

砂防ダム水位・流量曲線の検討

STUDY ON THE RELATION BETWEEN WATER STAGE AND DISCHARGE OF SABO DAM

小葉竹重機¹・清水義彦²・小保方和彦³・荒井良介³・岡本康博⁴

Shigeki KOBATAKE, Yoshihiko SHIMIZU, Kazuhiko OBOKATA,
Ryosuke ARAI and Yasuhiro OKAMOTO

¹正会員 工博 群馬大学教授 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

²正会員 工博 群馬大学助教授 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

³群馬大学大学院学生 工学研究科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

⁴群馬大学学生 工学部建設工学科 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

The effect of vegetation recovery on water balance and sediment yield in mountainous region has been discussed for long time, however, the quantitative evaluation of the relation between vegetation recovery and runoff phenomena has not come to an end. In order to evaluate the effects of vegetation recovery, we have started observations of rainfall, discharge and sediment yield at 5 experimental basins located in the upper Watarase River. This paper describes a result of preliminary study concerned to the relationship between water stage and discharge of the sabo dam at which we installed water gauges. Sabo dams may be the most suited structures for measurement of water stages in these devastated upper mountain basins.

The results obtained are as follows. By the experiments, it was confirmed that the discharge from sabo dam is evaluated by Govinda-Rao's equation for broad crested weir in the range of $0.1 < h/L$, in which h is head and L is crest length. For the range of $h/L < 0.1$, the characteristics of flow over crest becomes open channel type. But it was also confirmed by field observations that it is possible to use Govinda-Rao's equation instead of Manning type equation for this $h/L < 0.1$ range. If the depth of crest of prototype becomes smaller than 0.05m, then no equation can be used commonly for discharge estimation, and it is necessary to evaluate for each sabo dam.

Key Words : water stage, discharge, rating curve, ,sabo dam

1. まえがき

我々は建設省渡良瀬川工事事務所と共同で、砂防事業の効果を定量的に把握することを目的として、かつて銅精錬の煙害等によって著しい荒廃を受けた足尾地域を対象に試験地を設定し観測を開始した。

洪水時と低水時の水位差が大きく、また河床変動も激しい山地河川で、できるだけ安定的に水位を計測しようと思えば、砂防ダムを利用するのが最も適当であろう。しかし、砂防ダムでも土砂の堆積に伴って洪水時の流水の挙動は大きく変化する。また、満砂になってからでも下部の水抜孔からの流出で、全体の流量を把握することは難しいことが多い。こうした観点から言えば、おそらく長期にわたって比較的安定的に水位が計測できるのは、砂防ダムでもその主ダムを用いるのではなく副ダムを利用する方法であろう。もちろん副ダムでも、主ダムからの落水による水面振動や土砂の堆積の問題はあるが、ポケットが小さいだけに逆に、ある程度の誤差を許せば比較的安定的に水位の計測が行えるものと期待される。

以上の観点から、植生の被覆率の異なる足尾地域の5砂防ダムに水位計を設置した。このうち4ダムは副ダムに、一つのダムでは副ダムがないので、主ダム下のコンクリート製水たたきの部分に水位計を設置した。したがって流れの形式は、前者4ダムでは広頂堰型の流れに、後者では開水路型の流れになることが期待される。

しかし、いずれにしても実際の現地での洪水時の流量観測は不可能で、水位・流量曲線を求めるためには模型実験に頼らざるをえない。以下では、広頂堰型と開水路型の場合に分けて模型実験を行った結果と、現地における低水時の観測結果について考察を行った結果を述べる。

2. 現地砂防ダムの概要

図-1に草木ダム流域(面積254km²)の概要図と対象砂防ダムの位置図を示した。また、表-1はこれら砂防ダムの名称と概要をまとめたものである。表中の番号と図-1中の番号とは一致している。番号4の久蔵沢ダムが前述した副ダムをもたないダムであ

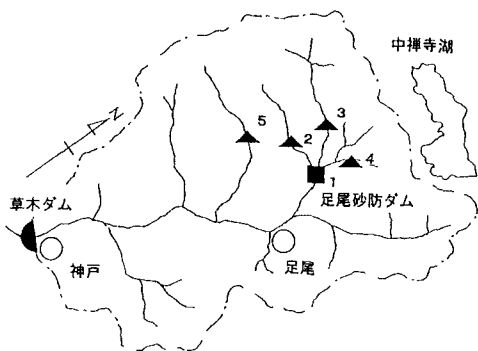


図-1 流域の概要と砂防ダム位置図
表-1 砂防ダムの概要

番号	ダム名	流域面積 (km ²)	副ダム堰幅 (B) (m)	副ダム堰長 (L) (m)
1	足尾	54.2	40	3
2	仁田元川 3号	6.3	20	2
3	松木川 1号	31.3	32	4
4	久蔵沢 1号	8.6	-	-
5	银山平	20.3	22	2

る。

3. 広頂堰の流量公式

広頂堰の流量公式については土木学会水理公式集等にまとめられているが、中でもGovinda Raoの式がよく用いられる。また、本検討の場合と全く同様に、砂防ダムでの水位・流量曲線を求める目的で提示された吉川・芦田・土屋の方法がある。

(1) Govinda-Raoの式¹⁾

広頂堰における越流流量 Q と越流水深 h の関係は

$$Q = C B h^{3/2} \quad (1)$$

ただし、 C : 流量係数、 B : 堰幅である。

ここで、流量係数 C は、

$$0 < h/L \leq 0.1; \quad C = 1.642 (h/L)^{0.022} \quad (2)$$

$$0.1 \leq h/L \leq 0.4; \quad C = 1.552 + 0.083 (h/L)$$

$$0.4 \leq h/L \leq (1.5 - 1.9); \quad C = 1.444 + 0.352 (h/L)$$

$$(1.5 - 1.9) \leq h/L; \quad C = 1.785 + 0.237 (h/W)$$

ここに、 h : 越流水深(m)、 L : 堰長(m)、 W : 堰高(m)である。(図-2参照)

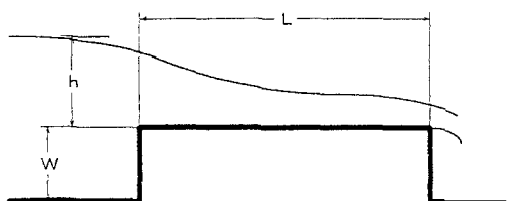


図-2 広頂堰諸元

これを図示したものが図-3である。

(2) 吉川・芦田・土屋の方法²⁾

まず、刃形堰に相当する流量係数を求め、つぎにこれから幅厚堰(刃形堰を1次元とすれば厚みがあ

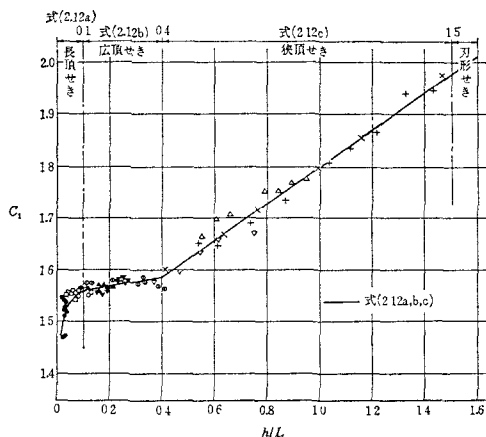


図-3 広頂堰の流量係数(参考文献1)より転載)

るから2次元となる)の流量係数を求め、これにさらに袖部などの影響による縮流の効果(これが加わって3次元的となる)を勘案して最終的な砂防ダムの流量係数を求めようとするものである。

4. 模型の概要

主ダムからの落水の影響も見るために、模型は主ダムの越流部から製作し、主ダム越流部の背後に設けたポケットに給水し越流部を越えて下の副ダムへ落水させるようにした。前述のように水位計を副ダムに設置したものは4箇所であるが、いずれの砂防ダムもほぼ同様な形式であるので、ここでは模型縮尺の効果の検討も兼ねて、大きさの異なる2つのダムを代表として選んで模型を製作した。1つは実物の越流長が20mであるもの(仁田元ダム)、もう一つは40mのもの(足尾ダム)で、縮尺をそれぞれ1/20、1/50とした。模型は木材で製作し、表面にはペンキを塗った。

また、下流に副ダムを有しない形式のもの(久蔵ダム)については、主ダム下のコンクリート製水叩きの部分に水位計を設置したので、この水叩き区間(約30m)の3次元形状(自然の岩である側壁の凹凸が激しい)を1/20で再現し実験を行った。

いずれの模型も屋外に設置したために正式な給水系統を構成することができず、水理実験棟内の水路の上流端に設置されている四角刃形計量堰からサイフォン形式で導水した。堰に30 l/s程度の水を流しておいて、サイフォンを追加するごとに低下する堰の水位を読みとりサイフォンの流量を推定した。サイフォンを入れない場合からの流量差がサイフォン流量となるため、堰水位の読みとり誤差の影響を大きく受けることとなり、実験の回数を増して平均的な取り扱いをせざるを得なかった。なお、副ダム等の水位の計測には圧力式のセンサーを用い、2分間データロガーに記録した。

5. 副ダムの場合の実験結果とその考察

副ダムのポケットに砂が堆積しているかどうかで

流れの様子が異なり、当然水位・流量曲線にも影響が出てくると考えられるので、仁田元、足尾のいずれの模型でも最初は堆砂のない場合を行い、続いて砂を入れて実験を行った。ここではそれらの実験結果と、現地における流量観測の結果を用いて、副ダムの水位・流量曲線について検討を行う。

(1) ポケットに砂の堆積がない場合

図-4は仁田元の実験結果を図で表したものである。横軸は越流水頭 h を堰長 L (図-2参照)で割った値 h/L であり、縦軸は広頂堰の流量係数 C である。図中●印が実験結果、実線はGovinda Raoの式、破線は吉川・芦田・土屋の方法による値である。

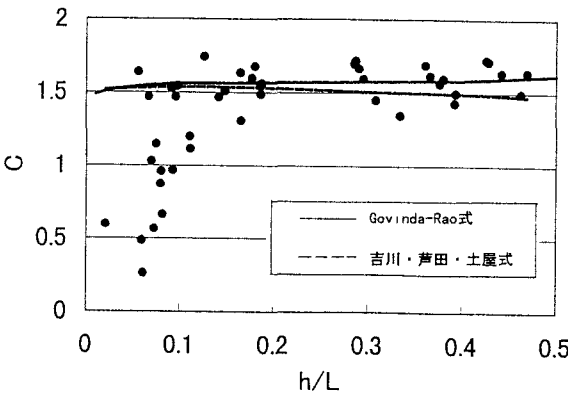


図-4 砂の堆積のない場合の h/L と流量係数 C の関係

表-2 砂の堆積のない場合の実験結果一覧表

$Q(l/s)$	$h(mm)$	h/L	C	Re	$Q(l/s)$	$h(mm)$	h/L	C	Re
0.055	2.04	0.0204	0.596	55	3.765	17.80	0.1760	1.599	3765
0.1218	6.00	0.0600	0.261	121	3.806	18.58	0.1858	1.489	3806
0.2178	5.85	0.0585	0.488	217	3.929	18.51	0.1851	1.546	3929
0.3451	7.18	0.0718	0.565	345	4.017	18.66	0.1866	1.562	4017
0.4855	8.09	0.0809	0.664	489	4.057	17.91	0.1791	1.678	4057
0.591	6.88	0.0688	1.032	591	7.97	30.80	0.3080	1.452	7970
0.613	7.87	0.0787	0.875	613	8.194	29.47	0.2947	1.596	8194
0.663	5.48	0.0548	1.638	663	8.285	28.52	0.2852	1.696	8285
0.679	7.92	0.0792	0.960	679	8.344	29.00	0.2900	1.665	8344
0.731	7.39	0.0739	1.147	731	8.36	33.38	0.3338	1.348	8360
0.79	8.80	0.0880	1.489	790	8.438	28.63	0.2863	1.717	8438
0.8612	9.21	0.0921	0.969	861	11.308	39.18	0.3918	1.430	11308
1.303	11.04	0.1104	1.116	1303	11.499	38.54	0.3854	1.617	11499
1.323	9.06	0.0906	1.527	1323	11.6	37.58	0.3758	1.563	11600
1.372	9.53	0.0953	1.488	1372	11.769	36.05	0.3605	1.689	11769
1.391	10.99	0.1099	1.200	1391	11.893	39.27	0.3927	1.499	11893
1.488	9.72	0.0972	1.545	1488	12.032	37.97	0.3797	1.596	12032
2.456	12.51	0.1251	1.744	2456	15.216	46.21	0.4621	1.497	15216
2.472	14.08	0.1408	1.489	2472	15.45	42.53	0.4253	1.725	15450
2.717	14.72	0.1472	1.511	2717	15.498	44.13	0.4413	1.638	15498
2.782	16.44	0.1644	1.309	2782	15.503	42.75	0.4275	1.717	15503
3.447	16.38	0.1638	1.634	3447	17.025	46.90	0.4690	1.638	17025

また、表-2は実験結果の一覧表である。表中 Q は流量(l/s)、 h は越流水頭(mm)、 C は実験値から逆算した流量係数、 Re はレイノルズ数である。

さて、図-4から $h/L < 0.1$ の領域で C の変動がとくに大きく、しかも顕著に C の値が減少していることがわかる。これは表-2のレイノルズ数からもわかるように、 $h/L < 0.1$ の領域では模型上の流れは層流～遷移領域となり抵抗則が異なってくるためと考えられる。したがって、この模型で確認できることは少なくとも $0.1 < h/L$ の領域では、砂防ダムの流量公式として広頂堰の式が適用可能であるということである。一方、模型実験にしては実験値がばらついているが、これは前述のように流量の誤差によるものと考えられる。

さて、 $h/L < 0.1$ の領域については別途、現地での

流量観測の結果を用いて検討を行うものとして、 $h/L > 0.1$ の領域では実験値はGovinda Raoの式に近く、吉川・芦田・土屋の方法からは、若干ずれていることが分かる。これは縮流の影響が効いていないことを意味しているが、その原因は落水の影響で詳細な検討が出来るような実験条件ではないことにあるのかも知れない。

いずれにしても、主ダムからの落水の影響を受ける副ダムにおいても、 $0.1 < h/L$ の領域ならば水位・流量関係は第一義的に広頂堰の流量公式が使用できることが明らかとなった。

(2) ポケットに砂の堆積がある場合

実験は砂面が水平になるようにならした後で、これまでと同様の給水の仕方で行った。表-3は実験に用いた砂の粒度分布試験の結果を示したものであり、図-5はこれを図化し、現地の粒度分布と比較したものである。なお、現地は仁田元ダムのものであり、模型実験で使用した表-3の粒径を縮尺比である1:20で拡大して示している。現地では粒径の小さいものが相対的に多くなっているが、これは土の成分が入っていることによる。しかし、両者は粒径の小さい部分を除いてほぼ一致している。

表-3砂の粒度分布

ふるい目の寸法(mm)	ふるいにとどまる量(g)	(%)
1.2	1391.5	35.5
0.85	809.7	15.6
0.4	844.7	21.5
0.3	428.6	10.9
0.15	399.3	10.2
0.11	136.3	3.5
0.075	62.4	1.6
受皿	47.3	1.2

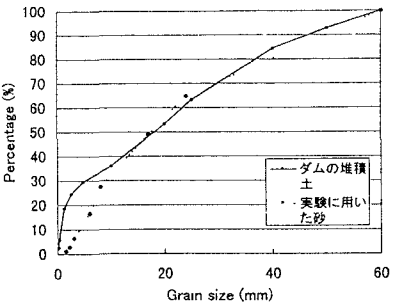


図-5 現地と模型実験の砂の粒度分布の比較

図-6は実験結果を図で示したものである。横軸は h/L 、縦軸は流量係数 C である。○は比較のために入れている砂のない場合のもの、●は砂を入れた場合の実験結果である。実線はGovinda Raoの式である。

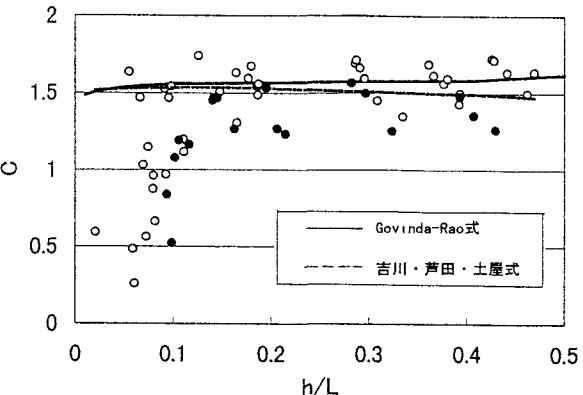


図-6 ポケットに砂がある場合の実験結果

図-6から分かるように、砂の堆積がある場合には流量係数は、 $0.1 < h/L$ の領域では通常値よりも10～20%程度小さな値となるようである。

これは現象論的には少なくとも次の2つの理由が

考えられる。一つは実験中の目視による観察では、流量が大きくなって砂の移動が始まると、いわゆる河床波が発生し、これによって見かけの水深が増加することである。もう一つの理由は言うまでもなく流れが土砂を含むための体積増加である。影響としては前者の方が大きいと考えられる。

しかし、その影響を定量的に（実際の現象でも河床波が大きな要因となるのかどうかも含めて）評価することは困難なようである。なぜならば、ポケット内での砂の堆積の様子、落下する流量の大きさ、継続時間などによって、生じる流水と砂の運動の相互関係は大きく異なってくるからである。また、仮にこれが表現できたとしても、現地の洪水時（とくにピーク付近）においてどのような状況が発生していたかを推定し、用いるべき式を決定することは不可能のように思える。したがって、ここではこれ以上の実験と検討は行わず、 $0.1 < h/L$ の領域では砂の堆積のない場合と比較して10～20%流量が減少する可能性がある、と言う表現に止めておく。給砂を行わない本実験では、流量が大きくなるとポケット内の砂は激しく巻き上がり、流況としては砂がない場合と同じような流況となった。したがって流量が大きい場合にはかえって元の式のままで使用可能（土砂濃度の問題は別として）ということもあり得る。給砂装置を有する実験水路で詳細な検討を行うべきであろう。

(3) 現地での流量観測の結果を用いた考察

低水時に現地での流量観測が行われたので、その結果を流量係数の形で整理してみる。表-4は仁田元川第3号ダム、松木川第1号ダム、銀山平ダムでの流量観測の結果を一覧表にまとめたものである。足尾ダムは副ダムも大きな落差があり危険なので、ここで示したものと同じ条件での流量観測は行っていない。表において h_o は堰頂での水深(m)、 h はこのときの越流水深に相当する量(m)、 Q は堰頂でのプロペラ流速計による流速測定から求めた流量(m^3/s)、 C は越流水深 h から逆算した流量係数である。なお、越流水深 h は、流量観測時の水位計設置場所での水位標から求めた値であり、水位の読みとり精度が波などの影響のためcmのオーダーであることから、あまり厳密な議論には使用できない。

図-7はこれを図化して示したものである。図中の実線はGovinda Raoの式による流量係数である。この図によれば、流量係数は全体として見ればGovinda Raoの式の周りに位置している。ただし、これは各ダムの流れが広頂堰の形式で流れていて、その係数がGovinda Raoの式にほぼ近い、と見るべきではなく、水深が小さいために以下で検討を行うように開水路流れと混在した形式で、たまたま流量係数の値で整理すると1.6の周辺に散らばる、と判断するのが妥当である。

さて、上述のようにダムの天端上において水深が小さいときの水の流れは、堰の流量公式が成立する

表-4 現地での流量観測結果

仁田元 (B=20 L=2)				
$h_o(m)$	$h(m)$	$Q(m^3/s)$	h/L	C
0.024	0.046	0.109	0.023	0.55
0.083	0.108	0.904	0.053	1.31
0.054	0.076	0.443	0.038	1.06
0.022	0.044	0.092	0.022	0.5
0.022	0.044	0.06	0.022	0.33
0.02	0.04	0.049	0.02	0.31
0.021	0.041	0.062	0.0205	0.37
0.026	0.046	0.11	0.023	0.56
松木川 (B=32 L=4)				
$h_o(m)$	$h(m)$	$Q(m^3/s)$	h/L	C
0.049	0.07	0.881	0.0175	1.49
0.153	0.17	3.951	0.0425	1.76
0.105	0.12	2.155	0.03	1.62
0.057	0.06	1.002	0.015	2.13
0.046	0.05	0.61	0.0125	1.71
0.044	0.05	0.478	0.0125	1.34
0.039	—	0.367	—	—
0.111	0.15	2.316	0.0375	1.25
0.056	0.07	0.942	0.0175	1.59
銀山平 (B=22 L=2)				
$h_o(m)$	$h(m)$	$Q(m^3/s)$	h/L	C
0.068	0.073	0.809	0.0365	1.86
0.178	0.203	3.422	0.1015	1.7
0.119	0.133	1.766	0.0665	1.65
0.061	0.063	0.57	0.0315	1.64
0.048	0.053	0.415	0.0265	1.55
0.046	0.053	0.332	0.0265	1.24
0.048	0.043	0.295	0.0215	1.5
0.188	0.223	4.344	0.1115	1.88
0.056	0.063	0.546	0.0315	1.57

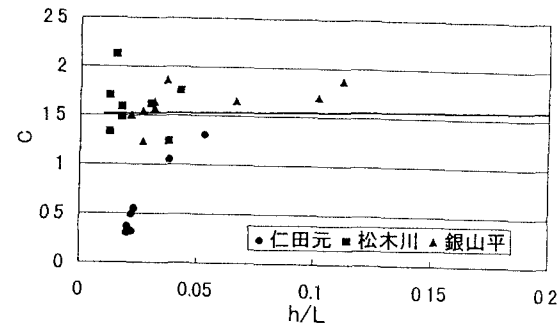


図-7 現地での流量観測結果から求めた流量係数

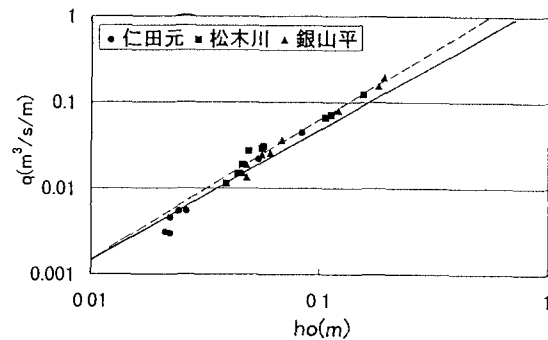


図-8 現地での流量観測から求めた水深・単位幅流量の関係

流れと、堰頂を通常の開水路流れで流れる流れとの遷移領域にあるはずである。図-8は横軸に表-4での堰頂の実測水深 $h_o(m)$ をとり縦軸には各ダムの単位幅流量をとって示したものである。図中の実線は $h/L < 0.1$ の領域を表す仁田元川及び銀山平ダム（いずれも堰長 $L=2m$ ）でのGovinda Raoの式を表している。ただし、この領域での流量係数の h/L に関するべき数は式(2)に示す通り0.022と小さな値であり、松木川の堰長 $L=4m$ に対してもその誤差1.5%でこの実線は使用できる。

水深の小さい部分を除けば、いずれのダムもほぼ同じ関係を示していることが明らかである。そこで、流れがManning型の流れであるとして単位幅流量 q と水深 h の関係を表すべき乗5/3の勾配の線を入れたものが図中の破線である。実線のGovinda Raoの式の勾配は $(3/2+0.022=1.522)$ の勾配であるから、両者にそれ程顕著な差が見られるわけではないが、全体としての適合性は破線の方が良いように見える。

そこで、Manning型の流れであるとして逆算される粗度係数の値が妥当なものであるかどうかの検討を行っておく。表-5はエネルギー勾配として堰頂の流下方向勾配をとって逆算した粗度係数の値である。堰頂の勾配は3測線で計測したもので、3測線を平均した値を用いている。仁田元川ダムでは $I=0.00269=1/371$ 、松木川ダムでは $I=0.00215=1/465$ 、銀山平ダムでは $I=0.015=1/666$ となった。

表-5 逆算した堰頂の粗度係数

仁田元		松木		銀山平	
h(m)	n	h(m)	n	h(m)	n
0.024	0.0190	0.049	0.0110	0.068	0.0119
0.083	0.0180	0.153	0.0163	0.178	0.0139
0.054	0.0180	0.105	0.0160	0.119	0.0138
0.022	0.0194	0.057	0.0125	0.061	0.0141
0.022	0.0298	0.048	0.0143	0.048	0.0130
0.02	0.0312	0.044	0.0170	0.048	0.0151
0.021	0.0287	0.039	0.0181	0.048	0.0183
0.026	0.0215	0.111	0.0163	0.188	0.0120
		0.056	0.0129	0.056	0.0127

図-8において他のものと傾向の異なる仁田元の小さい水深の場合を除いて、表-5のそれぞれを平均してみると、仁田元では $n=0.0181$ 、松木川では $n=0.0150$ 、銀山平では $n=0.0139$ 、という値となる。コンクリート面の値としては妥当な範囲であり、とくに堰頂が4mと長く、水深との比を考慮しても等流状態が現れていると推察できる松木川ダムの値0.0150が代表値として使用できるように思える。いずれにしても、水深が小さい場合の堰上での流れはManning型の流れとして表現できることが分かった。

さて、ここでもう一つ注意しておくべき点は、図-8の横軸は堰頂の実測水深 h_0 を用いている点であり、実線のGovinda Raoの式の越流水深 h とは異なる点である。当然Govinda Raoの式と比較する場合には統一しておく必要があり、図-8を改めて表-4の h （観測越流水深）を用いて整理し直したものが図-9である。

この図から明らかに越流水深 h を用いれば、実測流量はGovinda Raoの式に近づくことが確認できる。しかもその傾向は、敢えて前記のManning型の式を用いる必要がなく、Govinda Raoの式を用いても妥当な結果が得られるということを示している。

この意味は大きく、Manning型の式ではエネルギー勾配が必要であるのに対して、Govinda Rao式ではこれが不要でなく、越流水深 h のみから計算できる。したがって、越流水深 h を正しく測定できるように水位計を設置しておけば、水深が $h/L < 0.1$ の小さい場合にでもこれから流量を求めることができ

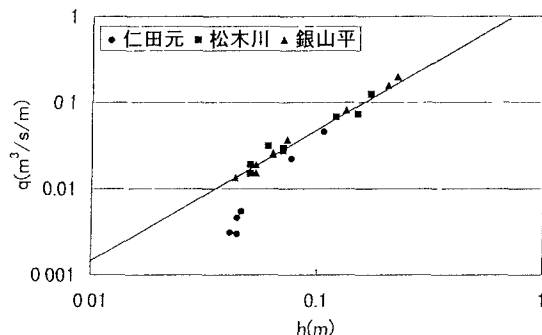


図-9 越流水深を用いた $h \sim q$ 関係
ることとなる。

以上から、 h/L の値の如何に拘わらずGovinda Raoの式が適用可能であるということになる。

ただし、実水深 h_0 が0.05mよりも小さくなってくると、堰頂での凹凸や小さい起伏が抵抗に大きく効いてくるようになり、粗度係数 n の値は大きくなり始めてくるようである。この様子はダムによって異なり、一般論は展開できないので、各ダムで個別に流量観測を行い、水位・流量曲線を決定する必要がある。水深が5cm以下では危険もなく副ダムでの流量観測が行えるはずであるから、これが大きな妨げとはならないであろう。

6. 開水路型の場合

開水路型の流れとなる久蔵川第1号ダムの主ダム下の水たたきの部分は、側壁の凹凸が激しく、水位上昇とともに流水断面積が変化し、急縮、急拡の連続する複雑な流れとなる。したがって、この流れを水位計測点での水位のみでManning型の流れとして表現すると、見かけの粗度係数は大きく変化することが予想される。しかし、その変化は予め予測できるものではなく、模型実験に頼らざるをえない。これが久蔵川ダムの模型実験を行う理由である。

模型の縮尺は1/20で、木材で主ダムおよび下流の水たたき部分の骨格を作成した上で、河道内の側壁の凹凸はモルタルを用いて成型した。なお、水深の計測は前述の水圧計ではなく、ポイントゲージで行った。

(1) 実験結果

1) 現地と模型の流水断面形の比較

図-10は現地で計測された水位計設置地点での横断方向水面形状と、模型上での同地点の横断方向水面形状の比較である。なお、模型での水深および流量は現地と直接の比較が可能なように、水深については幾何縮尺である20倍、流量については流量縮尺の1,789倍した値で示している。この図から詳細には形状は異なっているが、全体の傾向は再現できているものと考えられる。模型での側壁の凹凸が必ずしも鉛直方向の変化までも含んで現地の詳細な再現でないために、各流量レベルで厳密に相似形が得られるとは期待できない。

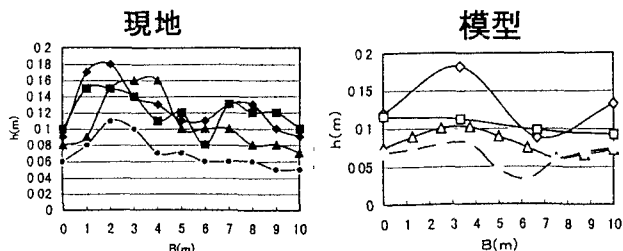


図-10 現地と模型での横断方向水面形状の比較
2) 粗度係数の変化

図-11は実験結果を、粗度係数 n （水位計）を縦軸にとり、横軸に流量をとって示したものである。ここで、 n （水位計）とは模型上で下流端から10cmの位置（現地での水位計設置点に対応）の水深 h を径深 R とし、さらに流水断面積は $h \times B$ （幅）として逆算した粗度係数（単位は $m-s$ 系、以下同様）である。当初の予想通り粗度係数は流量とともに大きく変化する。一方、図-12は粗度係数 $n(A, R)$ を縦軸にとって示したものである。ここに、 $n(A, R)$ とは h の計測点の横断方向の形状計測から求めた正確な流水断面積 A と、その横断形状に基づいて計算した正確な径深 R とから求めた粗度係数である。このように正確な流水断面積、径深を用いると、複雑な流れであるにもかかわらず粗度係数は全流量にわたって一定となることがわかる。しかも、その値は滑らかな木材の値である0.01~0.014程度となっている。若干小さい値となっている理由は表面をペンキ塗装しているからであろう。

ところで、図-12において、流量が 1 l/s 以下になると、粗度係数は大きくなり始める。これは抵抗

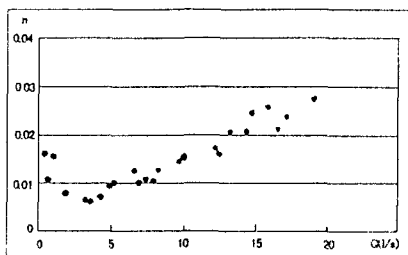


図-11 水位計の水深から求めた粗度係数の変化

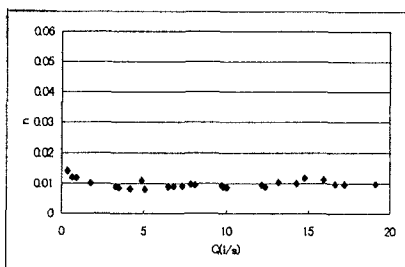


図-12 正確な径深等を用いた粗度係数の変化
則が層流と乱流の遷移領域に入ってくるためと考えられる。

(2) 現地での粗度係数の推定

以上の実験結果に基づいて、現地での粗度係数の

推定を行ってみる。図-13は現地での低水時における流量観測の結果から、正確な流水断面積、径深を用いて求めた粗度係数を、模型の n の図の上に重ねて描いた図である。ただし、模型の流量は現地での流量に換算した値で示している。▲印が現地での実測値である。ただし、勾配としては河床勾配を用いている。

さて、図-13から流量の増加とともに、現地の n は急激に減少していることが分かる。これは水深増加とともに河床面の凹凸等の影響が小さくなり、河床面本来の粗度係数に近づくためと考えられる。実験結果から流量増加とともに n はやがて一定値に落ち着くものと予想され、その一定値はコンクリートの粗度に近い値となることが期待される。図中の実線はこうした意味で、0.018という粗いコンクリートに相当する粗度係数を示したものである。ただし、この値で一定値になるかどうかは、もう少し大きな流量時における実測値の積み重ねが必要である。

また、この粗度係数から流量を求めるには、現地での水深と流水断面積、水深と径深との関係について、もう少し詳細に側壁の凹凸を再現した模型で求めておく必要があると思われる。

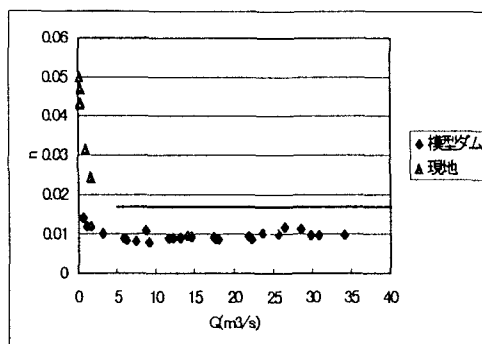


図-13 模型実験に基づく現地の n の予測

7. あとがき

以上、今後砂防ダムで流量観測が行われる事例が増すことを考えて、砂防ダムでの水位・流量曲線の検討を模型実験と現地観測に基づいて行った。その結果、水位・流量関係として広頂堰の流量公式であるGovinda-Raoの式を用いることができる水深範囲等を明らかにすることができた。

最後に、本研究を共同で進めている建設省渡良瀬川工事事務所の関係者の方々、現地での流量観測を行って頂いた共和技術株式会社の方々、および本実験を手伝ってくれた川上弘、依田岳人両君に篤く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：水理公式集、昭和46年版
- 2) 吉川・芦田・土屋：幅厚ぜきの流量係数に関する研究、土木研究所報告、第103号、1960年 (1998. 9. 30受付)