

土 木 研 究 所 資 料

辺野喜ダム利水放流設備水理模型実験報告書

昭 和 59 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

ダム部ダム水工研究室

Copyright © 1984 Fiscalyear 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

本報告書は沖縄総合事務局の依頼により、昭和56年度から昭和58年度に亘って建設省土木研究所ダム水工研究室の担当で実施した、辺野喜ダム利水放流設備水理設計および水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

内容は次のとおりである。

- 1) 主ゲートの規模
- 2) 減勢工の形状・規模
- 3) 減勢工及び導水路の側壁の高さ
- 4) 導水路に設ける余水吐きの形状・規模

昭和59年3月

建設省土木研究所
ダム部ダム水工研究室

佐 藤 勝

目 次

まえがき	
第1章 辺野喜ダム利水放流設備の概要	1
第2章 利水放流設備の水理設計	5
第1節 設計の考え方	5
第2節 放流設備の設計(ジェットフローゲートの口径の決定)	6
第3節 減勢工の設計(ジェットフローゲートの水中減勢工)	11
第4節 余水吐きの設計	13
第3章 水理模型実験(その1)	15
第1節 実験目的と内容	15
第2節 実験方法	16
第3節 実験結果	18
第4章 水理模型実験(その2)	29
第1節 実験目的と内容	29
第2節 実験方法	30
第3節 実験結果	32
第5章 検討結果	47
第6章 貯水位低下放流時の連絡調整水路への取水について	49
第1節 概 要	49
第2節 トンネルの流下能力	50
第3節 横越流型余水吐きの放流能力の計算	54
第4節 流況の検討	57
第5節 ま と め	62
写 真 集	63
参考資料	67

第 1 章

辺野喜ダム利水放流設備の概要

第1章 辺野喜ダム利水放流設備の概要

辺野喜ダムは、沖縄本島の北部国頭郡国頭村辺野喜を流れる辺野喜川の中流に建設される重力式コンクリートとロックフィルの複合タイプの多目的ダムである。総貯水容量は450万 m^3 で、このうち貯水位E.L. 163.5 m～173.0 mの間の容量160万 m^3 を使って、都市用水および不特定用水として利水補給を行う計画である。

利水放流設備は、図-1に示すとおり全管路型放流管で、出口に取り付けたジェットフローゲートにより流量制御を行う。ジェットフローゲートからの放流水は、減勢工で減勢されたのち導水トンネルを経て系列ダムに補給される。また、その一部は下流河道に維持用水として放流される。

なお、利水放流設備は貯水位低下用放流設備を兼ねており、導水トンネルの流下能力を上回る放流を行うときは、余水吐きを用いて河道へ放流する。

利水放流設備の主要諸元は次のとおりである。

主設備

放流管形式	堤体内設置全管路型放流管（径1,200 mm）
主ゲート	ジェットフローゲート（径1,000 mm）
副ゲート	スルースゲート（径1,200 mm）
減勢工	水中減勢工
呑口標高	E.L. 158.000 m
ゲート中心標高	E.L. 155.000 m
設計流量	4.17 m^3/s （都市用水4.0 m^3/s 、不特定用水0.17 m^3/s ） ただし、導水トンネルの能力に合わせて5.0 m^3/s までは減勢できる減勢工とする。
導水トンネル	ホロ型断面（幅2.0 m、高さ2.0 m）、勾配1/1000

小容量放流用設備 ……主設備の操作頻度を減らすとともに、微小開度放流を避けるために0.4 m^3/s までの流量を放流する目的で設置した小口径の放流設備

管路	主設備の主ゲート上流より径360 mmの管で分岐
ゲート	ジェットフローゲート（径300 mm）
減勢工	水中減勢工（主設備とは独立）
設計流量	0.4 m^3/s
放流方法	減勢した後に主設備の減勢工内へ導いて放流する。

図-1a 辺野喜ダム利水放流設備概要図(平面図)

図-1b 辺野喜ダム利水放流設備概要図(断面図)

第 2 章

利水放流設備の水理設計

第2章 利水放流設備の水理設計

第1節 設計の考え方

本報告書で設計を行うのは次の4つである。

- 1) ジェットフローゲートの口径
- 2) 水中減勢工の形状、寸法
- 3) 減勢工および導水路の側壁高さ
- 4) 導水路に設ける余水吐きの形状、寸法

これらのうち1)をのぞく3つを決めるためには、単に水理計算だけでは設計することが難しい。これらに関わる水理現象は、色々な要素が複雑に影響し合っているためである。そのため、2)、3)、4)の設計は水理計算により概略の設計を行ったのち、水理模型実験を行って細部を詰めてゆく必要がある。(第3節～第4節)

ジェットフローゲートの口径は放流設備の放流能力に關与する。水中減勢工を使用する場合、ゲート面の上下流いづれにも水頭が作用しており、その水頭差とゲートの形状と寸法で放流量が決まる。そのためジェットフローゲートの口径の設計に当っては、まず管路による損失計算を行い、さらに、下流背水頭を求めるため、導水トンネルの流下能力曲線の計算を行った。(第2節)

第1章で述べたように、本放流設備は貯水位低下用の放流設備も兼ねており、それぞれの使用条件、つまり設計条件は次のとおりである。

1) 利水放流時

貯水池水位……………最低水位 (E L. 163.5 m) ～常時満水位 (E L. 173.0 m)

下流背水位……………下流導水トンネルのH～Qによる。(2.2.3 参照)

放流量……………最大 5.0 m³/s

2) 貯水位低下時

貯水池水位……………最低水位 (E L. 163.5 m) ～常時満水位 (E L. 173.0 m)

下流背水位……………導水路部に設置する横越流型余水吐きのH～Qによる。

放流量……………常時満水位でゲート全開にしたときの放流量が最大。

なお、5.0 m³/s を越える放流をするときは、基本的には導水トンネルを閉じて全量を余水吐きから放流するものとする。

小容量放流用設備については本報告書では特に検討していない。これは、減勢工の規模が対象流量に比較して充分にとれるので、水理計算の検討のみで設計しても差しつかえないからである。

第2節 放流設備の設計（ジェットフローゲートの口径の設計）

2.2.1. 水中放流における放流量計算式

ジェットフローゲート水中放流の場合の放流量は一般に次式で求められる。

$$Q = C \cdot A_o \cdot \sqrt{2g(H_u - H_L)} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、

Q ; 放流量 (m^3/s)

C ; 流量係数

A_o ; ゲート全開時の開口面積 (m^2)

H_u ; ゲート上流面水頭 (E L. m)

H_L ; 下流面背水頭 (E L. m)

なお、ゲート上流面水頭は、貯水位を H_w 、管路の損失水頭を H_E とすると次式となる。

$$H_u = H_w - H_E \quad \dots\dots\dots(2)$$

2.2.2. 放流管路の

損失の計算

辺野喜ダムの利水放流管の管路形状を図-2に示すとおりとすると、管路の損失計算は次のように計算される。

(水理公式集、発電編、参照)

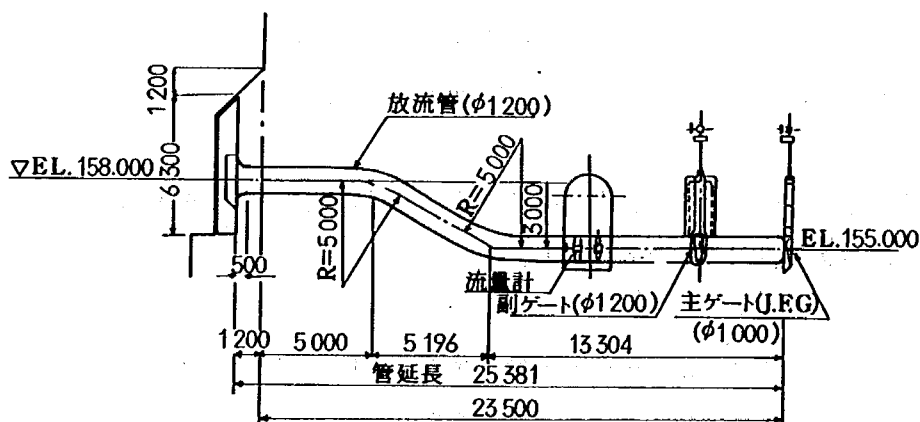


図-2 利水放流管の管路形状

1) スクリーン通過損失水頭 ; h_s

$$\left\{ \begin{array}{l} h_s = K \cdot f_s \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A_s} \right)^2 \\ f_s = \beta \cdot \sin \theta \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \end{array} \right.$$

ここで、

K ; 割増し係数 (=3)

f_s ; スクリーン損失係数

g ; 重力加速度 = 9.8 m/s^2

Q ; 流量 (m^3/s)

A_s ; スクリーン通過流水断面積 = 10 m^2

β ; スクリーンのバーの形状係数 = 2.34 (長方形断面)

t ; スクリーンのバーの板厚 = 1.0 cm

b ; スクリーンのバーの間隔 = 10.0 cm

θ ; スクリーンのバーの角度 = 90°

よって、

$$h_s = 3 \times 2.34 \times \sin 90^\circ \times \left(\frac{1}{10}\right)^4 \times \frac{1}{2 \times 9.8} \times \left(\frac{Q}{10}\right)^2 = 0.166 \times 10^{-3} Q^2 \text{ (m)}$$

2) 流入損失水頭 ; h_e

$$h_e = f_e \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A_o}\right)^2$$

ここで、

f_e ; 流入損失係数 = 0.1 (丸味つき円形断面)

A_o ; 管路断面積 = $0.25 \times \pi \times 1.2^2 = 1.131 \text{ m}^2$

よって、

$$h_e = 0.1 \times \frac{1}{19.6} \times \left(\frac{Q}{1.131}\right)^2 = 3.99 \times 10^{-3} Q^2 \text{ (m)}$$

3) 曲がり損失水頭 ; h_b

$$h_b = m \cdot f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A_o}\right)^2$$

ここで、

m ; 曲がりの数 = 2

$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \times \left(\frac{1.2}{5.0}\right)^{\frac{7}{2}} = 0.132$$

$$f_{b2} = \left(\frac{30^\circ}{90^\circ}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.577$$

よって、

$$h_b = 2 \times 0.132 \times 0.577 \times \frac{1}{19.6} \times \left(\frac{Q}{1.131}\right)^2 = 9.94 \times 10^{-3} Q^2 \text{ (m)}$$

4) 摩擦損失水頭 ; h_f

$$h_f = \frac{124.5 \times n^2 \times L}{D^{4/3}} \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A_o}\right)^2$$

ここで、

n ; マンニングの粗度係数 = 0.012

L ; 管路長 = 25.381 m

D ; 管径 = 1.2 m

$$\text{よって、} h_f = \frac{124.5 \times 0.012^2 \times 25.381}{1.2^{4/3}} \times \frac{1}{19.6} \times \left(\frac{Q}{1.131}\right)^2 = 14.23 \times 10^{-3} Q^2 \text{ (m)}$$

5) 全損失水頭 ; H_L

$$H_L = h_s + h_e + h_b + h_f = 0.0283 Q^2 \dots\dots\dots (3)$$

2.2.3. 導水トンネルの流下能力曲線

導水トンネルの流下流量とトンネル内の水位の関係を求める。トンネルの長さは十分に長いので、トンネル内の水深は等流水深と考えてよい。計算はマンニングの公式を用いて行うものとする。

1) トンネル断面

図-3に導水トンネルの断面を示す。

i) 水深； $H \leq 1.0$ mの場合

$$\begin{cases} A = BH \\ L = 2H + B \\ R = \frac{A}{L} = \frac{BH}{2H + B} \end{cases} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、

A；通水断面積 (㎡)

B；トンネル底幅 = 2.0 m

L；潤辺長さ (m)

R；径深 (m)

ii) $1.0 \text{ m} < H \leq 2.0 \text{ m}$ の場合

$$\begin{cases} A = BH_0 + r^2 (\theta + \sin \theta \cdot \cos \theta) \\ L = 2H_0 + B + 2r\theta \\ R = \frac{A}{L} = \frac{BH_0 + r^2 (\theta + \sin \theta \cdot \cos \theta)}{2H_0 + B + 2r\theta} \end{cases} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、

H_0 ；トンネル側壁の直立部の高さ = 1.0 m

r；トンネル上部の半円半径 = 1.0 m

θ ；図-3 参照 (rad.)

2) 等流水深の計算

マンニングの公式よりトンネルの流下流量Qは次式のように表わされる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

n；マンニングの粗度係数 = 0.014 (コンクリート巻立水路)

I；路床勾配 = 1/1,000

(6)式に(4)、(5)式を代入して導水トンネルの流下流量とトンネル呑口の水位の関係を計算した結果が表-1および図-4である。これより、 $Q = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にはトンネル呑口での水位がEL. 159.6 mとなることがわかる。

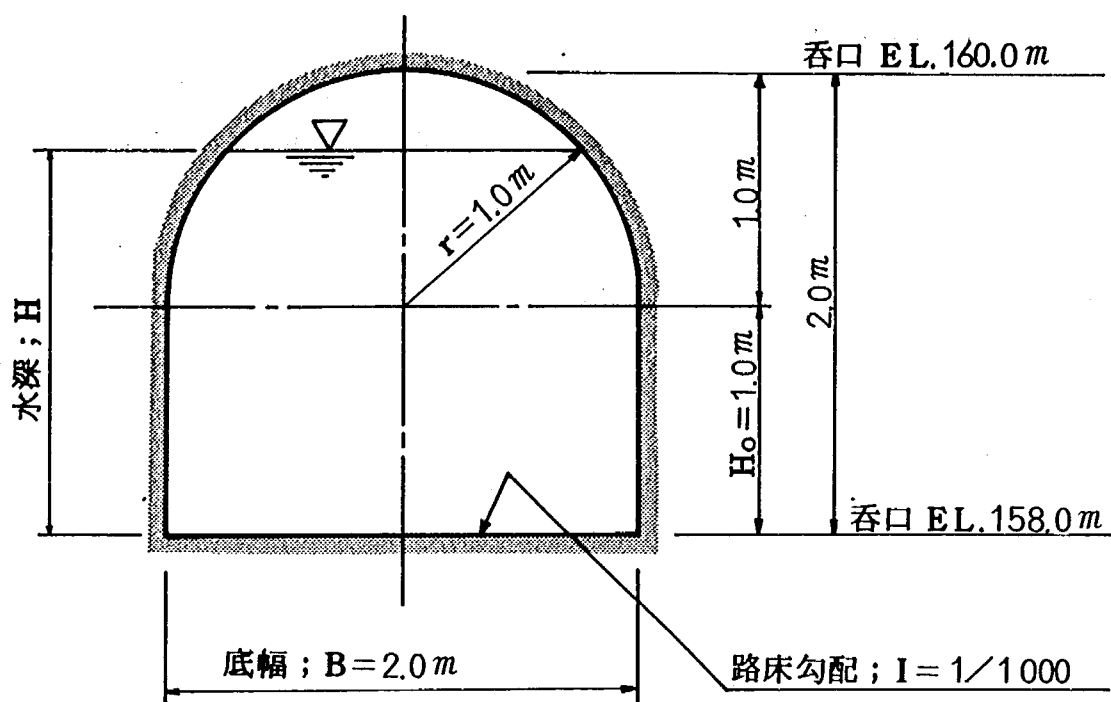


図-3 導水トンネルの断面形状

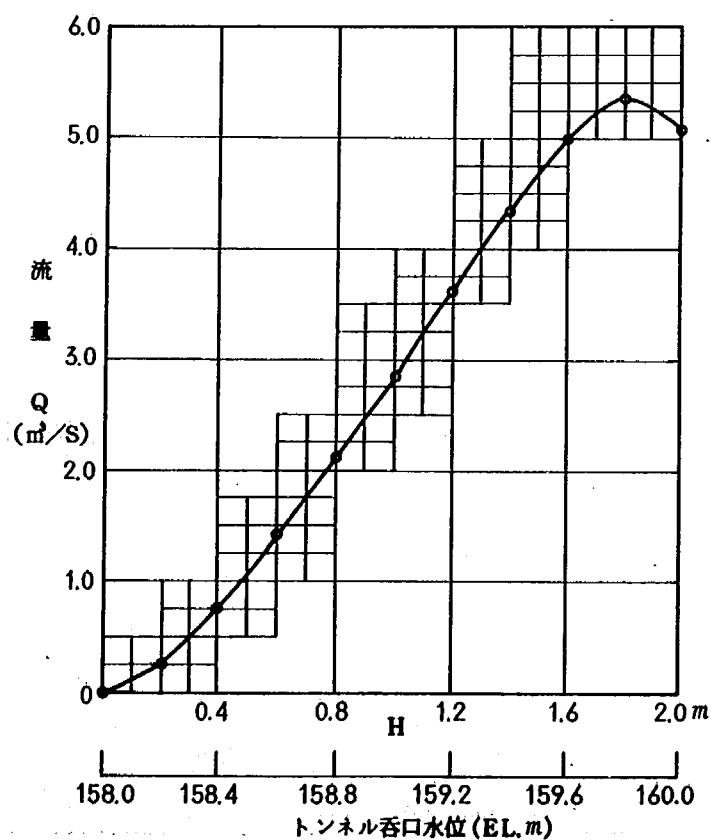


図-4 導水トンネルのH~Q

表-1 導水トンネルの等流計算結果

H ^m	トンネル 呑口水位	A ^{m²} (通水 断面積)	L ^m (溝辺長)	R ^m (径深)	Q ^{m³/s} (流量)
0.2	W.L. 158.200	0.400	2.400	0.167	0.274
0.4	W.L. 158.400	0.800	2.800	0.286	0.784
0.6	W.L. 158.600	1.200	3.200	0.375	1.410
0.8	W.L. 158.800	1.600	3.600	0.444	2.105
1.0	W.L. 159.000	2.000	4.000	0.500	2.846
1.2	W.L. 159.200	2.397	4.403	0.545	3.611
1.4	W.L. 159.400	2.778	4.823	0.576	4.344
1.6	W.L. 159.600	3.124	5.287	0.591	4.967
1.8	W.L. 159.800	3.407	5.855	0.582	5.365
2.0	W.L. 160.000	3.571	7.142	0.500	5.081

2.2.4. ジェットフローゲートの口径の決定

ジェットフローゲートの全開時の流量係数は、今までの実験結果[※]から0.81～0.85の値をとることが知られている。これは様々な測定条件の違いや、上流面圧力の基準断面のとり方の差によることが多いと考えられるが、設計上は次のようにとればよいと考える。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ゲート上流面圧力基準断面} \cdots \cdots \cdots \text{ゲート面から } 1.0 \text{ } D \text{ (ゲート口径) 上流の断面} \\ \text{流量係数} \cdots \cdots \cdots 0.84 \end{array} \right.$$

辺野喜ダムの場合、貯水位 E.L. 163.5 m で 5.0 m³/s 放流し、そのときの下流背水位が E.L. 159.6 m なので(1)、(2)、(3)式よりゲート口径 D を求める。

$$5.0 = 0.84 \cdot \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{19.6 \times (163.5 - H_E - 159.6)}$$

$$H_E = 0.0283 \times (5.0)^2 = 0.708 \text{ m}$$

よって、

$$D = 0.98 \text{ m} < 1.0 \text{ m}$$

ジェットフローゲートの口径は 1,000 mm とする。

常時満水位でゲートを全開にしたときの放流量 Q_{max} は、下流背水頭を E.L. 160.4 m とすれば、

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{max} = 0.84 \times 0.785 \times \sqrt{19.6 \times (173 - H_E - 160.4)} \\ H_E = 0.0283 \times (Q_{max})^2 \end{array} \right.$$

よって、

$$Q_{max} = 9.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。

※ 中沢顕司、五十川政志：ジェットフローゲートの水理特性に関する試験報告、土木技術資料 vol.19

第3節 減勢工の設計（ジェットフローゲート水中減勢工の設計）

ジェットフローゲート水中減勢工は、背水深の確保された水槽内にジェットフローゲートから水中放流させ、噴流拡散やバップルピアなどによる強制的な渦の発生を利用してエネルギーの減勢を行う形式である。

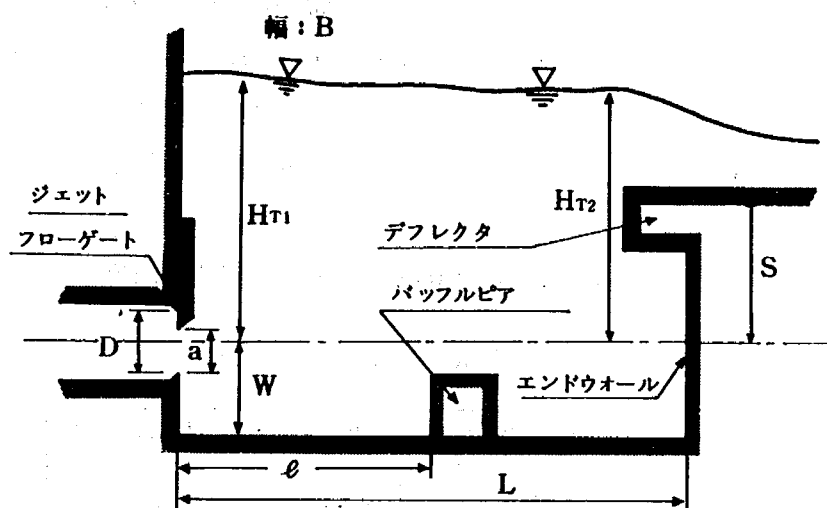


図-5
ジェットフローゲート水中減勢工説明図

ジェットフローゲート水中減勢工の設計に係る幾何学的要素は次のとおりである。(図-5 参照)

- D ; ジェットフローゲートの口径
B ; 減勢工の幅
L ; 減勢工の長さ
 H_T ; 背水深
W ; 管軸から計った底面の深さ
S ; エンドウォールの高さ
 ℓ ; バッフルピアの位置 (ゲート面からピア前面までの距離)
バッフルピアの形状
デフレクタの形状

本水中減勢工の設計条件は次のとおりである。

- ジェットフローゲート口径 ; $D = 1.0 \text{ m}$
- 設計流入流速..... $V_o = \frac{Q}{\pi D^2/4} = \frac{5.0}{0.785} = 6.37 \text{ m/s}$
- 最大流入流速..... $V_{max} = \frac{Q_{max}}{\pi D^2/4} = \frac{9.3}{0.785} = 11.8 \text{ m/s}$
- 設計流入フルード数..... $F_o = \frac{V_o}{\sqrt{gD}} = \frac{6.37}{\sqrt{9.8 \times 1.0}} = 2.0$
- 最大流入フルード数..... $F_{max} = \frac{V_{max}}{\sqrt{gD}} = \frac{11.8}{\sqrt{9.8 \times 1.0}} = 3.8$
- 減勢工水位..... EL. 159.600 m (5.0 m³/s 放流時)

流入フルード数が2.0～5.0の場合に必要なジェットフローゲート水中減勢工の各寸法は表-2に示す値であることが実験^{*}によりわかっている。この寸法を基に以下の検討を進める。

減勢工には導水トンネルによる背水が効いているため、減勢工背水深 H_T はゲートの管軸標高を決めることにより定まる。背水深はゲート口径の4.5倍は必要なので^{*}、管軸標高はEL. 155.0 mとする。

バッフルピアの位置は、減勢効果に大きく影響する。しかし、 $\ell/D=4.0$ の場合はゲートから流出した噴流が、ほとんど減速されないままバッフルピアに当たることになる。よって、バッフルピアがキャビテーション損傷を受ける心配があるので、バッフルピアおよびエンドウォールを標準の位置より後退させて設計することにした。

よって、図-6のと通りの形状にした。なお、各部の詳細は水理模型実験により決めることにする。

表-2 ジェットフローゲート水中減勢工の必要寸法

流入フルード数	減勢工の各寸法					背水深
$F = \frac{V_0}{\sqrt{gD}}$	B/D	W/D	L/D	S/D	ℓ/D	H_T/D
2.0～5.0	3.0	1.5	8.0	2.5	4.0	4.0～4.7

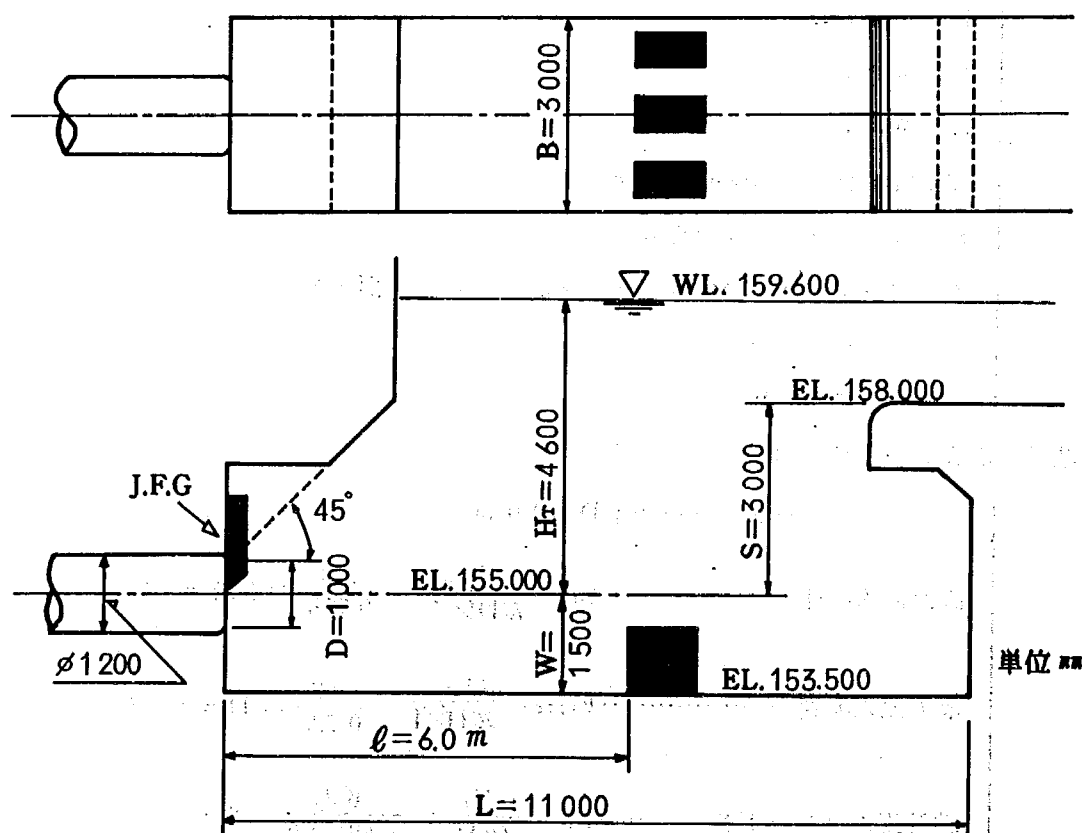


図-6 水理設計された減勢工の基本形状

^{*} 高須、佐藤：小容量放流設備の水中減勢工、土木技術資料（投稿中）

第4節 余水吐きの設計

余水吐きの敷高は、 $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ までの流量が導水路を流下したとき余水吐きを越水しないように設計しなければならない。基礎実験の結果から推定すると、 $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面変動は標準偏差でゲート口径の0.15倍程度と考えられる。余水吐きの敷高は、平均水位をEL. 159.6 mとして超過する確立が5%になるように決める。規準正規分布表より、

$$\frac{\bar{h} - h_s}{\sigma} = 1.645$$

$$\begin{aligned} \text{よって、} \quad h_s &= \bar{h} + 1.28\sigma = 159.6 + 1.645 \times 0.15 \times 1.0 \text{ m} \\ &= 159.85 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

h_s ; 超過確率5%の水位 (EL. m)

$\bar{h}$; 平均水位 (EL. 159.6 m)

σ ; 標準偏差 (m) = 0.15 D

よって、余水吐きの敷高はEL. 159.85 mとする。余水吐きの長さはできるだけ長い方が水位の上昇をおさえられ、側壁の天端も低くできる。本ダムの場合、減勢工終端からトンネル入口まで約23 mなので、取り付け部分やトンネル前面の角落しのスペースを考えても、余水吐きの長さを20 mは確保することが可能である。(図-7 参照)しかし、減勢工での水面変動が越流水脈に影響を与えることも考えられるので、詳細な設計は水理模型実験の結果を判断して行う。

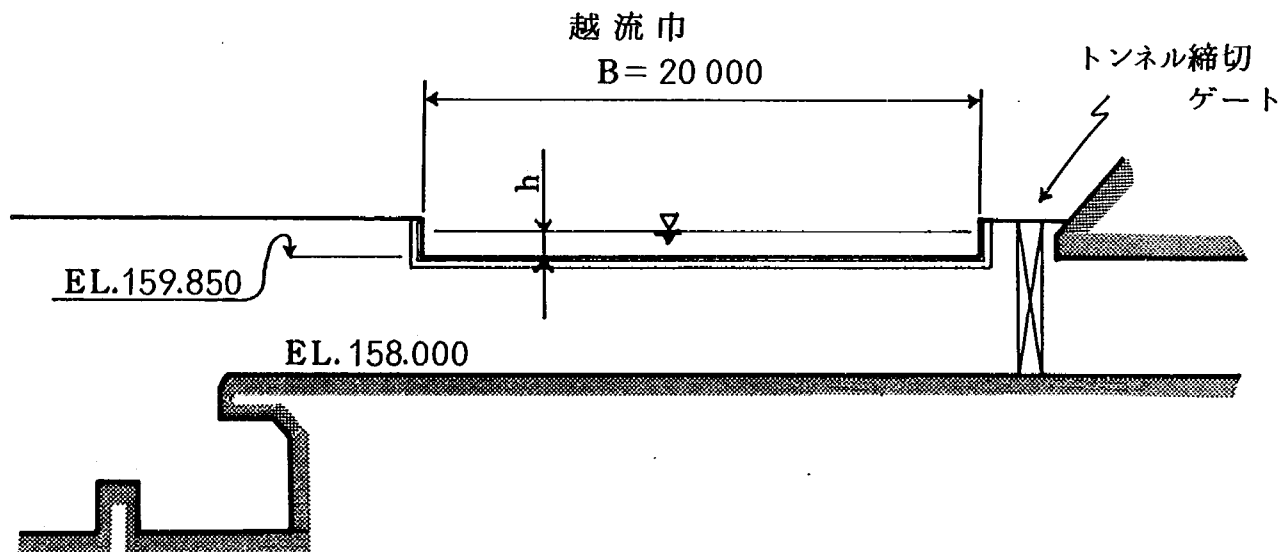


図-7 水理設計された余水吐き形状

第 3 章

水理模型実験（その 1）

第3章 水理模型実験（その1）

第1節 実験目的

水中減勢工内に設けるバップルピアとデフレクタについて水理模型実験により、調査、検討するものである。なお、放流能力についても合わせて調査した。

実験内容は次のとおりである。

1) 放流能力の調査

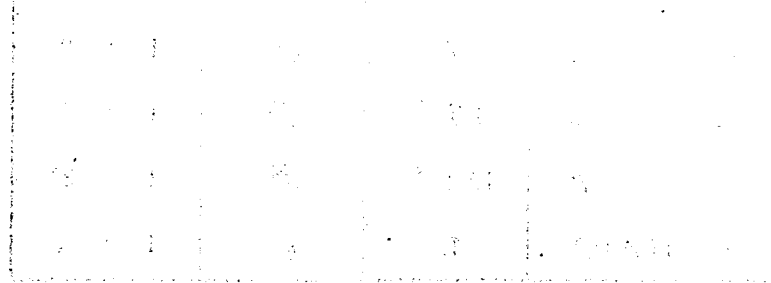
- ◎ 放流能力を確認し、水理設計の妥当性を検証する。
- ◎ 放流能力曲線を求め、水理模型実験を行うために必要な資料を得る。本模型では貯水池に相当する部分がないので、ゲート開度と流量から逆に貯水池水位を計算する必要があり、そのための資料となる。

2) バップルピアとデフレクタの検討

流速分布、水面形、水面変動等の調査を通して水中減勢工の減勢機構について検討しながら、バップルピアとデフレクタの形状を決める。

前章の設計では減勢工幅 $B = 3.0 \text{ m}$ としたが、本章では $B = 3.5 \text{ m}$ で実験を行っている。これは、当初減勢工幅に余裕を考えて $B = 3.5 \text{ m}$ に設定したためであり、最終的にはその他の影響因子を考慮して $B = 3.0 \text{ m}$ としている。 $B = 3.0 \text{ m}$ でも 3.5 m でもバップルピアとデフレクタの検討や放流能力には差違のない事は、流速分布の測定や、次章での $B = 3.0 \text{ m}$ の実験における流況との比較でわかっている。なお、 $B = 3.0 \text{ m}$ を選んだ経緯における影響因子とは、たとえば次のようなものである。

- ◎ ゲートからの吐出流速が比較的小さいため減勢工の側壁面での流速が検討を要する程のオーダーにならない。このためコンパクトな $B = 3.0 \text{ m}$ でも良いとした。
- ◎ 導水路の幅が 2.0 m のため、接続による縮流をできるだけ小さくして水面変動の増大を押さえる検討を行った。水路幅の変化は小さい方が縮流も小さくできるので $B = 3.0 \text{ m}$ を選んだ。



第2節 実験方法

3.2.1. 実験設備と模型

実験は、土木研究所ダム水理実験施設別棟内に図-8に示す模型を設置して行った。ジェットフローゲートは、口径25cmのものをステンレスで製作し、長さ5 m×幅0.875 m×深さ1.8 mの片面ガラス張り鋼製水路の上流端に設置した。給水ポンプは口径400 mm、最大吐出圧5 kg/cm²のものを使用した。

3.2.2. 測定方法

各水理量の測定は次の方法で行った。

- 1) 流量 電磁流量計(φ400 mm)の読みによった。
- 2) 流速 ビトー管と差圧計(ストレンゲージ式、最大2,000 mm H₂O、精度±1%)
- 3) 圧力 ピエゾ管と圧力計(ストレンゲージ式、最大1 kg/cm²、精度±0.1%)
- 4) 水面形 容量式波高計(最大500 mm)からインターフェースを介して電子計算機へ入力して確率処理する方法、および、ペンオジロに直接出力させる方法。

3.2.3. 相似律

実験は、幾何学的に相似な原型の4分の1の模型を用いて行った。各諸元の縮率については、基本的にはフルードの相似則に従うものとしているが、ゲートやバルブ類の水中放流ではキャビテーションの発生等が懸念されること、および水面変動をできるだけ正確に捕える必要があるため、できるだけ実物に近いスケールで検討を行い現象把握に努めることにした。各諸元の原型と模型との関係は表-3のとおりである。なお、特にことわらない限り、本章中での数値はすべて原型換算したものである。

表-3 諸量の縮率

基本量	次元	縮 尺	
長さ・水深	L	η	1 : 4
時 間	T	$\eta^{1/2}$	1 : 2
流 速	L T ⁻¹	$\eta^{1/2}$	1 : 2
流 量	L ³ T ⁻¹	$\eta^{5/2}$	1 : 32
圧 力(水柱)	L	η	1 : 4

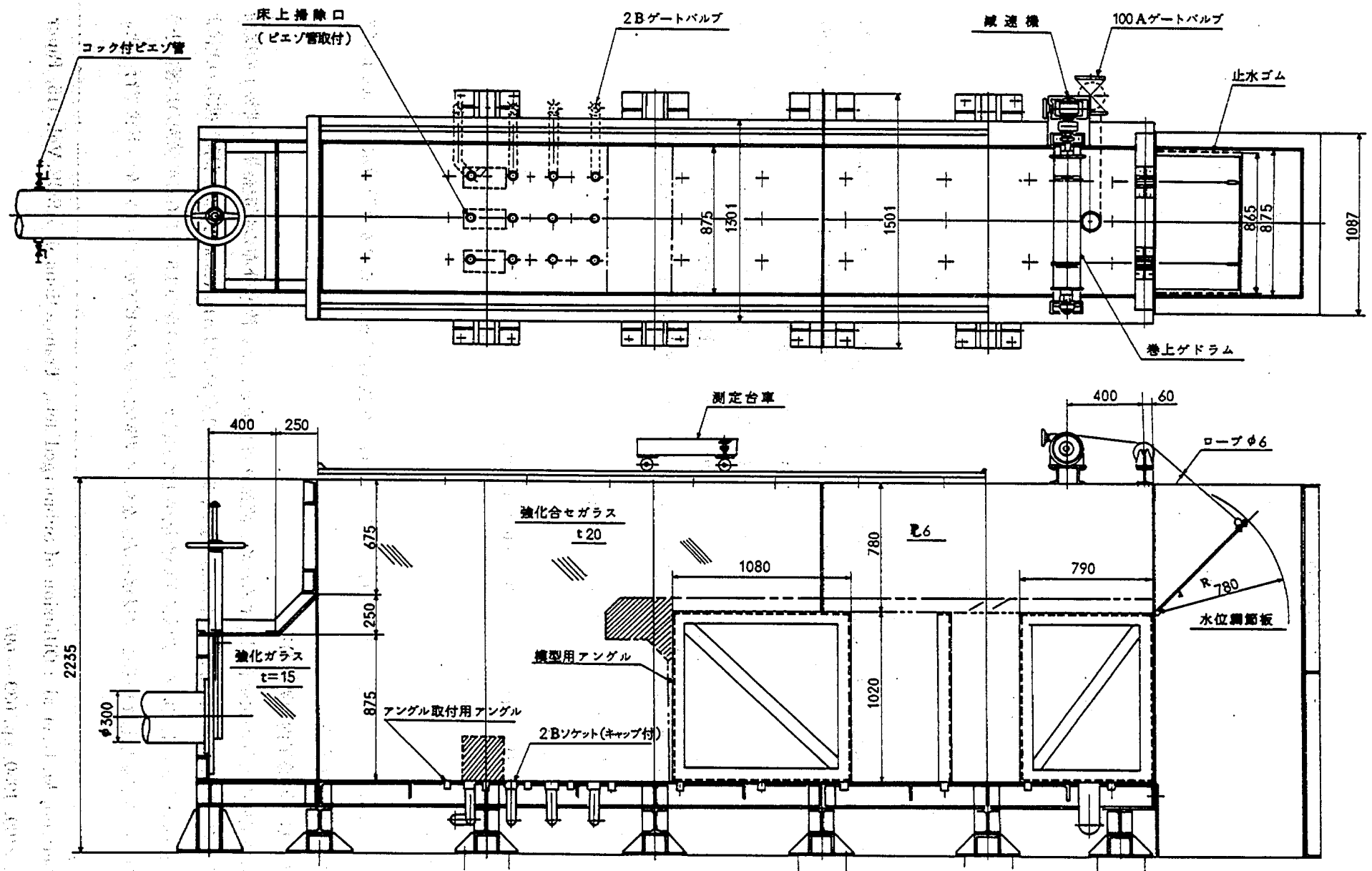


図-8 実験模型図(減勢工実験用)

第3節 実験結果

3.3.1. ジェットフローゲートの流量係数

放流能力の測定結果は、表-4に示すとおりである。なお、流量係数は次式で求めた。

$$C = \frac{Q}{A_o \cdot \sqrt{2g(H_u - H_L)}} = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots(8)$$

ここで、

C ; 流量係数

Q ; 放流量 (m³/s)

A_o ; ゲート全開時の開口断面積 (0.785 m²)

g ; 重力加速度 (9.8 m/s²)

H_u ; ゲート上流面水頭 (m)

H_L ; 下流面背水頭 (m)

H ; 有効水頭 (m) = H_u - H_L

ゲート開度ごとの流量係数と有効水頭との関係は図-9のとおりであり、これより流量係数はゲート開度のみの関数であることがわかる。ゲート開度と流量係数の関係は図-10のようになり、ゲート全開時の流量係数は0.843となる。これは、空中放流の場合とほぼ同じ値である。

なお、実験にあたって、ゲート上流面水頭はゲート面からゲート口径の4倍上流の断面での圧力水頭と速度水頭との和とし、下流面背水頭は減勢工底面に設置したピエゾ管により静水頭を測定し用いた。

図-10の流量係数を使って常時満水位 (EL. 173.0 m) で5.0 m³/s流す場合のゲート開度を求める。

(8)式より、

$$C = \frac{5.0}{0.7854 \times \sqrt{19.6 \times (H_u - H_L)}}$$

ただし、(3)式および図-4より

$$H_u = 173.0 - 0.0283 \times 5.0^2 = 172.0 \text{ m}$$

$$H_L = 159.6 \text{ m}$$

よって、

$$C = 0.40$$

図-10で、C = 0.40となるゲート開度Gをさがすと、G = 0.52 mである。これが常時満水位で5.0 m³/s流れるゲート開度である。

3.3.2. 水中減勢工内の流速分布

水中減勢工内の流れの状態を調査するため、流速分布を測定した。流速分布の測定結果を減勢工の縦断面で示すと表-5, 6, 図-11, 12のようになる。なお、図中の2点鎖線はAlbertsonら^{*}による噴流拡散の式により求めた流速分布を示している。実験に用いた減勢工の幅はゲートの口径の3.5倍であるが壁面の影響は小さく自由噴流の流況を呈していることがわかった。なお、本測定はバップルピアが付いていない形状で行った。

* Albertson, M. L., et al. : Diffusion of Submerged Jets, Transactions of ASCE, Vol. 115, Paper No. 2409. 1950, pp. 639 ~ 697

3.3.3. バッフルピアの検討

バッフルピアによる減勢への貢献としては次の2点が考えられる。

- (1) 水流の中にバッフルピアが置かれることによって発生する後流によりエネルギーの減勢を図る。
- (2) 水流の方向を変えたり、流速を分けたりして流水同志の干渉を増長させることによりエネルギーの減勢を助ける。

(1)の目的のためには出来るだけ速い流速をバッフルピア前面に当てる方がよいが、バッフルピアの受ける圧力が増大するとともに、上面、側面における負圧の発生が問題となる。また、(2)の目的を十分に達成させるためにもある程度は減速させてからバッフルピアに流水が当たるようにする事が望ましい。前項での流速分布の検討の結果、噴流拡散の典型的な流速分布であることがわかっており、これより、ポテンシャルコアの領域が推定される。ポテンシャルコアの領域では、流入する最大の流速がそのまま保存されていると考えてよく、その領域を避けてバッフルピアを設置することにした。軸対称噴流のポテンシャルコアの長さは、ノズルの口径の6.2倍なので、ピア位置はゲート面より、

$$6.2 \cdot D = 6.2 \times 1.0 \text{ m} = 6.2 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

と決めた。

バッフルピアの高さについて検討するため、高さ1.5 mおよび1.0 mの2種類について、バッフルピア面の圧力、減勢工および下流導水路の水面変動を測定した。バッフルピアの形状は図-13に示すとおりでデフレクタは高さ $h_b = 1.0 \text{ m}$ 、長さ $l_d = 1.5 \text{ m}$ のものを設置した。水面変動値は、図-14に示す断面での変動を容量式波高計で測定し、それをベンシロ口に連続3分間出力させたものの最大と最小の差をとっている。

バッフルピア面の圧力と水面変動の測定結果は図-15, 16, 表-7, 8に示すとおりである。圧力、水面変動ともにバッフルピアの高さの違いによる差はほとんどなく、水理的には $h_b = 1.0 \text{ m}$ でも $h_b = 1.5 \text{ m}$ でもどちらでも良いことが言えるが、バッフルピア自体の構造的な安定を考えれば、 $h_b = 1.0 \text{ m}$ が有利である。

バッフルピアを設置した場合としない場合では、減勢効果に大きな差がある。特にゲート半開状態での効果が顕著である。図-17、表-9は各ゲート開度ごとの、バッフルピアの有無による減勢効果の差を示している。横軸は流入フルード数、縦軸は水面変動である。ただし、流入フルード数 F は、

$$\text{流入フルード数} ; F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{\text{流入流速}}{\sqrt{\text{重力加速度} \times \text{ゲート口径}}} \dots\dots\dots(9)$$

であり、水面変動は前段と同様の断面での水面変動の標準偏差をゲート口径で割った値で示している。なお、水面変動は容量式波高計からインターフェースを介して電子計算機に入力したものを確率処理して算出している。

3.3.4. デフレクタの検討

デフレクタの長さについて前項の検討では $l_d = 1.5 \text{ m}$ としていたが、この寸法を長くすることにより水面変動を小さくできるかどうか検討した。実験は、 $l_d = 1.5 \text{ m}$ と $l_d = 2.0 \text{ m}$ で行った。

デフレクタ長さの違いによる流量と水面変動の関係は図-18、表-10のとおりである。これよりデフレクタ長さの違いによる効果については、次のことが言える。

- 1) 導水路部の水面変動は、 $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近のみ、デフレクタの長さによる差が見られるが、それ以外は同じである。
- 2) 減勢工上流端での水面変動は差がない。
- 3) バッフルピアの真上での水面変動は、 $8 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量のとき $l_d = 2.0 \text{ m}$ の方が 1 割程度水面変動が小さくなっている。これはデフレクタを長くしたために水面の盛り上りの位置が上流側に移動したことによるためであり、減勢工内の流況が改善されたためでないことが、流況解察によりわかっている。

以上の結果より、デフレクタ長さを長くしても水面変動を小さくできないことがわかった。よって、 $l_d = 1.5 \text{ m}$ を採用することにした。

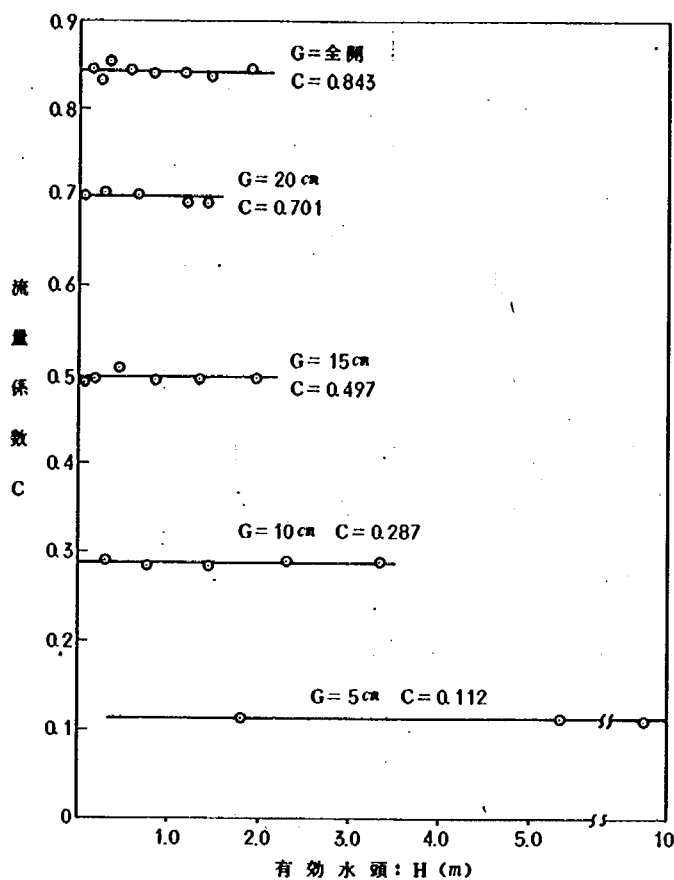


図-9 ジェットフローゲートのH~G~C

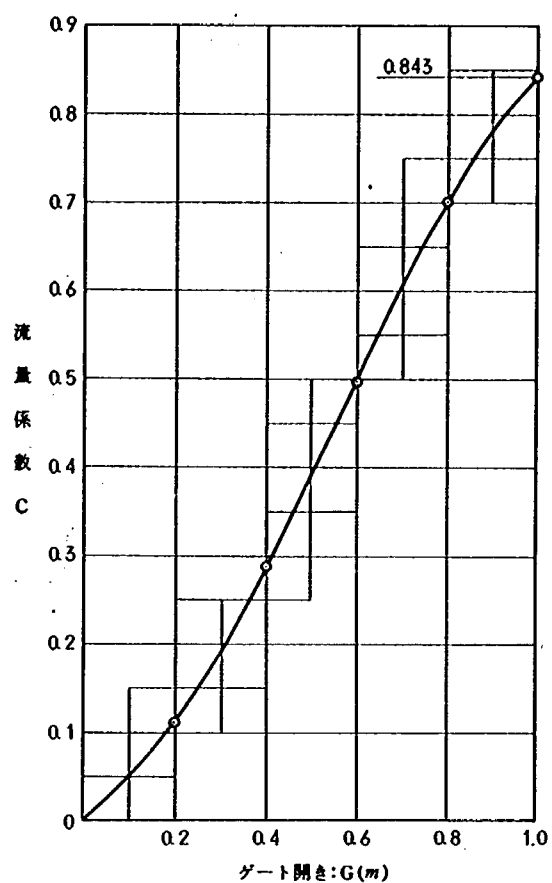


図-10 ジェットフローゲート放流能力曲線

表-4 放流能力の測定結果

ゲート開度 (m)	放流量 Q (m³/s)	上流面速度水頭 H _{uf} (m)	上流面圧力水頭 *H _{up} (m)	下流面水頭 *H _r (m)	流量係数 C	ゲート開度 (m)	放流量 Q (m³/s)	上流面速度水頭 H _{uf} (m)	上流面圧力水頭 *H _{up} (m)	下流面水頭 *H _r (m)	流量係数 C
全開	2.306	0.200	4.012	3.596	0.845	0.4	1.157	0.052	4.632	3.364	0.290
	2.934	0.324	4.372	3.664	0.831		1.749	0.116	6.508	3.484	0.284
	3.522	0.464	4.708	3.764	0.854		2.384	0.212	9.300	3.688	0.284
	4.464	0.748	5.468	3.908	0.845		3.058	0.352	12.792	3.868	0.289
	5.323	1.064	6.268	4.028	0.842		3.674	0.508	17.266	4.092	0.288
	6.301	1.488	7.344	4.196	0.842					平均	0.287
	7.061	1.868	8.324	4.304	0.837	0.2	1.054	0.040	10.556	3.348	0.113
	8.146	2.488	9.680	4.504	0.846		1.798	0.120	24.868	3.616	0.112
0.8				平均	0.843		2.382	0.212	42.688	3.892	0.110
										平均	0.112
	1.256	0.060	3.572	3.368	0.703	0.6					
	2.614	0.256	4.472	3.596	0.707						
	3.970	0.592	5.808	3.768	0.704						
	5.296	1.052	7.744	3.988	0.695						
	5.781	1.252	8.620	4.152	0.695						
				平均	0.701						
0.6	0.901	0.032	3.512	3.268	0.493	0.4					
	1.554	0.092	4.132	3.408	0.495						
	2.381	0.212	5.208	3.604	0.508						
	3.195	0.384	6.864	3.776	0.493						
	3.965	0.588	8.720	3.972	0.494						
	4.834	0.876	11.216	4.228	0.496						
				平均	0.497						

*H_{up}, H_rはEL.155.0mが基準

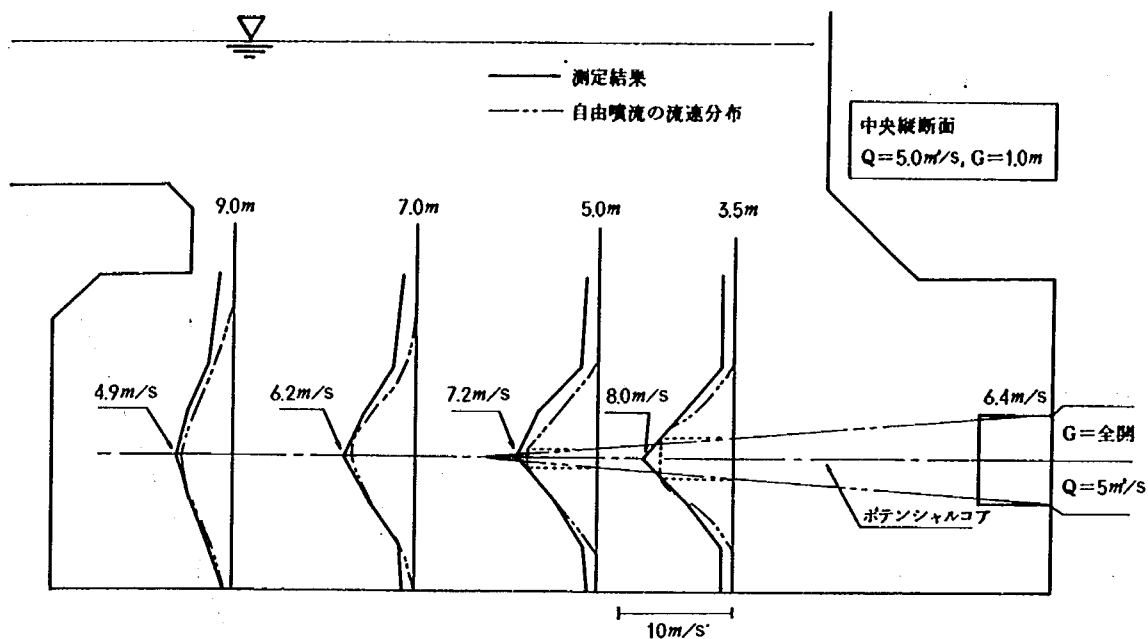


図-11a 減勢工内の流速分布（ゲート全開）

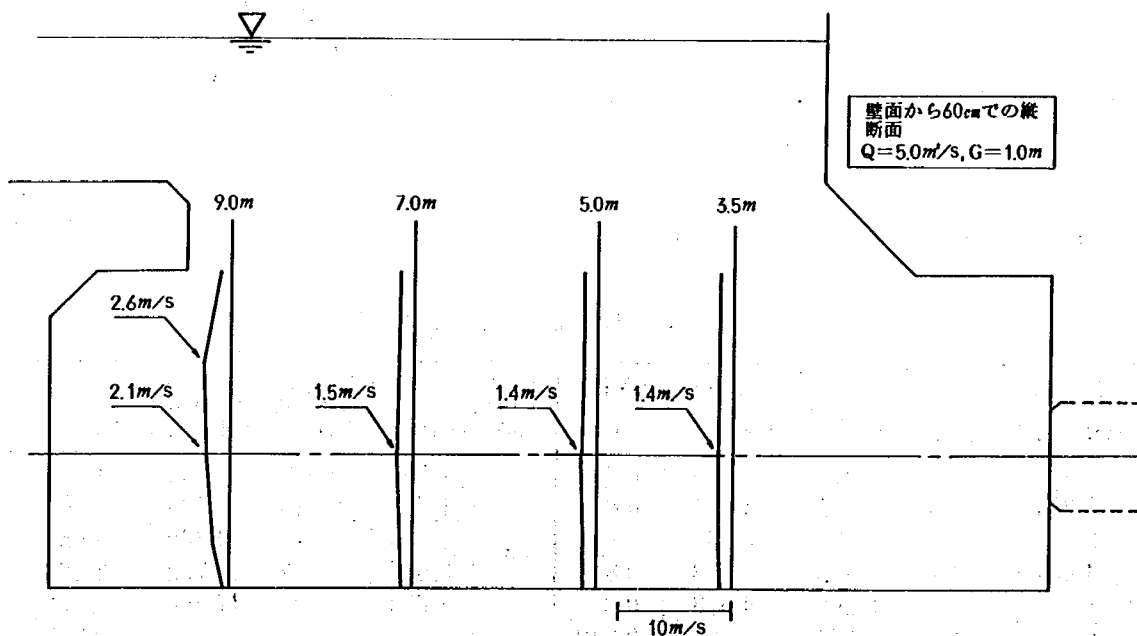


図-11b 減勢工内の流速分布（ゲート全開）

表-5 流速分布の測定結果（ゲート全開）

		流量 $Q=5.00 \text{ m}^3/\text{s}$				ゲート開度 $G=全開$			
縦断面 測線 EL. (m)	中 央 断 面	左岸側壁より0.6mの断面							
		3.5m	5.0m	7.0m	9.0m	3.5m	5.0m	7.0m	9.0m
EL. m	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
153.5	1.05	0.89	0.97	0.79	0.97	1.15	0.97	0.62	
154.0	1.01	1.28	1.43	2.17	1.25	1.19	1.12	1.46	
154.5	4.22	3.90	4.10	3.77					
155.0	7.96	7.23	6.16	4.95	1.37	1.37	1.46	2.22	
155.5	4.58	5.52	4.36	4.01					
156.0	1.19	1.58	1.96	2.15	1.25	1.22	1.28	2.59	
157.0	1.22	1.19	1.31	1.34	1.19	1.19	1.25	0.97	

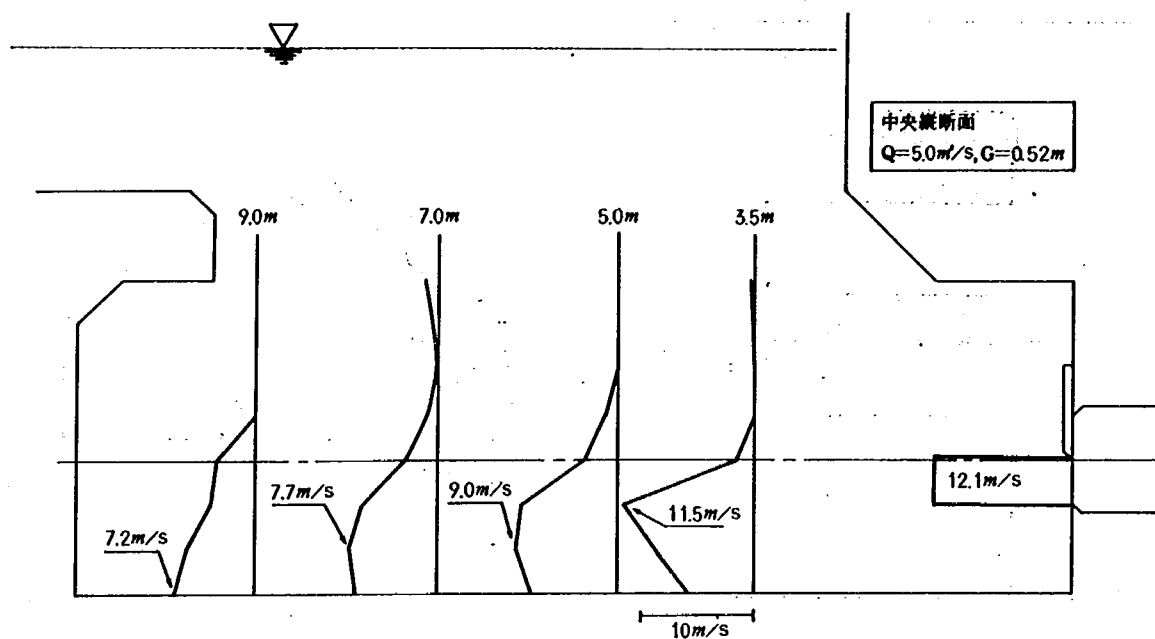


図-12a 減勢工内の流速分布 ($G = 0.52 \text{ m}$)

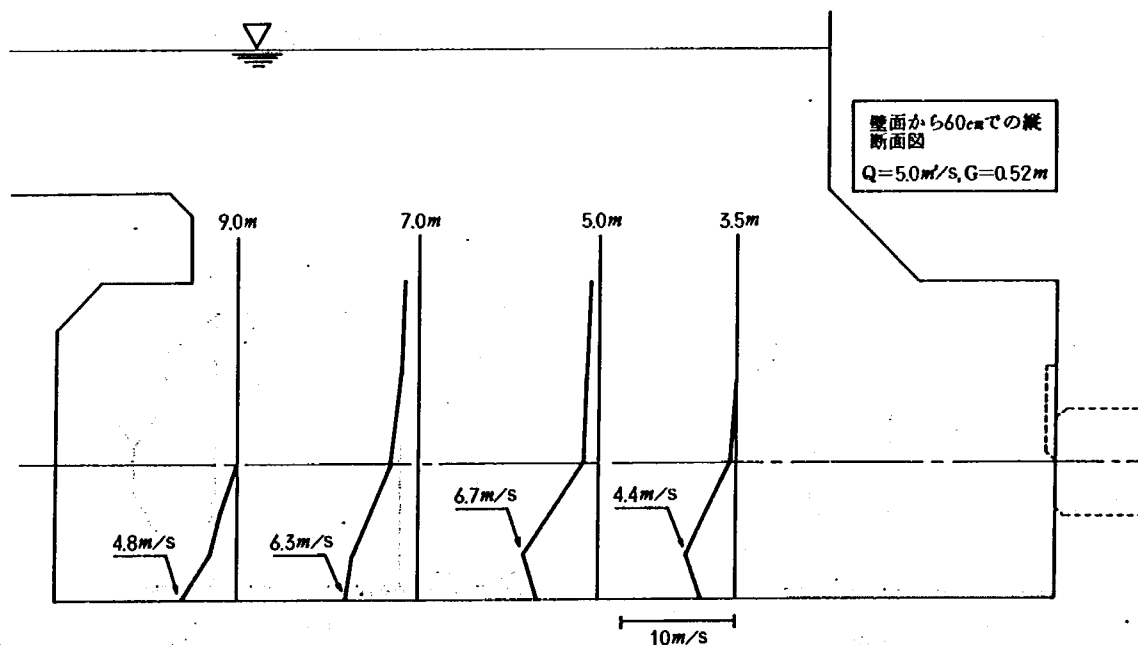


図-12b 減勢工内の流速分布 ($G = 0.52 \text{ m}$)

表-6 流速分布の測定結果 ($G = 0.52 \text{ m}$)

		流量 $Q = 5.01 \text{ m}^3/\text{s}$				ゲート開度 $G = 0.52 \text{ m}$			
縦断面 測線	EL. (m)	中央断面				左岸側壁より0.6mの断面			
		3.5m	5.0m	7.0m	9.0m	3.5m	5.0m	7.0m	9.0m
EL. m	m	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
153.5		5.76	7.73	7.22	7.23	3.00	5.54	6.31	4.83
154.0		8.77	9.03	7.66	6.04	4.42	6.74	5.81	2.47
154.5		11.49	8.64	6.59	4.08				
155.0		1.73	2.95	2.92	3.58	0.40	1.43	2.47	1.40
155.5		0.00	1.31	1.01	0.00				
156.0		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.08	1.46	0.00
157.0		0.28	0.00	1.12	0.00	0.00	0.79	1.28	0.00

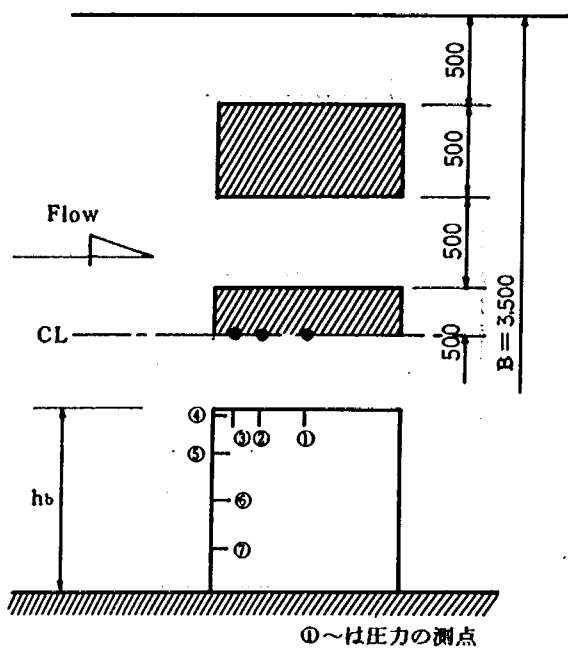


図-13 バッフルピアの形状

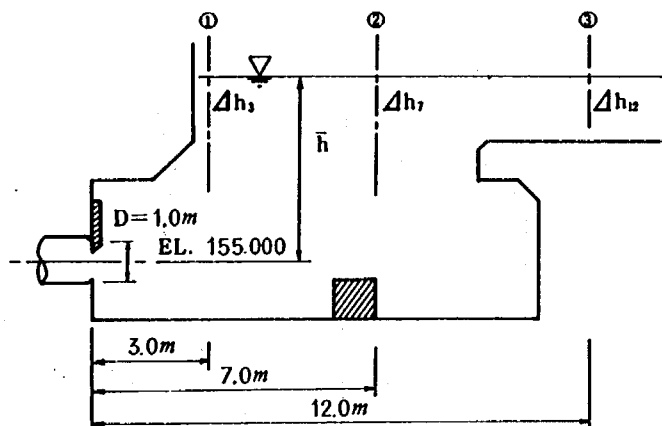


図-14 水面変動の測定断面

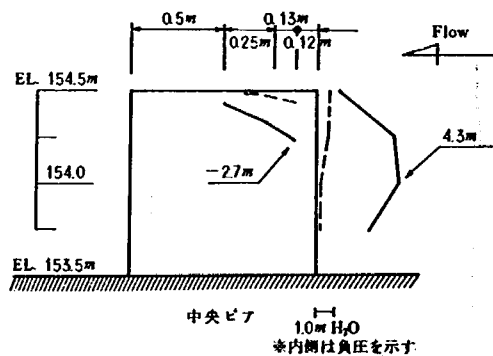


図-15a バッフルピアの受ける圧力 ($h_b = 1.0\text{m}$)

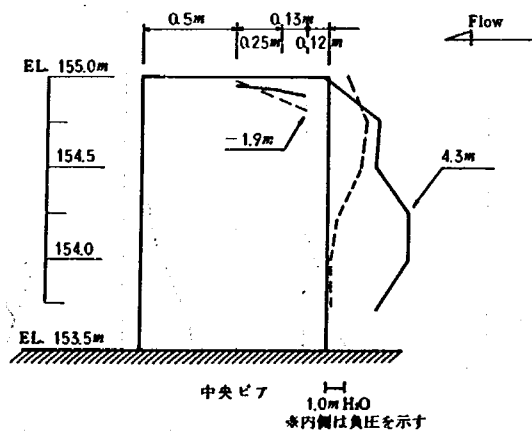


図-15b バッフルピアの受ける圧力 ($h_b = 1.5\text{m}$)

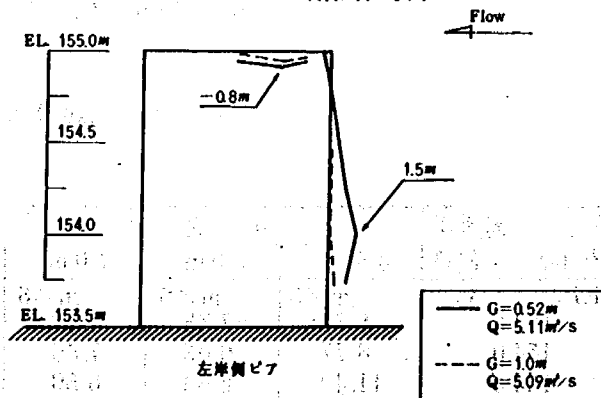
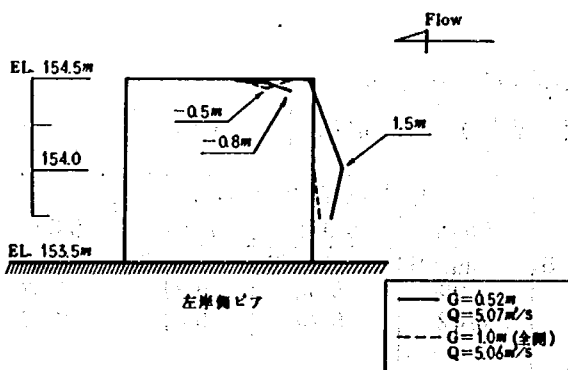


表-7 バッフルピアの圧力測定結果

ピア高さ	$h_b=1.0\text{ m}$	流 量	$Q=5.059\text{ m}^3/\text{s}$
有効水頭	$H=2.957\text{ m}$	ゲート開度	G=全 開

	測点	ピエゾ標高 (EL-m)	中 央 ピ ア		左 岸 側 ピ ア	
			ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)	ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)
上 面	1	154.50	154.69	0.19	154.91	0.41
	2	"	154.68	0.18	154.57	0.07
	3	"	155.07	0.57	154.51	0.01
前 面	4	154.48	155.09	0.61	154.49	0.01
	5	154.25	153.67	-0.58	154.13	-0.12
	6	154.00	152.32	-1.68	153.48	-0.52
	7	153.75	153.80	0.05	153.80	0.05

ピア高さ	$h_b=1.5\text{ m}$	流 量	$Q=5.090\text{ m}^3/\text{s}$
有効水頭	$H=2.970\text{ m}$	ゲート開度	G=全 開

	測点	ピエゾ標高 (EL-m)	中 央 ピ ア		左 岸 側 ピ ア	
			ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)	ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)
上 面	1	155.00	155.70	0.70	155.10	0.10
	2	"	156.78	1.78	155.07	0.07
	3	"	157.08	2.08	154.99	-0.01
前 面	4	154.98	155.05	1.07	155.06	0.08
	5	154.75	153.85	-1.90	154.45	-0.30
	6	154.50	153.25	-1.25	154.06	-0.44
	7	154.25	154.07	-0.18	154.21	-0.04
	8	154.00	152.32	-1.68	153.48	-0.52
	9	153.75	153.80	0.05	153.80	0.05

ピア高さ	$h_b=1.0\text{ m}$	流 量	$Q=5.066\text{ m}^3/\text{s}$
有効水頭	$H=14.343\text{ m}$	ゲート開度	G=0.52

	測点	ピエゾ標高 (EL-m)	中 央 ピ ア		左 岸 側 ピ ア	
			ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)	ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)
上 面	1	154.50	157.34	2.84	155.48	0.98
	2	"	158.79	4.29	155.97	1.47
	3	"	158.58	4.08	155.23	0.73
前 面	4	154.48	155.69	1.21	154.30	-0.18
	5	154.25	151.57	-2.68	153.46	-0.79
	6	154.00	152.16	-1.84	152.72	-1.28
	7	153.75	153.05	-0.70	153.28	-0.47

ピア高さ	$h_b=1.5\text{ m}$	流 量	$Q=5.107\text{ m}^3/\text{s}$
有効水頭	$H=14.239\text{ m}$	ゲート開度	G=0.52

	測点	ピエゾ標高 (EL-m)	中 央 ピ ア		左 岸 側 ピ ア	
			ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)	ピエゾ水頭 (EL-m)	圧力水頭 (m)
上 面	1	155.00	159.34	4.34	155.82	0.82
	2	"	157.56	2.56	155.52	0.52
	3	"	157.76	2.76	155.04	0.04
前 面	4	154.98	154.80	-0.18	154.70	-0.28
	5	154.75	152.62	-1.13	154.10	-0.65
	6	154.50	153.58	-0.92	153.72	-0.78
	7	154.25	153.72	-0.53	153.77	-0.48
	8	154.00	152.16	-1.84	152.72	-1.28
	9	153.75	153.05	-0.70	153.28	-0.47

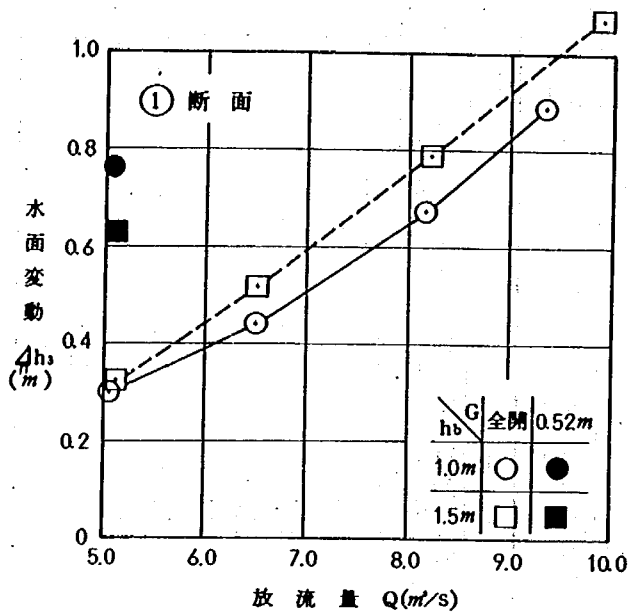


図-16a バッフルピアの高さの違いによる水面変動の差

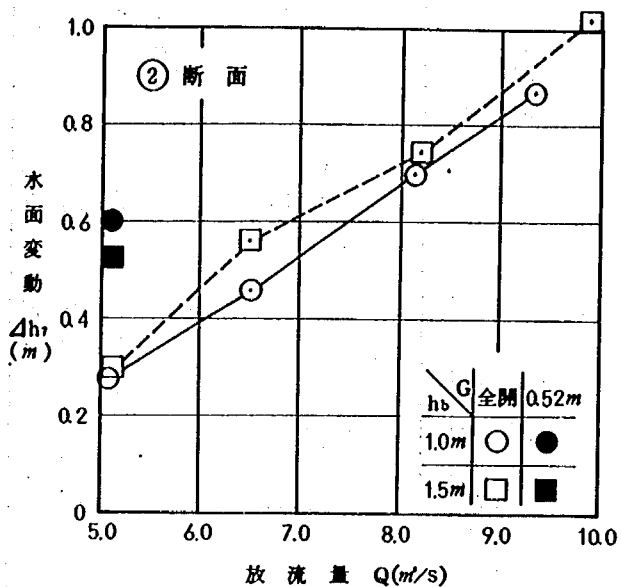


図-16b バッフルピアの高さの違いによる水面変動の差

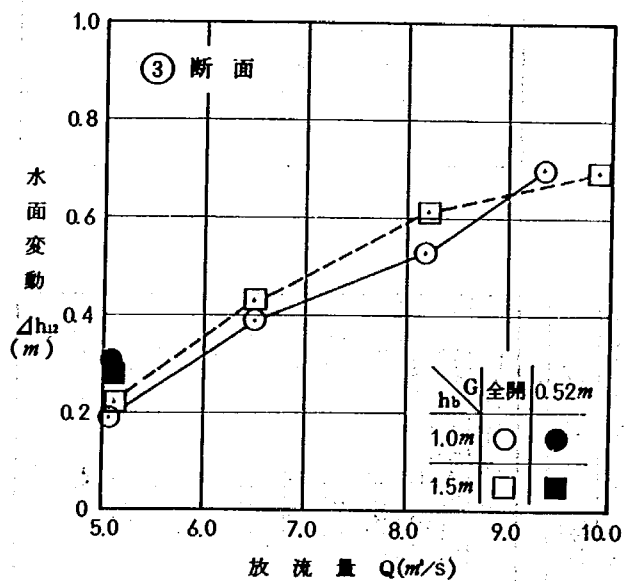


図-16c バッフルピアの高さの違いによる水面変動の差

図-16

バッフルピアの高さの違いによる
水面変動の差

バッフルピア の高さ(m)	ゲート開度 (m)	流量; Q (m³/s)	導水路部で の平均水位 (E.L. m)	※水面変動 (m)		
				Δh_3	Δh_7	Δh_{15}
$h_b = 1.0 \text{ m}$	全開	5.06	159.61	0.30	0.28	0.19
		6.48	159.58	0.44	0.46	0.39
		8.16	159.64	0.68	0.70	0.53
		9.34	159.73	0.89	0.87	0.70
	0.52 m	5.07	159.63	0.77	0.60	0.31
$h_b = 1.5 \text{ m}$	全開	5.09	159.58	0.32	0.29	0.22
		6.49	159.67	0.52	0.56	0.42
		8.21	159.68	0.79	0.74	0.61
		9.89	159.81	1.07	1.02	0.69
	0.52 m	5.11	159.59	0.62	0.52	0.28

表-8
バッフルピアの高さの違い
による水面変動の測定結果

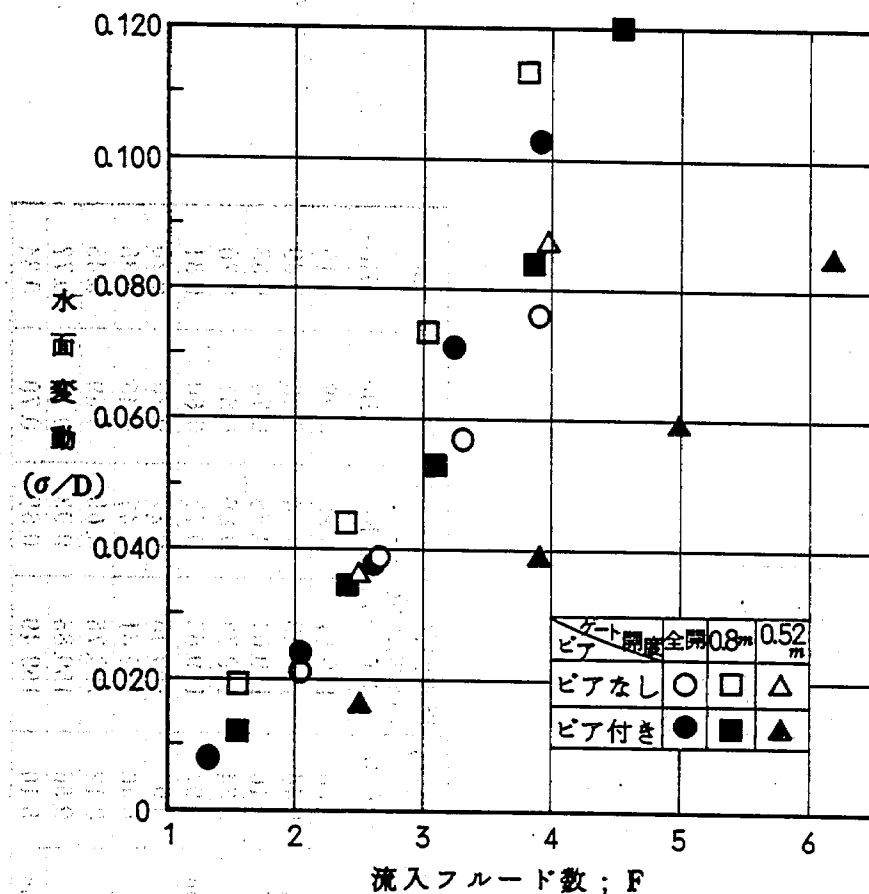


図-17 バッフルピアの効果

表-9 バッフルピアの有無による水面変動

バッフルピア の有無	ゲート 開度 G(m)	放流量 Q	導水路部 の平均水深 $\bar{h}$	水面変動の 標準偏差 σ	流入 フルード数 F	σ/D
バッフルピア なし	全開	m^3/s	m	m		
		4.99	1.591	0.021	2.03	0.021
		6.52	1.588	0.039	2.65	0.039
		8.09	1.611	0.057	3.29	0.057
		9.62	1.634	0.076	3.91	0.076
	0.80	3.26	1.573	0.019	1.55	0.019
		5.04	1.577	0.044	2.39	0.044
		6.40	1.599	0.073	3.04	0.073
		7.98	1.635	0.113	3.78	0.113
	0.52	3.20	1.608	0.036	2.48	0.036
		5.12	1.556	0.087	3.96	0.087
	バッフルピア 付き ($h_b=1.0m$ $\ell_b=1.0m$)	全開	3.26	1.581	0.008	1.33
5.01			1.560	0.024	2.04	0.024
6.44			1.590	0.038	2.62	0.038
8.00			1.583	0.071	3.25	0.071
9.63			1.627	0.103	3.92	0.103
0.80		3.22	1.597	0.012	1.53	0.012
		5.07	1.578	0.034	2.40	0.034
		6.51	1.585	0.053	3.08	0.053
		8.08	1.589	0.084	3.83	0.084
		9.56	1.578	0.120	4.53	0.120
0.52		3.20	1.587	0.016	2.48	0.016
		5.05	1.606	0.039	3.91	0.039
		6.46	1.608	0.059	5.00	0.059
		8.01	1.620	0.085	6.19	0.085

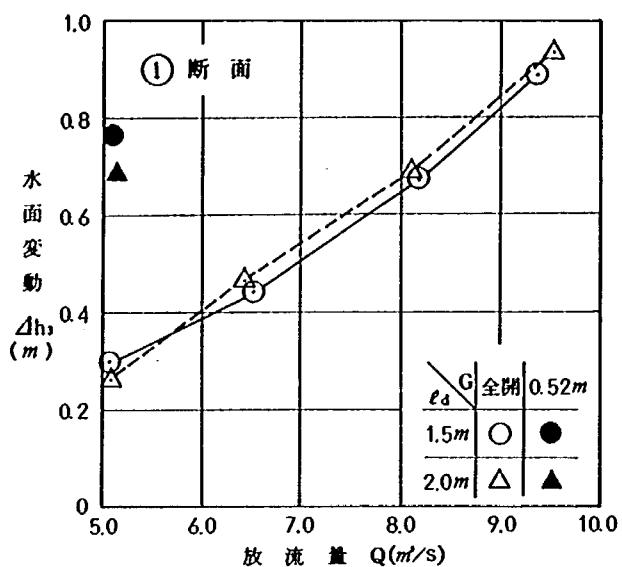


図-18a

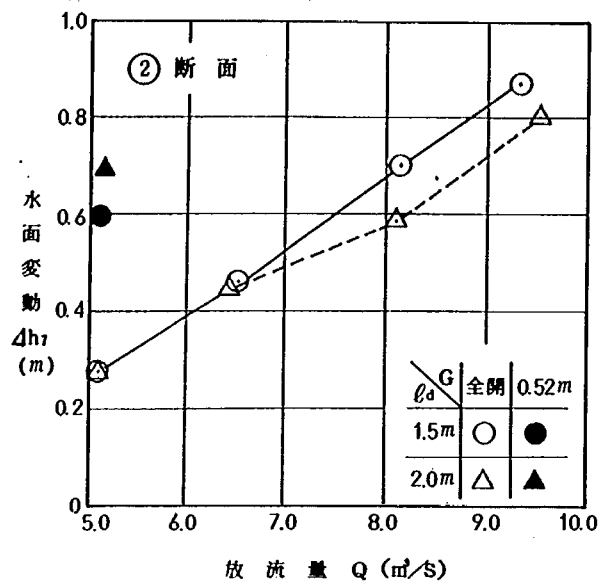


図-18b

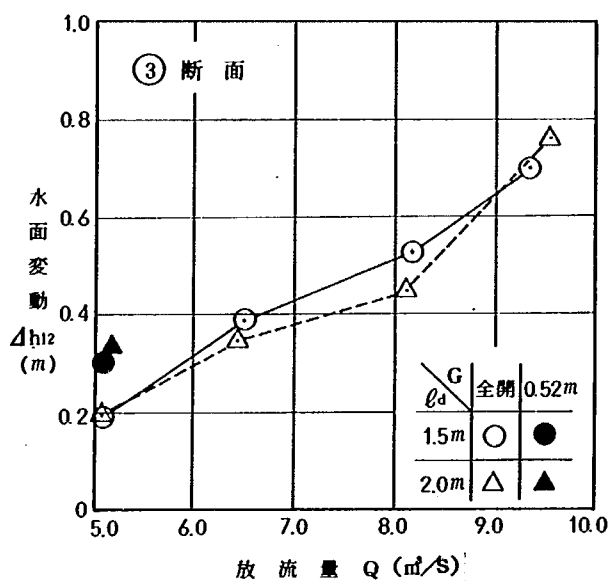


図-18c

図-18

デフレクタの長さの違いによる
水面変動の差

デフレクタ の長さ (m)	ゲート開度 (m)	流量; Q (m³/s)	導水路部で の平均水位 (EL. m)	水面変動 (m)		
				Δh_3	Δh_7	Δh_{12}
$\ell_d = 1.5$ m	全開	5.06	159.61	0.30	0.28	0.19
		6.48	159.58	0.44	0.46	0.39
		8.16	159.64	0.68	0.70	0.53
		9.34	159.73	0.89	0.87	0.70
	0.52 m	5.07	159.63	0.77	0.60	0.31
$\ell_d = 2.0$ m	全開	5.04	159.48	0.27	0.28	0.20
		6.46	159.61	0.47	0.45	0.35
		8.12	159.76	0.69	0.59	0.45
		9.56	159.85	0.93	0.80	0.77
	0.52 m	5.10	159.49	0.69	0.70	0.34

表-10

デフレクタの長さの違い
による水面変動の測定結
果

第 4 章

水理模型実験（その 2）

第4章 水理模型実験(その2)

第1節 実験目的と内容

前章までに水中減勢工の形状は決められた。本章では、減勢工および導水路の側壁の高さと余水吐きについて調査、検討を行うものである。

実験内容は次のとおりである。

1) 余水吐きの検討

余水吐きの放流能力を調べるとともに、越流流況の観察を行って余水吐きの形状を決める。

2) 減勢工および導水路の側壁の高さの検討

主に水面形の計測を行い、天端標高を決める。

第2章で概略設計した形状は図-19に示すとおりである。なお、前章では3.5 mとしていた減勢工の幅を本章では3.0 mとしたが、これは実験の結果、減勢工幅に余裕をとっても減勢効果にはあまり寄与しないことがわかったためと、導水路の幅が2.0 mであり接続部での縮流を小さくすることを考慮して減勢工幅を3.0 mとした。

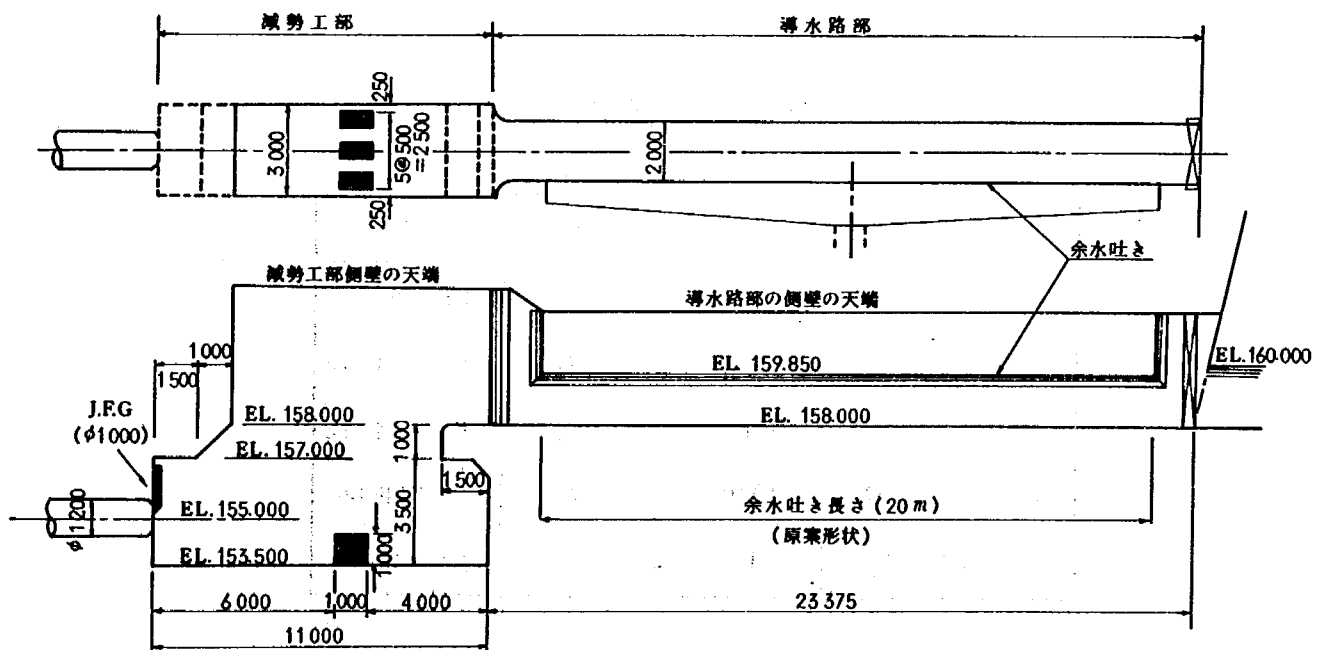


図-19 第2章で設計した形状(概略設計)

第2節 実験方法

4.2.1. 実験設備および模型

実験は、土木研究所ダム水理実験別棟内に図-20に示す設備を据付けて行った。模型は原型の1/20の幾何学的に相似な形で、アクリル樹脂板で製作した。

4.2.2. 計測方法

諸元の計測方法は、次のとおりである。

- 1) 流量……………模型の下流に設置されている検定済みの三角ぜき(60°ぜき)にて測定
- 2) 水面形……………ポイントゲージおよび触針型簡易波高計(針状の電極により単位時間内の導通時間を計測して水面の超過確率を算出する計器)を用いて測定した。なお、測定精度は所定の超過確率に対して±1%の値を示した水位を0.1mm精度で読み取った。
- 3) 流況……………写真およびスケッチにより記録した。

4.2.3. 相似律

模型と原型は幾何学的に相似な縮尺1/20の模型を使用し基本的にはフルードの相似則が適用できるものとしている。しかし、本実験で扱う水面変動は模型寸法で数cm以下であり、表面張力の影響も受けられると考えられる。しかし、水理実験※により縮尺効果の検討を行ったところ、水面変動の値および周期性ともに、実用上フルードの相似則を用いて差しつかえないことが解った。(巻末の参考資料)

模型と原型との各諸元の関係は表-11のとおりになる。

表-11 諸量の縮率

基本量	次元	縮 尺	
長さ・水深	L	η	1 : 20
時 間	T	$\eta^{1/2}$	1 : 4.472
流 速	LT^{-1}	$\eta^{1/2}$	1 : 4.472
流 量	$L^3 T^{-1}$	$\eta^{3/2}$	1 : 1788.85
圧 力(水柱)	L	η	1 : 20

※ 佐藤 勝；ジェットフローゲート水中減勢工の設計、『第22回土木研究所発表会資料』土木研究所資料第2030号、pp. 47～pp. 50、昭和58年、建設省土木研究所(巻末に転載してある。)

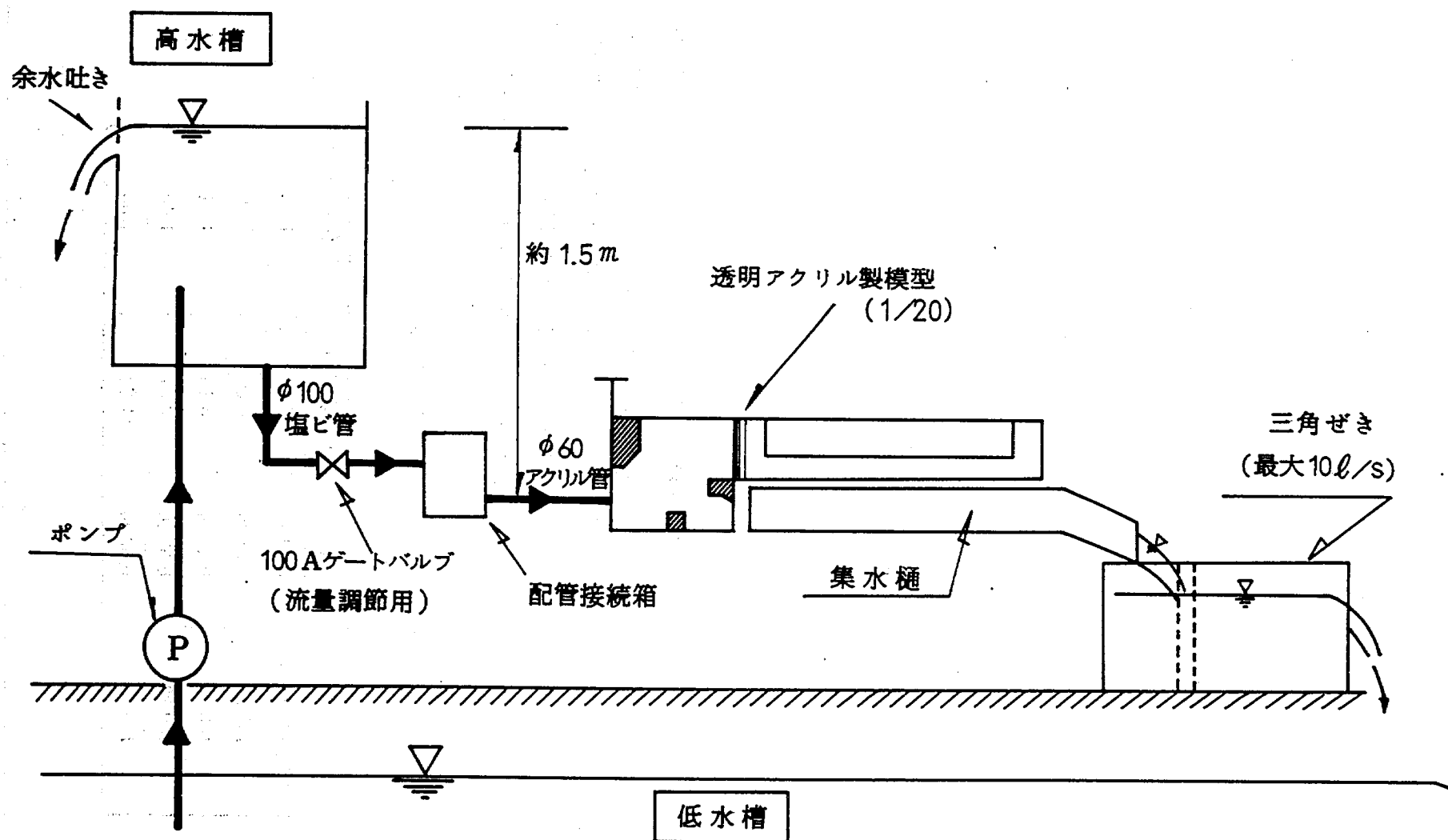


図-20 実験設備 (全体模型用)

第3節 実験結果

4.3.1. 余水吐きの流況と放流能力

第2章4節で概略設計した余水吐きは図-19に示すとおり長さ20 m、敷高EL. 159.85 m（原案とする）である。まず、原案形状による余水吐きの流況を調べた。実験は、ゲート全開で10 m³/s 放流し、導水トンネル入口の断面は閉じて全量を余水吐きから放流する条件で行った。減勢工部と導水路部との断面の急変により縮流が起きて水面が低下しているために、余水吐きの上流端から2 m程度までの区間では越水する量がきわめて少ない。これは水面形の測定結果（図-23、表-13）にもよく表われている。この部分は実質的に余水吐きとしての働きをしていないので、この区間を避けてエンドウォール下流3 m～21 mの18 m区間に余水吐きを変更することにした。

変更した形状について、余水吐きの放流能力を調査した。測定結果を表-12、図-21に示す。流量係数を計算して、越流水深との関係をプロットすれば図-22となり、最小2乗法により放流能力曲線を求めた。

$$\begin{cases} Q = C_s B \cdot h^{3/2} \\ C_s = 2.185 - 1.357 \cdot h \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

Q ; 放流量 (m³/s)

C_s; 余水吐きの流量係数

B ; 余水吐きの幅 (B = 18 m)

h ; 余水吐き下流端における導水路中央部の平均水位と越流頂の標高との差 (m)

なお、実験に用いた余水吐きの形状は刃型せきであるが、実物では厚みが50cm程度の狭頂せきになるため、若干は流量係数の違いがあると思われる。しかし、その差はわずかであり、水理公式集^{*}のP.P262によれば、越流水深を0.5 mとすれば、刃型で1.85、0.5 mの厚みの狭頂せきで1.80 となるため、その差は3 %程度と計算される。これは、測定精度以内に収っており実用上本式により推定しても差しつかえないと言える。

表-12 余水吐きの放流能力の測定結果

水 位	h	流 量 (Q)	流量係数 (C _s)
EL. 160.14 m	0.29 m	5.01 m ³ /s	1.78
160.22	0.37 m	6.90	1.70
160.28	0.43 m	8.15	1.61
160.37	0.52 m	9.87	1.46
160.47	0.62 m	11.84	1.35

^{*} 水理公式集、土木学会、昭和46年改訂版

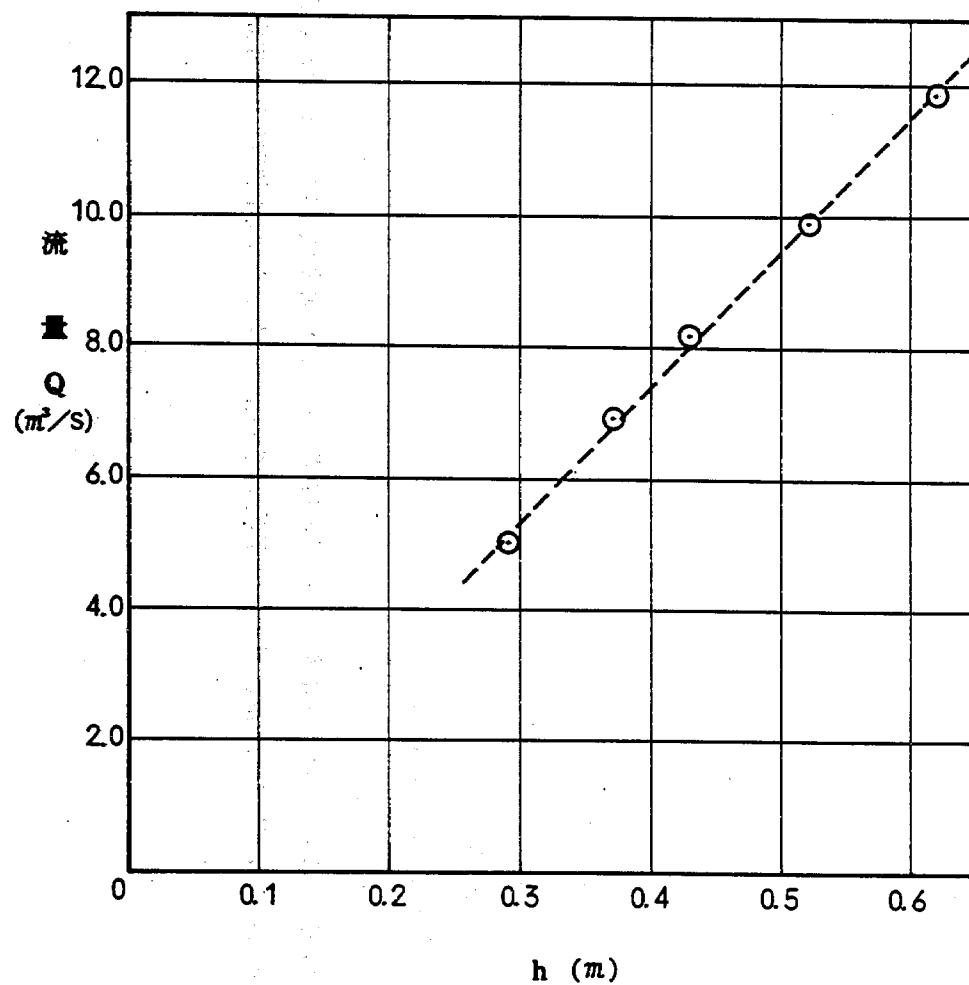


図-21 余水吐きの $h \sim Q$

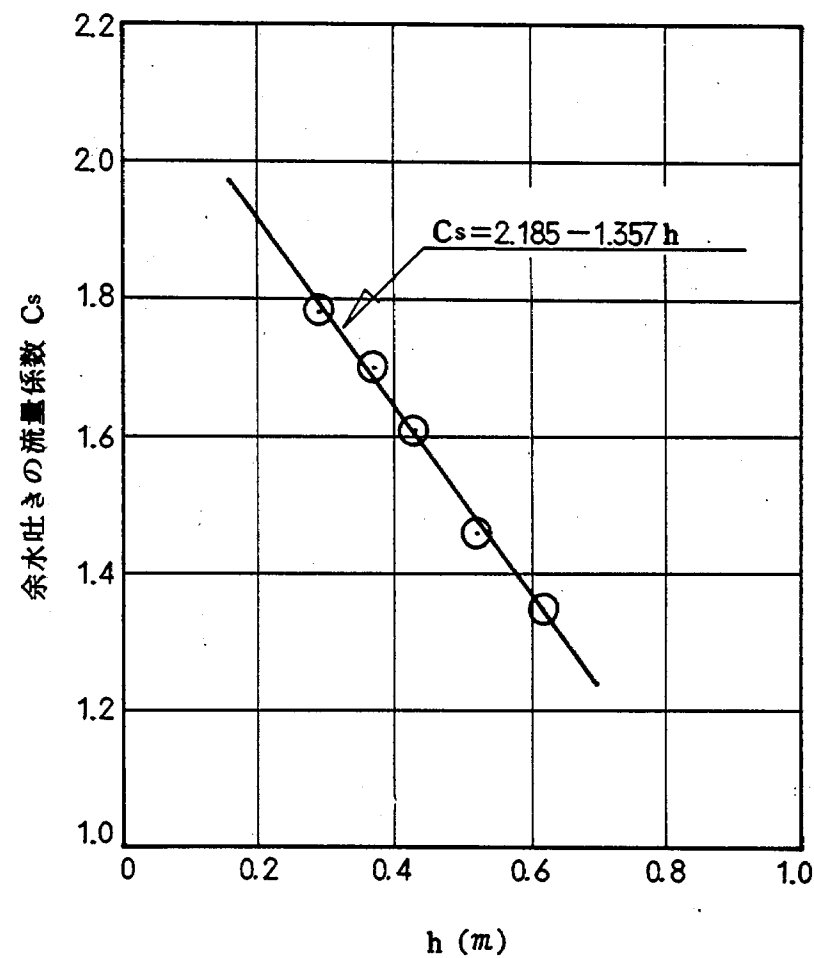


図-22 余水吐きの $h \sim C_s$

4.3.2. 減勢工と導水路の水面形

側壁の高さを決めるために水面形の測定を行った。下流水位は5 m³/s放流の場合はトンネルのH～Q（図-4）によりEL. 159.6 mに調整し、10 m³/s放流の場合は余水吐きからの自由越流とした。測定結果は図-24、25、26、表-14、15、16に示すとおりである。なお、超過確率とは水面がその標高以上になっている時間の割合のことであるが、小規模な水はねや空気運行による水位の上昇は見込んでいないので注意されたい。

測定結果より次のことがわかった。

- 1) 5 m³/s放流時の水面変動はゲート半開時（G=0.52 m）の方がゲート全開時より大きい。
- 2) 5 m³/s放流時の余水吐きの区間（ゲート面下流14 m～32 m）での超過確率5%水位の最大はEL. 159.84 mであり、余水吐きの敷高をEL. 159.85 mとしたのは妥当であった。
- 3) 10 m³/s放流時の超過確率5%水位の最大は、減勢工部でEL. 161.40 m（ゲート面下流11 m右岸）導水路部ではEL. 160.56 m（ゲート面下流14 m左岸）である。

側壁高さの超過確率を何パーセントにするかは、放流設備の安全性を考える上で重要な問題である。洪水吐きの減勢工の導流壁高さは、従来ポイントゲージで計測される最高水位に余裕を加味して決定しており、ポイントゲージで計測される最高水位は超過確率5%程度の水位である。よって、本件の場合は超過確率1%を考慮して設計することにした。

本件の水面変動は正規分布に従うことが解っている[※]。よって、実験で求められた各水位より次のようにして超過確率1%の水位を求めた。

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 2.33 \cdot \sigma + \bar{h} \\
 \bar{h} &= \frac{h_5 + h_{95}}{2} \quad \dots\dots\dots(II) \\
 \sigma &= \frac{h_5 - h_{95}}{3.29}
 \end{aligned}$$

ここで、

- h_1 ; 超過確率1%の水位 (EL. m)
- h_5 ; " 5% "
- h_{95} ; " 95% "
- σ ; 水面変動の標準偏差 (m)
- $\bar{h}$; 平均水位 (EL. m)

(II)式で求めた10 m³/s放流時の h_1 の計算結果が表-17である。これより側壁の天端標高は、減勢工部でEL. 161.6 m、導水路部でEL. 160.8 m、ゲート面下流11.5 mから14 mまでの区間は天端標高を遷移させる区間とした。

表-13 水面形測定結果 (常時満水位、ゲート全開、余水吐き長さ 20 m 案)

余水吐き 20 m, $Q = 9.99 \text{ m}^3/\text{S}$, ゲート全開

断面 ゲート 面より m	左 岸			中 央			右 岸		
	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$
EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m
2.65	160.21	160.98	160.60	160.22	160.83	160.53	160.23	160.94	160.59
4.00	160.32	160.89	160.61	160.26	160.74	160.50	160.22	160.81	160.52
5.00	160.15	160.78	160.47	160.09	160.70	160.40	160.07	160.75	160.41
6.00	160.16	160.78	160.47	160.12	160.70	160.41	160.18	160.78	160.48
7.00									
8.00		160.91		160.30	160.80	160.55	160.44	160.97	160.71
9.00									
10.00	160.35	161.03	160.69	160.24	160.93	160.59	160.33	161.10	160.72
11.00	160.42	161.39	160.91	160.11	160.84	160.48	160.44	161.23	160.84
11.50	160.10	160.98	160.54	159.99	160.75	160.37	160.12	161.07	160.60
12.50	159.80	160.58	160.19	159.71	160.27	159.99	159.69	160.32	160.01
13.00	159.82	160.46	160.14	159.58	160.03	159.81	159.65	160.06	159.86
14.00	159.85	160.51	160.18	159.74	160.30	160.02	159.73	160.24	159.99
16.00	160.05	160.44	160.25	160.03	160.31	160.17	160.03	160.32	160.18
18.00									
20.00	160.13	160.38	160.26	160.13	160.33	160.23	160.10	160.28	160.19
22.00									
24.00	160.20	160.43	160.32	160.20	160.38	160.29	160.18	160.31	160.25
26.00									
28.00	160.27	160.47	160.37	160.26	160.27	160.27	160.22	160.33	160.28
30.00									
32.00	160.28	160.47	160.38	160.26	160.28	160.27	160.22	160.38	160.30

表-14 水面形測定結果 (最低水位、ゲート全開、余水吐き長さ 18 m 案)

 $Q = 4.96 \text{ m}^3/\text{S}$, ゲート全開

断面 ゲート 面より m	左 岸			中 央			右 岸		
	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$
EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m
2.65	159.75	159.90	159.83	159.76	159.88	159.82	159.76	159.90	159.83
4.00	159.74	159.89	159.82	159.74	159.85	159.80	159.74	159.88	159.82
5.00									
6.00	159.72	159.89	159.80	159.70	159.86	159.78	159.72	159.89	159.81
7.00									
8.00	159.78	159.91	159.85	159.74	159.88	159.81	159.78	159.92	159.85
9.00	159.78	159.93	159.86	159.73	159.95	159.84	159.78	159.95	159.87
10.00	159.75	159.92	159.84	159.69	159.93	159.81	159.74	159.95	159.85
11.00	159.76	160.09	159.93	159.62	159.79	159.71	159.80	160.12	159.96
11.50									
12.50	159.61	159.80	159.71	159.55	159.75	159.65	159.58	159.79	159.69
13.00									
14.00	159.61	159.78	159.70	159.59	159.71	159.65	159.62	159.76	159.69
16.00									
18.00	159.62	159.72	159.67	159.60	159.72	159.66	159.60	159.73	159.67
20.00									
22.00	159.62	159.70	159.66	159.59	159.67	159.63	159.60	159.71	159.66
24.00									
26.00	159.60	159.70	159.65	159.60	159.70	159.65	159.60	159.70	159.65
28.00									
30.00	159.61	159.69	159.65	159.60	159.67	159.64	159.60	159.69	159.65
32.00									

表-15 水面形測定結果 (常時満水位、G = 0.52 m、余水吐き長さ 18 m案)

Q = 4.97 m³/S, G = 0.52 m

断面 ゲート 面より m	左 岸			中 央			右 岸		
	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$
EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m
2.65	159.84	160.32	160.08	159.86	160.00	159.93	159.80	160.01	159.91
4.00	159.80	160.13	159.97	159.78	159.93	159.86	159.80	159.99	159.90
5.00									
6.00	159.84	160.15	160.00	159.78	159.92	159.85	159.83	159.97	159.90
7.00	159.86	160.24	160.05	159.78	159.97	159.88	159.82	160.03	159.93
8.00	159.82	160.19	160.01	159.79	159.96	159.88	159.86	160.02	159.94
9.00	159.70	160.11	159.91	159.66	159.83	159.75	159.69	159.86	159.78
10.00	159.55	159.98	159.77	159.40	159.59	159.50	159.50	159.71	159.61
11.00	159.77	160.14	159.96	159.54	159.68	159.61	159.74	159.91	159.83
11.50	159.53	159.88	159.71	159.55	159.66	159.61	159.54	159.72	159.63
12.50	159.56	159.84	159.70	159.56	159.65	159.61	159.56	159.69	159.63
13.00									
14.00	159.56	159.80	159.68	159.57	159.65	159.61	159.58	159.68	159.63
16.00									
18.00	159.58	159.76	159.67	159.58	159.66	159.62	159.58	159.68	159.63
20.00									
22.00	159.58	159.75	159.67	159.57	159.64	159.61	159.58	159.66	159.62
24.00									
26.00	159.58	159.71	159.65	159.55	159.62	159.59	159.56	159.66	159.61
28.00									
30.00	159.60	159.71	159.66	159.56	159.62	159.59	159.56	159.65	159.61
32.00									

表-16 水面形測定結果 (常時満水位、ゲート全開、余水吐き長さ 18 m案)

余水吐き 18 m, Q = 9.99 m³/S, ゲート全開

断面 ゲート 面より m	左 岸			中 央			右 岸		
	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$	95%水位	5%水位	$\bar{h} = \frac{h_{95} + h_5}{2}$
EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m	EL. m
2.65	160.25	161.18	160.72	160.25	160.90	160.58	160.29	161.13	160.71
4.00									
5.00	160.09	160.85	160.47	160.07	160.75	160.41	160.08	160.85	160.47
6.00									
7.00	160.29	160.86	160.58	160.23	160.81	160.52	160.28	160.88	160.58
8.00									
9.00	160.41	161.12	160.77	160.32	160.94	160.63	160.41	160.99	160.70
10.00									
11.00	160.36	161.36	160.86	160.08	160.98	160.53	160.36	161.40	160.88
11.50	160.26	161.12	160.69	160.02	160.87	160.45	160.07	161.03	160.55
12.50									
13.00	159.61	160.36	159.99	159.54	160.19	159.87	159.60	160.19	159.90
14.00	159.65	160.56	160.11	159.54	160.33	159.94	159.60	160.35	159.98
16.00	160.04	160.45	160.25	160.04	160.34	160.19	160.02	160.31	160.17
18.00									
20.00	160.08	160.40	160.24	160.08	160.38	160.23	160.06	160.28	160.17
22.00									
24.00									
26.00	160.22	160.45	160.34	160.22	160.41	160.32	160.17	160.32	160.25
28.00									
30.00									
32.00	160.28	160.50	160.39	160.28	160.48	160.38	160.30	160.49	160.40

表-17 超過確率1%の水位 (Q = 10 m³/S)

Q = 9.99 m³/S, 余水吐き長さ = 18 m

区分	断 面	超過確率1%の水位 (h ₁)		
		左 岸	中 央	右 岸
減勢工部	ゲート面より m	EL. m	EL. m	EL. m
	2.65	161.37	161.04	161.30
	5.00	161.01	160.89	161.01
	7.00	160.98	160.93	161.00
	9.00	161.27	161.07	161.11
	11.00	161.57	161.17	161.62
導水路部	11.50	161.30	160.91	161.23
	13.00	160.52	160.33	160.32
	14.00	160.75	160.49	160.51
	16.00	160.54	160.40	160.37
	20.00	160.47	160.44	160.33
	26.00	160.50	160.45	160.35
	32.00	160.55	160.52	160.53

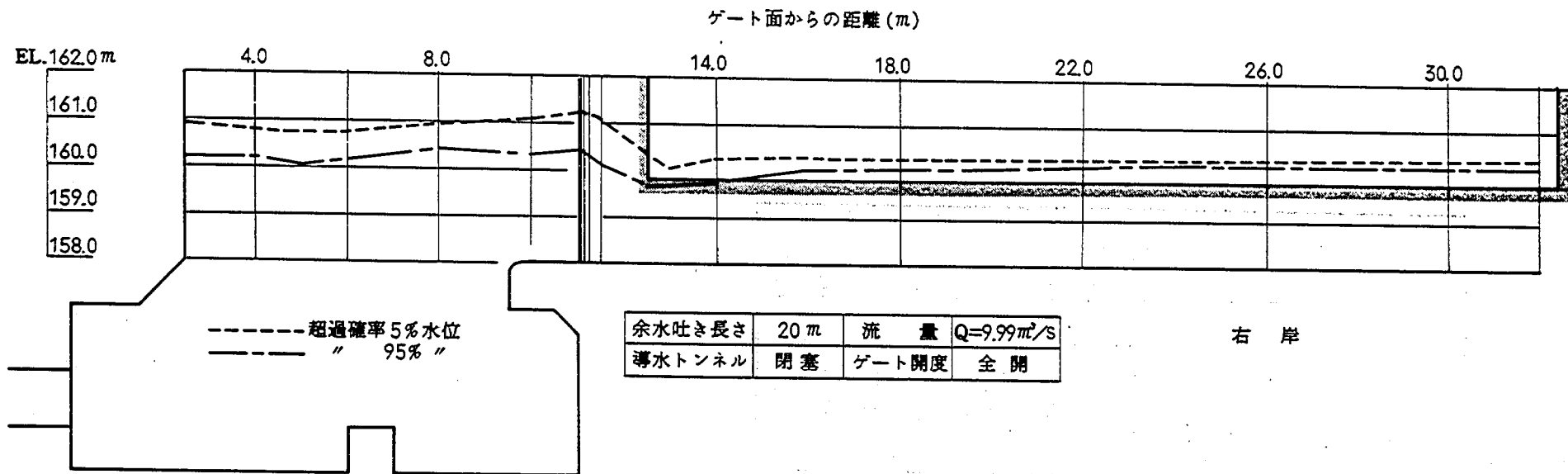


図-23 a

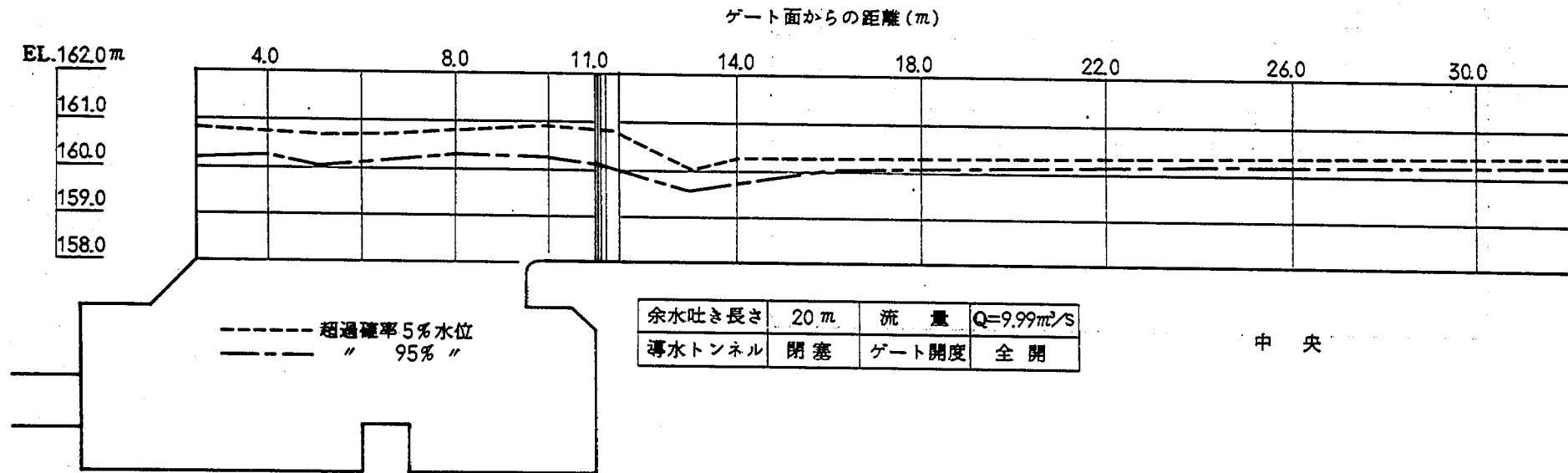


図-23 b

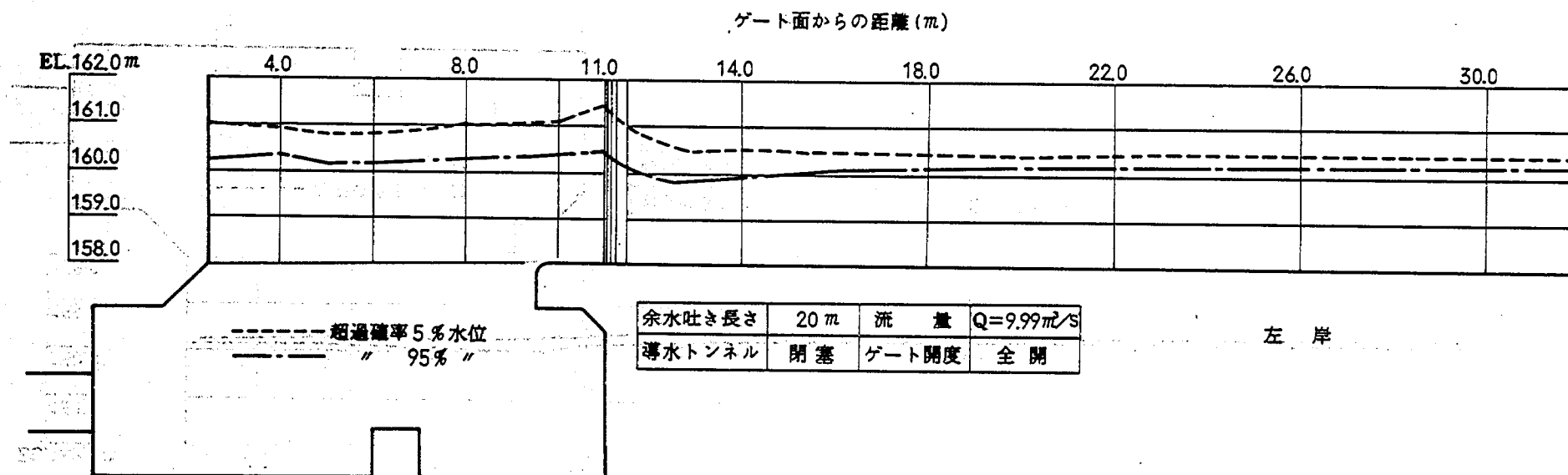


図-23c

図-23 水面形縦断図

(常時満水位、ゲート全開、余水吐き長さ20m)

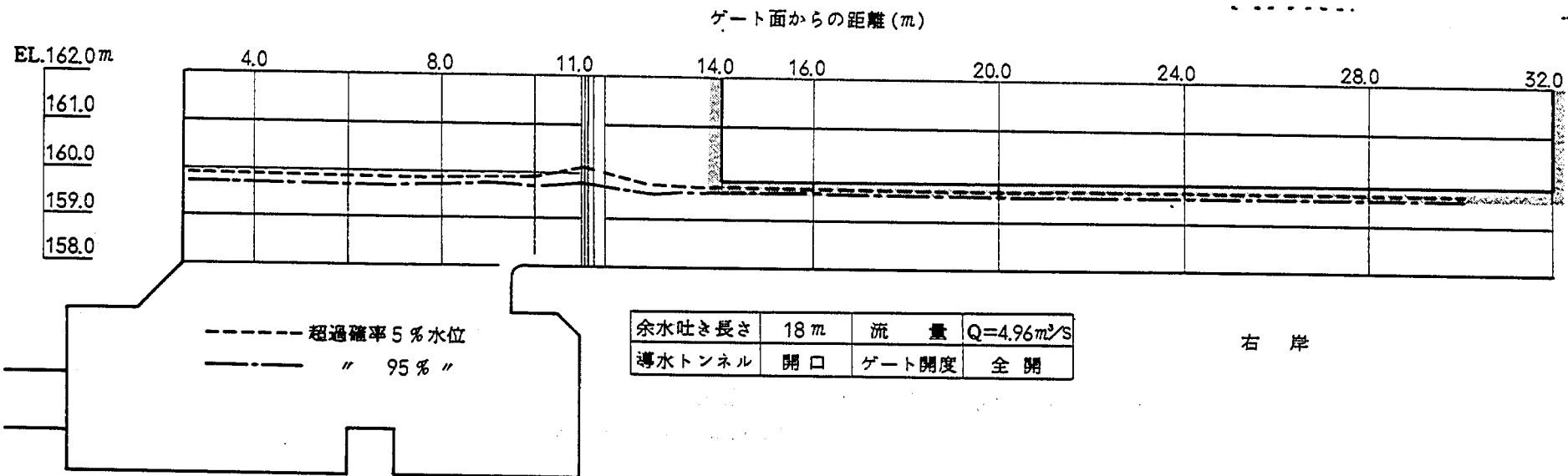


図-24 a

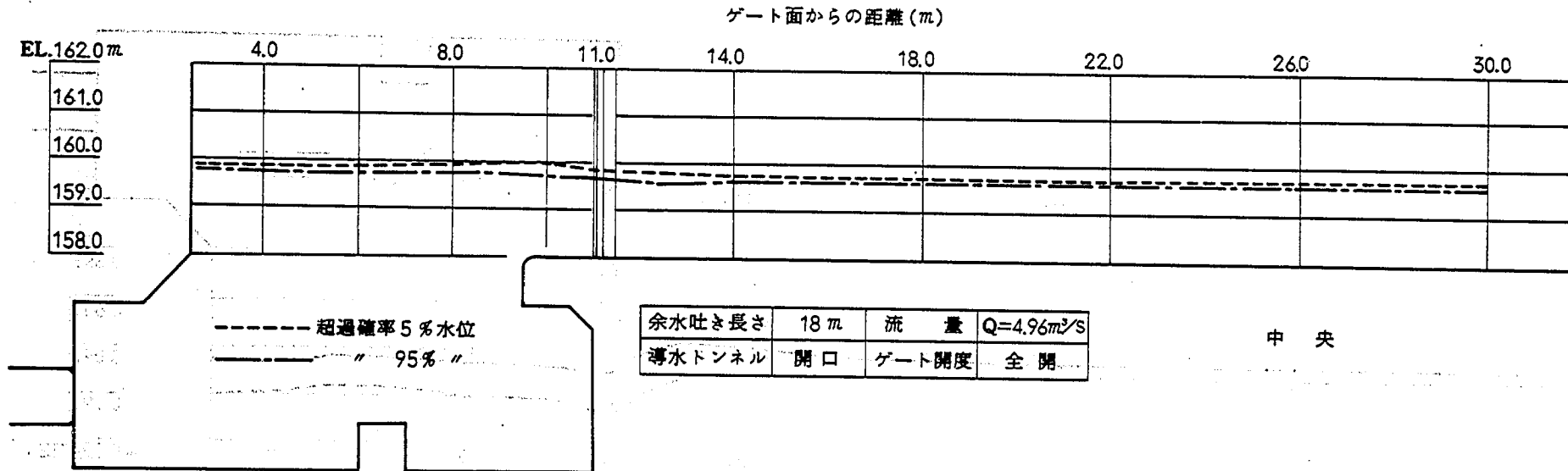


図-24 b

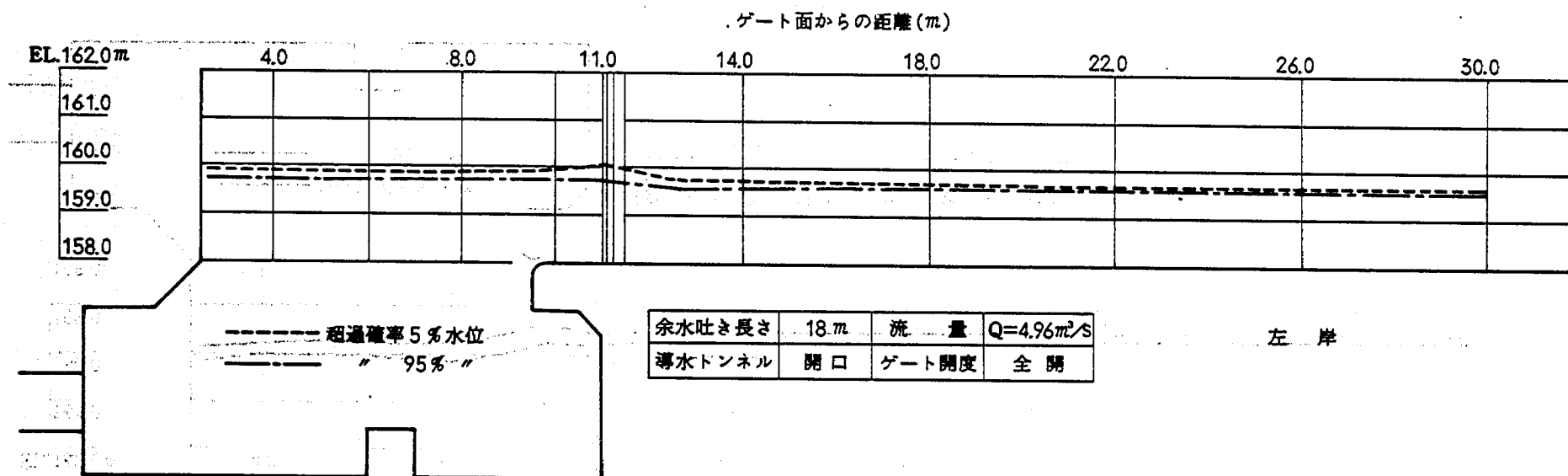


図-24c

図-24 水面形縦断図

(最低水位、ゲート全開、余水吐き長さ18m案)

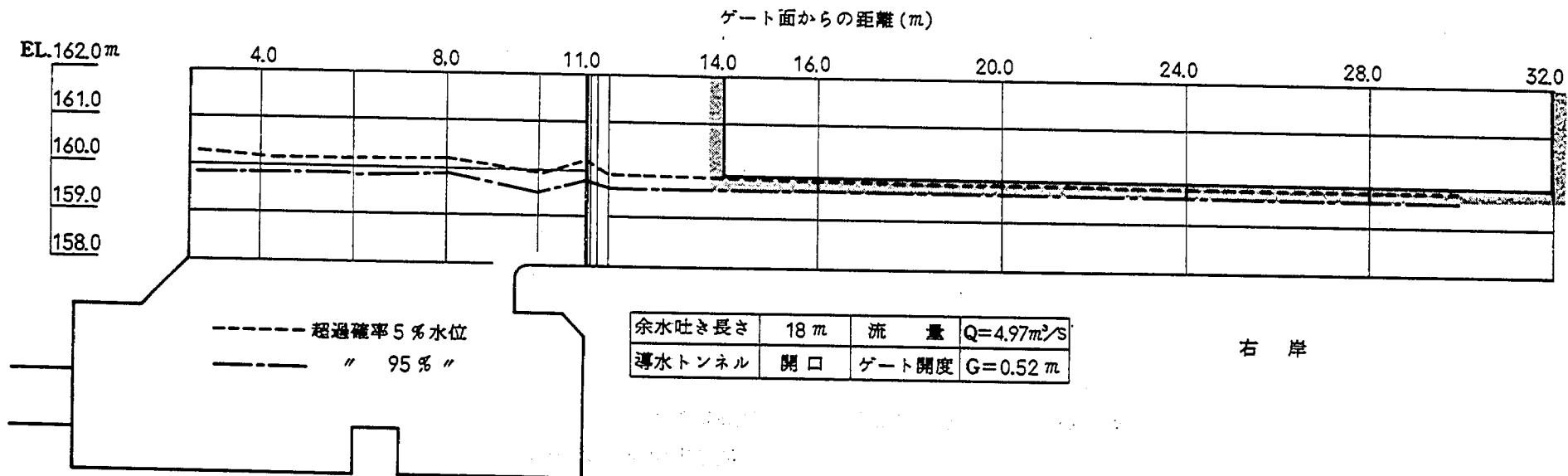


図-25 a

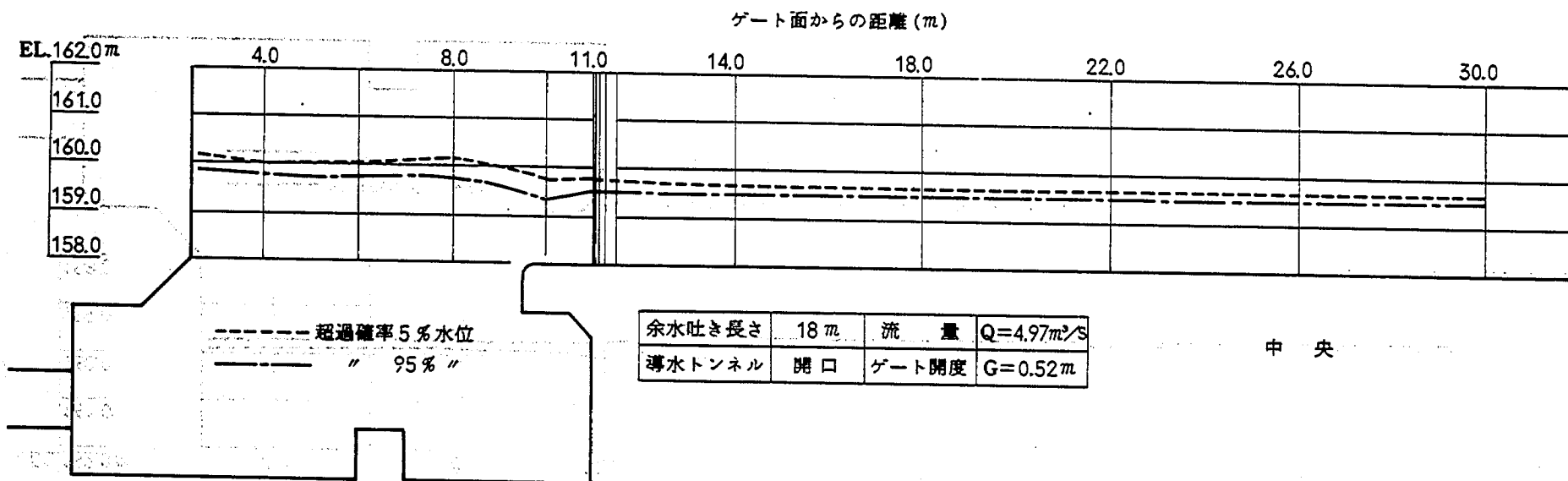


図-25 b

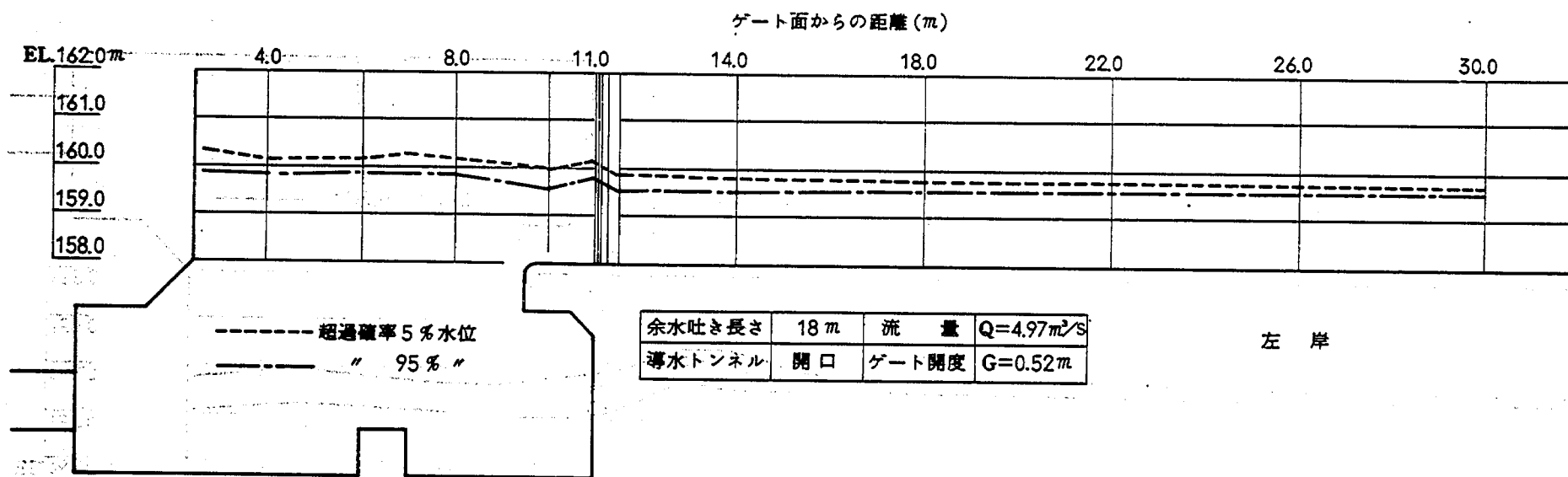


図-25 c

図-25 水面形縦断図

(常時満水位、 $G=0.52\text{m}$ 、余水吐き長さ18m案)

ゲート面からの距離 (m)

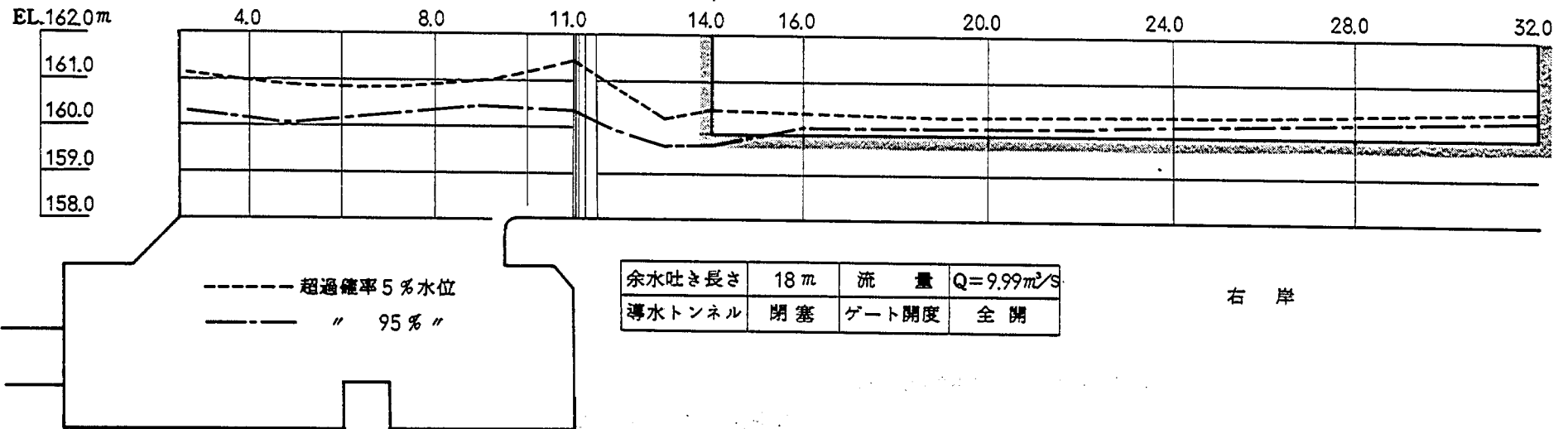


図-26 a

ゲート面からの距離 (m)

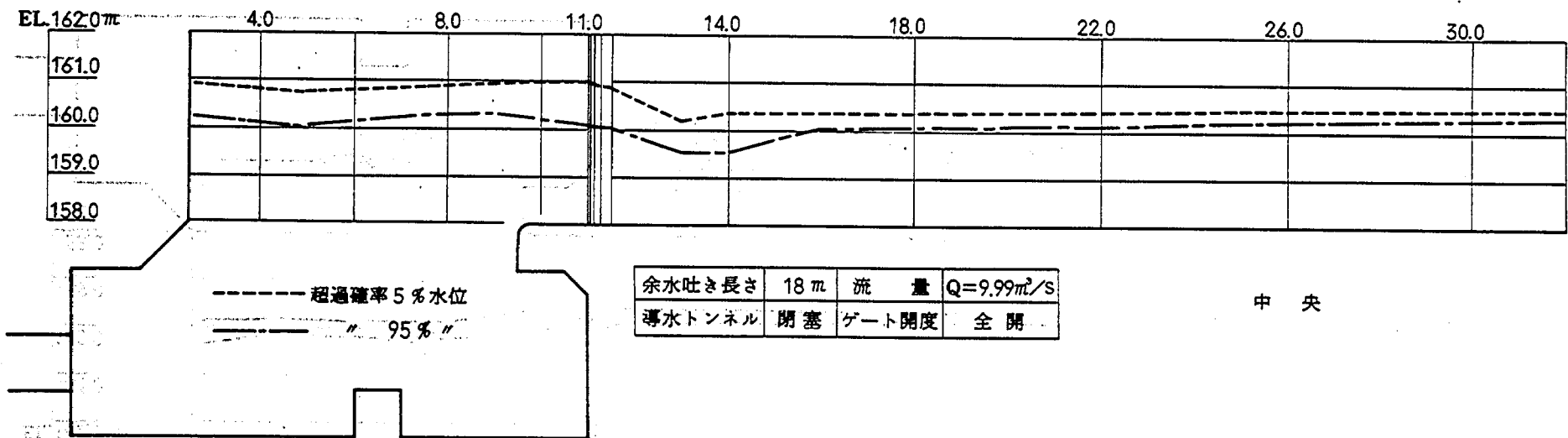


図-26 b

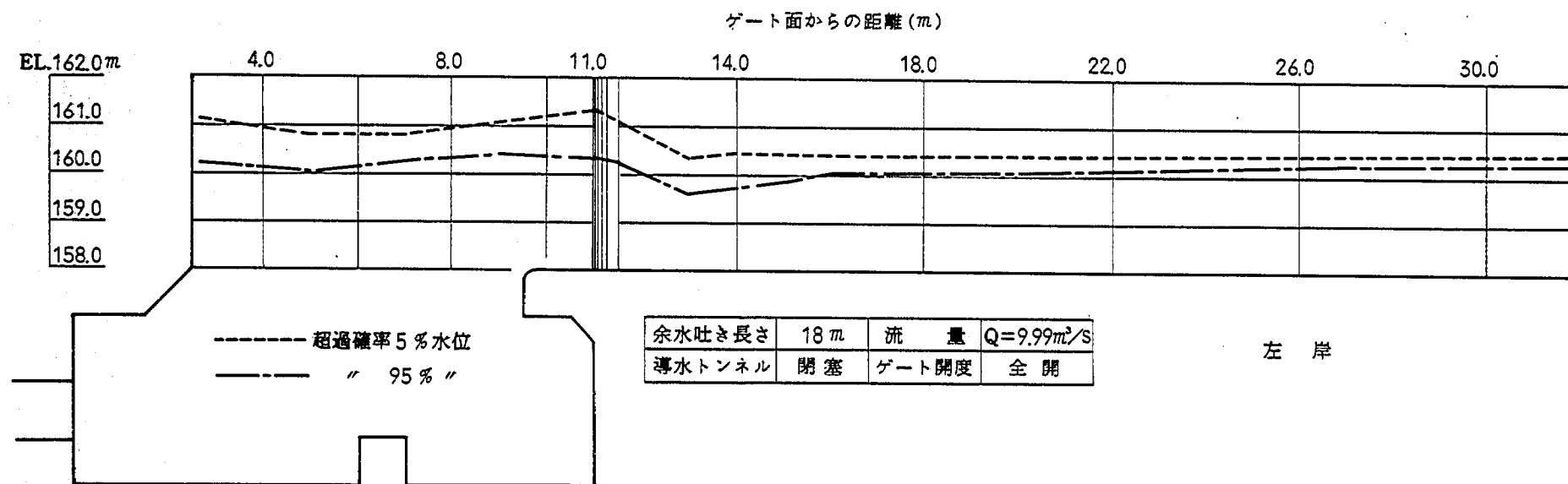


図-26c

図-26 水面形縦断図

(常時満水位、ゲート全開、余水吐き長さ18m案)

第 5 章

検 討 結 果

第5章 最終案形状

前章までの検討の結果、最終案形状を図-27のように決めた。

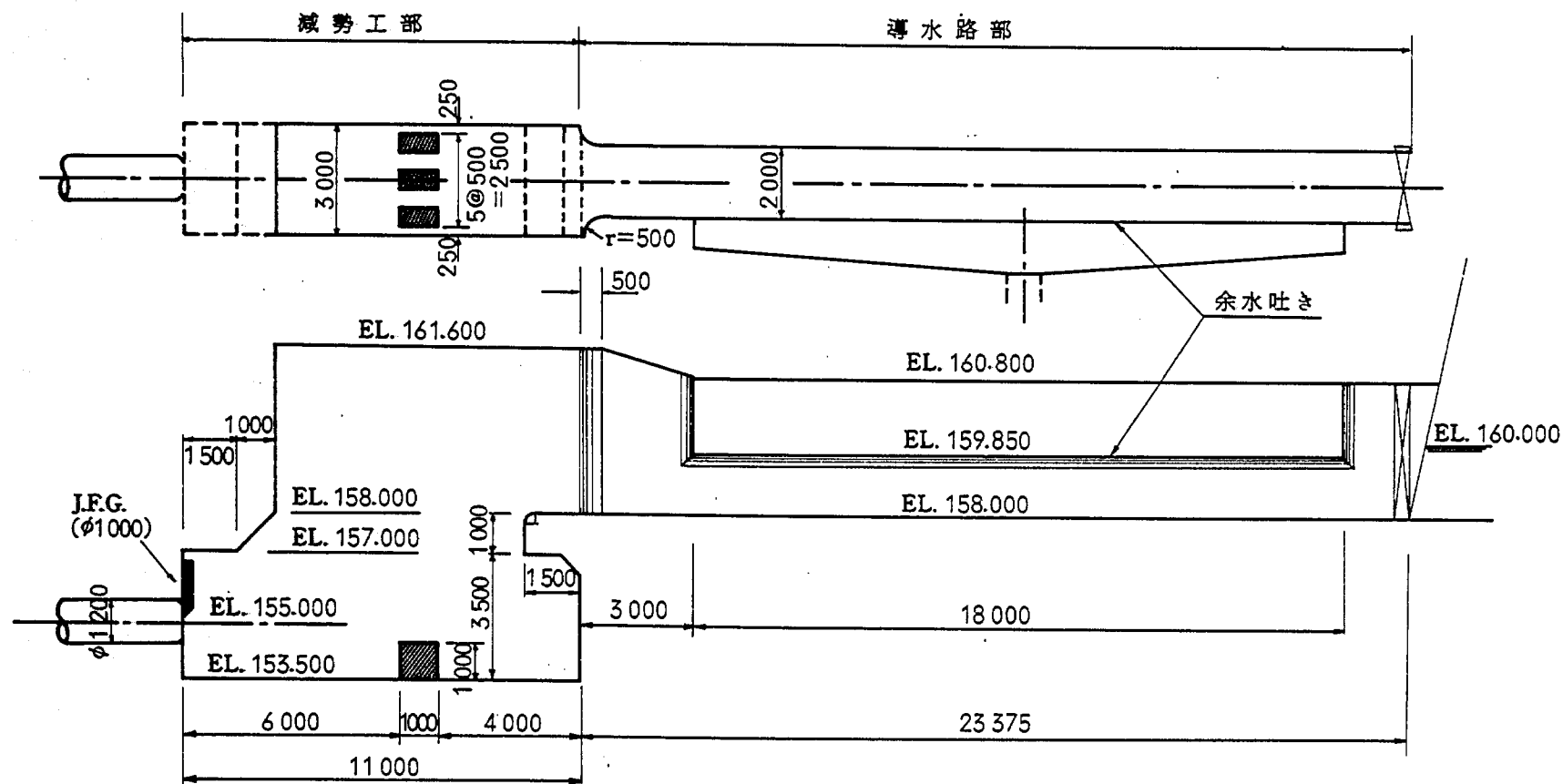


図-27 最終案形状

第 6 章

貯水位低下放流時の連絡調整水路への取水について

第6章 貯水位低下放流時の連絡調整水路への取水について

第1節 概 要

前章までは、貯水位低下放流（最大 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）時には辺野喜ダム→普久川ダムの連絡調整水路（以下単にトンネルと記す）への取水は行わず全量を余水吐きを通じて河道へ放流するものとして検討を行ってきた。河道へ放流した水は下流での取水設備がないためそのまま海まで流下してしまうことになる。沖縄県の水事情を考えると貯水位低下放流という希な場合といえども可能な限りの流量を利水として活用することについて検討しておく必要があると思われる。

本章では、 $5 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ までの放流時に余水吐きとトンネルへ同時に流した場合の流量配分および流況等について水理計算により検討する。

第2節 トンネルの流下能力

6.2.1. トンネルの形状

トンネルの実施設計形状は図6-1に示すとおりである。なお、第2章の水理設計の場合と縦断勾配が異なっているが、第2章では予備設計の形状を用いたためである。

6.2.2. トンネルの流況区分

トンネルは途中で勾配が1/463から1/1000に変化するため、流量の変化に伴って表6-1に示す4種類の流況を示すことになる。なお、図6-2からわかるようにトンネルの勾配は、すべての水深に対して限界勾配以下であるため、全区間、全流量の範囲ですべて常流となっている。

表6-1 トンネルの流況区分

流況区分Ⅰ	1/463 勾配部分での等流水深によりトンネル呑口の水位が決まる流況。
流況区分Ⅱ	1/1000 勾配部分の等流水深の背水の影響を受けて呑口水位が決まる流況。
流況区分Ⅲ	開水路流と管路流の間の遷移領域で流量と水位の関係は不確定である。 1/1000 勾配部分で8割水深を超える流量から呑口の水位がE.L.160 m になるまでの範囲と考えられる。
流況区分Ⅳ	トンネルの全区間が管路流となる流況。

6.2.3. トンネルの流下能力曲線

トンネルの流下能力を求めるにあたり、計算の基準となる断面および記号は図6-3に示すようにとした。また、以下で用いる H_1 H_2 H_3 H_4 とは各断面での水位標高である。トンネルの放流能力の計算結果を表6-2、図6-4に示した。各流況区分ごとの具体的な計算方法は次のとおりである。

流況区分Ⅰ

流量から1/463勾配のトンネルの等流水深を求めこれを用いて h_2 h_1 を求めた。

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \\ Q_t = A_1 v_1 = A_2 v_2 \\ v_2 = R_2^{2/3} i_1^{1/2} / n \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

$$\left(\begin{array}{l} Q_t \leq 2.0 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_1 \leq \text{E.L.} 158.6 \text{ m} \end{array} \right)$$

流況区分Ⅱ

流量から1/1000勾配のトンネルの等流水深を求めこれを h_3 とし、さらに断面②と③の間で不等流計算を行い h_2 h_1 を求めた。

$$\left\{ \begin{array}{l} H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} = H_3 + \frac{v_3^2}{2g} + H_e \\ H_e = \frac{n^2 L_1}{2} \frac{v_2^2}{R_2^{4/3}} + \frac{v_3^2}{R_3^{4/3}} \\ Q_t = A_1 v_1 = A_2 v_2 = A_3 v_3 \\ v_3 = R_3^{2/3} i_2^{1/2} / n \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots (6-2)$$

$$\left(\begin{array}{l} 2.0 \text{ m}^3/\text{s} < Q_t \leq 5.0 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{E.L.} 158.6 \text{ m} \leq H_1 \leq \text{E.L.} 169.35 \text{ m} \end{array} \right)$$

流況区分Ⅲ

流況区分Ⅱと流況区分Ⅲの計算結果を作図し、それに連続した曲線を内挿して、図から読みとった。
なお、この部分では、平均的にこの値をとるであろうと予想されるだけで確定的なH~Qとはいえない。

$$\left(\begin{array}{l} 5.0 \text{ m}^3/\text{s} < Q_t \leq 5.9 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{EL. } 169.35 \text{ m} < H_1 \leq \text{EL. } 160.0 \text{ m} \end{array} \right)$$

流況区分Ⅳ

管路流の計算を行い、流量を求めた。

$$\left[\begin{array}{l} H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = H_4 + \frac{v_4^2}{2g} \left(1 + f_e + \frac{2gn^2 L}{R^{4/3}} \right) \\ f_e = 0.15^* \\ Q_t = A_1 v_1 = A_4 v_4 \end{array} \right] \dots\dots\dots (6-3)$$

$$\left(\begin{array}{l} Q_t > 5.9 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_1 > \text{EL. } 160.0 \text{ m} \end{array} \right)$$

表6-2 トンネルのH-Q

流況 区分	H ₁ (EL.m)	H ₂ (EL.m)	H ₃ (EL.m)	Q _t (m ³ /s)	流況 区分	H ₁ (EL.m)	H ₂ (EL.m)	H ₃ (EL.m)	Q _t (m ³ /s)
I	158.05	158.05		.04	Ⅲ	159.40			5.12
	158.10	158.10		.13		159.50			5.33
	158.15	158.15		.26		159.60			5.49
	158.20	158.20		.40		159.70			5.63
	158.25	158.25		.57		159.80			5.75
	158.30	158.30		.75		159.90			5.86
	158.35	158.35		.94	Ⅵ	160.00			5.95
	158.40	158.40		1.15		160.05			5.97
	158.45	158.45		1.37		160.10			6.00
	158.50	158.50		1.60		160.15			6.03
	158.55	158.55		1.83		160.20			6.06
Ⅱ	158.60	158.60	158.30	2.10		160.25			6.09
	158.65	158.65	158.36	2.30		160.30			6.12
	158.70	158.70	158.41	2.51		160.35			6.15
	158.75	158.75	158.47	2.73		160.40			6.18
	158.80	158.80	158.53	2.94		160.45			6.21
	158.85	158.85	158.58	3.15		160.50			6.23
	158.90	158.90	158.64	3.36		160.55			6.26
	158.95	158.95	158.69	3.57		160.60			6.29
	159.00	159.00	158.74	3.76		160.65			6.32
	159.05	159.05	158.80	3.98		160.70			6.35
	159.10	159.10	158.85	4.17		160.75			6.38
	159.15	159.15	158.90	4.34		160.80			6.41
	159.20	159.20	158.96	4.55					
	159.25	159.25	159.01	4.71					
	159.30	159.30	159.06	4.86					
	159.35	159.35	159.11	5.00					

* DESIGN OF SMALL DAMS: U.S.B.R., 1960, P.330

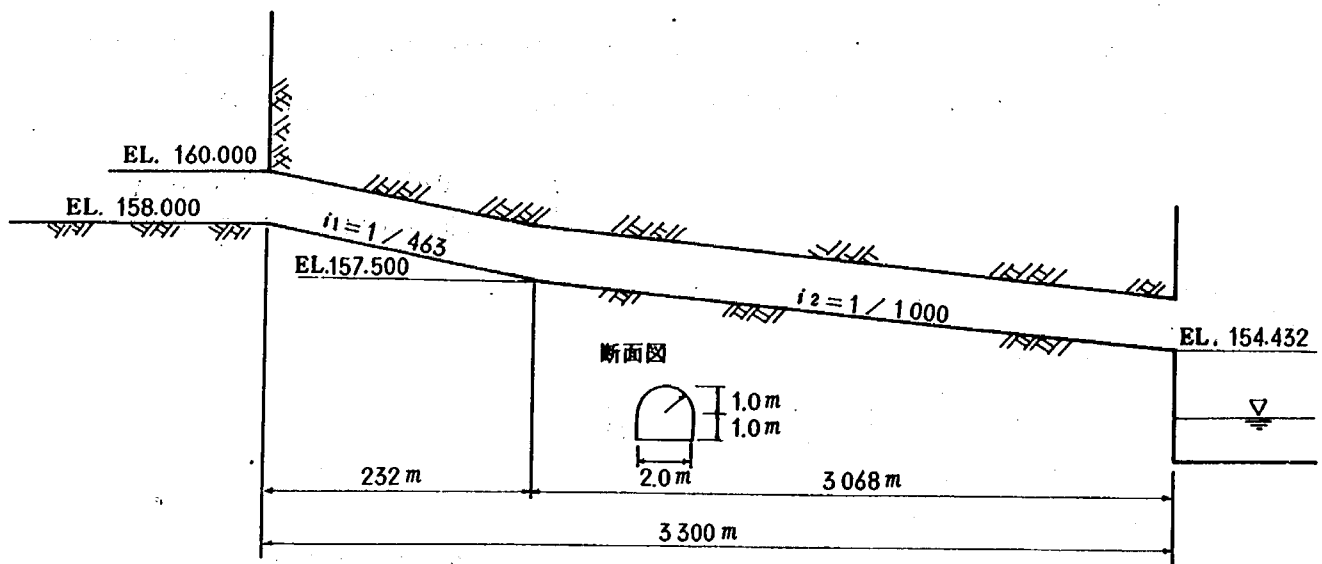


図6-1 トンネルの実施形状

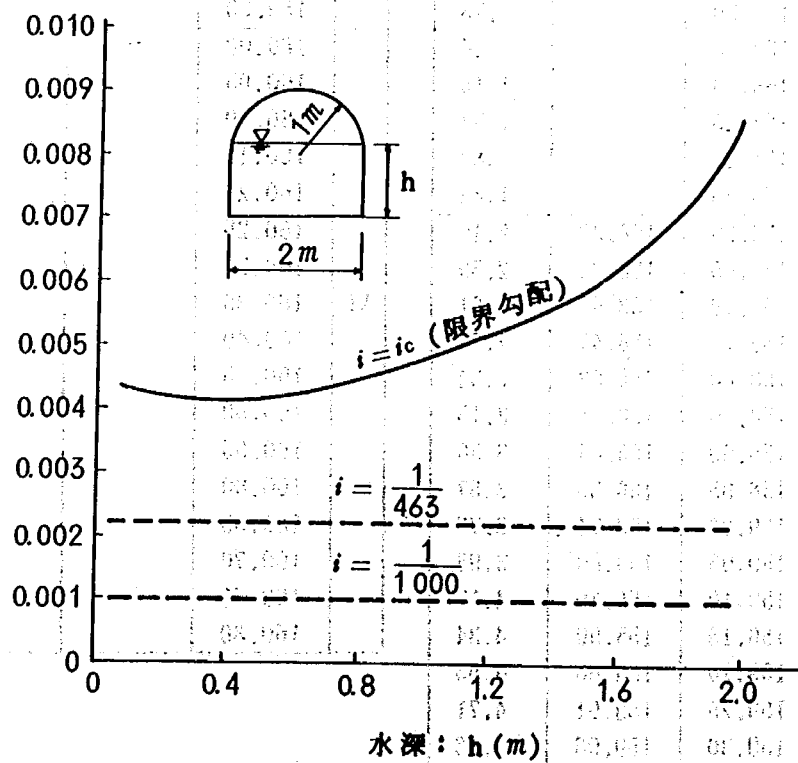


図6-2 限界勾配とトンネル勾配の比較

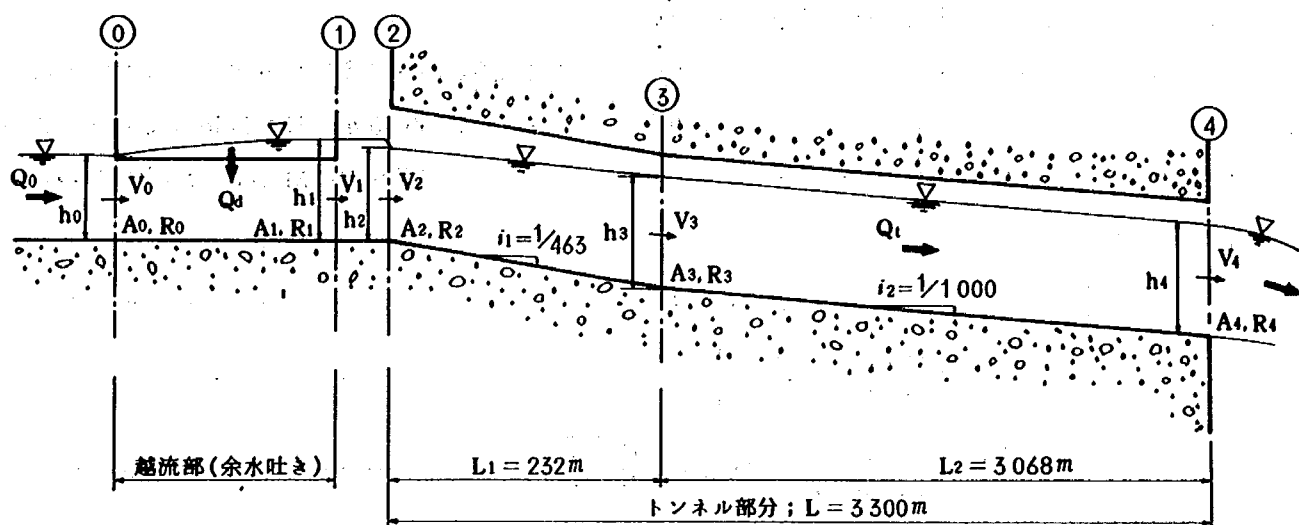


図 6 - 3 計算記号説明図

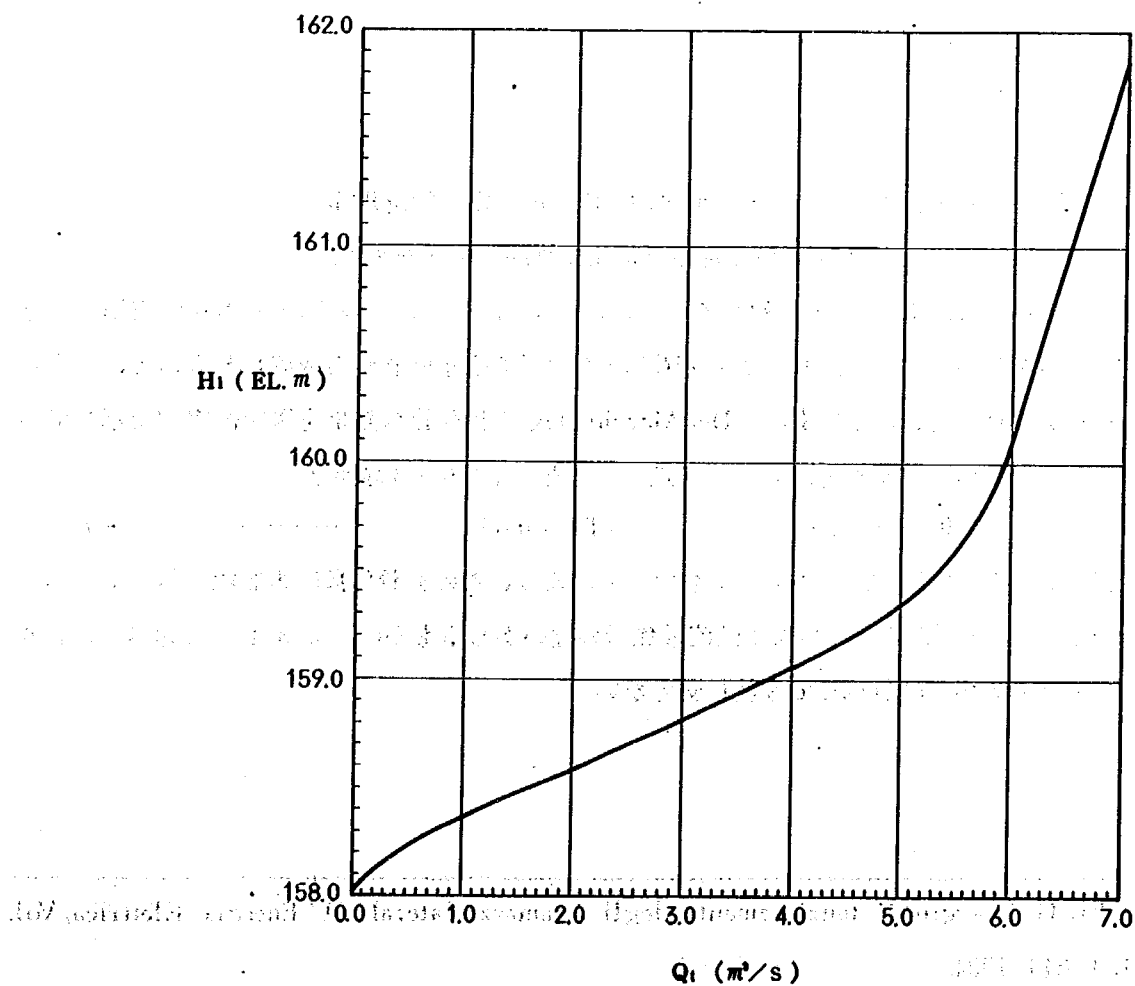


図 6 - 4 トンネルの $H \sim Q$

第3節 横越流型余水吐きの放流能力の計算

辺野喜ダムでは減勢工からトンネルへ接続する水平な矩形開水路の右岸側壁に切り欠きを設けて余水吐きとしている。形状は図6-5に示すとおり、切り欠きの敷高はEL.159.85 m、長さは18 mである。このような横越流型の余水吐きの水面形および越流量の計算式としては次に示すDe Marchiの式^{*}がある。

(記号は図6-5参照)

$$\frac{dQ}{dx} = -q = -\frac{2\sqrt{2g}}{3} \mu (h-w)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

$$L_0 = \frac{3B}{2\mu} \left\{ \psi\left(\frac{h_1}{E}\right) - \psi\left(\frac{h_0}{E}\right) \right\} \quad \dots\dots\dots (6-5)$$

$$\psi\left(\frac{h}{E}\right) = \frac{2E-3w}{E-w} \sqrt{\frac{E-h}{h-w}} - 3 \tan^{-1} \sqrt{\frac{E-h}{h-w}} \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

ここに、Q：水路内流下流量 (m³/s)

x：せき上流端からの流下距離 (m)

q：単位長さ当りの越流量 (m³/s/m)

μ：流量係数 (図6-6参照)

h：水深 (m)

w：せき高 (m)

B：水路幅 (m)

L₀：越流長 (m)

E：水路底より測ったエネルギー水頭 ($E = h_1 + Q^2 / 2g B^2 h_1^2$)

suffix 0, 1 はそれぞれ越流部始端および終端の断面を示す。

第4章の実験結果とDe Marchiの式を比較してみたのが図6-7である。この図より本式が実用上十分な精度を持っている事がわかる。実験はトンネルを閉じて全流量を余水吐きから放流したもので、余水吐きでの水路内の流速がゼロの場合に相当する。De Marchiの式による計算結果を図中に実線で示している。流量係数は中川の実験結果^{***}をもとに(6-7)式で与えた。(図6-6参照)

$$\mu = 0.90 - 0.76 Fr \quad (Fr \leq 0.6) \quad \dots\dots\dots (6-7)$$

ただしFrは越流断面での主流の平均フルード数である。なお、この流量係数は刃形堰の値であるが実物では厚さ0.5 m程度の狭頂堰になるため若干は流量係数の違いがあるものの、4.3.1でも述べたとおりその差は3%程度であり実用上は無視しても差し支えない。

* De Marchi, G.: Saggio di funzionamento degli stramazzi laterali, L'Energia Elettrica, Vol. 11, No 11, p. 849, 1934.

*** 中川博次、宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究、京大防災研年報、第9号、p. 541, 1966.

*** 上記の2文献とも水理公式集(土木学会) p. 270 参照のこと。

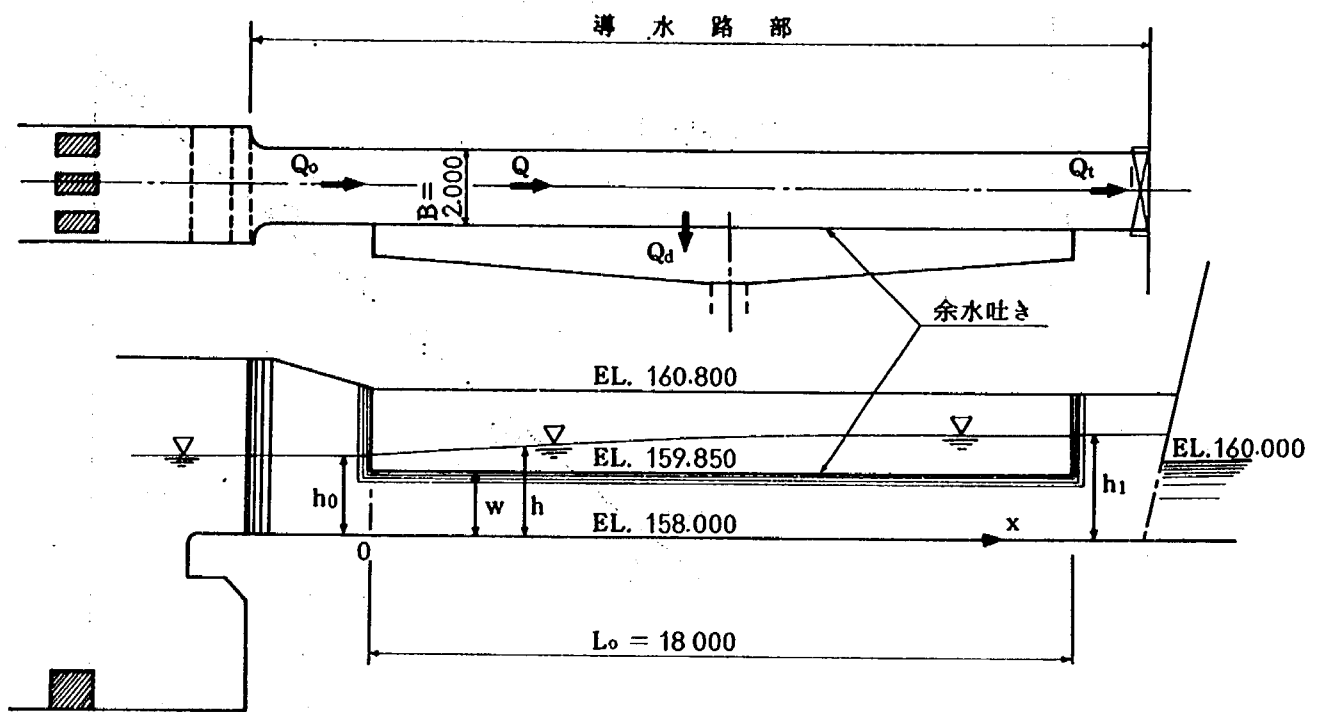


図 6 - 5 余水吐き形状と記号説明図

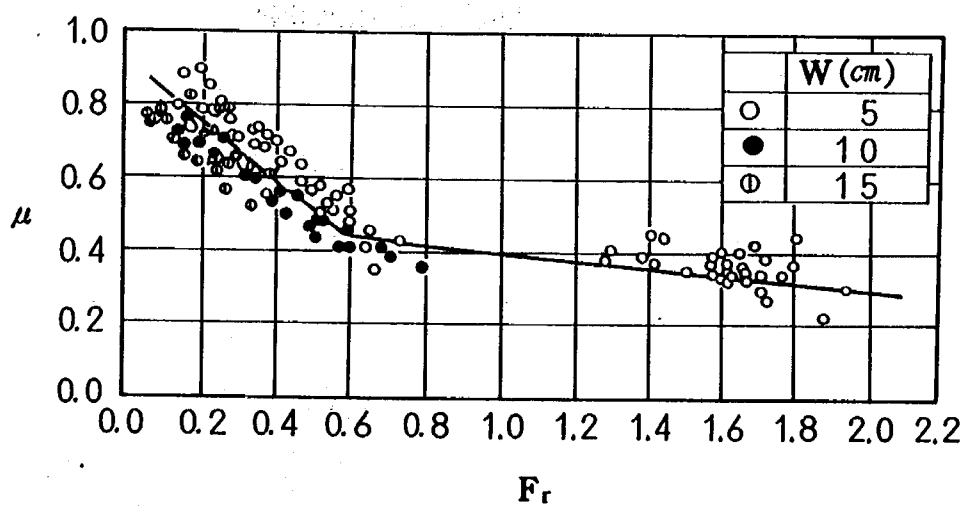


図 6 - 6 横越流堰の流量係数

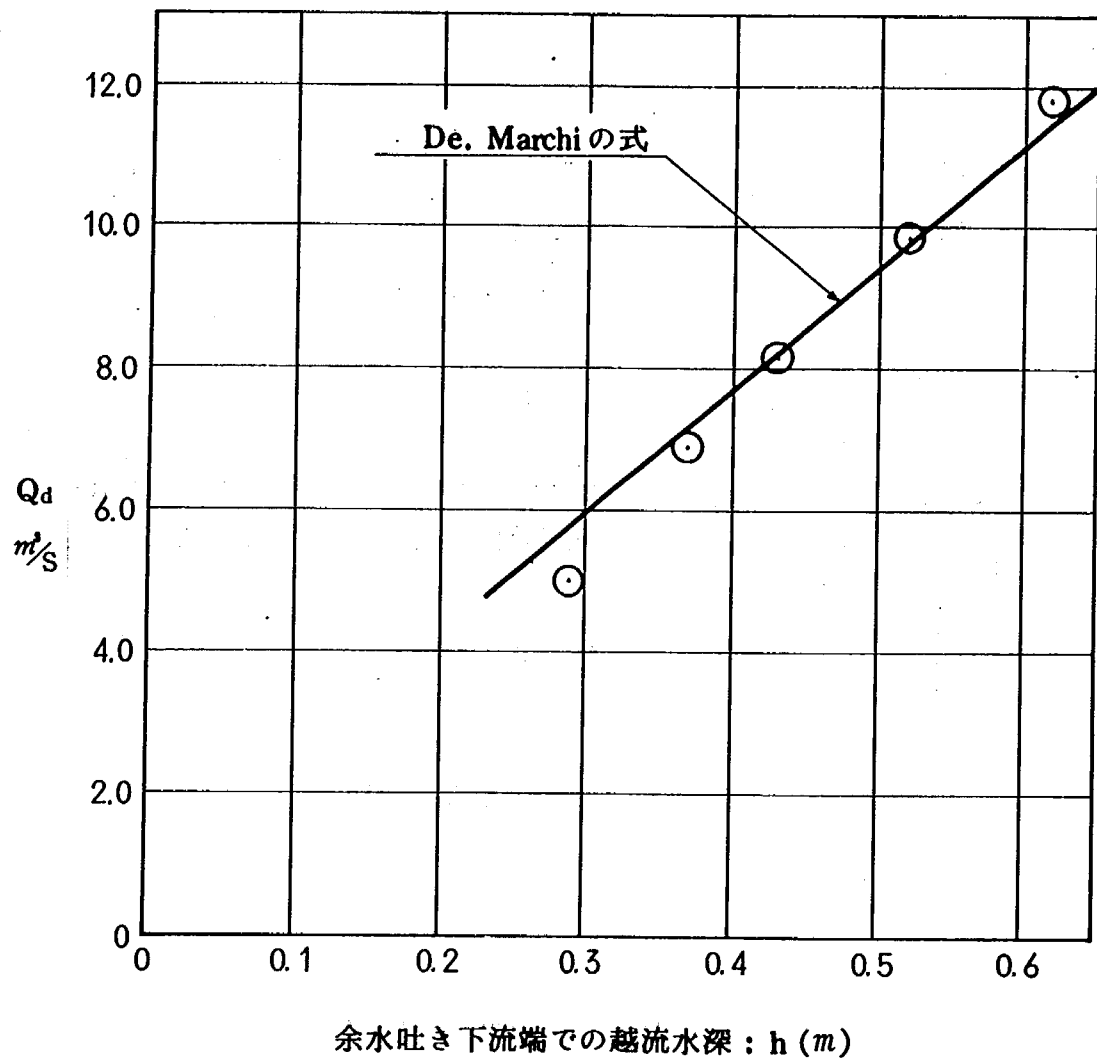


図 6-7 実験値と計算値の比較

第4節 流況の検討

6.4.1. トンネルと余水吐きへ配分される流量の計算

2節および3節の検討を基にトンネルと余水吐きに配分される流量を図6-8の計算フローで求めた。
なおFORTRANで書かれた計算プログラムを図6-9に示す。

計算結果は表6-3, 図6-10のとおりである。

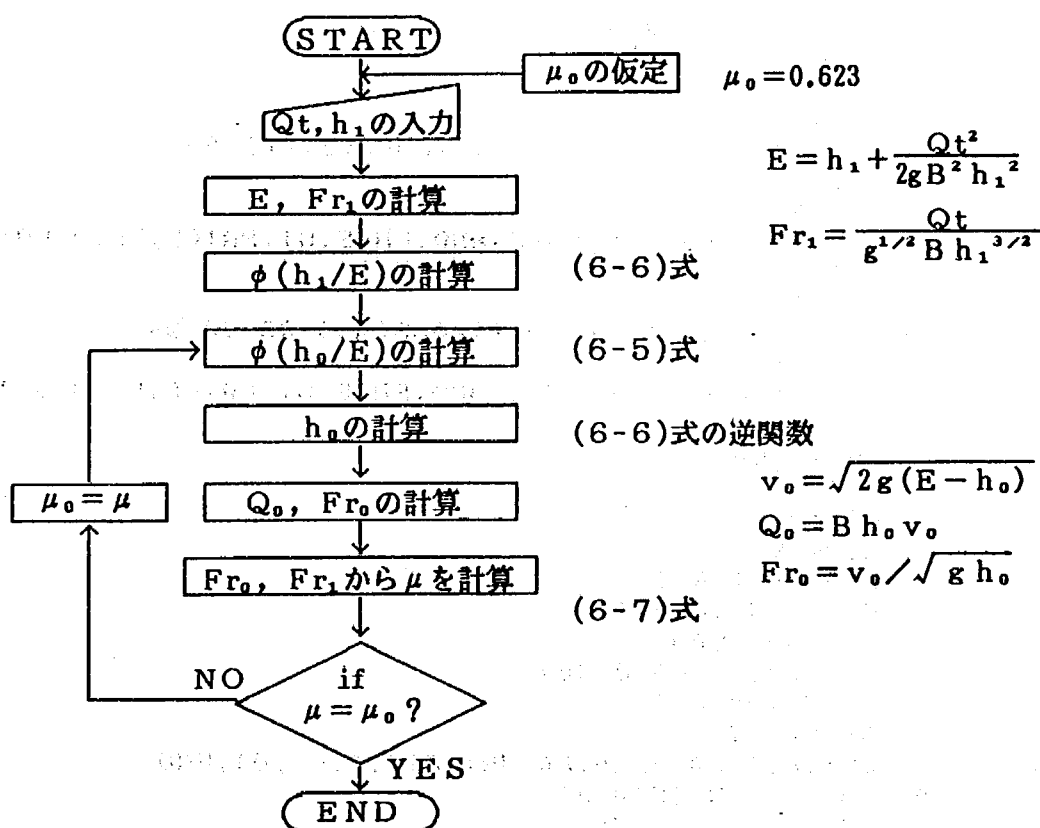


図6-8 計算フロー

&SDMRC T=00004 IS ON CR00016 USING 00007 BLKS R=0000

```

0001  FTH4,L
0002      PROGRAM SDMRC
0003  C      SIDE-OVER-FLOW-WEIR DE MARCHI'S FORMULA
0004  C      PROGRAMED BY M.SATO   AT MAY '84
0005      WRITE(1,199)
0006      199 FORMAT(10X,"L,W=_")
0007      READ(1,*)SL,W
0008      FMU=0.623
0009      1 WRITE(1,100)
0010      100 FORMAT(10X,"QT,HH1=_")
0011      READ(1,*)QT,HH1
0012      IF(QT.EQ.0.0) GOTO 999
0013      H1=HH1-158.0
0014      V1=QT/(H1*2.0)
0015      E=H1+V1*V1/19.6
0016      F1=V1/SQRT(9.8*H1)
0017      H1E=H1/E
0018      WE=W/E
0019      2 PH0E=PAI(H1E,WE)-SL*2.0*FMU/(3.0*2.0)
0020      A=1.0
0021      50 B=A-0.01
0022      IF(PAI(A,WE).LE.PH0E.AND.PH0E.GT.PAI(B,WE)) GOTO 60
0023      A=B
0024      GO TO 50
0025      60 IF(ABS(A-B).LT.0.00001*ABS(A)) GO TO 99
0026      C=0.5*(A+B)
0027      IF(PAI(A,WE).LE.PH0E.AND.PH0E.GT.PAI(C,WE)) GOTO 61
0028      A=C
0029      GO TO 60
0030      61 B=C
0031      GO TO 60
0032      99 H0=A*E
0033      HH0=H0+158.0
0034      V0=(E-H0)*19.6
0035      V0=SQRT(V0)
0036      F0=V0/SQRT(9.8*H0)
0037      Q0=V0*H0*2.0
0038      QD=Q0-QT
0039      WRITE(1,200)HH0,F0,HH1,F1,Q0,QD,QT,FMU
0040      200 FORMAT(5X,8F10.3)
0041      FMUI=0.5*(F1+F0)
0042      FMUI=0.9-0.76*FMUI
0043      IF(ABS(FMUI-FMU).LT.0.003) GOTO 998
0044      FMU=0.5*(FMUI+FMU)
0045      GO TO 2
0046      998 WRITE(6,200)HH0,F0,HH1,F1,Q0,QD,QT,FMU
0047      GO TO 1
0048      999 STOP
0049      END
0050  C
0051      FUNCTION PAI(H,WW)
0052      P1=(2.0-3.0*WW)/(1.0-WW)
0053      P2=(1.0-H)/(H-WW)
0054      P2=SQRT(P2)
0055      P3=ATAN2(P2,1.)
0056      PAI=P1*P2-3.0*P3
0057      RETURN
0058      END

```

図6-9 De Marchiの式の計算プログラム

表 6 - 3 余水吐きとトンネルの分配流量

H_o (EL. m)	H_1 (EL. m)	Q_o (m^3/s)	Q_d (m^3/s)	Q_t (m^3/s)
159.88	159.90	6.26	0.40	5.86
159.92	160.00	7.42	1.47	5.95
159.94	160.05	7.99	2.02	5.97
159.96	160.10	8.55	2.55	6.00
159.97	160.15	9.11	3.08	6.03
159.98	160.20	9.92	3.86	6.06
159.99	160.25	10.46	4.37	6.09

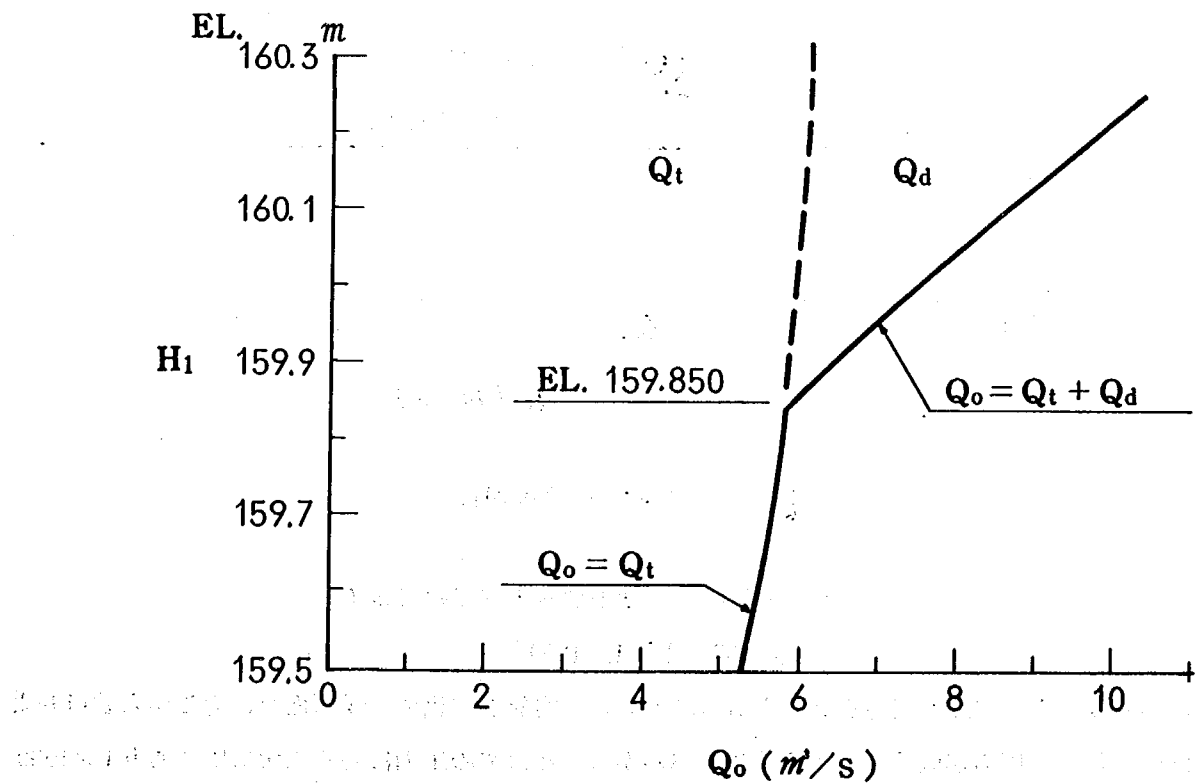


図 6 - 10 余水吐きとトンネルの分配流量

6.4.2. トンネル内の圧力の検討

トンネル内の最高および最低圧力の発生点はトンネル勾配と動水勾配を比べることにより決められる。管路内の動水勾配 I は次のように計算される。

$$I = \frac{n^2 Q_t^2}{R^{4/3} A^2} = \frac{0.014^2 Q_t^2}{0.5^{4/3} \times 3.571^2} = 3.873 \times 10^{-5} Q_t^2 \quad \dots\dots\dots (6-8)$$

ここで、 n ; manningの粗度係数 (0.014)

Q_t ; トンネル流量 (m^3/s)

R ; 径深 (0.5m)

A ; 流水断面積 ($3.571 m^2$)

図6-11に計算結果を示す。

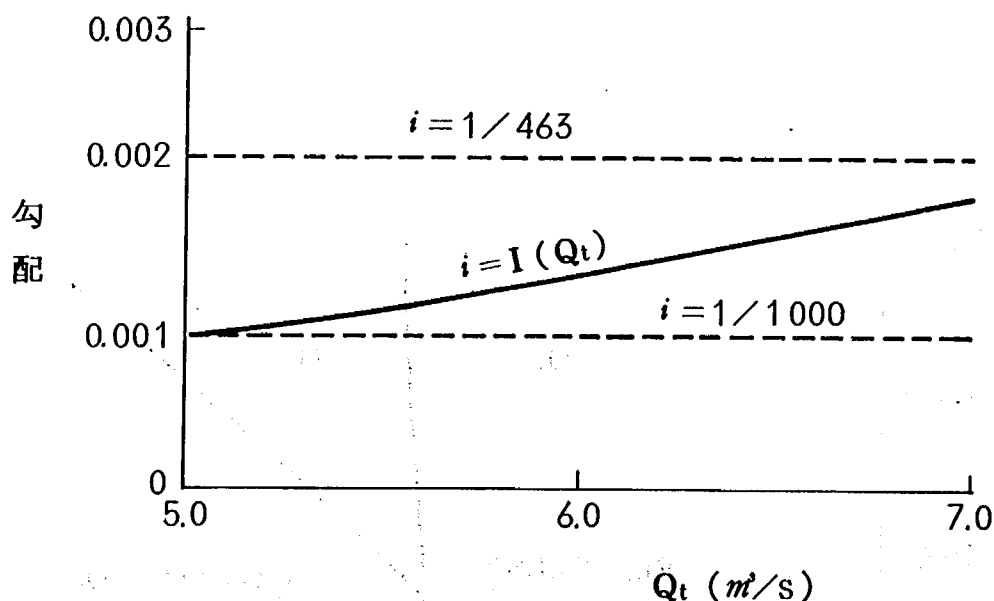


図6-11 トンネル内の動水勾配

これより管路流で使用するすべての流量で

$$1/463 > I > 1/1000$$

となっているおり、よって最も圧力が高くなるのはトンネル勾配が変化する③断面で、そこから呑口および吐口に向けて徐々に圧力が低くなってゆくことがわかる。吐口での圧力はむしろ大気圧であり $1/1000$ 勾配部分に負圧の発生する心配はない。呑口および③断面でのトンネル上面圧力は次のとおりである。

$$\frac{P_2}{\omega} = H_1 + \frac{v_1^2}{2g} - 160.0 - \frac{v_2^2}{2g} (1 + f_e) \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

$$\frac{P_3}{\omega} = H_1 + \frac{v_1^2}{2g} - 159.5 - \frac{v_3^2}{2g} \left(1 + f_e + \frac{2gn^2 L_1}{R^{4/3}} \right) \quad \dots\dots\dots (6-10)$$

ここで、 P_2/ω ; ②断面上面の圧力水頭 (m)

P_3/ω ; ③断面上面の圧力水頭 (m)

f_e ; 呑口損失係数 (0.15)

10 m³/s 放流に相当する $Q_1 = 6.06$ m³/s で $H_1 = 160.2$ m の場合について計算すると、

$$\frac{P_2}{\omega} = 160.2 + \frac{6.06^2}{19.6 \times (2.2 + 2.0)^2} - 160.0 - \frac{6.06^2}{19.6 \times 3.571^2} (1 + 0.15) \\ = 0.137 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\omega} = 160.2 + \frac{6.06^2}{19.6 \times (2.2 + 2.0)^2} - 159.5 - \frac{6.06^2}{19.6 \times 3.571^2} (1 + 0.15 + \frac{19.6 \times 0.014^2 \times 232}{0.5^{4/3}}) \\ = 0.307 \text{ m}$$

よって、この場合負圧および大きな正圧の発生する断面はない。

6.4.3. 水面形の検討

第4章の検討を基に導水路部の側壁天端標高を EL. 160.8 m と決めたが、これは 10 m³/s 放流して全量を余水吐きで吐いた場合の水面形を根拠としている。トンネルと余水吐き同時放流の場合は導水路の平均水位は下がるものの、水中減勢工の背水位も低下してしまうため水面変動が第4章の場合より大きくなることが予想されるため水面変動の推定を行い、側壁高さの安全性について確認しておく必要がある。

佐藤、高須^{*}は JFG の水中減勢工の標準寸法を求めるため様々な条件で水面変動の測定を行っているので、その研究結果を基に水面変動を推定しておくことにする。佐藤らが用いたパラメータを本ダムの中減勢工について求める。

$$\text{減勢工長さ/ゲート口径} = L/D = 11 \text{ m} / 1 \text{ m} = 11.0$$

$$\text{流入フルード数 ; } F = \text{流入流速} / (\text{重力加速度} \times \text{ゲート口径})^{1/2} = v / (gD)^{1/2}$$

$$= \frac{10 \text{ m}^3/\text{s}}{0.785 \text{ m}^2} \times (9.8 \times 1.0)^{1/2} = 4.1$$

この条件にほぼ近似する実験結果から水面変動を予測すると、減勢工下流での堰上げがまったく期待できない場合でも標準偏差で 0.23 程度である。6.4.1 で求めた①断面の平均水位 EL. 160.2 m と合わせて超過確率 1% の水位を求める。計算方法および記号は 4.3.2 と同じである。

$$h_1 = 2.33 \cdot \sigma + \bar{h}$$

$$\bar{h} = \text{EL. } 160.2 \text{ m}$$

$$\sigma = 0.23 \text{ m}$$

$$\therefore h_1 = 2.33 \times 0.23 \text{ m} + 160.2 \text{ m} = \text{EL. } 160.7 \text{ m} < \text{EL. } 160.8 \text{ m}$$

設計した側壁標高を越える確率は 1% 以下と推定される。なお、この値は最も危険側の推定値である。

^{*} 佐藤 勝、高須修二：小容量放流設備の水中減勢工、土木技術資料、投稿中

第5節 ま と め

5 m³/s から 10 m³/s の流量でトンネルと余水吐き同時に放流した場合についてのこれまでの検討結果をまとめると次の通りである。

- 1) 各流量ごとのトンネルと余水吐きの流量配分は図 6-10、表 6-3 の通りである。
- 2) トンネルの流れは 10 m³/s 放流では管路流となるものの、トンネル内の圧力は負圧および大きな正圧が発生している断面はない。
- 3) 導水路部の水面形は、トンネルを閉じて余水吐きから全量を吐く場合に比べて平均水位が下がるものの水面変動は大きくなる。しかし、設計した側壁の天端を超える確率は 1% 以下であり、前章までに設計した安全性を損なうことはない。

なお、トンネル呑口におけるゲートまたは角落とし等の設置は必要である。これは、普久川ダムが悪くトンネルへ流すことができない事態も可能性としてはあり得るためである。

写真集

写真-1

実験模型 (1)

手前がアクリル製全
体模型 (1/20)
奥の鋼製模型が減勢
工検討用
大型模型 (1/4)

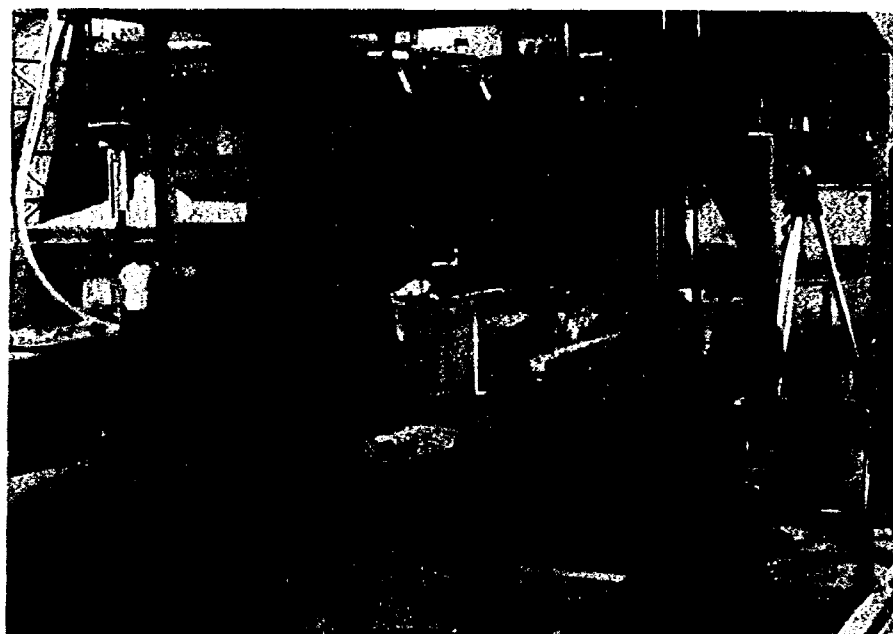


写真-2

実験模型 (2)

高水槽と配管。
高水槽の下を通過
しているのが大型用の
 $\phi 300$ の配管

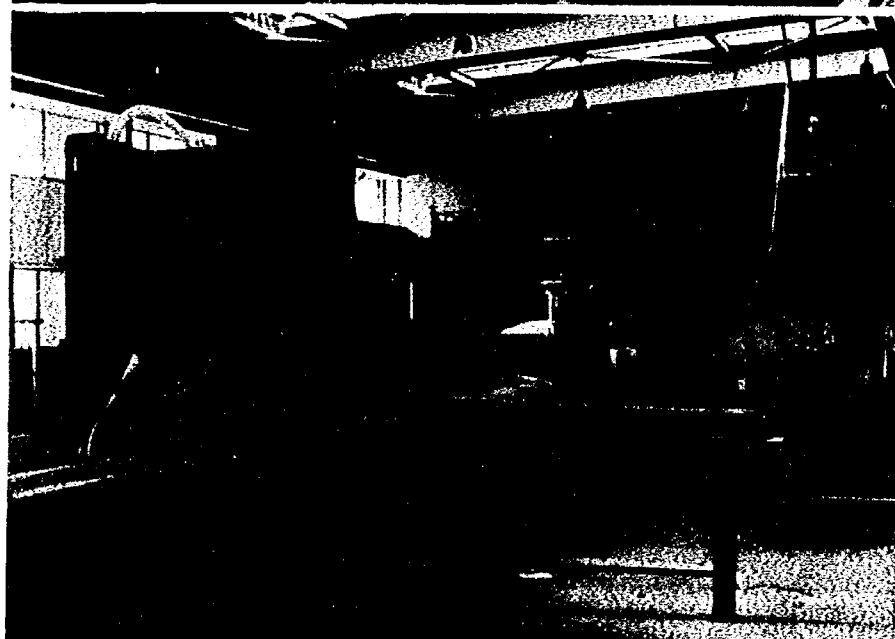
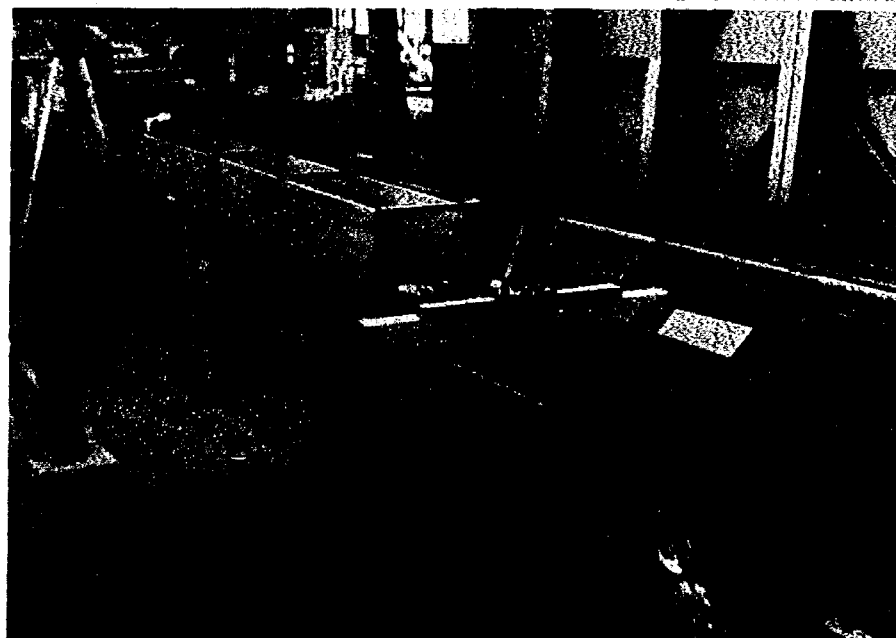


写真-3

実験模型 (3)

計量用三角ぜき



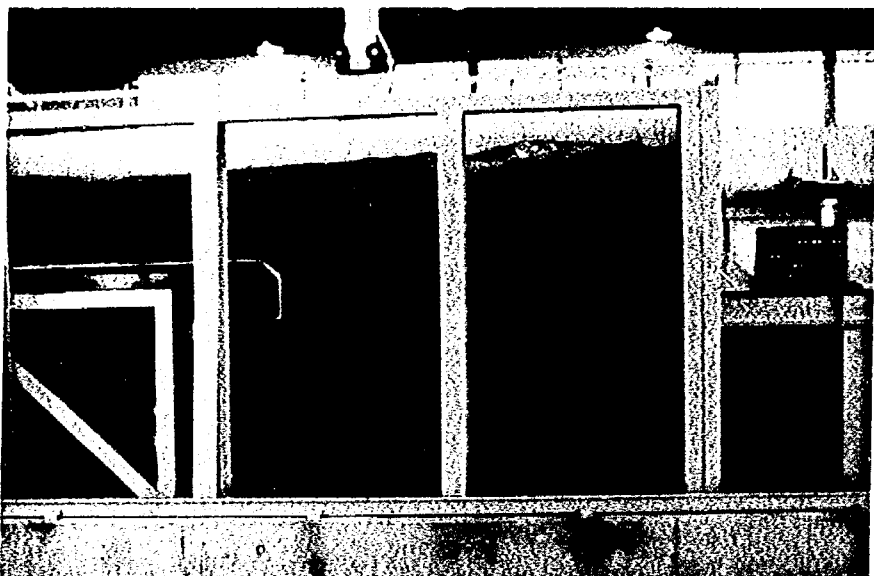


写真-4

大型模型での実験 (1)

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$G = 0.52 \text{ m}$$

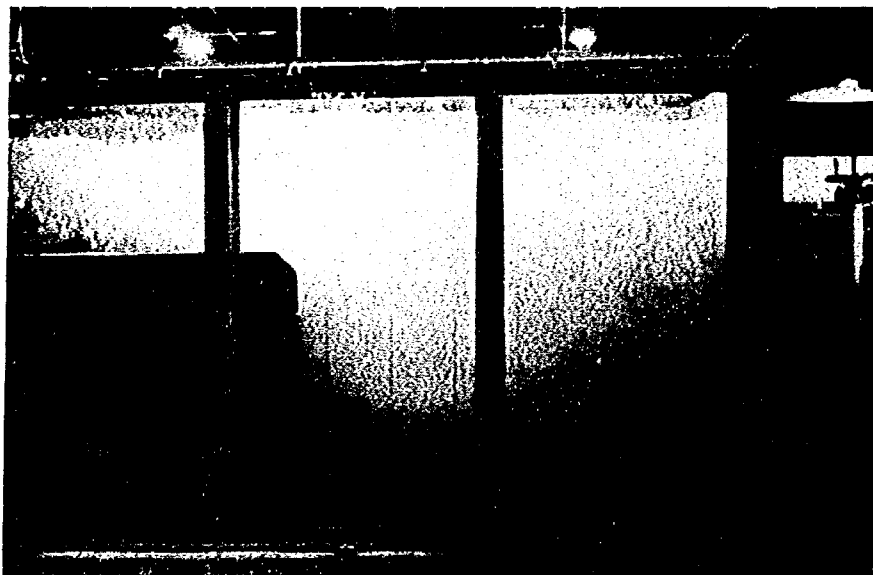


写真-5

大型模型での実験 (2)

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

ゲート全開



写真-6

小型模型での実験 (1)

水面形の測定の様子

写真-7

小型模型での実験 (2)

減勢工流況

$Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

ゲート全開

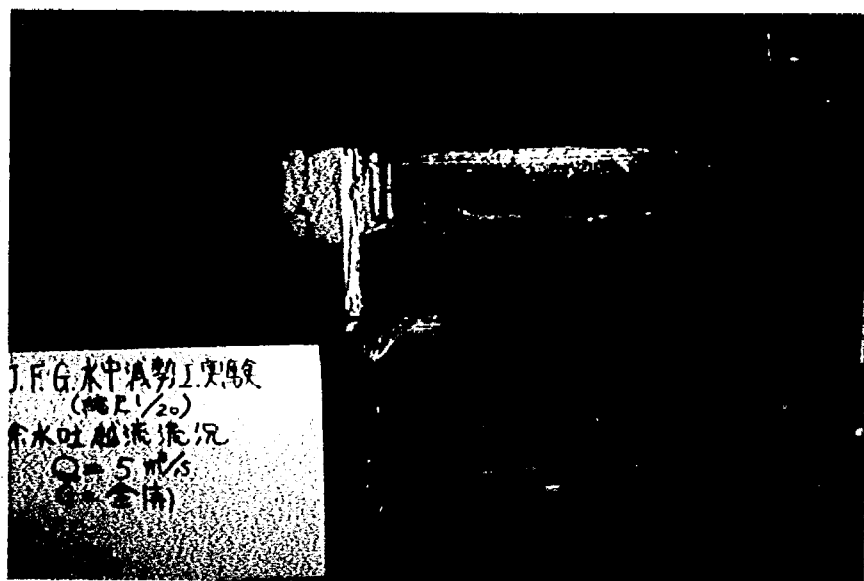


写真-8

小型模型での実験 (3)

全体の流況

$Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

$G = 0.52 \text{ m}$

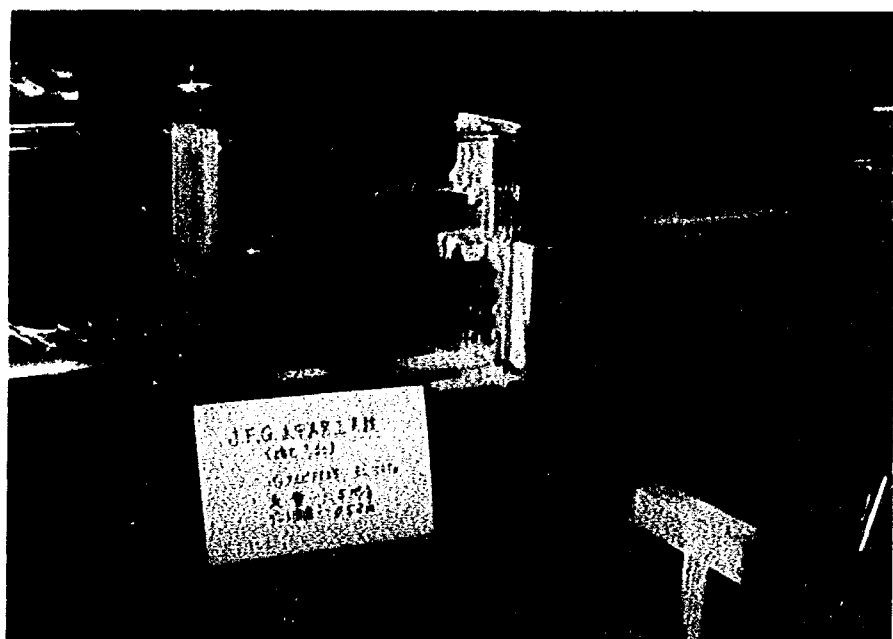


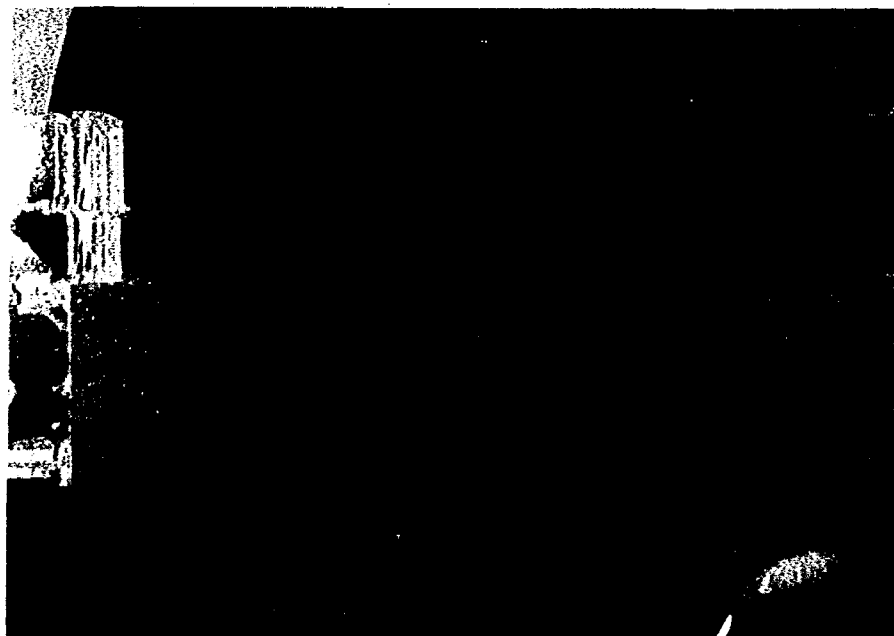
写真-9

小型模型での実験 (4)

導水路での流況

$Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

$G = 0.52 \text{ m}$



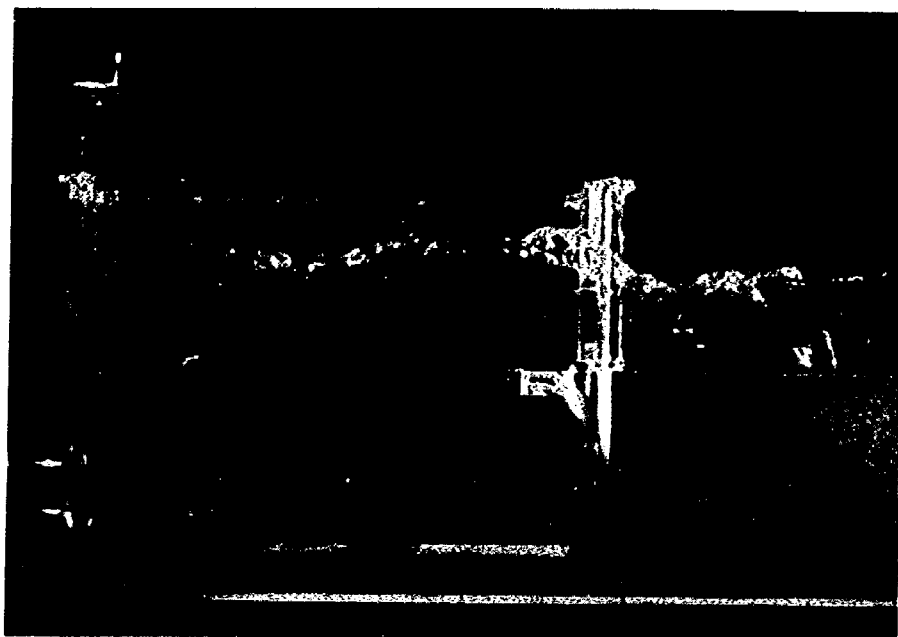


写真-10

小型模型での実験 (5)

減勢工部の流況

$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

ゲート全開

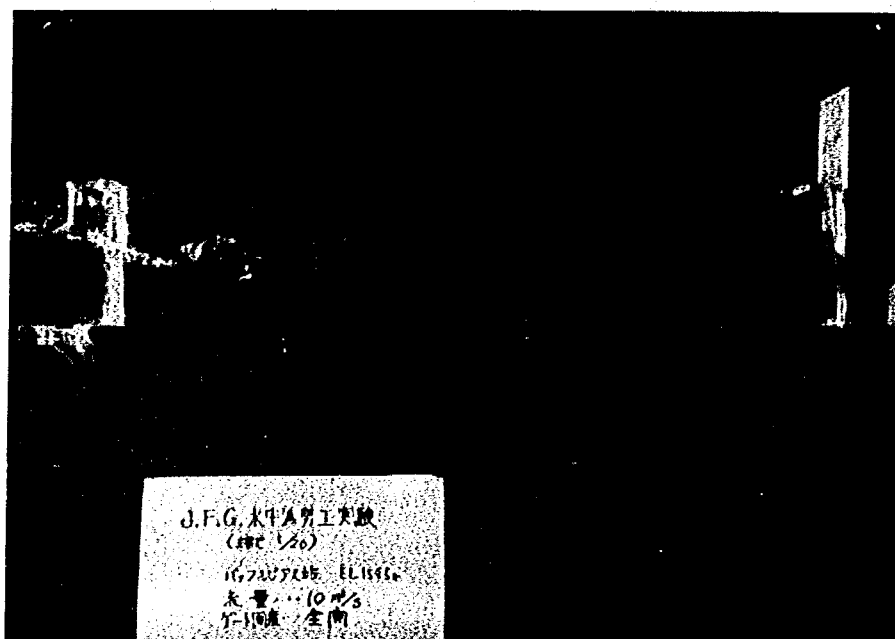


写真-11

小型模型での実験 (6)

導水路の流況

$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

ゲート全開



写真-12

小型模型での実験 (7)

余水吐きからの越流の
流況

$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

ゲート全開

参考資料

ジェットフローゲート水中減勢工の設計

土木研究所資料 第2030号

『第22回土木研究所研究発表会資料』より

昭和58年12月 建設省土木研究所

ジェットフローゲート水中減勢工の設計

ダム水工研究室 佐藤 勝

1. ま え が き

ダムにおける小容量高圧放流用の流量調節装置として使用されるゲートやバルブのうちジェットフローゲート（以下JFGと略す。）は水理特性がすぐれていること、保守の簡便さおよび経済性等により最近のダムにおける主流となっている。

JFGから流出する高速の噴流は下流部で洗掘等の被害を生じさせるため、何らかの減勢装置を必要とする。減勢工にはいくつかのタイプがあるが、減勢工のためのスペースの小さいダムや、放流による騒音等の発生が問題となるダムなどでJFG水中減勢工を採用する例が見られるようになった。JFG水中減勢工は図-1に示すとおり背水深の確保された減勢水槽内にJFGから水中放流させバップルピア等を用いて強制的に回流を発生させることにより減勢を行う形式の減勢工である。跳水形に比べて小さなスペースで減勢可能であり、また水中放流なので騒音対策上も有利である。

本減勢工に関する報告は少なく、ほとんど事例研究が中心であり実験条件も限られている。設計法の確立のためには減勢機構の解明と広範なデータの収集が必要である。また模型実験の結果と実物での現象との関係も明らかにする必要がある。

本報告ではJFG水中減勢工の設計を標準化するための実験的検討を行っている。内容は減勢工の幅と水深について、および減勢工での水面変動の相似律についての検討である。

2. 減勢工の幅と水深について

2.1. 検討モデル

JFG水中減勢工の基本的要素（図-1参照）は幅（B）、長さ（L）、背水深（ h_r ）、バップルピアの位置と形状、下流波返し寸法と形状の5つであり、これらと流入条件の関係を見出す必要がある。今回は幅と背水深（実際には減勢工水深を用いる。）について検討するためLが無限に長い減勢工を仮想した。

2.2. 幅と水深の関係式

図-2に示すように幅がBの角形開水路へ口径Dのノズル（JFG全開に相当）から放流する場合ノズル直下の水深を H_1 、下流での水深を H_2 、流入フルード数を Fr とすれば、これらの関係は(1)式で表わされる。なお(1)式で $H_1 = W + D$ とおけば H_2 が跳水深 H_2' となる。

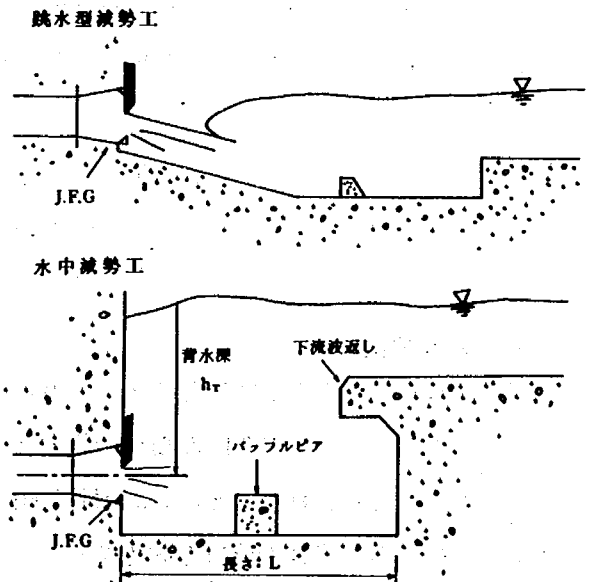


図-1 ジェットフローゲート減勢工

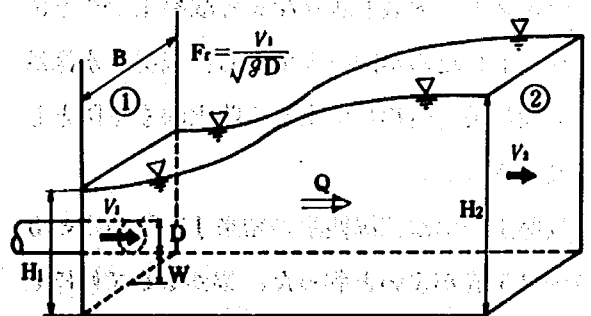


図-2 記号説明図

$$\begin{cases} Fr^2 = \frac{1}{2} G^2 \frac{H_2/D}{1 - G \cdot (H_2/D)} \left\{ \left(\frac{H_1}{D} \right)^2 - \left(\frac{H_2}{D} \right)^2 \right\} \\ G = 4B/\pi D \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

本式はノズル直下流断面①と開水路下流部で均一な流速分布になる断面②とで囲まれたコントロールボリュームに対して流下方向の運動量の式を用いて求めたものである。圧力分布は静水圧分布であると仮定して解いた。(図-2 参照)

2.3. 実験方法

実験に用いた模型は図-3に示すとおりであり、Gの口径は5 cm、開水路の幅はJFG口径の2倍～3.5倍までの4種類、開水路底面からJFG中心までの高さは幅の半分とした。

実験は流量を一定に保ちながら下流水深を変化させてゲート面下流5 cmおよび100 cmでの水深を計測した。水深の計測は波面計を用いて時間超過確率10%および90%の水深を捜しその平均を用いた。

実験の範囲は、流入フルード数1.5～4.6、開水路幅10 cm～17.5 cm、下流水深8 cm～38 cmである。

2.4. 実験結果

H_1 と H_2 の関係を流入条件ごとにプロットした例を図-4に示す。幅が3Dの場合の例であり実線が(1)式による計算値である。また H_1 と H_2 の水位差が0である場合の位置を破線で示しておいた。この図からわかるように幅および流入条件が一定なら H_2 が増すにしたがって H_1 との水位差は小さくなってゆくが、ある程度小さくなるとそれ以上は変化しなくなる。

流入フルード数と跳水深を各減勢工幅ごとにプロットしたのが図-5である。減勢工水深は本実験結果を内挿して求める跳水深を下限として設計される。

減勢工の幅は流況観察の結果JFG口径の3倍～3.5倍がよいと判った。幅が2Dではほとんど2次元的な流況を示し、エネルギー損失と

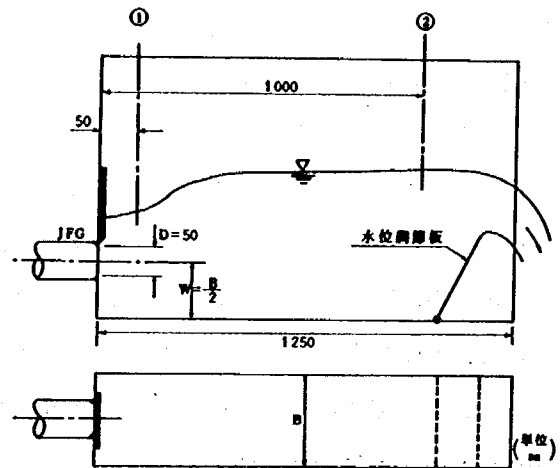


図-3 模型図 (1)

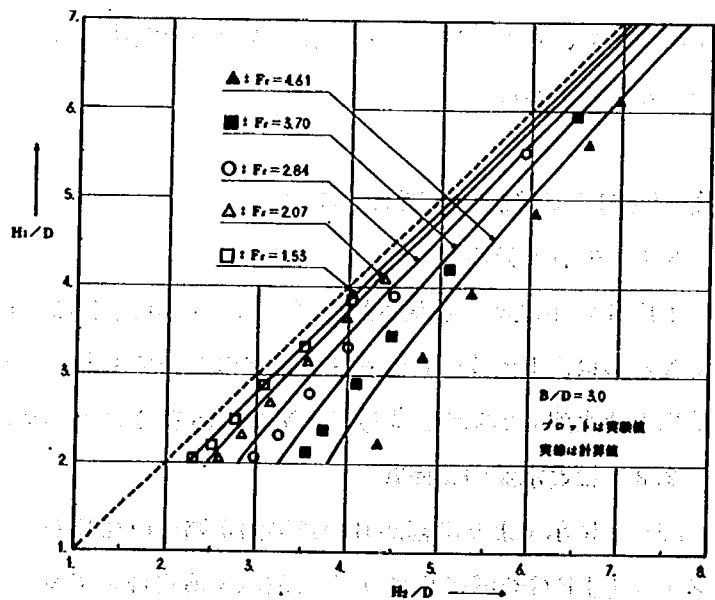


図-4 $H_2/D \sim H_1/D$ ($B/D=3.0$)

関係の深い流下方向の水位差もかなり大きい。幅が 2.5 D から噴流と開水路壁面との間にできる水平渦の発生が明確になり水位差も小さくなってくるが、3 D と 3.5 D では水位差の変化は少なく、3 D ～ 3.5 D 付近で水平渦が充分に発達し終えていると考えられる。

図-4、図-5 において計算値は実験値の特性を表現しているといえる。しかし、値について細かく見れば計算値は実験値より、下流水深および跳水深は小さく、ゲート直下部での水深は大きく表われる。これはおもにゲート直下部での圧力分布を静圧分布と仮定したことによる差ではないかと考えている。

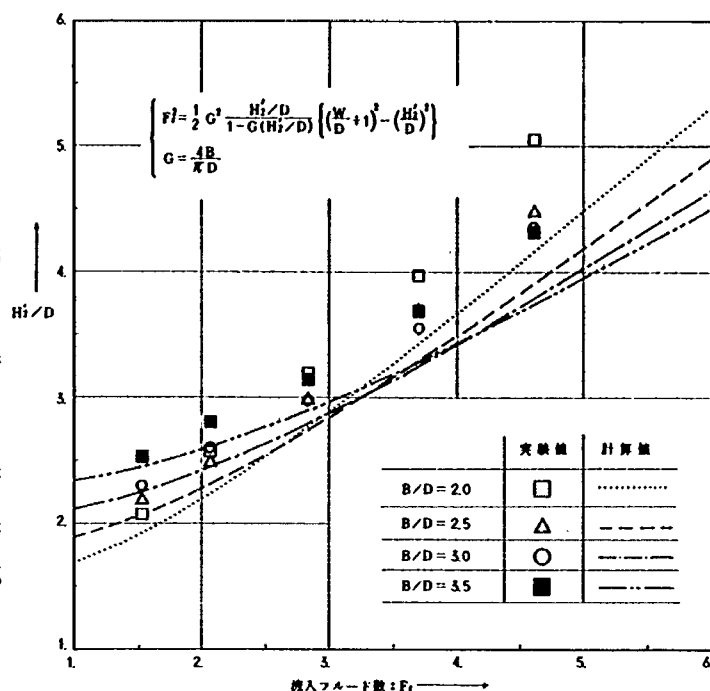


図-5 流入フルード数と跳水深

3. 水面変動の相似律について

3.1. 実験方法

実験は幾何学的に相似な 2 つの模型について水面変動を連続的に計測した。模型形状は図-6 に示す 2 つであり、計測断面は図中の①～③である。なお大型は小型の 5 倍である。

計測方法は容量式波高計→インターフェース→電子計算機の流れによった。電算では変動の確率処理およびスペクトル計算を行った。データの読み取り間隔は大型模型の場合 0.1 秒、小型模型では 0.045 秒とし、各ケースごとのデータ数は 2048 個とした。スペクトルの計算は FFT によった。

実験の範囲は、流入フルード数 $Fr = 1.3 \sim 7.0$ 、ゲート開度 $G = 100\%$ 、 80% 、 52% 、下流背水深 $h_r \approx 6.2D$ である。実測した水面変動の標準偏差 $\sigma = 0.5 \text{ mm} \sim 11 \text{ mm}$ (小型)、 $2 \text{ mm} \sim 50 \text{ mm}$ (大型) であった。

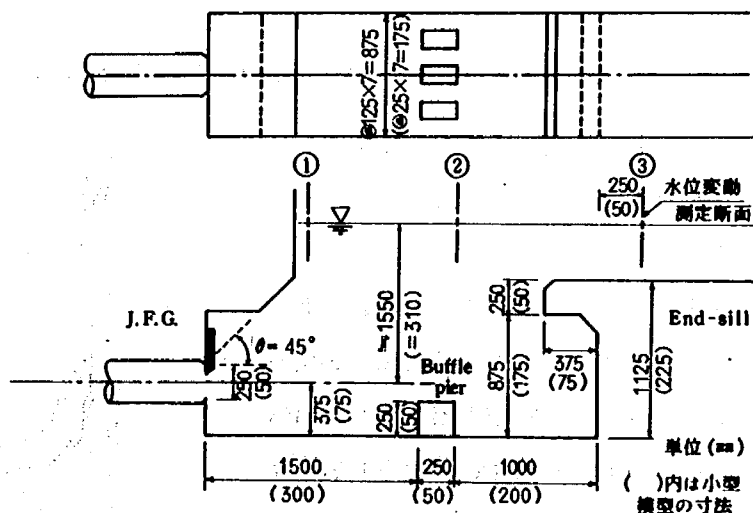


図-6 模型図 (2)

3.2. 実験結果

図-7に水面変動の確率分布の例を示す。図中の曲線は正規分布曲線であり、よく一致している。これはすべての実験ケースにおいて同様である。つまり水面変動値を比較するためには、標準偏差を用いてよいことがわかる。

図-8は大型と小型模型における変動係数と流入フルード数の関係を各実験ケースごとに比較したものである。大型と小型での実験値がほぼ同一直線上にっており、これは水面変動値が本実験ケースの範囲においてフルードの相似律で対応していることを示している。

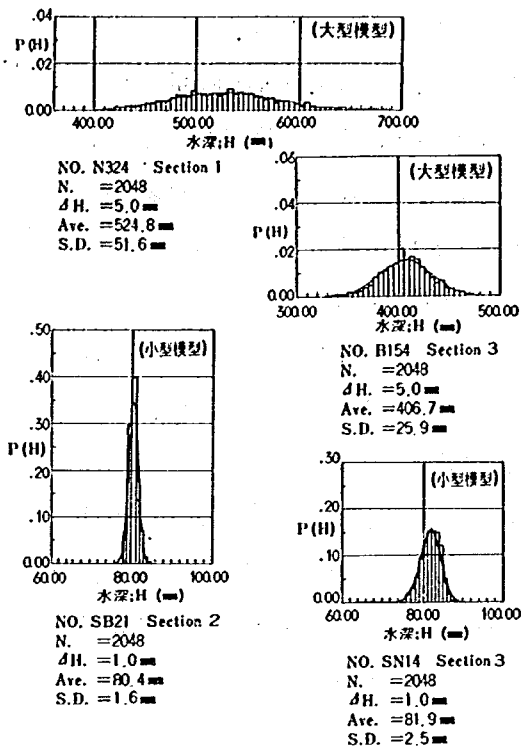


図-7 水面変動のヒストグラム

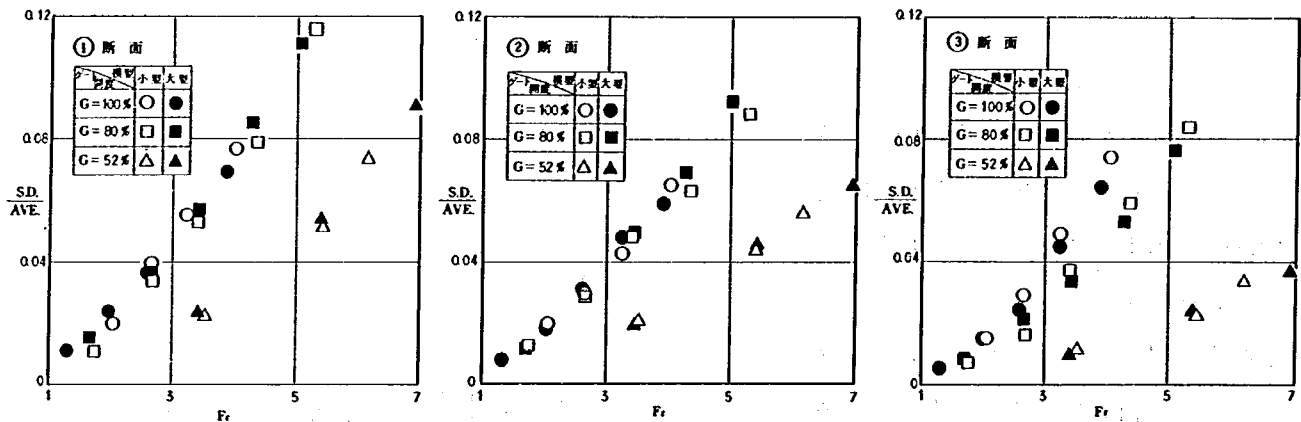


図-8 大型模型と小型模型との比較（流入フルード数と変動係数の関係）

水面変動の時間軸に関する相似律を見するためスペクトル解析を行った。図-9は大型、小型ごとに各ケースのパワースペクトルをすべて同じ重みで重ね合わせた結果であり、大型での結果については同波数軸をフルード相似比に相当する $\sqrt{5}$ 倍に引き伸して小型での結果と比較している。両曲線はよく一致しており、本実験の範囲における水面変動の時間に関する縮尺率についてもフルード相似率で表わしてよいことがわかる。

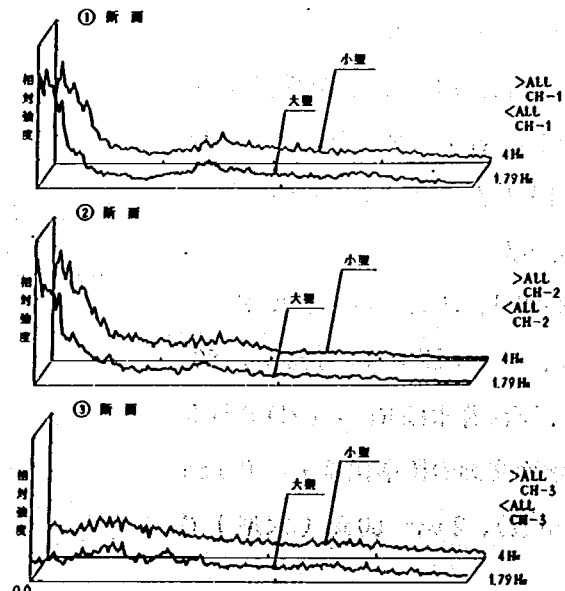


図-9 スペクトルの比較図

4. 結 論

本研究で解明されたことは、次のとおりである。

- 1) JFG 水中減勢工の幅は JFG 口径の 3 倍～3.5 倍で設計すればよい。
- 2) 本減勢工の水深は図-5 の実験値を内挿して求まる跳水深を下限として設計すればよい。
- 3) 本減勢工における水面変動の実物と模型との相似律については、変動値および周期性ともにフルードの相似律を用いてよい。

また、検討の過程から次のことも解った。

- ◎ 本減勢工の上流側壁面の圧力分布についてさらに検討を要する。
- ◎ 本減勢工の水面変動の確率分布は正規分布で表わされる。

5. おわりに

今回の報告で JFG 水中減勢工の幅と水深に関する設計が可能になった。今後は残ったあと 3 つのパラメータ、すなわち、減勢工長さ、バップルピア、下流波返しについて検討してゆくとともにさらにゲート半開時での検討をも含めて実験データの範囲を広げてゆく予定である。また、今回は幅と背水深が他のパラメータから独立していると仮定して実験検討を進めたが、実際には各パラメータが互いに影響し合っていると考えざるを得ない。

今回は減勢工の幅と水深の関係について大胆な仮定を用いて解いた運動量式の解と実験値とを比較してみた。式が単純な割にはよく特性をとらえていると思われる。しかし、実用のためには精度を上げる必要がある。今後は流速や圧力の測定を通して式の改良を行うつもりである。

本報告をまとめるにあたり実験およびデータの整理に協力していただいたダム水工研究室の関係諸氏に感謝の意を表します。

辺野喜ダム利水放流設備
水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第2104号
昭和59年3月(1984年)

建設省土木研究所ダム水工研究室

キーワード 水中減勢工, ジェットフローゲート, 利水放流設備

要 旨

辺野喜ダム利水放流設備の水理機能



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

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. 16

No. 16

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2104 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

