

(31) 都市貯留関数モデルによる都市中小河川における集中豪雨時の洪水流出計算

東京都土木技術支援・人材育成センター 高崎忠勝  
 首都大学東京 河村明, 天口英雄

1. はじめに

都市域の中小河川流域では近年においても浸水被害がしばしば発生しており、実時間洪水予測は被害軽減策として非常に有効だと考えられる。実時間洪水予測に適した流出モデルの条件として、計算時間が短く高い流出予測精度を維持することが挙げられる。著者らは合流式下水道による流域外への排水など都市特有の流出機構を考慮した集中型概念モデルである都市貯留関数モデル<sup>1)</sup>を開発しており、本モデルは全流出成分を取り扱うため有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要で取り扱いが容易である。本研究では、都市貯留関数モデルを実時間洪水予測モデルとして活用していく事を念頭に置き、モデルパラメータの安定性という観点から本モデルの流出予測精度を評価・検討する。

2. 対象流域および降雨

図1に計算対象とした神田川上流域を示す。神田川は荒川水系の中小河川であり、流域は市街化が著しく進行している。流域内では合流式の下水道が普及しており普及率は100%である。解析対象地点は流域面積3.4km<sup>2</sup>の久我山橋地点と流域面積7.7km<sup>2</sup>の向陽橋地点の2地点である。雨量および河川水位は東京都建設局による水防災総合情報システムの1分値データを用いた。観測流出量は流量観測を実施して作成した水位流量曲線を用いて水位データから算出した。流域平均雨量は対象流域周辺に位置する雨量データからテーゼン法により求めた。対象とした降雨は2007年7月29日の集中豪雨であり、この降雨により久我山橋地点の上流域において9棟の浸水被害が生じた<sup>2)</sup>。流域内に位置する久我山橋雨量観測所では60分間最大雨量45mmを記録している。また、流域平均雨量についてみると総雨量は久我山橋流域52.7mm、向陽橋流域42.4mm、60分間最大雨量は久我山橋流域46.6mm、向陽橋流域39.1mmであり、この時の久我山橋流域の60分間最大雨量は2007年~2009年において最大である。

3. 都市貯留関数モデル

都市貯留関数モデルは式(1)~(4)で表される。

$$s = k_1(Q + q_R)^{p_1} + k_2(d/dt)(Q + q_R)^{p_2} \quad (1)$$

$$ds/dt = R + I - E - O - Q - q_R - q_l \quad (2)$$

$$q_l = \begin{cases} k_3(s - z) & (s > z) \\ 0 & (s < z) \end{cases} \quad (3)$$

$$q_R = \begin{cases} \alpha(Q + q_R - Q_o) & (\alpha(Q + q_R - Q_o) < q_{Rmax}) \\ q_{Rmax} & (\alpha(Q + q_R - Q_o) \geq q_{Rmax}) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 $s$ ：総貯留高(mm)、 $t$ ：時間(min)、 $Q$ ：河川流出量(mm/min)、 $q_R$ ：合流式下水道による流域外への雨水排水量(mm/min)、 $q_{Rmax}$ ：最大雨水排水量(mm/min)、 $q_l$ ：地下水関連損失量(mm/min)、 $I$ ：都市特有の流入量・流域外からの地下水流入(mm/min)、 $E$ ：蒸発散量(mm/min)、 $O$ ：取水量(mm/min)、 $Q_o$ ：初期河川流出

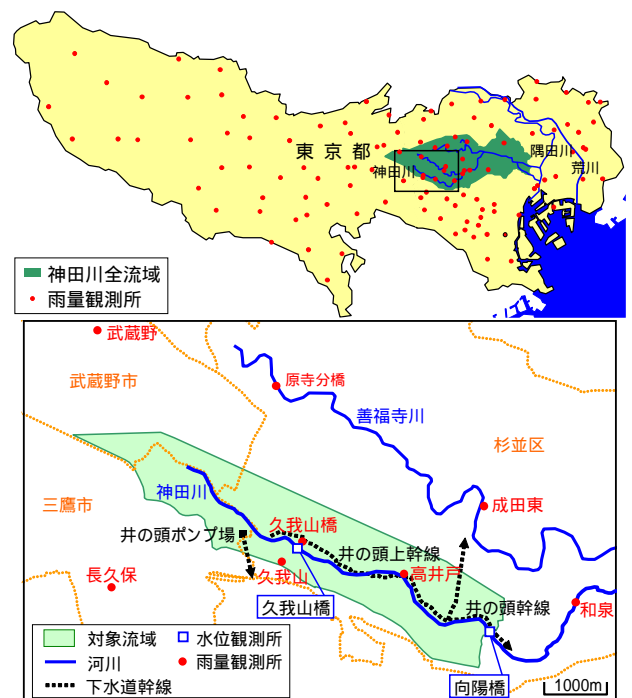


図1 対象流域と観測所

量(mm/min) ,  $\alpha$  : 下水道排出係数,  $z$  : 浸透孔高(mm) ,  $k_1, k_2, k_3, p_1, p_2$  : モデルパラメータ .

都市貯留関数モデルにおける同定すべき未知パラメータは  $k_1, k_2, k_3, p_1, p_2, z, \alpha$  の 7 個である .

#### 4 . 2007 年 7 月 29 日集中豪雨時の河川流出量

都市貯留関数モデルの未知パラメータは 2003 年 ~ 2006 年の 8 洪水データから誤差評価関数を RMSE とし て SCE-UA 法によって同定した表 1 の値を用いた<sup>1)</sup> . 最大雨水排水量  $q_{Rmax}$  は対象流域の下水道整備から 0.033mm/min とし , 降水量以外の流入成分  $I$  は環境用水や漏水等の状況から久我山橋 0.0008 mm/min , 向陽橋 0.0012mm/min とし , 取水量  $O$  は河川からの取水は行われていないことから 2 地点ともに 0mm/min とした . また , 豪雨時の蒸発散量は極めて小さいことから蒸発散量  $E$  は 0mm/min とした . 計算期間は降雨開始から降雨終了 2 時間後までとした .

表 2 に計算結果として総流出量 , ピーク流出量 , Nash-Sutcliffe 指標を示す . また , 図 2 に計算流出量から作成したハイドログラフを示す . なお , 図中の雨量は流出量との関係が分かりやすいよう 10 分値で示しているが計算は 1 分値を用いている . ハイドログラフについて a ) の久我山橋をみると 13:30 ~ 14:30 にみられる観測流出量の増加が計算流出量では小さく算定されており総流出量は観測値より小さく算定されている . 一方 , 15:00 付近のピーク周辺の計算流出量は観測流出量を極めて良好に再現できておりピーク流出量の計算値についても観測値とほとんどかわらないものとなっている . b ) の向陽橋についてみると総流出量は観測値より大きく計算し , ピーク流出量は観測値より小さく計算しているが , いずれの計算値も観測値と大きくは変わらないものとなっている . また , 2 地点のハイドログラフの再現性を Nash-Sutcliffe 指標により判断すると , 2 地点の値は一般的に再現性の判断とする 0.8 を大きく上回っており , 2 地点ともにハイドログラフ全体の再現性は良好である .

表 1 設定パラメータ

	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$p_1$	$p_2$	$Z$	$\alpha$
久我山橋	42.3	393	0.0073	0.435	0.322	4.1	0.429
向陽橋	45.7	666	0.0058	0.340	0.309	4.8	0.441

表 2 計算結果

	a ) 久我山橋			b ) 向陽橋		
	A: 計算	B: 観測	A/B	A: 計算	B: 観測	A/B
総流出量(mm)	29.9	34.3	0.87	18.2	17.3	1.05
ピーク流出量(mm/min)	0.69	0.70	0.98	0.37	0.41	0.90
Nash-Sutcliffe指標	0.98			0.94		

#### 5 . まとめ

都市貯留関数モデルを用いて既往 8 洪水データによる同定パラメータによって都市中小河川における 2007 年 7 月 29 日集中豪雨時の洪水流出計算を行った結果 , ピーク流出量も含めてハイドログラフ全体を良好に再現した . 本計算において都市貯留関数モデルは既往イベントデータから予測イベントのハイドログラフを良好に再現する同定パラメータを得られることを確認した .

#### 参考文献

- 1) 高崎忠勝, 河村明, 天口英雄 : 都市の流出機構を考慮した新たな貯留関数モデルの提案 , 土木学会論文集 B , Vol.65 , No.3 , pp.217-230 , 2009 .
- 2) 東京都建設局河川部計画課 : 平成 19 年における水害記録 , pp.37-51 , 2009 .

キーワード : 都市貯留関数モデル , 都市中小河川

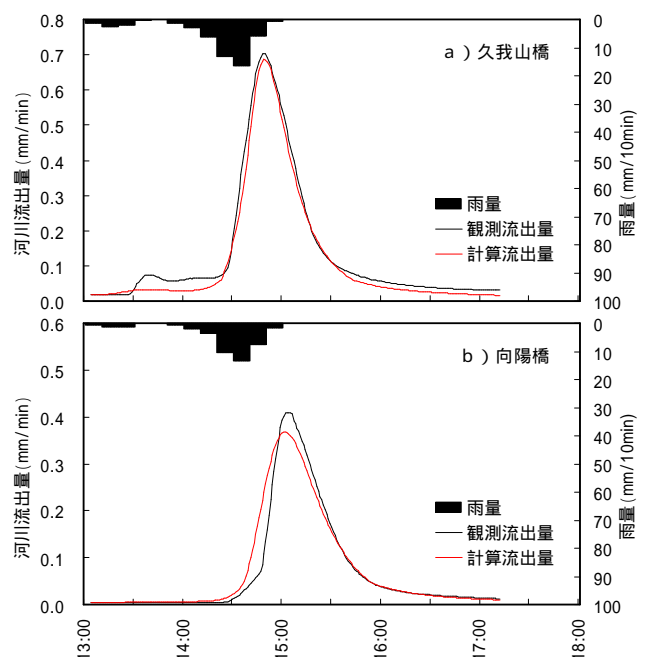


図 2 ハイドログラフの再現性