

水力発電所余水路の減勢特性について

— E発電所水理模型実験による考察 —

Characteristics of Energy Dissipator for Spillway of Hydropower Station
— Hydraulic Model Test of E-PowerStation —

北海道電力(株) ○正員 神藤 謙一 (Kenichi Kandou)
北海道電力(株) 正員 笠井 秀男 (Hideo Kasai)
北海道電力(株) 正員 吉澤 良 (Ryo Yoshizawa)
北電総合設計(株) 正員 青山 信幸 (Nobuyuki Aoyama)

1. はじめに

水力発電所の発電ダム洪水吐や余水路では、高い位置エネルギーを有する箇所から十分減勢させて下流に放流する必要がある。今回は現在工事中のE発電所余水路の水理模型実験を実施し、跳水型減勢工の減勢特性で得られた知見について報告する。

2. 検討概要

E発電所の余水路は、水圧管路に併設する線形であること等から減勢工には副ダムを有する跳水型を採用した。この減勢工は上部に町道が新設されるため、ボックスカルバート構造で減勢工上部が閉塞した形状となっている。このため、減勢工では、急勾配水路による大量の空気が不定常に通気することで振動や騒音が発生し、上部町道および下流のT貯水池に及ぼす影響が懸念された。また、余水路は水槽に堆積した土砂を排砂する計画としているため、排砂に有利な流況となるよう設計する必要がある。

本稿では、工事の計画にあたり現設計の妥当性および減勢工の最適形状を検討するために実施した水理模型実験結果について述べる。図-1にE発電所余水路第1減勢工の縦断面図を示す。

3. 第1減勢工の基本設計

自然跳水型の減勢に対する理論式は、既存のダム洪水吐きの実験¹⁾等で提案されている。また、流入水脈と幅の異なる減勢工の水路(急拡水路)においても実験式²⁾が提案されている。図-2に跳水型減勢工の概念図を示す。

急拡水路の実験式をE発電所余水路に適用すると、

- ①減勢工の必要下水深： $y_c=4.248\text{m}$
- ②必要減勢長： $L_0+L=7.36+14.96=22.32\approx 22.4\text{m}$

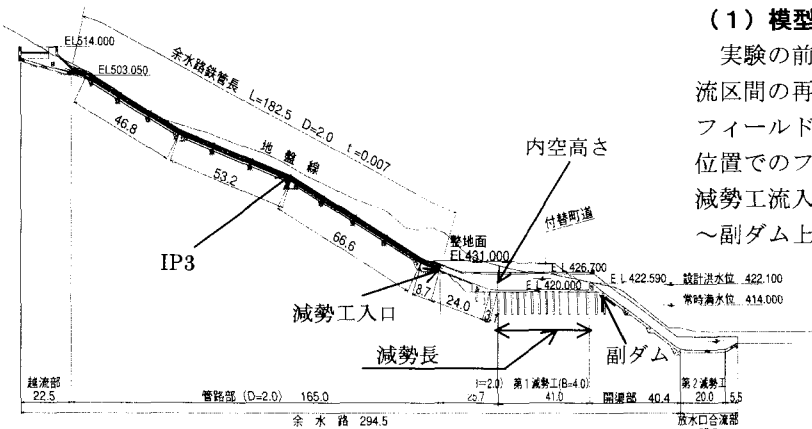
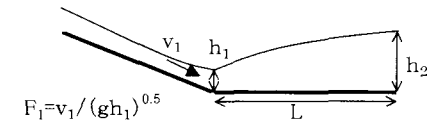


図-1 E発電所余水路第1減勢工縦断面図

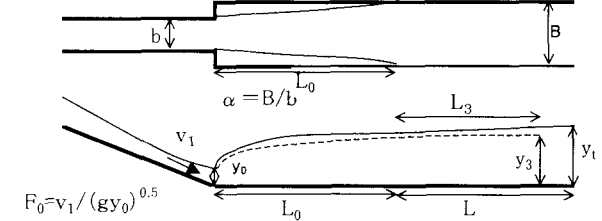
となるが、今回の減勢工は、水槽に流入した水路内の土砂を定期的に排除する目的で、副ダム下部に開口部(2m×0.5m, 1m×1m)を有する構造とするため、抗力が減少し減勢長が増大することが懸念された。

○一様幅水路



$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad L = 6(h_2 - h_1)$$

○急拡水路



$$\frac{y_3}{y_0} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8F_0^2}{\alpha}} - \frac{1}{\alpha} \right) \quad L_0 = 0.310F_0(\alpha - 1)b \quad L_3 = 4.5y_3$$

$$\frac{y_t}{y_3} = 1.000 + 0.152 \left(\frac{L_0}{L_3} \right) \dots \dots \dots 0.3 < \frac{L_0}{L_3} < 7.0$$

$$\frac{L'}{L_3} = 0.486 + 0.898 \left(\frac{L_0}{L_3} \right) - 0.132 \left(\frac{L_0}{L_3} \right)^2 + 0.00746 \left(\frac{L_0}{L_3} \right)^3 \dots \dots \dots 0.3 < \frac{L_0}{L_3} < 7.0$$

$$L' = L_0 + L$$

L_0 : 水脈の拡散長(流入水脈が側壁に到達する長さ)
 L_3 : 減勢工全幅に水脈が拡がると仮定した場合の二次元跳水長
 L : 幅の異なる減勢工の必要跳水長
 L' : 必要減勢長

図-2 跳水型減勢工の概念図

4. 水理模型実験の概要

(1) 模型縮尺と相似則

実験の前提条件は、フルードの相似則(常流区間と射流区間の再現)を基本とし模型縮尺を1/20として実験フィールドを最大限利用することとした。余水路の主要位置でのフルード数(F_r)を表-1に示す。余水管部～減勢工流入部～跳水箇所については射流、完全跳水後～副ダム上流までは、常流となる。

表-1 主要位置でのフルード数

位置	$Fr = v/(gh)^{0.5}$	備考
管路部IP3	9.19	射流
減勢工入口	11.87	射流
副ダム+1m	0.14	常流
副ダム直下	1.00	限界流

(2) 実験設備

実験設備は高架水槽、給水管、電磁流量計、上部水槽、余水路、第1減勢工模型とし今回の実験では空気の連行状況を確認する必要があるため、上部水槽から再現した。

余水路および減勢工模型一部は流況が観察できるように透明プラスチックを用い、模型への給水は地下水槽から自給式ポンプで高架水槽へポンプアップし、流量計後導水することとした。写真-1~2に実験設備の概要を示す。

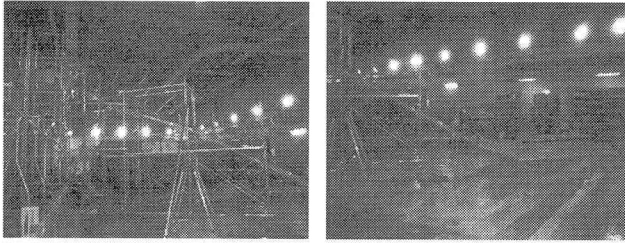


写真-1 余水管全景

写真-2 第1減勢工全景

(3) 測定項目と測定方法

測定項目と測定方法を表-2に示す。

表-2 測定項目および測定位置

測定項目	測定機器	測定方法	測定部位
流量	電磁流速計	メーター直読	給水管部
風速	熱線式風速計	サンプリングタイム: 0.1秒	水槽上部開口部
流速	プロペラ式流速計	30秒間の平均	副ダム下流開渠部
水深	波高計	サンプリングタイム: 0.1秒	減勢工内水面形
掃流砂量	電子ばかり	10分間の掃流砂量	減勢工内副ダム直上流

(4) 実験内容

減勢工の主な検討内容は図-3の検討フローに示すとおり減勢効果、通気（プライミング）、連行空気量である。

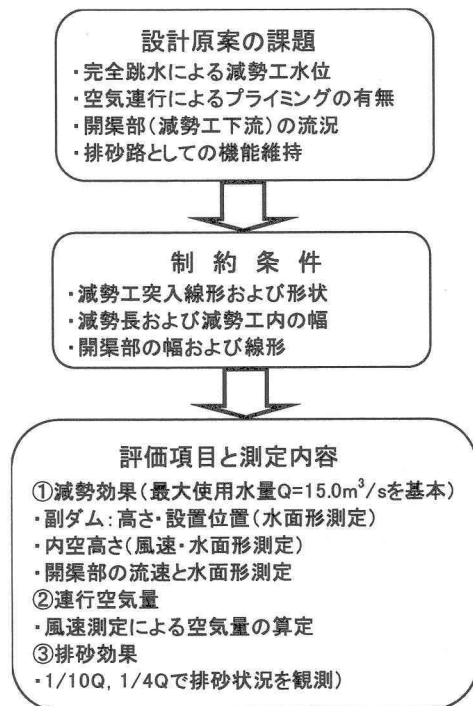


図-3 検討フロー

5. 実験結果

(1) 減勢効果

a. 副ダム高さおよび設置位置

副ダムを有する跳水型減勢工は、副ダムにより共役水深を確保し完全跳水による減勢を目的にしている。本実験では、減勢工内の平均水位の最大を副ダムより上流側で発生させ、副ダムに抗力（動水圧）を作用させずに完全跳水させることを基本とし、減勢効果の判断は水面形と各水深の変動係数³⁾で行うこととした。

なお、本実験では、平均水深の最大が副ダム上流 1m より上流側で現れた場合に完全跳水と判断することとした。

(a) 副ダムの高さ

原案における副ダム形状で、高さ(2.59m)を変え水面形を比較した。実験結果を図-4に示す。これによると、平均水深の最大が現れる箇所は副ダムが高くなるに従い上流側となり、高さが2.59m以上で完全跳水している。また、副ダムが高くなると減勢効果は得られるが、越流後の二次エネルギー（位置水頭）をも増大させてしまうことから、副ダム高は極力低くする必要がある。従って副ダム高は完全跳水が得られ、高さが低い2.59mが最適と考えられる。

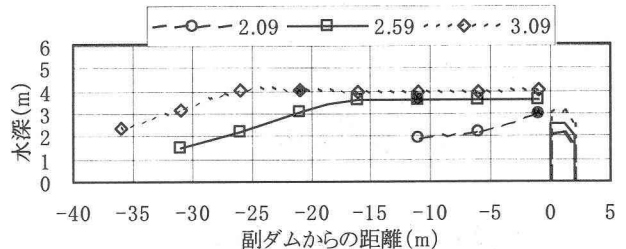


図-4 副ダム高さ別平均水位

(b) 副ダムの位置

原案における減勢工始点からの副ダム位置(41.0m)を変えて水面形を比較した。実験結果を、図-5に示す。これによると、副ダム位置が上流側にあるほど平均水深の最大が現れる箇所は減勢工内の下流側となり、副ダム位置が36m および 41m では完全跳水している。

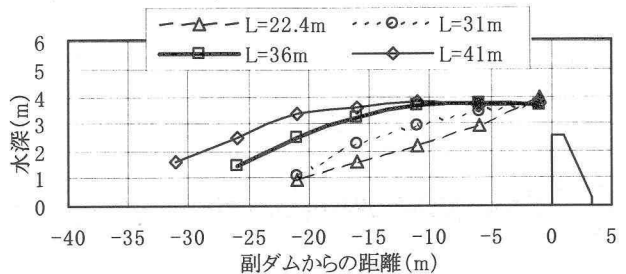


図-5 副ダム位置別平均水位

一方、完全跳水が得られた副ダム位置 36m では開渠部の水深が図-6に示すとおり 41m に対して小さくなっており、副ダム越流後の水平部が長いいため流況が安定すると判断できる。従って、側壁高が低くなる副ダム位置は減勢工始点から 36.0m が最適と考えられる。

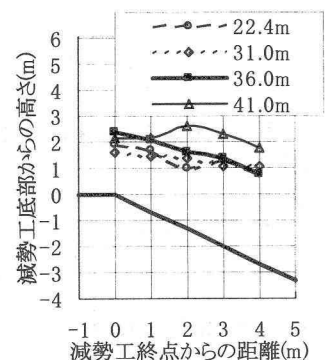


図-6 開渠部水面形

b. 内空高さの検討

余水路内の水流は高速流になることから大量の空気が連行され、減勢工内の通気断面を確保しないとプライミング現象等による振動および騒音の発生が懸念されるため原案の内空高さ 6.1m を変化させて通気状況を確認した。余水路呑み口に設けた空気孔の各風速を 180 秒間連続で測定した。結果を表-3、図-7~10 に示す。

余水路呑み口の各風速は、減勢工上部を閉塞した蓋がある場合には蓋がない場合に比べ表-3 に示すとおり変動係数が大きくなり、特に内空高さが 4.1m の場合には風速の変動が急激に大きくなる。風速の変動値などからプライミングは認められないが、実験結果で振動の発生を判断することは困難である。また、水の粘性を考慮すると、実物では実験に比べ連行空気量が多くなり風速の変動が更に増大すると考えられるので、内空高さは出来るだけ大きい方が望ましい。従って、内空高さは原案の 6.1m が妥当と考えられる。

表-3 風速データの比較 (単位: m/sec)

	4.1m	5.1m	6.1m	蓋なし
最大	5.127	5.483	5.445	5.534
最小	2.757	4.235	4.146	4.333
平均	4.174	4.839	4.753	4.903
標準偏差	0.370	0.204	0.195	0.174
変動係数	0.089	0.042	0.041	0.035

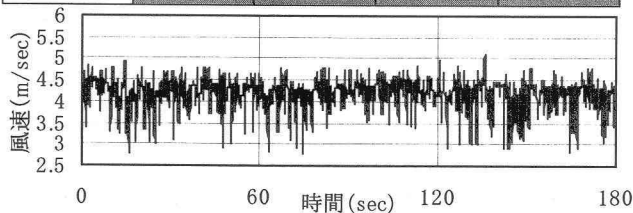


図-7 風速(内空高さ4.1m)

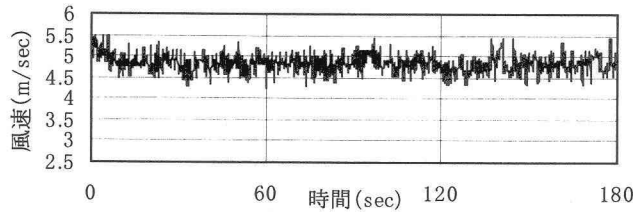


図-8 風速(内空高さ5.1m)

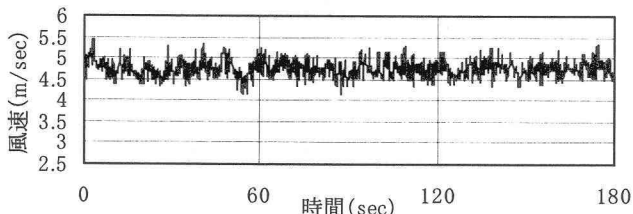


図-9 風速(内空高さ6.1m)

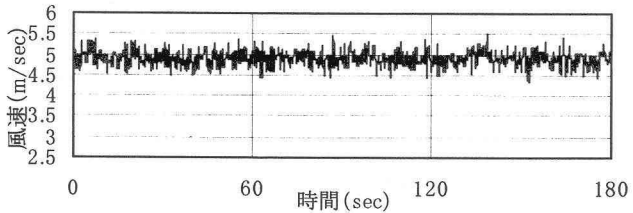


図-10 風速(蓋なし)

c. 排砂口閉塞時の検討

余水路は排砂路を兼用するため減勢工内に堆積した土

砂が副ダムの排砂口を閉塞することが予想されるので、閉塞する場合の水面形を測定した。実験結果を図-11、写真-3~4 に示す。排砂口が閉塞されると副ダム上部からの越流量の増加に伴い減勢工内の水深が全体的に増大するため、抗力の増加によって平均水深の最大が副ダム位置の上流側に移動し減勢効果も大きくなる。ただし、減勢工内の水深の増大は通気断面の減少となり、通気の観点からは副ダム開口部の長期閉塞は望ましくないと考えられる。

また、閉塞した状態での共役水深と必要減勢長については、水理計算²⁾で求めた数値とよく合致した。

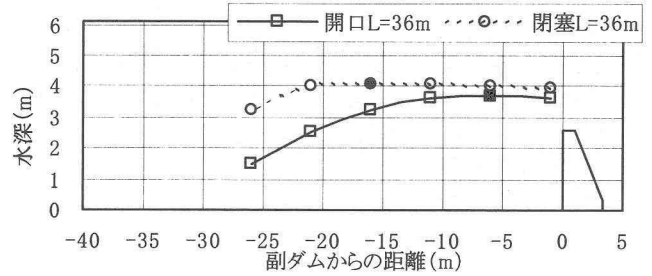


図-11 排砂口状況別平均水位 (L=36m)

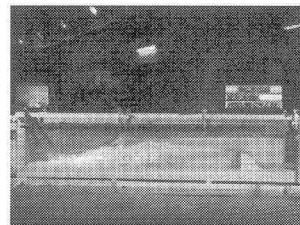


写真-3 排砂口開口

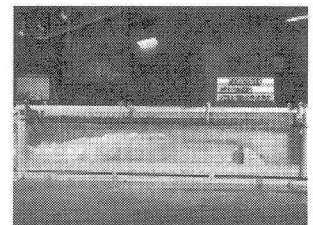


写真-4 排砂口閉塞

d. 最適形状

上記検討結果の最終形状で流量を変化させ水面形を測定した。測定結果を表-4、写真-5~6 に示す。流量が 4/4Q 以下では平均水深の最大は副ダムの上流側に現れ完全跳水しており、また、流量が 5/4Q の場合、平均水深の最大が副ダム上流 1m で現れ不完全跳水となっていることから本実験の最終形状は最適と考えられる。

表-4 各測点における水位データ (単位:m)

使用水量	項目	+31m	+26m	+21m	+16m	+11m	+6m	+1m
5/4Q	最高				2.946	4.214	4.529	4.640
	最低				0.620	1.493	2.342	2.994
	平均				1.160	2.766	3.311	3.891
	変動係数				0.293	0.155	0.115	0.069
4/4Q	最高		2.353	3.403	4.188	4.416	4.370	4.183
	最低		0.817	1.647	2.349	2.864	3.160	3.071
	平均		1.476	2.535	3.234	3.651	3.723	3.658
	変動係数		0.184	0.115	0.096	0.074	0.058	0.051
3/4Q	最高	3.256	3.632	4.052	3.812	3.958	3.790	3.750
	最低	1.782	2.502	2.985	2.939	3.095	2.998	3.030
	平均	2.338	3.048	3.502	3.389	3.416	3.351	3.400
	変動係数	0.109	0.073	0.054	0.043	0.040	0.039	0.042

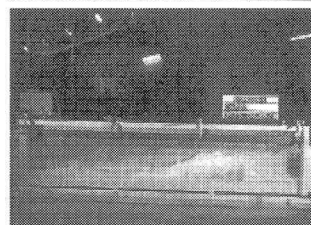


写真-5 5/4Q=18.75m³/s

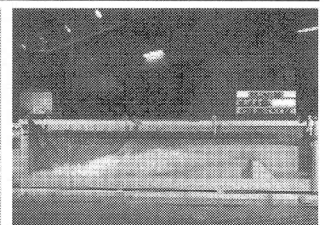


写真-6 4/4Q=15.00m³/s

(2) 連行空気量

最適形状において余水路呑み口に設置した空気孔の風速、連行空気量を表-5 に示す。なお、連行空気量は空気

孔断面を15分割し、各区分の重心を測定した風速に面積を乗じて求めた。これによると、連行空気量は各流量で30～34m³/sと大きな違いはなかったが、流量が11.25m³/s(3/4Q)までは流量の増加に伴い若干増加し、最大使用水量15.0m³/sを越えると減少する傾向が見られる。これは、余水路の凸線形(IP3付近)によって流量が増加すると水路敷から水脈が剥離し通気断面が減少するためであると考えられる。しかし、4/4Q時の連行空気量は、流量の2倍程度であり実物では更に増加すると考えられるため、他地点の実物測定実績2.5～4倍^{4),5)}の範囲内と予測されることから、余水路内の通気は良好と考えられる。

表-5 流量別給気量、給気量比

流量Qw (m ³ /s)	給気量Qa (m ³ /s)	Qa/Qw	Qa/Q0*
3.75 (1/4Q)	31.52	8.41	2.10
7.50 (2/4Q)	32.72	4.36	2.18
11.25 (3/4Q)	33.87	3.01	2.26
15.00 (4/4Q)	30.93	2.06	2.06
18.75 (5/4Q)	30.22	1.61	2.01

*Q0:設計流量

(3) 排砂口の形状

余水路は、上部水槽内に沈殿した土砂(取水口から流入)を毎年停電作業時2回排砂路として利用する計画であるため、1/10Q～1/4Q程度の流量で減勢工の副ダム下部開口部の排砂効果を確認するために排砂口形状について比較実験を行った。

a. 実験方法

実験では、標準砂を用いて定性的な排砂量を比較した。

また、余水路上部の水槽越流部から標準砂を投入したところ、流速が小さい副ダム前面に投入した土砂が堆砂したため、排砂実験は、副ダム上流の余水路減勢工部に砂を敷いて実施する事とした。なお、既設江卸発電所の水槽に沈殿していた土砂を採取し、ふるい分け試験を実施したが、標準砂にくらべ相対粒径は小さかった。

b. 排砂実験

余水路減勢工副ダム前面に、幅4m×長さ10m×高さ0.4m(16m³)の砂を予め堆積させ、排砂流量を1/4Q(3.75m³/s)、1/10Q(1.5m³/s)、排砂時間10分間(実物換算で約45分間)として排砂状況の比較検討を実施した。観測結果を表-6に示す。

排砂口の形状は、2m×0.5mの方が底部流速が大きく掃流力が大きくなるので効果的である。

表-6 観測結果

排砂口形状	排砂流量 (m ³ /s)	排砂状況
(幅) (高さ) 1m×1m	3.75 (1/4Q)	排砂しない
	1.50 (1/10Q)	7%程度排砂
(幅) (高さ) 2m×0.5m	3.75 (1/4Q)	排砂しない
	1.50 (1/10Q)	50%程度排砂

6. 副ダム形状が減勢工に与える影響

排砂口が開口および閉塞した場合について最大使用水量時の水面形を比較した結果を表-7に示す。副ダム排砂口の有無が減勢特性に与える影響について考察すると以下のとおりである。

開口している場合は共役水深が3.723mで閉塞時の4.107mより小さくなり減勢長が1.5倍程度必要となった。

また、副ダム直上流の越流水深から合成流量係数(C=Q/BH^{3/2})を算出すると、開口時が3.446m^{1/2}/sで閉塞時が2.388m^{1/2}/sであった。

従って副ダムに開口(オリフィス)を有する場合の跳水型減勢工の設計では、副ダムの合成流量係数に留意して共役水深を設定し、必要減勢長を設計する必要がある。

表-7 排砂口有無の観測結果 (単位:m)

排砂口状況	項目	+26m	+21m	+16m	+11m	+6m	+1m
開口 L=36m	最高	2.353	3.403	4.188	4.416	4.370	4.183
	最低	0.817	1.647	2.349	2.864	3.160	3.071
	平均	1.476	2.535	3.234	3.651	3.723	3.658
	変動係数	0.184	0.115	0.096	0.074	0.058	0.051
閉塞 L=36m	最高	3.918	4.619	4.683	4.652	4.571	4.453
	最低	2.605	3.462	3.547	3.609	3.624	3.492
	平均	3.220	4.025	4.107	4.076	4.041	3.951
	変動係数	0.078	0.053	0.045	0.040	0.039	0.036

7. まとめ

今回得られた知見は以下のとおりである。

- ① 余水路の減勢工は模型実験結果から良好な減勢状況が得られるとともに当初懸念されたプライミング現象は発生しないものと判断できる。
- ② 跳水型減勢工の設計では、副ダムの流量係数を考慮して共役水深と減勢長を設定する必要がある。
- ③ 最大使用水量時の模型上の連行空気量は流量の2倍程度と既往地点の測定実績^{4),5)}程度であり、余水路内の通気は良好と考えられる。
- ④ 排砂口の形状は2m×0.5mとした方が敷付近の流速が大きく掃流力が増すため有効であると判断出来る。

8. おわりに

工事中であるE発電所は、平成18年10月に運転開始する予定であり、運転開始前に有水試験を実施する計画である。従って、有水試験時に余水路減勢工の現地水利計測(流速、風速、水面形)を実施して、今回の実験結果と比較検証することで、余水路減勢工の最適形状の妥当性を検証する予定である。

また、今後も既設水力発電所の余水路改造を実施する予定であり、高落差の位置エネルギーを適切な形状で減勢させ下流河川に安全な流速で放流する事が重要となることから今後は余水路内の通気状況と放流流速を明らかにするための水利模型実験を実施し、余水路減勢工設計に反映する予定である。

【参考文献】

- 1) (社) 土木学会：水利公式集，1999
- 2) 角哲也他：流入水脈と幅の異なる跳水式減勢工の水利特性，土木技術資料33-6pp21-27，1991
- 3) 喜多村雄一他：芽登第二発電所 水槽余水路改造に関する水利的検討，電力土木No.305，pp43-47，2003
- 4) 横辻幸他：水力発電所余水路改造工事に伴う水利模型実験と現地計測，土木学会北海道支部論文報告集第53号(B)，1997.1
- 5) 福原華一：水力発電所余水路立坑減勢工の水利設計法，電力中央研究所研究報告No.U88018，1988.9