

◆ 報 文 ◆

放流管空中放流水脈の跳水条件

柏井条介* 田村洋満**

1. はじめに

本報告は、放流能力の増強等のため、既設の重力式コンクリートダム洪水吐き横に新設されるダム放流管を対象としている(図-1)。このような放流管は、再開発のように、貯水池の利用計画を変更するような場合等に設けられ、例えば、洪水調節容量を大きくするような場合には、従来より低い水位で、洪水処理のための放流が必要になり、新設放流管の放流量は比較的大きなものとなる。

こうした新設放流管の減勢は、既設洪水吐きの減勢池を利用するのが経済的である。また、洪水吐きの減勢池は、通常、河道幅を最大限利用して設けられているので、その横に新たに減勢池を設けるのは、そもそも空間的に困難な場合も多い。このため、放流管は、堤体通過後に湾曲する形状とし、減勢池横から減勢池内に向かって空中放流する設備として設計される。

洪水吐きの減勢池横から空中放流し、減勢する方法は、利水・低水放流設備において従来から用いられてきているが、これら設備の放流量は、洪水吐き減勢池規模と比較してかなり小さく、減勢効果が問題となることは殆どない。一方、ここで対象としている新設放流管は洪水処理放流を行うものであり、放流量がかなり大きい。このため、

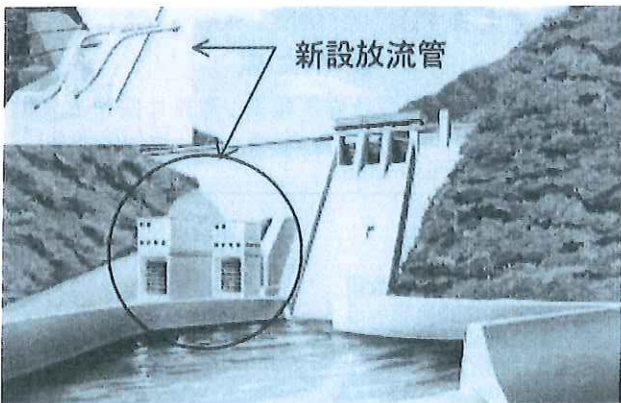


図-1 既設ダムへの放流設備の増設事例
(鬼怒川ダム総合管理事務所パンフレットより)

水理設計においては、放流水の減勢特性を把握した上での検討が必要になる。

放流管空中放流水脈の減勢特性については、これまで殆ど知見が得られていないので、今回円形放流口から放流される水脈を対象に水理実験を実施した。本報告は、実験報告の第一報であり、水脈着床後に跳水を発生させるための下流水深条件について、運動量式による解析を通じてとりまとめたものである。後に示すように、減勢池内の流況は、着床後の水脈が跳水により直ちに減勢を開始するか否かが重要な変化条件になると考えている。従って、その条件を明らかにすることが、減勢特性を把握するための第1歩となる。

2. 実験概要

図-2 に実験装置の概要を示す。実験は、堤体下流面を想定した勾配 1 : 0.8 の斜面下流に、幅 1.5m、長さ 4.7m の減勢池を製作し、減勢池側方に水平に設置した円形ノズルから放流して実施した。

実験ケース及び諸量の説明を表-1 に示す。表中、 d_0 、 H 、 θ_0 がノズルの設置条件であり、 Q は、自由落下として計算される水脈上面の着床位置

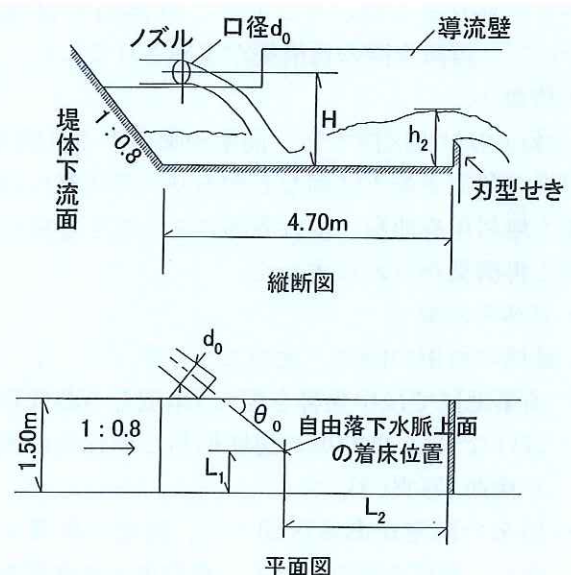


図-2 実験装置説明図

表-1 実験ケース一覧表

RUN	d_0 (m)	H (m)	θ_0 (度)	Q (m ³ /S)	L_1 (m)	L_2 (m)	h_2 (m)
1	0.1	0.73	24.1	0.0578	0.375	1.175	0.233
2			28.5	0.034	0.75	2.35	0.176
3			35.9	0.0279	0.75	1.175	0.195
4			38.1	0.038	0.375	2.35	0.175
5			46.2	0.0328	0.375	1.175	0.22
6			90	0.0163	0.75	2.35	0.101
7			90	0.0237	0.375	2.35	0.105
8		1.53	24.1	0.0412	0.375	1.175	0.238
9			28.5	0.024	0.75	2.35	0.156
10			35.9	0.0201	0.75	1.175	0.161
11			38.1	0.0272	0.375	2.35	0.154
12			46.2	0.0236	0.375	1.175	0.195
13			90	0.0118	0.75	2.35	0.08
14			90	0.017	0.375	2.35	0.082
15	0.15	0.73	28.5	0.078	0.75	2.35	0.254
16			35.9	0.0636	0.75	1.175	0.203
17			38.1	0.0866	0.375	2.35	0.246
18			46.2	0.0744	0.375	1.175	0.251
19			90	0.0382	0.75	2.35	0.125
20			90	0.0546	0.375	2.35	0.13
21		1.53	28.5	0.0553	0.75	2.35	0.181
22			35.9	0.045	0.75	1.175	0.172
23			38.1	0.0617	0.375	2.35	0.221
24			46.2	0.0526	0.375	1.175	0.234
25			90	0.0263	0.75	2.35	0.088
26			90	0.0379	0.375	2.35	0.12

ここに、 d_0 ：ノズル口径、 H ：ノズル中心標高と減勢池標高の差、 θ_0 ：ノズル放流方向と導流壁のなす水平面上の角度、 Q ：流量、 L_1 、 L_2 ：それぞれ、自由落水脈上面の落下位置と導流壁及び刃型堰までの距離、 h_2 ：水脈着床位置に跳水始端がある場合の減勢池の水深(図-2参照)。

が所定の位置 (L_1 、 L_2) になるよう設定した。これら条件の設定は、実際に想定される減勢池規模及び放流条件を念頭に行ったものである。

h_2 は、減勢池下流端に設けた刃型堰の高さを変化させて求めた実験結果である。刃型堰の越流流れは、減勢状況の影響を受けており、時間的な変動が大きいと共に、横断方向に変化する場合も見られた。このため、減勢池内が完全に整流された状態で、減勢池内の水深と刃型堰越流量の関係を求め、得られた関係を用いて Q に対応する水深として h_2 を求めている。

3. 刃型堰高と流況の関係

本報告は水脈着床位置に跳水始端がある状態を検討するものであるが、予備的検討として、刃型堰高を変化させた場合の流況変化を確認している。ここでは、以下の検討に先立ち、刃型堰高を変化

させた場合の流況変化についてまとめておく。

図-3 に流況変化の概要を示す。空中放流水脈は、着床後に放射状に広がり、周辺の流れは平面渦を伴う 3 次元的な極めて複雑な流れとなるが、こうした複雑な流れを解析するのが本報告の目的ではない。また、紙面の関係もあり、図では、導流壁高の決定に際し、水理設計上重要になると思われる導流壁との関係を中心に、単純化して示してある。

刃型堰が低い場合には、着床した水脈が跳水渦に水没しない露出射流となって流下し、導流壁や刃型堰に衝突する(図-3 (a))。流況は荒れたものとなり、水脈の跳ね上がりも大きい。避けるべき減勢状態といえよう。

刃型堰を高くするに従って、跳水が得られるようになり、跳水始端も放流水脈の着床位置に向かって移動するが、露出射流の区間が長い場合に

は、導流壁等への水脈の這い上がりが大きい。また、減勢池内の平面渦も顕著であり、避けるべき流況となる。減勢池内の平面渦は、着床後の水脈の分散が、水脈が鉛直に着床しない限り非対称なものであること、放流水脈に対し減勢池形状が非対称であることから避けられないものと考えられるが、露出射流区間が長い場合には、平面渦の形成が露出射流により助長されるようである。

露出射流発生時の流況の把握は、放流水脈の水理的な性状、落下方向・位置の影響を評価する必要がある、かなり難しい問題となる。ここでは、少なくとも露出射流を生じさせないこと、即ち、跳水始端位置を水脈着床位置に一致させること(図-3 (b))を水理設計上の一つの指標として提案する。このような設定により、跳水による減勢効果は最大限発揮することができ、ある程度安定した流況を得ることができる。

刃型堰高を更に高くすると、跳水始端が水没し、放流水脈は噴流となって着床するようになる。堰高が高くなるに従って、水面変動は小さく、安定した流況となり、問題のない流況となる(図-3 (c))。減勢池内水位に対する導流壁での水面の這い上がりも小さくなるが、導流壁高としては、(b)の状況と比較して高くなる傾向になる。

写真-1は、露出射流のなくなる臨界状態付近

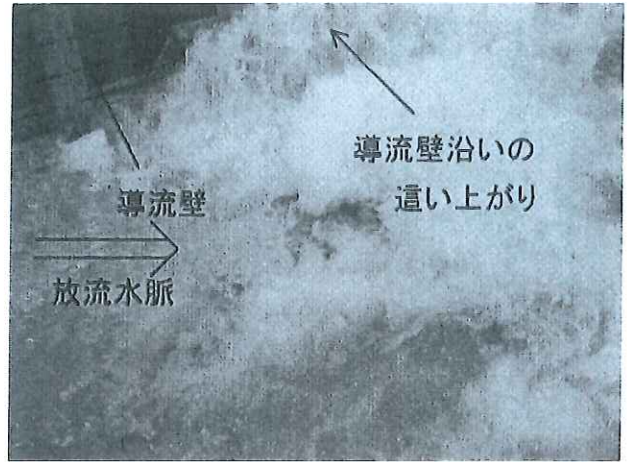


写真-1 露出射流のなくなる臨界状態の流況例

での流況例である。露出射流は、水脈の放流方向で若干みられており、水脈周囲のその他の部分については、潜り跳水の状態となっている。また、例では、導流壁がかなり近くにあり、導流壁での水脈の這い上がりも比較的大きい。ここで提示した、「露出射流がなくなる」の条件は、水理設計上の必要条件として提示したものであり、十分条件ではないので設計上の取り扱いに注意が必要である。即ち、着床点から導流壁や刃型堰位置が近すぎる場合、特に刃型堰が近い場合には、減勢が不十分な水脈が下流に放出され、許容できない流況が生じる可能性がある。導流壁や刃型堰での水脈の這い上がり状況については、今後の検討課題であるが、跳水長と導流壁位置の関係が目安になるものと思われ、このうち跳水長については、本報告で検討を行っている。

なお、以上の記述では、減勢池内の水位調節施設を実験で用いた刃型堰の用語で統一したが、実際の構造物では副ダム又は、減勢池内水深に対応する下流河道水深となる。

4. 運動量式による解析と実験結果との比較

4.1 概要

先に述べたように、減勢池内の流況は、放流水脈の水理的な性状と落下方向・位置の影響を受け、多くのパラメーターが存在する。そのままでは、問題が複雑過ぎるので、ここでは、まず、減勢池の平面規模が跳水により減勢させるに足る十分な場合を想定し、放流水脈の水理的な性状のみをパラメーターとして運動量式による流れの解析を行い跳水に必要な下流水深を検討する。次に、実験結果と比較することで、減勢池規模の影響を

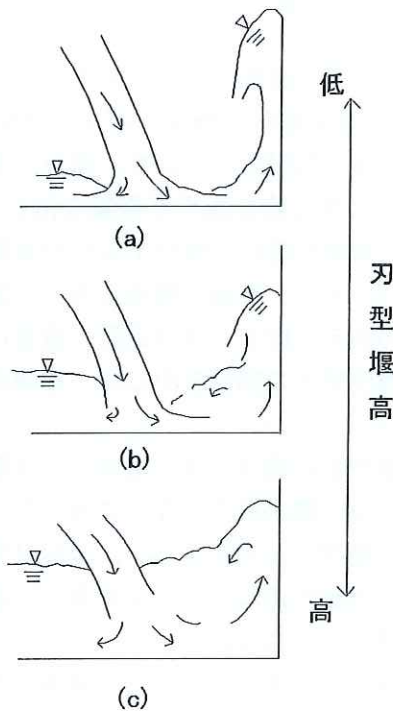


図-3 刃型堰高による流況変化の概要

検討する。

4.2 着床水脈の分散

着床水脈の分散を検討するに当り、以下の仮定を行う。

- ①ノズルからの放流水脈はエネルギー損失のない自由落下にて着床する。
- ②着床後の流向変化によるエネルギー損失及び底面せん断力を無視する。
- ③水脈の分散は、着床面内のある点を中心に放射状になされる。

①は、別途実施したノズル放流水脈の落下軌跡の計測により確認されている。また、②は、自由落下式減勢工の跳水発生条件の検討において、安芸¹⁾が仮定した条件である。③は、流況観察の結果のとしての仮定である。図-4に示すように、中心点は x 軸上にあり、 θ が小さくなるに従って流下方向の流量が大きくなることから、着床断面(楕円)中心から流向と反対方向にずれた位置に存在するものと考えられる。ここに、 x 軸は、着床断面中心を通過し、放流方向を正とする軸、また、 y 軸は、着床断面中心を通過する、放流方向と垂直な方向の軸である。

図-4において、着床直前の水脈断面及び着床断面の外縁を通過する断面を検査断面として、②、③の仮定のもとに x 方向の運動量式を求めると、

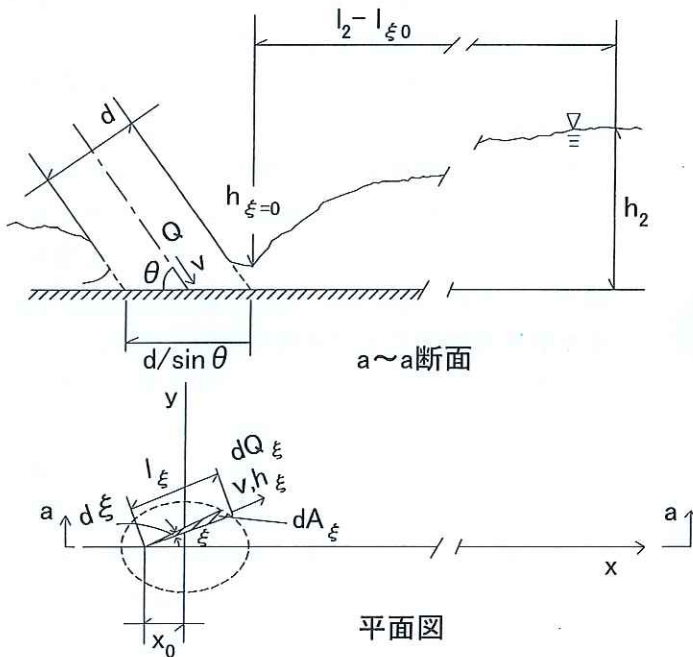


図-4 水脈の分散及び跳水に係わる諸量説明図

次のようになる。

$$\rho v \int_0^\pi \cos \xi dQ_\xi + 0.5 \rho g \int_0^\pi h_\xi^2 l_\xi \cos \xi d\xi - 0.5 v Q \cos \theta = 0 \quad (1)$$

ここに、 ρ :水の密度、 g :重力加速度、 v :着床位置での流速、 ξ :分散水脈成分の流向と x 軸のなす角、 h_ξ 、 Q_ξ :それぞれ、着床断面外縁における ξ 方向の分散水脈の水深及び ξ と $\xi + d\xi$ に挟まれた微小区間を通過する流量、 l_ξ : ξ 方向にとった分散中心位置 $(x_0, 0)$ と着床断面外縁までの距離、 θ :着床位置における放流水脈と減勢池床面のなす角である。 v 、 θ は仮定 ①より計算される。

ここで、着床断面積 $A_0 (= \pi d^2 / 4 \sin \theta)$ 、 d :着床位置での放流水脈口径 $= \sqrt{4Q / \pi v}$ のうち、 ξ と $\xi + d\xi$ に挟まれた微小区間(図の斜線部分)の面積を $dA_\xi (= 0.5 l_\xi^2 d\xi)$ とすると、

$$dQ_\xi / Q = dA_\xi / A_0 \quad (2)$$

$$h_\xi = \frac{dQ_\xi}{v l_\xi d\xi} = \frac{l_\xi Q}{2v A_0} \quad (3)$$

であり、上式を用い、更に代表長さとして d を用いて長さに関する諸量を無次元化すると次式を得る。

$$\frac{\int_0^\pi l_\xi'^2 \cos \xi d\xi}{A_0'} + \frac{\pi \int_0^\pi l_\xi'^3 \cos \xi d\xi}{16 A_0' F_r^2} - \cos \theta = 0 \quad (4)$$

ここに、 $l_\xi' = l_\xi / d$ 、 $A_0' = A_0 / d^2$ 、 $F_r = v / \sqrt{gd}$ である。 l_ξ' は次式で計算される。

$$l_\xi' = \sqrt{(x_\xi' - x_0')^2 + y_\xi'^2} \quad (5)$$

$$x_\xi' = \frac{x_0'^2 \tan^2 \xi \pm \sqrt{-x_0'^2 \sin^2 \theta \tan^2 \xi + t/4}}{t}$$

$$y_\xi' = \sqrt{1/4 - \sin^2 \theta x_\xi'^2}$$

ここに、 $x_\xi' = x_\xi / d$ 、 $y_\xi' = y_\xi / d$ 、 $x_0' = x_0 / d$ 、 $t = \sin^2 \theta + \tan^2 \xi$ 、 x_ξ 、 y_ξ :それぞれ l_ξ の着床断面外縁での x 及び y 座標であり、複号は、 $0 \leq \xi \leq \pi/2$ で+、 $\pi/2 < \xi \leq \pi$ で-をとる。式(4)、(5)により、 x_0' を求めることができ、式(2)、(3)により着床断面外縁上の流量及び水深分布を求めることができる。

4.3 跳水計算と実験結果との比較

写真-1の説明から分かるように、跳水のために最も大きな下流水深を必要とするのは、 x 軸方向の分散水脈の成分である。そこで、 x 軸方向の分散水脈の成分について、水平水叩き上の跳水計算と同様に連続式及び運動量式を求めると次式となる。

連続式

$$dQ_{\xi} = v h_{\xi} l_{\xi} d\xi = v_2 h_2 l_2 d\xi \quad (6)$$

運動量式

$$\rho v dQ_{\xi} + 0.5 \rho g h_{\xi=0}^2 l_{\xi=0} d\xi - (\rho v_2 dQ_{\xi} + 0.5 \rho g h_2^2 l_2 d\xi) = 0 \quad (7)$$

ここに、 v_2 、 h_2 、 l_2 ：それぞれ跳水終端の流速分布がほぼ一様な断面での流速、水深、 x_0 からの距離である。 h_2 は、実験で得られた跳水始端が水脈着床位置にある場合の減勢池内水深と同様の意味を持つものと考えられ、同じ記号を用いている。式(6)、(7)を用い、 d により長さを無次元化すると次式を得る。

$$\left(\frac{h'_2}{h'_{\xi=0}}\right)^3 \left(\frac{l'_2}{l'_{\xi=0}}\right)^2 - (2F_r^2/h'_{\xi=0} + 1) \frac{h'_2}{h'_{\xi=0}} \frac{l'_2}{l'_{\xi=0}} + 2F_r^2/h'_{\xi=0} = 0 \quad (8)$$

ここに、 $h'_{\xi} = h_{\xi}/d$ 、 $h'_2 = h_2/d$ 、 $l'_2 = l_2/d$ である。式(8)より、 h'_2 が求められるが、 l'_2 を設定する必要がある。これは、2次元の水平水叩きの跳水計算では生じない問題であり、水脈が放射状に

放出され、流下するに伴い単位幅当り流量が小さくなることに原因がある。 l'_2 は、水平水叩き上の跳水では、 $(l'_2 - l'_{\xi=0})/h'_2 = 4.5$ 程度の値が得られており²⁾、ここでも、4.5程度として検討を行った。その結果、4.0の方が実験との適合性がよいので4.0の値を用いて実験ケースの計算を行った。ただし、4.5と4.0の場合の h'_2 の差は、3~4%程度であり、小さい。

図-5に h'_2 の計算値と実験値を比較して示す。ここで、実験での $F_r = 4.5 \sim 8.6$ 、 $\theta = 27.4 \sim 74.8$ 度である。両者の関係はややばらつくが、導流壁等の影響を無視したにも拘わらず、計算値と実験値は比較的よく一致しており、今回の実験範囲では、実験値は計算値 $\pm 30\%$ の範囲に納まっている。設計上は、計算値に30%程度以上の余裕を見込めば安全な設定が可能であろう。

実験値と計算値の差の傾向は特に見られておらず、大きい場合、小さい場合の両者が存在する。実験値が計算値より大きくなる場合の理由として着床水脈の $\xi = \pi$ の側の水脈が水没しており、水没部の水圧の影響により実際の θ が大きくなっていること、刃型堰までの距離が跳水長よりも大き過ぎる場合には、堰位置での水深の影響が直接着床点にまで作用しないことが考えられる。また、小さくなる場合の理由として、導流壁や刃型堰に作用する動水圧の影響が、更に、何れの方に作用するか分からない現象として、水平渦や刃型堰を越える流れが横断方向に一様でないことなどが挙げられ、各実験ケースでは、これらの影響が複雑に影響しあっているものと思われる。なお、上述のうち、刃型堰までの距離が大きい場合に跳水始端が下流に移動する現象は、副ダムを有する通常の水平水叩き式減勢工において見られる現象であり、これについては、所定の跳水長位置に放流水を着床させることで対応が可能である。

参考までに、表-2、図-6に計算結果から求められる x'_0 及び h'_2 と F_r 、 θ の関係を示す。 x'_0 については、 $F_r = 7$ の結果を示したが、 F_r による変化は殆ど無く、 $F_r = 4 \sim 10$ の範囲では、表の値を用いて問題ない。 h'_2 は、 F_r 、 θ が大きいほど大きくなる傾向があるが、 F_r が10以下、 θ が20度以上では、4以下となっている。2次元跳水では、例えば $F_r = 4$ でも流入水深と下流水深の比が5.2であり、これと比較して小さい下流水深での跳水が

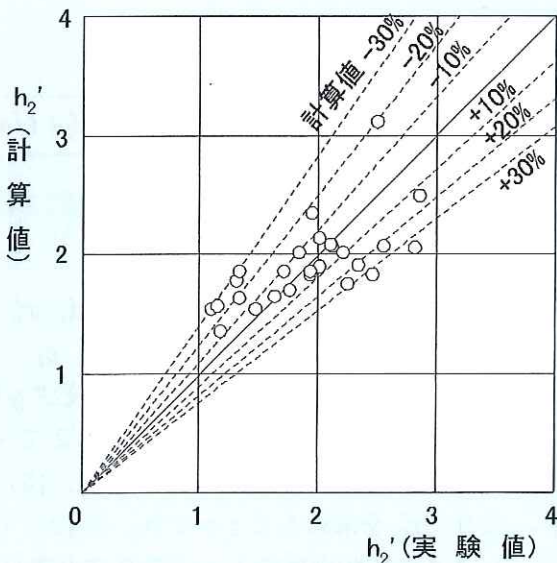


図-5 h'_2 の実験値と計算値の関係

表-1 $x'_0 (= x_0/d)$ 値 ($F_r = 7$)

θ (度)	90	80	70	60	50	40	30	20
x'_0	0	-0.09	-0.18	-0.29	-0.42	-0.59	-0.86	-1.36

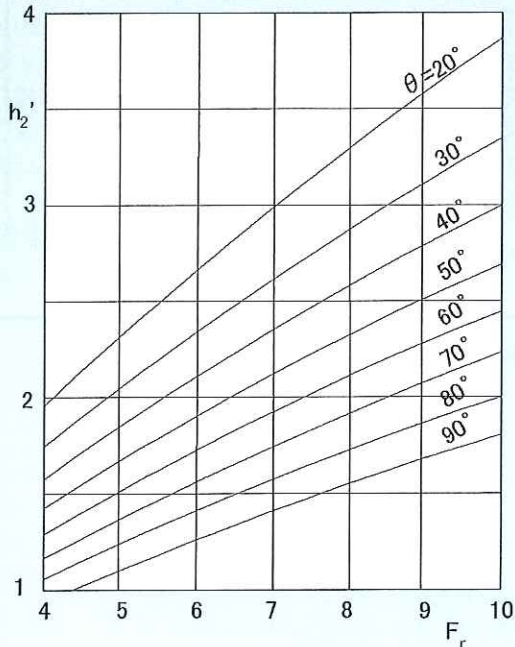


図-6 h'_2 と F_r, θ の関係 (計算値)

可能なことが分かる。

5. おわりに

空中放流水脈の露出射流をなくす跳水条件について、実験及び運動量式を用いた検討を実施した。主たる結果は以下の通りである。

- (1) 運動量式を用いて求めた下流水深の算定式により、導流壁等が複雑に影響する実験結果を概ね表すことができた。計算値と実験値の差は±30%程度以下であり、計算値に30%程度の余裕を見ることで、設計上安全な下流水深を求めることが可能と思われる。

(2) 計算値と実験値の比較により、空中放流水脈の跳水長は下流水深の4倍程度と推定される。

上記(1)により求められる跳水のための下流水深を確保し、(2)の跳水長が確保できる減勢池規模を設定すれば、安定した減勢池流況が得られるものと思われる。こうして得られる減勢池の平面規模は比較的大きいものとなることが予想されるが、先にも述べたように、導流壁等が跳水長内にある場合にも、減勢池流況として採用できない訳ではなく、減勢池規模の縮小が可能である。今後は、導流壁等が近い場合の水脈の這い上がり状況について、下流水深が跳水水深より大きい場合も含めて検討し、空中放流の減勢池の設計方法を確立していく予定である。

参考文献

- 1) 安芸周一：アーチダム中央越流式洪水吐に関する研究, 電力中央研究所技術研究所報告, 土木 62002, 1962.
- 2) 土木学会：平成 11 年版水理公式集, pp.268-269, 1999.

*柏井条介



独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム水
理チーム上席研究員
Josuke KASHIWAI

田村洋満**



(前) 独立行政法人土木
研究所水工研究グループ
ダム水理チーム交流研究
員)
Hiromitsu TAMURA