

合流式下水道の流出特性を考慮した 都市洪水貯留関数モデルの構築

高崎 忠勝¹⁾ 河村 明²⁾ 天口 英雄²⁾

¹⁾東京都土木技術センター
(〒136-0075 東京都江東区新砂1-9-15)

²⁾首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境工学専攻
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

本論文は都市中小河川における実時間洪水予測に適した集中型概念モデルの精度向上に向けて、多くの大都市で採用されている合流式下水道の流出特性を考慮した二価関数の貯留関数モデルである都市洪水貯留関数モデルを構築し、これを都市型洪水氾濫被害が頻発している東京の代表的中小河川である神田川の上流域に適用し、その適合性及び特性について検討を行った。

合成合理式、星らの貯留関数モデル及び構築した都市洪水貯留関数モデルの3種類の集中型モデルを3地点の実測洪水流量観測データに適用し5種類の誤差評価関数に対してパラメータ同定を行い、そのハイドログラフを作成して観測値との比較を行った。その結果、都市洪水貯留関数モデルは、ハイドログラフの形状全体を良好に表現でき、特にピーク流出高及び総流出高の両方が精度良く算定されることを確認した。さらに本モデルで考慮する合流式下水道の流出特性の妥当性を評価した。

キーワード：都市洪水、貯留関数モデル、合流式下水道、中小河川、1分間隔水文データ

I. はじめに

都市域を流れる中小河川の流域では土地利用が高度化し、資産が集中していることから水害時の被害は甚大なものとなっている。東京を代表する都市中小河川である神田川の流域では、1999年7月21日の降雨において1時間に131 mmの雨量を練馬観測所で記録し、地下室への浸水により1名が死亡した（東京都建設局河川部，2002）。また、2005年9月4日の降雨では1時間に112 mmの雨量を下井草観測所で記録し、3500棟を越える浸水被害を生じた（東京都建設局河川部，2007）。都市流域においては用地取得の問題から河川改修に極めて長い時間を要し、適切な水防活動や避難活動によって浸水被害の軽減を図ることが必要である。また、水害被害の軽減を目的として神田川等に造られた地下調節池における取水堰高の最適操作の実現には、水位変化を事前に把握することが必要不可欠となる。これらの活動支援を目的とした洪水予測計算においては高い精度の予測結果を短時間に出力することが求められている。

洪水流出モデルは大きく集中型概念モデルと分布型物理モデルに分けられる（水文・水資源学会，1997；登坂，2006）。近年、GISの整備が進み、都市中小河川流域においても分布型物理モデル（川池ら，2004；天口，2005；天口ら，2007）による解析が多く行われるようになり、土地利用の改変や治水施設整備による流出特性の変化等が評価されている。分布型物理モデルはモデルパラメータやモデルの構造が予測地点のハイドログラフに影響を及ぼすが、モデルパラメータに関する情報を流域全体に渡り詳細に把握するには多大な労力を要する。また、流域内の水理・水文特性を的確にモデル化しようとするモデルが複雑になり計算量も増大する。一方、集中型概念モデルは、流域の改変による流出特性の変化を詳細に評価するのは困難であるが、一般的にモデルパラメータ数は少なく、また観測雨量と観測流量の入出力関係のみを用いてパラメータ同定が行われるため、分布型物理モデルに比べて観測流量に適合するパラメータを容易に同定することが可能である。

また、モデル構築において必要となる情報が分布型物理モデルに比べて少なく、取り扱いが容易なことから実用的であり、計算量が少ないことから実時間の予測に適した特徴を持っている（日野ら、1989；登坂、2006）。

従来の集中型概念モデルの中で、多くの中小河川や下水道の計画においては合理式が用いられている。本来、合理式はピーク流量のみを算出するものであるが、合理式で計画した中小河川でハイドログラフを作成する場合には、時間をずらしながら合理式を用いて流出量を算出する合成合理式が多く用いられている（例えば、財団法人国土技術研究センター、2004；国土交通省河川局治水課、2005）。木下（1984）は合成合理式による洪水期間の流出係数の変化を検討した結果から降雨強度や累加雨量によって流出係数が変化することを示しており、谷岡ら（2003）は1～3 km²程度の小流域に分割した合成合理式により都市中小河川の洪水流出について波形、ピークとも良好に再現することを報告している。

貯留関数モデルは流出過程における非線形性を比較的単純な構造式で表現でき計算を簡便かつ迅速に行うことができる。従来の木村の貯留関数モデルにおける遅滞時間やPrasadの貯留関数モデルにおける非定常項にかかる係数は、大なり小なり流量に依存することが報告されており（財団法人北海道河川防災研究センター・研究所、2006）、これを改善するために、星らの二価関数による貯留関数モデル（例えば、星ら、1987；馬場ら、1999）は、貯留量と流量の二価性を非線形貯留方程式で直接表現し、モデルパラメータが流量に依存しないようにしている。また、二価関数の貯留関数モデルに実時間予測手法であるカルマンフィルターを組み合わせた洪水予測計算（河村、2001；国土交通省北海道開発局建設部河川管理課、2004）も実用化されており、都市中小河川においても同様の手法により実用的な洪水予測計算が可能になると考えられる。

都市域では開発の進行に伴い流域に占める不浸透域の比率が高く、下水道の普及が進んでいる。このため豪雨時の降雨流出の多くは不浸透域への降雨が下水道を通じて河川に流出したものとなる。古くから下水道整備が行われている多くの大都市では合流式下水道が採用されており、東京都においても多くの都市中小河川流域では合流式下水道が整備されている。合流式下水道が普及した地域の降雨流出においては雨水の一部が合流式下水道により流域外へ運

ばれる。このため、合流式下水道が普及した都市中小河川において集中型概念モデルを適用する場合には、合流式下水道の降雨流出特性を考慮することにより河川への流出予測精度を向上させることが可能と考えられる。しかし、従来、合流式下水道の降雨流出機構を直接的に表現し考慮した集中型概念モデルは見受けられないようである。

以上の背景の下、本論文では合流式下水道の流出特性を考慮し、その効果を概念的に二価関数の貯留関数モデルに組み込むことを提案し、具体的に定式化を行うことで新たな都市洪水貯留関数モデルを構築する。次いで、本モデルを都市型洪水氾濫被害が頻繁に発生している東京を代表する中小河川である神田川の上流域に適用し、その適合性及び基礎的特性について検討する。具体的には、ここでは1つの洪水イベントを対象に、合成合理式、星らの貯留関数モデル及び構築した都市洪水貯留関数モデルの3種類の集中型概念モデルを流域面積が異なる3地点の実測洪水流量観測データに適用し5種類の誤差評価関数に対してパラメータ同定を行う。そして、同定されたパラメータを用いてハイドログラフを作成して観測値と比較することにより各モデルの流出特性について検討する。また、都市洪水貯留関数モデルにおける合流式下水道の最大雨水排出量と流域外に接続する下水道によって排出される最大雨水量を比較し、本モデルによる合流式下水道の流出特性を評価する。なお、各モデルの特性を把握するため流域分割は行わず、3地点の流域はそれぞれ1つの流域として取り扱うことにする。

II. 対象流域の洪水流出特性

都市域は道路面、建物の屋根等の不浸透域と公園、緑地等の浸透域に大別される。不浸透域である道路面や屋根等への降雨はそれぞれ道路側溝や雨樋等を通り下水管へ流入する。浸透域への降雨も浸透能を超えた雨水分は最終的に河川もしくは下水管に流入する。下水管へ流入した雨水は、分流式下水道では全量が河川に放流される。一方、合流式下水道では少雨時には雨水吐の越流堰によって河川への放流が阻止され下水道により流域外に排出されるものの豪雨時には越流堰を溢流して河川へも放流される。このため、分流式下水道が普及している地域では直接流出成分は河川への流出のみであるが、合流式下水道が普及している地域では河川への流出のみならず、

下水処理場が対象流域内にはない場合には下水道による流域外への排出も直接流出成分であると考えられる。

東京都の下水道整備では、初期雨水や少雨時の雨水を汚水として処理するために時間最大汚水量の3倍の水量を遮集量（下水処理場へ送られ処理される水量）としており、汚水量、雨水量、特殊水量（工場排水量及び他の排水系統からの引継ぎ汚水量等）、地下水量等を合わせた総水量から処理場へ送水する量を差し引いた水量が河川への放流量となる（東京都下水道局計画部総合計画課，1994；東京都下水道局建設部設計調整課，2005）。

図-1に本研究で対象とする神田川流域を示す。神田川は三鷹市の井の頭池に源を発し、善福寺川、妙正寺川という支川を合流して隅田川に流入する流域面積105 km²、流路延長25 kmの荒川水系の河川であ

り（東京都立大学土木工学教室，2001），流域は市街化率が95%を超え下水道普及率が100%である等極めて都市化が進んでいる。神田川の河川改修は1時間に30 mmの降雨に対応した整備を昭和50年代に終了し、現在、1時間に50 mmの降雨に対応した整備を調節池と組合せながら進めている（東京都第三建設事務所，2004）。解析対象範囲は神田川上流域に位置する久我山橋、佃橋、和泉の3箇所の水位観測所における流域であり、流域面積はそれぞれ3.4 km²、5.2 km²、10.0 km²である。

神田川最上流域の三鷹市及び武蔵野市の下水道は合流式の公共下水道であり、これらの下水道に流入した雨水のうち下水処理場へ送水される分（森ヶ崎水再生センターに送水）は井の頭ポンプ場から神田川流域外に排出される。対象流域の杉並区は合流式の区部下水道であり、下水道に流入した雨水は井の

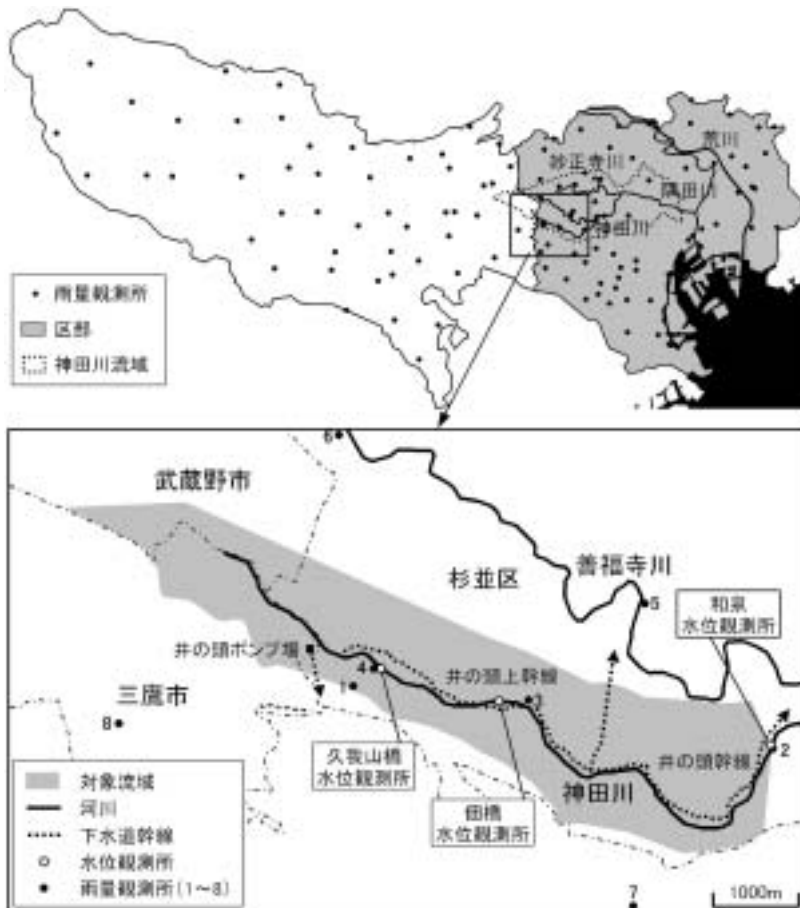


図-1 対象流域

Fig.1 Study river basin.

頭上幹線と井の頭幹線の2つの下水道幹線によって流域外へ排出される分（新河岸水再生センターに送水）を除いて神田川に放流される。

高度に市街化された都市中小河川においては極めて短時間に河川への流出が生じる。このため降雨流出解析においては短時間間隔での水文データを用いることが望ましい。本研究では雨量及び河川水位の観測データが1分間隔で観測されている東京都建設局による水防災総合情報システムの水文データを用いた。このシステムでは数多くの水位・雨量観測所が配置されており、詳細な解析が可能となっている（東京都建設局河川部防災課，2004）。流域平均雨量は対象流域周辺に位置する雨量観測所のデータからティーセン法により1分値として求めた。観測流量は対象地点に位置する水位データより流量観測によって作成した水位流量曲線を用いて1分値の流量とした。

Ⅲ. 洪水流出モデル

1. 合成合理式

合成合理式は時間をずらしながら洪水到達時間内の雨量を用いて合理式により流出量を逐次算出する方法であり、河川行政の実務において中小河川で多く用いられている。直接流出高 q (mm/min) を洪水到達時間 T_c (min) によって表すと式 (1) となる。

$$q = \frac{fr_t}{T_c} \tag{1}$$

ここに、 f ：流出係数、 r_t ：洪水到達時間 T_c 内の雨量 (mm)。

式 (1) で表される合成合理式における同定すべき未知パラメータは f 、 T_c の2個である。本論文では洪水到達時間間隔で流出高を算出するのではなく、流域平均雨量を1分間隔でずらしながら洪水到達時間 T_c 内の雨量を算出し1分毎の流出高を計算した。

2. 星らの貯留関数モデル

星らの二価関数の貯留関数モデル（例えば、星ら，1987；馬場ら，1999）では、貯留高 s (mm) を式 (2) で表し、式 (3) で貯留高 s の連続の式を表す。

$$s = k_1 q^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt} q^{p_2} \tag{2}$$

$$\frac{ds}{dt} = r_e - q \tag{3}$$

ここに、 q ：直接流出高 (mm/min)、 t ：時間 (min)、 r_e ：有効雨量 (mm)、 k_1 、 k_2 、 p_1 、 p_2 ：モデルパラメータ。有効雨量 r_e は式 (4) によって表される。

$$r_e = cr \tag{4}$$

ここに、 c ：流出率、 r ：観測雨量 (mm)。

式 (2)～(4) で表される星らの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 、 p_1 、 p_2 、 c の5個である。パラメータの値が決定すれば式 (2)～(4)を2元連立常微分方程式に変換し、種々の数値解法を利用して解くことができる。解法の詳細については文献（例えば河村，2001；財団法人北海道河川防災研究センター・研究所，2006）を参照されたい。

3. 都市洪水貯留関数モデル

本論文ではII章で述べた合流式下水道の特性を考慮した二価関数の貯留関数モデルを考える。以降簡単のためこれを「都市洪水貯留関数モデル」と呼ぶこととする。河川への流出以外に下水道による流域外への排出も直接流出成分であると考え、直接流出高 q (mm/min) は河川へ流出する成分 q_r (mm/min) と合流式下水道により流域外へ排出される成分 q_s (mm/min) の和として表される。すなわち、 q は式 (5) で表される。

$$q = q_r + q_s \tag{5}$$

ここでは、 q 、 q_r 、 q_s の関係を図-2のように考える。すなわち、合流式下水道では流量が雨水吐の越流堰を超える量に達するまでは河川への放流が行われな

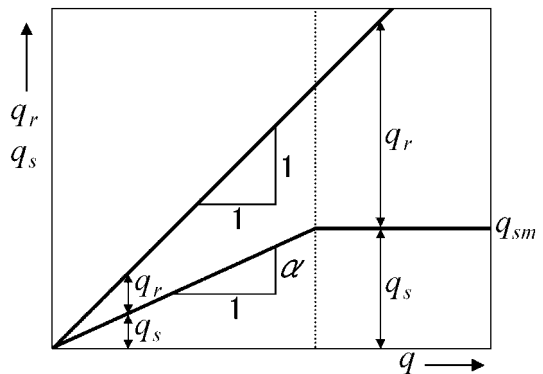


図-2 合流式下水道の流出特性
Fig.2 Outflow of combined sewer system.

いことから、 q_s が一定値 q_{sm} 以下の場合には河川への降雨や河川周辺に降った雨による流出のみが q_r となる。そして、 q に対する q_s の比率は一定と考え、これを下水道排出係数 α と呼ぶことにする。また、 q_s が q_{sm} に達した以降は、合流式下水道に流入した雨は河川へ放流されることから q_r の値は q から q_{sm} を差し引いた値となる。 q_{sm} は合流式下水道により流域外に排出される最大雨水量であり、遮集量から汚水量、特殊水量、地下水量等を差し引いた水量に相当する。なお、東京都の下水道整備では遮集量を時間最大汚水量の3倍としている（東京都下水道局計画部総合計画課，1994；東京都下水道局建設部設計調整課，2005）。以上の q と q_s の関係を表したのが式(6)である。

$$\begin{cases} q_s = \alpha q & (\alpha q \leq q_{sm}) \\ q_s = q_{sm} & (\alpha q > q_{sm}) \end{cases} \quad (6)$$

以上のように合流式下水道の特性を捉え、これを組み込んだ二価関数の貯留関数モデルを構築する。

貯留高 s (mm) と q_r , q_s の関係は式(2)を用いて式(7)とし、貯留高 s の連続の式は、式(3)より式(4)を考慮することにより式(8)で表される。

$$s = k_1(q_r + q_s)^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt}(q_r + q_s)^{p_2} \quad (7)$$

$$\frac{ds}{dt} = cr - q_r - q_s \quad (8)$$

ここに、 t ：時間 (min)， c ：流出率， r ：観測雨量 (mm)， k_1 , k_2 , p_1 , p_2 ：モデルパラメータ。

式(5)～(8)で表される都市洪水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 , p_1 , p_2 , c , q_{sm} , α の7個である。パラメータの値が決定すれば星らの貯留関数モデルと同様に数値解法により q を算出し、式(5)と式(8)を用いて q_r と q_s を求めることができる。

IV. 誤差評価関数とパラメータ同定手法

本論文では式(9)～(13)に表す5種類の誤差評価関数を用いてモデルパラメータの同定を行う。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (q_{oi} - q_{ci})^2} \quad (9)$$

$$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{q_{oi} - q_{ci}}{q_{op}} \right)^2 \quad (10)$$

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (q_{oi} - q_{ci})^2}{\sum_{i=1}^N (q_{oi} - \bar{q}_o)^2} \quad (11)$$

$$\chi^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{(q_{oi} - q_{ci})^2}{q_{oi}} \quad (12)$$

$$HMLE = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N w_i (q_{oi} - q_{ci})^2}{\left(\prod_{i=1}^N w_i \right)^{\frac{1}{N}}} \quad (13)$$

ここに、 q_o ：河川流出高（観測値）(mm/min)， q_c ：河川流出高（計算値）(mm/min)， q_{op} ：ピーク流出高（観測値）(mm/min)， \bar{q}_o ：河川流出高（観測値）の平均値 (mm/min)， N ：観測データ数， w_i ：重み

式(9)のRMSE (mm/min) は平方根平均二乗誤差 (Root Mean Square Error) であり、一般的に利用されることが多い誤差評価関数である。式(10)のE (無次元) は、建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説調査編 (建設省河川局，1997) に示されている誤差評価関数であり、この値を0.03以下にするようにパラメータ同定を行うことが推奨されている。式(11)のNSE (無次元) は、Nash-Sutcliffe指標であり、近年、モデルの適合性判定に多く用いられており、この値が1に近いほど適合性が高く一般的には0.8程度を超えていれば良好な適合性を有するものと判断される (佐山ら，2005)。なお、式(9)～(11)よりRMSEの最小化はEの最小化及びNSEの最大化と等価である。

式(12)の χ^2 (mm/min) はカイ二乗誤差であり、統計における適合度検定で用いられるカイ二乗基準に相当し、しばしばモデルの適合性判定に用いられている。式(13)のHMLE (mm²/min²) はHeteroscedastic Maximum Likelihood Estimatorと呼ばれる誤差評価関数であり、水文データにしばしば見られる異分散性を考慮した場合の最尤推定である (Yapo et al.,1998)。式(13)中の重み w_i は関係式 $w_i = f_i^{2(2-\lambda)}$ によって計算される。 λ は未知パラメータでありモデルパラメータと同時に同定され、 f_i は流出高の期待値であり観測値を代入することにより安定した評価を得ることができる (Yapo et al.,1998)。

モデルパラメータの同定はDuan et al. (1992) に

よって提案されたSCE-UA法を用いる。SCE-UA法はシンプレックス法、ランダム探索、競争進化、集団混合の概念を組み合わせたアルゴリズムを持つ大域的探索法である。SCE-UA法は多くの研究においてタンクモデル等の流出モデルにおけるパラメータ同定手法として強力かつ効率的な自動最適化手法であることが示されている (例えば、田中丸, 1995; 藤原ら, 2003; Lee *et al.*, 2007)。さらに森永ら (2002) は二価の貯留関数モデルを用いて既知パラメータによって発生させた模擬データに対してSCE-UA法によるパラメータ同定を行い、精度良く同定が行われることを報告している。

V. 適用結果

1章で述べたように神田川流域では近年、1時間に100 mmを超える雨量を観測しているが、こうした洪水では大きな浸水を生じており河川への流出量が正確には把握されていない。本論文では河川溢水が生じておらず流出量を正確に捉えている2004年の台風23号による10月19日～21日の洪水を解析対象とした。表一1に示したようにこの洪水の総雨量は約200 mm、6分最大雨量は約30 mmである。この洪水では降雨開始から約19時間にわたって1時間に10 mm以下の比較的弱い雨が継続し、その後の約6時間は1時間に10 mmを越えるような強い雨が継続した。このように雨の強さが大きく異なる期間がそれぞれ長時間継続し、さらに短時間雨量のピークが2つあること等、流出計算においてハイドログラフ全体を良好に再現することが難しいものとなっている。対象とする3つの流域平均雨量は、図一1及び表一1に示す8つの観測所におけるデータよりティエン法を用いて求めた。

表一1 観測雨量

Table 1 Observed rainfall.

No	雨量観測所名	所在地	総雨量 (mm)	6分最大雨量 (mm)
1	久我山	杉並区久我山2-11-7	190	25
2	和泉	杉並区和泉4-16	200	31
3	高井戸	杉並区高井戸東1-18	196	29
4	久我山橋	杉並区久我山2-16	182	23
5	成田東	杉並区成田東3-17	202	28
6	原寺分橋	杉並区西荻北4-40	129	20
7	経堂	世田谷区宮坂3-15-15	216	36
8	長久保	三鷹市新川6-6	178	24

解析期間は水位上昇開始時から降雨終了120分経過後までとした。水位上昇開始前の降雨は初期損失として取り扱い、また直接流出高の算定は水位上昇直前の水位に対応する流出高を基底流出高と考え、解析期間の各時刻における流出高からこれを差し引くことによって求めた。

3種類の集中型概念モデル (合成合理式、星らの貯留関数モデル、都市洪水貯留関数モデル) を3地点 (久我山橋、佃橋、和泉) の実測洪水流量観測データに適用し、5種類の誤差評価関数 (式 (9)～式 (13)) に対してパラメータ同定を行った。表一2はSCE-UA法によるパラメータの探索範囲を示しており、ここではかなり広い探索範囲を設定した。SCE-UA法により同定されたモデルごとのパラメータ値をそれぞれ図一3～図一5に示すと共に、これらの同定パラメータを用いた場合の誤差評価関数値を表一3に示す。また、誤差評価関数の違いがハイドログラフに及ぼす影響を把握するため、久我山橋について3種類のモデルによるハイドログラフを誤差評価関数別に示したものが図一6である。さらに誤差評価関数の違いがハイドログラフに及ぼす影響を把握するため、佃橋と和泉について都市洪水貯留関数モデルを適用した場合のハイドログラフを図一7に示す。なお、図一6、図一7における雨量は降雨と流出の関係を把握しやすいように10分積算値で示している。

表一2 パラメータの探索範囲

Table 2 Upper and lower parameter bounds.

合成合理式						
f	T_c	—	—	—	—	—
0~1	10~120	—	—	—	—	—
星らの貯留関数モデル						
k_1	k_2	p_1	p_2	c	—	—
0~100	0~1000	0~1	0~1	0~1	—	—
都市洪水貯留関数モデル						
k_1	k_2	p_1	p_2	c	q_{sm}	α
0~100	0~1000	0~1	0~1	0~1	0~0.1	0~1

VI. 考察

1. 同定パラメータ及びハイドログラフ

まず、SCE-UA法により各モデルごとに同定されたパラメータ値について検討してみよう。誤差評価関数を χ^2 とした場合、図一3より合成合理式のパラ

メータ同定値はそれ以外の誤差評価関数を用いた場合と比べ3流域とも大きく異なっている。また、図-4の星らの貯留関数モデルでは k_2 以外のパラメータにおいてやや異なったパラメータ値が同定さ

れている。図-5の都市洪水貯留関数モデルについては久我山橋における k_2 , p_2 , 佃橋における p_2 , 和泉における c , q_{sm} のパラメータ値がやや異なっている。 χ^2 以外の誤差評価関数を用いた場合にはモデ

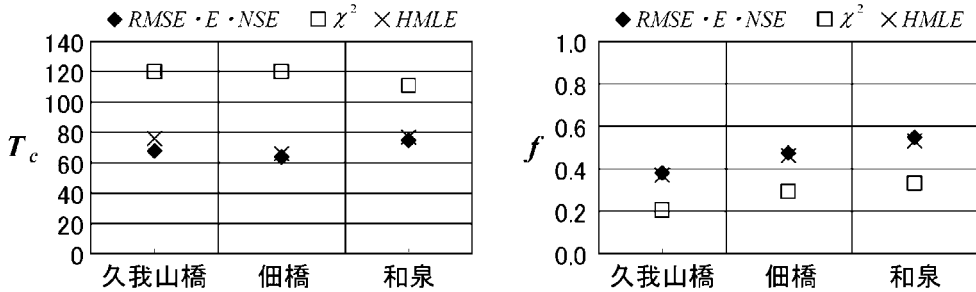


図-3 同定パラメータ (合成合理式)
Fig.3 Identified parameters (sequential rational method).

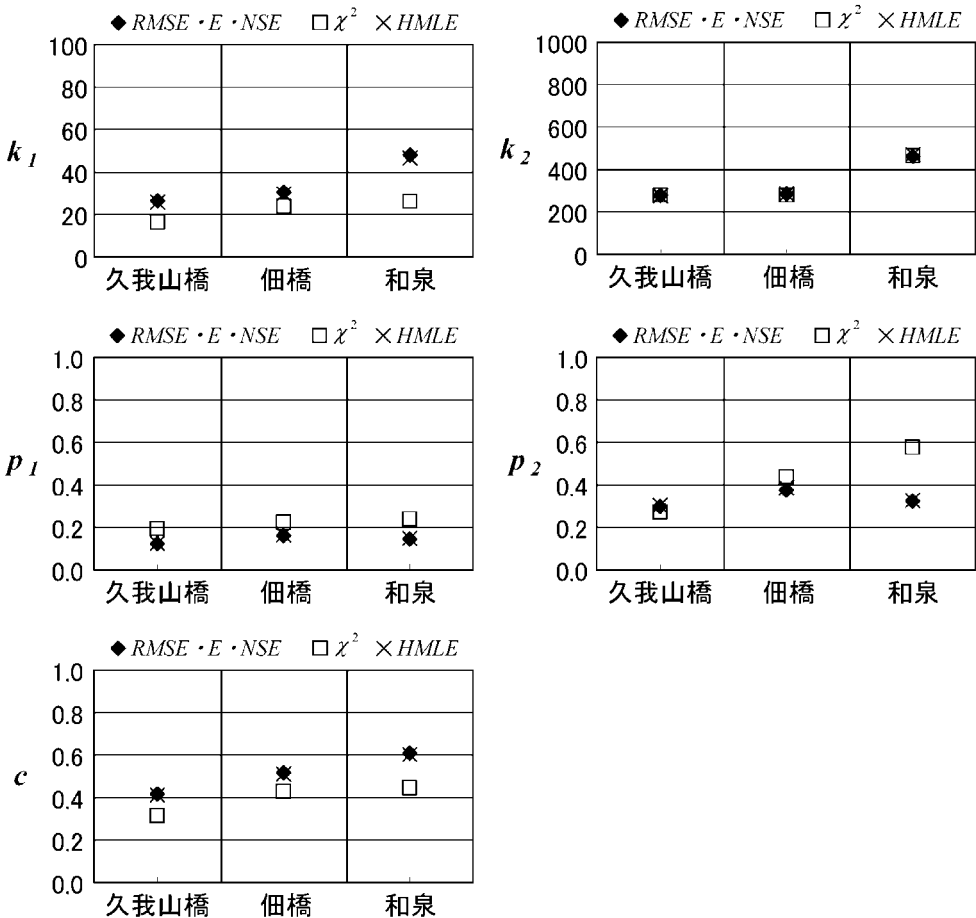


図-4 同定パラメータ (星らの貯留関数モデル)
Fig.4 Identified parameters (Hoshi's storage function model).

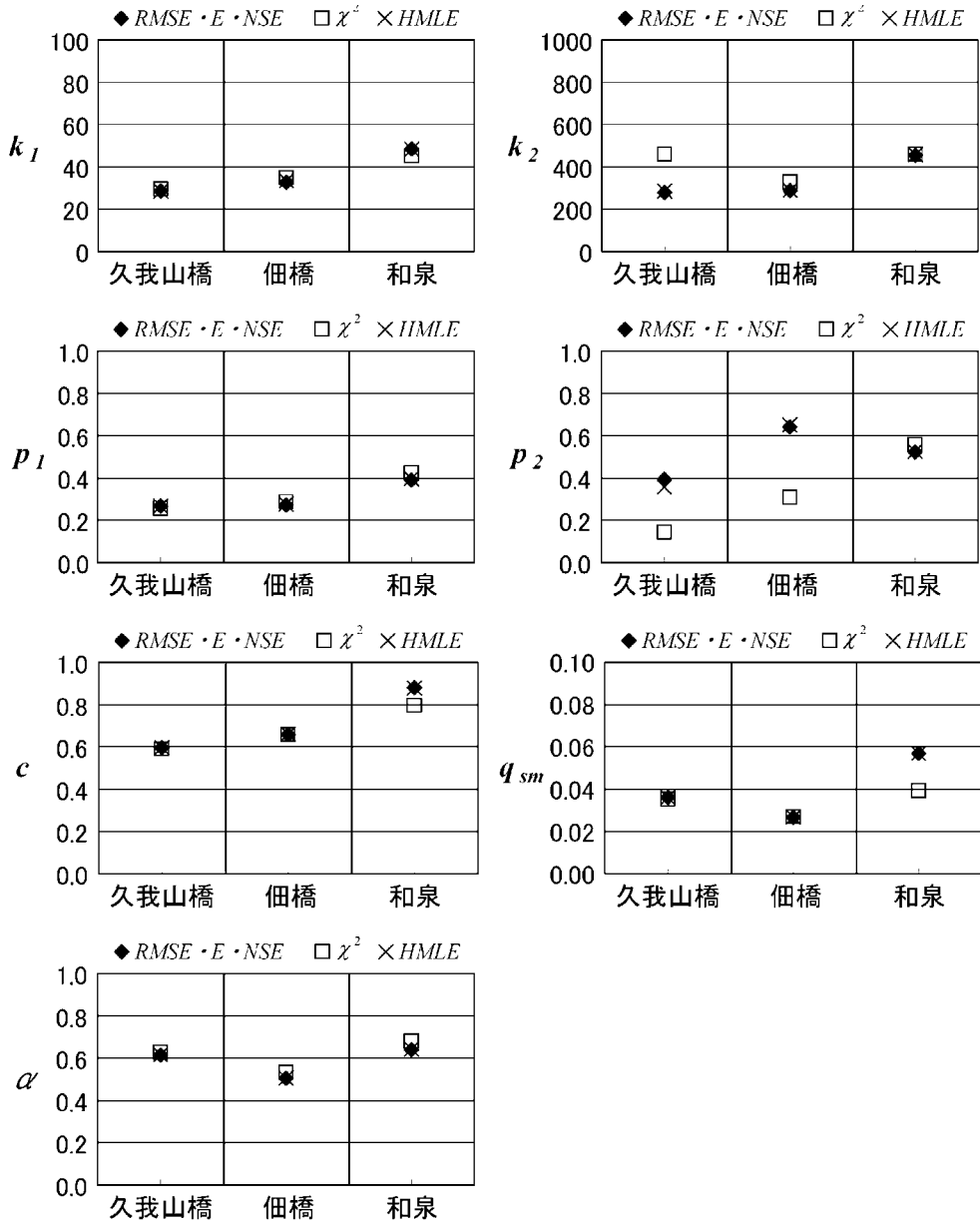


図-5 同定パラメータ (都市洪水貯留関数モデル)

Fig.5 Identified parameters (Storage function model for urban flood).

ルに拘らずほぼ同じ同定値が得られている。これは元々誤差評価関数RMSE, E, NSEに対する同定パラメータ値が同じことに加えHMLEに対する同定値もほぼ同じ値が同定されたことを示している。これは、式(13)のHMLEの重みを計算する関係式 $w_i = f_i^{2(\lambda-1)}$ に含まれるパラメータ λ を例えば1とした場合、HMLEは式(9)のEから定数であるピー

ク流出高 q_{op} の項を除いたものになり、この場合HMLEの最小化はEの最小化(すなわちRMSEの最小化及びNSEの最大化)と等価となるからである。事実3流域における3種類のモデルの λ の同定値は約0.95となっており、これは対象洪水データにおける異分散性が小さいことを意味している。

合成合理式においては誤差評価関数の違いがハイ

ドログラフの形状に及ぼす影響が顕著であり、誤差評価関数を χ^2 とした場合、流出高が小さい期間の再現性は優れているものの流出高のピークは全く再現できていない(図-6(b))。一方、 χ^2 以外の誤差評価関数の場合、ピークの再現性はある程度改善されるものの流出高が小さい期間の再現性はかなり悪くなっている(図-6(a), (c))。この理由として、合成合理式は元々パラメータの数が2個と少なく、そして合理式が元来ピーク流量のみを算出するものであ

ることに起因している。なお、合成合理式の再現性を確保するには谷岡ら(2003)のように流域を細かく分割するなどの工夫が必要となる。

星らの貯留関数モデルにおいても合成合理式ほど顕著ではないものの同様の傾向がみられる。これは元々、星らの貯留関数モデルが北海道の都市化されていない大・中河川を対象として開発されたモデルであり、対象流域のように合流式下水道による流出が顕著な都市中小河川を対象としたものではないこ

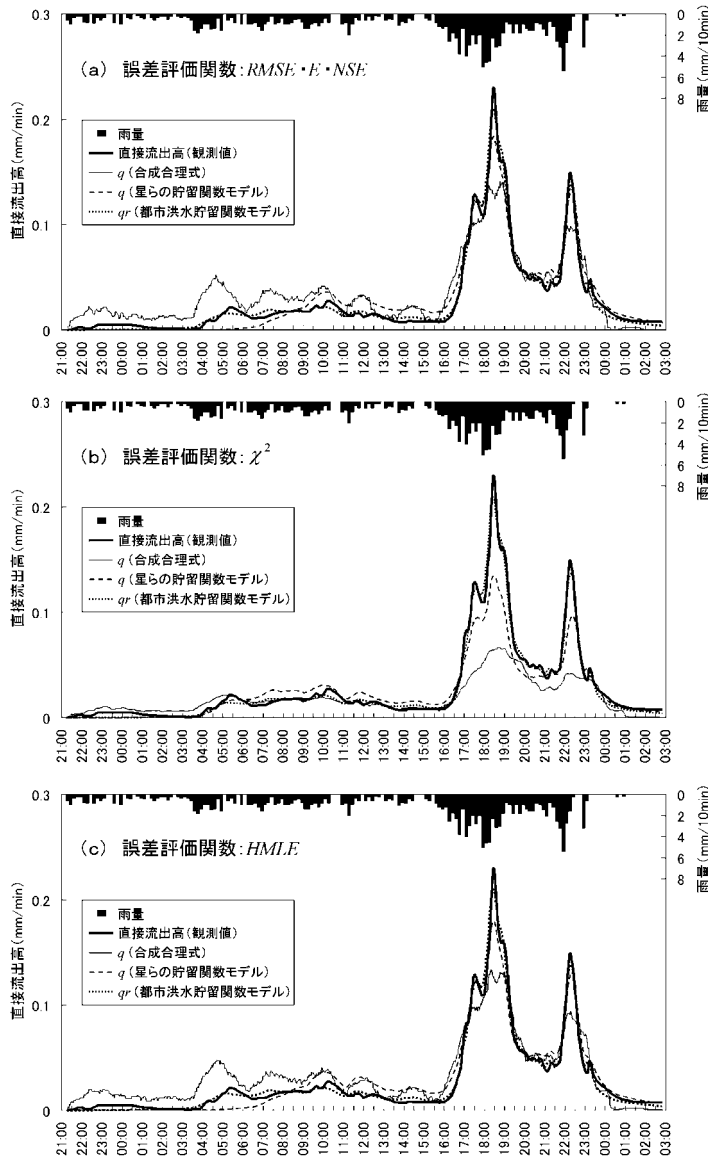


図-6 久我山橋における誤差評価関数別ハイドログラフ (a) $RMSE; E; NSE$, (b) χ^2 , (c) $HMLE$

Fig.6 Calculated hydrographs at Kugayamabashi for different objective functions (a) $RMSE; E; NSE$, (b) χ^2 and (c) $HMLE$.

とに起因しており、5つのモデルパラメータではハイドログラフの再現性に限界があるものと考えられる。

都市洪水貯留関数モデルでは誤差評価関数に拘らず、図-6(a),(c)にみられるように流出高が小さい期間及びピークを含む全期間について再現性が非常に高くなっている。なお、誤差評価関数 $RMSE \cdot E \cdot NSE$ (図-6(a))及び $HMLE$ (図-6(c))のハイドログラフはモデルに拘らずほぼ同じ形状となっているが、これは図-3~図-5に示したように同定されたパラメータがほぼ同じ値であることに起因している。また、都市洪水貯留関数モデルによるハイドログラフは図-7に示されるように他の2流域に対して同様に誤差評価関数による違いはほとんど表れていない。

ここで、都市洪水貯留関数モデルと星らの貯留関数モデルのパラメータ同定値を比較検討してみる。図-4、図-5より特に流出率 c の同定値が大きく異なっている。3流域について $RMSE$ によって同定された c の値は都市洪水貯留関数モデルでは0.60~0.88(図-5)であり、星らの貯留関数モデルの0.42~0.61

(図-4)と比べて0.2程度大きくなっている。流出率 c は、総降水量に対して、蒸発散や長期・中間流出する量を除いて直接流出する総流出量の割合を示している。神田川流域の市街化率は既に95%を超え、さらに東京都都市整備局の平成16年土地利用現況データを分析すると、明らかに不浸透域であると考えられる建物、道路、鉄道(軌道、施設等)、水面の割合は3流域において46~47%であり、浸透域が多くを占めると考えられる公園・運動場、未利用地、畑、樹園地、森林の割合は3流域において約13%となっている。このことから流域に占める不浸透域の割合は46~87%の範囲にあると推定される。流出率 c は浸透域からの直接流出量を含むので、流域に占める不浸透域の割合を直接示すものではないが、都市化が進んだ流域では直接流出成分の多くを不浸透域への降雨からの流出が占めることから、流出率 c は不浸透域の割合より若干大きくなる程度と考えられる。これより、都市洪水貯留関数モデルによる c の同定値0.60~0.88は妥当な値であると考えられる。また、星

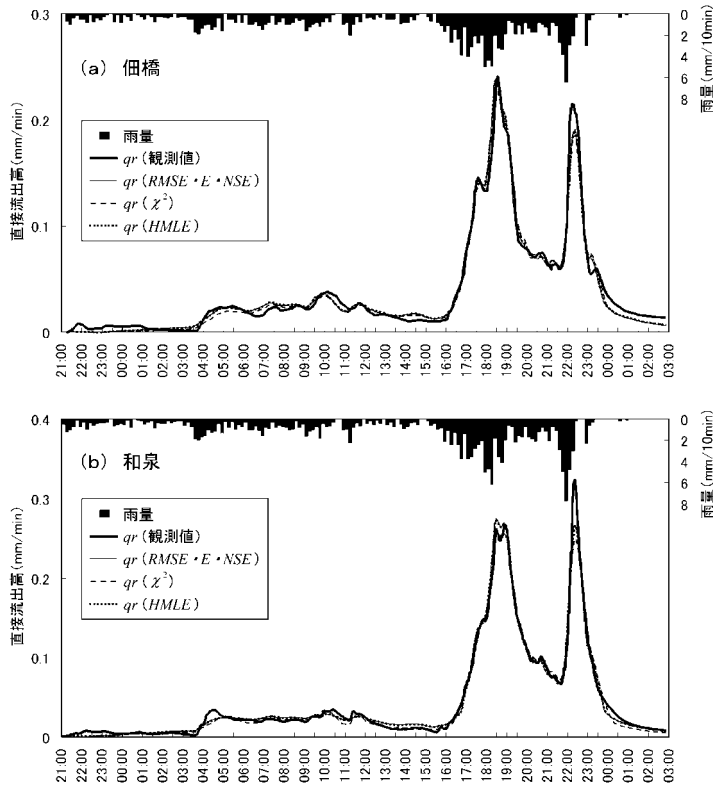


図-7 都市洪水貯留関数モデルによるハイドログラフ (a) 佃橋, (b) 和泉

Fig.7 Calculated hydrographs by storage function model for urban flood at (a) Tsukudabashi and (b) Izumi.

らの貯留関数モデルによる例えば久我山橋における c の同定値0.42は不浸透域の割合よりも小さく、 c の値を過小に評価していると考えられる。星らの貯留関数モデルによるパラメータ p_1 、 p_2 の同定値は都市洪水貯留関数モデルより小さな値となっているが、これは c を過小評価した分これらのパラメータで調整しているものと推定される。

表-3に示す3流域における同定パラメータによる誤差評価関数値は合成合理式、星らの貯留関数モデル、都市洪水貯留関数モデルとパラメータの数が多くなるにつれ格段に評価値が改善しておりパラメータ同定が適切に行われたと推測される。一般にパラメータの数が多くなるほど再現性の向上が期待できるが、モデルの構造や同定されるパラメータの値によってはあまり再現性が向上しない場合もある。今回、都市洪水貯留関数モデルではNSE (Nash-Sutcliffe 指標) の値が3流域で0.98~0.99と極めて1に近い値となっており、合流式下水道の特性を考慮したことにより再現性が大幅に改善されている。

表-3 同定パラメータによる誤差評価関数の値
Table 3 Values of five objective functions by SCE-UA method.

流域	誤差評価関数	合成合理式	星らの貯留関数モデル	都市洪水貯留関数モデル
久我山橋	RMSE	0.018	0.010	0.005
	E	0.0059	0.0019	0.0004
	NSE	0.81	0.94	0.99
	KAI2	0.010	0.003	0.001
	HMLE	0.00029	0.00009	0.00002
佃橋	RMSE	0.020	0.011	0.007
	E	0.0068	0.0019	0.0008
	NSE	0.84	0.96	0.98
	KAI2	0.012	0.004	0.002
	HMLE	0.00037	0.00010	0.00004
和泉	RMSE	0.025	0.014	0.007
	E	0.0062	0.0019	0.0005
	NSE	0.84	0.95	0.99
	KAI2	0.013	0.006	0.001
	HMLE	0.00059	0.00019	0.00004

2. ピーク流出高比及び総流出高比

河川溢水を予測する場合にはピーク流出高の再現性が重要であるが、地下調節池による洪水調節においては調節池容量の範囲内で取水する必要から総流出高についても重要となる。ピーク流出高の観測値は久我山橋0.231 mm/min、佃橋0.242 mm/min、和泉

0.324 mm/minであり、総流出高の観測値は久我山橋50.6 mm、佃橋68.5 mm、和泉80.3 mmとなっている。ここでは式(14)で示したピーク流出高比 R_p 及び式(15)に示した総流出高比 R_T について各モデルの比較検討を行う。

$$R_p = q_{cp} / q_{op} \tag{14}$$

$$R_T = \frac{\sum_{i=1}^N q_{ci}}{\sum_{i=1}^N q_{oi}} \tag{15}$$

ここに、 q_{op} : ピーク流出高 (観測値) (mm/min), q_{cp} : ピーク流出高 (計算値) (mm/min), q_o : 河川流出高 (観測値) (mm/min), q_c : 河川流出高 (計算値) (mm/min)。

3つのモデルにより3流域3誤差評価関数に対して合計27ケースの流出計算を行いその R_p と R_T を算出して示したものが図-8である。図において R_p が1に近いほどピーク流出高を良好に再現するモデルであり、 R_T が1に近いほど総流出高を良好に再現するモデルである。まず、合成合理式の9ケースについてみると、誤差評価関数では R_p が0.29~0.40、 R_T が0.65~0.71となっており R_p と R_T の両方を大幅に過小評価していることがわかる。一方、 \square 以外の誤差評価関数では R_p が0.58~0.75と改善されるものの R_T は1.10~1.20と逆に過大評価となっている。星らの貯留関数モデルによる9ケースの場合 R_p 、 R_T 共に合成合理式と比べ1に近づくものの全体的に合成合理式

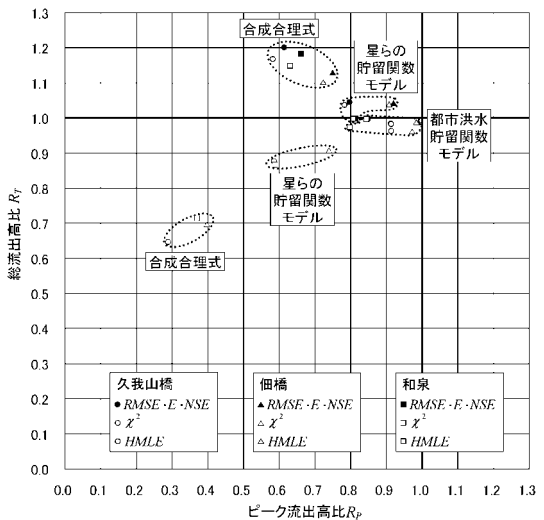


図-8 ピーク流出高比と総流出高比
Fig.8 Relationship between the peak discharge ratio and the total discharge ratio.

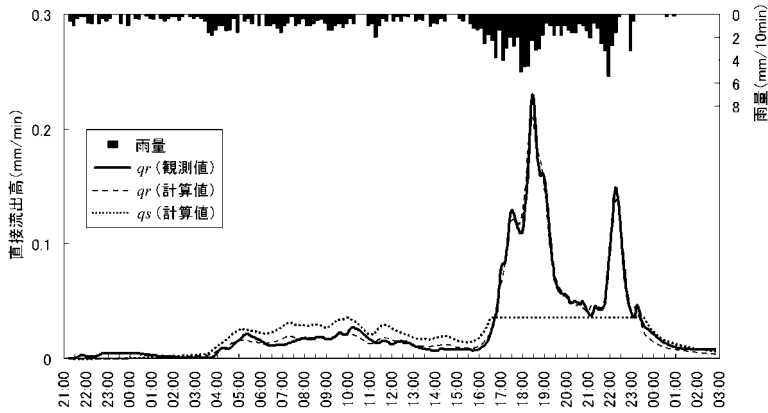


図-9 都市洪水貯留関数モデルによる直接流出高成分 q_r 及び q_s

Fig.9 Direct runoff components q_r , q_s by the storage function model for urban flood.

と同様の傾向がみられる。これらに対し都市洪水貯留関数モデルの9ケースは流域によりややばらつきがみられるものの、誤差評価関数に拘らず R_p , R_T はほぼ同じ値でかつ共に1に近い値となっている。特に R_T は9ケースに対して0.96~1.00であり総流出高の観測値を極めて良好に再現している。また R_p についても流域間のばらつきがややあるものの0.80~0.99であり他のモデルと比べ良好に観測値を再現している。このように都市洪水貯留関数モデルはピーク流出高と総流出高の両方を極めて良好に再現している。また、異なる誤差評価関数を用いた場合でもそれらの変化が小さいという特長を有している。

3. 合流式下水道の流出特性

久我山橋流域を対象に都市洪水貯留関数モデルによる合流式下水道の流出特性について検討する。なお、都市洪水貯留関数モデルはいずれの誤差評価関数を用いた場合においても得られるハイドログラフに大きな違いがないことからRMSEによって同定されたパラメータ値を用いて検討する。

久我山橋流域外に排出する下水道についてみると、図-1に示す井の頭ポンプ場に接続する管は内径700 mm勾配2.4‰の円形管であり、また、久我山橋流域界の井の頭上幹線は内径1400 mm勾配1.0‰の円形管となっている。これら2つの流域外に排出する下水道の流下能力を粗度係数0.013としてマンニング式により計算(田中, 2001; 東京都下水道局建設部設計調整課, 2005)すると、井の頭ポンプ場に接続する下水管の流下能力は0.45 m³/sとなり井の頭上幹線のそれは1.86 m³/sとなる。すなわち、合計

2.31 m³/sが流域外に排出する下水道の概略の流下能力であると推定される。ここで、東京都下水道局事業概要(東京都下水道局, 2007)に示されている下水処理場の計画汚水量をもとに雨水以外の流量を算定してみよう。流域内の三鷹市及び武蔵野市の合計面積2.2 km²に森ヶ崎水再生センターの1 km²当たりの計画汚水量0.101 m³/sを乗じると0.22 m³/sとなり、流域内の杉並区の面積1.2 km²に新河岸水再生センターの1 km²当たりの計画汚水量0.124 m³/sを乗じると0.15 m³/sとなることから、合計0.37 m³/sが下水道により流域外に排出される雨水以外の水量であると推定される。よって、下水道の概略の流下能力2.31 m³/sから雨水以外の水量0.37 m³/sを減じた1.94 m³/sが下水道によって流域外に排出する概略の最大雨水量となる。一方、図-2に示した q_{sm} の値は合流式下水道によって流域外へ排出される雨水の最大量を表し、図-5の同定値0.036 mm/minは流量に換算すると2.0 m³/sとなり、実際の下水道による雨水排出量に近い値であると考えられる。

次に、都市洪水貯留関数モデルにより得られた q_s (合流式下水道により流域外へ排出される直接流出成分)と q_r (河川へ流出する直接流出成分)の時間変化を図-9に示す。流出量が少ない時には q_s が q_r より大きくなっており降雨流出における下水道の影響が大きなものとなっている。解析対象とした洪水においては総雨量159 mmに対して q_r の合計は50 mm、 q_s の合計は37 mmであることから、降雨量の55%((50 mm + 37 mm)/159 mm)が直接流出高となり、直接流出量の42%は河川に流出せず合流式下水道によって流域外に排出されたものと推定される。

Ⅶ. むすび

流域の市街化が進行した都市中小河川における水防活動や調節池堰高操作を支援する実時間洪水予測に適した集中型概念モデルの精度向上に向けて、多くの大都市で採用されている合流式下水道を考慮するため、直接流出を河川へ流出する成分と合流式下水道により流域外へ排出される成分に分け、この特性を二価関数による貯留関数モデルに組み込むことを提案し、定式化を行うことにより都市洪水貯留関数モデルを構築した。次いで、本モデル、合成合理式、星らの貯留関数モデルを合流式下水道の普及した都市中小河川である神田川上流域の1洪水イベントに適用し、5種類の誤差評価関数を用いてこれらのモデルの適合性及び基礎的特性について検討した結果、構築した都市洪水貯留関数モデルは誤差評価関数に拘らず観測ハイドログラフを良好に再現し、ピーク流出高及び総流出高の双方の精度が従来の集中型概念モデルに比べ格段に向上することが示された。

また、流域内の不浸透面積率を検討した結果、本モデルによる流出率は星らの貯留関数モデルよりも実際の流出率に近い値となっていることが示された。さらに、本モデルにより得られた合流式下水道の最大雨水排出量は、下水道によって流域外に排出される概略の最大雨量と概ね一致することが示され、構築したモデルにより合流式下水道による流域外への流出も推定することが可能と考える。

なお、本論文でのモデルパラメータ値の結果などは、今回適用した1洪水イベントについてのものであり、今後、検証事例を増やし複数の洪水イベントや他流域へ本モデルを適用することにより、都市中小河川の洪水流出現象に対する本モデルの適用性を確認すると共にパラメータの分布特性などを把握していく予定である。

謝辞

本研究を遂行するにあたって科学研究費（一般研究C、代表：河村 明、課題番号：18560562）を受けました。ここに記して深謝申し上げます。

参考文献

天口英雄 (2005) : GISを用いた都市流出解析における地物指向土地利用データモデルの提案, 水工学論文集, 第49巻, pp.199-204.
 天口英雄・河村明・高崎忠勝 (2007) : 地物データGISを用いた新

たな地物指向分布型都市洪水流出解析モデルの提案, 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.206-223.
 馬場仁志・星清・橋本謙秀 (1999) : 損失機構を組み合わせた貯留関数モデルの総合化, 水工学論文集, 第43巻, pp.1085-1090.
 Duan Q, Sorooshian S, Gupta VK. 1992. Effective and Efficient Global Optimization for Conceptual Rainfall-Runoff Models, Water Resources Research, 28-4: 1015-1031.
 日野幹雄・太田猛彦・砂田憲吾・渡辺邦夫 (1989) : 洪水の数値予報 その第一歩, 森北出版, pp.6-13.
 星清・村上泰啓 (1987) : 小流域における総合貯留関数法の開発, 第31回水理講演会論文集, pp.107-112.
 藤原洋一, 田中丸治哉, 畑武志, 多田明夫 (2003) : 流出モデル定数の最適同定における誤差評価関数の選択に関する研究, 農業土木学会論文集 No.225, pp.137-149.
 川池健司・井上和也・戸田圭一・野口正人 (2004) : 低平地河川流域での豪雨による都市氾濫解析, 土木学会論文集No.761/II-67, pp.57-68.
 河村明 (2001) : 貯留関数法を用いたカルマンフィルターによる洪水流出の実時間予測, 水理公式集例題プログラム集CD-ROM版, 土木学会, pp.1.12.1-1.12.26.
 建設省河川砂防技術基準(案)同解説調査編 (1997) : 建設省河川局, 日本河川協会, pp.85-86.
 木下武雄 (1984) : 到達時間流出率による合理式流出係数の検討, 国立防災科学技術センター研究報告, 第33号, pp.1-14.
 国土交通省北海道開発局建設部河川管理課 (2004) : 実時間洪水予測システム理論解説書
 国土交通省河川局治水課 (2005) : 中小河川浸水想定区域図作成の手引き
 Lee G, Tachikawa Y, TAKARA K. 2007. IDENTIFICATION OF MODEL STRUCTURAL STABILITY THROUGH COMPARISON OF HYDROLOGIC MODELS, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.51: 49-54.
 森永陽子, 河村明, 神野健二 (2002) : SCE-UA法による貯留関数モデルの大域的パラメータ同定について, 土木学会西部支部研究発表会講演集, pp.B198-B199.
 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨 (2005) : 流出モデルの不確実性評価手法とそのモデル選択への適用, 土木学会論文集No.789/II-71, pp1-13.
 水文・水資源学会 (1997) : 水文・水資源ハンドブック, 朝倉書店, pp.3.
 田中修司 (2001) : 下水道管渠学, 環境新聞社, pp.29-36.
 田中丸治哉 (1995) : タンクモデル定数の大域的探索, 農業土木学会論文集 No.178, pp.103-112.
 谷岡康・福岡捷二 (2003) : 都市中小河川・下水道の連携した治水計画 台地部既成市街地を対象として, 土木学会論文集No.733/II-63, pp.21-35.
 登坂博行 (2006) : 地圏水循環の数理 流域水循環の解析法, 東京大学出版会, pp.6-13.
 東京都下水道局 (2007) : 事業概要 平成19年度版, pp.13-30.
 東京都下水道局計画部総合計画課 (1994) : 第二世代下水道マスタープラン, pp.40-45.
 東京都下水道局建設部設計調整課 (2005) : 管渠再構築設計の手引き, 東京都下水道サービス株式会社
 東京都建設局河川部防災課 (2004) : 平成16年度東京都水防計画
 東京都建設局河川部計画課 (2002) : 平成11・12年における水害記録
 東京都建設局河川部計画課 (2007) : 平成17年における水害記録
 東京都建設局第三建設事務所 (2004) : 神田川水系の河川事業
 東京都立大学土木工学教室編 (2001) : 都市の技術, 技報堂出版, pp.30-41.

Yapo PO, Gupta HV, Sorooshian S. 1998. Multi-objective global optimization for hydrologic models, *Journal of Hydrology* 204: 83-97.
財団法人北海道河川防災研究センター・研究所 (2006) : 実践流出

解析ゼミ
財団法人国土技術研究センター(2004) : 中小河川における堤防点検・対策の手引き(案)
(受付 : 2007年9月18日, 受理 : 2008年2月8日)

Development of the Storage Function Model for Urban Flood Considering the Outflow through Combined Sewer System

Tadakatsu TAKASAKI¹⁾ Akira KAWAMURA²⁾ Hideo AMAGUCHI²⁾

¹⁾ Civil Engineering Center, Tokyo Metropolitan Government
(1-9-15 Shinsuna, Koto-ku, Tokyo 136-0075, Japan)

²⁾ Department of Civil and Environmental Engineering, Tokyo Metropolitan University
(1-1 Minami-Osawa, Hachioji, Tokyo 192-0397, Japan)

The storage function model developed by Hoshi et al. has been widely used for the rainfall-runoff analysis due to the ease of expressing the nonlinear relationship of rainfall-runoff events with simple equations and its ability to provide relatively easy computation. Many case studies of the model are reported for larger and mountainous river catchments in Hokkaido. On the other hand, the rainfall-runoff process of urbanized small river catchments is quite different from such mountainous catchments, because the water retention capacity of the land has drastically declined due to the increased amount of impervious surface areas and the extension of sewage system.

In this study, new storage function model for urban flood, which considers outflow characteristics of the combined sewer system, is developed. The developed storage function model and other two conventional runoff models, i.e. sequential rational method and Hoshi's storage function model, are applied to the upper river catchment of the Kanda River in Tokyo, which is the typical urbanized area prone to urban floods. The results show that the developed model is able to reproduce the observed hydrograph very well for five objective functions with accurate peak discharge and the total amount of discharge, whereas the performance of other two models are not good enough. In addition, the validity of outflow characteristics through combined sewer system estimated by the developed model is evaluated.

Key words : urban runoff, storage function model, combined sewer system, small river, one-minute data