

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

高崎 忠勝¹・河村 明²・天口 英雄³・荒木 千博⁴

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

E-mail:takasaki@doboku.metro.tokyo.jp

²正会員 首都大学東京教授 都市基盤環境工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

³正会員 首都大学東京助教 都市基盤環境工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

⁴正会員 株式会社建設技術研究所 東京本社水システム部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町3-21-1)

本論文は、高度に市街化が進行した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、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、また全流出成分を概念的に組み込むことで有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要となる新たな都市貯留関数モデルを提案したものである。本提案モデルを、東京都の代表的都市中小河川である神田川上流域を対象に、近年観測された豪雨9イベントに適用し、観測ハイドログラフに対する再現性を検証した。その結果、従来の貯留関数モデルと比べパラメータ数は2つ多くなるものの、流出ハイドログラフの予測精度が格段に向上し、ピーク流量や総流出量を的確に捉えられること、他降雨イベントに対するパラメータの安定性や適応性が向上することを確認した。

Key Words : urban runoff, storage function model, combined sewer system, total runoff components, storm rainfall

1. はじめに

都市域を流れる中小河川の流域では、土地利用の高度化や資産の集中により水害時の被害は甚大なものとなっている。例えば、東京を代表する都市中小河川である神田川では、毎年のように流域内で浸水被害が発生しており¹⁾、特に、1時間に131mmの雨量を記録した1999年7月21日の降雨では地下室への浸水により1名が死亡し²⁾、1時間に112mmの雨量を記録した2005年9月4日の降雨では3500棟を越える浸水被害が発生した³⁾。都市域では既に建物が河川沿いに立ち並んでおり河川改修には用地取得の問題から長期間を要するため、水害被害をより小さく抑えるためには適切な水防活動や避難活動が重要となる。神田川では水害被害の早期軽減を図るために地下調節池が造られているが、この地下調節池では取水部の堰高を操作することが可能⁴⁾となっており、この最適操作の実現には河川流量の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。また、2001

年の水防法改正により国管理河川のみで行われていた洪水予報が都道府県管理河川でも実施されることとなり、都市中小河川における洪水予測の重要性は以前より格段に増している。

洪水流出モデルとしての集中型概念モデル⁵⁾は、分布型物理モデル^{6),7)}のように流域の改変による流出特性の変化を詳細に評価することは困難であるが、一般的にモデルパラメータ数は少なく、雨量と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、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する情報量が少なく、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長を備えている^{8),9)}。

集中型概念モデルの一つである合理式は、多くの中小河川および下水道の計画に用いられているが、本来、ピーク流量のみを算出するものである。そこで、合理式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る合成合理式として適用される^{10),11)}。合成合理式は降雨と流出の関係を線形で表しており、ハイドログラフを良好に再現

するためには流域を細かく分割する必要がある¹²⁾。著者らは分割した小流域に対する適用結果より、合成合理式は後述する貯留関数モデルに比べピーク流出高や総流出高の誤差が大きく、観測ハイドログラフの再現性が低いことを示している⁸⁾。佐山ら¹³⁾は山地流域を対象に、流出モデルとして流域を分割することなくピーク流量を精度良く算出可能な面積規模について検討した結果、100km²以下の流域面積であれば降雨を空間一様とみなしても流出量の再現精度にあまり影響がないことを示している。

貯留関数モデルは、もともと木村によって提案され⁵⁾、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、また、計算を簡便かつ迅速に行うことができる特長を有しており¹⁴⁾、現在でも多くの一級水系の計画等に用いられている¹⁵⁾。Prasad¹⁶⁾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、木村の貯留関数モデルで導入されている遅滞時間を用いない貯留関数モデルを示した。Prasadの貯留関数モデルにおける非定常項にかかる係数は流量に依存する¹⁷⁾ことから、これを改善するために星・山岡¹⁸⁾はPrasadの貯留関数モデルに係数を追加してモデルパラメータが流量に依存しないモデルを提案した。そしてこれがKinematic wave法の解と等価なモデルであることを示し¹⁸⁾、北海道の山地河川においてその有用性を検証している^{19), 20)}。さらに、星ら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山地流域における洪水予測計算も実用化されている^{21), 22)}。

以上の貯留関数モデルは、河川に流出する全流出量(観測流量)のうち直接流出量を対象としており、実際の流出解析に適用する場合、有効雨量の算定が必要となる。このため、流出計算の前処理として全体ハイドログラフから直接流出量を分離する操作を行った後、例えば、全降雨量に対する比率(流出率)を算定し、有効雨量を求めている。この場合、直接流出量の分離手法^{23), 24)}として確定的なものではなく、分離作業において主観的な要素が入りやすいので算定される直接流出量も異なったものとなる。その結果、モデルパラメータの同定結果が大きく変化することもあり、流出計算の安定性・信頼性を損なう原因ともなっている¹⁴⁾。

このような直接流出を対象とする洪水流出モデルの問題点を解消するため、馬場らは観測雨量と観測流量を直接用いる貯留関数モデルを開発した^{14), 25)}。このモデルでは星らの貯留関数モデル¹⁸⁾に浸透等の損失メカニズムを組み込み、直接流出成分だけではなく全流出成分を対象とすることで、有効雨量の算出や流出成分の分離作業を不要としている。そして、

このモデルを北海道の山地河川を対象に適用して、観測流量の再現性を評価し、その特性について考察を加えている¹⁴⁾。

一方、都市流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、また、下水道の普及がすすんでおり、都市流域の流出特性は山地流域のそれとは大きく異なっている。このため馬場らの貯留関数モデルをそのまま適用しても洪水到達時間の短い都市中小河川のハイドログラフを良好に再現することは困難であると考えられる。著者らは、直接流出量のみを対象とした場合については、既に参考文献8)において、合流式下水道の流出特性を考慮した貯留関数モデルを構築し、典型的な一洪水に対し、その妥当性を評価した。その結果、合流式下水道の流出特性を考慮した貯留関数モデルは星らの貯留関数モデル¹⁸⁾に比べ、ハイドログラフの再現性が向上し、ピーク流出高及び総流出高の双方を精度良く算定することができることを示し、都市流域においては都市特有の流出特性を考慮することが重要であることを指摘した⁸⁾。しかし、直接流出量のみを対象としたモデルでは、前述したように流出成分分離問題が内在しており、モデルパラメータの安定性・信頼性を損なう等、特に実時間流出予測において大きな障害となっている。そこで都市流域特有の流出機構を考慮し、観測雨量と観測流量を直接用いることで有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要となる貯留関数モデルを構築することが切望されている。都市流域における豪雨時の河川観測流量の成分としては直接流出量の他にその量は大きくはないと考えられるものの降雨由来の地下水流出、流域外からの地下水流入、そして都市流域特有の流入成分(下水処理場からの放流水、水道管からの漏水、環境用水の導水、樹木や芝生等への灌水等)が考えられる。しかし、以上のような都市流域特有の流出機構を直接表現した貯留関数モデルはこれまでに提案されていない。

以上の背景の下、本論文では、流出計算を行うための前処理としての有効雨量の算定やハイドログラフの流出成分の分離作業を必要とせず、観測雨量と観測流量を直接用い、都市流域の流出機構を考慮して都市の全流出成分を概念的に組み込んだ二価の貯留関数モデルを提案している。すなわち、まず、都市流域の総貯留高に関係する流入成分の概念図を提示し、これを具体的に貯留関数モデルとして定式化する。直接流出量のみを対象としたモデルでは考慮する必要がなかった伏流水、流域外への地下水流出、深層への浸透等の現象について損失孔高を導入したモデル化を行い、さらに合流式下水道の流出特

性についても降雨直前の河川流出量を考慮した上で雨水が下水道により流域外へ排出される効果をモデル化している。次いで、本提案モデル（以下、都市貯留関数モデルと記す）を流域全体が市街化し都市型洪水氾濫被害が頻発している神田川上流域に適用し、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、流域面積が異なる2地点を対象に、観測雨量や観測流量をそのまま扱うことができる貯留関数モデルである馬場らの貯留関数モデルと提案する都市貯留関数モデルを、近年観測された豪雨観測データ（トップ10豪雨イベントを抽出）に適用する。そして、3種類の誤差評価関数に対して、大域的探索法であるSCE-UA法²⁶⁾を用いてパラメータ同定を行い、同定パラメータの分布について検討すると共に、観測ハイドログラフに対する再現性を評価する。さらに、計算イベント以外のデータに対する同定パラメータを用いて他の洪水イベントへの適用性についても検証を行っている。

2. 洪水流出モデル

(1) 馬場らによる損失項を導入した貯留関数モデル²⁵⁾

観測雨量と観測流量を直接取り扱う馬場らによる損失項を導入した二価関数の貯留関数モデル（以下、馬場らの貯留関数モデルと記す）は式(1)～(4)で表される。

$$s = k_1 q^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt}(q^{p_2}) \quad (1)$$

$$\frac{ds}{dt} = r - q - b + q_o \quad (2)$$

$$b = k_3 q \quad (3)$$

$$q_o = q_B \exp(-\lambda t) \quad (4)$$

ここに、 s ：貯留高(mm)、 r ：観測雨量(mm)、 q ：観測流出高(mm/min)、 b ：損失高(mm)、 q_o ：基底流出高(mm/min)、 q_B ：初期流出高(mm/min)、 t ：時間(min)、 k_1, k_2, k_3, p_1, p_2 ：モデルパラメータ、 λ ：減衰係数。

式(1)～(4)で表される馬場らの貯留関数モデルにおいて同定すべき未知パラメータは、 k_1, k_2, k_3, p_1, p_2 の5個である。パラメータの値が決定されれば種々の数値解法を用いて q を算定することができる。解法の詳細については文献(22), (27)を参照されたい。

ここで、馬場らの貯留関数モデルを合流式下水道が普及している流域に適用する場合、式(3)で表される損失高 b には、蒸発散や浸透等に限らず降雨流出過程における全ての損失を表しているため、損失高 b には合流式下水道によって流域外に排出される雨水も含まれることとなる。また、式(4)で表される基底

流出高 q_o は当初のモデル¹⁴⁾には組み込まれていなかったが、流域内の湿潤状態を考慮するために導入され、解析期間中の総流出高が総降雨量を上回る際に計算不可能とならないように工夫がなされている²⁵⁾。

(2) 提案する都市貯留関数モデル

都市流域において、事前の有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要となる貯留関数モデルを構築するためには、まず、都市流域の流出機構を考慮した流域の総貯留高に関係する流入出成分を考える必要がある。流域内へ入ってくる成分としては降水の他に、都市特有の流入成分として下水処理場からの放流水、水道管からの漏水、環境用水等の導水、灌水等が挙げられ、また他流域からの地下水流入も考えられる。都市特有の流入成分について考察すると、下水処理場からの放流水が流入する区間では河川流量に占める下水処理水の割合は大きなものとなる²⁸⁾。水道管からの漏水は近年、その量が少なくなっている²⁹⁾ものの都市域の地下水涵養に大きく影響している³⁰⁾。また、多くの都市河川では河川水量の確保や水質改善のため、他の河川水、下水処理水、余剰地下水、深層地下水等が環境用水として導水されている^{31), 32)}。さらに、公園や畑等では灌水が行われている。

一方、流域外へ出ていく成分としては河川表流水、下水道による流域外への雨水排出、地下水に関連した損失とみなされる流出（伏流水、流域外への地下水流出、深層への浸透等）、河川や地下水からの取水、蒸発散等が考えられる。分流式下水道が普及している地域では下水道に流入した雨水は全て河川に放流されるが、合流式下水道が普及している地域で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ととなる。このため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、下水道による流域外への雨水排出も流域からの流出として考える必要がある。合流式下水道が整備された都市の割合は、1999年度において全国で192都市存在し、この区域の人口は日本の総人口の約30%を占める³³⁾。なお、分流式下水道が普及している場合には通常、下水道による流域外への雨水排出はないことから、流域からの流出は河川への流出のみを取り扱うこととなる。

以上で述べた流域の総貯留高 s (min)の流入出概念図を図-1に示す。すなわち流域内に入ってくる成分としては、降水量 R (mm/min)および降水量以外の流入成分 I (都市特有の流入量・流域外からの地下水流入)(mm/min)である。流域外へ出ていく成分は、河川流出量 Q (mm/min)、合流式下水道による流域外へ

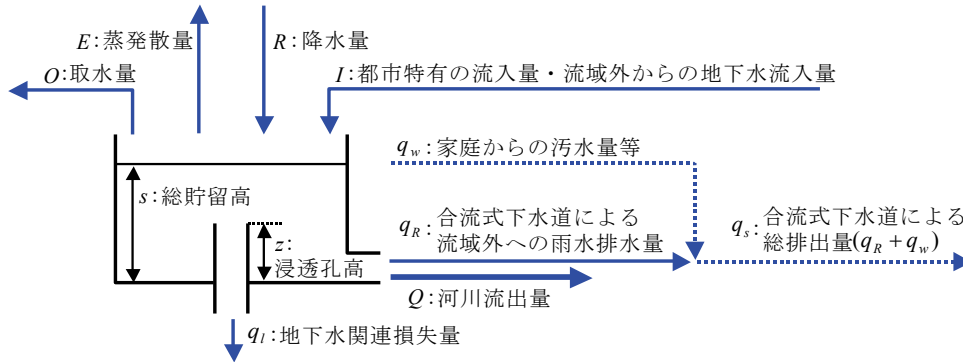


図-1 総貯留高 s の流入出概念図

の雨水排水量 q_R (mm/min), 蒸発散量 E (mm/min), 取水量 O (mm/min), 地下水関連損失量 q_l (伏流水, 流域外への地下水流出, 深層への浸透等) (mm/min) である. なお, 流域の総貯留高 s には直接関係しないが, q_R と家庭からの汚水量等 q_w を合わせた q_s が合流式下水道により流域外に排出される水量となる. さらに, ここでは降雨終了後の河川流出量の遞減部を良好に再現するため, 浸透を取り扱う SMPT モデル³⁴⁾ を参考に地下水関連損失量の浸透孔高 z (mm) を導入した. 図-1においては, 対象流域内に下水処理場が含まれない場合を想定しているが, 下水処理場が含まれる場合には, 流域外からの流入量を考慮したり, 汚水処理水を都市特有の流入量とみなしたりする等の工夫が必要となる.

以上より本論文では, 図-1に示した都市流域の総貯留高 s の関係を二価関数の貯留関数モデルとして以下のように提案する. すなわち, 流域からの流出量 (河川流出量 Q と合流式下水道による流域外への雨水排水量 q_R の合計) と総貯留高 s の関係を式(5)で, また, その連続の式を式(6)で表す.

$$s = k_1(Q + q_R)^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt} \{(Q + q_R)^{p_2}\} \quad (5)$$

$$\frac{ds}{dt} = R + I - E - O - Q - q_R - q_l \quad (6)$$

ここに, t : 時間(min), k_1, k_2, p_1, p_2 : モデルパラメータ.

また, 伏流水や地下水等として流域外へ出ていく水量は流域の総貯留高との関係が大きいと考えられることから, 地下水関連損失量 q_l は総貯留高 s と浸透孔高 z の差に比例すると考え次式で表す. ただし, s が z より小さい場合は, q_l は 0 となる.

$$q_l = \begin{cases} k_3(s - z) & (s \geq z) \\ 0 & (s < z) \end{cases} \quad (7)$$

ここに, k_3 : モデルパラメータ.

ここで, 次式の変数変換を行い,

$$x_1 = (Q + q_R)^{p_2} \quad (8)$$

$$x_2 = \frac{d}{dt} \{(Q + q_R)^{p_2}\} \quad (9)$$

これらを式(5)に代入し, t で微分すると次式が得られる.

$$\frac{ds}{dt} = k_1 \frac{p_1}{p_2} x_1^{(p_1/p_2 - 1)} x_2 + k_2 \frac{d}{dt} x_2 \quad (10)$$

$s \geq z$ のとき, 式(7)の s に式(5)を代入し, 式(8), (9) の関係を用いると q_l は次式となる.

$$q_l = k_1 k_3 x_1^{(p_1/p_2)} + k_2 k_3 x_2 - k_3 z \quad (11)$$

式(6)に式(11)を代入し, 式(8), (9) の関係を用いると次式となる.

$$\frac{ds}{dt} = R + I - E - O - x_1^{(1/p_2)} - k_1 k_3 x_1^{(p_1/p_2)} - k_2 k_3 x_2 + k_3 z \quad (12)$$

そして, 式(10), 式(12)より, x_2 に関する一階の常微分方程式が式(13a)のように得られる. なお, $s < z$ のときは同様の過程により x_2 に関する一階の常微分方程式は式(13b)となる.

$$\begin{cases} \frac{dx_2}{dt} = -(k_1/k_2)(p_1/p_2)x_1^{(p_1/p_2 - 1)}x_2 - (1/k_2)x_1^{(1/p_2)} \\ \quad - (k_1 k_3/k_2)x_1^{(p_1/p_2)} - k_3 x_2 \\ \quad + (1/k_2)(R + I - E - O + k_3 z) \end{cases} \quad (13a)$$

$$\begin{cases} \frac{dx_2}{dt} = -(k_1/k_2)(p_1/p_2)x_1^{(p_1/p_2 - 1)}x_2 - (1/k_2)x_1^{(1/p_2)} \\ \quad + (1/k_2)(R + I - E - O) \end{cases} \quad (13b)$$

また, x_1 に関する一階の常微分方程式は式(8), (9) より次式の関係となるので,

$$\frac{dx_1}{dt} = x_2 \quad (14)$$

式(13)と式(14)の連立常微分方程式を数値的に解くことで, 河川流出量 Q と合流式下水道による流域外への雨水排水量 q_R の合計値を逐次求めることができる. なお, これらの連立常微分方程式の解法については馬場らのモデルと同様に種々の数値解法^{22), 27)} を利用して解くことができるが, 本論文では Runge-Kutta-Gill 法³⁵⁾ を用いて計算を行った.

ここで, 流域からの流出量 $(Q + q_R)$ と合流式下水道

による流域外への雨水排水量 q_R の関係について考える。降雨直前においては下水管を流れる雨水はないため $q_R=0$ であり、流域からの流出量は河川流出量 Q_0 のみである。降雨時においては、下水管内の水量が遮集量（下水処理場へ送られる最大水量）より小さい場合、下水管に流入した雨水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運ばれる。そして、下水管内の水量が遮集量に達した場合、下水管に流入した雨水は合流式下水道により流域外に運ばれると同時に越流堰を溢流して流域内の河川へも放流される。合流式下水道による流域外への雨水排水量は下水道の流下能力によって制約を受けることからその最大雨水排水量 q_{Rmax} を超えることはできない。豪雨時において合流式下水道による流域外への雨水排水量が q_{Rmax} に達した場合、流域からの流出量から q_{Rmax} を差し引いた量が河川流出量 Q となる。なお、 q_{Rmax} に家庭からの汚水量 q_w を合わせた水量 q_s が遮集量に相当し、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³⁶⁾。ここで、本論文では流域からの流出量($Q+q_R$)と q_R の関係を簡単のため図-2のように線形と仮定する。すなわち、降雨直前における河川流出量を初期河川流出量 Q_0 (mm/min)とし、線形関係の傾き α を下水道排出係数と呼ぶことにする。この図-2の関係は次式で表される。

$$q_R = \begin{cases} \alpha(Q+q_R-Q_0) & (\alpha(Q+q_R-Q_0) < q_{Rmax}) \\ q_{Rmax} & (\alpha(Q+q_R-Q_0) \geq q_{Rmax}) \end{cases} \quad (15)$$

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。パラメータの値が決定すれば、式(13)と式(14)を解くことにより流域からの流出量 ($Q+q_R$) の値が算定され、また式(15)より q_R が求まるので、結果として河川流出量 Q を得ることができる。

3. 実流域への適用

(1) 対象流域

図-3に神田川全流域及び本研究で対象とした神田川上流域を示す。神田川流域の市街化率は95%を超えており、地下鉄や地下街等の地下空間利用も進んでいる。流域内人口は160万人を超えており、合流式下水道による下水道整備は普及率100%に達している。

解析対象流域は流域面積7.7km²の向陽橋水位観測地点上流域及びその3.6km上流の久我山橋水位観測地点上流域（流域面積3.4km²）の2流域とした。流域

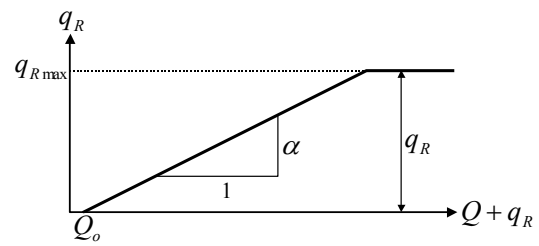


図-2 流域からの流出量と q_R の関係



図-3 対象流域

内は合流式の下水道が整備されており下水道によって流域から排出される雨水は、三鷹市及び武蔵野市においては井の頭ポンプ場から流域外の下処理場に送水され、杉並区においては2つの下水道幹線(井の頭上幹線, 井の頭幹線)によって流域外の下処理場に送水される。

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を1分間隔で観測している東京都建設局による水防災総合情報システム³⁷⁾（以下、水防災システムと記す）のデータを用いた。解析に用いた観測流量は、水位観測地点において流量観測を実施して作成した水位流量曲線から、水防災システムの水位データを用いて算出した。流域平均雨量は対象流域周辺に位置する8箇所の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。水防災システムの雨量観測所は久我山橋水位観測所の下流域に多く配置されており、向陽橋流域では久我山橋流域と比べてより正

確に流域平均雨量を把握することができる。

(2) 対象降雨

向陽橋と久我山橋のそれぞれの流域を対象に2003年から2006年の4年間について降雨イベント毎に流域平均雨量の60分最大雨量を計算し、上位10降雨を対象イベントとして抽出した。2つの流域で順位は異なるものの同じ10降雨が抽出された。流域の大きい向陽橋における60分最大雨量の大きい順に対象イベントを並べ、その総雨量及び気象要因とともに表-1に示す。解析期間は降雨開始時から降雨終了360分経過後までとした。表-1の60分最大雨量が最大であるイベント0は対象流域内において河川溢水が生じており河川への流出量が正確に把握できていないため後述するパラメータ同定の対象から外した。

ここで、図-4に対象降雨イベントの60分最大雨量と総雨量および総流出量から算出した流出率の関係をイベント番号とともに示す。この図より60分最大雨量が大きくなるにつれて流出率も増加する傾向が見られ、この傾向は特に向陽橋において顕著である。これらのイベントの内、イベント9は流出率が異常に大きな値となっているため、各雨量観測所の雨量データを確認したところ、60分最大雨量が総雨量と変わらない極めて短時間のイベントであり久我山橋

表-1 対象イベント

イベント番号	年月日	60分最大雨量 (mm)		総雨量 (mm)		気象要因
		向陽橋	久我山橋	向陽橋	久我山橋	
0	2005年 9月 4日～5日	87.2	92.6	211.7	226.8	前線
1	2003年10月13日	53.9	47.2	57.5	52.1	集中豪雨
2	2003年 6月 24日～25日	42.8	44.1	55.5	57.2	前線
3	2004年10月 8日～9日	42.0	35.5	261.1	251.4	台風22号
4	2006年 9月 11日	32.7	32.7	37.9	37.2	前線
5	2006年 7月 15日	31.5	29.9	31.5	30.0	前線
6	2005年 8月 25日～26日	29.6	32.1	122.5	122.5	台風11号
7	2006年 6月 15日～16日	29.1	27.6	94.5	92.6	前線
8	2004年 9月 29日～30日	27.9	25.3	68.5	65.7	台風21号
9	2005年 8月 15日	26.7	28.3	27.0	28.7	集中豪雨

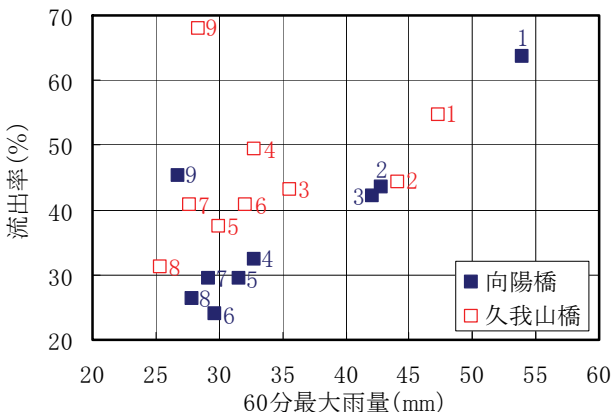


図-4 60分最大雨量と流出率

上流域に特に強い雨をもたらした局所的な集中豪雨であることが分かった。このためティーセン法によって算出された流域平均雨量は著しく過小に算出されているものと判断されたため、イベント9は以降の解析対象から除外し、最終的にイベント0からイベント8までの9イベントを対象に解析を行った。

(3) 設定条件

対象流域における降水量以外の流入成分 I としては上水道の漏水や環境用水の導入が挙げられる。上水道の漏水量は東京都水道局の事業年報²⁹⁾に記されている漏水率と使用水量から約0.0001mm/minであると推定された。環境用水としての導水は玉川上水に送水された下水処理水が向陽橋と久我山橋の間で神田川に流入している。この水量は下水道事業年報³²⁾に示された年間送水量から0.1m³/s程度であると推定され、流入地点より下流に位置する向陽橋への流入量は0.0008mm/minとした。また、神田川の水源である井の頭池では水位維持のために1日あたり約3500m³の地下水を汲み上げて補給しており³⁸⁾、この水量は向陽橋では0.0003mm/min、久我山橋では0.0007mm/minとなる。以上が降水量以外の主な流入成分と考えられることから、 I はこれらの合計量として向陽橋流域では0.0012mm/min、久我山橋流域では0.0008mm/minと設定した。なお、流域外からの地下水流入量は0mm/minとした。次に、対象流域では河川からの取水は行われていないこと、豪雨時においては蒸発散量は極めて小さいことから、取水量 Q および蒸発散量 E はともに0mm/minとした。

前述したように、合流式下水道による流域外への最大雨水排水量 q_{Rmax} は流域外に接続する下水道の流下能力から家庭からの汚水量等を差し引いたものとなる。まず、流域外に接続する下水道の流下能力を Manning式により鉄筋コンクリート管としての粗度係数0.013³⁹⁾を用いて計算すると2流域共に0.04mm/minとなる。次いで、家庭からの汚水量等を下水処理場の計画汚水量をもとに推定すると2流域共に0.007mm/minとなることから、設定した q_{Rmax} は0.04mm/minから0.007mm/minを差し引いた0.033mm/minである。

(4) パラメータ同定

モデルパラメータの同定はSCE-UA法²⁶⁾を用いた。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り、モデルパラメータの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⁴⁰⁾。また、二価の貯留関数

モデルのパラメータ同定について、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法によって精度良く同定が行われたことが報告されている⁴¹⁾。SCE-UA法によるパラメータの探索範囲は表-2に示した通りである。なお、都市貯留関数モデルと馬場らの貯留関数モデルでは損失に関する取り扱いに相違があり、2つのモデルにおけるパラメータ k_3 は実質的に別のパラメータであることから、その探索範囲は大きく異なっている。

本論文では式(16)~(18)に示す3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。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Q_{obs_i} - Q_{cal_i})^2} \quad (16)$$

$$\chi^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{(Q_{obs_i} - Q_{cal_i})^2}{Q_{obs_i}} \quad (17)$$

$$HMLE = \left\{ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N w_i (Q_{obs_i} - Q_{cal_i})^2 \right\} / \left(\prod_{i=1}^N w_i \right)^{\frac{1}{N}} \quad (18)$$

ここに、 Q_{obs} ：観測河川流出量(mm/min)、 Q_{cal} ：計算河川流出量(mm/min) (馬場らの貯留関数モデルでは q 、都市貯留関数モデルでは Q が対応する)、 N ：観測データ数、 w_i ：重み。

式(16)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。なお、近年、モデルの適合性判定にNash-Sutcliffe指標が多く用いられているが $RMSE$ の最小化はNash-Sutcliffe指標の最大化と等価であり、また、建設省河川砂防技術基準(案)同解説調査編⁴²⁾に示されている誤差評価関数 E の最小化も $RMSE$ の最小化と等価である。

式(17)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する誤差評価関数である。

式(18)の $HMLE$ (Heteroscedastic Maximum Likelihood Estimator) (mm²/min²)は、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り、式(18)中の重み w_i は関係式 $w_i = f_i^{2(\mu-1)}$ によって計算される。 μ は未知パラメータでありモデ

表-2 パラメータの探索範囲

パラメータ	馬場らの貯留関数モデル	パラメータ	都市貯留関数モデル
k_1	10 ~ 500	k_1	10 ~ 500
k_2	100 ~ 5000	k_2	100 ~ 5000
k_3	0.1 ~ 5	k_3	0.001 ~ 0.05
p_1	0.1 ~ 1	p_1	0.1 ~ 1
p_2	0.1 ~ 1	p_2	0.1 ~ 1
—	—	z	1 ~ 50
—	—	α	0.1 ~ 1

ルパラメータと同時に同定される。 f_i は流出量の期待値であるが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⁴³⁾、本研究においても観測値を代入して計算を行っている。

馬場らの貯留関数モデルと提案する都市貯留関数モデルについて、2流域の観測データに対して3種類の誤差評価関数を用いて以下の3ケース(A, B, C)を対象にパラメータ同定を行った。ケースAはイベント1~8のそれぞれを対象にしたそのイベント観測データに対するパラメータ同定であり、モデルが有するヒドログラフの再現性を検証することを目的としている。ケースBはイベント1~8の8イベントから当該1イベントを除外した観測データに対するパラメータ同定であり、他のイベントにパラメータを適用した際の再現性を確認することを目的としている。ケースCは全イベントに対するパラメータ同定であり、河川溢水を生じたイベント0の河川流出量を算定することを目的としている。

図-5、図-6に、それぞれ馬場らの貯留関数モデル、都市貯留関数モデルに対するパラメータ同定結果を

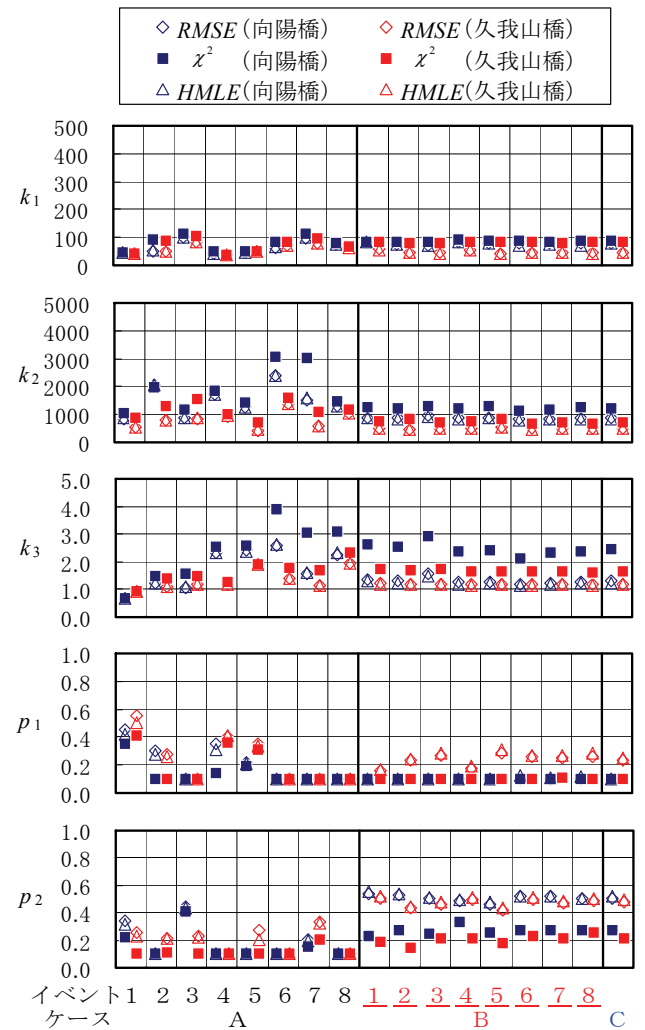


図-5 馬場らの貯留関数モデルのパラメータ同定結果

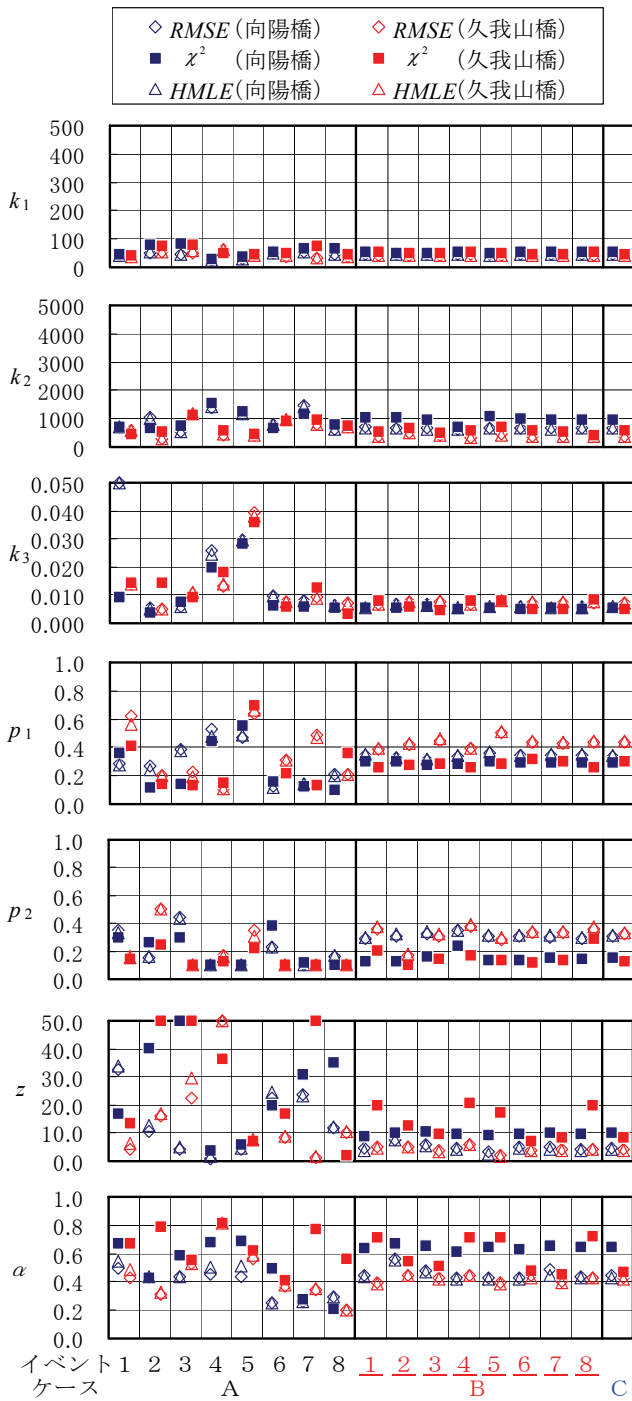


図-6 都市貯留関数モデルのパラメータ同定結果

示す。ここで示した各ケースのパラメータ値は該当ケースの流出計算において該当する誤差評価関数の値を最小にするものである。図中、ケースBのイベントにおける下線の数字は8イベントから除外したイベント番号を示している。図-5、図-6をみると2つのモデルにおいて1イベントデータに対する同定であるケースAのパラメータの値は、 k_1 を除いてイベント毎に値が大きく変化している。7イベントデータに対する同定であるケースBと8イベントデータに対する同定であるケースCについてはパラメータの値が大きく変化をしていないことから、7イベ

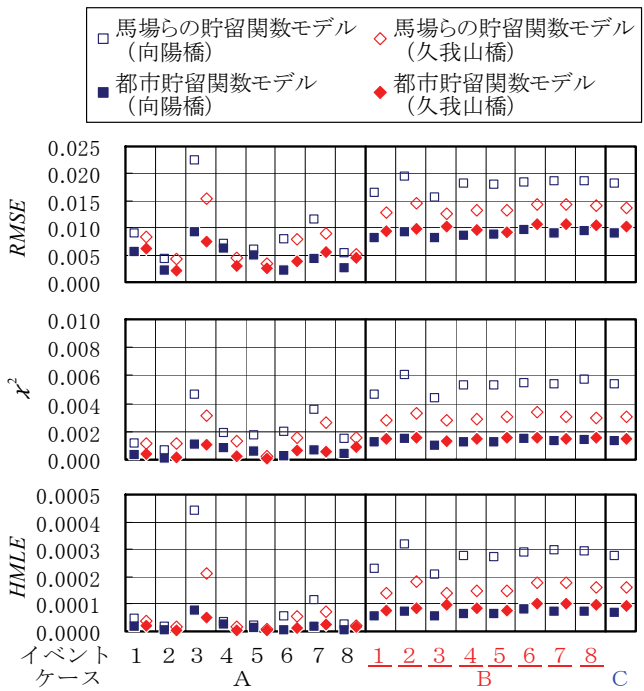


図-7 同定パラメータによる誤差評価関数の値

ント以上のデータがあればパラメータ同定によって概ね一定の値が得られるものと考えられる。

ほとんどのケースにおいてパラメータ同定値は誤差評価関数をRMSEとした場合とHMLEとした場合において概ね同じ値となっている。式(18)のHMLEは重み w_i を1とした場合に式(16)のRMSEと等価となることから、今回の観測データは異分散性の影響が小さい観測データであったと判断される。

図-5、図-6に示したパラメータ値を用いて当該イベントの流出計算を行った場合の誤差評価関数の値を図-7に示す。図-7より馬場らの貯留関数モデルではケースB・Cの誤差がケースAより大幅に増大しておりケースAにおいてもヒドログラフに複数のピークを有するイベント3は他のイベントと比較して誤差が極端に大きくなっていることが分かる。一方、都市貯留関数モデルはこうしたケース・イベントにおいても誤差が極めて小さく抑えられており、特にケースB・Cにおいては馬場らの貯留関数モデルに比べ誤差が非常に小さくなっている。一般的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、パラメータ同定結果によっては必ずしも誤差が小さくはならないことから、今回パラメータ同定は適切に行われたものと判断される。また、都市貯留関数モデルは馬場らの貯留関数モデルに比べてモデルパラメータが2つ増えるものの複雑なヒドログラフや複数イベントに対する再現性が著しく改善していることからパラメータを増やすことによる利点は大きいと考える。

(5) ハイドログラフの再現性

ここでは、ピーク流出量大きいイベントの中でハイドログラフのピークがひとつのイベント1とピークが複数あるイベント3の2つに着目して考察す

る。馬場らの貯留関数モデルと都市貯留関数モデルによるケースAのイベント1、イベント3に対するハイドログラフをそれぞれ図-8、図-9に示す。なお、雨量については計算では1分値を用いているが図中

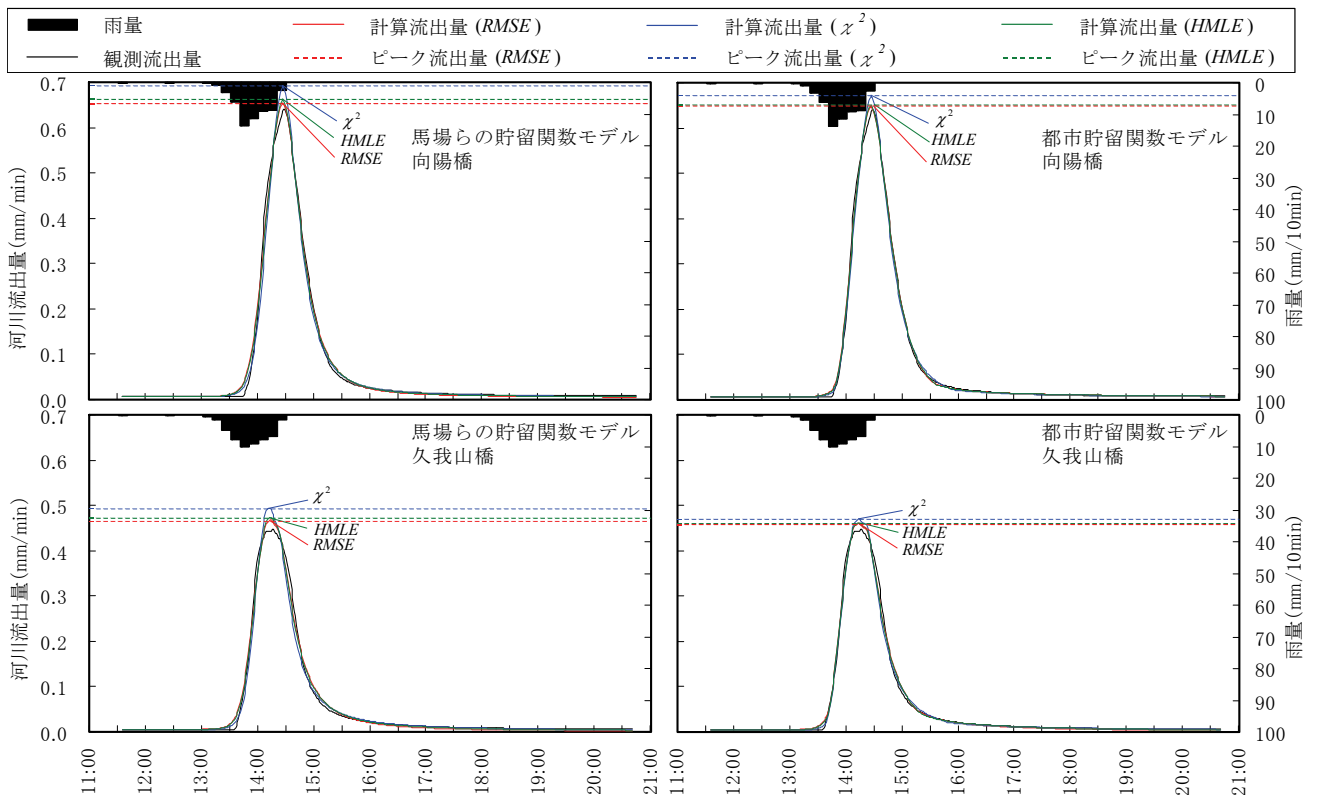


図-8 イベント1のハイドログラフ (ケースA)

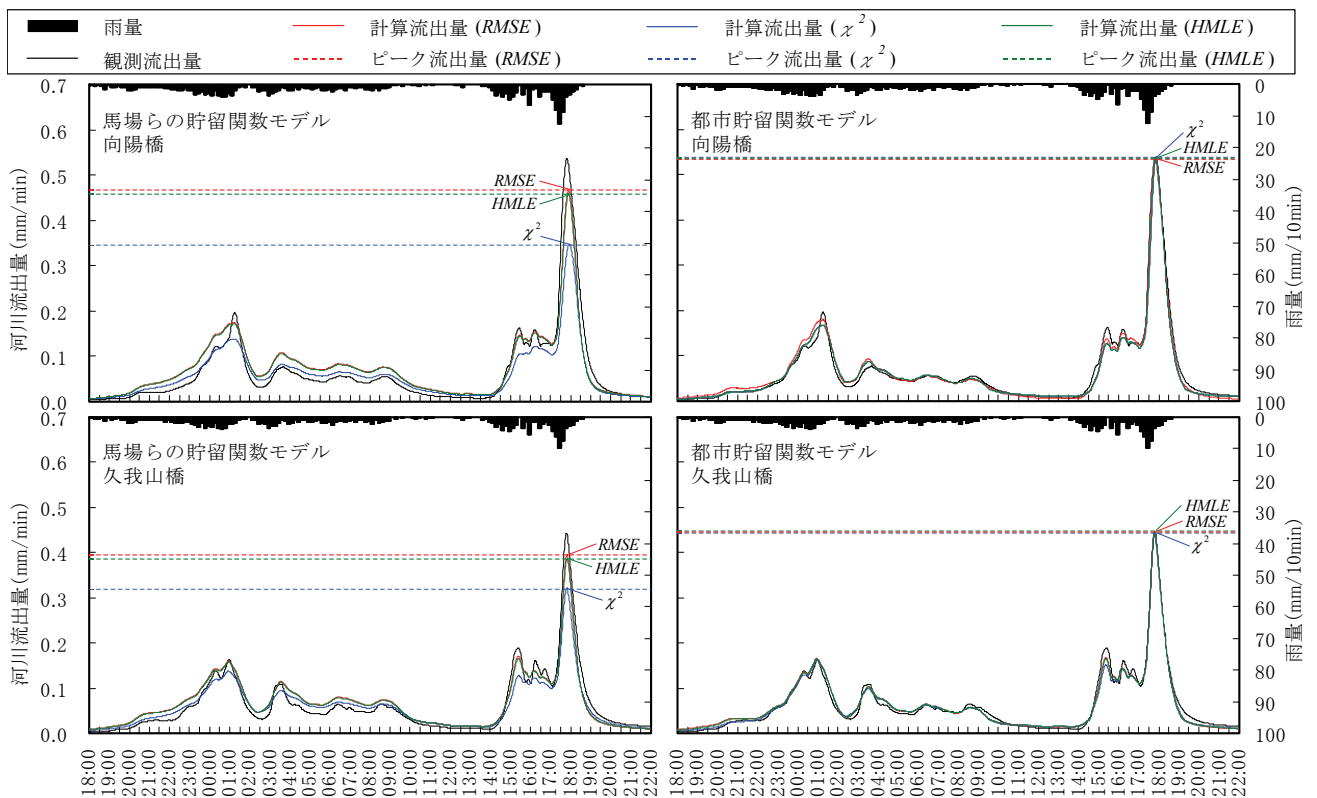


図-9 イベント3のハイドログラフ (ケースA)

では流出量との関係が把握しやすい10分値で示している。図-8, 図-9においてRMSEとHMLEのハイドログラフはほぼ同様の形状となっているが、これは図-5, 図-6に示したパラメータの値が概ね同じであることに起因している。

まず、ハイドログラフのピークがひとつであるイベント1については、図-8より都市貯留関数モデルは馬場らの貯留関数モデルと比較してピーク流出量の誤差が小さく、誤差評価関数によるピーク流出量の違いも小さくなっている。また、ピーク流出量付近での誤差評価関数による違いを見てみるとどちらのモデルにおいても χ^2 は他の誤差評価関数に比べて誤差が大きくなっている。

次に、ハイドログラフに複数のピークがあるイベント3については、図-9より馬場らの貯留関数モデルではいずれの誤差評価関数を用いてもピーク流出量を過小に算出しており、特に χ^2 のピーク流出量は大幅な過小となっている。逆にピーク流出量以外について見てみると、いずれの誤差評価関数でも過大な流出量となっているが χ^2 のそれは比較的小さな誤差となっている。一方、都市貯留関数モデルはいずれの誤差評価関数を用いてもピーク流出量のみならずハイドログラフ全体を非常に良好に再現できていることが分かる。

さてここで、馬場らの貯留関数モデルと都市貯留関数モデルの再現性を、ハイドログラフの重要なファクターであるピーク流出量と総流出量を用いて評価してみよう。式(19)で示したピーク流出量比 R_p および式(20)に示した総流出量比 R_T により検討を行う。

$$R_p = Q_{calpeak} / Q_{obspeak} \quad (19)$$

$$R_T = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{cal_i}}{\sum_{i=1}^N Q_{obs_i}} \quad (20)$$

ここに、 $Q_{obspeak}$: 観測ピーク流出量(mm/min), $Q_{calpeak}$: 計算ピーク流出量(mm/min), Q_{obs} : 観測河川流出量(mm/min), Q_{cal} : 計算河川流出量(mm/min)。

2つのモデルを対象に3種類の誤差評価関数によ

るケースAのイベント1~8について R_p と R_T を計算し、その関係を流域毎に示したものが図-10である。

図において R_p , R_T が1に近いほど、それぞれピーク流出量、総流出量をより正確に再現していることになる。馬場らの貯留関数モデル(赤色で示す)についてみると、 R_p , R_T のいずれも大きくばらついており、その傾向は特に流域の大きい向陽橋において顕著である。一方、都市貯留関数モデル(青色で示す)についてみると、馬場らの貯留関数モデルと比べて2つの流域とも R_p , R_T の両方のばらつきが非常に小さく、流域の大きさや誤差評価関数に拘わらずピーク流出量と総流出量の両方を良好に再現できている。特に総流出量はほとんど1となっており高い精度で観測値を再現している。

(6) 他イベントへの同定パラメータの適用

馬場らの貯留関数モデルと都市貯留関数モデルについてケースBのイベント1, イベント3に対するハイドログラフをそれぞれ図-11, 図-12に示す。これらの図より、まず馬場らの貯留関数モデルについてみると、ケースAの場合のハイドログラフ(図-8, 図-9)と比べてハイドログラフの再現性が低下しており、向陽橋においてその傾向は顕著である。特に、ケースAでは概ね観測値を再現していたイベント1についてもピーク流出量が大幅に小さくなっている。次に都市貯留関数モデルについてみると、馬場らの貯留関数モデルでは大幅に再現性が低下したイベント1の向陽橋においても良好に再現している。全体的にハイドログラフの変化が馬場らの貯留関数モデルに比べて小さく再現性の低下も小さく抑えられている。さらに流域の大きさに拘らず誤差評価関数による違いも小さくなっていることが分かる。

ケースAの場合と同様に式(19), 式(20)の R_p と R_T を用いて、ケースBのイベント1~8を流域毎に評価したものを図-13に示す。この図より馬場らの貯留関数モデルでは、イベントA(図-10)と比較し

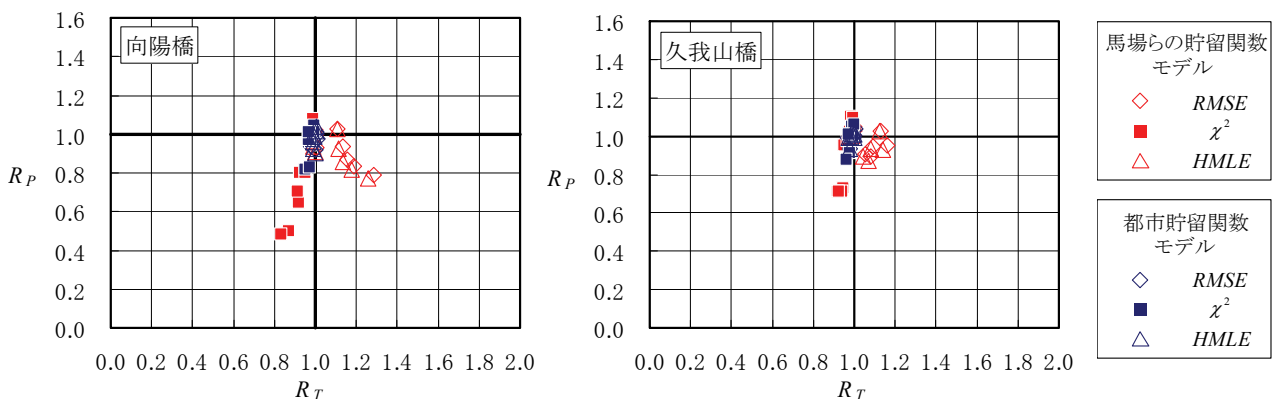


図-10 ピーク流出量と総流出量 (ケースA)

て R_p と R_T のいずれのばらつきも大きくなり、特に流域が大きく流域平均雨量がより正確に把握できている向陽橋において R_T のばらつきの幅が著しく大きくなっている。一方、都市貯留関数モデルの向陽橋

では R_p と R_T のばらつきの幅が小さくいずれも 1 に近いことからピーク流出量及び総流出量を良好に再現し、馬場らの貯留関数モデルに対する優位性をはっきりと示している。

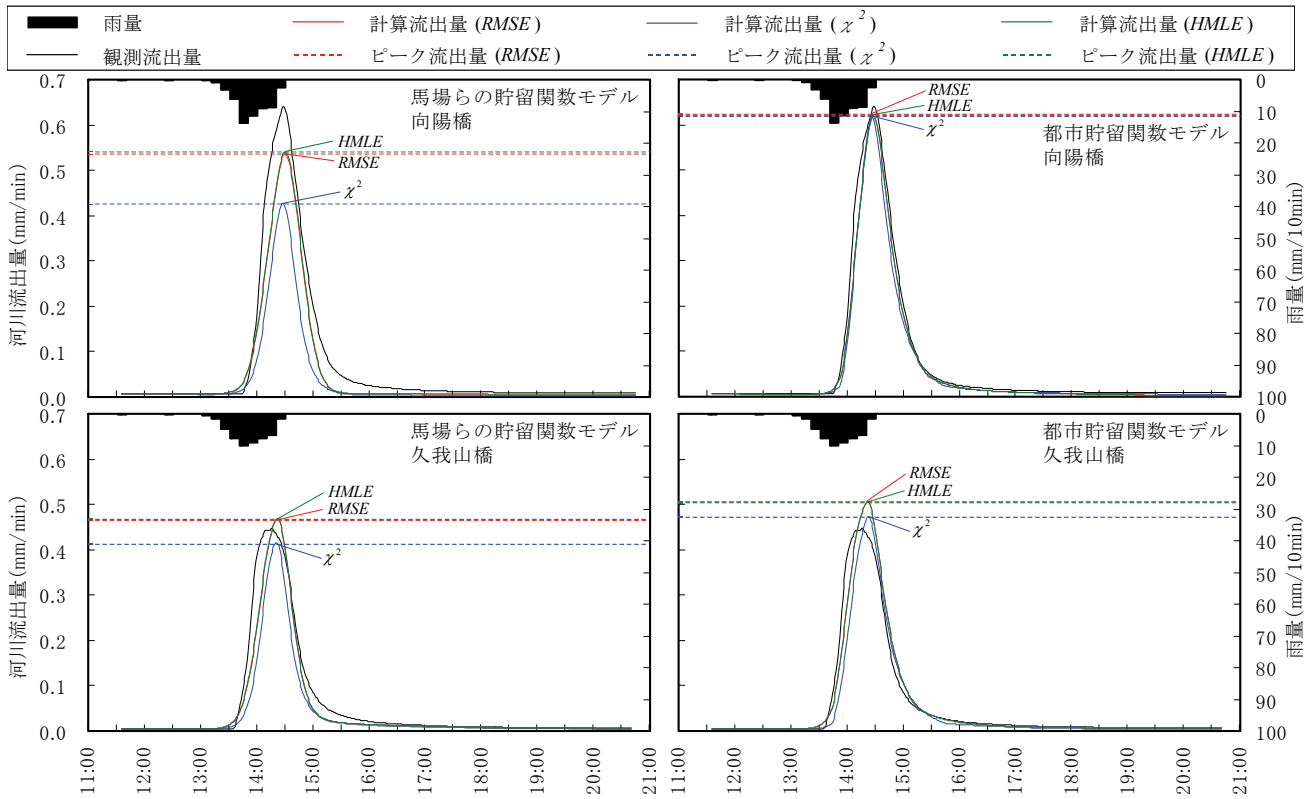


図-11 イベント1のハイドログラフ (ケースB)

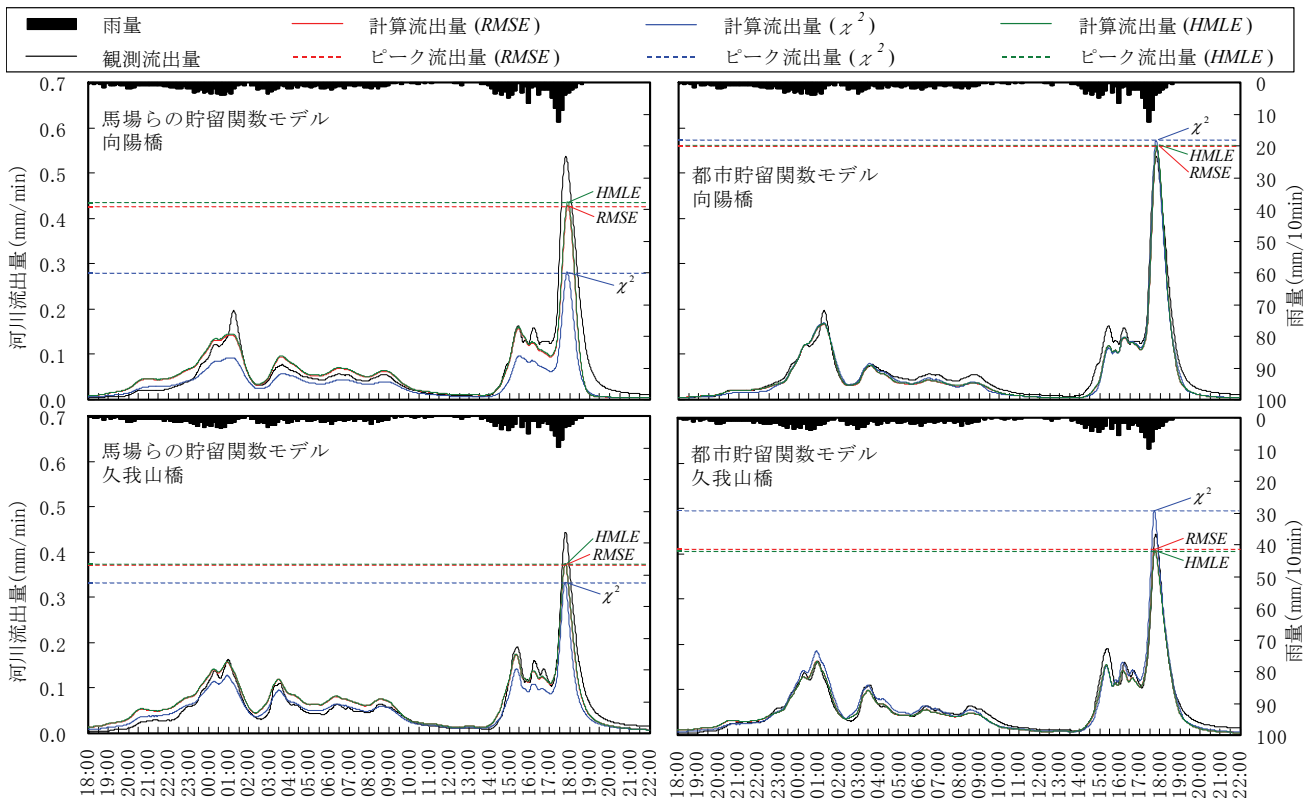


図-12 イベント3のハイドログラフ (ケースB)

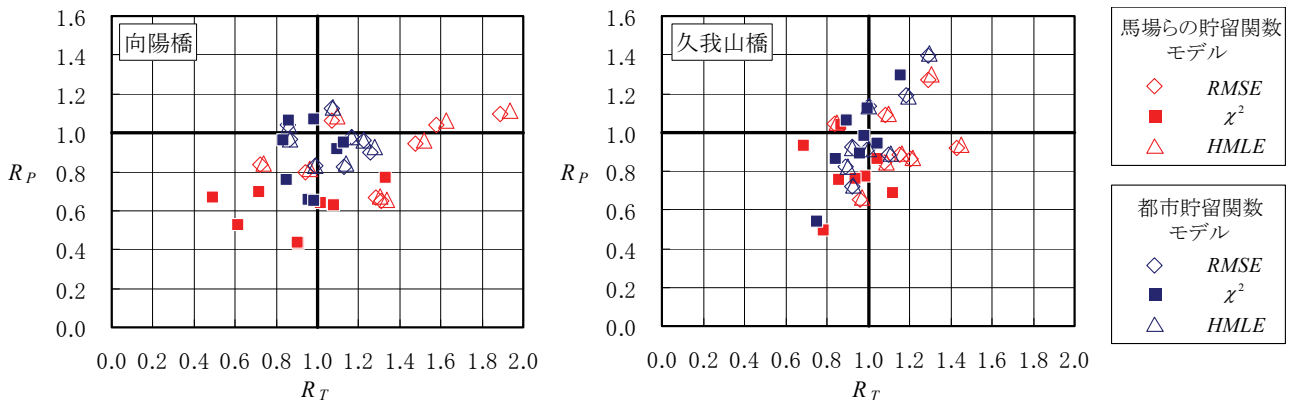


図-13 ピーク流出量と総流出量（ケース B）

表-3 イベント 0 のピーク流出量

流域	馬場らの貯留関数モデル			都市貯留関数モデル		
	RMSE	χ^2	HMLE	RMSE	χ^2	HMLE
向陽橋	0.66	0.47	0.68	1.27	1.29	1.27
久我山橋	0.82	0.72	0.83	1.27	1.44	1.26

※ 数値の単位はmm/minである

最後に河川溢水を生じたイベント 0 を対象に馬場らの貯留関数モデルと都市貯留関数モデルを用いてその流出量を算出してみよう。そこで 2 つのモデルを対象にケース C のパラメータを用いてイベント 0 の降雨データを入力として流出計算を行った。表-3 にはそれぞれのモデルによるピーク流出量の計算値を示す。この表より、馬場らの貯留関数モデルは都市貯留関数モデルに比べてピーク流出量がかかなり小さくなっていることが分かる。イベント 0 は対象流域内で河川溢水が生じていた為に正確な流出量を把握することはできないが、この時の観測水位に対して水位流量曲線を適用して流出量を換算して求めると、向陽橋、久我山橋のピーク流出量はそれぞれ 1.08mm/min, 0.88mm/min となる。これらの流出量は河川溢水が生じていないと仮定した値に比べると、流出量を過小評価したものとなっている。

2 流域の計算ピーク流出量は、馬場らの貯留関数モデルの場合には観測水位から換算したピーク流出量と比べてさらに小さく、実際の流出量に対して著しく過小な解析結果になっている。一方、都市貯留関数モデルの場合には観測ピーク水位からの換算流出量より大きく算出されており、河川溢水がないと仮定した場合の実流出量により近い値であると推察される。今回、パラメータ同定で用いたイベントより大きな降雨規模に対する流出計算（イベント 0）において馬場らの貯留関数モデルは流出量を著しく過小に算出する傾向がみられるが、都市貯留関数モデルではこうした傾向はみられない。すなわち、本提案モデルはパラメータ同定には含まれていない大

きな降雨規模に対する流出量をより正確に把握することができ、都市流域の豪雨時の各種活動支援のための流出解析として有用であると考えられる。

4. むすび

本論文は、高度に市街化が進行した都市中小河川における豪雨時の各種活動を支援するために、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、全流出成分を概念的に組み込むことで事前の有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要となる都市貯留関数モデルを提案したものである。まず、都市流域の総貯留高に関係する流入出成分の概念を提示し、これを具体的に二価の貯留関数モデルとして定式化を行った。この場合、直接流出量のみを対象としたモデルでは考慮する必要がなかった地下水関連損失を対象に含め、さらに合流式下水道の流出特性についても降雨直前の河川流出量を考慮した上でモデル化して組み込んだ。次いで、提案した都市貯留関数モデルを流域全体が市街化している神田川上流域を対象に、近年観測された豪雨 9 イベントの観測データに適用し、3 種類の誤差評価関数に対して同定パラメータの分布について検討するとともに、観測ハイドログラフに対する再現性を検証した。この場合、対象豪雨イベント以外の豪雨データによる同定パラメータを用いた場合の適用性についても検討を行った。

その結果、都市貯留関数モデルは、従来の山地流域を対象としたモデルと比較して、パラメータ数は 2 つ多くなるものの、同定に用いる誤差評価関数のハイドログラフへの影響がかかなり小さく抑えられ、ハイドログラフ全体の予測精度が格段に向上することを示した。そして、同定パラメータを他の降雨イベントに適用した場合においても総流出量及びピーク流出量の再現に優れ、パラメータ同定で対象とし

たイベントより大きな降雨規模のイベントに対してもピーク流出量をより適切に算出できることを示し、都市流域の流出機構を考慮した本都市貯留関数モデルの有用性を検証した。

なお、本論文では都市流域の全流出成分を概念的に組み込むことで事前の有効雨量の算定や流出成分の分離作業が不要となるモデルを提案するという主旨から、今回の適用計算においては、結果的に量として極めて小さい下水道以外の流入出についても値を算出しこれを用いて流出計算を行ったが、下水道以外の流入出量を0として無視した場合においても、パラメータの値が若干変化するもののハイドログラフにはほとんど差が見られないことを確認している。しかし、他流域においては河川流出量を精度良く算定するために下水道以外の流入出量を無視できない場合もあるものと考えられる。

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：18560502）を受けました。ここに記して深謝申し上げます。

参考文献

- 1) 高崎忠勝, 河村明, 天口英雄: 神田川における近年の浸水被害発生時の豪雨特性について, 水文・水資源学会2008年度研究発表会要旨集, pp.112-113, 2008.
- 2) 東京都建設局河川部計画課: 平成11・12年における水害記録, 2002.
- 3) 東京都建設局河川部計画課: 平成17年における水害記録, 2007.
- 4) 増田信也, 高崎忠勝: 神田川流域の豪雨出水時の地下調節池洪水制御効果, 平成17年東京都土木技術研究所年報, pp.115-128, 2005.
- 5) 建設省水文研究会: 流出計算例題集2, 社団法人全日本建設技術協会, 1977.
- 6) 天口英雄, 河村明, 高崎忠勝: 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, 2007.
- 7) 川池健司, 井上和也, 戸田圭一, 野口正人: 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, 2004.
- 8) 高崎忠勝, 河村明, 天口英雄: 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, 水文・水資源学会誌, Vol.21, No.3, pp.228-241, 2008.
- 9) 登坂博行: 地圏水循環の数理 流域水循環の解析法, pp.6-13, 東京大学出版会, 2006.
- 10) 国土交通省河川局治水課: 中小河川浸水想定区域図作成の手引き, 2005.
- 11) 財団法人国土技術研究センター: 中小河川における堤防点検・対策の手引き (案), 2004.
- 12) 谷岡康, 福岡捷二: 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, 2003.
- 13) 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨: 流出モデルの基準面積に関する研究, 土木学会論文集B, Vol.63, No.2, pp.92-107, 2007.
- 14) 馬場仁志, 星清, 橋本認秀: 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, 1999.
- 15) 国土交通省河川局: 十勝川水系河川整備基本方針 基本高水等に関する資料 (案), pp.6, 2006.
- 16) Prasad, R.: A non-linear hydrologic system response model, *Proc. ASCE, J. Hydraul. Div.*, Vol.93 HY4, pp.201-221, 1967.
- 17) 財団法人北海道河川防災研究センター・研究所: 実践流出解析ゼミ, pp.8.1-8.16, 2006.
- 18) 星清, 山岡勲: 雨水流法と貯留関数法との相互関係, 第26回水理講演会論文集, pp.273-278, 1982.
- 19) 星清, 村上泰啓: 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, 1987.
- 20) 独立行政法人北海道開発土木研究所・河川研究室: 対話式洪水流出計算マニュアル, pp.9-20, 財団法人北海道河川防災研究センター・研究所, 2004.
- 21) 国土交通省北海道開発局建設部河川管理課: 実時間洪水予測システム理論解説書, 財団法人北海道河川防災研究センター・研究所, pp.7-19, 2004.
- 22) 河村明: 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, 2001.
- 23) 土木学会水理委員会: 水理公式集 [平成11年版], pp.35-36, 社団法人土木学会, 1999.
- 24) 中小河川計画検討会: 中小河川計画の手引き (案), pp.72-73, 財団法人国土開発技術研究センター, 1999.
- 25) 星清, 馬場仁志, 橋本認秀: 流域・河道系洪水追跡のための貯留関数法の開発, 河川技術に関する論文集, 第6巻, pp.297-302, 2000.
- 26) Duan, Q., Sorooshian, S. and Gupta, V.K.: Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models, *Water Resources Research*, Vol.28, No.4, pp.1015-1031, 1992.
- 27) 財団法人北海道河川防災研究センター・研究所: 実践流出解析ゼミ, pp.1.1-2.10, 2006.
- 28) 社団法人日本下水道協会: 21世紀, これからの下水道事業をどう進めるか～下水道経営の自立に向けての提言～, 2006.
- 29) 東京都水道局総務部調査課: 平成17年度事業年報, pp.311, 2006.

- 30) 山本莊毅：上水道における漏水の水文学，立正大学人文科学研究所年報，21号，pp.55-65，1983.
- 31) 国土交通省地方整備局荒川下流河川事務所：菖蒲川・笹目川等浄化導水事業
- 32) 東京都下水道局：東京都下水道事業年報 平成14年度，2004.
- 33) 国土交通省都市・地域整備局下水道部，財団法人下水道新技術推進機構：合流式下水道の改善対策に関する調査報告書 合流式下水道改善対策検討委員会報告，pp.I-1，2002.
- 34) 天口英雄，安藤義久：SMPTモデルを用いた分布型水循環モデルの開発と東川試験流域への適用，水工学論文集，第45巻，pp.97-102，2001.
- 35) 小島紀男，町田東一：パソコンBASIC数値計算I，pp.186-196，東海大学出版会，1982.
- 36) 東京都下水道局計画部総合計画課：第二世代下水道マスタープラン，pp.40-45，1994.
- 37) 天口英雄，河村明，高崎忠勝，荒川大樹：東京都水防災システム降水データの特性，水文・水資源学会2007年研究発表会要旨集，pp.14-15，2007.
- 38) 国分邦紀：大雨により復活した大地の湧水・地下水についての水文学的考察，平成17年東京都土木技術研究所年報，pp.201-208，2005.
- 39) 田中修司：下水道管渠学，pp.29-36，環境新聞社，2001.
- 40) 田中丸治哉：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.103-112，1995.
- 41) 森永陽子，河村明，神野健二：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-B199，2002.
- 42) 建設省河川局，社団法人日本河川協会：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・調査編，pp.85-86，山海堂，1997.
- 43) Yapo, P.O., Gupta, H.V. and Sorooshian, S.: Multi-objective global optimization for hydrologic models, *Journal of Hydrogy*, Vol.204, pp.83-97, 1998.

(2008. 11. 15 受付)

NEW STORAGE FUNCTION MODEL CONSIDERING URBAN RUNOFF PROCESS

Tadakatsu TAKASAKI, Akira KAWAMURA, Hideo AMAGUCHI
and Kazuhiro ARAKI

New storage function model considering urban runoff process such as the outflow from combined sewer system is proposed. In this model, total runoff components are conceptually included, which enable to disuse an estimate of the effective rainfall as an input and to eliminate the runoff-component separations by taking into account of urban runoff process. The proposed model is applied to the upper river catchment of the Kanda River in Tokyo, the typical urbanized area, against 9 storm rainfall events using 3 different objective functions. The results show that the proposed model is able to reproduce the observed hydrograph much more accurately with accurate peak discharge and the total amount of discharge compared with the conventional storage function model.