

鎧畑ダム上流域の短期流出解析

47年7月集中豪雨の流出について 第1報

丹野 哲郎・望月 誠美

Analysis of runoff in the Yoroibata-dam basin

— about runoff of concentrated rainfall on july 1972 — (Ist. Report)

Testuo Tanno, Seimi Mochizuki

(昭和47年10月31日受理)

1. はじめに

7月7日8日秋田県を襲った集中豪雨は玉川下流部にも多大な被害を及ぼした。この玉川は支川の桜木内川と角館町碓付近で合流している。玉川は神代ダムで流量調整されたが、放流量によってその流量が推定される。しかし支川である桜木内川は一切の整った流量観測資料はなく、したがってこれら両河川が合流した後下流における流量は定かでない。これらの事情より桜木内川の流量ハイドログラフを推定する必要が生じた。このため1方法として桜木内川流域の隣接地域で地形の比較的良好類似し、かつ流量観測資料の整った鎧畑ダム上流域(以下鎧畑流域という)で単位図法、貯留関数法を用い

て流出を解析し、その方法の改良を試みた。

2. 中安の単位図法による解析

従来より雨量と流量は相関関係があると考えられている。単位図法は単位時間の降雨とそれに対応する直接流出量を知ることができれば、各単位時間についての流量配分図をつくることのできる。ここでは中安の単位図法を参照し流域特性値をもとめる¹⁾。

2.1 平均雨量の算定

ティーセン法により流域を分割し(図-1参照)、次のように平均雨量をもとめた(表-1参照)。

表1 流域平均雨量 mm

日 時		5日											6日					
		15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	1	2	3				
平均雨量(mm)		3.2	5.8	4.3	2.5	1.8	1.8	1.9	1.1	2.7	3.1	2.4	1.3	1.4				
4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	7日	7			
1.4	2.0	0.0	0.0	0.2	0	0	0.0	0	0.1	0	0.1	0.1	0.5	0.5	0			
8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		
0	0.5	2.7	2.2	1.0	1.0	3.6	2.6	4.0	1.8	0.7	0.3	10.8	12.7	13.6	10.3	13.4		
8日		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
2.4	1.3	2.7	4.7	6.3	11.3	10.5	6.1	6.3	5.8	6.9	4.5	6.4	8.0	7.4	7.8	6.3		
18	19	20	21	22	23	24	9日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
7.6	5.8	7.8	7.1	7.4	7.2	5.4	7.4	6.1	4.6	5.6	6.2	3.3	1.4	3.4	0.7	0.5		

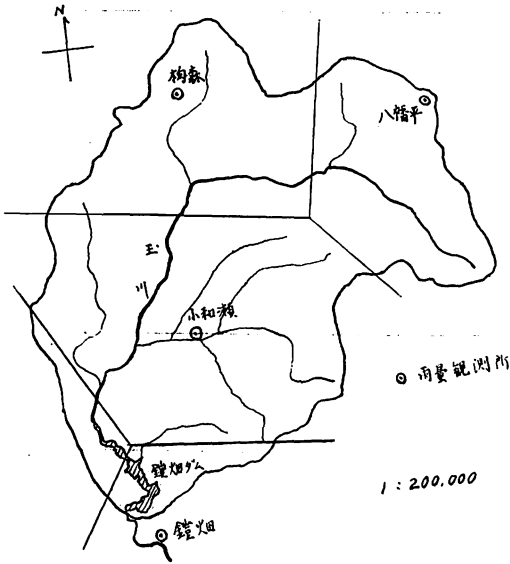


図-1 鑑畑ダム上流域のティーセン分割図

2.2 中安法による流域特性値

鑑畑流域の流域面積 (A) は 320.3km² で最大流路延長 (L) はダム貯水池を流路と考えず 35.0km とした。尖頭流量の遅れ T₁ は

$$T_1 = tg + 0.8tr$$

$$tg = 0.4 + 0.058L$$

$$tr = (0.5 \sim 1.0) tg \quad \text{より}$$

$$T_1 = 4.030 \text{ (hr)} \quad \text{とした。}$$

流域内に貯った水量が流出し去る時間関係を表す T_{0.3} は

$$T_{0.3} = 2.0tg \quad \text{より}$$

$$T_{0.3} = 4,860 \text{ (hr)} \quad \text{とした。}$$

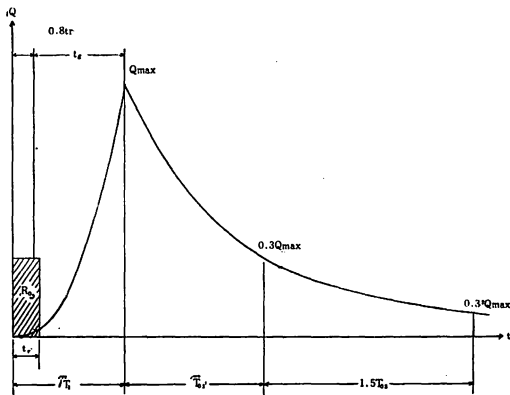


図-2 中安の単位図

昭和48年2月

2.3 有効雨量の算定

流出に参加する雨量を有効雨量というが、この有効雨量の算定が単位図法を合理的なものとする前提となっている。中安氏は千代川において損失累加雨量を次のように算定している (図3-①参照)

$$RL = R (1 - 3.6 \times 10^{-4} R^{1.5}) \quad R < 100 \text{ (mm)}$$

$$RL = 64 \text{ (mm)} \quad R > 100 \text{ (mm)}$$

R ; 流域平均累加雨量 (mm)
RL ; 損失流域平均累加雨量 (mm)

ある時間雨量の指標を i とすると有効雨量 rei は

$$rei = ri - (RLi - RL_{i-1})$$

ri ; 時間雨量 (mm)

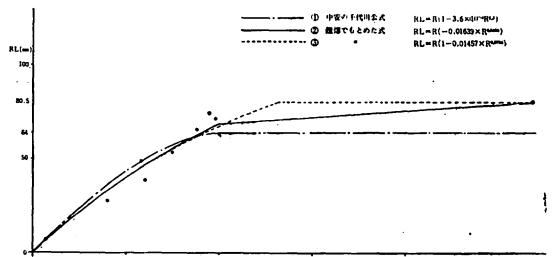


図-3 損失流域平均累加雨量

岩崎氏は荒川において次のように有効雨量を算定している²⁾。

$$rei = (1 - e^{-R/RL_0}) ri$$

ここに

RL₀ ; 損失流域平均累加雨量の最大値 (mm)

RL₀ は実測流量と雨量より次のように算定される。

$$\text{総流出量 } Q = 7.56 \times 10^7 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{基底流量 } Q_b = 1.56 \times 10^7 \text{ (m}^3\text{)}$$

基底流量は減水曲線よりこ配急変点をもとめ (図4参照) 流量の立上り点よりこ配急変点まで1次的に上昇するものとする。

$$\text{直接流出量 } Q_e = Q - Q_b$$

$$= 6.00 \times 10^7 \text{ (m}^3\text{)}$$

雨量がすべて流出に参加するものとして

流量 Q_f は Q_f = A · R = 8.58 × 10⁷ (m³) より

$$RL_0 = (Q_f - Q_e) / A$$

$$= 80.5 \text{ (mm)}$$

なお流出率 f は

$$f = Q_e / Q_f \times 100$$

$$= 70.1 \text{ (\%)}$$

となり、物部氏の日本内地河川の洪水流出係数³⁾を参照

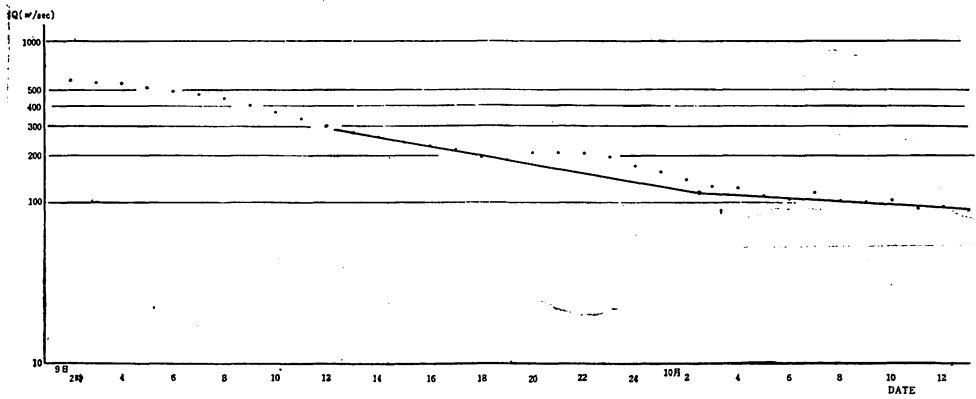


図-4 勾配の急変点

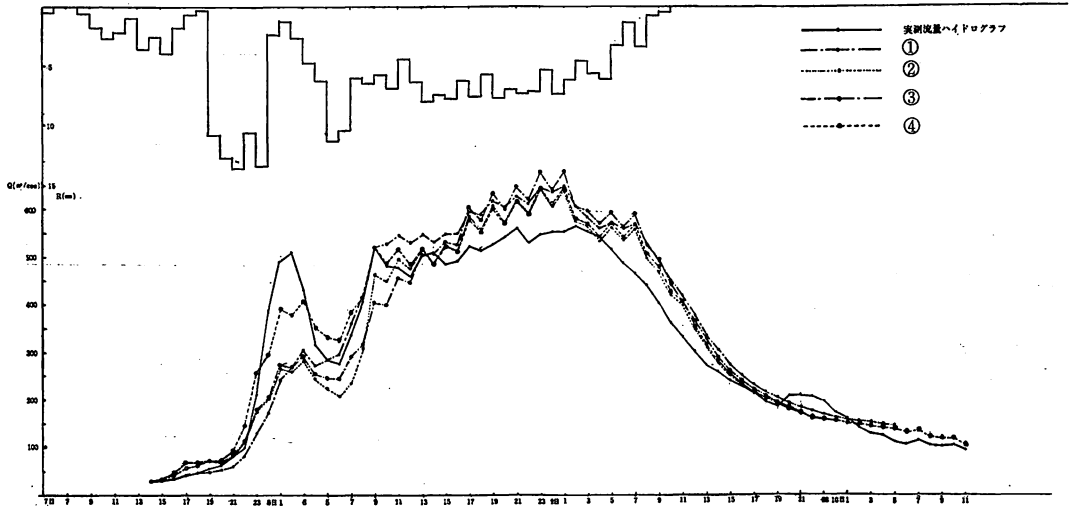


図-5 計算した流量ハイドログラフ

すると流域の状況が三紀層山地の場合に適合する。
 中安, 岩崎の方法を用いた場合, 損失流域平均累加雨量の最大値が 57.0 (mm), 65.8 (mm) にしかならず有効雨量=直接流出量よりもとめた 80.5 (mm) を大きく下回った。この問題の根本的な解決をはかるには鑑畑流域の過去の雨量, 流量資料より R-RL 曲線を作ることが適当と思われる。図3の $R < 100$ (mm) にプロットした点は近年の資料よりもとめたものでばらつきが大きいのは雨量の資料が不十分なためである。最小二乗法によって $RL = R(1 - aR^b)$ とする曲線をあてはめると $a = 0.01639$, $b = 0.6404$ となり図3-②に示す曲線となった。また $R > 100$ (mm) 以上では RL は 1 次的に増加するものとした。上記の計算に今回の資料を加味すると, $a = 0.01457$, $b = 0.6734$ となり図3-③に示す曲線となった。この場合 $RL = 80.5$ (mm) 以上にな

った後は雨量=有効雨量と考える。

2.4 流出量の算定

単位図は図2に示す中安の単位図を踏襲した。すなわち

$$Q_{max} = \frac{1}{3.6} AR_0 / (0.3T_1 + T_{0.3})$$

上昇曲線 ; $Q_u = (t/T_1)^{2.4} Q_{max}$

減水曲線 ; $Q_d \geq 0.3 Q_{max}$ のとき

$$Q_d = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}} Q_{max}$$

$0.3 Q_{max} > Q_d > 0.3^2 Q_{max}$ のとき

$$Q_d = 0.3 \frac{t - T_1 + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} Q_{max}$$

$Q_d \leq 0.3^2 Q_{max}$ のとき

$$Qd = 0.3 \frac{t - T_1 + 1.5T_1 0.3}{2.0T_1 0.3} \text{ である。}$$

ここに Q_{max} ; 単位図の最大流量 (m^3/sec)

Q_a, Q_d ; それぞれ単位図の上昇および減水時の流量 (m^3/sec)

R_0 ; 単位降水量 (mm)

中安の損失累加雨量算出式を基にして、有効雨量をもとめ、それによる流量ハイドログラフを図5-①に示す。

損失累加雨量を

$$RL = R (1 - 0.01639 \times R^{0.6404}) \quad R < 100 (mm)$$

$$RL = 0.07 (R - 100) + 68.01 \quad R > 100 (mm)$$

を用いてもとめた時の流量ハイドログラフを図5-②に示す。また、損失累加雨量を

$$RL = R (1 - 0.01457 \times R^{0.6734}) \quad RL > 80.5 (mm)$$

$$RL = 80.5$$

を用いてもとめた時の流量ハイドログラフを図5-③に示す。

有効雨量を岩崎法でもとめた時の流量ハイドログラフを図5-④に示す。

なお今回の豪雨において雨量と実測流量を対照して前期損失を13 (mm)、前期降雨を20 (mm)と推定した。

3. 貯留関数法による検討

$$\text{連続方程式} \quad \frac{1}{3.6} f r A - Q_l = \frac{dS_l}{dt} \quad \text{ならびに}$$

運動方程式 $S_l = K Q_l^p$ を基本式として計算する。ここに f : 流入係数

r : 流域平均雨量

A : 流域面積

Q_l : 流出量 $Q(t) = Q(t+T_l)$

S_l : 流域貯留量

T_l : 遅滞時間

K, p : 流域による定数

3.1 貯留関数式の決定

先づ流域平均雨量ならびに流量資料により、遅滞時間 T_l を0, 1, 2時間として各時刻の貯留高 S を求め、 S と $(q-gi)$ との関係を検討すると、図6~図8のようになった。(gi: 基底流出量)

これらを見るとどれもループを描いており、極めて不規則で複雑な形を示している。これは連続して二つの降雨集団があり、最初の降雨集団は集中的降雨を示し、後の降雨集団は長時間同程度の降雨が続いたため、実測流

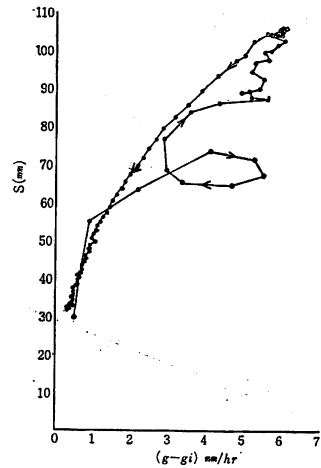


図-6 流域における貯留高と流出高の関係 ($T_l = 0 \text{ hr}$)

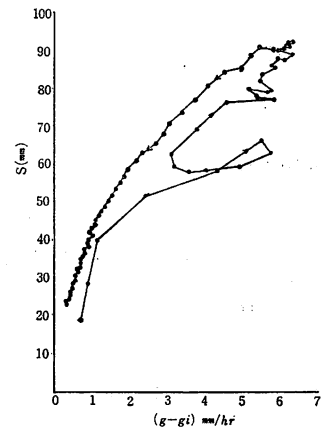


図-7 流域における貯留高と流匠高の関係 ($T_l = 1 \text{ hr}$)

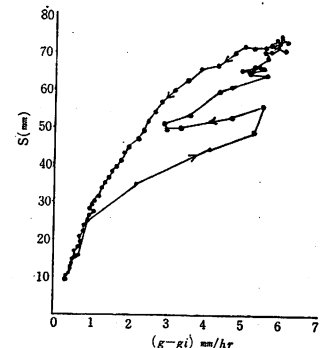


図-8 流域における貯留高と流出高の関係 ($T_l = 2 \text{ hr}$)

量図のような第一の洪水波形は単純な形となり、第二の

洪水波形は降雨の変動の影響が顕著となったことによるとみられる。しかし $T_i = 0 \text{ hr}$, すなわち図6が全体的にみて, 他よりも上昇曲線と下降曲線のループの度合(間階)がもっとも小さいので, $T_i = 0 \text{ hr}$ の場合一価関数になるものとしてこれを両対数方眼紙に置き換え, 貯留関数式を求めたのが図9である。

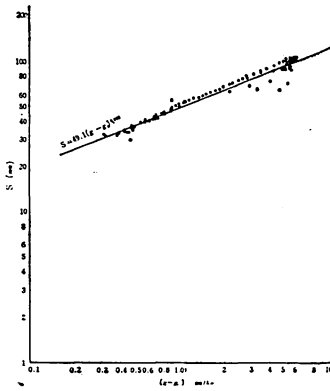


図-9

すなわち貯留関数式を

$$S = 49.1 (q - qi)^{0.393}$$

ときめた。

3.2 貯留関数による流出追跡計算

$$\frac{S_{i+1}}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}}{2} = \left(\frac{S_i}{\Delta t} + \frac{Q_i}{2} \right) - Q_i + R_{i+1}$$

により, 図10を用いて半図解法で流出量を求めると表2のようになる。

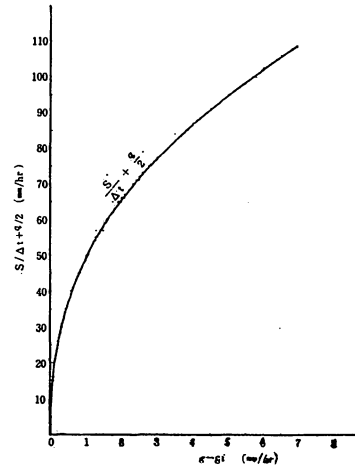


図-10 $\frac{S}{\Delta t} + \frac{q}{2}$ の曲線

表2 実測および計算による流出高

単位 mm/ph

日時	実測	計算	日時	実測	計算	日時	実測	計算	日時	実測	計算	日時	実測	計算
7. 8	0.000	0.000	3	4.678	2.780	22	5.702	6.800	17	2.173	2.020	12	0.802	0.695
9	0.000	0.000	4	3.327	2.980	23	5.926	6.840	18	1.959	1.840	13	0.771	0.670
10	0.079	0.002	5	2.942	3.300	24	5.971	6.640	19	1.853	1.700	14	0.704	0.645
11	0.004	0.006	6	2.866	4.170	9. 1	5.969	6.740	20	1.746	1.680	15	0.687	0.620
12	0.154	0.009	7	3.539	4.960	2	6.106	6.640	21	1.623	1.480	16	0.720	0.590
13	0.154	0.012	8	4.326	5.130	3	5.975	6.350	22	1.521	1.400	17	0.689	0.570
14	0.078	0.028	9	5.591	5.300	4	5.858	6.250	23	1.433	1.320	18	0.596	0.550
15	0.116	0.047	10	5.159	5.350	5	5.579	6.230	24	1.342	1.230	19	0.633	0.535
16	0.156	0.086	11	5.114	5.580	6	5.233	5.850	10. 1	1.263	1.160	20	0.591	0.510
17	0.233	0.105	12	4.920	5.420	7	4.996	5.230	2	1.184	1.120	21	0.550	0.495
18	0.312	0.115	13	5.407	5.570	8	4.743	4.970	3	1.117	1.050	22	0.593	0.475
19	0.390	0.117	14	5.498	5.870	9	4.289	4.430	4	1.072	1.000	23	0.560	0.465
20	0.478	0.325	15	5.216	6.100	10	3.839	3.970	5	1.006	0.950	24	0.484	0.450
21	0.663	0.760	16	5.265	6.450	11	3.495	3.540	6	0.953	0.900	11. 1	0.493	0.435
22	0.898	1.400	17	5.626	6.320	12	3.149	3.180	7	1.057	0.865	2	0.506	0.420
23	2.160	2.050	18	5.527	6.500	13	2.819	2.860	8	0.913	0.820	3	0.479	0.410
24	4.088	3.030	19	5.678	6.410	14	2.663	2.570	9	0.896	0.790	4	0.497	0.395
8. 1	5.265	2.980	20	5.863	6.600	15	2.449	20350	10	0.916	0.760	5	0.431	0.385
2	5.495	2.800	21	6.062	6.690	16	2.327	2.160	11	0.794	0.730	6	0.494	0.375

この実測流出高と計算流出高の累加量をとって比較すれば図11のようになる。

これによると、流出の初期では計算値の方が実測値より小さくなり、最盛期では大きくなっているが、全体として45°の線に沿っているので、一次流出率を1と考え、計算流出高と実測流出高を対比させてハイドログラフを描けば図12のとおりとなった。

4. 検 討

以上計算結果を検討してみると、先づ中安の総合単位図法では、図5で明らかなように、何れの計算結果も殆んど似かよっており、第一の山は小さく、第二の山は大きめに出ている。これは表1に示すように、今回の豪雨出水は、出水前の7月5日から前期降雨の影響で、洪水立上り時の降雨損失が少なかったためと思われる。之に対しては、有効雨量の推定に当り、中安の損

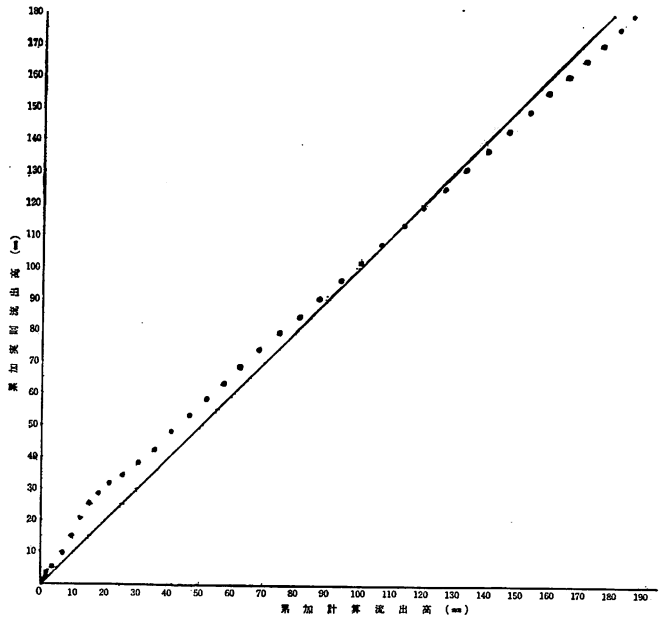


図-11 実測および計算による累加流出高の相関

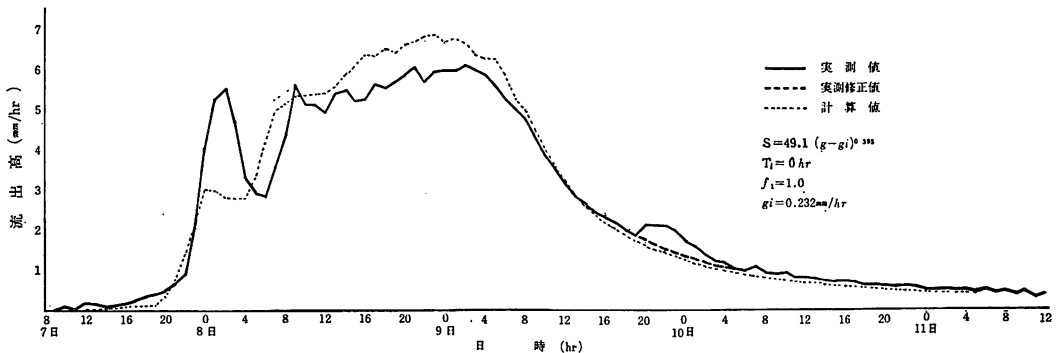


図-12 計算した流出ハイドログラフ

失雨量式の外、初期の損失が比較的小さく損失が降雨終了時まで続く岩崎の式及び過去の雨量、流量資料よりR-R_L 曲線を作る方法等を検討したが、資料数が少なかったことと、雨量の資料が不十分であったので更に検討を要する。

次に貯留関数法では、総流出量ならびに逓減部の形は実測値と合致しているが、前法と同様に流出の最初のピークが小さく、後のピークが実測値より大きくなっている。即ち図6～図8にみられるように、流出初期の降雨ピークによる流出と、中期から最盛期にかけての降雨集団による流出では、流域の滞滞時間が異なっていることがうかがわれる。二つのピークの差が大きいたときは洪水流

出の主体となる波形が合致してさえいれば実用上それほど問題にならないが、今回のように一つの洪水波形の中に同程度の流出高をもつ二つのピークがある場合の貯留関数は、これら二つの波形の流出状態を更に検討する必要があるものと思われる。

5. おわりに

この報告は前述のとおり、7月集中豪雨による玉川の流出解析の第一段階として、比較的資料のある澁畑ダム上流々域について検討中のところをまとめたもので、未だ十分な結論が出ていない。目下更に検討中であるので第1報とした。最後に資料の蒐集に当り、秋田県土木部

河川課，建設省湯沢工事事務所ならびに気象台の御協力
に深く感謝いたします。

参 考 文 献

1) 吉川秀夫 "河川工学" 朝倉書店 P.41~43

(1966)

2) 岩崎，樋口， 文部省科学研究費特定研究 (災害
科学) P53~62 (1967)
3) 吉川秀夫 "河川工学" 朝倉書店 P.34 (1966)