

内水流出ハイドログラフの関数近似と遊水池容量算定への応用

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

1. まえがき；水害危険度の高い低平地域でも、近年市街地の拡大が著しいが、それに対処する排水施設の規模配置決定の手法はまだ確立されていない。ここでは、この問題を解決する一手段として、地目別ハイドログラフの関数近似を試み、それを合成する簡便な内水流出ハイドログラフの表現法を検討し、それを遊水池容量算定へ応用して精度を調べた結果を述べる。

2. 入力用豪雨波形；京都気象台の1942～1986の日雨量70mm以上または3日間雨量 100mm以上の100降雨の毎時記録について豪雨特性を調べ、次の結果を得た。1)総雨量と最大1時間雨量の間に相関がみられる(表1,表2)。3時間移動平均を考えた時、その傾向はさらに高い。2)雨量系列は単純マルコフ過程として扱える(図1)。3)全資料のなかで1山波形降雨は45%で、ほとんど3山以下(96%)とみてよい。なお、表1,表2の降雨継続時間Tの総雨量は、一雨降雨のT時間内で最大となるものを選択した。次に計画降雨は次のように定めた。ただしここでは、1山降雨を対象とした。

1)T年確率の T_0 時間雨量 R_{T_0} を求める。2)相関関係を利用して、総雨量 R_{T_0} から最大1時間雨量 RP_{T_0} 、 T_1 時間最大雨量 R_{T_1} ($T_1 < T_0$)を推定する。3)こうして得られた3組の推定値 R_{T_0} 、 R_{T_1} 、 RP より、3定数型降雨強度式の定数を決定し1時間雨量を作成する。ただしここでは、前方・中央・後方主山型の3種を考えることとし、ピーク位置は $p=0.25, 0.5, 0.75$ とした。

3. 地目別ハイドログラフの関数近似とその合成；地目別ハイドログラフは、多くの場合都市域・山林域・水田域について考えれば十分と考

表1 豪雨諸特性の相関関係(実測雨量)

T	最大1時間雨量	最大 t^* -7位置	t^* -7位置
総雨量	0.498 0.542 0.704 0.794	0.147 0.017 0.033 0.025	0.083 0.032 -0.143 -0.195
最大1時間雨量		0.090 -0.116 -0.053 0.027	-0.262 -0.299 -0.358 -0.215
最大 t^* -7位置			-0.116 -0.010 -0.032 -0.019

注) 各項目の4個の値は以下のとおり(Tは降雨継続時間)

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

表2 総雨量と最大1時間雨量の関係(移動平均雨量)

京都 T=48			回帰式の係数 $Y = \alpha + \beta x$	
t^* -7 個数(n)	t^* -7 数(N)	相関係数 (r)	α	β
1,2,3	85	0.591	4.96	0.08
1	38	0.688	4.63	0.11
2	31	0.797	3.85	0.07
3	16	0.695	2.16	0.07

京都 T=6			回帰式の係数 $Y = \alpha + \beta x$	
t^* -7 個数(n)	t^* -7 数(N)	相関係数 (r)	α	β
1,2	100	0.931	-0.16	0.26
1	83	0.927	-0.62	0.26
2	17	0.936	-1.17	0.24

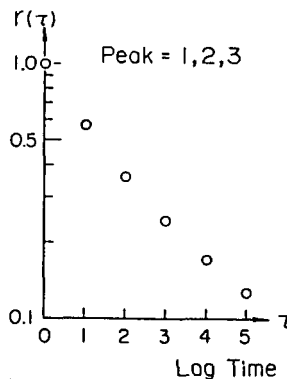


図1 コレログラム

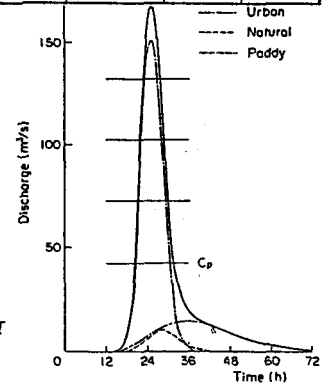


図2 ハイドログラフの合成

Takao MASUMOTO, Mutsumi KADOYA, Kazufumi OHNO

え、それぞれの地目が主体となっている天神川市街地流域、紙屋川山林主体流域および古川低平地流域の観測最大級豪雨について流出解析を行い、流域モデル、数値モデル定数を同定した後、前述の計画豪雨を入力して流出解析を行った。これらの結果を比流量表示にして各地目別ハイドログラフとした。このとき、たとえばピーク比流量 Q_p と確率年 T の関係を $Q_p = \alpha T^\beta$ と仮定して、定数 α 、 β を降雨波形別に推定しておくなど、ピーク流量の推定法を定めておく为好都合である。

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

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

$$Q = V \frac{ah}{\Gamma(h)} t^{h-1} e^{-at} \quad \text{--- (3)}$$

$$T_p - t_2 = t_L \quad \text{--- (4)}$$

$$t_p = 2 t_L \quad \text{--- (5)}$$

$$t_p = CA^{0.22} R_p^{-0.35} \quad \text{--- (6)}$$

ただし、 Q_p ; t_p - Q 流量、 T_p ; t_p - Q 流量発生時刻、 s, a, d, t_c, h ; 定数、 V ; 総流出量
 t_2 ; t_p - Q 雨量発生時刻、
 t_p ; 洪水到達時間、 t_L ; t_p - Q 遅れ

次にこれらのハイドログラフが(1)~(3)式でどの程度近似できるかを調べた。(3)式は鋭いピークや後方にピークをもつ波形には適合し難いが、(1)、(2)式の適合性は十分と判断された。ここではとりあえず(1)式を用いる。次に関数近似したハイドログラフの合成法を述べる。1) T 年確率 T_p 時間総雨量 R_{Tp} を定め、雨水保留量曲線を利用して各地目の有効雨量を求め 1km^2 当りの総流出量 V を算出する。2) ピーク流量 Q_p とピーク発生時刻 T_p により V を基準化し、地目ごとにパラメータ s を決定する。3) 各地目の面積に応じ、(4)~(6)式より求まるピーク遅れ t_L を考慮して内水流出ハイドログラフを合成する(図2参照)。

表3 古川流域の土地利用変化 km^2

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	8.00	3.81
畑地域	1.45	1.36

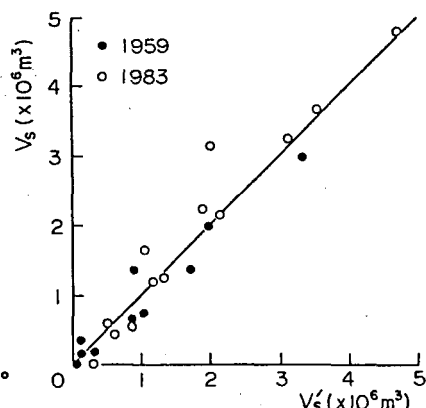


図3 簡易法とシミュレーションとの比較

4. 必要遊水池容量の算定; 上記の方法により合成したハイドログラフ上でポンプ容量を C_p とすると(図2)、 $Q > C_p$ なる範囲の総流出量が必要遊水池容量である。この簡易法を京都市南部に位置する巨椋古川流域に適用し、その実用性を検討した。ポンプ容量 C_p を様々に変えたときの簡易法による必要遊水池容量 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必要遊水池容量 V'_s を対比したのが図3である。古川流域の都市化前昭34年と都市化の進んだ昭58年の土地利用(表3)に対し、上記と同様に必要遊水池容量とポンプ容量との関係を、各確率年ごとに対比したのが図4である。図3をみると V_s, V'_s はかなりよく対応しており、また図3, 4ともに、大きな確率雨量の場合によく合う傾向がみられる。簡易法は主にピーク流量 Q_p 、洪水到達時間 t_p 、有効雨量が高精度で得られるならば十分高い実用性をもつと判断される。

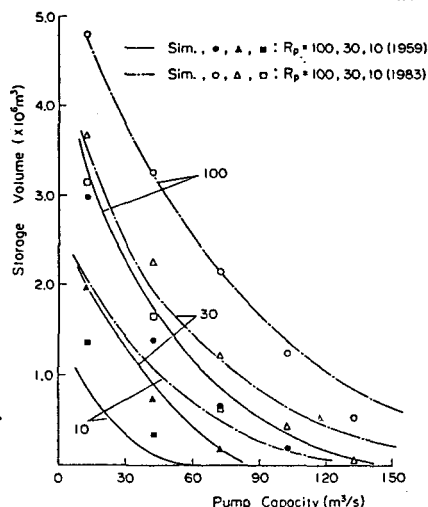


図4 必要遊水池容量・ポンプ容量