



土 木 研 究 所 資 料

第 261 号

早明浦ダム水理模型実験報告

昭和 42 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

本報告は、建設省土木研究所が建設省四国地方建設局の依頼により昭和41年度にダム水理研究室篠崎分室で実施した早明浦ダム余水吐に関する水理模型実験の結果をまとめたものである。

昭和42年3月

ダム水理研究室

室長	川村幸司
担当研究員	藤本成
技官	山本邦一
技官	名津井愛一

目 次

第 1 章	早明浦ダム計画の概要	1 頁
第 1 節	吉野川改修の経緯	1
第 2 節	早明浦ダム建設事業の大要	1
第 3 節	ダムおよび貯水池の概要	9
第 2 章	実験の目的	17
第 3 章	早明浦ダム水理模型と実験の相似律	17
第 4 章	堤頂越流部（導流部を含む）.....	18
第 1 節	設計条件	18
第 2 節	設 計	19
第 3 節	実験とその結果	30
第 5 章	減 勢 工	54
第 1 節	減勢工型式の選定と設計条件	54
第 2 節	傾斜シルの設計	61
第 3 節	実験とその結果	65
後 記		88

第1章 早明浦ダム計画の概要

第1節 吉野川改修の経緯

吉野川は明治40年から昭和2年に亘つて河口から阿波町岩津に至る41Kmの区間につき計画高水流量13,900 m^3 /日で第1期改修事業が実施された。

その後、昭和20年9月18日の枕崎台風のもたらした出水（岩津において14,300 m^3 /日）に基づいて昭和23年建設省治水調査委員会において計画高水流量を15,000 m^3 /日に改訂し、昭和24年から堤防の老朽化による漏水防止工事とともに第2期直轄改修事業が開始され、現在に至っている。

しかるに昭和29年9月14日の台風12号によつて、昭和20年の出水を上まわる出水（岩津において14,900 m^3 /日）をみた。この流量は計画高水流量にほぼ等しい規模のものであるが、局部的には非常に危険な状態にさらされた。

そこで、吉野川の計画高水流量を将来の地域開発を考慮して、17,500 m^3 /日に再改訂し、現計画の超過確率1/30年を1/80年に高め、治水の万全を期することになった。

なお、この計画流量について種々検討の結果、現在の河道計画はそのままとし、その超過分2,500 m^3 /日を既設の柳瀬ダムおよび新らしく早明浦ダムを設けて調節することとした。

第2節 早明浦ダム建設事業の概要

吉野川の直轄河川改修事業は第1節に示したように、明治40年から昭和2年までの第1期改修事業に引続き昭和24年より第2期改修事業が実施されているが、この治水計画の一環として洪水調節を行なうとともに四国四県に対する新規用水の供給および電源開発を目的とした早明浦ダムを吉野川に建設することになった。

早明浦ダム建設事業の概要は次のとおりである。

(1) 洪水調節

吉野川の計画高水流量は基準地点岩津において17,500 m^3 /日（超過確率約1/80）であるが、現在改修工事を実施中の岩津より河口に至る40Kmの区間は改修計画高水流量15,000 m^3 /日を対象としている。したがつてこの差2,500 m^3 /日を計画中の早明浦ダムおよび既設の銅山川柳瀬ダムによつて調節する。

柳瀬ダムはダムサイトの流入量 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち $600 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節し、 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流する。早明浦ダムではダムサイトの流入量 $4,700 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち $2,700 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節し、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流する計画である。調節前、後の流量配分図は図-1に示される。

早明浦ダムの洪水調節方式は図-2に示すように調節開始流量を下流に対する無害流量の限界である $800 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、この流量以上を一定率 (0.692) で貯留する計画である。

この場合、貯水池の洪水調節量は $90,000,000 \text{ m}^3$ となり、制限水位容量 $10,000,000 \text{ m}^3$ (制限期間7月1日～10月10日) およびサーチャージ容量 $80,000,000 \text{ m}^3$ で調節することにする。

(2) 不特定かんがい等用水確保

吉野川の流水の正常な機能を維持するために必要な流量として、池田地点においてかんがい期 $43 \text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保する。

(3) 新規用水の供給

早明浦ダムにより年間8億6千万トンの用水を開発して、四国四県に供給する。

イ) 徳島用水

池田下流沿岸農地に対するかんがい用水としてかんがい期平均 $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期平均 $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (年間79百万トン) を補給するとともに、徳島地区都市用水として $1.05 \text{ m}^3/\text{s}$ (日量91万トン) を供給する。

ロ) 香川用水

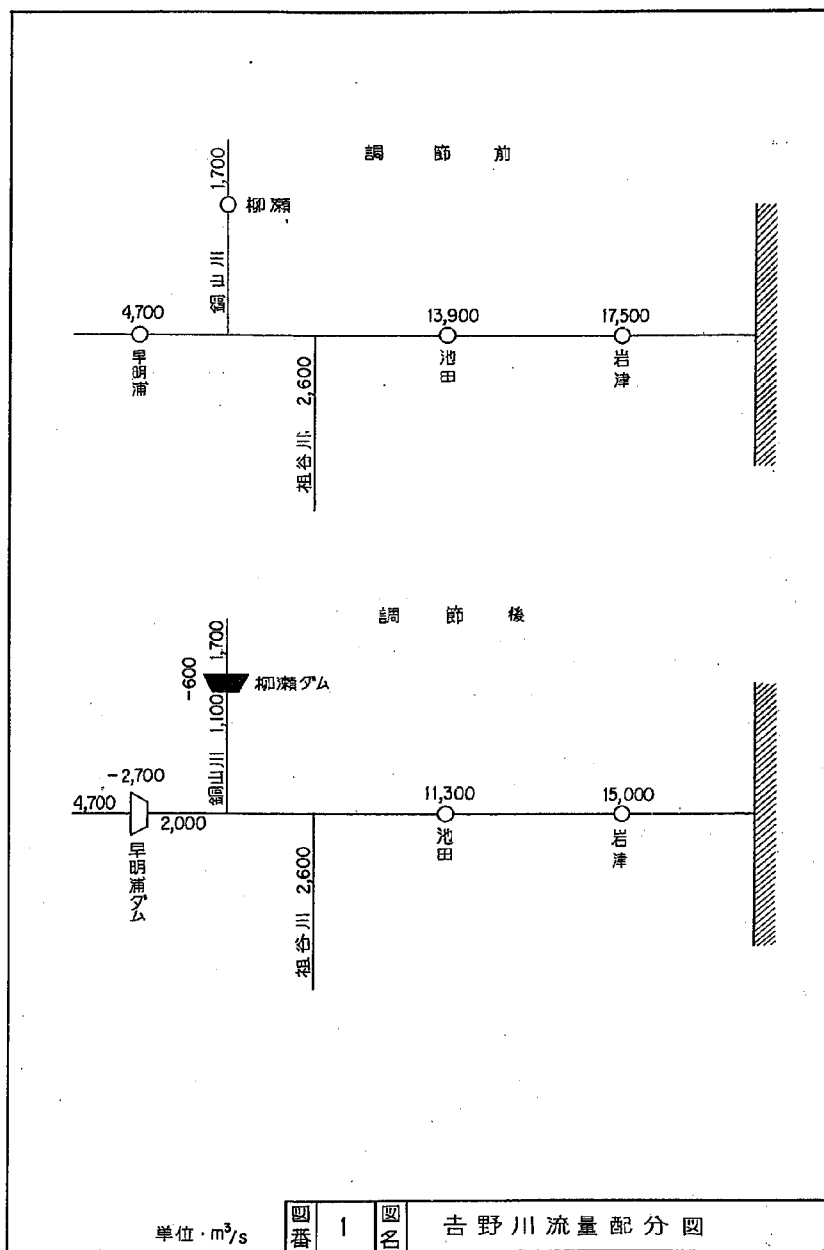
讃岐平野に対するかんがい用水として、かんがい期平均 $8 \text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期平均 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ (年間105百万トン) を補給するとともに、瀬戸内臨海地区に対する都市用水として、 $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (日量39万トン) を供給する。

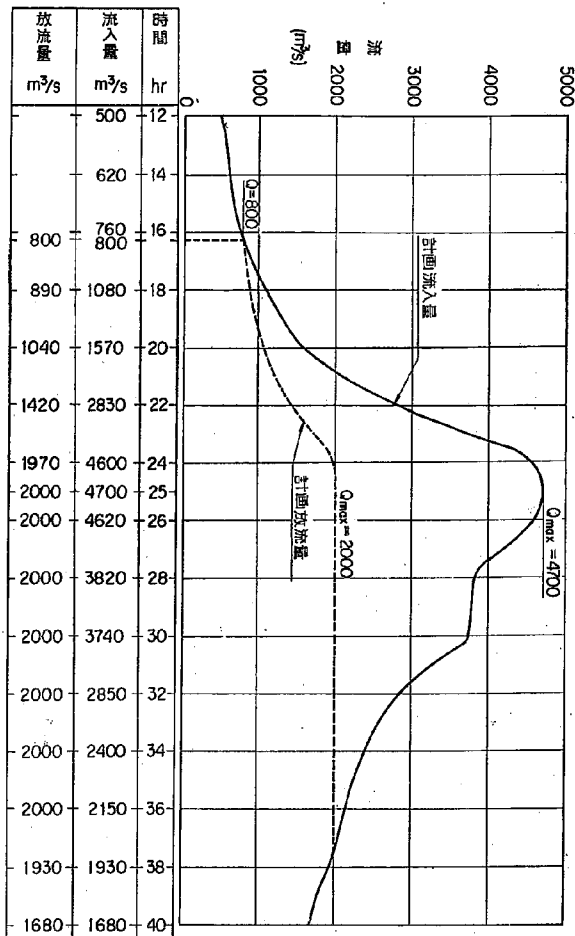
ハ) 愛媛用水

銅山川から三島、川之江地区への分水により、当該地区に対してかんがい用水としてかんがい期平均約 $0.26 \text{ m}^3/\text{s}$ (年間2.5百万トン) の供給を可能にする。

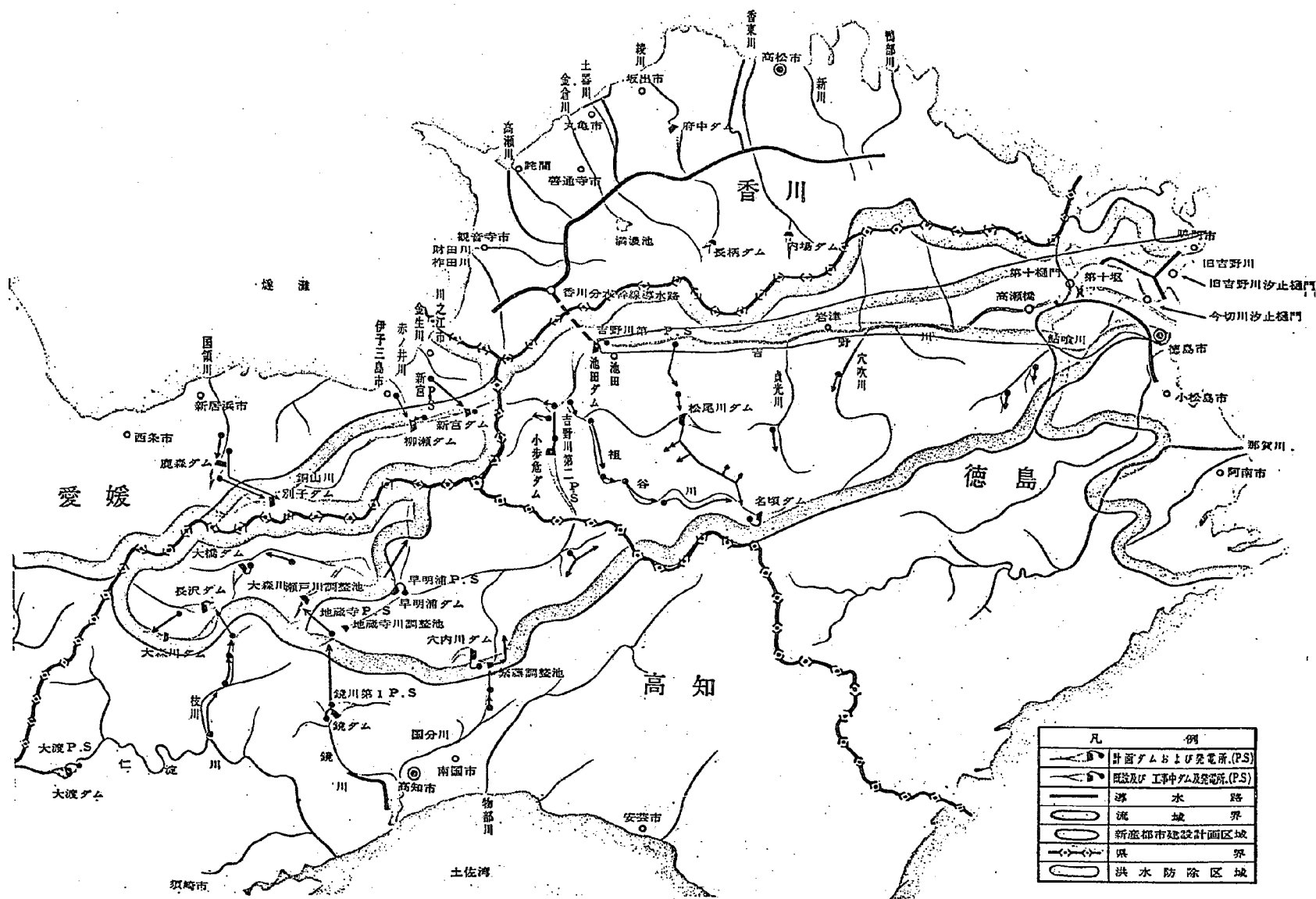
ニ) 高知分水

瀬戸川、地蔵川から鏡川への分水により高知市周辺地区に対して都市用水 $1.23 \text{ m}^3/\text{s}$ (日量11万トン) の供給を可能にする。





圖名 早明浦分門洪水調節圖
圖番 2



凡	例
	計画ダムおよび発電所(P.S.)
	既設ダム及び工事中心ダムと発電所(P.S.)
	導水路
	流域界
	新都市建設計画区域
	県界
	洪水防除区域

(4) 電源開発

吉野川本流では早明浦発電所(42,000kW)およびこの一環計画である吉野川第二発電所(小歩危75,000kW)、吉野川第一発電所(池田10,000kW)が建設される。また分水の一環計画として愛媛分水においては新宮発電所(11,000kW)、高知分水においては地蔵寺発電所(66,500kW)および鏡川第一発電所(12,500kW)が建設される。

吉野川総合開発概要図は図-3に示される。

第3節 ダムおよび貯水池の概要

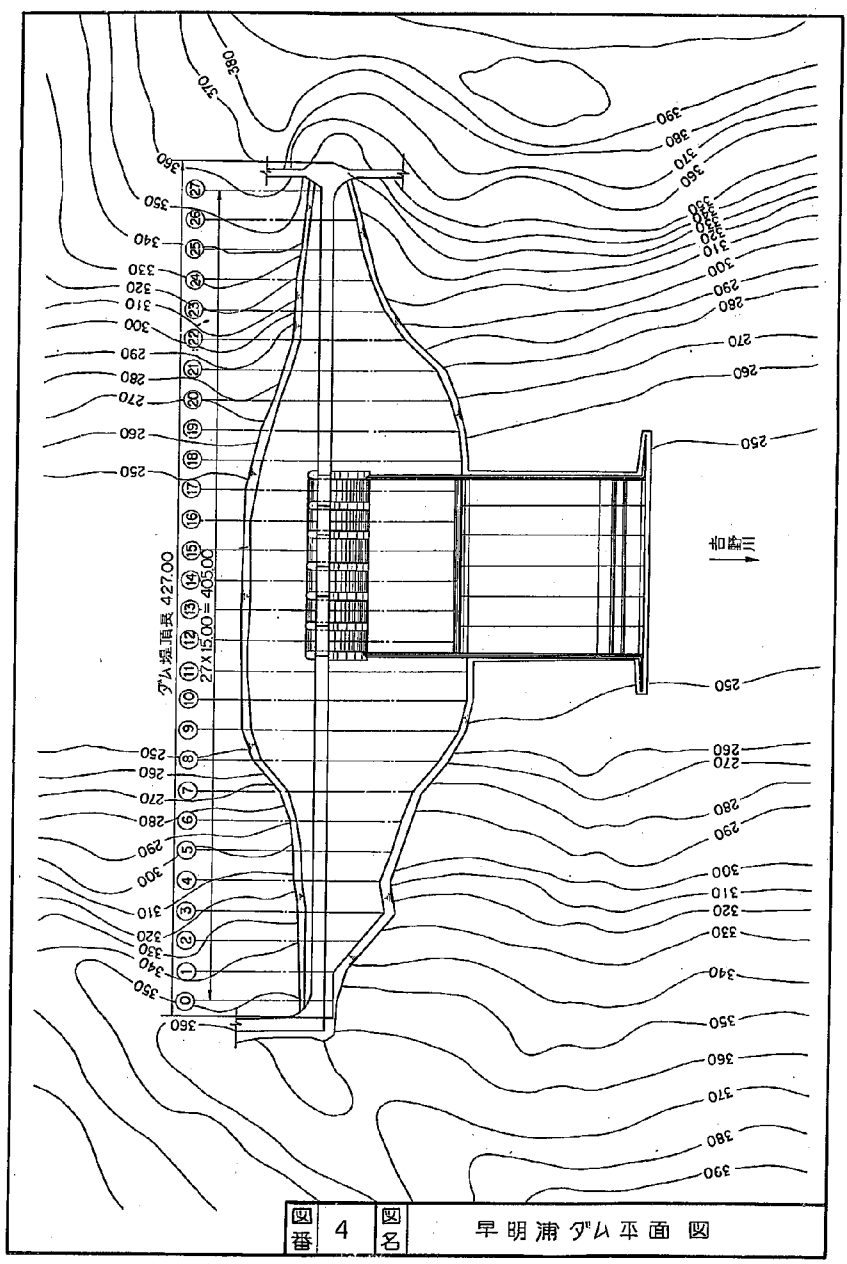
1. ダム

ダム名	早明浦ダム		
位置	左岸、高知県長岡郡本山町吉野 右岸 高知県土佐郡土佐村中島		
型式	重力式コンクリートダム		
堤高	106m		
堤頂長	427m		
堤頂幅	6.0m		
勾配	上流面	EL275m以上	1:0.1
		EL275m以下	1:0.8
	下流面		1:0.68
堤体積	1,200,000m ³		
越流頂	EL325.8m		
非越流頂	EL345.0m		

ダムの平面図および越流部断面図は図-4および5に示される。

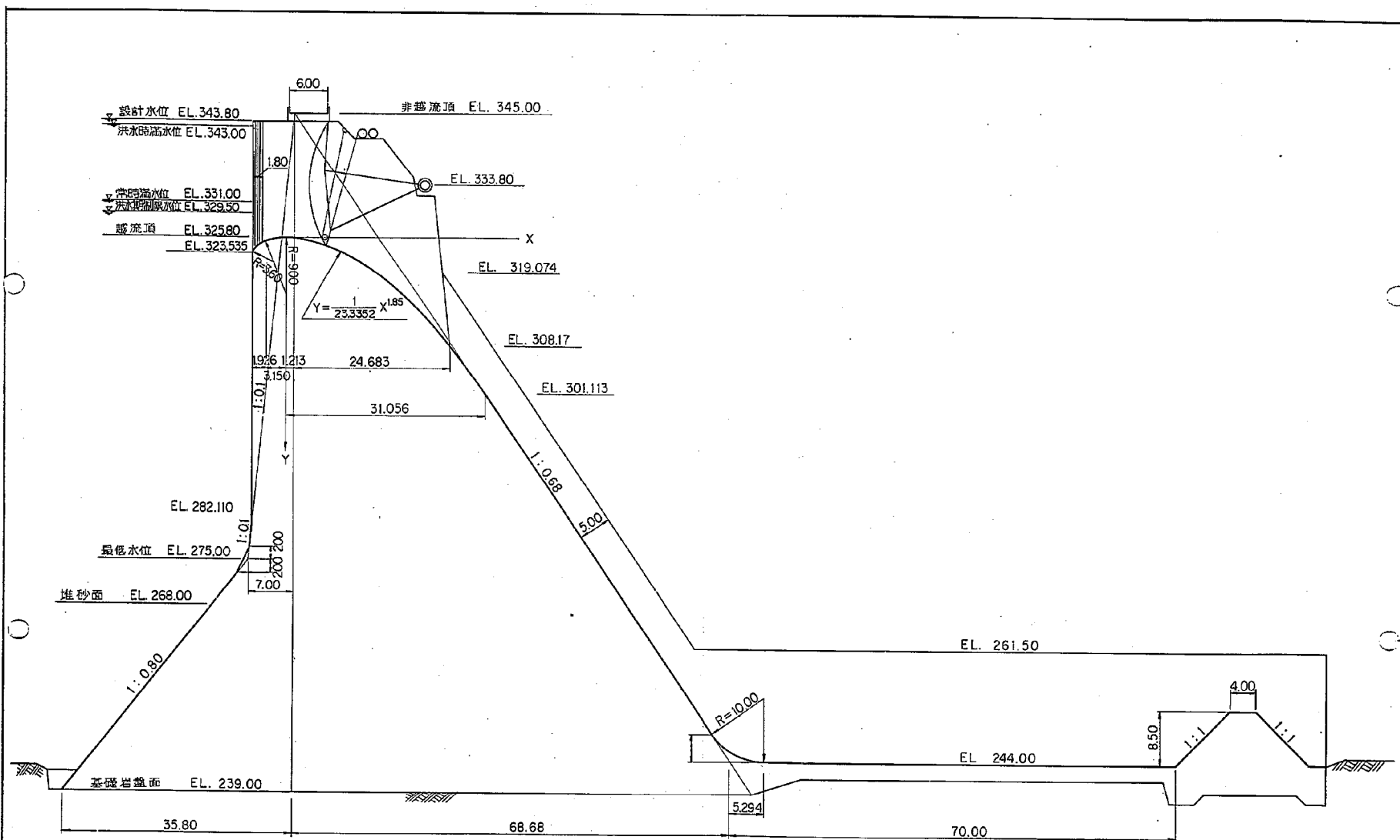
2. 貯水池

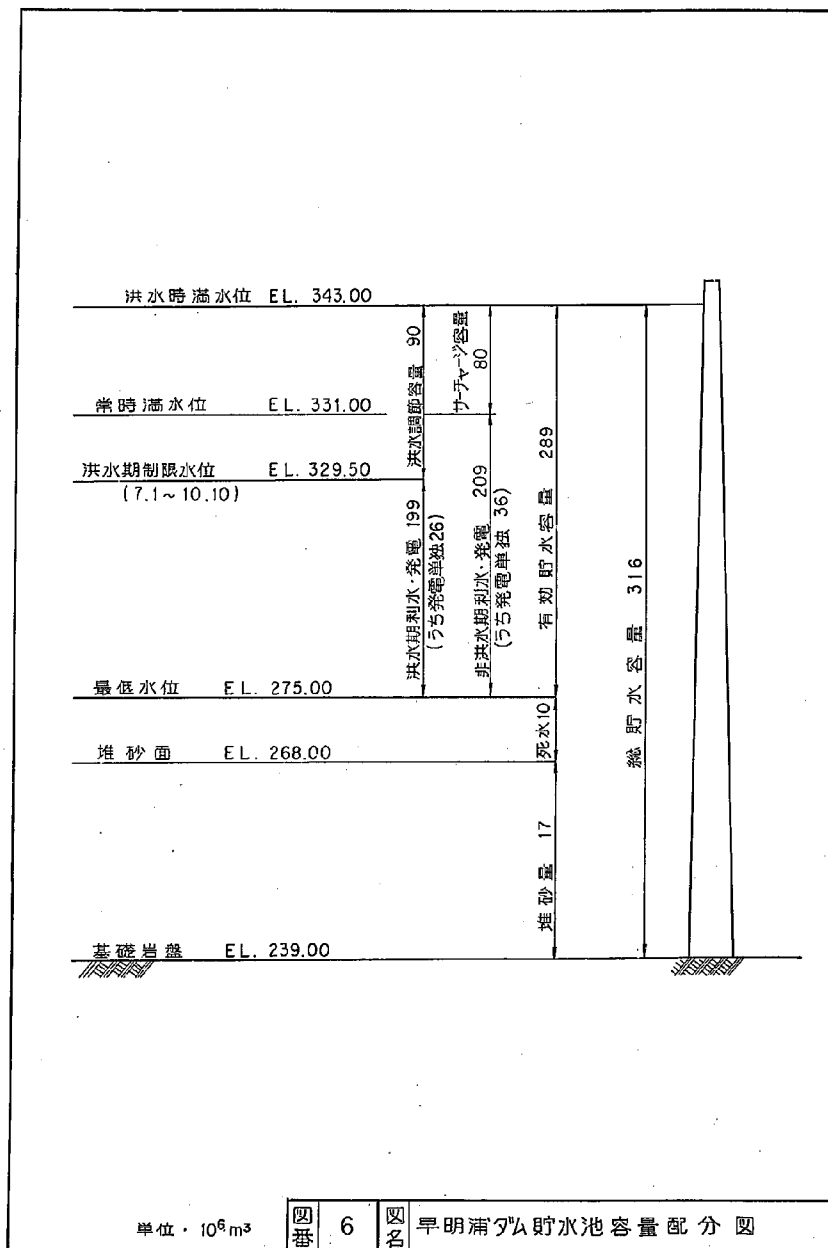
集水面積	直接流域	417Km ² (内分水流域119Km ²)
	間接流域	45Km ²
	計	462Km ²
湛水面積	7.5Km ²	
湛水延長	17Km	
洪水時最高水位	WL 343.0m	



図名 4 図番

早明浦ダム平面図





第2章 実験の目的

早明浦ダム水理模型実験は、早明浦ダム余水吐について、水理模型実験を行ない、余水吐の放流能力および洪水調節放流設備としての機能を調査するとともにとくに本ダム地点に最も適した減勢工の構造を選定しかつその形状を実験的に求めようとするものであつて、水理実験の主要な実験項目は次のとおりである。

- (1) 越流頂、自由越流時（ゲート全開時）の水位—流量関係の測定
- (2) 越流頂、ゲート半開時のゲート開き—水位—流量関係の測定
- (3) 越流部および導流部の水面形の測定
- (4) 越流部および導流部の底面圧力の測定
- (5) 減勢工、各種減勢補助構造物の適用性に関する調査
- (6) 減勢工、水叩きの規模（水叩き長さ、シル高）および減勢池内流況に関する調査
- (7) 減勢工、シル面上の正圧分布の測定
- (8) 減勢工、減勢池内水面形の測定
- (9) ダム下流河道の流況調査
- (10) その他、操作上必要な資料（ゲート不等高操作に対する減勢池の機能調査を含む）の収集

第3章 早明浦ダム水理模型と実験の相似律

早明浦ダム水理模型実験は土木研究所篠崎分室内ダム水理研究室屋外実験場で行なわれた。

早明浦ダム余水吐の模型は縦横とも縮尺1/50の模型であつて、長さ16m、水路幅4～10mのコンクリート製水路を貯水池に該当せしめこの下流端に取付けられた。

余水吐の模型はいづれも木製であつて、余水吐越流部、ゲートあるいは橋脚、橋台など曲面を有する部分は米杉材を使用し、ダム下流面あるいは水叩き面など平面は主として合板を使用している。これらの木製部の表面は乾燥によるひびわれを防止しかつ写真撮影の効果を上げるためビニール系塗料を塗布した。

なお、水叩き導流壁は左岸側のみ透明なアクリライト板を使用し、流況を観察できるように考慮した。

一方、ダム下流の河道の模型は、下流方向には水叩き終端より下流ほぼ450

m地点の吉田橋下流断面まで、河幅方向には水叩き断面中心線を基準として左右兩岸へそれぞれ100m、総幅200mを作製している。これらの地形はいづれも早明浦ダム工事々務所より提供された地形図および測量結果に基づいてモルタルにより製作した。またこの河道の下流には河道内の水位を自由に調節できるように水位調節板を設置した。

なお、ダム上流の地形については、接近流速の影響が著るしく小さいことからすべて省略することとした。

この早明浦ダム余水吐の水理模型はすでに述べたように縦横とも縮尺1/50の幾学的に相似な模型であつた。実験においては重力の影響が支配的であると考えられるので、模型と原型との力学的相似はフルードの法則にしたがうものとした。

したがつて、基本量の縮率は表-1に示すとおりである。

表-1 早明浦ダム水理模型実験における基本量の縮率

基本量	次 元		縮 率	
長さ、水深	L	N	1:50	= 1:50
時 間	T	$N^{1/2}$	$1:50^{1/2}$	= 1:7.071
流 速	LT^{-1}	$N^{1/2}$	$1:50^{1/2}$	= 1:7.071
流 量	L^3T^{-1}	$N^{5/2}$	$1:50^{5/2}$	= 1:17,677.67
圧 力	$ML^{-1}T^{-2}$	N	1:50	= 1:50
流量係数	—	1	1:1	= 1:1

第4章 堤頂越流部（導流部を含む）

第1節 設計条件

早明浦ダム堤頂越流部は洪水調節用放流設備であるとともに、非常用余水吐としての機能を有することが必要である。そこでまず洪水調節用放流設備としての設計条件をまとめてみる。洪水調節用放流設備としての機能を具備するための必要条件は堤頂越流部の放流能力が洪水調節計画を満たすことであるから、早明浦ダム洪水調節計画より計画洪水調節時の貯水池水位と計画放流量の関係をまとめ

てみると表-2のようになる。

表-2 早明浦ダム洪水調節計画における貯水池水位と計画放流量の関係

水 位	流 量	
	W. L. m	m^3/s
洪水期制限水位	329.50	800
	329.60	860
	330.03	1,040
	331.16	1,420
	333.45	1,970
ピーク流量流入時	334.92	2,000
		計画最大放流量

すなわち、早明浦ダム堤頂越流部が洪水調節用放流設備としての機能を有するためには表-2に示す放流条件を満たす必要がある。

一方、ダムが河川構造物としての重要性から具備すべき条件としてはダム設計基準に定められているように、100年確率洪水流量を計画洪水流量とし、この流量が流入した場合にそのまま放流できる能力を有するとともに、この20%増の流量を異常洪水流量と見做してダム自体の安全性を検討することが必要とされている。

早明浦ダムにおいては、さきの計画高水流量 $4,700 m^3/s$ は80年確率洪水流量に相当し、100年確率流量すなわち計画洪水流量としては $5,000 m^3/s$ が算出されており、したがって異常洪水流量としてはこの20%増の $6,000 m^3/s$ が相当するわけである。

また、早明浦ダム貯水池の到達最高水位としては洪水時満水位 W.L. 343.00 m が計画されているので、この水位において堤頂越流部は計画洪水流量および異常洪水流量までも放流できることが必要である。

第2節 設 計

1. 設計水深の決定

早明浦ダム本体のブロック幅は15.00 mであるので、この中央に橋脚を設けるものとし、橋脚幅は3.60 mとする。したがって、越流部1径間の純越流幅は11.40 mとなる。また、越流部の径間数を総越流幅が河道幅とほぼ等し

くなるように6門として、第1節の設計条件を満たすように概算により越流頂標高を推定したところ、越流頂標高はE.L. 325.80mに選定された。

いま、早明浦ダム越流面曲線としてハロルドにより与えられた標準越流面曲線を用いるものとして、設計の基準となる基本三角形に収まる設計水深Hd0を計算してみる。基本設計水深Hd0に対するハロルドの越流面曲線は、図-7に示すような堤頂を原点とするX-Y座標を考えれば、

$$Y = \frac{0.5}{Hd0^{0.85}} X^{1.85} \quad (1)$$

で与えられ、この曲線が堤体下流面に接しかつ堤体上流面と越流面曲線の始端とが一致するように設計水深を決定する。

まず、堤体下流面との接点をP(Xd, Yd)とすると

$$\left. \frac{dY}{dX} \right|_{\substack{X=X_d \\ Y=Y_d}} = \frac{1.85 \times 0.5}{Hd0^{0.85}} X^{0.85} = \frac{1}{m_1} \quad (2)$$

より

$$\begin{aligned} X_d &= (1/1.85 \times 0.5)^{1/0.85} (1/m_1)^{1/0.85} Hd0 \\ &= 1.09606 (1/m_1)^{1/0.85} Hd0 \end{aligned} \quad (3)$$

$$Y_d = X_d / 1.85 m_1 = 0.59246 (1/m_1)^{1/0.85} Hd0 \quad (4)$$

しかるに、堤体上流面上に越流面曲線が一致することから、

$$l_u = (Y_h + Y_u) m_2 \quad (5)$$

また、幾可学的条件ならびにハロルドの越流面曲線より

$$\left. \begin{aligned} l_d &= (Y_h + Y_d) m_1 - X_d \\ l_u &= X_u - l_d \\ X_u &= 0.282 Hd0 \\ Y_u &= 0.1259 Hd0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

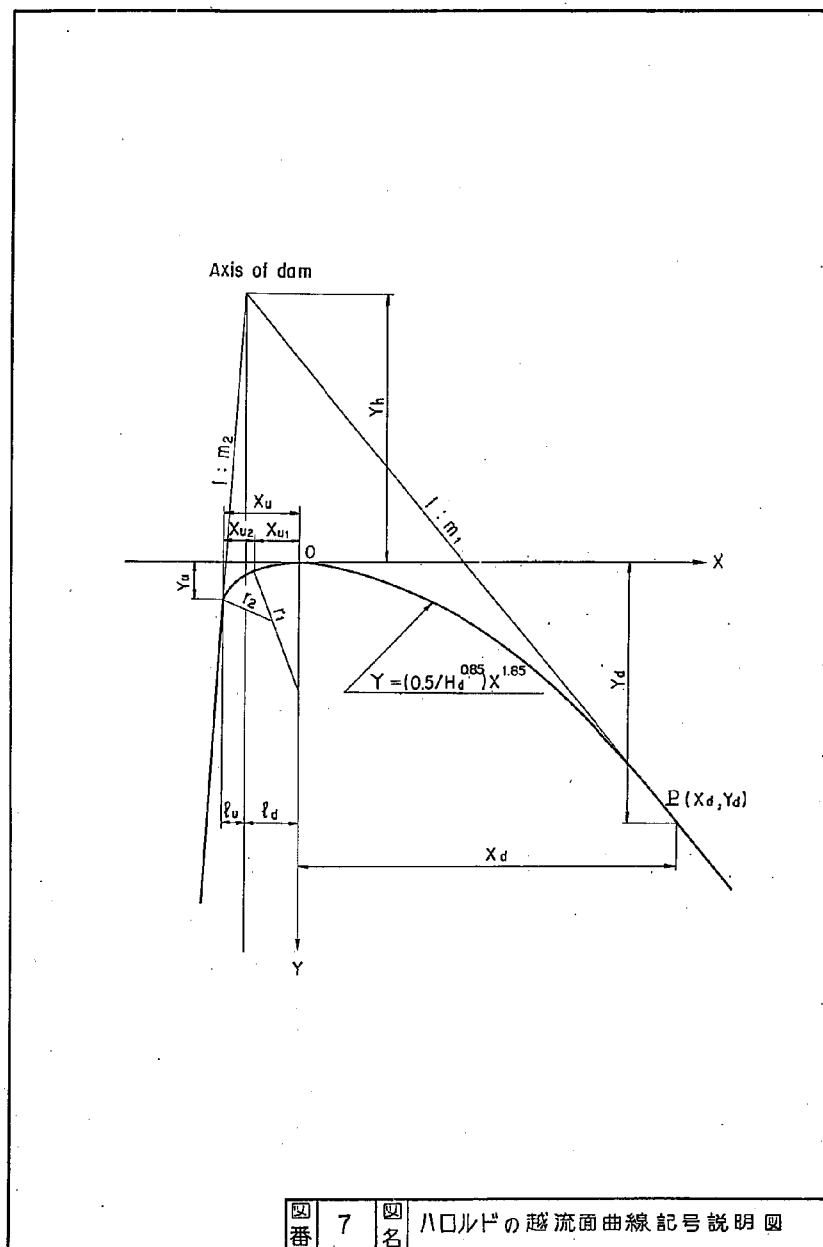
であるから、

$$X_u - l_d = (Y_h + Y_u) m_2 \quad (7)$$

ldを(3)および(4)式より求めたXd, Ydを代入して計算すれば、

$$l_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d = m_1 Y_h - 0.50360 (1/m_1)^{1/0.85} Hd0$$

したがって、(7)式は次のようになる。



$$\{0.282 + 0.50360 (1/m_1)^{1/85} - 0.1259 m_2\} H_{d0} = Y_h(m_1 + m_2)$$

よつて、基本設計水深 H_{d0} は

$$H_{d0} = Y_h(m_1 + m_2) / \{0.282 + 0.50360 (1/m_1)^{1/85} - 0.1259 m_2\} \quad (8)$$

いま、 Y_h 、 m_1 および m_2 として、早明浦ダム の $Y_h = 19.20 (= 345.00 - 325.80)$ 、 $m_1 = 0.68$ および $m_2 = 0.10$ を代入して、基本設計水深 H_{d0} を求めると、

$$H_{d0} = 14.100 \text{ m} \quad (9)$$

となる。

すなわち、設計水深が 14.100 m であれば越流面曲線は基本三角形に一致し、これ以上であれば越流頂形状はオフセットあるいはオーバーハング型にすることが必要であり、これ以下であれば越流面曲線を標準型曲線のみで設計することはできず、さらに他の曲線を接続して基本三角形内に収めることが必要になる。

しかるに、早明浦ダムにおいては洪水時満水位（計画洪水到達最高水位）が $W L 343.00 \text{ m}$ であり、この時の越流水深 h_0 は越流頂標高が $B L 325.80 \text{ m}$ としていることから、 $h_0 = 17.20 \text{ m} (= 343.00 - 325.80)$ となり、基本三角形内に一致する越流面曲線の設計水深 H_{d0} より大であるから、この設計水深 H_{d0} の越流面曲線を用いることは水脈の剝離ならびに越流底面に極度の負圧を発生する危険がある。

そこで、越流面曲線の設計水深 H_d を最大越流水深 17.20 m 以上に選定する必要がある。ここでは早明浦ダム工事々務所の設計にしたがい、本ダム越流面曲線の設計水深 H_d として、最大越流水深 17.20 m にさらに余裕をもたせてダム構造上の設計水位 $W L 343.80 \text{ m}$ と越流頂との標高差 18.00 m ($= 343.80 - 325.80$) を選定することにする。

なお、本ダムの常時の操作はすべてゲート半開放流となることが考えられるが、設計水深 18.00 m とした越流面曲線においてはこの設計水深以内のこのような放流状態に対して越流底面に極度の負圧の発生しないことがすでに多くの実験により明らかにされており、本ダムにおいても十分満足できる結果が得られるであろう。

2. 放流能力の推定

早明浦ダム余水吐の越流面曲線の設計水深として $H_d = 18.00 \text{ m}$ が選定された

ので、この形状が洪水調節用放流設備としての機能を満たし、かつ計画洪水流量および異常洪水流量までも放流することが可能かどうかについて計算により検討してみる。

標準型越流頂の流量公式は筆者らの解析結果によれば次のように表わすことができる。

すなわち、流量公式

$$Q = n C' B H_o^{3/2} \quad (10)$$

において、

$$C' = C \{ 1 - Md (H_o/H_d)^{3/2} \} \quad (11)$$

$$C = 1.704 \{ 1 + 0.704 (H_o/H_d) \}^{1/2} \quad (12)$$

および

$$Md = 0.0756 (H_d/B)^{0.5} \left\{ 1/n + 1.465 (n-1/n) (b/s)^{1.7} \right\} \quad (13)$$

である。ここに Q は自由越流時の余水吐の全放流量 (m^3/s)、 n は径間数 (= 6)、 C' は橋脚、橋台の効果を補正した流量係数 ($m-sec$ 単位系)、 B は 1 径間当りの幅 (= 11.40 m)、 H_d は設計水深 (= 18.00 m) であるが、ここでは接近流速水頭が無視できる場合を想定して設計水頭 (m) として取扱ふ。 H_o は越流水頭 (m) であるが、これも H_d と同様な理由により越流水深 h_o (m) と等しいと考える。 C は二次元流れの流量係数 ($m-sec$ 単位系)、 Md は橋脚、橋台の効果を示す設計水頭時の流量係数の減少率、 b は橋脚幅 (= 3.60 m)、 s は越流頂 (クレスト) から橋脚先端までの水平距離 (m) であり、早明浦ダムでは橋脚先端と越流面曲線始端とを一致させるという趣旨から、 $s = Xu = 0.282 H_d = 5.076 m$ となる。

なお、上記の公式において、 b/s が 0.8 以上になると、 Md は b/s に無関係になり、

$$Md = 0.0756 (H_d/B)^{0.5} \quad (14)$$

と表わされる。

この自由越流量推定法において、流量係数 C は理論的に導かれており、 C' の推定式は土木研究所が収集した標準型越流頂を有する 18 の余水吐の水利模型実験資料を解析して導いたものである。なお、この流量推定法による推定値を実験値と比較したところ、最大推定誤差を 5% 程度に収めることができた。

で、この計算法を用いれば実用上十分であろう。

設計水深が18.00mの早明浦ダム越流頂にこの計算法を適用してみると、次のようになる。

まず、 $b/s=0.709$ であるから、(13)式を用いて Md を求めれば、

$$Md=0.0756 \left(\frac{18.00}{11.40} \right)^{0.8} \left\{ \frac{1}{6} + 1.465 \left(\frac{5}{6} \right) \left(\frac{3.600}{5.076} \right)^{1.7} \right\} = 0.0805 \quad (15)$$

よつて、

$$C'=1.704 \left\{ 1+0.704 (Ho/Hd) \right\}^{1/4} \left\{ 1-0.0805 (Ho/Hd)^{3/2} \right\} \quad (16)$$

と求められる。

いま、この流量係数を用いて、さきの必要放流条件に対する放流能力を計算すると表-3に示す結果が得られた。

表-3 必要放流条件と放流能力推定値

貯水位 WL. m	計画放流量 m^3/s	Ho m	C'	放流能力 m^3/s
322.50	800	3.70	1.809	881
322.60	890	3.80	1.812	918
330.03	1,040	4.23	1.822	1,084
331.16	1,420	5.36	1.849	1,569
333.45	1,970	7.65	1.898	2,747
334.92	2,000	9.12	1.927	3,630
343.00	6,000	17.20	2.038	9,944

表-3に示す結果をみると、越流頂標高を $EL\ 328.50m$ とし越流面曲線として設計水深18.00mのハロルド型標準越流面曲線を用いれば、洪水調節用放流設備としての機能を有しかつ異常洪水流量までも洪水時満水位で余裕をもつて放流することが可能であり、6門中4門を全開すれば異常洪水流量を洪水時満水位で放流できる。

3. 越流部形状の設計

1および2の計算結果にもとづいて、早明浦ダム越流部は越流頂標高を $EL\ 325.80m$ とし、設計水深 Hd を18.00mとするハロルドの標準越流面曲線を採用する。

すなわち、下流越流面曲線は、

$$Y = \frac{0.5}{Hd^{0.85}} X^{1.85} = 0.0428537 X^{1.85} \text{ or } \frac{1}{23.3352} X^{1.85} \quad (17)$$

堤体下流面との接点 P (Xd, Yd) は

$$\left. \begin{aligned} Xd &= 1.09606 (1/m_1)^{1/0.85} Hd = 3.1057 \text{ m} \\ Yd &= Xd / 1.85 m_1 = 2.4687 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

また、

$$\left. \begin{aligned} ld &= (Yh + Yd) m_1 - Xd = -1.214 \text{ m} \\ Xu &= 0.282 Hd = 5.076 \text{ m} \\ \left(\begin{aligned} Xu_1 &= 0.175 Hd = 3.150 \text{ m} \\ Xu_2 &= 0.107 Hd = 1.926 \text{ m} \end{aligned} \right. & \quad (19) \\ Yu &= 0.1259 Hd = 2.265 \text{ m} \\ lu &= Xu - ld = 6.290 \text{ m} \\ r_1 &= 0.5 Hd = 9.000 \text{ m}, \quad r_2 = 0.2 Hd = 3.600 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

この越流頂の詳細図は図-8に、堤頂を原点とし水平下流方向にX軸、鉛直下方向にY軸をとつたX-Y座標における越流面曲線の座標は表-4に示される。

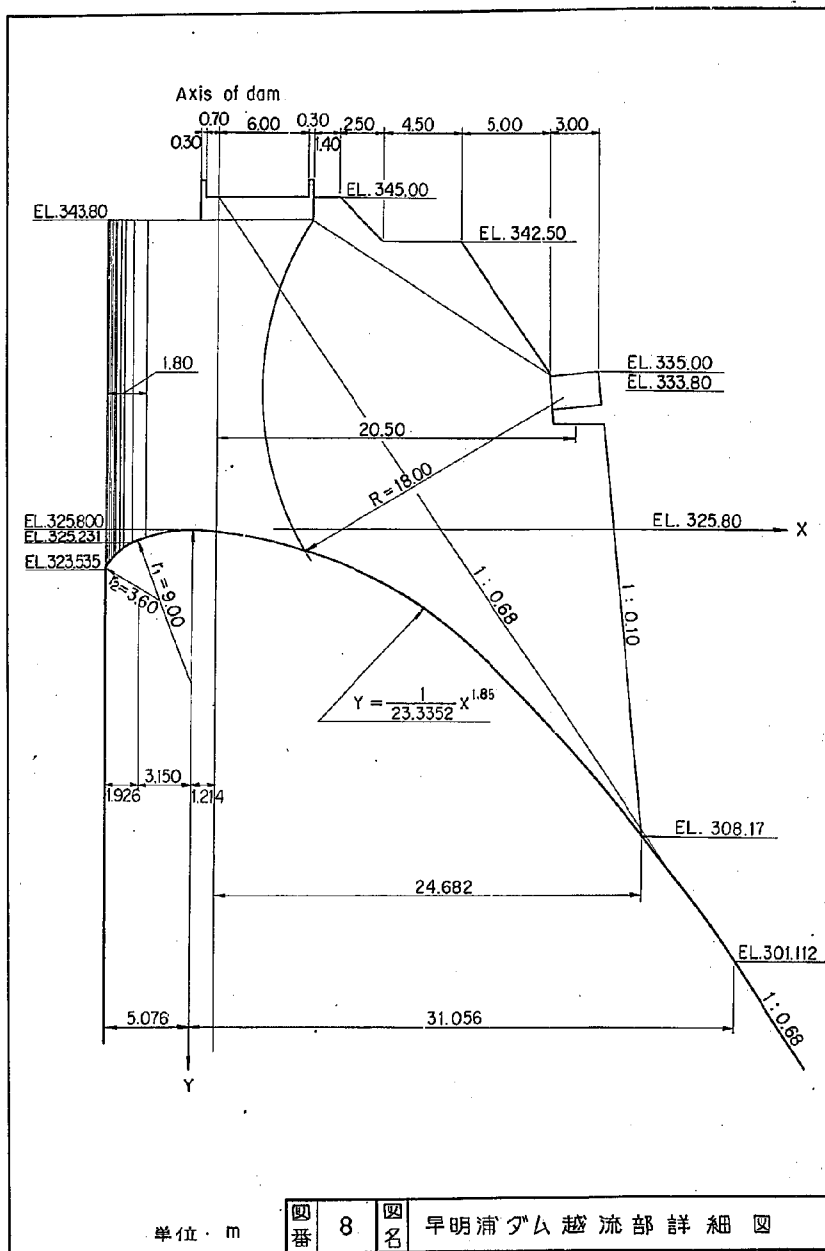


表-4 早明浦ダム越流面曲線の座標

X m	D.C m	Y m	E.L m	
- 5.076	- 6.290	2.265	323.535	
- 5.00	- 6.214	2.129	323.671	
- 4.00	- 5.214	1.025	324.775	
- 3.150	- 4.364	0.569	325.231	
- 3.00	- 4.214	0.515	325.285	
- 2.00	- 3.214	0.225	325.575	
- 1.00	- 2.214	0.056	325.744	
0.00	- 1.214	0.000	325.800	Crest
1.00	- 0.214	0.043	325.757	
1.214	0.000	0.061	325.739	Axis of dam
2.00	0.786	0.154	325.646	
3.00	1.786	0.327	325.473	
4.00	2.786	0.557	325.243	
5.00	3.786	0.842	324.958	
6.00	4.786	1.179	324.621	
6.291	5.077	1.287	324.513	Gate seat
7.00	5.786	1.568	324.232	
8.00	6.786	2.008	323.792	
9.00	7.786	2.497	323.303	
10.00	8.786	3.034	322.766	
11.00	9.786	3.619	322.181	
12.00	10.786	4.251	321.549	
13.00	11.786	4.929	320.871	
14.00	12.786	5.654	320.146	
15.00	13.786	6.423	319.377	
16.00	14.786	7.238	318.562	
17.00	15.786	8.097	317.703	
18.00	16.786	9.000	316.800	
19.00	17.786	9.947	315.853	
20.00	18.786	10.937	314.863	
21.00	19.786	11.970	313.830	
22.00	20.786	13.046	312.754	
23.00	21.786	14.164	311.636	
24.00	22.786	15.324	310.476	
25.00	23.786	16.526	309.274	
25.896	24.682	17.639	308.161	
26.00	24.786	17.770	308.030	
27.00	25.786	19.055	306.745	
28.00	26.786	20.381	305.419	
29.00	27.786	21.748	304.052	
30.00	28.786	23.156	302.644	
31.00	29.786	24.604	301.196	
31.057	29.843	24.687	301.112	

X : クレストからの距離

D.C : ダム軸からの距離

第3節 実験とその結果

1. 自由越流時の放流量

越流部6径間のゲート全開状態における貯水位と自由越流量の関係を図-9に示す。また、測定値の詳細は表-5に示される。なお、さきの式に定義される流量公式にしたがつて、流量係数 C' を求めたものを表-5に併記するとともに図-10に示した。

表-5 早明浦ダム越流部 自由越流時の貯水位と放流量関係の測定結果

H_o (m)	Q (m^3/s)	C'	H_o/H_d
0.490	35.5	1.551	0.027
0.980	107.4	1.619	0.054
1.835	262.1	1.543	0.102
2.260	368.7	1.586	0.126
2.940	564.9	1.638	0.163
3.475	716.2	1.616	0.193
4.285	1,029.7	1.697	0.238
5.410	1,510.8	1.755	0.301
6.625	2,095.2	1.796	0.347
7.490	2,553.6	1.821	0.416
8.040	2,902.7	1.861	0.447
8.810	3,359.1	1.878	0.489
9.560	3,824.9	1.892	0.531
10.480	4,459.6	1.922	0.582
11.540	5,197.8	1.938	0.641
12.505	5,948.8	1.966	0.695
13.470	6,697.5	1.981	0.748
14.550	7,550.5	1.989	0.808
15.475	8,482.6	2.037	0.860
16.700	9,470.1	2.029	0.928
17.170	9,866.8	2.034	0.954

なお、これら貯水位および放流量の測定においては、まず、模型ゲートを全開した状態に設置して、ある流量を放流し、十分な時間を経てのち実験施設を循環する流れが安定しかつ定常的になつたところで測定しており、貯水位は水槽よりパイプで水柱マンメーターに導きこれをポイントゲージで、流量は模型下流に設置された切欠幅1.50m、せき高1.28m、接近水路幅5.00mの刃形せきの越流水深より板谷、手島公式を用いて求めている。

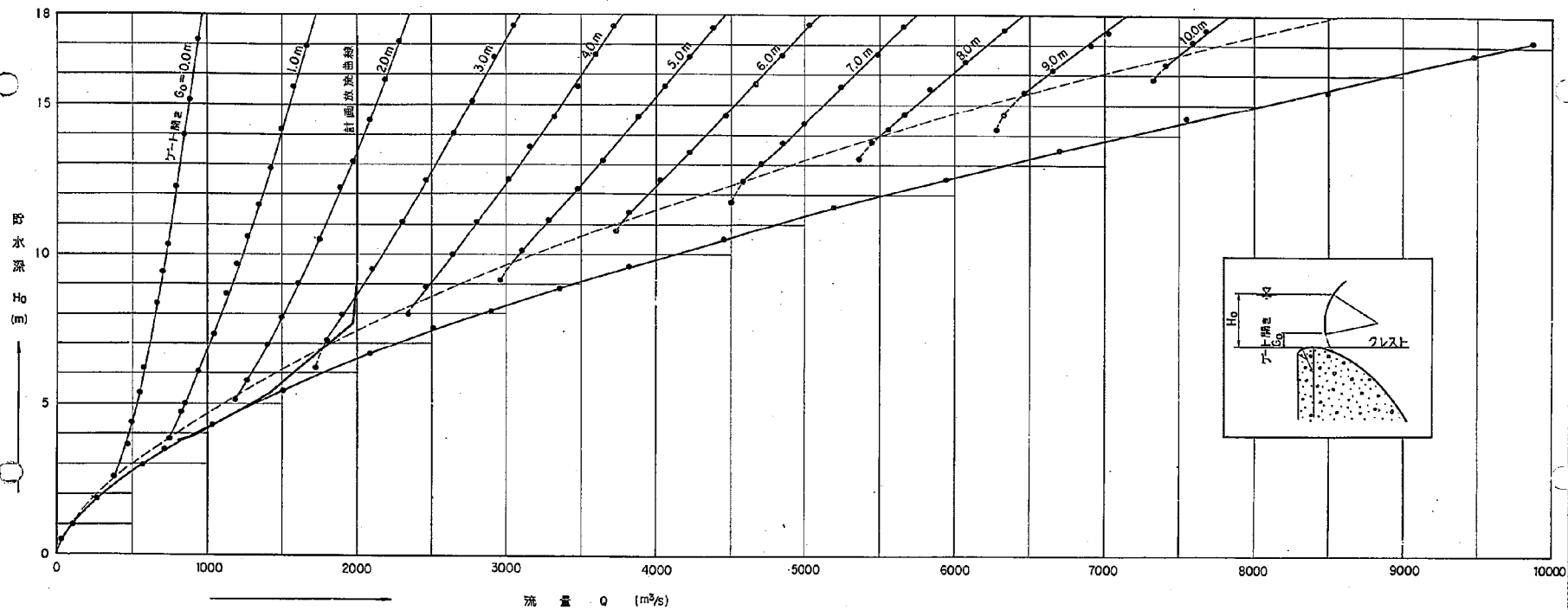
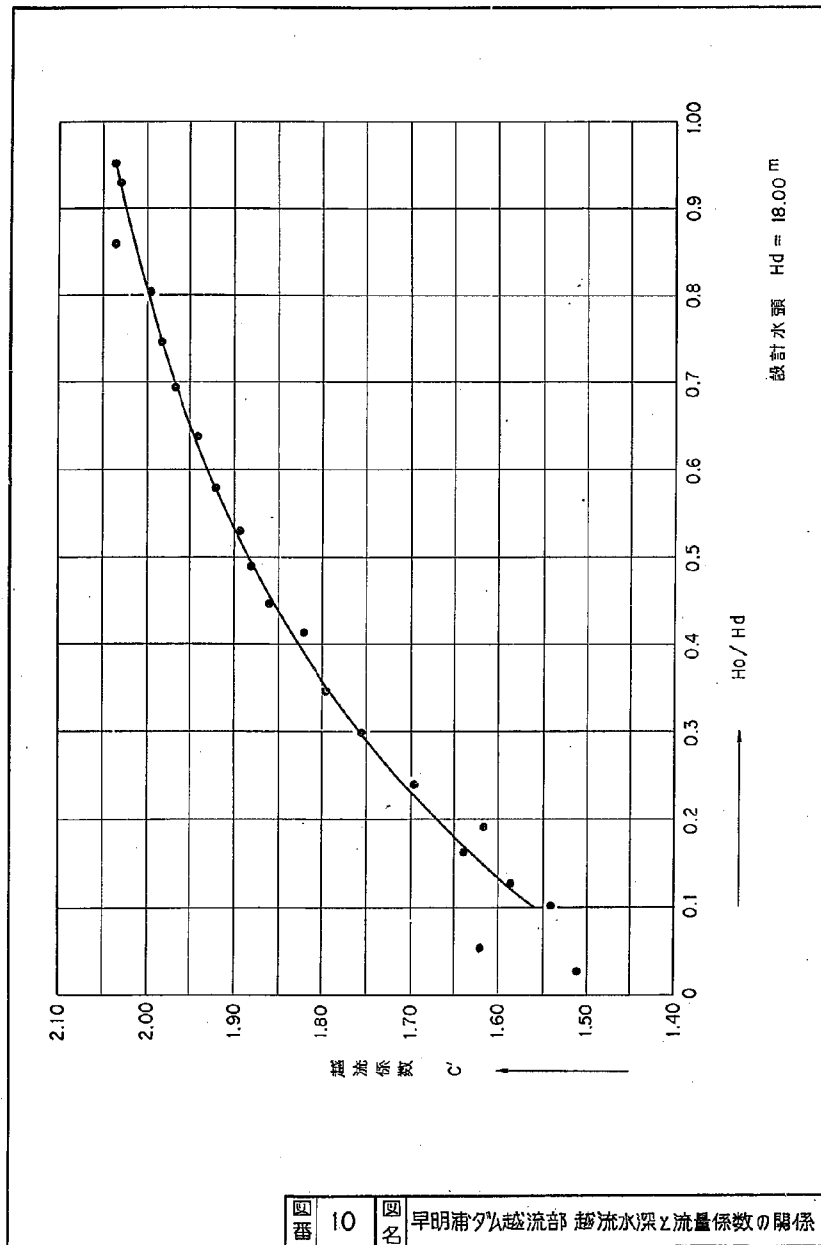


図 9 早明浦ダム遊流部
貯水深と放流量関係曲線



なお、この切欠幅 1.50 m の刃形せきに対する板谷、手島公式の適用下限は、模型で越流水深 3 cm すなわち 14.82 l/s であり、これは原型に換算して $26.2 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから、これ以下の測定結果の精度については疑問がある。また、板谷、手島公式の総合誤差は $\pm 1.4\%$ とされている。

いま、この測定結果をさきの表-3 に示す推定値と比較してみると、越流水深が小さくなるにつれて放流量が 10% 程度減少していることがわかるが、これは模型上の流れに縮尺効果があらわれてくることおよび刃形せきに対する板谷、手島公式の適用性に問題があるためであろうと考えられる。しかし、これらについては現在のところ定量的にまだ明らかでなく、とくに縮尺効果についてはいくつかの研究が試みられているが、最終的な結論にはまだ達していない状態である。

なお、図-9 ならびに表-5 に示す測定結果より、洪水調節放流設備としての機能について検討してみると、表-2 に示す計画放流時の放流条件に対して、計画洪水調節初期においてはこの計画放流水位-流量関係が自由越流時の水位-流量曲線とほぼ一致し、これ以後においては自由越流時の放流能力がいずれもこれ以上になることがわかる。

よつて、実験的にも早明浦ダム越流頂は洪水調節放流設備としての機能を有するものと見做すことができる。

一方、洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ における越流部 6 径間ゲート全開時の自由越流量はほぼ $9900 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、異常洪水流量 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して十分な余裕があるから、設計条件は満足されることがわかる。

2. 越流頂の水面形

堤頂構造物（テンターゲートのピンの位置など）を設置する基準として、越流頂の水面形が問題となる。

早明浦ダムでは、堤頂構造物の設置基準として、次のような条件が選定された。

すなわち、

- (1) 異常洪水流量 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時にゲートが 1 門操作不能となつた状態すなわち 5 門のゲート全開状態で放流した場合の最高水脈線に 1.50 m 以上の余裕があること。
- (2) 洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ でゲートを全開放流した場合に最高水脈線

以上にあること。

の2条件である。

そこで、これらの放流条件を模型に再現して、水面形を測定することとした。
この場合、ゲート全開放流状態では越流部6径間中左右両端の径間において、
非越流部からの流れの巻き込みが激しく、橋台沿いと橋脚沿いの水面形が著
るしく異なることが明らかになつたので、越流部右岸側から第1径間と第2径
間との2径間を選定し、第1径間では橋台沿い、径間中心線上および橋脚沿い
の、第2径間では左右両橋脚沿いおよび径間中心線上の、それぞれ3断面の水
面形を測定した。

この水面形の測定結果は、放流条件(1)に対して図-11および表-6に、条
件(2)に対しては図-12および表-7に示すとおりである。

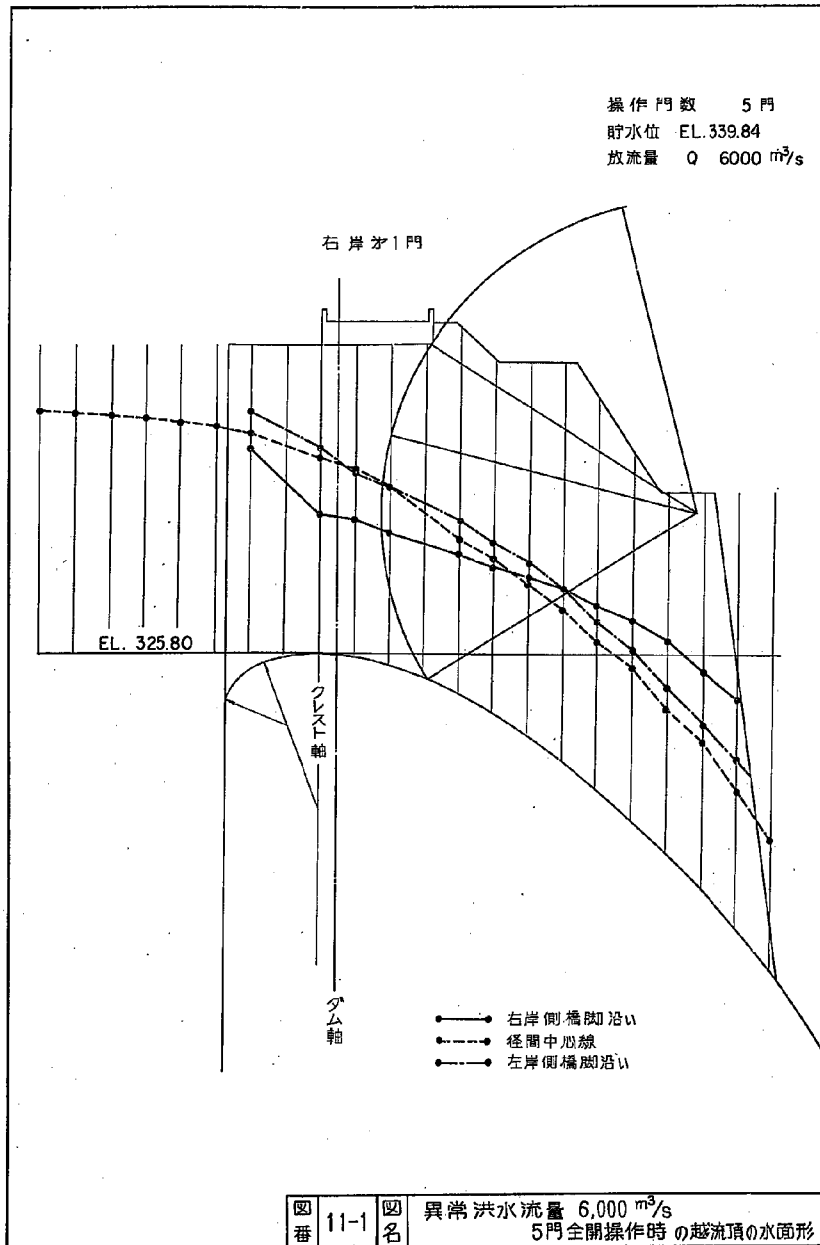
表-6 異常洪水流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、5門全開操作時の
越流頂の水面形

X (m)	No. 1			No. 2		
	右橋台 沿い	径 間 中心線	左橋脚 沿い	右橋脚 沿い	径 間 中心線	左橋脚 沿い
-18.0		339.75			339.70	
-16.0		339.70			339.65	
-14.0		339.60			339.55	
-12.0		339.45			339.40	
-10.0		339.30			339.25	
- 8.0		339.10			339.05	
- 6.0		338.85		339.25	338.85	340.25
- 4.0	337.55	338.45	339.75	339.20	338.55	339.40
0.0	333.80	337.05	337.60	336.30	337.70	336.40
2.0	334.45	336.40	336.35	334.95	336.35	335.65
4.0	332.80	335.35	335.55	334.30	335.65	335.05
6.0	331.50	332.35	333.45	333.00	333.05	333.30
10.0	330.80	331.40	332.25	331.95	331.25	332.05
12.0	330.20	329.95	331.17	330.95	329.80	330.95
14.0	329.45	328.30	329.57	329.80	328.15	326.95
16.0	328.75	326.55	327.75	328.25	326.35	324.50
18.0	327.75	325.05	326.00	326.80	324.70	323.50
20.0	326.55	322.75	324.80	324.90	322.75	324.65
22.0	324.80	320.90	322.75	322.40	320.15	319.00
24.0	323.15	317.95	318.90	321.15	317.90	320.35
26.0		315.35			315.60	

(W. L. m)

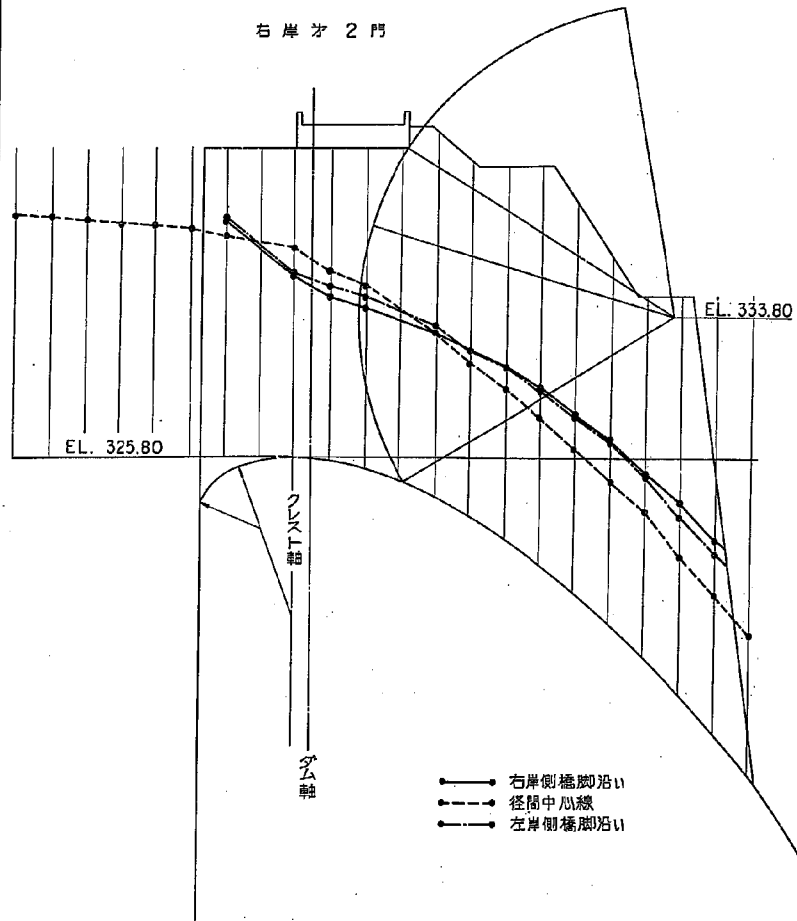
X: クレストからの距離

操作門数 5 門
 貯水位 EL.339.84
 放流量 Q 6000 m^3/s



操作門数 5 門
 貯水位 EL. 339.84 m
 放流量 0 6000 m³/s

右岸才 2 門

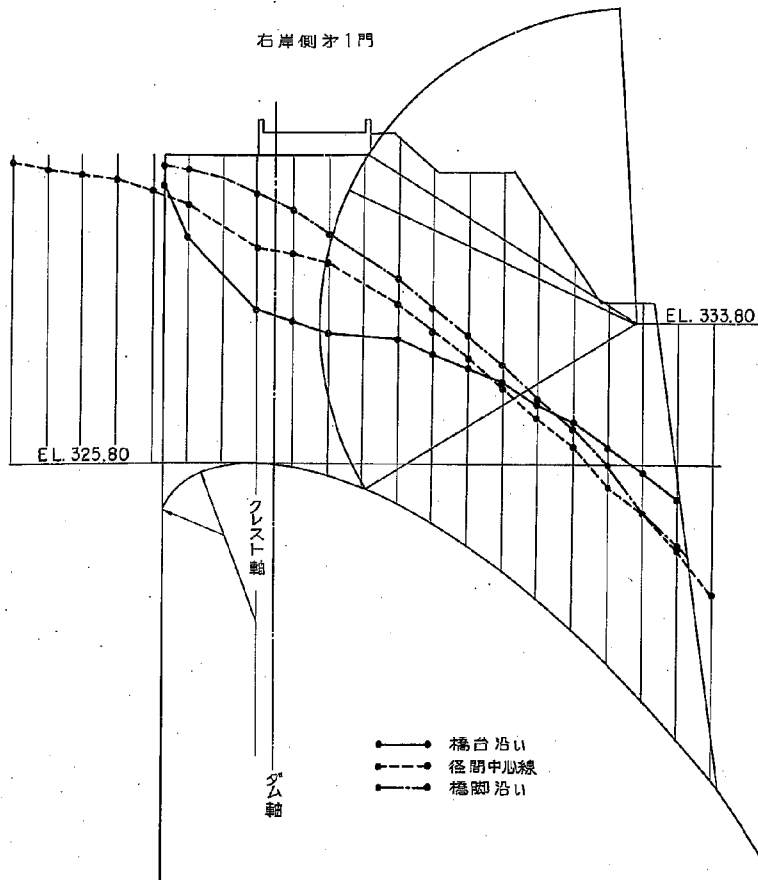


図番 11-2 図名

異常洪水流量 6000 m³/s
 5 門 全開操作時の越流頂の水面形

操作門数 6 門全開
貯水位 EL. 343.00 m

右岸側第1門



図番

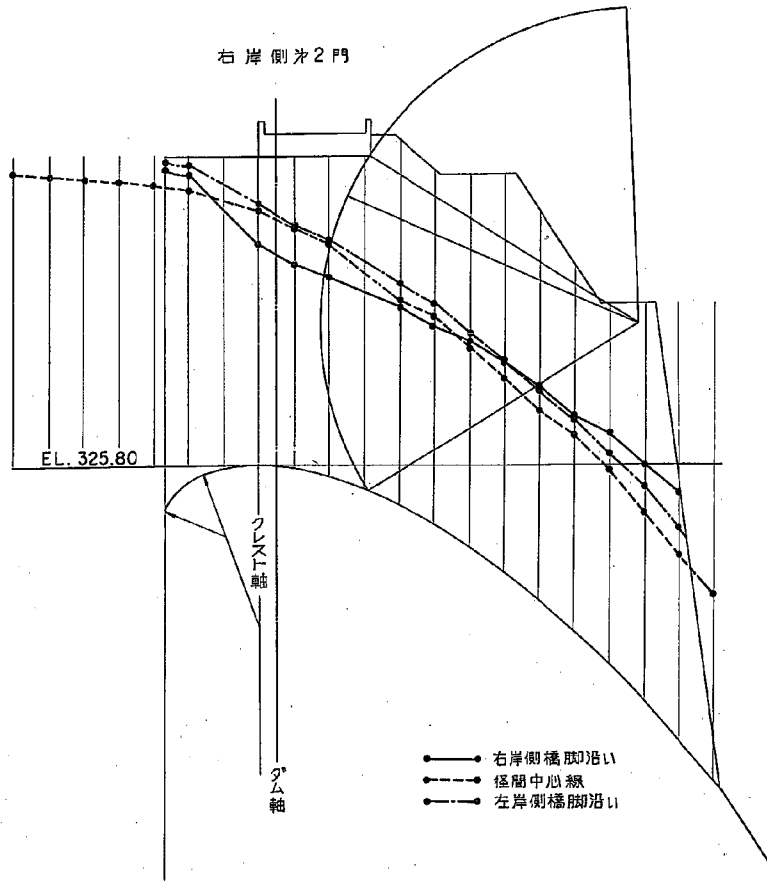
12-1

図名

洪水時満水位 WL 343.00m
全門全開時の越流頂の水面形

操作門数 6門全開
貯水位 E.L. 343.00 m

右岸側2門



図番	12-2	図名	洪水時満水位 WL 343.00m 全門全時の越流頂の水面形
----	------	----	-----------------------------------

表-7 洪水時満水位 W L 3 4 3.00 m 全門全開時の越流頂の水面形

X (m)	底 1			底 2		
	右橋台 沿 い	径 間 中心線	左橋脚 沿 い	右橋脚 沿 い	径 間 中心線	左橋脚 沿 い
-14.0		3 4 3.20			3 4 2.70	
-12.0		3 4 3.00			3 4 2.50	
-10.0		3 4 2.80			3 4 2.40	
- 8.0		3 4 2.60			3 4 2.10	
- 6.0		3 4 1.40			3 4 1.90	
- 4.0	3 3 8.80	3 4 0.80	3 4 3.20	3 4 2.50	3 4 1.70	3 4 3.00
0.0	3 3 4.60	3 3 8.20	3 4 1.20	3 3 8.35	3 4 0.45	3 4 0.70
2.0	3 3 3.90	3 3 7.90	3 4 0.35	3 3 7.35	3 3 9.50	3 3 9.65
4.0	3 3 3.32	3 3 8.40	3 3 8.90	3 3 6.55	3 3 8.60	3 3 8.70
8.0	3 3 2.90	3 3 5.90	3 3 6.40	3 3 4.80	3 3 0.20	3 3 6.15
10.0	3 3 2.05	3 3 4.40	3 3 4.70	3 3 3.60	3 3 4.30	3 3 4.95
12.0	3 2 9.35	3 3 2.90	3 3 3.15	3 3 2.80	3 3 2.60	3 3 3.30
14.0	3 3 0.50	3 3 1.20	3 3 1.45	3 3 1.75	3 3 0.80	3 3 1.75
16.0	3 2 9.25	3 2 9.30	3 2 9.40	3 3 0.30	3 2 9.00	3 3 0.10
18.0	3 2 8.15	3 2 7.80	3 2 7.75	3 2 8.65	3 2 7.60	3 2 8.40
20.0	3 2 6.75	3 2 4.55	3 2 5.75	3 2 7.55	3 2 5.55	3 2 6.40
22.0	3 2 5.30	3 2 3.00	3 2 0.30	3 2 5.30	3 2 3.05	3 2 4.50
24.0	3 2 3.80	3 2 0.90	3 2 0.95	3 2 4.15	3 2 0.60	3 2 2.30
26.0	3 2 2.55	3 1 8.30			3 1 8.40	

(W . L m)

X : クレストからの距離

3. ゲート半開時の放流量

計画されたアーム長 18.00 m、ゲート幅 11.40 m のテンターゲートのピンの位置として、2. の越流部水面形の測定値を考慮し、ダム設計基準における堤頂構造物の設置条件を満たしかつゲートの設置状態が正常になるように、ダム軸下流 20.50 m、W L 3 3 3.80 m の位置を選定した。このようにピンの位置を定めれば、ゲート数はダム軸下流 5.077 m、E L 3 2 4.513 m となる。

いま、越流部 6 径間のゲートをこのように設置するとともに、それらのゲートを全門等高操作してゲート半開放流状態におけるゲート開き G_0 (m) - 貯水位 - 放流量の関係を測定したところ表-8 および図-9 に示す結果が得られた。

なお、これらの図表において用いられるゲート開き G_0 (m) とは、越流頂とゲート下端との標高差を示したものであつて、公称ゲート開きと考えられる値で

表-8 早明浦ダム越流部 全門等高半開操作時のゲート開き・貯水位と放流量関係の測定結果

(1)			(2)		
ゲート開き	貯水深	放流量			
Go (m)	Ho (m)	Q (m ³ /s)	Go (m)	Ho (m)	Q (m ³ /s)
0.0	2.550	382.5	2.0	5.775	1,266.1
	3.665	467.6		6.955	1,402.2
	4.385	496.7		7.835	1,500.7
	5.385	548.7		9.000	1,607.8
	6.175	581.1		10.480	1,761.4
	8.365	675.6		12.200	1,895.6
	9.410	708.3		13.020	1,978.3
	10.315	743.2		14.460	2,091.6
	12.250	798.3		15.795	2,188.3
	13.970	856.5		17.040	2,281.1
	15.170	893.6	3.0	6.165	1,722.0
	17.300	959.4		7.075	1,801.0
1.0	3.805	749.4		7.940	1,907.4
	4.695	831.0		9.490	2,116.4
	4.980	856.7		11.060	2,316.8
	6.080	948.4		12.410	2,463.4
	7.320	1,047.1		14.025	2,659.9
	8.680	1,132.8		15.075	2,777.9
	9.670	1,199.9		16.525	2,932.7
	10.570	1,274.6		17.550	3,056.8
	11.620	1,350.8	4.0	7.960	2,357.7
	12.840	1,426.2		8.890	2,463.0
	14.135	1,488.6		9.975	2,641.4
	15.550	1,580.4		11.030	2,812.9
	16.910	1,671.4		12.445	3,026.4
	2.0	5.125		13.575	3,171.9
	5.125	1,187.6			

あり。物理的なゲートの開きを示すものではない。よつて、ゲート開き Go=0.0 m とは、ゲート下端が越流頂と同一標高にあることを示しており、ゲートが全閉であることを意味するものではない。このように、ゲート開きがある基準に対して定義されたものであり、実質的なゲートの移動を直接示す要素ではないので、ここでは実際のゲートの開きを示す要素としてゲート全閉時からのゲートの回転角を考え、これと公称ゲート開きとの関係を求めてみた。

この計算結果は表-9に示される。

(3)

Go (m)	Ho (m)	Q (m ³ /s)
4.0	14.535	3,313.5
	15.545	3,486.2
	16.605	3,599.7
	17.535	3,720.6
5.0	9.095	2,965.6
	10.135	3,115.7
	11.130	3,287.7
	12.150	3,486.0
	13.200	3,658.6
	14.560	3,890.7
	15.570	4,066.4
	16.525	4,235.2
6.0	17.515	4,384.4
	10.750	3,741.3
	11.360	3,836.8
	12.435	4,036.0
	13.325	4,229.0
	14.595	4,475.3
	15.665	4,668.7
	16.590	4,841.9
7.0	17.620	5,036.7
	11.705	4,506.8
	12.435	4,592.3
	13.000	4,710.2
	13.710	4,851.6
8.0	14.340	4,997.7

(4)

Go (m)	Ho (m)	Q (m ³ /s)
7.0	15.540	5,257.5
	16.610	5,487.6
	17.580	5,660.1
8.0	13.190	5,377.1
	13.775	5,454.2
	14.165	5,561.9
	14.685	5,663.5
	15.495	5,834.2
	16.415	6,065.5
9.0	17.420	6,327.7
	14.150	6,282.1
	14.690	6,331.6
	15.425	6,465.6
	16.140	6,658.1
10.0	17.000	6,913.9
	17.410	7,012.2
	15.595	7,261.3
	15.875	7,331.3
	16.380	7,401.6
	17.100	7,591.6
11.0	17.495	7,685.2

なお、図-9において、ゲート半開放流曲線の下端附近を自由越流量曲線と相似た鎖線で結んでいるが、この曲線と自由越流量曲線との間はゲート半開放流と自由越流との両者の性状を同時に示す範囲であることを示しており、この範囲内では貯水位が変動しても放流量がほぼ一定であると見做すことができるようである。これは、模型実験においては自由越流からゲート半開放流への移行（逆の場合も含めて）が瞬間的であつて、放流量が一定で2つの水位（ゲート半開放流としての水位ならびに自由越流としての水位）が対応する結果とな

つてしまい、この範囲内での明確な放流量曲線が描けないからである。

表-9 公称ゲート開き G_0 (m) と実質ゲート回転角 θ_G の関係

ゲート回転角 θ_G (degree)	ゲート開き G_0 (m)	ゲート回転角 θ_G (degree)	ゲート開き G_0 (m)
0.00.00	-1.287	20.00.00	4.548
2.30.00	-0.606	22.30.00	5.320
5.00.00	0.092	25.00.00	6.099
7.30.00	0.805	27.30.00	6.882
10.00.00	1.531	30.00.00	7.667
12.30.00	2.279	32.30.00	8.452
15.00.00	3.020	35.00.00	9.235
17.30.00	3.779	37.30.00	10.019

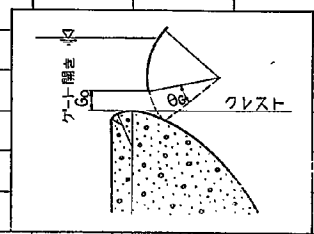
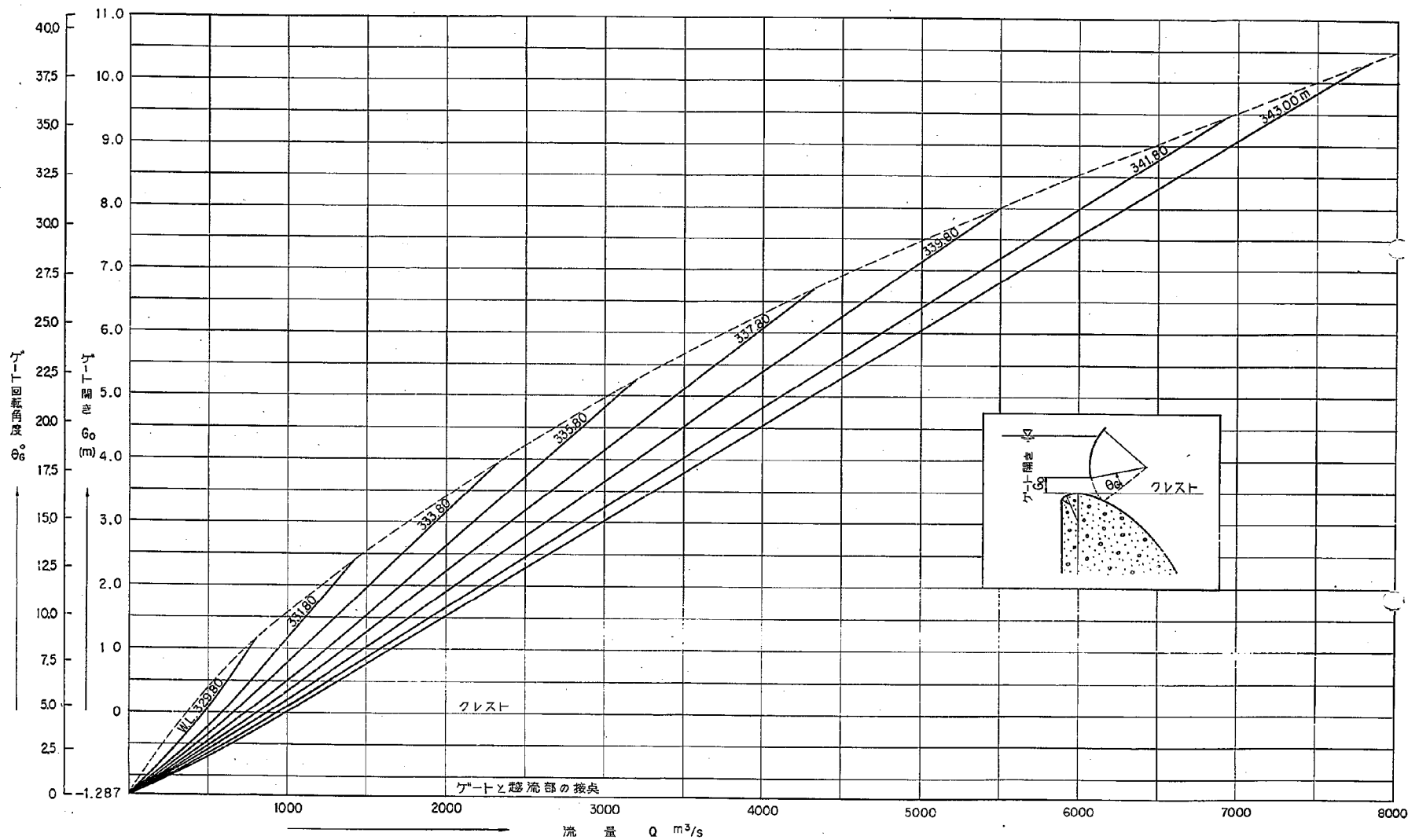
この図-9に示すような越流頂の放流機能を示す曲線群は、一般に使用する場合には、ゲート開きの変化に対する放流量を連続的に表わしていないため不便であるので、ここではこの曲線群より図-13に示すように貯水位をパラメーターとしてゲート開きと放流量の関係をまとめておいた。

なお、さきの図-9には、計画洪水調節放流曲線を同時に示したが、これを見ると計画洪水調節放流時には、計画放流量が $1,500 \sim 1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ になるまでは越流部6径間のゲートを全開し自由越流状態を維持し、これ以後は公称ゲート開き $2.5 \sim 3.0 \text{ m}$ のゲート半開放流を行ない、やがて貯水位が上昇し計画放流量が最大放流量の $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になれば、貯水位の上昇に応じてゲート開きを小さくして、洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ で公称ゲート開きが 1.5 m となるようにゲート操作を行なえば所定の計画放流条件が満たされることがわかる。

4. 越流底面の圧力

越流部6径間において、特徴的な圧力分布を示す断面としては、左右両端の径間中心線上、および橋台、橋脚沿い、および中央径間の橋脚沿いおよび中心線上の5断面が選定できる。しかし、ここでは、これらのうち最も代表的な圧力分布を示す断面として越流部6径間中右岸側から第2径間の中心線上を選定し、この測定結果について示すことにする。

測定はいづれも洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ を貯水位の設定条件としたが、実験技術上多少の相違を生じた。また、放流条件としては、公称ゲート開き 0.0 m



図名 貯水位をパラメーターとするゲート開きと放流量の関係

から10.0mまでの11ケースのゲート半開放流状態とゲート全開状態の計12ケースについて行なわれた。なお、実際の底面圧力の測定方法は、模型越流面上にあらかじめピエゾメーターを埋設し、これを水柱マノメーターに導きその水面位置を読みとる方法である。

放流条件、実験貯水位、圧力管埋設位置、および圧力の測定結果は表-10に示すとおりである。

なお、表-10において圧力の単位はいづれもm水柱である。

一方、この12ケースの放流条件に対する圧力測定結果より、各圧力管位置における最高圧力と最低圧力を抽出し、図-14に示した。

これをみると、測点 $\#15 \sim 19$ の範囲（クレスト下流、 $X=12.0 \sim 16.0$ m）を除けば、いかなる操作状態でも越流面に負圧を生じるおそれはないことがわかる。また、この $\#15 \sim 19$ 測点に発生する負圧の最大値はゲート開き5.0m $\sim$ 7.0mで-0.20mにすぎず、空洞現象に対する許容負圧-3mに比してはるかに小さい値である。したがって、どのような操作条件に対しても越流面に空洞現象を生じるおそれはない。

さらに、実際の計画放流時におけるゲート開きは常にこれ以下であることから、常時のゲート操作に対しては越流面に全く負圧の生じないことがわかる。

なお、 $\#3$ 以下の堤体下流面においては負圧の発生するおそれがないので結果を省略した。

表-10(1) 洪水時満水位WL343.00mにおける感流底面の圧力の測定結果

			ゲート開き GO (m)				
			0.0	1.0	2.0	3.0	4.0
			貯水位 (WL m)				
点	X (m)	Y (m)	343.100	342.710	342.840	343.350	343.335
1	5.076	2.265	20.00	19.25	19.05	19.10	18.05
2	3.150	0.569	18.30	17.55	17.25	17.10	16.30
3	0.00	0.00	17.65	16.50	15.70	15.20	13.70
4	1.00	0.043	17.50	16.20	15.20	14.50	12.85
5	2.00	1.154	17.50	15.20	14.25	13.15	11.45
6	3.00	0.327	17.10	14.50	12.40	11.00	9.50
7	4.00	0.557	15.90	16.85	12.05	8.35	7.25
8	5.00	0.842	11.75	6.95	5.60	4.95	4.55
9	6.00	1.179	3.55	2.85	2.75	2.90	2.85
10	7.00	1.568	1.00	1.55	1.20	1.50	1.55
11	8.00	2.008	0.65	0.50	0.60	1.00	0.95
12	9.00	2.497	0.65	0.30	0.40	0.60	0.60
13	10.00	3.034	0.65	0.50	0.45	0.50	0.60
14	11.00	3.619	0.65	0.55	0.20	0.20	0.50
15	12.00	4.251	0.65	0.15	0.00	0.05	-0.15
16	13.00	4.929	0.35	0.15	0.05	0.05	0.00
17	14.00	5.654	0.35	0.15	0.00	0.05	0.00
18	15.00	6.423	0.35	0.15	0.05	0.00	0.00
19	16.00	7.238	0.35	0.10	0.00	0.00	0.00
20	17.00	8.097	0.25	0.20	0.15	0.25	0.25
21	18.00	9.000	0.30	0.25	0.20	0.25	0.25
22	19.00	9.947	0.30	0.25	0.25	0.20	0.30
23	20.00	10.937	0.35	0.30	0.30	0.25	0.40
24	21.00	11.970	0.35	0.50	0.45	0.50	0.60
25	22.00	13.046	0.35	0.45	0.45	0.45	0.60
26	23.00	14.164	0.35	0.35	0.35	0.45	0.40
27	24.00	15.324	0.40	0.40	0.35	0.45	0.45
28	25.00	16.526	0.65	0.65	0.90	0.90	1.00
29	26.00	17.770	0.65	0.75	0.65	0.75	0.75
30	27.00	19.055	0.75	0.75	0.75	0.90	0.90
31	28.00	20.381	0.55	0.65	0.70	0.90	0.90
32	29.00	21.748	0.65	0.70	0.80	0.85	0.95
33	30.00	23.156	0.60	0.65	0.75	0.75	0.95

(m 水柱)

(2)

No.	ゲート開き 30 (m)					
	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0 full-open
	貯水位 (WL m)					
	343.315	343.420	343.380	343.220	343.210	343.295 342.970
1	17.15	17.25	15.60	13.85	13.90	12.65 7.20
2	15.50	15.30	14.15	12.45	12.25	11.35 6.50
3	12.45	11.85	10.60	9.10	8.60	7.90 3.25
4	11.60	10.95	9.85	8.50	8.00	7.50 3.40
5	10.15	9.65	8.75	7.60	7.25	6.90 3.40
6	8.35	8.05	7.40	6.50	6.30	6.10 3.20
7	6.50	6.35	6.00	5.40	5.30	5.25 3.15
8	4.15	4.25	4.10	3.80	3.75	4.00 2.30
9	2.85	2.95	3.15	3.00	3.15	3.00 2.00
10	1.60	1.85	2.05	2.05	2.30	2.50 1.95
11	1.15	1.30	1.50	1.85	1.90	2.15 1.70
12	0.60	0.85	1.05	1.65	1.50	1.75 1.80
13	0.55	0.75	0.90	1.00	1.30	1.50 1.65
14	0.15	0.35	0.35	0.55	0.75	0.90 1.20
15	-0.15	0.00	0.00	0.15	0.30	0.50 0.80
16	-0.10	-0.15	-0.05	-0.05	0.25	0.35 0.50
17	-0.20	-0.15	-0.20	-0.20	0.05	0.25 0.45
18	-0.10	-0.15	-0.10	0.05	0.00	0.15 0.40
19	-0.10	0.00	0.00	0.10	0.05	0.15 0.40
20	0.15	0.10	0.05	0.35	0.15	0.00 0.25
21	0.25	0.20	0.10	0.30	0.25	0.00 0.25
22	0.35	0.30	0.25	0.40	0.30	0.10 0.25
23	0.40	0.30	0.35	0.25	0.65	0.40 0.40
24	0.60	0.60	0.50	0.65	0.80	0.40 0.40
25	0.55	0.55	0.50	0.85	0.70	0.50 0.55
26	0.75	0.85	0.45	0.80	0.40	0.50 0.75
27	0.90	0.90	0.60	0.80	0.50	0.55 0.80
28	0.75	1.10	0.65	0.75	0.70	0.80 0.90
29	0.75	0.95	0.75	0.85	0.80	0.85 0.75
30	1.00	0.95	1.00	1.00	1.10	1.10 1.00
31	1.00	0.85	0.90	1.00	1.05	1.10 1.05
32	1.00	1.00	0.95	0.90	0.95	0.75 0.70
33	0.95	1.10	0.95	0.95	1.05	1.10 0.95

(m 水柱)

第5章 減 勢 工

第1節 減勢工型式の選定と設計条件

越流部からの放流水は堤体下流面に沿つて導流され水叩き内に一様に流入するから、早明浦ダムの減勢工型式としては跳水を利用する方法が合理的である。そこでまず、水叩き面標高を岩盤の状況を考慮して $B L 244.00 m$ にとるものとし、流れが水叩き幅 $86.40 m$ に一様に流入するものと仮定して跳水共役下流水深を計算し、跳水必要水位と自然下流水位の関係を求めると、図-15および表-11に示す結果が得られた。

この図-15および表-11に示す跳水形状の計算においては、水叩き設計対象貯水位として洪水時満水位 $W L 343.00 m$ を選定し、水叩き始端の設計流速としては、

$$V_1 = \sqrt{2g(W+H_0-h_f-h_1)} \approx \sqrt{2g(W+H_0-h_f)} \quad (20)$$

ここに、 W は水叩き面と越流頂との標高差 $81.80 m (= 325.80 - 244.00)$
 H_0 は貯水深 $17.20 m (= 343.00 - 325.80)$ であつて、 $W+H_0$ は水叩き面と貯水位との標高差すなわち理論上の総水頭 $99.00 m (= 343.00 - 244.00)$ を表わしている。また、 h_1 は放流水の水叩き始端における水深 (m) であり、(20) 式の計算においては h_1 は W 、 H_0 および h_f に比して非常に小さく無視することができる。一方、 h_f はエネルギー損失水頭 (m) であつて、ここでは Madden ダムにおける Randolph の実測資料に基づいて、1957年に A. S. C. E. の誌上に発表された Jansen の経験公式*を用いる。

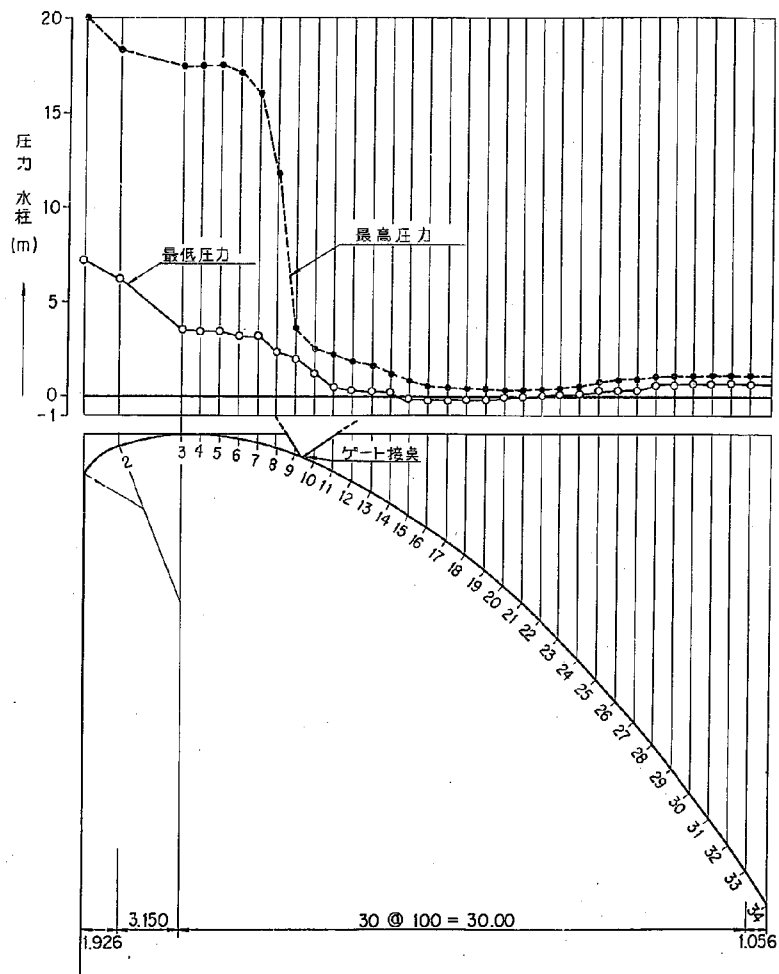
すなわち、

$$h_f = 0.82 K \frac{(W+H_0)^{3/2}}{g^{1/2}} \quad (m) \quad (21)$$

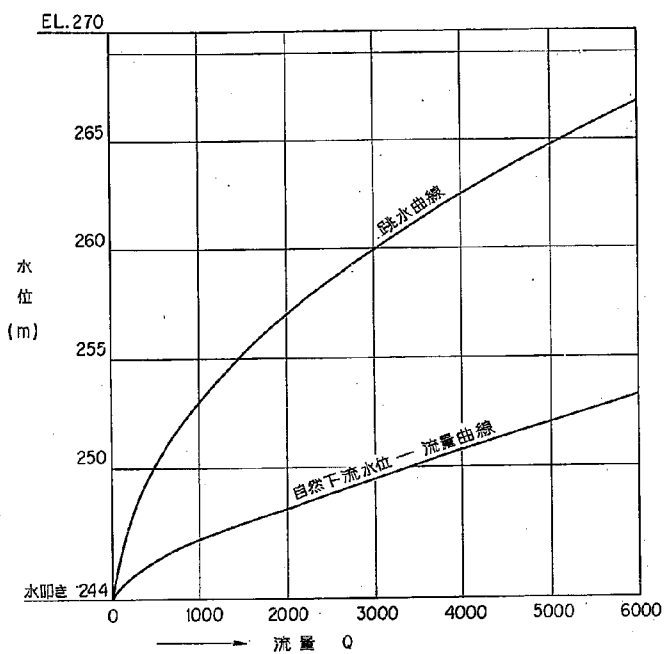
ここに、 K は係数であつて、Jansen によれば $K=0.10$ と表わされる。しかし、この K は $ft^{1/2} s^{-1/2}$ の次元を有する量であるため、 $m-s$ 単位を用いる場合には補正することが必要であり、その補正係数が 0.82 である。また、 g は単位幅当りの流量 ($m^3/s-m$) であつて、補正量 0.82 を考慮すればいづれも $m-s$ 単位を用いて計算できる。

なお、従来より用いられてきた Randolph の提案式 $h = 0.0(W+H_0)W/H_0$

* Jansen, R.B. "Flow Characteristics on the Ogee Spillway"
 Proc. ASCE, Vol. 83 HY6 Dec. 1957



図番 14 図名 洪水時満水位 WL 343.00mにおける
越流底面の最高圧力と最低圧力



図番 15 図名 早明浦ダム水叩き (EL. 244.00m) 跳水必要水位と自然下流水位の関係

表 1 1 早明浦ダム水叩き (EL2 44.0 0 m) 跳水必要水位と

自然下流水位の関係

放流量	損失水頭			跳水共役			跳水必要	自然下流
$Q \text{ m}^3/\text{s}$	h_f	m	$V_1 \text{ m/s}$	h_1	m	F_1	水深 h_j	水位
							m	$WL \text{ m}$
500	44.986	32.537	0.178	24.635	6.113	250.113		
800	38.466	34.445	0.269	21.215	7.937	251.937	246.50	
1,000	35.709	35.221	0.329	19.615	8.963	252.963	246.80	
1,500	31.195	36.455	0.476	16.879	11.127	255.127	247.40	
2,000	28.344	37.214	0.622	15.073	12.951	256.951	248.00	
2,500	26.314	37.744	0.767	13.767	14.554	258.554	248.70	
3,000	24.760	38.146	0.910	12.774	15.990	259.990	249.30	
3,500	23.522	38.462	1.053	11.973	17.311	261.311	250.00	
4,000	22.493	38.724	1.196	11.311	18.543	262.543	250.70	
4,500	21.632	38.942	1.337	10.758	19.684	263.684	251.20	
4,700	21.315	39.021	1.394	10.557	20.127	264.127	251.50	
5,000	20.879	39.130	1.479	10.278	20.771	264.771	251.90	
5,500	20.226	39.293	1.620	9.862	21.798	265.798	252.50	
6,000	19.652	39.436	1.761	9.493	22.777	266.777	253.20	

は次元的に正しいが、本ダムのようなオリフィス放流の場合に適用すると、水脈の厚さに無関係にエネルギー損失水頭が一定となり非現実的な結果となるため、ここでは次元的には問題があるが、Randolph の提案式を修正する形で発表された Jansen の単位幅当りの流量を考慮したエネルギー損失水頭計算式を ft-s 単位から m-s 単位に変換して使用することとした。

一方、跳水共役下流水深 h_j は、

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \quad (22)$$

であり、ここに $h_1 = Q/BV_1$ として求められ、 F_1 はフルード数 ($=V_1/\sqrt{gh_1}$) である。

この表 1 1 および図 1 5 に示す計算結果より、計画最大放流量 2,000 m^3/s に対して下流水深は低 9 m 不足し、計画最大放流時に水叩き内に跳水を生じさせるためには副ダムを設置して下流水深を確保することが必要である。

しかし、副ダムを設置する場合、異常洪水流量までもその対象として設計することは非常に不経済であるので、通常副ダム上流面を傾斜させて副ダム兼用の傾

斜シルとして設計し、計画放流時には副ダムの機能を有し、これ以上の洪水流量放流時には堤体および付属構造物に損傷を与えることなく流れを下流河道に飛散させる水はねの機能をもつ。シル型水叩きを採用することが多く、目屋、美和、横山および鶴田ダムにおいてすでにこのような傾斜シル型水叩きが採用され、高山ダムでも同様な水叩き型式が計画されている。

そこで、早明浦ダムにおいてもこのような設計法を踏習して副ダム兼用傾斜シル型水叩きを設計し、最終的には水理模型実験において検討することにする。

この場合、減勢池設計対象流量として原則的には計画最大放流量をとれば十分であるが、従来の設計例をみると、目屋ダムでは計画最大放流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して減勢池対象流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、美和ダムでは $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、横山ダムでは $1,150 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、また鶴田ダムでは $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ といずれもかなりの余裕を見込んでいる。いまさらにこれらの余裕を見込んだ基本的な考え方について従来の設計例を調べてみると、これらはいずれも計画放流時に放水管の単独あるいは越流部との同時操作が計画されており、水叩き流入水脈が水叩き始端においてかなり不均一になり、放水管からの流れは部分的に集中して一様な跳水が期待できないために見込んだ余裕とされており、計画最大放流量に余裕をとった減勢池設計対象流量において跳水可能な水叩きを設計しておけば計画最大放流時には最も安定した跳水が期待できるものとされている。

このような観点から本ダム減勢池設計対象流量について考えてみると、本ダムでは放水管が計画されておらず、常に越流部のみで操作されることから、ゲートの不等高操作が行なわれないかぎり、水叩き流入水脈は水叩き始端において均一となることが予想され、計画最大放流量に対する余裕は従来の設計例よりも少なく見込むことは可能である。

しかし、他方計画された6門のゲートはいずれも非常に大型であり、1門のゲートの誤操作による放流量の増大は著るしくかつ水叩き幅も 86.40 m と広いことから、1門のゲートの不等高操作によつて水叩き内の流況は極度に悪化し平面渦の発生も予想され、シルの正常な機能の低下は著るしいものと考えられるので、このような流況の発生を考慮した余裕を見込むことが必要になる。

これは、従来の放水管が主体となる計画放流にはなかつた要素であり、このような不等高操作に対する余裕の基準は明確ではないが、一応ここでは計画最大放

流量が減勢池においては越流頂の設計における計画洪水流量に対応するものと考
え、この20%増を異常洪水流量と想定したと同様に、ここではこれにさらに余
裕を見込んだ計画最大放流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の25%増の $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を減勢
池設計対象流量すなわち跳水可能な最大流量として定めることにする。

しかし、上流面傾斜シルは不均一な流れに対して非常に敏感であり、跳水可能
最大流量附近のシルの機能は不安定であつて、シル上流傾斜面に高速潜流が直接
作用しただけで飛散状態に移行してしまうことが多くの実験により明らかにされ
ており、この25%の余裕では實際上過少である恐れもあるので、このシルの機
能の安定性については水理模型実験によつて検討する必要がある。

第2節 傾斜シルの設計

ここでは水叩き設計対象放流条件として洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ におけ
る $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時を選定し、この流量が傾斜シル型水叩きにおける跳水一
飛散臨界流量となるものとして、傾斜シルの必要寸法を求めることにした。

まず、この跳水一飛散臨界流量に対する跳水必要シル高について計算してみる。
この場合、跳水一飛散臨界状態におけるシルは、シル上流面の圧力が近似的に静
水圧分布と考えてよいことから、副ダムの機能を有するものと考えられ、シル上
流で跳水が維持できることを前提として跳水一飛散臨界流量すなわち減勢池設計
対象流量に対する跳水共役水深を確保するに十分な堰上げ効果を発揮するシル高
が必要になるわけである。この跳水必要シル高の計算方法としては多くの提案が
なされているがまだ確定的な方法はなく、現在の計算法は大別して次の4つに分
類できるようである。

すなわち、跳水終端とシル頂部との間にエネルギー損失を生ぜずかつ(1) シル
頂部において平行流れにおける限界水深 h_c が生ずると仮定して(岩崎、Foster
& Skrinde, など)あるいは(2) シルの放流能力を実験的に与えて(本間、鍋
岡らの台形ぜきの流量係数の実験値を用いる。)エネルギー方程式によつて解く
方法と、シル上流面には跳水共役水深に対応した静水圧分布を仮定しかつ(3) シ
ル頂部において平行流れにおける限界水深 h_c に対応した静水圧分布を仮定して
(Foster & skrinde など)あるいは(4) シル上の流れの圧力分布を実験的に
与えて(Dueringsfeld & Barker など)運動量方程式によつて解く方法とで
ある。

これら公式をシル高を d 、水叩き流入水脈の水叩き始端における水深を h_1 、フルード数を F_1 として示せば次のように表わされる。

$$(1) \quad \frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2) \sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^{2/3} \quad (23)$$

$$(2) \quad \frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2) \sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \left(\frac{F_1}{\sqrt{2} K} \right)^{2/3} \quad (24)$$

ここに、 K は流量係数 ($= g / \sqrt{2g} Ho^{3/2}$) であり、 Ho/d およびせき (シル) 頂幅 L と d の比 L/d の関数である。

$$(3) \quad \frac{d}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1+8F_1^2} - 1 \right) - \sqrt{3F_1^{4/3}} - \frac{1}{2} \left(\sqrt{1+8F_1^2} + 1 \right) \quad (25)$$

$$(4) \quad \frac{\sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 2d/h_1}{\sqrt{1+8F_1^2} - 1 + 2d/h_1} = \frac{64F_1^2}{3(\sqrt{1+8F_1^2} - 1)} \quad (26)$$

ここに(1)の図式はシルとして刃形せきを用い、せき上に平行流の限界水深 h_c が生ずるとして導かれた岩崎公式であり、(2)の図式はシルを台形せきと同様に考えることにより、台形せきの放流能力として本間、鍋岡らの流量係数の実験結果を応用したものである。一方(3)の図式は Foster & Skrinde により導かれた段上げ構造の水叩きに対するものであつて、ここでは段上げ上の水深が平行流の限界水深になるものとして変形している。また(4)の図式は Doeringsfeld & Barker の広頂せきに関する実験結果を応用したものであり、広頂せき上の水深 h_2 が $2h_2 = h_1 + d$ と近似的に表わされることを利用したものである。

いま、これらの公式に対して早明浦ダム減勢池の設計対象放流条件である洪水時満水位 $W.L. 343.00m$ における $2500 m^3/s$ 放流時の水叩き始端の水理条件すなわちさきの表-// に示す $h_1 = 0.767 m$ およびフルード数 $F_1 = 13.767$ を代入してそれぞれの跳水必要シル高 d を求めると次のようになる。

すなわち、(1)の図式によれば

$$d/h_1 = 10.623 \quad d = 8.149 m$$

(2)の図式においては、シル頂部を基準面とする越流水頭 Ho とシル高 d の比 Ho/d

がほぼ $2/3$ になるものと仮定して、本間、鍋岡らの実験値より流量係数 K は $L/W=1/3$ に対して $K=0.45$ 、 $L/W=1/2$ に対して $K=0.405$ を用いれば

$$L/W=1/3 \text{ に対して } d/h_1=1.476 \quad d=9.009 \text{ m}$$

$$L/W=1/2 \text{ に対して } d/h_1=1.0910 \quad d=8.368 \text{ m}$$

(3)の図式では

$$d/h_1=1.0087 \quad d=7.737 \text{ m}$$

(4)の図式では

$$d/h_1=2.824 \quad d=7.535 \text{ m}$$

次に、これらの計算結果について検討してみると、(1)の計算結果は(2)の図式において流量係数 $K=0.385$ とした場合に相当し、本間、鍋岡らの実験結果を用いれば $K=0.385$ となるためには L/W がかなり大きくなるが必要であり、実際上このような形状を与えることはできないから、このシル高 d は多少小さすぎるものと考えられる。一方、(3)の計算結果はシル上で平行流の限界水深 h_c に相当する静水圧分布を想定しているわけであるが、シル上の流れは彎曲流れとなり遠心力の効果が著しく静水圧分布とはかなりかけはなれた圧力分布となり、その圧力の効果は実際上ほとんど期待できないことから、静水圧分布を想定したこのシル高も同様低すぎるであろう。また (4)の計算結果については Doeringfeld および Barker の実験が広頂せきに対するものであり、通常シル頂幅の狭い台形シルに広頂せきと同様な機能を予想することは困難であり、(1)と同様な理由によりやはり低すぎる結果であろうと考えられる。

よつて、この計算結果から洪水時満水位 $W L 343.00 \text{ m}$ で $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に減勢池内で跳水を起こすに十分な副ダムの機能を有する台形シルの高さは、シル頂部の幅により異なるけれども、シル頂幅として $L/W=1/2 \sim 1/3$ を与えるものとすれば、 $d=8.4 \sim 9.0 \text{ m}$ が必要であろう。

次にこの計算の結果得られた高さ $8.4 \sim 9.0 \text{ m}$ の傾斜シルを用いた傾斜シル型水叩きの必要長さについて考えてみると、この場合にはシル上流面の圧力は静水圧分布を想定し、シルを副ダムとして作用させており、かつ傾斜シルは流れに抵抗力をほとんど及ぼさないことから、傾斜シル上流に正常跳水が維持できる長さ、すなわち減勢池設計対象流量に対する跳水長以上にとることが必要である。

この場合、正常跳水に対する跳水長 L_j としては

$$L_j = (4.5 \sim 5.0) h_j \quad (27)$$

と表わされるから、早明浦ダムの水叩きにおいては減勢池設計対象放流条件に対して跳水共役水深 h_j は表-11に示すように $h_j = 14.554 \text{ m}$ であるから

$$L_j = 65.493 \sim 72.770 \quad (28)$$

となる。一方、中川らの実験的研究によれば傾斜シル型水叩きにおける正常跳水長 L_s は、跳水長 L_j を $5h_j$ と定義した場合に

$$L_s = (0.80 \sim 0.95) L_j \quad (29)$$

であることが示されており、早明浦ダムの場合には、

$$L_s = 58.216 \sim 69.132 \text{ m} \quad (30)$$

となる。

よつて、シル高として $8.4 \sim 9.0 \text{ m}$ の傾斜シルを用い、 $W L 3:4:3.00 \text{ m}$ における $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に水叩き内に正常跳水を生じるような水叩きの最少必要長さ(ここに水叩き長さとしてはバケットカーブ終端より傾斜シル上流端までの水平距離を示す。)は $L_s = 70 \text{ m}$ をとれば十分であることがわかる。

なお、従来の設計例では減勢池設計対象流量において、傾斜シルが潜り跳水を維持できる限界となるようにさきの計算結果よりシル高を高くして、水叩き長さを節減することが行なわれているが、このような設計法をとつた横山あるいは鴻田ダムではいづれも水叩き長として十分な直線長を確保することが困難であるためとられた処置であり、水叩き長さを正常跳水長より短かくすると、水面の乱れが激しくなり、さらにシル下流にかなりの長さの副水叩きを必要としたり、十分な減勢が行なわれず高速潜流が残るためシル天端に空洞現象が発生する危険が増大するなど、悪影響が大きいから、水叩き長さはできる限り長くとることが必要である。

次に、傾斜シルの細部形状であるが、まずシル上流面の傾斜角については、傾斜角が鋭角になるほど跳水補助構造物としてのシルの機能は不安定になり、逆に鉛直に近づければこの機能は過大となることから、ここでは従来の設計例にしたがい傾斜角として 45° を選定する。

また、シル天端幅としては、大きいほどシルの機能を安定させることが実験的に明らかにされているが、ここでは跳水必要シル高 d の計算において用いた条件 $L/d = 1/2 \sim 1/3$ を満たすシル天端幅 L として $L = 4.0 \text{ m}$ ($L/d = 1/2.25$)

を選定する。

一方、シル上流面と頂面との陵線部については、陵線部に丸味を入れると、放流能力がよくなるため計画放流における跳水時にそれだけ強制跳水補助構造物としての機能が低下することおよび飛散流況時にこの部分で水脈が不完全な剥離を起し、境界面との間の空気が急速に誘出されるため極度の負圧が発生することが横山および鶴田ダムの水理実験の結果明らかにされており、また上流端円弧をなくしかくばつていても跳水時には極度の負圧を発生しないことおよび飛散時には水脈の下面に十分な空気を供給することが可能となることが明らかにされているので、ここではこれらの設計例にしたがいシル上流面と頂面との間の陵線の部分には、陵線の欠落を生じないような適当な面落しを施す程度とする。

つぎに、シル頂面と下流面との陵線部については、跳水時に越流する流れを滑らかに下流面（ここでは一応 45° の傾斜面を想定する。）に導かないかぎりかなりの負圧が発生することが明らかにされており、できる限り半径の大きな円弧を入れることが必要である。横山ダムではこの半径 R として $R=5.0\text{ m}$ を、鶴田ダムでは $R=6.0\text{ m}$ を採用しているが、ここではその規模から考えて $R=5.0\text{ m}$ を選定することにする。

なお、減勢池の導流壁高としては、水理模型実験により決定すべきであるが、一応の基準として減勢池設計対象流量放流時の跳水共役下流水深に 3.0 m 程度の余裕高を見込んだ 17.50 m あれば十分であろう。

第3節 実験とその結果

1. 上流面傾斜(45°)シルの機能

設計においては、減勢池設計対象放流条件として洪水時満水位 $WL343.00\text{ m}$ における $2,500\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時を選定し、この流量が跳水—飛散臨界流量になる正常跳水の傾斜シル型水叩きとして、シル高 9.0 m 、シル天端幅 4.0 m 、水叩き長さとしてバケットカーブ終端から 7.0 m の上流面 45° の傾斜シル型水叩きを設計した。

そこで実験では、まずシルの位置（水叩き長さ）として、バケットカーブ終端から 7.0 m の位置に限定し、シル上流面下端が常にこの位置になるようにして、シル高のみを変化させ、減勢池内で跳水可能な最大流量（跳水—飛散臨界流量）と飛散状態から跳水に移行する最大流量（飛散—跳水臨界流量）を実験

的に求めてみた。

この場合、使用した模型シルは、シル上流面傾斜角 45° 、シル天端幅は常に4.0 m、シル下流面は実験工程上の考慮をして鉛直とし、シル高は6.0 m～10.0 mまでの0.5 mごとの9ケースの高さについて行なわれ、放流条件は実験技術上洪水時満水位WL 343.00 mでゲート半開放流状態を安定させることが容易でないため、いづれもゲート全開放流状態でまず検討してみることにした。

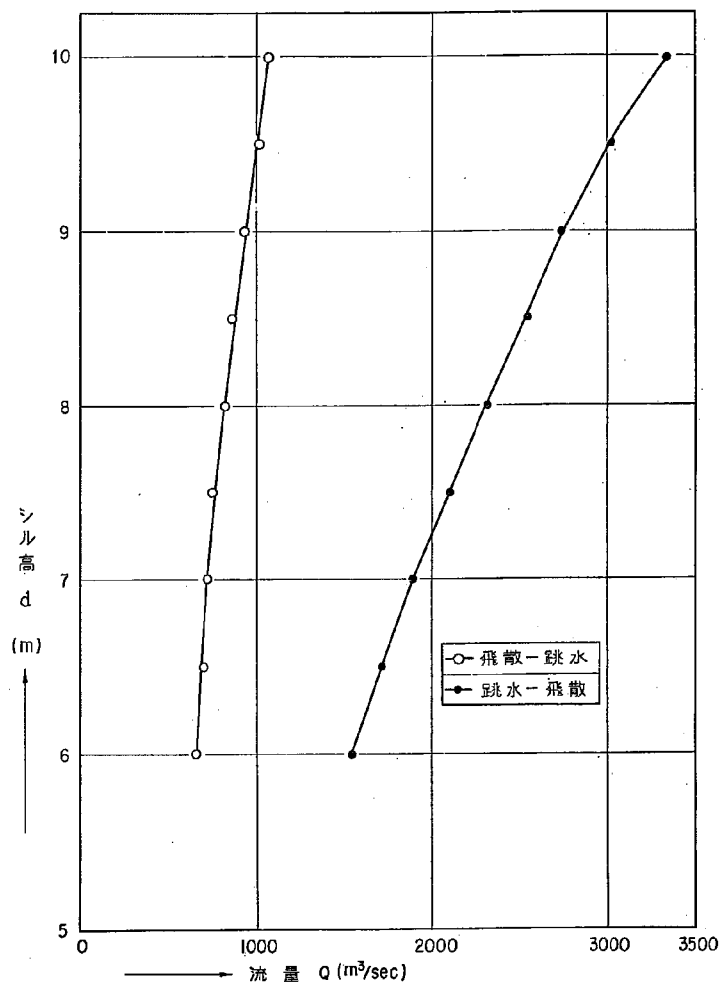
この跳水－飛散および飛散－跳水臨界流量に関する測定結果は図－16および表－12に示すとおりである。

表－12 シル高と跳水－飛散および飛散－跳水臨界流量の
関係（水叩き長7.00 m）

シル高 d (m)	Q (m^3/s)	
	H－S	S－H
6.0	1,540	670
6.5	1,710	675
7.0	1,890	740
7.5	2,100	780
8.0	2,350	830
8.5	2,540	860
9.0	2,760	920
9.5	3,040	1,010
10.0	3,360	1,070

H－S：跳水－飛散 S－H：飛散－跳水

この測定結果より、このような規模の傾斜シル型水叩きにおいて放流量 $2,500 m^3/s$ が跳水－飛散臨界流量となるためにはシル高として8.5 m以上が必要であること、および一度飛散した流れを再び跳水させるためにはかなりの高さのシルを必要とすることがわかる。さらに、水叩きの規模すなわち水叩き長さを7.0 mとする傾斜シル型水叩きでは、たとえシル高を10.0 mとしても跳水－飛散臨界流量は著しい増大を示さず、 $3,000 m^3/s$ 程度が限度であることも同様明らかである。これは、この水叩き長さ7.0 mが $2,500 m^3/s$ 放流時の正常跳水長に対応することから考えて、潜り跳水式の傾斜シル型水叩



図番 16

図名

シル高と跳水-飛散および飛散-跳水
臨界流量の関係 (水叩き長 70.0m)

きでは正常跳水式よりはかなり高くする必要があることがわかる。

なお、飛散—跳水臨界流量については、計画最大放流時に極度な不等高操作が行なわれないかぎり、計画放流時に飛散流況を示すおそれは非常に少なく、設計上、飛散—跳水臨界流量を考慮する必要はないと考える。

この図—16および表—12に示す測定値はいづれも自由越流状態について求められたものであり、洪水時満水位 $W.L. 343.00m$ でゲート半開放流される状態では水流のエネルギーも増大するから、必要シル高もこの実験結果得られた値よりさらに高くなるものと考えられた。これを実験的に検討したところ、高さ $8.5m$ のシルでは飛散状態となり、洪水時満水位 $W.L. 343.00m$ におけるゲート半開操作での $2,500 m^3/s$ 放流時に必要なシル高は設計において計算されたと同様に $9.0m$ と求められた。

そこで、この高さ $9.0m$ の 45° 傾斜シルを水叩き始端から $70m$ の位置に設置し、減勢池設計対象流量 $2,500 m^3/s$ を洪水時満水位 $W.L. 343.00m$ で6径間のゲートを全門等高操作で放流し、減勢池導流壁沿いの水面形を測定した。

この結果は、表—13および図—17に示される。

表—13 減勢池設計対象流量 $2,500 m^3/s$ 放流時の導流壁沿い水面形 (傾斜シル高 $9.0m$ 、水叩き長 $70.0m$)

X (m)	h (m)	X (m)	h (m)
0.0	3.75	42.5	14.00
2.5	4.25	45.0	14.75
5.0	4.75	47.5	15.00
7.5	5.00	50.0	15.50
12.0	6.00	52.5	15.75
12.5	6.75	55.0	16.00
15.0	7.50	57.5	16.00
17.5	8.50	60.0	15.50
20.0	9.50	62.5	15.50
22.5	10.00	65.0	15.25
25.0	10.25	67.5	15.00
27.5	10.75	70.0	15.00
30.0	11.50	72.5	14.75
32.5	12.25	75.0	14.75
35.0	12.50	77.5	14.75
37.5	13.00	80.0	14.00
40.0	13.75	82.5	13.25

$W.L. 343.00m$

X: 水叩き始端からの距離

h: 導流壁沿い水深

なお、この場合、減勢池内の流況はかなり乱れ、水面の上下動はかなり著るし
いので、ここではこれら水深の変動範囲の上限（最高水深）に近い値を測定す
ることとした。そのため、さきの表-11に示す計算によつて求められた
 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の跳水共役下深 $h_j = 14.554 \text{ m}$ よりはかなり大きい値
となつている。しかし、設計導流壁高 17.5 m に対しては十分な余裕がある。

つぎに、この水叩きに $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量が流下した場合を模型に再
現して、その飛散状態について実験的に検討してみた。この場合、跳水-飛散
臨界流量は明確ではないが、一応 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の放流量として $3,000$
 m^3/s 、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画洪水流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および異常洪水流量
 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を選び、これらの流量が流下し飛散状態になつた場合の落下位
置および最大はね上げ高について水叩き中心線上断面で測定した。

この測定結果は図-18に示すとおりであつて、減勢池設計対象流量 2500
 m^3/s 以上になると、飛散した水脈は水叩き下流 $100 \sim 150 \text{ m}$ 附近の河床
に落下し、そのはね上げ高も 40 m 以上となることがわかる。また、異常洪水
流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には、シル上流端から下流約 140 m 附近にまで飛
散水脈は達し、この場合最大はね上げ高は 50 m 以上となるようである。

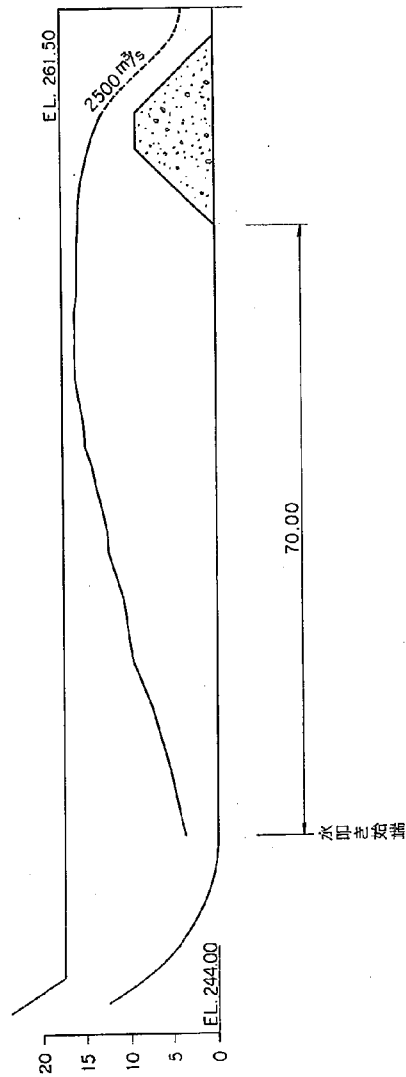
このように、シル高 9.0 m 、水叩き長 70.0 m の 45° 傾斜シル型水叩きに
減勢池設計対象流量 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量が流下した場合には、減勢池内
の流況は激変し、かつこの場合、一度飛散すればさきの図-16に示すように
飛散-跳水臨界流量が減勢池設計対象流量より著るしく小さくなることも明ら
かであり、水叩き下流広範囲にわたる損傷は著るしくなるものと予想される。
よつて、傾斜シル型水叩きを採用するにあつては、減勢池設計対象流量以上
の流量の発生頻度を考慮するとともに、このような放流状況が全く起りえない
という前提条件を設定することが必要であらう。

2. 上流面鉛直シルの機能

早明浦ダム水叩きのシルの型式としては、設計において述べたように従来の
設計例を踏習して、計画放流時においては副ダムの機能を有し、かつこれ以上
の流量に対しては水はねとして作用する傾斜シルが選定された。

このような設計では、ダム水叩きの安全性はいかなる放流に対しても維持で
きるわけであるが、他方流れが飛散状態に移行した場合の水叩き下流河道に与
える損傷は著るしく、問題が生ずるおそれもあるので、ここでは、これを補な

設計対象流量 Q 2500 m^3/s
 貯水柱 EL. 343.00 m
 台形シル高 d 9.00 m



図番	17	図名	減勢池設計対象流量 2,500 m^3/s 放流時の 導流壁沿い水面形 (シル高 9.0m, 水叩き長 70.0m)
----	----	----	---

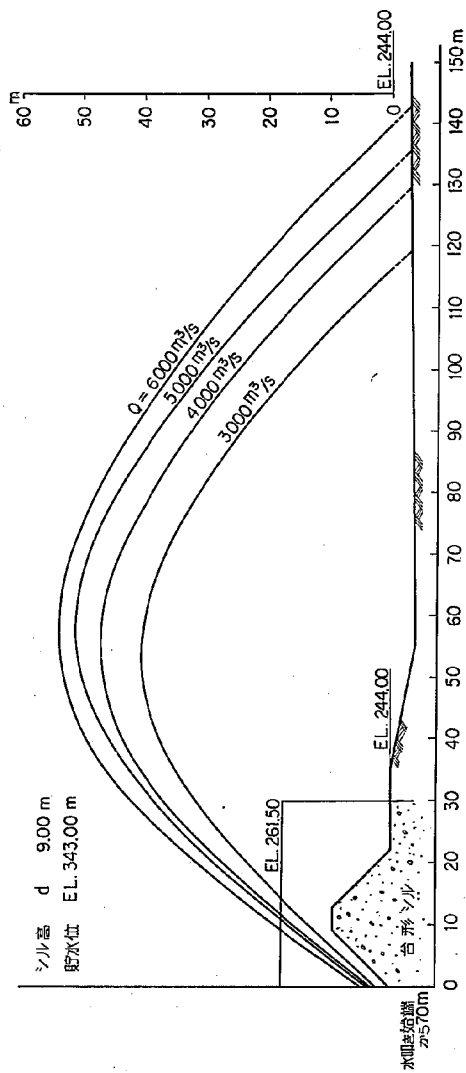


図 18 2,500 m³/s 以上の流量に対する飛散状況

りシル型式としてシル上流面を鉛直にした鉛直シルについて実験的に検討してみた。

実験においては、鉛直シル型水叩きにおいても、減勢池設計対象流量 $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ までは流れに抗力を及ぼさず、副ダムとしての機能を有するように、水叩き長さとして傾斜シルの場合と同様に $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の正常跳水長に一致する 70 m の水叩き長さを与えるものとし、この位置に上流面が鉛直、下流面が 45° の傾斜面、シル天端幅 4.0 m の高さのみ変化できるシル（前記傾斜シルの上、下流面を逆にしている。）を設置することにした。実験したシル高は 6.0 m から 10.0 m までの 1.0 m 間隔に変化させた5ケースである。

いまこのようにシルを設置し、洪水時満水位 $W.L. 343.00 \text{ m}$ でゲート半開操作して、減勢池設計対象流量 $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画洪水流量 $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ および異常洪水流量 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流して導流壁沿い水面形を測定した。その結果は図-19、20、21、22および23に示すとおりである。

この測定結果をみると、シル高が 6.0 m であつても、流れは全く飛散せず、異常洪水流量 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ までも擬似跳水させることができる。しかし、 $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にも露出射流が生じており、シルは流れにかなりの抗力を及ぼして擬似跳水を起しているにすぎず、シルを越流する流れは減勢された流れではない。このような流況は、シル高を高くするとともに改良され、跳水形状も徐々に正常跳水に近づくようであり、シル高が $8.0 \sim 9.0 \text{ m}$ になれば十分安定した跳水が形成されるようである。

そこで、さらに鉛直シル高として、傾斜シルを用いた場合と同様に 9.0 m を選定し、減勢池設計対象流量 $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の放流量に対する導流壁沿い水面形を測定した。この測定結果は表-14に示される。

この測定結果をみると、鉛直シル型水叩きにおいて、シル高を 9.0 m とすれば、水叩き長さを 70 m として放流量が $2500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度まではほぼ完全に減勢することが可能であるが、これ以上に放流量が増大すれば、水叩き長さが正常跳水長に比して短くなつてくるため、シル上流まで高速潜流が残り、これがシル上流面で上向きに変向されてシル直前の隆起が顕著になるようであり、それだけ減勢効果も低下するようである。また、この場合、シル上流端で流れは剥離するものと考えられ、シル頂面の圧力は低下し負圧が発生するものと予想される。

表-14 減勢池設計対象流量 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量流下時の導流壁沿い
水面形 (鉛直シル高 9.0 m 、水叩き 70.0 m)

導流壁沿い h (m)					
X (m)	2,500	3,000	4,000	5,000	(m^3/s) 6,000
0.0	3.75	3.25	3.25	2.25	2.50
2.5	4.25	3.00	3.25	2.25	3.50
5.0	4.75	3.75	3.50	2.50	3.75
7.5	5.25	4.75	5.00	5.00	5.00
12.0	6.75	5.25	5.25	5.25	6.00
12.5	7.25	5.50	5.75	6.50	6.50
15.0	7.75	6.00	5.75	8.00	7.50
17.5	8.25	6.50	7.00	7.75	8.50
20.0	9.25	7.25	7.50	8.75	9.50
22.5	9.75	7.50	9.50	9.25	10.00
25.0	11.00	8.00	9.25	9.75	10.50
27.5	11.25	9.50	9.75	10.25	11.00
30.0	11.50	10.00	10.25	10.50	11.50
32.5	13.00	10.75	10.75	11.75	12.25
35.0	13.25	11.00	10.75	13.25	12.75
37.5	14.00	11.75	12.25	13.25	13.25
40.0	14.50	11.75	13.25	13.50	13.75
42.5	14.50	12.25	13.50	13.75	15.00
45.0	15.00	12.50	14.00	13.50	15.50
47.5	15.00	13.25	14.25	14.00	16.25
50.0	15.25	14.25	14.50	15.50	16.00
52.5	15.25	14.50	15.25	17.50	17.00
55.0	15.25	14.75	15.50	18.25	18.50
57.5	15.25	15.25	16.50	18.50	19.00
60.0	15.00	15.50	17.25	19.50	19.50
62.5	14.75	16.00	17.50	19.75	20.00
65.0	14.75	16.75	18.00	19.50	22.00
67.5	14.50	17.00	18.00	20.00	22.50
70.0	14.25	16.25	17.50	19.50	21.50
72.5	13.75	15.75	17.50	19.25	21.00
75.0	12.00	14.50	16.00	17.00	20.00
77.5	9.00	13.25	15.50	15.00	20.00

W.L. 343.00m

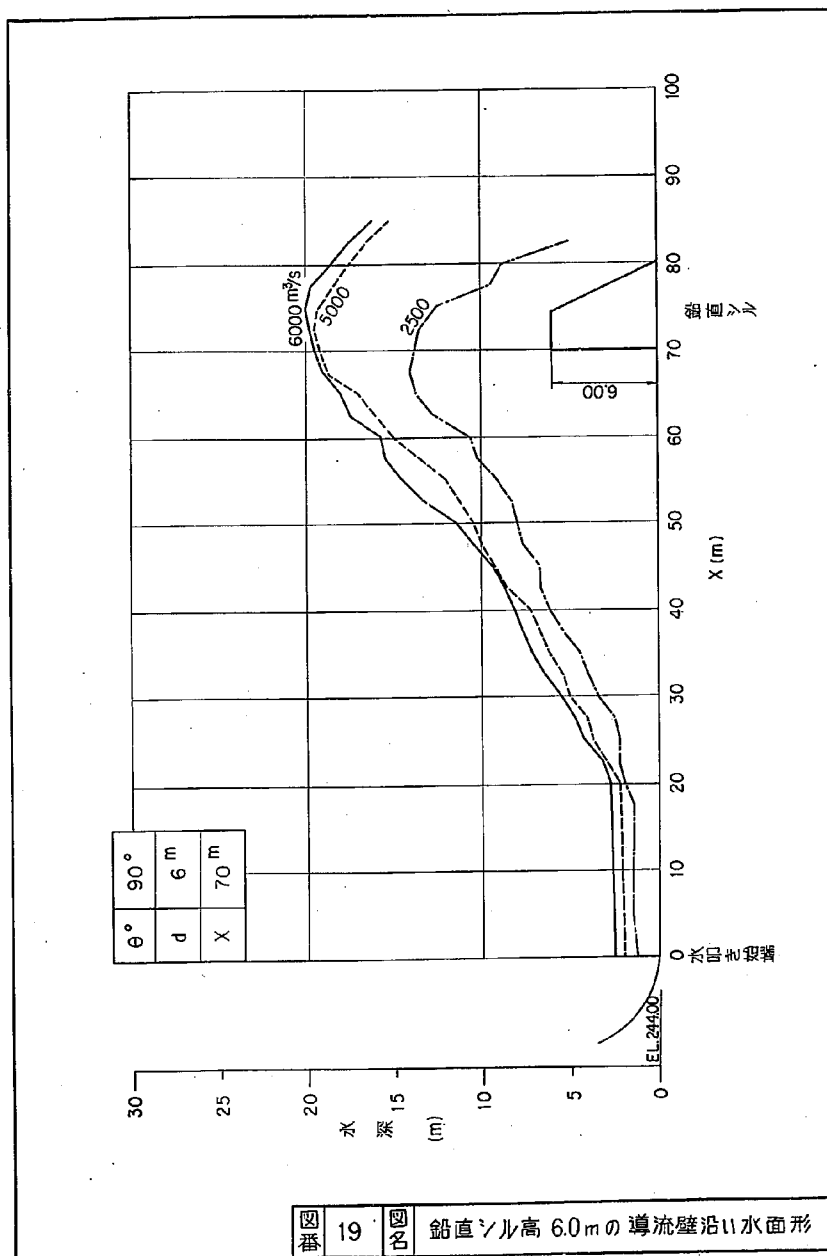
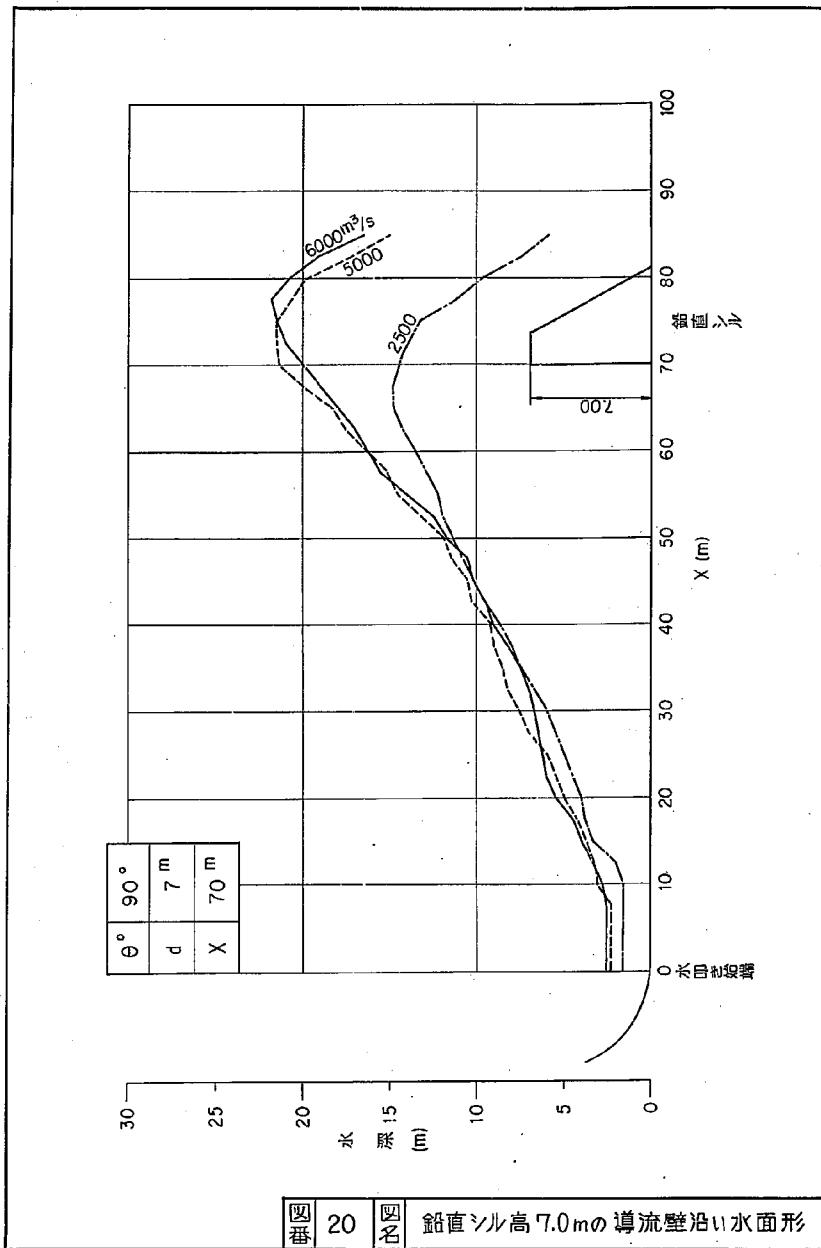


図 19

図 15

鉛直シル高 6.0m の導流壁沿い水面形



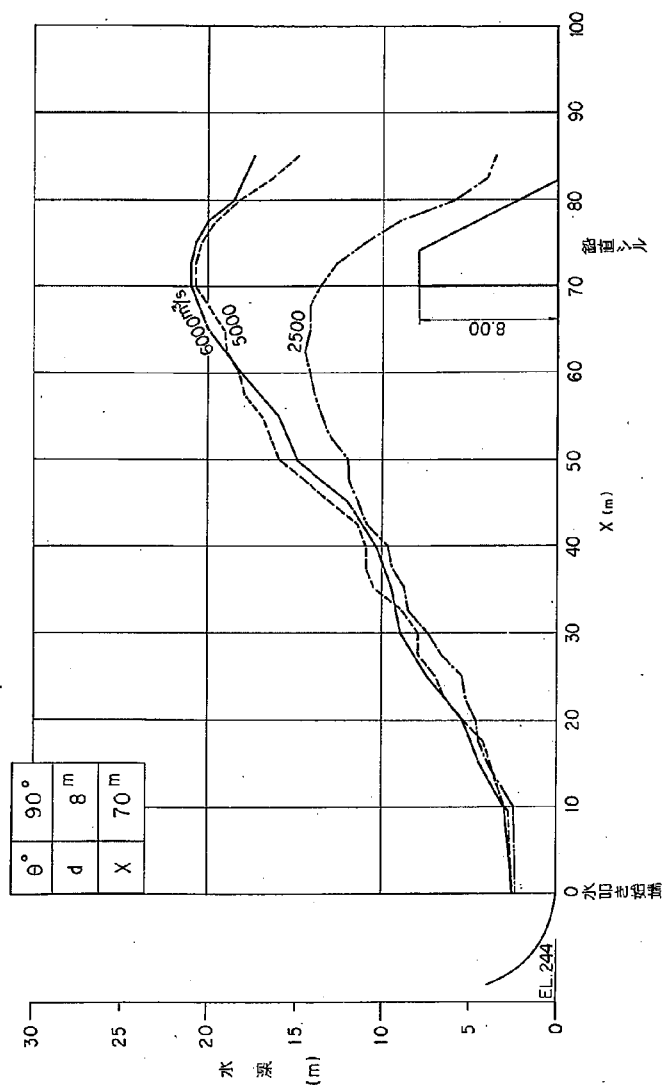
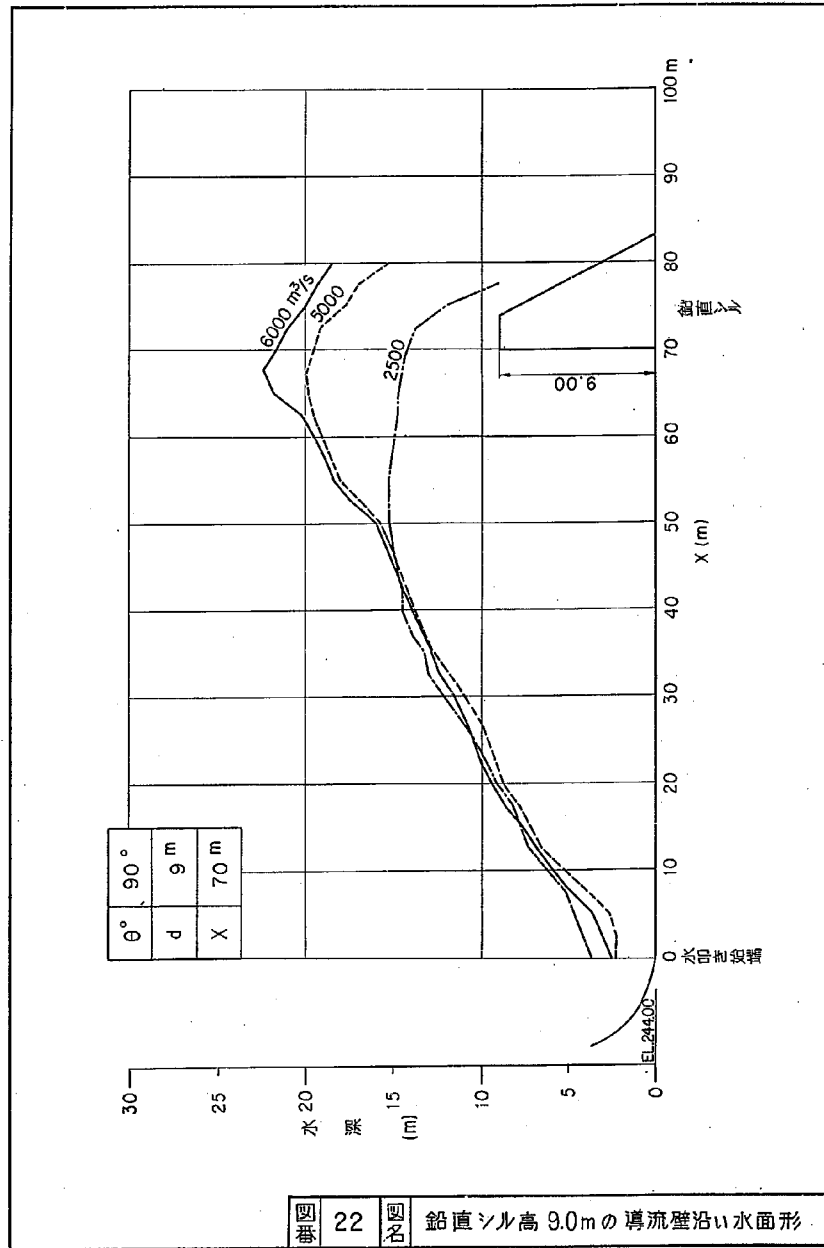
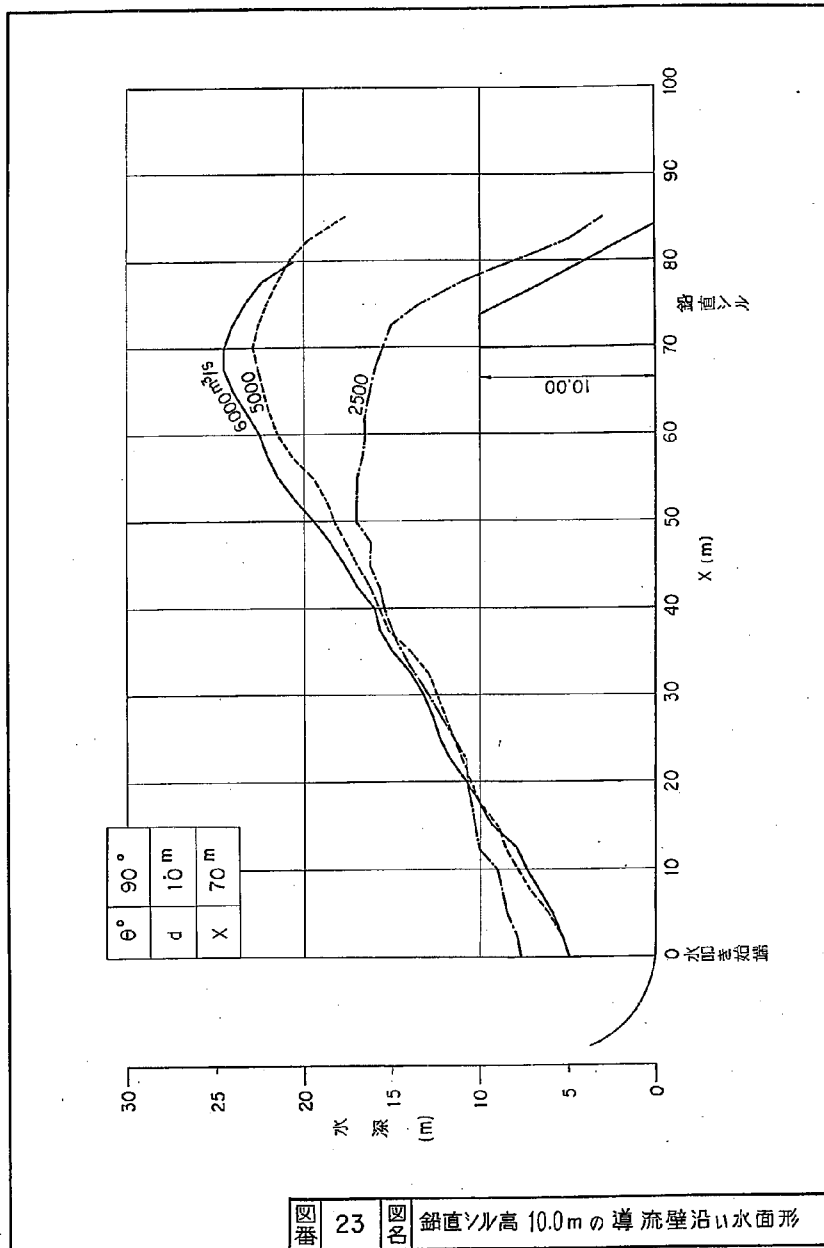


図 21 鉛直シル高 8.0m の導流壁沿い水面形





しかし、異常洪水流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にも、水叩き内にほとんど露出射流を生じていないことから推察できるように、シル高 9.0 m の鉛直シル型水叩きでも、シル直上流の一部分のみ導流壁高を高くし、かつこのような流量の発生頻度が非常に稀であり、シルの安全性の低下ならびにシル下流河道の高速流の残存が許容されるものとすれば、實際上十分適用できるものと考えられる。

3. 上流面傾斜シルと鉛直シルの比較

早明浦ダム減勢工を跳水式減勢工とし、シルを用いた水平水叩きとする場合、シル型式としては傾斜シルを用いる方法と鉛直シルを用いる方法とが考えられる。

いま、放流条件として洪水時満水位 $WL 343.00 \text{ m}$ におけるゲート半開操作を対象とし、かつ減勢池設計対象流量として計画最大放流量に 25% の余裕を見込んだ $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を選定すれば、この水理条件に対して水叩き内で正常跳水を維持するためには水叩き長さとして 7.0 m が必要である。また、シルは副ダムとしての機能を有することになり、流れに抗力を及ぼさないから、必要シル高は両者とも 9.0 m である。

この場合、傾斜シルでは流れに抗力を及ぼす機能をもたないため、高速潜流に対して敏感であり、強制跳水補助構造物としての機能は不安定である。また放流量が $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になつた場合、高さ 9.0 m の傾斜シルは水はねとして作用し、流れは飛散し水叩き下流の河道に直接落下して、河道に著しい損傷を与える結果となる。しかし、水叩きの安全性はいかなる操作状態に対しても維持されるとともに導流壁高は少なくてすみ利点がある。

一方 鉛直シルは流れに抗力を及ぼすことが可能であり、高速潜流に敏感な反応を示さず、強制跳水構造物としての機能は傾斜シルに比して著るしく安定している。

シル高 9.0 m とした場合、放流量が $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になつても水叩き内の流況は激変せず、異常洪水流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ までも減勢池内で擬似跳水をさせることが可能であり、下流河道の流況の激変を避けるためには鉛直シル型水叩きの方がはるかにすぐれているものと考えられる。しかし、水叩きの設計上異常洪水流量までもある程度考慮することが必要であり、導流壁高は高くなるとともにシルの安全性の低下ならびに水叩き直下流の損傷についてある程度許容することが必要である。

このように、傾斜シルと鉛直シルとにはそれぞれ利害があるため、一概に両者の優劣を判定することは困難であり、最終的には、減勢池設計対象流量以上の流量の発生頻度、水叩き下流河道の状態ならびに環境およびそれぞれの損傷の度合を比較して、決定すべきものと考えられる。

後 記

早明浦ダム水理模型実験は実験を開始する時点が予想よりはるかに遅れ、模型製作を完了したのが昭和41年11月末であり、かつ実験の進捗に共なつて実験的には判断しかねる問題も生ずるなど、全体的にかなり遅れる結果となり、さらに報告書の作成に期限があるため、本報告書に水理模型実験のすべてを網羅することが困難となつた。よつて、本報告書は最終的なものではなく、さらに実験的に検討すべき事項は残されている。すなわち、導流部水面形と必要導流壁高に対する検討をはじめとして最終的なシル型式の決定に共なり実験的検討であつて、これらのうち測定未終了の項目については引続き実験を継続するとともに、最終的には早明浦ダム工事事務所の指示にしたがい早明浦ダム余水吐実施案について実験的な検討を加える予定である。

また、これらについては後日、早明浦ダム水理模型実験報告別冊として報告する予定であることを付記しておく。

(藤 本 記)