

水沼ダム水理模型実験報告

昭和39年12月



建設省 土木研究所

水沼ダム水理模型実験報告

研究部、ダム水理

整理番号 No. 2

台帳登記 40.5.22 (印)

建設省 土木研究所

目 次

第1編 余水吐の部	1
第1章 余水吐の概要	1
第2章 余水吐の設計	2
第1節 余水吐の設計条件	2
第2節 越流部の設計	3
第3節 流量の検算	7
第4節 放出端部の設計	9
第3章 模型実験	12
第1節 実験概要	12
第2節 実験項目	12
第3節 模型縮尺および相似	13
第4節 模型施設および測定方法	13
〔1〕 実験設備	13
〔2〕 測定方法	14
第5節 越流部実験	15
〔1〕 越流量の測定	15
〔2〕 越流部水面形の測定	19
〔3〕 越流部底面圧力の測定	19
〔4〕 越流部ゲート戸溝の形状	20
第6節 放出端部実験	20
〔1〕 概要	20
〔2〕 バケット機能の検討	21
〔3〕 バケット形状	25
〔4〕 下流河道の流速測定	25

第7節 洗堀実験	29
〔1〕 実験設備	29
〔2〕 砂利の相似律について	30
〔3〕 洗堀実験結果	30
第4章 結 語	33

第2編 発電用取水設備の部	1
第1章 取水設備概要	1
第2章 取水設備の設計	1
第1節 取水設備の設計条件	1
第2節 取水設備の設計前提	1
〔1〕 調節構造物の位置選定	1
〔2〕 流量調節構造物型式の選定	2
第3節 取水設備の設計	3
〔1〕 管 径 の 決 定	3
〔2〕 吞口中心標高の選定	5
〔3〕 吞口形状の決定	5
〔4〕 取 水 設 備	6
第4節 ハウエルバンガーバルブの流量係数	7
〔1〕 概 要	7
〔2〕 ハウエルバンガーバルブの流量係数	8
〔3〕 取水管内の損失水頭と総水頭への換算	8
第5節 減勢池の設計	12
〔1〕 原案の設計	12
〔2〕 原案に関する実験検討結果	13
〔3〕 最終減勢装置形状	16
〔4〕 減勢装置の減勢効果	17

第1編 余水吐写真

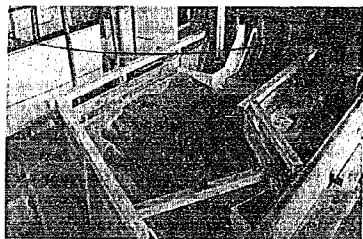


写真-1
1/40 全体模型（固定河床）

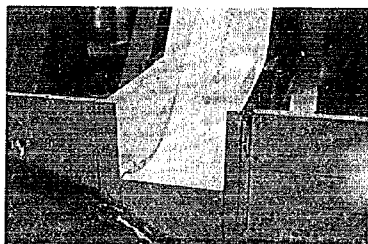


写真-2 I型バケット（原案）

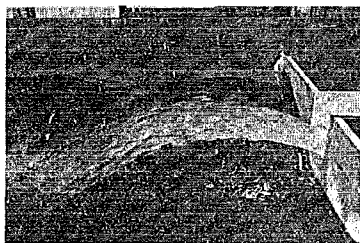


写真-3 I型バケットによる流況

〔計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
ゲート開度 $G = 2.23 \text{ m}$
貯水位 E.L. 280.40 m 〕

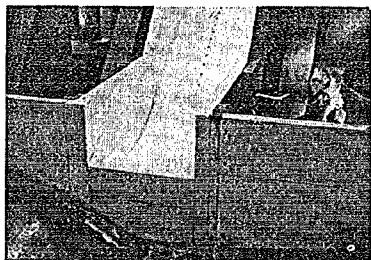


写真-4 II型バケット

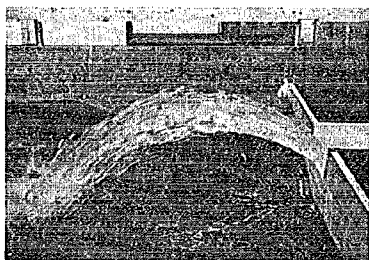


写真-5 II型バケットによる流況

計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 ゲート開度 $G = 2.23 \text{ m}$
 貯水位 E.L. 280.40 m



写真-6 III型バケット



写真-7 III型バケットによる流況

計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 ゲート開度 $G = 2.23 \text{ m}$
 貯水位 E.L. 280.40 m

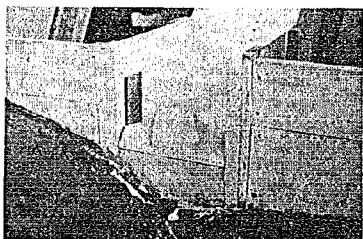


写真-8 IV型バケット

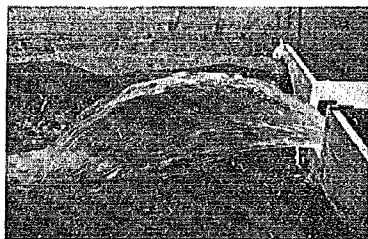


写真-9 IV型バケットによる流況

計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 ゲート開度 $G = 2.23 \text{ m}$
 貯水位 E.L. 280.40 m

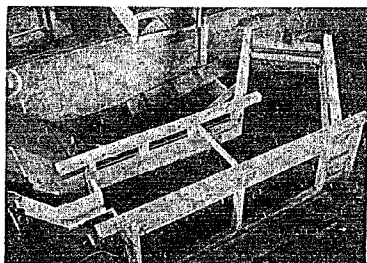


写真-10

1/40 全体模型 (移動河床)

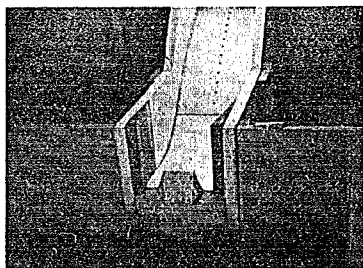


写真-11
最終案バケット（Ⅳ型バケット修正）

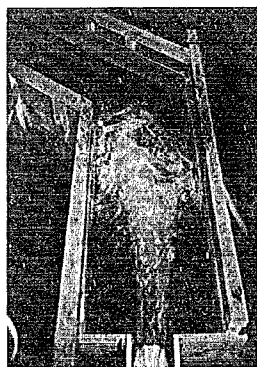


写真-12
最終案バケットによる
下流河道の流況（移動河床）

計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 ゲート開度 $G = 2.23 \text{ m}$
 貯水位 E.L. 280.40 m

第 1 編 余 水 吐 の 部

第 1 章 余 水 吐 概 要

水沼ダムは、花園川総合開発事業の一環として、花園川上流北茨城市華川町大字水沼地点に洪水調節、かんがい、上水道、および工業用水道を目的として計画された多目的ダムである。花園川は、茨城県の最北端にあり、いわゆる「常盤炭田地帯」として、福島県南部に連なる鉱工地帯を流下して大北川に合流して太平洋に注ぐ準用河川であり、流域面積 62Km^2 、流路延長 17.5Km 、平均河床勾配 $1/50$ であるが、ダム地点では、集水面積 37Km^2 であり、集水区域は 800m 前後の山にかこまれ平地はほとんどない。区域内の大部分は、草木におおわれており、地質は片麻岩および花崗岩がほとんどであると推定される。

岩の露出している部分は、表面破碎し、風化の進んでいるところはマサ状になつている。林相は杉などの針葉樹が多い。

ダム諸元および水理資料を表-1に、ダム附近平面図を図-1に示す。

本ダムの余水吐型式としては、単純な堤頂越流型を採用するのが最も経済的である。所要流量条件を満足するような越流部形状、寸法を定めることによつて、流入部の設計は容易に行なえるが、本ダム地点では、河川勾配が非常に急勾配であることおよびダム下流で河道が急曲しているため、減勢工の型式選定には十分綿密な水理実験による検討を必要とすると考えられ、土木研究所で実験を実施することとした。

実験に先立つて、以下に述べるような余水吐形状の検討を行なつた。

表-1 ダム諸元と水理資料

ダム型式		直線重力式コンクリートダム			
集水面積		37 Km ²		湛水面積	0.26 Km ²
総貯水量		2,600,000 m ³		地質	花崗岩
堤高	34.8 m	堤頂長	140 m	堤体積	48,000 m ³
法勾配	(非越流部)	上流	0.085	下流	0.78
	越流部	上流		下流	0.80
非越流部標高		E.L. 282.100 m			
常時満水位		E.L. 280.000 m			
サーチャージ水位		E.L. 280.400 m			
夏期制限水位		E.L. 274.300 m			
予備放流最低水位		E.L. 272.200 m			
低水位		E.L. 270.000 m			
堆砂面		E.L. 269.500 m			
計画洪水流量		350 m ³ /sec			
計画放流量		170 m ³ /sec			
異常洪水流量		510 m ³ /sec			
余水吐設計流量		425 m ³ /sec			

第2章 余水吐の設計

第1節 余水吐設計条件

(1) 水沼ダムの洪水調節計画は、図-2に示すとおりである。よつて、余水吐の次の条件を満足しなければならない。

- (a) 貯水位 E.L. 272.20 m で 100 m³/sec の放流能力をもつこと。
- (b) 貯水位 E.L. 273.10 m で 170 m³/sec の放流能力をもつこと。

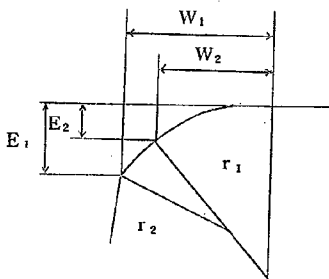
- (2) サーチャージ水位 EL. 280.400m で異常洪水量 $510 \text{ m}^3/\text{sec}$ を放流しうることを。
- (3) ゲート数は、工費、維持管理の難易、操作の信頼度および減勢処理の難易を比較検討の上決定されるが、ここでは、主として経済上の理由より 1 門とする。
- (4) ダム地点での自然下流水位は期待できないものと仮定する。

第 2 節 越流部の設計

純越流長は 8 m とし、概略の放流量計算によつて、越流頂標高を EL. 268.00 m に設定する。

クレストより上流側は標準型の複合円弧を採用し、自由越流時の越流量の増大をはかる。

標準型形状としてランドルフ型式を採用すれば、複合円弧は、下図に示す形状を有する。



ここに

$$W_1 = 0.2868Hd \quad E_2 = 0.033Hd$$

$$W_2 = 0.18Hd \quad r_1 = 0.5Hd$$

$$E_1 = 0.131Hd \quad r_2 = 0.2Hd$$

である。

いま、上流側複合円弧の設計水頭 H_d として、最大越流水頭（サーチャージ水位——越流頂標高）の 70 % にあたる 8.717 m を選ぶ。よつて設計水頭 8.717 m 以上の越流水深で自由越流させた場合負圧の発生が考えられるが計画最大放流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ の自由越流水深が 5 m 程度であることを考えれば十分安全であろう。

設計水頭 $H_d = 8.717 \text{ m}$ とした場合の複合円弧の諸元の計算結果を次に示す。

$$W_1 = 0.2868 \times 8.717 = 2.500 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.18 \times 8.717 = 1.569 \text{ m}$$

$$E_1 = 0.131 \times 8.717 = 1.142 \text{ m}$$

$$E_2 = 0.033 \times 8.717 = 0.288 \text{ m}$$

$$r_1 = 0.5 \times 8.717 = 4.359 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.2 \times 8.717 = 1.743 \text{ m}$$

越流部下流側形状としては、貯水池利用水深が非常に大きいために深いゲートを使用するから常時の洪水調節等におけるゲート操作は、非常に小開度で行なわれることを考えれば、標準型越流面形状に比して越流係数は減少するが、負圧の発生あるいは水脈の剝離の点で危険性の少ない 2 次放物線を採用することが有利である。

越流部下流側形状として採用する 2 次放物線は、ゲート半開時の流出ナツプの下側形状に一致させることが非常に有利であるからまず流出ナツプの下側形状について検討する。

このようなナツプの形状については岩崎氏が実験をして次の形にまとめている。

$$y/H = \tan \varphi (x/H) + \{ gH/2v_0^2 \cos^2 \varphi \} (x/H)$$

ここに

$$\begin{cases} S = gH/v_0^2 \cos^2 \varphi = 0.519 + 0.540 a/H \\ C_v = v_0/\sqrt{2gH} = 0.978 - 0.330 a/H \\ \tan \varphi = \sqrt{2SC_v^2 - 1} \end{cases}$$

である。

いま, $a/H \rightarrow 0 = 0.1, 0.2$ の場合についてナツプ形状を計算すると次のようになる。

$$a/H \rightarrow 0 \quad \text{の場合} \quad y/H \rightarrow 0.260 \left(\frac{x}{H} \right)^2$$

$$a/H = 0.1 \quad " \quad y/H = 0.074 \frac{x}{H} + 0.282 \left(\frac{x}{H} \right)^2$$

$$a/H = 0.2 \quad " \quad y/H = 0.207 \frac{x}{H} + 0.314 \left(\frac{x}{H} \right)^2$$

上式における貯水頭 H として, 最も危険側にある最大操作水頭 $H = 12.40 \text{ m}$ (サーチャージ水位 越流頂標高 $EL. 280.40 - 268.00 = 12.40 \text{ m}$) をとれば上式はそれぞれ次のようになる。

$H = 12.40 \text{ m}$ の時

$$a \rightarrow 0 \quad \text{の場合} \quad y \rightarrow 0.0209 x^2$$

$$a = 1.24 \text{ m} \quad " \quad y = 0.074 x + 0.2227 x^2$$

$$a = 2.48 \text{ m} \quad " \quad y = 0.207 x + 0.253 x^2$$

これより, 水沼ダム下流面形状として, $y = 0.02 x^2$ の 2 次放物線を採用した。この場合, 基本三角形の下流面と接せず, わずかに基本三角形の下流面より, はらみですが, その量は非常にわずかであるから堤体の安定をそこなうことはないであろう。

ゲート半開時の流出ナツプの下側曲線と水沼ダムの下流面曲線は図-3 に, またその座標は表-2 に示すとおりである。

図-3 に示すように水沼ダムの越流面形状は, 負圧の発生あるいは水脈の剝離の危険性はまつたくない。

越流部形状の安全性については, 水理模型実験により検討を加え最終的

表-2 ゲート半開時のナツプ下側曲線と

水沼ダム下流面曲線座標

$x(m)$ \ $y(m)$	$y = 0.02x^2$ (水沼ダム)	$a/H \rightarrow 0$	$a/H = 0.1$	$a/H = 0.2$
0	0	0	0	0
1	0.02	0.021	0.097	0.232
2	0.08	0.084	0.239	0.515
3	0.18	0.188	0.426	0.849
4	0.32	0.334	0.659	1.233
5	0.50	0.523	0.938	1.668
6	0.72	0.752	1.261	2.153
7	0.98	1.024	1.630	2.689
8	1.28	1.338	2.045	3.275
9	1.62	1.693	2.505	3.912
10	2.00	2.090	3.010	4.600
11	2.42	2.529		
12	2.88	3.010		
13	3.38	3.532		
14	3.92	4.096		
15	4.50	4.703		
16	5.12	5.350		
17	5.78	6.040		
18	6.48	6.772		
19	7.22	7.545		
20	8.00	8.360		
21	8.82	9.217		
22	9.68	10.116		

に決定される。

第3節 流量の検算

さきに当研究室で検討報告した「水沼ダム余水吐検討報告書」昭和38年5月21日では、最も危険な状態と考えられる越流頂直上流の堆砂面が越流頂と等しくなった状態を相定して、H. Rouse の図表より $C = 1.70$ (一定) を用いて自由越流量 $Q = CBH^{3/2}$ を計算したのであるが、この結果は、新しい洪水調節計画を満足しないものであつた。しかし、その不足分は非常にわずかであり、またあまりに危険側を想定し仮定した結果であるので今設計でも越流頂標高は原設計どおりとし、越流面曲線もふくらみを少なくして流出しやすい形状にした。なお流量の推定には一般の高ダムの場合と同様な手法を用いることとし、方法としては、岩崎氏の提案した方法を用いる。岩崎氏によれば、このような非標準型越流頂の越流量は次のように推定できる。

(1) 設計水頭 H_d の推定

標準型(岩崎氏の場合、ハロルドの形状を用いる。)では、上流曲線部の水平長(W)と設計水頭(H_d)の間には次の関係があることを利用して非標準型の H_d を求める。

$$W = 0.282 H_d$$

故に $H_d = W / 0.282$

(2) 設計水頭 H_d の時の流量係数 C_d の推定

下流越流面上の $x/H_d = 0.5$ の点における越流面のふくらみの無次元表示 $y/H_d = \xi$ と C_d の間に次の関係のあることを利用する。

$$C_d = 1.971 + 0.498\xi + 6.63\xi^2$$

(3) 任意越流深 H の時の流量係数 C の推定

Davis Creager および WES の方法を総合した次の一般式をもちいて推定する。

$$C = 1.60 \frac{1 + A (H/H_d)}{1 + 0.5A (H/H_d)}$$

ここに A は常数で $H = H_d$ の時, $C = C_d$ を代入して求める。

(4) 越流量推定式

$$Q = 1.60 \left\{ \frac{1 + A (H/H_d)}{1 + 0.5A (H/H_d)} \right\} B H^{3/2}$$

水沼ダム余水吐の場合について計算を行なうと

(1) 設計水頭 H_d

$$H_d = W / 0.282 = 2500 / 0.282 = 8.865 \text{ m}$$

(2) 設計水頭時の流量係数 C_d

$$x/H_d = 0.5 \quad \text{より} \quad x = 0.5 H_d = 4.433 \text{ m}$$

$$\xi = y/H_d = \frac{0.02 (4.433)^2}{8.865} = 0.0443$$

$$\begin{aligned} C_d &= 1.971 + 0.498 (0.0443) + 6.63 (0.0443)^2 \\ &= 2.006 \end{aligned}$$

(3) 常数 A

$$2.006 = 1.60 \left(\frac{1 + A}{1 + 0.5A} \right) \quad \text{より} \quad A = 0.680$$

(4) 越流量推定式

$$Q = 1.60 \left\{ \frac{1 + 0.680 (H/H_d)}{1 + 0.340 (H/H_d)} \right\} B H^{3/2}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに } H_d &= 8.865 \text{ m} \\ B &= 8.000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{とする。}$$

計算結果を表-3, 図-4に示す。

また, 表-3に示すように設計変更した余水吐の放流能力は, 設計条件をすべて満足している。

貯 水 位	放 流 能 力	余水吐必要放流能力	摘 要
EL. 272.20 m	125.0 m ³ /s	100 m ³ /s	初期放流量
EL. 273.10 m	171.6 m ³ /s	170 m ³ /s	計画放流量
EL. 280.40 m	738.8 m ³ /s	510 m ³ /s	異常洪水量

表-3 水沼ダム余水吐自由越流量推定値

貯 水 位 E. L. (m)	H (m)	H/Hd	C	C B H ^{3/2}
268.00	0	0	1.600	0
269.00	1.0	0.113	1.659	13.27
270.00	2.0	0.226	1.714	38.78
271.00	3.0	0.338	1.765	73.37
272.00	4.0	0.451	1.813	116.03
273.00	5.0	0.564	1.857	166.10
274.00	6.0	0.677	1.899	223.28
275.00	7.0	0.790	1.939	287.29
276.00	8.0	0.902	1.976	357.69
277.00	9.0	1.015	2.010	434.16
278.00	10.0	1.128	2.044	517.10
279.00	11.0	1.241	2.075	605.62
280.40	12.4	1.399	2.115	738.81

第4節 放出端部の設計

さきに報告した検討書において述べたように、本ダム地点では、河床勾配が1/80と、非常に急勾配であり、下流水位がまったく期待できない。さらに河床はかなり厚い砂礫層を有しているために、これを掘削することは経済的に非常に不利である。

また、他に河床低下を防止し、かつ下流水位を維持する適当な方法も本ダム地点では見当たらないので本ダム水叩きの型式として、下流水位と無関係に設計できる放散型水叩きを採用する。

わが国で放散型水叩きを採用した例としては、奥泉ダム（静岡県）萱瀬ダム（長崎県）および五名ダム（香川県）などである。

放散型水叩きの特色は、下流水位と無関係に設計できることであり、一般には、下流水深が跳水共軛水深に比べて極端にはなれている場合採用されている。

また、他の型式の水叩きと比較して工費が最も低廉であるという有利さもある。

しかし、水脈落下地点の河床は、かなり洗掘されるので堤体あるいは、その他構造物に危険を及ぼすおそれのないように落下地点を十分堤体より離すように設計する必要がある。

また、落下地点の洗掘は、ある程度進行すると水じよく作用によつて平衡状態に還すること、および水脈の落下地点をでき得る限り遠くすれば、たとえ河床が洗掘されてもそれが上流に向つて進行する性質がなく落下点の浸蝕がダム自体に危険を及ぼすおそれのないことが、諸外国のこの型式の洪水吐の観測結果により報告されている。バケットより放散された水脈が落下し、下流に流下して行く状態は図-5に示すとおりである。

図-5に示すように、ダム本体と水脈落下点の間には、水脈の下側に比較的平静な池が出来るがこの池の水深は水脈の落下角度、流速および落下点下流の水位によつて定まるものである。

この水位が上昇しすぎて水脈の射出端にまで達してしまうとこの点に激しい渦を生じダムの趾端が洗掘される。従つて射出端は常に下流側の池の水位よりも高くなければいけない。

この池の水位は、二次元の場合には、近似的に計算することができるが、

下流の地形を取り入れた複雑な三次元の場合この水位を予め正確に推定するのは困難である。

また下流河床の洗掘は、水脈落下による衝撃と下流に続く高速流が原因であると考えられる。この両者をできるだけ小さくし河床の洗掘を最小限度にとどめるためには、射出水脈を分散落下させ単位面積当りの落下流量を小さくし、また落下面積の増大と水脈分散による空気運行によつて摩擦損失を大きくし落下点におけるエネルギーを減少せしめるようにしなければならない。

これらの諸点については、水理模型実験により検討を加えることとし、一応原案として図-6-a, bに示すような形状を設計した。

バケットの諸元は、表-4に示すとおりである。

表-4 バケット諸元

バ ケ ッ ト 半 径	$R=12000m$
出 口 の 放 散 角 度	$30^{\circ}35'57''$
バ ケ ッ ト リ ヅ プ 標 高	EL. 257.000 m
バ ケ ッ ト イ ン パ ー ト 標 高	EL. 255.329 m

また、バケットインパートにおける水理諸元は表-5に示すとおりである。

表-5 バケットインパートにおける水理諸元

貯 水 位	サーチャージ水位	EL. 280.400 m
流 量	計画放流量	余水吐設計流量
水理諸元	$170m^3/s$	$425m^3/s$
単位巾流量 $q m^3/s-m$	21.250	43.125
水 深 $h_0 m$	0.96	1.96
流 速 $V_0 m/s$	22.1	22.0
フルード数 F_0	7.21	5.02

この設計による放射水脈の到達距離（堤趾部より落下点までの距離） x をElevatorskiの計算式を用いて計算するElevatorskiの計算式

$$x = 1.9 \sin 2\phi \cdot h$$

ここに h : 貯水位とバケットインバート標高の差

ϕ : バケットリップの角度

である。

水沼ダム余水吐原案では、 $p = 30^\circ 35' 57''$ であるから

$$\sin 2\phi = \sin 61^\circ 11' 54'' = 0.8763$$

また $h_{\max} = (\text{サーチチャージ水位とバケットインバートの標高差})$

$$\doteq 25.0 \text{ m}$$

$$h_{\min} = (\text{越流頂とバケットインバートの標高差}) \doteq 12.5 \text{ m}$$

であるから到達距離 x の最大値と最小値は、次のとおりである。

$$x_{\max} \doteq 42 \text{ m}$$

$$x_{\min} \doteq 21 \text{ m}$$

水脈落下推定位置は図-7に示すとおりである。

第3章 模 型 実 験

第1節 実験概要

本実験は茨城県の依頼により、土木研究所赤羽分室において昭和38年10月に着手し翌39年8月に完了したものである。

第2節 実験項目

茨城県より依頼された調査項目は次のとおりである。

(1) 越流量の調査

自由越流時およびゲート操作時における貯水位と越流量の関係の決定。

(2) 越流部の形状および寸法の検討

越流底面圧力の測定、越流水面形の測定

(3) 放出端の形状および寸法の検討

バケット放出端形状にあける原案バケットに対する修正とその効果の判定

第3節 模型縮尺および相似

模型の幾何縮率は、実験施設の規模および本ダムの水理諸量を考慮して、縦、横ともに $m = 1/40$ に選んだ。

また、模型量と原型量との換算はフルードの相似律に従うものとし、その諸量の縮率は次のとおりである。

表 - 6 模型諸量と原型に対する縮率

基本量	次元	縮率	
長さ、水深	L	m	1 : 40
時間	T	$\sqrt{m}$	1 : 6.3245
流速	$L T^{-1}$	$\sqrt{m}$	1 : 6.3245
流量	$L^3 T^{-1}$	$m^{\frac{5}{2}}$	1 : 10,011.93
圧力強度	$M L^{-1} T^{-2}$	m	1 : 40
越流係数	—	1	1 : 1

なお、洗掘実験の砂利の相似律については関連実験の項でのべるものとする。

第4節 模型施設および測定方法

〔1〕実験設備

余水吐実験のための模型は、土木研究所赤羽分室水理実験場4 m巾水路内に製作された。

i) ダム本体およびバケット部模型

ダム本体模型は、木製骨組とし、ダム軸が水槽の木製締切板の前面と一致するように据付け、その締切板は防水のため一面をモルタル仕上げとした。

堤体越流面、橋脚、ゲートおよびバケットは、すべて木製とし、表面を平滑にし、かつ、木材の吸湿乾燥を防ぎ、また、写真の効果を一層あげるため表面全体にビニール塗料を塗付した。バケット部模型の詳細については、関連実験の項で説明する。

原案模型形状を図-8、図-9に示す。

ii) 固定河床による下流地形

下流河床は、茨城県水沼ダム建設事務所から送付された1/200平面図から河心に沿って10 mごとの横断図を製作し、それにもとづいて図-10に示すように堤趾部より河心に沿って下流約140 mまでの区間の標高 B.L. 260.00 mまでの現河相に似せて製作し、表面はモルタル刷毛仕上げとした。また、模型下流端に下流水位を自由に調節できる調節板を取り付けた。

なお移動河床については洗掘実験の項でのべる。

〔2〕測定方法

i) 水位

水深測定および洗掘深測定には測定精度 $\pm 1/20$ mmのポイントゲージを使用し、越流水深測定位置は余水吐中心線上、ダム軸から上流側約1.50 m（原型で60 m）の位置1箇所と、下流側より越流水深の測定を容易にするためビニールパイプにより内径10 cmのガラス管と水槽を接続し、その管内の水位の合計2箇所においてポイントゲージ

により測定した。

また、余水路部分および河道内水面形も前記と同じポイントゲージで測定し、飛翔水脈下面は電気式タッチングゲージにより測定した。

ii) 流量

流量は、巾 1.00 m の鋭縁矩形堰を使用し、その水深測定にはポイントゲージを用い、矩形堰の流量算出は沖公式により求めた水位流量曲線を用いた。

iii) 圧力

圧力は図-3, 4に示すとおり、越流部は越流部中心線に沿い原型での水平間隔 1.00 m ごとに24箇所、また固定河床は図-11に示すように堤趾部より下流 20 m より 70 m の間に巾 24 m にわたり 4 m 間隔の網状に測圧管を埋設し、各測定孔から内径 6 mm のビニール管で連結された水柱マノメーターで測定した。

iv) 流速

減勢効果をみる河道内流速測定は、ピトー管により測定した。

第5節 越流部実験

〔1〕越流量の測定

i) 自由越流時

ゲートを全開し、貯水池水位を種々変化させて越流水深と流量の関係を測定した。その結果は図-12-a, 表-7に示されたとおりであり、図中に表わされている破線は計算によつて求めた値である。

図から正確には判断しかねるが余水吐設計条件のうち

(a) 貯水位 B.L. 272.20 m で $Q = 100\text{ m}^3/\text{sec}$ の放流能力をもつ

ことの条件は満足するが。

(b) 貯水位 B.L. 273.10 m で $Q = 170\text{ m}^3/\text{sec}$ の放流能力をもつ

表-7 ゲート全開時の越流水頭～流量関係測定資料

$$H_d = 8.865 \text{ m}$$

越流水頭 H (m)	流 量	越流係数	H/H _d
	Q (m ³ /sec)	C	
0.84	11.01	1.786	0.0948
1.20	16.02	1.523	0.1354
1.54	22.03	1.428	0.1746
1.880	34.00	1.649	0.2121
2.148	43.05	1.709	0.2423
2.440	52.06	1.713	0.2752
2.788	65.08	1.748	0.3145
3.264	83.10	1.761	0.3682
3.784	104.12	1.768	0.4268
4.080	117.14	1.777	0.4602
4.604	140.17	1.773	0.5193
5.108	164.20	1.778	0.5762
6.792	2513.00	1.782	0.7661
7.468	2933.50	1.803	0.8424
8.072	3323.96	1.818	0.9105
9.004	3944.70	1.825	1.0157
9.880	4585.50	1.857	1.1145
10.672	5196.20	1.863	1.2038
11.388	5766.87	1.876	1.2846

ことの条件に対しては、 $Q = 164 \text{ m}^3/\text{sec}$ の放流能力しかないことが明らかとなった。したがって、この条件を満足するためには越流頂標高を原型値で約 0.15 m 低くする必要を生じた。このため余水吐の各部修正の方法は越流面勾配が堤体下流面と無関係に決定されていることから、余水吐全体を一様に下げることとする。すなわち、余水吐各部の標高を原設計値から -0.15 m とすればよい。それによる流況の変化は修正値が非常に小さいためほとんどないものと考えてよい。

自由越流時の越流係数 C を次式により計算した。

$$C = Q / BH^{\frac{3}{2}}$$

ただし、 Q = 自由越流量 (m^3/sec)

B = 越流巾 (8.00 m)

H = 貯水頭 (m)

上式から求めた C の値と貯水頭 H の関係をプロットすれば図-13 のようになり、プロットした点は多少ばらつきはあつてもほぼ図のように一つの関係を示しているが推定値に比べると全般的に低い値を示した。

II) ゲート操作時

ゲート開きを 0.8 より 8.0 m まで 0.8 m 間隔に 10 種に貯水頭を種々変化させたときの水位 — ゲート開度 — 流量の関係を測定した。ゲート刃先の形は図-8に示され、測定結果は図-12-a-b, 表-8に示される。

余水吐設計条件で「サーチャージ水位は $L. 280.40 \text{ m}$ で、異常洪水流量 $Q = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$ の放流能力をもつこと」については、貯水位 280.40 m 、ゲート開度 7.65 m で $510 \text{ m}^3/\text{sec}$ が確保され、

表 - 8 ゲート部分開放時の貯水頭

流量関係測定資料

貯水頭	流 量	貯水頭	流 量	貯水頭	流 量
H (m)	Q (m ³ /sec)	H (m)	Q (m ³ /sec)	H (m)	Q (m ³ /sec)
開 度	0.80 m	開 度	3.20 m	開 度	5.60 m
1.976	20.02	4.960	129.15	8.000	281.34
2.656	25.03	5.568	142.17	8.932	302.36
4.664	36.04	6.200	153.18	9.412	320.38
7.172	41.06	6.896	165.20	10.252	342.41
7.452	48.06	7.880	179.21	11.156	362.43
10.860	62.07	9.420	200.24	12.336	391.47
13.540	71.08	10.900	219.26		
		12.780	238.90	開 度	6.40 m
開 度	1.60 m			8.120	352.40
2.160	40.05	開 度	4.00 m	9.200	348.42
2.608	47.05	6.100	177.21	9.976	370.44
3.600	61.07	6.604	188.224	10.728	395.47
5.488	81.10	7.204	201.240	11.512	418.50
7.500	100.00	7.860	213.254	12.680	451.54
9.280	110.13	8.892	232.277		
11.500	124.50	9.920	252.301	開 度	7.20 m
12.500	129.00	11.144	272.324	9.700	398.47
		12.480	294.351	10.432	421.50
開 度	2.40 m			11.096	442.53
3.864	88.10	開 度	4.80 m	11.760	468.56
4.456	98.11	6.520	212.253	12.468	490.58
5.280	110.13	7.082	225.268		
6.652	127.15	7.612	238.284	開 度	8.00 m
8.828	150.18	8.120	250.298	10.380	461.55
11.012	171.20	9.212	280.330	11.076	484.58
12.900	180.39	10.200	298.360	11.656	509.61
		11.004	318.380	12.396	533.64
		12.032	344.410		
		12.880	355.420		

計画洪水流量 $Q = 350 \text{ m}^3/\text{sec}$ もゲート開度 4.87 m で確保されることがわかった。

ゲート操作時の越流係数を C' とし、測定値をもとにして次式により算出した。

$$C' = Q/B \left\{ H^{\frac{3}{2}} - (H_1 - G_0)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

H_1 : 越流深 (m)

B : 越流巾 (8 m)

G : ゲート開き (m)

C' と H の関係は図-14に示される。図よりわかるように水頭が増加するにつれて越流係数も少しく増大するようであるが、ゲート開度との相関関係は明らかにし得なかつた。なお、ゲート開き—貯水頭—流量関係曲線は図-12-bに示される。

〔2〕越流部水面形の測定

越流部水面形測定結果は図-15に示される。図から明らかなように、異常洪水時に導流壁高が不足する。すなわち、越流部導流壁終端とバケット部導流壁の始端との交点附近およびバケット部導流壁終端部でいくぶん不足する。これに対しては越流部導流壁の傾斜を $1:0.96$ に、また、水叩き導流壁は余裕を見て 1 m 高くすれば充分である。

〔3〕越流部底面圧力の測定

越流面作用圧力の測定点は、図-8、9に示されるように越流部中心線沿いに24点であり、その測定条件は越流量を測定したと同じ放流条件とした。

その結果を述べれば、

1) 自由越流時

自由越流の場合の越流深と最低圧力の関係を図-16に、各種放流量における越流面圧力分布を図-17に示すが、最低圧力については、

越流深すなわち放流量が増加するにつれ、その値が増す傾向にある。
自由越流時で最高貯水頭 $H = 10.55 \text{ m}$ ($Q = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$) までの
いかなる越流深を与えても負圧は認められず、空洞現象を生ずる危険
性はまったくないと考えられる。

ii) ゲート操作時

ゲートの各開度ごとに操作水頭と最低圧力との関係を図-18に示
し、また放流量 $Q = 100, 170, 350, 425, 510 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合
の越流面圧力分布を図-19-a, bに示す。

図から明らかなように、いかなるゲート操作状態でも自由越流時と
同じく負圧の発生は認められない。

したがって、空洞現象発生の危険性はまったくない。

(4) 越流部ゲート戸溝の形状

原案戸溝形状を図-20-aに示すが、ゲート操作時に水脈が戸溝内
に拡がり、そのため橋脚沿いの水面の乱れが激しくなることが認められ
た。この現象は、自由越流時にはあまり目立たないが、ゲート操作時には
ゲート開度が小さく、そして貯水頭が大きくなるにしたがつて、水面
の乱れが大きくなり、それが飛翔水脈に持続された。

このような水面形の乱れの改良方法としては、すでに土木研究所で行
なつた各種ダムの実験結果から推定すれば、戸溝下流側隅角部に図-20
-bに示すような形状、寸法の楕円を挿入すれば、比較的良好な水面形
状が得られるものと思われる。

以上、越流部の各種実験から越流部形状は原設計の放物線 $y = 0.02x^2$
の形状で十分安全である。

第6節 放出端部実験

(1) 概要

本ダムの水叩き形式としては、前章1, 2で述べられたように放散型

3
バケットを採用することとしたが、このバケット部からの放出流が有するエネルギーは、落下点に大きい衝撃力を作用させ、また、河床をほう流速も大きいと考えられるので、これらによる河床の洗掘を最小限度にとどめるために、次の事項を考慮して実験的にエネルギーの分散方法を検討することとした。

- (1) 堤体の安全性を確保するため放出水脈の飛翔距離をできるだけ大きくする形状を与える。
- (2) 河床の著しい洗掘をさけるため、水脈のエネルギーを最高度に分散すること。
- (3) 堤趾部左岸側に土捨場が築造され、また、右岸側は、いくぶん切り立つた河岸を形成し、河道彎曲部が水衝部にあたるため水脈による侵食作用を防止するためには、水脈落下位置をできる限り河道中央部に限定し、かつ、水脈を縦方向に分散せしめること。

[2] バケット機能の検討

エネルギーをできるかぎり分散させるバケット形状を定めるため種々のバケットを試作し、その効果を検討した。

実験にあつての測定対象流量は計画放流量 $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、計画洪水流量 $350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、および異常洪水流量 $510 \text{ m}^3/\text{sec}$ の3種とするが、計画放流量である $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$ で最良の効果が得られることに主眼をおいた。

検討項目は、

- (1) 河床面圧力
- (2) 水脈の形状および水脈落下軌跡
- (3) 落下後の流況

の3つであり、また、あらゆる流量で、下流水位はまったく期待されないものの条件下で実験が行なわれた。

実験-1 I型(原案)バケット 図-21, 写真-2, 3, 図に示すように, バケットの半径を12 m, 射出端の標高をE L. 257.00 m 射出角度を $30^{\circ}35'57''$ と定め実験を行なった。

射出水脈の上下面縦断形状は図-22-a, 23-a, 24-aに示すとおりであり, 設計時に推定した飛翔距離 x とほぼ一致する結果が得られた。

設計最小値21 mは $100\text{ m}^3/\text{sec}$ が自由越流したときの実験値に相当する。

ゲート操作時の飛翔距離は流量が増大するにしたがつて, いくぶん減少しているが, 最大値と最小値の差は約5 mにすぎない。

実験で得られた最小飛翔距離は推定最小値21 mを上まわっているの
で, ダム安定面からみても一応許容できるものと考えられ, また, 落下
点より上流に貯溜される水面高もバケットリップ標高以下であることが
わかった。

しかし, 水脈落下範囲は図-25-a, 26-a, 27-aの水脈落下平
面図から判断されるように, 比較的狭く水脈が集中しており, 水脈の中
心部で縦方向に最大値をとつても約60 mの間に集中落下している。

圧力分布図(図-28)からもわかるように, この範囲に相当強度の
圧力が集中して発生している。

また, 河床面と落下水脈とのなす角度が小さいため, 落下後下流に続
く流れの速度が大きく, 洗掘は相当進行するものと考えられる。

実験-II II型バケット, 図-29, 写真-4, 5

実験Iの結果から水脈飛翔距離をより大きくすることが望ましいと判
断されたので図-29のようにバケット半径10 m, 射出端標高をE L.
258.756 m, 射出角度を 45° に改造して実験を行なった。

飛翔水脈の上下面縦断形状は, 図-22-b, 23-b, 24-bのように
なり, 飛翔距離 x は図-30のように実験-Iに比べいくぶん増大して

いるが、流況観察の結果ではそれほど顕著な変化はない。

しかし、バスケット半径が小さく、射出角度が大きくなつた関係上水脈の軌跡の曲率が非常に大きくなつたので、同じ飛翔距離 x に対してもその軌道長さは増大しており、空気運行によるエネルギー減殺効果は大きくなるものと考えられる。

一方、落下点でのエネルギーの分散度については、図-25-b, 26-b, 27-bの水脈落下平面図でも明らかなように、小流量 $Q < 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時には、かなりの分散効果が認められるが、高流量になればI型バスケットの場合とほとんど変わらなくなっている。

また、水脈が実験Iに比して、いくぶん分散しているにもかかわらず河床圧力値(図-31)が増大しているのは、水脈の落下角度が大きいためであつて、I型バスケットに比して、局所洗掘の危険性があり、本ダム地点のような河道中の小さい地形では、横方向の侵食が激しくなり危険である。

実験-III III型バスケット 図-32, 写真-6, 7

I, IIの実験から水脈を縦方向に広く分散させるには、射出角度を変化させるのが、一層効果的であると思われ第III型バスケットでは、その半径をII型と同じく 10.0 m とし、射出角度を図-32の背面図のごとく 0° から 45° まで直線的に変化させた形に改造した。

飛翔水脈の縦断形状を図22-c, 23-c, 24-cに水脈落下位置の平面図を図25-c, 26-c, 27-cに示す。

図のごとく水脈の拡散はいくぶん大となつたが、一樣な拡散効果がえられず、水脈の厚い部分は依然として片寄っているし、バスケットの射出角度を横断的に一方を最大に、他方を最小にし、その間を直線で結んだにもかかわらず水脈の形は、水脈落下位置平面図から見られるとおり、いぜん中央部が下流にのびている。

放出流況の観察結果にもとづいて説明すれば、最大射出角をもつ右岸よりの水脈はバスケットの射出端傾斜の影響からその射出直後中心線方向に変向し、曲線軌道を描きながら中央部に落下している。

Ⅲ型バケットによる河床圧力値を図示すれば図-34-a, bのようになる。

実験-Ⅳ Ⅳ型バケット 図34, 写真-8, 9

I, IIおよびⅢの実験結果を総合すれば、本ダムのような放散型バケットでのエネルギーの減殺方法としては、水脈の射出を段ちがいにし、射出角度の大なる部分をバケットの中心部に設置して、水脈の縦方向の拡散を大きくするのが効果的と考えられ、第Ⅳ型バケットとしては図-34に示すようなI, IIおよびⅢ型を総合したような形に改造した。

これは中央部に一つの菌型シルを持ち、側方に2つのデフレクターを備えたものである。

測定された各種放流量における飛翔水脈の縦断形状図を図-22-d, 23-d, 24-dに、河床面圧力を図-35-bに、また、水脈落下位置の平面図を図-25-d, 26-d, 27-dに示す。圧力図は水脈の分散が著しいため等圧線を描くことが出来ないので、測定孔上に値だけ記入した。

図に示すように放流量 $350\text{ m}^3/\text{sec}$ までは、完全に分散され満足すべき結果が得られたし、異常洪水流量 $510\text{ m}^3/\text{sec}$ においても、I, IIおよびⅢ型に比べ非常に大きい拡散効果が得られた。

また、Ⅳ型バケットと原案バケットにおける射出後の断面形状の変化を描けば図-36のようであり、Ⅳ型バケットは射出直後すでに水脈の均等分離を助成し、飛翔距離が増すにつれ、その拡散もしだいに大きくなっている。

[3] バケツ形状

種々実験の結果、本ダムではエネルギー拡散効果が最も優れた第Ⅳ型バケツを採用することとする。が、設計形状から判断すれば水理的に問題となる負圧の発生はほとんどないものと判断してさしつかえない。

よつて、余水吐バケツ下流端に図-37に示すⅣ型形状のような流水散布型デフレクター付バケツを採用する。

[4] 最終案(Ⅳ型)バケツによる下流河道流速測定

本ダムのような放散型水叩きでは、その減勢機能が主として飛翔水脈への空気混入および落下点の洗掘による水クッションによつて支配されるから、固定河床模型で、下流水位が全然期待できない条件の下で、その減勢効果を判定することはきわめて困難である。

しかし、原型バケツと最終案であるⅣ型バケツとの拡散によるエネルギーの減殺量を下流の同一断面における残存エネルギーの大小で比較することができる。それには流速測定を実施するのであるが、本ダム地点では河床勾配が非常に急なため水脈落下後もほとんど射流となつて全断面を流下し、計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$ では、その水深が浅く流速測定が不可能であつた。よつて、本実験では、適当な下流水位を与えたときの流速を測定し、測定断面は図-10に示す堤趾部より河心に沿つて下流110mの位置に選んだ。

下流水位は、水脈落下点で直ちに跳水をおこす $L.255 \text{ m}$ 前後の水位をとる。流量は計画放流量である $170 \text{ m}^3/\text{sec}$ を対象とした。

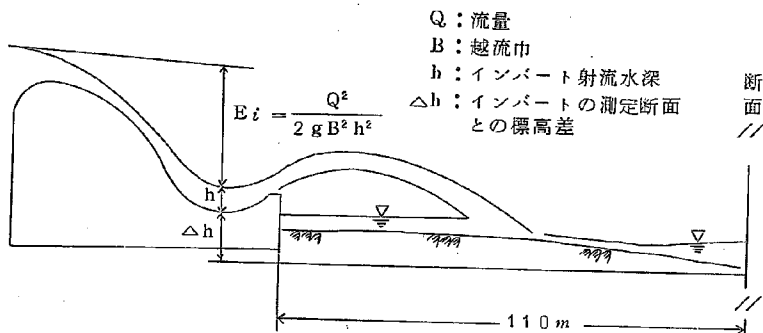
1) 原案(Ⅰ型)バケツによる流速測定

流速は等流速分布図を描けるように、測定間隔を縦断方向に 0.8 m または 1 m ごとに、横断方向は 2 m ごとに測定した。

等流速分布図を図-38に示す。図の数値からわかるように、最大

流速 7 m 程度となるが、初期保有エネルギーの大きさと比較すれば次のようになる。

初期保有エネルギー E_0 は、測定断面 11 ~ 11 における基線 E_L 、
250.40 m より原型で求めれば、



$$\begin{aligned} \therefore E_0 &= E_L + \Delta h = \frac{Q^2}{2gB^2h^2} + h + \Delta h \\ &= \frac{170^2}{2 \times 2.8 \times 8^2 \times 1.0^2} + 1.0 + 5.1 = 29.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore E_0 = 29.3$$

下流 11 ~ 11 断面における残存エネルギーは、

$$E = \frac{V^2}{2g} + h = \frac{\Sigma AV^3}{2gQ} + h \dots\dots \text{で表わされる。}$$

h は流積 ΣA に相当する水平な水面に換算した水深である。

各断面ごとの計算を表 - 9 に示す。

表-9 断面11~11における残存エネルギー

測点	流 積	平均流速	V^3	AV^3
	A (m ²)	V (m/sec)		
1	17.2	6.5	275.0	4750.0
2	8.0	5.5	166.0	1330.0
3	10.0	4.5	92.0	920.0
4	8.8	3.5	42.8	381.0
5	18.0	2.5	15.6	280.0
6	14.0	1.5	3.4	47.6
7	10.4	0.5	0.2	2.4
8	- 8.0	- 0.5	0.1	- 0.8
9	- 8.0	- 1.5	- 3.4	- 27.2
10	- 8.8	- 2.5	- 15.6	- 137.5
11	- 8.0	- 3.5	- 42.8	- 343.0
12	0.8	- 4.0	- 64.0	- 5.1
Σ				7197.4

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{ゲート開度} = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{貯水位} = 280.40 \text{ m}$$

$$E = \frac{\Sigma AV^3}{2gQ} + h = \frac{7197.4}{2 \times 9.8 \times 170} + 5.4 = \frac{7197.4}{3330} + 5.4$$

$$= 7.55 \text{ m}$$

したがって、エネルギー残存率は

$$E/E_0 \times 100 = \frac{7.55}{29.3} \times 100 = 26\%$$

となり、初期保有エネルギーの約26%と相当減勢されているが、これは断面を落下点より相当下流にとつたことと下流水位を与えたため

と考えられる。

ii) IV型バケットによる流速測定

i) と同じ条件で行なつた流速測定の結果から得られた等流速分布図を図-39に示す。図から判断すれば、最大流速は約 6 m/sec であり、原型に比してその最大値の流積も相当小さくなっている。

残存エネルギーを求められれば、表-10から

表-10 断面//~//における残存エネルギー

測点	流 積	平均流速	V^3	AV^3
	$A (m^2)$	$V (m/sec)$		
1				
2	16.0	5.5	166.0	2650.0
3	16.0	4.5	92.0	1470.0
4	10.8	3.5	42.8	463.0
5	10.0	2.5	15.6	156.0
6	8.0	1.5	3.4	27.2
7	11.2	0.5	0.1	1.1
8	-12.0	-0.5	0.1	-1.2
9	-10.0	-1.5	3.4	-34.0
10	-14.0	-2.5	15.6	-218.0
11	-14.0	-3.5	42.8	-600.0
12	-4.0	-4.5	92.0	-367.0
Σ				3597.1

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{ゲート開度} = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{貯水位} = 280.40 \text{ m}$$

$$E = \frac{\Sigma A V^3}{2 g Q} + h = \frac{3,597.1}{2 \times 9.8 \times 170} + 5.5 = 6.6 \text{ m}$$

したがって、エネルギー残存率は

$$E/E_0 \times 100 = \frac{6.6}{29.3} \times 100 = 22\% \text{ となり}$$

原案に比べ4%減少し、Ⅳ型バケットの減勢効果がより大きいことを表わしている。

i) ii) の流速測定実験からもⅣ型バケットによる減勢効果が良好であることを示しているが、測定には下流水位を与えた場合での結果なので、この数値から直接判断することは信頼性に乏しいので、本実験はバケット形状の良否を判定するための一つの指針にとどめたい。

よって、河道内流況についての最終的な結論は、次節の洗掘実験からの種々測定結果より河道内保護の必要性を述べるものとする。

第7節 洗掘実験

〔1〕実験設備

本ダムのような放散型バケットでは下流河床の洗掘状況を推定することはきわめて困難であるので前節に述べた固定河床を移動河床に改造し実験を行つた。

図-40に示すように模型左岸側は残土処理の護岸法尻線を垂直に切断した壁面とし、また右岸側も相当切り立つた山腹を形成しているし工事のため河床もいくぶん変形しているので模型での河床面再現ならびに基礎岩盤線の推定が困難である。このため、バケットおよび河道中心線に対し左岸側と対称的な位置に同じく垂直に切断したと想定して木造により水路を製作した。なお水路終端は固定河床と同じくダム堤趾部より下流約150mまでとし水路深さは岩盤線が未知のため、当分室の施設

で実験可能な深さ 65 cm (現場で 26.0 m E L. 238.00 m) とし水路側壁の一部に洗堀を観察出来るようアクリルライトを使用した。

また河床面は砂利での河床再現が困難なため模型製作範囲での現場最低河床面をえらびその面まで一様な高さに砂利を押し入して実験を実施した。

〔2〕 砂利の相似律について

洗堀実験に使用すべき砂利の大きさについては現在までのところ、まだ相似法則が確立されていない。

すでに行つた各種の実験の観察結果の範囲からいえることは砂利は大部分掃流力によつて下流に押し流されていると考えるのが妥当なように思われる。そこで実験において現場洗堀深を求める方法として、現場によくあてはまるとされているスチメミの方法を採用することとした。

すなわち、模型実験で縮尺にあわせて砂利の粒径をきめるときわめて小さいことに着目し実験において移動河床部に砂利粒径 $d = 5 \text{ m/m}$, 10 m/m , 15 m/m (これは購入容易なもの) を順次使用して、それぞれの洗堀深 h_s , h_n , h_{15} を求め、これをグラフにプロットして得られた曲線を延長して $d = 0$ に相当する h を求めればこれが現場最大洗堀深を表わすという考え方である。

その他種々の相似律に対する考え方があるが、この方法は、実際の状態とかなりよい一致を示すとともに他の方向からの実験ともよく合うようである。

〔3〕 洗堀実験結果

(i) 予備実験

最終案に関する実験をはじめる前に前節固定河床で行つた4種のバケットについて今一度検証の意味からこれらバケットを取りつけ移動河床において洗堀深は、最終案と決定したⅣ型バケットが全般的に浅

く掘られ最も効果のあることがわかった。

固定河床で行った実験の場合と同様に水脈分散の度合をより大きくすれば河床の洗掘深は相対的に浅くなることが立証されたのでⅣ型バケットを最終案の基本形状と決定し部分的な修正を加えながら検討をすすめることとする。

(ii) 最終案に関する洗掘実験

前述のように実験では砂利の平均粒径 $d = 5 \text{ mm}$, 10 mm , 15 mm を使用し放流量については計画放流量である $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$ を対象に検討した。

イ) スチメミ方法による現場洗掘の推定

洗掘実験は砂利粒径 5 mm より 10 mm , 15 mm と順次行いその最大洗掘深のみをプロットした結果を図-41に示す。図のごとく各種粒径での洗掘深の差はそれほどなくゆるやかな曲線を示している。またその発生位置は粒径の大小にかかわらず常に同一位置に表われている。

スチメミの方法から現場最大洗掘深を図-41から求めると、約 8.20 m で 5 mm 粒径の場合とほとんど変わらないようである。

ロ) 河床洗掘状況

(1) 前述のように現場での洗掘状態は 5 mm 粒径の実験とあまり大差はないと考えられ以下は 5 mm の実験結果を主眼にのべるものとし現場の河床洗掘状況を推定する。

(2) まず洗掘の進行状況および通水後に河床が平衡状態に達する時間を確認するため、経過時間を5分、10分、15分、30分、60分、120分、180分と定め各時間毎に通水を停止し測定を行った。その測定値の最大洗掘深のみをプロットしたのが図-42である。

図のごとく通水後30分までは激しく洗掘されて行くがそれ以後は洗掘の進行がおそくなり120分にいたつてはほとんど変化がないように観察されたが引き続き放流を継続するとわずかではあるが洗掘深が増大している。その量は測定誤差範囲に入る微小なものなので120分(2時間)経過すれば河床の洗掘状況は変化せず河床はもはや平衡状態に入つたものと考えてよい。

- (3) つぎに各種粒径での河床洗掘状態の測定結果は図-43に示す図のように洗掘はダム堤趾部より下流20m~70mの間にあらわれ70mから下流彎曲部にかけては相当砂礫が堆積していることになる。このため下流水位がせき上げられ水クッション作用によるエネルギーの減殺を相当助成していることがわかつた。
- (4) 下流彎曲部の流況は固定河床で見られた水流の右岸へのはね上げがほとんどなくなり流速測定結果では4~5 m/sとなり、十分減殺された流れと考えられる。

この流れは放流方向の流速成分が持続され彎曲部右岸側に多少集中する傾向にある。そのため砂礫の堆積は河道中央部にとどめられる。また彎曲部右岸沿い河床は堆積も洗掘も見られない。これらのことから判断して計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$ 放流時においても下流河道の流況にほとんど影響を与えないものと考えてよい。

- (5) 堤趾部直下流から20mの区間では、設計の項で予測したようにほぼ2mの水深を保つ平静な水面をなすからダム本体への危険は全く考えられない。
- (6) 左岸上捨場の護岸前面では、図-43に示されるように河床中心線上に比較して、ほぼ3mほど浅くなるがかなり広い範囲にわたつて洗掘される。

B

これは護岸の位置が落下水脈の位置に近いこと、すなわち水脈の中に対して河道巾がせまいため水脈落下後の激しい横方向の平面渦が促進され、護岸前面の流速が大きくなり、かなり広い範囲にわたり洗掘されるものと考えられる。このため現設計における護岸位置では法面基礎が平面渦により洗い流されて、法面が崩壊する危険がある。この崩壊を防止するためには、護岸位置をさらに山側によせて護岸前面の流速をおそくするとか、法面の基礎を深くするとともに渦による洗掘に対処しうる強固なものにせねばならない。

第 4 章 結 語

以上の種々実験から得られた結果を要約すると

- (1) 越流部形状としては図-44に示すような二次放物線を採用する。

いかなる貯水位およびゲート開きを与えても、越流面上に負圧の発生するおそれがないことが確認された。

- (2) 越流量調節において、余水吐設計条件のうち貯水位 $EL. 273.10 m$ で、 $Q = 170 m^3/sec$ の放流能力をもつことの条件に対して、 $Q = 164 m^3/sec$ の放流能力しかなく、これを満足するためには越流頂標高を $0.15 m$ 低くすればよい。

このための余水吐各部修では、越流面勾配と堤体下流面と無関係に設計しているので、図-44に示すように余水吐全体を一様に下げることとする。

その他の条件については満足する。

- (3) 越流部水面形の測定結果から異常洪水流量 $510 m^3/sec$ を放流した時に導流壁がいくぶん不足する。これに対しては図-44に示すように原設計の越流部導流壁の傾斜を $1:0.96$ に、バケット部の導流壁を $1 m$ 高く

すれば充分である。

- (4) ゲート戸溝形状は、ゲート操作時で橋脚沿いの水面の乱れが相当大きい。

これを完全に防ぐことは困難であるが、いくぶん良好と思われる図-20の形状、寸法の楕円を挿入する。

- (5) バケット形状については、種々変更して測定を行なつたが原案(I型)バケットは水脈の集中度が激しいため、局所的な洗掘の危険性があるので、その水脈分散にはバケット中央部に一つの歯型シルを設け、両側にデフレーターをつけることにより相当な分散効果が得られたし、洗掘実験においても図-37のⅣ型バケットを部分的に修正することにより効果的な結果が得られたのでその形状を図-45、写真-11~12に示し最終決定する。

- (6) 下流河道の保護工は左岸側の残土処理場護岸のみでよいと考えられ図-46に示すような範囲にそしてまた図-47に示す高さに護岸工を施せばよいと思われる。

以上の実験にもとずいて最終的に決定された水沼ダム余水吐の諸元を列記すれば次のとおりである。

堤頂越流部

径 間 巾	8.00 m (1径間のみ)
越 流 頂 標 高	E L. 267.85 m
越 流 面 形 状	$y = 0.02x^2$ 2次放物線
導 流 壁 傾 斜	1 : 0.96

放 出 端 部

バケット半径	R = 10.00 m
インパート標高	E L. 255.68 m
放 出 端 角 度	凸部 $45^{\circ}00'00''$ 凹部 $10^{\circ}00'00''$
放 出 端 標 高	凸部 E L. 258.61 m 凹部 E L. 256.81 m

導流壁天端標高

E L. 264.00 m

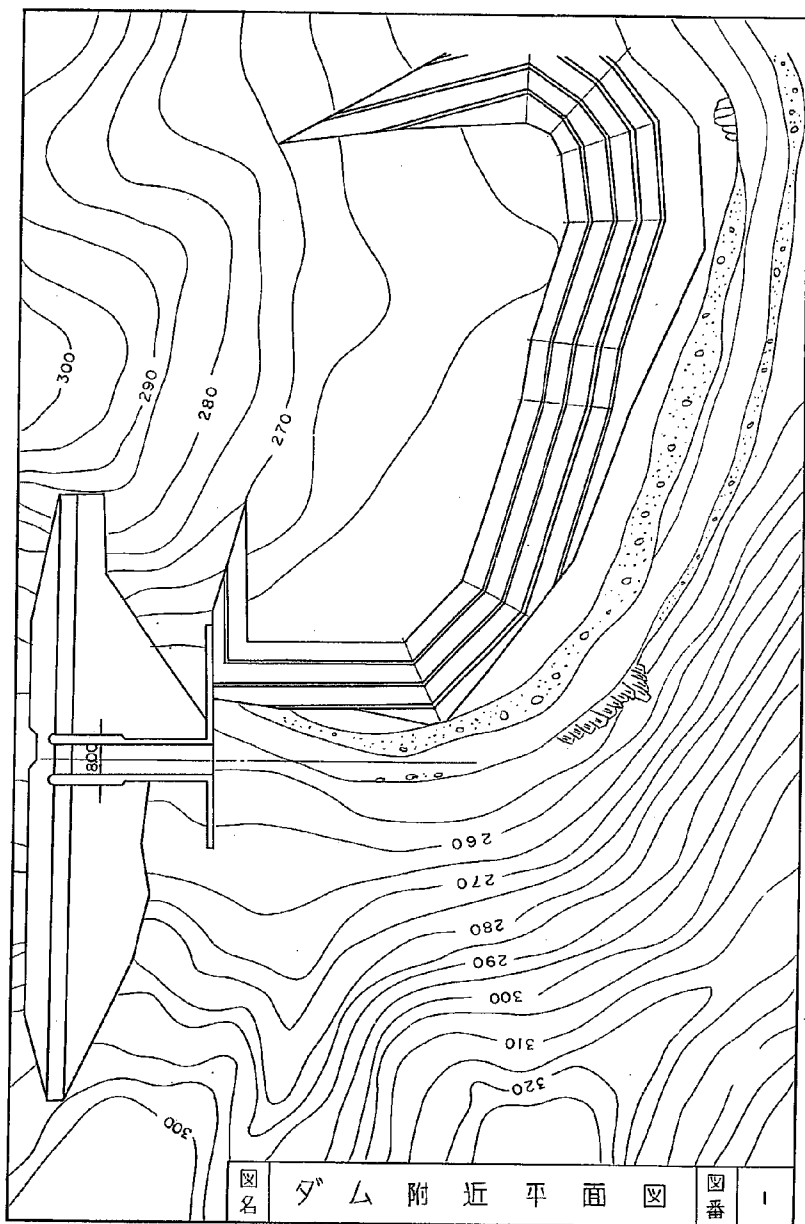
下流河床部

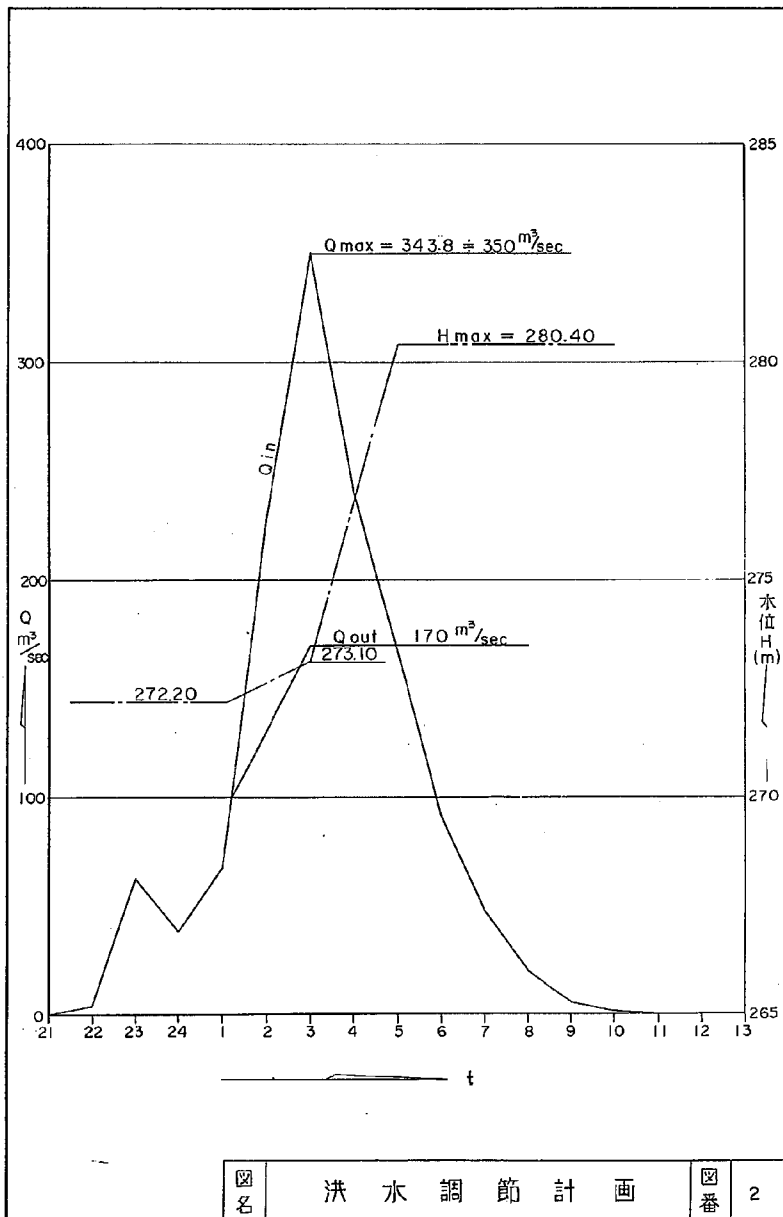
保護工長さ

堤趾部より下流80.00 m

保護工高さ

E L. 245.00 より E L. 258.00 の13.00 m





図名

洪水調節計画

図番

2

図 3 図 番
ゲート半開時のナツプ下側曲線と
水沿ダム下流面曲線

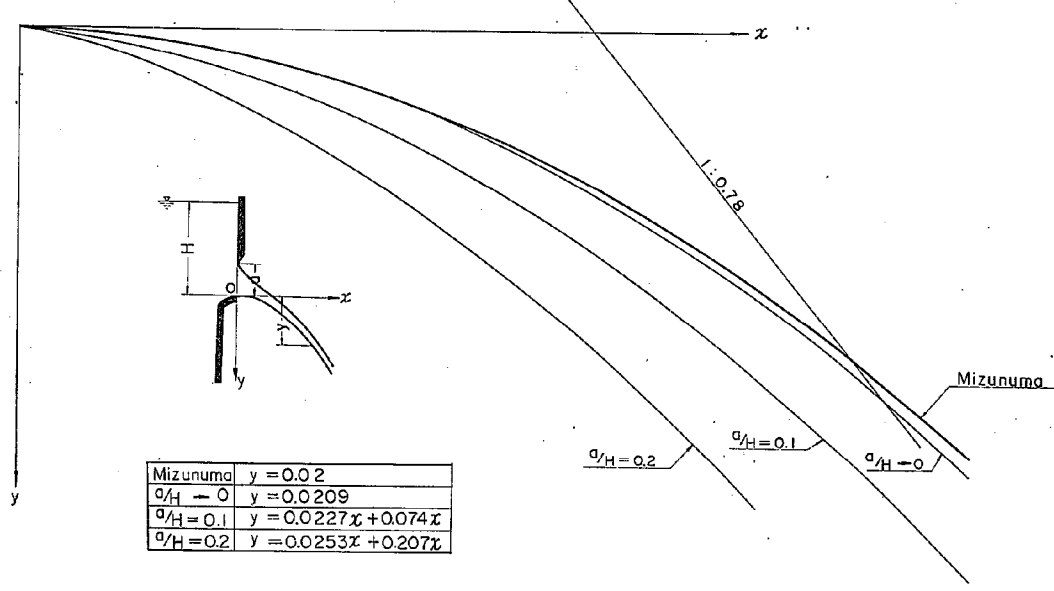


図 4 貯水位一流量推定曲線

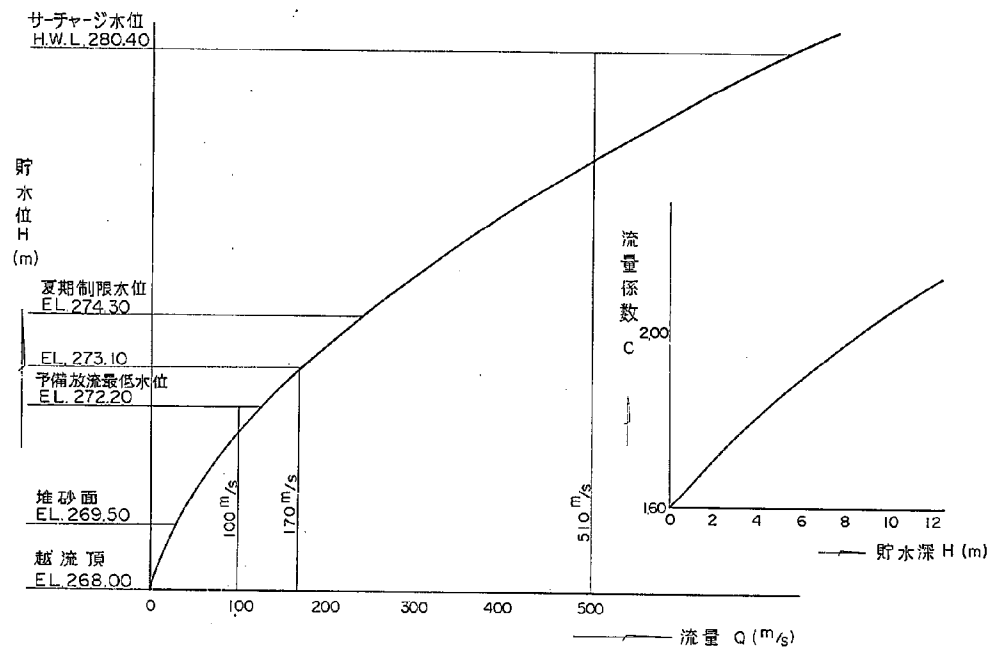
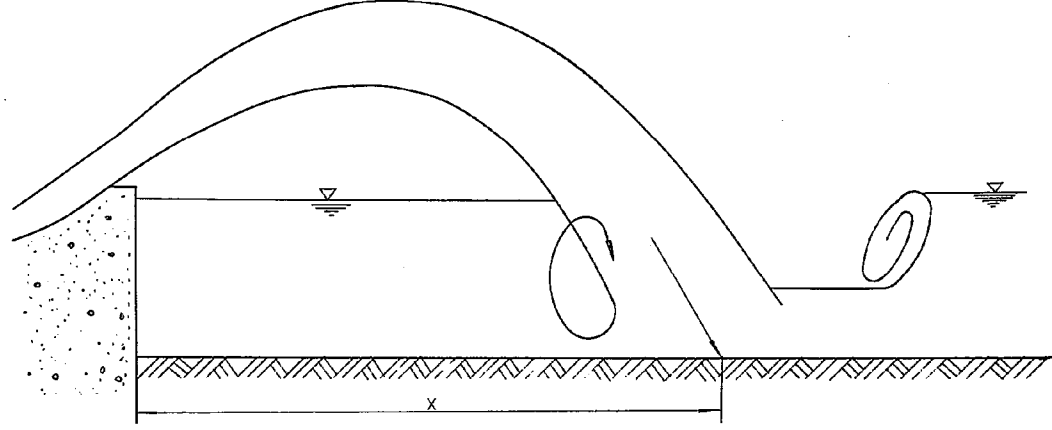
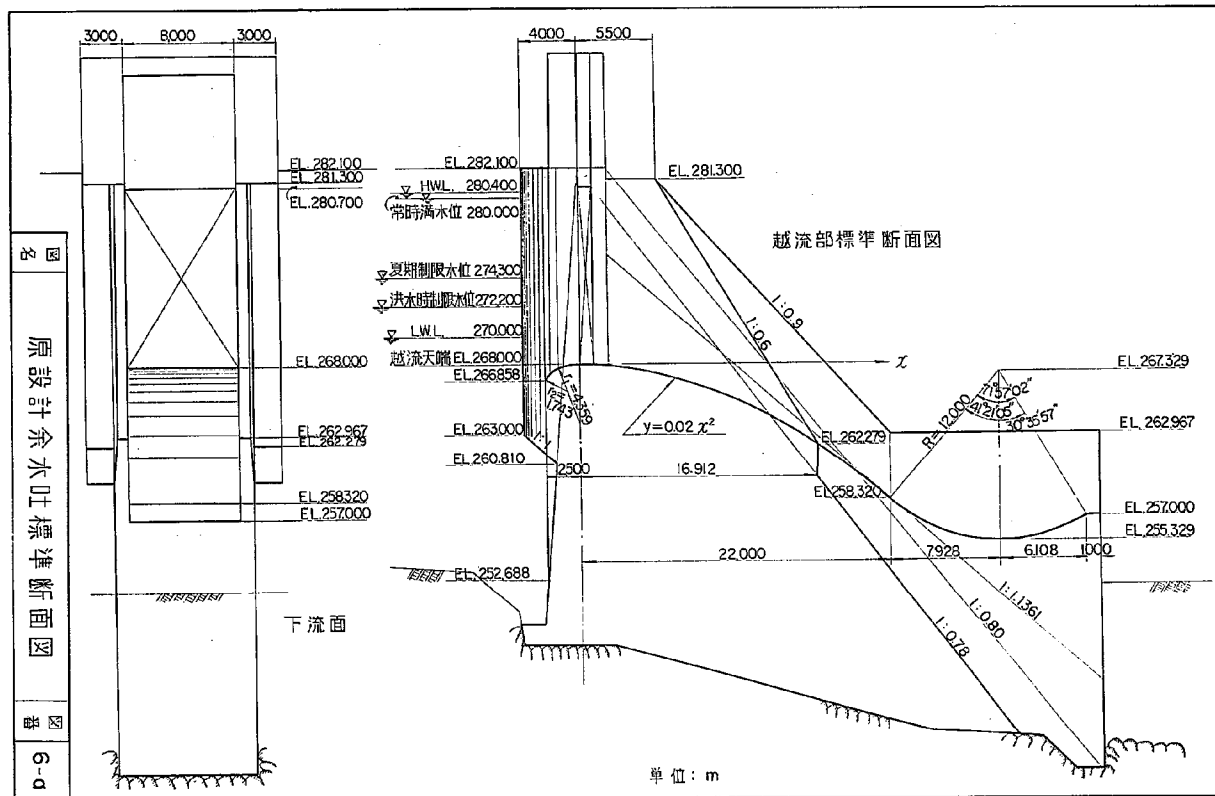


图 名	水脈落下流況図	图 番	5
-----	---------	-----	---



圖名 原設計余水吐標準断面圖 圖番 6-d



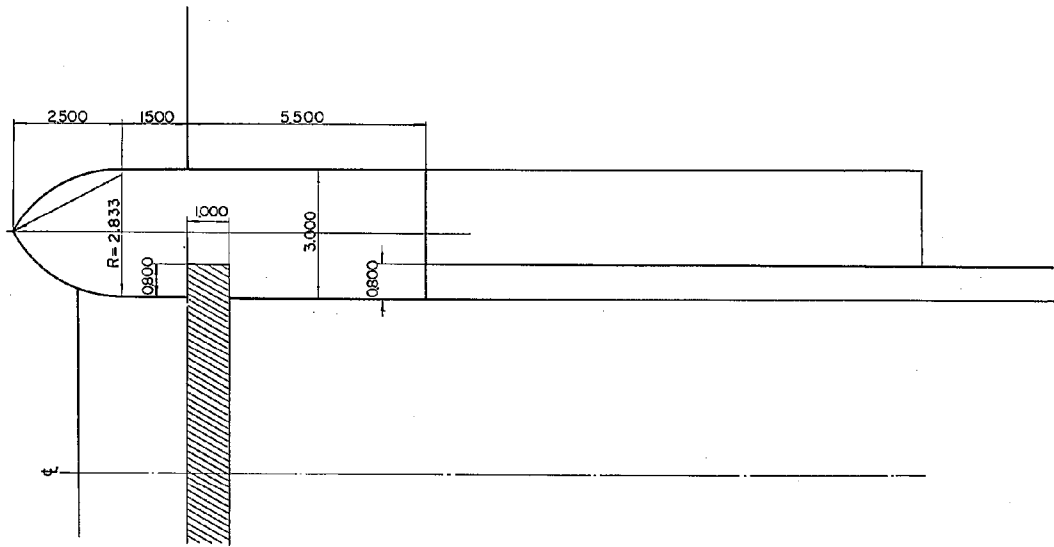
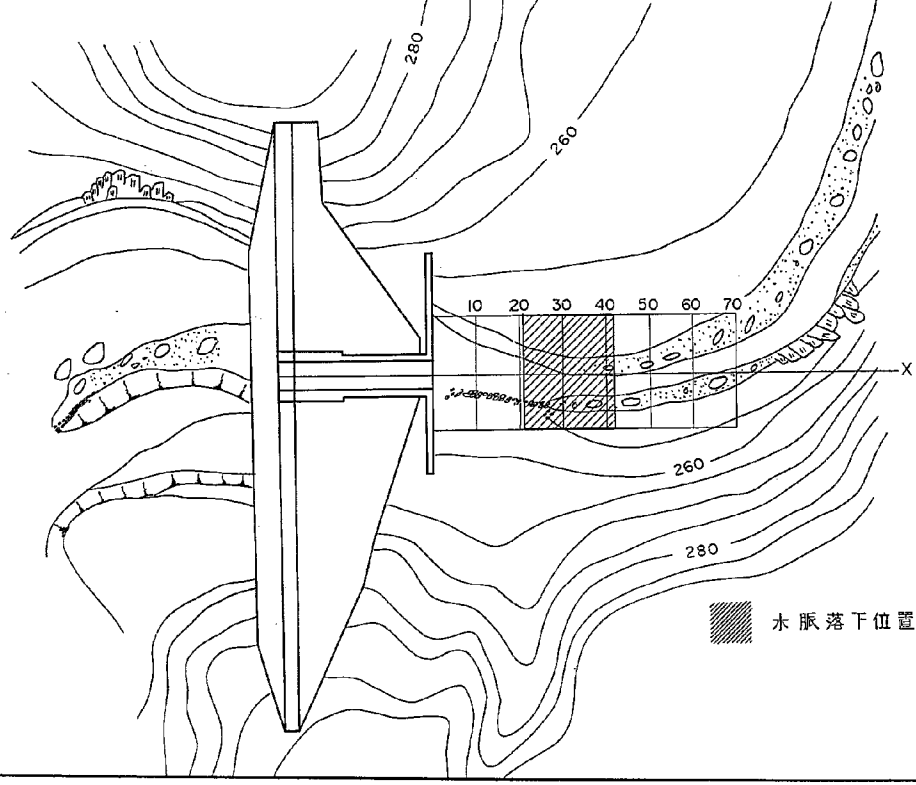


圖 狀 形 脚 橋

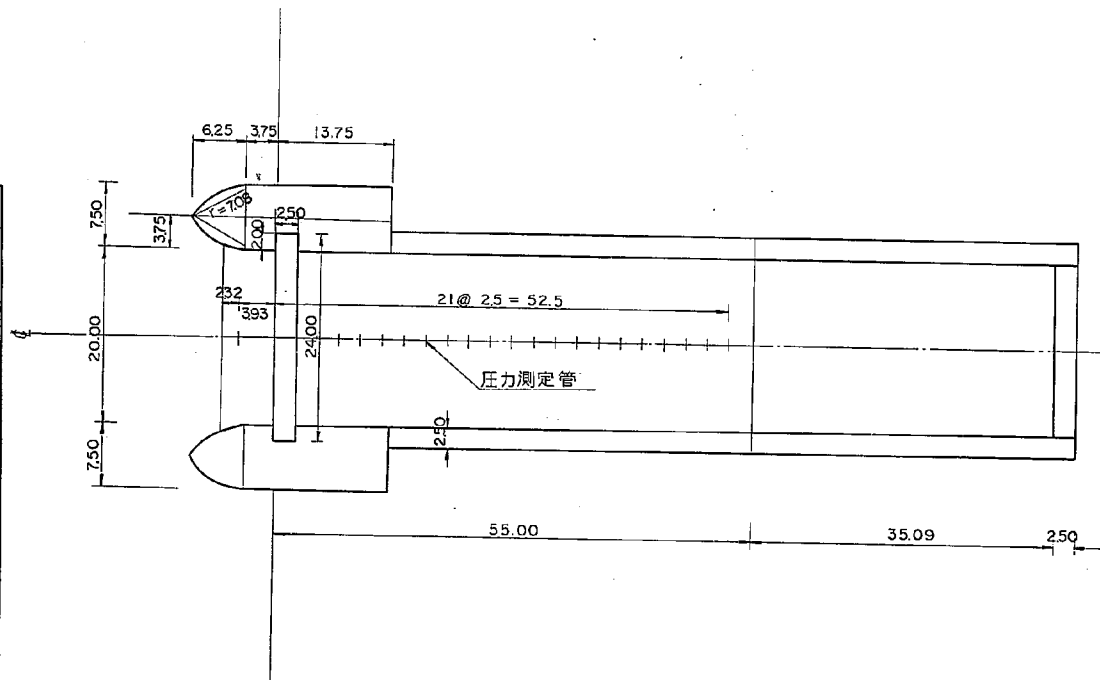
五

6-b

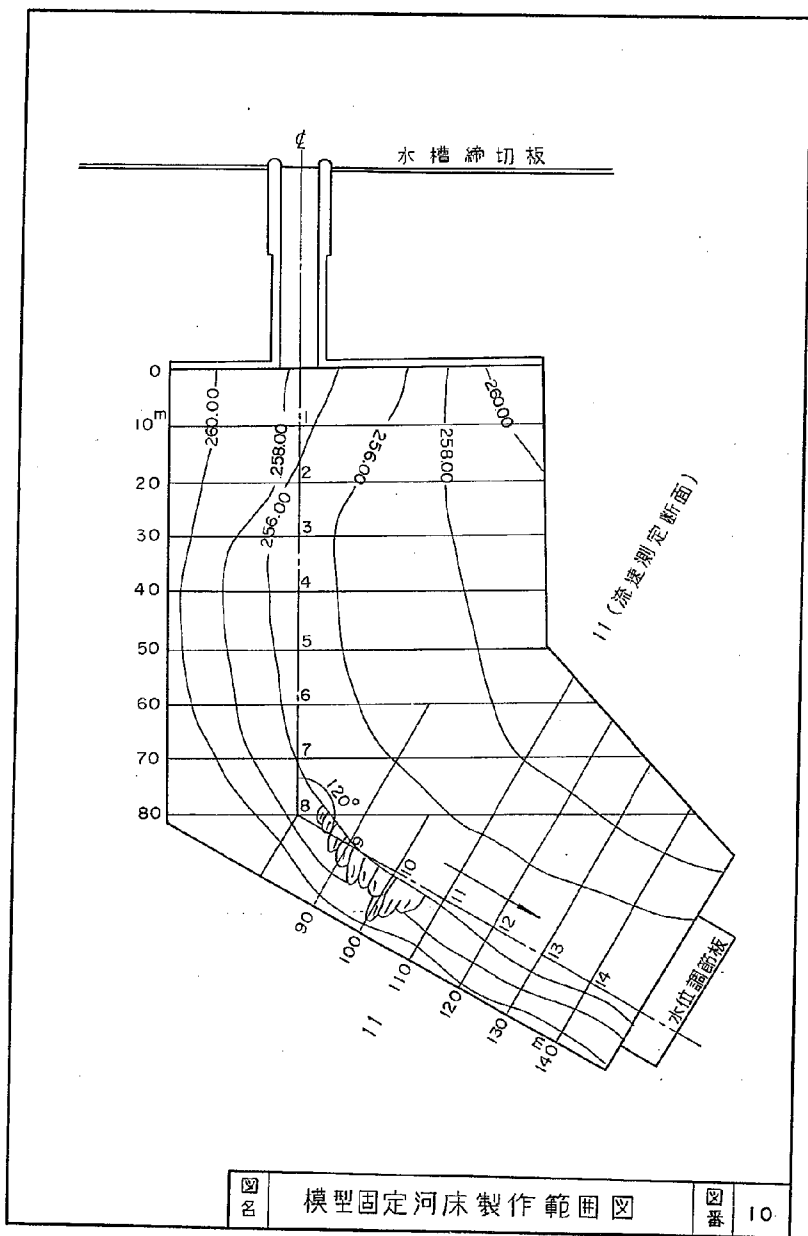
圖名	水脈落下推定位置	
圖番	7	

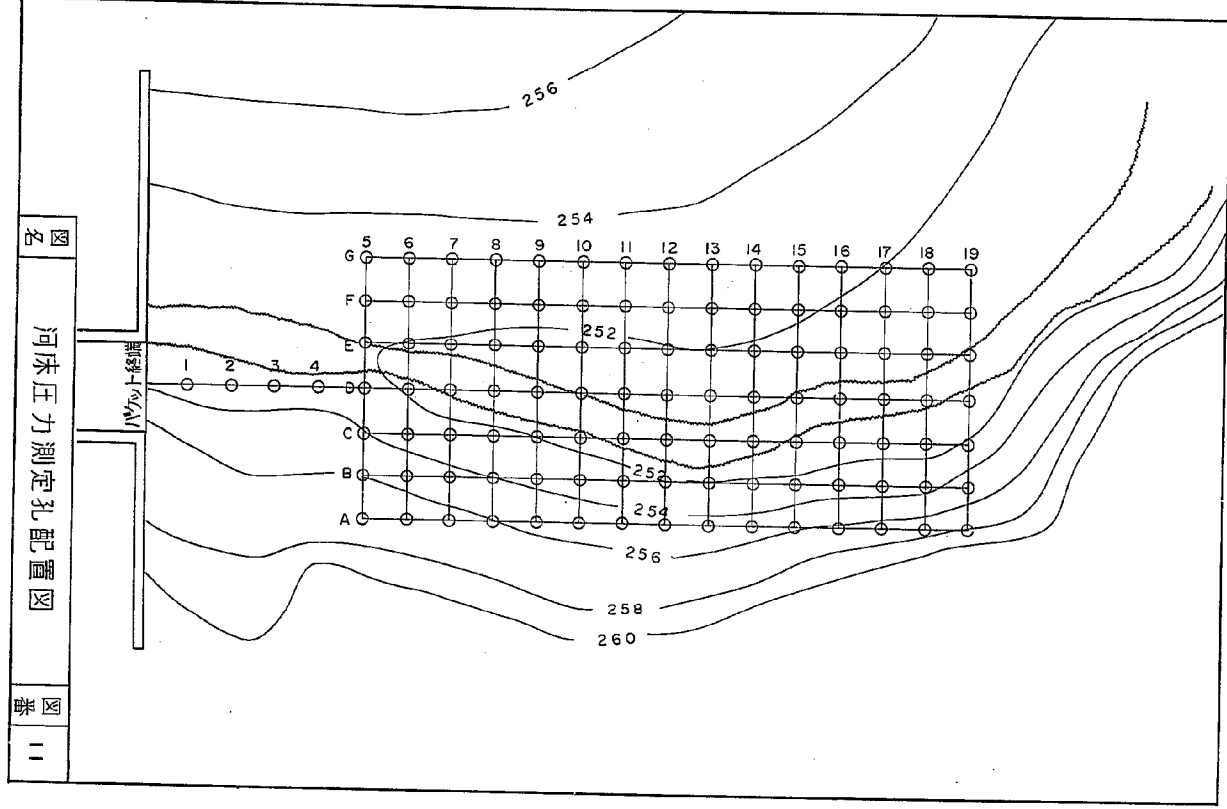


图名	原設計余水吐模型平面図
图番	6



単位：m



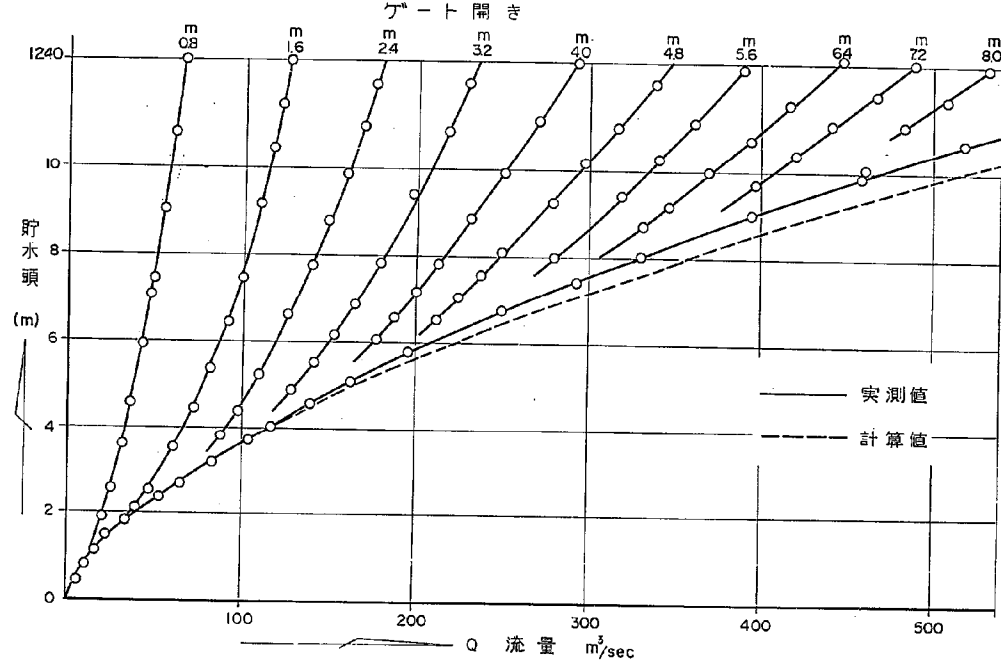


図名

貯水頭H～流量Q関係曲線

図番

12-0

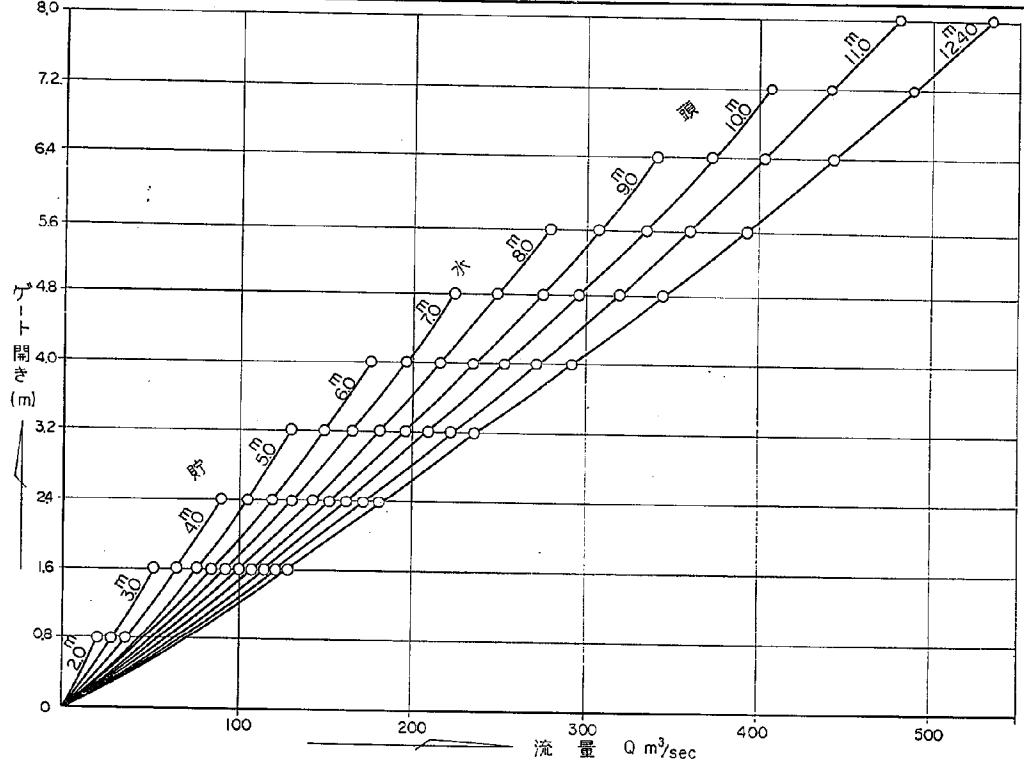


図名

ゲート開き～貯水頭～流量関係曲線

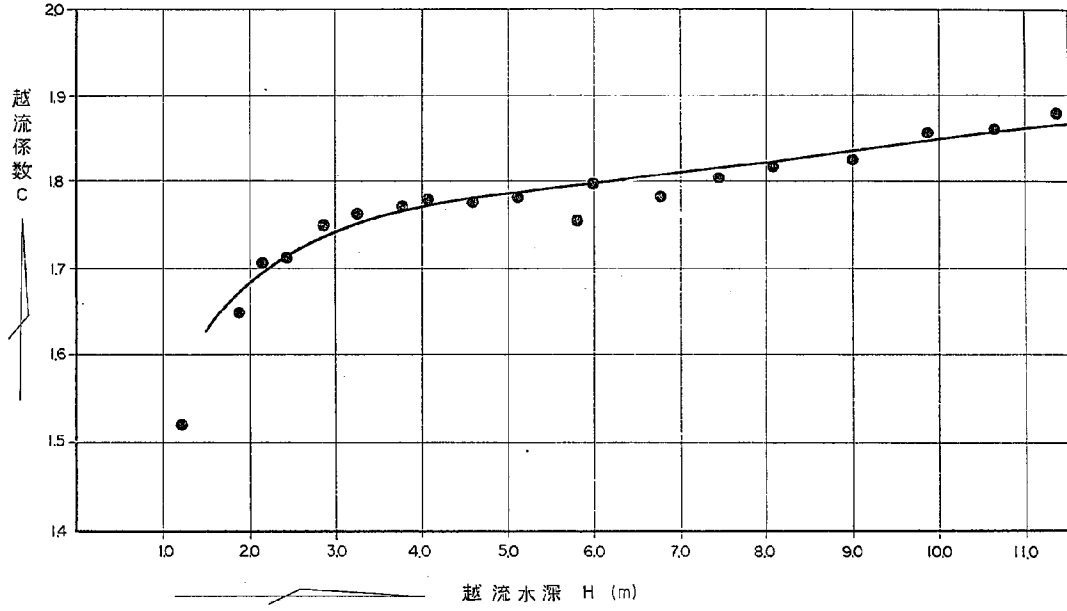
図番

12-b



図名 越流水深～越流係数関係曲線

図番 13

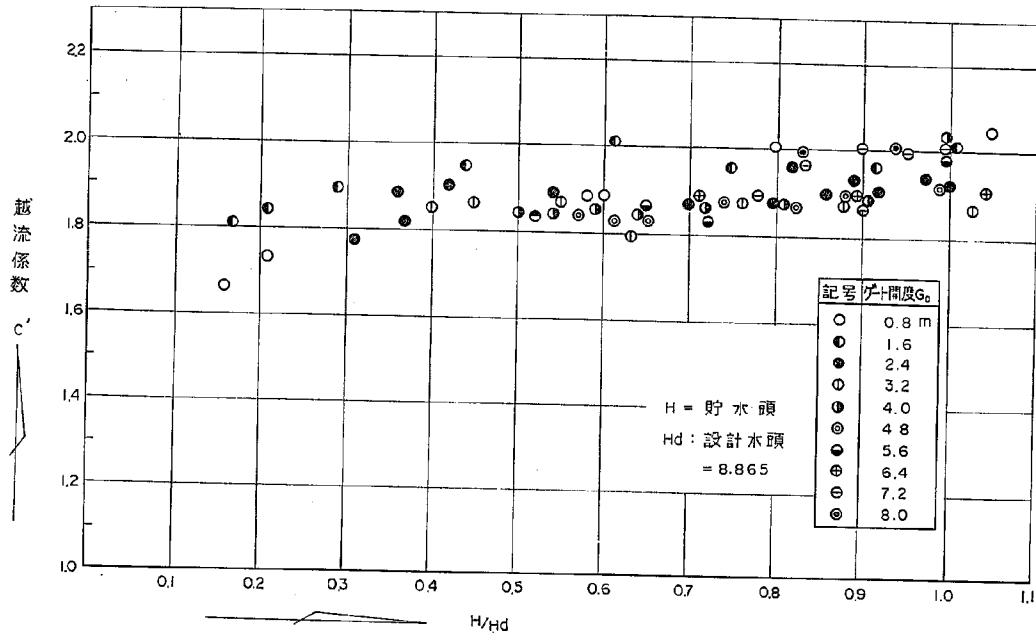


図名

越流水深～越流係数(貯水時)関係

図番

14



圖名

越流部水面形状圖

圖番

15

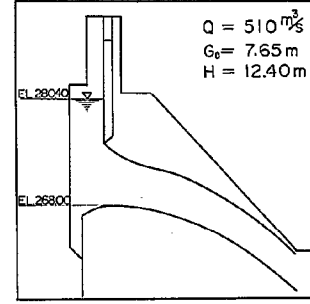
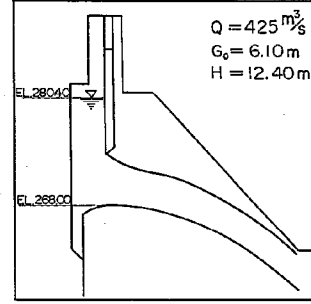
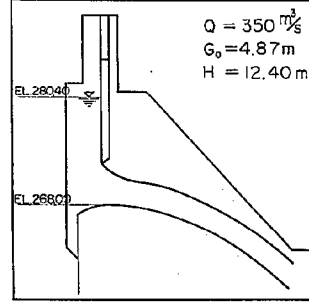
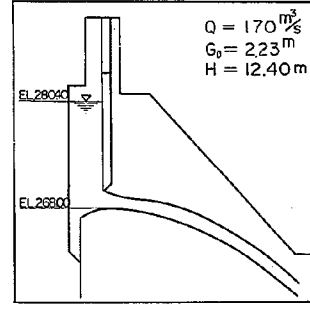
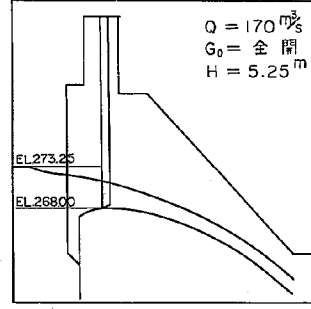
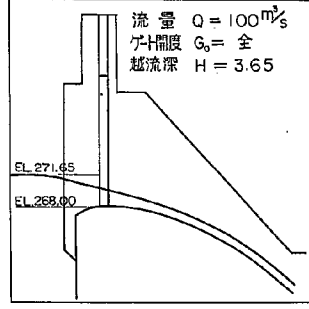
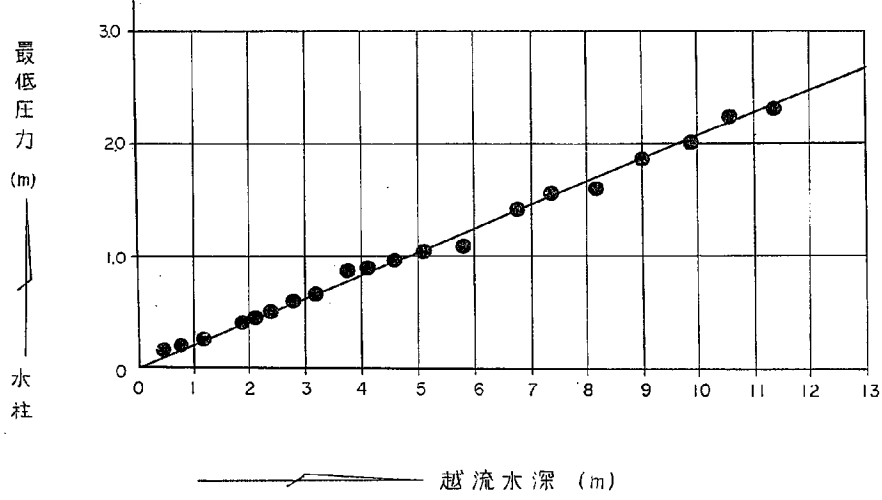


圖 16
 自由越流時越流部圖
 越流水深～最低压力關係曲線

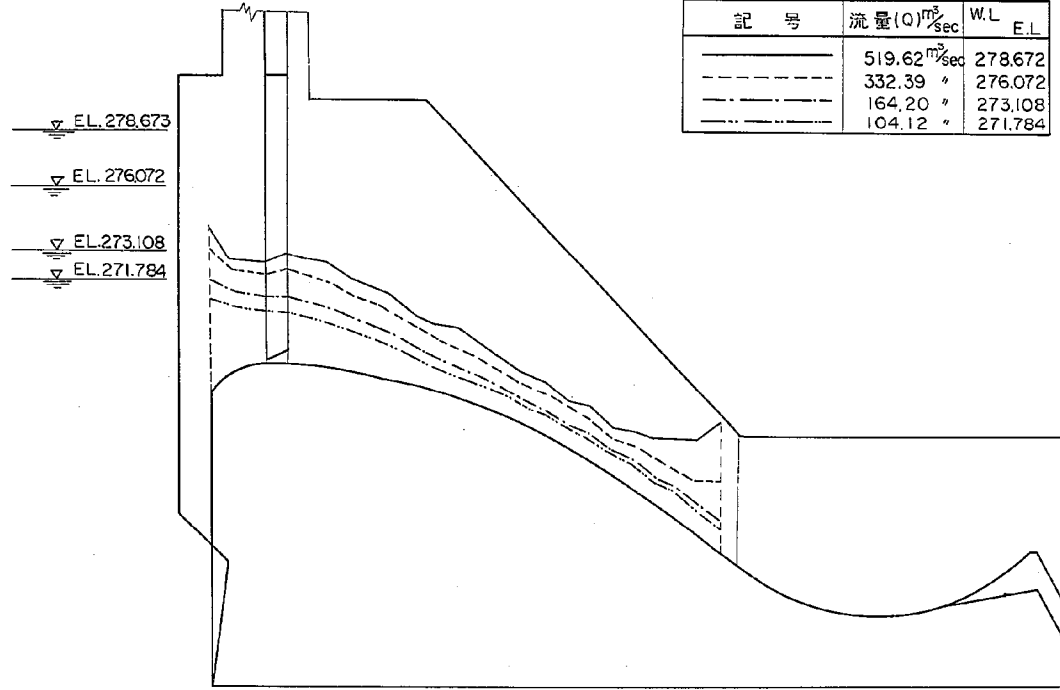


圖名

越流面压力图 (自由越流時)

圖番

17



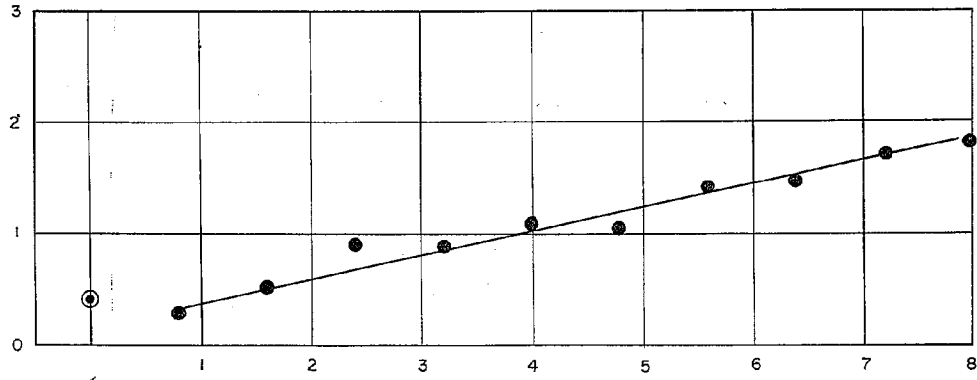
図名 越流部ゲート開き～最低圧力関係

図番 18

最低圧力 (m)



水柱



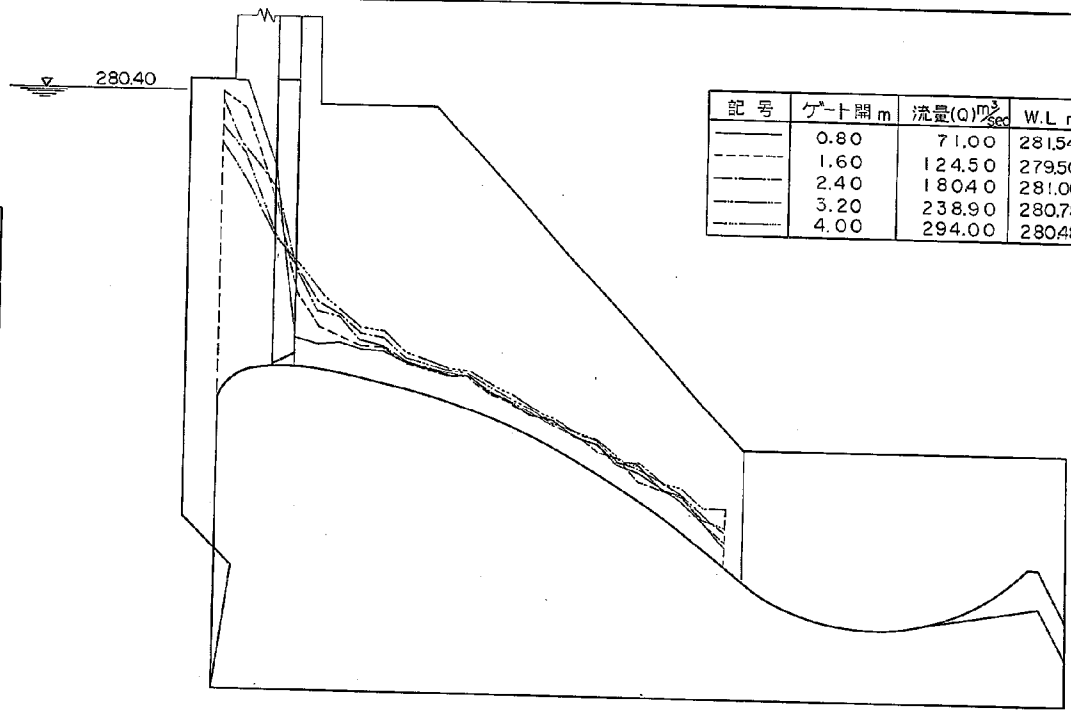
自由越流



ゲート開き G_0 (m)

図名 越流面圧力図 (ゲート操作時)

図番 19-a



記号	ゲート開 m	流量(Q) $\frac{m^3}{sec}$	W.L. m
——	0.80	71.00	281.54
----	1.60	124.50	279.50
-----	2.40	180.40	281.00
————	3.20	238.90	280.78
—————	4.00	294.00	280.48

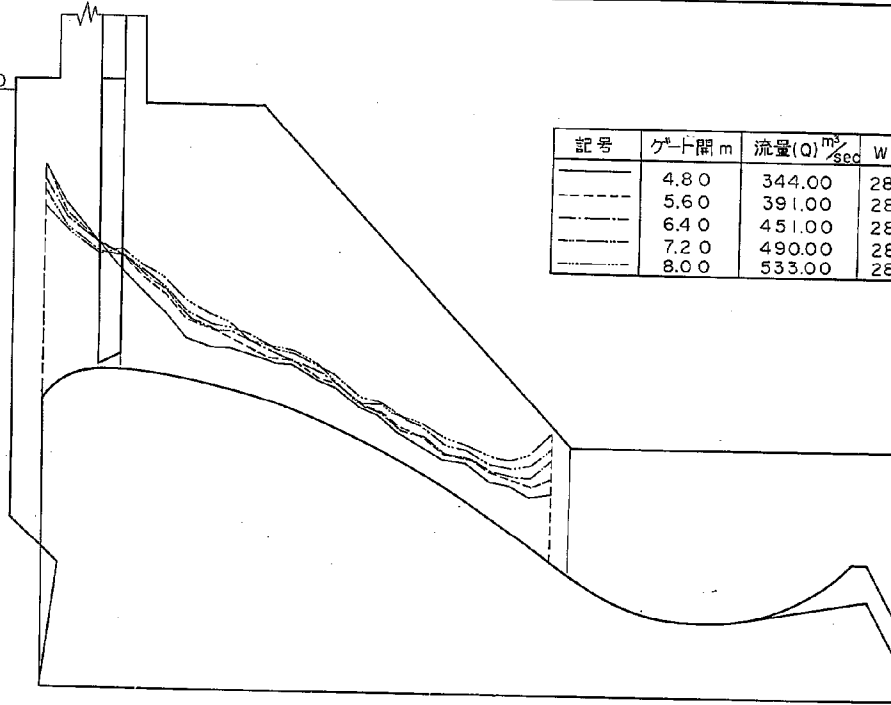
図名

越流面圧力図(ゲート操作時)

図番

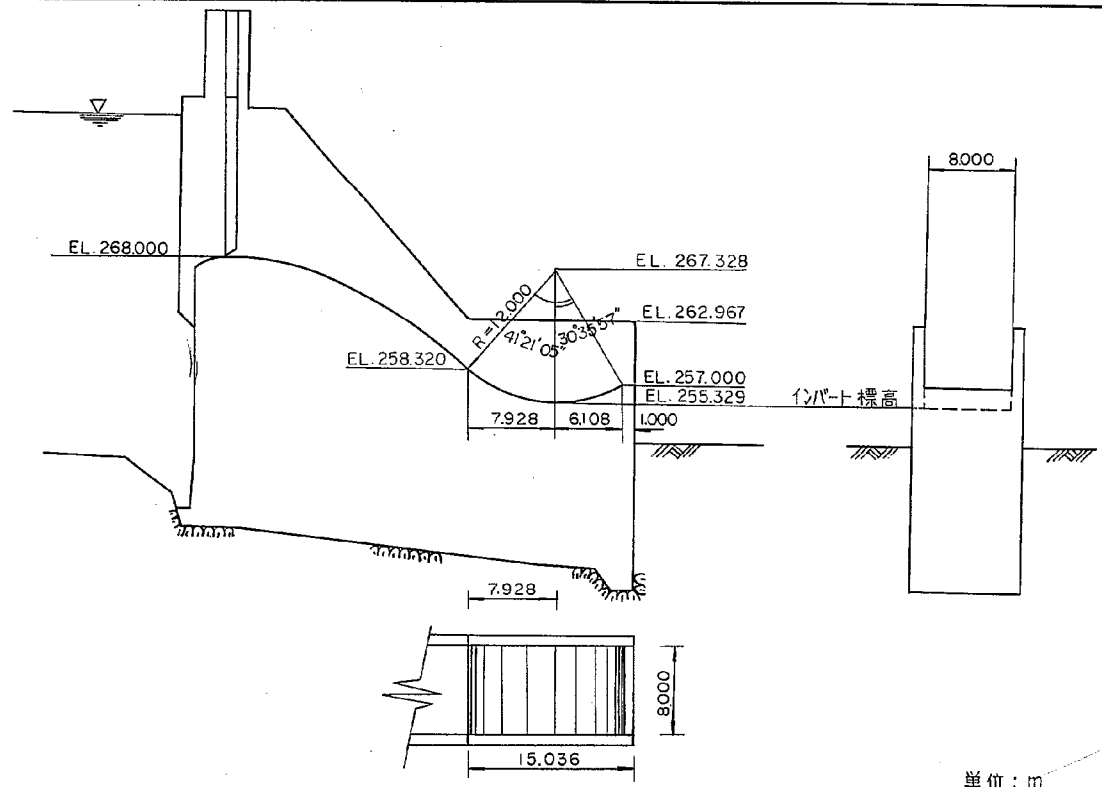
19-b

▽ EL. 280.40



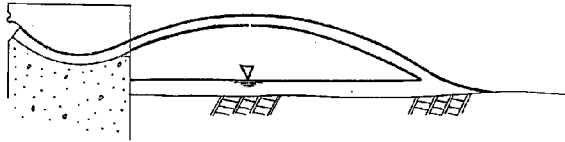
記号	ゲート開 m	流量(Q) $\frac{m^3}{sec}$	WL m
———	4.80	344.00	280.32
- - - - -	5.60	391.00	280.33
———	6.40	451.00	280.68
———	7.20	490.00	280.46
———	8.00	533.00	280.39

図名 I型バケツト形状図 図番 21

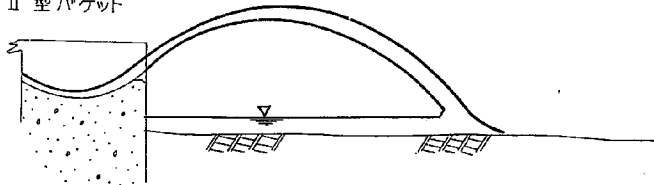


計画放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$
 貯水位 EL. 280.40^m
 ゲート開き $G_0 = 2.23 \text{ m}$

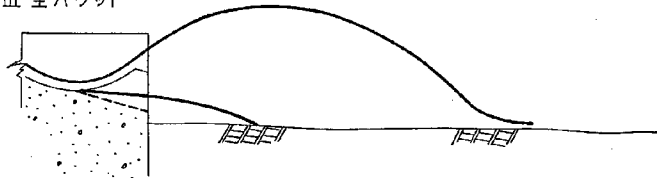
22-a I 型バケット



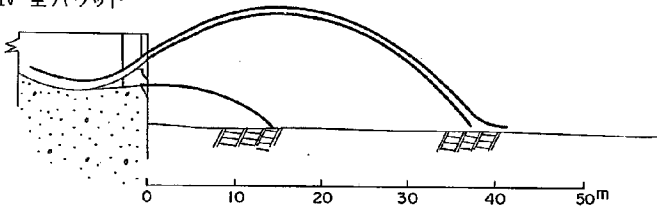
22-b II 型バケット



22-c III 型バケット



22-d IV 型バケット



図名

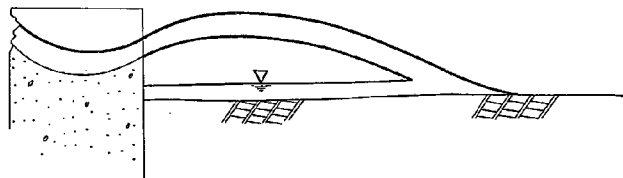
飛翔水脈縦断形状図

図番

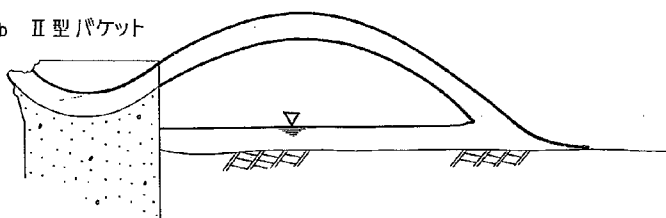
22

計画洪水流量 $Q = 350 \text{ m}^3/\text{sec}$
 貯水位 EL. 280.40 m
 ゲート開き $G_0 = 487 \text{ m}$

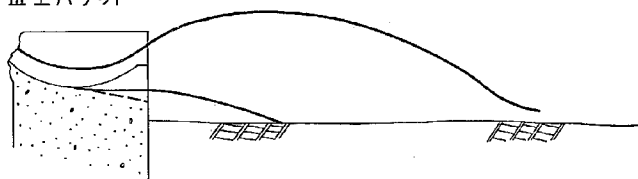
23-a I型バケット



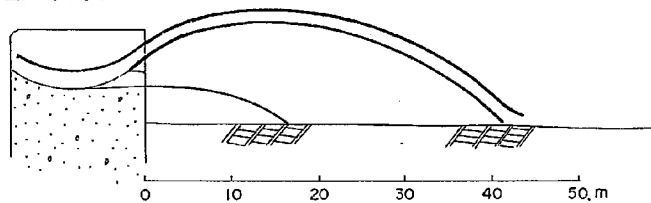
23-b II型バケット



23-c III型バケット



23-d IV型バケット

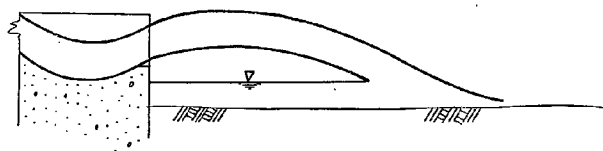


異常洪水流量 $Q = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$

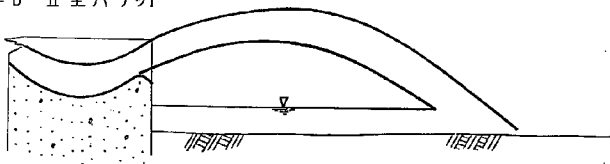
貯水位 $EL = 280.40 \text{ m}$

ゲート開き $G_0 = 7.65 \text{ m}$

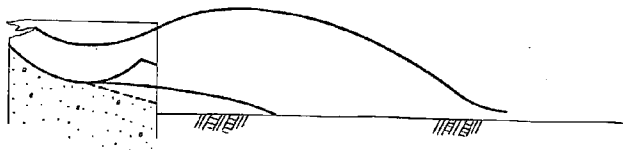
24-a I 型バケット



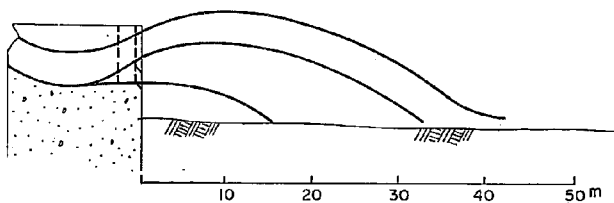
24-b II 型バケット



24-c III 型バケット

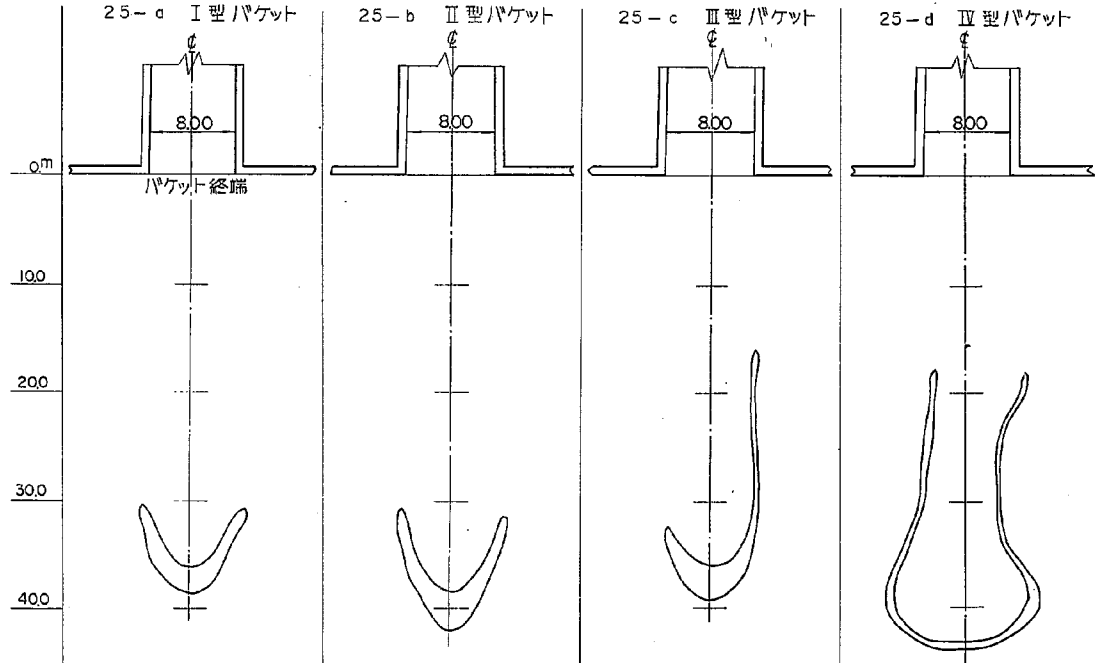


24-d IV 型バケット



図名	飛翔水脈縦断形状図	図番	24
----	-----------	----	----

流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$, 貯水位 EL. 280.40m, ゲート開き $G_o = 2.23 \text{ m}$



図名

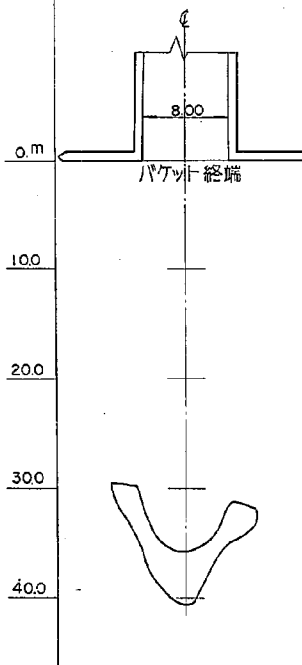
水脈落下位置平面図 ($170 \text{ m}^3/\text{sec}$)

図番

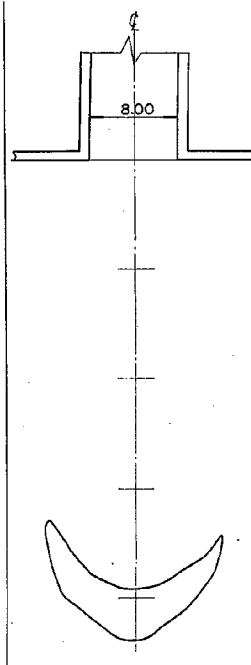
25

流 量 $Q = 350 \text{ m}^3/\text{sec}$, 貯水位 E.L. 280.40m, ゲート開き $G = 4.87 \text{ m}$

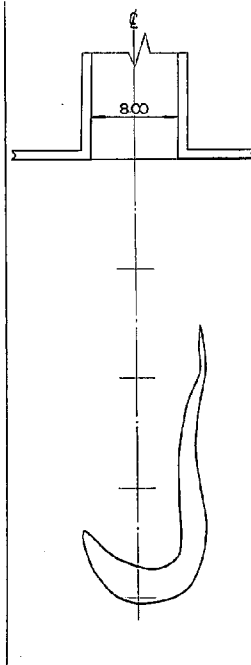
26-a I型バケット



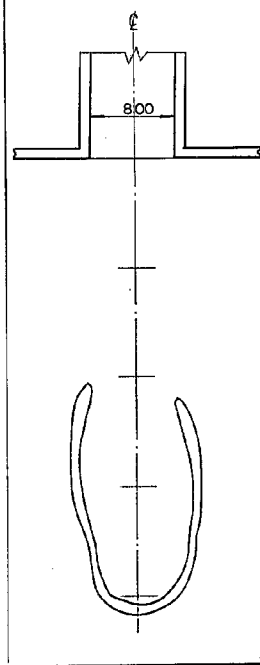
26-b II型バケット



26-c III型バケット



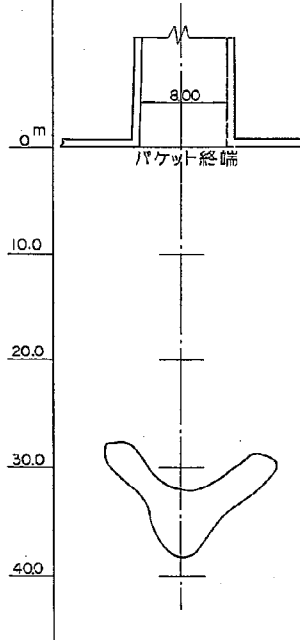
26-d IV型バケット



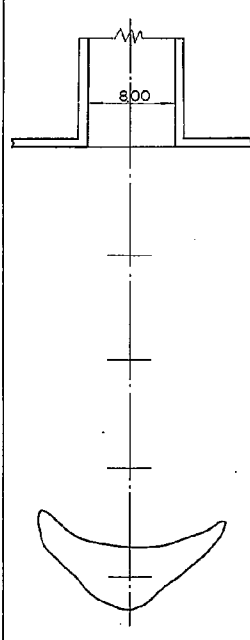
図名 水脈落下位置平面図 (350 m³/s) 図基 26

流 量 $Q = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$, 貯水位 EL. 280.40 m, ゲート開き $G_0 = 7.65 \text{ m}$

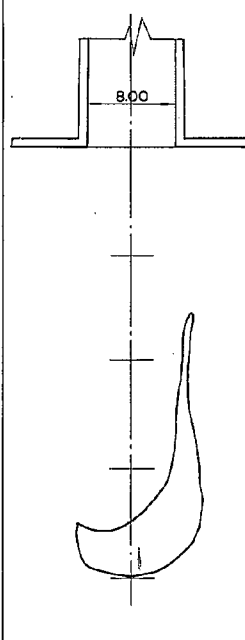
27-a I 型バケット



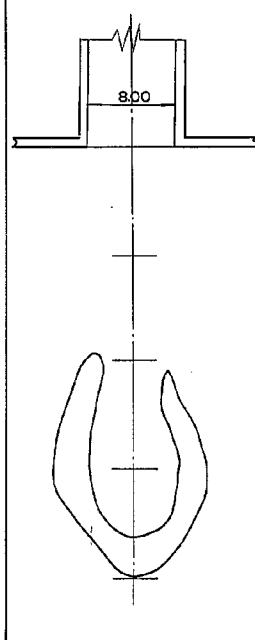
27-b II 型バケット



27-c III 型バケット



28-d IV 型バケット



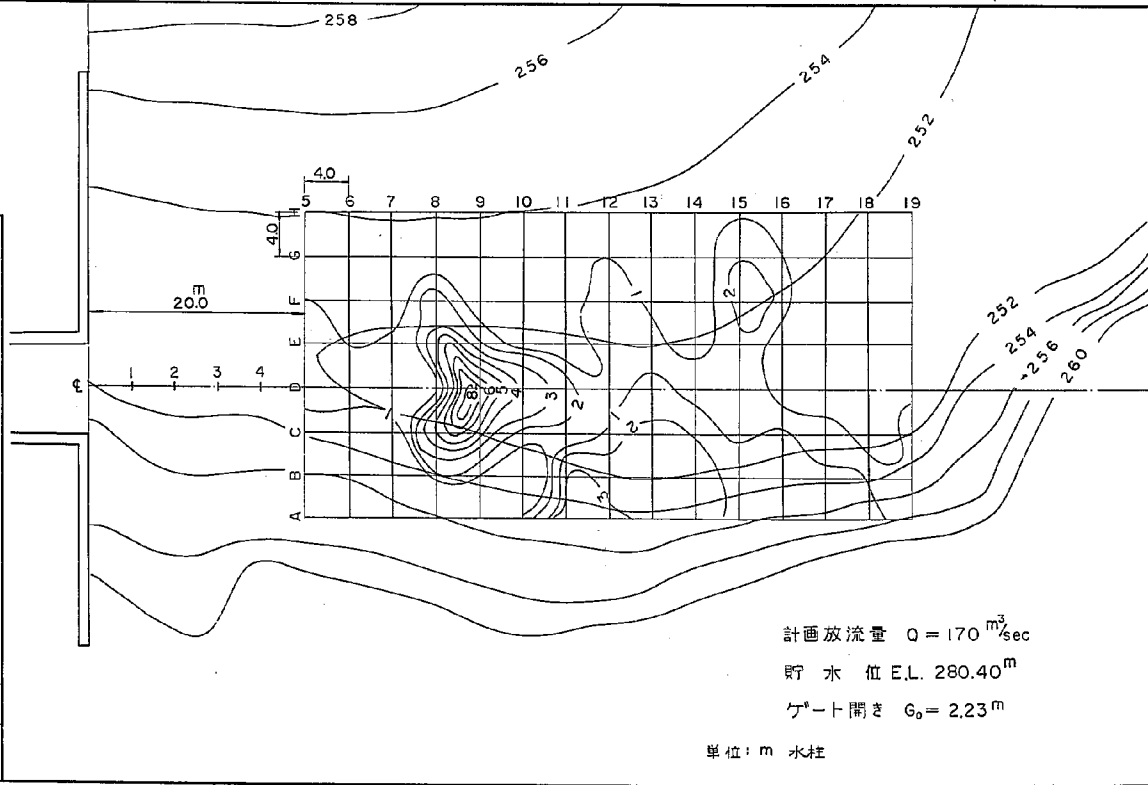
図名 水脈落下位置平面図 図番 27

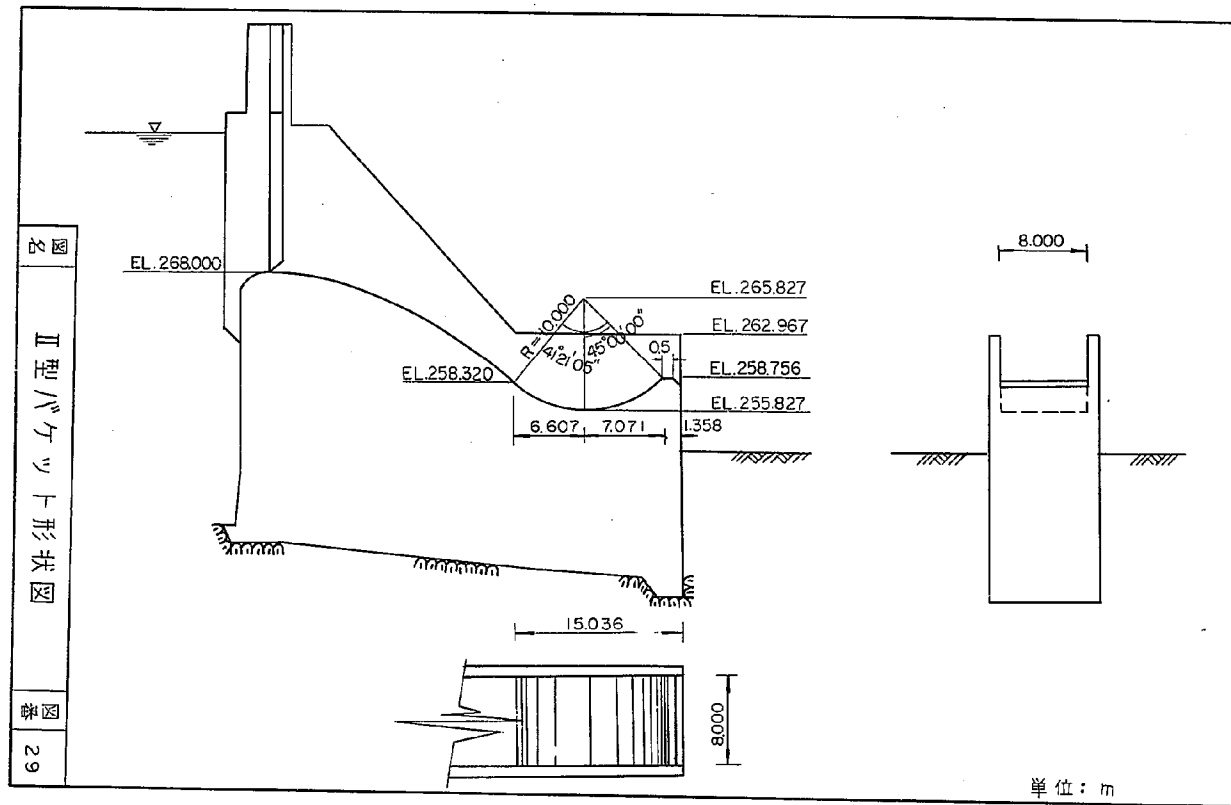
図名

I型バゲットによる河床圧力分布図

図番

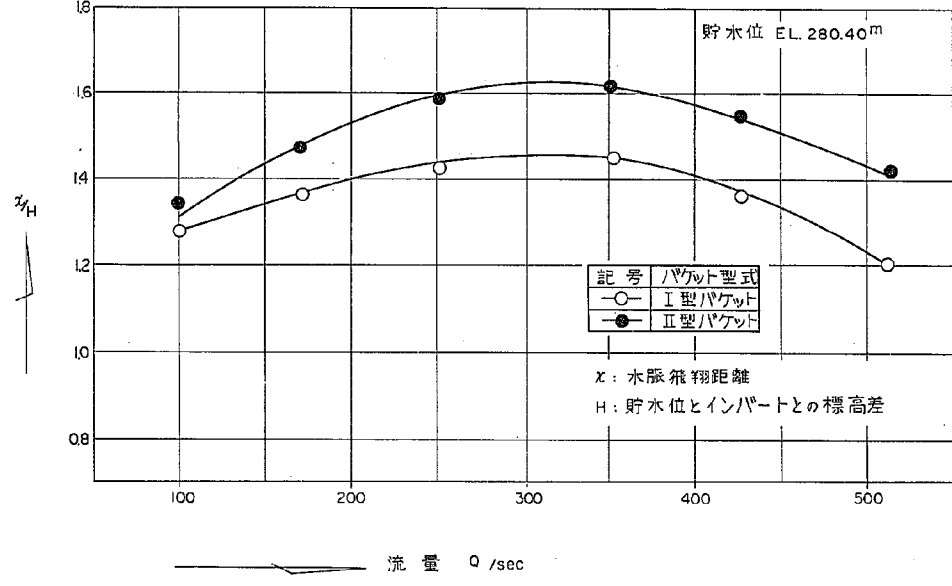
82





図名 流量～飛翔距離との関係

図番 30



図名

Ⅱ型バケットによる圧力分布図

図番

31

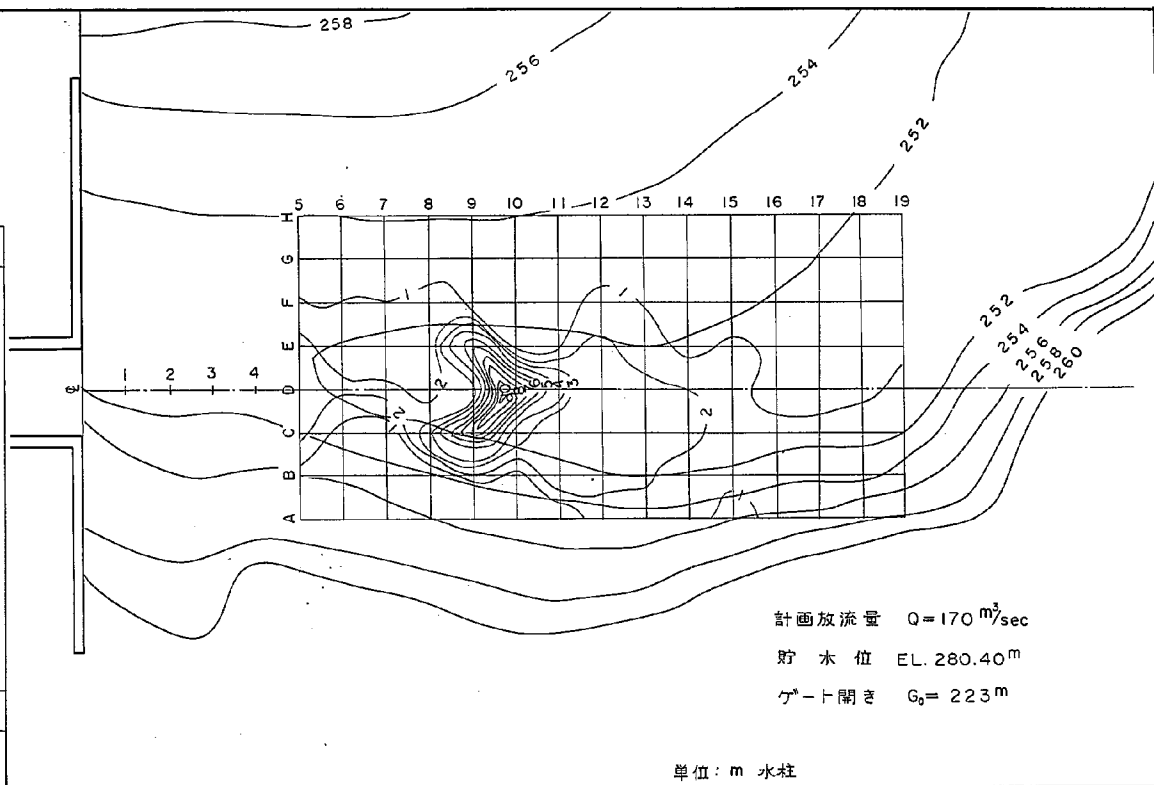
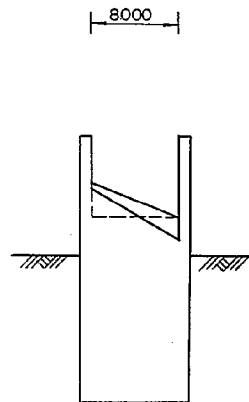
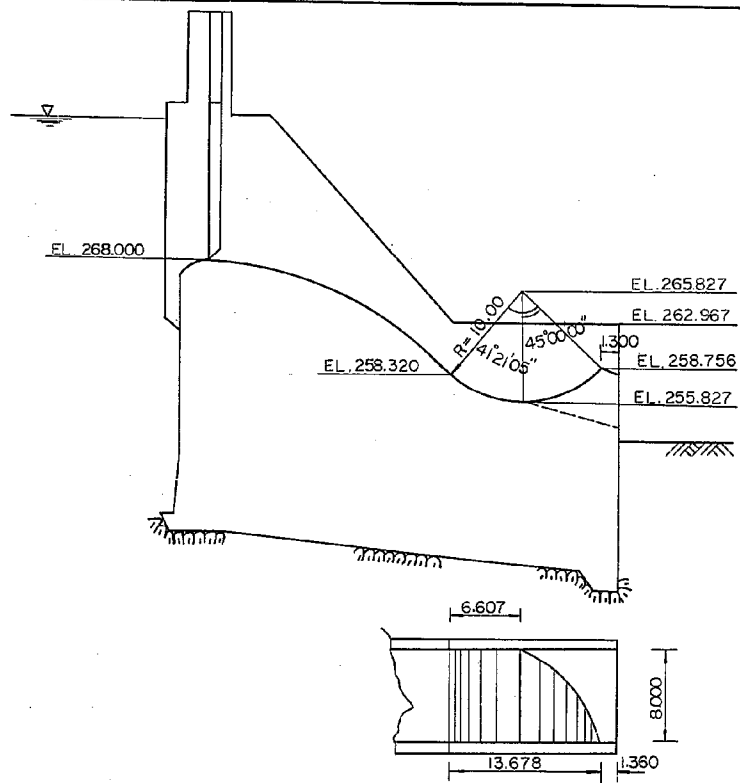


図 32

Ⅲ型バケット形状図

図 32

32



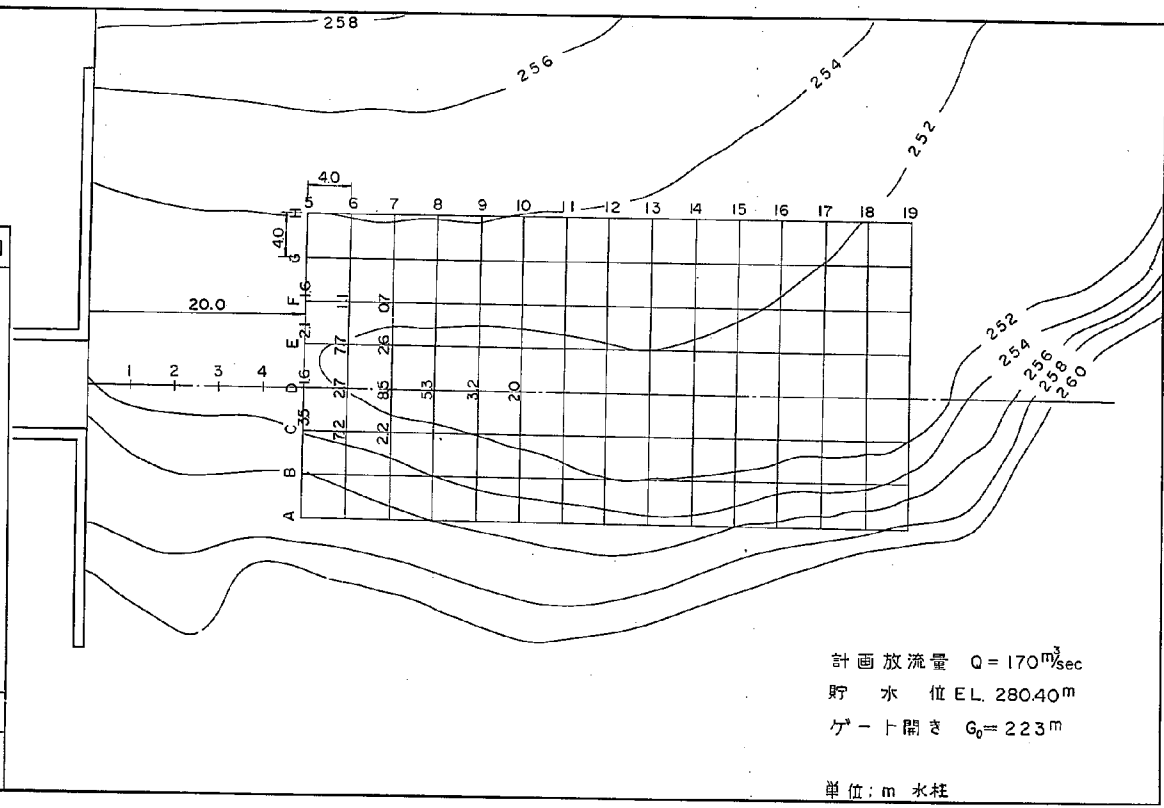
単位: m

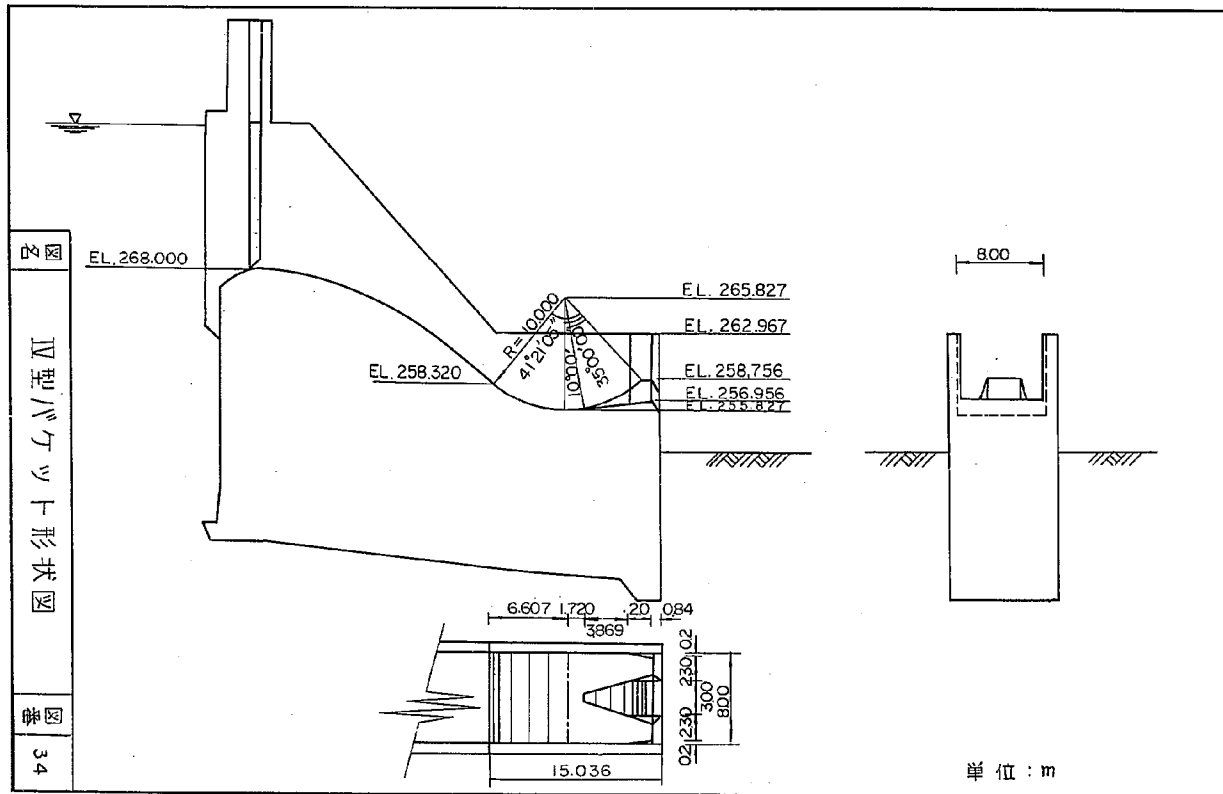
図名

Ⅲ型バケットによる河床圧力分布図

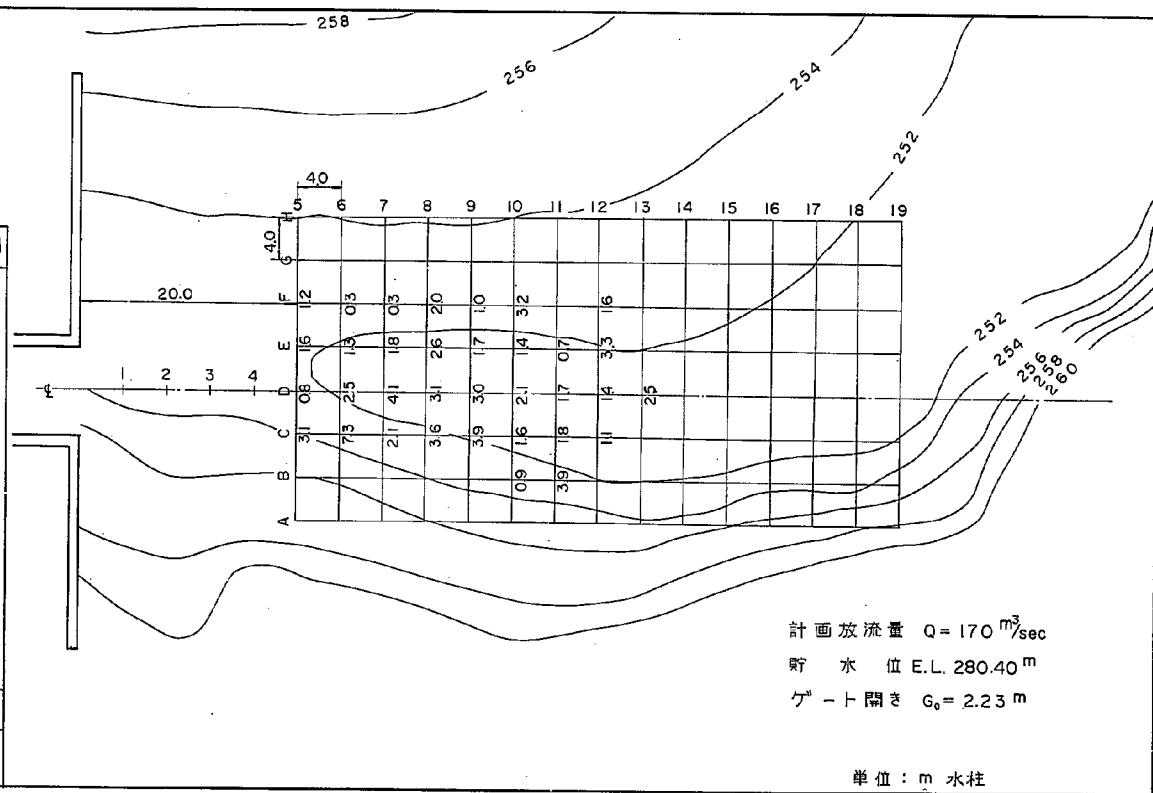
図番

33





IV型バケットによる河床圧力分布図



計画放流量 $Q=170 \text{ m}^3/\text{sec}$ (ゲート操作時)

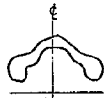
貯水位 E.L. 280.40m

ゲート開き $G_o = 2.23 \text{ m}$

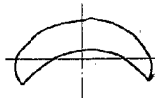
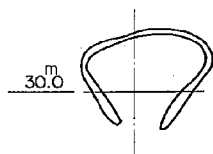
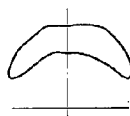
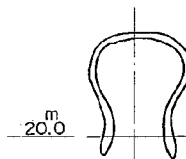
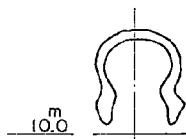
Ⅳ型バケット

Ⅰ型バケット

堤趾部からの距離0m



バケットバート標高

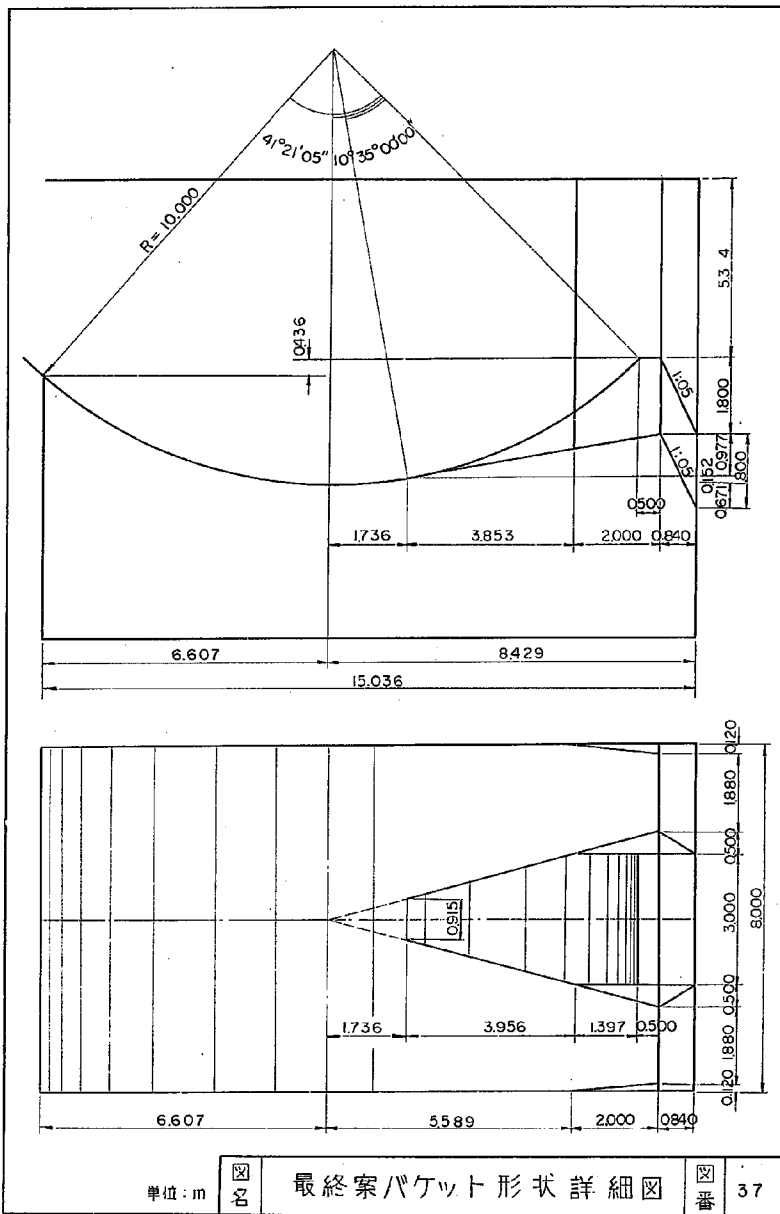


図名

ⅠⅣ型バケットによる水脈飛翔断面変化図

図番

36



図名

最終案バケット形状詳細図

図番

37

断面 11-11

放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$

貯水位 E.L. 280.40m

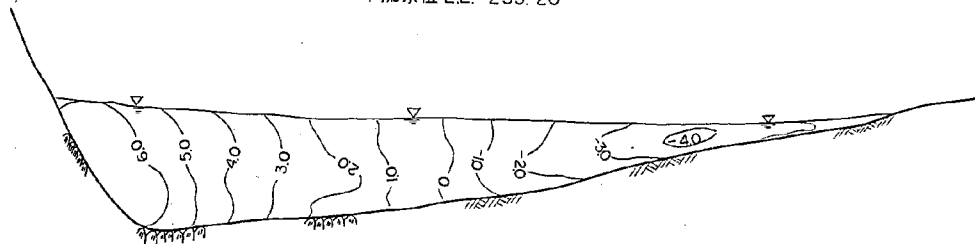
ゲート開き $G_0 = 2.23 \text{ m}$

下流水位 E.L. 255.20m

EL.260.00

EL.255.00

EL.250.00



単位: m/sec

図名

I型(原案)バケットによる等流速分布

図番

38

断面 11 - 11

放流量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$

貯水位 E.L. 280.40m

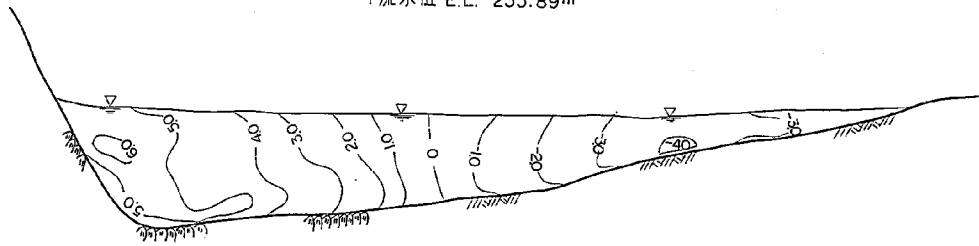
ゲート開き $G_0 = 2.23 \text{ m}$

下流水位 E.L. 255.89m

E.L. 260.00

E.L. 255.00

E.L. 250.00



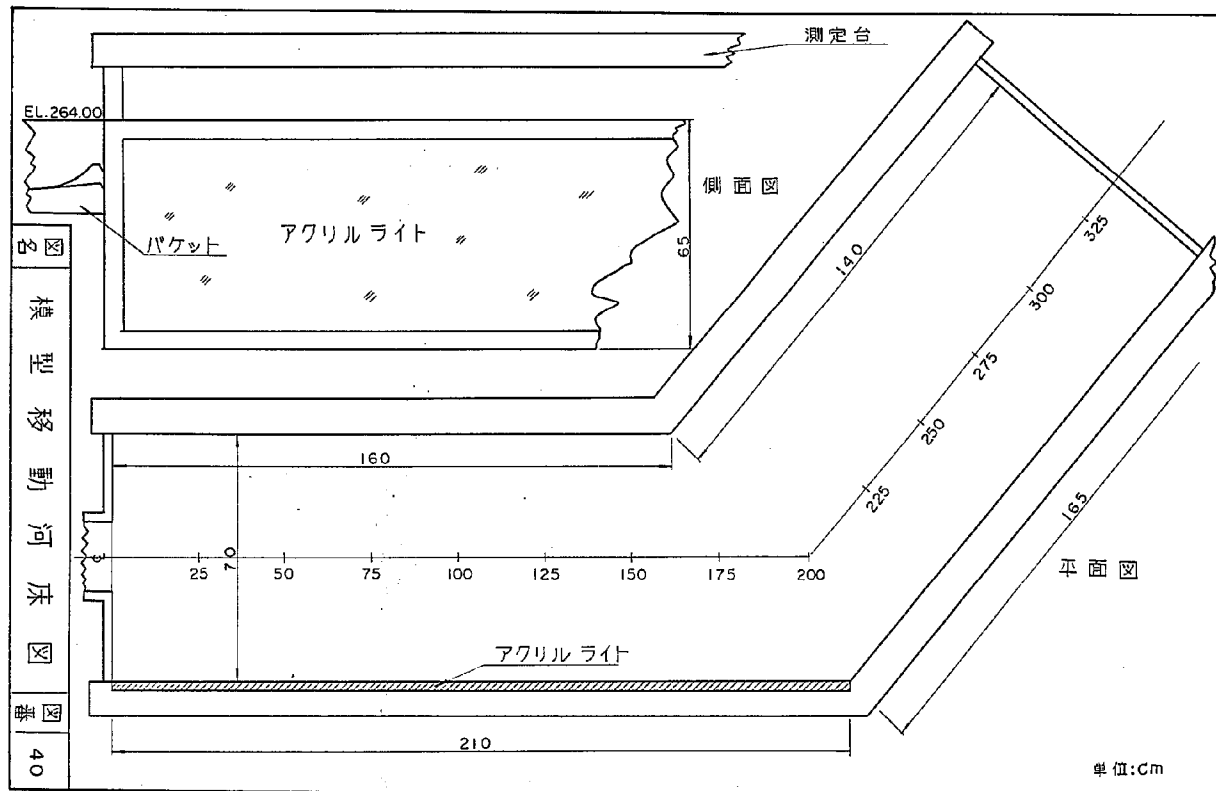
単位: m/sec

図名

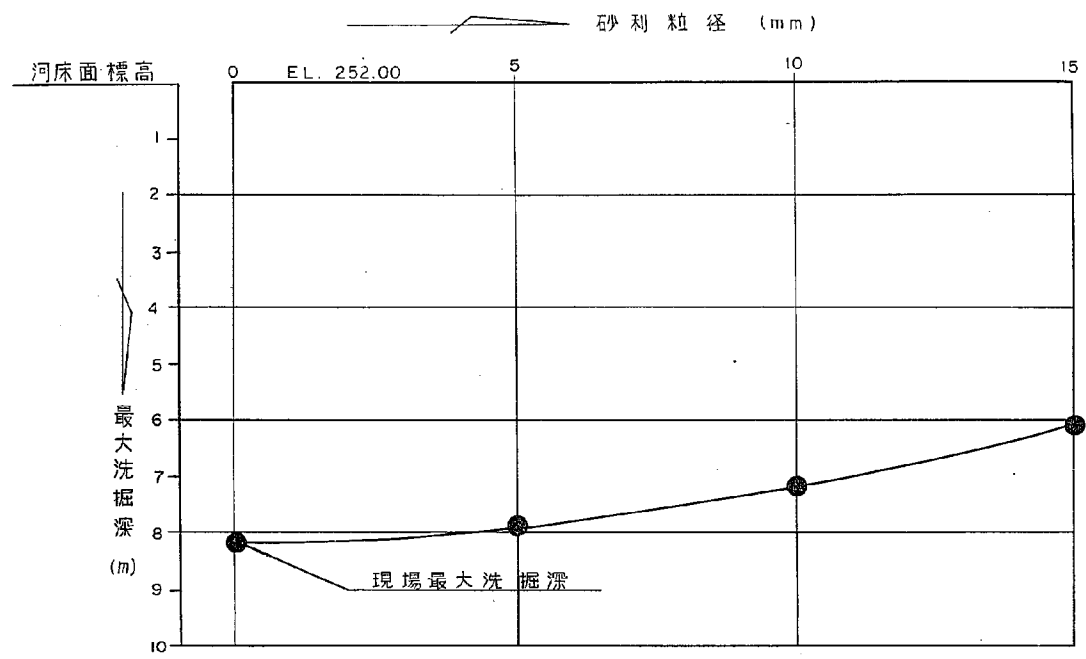
Ⅳ型(最終案)バケットによる等流速分布図

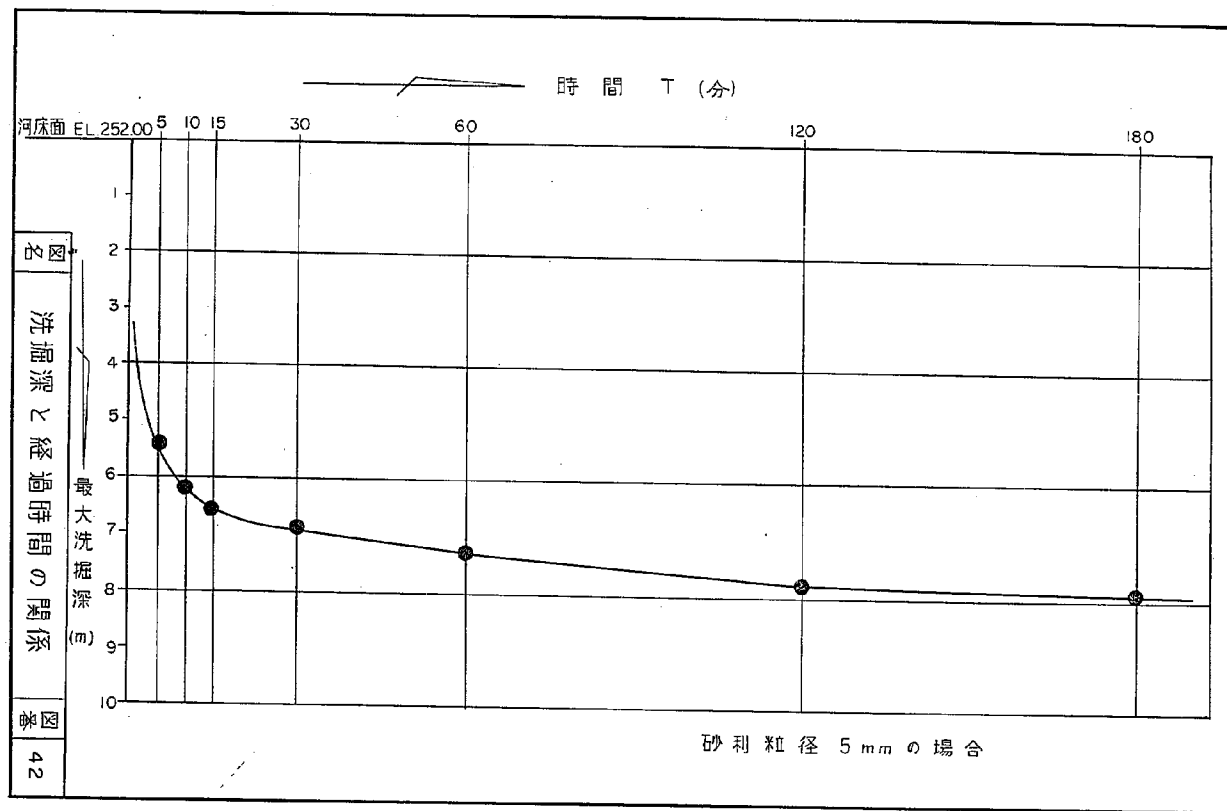
図基

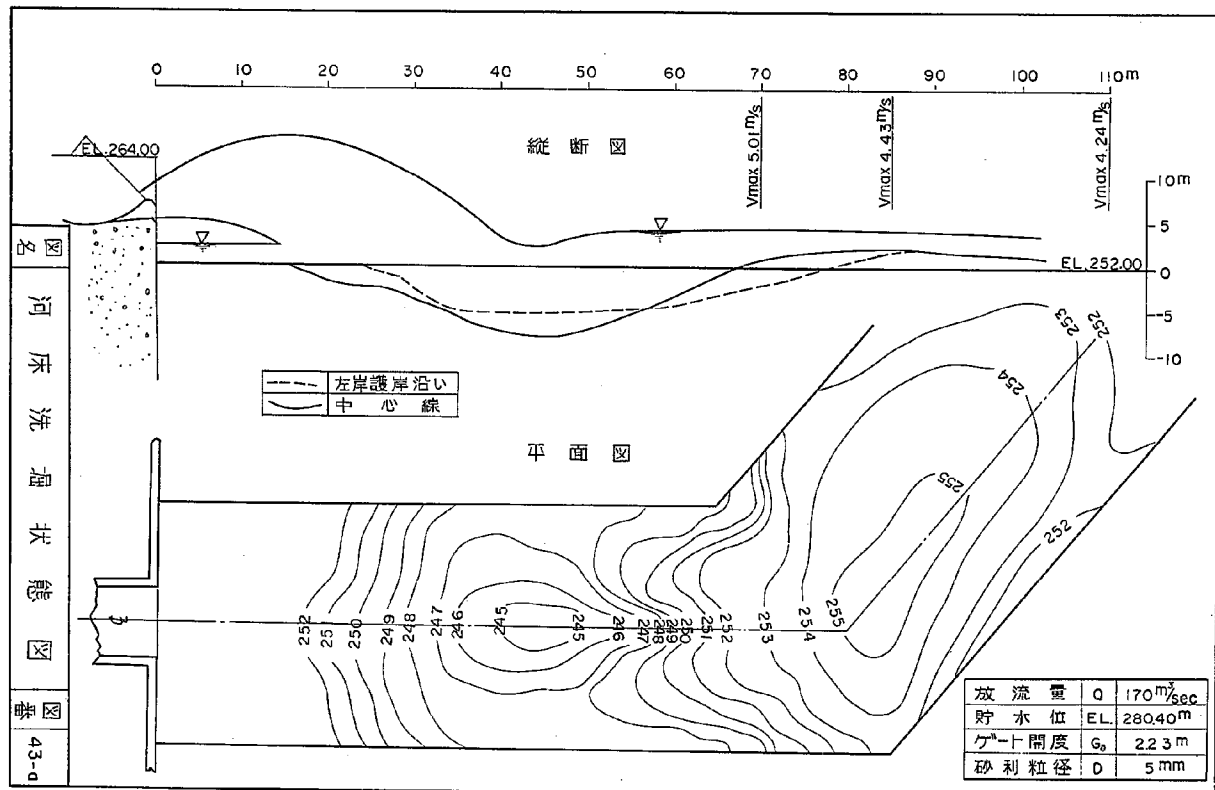
39

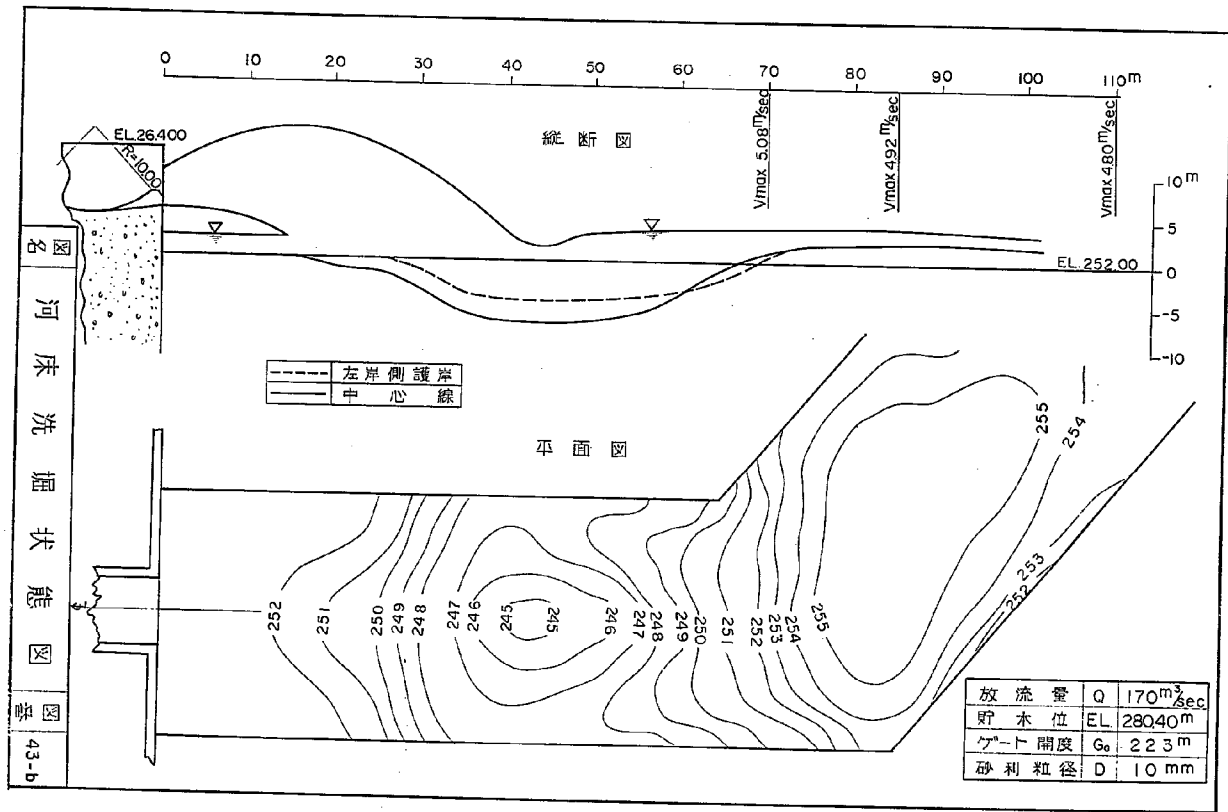


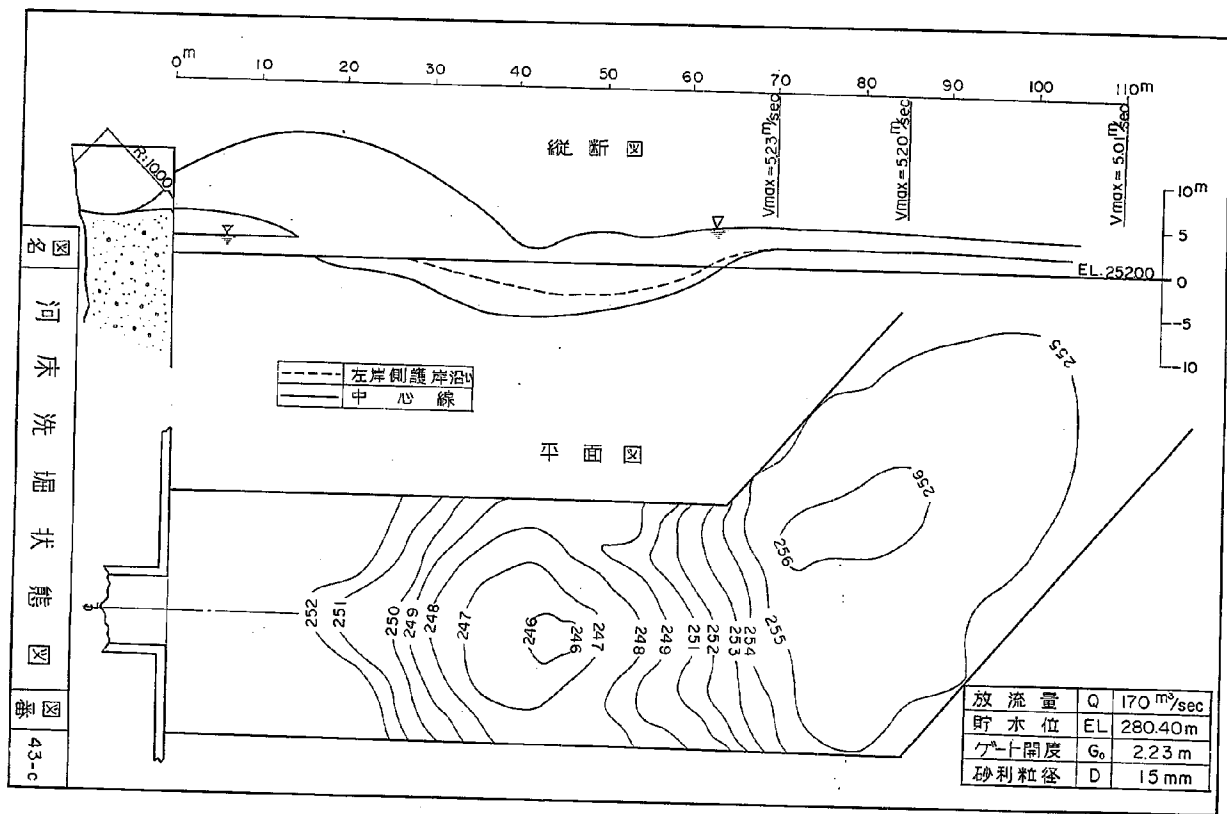
図名
スチメシ方法による洗堀深推定図
図番
41





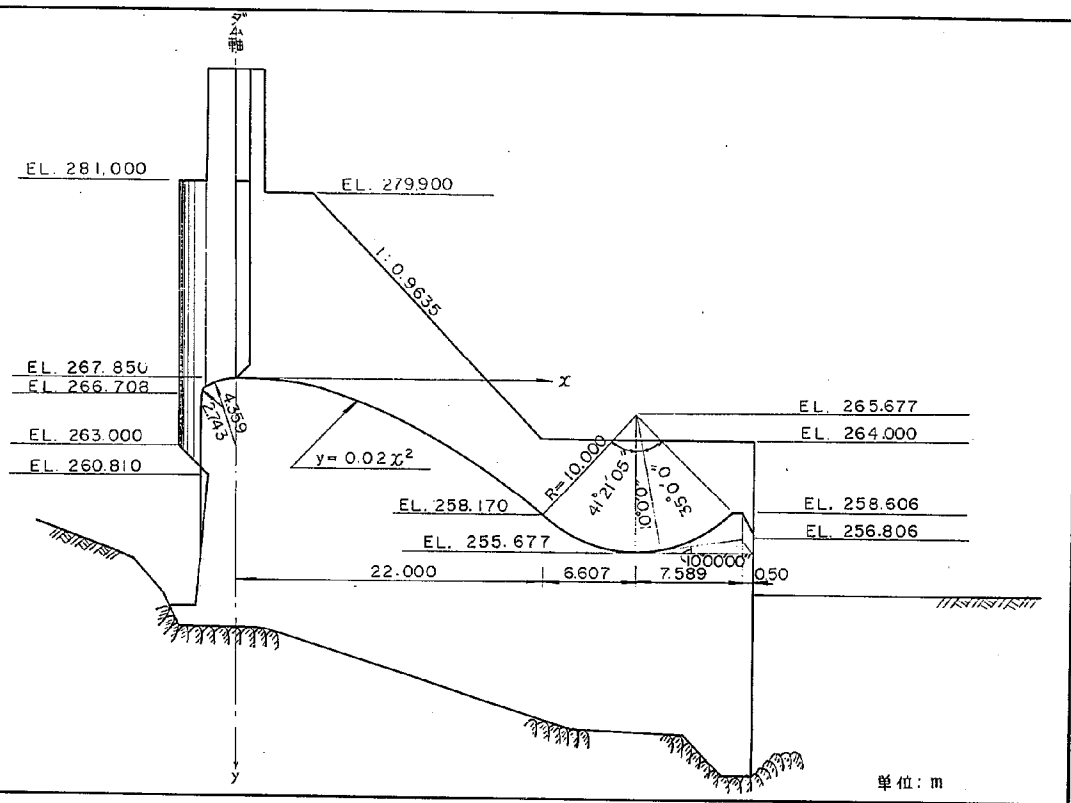


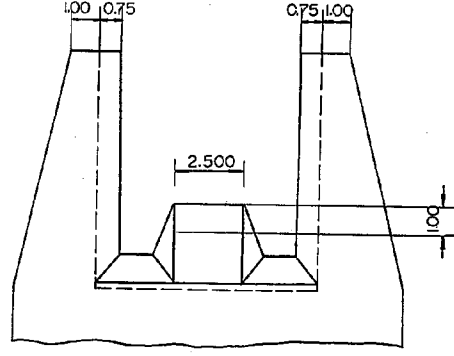
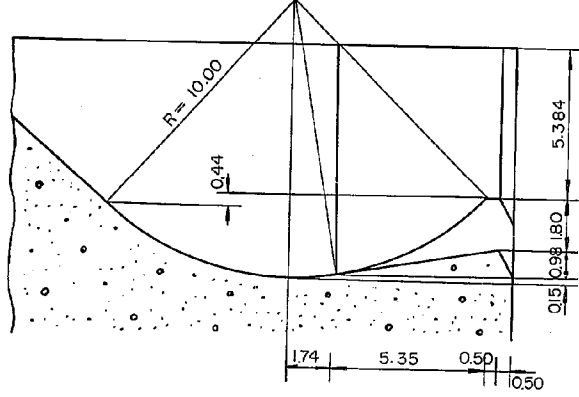
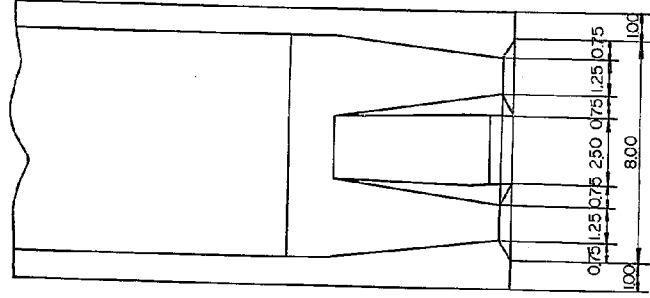




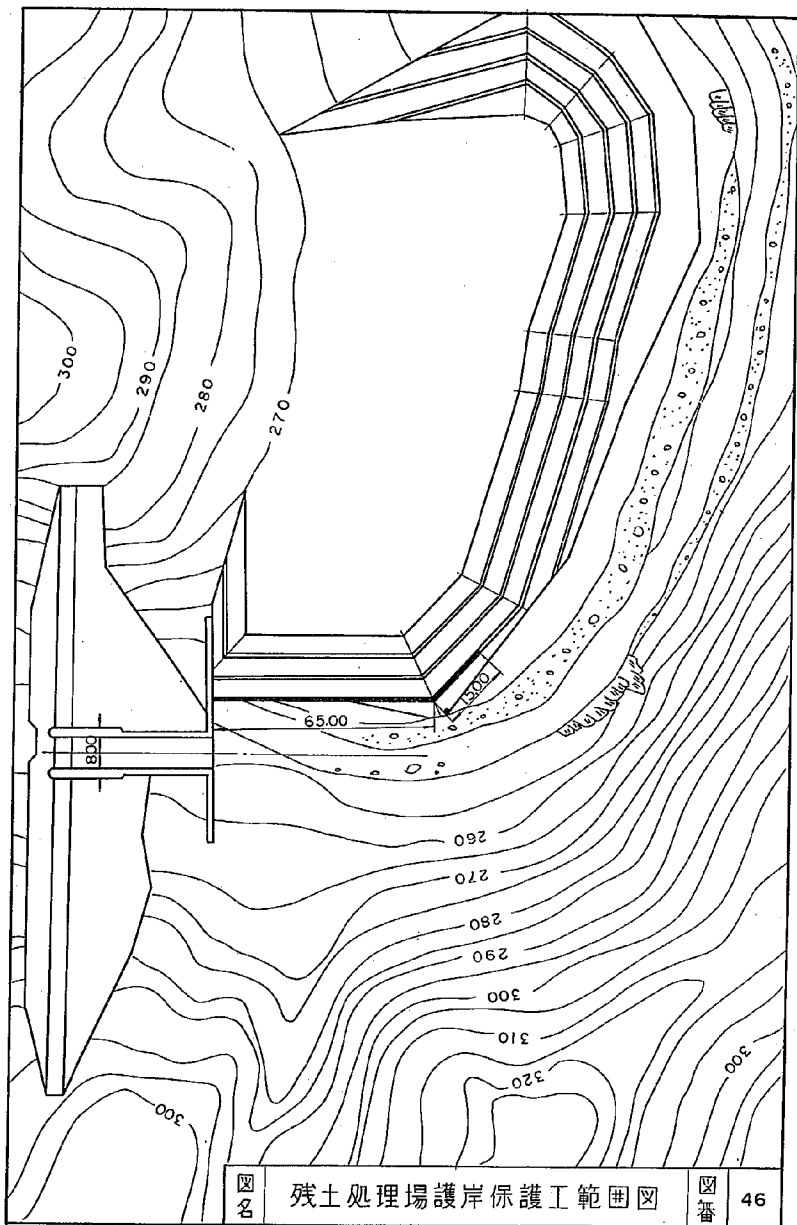
圖名 最終案余水吐標準断面圖

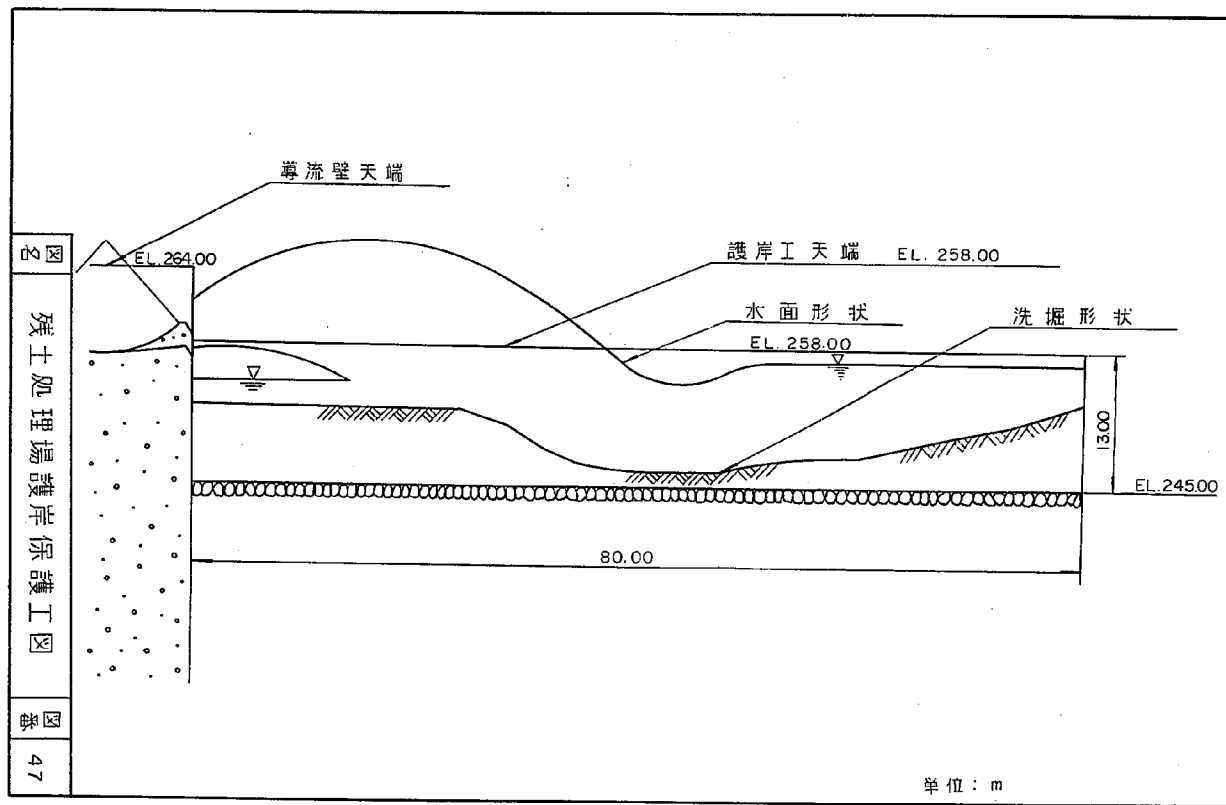
圖番 44





單位 m





第 2 編 取水設備の部写真

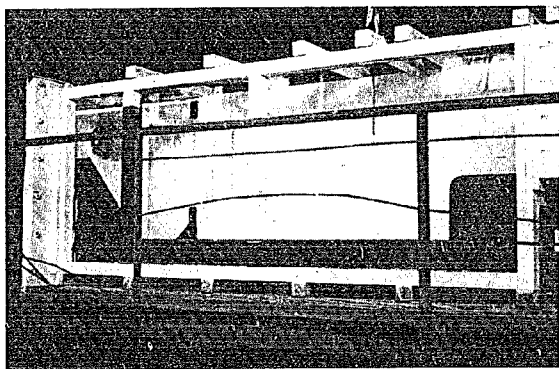


写真-1 当初案放水口部模型（側面より）

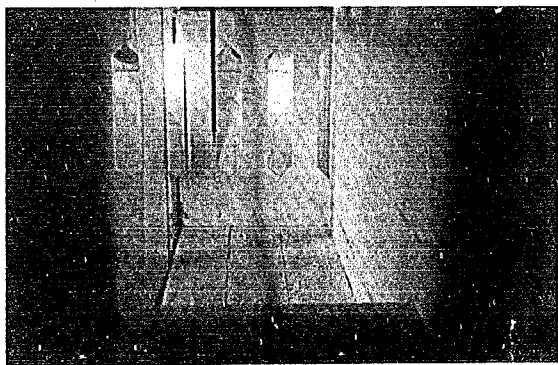


写真-2 当初案放水口部模型（下流より）

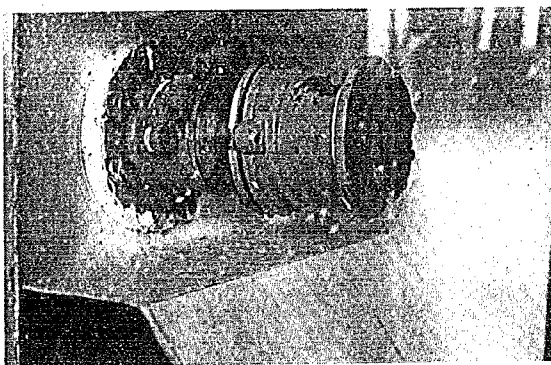


写真-3 側面写真
放水口部模型に使用したハウエルパンガーバルブ(φ4インチ)

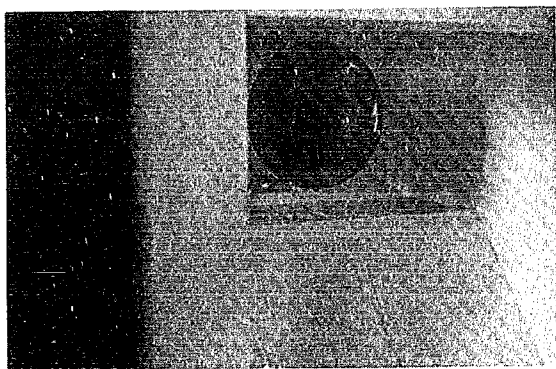


写真-4 正面写真
放水口部模型に使用したハウエルパンガーバルブ(φ4インチ)

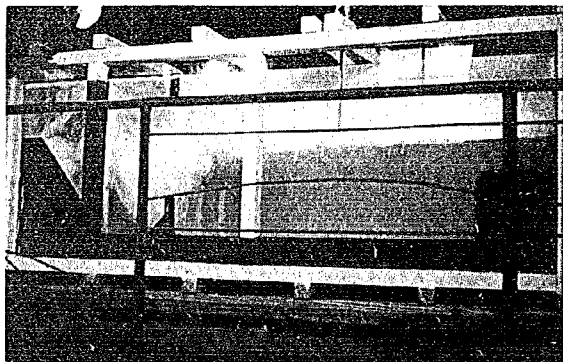


写真-5 当初案の放流量 $1.78 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=8.70 \text{ m}$ 時の減勢状況



写真-6 当初案の格子部の減勢状況



写真-7 当初案の正面からの減勢状況

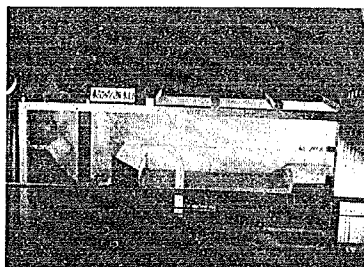


写真-7 最終案模型



写真-8 最終案 放流量 $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=17 \text{ m}$ 時の湧勢状況

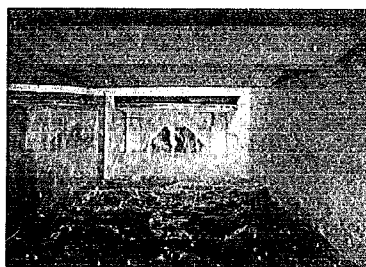


写真-9 最終案 放流量 $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=17 \text{ m}$ 時の減勢状況

第2編 発電用取水設備の部

第1章 取水設備概要

花園川総合開発事業の一環として北茨城市華川町水沼地点に多目的ダムを構築することになった。そのために現在東京電力が使用している自然流下式水路の取水口が水没し、その代替として、堤体に発電用取水設備を設置することが必要となった。

以下、最終取水設備の形状寸法と、それを決定するに至った経緯について述べる。

第2章 取水設備の設計

第1節 取水設備の設計条件

茨城県より提示された水沼ダム発電用取水設備の設計条件は次に示すとおりである。

- 条件1. 最大取水量は $1.53\text{m}^3/\text{sec}$ であり、発電用取水最低水位は $\text{EL. } 270.000\text{m}$ また常時満水位は $\text{EL. } 280.000\text{m}$ である。
- 条件2. 取水型式としては、表面取水型式とする。
- 条件3. 現在東京電力が使用している導水路は、開水路トンネル型式として設計施工されているため、取水した圧力水は完全に減勢して、ダム構築前とほぼ大差ない流れの状態で既設水路（水路敷高 $\text{EL. } 258.133\text{m}$ 等流水位 $\text{EL. } 259.670\text{m}$ ）に導くようにすることが必要である。

第2節 取水設備の設計前提

〔1〕調節構造物の位置の選定

取水設備の設計最大取水量は、 $1.53\text{m}^3/\text{sec}$ であり、取水設備の取水能力は、発電用最低水位 $\text{EL. } 270.000\text{m}$ で最大取水量 $1.53\text{m}^3/\text{sec}$ として

設計するため、それ以上の貯水位に対しては、取水能力が増大するから、これを $1.53 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以内に規制することが必要である。そのためには、上流取入部、取水管呑口部、吐口部または、導水路入口部に流量調節構造物を設置して、流量を規制する必要がある。

本ダムの取水方式は表面取水方式であるから、堤体上流貯水池内に当然表面取水用ゲートが設けられねばならない。

表面取水用ゲートとしては、角落し、多孔式、多段式あるいはシンダーゲート等種々の型式があるがいずれも越流型式であり、またゲートの微妙な操作を期待できない型式が普通であるから、貯水位の変化に対して一定の流量を導入しうるゲート操作を期待することは困難である。したがって表面取水用ゲートとしては最つとも簡単な角落式を用いることとし、取水用ゲートの上、下流水位を等しくした状態で操作されるものとする。

取水管呑口部に流量調節用バルブを設けて調節を行なった場合には、一般に取水管内の流況が開水路流れとなるように管断面を大きくしなければならない。また高水頭時の管内圧力低下に対処するため呑口に給気孔の設置を必要とし、さらに、低水頭の場合には管内流況が不安定になつて流量を正確に把握できない欠点がある。

導水路入口部にゲートを設置して流量を調節する方式を採用した場合には、東京電力導水路に流入する流量は完全に制御することが可能であるが無効流量が増大するから不利であろう。

以上の考察にもとづいて、取水管吐口に流量調節構造物を設けることとする。

(2) 流量調節構造物型式の選定

取水管吐口の中心標高をいま、 $\text{EL. } 260.000.0 \text{ m}$ に選ぶとすると、常時満水位が $\text{EL. } 280.000.0 \text{ m}$ であるから、調節設備の最大操作水頭は

20mとなる。この程度の水頭で操作されるゲートまたはバルブは高圧水門に属するものではなく、(一般に $H=25$ m以上のものを高圧と呼ぶ)低水頭で用いるスルース、ローラーゲート等の簡単な型式が考えられるが、本取水口では、放流水の減勢効果を大ならしめる必要があること、取水管末端にとりつけられることおよび微妙な流量調節を行なう必要があること等を考慮してバルブ類を選ぶことにする。

バルブ類のうち、日本において最も実績のあるものは、ハウエルバンガーバルブであり、また最近ホロジェットバルブも導入されて使用されつつある。

これらのバルブは流れをスプレー状にして拡散するため、減勢池を設置しなくてもこのバルブだけでかなり減勢されるので本取水設備の場合は、かなり有利となる。

また、ホロジェットバルブとハウエルバンガーバルブとを比較すると価格の点では、両者にはほとんど大差がなく流量係数はバルブ全開状態で前者が0.70後者が0.85であるから同流量を流す場合後者の方が断面が小さくてすむ。

また、ホロジェットバルブの場合は水脈は円環状の断面で放出され、ハウエルバンガーバルブはバルブ中心軸と 45° 方向に円錐状に拡散され、放出水の減勢効果も大きい。

これらの点を総合してハウエルバンガーバルブを採用することとした。

第3節 取水設備の設計

(1) 管径の決定

まず、スクリーンおよび表面取水ゲート等は、管路の流れにいかなる影響も与えないと仮定し、取水管とまったく別個に設計出来るものとし、管内の流況は常に閉水路の流れの状態にあるものとする。

またバルブ設置中心標高は、バルブを水面下に設置して水中放流形と

した場合、ハウエルバンガーバルブの特性を殺すことになり、空気の供給も絶れて、減勢上好ましくないと考えられるので、空気の供給が自由にできるように完全に水面上に設置するものとする。

いま、下流水位は下流東電導水路により、 $1.53 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して W, L 259.670 m であるから、バルブ中心標高を $EL, 260.000 \text{ m}$ に選定する。

いま取水管すべて等断面と仮定すれば流量算定式は次のようになる。

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH} / f_o + f \frac{L}{D} + f_v$$

ここに、 Q : 取水量 (m^3/sec)

D : 管径 (m)

g : 重力加速度 (m/sec^2)

H : 貯水位とバルブ設置中心標高との標高差 (m)

f_o : 流入損失係数

f : 摩擦損失係数

L : 管長 (m)

f_v : バルブによる損失係数 $= \frac{1}{C^2}$

C : バルブの流量係数 $= \frac{Q}{\sqrt{2gHe}}$

である。

いま、発電用取水最低水位 $EL, 270.000 \text{ m}$ において最大放流量 $1.53 \text{ m}^3/\text{sec}$ を確保しうる管径を計算する。

$H = 10.00 \text{ m}$, $D = 0.45, 0.50, 0.55, 0.60 \text{ m}$ の場合について、

$f_o = 0.1$, $f = 0.025$, $L = 1200 \text{ m}$, $f_v = 1.38$ ($C = 0.85$)

において流量を計算してみた。その結果を表-1に示す。

表-1 管径Dと流量Qの関係

管径D (m)	0.45	0.50	0.55	0.60
流量Q (m³/sec)	1.40	1.76	2.22	2.62

これより管径0.50m以上であれば放流量は、1.53m³/sec以上であることがわかる。

一方バルブとしては、標準寸法を使用する方が有利であり、本取水設備に適合する寸法としては、径500mmと600mmの2機種がある。

表-1から径500mmを使用しても十分満足できるものと考えられるが余裕をもたせて管径は600mmに選定する。

(2) 呑口中心標高の選定

取水管内の流れが低水位EL. 270.000mで常に閉水路の流れになるように呑口中心標高を選定する。

文献^{*}によれば、呑口中心標高を低水位より2D～3D (D:管径) だけ下げれば常に管路流況を呈することが示されているので、本ダム取水管の場合においては、管径の約3倍低水位より下げて呑口中心標高をEL. 268.000mに選定する。

(3) 呑口形状の決定

呑口形状は管内圧力分布および流量に重大なる影響があり、製作不良の場合には、空洞現象を発生させることになる。従つて既に実験により特性が定められている呑口形状を使用することが有利である。

本取水管呑口形状としては、文献(4-2と同じ文献)に示されている次式の楕円ベルマウス形状を採用する。

$$\frac{X^2}{(0.6D)^2} + \frac{Y^2}{(0.2D)^2} = 1$$

* 堰堤放水管に関する研究(2) 村 幸雄、荒木正夫、飯田隆一
土木研究所報告(293)

ここに D : 管径、X : 管軸と平行方向、Y : 管軸と直角方向である。

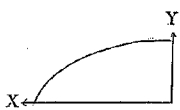
本取水管では、D = 0.60m であるから

$$\frac{X^2}{(0.36)^2} + \frac{Y^2}{(0.12)^2} = 1$$

となる。計算結果を表-2、図-1に示す。

表-2 ベルマウス座標

X(m)	Y(m)
0.000	0.120
0.050	0.119
0.100	0.115
0.150	0.109
0.200	0.100
0.250	0.086
0.300	0.066
0.350	0.028
0.360	0.000



なお、取水管呑口に非常用ゲートを設置する必要が生じ、断面が角形断面の方が有利な場合には、上記ベルマウス形状をそのまま、正方形入口に使用すればよい。

(4) 取水設備

(1) 取水管 (図-2 参照)

管径 $\phi 600 \text{ mm}$

管長 17.914m (ベルマウスを除く)

内訳 曲管 1.676m × 2 曲率半径 3.000m

中心角 $32^{\circ}00'00''$

直管 1.185 m (水平管)

13.377 m (傾斜管)

0.360 m (ベルマウス)

香口中心標高 EL 268.000m

吐口中心標高 EL 260.000m

(2) 流量調節構造物

型式 空中放散形ハウエルバンガーバルブ

口径 600 mm

位置 中心標高 EL 260.000m

ダム軸より距離 16.068m

第4節 ハウエルバンガーバルブの流量係数

(1) 概 要

ハウエルバンガーバルブは、バルブ外周に設けられた摺動弁で放流量を調節する型式であり、バルブ直前の有効水頭 H_e (m) - バルブ開度 G (%) - 放流量 Q (m^3/sec) の関係は、製作者である東京芝浦電気株式会社により図-3のごとく与えられている。

同図の信頼性について、調査したところ、同社が従来のバルブ使用経験および模型実験により製作したものであり、国内では、ほぼ一応の平均的値を示すとして、広く使用されている関係図であり、水沼ダムの場合についてもこの図をそのまま使用するのが妥当であろう。

土木研究所においても減勢装置の模型実験に先立ち、一応 $H_e - G - Q$ の関係についても実験を行なったところその結果は、図-3とはかなり異なった結果をみせたが、使用した模型バルブの歪み、その他にいろいろ難点があり、精度の点で問題があるのでやはり図-3の関係を使用する方がよいようである。

〔2〕 ハウエルバンガーバルブの流量係数

図-3に与えられる $H_e - G - Q$ の関係より流量係数 C を次式を用いて求めた。

流量係数 C とすれば

$$C = Q / A \sqrt{2gH_e}$$

ここに Q : 放流量 (m^3/s)

C : バルブの流量係数

g : 重力加速度 (m/s^2)

H_e : 有効水頭 (m)

A : バルブの面積 (m^2) (公称内径より算出したもの)

この結果は、バルブ開度 G (%) ごとに流量係数 C は一定のものであり、図-4に示す関係があるようである。

いま、 $Q = 1.53 m^3/s$ を一定として有効水頭 $H_e (m)$ を与えて流量係数 C を求め、これに対応するバルブ開度 G (%) を図-4より算出した流量 $Q = 1.53 m^3/s$ 放流に必要なバルブ開度 G (%) ~ H_e の関係は、図-5に示すとおりである。

〔3〕 取水管内の損失水頭と総水頭への換算

図-5は、バルブ直前の有効水頭 $H_e (m)$ に対して求めたものであり、取水管路の損失を計算して、有効水頭 $H_e (m)$ を総水頭 $H (m)$ に逆算しなければならない。

取水管路の損失として、水沼ダムの場合は次の3損失を考慮すればよいであろう。

- 1) 舌口の損失 (流入による損失水頭)
- 2) 管内の摩擦損失
- 3) 曲りの損失

以上の3損失水頭の計算は、すべて水理公式集第2編発電水力の項の

値に基づいて計算されるものとする。

1) 呑口の損失 (水理公式集 P 146)

流入による損失水頭は、次式で表わされる。

$$h_e = f_e \frac{V^2}{2g} = f_e \frac{Q^2}{2gA^2}$$

ここに h_e : 流入による損失水頭

V : 流入後の流速

f_e : 流入損失係数

Q : 管内の流量

A : 標準管断面積

である。

流入損失係数 f_e は、ベルマウス付円形入口であるから 0.1 とする。

$$h_e = 0.1 \frac{Q^2}{2gA^2}$$

2) 管内の摩擦損失 (水理公式集 P 141)

摩擦による損失水頭は Darcy-Weisback の式で表わされる。

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2}$$

ここに f : 摩擦損失係数

L : 管路の長さ

D : 管の直径

V : 平均流速

Q : 管内流量

A : 管断面積

摩擦損失係数 f は、円形断面の場合、Kutter の粗度係数 n を用いて、次式で表わされる。

$$f = \frac{124.5n^2}{D^{1/3}}$$

溶接鋼管の場合、Kutterの粗度係数 n は0.010~0.013の値であり、木ダム取水管の損失計算においては、この平均値をとり、 $n=0.012$ として計算する。

$$f = \frac{124.5 \times (0.012)^2}{(0.60)^{1/3}}$$

よつて、摩擦損失水頭は、 $L=17.914\text{ m}$ $D=0.600\text{ m}$ であるから

$$\begin{aligned} h_f &= 0.0213 \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.0213 \times \frac{17.914}{0.600} \frac{Q^2}{2gA^2} \\ &= 0.6359 \frac{Q^2}{2gA^2} \end{aligned}$$

3) 曲りによる損失水頭（水理公式集P151）

曲りによる損失水頭は、次式で表わされる。

$$h_b = f_{b_1} \times f_{b_2} \times \frac{V^2}{2g} = f_{b_1} \times f_{b_2} \times \frac{Q^2}{2gA^2}$$

ここに h_b : 曲りによる損失水頭

f_{b_1} : 曲りの曲率半径と管径の比 (P/D) によつてきまる
損失係数

f_{b_2} : 任意の曲り中心角の場合の損失と中心角 90° の場合の
損失との比

V : 平均流速

P : 曲りの曲率半径

D : 管径

θ : 曲りの中心角

f_{b_1} の値は、AndersonおよびStraubの調整値を用いる。
 本ダム取水管では、 $P=3.000\text{ m}$ $D=0.600\text{ m}$ であるから、
 $P/D=5.0$ これに対応する $f_{b_1}=0.08$ また $\theta=32^\circ$ であるからこ
 れに対応する $f_{b_2}=0.53$ よつて、曲りの損失水頭は同形状の曲りが
 2箇所あることを考慮すれば

$$\begin{aligned} 2h_b &= 2f_{b_1} \times f_{b_2} \times \frac{Q^2}{2gA^2} = 2 \times 0.08 \times 0.53 \times \frac{Q^2}{2gA^2} \\ &= 0.0848 \frac{Q^2}{2gA^2} \end{aligned}$$

よつて、総損失水頭 ΔH は次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta H &= \sum h_{\text{loss}} = h_e + h_f + 2h_b \\ &= (0.1 + 0.6359 + 0.0848) \frac{Q^2}{2gA^2} \\ &= 0.8207 \frac{Q^2}{2gA^2} \end{aligned}$$

$$\text{いま、} Q = 1.53 \text{ m}^3/\text{s} \quad A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.2827 \text{ m}^2$$

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$ を代入すれば

$$\begin{aligned} \Delta H &= 0.8207 \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.8207 \frac{(1.53)^2}{2 \times 9.8 \times (0.2827)^2} = \frac{1.92118}{1.56642} \\ &= 1.226 \text{ m} \end{aligned}$$

この計算よりみれば $Q = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ 取水時の総水頭 $H(\text{m})$ は、次式により求めることができる。

$$H = H_e + \Delta H = H_e + 1.226 \text{ m}$$

よつて $Q = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ 一定量を常時取水するためには、貯水位より
 EL. 260.000 (バルブ設置中心標高)と1.226 m ($Q = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$)

取水時の管内総損失水頭)を差引いた値、すなわち有効水頭 $H_e(m)$ に対して図-5に示されるバルブ開度を求めて操作すればよいことになる。

(注) 取水管の圧力状態

放水管路で最も負圧の発生危険がある呑口上部の圧力状態について検討する。

いま、最大取水量 $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ を $LWL 270.000 \text{ m}$ で取水した場合のベルマウス終端上面圧力 P/W は

$$\frac{P}{W} = H - \frac{Q^2}{2gA^2} (1 + f_e) - \frac{D}{2}$$

ここに $H: L, W, L$ と呑口中心標高との水位差

$$= 270.000 - 268.000 = 2.000$$

$$Q = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 0.2827 \text{ m}^2$$

$$f_e = 0.1$$

$$\frac{P}{W} = 2.000 - \frac{(1.53)^2}{2 \times 9.8 \times (0.2827)^2} (1.0 + 0.1) - 0.30$$

$$= 2.000 - 1.644 - 0.300 = 0.056 \text{ m} > -3.000 \text{ m}$$

このように $L, W, L 270.000 \text{ m}$ で最大取水量 $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ を取水しても負圧が発生する危険はない。

第5節 減勢池の設計

(1) 原案の設計

ハウエルバンパーバルブから放出される水脈は管軸と 45° 方向に放射状に拡がり、多量の空気を混入するからそのエネルギーはかなり減殺され、ほとんど噴霧状になつて落下する。したがつて、堤体の途中から空中に自由放出する形式では、特別に減勢装置を設ける必要はない。

しかし、本取水口端末部におけるように堤趾部にバルブを設け、その噴出流のエネルギーを導水路入口までの限られた範囲で減殺する必要のある場合には、放出水脈の巾を押え、その下流に減勢池を設けてエネルギーの減殺をはからねばならない。

放出水脈を一定巾に押える方法としては、一般にバルブ先端から下流へ向つて放出水を導流するためのフードが用いられる。普通フードの断面は円形とし、その直径は $2.5D$ (D : バルブ径) フード長さは $2D$ 以上とするのが標準である。しかし、本取水口ではバルブ設置場所およびとりうる減勢池長から考えて円形フードで導いて減勢池内に放出水脈を落下させることは不利である。そこで H, B, V からの放出流の拡散効果を利用し図-6に示すように放出流の下部水脈は堤体下流面に沿わせ、上部水脈はフードで導いてその先端に設けたデフレクターによつて変向させ、池内に落下させる方法をとることとする。

また、バルブからの放出流が側方に拡がつて減勢池側壁上に高い水面隆起が生じるのを防ぐためにフード先端の側方にもデフレクターを設けるものとする。

フード下流には格子状の整流装置を設け、フードと整流格子の間での流れの混合拡散によつて減勢を期待することとした。

余水吐型式については、原型のように全面横越流型とすることも考えられるが本設計ではバルブによつて常に放流量を $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ 以内に押えることができるから、 1 m の越流巾をもつ非常用門扉を導水路入口に設けるのみとする。

(2) 原案に関する実験検討結果

4 インチ径の模型実験用ハウエルパンガーバルブを用いて、建設省土木研究所赤羽分室空洞試験室で実験を行なつた。

模型の縮尺は、 H, B, V が 4 インチ径であることより計算すると

1/5.9055 となる。また、原型との相似律はすべてフルードの相似律にしたがうものとして計算すると次のようになる。表中の n はいわゆる模型縮尺、すなわち幾何縮率をあらわす。

表-3 模型諸量の原型に対する縮率

長さおよび圧力強度	n	1:5.9055
速度および時間	$n^{1/2}$	1:2.4301
流量	$n^{5/2}$	1:84.7496

当初の模型は、図-6に示す形状を 1/5.9055 した形状であり、底面および1側面は木製とし、他の側面はアクリル樹脂板にして、バルブから放出された水脈を観察できるようにした。

模型は高さ約 3.0 m の貯水頭が確保できる水槽にとりつけ、流量は下流の巾 70 cm の検定堰により測定した。

原案について実験を行なつた結果次の諸点が明らかになった。

- (1) H, B, V より放出される水脈に対して、デフレクターの位置が同一でないため、上部隅角部では、デフレクターの効果が非常に小さくなる。これは図-7に示すようにバルブ中心に対して上壁面までの距離が 0.750 m 側壁までの距離が 1.500 m とその差がはなはだしいために H, B, V から放出された水脈は、上壁面ではバルブからの距離が短い点に達し、側壁面では遠くなり、一度壁面に達した水脈はその位置とバルブ中心とを結ぶ方向に変向され結局隅角部に水脈が集中することになり、この部分のみ局所的に水脈が厚くなり、デフレクターの効果が著しく減退することが明らかとなった。

よつて、水脈の到達位置とデフレクターの相対関係がほぼ同一になるように設置することが望ましいようである。

- (2) H, B, V より放出される水脈は非常に薄いために、水中に放出され

るとその浸入の割合は小さくなり、水脈の方向は水路底面と平行状態に移行する。このために原案のように水路を深くとつたとしても底面まで流れて到達しない。

- (3) H. B. V.より放出される水脈をデフレクターにより変向させ、池内に落下させた場合非常に多量の空気を混入し、混合され、その減勢効果は非常に大きいことが明らかになった。この場合下流開水路部中央付近の最大流速は、有効水頭 1.6 m の状態で 2 m/s 程度である。また、整流格子の効果は、流速がさらに大きい場合を想定して設置されたものであり、整流格子上流の減勢効果が非常に大きいことを考慮すれば、これを取りはずして乱れが下流に伝播しないような簡単な構造物に変更する方が望ましい。また、本減勢池内の下流水位として与えられている水位は、下流の等流状態より逆算されたようであり、減勢池内で $1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に所与水深を示すかどうかは、非常に疑わしい。

一方、減勢上よりみれば水脈が落下する位置では、水じよく池水深としてある程度の確実な水深が必要であるので原案整流格子位置に副ダムの要素を有した構造物を設置して、乱れの下流伝播を防ぐ効果をも、もたせる方がよいのである。

上記実験結果に基づき、上壁を 1.5 m まで上げ、デフレクターの位置を原案では、上壁デフレクターと側壁デフレクターとが一体化していたのを分離させ、特に側壁デフレクターが垂直であつたのを傾斜させて、隅角部の水脈の集中を防ぐようにいろいろと角度をかえ、また、整流格子もとのぞき高さ約 1 m の副ダムのなシルにかえたところ、減勢効果としては原案とほとんど変化はみられないが、やはり隅角部の集中した水脈には良好な結果は得られなかつた。

また、この場合理論的（ハウエルバンガーバルブから流出する水脈

が 45° 方向に放散すると考えて得られた。)に求めた水脈到達位置は図-8に示すとおりである。しかし、実際の水脈は 45° 方向に放散せず実験等の結果をみるとほぼ 34° 方向に放散することが示されており、また、本実験においても上方向に拡散する水脈は変形されて 45° 方向より小さい角度で放散している。また横方向の水脈は 45° 方向に拡散するという仮定がほぼ正しいようである。

以上のことを考えれば、水脈到達位置がバルブに対して常にほぼ一定な位置をしめるようにするためには、上壁面をバルブに対して近づけてやる必要があるとなってくる。

一方、隅角部への水脈の集中を防止するためには、隅角部ができるかぎり鋭角にならないように隅取をすることが望ましく、かつ、放出水脈と壁面との相対的位置が等しくすることが必要となる。

〔3〕 最終減勢装置形状

最終減勢池断面形状は、検討結果に基づき四角形の断面では隅角部の処理が問題になることを考慮して、バルブ中心標高以上を正八角形断面としてバルブから放出される水脈が集中することを防ぐこととした。また、すでに述べたように上方向に放散する水脈は変形されて放散角が 34° 前後になることから、水路巾は原案の $3,000\text{ m}$ のままとして、バルブ中心から上壁面までの間隔を $1,200\text{ m}$ とし、デフレクター前面の位置をバルブ前面より $1,600\text{ m}$ の位置に設置し、上壁デフレクターと側壁デフレクターの位置を等しくし、デフレクターが一体化するように考慮した。この場合理論的には、図-9に示すように上壁面への水脈到達位置がバルブに近くなるが、実際には水脈が変形されることにより上壁面および側壁面ともほぼ同一位置が確保でき直線的なデフレクターが全長にわたって等しい効果を表わすものと予想される。

また、デフレクターの位置も水脈の到達位置より下流に設置して、H.

B. V から放出水脈は、一度壁面に到達した後デフレクターに達する
ようにするとともに、デフレクターの上流面を図-10に示すように垂
直にして、下流方向の流速成分を完全に消滅させる構造とした。この場
合一般にデフレクターの高さは、水脈の厚さに等しくとればよいが、本
ダムで使用するバルブは径600mmであり、全開操作した場合には、水
脈の厚さはほぼ0.30m程度であろうからこれに十分の余裕をもたせて、
デフレクターの高さを0.500mとした。

なお、このようなデフレクターの形状は一般に水平水叩きに補助構造
物として設置されるシュートブロックあるいはバツフルビア等と同様
な構造であり、それらの適用範囲が流速 $15\text{ m/s} \sim 18\text{ m/s}$ である
ことおよびH. B. V から放出される水脈は非常に薄く、かつ空気の混入
量が非常に多いことを想定すれば十分構造的にも満足できるものと考えられる。

また、従来のH. B. V のフードの設計例あるいはシュートブロック等の損
傷例を考慮すれば、本ダムの場合のように常時連続放流される減勢装置
では鋼板でコンクリート面を保護しておくことが望ましい。この場合鋼
板とコンクリートとの継目が常に弱点を有するようになることから、鋼
板で保護する範囲は、デフレクターの1.0m程度上流よりデフレクター
の頂部終端付近までとすることが必要である。

一方減勢池の深さは原案より浅くして、水路底標高をB.L. 257.400
mとしてデフレクター下流に高さ1.20mの副ダムのシルを設置して、
下方水脈に対処させるとともに減勢池水深の維持および乱れの下流伝播
を防ぐこととした。

最終減勢装置形状は図-11、12および13に示すとおりである。
〔4〕 減勢装置の減勢効果

図-11、12および13に示す最終減勢装置と同様な、正八角形の
デフレクターと水路底面には、高さ1.200mの副ダムの要素をもつ

ルを設置して減勢効果を検定した。この場合模型は最終案形状と異なり断面は正八角形断面ではなかつたので、上面両隅角部では水脈が集中し、バルブに向つてかなり激しくはねかえる現象がみられたが、断面を正八角形断面に改良することにより、これを完全に解消させることが期待できた。

また、放出水脈は、デフレクターおよびシルによつて下流方向の流速成分は完全に減勢された状態にあつた。

流速分布の測定位置は、バルブ前面より 7.698 m (水路底面始端より 7.000 m) の水路中央断面であり、次の 2 測定条件のもとで測定された。

表 4 流速分布測定条件

	測定位置	バルブ開度	有効水頭 H_e	流量	下流水位
Case I	水路底面始	約 30%	16.3 m	1.74 m ³ /s	EL. 259.64 m
Case II	端より 7.000 m	約 100%	9.2 m	3.35 m ³ /s	EL. 259.17 m

流速分布の測定結果は図 14 に示すとおりである。

なお、Case I は下流水位堰上げの状態であり、Case II は下流水位を全く期待しない状態である。

これらの実験結果は流れが下流水路においては完全に減勢されていることを示しており、下流既設水路に流入する流れの最大流速は 1.53 m³/s 放流時には 2 m/s 程度であることを示している。

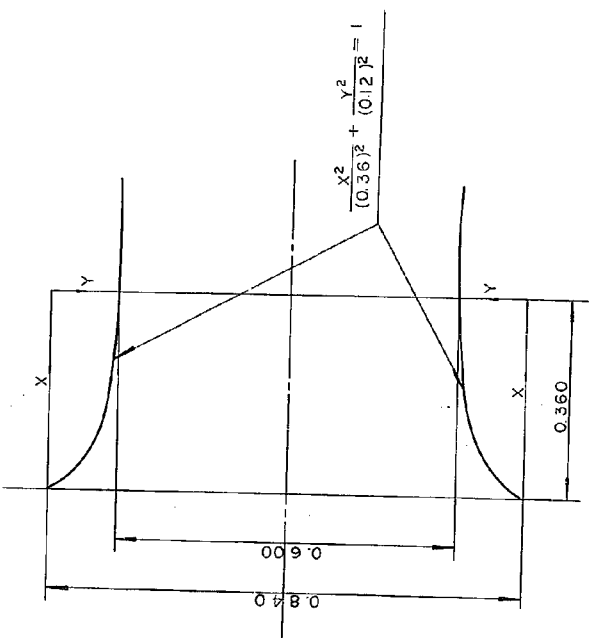
よつて図 11、12 および 13 に示す最終減勢装置形状で十分満足できる結果が得られるものと考えられる。

図名

ベルマウス形状図

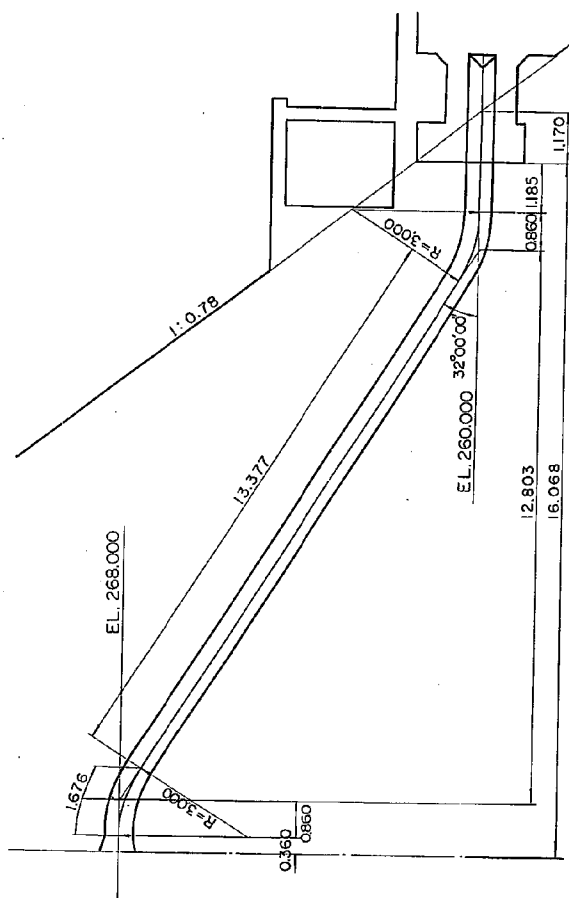
図番

1



X座標	X座標
0	0.1200
0.05	0.1189
0.10	0.1153
0.15	0.1091
0.20	0.0997
0.25	0.0863
0.30	0.0663
0.35	0.0282
0.36	0

単位: m



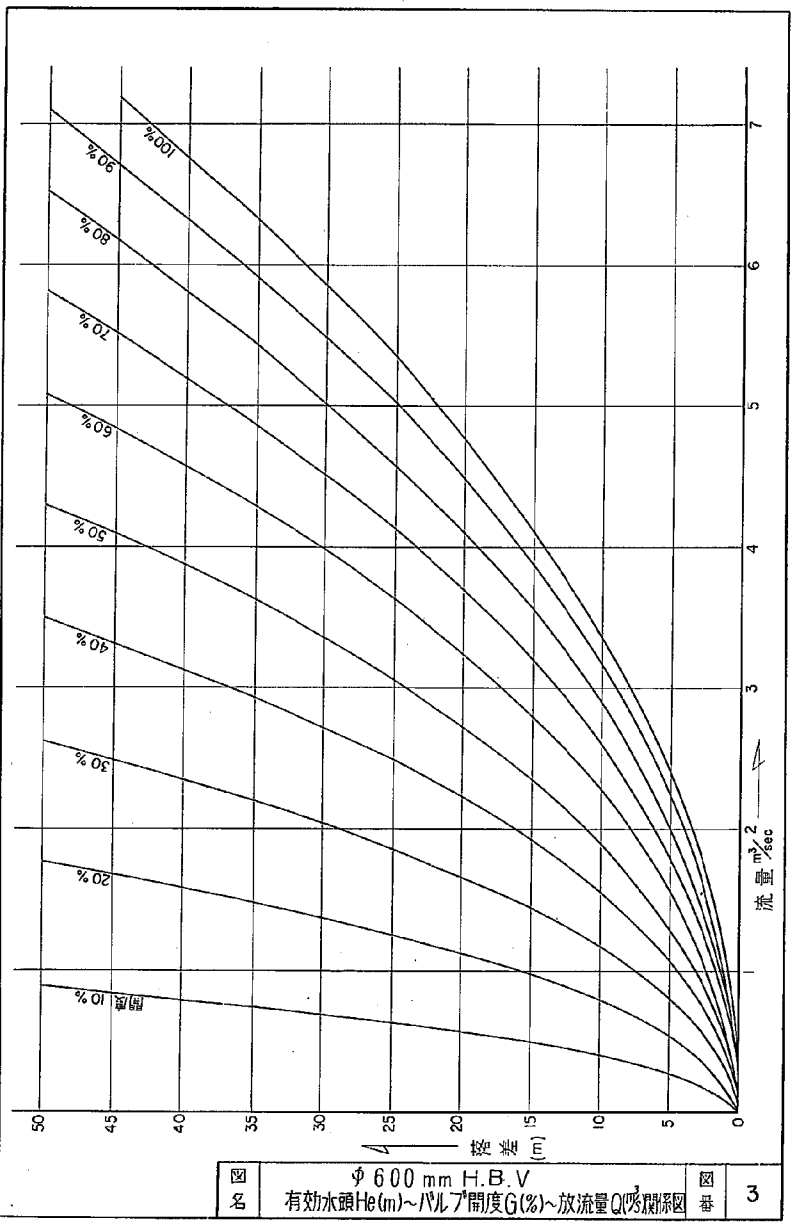
鉄管総長 (バルマウスを除く)
17.914 m

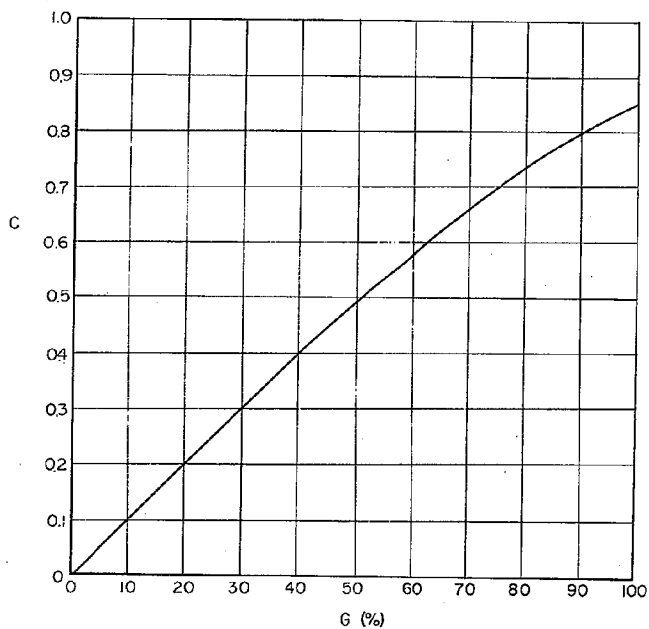
図名

取水管形状図

図番

2



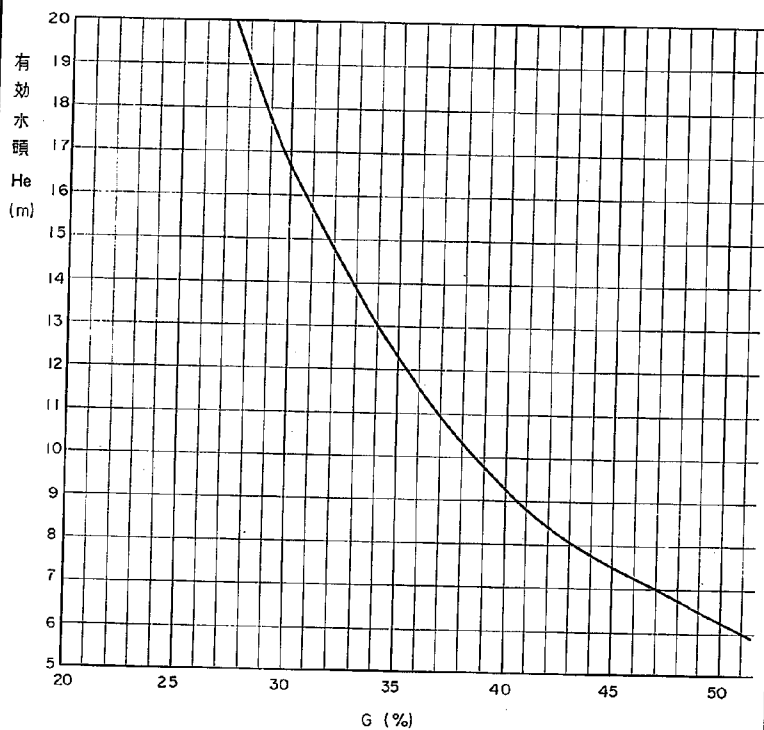


図名

流量係数 C ~ バルブ開度 G (%) 関係図

図番

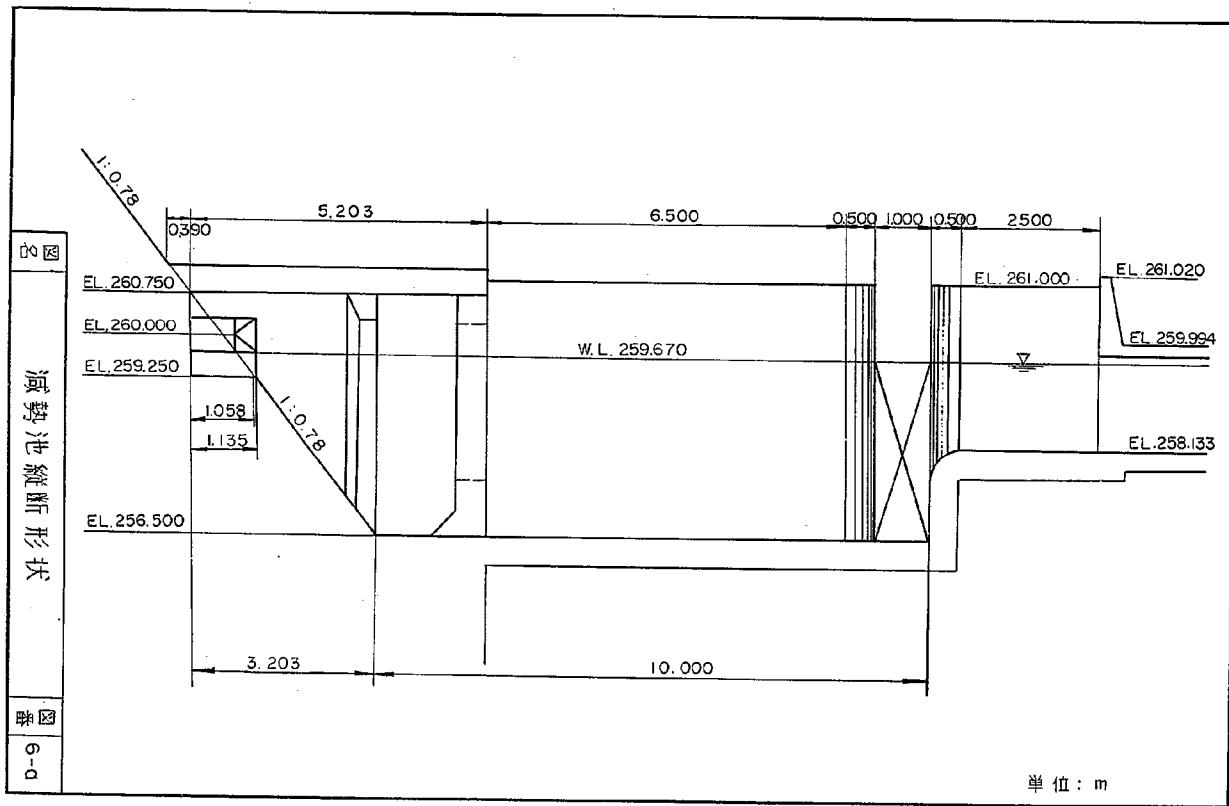
4



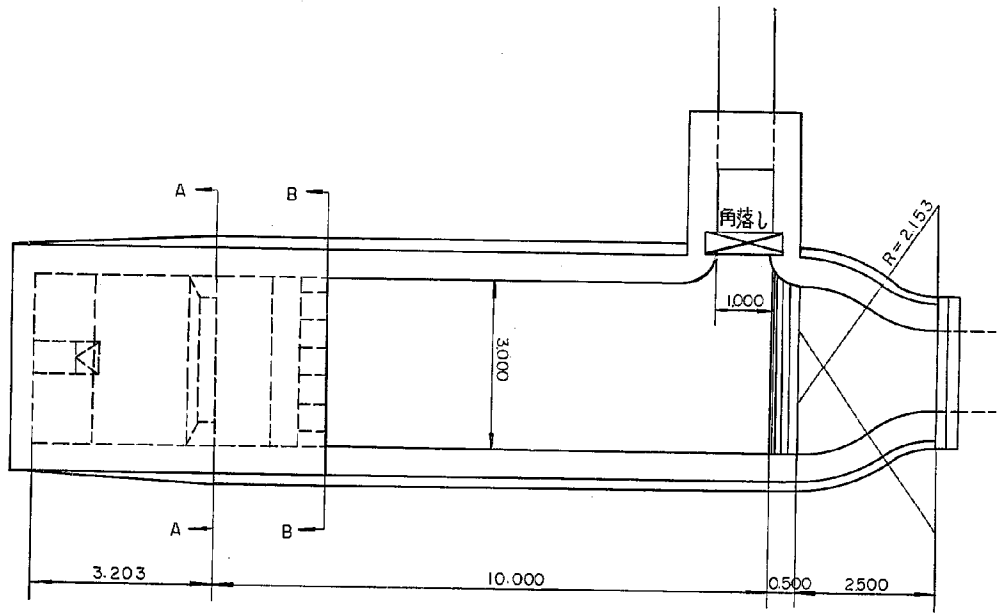
図名 $Q=1.53 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の有効水頭
 H_e (m) ~ バルブ開度 G (%) 関係図

図番

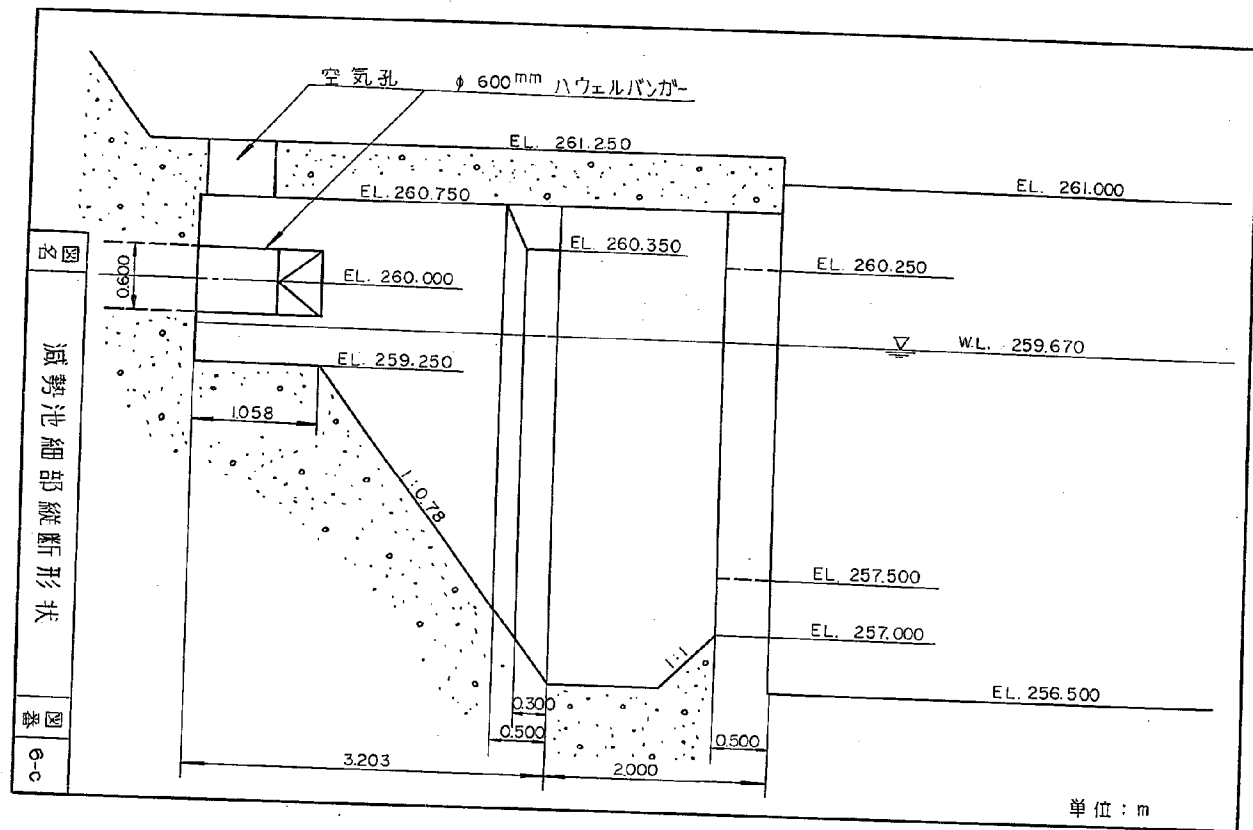
5



图名	减势池平面形状
图番	6-b



单位: m

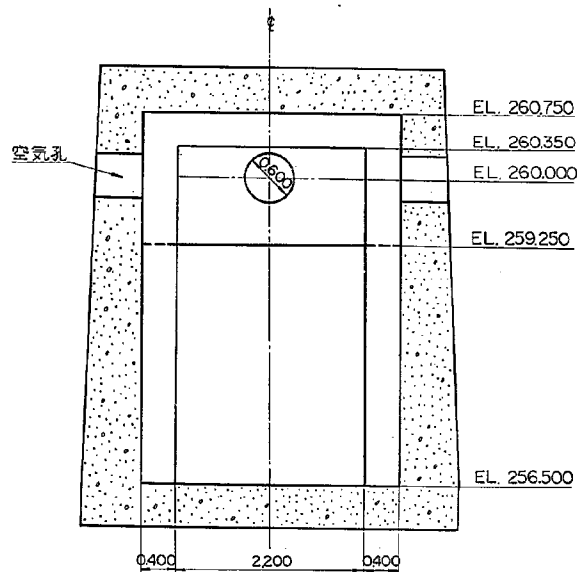


図名

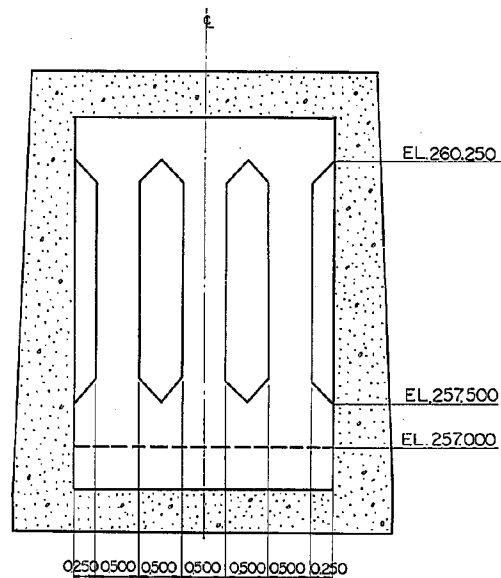
減勢池細部断面形状

図番

p-9



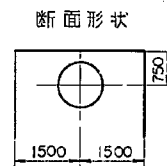
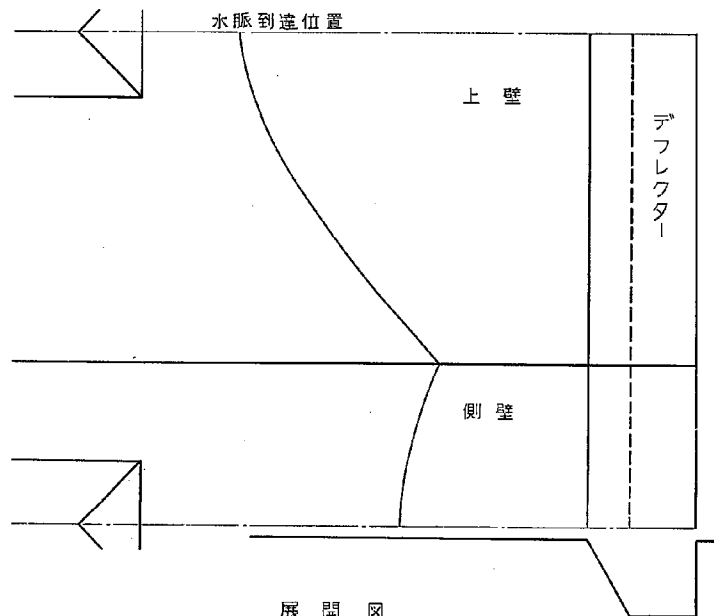
A - A



B - B

単位: m

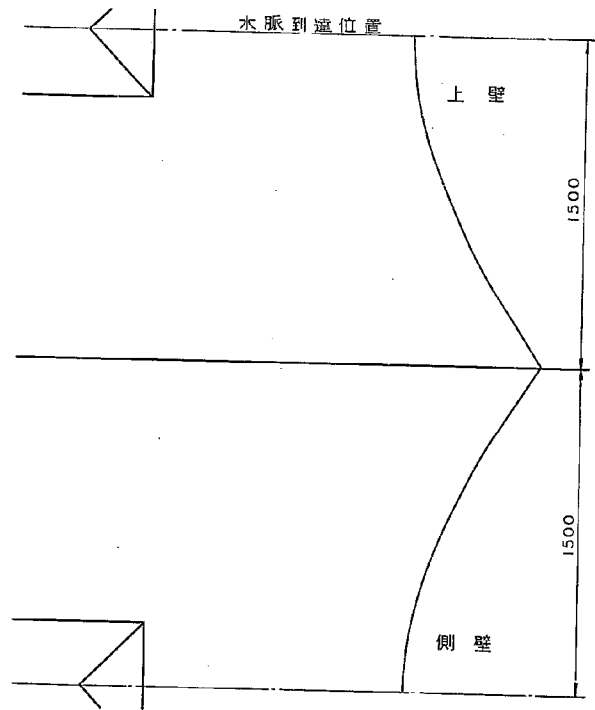
図名	原案 水脈到達位置とデフレクターの関係
図番	
7	



展開図

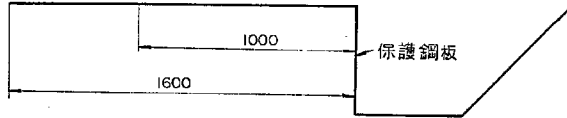
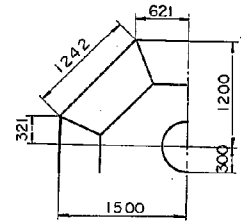
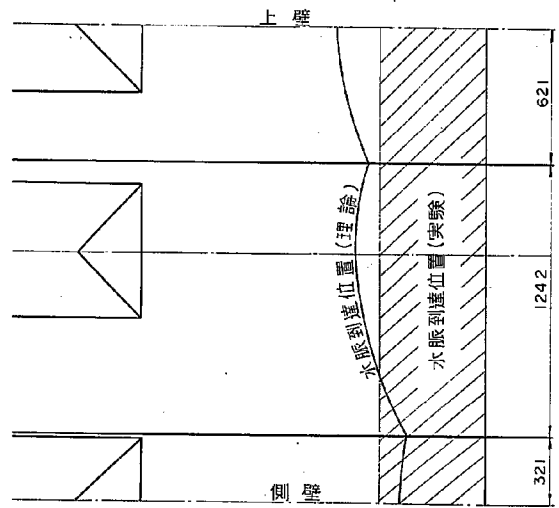
単位：mm

図名	改良案 水脈到達位置		図番
			8



単位：mm

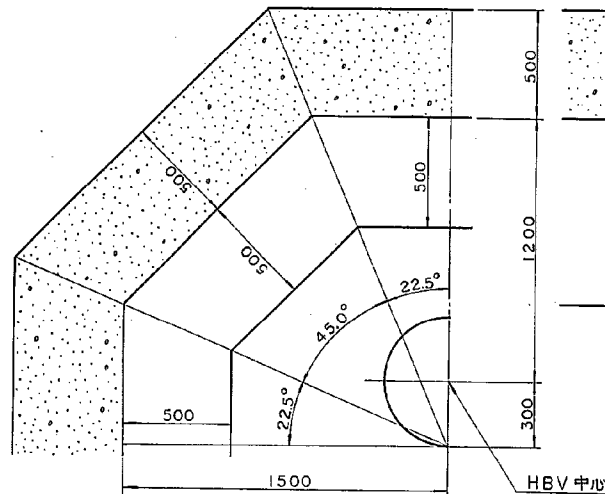
図名	最終案水脈到達位置とデブリクレータの関係
図番	6



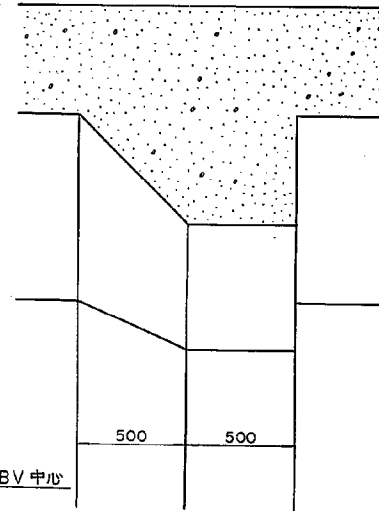
展開図

単位：mm

図名	最終案デブレクター詳細図	図番
		10



横断面図

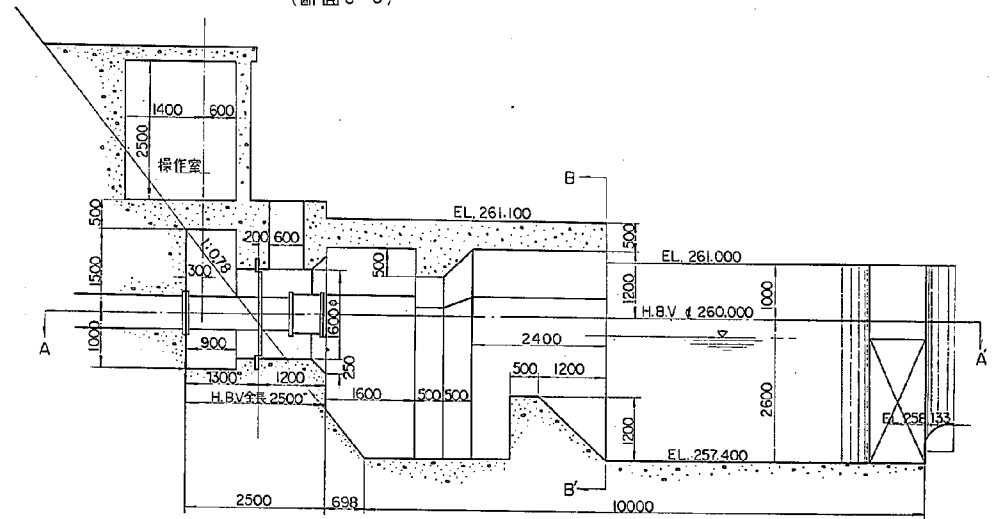


縦断面図

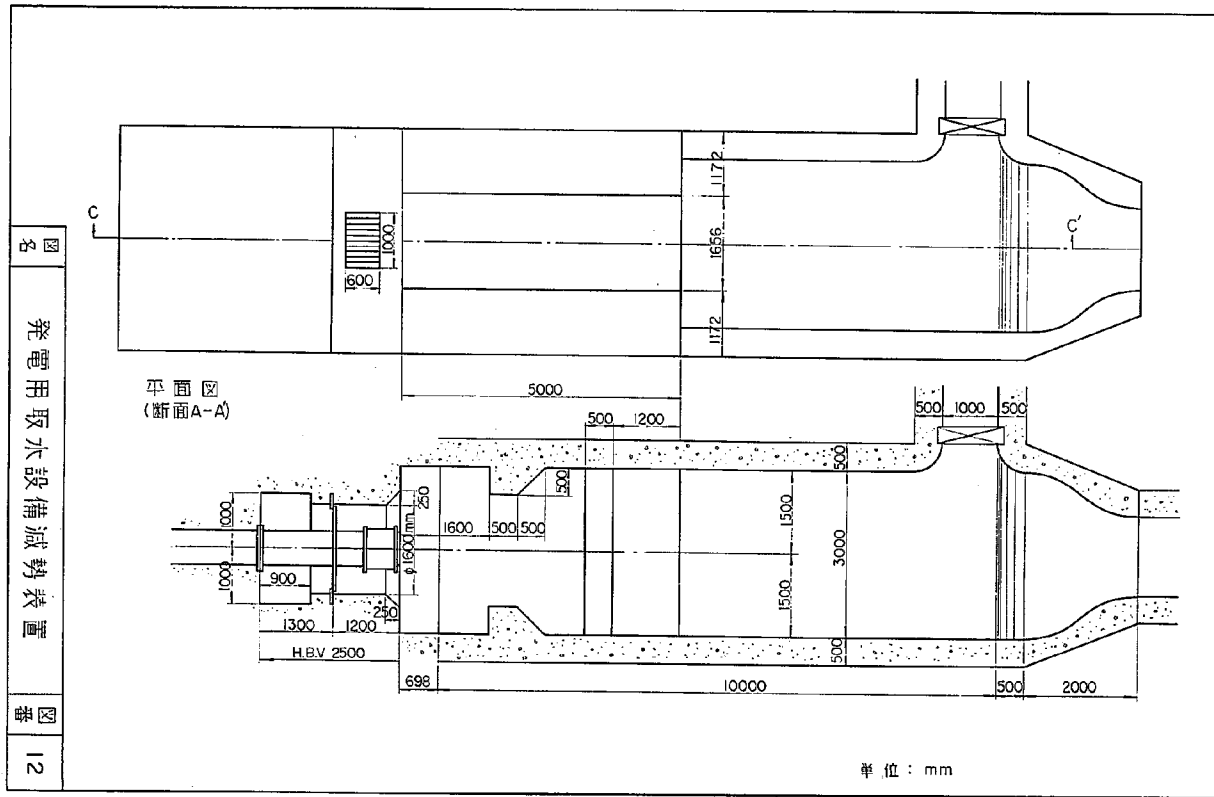
単位：mm

図名	発電用取水設備減勢装置
図番	
11	

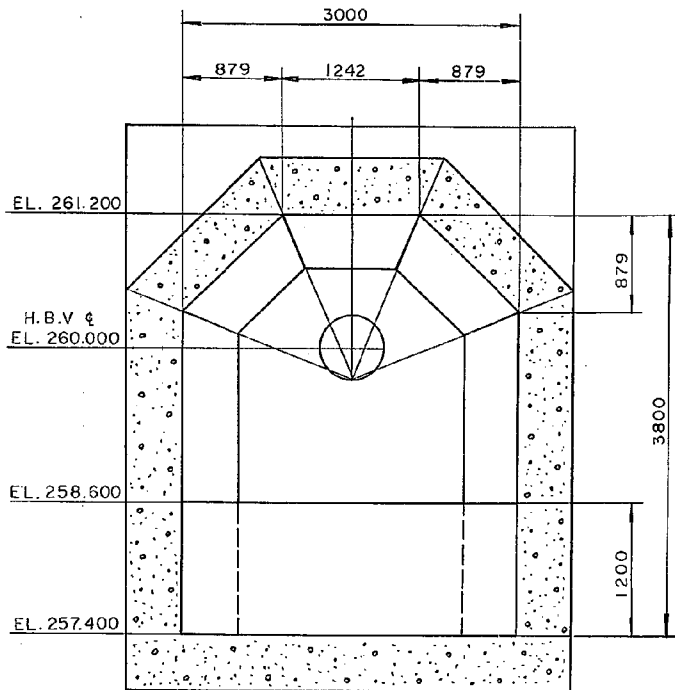
縦断図
(断面C-C')



単位: mm



断面 B - B'



単位: mm



名

発電用取水設備減勢装置



番

13

以上で昭和38年10月より約1ヶ年にわたって建設省土木研究所で実施された水沼ダム余水吐、取水設備に関する水理模型実験の報告を終るが紙枚の関係から、すべての測定値を記載することができなかった。

これらの実験資料は当研究所ダム水理研究室に保管される。

ダム部長	石井文雄
研究員	藤本成
実験担当	山本邦一
" "	加治仁就

茨城県 水沼ダム建設事務所 派遣員 吉井博志