

寝屋川流域を対象とした 氾濫解析モデルの高度化

REFINEMENT OF INUNDATION FLOW MODEL APPLIED TO NEYA RIVER BASIN

川池健司¹・井上和也²・戸田圭一³・野口正人⁴

Kenji KAWAIKE, Kazuya INOUE, Keiichi TODA and Masato NOGUCHI

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 宇治市五ヶ庄)
³ 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)
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)

Many inundation flow models have been developed in Japan. In this study, a comprehensive inundation flow model, that we developed last year, is refined by adding the process of overtopping flow from the river network into the drainage basin, replacing the sewerage model into the one based on the dynamic equations. The effects of buildings, bankings of railway and flood control facilities are also considered. This model is applied to Neya River basin, Osaka Pref., and the validity of this model is considered by comparing with the actual records of inundated area and water level of the river network.

Key Words : low-lying river basin, inundation flow analysis, heavy rainfall, sewerage system, slot model, Neya River basin

1. はじめに

近年のわが国では、集中豪雨による都市水害が頻繁に発生しており、国土交通省による浸水想定区域図の公表、ならびにそれを基にした各自治体による洪水ハザードマップの整備が進められている。そのような流れを受けて、これまで氾濫解析手法としてさまざまなモデルが開発され、都市域に適用した事例が発表されている。著者ら¹⁾は、大阪府の寝屋川流域を対象として、山地部、河川網、下水道網、堤内地からなる統合型の内水氾濫解析モデルを提示した。このモデルによって、流域全体の雨水の流れを追跡することができ、浸水域の時空間的分布を把握することが可能になったが、現実の雨水の流れを表現するにはさらに改良の余地を残すものであった。

本研究では、下水道部分を連続式と運動方程式に基づくモデルに入れ替えたり、寝屋川流域に存在する都市の諸要素や治水施設をモデルに組み込むなどして、上記モデル（以下、「従来モデル」とよぶ）の高度化を図っている。さらに、過去の実績降雨でモデルの検証を行い、寝屋川流域の計画降雨を用いて流域の浸水危険度を検討する。

2. 解析モデルの改良点

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、面積約250km²の低平地河川流域であり、大阪市の一部と寝屋川市、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。地形的要因とともに急速な都市化の進展が重なったため、国内でも有数の内水氾濫常習地となっている。そのため、総合治水対策の対象河川に指定され、流域内でさまざまな治水施設が建設・計画されている。

この寝屋川流域をモデル化した従来モデルは、図-2に示すように、(1) 山地部、(2) 河川網、(3) 下水道網、(4) 堤内地からなる統合型氾濫解析モデルである。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。下水道網では流下能力の上限を考慮した雨水排水過程のモデル化を図り、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、非構造格子を用いて氾濫流の平面二次元解析を行う。本研究では、従来モデルの各部分に対して、以下のような改良点を加える。

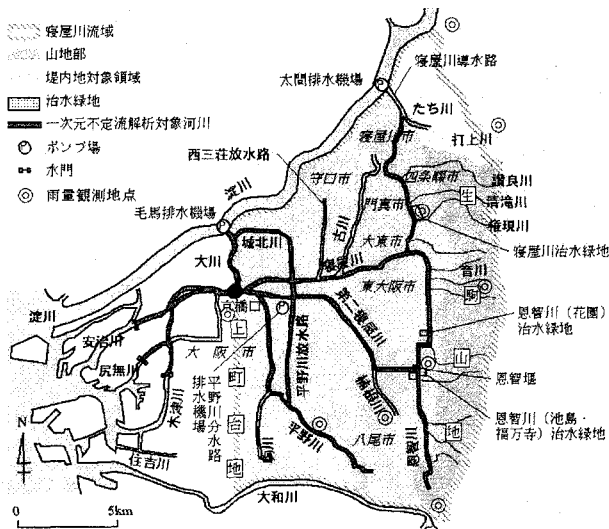


図-1 対象領域

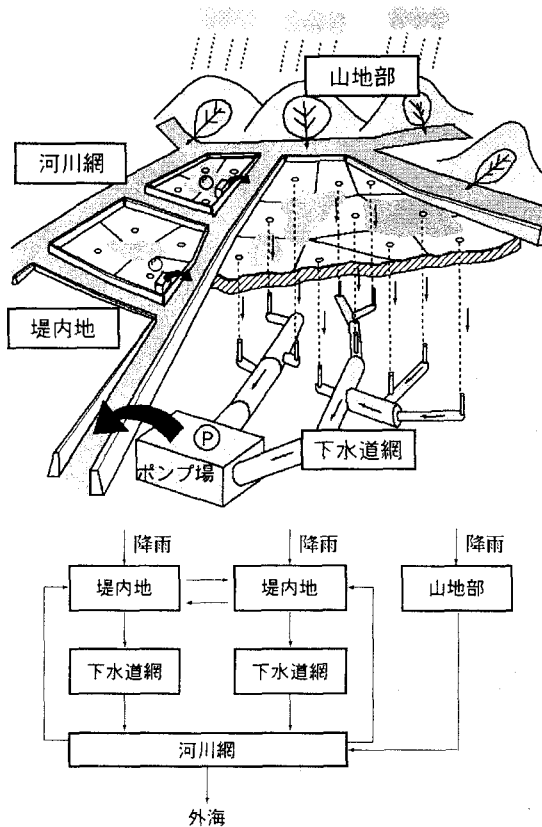


図-2 解析モデルの概要

(1) 山地部の流出解析

山地部にある河川（以下、山地河川とよぶ）での流出解析には、従来モデルと同様、以下のkinematic waveモデルを用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \begin{cases} r_e & (\text{斜面流}) \\ q_s/B & (\text{河道流}) \end{cases} \quad (1)$$

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

ここに、 x ：一次元の空間座標、 t ：時間、 h ：水深、 q ：斜面または河道の単位幅流量、 r_e ：有効降雨量、 q_s ：

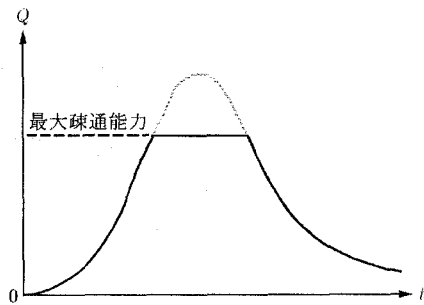


図-3 山地河川の流量ハイドログラフ

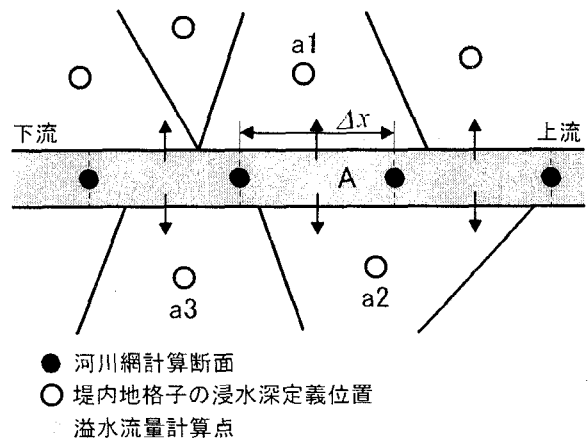


図-4 溢水流量の計算

斜面からの単位長さあたりの横流入流量、 B ：河道幅、 α, m ：定数であり、 $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta}/n$ 、 θ ：斜面または河床勾配、 n ：粗度係数である。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があることから、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も小さいので、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図-3のように削除する。

(2) 河川網の洪水解析

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-4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、越流公式により、

$$q_0 = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (3)$$

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、河川網の不定流解析で用いる基礎式は、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{in} - q_0 \quad (4)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (5)$$

である。ここに、 A : 流水断面積, Q : 流量, q_{in} : 山地河川, ポンプ場, 中小河川からの横流入流量, $v = Q/A$: 断面平均流速, s_0 : 水路床勾配, s_f : 摩擦勾配, g : 重力加速度である。

また、本研究で対象としている河川網は河道内に阪神高速道路の橋脚が存在する箇所があるため、一律0.020としていた粗度係数の値を0.020～0.055として全断面にわたって与えなおす。

寝屋川上流端からの流入は微量の一定流量としていたが、打上川流域からの流出流量を、流域面積(11.46 km²)で比例させた音川(流域面積2.47km²)の流量で代用し、そこから太間排水機場の能力110m³/s(打上川治水緑地の効果30m³/sを含む)を超過する流量が寝屋川上流端から流入するとする。

図-1に示す平野川分水路排水機場は以下のように操作されるので、その影響を考慮する。排水機場内、排水機場外、巽橋の3断面のうちのいずれかが基準水位(それぞれO.P.+2.60m, O.P.+2.60m, O.P.+3.00m)を超過した場合、平野川分水路の水門を閉鎖し、排水機場の運転を開始する。排水能力は150m³/s、この排水流量に達するのに要する時間は20分とする。ただし、排水機場内水位、排水機場外水位によっては以下のような運転を行う。

<定水位運転>

排水機場内水位はO.P.+1.00m以上を保つ。

<流量制限運転>

排水機場外水位を H_{out} として、以下のような条件で排水能力を決定する。

O.P.+3.50m < H_{out} < O.P.+4.40mのとき
: 90m³/s一定

O.P.+4.40m < H_{out} < O.P.+4.90mのとき
: 90m³/s ~ 10m³/s (H_{out} に比例)

O.P.+4.90m < H_{out} のとき
: 水門開放

(3) 下水道網の解析

従来モデルにおいて、下水道の流れはその設計流量を流下能力の上限とし、連続式のみに基づいたモデル化を行っていた。このモデルでは、雨水を剛体のように取り扱い、いかなる場合でも設計流速にしたがって下流に向かって移動していた上、著しく計算時間を消費するモデルであった。

本研究では、下水道の流れも連続式、運動方程式に

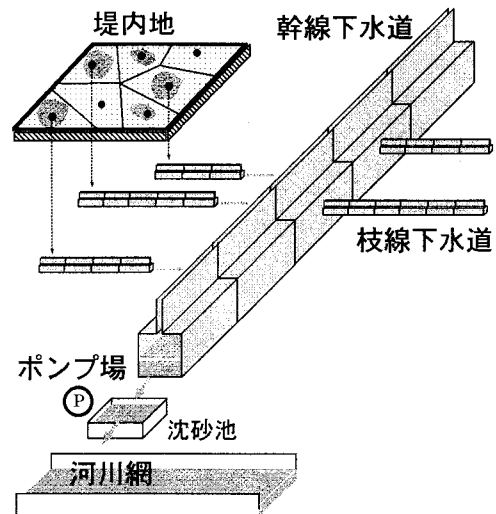


図-5 下水道モデル

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²⁾を導入する。このモデルは、図-5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。下水道による排水システムは従来モデルと同様、堤内地格子から枝線下水道、幹線下水道、ポンプ場を経て河川網(あるいは中小河川)に排水されるものとする。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。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + u \frac{\partial Q}{\partial x} = -gA \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2|Q|Q}{R^{4/3}A} \quad (7)$$

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、

$$h = \begin{cases} A/B & : A < A_p \text{ のとき} \\ B' + (A - A_p)/B_s & : A > A_p \text{ のとき} \end{cases} \quad (8)$$

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従来モデルと同様、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で規定し、これ

を枝線下水道の上流端での流量とする。ただし、枝線下水道の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れば、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(6)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移流項を省略した式(7)を用いて求める。

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移流項を省略した式(7)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。ただし、従来モデルで考慮した流域調節池は、モデルに組み込むことが困難なため本研究では考慮していない。

c) ポンプ場の取り扱い

ポンプ場には通常、図-5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を知る必要があるが、本研究ではデータの得られた小阪排水機場の沈砂池底面積を排水能力に比例させ、沈砂池底面の標高は接続する幹線下水道よりも0.5m低いとし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。

(4) 堤内地の内水氾濫解析

都市化の進んだ流域では、住宅やマンション、オフィスビル等が高度に密集しており、非浸水性の建造物によって氾濫水が押し上げられる効果は無視できない。そこで、各堤内地格子の面積に占める建造物の床面積の割合を占有率 λ とし、これによる実質浸水面積の減少を考慮する³⁾。

また、交通網が高度に発達した都市域においては、鉄道や道路の盛土が氾濫水の挙動に影響を及ぼすと考えられる。本研究ではこれらの盛土のうち、その天端高が地上の地盤高より2m以上高いものを格子境界に位置する直立壁と考える。ただし盛土天端の越流は考慮しないものとする。また、盛土部分に存在するカルバートは盛土の切かきと考え、盛土面積に対するカルバート面積の割合を格子境界の通過率 β と定義する。

したがって、堤内地の解析には以下の浅水方程式を用いる。

$$(1-\lambda) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M^*}{\partial x} + \frac{\partial N^*}{\partial y} = r_e + \frac{\sum_k (q_0 \cdot \Delta x)_k}{A} - \frac{Q_{out}}{A} \quad (9)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (10)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (11)$$

ここに、 h ：浸水深、 M, N ：それぞれ x, y 方向の流量フラックス、 $M^* = \beta M, N^* = \beta N$ ：補正流量フラックス、 A ：格子面積、 Q_{out} ：格子から下水道への雨水排水流量、 Δx ：河川網の計算断面間距離である。

3. 寝屋川流域への適用

(1) 実績降雨を用いたモデルの検証

本研究では、1999年（平成11年）8月11日の実績降雨の詳細なデータを用いて解析モデルの検証を行う。

a) 解析条件

降雨条件として、対象領域内外の8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。堤内地の流出率は、寝屋川流域総合治水計画で用いられている集水区ごとの値を用いる。また、河川網の下流端境界条件として、安治川、尻無川、木津川の各水門設置箇所に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

解析結果の最大浸水深と浸水記録を図-6(a)に示す。詳細な氾濫域までは再現できているとはいえないが、氾濫の規模や第二寝屋川以南の地域でおもに氾濫している点はおおよそ再現できている。

京橋口、新田大橋、住道における水位の時間変化を図-6(b)に示す。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、与えた降雨分布や流出率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は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。

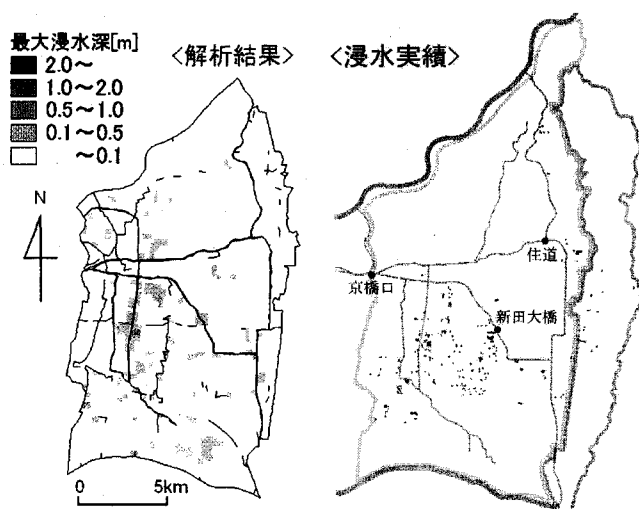
(2) 八尾の実績降雨に対する氾濫解析

a) 計算条件

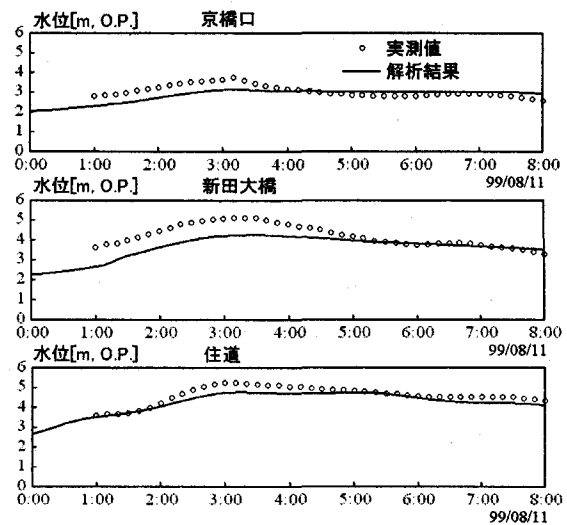
図-7の上部に示した、寝屋川流域での戦後最大実績降雨（1957年（昭和32年）、八尾、最大時間雨量63mm/hr、総雨量311mm）を考える。河川網下流端では大阪湾朔望平均満潮位（O.P.+2.2m）を一定潮位として与える。 Δt は(1)と同じ値を用い、計算時間は40時間とする。

b) 解析結果と考察

図-7の下部は、流出解析で得られた音川、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



(a) 浸水域の比較



(b) 河川水位の比較

図-6 解析結果と実測値の比較

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。京橋口での流量ハイドログラフを図-8に示す。全断面の粗度係数の値を見直したため、全体的にグラフの形状が滑らかになり、従来モデルでみられた逆流が現れなくなった。両図とも観測値は得られていないものの、降雨量および山地河川の流域面積から判断して非現実的な結果ではないと考えられる。

堤内地の浸水深の時間変化を図-9に、最大浸水深を図-10に示す。図より、従来モデルと同様に、地盤高が低く河川堤防に沿った地域では浸水深が大きくなり、危険であるという結果が得られた。本研究では、河川堤防のみならず、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地域が現れた。また、城北川からの溢水により、城北川と寝屋川の合流点付近で浸水深が大きくなっている箇所がみられるなど、新たな危険箇所が示された。全体的に浸水危険箇所は従来モデルと大きくは異ならないが、占有率を導入したことから全体に浸水深が大きくなるなど、本研究で改良した点で従来モデルによる結果との相違がみられた。

5. おわりに

本研究では、低平地河川流域の山地部、河川網、下水道網、堤内地の各部分に治水施設や都市域の諸要素の影響を考慮することによって、従来モデルを高度化することができた。とくに下水道モデルでは、管路・開水路の両状態を考慮することのできるスロットモデルを導入することによって、連続式と運動方程式で表現された力学的なモデルへと高度化することができた。ただし、この下水道モデルに関しては管路の断面形状、スロット幅、枝線下水道の勾配、ポンプ場の沈砂池の諸元など多くの仮定を含んでいるが、これらの値がどの程度解析結果に影響するのか検討する余地は

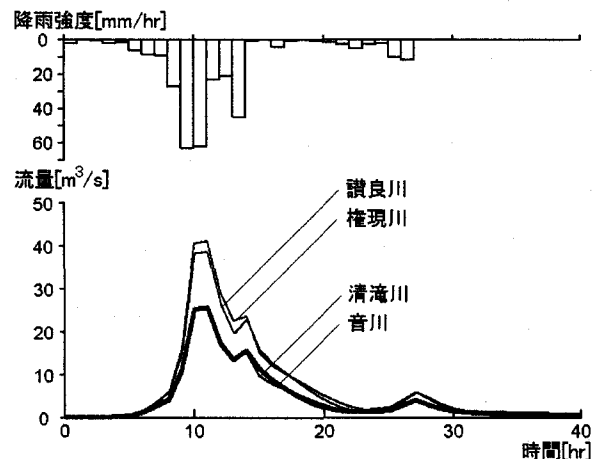


図-7 山地部からの流出流量ハイドログラフ

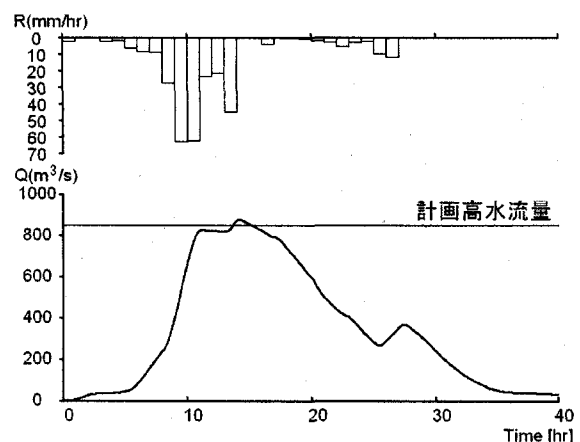


図-8 京橋口での流量ハイドログラフ

ある。しかし、本モデルのように、河川網の洪水および市街地の内水と下水道による雨水排水を同時に解析するモデルを用いれば、都市の耐水性の現状把握、ひ



図-9 浸水深の時間変化

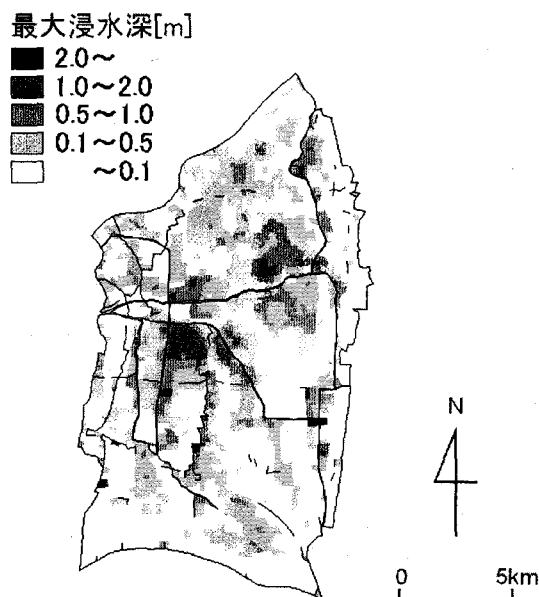


図-10 最大浸水深

いては治水対策を講じる上で重要な情報を得ることができるであろう。

謝辞：本研究を進めるにあたり，文部科学省科学研究費補助金，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) 川池健司・井上和也・戸田圭一・坂井広正・相良亮輔：低平地河川流域における内水氾濫解析法とその寝屋川流域への適用，水工学論文集，第46巻，pp.367-372，2002。
- 2) Chaudhry, M.H. : Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold, 1979.
- 3) 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，1989。
- 4) 大阪府土木部河川課編：寝屋川流域総合治水対策，1999。

(2002. 9. 30受付)