

岩 知 志 発 電 所 建 設 工 事 に つ い て

正員 北海道電力株式会社土木部 大 橋 康 次

準員 同 上 関 口 光 永

1. は し が き

本発電所は、日高地方の豊富なる水力開発の第1着手として、昭和31年9月に着工し、33年7月には運転開始し、主として道南における電力の需要増加に対する供給の一端をになう調整池式発電所であり、計画概要は表-1に示すとおりである。

本稿においては、そのうち①取水口、②水路橋、③水圧管路、④余水路減勢池について、簡単にその設計の概要を紹介するものである。取水口より発電所までの水路平面並びに縦断図は次のとおりである。

2. 取 水 口

当発電所の取水は、利用水深1.3mの調整池より門扉

を自動制御操作して所要水量を流入する方式をとつた。本型式は、さきに当社上岩松発電所に採用して好成績を収めており、自動制御器機は電氣的開けつ積分方式である。

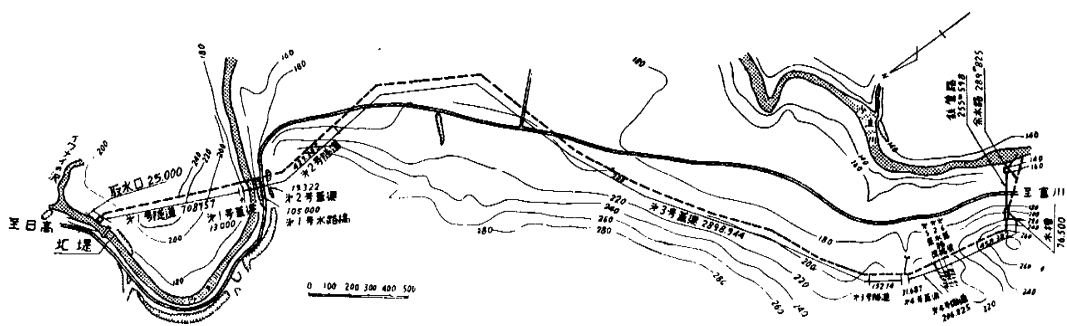
この自動制御を円滑、有効に操作させるには、水路内水深と関連させなければならないので、水位の正確な観測が必要である。それには、水路内の水位観測点が、水面変動の落ち着いた所でなければならない。

また、取水口の形状については、本地点下流灌溉に水温低下をおこさぬよう調整池表面取水が要求された。

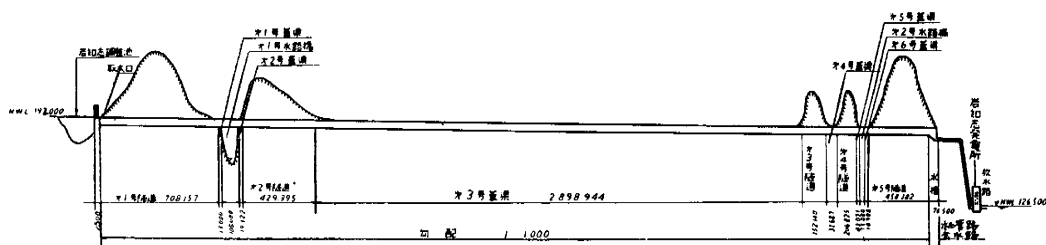
以上の解決に当つて当社では、電力技術研究所に模型実験を依頼し、縮尺1/25で写真-1のとおりを実施されその間の定性的な結論として、本取水口の形状は、一部取水口前の土岩を切取ることにより付近地形と相まつ

表-1 計 画 概 要

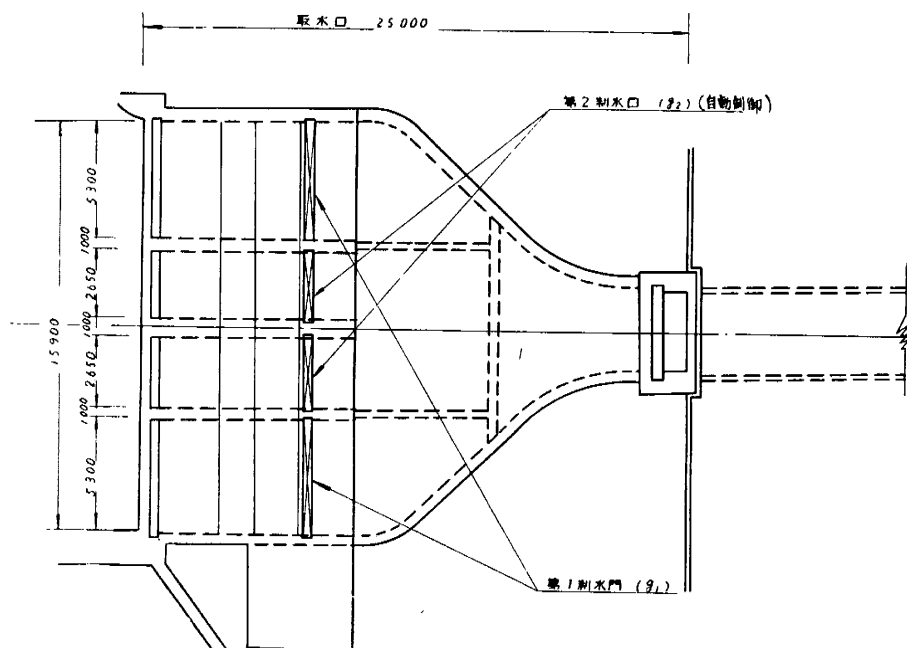
取 水 河 川 名	沙流川水系 沙 流 川				
取 水 口 位 置	北海道沙流郡日高村字富岡 10 番地先				
放 水 口 位 置	〃 平取町大字岩知志字上岩知志 1027 番地先				
流 域 面 積 (km ²)	567.00				
使用水量 (m/s)	最 大	27.50	有効落差 (m)	最 大	58.95
	常 時	5.74		常 時	60.34
	常 尖	27.50		常 尖	58.95
調 整 池	有 効 水 深 (m)	1.300			
	湛 水 面 積 (m ²)	452,700			
	有 効 貯 水 量 (m ³)	561,800			
堰 堤	堤 高 (m)	31.000 (基礎岩盤上満水面迄)			
	堤 長 (m)	92.2			
導 水 路 延 長 (m)		隧道 1,954.899 蓋渠 3,016.932 水路橋 (2) 118.00			
発 電 力 (KW)	最 大	13,500			
	常 時	1,900			
	常 尖	13,500			
可電 能 力 生 量	年 間 (KWH)	76,728.000			
	冬 期 (12 月 ~ 3 月) (KWH)	12,652.000			



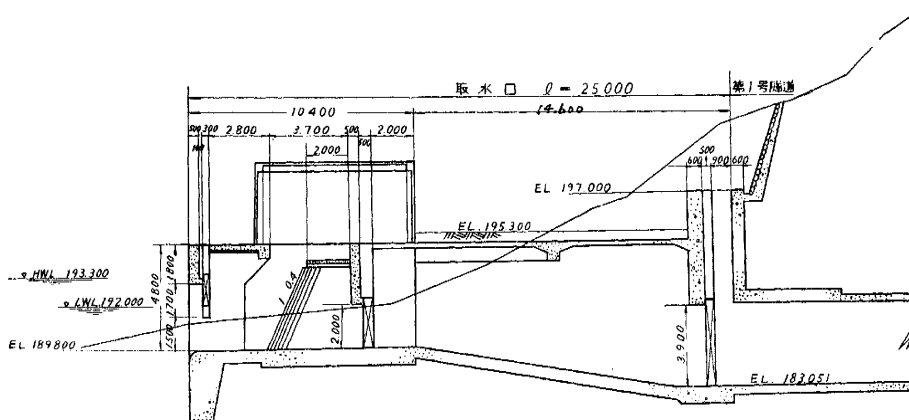
图—1 水路平面图



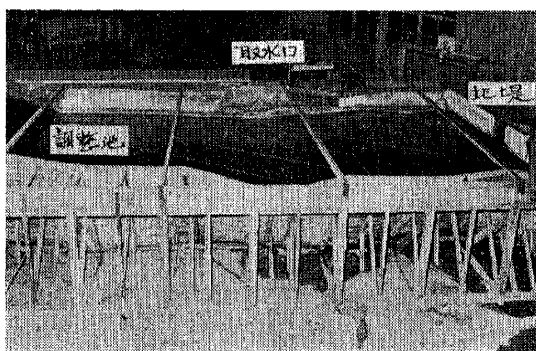
图—2 水路纵断面图



图—3 取水口平面图



図—4 取水口縦断面図



写真—1

て、表面水流入に好適であることを確認した。目下その結果をとり入れて工事はほぼ完成した。その取水口形状は図—3のとおりである。

3. 水路橋

導水路の沙流川横断箇所 105mをいかなる型式の水路橋でわたすべきかについて、各種の型式、すなわち、水路管を荷重と考えた 2 鉸鋼鉸拱橋、水路管と下部拱橋を合成したランガー橋あるいはローゼ橋、パイプのみによるサイフォン橋、鉄筋コンクリート橋などにつき比較を

表—2

型 式	鋼材重量 (仕上り)		
	内 (t)	訳	計 (t)
a. 水路管を荷重とする 2 鉄鋼鉸拱橋	水路管 186.0	橋 体 145.6	331.6
b. 水路管を主桁とする合成式 3 径間連続ランガー拱橋	水路管 131.6	橋 体 151.1	282.7
c. 水路管を主桁とする合成式 単径間連続ランガー拱橋	水路管 169.4	橋 体 144.6	314.0

行つた。そのうち、冬期の漏水および工期の面その他より考えて、代表的な型式として表—2 a, b, c 3 型式を選んだ。それぞれの鋼材重量を示せば表—2 のとおりである。

これら 3 型式に対し、更に検討を加え、その結果、最も経済的であり、かつ技術的にも不安のないものとして、図—5 に示す b. 案に採用決定した。本型式は日立造船株式会社が実施設計並びに製作にあつており、なお、細部の設計検討および理論的解析には、北大今教授の御指導を賜つたものである。

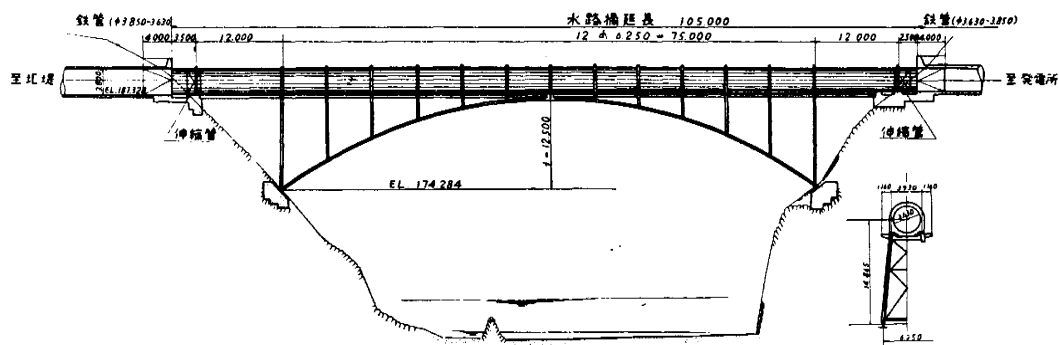
(1) 構造の概要並びに本型式に選定の理由

寸法諸元は

水路通水量 (最大): $27.5 \text{ m}^3/\text{s}$
 水路橋延長 (隧道入口胸壁内面間): 105.0 m
 支 間: 中央径間 75.0 m, 側径間各 12.0 m
 橋体拱矢: 12.5 m
 鉄管縦断勾配: 1/600
 鉄管内径: 3.63 m
 鉄管支承中心間隔: 3.93 m
 幅 員: 高欄内面間 6.25 m

のとおりであり、本型式の特色としてあげられることは、鉄管の大なる剛性を利用してこれを 3 径間連続桁とし、その中央径間のみをランガー補剛拱と合成したことである。表—2 の a 型式のような水路を荷重とみなして水路管と下部アーチを分離することは、アーチの弾性沈下を水路管に対し無視することになり、水路管には危険であり、一方アーチ (下部拱橋) には逆に安全となり適確な設計とは云い得ない。そこで弾性沈下水路管には沈下による撓みを考慮すると多次不静定構造となり、解析に相当の労力を要する。結局、明確なランガー橋としたものである。

一方、この合成をローゼ型式とするには、下部橋の構造に、水路管に対比するほどの剛性の増加が要求され、



図—5 側 面 図

重量の増加をきたすのでこれを取りやめた。

なお、本 8 径間連続は、単径間 c 型式に比較して、3 次不静定構造で計算に労力は要するが、使用鋼材重量が相当軽減できる。かつ端柱下の支点は強固な岩盤に碇着できるので、連続桁としての不等沈下による不安はない。また、管軸の横方向に対しては両端支承に鉄管の剛性を仿かせて反力の分担が可能のため、下部アーチ部の横方向力に対する設計を楽にしている。

(2) 構造上特に検討した事項

管胴を橋梁の 1 部と考える本型式による長径間水路橋は、本邦にもその例をみないものである。管胴部は、荷重の性質上、巨大な剪断曲げを受けるので、水路管としての応力負担の他に、力学的に安全可能であるかにつき、管応力の理論的検討および計算を通じて確認しなければならなかった。その主なものに、薄鉄中空管の挫屈、合

成応力の問題がある。前者については、未だ不明の点が多いが、ドイツ設計規格 DIN 4114 の剪断曲げに関する平面板の挫屈理論を適用し、その安全性を検討した。後者についても、管路全長にわたり円周方向の各点について

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3t^2}$$

の式を適用して検討を加え、その安全を確認した。

日下製作の段階にあり、据付完了は昭和 33 年 6 月である。通水時には、その応力測定並びに振動を実測して、更にその理論的な検討を行う予定であり、後日、詳細の設計について発表の機会を得たいと考えている。

4. 水 圧 管 路

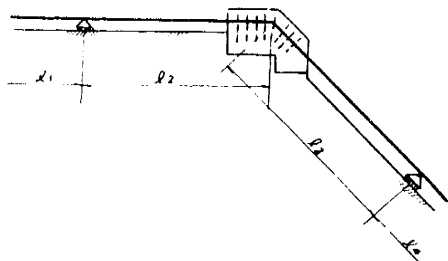
本管路の縦断は、概略表—3 のとおりである。

表—3

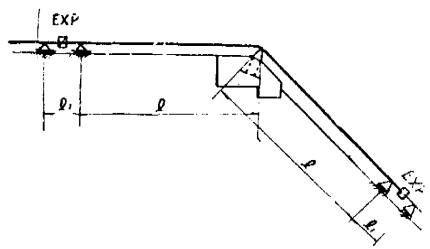
第 1 勾 配	第 1 固定台 (水槽) ~ 第 2 固定台	水平に対する傾斜 12°24'	斜長 55.3 m
第 2 勾 配	第 2 " ~ 第 3 "	" 0°34'	" 133.0 m
第 3 勾 配	第 3 " ~ 第 4 "	" 46°00'	" 55.43 m

に続き、水車に接続している。

各固定台間はリングガーダー型式により支持し、全管を通じ現場接手共溶接管である。固定台に仿く外力としては、第 3 固定台部において最大の値となり、従来の固定台型式とすると、相当大きなコンクリート量を要する



図—6 従来の固定形式



図—7 ペンジュラム形式

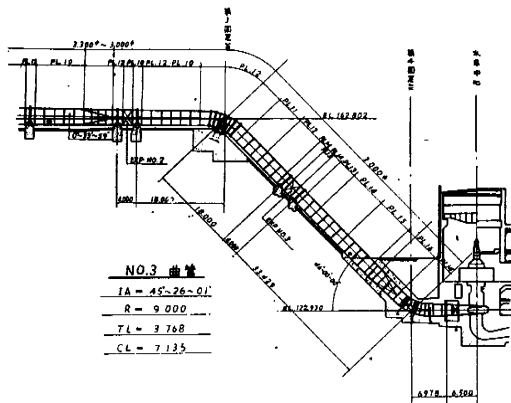
ので、本発電所においては、ベンジュラム型式を採用した。これについて簡単に紹介する。第 2 固定台にもこの型式の採用を考えたが、下記のごとき合理的な点はあるが、工事費の面では大きな節減にならないことと、また第 2、第 3 固定台共この型式を採用すると、振動に対し

て不安定性も考えられるので、該部には従来の固定台型式を採用した。

(1) 構造の比較および長短

従来の型式とベンジュラム型式との違いを略図で示せば、図—6、7のごとくである。

なお、本発電所で採用した該部の寸法は図—8のとおりである。



図—8 鉄管縦断面図

すなわち、ベンジュラム型式の利点としては次のことがあげられる。

i) 固定部はピンにより支持するため、ピンに伝わる推力および脱出力が正確に計算できる。

ii) 上記により、外力による管胴の応力計算および温度応力については、半露出型式にしても、なお不明であるが、本型式では構造的に明確である。

iii) 固定合の計算に当つては、ピンに伝わる外力の精値があたえられ、かつ、伝点がピンのみに集中し、合力の作用点位置が従来の型式よりも相当低くなる。このため固定合量として、最小限量を正確に算定でき、岩盤の切取およびコンクリート量を相当節減できる。

(2) 応力の計算

ベンジュラム型式に対する応力計算の大要を簡単に述べる。

梁としての応力は、鉄管重量、水の重量をそれぞれ荷重とする2径間連続梁とみなして計算する。曲管部には内圧の不均等による脱出力および流水による遠心力が次式により伝く。

$$\text{脱出力 } P_1 = 2 \times H \times A \times \sin \theta / 2$$

$$\text{遠心力 } P_2 = Q^2 / A \cdot R \cdot g$$

ここに H : 水頭

θ : 曲管1節の折角度 ($6^\circ 30'$)

Q : 流量 ($27.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

R : 曲率半径 (9.0 m)

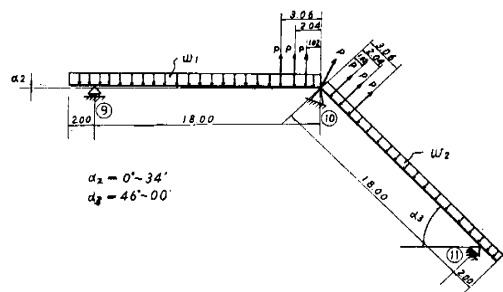
A : 管断面積 (7.07 m^2)

l : 受圧長 (1.02 m)

遠心力は等分布荷重として全長に伝くが、これを脱出力の伝点と同じく作用すると考えて

$$P = P_1 + P_2$$

とすると、これらの荷重が図—9のごとく伝わると考えられる。



図—9 梁としての荷重図

上式に採用する該部の水圧は次の場合とする。

i) 内圧0の場合 $H=0$

ii) 最大静水頭時 $H=23.85 \text{ m}$

iii) 最大設計水頭時 (水衝圧加算) $H=52.03 \text{ m}$

であるから、それぞれにつき、 P だけによる諸力は表—4のごとくなる。

表—4

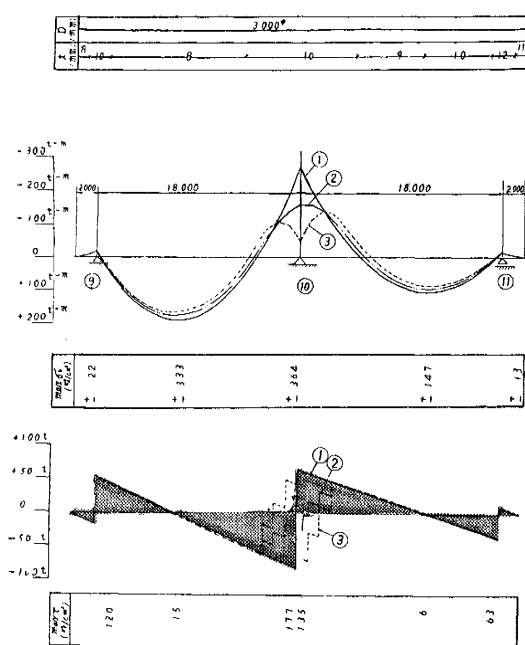
1	$H(\text{m})$	P (ton)	R_0 (ton)	R_{10} (ton)	R_{10} (ton)	M_{10} (t-m)
1	0	0				
2	23.85	20.82	-1.30	-120.63	-1.30	+100.91
3	52.03	42.88	-2.75	-254.53	-2.75	+212.91

これらの値と、内圧0に相当する状態 (鋼重、水重のみによる梁) のときの全梁に生ずる R 、 M 、 S との代数和により図—10が得られる。

固定合の計算には、上記の R_{10} のほかに管軸方向の推力が加算されるが、それらの値はいずれも精値が与えられ、かつ、作用点も明確である。従来の計算では、この点不明確であるので、設計に対し相当の余裕をみなければならなかった。また、管胴部には、上記 σ_a 、 τ の他に、内圧による引張力 σ_a が与えられるので、合成応力の算定により管厚が決められることは当然である。

なお、曲管部の各節合点には、内圧および曲げモーメントにより生ずる不均等力の計算があるが、これは、スチフナーにより解決できるが今回は省略する。

本鉄管の実施設計は、日立造船株式会社によるもので、現場の据付完了は33年6月である。その後、該部の管

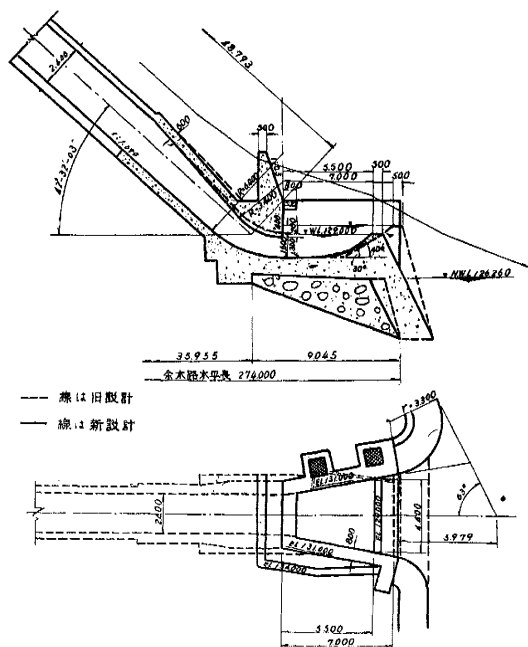


図—10 曲げモーメント並びに剪断力図

削込力および振動について実測する予定である。

5. 余水路

本余水路線は、水槽より発し、水路勾配は、水圧管路とほぼ似た離凹形で流下し、放水口より下流約40mの箇終点まで直線状に、全長約290mである。水路断面は、



圖一-11 減勢池設計圖

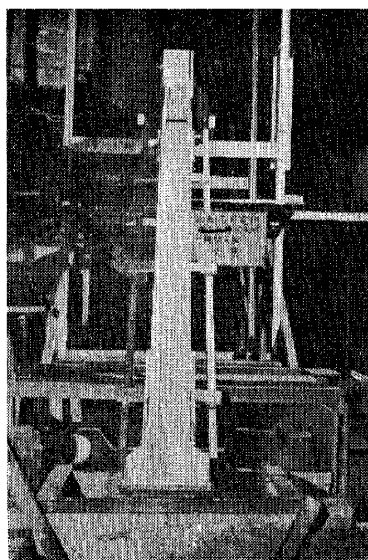
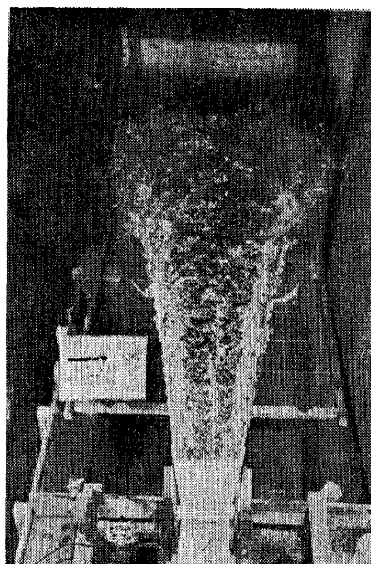


写真-2



写真—3

始点より側壁直、上部半円形で終端に減勢池（流飛艇）を設け、流水を後部の急勾配により加速して、河中にジャンプさせる型式をとつた。本型式については、さきに当社上岩松発電所に採用し、好成績を収めた。本発電所においては、その地形的な条件による形状の決定につき、北大工学部水工研究室に模型実験を依頼した。その結果最良案を採用して目下ほぼ完成の段階にあるのでこれにつき簡単に述べる。

形状の決定には、次の諸点にかなうものでなければならぬ。

- (1) 冬期に、減勢池より寒気の流入がないこと（水路

内水の結氷を恐れて)。このためには、減勢池入口水路を常に池内水面下におかねばならない。

(2) これには、減勢池水深を大にするか、水路末端部を小さくすれば良い。しかし、前者については、最小流量 $5 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に末端部の洗掘防止のための流飛の条件に相反し、また、後者に対しては、最大流量時の水路末端水位が断面上部にまで達し、流水の空気連行に関連して不利な条件となる。

(3) 最大流量 $27.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に、流水が約 100 m (余水路中心線方向) 河中の中央に落下し、河床の洗掘を最小にして、上流の放水流に対し支障を与えてはならない。

以上の条件は互に相反する事項であり、そのため、模型実験により総合的に、最も適当な形状を採用した。

模型実験は、縮尺 $1/20$ で、原案、改造案第 1 型～第 3 型の 4 案について行つた。

原案に対する実施案の形状比較をわかりやすく示すと図—11 のとおりである。

原案と採用案につき、実験内容を簡単に比較すると

i) 原案では減勢池水深 2.0 m であるため、最小流量時 $5 \text{ m}^3/\text{s}$ には流飛しない。採用案ではこれを 1.5 m に変更することにより $5 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しても流飛した。

ii) 減勢池末端の上昇角 30° に対し、これを種々変えて最終案では 40° に落着いた。最小流量に対して流飛させ、かつ、最大流量に対しては、水流をできるだけ高く飛して空中でその勢力を減殺し、河床に対する落下角度を大にした。この角度の小さいときは、河床砂礫を対岸側に押しやる力が大きくなるためである。

iii) 冬期の減勢池水面結氷厚を、最大 20 cm として、水路終端断面高を 1.3 m にした。

以上 3 項のうち、今向その第 3 項につき、検討事項を簡単に述べる。

水路内流速は、上流より加速され、約 20 m/s の射流

で流下する。そのため空気の混入が相当大きく、かつ、水面上水路内空気を連行するので、水路末端でつまることになる。こうなつては、水路構造物に危険なだけでなく、上流側空気孔より非常な量の水滴をふき出し、水路付近の法面その他通路交通に対して悪影響を及ぼす。

模型においては、最大流量に対して水深 0.47 m 、流速 25.6 m/s であり、水深の約 $1/2$ は空気の混入が見受けられたが、混入量 0 の場合の水深と大差がない。しかし、実物においては、相当空気混入の心配がある。これについては、現在のところまだ詳細なことは判明しておらず、2～3 の実験式が出されているにすぎない。1 例として、L. S. Hall 氏の式を用いて計算する。

$$M = \frac{1}{200} F_r^2 = \frac{1}{200} \frac{v^2}{gh}$$

ただし M : 空気量/水 体積比

F_r : フルード数

h : 純水深

v : 流速

g : 重力加速度

$$\therefore M = \frac{1}{200} \times \frac{25.6^2}{9.8 \times 0.47} = 0.71$$

$$\therefore H(\text{空気混入後}) = 0.47 + 0.71 \times 0.47 \div 0.8 \text{ m}$$

これに対して、減勢池における開口部の高さは 1.3 m であるから、水面上の空気連行を考えても、まだ充分の余裕をもっているといえる。なお、水路急傾斜部(水路後部)にセルロイドの蓋をかけて、上部よりの空気の出入りにつき、たばこの煙で試みたところ、煙は吸い込まれる状態となるので、上部空気孔よりは、空気の流入はあつても、水滴の吹き出しは考えられない。

以上本発電所工事のうち、4 項について簡単に述べたが、後日、その各項につき、詳細なる資料として紹介並びに説明の機会を得たいと考える。