

氾濫水に与える下水道システムの影響 に関する数値解析的検討

NUMERICAL STUDY FOR INFLUENCE OF SEWERAGE SYSTEM ON OVERLAND FLOOD FLOW

武田 誠¹・松尾直規²
Makoto TAKEDA, Naoki MATSUO

¹正会員 工博 中部大学講師 工学部土木工学科 (〒487-8501 愛知県春日井市松本町1200)

²フェロー 工博 中部大学教授 工学部土木工学科 (〒487-8501 愛知県春日井市松本町1200)

The aim of this study is to estimate influence of sewerage system on overland flood flow. First, in comparison with the experimental results on water level of overland flood flow due to dam break, the accuracy of numerical model for overland flood flow is evaluated and validity of moving critical depth is found out. Next, numerical simulation for three cases (the case without sewerage system, the case with sewerage system, the case with sewerage system except discharge form pump) is made, and then the characteristics of numerical simulation model considered with sewerage system for overland flood flow is obtained. In the heavy Flooding like this analysis condition, flood water spurt from manhole. From this study, it is found that numerical model considered with sewerage system for overland flood flow is important to construct of evacuation system.

Key Words : Numerical model for overland flood flow, sewerage system, moving critical depth, Numerical simulation

1. はじめに

近年の都市機能の高度化、都市への人口集中に伴い、治水対策の重要性がますます高まっている。しかし、外水対策としてのハード的対策には限界があり、避難など被害を最小限に食い止めるソフト的対策の整備が急務の課題となっている。そのためには、都市域における氾濫水の挙動を把握する必要がある、実用的な氾濫解析法の構築および精度向上は重要となる。

ここで、これまでの氾濫解析法の構築に関する検討について概観する。岩佐・井上・水鳥¹⁾は、氾濫水の挙動を浅水方程式で近似し、デカルト座標を用いたモデル化により氾濫状況を再現しており、移動限界水深が提案された。中川²⁾は、粗度係数を変化させることによって構造物の影響を表現できることを示している。また、前述した両者は、小河川の取り扱いも検討しており、デカルト座標の格子の辺に沿って小河川(排水路)を設定し解析を行っている。中村・岩佐・野口³⁾は、河川および下水道を一次元解析で、氾濫水をデカルト座標を用いた平面二次元解析でモデル化している。福岡・川島・松永⁴⁾は、

一般曲線座標を用いたモデル化を行っており、構造物背面の抗力係数の評価について検討している。井上・川池・林⁵⁾は、格子の設定について検討しており、デカルト座標、一般曲線座標および街路ネットワークモデルを用いた氾濫解析法が比較検討されている。さらに、川池⁶⁾は、非構造格子の適用を試みており、その有用性を指摘している。

都市域における氾濫解析法の問題点を挙げると以下のものであろう。氾濫水は主に道路に沿って拡がると考えられるため、解析モデルでは、道路と構造物との区別、すなわち格子設定の工夫が必要となる。また、氾濫水に対する構造物の影響評価はまだ曖昧であり、構造物の取り扱いには検討が必要であらう。さらに、下水道、小河川、地下街などの取り扱いも問題である。

そこで、本研究は下水道システムに着目した氾濫解析法について検討する。まず、氾濫解析の精度評価を目的に、単純な水理実験を実施し、その水理現象を差分法と特性曲線法を用いて解析することで、氾濫解析の精度評価および差分法と特性曲線法の比較を行った。その後、下水道システムを考慮した氾濫解析モデルを構築し、従来の氾濫解析モデルとの

比較により、下水道システムを考慮したモデルの特性および下水道システムの氾濫水に与える影響を考察する。

2. モデル実験による氾濫解析法の精度評価

(1) 実験方法および解析方法

水理実験は、氾濫解析法の精度評価のために実施している。用いた水路は、図-1に示す長さ450cm、幅30cm、深さ30cmの長方形断面水路であり、堰上流部と下流部に表-1の水位を設定し、堰を上げることで流れが発生する場を取り扱った。図-1のP1、P2、P3では容量式水位計を設置し計測を行った。なお、CASE 2は氾濫の場ではないが、モデルの精度評価のために実施しており、この場合、下流端に壁面が存在する。

つぎに、数値解析法について示す。一次元解析法の支配方程式として連続式(1)式とエネルギー方程式(2)式を用いた。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \sin \theta + \frac{n^2 u |u|}{R^{4/3}} = 0 \tag{2}$$

ここに、 x ：一次元の空間座標、 t ：時間、 A ：流水断面積、 Q ：流量、 $u = Q/A$ ：断面平均流速、 h ：水深、 θ ：水路底勾配（この場合 $\theta = 0$ ）、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深であり、 α ：エネルギー係数、 β ：運動量係数、 λ ：エネルギー解析法における圧力分布補正係数である。

数値解析法には、差分法と特性曲線法を適用し、両者の特性を検討する。

差分法では、時間項には前進差分を用い、移流項にはDONORスキーム、その他の項には中央差分を用い、水底面のせん断応力にはVasilievの不安定を考慮し、陰的な取り扱いを行っている。

特性曲線法では、特性曲線

$$\xi_{\pm} \equiv \frac{dx}{dt} = \frac{\alpha + \beta}{2\beta} u \pm c \tag{3}$$

に沿って成立する微分方程式、

$$\lambda \cos \theta \left(\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{q_b}{B} \right) + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} u \pm c \right) \left(\frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial EH}{\partial x} + i_f \right) = 0 \tag{4}$$

を解く。ここに、 $c = \sqrt{\left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} u \right)^2 + \frac{gA\lambda \cos \theta}{\beta B}}$ 、

$$EH = z + \lambda h \cos \theta + \frac{\alpha u^2}{2g}, \quad i_f = \frac{n^2 |u| u}{R^{4/3}}$$

であり、基準面から河床までの高さを z とすれば、 $\sin \theta = -dz/dx$ となる。

なお、特性曲線法は、境界条件の取り扱いとその

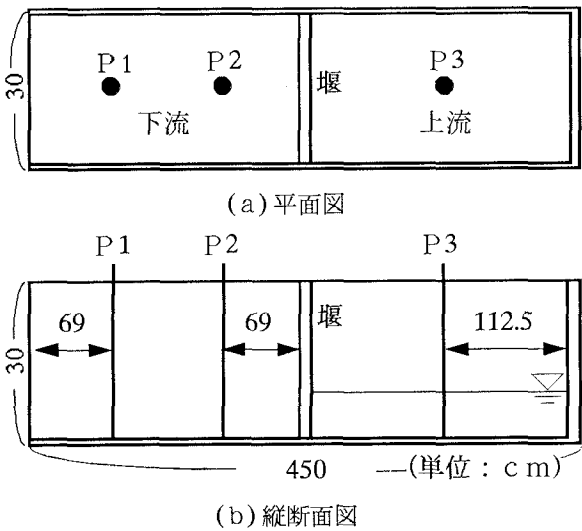


図-1 水理実験

表-1 実験条件

	上流部水位	下流部水位
CASE 1	10cm	0cm
CASE 2	10cm	5cm

物理的意味が明瞭であることと後述する下水道システムの解析に特性曲線法を用いていることから採用し、差分法は著者らが構築している都市域の氾濫解析法⁷⁾に差分法を用いていることから採用した。なお、後述する氾濫解析の検討には差分法を用いている。

解析に用いた諸量は、 $n = 0.010 \times 100^{-1/3} \text{ s/cm}^{1/3}$ 、 $g = 980 \text{ cm/s}^2$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$ 、 $\lambda = 1.0$ である。

(2) 氾濫解析法に関する検討

CASE 1について再現計算を行った。ただし、水理実験では下流端の壁面がないため、数値解析における下流端条件として完全越流を仮定する。完全越流を表す式として本間の越流公式 $Q = \mu L h \sqrt{2gh}$ （ここに、 L は破堤長、 μ は係数）がある。完全越流の場合 $\mu = 0.35$ であるが、この値を用いると下流端の条件が実際の流れと合わないため水位の跳ね返りが生じ、実験結果と解析結果に顕著な差が生じた。したがって、試行錯誤的に値を設定し、跳ね返りが生じない $\mu = 1.0$ とした本間の越流公式を用いる。なお、氾濫水の先端の取り扱いについては、岩佐・井上・水鳥¹⁾が提案している移動限界水深 h_c を用いている。

図-2に $h_c = 0.001 \text{ cm}$ の場合のP1における水位の時間変化を示す。本図から、実験結果と解析結果とが良く一致していることが分かる。ただし、氾濫の初期においては、実験結果と解析結果とで異なり、解析の方が早く伝わっている。氾濫の初期における計

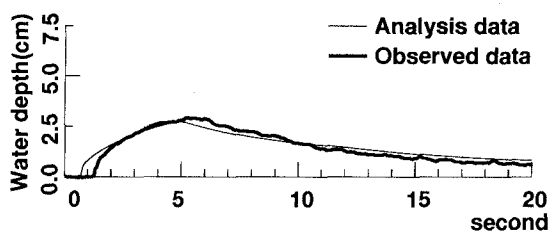


図-2 CASE 1 の再現計算 ($h_c=0.001\text{cm}$)

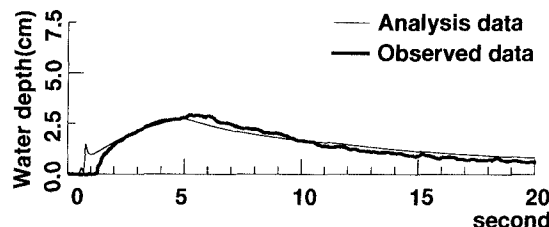


図-3 CASE 1 の再現計算 ($h_c=0.1\text{cm}$)

測精度は十分でないことを考えると、解析結果は実験結果を十分に再現しており、氾濫解析モデルの妥当性が窺える。さらに、岩佐・井上・水鳥¹⁾が指摘しているように、氾濫解析はある意味巨視的な立場に立って氾濫水の追跡を行っている。実際の氾濫の場は構造物などの影響を受け複雑な流れとなっているが、本研究で用いた氾濫解析にはそのモデル化に曖昧さが残っている。このことを考えると、先端部の取り扱いにのみ複雑な方法をとることは全体的な精度の面からも統一性を欠き、この面からも移動限界水深の適用は有益であると考えられる。また、図-3に $h_c = 0.1\text{cm}$ の場合のP1における水位の時間変化を示す。図-3では氾濫の初期で振動が発生している。このことから、本研究において $h_c = 0.1\text{cm}$ は妥当な値ではなく、 h_c を妥当な値に設定することで、精度の高い氾濫解析が行えることが分かる。一般に

氾濫解析を行う場合、移動限界水深には $h_c = 0.001\text{m}$ が用いられている。これは $h_c = 0.1\text{cm}$ となり、図-3の結果からみると適切とはいえない。しかし、本研究で取り扱った水位現象は数cmのオーダーであり、一般的な浸水深は数mのオーダーであるので、移動限界水深とそれらの浸水深との比は約1/1000とほぼ一定となる。このことから、 h_c の設定には浸水深のスケールの約1/1000が目安になりそうである。さらに、 $h_c < 0.001\text{cm}$ とした場合では、解が発散し解析できなかった。水深を薄く設定する場合、流速が極端に早くなり安定条件を満たさなくなる恐れがある。また、数値を小さく設定すると、コンピュータが持つ分解能（丸め誤差）の影響が解析結果に影響を与える可能性もある。 $h_c < 0.001\text{cm}$ とした場合に生じた解の発散の理由は定かではないが、上記の数値的な安定性の問題と丸め誤差の問題が考えられる。

(3) 差分法と特性曲線法の比較

CASE 2 について再現計算を行った。図-4(a)(b)に差分法と特性曲線法を用いたP1とP3における水位の時間変化を示す。図-4からいずれの方法でも実験結果と解析結果が良く一致していることが分かる。ただし、ピーク値付近における差がみられるが、これは、解析における圧力近似に静水圧を用いたことによるものと考えられる。また、差分法と特性曲線法を比較すると、特性曲線法ではピーク値付近で滑らかな水位変動を示していたのに対し、差分法では細かな水位変動が発生していた。解析の各ステップにおけるTVD条件⁷⁾を検討した結果、ここで用いた差分法はTVD条件を満足しておらず、特性曲線法には見られない数値的な解の振動が現れたものと考えられる。これらのことから、ここで用いた差分法は特性曲線法に比べて細かな解の振動が生じるものの両者の差は大きくないことと、両者ともよい解析精度を有していることが分かった。ただし、実験結果

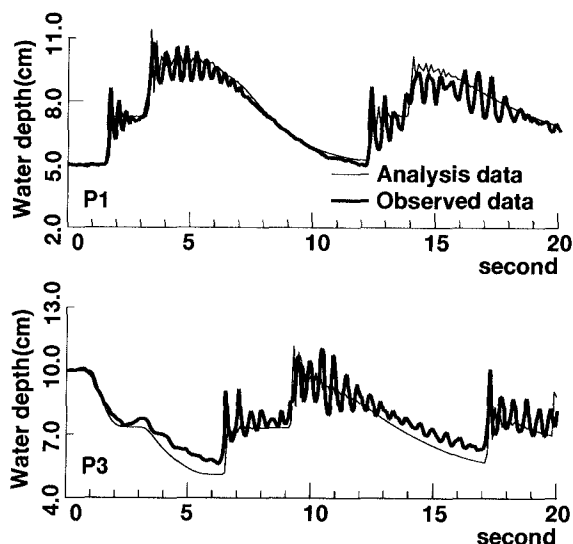


図-4 (a) CASE 2 の再現計算 (差分法)

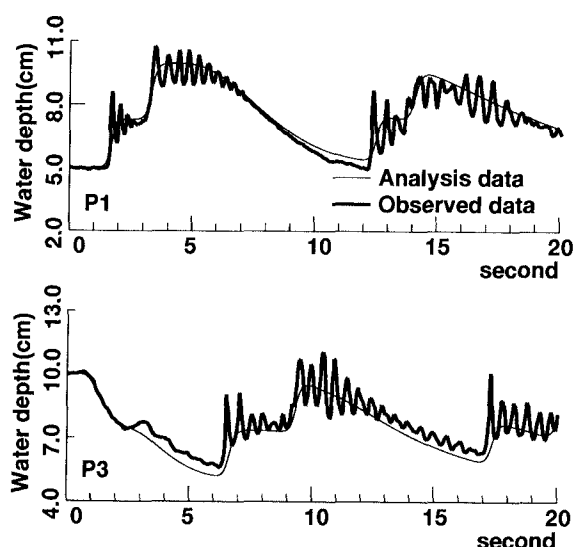


図-4 (b) CASE 2 の再現計算 (特性曲線法)

と解析結果におけるピーク値付近の差については今後の課題として残った。次節で示すように氾濫解析法には差分法を、下水道の流れの解析には特性曲線法を用いるが、この問題に関しては氾濫解析法全体の精度と併せて検討する必要がある。

3. 下水道システムを考慮した氾濫解析の特性

(1) 数値計算法

ここでの氾濫解析法は、氾濫水と下水道水の水理学的挙動を同時に解析するモデルである。氾濫水の挙動を扱うモデルとして浅水方程式を基礎とするモデルの他に、各種ポンドモデルがある⁸⁾。また、下水道システムを考慮した氾濫解析モデルとして米国環境保護局が開発したSWMなどの流域雨水流出モデルがある⁹⁾。これらのモデルは、運動方程式の移流項を省略したものや氾濫水の挙動をマニング則を用いて表現するものなど、水理学上のいくつかの仮定(省略)が含まれている。本研究では氾濫水の挙動をできるだけ正確に表現することを目指し、以下の浅水方程式を基礎としたモデル¹⁰⁾を用いる。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \tag{5}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial M}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_x \frac{\partial M}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \end{aligned} \tag{6}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial N}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_x \frac{\partial N}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \end{aligned} \tag{7}$$

ここで、 H は水位、 u 、 v はそれぞれ x 、 y 方向の断面平均流速、 h は水深、 M 、 N はそれぞれ x 、 y 方向の流量フラックス ($M = uh$ 、 $N = vh$)、 τ_{sx} 、 τ_{sy} はそれぞれ x 、 y 方向における水表面のせん断応力、 τ_{bx} 、 τ_{by} はそれぞれ x 、 y 方向における底面のせん断応力、 ε_x 、 ε_y はそれぞれ x 、 y 方向の渦動粘性係数、 ρ は海水の密度、 g は重力加速度、 t は時間、 x 、 y はそれぞれ平面の座標 (x は東方を正、 y は北方を正)である。数値解析には差分法を用いる。その詳細は2(1)と同様である。

また、下水道流れは一次元の連続式((1)式)およびエネルギー方程式((2)式)を用い、渡辺・江藤・室田¹¹⁾の方法に準じスロットモデルを用いる。数値解析には2(1)で示した特性曲線法を用いる。

氾濫域と下水道域の水の受け渡しはマンホール部で取り扱うこととし、次式のようなモデル化を行う。

$$A \frac{\partial H}{\partial t} = \sum Q - Q_{out} \tag{8}$$

ここに、 H ：水位、 A ：面積 ($H \leq H_B$ のときはマ

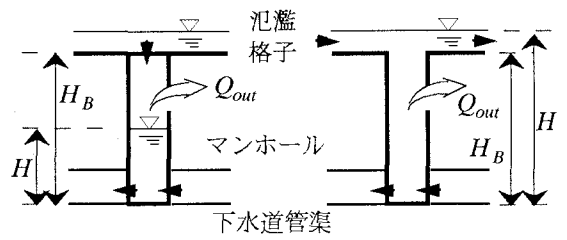


図-5 マンホールのモデル化

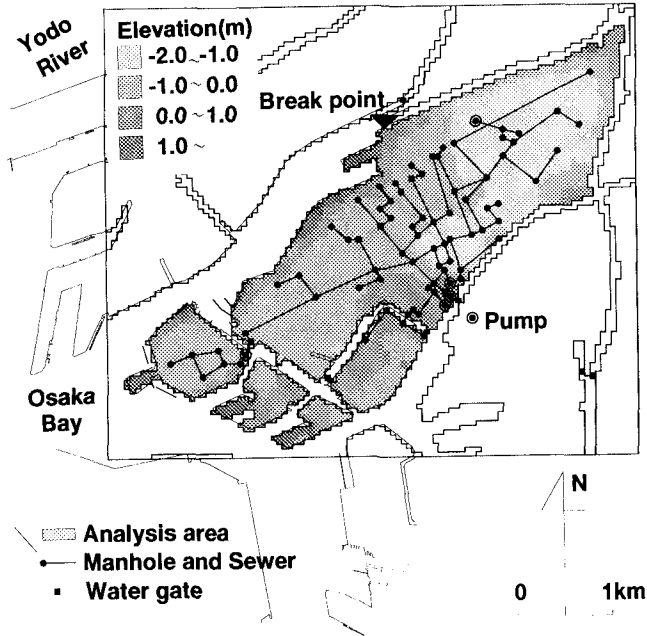


図-6 計算領域

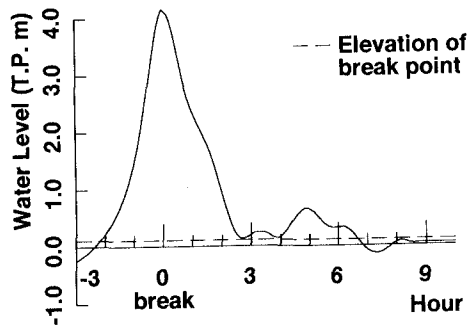


図-7 潮位図

ンホールの面積、 $H > H_B$ のときは氾濫格子の面積 (H_B ：地盤高)、 $\sum Q$ ：流入出流量 ($H \leq H_B$ のときは下水道からの流入出流量と氾濫域からの落ち込み流量、 $H > H_B$ のときは下水道からの流入出流量と氾濫格子への流入出流量)、 Q_{out} ：ポンプ排水流量、 t ：時間である。

(2) 計算領域と計算条件

計算領域は、図-6に示す大阪市の港区・西区を中心とする領域(格子幅 $\Delta x = 57.25\text{m}$ 、 $\Delta y = 46.125\text{m}$)とする。下水道解析には、この領域内の管径1m以

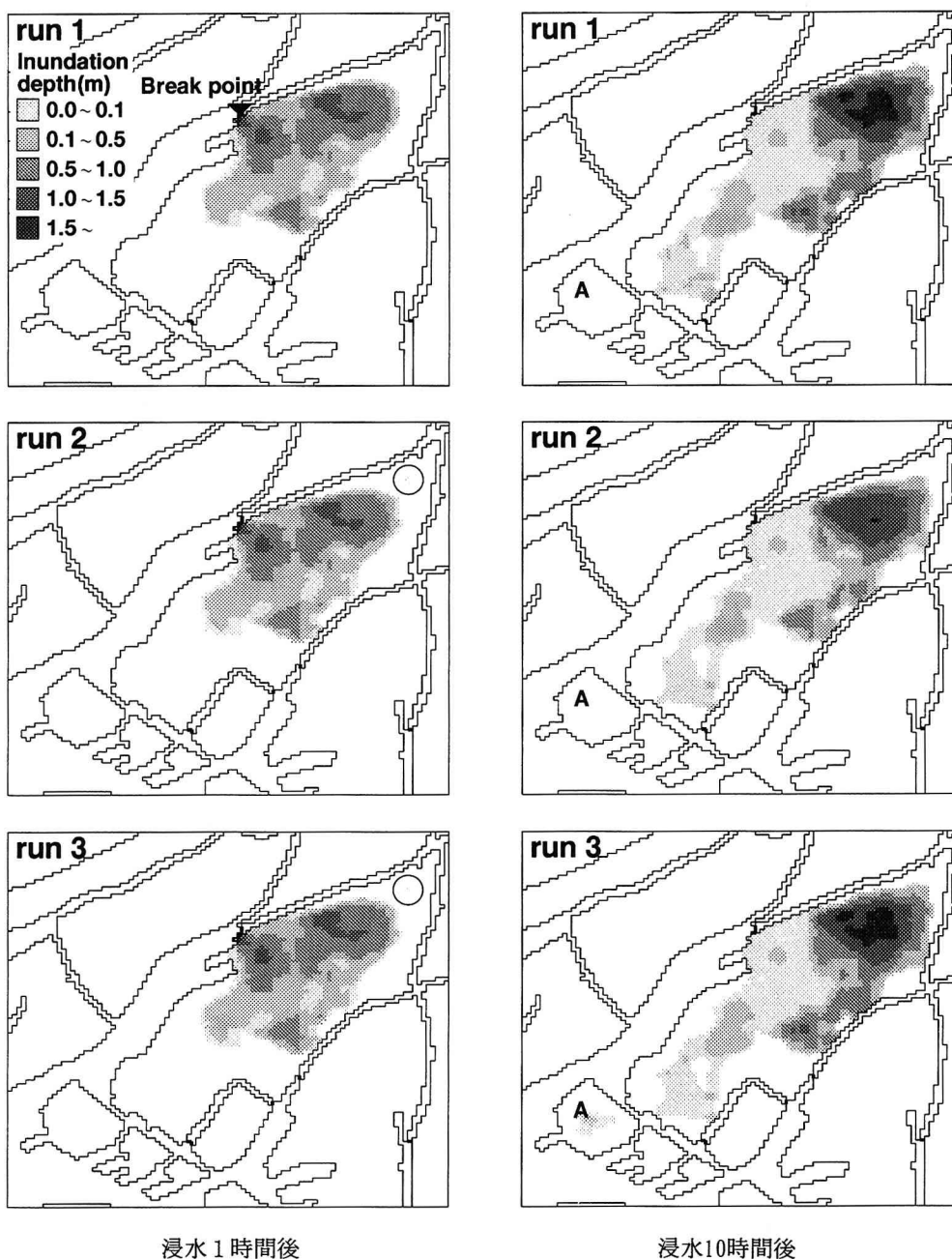


図-8 浸水深の分布

上の下水道のみを取り扱う。大阪市の計画台風（伊勢湾台風規模、室戸台風コース）による高潮が来襲した場合を想定し、満潮時に堤防（幅57.25m）が破堤したとする想定氾濫解析¹²⁾を行う。高潮潮位と破堤箇所の地盤高を図-7に示す。なお、氾濫水の流入出量の算定には本間の越流公式を用い、時間は破堤時を基準とし、3時間前から10時間後まで計算している。計算条件として、下水道システムを考慮しない場合を「run 1」、下水道システムを考慮しポンプの総排出能力を70m³/sとした場合を「run 2」、ポンプの総排出能力を0m³/sとした場合を「run 3」とする。

（3）計算結果と考察

図-8に浸水深の分布を示す。浸水1時間後の氾

濫状況は3ケースともあまり差がない。しかし、run 2と run 3の丸印の中にマンホールからの噴き出しが現れている。図-6と併せてみると氾濫水は地盤の低い方へ進行する。それと同一方向にある下水道では氾濫域よりも流下速度が増すため、結果として、マンホールから噴き出したことが考えられる。また、浸水10時間後では、run 3に新たな氾濫域（図-8のA領域）がみられる。この領域は破堤箇所と海を隔てて存在するため、マンホールからの噴き出しが要因となって氾濫が生じたものである。また、run 2の浸水深は他のケースに比べて小さくなっており、排水ポンプの効果がみられる。つぎに、氾濫面積と氾濫水量におけるrun 2, run 3とrun 1との差の時間変化を図-9と図-10に示す。図中の正值

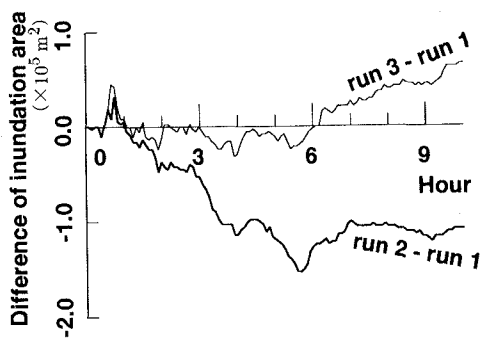


図-9 氾濫面積の差

は氾濫面積、氾濫水量がrun 1より増大することを意味する。図-9から、浸水1時間後では2ケースとも氾濫面積がrun 1より大きくなっていることが分かる。これは、氾濫初期では下水道内に急激に氾濫水が流入するため、局所的な噴き出しが生じたことによるものと考えられる。その後の氾濫面積の低下は、氾濫水が下水道全域に進行したためであり、run 2の氾濫面積の減少は排水ポンプの効果を反映している。また、run 3の増加は下水道が満管になったため、図-8のA領域などで噴き出しそれが広がったものと考えられる。ただし、浸水10時間後のrun 1の氾濫面積は約 $4.4 \times 10^6 \text{ m}^2$ と大きいため、氾濫面積全体に与える下水道システムの影響は小さいと考えられる。また、図-10から、run 2では排水を考慮しているため氾濫水量が減少し、run 3では下水道の貯留能力分だけ氾濫水量は減少するが、満管になると氾濫水量の差に時間的な変化がないことが分かる。

4. おわりに

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1) 水理実験との比較により、移動限界水深を用いた氾濫解析法の結果は水理実験結果と良く一致しており、氾濫解析法における構造物の影響など種々の曖昧さを考えると、移動限界水深の設定は有効であることが示された。

2) 下水道システムを考慮した氾濫解析法の構築を行った。数値実験の結果から、下水道システムは氾濫面積の減少よりも浸水深の低下という効果が大きいことや下水道システムの存在により氾濫の初期などでマンホールから氾濫水が噴き出す可能性があること、下水道の配置、排水能力などによっては新たな氾濫域が発生する可能性があることなどが分かった。

氾濫の初期に生じるマンホールからの噴き出しにより、避難経路の使用不能が考えられるため、避難対策を検討する場合は下水道システムを考慮した氾濫解析法を用いる必要があろう。今後はモデルの定

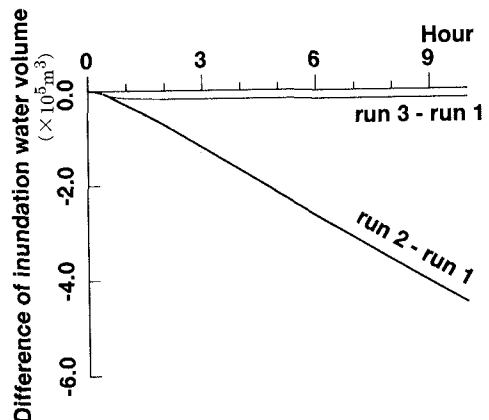


図-10 氾濫水量の差

量的な検討も併せて、より詳細に検討していきたい。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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，京都大学博士論文，1989.
- 3) 中村武弘・岩佐義朗・野口正人：都市域における洪水排水システムの総合的評価法，第33回水理講演会論文集，pp. 349-354，1989.
- 4) 福岡捷二・川島幹雄・松永宜夫・前内永敏：密集市街地の氾濫流に関する研究，土木学会論文集II-27，pp. 51-60，1994.
- 5) 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巻，pp. 533-538，1999.
- 6) 川池健司：都市域の氾濫解析法の高度化とその応用に関する研究，京都大学修士論文，1999.
- 7) 藤井孝蔵：流体力学の数値計算法，東京大学出版会，pp. 68-69，1994.
- 8) 土木学会：水理公式集，丸善，pp. 127-129，1999.
- 9) 神田 徹・神吉和夫・ゴップギャウ マノーマイ ピブーン：SWMM法の汚濁負荷流出への適用性について，水工学論文集第40巻，pp. 13-18，1996.
- 10) 武田 誠・上塚哲彦・井上和也・戸田圭一・林秀樹：都市域における高潮氾濫解析，京都大学防災研究所年報，第39巻B-2，pp. 499-518，1996.
- 11) 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，第411号II-12，1989.
- 12) 武田誠・井上和也・戸田圭一・川池健司：高潮ハザードマップと避難対策に関する二・三の検討，京都大学防災研究所年報 第40号B-2，pp. 445-460，1997.

(1999. 9. 30受付)