

早稲田大学理工学部 正会員 鮎川 登
早稲田大学大学院 学生会員 鎌田 光
早稲田大学理工学部 学生会員 祖父江昭和
早稲田大学理工学部 学生会員 〇高岡 一章

1. はじめに 観測記録の整備されていない河川のピーク流量の算定や基本高水の決定には合理式が用いられることが多い。合理式はパラメーターとして洪水到達時間と流出係数を含むだけの非常に単純な流出モデルであるが、それだけにこの2つのパラメーターの値の決め方が重要になる。ここでは、多摩川の小河内ダム流域を例として流出係数の特性に関して検討した結果について述べる。

2. 合理式 合理式によるピーク流量の算定は次式により行なわれる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f r A \quad (1)$$

ここで、 Q_p はピーク流量(m^3/s)、 f は流出係数、 r は洪水到達時間内平均降雨強度(mm/hr)、 A は流域面積(km^2)である。合理式は洪水到達時間以上の時間にわたって一定降雨強度の雨が流域全体に一樣に降り続く場合を想定して導かれた式である。

3. 流出係数 過去の洪水時の雨量と流量の観測データを用いて算定された流出係数の値はばらつくことが多いが、その原因としては観測誤差や洪水到達時間の決め方のほかに降雨の時間的および空間的な分布の非一様性や先行降雨の影響などが考えられる。以下では、多摩川の小河内ダム地点(流域面積 $254km^2$)の洪水流量と流域内の4地点の雨量の観測データに基づいてこの流域の流出係数の特性について考察する。

洪水到達時間を流出の遅れ時間の2倍とし、流域平均雨量のハイレートグラフから洪水到達時間内の平均降雨強度を求め、ピーク流量の観測値とから(1)式により流出係数を算定し、ピーク流出高との関係を示すと、図1のようになる。図1によると、流出係数とピーク流出高の関係はほぼ一つの曲線で表示され、流出係数はピーク流量が増大するにつれて大きくなる傾向が認められる。

合理式は降雨の時間的および空間的な分布の一樣性を仮定しているの、小さい流域に適用するのが望ましいと考え、小河内ダム流域を7～32 km^2 の15の小流域に分割し、各小流域の流出係数が同一で一定であるとした場合の流出係数とピーク流出高の関係を図2に示す。なお、各小流域の洪水到達時間は小流域斜面の集中時間 t_c と支川の流下時間 t_f の和として算定した。集中時間 t_c は Manningの式を用いた地表流のkinematic wave理論による次式により計算した。

$$t_c = (L / \alpha r_e^{2/3})^{3/8} \quad (2)$$

ここで、 L は流域斜面長、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta / N}$ 、 θ は流域斜面の傾斜角、 N は流域斜面の等価粗度、 r_e は洪水到達時間内平均有効降雨強度である。 $r_e = f \cdot r$ とした。流下時間 t_f は Manningの式を用いた洪水流のkinematic wave理論による洪水流の伝播速度 ω を用いて計算した。

$$t_f = \frac{l}{\omega} ; \quad \omega = \frac{5}{3} v ; \quad v = \frac{Q}{Af} = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (3)$$

ここで、 l は河道長、 v は平均流速、 Q は流量、 Af は流水断面積、 n はManningの粗度係数、 R は径深、 i は河床勾配である。

図2は図1とほぼ同じ関係を示しており、ここで考察の対象とした洪水の場合には流域を分割する必要はなく、一つの流域として合理式を適

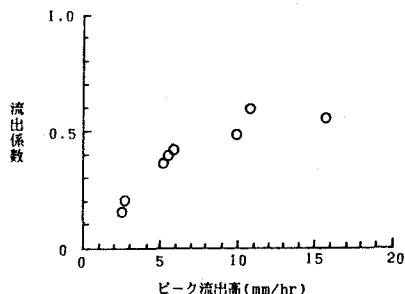


図1 流出係数とピーク流出高の関係(単一流域)

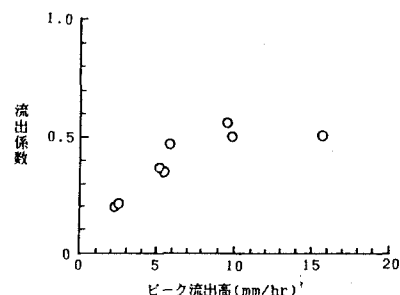


図2 流出係数とピーク流出高の関係(分割流域)

用しうることを示しているものと思われる。なお、参考のために各小流域の洪水到達時間の計算例を示すと、図3のようになる。

考察の対象とした洪水時の降雨分布について分散係数（＝標準偏差／平均値）を求めると、表1のようになる。表中の空間分布は4地点の雨量観測所間の同時間の雨量の分布を表わし、時間分布は同一の雨量観測所における洪水到達時間内の雨量分布を表わす。表1によると、降雨分布の分散係数は1.1以下になっていることがわかる。他の河川の計算例によると、分散係数が1以上の場合には流域を分割して合理式を適用しないと、流出係数の値がばらつくことが示されている¹⁾。すなわち、小河内ダム流域の場合は降雨分布が一様に近いために流域を分割せずに、一つの流域として合理式が適用でき、そのさいの流出係数の値は図1から推定できることになる。

図1によると、流出係数はピーク流出高の関数となるが、このことを考慮して流出係数 f を洪水到達時間内平均降雨強度 r の関数として次式で表示することを試みる。

$$f = a \left(1 - \frac{r_0}{r} \right) \quad (4)$$

(4)式のパラメーター a は流域の地形、地質、土地利用状態などによって異なる値をとり、 r_0 は地質や土地利用状態のほかには土壤水分状態の影響を受けるものと考えられる。ここでは a の値は一定で、 r_0 の値は洪水ごとに変化するものとして、 a と r_0 の値を仮定してピーク流量を計算し、計算値と観測値が一致するように a と r_0 の値を決定した。その結果、 a の値は0.57となった。土壤水分状態を表示する量としてピーク流量発生時刻から洪水到達時間だけさかのぼった時刻における流量 Q_0 を用い、 r_0 と $(Q_0 - Q_B)/Q_B$ (Q_B は洪水前の流量)の関係を示すと、図4のようになる。図4によると、 r_0 は $(Q_0 - Q_B)/Q_B$ の値が大きくなると急激に減少し、ほぼ一定の値になることがわかる。すなわち、流域が湿潤していないときは $r_0 = 11 \text{ mm/hr}$ 、湿潤状態のときは $r_0 = 3 \text{ mm/hr}$ となる。これらの値を(4)式に代入し、流出係数 f と洪水到達時間内平均降雨強度 r との関係を図5に示した。大洪水を生ずるような降雨強度の大きい場合の流出係数の値は0.45～0.55となることがわかる。図4には、洪水到達時間以前に降った雨による流量をピーク流量から引いた場合（直接ピーク流量）の計算結果も示したが、この場合は流域が湿潤状態のときは $r_0 = 7 \text{ mm/hr}$ となる。

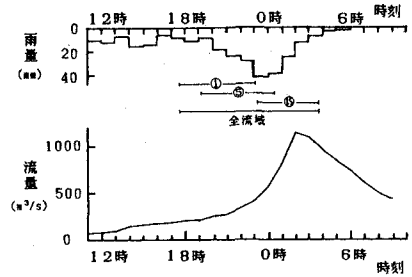
4. おわりに 雨量と流量の観測データに基づいて小河内ダム流域の流出係数について検討した。その結果、過去の洪水時の雨はほぼ一様に降っているため小河内ダムの流域は一つの流域として合理式を適用できること、および流出係数はピーク流出高（洪水到達時間内平均降雨強度）の関数となることが示された。

参考文献：1) 鮎川登・北川善廣・鎌田光：合理式による洪水ピーク

流量の算定，第29回水理講演会論文集，1985.2.

表1. 降雨分布の分散係数

洪水年月日	ピーク流出高 (mm/hr)	分散係数	
		空間分布	時間分布
1959年 8月12日	10.80	0.08～0.31	0.28～0.48
1962年 8月26日	2.71	0.08～0.45	0.58～0.80
1965年 9月17日	5.60	0.23～0.75	0.61～0.78
1966年 9月24日	10.10	0.29～0.68	0.84～1.14
1971年 8月31日	2.56	0.10～0.56	0.66～0.80
1972年 9月16日	5.38	0.15～0.55	0.53～0.78
1974年 9月 1日	9.73	0.17～0.31	0.43～0.55
1982年 8月 2日	15.70	0.10～0.19	0.39～0.58
1982年 9月11日	5.94	0.12～0.30	0.40～0.47



(図中の番号は小流域の番号を表わす)
図3 洪水到達時間の計算値

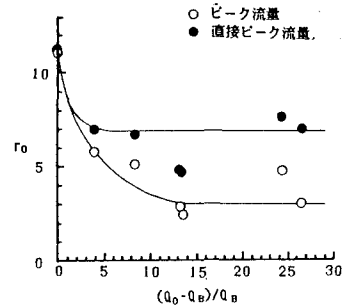


図4 r_0 と $(Q_0 - Q_B)/Q_B$ の関係

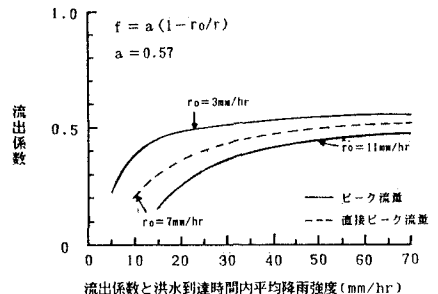


図5 流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度の関係