

集中豪雨時における山地小流域の貯水量と 流量との関係

遠藤 泰造⁽¹⁾・小野 茂夫⁽²⁾・川口 利次⁽³⁾

Taizo ENDO, Shigeo ONO and Toshitsugu KAWAGUCHI: Relation between
Flow and Water Storage of a Small Forested Watershed
during a Heavy Rainfall.

要 旨: 昭和 50 年 8 月 6 日, 山形県真室川地方に 24 時間最大雨量と 1 時間最大雨量が 262, 58.5 mm という集中豪雨が降り, 山地崩壊と土石流とが随所に発生した。このため, 同地方では人命ならびに諸施設に甚大な損失を蒙った。林業試験場東北支場山形試験地はこの豪雨降域内にたまたま存在していたので, 同試験地の露場と 3 号沢流域 (1.53 ha) とにおいて観測された雨量と流量との両資料を用いて, 貯留関数法による出水解析を行い, 水位上昇期の貯留関数式を求めた。また, 山地崩壊の発生時における流域貯水量を推定した。出水解析の際, 損失雨量は既報の経験式を用いて推定した。計算の単位時間 (Δt) に 30, 60 および 120 分を採用したとき, 各単位時間の流量 (Q , mm/ Δt) とそのときの流域貯水量の計算値 (S , mm) との間の数式的関係は $Q = kS^p$, または $Q = fS + g$ の数式で近似的に表した。 $\Delta t = 1$ 時間の場合, 上式中の各実験定数の値は, $k = 0.0684$, $p = 1.434$, $f = 0.354$, $g = -0.381$ である。上記の指数型貯留関数式を二つの流出成分—Manning 型斜面流と Darcy 型中間流—の和で近似的に表すと, Q (mm/hr) $= 0.1022 S + 0.0198 S^{1.434}$ のようになる。計算から求めたこの豪雨時の流域貯水量の最大値は約 58 mm で, この出現時刻直前に 3 号沢流域内に崩壊が発生した。

1. ま え が き

この報告は 24 時間雨量と 1 時間雨量が 262.0 mm および 58.5 mm という集中強雨時に山地小流域で観測された出水曲線を解析し, 貯留関数式と流域貯水量について考察したものである。

研究の対象となった集中豪雨¹⁾は, 昭和 50 年 8 月 6 日, 山形県最上郡真室川地方に発生したものである。この豪雨で, 同地方には山地崩壊と土石流が随所に発生し, 河川の氾らんと堤防の欠壊が続出した。このため, 過疎山村にもかかわらず, 4 名の死者を出した。このほかに, 家屋, 田畑, 鉄道, 道路および橋梁などが浸水, 流失あるいは破損などの甚大な損害を受けた。

この豪雨区域内に林業試験場東北支場山形試験地が存在し, 同試験地では上記のような雨量を観測しており, 小野の統計的解析²⁾によると, 約 70 年に 1 回という降雨量であった。

山形試験地には, 森林の理水機能の研究のため, 以前より溪流の量水観測が行われてきた 1~4 号沢の四つの小試験流域があるが, この豪雨時に 1, 2 および 4 号沢の各量水施設は崩壊土砂や溪岸・床の洗掘土砂の流出で埋没し, 量水観測は中断された。3 号沢でも沢頭に小崩壊が発生し, その崩土で溪流は一時堰き止められて出水曲線への影響はあったが, 量水観測そのものへの支障はなかった。一般に, 豪雨時には崩壊の発生, 土石および倒木などの流出による量水施設の埋没, 溢流堰の閉塞などの思わぬ支障が起き, このため正確・完全な出水資料を得ることは極めて困難な場合が多い。それゆえに, 3 号沢の出水資料は

得がたいものであるので、この出水曲線を貯留関数法で解析し、豪雨時における 1 例として、山地小流域の貯水量と流量との関係を考察し、流域最大貯水量を推定したので、それらの結果を以下に報告する。

2. 集中豪雨による日増水量の分布

3号沢流域は面積が 1.53 ha、標高は 170~245 m、斜面の平均長は 51 ± 8 m、斜面の平均傾斜度は 35° 、流路延長は 148 m、地質は凝灰岩と頁岩質凝灰岩、林況はスギの 5 年生生林で、この造林地は昭和 45 年 2 月広葉樹伐採搬出跡地に同年秋に植栽されたものである。

Table 1 は豪雨の前後における日雨量と日増水量（日流量と降雨直前の流量から算出した日流量との差）を示す。豪雨直前の流量は $0.112475 \text{ m}^3/\text{hr}$ で、これを mm 単位の日流量に換算すると、 0.176 mm/day となる。Table 1 に示したように、一降雨量に基づく増水総量は 3307.2 m^3 、または 216.6 mm 、一降雨量の推定流出百分率値は 79.5% である。

Fig. 1 は豪雨前後の日雨量と日流量とを图示したものである。この図からわかるように、降雨水の流出

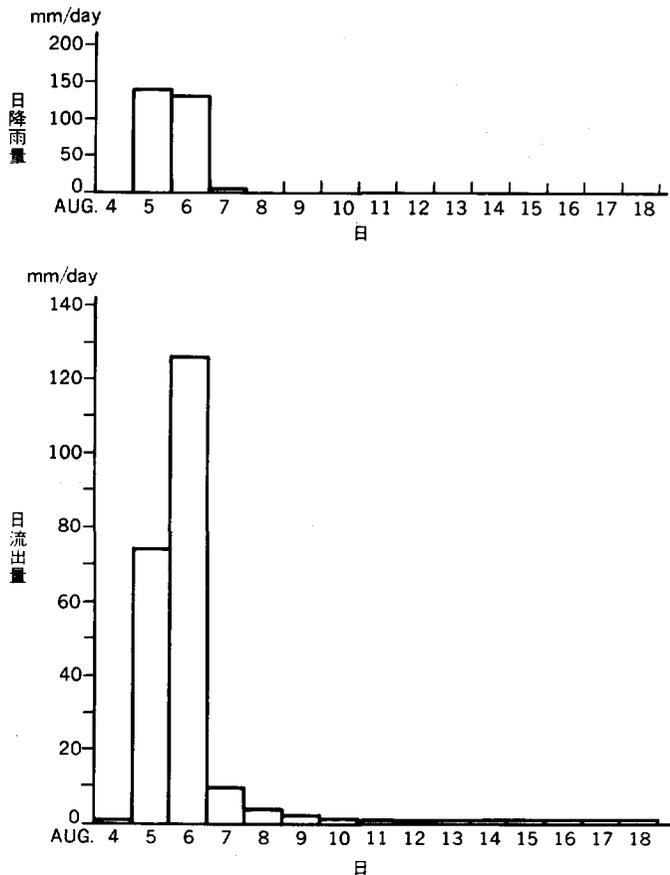


Fig. 1. 集中豪雨による日流量の経時分布
Distribution of daily flow from the heavy rainfall.

Table 1. 集中豪雨前後の日流出量
Daily flow before and after the heavy rainfall.

年 Year	月 日 Date	流 量 Flow m ³ /day	基底流量 Base flow m ³ /day	増水流量 Increasing flow m ³ /day	増水流量 Increasing flow mm/day	備 考 Note
1975	AUG. 4 : 10:00~ 5 : 10:00	2.69936	2.69936	0.00000		降雨は 5 日 20時に 始まる。 5 日 20時 の流量は 0.112475 m ³ /hr.
	5 : 10:00~ 6 : 10:00	1134.52200		1131.82264	73.98	
	6 : 10:00~ 7 : 10:00	1929.14548		1926.44612	125.91	
	7 : 10:00~ 8 : 10:00	147.69460		144.99524	9.48	
	8 : 10:00~ 9 : 10:00	51.86511		49.16575	3.21	
	9 : 10:00~10 : 10:00	26.90193		24.20257	1.58	
	10 : 10:00~11 : 10:00	15.15316		12.45380	0.81	
	11 : 10:00~12 : 10:00	10.10741		7.40805	0.48	
	12 : 10:00~13 : 10:00	7.99504		5.29568	0.35	
	13 : 10:00~14 : 10:00	5.23057		2.53121	0.17	
	14 : 10:00~15 : 10:00	4.38219		1.68283	0.11	
	15 : 10:00~16 : 10:00	3.77647		1.07711	0.07	
	16 : 10:00~17 : 10:00	2.82595		0.12659	0.01	
	17 : 10:00~18 : 10:00	2.69936		0.00000	0.00	
	18 : 10:00~19 : 10:00	2.69936				
	19 : 10:00~20 : 10:00	2.56770				
	20 : 10:00~21 : 10:00	2.34903				
合 計				3307.20759	216.16	

は降雨日に集中し、増水総量の約 93% は 5, 6 の両降雨日に流出し、降雨終了後の流量は急激に減少している。

3. 出水解析の方法とその結果

出水曲線の解析には貯留関数法を採用した。雨水流出の遅れの時間を無視するとき、貯留関数法の基礎式は (1) 式のように表される。

$$\left. \begin{aligned} S_t &= \int_0^t r_e dt - \int_0^t Q_t dt \\ S &= \phi(Q) \text{ または } Q = \phi'(S) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 S_t は流域貯水量、 r_e は有効雨量、 Q_t は流量、 $S = \phi(Q)$ または $Q = \phi'(S)$ は貯留関数を表す。

雨量と流量との実測資料から貯留関数を決定するための諸量の計算は、適当な長さの単位時間 (Δt) ごとに行った。ここで採用した Δt は 30, 60 および 120 分の 3 種である。流域面積はきわめて小さいので、雨水流出の遅れの時間は無視した。一降雨の初めから任意の Δt で分割して得た一降雨期間の時系列を $T=1, 2, 3 \dots\dots\dots$ で表すことにする。

任意の T の損失雨量は、前報¹⁰⁾で説明した推定式を用いて算出した。以下にその概略を説明する。一降雨量を $R(\text{mm})$ 、その流出総量を $Q(\text{mm})$ 、流域平均の損失雨量¹¹⁾を $L(\text{mm}) = R - Q$ 、同じく初期および付加の流域水分不足量を、それぞれ I_0 および L_0 、ともに mm 単位、で表すと、 L は (2) 式のよう

Table 2. 集中豪雨の出水解析 (1975年8月5日~6日, 山形試験地3号沢の出水資料)
Floodflow analysis for the heavy rainfall of August 5th to 6th, 1975.

月日時 Date	雨量	積算	積算	損失	有効	流出量	積算	積算	単位時間	単位	貯水	飽和度
	r(T), mm	雨量 Σr(T), mm	損失 Σl(T), mm	雨量 Σl(T), mm	雨量 r _e (T), mm	Q(T), mm	雨量 Σr _e (T), mm	流出量 ΣQ(T), mm	の終りに おける流 域貯水量 S'(T), mm	時間の 流域 貯水量 ΔS(T), mm	増減量 S(T), mm	Σl(T) l ₀ +L ₀
AUG. 5 20.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.30	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21.00	1.5	1.5	1.50	1.50	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
21.30	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
22.00	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
22.30	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
23.00	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
23.30	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
24.00	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
6 0.30	0.0	1.5	1.50	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
1.00	1.0	2.5	2.50	1.00	0.00	0.030	0.00	0.030	-0.030	0.000	-0.030	0.046
1.30	6.5	9.0	8.84	6.34	0.16	0.050	0.16	0.080	0.079	0.129	0.109	0.164
2.00	6.0	15.0	14.05	5.21	0.79	0.050	0.95	0.130	0.823	0.873	0.745	0.260
2.30	1.7	16.7	15.41	1.36	0.34	0.100	1.29	0.230	1.061	1.161	0.237	0.285
3.00	7.8	24.5	21.09	5.68	2.12	0.350	3.41	0.580	2.829	3.179	1.769	0.390
3.30	12.0	36.5	28.24	7.15	4.85	0.760	8.26	1.340	6.916	7.676	4.087	0.522
4.00	0.0	36.5	28.24	0.00	0.00	0.770	8.26	2.110	6.146	6.916	-0.770	0.522
4.30	3.5	40.0	30.02	1.78	1.72	0.640	9.98	2.750	7.229	7.869	1.083	0.555
5.00	0.5	40.5	30.27	0.24	0.26	0.520	10.23	3.270	6.965	7.485	-0.264	0.560
5.30	0.0	40.5	30.27	0.00	0.00	0.410	10.23	3.680	6.555	6.965	-0.410	0.560
6.00	2.0	42.5	31.22	0.95	1.05	0.320	11.28	4.000	7.284	7.604	0.730	0.577
6.30	0.0	42.5	31.22	0.00	0.00	1.160	11.28	5.160	6.124	7.284	-1.160	0.577
7.00	30.0	72.5	41.66	10.45	19.55	9.170	30.84	14.330	16.505	25.675	10.381	0.771
7.30	31.5	104.0	47.54	5.87	25.63	14.850	56.46	29.180	27.284	42.134	10.779	0.879
8.00	27.0	131.0	50.30	2.76	24.24	13.160	80.70	42.340	38.364	51.524	11.080	0.930
8.30	7.0	138.0	50.80	0.50	6.50	12.180	87.20	54.520	32.684	44.864	-5.680	0.940
9.00	1.0	139.0	50.86	0.07	0.93	8.650	88.14	63.170	24.968	33.618	-7.716	0.941
9.30	0.6	139.6	50.90	0.04	0.56	6.190	88.70	69.360	19.339	25.529	-5.629	0.942
10.00	3.9	143.5	51.14	0.24	3.66	4.610	92.36	73.970	18.388	22.998	-0.951	0.946
10.30	4.8	148.3	51.41	0.27	4.53	7.390	96.89	81.360	15.527	22.917	-2.862	0.951
11.00	26.2	174.5	52.51	1.09	25.11	13.190	121.99	94.550	27.443	40.633	11.916	0.971
11.30	11.0	185.5	52.82	0.31	10.69	13.040	132.68	107.590	25.092	38.132	-2.351	0.977
12.00	15.0	200.5	53.14	0.33	14.67	10.110	147.36	117.700	29.656	39.766	4.564	0.983
12.30	4.0	204.5	53.22	0.07	3.93	9.260	151.28	126.960	24.324	33.584	-5.331	0.984
13.00	43.5	248.0	53.71	0.49	43.01	9.820	194.29	136.780	57.510	67.330	33.186	0.994
13.30	1.5	249.5	53.72	0.01	1.49	14.940	195.78	151.720	44.060	59.000	-13.450	0.994
14.00	3.5	253.0	53.74	0.02	3.48	10.010	199.26	161.730	37.526	47.537	-6.533	0.994
14.30	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	6.050	199.26	167.780	31.477	37.526	-6.050	0.994
15.00	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	3.920	199.26	171.700	27.556	31.477	-3.920	0.994
15.30	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	2.930	199.26	174.630	24.626	27.556	-2.930	0.994
16.00	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	2.310	199.26	176.940	22.316	24.626	-2.310	0.994
16.30	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	1.810	199.26	178.750	20.507	22.316	-1.810	0.994
17.00	0.0	253.0	53.74	0.00	0.00	1.500	199.26	180.250	19.006	20.507	-1.500	0.994

に表される。

$$\left. \begin{aligned}
 L &= l_0 + L_0(1 - \exp(-k'(R - l_0))) \\
 L_0 \cdot k' &= 1.0
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ただし (2)式で $R \leq l_0$ ならば, $L = R$ とする。

(2)式に l_0 , R および L の各値を代入して L_0 と k' の値を求める。 l_0 は河川水位の上昇開始までの降雨量を採用する。また $L_\infty = l_0 + L_0$ は一降雨直前の流域水分不足量を表す。

任意の T の損失雨量と有効雨量とを $l(T)$ および $r_e(T)$ で表すと、 $l(T)$ は (3)式および $r_e(T)$ は (4)式から求めることができる。(3)式中の T_0 は降雨初めよりの積算雨量が l_0 と等値に達した時間を表す。 $r(T)$ は T の雨量を表す。

$$\left. \begin{aligned} T=1; l(T) &= r(1) \\ T_0 \leq T \leq 2; l(T) &= \sum_{\tau=1}^T r(\tau) - \sum_{\tau=1}^{T-1} r(\tau) \\ T > T_0; l(T) &= L_0 \left(\exp \left(-k' \left(\sum_{\tau=1}^{T-1} r(\tau) - l_0 \right) \right) \right. \\ &\quad \left. - \exp \left(-k' \left(\sum_{\tau=1}^T r(\tau) - l_0 \right) \right) \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

したがって、任意の単位時間の有効雨量 $r_e(T)$ は (4)式から求められる。

$$r_e(T) = r(T) - l(T) \dots\dots\dots(4)$$

Table 2 は 8月5日 20:00~6日 17:00 までの、 $\Delta t=30$ 分の場合の計算結果の一覧表である。本文中の損失雨量の計算では、 $l_0=0$ として行った。 T の各単位時間の終りにおける流域貯水量を $S'(T)$ 、各単位時間の推定有効雨量と実測流出量とを $r_e(T)$ 、 $Q(T)$ で表すと、 $S'(T) = S'(T-1) \pm \Delta S(T)$ で与えられる。 $\pm \Delta S$ は単位時間の流域貯水量の増減量で、 $\pm \Delta S(T) = r_e(T) - Q(T)$ 、 ΔS の符号は $r_e(T) > Q(T)$ のときは正、 $r_e(T) < Q(T)$ のときは負とする。また、 $S(T) = S'(T-1) + r_e(T)$ を時系列 T における流域貯水量と定義する。 Δt が 60 分と 120 分の場合の解析結果は Table 2 から容易に算出できるので省略する。

4. 貯留関数式と最大貯水量

Fig. 2, 3 は $\Delta t=30, 60$ 分の場合の $S(T)$ と $Q(T)$ との関係を示す。Fig. 2 で、両者の関係は ΔS が正の場合と負の場合とに区別して示されている。両図で、大部分の点は一つの直線の近くに分布しているが、1点だけ大きく離れているものがある。この点は 12:30~13:00 の時間の資料である。30 分間最大雨量は上記の時間に起こり、1, 2 および 4号沢内の崩壊はこの時間に発生し、その土石流が量水槽に流入埋没して観測不能となった。また同時刻に 3号沢では沢頭上部が欠壊崩落して、その崩土石が溪流を一時堰き止めたらしい。このことは流量曲線からも裏付けられるが、その時間範囲が不明なので、12:30~13:00 の資料も除外せずに採用した。

$Q(T)$ と $S(T)$ との間で最適関数として $Q=fS+g$ および $Q=kS^p$ を採用し、両式の各定数値を求めた。その結果を Table 3 に示す。一次式の場合、 f と g との定数値は Δt の長さによって異なる。 $\pm \Delta S$ の場合について比較すると、 $\Delta t=30, 60$ および 120 分に対する f の値は 0.256, 0.354 および 0.582 で、 Δt の倍増によって f の値は約 1.51 倍と増加する。 g の値は Δt が長くなるに従って大きくなる傾向はあるが、明白な比例関係は認められない。 $\Delta t=30$ 分について、 $+\Delta S$ の場合と $-\Delta S$ の場合との f 、 g の値を比較すると、両者の間には Table 3 に示したような数値上の差がある。

指数式の p と k の両値について説明すると、 p の値は 1.42~1.45 で、ほぼ一定値である。 k の値は、 $\Delta t=30, 60$ および 120 分に対して、それぞれ 0.0468, 0.0684 および 0.0933 で、 Δt の倍増によって、 k の値は約 1.41 倍に増大している。そして、 ΔS の符号区分による p または k の値の差異は Table 3 に

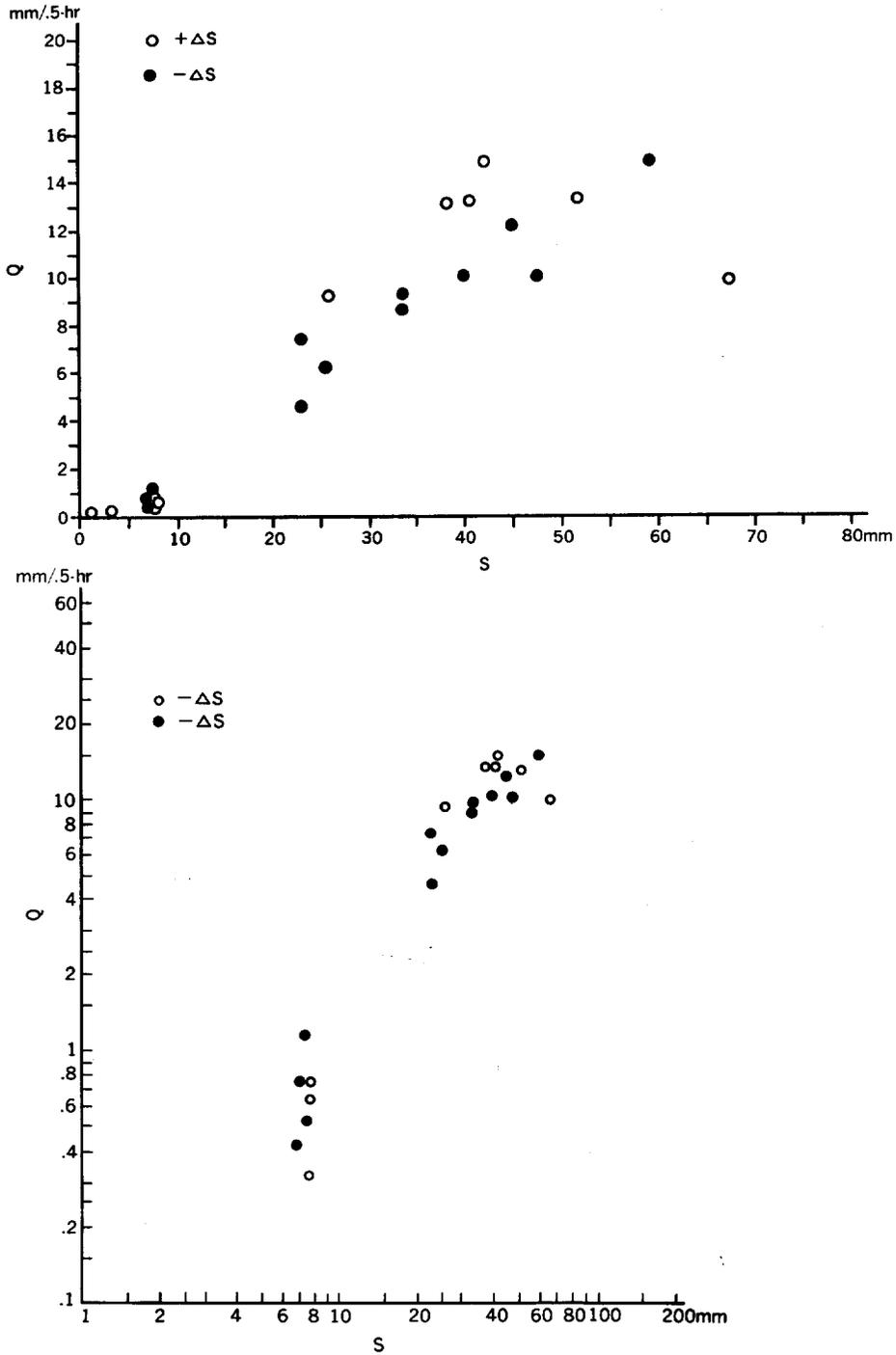


Fig. 2. 流域貯水量 (S, mm) と 30 分流出量 (Q, mm/0.5-hr) との関係

Relation between basin water storage (S, mm) and half-hour flow (Q, mm/0.5-hr).

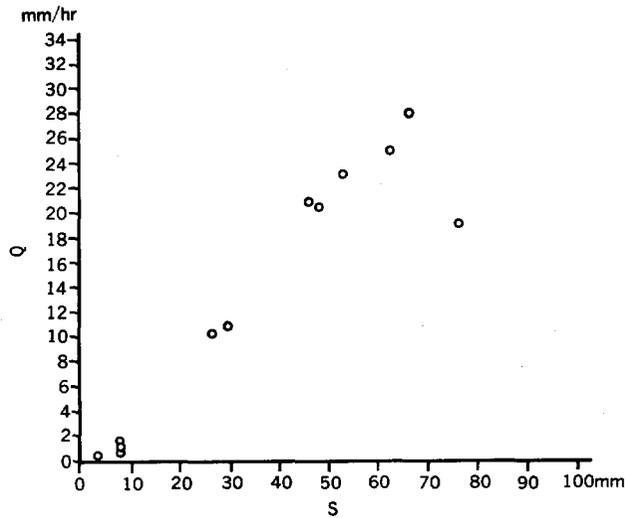


Fig. 3. 流域貯水量 (S, mm) と時間流出量 (Q, mm/hr) との関係

Relation between basin water storage (S, mm) and hourly flow (Q, mm/hr).

Table 3. 適用式中の各定数の計算値
The values of Constants in the applied equations.

Δt , Min.	ΔS の符号区分	適用式: $Q = kSp$		適用式: $Q = fS + g$	
		k (mm: Δt)	p	f (1/ Δt)	g (mm)
$\Delta t = 30$	+ ΔS	0.0535	1.401	0.242	-0.401
	- ΔS	0.0335	1.557	0.275	-0.998
	$\pm \Delta S$	0.0468	1.450	0.256	-0.226
$\Delta t = 60$	$\pm \Delta S$	0.0684	1.434	0.354	-0.381
$\Delta t = 120$	$\pm \Delta S$	0.0933	1.421	0.582	-2.069

示したとおりである。

この豪雨中、各沢に崩壊が発生したのは 12:30~13:00 の間で、13:00 近くと推察されるが、この時間における $\Delta S = +33.2$ mm, 13:00 における $S'(T) = 57.5$ mm で、この $S'(T)$ の値は豪雨期間中の最大値である。

5. 考 察

降雨、貯留、流出系を数量的・物理的に解析する出水解析法³⁾には種々の方法があるが、雨水流法⁴⁾ (Kinematic wave runoff モデル法, 等価粗度法) と貯留関数法^{2), 4), 5)} とは実際の出水解析に広く用いられている方法である。前者は流出現象の水理学的特性を流出モデルに反映されており、取扱いが最も簡便

で、水文情報に対する要求度が最も少ないこと、定数分布モデルであるため、流域の土地利用の改変に伴う出水形態変化の予測にも合理的かつ容易に対処しうるなどの大きな特長があるといわれている。他方において、貯留関数法^{4), 5)}は流出過程の非線形性を比較的単純な構造式で表現でき、強雨時などの洪水の逐次予測に要求される簡便さと迅速さとの特長を兼備している。ただし、貯留関数法の欠点は、パラメータの物理的意義が、地表流法と比べて、不明確であることである。しかしながら、河川工学の分野での応用性が高いため、木村その他による貯留関数法の研究も少なくない。藤田⁴⁾、星・山岡⁵⁾等により貯留関数のパラメータの物理的意義づけの研究が行われており、藤田は貯留関数は水流運動の式の一表現形であるとの考察を行っている。

永井・角屋⁶⁾は 108.0, 1.32 および 2.63 km² の 3 流域を対象に、雨水流法と貯留関数法との両法による出水解析を行い、貯留関数 $S=KQ^p$ の定数 p は斜面流を Manning 型地表流と仮定したときの雨水流の定数 $p=\frac{3}{5}$ と同等であると報告している。

藤田は流域の斜面長を考慮した貯留関数法⁴⁾を研究し、 $S\sim Q$ 曲線を一価関数で近似し、斜面長の変動を考慮した貯留方程式を導いている。そして、この方程式を林業試験場関西支場岡山試験地の竜ノ口山・南谷流域 (22.6 ha) に適用し、Manning 型の表面流を適用した場合の貯留関数式として、 $S=10.536 Q^{0.8}$ または $Q=0.0196 S^{1.516}$ 、 S ; mm, Q ; mm/hr, を得ている。

この報告では、実験式を用いて有効雨量を算出し、推定有効雨量と実測流量から一定の単位時間ごとの流域貯水量を求め、水位上昇期の Q と S との関係数式を求めた。その結果、 $S\sim Q$ 曲線は近似的に一次式または指数関数式で表されるとの結果を得た。この結果は一降雨量が 38~130 mm の中規模の出水解析の結果と同じである。

Fig. 4, 5 は既報¹⁰⁾の竜ノ口山・北谷と山形試験地・2号沢の $\Delta t=120$ 分の場合の、 Q と S との関係を図示したものである。 $Q=kS^p$ の式で、 p の値は北谷が 1.516, 2号沢が 1.395, 両者の平均値は約 1.456 である。3号沢の豪雨時の p の値は 1.421 で、この値は北谷や2号沢の値とほぼ同等である。流域内の雨水流が Manning 型の斜面流であれば $p=\frac{5}{3}=1.67$ となり、Darcy 型中間流であれば $p=1$ である。3号沢の出水解析から得た p の経験値は約 1.434 で、この値は Manning 型斜面流と Darcy 型中間流との中間に近い値である。なお、 S の値が大略 10~67 mm の狭い範囲では、

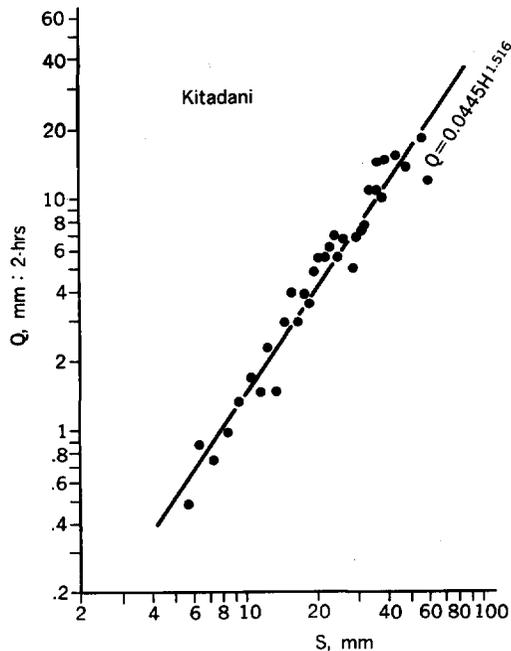


Fig. 4. 流域貯水量(S , mm) と流出量 (Q , mm/2-hrs) との関係

Relation between basin water storage (S , mm) and two hour flow (Q , mm/2-hrs).

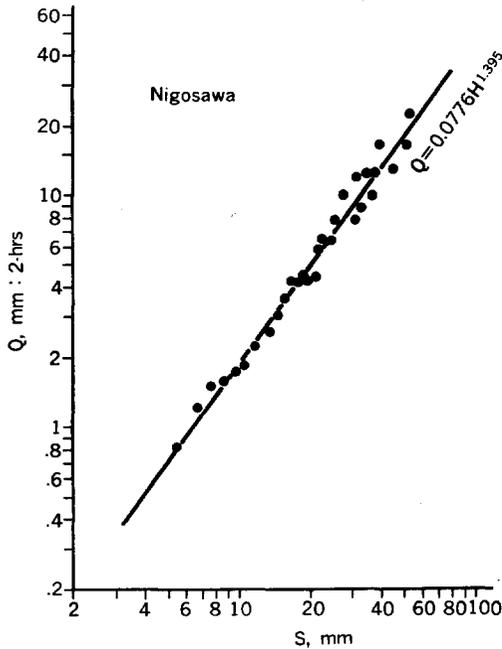


Fig. 5. 流域貯水量(S, mm) と流出量(Q, mm/2-hrs) との関係
Relation between basin water storage (S, mm) and two hour flow (Q, mm/2-hrs).

QはSの一次式で近似的に表すことができる。

流量は Manning 型斜面流の流出と Darcy 型の間流出との2成分から構成されていると仮定すると、流量は一般に (5)式のように表される。

$$Q = vS + wS^{5/3} \dots\dots\dots (5)$$

3号沢の場合、Qを mm 単位の一時間流量とすると、 $v=0.1022$, $w=0.0198$ である。

流域貯水量 $S'(T)$ の最大値は 57.5 mm であるが、この値は同一流域でも降雨条件によって異なり¹⁰⁾、また、3号沢流域の貯水可能量を指すものではない。この豪雨に対する流域貯水量の最大値である。さらに、ここでいう流域貯水量とは流域平均の水深値である。実際の貯水深は斜面の形状や斜面上の位置、土壌の孔隙量や深さなどにより一様ではない。流域内の貯水量の分布については別途に研究を行う必要がある。

3号沢内に崩壊が発生した正確な時刻は明らかでないが、隣接流域である2号沢の量水槽が土砂で埋没し、このため自記水位計の記録が不能となった時刻を記録紙から判読すると、13:00 である。この時刻を根拠にすると、崩壊の発生時刻は、3号沢の流域貯水量が最大値の約 58 mm に達する直前と推定される。なお、この集中豪雨の1時間最大雨量は6日 07:00~08:00 の 58.5 mm で、08:00 の流域貯水量は約 38 mm と推定されるが、そのときはまだ崩壊は発生しなかった。

6. 結 言

50年8月6日の真室川集中豪雨のとき、山地小流域で観測された出水曲線を貯留関数法で解析した。そして、貯留関数を指数関数式または一次式で近似的に表した。また、貯留関数は二つの流出成分—Man-

ning 型斜面流と Darcy 型中間流一で近似的に表示した。この豪雨時の計算から求めた流域貯水量の最大値は約 58 mm で、この出現時刻の直前に 3 号沢内に崩壊が発生したと推定される。山腹崩壊の一つの有力な誘因は滲透雨水の滞留による浅層地下水の形成⁹⁾であるが、豪雨時における地表付近の地下水貯留に関する情報は案外少ないので、この報告での推定値は一つの目安として役に立つものと思われる。

引用文献

- 1) 小野茂夫・川口利次：50・8・6 真室川集中豪雨について。林試東北支場たより，172，1～4，(1972)
- 2) 木村俊晃：貯留関数法。河鍋書店，(1975)
- 3) 角屋 睦・福島 晟・佐合純造：丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル。京大防災研年報，21B-2，219～233，(1978)
- 4) 藤田睦博：斜面長の変動を考慮した貯留関数法に関する研究。土木学会論報集，314，75～86，(1980)
- 5) 平野宗夫：山地小河川における流出過程について。土木学会論報集，308，69～76，(1981)
- 6) 永井 明・角屋 睦：洪水流出モデルの最適定数。京大防災研年報，24B-2，183～196，(1981)
- 7) 遠藤泰造：森林施業に伴う夏期間の水収支の動態の予測法。林試研報，316，125～161，(1981)
- 8) 星 清・山岡 勲：雨水流法と貯留関数法との相互関係。水理論文集，26，273～278，(1982)
- 9) 北原 曜・遠藤泰造・真島征夫・阿部和時：林内緩斜地における浅層地下水位の変化。林試研報，321，117～131，(1983)
- 10) 遠藤泰造：水源かん養林の機能理論と施業目標。林試研報，321，1～38，(1983)

**Relation between Flow and Water Storage of a Small Forested
Watershed during a Heavy Rainfall**

Taizo ENDO, Shigeo ONO and Toshitsugu KAWAGUCHI

Summary

On August 6th, 1975, there was a heavy rainfall in the north part of Yamagata Prefecture. The Yamagata Experimental Forest was within the zone of this heavy rainfall and at the meteorological observation station in the forest the rainfall amount of 262 mm and 58.5 mm were observed as the maximum value of a 24-hour period and one hour.

Due to this heavy rainfall, many landslides of various sizes broke out in the forested lands nearby and mud and stone flows followed in every location. These landslides and mud stone flows brought remarkable increases in heavy rainfall disaster.

There are four experimental watersheds in the forest, but only the gauging station of the No. 3 watershed was saved from mud and stone flow damage. The flood flow hydrograph used in this report was observed at the gauging station of the No. 3 experimental watershed.

Topographical and vegetative features of the No. 3 watershed are as follows; areal size : 1.75 ha, height above sea level : 170—245 m, average slope length : 51 m, average slope gradient : 35 degrees, total length of water ways : 148 m, vegetative condition : manmade cryptomeria 5 year old forest.

The flood flow hydrograph observed at the No. 3 watershed was analyzed with respect to the relation between flow (Q) and water storage (S) in the watershed for the rising period. The results analyzed by the storage function method showed that the storage function equation can be expressed either of the equation : $Q=kS^p$ or $Q=fS+g$, in these equation S is in mm, and Q is in mm per hour.

The values of experimental constant are like that $k=0.0684$, $p=1.434$, $f=0.354$ and $g=-0.381$. Assuming that stream flow consists of two different type of runoff, overland and subsurface flow, storage function can be expressed by the equation as $Q=0.1022S+0.0198S^{1/2}$. The maximum value of S was estimated to be about 58 mm.

Received July 6, 1984

(1) Kansai Branch Station

(2) (3) Tohoku Branch Station