

豊平川流域における洪水時危機管理のための氾濫シミュレーション

北海道開発局石狩川開発建設部 ○正員 中津川 誠  
 北海道開発局石狩川開発建設部 正員 山田 孝治  
 北海道工業大学 正員 橋本 識秀

1. はじめに

我が国は、国土条件において地震、津波、火山噴火、土石流、洪水といった自然災害から逃れられない宿命にある。とくに、平成7年の阪神・淡路大震災や平成10年の東北地方の豪雨災害など、予想しえない規模の災害発生が相次いでいることから、新たな認識による防災対策の整備が急務とされている。これまでの洪水防御は、堤防やダムなど施設整備によって洪水を押しえ込もうとするハード対策が主に進められてきたが、予想を超える規模の洪水に対しては、氾濫などの災害が起きても被害を最小限にできるような対策が必要である。すなわち、危機管理の必要性である。

豊平川は、人口180万人の札幌市中心部を貫流する河川であり、氾濫すると甚大な被害が予想され、上記のような背景のもと、洪水氾濫を想定した危機管理計画の構築が求められる。そこで必要となる作業のうち、本報告では危機管理計画の前提となる氾濫シナリオの作成手法、結果を中心に紹介する。

2. 洪水危機管理計画の策定に向けて

洪水のような自然災害は、常に予想(計画)を上回る規模で発生する可能性もっている。よって、一旦事が起きても被害を最小限に食い止めるための対応、すなわち危機管理が必要となる。このようなことから、洪水による氾濫を想定するとともに、過去の経験や現状を踏まえ、情報連絡・水防活動・避難・救難等に関し具体的な行動計画を策定していくことが必要である。なお、その議論と決定をおこなう場として、河川管理者、地元自治体、学識経験者などをメンバーとする委員会(豊平川洪水危機管理検討委員会)を平成10年1月に発足している。

現在考えられている危機管理計画策定のために必要な作業フローを図1に示す。危機管理計画は、地域住民に広く公表されることを目標としている。また、そのためには避難経路・場所を明示するハザードマップや地域防災計画・水防計画など地域レベルの防災計画に積極的に反映

すべきものである。したがって、最前線で地域の安全を守る責務を有する地元自治体の積極的関与と、それをバックアップすべき関係機関の連携が不可欠と言える。

さて、危機管理計画を具現する第一歩としては、具体的な洪水のイメージが必要である。すなわち、図1にある氾濫シナリオの作成である。そのためには、洪水が起きる条件(気象・水文・水理・地理等の条件)のもと、どのような氾濫が起きるかを設定する必要がある。幸いにして豊平川では、札幌市街地を水浸しにするような氾濫は近年おきていないことから、氾濫シナリオは計算によって作成するものとした。

また、シナリオにおいては、最悪状態である破堤氾濫を想定して対応を練ることで、応用性の広い計画策定が可能と考えられる。ただし、破堤氾濫に至る規模の出水では当然、下水道からの溢水など内水氾濫が先行すると考えられ、それについてもシナリオに盛り込むことが必要である。以後においては、氾濫シナリオの設定に必要な計算手法、条件設定および計算結果を示す。

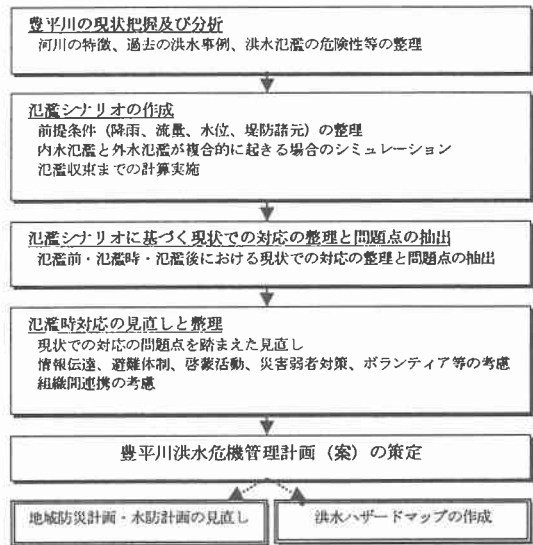


図1 洪水危機管理計画策定のための作業フロー

### 3. 氾濫シナリオ作成のための計算条件と手法

氾濫シナリオ作成のための計算手順は図2に示すとおりである。ここにあるように、種々の条件によって下水道から溢れ出る量と、破堤によって河川から溢れ出る量を時々刻々と与え、2次元不定流計算により氾濫状態を再現するものである。

#### (1) 各種データの整理

図2にあるとおり、流域地盤高データ(50m×50mメッシュで総数99,000)、豊平川河道・堤防データ(縦横断標高)、建物データ(カド座標値)、下水管路データ(管路諸元等)を収集・整理した。

このなかで、流域地盤高データは、撮影縮尺1/4,000(撮影高度600m)の航空写真による1/500の空測基本図が基になっており、実標高との誤差は0.1m以内である。また、建物データは住宅地図(カド座標値)をデジタル化したものである。これらの地盤高データと建物データは、後述する2次元氾濫計算に与える基礎データとして用いる。

豊平川河道・堤防データは、北海道開発局で実施した測量成果に基づくもので、河川水位の計算と堤防からの越流量の計算に必要である。また、下水管路データは、札幌市内の7処理区(新川、創成川、伏古川、茨戸西部・東部・中部、篠路拓北)毎に径700mm以上の管渠を抽出し、幹線部(管渠)として設定し、それ以下の管渠網を枝線部(管渠)とした。用いるデータ項目は表1に示す。これらは、内水氾濫を引き起こす下水道からの湧出量の計算に必要である。

#### (2) 降雨条件の設定

シナリオで与える降雨量は総雨量(3日雨量)で310mmとした。このときの総雨量は、150年に1回の頻度で降ると現行計画(石狩川工事実施基本計画、1982)に位置づけられているものである。ただし、豊平川のように流出が早く、流域が都市化されている河川では時間雨量がピーク流出量を左右すると考えられる。そこで、ハイトグラフ中の時間最大雨量は50mm/hとした。なお、時間雨量50mm/hは札幌において1913年(大正2年)8月28日に記録した既往最大値である。設定されたハイトグラフを図3に示す。

#### (3) 破堤越流量の算出

破堤にともなう越流量を推定するには豊平川の水位が必要となる。一連の計算は、フローを図2に、基礎式を表2に示す。最初に豊平川雁来基準点(651km<sup>2</sup>)の流量を流域と河道の貯留を考慮した手法で計算するが、この際、上流のダム(豊平峡ダム、定山溪ダム)の洪水調節を考慮する。次に一次元不等流計算によって各地点の水位を計算する。以上で設定されたハイドログラフを図3に示す。なお、このときのピーク流量は2,600m<sup>3</sup>/s余りとなるが、1981年8月下旬洪水では最大1,417m<sup>3</sup>/sの流量で多くの災害があったことから、不測の事態も十分想定される。破堤にともなう越流量は表2に示す推定式(栗城ら、1996)から算出する。

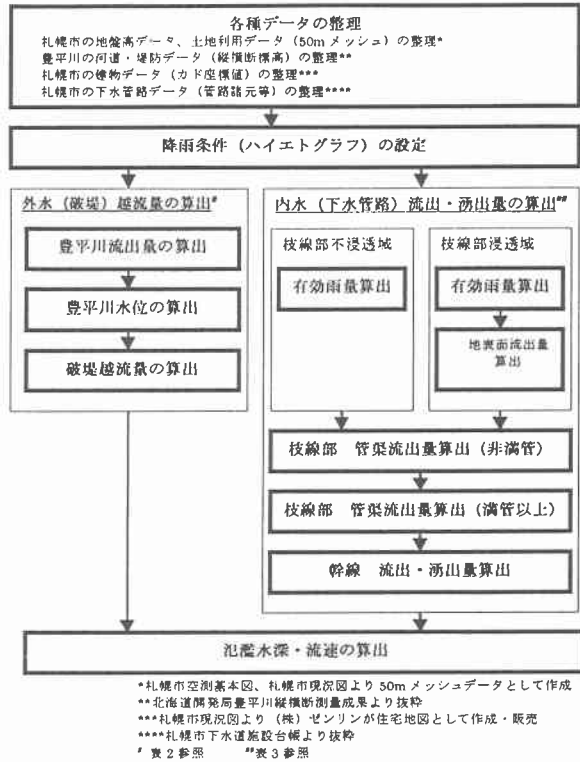


図2 氾濫シナリオ設定のための計算フロー

表1 下水管路データ内訳

【管渠データ】
① 管番号
② 路線番号
③ 系統名
④ 管種
⑤ 管断面(幅、高さ)
⑥ 管延長
⑦ 管底高(上下流)
⑧ 地盤高(上下流)
⑨ 管接継情報(上下流節点番号)
【流域ブロックデータ】
① 管番号
② 系統名
③ 排水面積
④ 最大到達時間
⑤ 不透透面積率
⑥ 流入先節点番号

表2 外水（破堤）越流量の算出手法

目的	計算手法	変数・パラメータ等
単流域流出量の算出 $Q_c$	貯留関数 流出域 : $s_1 = k_1 q_1^{p_1}, \frac{ds_1}{dt} = r_1 - q_1$ 浸透域 : $s_2 = k_2 q_2^{p_2}, \frac{ds_2}{dt} = r_1 - q_2$ $r_1(t) = r(t - T_1)$ $Q_c = \frac{1}{3.6} f_1 A q_1 + \frac{1}{3.6} (1 - f_1) A q_2 + A q_b$	$s_1$ :流出域貯留量(mm) $s_2$ :浸透域貯留量(mm) $q_1$ :全降雨による流出高(mm) $q_2$ :飽和点以後の降雨による流出高(mm) $q_b$ :基底流出高(mm) $r$ :降雨量(mm/h) $r_1$ :みかけの降雨量(mm/h) $T_1$ :遅滞時間(hr) $f_1$ :1次流出率 $Q_c$ :単流域流出量(m <sup>3</sup> /s) $p_1, p_2, k_1, k_2$ :パラメータ
河道流出量の算出 $Q_R$	貯留関数 $S_R = K_R Q_R^{P_R}, \frac{dS_R}{dt} = \sum I_{Ri} - Q_R$ $I_{Ri} = I_R(t - T_{Ri})$	$S_R$ :河道貯留量(mm) $Q_R$ :河道流出量(mm/h) $I_{Ri}$ :流域、河道上流端からのみかけ流入量(mm/h) $I_R$ :流域、河道上流端からの流入量(mm/h) $K_R, P_R$ :パラメータ $T_{Ri}$ :河道流出の遅滞時間(hr)
河道水位の算出 $H_R$	二次元不等流計算* $\frac{dH_R}{dx} + \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left( \alpha \left( \frac{Q_R}{A_R} \right)^2 \right) + i_c = 0$	$H_R$ :河川水位(m) $A_R$ :流下断面積(m <sup>2</sup> ) $Q_R$ :流量(m <sup>3</sup> /s) $g$ :重力加速度(m/s <sup>2</sup> ) $\alpha$ :エネルギー補正係数 $i_c$ :エネルギー勾配
破堤越流量の算出 $Q_{over}$	越流公式(完全越流) $Q_{over} = CB_{bank} (H_R - H_{bank})^{3/2}$ 破堤幅の算出 $B_{bank} = B_R (4.176 - 0.565 \ln B_R) \bullet B_R \leq 600$ $B_{bank} = 0.56 B_R \bullet B_R > 600$	$Q_{over}$ :破堤越流量(m <sup>3</sup> /s) $C$ :越流係数(=1.6) $B_{bank}$ :破堤幅(m) $H_{bank}$ :堤防破堤数高(m) $B_R$ :川幅(m)

\*一次元不等流計算 計算条件

- ① 石狩川合流点の起算水位：等流起算。
- ② 河床高：現況河床高（117測量）。
- ③ 計算断面間隔：200m、床止め近傍は5～200m。
- ④ 粗度係数：低水路：0.025(～KP6.0) 0.035(KP6.0～KP21.2)、高水数：0.050。
- ⑤ その他：樹木の影響を考慮しない。

(4) 下水管路流出・湧出量の計算手法

下水管路の流出量、マンホールからの湧出量の計算（平井，1998）は、フローを図2に、基礎式を表3に示す。先述したように下水管路データは、幹線部（管渠）と枝線部（管渠）に分け、前者は管水路の不定流計算、後者は集水域をランピングした貯留関数を基本とした手法で計算する。なお、枝線部の計算の際、マンホール貯留を考慮した管路を図4に示すようなスロット形状を仮定した仮想管路として設定する。この際、仮想管路の諸元（延長、スロット幅、断面積、勾配）は排水区域の形状・面積、マンホールのサイズや管渠延長のデータから決定される。幹線部の計算では、河川水位、ポンプ場などの条件下でマンホールからの湧出量が計算される。なお、地表にある水がマンホールに吸い込まれて氾濫が収束する過程も一連の計算として可能である。

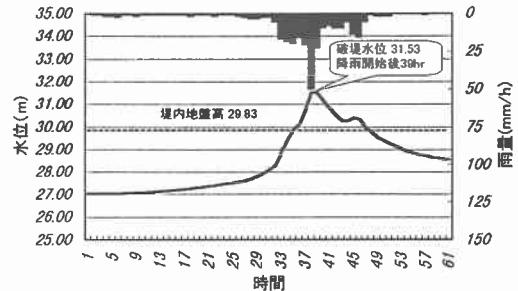


図3 設定雨量と水位（豊平川 KP16.4 左岸）

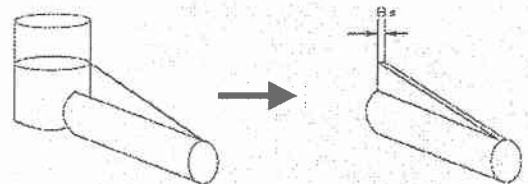


図4 マンホール貯留のスロット貯留への置換概念図

表3 内水（下水管路）流出・湧出量の算出手法

目的	計算手法	変数・パラメータ等
有効雨量算出 $R_s$	浸透域・不浸透域に分離 各域で直接流出域、凹地貯留域に分離 凹地貯留域では凹地貯留量の差引き 浸透域では浸透損失量の差引き	不浸透面積率 不浸透凹地貯留比率・貯留高(mm) 浸透域凹地貯留比率・貯留高(mm) 浸透域浸透損失量(mm/h)
枝線部 地表面流出量算出 $Q_s$	地表面貯留関数 $S_s = K_s Q_s^{f_s}, \frac{dS_s}{dt} = R_s - Q_s$ $K_s = 2.5(n_s / \sqrt{i_s})^{f_s} A^{0.14}, P_s = 0.6$	$S_s$ :地表面貯留量(mm) $R_s$ :有効雨量(mm/h) $Q_s$ :地表面流出量(mm/h) $n_s$ :地表面等価粗度 $i_s$ :地表面勾配(0/00) $A$ :流域面積(km <sup>2</sup> )
枝線部 管渠流出量（満管以上時）*算出 $Q_p$	管渠内貯留関数（サーチャージ考慮） $S_p = K_{n1} K_{r2} Q_p^2 - K_{n1} I_p + K_p Q_{pf}^{f_p}$ $\frac{dS_p}{dt} = Q_s - Q_p$ $K_{n1} = \frac{L_p^2 B_s}{20A}, K_{r2} = \left( \frac{A' n_p}{360 R_p^{2/3} a_p} \right)^2$	$S_p$ :管渠内貯留量(mm) $Q_p$ :枝線流出量(mm/h) $Q_{pf}$ :流下能力(mm/h) $I_p$ :仮想管路勾配 $L_p$ :仮想管路延長(m) $R_p$ :仮想管路径深(m) $A_p$ :仮想管路断面積(m <sup>2</sup> ) $B_s$ :仮想管路スロット幅(m) $n_p$ :仮想管路マニング粗度係数 $A'$ :流域面積(ha)
幹線部 流出・湧出量算出 $Q_n, Q_{div}$	二次元不定流計算 $\frac{\partial A_p}{\partial t} + \frac{\partial Q_p}{\partial x} = q_p$ $\frac{\partial Q_p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q_p^2}{A_p} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_p}{\partial x} = g A_p \left( I_p - \frac{n_p^2 Q_p  Q_p }{A_p^2 R_p^{4/3}} \right)$ ノード部貯留量・湧出量の計算 $\frac{\partial S_{nd}}{\partial t} = \sum Q_{in} - \sum Q_{out}$ $H_{nd} = \int_{nd} (S_{nd}), Q_{div} = A_{nd} \frac{dH_{nd}}{dt}$ このほか管渠の接続状態、上下流端の条件を考慮する。下流端条件*は河川水位、ポンプ排水量などを与える。	$A_p$ :流下断面積(m <sup>2</sup> ) $Q_p$ :下水管流量(m <sup>3</sup> /s) $p_p$ :水深相当の圧力(Pa) $\rho$ :密度(kg/m <sup>3</sup> ) $q_p$ :横流入量(m <sup>3</sup> /s) $g$ :重力加速度(m/s <sup>2</sup> ) $I_p$ :管路勾配 $R_p$ :径深(m) $n_p$ :マニングの管路粗度係数 $S_{nd}$ :ノード部貯留量(m <sup>3</sup> ) $Q_{in}, Q_{out}$ :ノード流入・流出量(m <sup>3</sup> /s) $H_{nd}$ :ノード部水位(m) $\int_{nd}$ :貯留量-水位変換関数 $A_{nd}$ :ノード断面積(m <sup>2</sup> ) $Q_{div}$ :ノードからの湧出量(m <sup>3</sup> /s)

\*下流端条件

- ① 新川処理区：合流式で天狗橋基準点流量算出。その比流量配分で各地点流量、水位算出。
- ② 創成川処理区：処理場・ポンプ場はポンプ能力を考慮。
- ③ 伏古川処理区：豊平川は計算水位。処理場はポンプ能力を考慮。ポンプ場は危険水位で固定。
- ④ 茨戸処理区：ポンプ場は危険水位で固定。篠路拓北（一部分流式）は伏古川 HWL で固定。

(5) 氾濫計算手法

破堤越流量、下水管路からの湧出量を時系列的に与え、2次元不定流計算を実施して氾濫状況を再現する。基礎式の連続式と運動方程式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho}, \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho}$$

$$M = uh, \quad N = vh, \quad \frac{\tau_{xb}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{\tau_{yb}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} v \sqrt{u^2 + v^2}$$

ここで、 $u$ および $v$ は各々 $x$ 方向および $y$ 方向の流速成分(m/s)、 $h$ は水深(m)、 $H$ は水位(m)、 $g$ は重力加速度(9.8m/s<sup>2</sup>)、 $\rho$ は水の密度(1,000kg/m<sup>3</sup>)、 $n$ はManningの粗度係数をあらわす。

50mメッシュのデータとして与えられる地盤高により、計算は上記連続式、運動方程式を差分化しておこなう。なお、ここでの粗度係数の与え方(栗城ら, 1996)は次のとおりである。

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 \frac{\theta}{100 - \theta} h^{4/3}, \quad n_0^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

ここで、 $\theta$ は建物占有率(%）、 $h$ は浸水深(m)、 $A_1$ 、 $A_2$ および $A_3$ は各々農地、道路およびその他の各メッシュ内における占有率をあらわす。また、 $n_1$ 、 $n_2$ および $n_3$ はそれら地被の粗度係数で各々0.060、0.047および0.050で与える。このなかで $\theta$ は図2にある建物データに基づき各メッシュで与えられ、 $A$ についても土地利用データからメッシュ毎に求められる。

#### 4. 氾濫シミュレーションの結果

氾濫シナリオを作成するため、破堤箇所と時間の設定が必要である。破堤箇所は、それによる氾濫が最悪の状態をもたらす場合を想定し、KP16.4(石狩川河口からの距離が16.4km)の左岸とした。当該箇所は幌平橋の下流に位置し、破堤すると札幌市内中心部を含む広範囲で浸水がおきることが想定される。また、破堤は豊平川の水位が最高点に達する時間に生起するものとした。これは図3に示すように、降雨開始後39時間後で水位が31.53mになる時である。この時、水位と堤内地盤高の落差分の水が堤外地(市街地)側に流れ出し、それは豊平川の水位が堤内地盤高以下に下がるまで続く。図3のような状況の場合、越流は破堤幅約230mで9時間続き、破堤直後には $814\text{m}^3/\text{s}$ の最大越流量を記録して総越流量は $8,934\text{千}\text{m}^3$ に達する。

図5には破堤後1時間、3時間、10時間、41時間後の浸水深分布を示す。これから、氾濫水は概ね3つのルートで流下していくことがわかる。うち、市内中心部を西と東に分岐して流れるものは北で合流する。もう1本は豊平川左岸に沿って流れる。豊平川流域は扇状地であり、かつては多くの河川が網流していた。計算結果は、地形特性に裏付けられた旧河道に沿う流れが再現されたものといえる。

氾濫の時間経過を追って見てみる。最初に、破堤氾濫の影響が及ぶ前に市内の各箇所でもパッチ状にある浸水域は内水氾濫によるものである。内水氾濫は多発的に起きるが、浸水深が25cm以下の区域がほとんどである。破堤後1時間で氾濫水は市内中心部まで及ぶ。扇状地で勾配が急であるという地形特性上から流速は著しく早く、このような事態が想定されることとなる。破堤後3時間で氾濫は市内中心部を覆い尽くし、破堤後10時間ではほとんど最大氾濫域に達する。また、最大水深は約2mとなる。ただし、このときまでには中心部では、豊平川からの越流が止まり、氾濫水も流下し去って浸水は収束している。さらに破堤後41時間では下水の排水により、概ね氾濫は収束している。

以上の結果に基づき、次は想定される被害やそれへの対応策を考えていくことになる。シミュレーションからわかることは、豊平川のような扇状地河川の流域で破堤氾濫が一旦起きると、浸水域の拡大は著しく早く、一方で、収束も破堤後2日余りと早い。また、浸水は全域で起きているようにみえるが、水深50cm以上の区域はかなり限定される。札幌駅や大通り付近の中心部ではほとんどが水深25cm以下になっている。

#### 5. おわりに

氾濫原のなかに多くの人間・財産を抱えるわが国の状況からいって、自然災害のなかで、水害はまだまだ懸念すべき対象である。ハード対策だけで災害を押さえ込もうとしても、その規模に限りがなく、また、財政上の制約から計画の完遂までに多くの時間がかかる状況では、カタストロフィックな状態(破堤氾濫)を出発点とした被害軽減策、すなわち危機管理が不可欠である。本報告の氾濫シミュレーションは、内外水両者を考慮した氾濫の姿を再現し、危機管理のためのシナリオを提供してきたと考える。ここでは、50mメッシュデータを用いて地形条件を詳細かつ精度良く計算に取り込み、かつ、建造物の効果についても遮蔽域として考慮することができた。ただし、道路や地下空間、中小河川の流下能力や貯留効果は計算に取り込まれていない。

計算結果では、豊平川流域での氾濫は、かつて扇状地上を網流していた旧河道に沿って流下する。その際、浸水域の拡大は著しく早く、また収束も早い。札幌には多くの人間、家屋、車両そして地下空間があり、氾濫シナリオを踏まえ、数多くの対応と調整が必要である。とくに、シミュレーションで出された浸水深、流速、浸水時間に応じ、(1)避難誘導の区域、タイミング、周知手段と避難経路と場所、(2)地下鉄・地下構造物の浸水防御や避難誘導、(3)救難・救急活動、(4)道路における車両の通行止め、(5)電気・ガス・電話などライフラインの処置、などへの対応策が必要である。

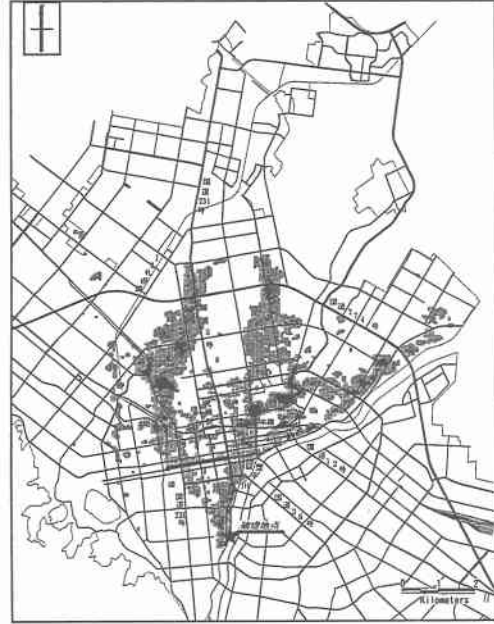
最後に下水道の各種データを提供いただいた札幌市下水道局に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1)栗城、末次、海野、田中、小林(1996)；氾濫シミュレーション・マニュアル(案)、土木研究所資料、3400。
- 2)平井(1998)；都市域の雨水排水システム再整備計画のための水理解析手法に関する研究、NSC研究年報、Vol.23、No.1、特定研究(17)。



破堤1時間後(降雨開始40時間後)浸水深分布



破堤3時間後(降雨開始42時間後)浸水深分布



破堤10時間後(降雨開始49時間後)浸水深分布



破堤41時間後(降雨開始80時間後)浸水深分布

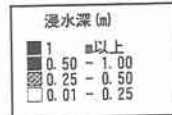


図5 豊平川氾濫時の浸水深の時間変化(豊平川 KP16.4 左岸破堤のケース)