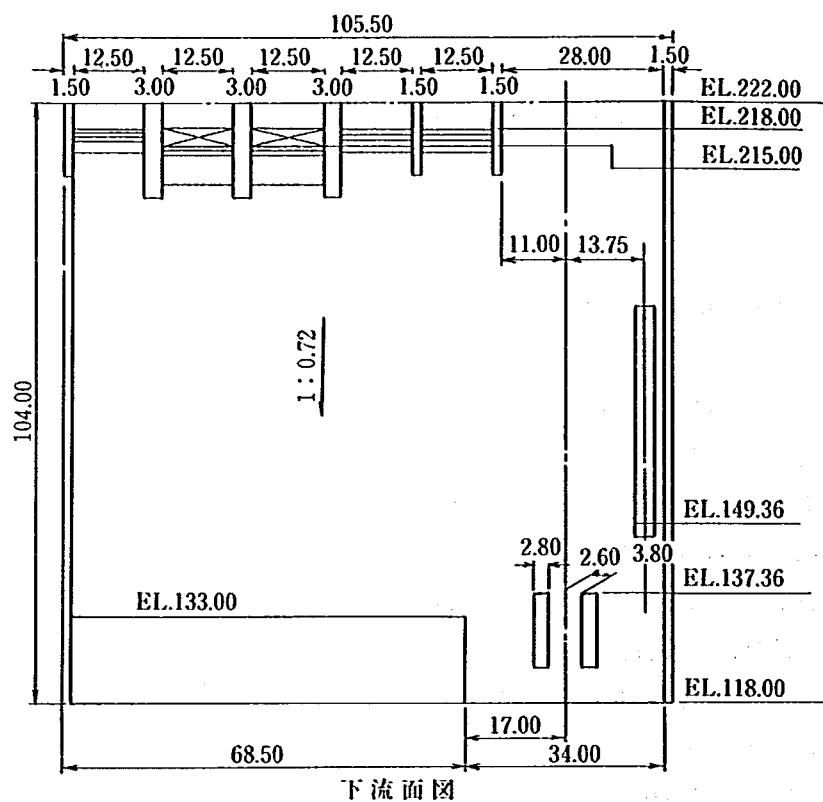


図 2-6 昭和 55 年度原案形状

4-2 実験内容

減勢工を検討するための水理条件として、以下のA)～E)のケースを考える。

A) 貯水位：設計洪水水位 EL. 220.9 m

放流方式：放流管1条，クレストゲート2門，自由越流堤3門

B) 貯水位：サーチャージ水位 EL. 218.0 m

放流方式：放流管1条，クレストゲート2門

C) 貯水位：常時満水位 EL. 199.1 m

放流方式：放流管1条

D) 貯水位：揚水時満水位 EL. 185.7 m

放流方式：オリフィス1条

E) 貯水位：設計洪水水位 EL. 220.9 m

放流方式：放流管1条，自由越流堤3門，クレストゲートは，ゲート全閉とする（ゲート全閉時の天端は EL. 218 m となり，ゲートより越流した状態である。）

本ダム下流河道は，勾配も急であり，副ダム下流 100m 付近には，落差 10m 程度の滝があり，下流水位は，期待できない状況である。また，副ダム高も比較的高くする必要があると考えられ，概略計算しても 15m 水柱程度のエネルギーをもった流水が下流へ流下することが予想され，副ダム下流に何等かの減勢工が必要と思われる。一般に下流水位が期待できない状態での副ダム減勢工としては，副ダム下流を掘下げて，水潐池を設けて処理するのが効果的であるが，本ダムの場合，河床勾配が急であること，下流に滝があることなどから，現状のままでも射流に近い状態で流れることが予想される。さらに河道内には，露岩も多く，岸での浸食などによる問題が比較的少ないように思われる。以上のことを考慮しながら，本実験では，副ダム減勢工が必要と思われる場合に，副ダム下流に補助工作物を設置して減勢することとした。

4-3 水理量の検討

(1) 側水路内の流れ

本洪水吐きの側水路内の流れは，越流頂天端標高と側水路敷の標高差 H ，単位幅流入量 q ，側水路底幅 B ，下流水位 H_L によって規定されるものと考えられる。次元解析によると側水路内の流れ f は，以下のようにかくことができる。

$$f = f(H/B, B\sqrt{Bg}/q, H_L/B) \quad (\text{式2-1})$$

さらに上述のような流れの水面形については，種々の方程式が提案されているが，本洪水吐きのように H/B の項が 7 付近の値をとるような場合には，試算結果との整合性が悪くなっている。（参考資料参照）

さらに，本洪水吐き越流部は，同一標高となっておらず，単位幅越流量が横断方向によってちがうため，計算による精度は著しく落ちることが予想される。

以上のことにより，式2-1の項のうち，側水路底幅 B ，下流水位 H_L （副ダム高 D におきかえられる）をパラメーターとし，側水路内の流れを検討し，厳木ダムに適当な形状を選定することとする。

(2) 主減勢工内の流れ

本洪水吐きの主減勢工の流れは、側水路よりの流水と放流管よりの流れが合流しているもので、副ダム高 D 、位置 L 、および主減勢工幅によって規定されるものと考えられる。ここでは、側水路よりの流れは減勢したと仮定し、以下のような条件で副ダムの位置および高さについて検討した。
(放流管1条単独放流の場合を想定している)

貯水位 EL. 220.9 m

流量 $232 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q = CA\sqrt{2gH}$ で $C = 0.83$, $A = 2.4 \times 2.6$,
 $H = \text{EL. 220.9} - \text{EL. 118.0}$ とする。)

放流断面 $2.4 \text{ m} \times 2.6 \text{ m}$

すなわち、放流管よりの放流水は主減勢工内で拡散すると考えられるため、以下のようなことを考慮して検討することとした。一般に同一勾配での射流の拡散角度は $\sin \alpha = 1/F$ で求められるが、本形状では拡散部分で勾配が変化しており、水理的には流水を拡散させやすい状況にある。よって、拡散後のフルード数を F とし、拡散の割合を出口幅の 1.5 倍として副ダム高の算定を試みる。

$$V_1 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \times 9.8 \times (220.9 - 118)} = 44.9 \text{ m/s}$$

$$Q = A_1 V_1 = B \times h_1 \times V_1$$

$$\therefore h_1 = 232 / 1.5 \times 2.4 \times 44.9 = 1.43 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{44.9}{\sqrt{9.8 \times 1.48}} \div 12$$

副ダム高 D は、

$$D = \left(\frac{(1 + 2F_1^2)\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1 + 4F_1^2 - \sqrt{1 + 8F_1^2}} - \frac{3}{2}F_1^{2/3} \right) \times h_1$$
$$\div 12.7 \text{ m}$$

跳水長 L は、

$$L = 106 \text{ m}$$

同様に、拡散の割合を 2 倍とすると、

$$D = 11.5 \text{ m}$$

$$L = 92 \text{ m}$$

となる。

H : 作用水頭 (EL. 220.9 - EL. 118 = 102.9 m)

Q : 流量 (m^3/s), V : 流速 (m/s)

B : 拡散幅 (m), h : 水深 (m), F : フルード数

D : 副ダム高 (m), L : 跳水長 (m)

suffix 1, 2 は、それぞれ跳水の前後を表している。

しかし、水理的には副ダム設置により、水滞池が形成されており、流水の減勢効果はさらに増すことが予想される。原案形状では、副ダム高 $D = 7.8 \text{ m}$ 、位置 $L = 57 \text{ m}$ としている。

次に、副ダム減勢工について検討する。

対象流量 $Q = 1,080 \text{ m}^3/\text{s}$

主減勢工幅 $B = 34 \text{ m}$

副ダム高 $D = 7.8 \text{ m}$

すなわち、副ダムの越流水深 H は

$$H = (Q/CB)^{2/3} = (1080/1.8 \times 34)^{2/3} = 6.8 \text{ m} \quad (C = 1.8 \text{ とする})$$

有効水頭 H は

$$H = 7.8 + 6.8 = 14.6 \text{ m}$$

$$V_1 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \times 9.8 \times 14.6} = 16.9 \text{ m/s}$$

$$h_1 = Q/BV_1 = 1080/34 \times 16.9 = 1.88 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{16.9}{\sqrt{9.8 \times 1.88}}$$

跳水をおこさせるシル高 d

$$d = \left(\frac{(1 + 2F_1^2) \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1 + 4F_1^2 - \sqrt{1 + 8F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^{2/3} \right) \times h_1 = 2.5 \text{ m}$$

共役水深 h_2

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) = 8.9 \text{ m}$$

USBR の設計例によれば、シルの位置 ℓ は h_2 の 2 倍程度でよいとされており

$$\ell = 2 \times h_2 = 17.8 \text{ m}$$

以上の検討結果より、副ダム減勢工として下記の形状を一応の形状として検討を加える。

形状 バッフルピアー 1 列

高さ $d = 2.5 \text{ m}$

位置 副ダム終端より 20m

4-4 原案形状 (予備検討)

(1) 減勢工の規模

側水路幅 $B = 15 \text{ m}$

主減勢工幅 $b = 34 \text{ m}$

副ダム高 $D = 7.8 \text{ m}$ (E.L. 125.8 m)

位置 $L = 52 \text{ m}$ (D.C. 134.88 m)

(2) 放流管単独放流

1 条単独放流および 2 条同時放流のいずれのケースも、放流管より放流させる噴流水のため、主減勢工内に平面渦が観察される。また高速の潜流が副ダム前面まで影響するため、副ダム前面での水面が乱れている。

2 条同時放流の場合、形成される平面渦は右まわりであり、副ダム前面では左岸側の水位が上昇しており、右岸側は逆に低下している。

左1条単独放流の場合、形成される平面渦は右まわりであり、主流は左岸沿いを流れている。

右岸1条単独放流の場合、形成させる平面渦は左まわりであり、左岸1条とはほぼ同じような流況を示しており、主流は右岸沿いを流れている。

2条同時放流の場合に上記の平面渦および潜流の影響がなくなるような副ダム高について3ケースおこない、副ダム高が12.5 m程度必要である結果を得た。

(3) ダム設計洪水流量放流

①側水路の流況

側壁沿いの水面は、側水路下流30m付近を中心に盛り上がっている。これは自由越流堤とクレストゲート部との単位幅越流量がちがうためにみられるものである。盛り上がりの最高水位と側水路の始端と水位差は5 m程度である。盛り上がり部分より主減勢工へ向かう水面勾配は、1/5 程度となっている。また、水面変動も比較的大きく5 m前後ある。堤体側の水面は、比較的安定しており、水面勾配も1/20 程度となっている。しかし、側水路の流れは、時間的に安定している。

②主減勢工の流況

主減勢工内の流れは、放流管および側水路よりの流水の影響を受けて、右岸側に右まわりの平面渦を形成しているが、左右岸の水位差は1 m程度である。

③河道部の流況

副ダムを越流した流れは、副ダム下流30m～40m付近まで射流状態で流下し副ダム下流70～90m付近の左岸に逆流域を形成させている。流れは、右岸側が速く、流速の最大値は10.1 m/s 程度である。

(1)～(3)の結果より、原案形状についてまとめると次のとおりである。

i) 放流管下流面が減勢工内に入っており、水叩き長が有効に働かず減勢効果を悪くしている。

ii) 放流管を主減勢工中央に配置する。(合流させて出口を1つとする。)

4-5 修正案形状Ⅰの検討(実験番号2, 写真2-5)

検討内容は、4-4の原案形状の項で指摘された改善すべき点について対応し、あわせてその形状の水理特性および問題点について把握するものである。対応した結果を図2-7に示す。なお、放流管は左側を使用するものとする。これは設計洪水位放流時の場合、平面渦が形成されやすい状態であり、検討の際には安全側の立場にたつと考えられるからである。

①放流管単独放流(2-C)

出口部を1つにしたため、基本案で見られた平面渦はなくなったが、主流は左岸によっていることが観察された。

また、放流管よりの潜流は、副ダム前面まで達しており、副ダム左岸側付近の水面を盛り上げている。左右岸側の差は1～2 m位ある。

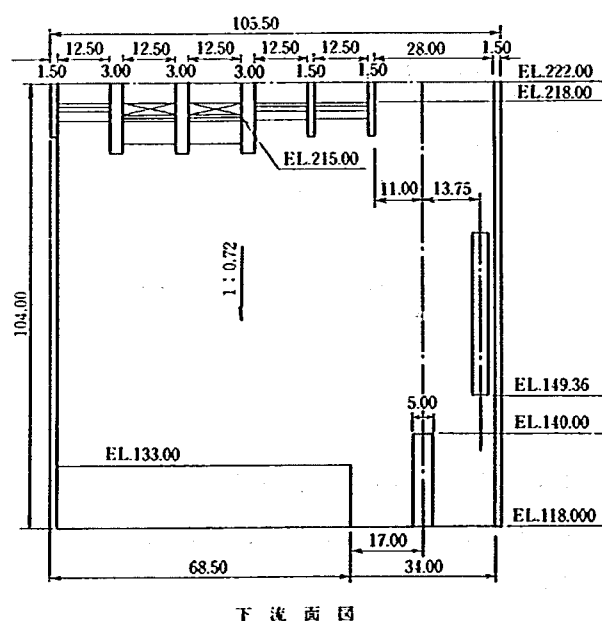
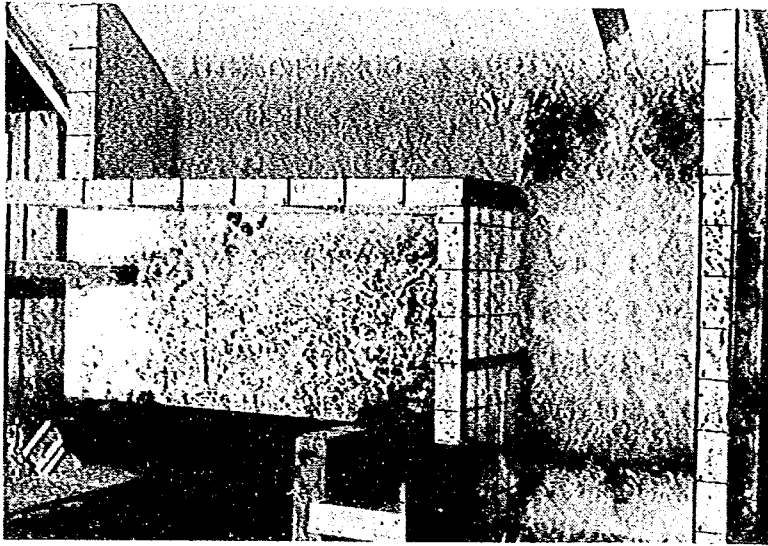
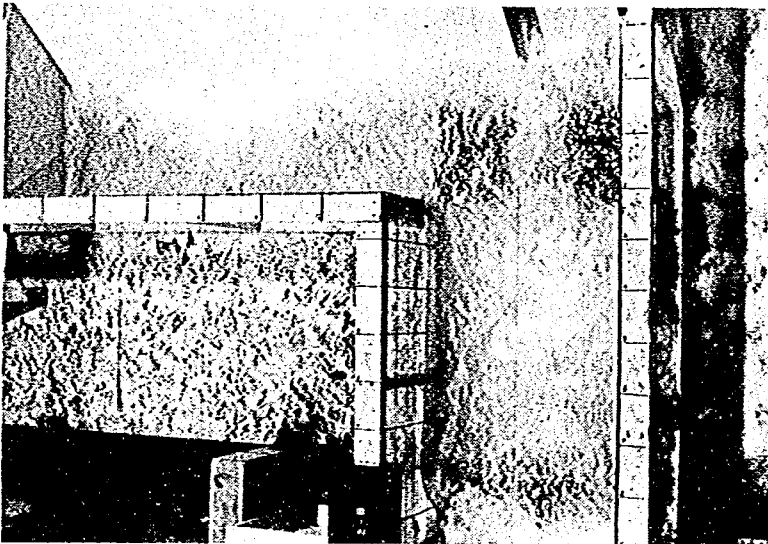


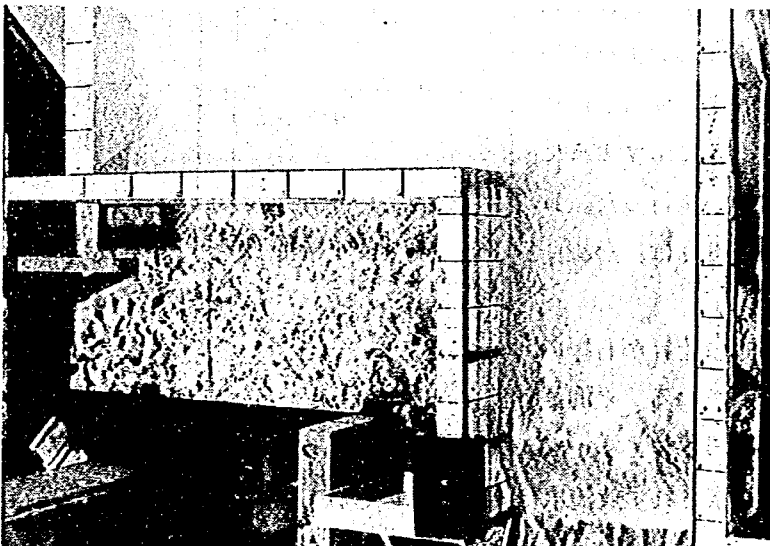
図2-7 修正案形状(下流面図)



貯水位	EL . 198.6 m
流 量	159 m ³ /s



貯水位	EL . 217.3 m
流 量	336 m ³ /s



貯水位	EL . 220.2 m
流 量	1024 m ³ /s

写真 2 - 5 流況写真 (実験番号 2)

②サーチャージ水位放流(2-B)

側水路内には、クレストゲート部からの流水だけである。側水路内の流れはおだやかであり、時間的・空間的に安定しており問題はないと考えられる。また、主減勢工内には平面渦も発生していない。放流管からの流水も、側水路からの流れの効果で減勢されており、問題はない。

③設計洪水水位放流(2-A)

側水路ならびに主減勢工内の流れは、4-4の原案形状とほぼ同じである。

①～③の結果より、設計案形状についてまとめると次の通りである。

i) 放流管よりの放流水はスムーズに拡散されており、平面渦は特に観察されない。しかし潜流が副ダム前面まで達しており、さらに副ダムの位置ならびに高さについて検討する。

ii) 側水路の幅については、流況は安定しているが、側壁沿いの水位上昇は、25m近くもあり、側水路の幅についても検討する。

以上の2点について、4-6で検討することにする。

4-6 修正案形状Ⅱの検討(実験番号3)

検討内容は、側水路の幅(B)、副ダム形状(高さD、位置L)を、パラメーターにとり減勢工としてその機能を調査するものである。

①副ダム形状(実験番号3-C-1～6, 写真2-6)

主減勢工内の流れは、前節までの検討で側水路よりの流れが合流した状態の方が、副ダム前面での潜流の影響ならびに主減勢工内に形成される平面渦が小さくなることがわかったため、副ダム形状について実験では安全を見込んで、放流管単独のケースで実施することとする。流況を判定するため、主減勢工内に形成される平面渦および放流管よりの潜流の影響について調査して検討を進めた。副ダム高については、図2-8に示すように12.5m、10m、7.8m、5mについて行った。D=5mの場合(実験番号3-C-3)は、潜流、平面渦等の影響が顕著にでている。

副ダム前面では左岸側よりの水位上昇が右岸の水位と比べて2～3m位高くなっている。平面渦は左右岸に形成され、渦の中心部の水位は1～2m程さがっている。

D=12.5mの場合、平面渦は観察されず放流水は比較的拡散されて、潜流による水面の変動もないことが観察された。

D=7.8m、10mの場合は、流況はD=5mとD=12.5mの中間的な傾向を示すもので、本検討では優劣の差はつけにくかった。

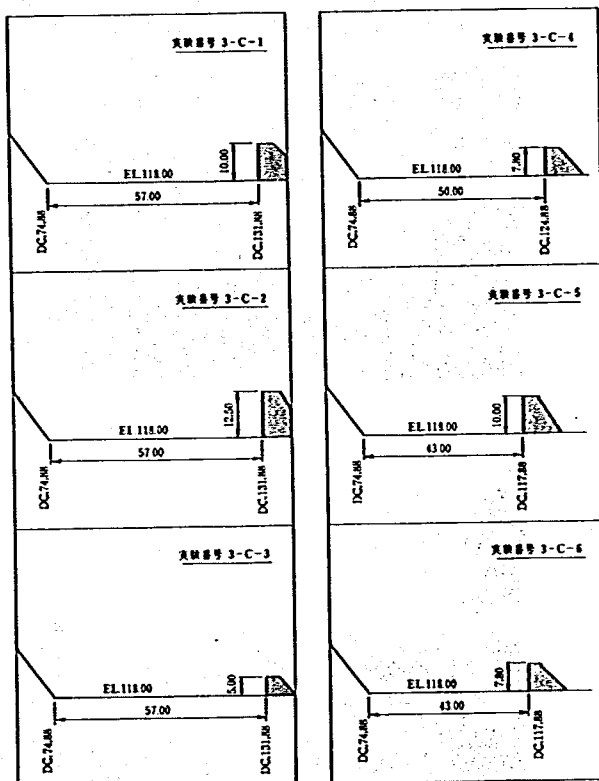


図2-8 副ダム検討形状図

以上の検討より、副ダム高としては $D = 7.8 \text{ m}$ 、 10 m の2ケースを残し、さらに位置について検討することとした。

位置(L)については、 57 m 、 50 m 、 43 m の3ケースについて行った結果、 43 m の場合は潜流による影響が副ダム前面にあらわれ、水面の変動を大きくしている。しかし 50 m にすればその影響は 57 m の場合と差程変らない結果を得た。

以上、まとめると次のとおりである。

副ダムとしては $D = 7.8 \text{ m}$ 、 10 m の2ケースとし、その位置は $L = 50 \text{ m}$ とすることにした。

②側水路幅(実験番号3-A-1~6, 写真2-7)

副ダム高 7.8 m と 10 m の2ケースについて、それぞれ側水路幅を 20 m 、 25 m 、 30 m と変化させて、側水路沿いの水位変化を検討した。(側壁沿いの水深変化を図2-9に示した。)

その結果、副ダム高2ケースとも側水路を 20 m 以上広げても、側壁沿いの水位低下は期待できない状態であり、 30 m 近くにすると側水路内の水面が周期的に大きな変動をするようになる。

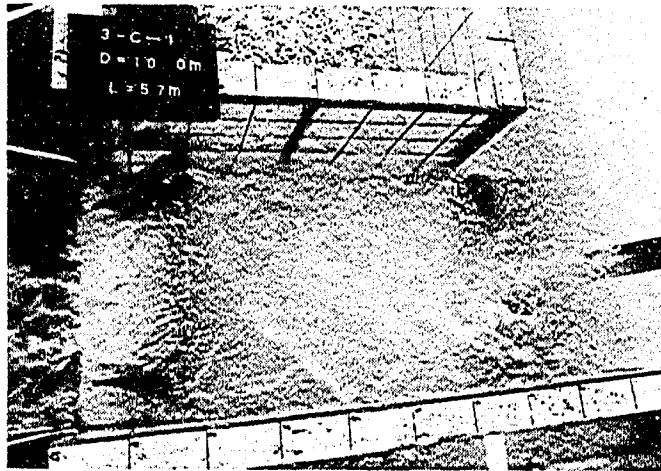
よって、次項では以下の形状についてその水理機能について調査する。

側水路 $B = 20$

副ダム高 $D = 7.8 \text{ m}$, 10 m

副ダム位置 $L = 50 \text{ m}$

実験番号	3-C-1
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71



実験番号	3-C-2
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71

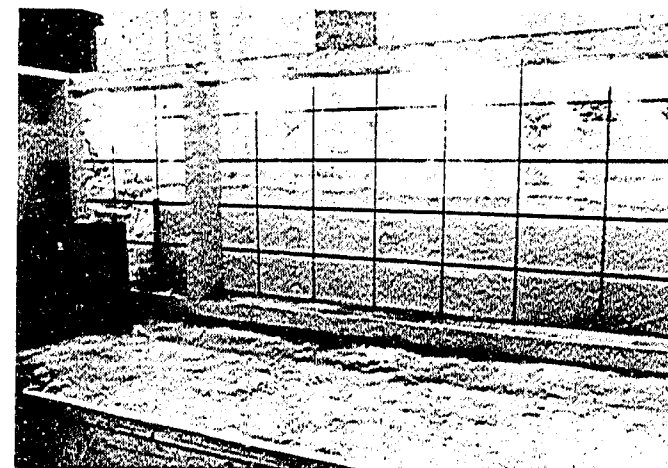
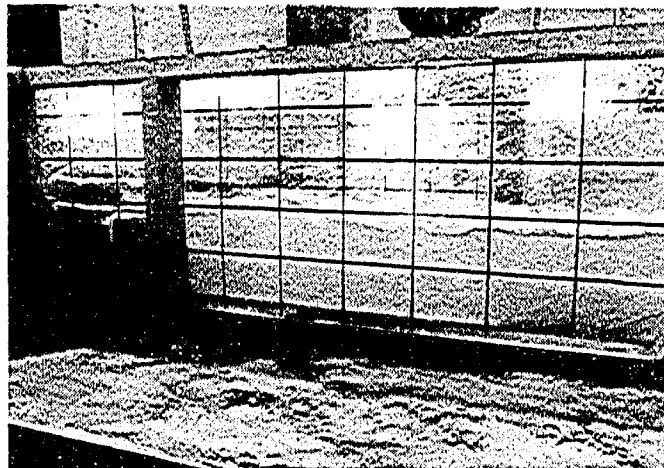
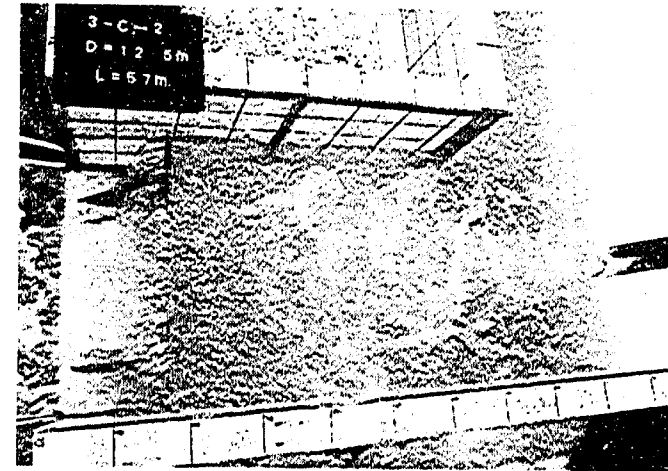
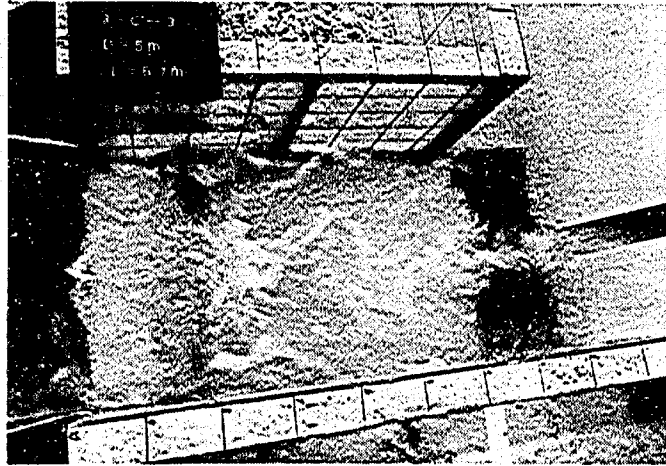


写真 2-6-1 減勢工の流況

実験番号	3-C-3
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71



実験番号	3-C-4
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71

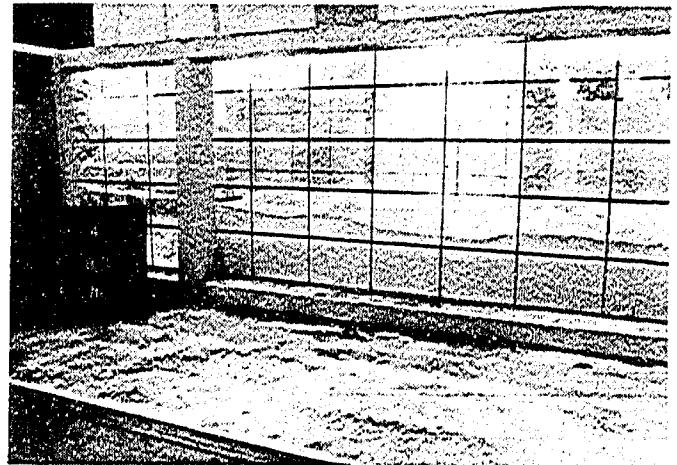
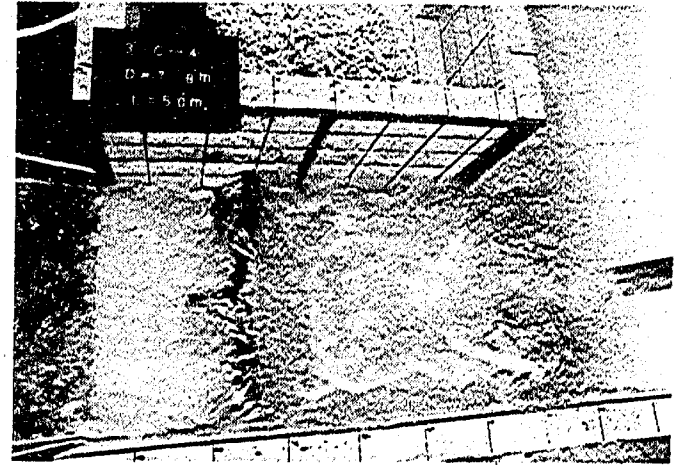
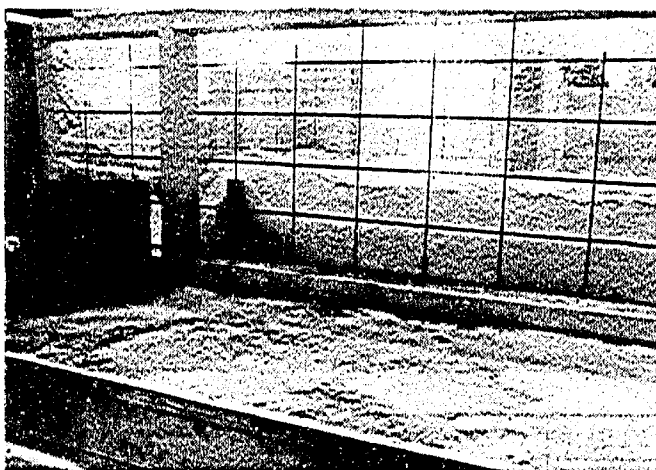
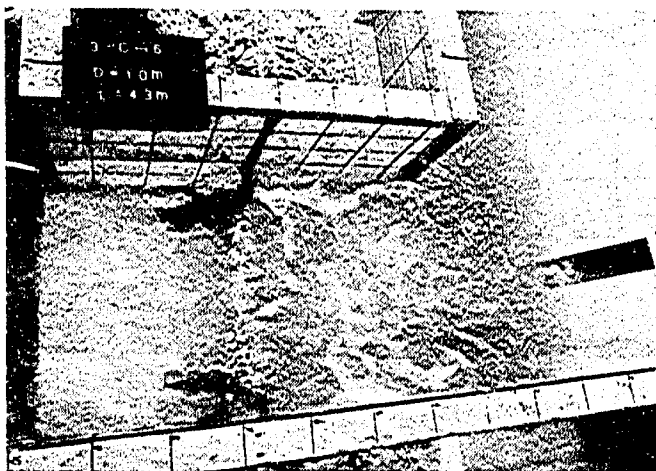


写真 2-6-2 減勢工の流況

実験番号	3-C-5
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71



実験番号	3-C-6
貯水位(EL. m)	198.98
流量($Q \cdot m^3/s$)	157.71

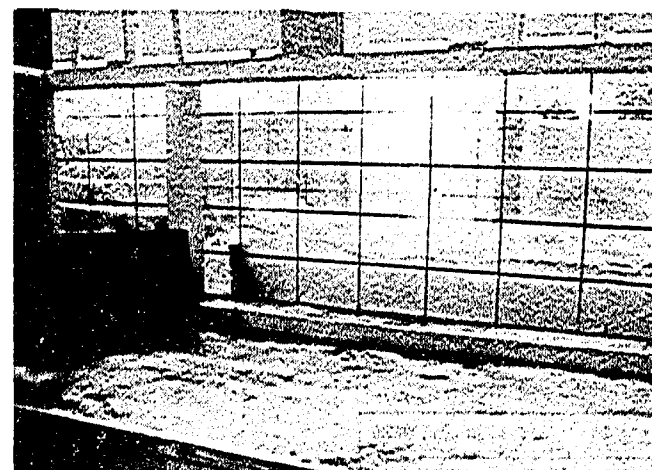
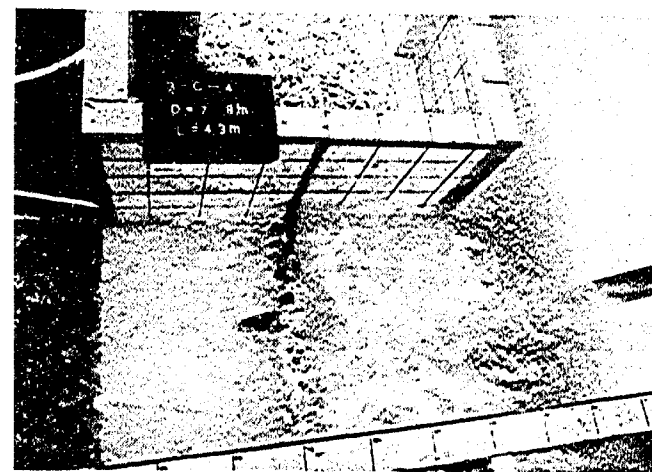
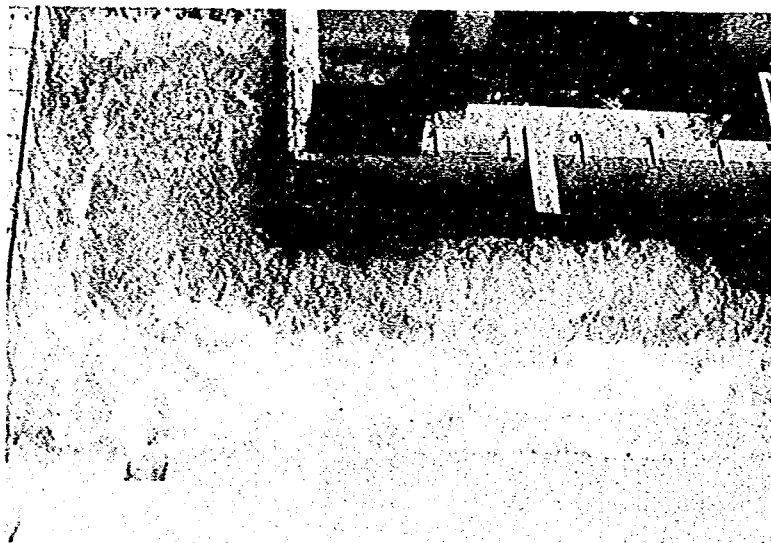
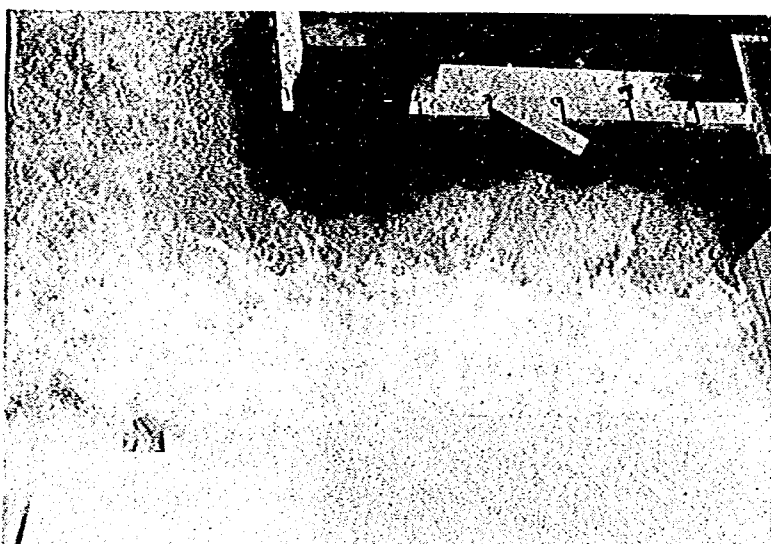


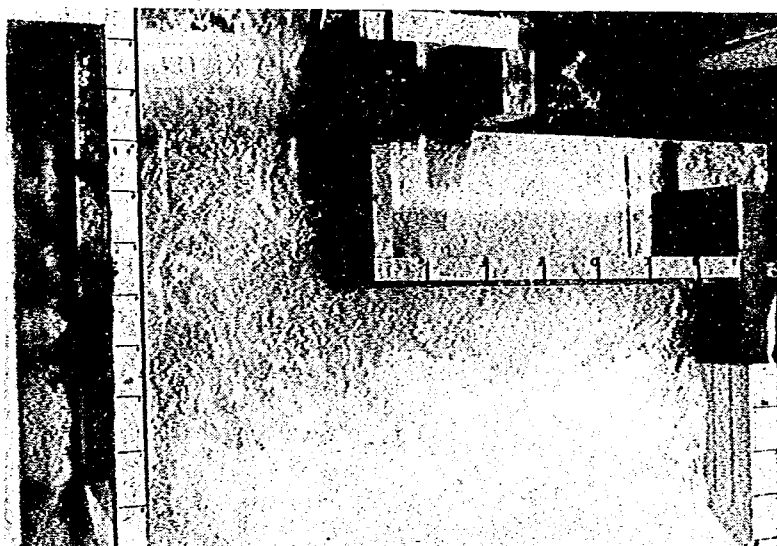
写真2-6-3 減勢工の流況



実験番号	3-A-1
貯水位(EL. m)	220.23
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.34

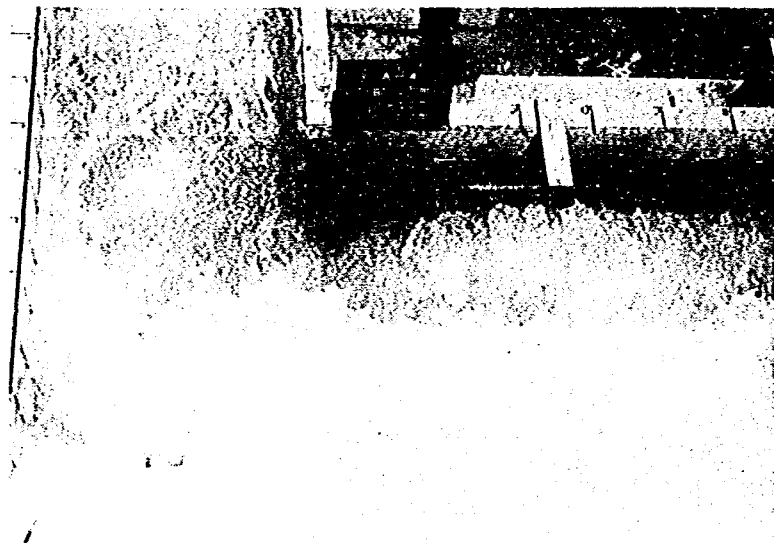


実験番号	3-A-2
貯水位(EL. m)	220.22
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.34

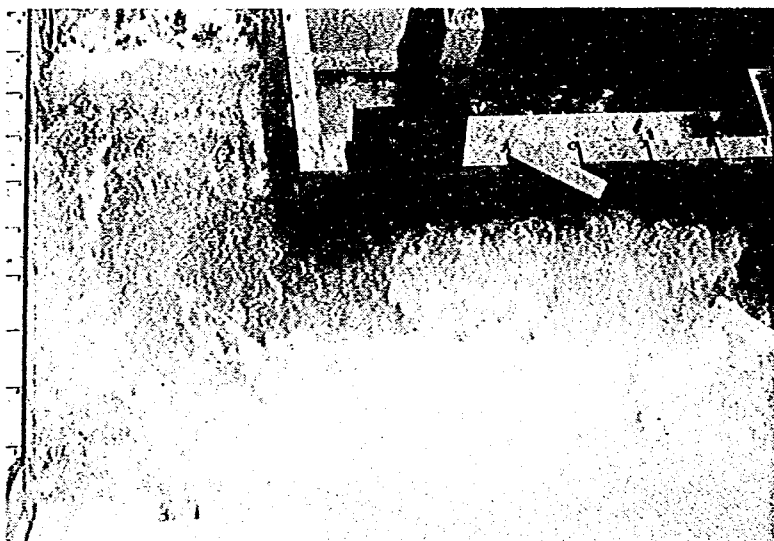


実験番号	3-A-3
貯水位(EL. m)	220.22
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.34

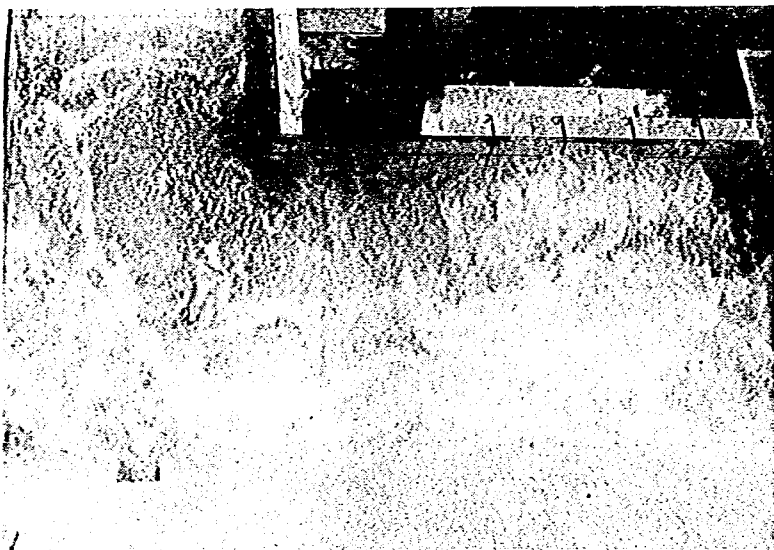
写真 2-7-1 側水路流況観察結果図(改造検討)



実験番号	3-A-4
貯水位(EL. m)	220.14
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.28



実験番号	3-A-5
貯水位(EL. m)	220.22
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.34



実験番号	3-A-6
貯水位(EL. m)	220.22
流量($Q \cdot m^3/s$)	1064.34

写真2-7-2 側水路流況観察結果図(改造検討)

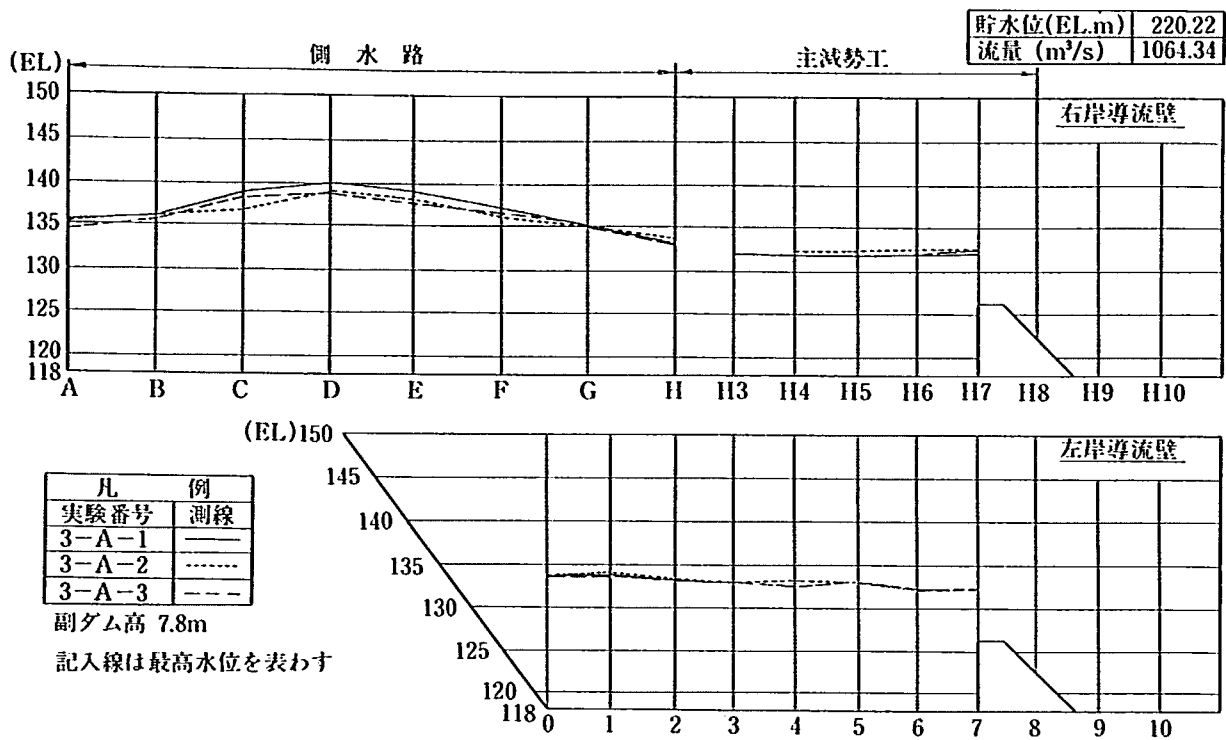


図 2 - 9 - 1 減勢工水面形状

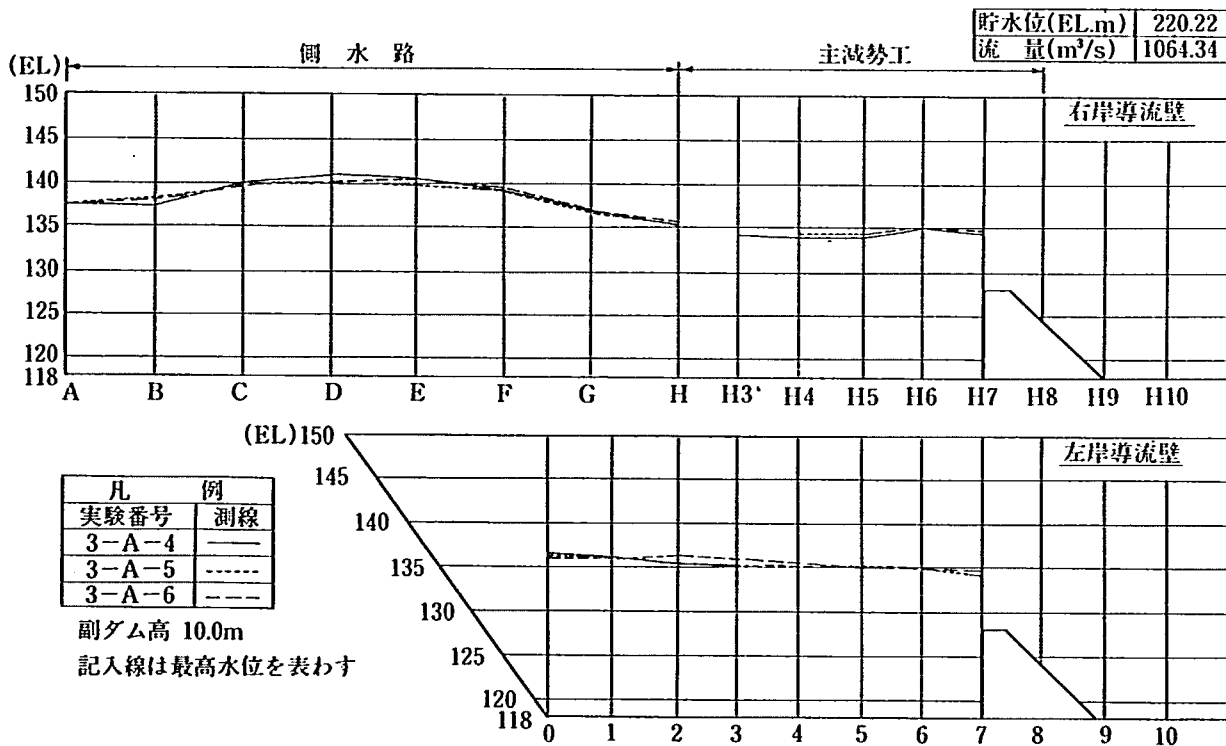


図 2 - 9 - 2 減勢工水面形状

4-7 修正案形状Ⅲの検討(実験番号4, 5)

検討内容は、4-6で求められた側水路幅、副ダム形状についての減勢池および下流河道についての水理量を把握し、あわせて二次減勢工についても調査するものである。3)の結果より側水路幅は20m、副ダム位置は50mとしたが、副ダム高については7.8mの場合と10mの場合についてどちらが良いか判断しきれなかったため、両者について資料を収集した。検討は放流管単独放流の場合と設計洪水位放流について調査した結果、側水路の水面形、流況および主減勢工の水面形、流況より副ダム高が7.8mでも十分にその減勢機能を発揮し得ると判断した。水面形の測定結果を図2-10に示す。

よって本洪水吐きの減勢工として、以下の形状を採用した。

側水路幅 $B = 20 \text{ m}$

主減勢工幅 $b = 34 \text{ m}$

副ダム高 $D = 7.8 \text{ m}$ (EL. 125.5 m)

副ダム位置 $L = 50 \text{ m}$ (D.C. 124.88 m)

副ダム高を7.8mとした場合、側壁沿いの最高水位はEL. 141mであり、側壁高は23m程度必要である。

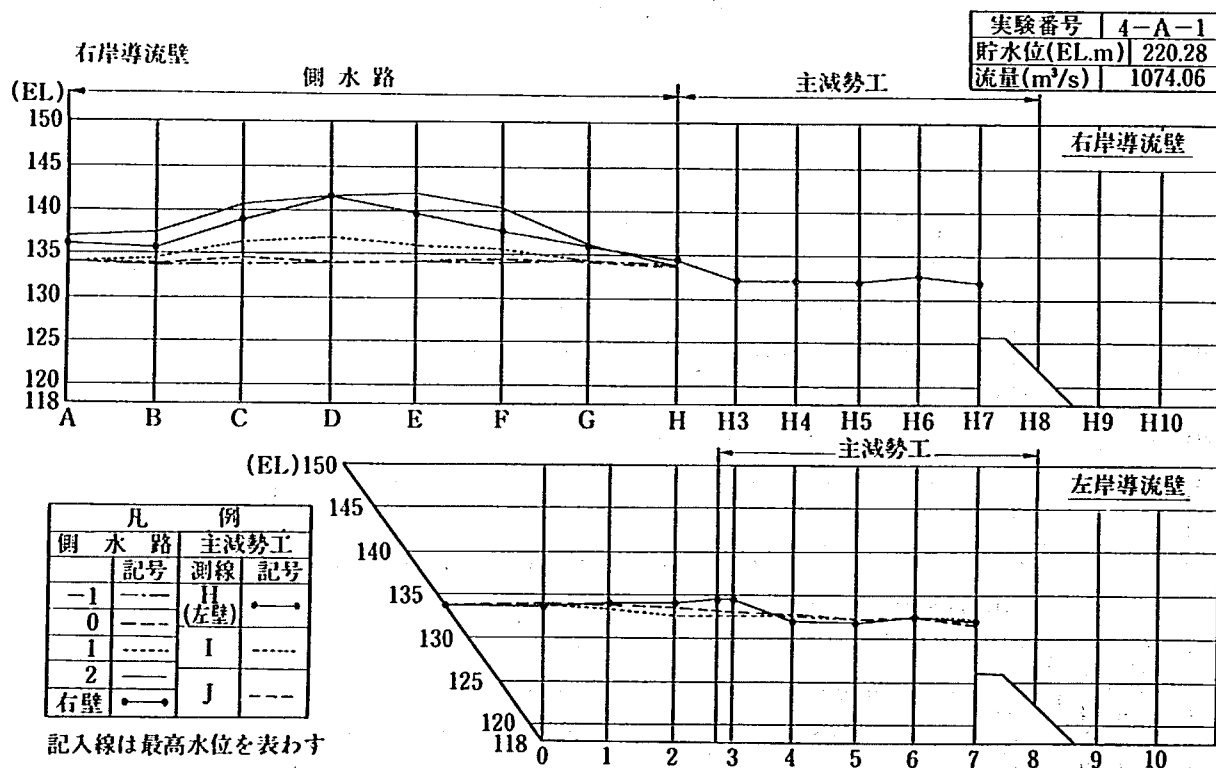


図2-10-1 減勢工水面形状

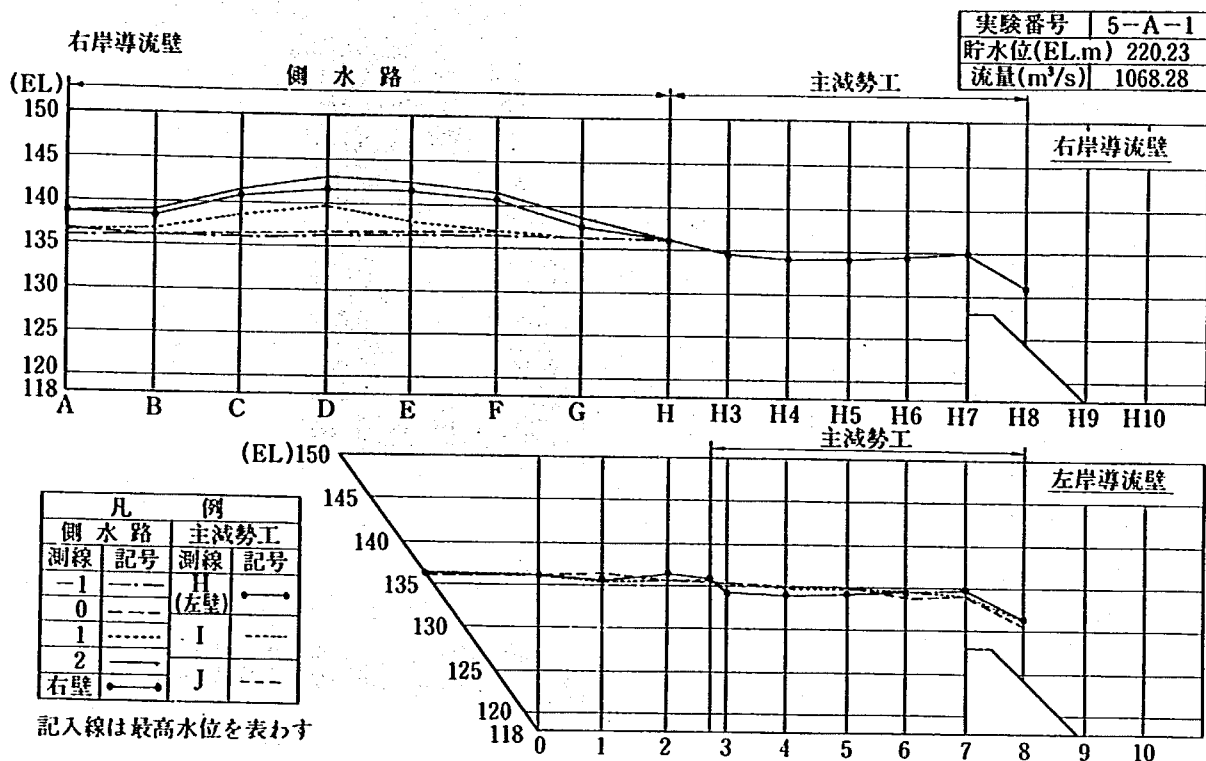


図2-10-2 減勢工水面形状

4-8 下流河道

下流河道に対してはダム築造後の流況がダム築造以前の流況と同様なものとなるような、減勢工の設置がのぞまれる。

実験では副ダム減勢工がない場合、副ダムを越流した流水は、射流のまま副ダム下流30m付近までつづいており、その後跳水はおこしているが、左岸側に大きな逆流域を形成している。(写真2-8-1)このため、上述のような射流状態をなくすとともに左岸側に発生した渦をなくす方向で副ダム減勢工について検討した。

副ダム減勢工形状としては、4-3で検討された規模のバッフルピアを考えた。その結果2.5m規模ではバッフルピア前面で跳水はおこらずバッフルピア前面で流水が飛散した。このため、バッフルピアの規模を図2-11に示すように3mにして行った結果、バッフルピア前面で跳水もおこり下流にみられた平面渦もなくなった。バッフルピアを設置した場合の流速は、6.5 m/s となった。(写真2-8-2)

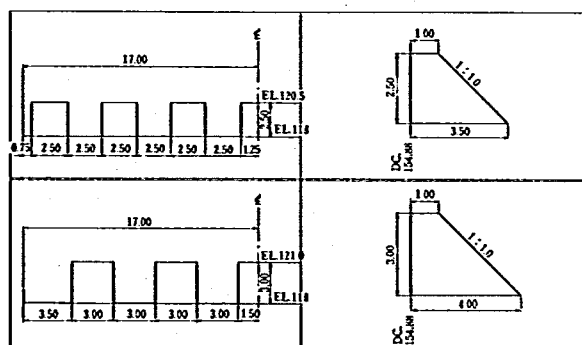
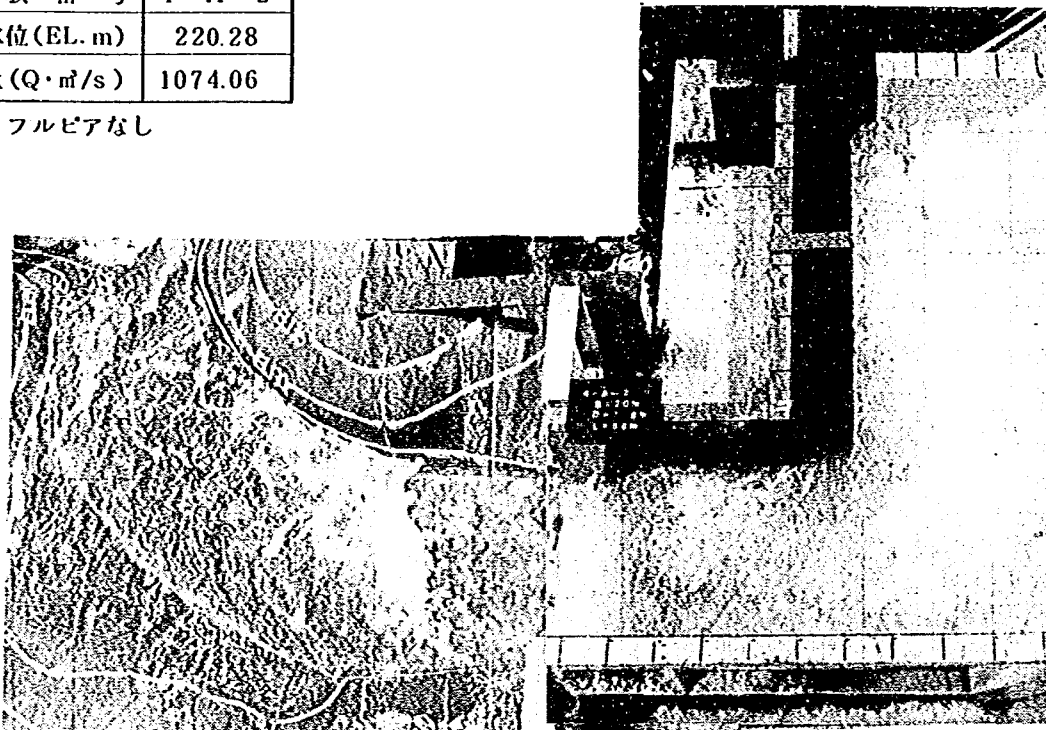


図2-11 副ダム減勢工検討図

実験番号	4-A-2
貯水位(EL. m)	220.28
流量($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	1074.06

バブルピアなし



実験番号	4-A-1
貯水位(EL. m)	220.28
流量($Q \cdot \text{m}^3/\text{s}$)	1074.06

3 mのバブルピア

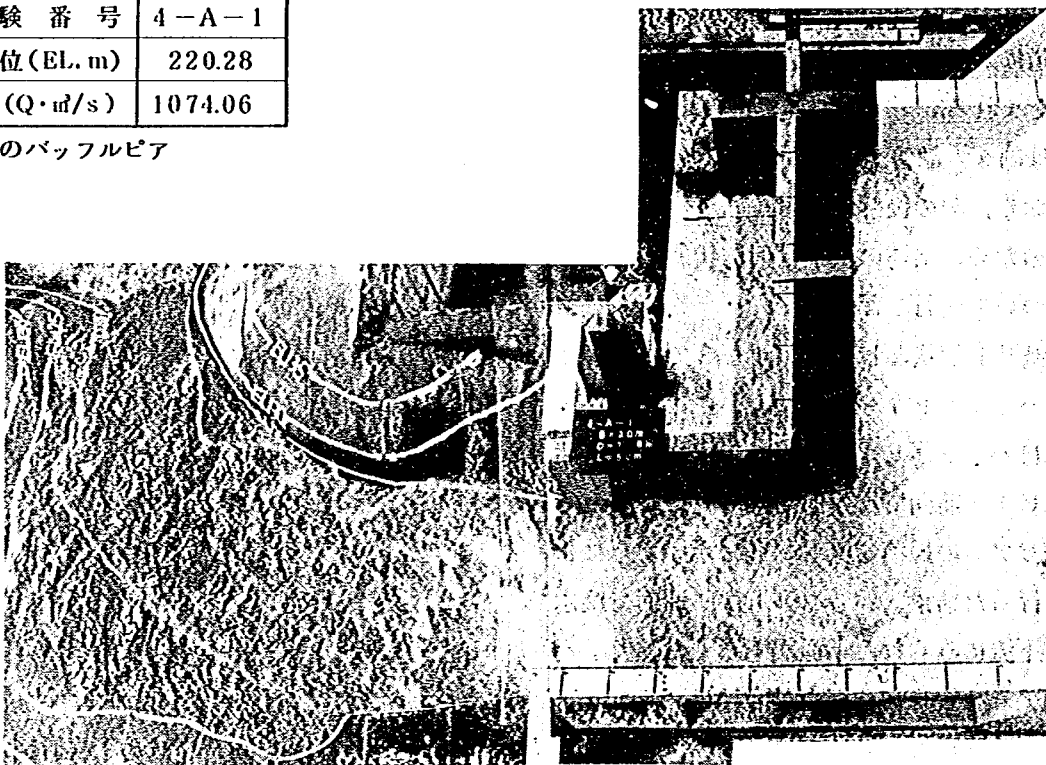


写真 2-8 流況観察

4-9 ま と め

本実験は、おもに厳木ダム洪水吐きの減勢工についてその規模、形状について検討したものである。減勢工は堤頂に平行に設けた側水路および、堤頂と直角に設けた主水路とによって処理するもので側水路底幅、および副ダムによって減勢池内の流況改善をはかった。その結果、減勢工として一応の成果をみることはできたが、洪水吐き全体を見直せば、さらに改良を要する点も残されており、ここでまとめてみる。

1) 越流部水面形について

水面形の検討は、設計洪水位（EL. 220.9 m）のケースについて実施した。全般的には橋脚、橋台による縮流もなく、水面がスムーズであることがいえる。（図2-12、写真2-9）

2) 放流管単独放流の場合

副ダムの規模を検討する際に、流況の悪くなる放流管単独放流時を主な対象として実験を進めたが、本検討形状では放流管より放流させる放流水の広がりがあり期待できず、その結果高速の潜流が副ダム前面にまで達し、減勢状況は好ましく無かった。放流管下流端にデフレクタ等の構造物を設置して、放流水のひろがりを増大させれば、減勢効果が高まり流況も改善されるものと考えられる。

3) オリフィスの配置

オリフィスは堤体左岸側に設置されている結果、放流水はどうしても主減勢工に対して片寄って流入する結果、主減勢工内に平面渦を生じさせている。

水理的に平面渦を軽減させるためには、オリフィスの配置を主減勢工の中心線上に変更する必要があると考えられる。

4) クレストゲート部の配置

クレストゲート部よりの単位幅越流量は、自由越流堤のそれと比較して2倍あり、側水路、導流壁沿いの水面形は、側水路始端より下流30m付近に、大きな盛り上がりができる。しかし導流壁の設計をする場合には施工等のからみから、水面形にあわせた導流壁でなく最高水位を基準として、同一天端にしないといけないと思われる。しかし、この水面の盛り上がり、側水路上流端に移動すれば、導流壁の天端は勾配を有するものとするのが可能であり、工事量の削減になる。

5) 副ダム減勢工

副ダム減勢工については、下流状態からは特別な配慮をしなくてもよいと考えられるが、副ダム規模の関係から、副ダム下流30m付近まで射流状態がつづいているため、バップルピーアによる流水の減勢をはかった。

実験番号	1
貯水位(EL.m)	220.63
流量(m^3/s)	1404.85

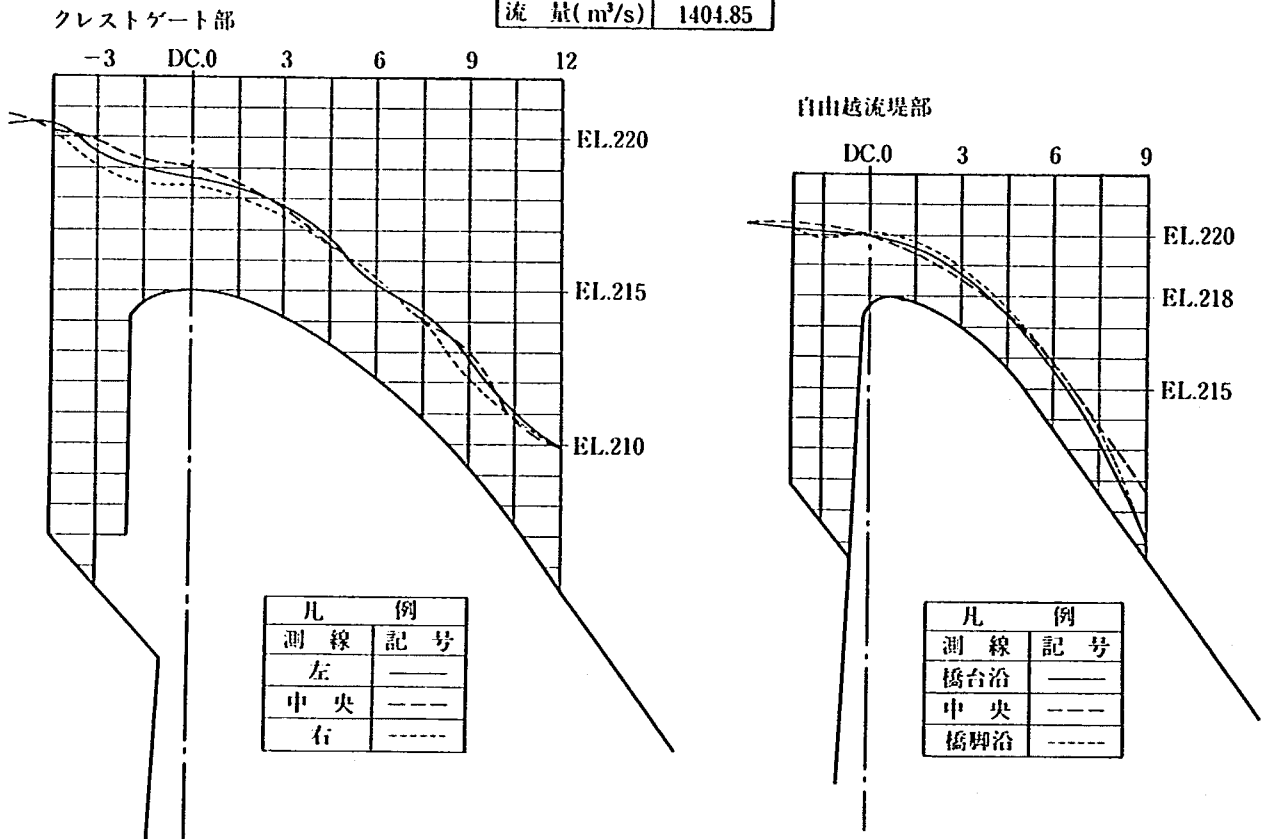


図 2 - 12 越流部水面形状図

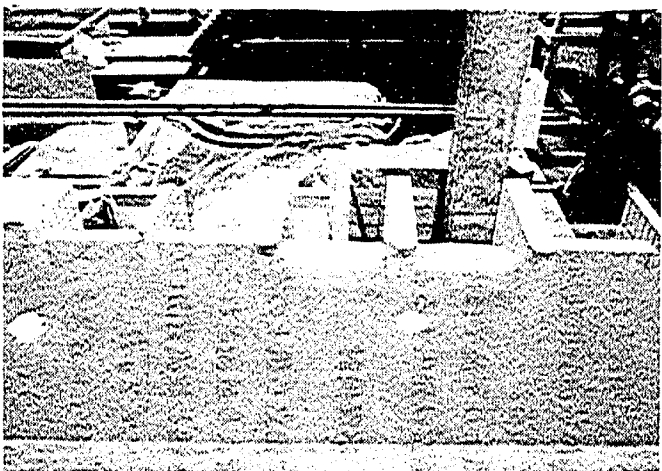
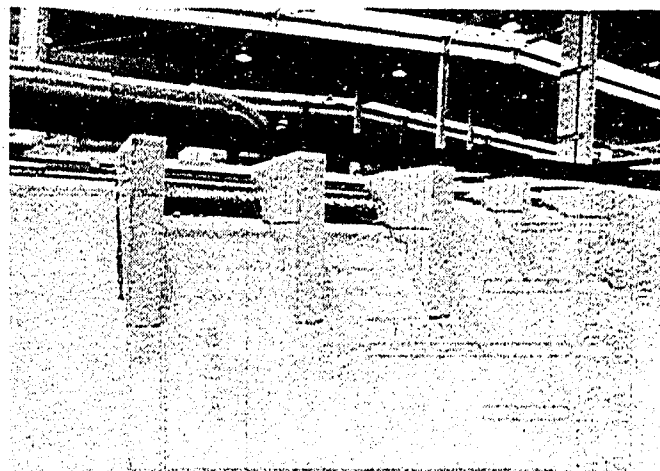
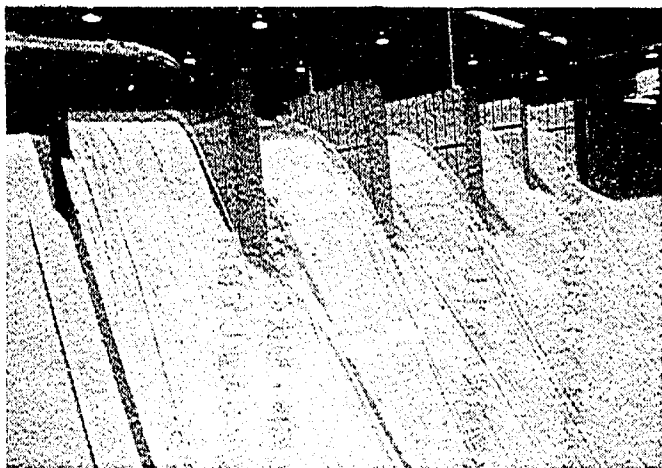


写真2-9-1 越流部（ドロップゲート全開）

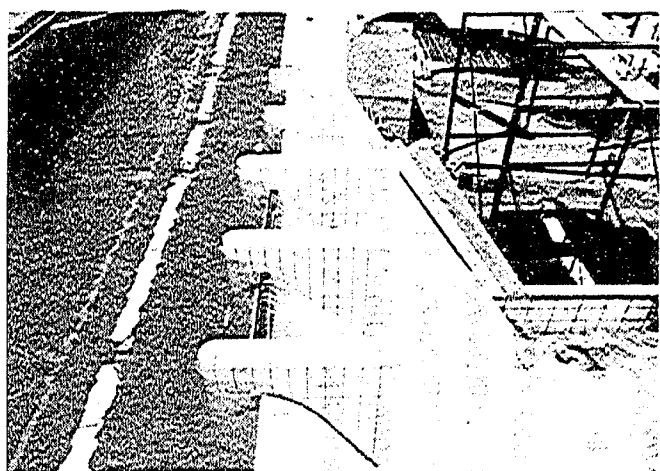


写真2-9-2 越流部（ドロップゲート全閉）

$$\frac{D}{h_1} = \frac{(1 + 2F_1^2)\sqrt{1 + 8F_1^2 - 5F_1^2 - 1}}{1 + 4F_1^2 - \sqrt{1 + 8F_1^2}} - \frac{3}{2}F_1^{2/3}$$

$$L = 4.5 h_2$$

H : 有効水頭 (m)

V_1 : 跳水前の流速 (m/s)

A : 断面積 (m²)

B : 水路幅 (m)

h_1 : 跳水前の水深 (m)

h_2 : 跳水後の水深 (m)

F_1 : 跳水前のフルード数

L : 跳水長 (m)

D : 副ダム高 (m)

q : 単位幅流量 (m²/s)

設計条件を,

貯水池水位: EL. 185.7 m, 水叩き標高: EL. 118 m, 水路幅: 2.4 mとすると,

$$F_1 = 9.2, h_1 = 1.6 \text{ m}, h_2 = 20.6 \text{ m}, L = 93 \text{ m}, D = 10.0 \text{ m}$$

②水叩きが放流管出口幅より広い場合の跳水

放流管より放流させる放流水が拡幅された場合での検討で拡幅される前後の運動量を一定として求める。開水路における運動量方程式は、式2-2で与えられる。

$$\frac{Q \cdot W}{g} (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (\text{式2-2})$$

ここで, $\theta = 0, F_f = 0$

$$P_1 = WZ_1 A_1 \quad P_2 = WZ_2 A_2 \text{ とすると}$$

(Z は重心であり、形断面では $h/2$)となる。

式2-2は次のようにかける。

$$\frac{Q^2}{g A_1} + \frac{B_1 h_1^2}{2} = \frac{Q^2}{g A_2} + \frac{B_2 h_2^2}{2} \quad (\text{式2-3})$$

Q : 流量 (m³/s) g : 重力加速度 (m/s²)

A : 断面積 (m²) B : 水路幅 (m) h : 水深 (m)

Suffix 1, 2は、検査面 I, IIを表しており、跳水前後の水量を示している。

CASE 1.

水叩き幅を主減勢工幅とした。($B_1 = 5 \text{ m}, B_2 = 34 \text{ m}$)

設計水位をEL. 185.7 mとし、水叩き標高をEL. 118mとすると水叩き始端での流速 V_1 は次のようになる。

$$V_1 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \times 9.8 \times (185.7 - 118)} \\ = 36.4 \text{ m/s}$$

水叩き始端では

$$Q = AV \text{ より } 140 = 5.0 \times h_1 \times 36.4$$

$$h_1 = 0.77$$

跳水前の運動量を M_1 とすると(2)式より

$$M_1 = \frac{Q^2}{g A_1} + \frac{B_1 h_1^2}{2}$$

$$= \frac{140^2}{9.8 \times 5.0 \times 0.77} + \frac{5.0 \times 0.77^2}{2}$$

$$= 520.1 + 1.5 = 521.6$$

一方、跳水後の運動量を M_2 とすると（水路幅は 34 m に変化する）

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{Q^2}{g A_2} + \frac{B_2 h_2^2}{2} \\ &= \frac{140^2}{9.8 \times 34 \times h_2} + \frac{34 \times h_2^2}{2} \\ &= \frac{58.82}{h_2} + 17 h_2^2 \end{aligned}$$

$M_1 = M_2$ より

$$\therefore 17 h_2^3 - 521.6 h_2 + 58.82 = 0$$

$$h_2 \doteq 5.5 \text{ m}$$

$$V_2 = Q / B_2 h_2 = 140 / 34 \times 5.5 = 0.75$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.03$$

$$E = 5.5$$

副ダム高を D とすると、

$$Q = C B (E - d)^{3/2} \quad \therefore D = E - (Q / C B)^{2/3}$$

$C = 1.9$ とすると、

$$D = 5.5 - (140 / 1.9 \times 34)^{2/3} = 3.83 \rightarrow 4 \text{ m}$$

$$L = 4.5 h_2 = 24.75 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ m}$$

$$h_2 = 5.5 \text{ m}$$

$$D = 4 \text{ m}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

CASE 2.

水叩き幅を 15 m とした。（ $B_1 = 5 \text{ m}$, $B_2 = 15 \text{ m}$ ）

計算は、CASE 1. と同様にする。

$$h_2 = 8.2 \text{ m}$$

$$D = 6.5 \text{ m}$$

$$L = 37 \text{ m}$$

CASE 3.

水叩き幅を 10 m とした。（ $B_1 = 5 \text{ m}$, $B_2 = 10 \text{ m}$ ）

$$h_2 = 10.0 \text{ m}$$

$$D = 8.5 \text{ m}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

以上の検討をまとめて表 2-3 に示す。

表 2-3 放流水の拡散の検討

水叩き幅	拡 幅 率 (水叩き幅 / 管出口幅)	副ダム高 (d)	跳 水 長 (L)	共役水深 (h_2)
34	$34/5 = 6.8$	4.0	25	5.5
15	$15/5 = 3.0$	6.5	27	8.2
10	$10/5 = 2.0$	8.5	45	10.0
5 ※	$5/5 = 1.0$	10.0	93	20.6

※ 拡散しない場合

前節で報告された減勢工規模は次のとおりである。

$$\text{副ダム高}(D) = 7.8 \text{ m}$$

$$\text{水叩き長}(L) = 50.0 \text{ m}$$

ただし、上記の結果は非常用洪水吐き同時放流も含めて決定したもので、放流管単独放流の場合には副ダム前面に高速の潜流が残っていた。

CASE 1～CASE 3の検討結果に前節の実験結果を勘案すると、放流管より放流される流水の拡幅率は約2倍程度期待できることが推測される。実験では水叩き長を50mとして副ダム高を7～11mの範囲で検討を実施するものとした。

5-3 実験内容

5-2の水力検討結果より表 2-4 に示す条件で実験を実施した。

放流管は2条のうち右岸側を全閉とし、左岸側を全開とした。これは予備検討の段階で左右の比較をした結果、主減勢工内の平面渦の強さが左側を全開にして放流した時の方が大きくなっていたため、実験では安全を見込んで左岸を全開にして流況の改善をすすめることにした。

表 2-4 実験ケース(Aタイプ)

	実験番号	貯 水 位	流 量	副 ダ ム	洪水吐の放流状態
主 減 勢 工	1	1 EL.188.57 m	142.32 m ³ /s	※ D= 11 m	放流管 1 条全開
		2 188.57	142.32	D= 9 m	
		3 188.57	142.32	D= 7 m	
	2	1 188.61	141.30	D= 11 m	
		2 188.61	141.30	D= 9 m	
	3	1 189.00	145.33	※ シル D= 11 m	
		2 186.20	138.61	シル D= 9 m	
		3 190.20	148.87	シル D= 7 m	
	4	1 191.35	144.98	※ プランジプール D= 9 m	
		2 189.33	143.92	プランジプール D= 7 m	
	5	1 191.35	148.51	階段型副ダム D= 9 m	
		2 188.60	140.91	階段型副ダム D= 7 m	
		3 187.85	139.67	階段型副ダム D= 7 m	
	6	1 219.11	663.71	階段型副ダム D= 9 m	非常用洪水吐き全門全開 放流管 1 条全開
		2 220.30	1,062.57		

※ シルとは主減勢工内に流水の拡散効果を目的として設置した台形型のシルで高さ 2 m としている。

※ プランジプールとは主放流管の放流庭敷高を EL.118 m から EL.116 m まで一部掘り下げたことを示している。

5-4 流況および水面形計測結果

放流管で計画最大放流量 ($Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) 放流時の流況および水面形計測結果を以下に示す。

①実験番号 1-1 ~ 1-3 (流況観察: 図 2-14-1)

水平直線水叩き, 副ダムの組合せ

副ダム高 7 m, 9 m, 11 m のいずれのケースも潜流が副ダム前面まで達しているため, 副ダム前面中央付近の水面が 2 ~ 3 m 程度変動している。減勢池内には戻り流による流れは見られるが, 平面渦は形成されていない。

②実験番号 2-1 ~ 2-2

水叩きを複断面とする (図 2-15-1)

実験番号 1 に対する流況の改善は見られない。

③実験番号 3-1 ~ 3-3 (流況観察: 図 2-14-2)

補助構造物としてシルを設置する (図 2-15-2)

シルにより放流管放流水の拡散が行われる結果, 副ダム前面にみられた潜流による変動はなくなった。

しかし, 放流管出口付近での流速が概略計算しても 30 m/s 近くあるため, シルによる効果が大きくなり, 放流水の飛散がみられる。その結果減勢池内に変動がみられ, 副ダム高 7 m, 9 m では不安定な流況を呈する。しかし, 副ダム高を 11 m にすればシルによる波面変動は弱まり, 比較的安定した流況が得られる。

④実験番号 4-1 ~ 4-2

放流管出口付近を掘込み型にする (図 2-15-3)

③とほぼ同じような流況を呈している。

⑤実験番号 5-1, 5-2 (流況観察: 図 2-14-3)

副ダム上流面を階段形状とする (図 2-15-4)

副ダム上流面を階段にすることにより, 噴流の分散, 減勢をはかるもので副ダム高 7 m, 9 m の 2 ケースについて実施した。

階段状構造物による噴流の減勢は次のように説明できる。

- a) 噴流水の 1 部が 1 つの階段に衝突する。
- b) 衝突により上流にそ上する流れと階段に横断方向に広がる縦渦を形成する流れとに分散されることがにより減勢効果が高められる。
- c) この流れの干渉により噴流の分散, 減勢が行われる。

本形状での副ダムとしては, 9 m 程度あれば減勢池内の流況および副ダム付近の流れも安定することが確かめられた。

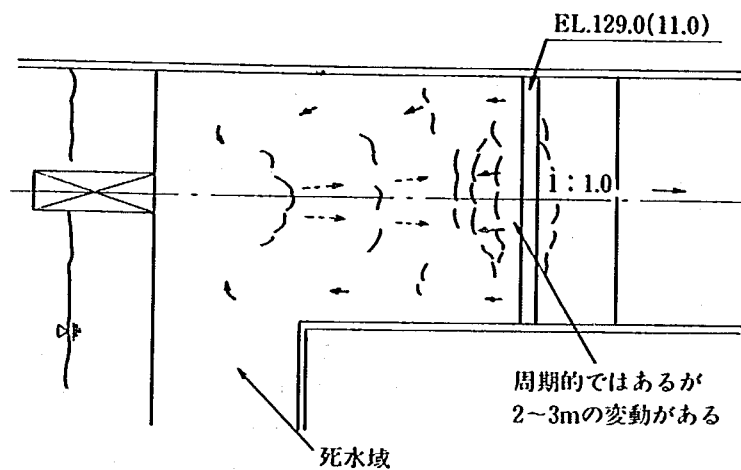
⑥実験番号 5-3 (流況観察: 図 2-14-3)

放流管出口部に馬の背状のシュートブロックを設置する (図 2-15-5)

副ダム高は 7 m とした。

A 案では放流管の出口を 1 つとしたため, 放流管を下流の中間地点で合流させなくてはならない。

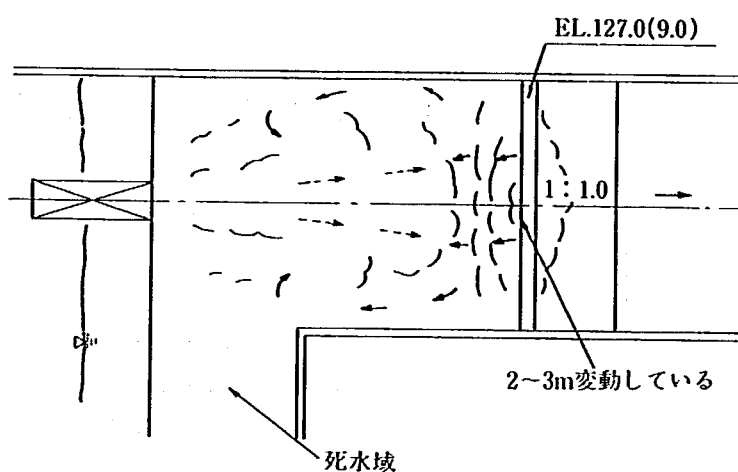
放流管 1 条放流の場合には合流点で衝撃波が発生し, 出口付近では水面形が横断方向に片寄っている。模型では, 合流点付近の形状については正確に再現してはいないが, このような合流方式にする



実験番号	1 - 1
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 11m

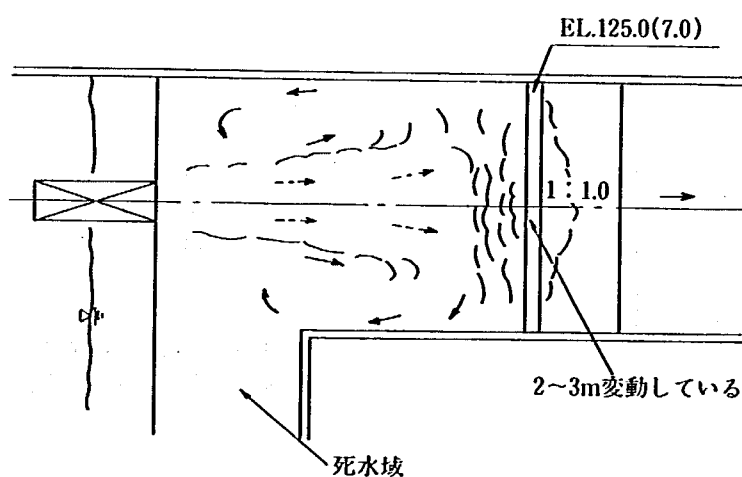
減勢池内の水面はおだやかとなるが副ダム前面には潜流による水面の変動が若干ある。



実験番号	1 - 2
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 9m

副ダム前面には潜流による水面の変動が2~3mあり、減勢池内の水面の変動が大きくなっている。

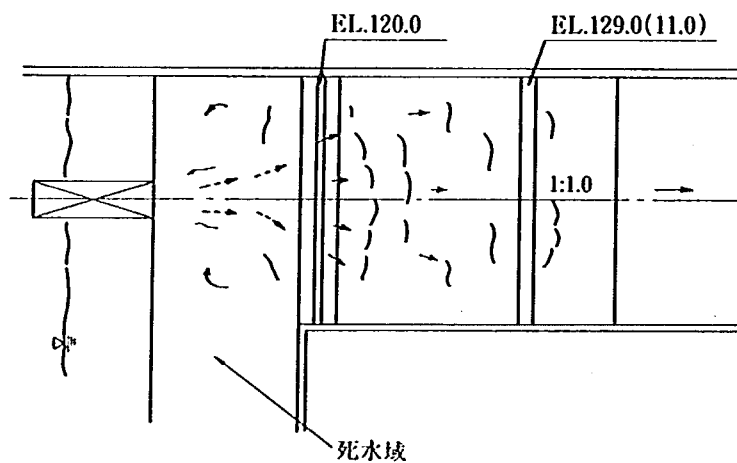


実験番号	1 - 3
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 7m

副ダム前面に達する潜流による水面の変動は減勢池全体に影響しており、水面の変動は2~3m位ある。

図2-14-1 流況観察



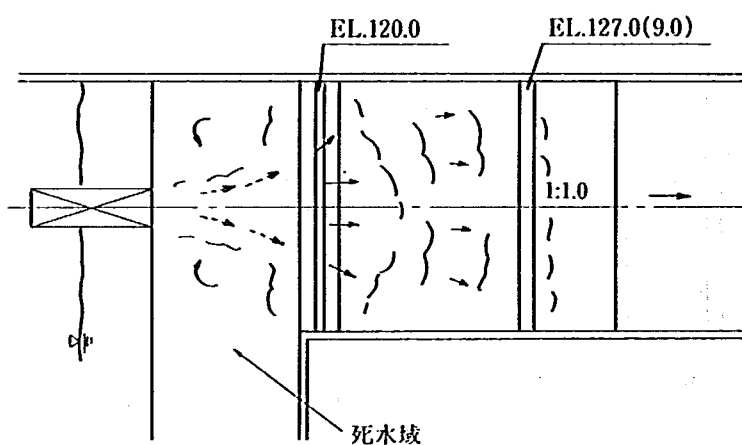
実験番号	3 - 1
------	-------

水叩き長 50m

副ダム高 11m

シル高 2m

シルによる放流水の分散がおこなわれており、さらに下流水位が高いためシル下流の流況もおだやかとなっている。潜流は副ダム前面には到達しない。



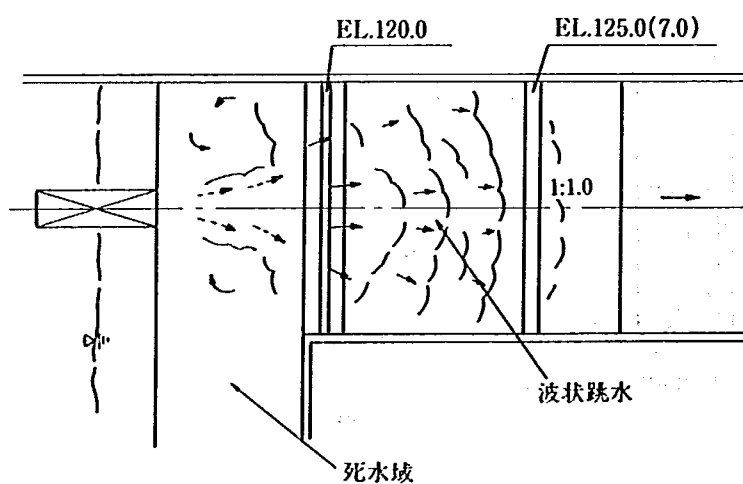
実験番号	3 - 2
------	-------

水叩き長 50m

副ダム高 9m

シル高 2m

シルにより水位上昇した流水はシル下流の減勢池内に落下するような流れとなり水面の変動をひきおこしている。



実験番号	3 - 3
------	-------

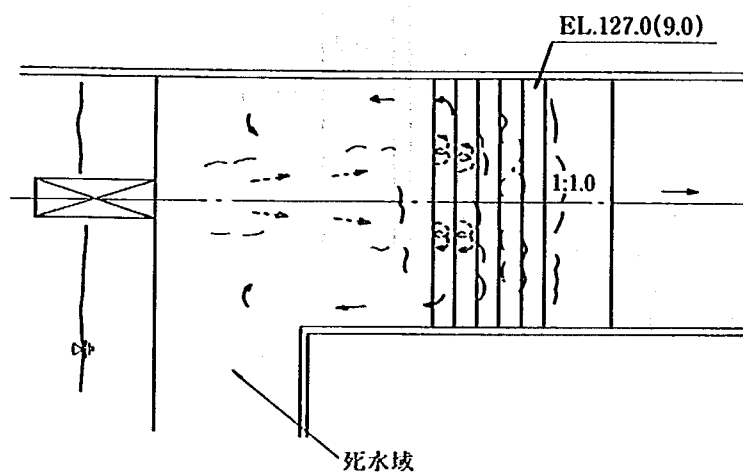
水叩き長 50m

副ダム高 7m

シル高 2m

シルにより水位上昇した流水が減勢池内に波状の2次跳水を発生させている。

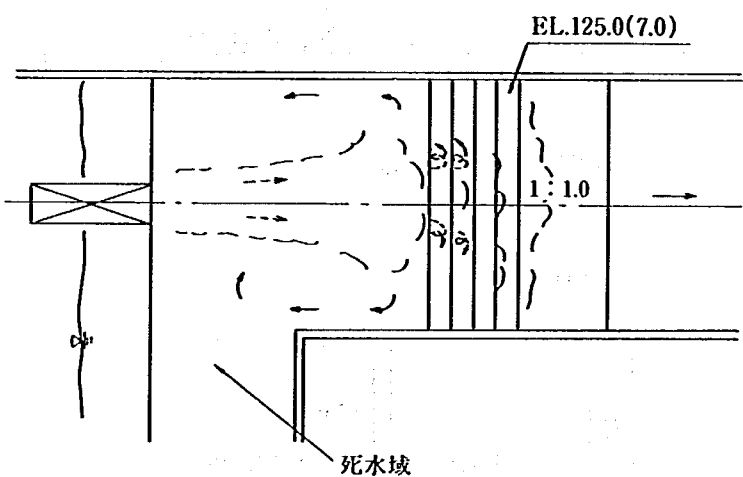
図2-14-2 流況観察



実験番号	5 - 1
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 9m

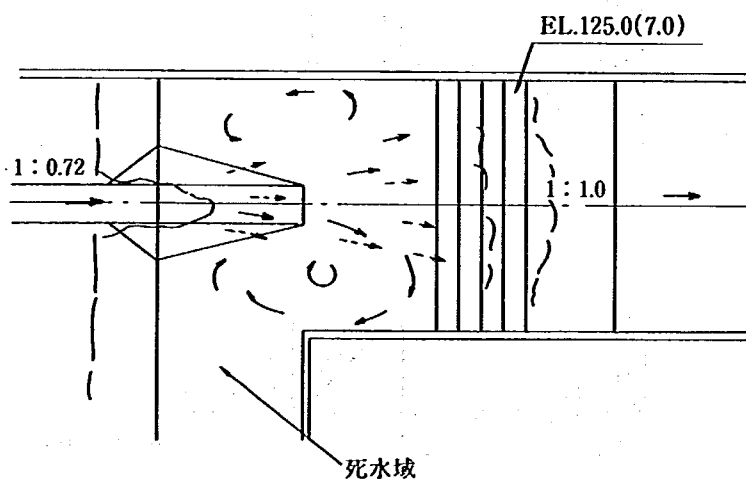
階段による放流水の分散減勢がスムーズにおこなわれており、減勢池内の水面も安定しておる。



実験番号	5 - 2
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 7m

5-1と同様に階段による分散減勢の効果はあるが、下流水位が低いため潜流による水面の変動が減勢池内にみられる。



実験番号	5 - 3
------	-------

水叩き長 50m
副ダム高 7m

放流水の流入によるかたよりの影響が減勢池内に平面渦を形成している。

図2-14-3 流況観察

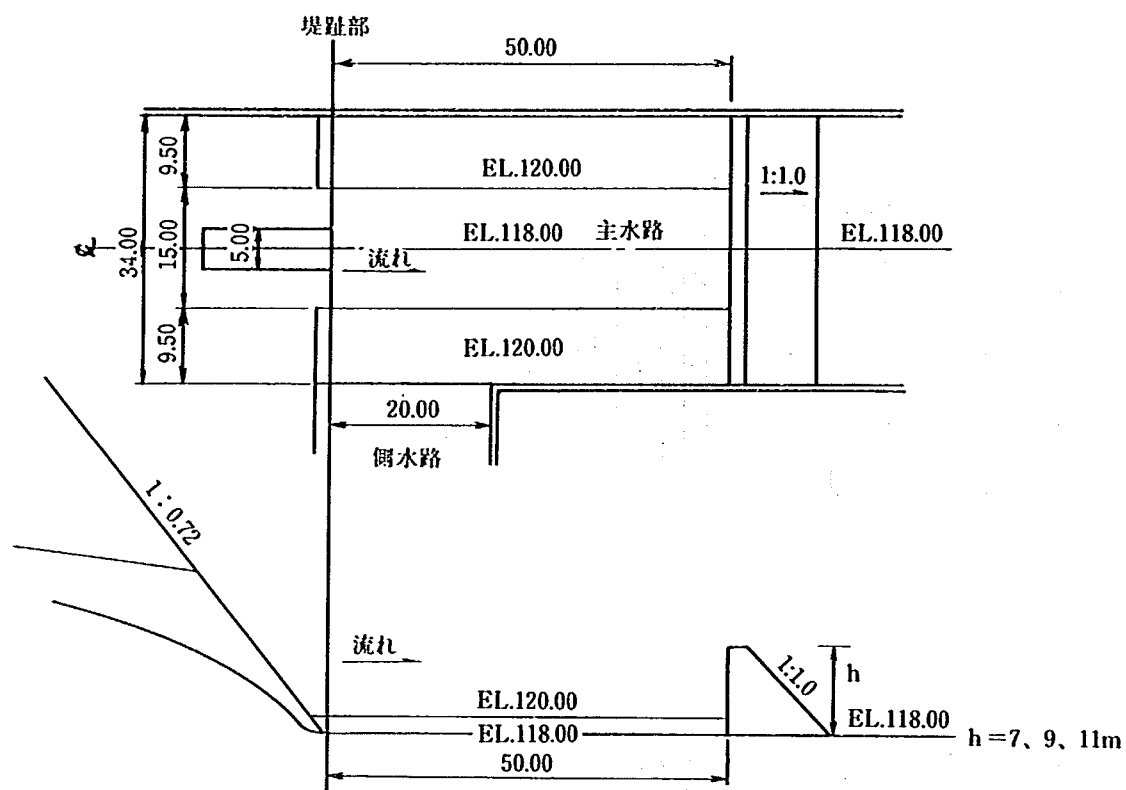


図 2 - 15 - 1 A案減勢工検討形状 (その 1)

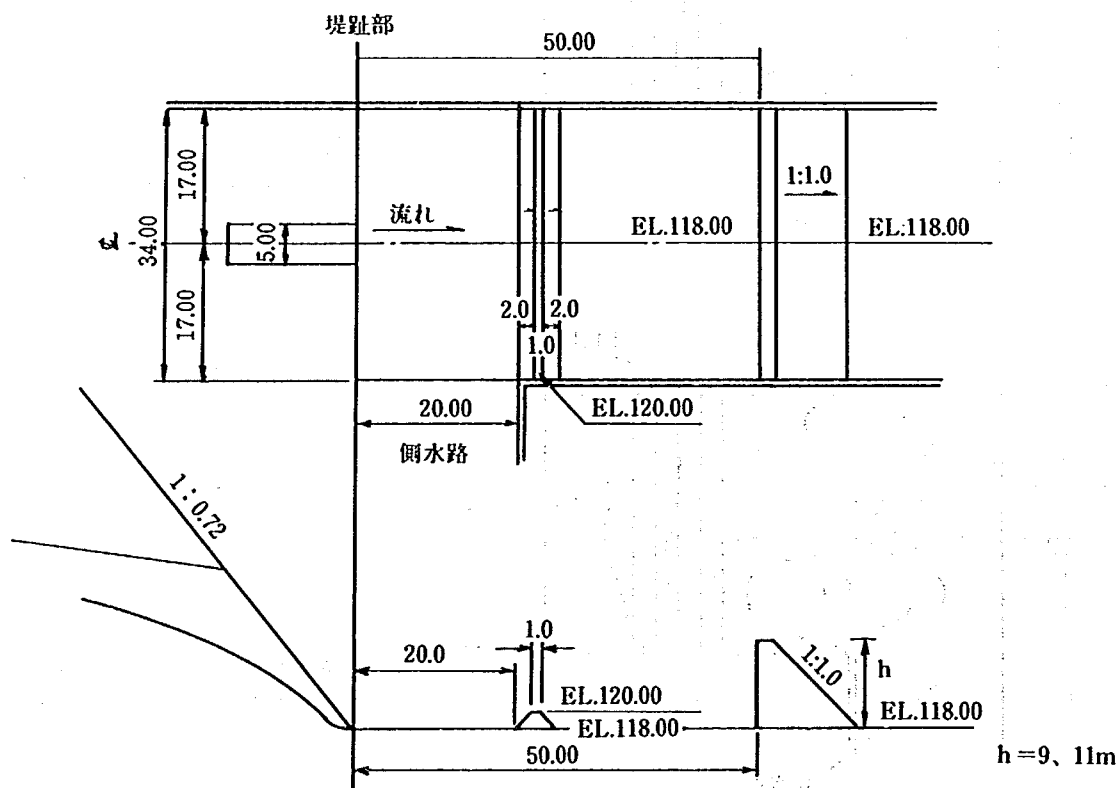


図 2 - 15 - 2 A案減勢工検討形状 (その 2)

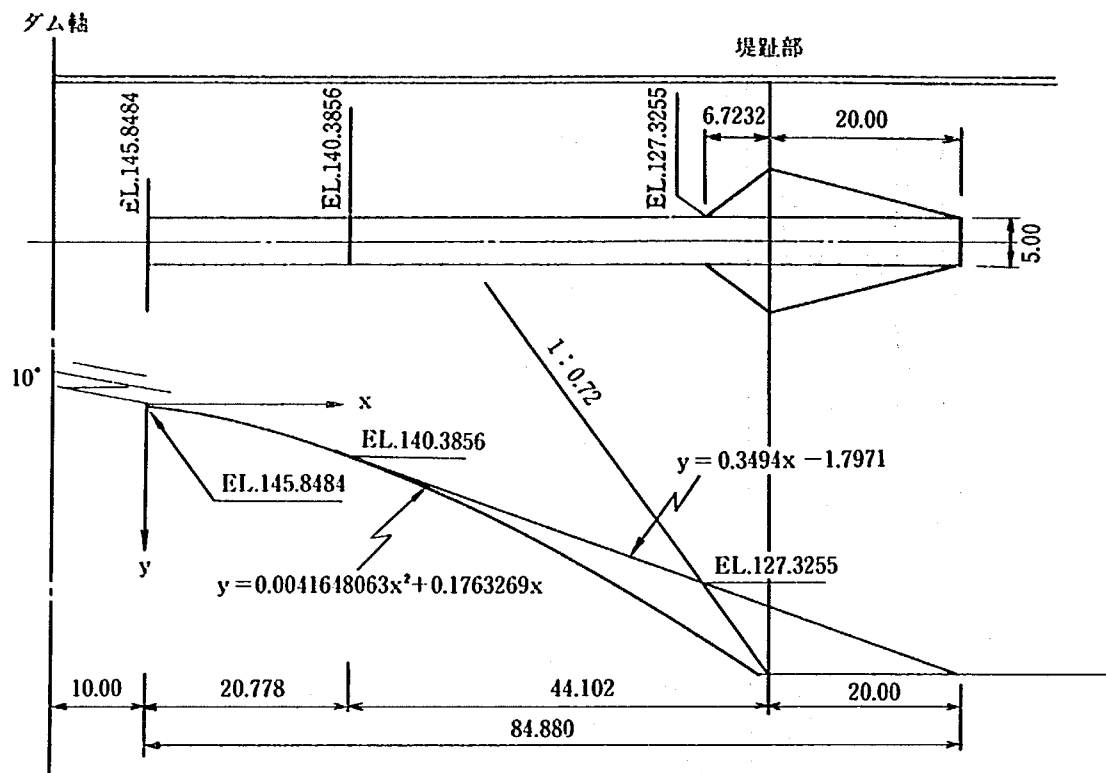


図 2-15-5 A案減勢工検討形状 (その5)

かぎり、放流水のかたよりはさけられないと思われる。

いままで述べた検討では上述した片寄りが全ケースについてあるが、その影響は減勢工には明確に出てこなかった。

しかし、本検討のように放流管出口部にシュートブロックを設置すると、この流入によるかたよりの影響が出て減勢工右岸に平面渦が形成された。これは実際の場合にも十分におき得る現象である。

よって馬の背状のシュートブロックによる放流水の分散は期待できるものの減勢工内に平面渦を形成するため好ましくないと判断する。

以上検討した A 案減勢工の水面形比較を図 2-16 に示した。図 2-16 に示した水面形は左岸，中央，右岸の最高水位の平均値を描いたものである。図 2-16 より水叩き面にシルを設置することはシル下流の水位上昇をひきおこすことがわかるが，他のケースによる水面形の差は明確にはされなかった。

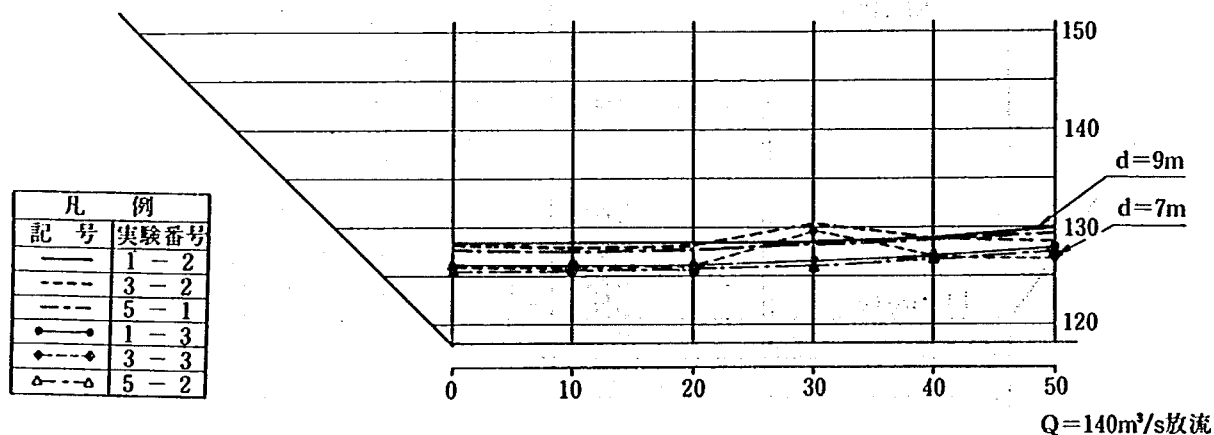


圖 2-16 A 案減勢工水面形比較圖(放流管單獨)

5-5 主減勢工の検討結果

放流管単独放流（左1門全開， $Q = 140\text{m}^3/\text{s}$ ）で検討した主減勢工の結果をまとめる。

- ① 放流管より放流される流水の拡幅率は，出口幅の2倍程度である。
- ② 水面形および流況からみると減勢工としては副ダム上流面を階段状とし，副ダム高は9mとする。
なお，階段状で7mとしても減勢効果はあるが，底面を走る潜流により減勢工内の水面変動が大きくなる。
- ③ 減勢工内にシル等を設置する事は，シル付近の水面を上昇させ，波面を変動させる要因となる。
しかし，流水を拡散する効果はある。
- ④ 放流管出口部に馬の背状のシュートブロックを設けることは片側放流によるかたよりの影響を大きくし，減勢工内に平面渦を形成させる要因となる。

A案の減勢工として次の規模形状が適当であると判断した。（図2-17）

水平水叩き長 38m（堤趾部より副ダム始端までの距離）

水叩き幅 34m

副ダム形状 上流面：階段状

下流面：1：1.0

副ダム高 9m（天端標高EL.127m）

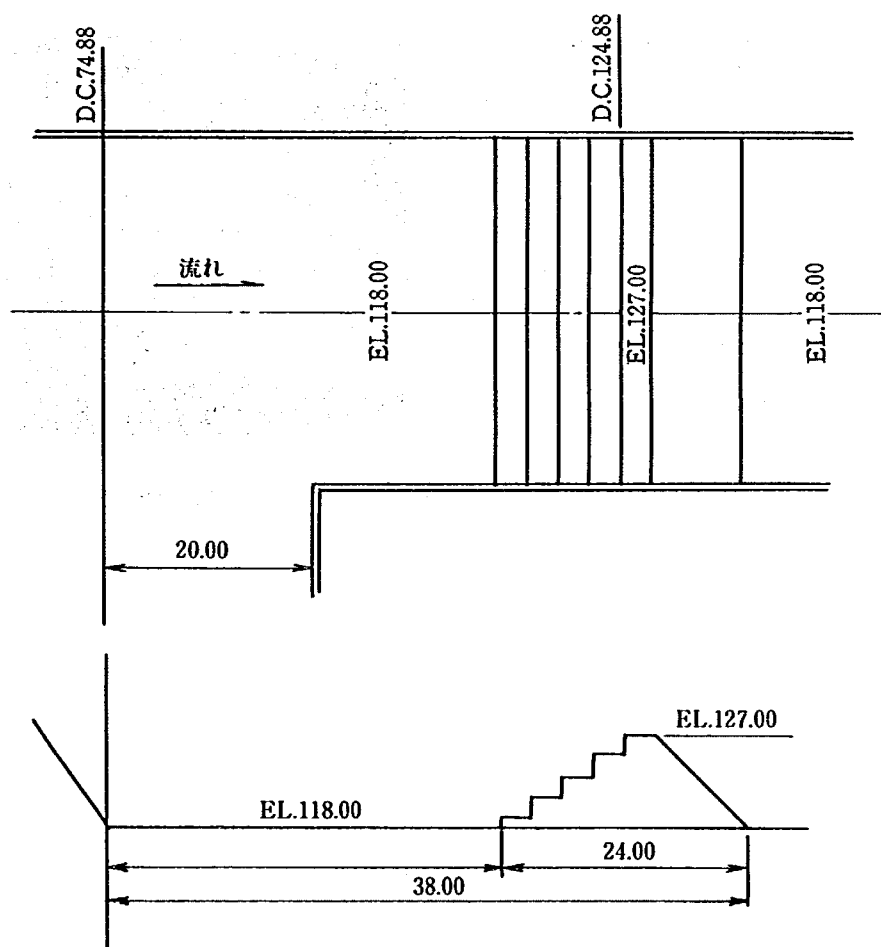


図2-17 A案減勢工形状図

5-6 減勢工全体の流況および水面形 (図2-18)

(1) 1,080 m³/s 放流時

①側水路型減勢工

側水路内の流況は時間的に安定している。側水路導流壁沿いの最高水位はクレストゲート部下流の測線にみられ、EL. 140.68mであるが、水面変動による測定精度および空気混入による水面上昇分を考慮して導流壁の天端標高をEL. 141 m (標高23m)とする。

②主減勢工

減勢工内の流況は側水路よりの流れと放流管の流れが混合しているが、顕著な平面渦等は見られない。主減勢工導流壁沿いの最高水位は左岸側堤趾部付近にみられ、EL. 133.1 mであるが、水面変動による測定精度および空気混入による水面上昇分を考慮して導流壁の天端標高をEL. 134 m (導流壁高16m)とする。

③オリフィスのデフレクタ

オリフィスの上部にデフレクタを設置しないとクレスト部よりの流水がオリフィス出口部にあたり、下流面を損傷することが予想される。このため、出口上部にデフレクタを設置する。デフレクタの高さを2.5 m、3 mの2ケースについて検討した結果、流水をわけけるには3 m必要である。(写真2-10)

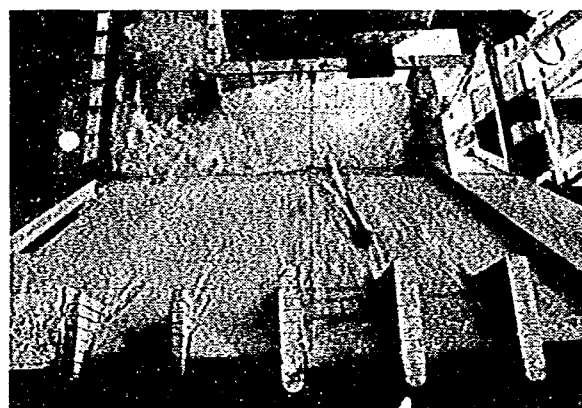
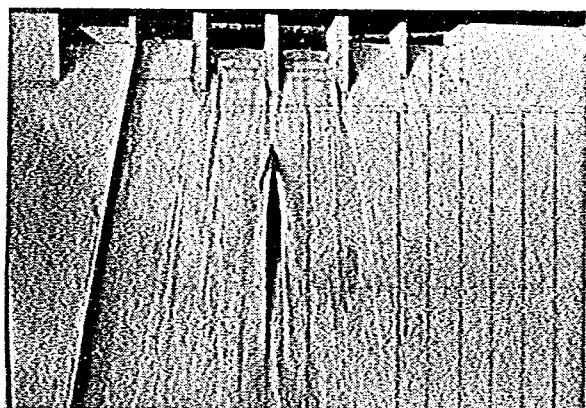


写真2-10 Aタイプ減勢工 (ダム設計洪水流量: 1080 m³/s)

(2) 660 m³/s 放流時

①側水路型減勢工

クレストゲート部の越流水深が4.1 m, 自由越流堤の越流水深が1.1 m であるため, 側水路内の水面形および流況も安定しており, 減勢もよく行われている。側水路導流壁沿いの最高水位はクレストゲート部下流にみられ, EL.135.8 mを示している。

②主減勢工

側水路よりの流れと放流管よりの合流もスムーズで平面渦はみられず, 減勢池内の流況も安定している。

(3) まとめ

主減勢工の検討および減勢工全体の検討よりA案減勢工を次のとおりとする。

主減勢工

水叩き長	38m (堤趾部より副ダム始端までの距離)
水叩き標高	EL.118 m
水叩き幅	34m
副ダム形状	上流面：階段状 下流面：1 : 1.0
副ダム高	9 m (天端標高EL.127 m)

側水路型減勢工

側水路幅	20m
側水路長	68.5m
導流壁天端標高	EL.141 m

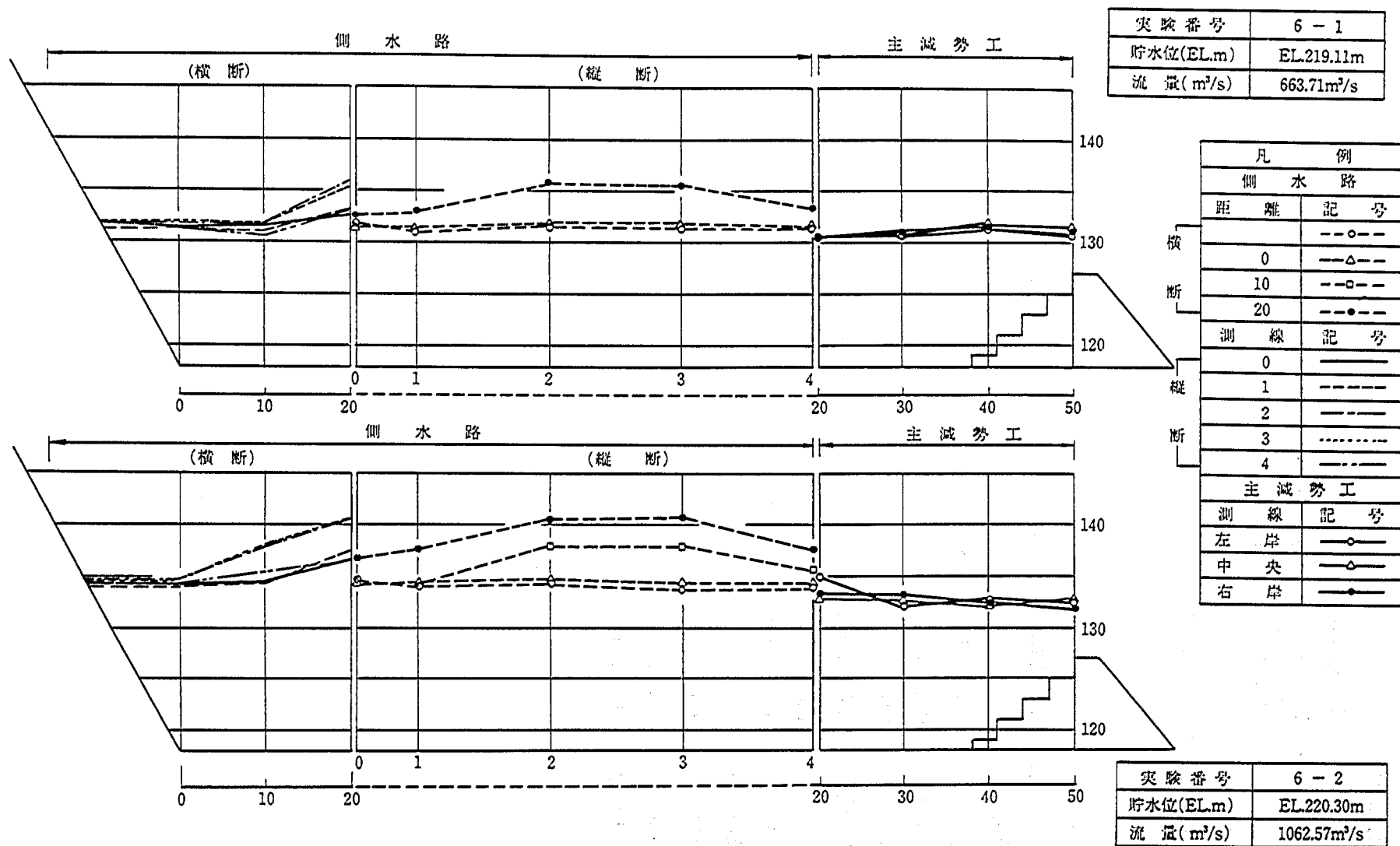


図 2-18 Aタイプ減勢工水面形状図

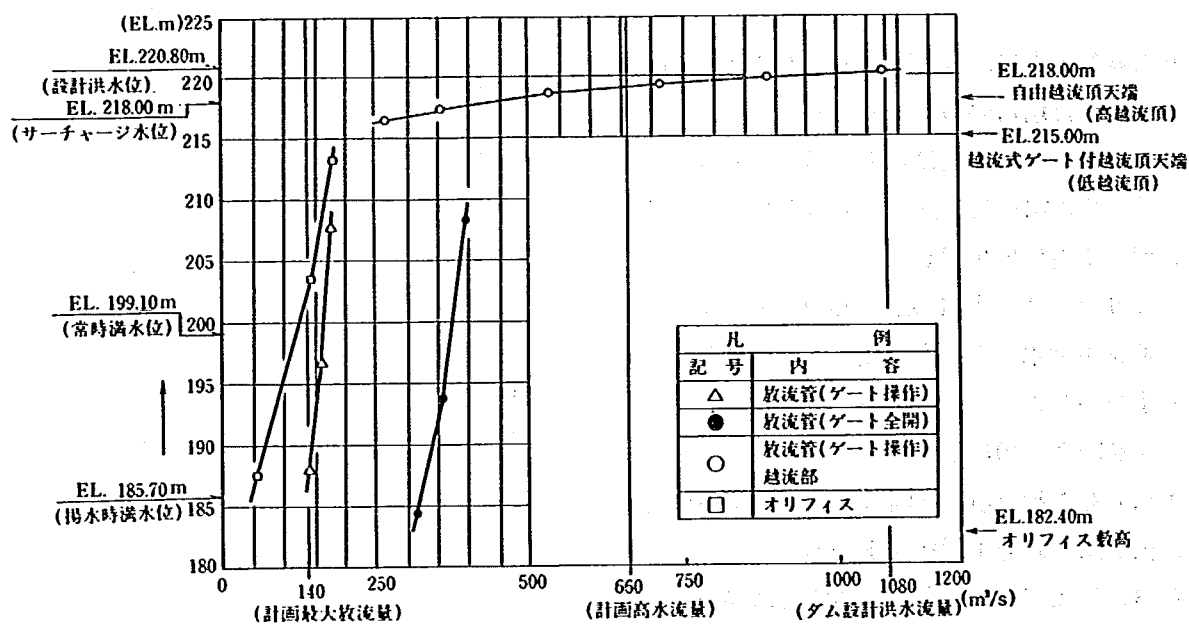


図 2-21 B案洪水吐き放流能力

6-2 水理検討

実験に先立ち机上の水理計算により概略の減勢工規模形状を求めた。

放流管より放流される流水の減勢についてはA案で検討した結果を用いて検討することにする。A案の検討結果より、放流管より放流される放流水の拡幅率は出口幅の2倍程度であることが判明しているため、B案でもこれに準じて検討する。B案減勢工の出口幅は1門6mの2門であり、ゲートを等高操作するものと仮定すると、水叩き上での水脈の広がり幅は24mと推定される。

水叩き幅を24, 30mの2ケースについて試算するとA案と同様に表2-5のとおりである。よって、副ダム高および水叩き長についてそれぞれ5~7m, 40~50mの範囲で実験を実施することにした。

表 2-5

水叩き巾	拡 巾 率	副ダム高	跳 水 長	共役水深
24	4.0	4.8	30.0	6.5
30	5.0	4.2	26.0	5.8

6-3 実験内容

6-2の水理検討結果より、表2-6に示す条件で実験を実施した。

放流管は2条を等高操作とし、放流能力については前述したとおり、減勢工調査を遂行するにあたっては支障のないようにした。

表 2-6 実験ケース (B 案)

	実験番号		貯水池	流 量	備 考
主減勢工 放流管ゲート操作 ゲート操作	7	1	186.10	144.98	d = 7 m, L = 50 m
		2	186.10	145.51	d = 6 m, L = 50 m
	8	1	186.25	145.33	d = 6 m, L = 40 m
		2	186.15	145.28	d = 5 m, L = 40 m
		3	186.20	145.30	d = 3 m, L = 40 m
減勢工全体	10	1	220.21	1,025.44	d = 6 m, L = 40 m

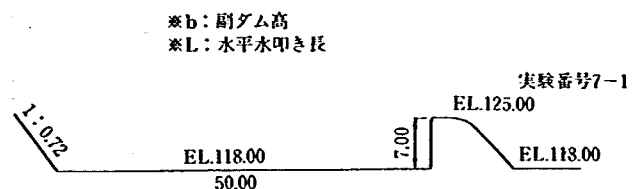
6-4 流況観察および水面形測定結果

放流管単独放流, 左右 2 条ゲート等高操作, 流量 $140 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況および水面形測定結果を以下に示す。

検討した形状を図 2-22 に示す。

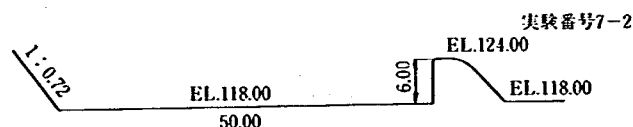
①実験番号 7-1 (副ダム高 7 m, 水叩き長 50 m)

放流管のゲート操作により, 貯水位 EL 185.7 m, 流量 $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ の条件で検討した。高速の潜流は水叩き始端より 30 m 付近までみられるが, 放流水の拡散がスムーズに行われているため, 30 m より下流では流水の流速も落ち, 副ダム上流付近の水面は安定している。



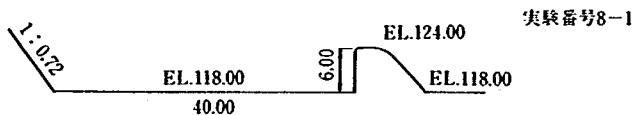
②実験番号 7-2 (副ダム高 6 m, 水叩き長 50 m)

①と同じ条件下で検討している。①と比較し流況の変化はあまりみられない。高速の潜流の影響から推して水叩き長を縮められる流況である。



③実験番号 8-1 (副ダム高 6 m, 水叩き長 40 m)

放流管より放流される潜流の状態から, 放流管ゲート操作時での減勢工としては満足のいくものである。潜流による副ダム前面の水面変動もなく, 減勢工内の流れも安定している。



④実験番号 8-2, 8-3 (水叩き長 40 m, 副ダム高 5 m, 3 m)

副ダムを低くしたことによる下流水位の低下のため, 減勢状態は著しく悪い。副ダム前面での水面変動および減勢工内の水面も不安定である。3 m の場合には射流状態の流水が直接副ダムにあたっている。

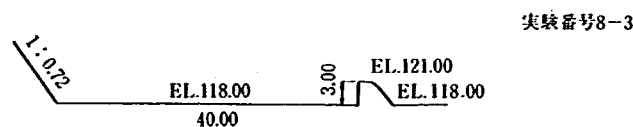
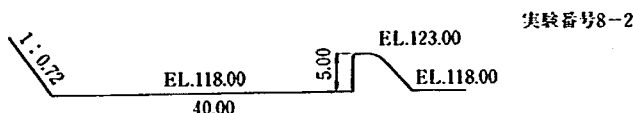


図 2-22 B 案減勢工検討図

以上検討したB型主減勢工の水面形比較を図2-23に示した。図2-23に示した水面形は各ケースの左岸、中央、右岸の最高水位の平均値を描いたものである。全ケースとも比較的滑らかな水面形となっている。

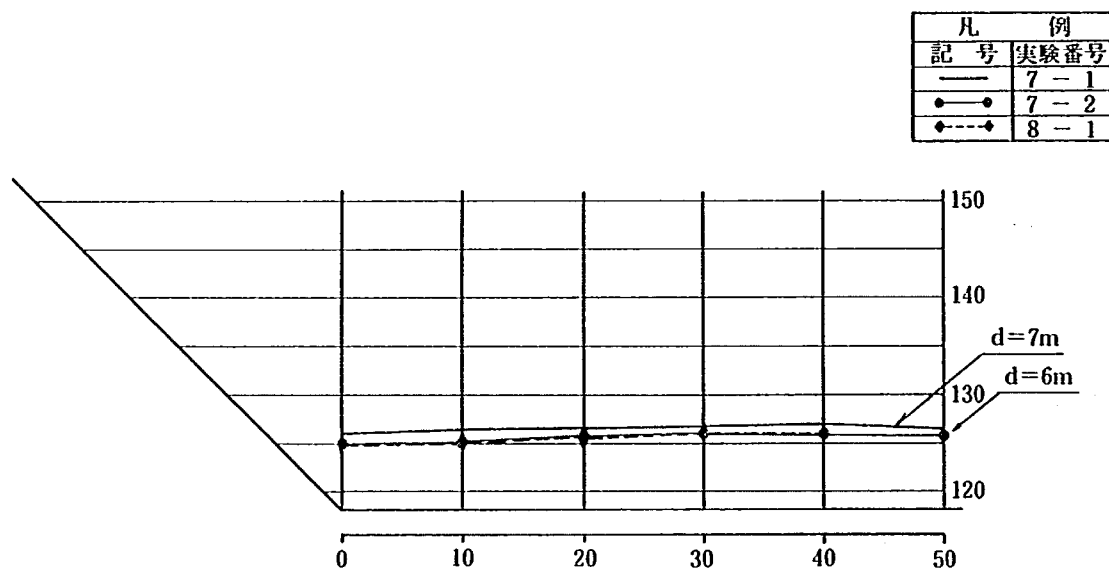


図2-23 B案主減勢工水面形比較図

6-5 主減勢工の検討結果

放流管単独放流（左右岸ゲート2条等高操作， $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ ）で検討した主減勢工の結果をまとめる。

- ①放流管より放流される放流水の拡幅率はA型減勢工と同様に出口幅の2倍程度期待できる。
- ②貯水位EL.185.7m で $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時での減勢工としては副ダム高6m，水叩き長40mとすれば十分である。

B型の主減勢工として次の規模・形状が適当であると判断した。

水平水叩き長	40m（堤趾部より副ダム始端までの距離）
水叩き幅	34m
副ダム形状	上流面鉛直の台形シル
副ダム高	6（天端標高EL.125m）

6-6 減勢工全体の検討結果

減勢工全体の検討として、6-5の主減勢工の検討結果より得た規模・形状を用いて流量 $1,080\text{ m}^3/\text{s}$ について検討した。(図2-24, 写真2-11)

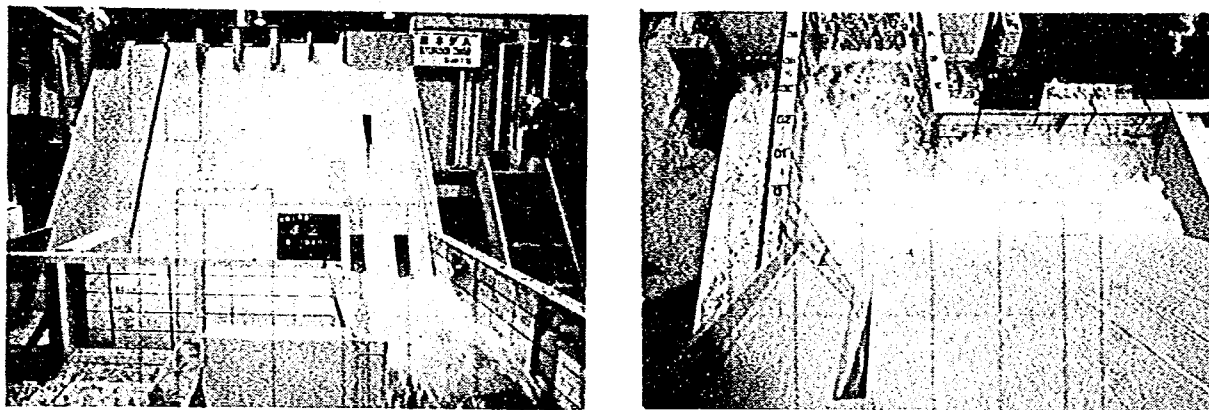


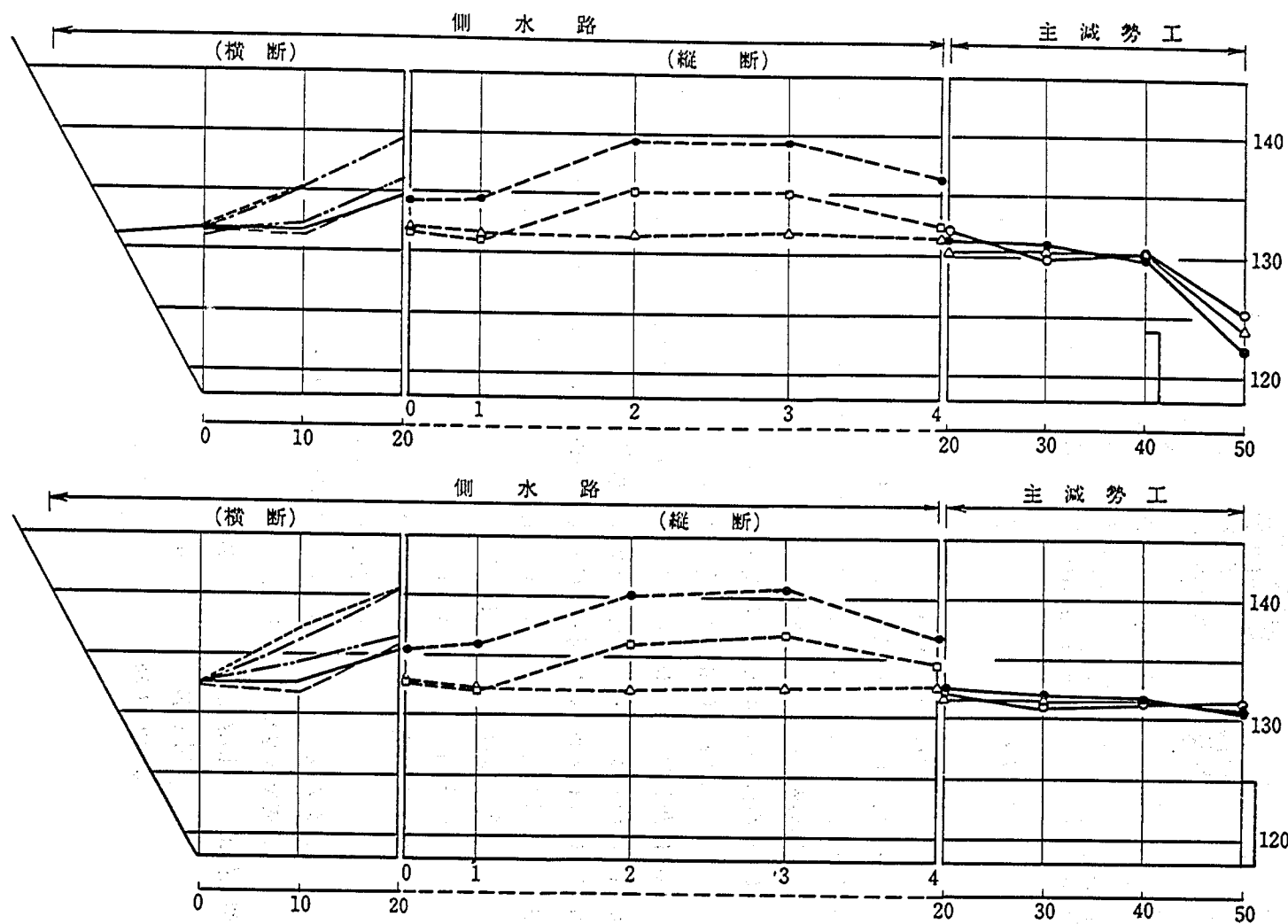
写真2-11 Bタイプ減勢工(ダム設計洪水流量: $1080\text{ m}^3/\text{s}$)

結果をまとめると次のとおりである。

- ①側水路および主減勢工ともに流況は安定しており、減勢効果はある。
- ②側水路型減勢工における側壁沿いの最高水位はEL. 139.4 mであり、主減勢工のそれはEL. 132.0 mである。水面形の変動による測定精度および空気混入による水面の上昇分を考慮して、側水路型減勢工の導流壁天端高はEL. 140 m、主減勢工の導流壁天端高はEL. 132.5 mとする。
- ③側水路型減勢工内の流れは時間的に安定している。
- ④主減勢工内には顕著な平面渦は見られず、安定した水面を形成している。
- ⑤副ダム前面での圧力は、流況より静水圧分布と仮定してもよい。

以上B案における主減勢工の検討および減勢工全体の検討よりB案減勢工を次のとおりとする。

主減勢工	水叩き長	40 m (堤趾部より副ダム始端までの距離)
	水叩き標高	EL. 118 m
	水叩き幅	34 m
	副ダム形状	上流面：鉛直
		下流面：1 : 0.857
	副ダム高	6 m (天端標高EL. 124 m)
	導流壁天端標高	132.5 m
側水路型減勢工	側水路幅	20 m
	側水路長	64.5 m
	導流壁天端高	EL. 140 m



実験番号	10-1
貯水位(EL.m)	EL.220.21m
流量 (m ³ /s)	1025.44m ³ /s

凡 例	
側 水 路	
距 離	記 号
0	—○—
10	—△—
20	—●—
測 線	記 号
0	——
1	----
2	----
3	----
4	----
主 減 勢 工	
測 線	記 号
左 岸	—○—
中 央	—△—
右 岸	—●—

実験番号	10-2
貯水位(EL.m)	EL.220.34m
流量 (m ³ /s)	1081.49m ³ /s

图 2-24 B 案減勢工水面形状

6-7 A案減勢工, B案減勢工の比較

ここでは前節および前項の洪水吐き減勢工について, それぞれの特性をまとめるとともに, 洪水吐き減勢工の形状について比較してみる。

厳木ダム減勢工は, 主減勢工および側水路型減勢工より構成されている。

主減勢工の形状は実験結果からA案, B案ともに形状を決定するための支配的な水理条件は放流管単独放流時での状態であると判断される。これは非常用洪水吐きとの同時放流時には主減勢工内の水位が上昇するため安定した流況が得られることである。また側水路型減勢工の形状はA, B両案とも昭和55年度の検討結果を採用しても何等問題がないことが判った。なお水路長は前年度と比べると短くなっているが水理機能的には影響を生じていない。

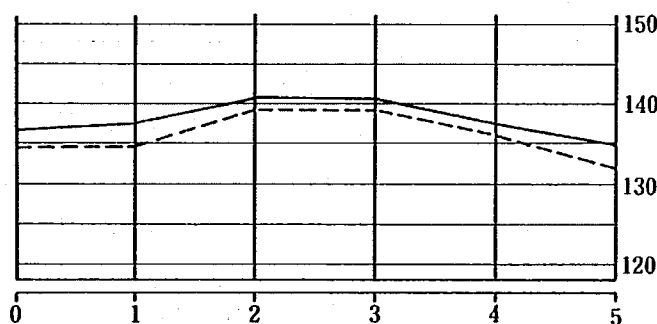
以上の事からA, B両案の主減勢工の水理的得失を比較し本ダムの洪水吐き配置案および洪水吐き減勢工の規模・形状を決定するものとする。

表2-7には副ダム形状比較および導流壁天端標高の比較を示す。また図2-25に水面形の比較を示した。

表2-7 減勢工の比較

	副 ダ ム	導流壁天端高	
		側 水 路	主 減 勢 工
A 案 減 勢 工	9 m 上 流 面 階 段	EL.141.00 m	EL.134.00 m
B 案 減 勢 工	6 m 台 形	EL.140.00 m	EL.132.50 m

側水路減勢工 (側壁沿い)

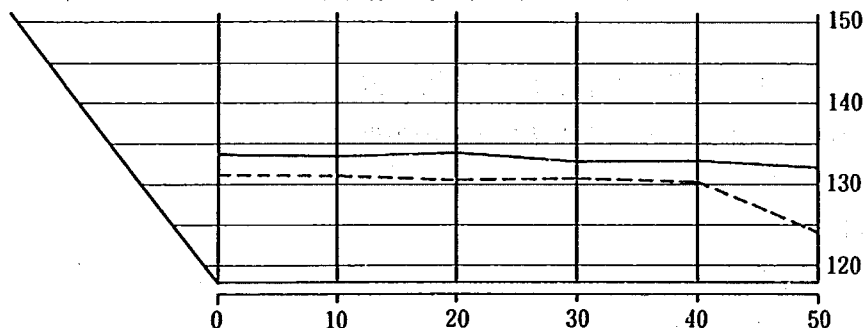


Q=1080m³/s放流

凡 例	
A 案	—
B 案	- - -

	側水路減勢工	主水路減勢工
A案	側水路巾 20m 側水路長 64.5m	水叩き長 50m 副ダム高 9m
B案	側水路巾 20m 側水路長 63m	水叩き長 40m 副ダム高 6m

主減勢工 (左岸側導流壁沿い)



※側水路巾とは、堤趾部より側壁までの距離を表わす。

※側水路長とは、側水路始端より主水路減勢工入口までを表わす。

※水叩き長とは、堤趾部より副ダムまでの距離を表わす。

※図中の水位は最高水位を示している。

図2-25 A案, B案減勢工水面形比較

主減勢工についてA案減勢工の場合、全体の配置計画から放流管の出口は1ヶ所とし、出口幅は5mである。このため、放流管より放流される放流水は減勢工内での減勢効果が低減しており、安定した流況を得るための減勢工として副ダム高9m、上流面を階段状とすることを余儀なくされた。

これに対してB案減勢工の場合、配置計画から放流管の出口を2ヶ所とすることが出来、出口幅は各6mの計12mである。このため、放流管より放流される放流水の拡散がA案に比べて2倍以上期待できる結果、減勢工も副ダム高7mの台形シルのみで処理できた。導流壁高についても、副ダム高の差だけA案より低くできる。

以上の検討より、B案の方が水理的に有利であることから、B案減勢工が厳木ダム減勢工として適当であると判断した。

これより以下の検討事項について、B案減勢工を採用する。

これまでの減勢工の検討条件としては、表2-6に示した放流条件で進めてきた。特に減勢工形状の決定条件となったのは放流管単独放流は $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ の条件であることを述べた。しかし、洪水吐きの運用計画、放流管単独放流時のクリティカルな放流状態は設計洪水位でゲート2門全開の状態であることが推測される。しかし、設計洪水位では非常用洪水吐きよりの流水も主減勢工内に流下するため、主減勢工内の水位上昇が期待でき、主減勢工内の流れは安定するものと考えられる。

以上のことより、主減勢工への放流状態で最も流況を悪くすると考えられるのは放流管2門全開で非常洪水吐きよりの流水が期待できない状態、すなわち貯水位EL. 215.0m（越流式ゲート付越流頂の天端）での放流状態と考えられる。

よって、決定されたB案の減勢工に対し、上記条件下での放流状態を再現し、B案減勢工の再検討を実施することにした。

実施したケースを表2-8に示す。実験結果は図2-26に示す。

表2-8 実験ケース（B案）

		実験番号	貯水位	流量	備考
主減勢工	放流管 2条全開	9 - 1	188.77	321.78	※D = 7 m, ※L =50m
			212.73	406.64	
		9 - 2	188.65	318.43	D = 6 m, L =50m
		9 - 3	188.70	321.25	D = 6 m, L =40m
減勢工全体		10 - 2	220.34	1,081.49	D = 7 m, L =50m

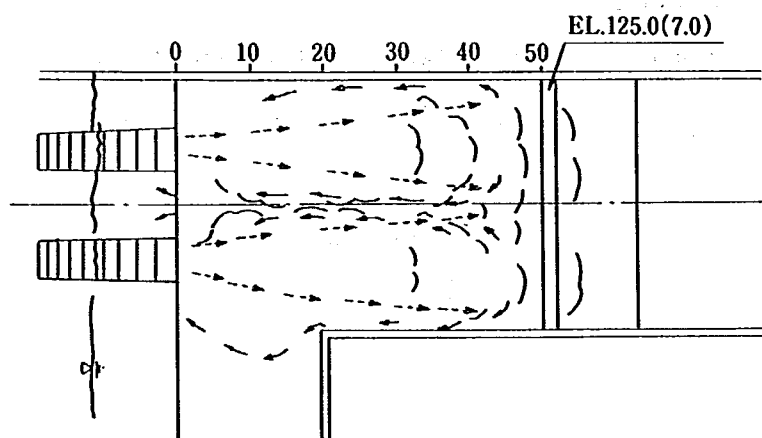
※D：副ダム高

※L：水平水叩き長

これらの実験結果より、副ダム高7m、水叩き長50mとする減勢工形状規模が必要であることが得られた。

よって最終的なB案減勢工として次の規模、形状を提示する。（図2-27）

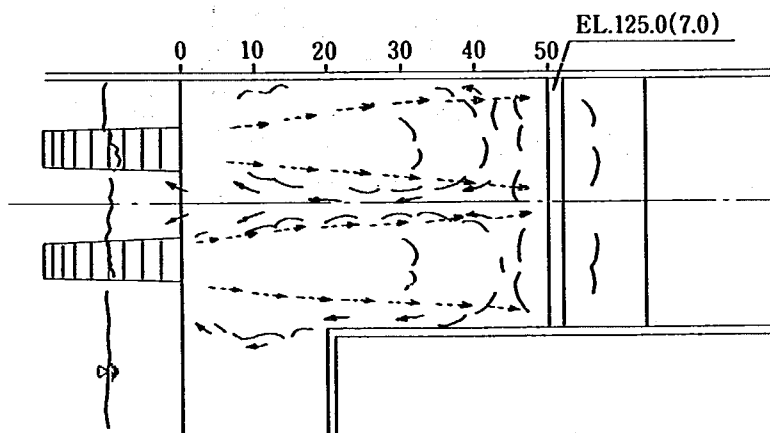
主減勢工	水叩き長	50m（堤趾部より副ダム始端までの距離）
	水叩き標高	EL. 118m
	水叩き幅	34m
	副ダム形状	上流面：鉛直 下流面：1：1.0
	副ダム高	7m（天端標高EL. 125m）
	導流壁天端高	EL. 133m



実験番号	9-1
------	-----

水叩き長 50m
 副ダム高 7m
 貯水位 EL.188.77m
 流量 321.78m³/s
 放流管 全開

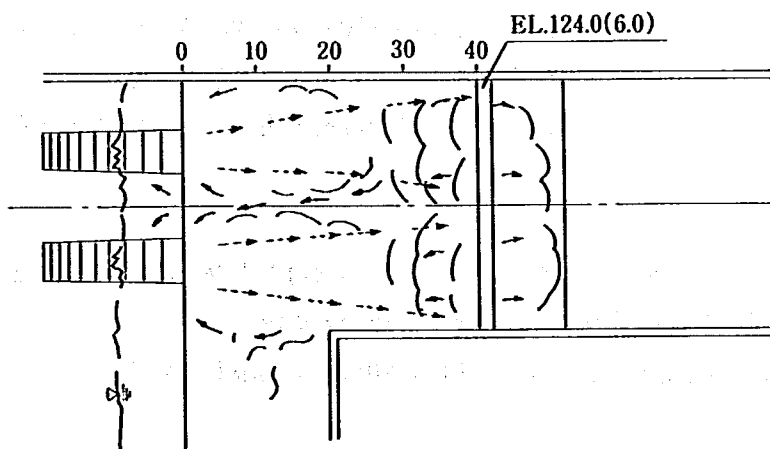
底面をほう高速の潜流は、ゲート操作時より10~15m近く伸びてきているが、副ダム前面では減勢されており、減勢池内の流れも安定している。



実験番号	9-1
------	-----

水叩き長 50m
 副ダム高 7m
 貯水位 EL.212.73m
 流量 406.64m³/s
 放流管 ゲート全開

高速の潜流は副ダム前面にまで達しており、副ダム付近の水面は2~4m位変動している。減勢池内の波面も2~3m位あり、減勢工として限界の状態である。



実験番号	9-3
------	-----

水叩き長 40m
 副ダム高 6m
 貯水位 EL.188.70m
 流量 321.25m³/s
 放流管 ゲート全開

高速の潜流は副ダム前面にまで達しており、減勢池内の水面は3~4mの変動を伴っている。

副ダムを越水する流れも周期的にとんでいる状態がみられる。

図2-26 B案減勢工の流況

側水路型減勢工 側水路幅 20 m
 側水路長 63 m
 導流壁天端高 EL. 141 m

以下の項での検討は修正したB案減勢工の形状を採用して検討を進める。

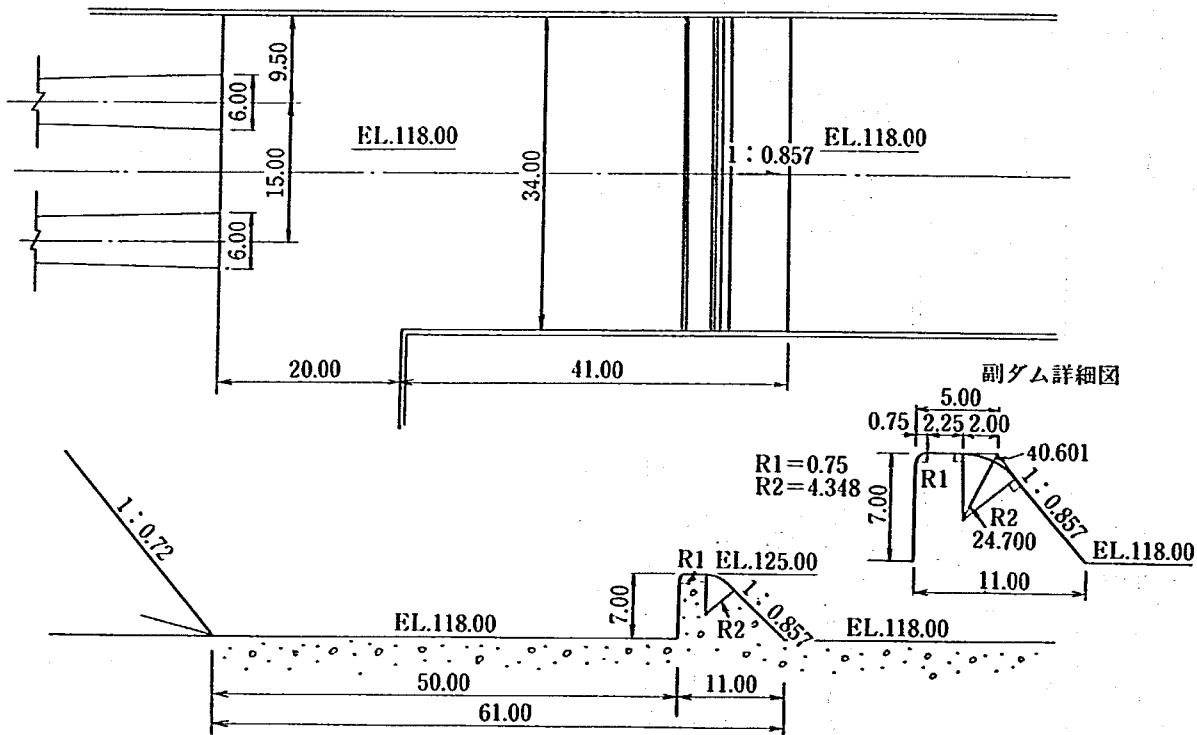


図 2 - 27 B案減勢工形状図

6-8 副ダム減勢工および下流河道

(1) 検討項目

B案減勢工を採用するものとして副ダムからの越流水は、水理計算上副ダム高を7mとしても、ダム設計洪水流量の1,080m³/s放流時で15m水柱程度、計画高水流量の660m³/s放流時で12m水柱程度のエネルギーをもって流下することが予想されることから副ダム減勢工の必要性が生じるとされる。

ここでは、副ダム減勢工の規模形状を決定するとともに下流河道の流況を調査するもので以下の項目について検討した。

- ①副ダム減勢工がない場合の下流河道の流況
- ②補助構造物（横断方向に一樣断面を有するシル）による副ダム減勢工の検討および下流河道の流況
- ③副ダム下流を掘り込むことによる、副ダム減勢工の検討および下流河道の流況

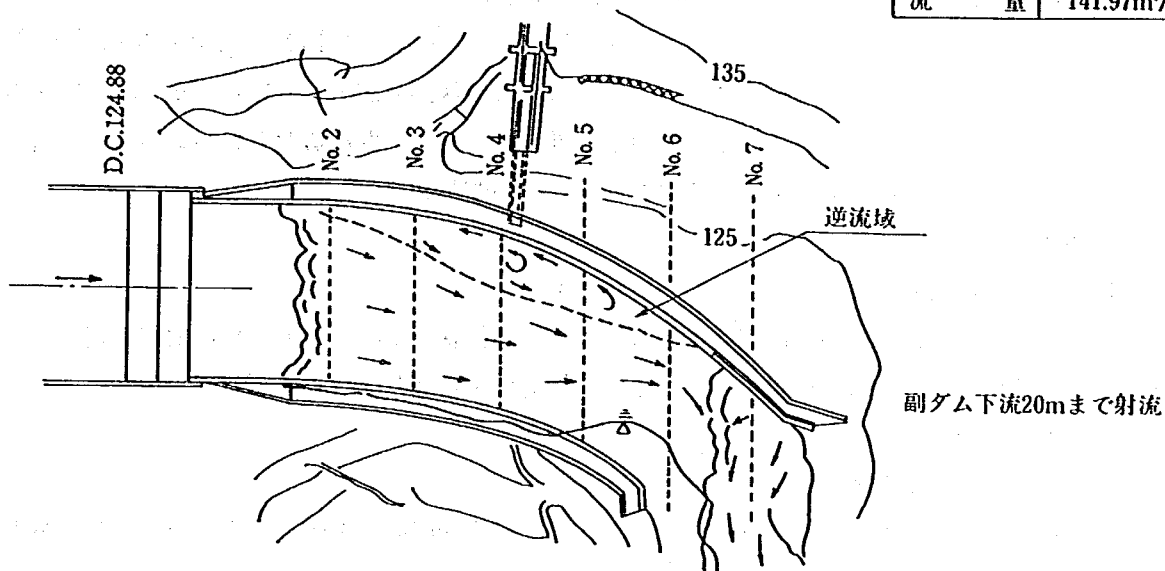
下流河道の模型は事務所より提示された計画河道を、副ダム下流約90mまで再現している。

検討流量は次のとおりである。

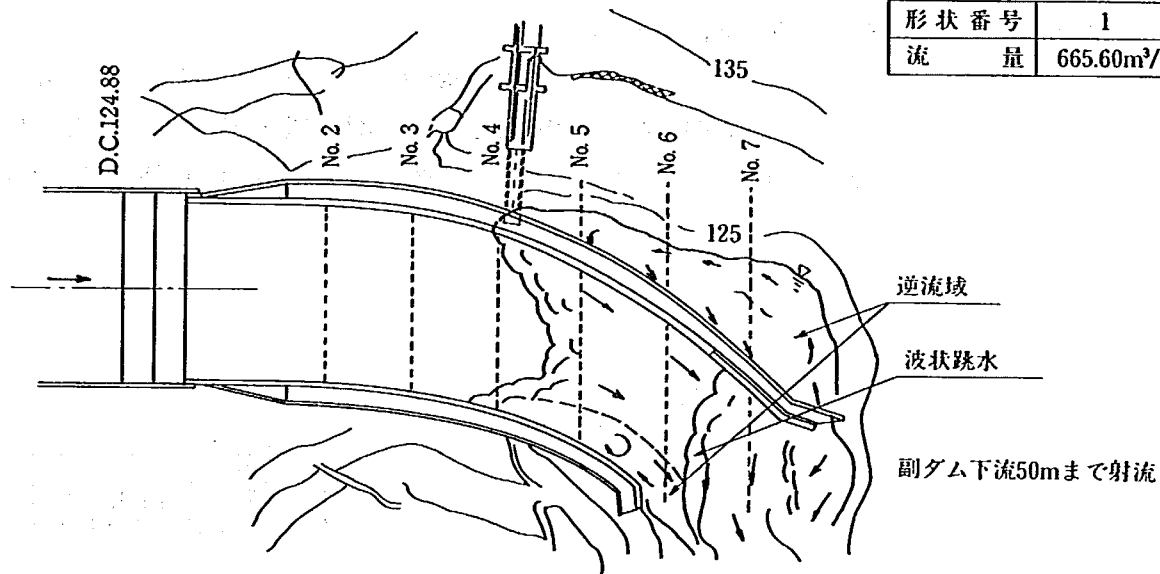
- ①計画最大放流量 $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$
- ②計画高水流量 $Q = 660 \text{ m}^3/\text{s}$
- ③ダム設計洪水流量 $Q = 1,080 \text{ m}^3/\text{s}$

なお、副ダム上流の減勢工形状および副ダム形状については、図2-27に示すB案減勢工とした。

形状番号	1
流量	141.97m ³ /s



形状番号	1
流量	665.60m ³ /s



形状番号	1
流量	1082.02m ³ /s

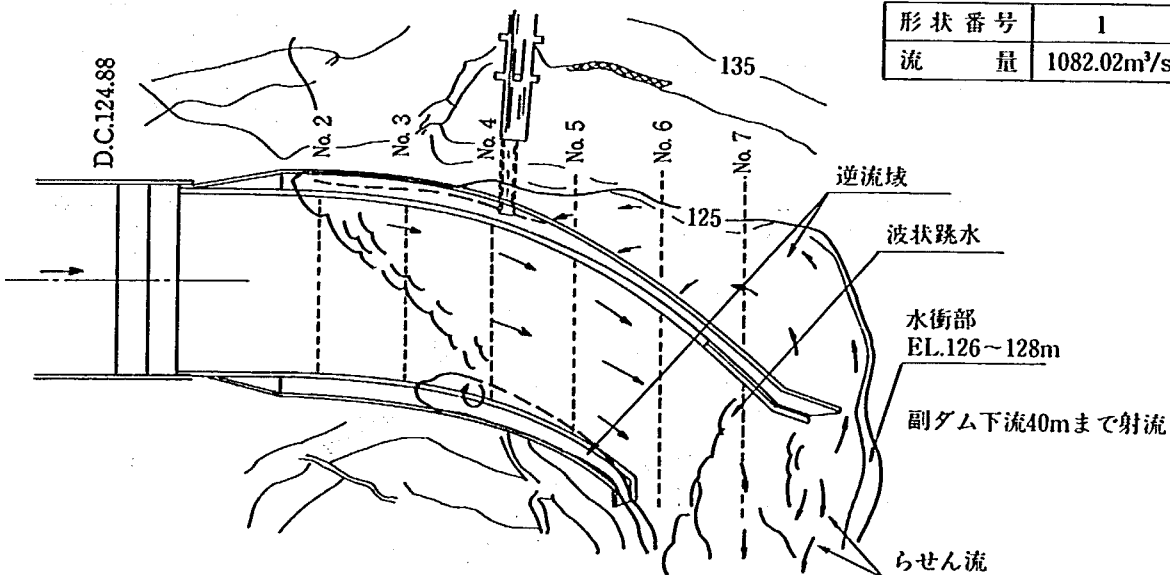


図2-28 副ダム減勢工および下流河道流況図

(2) 副ダム減勢工がない場合の下流河道の流況(形状番号1)

放流量 $140\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $660\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1,080\text{ m}^3/\text{s}$ のいずれのケースも副ダム下流には露出射流が観察され、その後波状跳水状態を経て下流滝壺に流下している。射流状態で流下している流水の流速はダム設計洪水流量放流時で $9\text{ m}^3/\text{s}$ 近くにも達しており、護岸の根が洗掘されるおそれがあるので、何等かの副ダム減勢工を設けて、下流河道内の流速を軽減する必要がある。

以下に、各流量での流況観察結果をまとめる。

① $Q = 140\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時(図2-28-1, 図2-29-1)

副ダムを越流した流れは副ダム下流で跳水をおこさず、射流状態で流下している。射流は副ダム下流20m近くまで続いている。跳水後の流れは左岸側に逆流域を形成しながら流下している。流速は平均して $1.5 \sim 2\text{ m/s}$ 前後である。

② $Q = 660\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時(図2-28-2, 図2-29-2)

副ダムを越流した流れは副ダム下流で跳水をおこさず、射流状態のまま50m近く続いている。跳水後は左岸側の計画護岸を越水(約 $1 \sim 1.5\text{ m}$ 近く越水する)し、大きな逆流域を形成している。

③ $Q = 1,080\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時(図2-28-3, 図2-29-3)

副ダムを越流した流れは副ダム下流で跳水をおこさず、射流状態のまま流下している。そして左岸側では副ダム下流25m付近で、右岸側では副ダム下流50m付近より跳水が発生している。左岸側では副ダム下流40m付近より計画護岸を越水する流れがみられる。越水した流れは左岸側に逆流域を形成している。

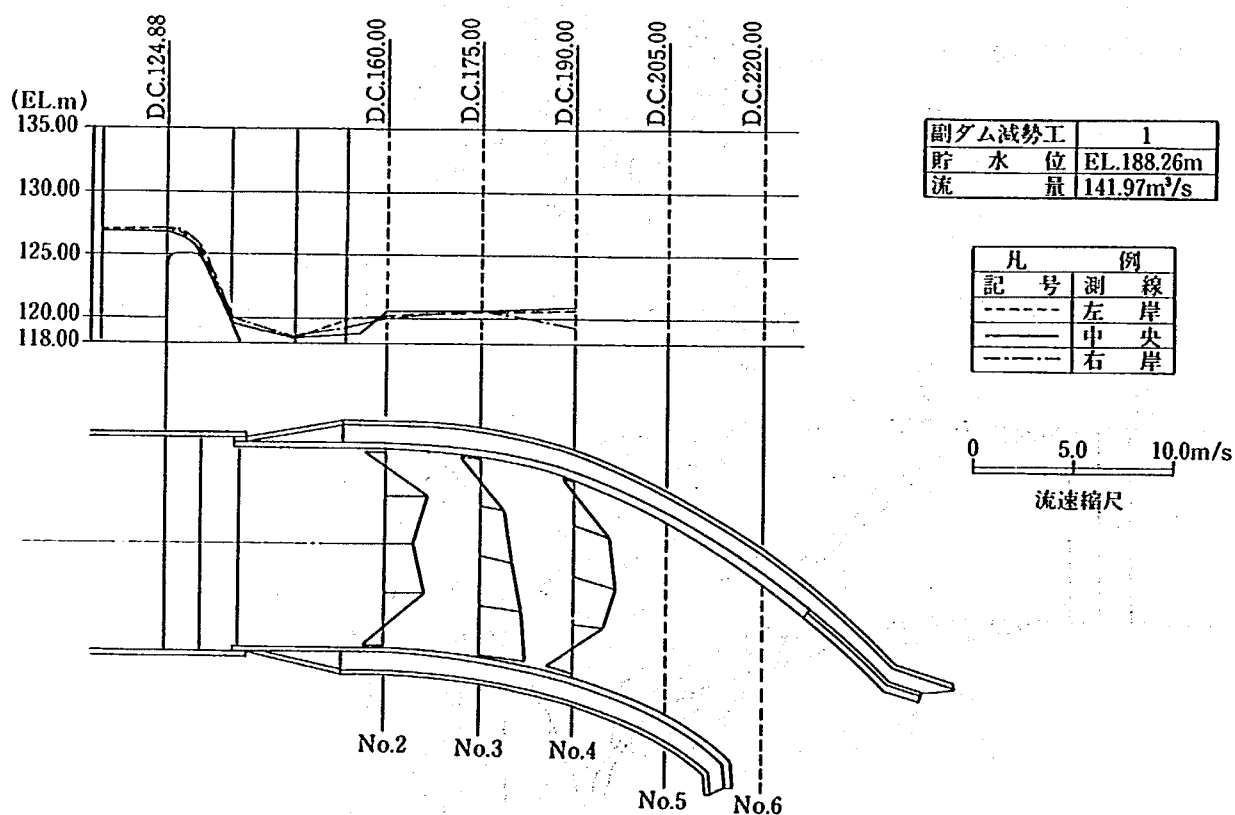


図2-29-1 下流河道水位縦断および流速分布図

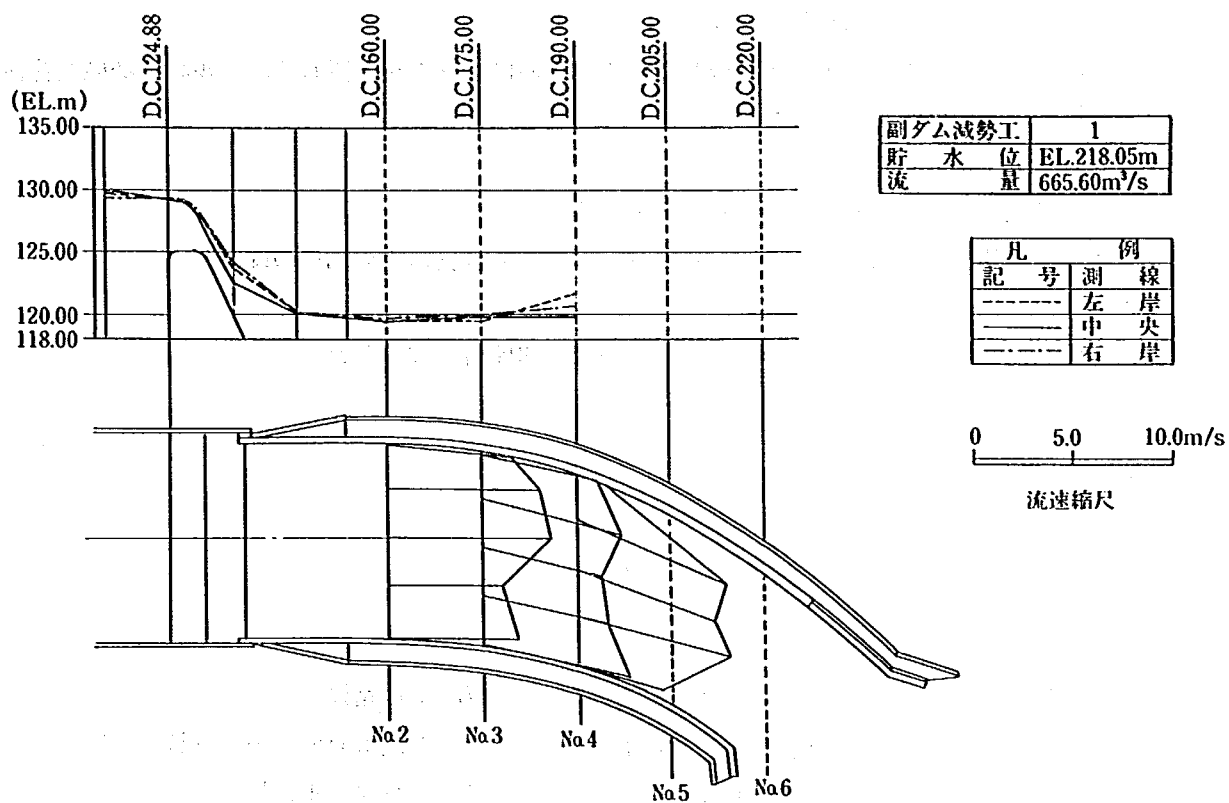


図 2-29-2 下流河道水位縦断および流速分布図

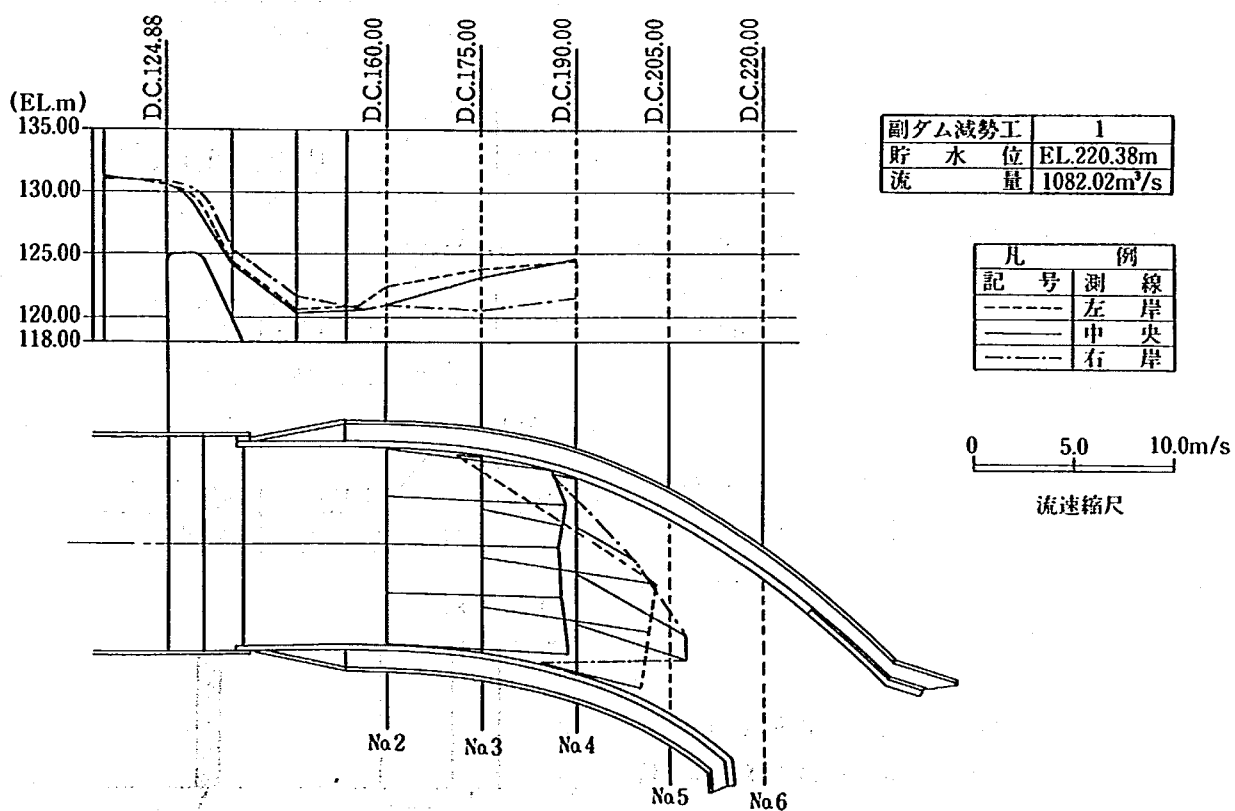


図 2-29-3 下流河道水位縦断および流速分布図

(3) シル型副ダム減勢工（形状番号2～5）

本項では、副ダム減勢工として下流水位を確保するために、シルを設置して、シルの減勢機能特性および下流河道の流況調査を実施した。

なお、シルとして検討したのは、

①洪水吐きの使用頻度が多いために補修が困難である。

②副ダム下流での流速は14m近くとなり、バップルピアーでは構造物の損傷の度合いが大きくなる。

等の要因からである。

実験に先立ち、シル高の規模について以下の要領で概略検討を実施した。

$$V_1 = 0.9 \sqrt{2gH}$$

$$h_1 = \frac{Q}{V_1 B}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} \quad h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1)$$

$$d = 0.25 h_2 \quad \ell = 2.5 h_2$$

H ; 有効落差

Q ; 設計対象流量

B ; 水路幅

V_1 ; 跳水前の流速

h_1 ; 跳水前の水深

F_1 ; 跳水前のフルード数

h_2 ; 跳水後の水深

d ; 必要シル高

ℓ ; 必要水叩き長

g ; 重力加速度

ここで、 $Q = 1,080 \text{ m}^3/\text{s}$ $H = 13.5 \text{ m}$ ($H = (Q/CB)^{2/3}$, $C = 1.9$), $B = 34 \text{ m}$

として試算すると、次の結果を得る。

$$V_1 = 14.6 \text{ m/s} \quad h_1 = 2.2 \text{ m}$$

$$F_1 = 3.2 \quad h_2 = 8.7 \text{ m} \quad d = 2.2 \text{ m}$$

$$L = 17.4 \text{ m}$$

この結果より、シル高を1.5～2m、水叩き長を13m～18mの間で、実験検討を実施すれば良好な結果が得られるとの判断から図2-30に示す形状について、水理実験を実施した。

シルの規模形状に対する評価基準としては、

①副ダム下流に安定した跳水を発生すること。

②跳水後の下流河道への水位変動、流線の集中などがおこらないこと。

とした。

検討した放流条件はダム設計洪水流量1,080 m^3/s とし、写真による流量観察および最終形状についてはその水面形を測定した。

各形状の流況は次のとおりである。

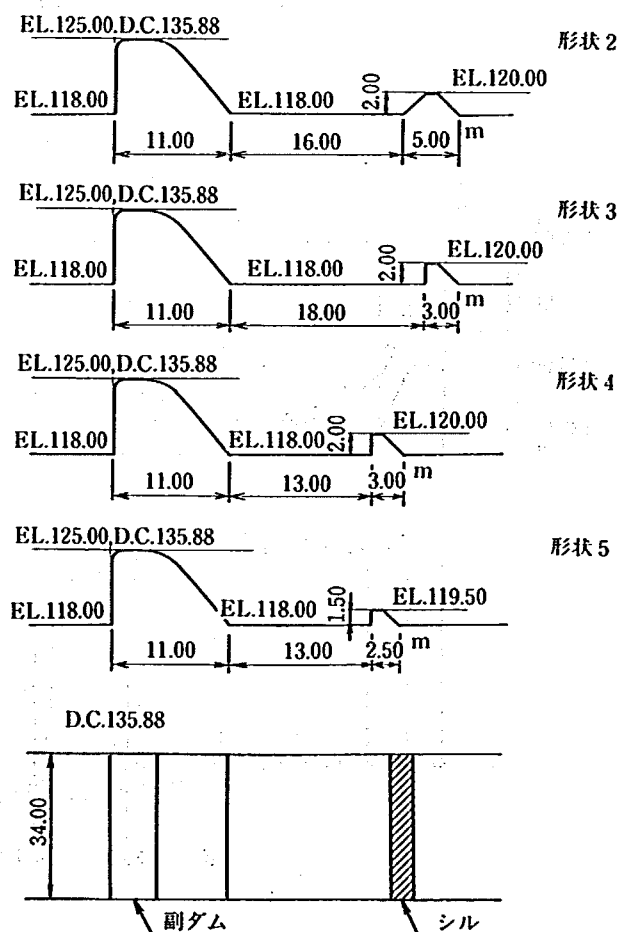


図2-30 シル型副ダム減勢工の検討案

〔形状番号2〕

シルの上流面を1:1の逆勾配としたため、副ダムを越流した流水は減勢池内で跳水を発生せず露出射流状態で下流へ飛散している。

〔形状番号3〕

シル上流面を鉛直とした結果、副ダムを越流した流水は減勢池内で跳水をおこしている。跳水状態から水叩き長に余裕がみられた。

〔形状番号4〕

水叩き長を3より5 m短くした。副ダムを越流した流水は減勢池内で安定した跳水を発生している。

〔形状番号5〕

シル高を形状4より0.5 m低くして、1.5 mにした。減勢池内での跳水状態に変化は見られなかった。

以上の検討よりシル型副ダム減勢工として、形状番号5を採用するものとし、減勢池内および下流河道での水位流速を測定した。結果を図2-31に示した。

結果をまとめると次のとおりである。

- ①下流河道内での流速は著しく減殺されており減勢効果はでている。
- ②シル終端での水位と下流河道の水位とに差が生じるため、下流河道内に二次的跳水を発生している。
- ③②でみられる跳水は波状状態であり、跳水による波面変動が下流河道にみられるものの最大で2 m程度である。
- ④さらに下流では滝壺による低水背水のため流沈は安定してくる。

シル型副ダム減勢工としてシル高に、2 m、1.5 mの2ケースについて実施したが、これ以上低くすると副ダム下流に跳水をおこすための下流水位が確保できなくなることから、シル高として1.5 mが限界である。また、シルの設置位置についてもシル高を1.5 mとした場合、さらに上流側に設置すると副ダムを越流した流水が射流のまま飛散する結果となる。

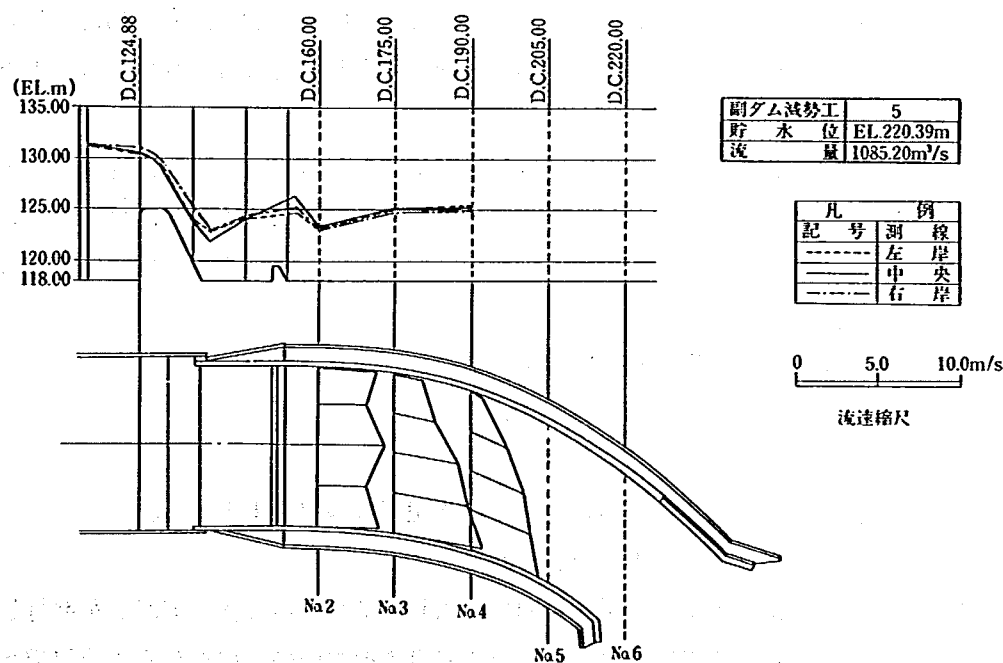


図2-31 下流河道水位縦断および流速分布図

(4) 掘込み型副ダム減勢工（形状番号6～8）

シル型副ダム減勢工の検討結果より、副ダム下流に安定な跳水を生じさせるに必要な、下流水位確保のためのシル高としては1.5 mあればよく、下流に二次的射流は発生するものの、減勢効果は十分に期待できる結果を得た。このことは、副ダム下流を1.5～2 m程度掘削処理することにより、(2)で得られた減勢機能が得られると同時に、(2)で見られたシル前面での水位上昇による二次的射流状態も、軽減できるのではないかという予測のもとに、副ダム下流を掘り込んだ減勢工について検討した。事務所側でも、副ダム下流の岩の状態は強固であるが、2 m程度の岩掘削は、十分に可能であるとの意見があり本検討ではこの意見も考慮に入れた。

実験は、図2-32に示す4ケースについて、流況、流速、水面形について調査を実施した。

掘込み深を d 、掘込み長を ℓ で表示すると、 $d = 2$ mとして $\ell = 5$ m, 10 m, 15 mの3ケースについて検討し、最後 $\ell = 15$ mで $d = 1.5$ mについて検討した。

$d = 2$ mとして、 $\ell = 5$ mでは、副ダムを越流した流水は射流のまま流下し、跳水をおこさず、跳水を飛散させている。 $\ell = 10$ mとすると、副ダム下流に射流状態はみられるが、不安定であり、掘込み終端では減勢されない流水のために、水位上昇を大きくしている。 $\ell = 15$ mによると、跳水は安定してくるが、掘込み終端では水位上昇がみられる。しかし、シル型と比較して、下流河道での水位変化もスムーズであり、下流河道の波面の変動も小さくなっている。次に、 $\ell = 15$ mとして、 $d = 1.5$ mとすると、跳水状態は不安定となり、掘込み始端で露出射流もあらわれてくる。下流河道の波面変動も大きくなっている。

以上の検討より、掘込み長 ℓ については、15 m程度と想定されるが、1～2 m程度短縮されても、流況に変化はこないと考えられる。しかし、それ以上の短縮は、跳水の不安定、掘込み終端での水位上昇など、水理的に負の要素をもつ項が増大する傾向になる。また掘込み深 d について2 mが最低必要である。

掘込み型副ダム減勢工として、次の規模を提示する。

掘込み深 $d = 2$ m 掘込み長 $\ell = 15$ m

下流終端は鉛直とする。

上記の形状（形状番号8に該当する）の各流量での流況観察結果をまとめる。

① $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時（図2-33-1、図2-34-1）

副ダムを越流した流水は副ダム下流のプール内に突入し、噴流拡散の状態で減勢が進行している。プール終端では減勢がかなり進んでいるため、終端段差点での水面の上昇もなく下流河道へスムーズに流下する。

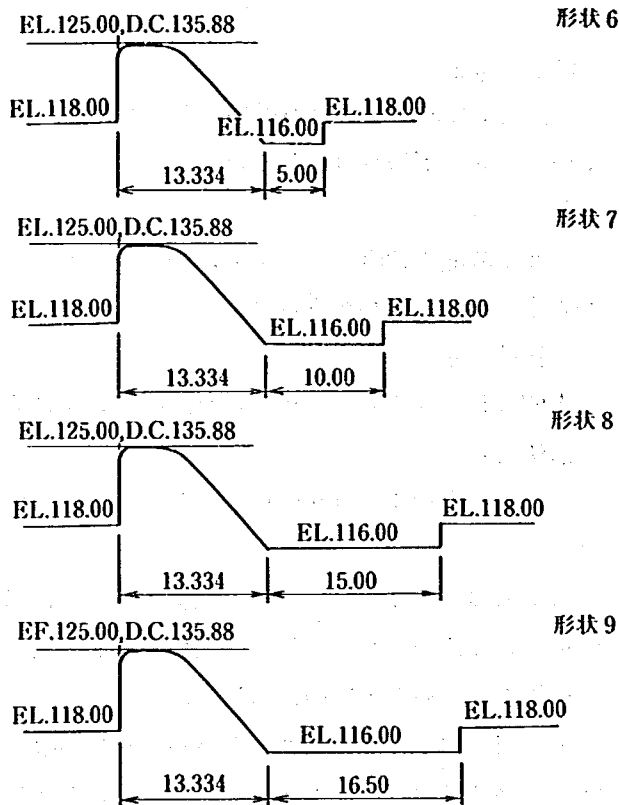
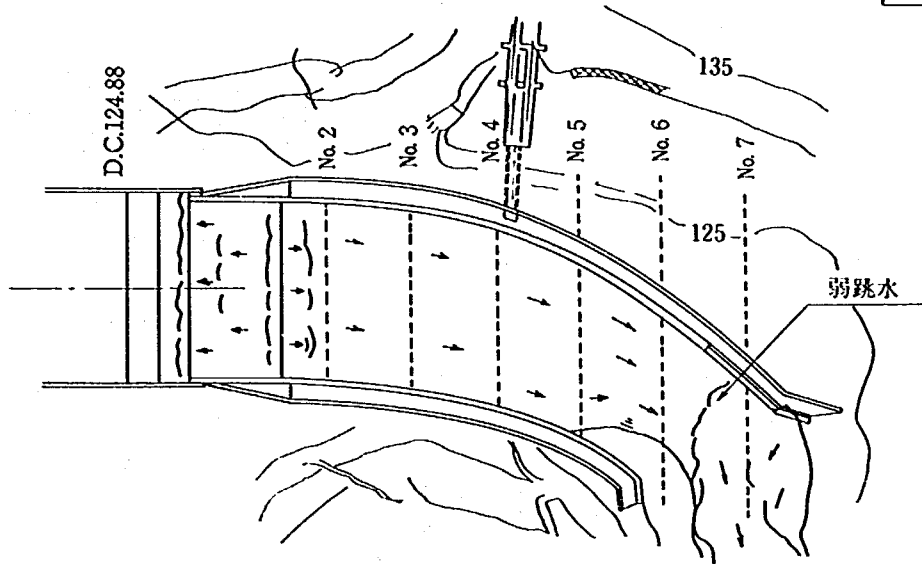
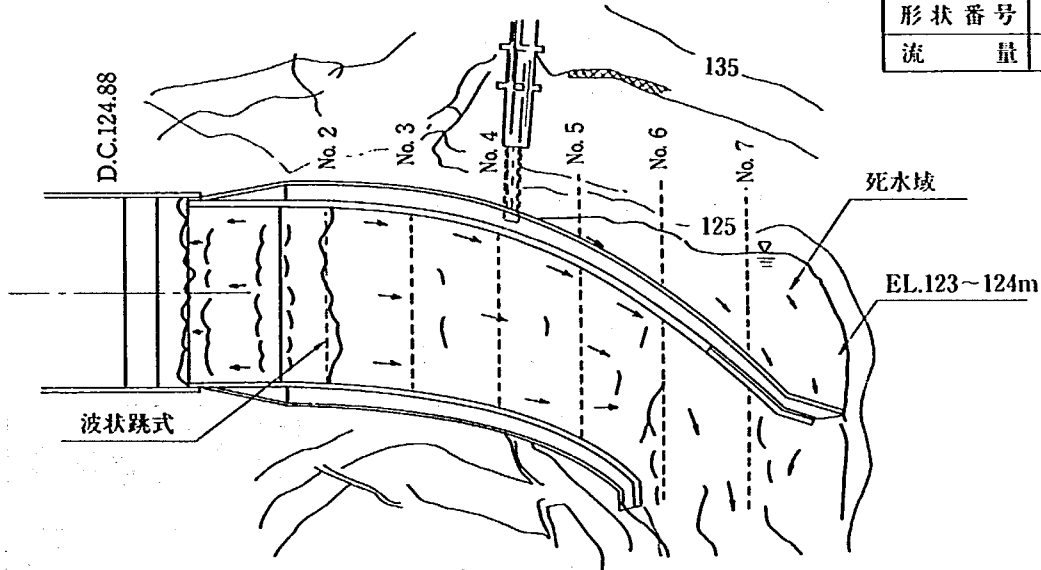


図2-32 掘り込み型副ダム減勢工

形状番号	8
流量	144.98m ³ /s



形状番号	8
流量	670.60m ³ /s



形状番号	8
流量	1074.94m ³ /s

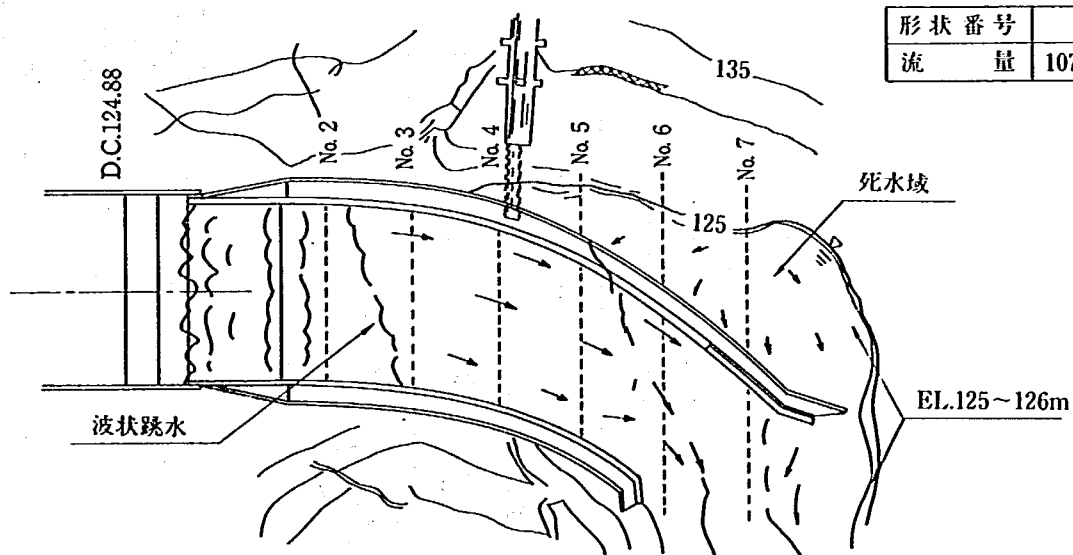


図2-33 副ダム減勢工および下流河道流況

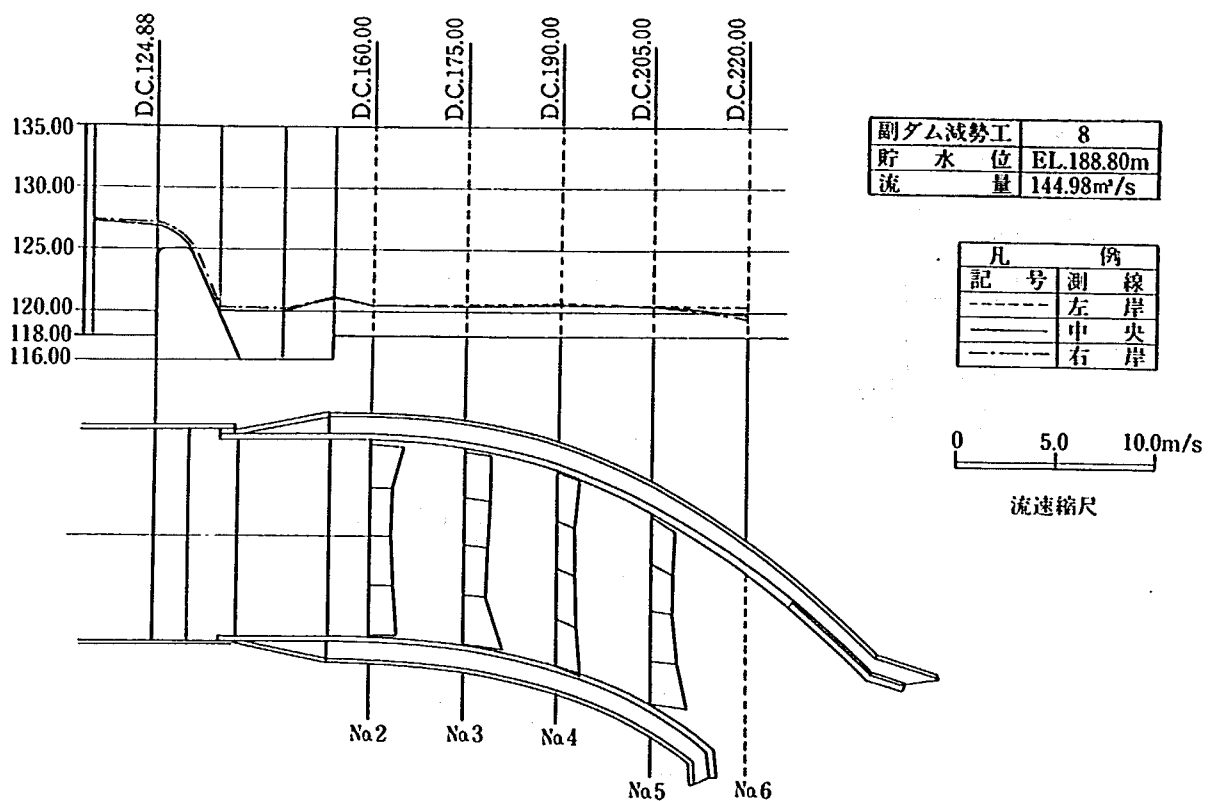


図 2 - 34 - 1 下流河道水位縦断および流速分布

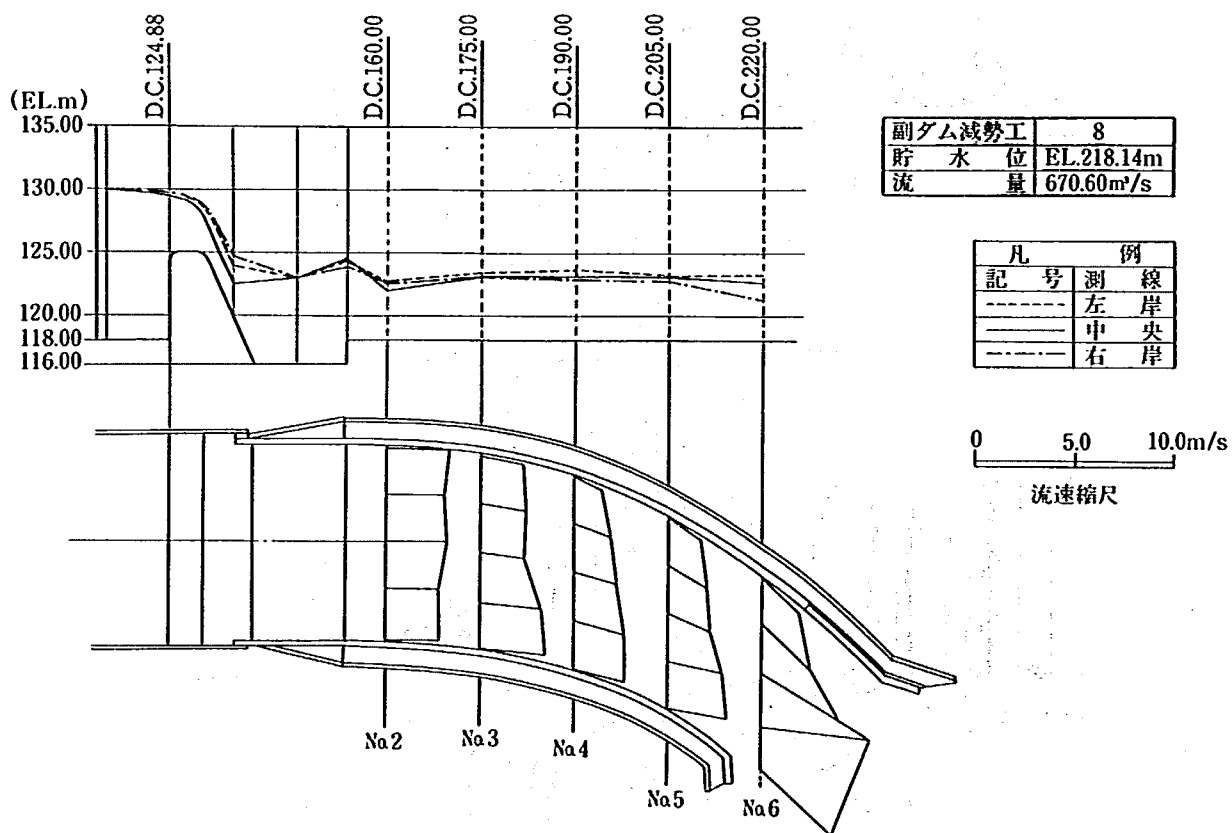


図 2 - 34 - 2 下流河道水位縦断および流速分布図

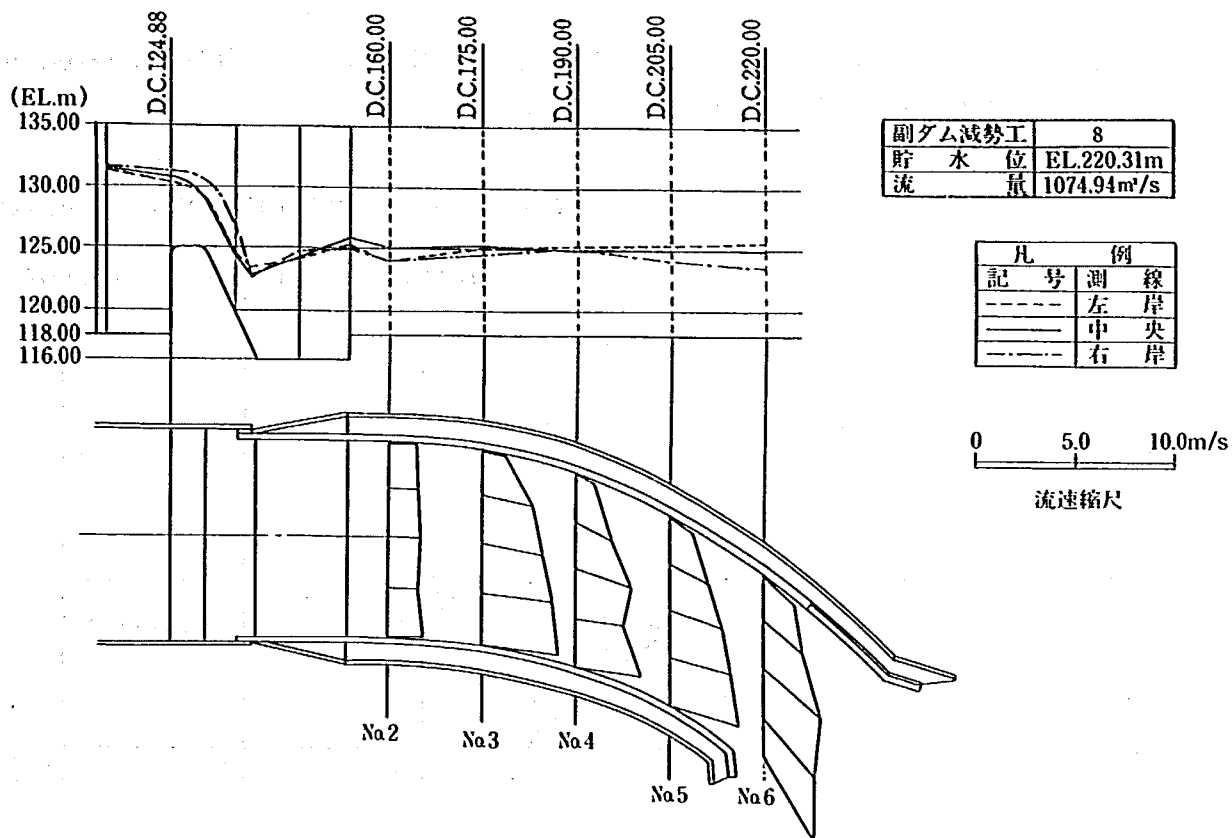


図 2-34-3 下流河道水位縦断および流速分布図

表 2-9 プール内の流速

	断 面	I II					
		左	← →	中	← →	右	
Q = 660 m³/s	I	6.55	7.18	6.76	6.89	7.07	
	II	4.78	3.26	3.02	2.99	4.66	
Q = 1080 m³/s	I	4.96	5.30	7.61	7.78	7.48	
	II	2.52	2.18	1.81	3.85	4.31	

※記入値はm/sで示している。

② Q = 660 m³/s 放流時 (図 2-33-2, 図 2-34-2)

副ダムを越流した流水がプール始端では流速が約 6 ~ 7 m/s 近くあるがプール内で減勢され、終端では約 3 ~ 4 m/s 近くまで減勢されている。(表 2-9) しかし、段差点での水面上昇が観察され、下流に二次的射流をおこしている。しかしすぐに波状状態の跳水を経て流下している。下流河道の左岸側は計画護岸を越水する流れがみられるが越水した流れはほとんど流速がなく、左岸側に止水状態となっている。

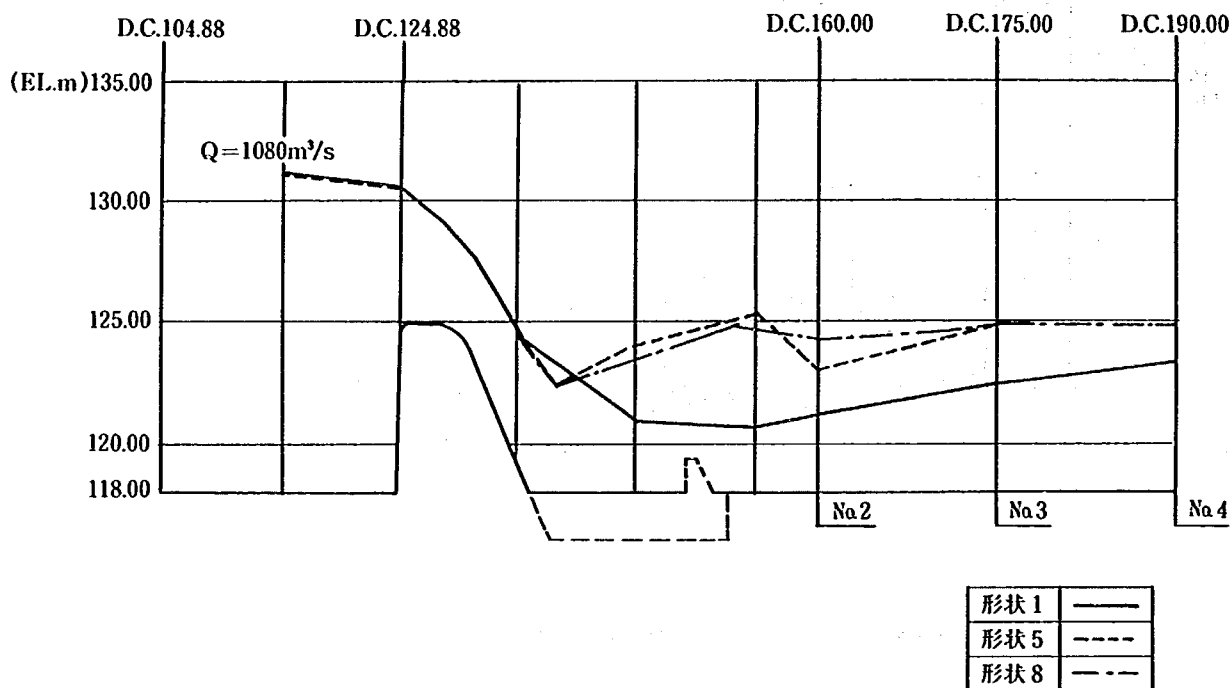
③ Q = 1,080 m³/s 放流時 (図 2-33-3, 図 2-34-3)

副ダムを越流する水深は測定結果より 6.5 m 近くとなり、14m 水柱程度のエネルギーをもった流水が副ダム下流に流下することになる。下流に設置したプール内での流速は表-13にも示したように始端で平均 6.6 m/s であるがプール内で減勢が進行された結果、終端では平均 2.9 m/s となっている。(表 2-9) プール内での跳水は安定しており、平面渦等は観察されない。しかし、プール終端での水位が EL. 125m となるため、下流河道で二次的射流状態がみられる。この射流は 5 ~ 10m 近く続く

が波状状態の跳水を経て下流河道を流下する。左岸側では計画護岸を越水した流れがみられるが、越水した流水の流速はほとんどなく死水域の状態となっている。

(5) 比較検討

副ダム減勢工がない場合、シル型副ダム減勢工および掘込み型副ダム減勢工について、ダム設計洪



※記入線は、横断方向の平均水位を記入している。

図 2 - 35 副ダム減勢工水面形比較図

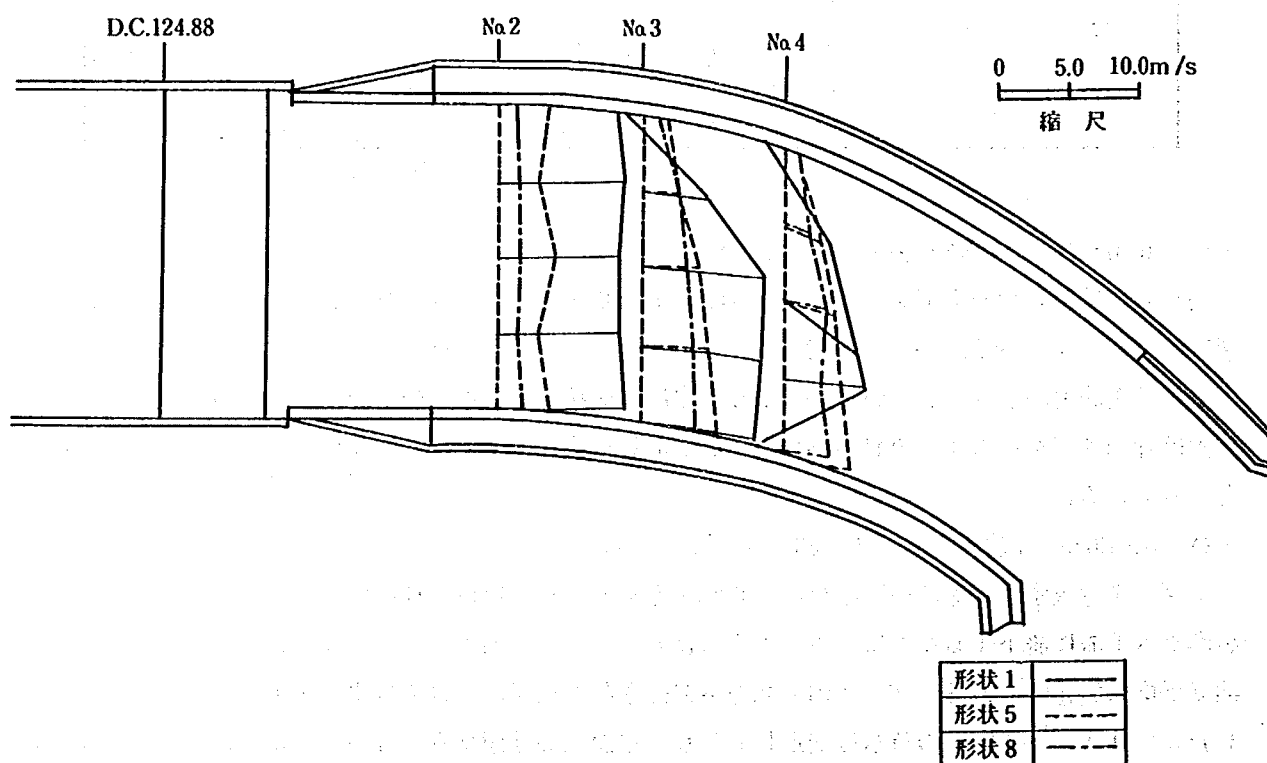


図 2 - 36 下流河道流速比較図

水流量放流時での水面形ならびに流速分布について図2-35、図2-36にまとめた。

以上(1)~(4)の検討より、次のようにまとめられる。

①下流河道内での自然跳水による減勢は期待できず、何等かの減勢処理をしなければ護岸の根の洗掘、下流河道の河床低下さらに副ダム直下での損傷を増長する結果となる。②副ダム減勢工としては、シル型と掘込み型との比較より副ダム下流を掘りこんで下流水深を確保する方式をとることにした。

掘込み規模は、次のとおりとする。(図2-37)

掘込み水叩き面標高 EL.116 m

掘込み水叩き長 15 m

掘込み水叩き幅 34 m

②計画護岸は $Q = 660 \text{ m}^3/\text{s}$ より越水がみられるが越水した流水は流速もなく、左岸側は死水域となっており、護岸の損傷の懸念はない。越水した水位はEL.126 m程度である。

③河道内の最大流量は $Q = 1,080 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時では河道断面No3で3.9 m/sとなっている。

④掘込み型の副ダム減勢工を設置すれば、下流河道内に対する特別な配慮をしなくともよいと判断できる。

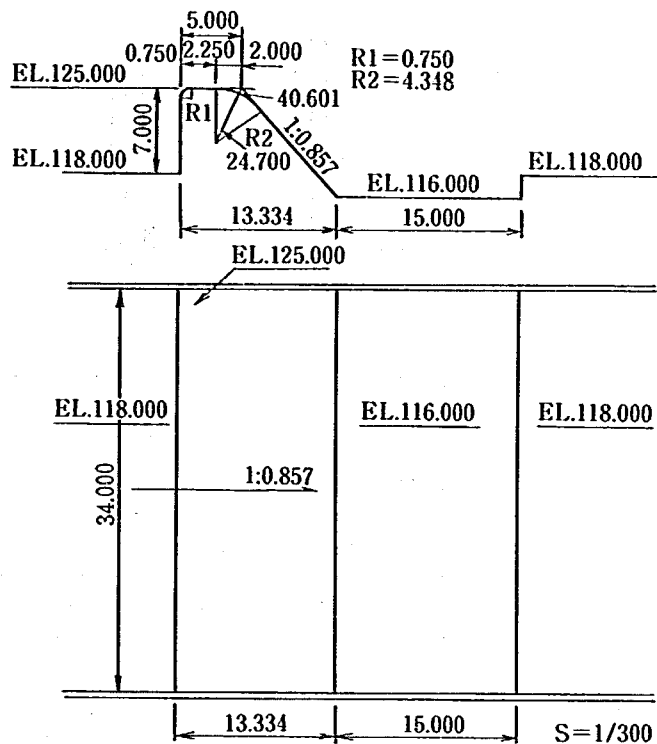


図2-37 副ダム減勢工形状図

次に副ダム減勢工を掘込み型とした時の下流に

ある滝壺による低下背水の効果はどの付近まであるのかを考察してみる。

図2-38には河道断面No6までの左、中央、右の平均水位を流量別にプロットしてみた。図よりNo5からNo6に至るところから水面勾配が変化しているのがみられる。

図2-39には各断面でのフルード数を計算してみた。フルード数の算定は、次の要領で実施した。

①河道断面に計測した水面形をプロットする。

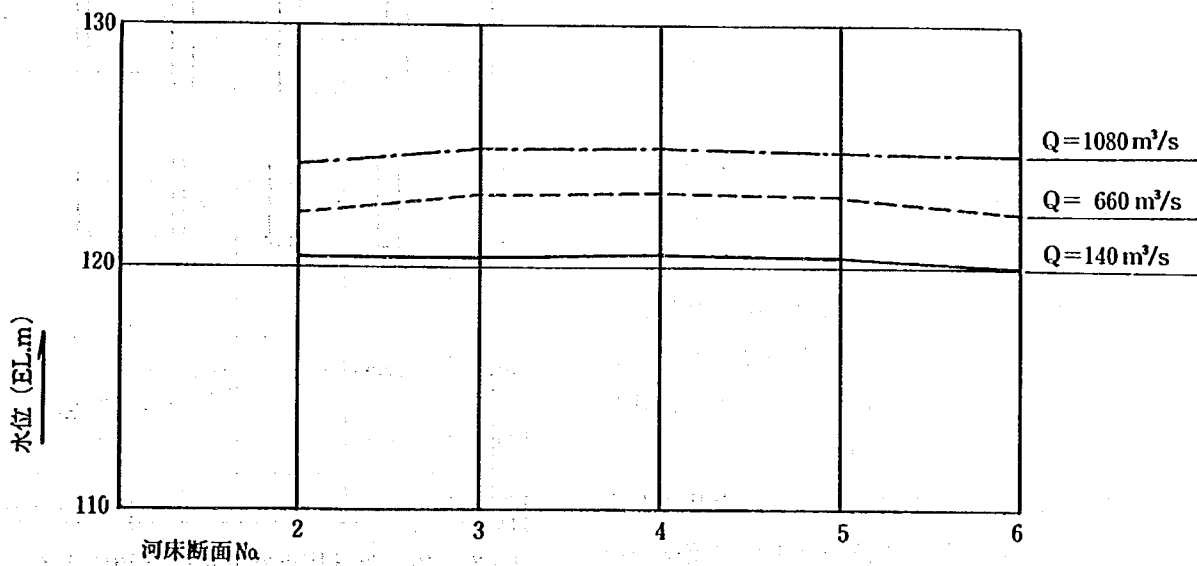
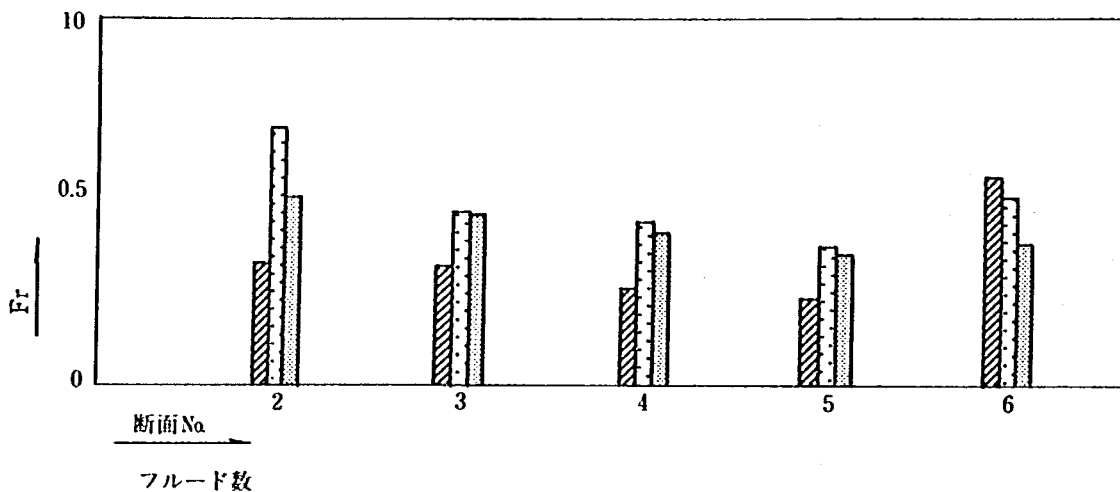


図2-38 下流河道水位縦断比較図



断面Na	2	3	4	5	6	凡例
流量						
144.98m³/s	0.334	0.320	0.260	0.233	0.561	斜線
670.60m³/s	0.699	0.472	0.445	0.379	0.512	点線
1704.94m³/s	0.514	0.467	0.418	0.357	0.384	白

図2-39 下流河道のフルード数

②水面と河床とで囲まれた面積を求める。

③②で求めた面積を用いてその断面での平均流速を求める。

④水面形の平均水深と平均流速よりフルード数を算定した。

図よりNa 2～5までは一様にフルード数が低下してきているが、Na 6で上昇する傾向がみられる。

以上のことより、Na 6付近より下流滝壺の低下背水の効果が強くあらわれてくることがわかる。

6-9 洪水吐き全体の水利機能調査検討

(1) 越流式ゲート付越流頂（低越流頂）の配置検討

越流式ゲートの配置については55年度の報告でも述べているように側水路減勢工の側壁沿いの水面形のうち低越流頂正面での水位が最大となっている。導流壁を設計する際、最高水位を基準とすることから、側壁形状として中央を高く上・下流に一樣勾配とするより、側壁を水平とする設計が施工上有利になることは明白である。

しかし、越流式ゲート付越流頂を洪水吐き左岸側に変えることにより側水路減勢工の導流壁沿いの水面形は上流側が高く、下流にいくにつれて順

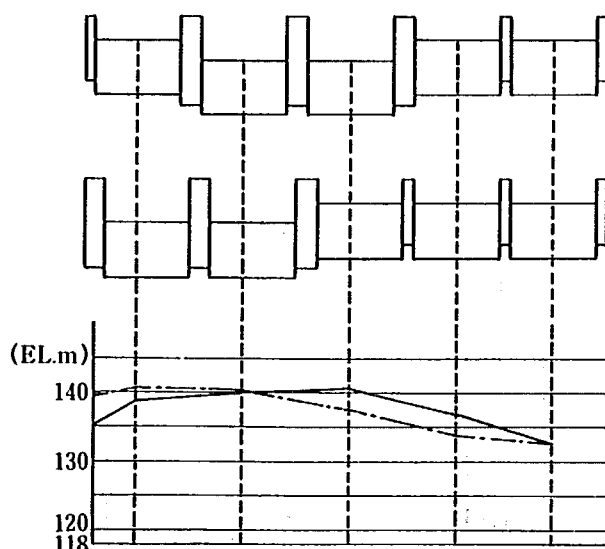


図2-40 非常用洪水吐配置変更による
非常用減勢工水面形比較図

次水面が低下し、この結果側壁を一樣傾斜で設計することが可能であると推定される。これは工事量、コンクリート量の軽減にもつながることからこの案について実験で検討し、どの程度の傾斜にすればよいか検討した。結果を写真2-12に示す。

側壁沿いの水面形は図2-40に示すような形となり、越流式ゲート付越流頂を移行することにより、導流壁形式として上流側を最高水位より判断し、下流方向に一樣に傾斜する導流壁形状が可能である。また、越流式ゲート付越流頂を移行することとした場合の右岸側の導流壁高は図2-41に示す水面形より2.5 mとすれば良い。

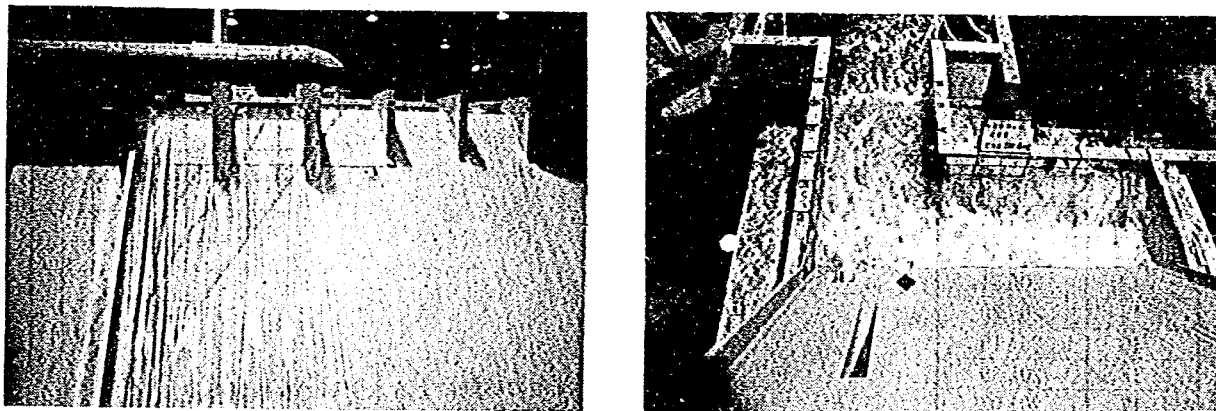


写真2-12 非常用洪水吐配置変更による減勢工
(ダム設計洪水流量：1080 m³/s)

(2) 主放流管デフレクタの検討

洪水吐き配置案としてBタイプ案を採用する結果となったことから、非常用洪水吐き(自由越流頂3門、越流式ゲート付越流頂2門)が全体に左岸による結果となった。

このため、非常用洪水吐きの左端の自由越流頂より越流した流水が、右主放流管右側の出口部を閉塞する結果となった。このため、右主放流管出口部に何等かのデフレクタが必要となったため実験により検討した。(写真2-13)

この結果、図2-42に示す規模のデフレクタを設置すれば、越流水による閉塞が十分に解消できる結果を得た。

D.C.(m)	水位(EL.m)
- 5	220.06
- 4	219.37
- 3	218.78
- 2	218.62
- 1	218.51
0	218.40
1	218.35
2	218.04
3	217.59
4	217.15
5	216.28
6	215.47
7	214.57
8	213.69
9	212.65
10	211.20
11	214.64
12	208.81
13	206.81
14	205.30
15	204.15
16	202.30
17	201.02
18	199.45
19	197.75
20	196.28

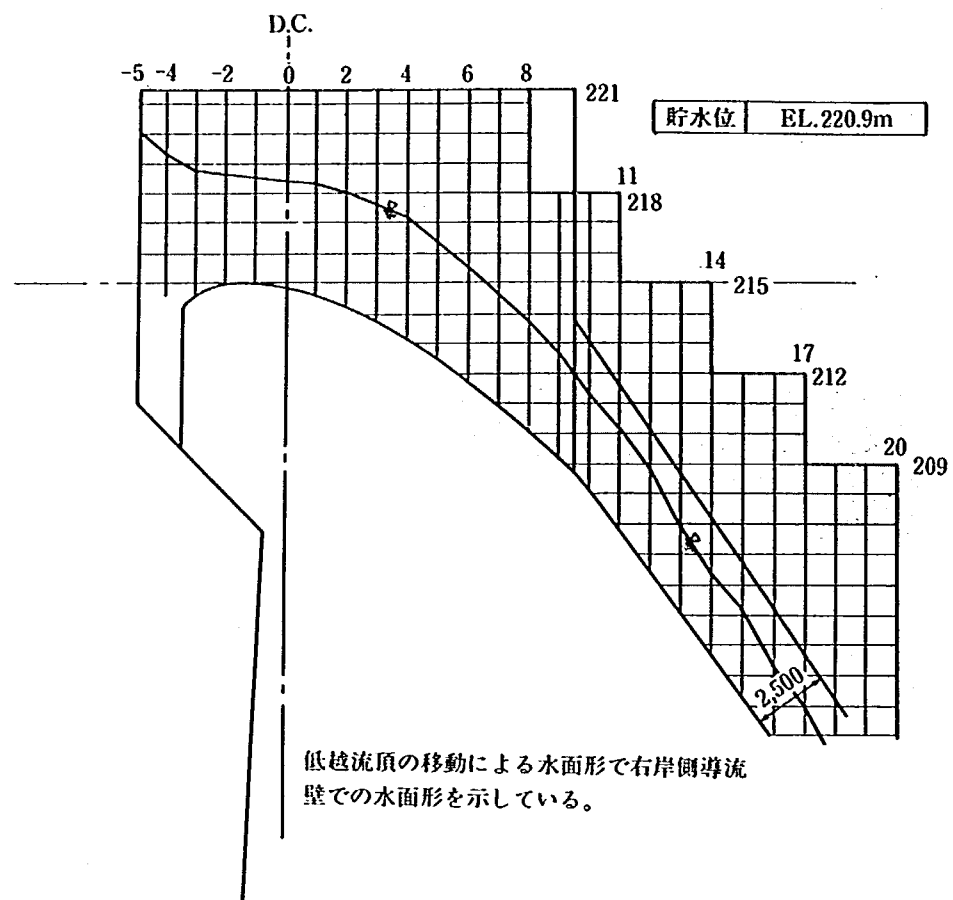


図 2 - 41 低越流頂移動によるシュート導流壁水面形状図

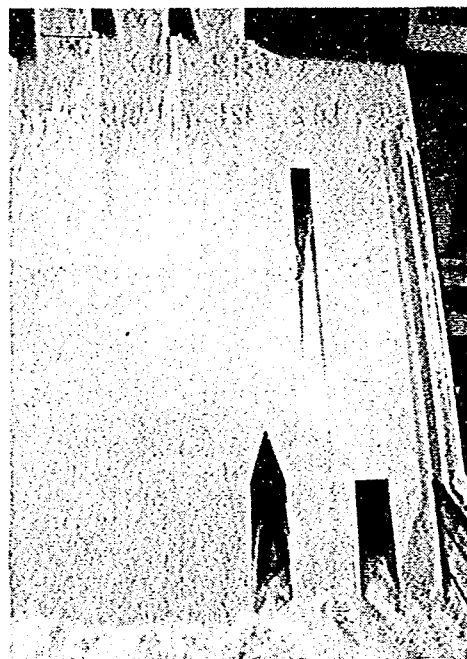
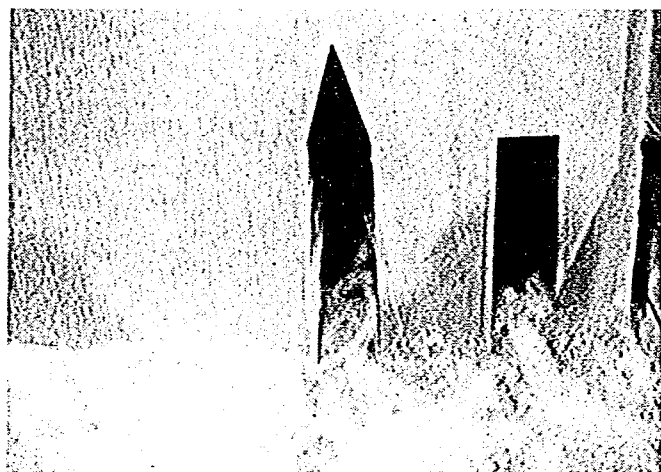


写真 2 - 13 主放流管のデフレクター (Bタイプ)

(3) 主放流管片側操作時の流況

結果を写真2-14に示す。主放流管での1門操作による放流を行うと減勢池内に平面渦が形成される。主放流管1門操作での平面渦の規模は左門、右門とも変化など認められないがこのような平面渦は、水理的には減勢池内に好ましくない結果を与えるものであるが、片側操作時での水面形は主減勢池内の導流壁高に対して十分に余裕があり、渦の影響はあるものの片側操作が不測の事態であることを考慮すると、特に対策は必要ないと判断する。

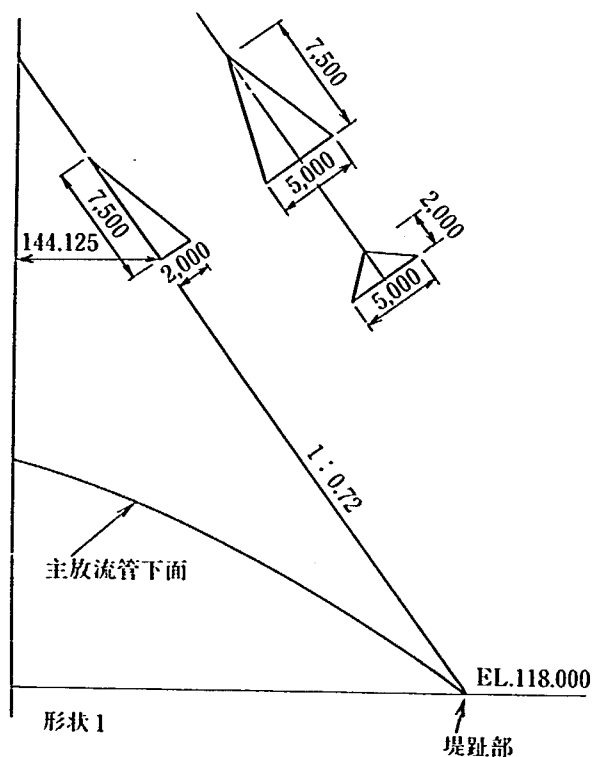
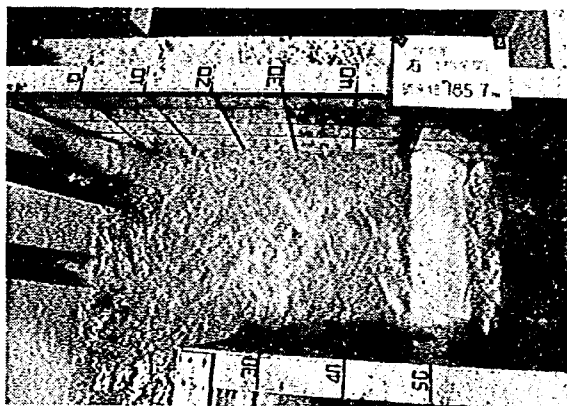
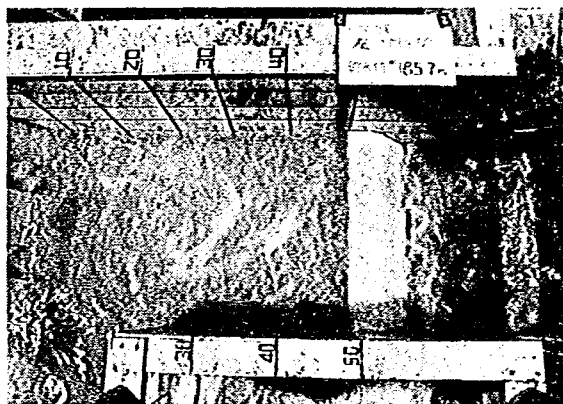


図2-42 主放流管デフレクター形状図



右放流管全開



左放流管全開

写真2-14 主放流管片側操作

以上の検討結果から、厳木ダム減勢工として図2-43に示すものが提示された。

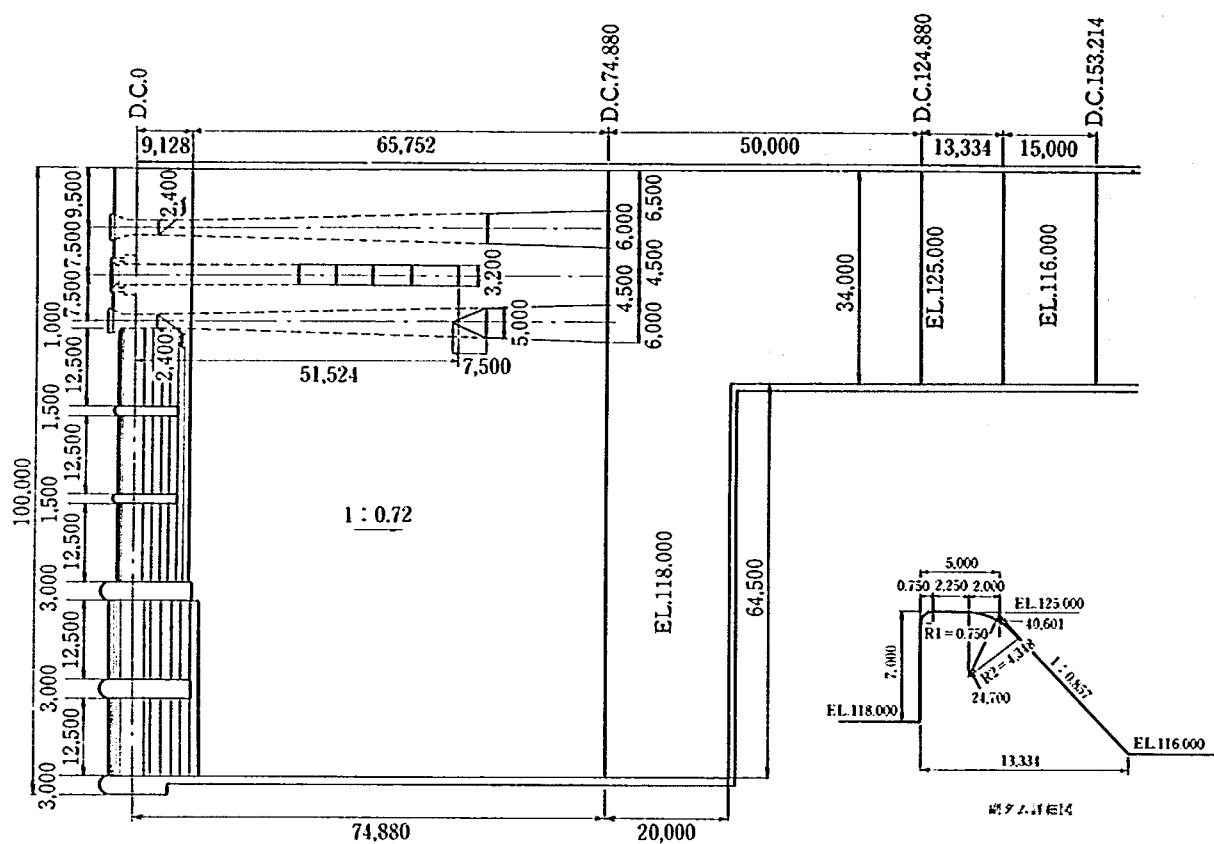


図2-43

第 3 章 放流管水理模型実験

RECEIVED AT THE OFFICE OF THE
SHERIFF OF THE COUNTY OF ALBANY

第3章第1節 概 要

本章は厳木ダム放流管の水理設計および昭和57年度および昭和58年度に実施した水理模型実験の検討内容とその結果についてとりまとめたものである。

厳木ダム放流管は設計水頭約 60 m で操作される高圧放流管であり，その細部形状については十分な配慮が必要である。また，放流管からの流水を効率よく減勢するためにはゲート下流開水路部分を拡幅する等の対応が必要である。

放流管ゲートの水密構造は当初戸当り側に額ぶち状にゴムを設ける戸当り側ゴム連続しゅう動方式を考えていたが，その後，底部水密および上部副水密を戸当り側，側部および上部水密を扉体側に設置するゴム不連続しゅう動方式を採用することとなったため，水理設計および水理模型実験は2回実施しており，それぞれ第2節と第4節，第5節と第7節に述べている。

また，開水路部を下流へ向かって漸拡することに伴う底面継断形状の検討を第3節に，また，キャビテーション防止のために行なうエアレーションに伴うオフセットの処理方式の検討を第6節に記述する。

これらの検討を踏まえて決定された放流管形状に対する確認実験の結果は，第8節に示す通りであり，実施設計案およびその機能は第1章第4節に示す通りである。

なお，本章の検討で用いた放流管模型は実物の 1/25 の縮尺で透明アクリル板を整形・加工して製作したものである。

本検討での水理現象もフルードの相似に従うものと考えられ，原型と模型の諸量の関係は表3-1で与えられる。

表3-1 諸量の縮率

諸 量	次 元	縮 率	
長 さ	L	1 / n	1 : 25
流 量	L^3 / T	$1 / n^{5/2}$	1 : 3125
圧 力 (水 頭)	L	1 / n	1 : 25

2-1 設計条件

- ① 揚水時満水位（EL.185.7m）において、 $140\text{ m}^3/\text{s}$ の放流能力を有すること。
- ② 洪水調節計画を満足すること。
- ③ 呑口中心標高をEL. 160 mとする。

非常用洪水吐

DC.0

1.00 越流式ゲート付越流頂

2.40

2.40

DC.0

74.88

1:0.72

オリフィス

放流管

3.00

6.00 4.50 6.00

4.50 6.50

20.00

EL.118.000

側水路型減勢工

64.50

主減勢工

34.00

50.00

DC.74.88

DC.124.88

副ゲム

2-2 設計方針

放流管管路部は、経済的に有利な管路長の比較的短い矩形放流管を採用し、ベルマウス曲線は W E S (米国陸軍工兵隊水路試験所) の推奨形状として知られる 2 つの長円曲線を組み合わせたものを採用している。(図 3-2) これは曲線下流端に生ずる圧力降下を、単一の長円曲線を用いた場合より軽減させることが出来るからである。

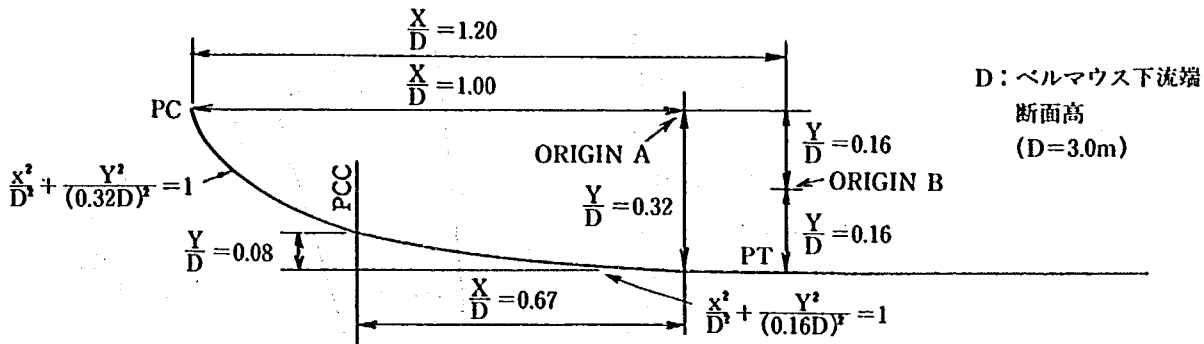


図3-2 WESのベルマウス曲線

呑口形状は、ベルマウスの上流端にフードを設けてある。これにより、任意の傾斜角に対して、上下対称なベルマウスを用いることができる。また管路下流付近での圧力降下を軽減させるため絞り部を設けてある。(図3-5)

管軸の傾斜角は、前年度までの全体模型実験の結果より減勢池にバケットカーブをはり出すことは、流況に悪影響をおよぼすことが判明したため、開水路下流端を堤趾部にすりつけるようにする必要から14°の傾斜角をとっている。

洪水調節計画より、放流管の設計水深が60m程度(設計洪水位EL. 220.8—EL. 160m)にもなる。このことから、ゲート形式として、オフセットによって断面が不連続となる高圧ラジアルゲートを想定し、開水路部の設計を行っている。

縦断形状は、設計水深での自由落下曲線と直線とを組み合わせ、堤趾部にすりつけている。また平面形状は、減勢効果を高めるために、開水路巾を管路末端より漸拡し単位巾流量を小さくする形状として設計している。拡幅率は全体模型実験結果を考慮して2.6倍としている。

設計条件に基づき、放流管諸元は次のとおりとする。

① 管軸の傾斜角

堤体との関係から下面に14°の傾斜とする。

② 直管部断面

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (\text{式3-1})$$

より、直管部断面は、 $A = 6.9 \text{ m}^2$

ただし、 C ：流量係数(=0.9)、 H ：設計水頭(=185.7m—160m)、 Q ：放流量(140 m^3/s)

隅取面積を断面積の4%とし直管部断面幅2.4mとすると、管高は3.0mとなる。

すなわち、巾×高=2.4m×3.0m 隅取4%

③ ベルマウス曲線

入口形状は、WES(米国陸軍工兵隊水路試験所)の推奨しているベルマウス形状を採用する。(図3-3)

④ ベルマウスの上流端には方形フードを設ける。 (図3-4)

従来、傾斜角の大きい場合によく見られる入口形状は、長円曲線を変形させ、管軸

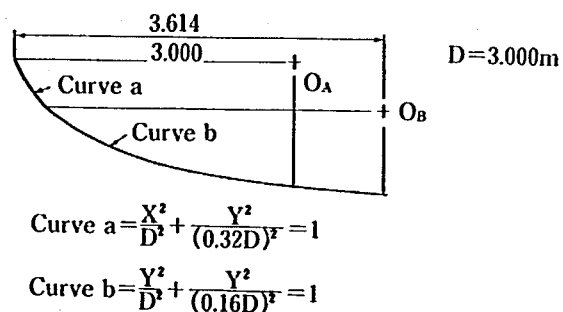


図3-3

の傾斜角に合わせて、上面、側面、下面と別々に決定された。これらはいずれも形状が複雑で特に製作上、不利になる場合が多い。このため本設計では製作上も有利な「フード付きベルマウス」を採用する。これはフードをベルマウスの上流端に取り付けたもので、任意の傾斜角に対して上下対称なベルマウスを用いるものである。この形状による基礎的な実験では、管として損失水頭は若干増加するが、ベルマウスに急激な圧力降下は見られず、ベルマウス内の圧力分布もなめらかで、フードがない従来ものものと比べて大きな違いはないとされる。

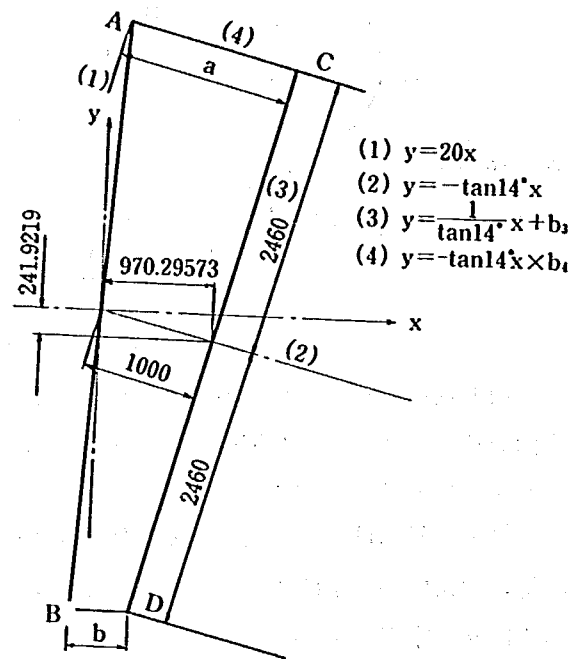


図 3-4

C点座標

$$y_C = 2460 \times \cos 14^{\circ} - 241.9 = 2145.0$$

$$x_C = 2460 \times \sin 14^{\circ} + 970.3 = 1565.4$$

D点座標

$$y_D = -2460 \times \cos 14^{\circ} - 241.9 = -2628.8$$

$$x_D = 970.3 - \sin 14^{\circ} \times 2460 = 375.2$$

図 3-5 の(3)式、(4)式中の未知数 b_3 、 b_4 は C点座標を用いて

$$b_3 = -4129.6$$

$$b_4 = 2535.3$$

図 3-5 の(1)式～(4)式を用いると

A点座標

$$x_A = 2535.3 / (20 + \tan 14^{\circ}) = 125.2$$

$$y_A = 2504.1$$

B点座標

$$y_B = y_D = -2628.8$$

$$x_B = -2628.8 / 20 = -131.4$$

$$\therefore a = \sqrt{(y_A - y_C)^2 + (x_A - x_C)^2} = 1484.3$$

$$b = x_D - x_B = 375.2 + 131.4 = 506.6$$

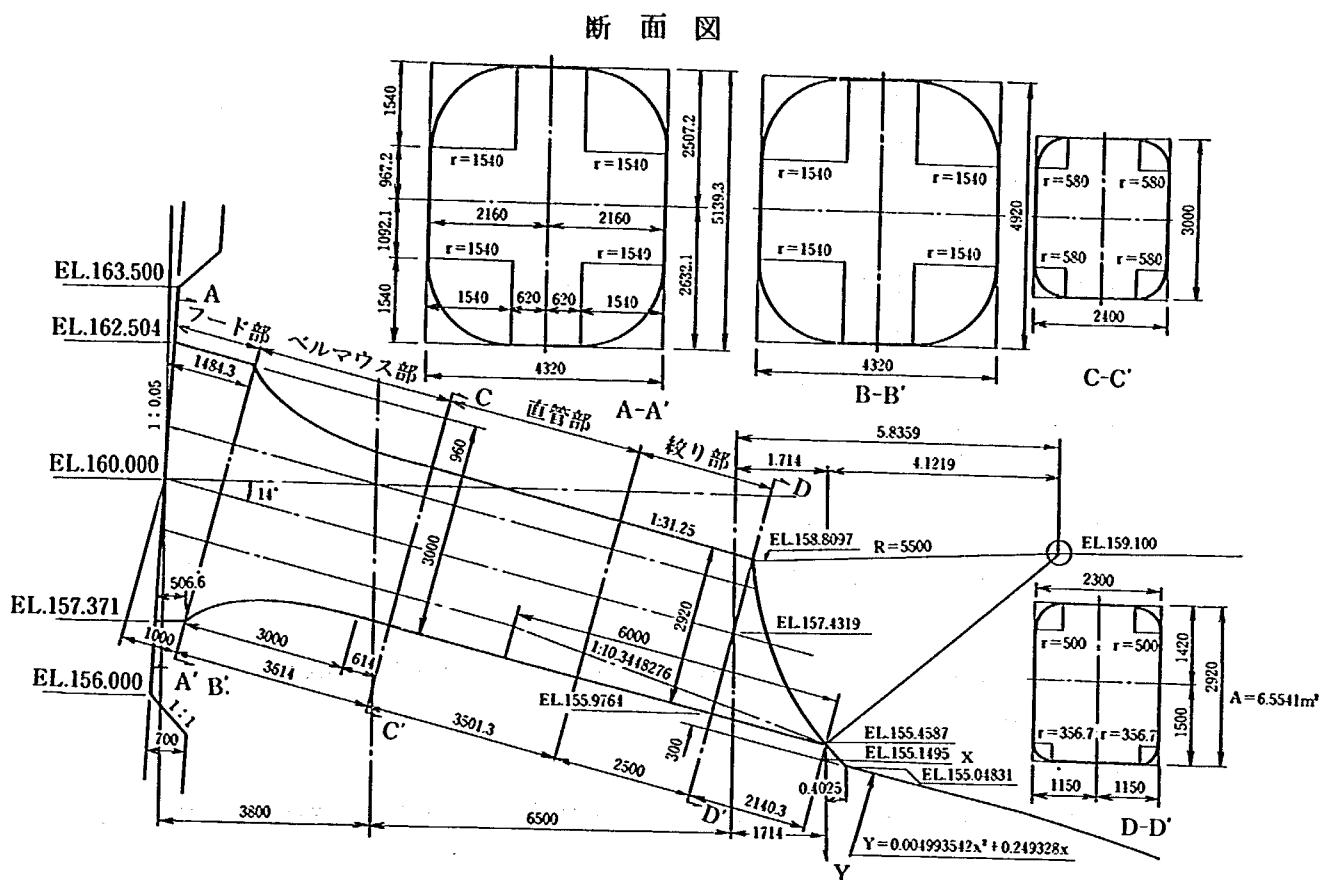
2-3 設計計算

(1) 放流管

① 出口断面

EL. 185.7 m で $140 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流可能なこととし、負圧を生じないという設計条件から、

幅×高 = $2.30 \text{ m} \times 2.92 \text{ m}$ 隅取半径 0.5 m



平面図

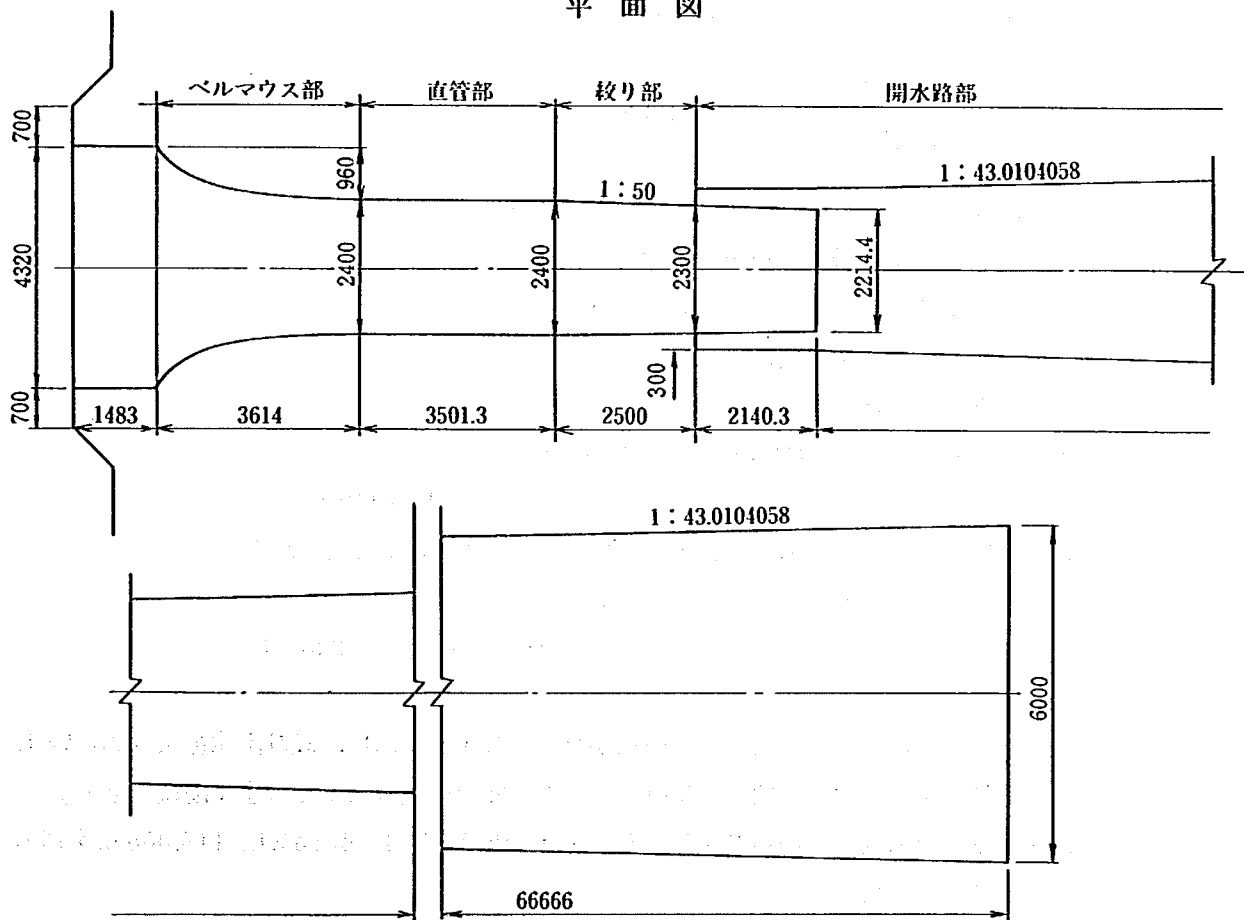


図3-5 放流管形状図

② 管路長

フード部	1 m
ベルマウス部	3.614 m
開取円弧すり付け長さ	6 m
すり付け勾配	4 %
絞り必要長さ	2.40 m
勾配	1/30
管路の最少必要長	10.614 m

③ リセス水平長 0.7 m

④ ゲート

高圧ラジアルゲート	半径 R = 5.5 m
ゲートピン位置	EL. 159.1 m

⑤ 出口底面のオフセット

ゲート円弧を延長し、開水路との断差を 0.3 m とする。(EL. 155.048 m)

(2) 開水路下面形状

① 形状 1

設計洪水水位 EL. 220.8 m での自由落下水脈の軌跡として知られる放物線と直線とで構成されている。

自由落下水脈の軌跡は次式で与えられる。

$$y = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4 C^2 H} x^2 + x \tan \theta \quad (\text{式 3-2})$$

ここに、y ; 管出口敷を原点とする鉛直方向の座標

x ; 管出口敷を原点とする水平方向の座標

C ; 放流管の流量係数 (C = 0.9)

H ; 管出口敷高と貯水位の標高差

θ ; 管軸傾斜角 ($\theta = 14^\circ$)

$$\text{式 3-2 より, } y = 0.00499354 x^2 + 0.249328 x$$

$$(0 \leq x \leq 48.4039)$$

堤趾部 EL. 118 m を通り、上記曲線に接する直線は次式で与えられる。

$$y = 0.732742 x - 11.6995$$

$$(48.4039 \leq x \leq 66.6661)$$

② 形状 2

下流開水路での底面圧力を高め流水の拡がりを助長するために、設計洪水水位より高い貯水位における放流水の自由落下曲線を使用する。この曲線は堤趾部にそのまま接続させる。

自由落下水脈の軌跡曲線の第 2 項は同じで ($\tan \theta$ は一定) 堤趾部 EL. 118.000 m を通る曲線は次式で与えられる。

$$y = 0.00461882 x^2 + 0.249328 x$$

形状2は形状1に対して若干ふくらんだ形状となる。(最大標高差1 m程度)
 開水路平面形状

出口幅 6.000 m

1 : 43.0104 の勾配で拡幅

下流開水路の設計概要を図3 - 6 に示す。

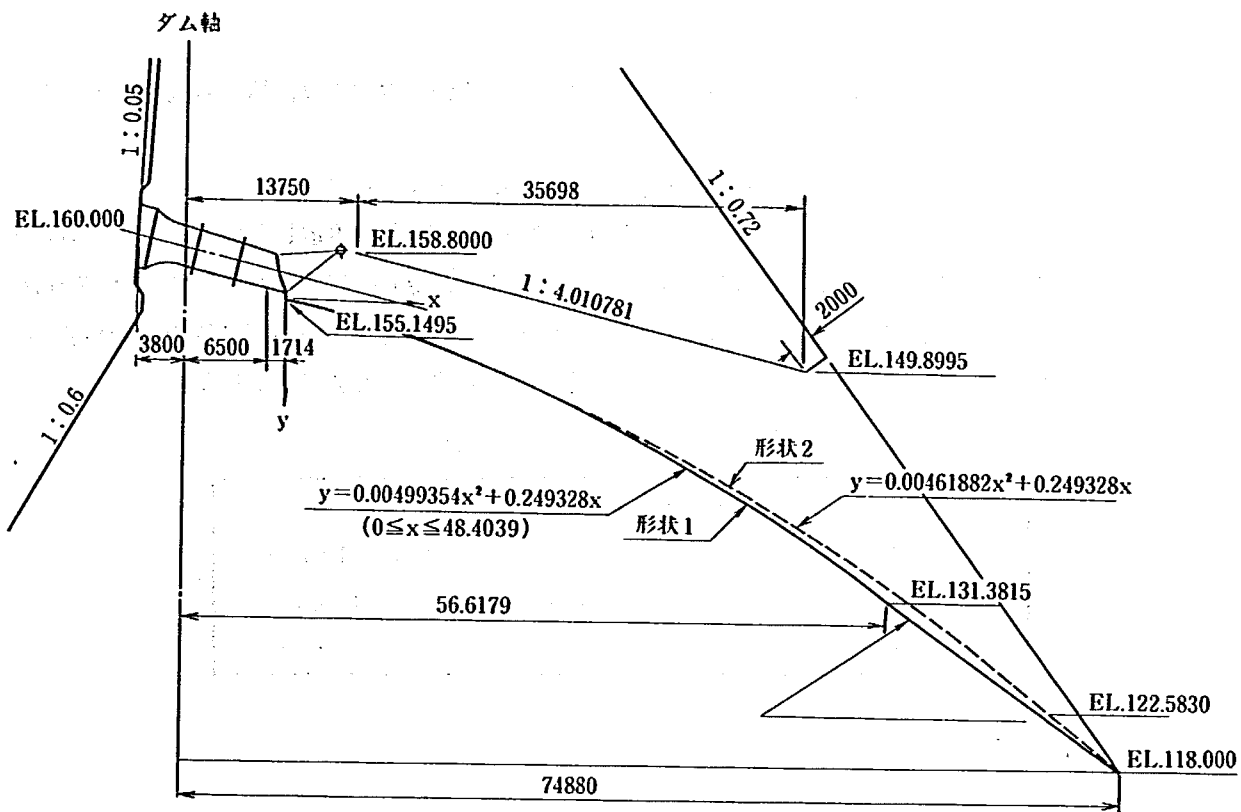


図3 - 6 開水路の設計概要 単位 (mm)

第3章第3節 開水路部の比較検討（予備実験）

3-1 目 的

本節では放流管管路部に接続する開水路形状を選定するため、2種類の開水路形状について比較検討するものとした。（図3-6）

① 形状1

平面形状は、管路接続点より漸拡されており、断面形状は放物線および直線より構成されている。

② 形状2

平面形状は設計案と同様であり、断面形状は放物線のみで構成されている。

検討条件としては、放流管1門放流（放流管片側操作不能の場合を想定している。）で設計洪水位（E.L. 220.8 m）における計画最大放流量（140 m³/s）放流時での状態とした。これは、70 m³/s 放流時には流況から問題なく危険側を考えた理由による。ゲート開きについては放流機能調査結果より、2.28 m（全開時は2.92 m）とした。検討を実施した実験条件を表3-2に示す。

表3-2 比較検討実験条件

条 件	形 状 1	形 状 2
貯水池水位	E.L. 220.05 m	E.L. 219.76 m
放 流 量	139.9 m ³ /s	139.8 m ³ /s
ゲート開き	2.28 m	2.28 m

3-2 水理模型実験

(1) 流 況

比較検討の貯水池水位－放流量－ゲート開度の関係から、放流管のゲート開度は全開時の約80％となっており、ゲートによる縮流を強く受けている流況となる。本項ではこの様な状態での流況についてまとめたものである。

はじめに説明の簡便化をはかるために開水路部分を次のように区分けすることにした。管路出口を0 mにして、各区間の流況の特色を全般的にまとめてみることにする。

【0～15 m】……………空気を混入しない流水から空気を混入した流水への遷移状態区間であり、流水のひろがりは見られない。
水面形も安定している。

【15～45 m】……………ゲートの縮流および衝撃波の発生による側壁沿いの水位上昇が見られるとともに、空気を混入した流れが発達してきている。

【45 m～開水路終端】……空気を混入した流れがさらに発達するとともに、水面形も不安定な状態となってきている。

① 形状1について（図3-7）

【0～15 m】……………管路出口より放流された流水は、ゲートの縮流ならびにオフセットの影響のために流水の中心線が下向きになっている。

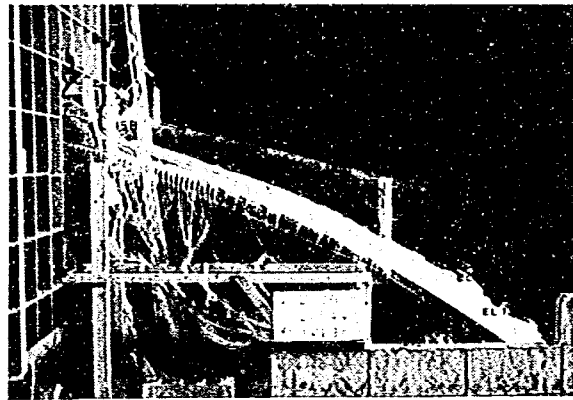
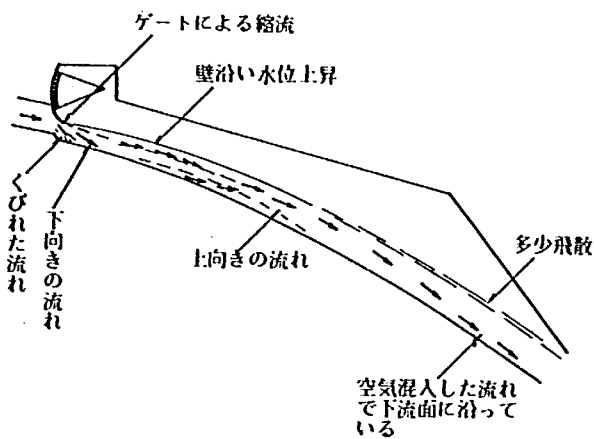


図 3-7 開水路の流況

形 状	1
貯水池水位	EL. 219.44m
放 流 量	140.3m ³ /s
ゲート開き	2.28m

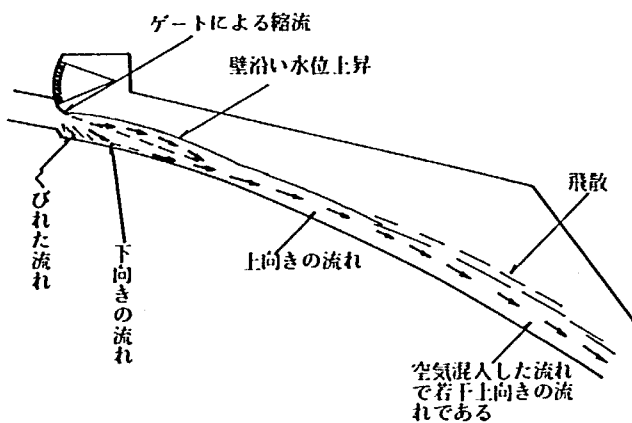


図 3-8 開水路の流況

形 状	2
貯水池水位	EL. 220.10m
放 流 量	140.1m ³ /s
ゲート開き	2.28m

【15～45m】……………ゲートの縮流ならびにオフセットによる影響で負の衝撃波が発生する結果、側壁沿いの水面が上昇する。側壁沿いと中央との水位差は最大で1.5m近くにも達している。【0～15m】区間で主流線が下向きになっていたが、開水路底面に衝突することにより主流線が上向きになる状態が見られ、再び流水の重力効果のために順次下面形状にそった流れとなっていく。

【45m～開水路終端】……主流線は下流面形状に沿った流れとなっているが、流水は多量の空気を混入した流れであり、水表面では、水粒子の飛散がみられる。また

平面的には流水がスムーズにひろがっている。

② 形状2について(図3-8)

①と同じようなことが形状2についても観察されている。次に形状1, 2の流況について異なっている点について述べてみる。

流況の違いで顕著なことは【15~45m】区間での主流線の状態である。【0~15m】区間で下向きになっていた流れが開水路下面形状の効果により上向きにさらに流水の重力の効果により下向きになる過程で、形状1の場合には、上向きになった流れは差程強くなく、すぐに重力効果により下面形状にすりついて流下する状態がみられた。これに対し形状2の場合には形状1と同様に上向きになる流れはみられるものの、下面形状のちがいがから上向きの流れが下流にまで残る状態であり、下流で流水の飛散がみられた。このことは次に述べる圧力水面形結果からも言えることであり、形状2は放流管開水路形状としては好ましくない状態であることがうかがえる。

(2) 底面作用圧力

図3-9に示す作用圧力比較図から両形状を各区間ごとに比較すると次のとおりである。

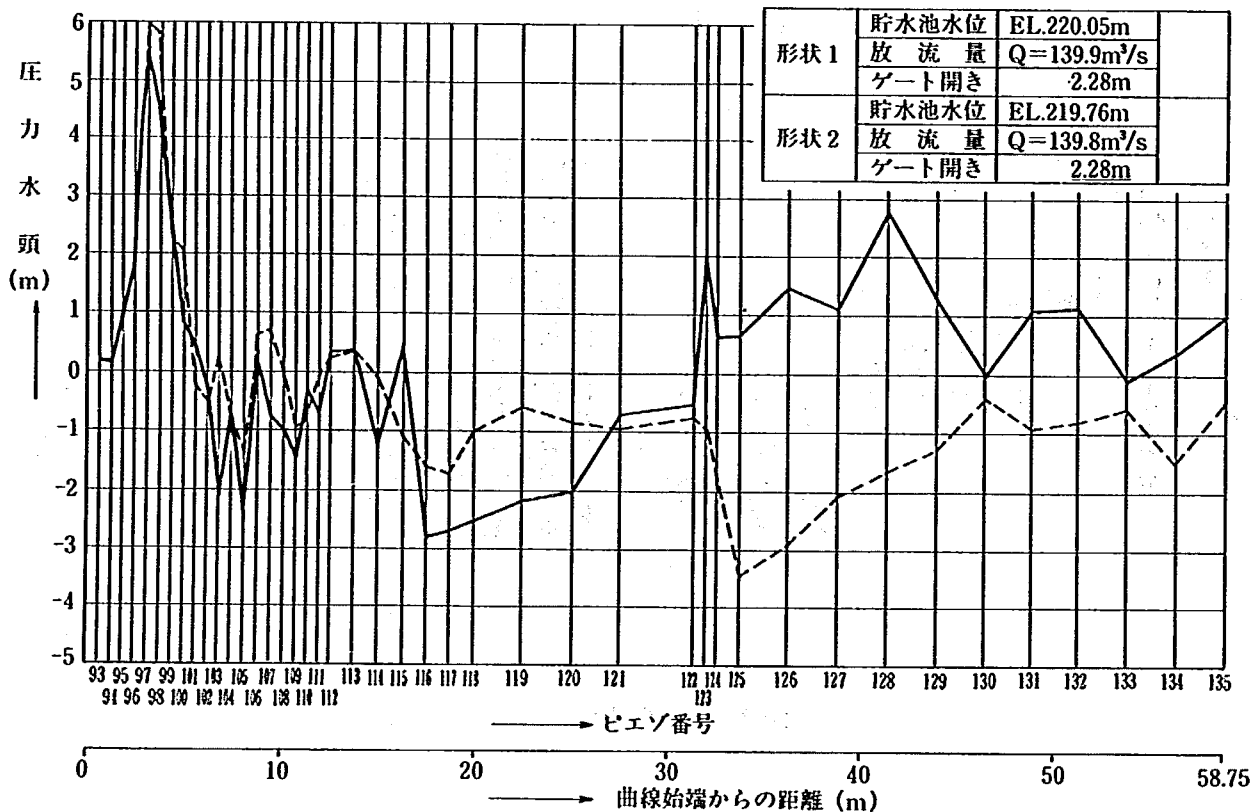


図3-9 開水路底面作用圧力の比較図

- 【0~15m】……………両形状とも同傾向を示しており、下流に行くに従い、徐々に圧力低下が見られる。この区間での最低圧力は、両形状とも管路出口から8.125m(Na105)で、形状1では-2.33m、形状2では-1.44mである。
- 【15~45m】……………形状1では管路出口から17.5m(Na116)付近で一旦急激に低下した圧力が次第に回復する傾向を示しているのに対し、形状2では圧力が、33.75m(Na125)付近で急激に低下した圧力が、次第に回復する傾向を示している。この傾向は流況で述べた様に、流れの向きが上向きに

なる付近と一致している。

この区間での最低圧力は、形状1では管路出口から17.5 m (Na116) で-2.80 m、形状2では管路出口から33.75 m (Na125) で-3.46 mである。

【45 m～開水路終端】……この区間では両形状とも、極端な圧力低下は見られない。最低圧力は、形状1では管路出口から53.75 m (Na133) で-0.08 m、形状2では56.25 m (Na134) で-1.50 mである。

(3) 水面形

図3-10および図3-11に示す、縦断および横断の水面形状比較図から、両形状を各区分ごとに比較すると次のとおりである。

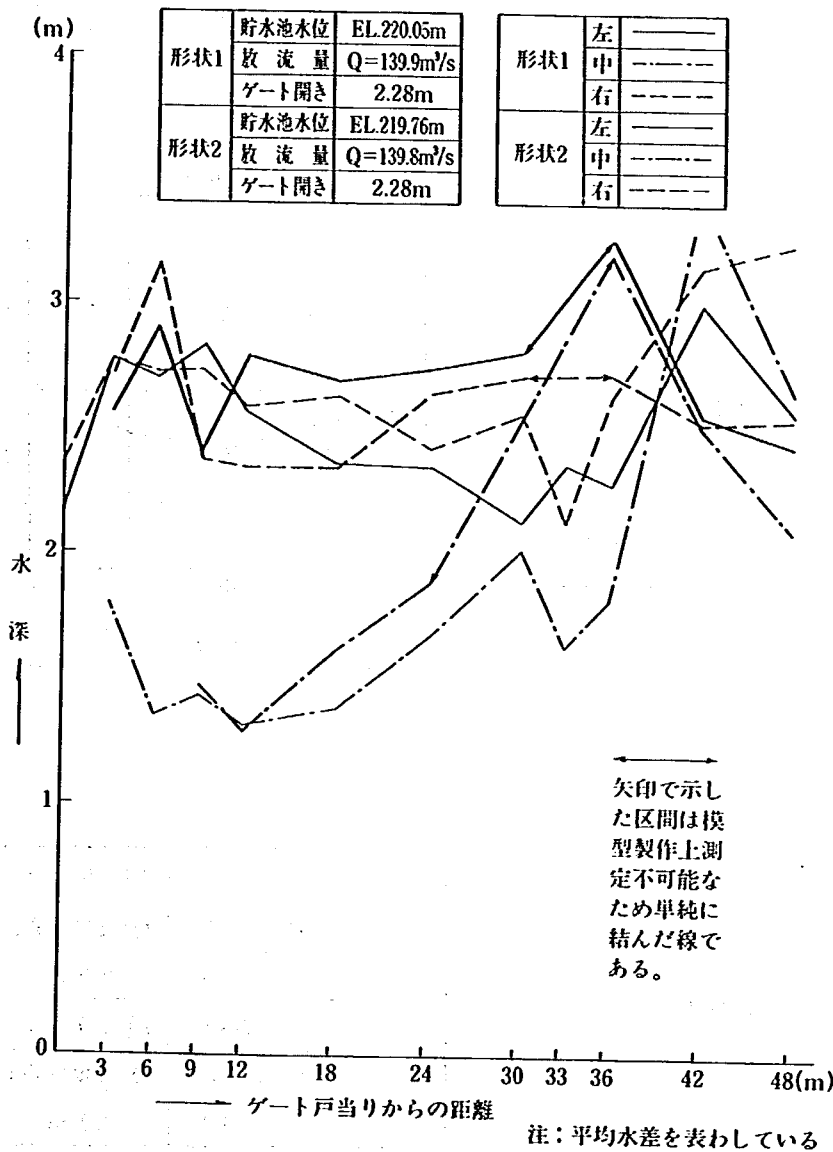
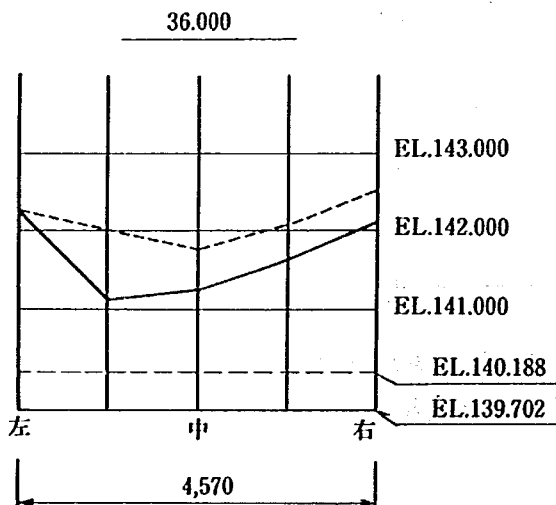
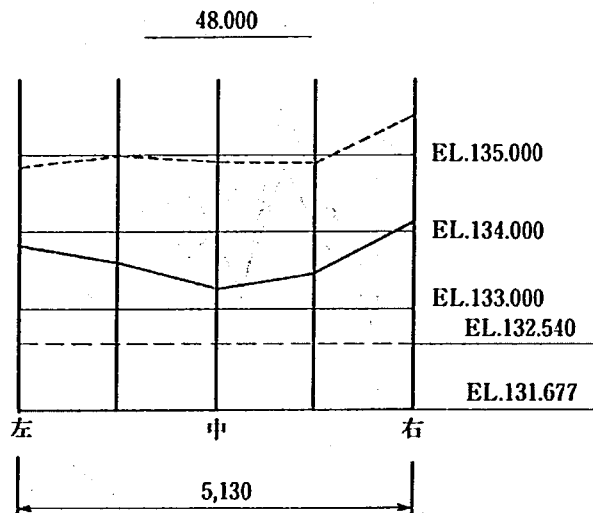
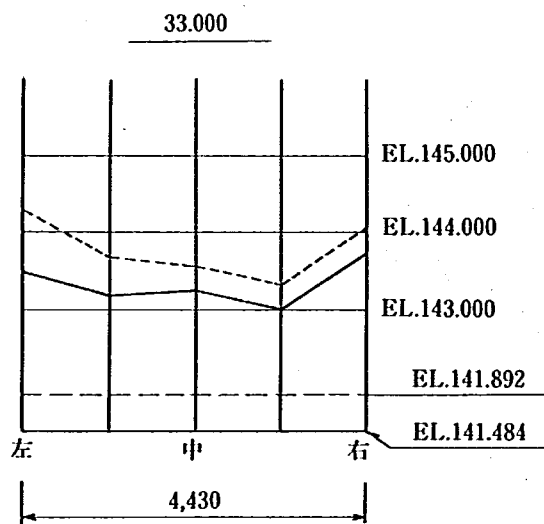
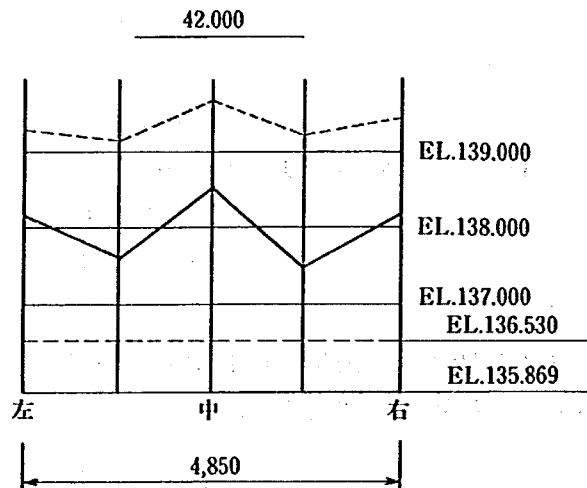
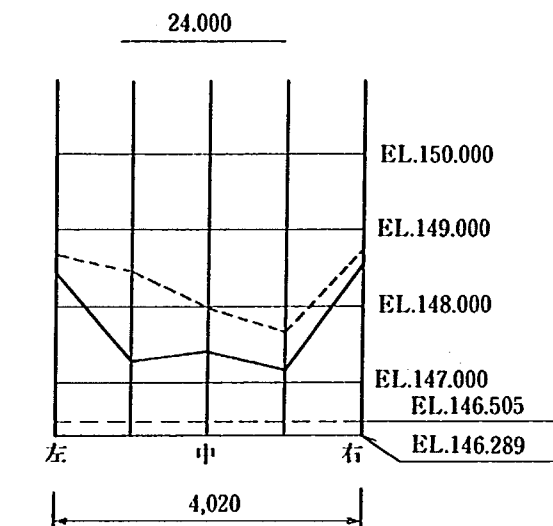


図3-10 縦断水面形状の比較図



形状1	貯水池水位	EL.220.05m	——
	放流量	Q=139.8m³/s	
	ゲート開き	2.28m	
形状2	貯水池水位	EL.219.76m	----
	放流量	Q=139.8m³/s	
	ゲート開き	2.28m	

注：平均水位を表わしている

図3-11 横断水面形状の比較図

【0～15m】……………水密構造の関係でゲート部下位で側面、底面が広がっており、管路部と開水路部との接点には、オフセットによる断面変化点が生じている。このため、管路出口から広がる水脈と側壁沿いの水脈の水位差は最大1.5 m程度である。

【15～45m】……………下流に行くに従い側壁沿いの水位上昇が小さくなり、均等になってくる。また、上向きの流れのために両形状とも、全体的に水位が上昇していくのが見られ、形状1では管路出口から36m付近に、形状2では42m 付近にそのピークがあらわれている。形状1では40 m 付近から重力の効果のために、それぞれが開水路方向に沿うようになり、水位が低下している。

【45m～開水路終端】……形状2では、一旦上昇した流れが重力の効果のため開水路部底面に沿うようになり、水位は低下しているのが見られる。両形状とも、多少飛散を伴うが、横断水面形からもわかるとおり、横断方向に一樣な流れに近くなっている。

第3章第4節 水理模型実験 (その1)

4-1 放流機能調査

ゲート全開 (2.92m), ゲート開き 0.5 m, 1 m, 1.5 m, 2 m, 2.75m について, 貯水池水位と放流量の関係を測定した。なお, ゲート開きは図3-12 に示すように, ゲート下端から管路下面に垂した垂線の長さで定義した。これら実験値について流量係数を求め, それらを検討することにより, 放流管の放流機能を表すものとした。流量係数 C は次式で算出した。

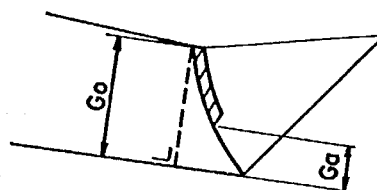


図3-12 ゲート開度の説明

$$C = \frac{Q}{A \cdot \sqrt{2gH}} \quad (\text{式3-3})$$

ここに, Q : 放流量 (m^3/s)

A : 出口断面積 (図3-3, $C-C'$ 断面 $A = 6.5541 \text{ m}^2$)

H : 出口中心標高 E.L. 157.432 m を基準とする水頭 (m)

g : 重力加速度 (9.8 m/s^2)

上式で算出した各ゲート開きについての流量係数と貯水位の関係を図3-13 に示す。これより, 流量係数は, 貯水位 E.L. 170 m 以上においては, 各ゲート開きごとに一定値を示していることがわ

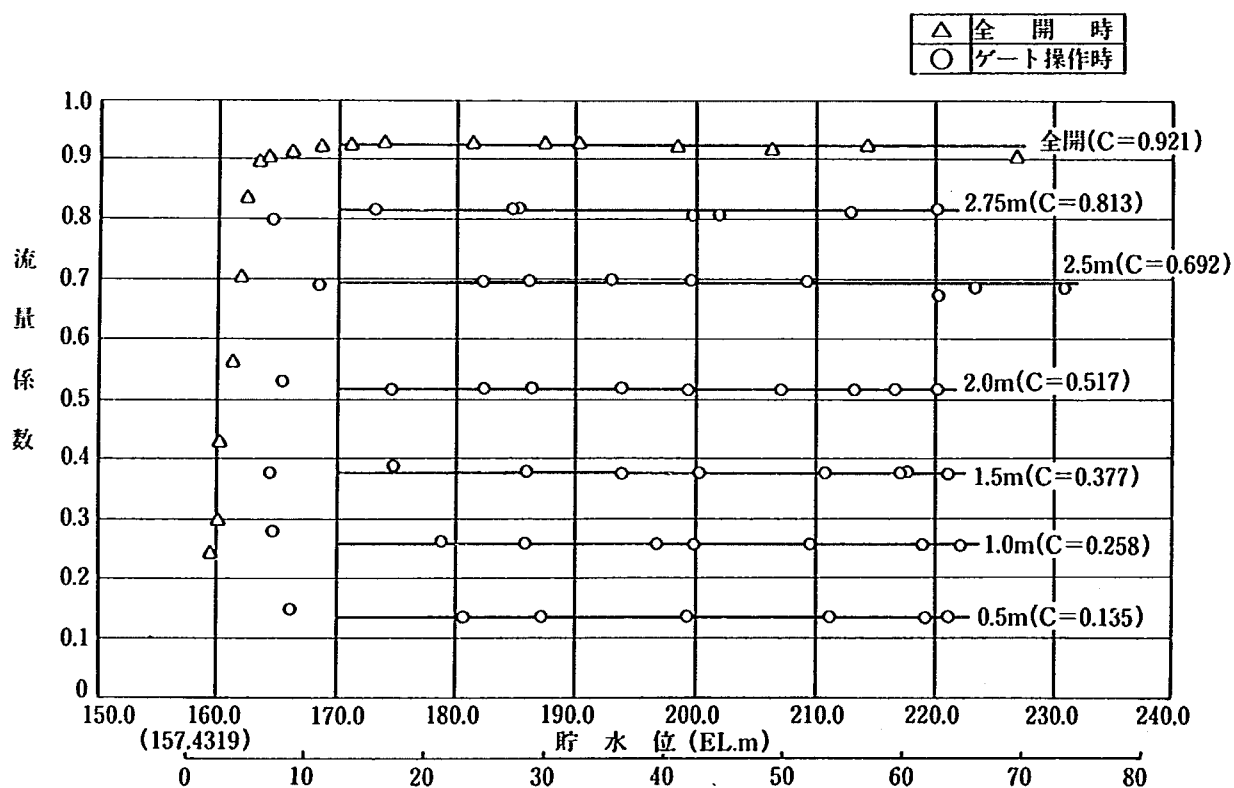


図3-13 流量係数と貯水位の関係

このことから、流量係数はゲート開きを一定にすれば貯水位に対し一定値をとると判断されるため、各ゲート開きについて単純に平均した流量係数値をそのゲート開きの代表流量係数値としても差し支えないと判断した。

その平均した流量係数 C とゲート開度 G との関係を求めると図3-14のとおりである。

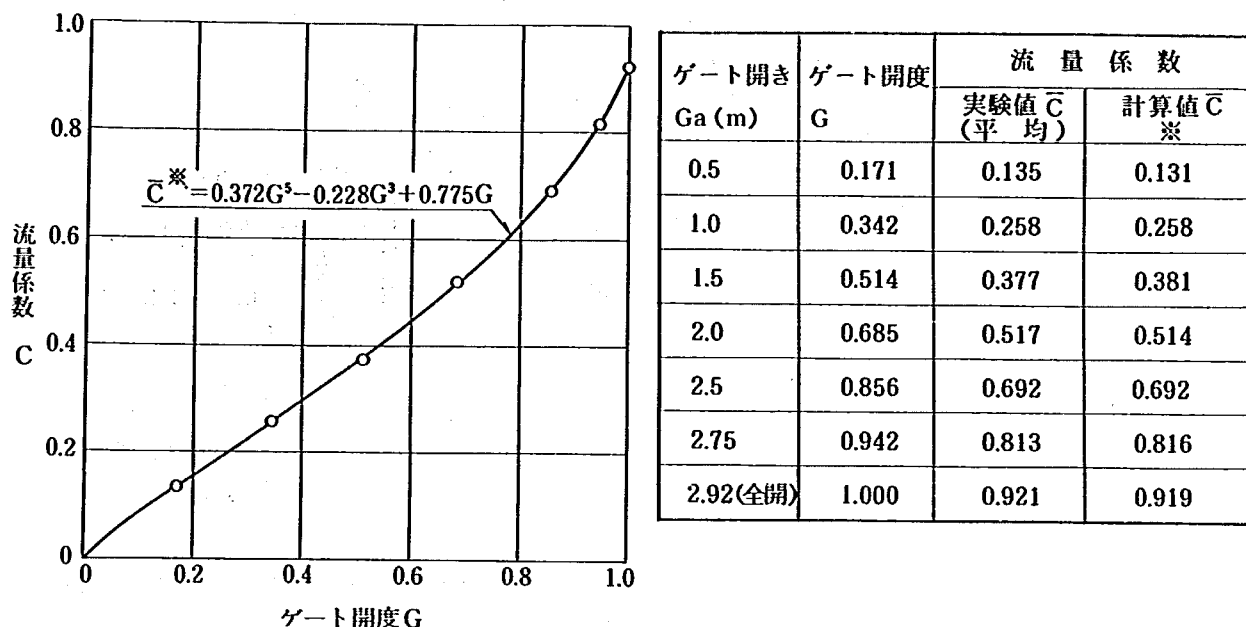


図3-14 流量係数 C とゲート開度 G の関係

ただし G は次式で表される。

$$G = G_a / G_o$$

G_a : 各ゲート開き (m)

G_o : 全開時のゲート開き (2.920 m)

C と G との関係を実験値から、最小2乗法により5次式で近似すると次式(図中実線で示した)を得る。

$$C^* = 0.372 G^5 - 0.228 G^3 + 0.775 G \quad (\text{式3-4})$$

式3-3と3-4をまとめて、放流量は次式で推定できる。

$$Q = C \cdot A \sqrt{2 g H} \quad (\text{式3-5})$$

$$C = 0.372 G^5 - 0.228 G^3 + 0.775 G$$

ここに、 A : 出口断面積 (6.554 m²)

H : 出口中心標高E.L. 157.432 mを基準とする水頭 (m)

g : 重力加速度 (9.8 m/s²)

C : 流量係数

G : ゲート開度 ($G = G_a / G_o$, $G_o = 2.920$ m)

上記推定式から貯水池水位と放流量の関係を求めたものを、図3-15に実線で示した。また、実験値も図3-15に○印で示すとおりで計算値と比較すると、この推定式の精度は3%以内である。

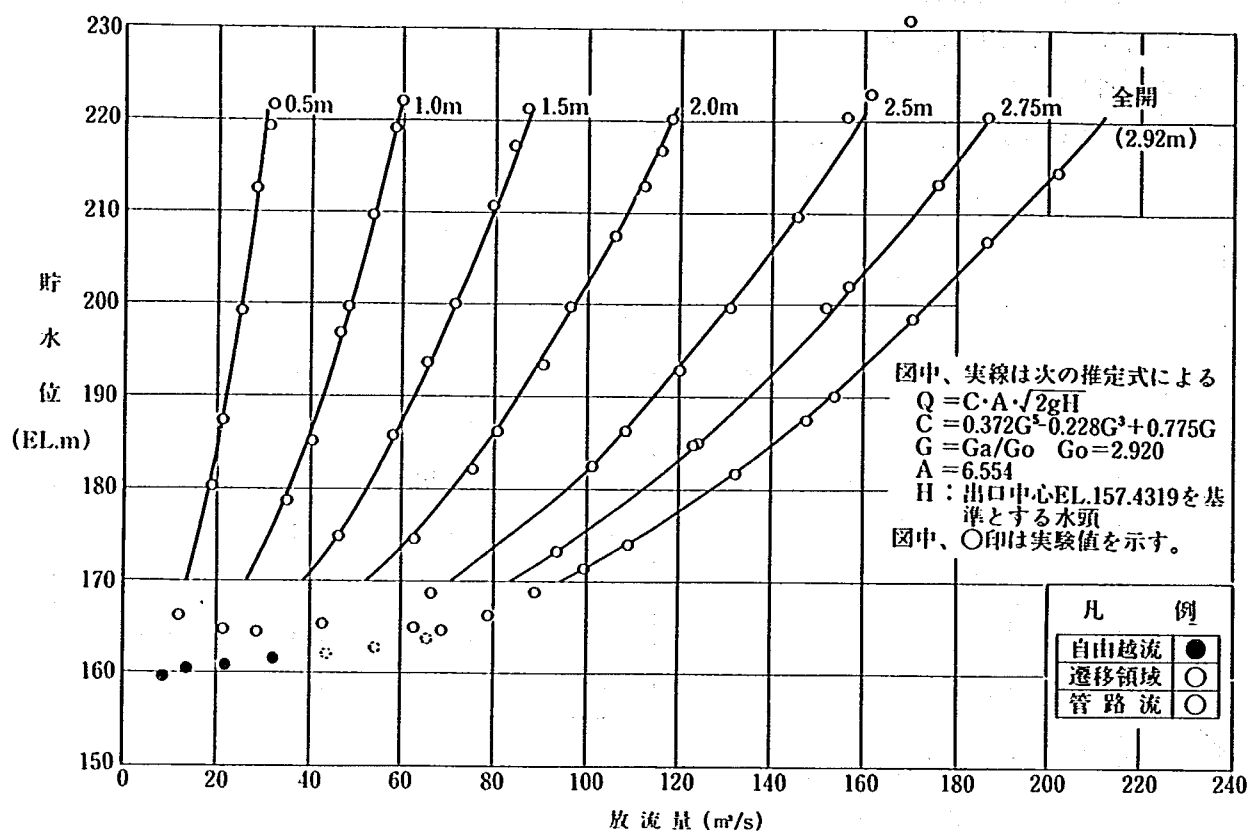


図3-15 貯水池水位－放流量－ゲート開度の関係図（1条当たり）

また、設計条件に対する放流能力としては表3-3のとおりで満足している。

表3-3 設計条件に対する放流能力

貯水池水位	計画放流量	推 定 値	
		放 流 量	流量係数
揚水時満水位 EL. 185.700m	140 m³/s	142 m³/s	0.92

4-2 管路部の圧力調査

ゲート全開時における管路内の圧力分布を、常時満水位 EL. 199.1 m および設計洪水位 EL. 220.9 m の 2 水位について、測定した。測定位置は、上面、上面隅角、側面、側面隅角、下面の 5 測線である。

測定結果を図3-17に示す。

管路部の圧力分布として、圧力降下係数 C_d を用いて無次元化表示すると都合がよい。圧力降下係数 C_d は次式で表され、水頭に無関係ではば一定値を示すことが知られている。

$$C_d = \frac{H - P}{\frac{V^2}{2g}}$$

ここに、H：貯水池水頭（m）

P：ピエゾ水頭（m）

V：管路部出口断面での平均流速（m/s）

$$V = Q/A, A = 6.5541 \text{ m}^2$$

g：重力加速度（9.8 m/s²）

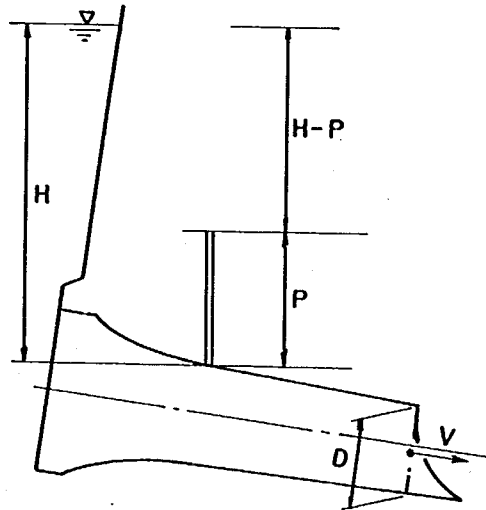


図3-16 圧力降下係数の説明

圧力降下係数 C_d の分布を図3-18に示す。図中、Dは出口断面の垂直高（ $D = G_o = 2.920\text{m}$ ）、Xは入口中心からの距離を表す。

図3-17、図3-18から、圧力分布の傾向として次のことがいえる。

- ① ベルマウス始端から終端にかけて、同一勾配で降下している。
- ② ベルマウス終端付近で、若干の圧力上昇が見られ、再びゆるやかに降下する。
- ③ 最低圧力はいずれの測線でも、管路出口下面に発生しており、最低値は設計洪水位で -0.33m である。

この負圧値（ -0.33m ）は、オフセットの影響と思われるが、設計条件の大気圧に対して若干低い、空気箱を設ければ支障はないと考えられる。

フードを設けても、ベルマウスに急激な圧力降下を見られず、圧力分布もなめらかである。

4-3 開水路部の詳細検討

(1) 開水路底面の作用圧力

第3節の比較検討の結果から、放流管開水路形状として形状1を採用するものとし、本項ではこの開水路形状について詳細検討を行った。

作用圧力については、ゲート全開（ 2.92m ）時の、揚水時満水位、常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水位の4ケースおよび、常時満水位での $70\text{ m}^3/\text{s}$ 放流の1ケース、合わせて5ケースの測定を行った。

測定結果を図3-19に示す。

設計洪水位でのゲート全開時において、放流管出口から 17.5m （No116）において、最大 -3.5 m の負圧が発生しているが、流量が $200\text{ m}^3/\text{s}$ を超えるもので $140\text{ m}^3/\text{s}$ の一定放流という条件および操作頻度から考えて、放流管設計として十分に許容できるものと判断できる。また、 $70\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時においては、 -2.3 m の負圧が発生している。

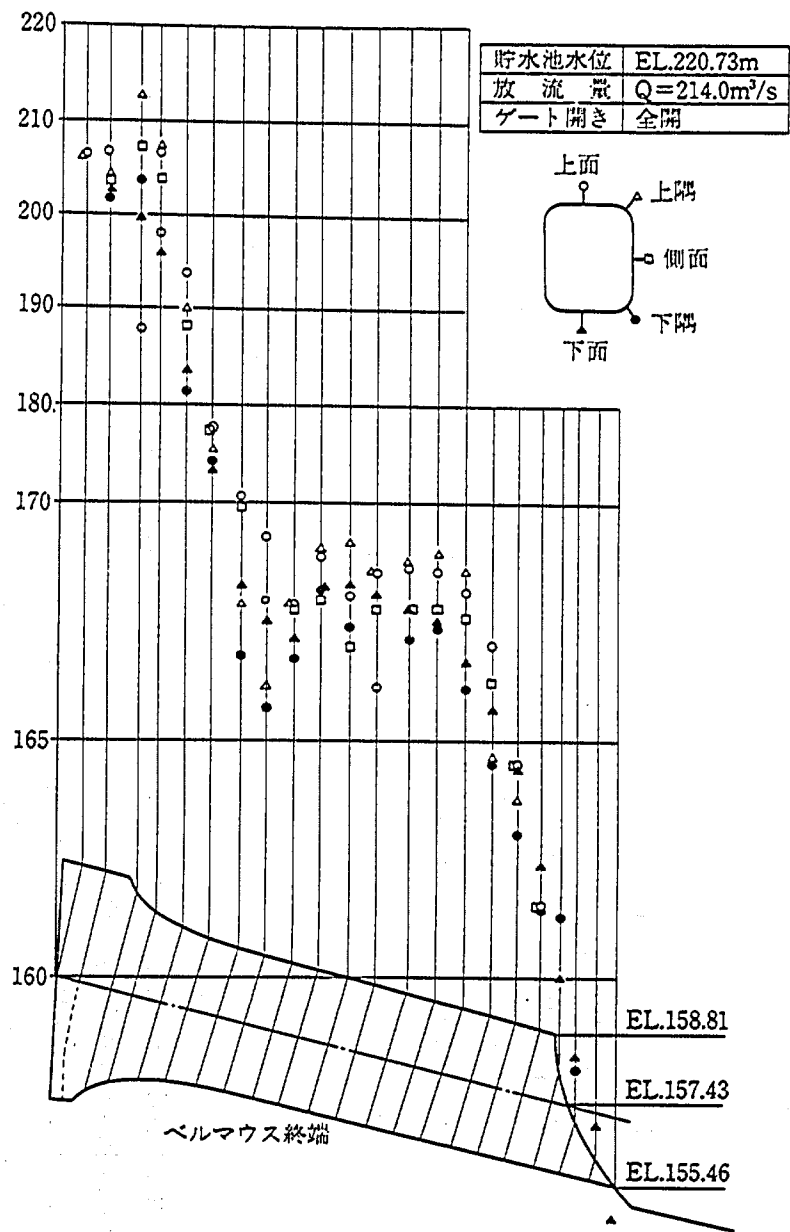
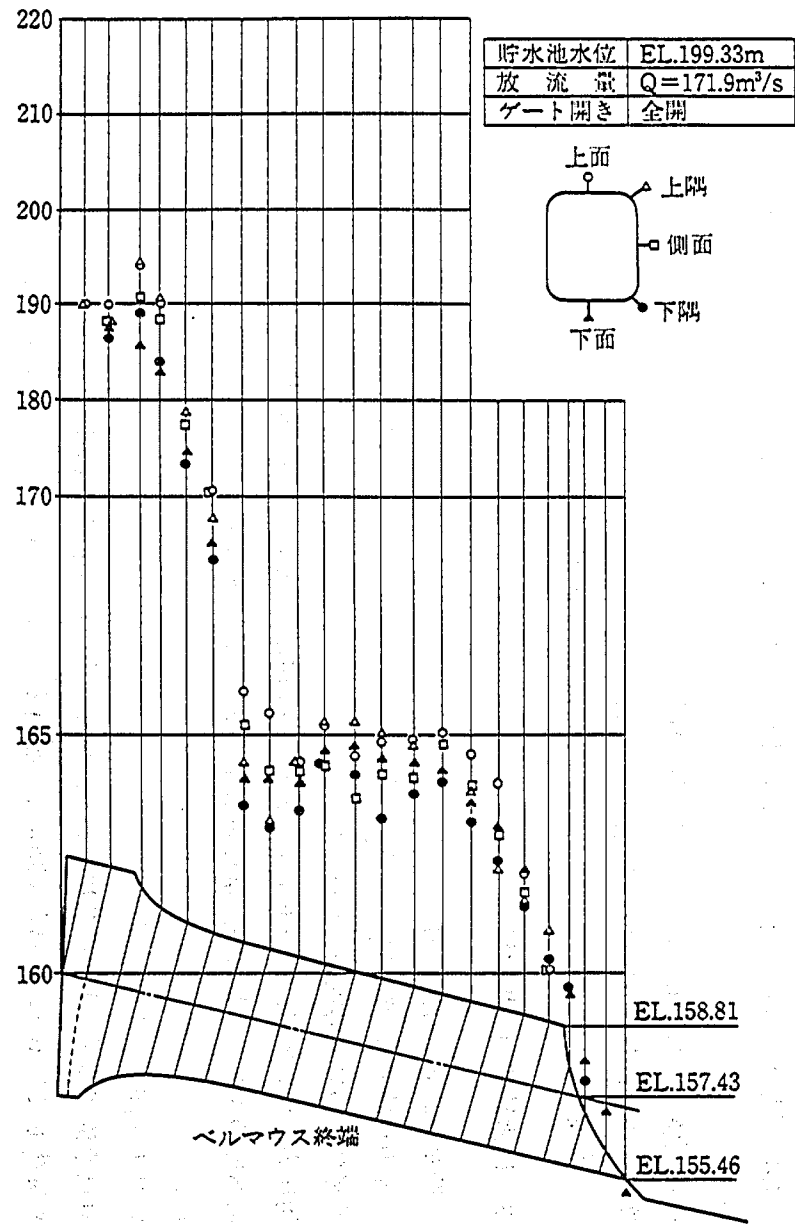


図 3 - 17 管路部作用圧力分布

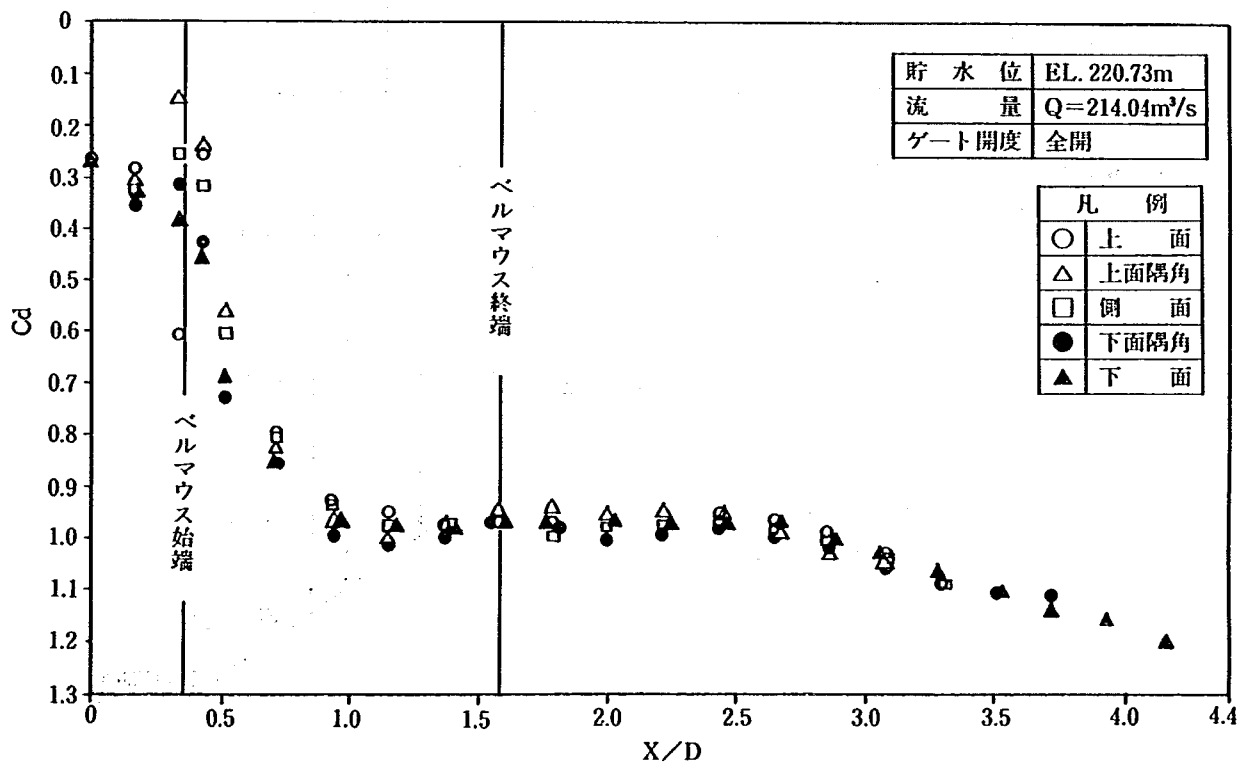
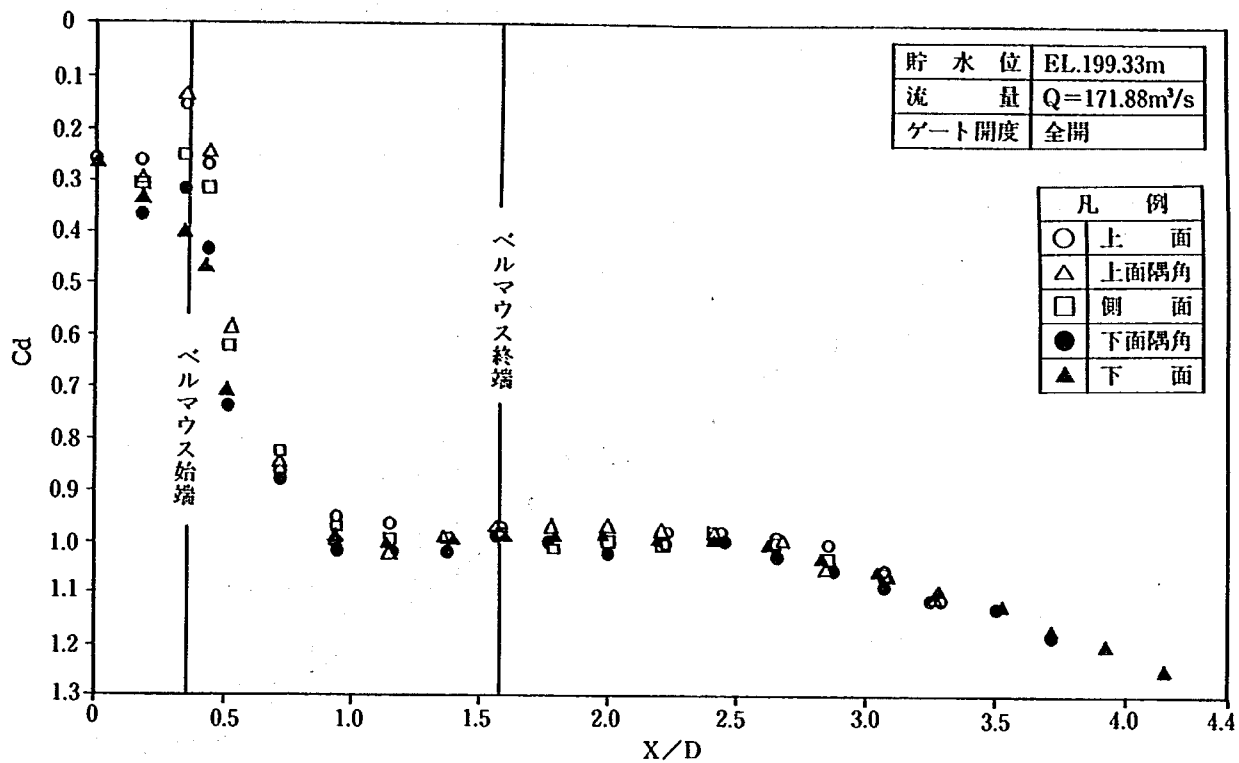


図3-18 压力降下係数

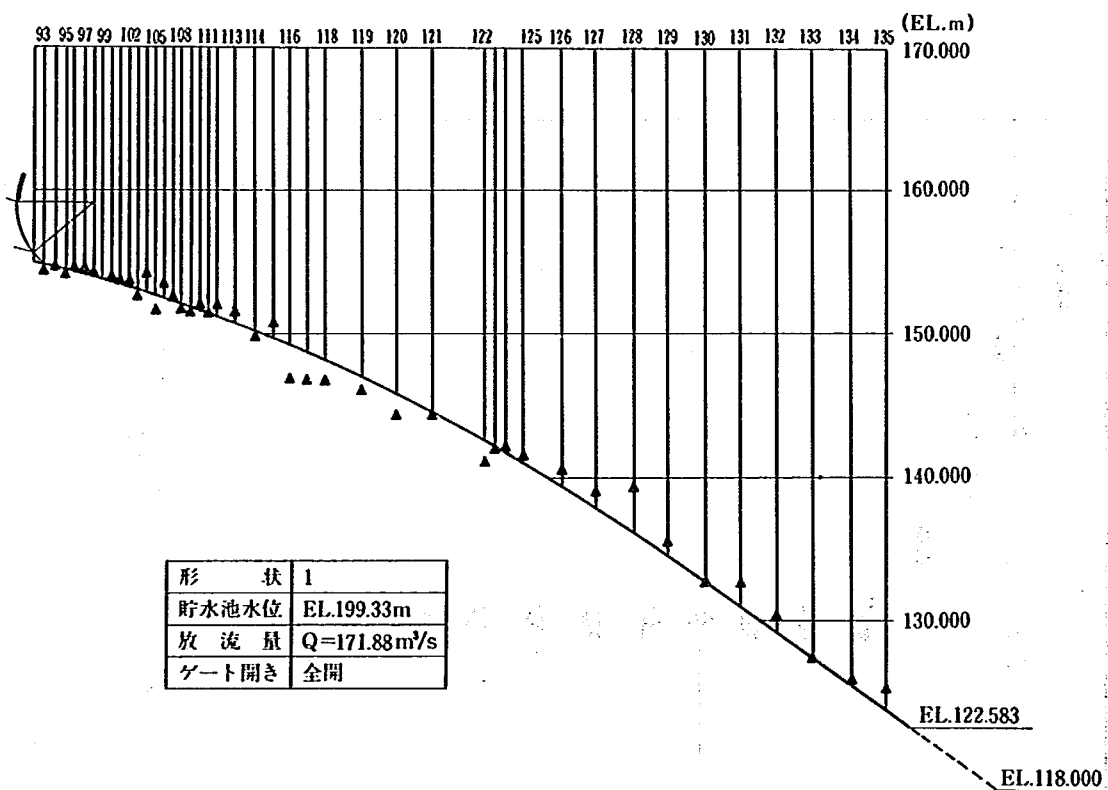
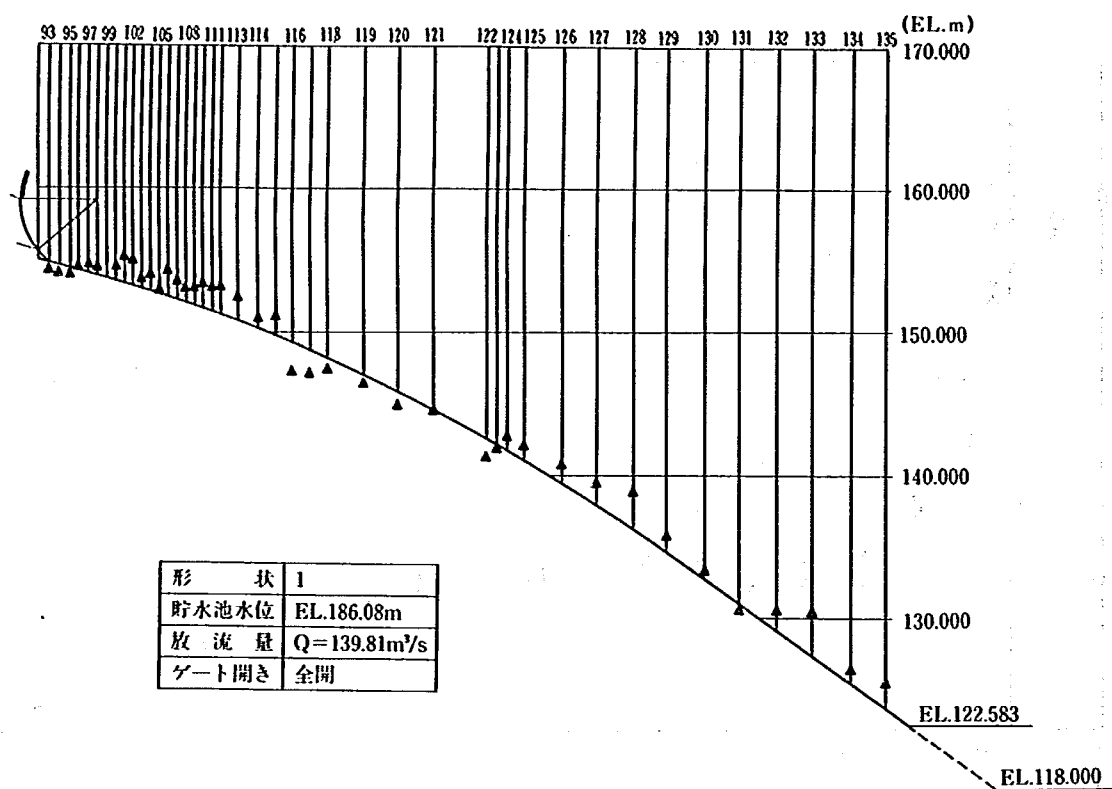


図 3 - 19 - 1 下流開水路部圧力分布 (詳細検討)

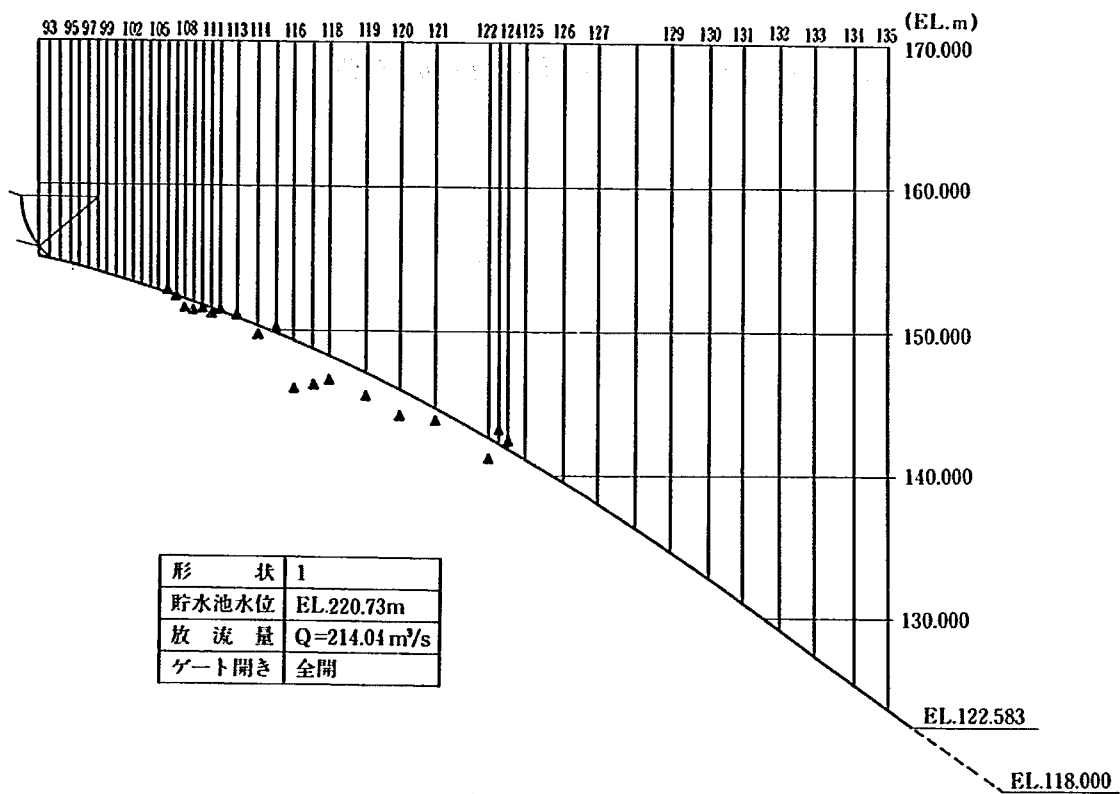
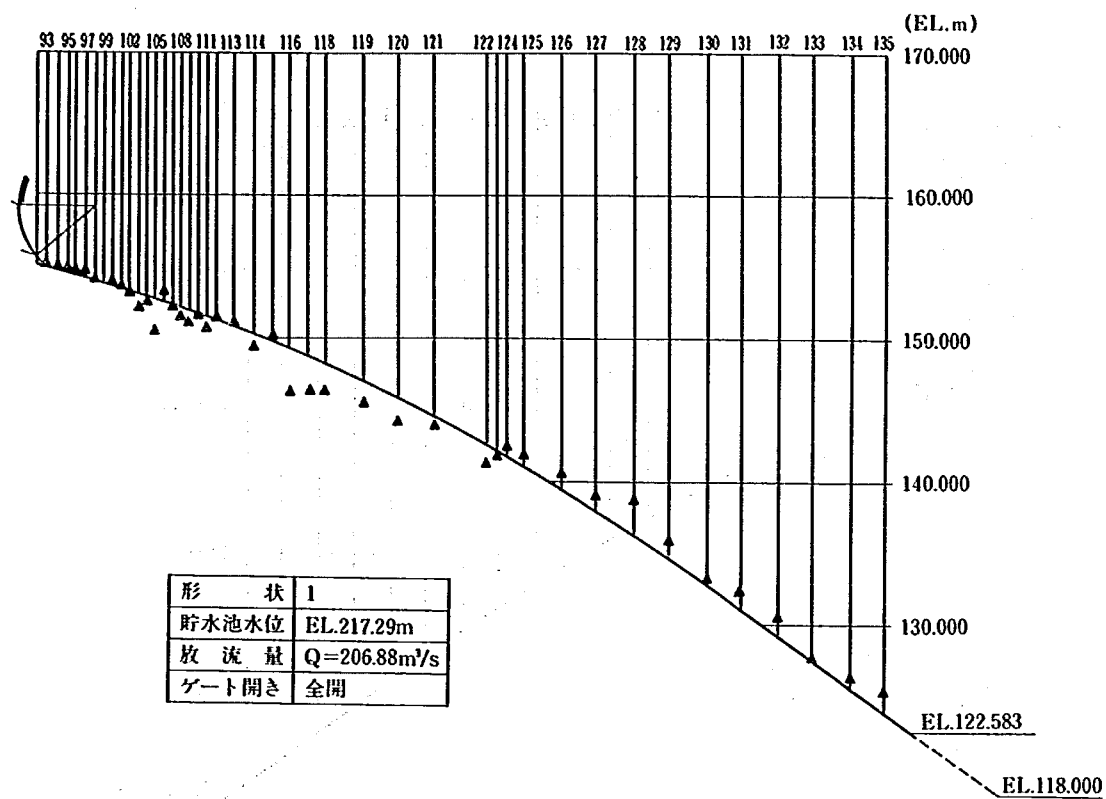


図 3 - 19 - 2 下流開水路部圧力分布 (詳細検討)

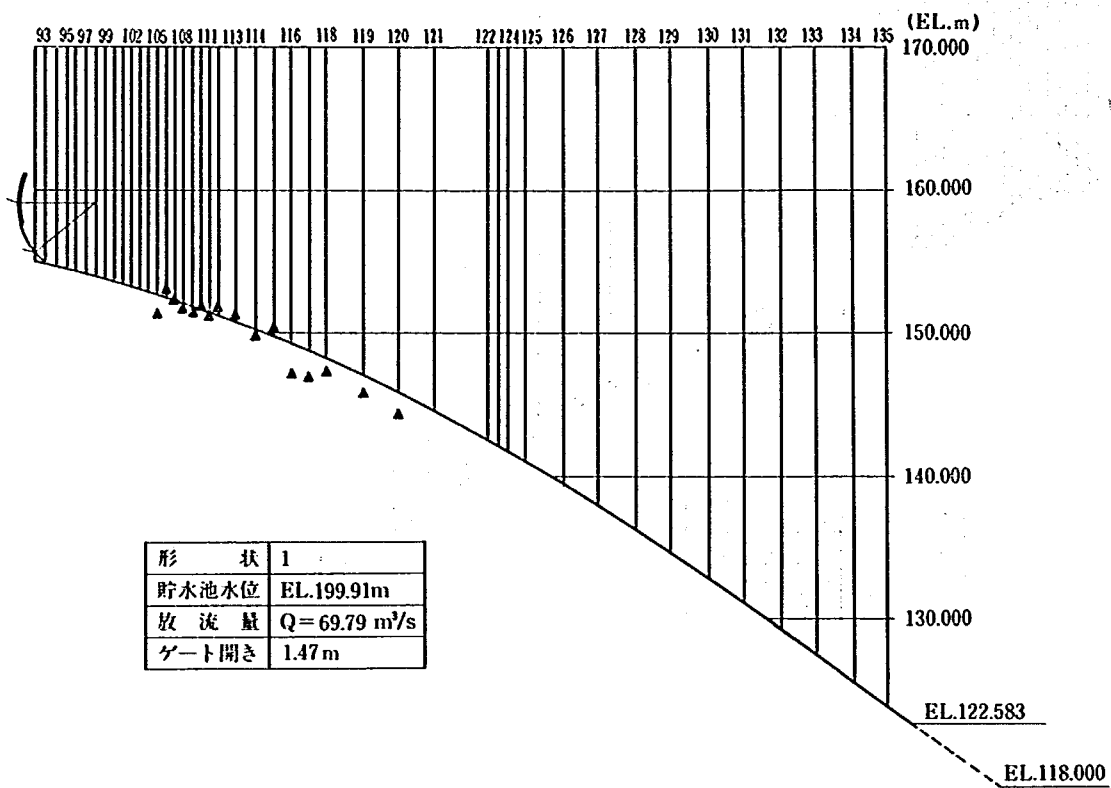


図 3 - 19 - 3 下流開水路部圧力分布 (詳細検討)

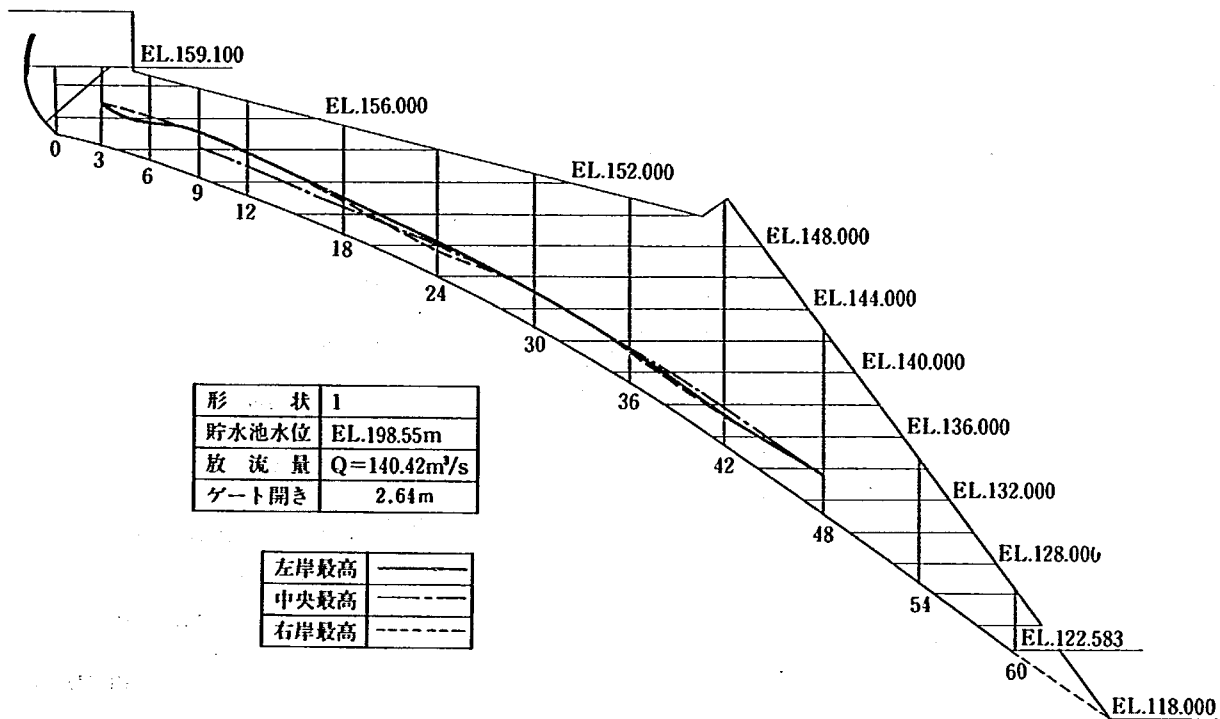
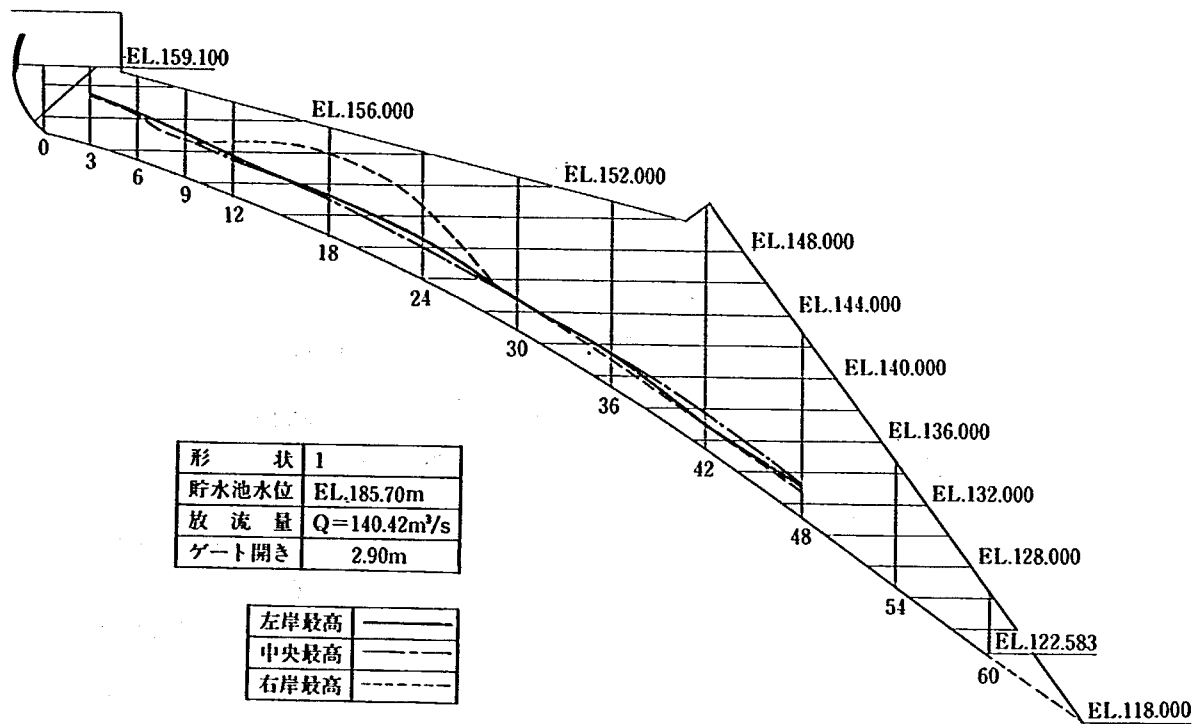


図 3 - 20 - 1 開水路部縦断水面形状 (詳細検討)

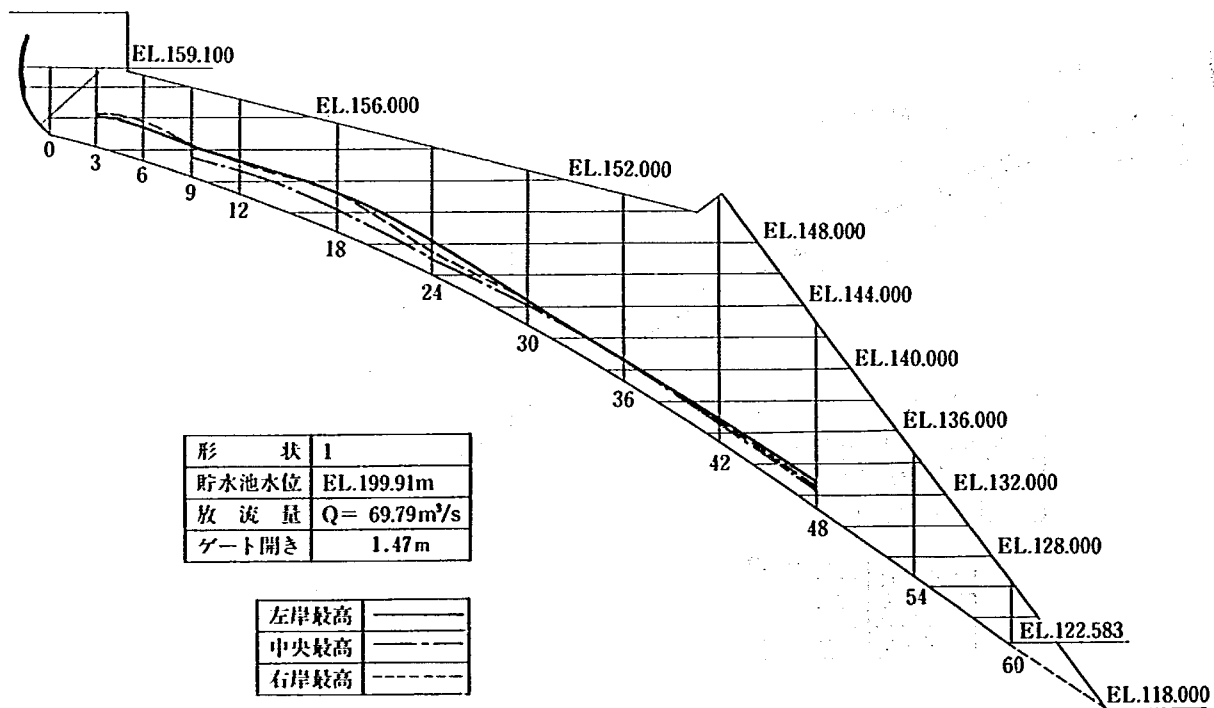
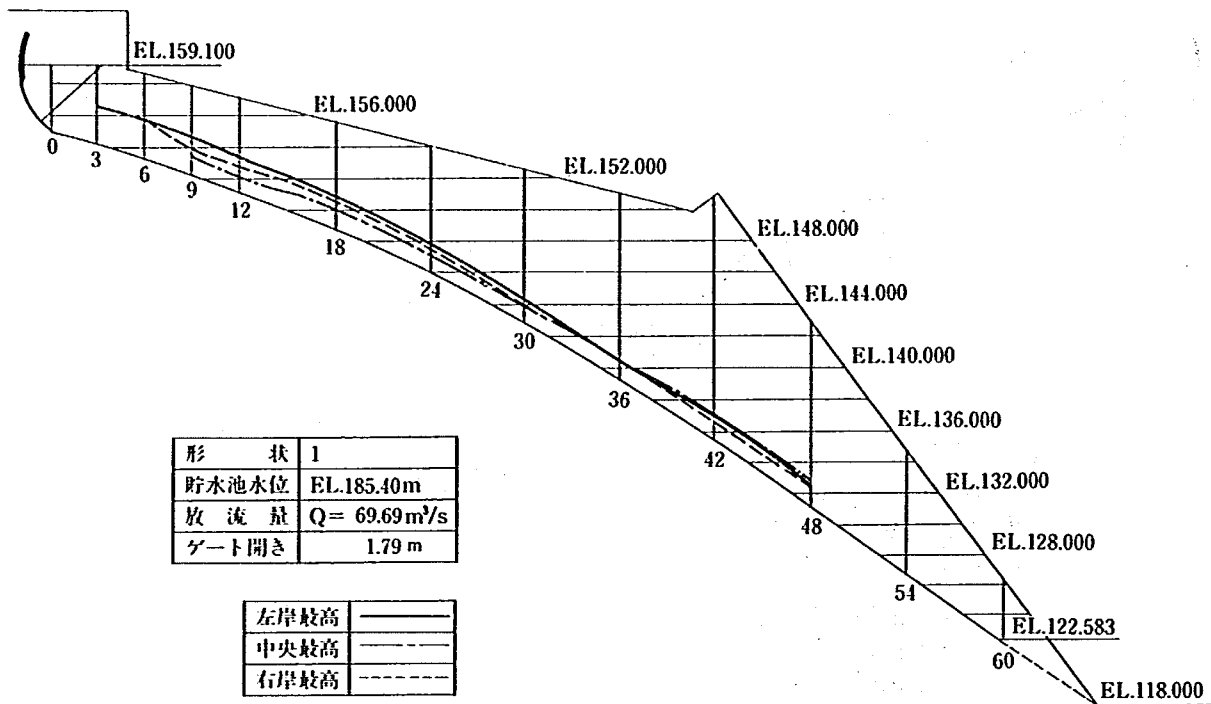


図 3 - 20 - 2 開水路部縦断水面形状 (詳細検討)

(2) 開水路部の流況および水面形 (図3-20)

① ゲート全開時

ゲート全開時では、ゲートによる縮流の影響はなく、開水路上流ではなめらかに流下している。しかし、常時満水位EL. 199.1 m以下の水位では、オフセットの効果、および負の衝撃波の効果が強くあらわれてくるために、管路出口から12 m～45 m区間の側壁沿いの水位が上昇し、中央水面と最大3.5 m程度の水位差が生じる。(写真3-3-1) 下流では水路巾方向の水深がほぼ一様になっている。

サーチャージ水位以上になると、ほぼ開水路形状に沿って流水は流下し、側壁沿いの水位上昇は見られない。下流では不規則に水脈が変動する傾向が見られるが、主流は、漸拡された水路に広がっており、減勢効果に支障はない。(写真3-3-2)

ゲートピンに対する水脈の距離は、最も接近する設計洪水位で1.4 mである。

② ゲート操作時

ゲートによって縮流された流水が、ゲート直下流で急に広がり、側壁に当って、側壁沿いに薄い水脈がはね上がる現象が見られ、ゲート開きが小さい程顕著である。また、一定のゲート開きにおいては、流量が大きい程顕著である。(写真3-4-1)

ただし、ゲート開きが2.75 m以上になると、ゲートの影響は少なくなりむしろゲート全開に近い流況を呈している。(写真3-4-2)

③ 140 m³/s 放流時

揚水時満水位では、ゲート全開に近いゲート開き $G_a = 2.90$ mで、ゲート全開と同様な流況を示し、開水路中流で、開水路形状に沿わないために、側壁沿いに水位上昇が見られる。しかし、下流へのはねあがりはなく、均等に流下している。(写真3-5-1)

常時満水位では、ゲート開き $G_a = 2.62$ mでゲートによる縮流が見られ、上流での壁沿いの水位上昇が生じている。しかし、下流では均等に流下している。(写真3-5-2)

設計洪水位では、ゲート開き $G_a = 2.28$ mとなり、上流での壁沿いの水位上昇が顕著になる。ゲートピンとの距離は2.1 mである。下流では水面付近の水粒子が飛散しているのが見られるが、主流は底面に沿って流下しており、ほぼ水路巾に広がっており減勢効果に影響はない。

④ 70 m³/s 放流時

揚水時満水位、常時満水位でのゲート開きは、それぞれ1.79 m, 1.47 mで、ゲートによって縮流された流水が、ゲート直下流で急に広がり、側壁に当り、側壁沿いに薄い水脈がはねあがる現象が見られ、壁沿いと中央部の水位差は最大1.1 m程度である。流量が小さいために、下流では均等に流下している。(写真3-6)

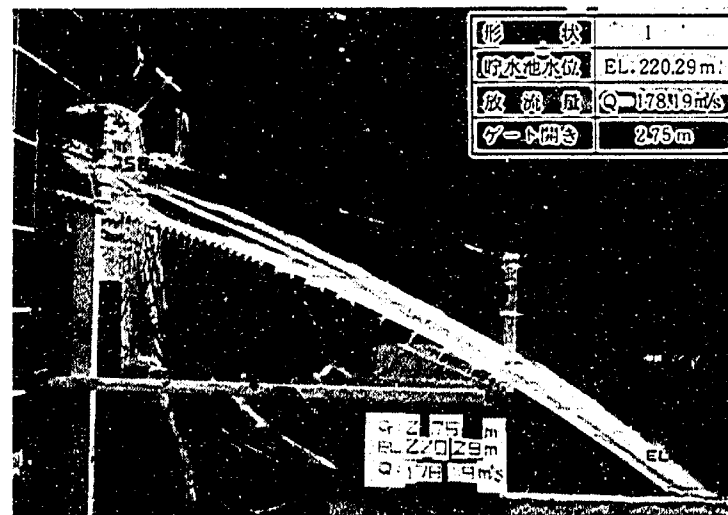
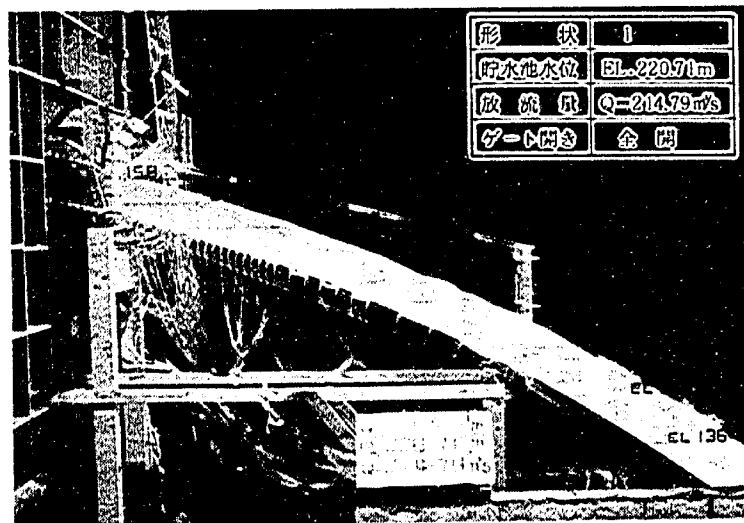
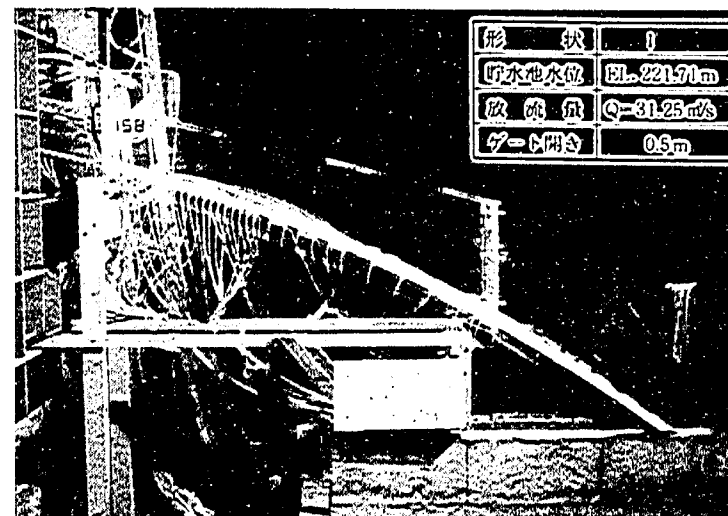
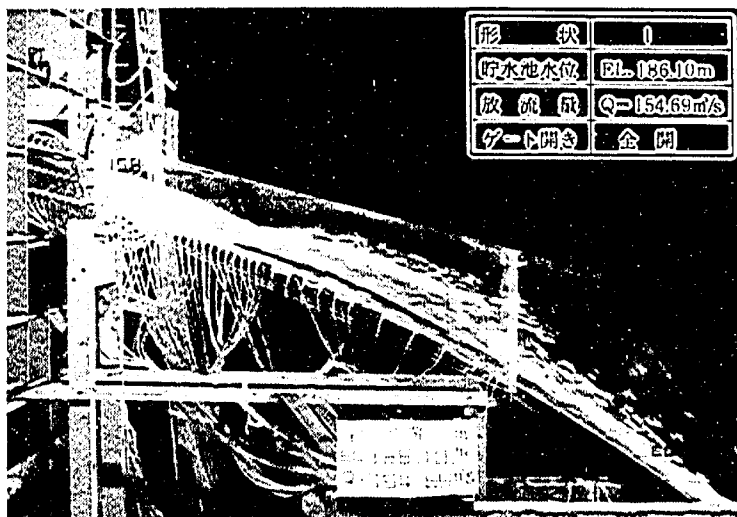


写真 3 - 3 開水路の流況（ゲート全開時）

写真 3 - 4 開水路の流況（ゲート操作時）

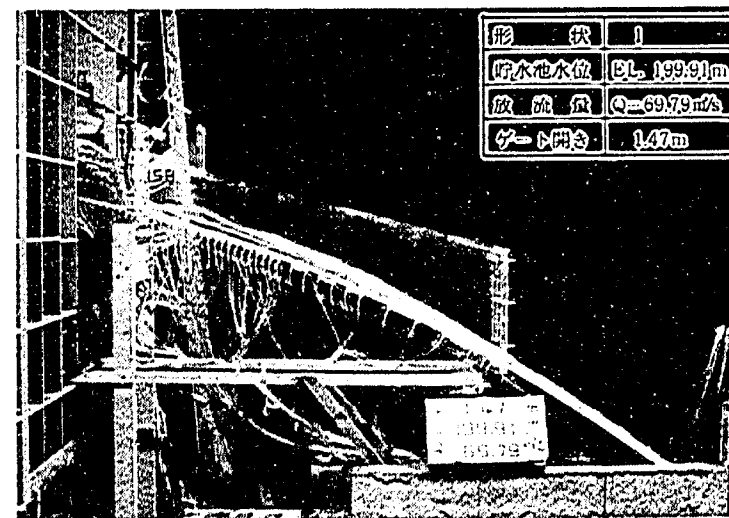
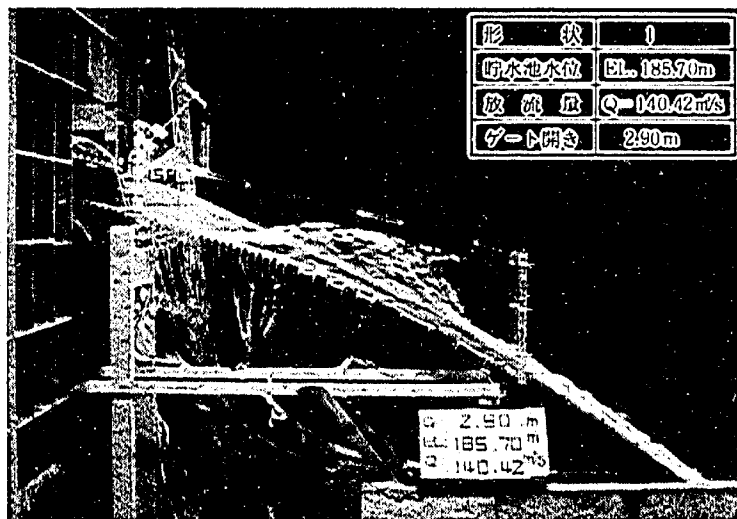


写真 3 - 6 開水路の流況（70 m/s 放流時）

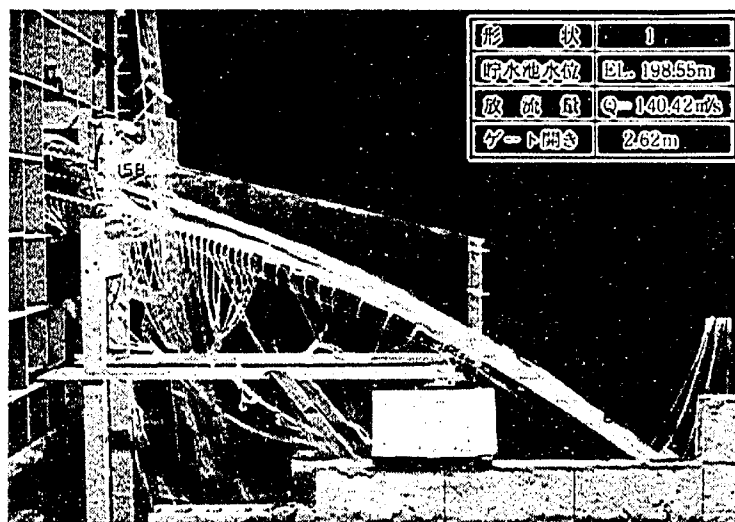


写真 3 - 5 開水路の流況（140 m/s 放流時）

(3) 減勢工に対する影響

減勢工に対する影響を評価するための指標としては、減勢工入口での流速・単位巾流量および水面の変動が重要であることは明白である。このうち流速については、放流管使用時での貯水池水頭に起因するものであり、今回のような場合には一定とならざるを得ない。よって今回は放流量終端付近の水面形をもとに単位巾流量、水面変動について議論を進めていくことにする。

減勢池内の跳水の規模は、単位巾流量の1/2乗に比例しており、この単位巾流量を小さくすることは、減勢工の規模ならびに減勢工内の流況の安定には不可欠である。今回比較検討の項でDC. 56.6165 mでの放流管横断水面形を調査(図3-11)している。

この横断水面が横断方向に一様であれば、減勢池内への単位巾流量も小さく、逆に横断水面形が1ヶ所に集中していれば単位巾流量も大きくなり、それだけ減勢効果の低減につながることになる。図3-11より横断方向の水面形は比較的一様に広がっており、減勢工内の流況を著しく低減させないと判断できる。第2章での放流管の減勢工設計に際し、この放流管の減勢工内への水面形は一様と仮定しているが、今回の結果は、十分にその整合性がある結果と判断できる。さらに本検討では $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時についても調査したが、横断方向の水面形に若干の集中は見られるものの、減勢工内への影響は小さいと思われる。(写真3-7)

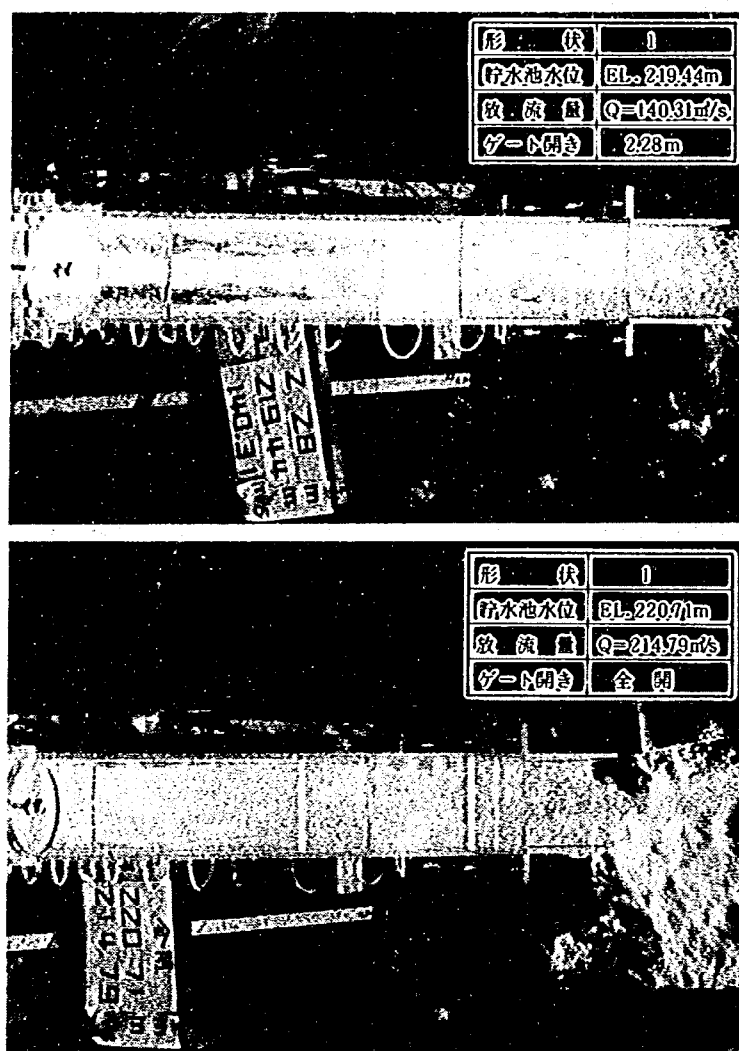


写真 3-7 開水路の流況

第3章第5節 変更設計

5-1 出口所要断面積

放流管の水密構造にゴム不連続方式の採用が検討されているため、それに沿うよう放流管の設計変更を行う。

ベルマウス下流端までは、原案と同様とする。

通常の設計では、管路内に作用する圧力をすべて大気圧以上に保つようにする。この条件を満たすような出口断面を以下のようにして決定する。

同じ入口形状をもつ調査資料より、ベルマウス下流端付近の圧力降下係数の最大値 $Cd_{max} = 1.20$ であることから、この値を使用して計算を行う。ベルマウス下流端の局所的な圧力水頭は次式で示される。

$$\frac{P_o}{W} = h_o - Cd_{max} \frac{V_o^2}{2g} \quad (\text{式3-7})$$

ここで h_o : 貯水池から壁面までの標高差 (m)

Cd_{max} : ベルマウス下流端での圧力降下係数最大値

$V_o^2/2g$: ベルマウス下流端での平均流速水頭

ベルマウスでは、下流端上面隅角部で最も圧力が降下することが数多くの調査により知られている。この点での圧力を大気圧以上にするには、以下のようにすればよい。

すなわち $P_o/W \geq 0$ とおき式3-7から次式が得られる。

$$\frac{V_o^2}{2g} \leq \frac{h_o}{Cd_{max}}$$

貯水池水位を E.L. 185.7 m、ベルマウス下流端上面隅角部標高を E.L. 160.3 m とすると、

$$\frac{V_o^2}{2g} \leq \frac{185.7 - 160.3}{1.2} \leq 21.2 \text{ m}$$

しかるに、 $V_o = \sqrt{21.2 \times 2g} = 20.4 \text{ m/s}$

A_o : ベルマウス下流端での断面積

A_n : 出口断面積

V_n : 出口での平均流速

とすると、

$$A_o = 2.4 \times 3.0 \times (1.00 - 0.04) = 6.912 \text{ m}^2$$

隅取半径 R は

$$R = \sqrt{\frac{2.4 \times 3.0 \times 0.04}{4 - \pi}} = 0.58 \text{ m}$$

連続の式より $A_o \cdot V_o = A_n \cdot V_n$ であるから、絞り率 n は

$$n = \frac{A_n}{A_o} = \frac{V_o}{V_n} = \frac{20.4}{21.2} = 0.962$$

$$V_n = C \sqrt{2gh}$$

$$\text{ただし, } V_n = C \sqrt{2gh} = 0.9 \sqrt{2 \times 9.8 \times 28.3} = 21.2 \text{ m/s}$$

$$\text{ただし, } C; \text{流量係数}(=0.9), h; \text{出口での総水頭}(=185.7-157.4=28.3)$$

出口標高: 157.4 mとする。

$$\text{しかるに, } A_n = n \cdot A_o = 6.635 \text{ m}^2$$

$$\text{また放流能力より } 140 \text{ m}^3/\text{s} = A_n \times 21.2 \quad A_n = 6.603 \text{ m}^2$$

出口断面積は 6.603~6.635 m² となる。

出口断面について上面のみ隅取円弧 (R = 0.5 m) を設けるものとする。また水路幅は一樣であるので幅 (B) = 2.4 m。出口断面高を H とすると、

$$A_n = 6.603 \sim 6.635 = 2.4H - 0.5^2 (2 - \pi/2)$$

$$H = \frac{(6.603 \sim 6.635) + 0.5^2 (2 - \pi/2)}{2.4} = 2.79 \sim 2.81$$

しかるに, H = 2.8 m とする。

$$A_n = 2.4 \times 2.8 - 0.5^2 (2 - \pi/2) = 6.613 \text{ m}^2$$

$$V_o = \frac{A_n}{A_o} V_n = \frac{6.613}{6.912} \times 21.2 = 20.28$$

$$\frac{P_o}{W} = h_o - C_d \max \frac{V_o^2}{2g} = 25.4 - 1.2 \times \frac{20.28^2}{2 \times 9.8} = 4.29 \text{ m水柱} > 0$$

設計洪水水位 EL. 220.9 m では

$$V_n = 0.9 \times \sqrt{2 \times 9.8 (220.9 - 157.4)} = 31.8 \text{ m/s}$$

$$V_o = 30.5 \text{ m/s}$$

$$\frac{P_o}{W} = h_o - C_d \max \frac{V_o^2}{2g} = 60.5 - 1.2 \times \frac{30.5^2}{2 \times 9.8} = 3.5 \text{ m水柱} > 0$$

放流能力

$$Q = 6.613 \times 21.2 = 140.2 \text{ m}^3/\text{s} > 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

5-2 管路長の計算

前設計同様 10.3 m (水平長) とする。また断面は、上、下面により絞り込むものとする。

$$(3.0 - 2.8) \div 2 = 0.1 \text{ m}$$

設計水頭が 60 m と高圧である事を考慮して勾配 1/30 で絞りこむことにすると、絞り込みに必要な長さは、3 m となる。(図 3-21)

5-3 ゲート位置 (図 3-22)

ゲート半径は 5.5 m とする。

ゲートピン位置は一般に A 点より 0.1 D 上部に設ける。

$$D = 3.0 \text{ m より, } 0.1 \times 3 + \text{EL. } 158.790 \div \text{EL. } 159.1 \text{ m}$$

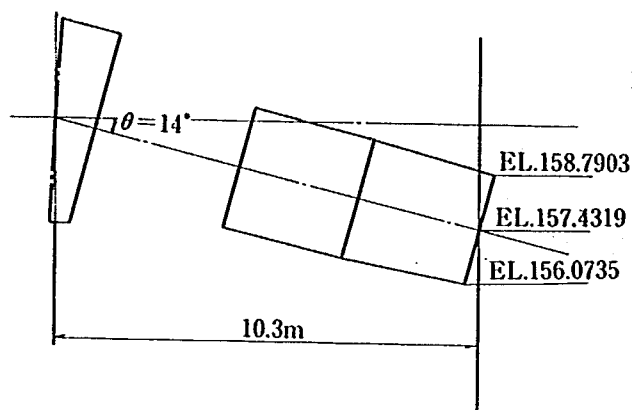


図 3 - 21

A点座標

$$Ax = 1.4 \times \sin 14^\circ = 0.3387$$

$$Ay = 1.4 \times \cos 14^\circ = -1.3584$$

B点座標

$$Bx = 0.3387 + \sqrt{5.5^2 - (159.1 - 158.7903)^2} = 5.8300$$

$$By = -1.3584 - 0.3097 = -1.6681$$

C点座標

$$Cx = -0.3387$$

$$Cy = 1.3584$$

5 - 4 放流管吐口形状 (図 3 - 23)

図 3 - 23 の(3)式において,

$y = 0$ のとき $x = \ell / \cos 14^\circ$, ℓ : 絞り込

み長さ (= 3 m) であるから,

$$b_3 = -12.4007$$

しかるに, 図 3 - 23 の(1)式と(3)式より

a点座標

$$ax = 2.9109$$

$$ay = -0.7258$$

b点座標

$$bx = (1.5 \times \sin 14^\circ + 2.9109) = -3.2738$$

$$by = (1.5 \times \cos 14^\circ - 0.7258) = 0.7297$$

c点座標

$$cx = -1.4 \times \sin 14^\circ = -0.3387$$

$$cy = 1.4 \times \cos 14^\circ = 1.3584$$

しかるに, 放流管の底部断面の方程式(4)式は, C点を通ることから,

$$0.7297 = a(-3.2738) + b$$

$$1.3584 = a(-0.3387) + b$$

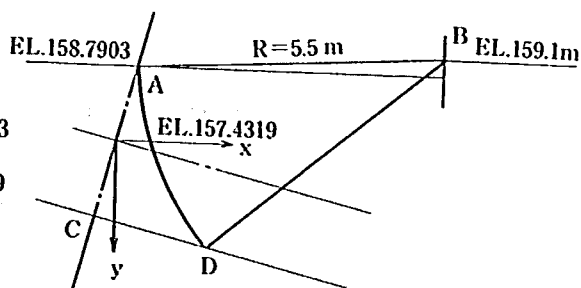
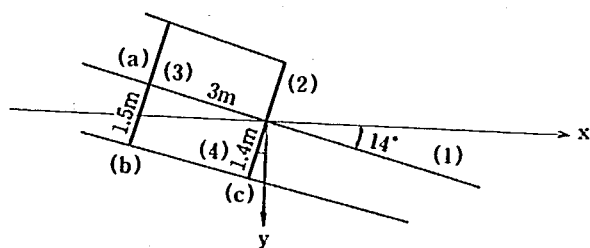


図 3 - 22



$$(1) y = \tan 14^\circ x \quad (2) y = -\frac{1}{\tan 14^\circ} x$$

$$(3) y = -\frac{1}{\tan 14^\circ} x + b_3 \quad (4) y = ax + b_4$$

図 3 - 23

$$a_1 = 0.21421$$

$$b = 1.4310$$

$$y = 0.21421x + 1.4310$$

ゲートスキンプレート面の断面および(4)式より

D点座標

$$D_x = 1.5277 \quad D_y = (10.3 - 3.8) + 1.5277 = 8.0277$$

$$D_y = 1.7582 \quad \text{EL. } 155.6737$$

5-5 開水路部下面形状(図3-24)

管路部絞り部下面勾配: $\tan\theta = 0.21421$

自由落下水脈曲線

$$y_u = \frac{1 + \tan\theta}{4C^2H} x^2 + \tan\theta x \quad (\text{式3-8})$$

$$H = \text{EL. } 220.8 - \text{EL. } 155.6737 = 65.1263,$$

$$C = 0.9$$

$$y_u = 0.00575432x^2 + 0.214214x,$$

$$\tan\theta = 0.214214$$

堤趾部にすりつける条件から

$$x = 66.85232 \text{ のとき, } y_w = 40.0381 > 37.6737$$

$$(222 - 118) \times 0.72 - 8.0277 = 66.8523$$

$$155.6737 - 118 = 37.6737$$

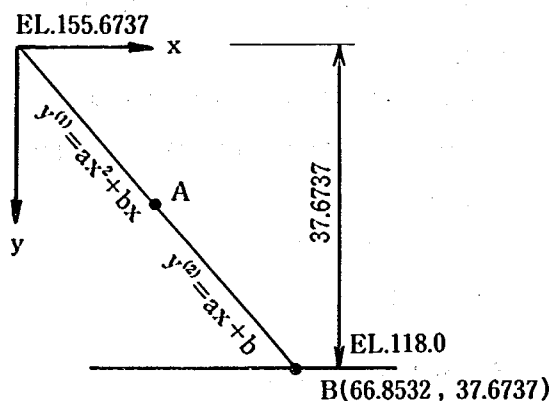


図3-24

下流面形状について途中まで式3-8の自由落下曲線を用い、そののち直線で堤趾部にすりつけたものとする次のようになる。

$$y^{(1)} = 0.00575432x^2 + 0.214214x$$

$$y^{(2)} = 0.750296x - 12.485612$$

下面には給気溝のための段差を設ける。(図3-25)

$$y^{(0)} = 0.214214x$$

$y^{(0)}$ 方向に350mmで $y^{(0)}$ に直角に300mmの

段差を付けるものとする、

$$y^{(3)} = 0.214214x + 0.3068$$

a点座標

$$ax = 0.3422$$

$$ay = 0.0733$$

$$y^{(4)} = -\frac{1}{0.214214}x + b_4 \text{ が a 点を通ることから,}$$

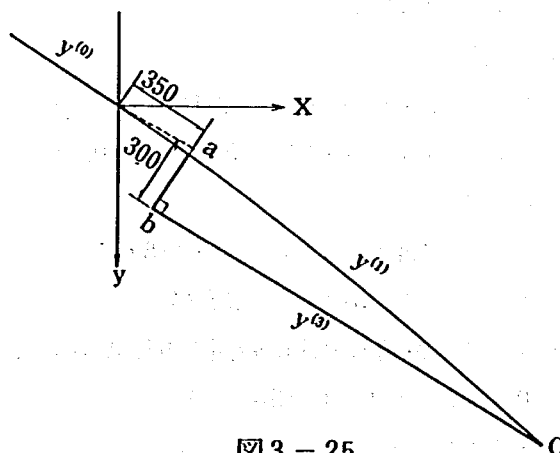


図3-25

$$b_x = 1.6709$$

b点座標 ($y^{(3)}, y^{(4)}$ の交点)

$$y^{(1)} = 0.214214x + 0.306805$$

$$y^{(4)} = \frac{1}{0.214214}x + 1.6709$$

$$b_x = 0.2794$$

$$b_y = 0.3667$$

C点座標 ($y^{(1)}, y^{(3)}$ の交点)

$$y^{(1)} = 0.00575432x^2 + 0.214214x$$

$$y^{(3)} = 0.214214x + 0.3068$$

$$c_x = 7.3019$$

$$c_y = 1.8710$$

5-6 開水路部平面形状について

厳木ダムの開水路については全体模型実験の結果より堤趾部で水路巾を拡幅しなければ減勢効果が上がらないことが判明している。その水路幅は6m程度としている。

拡幅は直線形状で行うものとして、拡幅始端の取り方が問題となるが、その決定について支配的な要素を持つと思われるものはない。

従ってここでは、ゲートピンに水が当たらないという条件を加味してゲートピン下流より拡幅を始めることにした。

5-7 設計形状

厳木ダム放流管の設計条件ならびに設計概要を以下に整理して示す。(図3-26)

① 設計条件

放流管の設計条件は以下のとおりである。

- ・ 揚水時満水位 (EL. 185.7m) において $140\text{ m}^3/\text{s}$ の放流能力を有すること。
- ・ 吞口標高は, EL. 160.0m とする。
- ・ 許容負圧は大気圧とする。
- ・ 洪水調節方式は $140\text{ m}^3/\text{s}$ の一定放流である。
- ・ 放流管は2条設置し, 同時等高操作を原則とする。
- ・ 水密構造は, ゴム不連続方式とする。

② 設計概要

設計条件に基づき設計された放流管の諸元は次のとおりである。

管軸の傾斜角

下面に 14° 傾斜している。

管路

入口形状 角形フード 1.00 m

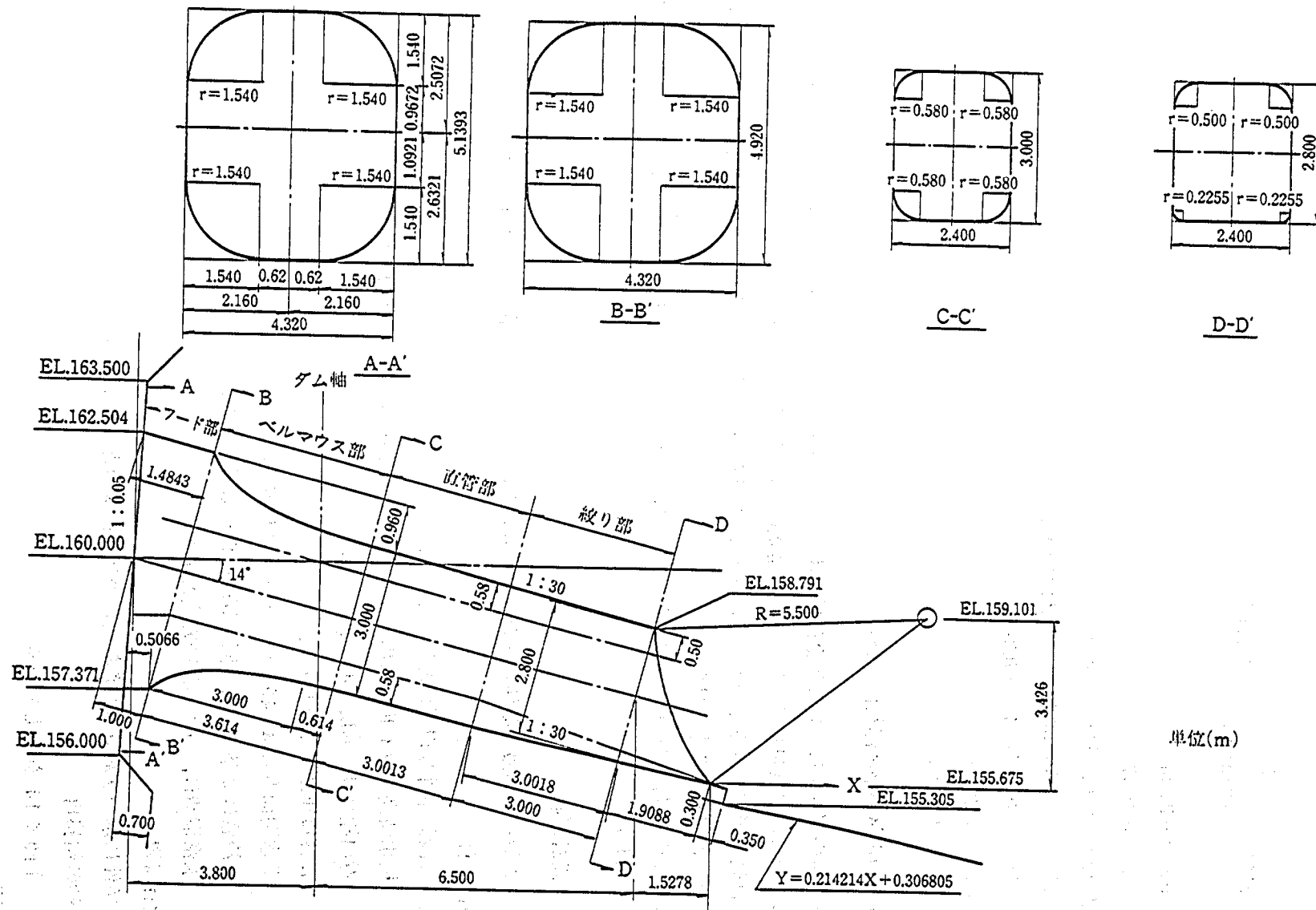


図 3 - 26 - 1 設計形状 (断面図)

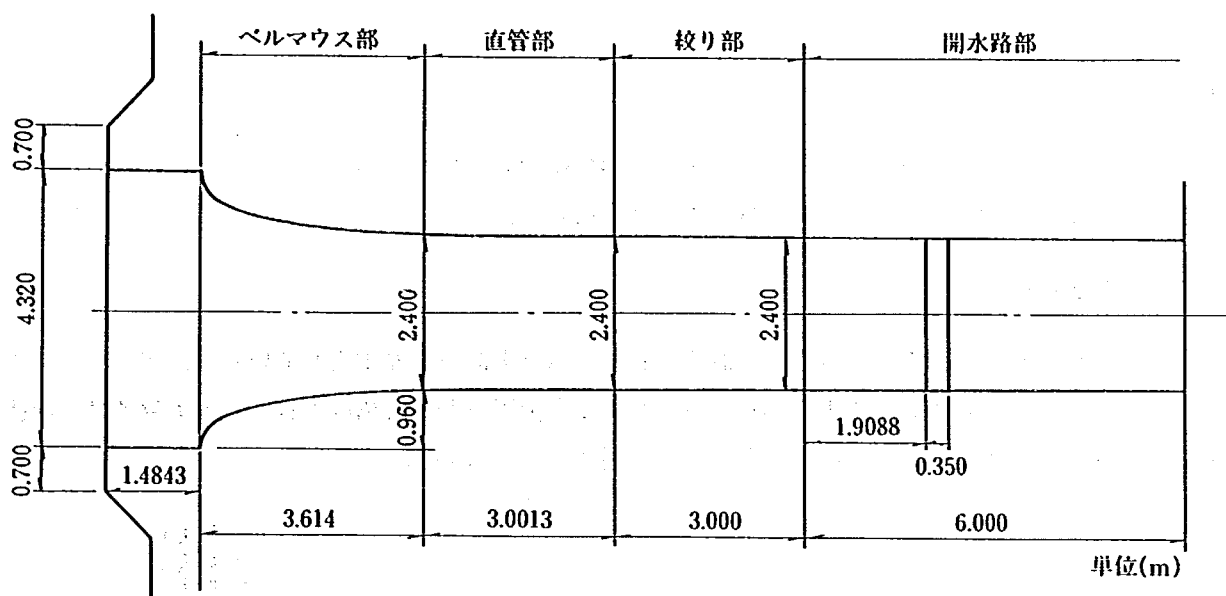


図 3 - 26 - 2 設計形状 (平面図)

ベルマウス	WES 推奨形状	3.614 m
吐口断面	巾×高 = 2.4 m×2.8 m	隅取半径 0.5 m
絞り必要長	3.00 m, 1/30	上面, 下面のみ
管路長	10.614 m	
ゲート	高圧ラジアルゲート	R = 5.50 m
水密	水密ゴム不連続方式	
開水路	オフセット (= 0.3 m) 後直線および放物線で構成	

第3章第6節 オフセット形状の検討（予備実験）

6-1 概要

本節では、オフセットを底面に設置した場合の形状について検討する。

模型は、前節で設計された厳木ダム放流管形状を用いる。

6-2 模型実験

開水路形状はゲート接点を原点として計算された自由落下曲線を基本としているが、ゲート下端にオフセットを設けるため開水路下面形状は直線および自由落下曲線で構成される。本実験では4形状の直線形状について検討した。検討した形状図を図3-27に示す。

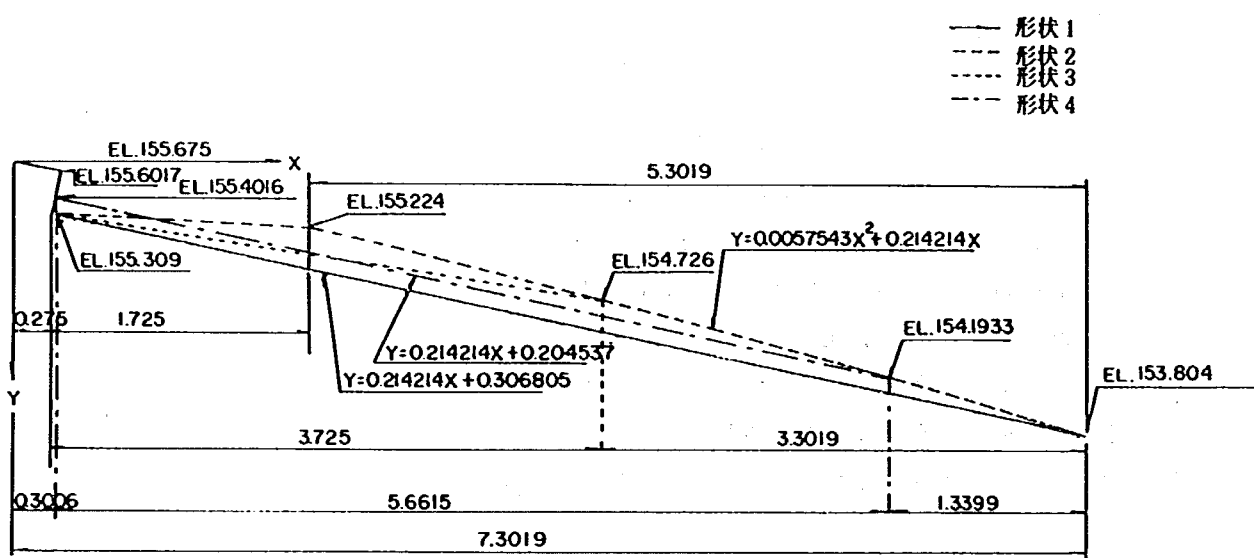


図3-27 オフセット形状比較図

4形状の違いは、直線区間の長さの違いである。直線区間の長さに応じてその区間内に給気される状態が異なるとともに下流での圧力分布も変化してくる。図3-28に示す給気区間とはゲート直下流の水脈の下面とオフセットとの間に生じる空間の長さである。

表3-4 最低圧力の比較（設計洪水位全開）

形状	直線区間の長さ	最低圧力
1	7.03	- 6.5 m
2	1.73	- 4.8 m
3	3.73	- 6.7 m
4	5.66	- 8.3 m

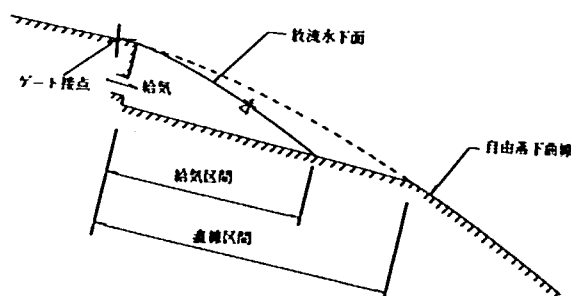


図3-28 給気区間

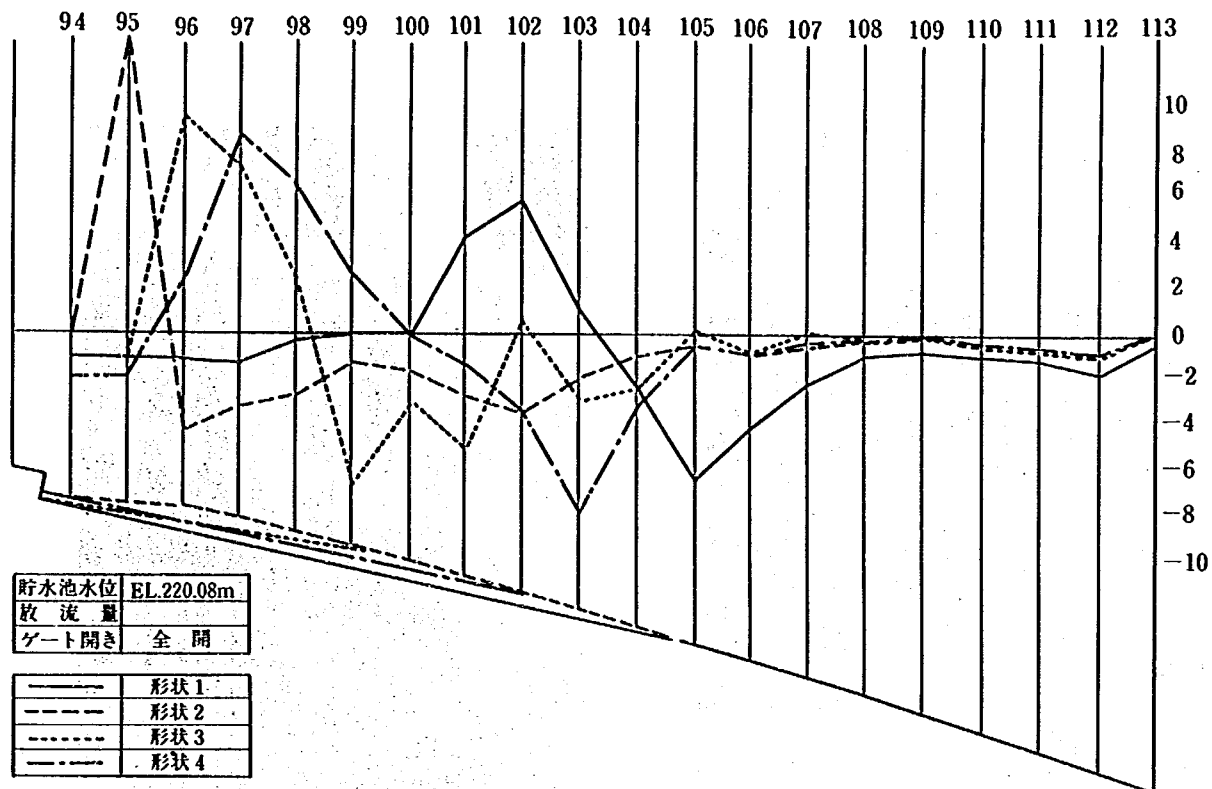


図3-29 圧力分布および給気区間の比較図

図3-29には4形状の給気区間およびその圧力分布の比較を、また表3-4に最低圧力の比較を示した。また、流況を写真3-8に比較する。

4形状を比較してみると、次のとおりである。

- ① 直線区間の長さが長い程、給気区間は長くなる。形状2では給気はされない。
- ② 最低圧力は、直線区間終端に発生している。その値は、形状4のオフセットの長さまでは、低下する傾向にあるが、形状1では、むしろ上昇している。
- ③ また流況観察から、給気区間が長い程、下流での水脈中の気泡が多く認められる。

以上の検討から、負圧の大きさを最小限度に押え、かつ充分な給気を行って、キャビテーションの防止をはかるためには、2つの条件を満足する必要がある。

- a) 給気区間の長さを確保すること。
- b) 下流面形状での不連続点をなくす。

この条件を満足する形状としては、ゲート接点からの水脈の自由落下曲線を下に平行移動した曲線が考えられ、オフセットの深さについては、形状1と同じ30cmとするのが妥当であると考えられる。

この形状を設計案とし、次節で検討を行うものとした。

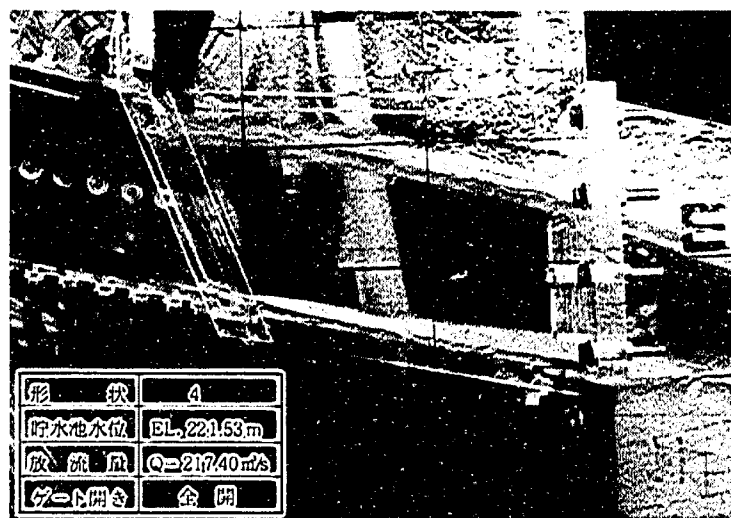
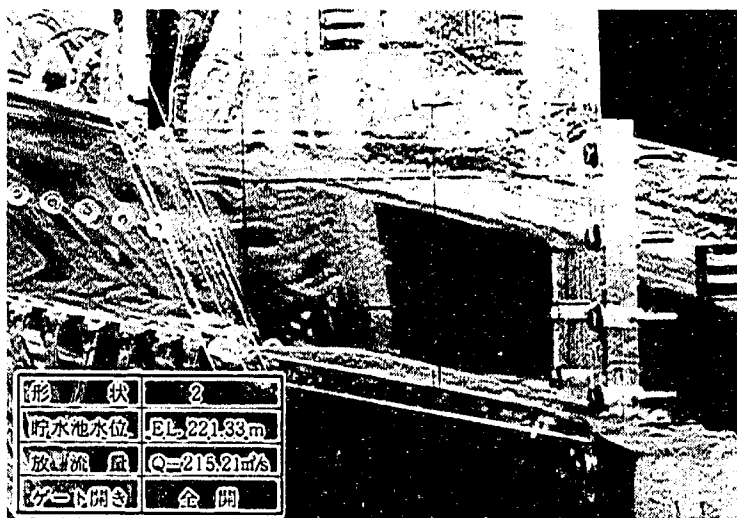
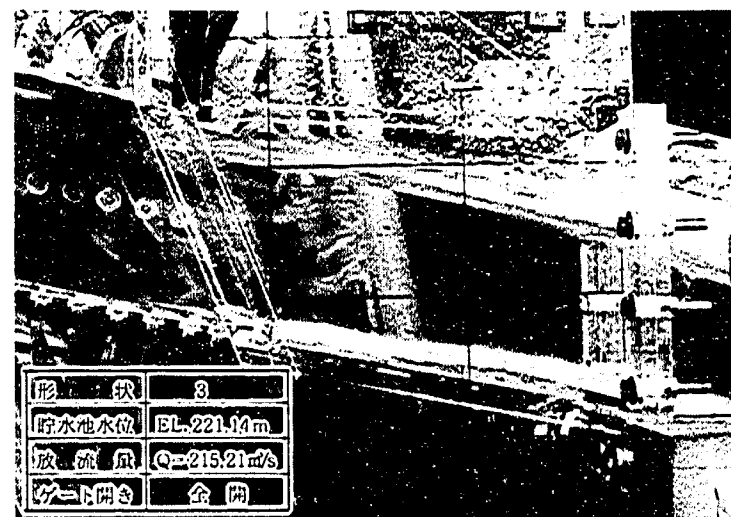
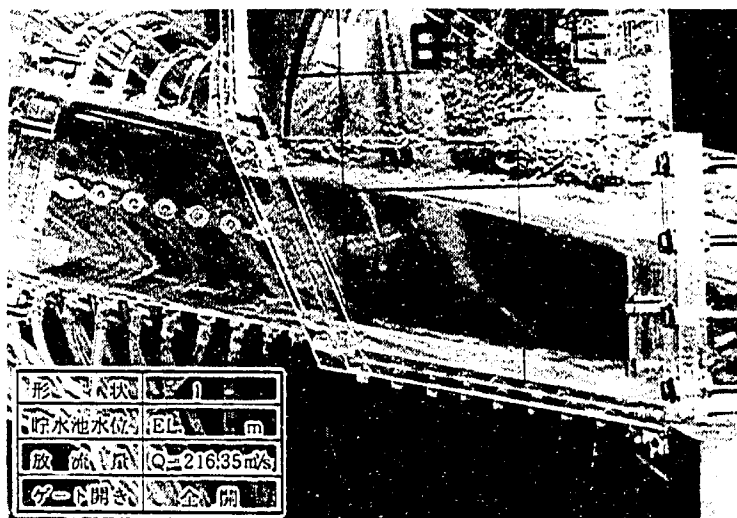


写真 3-8 オフセット付近の流れ

第3章第7節 水理模型実験 その2

7-1 放流機能

ゲート開き 0.3 m, 0.8 m, 1.3 m, 1.8 m, 2.3 m, 2.5 m, 全開 (= 2.8 m) について貯水池水位と放流量の関係を測定した。ゲート開きとは、図3-30に示すように管路上面のゲート接点より管軸に対して垂線をおろした断面に対して決定するもので、図中には各ゲート開きとその時のゲート下端標高およびゲート開度 (ゲート開き / 2.8) を示した。

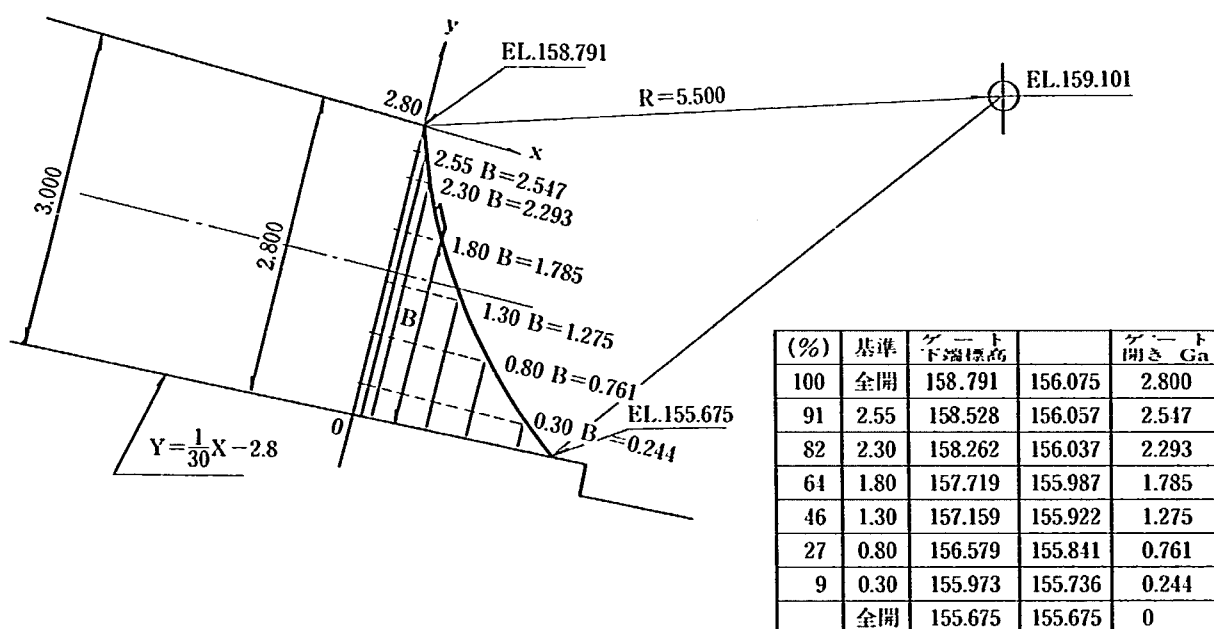


図3-30 ゲート開きの定義

得られた貯水池水位と放流量の関係をもとに式3-3に示す流量係数を算定した。

$$C = \frac{Q}{A \sqrt{2gH}} \quad (\text{式3-3})$$

C : 流量係数

Q : 放流量 m^3/s

A : 断面積 (図3-26のD-D', 6.5910 m^2)

H : 作用水頭 (貯水池水位と出口中心標高, EL. 157.432 mの差・m)

g : 重力加速度 m/s^2

式3-3より得られた流量係数について図3-31にそのゲート開き別の貯水池水位との関係を示した。

図よりゲート開き別の流量係数は、貯水池水位 EL. 170 m以上において一定値をとることがわかる。このことから流量係数Cは、貯水池水位 EL. 170 m以上について貯水池水位と無関係にゲート開きの

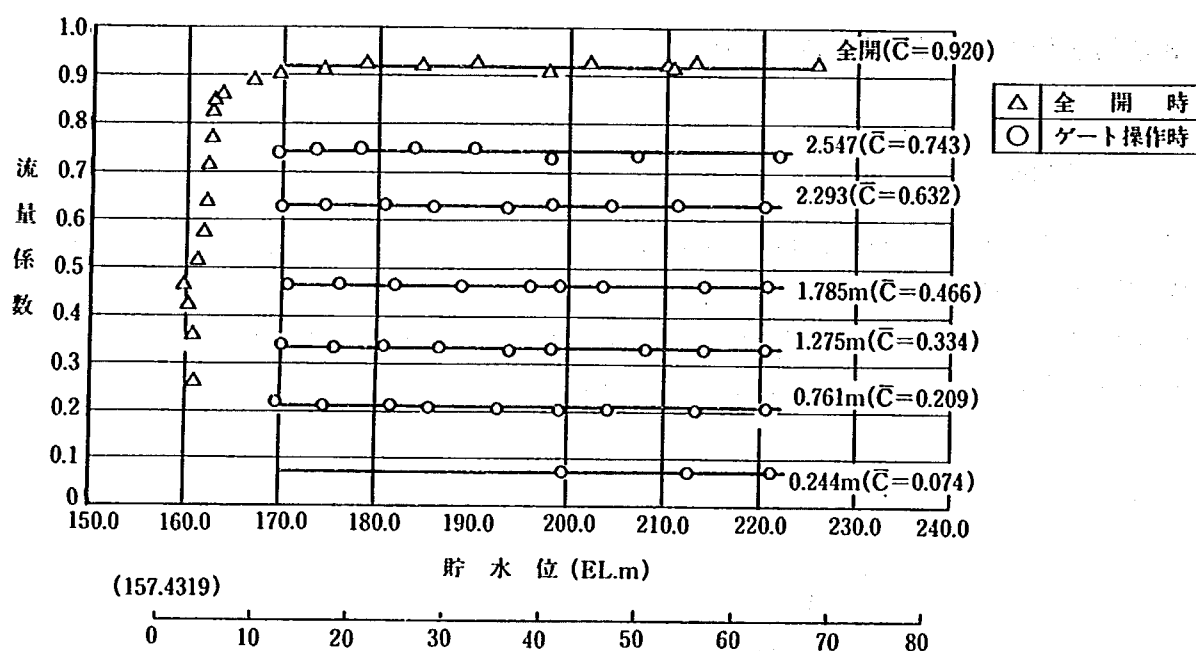


図 3 - 31 流量係数-貯水池水頭との関係

みの関数として定義できると判断する。各ゲート開きの流量係数として貯水池水位 EL.170 m 以上の値の単純平均値を用いてその関係を求めてみる。

$$G = G_a / G_o$$

G : ゲート開度

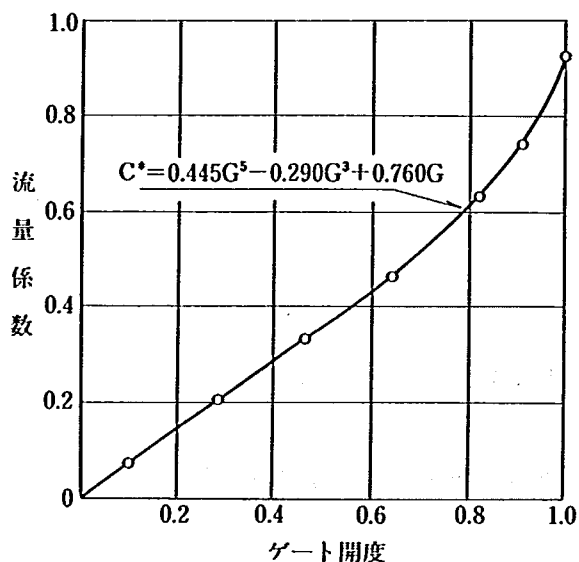
G_a : ゲート開き (m)

G_o : ゲート全開時のゲート開き (= 2.800 m)

流量係数の平均値を $\bar{C}$ として $\bar{C}$ と G の関係を求めると式 3 - 9 となる。

$$\bar{C}^* = 0.445 G^5 - 0.290 G^3 + 0.760 G$$

実験結果との比較を図 3 - 32 に示す。



ゲート開き G_a (m)	ゲート開き G	流量係数	
		実験値 $\bar{C}$ (平均)	計算値 $\bar{C}^*$
0.244	0.107	0.074	0.081
0.761	0.286	0.209	0.211
1.275	0.464	0.334	0.333
1.785	0.643	0.466	0.460
2.293	0.821	0.632	0.629
2.547	0.911	0.743	0.752
2.8 (全開)	1.000	0.920	0.915

図 3 - 32 流量係数 $\bar{C}$ とゲート開度 G の関係

以上の検討より本放流管の放流機能式は次のように表わされる。

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

$$C = 0.445G^5 - 0.290G^3 + 0.760G$$

(式3-10)

式3-10を用いて算定した貯水池水位と放流量の関係を図3-33の実線で示した。図には実験より得られたデータも○印で示してある。式3-10の推定精度は3%以内と考えられる。ゲート開き0.3 mの場合実験値と計算値にバラツキがみられるが、測点数および微小開度に起因する精度のためであると考えられる。

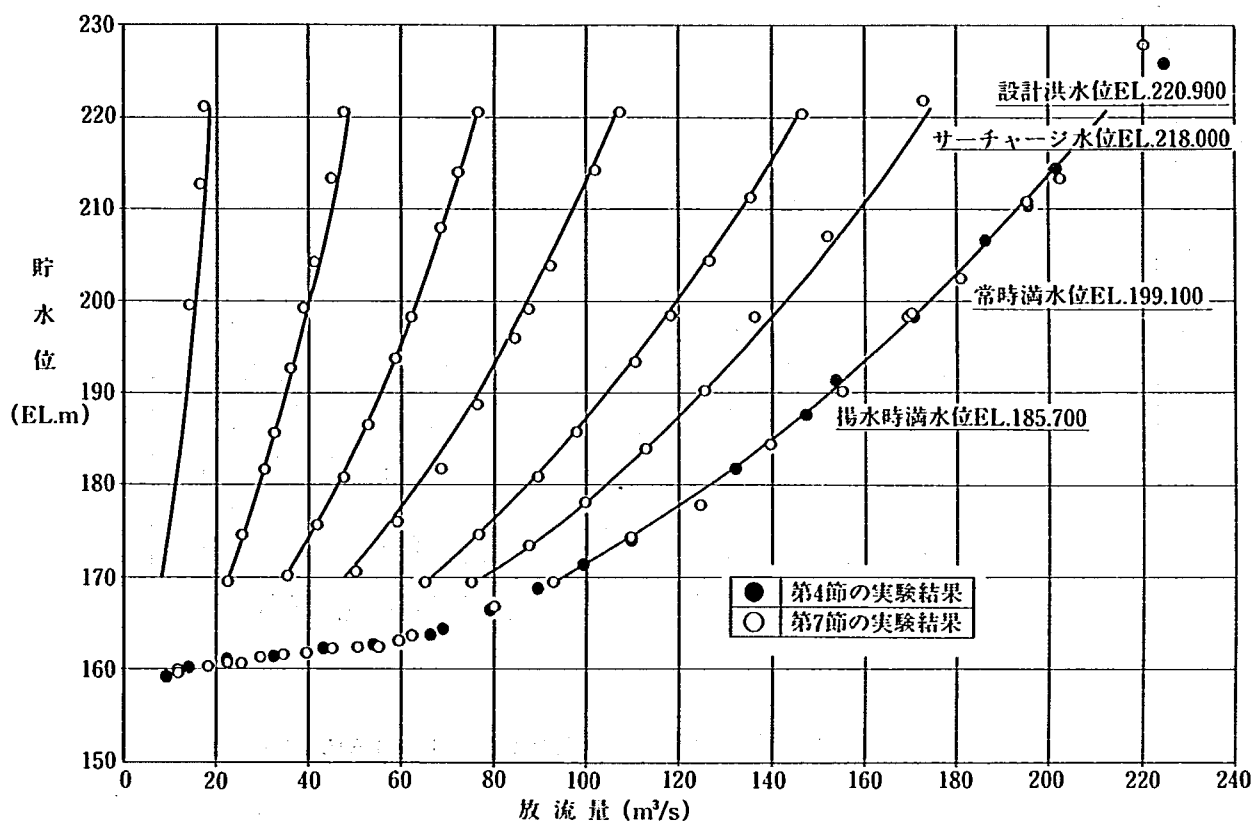


図3-33 貯水池水位-放流量-ゲート開度関係図(1条当り)

7-2 ゲートピン付近の水面形

本節ではゲートピン付近における水面形のうち、特にゲートをわずかに閉めた状態(ゲート開度が95%以上)でみられる水面のはね上がりについて検討した。なお、検討した形状は第5節で検討した放流管としている。

ゲート開度(開度90%以上)と放流管出口との関係を図3-34に示す。図からもわかるようにゲート開度82%以上ではゲート下端部が放流管隅取り円弧内にあり、ゲート開度に応じて下流開水路側壁と出口側壁との間に段差が形成される。

実験では作用水頭を約60 mにして、ゲート開度を91.1%, 95.7%, 98.6%, 100%の4ケースについて放流水脈とゲートピン位置との関係について調査した。結果を図3-35に示す。

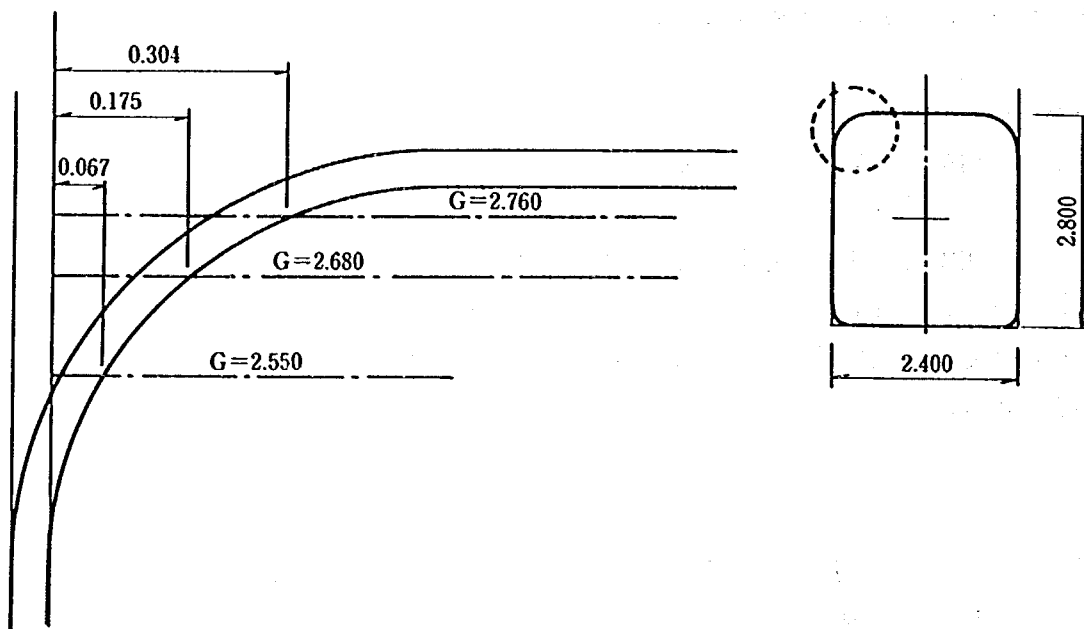
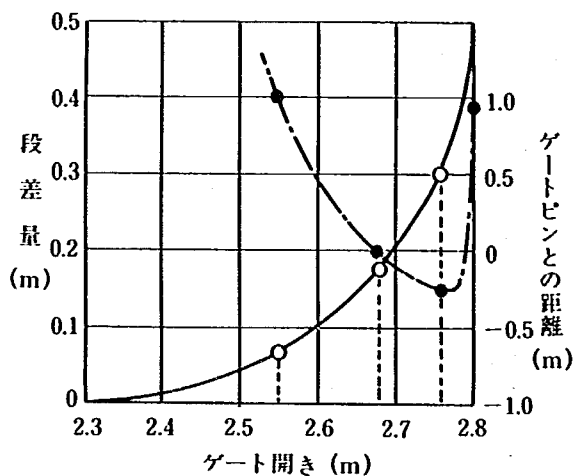


図 3 - 34 隅取り形状図



ゲート開き G_a (m)	ゲート開度 $G/G_o \times 100$ (%)	ゲートピンと 放流水脈との 距離 d (m)
2.55	91.1	+1.00
2.68	95.7	0
2.76	98.6	-0.25
2.80(全開)	100.0	+0.90

G_o : 全開時のゲート開き ($G_o=2.80$)

図 3 - 35 ゲートピンと放流水脈との距離 (オフセットの検討)

図 3 - 35 よりゲートピン付近の水面形について

- ① ゲート開度が 95% を越えてくると放流水脈がゲートピンにあたりだす。そのときの段差量はほぼ 0.2 m となっている。
- ② ゲート開度が 90% 以下の放流水脈はゲート全開時の放流水脈より低くなって来る。ということがいえる。

写真 3 - 9 にはゲート開度が 98.6% のときの作用水頭を約 10 m, 30 m, 60 m の場合の放流水脈状態を示した。

本節で実施したような検討は、いままでにあまり例がなく、定量的に表現することはむずかしいが、いずれにしてもこのような水はねは放流管管路出口付近に設けられる隅取り円弧と大きな関係がある事が理解される。

さて、本放流管の場合、隅取り円弧の関係から水はね現象をなくすことは不可能であるためその対策としては、

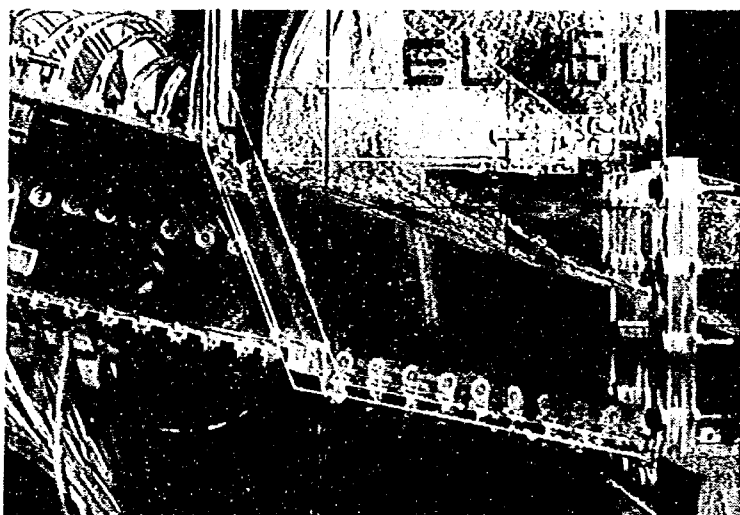
- a) ゲートアーム長を固定してゲートピン標高を上げる。上げる量は流況より 0.25 m 程度と考えら

れる。

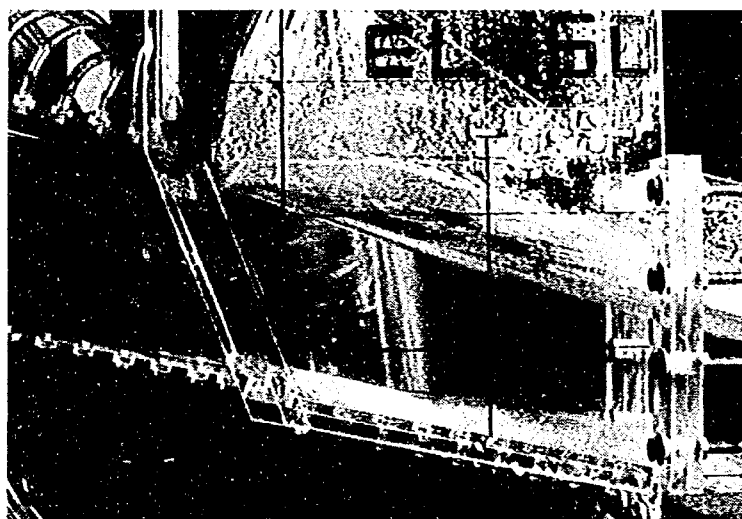
b) ゲートピン標高を一定にしてゲートアーム長を変化させる。

が考えられる。

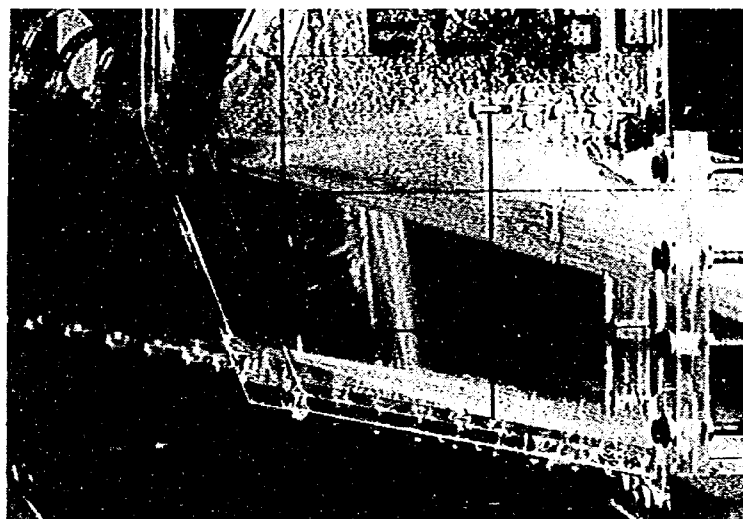
a), b) の選択およびその結果については次節で述べることにする。



貯水池水位	EL. 165.50m
放流量	$Q=70.00\text{m}^3/\text{s}$
ゲート開き	2.76 m



貯水池水位	EL. 188.40m
放流量	$Q=140.42\text{m}^3/\text{s}$
ゲート開き	2.76 m



貯水池水位	EL. 220.84m
放流量	$Q=204.69\text{m}^3/\text{s}$
ゲート開き	2.76 m

写真 3 - 9 ゲート付近の流況

第3章第8節 実施設計案の検討

8-1 実施設計案形状

本節では前節までの検討より得られた結果をもとにして設計した設計案形状について説明する。前節までの検討結果をまとめると次のとおりである。

- ① 開水路を下流方向に広げるとは減勢池内での放流水の減勢機能を高めるうえで有利である。拡幅率は下流方向に1:12程度の規模以内であれば衝撃波も発生せず、底面の作用圧力にも影響を与えることはない。
- ② オフセットはキャビテーション防止上必要なものであるが、オフセットより下流の形状は、放流水の自由落下曲線とするのがよい。
- ③ ゲートをわずかに閉じた場合（ゲート下端標高が放流管隅取り円弧内にある場合）にみられる水面のはね上がりに対し、今回はゲートピンを標高を上げることにより処理するものとする。上げ高は0.4mとした。これは水面のはね上がり減少がゲート操作の一時的なものであり、水面に対する余裕はとらないものとした。

以上の検討結果より得られた厳木ダム放流管の実施設計案形状を図3-36に示す。

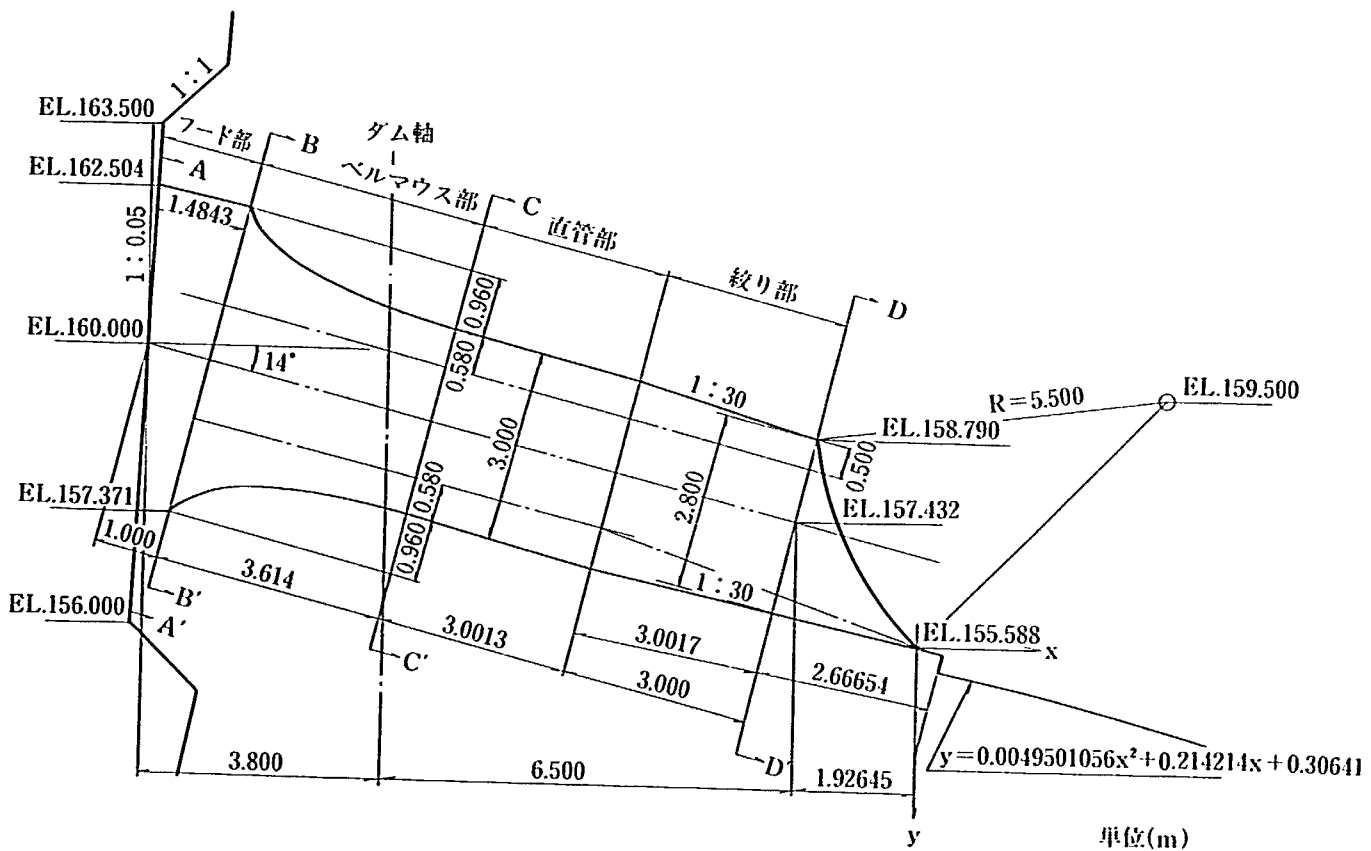


図3-36-1 実施設計案形状

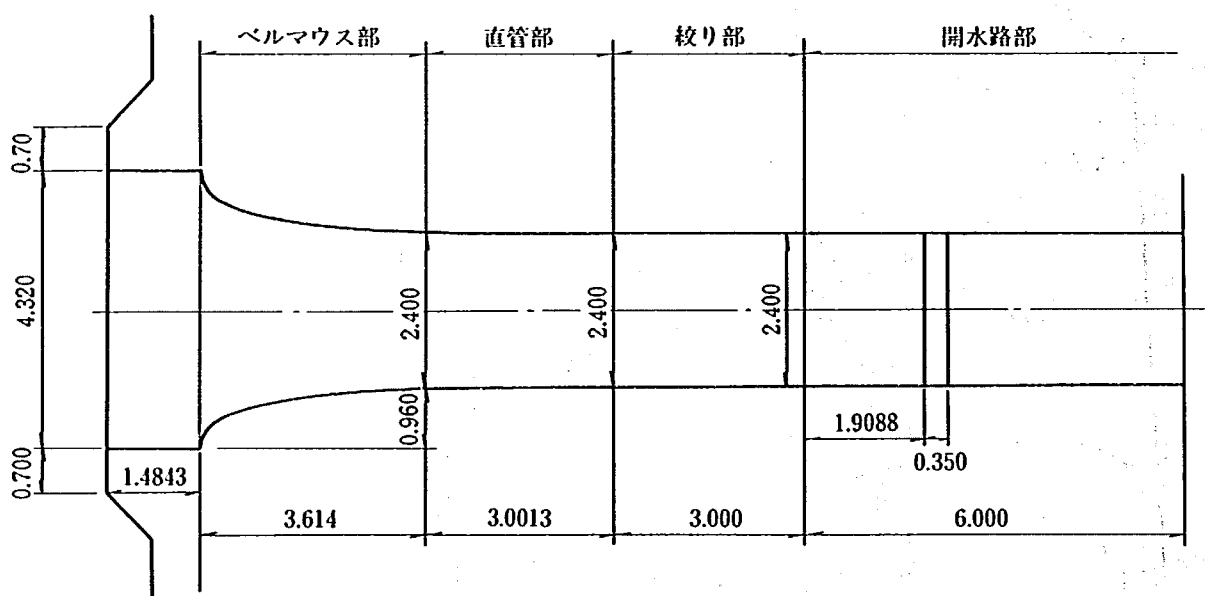
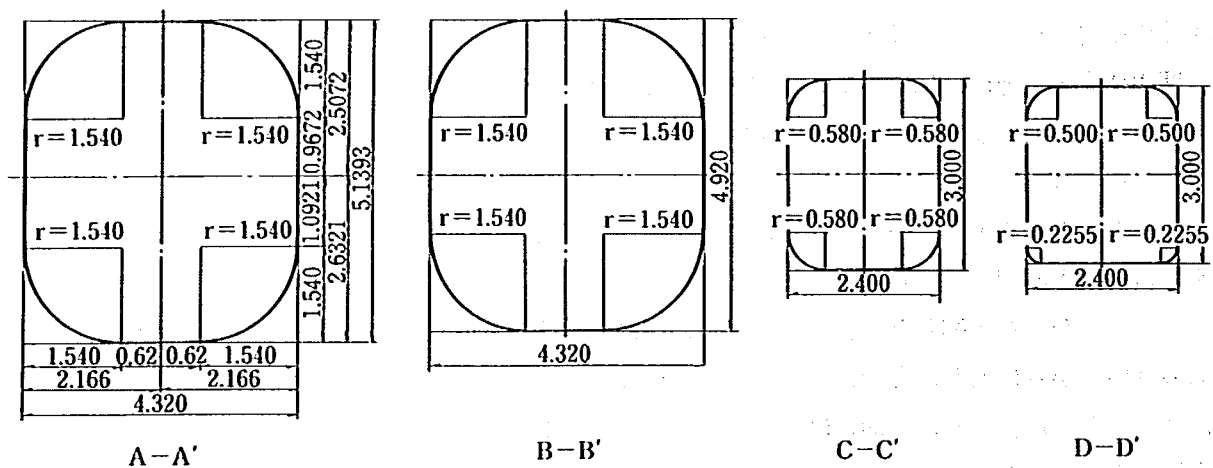


図 3 - 36 - 2 実施設計案形状

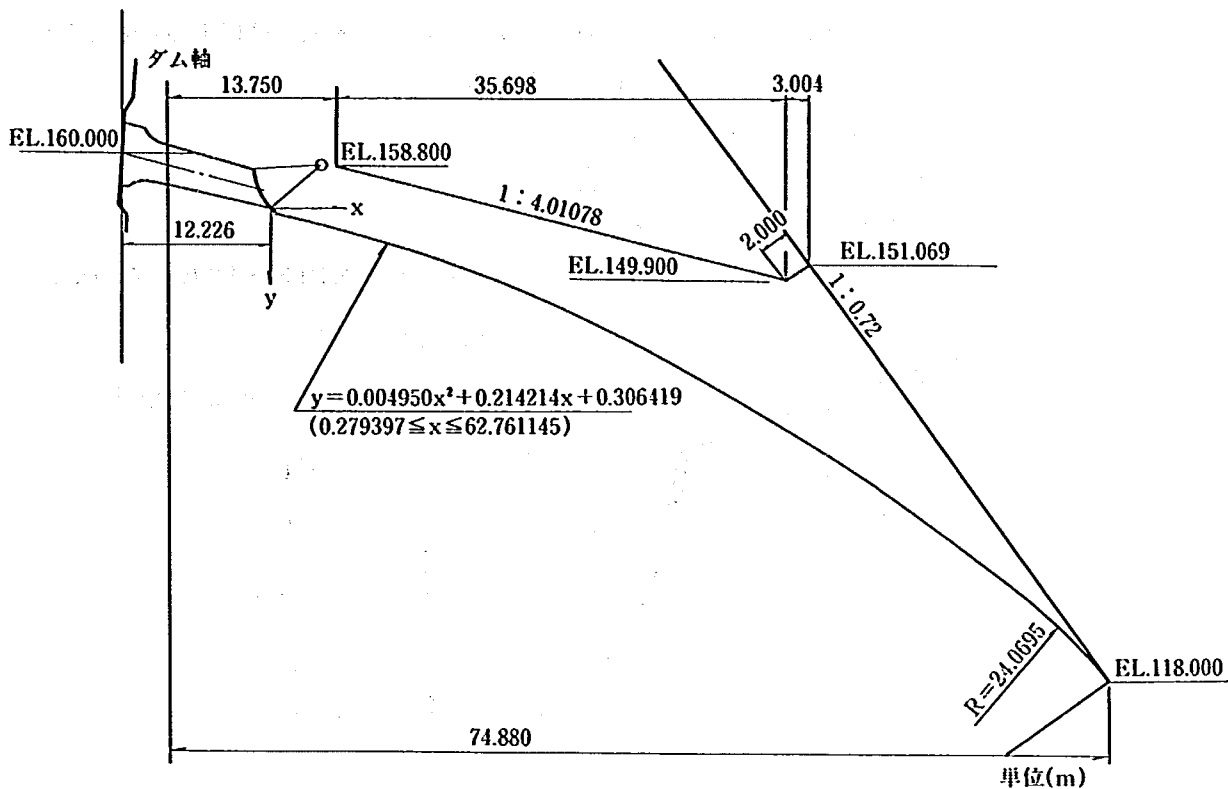


図3-36-3 設計案形状図

8-2 放流能力

ゲート全開時および半開時における貯水池水位と放流量の関係进行调查する。ゲート開きは全開も含めて7ケースとしている。測定した結果を図3-37に示す。

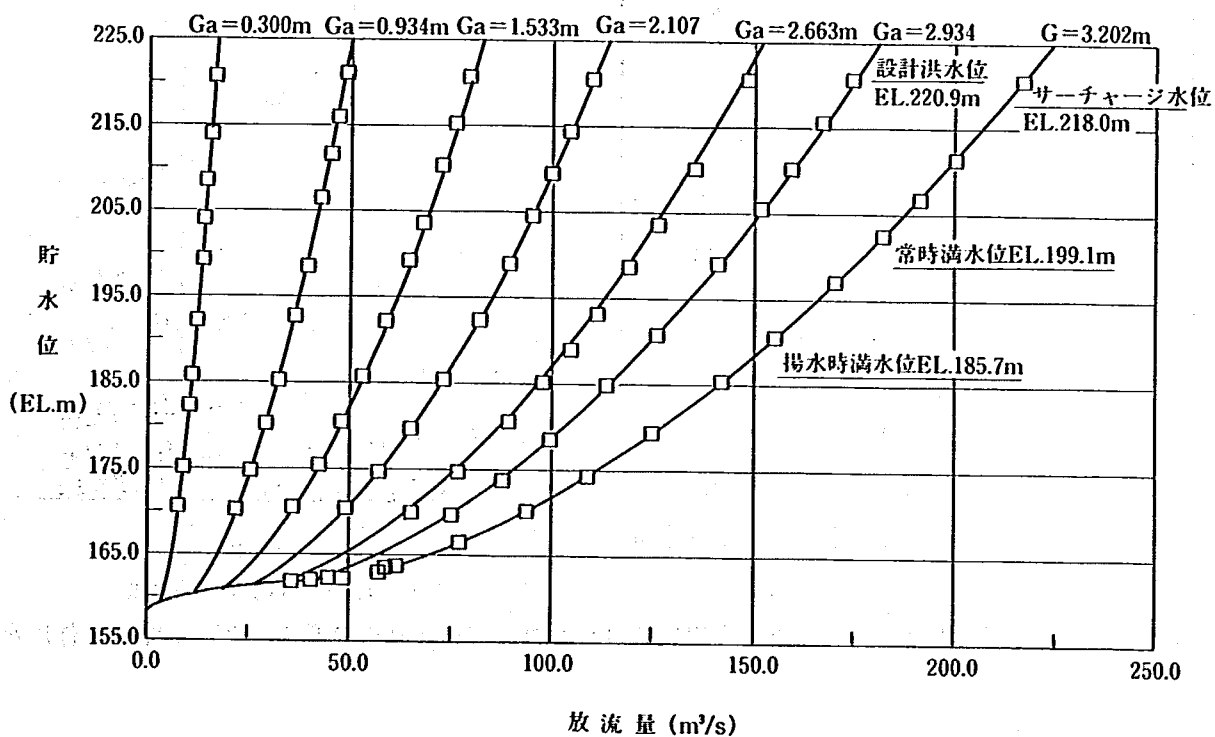


図3-37 貯水池水位-放流量-ゲート開き関係(1条当り)

ゲート開きについての定義にはいろいろと考えられると思われるが、本節では以下の要領できめた。

ゲート開き…………ゲート下端標高とゲート敷の標高差とする

(G a) (ゲート敷標高：EL.155.588 m)

ゲート開度…………全開時に対するゲート開きの割合

(G) (全開のゲート開き：3.202 m)

上記した定義をもとに本放流管のゲート開きおよびゲート開度について図 3 - 38 にまとめた。

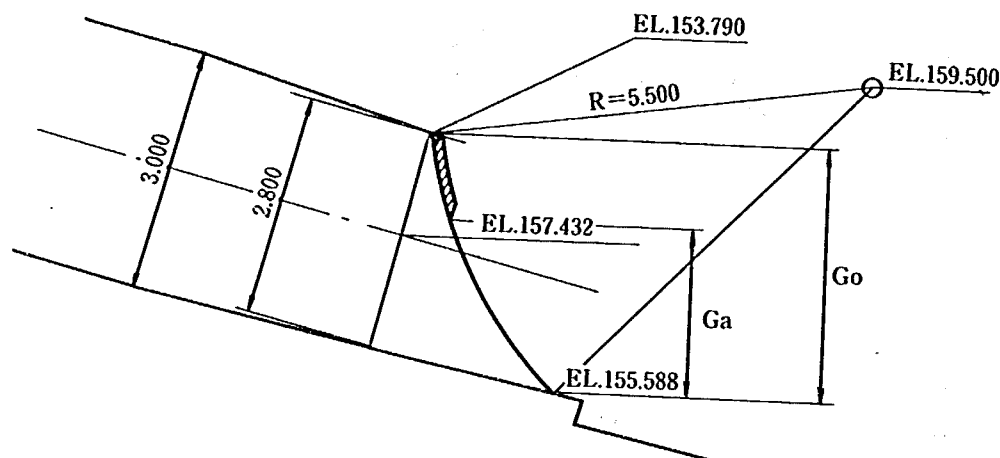


図 3 - 38 - 1 ゲート開きとゲート開度

ゲート開き G a (m)	ゲート開度 G	ゲート下端標高 (EL, m)
0.300	0.094	155.888
0.934	0.292	156.522
1.533	0.479	157.121
2.107	0.658	157.695
2.663	0.832	158.251
2.934	0.916	158.522
3.202 (全開)	1.000	158.790

図 3 - 38 - 2

放流能力調査の結果は、放流管 1 条当りの結果を示している。図 3 - 37 より、ゲート全開における開水路流と管路流の遷移領域となる貯水池水位は、EL. 162 m～EL.166 m 付近にある。

図 3 - 39 には、実験より得られた資料を用いて計算された流量係数の 2 乗と（ゲート開き / 作用水頭）の関係を示している。

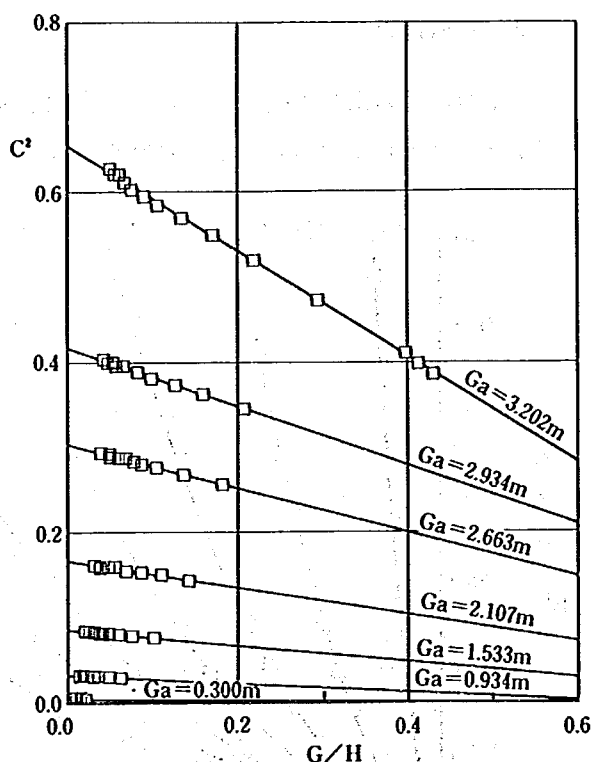


図 3 - 39 $C^2 \sim G/H$ の関係

$$C = \frac{Q}{A \cdot \sqrt{2gH}} \quad (式 3 - 3)$$

C : 流量係数

Q : 放流量 (m³ / s)

H : 作用水頭 (貯水池水位とゲート敷標高 155.588 の標高差, m)

A : 面積 (D-D の面積 = 6.591 m²)

g : 重力加速度 (m/s²)

図3-39は、放流管が管路流となる貯水池水位以上の場合について算定している。図3-39により、流量係数の2乗はゲート開度ごとに貯水池水位の逆数と直線関係にある。

8-3 放流機能曲線式の作成

本節では流量係数Cとゲート開度の関係式を求め、放流機能曲線式の作成を行う。

ゲート全開時の流量係数と、ゲート開きの関係は次式となる。

$$C_0 = (0.654 - 0.620(Ga/H))^{0.5}$$

この式を用いると流量係数Cは

$$C = C_0 C_1 \quad (\text{ただし, } C_1: \text{補正係数})$$

で与えられる。

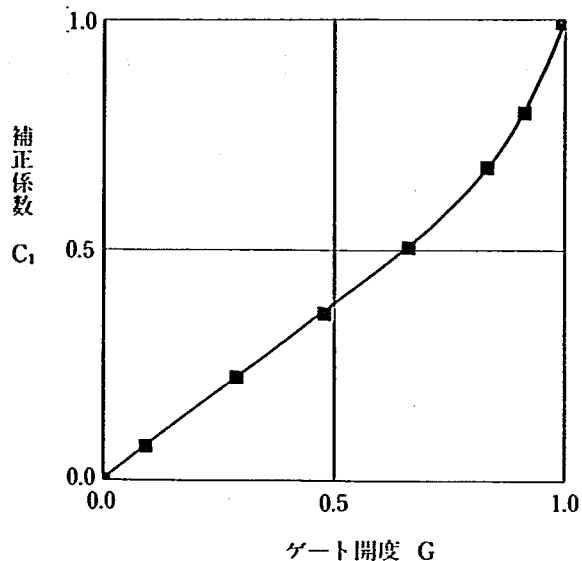
計算される補正係数C₁とゲート開度を図3-40に口印で示す。

図3-40より各ゲート開度と補正係数の関係を最小2乗法により求めると次のとおりである。

$$C_1 = 0.882G - 1.221G^2 + 4.259G^3 - 6.221G^4 + 3.301G^5 \quad (\text{式3-11})$$

式3-11より得られるGとC₁との関係を図3-40に実線で示す。図3-40より流量係数は式

3-11で示すゲート開度で十分に表現できると 図3-40 ゲート開度と補正係数の関係
判断する。以上の検討より厳木ダム放流管の流量管理資料としての機能曲線は次のとおりとする。



$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (\text{式3-12})$$

$$C = C_0 C_1$$

$$C_0 = (0.654 - 0.620(Ga/H))^{1/2}$$

$$C_1 = 0.882G - 1.221G^2 + 4.259G^3 - 6.221G^4 + 3.301G^5$$

Q : 放流量 (m³ / s)

A : 出口断面積 (= 7.6848 m²)

C : 流量係数

g : 重力加速度 (9.8 m/s²)

H : 作用水頭 (貯水位 - EL. 155.588 m)

G₀ : ゲートの鉛直開度高 (= 3.202 m)

Ga : ゲート開き (ゲート下端標高 - ゲート敷標高 EL. 155.588 m)

G : ゲート開度 (= Ga / G₀)

式3-12より計算された貯水池水位-放流量の関係を図3-37に実線で示す。

8-4 管胴部の作用圧力

ゲート全開時における管胴部の作用圧力について、貯水池水位 EL. 170.0 m, EL. 199.1 m (常時満水位), EL. 220.9 m (設計洪水水位) の 3 ケースについて実施した。測定は垂直マノメーター板にあらわれる水柱高をよみとるもので、上面・上面隅角・側面・下面隅角・下面の 5 測線における作用圧力の最高と最低としている。結果は実験資料 3 にまとめている。

圧力分布の状態は次のとおりである。

- ① フード付近では徐々に圧力は上昇する。
- ② フード終端からベルマウス終端までは圧力が降下する。
- ③ 直管部では圧力の変動はないが、絞り部にかけて再び圧力は降下している。
- ④ 最低圧力は貯水池水位 EL. 170.0 m のケースにみられ、その位置は上面隅角、ベルマウス終端付近にある。その値は -0.24 m となっている。

図 3-41 には、圧力結果より計算された圧力降下係数 C_d についてまとめた。この圧力降下係数は次式により求められる。

$$C_d = \frac{H - P}{\frac{V^2}{2g}}$$

C_d : 圧力降下係数

H : 作用水頭 (m)

P : ピエゾ水頭 (m)

V : 管路出口での流速 $V = Q / A$
 $A = 6.591 \text{ m}^2$

g : 重力加速度 (m / s^2)

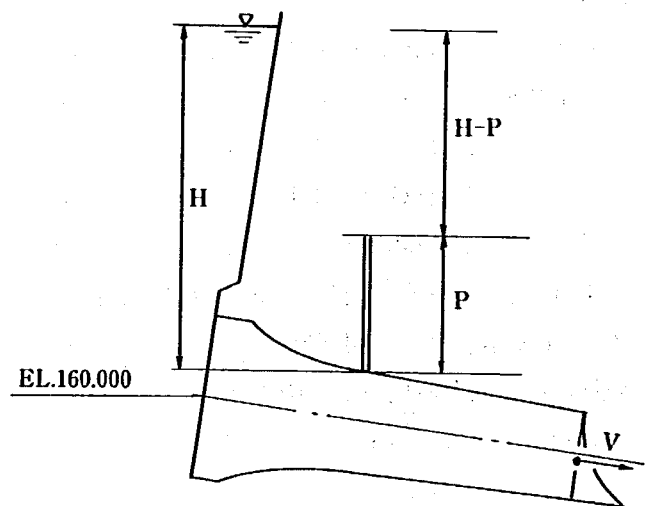


図 3-42 圧力降下係数の説明

図 3-41 より次のことがいえる。

- a) フード付近での圧力降下は小さい。
 - b) ベルマウス終端部での圧力降下が認められるが、吐口部と比較すると係数は小さく正圧である。
- なお、各測点の平均した圧力降下係数をまとめて図 3-43 に示した。

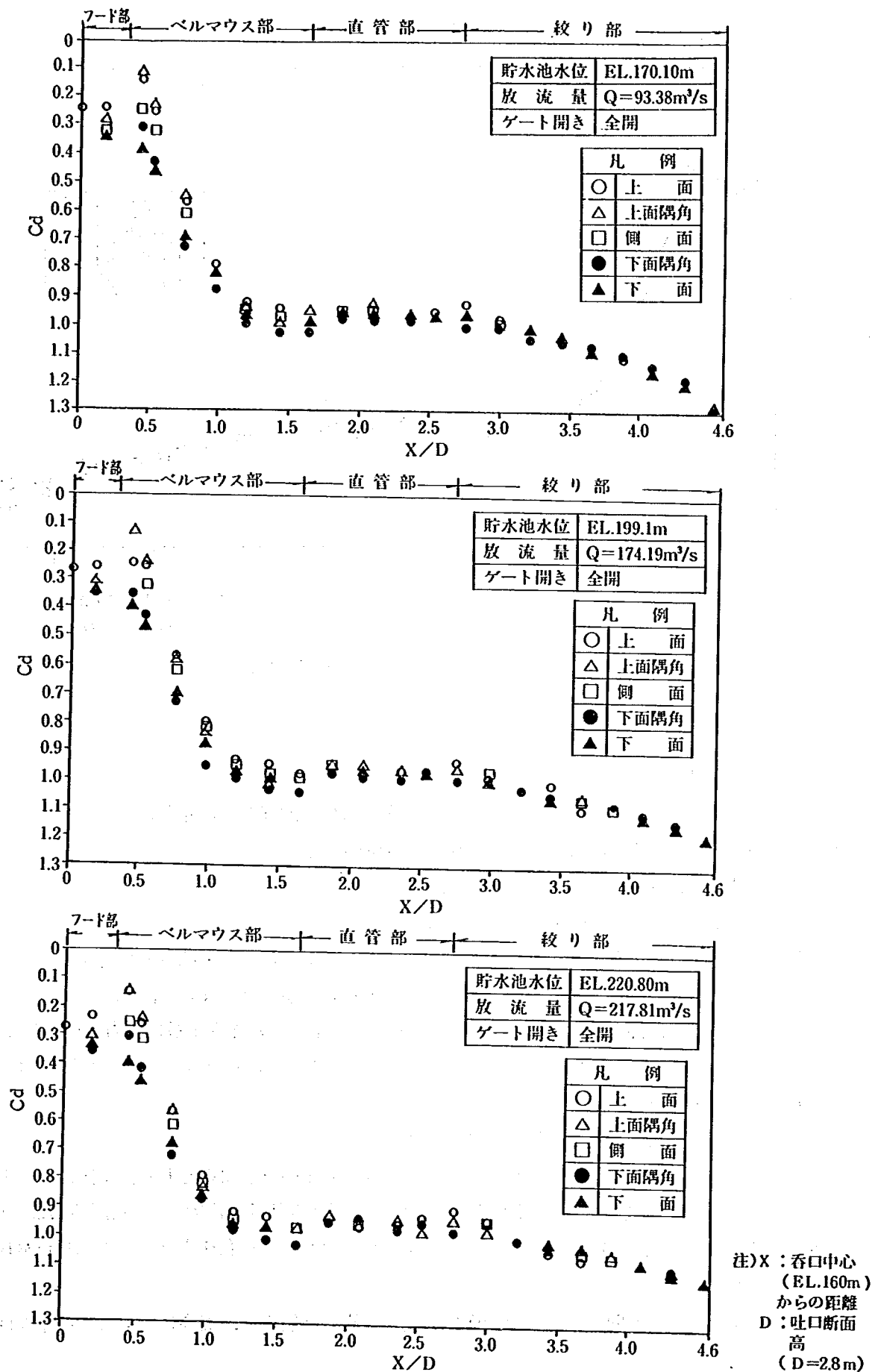


図3-41 压力降下係数

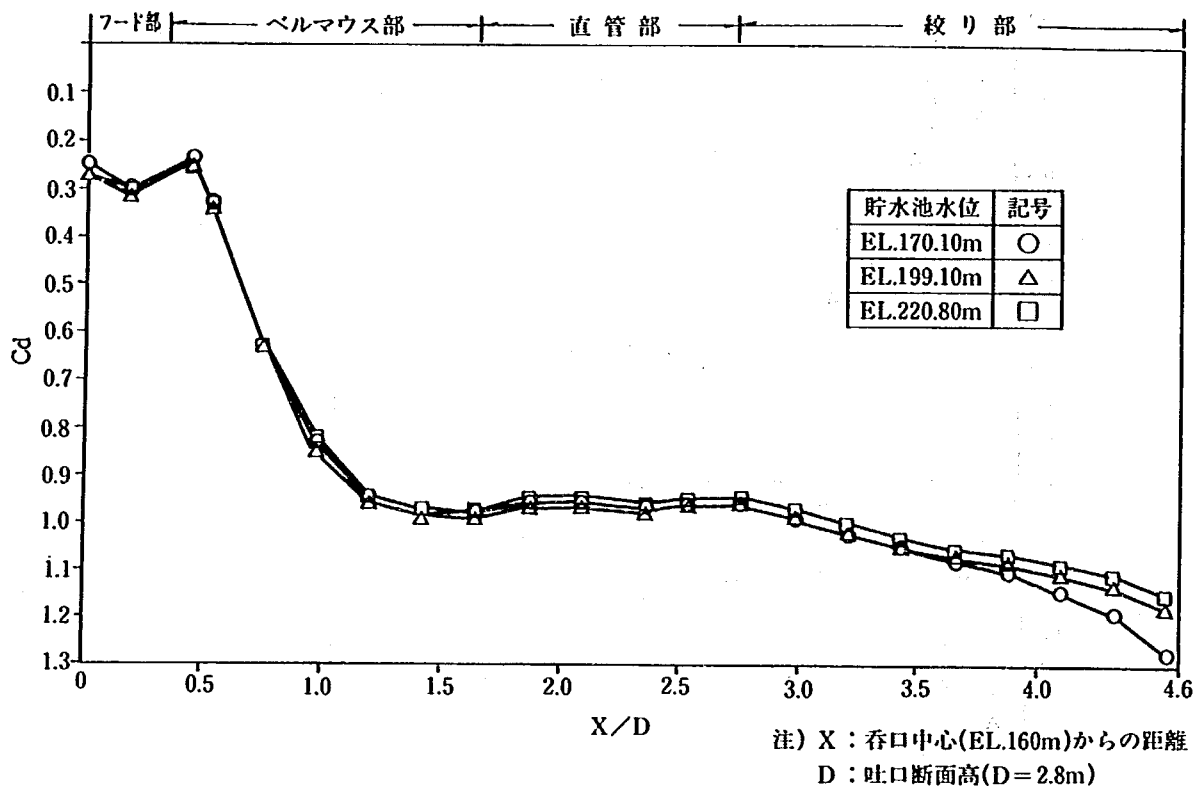


図3-43 断面平均圧力降下係数

8-5 ゲート下流開水路

(1) 下面作用圧力

下面作用圧力の調査にあたり、実験条件として次の項目を遵守して決定した。

- ① 揚水時満水位で、 $70\text{m}^3/\text{s}$ および $140\text{m}^3/\text{s}$ 放流する。
- ② 設計洪水水位で、ゲート全開操作をして放流する。
- ③ 給気口を開けた場合と閉じた場合を比較する。
- ④ 設計洪水水位で、下面作用圧力分布が一番危険側となるようなゲート開度で放流する。

条件④にあげたゲート開度を求めるために行った調査結果を図3-44に示す。

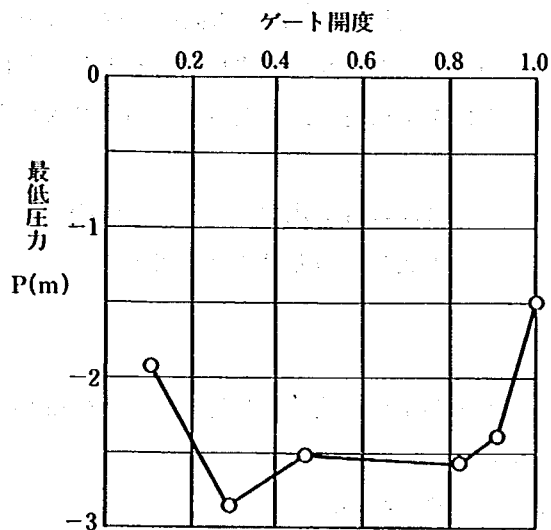
図3-44は貯水池水位を設計洪水水位としてゲート開きをかえたときの最低圧力値を示している。

図3-44より最低圧力値はゲート開き0.8mのときにあらわれている。このことから、④の条件を満たすゲート開きは0.8mとした。

次に、下面圧力作用測定結果を図3-45に示す。

最低圧力は貯水池水位が設計洪水水位で、ゲート開き0.8mのときにみられる。位置はゲート接点から下流9.375mの位置で-3.01m水柱となっている。同じ設計洪水水位でゲート全開の場合、ゲート接点下流8.75mの位置で-1.51m水柱となる。それ以外のケースは負圧となっても1.0m水柱より小さい。以上の結果より

- a) 設計洪水水位でゲート開き0.8mの操作は実験上放流した場合で、実際にこのような操作は行わない。
- b) 設計洪水水位でゲート全開の操作は放流量が $200\text{m}^3/\text{s}$ をこえるもので、現実的にありえない。



ゲート開き G (m)	最低圧力 P (m)
1.000	-1.51
0.916	-2.40
0.832	-2.58
0.658	-2.49
0.479	-2.85
0.292	-1.93

注) 測定値は、設計洪水位での最低圧力を示している。
測定位置は、ゲート接点から下流9.375m(No109)である。

図3-44 ゲート開きと最低圧力の関係

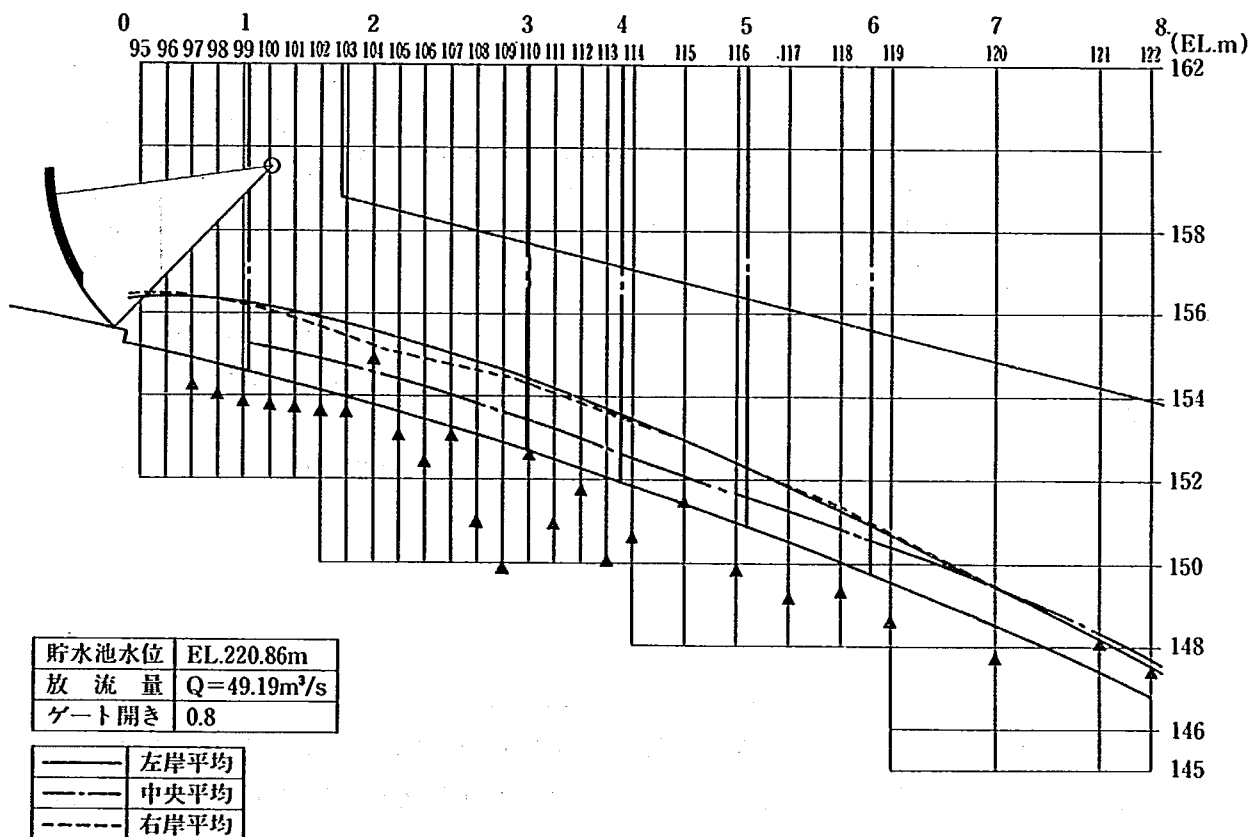


図3-45 開水路部圧力分布および水面形状（給気口開）

との判断から、本放流管開水路の下面作用圧力分布より、十分に満足できる形状と考える。

なお、給気口を閉めるとオフセット直下に-10m近い負圧が発生しており、給気口については十分な配慮が必要である。

(2) 水面形

ゲート下流開水路部の水面形は右・中・左岸の3測線に対し最高、平均水面を調査した。

結果を図3-45に示す。

ゲート全開時での水面は、流下方向に安定した水面形を形成しており、幅方向の水位差も小さく最大で0.8 m程度である。これは水深の25%となっている。一方、ゲート操作を行うとゲートによる縮流のため幅方向の水位差が大きくなる。水位差の最大は1.1 mあり、これは水深の60%にもなっている。

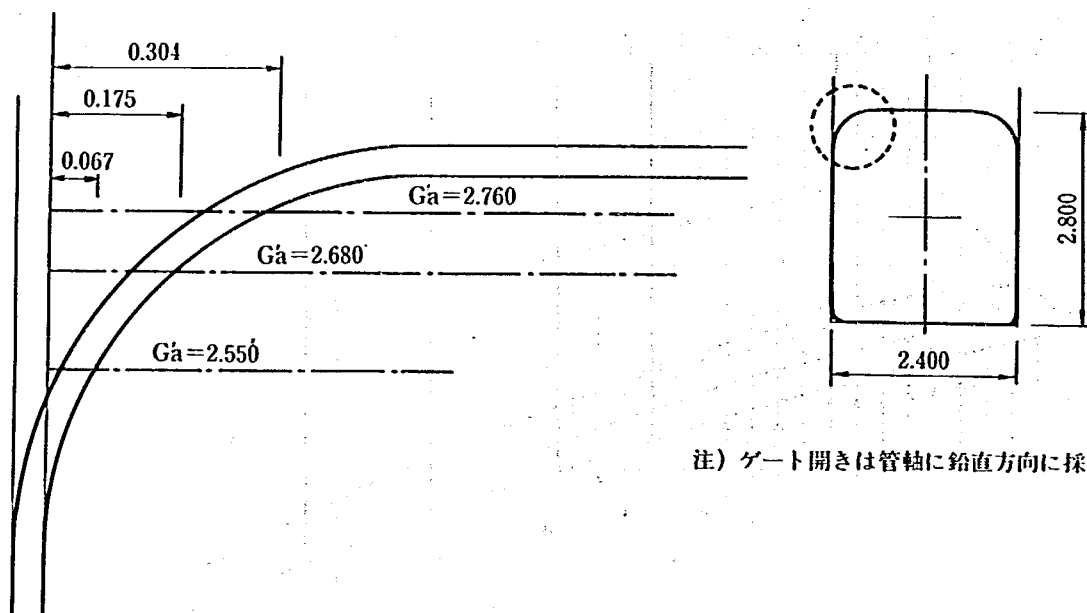
ゲートピンとの関係については、水面が最も近づくケースは設計洪水位、ゲート全開の場合でその値は約1.3 mとなっている。また、このときゲートハウス下流端との差は1.0 mである。

8-6 全開に近いゲート開度時の水面形

ゲートピン付近における水面形のうち、とくにゲートをわずかに閉めた状態（ゲート開度が95%以上）でみられる水面のはねあがりについて検討した。

ただし、本節でのゲート開きは管軸に直角方向に採った値である。

ゲート開度（開度90%以上）と放流管出口との関係を図3-46に示す。図からもわかるようにゲート開度に応じて下流開水路側壁と出口側壁との間に段差が形成される。



注) ゲート開きは管軸に鉛直方向に採る

図3-46 隅取部形状図

実験では作用水頭を約6.0 mにして、ゲート開度を91.1%, 95.7%, 98.6%, 100%の4ケースについて放流水脈とゲートピン位置との関係について調査した。結果を図3-47に示す。

図3-47よりゲートピン付近の水面形について

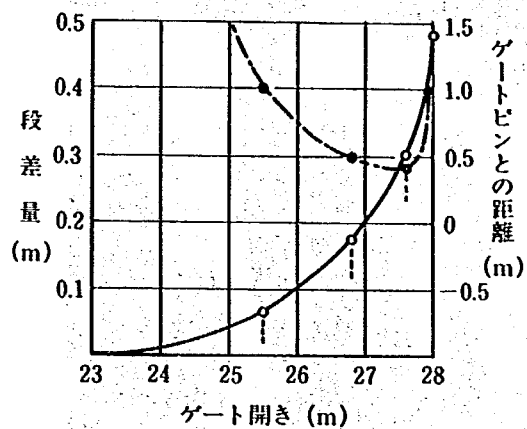
- ① ゲート開度が95%を越えてくると放流水脈が上昇しだすものの、ゲートピンとの段差は最低で0.43 mとなっている。

このときのゲート開度は98.6%である。

- ② ゲート開度が90%以下の放流水脈はゲート全開時の放流水脈より低くなっていく。ということがいえる。

写真3-10にはゲート開度が大きい場合の放流水脈状態を示した。

本節で実施したような検討は、いままでにあまり例がなく、定量的に表現することは難しいが、いずれにしてもこのような水はねは放流管管路出口付近に設けられる隅取り円弧と大きな関係がある。



ゲート開き Ga(m)	ゲート開度 (%)	ゲートピンと 放流水脈の距 離 d(m)
25.55	91.1	1.00
26.68	95.7	0.50
27.76	98.6	0.43
28.00	100.0	1.40

注) ゲート開きは管軸に直角方向に採る

図3-47 ゲートピンと放流水脈との距離

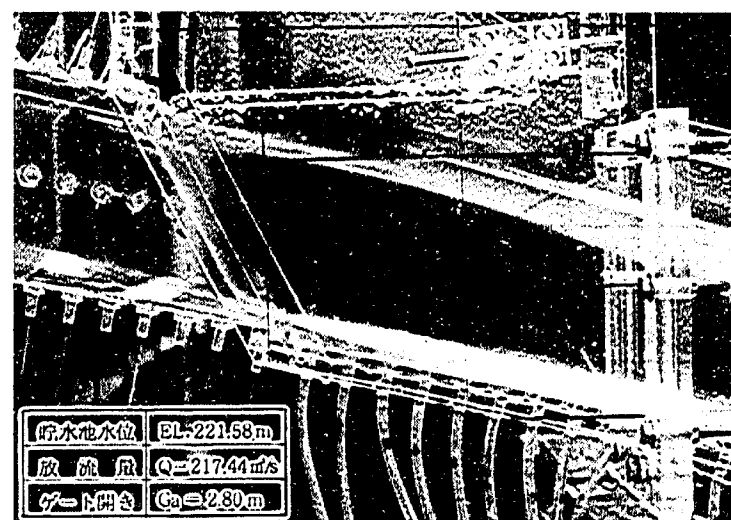
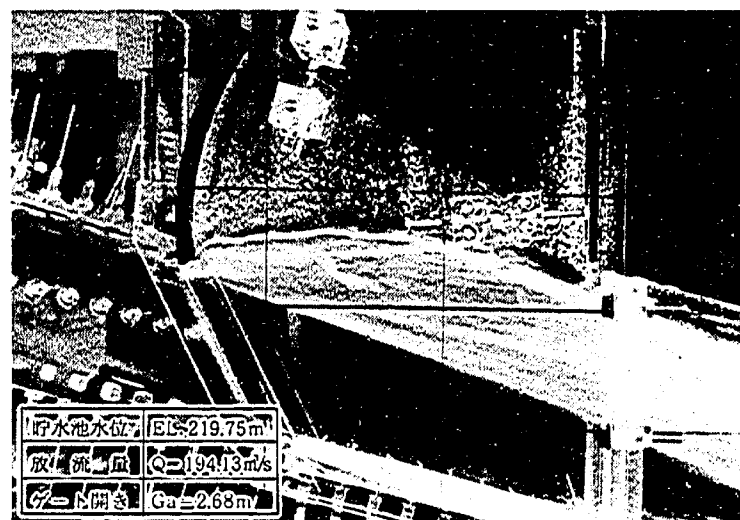
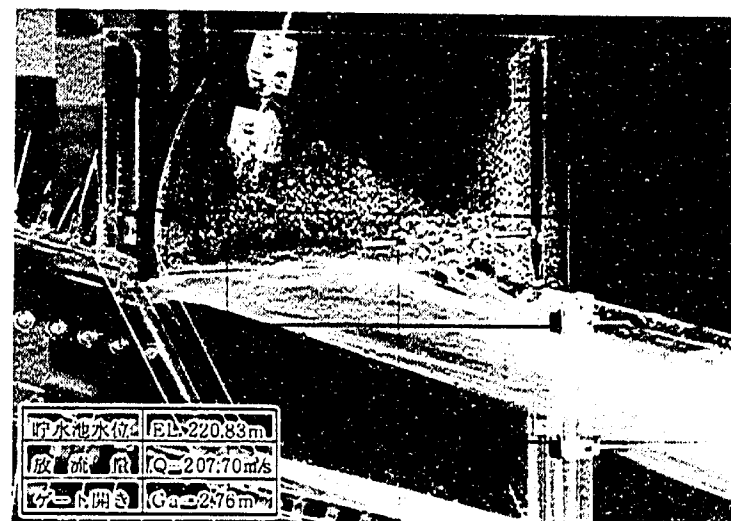
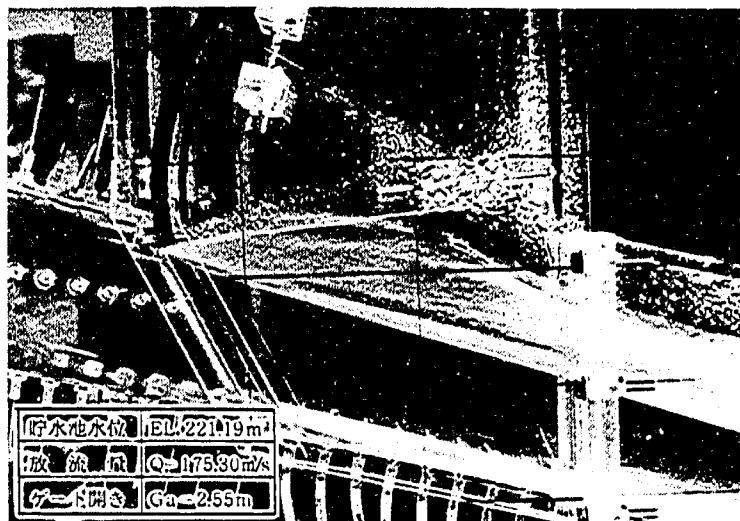


写真3-10 ゲートピン付近の水面形

第4章 オリフィス水理模型実験

總覽要綱與本文之關係 第一章

第4章第1節 オリフィスの設計

オリフィスの設計条件は以下のとおりである。

- a) 揚水時満水位 (EL. 185.70 m) で自由越流状態とし, $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流できること。
- b) 下流面形状についてはサーチャージ水位 (EL. 218.00 m) でも安定した流況があらわれる形状が望ましいが, 満足し得ない場合は常時満水位 (EL. 199.10 m) で放流可能な状態とする。

以上の事からオリフィス形状は以下のとおりとする。

- ① 管路部は一面ベルマウス形状を採用するものとする。

ベルマウス形状は次式であらわされる形状を使用する。

$$Y/D = 0.25 \sqrt{1 - (1 - X/D)^2} + (X/D) \tan \theta$$

$$D = 2.5 \text{ m}, \tan \theta = 0.25$$

下面形状は水平とする。

- ② 管路幅 B は 3.2 m となる。
- ③ 水路敷高は EL. 182.40 m となる。(但し, 実施設計案では EL. 180.80 m に変更した。)
- ④ 水路吐口標高は EL. 184.90 m となる。
- ⑤ 開水路部は b) の設計条件より次の 2 形式について比較検討するものとする。

I 型: サーチャージ水位 (EL. 218.00 m) での放流水脈より得られる形状を堤体すり付けのために円弧と直線で修正した形状。

II 型: 常時満水位 (EL. 199.10 m) での放流水脈より得られる形状。

設計概要図を図 4-1 に示す。

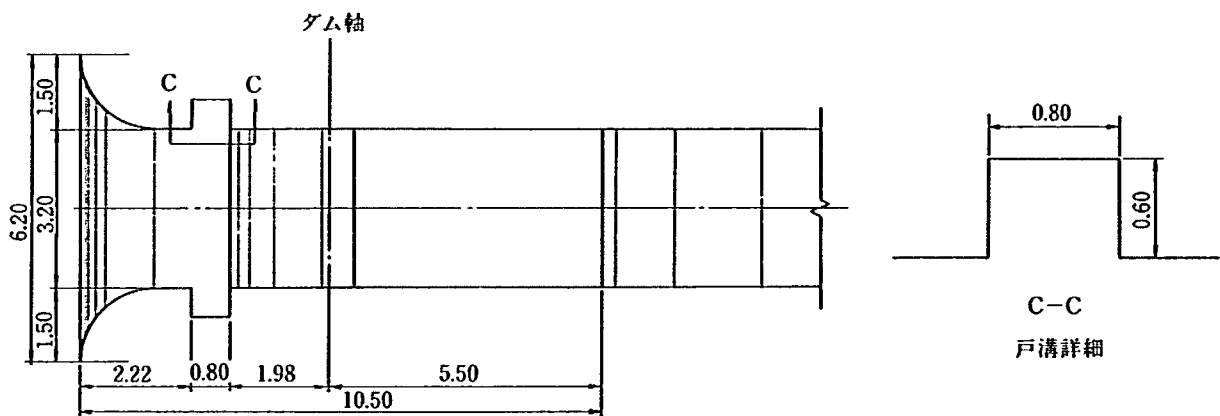
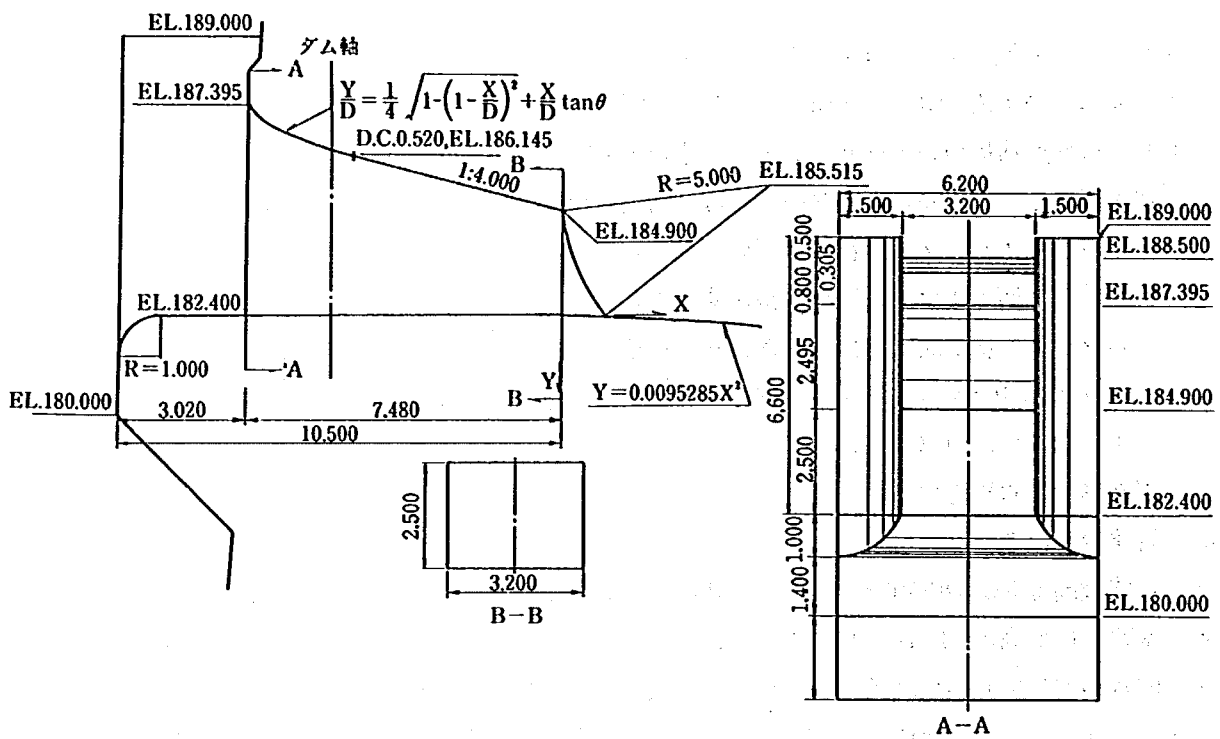


図 4-1 オリフィス形状図

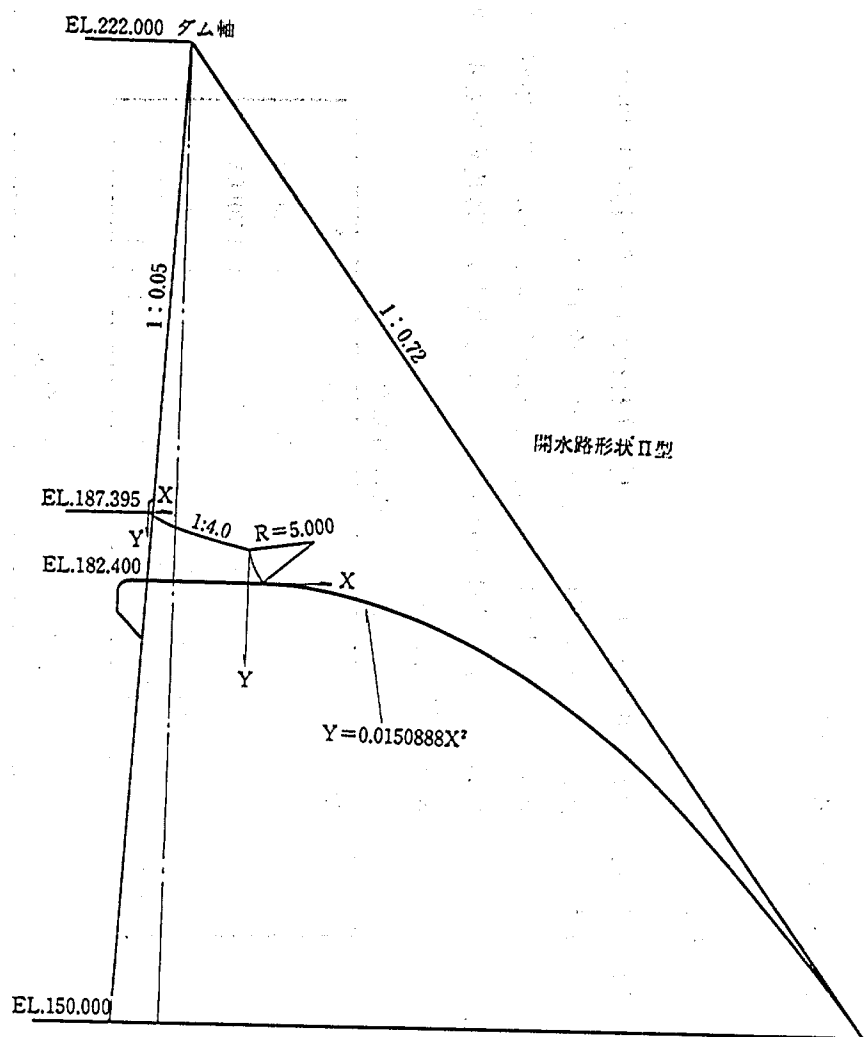
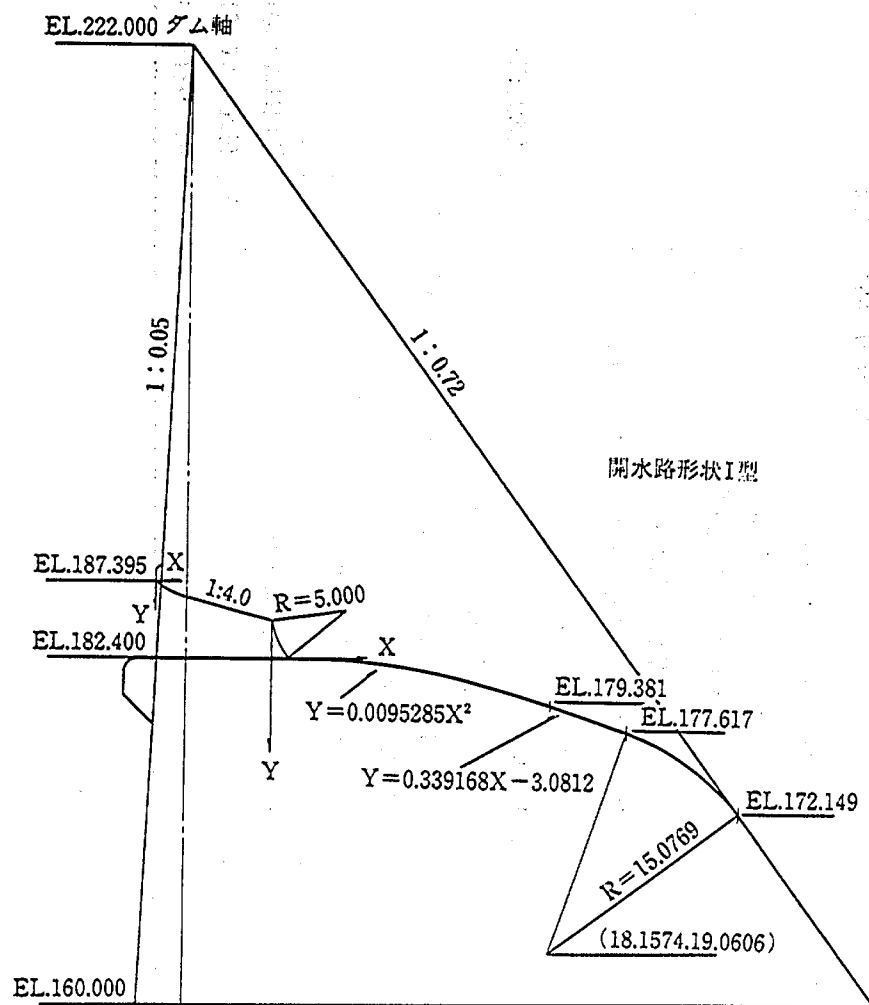


図4-1-2 オリフィス開水路形状図

第4章第2節 水理模型実験

2-1 実験方法

実験は下流開水路部を含むオリフィスについて木材を主材料として模型縮尺1/20にて製作し、放流能力、作用圧力、水面形、および流入部ピア形状について検討した。

本実験での水理現象は重力の影響が卓越していると考えられるため、フルードの相似律を適用する。原型と模型の諸量の関係は表4-1に示す通りである。また、実施した実験内容を表4-2に示す。

各項目の測定方法は第3章と同じである。

表4-1 諸量の縮率

諸 量	次 元	縮 率	
長 さ	L	N	1 : 20.00
流 量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$N^{5/2}$	1 : 1788.85
圧 力	$M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$	N	1 : 20.00
流量係数	$L^{1/2} \cdot T^{-1}$	N^0	1 : 1

表4-2 実験内容一覧表

項 目		実 験 条 件	計 測 項 目				備 考
			H-Q	圧力	水面形	流況	
放 流 能 力		貯水位 EL. 182.40~EL. 218.00 m ゲート開き Ga = 0.5m, 1.0m, 1.5m 2.0m, 2.5m (全開)	○	—	—	—	
作用圧力および水面形	管 路	貯水位 サーチャージ水位(EL. 218.00m) 常時満水位 (EL. 199.10m) ゲート 全開 (Ga= 2.5m)	○	○	—	—	
	開 水 路	検討形状 I, II 貯水位 サーチャージ水位 (EL. 218.00m) 常時満水位 (EL. 199.10m) ゲート 全開 (Ga= 2.5m) および Ga= 2.0m, 0.5m	○	○	○	○	流況は側面より行なった。
流入部ピア		貯水位 EL. 186.00~EL. 193.00m ゲート 全開	—	—	—	○	流況は流入部ピア付近および管路部側面より行なった。

2-2 放流能力

ゲート全開および部分開放操作時における貯水位-流量の計測結果を図4-2に示す。各貯水位での最大放流能力は表4-3のとおりであり、設計条件を満足している。

表4-3 放流能力

貯水位 (EL. m)	流量 (m³/s)	* 入口での流速 (m/s)	* 出口での流速 (m/s)
サーチャージ水位 EL. 218.00m	183.4	11.47	22.93
常時満水位 EL. 199.10m	120.7	7.55	15.09
揚水時満水位 EL. 185.70m	31.5	(フリーフローの状態)	(フリーフローの状態)

- 入口での流速とはオリフィスベルマウス始端での流速を示している。
- 出口での流速とはオリフィス終端での流速を示している。

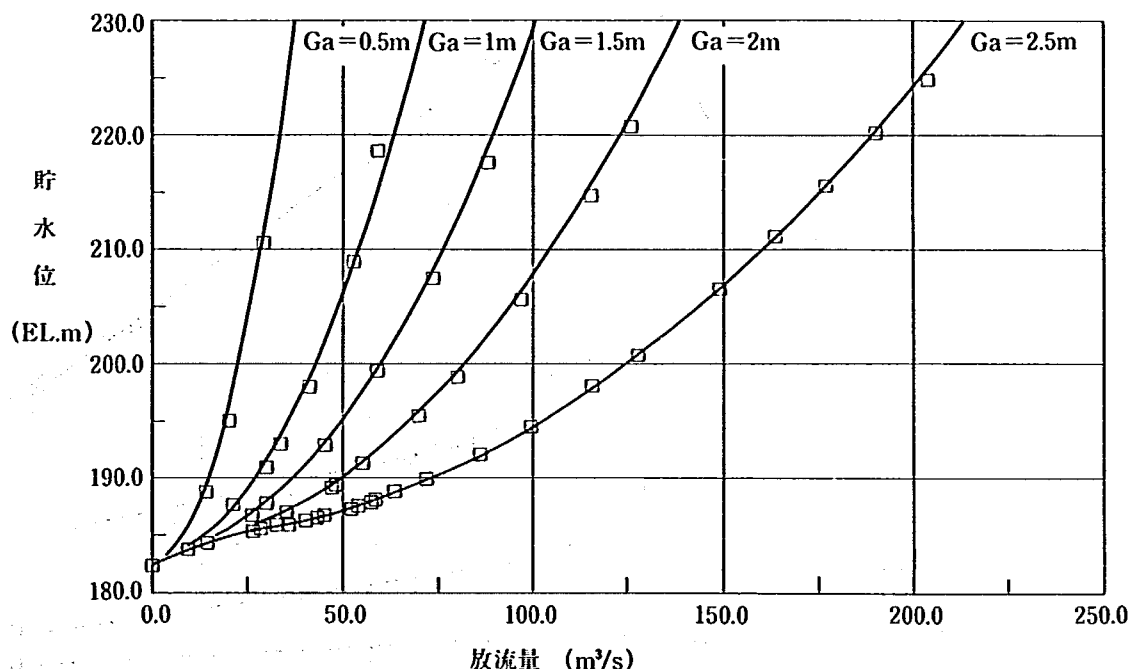


図4-2 オリフィスの放流能力

入口での流速がサーチャージ水位放流時で11.5 m/s 程度であり、平均圧力が高いことを考慮すると、戸溝付近のオフセットは通常のクレストローラゲートで用いられる程度でよいと考えられる。

なお、常時満水位で $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流可能なゲート開きは実験より、ほぼ0.7 mと推定できた。

放流機能曲線式は第3章8-4と同じ手法で作成する。また、流量係数Cは次式によって算出する。

$$C = Q / A_n \sqrt{2 g H}$$

C：流量係数， Q：放流量 (m³/s)

A_n ：吐口断面積 (m²) (B×Gで表される)，H：ゲート敷から貯水位までの水頭 (m)

B：水路幅 (m)，Ga：ゲート開きであり、ゲート下端標高とゲート敷標高の標高差を示す。

(図4-3)，Go：出口断面高 (m)，G：ゲート開度 (= Ga / Go)

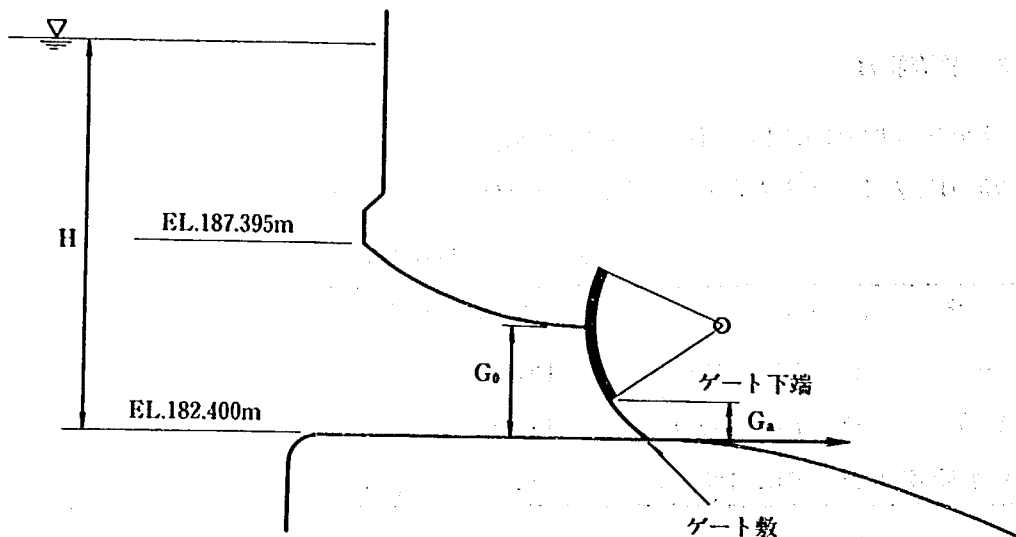


図4-3 ゲート開き

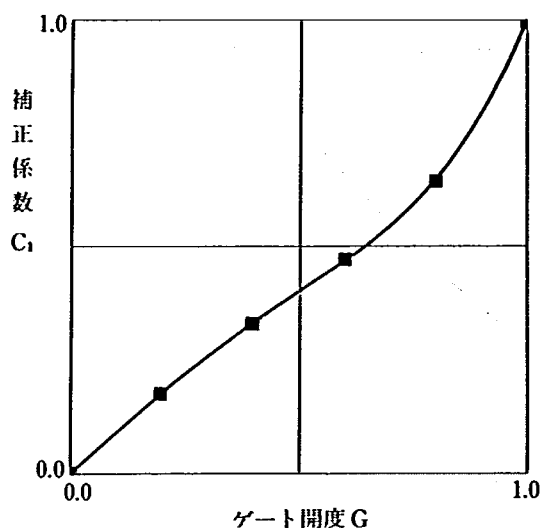


図4-5 ゲート開度と補正係数の関係

図4-4にそれぞれ C^2 と G_a/H の関係を示す。
ゲート全開時の流量係数 C_0 と G_a/H の関係は
最小二乗法により

$$C_0^2 = 0.803 - 0.713 (G_a/H)$$

$$C = C_0 C_1$$

として、各ゲート開度の補正係数 C_1 を求めると、図4-5に示す様になる。

さらに、 C_1 と G の関係を最小二乗法で求めると、

$$C_1 = 0.810 G + 0.659 G^2 - 2.260 G^3 + 1.791 G^4$$

ただし、 $H/G \geq 1.8$ (管路流となる条件)

また、自由越流状態 ($H/G \leq 1.6$) の流量係数 C_2 を最小二乗法で求めると、

$$C_2 = 0.804 (H/D) + 1.116 (H/D)^2 + 0.921 (H/D)^3 - 0.246 (H/D)^4$$

となる。

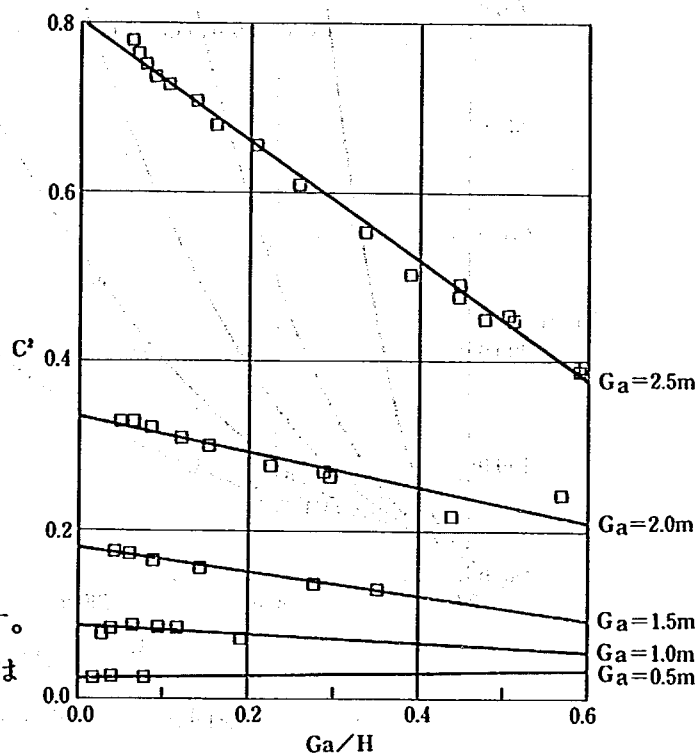


図4-4 $C^2 - G_a/H$ の関係

以上を整理すると以下の様になる。

管路流

$$Q = C_0 \cdot C_1 \cdot A \sqrt{2 g H}$$

$$C_0 = (0.803 - 0.713 (G_a/H))^{1/2}$$

$$C_1 = 0.810 G + 0.659 G^2 - 2.260 G^3 + 1.791 G^4$$

ここに、 Q ：放流量 (m^3/s)、 g ：重力加速度 ($9.8\text{m}/\text{s}^2$)、 G_a ：ゲート開き (m)、

H ：作用水頭 (貯水位 - EL. 182.4 m)、 G ：ゲート開度 ($= G_a/G_0$)、

G_0 ：ゲートの鉛直開度高 ($= 2.5 \text{ m}$)、 A ：出口断面積 ($= 8 \text{ m}^2$)

適用範囲 $H / G \geq 1.8$

開水路流

$$Q = C_2 \cdot A \sqrt{2 g H}$$

$$C_2 = 0.804 (H/D) - 1.116 (H/D)^2 + 0.921 (H/D)^3 - 0.246 (H/D)^4$$

適用範囲 $H / G \leq 1.6$

2-3 管路部の作用圧力

管路部については、上面、上面隅角、側面、下面隅角、下面について圧力分布状態を調査した。

管路内の圧力低下状況を評価するために、ここでは圧力降下係数を次式より算定する。

$$C_d = \frac{H_T - H_P}{V^2 / 2 g}$$

C_d ：圧力降下係数

H_T ：貯水池水頭 (m)

H_P ：ピエゾ水頭 (m)

V ：流速 $V = Q / A$

Q ：流量 (m^3/s)

A ：吐口断面積 (m^2)

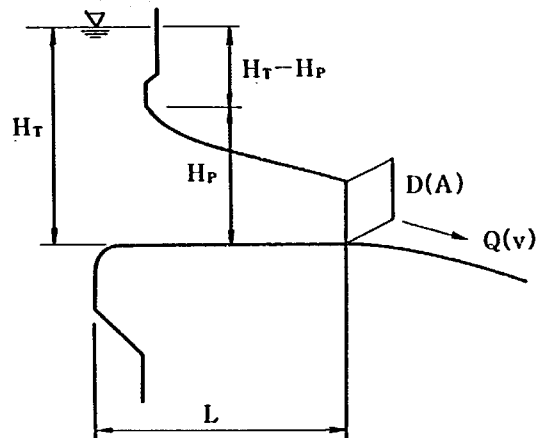


図 4-6 圧力降下係数

圧力降下係数の分布を図 4-7 に示す。

管路内における作用圧力は全て正圧でありかつ圧力分布も滑らかであることから、本形状のオリフィスを用いても作用圧力に対する問題はないと判断できる。

2-4 開水路部の圧力(図4-8, 写真4-1)

(1) サーチャージ水位で放流

I 型の場合, 測点番号 60 (オリフィス下流 26 m) で最大負圧となり - 3.9 m 水柱を示している。写真 4-1 からわかるように放流水脈が飛散している。

II 型の場合, 測点番号 51 (オリフィス下流 6 m) で最大負圧となり - 2.6 m 水柱を示している。それより下流については負圧は発生していない。また, 写真 4-1 からわかるように放流水脈の飛散状態は I 型に比べて小さくなっている。

(2) 常時満水位で放流(図4-9, 写真4-2, 図4-10)

I 型の場合, サーチャージ水位で見られた同じ測点番号 60 で最大負圧となり - 1.918 m を示している。写真 4-2 からわかるように放流水が下流で若干飛散していることが負圧発生の原因と思われる。II 型の場合, 特に負圧は見られず, 流況も穏やかとなっている。ゲート操作時では I 型について 2.0 m と 0.5 m の場合, ゲート下流 2 ~ 4 m の区間で圧力が降下する傾向があり, 0.5 m の方が降下率は高くなっている。しかしいずれの場合も圧力的には問題はない。これは II 型についても同じ傾向となっている。

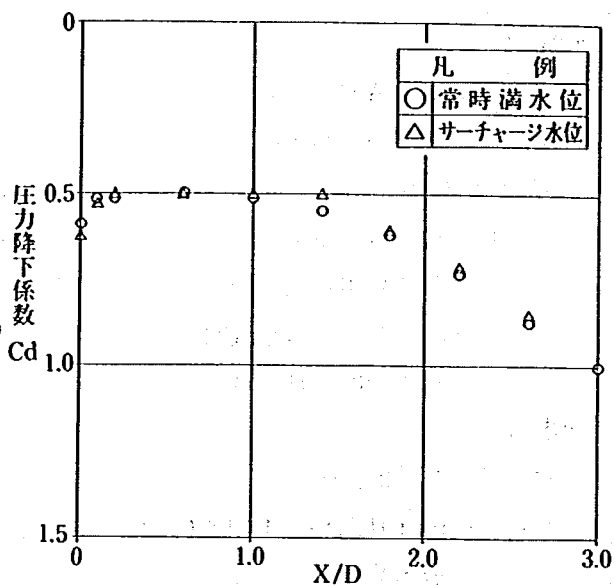
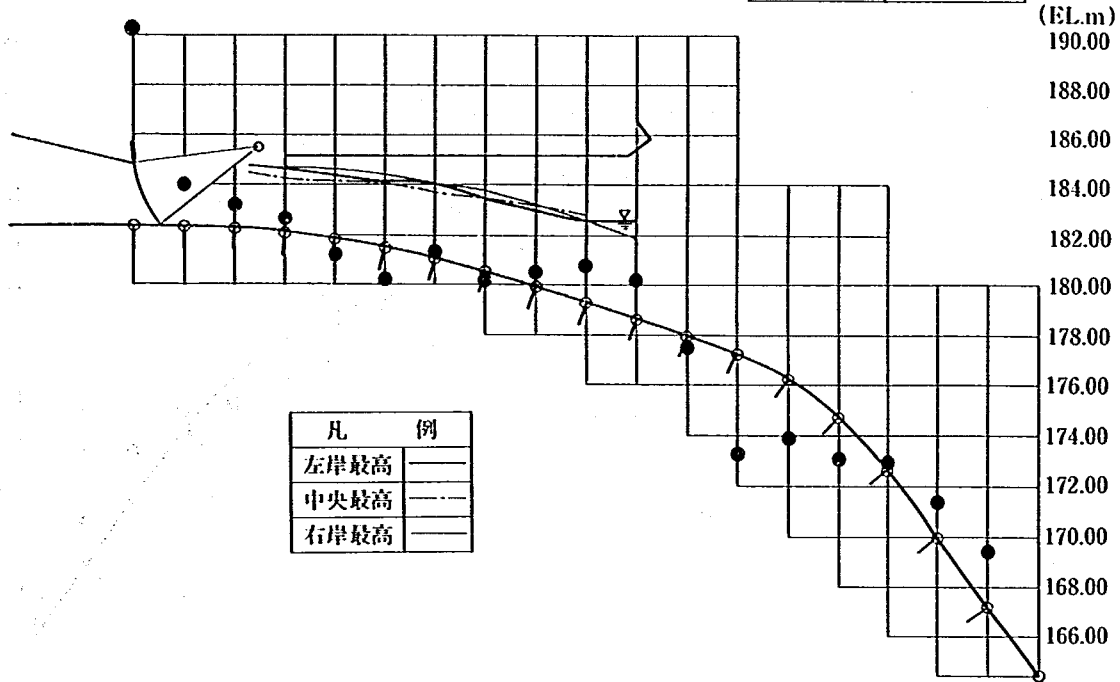


図4-7 Cd と X/D の関係

形状 1

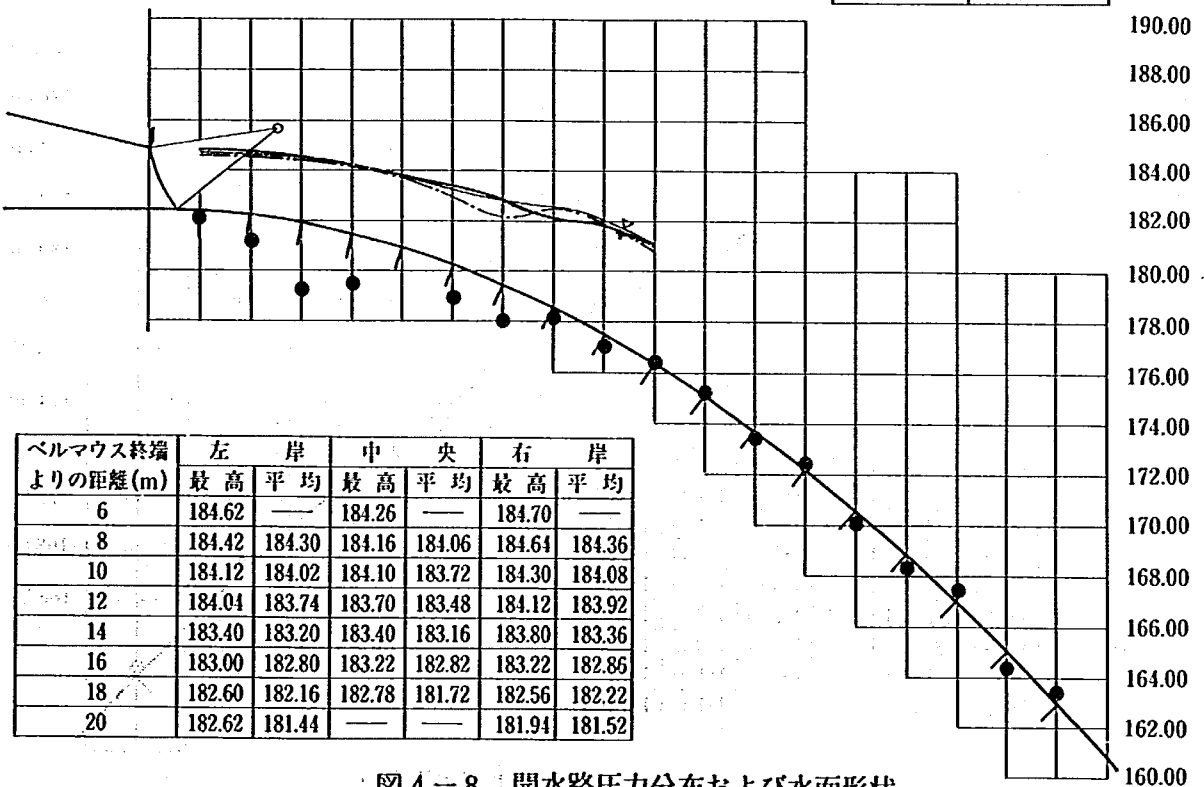
貯水位	EL.217.13m
流量	180.96m ³ /s
ゲート開き	全開



凡 例	
左岸最高	—●—
中央最高	- - - × - - -
右岸最高	—△—

形状 2

貯水位	EL.217.95m
流量	183.98m ³ /s
ゲート開き	全開

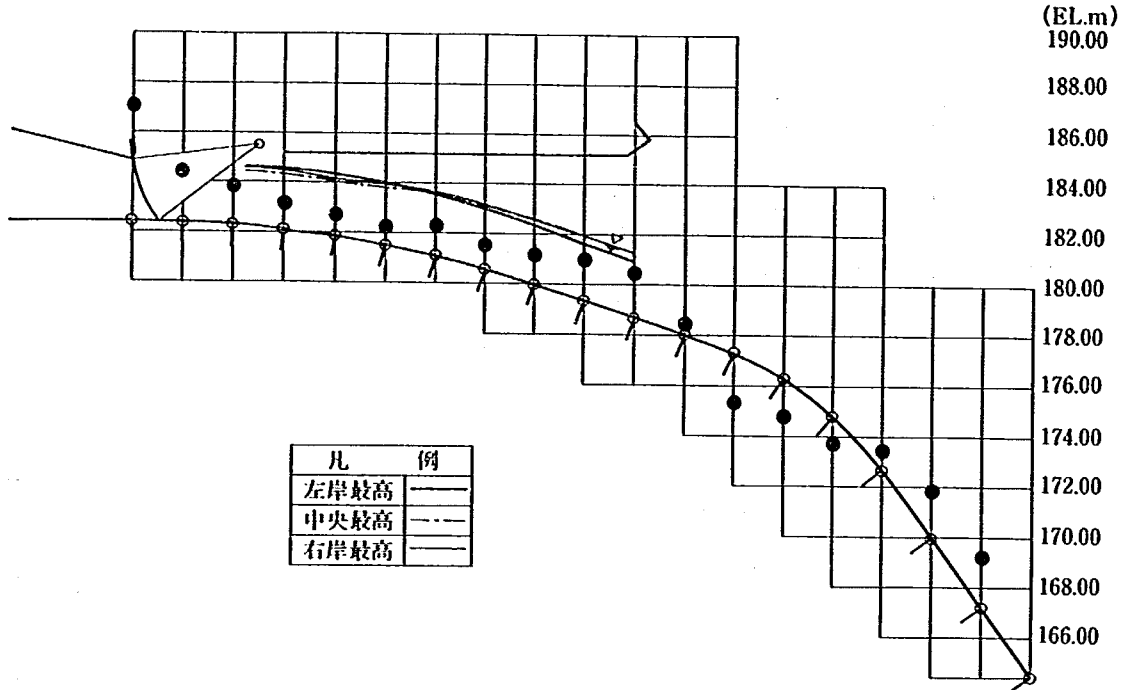


ベルマウス終端 よりの距離(m)	左 岸		中 央		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
6	184.62	—	184.26	—	184.70	—
8	184.42	184.30	184.16	184.06	184.64	184.36
10	184.12	184.02	184.10	183.72	184.30	184.08
12	184.04	183.74	183.70	183.48	184.12	183.92
14	183.40	183.20	183.40	183.16	183.80	183.36
16	183.00	182.80	183.22	182.82	183.22	182.86
18	182.60	182.16	182.78	181.72	182.56	182.22
20	182.62	181.44	—	—	181.94	181.52

図 4-8 開水路圧力分布および水面形状

形状 1

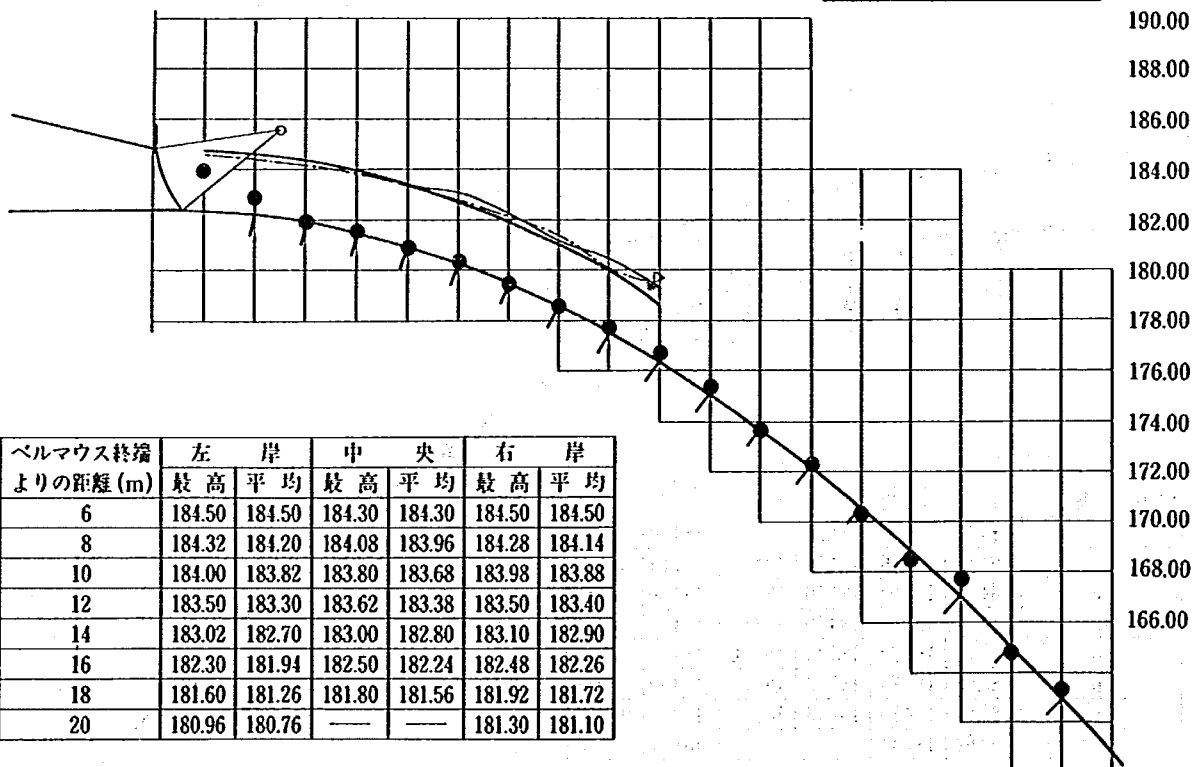
貯水位	EL.198.02m
流量	115.93m ³ /s
ゲート開き	全開



凡 例	
左岸最高	——●——
中央最高	-----●-----
右岸最高	——●——

形状 2

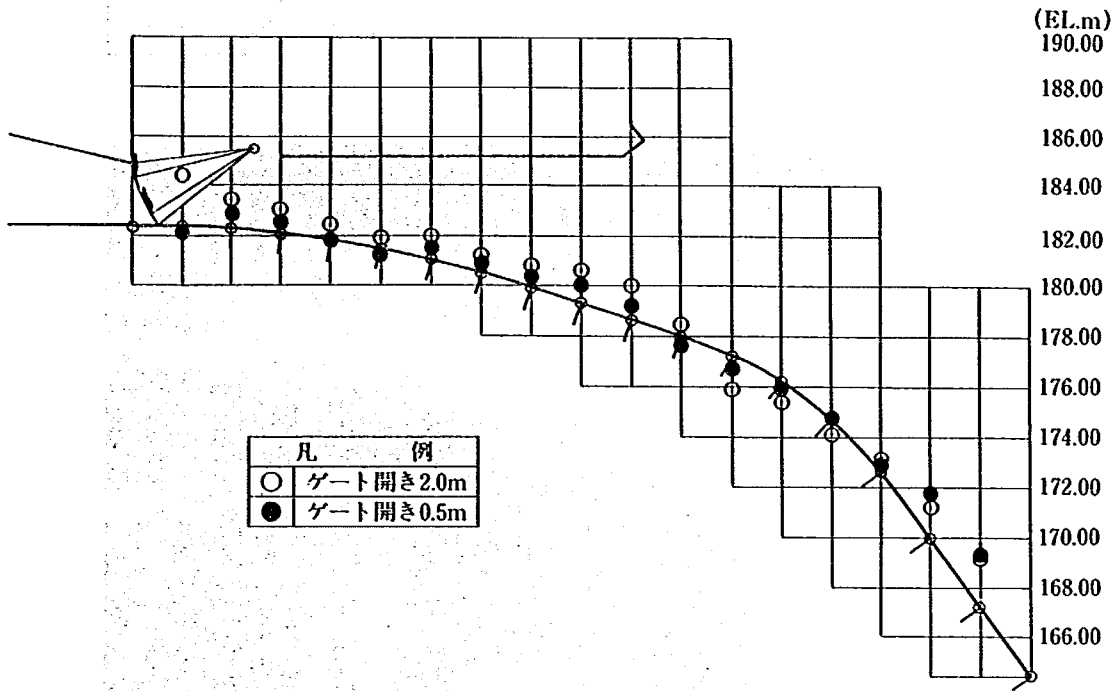
貯水位	EL.199.14m
流量	122.09m ³ /s
ゲート開き	全開



ベルマウス終端 よりの距離 (m)	左 岸		中 央		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
6	184.50	184.50	184.30	184.30	184.50	184.50
8	184.32	184.20	184.08	183.96	184.28	184.14
10	184.00	183.82	183.80	183.68	183.98	183.88
12	183.50	183.30	183.62	183.38	183.50	183.40
14	183.02	182.70	183.00	182.80	183.10	182.90
16	182.30	181.94	182.50	182.24	182.48	182.26
18	181.60	181.26	181.80	181.56	181.92	181.72
20	180.96	180.76	—	—	181.30	181.10

図 4-9 開水路圧力分布および水面形状

形状 1



形状 2

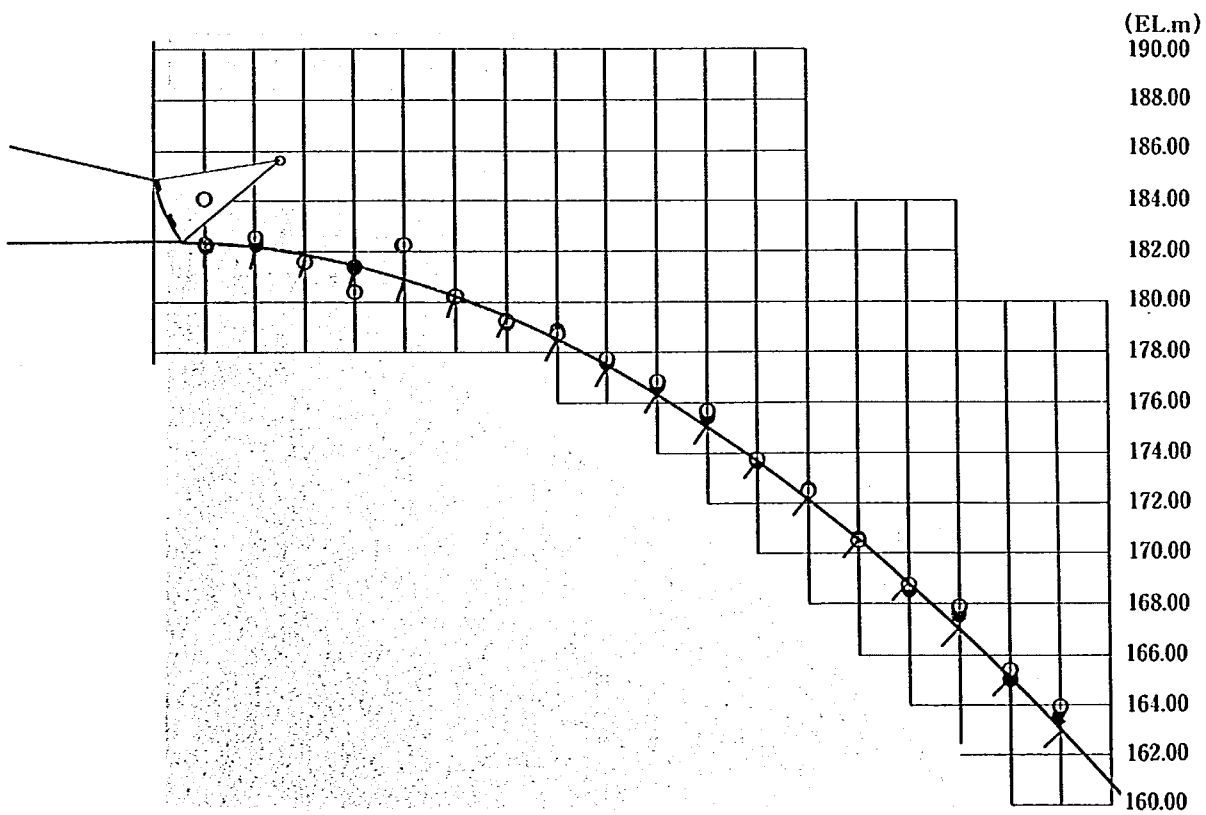


図 4-10 開水路圧力分布および水面形状

貯水位	EL. 218.00 m
-----	--------------

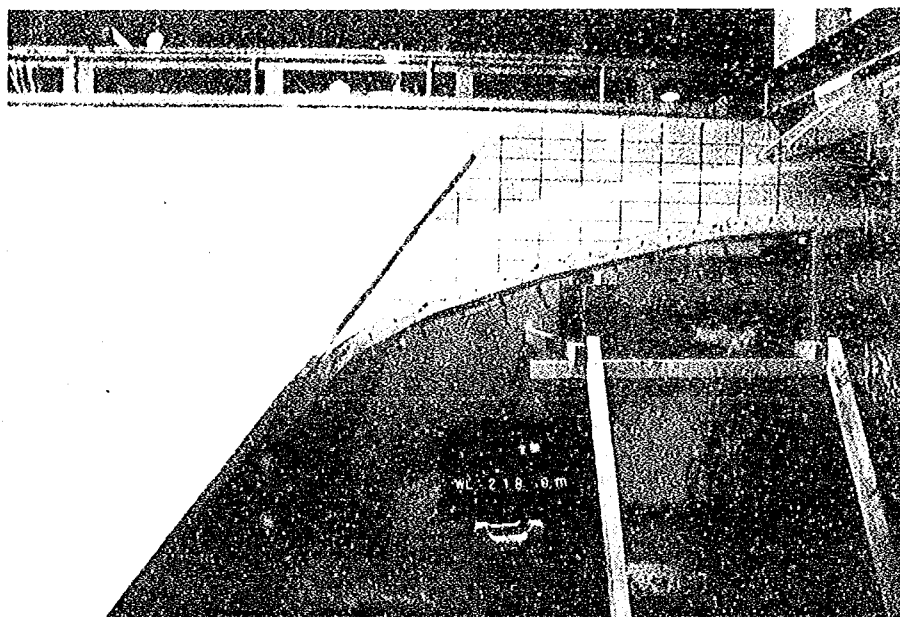


写真 4-1-1 オリフィス形状No. 1

貯水位	EL. 218.00 m
-----	--------------

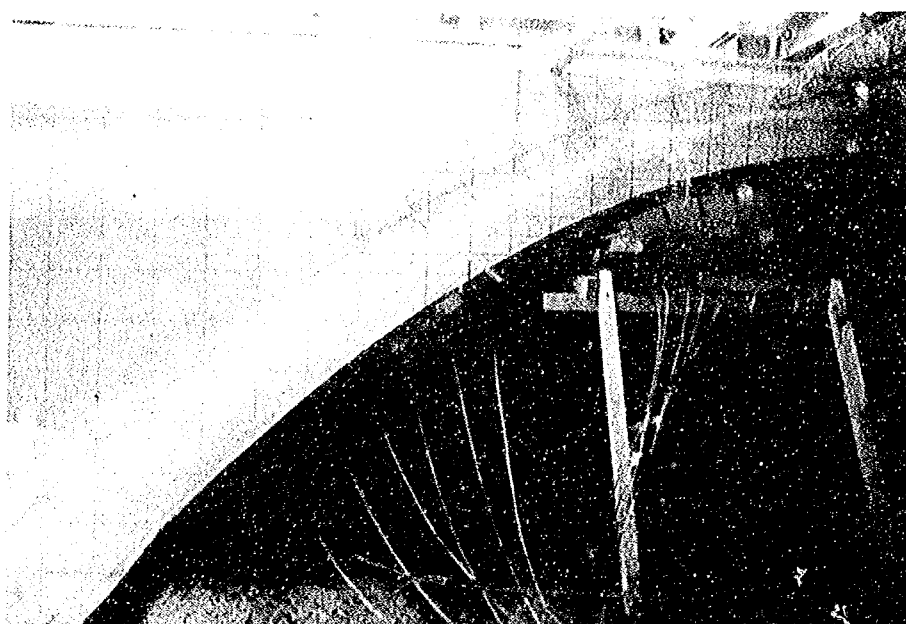


写真 4-1-2 オリフィス形状No. 2

貯水位	EL. 199.10 m
-----	--------------

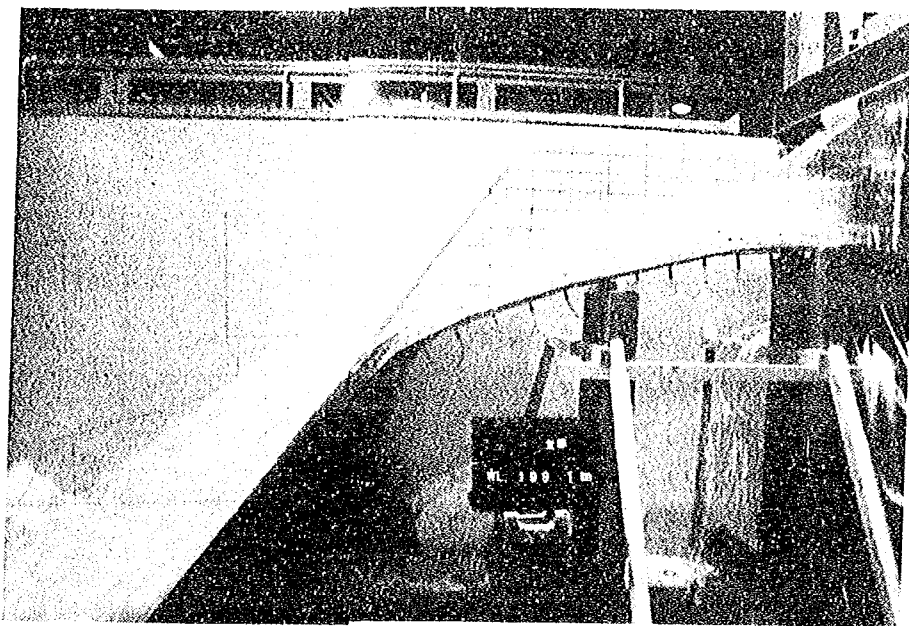


写真 4-2-1 オリフィス形状No.1

貯水位	EL. 199.10 m
-----	--------------

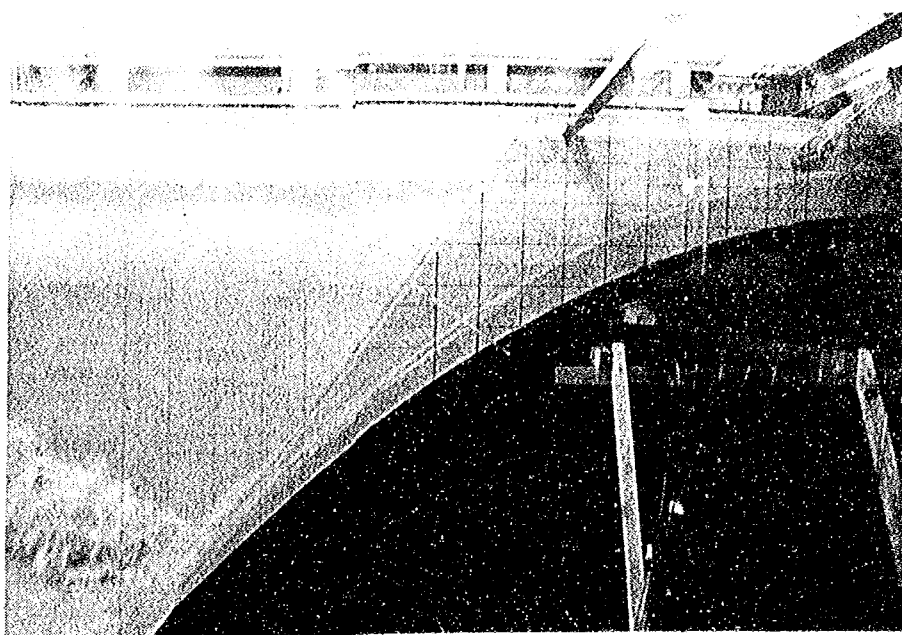
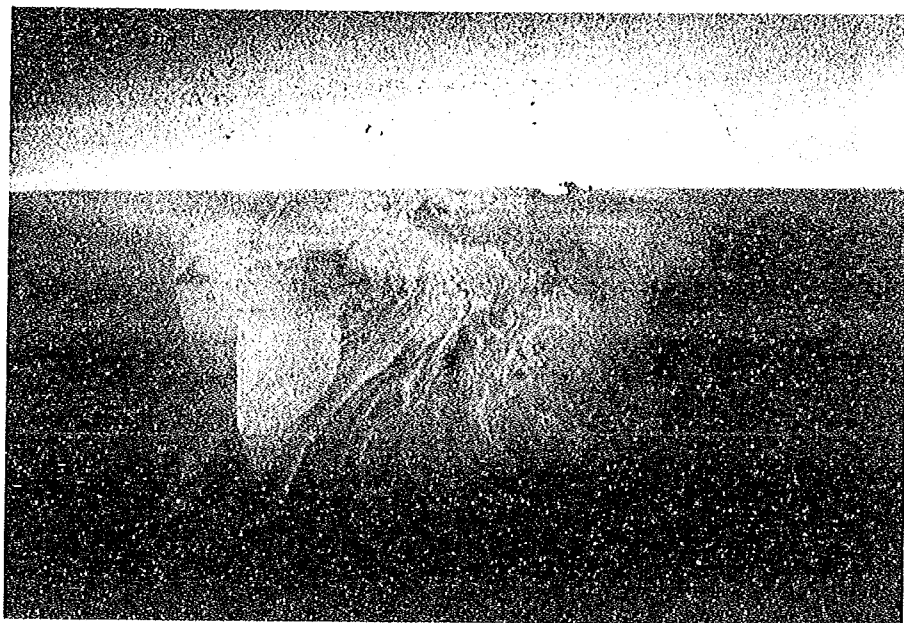


写真 4-2-2 オリフィス形状No.2

— 188 —

貯 水 位	EL. 191.20 m
-------	--------------

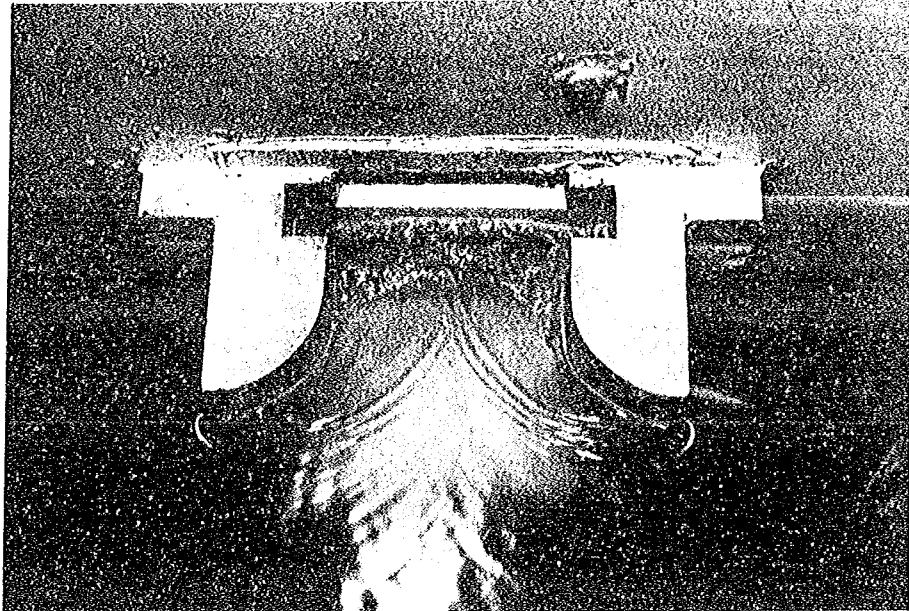


貯 水 位	EL. 193.10 m
-------	--------------



写真 4-3-1 オリフィス流入部付近の流況

貯 水 位	EL. 188.30 m
-------	--------------



貯 水 位	EL. 189.30 m
-------	--------------

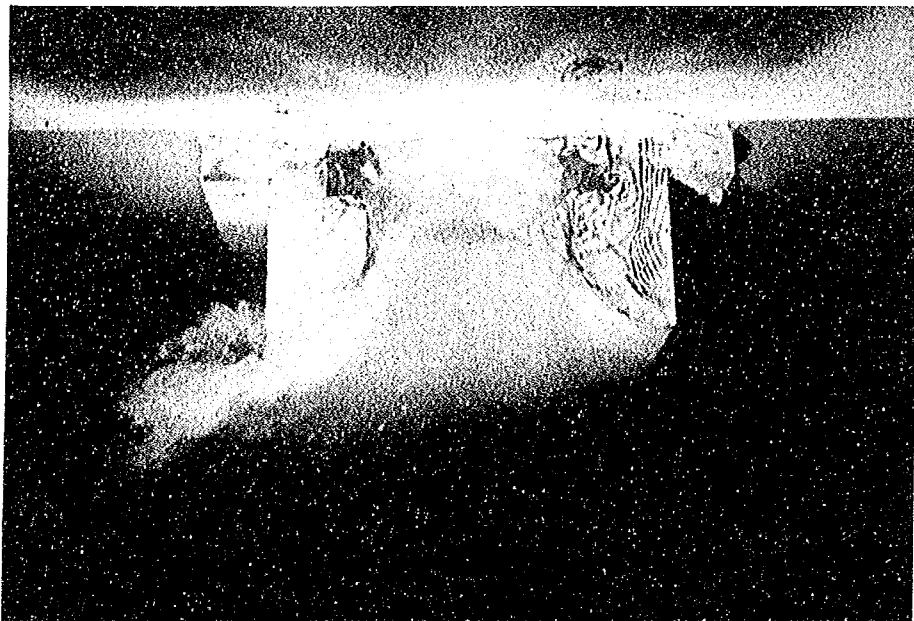


写真 4-3-2 オリフィス流入部付近の流況

第 5 章 越流部水理模型実験

RECEIVED FOR THE

第5章第1節 クレストゲート

1-1 実験目的

本節は、厳木ダムで計画されていたクレストゲートについてその必要規模・形状を決定することを目的として実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

ゲートの設計条件は、以下のとおりとする。

- ① ゲートは越流式とする。
- ② 径間巾は1門あたり12.0 mとして2門設置する。
- ③ ゲート完全倒伏時の敷高は、EL. 215.0 mとする。
- ④ 設計洪水水位において、自由越流堤および放流管と合わせて1080 m³/s の放流能力を有すること。
- ⑤ 越流部および導流部の流れが安定していること。

1-2 ゲートの設計

(1) 放流能力の検討

設計条件④よりクレストゲートの必要放流量を概算し、放流能力を検討してみる。設計洪水水位はEL. 220.9 mとする。

自由越流堤および放流管の放流能力調査はすでに終了している。設計洪水水位における放流量を表5-1に示す。

表5-1 放流能力の検討

	規 模	作用水頭	放流量	流量係数
自由越流堤	幅12.5 m×3 敷高EL. 218 m	2.9 m	343 m ³ /s 3門合計	1.85
放 流 管	出口断面積 6.554 m×2 敷高 EL. 157.43 m	63.4 m	143 m ³ /s (426)	—

表5-1よりクレストゲートの必要放流量は次のようになる。

$$\text{クレストゲートの必要放流量} = 1080 - (343 + 143) = 594 \text{ m}^3/\text{s}$$

設計洪水水位においてクレストゲートより594 m³/s 放流した時の流量係数は次のように求められる。

$$\text{クレストゲートの流量係数} = Q / B \times H^{3/2}$$

$$= 594 / (2 \times 12.0 \times 5.9^{3/2}) = 1.73$$

この値は、越流部形状がかなり偏平な形状をしていても許容できるものである。

(2) 断面形状の検討

放流能力の検討結果をふまえてクレストゲート断面形状を次のようにする。

- ① ゲートはドラムゲートとする。
- ② ゲート半径は 4 m とする。
- ③ 上流張り出し長は 2 m とし、1 m の円弧を挿入する。

結果は図 5 - 1 に示す。

1 - 3 実験計画

(1) 実験施設および模型

実験は土木研究所ダム水理実験棟別棟で実施した。

模型は基礎模型および詳細模型からなる。両者とも模型縮尺は 1/20 とする。基礎模型は図 5 - 1 に示したクレストゲート形状をもとに製作するものである。詳細模型は、基礎模型による検討結果をふまえて設計・製作するもので、具体的な形状は詳細模型による検討の項で述べる。なお、設計上次の点に注意した。

- ・ 二次元模型とするために上流側に縮流がおきないように導水路を設置する。
- ・ 側面より水面形およびゲートまわりの流れが観察できるようにする。
- ・ ゲートは $0^{\circ} \sim 80^{\circ}$ まで設定可能にする。

(2) 相似律

模型と実物との関係はフルードの相似律に従うものとし、諸量の縮率は表 5 - 2 に示す関係で求められる。なお、本報告書で取り扱う数値は、特にことわらない限り表 5 - 2 によって実物換算された値とする。

表 5 - 2 諸量の縮率

物 理 量	次 元	縮 率	
長 さ	L	$1 / n$	1 : 20
流 量	L^3 / T	$1 / n^{5/2}$	1 : 1788.8
圧 力	L	$1 / n$	1 : 20

(3) 計測方法

① 貯水池水位

水槽側部に取り付けられている水位管内の水面を 1/10 mm 読みのポイントゲージにて計測する。計測は 2 回行い、その平均値を計測データとする。

② 流量

流量制御盤に表示されるデジタルボルトメーターの数値を読み取る。読み取りは 5 回行い、その平均値を計測データとする。

③ 水面形

基礎模型における水面形は、側面より撮影した写真より読み取る。側面に縦・横 1 m のメッ

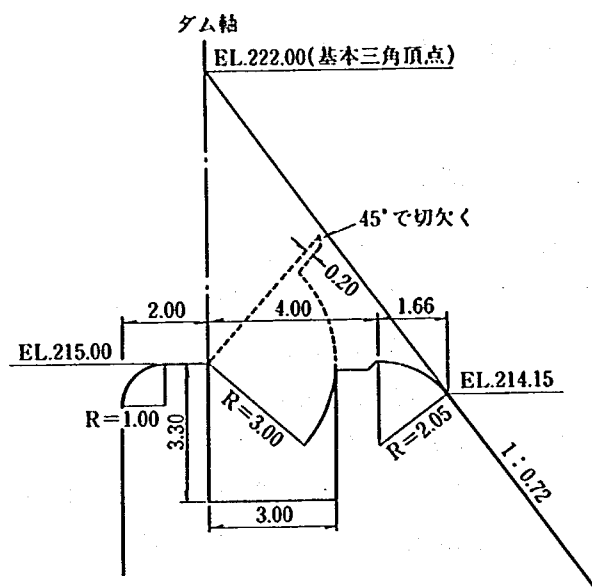


図 5 - 1 クレストゲート形状図 (基礎模型)

を書き、このメッシュを基準に読み取る。読み取りはデジタイザーにより行うもので、マイコンに接続して数値化および図化する。詳細模型における水面形はポイントゲージにて測定する。

④ 圧力

埋設されたピエゾ管と連結したマノメータの水柱高を 1 mm 読み鋼尺にて測定する。変動が大きい場合には最高と最低を読み、その平均値を計測データとする。

⑤ 流況

側面よりの目視および撮影写真により行う。尚、必要に応じてビデオ撮影も行うものとする。

1-4 基礎模型による検討

(1) 実験内容

基礎模型による検討は、詳細模型の規模・形状を決定するための基礎資料の収集を目的としている。クレストゲートの形状は図 5-1 に示す通りで、検討は以下の項目について実施する。

① 放流能力……ゲート角度の変化による放流能力の変化

上流張り出し長さの変化による放流能力の変化

② 放流水脈……ゲート角度と越流水の落下曲線

③ ゲートまわりの流れ……ゲート背面の給気状態と水面形

落下水脈と堤体の関係

実験条件は次のようにする。

④ 貯水池水位……越流部天端標高を 0 とし、最高 7 m までとする。

⑤ ゲート角度…… 5° 、 10° 、 15° 、 30° 、 50° 、 60° 、 70° 、 80°

(2) 放流能力

基礎模型による放流能力調査として以下の項目について実施した。

a) ゲート角度をかえた場合の放流能力

b) 上流張り出し長をかえた場合の放流能力

解析は次式より計算される流量係数を用いている。

$$C = Q / B H^{3/2}$$

Q : 放流量 (m^3/s) B : 径間幅 (= 12.0 m)

H : 越流水深 (貯水池水位 - ゲート最高点標高, m)

a) ゲート角度をかえた場合の放流能力

調査したゲート角度は、 10° 、 30° 、 50° 、 60° 、 70° 、 80° 、 90° の 7 ケースとした。上流張り出し長さは 2 m とした。(図 5-2)

図 5-2 より、水深 1 m 付近までは水深の増加に伴い流量係数も増大する傾向にあるが、水深 2 m 以上になると流量係数の増大はあまりなく、一定値に近づく傾向にある。また、流量係数は貯水池水位とゲート角度に大きく支配されている。以上の考察より、図 5-3 には流量係数の値について各ゲート角度ごとに単純平均した値について示した。図 5-3 よりゲート角度が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 付近で平均した流量係数の値が最も大きくなる。放流能力は支配断面の位置、下面ナップ形状等、複雑な要素が関与しており、今回の検討では各要素の影響度を選別できなかった。

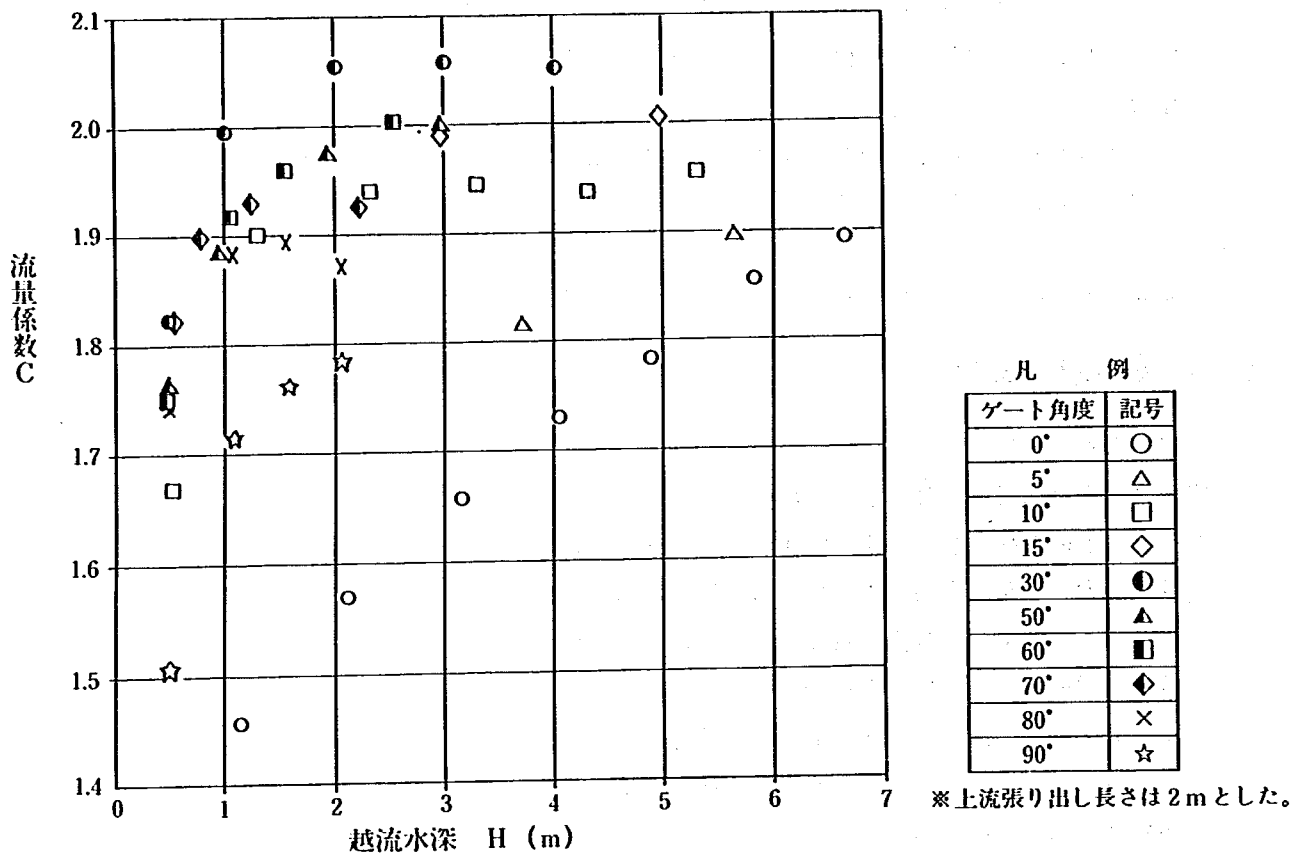


図5-2 基礎模型におけるC-Hの関係(ゲート角度)

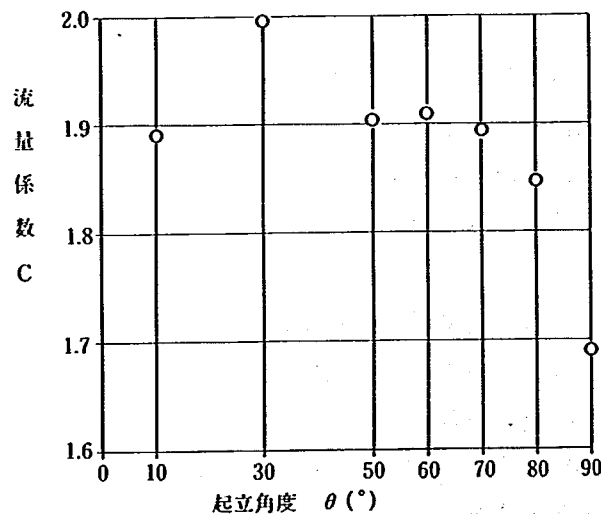


図5-3 ゲート角度と流量係数(基礎模型)

b) 上流張り出し長をかえた場合の放流能力

越流式ゲートの場合、堤頂部にゲートを設置することからゲートを指示するためのスペースを堤頂部に設ける必要がある。このスペースは堤体形状との関連もあるが、一般には堤体上流側に張り出しを設けて処理しているようである。上流張り出し長さとして2 m, 3 m, 5 m, 7 m, 9 m, 11 mの6ケースについて調査した。なお、上流張り出し長さはダム軸を基準とした距離で表すものとした。結果を図5-4に示した。

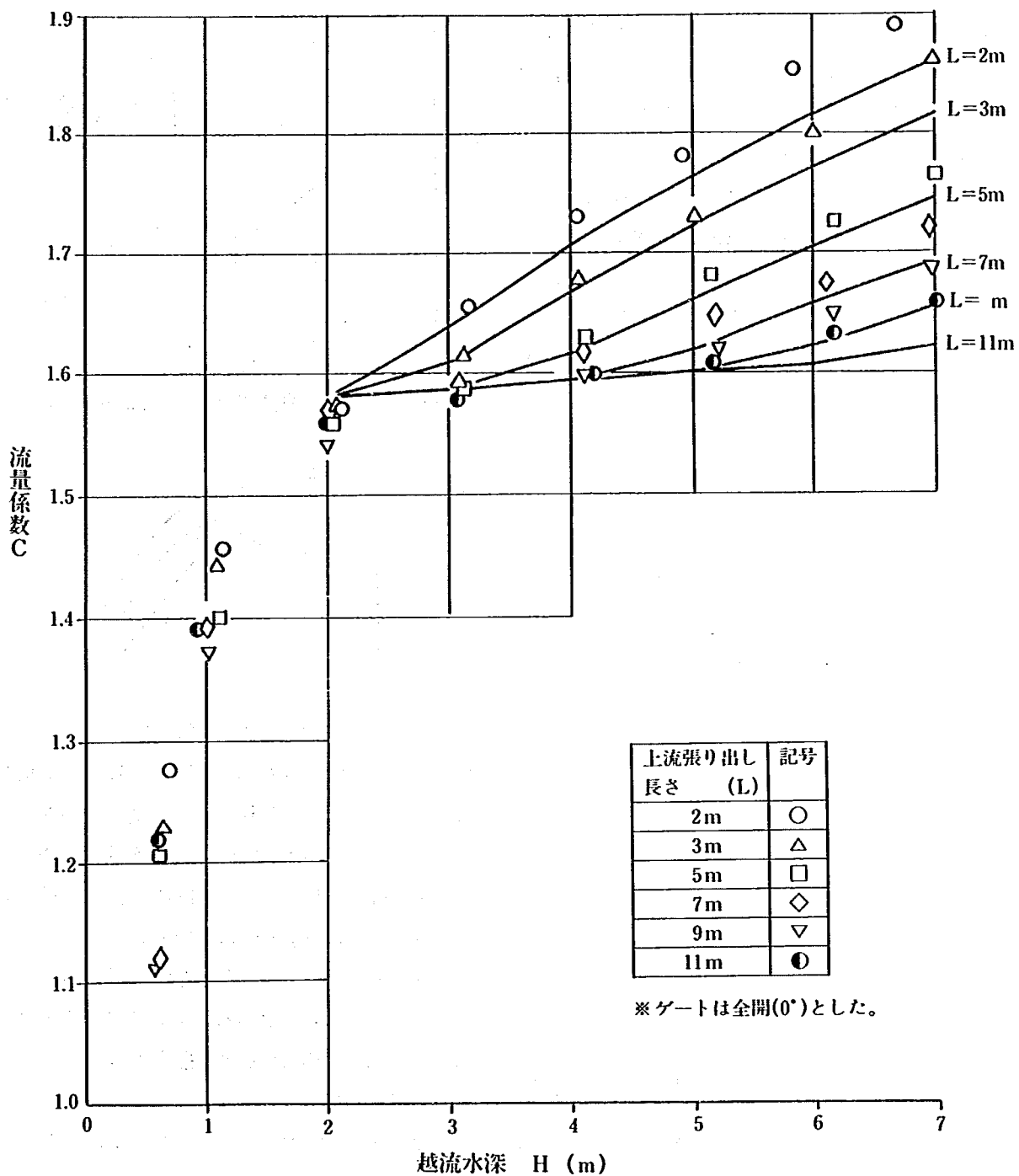


図5-4 C-Hの関係(張り出し長さ)

また、図中に示した実線はベレシンスキの式*より求められる結果を示した。

*水理公式集 P. 264「上流に丸みがある場合の広頂ぜきの流量係数」

水深と流量係数の関係より、水深2m付近までの流量係数の値は上流の張り出し長さによる影響をあまりうけておらず、ほぼ同じような値を得た。しかし水深が2m以上になると上流張り出し長さによる流量係数の値に変化がみられ、上流張り出し長さが長ければ長いほど流量係数の値は減少する傾向を示している。

図5-5には水深3m以上の流量係数について各上流張り出し長さごとに単純平均した値を示した。上流張り出し長さが5m付近を境にして流量係数の減少が鈍くなってくるのがわかる。

流量係数は水深と堤頂形状の影響を受けて変化する。今回のように堤頂形状のうち直線部のみ増大させる場合、流量係数は直線区間増大による水頭損失が重要な因子となってくると考えられる。図5-5に示した結果でも上流張り出し長さが5mを越えてくることのような傾向を示すものと考えられる。

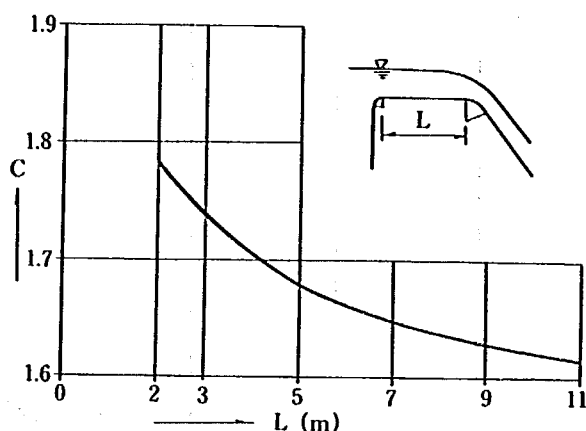


図5-5 上流張り出し長さと流量係数(1)

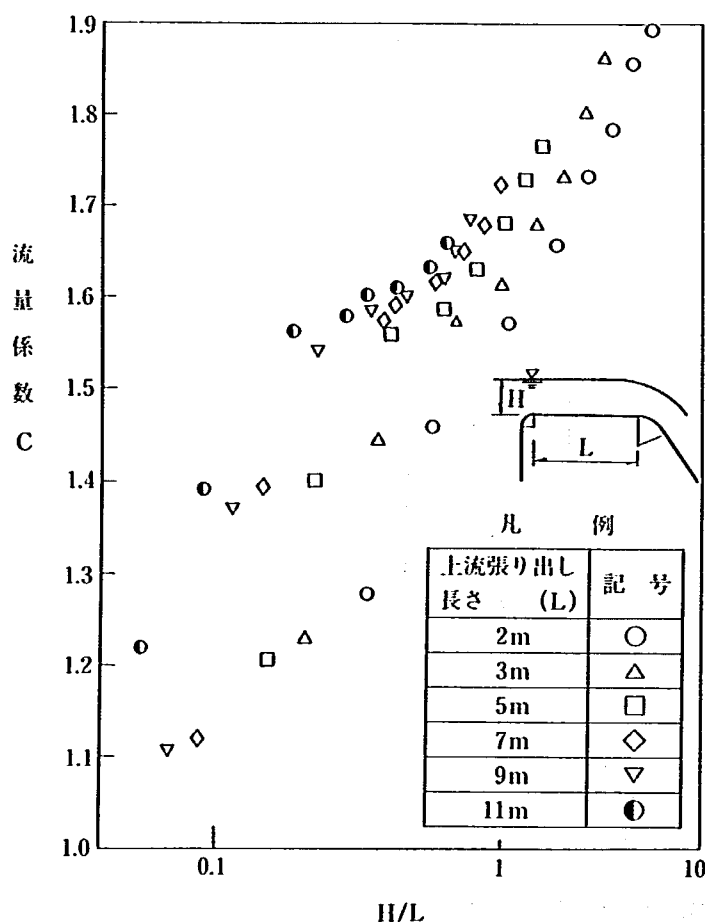


図5-6 上流張り出し長さと流量係数(2)

ならず、図5-7に示すような流れとなる。その後、越流水脈は重力の影響を受け最終的には堤体下流面に衝突して流下する。衝突点付近の流況はその位置によっても異なるが水脈が不連続に変化しており、衝撃波や衝突によりはね上がりなどの現象が予測され下流への影響についても十分な配慮が必要と思われる。ここではゲート操作時における越流水脈の落下位置について求め、下流への影響（特に減勢工への影響）について検討してみることにした。

越流水脈の飛翔距離は流況観察結果から、ゲート角度が 30° より大きくなれば短くなることがわか

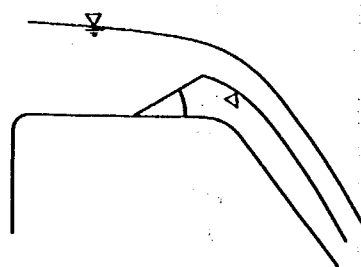


図5-7 越流水脈状態

図5-6にはこの直線長の長さを L として横軸に越流水深をこの張り出し長さで割った値をとってみた。直線長が短くなれば流量係数は大きくなるが流量係数と H/L の分布形状は各張り出し長さとも同じような分布をしている。

1-2-2(1)で述べた放流能力の検討での越流部の流量係数が1.73を上回るための上流張り出し長さは図5-4より5m付近と推定できる。

(3) 越流水脈

越流式ゲートにおいてゲートを徐々に起していく場合、ゲート背面に空気が供給される結果、ゲート背面が自由水面をもつことになる。このためゲート操作時での越流水脈は堤体に沿った状態と

ったため検討するゲート角度として 5° 、 10° 、 15° 、 30° の4ケースについて実施することにした。
実験条件は貯水池水位を6mで与えた。

落下位置の算定は次の手順で行った。

- ① 側面より写真をとる。
- ② デジタイザーより越流水面形のデータを得る。
- ③ 得られた越流水面形のデータより最小2乗法を用いて越流水面形を放物線近似する。
- ④ 近似した曲線式と堤体との交点を落下位置とする。

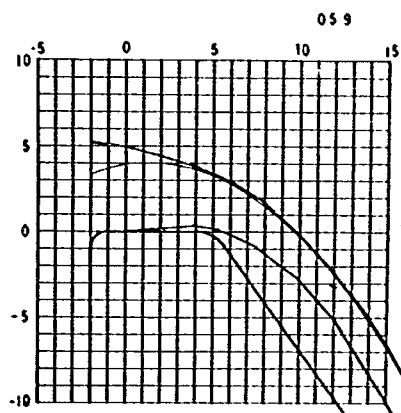
結果を図5-8に示す。表5-3には図5-8の結果より得られる越流水脈曲線式をまとめた。

表5-3より落下位置は堤体下面の1/3付近となっており、落下点付近の流況が下流に大きな影響を及ぼさないと判断できる。

表5-3 越流水脈曲線

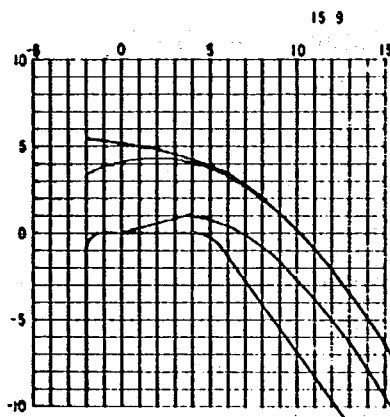
ゲート角度	越流水脈推定曲線 ※	堤体面との接点	
		X	Y
5°	$Y = -0.0589X^2 + 0.176X + 3.904$	24.40	-26.87
10°	$Y = -0.0681X^2 + 0.265X + 3.957$	22.26	-23.89
15°	$Y = -0.0630X^2 + 0.235X + 4.130$	23.85	-26.10
30°	$Y = -0.0766X^2 + 0.315X + 4.412$	20.59	-21.58

※ 越流頂天端下流方向をX軸
ダム軸下方向をY軸とする。



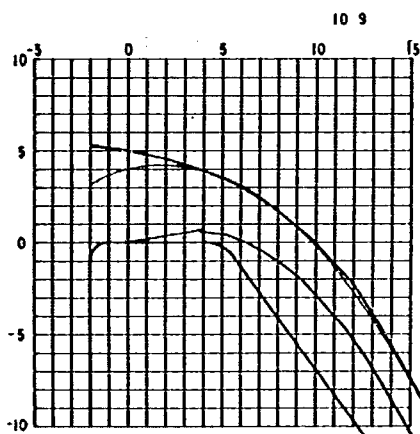
$$Y = -0.0589x^2 + 0.176x + 3.904$$

(24.40, -26.87)



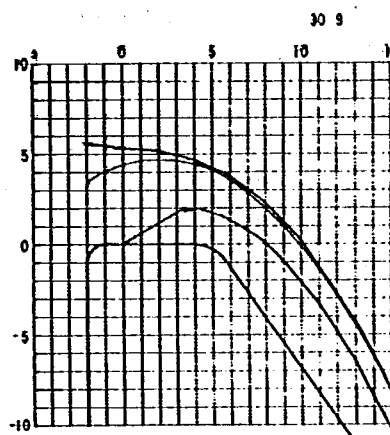
$$Y = -0.0630x^2 + 0.235x + 4.130$$

(23.85, -26.10)



$$Y = -0.0681x^2 + 0.265x + 3.957$$

(22.26, -23.83)



$$Y = -0.0766x^2 + 0.315x + 4.412$$

(20.59, -21.58)

図 5-8 越流水脈の推定

(4) ゲートまわりの流れ

ゲート完全倒伏時およびゲート操作時における越流水脈状態について側面より目視および写真による流況調査を実施し、越流水面形とゲート背面の給気状態についてまとめた。流況調査の結果として写真より得られる水面形のデータおよび目視による流況図を実験資料5-1にまとめた。

a) ゲート完全倒伏時の流れ

ゲート完全倒伏時における調査は、上流張り出し長さをパラメーターにして行った。上流張り出し長さをダム軸よりの距離で表し、2 m, 3 m, 5 m, 7 m, 9 m, 11 m の6ケースについて行った。4-2の結果より、上流張り出し長さをかえた場合の放流特性は上流張り出し長さ5 m付近を境に変化がみられる。ここで貯水池水位6 mにおける水面形について比較してみる。結果を図5-9に示す。

図5-9より、上流張り出し長さが長ければ長いほど越流水面形は偏平になってくるのがわかる。

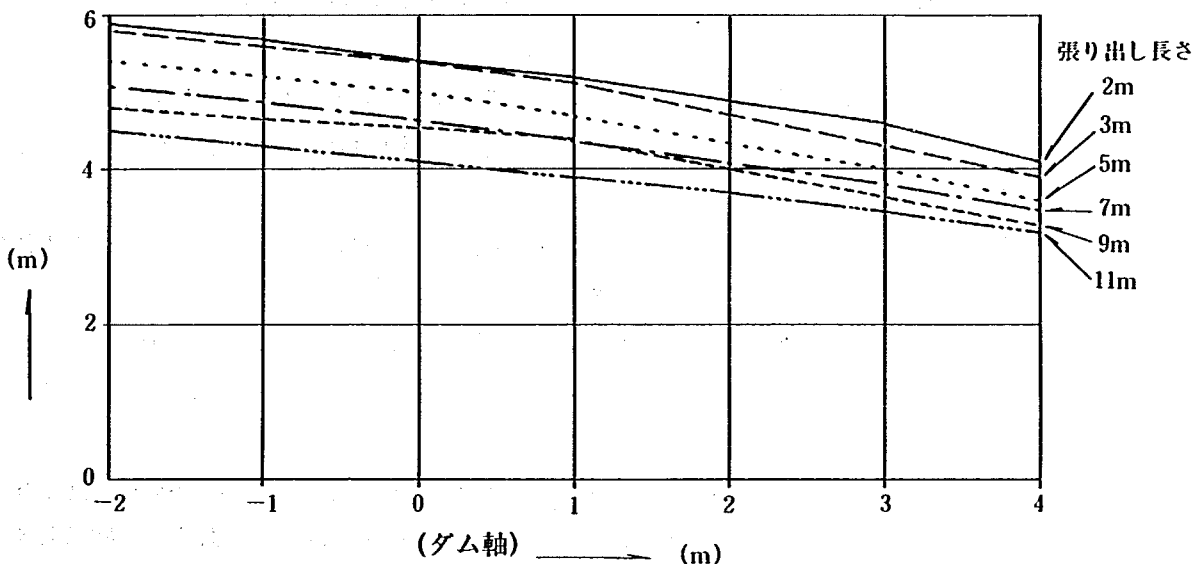


図5-9 張り出し長さの違いによる水面形の比較

このことは支配断面の位置が徐々に変化していることを示すもので、このような水面形の変化が放流能力の変化に表れてくると考えられる。

b) ゲート操作時の流れ

ゲート操作時における調査は、上流張り出し長さを2 mとし、ゲート角度を 10° , 30° , 50° , 60° , 70° , 80° の6ケースについて行った。ゲート操作時における越流水脈は、ゲート側面に設けたピアの切欠き部分からゲート背面に空気が供給されるケースとされないケースに分けられ、それに伴い放流能力、越流水面形も大きく変化する。基礎模型では切欠き部分をダム軸より下流3 mの位置にしておき、ゲート角度が 41° まではゲート先端が常に切欠き部分の中にある。このためゲート角度 41° まではゲート背面に常に空気が供給されるのは明らかであり、このことは実験でも確認されている。さらに越流水脈の落下位置の関係から基礎模型では 50° , 60° のケースについてもゲート背面に常に空気が供給された状態が保たれた。ゲート背面に空気が供給されている場合の越流水脈は不規則な振動もなく比較的安定した状態となっている。しかし越流水深が3 mを越えてくるとゲートを通過する際の流線の乱れや越流水脈の堤体との衝突などのために越流水脈の振動が観察された。ゲート背面に空気

が供給されないのは、 70° で2ケース、 80° で全ケースとなっており、越流水深が薄い方が給気されにくい。ゲート背面に空気が供給されないと越流水脈は大きく下流側にわん曲する。これはゲート背面が負圧となるためである。放流量についてもゲート背面に空気が供給されないと増加しており、供給された場合に比べて15～20％程度の増加がみられる。しかしゲート背面に空気が供給されていない状態から、外的な作用（棒等により越流水脈を一時的に分けるとゲート背面に空気が供給される）によってゲート背面に空気を供給すると、越流水脈は空気が供給された流れとなり安定する。

1-5 詳細模型による検討

(1) 詳細模型の検討

基礎模型による検討結果をふまえて設計を行ったもので、形状を図5-10に示す。模型は、上流側にピアを設けるとともにピアの切り欠き位置をダム軸より4 m（ゲート先端）とした。そしてゲート面上にはピエゾ管を埋設し、ゲートに作用する圧力を調査できるようにした。

(2) 放流能力

ゲート全開時および半開時における貯水池水位と放流量の関係を調査した。ゲート角度は $0^\circ \sim 70^\circ$ までとし、 10° ピッチで調査した。図5-11に貯水池水位と流量係数の関係を示した。図5-11より次のようなことがまとめられる。

- ① ゲート全開時における流量係数は、3 m付近で不連続な変化をしている。これは、この水位付近からピアによる縮流の影響が強くなるためと考えられる。
- ② ゲート半開時 $10^\circ \sim 50^\circ$ までの流量係数は、ある水位で最大値をとったあと減少し、一定値に近づくような変化をしている。 $60^\circ, 70^\circ$ については調査した水位の範囲が小さいためこのような傾向はみられなかった。

以上まとめたように、検討した越流部の放流特性はゲート角度や貯水池水位などの要素を含みながら変化しており、このような変化を一つの式で表現するのは非常に難しいことである。今回は貯水池水位3 m（これはサーチャージ水位に該当する）における各ゲート角度ごとの放流能力を推定して一つの機能式とした。尚、以下に述べるHは堤頂天端標高を基準高とした時の水深である。

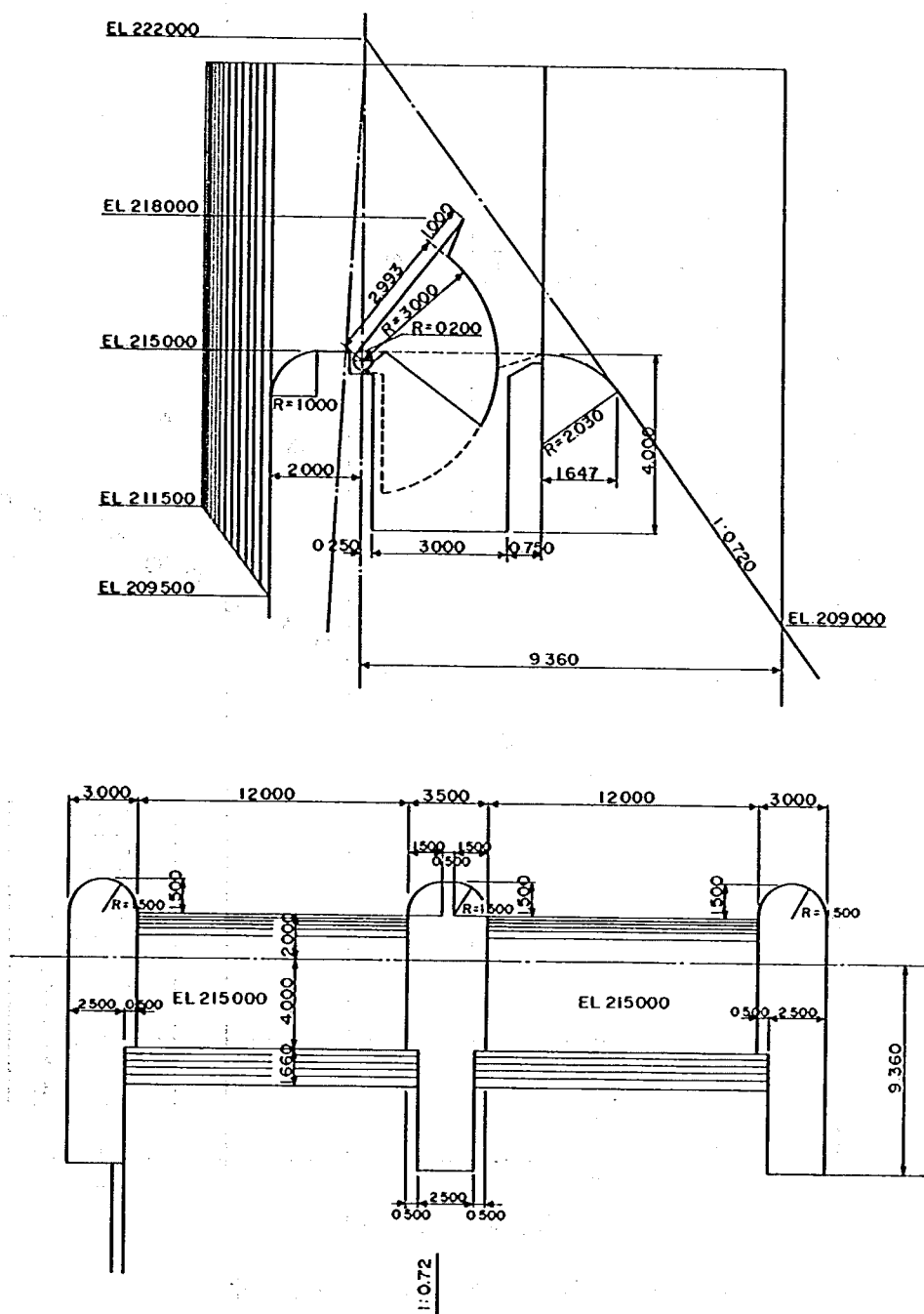


図5-10 詳細模型形状図

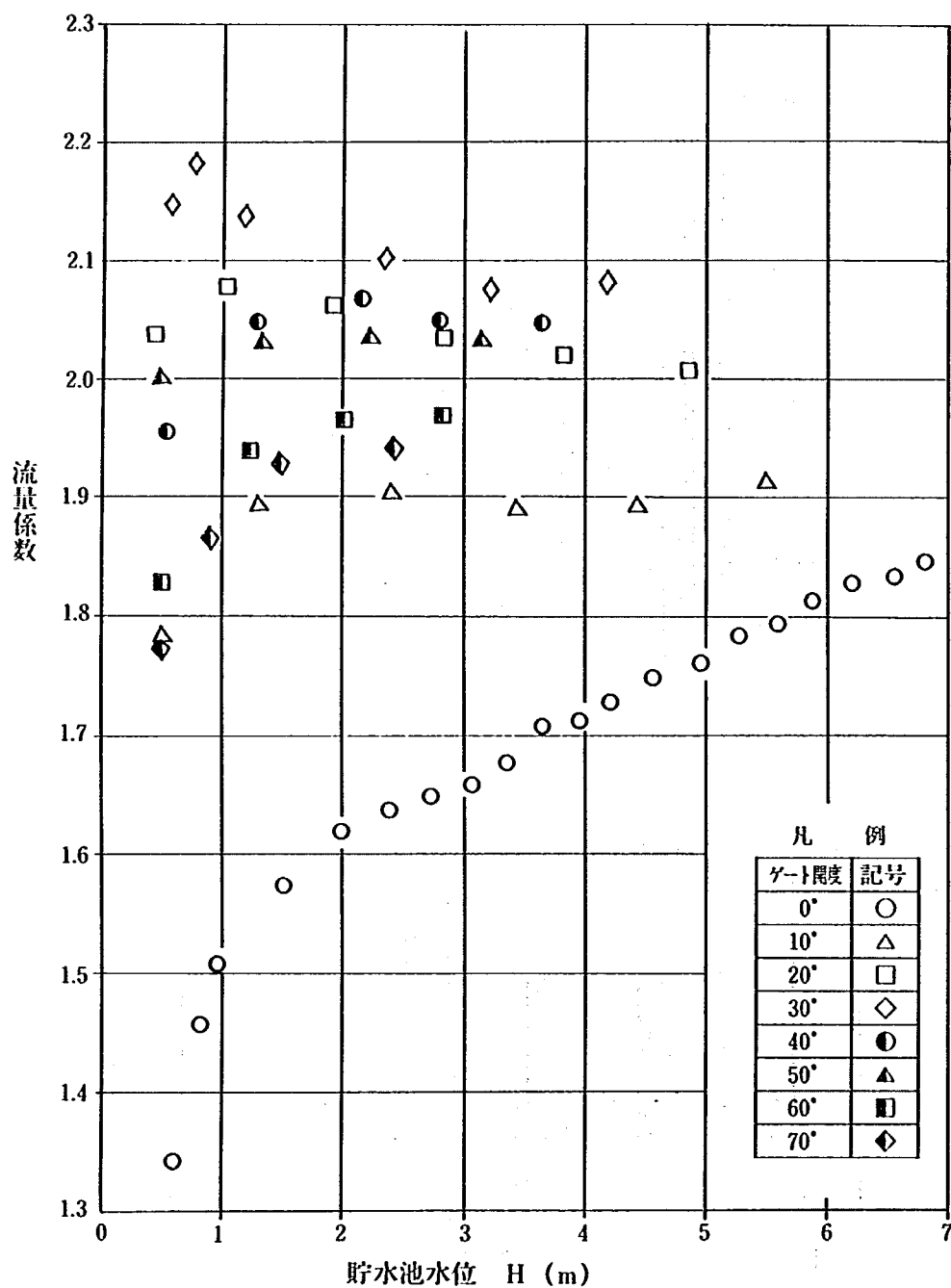


図5-11 貯水池水位と流量係数（詳細模型）

〔機能式の作成手順〕

- ① 全開時の貯水池水位と流量の関係を二次曲線で近似する。この際、流量係数が貯水池水位3 m付近で変化していることから貯水池水位を $H = 3$ m以下とした場合と3 m以上にした場合の二つのグループに分けて近似した。

$$H \leq 3$$

$$Q_0 = 7.56 H^2 + 12.49 H - 1.37 \quad (Q_0: \text{全開時の放流量})$$

$$H > 3$$

$$Q_0 = 5.97 H^2 + 17.48 H - 0.70$$

② 次に各ゲート角度ごとの貯水池水位と流量の関係を求め、その時の貯水池水位における全開時の流量 Q_0 を求める。そして各ゲート角度の流量 Q と全開時における流量 Q_0 の比、 Q / Q_0 と H の関係を求める。(図5-12)

③ 図5-12より $H = 3$ mの時の Q / Q_0 を求める。結果を表5-4に示す。

④ $(1 - Q / Q_0)$ と G の関係を二次式により近似する。(図5-13)

$$1 - Q / Q_0 = -0.0172 G^2 + 0.416 G - 0.033$$

$$\therefore Q = Q_0 (0.0172 G^2 - 0.416 G + 1.033)$$

ここで、 Q は貯水池水位 3 mのときの値であり、 $Q_0 = 104.1 \text{ m}^3 / \text{s}$ である。

この時の式を下に示す。

$$Q = 3.45 G^2 - 46.9 G + 108 \quad (G : \text{ゲート開き} = \text{ゲート先端標高} - \text{堤頂標高})$$

これを用いて各ゲート角度における放流量の計算をすると表5-5に示すとおりである。

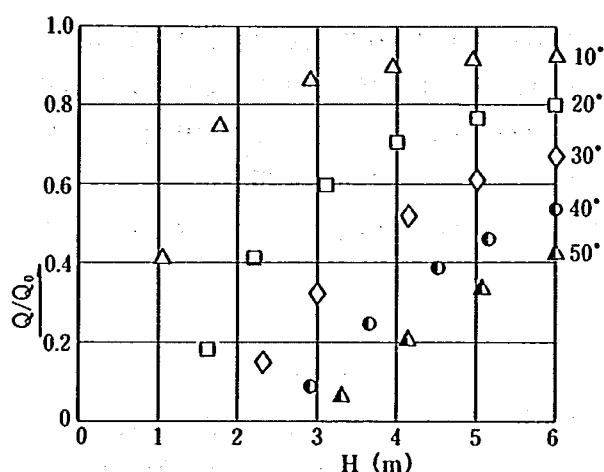


図5-12 相対流量比と貯水池水位の関係

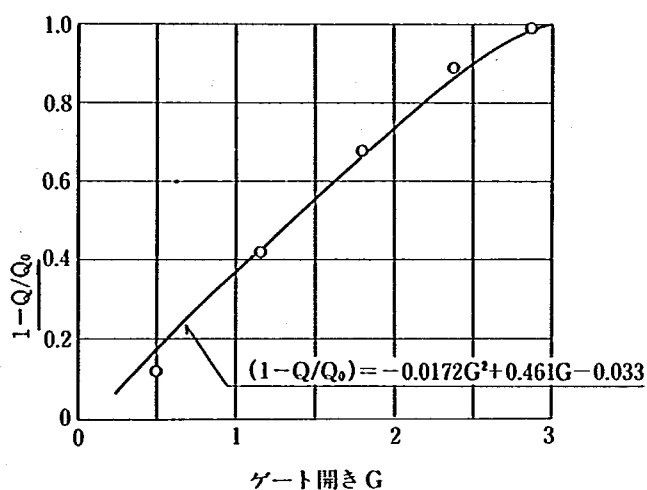


図5-13 貯水池水位 3 mのときのゲート開度と流量の関係

表5-4 $H = 3$ mのときの Q / Q_0 の値

ゲート角度	ゲート開き ※ G	Q / Q_0	$1 - Q / Q_0$
10°	0.50	0.88	0.12
20°	1.16	0.58	0.42
30°	1.80	0.32	0.68
40°	2.38	0.11	0.89
50°	2.86	0.01	0.99
53.03°	3.00	0.00	1.00

※ ゲート開きとは、ゲート先端標高と堤頂標高の差

表 5 - 5 推定流量

ゲート角度	ゲート開き G	放 流 量 (m^3/s)	流量係数
10°	0.50	85.8	1.809
20°	1.16	58.6	1.957
30°	1.80	35.0	2.219
40°	2.38	16.2	2.765
50°	2.86	2.3	3.659
53.03°	3.00	-1.4	-

(3) ゲート部の作用圧力

ゲート面に作用する圧力を調査し、得られた資料よりゲートに働く水圧荷重について検討してみる。ゲート面の圧力を調査するために実験資料 5 - 3 に示す位置にピエゾ管を埋設した。調査は貯水池水位を 1 m, 3 m, 5 m, 5.8 m の 4 ケースとし、ゲート角度は 0°~60°ピッチとした。同時にその時の水面形についても調査した。ここでは得られた圧力データをもとにゲート面に働く水圧荷重について求めてみることにする。計算は土研ダム水工研究室が所有するプログラムを使用した。

計算結果より、ゲート角度ごとの水圧荷重ならびにヒンジのまわりに働くモーメントについてまとめると以下の通りである。

① 水圧荷重-ゲート角度-越流水深 (図 5 - 14)

② ヒンジのまわりに働くモーメント-ゲート角度-越流水深 (図 5 - 15)

さて、図 5 - 16 に示す実際の動水勾配面 AB により作用する荷重を求めるには実験が必要であり、結果はすでに述べた。しかし仮想水塊 ABCD で囲まれた静水圧が働くとした場合の荷重は、計算に

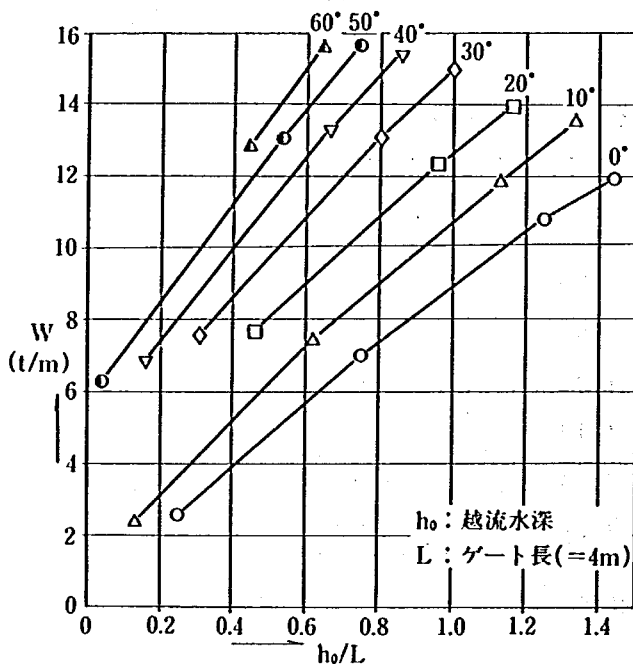


図 5 - 14 水圧荷重 (W) - ゲート角度 - 越流水深

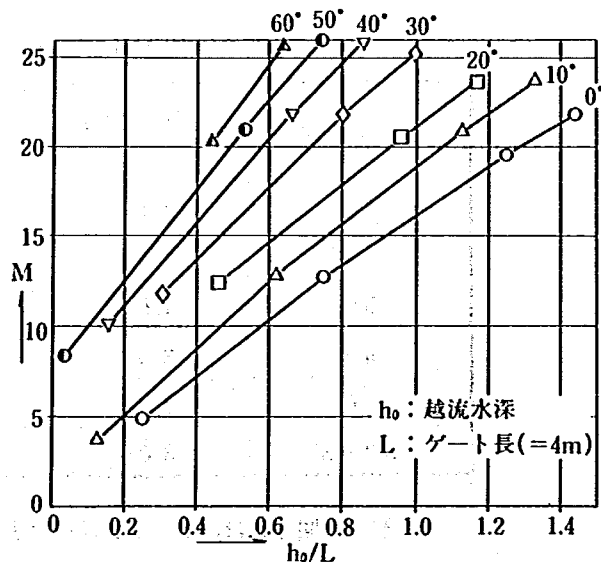


図 5 - 15 ヒンジのまわりに働くモーメント (M) - ゲート角度 - 越流水深

よって求められるのでこれら両者の荷重の関係が明らかになれば設計は簡易化されることになる。そこでゲートに実際に働くヒンジのまわりのモーメント M と仮想水面によるモーメント M' を求め、 M/M' と h_0/L の関係を図5-17に示した。これより、 M/M' と h_0/L はほぼ直線的に変化することがわかる。

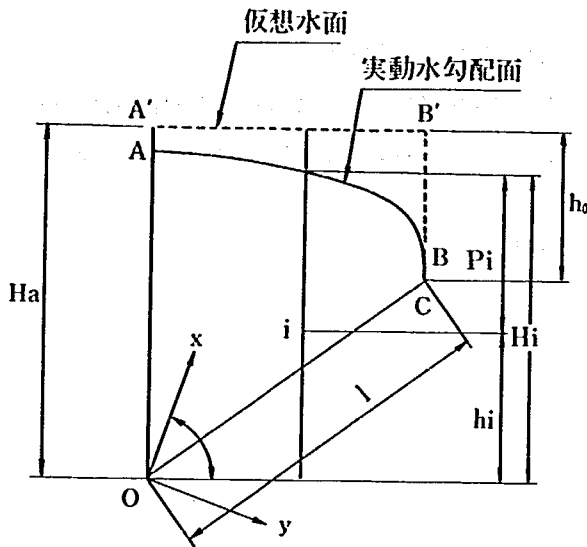


図5-16 水圧荷重の計算モデル

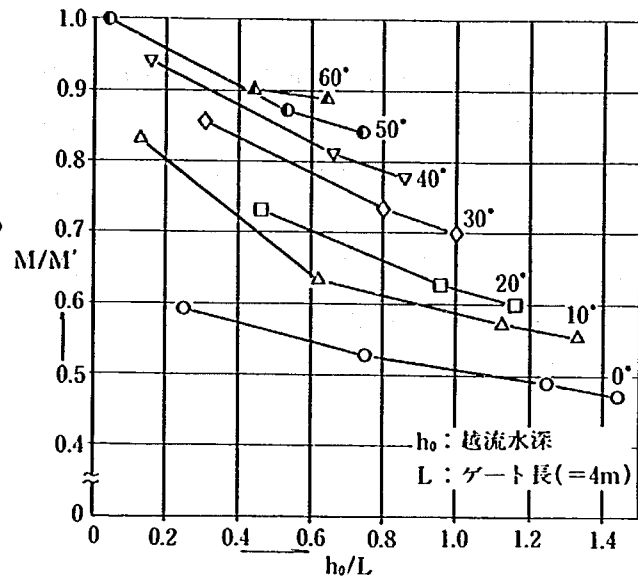


図5-17 M/M' と h_0/L

(4) ゲートまわりの流れ

今回検討したゲートの基本的な操作は、サーチャージ水位を維持しながらゲートを全開にしていくことを考えており、放流能力の検討では機能式としてサーチャージ水位におけるゲート開きと放流量の関係を示した。ここでは、サーチャージ水位における各ゲート角度の流況をまとめた。写真5-1にはサーチャージ水位における各ゲート開き（ゲート角度で $10^\circ \sim 50^\circ$ ）の放流状態を示した。ゲート角度 30° までは越流水深が 1 m 以上確保されるため、越流水脈の落下位置は堤体シュート上となり越流水の落下による背水はほとんどみられない。しかしゲート角度が 40° になると越流水深は 0.5 m 前後であり、越流水の落下位置は堤体円弧部になり、越流水の落下による背水がドラムまで達している。しかし背水位は 1 m 位であり、流れもおだやかであるため特に問題とならないと考えられる。ゲート角度を 50° にすると越流水深は 0.2 m であり、越流水の背面に空気が供給されない現象がみられる。（写真5-2）このような流れはゲートの振動を誘起するものであり、何等かの方法で解除されなくてはならない。

今回はゲート面上に高さ 0.3 m のスプリックを設置して検討してみた。（写真5-2）スプリックによる水脈の分離は十分に効果を期待できる。

1-6 結 論

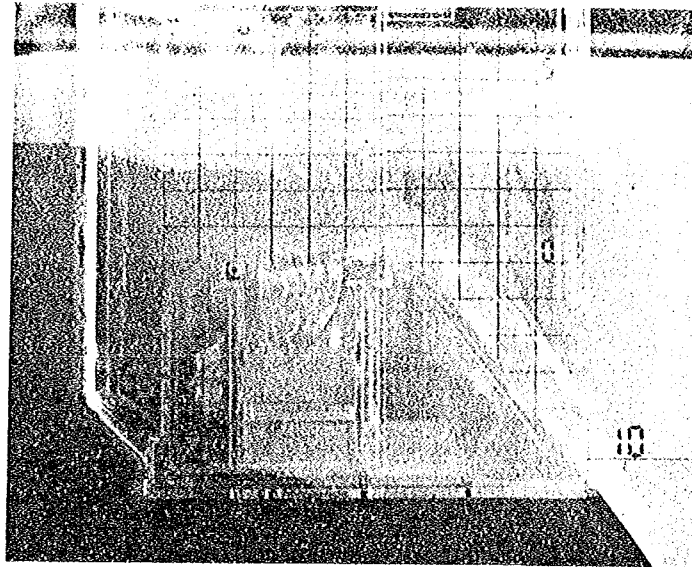
厳木ダムで計画されているクレストゲートとしてドラムゲートを採用した場合の検討を行った。
結果をまとめると次のとおりである。

- ① 径間幅は12.0 mとする。
- ② ゲート半径は4 mとする。
- ③ ゲート支点より上流側に2 mの張り出し（内1 m円弧部分）を設置する。

しかし今回の検討はドラムゲートについての基礎的調査を主目的に実施したものであり、実施設計に供する資料としては不足しているのはいなめない。今後は次のような点を含めた資料収集が必要である。

- a) 越流水深が小さい場合（0.5 m以下）における給気処理
- b) 越流脈のもどり流の処理
- c) 放流機能曲線式の策定

貯水池水位	2.90 m
流 量	85.00 m ³ /s
ゲート角度	10°



貯水池水位	3.09 m
流 量	65.80 m ³ /s
ゲート角度	20°

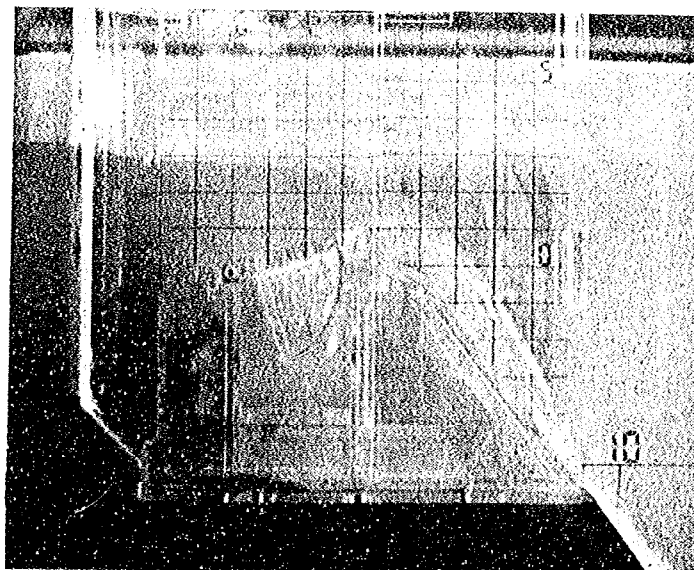
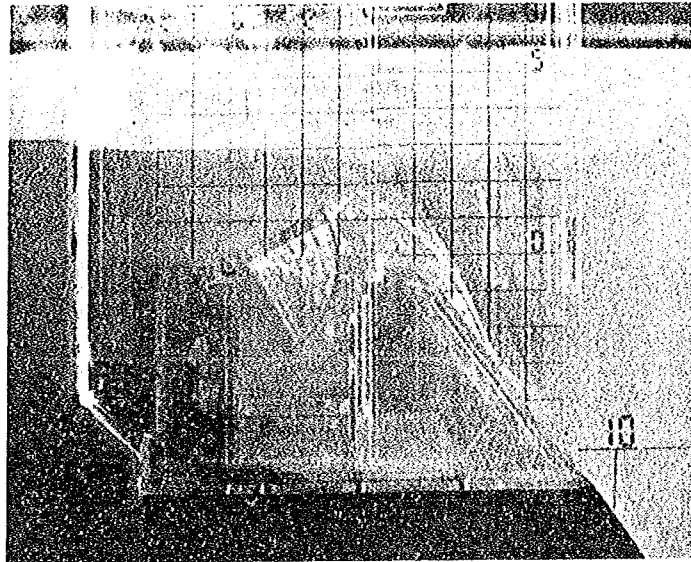


写真 5 - 1 - 1 ゲート操作時の流れ（詳細模型）

貯水池水位	2.99 m
流 量	33.30 m^3/s
ゲート角度	30°



貯水池水位	2.89 m
流 量	8.80 m^3/s
ゲート角度	40°

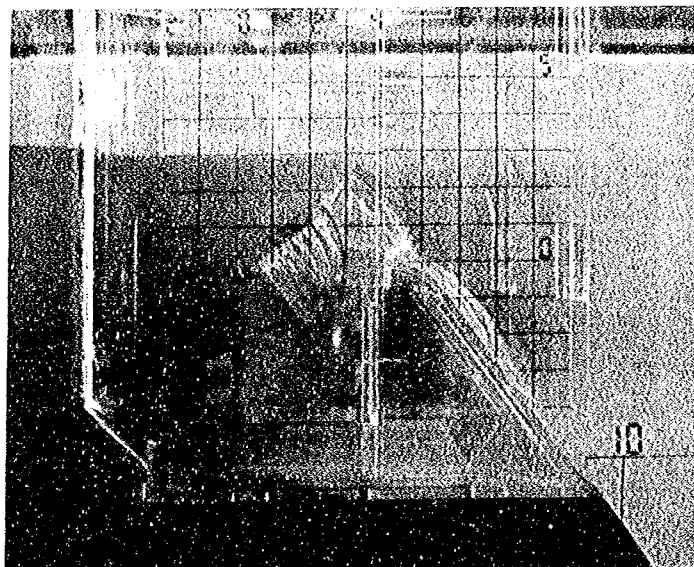


写真 5-1-2 ゲート操作時の流れ（詳細模型）

貯水池水位	3.32 m
流 量	7.50 m ³ /s
ゲート角度	50°

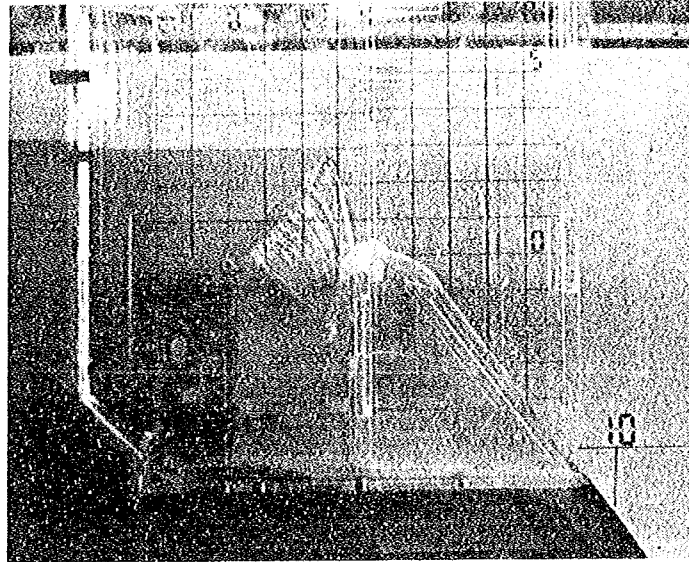
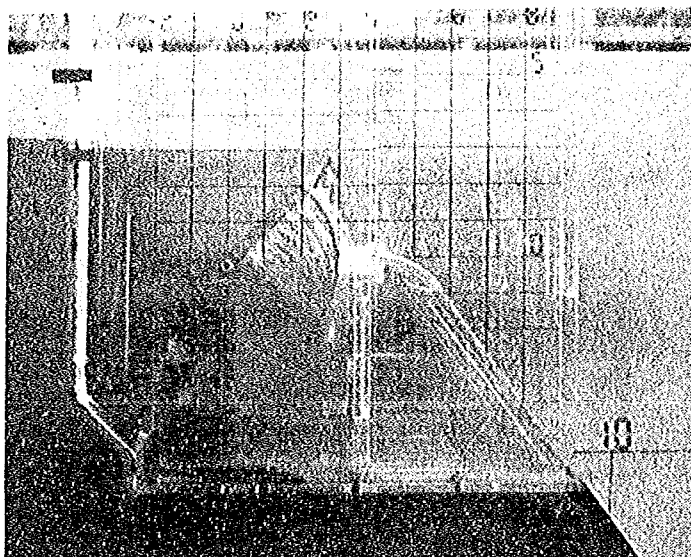
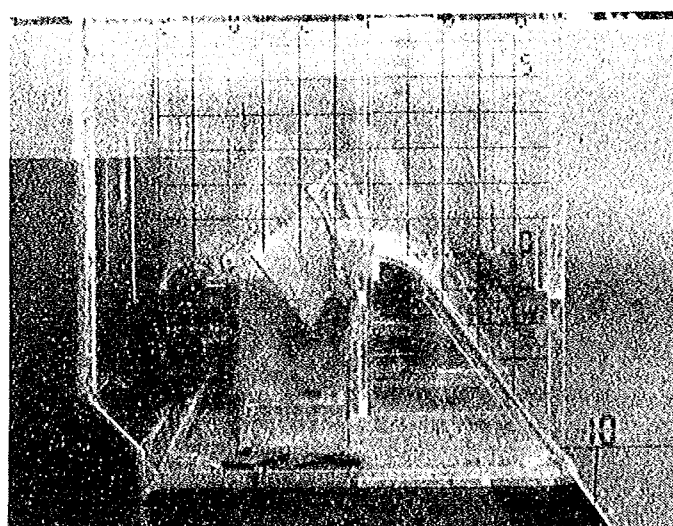


写真 5 - 1 - 3 ゲート操作時の流れ（詳細模型）



スプリッタ無し



スプリッタあり

写真 5-2 スプリッタの機能

第5章第2節 自由越流堤

2-1 実験目的

本節は、第1章第4節に示す厳木ダムの実施設計案として採用されることとなった自由越流堤の水理設計および水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

当初、厳木ダムの非常用洪水吐きはドラムゲート2門および自由越流堤3門の合計5門で計画されていたが、その後の検討の結果、自由越流堤5門で構成するよう変更となった。このため、ダム設計洪水流量 $1080 \text{ m}^3/\text{s}$ の内、放流管2条で放流可能な $420 \text{ m}^3/\text{s}$ を除く $660 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流水深 2.9 m の自由越流堤で処理する必要がある。既に計画されている天端橋梁に対しては、放流水面から 1.5 m の余裕を確保しなければならない。

これらの条件を満足する自由越流堤形状を決めるために、水理模型実験を主体とする検討を行なった。

2-2 検討方法

自由越流堤の流量係数は次式により計算することが出来る。

$$C = \frac{Q}{n B h^{3/2}}$$

n ; 径間数 ($= 5$) , h ; 越流水深 ($= 2.9 \text{ m}$) , Q ; 総放流量 ($= 660 \text{ m}^3/\text{s}$)
すなわち、径間幅を 12.5 m とすると設計洪水位で、

$$C = \frac{660}{5 \times 12.5 \times 2.9^{1.5}} = 2.14$$

を確保する必要がある。

過去の実験資料から、この条件を満足する形状を求めると図5-18の形状となる。下流面勾配は必ずしも堤体の下流面勾配と一致させる必要はないが、ここでは取りあえず一致させておく。

この形状を基本として水面形を測定し、ダム軸との位置関係を決めた後、放流能力が変化しないよう、越流部下流面を堤体下流面にすり付けられる適当な形状を選択する。

模型は縮尺 $1/20$ とし、幅 62.5 cm の水路に橋脚の影響を無視した二次元模型として製作設置し、使用している。

測定項目は流量、水面および流況で、その方法は前節1-3-(3)に示す通りである。また、相似律も前節と同様で表5-2に示す通りである。

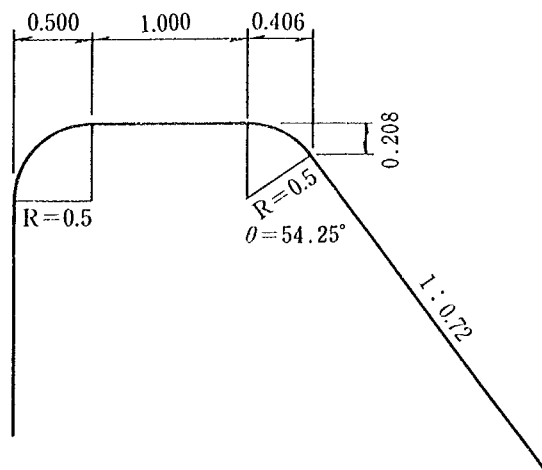


図5-18 越流部詳細(単位m)

2-3 実験結果

(1) 基本形状

基本形状の放流能力は図5-19に示す通りであり、必要な放流能力を有している。一方、水面形の測定結果は図5-20に示す通りでダム軸と越流上流端の距離を3mとすれば、天端橋梁に対する余裕が確保できる。

貯水位 EL.(m)	流量 (m³/s)	流量係数 C
218.83	14.49	1.544
219.41	38.71	1.850
219.78	57.12	1.931
220.07	73.38	1.974
220.36	94.27	2.075
220.57	109.08	2.116
220.89	131.62	2.139
221.12	148.08	2.145

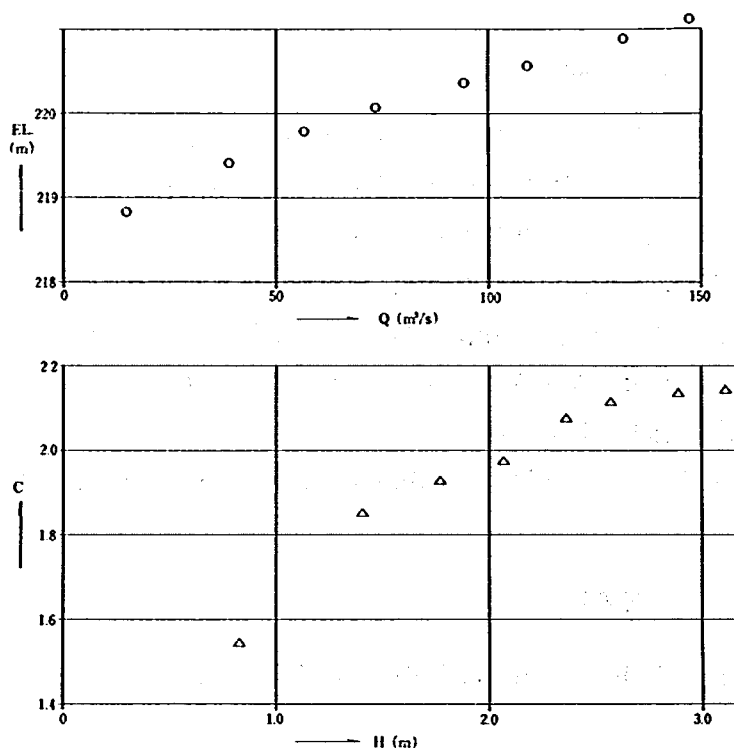
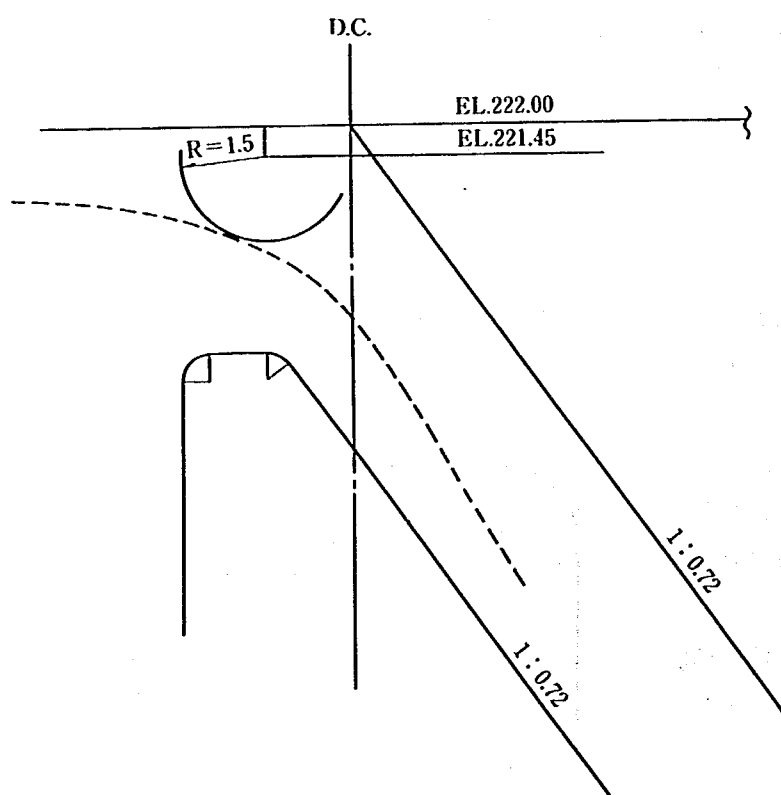


図5-19 貯水位-流量の関係(最終案)



水面形測定結果

D.C.(m)	EL.(m)
-8.0	220.78
-6.0	220.72
-4.0	220.54
-3.0	220.36
-2.5	220.22
-2.0	220.05
-1.5	219.81
-1.0	219.51
-0.5	219.14
0.	218.60
0.5	217.89
1.0	217.21
2.0	215.46
3.0	213.86

図5-20 越流頂水面形(基本検討)

(2) 比較検討

(1)の結果および堤体下流面へのすり付けを考慮して図5-21に示す6形状について放流能力の比較検討を行なった。なお、図中の形状1は基本形状である。

実験の結果は図5-22に示す通りで、所定の放流能力を確保するには形状6とする必要がある。

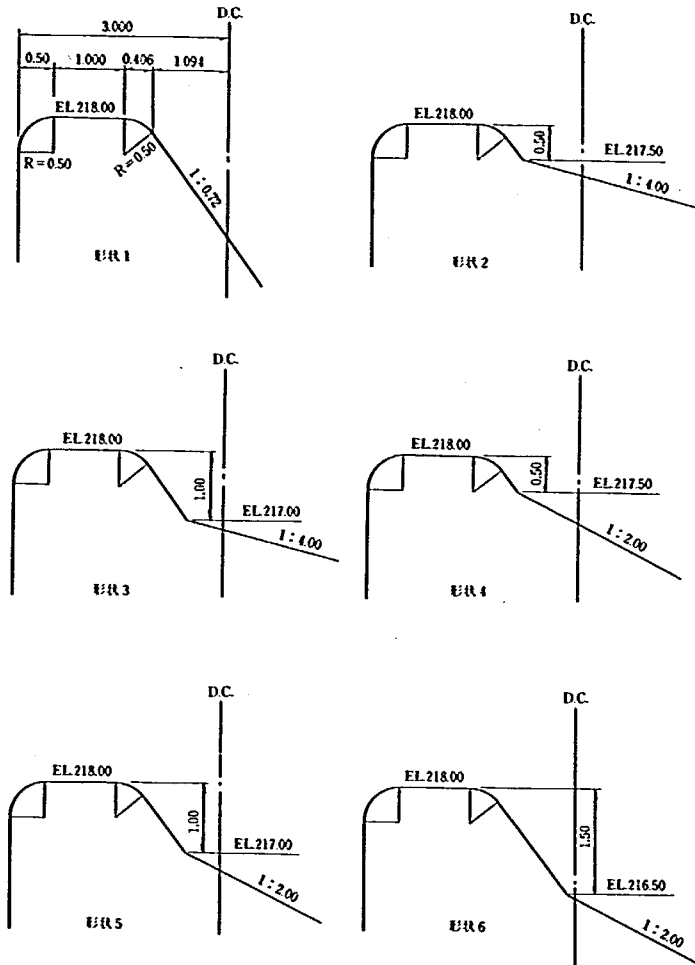


図5-21 クレスト検討形状図

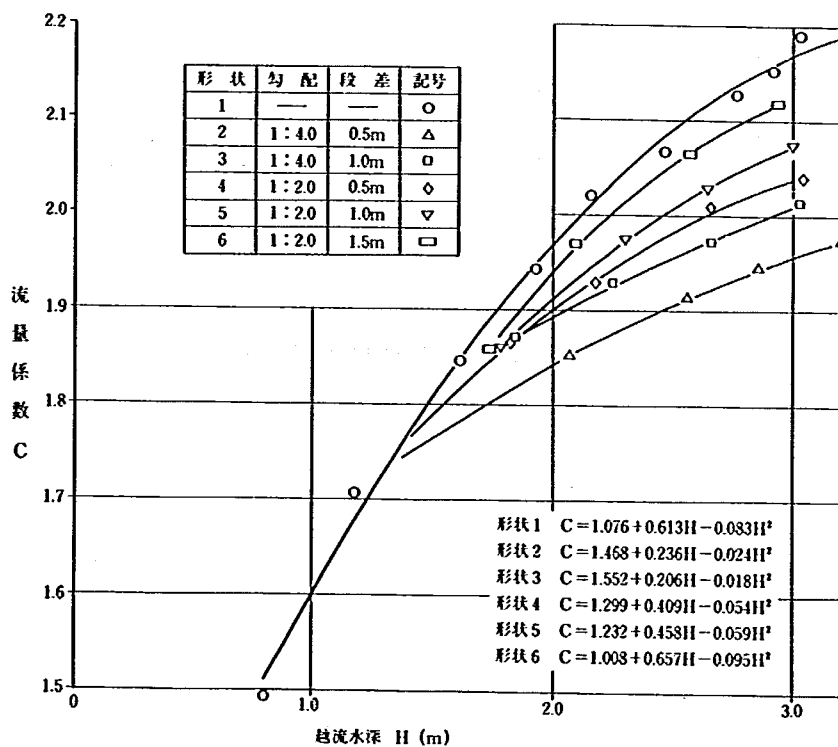


図5-22 C-Hの関係

(3) 実施設計案

(2)の比較検討の結果から実施設計案として図5-23を提示する。その放流能力および水面形は図5-24, 5-25に示すとおりであり、設計条件を満足している。また、その流況は写真5-3に示す通り安定している。

自由越流堤の放流機能曲線を図5-24の資料を用いて最小二乗法により求めると、

$$Q = 1.67h + 20.47h^2 - 1.84h^3$$

となる。

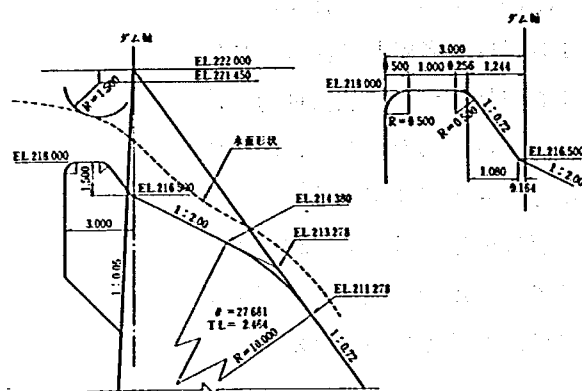


図5-23 自由越流堤

貯水位 EL.(m)	流量 (m³/s)	流量係数 C
218.83	14.49	1.544
219.41	38.71	1.850
219.78	57.12	1.931
220.07	73.38	1.974
220.36	94.27	2.075
220.57	109.08	2.116
220.89	131.62	2.139
221.12	148.08	2.145

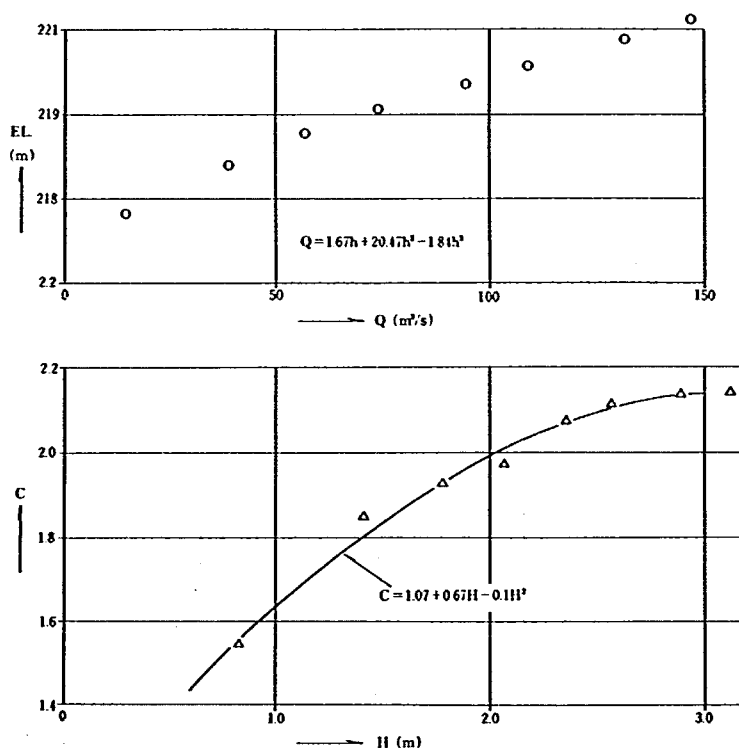
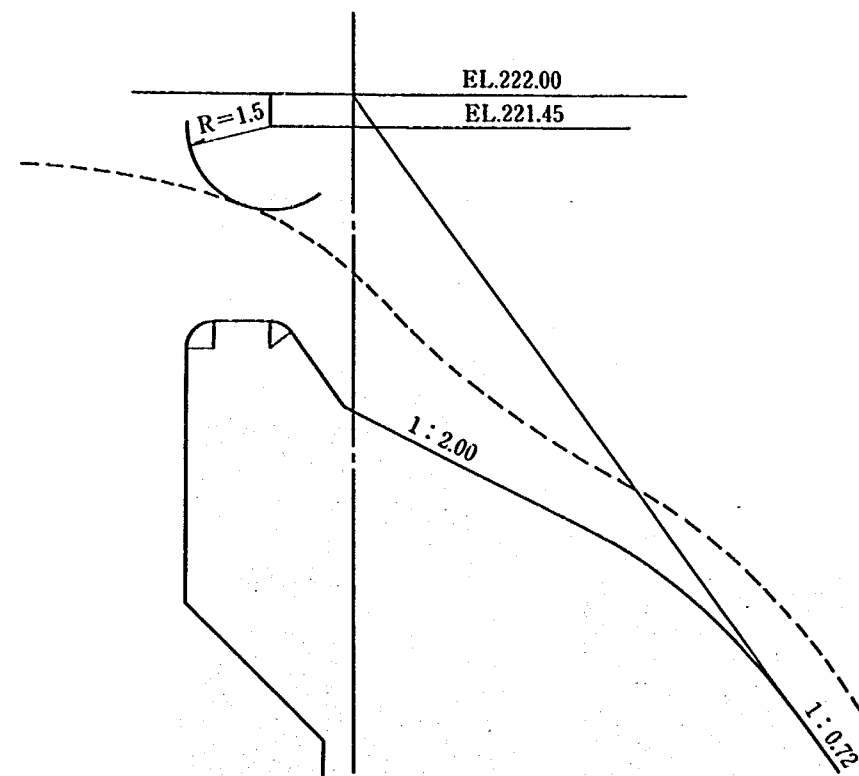


図5-24 貯水位—流量の関係（最終案）



貯水位	EL.220.90m
流 量	131.84m³/s

水面形測定結果

D.C.(m)	EL.(m)
-8.0	220.76
-6.0	220.69
-4.0	220.52
-3.0	220.36
-2.5	220.22
-2.0	220.07
-1.5	219.87
-1.0	219.59
-0.5	219.26
0	218.87
0.5	218.40
1.0	217.88
1.5	217.46
2.0	216.99
2.5	216.60
3.0	216.27
4.0	215.64
5.0	215.05
6.0	214.43
7.0	213.60
8.0	212.52
9.0	211.10

図 5 - 25 越流頂水面形 (最終案)

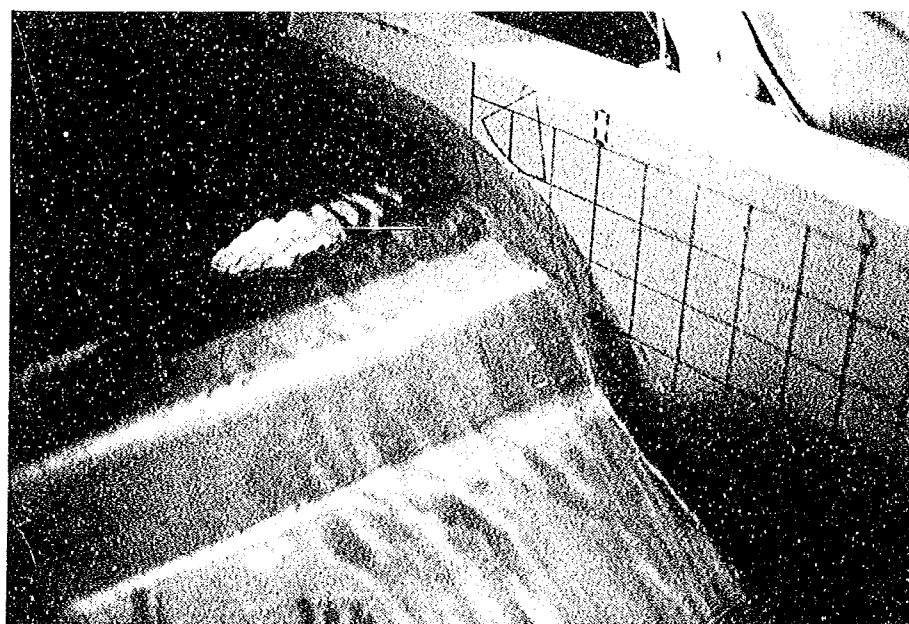
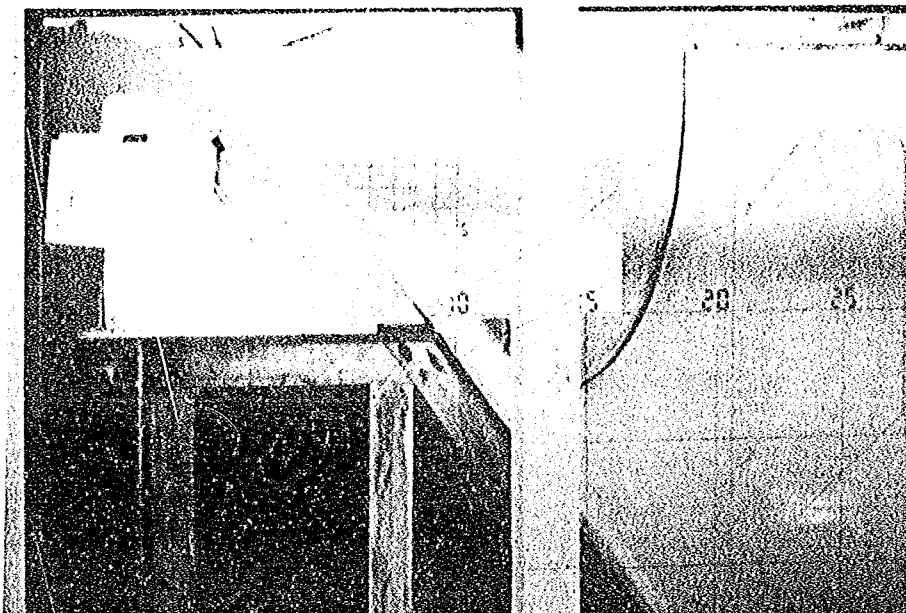


写真 5 - 3 堤頂付近の流れ

あ と が き

厳木ダム水理模型実験に係わる、模型製作、実験計測および資料解析の主たるものは土木研究所の実施計画に基づき、(株)建設技術研究所が行なったものである。また、土木研究所の実施計画策定には過去、五十川政志(現、近畿地建淀川ダム統合管理事務所)および永松和彦(現、九州地建厳木ダム工事事務所)が直接担当した。

最後に、本報告書が完成するまでの水理設計、水理模型実験および報告書作成等にあって九州地建厳木ダム工事事務所を初めとし、藤本成元ダム水工研究室長(現、土木研究所ダム部長)、宮井宏元ダム水工研究室長(現、近畿地建淀川工事事務所長)、加藤敏治前ダム水工研究室長(現、水資源開発公団)等数多くの方々に御指導および御協力を賜ったことを記し、ここに深く感謝の意を表します。

昭和61年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室
執筆担当 高須修二

参 考 資 料

側水路型減勢工の水理設計

高 須 修 二*

まえがき

河川管理施設等構造令ではダムの保安上対象とする基準流量としてダム設計洪水流量が規定され、その流量がダムの洪水吐きを流下するときの貯水池水位として設計洪水水位が設定される。設計洪水水位は通常サーチャージ水位の上に設定されることになるが、計画論上サーチャージ水位より高い位置にある貯水容量は死容量であり、種々の条件からサーチャージ水位を大幅に上まわる貯水水位を設計洪水水位として設定することは難しい。

一方管理上の問題として、計画を超える洪水に対処する際ゲート操作に過大な精度を期待するような洪水吐きの設計は避けられるべきであり、管理態勢の問題も含めると自然越流方式により余水を調節するのが有利となる例が多い。この傾向は流域の狭い補助ダムに顕著であるがこの場合、非常用洪水吐きはサーチャージ水位の近傍に敷高を持つように設計され、また水位上昇量を小さく抑えるため越流幅を非常に長くすることになる。このような設計を行った場合、下流河道幅に対する越流幅の比は非常に大きくなる。フィルタイプダムの場合越流部と平行する側水路により導水しシュート部を流下させる方法がとられるが、重力式コンクリートダムの場合は正面越流型となり堤体下流面を流下させる方法が一般的である。この方法には以下の三種が考えられる(図-1)。

- ① 堤頂部に側水路を設け、下流河道の位置まで導水し河道に対応した幅で堤体を流下させる方法
 - ② 堤頂部から堤趾部まで導流壁を漸次絞り込み河道に接続させる方法
 - ③ 越流幅と同幅で堤体面を流下させた後堤趾部に設置した側水路で減勢し河道の位置まで導水する方法
- ①、②の方法は単位幅越流量が大きい場合、すなわち越流水深が1mを超える場合には構造物の規模が大きくなり、実際問題として適用できない。

本報告はKダムで計画されている洪水吐きのうち堤趾部に設置される側水路型減勢工に関する予備的な水理実験の成果を取りまとめたものである。現象が完全に理論説明されておらず不都合な面もあるが過去にこの種の水路の設計資料はなく、また計画中のダムでの事例も多いので、とりあえず概略設計資料として報告するものである。

*建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室研究員

Syuji Takasu: Hydraulic design of side-spillcony type energy dissipators

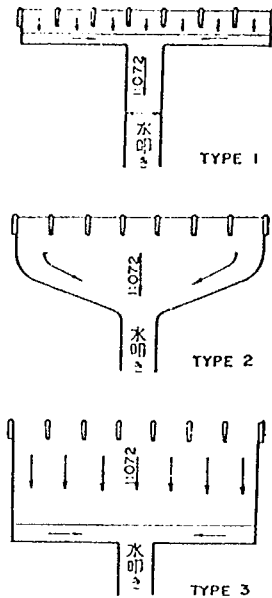


図-1 洪水吐きの比較形状

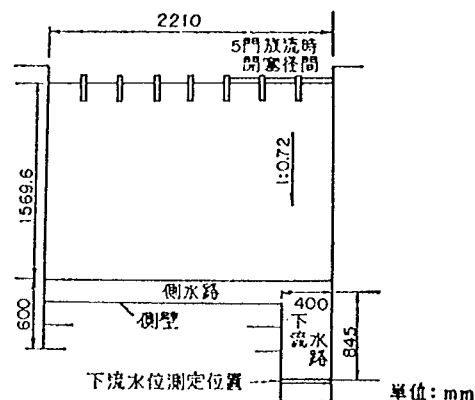


図-2 実験模型

1 実験の概要

実験はKダム洪水吐きの予備実験として行われたものでその模型は図-2に示すように越流部、堤趾部に設けられたダム軸に平行な側水路およびダム軸に直角に設けられた下流水路から構成されている。越流部はクレスト8門およびピア7基で構成されており総幅221cm、側水路底面までの落差210cmである。側水路は底幅が一定な台形断面の水平水路であり、側壁勾配は堤体面1:0.72、下流側壁鉛直となっている。また下流水路末端には水位調節用のゲートが設置されている。

表-1 実験内容

実験番号	実験条件				測定断面1			測定断面2					測定断面3	
	側水路幅 (cm)	貯水位 H(cm)	単位幅流量 q(cm ² /s)	水深 h ₀ (cm)	上流端より の距離 L(cm)	平均水位 h ₁ (cm)	フルード 数 F _{r1}	上流端より の距離 x(cm)	平均水位 h ₂ (cm)	側壁圧力 (cm)	側壁圧力 水頭** (cm)	側壁圧力 水頭*** (cm)	上流端より の距離 x(cm)	平均水位 h ₃ (cm)
211	20	217.0	280	9.3	180	27.4	0.200	90	31.9	34.2	39.6	22.7	0	31.3
212	"	"	"	26.3	"	32.0	0.115	"	36.0	36.9	43.1	25.7	"	34.9
213	"	"	"	31.9	"	36.0	0.076	"	39.7	39.7	44.6	30.6	"	38.5
221	"	219.0	365	12.6	"	34.4	0.152	"	38.4	41.8	48.9	24.6	"	39.1
223	"	"	"	31.7	"	38.8	0.098	"	42.6	43.5	51.3	29.0	"	43.2
231*	"	218.9	439	10.3	"	—	—	"	39.9	43.2	36.1	24.3	"	—
311	30	217.2	273	10.9	170	23.3	0.153	90	26.4	30.2	30.7	23.7	10	27.4
321	"	218.2	365	12.1	"	29.4	0.121	"	33.1	36.8	39.8	25.8	"	34.0
331	"	(219)	435	14.5	"	33.9	0.110	"	37.5	43.1	45.5	28.0	"	38.3
411	40	217.0	277	10.0	180	20.6	0.158	90	24.1	28.3	26.0	22.7	0	23.6
412	"	217.0	279	25.4	"	27.9	0.060	"	28.9	31.5	30.5	26.8	"	29.0
413	"	216.9	277	31.7	"	34.4	0.030	"	35.1	37.5	36.1	31.4	"	34.4
421	"	217.9	365	12.9	"	26.9	0.117	"	29.7	34.3	34.4	25.4	"	29.2
422	"	"	366	25.4	"	30.4	0.078	"	32.5	36.6	35.7	28.3	"	31.9
423	"	"	366	31.5	"	36.4	—	"	37.9	40.9	39.4	33.0	"	36.8
431*	"	218.8	439	11.2	"	—	—	"	28.8	37.3	56.2	22.8	"	—
521	50	218.1	364	14.2	170	26.2	0.075	90	27.5	31.9	29.9	26.0	10	26.3
523	"	(218)	367	32.9	"	35.8	0.028	"	36.5	40.5	38.2	34.7	"	36.5
531	"	219.0	436	15.9	"	30.2	—	"	32.1	36.4	34.0	29.0	"	32.5
533	"	(219)	437	34.7	"	38.9	0.030	"	40.6	43.5	41.8	32.9	"	40.4
611	60	216.9	272	12.2	180	20.0	0.080	90	22.1	24.8	22.7	22.5	0	22.0
612	"	"	"	23.1	"	25.4	0.037	"	26.5	29.4	27.0	26.5	"	25.9
613	"	"	"	31.7	"	33.3	0.016	"	33.1	34.6	33.3	32.6	"	33.1
621	"	218.0	364	14.6	"	25.2	0.069	"	26.6	32.3	29.0	26.7	"	26.6
622	"	"	"	26.2	"	30.3	0.039	"	31.5	35.7	32.8	30.0	"	30.7
623	"	"	"	31.5	"	34.5	0.025	"	35.3	38.9	36.0	33.4	"	35.0
631*	"	218.9	439	12.2	"	—	—	"	26.6	32.8	29.5	26.4	"	—

* 6 径間放流による実験

** 底面上 2 cm の測定値

*** 底面上 15 cm の測定値 (最小値近傍)

実験は側水路底幅および側壁高を決めるための設計資料を収集する目的で実施したもので、単位幅流量、側水路底幅および下流水位の 3 量を変化させた (表-1)。

横流入水のフルード数の小さい一般的な側水路と比較すると、その横断方向の流れの特性に差があると推察されたので横断方向の水面形状および側壁に作用する圧力値を計測の主眼とした。なお、実験水量は模型貯水池上流に設置されている電磁流量計により計測している。また水面はポイントゲージにより、圧力は埋設したピエゾ管と連結したマノメータにより測定した。

本報告に記載されている水位およびピエゾ水頭はすべて側水路底面を基準面としている。

2 横流入水路の縦断の流れ

横流入水路の水面形方程式は運動量方程式より導かれる式¹⁾に本報告での水路条件を代入して得られる(1)式が適用される。

$$\frac{\rho' Q q}{g A^2} + \left(1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}\right) \frac{dh}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、A: 流水断面積(m²)、Q: 流量 (m³/s)、q:

単位幅当りの横流入量 (m²/s)、T: 水面幅(m)、h: 水深(m)、g: 重力加速度(m/s²)、ρ': x 方向主流と横流入水との物理的関係で定まる定数—本報告の場合は 2 が適当と判断される。

(1)式を無次元化し、ルンゲ・クッタの方法により数値計算を行い、実験値と比較する。無次元化された式は(2)式で表わされる。

$$\frac{\rho' K l}{2(2+M)d^2} + \left\{ N - \frac{K(1+M)l^2}{(2+M)d^3} \right\} \frac{dd}{dl} = 0 \quad \dots\dots (2)$$

ここに、

$$K = \frac{(2+M)^3 N}{1+M} F_{r1}^3, \quad F_{r1}^2 = \frac{Q l T_1}{g A_1^3}, \quad M = m \frac{h_1}{B}$$

$$N = h_1/L, \quad l = x/L, \quad d = h/h_1$$

添字 L は x=L における値であることを示しており、m: 堤体面勾配、B: 水路底幅(m) である。

(2)式を用いれば x=L での境界条件から順次上流の水位を計算することができるが、(2)式は一次元解析法であり次章で示されるように横断の水面形が複雑な形状かつ時間的変動が大きい場合、(2)式中の h の解釈には論議のあるところである。本報告では横断方向測定点の水位の単純平均値を h とし比較検討を行っている。

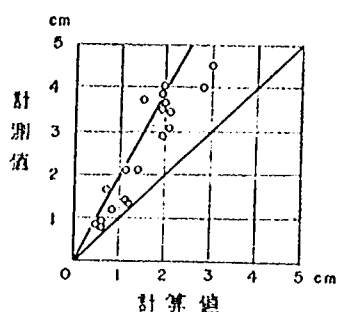


図-3 計測値と計算値の比較

$L=180\text{cm}$ あるいは 170cm の位置での h_L , F_{rL} を境界条件として計算された $L=0\text{cm}$ あるいは 10cm の位置の水位と対応する位置の測定水位を比較すると図-3が得られる。両者とも h_L との差で表示したものである。他の横流入水路に関する検討^{1),2)}と比較しても、実験値と計算値の整合性は悪く水面形の推定に(2)式は適用し難いことが理解される。この原因は流入水のフルード数が高く水路内の水面変動が顕著であることと考えられるが、フルード数の設定可能幅を広げた系統的実験により検証する必要がある。

以上の考察により、設計に必要な盛り上がり量を推定する際、越流水脈の貫入現象を壁面噴流としての挙動を示すと解釈し、解析する方法²⁾は本報告では採用しなかった。

3 側水路の設計方法

3.1 側水路内の流況

側水路内の水表面は写真-1に示すように縦断方向にも滑らかでなく、側壁沿いに幾つかの水面の盛り上がりが見られる。この盛り上がりは時間的にも上下に大きく変動しているが、最低時でも堤体側水位を下回ることはない。また、この盛り上がりは水路縦断方向中央部で顕著に大きく、最上流端ではかなり小さくなっている。このため断面平均水位を取り上げた場合、表-1の中で示されるように、最上流端の平均水位が中央部の平均水位を下回る結果となっている。一次元解析法では水路底面勾配が0であればこのような状態は存在せず、この事実からも一次元解析法の適用は難しいことが理解される。縦断水面形状の解析式を検討する場合、この水面の盛り上がりなどをどのように評価し、取り入れるかが重点となる。また側壁背面から水路内部を観察すると、盛り上がりを形成する側壁沿いの上昇流中には多量の空気が混入しており、水位を見積る際にはその影響を無視することはできない。空気混入現象はその相似性が十分には把握されていないため、それを定量的に見積ることは現状では不可能であるので、壁高の余裕として設計に反映させることになる。空気混入流はそれ自体エネルギー損失が大きい

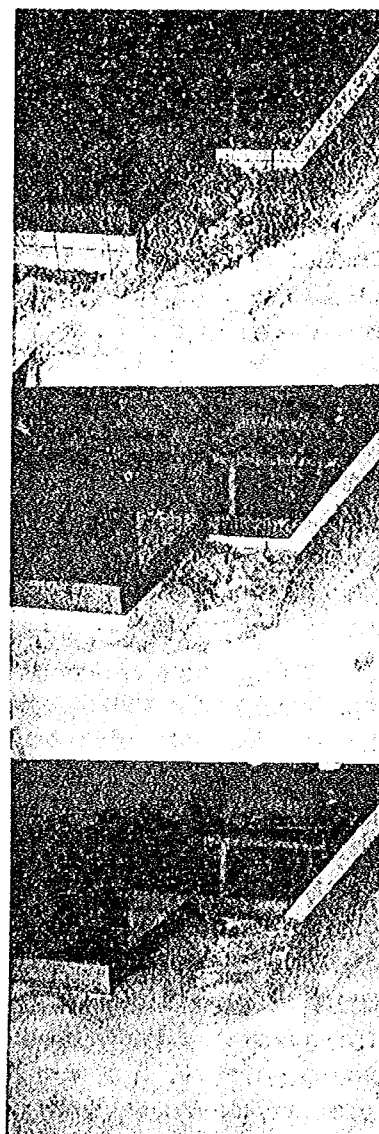


写真-1 側水路の流況

ため、側水路の減勢機能に対しては正の方向に働く。

この側壁沿いの水面変動と比較すると堤体側の水面は盛り上がりの変動に応じて横断方向に振動するだけで非常に安定している。色水を水路内に投入し、水路内の流水の流下状況を目視により観察すると、側壁沿いのローラの部分と堤体側の安定した部分はほとんど同程度の縦断方向の流速を有していることが認められる。

本報告で用いられているような側水路はそれ自体大きな減勢機能を有していることは補助構造物がないにもかかわらず水路内の最高水位が貯水位と比較して非常に小さいことから理解される。表-1の中に示される壁面底部の圧力水頭は、その近傍で流速が0であると考えられるので減勢効果を定量的に見積るのに有効である。本報告の範囲では圧力水頭と貯水位の比は0.10~0.24であり、堤体面を流下する間の水頭損失は85%であるので、

単純に換算すると72%~88%のエネルギーを殺したことになる。図-4に側壁に作用する圧力分布の一例を示す。中央部分がくびれて静水圧分布からずれているが、その差分が流速水頭に転化していると考えられる。本実験の範囲では20cm/s~250cm/sとなっている。

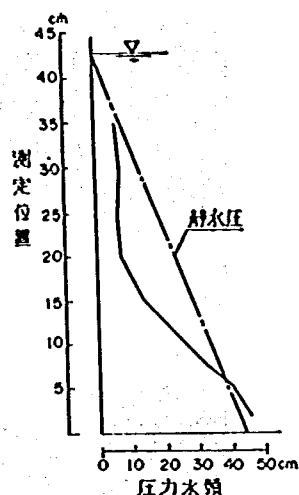


図-4 壁面作用圧力

3.2 横断方向水面形状
前節で述べられているように、側壁高の決定に必要な最高水位は水路中央付近に表われているので、横断方向の水面形状は表-1の測定断面2の資料を用いて検討することとした。

写真-1の3枚の写真は流量条件および水路底幅を一定として下流水位を変化させた時の水路内の流況の変化の様相を示したものである。図-5にも示されるように、水路内の全体的水位は下流水位に応じて上昇するが、堤体側水位に対して盛り上がり量は相対的に減少する。実験番号の1の位の数字は下流水位条件を示しており1の場合は本実験で使用した模型で可能な最低水位に下流水位を設定したことを意味しており、2, 3はそれぞれ25cm, 30cm程度であることを意味している。

図-6は単位幅流入量の変化による側水路内の水位変化の様相を示したものである。実験番号の10の位の数字は流入水量の条件を表わしており、1, 2, 3についてそれぞれ単位幅当り280, 370, 440cm²/sの流入を示しているが水路内の総流量の増加に伴う水位上昇が認められるが壁面沿いの盛り上がり量には図-5程の顕著な傾向は認められない。

図-7は水路底幅の差による水路内の水面変化の様相を示したものである。実験番号100の位の数字は側水路の底幅を表わしており、2~6に対応して20~60cmとなる。図中5ケースの実験時の下流水位は12.6~14.6cmとあまり差はないが、側水路内の水位は流水断面積を確保するよう変化している。一方、側壁沿いの水面の盛り上がり量には水路幅に対する一義的な傾向は認められず、図-6と共に側水路内の水位に影響されている点がかうかがい知れる。

以上の検討から、現象を定量的に評価するためには側水路内の水位をパラメータとして与える必要があることは明らかであるが、前章で考察されているように側水路内の水位は非常に不安定であり代表水位を規定するのは難しいため、その平均水位等を基準量として選択する

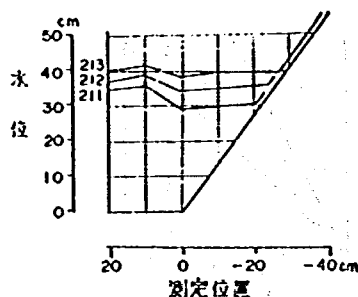


図-5 水位変化の状況

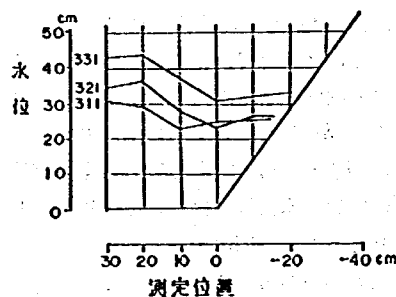


図-6 水位変化の状況

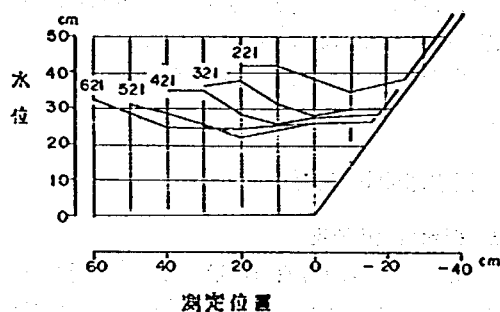


図-7 水位変化の状況

のは以後の解析には適当でない。そこで下流水路内で流況の安定している地点の水位を基準水位として水路内の水位を見積ることとした。このため、次節で提案される推定式を利用するには構造物として下流水路と側水路の位置関係がある程度規制されることとなった。

3.3 側水路壁高の推定式

側水路は台型断面であるので底幅と水深の比が一定であれば幾何学的に相似となる。現象がフルードの相似則に従うものとする、基本量(長さ)として側水路底幅 B を選定すれば一連の実験を系統的に整理することができる。今、側壁沿いの時間的平均水位を h_w とすると、 h_w は単位幅流入量 q 、下流水位 h_0 および底幅 B によって規定されることは前節での検討結果から推察できる。これらの変数を底幅 B によって無次元化すると、 h_w/B 、 $q/g^{1/2} B^{3/2}$ 、 h_0/B の三変数が得られる。表-1に示す実験値を使用してこれら三量間の重回帰式を作成すると(3)

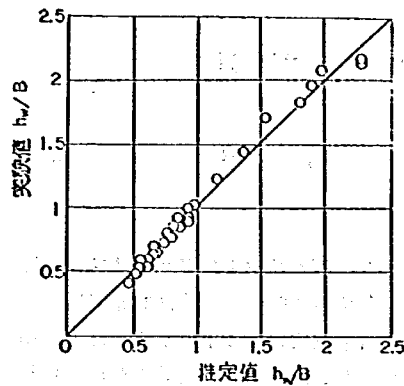


図-8 推定値と実験値

式が得られる。

$$\left(\frac{h_w}{B}\right) = 0.168 + 12.5 \left(\frac{q}{g^{1/2} B^{3/2}} \right) + 0.318 \left(\frac{h_0}{B} \right) \dots (3)$$

このとき重相関係数は0.98である。(3)式で得られる h_w は時間的平均量であり実際の必要壁高はこれに余裕 Δh_w を加える必要がある。本報告に係る水理実験では変動特性に対する十分な資料を収集していないため信頼度の高い推定式は作成できなかったが、実際問題としては実物値として1~3m程度の余裕が必要であろう。

(3)式を用いた h_w の推定値と実験値の関係は図-8に示すとおりである。

(3)式の応用例として下記の記計条件で計算を行う。

⑤ 単位幅流入量は $5 \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $9 \text{ m}^2/\text{s}$ 、または $14 \text{ m}^2/\text{s}$ とする(それぞれ越流水深2m、3m、および4mに対応する)。

⑥ 河道幅に応じた減勢工幅および常用放流設備に必要なシル等の条件を加味して、側水路設計時の下流水位は12mとする。

⑦ 地形、地質等を考慮して底幅は最大で20mとする。

以上の条件の下で(3)式を用いて h_w を計算すると表-2が得られる。単位幅流入量が $5 \text{ m}^2/\text{s}$ のとき水路内水位が下流水位を下回る結果となっているが、これは推定式の精度に起因するもので、実際の状態としては水面は横断方向に一様となっているものと思われる。この場合、側壁高としては12mに余裕を与えた高さを考えればよいが、(2)式を用いた縦断水面からの推定も可能と思われる。単位幅流入量の差は越流総幅に係るものであるが、それらを加味した最終的水路形状は表-2の結果を踏まえた工学的、経済的評価を洪水吐き全体に加え、総合的に判断して決定することになる。

あとがき

Kダムに関する基礎的水理実験の結果から、側水路の側壁高の推定式(3)式を提案した。この式の使用にあた

表-2 計算結果

単位幅流入量	水路底幅 B		
	10m	15m	20m
$5 \text{ m}^2/\text{s}$	(11.6m)	(11.3m)	(11.5m)
$9 \text{ m}^2/\text{s}$	16.5m	15.4m	14.9m
$14 \text{ m}^2/\text{s}$	22.6m	20.3m	19.3m

ては、その適用範囲を十分に確認する必要があるが主要なものを整理して列挙すると、以下になる。

- ① 貯水位が越流水深に比較して十分大きいこと。
- ② 堤体下流面勾配が1:0.72程度であること。
- ③ 側壁勾配は鉛直とすること。
- ④ 水路床は側水路部、下流水路部全体にわたって、水平であること。
- ⑤ 下流水路幅は側水路天端幅に対して、同程度以上であること。
- ⑥ 側水路底幅Bに対する側水路水位 h_w が極端に大きくならないこと。

①、②の条件は本報告で取扱っているような水路を採用しているダムでは、ほぼ満足されており、③の条件もこのような水路での側壁高を減じるため鉛直とするのが一般的であるため通常、制約条件とはならない。

⑤、⑥の条件は、常用放流設備の減勢工と兼用となる下流水路へ側水路からの流れが適当に導流されるための条件であり、これらの条件が満たされないと下流水位をせき上げて流況を改善する必要性が生じることになる。⑥の条件としては本報告の範囲内の $h_w/B < 2$ とすることが望ましい。

④の条件は一般的に満たされるものではなく地形上の制約から側水路に勾配を付けたり、側水路と下流水路の間に段差を設けたりする例もある。

本報告での検討はあくまでも概略設計のための推定式の作成にあり、最終形状の決定は基本的には水理実験によらなければならない。

以上、側水路型減勢工の水理設計として概略設計用の機能式作成を主眼として報告してきたが、本文中で述べたように実験資料の制約から文献1)、2)との関連等について十分に論議することができなかった。これらの事実を踏まえて系統的な基礎実験を実施し、横流入路全般の設計方法を確立する計画である。関係諸氏の御批判を頂ければ幸いです。

参考文献

- 1) 藤木和徳：横流入水路の水理特性，土木技術資料19-6，1977
- 2) 五十川政志，加藤敏治：両側から流入のある水路の水理特性，土木技術資料21-2，1979

側水路型減勢工の設計法

高 須 修 二*

まえがき

ダムの堤頂越流部と平行に設置される側水路は、横からの流入水により、流下するにつれて流量が増加する横流入水路であるが、それ自身減勢工としての機能を有している。本報告で対象としている側水路型減勢工はその減勢機能に重点を置いた導流水路を意味しており、重力式コンクリートダムの堤体下流の堤趾部に設置される。

近年、計画を超える洪水を処理する放流設備（余水吐）をゲートのない自由越流堤とする傾向があり、堤頂の越流幅を非常に長くする事例が増えている。このような傾向は流域面積の大きいダムにも見られ、越流幅に加えて総越流量も非常に大きくなる計画がかなりある。このように下流河道幅に対する越流幅の比が大きくなり、単位幅越流量も大きくなる設計を行った場合、導流部の形式としては本報告で対象としている側水路型減勢工と階段型導流部の2種が考えられる。

階段型導流部とは、ダム堤体下流地山の押えとして階段状に設置されるフーチングを利用して、導流壁により流水を下流減勢工へ導びく方式のものである。この階段型導流部は、側水路型減勢工と比較すると、地形上の制約は小さく、適用可能箇所も多いと考えられるが、減勢機能がほとんど無いので下流に設置される減勢工の規模が相当に大きくなる。この階段型導流部についても現在、幾つかのダムを対象として水理実験を実施しているので、機会を見て設計法を提示する計画である。

さて、側水路型減勢工については前報¹⁾で導流壁高の概略計算式を提示している。しかし、前報はある特定のダムで計画されている側水路型減勢工に関する予備的な水理実験の成果を取りまとめたものであるため、そこで提案された推定式はその適用範囲が限定されるものであった。そのため、基礎実験用模型を製作設置し、各種条件の設定範囲を拡大した水理実験を実施し、より汎用性のある設計法を確立したので、ここに報告する。

1 実験の概要

模型は図-1に示すように越流部、堤趾部に設けた側水路、および下流水位測定のための導水路より構成されている。越流部は有効幅 255cm、側水路底面までの落差

200cmとした。側水路および導水路は底幅一定の台形断面とし、堤体面 1:0.72、下流面を鉛直にし、底面は水平とした。導水路末端には下流水位調節のためのゲートを設置した。なお、側水路型減勢工が用いられるダムは堤高 50m~100m 程度と考えられるので模型縮尺は 1/25~1/50 となる。

側水路内の流れの特性は、種々の物理量によって決定されるものであるが、本報告での目的は側水路内の水面形であり、現象は重力および慣性力が卓越したものとなる。よって特性量 f （ここでは側水路内の水面挙動特性をさしている）は次のように表わされる。

$$f=f(H, L, B, D_L, q, g) \dots\dots\dots (1)$$

f : 側水路内の流れを表わす特性量

H : 越流水位と側水路水位の差

B : 側水路底幅, L : 側水路長, D_L : 下流水位

q : 単位幅越流量, g : 重力加速度

模型の構造上、 H を大きく変化させることは困難であるため、実験は q, B, D_L の3つを変化させるものとした。 L の効果は本報告で対象としている側水路型減勢工

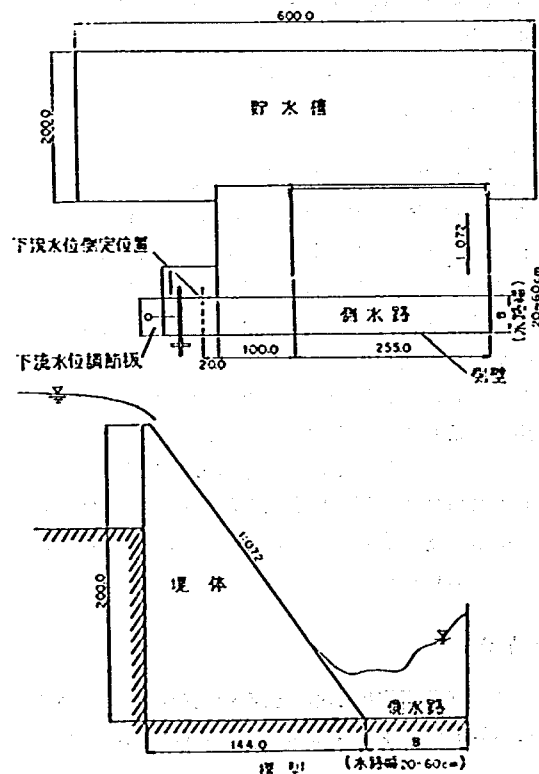


図-1 模型概要図

*建設省土木研究所ダム研究部水工研究室研究員
Shuji Takasu, Hydraulic design method for side-spillway
type energy dissipators

では大きくなく、一定とした。実験では越流幅と同じとして 255cm とした。

実験実施範囲は、単位幅越流量を 0.0784 l/s/cm ~ 0.6275 l/s/cm、側水路底幅を 20cm ~ 60cm とし、下流水位については導水路内の横断方向にはほぼ一様と見なせる位置（側水路下流 120cm）での水位とし、実験上通水可能な状態の上限下限を含めて 4 ケース実施した。なお、計測された下流水位 D_L より求められる下流フルード数 F_L は、本報告では 0.1 ~ 1.0 の範囲である。実施した境界条件および内容を図-2 および表-1 にまとめた。なお、実験番号のうち 100 の位の数字は側水路底幅を表わし、10 の位の数字は流入水量の条件を表わし、1 の位の数字は下流条件を表わしている。

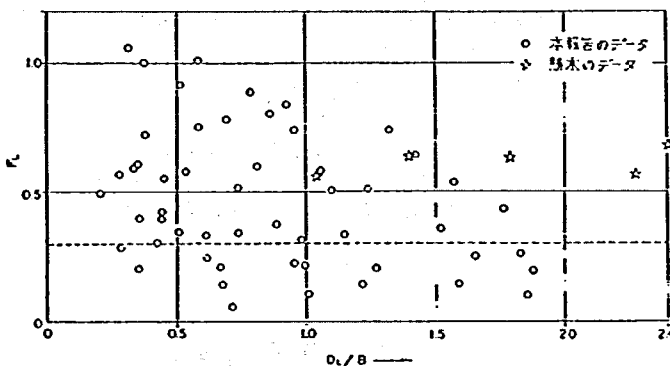


図-2 F_L-D_L/B との関係

前回の報告¹⁾より側水路下流側壁に作用する圧力は静水圧分布を想定しても設計上安全側で行える結果を得ているため、今回は側水路内の水面特性についての調査に重点をおいて実施した。側水路内の水面形は、原則としてポイント・ゲージにより最高水面、平均水面を計測する。しかし波面の変動量が大きく、最高と平均の計測値に誤差を大きく含む可能性があると考えられる場合には、波面計²⁾を用いて水深方向に一定の間隔で 5 点程度の計測を行い、その分布より内挿法により最高水面と平均水面を求めるものとする。なお、波面計計測による最高水面とは、計測時間中に波面計が感知する時間の割合が 10% のものとし、平均水面とはその割合が 50% のものとする。ポイント・ゲージによる計測結果と波面計による計測結果との差は、従来の経験より 1 cm 以上はないと考えられる。計測位置は側水路の縦断方向に 6 点、横断方向に 6 点とした。

2 側水路内の流況

2.1 流れのパターン

側水路内の流れは、写真-1 にも示すように側水路内の水理量により 2 つに大別される (図-3)。

A タイプの場合、横断方向には流入水が拡散

表-1 実験内容一覧

Case No.	A	Q	B	D_L	α/B	β/B	D_{max}/B	Case No.	A	Q	B	D_L	α/B	β/B	D_{max}/B
211	5.43	40.20	20.0	15.85	0.108	0.135	1.521	411	5.37	40.10	40.0	13.37	0.093	0.076	0.578
2	5.36	39.60	"	19.18	0.125	0.129	1.490	2	5.36	40.10	"	17.65	0.091	0.094	0.632
3	5.35	39.60	"	25.41	0.108	0.125	1.640	3	5.44	40.50	"	26.78	0.083	0.048	0.815
4	5.43	40.50	"	37.59	0.089	0.060	2.124	4	5.43	40.58	"	40.48	0.058	0.027	1.083
5	5.40	40.60	"	22.03	0.117	0.146	1.590	421	7.44	79.18	"	15.12	0.117	0.181	0.899
6	5.40	40.50	"	33.09	0.050	0.113	1.940	2	7.42	79.50	"	21.35	0.127	0.163	0.934
221	7.52	80.78	"	26.45	0.224	0.283	2.360	3	7.46	79.80	"	29.60	0.119	0.115	1.032
2	7.42	79.98	"	28.46	0.234	0.263	2.404	4	7.44	79.80	"	33.38	0.108	0.122	1.217
3	7.46	79.93	"	31.48	0.251	0.266	2.445	431	9.11	119.30	"	20.70	0.163	0.274	1.187
4	7.52	78.98	"	35.36	0.206	0.225	2.453	2	9.10	119.60	"	23.35	0.151	0.264	1.186
251	6.10	50.50	"	18.59	0.145	0.179	1.761	3	9.12	119.70	"	29.58	0.145	0.263	1.234
2	6.01	50.50	"	24.93	0.136	0.153	1.769	4	9.13	119.50	"	35.73	0.132	0.222	1.310
3	6.10	50.50	"	30.45	0.132	0.120	1.961	611	5.53	41.60	60.0	12.27	0.079	0.037	0.310
4	6.10	50.50	"	36.60	0.125	0.118	2.195	2	5.45	39.85	"	17.09	0.036	0.033	0.380
261	4.03	20.70	"	19.67	0.083	0.071	1.165	3	5.40	40.00	"	21.15	0.037	0.028	0.423
2	4.04	20.70	"	25.43	0.050	0.067	1.365	4	5.40	40.00	"	43.07	0.021	0.021	0.747
3	4.05	20.60	"	37.10	0.000	0.046	1.890	621	7.41	78.40	"	16.93	0.113	0.140	0.544
274	4.73	30.20	"	31.93	0.083	0.063	1.765	2	7.51	80.76	"	21.66	0.106	0.128	0.604
311	5.40	40.16	30.0	11.18	0.107	0.138	0.869	3	7.45	80.60	"	25.62	0.099	0.092	0.623
3	5.43	40.40	"	29.97	0.086	0.064	1.187	4	7.43	78.53	"	40.79	0.093	0.099	0.835
4	5.42	40.18	"	36.65	0.072	0.049	1.422	631	9.02	118.90	"	21.18	0.106	0.126	0.689
321	7.48	79.48	"	17.73	0.154	0.229	1.360	2	9.05	117.62	"	26.60	0.107	0.179	0.727
2	7.45	79.62	"	20.86	0.074	0.261	1.405	3	9.03	117.55	"	30.44	0.107	0.166	0.765
3	7.41	79.42	"	20.45	0.145	0.242	1.372	4	9.05	118.50	"	32.38	0.110	0.155	0.856
4	7.45	79.62	"	34.52	0.141	0.153	1.561	641	10.49	157.80	"	22.77	0.133	0.245	0.818
331	9.08	118.60	"	26.03	0.192	0.331	1.752	2	10.50	159.23	"	27.15	0.129	0.212	0.840
4	9.13	120.22	"	31.83	0.210	0.353	1.836	4	10.55	157.60	"	36.98	0.120	0.181	0.908

A: 越流水深 (cm)

Q: 総越流量 (l/s)

B: 水路幅 (cm)

D_L : 下流水位 (cm)

α : 側壁水面変動量 (cm)

β : 横断方向水位差 (cm)

D_{max} : 側水路内最高水位 (cm)

され側壁沿いの水面の時間断変動量も小さく横断水面形はほぼ一様と見なせる。縦断方向には側壁沿いの変動もなくほぼ一様勾配と見なせる状態を呈している。

Bタイプの場合、横断方向には流入水が拡散されず水束となって側壁にまで達しており、側壁沿いの水面の時間断変動量も大きい。横断水面形は堤体側と側壁側との水位差も大きくなって、安定したローラーを形成している。縦断方向には、側壁沿いに幾つかの水面の盛り上がりが見られる。この盛り上がりは時間的にも大きく変動しているが、側水路最上流端にはこの盛り上がりはみられない。縦断水面形は一様勾配とはいえず、側水路中央部が高くなっている。

2.2 縦断方向の水面形状

縦断方向の水面形状を求めるには、運動量方程式より

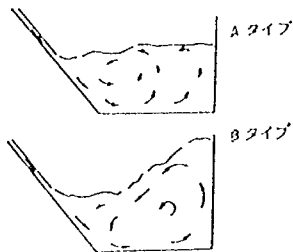


図-3 流れのパターン

導かれた式が一般に用いられている。

$$I - \frac{\tau_b}{\rho g R} + \frac{Q^2 h}{g A^3} \cdot \frac{dB}{dx} - \frac{P' Q q}{g A^3} - \left(1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}\right) \frac{dh}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに

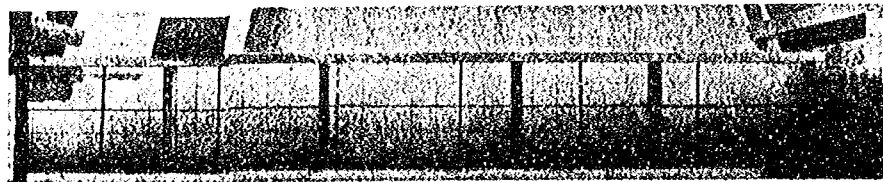
I : 側水路床勾配, τ_b : 底面上流方向に作用するせん断力, ρ : 水の密度, R : 径深, Q : 断面を通過する総流量, A : 流水断面積, h : 水深, B : 側水路底幅, q : 単位幅流入量, T : 水面幅, g : 重力加速度, P' : 側水路流下方向の流速補正項

(2)式のうち、第一項は側水路床の勾配について、第二項は摩擦項、第三項は側水路底幅の変化を表わす項であるが、本報告での水路条件を考慮するといずれも零あるいは無視し得るものであるため、本報告での水面形は次の(3)式で与えられる。

$$\frac{P' Q q}{g A^2} + \left(1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}\right) \frac{dh}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

さらに(3)式を無次元化すると次式が得られる

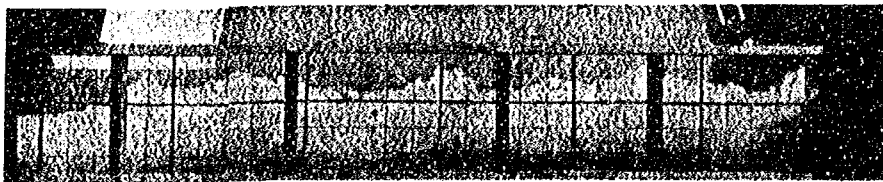
$$\frac{P' K l}{2(2+M \cdot d) \cdot d^2} + \left\{ N - \frac{K(1+Md)l^2}{(2+Md)^3 d^3} \right\} \frac{dd}{dl} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$



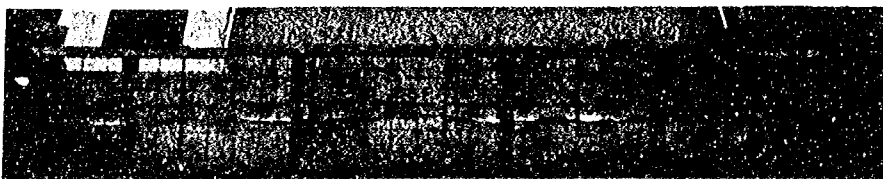
[CASE 334]
Bタイプ



[CASE 414]
Aタイプ



[CASE 631]
Bタイプ



[CASE 613]
Aタイプ

→ 流下方向

写真-1 側水路内の流況

ここに

$$K = \frac{(2+M)^3 N}{1+M} F_L^2, \quad F_L^2 = \frac{Q_L^2 T_L}{g A_L^3}, \quad M = m \frac{h_L}{B}$$

$$N = h_L/L, \quad l = x/L, \quad d = h_L/L$$

派字 L は $x=L$ における値であることを示しており
 m : 堤体面勾配, B : 側水路底幅, である。

(4)式を用いて、ルンゲ・クッタの方法により数値計算をすることによって側水路内の縦断方向の水面形が得られる。

本報告では、流入水と側水路流下方向との関係より P' の値として2を用いるのが適当と判断されるため、 $P'=2$ として数値計算を行ったが、流況観察より区分けされたAタイプ、Bタイプの両方とも実験値との整合性が悪い結果を得た(図-4)。 P' の値としてはむしろ1に近い値をとった方が実験との整合性は高い。しかし、 $P'=1$

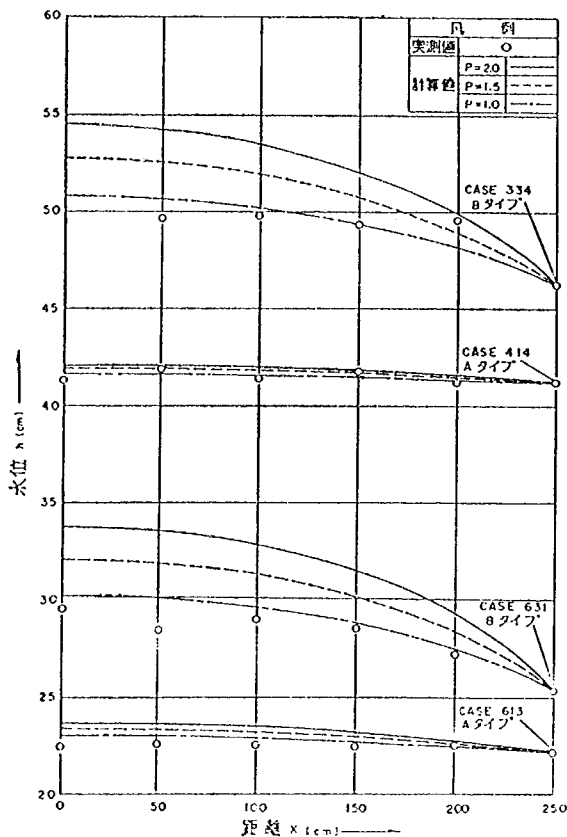


図-4 縦断方向の水面形状

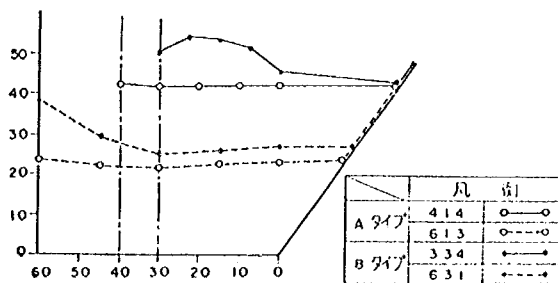


図-5 横断方向の水面形状

の物理的意味は横流入流速の側水路流下方向成分が Q/A と近似できる場合に相当するといふものであり、本実験では現実的假定でないことは明白である。

勝木³⁾が行った側水路に関する実験では、 P' の値として2をとるのが妥当であると報告しており、このことは物理的にも妥当な結論である。勝木が行なった実験範囲の $F-h_L/B$ の関係は図-2 の中に示す☆印に相当しているが、流入フルード数 f ($f^2 = H\sqrt{g'H}/q$, H : 落差, q : 単位幅越流量, g : 重力加速度) は1~3程度の範囲で実施しており、本報告での流入フルード数の範囲は10~30と大きくことなっている。一次元解析法による運動量式(2)では、横流入水の流入条件による効果を表わす項はないが、実際問題としては流入条件によって側水路内の流れがかわるのは当然であり、本報告のように流入フルード数が大きい場合、側壁沿の水面の盛り上がりさらには側水路内の流れのメカニズムなどの因子の影響が大きくなり、一次元解析法では実験データをまったく説明できないものと推察される(図-5)。これは参考文献⁴⁾の実験資料でも示されていることであり、側水路型減勢工の設計に一次元解析法を適用し難いことは容易に理解される。

2.3 横断方向の水面形状

横断方向の水理特性を検討するために、以下に述べる α, β という指標をとらえてみた

α : 側壁水面変動量

側壁沿の水面の変動を表わすもので、計測した断面の最高水位と最低水位の差を求め各断面の単純平均値として表わす。

なお、最高水位と最低水位の差として、本報告では最高水位と平均水位の差の2倍とした。

β : 横断方向水位差

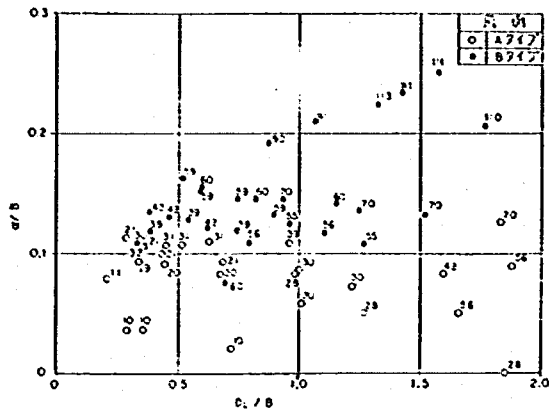
横断方向の水面の変動を表わすもので、計測した断面の平均水位のうちその差の最大値を求め各断面の単純平均値として表わす。

図-6、図-7 から明らかなように α, β の値は、下流水位 (D_L) と無次元化された流入量 (q^* : $q^* = q/B\sqrt{Bg}$) で規定される。すなわち前節で区分けされた流れのパターンについてAタイプの場合、 α, β とも側水路底幅の1割以内の値にあり、側水路内の流れが全体的に安定していることがここで示されている。また、 α, β の相関は α が小さければ β も小さくなっており、その相関は大きい。

3 側水路型減勢工の設計法

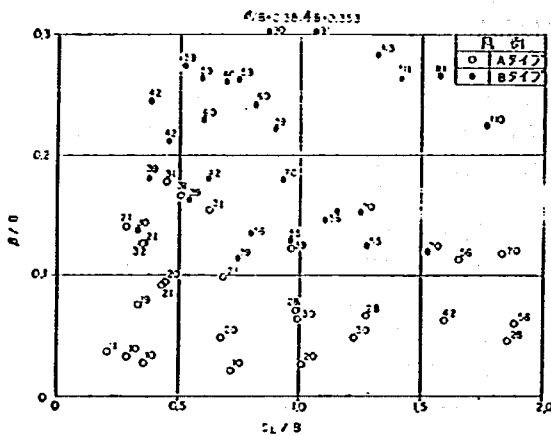
3.1 設計基準量

側水路型減勢工の設計において水理的に決定する必要がある量は側水路の底幅 B および壁高 H_w である。壁高 H_w は側水路壁沿いの各測定位置の時間的な最高水位を包絡するように決定すべきものであるが、第2章で検討されているように単位幅横流入量が流下方向に一定であれば、ほぼ水平な直線と考えても設計施工上大きなむだとはならない。このため、必要な壁高は側水路全長にわたって一定で、壁沿いに生じている最高水位 D_{max} に余



図中の数字は q_* を示している

図-6 $\alpha/B-D_L/B$ との関係



図中の数字は q_* を示している

図-7 $\beta/B-D_L/B$ との関係

裕を加えた値とすればよいことになる。

第1章で検討されているように側水路内の水理現象は重力の効果が支配的であると考えられるのでフルードの相似則に従うものとする。そこで、長さの基本量として側水路底幅 B を選択すると、 D_{max}/B は(5)式のように表わすことができる。(5)式右辺の第1項、第2項は側水路型減勢工の幾何学的条件、第3項、第4項は水理的条件を表わしている。

$$\frac{D_{max}}{B} = f_{unc} \left(\frac{H}{B}, \frac{L}{B}, \frac{D_L}{B}, q_* \right) \quad (5)$$

また、パラメータとして(6)式に示す4量を用いることもできる。

$$\frac{D_{max}}{B} = f_{unc} \left(F_L, \frac{D_L}{B}, f_r, q_* \right) \quad (6)$$

ただし、 q_* ：無次元単位幅流入量 $= q/B\sqrt{Bg}$ 、 f_r ：流入フルード数 (前出)、 F_L ：下流フルード数 (前出)、 D_L/B ：無次元下流水位。

さて、式(6)の右辺の第1変数および第2変数は下流の水理条件であるが、側水路の長さ L が固定されているため、今回の実験条件では独立ではない。このため、水理設計の基準量としては一方を除く必要があるが第2章での検討で示されているように、側水路内に生じる盛り上りが横流入水の噴流拡散現象と密接な関係があること

を考えると第2変数の D_L/B を選択するのが適当であろう。これは、側水路内の最高水位が側水路長さ L すなわち総流入量 $Q=qL$ に無関係であるということを考えても妥当な選択である。

実験では下流水位の設定位置が固定されているため下流水位として D_L/B を用いても意義があるが、本報告での結果に汎用性を持たせるには、通常の計算で求められる量を基準量とする必要がある。側水路型減勢工の下流水路あるいは減勢工は各ダムによりまったく異なるものと想定されるので、横流入のある側水路部分の末端で横流入水の影響がない条件の架空の水位 D_* を基準量とするのが適当と判断される。下流水位 D_L は実験で明らかのように横流入水の影響をほとんど受けていないので、これを初期条件として水面形方程式(2)の第2項と第5項だけを考慮して計算すれば D_* は十分な精度で求めることができる。図-8は D_L より計算された D_* と実験で得られた平均水位 D_F の関係を示したものである。 D_F は横流入水の影響を受けている量であり、 D_* との整合性は良くないことが理解される。

一方、式(6)の右辺の第3変数の流入フルード数 f_r と第4変数の無次元流入量 q_* は横流入水の水理条件であるが、両者の間には式(7)の関係がある。

$$f_r^2 \cdot q_* = (H/B)^{3/2} \quad (7)$$

今回の実験では、落差 H がほぼ固定されているため、両者は独立ではなく、水理設計の基準量としては一方を除く必要がある。本報告では設計基準量として q_* を選択し、以後の解析を進めているが、特に根拠があるものではない。

3.2 側水路壁高の推定式

前節で設計量 D_{max}/B に対する基準量として D_*/B および q_* が選択された。これら3量間の関係を重回帰分析すると次式が得られる。

$$\frac{D_{max}}{B} = 0.114 + 10.8q_* + 0.712 \left(\frac{D_*}{B} \right) \quad (8)$$

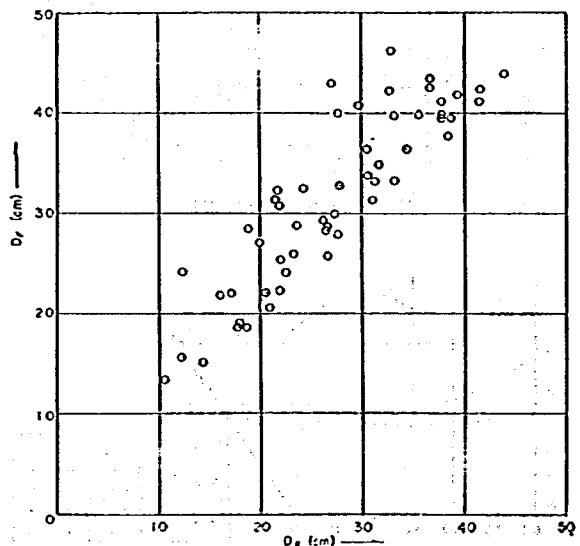
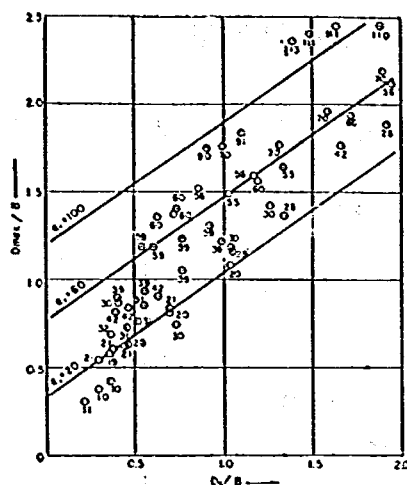


図-8 D_F-D_* との関係

図-9 D_{max}/B と D_s/B の関係

(8)式における重相関係数は 0.99 である。

D_s/B と D_{max}/B の関係を図-9 に示す。図中○印は実験データ、直線は推定式(8)によるものである。

側壁高の余裕を検討する場合、基準量として第2章で示した水面変動を示すパラメータ α/B を用いるのが適当である。 α/B も D_{max}/B と同様に重回帰分析により D_s/B および q_* との関係を求めると次式となる。

$$\frac{\alpha}{B} = 0.061 + 2.1q_* - 0.049\left(\frac{D_s}{B}\right) \dots\dots\dots (9)$$

設計量に対する余裕は水理模型実験における模型縮尺の効果を加味することであるが、側水路型減勢工ではフルードの相似則に乘らない空気混入現象および変動を規制する表面張力の効果が重要である。これらの物理現象の解析は十分に進展しておらず、余裕量を理論的に設定することは困難であるので、通常の減勢工の設計で用いられている設計方法に従って変動量 α の2割を余裕として設定することにする。ただし、側水路からの越水が堤体および基礎地盤に及ぼす影響の度合によってはこの値を変化させる必要が生じる。

以上の検討結果を踏まえると側壁高 H_w は次式で与えられることになる。

$$\frac{H_w}{B} = 0.13 + 0.7\left(\frac{D_s}{B}\right) + 11.2q_* \dots\dots\dots (10)$$

単位幅流入量を $9\text{m}^3/\text{s}$ 、 $14\text{m}^3/\text{s}$ および $20\text{m}^3/\text{s}$ (それぞれ越流水深 3m、4m および 5m に対応する) とし、計算末端水位を 15m とすると側水路底幅 10m、15m および 20m に対して設計側壁高として表-2 が得られる。

あとがき

側水路型減勢工に関する水理実験の結果から側水路の側壁高の設計計算式(10)式を提示した。この式の使用にあたってはその適用条件を十分に確認する必要がある。

この適用範囲は模型の幾何学的条件および解析資料として用いた実験データのパラメータ設定範囲から規制さ

表-2 計算結果

単位幅流入量	水 路 底 幅 B		
	10m	15m	20m
$9\text{m}^3/\text{s}$	22.0m	20.7m	20.3m
$14\text{m}^3/\text{s}$	27.6m	25.4m	24.3m
$20\text{m}^3/\text{s}$	34.4m	30.9m	29.1m

れるものである。整理して列挙すると以下のようになる。

- ① 側水路の底面は水平とし、底幅は一定とする。
- ② 単位幅流入量は流下方向に一定とする。
- ③ 無次元単位幅流入量 q_* は 10~110 程度とする。
- ④ 流入フルード数は 10~30 程度とする。
- ⑤ 末端水位 D_s は底幅 B の 0.2~2 倍程度とする。

側水路型減勢工はその設置目的から側壁勾配は鉛直として設計すべきものであり制約条件とはならない。また、側水路長 L および堤体下流面勾配については、第2章の検討で示されているように側壁高の設計には影響が小さく、側水路型減勢工が設置される重力式コンクリートダムではその範囲が限定され実験模型と同程度であると考えられるので制約条件とはしなかった。

①の制約条件は一般的に満たされるものではなく、地形条件等により段階状にし、底幅も変化させる必要が生じる事例もかなり認められる。これらは基本的には階段型導流部でありその設計法の中で取り入れる計画である。

自由越流頂からの初期放流量を規制し、下流河道への負担を軽減するために越流頂の標高を何種類かに分ける事例がある。この場合、単位幅流入量 q は一定でなく、基本的には(10)式は適用できないことになる。しかし、第2章での検討結果を加味すると、以下の手順で概略値を求めることは可能である。すなわち、

イ) D_s としては単位幅流入量が最下流端位置の計算水位とする。このとき、この位置より下流にも横流入がある場合には(3)式を用いる。

ロ) 最大単位幅流入量とイ) で求めた D_s を(10)式に代入して壁高 H_w を求める。

制約条件③④⑤は側水路型減勢工を用いる必要のある単位幅流入量の範囲 ($9\text{m}^3/\text{s} \sim 20\text{m}^3/\text{s}$) で通常考えられる側水路幅 (10m~30m) の下では十分に満たされていると考えてよい。

以上、側水路型減勢工の設計法としての設計計算式を求めたが、横流入水路の設計法との関係は明確にできず今後の課題として残っている。関係諸氏の御批判を頂ければ幸いです。最後に本報告の検討に際して御指導御協力をいただいた(財)建設技術研究所漆山敏二技師及びダム水工研究室の各位に感謝の意を表します。

参考文献

1. 高須修二；側水路型減勢工の水理設計，土木技術資料 22-7，1980
2. 森山利夫；実験用波面計とその適用，土木技術資料 20-3，1978
3. 勝木和徳；横流入水路の水理特性，土木技術資料 19-6，1977

張り出し部を有するダム放流管入口形状

柏井 条 介* 中 西 徹**

はじめに

洪水調節用放流管のように、ダム貯水池内ではほぼ静止状態にある水を高速な管路流へと導く場合、流入部には鐘形の流入口(ベルマウス)が設けられる。貯水池から管路へ移る流れは急変流であり、ベルマウスはこの流れの急変部における流線のはく離を防止し、管内圧をキャビテーションに対し安全なものとするとともに、入口での損失を減じるために設けられるものである。従ってその形状は急変流流線に沿ったものとする必要がある。このような急変流流線に沿ったベルマウスの合理的形状、すなわち、管内圧を大気圧以上に保ち、かつ流線の曲がりによる縮流を小さくする形状として、一般に鋭縁噴出孔から大気中への噴出流形状が基本に考えられており、通常は噴出流形状を近似した長円形状が用いられている。

長方形断面の放流管では、図-1(b)に示されるように上・下、側方の4方向での流線の曲がりに対しベルマウス形状を用いて対応させる四面ベルマウス形式の流入部が通常用いられる。本報文中で対象としている流入部形式は、このようなベルマウス形状を上面のみに使用する一面ベルマウス形式のもので(図-1(a))他の3方向での急変流に対しては、流入口上流側に張り出し部を設けて対応させようというものである。すなわち、流れの急変部を流入口上流側の流速が遅く、圧力の高い場所で生じさせることにより、流線のはく離に伴う流れの擾乱の影響を小さく抑えるとともに、圧力に対する安全を確保しようとするものである。この場合張り出し部は、流入口での流れを幅方向に一様な2次元流とするための整流効果を有している。

一面ベルマウス形式の流入部は、これまで比較的低水頭のオリフィスや放流管にしばしば用いられてきている。これは、複雑な曲線形状が一面ですむことや、設備を開水路による放流にも用いる場合には、側、下面のベルマウス形状では対処できない場合がある等の理由によるものであるが、近年これを高水頭の放流管に用いる必要が生じてきている。これは、洪水処理計画に多数の放流設備を地形や下流河道幅等により制約された所定の洪水吐き幅の中に収めなければならない場合、一面ベルマウス

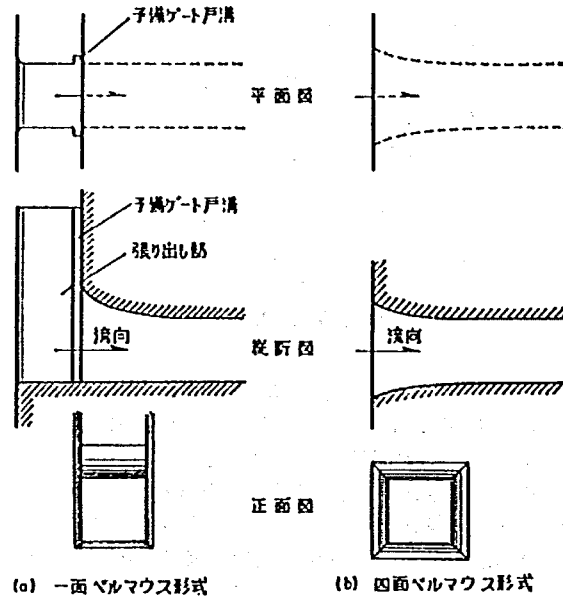


図-1 放流管流入部形式の説明図

がひとつの対応策となるからである。すなわち、放流管の放流能力が管出口の断面積、標高によりほぼ決まるのに対し、放流管が洪水吐き内で占有する幅は、放流管および主ゲートの点検、修理のため管入口に設けられる予備ゲート幅により決まり、同じ出口を有する四面ベルマウスと一面ベルマウスでは、幅方向の縮流の影響を管入口上流の張り出し部で受けもたせる一面ベルマウスの方が予備ゲート幅を小さくできるからである(図-1)。

これまで使用されてきた一面ベルマウス形式の流入部は、低水頭的设计条件であることから、圧力や入口断面の大小に対しての規制は小さく、上面ベルマウス形状の単純化が図られたり、越流形式での放流にみあう下面形状がまず決められることもあり、その合理的形状、水理機能については十分に把握されていない。また、入口上流側への張り出し規模の影響についても未だ体系立った調査が行われていないのが実状である。

今回、一面ベルマウス形式の流入部を高水頭の放流管に用いることを念頭に入れ、従来からベルマウス形状の基本とされている噴出孔からの噴出流形状の調査により合理的ベルマウス形状および必要張り出し規模について検討を行ったのでここに報告する。なお、一面ベルマウス形式の流入部形状は、張り出し部と合わせて考えるべきものであり、この場合、下面形状については必ずしも水平な平面と考える必要はないので上記のような表題と

* 建設省土木研究所ダムダム水工研究室研究員

** " " " " ダム水工研究室

Josuke Kashiwai and Toru Nakanishi: Conduit Entrance of Dam with training walls

した。

1 ベルマウス形状

1.1 実験概要

実験は、図-2に示されるように噴出孔側、底辺の上流側に厚さ 1.0cm の板による張り出しを設けて行い、噴出流水面形を測定した。噴出孔形状は 10.0×10.0cm の正方形であり、上辺は刃形形状となっている。また、張り出し規模は、噴出孔上流への張り出し長 $l=50.0\text{cm}$ 、上方への張り出し高 $h=35.0\text{cm}$ のものである。後に述べるように、ここで用いられた張り出し規模は、噴出孔での流れを幅方向に一樣な 2次元流と考え得る十分な大きなものである。

なお、以下で噴出孔形状および張り出し規模を表わす記号は図-2に示されるものを用いることとする。また噴出流形状を表わす座標としては図-3に示されるように上辺中央を原点とし、 x 、 y 、 z 軸としてそれぞれ水平下流方向、鉛直下方向、噴出孔上辺を対応させる座標を用いることとする。

1.2 貯水位の影響

本実験で検討する噴出流形状はベルマウス形状としてのものであり、検討の対象とする噴出流は噴出孔近傍におけるものである。このような噴出孔近傍の噴出流形状は、ある貯水位以上では変化しなくなることが一般に知られている。これは、貯水位が高くなると、重力による噴出流の落下や鉛直方向の圧力分布の影響が小さくなること、および境界条件を与える水面が噴出孔から遠くなりその影響が小さくなることによるものと思われるが、本実験においても、噴出孔高 a に対し $H/a \geq 6$ (H : 貯水位と噴出孔中心の標高差) であれば噴出孔近傍の噴出流形状および流量係数ともほぼ一定となり、 H の影響を受けなくなることが確認された。なお、本実験で検討の対象としている噴出流の範囲は噴出孔から噴出孔下流 a まで (後に示すが、噴出孔下流に水平な底面を設けた場合は底面末端から下流 a まで) を考えている。また、ここでの実験は噴出孔高 a を 10.0cm で固定してあるが、後に述べる張り出し規模の検討の際に噴出孔高を変化させた場合についてもこのことは確認されている。

本実験は高水頭におけるベルマウス形状を対象とするものであり、 $H/a=6$ の値はそれ程大きな値ではないので、以下では $H/a \geq 6$ の場合に対し検討を行い H の影響は無視することとした。

1.3 ベルマウス形状

図-4に大気中への自由噴出流形状を示す。図は y - z 面で切った断面形状を流下距離ごとに示したもので、自由噴出流の変形状況を知ることができる。(a)が本実験で得

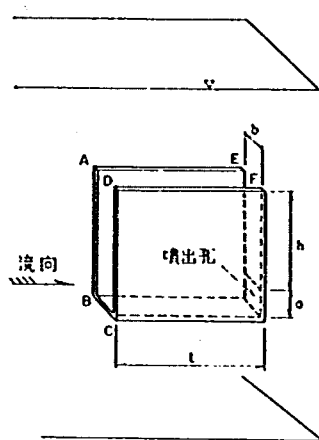


図-2 実験における張り出し部

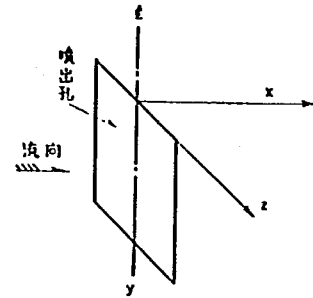


図-3 噴出流を表わす座標

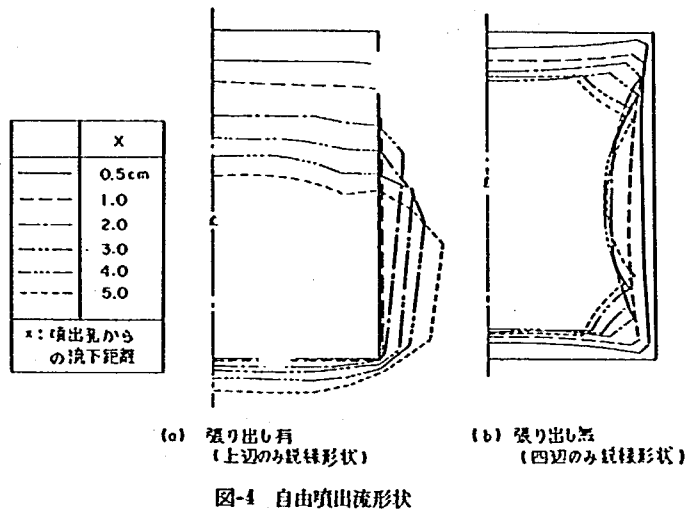


図-4 自由噴出流形状

られた張り出しを付けた場合のものであり、(b)は張り出しのない噴出孔四辺すべてが鋭縁な場合のものである¹⁾。張り出しの無い場合、噴出流は変形しながら噴出孔中心側へと収縮していく。これに対し、張り出しを付けた場合には、噴出孔側、底辺での水平方向の流れが上辺での鉛直下方への流れに押されるため、流れ全体が下方に向けられるとともに幅方向に拡げられていく。

このように張り出しを付けた場合の自由噴出流は幅方向に拡がる形状となるが、このような形状は、幅を小さくし、形状を単純なものとする本報文中のベルマウス形状の主旨に反するものである。従って、ここでの検討は噴出孔下流に鉛直な側壁を設け (図-5) 噴出流の拡がり拘束した場合に行うこととした。この場合、噴出流水面は幅方向にほぼ一定であり、流れは 2次元流として扱うことができる。

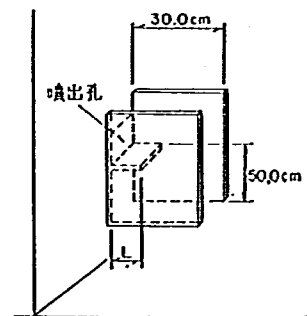
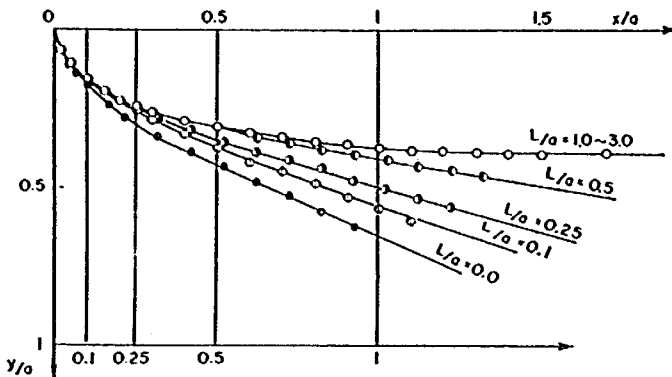
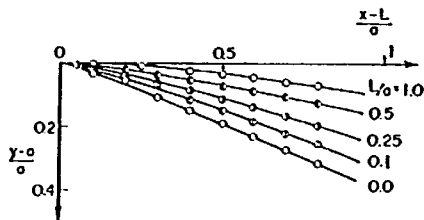


図-5 噴出孔下流の壁

図-6 噴出流上面形状の L/a による変化図-7 噴出流下面形状の L/a による変化

噴出孔下流の側壁と同様に、噴出孔下流に水平な底面を設けた場合にも噴出流は拘束されることとなる。図-6に底面水平長 L (図-5) による噴出流上面形状の変化を、図-7に下面形状の変化を示す。図-7は水平部末端からの形状を示したものである。先に示したように噴出流形状は水頭の影響を受けず、また流れは2次元と考えられるので、図では噴出孔高 a により長さを無次元化してある。図に示されるように、水平長が長くなるに従って噴出流は上方へ押し上げられ、水平部末端から下流の流れは水平へと近づいていく。噴出流上面形状は、 $L/a \geq 1$ においてほぼ一定となっており、 $L/a=1$ における水平部末端での流れはほぼ水平な平行流になるものと思われるが、下面形状には下向きの傾向が残っており、一概にはいえないようである。

図-8に $L/a \geq 1$ における噴出流上面形状と理論形状およびその実用近似曲線との関係を示す。図中曲線の(1)は自由流線形状として等角写像を用いて得られる2次元噴出孔からの噴出流形状であり²⁾、(2)、(3)は W. E. S. により実用曲線として求められた(1)の近似曲線³⁾で、(2)は2つの長円、(3)は単一の長円によるものである。これら曲線式を以下に示す。

$$x' = \frac{1}{2+\pi} \ln \frac{1+G}{1-G} - Gx \frac{2}{2+\pi} \dots (1)$$

$$y' = \frac{0.16}{0.41} \sqrt{1 - (0.82x' - 1)^2} \quad (0 \leq x' < 0.4023)$$

$$y' = \frac{0.08}{0.41} \sqrt{1 - (0.82x' - 1.2047)^2}$$

$$+ \frac{0.08}{0.41} \quad (0.4023 \leq x' \leq 1.4691) \dots (2)$$

$$y' = 0.4 \sqrt{1 - \left(\frac{5}{6}x' - 1\right)^2} \dots (3)$$

ここに $x' = x/a, y' = y/a$,

$$G = \sqrt{(2+\pi)y' - (1+\pi/2)^2 y'^2}$$

である。

いずれの曲線式も測定された噴出流形状を良く表わしており、ペルマウス形状としての採用が可能である。圧力的には(3)、(2)、(1)の順に不利であり、(1)は若干危険側にあると考えられるが、その評価については管路流による検討が必要である。

$L/a < 1$ における噴出流形状の変化に対してもポテンシャル理論による検討が可能であるが、ここでは実用上の便利さを考え、実験値から近似曲線式を検討することとした。

噴出流上面形状は図-6に示されるように、ある流下距離より下流はほぼ直線形状となる。底面水平長 L による噴出流形状の変化は、この直線部の水平に対する傾斜角に顕著に現われ、水平長が短い程傾斜角は大きくなる。また、傾斜角が大きい程曲線長は短くなる。従ってここでは、底面水平長のパラメータ L/a により傾斜角および曲線長を表わすこととした。また、曲線形状として長円形状を用いることとし、試行および統計処理の結果、実験値を表わす近似曲線として以下の式を得た。

$$y' = (0.4 - x_1' \tan \theta) \sqrt{1 - \left(\frac{x' - x_1'}{x_0'} - 1\right)^2} + x' \tan \theta \dots (4)$$

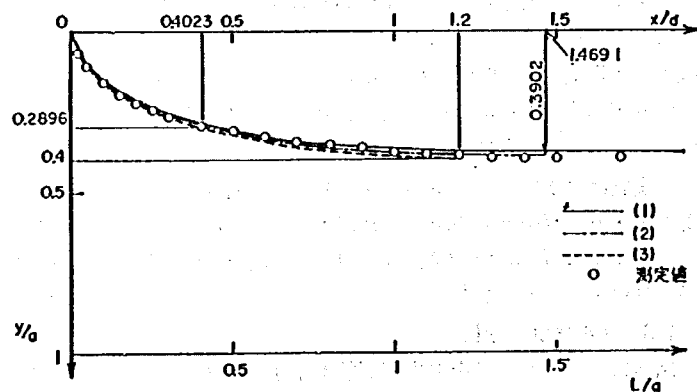
$$x_1' = 1.2 - 1.70 \tan \theta$$

$$x_0' = kx_1'$$

$$k = 0.7 \quad (L' \leq 0.5)$$

$$k = 0.7 + 0.3(L' - 0.5)/0.7 \quad (L' > 0.5)$$

$$L' = 1.2 - \left(\frac{\tan \theta}{0.327}\right)^{1/1.67}$$

図-8 噴出流上面形状 ($L/a \geq 1$)

ここに、 $x'=x/a$, $y'=y/a$, $L'=L/a$ である。また、 x_1' は $y'=0.4$ における x' 値、 x_0' は曲線部終端における x' 値、 θ は直線部傾斜角である (図-9)。なお、先に噴出流上面形状は $L/a \geq 1$ において変化しなくなることを示したが、ここでは L/a が大きい場合の長門の基本形状として(3)式を用いており、式の上では $L/a \geq 1.2$ において噴出流形状は変化しないものとして扱っている。

噴出流下面形状はほぼ直線であり、ここでは水平部と傾斜角 θ の直線を放物線で結ぶこととした。実験値より放物線式として次のものを採用した (図-9 参照)。ただし座標軸は上面形状と同じである。

$$y'-1=2.5 \tan \theta (x'-L')^2 \quad \dots\dots(5)$$

図-10に、以上の近似式を用いて表わされる噴出流形状と実験値の関係を示す。良く近似されているといえ、(4)、(5)式により、管軸を傾斜させる場合を含めて、張り出しを付けた場合の合理的入口形状を得ることができる。

なお、(4)、(5)式は入口断面高 a にて無次元化したもの

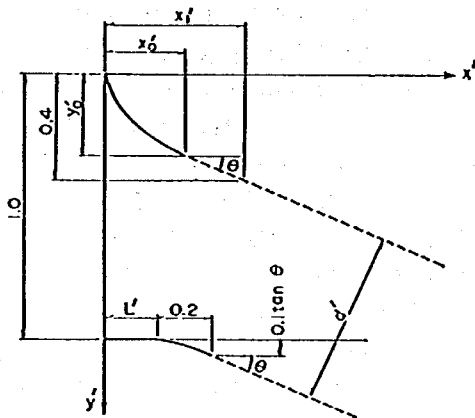


図-9 ベルマウス形状を表わす諸量

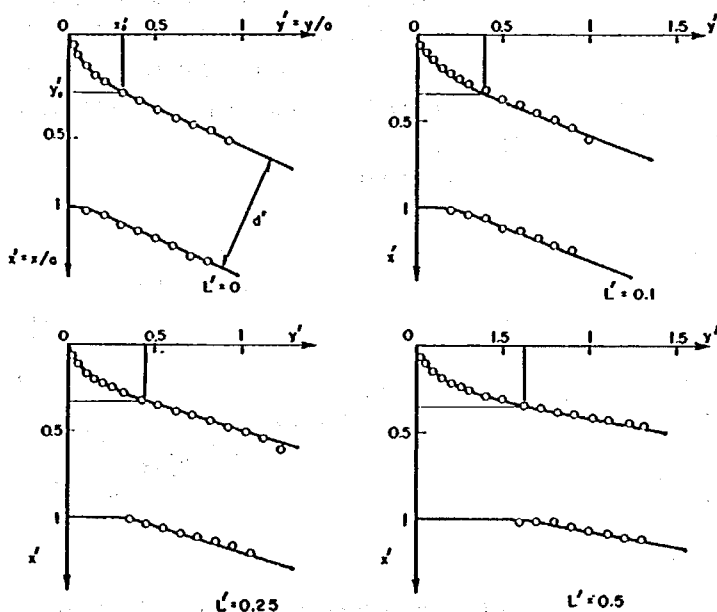


図-10 (4)、(5)式と実験値の比較

であるが、放流管の設計に際しては放流能力から出口断面が設計条件として与えられる。直線部における断面高 d (図-9参照) と a の関係は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \frac{y}{d'} &= \frac{d}{a} \\ &= \frac{1}{\sqrt{1+\tan^2 \theta}} \left\{ \left(\left(\frac{\tan \theta}{0.327} \right)^{1/1.61} - 1.70 \tan \theta - 0.1 \right) \tan \theta + 0.6 \right\} \end{aligned}$$

2 張り出し規模

2.1 実験概要

実験は 1.1 で示したと同様に噴出孔側、下辺上流に厚さ 1cm の張り出し板を設け、張り出し長 l 、張り出し高さ h を変化させて行った。用いた噴出孔形状は噴出孔幅 $b=10.0\text{cm}$ で固定しており、噴出孔高 a を 7.5, 10.0, 12.5, 15.0, 20.0cm と変えその縦横比を変化させた。実験はすべて大気中への自由噴出流にて行っており、噴出流水面形測定、張り出し部圧力測定および流況観察により張り出し規模の検討を行った。なお、以下の検討では張り出し板付け替えの便宜上噴出方向は鉛直下方 (即ち、噴出孔は水平) としたが、1.2 で示したように水頭 H が十分大きい場合には重力および貯水面の影響は小さいと考えられるので、噴出孔付近での流れは、噴出方向を水平とした場合と同様なものと考えて良いものと思われる。

以下では $H/a \geq 6$ の場合を対象に検討を行った。また、鉛直および水平方向の記述は、説明を簡単にするため噴出方向を水平とした場合と同様に用いることとする。

2.2 噴出流流況と本報文での必要張り出し規模の意味

張り出し規模の噴出流への影響は、張り出し板上流端での流線の曲がりおよびはく離に伴う乱れの影響としてとらえることができるが、これらの影響が噴出孔まで達すると、その影響は噴出流水面上に顕著に現われる。図-11 (1)~(4)は底面での影響に対し示したもので、これにより張り出し規模と噴出流流況の関係を説明する。張り出し規模が十分大きい場合 (図-11(1)) から徐々に規模を小さくしていくと、まず噴出流水面上に多数の衝撃波が生じるようになり水面が乱れ始める (図-11(2))。これは噴出孔位置において圧力変動が生じるためと思われる。更に小さくしていくと、噴出流は噴出孔上流の張り出し部途中において局所的、瞬間的に

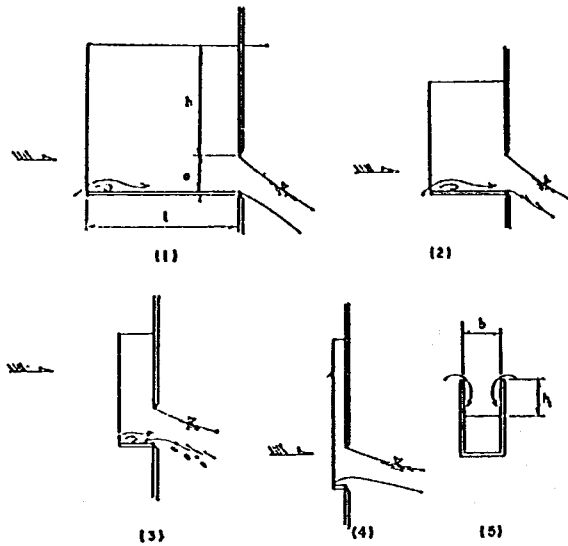


図-11 張り出し規模と流況

離れるようになり水面が非常に乱れる (図-11(3))。これは、張り出し部壁面上に負圧が生じるためと思われるが、張り出し規模が小さくなるに従って離れる位置は上流側に移っていき、張り出し上流端に達するようになると (図-11(4)) 噴出流形状は図-4(b)へと近づいていく。

以上示されるように、張り出し規模が小さいとその影響は噴出流水面の乱れ、噴出流形状の変化として現われる。流況観察によれば、噴出流水面への乱れの影響をなくすためには $l/a \geq 5.0$, $h/b \geq 3.0$ 程度のかかなり大きな張り出し規模が必要となるが、管路流における乱れの影響の評価は程度の問題でありそれ程容易ではない。また、構造等の条件から影響がなくなる程度の張り出し規模を設け得ない場合には、入口形状、張り出し先端形状によりこれに対処することも可能なものと考えられるが、ここでは 1.3 で得られたベルマウス形状が放流管入口の設計上留意すべき項目のうち、(1)管内圧を大気圧以上としキャビテーションに対し安全なものとする。(2)放流能力を確保しつつ管断面積を小さくする。(3)放流管製作、据付の関係から入口形状をできるだけ単純化する。の 3 点を満足する合理的形状に近いものであると考え、1.3 で得られた噴出流形状、あるいは放流能力を維持できる程度の規模、具体的には噴出流形状あるいは流量係数が張り出し規模の影響を受けない最小の規模 (流況としては明確ではないが、(2)と(3)の境界程度に相当) として必要張り出し規模を考え以下の検討を行った。すなわち、これより張り出し規模が小さい場合には 1.3 で得られた形状と比較して、管断面積を大きくする、あるいはベルマウス下面や張り出し先端部に複雑な曲線を設ける等の配慮が必要になるものと思われる。

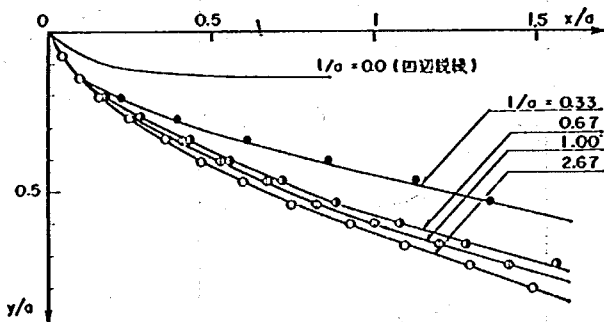
2.3 必要張り出し長

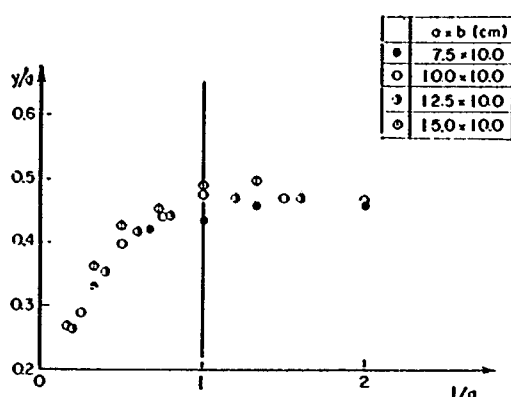
張り出し上流端での流線の曲がりおよびはく離は、図-2における上辺 AE, DF, 側辺 AB, CD, 底辺 BC において生じる。このうち張り出し長 l を小さくすると、側辺および底辺のものが噴出流に影響を与えることになるが、流れのまわり込む角度および流速は底辺程大きく、また、噴出孔までの流下距離も底辺程短くなるため、その影響は底辺におけるものが顕著に現われるものと思われる。実際、張り出し長を小さくしていった場合、噴出流水面の乱れは噴出流下面において生じ、上面はほとんど乱れないことが観察された。また、張り出し部の圧力調査によれば、張り出し先端付近で生じる圧力低下および低下する範囲は、底面において最も大きくなること示されている。

張り出し板上流端での流線の曲がりの影響が噴出孔に達するようになると、また噴出流が噴出孔上流底面ではなく離れるようになると、噴出流形状が変化し、1.3 で求めた流入部形状の妥当性が失われることとなる。図-12に張り出し長 l による自由噴出流形状の変化例を示す。ここでの張り出し高 h は十分大きいもので ($h/b=3.0$) 図に示される形状は噴出流上面中央 ($z=0$) におけるものである。また、長さの諸量に対する代表長さとしては、底辺における流線の曲がりおよび乱れの影響が支配的であり、側辺のものは影響が小さいと考えられることから噴出孔高 a を用い (図-11)、これにて無次元化してある。図より l/a が小さい程上面形状は水平に向き、四辺鋭角噴出孔の場合に近づいていくことがわかる。

図-13は流下距離 $x/a=0.6$ の位置における噴出流上面中央の y/a 値を l/a に対しプロットしたもので、張り出し長に対する噴出流形状の変化状況を知ることができる。噴出孔形状が異なると、自由噴出流形状、すなわち y/a 値は若干異なるが、 $l/a \geq 1$ における値はいずれも一定となっており、噴出流形状は張り出し長の影響を受けなくなる。従って $l/a \geq 1$ とすれば、ベルマウス形状として張り出し長の十分長い場合のものをを用い得ることがわかる。

2.4 必要張り出し高

図-12 張り出し長 l による自由噴出流上面形状の変化 (噴出孔断面 $a \times b = 7.5 \times 10.0 \text{ cm}$)

図-13 $L/a \sim y/a$ ($x/a=0.6$) の関係

張り出し高 h を小さくしていくと、張り出しの上辺 AE, DF (図-2) における流線の曲がりおよび乱れが、噴出流に影響を与えるようになる。すなわち、張り出し長 l が小さい場合の乱れの影響が噴出流下面に生じるのに対し、張り出し高 h が小さい場合は、噴出流上面隅部において生じる (図-11(5)参照) が、噴出流に与える影響範囲は小さく、張り出し長 l が小さい場合のように噴出流全体が変化するような顕著な影響とはならないため、ここでは流量係数により検討を行うこととした。

図-14に張り出し長が大きい場合 ($l/a=1.0 \sim 2.7$) の流量係数 $C=Q/ab\sqrt{2gH}$ と張り出し高 h の関係を示す。代表長さとしては、張り出し上辺からの影響が支配的であると考えられることから (図-11(5)), 噴出孔幅 b を用いている。噴出孔形状が異なると流量係数も異なってくるが、いずれの噴出孔形状においても $h/b < 1$ では流量係数が小さくなり放流能力が低下することがわかる。これは、流れが張り出し部ではく離するためと考えられ、従って 1.3 で得られた流入部形状を妥当なものとするためには、 $h/b \geq 1$ 程度の張り出し高が必要なものと考えられる。

3 まとめ

張り出し部を付けた場合の放流管入口形状について張り出し規模、ベルマウス形状の検討を行った。主な結果

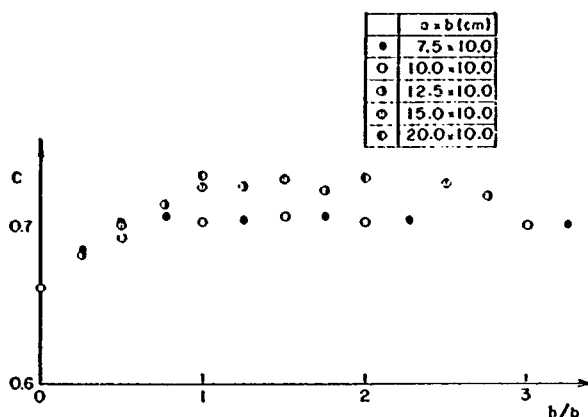


図-14 流量係数の張り出し高による変化

は次の2点である。

- 1) 上, 下面のベルマウス形状として, (4), (5) 式の長円および放物線形状を用いれば合理的な設計が期待できる。
- 2) 1) の入口形状は張り出し規模が $l/a \geq 1$, $h/b \geq 1$ において合理的と考えられる。

おわりに

本報文での検討は、噴出流にて行っており、得られたベルマウス形状の水理特性および張り出し規模の実際の影響については、管路流の実験により検討を行う必要がある。また、張り出し先端形状、戸碁形状等は残された問題であり、引き続き検討していく予定である。

最後に、本実験を進めるにあたり御協力いただいたダム水工研究室関係諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村幸雄, 中川博次, 酒井孝一 “堰堤放水管に関する研究(6)” 土木研究所報告, 1961.
- 2) Lamb, “Hydro dynamics” 6th. ed. Dober, New York. 1945
- 3) Davis, Sorensen, “HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS” THIRD EDITION

巖木ダム洪水吐き水理模型実験
報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2309号
昭和61年2月(1986)
ダム水工研究室 高須修二

要旨 本報告書は、昭和53年度から昭和60年度にわたって実施した巖木ダム（松浦川水系、重力式コンクリートダム）洪水吐きの水理設計および水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

巖木ダムは集水面積が33.7km²と小さいため、洪水調節用放流設備および非常用洪水吐きの操作性が重要である。このため、高圧放流管に加えて比較的低下のオリフィスの配置、あるいは非常用洪水吐きに自由越流堤の採用等の配慮がなされている。

水理模型実験は、自由越流堤の採用に伴い必要となった特殊な減勢工（側水路型減勢工）を主体として、高圧放流管およびオリフィスの機能の検討を行ったもので、最終的に、巖木ダムに適当な洪水吐きの配置・形状が提示されている。

キーワード：巖木ダム、ダム水理模型実験、洪水吐き、側水路型減勢工、オリフィス、放流管、ドラムゲート、自由越流堤

郵便はがき

は40
円切
手
を
い
。っ
て

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
ダム水工研究室御中

茨城県筑波郡豊里町
大字旭一番地

No. 19

No. 19

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2309号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印