



土木研究所資料

第630号

土師ダム洪水吐の水理とダム下流の河床変動に関する検討

昭和45年3月

建設省土木研究所

目 次

まえがき

第1編 洪水吐の水理的検討	1
Ⅰ 洪水吐の設計概要と問題点	1
1-1. 洪水吐の概要	1
1-2 設 計 条 件	4
1-3 水理設計上のおもな問題点	5
Ⅱ 洪水吐の水理設計	5
2-1 オリフィスの設計	5
1) 設計条件	5
2) オリフィスの敷高	5
3) 断面の選定	6
4) オリフィス傾斜角の決定	7
5) オリフィスの形状	10
6) オリフィスゲートピンの位置	11
7) オリフィスの放流量算定	14
8) 開水路部底面縦断形状	15
2-2 越流部の設計	16
1) 設計条件	16
2) クレスト敷高	16
3) 越流頂の形状	17
4) 越流部の水面形状	18
5) クレストテンターゲートの位置と寸法の検討	20
6) 越流部の放流量算定	21
7) 余裕高の検討	22
2-3 減勢工の設計	22
1) 設計条件	22
2) シル高とシル位置	22
3) 水たたき平面形	23

Ⅱ 洪水吐の水理模型実験	24
3-1 実験の目的と内容	24
3-2 模型と相似律	24
3-3 オリフィスの実験	25
1) オリフィス放流量	25
2) オリフィス内部圧力	27
3) オリフィス開水路部の水面形	32
3-4 越流部の実験	32
1) 越流部放流量	32
2) 越流部とオリフィスとの同時放流量	34
3) 越流部および堤体導流部水面形	34
3-5 減勢工の実験	37
1) シル高および水叩き長の検討	37
2) 導流壁高の検討	38
3-6 下流河道の実験	42
1) シル下流の河床砂礫の掘削高に関する検討	42
2) 下流河道の水面形	50
第2編 ダム下流の河床変動の検討	58
Ⅰ 検討の目的	58
Ⅱ 検討方針	58
Ⅲ 河床変動計算	61
3-1 計算の基礎式	61
3-2 計算資料	63
3-3 境界条件	64
3-4 計算結果	65
Ⅳ 結 論	70

ま え が き

本報告書は中国地方建設局の依頼により、昭和43年、44年度に土木研究所において実施した土師ダム洪水吐の水理設計検討、水理模型実験、およびダム完成後の下流河床変動についての検討の結果をとりまとめたものである。

土師ダムは重力式コンクリートダムで、洪水吐は洪水調節専用のオリフィス2門、異常洪水用の越流部3門とし、洪水吐減勢工は河道線形に合わせた湾曲水叩きとし、水理模型実験によってこれらの水理機能を明らかにし、最適設計を求めた。

下流河床の変動に関してはダム地点から下流約6km間について、河床変動計算により推定を行った。

その結果、土師ダム下流部の河床材料の粒径が河床勾配および流量規模に較らべ大きいため、ダム建設による河床低下量は少ないものと想定された。

本報告のうち、洪水吐の設計および実験に関しては篠崎試験所が担当し、河床変動計算に関しては河川研究室が担当した。

土木研究所

篠崎試験所

所 長	川 村 幸 司
研 究 員	田 村 正 秀
技 官	野 瀬 山 昇
技 官	齊 藤 宗 夫

河川研究室

室 長	土 屋 昭 彦
研 究 員	星 畑 国 松
技 官	本 間 勝 一

第1編 洪水吐の水理的検討

I 洪水吐の設計概要と問題点

1-1 洪水吐の概要

土師ダム洪水吐の一般図を図-1、図-2、図-3に示す。ダムおよび貯水池の諸元を表-1に示す。

表-1 ダムおよび貯水池諸元

ダム		貯水池	
型式	重力式コンクリートダム	集水面積	30750km ²
堤高	500m	サーチャージ水位	EL. 25640m
堤長	3050m	常時満水位	EL. 25440m
上流面法勾配	鉛直	制限水位	EL. 24220m
下流面法勾配	1:0.78	総貯水容量	47000000m ³
非越流頂標高	EL. 25800m	洪水調節容量	31500000m ³
越流頂標高	EL. 24600m	異常洪水流量	2040m ³ /s
クレストゲート	高104m×幅7.8m 3門	設計洪水流量	1700m ³ /s
オリフィスゲート	高40m×幅4.5m 2門	計画洪水流量	1600m ³ /s
		計画最大放流量	500m ³ /s

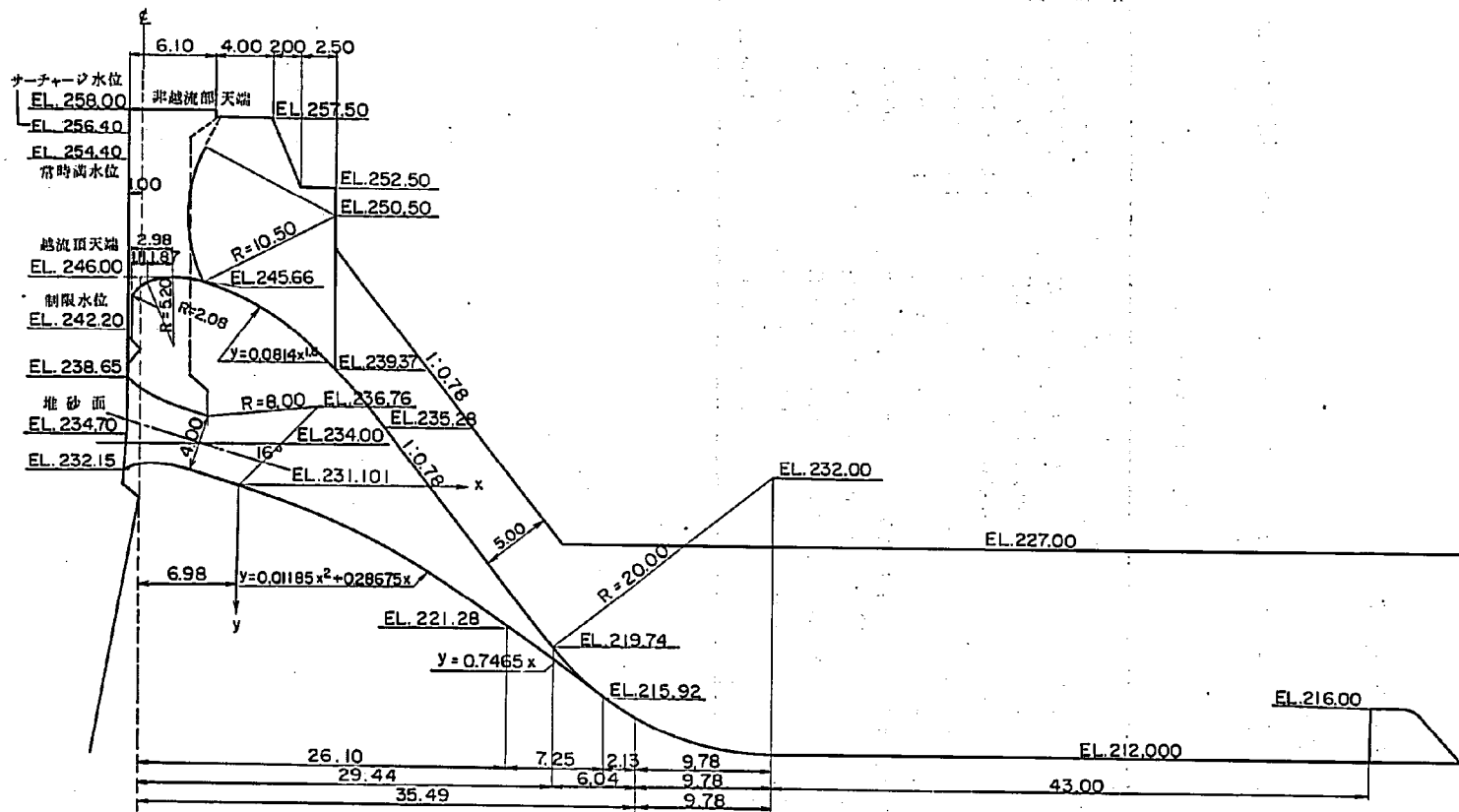


図-1 土師ダム洪水吐標準断面図

1-2 洪水吐設計条件

土師ダムの洪水調節計画は、図-4に示すとおりであり、洪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で行う。
- ② 制限水位 EL. 24220m において、無害放流 $350\text{m}^3/\text{s}$ をオリフィス単独で放流できること。
- ③ EL. 25100m において、計画最大放流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ をオリフィス単独で放流できること。
- ④ 常時満水位 EL. 25440m において、オリフィスおよび越流部によって設計洪水流量 $1700\text{m}^3/\text{s}$ を放流できること。
- ⑤ サーチャージ水位 EL. 25640m において、オリフィスおよび越流部によって異常洪水流量 $2040\text{m}^3/\text{s}$ を放流できること。

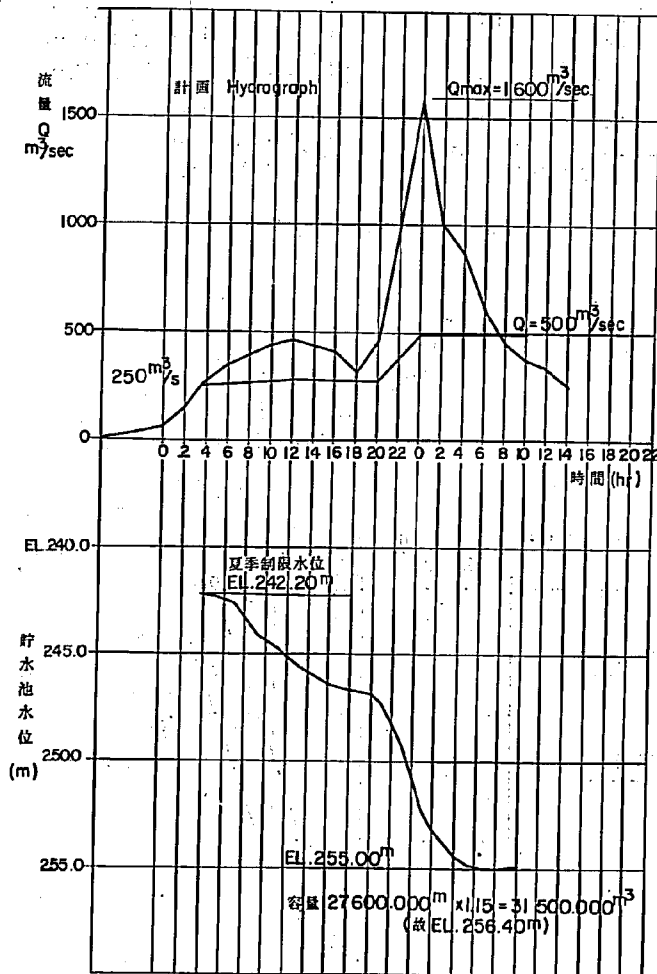


図-4 土師ダム下流河道平面図

1-3 水理設計上の主な問題点

本ダム洪水吐の水理設計上の問題点としては2つある。

まずその1つは、土師ダム下流の河道はダム直下流において右岸方向に約 20° 偏向しているため、水叩き平面形状としては平面湾曲型になる。このため水叩きの一部分に流れの集中現象が生じ、水叩き内の流れの均一性が失われる。したがって、減勢を容易にするためには湾曲部以前において流れを常流としなければならない。

第2の問題点としては、下流河床が水叩き面より約8m、設計副ダム天端より約3m高いため、土砂が水叩き内に巻込まれて、水叩きがグラインドされ破壊する危険性がある。以上の2点をどう処理するかが問題になる。

II 洪水吐の水理設計

2-1 オリフィスの設計

1) 設計条件

- ① オリフィスは2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 制限水位 EL. 242.20m において無害放流量 350m³/s を放流できること。
- ④ EL. 251.00m において計画最大放流量 500m³/s を放流できること。
- ⑤ オリフィス出口中心標高を EL. 234.00m とする。

2) オリフィスの敷高

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 : オリフィス出口の高さ (m)

$D = 4.0\text{m}$ と仮定すると、管路流の条件から

$$H_c > 1.8 \times 4.0 = 7.20\text{m}$$

となる。最低水位 EL. 242.20m に対してオリフィス敷高は、

$$EL. 24220 - 7.20 = EL. 23500m$$

以下に設ければよい。

オリフィス出口中心標高が $EL. 23400m$ となっているので十分であろう。

3) 断面の選定

オリフィス出口の所要断面積 An は、

$$An = \frac{\text{必要放流量}}{nc\sqrt{2gH}}$$

ここに、 n : オリフィス門数

C : 流出係数

H : 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-5) から求める。

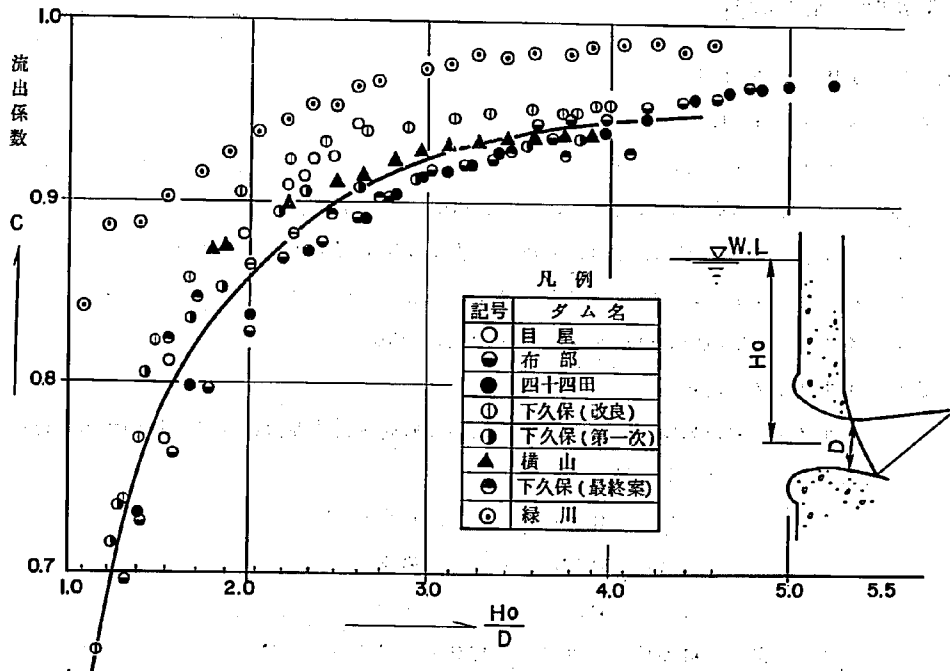


図-5 既設ダム(オリフィス) $C \sim H_0/D$ 関係曲線

各流量条件から An を求めると次のようになる。

貯水位	必要放流量	所要断面積	オリフィス1門 当り所要断面積	摘要
EL. 24220m	350m ³ /s	330m ²	16.5m ²	無害放流
EL. 25100m	500m ³ /s	298m ²	14.9m ²	計画最大放流量

オリフィス断面はゲートの経済性から角形断面とし、隅取円は呑口で方形断面積の0.5%、ベルマウス終端で40%の半円を用い、下面は出口ゲート部で0になるように円半径を直線的に減らす。

したがってオリフィス出口断面は、

高さ $4.0\text{m} \times$ 幅 4.5m とすると、

出口純断面積は、

$$4.0 \times 4.5 \times 0.96 = 17.28\text{m}^2$$

となり、必要断面積 16.5m^2 を満足する。

4) オリフィス傾斜角の決定

1) オリフィス開水路部底面を堤体下流面に接するようにした場合 (Case①) 開水路部の底面形状を水脈の自由落下軌道曲線式で与えようとつぎのようになる。

$$Y = \frac{g}{2} \left(\frac{x}{V_0 \cos \theta} \right)^2 + x \cdot \tan \theta \quad (1)$$

ここに、 g : 重力の加速度

θ : 傾斜角

V_0 : 開水路始端底面の流速で、次式で表わす。

$$V_0 = C\sqrt{2gH} \quad (2)$$

C : 流出係数 (前出)

H : 貯水位と開水路底面との標高差で次式で表わされる。

$$H = h_0 + \ell_2 \tan \theta + t = h_0 + h \quad (3)$$

t : 管路出口中心と開水路底面との標高差

座標原点 O_0 の位置はオリフィス出口末端の底面とする。

(1), (2), (3) 式を整理すると、

$$Y = Kx^2 + x \tan \theta$$

$$K = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4C^2 (h_0 + h)} \quad (4)$$

となる。

また堤体下流面勾配は、

$$Y = Ax + B$$

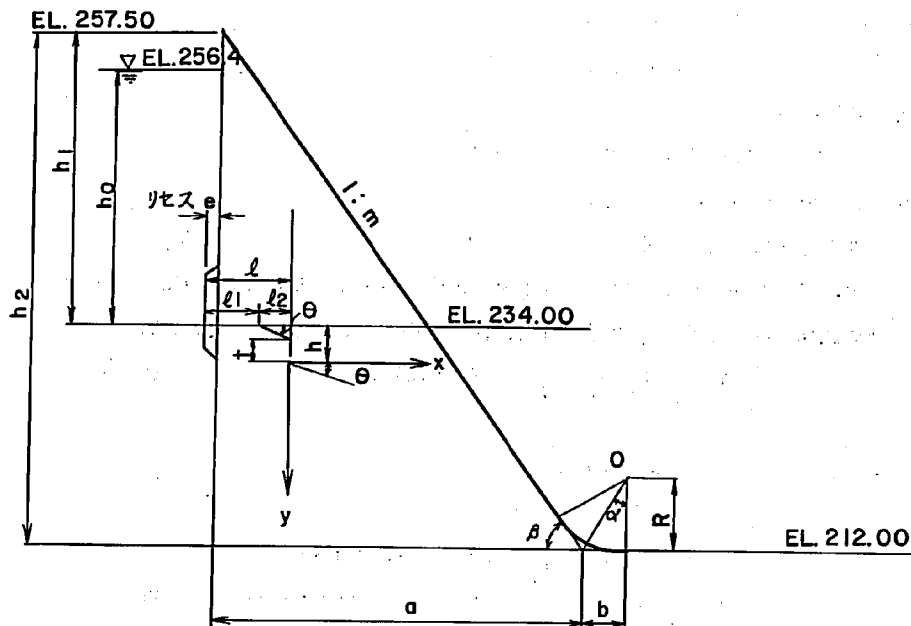
$$A = \frac{1}{m}$$

$$B = \frac{\ell - e}{m} - h_1 - h$$

..... (5)

となる。開水路部と下流面との接点を求めるために、(4)、(5)式を連立して、等根となる判別式にて $\tan\theta$ について整理すると、

図-6 記号説明図



$$A \tan^3 \theta + B \tan^2 \theta + D \tan \theta + E = 0$$

$$A = l_2 (1 - C^2)$$

$$B = h_1 + t - C^2 (h_0 + t) + \frac{l_2 (2C^2 - 1) - l_1 + e}{m} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$D = l_2 + \frac{2C^2 (h_0 + t)}{m} - \frac{C^2 l_2}{m^2}$$

$$E = h_1 + t - \frac{l_1 - l_2 - e}{m} - \frac{C^2 (h_0 + t)}{m^2}$$

(6)式を満足する θ が堤体下流面に接する角度で、その接点の位置 P (X, Y) は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} X &= \frac{\frac{1}{m} - \tan \theta}{2K} \\ Y &= \frac{Xo + l - e}{m} - h_1 - h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ii) オリフィス開水路部底面をバケットカーブに接するようにする場合 (csse②)

この場合には3通りの方法がある。

- a) 両曲線の間に直線を挿入する場合。
- b) 両曲線を直接接続する場合。
- c) 管路出口底面とバケットカーブとを直線で接続する場合。

今、a)について考えるとバケットカーブは次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} (X-O_x)^2 + (Y-O_y)^2 &= R^2 \\ O_x &= h_2 \cdot m + R(\sqrt{1+m^2}-m) + e - \ell \\ O_y &= h_2 - h_1 - h - R \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ここに O_x , O_y はバケットカーブの中心 O 点の X および Y 座標を表わす。底面曲線終端 $P_1 (X_1, Y_1)$ 点とバケットカーブ上の $P_2 (X_2, Y_2)$ 点とにおいて、それぞれの両曲線に接する直線式は(4)式より、

$$Y = (2KX_1 + \tan\theta) X - KX_1^2 \dots\dots\dots (9)$$

である。よって(8), (9)式を整理し、判別式にて X_1 について整理すると、

$$\left. \begin{aligned} PX_1^4 + QX_1^3 + SX_1^2 + TX_1 + U &= 0 \\ P &= -K^2 \\ Q &= 4K^2 O_x \\ S &= 2K \{M + 2K(R^2 - O_x^2)\} \\ T &= 4K(R^2 \tan\theta - O_x M) \\ U &= R^2(1 + \tan^2\theta) - M^2 \\ M &= O_x \tan\theta - O_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となる。またバケットカーブ上の接点 $P_2 (X_2, Y_2)$ は(8), (9)式より整理すると次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} X_2 &= \frac{O_x + (2KX_1 + \tan\theta)(KX_1^2 + O_y)}{1 + (2KX_1 + \tan\theta)^2} \\ Y_2 &= (2KX_1 + \tan\theta)X_2 - KX_1^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

b) の場合は(11)式に $X_2 = X_1$ を代入し、(10)式とを同時に満足する X_1 , $\tan\theta$ を求めればよい。c) の場合は(10)式に $X_1 = 0$ を代入し、 $\tan\theta$ が求められる。

以上の解法によって、オリフィスの傾斜角を計算する。

$$\begin{aligned} h_0 &= 22.4m, \quad h_1 = 23.5m, \quad h_2 = 45.5m \\ e &= 1.0m \text{ (リセス)}, \quad R = 200m, \quad m = 0.78 \\ C &= 0.95, \quad t = 2.0m \text{ (管路出口断面高を } 4.0m \text{ と仮定する)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ell_1 &= 50m \\ \ell_2 &= 15m \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \ell_1 &= 50m \\ \ell_2 &= 15m \end{aligned}} \right\} \text{と仮定する。} \ell = \ell_1 + \ell_2 = 65m$$

各ケースについての計算結果を整理すると、

ケース		θ	X_1 (m)	Y_1 (m)	X_2 (m)	Y_2 (m)
①		$17^\circ 40'$	39.3	31.4		
②	a	$15^\circ 15'$ $29^\circ 18'$				
	b	$15^\circ 15'$	26.6	15.7		
	c	$29^\circ 18'$				

以上の結果、①については水叩き底面より低い位置で接するため不適当、②については $15^\circ 15' \leq \theta \leq 29^\circ 18'$ の範囲で採用できるが、なるべく θ の値は小さい方がよいから、 $15^\circ 15'$ (この場合には開水路底面とバケットカーブとは直接に接し、その間に直線区間がない) に多少の余裕を見込んで $\theta = 16^\circ$ とし、両曲線の間に直線区間を設ける。

5) オリフィスの形状

i) 設計条件

出口中心標高	EL. 23400 m
主ゲートアーム半径	8.0 m
管軸傾斜角	16°
出口断面高 a	4.0 m
出口断面幅 b	4.5 m
唇口面勾配	1 : 0.01

ii) オリフィス断面形状の座標計算

出口中心を原点とし、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 オリフィスの各断面寸法と座標値表

断面 番号	断面高(m)	断面幅(m)	隅取半径(m)	断面積(m ²)	上 面 X 座 標(m)	上面 Y 座 標(EL. m)	下 面 X 座 標(m)	下面 Y 座 標(EL. m)
1	6493	6750	0505	43611	7987	238.652	8052	232.159
2	6094	6365	0512	38562	7920	238.440	7981	232.347
3	5655	5943	0534	33360	7682	238.162	7739	232.508
4	5390	5688	0556	30391	7443	237.968	7497	232.579
5	5188	5494	0578	28216	7204	237.805	7255	232.617
6	4885	5203	0622	25079	6724	237.526	6773	232.642
7	4661	4989	0667	22872	6245	237.285	6291	232.624
8	4491	4826	0711	21242	5765	237.069	5810	232.578
9	4362	4703	0755	20025	5285	236.873	5328	232.511
10	4267	4612	0800	19128	4805	236.692	4847	232.426
11	4201	4549	0844	18498	4324	236.525	4366	232.324
12	4162	4512	0889	18103	3844	236.370	3885	232.208
13	4150	4500	0933	17926	3363	236.227	3405	232.077
14	4000	4500	0933	17253	2302	235.922	3405	232.077

注) X座標の原点はゲートシル

ベルマウス形状は次の曲線を用いる。

$$\text{上面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(5.122)^2} + \frac{Y^2}{(1.125)^2} = 1$$

$$\text{側面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(48.21)^2} + \frac{Y^2}{(1.125)^2} = 1$$

$$\text{下面ベルマウス} \quad \frac{X^2}{(4.500)^2} + \frac{Y^2}{(1.125)^2} = 1$$

6) オリフィスゲートピンの位置

オリフィスの主ゲートはしゅう動式のテンターゲートを採用し、ゲート半径

R=8.0 mとする。

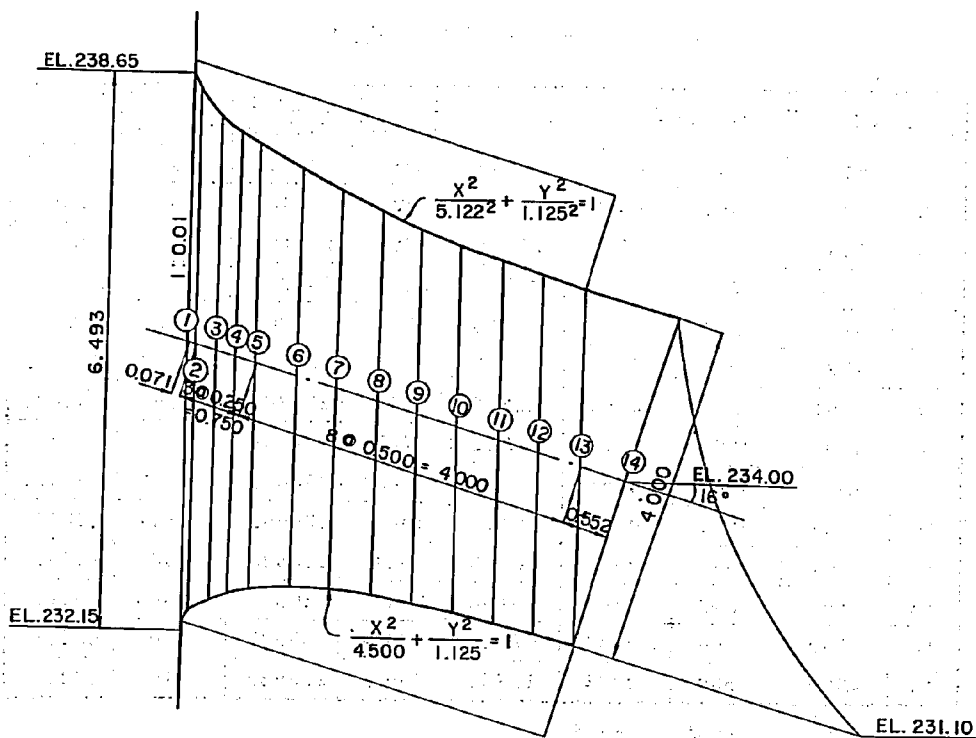


図-7の1 オリフィス縦断面図

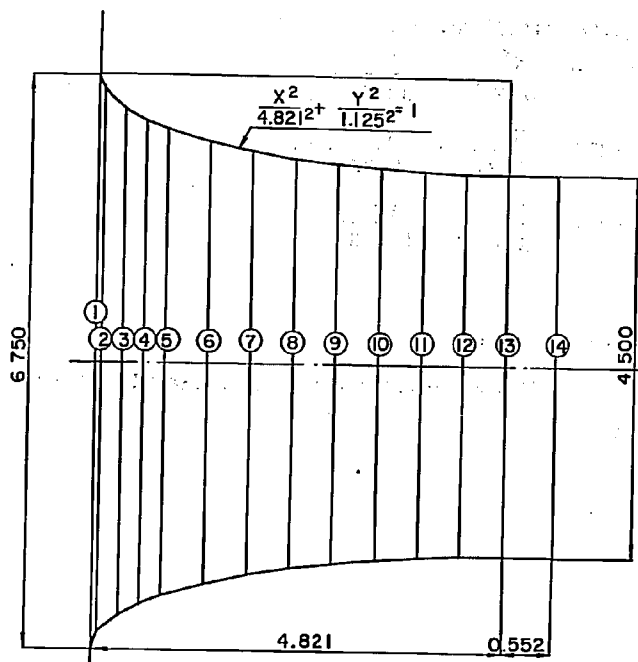


図-7の2 オリフィス平面図

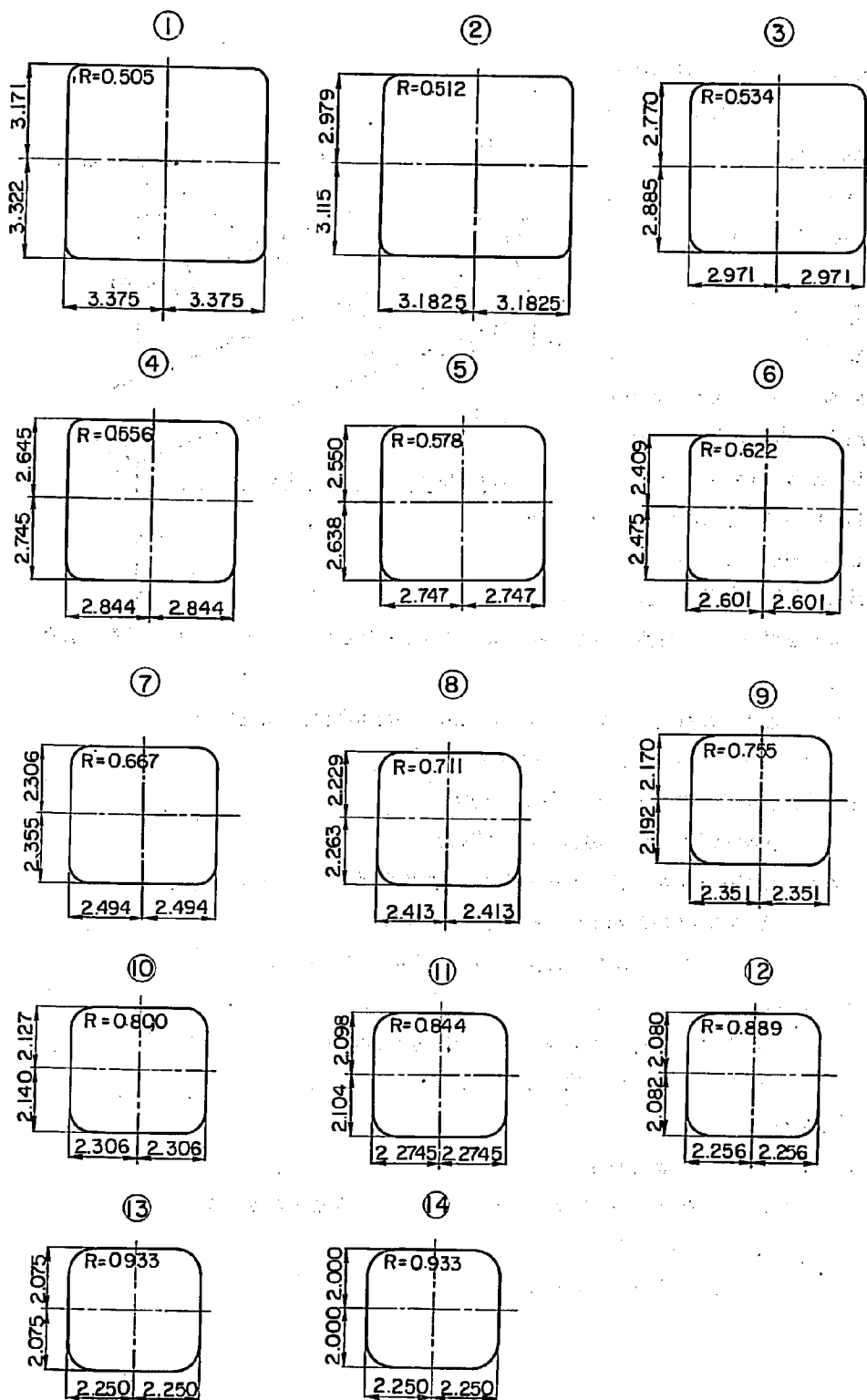


図-7の3 オリフィス各横断面図

$X_1 A_1 = 4.685$ (ダム軸からの

距離)

$$\overline{OA_6} = 3.0m$$

$$R = 8.0m$$

$$A_2 = EL. 232077$$

$$\beta = 16^\circ$$

$$\overline{A_1 A_2} = 4.0m$$

$$\overline{A_1 A_0} = 2.0m$$

$$\overline{A_1 A_6} = \sqrt{R^2 - \overline{OA_6}^2} = 7.416m$$

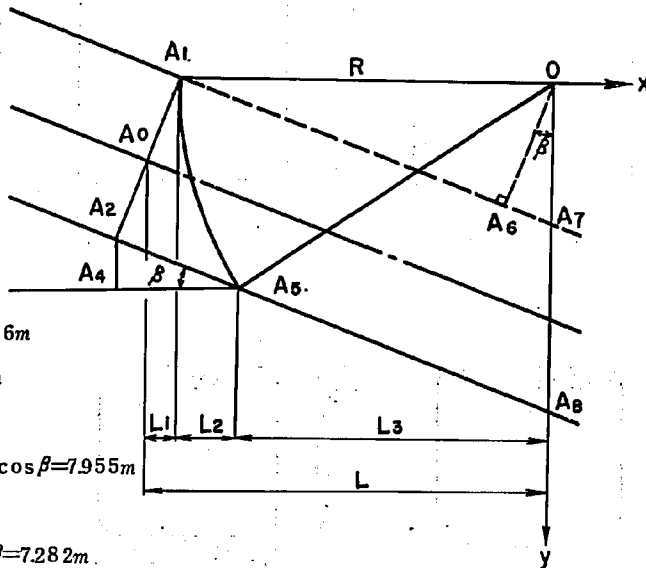
$$\overline{A_6 A_7} = \overline{OA_6} \tan \beta = 0.860m$$

$$L_1 = \overline{A_1 A_0} \sin \beta = 0.551m$$

$$L_2 + L_3 = (\overline{A_1 A_6} + \overline{A_6 A_7}) \cos \beta = 7.955m$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 8.506m$$

$$\overline{OA_8} = (\overline{OA_6} + \overline{A_1 A_2}) \sec \beta = 7.282m$$



O点を原点とし、鉛直方向をY軸、水平方向をX軸として、ゲートシルの位置を求めると、

$$\text{底面の曲線式} \quad Y = -\tan \beta x - \overline{OA_8} = -0.2867454x - 7.282$$

$$\text{テンターゲートの曲線式} \quad X^2 + Y^2 = R^2 = 64$$

となる。よって交点(ゲートシル)の位置は、

$$X = -5.653, \quad Y = -5.661, \quad L_2 = 2.302m$$

したがってゲートシルおよびゲートピンの絶対位置はゲートシル、

$$X = X_{A_1} + 2.302 = 6.987 \text{ (ダム軸からの距離)}$$

$$Y = EL. A_2 - (\overline{A_1 A_2} \sin \beta + L_2) \tan \beta = EL. 231.101m$$

ゲートピン

$$X = 6.987 + 5.653 = 12.640m \text{ (ダム軸からの距離)}$$

$$Y = EL. A_5 + 5.661 = EL. 236.762m$$

となる。

7) 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。

$$Q = C A n \sqrt{2gH}$$

Q: 放流量 (m³/Sec)

A_n : 出口純断面積 (1728 m^2)

C : 流量係数

H : 水 頭 (m)

g : 重力加速度 (98 m/sec^2)

摘 要	貯水位 EL m	水 頭 m	流量係数	1門当り 放流量 m^3/s	2門当り 放流量 m^3/s	必 要 放流量 m^3/s
制 限 水 位	24220	82	0.84	184	368	350
ピーク流入水位	25100	17.0	0.93	293	586	500
常 時 満 水 位	25440	204	0.94	324	648	
サーチャージ水位	25640	224	0.95	343	686	

8) 開水路部底面縦断形状

底面縦断形状はゲートシルを原点として自由落下軌道曲線および直線で与える。

図-8に示す底面縦断形状の座標値は表-3のとおりである。

図-8 開水路部底面縦断形状図

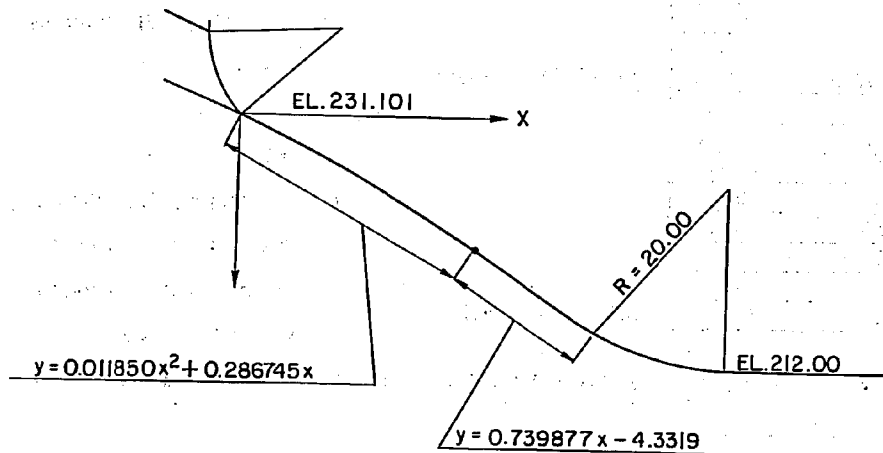


表-3 オリフィス下流曲線座標値

X (m)	Y (m)
0	0.000
1	0.299
2	0.621
3	0.967
4	1.337
5	1.730
6	2.147
7	2.588
8	3.052
9	3.541
10	4.052
11	4.588
12	5.147
13	5.730
14	6.337
15	6.967
16	7.622
17	8.299
18	9.001
19	9.726
19.120	9.815
20	10.466
21	11.206
22	11.945
23	12.685
24	13.425
25	14.165
26	14.905
26.371	15.179

注) 原点はゲートシル

注) 曲線部終点, 直線部始点

注) バケットとの接点

なお, オリフィスの放流水が水
叩き幅に広がるよう, 開水路の側
壁にゲートシルから平面的に 3°
の拡がり角をつけることにする。

2-2 越流部の設計

1) 設計条件

i) 放流能力はオリフィス
と合わせて設計洪水流量
および異常洪水流量を確
保する。

ii) 3 径間 (1 径間 7.80m),
ピアー幅 2.80m とし, 越流
総幅を 4.360m とする。

iii) ピアー張出し (ダム軸
基準) を 1.0 m とする。

iv) クレストゲートはテンター
ゲートを採用する。

v) 天端標高を EL. 258.00m
とする。

2) クレスト数高

設計条件

i) 設計洪水水位 EL. 254.40m
でオリフィスと合わせて
設計洪水流量 (1700m³/s)
を放流できること。

ii) サーチャージ水位 EL. 256.40m でオリフィスと合わせて異常洪水流量 (2040m³/s)
を放流できること。

i) の場合

$$Q_c = 1700 - 648 = 1052 \text{ m}^3/\text{s}$$

越流水深は次式より求める。

$$H = \left\{ \frac{Q_c}{n \cdot c \cdot B} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 n : 径間数 (3 径間)

Q_c : 放流量 (1052m³/s)

C : 越流係数 (既往の実験結果より 20 と仮定する)

B : 1 径間の幅 (7.80 m)

その結果、 $H = 8.0 m$

クレスト敷高 = E.L. 25440 - 8.0 = E.L. 24640m

となる。

Ⅱ) の場合

$Q_c = 2040 - 686 = 1354 m^3/s$

Ⅱ式より、 $H = 9.5 m$

クレスト敷高 = E.L. 25640 - 9.50 = E.L. 24690m

となる。

Ⅰ)、Ⅱ) よりクレスト敷高は E.L. 24640m となるが、余裕を見込んで E.L. 24600m とする。

3) 越流頂の形状

一般に越流面形状はランドルフおよびハロルドの形状が採用されており、本ダムではランドルフの標準型越流面形状 (図 - 9) を採用する。

$$\left. \begin{aligned} Y &= \frac{0.53}{H_d^{0.8}} X^{1.8} \\ W &= 0.287H_d, \quad X_1 = 0.18H_d, \quad r_1 = 0.50H_d \\ E &= 0.1325H_d, \quad X_2 = 0.107H_d, \quad r_2 = 0.20H_d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 H_d : 設計水頭

堤体下流面と堤体上流面とにランドルフ曲線が内接するという条件から求めた $H_{d.0}$ は、

$$H_{d.0} = \frac{\eta (m_1 + m_2)}{0.287 + 0.47139m_1^{1.25} - 0.131m_2}$$

ここで、 $m_1 = 0.78$, $m_2 = 0$, $\eta = 115 m$ を代入すると

$$H_{d.0} = 9.65 m$$

となる。しかし、本ダムの設計水頭 H_d は 10.4 m であり $H_{d.0}$ より大きいので、越流面曲線は上流側へ張出したオフセット型とする。 $H_d = 10.4 m$ を (13) 式に代入すると次のとおりである。

$$Y=0.0814 X^{1.8}$$

$$W=2985m, X_1=1872m, r_1=5200m$$

$$E=1378m, X_2=1.113m, r_2=2080m$$

また堤体下流面との接点 $P(X_0, y_0)$ は,

$$P(X_0=15048m, Y_0=10718m=EL. 235.282m)$$

$$\ell_s = (\eta + Y_0) m_1 - X_0 = 2.282m$$

$$\ell_s = W - \ell_s = 0.703m$$

である。

表-4 クレスト曲線
座標値

X (m)	Y (m)
-2985	1362
-25	0730
-20	0403
-1872	0349
-15	0221
-10	0097
-05	0024
0	0000
1	0081
2	0283
3	0588
4	0987
5	1475
6	2048
7	2703
8	3437
9	4249
10	5136
11	6098
12	7131
13	8237
14	9412
15	10656
15048	10718

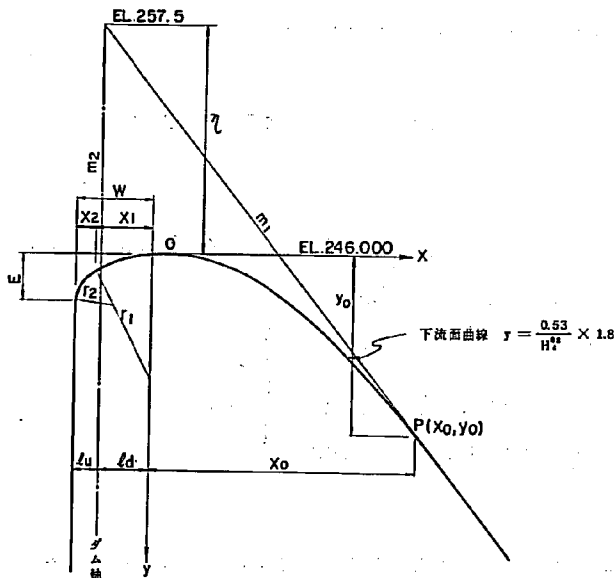


図-9 標準型越流面形状記号図(ランドルフ)

4) 越流部の水面形状

越流部構造物の位置および堤体導流壁高を決めるための資料として水面形の計算を行なう。

WES の実験結果により計算して図-10に示す。

表-5 越流水面形座標値

X(m)	ピアに沿い Y (m)	ピア中心 Y (m)
-10.40	-9.88	-9.79
-8.32	-9.78	-9.69
-6.24	-9.66	-9.50
-4.16	-9.67	-9.26
-2.08	-9.62	-8.89
0.00	-8.10	-8.31
2.08	-6.77	-7.64
4.16	-5.67	-6.73
6.24	-4.42	-5.61
8.32	-2.96	-4.05
10.40	-1.26	-2.10
12.48	0.70	0.16
14.56	2.97	2.77
16.64	5.42	5.42
18.72	8.10	8.94

EL. 256.40

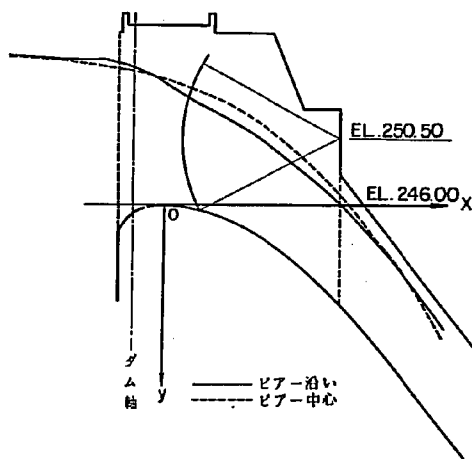


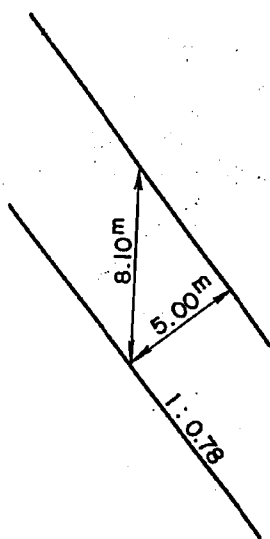
図-10 越流ナップ上面形状 (WES)

なお、越流面導流壁高は堤体下流面に垂直に5.0 m高が計画されているが、これは鉛直断面で高さ8.1 m (最大越流水深の78%)に相当するので十分であろう。

なお、従来の実施例は表-6のとおりである。

表-6 越流面導流壁高の実施例

D _{max}	H _{max} (m)	h _w (m)	下流面勾配	h _v (m)	h _v /H _{max} (%)	h _v /H _{max} (%)
我 谷	9.50	5.00	1:0.77	8.20	86	53
四十四田	12.00	7.90	1:0.8	11.04	92	66
上市川	5.60	3.00	1:0.8	4.80	86	54
市 房	15.30	6.50	1:0.78	10.57	69	42
笠 掘	10.50	5.00	1:0.8	8.00	76	48
椋梨川	9.50	4.50	1:0.79	7.26	76	47
浜 田	7.00	4.00	1:0.75	6.67	95	57
品 木	6.20	4.00	1:0.8	6.40	103	65
横 山	12.30	6.00	1:0.8	9.60	78	49
鶴 田	13.50	7.00	1:0.79	11.29	83	52
小瀬川	10.10	5.50	1:0.75	9.17	90	54
井 川	11.00	5.00	1:0.55	10.37	94	45
大 野	10.70	5.00	1:0.76	8.26	77	47
園 原	7.00	3.00	1:0.78	4.88	69	43
五 郷	11.00	3.20	1:0.78	5.20	47	29
三瀬谷	16.15	-	1:0.78	10.50	65	-
神 浦	7.50	4.00	1:0.8	6.40	85	43
大 滝	9.50	4.50	1:0.76	7.44	71	43
土 師	10.40	5.00	1:0.78	8.10	78	48



ここに、 H_{max} ：最大越流水深

h_v ：導流壁高（越流面に垂直）

h_r ：鉛直導流壁高

である。

5) クレストテンターゲートの位置と寸法の検討

堤頂構造物は、設計洪水の水面より少なくとも15m以上の余裕がなければならない（ダム設計基準）。ゲートピンの位置は前項で求めた越流水面形状（図-10）および既設ダムテンターゲートの寸法（表-7）を参考にして定める。

本ダムにおいては、

$$H_{max} = 104.0\text{m}, R = 1050\text{m}, h_r = 450\text{m}$$

$$R/H_{max} = 101, h_r/H_{max} = 0.43$$

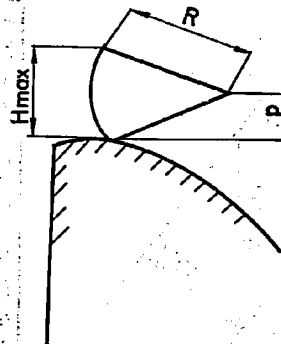
ここに h_r ：クレストからピンまでの垂直距離

H_{max} ：最高水深

とすれば、妥当な設計と考えられる。

表-7 既設テンターゲートの位置と寸法

D.名	H_{max} (m)	R (m)	h_r (m)	R/H_{max}	h_r/H_{max}
早明浦	1800	1800	800	100	0.44
鶴田	1382	1450	432	105	0.31
笠掘	900	900	350	100	0.39
棕梨川	950	1100	400	116	0.42
浜田	700	700	350	100	0.50
布部	720	800	280	111	0.39
上市川	560	600	280	107	0.50
我谷	950	1000	520	105	0.55
天ヶ瀬	400	480	210	120	0.53
四十四田	1200	1400	700	117	0.58
大野	1070	1200	510	112	0.48
畑薙	750	950	650	127	0.87
井川	1100	1150	440	105	0.40
横山	1230	1250	410	102	0.33
小瀬川	1250	1300	550	104	0.44
目屋	1000	1000	500	100	0.50
美和	600	800	250	133	0.42
大滝	1000	1100	529	105	0.50
土師	1040	1050	450	101	0.43



6) 越流部の放流量算定

越流部の放流量はつぎの土研公式を用いる。

$$Q = n \cdot C' \cdot B \cdot H_0^{3/2}$$

$$C' = C (1 - M_s)$$

$$C = 1.704 \{ 1 + 0.704 \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \}^{1/2}$$

$$M_s = M_s \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{3/2}$$

$$M_s = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2}$$

$$(n = 1 \text{ あるいは } n \geq 2 \text{ かつ } \frac{b}{S'} \geq 0.8 \text{ の場合})$$

$$\text{または } M_s = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(n - \frac{1}{n} \right) \left(\frac{b}{S'} \right)^{1/2} \right\}$$

$$(n = 2 \text{ かつ } \frac{b}{S'} < 0.8 \text{ の場合})$$

ここに、Q： 放流量 (m³/s)

n： 径間数 (3)

C'： 橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数

B： 1 径間当りの径間幅 (7.8 m)

H₀： 堤頂を基準面とする越流水頭

C： 橋脚、橋台の影響を受けない二次元流れに対する標準型越流頂の流量係数

M_s： 設計水頭時の流量係数における橋脚、橋台の影響を考慮した補正量

H_d： 設計水頭 (10.4 m)

b： 橋脚幅 (2.8 m)

S'： 越流頂から橋脚先端までの突き出し長さ (3.282 m)

よって各水位の放流量は次のとおりである。

貯 水 位	越流部流量	オリフィス流量	合計流量	必要流量
E.L. 254.40m	1138m ³ /s	648m ³ /s	1786m ³ /s	1700m ³ /s
E.L. 256.40m	1593m ³ /s	686m ³ /s	2279m ³ /s	2040m ³ /s

よって放流条件は確保される。

7) 余裕高の検討

ダム非越流部の高さは計画最高水位上に余裕高を加えたものでなければならない。
ここではダム構造基準第1条に従って検討する。

余裕高の算出式は、計画最高水位がサーチャージ水位又は常時満水位である場合、

$$H_f \geq h_w + \frac{h_s}{2} + h_s + h_i$$

ここに、 h_w : 風波 (0.52m)

h_s : 地震波浪 (0.42m)

h_s : 余水吐操作上の不慮の事故による水位上昇 (0.5m)

h_i : ダムの種類および重要度による加算値 (0mに考えた)

であって、その結果、 $H_f = 1.23m$ となる。

ダム構造基準細目1条2項による余裕高は、

コンクリート重力ダム

ダムの高さ50m未満 1.0m

ダムの高さ50m以上100m未満 1.5m

である。本ダムの余裕高は、

$$EL. 258.00m \text{ (非越流頂)} - EL. 256.40m \text{ (サーチャージ水位)} = 1.60m$$

であって、ダム構造基準1条2項を満足している。

2-3 減勢工の設計

1) 設計条件

- I) 減勢処理方法は跳水型減勢工とする。
- II) 減勢工設計対象流量は $960m^3/s$ とする。
- III) 水叩き幅は 43.6m とする。
- IV) 導流壁は鉛直とする。

2) シル高とシル位置

水叩き内に突入する射流水深 h_i (図-11 参照) は、次式によって近似的に求められる。

$$h_i = \frac{Q}{CB\sqrt{2gH}}$$

ここに、 Q : 減勢工設計対象流量 ($960m^3/s$)

B : 水叩き幅 (43.6m)

H : サーチャージ水位と水叩き面との標高差 (44.4m)

C : 流量係数 (0.95)

その結果, $h_1 = 0.87m$ となる。

また, 跳水における共役下流水深 (h_2) は, 次式にて求められる。

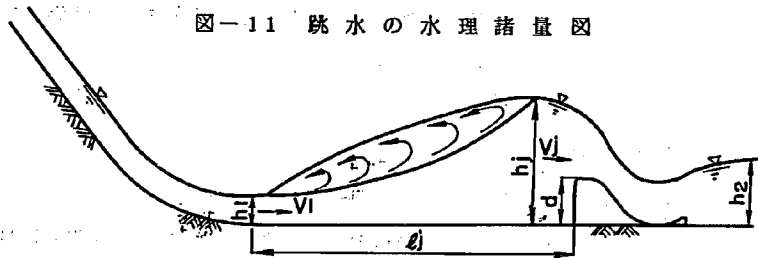
$$h_2 = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

ここに, F_1 : 跳水始端射流のフルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{Q}{B\sqrt{gh_1^3}}$$

よって, $F_1 = 8.65$, $h_2 = 10.20m$ となる。

図-11 跳水の水理諸量図



必要なシルの高さ d , および水叩きの必要長さ L_s をつぎの岩崎公式によって求める。

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

$$L_s = 4h_1$$

その結果, $d = 5.0m$, $L_s = 410m$ となる。

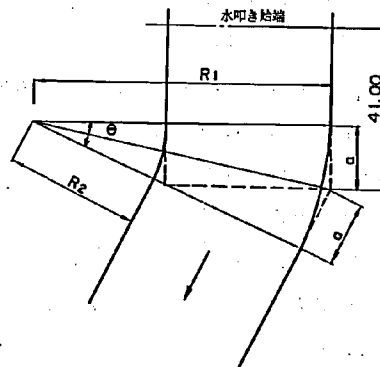
3) 水叩き平面形状

洪水吐中心線と下流河道は, かなりの角度をもっているので, 水叩きを下流河道の河身と一致させ, 放流水がなめらかに下流へ流下するように変向しなければならない。変向角としては 20° 必要である。

水たたきの平面形状はつぎのようになる。

$$\theta = 20^\circ$$

$$(R_1 - 43.6) \tan \theta = R_1 \tan \frac{\theta}{2} = a$$



水叩き平面形状

$$\therefore R_1 = 8489 \text{ m}$$

$$\alpha = 14968 \text{ m}$$

$$R_2 = 4129 \text{ m}$$

Ⅲ 洪水吐の水利模型実験

3-1 実験の目的と内容

- 1) オリフィス：放流能力，形状の検討および貯水位と放流量との関係資料をえるために次の実験を行なう。

- i) 貯水位 - 放流量の測定

- ii) 管内圧力の測定

- iii) 開水路部水面形の測定

- 2) 越流部：放流能力，形状の検討および貯水位と放流量との関係資料をえるために次の実験を行なう。

- i) 貯水位 - 放流量の測定

- ii) 水面形の測定

- 3) 減勢工：水叩きおよび補助構造物（シル）の水利機能を検討するため次の実験を行なう。

- i) 水面形の測定

- ii) 圧力測定

- iii) 流況観測

- 4) 下流河道：低水護岸の形状を決める関係資料をえるために次の実験を行なう。

- i) 水面形の測定

- ii) 流況観測

3-2 模型と相似律

実験は，全体模型（ $S = \frac{1}{40}$ ）とオリフィス抽出模型（ $S = \frac{1}{45}$ ）によって実施した。全体模型の製作範囲は，流入部，導流部，水叩き部および下流の久保橋付近までの河道とし，木材とモルタルを使用して，木材部の表面は，ビニール塗料仕上とした。

オリフィス抽出模型は，透明アクリル製で圧力測定用のピエゾメーターを埋設した。

模型と原型との力学的相似はフルードの法則に従うものとして，各水理量の換算値を次

表に示す。

諸元	次元	縮 率		
			全体模型	抽出模型
長さ, 水深	L	1/n	1/60	1/25
時 間	T	1/ $\sqrt{n}$	1/7.746	1/5
流 速	LT ⁻¹	1/ $\sqrt{n}$	1/7.746	1/5
流 量	L ³ T ⁻¹	1/n ^{5/2}	1/27,886	1/3125
水 圧	ML ⁻¹ T ⁻²	1/n	1/60	1/25

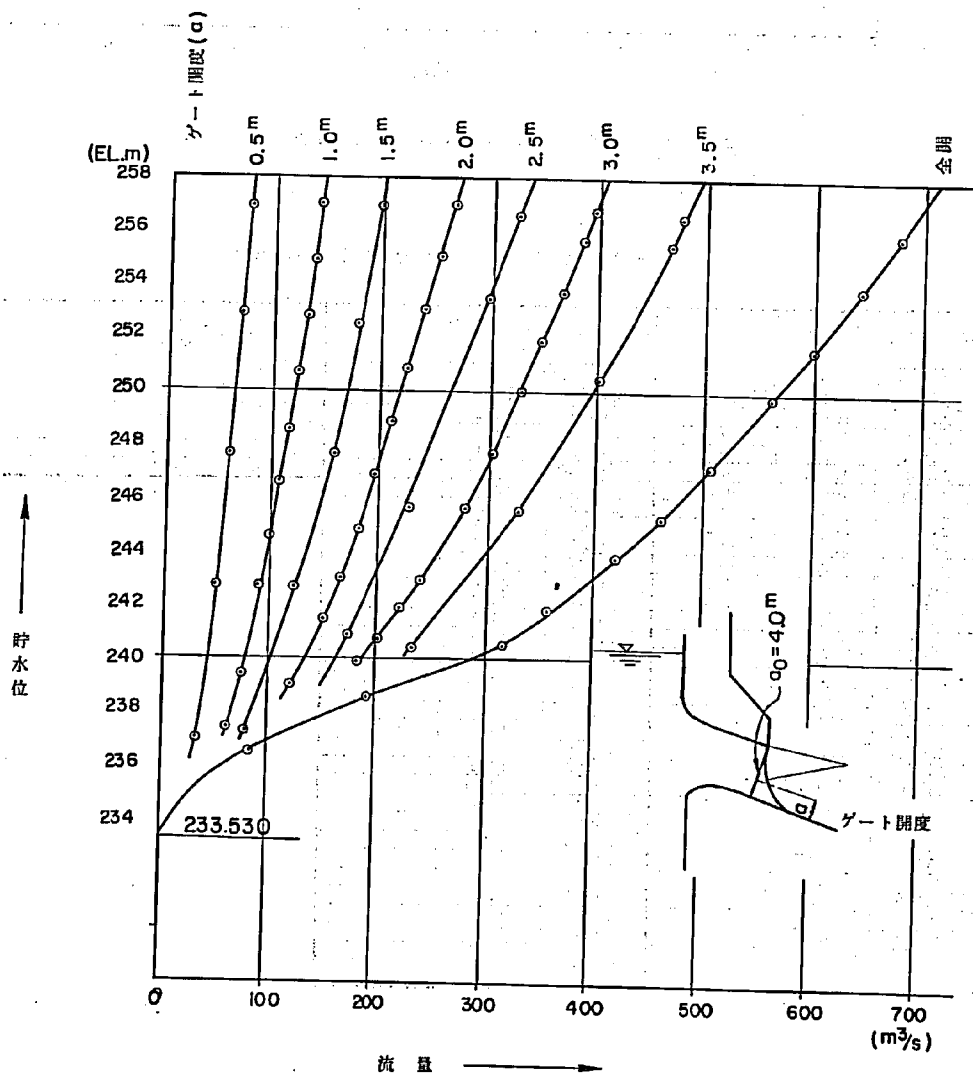
3-3 オリフィスの実験

1) オリフィス放流量

オリフィスのH~Q測定は、ゲート開き50cm（実物換算）間隔に、全開までの8種類について実施した。

その結果を図-12、図-13、および表-8に示す。

図-12 オリフィス貯水位～流量関係図



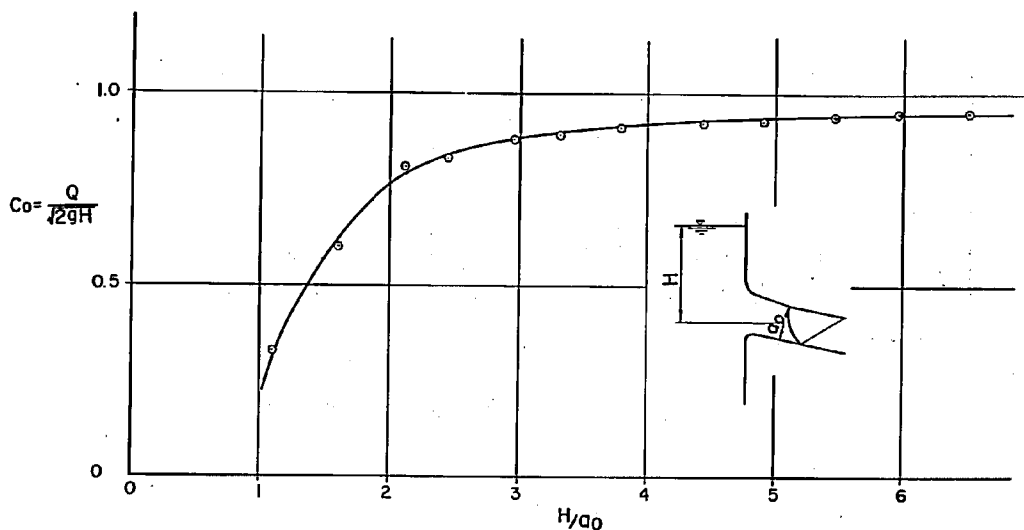


図-13 オリフィス $C_o \sim H/\alpha_0$ 関係図

表-8 オリフィス・貯水位・流量表

貯水位 (EL.m)	2 門 当 り 流量 (m³/s)	流量係数	貯水位 (EL.m)	2 門 当 り 流量 (m³/s)		貯水位 (EL.m)	2 門 当 り 流量 (m³/s)	
ゲート開度 全 開 (4 m)			ゲート開度 25 m			ゲート開度 0.5 m		
23649	80.3	033	24097	1723		23702	318	
23847	193.1	060	24569	2272		24277	477	
24059	316.5	081	25357	2950		24769	591	
24184	357.7	083	25652	3251		25287	682	
24389	420.1	088	ゲート開度 20 m			25692	761	
24535	460.8	089	23902	1200				
24724	505.2	091	24152	1488				
24982	562.8	092	24300	1625				
25164	599.1	093	24487	1804				
25389	643.6	094	24687	1963				
25589	679.2	095	24887	2112				
25814	716.6	095	25082	2248				
ゲート開度 35 m			25307	2385				
24049	2315		25502	2523				
24559	3299		25694	2640				
25047	4014		ゲート開度 15 m					
25542	4651		23727	775				
25652	4769		24252	1222				
ゲート開度 30 m			24764	1543				
23964	1822		25249	1779				
24069	2011		25689	1982				
24189	2222		ゲート開度 10 m					
24297	2385		23742	593				
24567	2782		23984	745				
24779	3037		24272	892				
25004	3295		24459	975				
25182	3475		24662	1058				
25369	3671		24857	1153				
25562	3853		25069	1216				
25677	3958		25279	1285				
			25489	1350				
			25694	1418				

設計条件に対する実験値は、下表のとおりであり、条件を満足している。

オリフィス放流能力

貯水位	必要放流量	計算値	実験値	摘 要
EL. 24220m	350m ³ /s	368m ³ /s	375m ³ /s	無害放流量
EL. 25100m	500m ³ /s	586m ³ /s	585m ³ /s	計画最大放流量

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。結果を図-14の1～図-14の6、および表-9に示す。

測定貯水位は次の4ケースである。

摘 要	貯 水 位
サーチャージ水位	EL. 256.40m
常 時 満 水 位	EL. 254.40m
ピーク流入水位	EL. 251.00m
制 限 水 位	EL. 242.20m

測定箇所は上面、
下面、側面および上、
下隅角部の5測線の
No5～No12の測点
について測定した。
その結果、最低負圧

の発生箇所は下面隅角部のNo12で最も大きい負圧（-1.8m水柱）であった。No12から下流の圧力については、緑川ダムの実験値が本ダムとよく似ているので参考にし、推測することにする。それによると圧力はベルマウス終端部で最も低くなり、それから下流では漸次増加している（図-14の6参照）。

本ダムでもNo13（ベルマウス終端）で最低となり、それから下流は漸次増加し、許容負圧（-3m水柱）を越えることはないと思われるので、オリフィス形状は設計案でよいと考えられる。

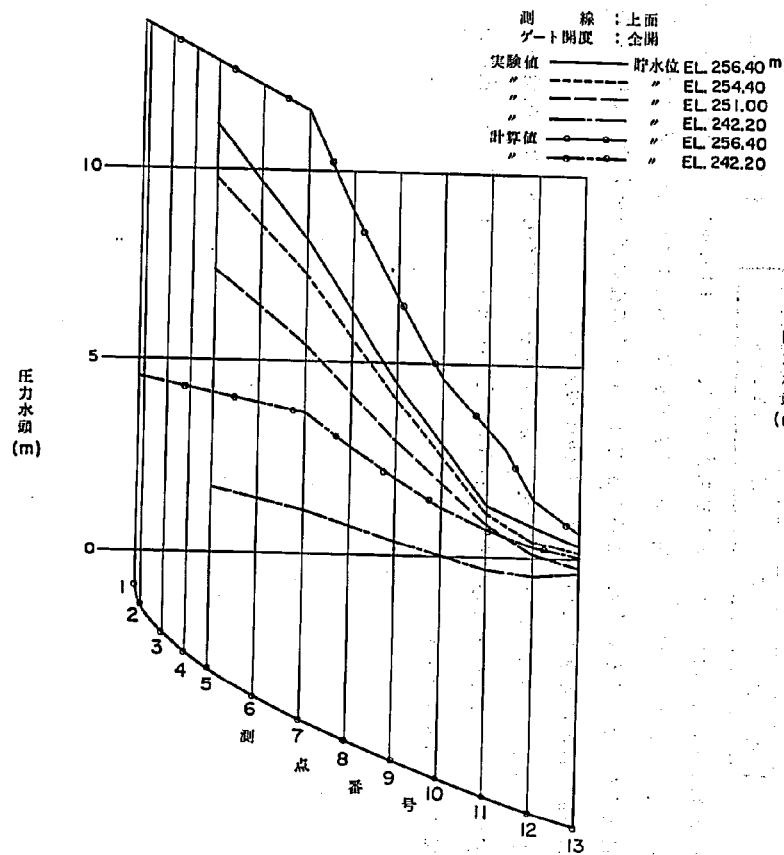


図-14の1 オリフィス内圧力分布

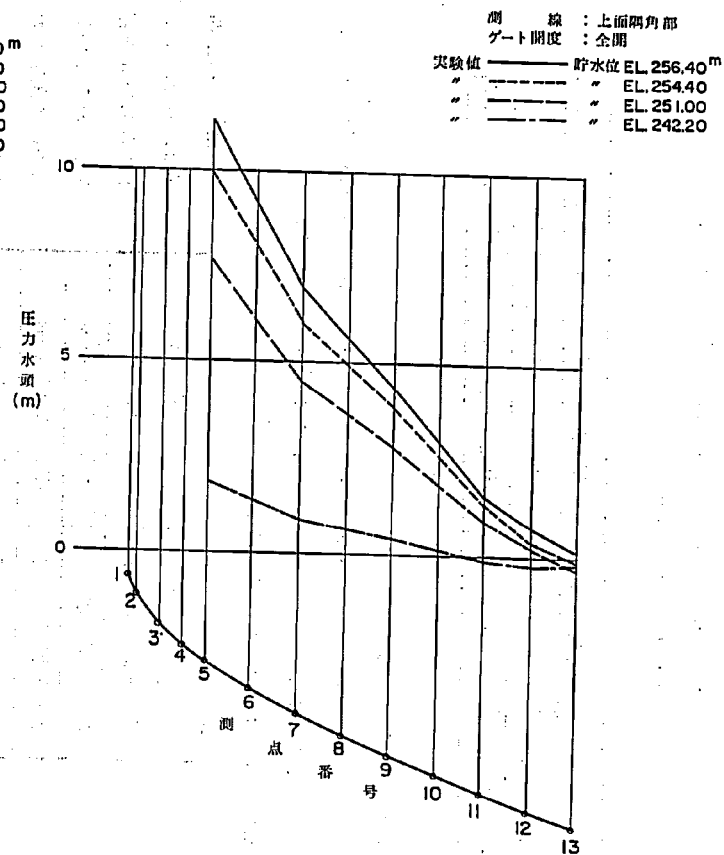


図-14の2 オリフィス内圧力分布

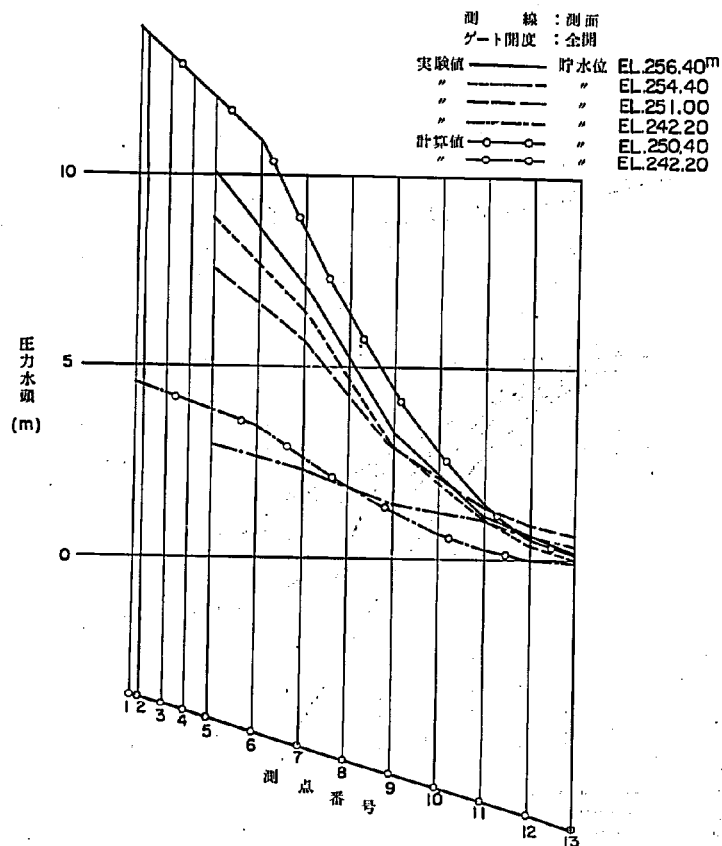


図-14の3 オリフィス内圧力分布

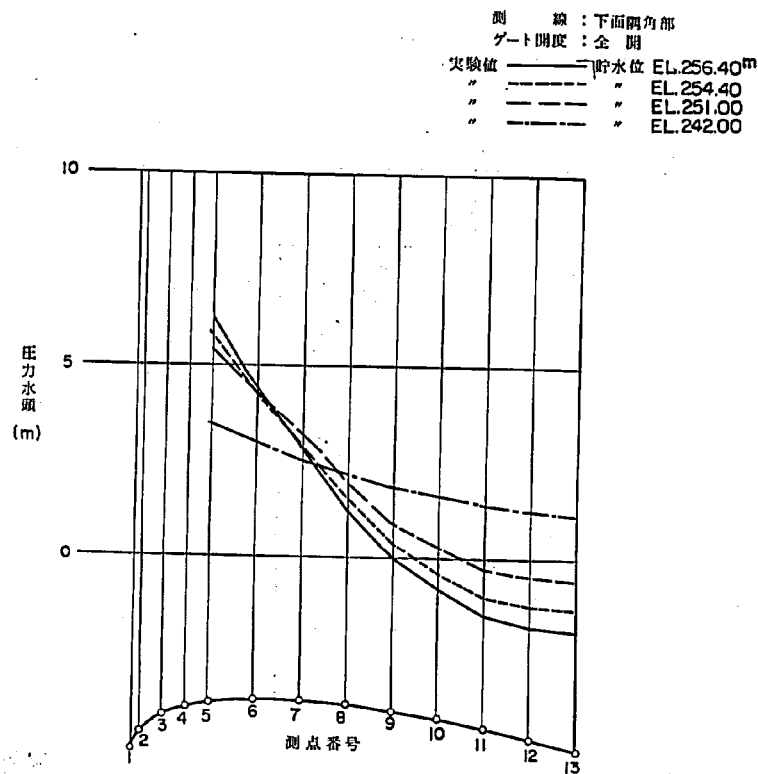


図-14の4 オリフィス内圧力分布

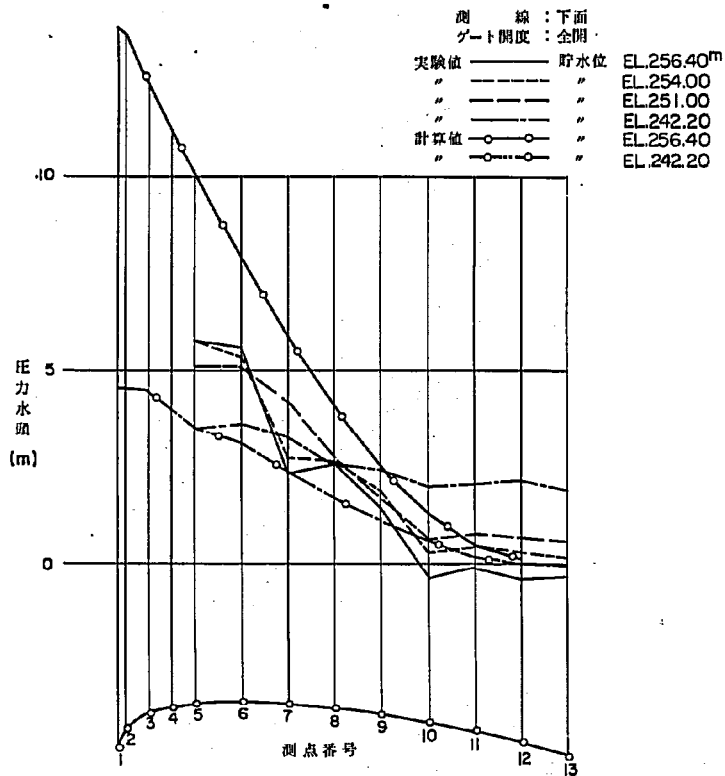


図-14の5 オリフィス内圧力分布

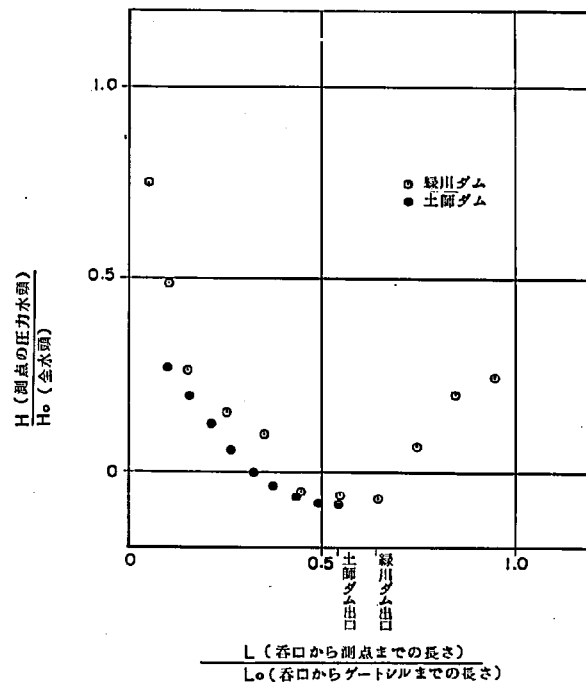


図-14の6 オリフィス圧力 $H/H_0 \sim L/L_0$ 関係図

表-9 オリフィス管内圧力測定値表

測 線		上 面				上 面 隅 角 部			
貯水位 測点番号		EL. 242.20 ^m	EL. 251.00 ^m	EL. 254.40 ^m	EL. 256.40 ^m	EL. 242.20 ^m	EL. 251.00 ^m	EL. 254.40 ^m	EL. 256.40 ^m
1									
2									
3									
4									
5		169	734	977	1115	184	760	996	1134
6		142	638	850	966	138	602	798	914
7		115	540	722	818	091	450	600	688
8		076	418	562	630	069	366	494	562
9		036	295	403	447	046	281	384	435
10		002	188	253	290	017	186	258	295
11		-033	080	105	135	-011	092	135	156
12		-050	008	041	081	-025	025	040	079
13		-040	-025	014	031	-020	-035	-013	014
14									
測 線		側 面				下 面 隅 角 部			
貯水位 測点番号		EL. 242.20 ^m	EL. 251.00 ^m	EL. 254.40 ^m	EL. 256.40 ^m	EL. 242.20 ^m	EL. 251.00 ^m	EL. 254.40 ^m	EL. 256.40 ^m
1									
2									
3									
4									
5		292	758	885	1010	341	545	582	621
6		261	662	764	859	294	424	426	440
7		230	565	647	711	252	316	291	279
8		184	424	469	520	214	197	152	121
9		139	283	294	333	180	089	037	-006
10		120	209	200	223	161	026	-041	-083
11		100	134	105	117	137	-032	-105	-153
12		061	092	038	068	122	-050	-128	-182
13		033	061	002	019	110	-060	-136	-190
14									
測 線		下 面							
貯水位 測点番号		EL. 242.20 ^m	EL. 251.00 ^m	EL. 254.40 ^m	EL. 256.40 ^m				
1									
2									
3									
4									
5		348	509	573	573				
6		357	505	531	554				
7		326	415	270	235				
8		258	274	265	260				
9		241	167	184	140				
10		200	063	030	-038				
11		206	076	044	-011				
12		215	064	026	-040				
13		190	055	016	-030				
14									

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べた。

オリフィス出口幅と開水路幅とは同一であり、側壁は同一平面で連続しているため、側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サーチャージ水位 EL. 256.40m の全開時について測定した。この測定結果を図-15、表-10 に示す。最高水面とゲートピンとの間隔は 3 m 程度あり、設計基準 15 m は充分確保されている。

図-15 オリフィス下流開水路部水面形

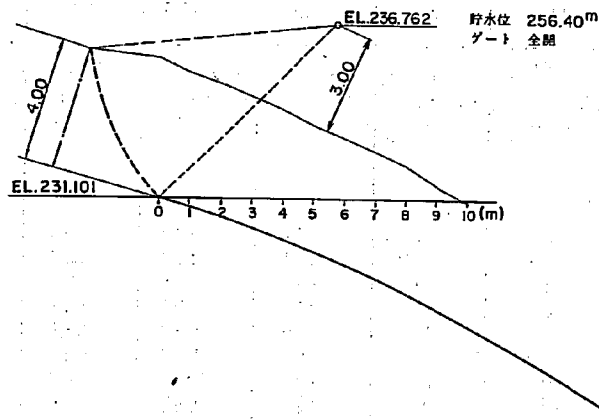


表-10 オリフィス下流開水路部水面形

測 点	水 位
0 m	EL. 235.58m
1	235.10
2	234.76
3	234.37
4	233.95
5	233.46
6	233.05
7	232.60
8	232.18
9	231.50
10	231.02

3-4 越流部の実験

1) 越流部放流量

越流部の H~Q 測定は、全体模型でオリフィス全開とし、自由越流時およびゲート開き 1~6 m の計 6 種について行なった。結果を図-16、図-17 および表-11 に示す。

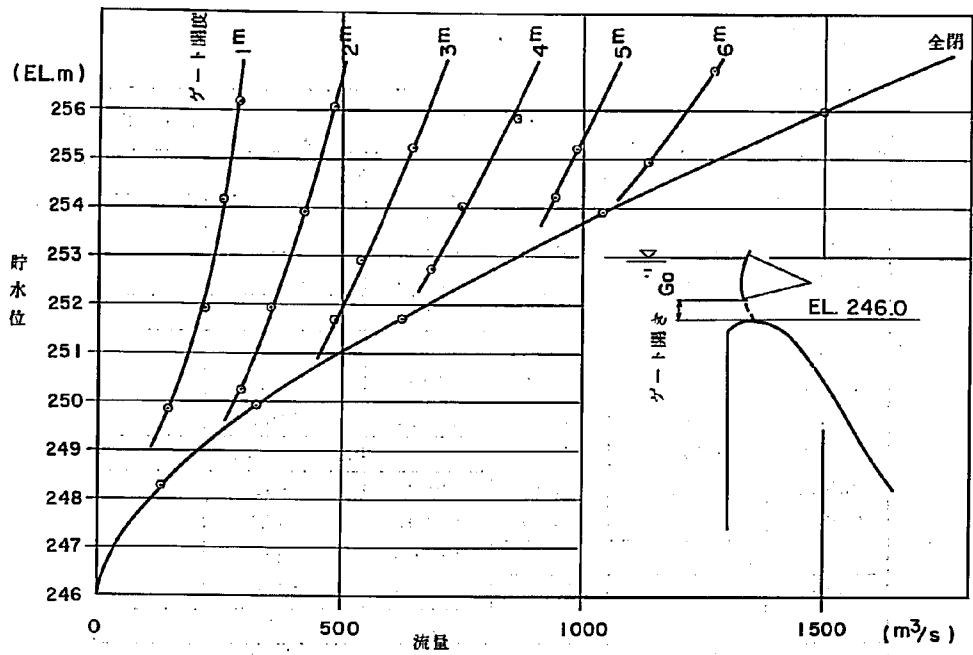


図-16 越流部貯水位～ゲート開度～流量関係図

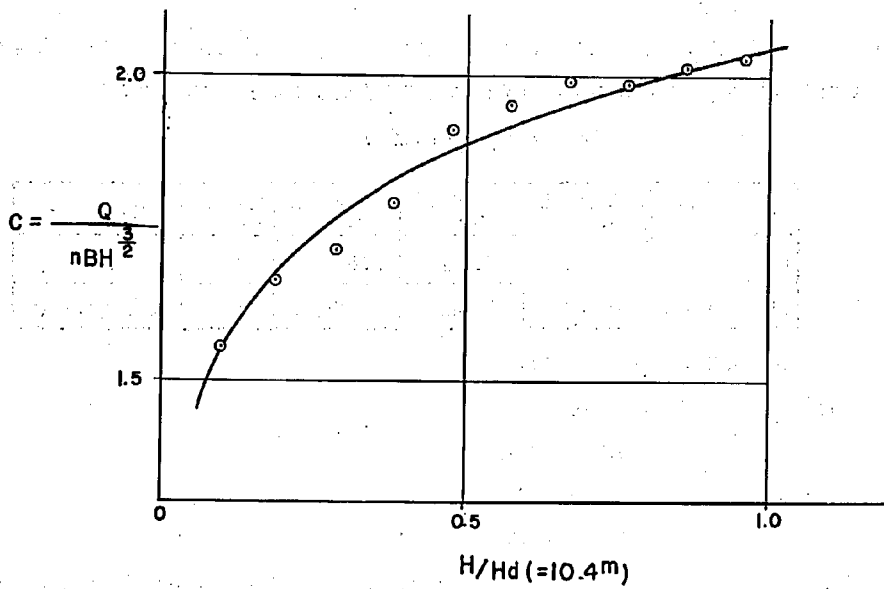


図-17 越流部流量係数

表-11 越流部貯水位一流量表

貯水位 (EL. m)	3 門 当 り 流量 (m³/s)	流量係数	貯水位 (EL. m)	3 門 当 り 流量 (m³/s)	流量係数
ゲート開度 全 開			ゲート開度 4.0m		
246.95	36.1	1566	252.22	67.11	
248.01	110.0	1662	254.02	749.8	
248.95	207.9	1711	255.85	855.7	
250.03	335.0	1790	ゲート開度 3.0m		
250.98	500.1	1911	250.96	458.9	
252.02	669.9	1948	252.93	541.8	
253.01	862.0	1989	255.22	646.6	
253.97	1049.9	1983	ゲート開度 2.0m		
255.02	1270.1	2010	250.23	293.9	
256.03	1498.9	2027	251.93	357.7	
ゲート開度 6.0m			253.90	422.4	
254.92			256.06	484.0	
256.83			ゲート開度 1.0m		
ゲート開度 5.0m			249.83	145.0	
253.45	909.8		251.95	216.9	
255.21	988.2		254.16	254.5	
			256.17	285.8	

- 2) オリフィス放流量（抽出模型で測定）と越流部放流量（3次元模型で測定）とを合計したものを図-18 に示す。設計条件に対する放流能力は表-12 のとおり。

表-12 余水吐放流能力

貯 水 位	必要放流量 Q_p	実 験 値 Q_m	計 算 値 Q_A	$\frac{Q_m}{Q_p} \times 100$	備 考
EL. 254.40m	1700m³/s	1796m³/s	1786m³/s	106%	設計洪水流量
EL. 256.40m	2040m³/s	2274m³/s	2279m³/s	111%	異常洪水流量

よって設計条件はすべて満足される。

- 3) 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 常時満水位 EL. 254.40m の場合。
② サーチャージ水位 EL. 256.40m の場合。

の2ケースについて、右岸側越流部の橋台沿い、後間中央および橋脚沿いにおいて実

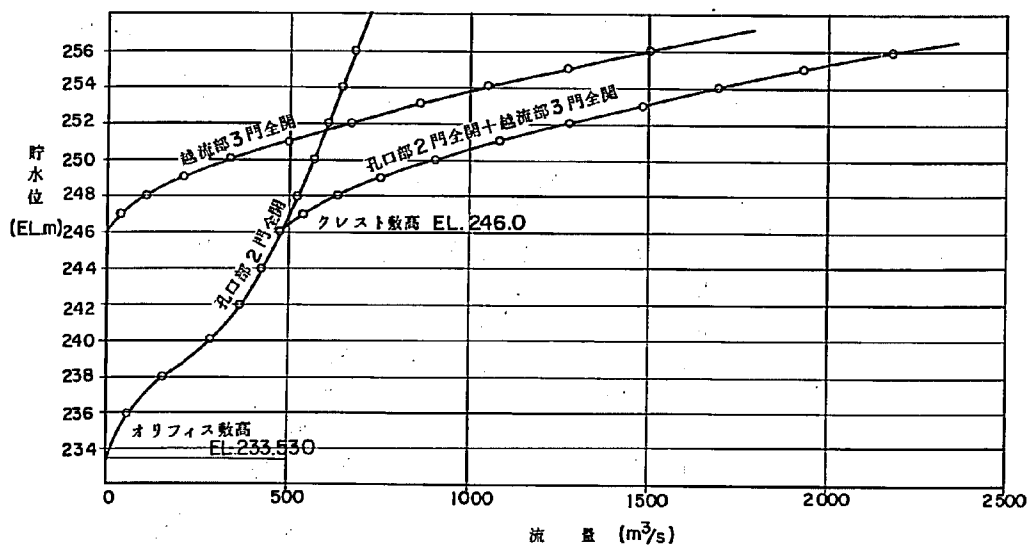


図-18 堤頂越流部および孔口部，貯水位一流量関係図

施した。測定結果を図-19，表-13に示す。ゲートピンに対する水面上の余裕は，常時満水位で40m，サーチャージ水位で2.5mあり，設計基準15mを満足している。堤体導流壁高に対する水面上の余裕は，常時満水位で10m，サーチャージ水位では水面が30cm程高くなるが，これは異常洪水流量で，このときは堤趾部の洗掘および堤体に危険をおよぼさなければ，堤体導流壁高は設計案の5.0mでよいと考えられる。

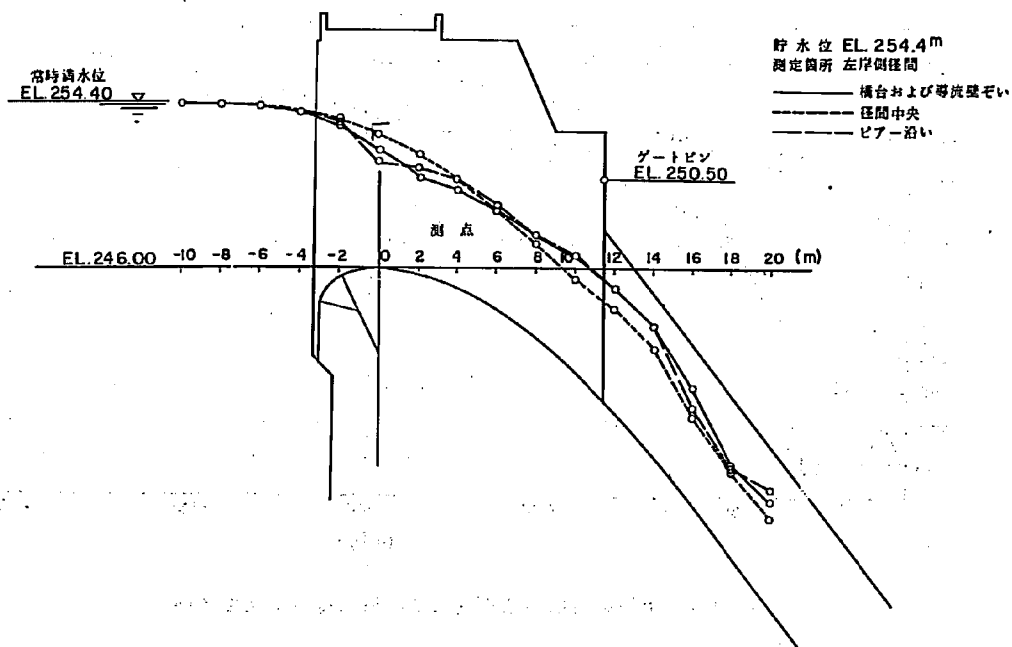


図-19の1 越流水面形図

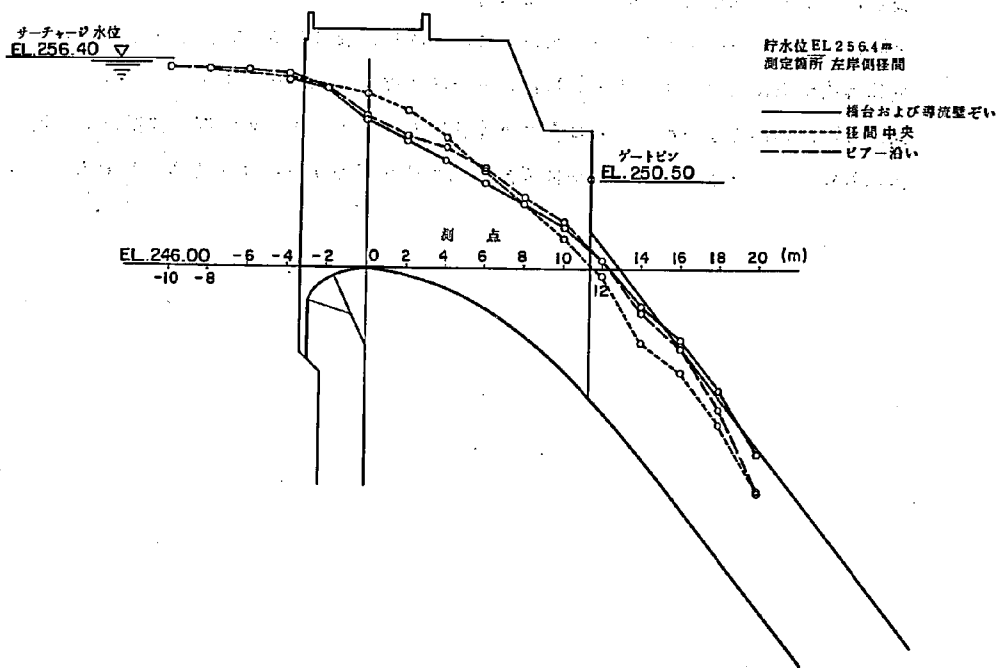


図-19の2 越流水面形図

表 - 13: 越流部水面形測定値表

(測定経間: 左岸側)

貯水位 測線 測点	E.L. 25440m			E.L. 25640m		
	橋台沿い	径間中央	ピア沿い	橋台沿い	径間中央	ピア沿い
-10 m	EL. 254.27 ^m	EL. 254.27 ^m	EL. 254.27 ^m	EL. 255.98 ^m	EL. 255.98 ^m	EL. 255.98 ^m
-8	254.20	254.20	254.20	255.92	255.90	255.92
-6	254.18	254.18	254.18	255.78	255.75	255.90
-4	253.90	253.96	253.96	255.45	255.58	255.72
-2	253.22	253.53	253.42	255.00	255.15	255.00
0	252.00	252.78	251.40	253.45	254.74	253.78
2	250.63	251.77	251.10	252.38	253.90	252.60
4	250.00	250.50	250.50	251.40	252.55	252.02
6	249.03	248.90	249.22	250.27	250.82	251.02
8	247.74	247.30	247.70	249.25	249.30	249.60
10	246.62	245.45	246.74	248.08	247.50	248.35
12	245.00	244.00	245.00	246.40	245.60	246.40
14	243.10	242.00	243.10	244.10	242.26	243.78
16	240.00	238.57	239.00	242.45	240.80	242.00
18	236.14	235.80	236.00	239.90	238.15	238.90
20	234.30	233.45	234.45	236.65	234.64	234.70

3-5 減勢工の実験

1) シル高および水叩き長さの検討

減勢工の水叩き長さ, シル高および導流壁高を求めるために, 計算によって求めた寸法をもとにして, 次表のようなケースについて実験を行ない, 流況を観察するとともに, 水面形を測定した。その結果を図 - 21 の 1 から図 - 21 の 9 に示す。

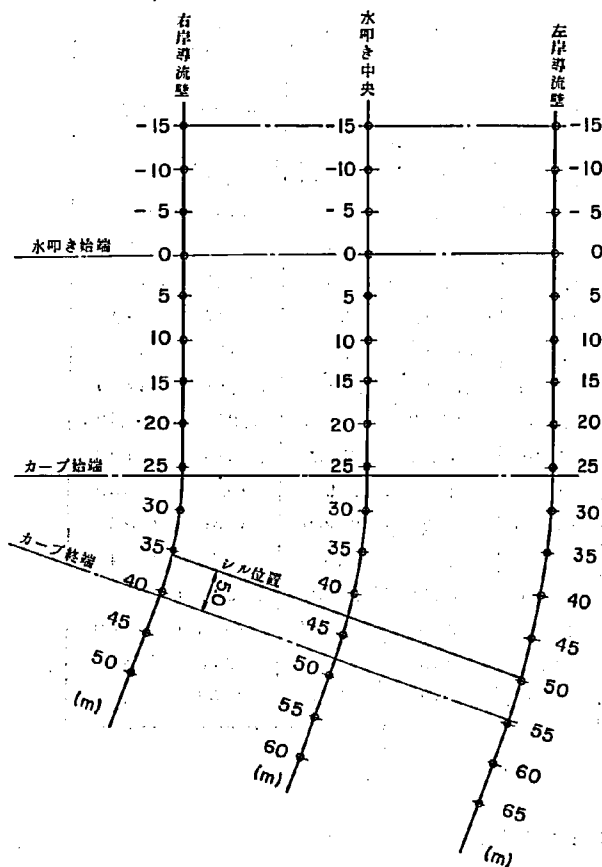
実験ケース

シル高 \ シル位置	43m	48m	53m
4 m	○	○	○
5 m	○	○	○
6 m	○	○	○

流量……500, 960, 2040 m³/s

a) 計画最大放流量 500 m³/s の場合の流況
いずれのケースにおいても完全に減勢されて, 安定した流況を示した。これは下流河床がシルより高いため, 下流水位の背水の影響を受けているためである。

図-20 水面形測点図示図



また下流背水の影響がなくなっても支障ないと考えられる。

b) 減勢工設計対称流量 $960\text{m}^3/\text{s}$ の場合の流況

この場合も、いずれのケースにおいても完全に減勢されて、安定した流況を示した。

c) 異常洪水流量 $2040\text{m}^3/\text{s}$ の場合の流況

いずれのケースにおいても、水叩きが湾曲しているため、水脈が左岸に集中し、右岸と左岸との水位差は 2m 前後生じた。またいずれの場合も

露出射流が発生し、不完全跳水となり、不安定な流況を示したが、堤体には危険を及ぼさないものと思われる。

以上の結果、シル高 4m 、シル位置 43m を最終案とする。

2) 導流壁高の検討

前項でシル高 4m 、水叩き長さ 43m となった。この場合、設計対象流量 $960\text{m}^3/\text{s}$ まで導流壁を越水させないためには、水叩き面より 15m (EL. 227m) の導流壁高を必要とする。なお、異常洪水流量の場合は越水するので、導流壁に隣接して重要構造物を設置するときは、別途考慮する必要がある。

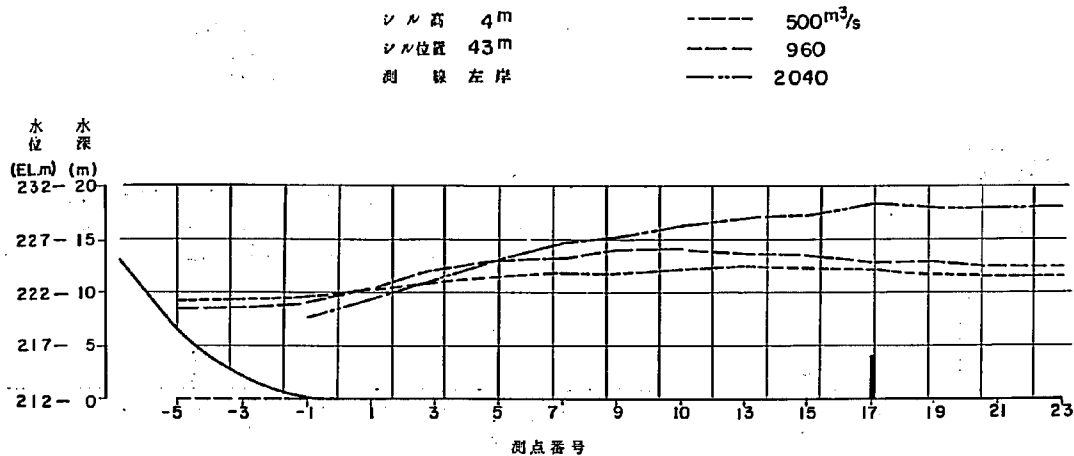


図-21の1 水叩き内水面形図

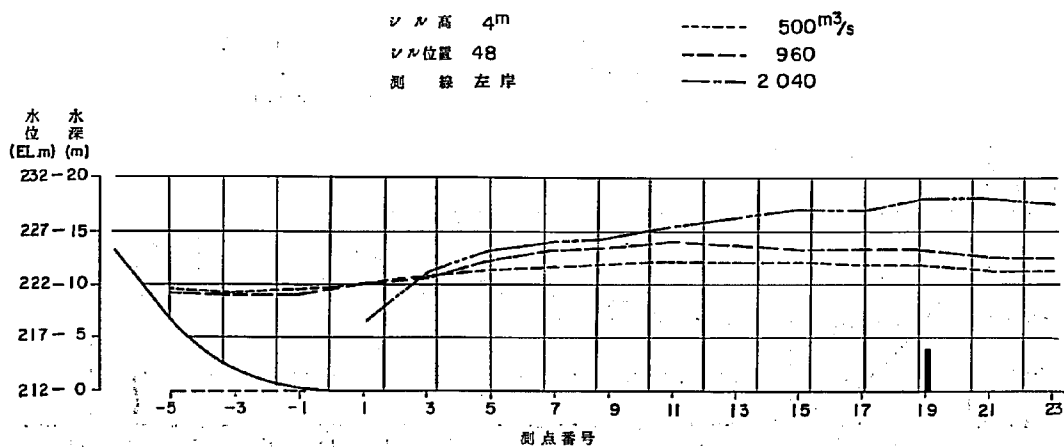


図-21の2 水叩き内水面形図

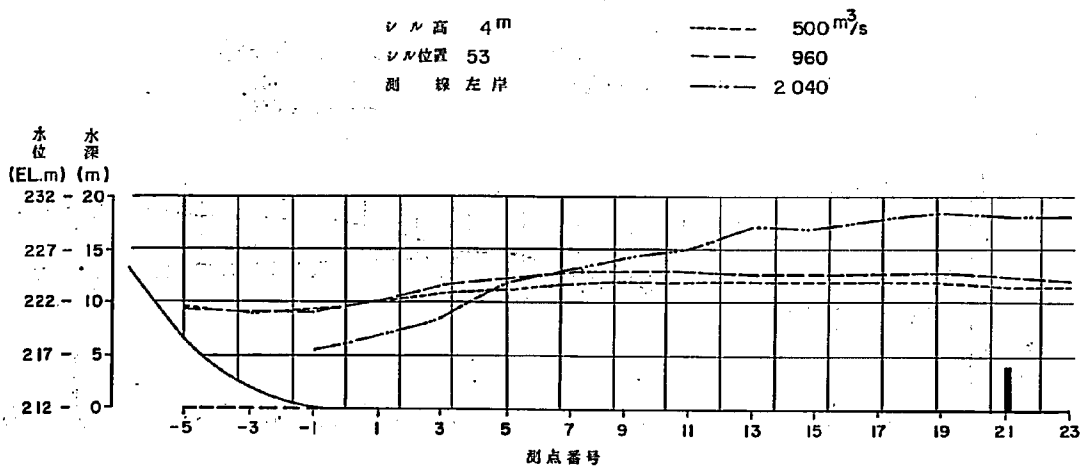


図-21の3 水叩き内水面形図

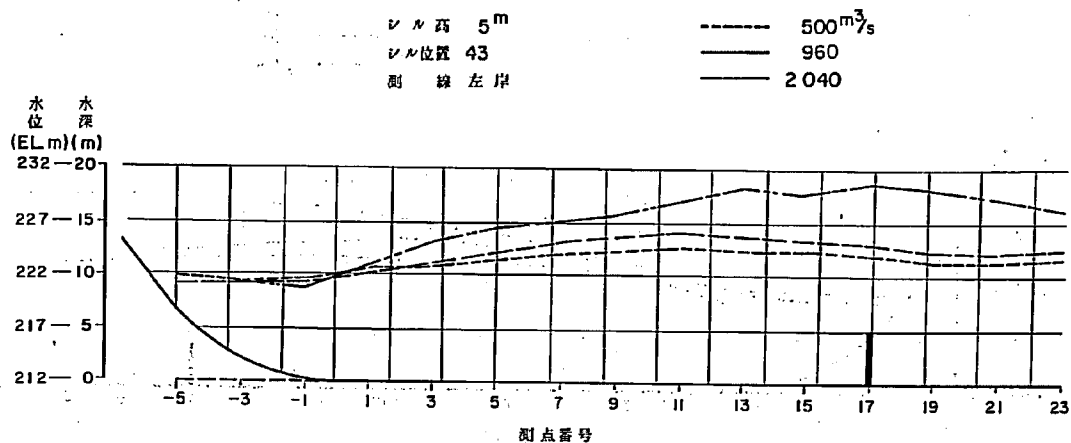


図-21の4 水叩き内水面形図

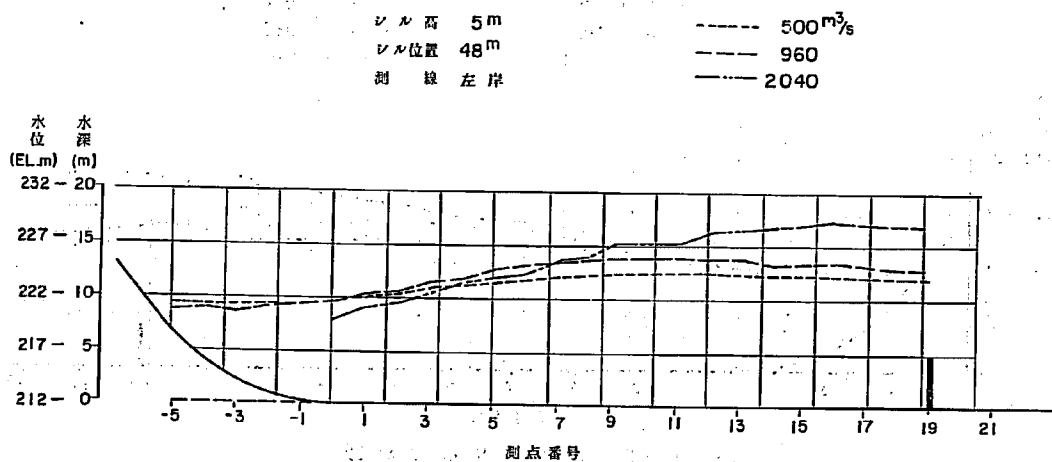


図-21の5 水叩き内水面形図

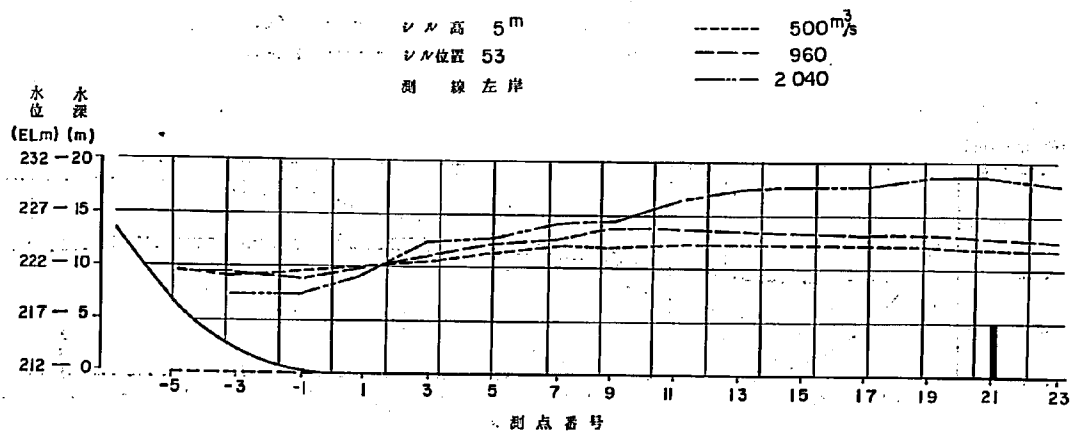


図-21の6 水叩き内水面形図

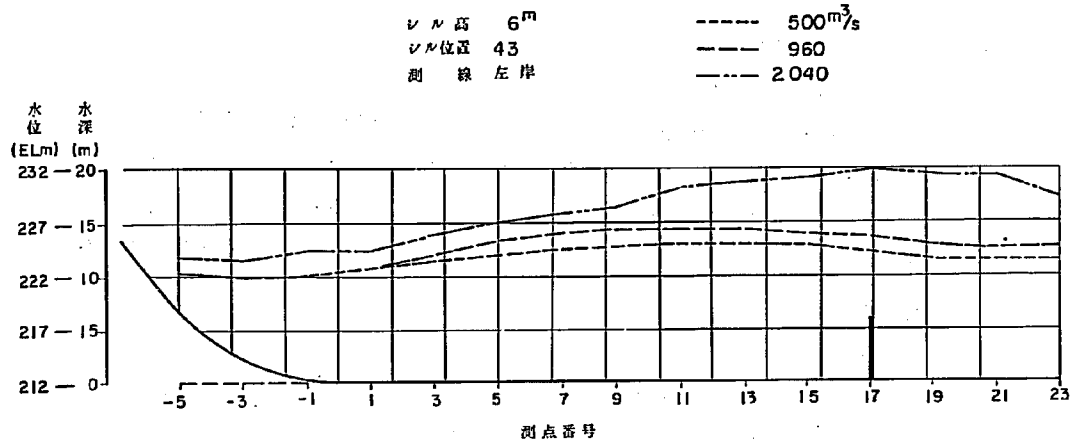


図-21の7. 水叩き内水面形図

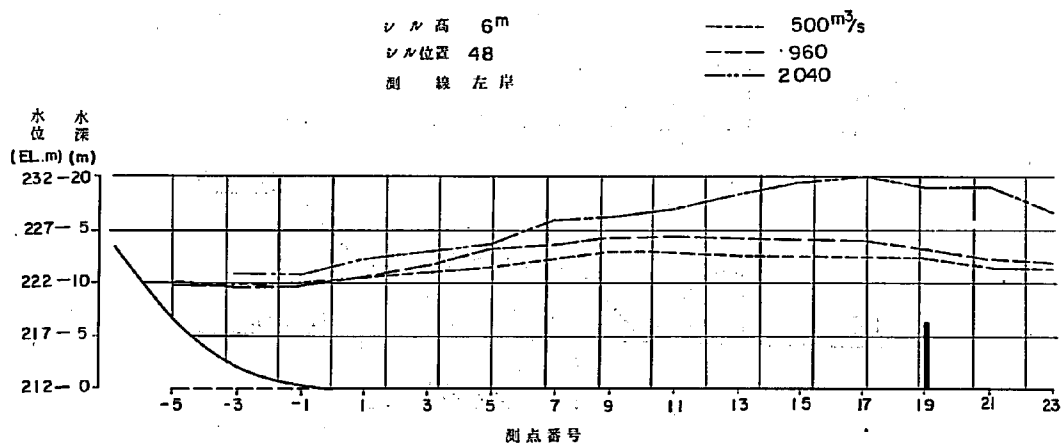


図-21の8. 水叩き内水面形図

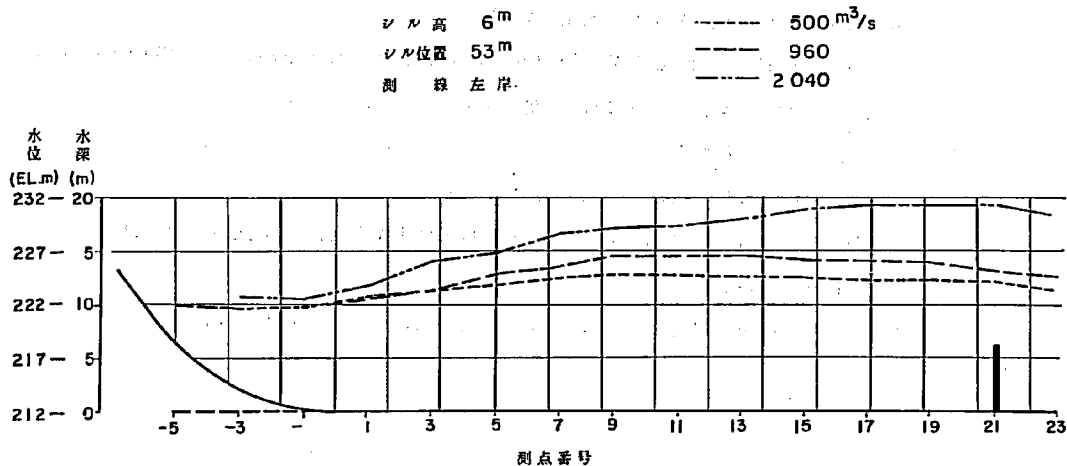


図-21の9. 水叩き内水面形図

3-6 下流河道の実験

1) シル下流の河床砂礫の掘削高に関する検討

実験の結果、シル高は4mで支障ないが、シル天端は現河床高より4m低くなり、このため水叩き内への砂礫の巻き込みが心配される。そこで、シル下流の河床砂礫を図-22の1に示す2種の形状に掘削した場合、シル直下流の流速分布を固定河床として図-22の2、3に示す測点について測定し、流況を観察して土砂の巻き込みの有無を推定した。

実験条件

流量.....500m³/s, 250m³/s, 125m³/s

河床形状.....下図の2ケース

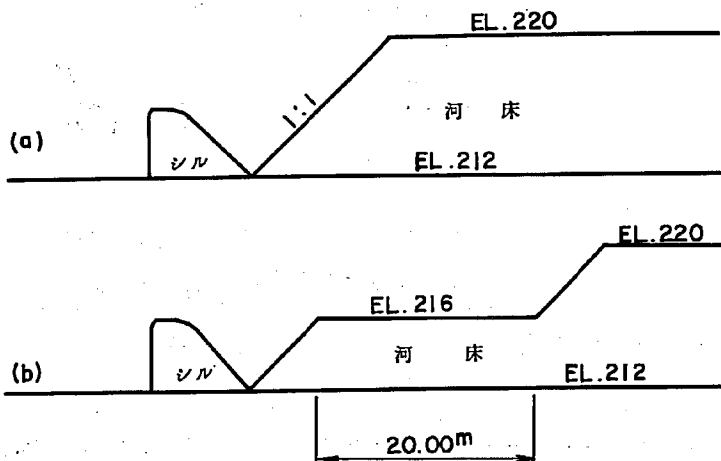


図-22の1 シル下流の河床掘削形状図

結果

o 500m³/s (計画最大放流量) の場合

シルと河床との間の部分で局部的に逆流するときもあるが、図-23の3、6に示すとおり全体としては3m/s前後の流速で流れている。

o 250m³/s の場合

シルと河床との間の部分では停滞している。

図-23の2、5に示すとおり全体としては1m/s前後の流速で流れている。

o 125m³/s の場合

シルと河床との間の部分では停滞している。図-23の1、4に示すとおり全体

としては 0.5m/s 前後の流速で流れている。

以上の結果、 500m/s 以下なら砂礫の粒径が大きいので、この程度の流速ではどちらの河床形状においても、砂礫の巻き込みは起らないと思われる。

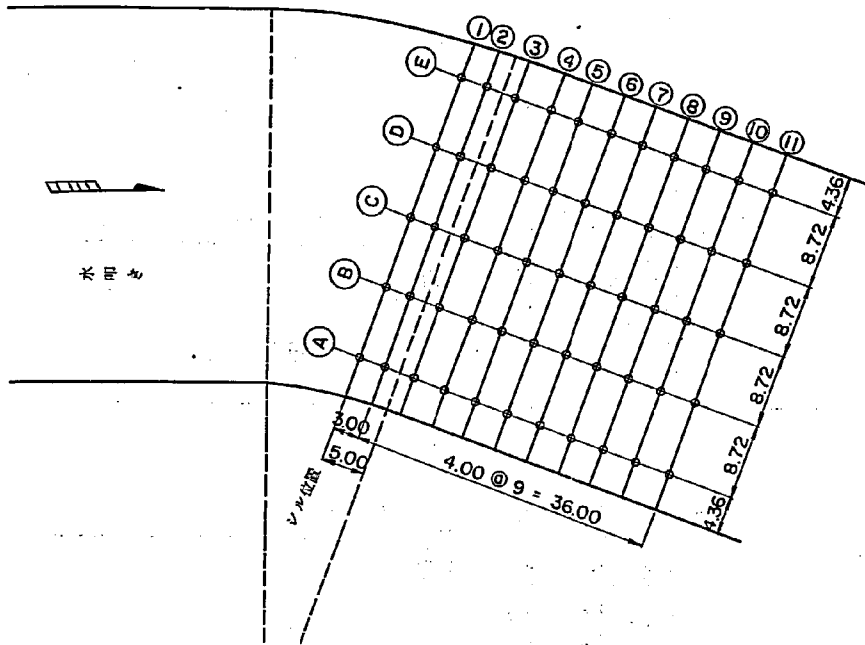


図-22の2 シル下流の流速測定点平面図

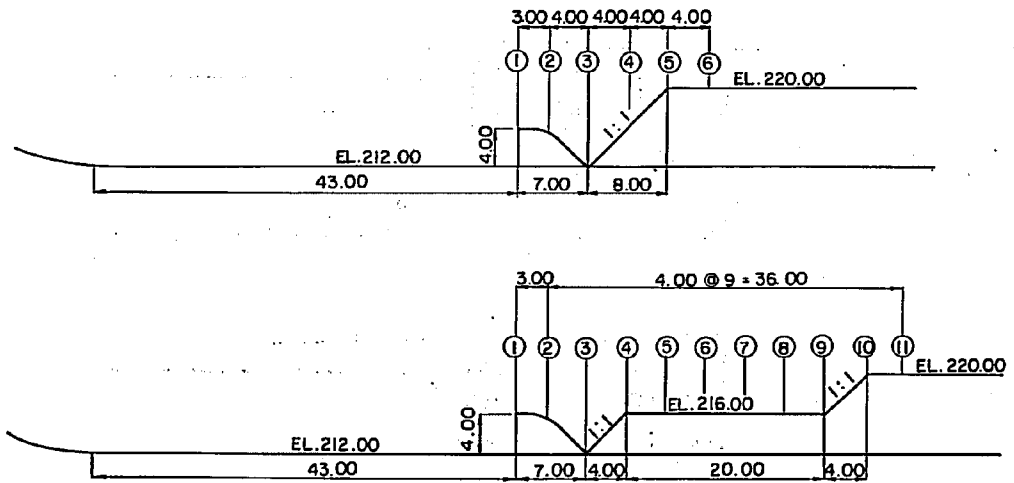


図-22の3 シル下流の流速測定点縦断面図

$$Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$$

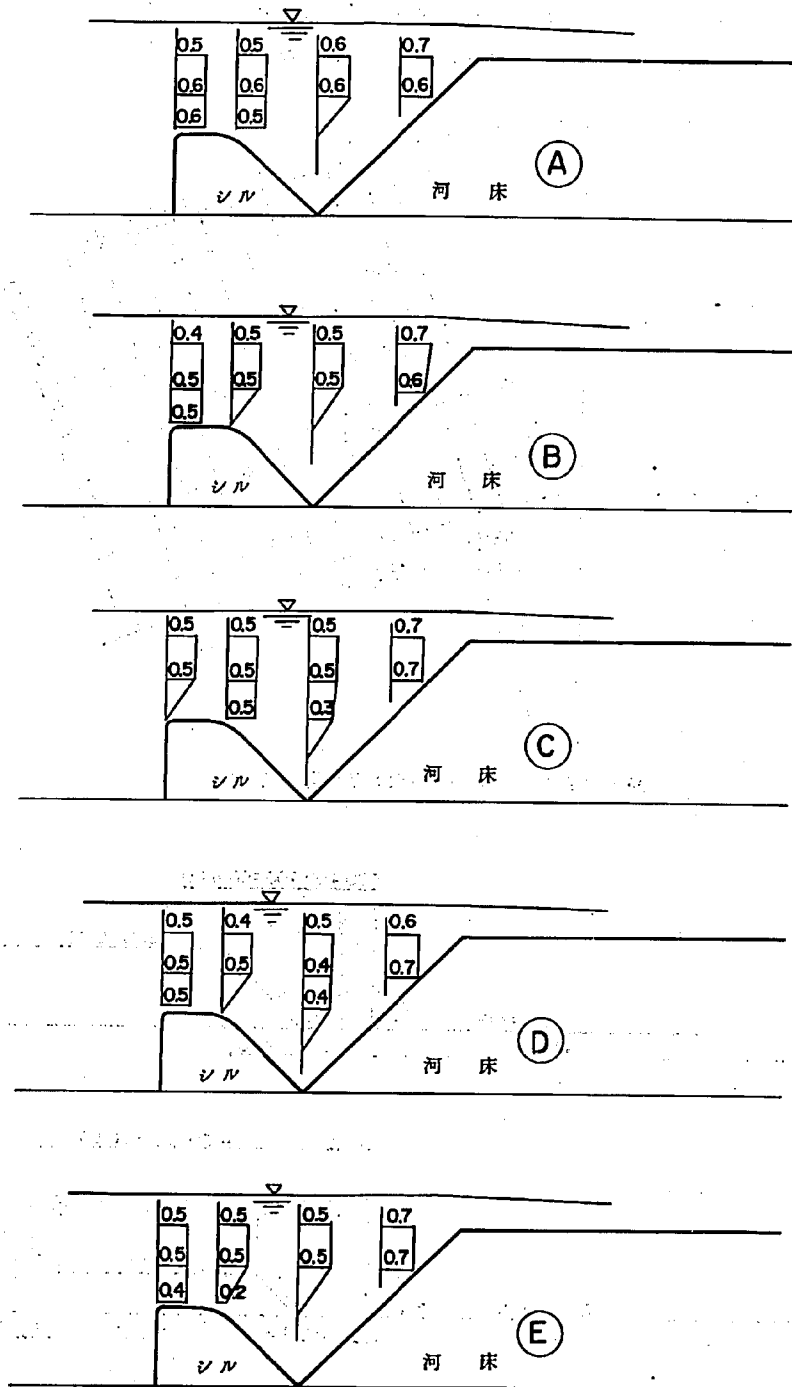


図-23の1 シル下流の流速分布図

$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

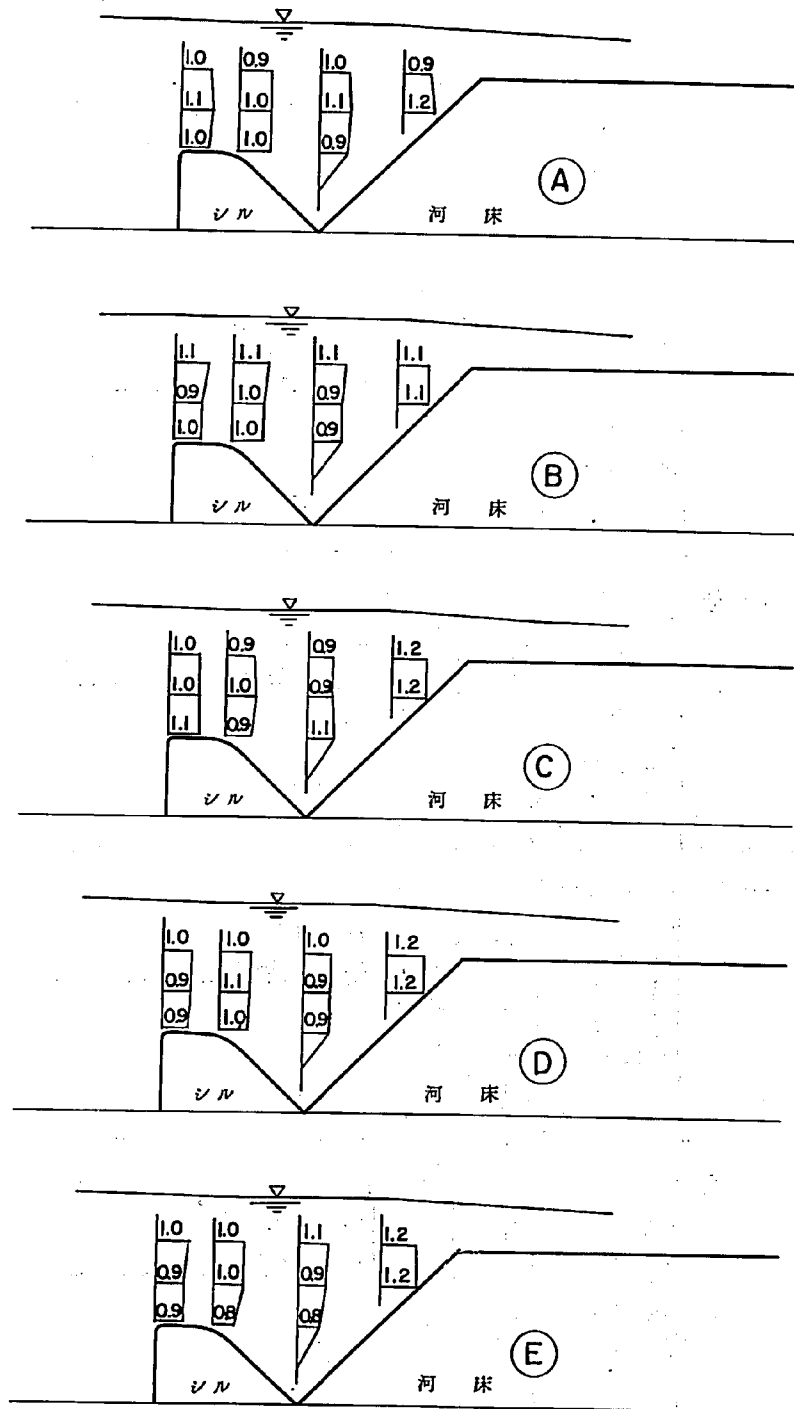


図-23の2 シル下流の流速分布図

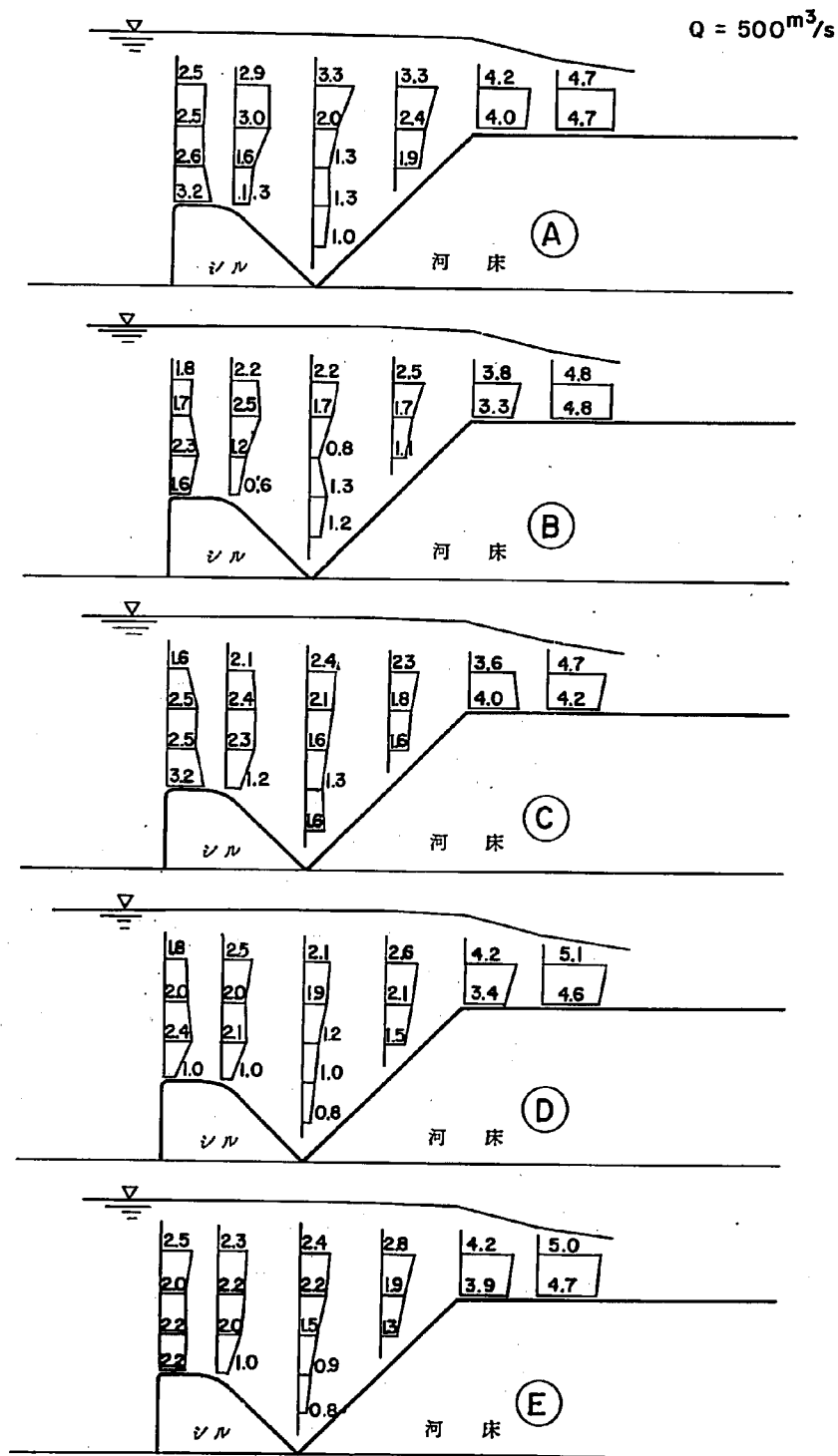


図-23の3 シル下流の流速分布図

$$Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$$

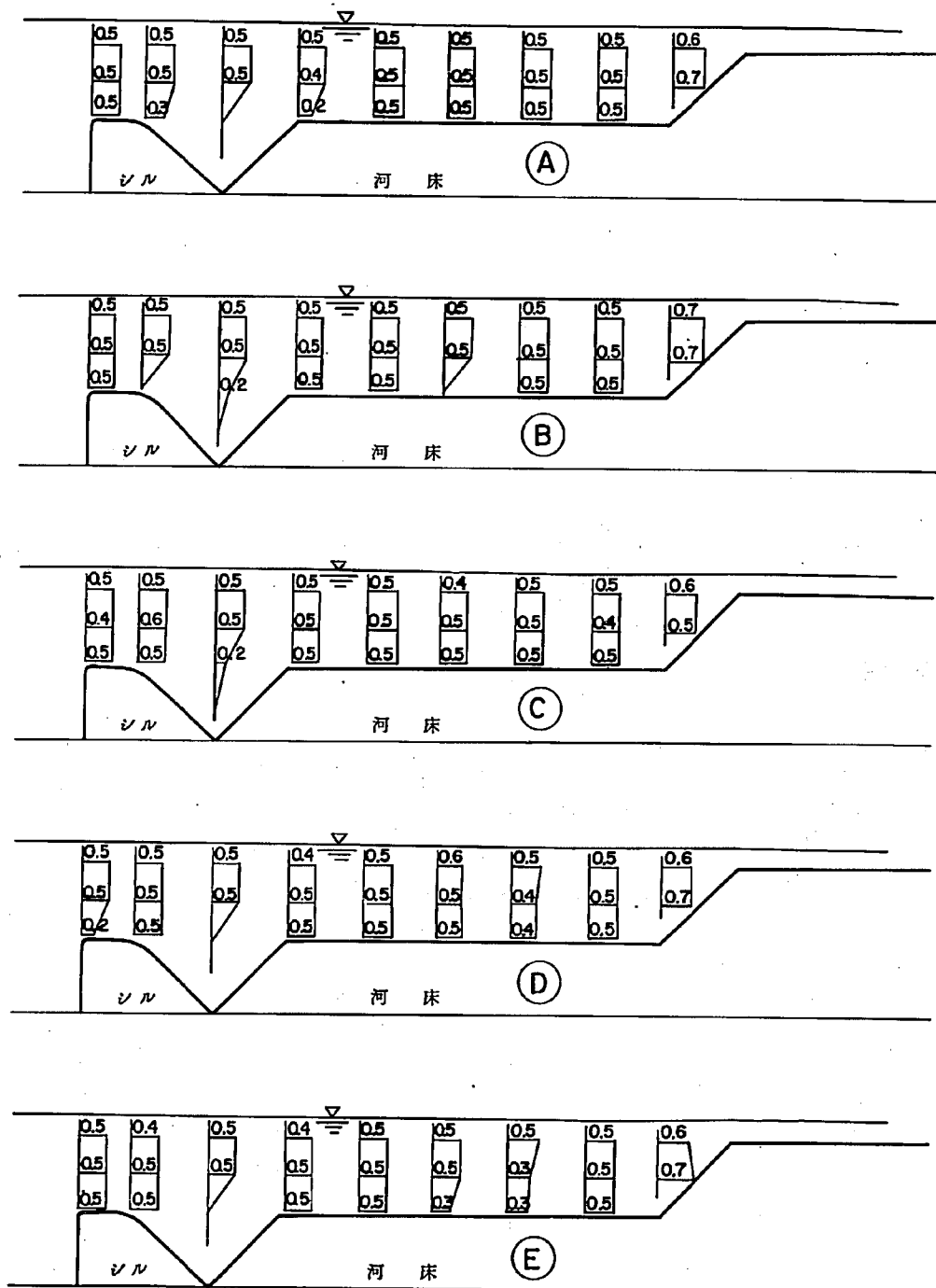


図-23の4 シル下流の流速分布図

$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

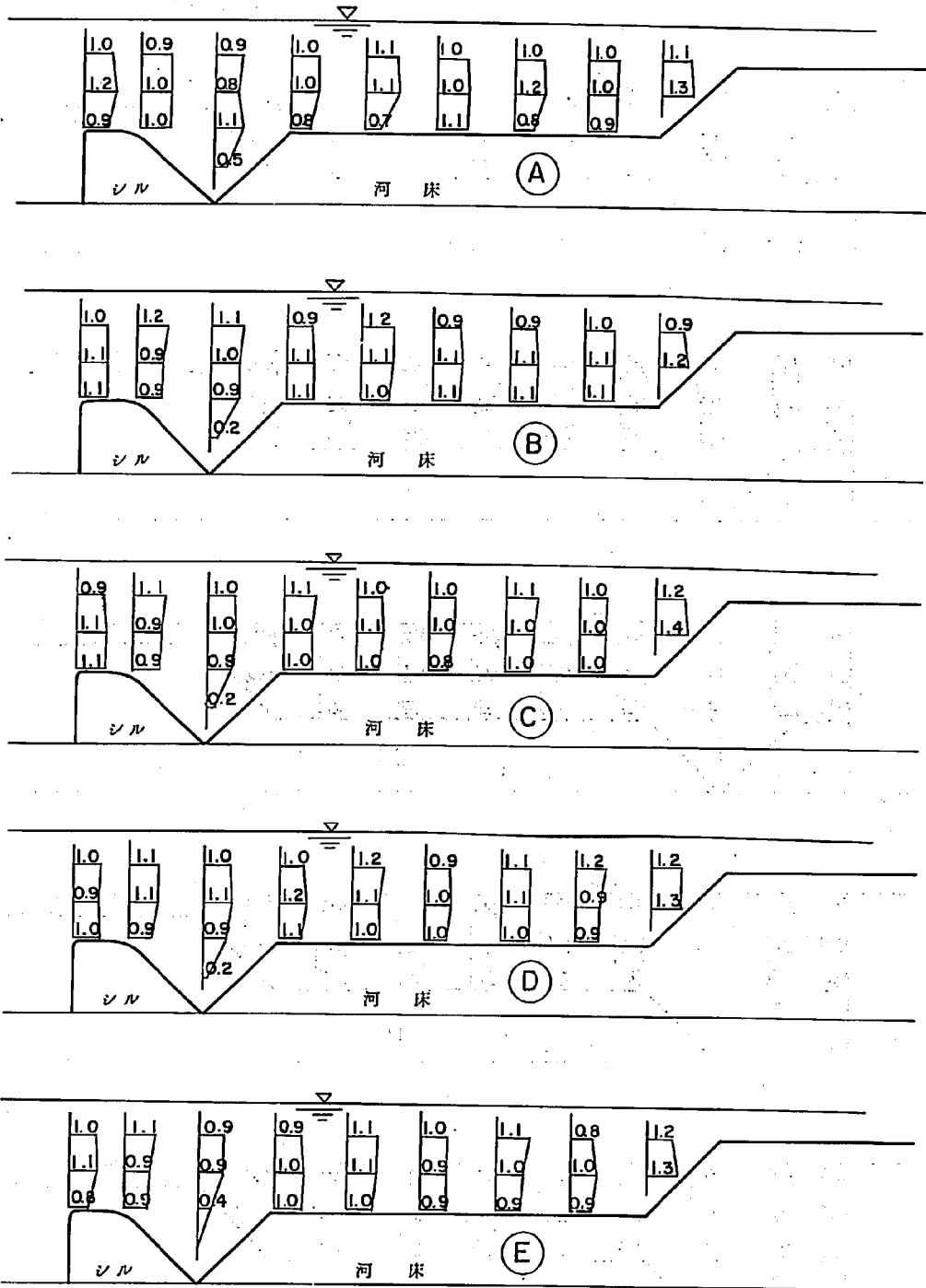


図-23の5 シル下流の流速分布図

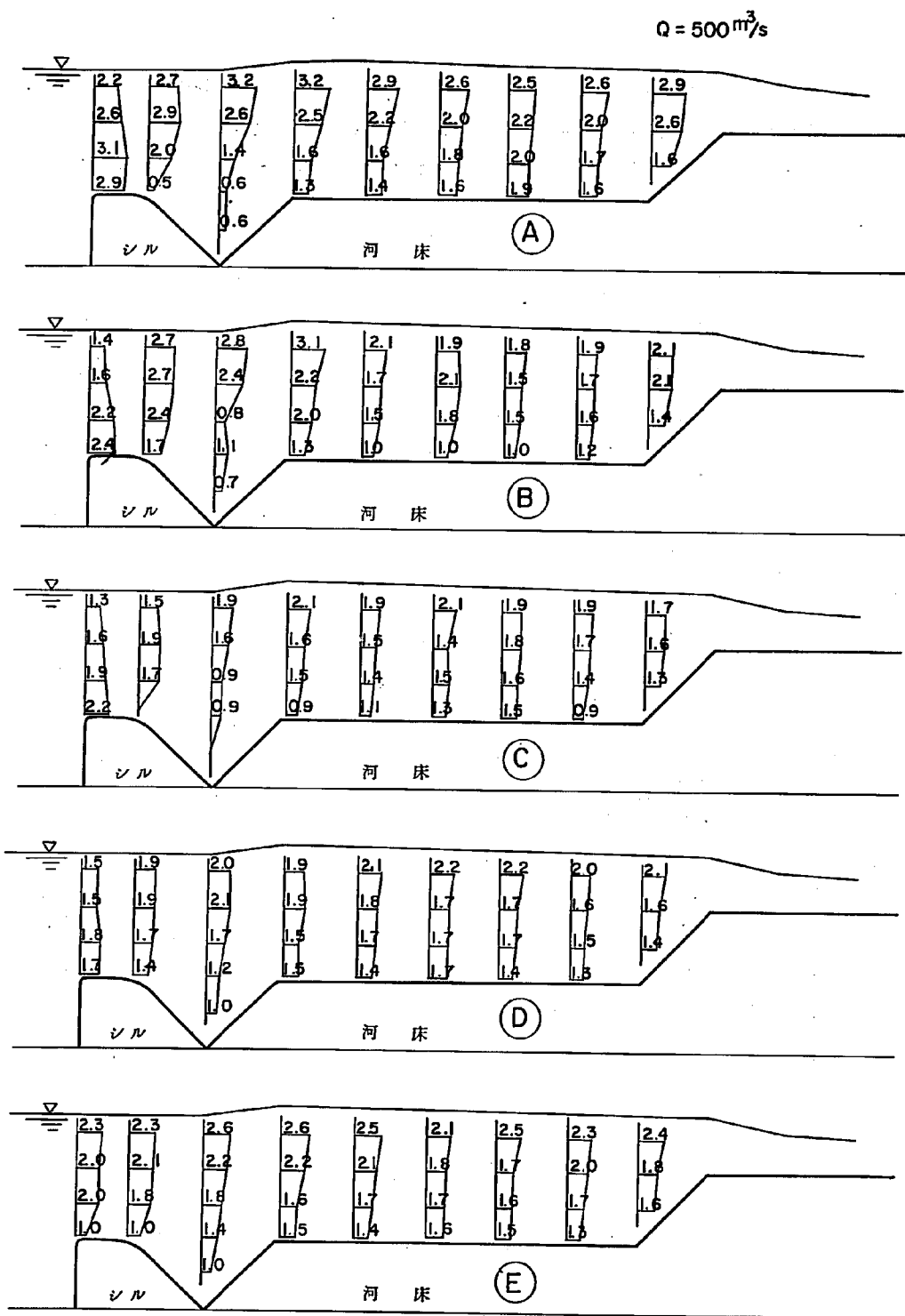


図-23の6 シル下流の流速分布図

2) 下流河道の水面形

ダム下流の護岸の高さを決める資料をえるために、図-24に示す横断線について、河道の水面形を測定した。対象流量は計画最大放流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ とした。

水面形は標準逐次計算法により求めた。結果は図-25の1～図-25の9に示す。

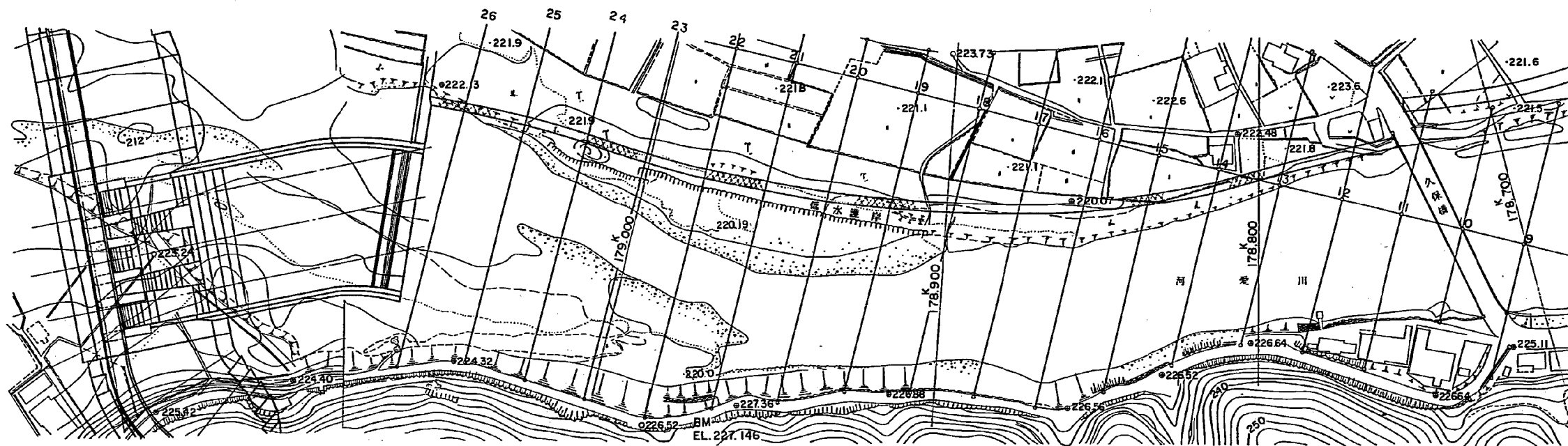


図-24 土師ダム下流河道平面図

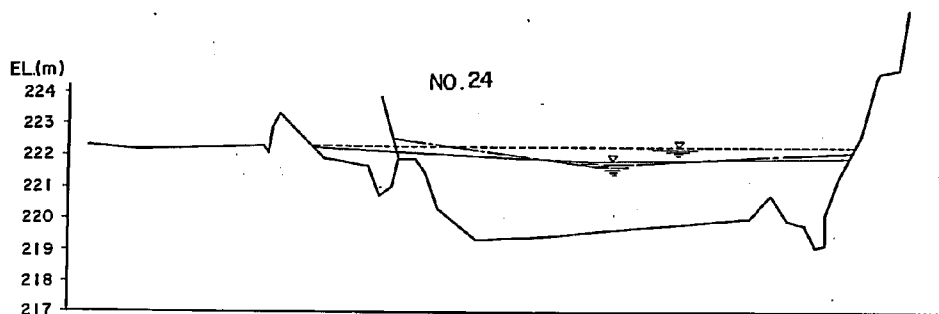
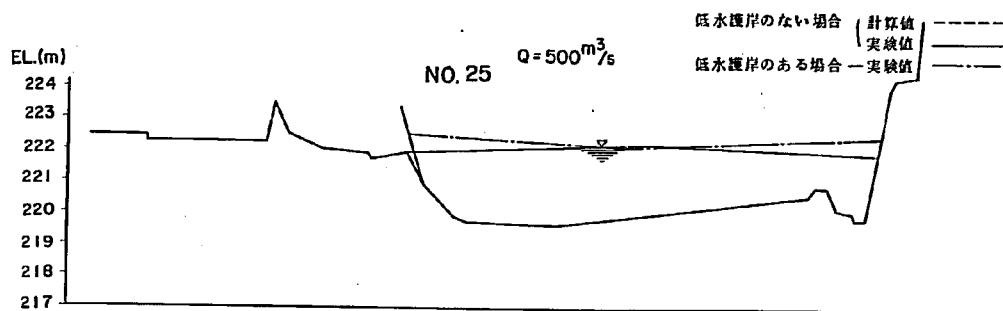


図-25の1 土師ダム下流河道水面形

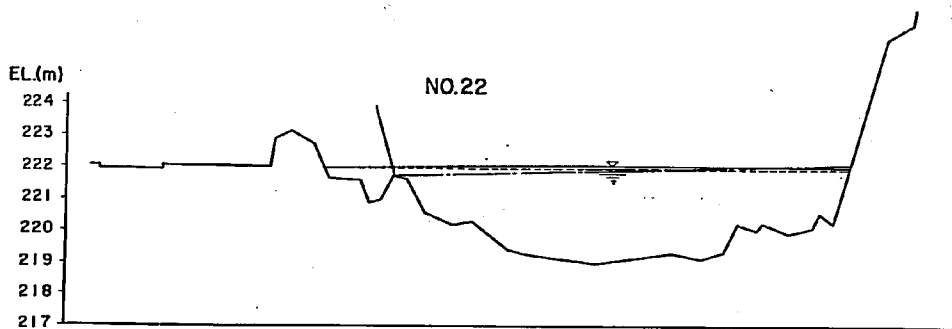
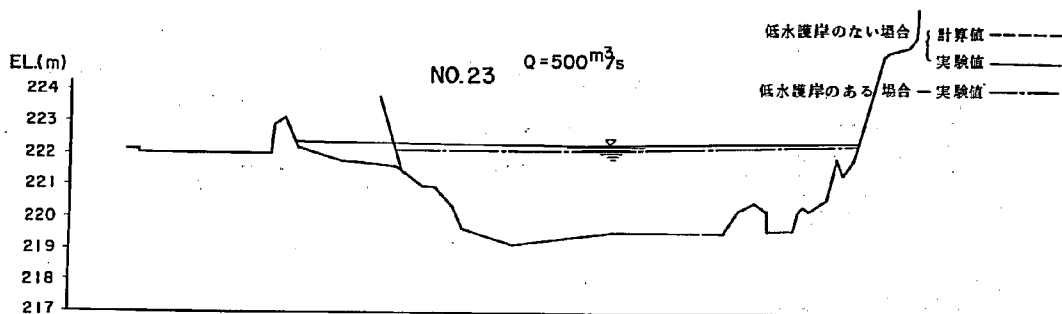


図-25の2 土師ダム下流河道水面形

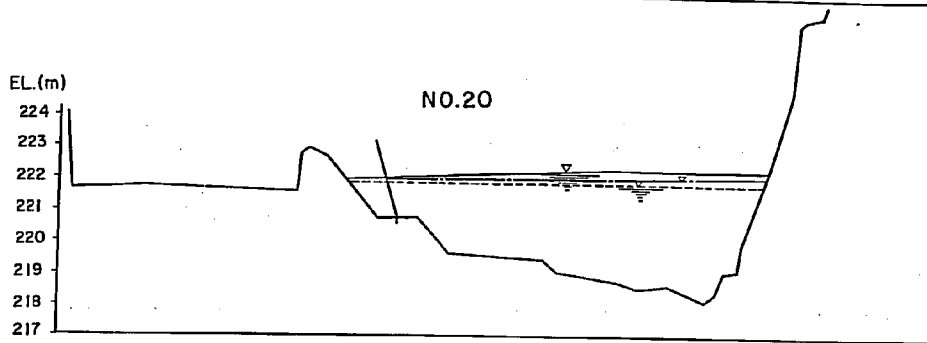
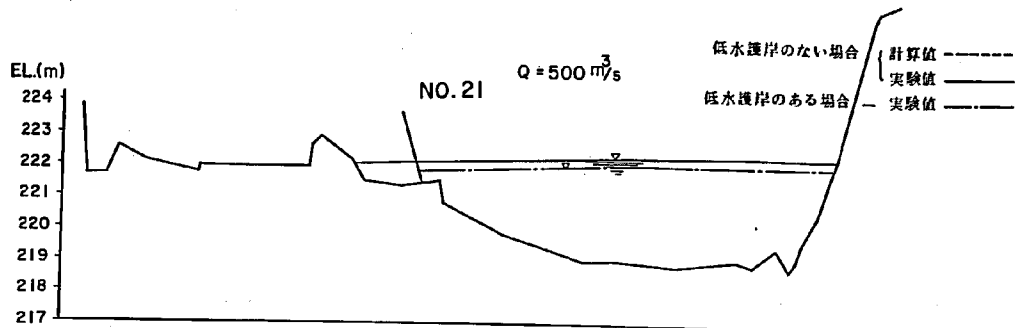


図-25の3 土師ダム下流河道水面形

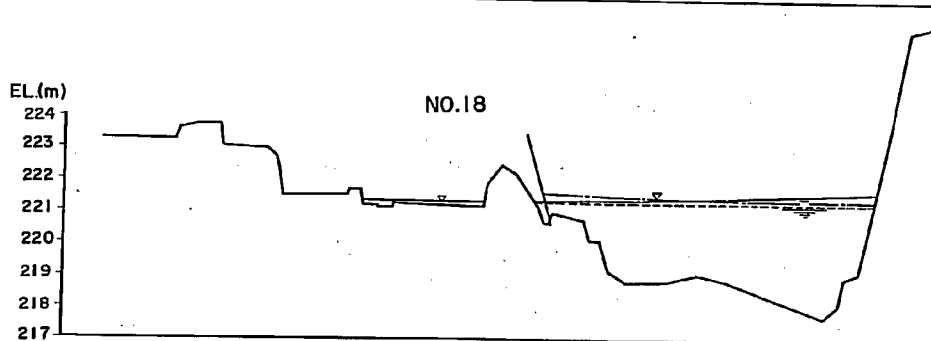
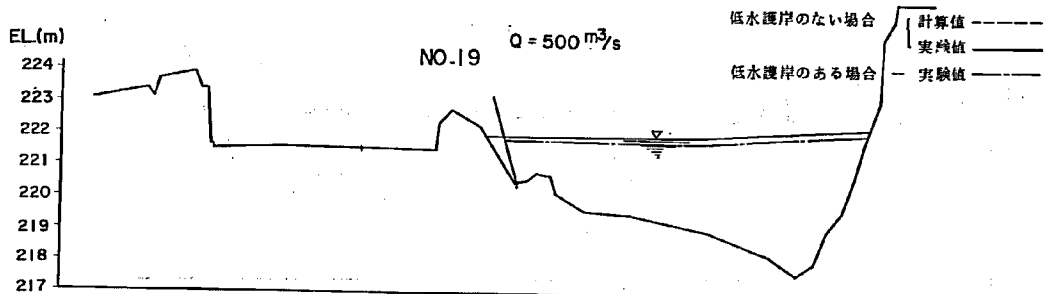


図-25の4 土師ダム下流河道水面形

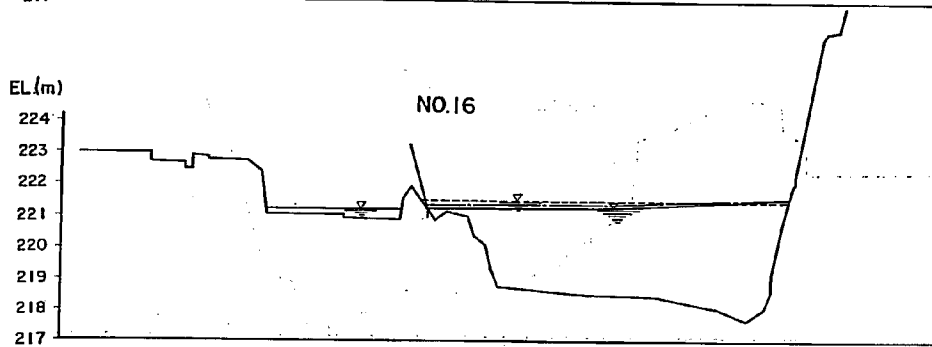
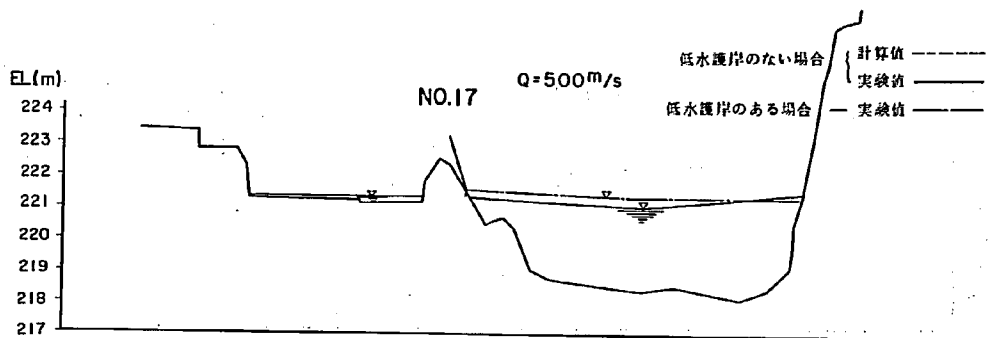


図-25の5 土師ダム下流河道水面形

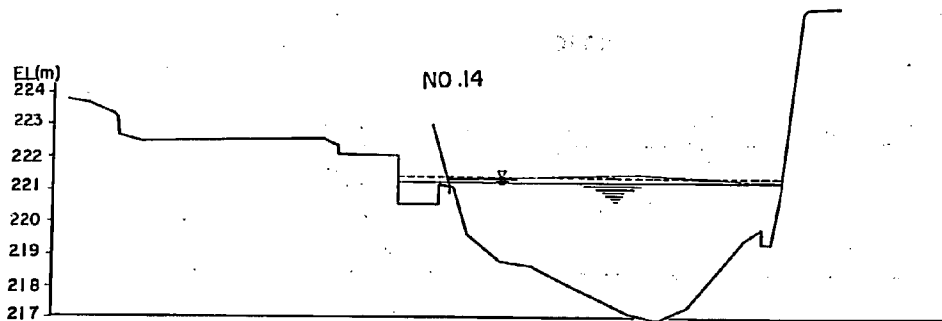
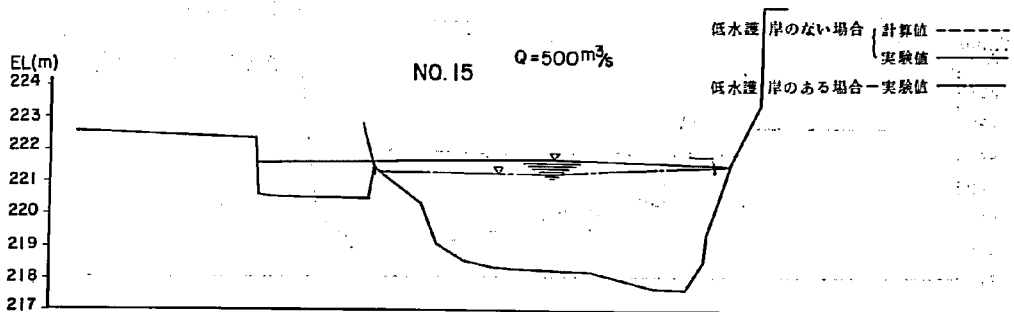


図-25の6 土師ダム下流河道水面形

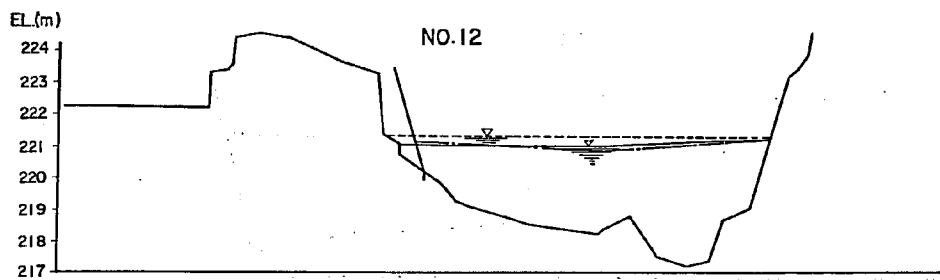
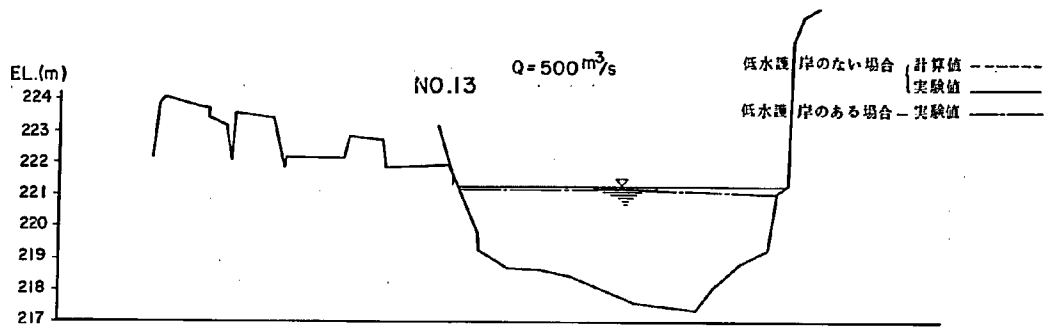


図-25の7 土師ダム下流河道水面形

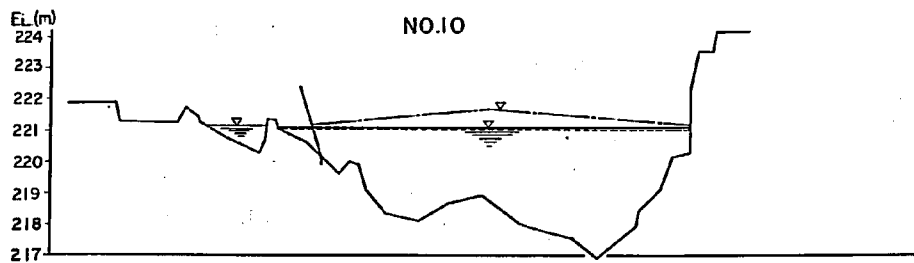
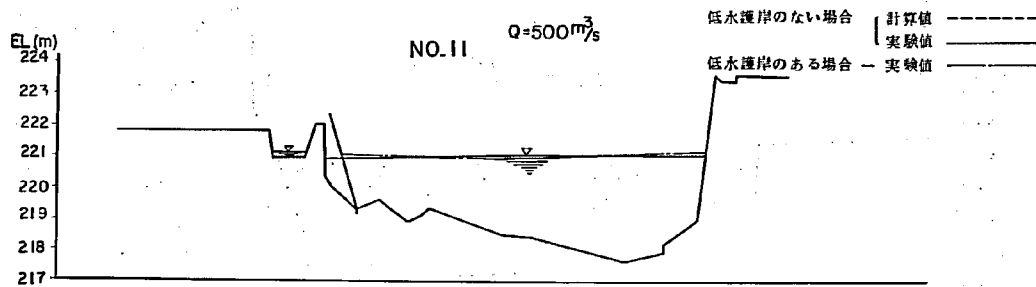


図-25の8 土師ダム下流河道水面形

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

低水護岸のない場合 - 実験値 ———
 低水護岸のある場合 - 実験値 ———

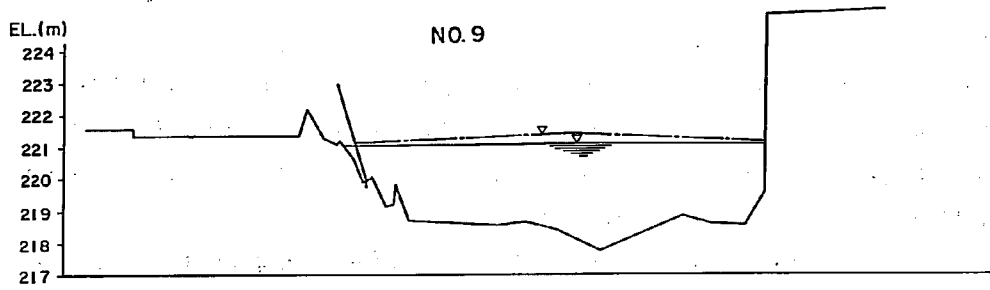


図-25の9 土師ダム下流河道水面形

第2編 ダム下流の河床変動の検討

I. 検討の目的

河川に何んらか人工的な手が加えられた場合、河川はそれに応じた変化を示し、その影響も広範囲に及ぶ。

従って、河川に何んらかの工事を施工するに当り、あらかじめその変化の程度および範囲を予測しておくことは大切なことである。

特にダムの建設はこれまでの流砂の連続条件を大きく変える。すなわち、ダムの建設によりダム上流からの流砂はダム下流に流送されることは不可能になる。従って、ダム下流部は上流部からの供給流砂量が無くなり、新しい平衡条件が生ずることになる。従って、この新しい平衡条件を満足するためには河床が変化しなければならない。

そこで、本検討は土師ダムの建設に伴い、ダム下流の河床がどの程度変化するかをあらかじめ推定し、護岸計画およびその他の構造物について検討する際の資料を得ることを目的とするものである。

II. 検討方針

前項の目的を達成するため、検討方針を次のように定めた。

- (1) ダム下流部の河床低下の問題を扱う場合、アーミング効果（小さな粒子が大きな粒子より速く運ばれる効果）を考慮しなければならない。しかし、現在のところこのアーミング効果を扱った計算手法は確立されていない。そこで、今回は通常行なっている河床変動計算により検討することにする。
- (2) 流砂量公式の選定にあたってはその河川の流砂の輸送形式を考慮しなければならない。土師ダム下流部の河床材料の粒度分布を見ると平均粒径は80%程度とかなり大きい。従って、浮遊砂は特に問題にならないものと考えられる。そのため、本検討においては掃流砂のみを扱うことにし、流砂量公式としてはこれまで比較的多くの実河川に用いられている佐藤、吉川、芦田公式を用いることにする。
- (3) 次に問題となるのは流砂量公式の現地への適応性である。現在提案されている流砂量公式のほとんどのものは実験室において求められたものであり、佐藤、吉川、芦田公式も実験室

において求めたものである。従って、この公式の係数をそのままにして現地に適用することが可能か否かが問題となる。しかし、この問題を検討するには実測資料（過去の河床変動実績、砂防ダムにおける堆砂量、低および高水時における流砂量の実測等）が必要となるが、土師ダムの下流部についてはこれらの資料がない。

そこで、この問題については先に常願寺川について検討した例^{*}があるので、ここではこの結果を引用し、現地への適応性について検討する。

これによると常願寺川における実測資料としては1924年から1934年までの10年間について河口から1.8 kmまでの区間についての河床変動実績と河口から2.6 kmの地点にある本宮堰堤の堆砂量があり、これらの資料から常願寺川における年平均流砂量を求めると、 $0.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ 程度になった。

次にこの河川の水量を用い、佐藤、吉川、芦田公式により流砂量を計算すると $0.63 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ となり、実測資料による流砂量の推定値 $0.4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ と大体一致し、常願寺川の場合公式の現地への適応性はかなり良いことが解る。

そこで、本検討においては常願寺川における検討結果から公式の適応性はかなり良いものと推定出来るので佐藤、吉川、芦田公式をそのまま用いることにする。

- (4) 河床材料調査は173.2 kmからダム地点までの区間について18ヶ所行った。その中で低水路附近で採取した資料について整理すると図-26のようになる。この図を見れば明らかのように粒度分布は縦断的にそれほど変化がない。そこで計算においてはこれらの資料を用いて代表的な粒度分布を作り、その粒度分布を用いることにする。

* 土屋、石崎：土木研究所報告第136号「河川の縦断形状に関する研究」

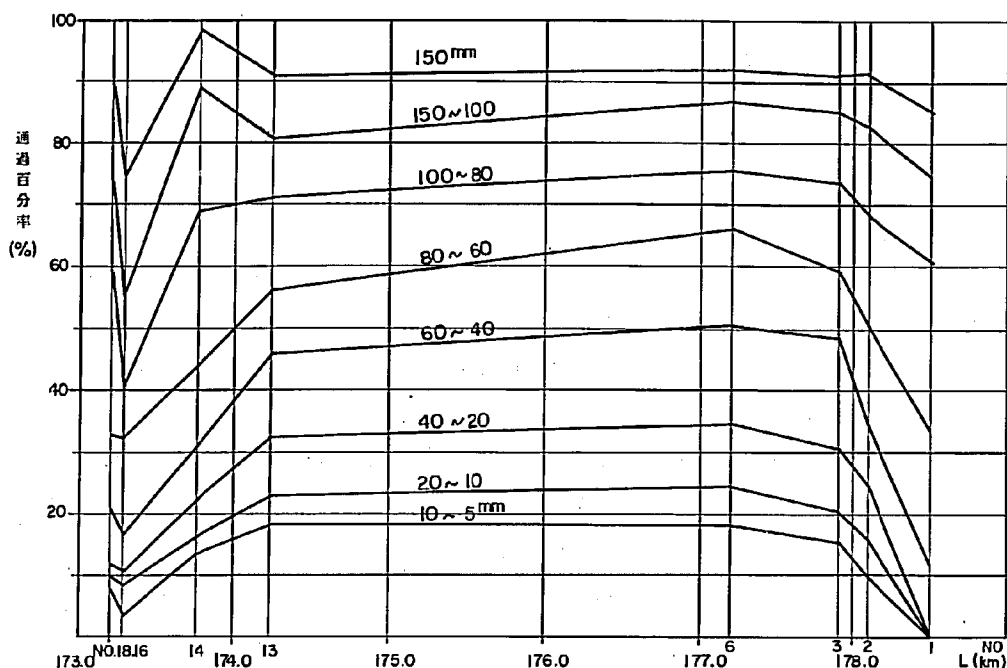


図-26 土師ダム下流粒度分布図

(5) 流砂量計算を行う場合、河床材料の粒度特性をどのように扱うかにより計算結果にも差が出てくる。粒径が大小それほど変化しないものであれば平均粒径を用いて計算しても良いものと考えられる。しかし、土師ダム下流部の粒度分布は図-26に示したように大小かなりの差がある。従って、平均粒径を用いて流砂量計算を行なうことは無理となり粒度分布を考慮しなければならない。しかし、混合粒径の流砂量を算定する方法は現在のところ確立されていない。そこで今回の計算においては混合粒径に対する問題が残されているけれども一応粒度分布を考慮して粒径別に流砂量を求めることにする。

(6) 計算区間は距離標 Δ 173.2 Kから Δ 179.0 K間とする。

(7) 図-27は流量 $250 \text{ m}^3/\text{S}$ と $500 \text{ m}^3/\text{S}$ の掃流力(τ_0)の縦断分布と20, 40, 60, 80%粒径の限界掃流力の関係を示したものである。これによると流量 $500 \text{ m}^3/\text{S}$ の場合でも全部の粒子が動くことはなく、大体40%粒径程度のものが限界粒径となっている。従って、 $100 \text{ m}^3/\text{S}$ 以下の流量の場合には20%粒径程度が限界粒径となるものと思われ、河床変動に対して小流量はそれほど影響がないものと考えられる。そこで計算には小流量は考慮しないことにし、流量資料としては計画ハイドログラフを用いることにする。

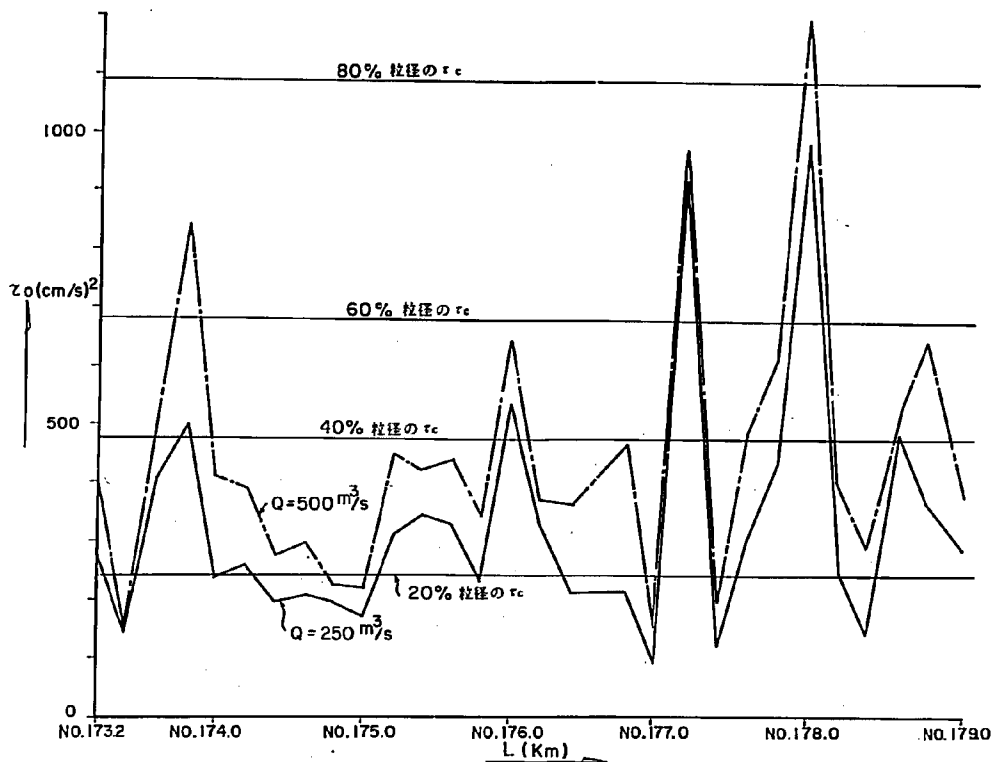


図-27 流量別掃流力縦断図

Ⅲ. 河床変動計算

3-1 計算の基礎式

河床変動計算は不等流計算と流砂の連続式および流砂量式を組み合わせるものであり、それぞれの基礎式は下記の通りである。

$$\frac{dH}{dx} + \frac{dQ^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) - \frac{dhr}{dx} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

$$q_b = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1)g} U^3$$

H : 水位

Q : 流量

hr : 損失水頭

A : 流積

hr : エネルギー損失

Z : 河床高

B : 河巾

λ : 河床材料の空隙率

Q_s : 流砂量

ρ : 0.623 ($n > 0.025$)

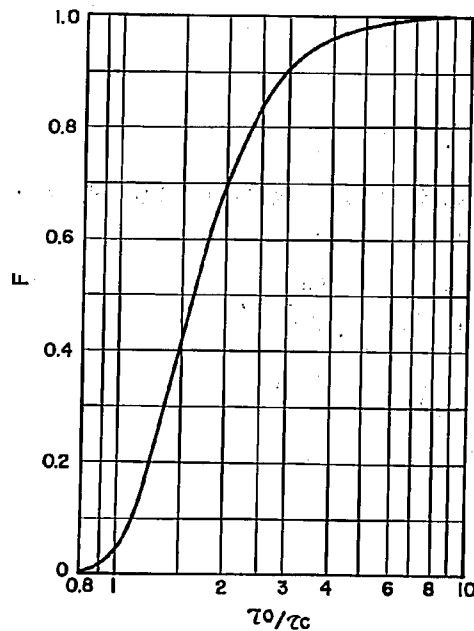
0.623 ($1/40n$) 3.5 ($n < 0.025$)

F : τ_o/τ_c によって定められる係数 (図-28)

g : 重力の加速度

U^* : 摩擦速度

図-28 佐藤, 吉川, 芦田公式における F と τ_o/τ_c との関係



3-2 計算資料

(1) 流量資料

平水時においても土砂の輸送が行われるものであれば計算は平水も含めて行なわなければならない。しかし、図-27に示したダム下流部の掃流力の分布を見ると平水時には殆んど土砂の輸送はないものと考えられる。

そこで計算に用いる流量資料としては図-29に示した計画ハイドログラフ(確率1/80)を用いることにした。

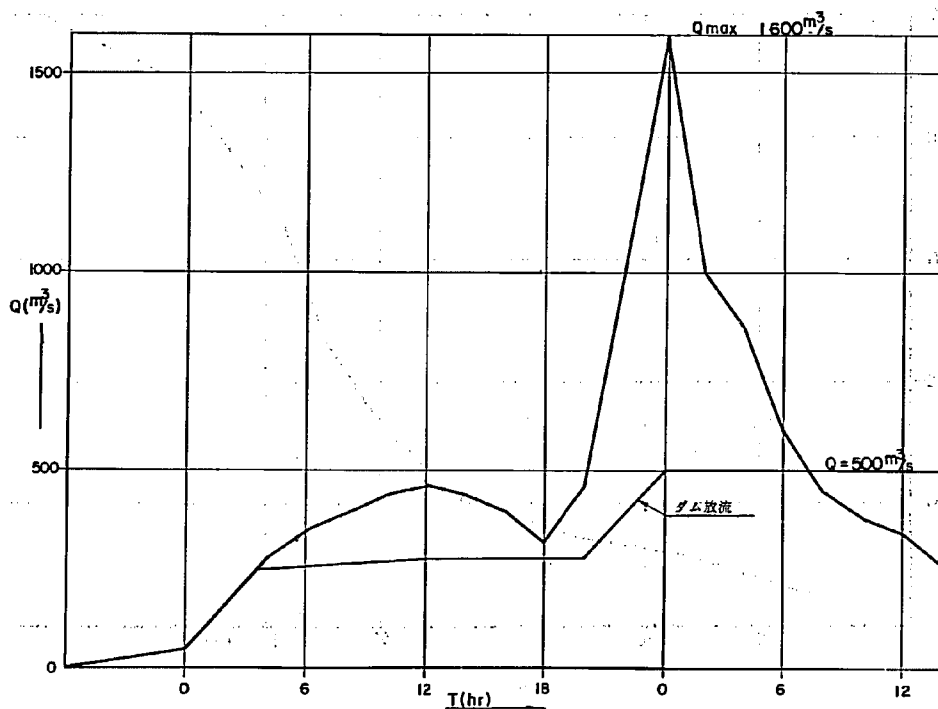


図-29 計画Hydrograph(80年確率)

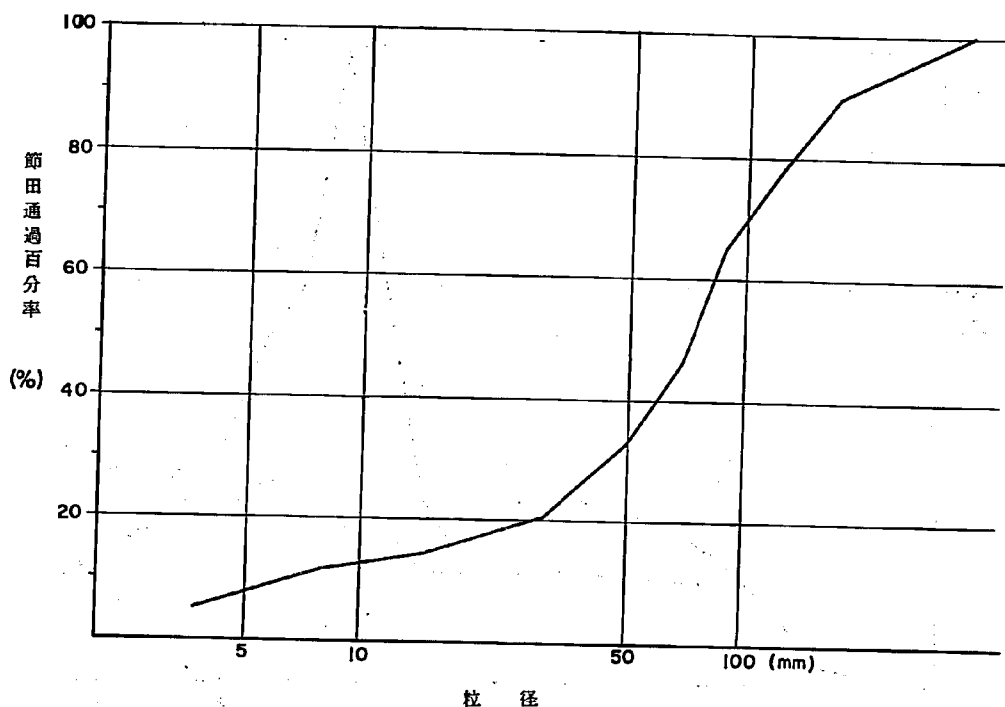
(2) 断面特性

計算に用いた断面特性は事務所より示されたH-A-B表である。なお、計算区間には5つの堰が設置されているが堰附近の水面形を求める場合、計算の距離間隔を大きく取ると計算で求めた水面形は実際に生ずる水面形とかなり異なる場合がある。そのため、堰上流部は20 cm間隔に補間断面を設け計算した。

(3) 河床材料資料

低水路附近で採取した河床材料の粒度分布を整理したものが図-26である。検討方針において述べたように粒度分布は縦断的にそれほど変化がない。そのため、図-26に示した低水路附近の粒度分布資料を用いて図-30にしたような粒度分布を作成した。計算にはこの粒度分布を用いることにし、これを8クラスに分割し、代表粒径を定め、この代表粒径について流砂量計算を行った。

図-30 粒度分布曲線



3-3 境界条件

(1) 出発水位

計算始点の 173.2 km 附近には水位観測所がないため H-Q カーブを作成することが出来なかった。

そこで、出発水位は計算区間の平均河床勾配が $1/400$ 程度であることを考慮して等流水深を与えることにした。

(2) 上, 下流端の河床高

出発水位を湖位のような河道条件に左右されないもので与える場合、下流端の河床高を変動させることは可能である。しかし、今回の場合は出発水位として等流水深を与えるため、下流端の河床高は固定とした。

また、上流端の河床はダムの建設により供給流砂量が無くなるため、その流砂量に相当する分だけ変動させた。

3-4 計算結果

計算結果を図示すれば図-31および32の通りである。図-31は初期河床縦断と変動後の河床縦断を示したものであり、図-32は初期河床からの変動量を示したものである。また、図-33は水位縦断図である。

これによると洗堀箇所については計画高水1波形後では $17.8.0\text{ km}$ が最大で約 4.6 cm 程度、 $17.3.8\text{ km}$ と $17.7.2\text{ km}$ ではそれぞれ 2.8 cm と 2.3 cm 程度の洗堀となっている。また、上流端における洗堀は 5 cm 程度と非常に少ない。2波形後の洗堀量についても $17.8.0\text{ km}$ の 5.4 cm が最大で、上流端についても 1.1 cm 程度であり、上流端以外は1波形目に比べ洗堀速度は遅くなっている。

これは河床が平衡状態に近づいていることを意味するものであり、以後洗堀はそれほど進まないものと考えられる。

洗堀をうけている地点の原因を調べると、 $17.3.8\text{ km}$ 附近は河床縦断を見ても明らかなように河床勾配が急であるため掃流力が大きくなり洗堀されるものと思われる。また、 $17.7.2\text{ km}$ と $17.8.0\text{ km}$ 附近は $17.3.8\text{ km}$ 附近と同様に河床勾配が急であることと川巾がほかに比べ狭くなっているために洗堀されるものと考えられる。

しかし、洗堀深はダム建設に伴い一番洗堀が懸念されるダム直下流部においても $5\sim 10\text{ cm}$ 程度であり、最も大きい所でも 5.0 cm 程度と非常に少ない。

そこで、この理由について考えることにする。

まず、図-27の流量別掃流力の縦断分布を見ると流れの掃流力は流量 $500\text{ m}^3/\text{S}$ の場合で $400\sim 450(\text{cm}/\text{S})^2$ 程度であり、 $250\text{ m}^3/\text{S}$ の場合には $300\sim 350(\text{cm}/\text{S})^2$ 程度である。

また、流砂量公式中の F の値が 1.0 になるのは流れの掃流力と粒子の限界掃流力の比(τ_0/τ_c)が大体3以上になった時であり、 F が 0 になるのは τ_0/τ_c が1以下の場合である。

従って、土師ダム下流部においては $3.7\sim 5.5\text{ m/m}$ 以上の粒子のものは流送されないことになり、図-30の粒度分布図を見るとこれらは $2.4\sim 3.5\%$ 粒径に相当することが解る。そのため、河床砂の中の $70\sim 80\%$ 程度のものは計画高水流量が流れた場合でも流送されない

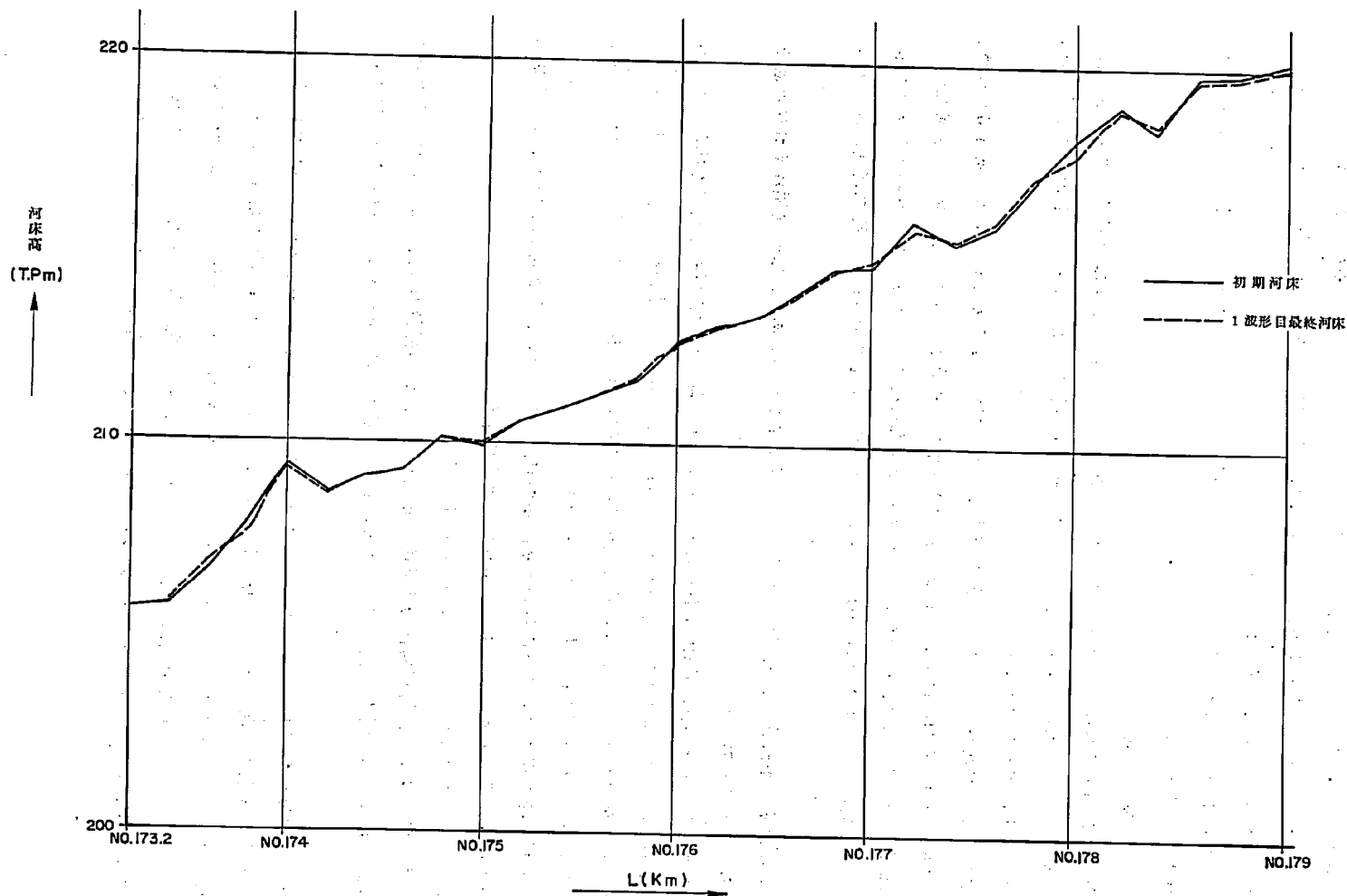


図-31 土師ダム下流河床変動図

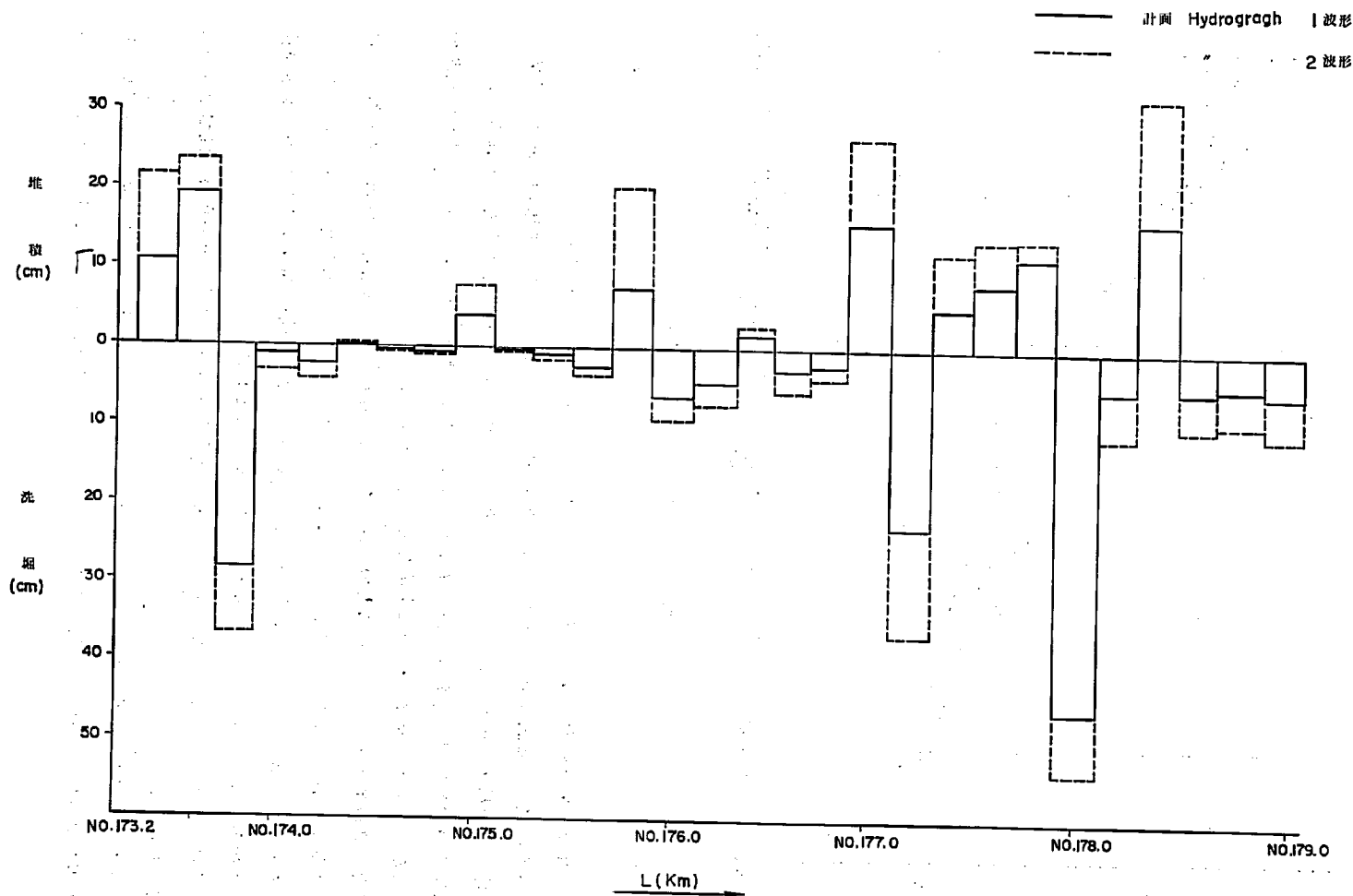


図-32 初期河床からの変動量

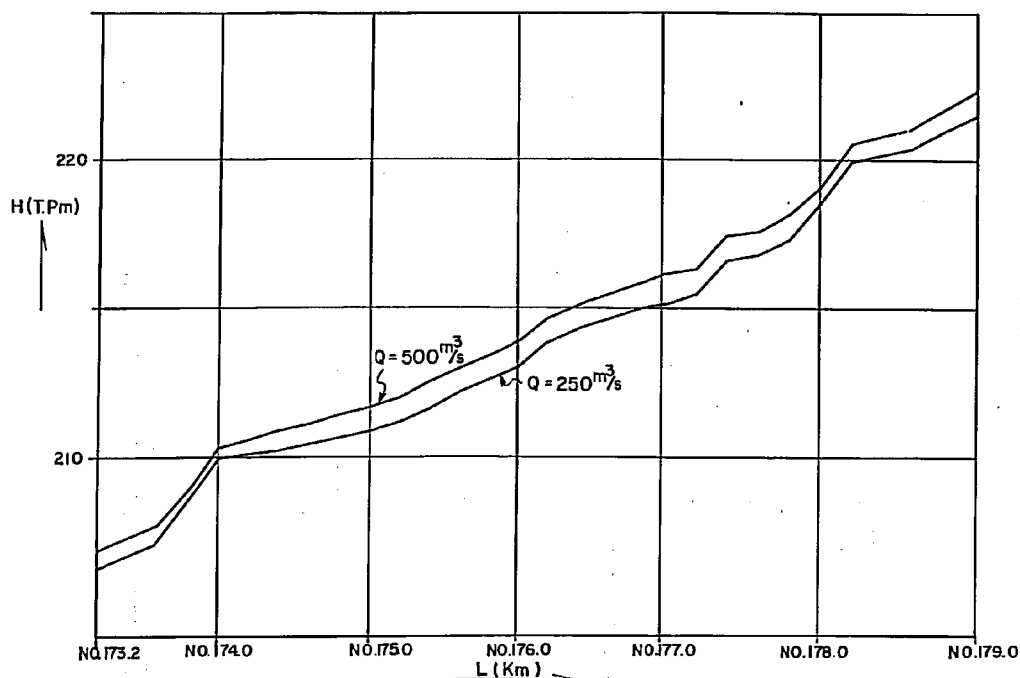


図-33 水位縦断面図

ことになり、平水時の場合、河床砂の流送はほとんど行われなことが解る。

従って、ダムの建設に伴い上流からの供給砂が無くなったとしても、河床勾配および流量規模に比べ河床砂の流径が大きいため、ダム直下流部の洗堀も少ないものと考えられる。

次に堆積箇所について見ると、 $\Delta 173.6$ 、 $\Delta 177.0$ 、 $\Delta 178.2$ Kで15~20 cm程度の堆積となっているが堆積についても洗堀と同様に少ない。

また、2波形を続けて流したあとの河床形を見ても堆積量は最大で32 cm程度である、ただ、 $\Delta 173.4$ と $\Delta 173.6$ Kの堆積については出発水位の与え方による影響とも考えられる。

このように堆積量が少ない原因は前に述べたように、流砂の絶対量が少ないため、多少掃流力に差があったとしても大きな堆積が生じないものと思われる。

いずれにしても堆積量は河道に大きな影響を支える程のものではないから特に問題となるとは考えられない。

以上が土師ダム下流部について行った河床変動計算の結果である。この計算は河床材料の粒度分布が変わらないものとして行ったものであるが、実際は粒度分布が変化する。また、アーマ

リング効果についても考慮していないが、河床低下の場合、この効果は大きい。

しかし、ダム下流部の河床低下の問題を扱う場合には河床材料の変化およびアーミング効果を除いては正確な予測は不可能である。

現在これらの問題に対する研究も行われているが、実河川に適用出来るまでには至っていない。

そこで、今回は次のような計算を行い河床低下量を推定した。河床の低下はアーミング効果を考慮しなければその地点における流れの掃流力と等しい限界掃流力を持つ粒子以下のものが無くなるまで進む。

従って、各地点における流れの掃流力を計算し、その値を持つ粒子を求め、粒度分布曲線からその粒子以下のものが含める割合を求めれば、河床の最大洗掘深を推定することが出来る。

このような考えのもとで各地点の洗掘深を求め図示したものが図-34である。

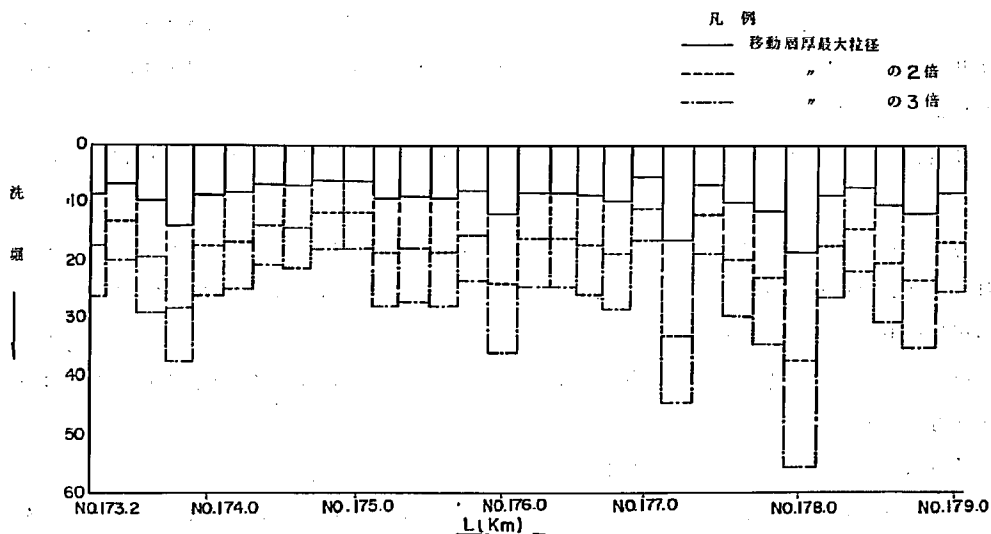


図-34

しかし、この場合でも移動層厚をどの程度に考えるかによってその結果も違ってくる。

そこで、今回は一応河床材料の最大粒径(300%)を基準に考え、移動層厚を最大粒径、その2倍およびその3倍とした場合について洗掘深を求めて見た。

その結果、移動層厚を最大粒径にとった場合で最大洗掘深が18.6cm程度、平均すると10cm

程度である。また、移動層厚を最大粒径の2倍および3倍にとった場合にはそれぞれ最大洗掘深が37.2cmおよび56cm程度であり、平均では20cmおよび30cmとなる。

ダム直下流部における洗掘は移動層厚が最大粒径の場合で10cm程度、最大粒径の3倍とした場合でも30cm程度であり、河床変動計算の結果と同様に少ない。

以上が計算結果であるが、ここで求めた洗掘深は最大洗掘深であり、実際にはアーマリング効果等が働いてこの値より小さくなるものと考えられる。

IV. 結 論

以上土師ダム完成以後のダム下流部の河床変動を推定する目的で $\Delta 173.2K$ から $\Delta 179.0K$ 間について河床変動計算を行い検討してきた。

その結果、ダム直下流部における洗掘は計画高水1波形後で5cm程度、2波形続けた後では10cm程度となった。また、最大洗掘深は1波形後、2波形後とも $\Delta 178.0K$ におこり、46cmおよび54cm程度であった。

堆積については最大が1波形後で15～20cm、2波形続けた後で20～30cm程度であった。

河床変動計算とは別に、流れの掃流力と粒子の限界掃流力から最大洗掘深を試算した結果では、移動層厚を最大粒径の3倍と考えた場合で最大が56cm程度であり、ダム直下流部でも30cm程度であった。

以上述べたように洗掘および堆積は河道に影響を与える程度の量ではなく、特に問題となるとは考えられない。

従って、土師ダムの場合、ダムの建設が河道に与える影響は少ないと言える。

最後に本検討はあくまでも佐藤、吉川、芦田公式がそのまま現地に適用出来るということを前提として行ったものであることおよびダム直下流部について局所洗掘は考慮していないことを附記しておく。