

低平地河川流域での豪雨による都市氾濫解析

川池健司¹・井上和也²・戸田圭一³・野口正人⁴

¹ 正会員 博(工) 長崎大学助手 工学部 (〒 852-8521 長崎市文教町 1-14)

² フェロー 工博 京都大学教授 防災研究所 (〒 611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

³ 正会員 Ph.D. 京都大学教授 防災研究所 (〒 611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

⁴ フェロー 工博 長崎大学教授 工学部 (〒 852-8521 長崎市文教町 1-14)

近年のわが国では、集中豪雨による都市水害が毎年のように発生していることから、浸水被害を予測するためのシミュレーションモデルの開発が盛んに行われている。本研究では、低平地河川流域として水害常習地である大阪府の寝屋川流域に着目し、都市域の氾濫解析モデルとして、1) 山地部、2) 河川網、3) 下水道網、4) 堤内地の4つのサブモデルからなる統合型氾濫解析モデルを構築した。1999年8月の実績降雨を用いてモデルの検証を行ったところ、堤内地の氾濫規模に関してはうまく再現できることを確認した。さらに、寝屋川流域の治水計画の対象降雨となっている1957年の八尾実績降雨と、2000年東海豪雨災害時の名古屋での降雨を流域全体に一樣に与えた解析により、雨水の時間的・空間的な分布を表現し、浸水危険区域を指摘することができた。

Key Words : *inundation flow analysis, low-lying river basin, Neyu River basin, urban area*

1. はじめに

わが国の地形は、国土の約3分の2を山地が占めており、必然的に狭い低平地に都市が集中して立地している。近年、この低平地で頻繁に都市水害が発生している。都市機能の集積によるヒートアイランド現象が原因で集中豪雨が増加しているという議論がなされているが、ともかく低平地に豪雨が発生すればその排水が困難であることは自明である。とくにわが国の都市河川の洪水時の水位は都市域の地盤高よりも高いところが多く、水害による被害を深刻化させている。1999年6月の福岡水害、ならびに2000年9月の東海豪雨災害は、典型的な都市型水害の事例として国民の関心をひきつけただけでなく、わが国の都市水害対策の遅れを指摘する警鐘ともなった。これらの都市水害を受けて2001年7月に水防法の一部が改正され、国土交通大臣、ならびに都道府県知事が指定する洪水予報河川で浸水想定区域の指定・公表が義務づけられた。さらに2003年6月には特定都市河川浸水被害対策法が公布され、特定都市河川の都市洪水想定区域、都市浸水想定区域の指定・公表が順次なされることになっている。したがって、現在、与えられた外力(降雨量や河川からの氾濫流量など)によってどの程度の浸水被害が予想されるのかを精度よく予測する技術が要求されている。

このような社会的要請の高まりに加え、計算機の発達、氾濫解析のソースプログラムの公開^{1),2)}、標高や土地利用などの各種数値データの整備などもあって、近年では多くの研究者が氾濫解析に取り組んでいるが、氾濫解析に関しては、水防法の改正以前から数多くの研究がなされている。その先駆的研究として、Xanthopoulos & Koutitas³⁾はdiffusion waveモデルの2次元氾濫解析を行っており、それ以来diffusion waveモデルによる解析(例えばAkan and Yen⁴⁾、Wasantha Lal⁵⁾など)、dynamic waveモデルによる解析(例えばFennema & Chaudhry⁶⁾、Zhaoら⁷⁾など)および有限要素法による解析(例えばAkanbi & Katopodes⁸⁾など)が試みられるとともに、解析モデルと効果的な可視化モジュールがパッケージになった市販のソフトウェア(SWMM、MOUSE、HYDROWORKSなど)が開発されてきた。また国内では、岩佐ら⁹⁾によってdynamic waveモデルの浅水方程式による二次元氾濫解析が行われて以来、末次・栗城¹⁰⁾によって合成粗度係数の概念が導入されたり、福岡ら¹¹⁾や秋山ら¹²⁾や橋本ら¹³⁾によって家屋群による抵抗を考慮した解析モデルが提案され、武田・松尾¹⁴⁾によって下水道の影響を考慮した解析手法が提案される等、氾濫解析モデルの都市域への適用が試みられてきた。一方、著者らは都市域の道路や建造物の影響を考慮するために、一般曲線座標系や非構造

格子を都市域の氾濫解析に適用したり、街路ネットワークモデルという新たな手法を提案してきた¹⁵⁾。さらに、都市域全体の氾濫状況を把握するためには山地部からの流出をも含めた流域レベルでの視点が必要との考えから、流出解析と市街地氾濫解析とを統合した手法を提案し、京都市街地に適用した¹⁶⁾。

本研究では、都市水害の常習地である大阪府の寝屋川流域に着目し、低平地に立地する都市域の氾濫状況を予測するための数値解析モデルの構築を目指している。流域全体の雨水の挙動を把握するため、山地部での流出解析モデルと市街地の氾濫解析モデルを統合しただけでなく、低平地都市域の豪雨による氾濫に大きな影響を及ぼす下水道のモデルを組み込み、さらに下水道下流端のポンプ場から排水する際に問題となる河川の流況を評価するために、河川網の不定流解析モデルをも統合した氾濫解析手法を提示する。

2. 寝屋川流域の特徴

本研究で対象としている寝屋川流域は、図-1に示すように、東西を生駒山地と上町台地、南北を大和川と淀川に囲まれた、面積267.6km²の低平地河川流域であり、大阪市の一部とそのベッドタウンである寝屋川市、守口市、東大阪市、八尾市などを含む高度に都市化の進んだ領域である。

寝屋川流域の特徴は文献¹⁷⁾に詳しいが、古来この領域は海域であり次第に陸化していく過程で淀川、大和川がその流路を複雑に変え、現在では図-1のような河川網が形成されている。したがって、もともと淀川、大和川の氾濫原で水害の発生しやすい土地であったが、昭和30~40年代の高度成長期に都市部への人口集中のあおりを受け、急速な水田の宅地化が進んだために流

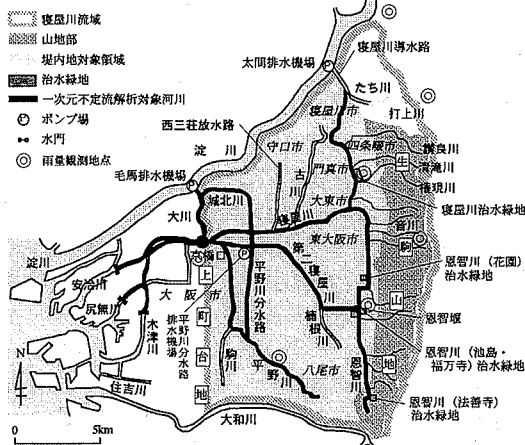


図-1 対象領域

域の保水・遊水機能が低下し雨水の流出量が増大した。さらに、地下水の汲み上げに伴う地盤沈下の影響もあって、寝屋川流域は水害の常習地としてくり返し深刻な被害をこうむるようになった。また、地形的条件から、寝屋川流域の約80%は雨水が河川に自然流下されないため、下水道とポンプによって強制排水する必要がある。都市水害の常習地として、寝屋川はよく神田川、鶴見川と並べて比較されるが、上記のような寝屋川流域の条件は他の二河川に比べて厳しいものといえよう。

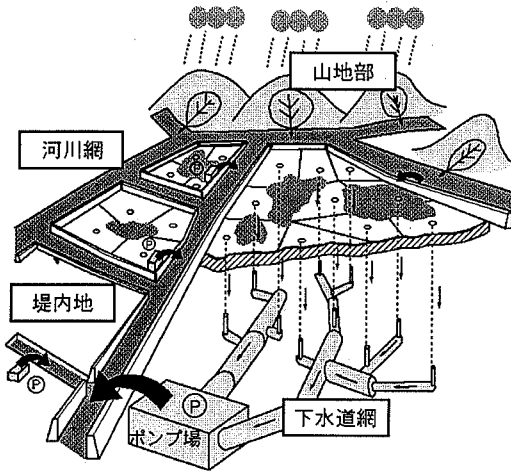
そのため、寝屋川流域では、1990年(平成2年)に「寝屋川流域整備計画」を策定し、河川と下水道と流域が一体となった総合的な治水対策を進めている¹⁸⁾。その内容は、基準点である京橋口での流域基本高水流量2,700m³/sを、河道で850m³/s、分水路や地下河川による放流施設で910m³/s、遊水地や調節池による貯留施設で640m³/s、校庭貯留や棟間貯留や各戸貯留などによる流域における対策で300m³/sを負担し、さらにソフト的対策をも併用したものとなっている。

3. 寝屋川流域のモデル化

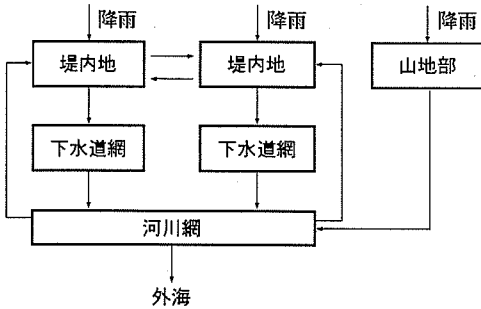
本研究では、この寝屋川流域を図-2(a)に示すように、(1)山地部、(2)河川網、(3)下水道網、(4)堤内地の4つのサブモデルからなる統合型氾濫解析モデルによってモデル化する。山地部では、kinematic waveモデルを用いて山地河川からの流出流量を求める。河川網では、特性曲線法を用いて一次元不定流解析を行う。下水道網では、管路・開水路共存状態を考慮したスロットモデルにより管内の流れを解析し、下流端のポンプ場から河川網に排水される流量を求める。堤内地では、著者ら¹⁵⁾の非構造格子モデルを用いて氾濫流の平面二次元解析を行う。なお、雨水の流れは図-2(b)に示すとおりとし、その境界部では各サブモデルが互いに境界条件となる。山地部からの流出流量は河川網の横流入流量となる。堤内地の雨水は下水道を介して河川網に排水され、排水しきれない雨水が堤内地を二次元的に氾濫する。また、河川網の水位が上昇したときの堤内地への溢水氾濫も考慮する。解析では、下流部分の影響を受けない山地部を除いた、他の3つのサブモデルは同時計算を行う。

(1) 山地部の流出解析

山地部の雨水の流出は、斜面上の雨水流(斜面流)とそれらを集めて流下する河道の流れ(河道流)から成り立つものと考えられる。本研究では、kinematic waveモデルを基にした以下の基礎式を用いる。



(a) 流域のモデル化



(b) 雨水の流れ

図-2 解析モデルの概要

<斜面流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q'}{\partial x} = r_e \quad (1)$$

$$q' = \alpha h^m \quad (2)$$

ここに、 x ：一次元の空間座標（主流方向の下向きにとられる）、 t ：時間、 q' ：斜面単位幅流量、 r_e ：有効降雨量（ $r_e = fr$ 、 f ：流出率、 r ：降雨量）、 h ：水深、 α, m ：定数であり、斜面勾配 θ_s 、等価粗度 N と Manning 則の式形を用いると $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta_s} / N$ である。

<河道流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_s}{B_s} \quad (3)$$

$$q = \alpha h^m \quad (4)$$

ここに、 q ：河道の単位幅流量、 q_s ：斜面からの単位長さあたりの横流入流量、 B_s ：河道幅、 $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta} / n$ 、 θ ：河床勾配、 n ：粗度係数である。本研究では、斜面流については特性曲線法により河道への横流入流量を計算し、河道流については Leap-Frog 法に基づく差分法で流出流量を計算する¹⁹⁾。

山地部には 25 の河川が存在するが、これらの大半は流域特性が類似していると考えられるため、代表として音川流域の流出流量を求め、ほかの流域ではこの流量を流域面積に応じて比例配分する。ただし、北部の権現川、清滝川、讃良川の 3 河川は音川と流域特性が異なっている可能性があるため、個々に流出流量を算出する。また豪雨時には、打上川流域に降った雨水は、寝屋川導水路を通して太間排水機場より淀川に排水されるが、太間排水機場の処理能力 ($110\text{m}^3/\text{s}$) を超過する流量は寝屋川の上流端から河川網に流入するとする。河道は 20m 間隔で分割し、流出率 f は 0.8^{20} 、斜面の等価粗度 N は 1.0、河道の粗度係数 n は 0.020^{19} とする。山地河川の中には未整備で十分な疎通能力を有していないものもあることから、豪雨時には河川網に流出する以前に山地部内で溢水して氾濫することが考えられる。ただしこの氾濫水量は微量で流域全体の氾濫に及ぼす影響が小さいので、山地河川の最大疎通能力（流出流量の上限）を考慮し、それを超過する分の流出流量は削除する。

(2) 河川網の洪水解析

河川網では、次の連続式と St. Venant 式を特性曲線法により解くことで、一次元不定流解析を行う。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (6)$$

ここに、 A ：流水断面積、 Q ：流量、 q ： x 方向の単位長さあたりの横流入流量（流入を正とする）、 $u = Q/A$ ：断面平均流速、 $s_0 = \sin \theta$ ：水路底勾配で、基準面から河床までの高さを z とすれば、 $\sin \theta = -dz/dx$ 、 s_f ：摩擦勾配で、抵抗則として Manning 式を用いるとき、 $s_f = n^2 u |u| / R^{4/3}$ 、 R ：径深、 g ：重力加速度である。計算に際しては、各断面の水深がわかれば流水断面積と径深が算出できるように、河川の断面特性から水深 0.1m ごとの流水断面積と径深をあらかじめ算出しておく。計算の詳細は、井上ら²¹⁾ に従うものとする。

河川網から堤内地への溢水氾濫を考慮するため、本研究では図-3 に示すように、河川網計算断面の中間点で内挿した河川水位と堤防天端高を比較して溢水氾濫発生の有無を判定する。例えば、図中の中間点 A から溢水した氾濫水は、右岸側では堤内地格子 a1 に、左岸側では a2 に流入し、a3 には流入しないものとする。河川水位を H_r 、堤防天端高を H_0 とすると、越流水深 h_1 は $h_1 = H_r - H_0$ であるから、 $h_1 > 0$ のときの単位幅あたりの溢水流量 q_0 は、越流公式より、

$$q_0 = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (7)$$

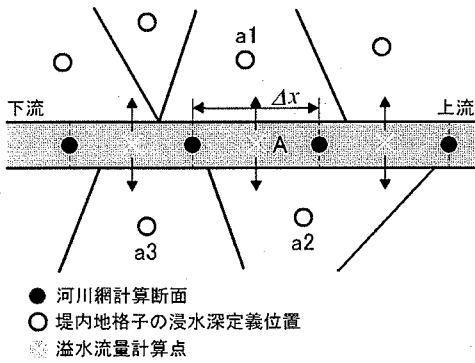


図-3 溢水流量の計算

表-1 遊水地の諸元

施設名	越流堰高 (O.P.) [m]	越流幅 [m]	貯留量 [m ³]
寝屋川治水緑地	4.75	250	1,460,000
恩智川 (花園) 多目的遊水地	6.30	150	320,000
恩智川治水緑地 (池島・福万寺地区)	6.65	300	880,000

で得られる。ここに、 μ は係数で 0.35 である。河川網ではこの流量を横流出流量とする。堤内地では越流幅 (河川網の計算断面間隔) をかけた流量がそれぞれの格子に流入するとする。なお、本研究の対象河川はほとんどがコンクリート堤防のため破堤は考えないことにする。したがって、式 (5) の q は、 q_m を山地河川、ポンプ場、中小河川からの横流入流量として、

$$q = q_m - q_{0l} - q_{0r} \quad (8)$$

と表される。 q_{0l} 、 q_{0r} は、それぞれ左右岸での単位幅あたりの溢水流量である。

河川網の上流端では、恩智川、寝屋川、平野川、権現川、第二寝屋川に微量の一定流量を与え、下流端では、安治川、尻無川、木津川の防潮水門設置箇所を解析ケースごとに境界条件を与える。これらの地点で下流端境界条件を与える理由は、寝屋川が緩流河川のために河口から約 20km 離れた内陸の生駒山麓まで大阪湾の潮位の影響が及ぶからである。粗度係数は 0.020~0.055 とする。これらの条件を与えて、各断面の水位・流量が変化しなくなった状態を定常状態として、計算開始時の初期条件とする。河川網に付随する洪水処理施設として、表-1 に示す 3 つの遊水地 (治水緑地) への貯留 (総貯水量 $2.66 \times 10^6 \text{ m}^3$)、毛馬排水機場から淀川への排水 (最大 $200 \text{ m}^3/\text{s}$)、恩智堰 (恩智川から第二寝屋川への分流点にある越流堰)、平野川分水路排水機場

の影響を考慮する。

(3) 下水道網の解析

堤内地格子に降った雨水は、枝線下水道、幹線下水道、ポンプ場を経由して河川網 (あるいは中小河川) に排水される。そこで、下水道による雨水の排水過程を以下のようにモデル化する。また、その概念図を図-4 に示す。

本研究では、下水道の流れも連続式、運動量式によって力学的に解析するものとし、下水道が管渠であることを考慮して Preissman のスロットモデル²²⁾を導入する。このモデルは、図-4 に示すように下水道の管頂部に仮想のスロットを設けることによって、管路・開水路の両状態を同一の方程式系で表現することを可能にするものである。ただし、粗度係数は 0.015、断面形は簡単のため長方形とし、スロット幅は計算を安定的に行える最小値として管路幅の 5% とする。計算断面間距離は幹線・枝線ともに約 50m とする。用いた基礎式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + u \frac{\partial Q}{\partial x} = -gA \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |Q| Q}{R^{4/3} A} \quad (10)$$

ここに、 A : 流水断面積、 Q : 流量、 q : 横流入流量、 u : 流速、 R : 径深である。さらに、 H : 水位であり、 z : 管底高、 h : 水深とすると、 $H = z + h$ であるが、 h は、

$$h = \begin{cases} A/B & : A < A_p \text{ のとき} \\ B' + (A - A_p)/B_s & : A > A_p \text{ のとき} \end{cases} \quad (11)$$

より求められる。ここに、 B : 管路幅、 B' : 管路の天井高、 A_p : 管路の断面積、 B_s : スロット幅である。

a) 枝線下水道の解析

枝線下水道の流路は、各堤内地格子の重心から最寄りの幹線下水道に到達する最短距離の線分で表現され、各堤内地格子につき 1 本ずつ存在する。ただし、勾配は一律に 1/1,000、断面形は一辺が 1m の正方形と仮定する。堤内地格子から枝線への流入流量については、排水先の幹線下水道のもつ設計流量を格子面積で按分した最大排水能力 ((4) 参照) を用いて規定し、これと堤内地格子に存在する氾濫水がすべて排水されるとき流量のうち小さいほうを枝線下水道上流端での流量とする。ただし、枝線下水道上流端のピエゾ水頭が堤内地格子の氾濫水位よりも高くなっている場合、堤内地格子から枝線下水道へは排水されないとする。また、枝線下水道では式 (9) 中の横流入流量 q はつねに 0 であり、枝線下水道と幹線下水道の境界の流量は簡単のため式 (10) の移流項を省略した式を用いて求める。

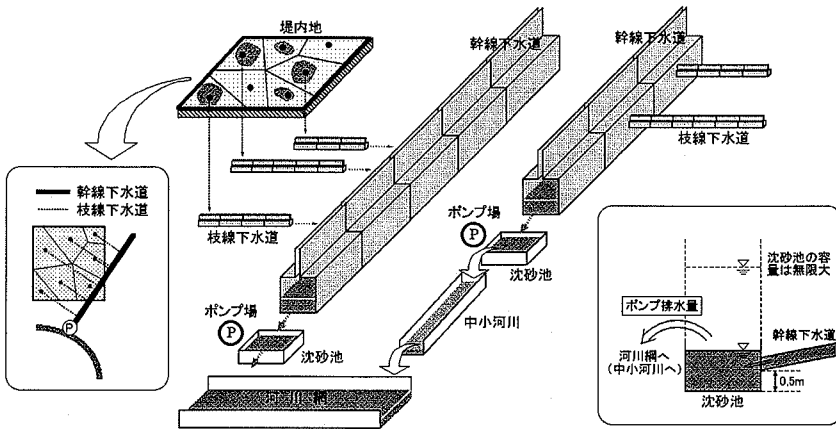


図-4 下水道モデル

b) 幹線下水道の解析

幹線下水道網はツリー状の接続関係を有する。すなわち、雨水は上流側の複数の(あるいは1本の)幹線から下流側の1本の幹線に流下するようになっており、そのいくつかの接合部分あるいは最下流端幹線の下流端にポンプ場が存在する。幹線下水道の接合部分の流量、および幹線下水道下流端の流量は式(10)の移流項を省略した式から求める。横流入流量 q は、枝線下水道下流端の流量を断面間距離で割った値である。

c) ポンプ場の取り扱い

ポンプ場には通常、図-4に示すような沈砂池とよばれる水槽が存在する。下水道によって流下した雨水はいったんこの沈砂池に貯留され、ここからポンプによって河川網(あるいは中小河川)に排水される。b)の幹線下水道下流端の流量を求める際には、この沈砂池の水位が下流端境界条件となるため沈砂池の諸元(沈砂池底面の標高、沈砂池の底面積、沈砂池の容量)を知る必要がある。本研究では、沈砂池底面の標高は接続する幹線下水道よりも0.5m低いと仮定し、沈砂池底面積はデータの得られた小阪排水機場の値を各ポンプ場の排水能力に比例させて各ポンプ場の沈砂池水位を求める。ただし、沈砂池の容量は無限大とする。ポンプ場からの排水流量は、各ポンプ場の最大処理能力と、沈砂池に貯留されている雨水がすべて排水されるとしたときの流量のうち小さいほうの値とする。

d) 中小河川

ポンプ場から排水された雨水は、中小河川を通して河川網に排水される場合もある。これらの河川は長方形断面の一次元排水路と考え、以下の式を適用する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q_{in}}{B} \quad (12)$$

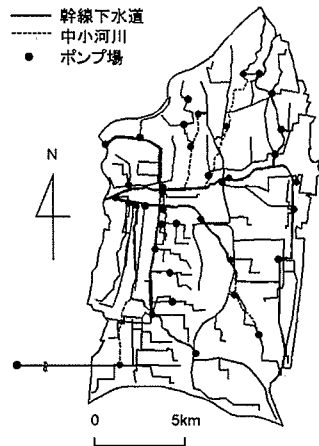


図-5 下水道網

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{7/3}} \quad (13)$$

ここに、 q_{in} : ポンプ排水による x 方向の単位長さあたりの横流入流量、 B : 川幅である。下流端では、段落ちの式²³⁾によって河川網への流出流量を求める。

ポンプ場から雨水が排水される中小河川は駒川、楠根川、西三荘放水路、古川の4河川である。各河川の粗度係数は0.020¹⁹⁾、川幅は5mとし、50m間隔で河道を分割する。中小河川も含めた下水道網を図-5に示す。寝屋川流域の下水道はそのほとんどが合流式であるが、ここでは管径2m以上のものを幹線下水道として採用した。対象とした幹線下水道の総管渠延長は約227kmである。なお、寝屋川流域には下水道に接続して流域調節池が建設されているが、氾濫水量に対して総貯水容量が小さいこと、貯留開始のタイミング等をモデル化することが難しいことから、本研究では考慮していない。

(4) 堤内地の内水氾濫解析

堤内地では、河川網や下水道の集水区などの境界を適切に表現するため、非構造格子モデル¹⁵⁾を用いて解析する。その際、建造物および盛土構造物の影響を考慮するため、占有率と通過率をパラメータとして導入する¹⁵⁾。ここに、占有率とは各解析格子の面積に対する建造物(非浸水性と仮定)の占める面積の割合であり、通過率とは盛土構造物を配置した格子辺長に対するカルバート部分の長さの割合として定義する。低平地の内水氾濫では大きな流速は発生しないと予想されることから、基礎式には、以下の連続式と移流項を省略した運動量式を用いる。

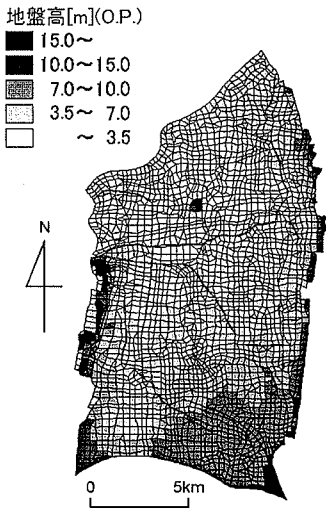


図-6 解析格子と地盤高

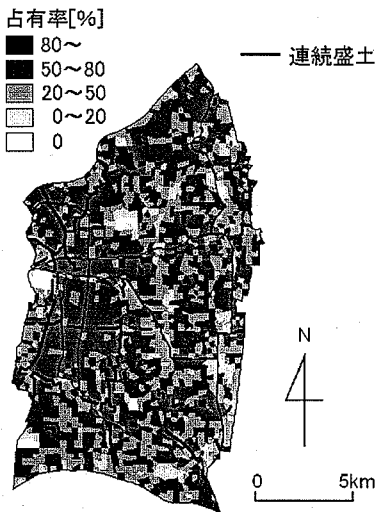


図-7 占有率と盛土構造物

$$(1-\lambda) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M^*}{\partial x} + \frac{\partial N^*}{\partial y} = r_e + \frac{\sum_k (q_0 \cdot \Delta x)_k}{A} - \frac{Q_{out}}{A} \quad (14)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (15)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (16)$$

ここに、 λ : 占有率, $M^* = \beta M$, $N^* = \beta N$: 補正流量フラックス, β : 通過率, k : 各格子に溢水してくる溢水流量計算点, A : 格子面積, Q_{out} : 格子から下水道への雨水排水流量であり, Q_{out} は以下のようにして決定する。まず, 格子 m には枝線下水道への最大排水能力 Q_m が与えられている。 Q_m は, 排水先幹線下水道の設計流量 q_I を, その幹線に排水する格子の面積で按分するよう, 以下の式で定義される。

$$Q_m = \frac{A_m}{\sum_{k=1} A_k} q_I \quad (17)$$

ここに、 I : 格子 m の排水先の幹線下水道, K_I : 幹線下水道 I に排水する格子数, A_k, A_m : それぞれ格子 k, m の面積である。 Q_{out} は, 格子の最大排水能力 (Q_m) と, 格子 m に存在する氾濫水がすべて排水されるとき流量のうち, 小さいほうの値とする。ただし, 枝線下水道上流端のピエゾ水頭が格子の氾濫水位よりも高い場合には, $Q_{out} = 0$ とする。

本研究の対象領域には 35 の下水道の集水区が存在し, この集水区をもとに堤内地を 2,915 個の非構造格子に分割する。図-6 には解析格子と地盤高を, 図-7 には各解析格子における建造物の占有率と盛土構造物の位置を示す。堤内地の流出率は全域で 0.8²⁰⁾ とし, 粗度係数は全域一様に 0.067¹⁵⁾ とする。

4. 解析結果と考察

(1) モデルの検証

本研究で用いたモデルについて, 1999 年(平成 11 年) 8 月 11 日の実績降雨を用いて妥当性を検証する。

a) 計算条件

降雨条件として, 図-8 に示すように, 1999 年 8 月 11 日に 7 箇所の雨量観測所で観測された 10 分間雨量を用いる。1999 年 8 月 11 日の降雨は, 枚岡で観測された時間雨量 56mm/hr, 総雨量 244mm を最大値とする規模の降雨である。この降雨についてティーセン法を用いて, 堤内地では下水道の集水区ごとに, 山地部では山地河川流域ごとに雨量の空間分布を与える。また, 河川網の下流端境界条件として, 安治川, 尻無川, 木津

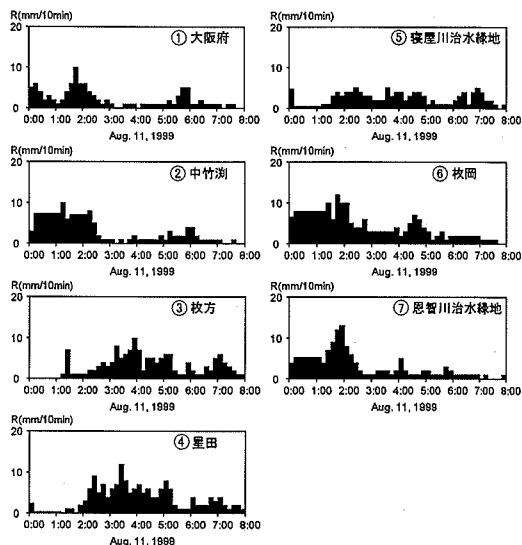
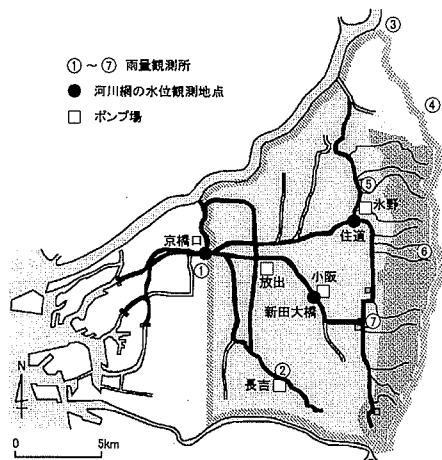


図-8 1999年8月11日の降雨量

川の各水門設置箇所にて安治川水門での実測潮位を与える。 Δt は、山地部で0.1s、河川網・堤内地・下水道網では0.5sを用い、計算時間は8時間とする。

b) 解析結果と考察

解析による浸水域 (0.1m以上の浸水) と実際の浸水域を図-9(a)に示す。氾濫面積の規模や、平野川分水路周辺および平野川分水路と第二寝屋川に挟まれた地域でもおに氾濫している点は、本研究の解析によっておおよそ再現できている。ただし、詳細な浸水域までは再現できているわけではないが、その相違は降雨の空間分布が実績どおりに与えられていない可能性があること、浸水実績図が聞きこみと痕跡調査に基づいているため不正確な部分があること等に起因していると考えられる。

図-9(b)は、河川網の3地点(京橋口、新田大橋、住道)における水位の時間変化について解析結果と実測値を比較したものである。解析の後半における水位はよく再現できているものの、京橋口と新田大橋での初期の計算値と、各地点のピーク値が実測値を下回っているのが目立つ。その理由としては、与えた降雨分布が実際と異なっている可能性や、実際の排水ポンプの操作が人為的判断によって大きく左右されることなどが考えられる。

図-9(c)は、上記の3地点から最寄りのポンプ場(放出処理場、小阪抽水所、水野抽水所)と長吉抽水所における排水流量の解析結果と実測値を比較したものである。これをみると、前者の3箇所は解析結果が実測値の傾向を比較的良好に表しているが、長吉抽水所に関しては解析による排水流量が実測値を大きく上回っている。

これは、解析時間中のポンプ場からの総排水量の差や、長吉抽水所の集水区で実際には見られなかった浸水域が解析では現れていることから、降雨の与え方が実績どおりでなかったことが原因と考えられる。

以上の結果から、堤内地から下水道網への流量や河川網内の流れに関しては降雨分布を精度よく与えた上でさらなる検討が必要であるが、本研究で提示したような手法により流域内の雨水の流れの定性的な傾向を再現できることは確認できた。

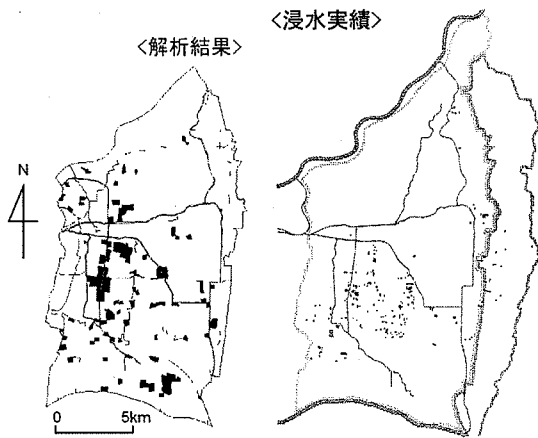
(2) 八尾の実績降雨による氾濫解析

a) 計算条件

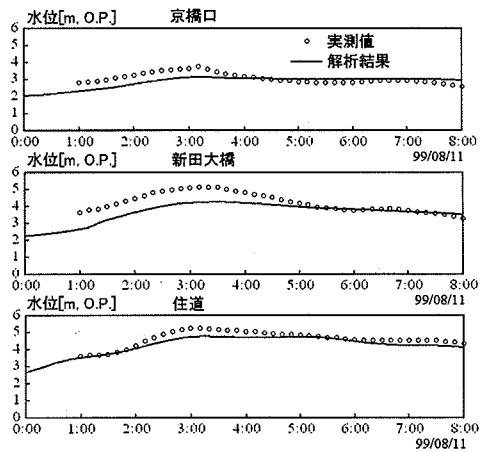
つぎに、寝屋川治水計画の対象となっている、寝屋川流域での戦後最大実績降雨を与えたときの解析を行う。この降雨は1957年(昭和32年)に八尾で観測された1時間毎の降雨で、図-10の上部に示すように、最大時間雨量は63mm/hr、総雨量は311mmであった。この降雨を山地部と堤内地の全域に一様に与える。河川網下流端では、大阪湾潮望平均満潮位(O.P.+2.2m)を一定潮位として与える。 Δt は(1)と同じ値を用い、計算時間は40時間とする。

b) 解析結果と考察

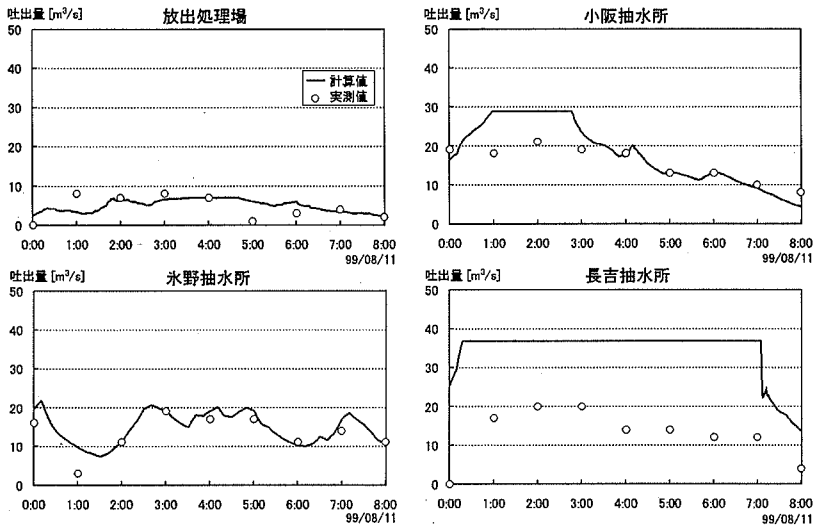
図-10の下部は、流出解析で得られた音川および権現川、清滝川、讃良川流域からの流出流量ハイドログラフである。山地部の25河川流域のうち2河川で最大疎通能力を上回る流量が現れたので、その超過流量は削除した。しかし、その削除した水量は山地部からの総流出流量と比較してきわめて微量であったため、河川の洪水および堤内地の氾濫にはほとんど影響を与え



(a) 浸水域の比較



(b) 河川水位の比較



(c) ポンプ場排水流量の比較

図-9 解析結果と実測値の比較

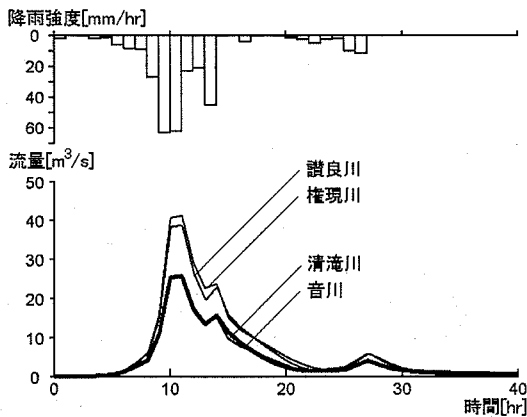


図-10 山地部からの流出流量ハイドログラフ

ないと考えられる。

寝屋川の基準点である京橋口での流量ハイドログラフを図-11に、京橋口で最大流量が現れた時刻での河川網各地点の流向・流量を図-12に示す。今回の解析での京橋口のピーク流量は $880\text{m}^3/\text{s}$ であり、計画高水流量の $850\text{m}^3/\text{s}$ を少し上回る結果となった。また、図-12より、複雑なネットワークを形成している河川網の分・合流点において、流量・流向が適切に表されていることがわかる。なお、恩智堰で第二寝屋川分流後に流量が減少しているのは、恩智川治水緑地(池島・福万寺地区)の影響であり、解析において遊水地への越流が表現されていることもわかる。

堤内地の浸水深の時間変化を図-13に、最大浸水深を図-14に示す。図より、降雨強度が大きくなった時刻か

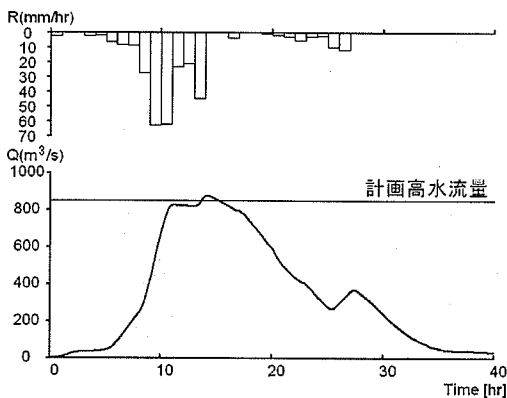


図-11 京橋口での流量ハイドログラフ

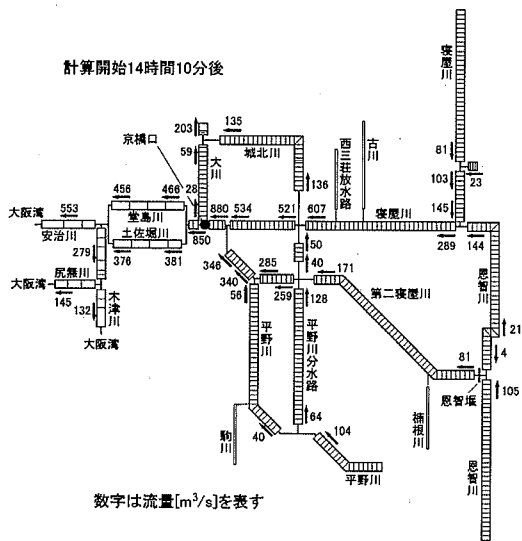


図-12 河川網の流向・流量

ら、下水道網で処理しきれなかった雨水が氾濫し始め、氾濫水が地盤高の低い方に向かって地表面を流れていることがわかる。とくに河川堤防や鉄道盛土に沿って、雨水がせき止められて浸水深が大きくなる傾向がみられる。このような結果から、これらの地域は豪雨時にはとくに危険であると指摘することができる。降雨が終了してからも下水道による氾濫水の処理は続けられるが、地域によってその処理速度に差がみられることもわかる。したがって、この解析によって下水道などの雨水処理能力を強化すべき地域を指摘することも可能である。

(3) 東海豪雨災害時の降雨による氾濫解析

2000年9月に東海地方を襲った豪雨は、名古屋市をはじめとする各地に甚大な被害をもたらした。このときの降雨を寝屋川流域に与えたとき、どの程度の被害

が発生しうるかをシミュレーションする。用いた降雨は2000年名古屋地方気象台で観測された降雨(図-15)で、最大時間雨量は93mm/hr、総雨量は567mmである。その他の計算条件は(2)と同様である。

得られた結果のうち、浸水深の時間変化を図-16に、最大浸水深を図-17に示す。浸水深が大きくなる場所では、2.0mを超えていることがわかる。八尾実績降雨の場合(図-13、図-14)と比較すると、浸水域が流域全体に大きく広がり、浸水深も大きくなっている。また、排水に要する時間が大幅に長くなっている。ここで想定した降雨は東海豪雨災害時に名古屋で観測された雨を寝屋川流域全域に一律に与えているため、条件として厳しいものではあるが、寝屋川流域でもこの程度の浸水被害が発生する可能性があり、東海豪雨災害を越えるような惨事も十分に起こりえることがわかる。

これまでの洪水ハザードマップや国土交通省の作成している浸水想定区域図では、図-14、図-17のような最大浸水深図の重ね合わせによって危険区域が表示されていた。また、寝屋川流域の治水計画においても流量の配分には時間の概念が含まれていなかった。しかし、図-13、図-16のように浸水域の分布を時系列的に表示することで、自分たちの住む地域がどの程度の浸水を受ける可能性があるのかわかるだけでなく、浸水がどの程度の時間続くのかといった情報も得ることができる。また、表示する時間刻みを小さくして動画として表示したり避難シミュレーションと組み合わせることによって、氾濫水がどこから伝わってくるのか、避難時にどちらに向かって逃げればよいのかといった情報も得ることができる。住民に対して水害をより現実的なものとして訴えるためには、最大浸水深のみならずその時間変化を示すことも重要であると考えられる。

5. おわりに

本研究では、低平地河川流域である寝屋川流域の豪雨による氾濫機構をモデル化することを目的として、山地部、河川網、下水道網、堤内地の4つのサブモデルを統合することによって、氾濫水の複雑な挙動を表現する数値解析モデルを構築した。モデルの検証として、近年の実績降雨に対する浸水実績や河川水位と解析結果との比較を行い、このモデルが実際の現象をある程度説明できるものであることを確認した。また、寝屋川流域治水計画の対象降雨および東海豪雨災害時の名古屋降雨による解析結果から、周辺よりも地盤の低い地域や河川堤防・鉄道盛土に沿った地域では氾濫水が



図-13 浸水深の時間変化 (八尾降雨の場合)

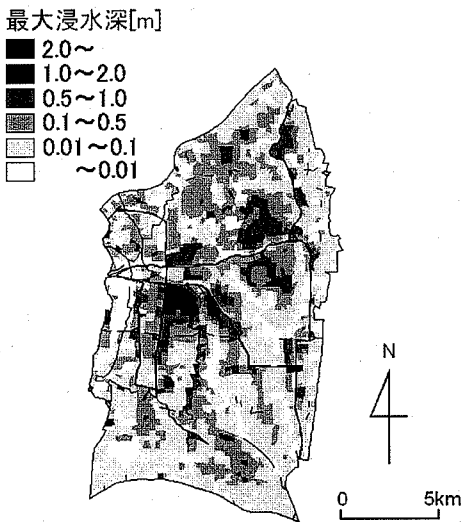


図-14 最大浸水深 (八尾降雨の場合)

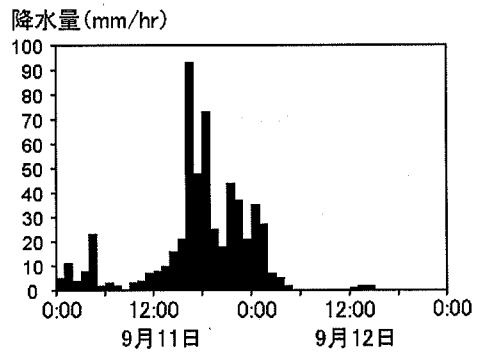


図-15 東海豪雨災害時の名古屋降雨

集まりやすく危険であることが確認された。

本研究では既存のモデルの利点を生かしながらそれらを統合した氾濫解析モデルを構築することによって、内水氾濫解析の際に必要な流域全体の雨水の追跡が可能になった。結果として、寝屋川流域程度の規模を有する流域に対しても、流域の中でどの地域が浸水被害にあいやすいのか、どの程度の浸水深に達する危険性があるのか、下水道の容量が不足しているのはどの地

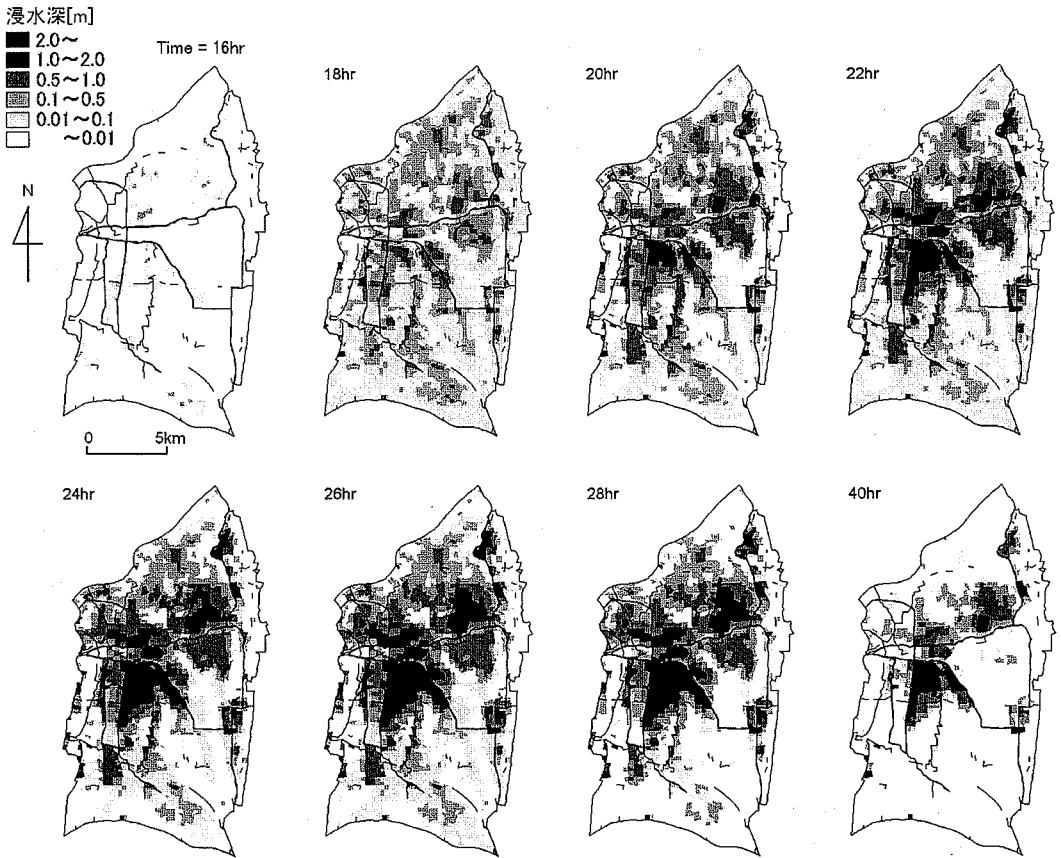


図-16 浸水深の時間変化 (名古屋降雨の場合)

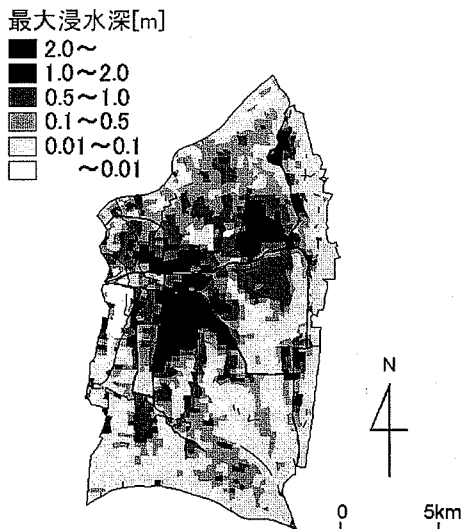


図-17 最大浸水深 (名古屋降雨の場合)

域かといった情報を提供することのできるモデルを提示できたと考えられる。

謝辞：本研究を進めるにあたっては、科学研究費補助金、基盤研究(B)(2) (代表：井上和也，課題番号 12480112) の援助ならびに社団法人近畿建設協会の研究助成を受けた。ここに記して謝意を表します。また、下水道の資料などを快くご提示くださいました大阪府土木部河川課，大阪市都市環境局建設部，株式会社ニュージェック河川海岸部の方々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 中川 一：氾濫流の解析，水工学における計算機利用の講習会 講義集，土木学会水理委員会，pp.43-50，1999.
- 2) 井上和也：洪水氾濫流の計算，水理公式集 例題プログラム集 [平成 13 年版]，土木学会，2002.
- 3) Xanthopoulos, T., and Koutitas, C.: Numerical simulation of a two-dimensional flood wave propagation due to dam failure, *Journal of Hydraulic Research*,

- Vol.14, No.4, pp.321-331, 1976.
- 4) Akan, A. O., and Yen, B. C.: Diffusion-wave flood routing in channel networks, *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, Vol.107, No.HY6, pp.719-732, 1981.
 - 5) Wasantha Lal, A. M.: Performance comparison of overland flow algorithms, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.124, No.4, pp.342-349, 1998.
 - 6) Fennema, R. J., and Chaudhry, M. H.: Explicit methods for 2D transient free-surface flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.116, No.8, pp.1013-1034, 1990.
 - 7) Zhao, D. H., Shen, H. W., Tabios III, G. Q., Lai, J. S., and Tan, W. Y.: Finite-volume two-dimensional unsteady-flow model for river basin, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, pp.863-883, 1994.
 - 8) Akanbi, A. A., and Katopodes, N. D.: Models for flood propagation on initially dry land, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.114, No.7, pp.686-706, 1988.
 - 9) 岩佐義朗, 井上和也, 水鳥雅文: 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第23号B-2, pp.305-317, 1980.
 - 10) 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.
 - 11) 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.
 - 12) 秋山壽一郎, 浦 勝, 重枝未玲, 有田由高: 杭群のある場における非定常自由表面流の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第43巻, pp.527-532, 1999.
 - 13) 橋本晴行, Kichan Park, 加藤修二, 山崎一彦, 天方匡純: 1999年6月福岡水害における博多駅周辺の洪水氾濫解析, 河川技術論文集, 第8巻, pp.127-132, 2002.
 - 14) 武田 誠, 松尾直規: 下水道システムを考慮した氾濫解析法に関する数値解析的研究, 水工学論文集, 第44巻, pp.467-472, 2000.
 - 15) 川池健司, 井上和也, 林 秀樹, 戸田圭一: 都市域の氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.698/II-58, pp.1-10, 2002.
 - 16) 戸田圭一, 井上和也, 村瀬 賢, 市川 温, 横尾英男: 豪雨による都市域の洪水氾濫解析, 土木学会論文集, No.663/II-53, pp.1-10, 2000.
 - 17) 吉田喜七郎: 都市河川流域における水防災計画に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1987.
 - 18) 大阪府土木部河川室, 寝屋川水系改修工営所: 寝屋川流域総合治水対策, 2001.
 - 19) 川池健司, 井上和也, 戸田圭一, 中井 勉: 流出土砂が急傾斜都市氾濫解析に及ぼす影響, 水工学論文集, 第45巻, pp.883-888, 2001.
 - 20) 大阪府土木部河川課, 株式会社ニュージェック: 淀川水系毛馬排水機場操作規則検討業務委託報告書, 1997.
 - 21) 井上和也, 戸田圭一, 前田 修: 河川網が発達した領域での氾濫解析法とそのメコンデルタへの適用, 水工学論文集, 第44巻, pp.485-490, 2000.
 - 22) Chaudhry, M. H.: *Applied Hydraulic Transients*, Van Nostrand Reinhold, 1979.
 - 23) 土木学会編: 水理公式集, 昭和60年改訂版, pp.288-289, 1985.

(2003.10.22 受付)

INUNDATION FLOW ANALYSIS DUE TO HEAVY RAINFALL IN LOW-LYING URBANIZED RIVER BASIN

Kenji KAWAIKE, Kazuya INOUE, Keiichi TODA and Masato NOGUCHI

Recently in Japan, there are a lot of flood disasters in urban area due to heavy rainfall almost every year, so many simulation models have been developed to predict the flood damage. In this study, an inundation flow model is developed which consists of four sub-models (mountainous area, river network, sewerage network and drainage basin) and applied to the Neya River basin. The validity of this model is confirmed by comparing the numerical results with the actual inundated area or the water level of the river network. Then, the computation is executed for the rainfall condition observed in this area in 1957, and it has been found out that this model can express the inundation process in this river basin.