

層雲峡発電所余水路減勢池の設計について

准員 北海道電力株式会社工事課 木 村 收 一

1. は し が き

層雲峡発電所は、石狩川の上流大雪山国立公園地帯に、1年有半の工期と約30億の巨費を投じて昨29年10月21日発電を開始した新鋭の水路式発電所である。その最大使用水量は18 m³/s、最大23,000 KW 年間119,093,000 KWHを発電し得る計画である。

本発電所の設計施工上新しい試みが2,3なされたがその一つである余水路減勢池の設計についてその概要を報告し大方の批判を戴き度い。

2. 水槽余水路減勢池について

減勢池の設計について従来と多少異なつた型を採用したがこれは従来の狭い深いものに対し広い浅い型式としたものであり、その際考察されなければならない点を調べると共に実施した模型実験について述べる。

(1) 余水路の計算について

余水路は水槽溢流堰に連絡し、水圧管路に略々平行に上流側に設け、内径2.0 m半円側壁垂直のコンクリート蓋渠である。余水路の勾配及び長さは次の通りである。

区 間	第 1 勾 配	第 2 勾 配	第 3 勾 配	始 点 標 高	EL 690.600 m
勾 配	1 : 1.389	1 : 1.12	1 : 13.44	終 点 標 高	EL 541.500 m
長 さ	137.965	99.067	43.119	標 高 差	149.100 m

水槽に導水された水は約24,000 KW のエネルギーを有し負荷遮断時には、このエネルギーを有する水が水槽より横溢流式に流入し、自由水面をもつまま流下し減

勢池に至る。従つて余水路内でのエネルギー損失を24,000 KW から除いたものが減勢池において減殺すべきエネルギーとなる。

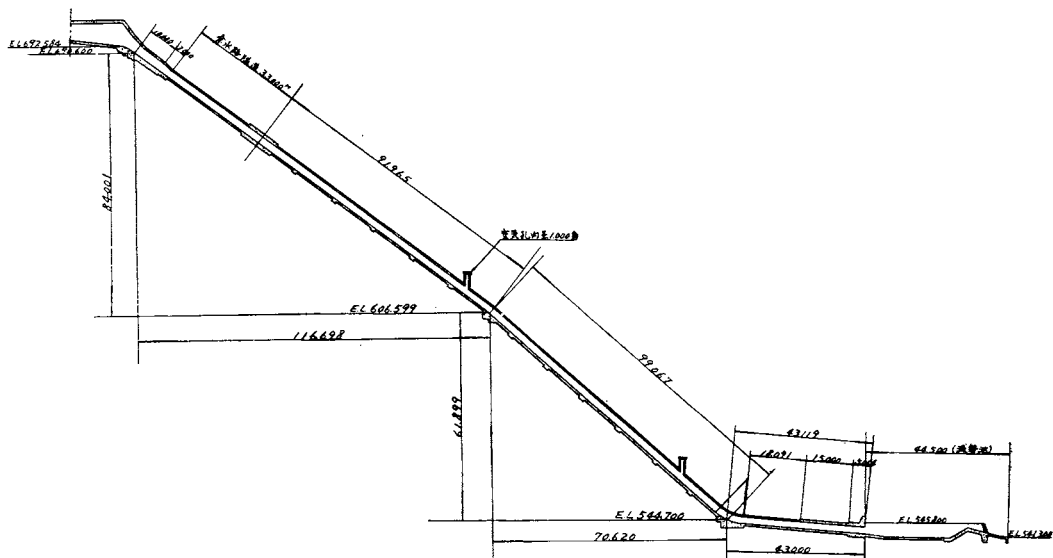


図-1 余水路縦断面図

余水路内の水面形は、不等速定流の基本式を用いて計算するのであるが、余水路の第1、第2勾配は急勾配で水路長も相当に長いから、第2勾配の終端部では等流状態に達するものと考えられる。第3勾配では第2勾配において生じた等流状態を起点として計算を進める。運動方程式並びに連続方程式は急勾配水路に対する Lauffer の補正式を使用する。即ち

運動方程式：

$$-\sin i + \frac{dH}{dx} \cos^2 i + \frac{v^2}{C^2 R \cos i} + \frac{\alpha}{\cos^2 i} \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) = 0 \quad (1)$$

連続方程式：

$$Q = bH \cdot v \cdot \cos i \quad (2)$$

ここに R は鉛直断面内で考えた径深で

$$R = \frac{bH}{2H+b} \quad (3)$$

第2勾配終端における等流状態は $\frac{dH}{dx} = 0, \frac{dv}{dx} = 0$,

なる条件を入れて簡単な計算を行えば等流水深 H_0 は

$$H_0^2 = \frac{Q}{b^2 C_0^2 R_0 \cos^3 i \sin i} \quad (4)$$

ここで問題になるのは流体抵抗 C_0 の適正値の決定である。高速射流例えば高いダムを溢流する様な場合については C の値が60以上に達すると云われているが気泡を連行する Froude 数の10以上に達する高速流に対しては適当な考察がなされて居らず、本計算においては通常よく用いられて居る Manning 型の抵抗係数で表示されるものとして $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ とする。(4)式にこれを入れ $n=0.012$, 勾配1:1.12, $b=2.0$ m, として等流水深を算定すれば

$$\begin{aligned} Q = 18 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad H_0 = 0.4487 \text{ m} \\ Q = 12 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad H_0 = 0.3411 \text{ m} \\ Q = 6 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad H_0 = 0.1614 \text{ m} \end{aligned}$$

なる結果が得られる。

第3勾配始点における鉛直水深を $h = \cos i_2 / \cos i_3$ で算定し、

$$\begin{aligned} Q = 18 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad h = 0.336 \text{ m} \\ Q = 12 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad h = 0.256 \text{ m} \\ Q = 6 \text{ m}^3/\text{s} \text{ のとき} & \quad h = 0.161 \text{ m} \end{aligned}$$

この h の値を起点として、次式により第3勾配における水面形を算定する。即ち

$$-i + \frac{dh}{dx} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) + \frac{Q^2}{C^2 R A^2} = 0 \quad (5)$$

より

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{Q^2}{C^2 R A^2}}{1 - \alpha \frac{Q^2}{g b^2 h^3}}$$

この式に $i = \frac{Q^2}{C^2 R_0 A_0^2}$ (R_0, A_0 は等流の値) なる関係

を入れて

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i \left(1 - \frac{R_0 A_0^2}{R A^2} \right)}{1 - \alpha \frac{Q^2}{g b^2 h^3}} \quad (6)$$

により計算する。

これにより求められた余水路末端(減勢池入口)の水深、流速 Froude 数は次の通りである。

流 量	水 深	流 速	Froude 数
18.0 m ³ /s	0.420 m	21.43 m/s	10.56
12.0 m ³ /s	0.336 m	17.86 m/s	9.84
6.0 m ³ /s	0.239 m	12.53 m/s	8.18

(2) 減勢池の設計について

本発電所の減勢池については下記の現地状況を考慮すると共に後述の模型実験により検討の結果決定したものである。本減勢池の設計に当り考慮しなければならない現地状況は次の通りである。

1. 附近地形は屹立した崖が、川岸近く迫り、この間準地方費道及び旭川営林局専用道路が近接して走り、減勢池として許される長さは最大約40mである。又基礎は深い堆積砂礫層であるから、この区間の余水路減勢池の構造には振動を極力少なくするものである事。
2. 冬期間余水路蓋渠内の凍結をさけるため寒冷な外気を流通させぬ様静止時の減勢池水位は蓋渠出口天端より30cm以上高くしなければならない。

従来減勢地としては

1. 完全跳水による方法。
2. 減勢池内に射流を貫入させ、内部摩擦により減勢させる方法。
3. 水流を回転させて減勢する方法。
4. 射流を衝突させて減勢する方法。

等多数のものが設計され実施されて居る。通常最も安定した減勢工として採用されて居るものは、完全跳水による方法である。完全跳水を起す射流水深と常流水深の関係は

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gh_1}}$$

である。完全跳水による場合射流を分散させ単位幅当りのエネルギーを減少させる方が有利であるが、射流を一

様に拡大させるための漸拡側壁の形状は Rouse の式によると

$$\frac{B}{B_0} = \left(\frac{X}{B_0 F_0} \right)^{\frac{3}{2}} + 1 \dots\dots\dots (7)$$

ここに

- X = 水平水路床に沿つて流水の方向にはかつた距離
- B = 距離 X における水路幅
- B_0 = 水路拡大前の最初の水路幅
- F_0 = 最初の Froude 数

である。この(7)式によつて計算した漸拡部長は

$$\frac{B}{B_0} = 2 \text{ とすれば } X \approx 21 \text{ m}$$

$$\frac{B}{B_0} = 3 \text{ とすれば } X \approx 33.5 \text{ m}$$

となり、長大な漸拡部が必要となり地形上到底許されな

い。
射流を貫入させて減勢する方法では余水路蓋渠内で部分流から満管流に遷移するため振動が避けられず、本発電所では基礎地質が砂礫層であり好ましくないの、出来る丈蓋渠内で満管流になる事をさげなければならぬ。蓋渠出口から一樣幅の引出用開水路を設けその先に急拡大部を設けて幅の広いプールに連絡させる事とし、満管流に遷移する点を蓋渠出口より下流に引出す事とした。急拡大部を設ける時の水理については定性的に次の様に考えられる。下流に高い水深を与える時はそれが段波となつて上流に遡及する。この時の遡及速度は $C = v - \sqrt{\frac{gH}{2h}} (H+h)$ である………(矩形断面水路において)。跳水現象に段波の停止した状態と考えられるが、この時は $C = 0$ で $v = \sqrt{\frac{gH}{2h}} (H+h)$ から射流と常流の共軌水深の関係が得られる。

射流が側壁から剝離する時には段波の遡及する状況から考えて段波の停止点は剝離点に迄達する。従つて急拡大部を設ける時の流況は一種の跳水現象と見做し得る。側壁の拡大角度、下流側水深、射流の Froude 数、の間の定量的関係は検討して居ないが、一樣幅水路に比して約 $\frac{1}{2}$ 程度の水深で減勢し得る事が実験の結果明かになつた。射流が側壁から剝離するために流況が不安定となり気泡を連行する射流が左右に振れ乍ら貫入し、水面をはげしく動揺させる。これを改善するため引出用開水路の水路底に横断勾配を附し貫入射流を側壁に沿つて分散させ安定した跳水拡散現象を得る事が出来る。

図-2に示したものが急拡大部を設けた減勢池の設計の1例を示す。

(3) 模型実験について

拡大部を有する水路の跳水については計算により算定

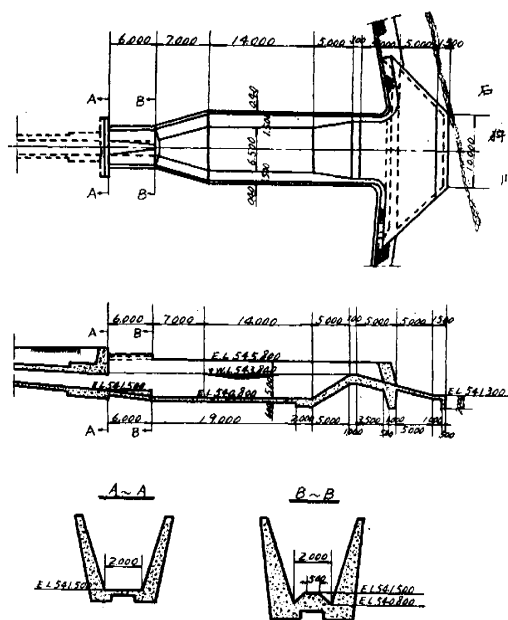


図-2 減勢池実施設計図

不明の事項が多いので模型実験により流況を観測する事とし、電力中央研究所において実験を行つた。

模型の縮尺は流量及び測定方法を勘案して $\frac{1}{30}$ とした。

落差 150 m, 全長 300 m に及ぶ余水路をその全長に亘りこの縮尺で製作しても、流況の相似性を保つことは困難であるから、余水路全体を高水頭水槽で置き換え、圧力をかけた水流を、鋭縁刀先ゲートの下から流出させ減勢池入口において所要の Froude 数を保たせるようにした。

取付余水路部は長さ 50 cm でその断面形状は実物と同様(縮尺 $\frac{1}{30}$)とし底面及び側壁は木製、頂面半円部は透明セルロイド板製として余水路内の流況観測に便ならしめた。この実験には Froude 数の相似律を用いたから前に算出した流量、流速、水深等の基本量の模型における値は次の如くなる。

	$Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$ の 場 合	$Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ の 場 合	$Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ の 場 合
流 量 Q_m	3.65 l/s	2.44 l/s	1.22 l/s
流 速 V_m	3.91 m/s	3.26 m/s	2.29 m/s
水 深 h_m	1.4 cm	1.12 cm	0.8 cm
Froude 数	10.56	9.84	8.18

(4) 実験の概要

設計案の模型について実験した結果所謂跳水拡散現象の生ずる位置は予想通り拡大部始点となり表面渦は拡大部を中心にする状況が観測された。

引出用排水路部に横断勾配を附した結果流速分布比較に示す通り拡大部に至つて一様に分布する状況がよく表われて居る (図-3 参照)。

流速分布は拡大部始点より下流 5m (A~A 断面), 10m

(B~B 断面) の 2 箇所で測定して居るが改良後の最大流速が A-断面で 8m/s, B-断面で 4m/s であるに対し改良前の場合には A-断面で 10m/s, B-断面で 6m/s である。

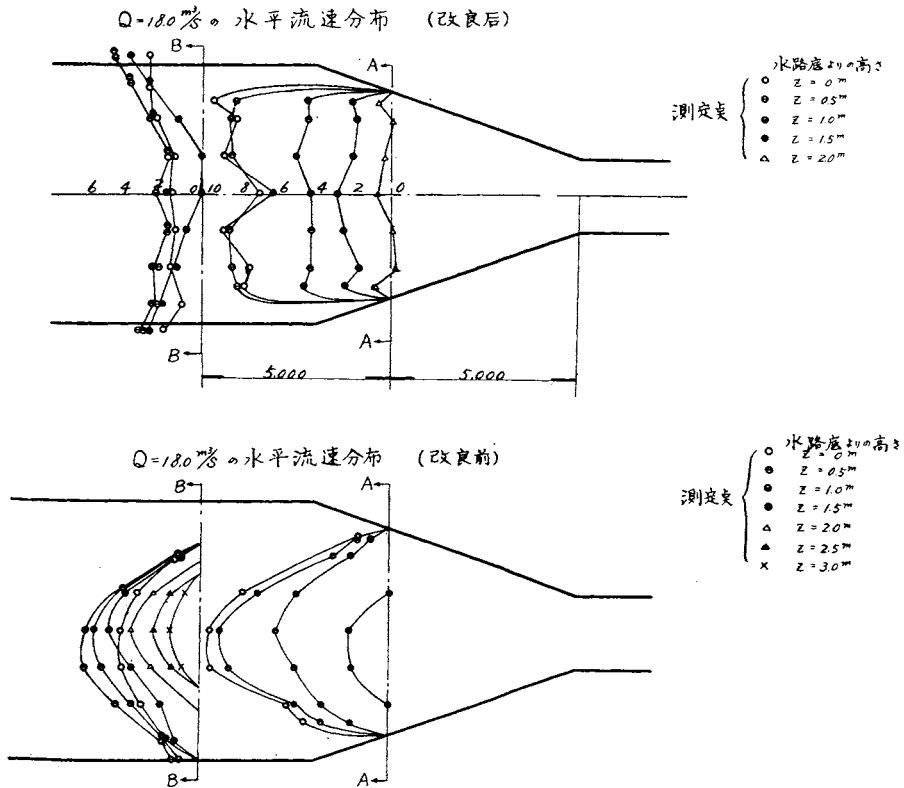


図-3 流速分布図

3. 結 び

昭和 29 年 10 月 21 日通産省により本発電所の 竣工検

査を受けたが当日、全負荷遮断による減勢池の減勢状況は写真-1 に掲げる通りで予期の流況を示し、所期の目的を達したと云えよう。

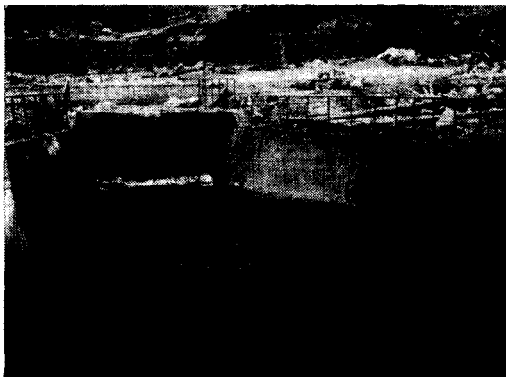


写真-1 減勢池状況
29 年 10 月 21 日 負荷試験 余水到着瞬間



写真-2 減勢池状況
29 年 10 月 21 日 負荷試験 余水減勢池到着 10 秒後
(水滴を含んだ air が噴出する様子が見られる)