

II-131 市街地域の雨水流出特性

京大防災研究所 正員 ○ 角屋 睦
正員 岡 太郎

市街地域の雨水流出特性を知ることは、丘陵地や低平地域の宅地高工業地域化に伴う流出量変化の予測ないし排水計画のためにも重要なことであるが、その実態観測はなかなか容易ではない。われわれは京都市西北部の天神川上流部の市街地を対象流域として観測調査を進めているが、今回はとくに雨水流下特性を中心に検討した結果について報告する。

1. 調査対象流域： 図1に示すように、京都市西部を流れて桂川に合流する天神川の上流部約4 kmの区間に流入する面積 2.65 km^2 の市街地である。この地域内の浸透域面積についての調査はまだ十分でないが、昭和40年国土地理院発行の $1/25,000$ の地形図では、残存農林地面積はきわめて少なくほとんど市街地として彩色されており、また昭和44年8月の現地調査の結果、これら残存農地のほとんどが高工業地宅地化されていることがわかった。道路下水道網もよく整備されており、したがって鋪装率の高いほぼ完成した市街地域とみられる。下水路は上流域で70 cm、中流域で50 cm、下流域で50ないし100 cmの長方形開水路が多く、そのほか上流域で650~1,000 mm、中流域で450~650 mmの管渠が数系統存在している。主要な雨水流下系統は図2のようである。

この市街地域の雨水が流入する天神川の上流端および御室川合流点上流400 mの地点にそれぞれ縮尺 $R_r = 1/2.5$ 、 $t_r = 12 \text{ mm/hr}$ および $1/20$ 、 $t_r = 10 \text{ mm/hr}$ の水位計が設置してあり、降雨記録は流域南東端に所在する京都気象台のそれを利用している。

2. 流域モデル： 流出特性の吟味に kinematic wave 法を適用するものとして、次のような3つの流域モデルを考える。

モデルA：現状の雨水流下系統にほぼ忠実なブロック割りを考えたモデル（図3）

モデルB：斜面長を主体にモデルAを簡略化したもの（図4）

モデルC：雨水が天神川に一杯に流入する、すなわち下水路を無視した簡単なモデル（図5）

3. 流域の雨水係留損失特性： 市街地の流出量ハイドログラフが自然山地流域のそれと異なる点の1つは、流域の雨水長期係留能力が小さく、各種下水の放出もあつて、きれいな流

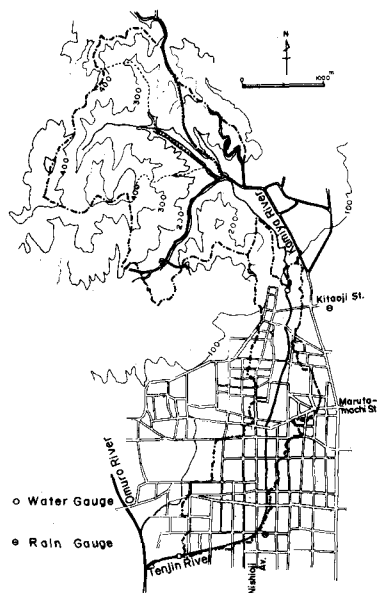


図1. 調査流域(天神川)の概要

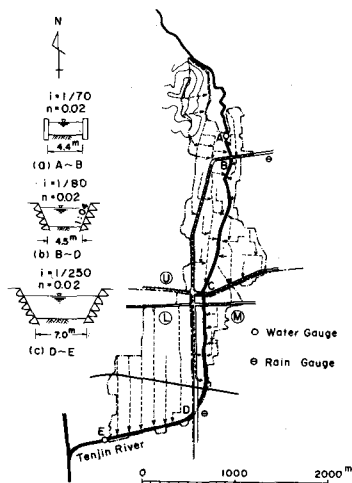


図2. 雨水流下系統概況

量自然てい減性状が見られないことであろう。天神川の場合、北山杉の名産地として知られる紙屋川流域(5.2 km²)の水を上流端流入量として受け、かつその推定精度が(枕木類流下に伴う諸障害などのため)まだ十分な状態に達していないことが、市街地の直接流出量の把握を困難にすることもある。

この地域の昭和44年度に観測されたほぼ30 mm以上のいくつかの降雨時の総流出量をみると、多くの場合降雨後2日以内にほぼ100%近い流出率を示すようになる。いま直接流出がかなりきれいに分離できそうなものについて、雨量と流域内残存保水量との関係を示すと図6のようである。また昭和44年6月25日～7月6日の5回の豪雨時にみられたいくつかの流出量ピーク時の流出係数を調べると0.7～1.0であり、このうち天神川流域の南面約7 km²の位置に所在する下狩川流域(1.37 km²、竹林主体の沃獲層流域)のそれと対比できそうなものを示すと図7のようである。図中○印は時間的にほぼ対応するもの、●印は同日中の他のピーク流出量時のそれを示している。

4. 雨水流下特性： 図8は、昭和44年6～7月の豪雨時にみられたいくつかのピーク流出量から換算した平均有効降雨強度 r_e とその到達時間 t_{pc} との関係を示したものである。

いま1本の流路とその片側または両側に一様な斜面をもつような流域を考え、雨水流にkinematic wave法が適用できるものとする、有効降雨強度 r_e の雨水の流域下流端までの到達時間 t_{pc} は、斜面伝播時間 t_1 と流路のそれ t_2 との和として次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} t_{pc} &= t_1 + t_2 \\ t_1 &= \frac{L l^{\frac{1}{3}}}{(\alpha r_e)^{\frac{1}{3}} \rho_1} \\ t_2 &= \frac{K L^{\frac{2}{3}}}{\rho_2^{\frac{1}{3}} - r_e} \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに l : 斜面長, L : 河道長, $\rho_1 = \alpha r_e l$ または $\alpha r_e B$, B : 斜面延長, ρ_2 および K , P_2 : 次式を仮定したときの

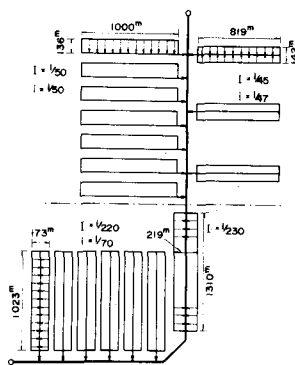


図4 流域モデル B

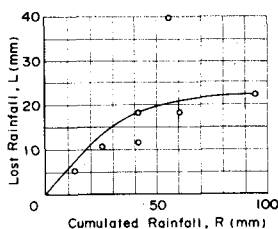


図6 直接流出に対する保水量

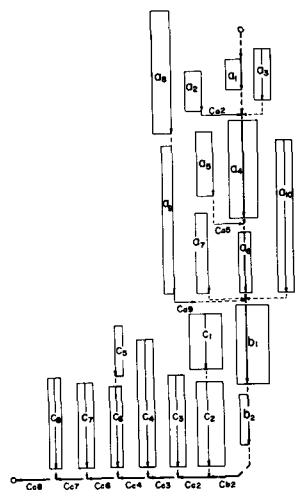


図3 流域モデル A

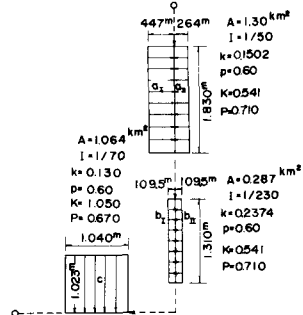


図5 流域モデル C

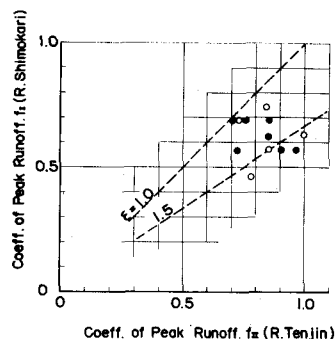


図7 ピーク流出係数の対比
(昭和44.6.25～7.6)

定数

$$h = k q^k, \quad A = K Q^2 \quad (2)$$

ここに h : 斜面流の水深, q : 単位中流量, A : 流路の流水断面積, Q : 流路の流量

また斜面の雨水流に Manning 則の成立するときは

$$k = (N/\sqrt{\sin \theta_s})^2, \quad k = 3/5 \quad (3)$$

ここに N : 斜面の等価粗度, θ_s : 斜面傾斜角

実際の流域は, 1本の流路とその側方に斜面を持つモデルより, むしろそうした分割流域の集合と考える方がよいことが多いが, この場合には主河道の流下時間 t_3 を用いて

$$t_{pc} = t_1 + t_3, \quad t_3 = \sum_j t_{2j}' = \sum_j \frac{K(Q_{21}^2 - Q_{20}^2)_j}{q_{ij}} \quad (4)$$

ここに $Q_{21} = Q_{20} + q_i L$, Q_{20} : 流路上流端流量

(1) 式の t_2 は (4) 式の t_3 の $j=1$, $Q_{20}=0$ の特別な場合に相当する。

自然山地流域では, 流域形状によっても多少異なるが, 概して $t_3 = (0.1 \sim 0.2) t_{pc}$ の程度であり, t_{pc} はほぼ $r_e^{-0.4}$ に比例するとみられるが, 市街地河川では t_3 のウエイトがかなり大きく, t_{pc} の $r_e^{-0.4}$ の関係が成立しないことがある。天神川流域の場合は $t_3 \approx 0.6 t_{pc}$ と概算された。また図8には一定 t_{pc} の $r_e^{-0.39}$ の線が挿入されている。

さてなんらかの方法で斜面流下時間 t_1 が決定されるならば, Manning 則を仮定したときの等価粗度は次式によって推定できる。

$$N = \frac{\sqrt{\sin \theta_s}}{q} t_1^{5/3} (d r_e)^{2/3} \quad (5)$$

天神川流域の場合, モデルBを想定すると, $t_1 \approx 0.4 t_{pc}$ として, N は次のように概算される。

$$\begin{aligned} r_e = 3.6 \text{ mm/hr} & \quad : N = 0.0141 \text{ (m}^{1/3}\text{.sec)} \\ & = 36 & = 0.0142 \end{aligned}$$

すなわちコンクリート水路における Manning の粗度係数の値と同等となるのが興味深い, あくまでも概算値にすぎない。そこでモデルBの斜面の等価粗度として $N = 0.01$ を与え, ピーク流出時の降雨を対象として, 次のように若干の概算を試みた。

流域に一定強度 r_e の降雨があるとき, 斜面上流端雨水が天神川まで伝播到達する時間は(1)式で与えられる。いま上流域において, 下水路断面を $\phi 1000 \text{ mm}$, $n = 0.014$ としたときの結果が図9に示されている。同図には念のため $N = 0.015$, 0.008 とした場合の結果も併示してある。

天神川の流下時間を簡単のため横から一様流入量 q_i を受ける流れと仮定して求めると, それは(4)式の t_3 の形で求まる。このように仮定したときの q_i および $Q = q_i L$

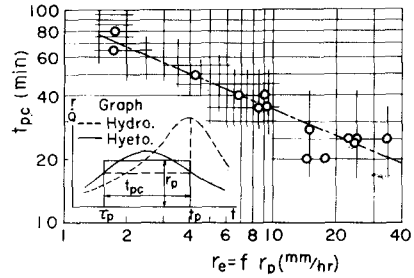


図8 降雨強度と雨水到達時間の関係
(天神川市街地域, 昭44.6~44.7)

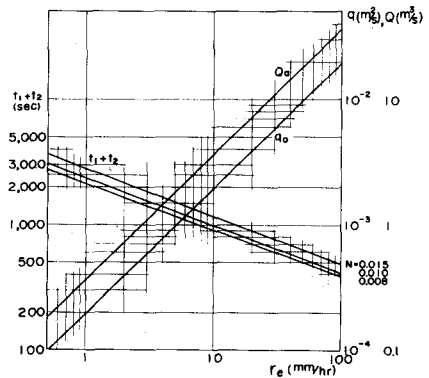


図9 降雨強度とその雨水の天神川への到達時間
(上流域)

を上流域について示した例が図9である。天神川中流, 下流部の伝播時間も同様に求めて求められる。図10はこのようにして求めた計算結果を観測値と対比したもので, 結局斜面の等価粗度として $N=0.01$ としてよいことがわかった。このことは, モデルBの作成経緯よりして, 現行排水系統にほぼ忠実にブロック割りをしたモデルAにおいても, $N=0.01$ として実用上は十分なことを意味しているとみてよい。

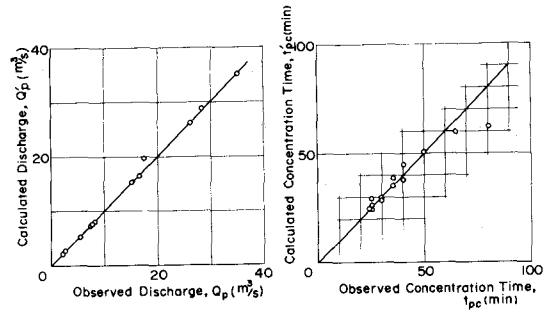


図10 ピーク流量とその到達時間, 計算値と観測値の対比

5. 流出量ハイドログラフ: ピーク流出量の検討によつて推定された N の当否をハイドログラフから検討してみる。モデルAでは前項結果を考慮して, 一部のブロック ($a_6: N=0.2, a_8: N=0.8$)を除き $N=0.01$ とする。モデルCは下水路の存在を無視しているので, この影響を N に考慮しておく必要があるが, これには(5)式を用いなければならない。すなわち上流域では図9の t_1+t_2 の値を(5)式の t_1 に代入すると, $r_e = 2 \sim 40$ (mm/hr) に対し $N = (5.8 \sim 6.3) \times 10^{-3} \approx 0.006$, 同様にして下流域では $N=0.004$ を得た。雨水流進路に Manning 則を仮定して得られる周知の等流特性曲線法を適用するものとする, 斜面に対する計算式は(6)式, 流路に対しては同式で $p_1 \rightarrow p_2, R \rightarrow K, q \rightarrow Q, \alpha r_e \rightarrow q$ とすればよい。

$$\alpha r_e \neq 0: \left. \begin{aligned} q_{i,i}^h &= \frac{(\alpha r_e)_{i,i} \Delta t_{i,i}}{R} + q_{i,i}^h \\ \Delta x_{i,i} &= \frac{q_i - q_{i-1}}{(\alpha r_e)_{i,i}} \end{aligned} \right\} (6-1)$$

$$\alpha r_e = 0: \left. \begin{aligned} q_i &= q_{i-1} \\ \Delta x_{i,i} &= \frac{q_i^{1-h}}{p_i R} \Delta t_{i,i} \end{aligned} \right\} (6-2)$$

さて昭和44年7月4~5日の雨を対象に, 図6の曲線を用いて10分ごとの有効降雨を算定し, 天神川上流端流入量についても10分ごとに観測値を読みとりデータとして与え, モデルCについて計算した結果を図11に例示する。モデルAについての結果もこれとほとんど変わらない。計算には京大大型計算機センター FACOM 230-60を用い, $\Delta t = 5$ 分とした。この雨ではピークが2回現われ, 観測値では前の方が大きいに対し計算結果は逆であり, 減水部にも若干の差がみられる。降雨データとして京都気象台のそれを用いたが, 北部(通巻)の記録と対比すると, 3時頃雨量は(北部) > (南部), 8時頃雨量は逆であった。これが観測値と計算値の差の一因とみられる。しかし全般的にはよい対応がみられるとしてよい。

以上から, 市街地地域の N の評価にピーク流出量を基礎にして十分であること, 排水系統を十分考慮した丁寧なモデルの N は, Manning の粗度係数に近いこと, モデルにより N が変わることもわかる。

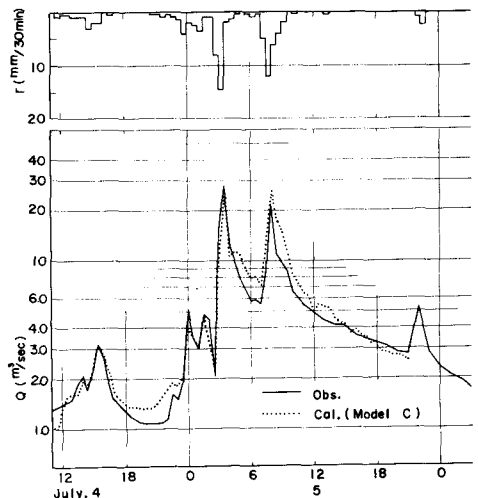


図11 流出量ハイドログラフの対比(昭44.7.4~5, モデルC)