

投稿論文 (和文)
PAPERS

都市周辺の中小河川の洪水流出解析

鮎川 登*・北川善廣**

都市周辺の中小河川の流域は山林, 畑, 水田, 宅地など複合した土地利用がされており, 宅地には数多くの防災調節池が設置されている. このように複雑な状態にある流域からの洪水流出を計算するために, 線形貯水池モデルと防災調節池モデルを組み合わせた流出モデルを提案した. そして, この流出モデルを都市周辺の2河川に適用し, 流量ハイドログラフの計算値と観測値を比較し, 流出モデルの妥当性を示した.

Keywords : runoff model, flood, urban watershed, detention basin

1. 序 論

都市周辺の中小河川の流域は以前は山林, 畑, 水田が大部分を占めていたが, 1960年代以降の経済の高度成長に伴う人口の都市集中により宅地開発が進められ, 宅地の占める割合が増加している.

流域が宅地化されると, 屋根や道路などの不透透面積が増大し, 流出率が大きくなる. また, 下水道の整備により洪水到達時間が短縮される. そのため洪水ピーク流量が増大し, 洪水氾濫の危険性が増大する. 流域の小さい中小河川は宅地化の影響を強く受けるので, 宅地開発に伴う洪水ピーク流量の増大を低減させるために, 流域に数多くの防災調節池が設置されている.

都市周辺の中小河川の治水計画をたてるためには, 流出解析を行い, 降雨から流量を推定するとともに, 防災調節池の洪水調節効果を評価することが必要である.

都市周辺の中小河川の流域は山林, 畑, 水田, 宅地など複合した土地利用がなされ, 流出過程は非常に複雑である. 著者は, 以前に土地利用形態が洪水流出におよぼす影響は流出率と洪水到達時間に集約されると考え, 流出モデルとして洪水到達時間を貯留係数で表示する線形貯水池モデルを用いた流出計算法を提示した¹⁾. その流出モデルによると, ピーク流量については計算値と観測値はほぼ一致させることができたが, 洪水の低減部は計算値が観測値より小さくなる傾向があった. 防災調節池の洪水調節効果を評価するためには, ピーク流量だけではなく, 流量ハイドログラフ全体を精度よく計算することが必要である. 本論文では洪水流出を直接流出と地下水流出に分けて計算するようにして流出計算の精度を良くし, 防災調節池が設置されている宅地からの流出につ

いては洪水調節計算に基づいた防災調節池モデルを作成し, 防災調節池の洪水調節効果を評価しうるような流出モデルを提案し, 都市周辺の中小河川に適用した結果について述べる. この流出モデルの特徴はモデルの構造が非常に簡単なことである.

2. 都市周辺の中小河川の流出モデル

流域の宅地化が洪水流出におよぼす影響は流域のどの地域が宅地化されるかによって異なり, また防災調節池の洪水調節効果も防災調節池の設置場所によって異なる. したがって, 流域の宅地化が洪水流出におよぼす影響や防災調節池の洪水調節効果について検討するためには, 流域を小流域に分割して流出解析を行うことが必要である.

本論文では, 流域を地形, 河川, 排水路, 下水道などを考慮して小流域に分割し, 各小流域からの河道への流出点を定める. そして, 各小流域からの流出を計算し, 流出点へ流出させ, 合流させながら河道を伝播させて所定の地点における流量を算出する. すなわち, 小流域からの流出計算と河道における合流, 伝播計算からなる流出モデルを考える.

(1) 小流域の流出モデル

都市周辺の中小河川の流域は山林, 畑, 水田および宅地などで構成され, 流域に降った雨水は種々の経路を経て河川に流出する. 土地利用形態が洪水流出におよぼす影響は流出率と洪水到達時間で表示されるので, 都市周辺の中小河川の流出解析を行うための流出モデルは流出率と洪水到達時間の影響を明確に表示しうるものであることが望ましい. そのような流出モデルとして線形貯水池モデルがある.

本論文では, 洪水流出を直接流出と地下水流出に分けて考え, 直接流出および地下水流出をそれぞれ線形貯水池モデルを用いて計算することを考える. 土地利用形態

* 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科
(〒169 新宿区大久保 3-4-1)

** 正会員 工修 国士舘大学助教授 工学部土木工学科

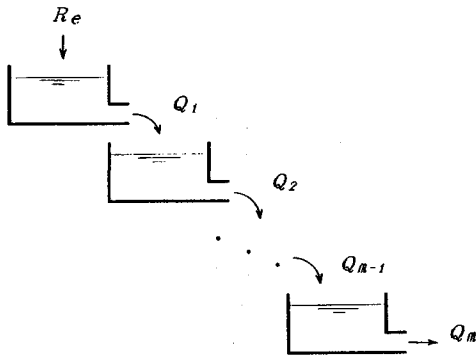


図-1 線形貯水池モデル

は直接流出に影響を与えるものと考え、直接流出の計算では線形貯水池モデルの貯留係数を土地利用形態ごとに定めて直接流出を計算し、地下水流出の計算では貯留係数は土地利用形態によらずに同一として地下水流出を計算する。

流出率は直接流出率 f_d と地下水流出率 f_g に分けて考え、直接流出率は土地利用形態ごとに定め、地下水流出率 f_g は $f_g = f_g'(1 - f_d)$ とし、 f_g' は土地利用形態によらず同一とする。そして、 $f_d \cdot R$ (R は雨量) を直接流出の有効雨量 R_{ed} 、 $f_g \cdot R$ を地下水流出の有効雨量 R_{eg} とする。

a) 線形貯水池モデル

1) 単位図

線形貯水池モデルでは、流域を貯水池とみなし、雨が貯水池に貯留され、その貯留量に比例する流出量が河川へ流出するものとする。Nash²⁾は流域を直列に置かれた m 個の線形貯水池で置き換え (図-1)、瞬間単位図を次式のように導いた。

$$u(t) = \frac{1}{K \cdot \Gamma(m)} \left(\frac{t}{K}\right)^{m-1} \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \dots (1)$$

ここで、 $u(t)$ は瞬間単位図、 t は時間、 K は貯留係数、 m は線形貯水池の数、 $\Gamma(m)$ はガンマ関数である。

有効雨量 $R_e(t)$ による面積 A の流域斜面からの流出量 $Q(t)$ は次式により計算される。

$$Q(t) = A \int_0^t u(t-\tau) \cdot R_e(\tau) d\tau \dots (2)$$

貯水池の数が $m=1 \sim 4$ の場合について継続時間 t_r の一定強度の有効雨量 R_e による流出量 (単位図) $Q(t)$ を式 (1) および (2) により求めると、次のようになる。

$m=1$ の場合

$$\begin{aligned} t \leq t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \\ t > t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[\exp\left(-\frac{t-t_r}{K}\right) - \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \end{aligned} \dots (3)$$

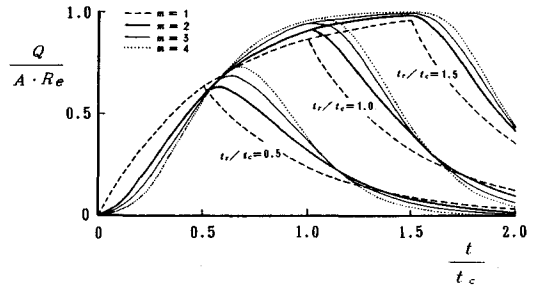


図-2 貯水池の数と単位図の関係

$m=2$ の場合

$$\begin{aligned} t \leq t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[1 - \left(1 + \frac{t}{K} \right) \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \\ t > t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[\left(1 + \frac{t-t_r}{K} \right) \exp\left(-\frac{t-t_r}{K}\right) - \left(1 + \frac{t}{K} \right) \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \end{aligned} \dots (4)$$

$m=3$ の場合

$$\begin{aligned} t \leq t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[1 - \left\{ 1 + \frac{t}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{K} \right)^2 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \\ t > t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[\left\{ 1 + \frac{t-t_r}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t-t_r}{K} \right)^2 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t-t_r}{K}\right) - \left\{ 1 + \frac{t}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{K} \right)^2 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \end{aligned} \dots (5)$$

$m=4$ の場合

$$\begin{aligned} t \leq t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[1 - \left\{ 1 + \frac{t}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{K} \right)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{t}{K} \right)^3 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \\ t > t_r : Q(t) &= \beta \cdot A \cdot R_e \left[\left\{ 1 + \frac{t-t_r}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t-t_r}{K} \right)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{t-t_r}{K} \right)^3 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t-t_r}{K}\right) - \left\{ 1 + \frac{t}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{K} \right)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{t}{K} \right)^3 \right\} \cdot \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right] \end{aligned} \dots (6)$$

ここで、 β は単位換算係数であり、 Q を m^3/s 、 A を km^2 の単位で表示すると、 $\beta=0.2778$ となる。

式 (3)~(6) により貯水池の数 m をパラメータとして単位図を描くと、図-2 のようになる。図-2 によると、 $m=1$ の場合と $m=2 \sim 4$ の場合とでは単位図の形状が異なること、および m が大きくなるにつれてピーク流量の値が大きくなり、またピーク流量の発生時刻が

遅れることがわかる。しかし、 m の値による単位図の違いはあまり大きくなく、 $m=1\sim 4$ として流出計算を行った結果もほとんど差がなかった³⁾、貯水池の数は $m=2$ とする。

式(3)~(6)を用いて流出量を算定するためには、有効雨量 R_e および貯留係数 K を与えることが必要である。

2) 有効雨量

本論文で提案する流出モデルでは、流出を直接流出と地下水流出に分けて計算するので、直接流出に対する有効雨量 R_{ed} と地下水流出に対する有効雨量 R_{eg} を与えることが必要である。

直接流出に対する有効雨量は、貯留関数法⁴⁾の有効雨量の求め方を参考にして、次式で算定する。

$$R_{ed} = f_d \cdot R, \quad f_d = \begin{cases} f_{d1} : \sum R \leq R_c \\ f_{d2} : \sum R > R_c \end{cases} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 f_d は直接流出率、 f_{d1} は1次直接流出率、 f_{d2} は2次直接流出率、 R は雨量、 $\sum R$ は累加雨量、 R_c は流出率が f_{d1} から f_{d2} に変化する時の累加雨量である。

都市周辺の中小河川の流域は山林、畑、水田および宅地などで構成されているが、直接流出率 f_d に関するパラメータ f_{d1} 、 f_{d2} および R_c は土地利用形態ごとに流出計算の試算により定める。ただし、水田の場合は $f_{d1}=0$ 、 $f_{d2}=1.0$ 、 $R_c=20$ mmとし、宅地の場合は $R_c=\infty$ とし、 f_{d1} は宅地の不透透面積率にほぼ等しい値とする。

地下水流出に対する有効雨量 R_{eg} は次式で算定する。

$$R_{eg} = f_g \cdot R, \quad f_g = f'_g(1-f_d) \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 f_g は地下水流出率である。 f'_g は土地利用形態によらずに同一とし、流出計算の試算により定める。

3) 貯留係数

線形貯水池モデルの貯留係数 K は、式(1)の原点 $t=0$ のまわりの1次モーメントをとることにより、次式で与えられる。

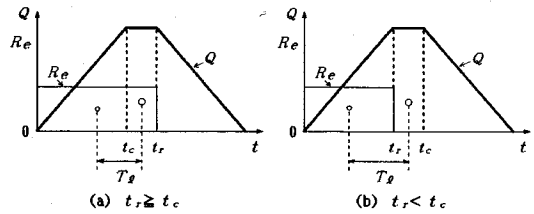
$$K = T_e/m \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 m は線形貯水池の数、 T_e は流出の遅れ時間で、降雨ハイトグラフの重心と流出ハイドログラフの重心の時間差である。流出の遅れ時間 T_e と集中時間(小流域の流域斜面の洪水到達時間) t_c との間には $T_e = t_c/2$ の関係があることが想定される(図-3: 図中の Q は流量、 R_e は有効雨量、 t_r は降雨継続時間)。この関係を用いると、貯留係数は次式で与えられる。

$$K = \frac{t_c}{2m} \dots\dots\dots (10)$$

直接流出の集中時間 t_c は土地利用形態の影響を強く受けるので、直接流出については土地利用形態ごとに t_c を算定し、式(10)により貯留係数 K を求め、直接流出に対する貯留係数 K_d とする。

一定降雨強度の有効降雨 R_{ed} が t_r 時間継続する場合



$$T_e = \frac{t_c + t_r}{2} - \frac{t_r}{2} = \frac{t_c}{2}$$

図-3 T_e と t_c の関係

の流域斜面の集中時間 t_c はkinematic wave理論によると次式で表示される⁵⁾。

$$\begin{aligned} t_r \geq t_c : t_c &= \beta_1 (L / (\alpha R_{ed}^{2/3}))^{3/5} \\ t_r < t_c : t_c &= t_r + \beta_2 \{3 / (5\alpha)\} (L - \beta_3 \alpha R_{ed}^{2/3} t_r^{5/3}) / (R_{ed} t_r)^{2/3} \end{aligned} \dots\dots\dots (11)$$

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である。 β_1 、 β_2 および β_3 は単位換算係数であり、 L をm、 R_{ed} をmm/hr、 t_r および t_c をhrの単位で表示すると、 $\beta_1=0.116$ 、 $\beta_2=0.425$ 、 $\beta_3=36.0$ となり、 t_r および t_c をminの単位で表示すると、 $\beta_1=6.99$ 、 $\beta_2=25.5$ 、 $\beta_3=0.0392$ となる。

式(10)および(11)によると、直接流出に対する貯留係数 K_d は有効雨量の強度と継続時間、流域斜面の斜面長、斜面傾斜角、等価粗度および貯水池の数の関数になることがわかる。土地利用形態は有効雨量および流域斜面の等価粗度に反映される。

地下水流出に対する貯留係数 K_g は土地利用形態によらず同一とし、流出計算の試算により定める。

b) 防災調節池モデル

都市周辺の中小河川の流域の宅地には、宅地開発に伴う洪水ピーク流量の増大を低減させるために数多くの防災調節池が設置されており、都市周辺の中小河川の流出解析を行う際には防災調節池の存在を考慮することが必要になる。

防災調節池は宅地からの流出水を一時貯留し、徐々に放流することにより洪水調節機能を果たすが、これを流出の遅延作用と考え、防災調節池の存在を貯留係数あるいは等価粗度で表示することを試みた。防災調節池の貯留係数あるいは等価粗度を定めることができれば、防災調節池が設置されている宅地からの流出も線形貯水池モデルにより計算することができる。しかし、防災調節池の貯留係数および等価粗度は防災調節池の規模や防災調節池への流入量などにより異なる値となり、標準的な値を得ることができなかった。

そこで、防災調節池の集水区域からの流出量ハイドログラフについて洪水調節計算を行い、防災調節池からの流出量ハイドログラフを求めることにした。しかし、防

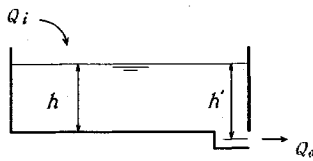


図-4 防災調節池

防災調節池の数が多く、個々の防災調節池について洪水調節計算を行うのは大変であるので、小流域内に存在する防災調節池を代表する防災調節池を一つ定め、それについて洪水調節計算を行い、防災調節池からの流出量を計算することにする。小流域内に存在する防災調節池を代表する防災調節池は、小流域内の防災調節池について集水面積を重みとして貯水面積、放流孔の直径および集水面積の平均値を求め、重みつき平均の貯水面積、放流孔および集水面積をもつ防災調節池として定める。そして、平均集水面積 \bar{A}_b を面積とする宅地からの流出量ハイドログラフを線形貯水池モデルから求め、それを代表の防災調節池への流入量ハイドログラフとして洪水調節計算を行い、代表の防災調節池からの放流量ハイドログラフを求め、それを $\sum A_b / \bar{A}_b$ 倍 ($\sum A_b$ は小流域内の防災調節池の全集水面積) したものを小流域内の防災調節池をもつ宅地からの流出量ハイドログラフとする。なお、小流域内に存在する防災調節池を代表する防災調節池の諸元を定めるために集水面積を重みとして各防災調節池の平均をとったのは、例えば、ある小流域に集水面積の大きい防災調節池と集水面積の非常に小さい防災調節池がある場合は、単純平均して二つの防災調節池の中間の諸元をもつ防災調節池を代表として考えるよりも、小さい方の防災調節池を無視して大きい防災調節池を代表として考える方がよいと考えたからである。

なお、防災調節池の洪水調節計算は防災調節池の連続方程式

$$Q_i - Q_0 = F \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (12)$$

に基づいて行う。ここで、 Q_i は防災調節池への流入量、 Q_0 は防災調節池からの放流量、 F は防災調節池の貯水面積、 h は防災調節池の水深である。

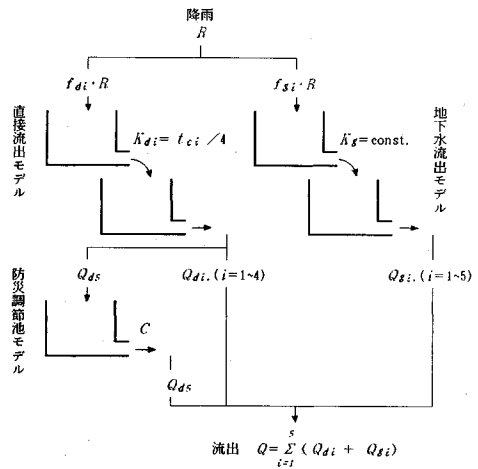
一般に防災調節池の構造は図-4 に示すようであるが、個々の防災調節池により放流孔の設置位置や放流孔周辺の構造が異なるので、防災調節池からの放流量 Q_0 は、次式で表示されるものとする。

$$Q_0 = C \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh'} = C \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 C は流量係数、 D は放流管の直径である。

式 (13) を式 (12) に代入すると、次式が得られる。

$$Q_i - C \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh} = F \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (14)$$



- $i=1$: 山林
- $i=2$: 畑
- $i=3$: 水田
- $i=4$: 防災調節池がない宅地
- $i=5$: 防災調節池がある宅地

図-5 小流域の流出モデル

防災調節池への流入量ハイドログラフ $Q_i(t)$ を与え、式 (14) を Runge-Kutta 法により数値積分することにより $h(t)$ を求め、それを式 (13) に代入し、防災調節池からの放流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を求める。そして、この $Q_0(t)$ を防災調節池が設置されている宅地からの流出量ハイドログラフ $Q_d(t)$ とする。なお、流量係数 C は流出計算の試算により定める。

c) 流出計算の手順

都市周辺の中小河川の流域は山林、畑、水田および宅地などとして利用されており、宅地には数多くの防災調節池が設置されている。このように複合した土地利用がされている流域からの流出を前述した線形貯水池モデルおよび防災調節池モデルを組み合わせた図-5 に示すような流出モデルにより計算する手順は次のようである。

まず、地形図により流域を小流域に分け、各小流域の土地利用形態ごとの面積 A 、斜辺長 L および斜面傾斜角 θ を求める。つぎに、各土地利用形態ごとに等価粗度 N および直接流出率 f_d (すなわち、 f_{d1} 、 f_{d2} 、 R_c) を定め、また、地下水流出率 f_g (すなわち、 f_g) を定めて、継続時間 t_r の一定強度の雨量 R を、直接流出を計算するための線形貯水池モデルへの入力 $R_{ed} = f_d \cdot R$ および地下水流出を計算するための線形貯水池モデルへの入力 $R_{eg} = f_g \cdot R$ に分ける。そして、 $R_e = R_{ed}$ として式 (10) および (11) により貯留係数を求め、それを直接流出に対する貯留係数 K_d とし、 $K = K_d$ として式 (4) により有効雨量 $R_e = R_{ed}$ による直接流出量ハイドログラフ $Q_d(t)$ を計算する。また、地下水流出に対する貯留係数 K_g を定め、 $K = K_g$ として式 (4) により有効雨量 $R_e = R_{eg}$ による地下水流出量ハイドログラフ $Q_g(t)$ を計算する。そして、 $Q(t) = Q_d(t) + Q_g(t)$ を各土地利用形態からの雨量 R による流出量ハイドログラフとする。

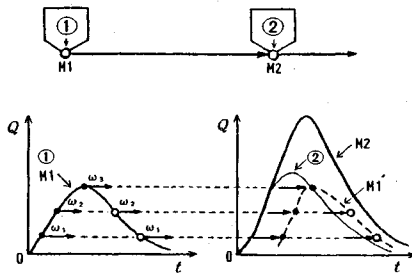


図-6 洪水流の伝播と合成

防災調節池が設置されている宅地の場合には防災調節池の集水区域からの流出量ハイドログラフ $Q_d(t)$ について洪水調節計算を行い、防災調節池からの放流量ハイドログラフを計算し、それを防災調節池が設置されている宅地からの流出量ハイドログラフ $Q_d(t)$ とする。

このようにして計算された各土地利用地域からの流出量ハイドログラフの和を小流域からの流出量ハイドログラフとする。なお、この流出量ハイドログラフは降雨継続時間 t_r の一定強度の雨量 R に対するものである。

一定強度の雨量による流出量ハイドログラフから任意の降雨ハイドログラフによる流出量ハイドログラフをどのように合成するかは、本流出モデルのように降雨と流出の非線形性を考慮する場合には、困難な問題になるが、ここでは、各単位時間ごとの雨量について流出量ハイドログラフを計算し、単位図法のハイドログラフの合成法と同様に、それらのハイドログラフを降雨時刻に応じて時刻をずらしながら重ね合わせることで任意の降雨ハイドログラフによる流出量ハイドログラフを求めることにする。

(2) 河道伝播モデル

各小流域からの流出量はそれぞれ一つの流出点に集中して河道に流出するものとし、次のように各小流域からの流出量を合成して所定の地点における流量を算定する。最上流の小流域からの流出量ハイドログラフを一つ下流の流出点まで洪水流の伝播速度 ω により伝播させ、その流出点への流出量ハイドログラフを重ね合わせ、その流出点における流量ハイドログラフを求める(図-6)。以下、順次この計算を繰り返す、各小流域からの流出量を合流させていき、所定の地点における流量ハイドログラフを求める。なお、洪水流の伝播速度 ω は Kleitz-Seddon の法則により求める。

$$\omega = \frac{dQ}{dA_r} = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dh_r} \dots \dots \dots (15)$$

$$Q = v \cdot A_r = \frac{1}{n} R_r^{2/3} i^{1/2} A_r \dots \dots \dots (16)$$

ここで、 Q は流量、 v は平均流速、 A_r は流水断面積、 B は水面幅、 h_r は水深、 R_r は径深、 i は河床勾配、 n は Manning の粗度係数である。

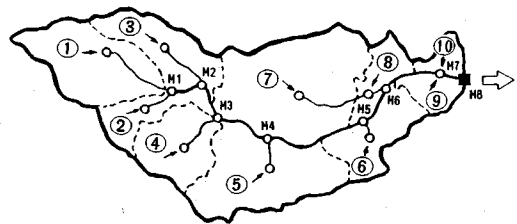


図-7 A川の流域分割図

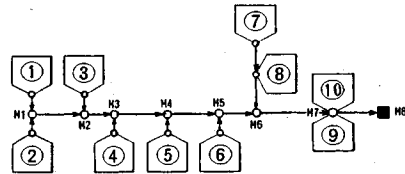


図-8 A川の流域のモデル化

河道伝播計算には、河道の横断面形状、河床勾配および河道の Manning の粗度係数が必要である。

3. 流出モデルの適用例

本論文で提示した2段の線形貯水池モデルおよび防災調節池モデルを組み合わせた流出モデルの検証に使用できるデータとして、A川およびB川の2河川における、それぞれ、二つの出水時の雨量と流量の観測データがある。A川とB川は流域が隣接しており、地形および地質は類似しているため、ここでは、まず、A川の二つの出水時の観測データを用いて本流出モデルのパラメータを同定し、つぎに、A川において同定されたパラメータの値を用いてB川の2ケースの出水について流出計算を行い、計算値と観測値を比較し、本流出モデルの妥当性を検討する。

(1) A川への適用

A川は流域面積 26.6 km²、流路延長 11.7 km の小河川で、流域の土地利用状況は山林 22%、畑 10%、水田 3% および宅地 65% である。流域には 53 の防災調節池が設置されており、流域面積に占める防災調節池の集水面積の割合は 15% (全宅地面積に占める割合は 22%) である。

流域を図-7に示すように10個の小流域に分割し、図-8に示すようにモデル化して流出計算を行った。

線形貯水池モデルによる流出計算の際に用いる各小流域の土地利用形態ごとの流域斜面の斜面長 L および斜面傾斜角 θ は 1/10,000 と 1/25,000 の地形図から求め、表-1に示すような値を得た。直接流出率に関するパラメータ f_{a1} 、 f_{a2} 、 R_c と流域斜面の等価粗度 N は従来の経験を目安に流出計算の試算により定め、地下水流出に関するパラメータ f_g および地下水流出率に対する貯留係数 K_g は試算により定めた。その結果を表-2に示す。

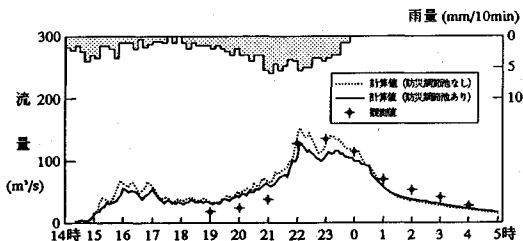
防災調節池には集水区域から集水するもの(防災調節

表一 A 川の流域斜面の諸量

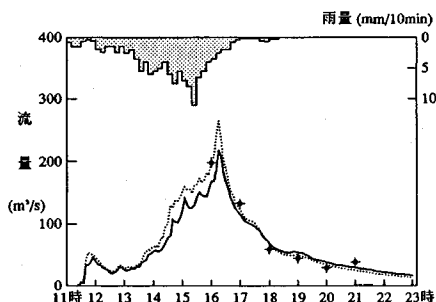
土地利用形態	斜面長 L(m)	斜面傾斜角 θ (rad)
山林	30~155	0.1
畑	20~90	0.02~0.056
水田	45~320	0.005~0.02
宅地	20	0.01

表二 流出計算に使用したパラメータの値

土地利用形態	直接流出率			等価粗度 N	地下水流出率 $f_g = 0.5$
	f_{d1}	f_{d2}	R_c (mm)		
山林	0.15	0.30	100	0.3	地下水流出の貯留係数 $K_g = 120 \text{ min}$
畑	0.15	0.35	50	0.2	
水田	-	1.00	20	1.0	
宅地	0.65	-	∞	0.007	



(出水事例 1)

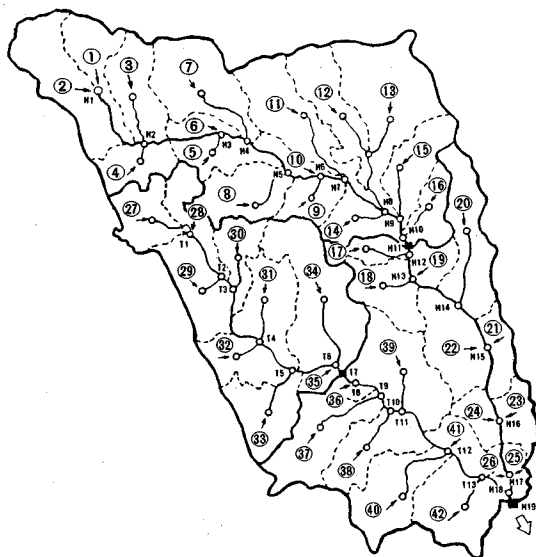


(出水事例 2)

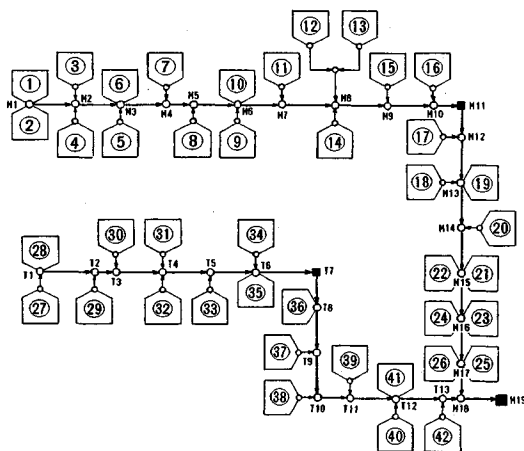
図一9 A 川の流出計算例

池①)と、校庭や駐車場などを利用した集水面積の小さいもの(防災調節池②)とがあるので、防災調節池を二つに分け、各小流域ごとにそれぞれの防災調節池ごとに集水面積、貯水面積および放流孔の直径を集水面積を重みとして平均値を求め、それらの平均値を諸元として、もつ防災調節池を各小流域の防災調節池の代表と考え、代表の防災調節池について洪水調節計算を行い、防災調節池をもつ宅地からの流出量ハイドログラフを求めた。ただし、防災調節池の流量係数は $C=0.6$ とした。

上述したように流出モデルを設定し、雨量を10分間隔で読み取り、計算時間間隔を2.5minとして、二つの出水事例について流出計算を行い、流量観測地点M8



図一10 B 川の流域分割図



図一11 B 川の流域のモデル化

の流量ハイドログラフの計算値と観測値を比較した結果を図一9に示す。なお、図中には防災調節池が設置されていないものとして流出計算を行った結果を点線で示した。防災調節池がある場合とない場合の計算結果を比較することにより防災調節池の洪水調節効果を評価することができる。

図一9によると、流量ハイドログラフの計算値(防災調節池がある場合)と観測値はほぼ一致していることがわかる。また、A川の防災調節池の設置による洪水ピーク流量の低減率 $(Q_{p0} - Q_{pd}) / Q_{p0}$ (Q_{p0} : 防災調節池がない場合の洪水ピーク流量, Q_{pd} : 防災調節池がある場合の洪水ピーク流量)は14%および18%であり、流域面積に占める防災調節池の集水面積の割合にはほぼ等しいことが示された。

(2) B川への適用

表-3 B川の流域斜面の諸量

土地利用形態	斜面長 L (m)	斜面傾斜角 θ (rad)
山林	30~265	0.1
畑	35~250	0.009~0.067
水田	70~280	0.001~0.01
宅地	20	0.01

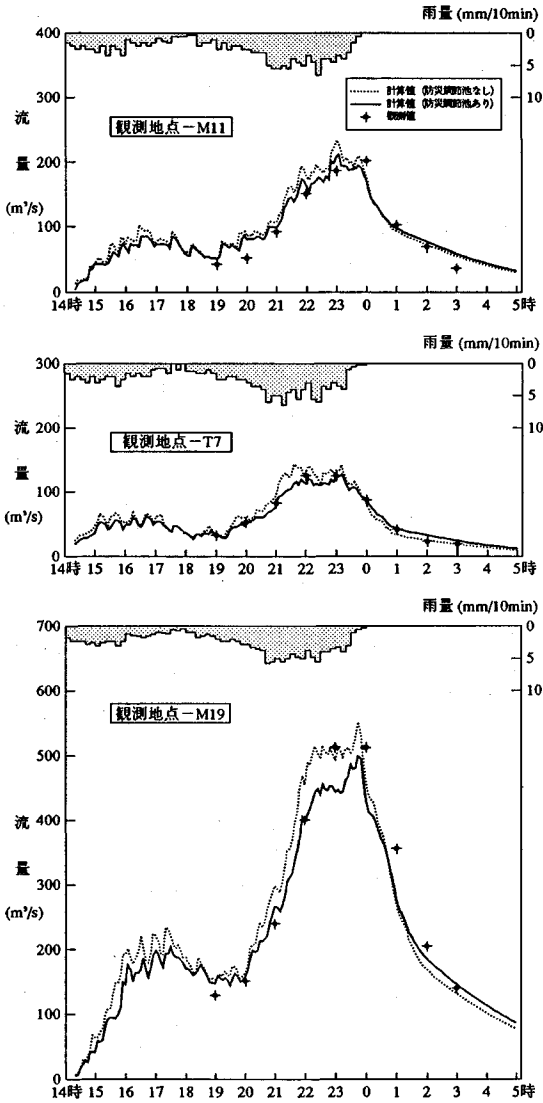


図-12 B川の流出計算例 (出水事例1)

B川は流域面積 112.7 km², 流路延長 20 km の小河川で、流域の土地利用状況は山林 23%, 畑 9%, 水田 7% および宅地 61% である。流域には 169 の防災調節池が設置されており、流域面積に占める防災調節池の集水面積の割合は 12% (全宅地面積に占める割合は 20%) である。

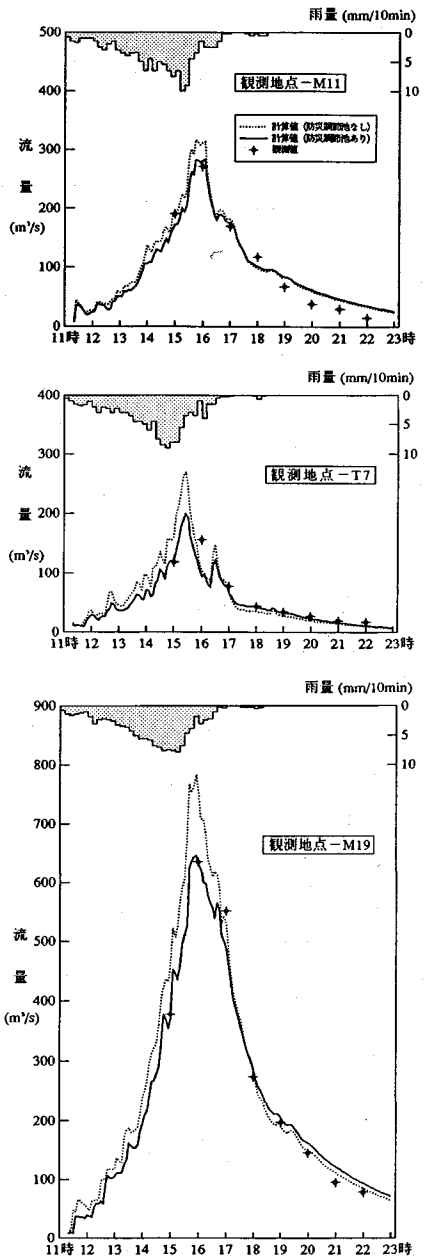


図-13 B川の流出計算例 (出水事例2)

流域を図-10に示すように42個の小流域に分割し、図-11に示すようにモデル化して流出計算を行った。

各小流域の土地利用形態ごとの流域斜面の斜面長 L および斜面傾斜角 θ は 1/10,000 と 1/25,000 の地形図から求め、表-3に示すような値を得た。

B川の流域の地形と地質はA川の流域の地形、地質と類似しているので、B川の流出計算では流出モデルのパラメータはA川の場合と同じ値を用いた。

二つの出水事例について、雨量を10分間隔で読み取

表-4 B川の防災調節池の洪水調節効果

観測地点	集水面積	ピーク低減率	
	流域面積	出水事例1	出水事例2
M11	0.08	0.09	0.10
T7	0.24	0.11	0.26
M19	0.12	0.09	0.16

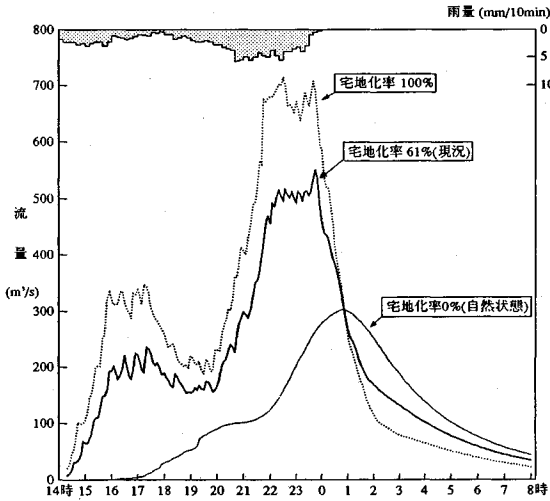


図-14 宅地化による洪水流出の変化

り、計算時間間隔を2.5 minとして、流出計算を行い、3ヶ所の流量観測地点M11、T7およびM19における流量ハイドログラフの計算値と観測値を比較した結果を図-12および図-13に示す。なお、図中には防災調節池が設置されていないものとして流出計算を行った結果を点線で示した。

図-12および図-13によると、各流量観測地点における流量ハイドログラフの計算値（防災調節池がある場合）と観測値はほぼ一致していることがわかる。また、各流量観測地点における防災調節池の設置による洪水ピーク流量の低減率は表-4に示すようになり、B川の場合も防災調節池の設置による洪水ピーク流量の低減率は流域面積に占める防災調節池の集水面積の割合にほぼ

等しいことが示された。

なお、地点M19における流域の宅地化率が0%、61%（現況）および100%で、防災調節池を設置しない場合を想定し、出水事例1の降雨について流出計算を行った結果を図-14に示す。図-14によると、流域の宅地化の進展に伴って洪水のピーク流量が増大し、また洪水到達時間が短縮し、ピーク流量の発生時刻が早くなることが示され、本論文で提案した流出モデルが流域の宅地化に伴う洪水流出の変化の傾向を表現していることが示された。

4. 結 論

都市周辺の中小河川の流域は山林、畑、水田、宅地など複合した土地利用がなされており、宅地には数多くの防災調節池が設置されている。このように複雑な状態にある流域からの洪水流出を計算するために、線形貯水池モデルと防災調節池モデルを組み合わせた流出モデルを提案した。そして、この流出モデルを都市周辺の2河川に適用し、流量ハイドログラフの計算値と観測値を比較し、流出モデルの妥当性を示した。

本論文で提案した流出モデルによると、防災調節池の洪水調節効果を評価することができるので、今後はこの流出モデルに基づいて防災調節池の洪水調節効果について検討するつもりである。

最後に、貴重な資料を提供して下さいました関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 鮭川登・北川善廣：都市化流域の洪水流出モデル，土木学会論文報告集，第325号，pp.51～59，1982.
- 2) Nash, J.E. : The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, IASH, Pub.45, Vol.3, pp.114～121, 1957.
- 3) 鮭川登・北川善廣：線形貯水池モデルに基づく流出解析法，第27回水理講演会論文集，pp.29～35，1983.
- 4) 木村俊晃：貯留関数法（Ⅱ），土木技術資料，第4巻第1号，pp.41～51，1962.
- 5) Eagleson, P.S. : Dynamic Hydrology, McGraw-Hill, pp.337～344, 1970.

(1991.7.23 受付)

FLOOD RUNOFF MODEL FOR SMALL URBAN WATERSHED WITH DETENTION BASINS

Noboru SUKEGAWA and Yoshihiro KITAGAWA

A flood runoff model for small urban watersheds with detention basins is proposed. The proposed runoff model is based on the Nash model. The storage coefficients of the Nash model are estimated by the kinematic wave model for rural areas and built-up areas respectively. Outflow from detention basins are calculated by the storage routing method. We applied the present runoff model to two small urban watersheds and obtained good results. And we could estimate the flood control effects of detention basins by comparing the hydrographs calculated by the present runoff model for urban watersheds with and without detention basins respectively.