

流出解析に基づく雨水貯留施設の流出抑制効果の検討

北川善廣*・鮎川 登**・野中樹夫***

流域の宅地開発に伴うピーク流量の増大を抑制するために雨水貯留施設が設置されている。雨水貯留施設は都市河川の基本高水の一部を担う治水施設として位置づけられており、流出抑制効果を定量的に把握することが必要とされている。本論文では、流出解析に基づく雨水貯留施設の流出抑制効果の評価法について述べ、美河川に適用し、雨水貯留施設の流出抑制効果を評価した結果を示す。また、雨水貯留施設の流出抑制機能の基本的な性質に関して考察した結果について述べる。

Key Words : urban watershed, detention basin, flood control, runoff model

1. 序 論

都市周辺の中小河川の治水計画では、基本高水を河川と流域で分担し、それぞれの分担量を河川改修や流域での流出抑制策などによって処理する考え方がとられている。

流出抑制策は流域の宅地開発に伴う洪水流出量の増加を抑制するためにとられる対策で、流出抑制策としては防災調整池などの雨水貯留施設や浸透槽、浸透トレンチなどの雨水浸透施設の設置などが実施されている。

基本高水の一部を流域で分担するものとして雨水貯留施設を位置づけるためには、雨水貯留施設の流出抑制効果を定量的に把握することが必要である。個々の雨水貯留施設や雨水浸透施設の流出抑制効果は、施設への流入量と施設からの流出量を観測し、それらを比較することにより評価することができる。しかし、河川のある地点に対する雨水貯留施設や雨水浸透施設の流出抑制効果を観測資料に基づいて評価することは困難である。そのため、雨水貯留施設や雨水浸透施設の河川に対する流出抑制効果を評価するためのモデルを作成し、それに基づいて雨水貯留施設や雨水浸透施設の流出抑制効果を推定することが行われる。雨水貯留施設や雨水浸透施設の流出抑制効果を評価するためのモデルとしては、雨水貯留施設や雨水浸透施設を組み入れた流出モデルが用いられる。そのような流出モデルを用いて、雨水貯留施設や雨水浸透施設を設置した場合と設置しない場合について流出計算を行い、それぞれの場合の流出量ハイドログラフを比較することによって雨水貯留施設や雨水浸透施設の流出抑制効果を推定することが試みられている^{1), 2)}。

本論文では、数多くの雨水貯留施設が設置されている河川に、著者が提案した流出モデル³⁾を適用し、雨水貯留施設の流出抑制効果について検討した結果について述べる。

2. 流出モデルの概要

雨水貯留施設の流出抑制効果を推定するために使用した流出モデルは、著者が参考文献³⁾で提案したもので、流域斜面からの流出計算と河道における洪水流の合流および伝播の計算からなるモデルである。

この流出モデルでは、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、与えられた降雨に対して各小流域からの流出量を計算し、河道の流出点へ流出させ、上流からの洪水流と合流させながら洪水流を河道伝播させて河川の所定の地点における洪水流出量を算出する。

小流域からの流出は直接流出と地下水流出に分けて考え、それぞれ、2段の線形貯水池モデル(Nashモデル)を用いて計算する。小流域からの流出を計算するための流出モデルの構造を図-1に示す。

2段の線形貯水池モデルによると、面積 A の流域からの継続時間 t_r の一定強度の有効雨量 R_e の降雨による流出量 $Q(t)$ は次式で計算される。

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

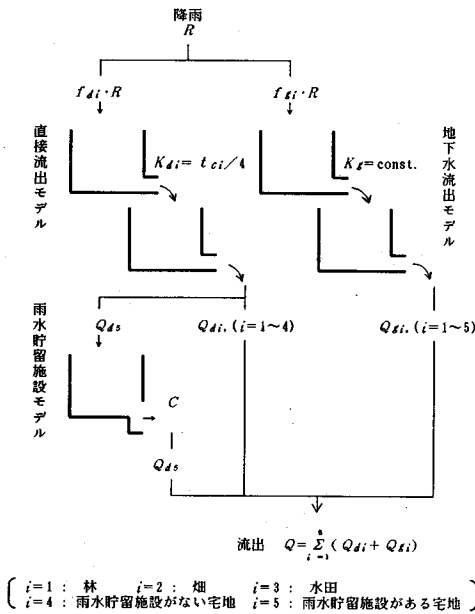
ここで、 K は貯留係数、 β は単位換算係数である。

地下水流出に対する貯留係数 K_g は、 $K_g = \text{const.}$ とし、

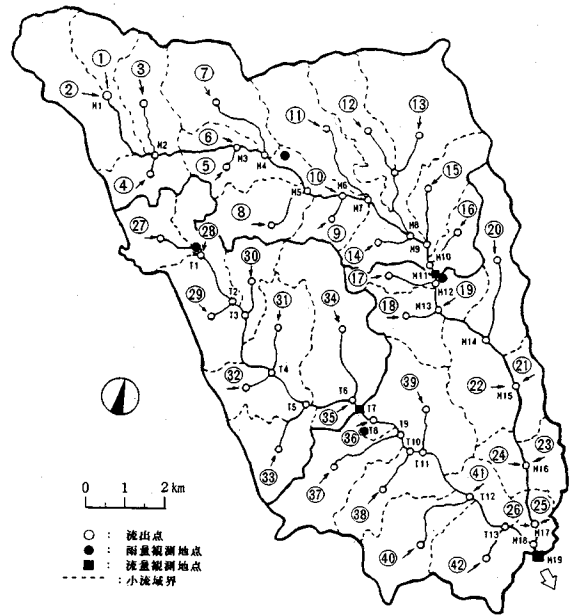
* 正会員 工修 国士舘大学助教授 工学部土木工学科 (〒154 東京都世田谷区世田谷 4-28-1)

** 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

*** 学生会員 早稲田大学大学院 理工学研究所



図一 流出モデルの構造



図二 B川の流域分割図

直接流出に対する貯留係数 K_d は、kinematic wave理論により次式で与える。

$$K_d = t_c/4;$$

$$t_c = \begin{cases} \beta_1 \{L/(\alpha R_{ed}^{2/3})\}^{3/5} = t_{c0} & : t_r \geq t_{c0} \\ t_r + \beta_2 \{3/(5\alpha)\} & : t_r < t_{c0} \\ (L - \beta_3 \alpha R_{ed}^{2/3} t_r^{5/3}) / (R_{ed} t_r)^{2/3} & : t_r < t_{c0} \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 t_c は流域斜面の集中時間、 R_{ed} は直接流出に対する有効雨量、 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り、 β_1 、 β_2 、 β_3 は単位換算係数である。

直接流出に対する有効雨量 R_{ed} は、次式で算定する。

$$R_{ed} = f_d \cdot R; f_d = \begin{cases} f_{d1} : \sum R \leq R_c \\ f_{d2} : \sum R > R_c \end{cases} \quad (3)$$

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} に変化するときの累加雨量である。

地下水流出に対する有効雨量 R_{og} は、次式で算定する。ただし、 f_{og} は地下水流出率であり、 f'_{og} は一定とする。

$$R_{og} = f'_{og} \cdot R; f'_{og} = f_{og} (1 - f_d) \quad (4)$$

都市周辺の中小河川の流域は林、畑、水田および宅地などとして利用されているが、流出は土地利用形態によって異なるので、各土地利用形態ごとに流出モデルに含まれるパラメータの値を定め、また小流域ごとに林、畑、水田、宅地などの面積を求め、土地利用形態ごとに流出量を計算し、それらの和として流域からの流出量を算定する。

ただし、宅地は雨水貯留施設が設置されているところと設置されていないところに分け、雨水貯留施設が設置されている宅地については雨水貯留施設の洪水調節計算を行い、雨水貯留施設からの流出量を求める。雨水貯留施設の数が多い場合には、個々の雨水貯留施設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複数の雨水貯留施設を代表する雨水貯留施設を一つ定め、代表の雨水貯留施設について洪水調節計算を行う。小流域内に存在する複数の雨水貯留施設を代表する雨水貯留施設は、小流域内の雨水貯留施設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雨水貯留施設として定める。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を式(1)~(4)から求め、それを代表の雨水貯留施設への流入量として洪水調節計算を行い、代表の雨水貯留施設からの放流量を求め、それを $\sum A_b / \bar{A}_b$ 倍 ($\sum A_b$ は小流域内の雨水貯留施設的全集水面積) したものを雨水貯留施設が設置されている宅地からの流出量とする。なお、小流域内に存在する雨水貯留施設を代表する雨水貯留施設の諸元を求めるために集水面積を重みとして各雨水貯留施設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雨水貯留施設と集水面積の非常に小さい雨水貯留施設がある場合は、単純平均して二つの雨水貯留施設の中間の諸元をもつ雨水貯留施設を代表として考えるよりも、小さい方の雨水貯留施設を無視して大きい雨水貯留施設を代表として考える方がよいと考えたからである。

表一 流出モデルのパラメータの値

土地利用 形態	直接流出				地下水流出	
	流出率			等価粗度 N	流出率 f_g	貯留係数 K_g (min)
	f_{d1}	f_{d2}	R_c (mm)			
林	0.15	0.3	100	0.3	0.5	120
畑	0.15	0.35	50	0.2	0.5	120
水田	0.0	1.0	20	1.0	0.5	120
宅地	0.65	-	∞	0.007	0.5	120

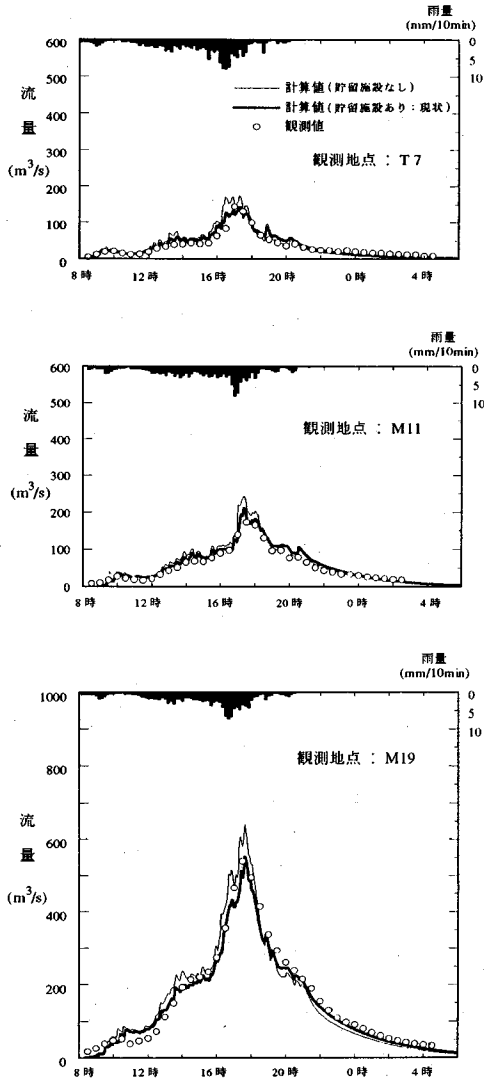


図-3 B川の流出計算例(出水事例3)

参考文献3)では、流出モデルの妥当性を検証するために、B川の1981年10月(出水事例1)および1982年9月(出水事例2)の2つの出水事例に対して流出モデルを適用し、3地点において流量ヒドログラフの計算値と観測値を比較し、計算値と観測値がほぼ一致することを示した。B川の流出計算の対象地点の流域面積は112.7 km²、流路延長は20 kmである。B川の流域分

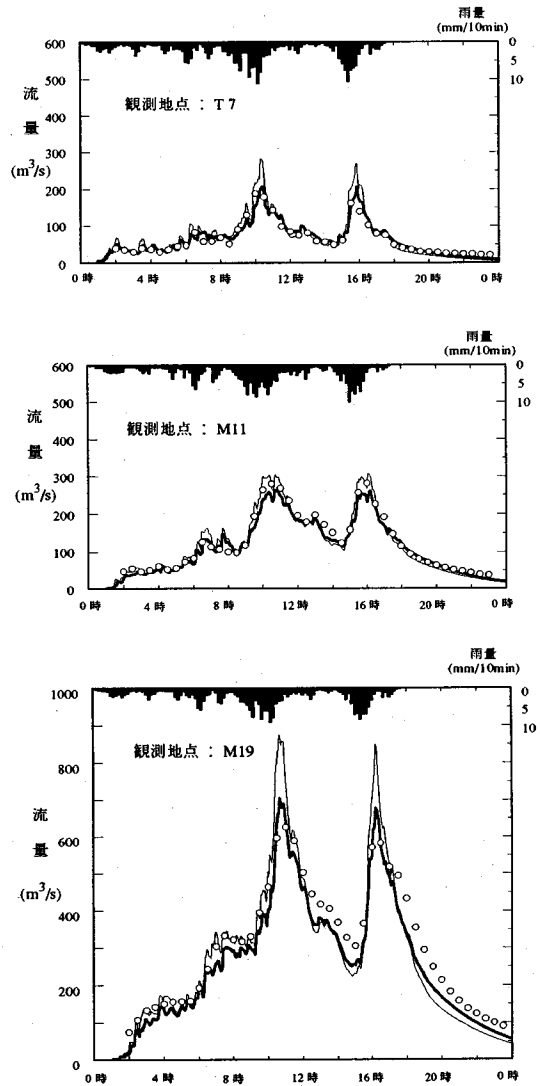


図-4 B川の流出計算例(出水事例4)

割図を図-2に示す。

ここでは、その後に得られたB川の1990年9月(出水事例3)と1991年9月(出水事例4)の2つの出水事例について、パラメータの値を参考文献3)の場合と同一として(表一)、流出モデルを適用し、3地点について流量ヒドログラフの計算値(太線)と観測値を比較した結果を図-3および図-4に示す。図-3および図-4によると、流量ヒドログラフの計算値(太線)と観測値はほぼ一致していることがわかる。なお、図-3および図-4には、雨水貯留施設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細線で示した。雨水貯留施設が設置されている場合と設置されていない場合とした場合の計算結果(図中の太線と細線)を比較することにより、雨水貯留施設の流出抑制効果を評価するこ

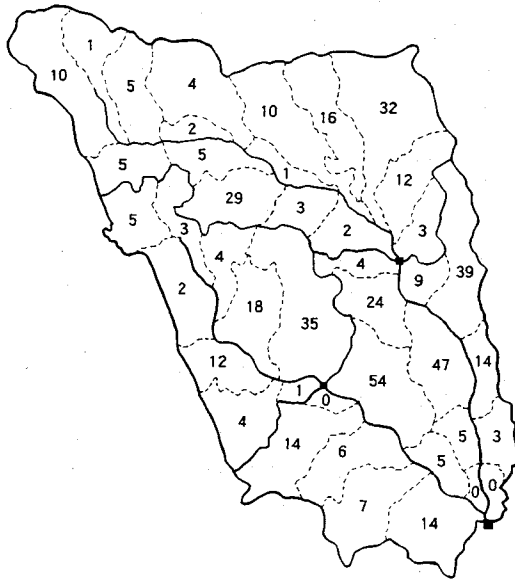


図-5 小流域別の雨水貯留施設の個数

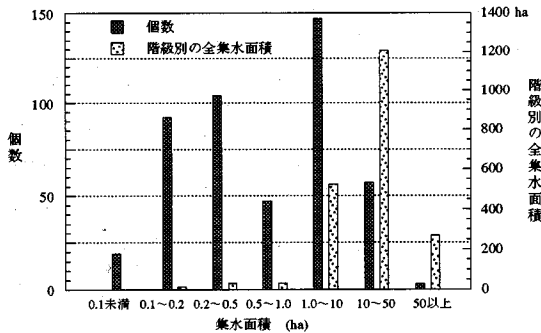


図-6 集水面積別の雨水貯留施設の個数と階級別の全集水面積

とができる。

3. 研究対象流域における雨水貯留施設の設置状況

本論文では、B川流域を対象として雨水貯留施設の流出抑制効果について検討する。

B川の流域は丘陵と河川沿いの低地からなる。雨水貯留施設の流出抑制効果の検討対象地点M19(図-2参照)の流域面積は112.7km²で、1989年時点の土地利用状況は林20%、畑11%、水田3%および宅地66%である。

B川の地点M19の流域には、1990年時点で469の雨水貯留施設が設置されており、流域面積に占める雨水貯留施設の全集水面積の割合は18.4%(全宅地面積に占める割合は27.7%)であり、総貯水容量は1,329,000m³、総貯水容量を全集水面積で除した値(平均貯水容量高)は65mmである。

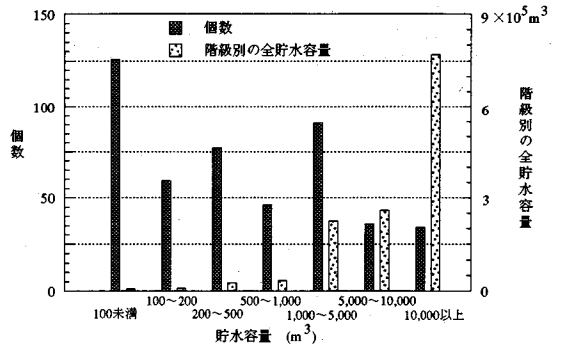


図-7 貯水容量別の雨水貯留施設の個数と階級別の全貯水容量

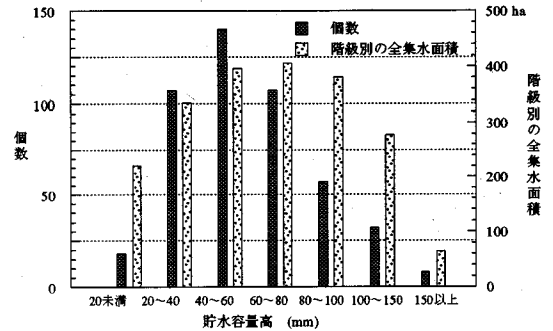


図-8 貯水容量高別の雨水貯留施設の個数と階級別の全集水面積

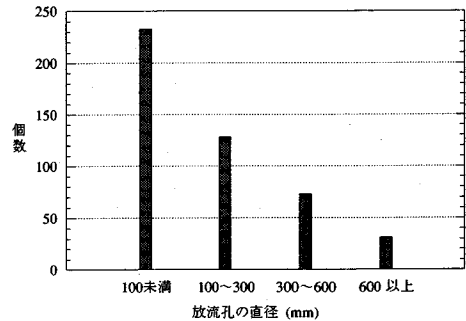


図-9 放流孔の直径別の雨水貯留施設の個数

流域内の雨水貯留施設の設置数を42個の小流域別に示すと、図-5に示すようになる。図-5によると、B川の流域では雨水貯留施設は流域全体にわたって設置されていることがわかる。

雨水貯留施設の規模別分布として、集水面積別および貯水容量別の雨水貯留施設の個数を示すと、図-6および図-7のようになる。図-6には階級別の雨水貯留施設の全集水面積、図-7には階級別の雨水貯留施設の全貯水容量も示してある。

B川流域には、雨水貯留施設として規模の小さい棟間貯留施設、駐車場貯留施設から、規模の大きい防災調整池まで種々の規模の雨水貯留施設が設置されている。

表一2 雨水貯留施設の規模別のピーク流量低減率

地点	計算 ケース	貯留施設 の個数	A _d /A (%)	A _d /A _r (%)	ピーク流量低減率 (%)		計算 ケース	貯留施設 の個数	A _d /A (%)	A _d /A _r (%)	ピーク流量低減率 (%)		
					出水事例1	出水事例2					出水事例3	出水事例4※	
												ピーク(1)	ピーク(2)
T7	ケースA	48	22.6	28.9	17.0	20.5	ケースA	184	28.7	35.6	18.6	26.8	23.5
	ケースB	40	22.5	28.8	17.0	20.4	ケースB	80	28.3	35.1	20.2	27.0	24.2
	ケースC	19	19.2	24.6	16.0	19.1	ケースC	27	22.8	28.3	15.6	18.0	19.1
M11	ケースA	42	7.6	15.3	7.5	7.3	ケースA	140	16.8	28.6	13.4	13.6	15.2
	ケースB	32	7.5	15.1	7.3	7.2	ケースB	77	16.4	28.0	12.9	12.9	15.3
	ケースC	15	6.0	12.2	4.9	5.7	ケースC	26	12.4	21.1	9.7	9.4	11.8
M19	ケースA	166	11.4	18.6	7.5	12.3	ケースA	469	18.4	27.7	14.0	19.5	20.3
	ケースB	103	11.2	18.2	7.6	12.0	ケースB	197	17.8	26.8	13.9	18.3	19.6
	ケースC	42	9.2	15.0	4.9	10.8	ケースC	60	13.2	19.9	9.7	8.1	13.0

A_d/A は雨水貯留施設の集水面積A_dと流域面積Aの比(流域面積に対する雨水貯留施設のカバー率)
 A_d/A_rは雨水貯留施設の集水面積A_dと宅地面積A_rの比(宅地面積に対する雨水貯留施設のカバー率)
 ※ 図-4の2つの大きいピークのうち、前の方をピーク(1)、後ろの方をピーク(2)とする。

集水面積の最小は0.06 ha, 最大は127 haであるが, 図一6によると集水面積が1 ha以下の雨水貯留施設が総数の約60%を占めていること, および集水面積が1 ha以下の雨水貯留施設の全集水面積は約100 haにすぎないことがわかる。また, 貯水容量の最小は6 m³, 最大は52,900 m³であるが, 図一7によると貯水容量が1,000 m³以下の雨水貯留施設が総数の約65%を占めており, 小規模な施設が多いことがわかる。

貯水容量高(貯水容量と集水面積の比)別の雨水貯留施設の個数を示すと, 図一8のようになる。図一8によると, 貯水容量高が20~80 mmの雨水貯留施設が総数の約75%を占めることがわかる。

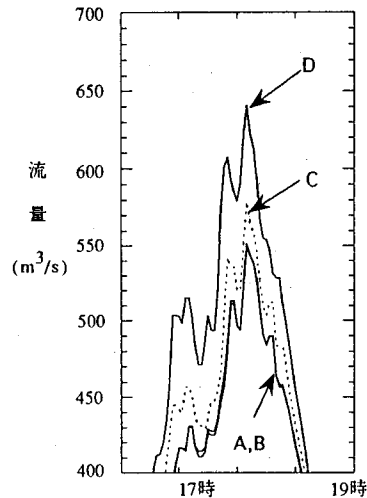
放流孔の直径別の雨水貯留施設の個数を示すと, 図一9のようになり, 直径が10 cm以下のものが約50%を占めていることがわかる。

4. 雨水貯留施設の流出抑制効果の検討

3章で記述したように, B川の流域には種々の規模の数多くの雨水貯留施設が設置されているので, B川の流域を対象として雨水貯留施設の流出抑制効果を検討する。

雨水貯留施設の流出抑制効果は流出計算に基づいて検討するが, B川では3地点で出水時の流量観測が行われており, 流出モデルの妥当性を検証することができ, 好都合である。

ここでは, 参考文献3)および本論文の2章で流出モデルの妥当性の検証に用いた4つの出水事例について, 全ての雨水貯留施設が存在するとした場合(ケースA:現状), 集水面積が1 ha以上の雨水貯留施設だけが存在するとした場合(ケースB), 集水面積が10 ha以上の雨水貯留施設だけが存在するとした場合(ケースC)および雨水貯留施設が存在しないものとした場合(ケースD)の4つの場合に対して流出計算を行い, ケースA~CとケースDの流量ハイドログラフを比較するこ



図一10 雨水貯留施設の設置状況別の流量ハイドログラフ(計算値:出水事例3の場合)

とにより雨水貯留施設の流出抑制効果を評価する。1991年9月(出水事例3)の降雨に対してケースA~Dについて流出計算により求めた地点M19における流量ハイドログラフを比較した例を図一10に示す。ケースAとケースDの流量ハイドログラフを比較することにより出水時に存在したすべての雨水貯留施設による流出抑制効果を評価することができ, ケースB, CとケースDの流量ハイドログラフを比較することにより雨水貯留施設の規模別の流出抑制効果を評価することができる。

雨水貯留施設の流出抑制効果をピーク流量の低減率 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ ($\Delta Q_{pd} = Q_{p0} - Q_{pd}$:ピーク流量の低減量, Q_{p0} :雨水貯留施設がない場合のピーク流量, Q_{pd} :雨水貯留施設がある場合のピーク流量)で表示することにし, 4つの出水事例の降雨に対する流出計算によりケースA~Cについて地点T7, M11およびM19(図一2参照)におけるピーク流量低減率を求めた結果を表一2に示

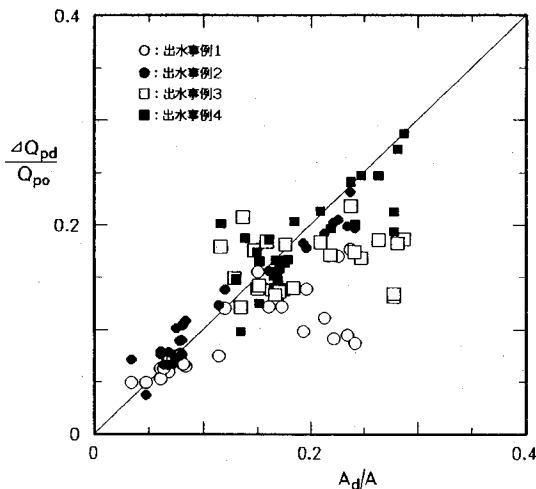


図-11 ピーク流量低減率と雨水貯留施設的全集水面積と流域面積の比の関係

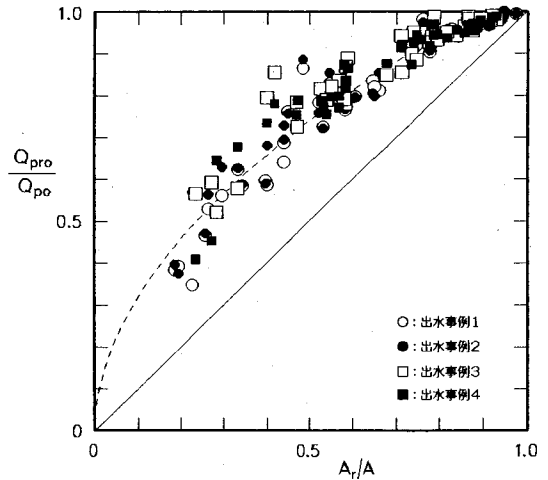


図-12 ピーク流量における宅地からの流出の占める割合 Q_{pro}/Q_{p0} と宅地化率 A_r/A の関係 (出水事例の場合)

す。また、ケース A の場合についてピーク流量低減率と雨水貯留施設的全集水面積と流域面積の比の関係を図-11 に示す。図-11 には、T7、M11 および M19 以外の地点における計算値もプロットされている。

表-2 および図-11 によると、B 川の場合には、集水面積 1 ha 以下の雨水貯留施設の流出抑制効果は非常に小さいこと、および雨水貯留施設によるピーク流量の低減率は降雨および地点により異なることがわかる。

5. 雨水貯留施設の流出抑制機能の特性

雨水貯留施設の流出抑制効果の検討結果によると、雨水貯留施設によるピーク流量低減率が出水ごとに異なること、およびピーク流量低減率が雨水貯留施設的全集水面積と流域面積の比 (流域面積に対する雨水貯留施設のカバー率) より大きくなることが示された。以下では、これらの点について考察し、雨水貯留施設の流出抑制機能の性質を明らかにする。ただし、雨水貯留施設の貯水容量は大きく、洪水吐からの流出はないものとする。

各小流域からの流出が合流すると、雨水貯留施設によるピーク流量低減率は小流域からの流出の合流時差の影響を受けるようになり、複雑になるので、ここでは、小流域からの流出に対する雨水貯留施設によるピーク流量低減率について考察する。

小流域における宅地面積を A_r 、雨水貯留施設的全集水面積を A_d とし、雨水貯留施設が設置されていないとした場合の小流域のピーク流量を Q_{p0} 、ピーク流量 Q_{p0} のうちの宅地からの流出分を Q_{pro} とする。いま、雨水貯留施設の集水域からの流出量は雨水貯留施設にすべて貯留され、下流へは放流されないものとする、雨水貯留施設によるピーク流量の低減量 ΔQ_{pd} は、

$$\Delta Q_{pd} = \frac{A_d}{A_r} Q_{pro} \dots \dots \dots (5)$$

と表示され、ピーク流量低減率は

$$\frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} = \frac{A_d}{A_r} \frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} \dots \dots \dots (6)$$

と表される。

しかし、実際には、雨水貯留施設からは流出があり、また、雨水貯留施設の集水域に降った雨水のうち地下水流出分は雨水貯留施設を経ないで流出するので、式 (6) は次のように補正される。

$$\frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} = \gamma \frac{A_d}{A_r} \frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} = \gamma \left(\frac{A_r}{A} \right)^{-1} \frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} \frac{A_d}{A} \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 A は小流域の面積、 γ は補正係数である。

式(7)によると、

$$\gamma \left(\frac{A_r}{A} \right)^{-1} \frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} > 1 \text{ あるいは } \frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} > \frac{1}{\gamma} \frac{A_r}{A} \dots \dots \dots (8)$$

のときには、ピーク流量低減率 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は流域面積に対する雨水貯留施設のカバー率 A_d/A より大きくなることがわかる。

4章で雨水貯留施設の流出抑制効果を検討するために行った4つの出水事例の降雨に対する流出計算の結果を用いて、ピーク流量に占める宅地からの流出分の割合 Q_{pro}/Q_{p0} と宅地化率 A_r/A の関係を示すと、図-12 のようになる。図-12 によると、 A_r/A が大きくなると Q_{pro}/Q_{p0} も大きくなること、および $Q_{pro}/Q_{p0} > A_r/A$ となることがわかる。

補正係数 γ は、主に雨水貯留施設からの流出量に関係すると考えられるが、雨水貯留施設からの流出量は雨水貯留施設の水位と放流孔の直径に関係する。例えば、流入量と放流孔の直径が同じ場合には、 F が大きいと水位の上昇は小さくなり、流出量も小さくなる。すなわち、 F が大きいと流出量は小さくなる。また、流入量と水位

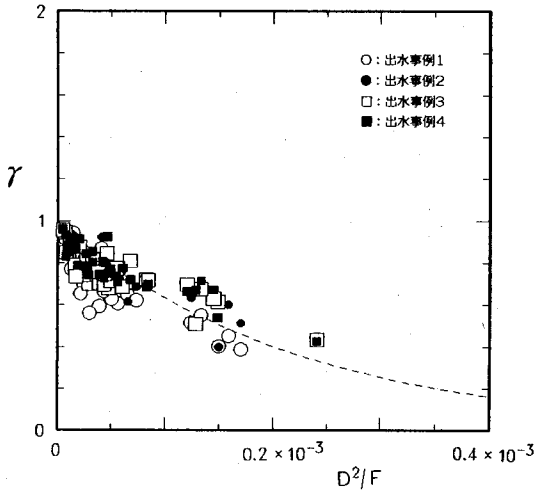


図-13 補正係数 γ と D^2/F の関係 (出水事例の場合)

が同じ場合には、放流孔の直径 D が大きいと、流出量は大きくなる。以上のことから、補正係数 γ は貯水面積 F と放流孔の直径 D に関するものと考えられる。そこで、流出計算の結果を用いて、 γ と D^2/F の関係を示すと、図-13 のようになる。図-13 によると、 γ は D が大きくなると小さくなり、 F が大きくなると大きくなることからわかる。 γ は主に雨水貯留施設の洪水調節機能の特性を表すものと考えられる。

図-12 によると、 $Q_{pro}/Q_{p0} > A_r/A$ となるので、 $r=1$ のときには雨水貯留施設のピーク低減率 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は流域面積に対する雨水貯留施設のカバー率 A_d/A より大きくなる。これは流出のピーク時には林、畑、水田からの流出より宅地からの流出の方が大きく、ピーク流量に占める宅地からの流出分の割合が宅地化率より大きくなるからである。

図-12 によると、 Q_{pro}/Q_{p0} と A_d/A の関係は次のように表わされる。

$$\frac{Q_{pro}}{Q_{p0}} = \begin{cases} 1.06 \left(\frac{A_r}{A}\right)^{0.524} & : 0 < \frac{A_r}{A} \leq 0.89 \\ 1.0 & : 0.89 < \frac{A_r}{A} < 1 \end{cases} \dots\dots\dots (9)$$

式(7)、(9)によると、 $A_r/A < (1.06 \gamma)^{2.10}$ のときに、 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は A_d/A より大きくなる。図-13 によると、補正係数 γ は 0.4~1.0 程度の値をとる。 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ が A_d/A より大きくなるのは、 $\gamma=0.5$ のときは $A_r/A < 0.26$ のとき、 $\gamma=0.8$ のときは $A_r/A < 0.71$ のときになる。

なお、雨水貯留施設の流出抑制効果の検討対象とした4つの出水事例の降雨に対しては、図-12 および図-13 に示すように、 Q_{pro}/Q_{p0} と A_r/A の関係および γ と D^2/F の関係はほぼ一つの曲線で表すことができるが、

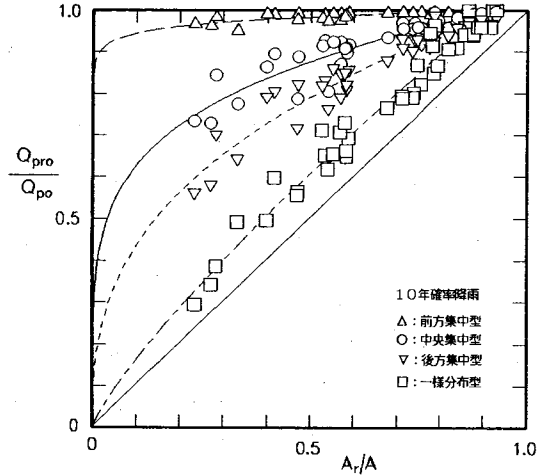


図-14 ピーク流量における宅地からの流出が占める割合 Q_{pro}/Q_{p0} と宅地化率 A_r/A の関係 (10年確率降雨：前方、中央、後方集中型および一様分布型降雨の場合)

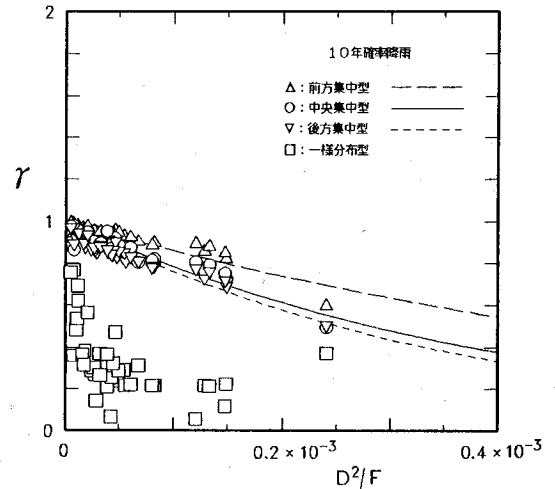


図-15 補正係数 γ と D^2/F の関係 (10年確率降雨：前方、中央、後方集中型および一様分布型降雨の場合)

降雨強度継続時間曲線を用いて作成した前方集中型、中央集中型、後方集中型および一様分布型の降雨ハイトグラフについての流出計算の結果を用いて、 Q_{pro}/Q_{p0} と A_r/A の関係および γ と D^2/F の関係を示すと、それぞれ、図-14 および図-15 のようになり、これらの関係は降雨の時間分布の影響を受け、前方集中型、中央集中型、後方集中型、一様分布型の順に Q_{pro}/Q_{p0} および γ は小さくなるのがわかる。なお、降雨強度としては5年確率、10年確率および30年確率の降雨を用いて検討したが、降雨強度の影響は図-14 には現れたが、図-15 にはほとんど現れなかった。図-14 および図-15 には、10年確率降雨の場合が示されている。

図-14 によると、前方集中型降雨の場合は $Q_{pro}/Q_{p0} \approx 1$ 、一様分布型降雨の場合は $Q_{pro}/Q_{p0} \approx A_r/A$ となるの

で、式(7)によると、前方集中型降雨の場合は $\Delta Q_{pd}/Q_{p0} \approx \gamma A_d/A_r$ 、一様分布型降雨の場合は $\Delta Q_{pd}/Q_{p0} \approx \gamma A_d/A$ となる。これらは両極端の場合であり、通常の降雨の場合は

$$\gamma \frac{A_d}{A} < \frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} < \gamma \frac{A_d}{A_r} \quad (10)$$

となる。

図-14 および図-15 に示す関係は、それぞれ

$$\frac{Q_{pr0}}{Q_{p0}} = a \left(\frac{A_r}{A} \right)^b \quad (11)$$

および

$$\gamma = \exp\left(-c \frac{D^2}{F}\right) \quad (12)$$

のように表される。ここで、 a 、 b 、 c は正の係数である。

係数 a 、 b の値は降雨の時間分布と降雨強度によって異なり、係数 c の値は降雨の時間分布によって異なる。出水事例の降雨の場合は $a=1.06$ 、 $b=0.524$ 、 $c=4.55 \times 10^3$ となり、10年確率降雨の前方集中型の場合は $a=1.00$ 、 $b=0.03$ 、 $c=1.51 \times 10^3$ 、中央集中型の場合は $a=1.01$ 、 $b=0.21$ 、 $c=2.44 \times 10^3$ 、後方集中型の場合は $a=1.03$ 、 $b=0.37$ 、 $c=2.75 \times 10^3$ となる。

式(11)を式(7)に代入すると、次のようになる。

$$\frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} = \gamma \cdot a \left(\frac{A_r}{A} \right)^b \frac{A_d}{A_r} \quad (13)$$

式(13)によると、雨水貯留施設によるピーク流量低減率 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は宅地化率 A_r/A の b 乗と宅地面積に対する雨水貯留施設のカバー率 A_d/A_r の積に比例するが、図-12 および図-14 によると $0 < b < 1$ であるので、 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は A_r/A よりも A_d/A_r の影響を強く受けることになる。例えば、雨水貯留施設を設置せずに宅地開発を行うと、 A_r/A は大きくなるが、 A_d/A_r は小さくなり、結果として $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は小さくなる。このことは、式(13)を

$$\frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} = \frac{\gamma \cdot a}{A^b} \frac{A_d}{A_r^{1-b}} \quad (14)$$

と書くと、明確になる。式(14)によると、 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ は A_r が大きくなると小さくなり、 A_d が大きくなると大きくなることからわかる。

宅地面積に対する雨水貯留施設のカバー率 A_d/A_r が一定になるように、雨水貯留施設を設置しながら宅地開発を進める場合には、ピーク流量低減率は宅地化率 A_r/A の b 乗に比例して増加していくものと考えられる。

4章で検討したB川の場合に、集水面積1ha以下の雨水貯留施設によるピーク流量低減率が非常に小さくなったのは、地点M19における A_d/A_r の値が1982年時点で0.004、1990年時点で0.009と小さいためである。ピーク流量低減率を大きくするためには、雨水貯留施設の集水面積を大きくすることが必要である。

式(7)の Q_{pr0}/Q_{p0} および γ は、図-14 および図-15 からわかるように、降雨の時間分布の影響を受けるので、雨水貯留施設によるピーク流量低減率 $\Delta Q_{pd}/Q_{p0}$ も降雨の時間分布の影響を受けることになる。ピーク流量に占める宅地からの流出分の割合 Q_{pr0}/Q_{p0} は流域からの流出状況に関係し、補正係数 γ は雨水貯留施設の洪水調節機能に関係する。したがって、雨水貯留施設によるピーク流量低減率は降雨の時間分布が流域からの流出状況および雨水貯留施設の洪水調節機能におよぼす影響を通じて、降雨の時間分布の影響を受けるものと考えられる。

図-14 および図-15 によると、前方集中型、中央集中型、後方集中型、一様分布型の降雨の順に、 Q_{pr0}/Q_{p0} および γ は小さくなるので、雨水貯留施設によるピーク流量低減率も降雨の時間分布についてはこの順で小さくなるものと推定される。

なお、図-15 の関係は降雨強度の影響はほとんど受けないが、図-14 の関係は降雨強度の影響を受け、降雨強度が大きくなると、 Q_{pr0}/Q_{p0} は小さくなる。したがって、降雨強度が大きくなると、雨水貯留施設によるピーク流量低減率は小さくなるものと推定される。

雨水貯留施設によるピーク流量低減率の性質についてまとめると、次のようになる。雨水貯留施設によるピーク流量低減率は式(7)によると、

$$\frac{\Delta Q_{pd}}{Q_{p0}} = \gamma \frac{Q_{pr0}}{Q_{p0}} \frac{A_d}{A_r} = \gamma' \frac{A_d}{A_r}$$

と表される。すなわち、ピーク流量低減率は宅地面積に対する雨水貯留施設のカバー率 A_d/A_r に比例する。

比例係数は補正係数 γ とピーク流量に占める宅地からの流出分の割合 Q_{pr0}/Q_{p0} の積として表される。 γ は D^2/F の関数として表示され、雨水貯留施設の放流孔の直径 D が大きくなると小さくなり、貯水面積 F が大きくなると大きくなる傾向を示す。 Q_{pr0}/Q_{p0} は宅地化率 A_r/A の関数として表示され、 A_r/A が大きくなると大きくなる傾向を示す。

γ および Q_{pr0}/Q_{p0} は降雨の時間分布の影響を受け、前方集中型、中央集中型、後方集中型および一様分布型の順に小さくなる。また、 Q_{pr0}/Q_{p0} は降雨強度の影響を受け、降雨強度が大きくなると小さくなる。

以上によると、雨水貯留施設による小流域からの流出のピーク流量低減率は、雨水貯留施設の集水面積を大きくし、洪水吐きからの流出がない範囲で放流孔の直径を小さくし、貯水面積を大きくすると、大きくなるが、降雨の時間分布や降雨強度により変動するものと考えられる。河川のある地点に対する雨水貯留施設によるピーク流量低減率は、小流域からの流出の合流時差の影響を受けるので、降雨特性による変動がさらに大きくなると考えられる。

6. 結 論

流域の宅地開発に伴うピーク流量の増大を抑制するために雨水貯留施設が設置されている。雨水貯留施設は、当初は、下流の水路や河川が改修されるまでの暫定的な施設として考えられていたが、最近では都市河川の基本高水の流量配分の一部を受け持つ流域分担量を担う主要な治水施設として位置づけられるようになってきている。そのため、雨水貯留施設の流出抑制効果を定量的に把握することが必要とされている。

本論文では、流出解析に基づく雨水貯留施設の流出抑制効果の評価法について述べ、流域に数多く設置されている河川に適用し、雨水貯留施設の流出抑制効果を評価した結果を示した。また、雨水貯留施設には、集水面積が0.1 ha程度の規模の小さいものから集水面積が10 ha以上の規模の大きいものまであるので、規模別に雨水貯留施設の流出抑制効果を検討し、集水面積の小さい雨水貯留施設の流出抑制効果は小さいことを示した。

さらに、雨水貯留施設の流出抑制機能の基本的な性質

について考察し、雨水貯留施設の流出抑制効果は流域の宅地化率、宅地に対する雨水貯留施設のカバー率（雨水貯留施設の集水面積と宅地面積の比）および雨水貯留施設の放流孔の直径の2乗と貯水面積の比の影響を受けることを示した。また、雨水貯留施設の流出抑制効果は降雨の時間分布や降雨強度の影響を受けることを示した。

最後に、本研究の遂行にあたり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) 佐合純造・長谷川正：都市化に伴う流出変化と対策評価手法，土木技術資料，第22巻，第6号，pp. 3~8，1980.
- 2) 吉本俊裕・須見徹太郎・永友嘉嗣：マルチフィルターモデルを用いた流出抑制施設の評価，土木研究所資料，第2861号，1990.
- 3) 鮭川登・北川善廣：都市周辺の中小河川の洪水流出解析，土木学会論文集，No. 443/II-18，pp. 1~8，1992.
- 4) 北川善廣・鮭川登・野中樹夫：都市河川の洪水流出解析，水文・水資源学会1993年研究発表会要旨集，pp. 178~181，1993.

(1993. 10. 14 受付)

SIMULATION OF THE EFFECTS OF RUNOFF CONTROL OF STORMWATER DETENTION FACILITIES BY A FLOOD RUNOFF MODEL

Yoshihiro KITAGAWA, Noboru SUKEGAWA and Mikio NONAKA

Stormwater detention facilities have been used to reduce stormwater runoff from urbanized areas. They are recognized as a means to reduce peak flows of downstream rivers, and it is needed that the planning of them are done on a watershed-wide basis. In this paper a method to estimate the effects of runoff control of stormwater detention facilities on a watershed-wide basis, and the results of its application to a small river are presented.