

II-183

流量変化を考慮した跳水式減勢工

建設省土木研究所 正員 角 哲也

1. はじめに ダム下流の減勢工の設計に際しては、流入条件としての流量が、どの程度の規模にあるのかを常に把握しておかなければならない。その上で、設計された減勢工が、予想される流量の変化に対して十分にその機能を維持出来るか否かを確認する必要がある。通常、流量が特定されれば減勢工規模は容易に決定されるが、実際の流量幅の中で、どこにその流量を求めるかについては明確な基準がない。そこで、ここでは最も一般的である副ダム式の水平水叩きを取上げ、流量変化による水理機能の変化を知ることにより、減勢工設計のための目標値を得ることを主眼とした検討を行っている。

2. 跳水式減勢工の流況特性 従来より、特定の流量 Q_d が与えられた場合の必要となる副ダム高 D_d 、水叩き長 L_d は、それぞれ式(1)、(2)を用いて求められている。

$$D_d/h_1 = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2}-1-5F_1^2}{1+4F_1^2-\sqrt{1+8F_1^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{c} F_1\right)^{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

$$L_d = 4.5 h_j \quad (2)$$

次に、 Q_d と異なる流量が流入した場合の減勢池の流況特性は、設計値（ D_d , L_d ）と、任意流量 Q に対して求められる仮想設計値（ D , L ）の比で整理され図2のA～Eの領域に分類される。この場合、減勢工が $Q/Q_d=1.0$ において（ D_d/D , L_d/L ）=（1.0, 1.0）で設計されるとすれば、流量変化により破線上を動くことになる。^{1), 2)} そこで今回は、跳水式減勢工としての適用限界を求めるために、この Q/Q_d をパラメータとして副ダムに作用する動水圧と減勢区間における減勢効果の測定を実施した。動水圧の測定は、 $Q=180 \text{ l/s}$ （ $h_1=3.2 \text{ cm}$, $F_1=10$ ）で $Q/Q_d=1.0$ となる減勢工規模（ $D_d=25 \text{ cm}$, $L_d=203 \text{ cm}$ ）に対して、一方、減勢効果の測定では、 $Q=80 \text{ l/s}$ （ $h_1=1.6 \text{ cm}$, $F_1=13.1$ ）に対応する（ $D_d=17 \text{ cm}$, $L_d=127 \text{ cm}$ ）に対して、それぞれ流量を増加させた。副ダム圧力計測は半導体式の圧力センサ（8点）を、水位の測定には容量式波高計を使用してそれぞれ電算処理を行っている。

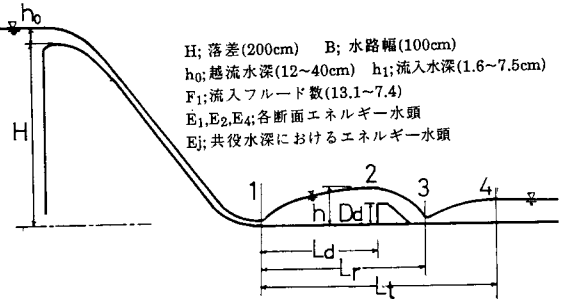


図-1 副ダム式水叩き

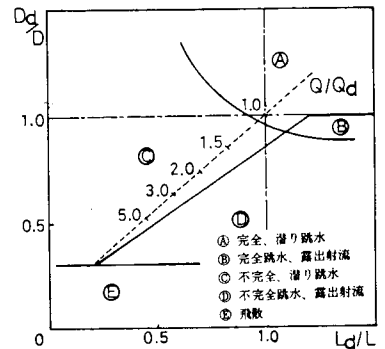


図-2 減勢池流況特性

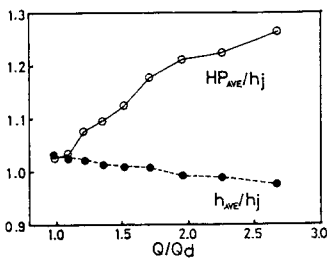


図-3 副ダム作用圧力水頭と水位(平均値)

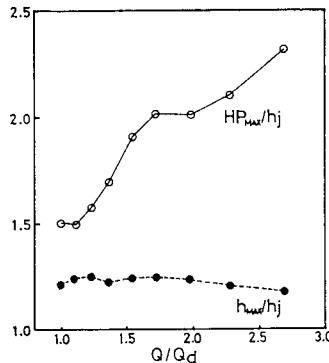


図-4 副ダム作用圧力水頭と水位(最大値)

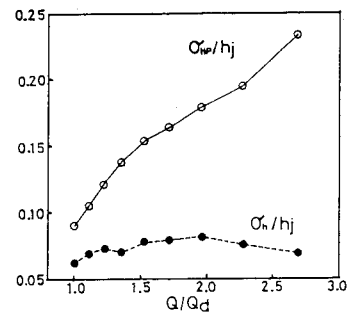


図-5 副ダム作用圧力水頭と水位(標準偏差)

3. 副ダム作用動水圧 動水圧を含めた総圧力水頭 HP を自然跳水における共役水深 h_j で無次元化して、流量比 Q/Q_d で整理したものを図3～5に示す。ここで、 HP_{AVE} , HP_{MAX} , σ_{HP} は、それぞれ副ダム各点における平均圧力、最高圧力、圧力標準偏差の平均値であり、また、 h_{AVE} , h_{MAX} , σ_h は、副ダム前面における平均水位、最高水位、水位標準偏差であり、このうち、最高水位はばらつきが大きいため、 $h_{MAX} = h_{AVE} + 3\sigma$ で換算している。 $Q/Q_d = 1.0$ では $HP_{AVE}/h_j = h_{AVE}/h_j$ であり、静水圧のみと考えられるが、 Q/Q_d の増加に従って動水圧が増大しており、特に HP_{MAX}/h_j の伸びが著しく、 $Q/Q_d = 2.0$ 程度で最高水位の1.6倍程度の高い圧力が作用していることが明らかとなった。

4. 減勢区間における減勢効果 まず、各流量時における副ダム下流への水脈到達距離 L_r （副ダム越流面を水脈がはく離する場合も含む）を計測し、その上で、断面3が丁度始端となる跳水を下流水位 h_4 を調節して発生させ E_3 を h_4 の測定値から推定した。また、 L_t は断面3～4間が自然跳水によるものとして、 $L_t = L_r + 5.5h_4$ により求めている。これらの結果は、各流量に対する自然跳水長 $L_j = 5.5h_j$ 、あるいは、仮想水叩き長 $L = 4.5h_j$ 、この場合の副ダム下流まで含めた L_r' 、さらに跳水区間まで含めた L_t' と比較して整理した。これによれば、 L_r , L_t いずれとも、流量に対応した減勢工をそのまま設置した場合よりも短縮されており、この効果は $Q/Q_d = 1.4$ 程度から顕著となり、これは自然跳水長との比較においても同様である。次に、各断面におけるエネルギーの差を、流入エネルギー E_1 、自然跳水時の共役水深に対応する E_j 、限界水深に対応する E_c で整理したものが図7, 8である。いずれにおいても $Q/Q_d = 1.4 \sim 1.5$ に勾配の変化点があり、この付近で副ダム越流面上の水脈がはく離して下流の流況が乱れ始め、副ダム下流に発生する逆流渦が減勢効果に寄与しているものと考えられる。この傾向は、エネルギーの差を減勢区間長で除した図9においても同様であるが、副ダム下流の河床保護のための対応は必要と考えられる。

5. おわりに 副ダムを有する跳水式減勢工の適用限界に関する問題は、減勢工下流の河道条件も考慮に入れるべきものであり、一義的に明確な基準を決めることは非常に困難である。しかしながら、一定区間の副ダム下流の保護区間を設けることを想定した上で、予想される最大流量に対して $Q/Q_d = 1.4 \sim 1.5$ 程度を目標値として設計を進めておけば、大きな流況の悪化や過度の動水圧の作用もなく、また最大流量にそのまま対応した減勢工を設計するよりも減勢効果が若干有利になることから、結果として効率のよい減勢工規模が求められると考えられる。

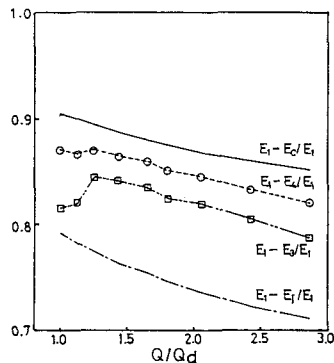


図7 エネルギー減勢比

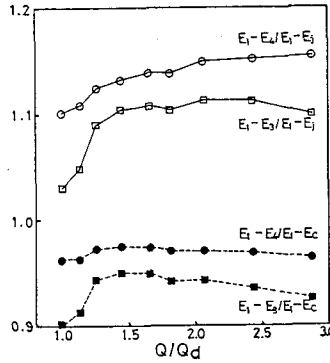


図8 エネルギー減勢効果比較

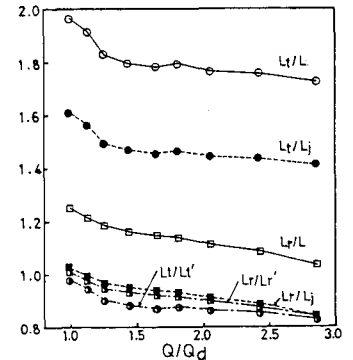


図9 減勢区間長

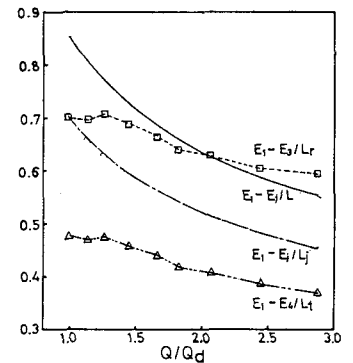


図10 エネルギー減勢効率

〔参考文献〕 1)角;副ダムを有する跳水式減勢工の水理特性, 土木技術資料, Vol.28, No.10, 1986 2)角;副ダムによる強制跳水式減勢工, 第31回水理講, 1987 3)Rand, W.; Flow Over a Vertical Sill in an Open Channel Proc. ASCE, Hy. July, 1965 4)大津;鉛直シルによる強制跳水, 土木学会論文報告集, 第311号, 1981