

豪雨による都市域の洪水氾濫解析

戸田圭一¹・井上和也²・村瀬賢³・市川温⁴・横尾英男⁵

¹正会員 Ph.D. 京都大学助教授 防災研究所 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

²正会員 工博 京都大学教授 防災研究所 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

³正会員 工修 大阪ガス(株) (〒541-0046 大阪市中央区平野町4の1の2)

⁴正会員 工修 京都大学助手 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁵学生会員 京都大学大学院 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

豪雨による都市部の氾濫プロセスが解析できる数学モデルを開発した。ここで扱ったモデルは、道路網を開水路網と見立てる1次元ネットワークの計算法を基にしたものであり、市内河川も地盤が低い道路とみなしてこれを開水路網に組み込んでいる。都市域近郊の山地領域からの流出解析により算出された流出流量をネットワークモデルの上流端境界条件とし、都市域内に降る雨も流入流量とみなす扱いをしている。また、下水道モデルについては、市街地の中の幹線下水道で、終端にポンプ場を有するものを考慮している。本モデルを京都市内を中心域に適用したところ、本モデルは豪雨時の氾濫プロセスを詳細に表現することが可能であることが確認された。また得られた計算結果は、過去の氾濫実績とおおむね一致するものであった。

Key Words : inundation flow analysis, run-off model, heavy rain, sewerage system, urban area

1. 序論

わが国の都市域は河川河口部の沖積地である沿岸域に位置することが多いこと、ならびに梅雨時期、台風時期に雨量が集中するという地理的・気象的条件の下にあることから、豪雨による内水災害や、内水および外水災害の重複災害を被る危険性が極めて高い。また近年においては、都市部およびその近郊での都市化の進展に伴う流出形態の変化による流出流量の増大がみられ、氾濫災害の危険度が増大している。

都市の水災害に関する研究に目をむけると、従来より、水文学の分野からは都市化に伴う流出の変化に関する研究が、水理学の分野からは外水を対象とした氾濫解析法の研究がそれぞれ進められてきており、現象の解明や水害の予測、ひいては治水対策の検討に少なからず貢献してきている。角屋¹⁾は、流域の都市化に伴う流出変化の様相、都市域の水文研究の流れを1985年時点での概略的にまとめている。その後の都市水文の研究は多岐多様にわたっているが、都市域を対象とした流出解析モデルの最近の研究事例としては、線形貯水池モデルと防災調節池モデルを組み合わせた鮎川ら²⁾のモデルや斜面にkinematic waveモデル、河道にdynamic waveモデルを用いたSuharyantoら³⁾のモデルなどが挙げられる。またDuttaら⁴⁾は都市域を対象とはしていないものの、分布型の流出解析モデルと河道の流れや氾濫流のモデルとの結合を試みている。一方、氾濫解析法に関しては、氾濫水の挙動を浅水方程

式で表現した岩佐ら⁵⁾のモデル以降、都市域を対象とした解析においては種々の改良が試みられている。末次・栗城⁶⁾は建物占有率や浸水深の関数としての合成粗度係数を用いる方法を提唱し、福岡ら⁷⁾は家屋などの構造物に作用する流体力項を運動量式中で評価することと一般曲線座標系を導入することにより計算精度の向上を図っている。また都市域の内水を考えるうえで重要な位置を占める下水道内の雨水の流动解析においては、渡辺ら⁸⁾が管路・開水路共存流れを詳細に取り扱えるモデルを提案しており、また実用性に富んだモデルとしてSWMMが広範に用いられている⁹⁾。

しかしながら、都市域において、都市域およびその周辺に発生する豪雨により生じる氾濫のプロセス、すなわち都市域を流下する河川流量の増大、下水道流量の増大の時間的变化、ひいては河川、下水道の処理能力以上の流出量による地表での氾濫の発生と氾濫流の挙動、そして主に下水道による氾濫水の排水過程といった「都市域の豪雨氾濫現象」を、時間的、空間的に総合的かつ詳細に説明できる数学モデルは著者らが知る限り、未だ実用に供する形で提供されてはいないようである。

このような状況に鑑みて本研究は、都市域近郊山地からの流出解析法と道路網、市内河川網を考慮した都市域の氾濫解析法および幹線下水道による下水排水モデルをリンクさせた、上記の都市域の豪雨氾濫現象を総合的、詳細に表現することを可能にする「都市域の豪雨氾濫解析モデル」の開発を試みたものである。

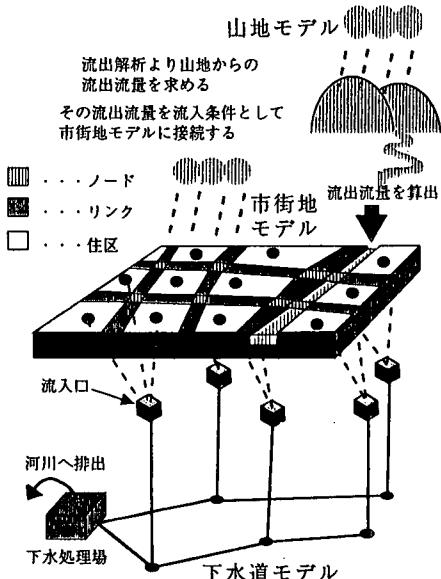


図-1 全体のモデルの概念図

流出解析法では従来の都市域の流出解析の対象域よりも広い領域を扱うことを考慮し、流域の地形形状の組み込みが容易で構造がわかりやすいモデルを用い、都市域の氾濫解析では市内河川からの溢水と市街地の氾濫を同時に表現できるモデルを用いている。なお、本研究では、豪雨により生じる、河川からの大規模な溢水氾濫を対象としているため、氾濫水の排水にのみ影響を及ぼす下水道のモデルは流出解析モデルや氾濫解析モデルに比べて重要度が低いと考え、簡略化したモデルにとどめている。そして、構築したモデルを現在の京都市の中心部に適用し、河川溢水が主な要因である昭和 10 年の京都の洪水氾濫実績との比較をとおしてモデルの妥当性、実用性を議論するとともに、現在の京都市内の氾濫災害に対する危険度について若干の考察を行っている。

2. 数値解析モデル

(1) モデルの概要

「都市域の豪雨氾濫解析モデル」は、以下に示す 3 個のサブモデルから構成される。

- (I) 都市域近郊の山地領域からの流出解析モデル（山地モデル）,
- (II) 市街地を対象とした、道路網、市内河川網を組み込んだ氾濫解析モデル（市街地モデル）,
- (III) 市街地の下水道による排水を扱う下水道のモデル（下水道モデル）。

(I) については、椎葉ら¹⁰⁾が提案している、kinematic wave モデルを基にした斜面流出計算モデルを

用いる。また、流出解析を行うに際しての流域地形の数理表現法に関しては、椎葉ら¹¹⁾が提案している、落水線モデルを改良した方法を用いる。この方法の特徴の一つは、グリッド型 DEM(Digital Elevation Model)において流水線を決定する方法として、各格子点において、その周りに位置する格子点のうち、最急勾配で下る方向および最急勾配で上る方向に位置する点とを結ぶ線を流水線としていることである。この方法を用いて、斜面上で雨水が流下して集まる過程だけでなく、発散する過程をも表現することが可能となる。もう一つの特徴は、流域斜面を表現する流水線に面積を持たせて「斜面素片」と定義する面的要素を導入していることである。すなわち、ある格子点が代表する面積を、その周囲に位置する流水線に割り振ることによって、流水線に面積を与えていた。上述したモデルにより、対象領域に所定の降雨を入力すれば、山地の最下流端、すなわち後述する市街地モデルの河川の上流端での流出流量を求めることができる。

(II) に関しては、井上ら¹²⁾が提案した、氾濫水の流れは主として道路沿いに流れるとし、道路を開水路網と見立てる 1 次元のネットワーク解析手法に、市内河川も地盤が低い道路とみなしてそれらをも道路ネットワークの中に新たに組み込む方法をとる。これにより、市内河川の溢水による道路への氾濫、ひいては道路沿いの住区への氾濫の表現が可能となる。また市街地への降雨も、道路（市内河川も含む）、住区への流入流量として扱い、モデルの中で考慮している。

(III) に関しては、終端にポンプ場を有する合流式の幹線下水道だけをとり上げる。下水道モデルとしては、下水道での到達時間を加味した単純な排水型の解析法を用いる。なお、今回対象とした京都市内域では、雨水を近隣の市内河川に直接排水する中小の合流式および分流式の下水道が数多く存在する。市街地モデルによる地表の氾濫水の市内河川への流出は、これら市内の中小の下水道による排水をある程度含んでいると解釈することができよう。

以上概説した全体のモデルの概念図を図-1 に示す。なお、山地モデルに関しては、詳細は文献 10) や 11) に譲るとし、市街地モデル、下水道モデルについては次節以降で詳述する。

(2) 市街地モデル

市街地では、道路の両側に建造物が林立し、氾濫水が伝播する際には道路に沿って拡がると考えられる。本モデルでは、対象領域を道路とそれ以外（建造物や空地などからなり、住区とよぶことにする）に分類し、そのうち道路については、交差点をノード、交差点間の道路をリンクとするネットワークを形成する。その際、ノードおよび住区はそれだけで 1 つの格子と考える。また、都市を流下する市内河川も道路と同じように分合流をしており、ネットワークとみなすことが可

実際の市街地の地形

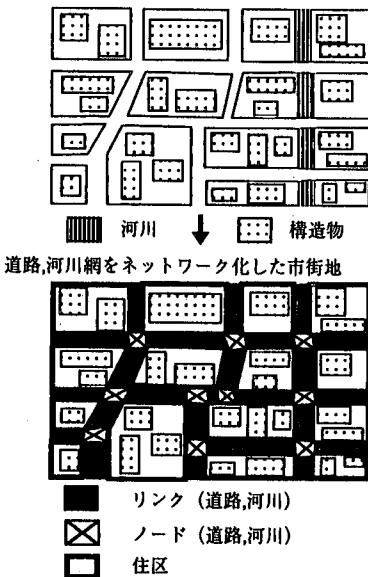


図-2 道路ネットワークのモデル化

能である。よって市内河川も、それらを地盤の低い道路と考え、道路ネットワークモデルの中に新たに組み込む(図-2参照)。なお、河川と道路が交差するノードの地盤高は、河川の地盤高(河床高)を用いる。すなわち、河川に架かる橋梁は考慮していない。

計算においては、リンクでは、以下に示す方程式を支配方程式とする1次元解析を行う。ただしリンクに向きを考え、 x 軸を正の向きにとる。また、リンクを1次元の長方形断面水路とみなすと、

連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q_{in}}{B} + q_{rain} \quad (1)$$

運動量式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{\frac{3}{2}}} \quad (2)$$

ここに、 u, M は x 方向の流速、流量フラックス、 h は水深、 H は基準面からの水位、 g は重力加速度、 n はマニングの粗度係数、 q_{in} は横流入流量(住区からリンクに浸入する x 方向の単位長さあたりの流量)、 B はリンク幅、 q_{rain} は単位時間あたりの降雨量である。

ノードおよび住区の水深はつきの連続式から計算する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^m Q_k + q_{rain} \quad (3)$$

ここに、 A はノードまたは住区の面積、 Q_k はノードまたは住区の周を構成する k 番目の格子辺からの流入流量、 m は格子を構成する辺の数である。

リンクと住区、ノードと住区、およびノードとリンクとの間の流量は、それらの区間で道路沿いの流れは

ど流速が大きくなり、移流項の寄与はそれほど大きくないと考え、運動量式として式(2)の左辺第2項を省略した次の式から求める。

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{\frac{3}{2}}} \quad (4)$$

上述の式を用いて氾濫解析を進めるが、地盤高と水深の関係によって氾濫水の流れに不連続が生じる場合は、中川¹³⁾の方法により越流公式あるいは段落ち式を用いて取り扱う。また氾濫水の先端条件についても、岩佐ら¹⁴⁾にしたがいフロントの移動限界の水深 h_c (ここで $h_c=0.001\text{m}$)を用いて取り扱う。

(3) 下水道モデル

都市の下水道は、降雨が集中したときには河川、水路、溝渠などと同様に雨水を排除し浸水を防御する機能を有しており、本研究のように、豪雨による都市域での氾濫を扱う場合、内水排除施設としての下水道の働きは重要な位置を占める。

実際の都市域では、合流式あるいは分流式の下水道が張り巡らされ、雨水を枝線下水道から近隣の市内河川に自然流下させるものもあれば、幹線下水道として終末の処理場まで流下させ、そこからポンプで河川に排出するものもある。前者の幹線下水道につながらない枝線下水道の個々の排出量は河川水位と下水管の敷高の関係に依存するが、対象とする京都市域の複雑な枝線下水道に対して、この関係を詳細にモデルに組み込むことは非常に困難である。よって、ここでは、市内河川の水位が高い洪水氾濫時にもある程度の雨水排除機能を有すると考えられる、終端で河川へポンプ排水される合流式の幹線下水道のみを取り上げて、全体モデルの中のサブモデルとして組み込むこととした。

下水道網の幹線において、雨水がその幹線に流下するであろう地区(集水区)はある程度決まっている。このことを利用して、下水道の幹線の流入口に対して図-3のようにいくつかの住区から構成されるそれぞれのサブ集水区を決定する。次に、対象都市域の流出形態が一様であると仮定し、処理場の最大排水流量を各サブ集水区の面積により按分し、それをそのサブ集水区の排水能力とする。すなわち、処理場の最大排水流量を Q_{smax} 、処理場の受け持っている集水区の面積の合計を S_{total} 、今求める i 番目のサブ集水区の面積を S_i とすると、このサブ集水区の下水道流入口の最大排水能力 $Q_{s,i,max}$ は、

$$Q_{s,i,max} = Q_{smax} \times \frac{S_i}{S_{total}} \quad (5)$$

で求められる。ただし、

$$S_{total} = \sum_{i=1}^n S_i \quad (6)$$

であり、 n は処理場が受け持っているサブ集水区の数である。このサブ集水区に存在する氾濫水の一部は、

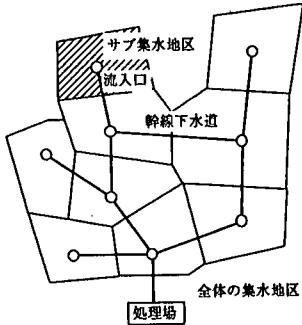


図-3 下水道ネットワークと集水区

住区を介して下水道流入口より幹線下水道に流下し、終端の処理場より河川に排水される。 i 番目のサブ集水区に存在する k 番目の住区の最大排水能力 $q_{i,k,max}$ は、上と同様に面積によって按分し、住区の面積を $A_{i,k}$ とすると、

$$q_{i,k,max} = Q_{s_i,max} \times \frac{A_{i,k}}{S_i} \quad (7)$$

で表されるとする。このとき、この住区では以下の連続式を適用して、下水道への排水を考慮する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{A_{i,k}} \sum_{l=1}^m Q_l + q_{rain} - \frac{q_{i,k}}{A_{i,k}} \quad (8)$$

$q_{i,k}$ は住区から下水道へ流入する流量であり、このとき、この住区に存在する水量を V 、計算時間ステップを Δt とすると、 $q_{i,k}$ は、

$$\begin{aligned} q_{i,k,max} &\geq V/2\Delta t, & q_{i,k} &= V/2\Delta t, \\ q_{i,k,max} &< V/2\Delta t, & q_{i,k} &= q_{i,k,max} \end{aligned}$$

である。これらより、サブ集水区 i から下水道へ流入する流量 Q_{s_i} は以下のようになる。

$$Q_{s_i} = \sum_{k=1}^j q_{i,k} \quad (9)$$

ここで j はサブ集水区 i に存在する住区の数である。

各サブ集水区から下水道に流入した氾濫水は、幹線下水道内を一定の伝播速度で流下すると考える。このとき、 i 番目のサブ集水区の流入口から終端の処理場までの距離を L_i 、氾濫水の下水道内での伝播速度を v_i 、氾濫水が下水道に流入してから Δt_i 後に処理場から排水されるとすると $\Delta t_i = L_i/v_i$ が成り立つ（ v_i については後述）。

処理場に到達した氾濫水はポンプにより河川に排水されるが、排水先が対象領域内である場合には、その河川ノードでは以下の連続式により計算を行う。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^m Q_k + q_{rain} + \frac{Q_{sout}(t)}{A} \quad (10)$$

ここに A はノードの面積、 $Q_{sout}(t)$ は時刻 t での処理場から河川への排水流量であり、 $Q_{s_i}(t)$ を用いて以下のように定義される。

$$Q_{sout} = \sum_{i=1}^n Q_{s_i}(t - \Delta t_i) \quad (11)$$

ただし、 $Q_{sout} \leq Q_{smax}$ である。

なお、ここで扱ったモデルは、市中の氾濫水を最大で下水道終端のポンプの排水能力分だけ排水することを念頭においたものである。下水道内の流れを解いていないため、ポンプの位置する下流端の条件（例えばポンプ揚程や背水効果などの条件）により下水道の排水が進まない場合や、ひいては下水道から溢水が生じる場合までは表現できない。

3. モデルの京都市内域への適用

(1) 解析に関わる基本事項の整理

a) 対象領域

前章で述べた「都市域の豪雨氾濫解析モデル」を現在の京都市内域に適用する。対象領域は、図-4に示される京都市域の中央部である。図より明らかのように、京都市は北と東西が山地で囲まれた盆地となっており、市街地の中心部を鴨川が流れ、市の西部、南部をそれぞれ桂川、宇治川が流れている。ここでは、市内域を囲んでいる山地から流下する河川のうち代表的なものの流域を山地モデルの対象領域とした。また、氾濫解析を行う市街地モデルの対象領域として、京都市内域のうち桂川左岸、宇治川右岸に囲まれた領域を設定した。これらは、桂川右岸、宇治川左岸、および東山より東部の山科区を除いた京都市の中心域をほぼ網羅している。対象領域の地盤高を図-5に示す。この図より、京都市は南北方向の勾配がかなり大きく、南に行くにしたがって地盤が低くなることが見てとれる。また東西方向に関しては東の方が西に比べると地盤が高くなっている。

b) 山地モデル・市街地モデル

山地モデルの対象領域として、京都市を取り囲む河川流域の中から8ヶ所の流域を取り出した（図-4参照）。流域面積は表-1のとおりである。他にも流域を考えるべき河川が存在するが、その流域面積も河川自体も小さく、その影響は小さいと考えられるのでここでは取り扱わないこととした。なお、解析対象領域内には、山地と市街地とに挟まれる丘陵地の領域（ここでは里山と称する）も存在するが、その領域は、市街地モデルの中の地盤が高い住区ととらえ、他のリンク、ノードからの流入はなく、降雨が直接市街地に流入するを考える。市街地モデルの対象領域の面積を表-2に示す。

図-5に、市街地モデルの対象領域を街路ネットワークモデルに従って、住区および道路や河川のリンクに

表-1 流域面積

流域名	面積(km ²)
新田川流域	9.6
音羽川流域	2.2
高野川流域	42.0
岩倉川・長代川流域	17.0
賀茂川流域	63.9
天神川流域	4.7
奥殿川流域	8.4
有栖川流域	1.4

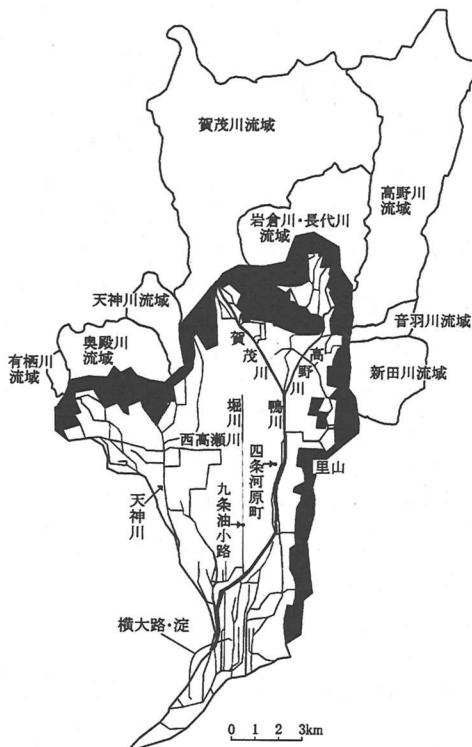


図-4 京都市内の計算対象領域

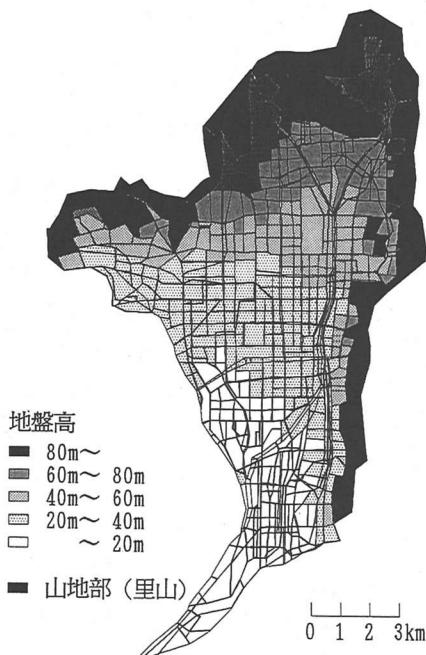


図-5 地盤高と計算に用いたネットワーク

表-2 市街地モデル対象域の面積

全体	里山	市街地	河川
129.0km ²	31.7km ²	92.3km ²	5.0km ²

分類した様子もあわせて示す。河川を含めて、リンク数は 1871、ノード数は 1173、住区数は 783 である。

道路に関しては、高架でない鉄道の軌道は道路に含めて考え、その地盤高を周囲の地盤に対して 3m 高く設定している。道路や鉄道の高架の部分は、氾濫水が高架下を通過すると考え特別の扱いはしていない。また、盛土部分を貫通する道路に関しては、その道路の地盤高を与えている。なお、河川に架かる橋梁は、前述したように今回解析の対象とはしていない。

c) 市内河川網・下水道網

京都市内を流れる主な河川は、中心部を流れる鴨川、西部を流れる天神川、および両河川の間を流れる西高瀬川である。市内河川は細かなものまで含めると数多く存在し、また複雑に分合流している。特に市内南部には多くの用水路が張り巡らされている。市内中心部を貫流する堀川は、市内中心部から河川が始まり、暗渠部を経て南へ流れ鴨川に流入する。また北部を流れる疏水の一部も暗渠となり、賀茂川へ流入している。これら暗渠部は、ここでは蓋の存在を考慮せず横流入のない開水路として考え、河川リンクとして表現している。河川の堀り込み深さは、簡単のため、河川の規模により 4 種類 (7.0m, 5.0m, 3.5m, 2.5m) に分けてそれぞれ一定値を与えている。下水道に関しては、終端の処理場で河川にポンプ排水される合流式の幹線下水道を取り上げている。先ず、京都市下水道局の資料¹⁵⁾を用い、鳥羽、吉祥院、伏見の各処理場が受け持つとみられる、幹線下水道に流入する集水区を決定した。

次に、集水区をおおむね均等に分割する形で複数個のサブ集水区を決定し、各々のサブ集水区から幹線下水道への流入口の位置を各サブ集水区の中心付近に配置した。下水道の幹線および流入口の位置を図-6 に示す。なお、鳥羽、吉祥院、伏見の各処理場の排水能力は、それぞれ 134m³/s, 40m³/s, 16m³/s である。

対象領域のうち、市内の南部領域、特に鴨川以南の

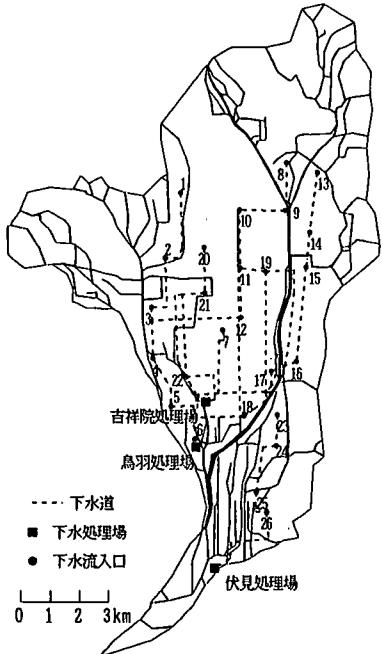


図-6 下水道網と下水流入口

地盤高はかなり低くなっている。そこに位置する市内河川には、宇治川や桂川への排水のためのポンプが設置されている。ここでは7ヶ所の河川排水ポンプ（総排水能力約 $60\text{m}^3/\text{s}$ ）を取り上げ、その排水効果をポンプの位置する住区の連続式の中で考慮している。

(2) 計算条件

降雨として図-7の上部に示す昭和10年（1935年）6月28日から30日の時間雨量¹⁶⁾を用い、これを対象領域の全域（山地、里山、市街地、河川）に一様に与えた。当時の6月28日19時を計算開始時刻と設定し、計算時間は、豪雨がおさまった後の氾濫水の挙動を追跡することをも考慮して30時間（6月30日1時まで）とした。初期条件としては、市街地、河川ともドライな状態を仮定した。なお、市街地の降雨については、地盤への浸透は考えないこととした。

山地モデルによる流出解析では、降雨量をそのまま有効降雨として与え、得られる流出流量のうち流域全体の流出率を勘案して、70%が河川への流出流量であるとした。この値は、昭和28年から昭和47年までの期間を対象とした鴨川の出水解析結果¹⁷⁾のピーク流出係数の最大値0.72を参考にして定めた。市街地モデルによる氾濫解析においては、マニングの粗度係数を、住区で $n=0.067$ 、リンク、ノードで $n=0.043$ 、河川で $n=0.02$ としている。住区、リンク、ノードの値は井上ら¹⁸⁾に準じ、河川については、そのほとんどがコンクリートの三面張りであることからこの値を用いた。下水道へ流入した氾濫水の流下速度に関しては、

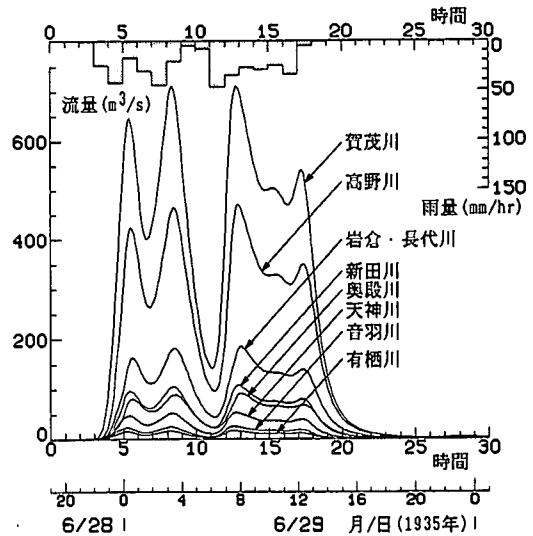


図-7 降雨量と流出流量

下水の設計流速 v がおよそ $v=1.5 \sim 2.0\text{m/s}$ であることより、この値にkinematic性を考慮して全域一定の流速 $v=2.0\text{m/s}$ で処理場まで流れるとし、処理場から河川へ排水されることとした。

境界条件として、桂川と宇治川の堤防は十分に高いと仮定するとともに、一方、市街地モデルに組み込まれた市内河川から桂川、宇治川へは、河川の水位にかかわらず常に段落ちの流量公式で求められる流量が排水されたとした。

(3) 解析結果と考察

図-7に、山地モデルによる各流域からの流出流量を示す。昭和10年6月の豪雨では降雨量に2つのピークが存在し、流出流量にもその傾向が現れている。また、流出流量のピークは降雨量のピークより1~2時間遅れている。

次に最大浸水深の分布の計算結果を図-8に示す。また、河川からの溢水氾濫が主な原因であった昭和10年の洪水時の浸水概況¹⁶⁾を図-9に示す。モデルの検証という面からは、昭和10年の地形条件下での計算結果を当時の浸水実績と比較することが必要である。しかしながら、当時の正確な資料の入手が困難なため、ここでは現在の地形条件下での計算を実施し、概略の浸水特性を比較してみた。両者の浸水範囲を比較すると、市西部の天神川沿いの地域と市中央部の堀川沿いの地域に差違が認められる。天神川は昭和10年当時は未改修であり、河床が高く天井川となっているところもあったが、現在は河川改修が進み、河道は堀り込まれているため当時とは状況が大きく変わっていると考えられる。また堀川は現在では暗渠となっている。以上のことを考慮すれば、天神川、堀川では、昭和10年と現在の状況を比較すると水害発生の危険度は大幅

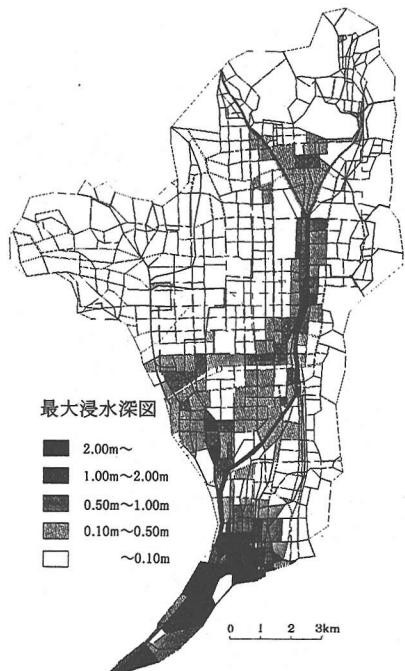


図-8 最大浸水深の分布図（計算値）

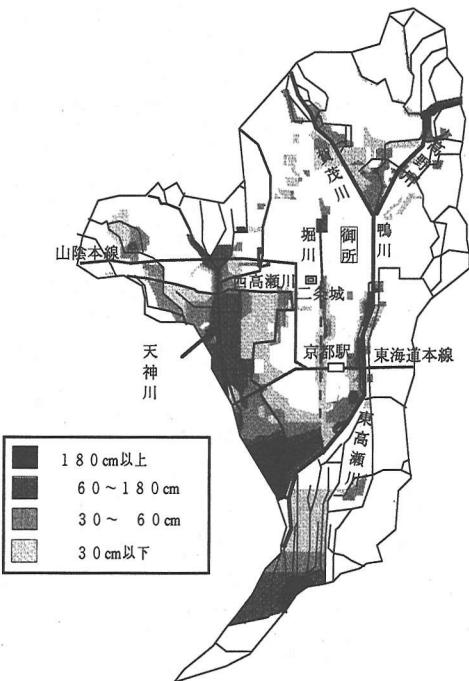


図-9 昭和 10 年の洪水時の氾濫実績

に緩和されていると言えよう。また、その他の浸水地域に関しては、多少の違いはあるものの、おおむね昭和 10 年の洪水時の浸水範囲と一致しており、かつそれらの地域では浸水深に関してもおおむね一致していることが見てとれる。

次に氾濫水の挙動を時間を追って見ていくこととする。図-10 は市街地モデル内の総水量（道路と住区の氾濫水量に河川内の水量を含めたもの）および市街地の氾濫水量（道路と住区の氾濫水量）の時間変化を表したものである。図には参考として、市街地に降る 1 時間毎の総雨量（水量）の時間変化もあわせて示している。河川内には洪水時、 $(10 \sim 20) \times 10^6 m^3$ の水量（総水量と市街地氾濫水量の差）が存在する。また市街地の氾濫水量は、市街地に降る雨単独の量に比べてかなり大きい。したがって、河川内に存在する水量とあわせて考えると、河川からの溢水による外水の量が氾濫水量のなかで大きなウエートを占めることが知られる。また、今回の降雨波形では降雨に 2 回のピークがあり、降雨の 1 回目のピーク時の出水がおさまり、排水が進みかけたときに 2 回目の降雨のピークが発生しており、再び氾濫が拡大している様子がこの図からもわかる。氾濫水量は、計算開始 17 時間後にピークを迎える、その後 7~8 時間で減少している。下水処理場からの排水流量は、図-11 に示すように、計算開始後 5~17 時間の間に 3 処理場で計 $190 m^3/s$ の最大排水流量に達しているにもかかわらず、その排水量そのものは 1 時間あたり $0.68 \times 10^6 m^3$ で市街地氾濫水量に比べてわずかであり、今回のように河川からの溢水が相当量起る際には、当然、幹線下水道に多大な排水効果を期待することはできない。

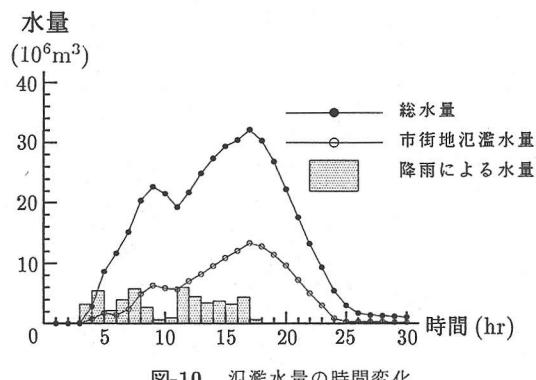


図-10 泛濫水量の時間変化

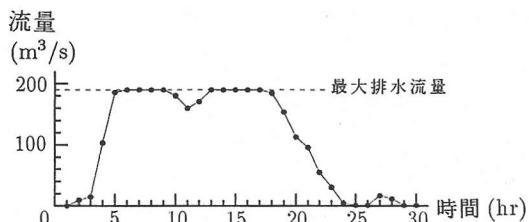


図-11 下水処理場での排水流量

てわずかであり、今回のように河川からの溢水が相当量起る際には、当然、幹線下水道に多大な排水効果を期待することはできない。

図-12 は計算開始 8 時間後、17 時間後の浸水深の分

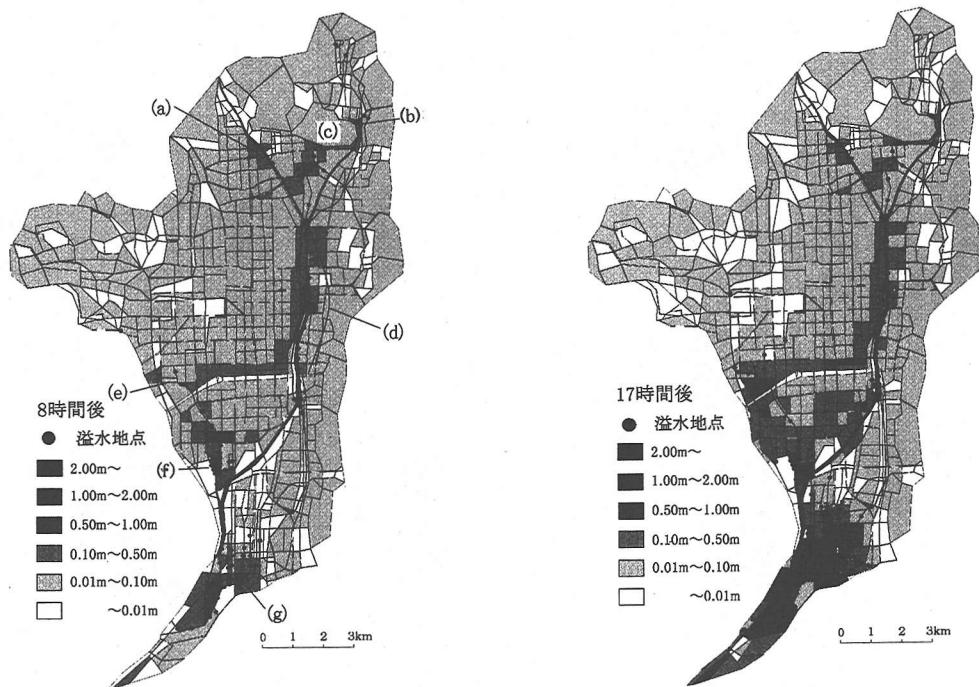


図-12 泊溢浸水深の分布の時間変化

布である。計算開始8時間後は、降雨の1回目のピーク時、17時間後は降雨の2回目のピーク終了時である。図中の「・」は、河川リンクから、隣接するリンク、ノード、住区に向かって流量が発生した場所であり、溢水地点と考えられる。8時間後、17時間後とも、溢水が見られるのは、図中に示した(a)～(g)の地域、すなわち、(a)賀茂川の上流部、(b)高野川の上流部、(c)賀茂川左岸、高野川右岸で囲まれた領域内の市内河川、(d)鴨川の市内中心部を流れる区間（鴨川、高野川の合流点付近から九条までの区間）、(e)西高瀬川の中下流域（吉祥院）、(f)西高瀬川の下流域（上鳥羽）、および(g)領域最南端の低地である横大路・淀の市内河川、である。これら溢水地点付近は、図-8の最大浸水深図の浸水深の大きい地域におおむね対応しているとともに、図-9に示した昭和10年の洪水時に浸水が発生した地域とも合致している。

泊溢水は、時間の経過とともに地盤が低い南の領域に流下していくが、幹線下水道による一部の排水を除くとその大部分は市内河川に自然排水されると考えられる。領域最南端の横大路・淀は低平地であり、中小の河川や用水路が網状に存在し、北から流下してきた泊溢水が集中する地域である。しかも、そこでの泊溢水の排除はそのほとんどを河川ポンプに頼らざるをえず、自然排水はほとんど期待できないため、結果的に長時間にわたって泊溢水が滞留するようである。図-12においても、8時間後よりも17時間後に横大路・淀で浸水範囲が拡がり、かつ浸水深が増大している傾向が

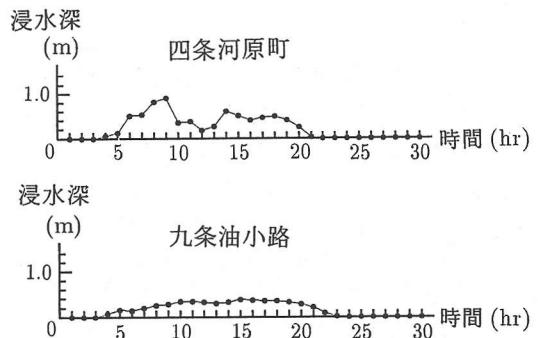


図-13 泊溢浸水深の時間変化

見てとれる。

図-13は市内中心部の四条河原町および京都駅南西の九条油小路兩地点（図-4参照）における浸水深の時間変化である。四条河原町では、鴨川右岸からの溢水により計算開始9時間後に最大1m程度の浸水深が現れ、その後も50cm程度の浸水深が約11時間継続している。この地点付近は京都市の商業中心地の一つであり、周辺には地下街や地下鉄、私鉄の地下駅が存在している。このような浸水が生じれば、地表の泊溢水は地下への入口を通って地下空間に浸入し、地表だけでなく地下にも甚大な被害が拡がることが十分予想される。また国道1号線沿いの九条油小路においても、

四条河原町ほどの浸水深ではないものの、0.3～0.4mの浸水深が計算開始8時間後から12時間以上継続しており、市内交通の要衝であることから道路交通機関に多大な影響がでると考えられる。

なお、今回実施した計算では、市内河川からの排水に及ぼす桂川、宇治川の水位の影響を考慮しなかったが、これらの河川の外水位が高く、そのため市内河川の水位がせき上げられ、結果として氾濫水の市内河川への排水が進まない場合には、さらに厳しい氾濫状況が予想されよう。

4. 結論

道路を開水路網とみたてる従来の1次元の街路ネットワークモデルに、河川網も地盤が低い道路とみなし、それらを組み込む新たな氾濫解析法をベースに、これに山地からの流出解析モデル、幹線下水道モデルを組み込んだ、「都市域の豪雨氾濫解析モデル」を開発した。そしてこのモデルを京都市内域に適用し、豪雨による氾濫の挙動をシミュレーション解析した。本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

1. 豪雨時に時間の経過とともに市内河川の溢水により市内氾濫が生じ、その氾濫水が地形に従い流下した後、排水されるプロセスが、ここで提案したモデルにより表現できることを確認した。
2. 昭和10年の降雨条件のもとで、現在の京都市内域での洪水氾濫状況を解析したところ、多少の違いはあるが、当時の洪水氾濫実績とおおむね一致した結果が得られた。
3. 現在、仮に昭和10年と同規模の豪雨が発生した際には、鴨川沿いの京都の中心部で最大1m程度の氾濫が生じることが予想され、地下街や地下駅にも氾濫水が浸入し、甚大な被害が生じる可能性があることが知られた。

今後取り組むべき課題としては多くのことが考えられるが、その中で重要なものとして以下のことが挙げられよう。

1. 今回用いている幹線下水道モデルでは、下水道内の流れを連続式と運動量式を用いて解析していない。また合流式あるいは分流式下水道で、直接、市内河川へ自然排水されるものに関しては明確なモデル化がなされておらず、現在のところ、その排水量は、市街地モデル中の地表氾濫水の市内河川への流出流量のなかに一部が含まれていると解釈される程度である。幹線下水道モデルの改良、および市内河川に自然排水される下水道のモデル化が今後の重要な課題である。
2. 市内河川の水は最終的に桂川、宇治川に排水されるが、その排水能は両河川の水位に大きく支

配される。今後、桂川、宇治川の不定流計算もあわせて実施し、市内中小河川の外水系への排水機構をモデルに組み込む必要がある。

謝辞：本研究を進めるにあたって京都市内の河川、下水道の詳しい資料を提供いただきました京都府河川課、京都市建設局、下水道局の関係者各位に深甚の謝意を表します。また、ご協力いただいた京都大学大学院生の前田修氏（現東京電力）にも謝意を表します。

参考文献

- 1) 角屋睦：都市化に伴う流出の変化、土木学会論文集、No.363/II-4, pp.23-34, 1985.
- 2) 鮎川登、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.
- 3) Suharyanto,A., Sugio,S., Deguchi,C. and Kunitake, M.: Simulation of Flood Control by Rainwater Storage Facilities in Urbanized Watershed, Journal of Hydraulic, Coastal and Environmental Engineering, JSCE, No.572/II-40, pp.95-104, 1997.
- 4) Dutta,D., Herath,S. and Mushiake,K.: Distributed Hydrologic Model for Flood Inundation Simulation, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.43, pp.25-30, 1999.
- 5) 岩佐義朗、井上和也、水鳥雅文：氾濫水の水理的数値解析法、京都大学防災研究所年報、第23号B-2, pp.305-317, 1980.
- 6) 末次忠司、栗城稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究、土木学会論文集、No.593/II-43, pp.41-50, 1998.
- 7) 福岡捷二、川島幹雄、横山洋、水口雅教：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究、土木学会論文集、No.600/II-44, pp.23-36, 1998.
- 8) 渡辺政広、江藤剛治、室田明：取付管の調圧効果を考慮した下水道管網内の遷移流計算法、土木学会論文集、No.411/II-12, pp.81-90, 1989.
- 9) たとえば、神田徹、神吉和夫、西山武志：下水道台帳を利用した都市下水道の雨水流出解析システム、水工学論文集、第39卷、pp.67-72, 1995.
- 10) 椎葉充晴、立川康人、市川温、堀智晴、田中賢治：樹脂容水量・パイプ流を考慮した斜面流出計算モデルの開発、京都大学防災研究所年報、第41号B-2, pp.229-235, 1998.
- 11) 椎葉充晴、市川温、柳原哲由、立川康人：河川流域地形の新しい数理表現形式、土木学会論文集、No.621/II-47, pp.1-9, 1999.
- 12) 井上和也、川池健司、林秀樹：都市域における氾濫解析モデルに関する研究、水工学論文集、第43卷、pp.533-538, 1999.
- 13) 中川一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究、京都大学学位論文、pp.15-19, 1989.

- 14) 前出 5)
15) 京都市下水道局総務部庶務課:京都の下水道 No.8 (パンフレット), 1997.
16) 京都市役所: 京都市水害誌, 1936.
- 17) 京都府: 鴨川改修計画書, pp.26-29, 1976.
18) 前出 12)
- (1999.9.14 受付)

INUNDATION ANALYSIS DUE TO HEAVY RAINFALL IN URBAN AREA

Kei-ichi TODA, Kazuya INOUE, Satoshi MURASE,
Yutaka ICHIKAWA and Hideo YOKOO

The mathematical model which can simulate inundation process in urban area due to heavy rainfall has been newly developed. The network model in which streets, rivers and channels are treated as a channel network is used. The discharge hydrographs obtained by the runoff analysis in the surrounding mountainous area are imposed as the upstream boundary conditions. A simplified sewerage model is also incorporated. The model is applied to Kyoto city area. The computed results show a good agreement with the record of inundation depth distribution in 1935. It is also verified that this model can express the inundation process, namely, the temporal change of inundation water volume and inundation area.