

石田川ダム水理模型実験報告

本報告書は建設省土木研究所が滋賀県からの委託により実施した石田川ダム水理模型実験の結果をまとめたものである。

昭和42年3月

ダム水理研究室

室長 川村幸司

担当研究員 藤本成

技官 竹田正敏

技官 本木博

目 次

第 1 章 概 要	1
第 1 節 計画の概要	1
第 2 節 ダム計画諸元	1
第 2 章 実験の目的	4
第 3 章 模型および相似律	5
第 4 章 石田川ダム余水吐の構成と設計条件	7
第 5 章 流入部の放流能力	9
第 1 節 導水路 1 の流れの形態	9
第 2 節 流入部の放流能力	13
第 6 章 余水吐の流況と導水路の水面形	21
第 1 節 流入部上流の流況	21
第 2 節 導水路内の水面形	30
第 7 章 減 勢 工	35
第 1 節 設計検討の経過	35
第 2 節 放出端の形状と機能	39
第 3 節 石田川ダム減勢工まとめ	49

第 1 章 概 要

(石田川総合開発事業 石田川
ダム調査設計報告書より抜粋)

第1節 計画の概要

びわ湖の北西部に位置し淀川水系びわ湖の支川である石田川は現在ほとんどが未改修の河川であつて、中流部では河積が不足し、洪水時には常に兩岸より越流しているが、河積を拡大することは現実的にみて不可能である。一方、この石田川の兩岸の耕地約700 ha は常に用水が不足している状態にある。

そこでこの両者を解決するために、洪水調節と農業用水確保を目的とする多目的ダムを流域面積23.4 Km²の地点に築造することになった。

第2節 ダム計画諸元

本計画における貯水池、ダムおよび附属構造物の諸元は次のとおりである。

1. 貯 水 池

湛水面積 0.159 Km²

水 位

常時満水位 (E ₁)	E. L.	299.20 m	
夏期制限水位 (E ₂)	E. L.	295.10 m	(8/1 ~ 10/31)
サーチャージ水位 (E ₃)	E. L.	302.50 m	
予備放水位 (E ₄)	E. L.	287.00 m	
最低水位 (堆砂面) (E ₅)	E. L.	281.00 m	
基礎岩盤 (E ₆)	E. L.	159.00 m	

容 量

総貯水容量	2,710,000 m ³	(E ₃ - E ₆)
有効貯水容量	2,310,000 m ³	(E ₃ - E ₅)

堆砂容量	400,000 m^3	($E_5 - E_6$)
治水容量	1,870,000 m^3	($E_3 - E_4$)
サーチャージ容量	510,000 m^3	($E_3 - E_1$)
予備放流量	830,000 m^3	($E_2 - E_4$)
農業用水容量	1,800,000 m^3	($E_1 - E_5$)
有効水深	常 時	18.2 m
	洪水時	+ 3.3 m

洪水調節方式

ダム地点の計画高水流量 135 m^3/s のうち 70 m^3/s を放流する一定率放流方式

2. ダ ム

位 置	滋賀県高島郡今津町角川	
流域面積	23.4 Km^2	
地 質	粘 板 岩	
型 式	中央遮水壁型ロックフィルダム	
堤 高	46.0 m	
堤 頂 長	110.5 m	
堤 頂 幅	7.0 m	
敷幅最大	195.0 m	
法 勾 配	上流面	1 : 2.5
	下流面	1 : 2.0
堤 休 積	253,000 m^3	
非越流頂	E.L.	305.000 m

3. 余水吐 (非常用余水吐)

型 式	袖部越流型シュート式余水吐		
ゲ ー ト	ローラーゲート		
	幅	6.3 m × 高さ	6.0 m 2 門

位 置	ダム右岸側
越 流 頂	E.L. 296.50 m
導 水 路	底 幅 15.0 m ~ 11.0 m
	側壁勾配 1 : 0.3
	底 勾 配 1 : 500 , 1 : 2.5
	台形断面水路
減 勢 工	スキージャンプ(フリツブ)式減勢工
計画洪水流量	343 m ³ /s (200年確率洪水)
	412 m ³ /s (× 1.2)

なお、計画洪水流量は4.洪水調節用放水設備を含めた数値である。

4. 洪水調節用放水設備(常用余水吐)

型 式	オリフイス型トンネル式余水吐
位 置	ダム右岸側
オリフイス	幅2.5 m × 高さ2.5 mの角形断面
トンネル	幅4.0 m × 高さ4.0 mの馬蹄形断面、勾配 1 : 60

第 2 章 実 験 の 目 的

本模型実験は石田川ダム余水吐（非常用余水吐）について実験的な検討を加え、本ダム地点に最も適した合理的かつ経済的な余水吐を選定しようとするものであつて、実験項目の主要なものは次の通りである。

- (1) 流入部の放流能力の測定
- (2) 流入部上流貯水池内の流況の調査
- (3) 導水路内の流況の調査
- (4) 放出端の形状検討とその機能の調査
- (5) 水脈落下点附近の流況の調査とその対策

第 3 章 模型および相似律

石田川ダム水理模型実験は建設省土木研究所赤羽分室内ダム水理研究室屋内実験場で行なつた。

ダム本体、余水吐およびオリフィスの模型は、長さ10 m、水路幅上流部で2.0 m、下流部で4.0 mのコンクリート製水路を実物の貯水池に該当せしめ、その下流端に取付けた。

余水吐流入部、放出端のシルおよびオリフィスなどはいづれも米杉材を使用し、導水路は防水された合板を使用している。なお、これら木製部の表面は乾燥によるひびわれを防止し、かつ写真撮影の効果を上げるとともにより滑らかな表面にするためビニール系の塗料を塗布している。

なお、洪水調節用放水設備のオリフィス下流の導水路トンネルは一部透明な円形のアクリライト製パイプを使用している。

一方、余水吐上・下流の地形ならびにロックフィルダム上流面はいづれもモルタルにより再現した。

なお、これら地形ならびにダム本体の模型の製作範囲は、上流側では現河床以上の範囲で、かつロックフィルダム上流面については中央より右岸側のみを製作することとした。なお、上流右岸側の山腹の模型については地形の影響がほとんどないことから、余水吐上流の断面急変部を再現するにとどめた。

一方、下流側については、トンネル出口断面より放射水の落下地点下流約60 mの範囲を再現し、落下点附近の河床は洗掘されることが予想されるため、あらかじめ堆定岩盤面まで掘削した形状に製作している。

これら模型の全体は写真-1に示すとおりである。

なお、以上の模型製作は滋賀県より提供された石田川総合開発事業の設計図ならびに地形図に基づいて行なわれている。

この石田川ダム余水吐の模型は縦横とも縮尺 $1/40$ の幾何学的相似の模型

であつて、実験にあつては重力の影響が支配的であると考えられるので、
 模型と実物との力学的相似関係はフルードの法則にしたがうものとした。
 したがつて、基本量の縮率は表-1のとおりである。

表-1 基本量の縮率

基本量	次元	縮率
長さ・水深	L	N 1:40 =1:40
時間	T	$N^{1/2}$ 1:40 ^{1/2} =1:6.3246
流速	LT^{-1}	$N^{1/2}$ 1:40 ^{1/2} =1:6.3246
流量	L^3T^{-1}	$N^{5/2}$ 1:40 ^{5/2} =1:10119.3
圧力	$ML^{-1}T^{-2}$	N 1:40 =1:40
流量係数		1 1:1 =1:1

第 4 章 石田川ダム余水吐の構成と設計条件

石田川ダム余水吐（越流型シュート式余水吐）の設計条件（放流条件）はサーチャージ水位、E.L. 302.50mでオリフィスと合わせて200年確率洪水流量343 m^3/s の20%増の412 m^3/s が放流できることであり、オリフィスのこの場合の放流能力はほぼ100 m^3/s である。したがって、余水吐はW.L. 302.50mで300 m^3/s 以上放流できればよいことになる。

この越流型シュート式余水吐の構成は次の3要素よりなる。

(1) 流入部（横越流部を含む）

(2) 導水路

1) 導水路1 底幅15.0m、側壁勾配1:0.3、延長68.5m
底勾配 $1/500$ の台形断面水路

2) 導水路2 底幅15.0m~11.0m（直線的に漸縮）、側壁勾配1:0.3、延長61.5m
底勾配 $1/2.5$ の台形断面水路

(3) 減勢工 底幅11.0m、側壁勾配1:0.3、延長30.0mの台形断面水平水路

なお、導水路各基準点（測点）の位置、水路底面標高、水路底幅および底勾配は表-2に示すとおりである。

表-2 導水路の諸元

測点	区間距離 (m)	追加距離 (m)	計画高 (EL.m)	水路底幅 b (m)	勾配
No 1	10.000	10.000			
No 2	10.000	20.000	296.500	15.000	<u>295.500</u>
No 3	10.000	20.000	295.480	15.000	
No 4	10.000	40.000	295.460	15.000	1/500
No 5	10.000	50.000	295.440	15.000	L=
No 6	10.000	60.000	295.430	15.000	68.500
No 7	10.000	70.000	295.400	15.000	m
No 8	10.000	80.000	295.380	15.000	
+8.50	8.500	88.500	295.181	15.000	<u>295.363</u>
No 9	1.500	90.000	294.763	14.902	
No 10	10.000	100.000	290.763	14.252	1/2.5
No 11	10.000	110.000	286.763	13.602	L=
No 12	10.000	120.000	282.763	12.951	61.500
No 13	10.000	130.000	278.763	12.301	m
No 14	10.000	140.000	274.763	11.650	
No 15	10.000	150.000	270.946	11.000	<u>270.763</u>
No 16	10.000	160.000	270.763	11.000	
No 17	10.000	170.000	270.763	11.000	

第 5 章 流入部の放流能力

第 1 節 導水路 1 の流れの形態

余水吐の機能上最も重要な流入部の放流能力について検討するまえに、導水路 1 の流況（流れの形態）について検討を加える必要がある。

これは、「石田川ダム調査設計報告書昭和 41 年 3 月」によれば、流入部の広頂堰は潜り流出となることが示されており、まずこの妥当性について検討を加える必要があるからである。

流入部の広頂堰が潜り堰になるか否かの判定は、(1) 導水路 1 の流れが常流であり、かつ(2) 堰を越流する流れに影響を及ぼすに十分な下流水深を有するかどうかを検討すればよい。

まず、導水路 1 の $300\text{m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形の測定結果を示せば表-3 および図-1のとおりである。

表中、 h_{ri} 、 h_{ce} および h_{le} はそれぞれ右岸側壁沿い、中央線上および左岸側壁沿いの水深の測定結果を示しており、 h_{me} はこれらの平均値である。また図-1 に示す水面形はこの h_{me} を示している。なお、図中横軸の No. はさきの表-2 に示す値であり、表中 No. 3 + 3 は No. 3 の下流 3.0m の断面を示している。

なお、図-1 をみると水面形が振動しているが、これは橋脚下流端より発生した攪乱波による水深の変動のために生じたものであり、断面を通じて水深がこのような変動をしているのではない。

この図-1 より、導水路 1 の水深は $2.0\text{m} \sim 2.5\text{m}$ 程度であることがわかるが、さらに模型の粗度係数についても検討する必要がある。

いま、模型の数値には添字 m (model) を、原型に対しては p (prototype) をつけて、粗度係数 n の縮率を考えると次のようになる。

$$\begin{aligned}\text{すなわち、} \quad I_m &= (N_m \cdot V_m)^2 R_m^{-4/3} \\ I_p &= (N_p \cdot V_p)^2 R_p^{-4/3}\end{aligned}$$

表-3 300 m²/s 放流時の導水路1の水面形

測 点	右 岸 h_{ri} (m)	中心線 h_{ce} (m)	左 岸 h_{le} (m)	平 均 h_{me} (m)
No 3 + 2	2.984	2.824	2.904	2.904
+ 6	2.312	3.032	2.312	2.552
No 4	2.120	2.810	2.080	2.337
+ 4	1.968	2.568	1.888	2.141
+ 8	1.936	2.416	1.896	2.083
No 5 + 2	2.264	2.264	2.264	2.264
+ 6	2.952	2.552	2.952	2.819
No 6	2.880	2.160	2.560	2.533
+ 4	2.528	2.208	2.208	2.315
+ 8	2.136	2.216	2.216	2.189
No 7 + 2	2.064	2.504	2.224	2.264
+ 6	2.352	2.912	2.192	2.485
+ 8.50	2.437	2.757	2.277	2.490
No 8 + 4.50	2.369	2.169	2.409	2.316
+ 8.50	2.057	1.617	2.297	1.990

ここに、 I : エネルギー勾配、 N : マニングの粗度係数、 V : 断面平均流速、
 R : 径深である。

この実験ではフルードの法則に従うことから、

$$I_m = I_p, \quad V_m/V_p = 1/N^{1/2}, \quad R_m/R_p = 1/N$$

となる。

よつて、

$$\frac{N_p}{N_m} = \frac{V_m}{V_p} \cdot \left(\frac{I_{mp}}{I_m} \right)^{1/2} \left(\frac{R_p}{R_m} \right)^{2/3} = N^{1/6}$$

この実験では $N = 40$ であるから

$$N_p/N_m = 1.8493$$

すなわち、模型の粗度係数 N_m は、

$$N_m = 0.541 N_p$$

であることが必要である。

石田川ダム余水吐導水路の表面は合板で製作されており、十分滑らかに仕上げてはいるけれども、模型の粗度係数 N_m としては $N_m = 0.008 \sim 0.009$ 以上の値をとるものと考えられ、(水理公式集、昭和38年増補改訂版10頁の粗度係数の代表値の図-2において、真鍮あるいはガラス面の粗度係数は、 $N = 0.009$ 以上とされており、この実験の合板面がこれよりかなり下廻ることは考えられない。)これは原型に換算して、 $N_p = 0.0147 \sim 0.0166$ となる。

一方、原型の設計に用いる粗度係数の標準値としては $N_p = 0.014$ (石田川ダム調査設計報告書においては $N_p = 0.015$ として計算しているが、これは過大であり、U.S. Bureau of Reclamation manual, "Treatise on Dams", Chap. 12. Spillway. 1227B に示されているように $N_p = 0.014$ を想定すれば十分であろう。)を考えれば十分であるから、模型の粗度係数 N_m は多少過大なものであらうと思われる。

このことから考えて、原型の流れは模型の流れと同程度あるいはさらに浅

い流れとなるものと予想される。

いまさらに、この水路の流れの形態について計算により検討してみる。

まず、等流流量 Q_n は

$$Q_n = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} \frac{(bh + mh^2)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^{\frac{2}{3}}} I^{\frac{1}{2}}$$

一方、限界流量 Q_c は

$$Q_c = g^{\frac{1}{2}} \frac{(bh + mh^2)^{\frac{3}{2}}}{(b + 2mh)^{\frac{1}{2}}}$$

と表わされる。ここに A : 流水断面積 (m^2)、 n : 粗度係数

R : 径深 (m)、 I : 底勾配 $= \frac{1}{500}$ 、 b : 底幅 (m) $= 15.0$ 、 m : 側壁勾配 $= 0.3$ 、 g : 重力加速度 ($\frac{m}{sec^2}$) $= 9.8$ である。

いま、 Q_n 、 Q_c と水深 h の関係について計算した結果は表-4 に示すとおりである。

表-4 導水路1の限界流量と等流流量

水深 $h(m)$	Q_c (m^3/s)	Q_n (m^3/s)						
		$n=0.009$	$n=0.010$	$n=0.011$	$n=0.012$	$n=0.013$	$n=0.014$	$n=0.015$
0.5	16.686	22.816	20.535	18.666	17.112	15.796	14.668	13.690
1.0	47.434	70.603	63.543	57.761	52.950	48.879	45.383	42.362
1.5	87.588	135.615	122.055	110.948	101.708	93.888	87.182	81.369
2.0	135.546	214.435	192.993	175.431	160.821	148.456	137.852	128.661
2.5	190.415	305.074	274.569	249.583	228.798	211.206	196.121	183.044
3.0	251.614	406.122	365.514	332.252	304.583	281.164	261.081	243.674
3.5	318.734	516.679	465.011	422.737	387.509	357.701	332.151	310.008

この表-4より、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の限界水深 h_c は 3.3 m 程度であり、模型の流れは射流であることがわかる。さらに、 $n < 0.015$ ならば、 $Q \leq 300\text{ m}^3/\text{s}$ の範囲において常に $Q_c \leq Q_n$ であり、導水路1の流れは常に射流となることがわかる。

よつて、これらの検討結果より判断して、流入部の広頂堰は潜り堰とならないものと断言できるであろう。

(たとえば、導水路1の粗度係数が $n = 0.015$ であつても、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に $Q_n \sim Q_c$ でありかつ $h_c \sim h_n = 3.3 \sim 3.4\text{ m}$ であることから堰高が 1.0 m あることを考えれば、堰上の流れが潜り流出となるとは考えられない。)

第2節 流入部の放流能力

流入部の形状は図-2, 3, 4および5に示すとおりである。

越流頂は上流面勾配 $1:0.5$ 、下流面勾配は $1:1.5$ 、上流入口の円弧半径 0.50 m 、下流出口の円弧半径 2.50 m 、堰高 1.0 m 、堤頂幅 4.0 m の広頂堰である。また、1径間当りの幅は 6.30 m 、中央橋脚幅は 2.40 m であつて、幅 $6.30\text{ m} \times$ 高さ 6.00 m のローラーゲート2門を備えている。

この流入部は第1節で検討したように常に自由流出となり、この水位-流量関係の測定結果は図-6および表-5および6に示すとおりである。

これらの表において、流量係数 C は次のように定義される値である。

$$\text{自由越流} \quad C = Q/2BH_o^{3/2}$$

$$\text{ゲート半開放流} \quad C = Q/2B \{ H_o^{3/2} - (H_o - G_o)^{3/2} \}$$

ここに、 Q は2径間の総放流量(m^3/s)、 B は1径間当りの径間幅(m)、 G_o はゲート開き(m)、 H_o は堤頂と貯水面との水位差(m)であり、流入部上流の水面がほぼ水平となる位置で堤頂を基準面として測定された水深である。いま、自由越流の流量係数 C について H_o との関係をまとめれば、図-7のようになる。

表-5 自由越流時の水位-流量関係

$H_0(\text{m})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	C
0.732	11.942	1.514
1.000	19.734	1.566
1.164	23.782	1.503
1.240	27.324	1.570
1.388	32.485	1.656
1.668	43.718	1.611
1.692	44.933	1.620
1.728	46.957	1.641
1.780	47.564	1.590
1.832	51.612	1.652
1.928	51.106	1.515
2.180	69.018	1.702
2.256	70.435	1.650
2.308	72.864	1.649
2.336	74.888	1.665
2.340	74.078	1.643
2.392	76.811	1.648
2.400	78.025	1.666
2.436	80.758	1.686
2.608	88.550	1.669
2.836	100.188	1.665
2.892	105.248	1.698
2.916	104.236	1.661
3.472	137.126	1.682
3.820	159.896	1.700
3.880	163.438	1.697
3.924	165.766	1.684
4.120	183.678	1.743
4.364	196.834	1.714
4.380	196.834	1.714
4.740	222.134	1.708
5.080	247.940	1.719
5.540	283.360	1.725
5.992	322.828	1.737

表-6(1) ゲート半開時の水位-流量関係

Go(m)	Ho(m)	Q (m ³ /s)	C
0.8	1.240	27.324	1.571 (F)
	1.512	31.878	2.011
	1.568	32.586	2.005
	1.940	35.521	1.898
	2.240	38.355	1.873
	2.696	42.808	1.871
	3.008	46.147	1.892
	3.132	47.058	1.884
	3.372	48.880	1.877
	3.992	54.041	1.887
	4.268	56.672	1.907
	4.472	57.178	1.884
	4.792	59.404	1.875
	4.876	60.315	1.886
	5.476	63.756	1.872
	5.908	67.197	1.894
1.2	1.832	51.612	1.652 (F)
	2.320	54.648	1.846
	2.768	60.922	1.830
	3.000	64.768	1.848
	3.096	65.476	1.832
	3.686	74.180	1.865
	4.100	78.531	1.853
	4.376	81.162	1.844
	4.916	87.437	1.859
	5.404	92.497	1.862
	5.928	96.747	1.849

表-6(2)

Go(m)	Ho(m)	Q (m ³ /s)	C
1.6	2.436	80.758	1.686(F)
	2.900	80.150	1.841
	2.936	81.061	1.845
	2.960	81.061	1.834
	3.164	84.907	1.835
	3.208	85.413	1.829
	3.372	87.943	1.821
	3.484	89.967	1.823
	3.640	91.890	1.809
	3.728	94.015	1.823
	4.128	99.986	1.817
	4.400	101.402	1.771
	4.604	107.373	1.824
	4.972	110.814	1.797
	5.008	112.433	1.815
	5.356	117.392	1.821
	5.600	121.238	1.832
	6.000	125.488	1.821
2.0	2.892	105.248	1.698(F)
	3.600	108.790	1.797
	3.812	113.445	1.793
	4.120	119.416	1.796
	4.620	129.232	1.803
	4.924	135.608	1.816
	5.192	139.555	1.808
	5.620	146.740	1.810
	5.920	150.282	1.795

表-6(3)

Go(m)	Ho(m)	Q (m ³ /s)	C
2.4	3.792	134.798	1.863
	4.128	140.466	1.823
	4.300	145.424	1.833
	4.504	149.978	1.829
	4.924	159.086	1.826
	5.400	168.093	1.815
	5.680	173.356	1.811
	5.972	181.047	1.832
2.8	4.044	170.016	1.659(F)
	4.680	173.153	1.821
	4.908	177.606	1.804
	5.324	187.220	1.796
	5.596	193.444	1.793
	5.760	198.352	1.803
	5.992	202.501	1.793
3.2	4.428	198.352	1.690(F)
	5.064	202.805	1.819
	5.316	203.311	1.758
	5.424	214.544	1.828
	5.672	221.830	1.830
	6.000	230.736	1.829
3.6	5.536	238.528	1.832
	5.600	240.148	1.828
	5.760	244.702	1.824
	5.940	249.458	1.817
	6.060	253.000	1.816

この図-7に示される $C \sim H_0$ の関係について従来の実験結果と比較してみる。たとえば、水理公式集(昭和38年増補改訂版 174頁)のキングあるいはウットバーンの結果と比較してみると、流量係数 C の大きさについてはほぼ妥当であるが、かなり異なった変化を示すことがわかる。しかし、これは広頂堰の流量係数がその形状により異なった変化を示すことを考えれば、この結果は十分妥当なものと考えることができるであろう。

なお、表-6において、ゲート半開放流の測定結果では各ゲート開きで実験において自由越流として放流することが可能な最大流量を(F)として示してある。たとえば、ゲート開き $G_0 = 0.8 \text{ m}$ では、 $H_0 = 1.24 \text{ m}$ において自由越流として $27.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流でき、流量が $31.8 \text{ m}^3/\text{s}$ に増加すればゲート半開放流となり水深 H_0 が 1.51 m に上昇することを示しているわけである。なお、ゲート半開放流の流量係数 C はいづれも $1.83 \sim 1.85$ 程度の値であり、これは従来の実験結果よりみて十分妥当な値であると考えられる。

また、実験結果よりサーチャージ水位 $EL 302.50 \text{ m}$ における最大放流量(自由越流)は $31.8 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、「石田川ダム調査設計報告書」における余水吐の設計流量 $30.5 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して十分な余裕がある。

つぎに、オリフィスの放流能力について測定した結果は表-7に示すとおりである。

表-7 オリフィスゲート全開時の放流量

(WL. m)	Q (m^3/s)	H_c (m)	C_q
297.980	118.303	20.938	0.934
298.644	115.064	21.602	0.895
300.320	123.464	23.278	0.925
300.348	120.530	23.306	0.902
300.864	125.994	23.822	0.934

なお、この表-7において測定値の範囲が非常に狭いのは、オリフィスの放流能力が本実験の項目外であり、実験設備の能力上全範囲について測定できなかったためである。しかし、この測定結果より最高水位附近のオリフィスの放流能力は、ほぼ $138 \text{ m}^3/\text{s}$ (表-7に示す流量係数を一定値として仮定し、その平均値 $C_q = 0.918$ を用いて推定した。) であり、設計時の推定結果に対して十分余裕のあることがわかる。なお、表-7に示す流量係数 C_q は次のように定義された値である。

$$C_q = Q / A \sqrt{2gHc}$$

ここに、 Q はオリフィスの放流量 (m^3/s)、 A はオリフィスの出口断面積 (m^2) = 6.25、 g は重力加速度 (m/s^2) = 9.8、 Hc は貯水位と出口断面中心標高 (E.L. 277.042 m として計算した。) との標高差である。

最後に、横越流部の放流能力については、模型の精度が十分でないこと、および水脈が薄くなり相似律に問題のあることなどのため、この部分の単独放流の状態で検討することはできなかったが、サーチャージ水位 E.L. 302.50 m において、余水吐およびオリフィスを全開放流した後、(この場合の放流量は余水吐で $318 \text{ m}^3/\text{s}$ 、オリフィスで $138 \text{ m}^3/\text{s}$ であり計 $456 \text{ m}^3/\text{s}$ である。) オリフィスを全閉した場合の貯水位の上昇量を測定したところ、水位は E.L. 303.24 m で全流量が余水吐および横越部より放流することができた。しかしこの模型実験では横越流部の放流能力は多少過大であるものと思われるので、さきの設計書の計算結果と合わせ検討したところ、W.L. 303.50 m において全流量を放流しえることがわかった。(W.L. 303.50 m で余水吐放流量を $C = 1.75$ として計算すれば $408 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、横越流部の放流量はさきの設計書より $46 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから、総放流量は $454 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。)

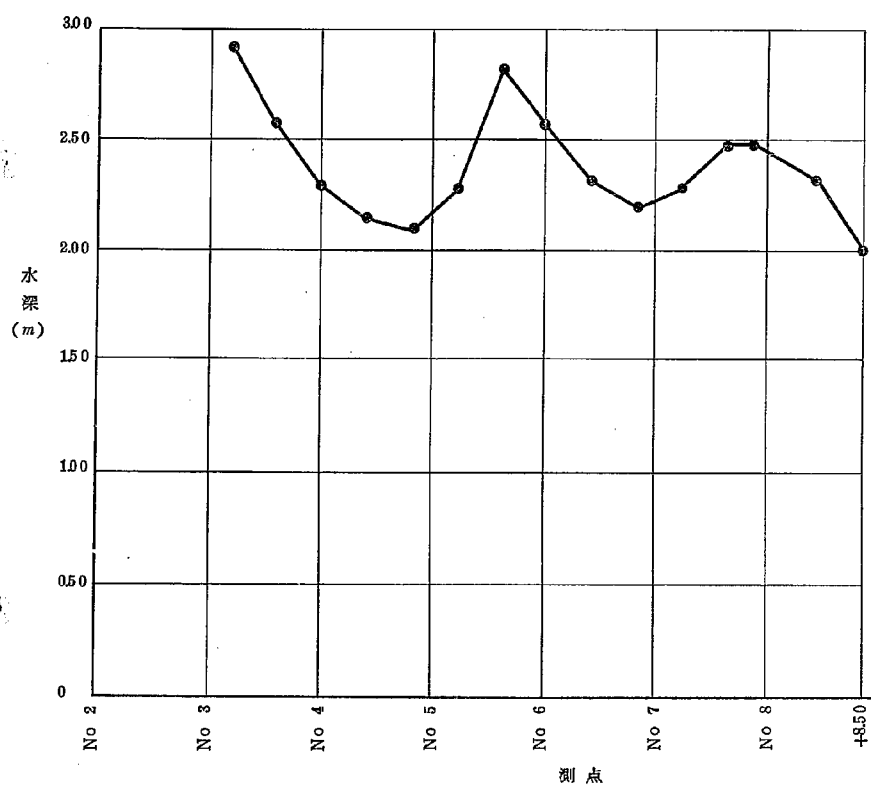


図 - 1 300 m^3/s 放流時の導水路 I の平均水面形

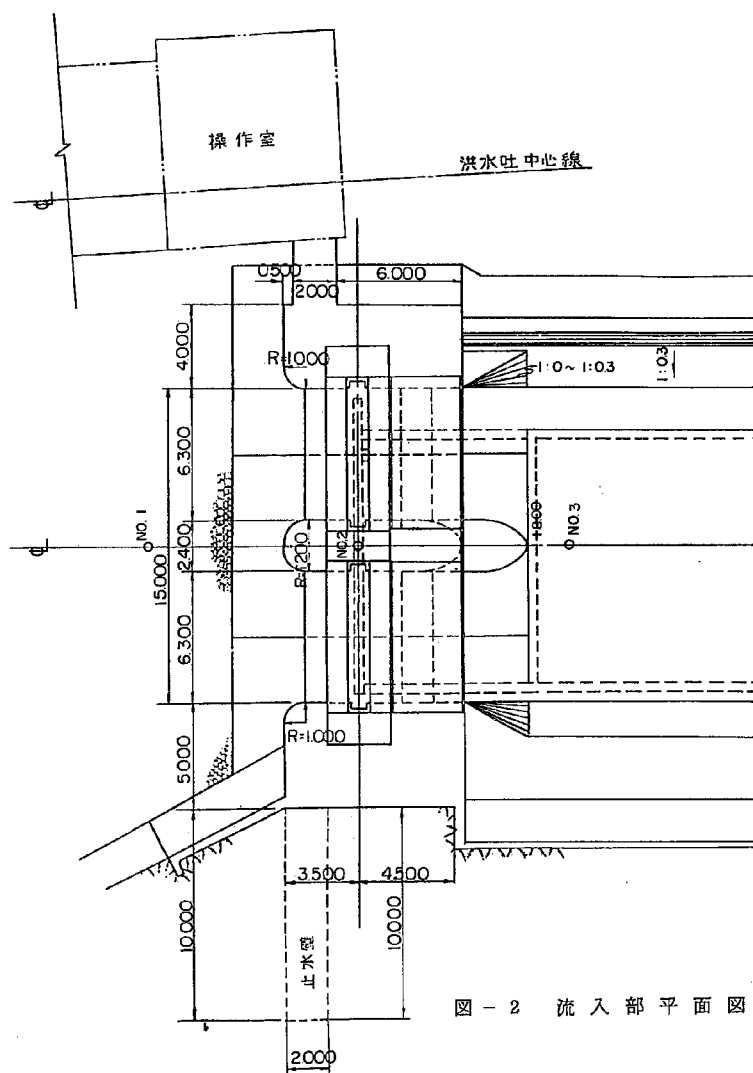


图 - 2 流入部平面图

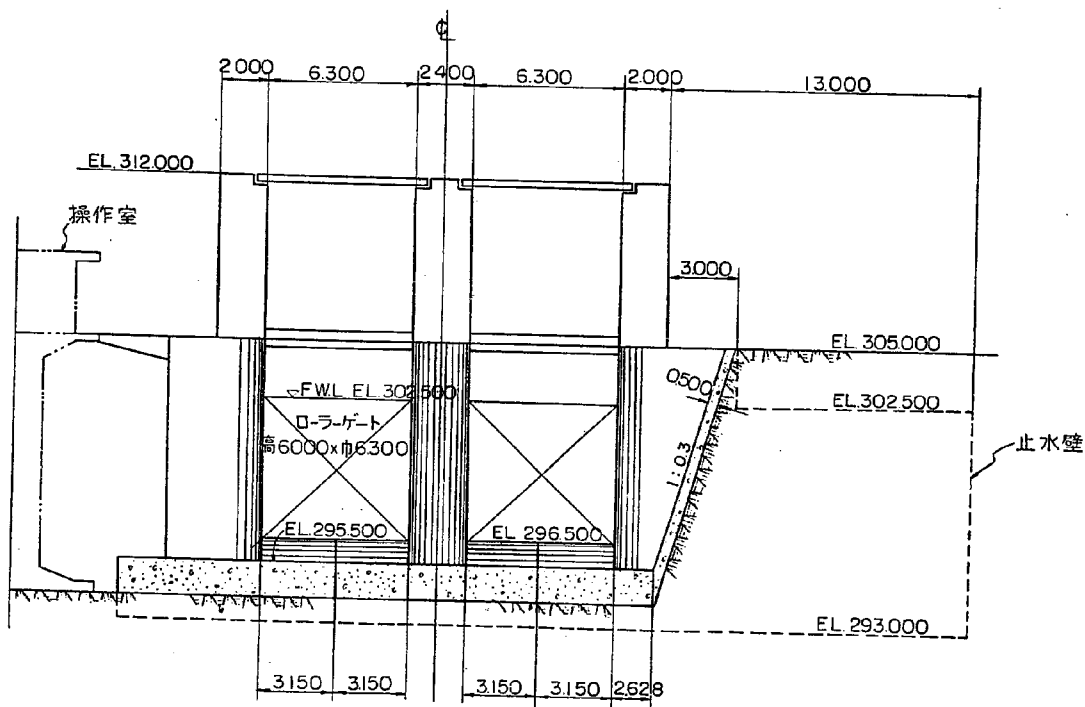


図 - 3 流頭部上流面図

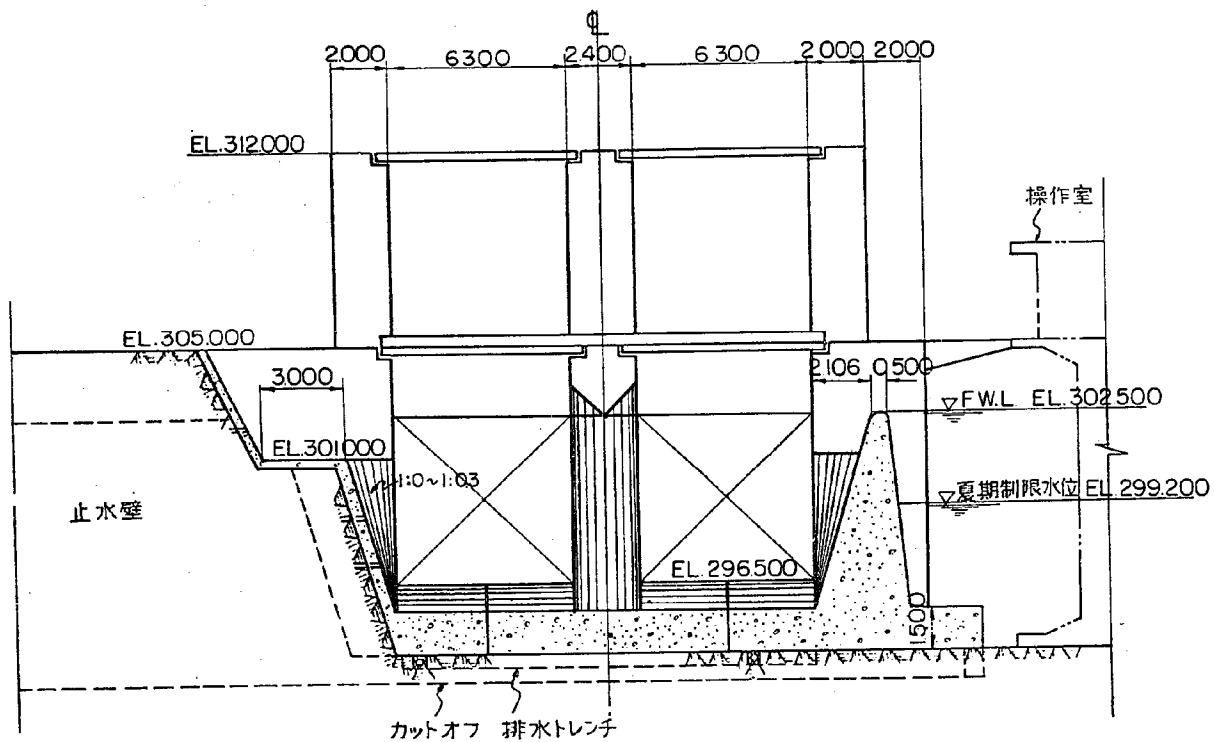


図-4 流頭部下流面図

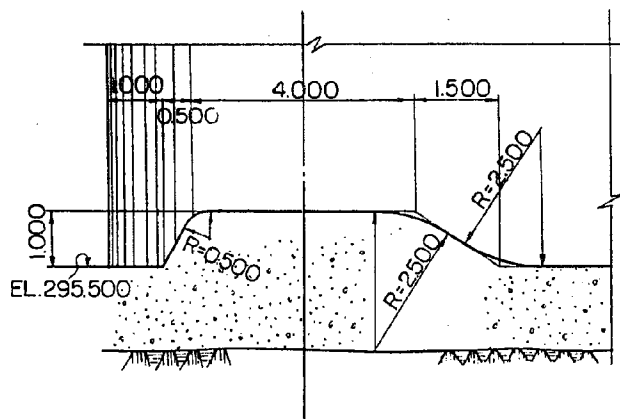


圖 - 5 越 流 堰 詳 細 圖

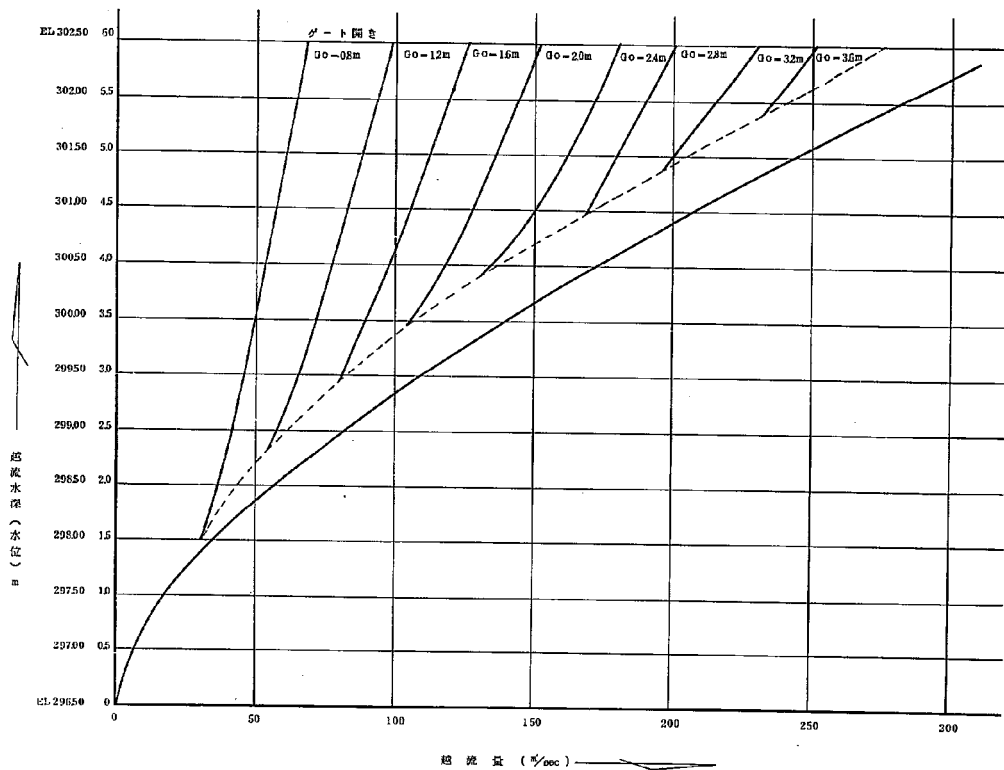


図 - 6 石田川ダム余水吐 水位 - 流量関係

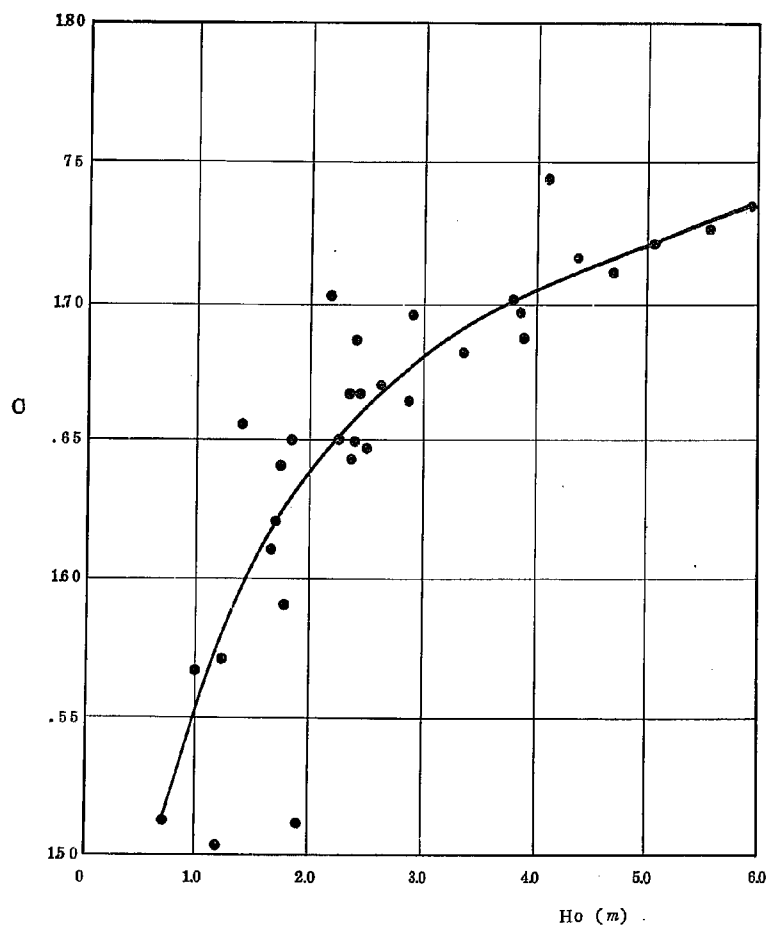


図 - 7 自由越流時の流量係数

第 6 章 余水吐の流況と導水路の水面形

第 1 節 流入部上流の流況

余水吐の最大放流時として $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時を選定し、流入部上流の流況について調査した。まず、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流頭部ならびにこの上流の水面形の測定結果は表-8に示すとおりである。

表-8 流入部の水面形 ($300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時)

	$h_{ra}(\text{m})$	$h_{rc}(\text{m})$	$h_{rp}(\text{m})$	$h_{lp}(\text{m})$	$h_{lc}(\text{m})$	$h_{la}(\text{m})$
No 1 + 6.00	301.58	301.80	302.22	302.22	301.86	302.26
+ 7.00	301.54	301.68	301.94	301.86	301.74	301.42
+ 8.00	300.62	301.54	301.22	301.16	301.50	300.78
+ 9.00	300.02	301.24	300.76	300.66	301.06	300.22
No 2	299.90	300.84	300.46	300.30	300.78	300.08
+ 1.00	299.74	300.48	300.24	300.10	300.34	300.26
+ 2.00	299.66	299.78	299.94	299.82	299.90	299.76
+ 3.00	299.50	299.34	299.72	299.62	299.38	299.62
+ 4.00	299.42	298.92	299.42	299.30	298.90	299.46
+ 5.00	299.14	298.58	299.02	298.94	298.58	299.22
+ 6.00	298.90	298.42	298.54	298.42	298.34	298.76
+ 7.00	298.40	298.14	298.20	297.64	298.12	298.38
+ 8.00	298.10	298.02	297.26	297.26	298.02	298.14

この表中、No1 および No2 は表-2 に示す測点であり、滋賀県から提供された石田川総合開発事業余水吐一般縦断面図（図面番号24の6）に従ったものである。また、No 1 + 6.00 という表示はNo 1断面下流6.00 mの位置を示している。なお、表中の数値は水位（W.L. m）で示しており、hの添字 r_a , r_c , r_p , l_p , l_c および l_a の r は右岸側径間を、 l は左岸側径間を示し、 a は橋台沿いおよびこの延長上を、 o は径間中心線沿いおよびこの延長上を、 p は橋脚沿いおよびこの延長上であることを示している。

表-8 に示す結果をみると、橋脚面の左右径間沿いの水面形は一致した形を示すが、左右両径間の橋台沿いの水面形は流入部上流附近で異なり、総体的にみて左径間沿いの水面形の方が低い値を示している。これは橋台上流の接近水路の境界条件が左右両径間で異なることに起因しており、右岸側ではかなり連続的に漸縮しているが、左岸側では橋台が貯水池内に突出した形となり、後に示すように橋台先端に巻込む流れが生じ、橋台による縮流の効果が著しく大きくなるからである。

つぎに、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流頭部上流の貯水池内の流速分布の測定結果について示せば表-9 のようになった。

表中、各測点の位置は、流れ方向にはさきの表-2 に示す測点を基準点とし、水路幅方向には水路中心線延長上を基準線（0）とし、これから左岸方向（L）および右岸方向（R）に2.0 m間隔で格子状にとられている。また鉛直方向には各測点の計画面を基準面（ $Z=0$ ）とし、これからの高さ（ Z ）で示している。

これをみると、流れは流頭部に向つてほぼ一様に加速されており、流頭部上流の掘削面上（E.L. 295.50 m）ではNo. 0 + 8.80 mにおいても 1.50 m/s 程度の流速を有しているから、少なくともこの附近の掘削面はコンクリート面として導水路内に砂礫が流入しないようにすることが必要である。

なお、原設計案では、オリフィスのゲートハウス基礎と左岸橋台との間は完全に分離されているが、模型実験ではこの部分に流頭部に吸い込まれる流れが生ずることが明らかになった。

表-9 (1) $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流頭部上流貯水池内の流速分布

$Z = 0.60 \text{ m}$

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.08 m/s	1.39	1.17	1.30	2.09
10.0	1.20	1.52	1.80	1.99	
8.0	1.39	1.77	2.31	2.47	
6.0	1.39	1.87	2.40	2.88	3.79
4.0	1.45	1.90	2.28	2.66	3.45
2.0	1.45	1.90	2.21	2.18	3.29
0.0 (C)	1.45	1.87	2.06	1.74	
-2.0	1.49	1.90	2.18	2.40	3.64
-4.0	1.49	1.96	2.28	2.69	3.79
-6.0	1.49	1.87	2.21	2.72	3.86
-8.0	1.45	1.77	2.06	2.34	
-10.0	1.30	1.61			
-12.0 (R)	1.26				

表-9(2)

$$Z = 1.40m$$

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.30 m/s	1.39	1.17	0.79	2.21
10.0	1.49	1.52	1.99	2.15	
8.0	1.52	1.71	2.43	3.10	
6.0	1.61	1.87	2.43	2.94	4.74
4.0	1.71	1.96	2.40	2.78	4.36
2.0	1.71	1.96	2.15	2.37	4.11
0.0 (C)	1.77	1.96	2.28	1.83	
-2.0	1.77	1.99	2.21	2.47	4.08
-4.0	1.77	1.99	2.40	2.78	4.36
-6.0	1.52	1.96	2.28	2.85	4.62
-8.0	1.52	1.80	1.99	2.18	
-10.0	1.61	1.68			
-12.0 (R)	1.39				

表-9(3)

$Z = 2.20m$

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.26 m/s	1.39	1.39	1.04	2.09
10.0	1.58	1.52	2.06	2.66	
8.0	1.52	1.61	2.40	3.16	
6.0	1.58	1.71	2.40	3.07	4.81
4.0	1.74	1.80	2.37	2.85	4.30
2.0	1.68	1.77	2.09	2.37	4.27
0.0 (C)	1.77	1.77	2.69	1.99	
-2.0	1.77	1.80	2.09	2.53	4.21
-4.0	1.80	1.87	2.21	2.78	4.49
-6.0	1.74	1.77	2.21	2.85	4.62
-8.0	1.61	1.68	1.96	2.28	
-10.0	1.61	1.52	1.68		
-12.0 (R)	1.55				

表-9(4)

Z = 3.00 m

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.26 m/s	1.39	1.45	1.08	1.99
10.0	1.30	1.45	2.06	2.69	
8.0	1.52	1.52	2.28	3.10	
6.0	1.55	1.61	2.37	3.07	4.81
4.0	1.64	1.68	2.21	2.85	4.27
2.0	1.68	1.77	2.09	2.43	4.17
0.0 (G)	1.71	1.77	2.06	2.09	
-2.0	1.90	1.87	2.18	2.59	4.11
-4.0	1.74	1.87	2.28	2.78	4.30
-6.0	1.68	1.80	2.18	2.97	4.62
-8.0	1.55	1.80	1.96	2.28	
-10.0	1.49	1.52	1.71		
-12.0 (R)	1.42				

表-9(5)

Z = 3.80 m

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.26 m/s	1.49	1.36	0.88	2.15
10.0	1.36	1.58	1.99	2.56	
8.0	1.36	1.71	2.21	3.00	
6.0	1.45	1.87	2.34	2.88	4.43
4.0	1.58	1.77	2.15	2.78	4.02
2.0	1.64	1.80	2.09	2.37	3.98
0.0 (C)	1.68	1.80	2.06	1.90	
-2.0	1.71	1.90	2.21	2.59	3.95
-4.0	1.68	1.90	2.15	2.88	4.08
-6.0	1.68	1.80	2.21	2.78	4.40
-8.0	1.52	1.71	1.87	2.28	
-10.0	1.49	1.58	1.58	1.45	
-12.0 (R)	1.42	1.39			

表-9(6)

$Z = 4.60m$

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.26 m/s	1.45	1.30	0.95	2.06
10.0	1.26	1.61	1.96	2.37	
8.0	1.45	1.71	2.21	2.85	
6.0	1.49	1.71	2.37	2.78	4.08
4.0	1.58	1.80	2.15	2.66	3.79
2.0	1.61	1.80	2.09	2.28	3.60
0.0 (C)	1.42	1.80	1.99	1.87	
-2.0	1.68	1.87	2.31	2.53	3.57
-4.0	1.68	1.80	2.21	2.66	3.79
-6.0	1.61	1.80	2.15	2.69	4.11
-8.0	1.55	1.61	1.87	2.34	
-10.0	1.52	1.52	1.17	1.36	
-12.0 (R)	1.39	1.36			

表-9(7)

$Z = 5.40m$

(m)	No 0 +8.80	No 1 +0.80	+2.80	+4.80	+6.80
12.0 (L)	1.26 m/s	1.45	1.39	0.89	2.12
10.0	1.36	1.61	1.87	2.37	
8.0	1.42	1.77	2.18	2.72	
6.0	1.49	1.87	2.31	2.85	3.51
4.0	1.58	1.87	2.21	2.66	3.38
2.0	1.64	1.80	2.09	2.28	3.10
0.0 (C)	1.68	1.77	1.96	1.87	
-2.0	1.64	1.80	2.09	2.53	3.16
-4.0	1.64	1.77	2.09	2.75	3.29
-6.0	1.61	1.77	2.09	2.56	3.48
-8.0	1.49	1.61	1.90	2.18	
-10.0	1.42	1.49	1.61	1.30	
-12.0 (R)	1.30	1.30			

いま、この流速を測定したところ表-10に示す結果が得られた。

表-10 左岸橋台とゲートハウス間の流れ ($300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時)

Z (m)	0.60	1.40	2.20	3.00	3.80	4.60	5.40
u (m/s)	1.90	1.77	1.61	1.58	1.58	1.80	1.77

表中、Zはさきの表-9と同様な値である。また流向はいづれも導水路内流れと逆方向である。

この左岸橋台をまわる流れは表-10に示すようにかなりの流速を有しており、かつ導水路内の流れに及ぼす影響も大きいことから、最終的にはゲートハウスと左岸側橋台を一体化し、流れの通る余地を消滅させることが必要であろう。

第2節 導水路内の水面形

石田川ダム余水吐は、すでに第4章表-2にその諸元を示したように、水路幅(底幅) b が 15.000 m 、底勾配が $1/500$ 、水平水路長 L が 68.500 m の導水路1(原設計図における導水路1)と、水路底幅が 15.000 m から、 11.000 m に直線的に漸縮し、底勾配が $1/2.5$ 、水平長が 61.500 m の導水路2(原設計図におけるシュート工)とにより構成され、導水路2より下流は水路底幅が 11.000 m と一定な水平長 30.000 m の減勢装置を含む水平水路(減勢工)に接続する構造である。また、水路の鉛直断面の形状はいづれも台形であつて、側壁勾配は $1:0.3$ である。なお、水路壁高は、導水路1では壁頂標高 B.L. 301.000 m が計画されており、導水路2および減勢工では壁高としていづれも水路底面に垂直に 4.000 m が計画されている。また導水路1 ($1/500$) と2 ($1/2.5$) の接続部ならびに導水路2 ($1/2.5$)

と減勢工（0/1）の接続部はいづれも半径 $R = 10.000\text{ m}$ の単一円弧で凸および凹の曲面で構成される。なお、導水路1および2のコンクリート床版の計画厚は 1.000 m であり、減勢工では 1.500 m である。

いま、このように計画された導水路に $300\text{ m}^3/\text{s}$ を放流して、その水面形を測定することにより、導水路の規模について検討してみる。

導水路1の水面形の測定結果はさきの第5章第1節の表-3に示すとおりであり、導水路2の測定結果は表-11に示される。

表-11 導水路2の水面形（ $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時）

	$h_{ri}(m)$	$h_{ce}(m)$	$h_{le}(m)$	$h_{mc}(m)$
No 9 + 2.50	2.06	1.78	2.54	2.124
+ 6.50	2.22	1.58	2.42	2.070
No 10 + 4.50	2.06	1.70	1.94	1.897
No 11 + 2.50	1.42	1.82	1.30	1.510
No 12 + 0.50	1.34	1.62	1.14	1.364
+ 8.50	1.34	1.58	1.22	1.390
No 13 + 8.00	1.42	1.62	1.42	1.484
No 14 + 2.00	1.50	1.42	1.50	1.470
No 15	1.94	1.54	1.98	1.817
+ 4.00	1.62	1.18	1.66	1.484
No 16 + 2.00	1.42	1.10	1.30	1.270
No 17	1.13	1.38	1.10	1.200
+ 8.00	1.34	1.74	1.34	1.470

表中、 h の添字 ri , ce , le および me はいづれもさきの表-3と同様であり、水深 h はいづれも各測点で鉛直方向に測定された値である。

導水路1の流れの形態はさきに第5章第1節で検討したように $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時においても常に射流であることは明らかである。この場合、導水路1の断面平均の水面形は前述の図-1に示すように振動した形となつて表わされた。

これは、中央橋脚末端において断面が急拡するため両径間から越流した流れがここでおたがいに干渉し合い攪乱波を発生したために生じた現象である。この攪乱波は橋脚末端に発生し、ここから下流に直線的に伝播し、No 5 + 6.00 ~ No 6 附近で側壁に到達し、ここからさらに反射して No 7 + 6.00 附近の水路中央で両者は衝突し高い波頂を形成している。これは図-8に示す導水路1の各断面の水面形より明らかであろう。

なお、この攪乱波は No 5 + 6.00 ~ No 6 の水路中央で高い波頂を形成した後、さらに下流に同様な伝播を繰り返すが、流れが No 8 + 8.50 より下流で底勾配の急変により急激に加速されるため消波してしまい波の模様は不明確になるようである。

つぎに、この攪乱波を除去するためには橋脚末端における断面の急拡を避ければよく、実験により検討したところ、原設計案の幅 2.40 m の中央橋脚下流端から幅 1.00 m 、最小必要長さ 1.000 m の導流壁を設置することにより、 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にもこの攪乱波は全く発生しないことが明らかになつた。この場合、導流壁高は $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水深だけあればよく、橋脚末端で 3.0 m 、下流端で 2.5 m あれば十分である。また、導流壁厚は橋脚幅 (2.40 m) を漸縮するよりも、橋脚末端から幅 1.0 m の一定な導流壁に摺り付けた方がより効果があるようである。

つぎに導水路1の壁高について実験結果を用いて検討してみると、表-3および図-8に示す攪乱波の発生している状態でも最高水深は 3.0 m 程度であり、流れもそれほど高速でなく水面の乱れもさほど激しくなるとは考えら

れないので、原設計案でも十分満足できるものと思われる。

導水路 2 の水面形の測定結果は表-11 および図-9 に示される。

この表-11 および図-9 に示す水深 h はいづれも鉛直方向に測定された値であるため、これを水路底面に垂直な方向の水深 h_o に変換するためには次式によればよい。

$$h_o = h \cos \theta$$

ここに θ は水路の傾斜角であり、この導水路では底勾配が $1/2.5$ であるため $\cos \theta$ は 0.928 となる。

この測定結果から、導水路 2 の必要壁高について検討してみる。この場合、導水路 2 の流れは非常に高速であり、水面の乱れも激しく、かつ模型実験では再現することのできない空気混入現象が原型の流れには発生するため、この空気混入量を推定して水の流れの水深 h_o を見かけの水深 h_o' に補正する必要がある。

この空気混入量を示す経験公式としては、混入された空気量と水量との比を示すガメンスキー公式と流量と空気混入流としての見かけの水深 h_o' との関係を示すデラツプ公式とがある。

まず、混入された空気量 q_a と水量 q_w との比 m を示すガメンスキー公式は次のように表わされる。

$$m = \frac{1}{200} \frac{V^2}{g h_o}$$

ここに、 V は平均流速、 h_o は水だけの流水の水深、 g は重力加速度でありこの空気混入現象を考慮し、補正した見かけの水深 h_o' は流速 V を一定とし、かつ q_w および q_a を単位幅当りの量として取扱うことにより近似的に次のように表わされる。

$$h_o' = \frac{q_w + q_a}{V} = \frac{q_w}{V} \left(1 + \frac{q_a}{q_w} \right) = h_o \left(1 + \frac{1}{200} \frac{V^2}{g h_o} \right) = h_o + \frac{1}{200} \cdot \frac{V^2}{g}$$

すなわち、模型の流れが空気混入流になると、混入空気のために水深が増し、

その見かけの水深 h_o' は測定された水深 h_o に $(1/200)(V^2/g)$ だけ加えればよいことになる。

いま、石田川ダム余水吐導水路内の流れの断面平均流速 V について検討してみると、本余水吐では後に示すように最大断面平均流速 V_{max} は 2.20 m/s であり、この最大流速に対応する水深の補正量 Δh_o は次のように求められる。

$$\Delta h_o = \frac{1}{200} \frac{V_{max}^2}{g} = 0.25 \text{ m}$$

すなわち、本ダム導水路内の流れが空気混入流となつたとしても水深 h_o の最大上昇量は 0.25 m であることがわかる。

一方、デラップ公式は

$$1 + m = KF$$

と表わされ、ここに、 $1 + m$ は空気混入水の流量と水のみ流量との比であり、 F は見かけのフルード数 $(V/\sqrt{g h_o})$ 、 V は平均流速、 h_o は観測される水深である。

また、 K は水路の粗度によつて変化する比例定数であり、水理公式集によれば $0.178 \sim 0.227$ の値となるようである。

この公式を用いると、空気混入流ではその見かけの水深 h_o' は次のように与えられる。

$$h_o' = K^{2/3} \sqrt[3]{q^2/g}$$

ここに q は単位幅当りの流量である。

いま、この公式により、 $q = 300/11.00 \text{ m}^3/\text{s-m}$ 、 $K = 0.227$ として h_o' を求めてみると、

$$h_o' = (0.227)^{2/3} \sqrt[3]{\left(\frac{300}{11.00}\right)^2 \frac{1}{9.8}} = 1.58 \text{ m}$$

となる。

よつて、この両公式の計算結果ならびに表-11の測定結果より、導水路2の水路壁高は底面に垂直に 4.0 m あれば十分満足できることがわかる。

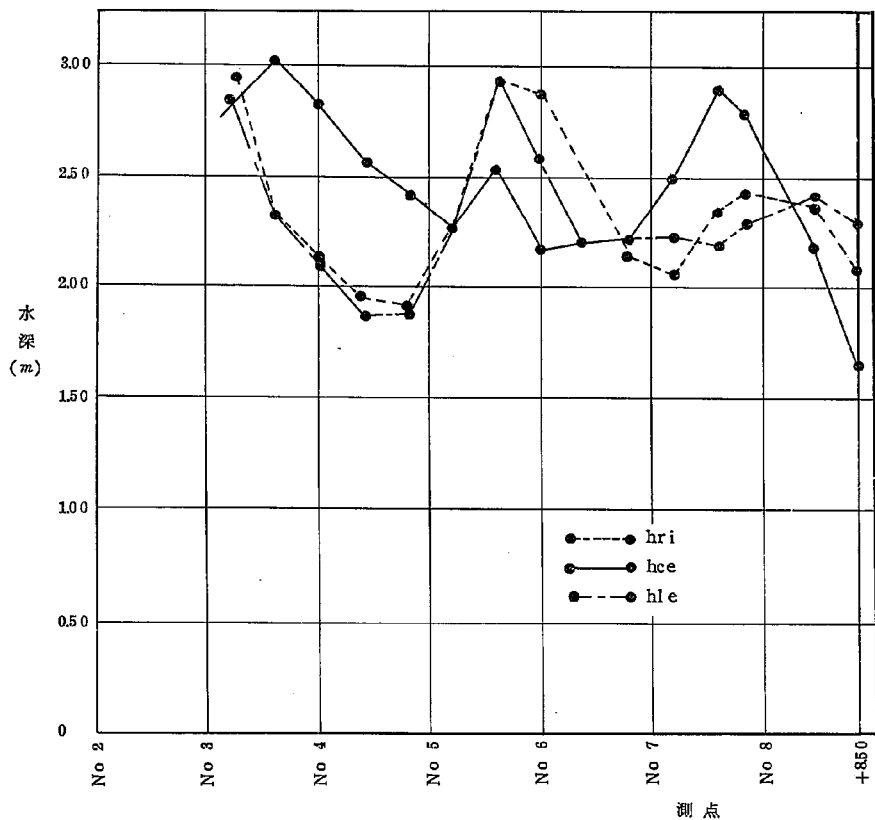


図 - 8 導水路 I の水面形 (300 m^3/s 放流時)

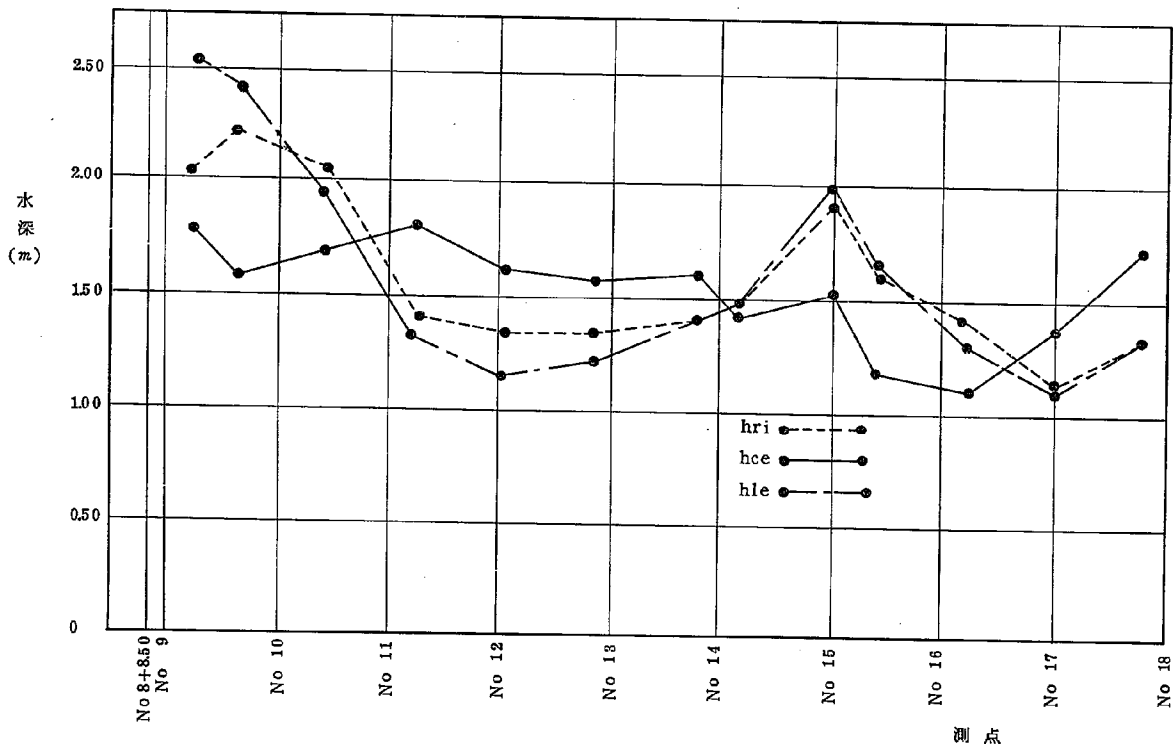


図 - 9 導水路Ⅱの水面形 (300 m³/s 放流時)

第 7 章 減 勢 工

第 1 節 設計検討の経過

石田川ダム余水吐の減勢工の型式はスキージャンプ式であり、図-10に示すように放出端の位置が河道外にありかつ河道に直角な方向から放射水が突入することになるため、放出端を設計するにあつては飛翔距離を適当に制御し、放射水を河道内放出端側に落下させ対岸への衝撃を少なくするとともに放出端と河道との間の掘削面上にできるかぎり落下させないようにすることが必要である。

しかし、實際上導水路が長い流れに対する損失水頭の割合が大幅に変化するため、このように常に落下位置を一定にすることは困難であり、大流量と小流量との間には必ずしも落下位置は異なってしまう。

そこで、ここでは余水吐の設計流量（最大放流量）の $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に対岸に直接衝撃を加えることなく、 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 前後の放流に対しても落下位置が大幅に放出端に近づくことのないように減勢工部の延長を変えて検討してみることにした。

一方、この余水吐の減勢工は 30.0 m の水平水路で構成されているため、スキージャンプ式減勢工としての機能を常に発揮させるためには放出端末端のシルの高さは制限される。すなわち、シル高は高いほど流れの放出角は一定になり落下位置を制御するには容易になるが、他方高いシルを使用した場合には水平水路の長さがかなりあるため、この部分が跳水式減勢工と同様な機能を有することになり、水平水路内で跳水を起し、放出端では減勢された流れを生ずるからである。よつて、本ダム余水吐の減勢工を設計するに当つては両者を勘案して検討することが必要である。

石田川ダム調査設計報告書によれば、減勢工放出端の形状はシル高 1.0 m フリップ角 25° であり、 $305\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の放出端の設計流速水頭は 24.72 m （流速に換算して $V=22.0\text{ m/s}$ となる。）であつて飛翔距離は 34.4 m

と計算されている。

しかし、この原設計案を模型に再現して実験してみると、水利条件は同一であるにもかかわらず、飛翔距離は10～20mと非常に短くなることが明らかになった。すなわち、実験結果によれば表-11に示すように放出端の水深としては、実験結果得られた617の各点の水深の平均値1.20mを用いることにする。)これより換算される断面平均流速は2.20 m/sとなるから、原設計に用いた設計断面平均流速は完全に一致するにもかかわらず、飛翔距離は全く異なつた結果となつた。

これは、ダム水利研究室が本実験とは全く別個に実施したスキージャンプ式波勢工のシルの選定基準に関する実験より、シルのフリップ角が β であつたとしてもシル高 h_d がシル上流の水深 h_1 の $4 h_1 \sin \beta$ より小さければジェットの放出角 β' は β よりも小さくなることが明らかになつており、この実験結果がそのまま石田川ダム余水吐に適用できるものとすれば、ここでは $h_1 = 1.20\text{ m}$ 、 $\beta = 25^\circ$ であるからジェットの放出角 β' が 25° になるためにはシル高 h_d は2.0m以上が必要になり、この原設計案ではシル高が1.0mと低すぎるうえにシル面と床面とが滑らかな円弧で構成されているためより効果が低下しているためと考えられる。

また、シル高 h_d をたとえ2.0m以上にしたとしても、実際に落下する位置が放出端よりもほぼ1.0m低い位置であり(原設計では落下位置の標高をE.L. 270.0mとして計算しているが、実際の河床面はさらに低い位置にある。)落下水脈の突入方向が河床面に対して非常に鋭角になることから、このようなフリップ角の落下水脈は対岸に対する衝撃力にも問題があるであろう。また、シル高を2.0m以上にすることはさきの後者の制約すなわち跳水式波勢工としての範囲が増大することになり、スキージャンプ式波勢工としては適切な処置とは考えられない。

そこで、シル傾斜角 30° 、 35° 、 40° および 45° の4ケースのシル高2.0mのシルを用いて、放出端の位置を変えて、50, 100, 150, 200,

250 および 300 m/s 放流時の飛翔距離、落下水脈の突入方向および落下点附近の流況について検討を加えた。

その結果、

- (1) 30°～45°のいずれのシルを用いても、300 m/s 放流時に飛翔距離を河道内放出端（右岸）側に制御するためには放出端の位置を原設計より河道に近づけることは不利であり、原設計の放出端位置は 300 m/s 放流時に関しては最適である。
- (2) 対岸への衝撃力を減少させるためには落下水脈の突入方向を河床に垂直な方向に近づけることが有利であるが、このような傾斜角（フリップ角）の大きなシルは跳水を生じさせる能力が増し、スキージャンプ式減勢工の補助構造物としては不利である。
- (3) 放流開始時に減勢工上流に静水がある場合には、流下した流れは最初跳水を生じ、放流量の増大にともない飛散状態に移行する。この場合飛翔距離はかなり長い。しかし、逆に放流量が除々に減少する場合には、飛翔距離も流量に対応して除々に短くなり落下位置がほとんど放出端直下流になつて始めて跳水を生じるようになる。なお、最初減勢工上流に静水がなく、放流量が急激に増加する場合には、放流量が減少する場合の流況と対応するようであり、放流量が少なくても跳水を生ぜず飛散状態に移行する。
このように、300 m/s 放流時の落下位置が適切になるように設計されたスキージャンプ式減勢工でも、この落下位置から放出端までの間は水脈が落下することになるわけであつて、放出端と河道との間の山腹の掘削面の洗掘は避け得ないことになる。
- (4) 放出端断面が台形断面であるため、飛散水脈がこの面に沿つて横方向に拡がり、落下水脈による衝撃力の減少の上からみればこのような拡がり是有利であるが、山腹に落下する場合も多いことから広範囲の洗掘を生じることになり、本ダムの場合には横方向の拡がりは避けた方が有利である。しかし、飛散水脈をできるかぎり薄くすることは、水脈の空気混入現象に

よる減勢効果を助長し有利であるから、むしろ縦方向に拡幅することがよいのではないかと考えられる。

傾斜角 $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 、高さ 2.0 m のシルを用いて行なつた一連の予備実験の結果以上のような諸点が明らかになつたので、これらを考慮して石田川ダム余水吐減勢工の次のような設計条件をまとめてみた。

すなわち、

- (1) 放出端の位置は予備実験の結果を参考に原設計案と同じ位置に選定し、減勢工の規模は原設計と等しくする。
- (2) シルの傾斜角は 30° と 45° の2種類に選定し、これらを組合せることによりジェットの放出方向に幅をもたせて水脈を薄くし水脈の縦（流れ）方向の拡がりを助長し、落下点の衝撃圧の分散をはかる。
- (3) シル高はジェットの放出方向すなわち飛翔距離に影響を及ぼすばかりでなく、跳水の発生限界を規制するが次の条件を満たすように選定する。
 - 1) 余水吐最大放流量である $300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に落下水脈の主流が河道内放出端側に落下するようにする。
 - 2) $100\text{ m}^3/\text{s}$ 前後の流量を放流した場合に、水脈は河道と放出端の間の掘削面上に落下してもよいが、河道に十分近くなければならない。
 - 3) 飛散した場合に飛翔距離が著るしく短く放出端直下流に落下するような流量に対しては、水路内で跳水することは許容される。
- (4) 放出端断面は横方向の拡がりを規制するように長方形断面としかつ多少の絞りを設ける。

石田川ダム余水吐放出端形状の設計条件として、このような4設計条件を設定し、これらを満たすように設計される。

まず、 30° と 45° のシルの組合せについて次のような2つの構造を考えてみた。

すなわち、

- (1) 水路中央部 3.0 m のみを 30° シルを使用し、両側それぞれ 4.0 m を

45°シルとする。(A型構造)

(2) 水路中央部3.0mのみを45°シルを使用し、両側それぞれ4.0mを30°シルとする。(B型構造)

このA、B2つの構造においてシルの底幅はいずれも2.0mの三角柱として(この結果シル高は45°の部分で $hd = 2.0 \tan 45^\circ = 2.0m$ 35°の部分で $hd = 2.0 \tan 30^\circ = 1.155m$ となる。)実験したところ、A型構造については中央部のシル高が左右両側に比べて低いため、ここに水脈が集中する傾向があり、かえって水脈が厚くなり落下点の衝撃圧を減少させるために何ら効果のないことおよびシル高が高く跳水の範囲がかなり広くなり設計条件を満たさないことが認められた。

つぎにB型については、中央部45°シルの部分で高く放射される水脈とこの両側の30°シルの部分の水脈とが一体となり、馬蹄形の薄い水脈をなし、落下位置の衝撃圧を分散させるに十分な機能を有することが認められた。さらにシル高はA型構造より30°シルの範囲が多いことから全体として低く作用し、50m/s放流時にもすでに飛散し、このB型構造を用いればさきの(2)および(3)の設計条件は十分満たされるものと考えられた。

一方、放出端断面を長方形断面にしがつ多少の絞りを与えるために5°、10°および15°の絞りを与えたが、水脈が非常に薄くかつ流れが高速なため側壁近傍の流れにしかその効果があらわれないことが明らかになり、最終的には10°の絞りを入れて水路断面を底幅11.000mの長方形断面に遷移させるにとどめた。

第2節 放出端の形状と機能

石田川ダム余水吐放出端の設計形状は前節において述べた30°と45°シルのB型構造であり、図-11、12 および13に示すとおりである。

この放出端の機能について本実験ならびにダム水理研究室が基礎研究として実施したスキージャンプ式減勢工の実験の結果を用いて検討してみる。

まず実験の結果得られた水脈の落下位置は表-12に示すとおりである。

表-12 B型構造放出端を用いた場合の放射水脈落下位置

$Q(m^3/s)$	飛 翔 距 離 $X(m)$			落 下 幅 B_s
	max.	min.		
		Center	Side	(m)
50	16	14	6	11
100	23	20	12	13
150	35	31	20	15
200	46	40	28	18
250	60	53	36	22
300	68	60	42	26

表中、 X は放出端からの水平距離 (m) であり、 X_{max} は放出端からの最長飛翔距離を表わし、この位置は放流量に関係なく水路断面中心線の延長上にある。一方、 X_{min} は放出端からの最短飛翔距離であり、 $X_{min. center}$ は水路中心線延長上の最短の位置を、 $X_{min. side}$ は拡がつた水脈の両端の位置を表わし、水脈の落下形状が馬蹄形をなすことから、 $X_{max} - X_{min. center}$ が落下水脈の最大厚を $X_{min. side}$ が水脈落下位置の最短点を表わしている。また、 B_s はこの拡がつた水脈の両端の幅であつて、水脈の最大拡がり幅に相当する。

なお、表中、 $200 m^3/s$ 以下の放流量の落下位置はいづれも掘削面 (EL 270.000 m) 上であり、 $250 m^3/s$ 以上については河床面 (ほぼ EL 260.000 m) 上の落下位置である。

なお、B型構造のシルにより放射される水脈の状況ならびに落下位置およびその流況については実験写真を参照されたい。

この表-12に示す実験結果をみると、放流量が200~300m/sの場合には落下位置は十分満足できる。300m/s放流時には多少対岸に近すぎる傾向がみられるが、このような放流量の発生頻度を考慮すれば十分満足できるであろう。

しかし、200m/s以下の放流量に対しては落下位置が掘削面上放出端に近すぎる懸念もあり、模型上の流れに粗度の影響も大きいことから、基礎実験の結果を用いて次のような検討をしてみた。

まず、200~300m/s放流時の飛翔距離について計算により検討してみる。

われわれの行なつたスキージャンプ式減勢工に関する基礎実験の結果、シル上流の流速 U_1 とシル下流端の放射水脈の流速 U_2 の間には次の関係式が成立する。

$$U_2 = U_1 \frac{\cos \beta''}{\cos (\beta' - \beta'')}$$

ここに、 β' はシルの傾斜角(フリツプ角)が β であるシルより放射される水脈の放出角であり、 β'' は流れを上向きに β' だけ変向させるために働いた反力の合力の方向が鉛直となす角である。

一般にシル上流面の傾斜角が β であれば $\beta = \beta' = \beta''$ と考えられるが、実験の結果、これらはシル上流面の傾斜長 l_d とシル上流の水深 h_1 の比 l_d/h_1 によつて異なることが明らかになつてゐる。

まず、300m/s放流時のシル上流の水深 h_1 として、実験の結果得られた最小水深が対応するものとすれば、 h_1 は底17断面の平均水深1.20mとなる。

この流水断面積 A_1 は、

$$\begin{aligned} A_1 &= b h_1 + m h_1^2 = 11.00 \times 1.20 + 0.3 \times (1.20)^2 \\ &= 13.632 m^2 \end{aligned}$$

シル上流の流れの平均流速 U_1 は、

$$U_1 = Q/A_1 = 300/13632 = 22.01 \text{ m/s}$$

一方、シルの傾斜面長 ℓ_d は、

45° シルの部分に対して、

$$\ell_d = 2.0 \times \sec 45^\circ = 2.828 \text{ m}$$

35° シルの部分に対して

$$\ell_d = 2.0 \times \sec 30^\circ = 2.309 \text{ m}$$

よつて、 ℓ_d/h_1 は、

$$\ell_d/h_1 = 2.828/1.20 = 2.357 \quad (45^\circ \text{シル})$$

$$= 2.309/1.20 = 1.924 \quad (30^\circ \text{シル})$$

いま、この ℓ_d/h_1 に対する β' および β'' を実験結果を用いて求めると次のようになる。

$$\beta = 45^\circ \text{ に対して } \beta' = 42.0^\circ \quad \beta'' = 24.8^\circ$$

$$\beta = 30^\circ \text{ に対して } \beta' = 26.6^\circ \quad \beta'' = 16.6^\circ$$

したがつて、さきの U_2 と U_1 の関係式より、

$\beta = 45^\circ$ に対して

$$U_2 = \frac{\cos 24.8^\circ}{\cos 17.2^\circ} \cdot U_1 = \frac{0.908}{0.955} \times 22.01 = 20.92 \text{ m/s}$$

$\beta = 30^\circ$ に対して

$$U_1 = \frac{\cos 16.6^\circ}{\cos 10.0^\circ} \cdot U_1 = \frac{0.958}{0.985} \times 22.01 = 21.42 \text{ m/s}$$

一方、放射水脈の軌道は放出端より鉛直下向に y 軸、水平下流方向に x 軸をとれば、

$$y = \frac{g}{2U_2^2} (1 + \tan^2 \beta'') x^2 - \tan \beta' x$$

となるから、

$\beta = 45^\circ$ に対して

$$y = 0.02027 x^2 - 0.9004 x$$

$\beta = 30^\circ$ に対して

$$y = 0.01922 x^2 - 0.8942 x$$

と求められる。いま、河床面を $y = 1.00 \text{ m}$ の位置とすれば、落下位置すなわち飛翔距離 x は次のようになる。

$$\beta = 45^\circ \text{ に対して} \quad x = 53.62 \text{ m}$$

$$\beta = 30^\circ \text{ に対して} \quad x = 55.84 \text{ m}$$

この計算結果を、さきの表-12の実験結果と比較してみると、 300 m/s 放流時の飛翔距離としては多少短かく計算されており、この両者に相違を生じた原因については明確ではないが、実験写真からもわかるように実験結果にはかなり推定要素が多い結果であることおよびこの計算では流れの平面的な三次元効果が考慮されていないことに起因するのではないかと予想される。

なお、原型の流れでは空中における空気混入等にもなう波勢効果がかなり大きくなることが実測の結果明らかになつており、実際の飛翔距離はこれら計算あるいは実験により求められた飛翔距離よりさらに10%程度減少するものと考えられ、これらを総合的に判断すれば、 300 m/s 放流時の主流の落下位置はほぼ河床面上放出端（右岸側）に一致するものと考えられる。

しかし、落下位置対岸（左岸）にはかなりの残存エネルギーによる衝撃圧が働らくものと予想され、十分な山腹保護工を考慮することが必要であろう。

つぎに、放流量が少ない場合（ 50 m/s 以下）について、放射水の落下位置ならびに減勢工内における跳水発生の可能性について計算により検討してみる。

なお、この場合 50 m/s 以下の小流量時には底勾配 $1/2.5$ の導水路内の流れは完全な等流状態に移行しているものを仮定できるから、まず 50 m/s 放流時の等流水深を次式により求めてみる。

すなわち、

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}, \quad Q = AV$$

ここに、流水断面積 $A = bh + mh^2$ ，径深 $R = A/S$ ，潤辺 $S = b + 2h\sqrt{1+m^2}$ ，粗度係数 $n = 0.014$ ，底勾配 $I = 1/25$ ，水路底幅 $b = 1.000\text{ m}$ ，側壁勾配 $m = 0.3$ である。

上式より、 $Q = 50\text{ m}^3/\text{s}$ になるように試算により、等流水深 h_n および等流速 V_n を求めると、

$$h_n = 0.255\text{ m} \quad V_n = 17.688\text{ m/s}$$

となる。そこで、ここでは等流水深が 0.255 m 以下の流れについて、飛散した場合の落下位置ならびに跳水の生起の可能性について検討することにした。

まず、等流水深が 0.255 m 以下の等流の水理性状（流速，流量およびフルード数）に関する計算結果は表-13に示すとおりである。

表-13 導水路Ⅱの等流流れの水理性状

$h_n(\text{m})$	$A(\text{m}^2)$	$S(\text{m})$	$R(\text{m})$	$V_n(\text{m/s})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	F_r
0.255	2.825	11.535	0.245	17.688	50.000	11.189
0.20	2.212	11.418	0.194	15.139	33.487	10.814
0.15	1.657	11.313	0.146	12.528	20.756	10.333
0.10	1.103	11.209	0.098	9.600	10.588	9.697

この計算結果に基づいて、まず波勢工内に跳水が生じるか否かについて検討してみる。

いま、流れが跳水するものと仮定して跳水共役下流水深 h_j ，跳水後の平均流速 V_j および水路底面を基準面とするエネルギー高さ H_j を求めれば表-14のようになる。

表-14 等流流れの跳水性状

hn (m)	hj (m)	Δj (m)	Vj (m/s)	Hj (m)
0.255	3.909	47.583	1.051	3.965
0.20	2.960	35.188	0.952	3.006
0.15	2.118	24.644	0.842	2.154
0.10	1.322	15.066	0.703	1.347

なお、表中 h_j , V_j および H_j は次のようにして求めた値である。

$$h_j = \frac{h_n}{2} (\sqrt{1+8F_r^2} - 1)$$

$$V_j = Q / (bh_j + mh_j^2)$$

$$H_j = h_j + \frac{V_j^2}{2g}$$

一方、シル上流の流れが常流となり、シル頂点に支配断面を生じて越流する場合の水路底を基準面とするエネルギー高さ H_c は、シル下流端断面が長方形断面でありかつシル高の低い 30° シルの部分のみ越流するものと考えれば次式により求めることができる。

$$\text{限界水深 } h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb'^2}}$$

$$H_c = h_d + \frac{3}{2} h_c$$

ここで、 b' および h_d はそれぞれ 30° シルの部分の幅 $4.0 \text{ m} \times 2 = 8.0 \text{ m}$ および高さ 1.155 m である。

この計算結果は表-15に示すとおりである。

この表-14および15に示す計算結果において、 H_j が H_c より大であれば減勢工内で跳水を起すには下流水深が不足し流れが飛散することを示しており、 H_j が H_c より小であれば流れは減勢工内で跳水を生じることを示している。

表-15 . 放出端を越流する流れのエネルギー高さ

$h_n(m)$	$Q(m^3/s)$	$h_c(m)$	$H_c(m)$	
0.255	50.000	1.586	3.534	S.J
0.20	33.487	1.214	2.976	S.J
0.15	20.756	0.882	2.478	H.J
0.10	10.588	0.564	2.001	H.J

S.J; スキージャンプ

H.J; 跳水

このような観点から両者を比較すれば、放流量が $30m^3/s$ 程度より大きければ常に飛散し、これ以下であれば減勢工内で跳水する可能性があることになる。

よつて、減勢工部の壁高は $30m^3/s$ 放流時の跳水共役下流水深に余裕をもたせた高さとする必要があり、さらにこのような流量の発生頻度の高いことを考慮すれば余裕高を $1.50m$ 程度として、壁高を原設計案より $0.50m$ 高い $4.50m$ とすることが望ましいようである。

また、 $30m^3/s$ 程度の流れは減勢工内で跳水し減勢された流れとなつてシール下流に放流されるため、この程度の流量を有する流れを河道に導くに十分な導水設備を設ける必要がある。

つぎに、 $50m^3/s$ 以下の流量が飛散した場合の落下位置について $300m^3/s$ 放流時の場合と同様に計算してみる。

なお、この場合、基礎実験の結果によれば β' および β'' は L_1/h_1 が 4.0 以上になれば一定値となり、それぞれ次のような値となる。

$$\beta = 45^\circ \text{ に対して } \beta' = 45^\circ \quad \beta'' = 25^\circ$$

$$\beta = 45^\circ \text{ に対して } \beta' = 30^\circ \quad \beta'' = 18^\circ$$

また、 U_1 と U_2 の関係は前述の関係式より、

$$\beta = 45^\circ \text{ に対して } U_2 = 0.964 U_1$$

$$\beta = 30^\circ \text{ に対して } U_2 = 0.972 U_1$$

いま、これらの関係を用いて放流量が $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の小流量時の飛翔距離を計算したところ表-16 に示す結果が得られた。

表-16 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の小流量時の飛翔距離

$h_n(\text{m})$	$u_1(\text{m/s})$	β	$u_2(\text{m/s})$	M	N	$x(\text{m})$
0.255	17.688	45	17.05	0.0337	1.000	29.673
		30	17.19	0.0221	0.577	26.108
0.20	15.139	45	14.59	0.0460	1.000	21.739
		30	14.72	0.0301	0.577	19.144
0.15	12.528	45	12.08	0.0672	1.000	14.880
		30	12.18	0.0440	0.577	13.114
0.10	9.600	45	9.25	0.1145	1.000	8.733
		30	9.33	0.0750	0.577	7.690

$$M = (g/2u_2^2)(1 + \tan^2 \beta') \quad N = \tan \beta'$$

表中、MおよびNはそれぞれさきの放射水脈の軌道表示式における x^2 および x の係数であり、飛翔距離 x はいづれも掘削面上の値である。

この結果をみると、小流量時には導水路内のエネルギー損失の割合が大きく、飛翔距離が著しく短かくなることがわかる。また、このような状態は予備実験の結果でもまとめたように飛散した状態から放流量を減少させた場合に実際に発生するから、放出端から河道までの全範囲は水脈が落下し、斜面の洗掘は避けられないので、この洗掘に対して十分な対策を考慮する必要がある。

最後に、放出端構造物を設計する場合に必要な設計荷重条件すなわちシル周辺の圧力分布について基礎実験の結果を用いて示すことにする。

これは、このようなスキージャンプ式波勢工のシルには流れを変向させる

ためにかなりの反力が作用しており、これについて十分な考慮をする必要があるからである。

まず、われわれの行なつた基礎実験の結果、石田川ダム余水吐放出端においても採用したような2平面（シル上流面と水路底面）で構成され交線を有する放出端構造でも、流れがシル周辺に及ぼす圧力はある曲面上の流れと同様であり、シル傾斜面（上流面）ばかりでなく、シル上流の水路底面にもかなりの圧力が作用することが明らかになつた。

さらに、底面圧力の最大値 p_{max} は、シル上流面と水路底面との交線附近に発生し、その値は次のように表わされる。

$$p_{max} = 0.57 w H_1$$

$$H_1 = h_1 + \frac{U_1^2}{2g}$$

ここに、 w は水の単位体積重量（ $= 1 \text{ t/m}^3$ ）， H_1 はシル上流の流れのエネルギー高さであり、 h_1 および U_1 はこの流れの水深および流速である。

いま、 h_1 および U_1 としてさきの表 17 の測定結果を用いれば、

$$h_1 = 1.20 \text{ m} \quad U_1 = 2.201 \text{ m/s}$$

となり、最大圧力 p_{max} は

$$p_{max} = 1.4772 \text{ m 水柱} (= 1.4772 \text{ Kg/cm}^2)$$

となる。

一方、圧力分布は、水路底面については水平水路終端で p_{max} を有し、シル上流 $4 h_1$ の位置で 0 となる三角形分布に、シル傾斜面上では同様な三角形分布がシル傾斜面長で切断された台形分布に近似できることが基礎実験の結果明らかになつた。

すなわち、水路底面については水平水路終端で 1.4772 Kg/cm^2 ，シル上流 4.80 m で 0 となる（厳密には静水圧が作用する。）三角形分布荷重を設計条件とすればよく、シル傾斜面上では、シル上流端でそれぞれの面に垂直に 1.4772 Kg/cm^2 ，下流端では 45° シルについては傾斜面長が $l_d = 2828 \text{ m}$ であるから $p = 0.6069 \text{ Kg/cm}^2$ ， 30° シルについては $l_d = 2309 \text{ m}$ である

から $p = 0.7666 \text{ kg/cm}^2$ の圧力が面に垂直に作用する台形分布荷重を考えればよい。

これは、水平水路に沿ってきた流れを上向きに変向させるために、水平水路底面に 70.906 t/m 、シル傾斜面上に 45° の部分で 29.469 t/m 、 30° の部分で 25.905 t/m の力が働いたことになる。

第3節 石田川ダム減勢工まとめ

- (1) 減勢工の放出端の位置は原設計案と同位置とする。
- (2) 減勢工放出端の形状は図-11、12および13のように修正する。

すなわち、

シル（デフレクター）

上流面傾斜角 45° 、高さ 2.00 m

（水路中央部幅 3.00 m のみ）

上流面傾斜角 30° 、高さ 1.155 m

（上記中央部の両側それぞれ 4.00 m ）

シル頂幅

少なくとも 1.00 m 以上とし、設計荷重条件に対して十分な余裕を有する幅とする。

- (3) 減勢工部導流壁高は上記シルを用いた場合 30 m/s 程度の流れは跳水するから、この跳水共役下流水深 3.0 m に余裕を持たせて 4.50 m 以上にするのが望ましい。
- (4) 減勢工放出端下流には減勢された 30 m/s 程度の流れを生ずるから、この処理について考慮する必要がある。
- (5) 減勢工放出端下流の掘削予定面上には図-14に示す範囲に水脈が直接落下するから、この範囲を考慮して十分な山腹崩壊防止工を考えることが必要である。
- (6) 大流量放流時には水脈落下位置対岸（左岸）にかなりの残存エネルギー

を有する流れが衝突するから、十分な山腹保護工を行なうことが必要である。

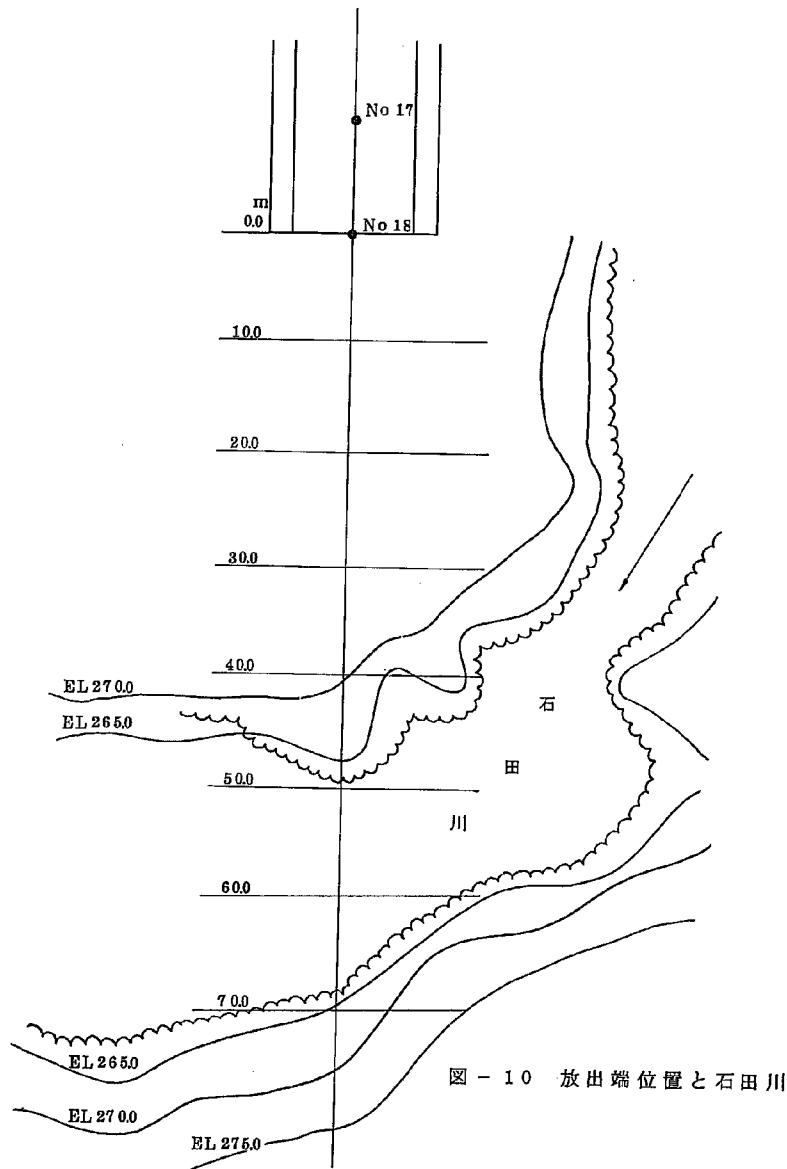


図-10 放出端位置と石田川

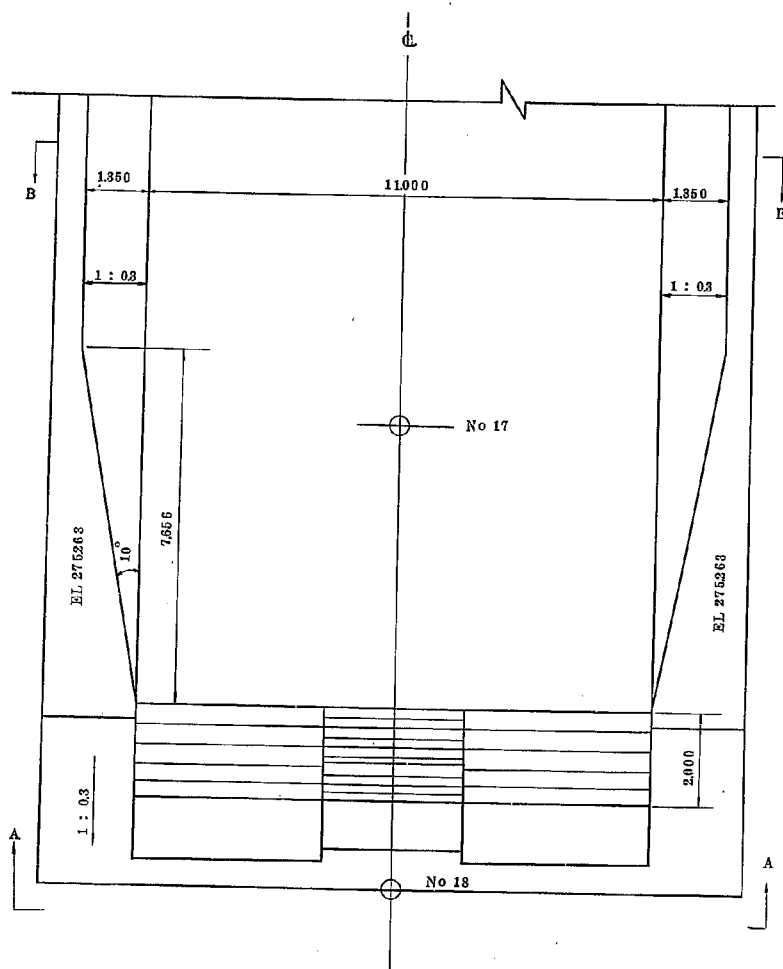


图-11 放出端平面图

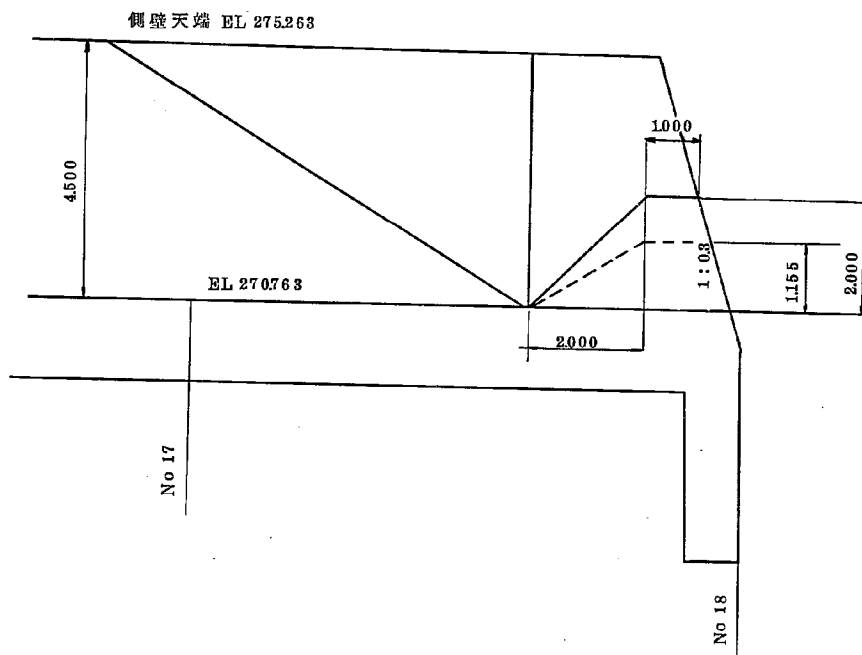


圖 - 12 放出端縱斷圖

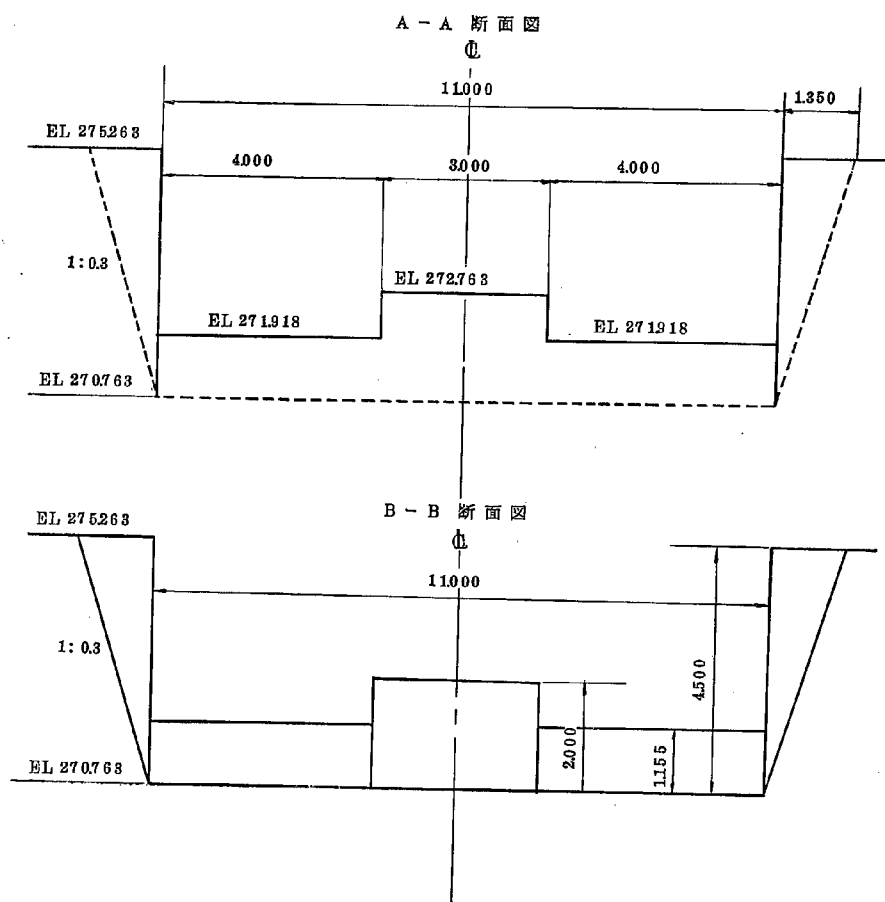


图 - 13 放流端断面图

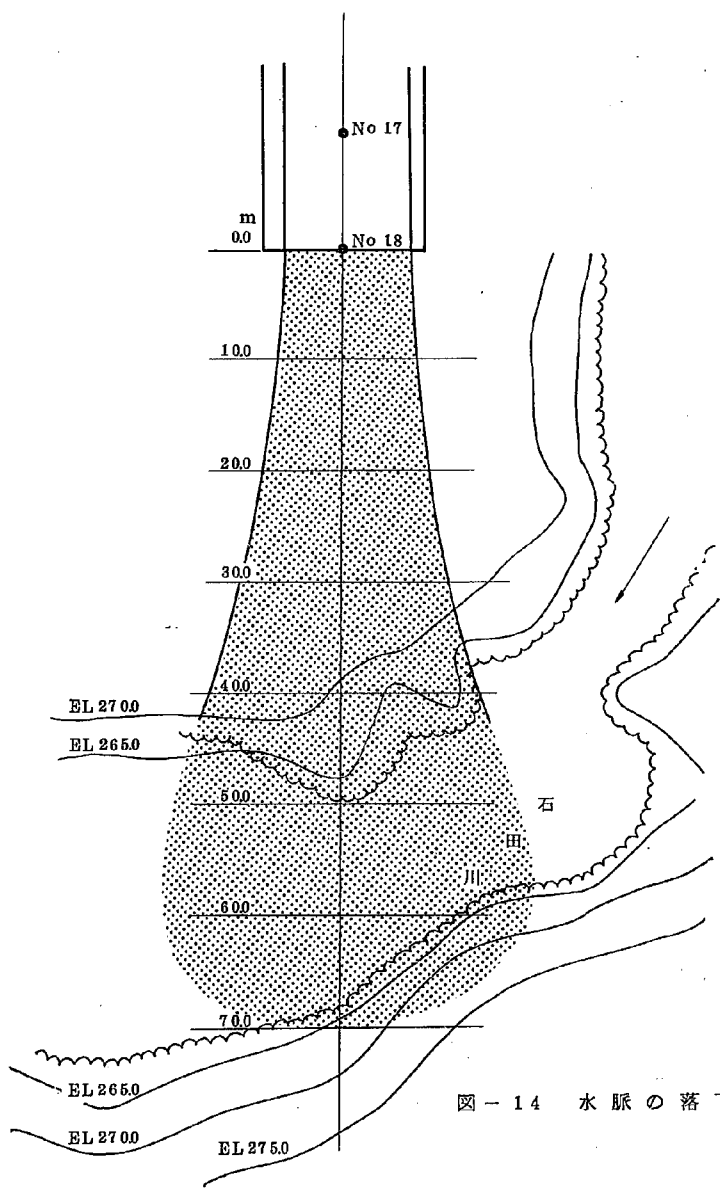


図-14 水脈の落下範囲

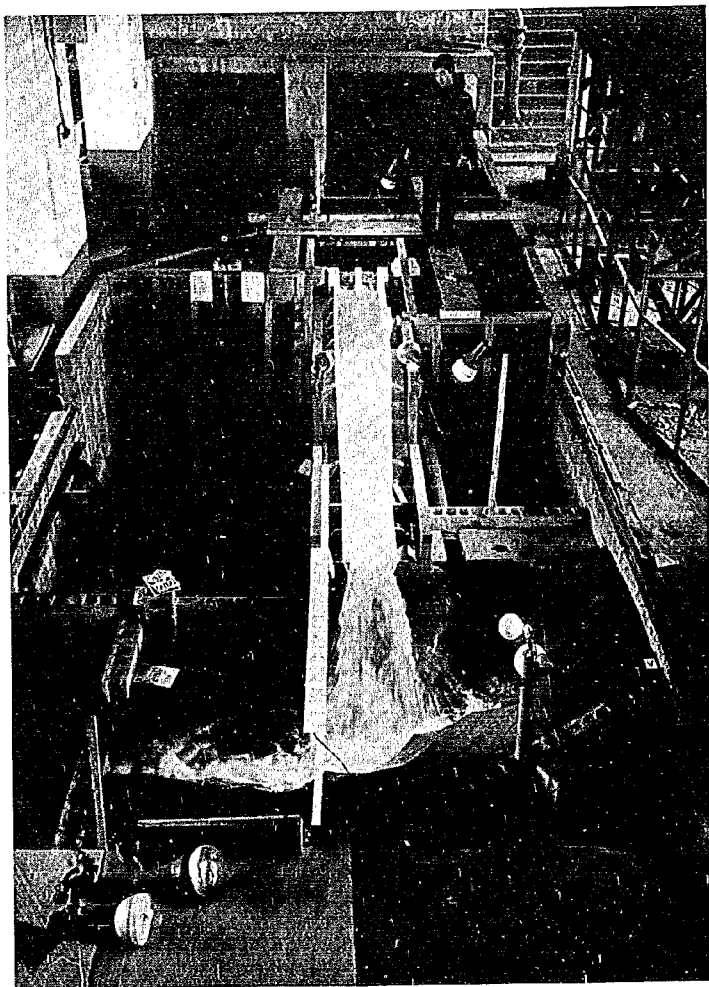


写真 - 1 石田川ダム模型および実験施設

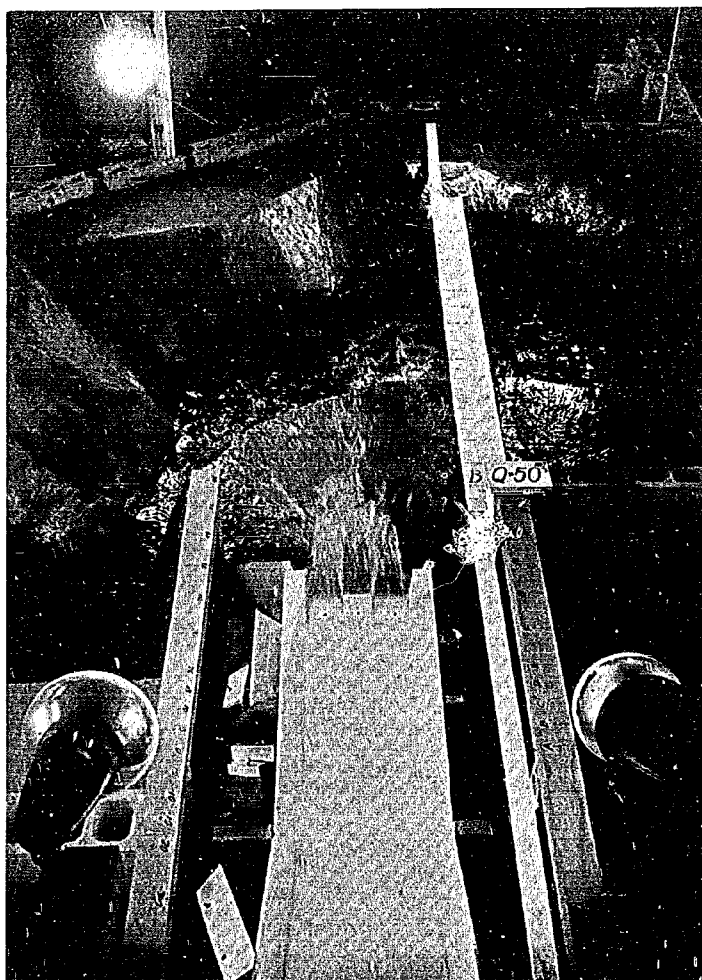


写真 - 2 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況



写真-3 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況

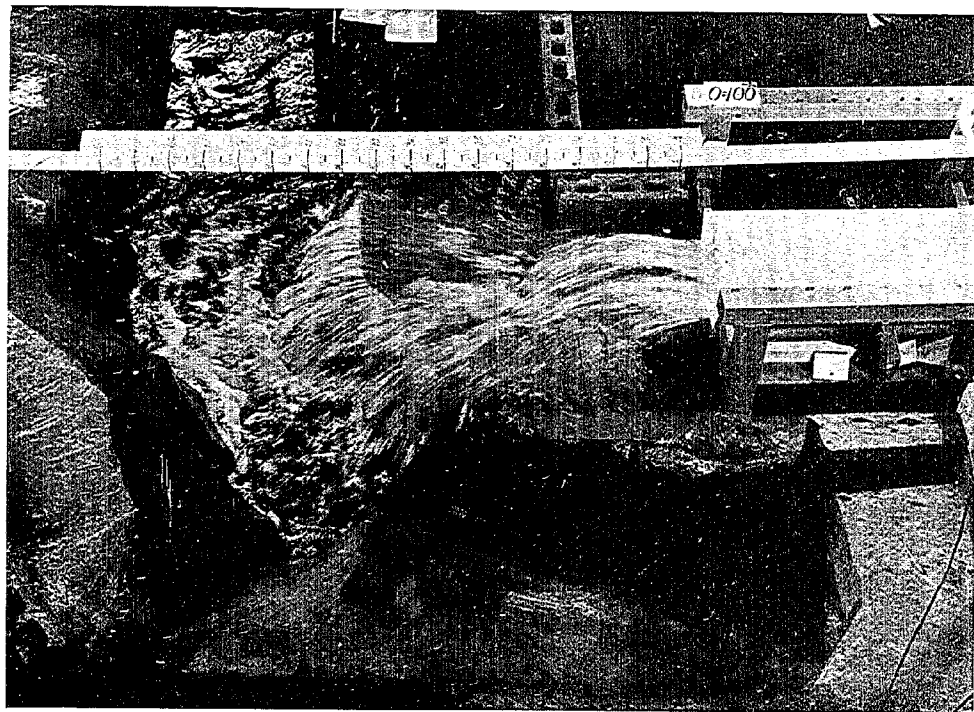


写真-4 100 m/s 放流時の流況



写真 - 5 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況

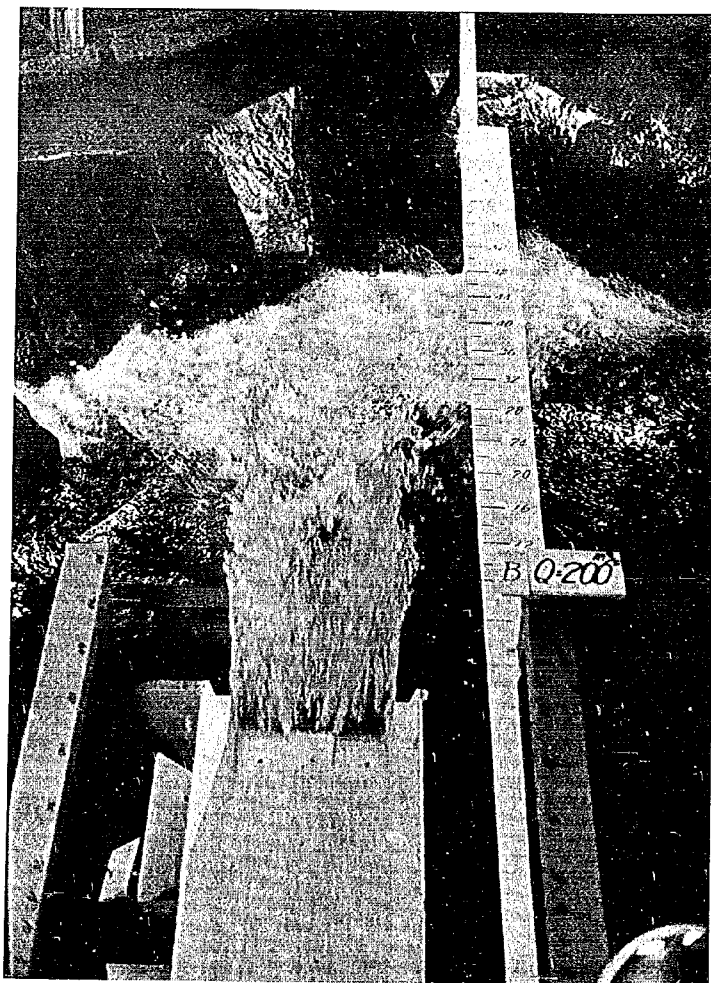


写真-6 200 m/s 放流時の流況

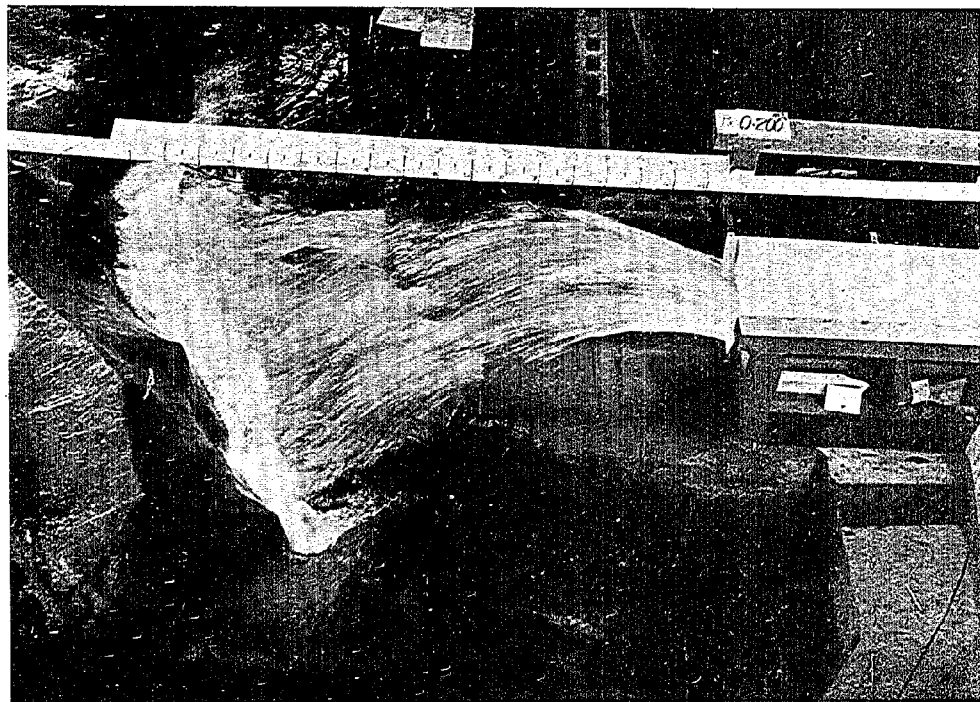


写真 - 7 200 m/s 放流時の流況

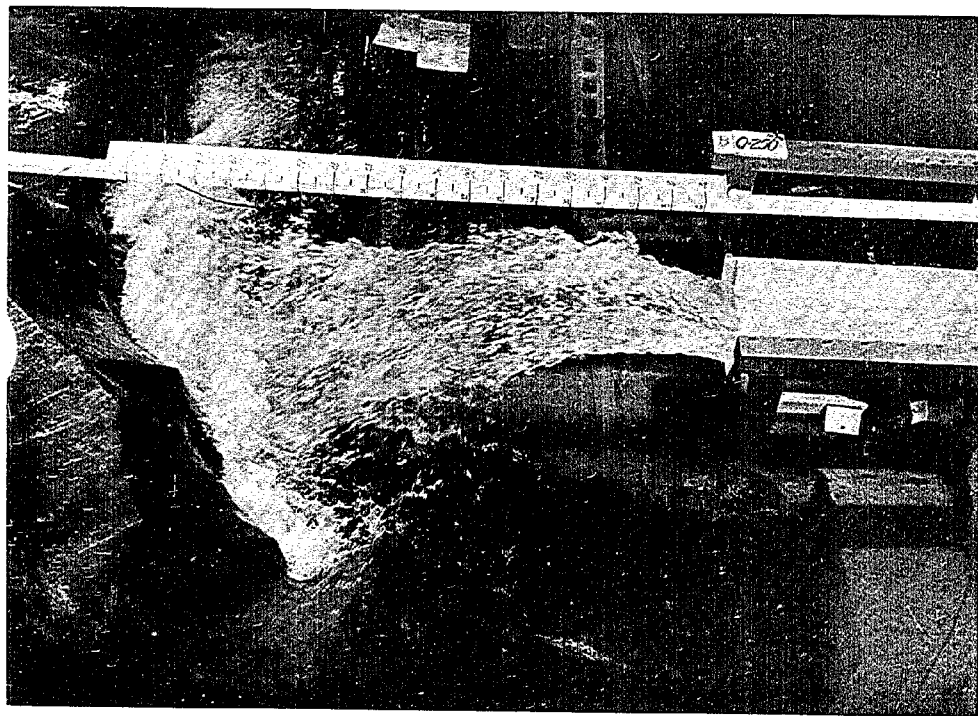


写真 - 8 250 m/s 放流時の流況

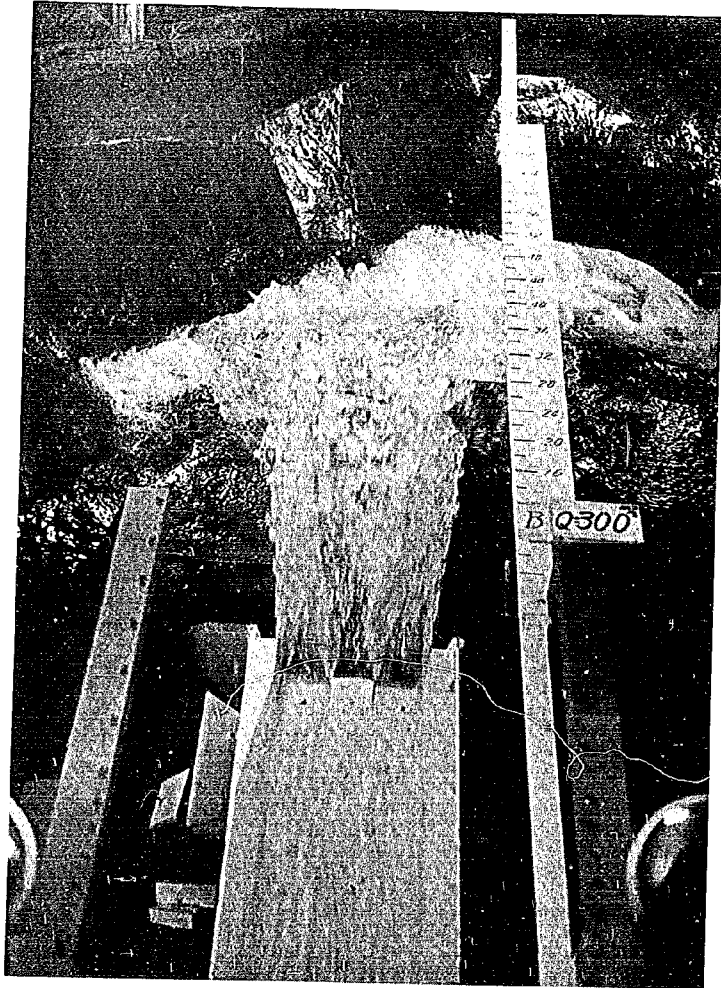


写真 - 9 300 m/s 放流時の流況

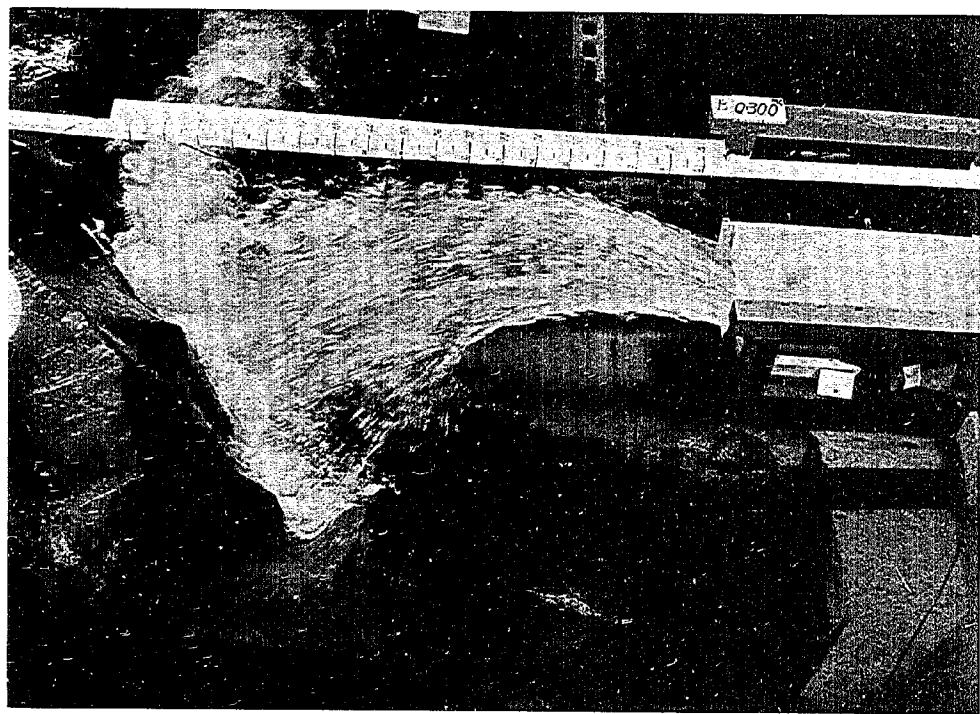


写真-10 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況