

線形貯水池モデルに基づく住宅団地の流出解析

Rainfall-Runoff Simulation of Residential Area Using Linear Reservoirs Model

早稲田大学理工学部 正会員 鮎 川 登
 国士館大学工学部 正会員 ○北 川 善 廣

1. はじめに

宅地開発による河川への流出増の軽減を図るための流出抑制対策の一つに防災調整池があり、昭和40年代後半以降に開発された都市周辺の住宅団地では防災調整池が設置されている。住宅団地の防災調整池の計画や住宅団地を流域とする都市河川の治水計画を立案するためには、住宅地からの流出を推定する必要がある。しかし、住宅地からの流出に関しては観測データが少なく、計算結果と観測値の比較検討はあまり行われていない。昭和58年に建設省土木研究所河川部総合治水研究室から住宅・都市整備公団の牧の原団地における雨量と流出量に関する観測資料が公表された。¹⁾ 本論文では、筆者が開発している線形貯水池モデルに基づく流出解析法^{2), 3)}により牧の原団地の流出計算を行い、計算値と観測値を比較した結果について述べる。

2. 牧の原団地の概要と水文観測資料

牧の原団地は昭和48年～49年にかけて住宅・都市整備公団が千葉県松戸市に建設した団地である。当団地は中層の建物からなり、面積は23.2ha(計算対象となる流域面積は20.7ha, 不浸透面積は8.7ha, 不浸透面積率は42%)であり、団地の一隅に防災調整池が設置されている(図1)。当団地に降った雨水は雨水管により防災調整池に集められ、排水塔から団地外の雨水管に放流される。防災調整池は2段式になっており、下段の調整池は水深が0.6mまで常時湛水しており、上段の調整池は通常はグラウンドとして使用されている。下段の調整池の水深が3.1m以上になると、上段の調整池にも貯水される。

昭和53年から57年までの5年間にわたり、牧の原団地の防災調整池の水位と雨量の観測が建設省土木研究所河川部総合治水研究室により実施され、その間に観測された55回の出水時における10分間雨量と10分間隔の水位の観測値が公表された。防災調整池への流入量(牧の原団地からの流出量)は防災調整池の水位、貯水量と水位の関係および放流量と水位の関係をを用いると、次式により求めることができる。

$$Q_{in} - Q_{out} = \frac{dS}{dt} \quad (1)$$

ここで、 Q_{in} は防災調整池への流入量、 Q_{out} は防災調整池からの放流量、 S は防災調整池の貯水量である。

以下では、線形貯水池モデルに基づく流出解析法により、雨量の観測値を用いて牧の原団地からの流出量(防災調整池への流入量)を計算し、防災調整池の水位の観測値から求めた防災調整池への流入量と比較し、この流出解析法の住宅団地への適用性について検討する。

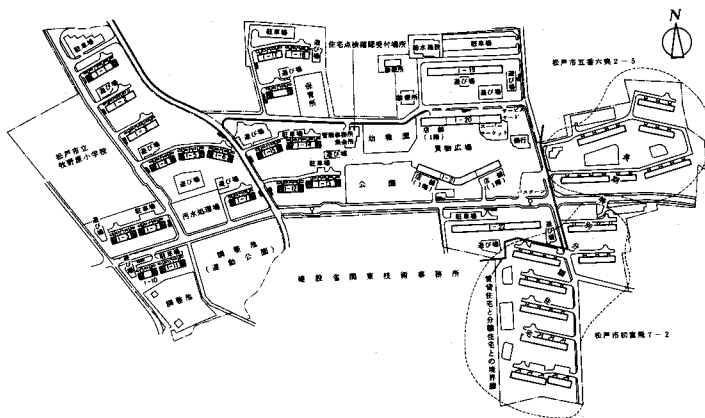


図1 牧の原団地の平面図

3. 流出モデル

線形貯水池モデルに基づく流出解析法^{2), 3)}の概要は次のようになる。

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、その貯留量に比例した流出量が河川へ流出するものとする。Nash⁴⁾は流域を直列に置かれた m 個の線形貯水池(図2)でおきかえ、そのときの瞬間単位図を次式のように導いた。

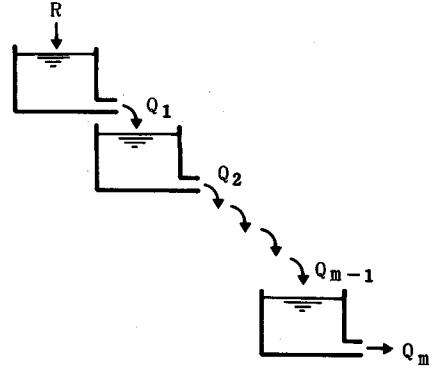


図2 線形貯水池モデル

$$u(t) = \frac{1}{K\Gamma(m)} \left(\frac{t}{K}\right)^{m-1} \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \quad (2)$$

ここで、 $u(t)$ は瞬間単位図、 t は時刻、 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。

式(2)には、貯留係数 K と貯水池の数 m の2つのパラメーターが含まれている。貯水池の数 m については従来の経験³⁾から $m=2$ とする。貯留係数 K は次式により決定する。

$$K = \frac{T_l}{m} = \frac{t_c}{2m} \quad (3)$$

ここで、 T_l は流出の遅れ時間、 t_c は集中時間である。

集中時間 t_c は kinematic wave 理論によると次式で計算される。

$$\left. \begin{aligned} t_r \geq t_c : t_c &= (L/aR_e^{2/3})^{3/5} \\ t_r < t_c : t_c &= t_r + \frac{3}{5a} (L - aR_e^{2/3}t_r^{5/3}) / (R_e t_r)^{2/3} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここで、 t_r は降雨継続時間、 L は流域斜面長、 $a = \sqrt{\sin \theta} / N$ 、 θ は流域斜面の傾斜角、 N は流域斜面の等価粗度、 R_e は有効雨量である。

有効雨量 R_e は次式により算定する。

$$\left. \begin{aligned} \Sigma R \leq R_c : R_e &= f_1 \cdot R \\ \Sigma R > R_c : R_e &= f_2 \cdot R \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここで、 R は降雨ハイトグラフの各単位時間雨量、 ΣR は累加雨量、 f_1 は一次流出率、 f_2 は二次流出率、 R_c は流出率が f_1 から f_2 に変化するときの累加雨量である。

以上のようにして、瞬間単位図 $u(t)$ と有効雨量が求められると、有効雨量 $R_e(t)$ による面積 A の流域からの流出量 $Q(t)$ は次式で計算される。

$$Q(t) = A \int_0^t u(t-\tau) \cdot R_e(\tau) d\tau \quad (6)$$

継続時間 t_r の一定強度の有効雨量 R_e による流出量は、式(2)~(4)を式(6)に代入し、 $m=2$ とすると、次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} t \leq t_r : Q(t) &= A \cdot R_e \left[\exp \left(4 \frac{t}{t_c} \right) - 4 \frac{t}{t_c} - 1 \right] \exp \left(-4 \frac{t}{t_c} \right) \\ t > t_r : Q(t) &= A \cdot R_e \left[\left(4 \frac{t - t_r}{t_c} + 1 \right) \exp \left(4 \frac{t_r}{t_c} \right) - \left(4 \frac{t}{t_c} + 1 \right) \right] \exp \left(-4 \frac{t}{t_c} \right) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

流出計算は次のような手順で行う。流域を雨水管路網に応じて小流域に分割し、各小流域の面積および斜面の長ささと勾配を求める。つぎに、各小流域について降雨ハイトグラフの各单位時間 t_r ごとの雨量について式(4)により集中時間 t_c を求め、式(7)により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によって各小流域からの流出量ハイドログラフを求める。そして、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小流域からの雨水管への流出点までの区間を洪水波の伝播速度に応じて伝播させ、その流出点への流出量ハイドログラフと重ね合わせ、その流出点における流量ハイドログラフを求める。このようにして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算定する。

4. 牧の原団地の流出計算

3. で述べた線形貯水池モデルに基づく流出解析法により流出計算を行うためには、流域を分割し、各小流域の面積、斜面の長ささと勾配、および雨水管の断面形状、縦断勾配と粗度係数をデータとして与えることが必要である。また、このモデルに含まれるパラメーターである貯水池の数 m 、流域斜面の等価粗度 N 、流出率 f_1, f_2, R_c 、および降雨ハイトグラフの各单位時間 t_r を決定することが必要である。

牧の原団地の雨水管路網を示すと図3のようになる。図3によると牧の原団地は図4に示すような14の小流域に分割される。また、雨水管の幹線について粗く分割すると図5のような3の小流域に分割される。ここでは、流域分割の方法が流出計算の結果におよぼす影響を調べるために、流域を14分割した場合と3分割した場合、さらに分割せず

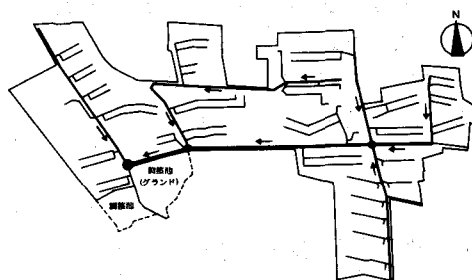


図3 牧の原団地の雨水管路網

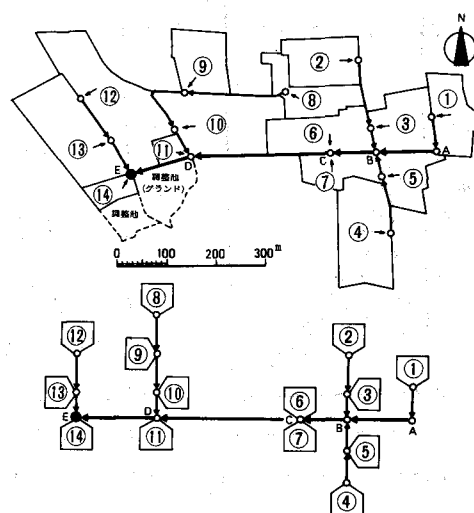


図4 牧の原団地の流域分割図
(14分割の場合)

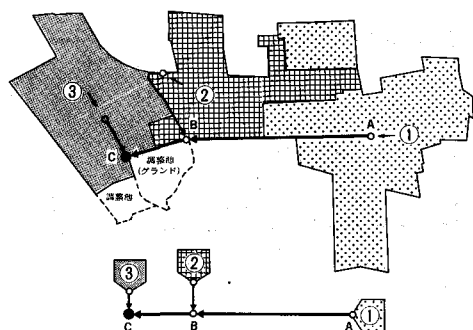


図5 牧の原団地の流域分割図
(3分割の場合)

に一つの流域とした場合の3通りの場合について流出計算を行なった。各小流域の面積は分割された区域の面積を測定することにより求めた。斜面の長さは、住宅地の流出は不浸透面からの流出によってほぼ決定されるので、小流域の面積に不浸透面積率を乗じた値（不浸透面積）を小流域内の雨水管路の総延長で除した値として求めた。斜面の勾配は小流域内の雨水管路の勾配と屋根や道路などの勾配から決定した。雨水管の断面形状および縦断形状は実際に敷設されている雨水管の値から決定した。雨水管路の粗度係数は0.015とした。

流出モデルに含まれるパラメーターの値は従来の経験^{2), 3)}から貯水池の数は $m=2$ ，流域斜面の等価粗度は $N=0.007$ ，流出率は各小流域ごとに f_1 =不浸透面積率（0.29～0.79）， $R_c=\infty$ とした。

降雨ハイレートグラフの単位時間 t_r は各小流域の集中時間 t_c の最大値を目安として決定した。集中時間は雨量強度によって異なるが、ここでは $1.0\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流出量をもたらす雨量強度 45 mm/hr に対する集中時間を目安とした。各小流域の雨量強度 45 mm/hr に対する集中時間の最大値は流域を14分割した場合は約100秒，3分割した場合および分割せずに一つの流域とした場合は約60秒であった。雨量の記録紙をみたところ5分間以内の雨量強度はほぼ一定であると見られたことから、雨量の読みとりは5分間隔で行うこととし、流出計算の時間間隔を流域を14分割した場合は100秒，3分割した場合および分割せずに一つの流域とした場合は60秒とした。

以上のような計算条件のもとで、流域を14分割，3分割および分割せずに一つの流域とした場合について流出計算した結果の流出量ハイドログラフの計算値と観測値の比較例を図6に示す。また、ピーク流出量の計算値と観測値の比較を図7に示した。これらの図によると、流域を分割せずに一つの流域とした場合の計算値はよい結果を与えないが、3分割した場合は14分割した場合と同様にほぼ妥当な値を与えることがわかる。

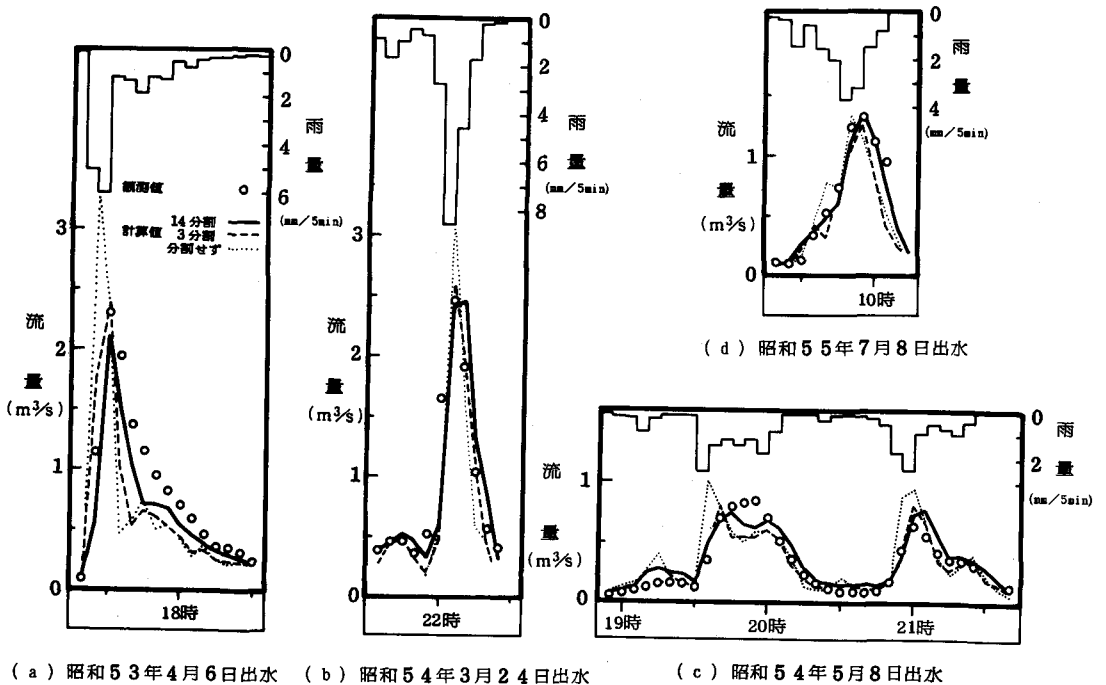
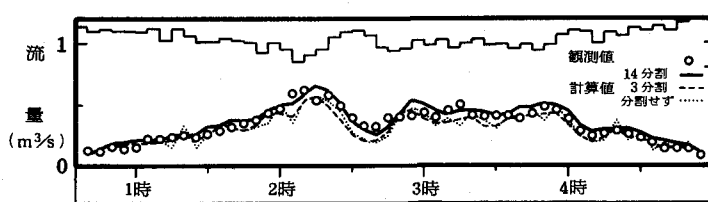
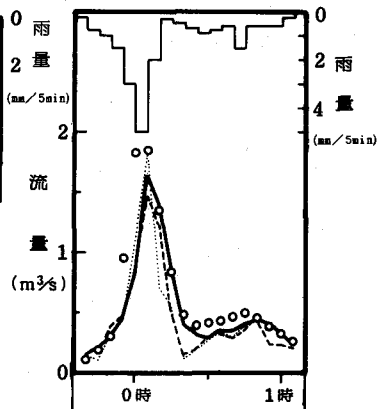


図6 牧の原団地の流出計算例



(e) 昭和55年11月22日出水



(f) 昭和56年5月17日出水

図6 牧の原団地の流出計算例(つづき)

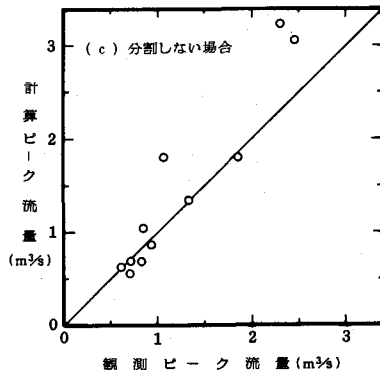
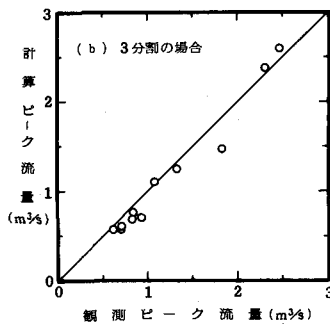
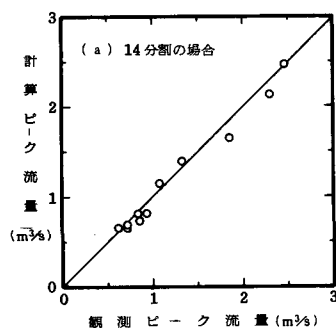


図7 ピーク流量の計算値と観測値の比較

なお、防災調整池の計画には合理式による流出計算が行われることが多いが、その場合には流出係数の値をいくつにとるかが問題になる。牧の原団地の洪水到達時間は5～10分と推定されるので、洪水到達時間が5分と10分の場合について雨量と流出量の観測データを用いて流出係数を求め、雨量強度との関係を示すと図8のようになる。図8によると、流出係数の値は0.35～0.70の範囲でばらつき、不透透面積率0.42の0.8～1.7倍になることがわかる。

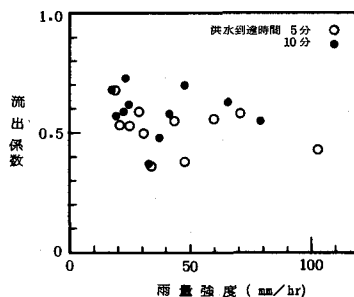


図8 牧の原団地の流出係数と雨量強度の関係

5. 防災調整池の流出抑制効果の評価法

防災調整池の流出抑制効果は洪水調節計算を行うことにより算定することができるが、防災調整池が多数設置された場合には個々の調整池について洪水調節計算を行うことは大変である。そこで、防災調整池の流出抑制効果の簡単な計算法として、調整池の存在を流域の等価粗度で評価することを試みた。すなわち、一般には、雨量データを用いて流出計算を行い、防災調整池への流入量を計算し、さらに洪水調節計算を行い、調整池からの放流量を求める。ここでは、調整池も流域の一部と考え、調整池が存在する場合には流域の等価粗度Nの値が大きくなるものと考え、適当なNの値を仮定して流出計算を行い、直接調整

池からの放流量を求めることを試みた。計算の結果によると、 $N=5\sim7$ となった。流出計算の結果と調整池からの放流量の観測値との比較例を図9に示す。図9によると、ハイドログラフの計算値と観測値に若干ズレが生じているがピーク流量についてはほぼ妥当な値が得られている。

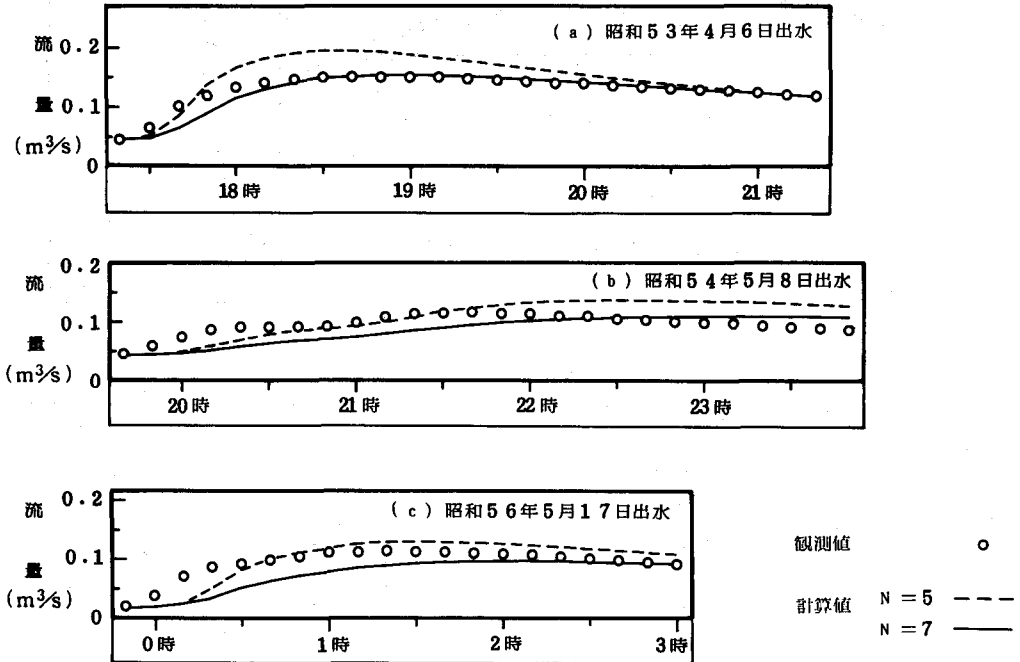


図9 流出モデルによる防災調整池からの放流量
ハイドログラフの計算値と観測値の比較

6. まとめ

線形貯水池モデルに基づく流出解析法により牧の原団地の流出計算および防災調整池の流出抑制効果の計算を行なったところほぼ妥当な結果が得られた。今後、さらに他の住宅団地についても本流出モデルを適用し、その適用性について検討するつもりである。

本研究の遂行にあたり貴重な資料を提供して下さった建設省土木研究所河川部総合治水研究室の山本晃一室長ならびに斉藤松美氏に謝意を表します。また、本研究は文部省科学研究費補助金（総合研究(A)：研究代表者東京大学工学部高橋 裕 教授）の補助を受けたことを付記し、謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所河川部総合治水研究室：牧の原防災調整池機能調査観測資料，土木研究所資料第1905号，1983.
- 2) 鮎川登・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，PP. 51~59，1982.
- 3) 鮎川登・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) Nash, J.E.: The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, IASH, Pub. 45, vol. 3, PP. 114~121, 1957.