

II-78 内水流出ハイドログラフの関数近似について

京都大学防災研究所 正員 ○増本隆夫
 京都大学防災研究所 正員 角屋 睦
 京都大学大学院 学生員 大野一文

1. まえがき 内水災害危険度の高い低平流域でも急速に都市化が進行しているが、それに対処すべき治水施設の最適規模配置の決定方式は必ずしも確立していない。ここでは、この問題を解決するための基礎的検討として、豪雨の波形特性を吟味するとともに、出水ハイドログラフの基準化を図り、その簡易的な関数表示法を検討した結果について述べる。

表1 豪雨波形特性の相関（実測雨量）

X \ Y	最大1時間雨量		最大ピーク位置		ピーク個数	
総雨量	0.498 0.704	0.542 0.794	0.147 0.033	0.017 0.025	0.083 -0.143	0.032 -0.195
最大1時間雨量			0.090 -0.053	-0.116 0.027	-0.262 -0.358	-0.299 -0.215
最大ピーク位置					-0.116 -0.032	-0.010 -0.019

2. 豪雨波形特性 京都気象台の昭和17～61年の45年間の観測雨量記録から日雨量70mm以上、あるいは3日連続雨量100mm以上の一連降雨の毎時資料を吟味し、次の結果を得た。1）全資料のうち1山降雨波形は約50%あり、ほとんど3山以下（96%）である。2）1時間最大雨量とT=6、12、24、48時間最大雨量との間にかなりの相関がある（表1）。移動平均をとると、その傾向はさらに強まる。3）最大ピーク雨量の位置は0.4Tと0.8T前後に若干多めであるが、ほぼ均等に分布している。4）1時間雨量系列は単純マルコフ過程とみなしうる（図1）。5）T時間雨量の雨量分布はガンマ分布（1式）であてはめ可能である（たとえばT=24の場合（図2））。

T=48 T=24
T=12 T=6

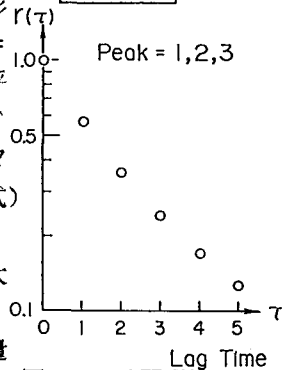


図1 1時間雨量系列のコレログラム

3. 雨量分布 1）最大値の分布：1時間雨量が2式の指数分布に従うときの最大値の分布はGumbel分布で近似される。このときの平均値・標準偏差は3式（T=48）となる。推定値と実測値の比較を表2に示す。2）T時間雨量の分布：1時間雨量の分布からT時間雨量の平均値・標準偏差は、4式のように誘導される。これにガンマ分布をあてはめた例（T=24）を図2に示す。

表2 1時間最大雨量の分布

	平均値	標準偏差
理論	27.0	8.3
観測	23.9	11.4

4. 地目別ハイドログラフの生成 1山降雨を対象にして、流出ハイドログラフをシミュレーション的に発生させた。1）入力となる降雨波形は以下の方法により求めたものである。a）T年確率のT時間雨量 R_{T0} を求める。b）相関関係を用いて総雨量 R_{T0} から1時間最大雨量 R_p 、T₁時間最大雨量 R_{T1} （ $T_1 < T_0$ ）を推定する。c）3組の推定値 R_{T0} 、 R_{T1} 、 R_p より、5式の3定数降雨強度式をあてはめ、ピーク位置 $p=0.25, 0.5, 0.75$ のハイドログラフを作成する。

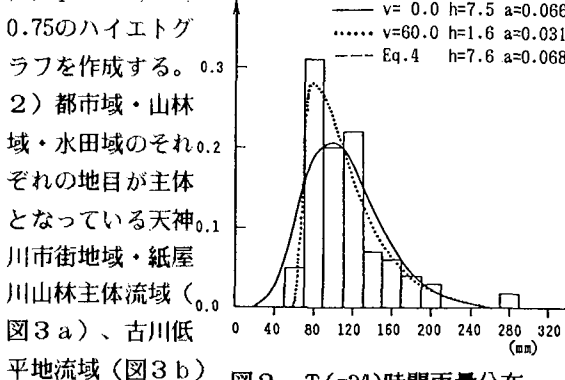


図2 T(=24)時間雨量分布

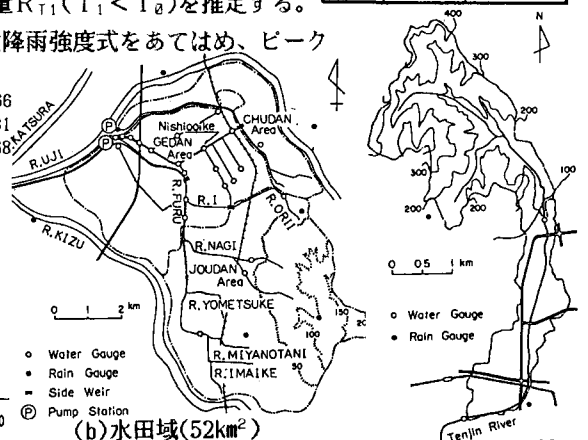


図3 対象流域

(a)自然域(5.2km²)
 ・都市流域(2.7km²)

の観測最大出水について流出解析を行い、流域モデル及び Kinematicモデル定数を同定した。3）上述の計画豪雨を入力として、地目ごとに比流量表示の流出ハイドログラフを生成した。

5. 流出ハイドログラフの関数表示 近似式として、6～8式の適合性を調べた。それぞれの代表的形状を図4 a～cに示す。上記のそれぞれの地目からのハイドログラフにあてはめると、8式（ガンマ分布）は、フラットな流出波形すなわち水田流域からの流出には適用できるが、ピークの鋭い都市域からの流出や後方ピークの流出には適用し難い。ピアソン系分布関数近似の6、7式は、低減部に問題を残すものの、治水面で重要なピーク前後の適合度は十分で、いずれもピーク位置が関数中の定数となっているため、単峰型波形に限ればピーク位置のいかんによらず近似可能である。このときの確率年Tを様々に変えたときの6、7式の係数のとり得る範囲を表3に示す。ピーク流量 Q_p は、確率年Tとの関数として $Q_p = \alpha T^\beta$ としておけそうである。6式では t_p で流出ハイドログラフを基準化しているため、ピーク位置の変化によりパラメーターsの値が大きく変わる。7式のピーク流量発生時刻 t_p は $t_p = \sqrt{t_c^2 + d/a} \approx t_c (t_c^2 \gg d/a)$ 、dは $d \approx t_c/Q_p$ で推定でき、パラメーターaはピークが後にずれる程また確率年が大きくなるほど若干大きくなる。

6. 関数近似ハイドログラフの応用 ハイドログラフの関数近似化を、土地利用変化の激しい巨椋古川流域（表4・図3b）で必要とされる遊水池容量算定に応用した。計画雨量を入力としてポンプ容量を様々に変えたとき、各地目ごとに基準化した流出ハイドログラフを合成して求めた必要遊水池容量 V_s と低平地タンクモデルによるシミュレーション結果から求まる V_s' を比較した例を図5に示す。雨量が大きいと良く合う傾向が見られ、関数近似の有用性が認められる。

$$f(x) = \frac{a}{\Gamma(h)} [a(x-v)]^{h-1} e^{-a(x-v)}, v < x < \infty \quad \text{--- 1}$$

$$F(x) = 1 - e^{-a(x-v)} \quad \text{--- 2}$$

$$m_p = 3.4484 \sigma_x + m_x \quad \text{--- 3}$$

$$\sigma_p = 1.2825 \sigma_x \quad \text{--- 3}$$

$$m_u = n m_x \quad \text{--- 4}$$

$$\sigma_u^2 = \frac{n(1-\rho^2)}{(1-\rho)^2} - \frac{2\rho(1-\rho^n)}{(1-\rho)} \sigma_x^2 \quad \text{--- 4}$$

$$i = \frac{a}{t_c + b} \quad \text{--- 5}$$

$$Q = Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^s e^{-(1-t/t_p)s} \quad \text{--- 6}$$

$$Q = \frac{t}{a(t-t_c)^2 + d} \quad \text{--- 7}$$

$$Q = V \frac{a h}{\Gamma(h)} t^{h-1} e^{-at} \quad \text{--- 8}$$

ただし、 m, σ : 平均・標準偏差で、添字 p, x, u はそれぞれ1時間最大雨量、1時間雨量、 $T(=n+1)$ 時間雨量のもの、 ρ : 自己相関係数、 i : 降雨強度、 Q_p : ピーク流量、 t_p : ピーク時刻、 V : 総流出量、 a, b, c, d, h, t_c, v は定数

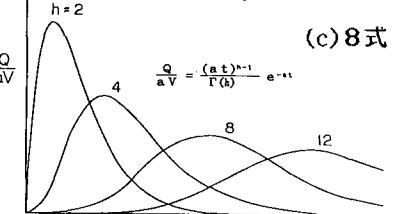
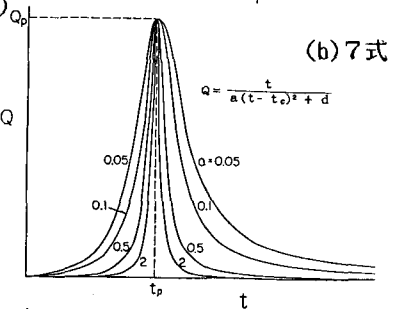
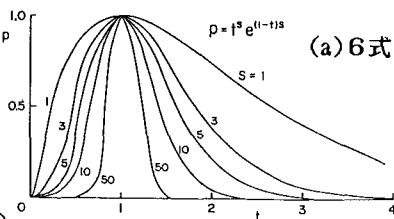


表4 古川流域の土地利用 (km²)

地 目	昭和34	昭和58
都市域	1.26	14.13
森林域	16.66	8.03
水田域	9.45	5.17

図4 関数表示

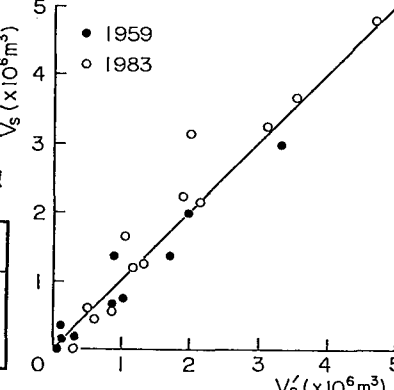


図5 簡易法とシミュレーションとの比較
表3 関数近似式のパラメーター

	波形	前方	中央	後方
6式	Q_p	都市域 10.24~5.64	10.71~5.80	10.76~6.98
		自然域 2.64~1.32	3.63~1.60	4.56~1.93
		水田域 2.00~0.86	2.58~1.03	3.14~1.32
	t_p	都市域 13	25	36
		自然域 14	25.75	37
		水田域 25~30	31~34	40~41
7式	s	都市域 16.30~18.00	53.40~69.20	136.0~209.0
		自然域 5.60~7.40	24.60~26.90	54.80~60.00
		水田域 2.50~2.70	4.90~6.30	11.00~15.00
	a	都市域 0.637~1.080	0.468~2.190	1.580~2.760
		自然域 1.120~2.030	1.240~2.260	1.400~3.010
		水田域 0.047~0.130	0.156~0.288	0.397~1.150
7式	$t_c \approx t_p$			
	d	都市域 1.27~2.31	2.66~4.24	3.35~5.16
		自然域 5.24~11.00	7.27~16.10	8.06~19.50
		水田域 12.50~35.00	12.00~32.10	12.70~31.00