



土 木 研 究 所 資 料

第 4 6 3 号

緑川ダム余水吐水理模型実験報告書

昭和 4 4 年 3 月

建設省土木研究所

ま え が き

緑川ダムは緑川水系、熊本県下益城郡砥用町花定野地内に計画され、昭和41年度から着工された多目的ダムであり、コンクリート重力式の主ダムと右岸鞍部に設けられたロックフィルダムとからなっている。

余水吐放流設備はコンクリート重力ダムに設置され、洪水調節専用のオリフィス3門および異常洪水用の越流部2門を有する設計である。減勢池は河道線形に合わせた湾曲水叩であつて、左岸直下流に発電所放水路および支川の転流水路出口が設けられる。

このような余水吐設計案に対して、水理模型実験を行ないその水理特性を明らかにし、減勢工の減勢処理機能を調査して最適な設計を求めんとするものである。本報告書は九州地方建設局の依頼により昭和42、43年度に実施した緑川ダム余水吐の水理設計の検討、および水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

土木研究所 篠崎試験所 所長 川 村 幸 司
技官 山 本 邦 一

目 次

まえがき

I 余水吐の概要と設計条件	1
1-1 余水吐の概要	1
1-2 設計条件	5
II 余水吐の水理設計	6
2-1 オリフィスの設計	6
(1) 設計条件	6
(2) オリフィスの敷高	6
(3) 断面の選定	6
(4) オリフィス傾斜角の決定と開水路部底面形状	7
(5) オリフィスの形状	9
(6) オリフィスの放流量算定	9
2-2 越流部の設計	11
(1) クレスト敷高	11
(2) 越流頂の形状	12
(3) 越流部水面形の計算	13
2-3 減勢工の設計	14
(1) 跳水の基本計算	14
(2) 減勢工設計対象流量	15
(3) 傾斜シル(45°)の設計	15
III 余水吐の水理模型実験	17
3-1 実験の目的と内容	17
3-2 模型と相似律	17
(1) 模 型	17
(2) 相 似 律	18
3-3 オリフィスの実験	19
(1) オリフィス放流量	19
(2) オリフィス内部圧力	19
(3) オリフィス開水路部の水面形	20

(4) オリフィス開水路底面圧力	22
3-4 越流部の実験	23
(1) 越流部放流量	23
(2) 越流部とオリフィスとの同時放流量	23
(3) 越流部底面圧力	24
(4) 越流部および堤体導流部水面形	24
3-5 原設計案減勢工の実験	24
(1) 傾斜シルによる実験	24
(2) 鉛直シルによる実験	28
3-6 最終案減勢工の実験	31
(1) 水叩き巾の変更	31
(2) シル高および水叩き長の検討	31
(3) 最終案減勢工の流況	32
(4) 鉛直シル形状の検討	32
(5) 水叩き導流壁高の検討	39
(6) 二次減勢工の実験	43
(a) ローラーバケット型減勢工	43
(b) 段上げによる減勢工	46
3-7 発電所放水路付近の流況	50
3-8 柏川転流水路の検討	52
3-9 結 論	58

I 余水吐の概要と設計条件

1-1 余水吐の概要

緑川ダムは本川峡谷に設けられるコンクリート重力式の主ダムと、右岸鞍部（旧河道）に設けられるロックフィルの補助ダムとからなる。その配置および一般図を図-1、図-2、図-3に示す。ダムおよび貯水池の諸元を表-1に示し、貯水池の容量配分を図-4に示す。

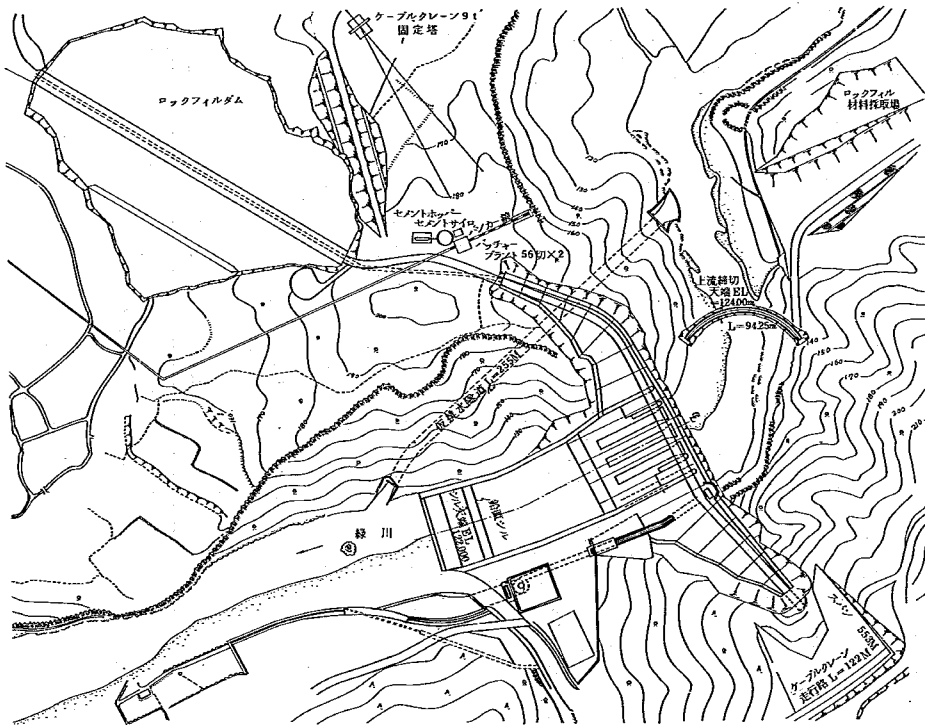


図-1 緑川ダム附近平面図

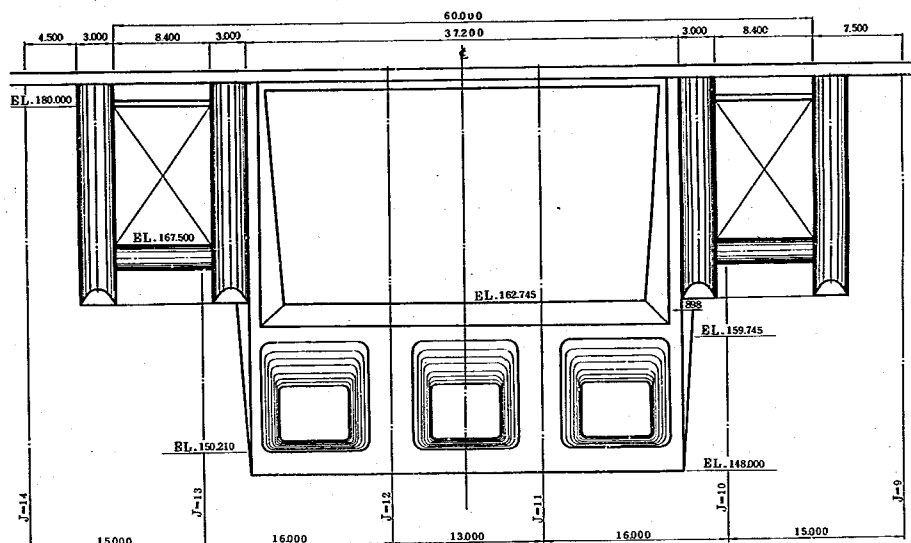


図-3 緑川ダム上流面図(最終案)

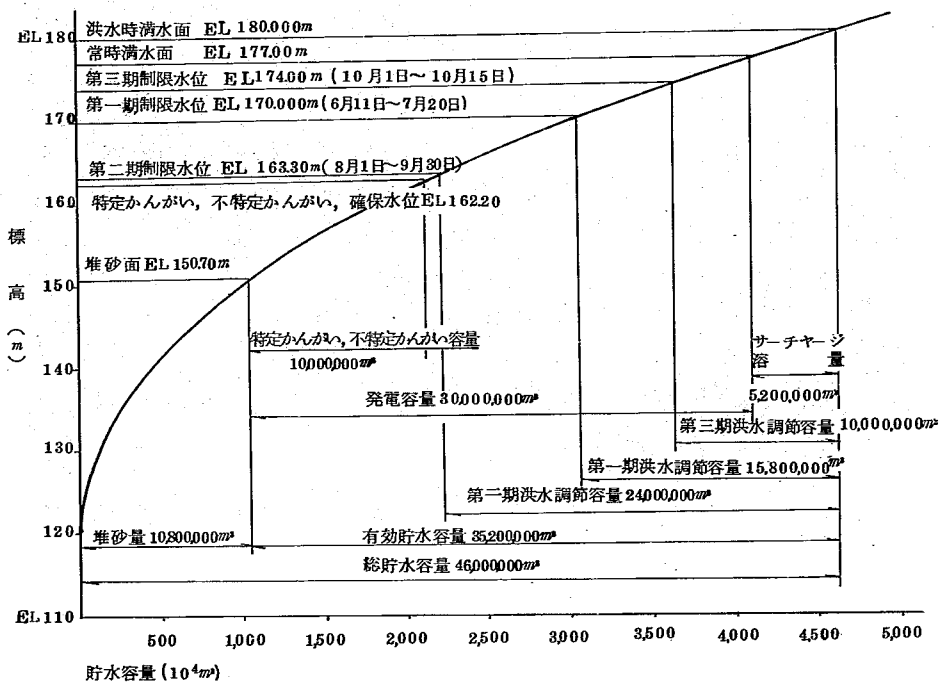


図-4 緑川ダム貯水池容量配分図

表-1 緑川ダムおよび貯水池諸元

		主 ダ ム	補 助 ダ ム	集 水 面 積	359.00Km ²
型 式		重力式コンクリートダム	ロックフィルダム	湛 水 面 積	1.81Km ²
堤 高		77.0m	37.0m	湛 水 延 長	7.00Km
堤 長		295.0m	242.0m	洪水時満水位	EL. 180.000m
体 積		353,200m ³	297,850m ³	常時満水位	EL. 177.000 m
上・下流法勾配		上流面 1:0.08 下流面 1:0.78	上流面 1:3.00 下流面 1:2.50	最 低 水 位	EL. 163.300m
非越流頂標高		EL. 182.000m	EL. 184.000m	総貯水容量	46,000,000m ³
越流頂標高		167.500	—	洪水調節容量	24,000,000m ³
クレスト・ゲート		高13.0m×幅8.4m, 2門	—	堆砂容量	10,800,000m ³
オリフィス・ゲート		高 6.3m×幅6.2m, 3門	—	異常洪水流量	4240m ³ /s (設計洪水流量×1.2)
				設計洪水流量	3,530m ³ /s (100年確率×1.2)
				計画高水流量	2800m ³ /s
				計画最大放流量	2000m ³ /s

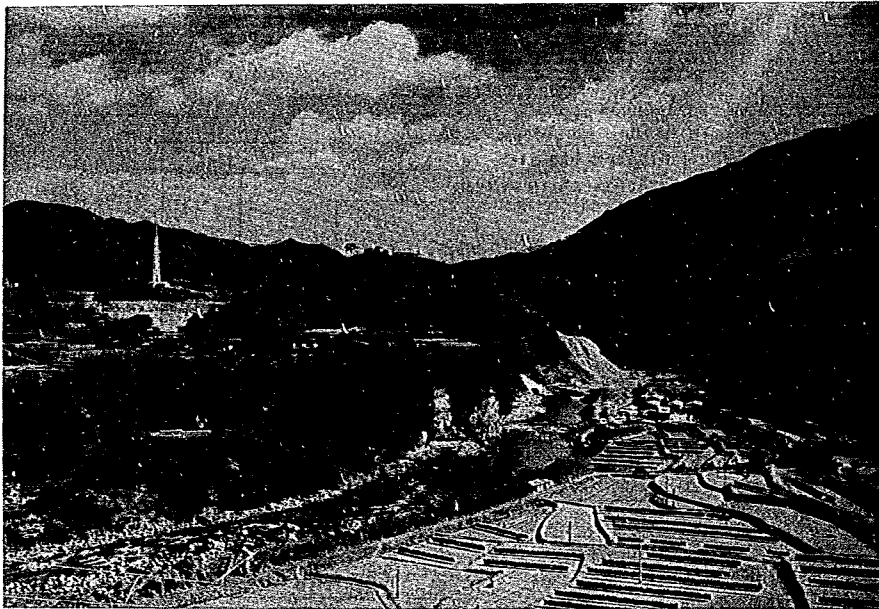


写真-1 緑川ダムサイト

1-2 余水吐設計条件

緑川ダムの洪水調節計画は、図-5に示すとおりであり、余水吐の設計条件は次のとおりである。

- ① 洪水調節はオリフィスのみで行ない、異常洪水はオリフィスおよび越流部で処理すること。
- ② 第二期制限水位 EL 1633.0m において無害放流 $500\text{ m}^3/\text{s}$ をオリフィス単独で放流できること。
- ③ EL 1700.0m において、 $1860\text{ m}^3/\text{s}$ をオリフィス単独で放流できること。
- ④ 洪水時満水位 EL 1800.0m において計画最大放流量 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ をオリフィス単独で放流できること。
- ⑤ 設計洪水水位 EL 178.50m において、オリフィスおよび越流部で設計洪水流量 $3530\text{ m}^3/\text{s}$ を放流できること。

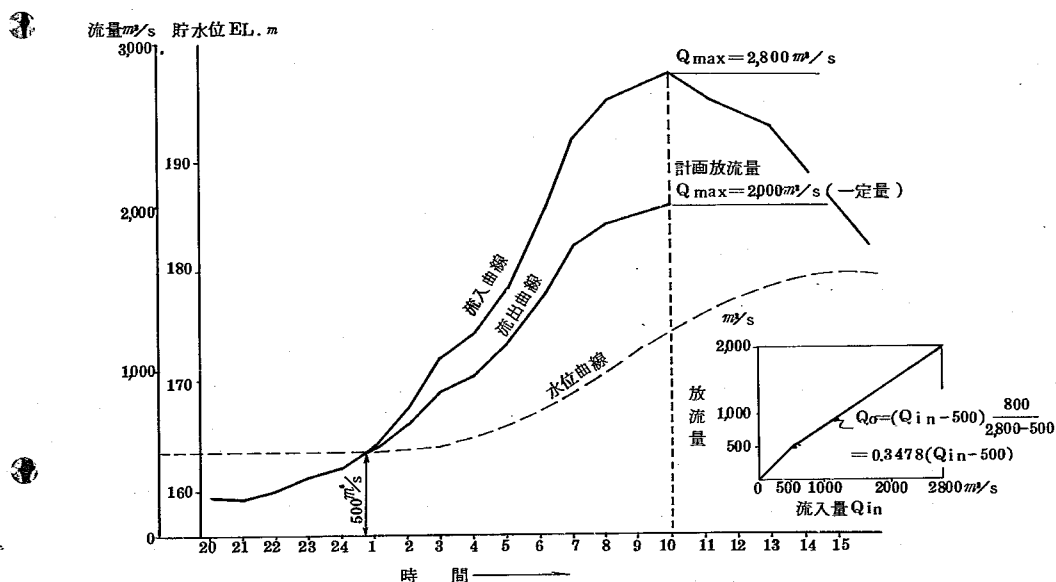


図-5 緑川ダム洪水調節計画図(対象洪水昭和28年9月)

II 余水吐の水理設計

2-1 オリフィスの設計

(1) 設計条件

- ① オリフィスは余水吐の配置を考慮して3門とする。
- ② オリフィス敷高は最低水位において管路流になるよう設定する。
- ③ ゲートシールの位置はカーテンウォールの厚さ等から、ダム軸下流 7.50 m とする。
- ④ ベルマウスの製作を容易ならしめるため、上下、および側面のベルマウス長が等しくなるようにする。

(2) オリフィス敷高

オリフィスの敷高は、最低操作水位においても完全に管路流になるための次の条件を満足するように選定しなければならない。

$$H_C/D < 1.3 \quad \text{開水路流}$$

$$1.3 < H_C/D < 1.8 \quad \text{遷移流}$$

$$H_C/D > 1.8 \quad \text{管路流}$$

ここに H_C : 貯水位とオリフィス敷高との標高差 (m)

D : ベルマウス終端の管高 (m)

$D = 6.3 \text{ m}$ と仮定すると、管路流の条件から

$$H_C > 1.8 \times 6.3 = 11.34 \text{ m}$$

となり、最低水位 EL 163.30 m に対してオリフィス敷高は $163.30 - 11.40 = 151.90 \text{ m}$ 以下に設ければよい。

(3) 断面の選定

オリフィス敷高の条件からゲートシールの標高を EL 149.5 m とし、オリフィス断面の中心標高を EL 153.4 m と仮定する。

オリフィス出口の所要断面積 A_n は

$$A_n = \frac{\text{必要放流量}}{nC\sqrt{2gH_0}}$$

ここに n : オリフィス門数

C : 流出係数

H_0 : オリフィス出口中心と貯水面との標高差 (m)

C は既設ダムの実験結果 (図-6) から求める。

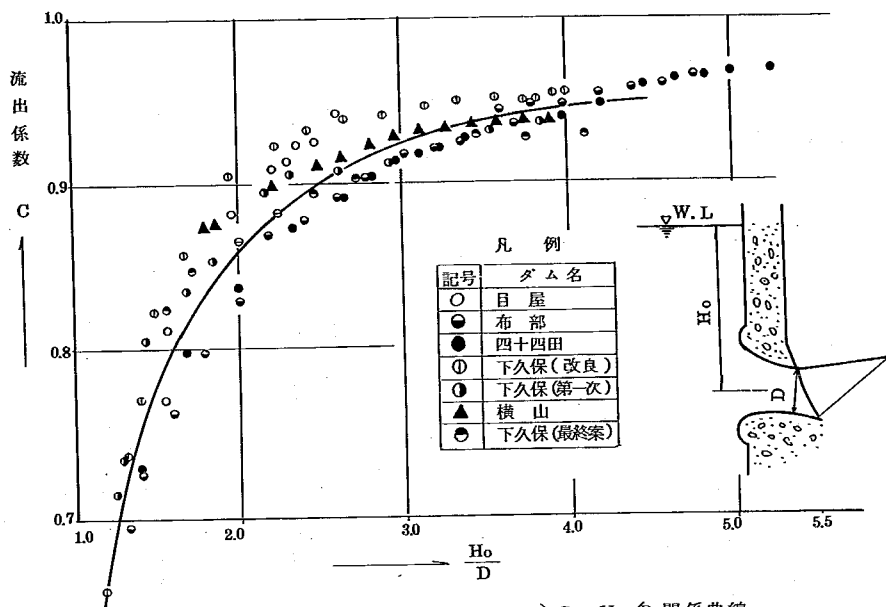


図-6 既設ダム(オリフィス) $C \sim H_o/D$ 関係曲線

各流量条件から A_n を求めると次のようになる。

貯水位 EL m	必要放流量 m^3/s	所要断面積 m^2	オリフィス1門当り 所要断面積 m^2	摘要
① 163.30	500	45.9	15.3	無害放流
② 170.00	1860	112.2	37.4	洪水調節必要放流量
③ 180.00	2000	94.2	31.4	計画最大放流量

②の条件が最大の断面積($A_n = 37.4m^2$)を必要とする。

角形断面積の隅取り面積を4%とすると

$$A_n = \frac{37.4}{0.96} = 39.0m^2$$

となり、オリフィス形状を高さ $a_o = 6.3m$ 巾 $b_o = 6.2m$ と決定する。

(4) オリフィス傾斜角の決定と開水路部底面形状

開水路部底面曲線の基本形状は、最大放流水脈の自由落下軌道をとる。

いま、図-7のような関係を考えれば、自由落下曲線式は、

$$y = -\frac{g x^2}{2(V_o \cos \theta)^2} - \tan \theta \cdot x \dots\dots\dots (1)$$

ここに V_o : オリフィス出口における平均流速 (m/s)

θ : オリフィス出口底面が水平となす角 ($^\circ$)

で与えられる。ゲートシールの位置はダム軸より7.5m EL 149.50mに設定するものとし、

自由落下軌道を堤体下流面に
沿わせるに必要な傾斜角 θ°
を求める。

$$V_0 = C\sqrt{2gH_0} = 0.9\sqrt{2 \times 9.8 \times 30.50}$$

$$= 22.0 \text{ m/s} \dots\dots\dots (2)$$

ここ C : 流出係数 0.9
 H_0 : EL 180.00 - 149.50
 $= 30.50 \text{ m}$

(1)式に代入すると

$$y = -\frac{0.01012}{\cos^2 \theta} x^2 - \tan \theta \cdot x \quad (3)$$

となる、また堤体下流面は次
式で与えられる。

$$y = -1.282x + 2537 \dots\dots\dots (4)$$

(3)式の曲線が点 $P_0(x_0, y_0)$

で(4)式の直線に接するため

$$\theta = 13^\circ 29' 19''$$

$$x_0 = 48.62 \text{ m}$$

$$y_0 = -37.05 \text{ m}$$

となり、水叩き面より低い位置となるから目的に合わない。そこで、この2次曲線を途中 P_1
点 (x_1, y_1) で切り、その後は直線を探入してバケットカーブに接続させる設計とする。

いま、バケットカーブの中心位置は $a = 59.58 \text{ m}$ $b = -18.50 \text{ m}$ 半径 $R = 20.00 \text{ m}$ であ
るから、バケットカーブの式は、

$$(x - 59.58)^2 + (y + 18.50)^2 = 20^2 \dots\dots\dots (5)$$

となり、(5)式と先の P_1 点とが互いに接線で結ばれるような座標 x_1, y_1 をトライアル計算に
より求めると、

$$x_1 = 39.92 \text{ m} \quad y_1 = 26.63 \text{ m}$$

となる。

P_1 から下流の直線式は

$$y = -1.094x + 17.05 \dots\dots\dots (6)$$

となり、バケットカーブとの交点 $P_2(x_2, y_2)$ の座標は

$$x_2 = 44.82 \text{ m} \quad y_2 = -31.99 \text{ m}$$

となる。

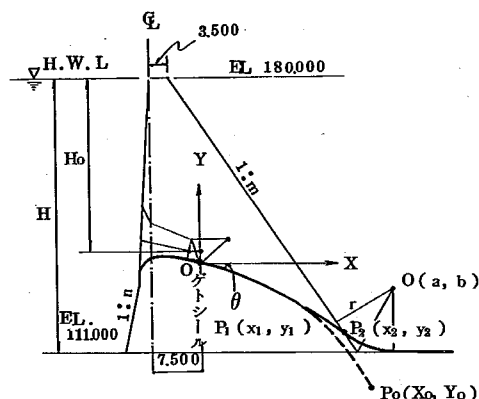


図-7 オリフィス縦断面記号図
(その1)

(5) オリフィスの形状

a) 設計条件

主ゲート下端位置	ダム軸下流 7.5 m 標高 EL 149.50 m
主ゲートアーム半径 R	11.0 m
管軸傾斜角 θ	$13^{\circ}29'19''$
出口断面高 a_0	6.30 m
出口断面巾 b_0	6.20 m
唇口面こう配	1 : 0.06

b) オリフィス縦断面形状の座標計算

ゲートシールを原点とし、オリフィス縦断面形状の座標計算を行ない、その結果を表-2 に示す。

表-2 オリフィス縦断面形状の座標値

座標点	x	y
A ₁	0	6.48
A ₂	-2.03	6.97
A ₃	-3.11	7.23
A ₄	-9.42	8.74
A ₀	8.96	6.39
B ₁	-3.31	4.03
B ₂	9.61	5.54
B ₀	-2.76	3.90
C ₁	-3.50	0.84
C ₂	-9.80	2.35
O'	-3.86	-0.67
O''	-2.75	8.73
P'	-9.90	0.71
P''	-9.33	10.25

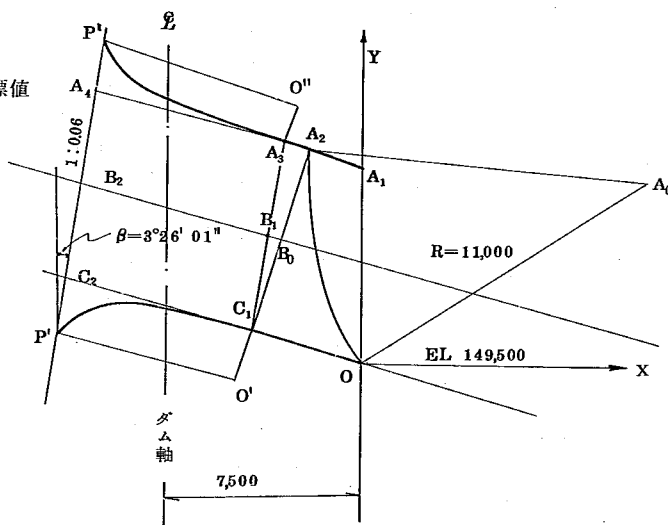


図-8 オリフィス縦断面記号図(その2)

ベルマウス形状は、次の曲線を用いる。

$$\text{上面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(6.75)^2} + \frac{Y^2}{(1.55)^2} = 1$$

$$\text{側面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(6.48)^2} + \frac{Y^2}{(1.55)^2} = 1$$

$$\text{下面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(6.30)^2} + \frac{Y^2}{(1.55)^2} = 1$$

(6) オリフィスの放流量算定

オリフィスの形状が決定したのでオリフィスの放流量を算定する。

出口中心標高 EL 153.40m

出口純断面積 $A_0 = 37.47m^2$

- ① EL 163.30mで500m³/s放流する場合

$$H_0 = 163.30 - 153.40 = 9.90m$$

$$H_0/a_0 = 1.57 \quad \therefore C \doteq 0.78 \text{ (図6参照)}$$

$$Q = 0.78 \times 3 \times 37.47 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 9.90}$$

$$\doteq 1220m^3/s > 500m^3/s$$

- ② EL 170.00mで1860m³/s放流する場合

$$H_0 = 170.00 - 153.40 = 16.60m$$

$$H_0/a_0 = 2.63 \quad \therefore C \doteq 0.92 \text{ (図6参照)}$$

$$Q = 0.92 \times 112.41 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 16.60}$$

$$\doteq 1865m^3/s > 1862m^3/s$$

- ③ EL 180.00mで計画最大放流量2000m³/sの場合

$$H_0 = 180.00 - 153.40 = 26.60m$$

$$H_0/a_0 = 4.22 \quad \therefore C = 0.94 \text{ (図6参照)}$$

$$Q = 0.94 \times 112.41 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 26.60}$$

$$\doteq 2380m^3/s > 2000m^3/s$$

したがってすべての放流条件を満足する。

以上によつて設計されたオリフィスの詳細を、図-9、図-10に示す。

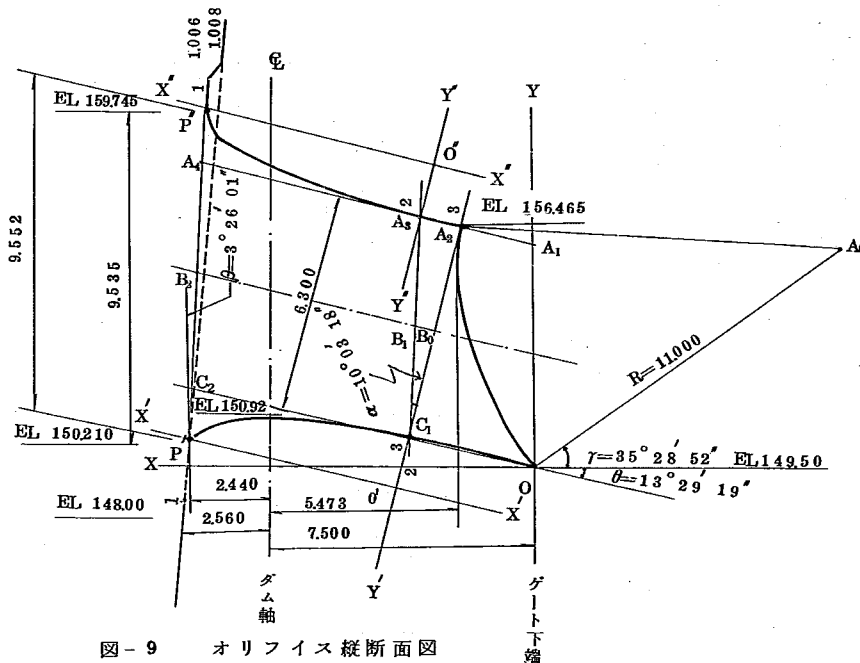


図-9 オリフィス縦断面図

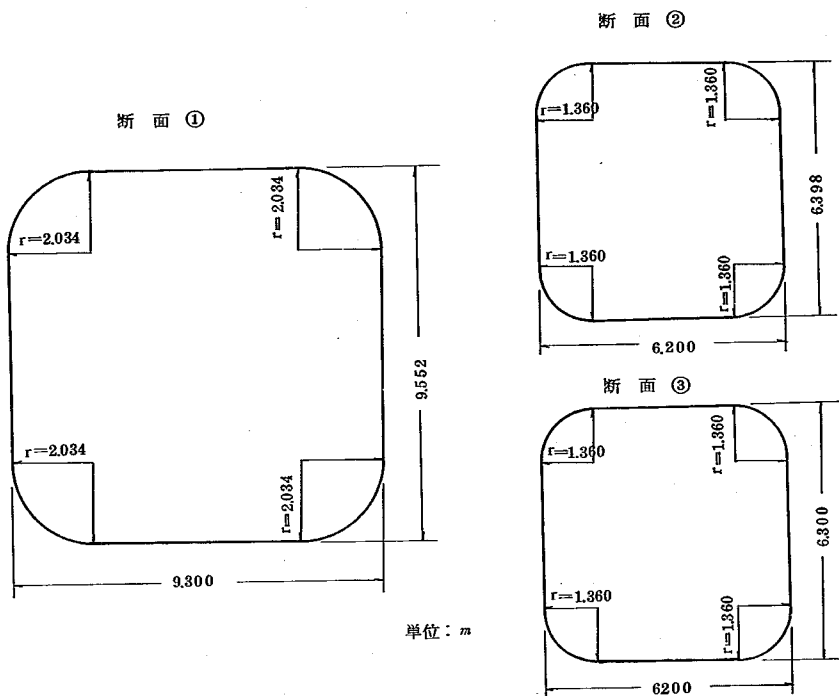


図-10 オリフィス横断面図

2-2 越流部の設計

(1) クレスト敷高

- a) 貯水位 EL 178.5m において、オリフィスと合わせて設計洪水流量 3530 m³/s を放流可能なるようにクレスト敷高を求める。

オリフィス

$$Q_o = C_o \cdot 3 \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH_o}$$

$$H_o = 178.50 - 153.40 = 25.10m$$

$$A_o = 37.47m^2$$

$$C_o = 0.94$$

$$Q = 0.94 \times 3 \times 37.47 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 25.10} \\ = 2345 m^3/s$$

越流部

$$\text{必要放流量 } Q_o = Q - Q_o = 3530 - 2345 = 1185 m^3/s$$

$$\text{流量公式は } Q_o = C_o \cdot n \cdot B \cdot H_o^{\frac{3}{2}}$$

$$C_o = C \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(n - \frac{1}{n} \right) \left(\frac{b}{S} \right)^{1.7} \right\}$$

ここに H_o : 越流水深 (m)

n : 径間数 1

H_d : 設計水頭 (m)

b : 橋脚巾 (3.0m)

S : クレストから橋脚先端までの距離 (581m)

ここでクレスト敷高を EL 167.50m に仮定し、ランドルフ曲線が基本三角形に内接するように H_d を求めると (後述) $H_d = 15.86m$ となる。

$$Q = 1.95 \times 2 \times 8.4 \times 11.0^{\frac{3}{2}} \\ = 1190 m^3/s > 1185 m^3/s$$

となり条件を満足するので、クレスト敷高を EL 167.5m に決定する。

- b) 主ダム (コンクリート) および補助ダム (ロックフィル) の余裕高は、設計基準にもとずいて、図-11 に示すように算定される。

(2) 越流頂の形状

越流頂形状は、標準型ランドルフ曲線を採用する。

$$Y = \frac{0.53}{H_d^{0.8}} \times L^8 \dots \dots \dots (7)$$

$$W = 0.2868 H_d$$

$$E = 0.1325 H_d$$

越流頂のランドルフ曲線が図-12 に示す基本三角形に内接するよう、その設計水頭 H_d を求める。ランドルフ曲線と堤体下流面との接点を $P(X_1, Y_1)$

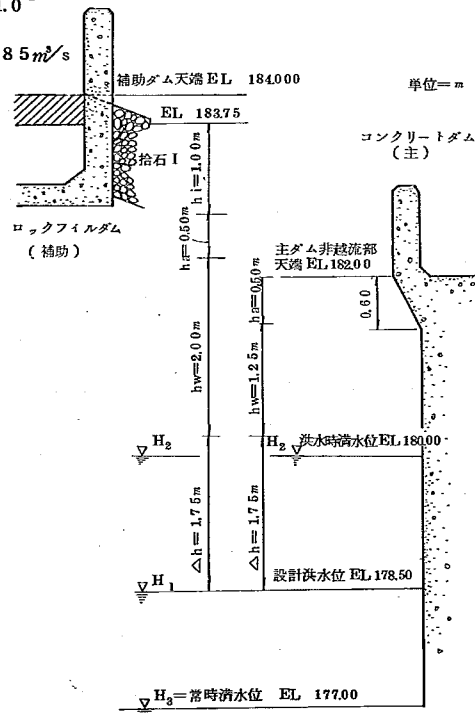


図-11 主ダム・補助ダム・余裕高・比較図

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= 1.4469 H_d \\ Y_1 &= 1.0306 H_d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$
$$W = (y + Y_1) m_1 - X_1 \dots\dots\dots (9)$$

(異常洪水時の越流水深)

(3) 越流部水面形の計算

WESの実験結果により計算して図-13に示す。

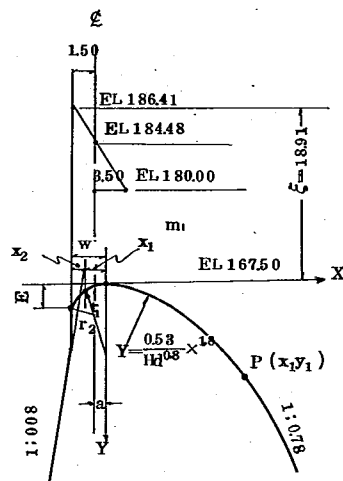


圖-12 越流部基準形狀

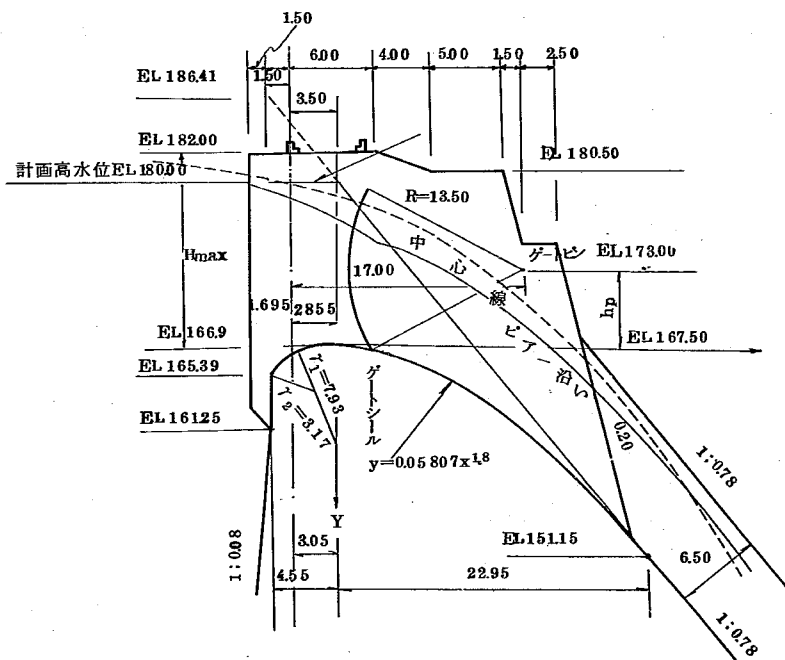


図-13 越流部詳細図，及び水面形

表-3 越流面形状の座標値

x (m)	y (m)	標高 (m)	x (m)	y (m)	標高 (m)
1	0.06	EL 167.44	13	5.88	EL 161.62
2	0.20	167.30	14	6.72	160.79
3	0.42	167.08	15	7.60	159.90
4	0.70	166.80	16	8.54	158.96
5	1.05	166.45	17	9.52	157.98
6	1.46	166.04	18	10.56	156.94
7	1.93	165.57	19	11.64	155.87
8	2.45	165.05	20	12.76	154.74
9	3.03	164.47	21	13.93	153.57
10	3.66	163.84	22	15.15	152.35
11	4.35	163.15	22.952	16.35	151.15
12	5.09	162.41			

2-3 減勢工の設計

(1) 跳水の基本計算

水叩き面標高を EL 111.00m にとり、いずれの流量においても流水が水叩き巾 6.0 m に一様に流入するものと仮定して、流入水脈の水理量および跳水下流水深を計算する。貯水位は、洪水時満水位 EL 180.00m として、水叩き始端に流入する射流水深 h_1 を次式によって近似的に求める。

$$h_1 = \frac{Q}{\sqrt{B \cdot 2 \cdot g \cdot 0.9 H}} \quad (10)$$

ここに Q : 流量 (m^3/s)

B : 水叩き巾 (6.0 m)

H : 洪水時満水位と水叩き面との標高差 (m)

一方、跳水を起こさせるのに必要な共役下流水深 h_j は

$$h_j = \frac{1}{2} h_1 (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \quad (11)$$

ここに F_1 : 水叩き始端射流のフルード数

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g h_1}}$$

v_1 : 水叩き始端射流の流速 (m/s)

これらの計算結果を表-4 に示す。

この結果、計画最大放流量 $2000 m^3/s$ において自然下流水深はほぼ 7 m 不足する。

(2) 減勢工設計対象流量

表-4 跳水の基本数値(水叩き巾60m)

緑川ダムでは自然下流水位が非常に小さいので、水叩き末端にシルを有するシル型減勢工を有する。洪水調節を行なうダムでは、減勢池の設計対象流量として次の事項を考慮する。

- ① 設計洪水流量時の放流量
② 常用余水吐(オリフィス)の単独最大放流量

流量 $Q(m^3/s)$	初期射流水深 $h_1 (m)$	初期フルード数 F_1	共役下流水深 $h_j (m)$	自然下流水深 $h_2' (m)$
500	0.24	22.79	7.58	3.90
1000	0.48	16.16	10.67	5.40
1500	0.72	13.18	12.99	6.60
2000	0.95	11.43	14.95	7.80
2400	1.14	10.43	16.32	8.80
2500	1.19	10.22	16.65	8.90
3000	1.43	9.33	18.18	10.00
3530	1.68	8.60	19.66	11.10
4000	1.91	8.08	20.87	12.00
4240	2.02	7.85	21.46	12.40

- ③ 地点の環境
④ ゲート不等高操作による水脈の不均等
⑤ オリフィス流出水脈の不均等

従来の例ではこれらの条項を考慮して計画最大放流量に10~60%の余裕を見込んでいる。本ダムにおいては20%の余裕をとつて $2000 \times 12 = 2400 m^3/s$ を減勢工設計対象流量に選定する。(オリフィスの単独最大放流量は $2390 m^3/s$ となる。)

(3) 傾斜シル(45°)の設計

設計対象流量時にはシルの機能を有し、それ以上の流量に対しては、構造物に損傷を与えないように流れを下流へ飛散させるデフレクターの機能をもつた傾斜シル(45°)を設計する。

$2400 m^3/s$ 放流時における h_j と h_1 との比 C_j は

$$C_j = \frac{h_j}{h_1} = \frac{16.32}{1.14} = 14.25$$

水叩き始端よりシル始端までの距離を L_a で表わし、跳水長を L_j で表わすと $L_a = L_j$ ならば、シル上流面に水深 h_j の静水圧分布を仮定し、シル上で限界水深 h_c を生ずると考えてよい。その場合のシル高 d_0 は次式で計算される。

$$d_0 = h_1 \left\{ C_j - [C_j^2 + C_p^2 - (2F_1^2 + 1) + (2F_1^2 / C_p)]^{\frac{1}{2}} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\text{ここに } C_p = h_c / h_1 \quad h_c = \sqrt[3]{q^2 / g}$$

(12)式から $d_0 = 7.99 m$

また $L_j = 5 h_j \quad L_j = 5 \times 16.32 = 81.62 m$

既設ダムの45°傾斜シル模型に関する実験資料にもとづいて、 L_a / L_j と d / d_0 の関係を図示すると図-14のようになる。この関係を用いて本ダムの $L_a = 40 \sim 80 m$ に対する必要

シル高 d を計算し表-5 に示す。

表-5 シル位置と必要シル高

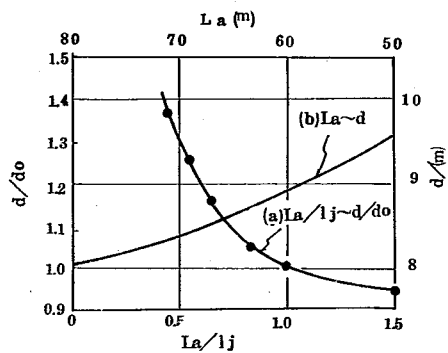


図-14 必要シル高シル位置の関係

シル位置 X_a (m)	X_a/L_j	d/d_o	必要シル高 d (m)
4.0	0.49	1.33	10.63
4.5	0.55	1.26	10.03
5.0	0.61	1.20	9.55
5.5	0.67	1.14	9.13
6.0	0.74	1.10	8.83
6.5	0.80	1.07	8.55
7.0	0.86	1.04	8.35
7.5	0.92	1.02	8.19
8.0	0.98	1.01	8.07

L_a はできる限り大きくとることが好ましい、しかし本ダムでは下流河道が右折しており、かつ左岸直下流に発電所放水路および、柏川転流水路出口が設置されることから、水叩き長さは $L_a=50m$ とした。シル高 d は表-5 から $d=9.6m$ となるが、水叩き流入水脈の不均等および、湾曲による減勢効果の低下を考慮して $d=13m$ とした。原案減勢工設計図を図-15 に示す。

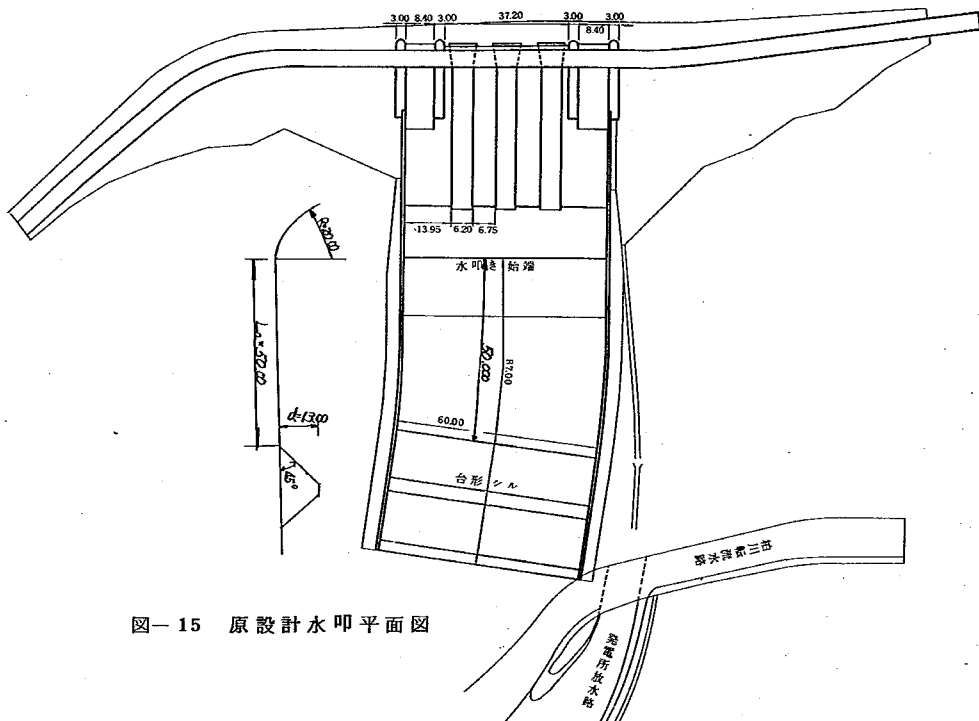


図-15 原設計水叩平面図

Ⅲ 余水吐の水利模型実験

3-1 実験の目的と内容

本実験は緑川ダム余水吐の水利機能，すなわち，放流設備の放流能力および形状の安全性を明らかにし，減勢工の減勢処理機能を調査して，最適な余水吐設計を求めるものである。実験内容は次のとおりである。

(1) オリフィス

- ① 洪水調節用の常用余水吐としての放流量の調査
(ゲート全開時およびゲート操作時の貯水位～流量測定)
- ② オリフィス内部形状および開水路部底面形状の安全性の検証
(オリフィス内面および開水路底面圧力測定)
- ③ ゲートピンの位置の検証
(開水路部水面形測定)

(2) 越流部

- ① 非常用余水吐としての放流量の調査
(自越流時およびゲート操作時の貯水位～流量測定)
- ② 越流部形状の安全性の検証
(越流面の圧力測定)
- ③ 堤頂構造物の位置ならびに導流壁高の検証
(越流部水面形の測定)

(3) 減勢工

- ① 水叩き平面形状およびシル形状の比較検討ならびに導流壁高の決定
(流況観測および水面形測定)
- ② シル形状の安全性の検討
(シル面の圧力測定)

(4) 下流河道

- ① 二次減勢工の検討および，下流河道流況調査
(シル下流の水面形，圧力，流速測定)
- ② 柏川転流水路の形状の検討
(水路内水面形，圧力，流速測定)

3-2 模型と相似律

(1) 模 型

a) 三次元全体模型

全体模型は縦横とも縮尺 1/40 であつて、オリフィス、堤頂越流部、波勢工は木製とし、水叩き終端から下流 300m 区間の下流河道は、標高 EL 130.0m まで、モルタル固定河床とした。

b) オリフィス抽出模型

オリフィスの実験は、縮尺 1/30 の真鍮製鑄造模型によつて行つた。模型の製作範囲は上流リセス部分と堤体上流面的一部分、下流はゲートシールより自由落下軌動曲面がバケットカーブに接する部分までである。

(2) 相 似 律

模型と原型との力学的相似はフルードの法則により、表-6 に示す縮率を用いた。

表-6 模 型 の 縮 率

	次 元	縮 率		
			全 体 模 型	抽 出 模 型 (オリフィス)
長 さ 水 深	L	n	1:40	1:30
時 間	T	$n^{\frac{1}{2}}$	1:6.324	1:5.477
流 速	LT^{-1}	$n^{\frac{1}{2}}$	1:6.324	1:5.477
流 量	L^3T^{-1}	$n^{\frac{5}{2}}$	1:1011	1:4920
圧 力	$ML^{-1}T^{-2}$	n	1:40	1:30
流 量 係 数	-	-	1:1	1:1



写真-2 三次元全体模型（下流から）

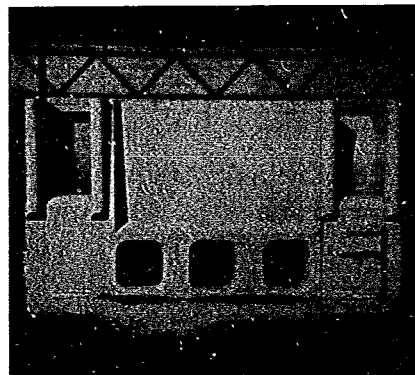


写真-3 三次元全体模型（上流側）

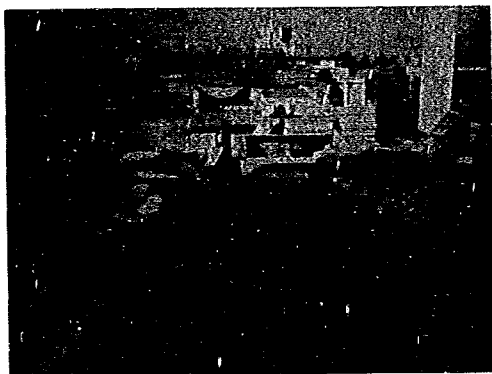


写真-4 三次元全体模型(下流河道)



写真-5 オリフィス抽出模型



写真-6 柏川および発電所放水路

3-3 オリフィスの実験

(1) オリフィス放流量

オリフィスの $H \sim Q$ 測定は、ゲート開き 50 cm 間隔に、全開までの 14 種類について実施した。その結果を付表-1、図-16に示す。

設計条件に対する実験値は、表-7のとおりであり、条件を満足している。

(2) オリフィス内部圧力

オリフィス形状の適否を調べるため、ゲート全開時のオリフィス内面圧力を測定した。貯水位は洪水時満水位 $EL180.00\text{ m}$ と制限水位 $EL163.30\text{ m}$ (最低水位)との2ケースである。測

表-7 オリフィス放流能力

貯水位	必要放流量	実験値	摘要
EL 163.30 m	500 m ³ /s	1,400 m ³ /s	無害流量
EL 170.00	2,000	2,530	計画最大放流量
EL 180.00	1,860	1,915	

定箇所は図-17に示すように、上面、下面、側面および上、下隅角部の5測線についてそれぞれ13測点を選んだ。測定結果を図-17に示す。

最低負圧の発生箇所は、ベルマウス終端付近であり、下面隅角部 No. 9 で最も大きい負圧を示すが許容負圧(-3 m 水頭)以内である。

なお、貯水位が大きい程、負圧が増大するので、さらに貯水位をEL 182.00 m (コンクリートダム非越流頂橋高)にして検証した結果、-2.40 mで許容負圧以内であることから、オリフィス形状は設計案で支障ないものと判断する。

(3) オリフィス開水路部の水面形

オリフィス主ゲートから下流の開水路部の水面形を測定し、主ゲートピンの位置の適否を調

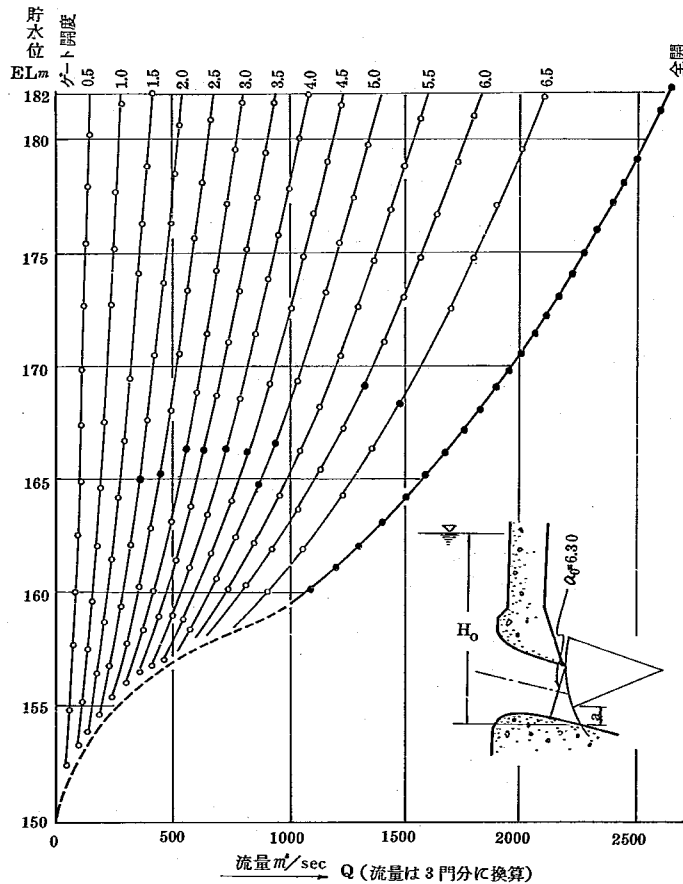
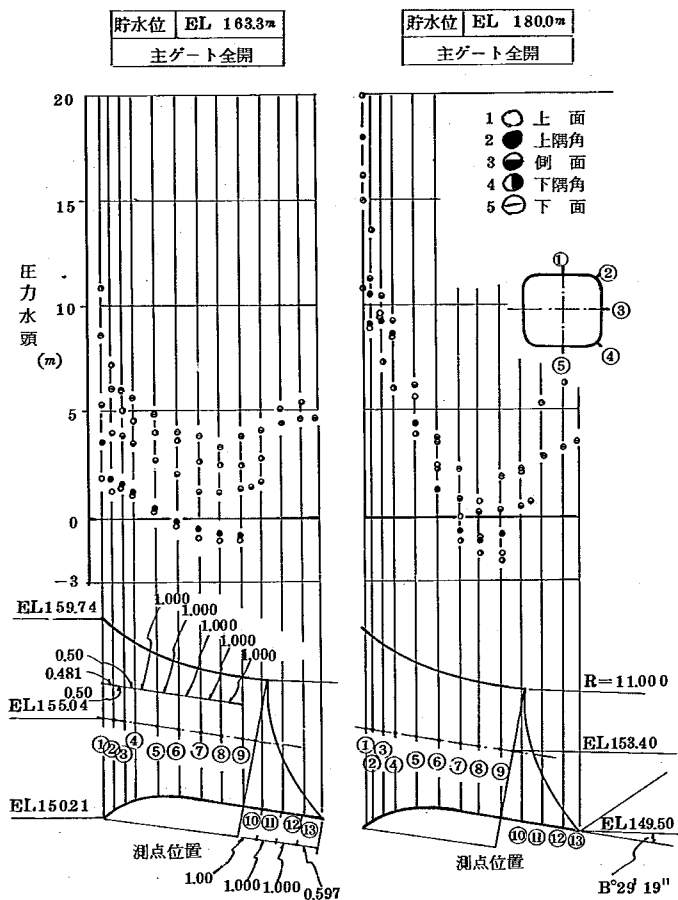


図-16 オリフィス貯水位～流量関係図



図～17 オリフィス内圧力分布図(抽出模型)

オリフィス出口巾と開水路巾とは同一であり、側壁は同一平面で連続しているため、壁面での急激な水面上昇は見られない。したがって、水面上昇が最も大きくなる計画高水位 EL180.00m の全開時について測定した。この測定結果を図-18 に示す。

(4) オリフィス開水路底面圧力

測定条件は、最大負圧が予想される最高水位 EL180.00m のゲート全開とする。測定結果を付図-1 に示す。

ゲートピン EL. 155.88

2.00m

ゲート接点 EL. 149.50

貯水位：EL180.00m

ゲート：全開

—●—	開水路中央平均水位
—○—○—	壁沿
—●—●—	最高水位

EL150.00

EL150.00

EL140.00

EL130.00

0

10

20

30

40

-22-

3-4 越流部の実験

(1) 越流部放流量

越流部の $H \sim Q$ を測定した。測定は全体模型でオリフィス全閉とし、自由越流時およびゲート開き1～6mの計7種について行った。測定結果を付表-2、図-19に示す。

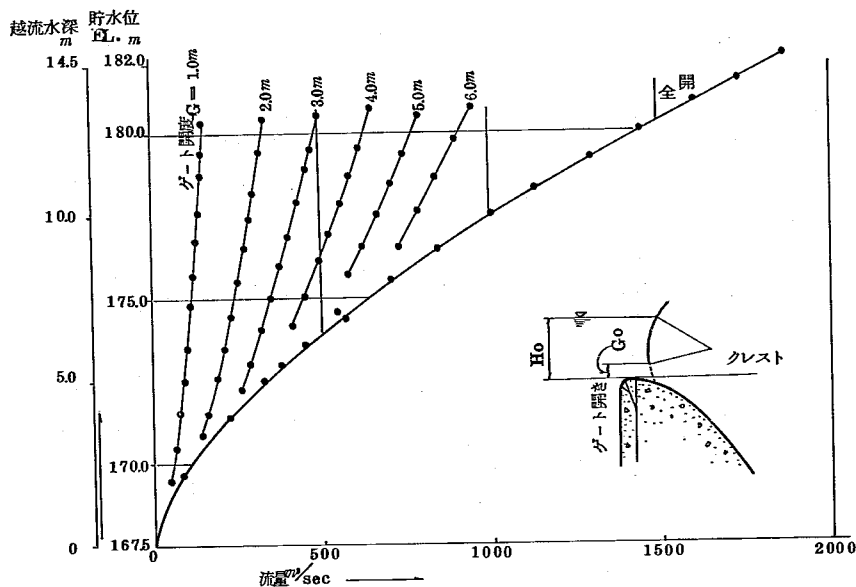


図-19 越流部貯水位～ゲート開度～流量関係図

(2) オリフィスと越流部との同時放流量

先に測定したオリフィス放流量と、越流部放流量とを合計したものを図-20に示す。

設計条件に対する放流能力は次表のとおりである。

表-8 余水吐放流能力

貯水位	実験値			必要放流量
	オリフィス	越流部	合計	
EL 163.300	1,400 m³/s	閉	1,400 m³/s	500 m³/s
EL 170.000	1,915	閉	1,915	1,860
EL 178.500	2,380	1,180	3,560	3,530
EL 180.000	2,530	閉	2,530	2,000
EL 181.500	2,600	1,740	4,340	4,240
EL 182.000	2,630	1,850	4,480	余水吐最大可能放流量

よつて設計条件はすべて満足される。

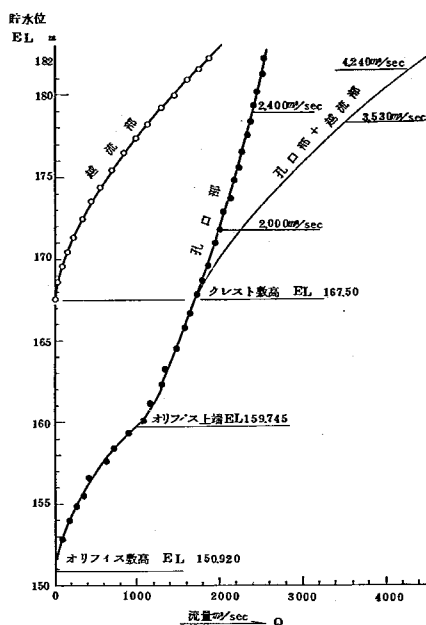


図-20 余水吐貯水位～流量関係図

洪水時満水位で2.5m、異常洪水位で1.2mあり、ともに設計基準を満足している。堤体導流壁高は、設計案の6.5mで支障がない。

3-5 原設計案減勢工の実験

(1) 傾斜シルによる実験

現案の減勢工は、長さ50m、巾60mの水平湾曲水叩きに、45°傾斜シルを設けたシル型減勢工であつて、シルの規模は高さ13.0m、天端巾4.0mで導流壁に対して直角に設置されている(図-15参照)

これは、設計対象流量2,400m³/sまでは正常跳水により減勢し、それ以上の流量は飛散させ、構造物の安全と経済性をはかろうとする設計である。

実験の結果、異常洪水流量4,240m³/sに達しても完全飛散状態には至らなかった。シル高を11.5m、10.0m、9.0mと低くしたところ、図-22に示すように、水叩き始端中央で相当な露出射流があらわれはじめたけれども完全飛散までにはいたらなかった。

また一部、傾斜シルによつてはねあげられた水脈は、シル直下流の左岸側発電所放水路付近に集中落下した。

落下位置を河身に寄せるため、水脈の方向を変向させるには、傾斜シル自体によるジェットの変向機能(図-23)を応用し、水脈を所定の方向、位置に飛散させる方法がある。本ダムに

(3) 越流部底面圧力

越流部底面形状の適否を調べるために、越流部底面の中心沿28測点で圧力を測定した。貯水位EL180.00mでゲート開度0.5m、1.0m、2.0m、および全開の4ケースについて測定し、その結果を付図-2に示した。

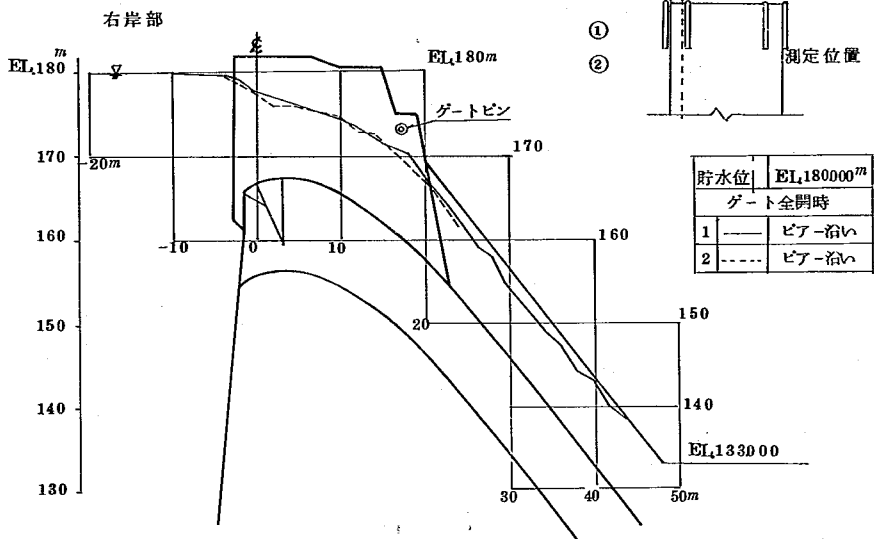
最も小さい圧力は、ゲート開度1.0m、NO10で-0.44m水頭であり、あらゆるゲート操作時において許容負圧を越えるおそれはない。

(4) 越流部および堤体導流部水面形

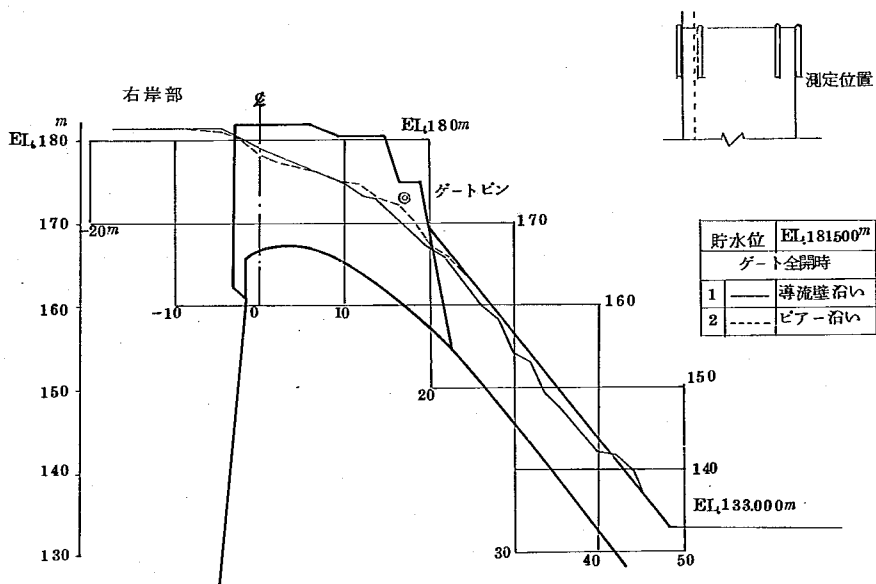
水面形測定はゲート全開で貯水位は

- ① 洪水時満水位EL180.00mの場合
- ② 異常洪水流下水位EL181.50mの場合の2ケースについて、右岸側越流部の橋台沿いおよび橋脚沿いにおいて実施した。測定結果を図-21に示す。

ゲートピンに対する水面上の余裕は、



図～2 1, a 越流部水面形図



図～2 1, b 越流部水面形図

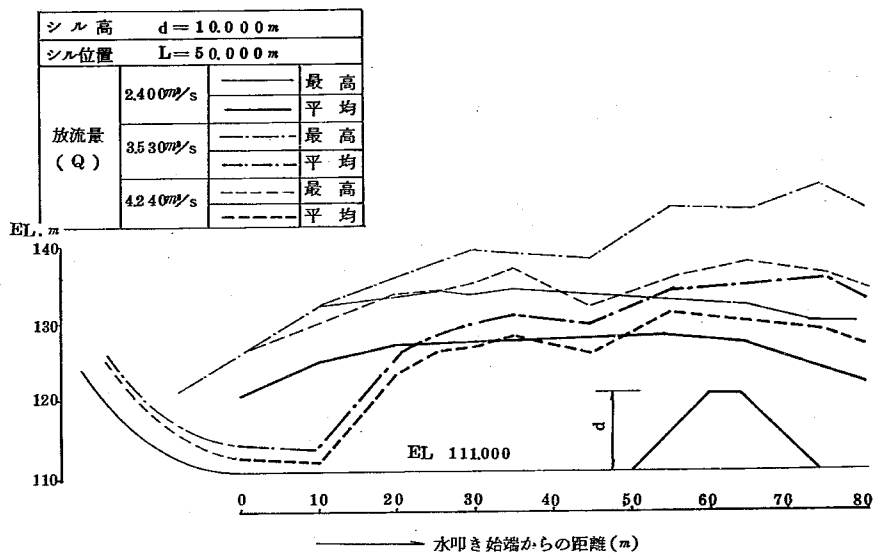


図-22 傾斜シル水叩き内水面形図

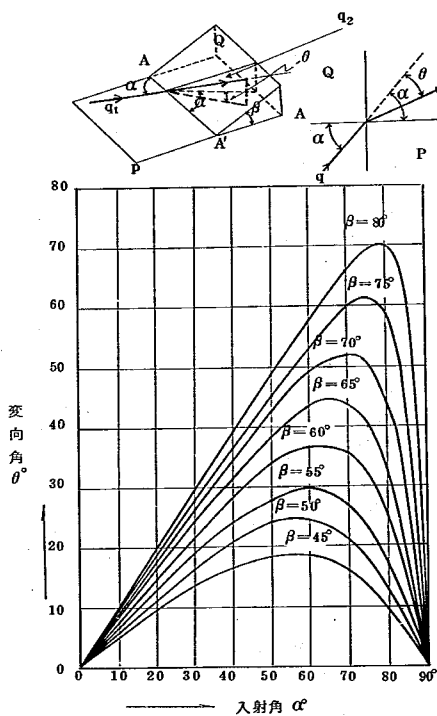


図-23 ジェット変向角

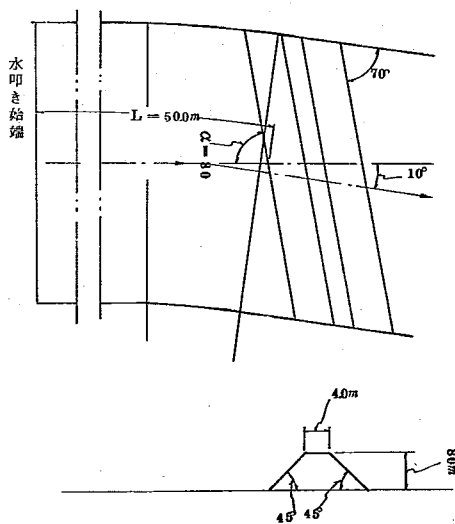


図-24 ジェット変向のための
シル設置方向

原設計案水叩きの流況（傾斜シル）

貯水位	EL180.00m
シル高	d=10m
シル位置	L=50m
水叩き巾	B=60m

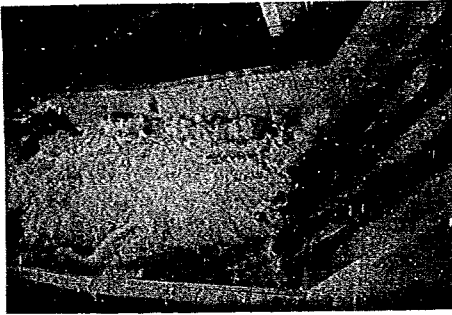


写真-7 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ （左岸から）

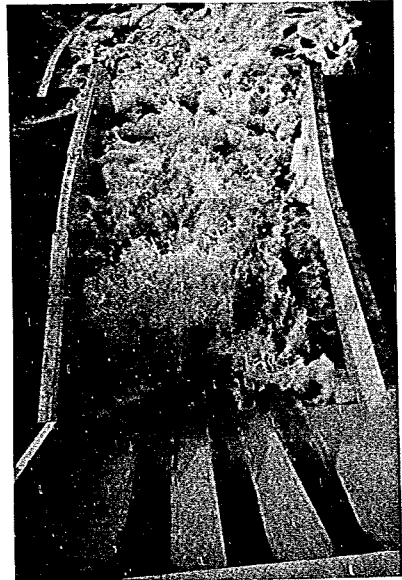


写真-8 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ （上流から）



写真-9 $Q=4240\text{ m}^3/\text{s}$ （左岸から）

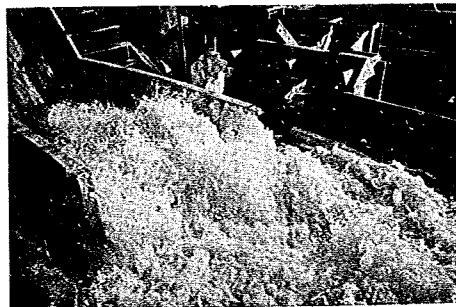


写真-10 $Q=4240\text{ m}^3/\text{s}$ （下流から）

において、飛散水脈を河身方向に一致させるには、図-24のように入射角 $\alpha = 80^\circ$ にしなければならない。この場合、シルの方向は導流壁に対して左岸側へ 70° 傾き、完全減勢の場合にシルを越流した流れが左岸側に集中する。このように跳水時と飛散時とでは、シル下流の流向が逆となり、下流河道の保護に対して、きわめて不都合となる。したがって、本ダムのように、水脈が横方向に不均等な場合または湾曲水叩きの場合には、傾斜シルによつて飛散させる減勢処理方式は不適當である。

(2) 鉛直シルによる実験

大きな放流量に対しても強制的に跳水させ、また横方向に不均等な複雑な流れに対しても、比較的安定した減勢が期待できる鉛直シルを用いて実験を行った。

鉛直シルの高さは次の岩崎公式により求められる。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2) \sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^2 \dots\dots\dots (13)$$

$$\begin{aligned} h_1 &= 1.14 \text{ m} & h_j &= 16.32 \text{ m} & F_1 &= 1.04 \text{ を用いると} \\ d &= 8.5 \text{ m} & l_j &= 5 \frac{h_j}{h_1} = 81.6 \text{ m} \end{aligned}$$

が得られる。本ダムのように、水叩きが湾曲し、かつ水叩き始端での水流が著しく不均等な場合は、シル高、水叩き長とも割り増しが必要であるが、下流構造物の設置から水叩き長さが制約され、水叩き長 $L_a = 60 \text{ m}$ 位が限度である。先に行つた傾斜シルの実験結果では、設計対象流量 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水面形が最も安定しているのは $d = 10 \text{ m}$ $L_a = 70 \text{ m}$ であつた。これらを参考としてシルの高さを 10 m に選定し、水叩き長さを $L_a = 60, 65, 70 \text{ m}$ の三種に変えて実験を行った。

水面形の実験結果を示す図-25をみると、水叩き長さの違いはそれほど顕著に表われない。シル上流面に加わる圧力結果を示す図-26をみると、水叩きが長くなるほど圧力は減少し、減勢効果は水叩きが長いほど良好であることを示している。しかし、いずれのケースにおいてもオリフィスの巾に対し、水叩き巾が広いため、オリフィスの放流水脈が水叩き内に均等に拡がらず、減勢効果は不十分である。

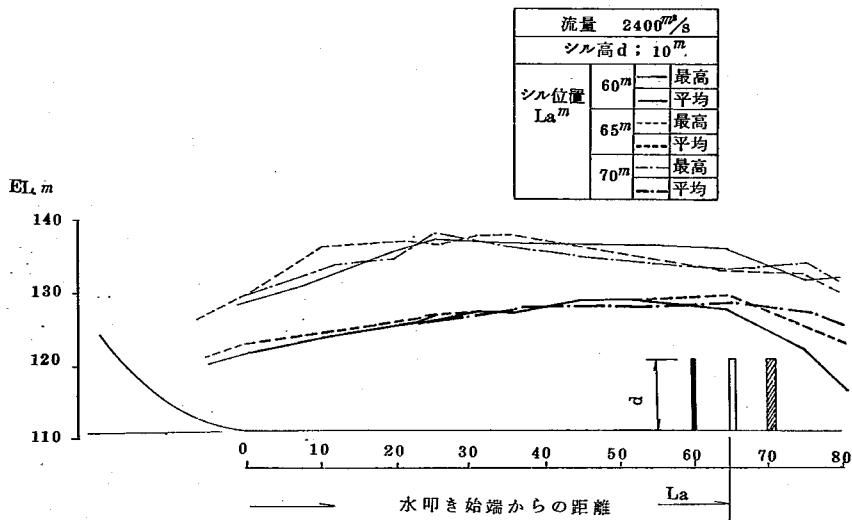


図 25 鉛直シル水叩き内水面形 (原設計案)

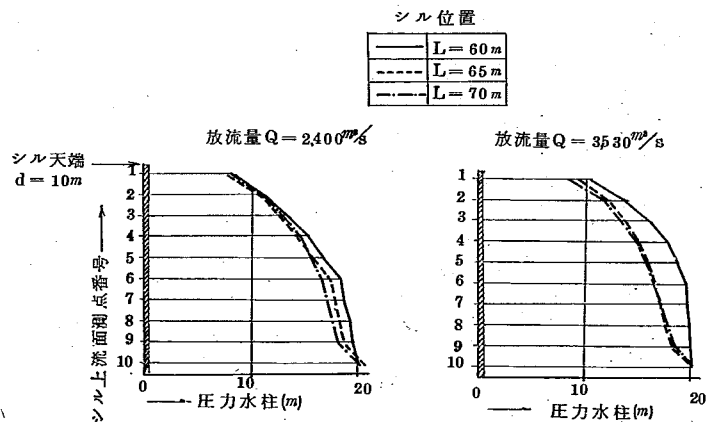


図 26 鉛直シル上流面圧力分布図 (原設計案)

原設計案水叩きの流況（鉛直シル）

貯水位	EL180.00m
シル高	d=10m
シル位置	L=60m
水叩き巾	B=60m

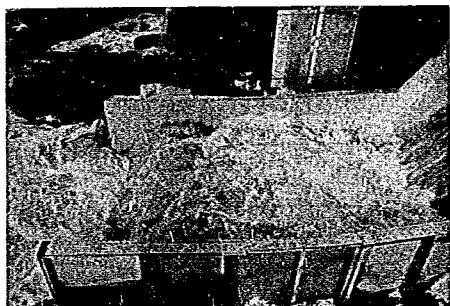


写真-11 $Q=2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ （左岸から）



写真-12 $Q=2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ （上流から）

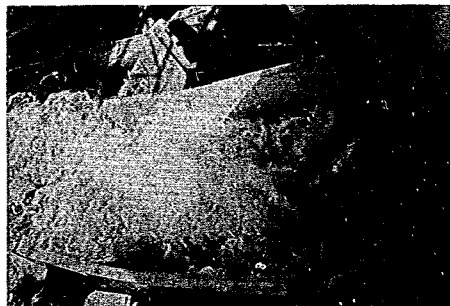


写真-13 $Q=4,240 \text{ m}^3/\text{s}$ （左岸から）



写真-14 $Q=4,240 \text{ m}^3/\text{s}$ （下流から）

3-6 最終案減勢工の実験

(1) 水叩き巾の変更

原設計案減勢工の実験では、オリフィスの巾に対し、水叩きの巾が大きいため(60m)、オリフィスからの水脈が水叩き内に均等に拡がらず、減勢効果が不十分であつた。これを改良するために、水叩き巾を50mに絞り、水流の均等化を計った。さらに下流の柏川転流水路および発電所放水路への影響を考慮して、余水吐全体を右岸側へ5m平行移動した。この変更設計案を図-27に示す。

(2) シル高および水叩き長の検討

実験に先立つて水叩き巾50mの跳水式減勢工の基本水理諸量を求めると表-9となる。

鉛直シルの高さは(13)式により求めれば $h_1 = 1.37 F_1 = 9.52$ であるから シル高 $d = 9.0m$ $l_j = 89.0m$ 。計算によれば水叩き長は90mを必要とするが、発電所放水路および柏川転流水路の位置から、水叩き長90mを確保することは困難であり、せいぜい80mが限度である。そこでこれらを考慮して、次の6種について比較実験を行なつた。

ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
シル高 m		10			11	
シル位置 m	70	75	80	70	75	80

a) シル高10mの場合

原設計に比べ、水叩き内の平面渦は小さくなつた。しかし水面の変動はかなり大きく、最高、最低の水面差は著しい。シル位置を

70m~80mに変化させても、水面形および流況はそれほど変化しないことから、シル高が低すぎるものと思われる。

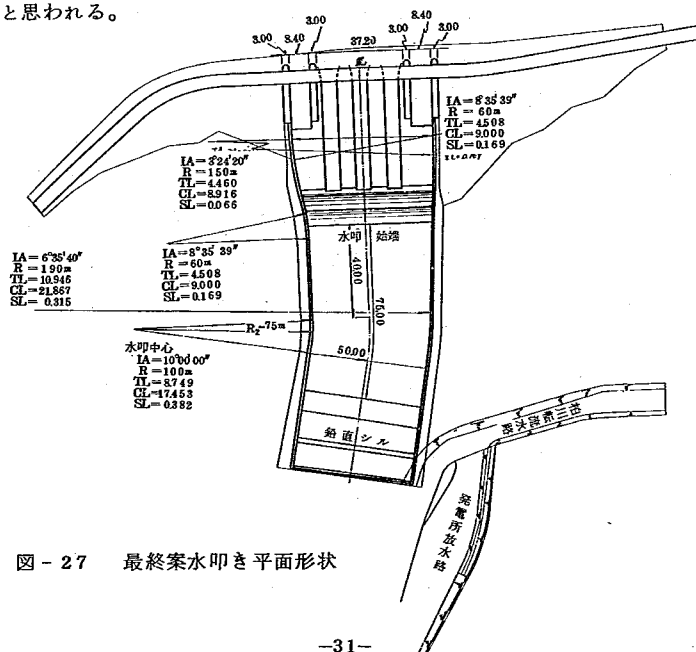


図-27 最終案水叩き平面形状

表-9 跳水の基本数値(水叩き巾50m)

流 量 $Q(m^3/s)$	初期射流水深 $h_1(m)$	初期フルード数 F_1	共役下流水深 $h_j(m)$	自然下流水深 $h_d(m)$
500	0.29	20.88	8.30	3.90
1,000	0.57	14.77	11.66	5.40
1,500	0.86	12.04	14.20	6.60
2,000	1.14	10.43	16.32	7.80
2,400	1.37	9.52	17.82	8.80
2,500	1.43	9.33	18.18	8.90
3,000	1.72	8.52	19.84	10.00
3,530	2.02	7.85	21.45	11.10
4,000	2.29	7.37	22.76	12.00
4,240	2.43	7.16	23.40	12.40

b) シル高11mの場合

$d = 1.0m$ に比べ、非常に減勢効果を増し、流況の安定するのが認められた。水面形測定結果を図-28に、圧力測定結果を図-29に示す。

水面形および圧力の測定結果では、水叩きの平面湾曲による影響はほとんどみとめられない。

以上(a), (b)の実験より、シル高11m、水叩き長7.5mを推奨する。

(3) 最終案減勢工の流況

前項で推奨した減勢工について、異常洪水までの各流量について流況を観測すれば次のとおりである。水叩き内の一般的な流況現象は図-30に示すとおりであつて、オリフィスからの厚い放流水脈はバケット部において急激に偏平化し、横方向へ拡がった水流が導流壁に当つて、はねかえり現象(A)がみられる。この現象はオリフィスの単独放流時に最大となり、クレストからの放流がともなうと徐々に消滅する。また水叩き中央では左右オリフィスからの水脈相互の干渉により、空中飛散現象(B)がおきる。放流量が少ない場合は減勢池水深が十分あるため、この現象は見られないが、設計洪水流量付近に達すると中央に露出射流が現われ、空中への飛散現象がおきる。しかし飛散距離は3.0m程度で水叩き中央部に限られ、また減勢工設計対象流量を越えた異常洪水時であるから差し支えないものとする。つぎに小流量時にシル上流面の導流壁沿いには発生する水面の隆起現象(C)は、横断方向の水脈の不均等によるもので、導流壁沿いでは著り跳水となるからであろう。しかしながらいずれの現象も減勢効果を著しく粗害することはない。

(4) 鉛直シル形状の検討

最終案減勢工のシル詳細形状を決めるため、いくつかの断面形状を与えて、これに作用する圧力を測定し、シル形状の安全性について検討した。

(a) I型シル

上流面に2分の勾配を付けた、図-31に示すI型シルについて、シルの中央部分に18本の圧力管を埋設して測定した。測定結果を図-32に示す。

貯水位: EL. 180.000 m
放流量: $Q = 2,400 \text{ m}^3/\text{s}$
シル高: $d = 11.000 \text{ m}$

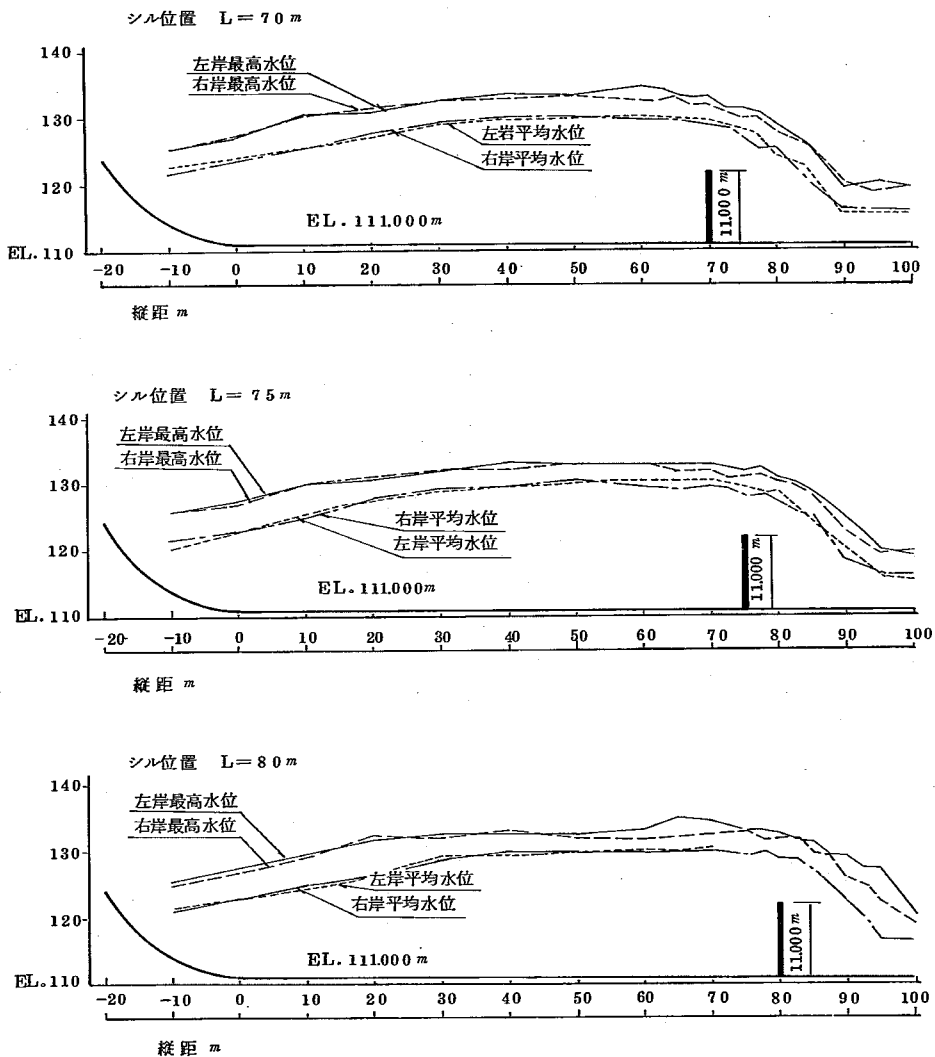


図-28 水叩き内水面形図(変更設計, 水叩巾 50 m)

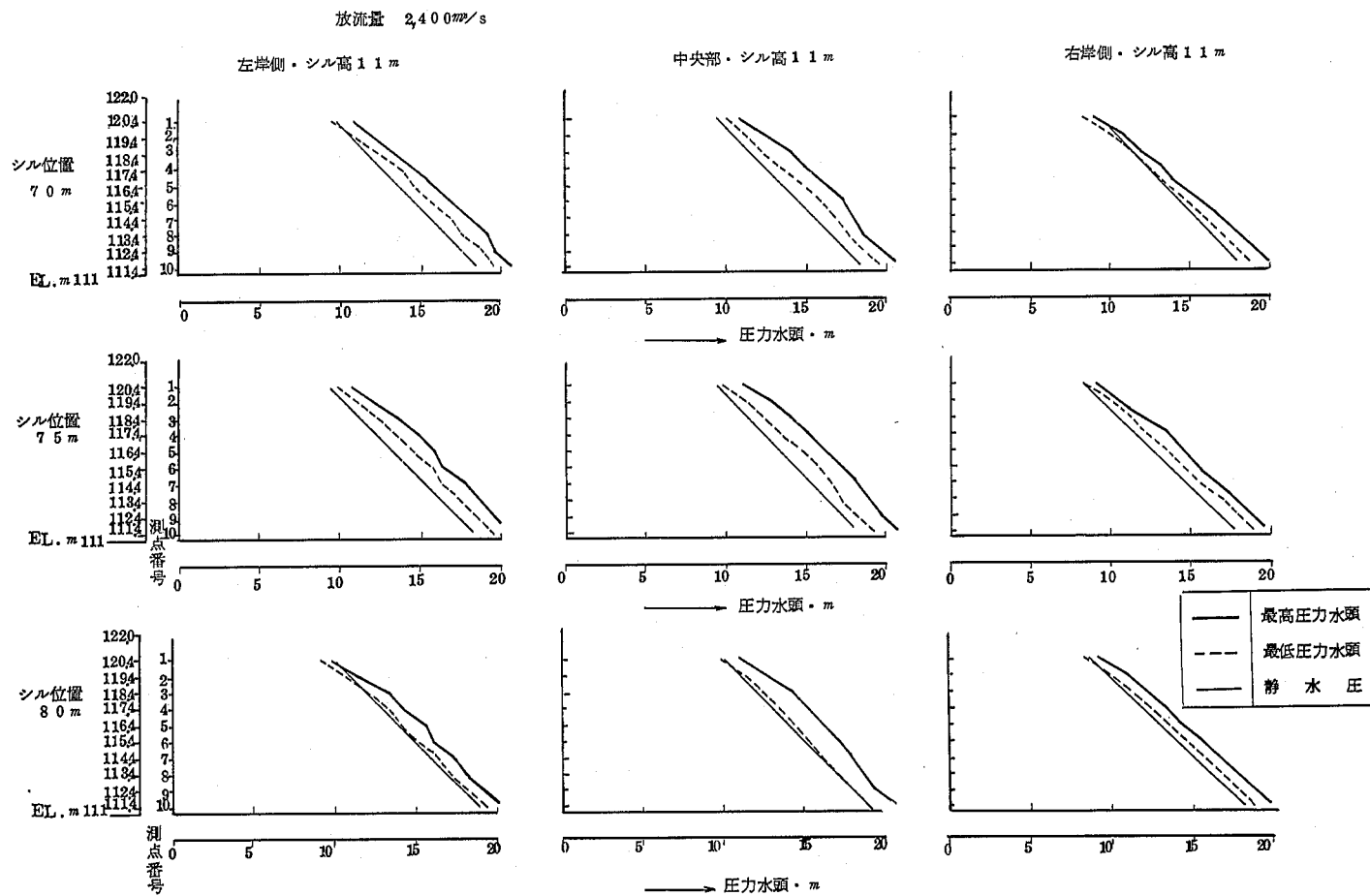


図 - 29 鉛直シル圧力分布図(変更設計, 水叩巾 5.0 m)

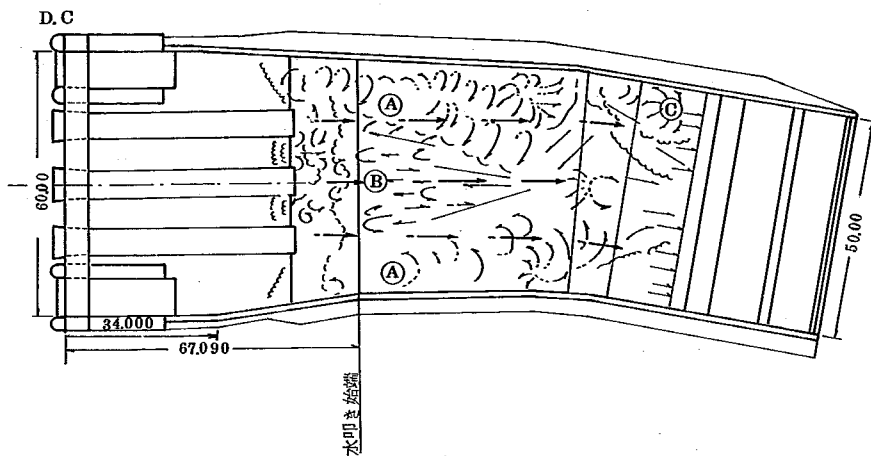


図 - 30 水叩き内流況一般平面図 (最終案)

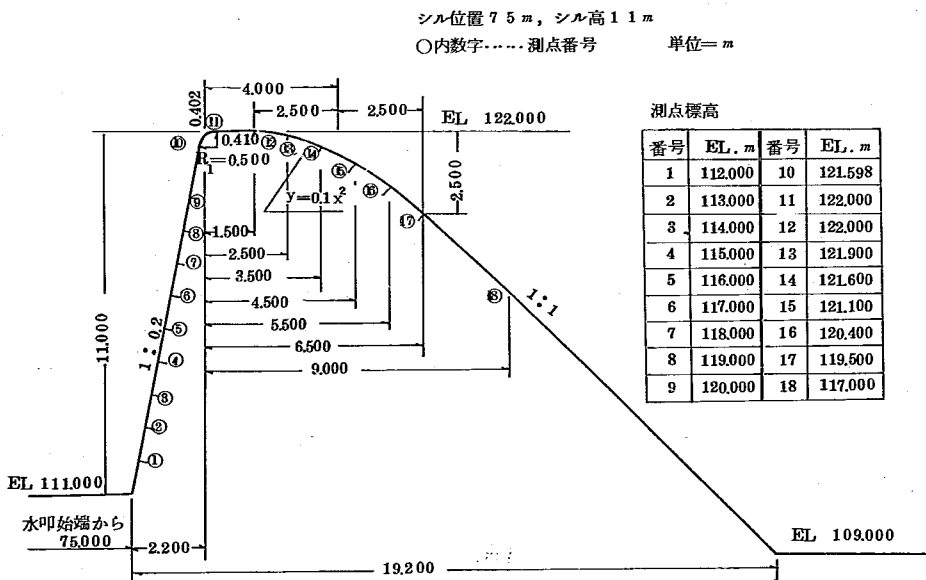


図 - 31 I型シル形状および圧力測点位置

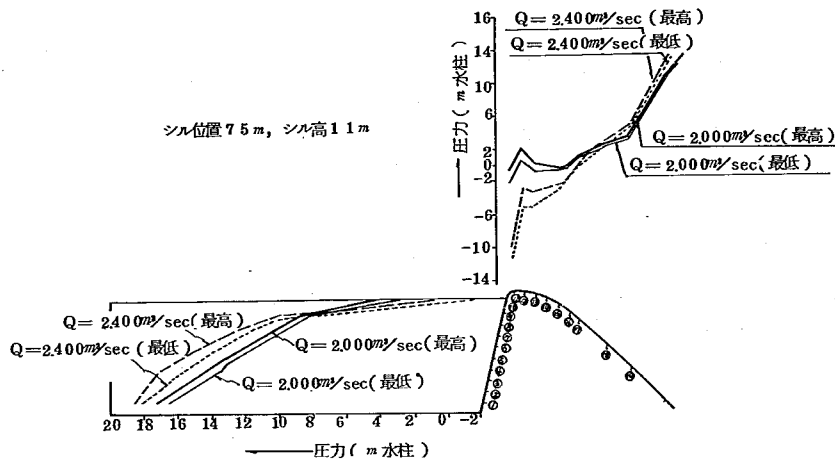


図-32 I型シル面圧力分布図(中央部)

設計対象流量 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ において、越流頂全体に許容以上の負圧が発生する。これはかなりのエネルギーをもつ流れが、傾斜したシル前面に沿って上昇し、その流れがシル越流頂曲面に沿い得ないためである。負圧を軽減するにはシル天端巾を拡大し、流れを越流面に沿わせる必要がある。

(b) II型シル

I型シルの修正案として、図-33に示すII型シルは、上流面を鉛直にして天端巾を拡大したものである。

シル天端上流端の円弧半径を 0.5 m にとつたII型-aについての実験結果を図-34に示す。シル越流訂の負圧はI型より減少するけれども、 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に天端上流端の隅取円弧付近(47,8)に -5 m 水柱の負圧が発生する。これは、シル上流面に沿って上昇する流れが、 $R = 0.5 \text{ m}$ の隅取円弧に沿いえないためと考えられる。そこで天端上流端に円弧をつけず直角にすれば、シル上流面に沿う流れは上端で完全にシルから離れ、天端の圧力は上昇するであろうという考えから、天端上流端の円弧をなくし直角にした。ただし、現場の施工を考慮して隅取半径を 0.10 m にとつたII型-b(図-33参照)につて実験を行ない、この結果を図-35, 36に示す。

$2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時における最低圧力発生箇所は、II型-aに比べて下流側に移動し(49), その値は -2 m 水柱に低減した。設計洪水量 $3,530 \text{ m}^3/\text{s}$ および異常洪水流量 $4,240 \text{ m}^3/\text{s}$ においてはシル天端に低圧部がみられるけれども、設計対象以上の異常時であることからII型-bの形状を推奨する。

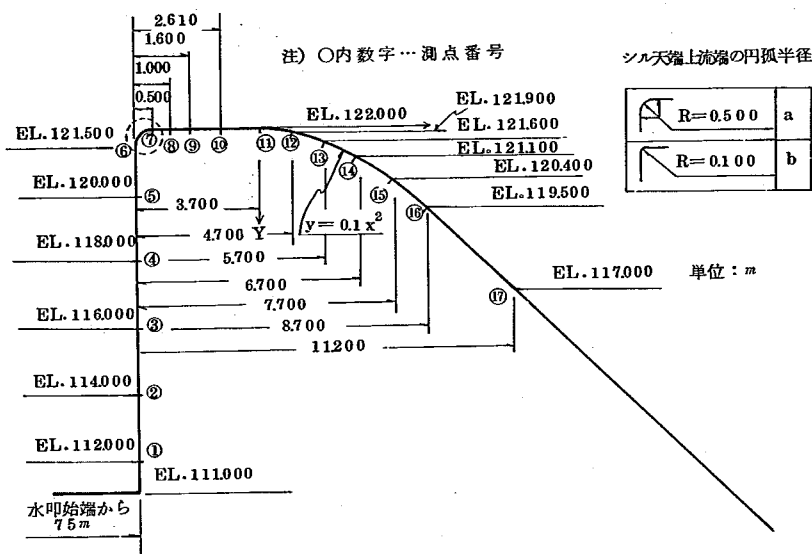


図-33 II型シル形状および圧力測定位置

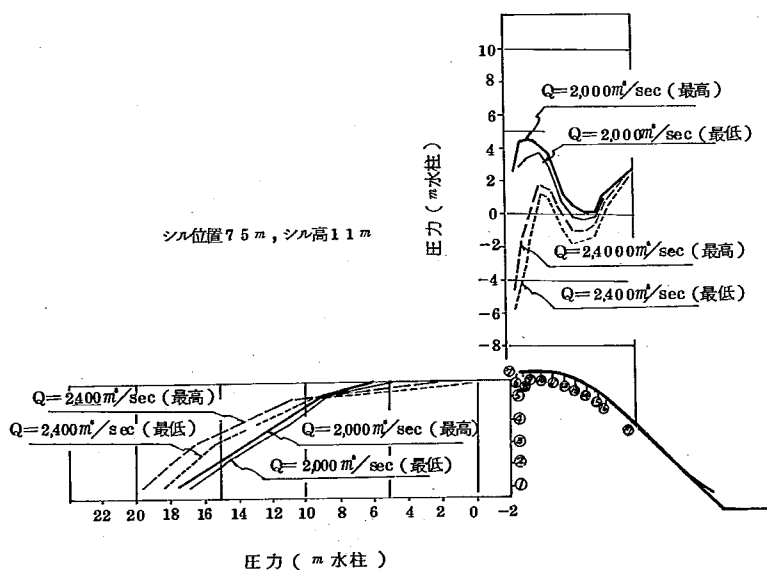


図-34 II型-aシル圧力分布図(中央部)

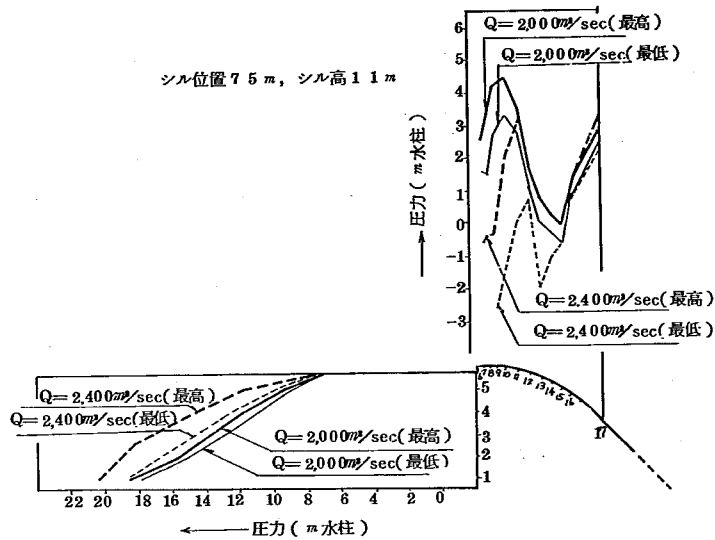


図-35 II型-hシル圧力分布図(中央部)

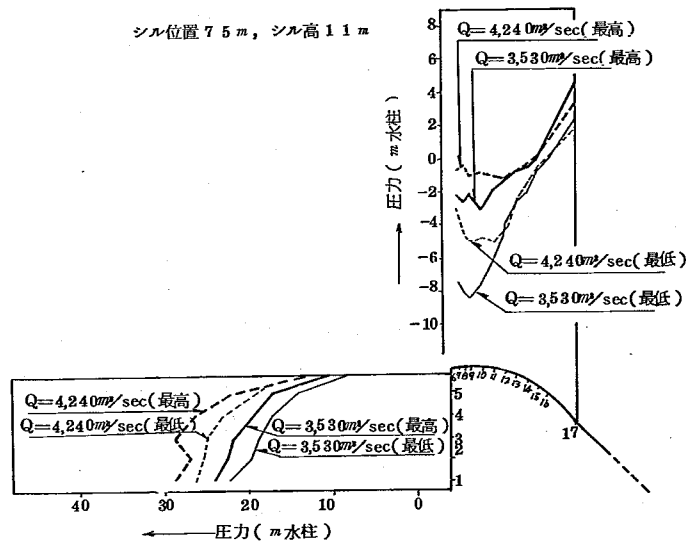


図-36 II型-bシル圧力分布図(中央部)

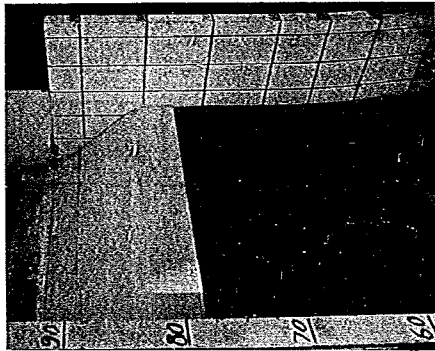


写真-15 最終案シル形状($d=11\text{m}$)

①

(5) 水叩き導流壁高の検討

水叩きの必要導流壁高を検討するため、最終案減勢池内の平均、最高の跳水面形状を測定した。測定結果を図-37に示す。設計対象流量 $2,400\text{m}^3/\text{s}$ まで、導流壁を越水させないためには、水叩き面より 2.5m (EL136.00) の導流壁高を必要とする。そこで導流壁高を少しでも低くするために、図-38に示すような波返しをつけ、その効果を測定した。この結果 $2,400\text{m}^3/\text{s}$ 放流時に波返しの最も効果的な位置は EL133.00m となり、図-39のような水面形を示し、導流壁高を 3m 低くすることができた。さらに $2,400\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量に対しその効果を測定すれば、同じく図-39のように水位上昇を低下させることができ水脈の越波は極めて稀となつた。

②

なお、EL133.0m に設計洪水流量および異常洪水流量の平均水位が収まっていることから、導流壁の天端は EL133m とし、水叩き面より 2.2m の高さが妥当である。導流壁に隣接して重要構造物を設置する場合は、異常時の越波等に対し別途考慮する必要がある。

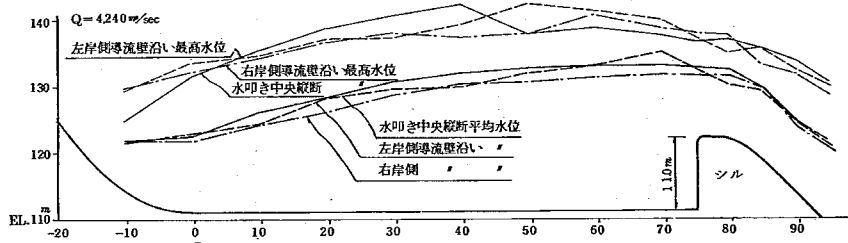
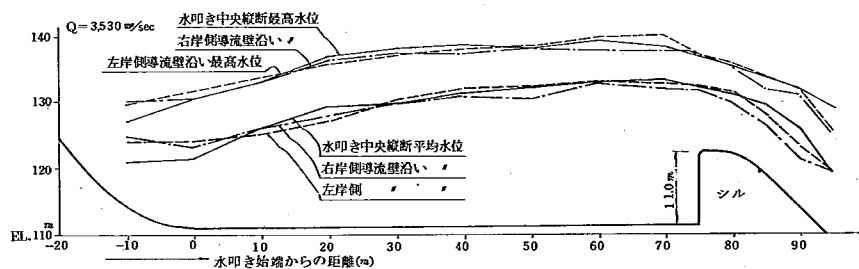
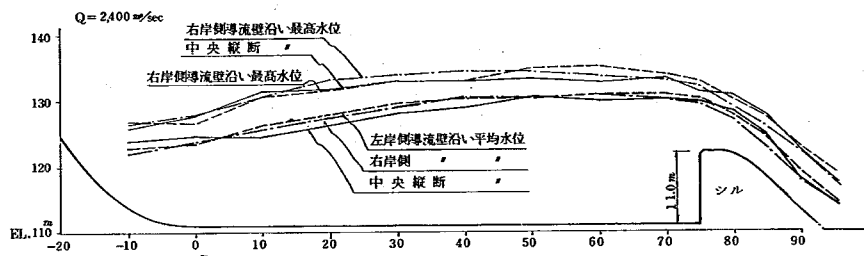


図-37 水叩き内水面形 (Ⅱ型-bシル)

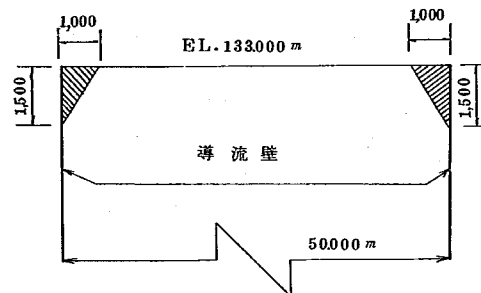


図-38 導流壁の波返し形状図

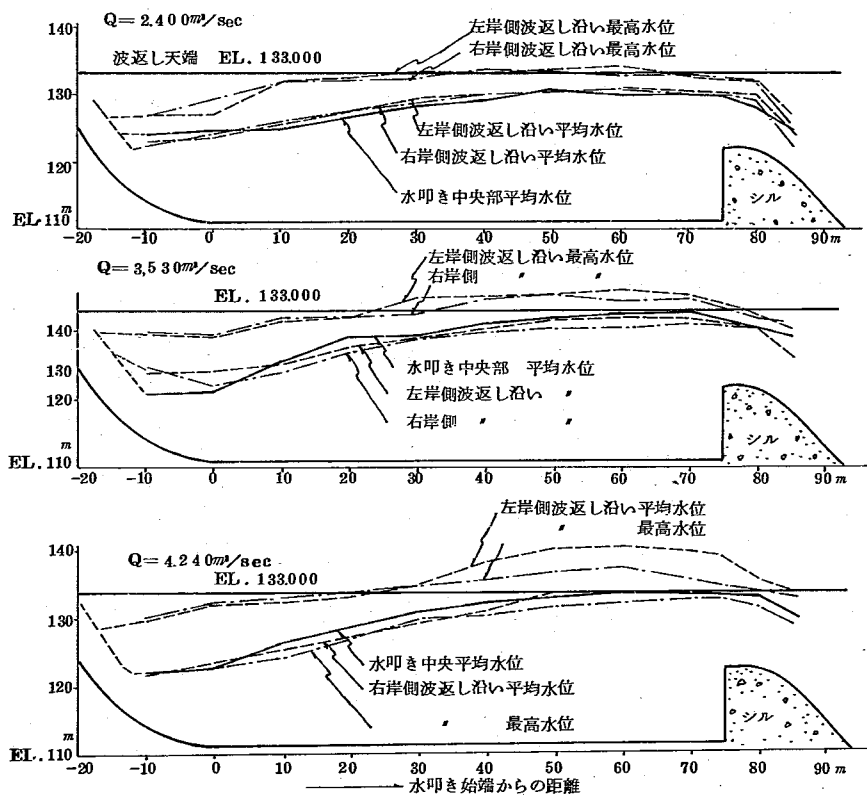


図-39 波返しを附けた場合の水叩き内水面形(Ⅱ型-bシル)

最終案波勢工の流況と波返し効果

貯水位	EL 180.00	シル位置	$L_A = 75\text{ m}$
シル高	$d = 11.0\text{ m}$	水叩き巾	$B = 50\text{ m}$



写真-16 最終案水叩き形状

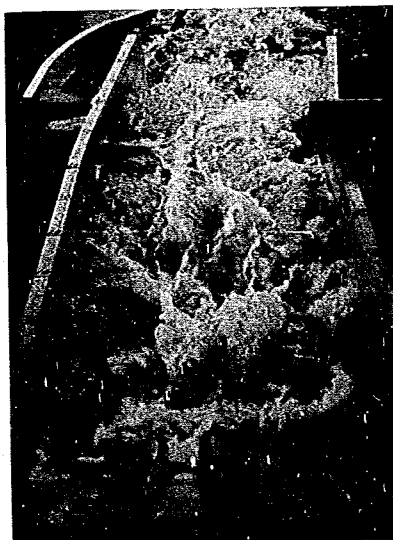


写真-17 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ (上流から)



写真-18 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ (下流から)

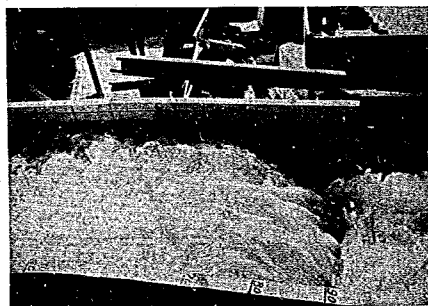


写真-19 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ (右岸から)

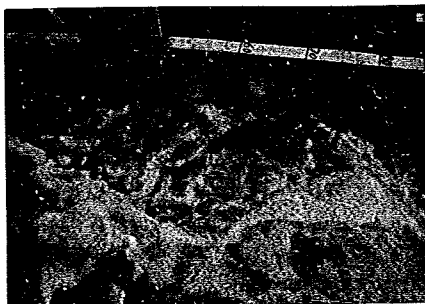


写真-20 $Q=2400\text{ m}^3/\text{s}$ 波返しをつけない場合 (右岸から)

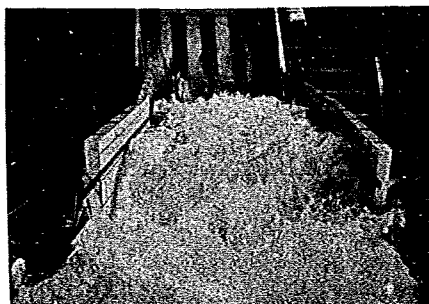


写真-21 $Q=4240\text{ m}^3/\text{s}$ (下流から)



写真-22 $Q=4240 \text{ m}^3/\text{s}$ (右岸から)



写真-23 $Q=4240 \text{ m}^3/\text{s}$ 波返しをつけない場合 (右岸から)

(6) 二次減勢工の実験

ダムの放流水は減勢池で十分減勢されるけれども、シル天端と河床面との落差は13mもあるため、河床面では相当な高速流となる。よって下流の河川構造物および河床保護の上からシル、を越流する流れに対し二次減勢が必要である。シル下流の河床面における水理諸量を計算し表-10に示す。

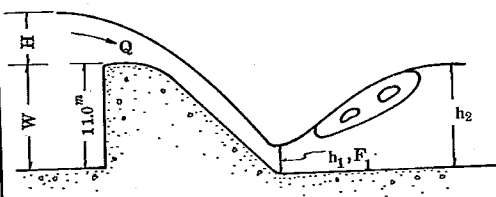
これによると、自然下流水位 (h_2') での跳水はまったく期待出来ない。

a) ローラーバケット型減勢工

減勢工の長さをできるかぎり短縮するという目的から、二次減勢の型式として、まずローラーバケットを検討してみる。設計対象流量は、一次(主)減勢工と同じく $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。インバート標高は、従来の実験資料をもとに、バケット内でローラー現象を起こすに必

表-10 二次減勢工基本数値

$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$h_1 (\text{m})$	F_1	$h_2 (\text{m})$	$h_2' (\text{m})$
500	0.59	7.0	5.58	4.90
1,000	1.11	5.5	8.05	5.40
1,500	1.58	4.8	10.00	6.60
2,000	2.04	4.4	11.68	7.80
2,400	2.38	4.2	12.89	8.70



(註) h_2' : 自然下流水深
B : 越流巾, 水叩き巾は50mとする。

シル下流の跳水一般図

実験結果は、自然下流水位が十分でないため、図-41に示すようにバケット内に効果的なローラ現象ができず、少し下流に顕著な水面隆起をともなっている。また下流水位が多少低くなると、飛散状態となる危険性があり、将来の河床低下を考えるとこの案は危険である。

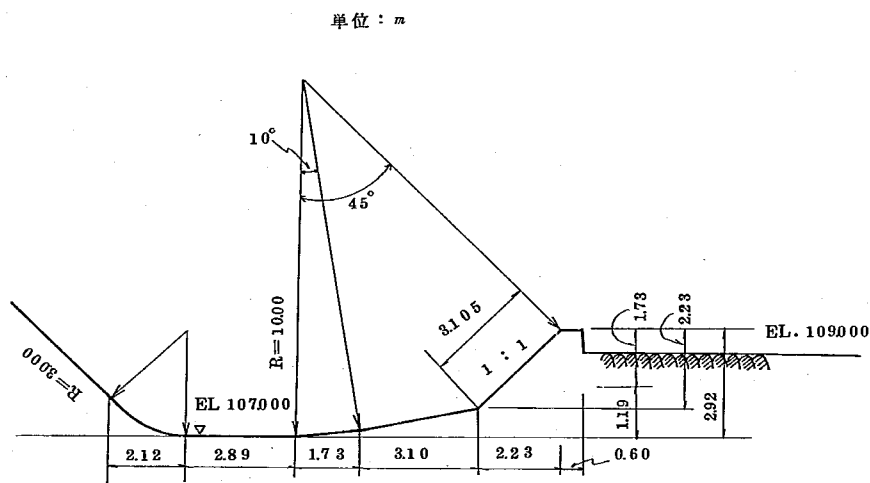


図-40 ローラーバケット形状図

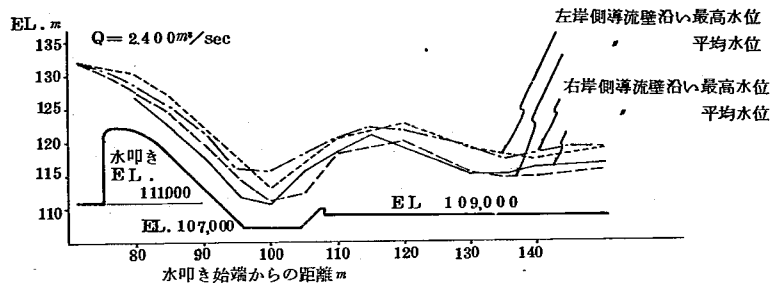


図-41 シル下流水面形

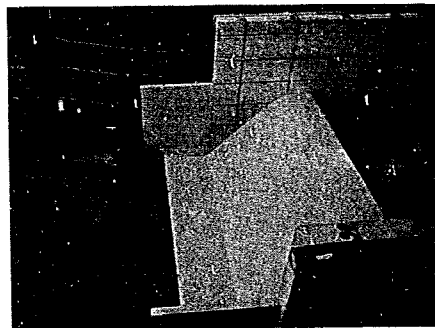


写真-24 ローラーバケット (R=10m)形状



写真-25 ローラーバケットによる流況

$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

b) 段上げによる減勢工

つぎに、①下流水深の不足を補うこと。

②下流水深の変化に対する流況の激変をさけること。

以上の条件に対し効果的と思われる段上げについて実験を行った。形状を図-42に示す。その規模については、ローラーバケットの実験結果およびFoster(フォスター) Skrinde(スクリンド)の実験結果図-43を参考にすると、ライズ高 $W=2\sim3\text{ m}$ 、水叩き長さ $L=10\sim15\text{ m}$ の範囲に選定できる。

これらの範囲について実験した結果

① $W=2\text{ m}$ 、 $L=10\sim15\text{ m}$ の場合 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上は不安定となる。

② $W=3\text{ m}$ 、 $L=10\sim15\text{ m}$ の場合は下流に局部的な水面隆起をともなっているが、飛散の危険性は全くない。

そこで下流左岸側に設けられる構造物(発電所放水口、柏川転流水路)の位置関係から、長さを極力短くするため $L=10\text{ m}$ とし、この時の圧力を測定し図-44に示す。鉛直面の圧力が大きい、負圧発生、および飛散現象はみられない。また導流壁面に加わる圧力を図-45に示す。以上によつて、二次減勢工は水平水叩き長 10 m 、段上げ 3 m を最終案とし、水面形を図-46に、平面図を図-47に示す。

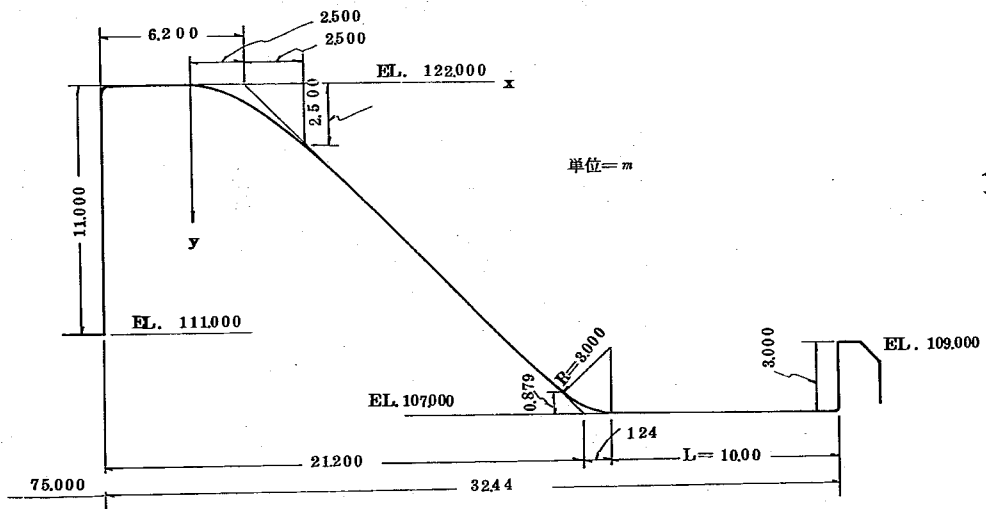


図-42 段上げ減勢工形状図

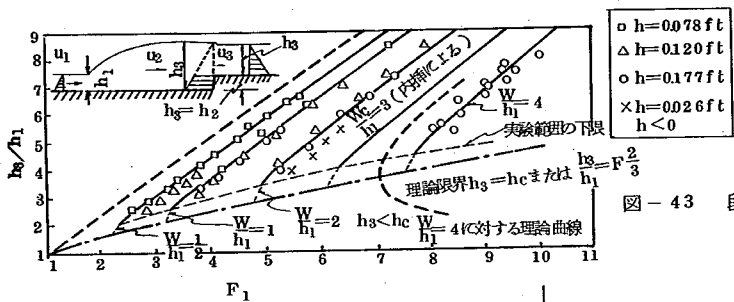


図-43 段上げ $F_1 \sim h_3$ 関係図

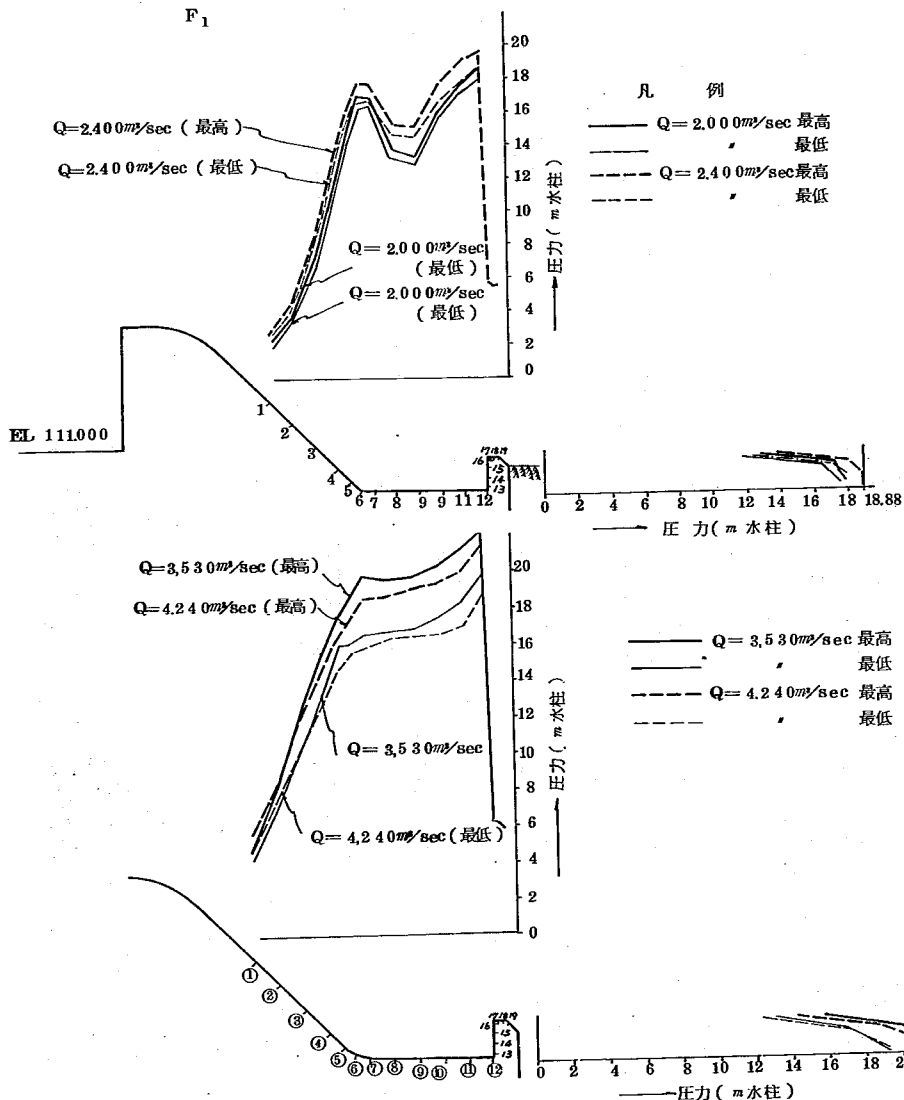


図-44 段上げ減勢工圧力分布図

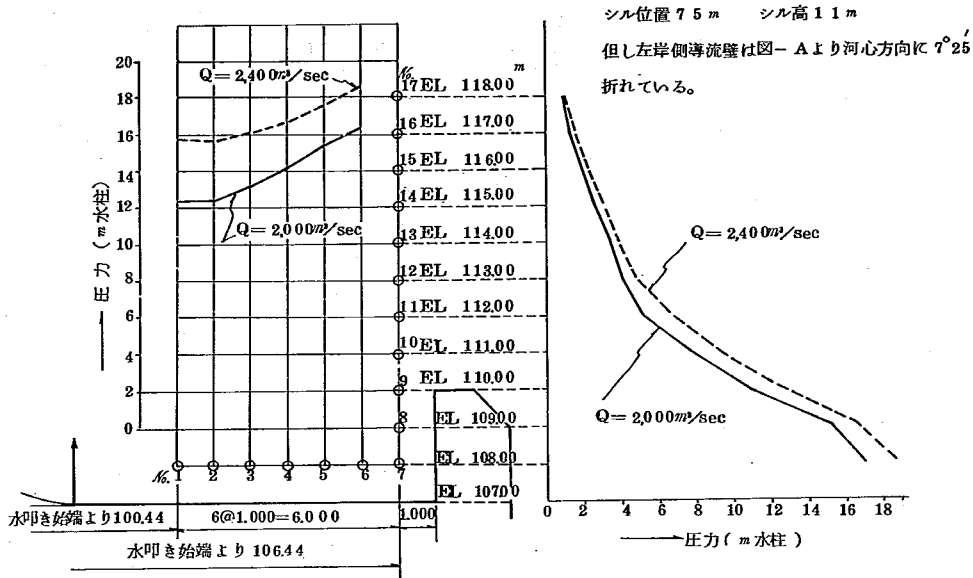


図-45 段上げ減勢工の左岸側導流壁圧力分布図(平均値)

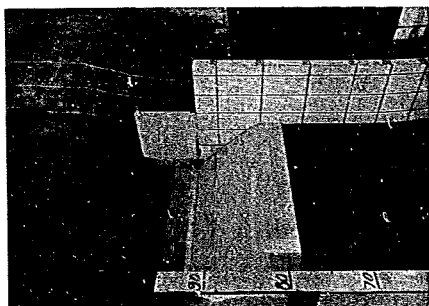


写真-26 段上げ (L=10m) 形状

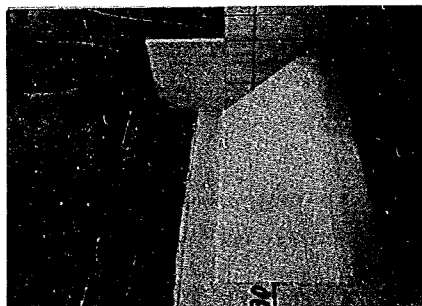


写真-28 段上げ (L=15m) 形状

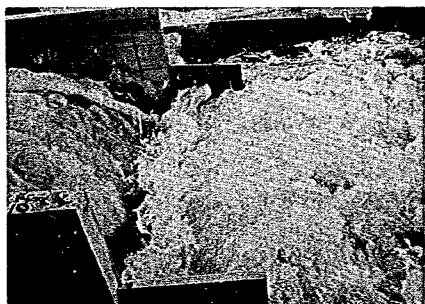


写真-27 段上げ (L=10m) による流況

$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
 貯水位 EL. 180.0 m

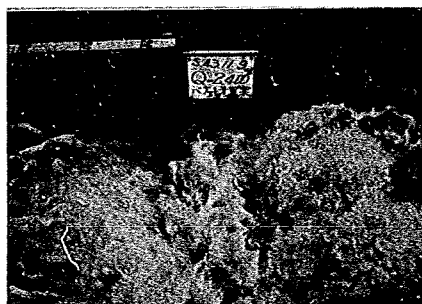


写真-29 段上げ (L=15m) による流況

$Q = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$
 貯水位 EL. 180.0 m

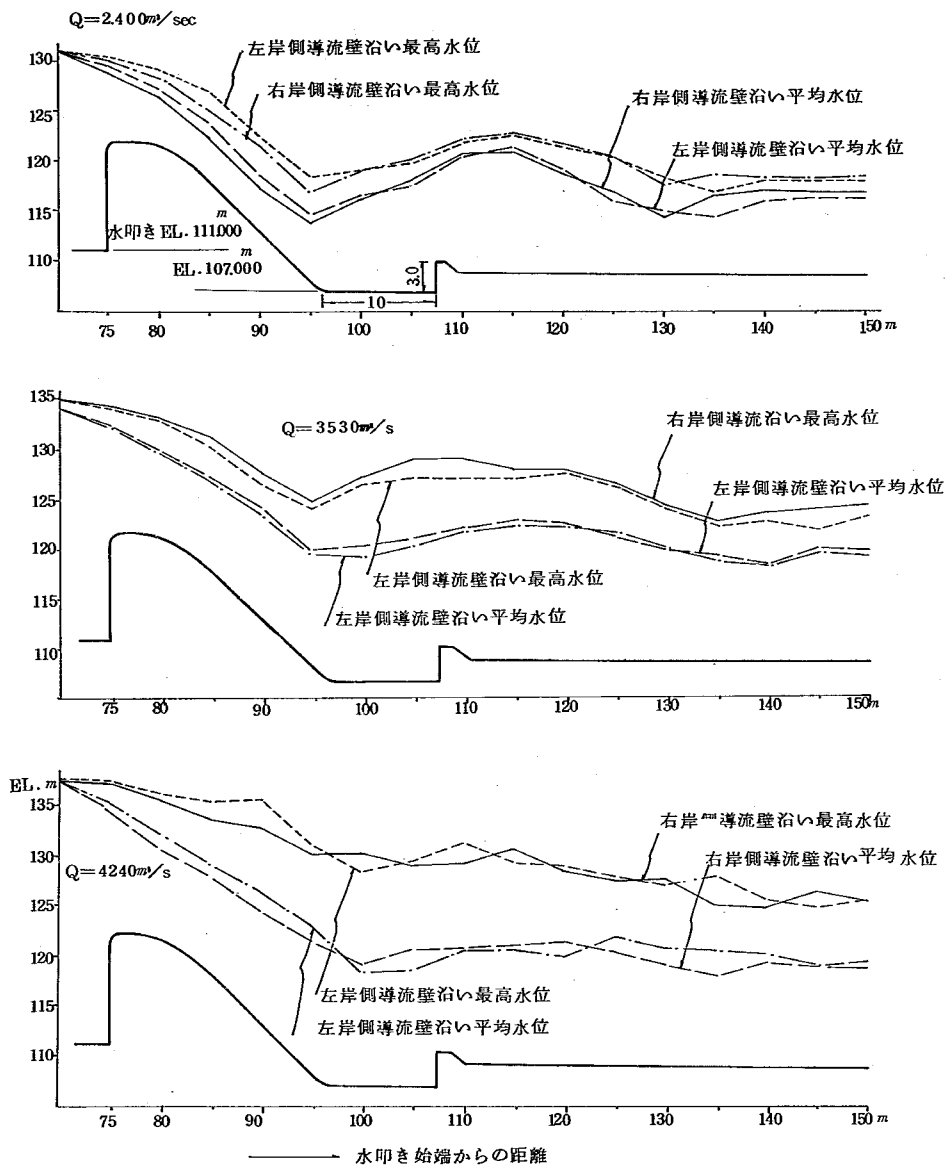


図-46 段上げ減勢工水面形

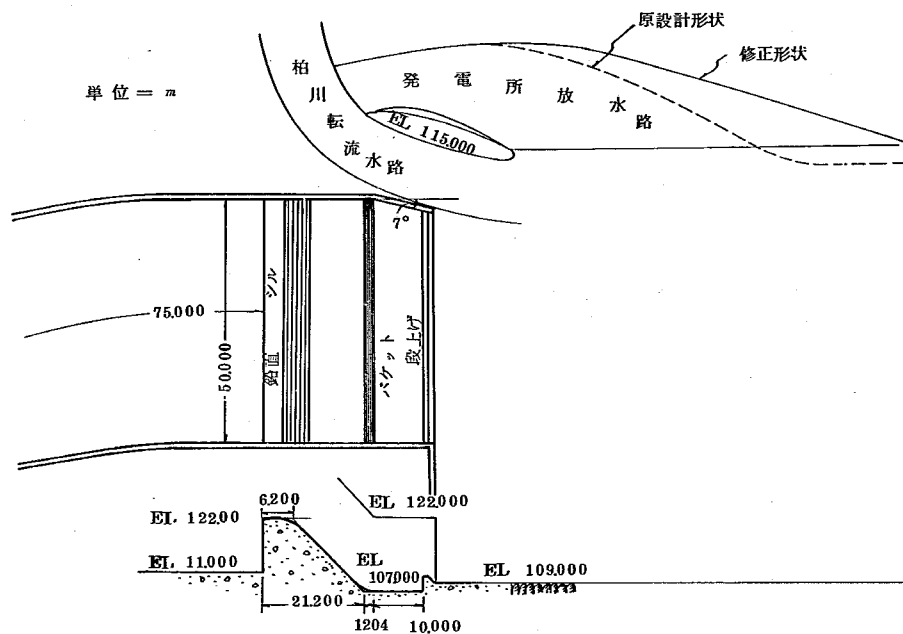


図-47 最終案減勢工平面図

3-7 発電所放水路付近の流況

発電所放水路護岸に対する水流の当たりをやわらげるため、実験による流況観察から、護岸平面形状を図-48のような形状に修正するとともに、二次減勢工の左岸側導流壁の方向を河側へ 7° 偏向させた。

この結果、主流は河身方向に導流され、その効果はみとめられた。水面形を図-48に示し、流速分布を図-49に示す。

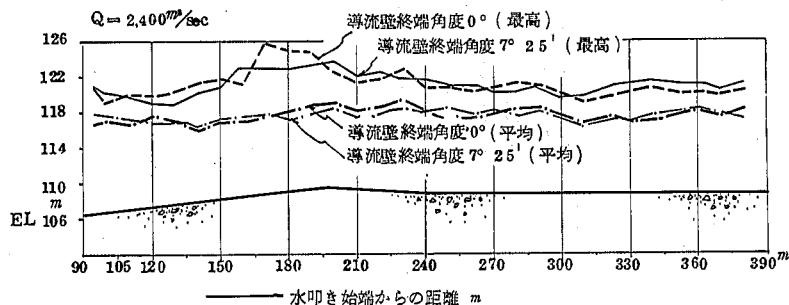
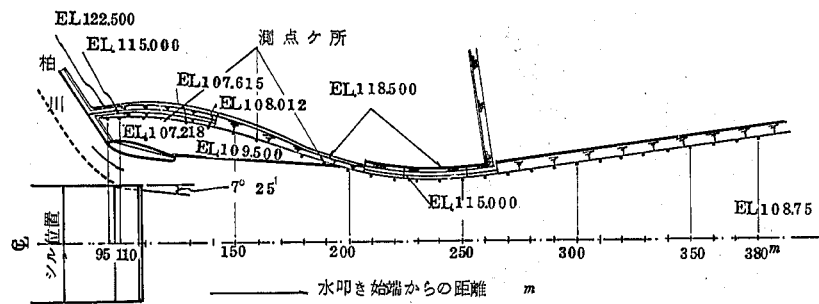
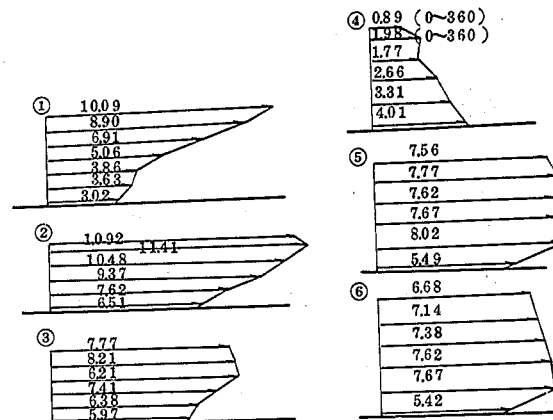


図-48 発電所放水路護岸沿いの水面形



流速測点平面図

単位 m

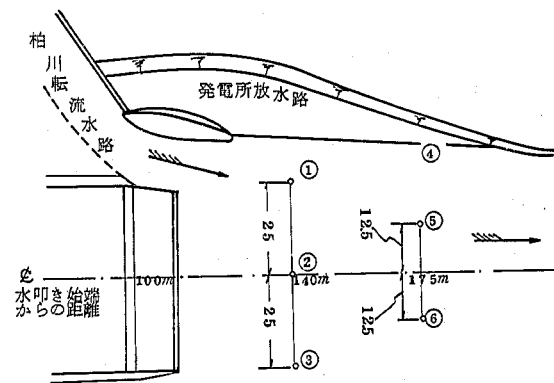


図-49 下流河道流速分布

放流量 { 本川 2400 m³/s
柏川 110

3-8 柏川転流水路の検討

柏川は、ダム余水吐水叩き地点の左岸側に流入する支川であり、ダム建設にともないその下流部を一部転流してダム余水吐直下流で本川に合流させる。

転流水路は、地形の関係上急カーブを描き、発電所放水路と立体交差して、非常に急こう配をもつて余水吐の直下流で本川に合流する。原設計案では巾約8m、底面水平（横断方向）の水路が計画されている。この平面形状を図-50に示す。

実験の結果、図-53のように射流で流下してきた水流は、曲線区間に流入すると、急激な曲率による遠心力作用によって右岸側に片寄る。よつて右岸水路壁が高くなり、非常に不経済な断面となる。

これを改良するために、湾曲部の水路底に片勾配をつけ、図-51、図-52、図-53、図-54のような改良案を設計した。

実験の結果によると、同図に示すように左右岸の水深が均等化された。

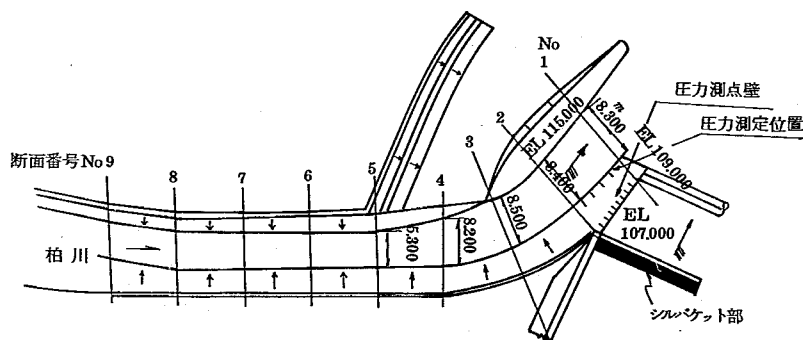


図-50 柏川転流水路原案平面図

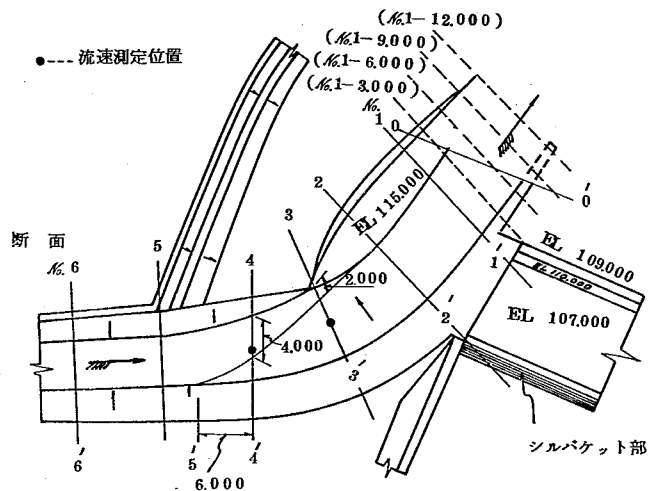


図 - 51 柏川転流水路改良案平面図

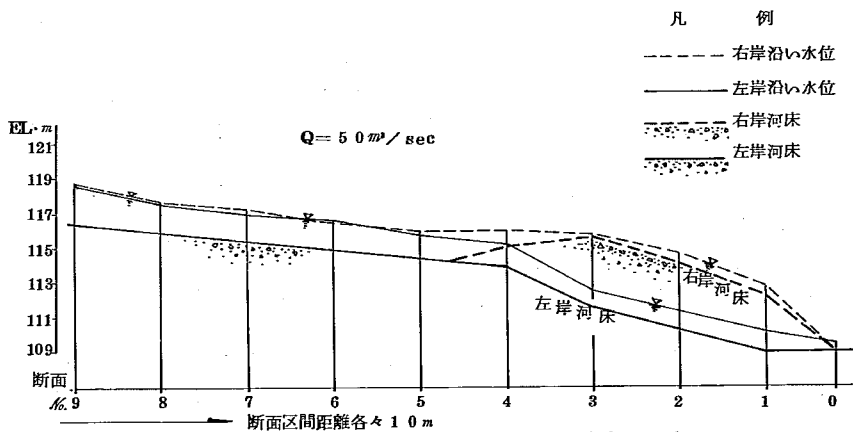


図 - 52 柏川転流水路水面形図 (改良案) その1

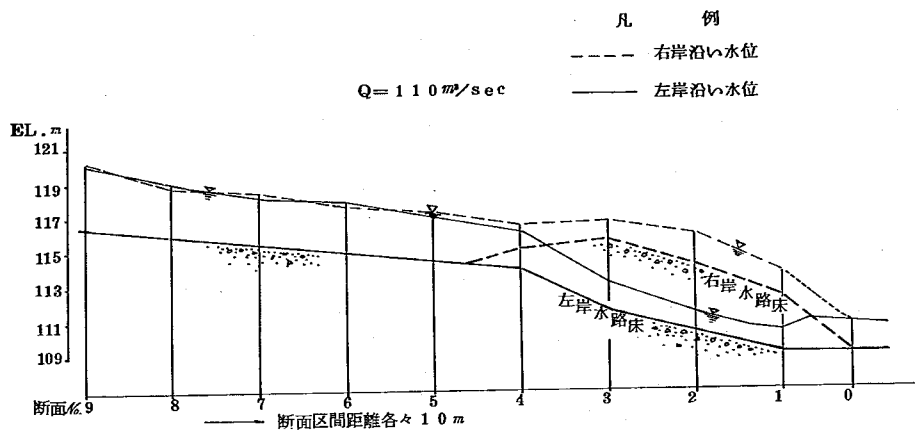


図 - 52 柏川転流水路水面形図 (改良) その 2

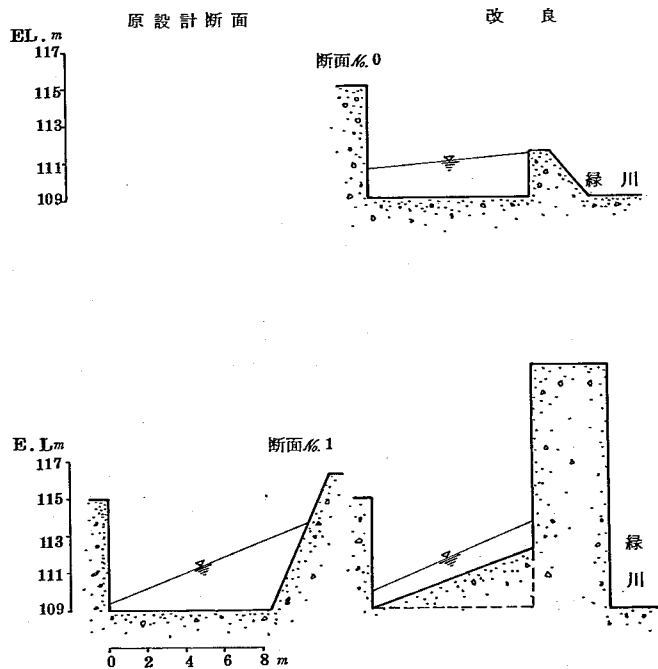


図 - 53 柏川転流水路水面形比較図 (その 1) $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$

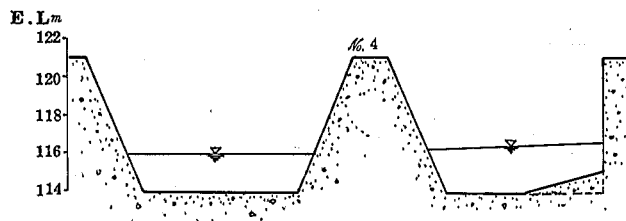
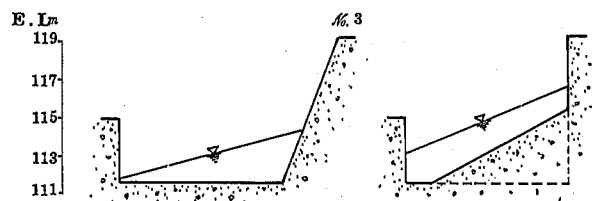
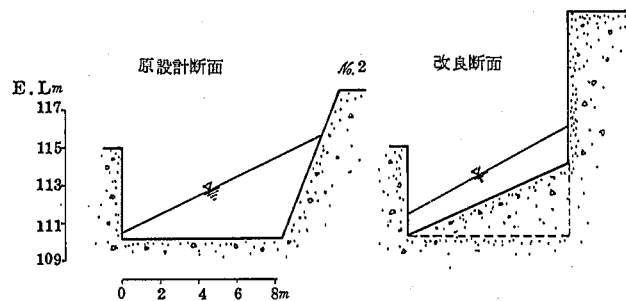


図 - 53 柏川転流水路水面形比較図 (その2)
 $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$

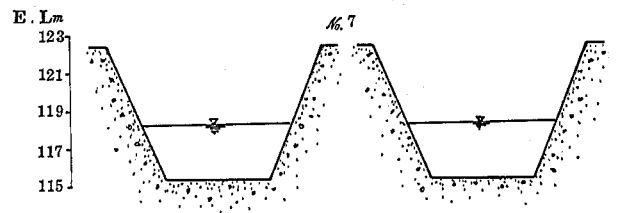
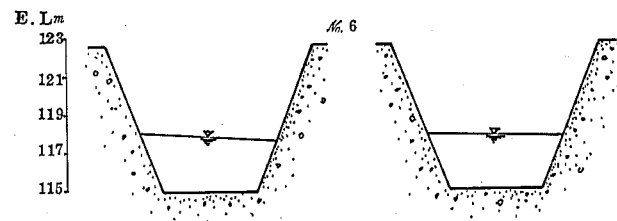
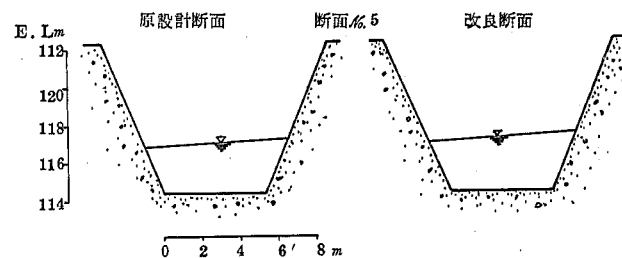


図 - 53 柏川転流水路水面形比較図 (その3)
 $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$

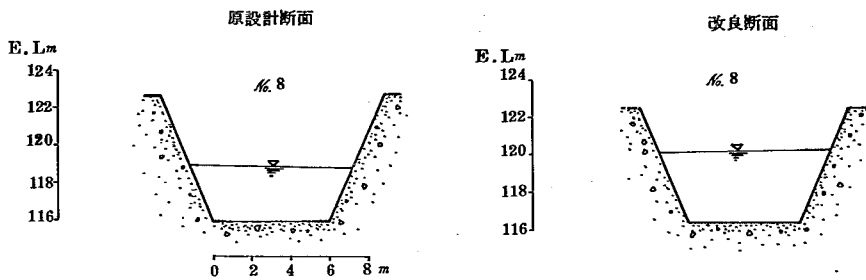


図 - 53 柏川転流水路水面形比較図(その4)

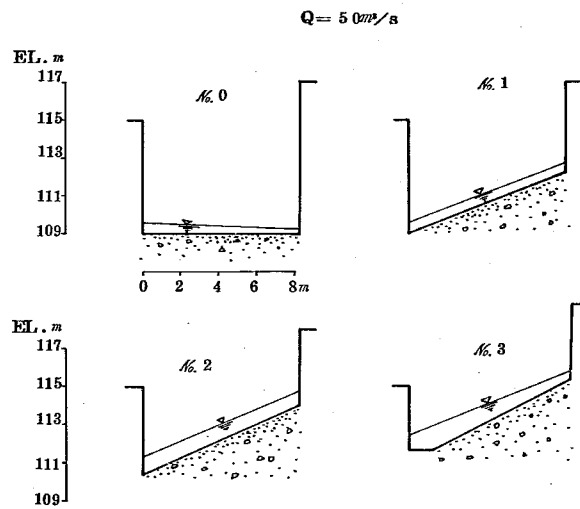


図 - 54 柏川転流水路水面形図その1(改良案)

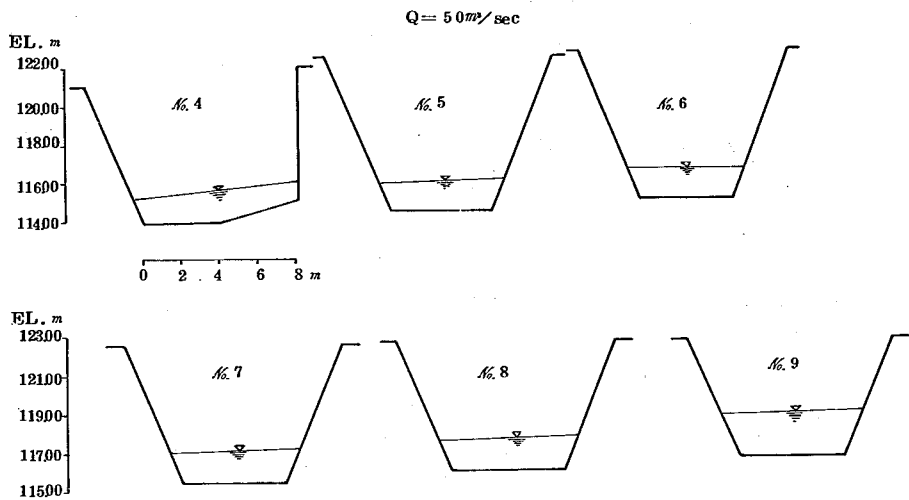


図 - 54 柏川転流水路水面形図その 2 (改良案)

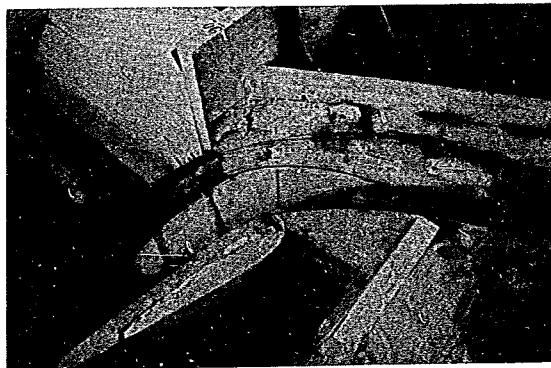


写真 - 30 柏川流水路模型 (改良案)



写真-31 柏川, $Q=110\text{ m}^3/\text{s}$
(下流から)



写真-32 柏川, $Q=110\text{ m}^3/\text{s}$
(左岸から)

3-9 結 論

実験の結果を要約すると次のようである。

(1) オリフィス

(a) 放流能力は次のように設計条件をすべて満足する。

貯 水 位 EL m	実 験 値 m^3/s	必要放流量 m^3/s	摘 要
EL163.00	1,400	500	無 害 放 流
EL170.00	1,915	1,862	
EL180.00	2,530	2,000	計画最大放流量

(b) オリフィス形状
は、管路部および開水路部のどの点にも許容以上の負圧が発生しないので安全である。

(c) 主ゲートピン

位置は、最高水面に対して1.80m 余裕があり安全である。

(2) 越 流 部

a) 放流能力はオリフィスと合わせ、次のように設計条件をすべて満足する。

貯 水 位 EL m	実 験 値 流 量 m^3/s			必 量 放 流 量 m^3/s	摘 要
	オリフィス	越 流 部	合 計		
178.50	2,380	1,180	3,560	3,530	設計洪水流量
181.50	2,600	1,740	4,340	4,240	異常洪水流量
182.00	2,630	1,820	4,450		余水吐最大 可能放流量

b) 越流面形状は、いかなるゲート開度においても許容以上の負圧が発生しないので安全である。

c) 堤体面導流壁高は設計案6.5mで支障がない。クレストゲートビンに対する水面上の余裕は、設計洪水流量で2.2m、異常洪水流量で1.2mあり、ともに設計基準を満足している。

(3) 減 勢 工

a) 水叩き巾60mの原設計案では、オリフィスの巾に比べて水叩き巾が大きいため、オリフィスからの水脈が水叩き内に均等に拡がらず、横方向に不均等な流れとなつて、減勢効果が不十分であつた。

b) 水流の横方向の均等化を計るため、水叩き巾を50mに絞り、さらに下流の柏川転流水路および発電所放水路への影響を考慮して、余水吐全体を右岸側へ5m平行移動した。水叩き長は中心線75mとし、末端に高さ11mの鉛直シルを設けた。

このような改良案減勢工においては、設計対象流量 $2,400m^3/s$ までを十分に減勢することができ、これ以上の異常洪水流量 $4,240m^3/s$ の場合でも、スキージャンプして下流へ飛散しないから安全である。

c) 導流壁高は水叩き面より22m(天端EL133m)必要である。ただし天端には波返しを設ける必要がある。

d) シルを越流する流れに対しては、長さ10mの水叩きと高さ3mの段上げとを用い、効果的に減勢することができる。

(4) 発電所放水路の護岸および導流壁は、ダムからの放流水のあたりをやわらげるため、その位置を左岸寄に移すような修正を施し、良好な結果をえた。

(5) 柏川転流水路は、急こう配でかつ平面湾曲しているから、水深が片寄り、不均等な流れとなり不経済な断面となる。そこで水路底に片勾配をつけた改良案によつて、水深は均等され良好な結果をえた。

目 次

図- 1	緑川ダム付近平面図	1
図- 2	緑川ダム標準断面図(最終案)	2
図- 3	緑川ダム上流断面図(最終案)	3
図- 4	緑川ダム貯水池容量配分図	3
図- 5	緑川ダム洪水調節計画図(対象洪水昭和28年9月)	5
図- 6	既設ダム(オリフィス)C~Ho/D 関係曲線	7
図- 7	オリフィス縦断面記号図(その1)	8
図- 8	オリフィス縦断面記号図(その2)	9
図- 9	オリフィス詳細断面図	10
図-10	オリフィス横断面図	11
図-11	主ダム,補助ダム余裕高比較図	12
図-12	越流部基準形状	13
図-13	越流部詳細図及び水面形	13
図-14	必要シル高,シル位置の関係	16
図-15	原設計水叩き平面図	16
図-16	オリフィス貯水位~流量関係図	20
図-17	オリフィス内圧力分布図(抽出模型)	21
図-18	オリフィス下流開水路部水面形	22
図-19	越流部貯水位~ゲート開度~流量関係図	23
図-20	余水吐貯水位~流量関係図	24
図-21a	越流部水面形図	25
図-21b	越流部水面形図	25
図-22	傾斜シル水叩き内水面形図	26
図-23	ジェット変向角	26
図-24	ジェット変向のためのシル位置図	26
図-25	鉛直シル水叩き内水面形(原設計案)	29
図-26	鉛直シル上流面圧力分布図(原設計案)	29
図-27	最終案水叩き平面形状	31
図-28	水叩き内水面形図(変更設計,水叩き巾50m)	33
図-29	鉛直シル圧力分布図(変更設計,水叩き巾50m)	34

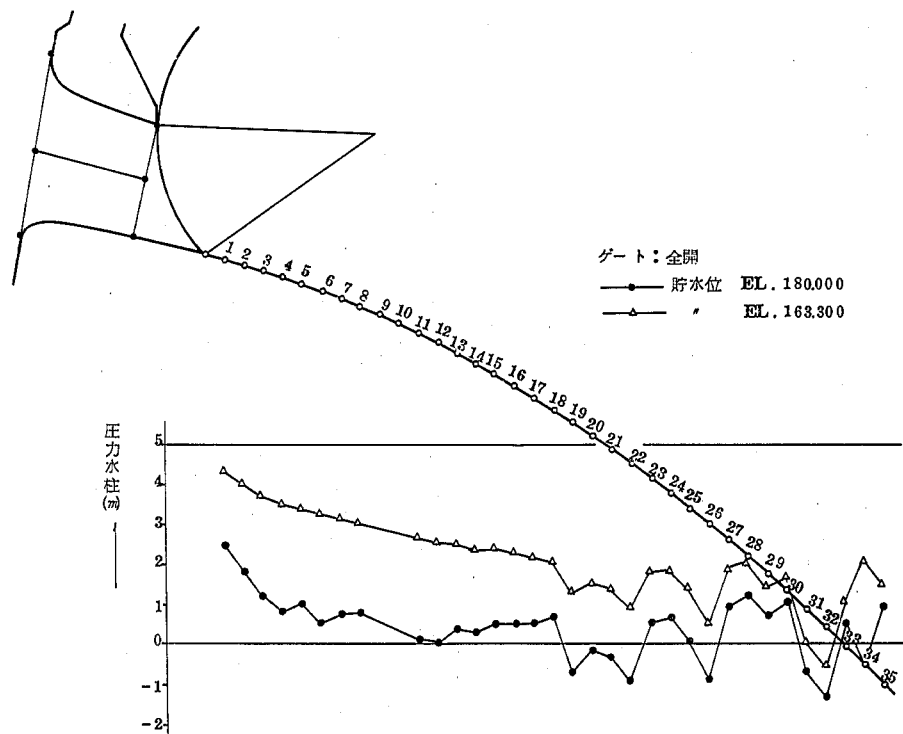
図-30	水叩き内流況一般平面図(最終案).....	35
図-31	I型シル形状および圧力測点位置	35
図-32	I型シル面圧力分布図(中央部).....	36
図-33	II型シル形状および圧力測定位置	37
図-34	II型-aシル圧力分布図(中央部).....	37
図-35	II型-bシル圧力分布図(中央部).....	38
図-36	II型-bシル圧力分布図(中央部).....	38
図-37	水叩き内水面形(II型-bシル)	40
図-38	導流壁の波返し形状図	41
図-39	波返しを付けた場合の水叩き内水面形(II型-bシル).....	41
図-40	ローラーバケット形状図	44
図-41	ローラーバケットによるシル下流水面形	45
図-42	段上げ減勢工形状図	46
図-43	段上げ $F_1 \sim h_g$ 関係図	47
図-44	段上げ減勢工圧力分布図	47
図-45	段上げ減勢工の左岸側導流壁圧力分布図	48
図-46	段上げ減勢工の水面形	49
図-47	最終案減勢工全体図	50
図-48	発電所放水路護岸沿い水面形	51
図-49	下流河道流速分布図	51
図-50	柏川転流水路原案平面図	52
図-51	柏川転流水路改良案平面図	53
図-52	柏川転流水路水面形図(改良案).....	53
図-53	柏川転流水路水面形比較図(横断) $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$	54
図-54	柏川転流水路水面形図(改良案) $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$	56
付図-1	オリフィス下流開水路部圧力分布図	64
付図-2	越流部底面の最高圧力と最底圧力	65

目 次

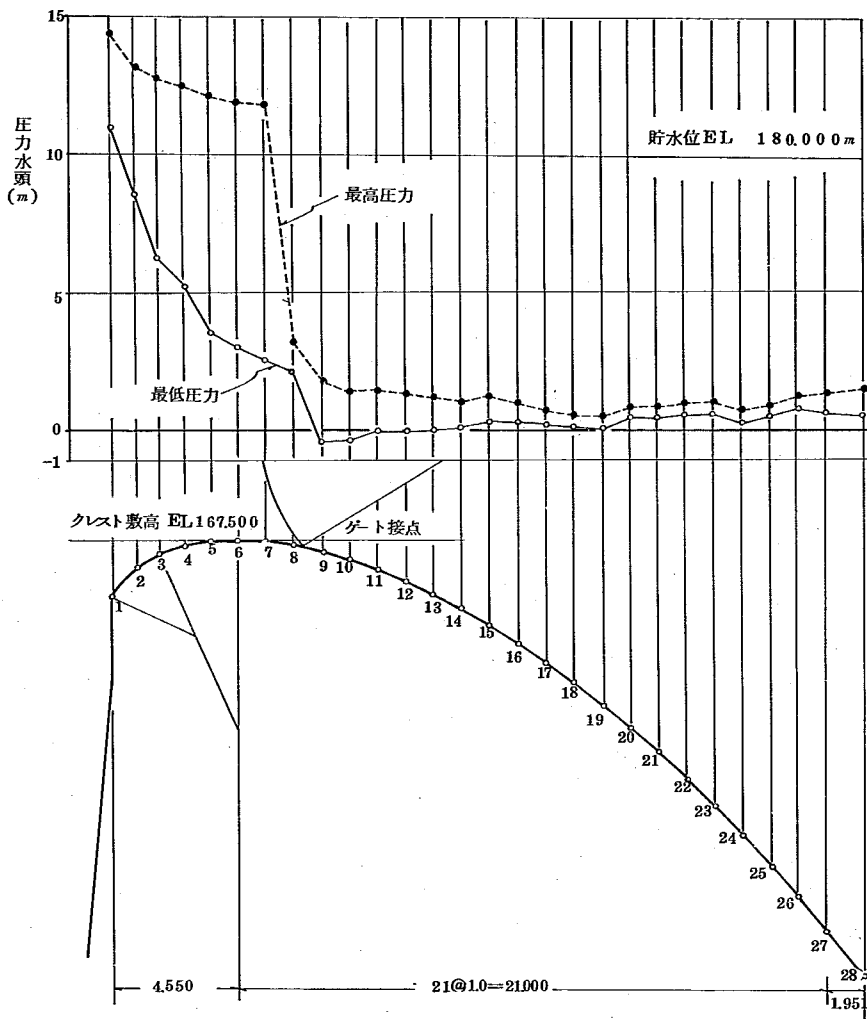
表-1	緑川ダムおよび貯水池諸元	4
表-2	オリフィス縦断形状の座標値	9
表-3	越流面形状の座標値	14
表-4	跳水の基本数値(水叩き巾 60m)	15
表-5	シル位置と必要シル高	16
表-6	模型の縮率	18
表-7	オリフィス放流能力	20
表-8	余水吐放流能力	23
表-9	跳水の基本数値(水叩き巾 50m)	32
表-10	二次減勢工基本数値	43
附表-1	オリフィス貯水位～流量関係表(抽出模型)	66
附表-2	越流部貯水位～流量関係表	70

写 真 目 次

写真- 1	緑川ダムサイト	4
写真- 2	三次元全体模型 (下流から)	18
写真- 3	" (上流側)	18
写真- 4	" (下流河道)	19
写真- 5	オリフィス抽出模型	19
写真- 6	柏川および発電所放水路	19
写真- 7	原設計案水叩きの流況 (傾斜シル) $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (左岸から)	27
写真- 8	" $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (上流から)	27
写真- 9	" $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (左岸から)	27
写真- 10	" $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (下流から)	27
写真- 11	" (鉛直シル) $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (左岸から)	30
写真- 12	" $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (上流から)	30
写真- 13	" $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (左岸から)	30
写真- 14	" $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (下流から)	30
写真- 15	最終案シル形状 ($d=11m$)	39
写真- 16	最終案水叩き形状	42
写真- 17	最終案減勢工の流況と波返し効果 $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (上流から)	42
写真- 18	" $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (下流から)	42
写真- 19	" $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (右岸から)	42
写真- 20	波返しをつけない場合 $Q = 2400 \frac{m^3}{s}$ (右岸から)	42
写真- 21	最終案減勢工の流況と波返し効果 $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (下流から)	42
写真- 22	" $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (右岸から)	43
写真- 23	波返しをつけない場合 $Q = 4240 \frac{m^3}{s}$ (右岸から)	43
写真- 24	ローラーバケット ($R=10m$) 形状	45
写真- 25	ローラーバケットによる流況 ($Q = 2400 \frac{m^3}{s}$)	45
写真- 26	段上げ ($L = 10m$) 形状	48
写真- 27	段上げ ($L = 10m$) による流況 ($Q = 2400 \frac{m^3}{s}$)	48
写真- 28	段上げ ($L = 15m$) 形状	48
写真- 29	段上げ ($L = 15m$) による流況 ($Q = 2400 \frac{m^3}{s}$)	48
写真- 30	柏川転流水路模型 (改良案)	57
写真- 31	柏川 $Q = 110 \frac{m^3}{s}$ (下流から)	58
写真- 32	柏川 $Q = 110 \frac{m^3}{s}$ (左岸から)	58



付図 - 1 オリフィス下流開水路部圧力分布図



付図-2 越流部底面の最高圧力と最低圧力

付表-1-a オリフィス貯水位～流量関係表 抽出模型

ゲート開度： 全 開		
貯 水 位 (E.L. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
182.23	880.3	2640.9
181.27	863.4	2590.2
180.22	850.1	2550.3
179.11	831.2	2493.6
178.06	813.2	2439.6
177.25	797.6	2392.8
175.99	774.9	2324.7
175.06	757.7	2273.1
174.10	739.4	2218.2
173.08	719.0	2157.0
172.27	701.4	2104.2
170.59	665.9	1997.7
169.87	649.2	1947.6
169.12	627.2	1881.6
168.19	608.9	1826.7
167.23	588.9	1751.7
166.18	557.4	1672.2
165.19	527.4	1582.2
164.26	501.4	1504.2
163.18	468.5	1405.5
162.16	435.0	1305.0
161.11	399.0	1197.0
160.21	364.8	1094.4

ゲート開度： 6.5 m		
貯 水 位 (E.L. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
181.81	697.5	2092.5
179.56	664.6	1993.8
177.07	629.3	1887.9
174.76	597.2	1791.6
172.60	565.1	1695.3
170.47	527.4	1582.2
168.40	496.7	1490.1
166.39	451.8	1355.4
164.29	409.9	1229.7
161.98	352.9	1058.7
160.03	301.5	904.5
ゲート開度： 6.00 m		

付表-1-b オリフィス貯水位～流量関係表 抽出模型

ゲート開度： 6.0 m		
貯 水 位 (EL. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
182.71	613.8	1841.4
181.03	595.9	1787.7
179.02	574.5	1723.5
176.68	543.7	1631.1
174.82	521.0	1563.0
173.08	496.7	1490.1
171.13	468.9	1406.7
169.15	441.3	1323.9
167.29	412.1	1236.3
165.40	380.0	1140.0
163.72	343.2	1029.6
161.95	306.1	918.3
160.33	271.6	814.8

ゲート開度： 5.5 m		
貯 水 位 (EL. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
183.13	541.3	1623.9
180.85	519.4	1558.2
178.78	497.5	1492.5
176.80	477.4	1432.2
174.67	454.5	1363.5
172.60	430.5	1291.5
170.47	406.3	1218.9
168.16	375.7	1127.1
166.24	347.4	1042.2
164.29	318.1	954.3
162.13	281.7	845.1
160.15	244.8	734.4

ゲート開度： 5.0 m		
貯 水 位 (EL. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
181.90	461.3	1383.9
179.68	445.1	1335.3
177.37	424.8	1274.4
175.39	404.1	1212.3
173.23	384.3	1152.9
171.52	363.0	1104.0
169.33	343.2	1029.6
166.60	311.7	935.1
164.77	288.7	866.1
162.40	255.5	766.5
160.57	229.2	687.6
158.41	191.1	573.3

ゲート開度： 4.5 m		
貯 水 位 (EL. m)	流 量 1 門分 (m³)	流 量 3 門分 (m³)
181.48	406.3	1218.9
178.96	386.7	1160.1
176.68	367.6	1102.8
174.76	353.3	1059.9
172.48	334.7	1004.1
169.27	304.4	913.2
166.21	272.3	816.9
164.06	248.5	745.5
161.74	220.4	661.2
158.89	180.1	540.3
157.00	153.0	459.0

付表-1-c オリフィス貯水位～流量関係表 抽出模型

ゲート開度： 4.0 m		
貯水位 (EL. m)	流 量 1門分 (m³)	流 量 3門分 (m³)
181.96	359.9	1079.7
180.04	346.7	1040.1
177.91	331.6	994.8
175.72	315.7	947.1
173.86	302.1	906.3
171.40	285.1	855.3
168.55	263.4	790.2
166.36	243.7	731.1
163.45	214.5	643.5
161.11	190.7	572.1
159.01	165.9	497.7
156.79	134.9	404.7

ゲート開度： 3.5 m		
貯水位 (EL. m)	流 量 1門分 (m³)	流 量 3門分 (m³)
181.57	310.9	932.7
179.41	297.8	893.4
177.46	286.4	859.2
175.18	272.3	816.9
173.35	262.1	786.3
171.01	247.1	741.3
168.73	229.2	687.6
166.27	211.6	634.8
163.87	192.5	577.5
161.44	171.3	513.9
158.95	147.0	441.0
156.52	118.1	354.3

ゲート開度： 3.0 m		
貯水位 (EL. m)	流 量 1門分 (m³)	流 量 3門分 (m³)
181.57	263.4	790.2
179.56	253.3	767.9
177.13	243.5	730.5
174.16	228.3	684.9
171.46	215.4	646.2
168.85	199.4	598.2
166.36	185.7	557.1
163.18	162.1	486.3
160.60	142.6	427.8
158.38	123.4	370.2
156.04	99.2	297.6

ゲート開度： 2.5 m		
貯水位 (EL. m)	流 量 1門分 (m³)	流 量 3門分 (m³)
182.32	222.6	667.8
180.85	219.6	658.8
178.12	206.9	620.7
175.66	195.9	587.7
173.35	187.7	563.1
170.50	175.4	525.3
167.95	163.7	491.1
165.28	148.8	446.4
162.91	134.0	402.0
160.30	120.0	360.0
157.78	100.4	301.2
155.35	78.2	234.6

付表-1-d オリフィス貯水位～流量関係表 抽出模型

ゲート開度： 2.0 m		
貯水位 (EL.m)	流量 1門分 (m³)	流量 3門分 (m³)
181.42	177.1	531.3
180.58	174.1	522.3
178.45	169.1	507.3
176.26	162.4	487.2
173.62	153.0	459.0
170.50	139.7	419.1
167.62	130.6	391.8
165.07	120.5	361.5
162.16	107.2	321.6
159.40	91.9	275.7
156.79	75.9	227.7
154.54	59.1	177.3

ゲート開度： 1.5 m		
貯水位 (EL.m)	流量 1門分 (m³)	流量 3門分 (m³)
181.96	136.7	410.1
178.81	129.1	387.3
176.29	122.7	268.1
174.13	118.1	354.3
171.97	111.3	333.9
169.45	105.7	317.1
166.69	97.8	293.4
164.26	88.4	265.2
161.53	78.7	236.1
158.71	67.7	203.1
156.43	57.0	171.0
153.85	42.0	126.0

ゲート開度： 1.0 m		
貯水位 (EL.m)	流量 1門分 (m³)	流量 3門分 (m³)
181.54	93.1	279.3
179.95	89.7	269.1
177.67	86.0	258.0
175.21	83.2	249.6
172.75	78.9	236.7
170.14	74.4	223.2
167.65	69.5	208.5
164.62	63.2	189.6
162.13	57.6	172.8
159.61	50.3	150.9
157.51	43.8	131.4
155.17	36.0	108.0
153.28	28.7	86.1

ゲート開度： 0.5 m		
貯水位 (EL.m)	流量 1門分 (m³)	流量 3門分 (m³)
182.53	47.3	141.9
180.10	44.8	134.4
177.91	44.2	132.6
175.45	42.9	128.7
172.66	40.4	121.2
169.81	37.8	113.4
167.35	35.3	105.9
164.68	32.6	97.8
162.55	30.4	91.2
160.03	27.3	81.9
157.75	24.1	72.3
154.81	18.9	56.7
152.35	12.9	38.7

付表-2 越流部貯水位～流量関係表

貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec	貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec	貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec	貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec
182268	18806	180764	9494	180564	7973	180776	6513
181600	17405	179744	9020	179376	7436	179604	6121
180908	1607.9	178664	8460	178456	7114	178700	5860
180068	14458	177660	7883	177508	6711	177880	5589
179248	13016	176684	7495	176580	6246	176924	5283
178260	11353	176496	7377	175640	5819	176140	4970
177472	10026	ゲート開度: 5 m		174576	5536	175080	4575
176524	8476					174140	4190
175500	7041					173048	3840
174432	5683						
173572	4487						
172480	3386						
171412	2311						
170488	1466						
169656	894						
168700	330						
167500	0						

ゲート開度: 3.0 m		ゲート開度: 2.0 m		ゲート開度: 1.0 m	
貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec	貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec	貯水位 (EL.m)	流 量 2 門分 m/sec
180556	4996	180460	3352	180364	1562
179492	4790	179480	3194	179480	1545
178928	4600	178212	3017	178760	1475
177932	4313	177452	2907	177620	1440
176840	4032	176540	2746	176780	1321
175988	3816	175560	2557	175680	1229
175020	3547	174472	2371	174780	1204
174060	3239	173500	2152	173492	1077
173060	2897	172604	1939	172472	1015
172280	2630	171512	1607	171520	821
		170888	1475	170460	682
				169440	564