

強制跳水に関する研究(1)

—台形副ダムによる跳水特性—

中 川 博 次

STUDIES ON FORCED HYDRAULIC JUMP (1)

Several Features of Hydraulic Jump Formed by the Secondary Dam
with a Trapezoidal Shape

By Hiroji NAKAGAWA

Synopsis

“Forced hydraulic jump” is defined as a jump which is formed forcibly by the stilling basin appurtenances when the jump would be swept out due to insufficient tailwater depth. Although a great number of tests have been conducted on hydraulic-jump-type stilling basins with various appurtenances, up to date, analytical data are not enough to explain the flow behaviours in the basin and to develop a general design procedure of the structures.

The object of the study described herein is to investigate the performance of the secondary dam with a trapezoidal shape under overflow condition, which is widely used as the stilling basin structures of the flood-control projects. It is a peculiar phenomena exhibited in this type of the basin that a stable jump formed in the basin abruptly changes into supercritical flow condition at a certain discharge increase, and vice versa. In this paper, the flow characteristics under these critical states which represent a transition region between a normal jump and a “forced jump”, are presented. Under a “jump-spray” critical state, the experimental data shows that a stable jump is formed in smaller length than that of a normal jump and that the pressure terms included in the momentum equations should be compensated for hydrostatic pressure distribution. Under “spray-jump” critical state, the theoretical solutions based on the momentum and energy equations show good agreement with the experimental results.

1. ま え が き

貯水池にためられた水はダム築造前に河道を流下する水に比べはるかに大きいエネルギーをもっており、貯水池からの放流によって機械的エネルギーに変化してダム直下流の河床や下流河道を侵食・崩壊させる危険性があるから、通常なんらかの方法で放流水のもつエネルギーを減殺しなければならない。一般に、放流水が堤体下流面に沿って流下する場合の減勢工としては水理学的に有利な跳水を利用した方法が採用される。跳水型減勢工の水理学的な基本性状は水平水路床上に形成されるいわゆる正常跳水 (normal jump) によって代表されるが、実際の減勢工では個々のダムに固有な設計条件を満足するよう種々の修正が施こされている。シュートブロック、バップルピヤ、端末シルなどのいわゆる減勢補助構造物はいずれも実用目的を満足させるためのものであり、その適用性を検討するために数多くの実験的研究が現在までに行なわれてきた。その結果、減勢工の代表的型式については、その一般設計に必要な解析資料が与えられ、それにもとづ

いて設計された減勢工が十分な機能を発揮することが実証されている。

ここでいう強制跳水とは、下流水深が跳水必要水深より低く、跳水が下流へ押し流される状態が予測された場合に補助構造物を設けることによって減勢池内に確保される跳水現象をいい、バフフルピヤールや段上げなどは一般にこのような機能を果たすものである。

本研究では、わが国の洪水調節用ダムにおいて独自の発展をみた台形断面を有する副ダムの減勢機能と設計理論について考察する。本文では、減勢池内に形成される跳水が副ダム下流の水位の影響を受けないいわゆる自由越流 (free overflow) の状態のみを取り扱うが、とくにこの種の構造物に発生する特異な流況である跳水一飛散および飛散一跳水臨界状態における減勢工の機能について考察する。

2. 減勢補助構造物の水理学的意義

跳水型減勢工の基本型式は二次元流れとしての取り扱いが可能な水平直線水叩きである。しかしながら、既設の大部分の減勢池では、地形・地質条件、水理条件および他の構造物との関係を考慮して修正が施こされている。このような修正の目的とそれに適合した減勢工型式との関係を一般的に考察すると次のとおりである。

i) **跳水の安定** 跳水の位置は一般に下流水位の微妙な変動によっても大きく移動する。比較的小さい下流水位の変動に対して跳水を安定させる目的で、バフフルピヤール、端末シル、段上げ、逆傾斜水叩きを用いる。

ii) **エネルギー減殺量の増大** 下流河床の洗掘を防止し、また跳水長を減少する目的でバフフルピヤール、端末シル、段上げ、水はねなどが設置され、水叩き長を大巾に節減するためにローラーバケットや逆傾斜水叩きが採用される。

iii) **潜り状態の発生防止** 下流水位が過大で潜り流況を生じ、高速底層流が発生する可能性がある場合には、端末シル、段落ち、ローラーバケット、傾斜水叩きなどを採用し潜流の発生を防ぐ。

iv) **跳水必要水深の確保** 自然河道の水深が対応水深 (sequent depth) より極端に低い場合には、副ダムや段上げによって必要水位を確保する。

v) **地形との適合** 河道断面が減勢池中心線に対して著しく左右非対称であったり、平面的に急曲した河道部に減勢工を設けたりする場合には、主としてその附近の河道のもつ三次元特性によって減勢工形状が決定され、水理学的に無理のない限り、減勢池導流壁に絞り、拡がり、彎曲などの修正を施こして工費の節減をはかる。単に地形条件に適合するよう設計された減勢工が直線水叩きより大きい減勢機能や跳水安定効果をもつ場合がある。

vi) **不均等流の処理** 放流管の操作によって生じる水叩き内の不均等流れは平面渦や衝撃波など減勢処理上好ましくない状態を招く。このような集中流に対する対策としては、大規模なバフフルピヤール、バフフルブロック、分離壁が考えられる。

このように目的に応じて異なった減勢工型式や補助構造物が採用されるが、一般にその水理学的機能は運動量方程式によって説明される。定常平均流に関する運動量方程式を直角座標系で表わすと次のとおりである¹⁾。

$$\int \rho \bar{u} \{ \bar{u} \cos(x, \nu) + \bar{v} \cos(y, \nu) + \bar{w} \cos(z, \nu) \} dS = \int \rho \bar{X} dV \\ - \int (\bar{p} + \rho \bar{u} \bar{u}') \cos(x, \nu) dS + \int \{ \bar{\sigma}_x \cos(x, \nu) + \bar{\tau}_{xy} \cos(y, \nu) + \bar{\tau}_{xz} \cos(z, \nu) \} dS \dots \dots (1)$$

ここで、 \bar{u} , \bar{v} , \bar{w} はそれぞれ平均流速の x , y , z 方向成分、 ν は流体塊の表面にたてた単位法線ベクトル、 \bar{X} は単体質量当りの体力成分、 \bar{p} は平均圧力、 \bar{u}' は平均流速からの変動量、 $\bar{\sigma}_x$ は垂直応力成分、 $\bar{\tau}$ はせん断応力、 dS は流体塊の面積素片である。いま、 x 軸にそって L なる長さをもつ跳水の前後における x 軸に垂直な断面 I および II を考え、境界面におけるせん断応力の x 方向成分を $\bar{\tau}_{xb}$ で表わし、また平均流の粘性応力を無視すると、上式は

$$\int_{II} \rho \bar{u}^2 dA - \int_I \rho \bar{u}^2 dA = \int_0^L \rho \bar{X} dA - \int_I (\bar{p} + \rho \bar{u}^2) dA + \int_{II} (\bar{p} + \rho \bar{u}^2) dA + \int_0^L (\bar{p} + \rho \bar{u}^2) \cos \theta(x, \nu) ds - \int_0^L \tau_{xb} ds \quad \dots\dots\dots (2)$$

として表わされる。ここに、 dA は $\cos(x, \nu) dS$ 、また $\cos \theta(x, \nu)$ は境界面にたてた法線ベクトルの方向余弦であって、一様水路で水路底面を軸にとった場合には 0 となる。

いま、ブシネスクの運動量係数 $\beta = (1/Q) \int (u^2/U) dA$ (U : 平均流速)、イエガーの圧力係数 $\lambda = (1/\rho g A h_G \cos \alpha) \int (\bar{p} + \rho \bar{u}^2) dA$ (h_G : 流水断面の重心までの深さ)、跳水区間の流水質量に関する補正係数 K 、平均流水断面積 A_m 、せん断力を除く境界面作用力の x 方向成分 $P_x = \int_0^L (\bar{p} + \rho \bar{u}^2) \cos \theta(x, \nu) ds$ (上流向きを正)、水路床の傾斜角 α (下流下がりを負)、 $\tau A_m L / R_m = \int_0^L \tau_{xb} ds$ (R_m : 平均径深) を用いて (2) 式を表わすと次のようになる。

$$\rho Q (\beta_1 U_1 - \beta_2 U_2) + \rho g (\lambda_1 A_1 h_{G1} \cos \alpha_1 - \lambda_2 A_2 h_{G2} \cos \alpha_2) = \rho g K L A_m \sin \alpha + P_x - (\tau A_m L / R_m) = F_I - F_{II} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 F は比力とよばれ、

$$F = (\rho \beta Q^2 / A) + \rho g \lambda A h_G \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。(3) 式で $P_x, \alpha, \tau = 0$ とした関係

$$F_I - F_{II} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

は明らかに、水平水路床上の二次元跳水の対応水深を与え、また $P_x, \tau = 0$ としたものは水路床面を x 軸とする場合の傾斜水叩きの跳水関係式を表わす。

いま、ダム地点で与えられる自然下流水深 h_2 が (5) 式から求められる常流対応水深 h_j より小さい場合には、 $F_I > F_{II}$ となり、(3) 式を満足するために $P_x > 0$ となる構造物すなわちバップルピヤー、段上げ、副ダム、導流壁の絞りなどを設けるか、あるいは $\alpha > 0$ となる逆傾斜水叩きを採用しなければならない。一方、 h_2 が h_j より大きい場合には、 P_x または α の値が負になる構造物すなわち段落ちや順傾斜水叩きが有効に使用される。

3. 台形副ダムの機能

河川上流部に建設される大部分のダムでは、その附近の河道が急流部を構成するから、自然の状態で跳水必要水深を期待することはむずかしく、副ダムの築造によって必要水位を確保しなければならない。一方、わが国の河川は一般に洪水総量に比してその最大流量が大きい出水特性を有し、洪水調節計画においても計画高水流量が常時の放流量に比してきわめて大きいのが普通である。したがって、洪水調節用ダムで跳水型減勢工を採用するに当たって、副ダムの経済性が大きな問題としてとり上げられてきた。すなわち、常時の放流量に対する小規模な副ダムや水叩きを非常時の大放流に対してそのまま用いることは、構造物の高さや長さ不足をきたし、また激しい河床洗掘や副ダムへの過大な作用力によって副ダムが破壊する危険性が考えられる。一方、異常放流に対して十分な減勢機能を有する副ダム

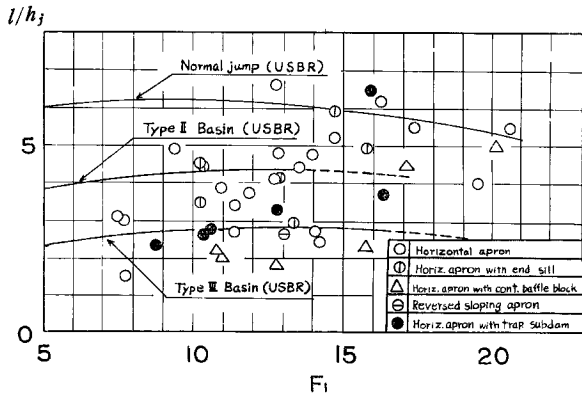


Fig. 1. Length of the basin at existing jump-type stilling basins.

を建設することは余りにも不経済であり、また山間部に建設されるダムに関してはその放水処理に対する河川管理上の要請は下流部におけるほどきびしくはない。そこで、計画放流量以下の流量に対しては副ダムとしての跳水減勢機能を持ち、異常放流に対しては副ダムへの過大な作用力による破壊とその直下流の洗掘の危険性を除くために水はね (deflector) として水叩き流入射流を平滑に下流河道に放出させうる台形副ダムが用いられるようになった。この減勢工の採用によって水叩き長、導流壁高および下流保護工の長さを著しく節減することが可能となった。Fig. 1 に既設の多目的ダム減勢工の水叩き長と常流対応水深との比を水叩き流入射流の平均フルード数に対して図示するが、台形副ダムの高さを変化させて跳水形状を変えることによって、水平水叩き長の60~70%の減勢池長で満足すべき減勢機能が得られることがわかる。図には米開拓局の推奨する各種減勢工の標準設計曲線を併示するが、操作水頭や最大流量に制限を受けるⅢ型減勢工(バフフルピヤ、シュートブロック、端末シルの組合わせ)とほぼ同じ長さで十分な減勢効果が得られ、しかも水理条件になんらの制約も受けない点で台形副ダムは優れているといえる。なお、図に示された連続バフフルブロックをもつ減勢工はいずれも高圧放流管からの放出流の強制減勢を目的としたもので水叩き長は非常に短い。

4. 実験と跳水特性に関する考察

(1) 実験装置

実験に用いた水路は Fig. 2 に示すように、幅 0.5 m、長さ 5.5 m の長方形様断面を有する木製ペイント仕上げの水平水路である。上流端高水槽の水位を水路との接合部に設けたベルマウスつきゲートで調節して、初期フルード数が3~19の範囲の射流を噴出させた。噴出端から 2.4 m 下流の水路床上に高さ0.10、0.15および 0.20 m の連続台形副ダムを設置した。副ダムの傾斜角は上下流面とも45°、頂部の水平長はダム

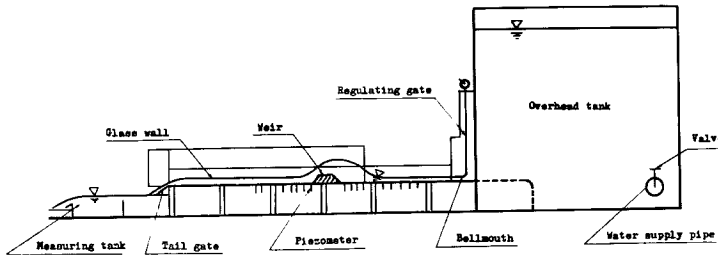


Fig. 2. Arrangement of experimental apparatus.

高 d に等しい値を選定した。跳水水面の測定は2台のポイントゲージを利用して行なわれ、また水路床および副ダム面上に圧力管を埋めこみビニール管でマンメーターに連結して圧力を測定した。圧力管の間かくは水路床面で 5 cm、副ダム面上で 2 cm とした。

(2) 跳水特性に関する考察

副ダムによって保持されている下流水中にゲートからの噴出射流が流入すると、副ダムの高さと同噴出流のもつエネルギーの相対関係によって、潜り跳水 (drowned jump)、正常跳水、飛散 (spray) の3種の流況を呈する。正常跳水を形成している状態では、副ダム上流に h_j にほぼ等しい最高水深を示し、副ダム上の限界水深までいわゆる低下背水曲線とつながる。このような状態から流量を微小量ずつ増加させて安定した跳水が十分長時間形成されることを確認し、さらに流量を増加させるという操作をくり返すと、ある流量以上で突然跳水が下流におしやられ射流状態のまま副ダム上を飛散して下流水路に落下するという状態が生じる。また逆に飛散状態から次第に流量を減少していくとある流量以下で副ダム頂部から上流へ向かってくずれ込み

を生じる限界がある。このような臨界状態をそれぞれ、跳水—飛散および飛散—跳水臨界とよぶ。このような上下の臨界状態で得られる水理特性は明らかに与えられた副ダムによる跳水安定限界を与えるものであって、その機能設計に当たっての必要余裕高や許容放流量に関する知識を提示してくれる。なお、鉛直上流面をもつ副ダムやせきでは射流状態で流下する場合にも衝突した流れが水叩き内へ巻き込み、また水面隆起や動揺が激しいから一般に臨界状態を実験的に考察することはむずかしい。

Table 1. Experimental results under “jump-spray” critical state.

Weir height d cm	Test No.	Discharge rate Q l/sec	Initial flow depth h_1 cm	Maximum flow depth h_s cm	F_1	Sequent depth h_j cm	Length of basin X cm	Length of roller l_s cm	Flow depth below the weir h_3 cm
20	1	46.90	1.65	34.5	14.14	32.2	145	135	5.3
	2	44.90	1.31	35.0	19.13	34.8	145	128	5.8
	3	60.69	2.28	37.0	11.26	35.2	165	148	7.0
	4	85.97	3.60	38.5	8.04	39.1	172	162	9.4
	5	137.78	6.49	45.2	5.32	45.6	196	179	13.9
15	6	36.17	1.81	27.3	9.49	23.4	98	88	4.6
	7	46.27	2.32	29.4	8.37	26.3	109	99	5.4
	8	59.19	3.08	31.6	7.00	29.0	115	98	6.5
	9	80.31	4.49	35.8	5.39	32.0	130	113	8.8
	10	118.87	7.14	39.8	3.98	36.6	191	150	12.8
	11	30.42	1.40	26.7	11.73	22.5	110	110	4.1
10	12	29.12	1.36	27.0	11.71	21.8	117	90	4.0
	13	54.00	4.07	24.5	4.20	22.1	119	102	6.5
	14	41.94	3.05	23.0	5.03	20.2	80	70	5.2
	15	32.41	2.13	20.6	6.66	19.0	72	62	4.0
	16	24.42	1.56	20.2	8.01	16.9	83	66	3.4
	17	20.79	1.26	20.1	9.39	16.1	72	55	3.1
	18	18.77	1.14	18.4	9.85	15.3	62	52	2.8

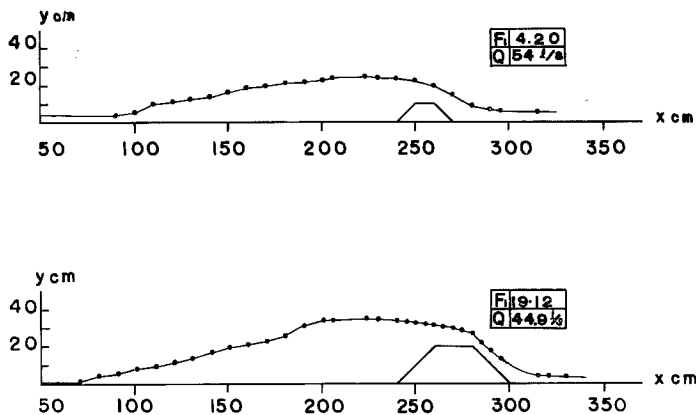


Fig. 3. Jump profile.

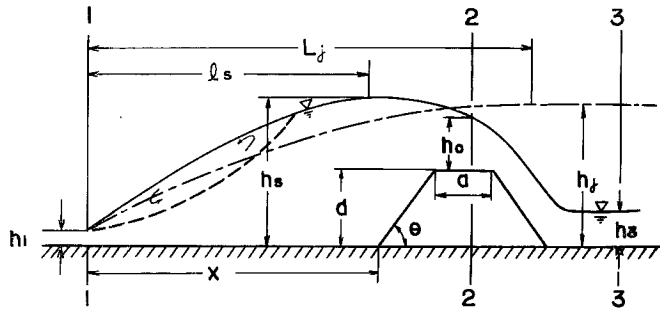


Fig. 4. Definition sketch of hydraulic jump by trapezoidal weir.

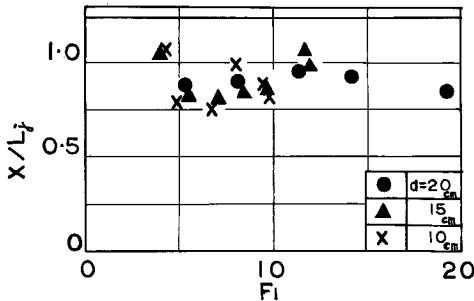


Fig. 5. Length of stilling basin in terms of L_j .

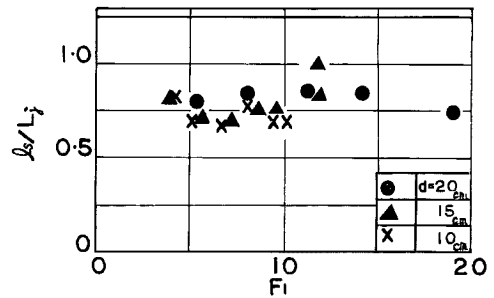


Fig. 6. Length of roller in terms of L_j .

本実験では跳水—飛散臨界状態での流量，水面形状および作用圧力の測定を行なったが，その結果を要約して Table 1 に示す。飛散—跳水臨界については必要副ダム高を知るための臨界流量と副ダム上流端水深を測定した。

跳水—飛散臨界状態での跳水形状の測定値を Fig. 3 に示すが，いかなる流量条件でも最高水位を示す点は副ダム上流端より上流に存在することが認められた。Fig. 4 に示される跳水諸量を正常跳水の水力諸量と比較するために，跳水始端から副ダム上流端までの距離 X (必要減勢池長を表わす) および最高水位を示す位置までの距離 l_s と正常跳水長 L_j ($5h_j$ として計算) との比を示したのがそれぞれ Fig. 5 および 6 である。副ダム高が大なるほど若干大きい値を示すようであるが， X/L_j はほぼ 0.80~0.95， l_s/L_j は 0.70~0.85 の値を示した。この場合の跳水渦長はほぼ l_s に等しいことが観察された。最高水深 h_{max} と h_j との比を F_1 に対して Fig. 7 に図示するが， $d=20$ cm のときを除き h_{max}/h_j は F_1 に直線的に比例して増加することが認められた。

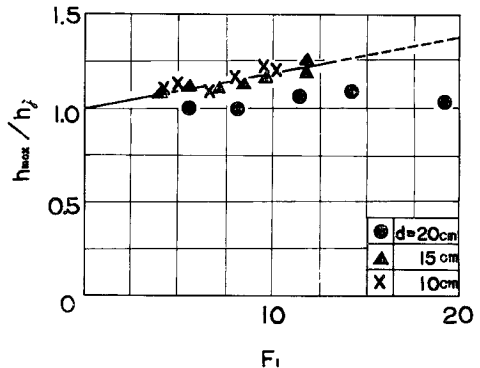


Fig. 7. Maximum jump height.

5. 跳水—飛散臨界状態に関する考察

(1) 副ダム越流水の圧力分布の推定

跳水—飛散臨界では完全跳水の場合に比べ、副ダム上流での水面変動が大きく、また越流水の混合空気量も大であって流れが白濁化している。このような状態では副ダム位置までの流れの乱れ拡散は十分でなく、副ダム上でも底面流速が支配的となり、副ダム天端上流端での圧力は高速底流の剝離にともなって低下する。また副ダム上の越流水面は常に上に凸な形状を呈するから、任意断面の圧力分布は静水圧分布よりやせた形をとるであろう。

運動量方程式に導入すべき下流端条件としては、副ダム天端に常に支配断面があらわれるものとして取り扱う。実験観察によると連行空気を含んだ見かけ上の限界水深があらわれる位置は副ダム天端高を基準とした越流水深が減少するとともに副ダム天端上で上流側へ移動することが認められた。支配断面での実測底面圧力と限界水深 h_c との比は Fig. 8 に示すように F_1 の増加とともにほぼ直線的に増加することが認められた。これは越流水深の増大とともに副ダム天端にそった剝離領域および流速が増大し、さらに水面曲率も大きくなるためと考えられる。一方支配断面の位置および断面作用力は明らかに天端長の大きさに支配され、一般に天端長が大なるほど大きい作用力を示すから跳水の安定効果は増大する。

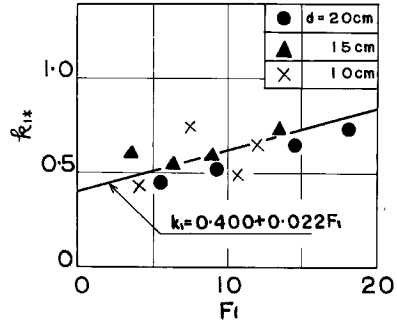


Fig. 8. Bed pressure coefficient at control section.

上述のように支配断面での実測底面圧力は副ダム天端上流端での局所的流れの影響と越流水面の曲がりの影響をうけるから、支配断面における作用力を厳密に求めることはむずかしいが、いま底面での流線の曲率半径は無有限大、また水面での曲率半径は実測底圧から求められる有限値をとるとして断面作用力を計算する²⁾。すなわち、水面での曲率半径を R_s とし、水面と水面との間で曲率が直線的に変化するものとする、 $1/R = \{h_c - (y/h_c)\}/R_s$ (y : 水面からの深さ、 R : y 点での流線の曲率半径) なる関係が得られる。いま、 $\eta_* = y/h_c$ 、支配断面での平均流速 U_c を用いて、彎曲流れの y 方向の運動方程式を積分すると任意点の圧力に関する次式が得られる。

$$p_* = \frac{p}{\rho g h_c} = \eta_* - \frac{U_c^2}{g R_s} \left(\eta_* - \frac{1}{2} \eta_*^2 \right) \dots\dots\dots (6)$$

底面での条件 $\eta_* = 1$ で $p_* = k_{1*}$ および限界流条件 $U_c^2 = g h_c$ を (6) 式に代入すると、 $1/R_s = 2(1 - k_{1*})/h_c$ をうる。したがって、(6) 式は、

$$p_* = \eta_*^2 (1 - k_{1*}) + \eta_* (2 k_{1*} - 1) \dots\dots\dots (7)$$

となり、断面作用力 P_c は (7) 式を積分して

$$P_c / \rho g h_c^2 = \int_0^1 p_* d\eta_* = (4k_{1*} - 1)/6 \dots\dots\dots (8)$$

与えられる、 k_{1*} の値として Fig. 8 に示される直線関係 $k_{1*} = 0.400 + 0.022 F_1$ を用いて支配断面での圧力分布を計算すると Fig. 9 のようになり、 F_1 の小さい場合には静水圧分布と仮定した値よりはるかに小さい値となる。

(2) 副ダム上流面作用力

運動量解析に必要なもう一つの作用力は副ダム上流面に作用する力 P_s の水平方向分力 P_{sx} の値である。跳水—飛散臨界状態で測定された副ダム上流面の圧力分布を考察すると流量および初期フルード数によってその分布形状は著るしく異なることが認められた。す

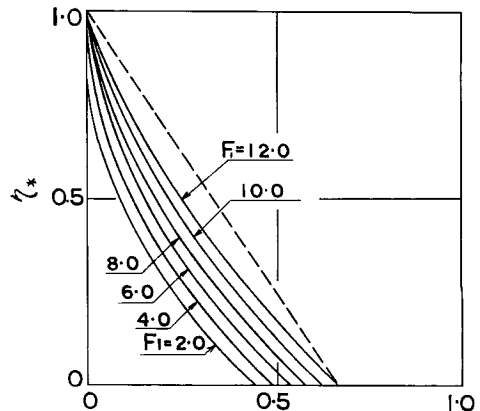


Fig. 9. Pressure distribution at control section.

なわち、流量が大きいかつ F_1 が小さい流れでは、副ダム上流端付近の圧力測定値はその点での水深に相当する静水圧力 p_h よりかなり大きく、それより下流へ向かって急減し副ダム天端ではほぼ0圧力を示した。一方、 F_1 が大きい流れでは低い圧力を示す天端近傍を除き、副ダム上流面各点の圧力はその点での p_h にほぼ等しく上流面にそった圧力勾配も非常に緩やかであることが確認された。一般に F_1 が小さいほど跳水による減勢効果は小さく跳水末端での平均流速と初期流速との比が大きいため、流速水頭の大きさに支配される副ダム上流端での衝撃力や遠心力が大きくなり、一方、副ダム天端付近では(1)で述べたように F_1 が小さい場合に境界沿い流速が増大し頂部での流線剝離にともなう圧力低下の影響をうけるものと考えられる。

跳水一飛散臨界状態での水面形を測定した結果、副ダム上流面区間での水路床を基準とした平均水深はいかなる流量条件でも対応水深 h_j にほぼ等しいことが確かめられた。したがって、静水圧分布を仮定した副ダム上流面作用力の水平方向成分は $\rho g d(2h_j - d)/2$ であり P_{sx} とこれとの比を k_2 とし、副ダム天端上の支配断面での作用力と底面圧力が h_c に等しい静水圧力 $(\rho g h_c^2)/2$ との比を k_1 で表わして、跳水始端と支配断面の間に運動量方程式をたてると次式が得られる。

$$\frac{h_1^2}{2} - k_1 \frac{h_c^2}{2} - k_2 \frac{d(2h_j - d)}{2} = \frac{q}{g}(U_c - U_1) \dots\dots\dots(9)$$

無次元量 $\eta_j = h_j/h_1$, $\delta = d/h_1$ および $\lambda_1 = F_1^2 = U_1^2/gh_1$ を用い、また $\lambda_1^{1/3} = h_c/h_1$ なる関係を上式に代入して k_2 を求めると、

$$k_2 = \frac{1 + 2\lambda_1 - (2 + k_1)\lambda_1^{2/3}}{\delta(2\eta_j - \delta)} \dots\dots\dots(10)$$

となる。なお k_1 を k_{1*} で表示すると、 $k_1 = (4k_{1*} - 1)/3$ で与えられる。実測水面から(10)式を用いて計算された k_2 の値および実測圧力から求められた P_{sx} を用いて計算された k_2 の値と U_2/U_1 (U_2 : 副ダム上流端断面の平均流速)との関係を示したのが Fig. 10 である。 k_2 の値は U_2/U_1 が 7×10^{-2} のとき最小値を示すようであり、それより U_2/U_1 が増大するとともに増加して一定値に近づくことが認められた。 U_2/U_1 は副ダム上流端での平均水深が h_j に等しいと仮定するとき、 $2/(\sqrt{1+8\lambda_1} - 1)$ となる。Fig. 10 に示す曲線上の各

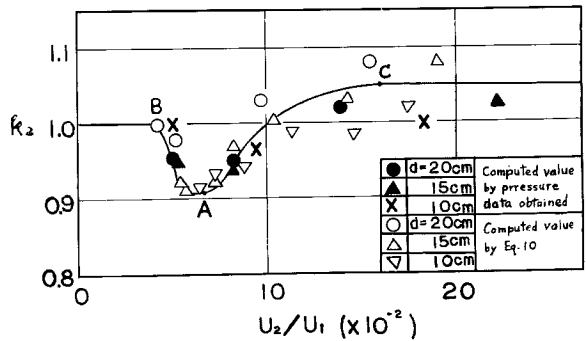


Fig. 10. Ratio of actual force to hydrostatic one acting on upstream face of the trapezoidal weir.

点の初期フルード数を求めると、最小値を示すA点で10.2、B点で18.0、C点で4.7であって、それぞれ定常跳水、強跳水、動揺跳水、激動跳水の限界フルード数に近く、跳水形態によって作用力の大きさが異なることが注目される。また図示された k_2 の値は副ダムの絶対高が大きいほど大きい値を示したが、これは多分副ダム面でのせん断力の大きさの差異および跳水現象における縮尺効果によるものと考えられる。

(3) 必要副ダム高

これまで検討した副ダム上の支配断面における作用力係数 k_1 および Fig. 10 の曲線で代表される k_2 を用い、さらに $U_2 = U_j$ および運動量係数 $\beta = 1$ と仮定して次式により計算された跳水一飛散臨界状態における必要副ダム高は Fig. 11 の曲線Aで与えられる。

$$\delta = \eta_j - \sqrt{\eta_j - \frac{1}{k_2} \{ (1 + 2\lambda_1) - (2 + k_1)\lambda_1^{2/3} \}} \dots\dots\dots(11)$$

計算値と測定値の間には十分満足すべき一致が得られた。図に示された曲線 B は作用力係数 k_1 および k_2 が 1 に等しいときすなわち静水圧分布を仮定した場合の計算曲線であって、鉛直上流面をもつ副ダムによって正常跳水が形成される場合の副ダム寸法を与えることが従来の研究によって実証されている³⁾。

本研究でとり上げた標準台形副ダムを有する水平水叩きで、水叩き長を節減する目的で跳水—飛散臨界状態を設計対象流況に選んだ場合には、副ダム上流面作用力および下流端断面作用力が鉛直副ダムの場合に比して小さくなり、より大きい作用力をうるために副ダム高を大きくする必要があることが A, B 曲線を比較してうかがわれる。

6. 飛散—跳水臨界状態に関する考察

余水吐ゲートの誤操作によって跳水—飛散臨界流量

を上まわる放流が行なわれた場合には、減勢池内にもはや跳水状態が維持されず副ダム上を射流状態で飛散することになる。飛散水脈の下流になんらかの条件で上流向きの段波を生じ、その先端が副ダム天端の上流端に達すると水叩き内へ巻き込みを生じ再び跳水状態にもどる。ここで対象としている自由越流状態すなわち下流水位が副ダム上の流れに無関係な状態では、上流に向かう段波が発生するための基本的条件は副ダム天端上に限界状態があらわれることである。いま、天端上の支配断面での圧力分布が静水圧的であり、副ダム上流面では射流状態が保持されしかも静水圧分布をなすものと仮定する。副ダム上流面に直角な断面をその頂部で考え、この断面と天端上の支配断面との間で運動量方程式をたてると次のようになる。

$$(h^2 \cos^2 \theta / 2) - (h_c^2 / 2) = (q/g)(U_c - U \cos \theta) \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 h は副ダム上流面頂部で上流面に直角方向に測られた水深、 U はその断面での平均流速、 h_c および U_c はそれぞれ限界水深および限界流速、また q は単位幅当りの流量を表わす。連続式および限界流条件 $h_c/h = \lambda^{1/3}$ なる関係を用いて (12) 式を無次元化する、

$$\cos^2 \theta - 3\xi^2 + 2\xi^3 \cos \theta = 0 \dots\dots\dots(13)$$

となる。ここで、 $\xi = \lambda^{1/3}$ である。 $\cos \theta = 1/\sqrt{2}$ として ξ について上式を解き、先述の仮定によって射流解のみをとると、 $\xi = 2.036$ すなわち $\lambda = 8.44$ が得られる。(13) 式が飛散—跳水臨界での運動量関係を与えるものであるが、明らかに副ダム頂部での流れのフルード数は傾斜角によって定まる一定値をとり、また傾斜角が大きいほど大きい値を示す。

いま副ダムの上流端趾部と天端上流端との間にエネルギー方程式をたてると、

$$\frac{U_1^2}{2g} + h_1 = \frac{U^2}{2g} + h \cos \theta + d + h_f \dots\dots\dots(14)$$

となる。上式を h_1 でわって無次元化し、連続式と $(h/h_1) = (\lambda_1/\lambda)^{1/3} = (\xi_1/\xi)$ の関係を代入すると、

$$(\xi_1^3/2) + 1 = (\xi_1/\xi) \{ \cos \theta + (\xi^3/2) \} + \delta + \eta_f \dots\dots\dots(15)$$

が得られる。上式中 η_f は摩擦損失水頭 h_f と副ダム上流趾部水深 h_1 との比であり、摩擦抵抗係数 f および副ダム上流趾部と頂部との間の平均水理量を用いてこれを表わすと、

$$\eta_f = \frac{f \delta \xi_1 \xi (\xi_1^2 + \xi^2)}{8 \sin \theta (\xi_1 + \xi)}$$

となる。これを (15) 式に代入して δ を求めると、 $\theta = 45^\circ$ に対して次式が得られる。

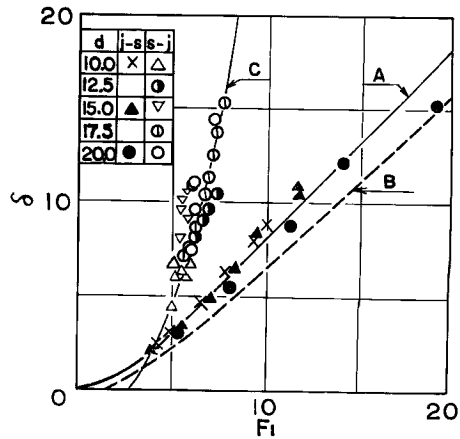


Fig. 11. Required height curves of the secondary dam.

$$\delta = \frac{(\xi_1^3 + 2) - (\xi_1/\xi)(\xi^3 + 1.41)}{2 + \{f\xi_1\xi(\xi_1^2 + \xi^2)\}/\{2.83(\xi_1 + \xi)\}} \dots\dots\dots(16)$$

$f=0.04$, $\xi=2.036$ なる場合の必要副ダム高を(16)式を用いて計算した結果は、Fig. 11の曲線Cで示される。5種の副ダム高について測定された実験値と理論曲線とは十分満足すべき一致を示した。曲線Aで与えられる副ダム高に比してはるかに大きい副ダム寸法を必要とするから、台形副ダムの実際設計で飛散一跳水臨界を設計対象流況に選ぶことはきわめて不経済であり、若干の安全率を見込んだ減勢池設計流量をとり跳水一飛散臨界流況を対象として設計を行なうのが合理的であると考えられる。

7. あ と が き

以上、本研究では1:1勾配を有する標準台形副ダムによって形成される跳水の特性のうち、主として跳水一飛散および飛散一跳水の2つの臨界状態における副ダムの水理機能について考察を行なった。実際設計に有用な考察結果を要約すれば次のとおりである。

(1) 跳水安定限界状態における必要水叩き保護長は正常跳水長の(0.80~0.95)倍であり、減勢池内の最大水深は常流対応水深より常に大きく、その比は初期フルード数の大きさにほぼ直線的に比例して増大する。

(2) 跳水一飛散臨界状態では上流向き作用力が静水圧分布を仮定した場合のそれに比べて小さく、鉛直面を有する副ダムの(1.1~1.3)倍の副ダム高が跳水安定のために必要とされる。

(3) 飛散状態から跳水状態へもどるために必要とされる副ダム高は一般に跳水一飛散臨界における高さの3倍以上を必要とするから、飛散流況を発生しないようゲート操作にあたっての十分な注意が必要である。

なお、本研究の結果副ダムによる跳水安定効果が副ダム天端長の大きさに影響されることが推測せられ、副ダムの経済的設計をはかる上で幾何学的形状の変化にともなう跳水安定効果の変化についての研究が今後進められねばならないことが痛感された。また、実際設計では跳水始端がダム下流面上にくる場合の水理機能が問題とされることが多く、その場合には運動量関係が水平水路床の場合と明らかに異なってくるのであって、副ダム寸法をより大きくすることによっていわゆる強制潜り跳水を形成させ、減勢池長を大幅に節減することも可能であり、このような実際設計に適合した減勢工の水理機能に関する研究も行なわれねばならない。本研究では自由越流状態のみを取りあげたが、引き続いて跳水過程中に傾斜シルを設けた場合の跳水特性について検討を行なっている。

最後に、本研究の遂行にあたって御教示をいただいた石原安雄教授、岩佐義朗教授ならびに図面の作成に労をわずらわした稲葉正喜君に深謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 岩佐義朗：開水路流れの基礎理論，土木学会水理委員会，水工学シリーズ64-01，昭39.7. pp. 15.
- 2) Jaeger, C.: Engineering Fluid Mechanics, Blackie & Son, London, 1956, pp. 123.
- 3) Forster, J.W. and Skrinde, R.A.: Control of hydraulic jump by sills, Trans. A.S.C.E. Vol. 115, 1950, pp. 978.