

都市流出システムのモデリング

豊 國 永 次

まえがき

都市流出の問題は、豪雨時の都市雨水排水をはじめ都市環境を整備するうえで重要な問題の一つであり、近年における急激な都市化に伴う水害の発生と関連してますますその重要度を増してきている。本研修会においても都市化と流出、都市河川の水質に関連した課題¹⁾が何回か取り上げられ、これまでに得られた成果がよくとりまとめられている。そこで本稿では、特に都市の市街地における豪雨時の流出を対象にmicro hydrologyの立場から、流出システムのモデル化に焦点をおいて述べることにしたい。はじめに今日使用されている主要なモデルを概観し、次いで著者らの最近の研究結果をもとに、都市域の流域モデリングと流出シミュレーション、さらに都市下水路システムにおけるサーチャージを伴う流出について考察を進める。

1. 都市流出のモデル

都市域の流出システムは家屋、建築物、道路、駐車場、芝地、裸地など各種の流出面（overland flow surface）と、これらからの雨水を受ける側溝（gutter）、小排水溝、これに続く下水路網（sewer network）などの排水路システムとから構成され、特に流出面の不均一性により複雑なものとなっている。都市流出の研究は古くは市街地の排水計画に関連して始められ、多くの創意と努力が積み重ねられてきた。近年、世界各国に見られる都市化の現象はこの方面の研究を活発にし、その国の環境条件を踏まえたいろいろな観点から幾多の都市流出モデル²⁾⁻⁵⁾が提出されてきている。こうした研究の流れと今日使用されている主要な都市流出モデルの構造^{6),7)}を概観すると、表-1のようである。

まず、合理式を用いてピーク流出量を推算する方法が古くから各国で使われ、その適用に際して幾つかの問題点が指摘されてきたが、近年、角屋ら⁸⁾、Yenら⁹⁾により、式中に含まれる洪水到達時間およびその間の平均有効降雨強度の取り扱いに改良が加えられ、この方法の適用性が急速に高まってきている。またblack boxモデル^{10),11)}としての単位図法も、取り扱いの簡便さから、地目別単位図の作成等の工夫をして米国などではよく使われている。これら合理法、単位図法などは流出システムを極度に集中化して取り扱うもので、いわゆるマクロ・アプローチのモデルに属する。これらと異なり、降雨の地中浸透、地面貯留、表面流、水路網流れなど雨水流出のプロセスを水文・水理的手法を用いて詳細に追跡しようとするマイクロ・アプローチのモデルがある。こうした研究は、ロスアンゼ

表-1 主な都市

| モデル | 人 力 デ ー タ | | |
|------------------|-------------------------------------|---|--|
| | 降 雨 | 損 失 分 | 流 域 特 性 |
| 合 理 法 | Average intensity over the duration | Accounted by runoff coefficient | Basin size |
| シカゴ ハイ ドログラフ法 | Hyetograph | Infiltration by Horton's formula and depression storage by exponential function | Overland surfaces; lengths, slope, cross-sectional dimensions and roughness of gutters and sewers |
| TRRL 法 | Hyetograph | Pervious areas produce no runoff and all rainfall on impervious areas becomes runoff | Areas of directly contributing impervious surfaces; time of travel of impervious areas |
| Dorsch モデル | Hyetographs | Infiltration for subcatchments by Horton's formula and depression storage | Overland surface length, slope, roughness and depression; sewer size, length, slope and roughness |
| CAREDas モデル | Hyetographs | Rainfall loss by Horton's formula or runoff coefficient | Homogeneous catchment basin defined by its area, slope, length and runoff coefficient; slope and length of main drainage channel |
| SWMM モデル | Hyetographs, allows areal variation | Infiltration for subcatchments by Horton's formula and depression storage values | Overland surface length, width, roughness, slope and percent imperviousness; length, slope, cross-sectional dimensions and roughness of gutters and sewers |
| KWモデル | Hyetographs, allows areal variation | Recharge capacity model and depression storage by an exponential function for pervious area, depression storage for impervious area | Length, width, slope and roughness of overland surface elements; length, slope, cross-sectional dimensions and roughness of sewers |
| IUSR 法 | Hyetographs, allows areal variation | Infiltration for subcatchments by Horton's formula and initial detention storage | Length, width, slope, and roughness of overland surface elements; length, roughness, cross-sectional dimensions and slope of gutters; type and dimensions of inlets, length, slope, roughness and diameter of sewers, size of manholes and junctions |

ルス法¹²⁾, シカゴ・ハイドログラフ法¹³⁾などのいわゆるハイドログラフ法にはじまり, UCURモデル¹⁴⁾, Dorschモデル¹⁵⁾, CAREDasモデル¹⁶⁾, SWMM¹⁷⁾, kinematic waveモデル¹⁸⁾⁻²⁴⁾, IUSR法⁷⁾など流出プロセスを一層詳細に組み入れ, これを厳密に記述する方向へと進展してきている。この他に, ミクロ・アプローチのモデルにおける詳細な流出過程, 数理的な複雑さを実用的見

流出モデルの構造

| 雨 水 流 道 跡 | | | 出 力 結 果 |
|---|---|---|---|
| 流 出 面 | 側 溝 | 下 水 管 網 | |
| Izzard's method | Linear kinematic wave, storage routing with Manning's formula | Linear kinematic wave, storage routing with Manning's formula or time offset method | Peak discharge Basin runoff hydrograph |
| Flow time-area method Reservoir routing lagged by time of travel in sewers | | | Basin runoff hydrograph |
| Linear kinematic wave model, storage routing with uniform depth continuity equation and Manning's formula | | Diffusion wave equation with partial backwater effects | Runoff hydrograph and depth |
| Rain-water routing on a homogeneous catchment basin by Muskingum method | | St.Venant(Dynamic wave) equations with back water effects, converging and diverging branch and loop network | Stage hydrographs and flow velocities for each sewer system element and computational point, also pollutographs |
| Linear kinematic wave model, storage routing with uniform depth continuity equation and Manning's formula | Linear kinematic wave model, storage routing with Manning's formula and continuity equation | Improved nonlinear kinematic wave model with partial back-water effects | Hydrographs of runoff quantity and quality, also depth of flow |
| Nonlinear kinematic wave with Manning's formula | | Nonlinear kinematic wave with Manning's formula | Runoff hydrographs and depth and discharge at entrance and exit of all sewers |
| Nonlinear kinematic wave with Darcy-Weisbach's formula | Nonlinear kinematic wave with Manning's formula | St.Venant equations with backwater effects | Runoff hydrographs, and depth and velocity at inlets and at entrance and exit of all sewers, also pollutographs |

地から単純化して取り扱おうとする準マイクロ・アプローチのモデルとも呼べる方向もある。それらの代表的なものとしてTRRL法²⁵⁾⁻²⁷⁾等を挙げることができる。

以上は流出モデルの構成、あるいは解析方法の面から見た分類であるが、モデルの使用目的からは、一般に次の3つのグループ^{3), 28)}に分けられる。第1のグループは計画モデル (planning model)

で、都市の洪水、排水対策のための計画やマスタープラン等に用いるモデルで、一般にはマクロ・アプローチのモデルがこの中に入る。第2のグループは設計モデル (design model) で、都市域の排水システムの新設あるいは改修に際し、それら各部の設計に使用され、精度の高い解析結果が要求される。これらには水理学上の成果を取り入れ、近年急速に進展しているマイクロ・アプローチのモデルが入る。第3のグループはシミュレーション/オペレーションズモデル (simulation/operations model) で、特定地域の都市排水あるいは洪水制御システムにおける流れをシミュレートし、こうしたシステムの最適な運用、管理を行うために使用されるもので、これらにはマクロ・アプローチからマイクロ・アプローチにわたる各種のモデルが含まれる。

2. 都市域の流域モデリングと流出シミュレーション

2.1 都市域の流域モデリング²⁰⁾

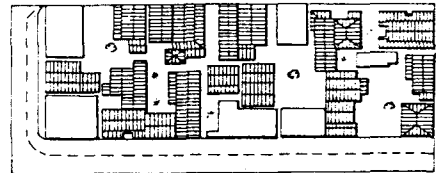
一般に市街地域の雨水流出現象は、家屋、道路、芝地など各種の工種からなる流出面上の雨水の浸透、滞留、流下現象と、それらの雨水を受ける側溝、小排水溝、幹支線排水路における流れの現象からなるものと見ることができる。流出面の大きさやそれを構成する工種の種類・寸法は場所によって異なるが、実用上の便宜から、単位流出区 (普通、末端下水路区域をとる) は代表的な幾つかの工種、例えば表-2 に示すような5種の工種からなるものとし、かつそれが図-1 (b) のように規格化して配列されるものとして、これを規格化区域 (modular basin)、これらと水路網から構成される流域システムを基準流域モデル (modular model) と呼ぶことにする。

さて、流域モデル単純化の第一歩として、modular basinにおける斜面の単純化を考える。modular basinにおける斜面は複数の工種より形成されているが、この斜面を末端下水路に付随する単一の等価流出面 (図-2) に置換できるものとし、流域は単一等価流出面・末端下水路・支線下水路・幹線下水路よりなる系であるとして、これを流域モデルⅢと呼ぶ。このモデルにおいて、流出面・流路システムが流域全体にわたってほぼ均一に分布するとみなされる場合には、流域モデルは図-3 (c) のモデルⅢ_Uのように表現できる。

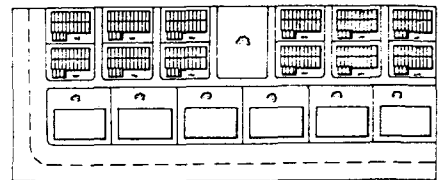
次に末端下水路に接続する流出面を統合し、支線下水路

表-2 代表流出面の諸元 (松山市3号幹線区域)

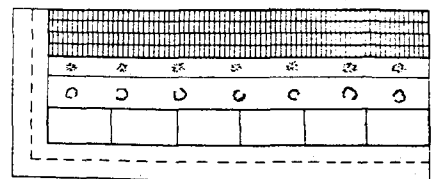
| STRIP | DESCRIPTION | LENGTH | SLOPE | ROUGHNESS | SUBAREA |
|-------|---|--------|-------|-----------|---------|
| I | Composition Roofing (1) Jap. style. Impervious | 3.88m | 0.36 | 0.01 | 49.7% |
| II | Composition Roofing (2) Building. Impervious | 6.00 | 0.011 | 0.01 | 6.1 |
| III | Street Pavement Impervious | 3.51 | 0.031 | 0.02 | 26.2 |
| IV | Grassed, bare land (1) back garden | 2.00 | 0.001 | 0.25 | 12.4 |
| V | Grassed, bare land (2) Park, ground of school | 18.00 | 0.001 | 0.25 | 5.6 |



(a) Prototype Basin



(b) Modular Basin



(c) Modular Basin

図-1 市街地流出面の規格化

に対して単一の等価流出面を想定すると、流域モデルⅡが構成される。ここでは流路は支線下水道・幹線下水道からなり、末端下水道は斜面の中に含まれることになる。流域全体にわたり流出面・流路システムが均一な場合には、図-3(b)のモデルⅡ_Uのように表示される。同様にして幹線下水道に対して単一の等価流出面を想定すると、流域モデルⅠが構成される。

2.2 流域モデルと流出モデル定数

(1) 流出モデル

降雨時、市街地域で発生する斜面ならびに流路における雨水流をkinematic wave法により追跡するものとし、流れにManning則を適用すると、周知のように次式で表現される。

$$\left. \begin{aligned} \text{流出面: } h &= kq^p, \quad k = (N/\sqrt{\sin\theta})^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= r_e \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{流路: } A &= KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 h :水深、 q :単位幅流量、 r_e :有効降雨強度、 x :距離、 t :時間、 $\sin\theta$:斜面勾配、 N :等価粗度、 $p=3/5$ 、 A :流水断面積、 Q :流量、 K, P :水路定数。

上式の実際の計算には、一般に特性曲線法¹⁾が用いられる。ここでのモデル定数は、斜面の k, p 、河道の K, P などであるが、 $p=3/5$ と一定、また K, P については水理学的見地より定まるので、結局、斜面流における k または N の推定が最も問題になる。

(2) 単位流出区(modular basin)の等価流出面表示

幾つかの工種よりなる単位流出区(図-2)を、一様な等価粗度を持つ流出面に置換する際のモデル定数は、雨水流の伝播時間と流量条件を近似的に等しくなるように定めるものとする、次式が導かれる。

$$k_{III} = \left(\frac{N_s}{\sqrt{\sin\psi}} \right)^p = \sum_i \frac{A_i}{A_e} \left(\frac{l_i}{l_e} \right)^p \quad k_i \equiv \sum_i \frac{A_i}{A_e} \left(\frac{l_i}{l_e} \right)^p \left(\frac{N_i}{\sqrt{l_i}} \right)^p \quad (3)$$

ここに $N_s, \sin\psi, l_e, A_e$ はそれぞれ等価流出面の粗度、斜面勾配、斜面長、斜面の面積であり、 N_i, l_i, A_i はそれぞれ各工種の粗度、斜面勾配、斜面長、面積である。この式によると、等

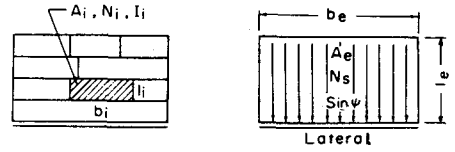


図-2 等価流出面表示

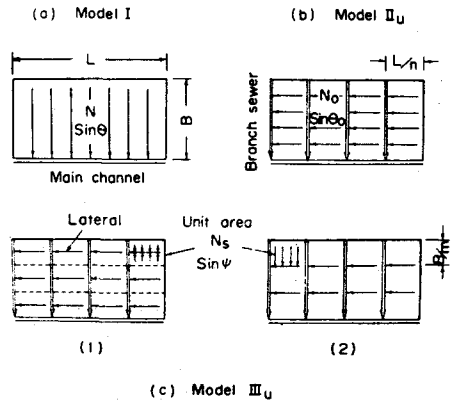


図-3 等価流域モデル(均一モデル)

価流出面の要素 k_{III} は, modular basin の各工種の k_i に面積ウエイトと斜面長ウエイトの p 乗を乗じて総和したものに相当することがわかる。

(3) 流域モデルの単純化とモデル定数

流域モデルを III_U , II_U , I と単純化した場合の各モデル定数^{18),19)} は, 一定の有効降雨強度の下で各流域モデルの最遠端からの雨水伝播時間が等しいという条件を用いて, 容易に推定することができる。例えば, 流域モデル III_U と II_U に対しては次式が導かれる (図-3(2)参照)。

$$N_0 = \{ (\sin \theta_0 / \sin \psi)^{p/2} (N_s B n / mL)^p + K_0 (r_e L / n)^{P_0 - p} (\sin \theta_0)^{p/2} / (B/m)^{1 - P_0} \}^{1/p} \quad (4)$$

同様にして流域モデル III_U と I の間の関係は次式のようになる。

$$N = \{ (\sin \theta / \sin \psi)^{p/2} (N_s / m)^p + K_0 (L/n)^{P_0} r_e^{P_0 - p} (\sin \theta)^{p/2} / m^{P_0 - 1} B^{1 + P - P_0} + K (r_e B)^{P - p} (\sin \theta)^{p/2} / (L/n)^{1 - P} \}^{1/p} \quad (5)$$

ここに, K_0 , P_0 および K , P は末端下水路, 支線下水路における水路定数, N_s , N_0 , N は流域モデル III_U , II_U , I の等価粗度, $\sin \psi$, $\sin \theta_0$, $\sin \theta$ は流域モデル III_U , II_U , I の流出面の勾配である。(5)式右辺の第1項はモデル III_U の等価流出面上の雨水伝播時間に関する項, 第2項, 第3項はそれぞれ末端下水路, 支線下水路の雨水伝播時間に関する項を表わしている。山地, 丘陵地では一般に第1項が2, 3項に比べて大きくなるが, 市街地域では各項とも同程度の値で, しかもその値は小さいものとなる。また modular basin とモデル II_U の関係は, (4)式に(3)式を代入することにより次式が導かれる。

$$N_0 = \left[\left(\frac{\sqrt{\sin \theta_0} B n}{m L} \right)^p \sum_i \frac{A_i}{A_e} \left(\frac{N_i l_i}{\sqrt{I_i} l_e} \right)^p + \frac{K_0 (r_e L / n)^{P_0 - p} (\sin \theta_0)^{p/2}}{(B/m)^{1 - P_0}} \right]^{1/p} \quad (6)$$

同様にして, modular basin とモデル I の間の関係も(5)式に(3)式を代入すれば, 次式がえられる。

$$N = \left[\left(\frac{\sqrt{\sin \theta}}{m} \right)^p \sum_i \frac{A_i}{A_e} \left(\frac{N_i l_i}{\sqrt{I_i} l_e} \right)^p + \frac{K_0 (L/n)^{P_0} (\sin \theta)^{p/2}}{(m)^{P_0 - 1} B^{1 + P - P_0}} r_e^{P_0 - p} + \frac{K B^{P - p} (\sin \theta)^{p/2}}{(L/n)^{1 - P}} r_e^{P - p} \right]^{1/p} \quad (7)$$

この種の関係式には有効降雨強度の関係が残るが, $P_0 - p$ および $P - p$ の値は極めて小さいから, 実用上の影響は少ない。

以上は流域が均一に近いと置ける場合の各流域モデル間の関係であるが, 流域が不均一であるとして取り扱う場合には, modular model, 流域モデル III , II を用いる。このとき各流域モデルの等価流出面にはその区域内に均一の仮定が置けるので, それらの等価粗度は上記同様の取り扱いにより求めることができる。

実用に当っては、解析目的に応じて適当な流域モデルを選び、流域調査結果をもとに、流域モデルの粗度係数を計算し、これを用いて等価流出面の流出計算を進め、次いで水路網における雨水流追跡を行う手順となる。一般に流域モデルは詳細な程流出面の不均一性をよく表示でき、また流路システムも細かく入り、シミュレーション結果の適合性がよくなる。しかし、その反面計算量が増大し、コストが高くなる。

2.3 都市域における雨水損失特性とその評価（URL法）

都市域の雨水損失は、流出面の不均一性により微視的にはかなり複雑なものとなる。ここでは実用上の立場から5工種の代表流出面に対して、屋根面(1)では損失なし、屋根面(2)と道路舗装面では凹地貯留 D_{Ib} があり、草生および裸地(1)、(2)では凹地貯留 D_p と浸透損失があるとして取り扱う(表-3)。

各流出面の雨水損失特性について調べる。まず不浸透域における D_{Ib} と流域損失雨量 L の関係については、浸透能を下回る強度の降雨が継続し、不浸透域の凹地が完全に満たされるようになると、次の関係が成立する。

$$L = \frac{A_p}{A} R + \frac{A_{Ib}}{A} D_{Ib} \quad (8)$$

ここに、 R は累加降雨量、 A 、 A_{Ib} 、 A_p は、それぞれ流域面積、屋根面(1)を除く不浸透域面積、浸透域面積。次に、浸透域における D_p および f と L の関係については、浸透能を常に上回る強度の降雨が継続し、流域の凹地が完全に満たされるようになると、(9)式の関係が成立する。

$$\frac{A}{A_p} L = \frac{A_{Ib}}{A_p} D_{Ib} + D_p + \int_0^t f(t) dt \quad (9)$$

ここに、 $f(t)$ は浸透能、 t は降雨継続時間。 $f(t)$ の式は幾つか提案されているが、ここでは補給能モデル²⁹⁾を用いることとする。

$$\int_0^t f(t) dt = f_c t + \frac{f_{0T} - f_c}{\alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (10)$$

ここに、 f_{0T} は前期無降雨日数が T のときの初期補給能、 f_c は下限補給能、 α はてい減係数。したがって、(9)式は次式のように書きかえることができる。

$$\frac{A}{A_p} L = \frac{A_{Ib}}{A_p} D_{Ib} + D_p + f_c t + \frac{f_{0T} - f_c}{\alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (11)$$

(8)式および(11)式の成立条件を満たす降雨流出資料をもとに、図-4に示す直線を描いて D_{Ib} を、図-5に示す T をパラメーターとする曲線群を描いて D_p 、 f_c 、 α および f_{0T} ($T=0, 1, 2, \dots$)を求めることができる。

松山市街地域を調査流域として1976年1月～10月の降雨流出資料をもとに(8)式および(11)式の関係(図4、5)を調べ、以下のような各パラメーターの値を得た。凹地貯留： $D_I = 2 \text{ mm}$ ($D_{Ib} = 5 \text{ mm}$)、

表-3 流出面における降雨損失

| STRIP | DESCRIPTION | PERMEABILITY | DEPRESSION | |
|-------|-------------------------|--------------|------------------------|----------|
| | | | | |
| I | Composition roofing (1) | Impervious | Depressionless | A_{Ib} |
| II | Composition roofing (2) | Impervious | | |
| III | Street Pavement | Impervious | Depression D_{Ib} | A_p |
| IV | Grassed, bare land (1) | Pervious | | |
| V | Grassed, bare land (2) | Pervious | Depression D_p | A_p |

$D_p = 6 \text{ mm}$, 補給能: $f_{0.5} = 13 \text{ mm/hr}$, $f_c = 2 \text{ mm/hr}$, $\alpha = 1.05 \text{ hr}^{-1}$. これらの諸値は従来の研究結果^{13), 30), 31)}, ならびに現地観測の結果よりみて, 妥当な値と言えよう。

2.4 実流域への適用に関する検討

(1) 松山市街地域への適用と考察²²⁾

研究対象とした松山市下水道3号幹線流域 ($A = 0.219 \text{ km}^2$) は, 幹線延長 1,250m, 流域平均巾 175m の細長い形状で, 家屋, 道路などの不浸透流出面が流域の 82% を占めている。現地調査結果をもとに, 図-6(a) に示すように 102 個の単位流出区画からなる基準流域モデル (modular model) を作成した。次に modular model の単位流出区画を単一な等価流出面とした流域モデルⅢ, 次いで流域モデルⅡ, 流域モデルⅠが順次構成される。これら各流域モデルの流出パラメーターは流出面ならびに水路の諸量をもと

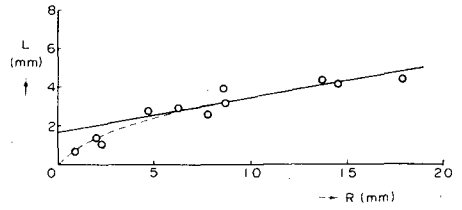


図-4 降雨損失特性(1)

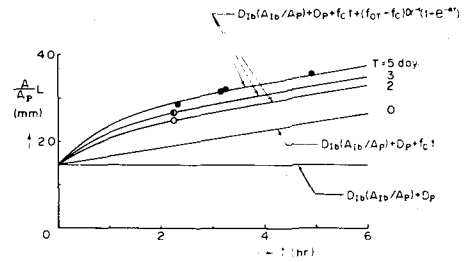


図-5 降雨損失特性(2)

に算出され, 有効降雨は URL 法により求めた。

降雨資料を与えて流出シミュレーションを行った結果の 1 例を図-7 に示す。

modular model による流出シミュレーション結果

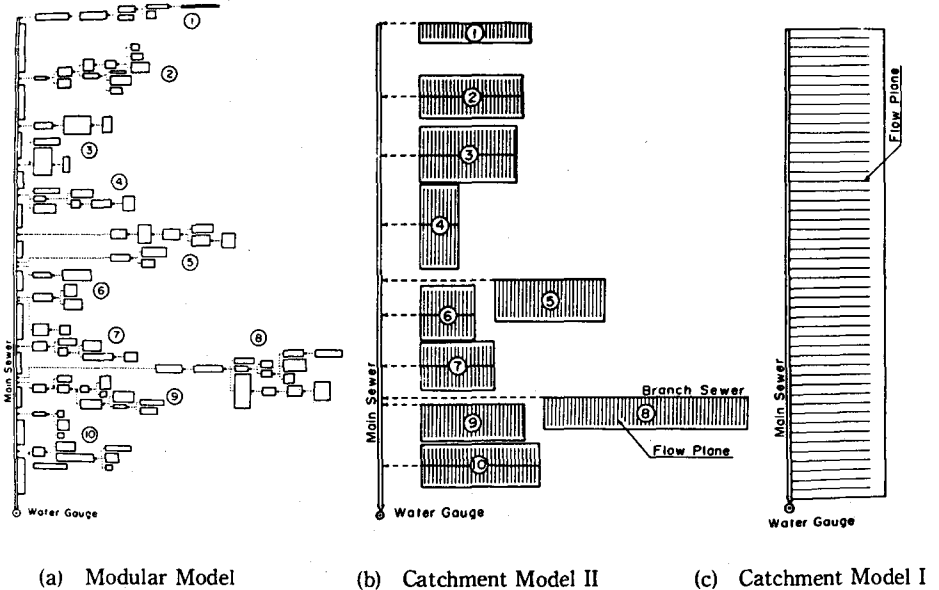


図-6 流域モデル

は出水の全体を通じて, 実測ハイドログラフを高い精度でシミュレートしていることがわかる。

次に modular model, モデルⅡ, およびモデルⅠによる流出シミュレーション結果の 1 例を図-8 に示す。流域モデルを modular model からモデルⅡ, モデルⅠと順次集中化してゆくとつれ, 流量ピークは低下し, ハイドログラフのてい減も緩慢となって, 全般的にハイドログラフが扁平化し

てゆく特性が見られる。特に雨水損失効果の大きい出水前期ではこうした傾向が顕著に現われ、出水前期を過ぎると僅少なものとなる。

こうした各流域モデルによる流出シミュレーション結果の適合性をピーク流量、ピーク発生時刻、流出総量に着目して調べた。その結果、モデルⅡについては実用上十分な範囲にあるが、モデルⅠでは誤差の最大値が20%に及ぶ場合が現われた。しかし先に指摘したように、流出前期を過ぎると、モデルⅠでも10%以下となり、実用上の解析精度が得られるようになる。以上のことから、流出ハイドログラフ全体を精度高くシミュレートする必要がある場合、少なくともモデルⅡ程度を使うことが望まれよう。

(2) 流域構成を変化させた場合に対する検討

上述の検討は、不浸透減の流出特性が支配的と考えられる場合の検討であった。そこで、流域構成を変化させた流域を想定し、各流域モデルによるシミュレーション結果を数値実験により比較検討した。

この検討に用いた想定流域は、図-9に示すように、幹線下水路に11本の支線水路が流入し、それぞれの支線は、表-4に示すような工種よりなるAあるいはBブロックの雨水を集めるものとする。ここにAブロックとは不浸透流出面が90%に及ぶ建物の密集する地区、またこれとは反対にBブロックは浸透流出面が80%の地区である。このようなA、Bブロックの構成を変えた3種の流域（Aブロックの占有割合が9/11、4/11、2/11）を想定した。

降雨資料を与え、各ケースについてそれぞれの流域モデルを作成し、流出シミュレーションを行った。それらの結果を図-10に示す。

i) まず不浸透流出面を主体とするAブロックが9/11（不浸透率77.3%）を占めるケースでは、かなり急激な流出特性が現われるが、モデルⅡ、Ⅰとモデルを集中化

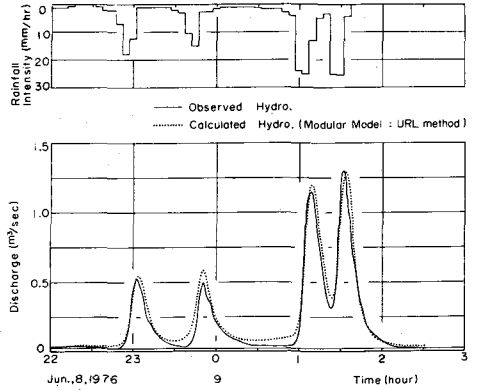


図-7 流出ハイドログラフ

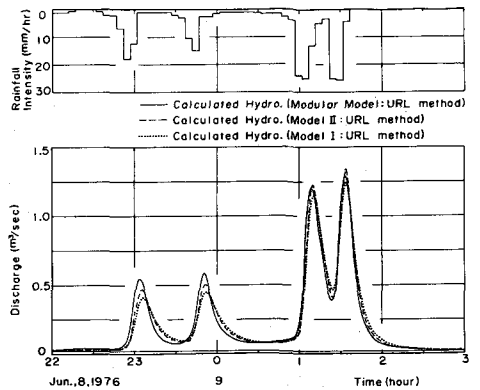


図-8 流出ハイドログラフ

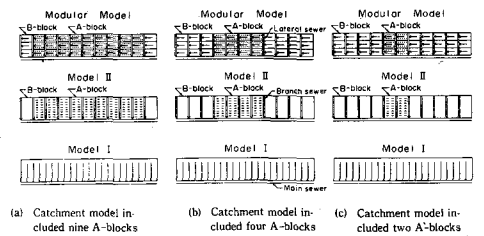


図-9 流域構成を変えた流域モデル

表-4 A、Bブロックの流出面構成

| STRIP | DESCRIPTION | LENGTH (m) | SLOPE | ROUGHNESS (m ^{1/3} ·sec) | SUBAREA (%) | |
|-------|--|------------|-------|-----------------------------------|-------------|---------|
| | | | | | A-BLOCK | B-BLOCK |
| I | Composition roofing (1) Jap. style Impervious | 3.88 | 0.36 | 0.01 | 37.9 | 11.1 |
| II | Composition roofing (2) Building Impervious | 6.00 | 0.011 | 0.01 | 19.4 | 3.5 |
| III | Street and Pavement Impervious | 3.51 | 0.031 | 0.02 | 32.7 | 5.4 |
| IV | Grassed, bare land (1) back garden Pervious | 2.00 | 0.001 | 0.25 | 8.1 | 58.2 |
| V | Grassed, bare land (2) Park, ground of school Pervious | 18.00 | 0.001 | 0.25 | 1.9 | 21.8 |

してゆくにつれ、流出応答が徐々に緩慢となり、適合度が低下してゆく。このような特性は一般に流出前期に強く現われるが、この段階ではモデルⅡ、Ⅰともに実用上十分な精度をもっている。ii)次にAブロックの占有割合が4/11（不浸透率45.5%）、2/11（不浸透率32.7%）と減少する各ケースでは、流出性状が幾分緩慢な応答となるが、モデルⅡ、Ⅰとモデルを集中化するにつれハイドログラフの扁平化が顕著となり、適合度が一層低下する。こうした特性はやはり流出前期に大きく現われる。これは、流出面上に発生する凹地貯留、雨水浸入、表面流出の場所的不均一性が流出前期に強く現われ、これらを集中化して取り扱うことに起因するものと考えられる。

以上、降雨の継続と共に雨水損失効果が小さくなり、やがて流域内の流出状態が次第に均一化してくると、流域構成に殆んど関係なく、簡単な流域モデルによっても実用しうる解析結果が得られるが、流出前期には、不浸透域の占有割合の減少とともに適合度がかなり低下する。したがって流出の全期間にわたって高精度の解析結果を必要とする場合、モデルⅡ、さらにはmodular modelの使用が望まれよう。

(3) 流域モデリング法に関する検討

これまで主として等価流域モデリング法について検討してきたが、流域モデル化に際して集中化の方法を変え、modular modelの各種流出面ならびに流路を各支線区域毎に集中化すると、先のモデルⅡに対応するsimplified modular modelⅡ（s.m.modelⅡ）が、さらにこうした集中化を幹線区域に適用すると、モデルⅠに対応するsimplified modular modelⅠ（s.m.modelⅠ）がそれぞれ構成される。このような流域モデリング法（modular model→s.m.modelⅡ→s.m.modelⅠ）が図-11に示される。そこで、これら集中化の方式を異にする流域モデリング法について、流出シミュレーション結果をもとに検討し、次の結果を得た。

i)等価流域モデリング法では、流域モデルを単純化してゆくにつれて流出ハイドログラフの扁平化が進み、適合度が次第に低下し、特に流出前期に精度低下が顕著となるが、各流出面からの流出特性を重視した新しい流域モデリング法によると、集中化の規模を幹線区域まで広

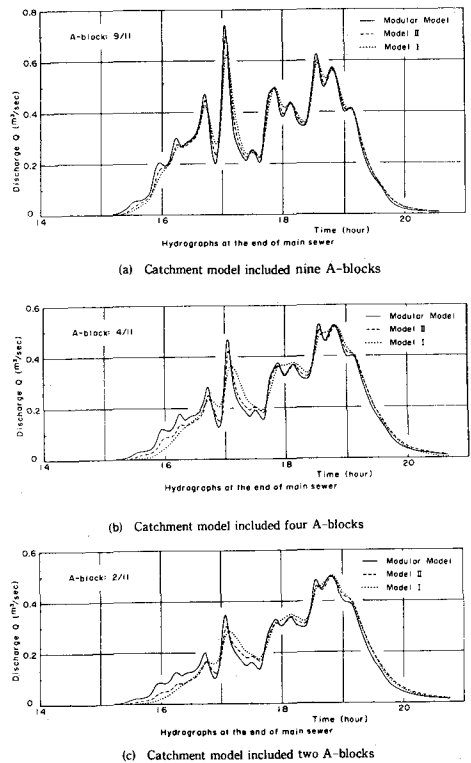


図-10 流出ハイドログラフ

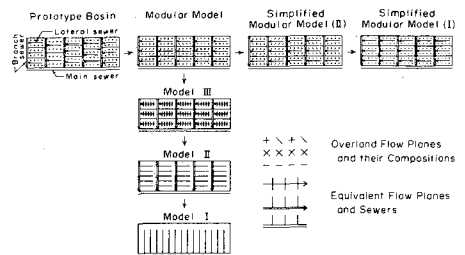


図-11 流域モデリング法

げた s.m.model I によっても、出水の全期間にわたって流出ハイドログラフを精度高く再現できる。ii)これら各流域モデルの適合性を比較検討すると、s.m.model II が最も精度高く、次いで s.m.model I、モデル II、モデル I の順となる。一方、計算コストは、s.m.model I がモデル I の 3 倍程度、s.m.model II がモデル II の 1.5 倍程度となり、modular model と対比すると、s.m.model II では 1/2 程度、s.m.model I では 1/5 程度に減少する。以上、s.m.model のようなモデリング法によると、modular model に近い高精度の流出シミュレーション結果が得られ、計算もかなり簡便化される。

3. 都市下水路システムにおけるサーチャージを伴う流出

3.1 豪雨時における都市流出の観測調査²³⁾

近年、都市化や既存市街地の再開発に伴って、豪雨時下水路のマンホール溢水やはんらんが頻発するようになってきた。松山市街地域においても、昭和54年6月の梅雨前線豪雨、ならびに昭和51年17号台風のときの溢水、はんらんは相当規模の大きいものであった。これらは、一般に下水路の合流部、屈曲部、また管路勾配が急に緩やかになる所で起っている。流量が通水能を上回ると、開水路流れからパイプ流れへ遷移し、さらに流量の増大につれてこのようなサーチャージを伴う区間が上流へ急速に拡大してゆく。こうしたサーチャージの進行とともに、各マンホール水位は上昇を続け、やがてマンホールよりの溢水、はんらんが起る。上述の梅雨前線豪雨では、松山市街地域の全域にわたって大小40数カ所に及ぶ溢水、はんらん区域が発生した。これらのうち特に顕著なものを図-12に示す。No. 1, 2, 5, 6, 7, 9, 11 の支線下水路沿いの区域では、およそ100~400mにわたる区間のマンホールから溢水し、湛水は車道全面(0.1~0.2m)に及んだ。幹線下水路沿いのNo. 3, 4, 8, 10, 12区域では、さらにその規模が大きくなり、特にNo. 3, 8の区域の溢水は、幹支線延長800~1,000mに及び、湛水深も全般的に0.1~0.4mに達している。低平地のNo. 4, 5の区域では多数の家屋が浸水した。

次に松山市3号幹線水路で観測したサーチャージを伴う流出の水位、流量記録の例を図-13に示す。昭和54年6月豪雨時には、13時30分過ぎの70mm/hr(5分間強度)前後の強雨に伴ってサーチャージが現われ、14時45分まで継続し、昭和51年17号台風時でも、14時35分~15時5分にわたりサーチャージが起っている。これらの期間では一般に貯留効果の著しい流出特性が現われ、またサーチャージに伴う水位変化は急激で、その伝播の速いことがうかがえる。

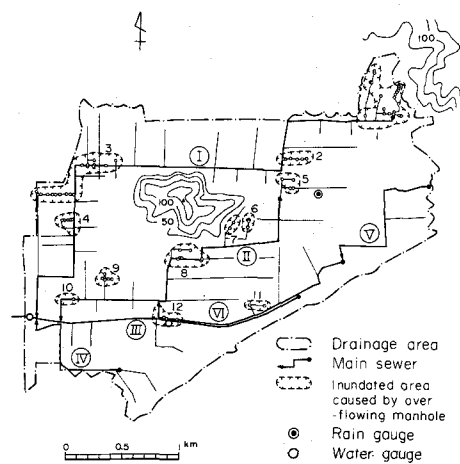


図-12 下水路システムの溢水、はんらん(昭54年梅雨前線豪雨)

3.2 サーチャージを伴う流出のモデリングと適用に関する検討

このようなサーチャージを伴う流出を解析するモデルとしては、TRRL法、ILLUDAS³²⁾のように満管流れを仮定した取扱いにより、こうした流出効果を見込む簡単なものから、開水路流れに対してはkinematic waveあるいはdiffusion wave近似、パイプ流れに対しては定常管路の式を組み合わせる解析する簡易モデル^{33), 34), 39)}、さらに流路内で発生する開水路流れ、パイプ流れ、何れもdynamic waveとして解析する詳細なモデル^{7), 16), 23)}までである。

(1) 簡易モデル²³⁾

1) モデルの構成

先述した流域モデル化の方法によって流域モデルを作成し、有効降雨をもとに斜面流の追跡を行って流入ハイドログラフを求める。

下水路システムにおける開水路流れに対しては、kinematic wave近似を適用する。流入ハイドログラフを各マンホールに与えて流路における流れの追跡とマンホール地点での合流計算を順次下流へ進めてゆく。

下水路の流れがサーチャージすると、パイプ流れに移行する。こうした区間の定常流れは上、下流マンホール水位をもとに次式のように表わされる(図-14)。

$$\left. \begin{aligned} Q &= \gamma (H_u - H_d)^{1/2} \\ \gamma &= AR^{2/3} / nL^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ここに、 Q : 流量, H_u, H_d : 上流, 下流マンホール水位, A, R, n, L : パイプの断面積, 径深, 粗度係数, 長さ。

次にマンホールにおける連続の式は次式のようなになる。

$$F \frac{dH}{dt} = \Sigma(Q_{in}) + Q_l - Q_{out} \quad (13)$$

ここに、 H : マンホール水位, F : マンホール水面積, $\Sigma(Q_{in})$: 流入流量の合計, Q_l : 直接流入流量, Q_{out} : 流出流量。なお合流に伴うエネルギー損失についてはパイプの摩擦損失の中に入れて取り扱うものとする。また空気混入や浮流砂等の影響は考慮しないこととする。さて、サーチャージ

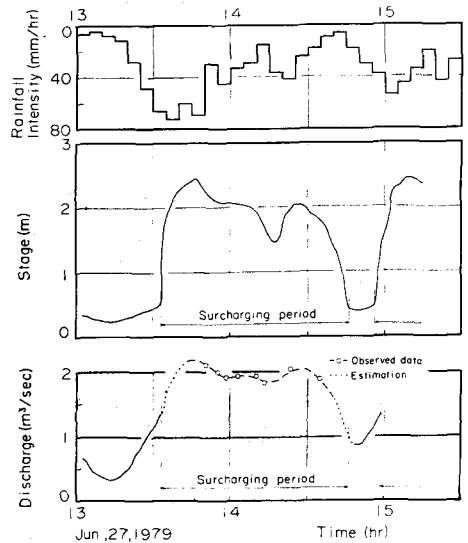


図-13 サーチャージを伴う流出記録 (昭54年梅雨前線豪雨)

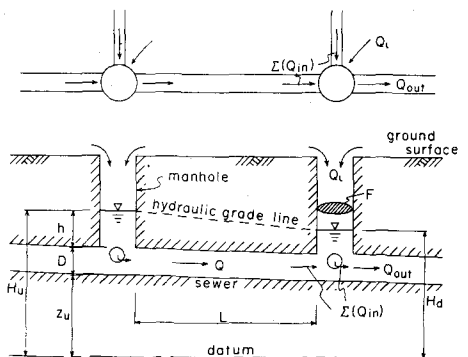


図-14 サーチャージした流れ

した各マンホールに(12), (13)式を適用すると、サーチャージした下水路システムの流れは、各マンホール水位を未知量とする1階連立常微分方程式で表示される。これらはRunge-Kutta法により容易に数値計算することができる。

次に流れの遷移³⁴⁾についてみる。まず開水路流れからパイプ流れへの遷移については、開水路流れの流量 Q とサーチャージした下流マンホール水位 H_d をもとに、(14)式により定義される圧力ヘッド h に関して、 $h \geq 0$ が満たされると上流マンホールはサーチャージし、その水位 H_u は(15)式のよりに与えられる。

$$h = (Q^2 / \gamma^2) + H_d - (Z_u + D) \quad (14)$$

$$H_u = (Z_u + D) + h \quad (h \geq 0 \text{ のとき}) \quad (15)$$

ここに、 Z_u ：上流マンホールの底高、 D ：管径。

次にパイプ流れから開水路流れへの遷移については、マンホール水位がパイプの冠頂を下回るとき、すなわち $h < 0$ となるとき、開水路流れへの遷移が起きるものとする。

2) 流出シミュレーションによるモデルの検討

数値実験に用いた下水路システムは、図-15に示すように、実流域における標準的の諸元をもった下水路システムで、支線水路の幹線への接合は各幹線マンホールにおいて管底で接合され、また幹線水路下流端の流れは自由落下としている。

図に示す三角型の流入ハイドログラフを与えたときの流出シミュレーション結果を図-16, 17に示す。これらの図をみると、一般にサーチャージすると貯留効果のみられる流出特性を示し、幹線の下流部ほどこのような特性が強く現われる。また流量、水位ピークとも各地点で殆んど同一時刻に発現しており、サーチャージするとそのシステム全体が一体となった変動を示すことが分る。次に図-17はサーチャージの発達・減衰過程を示したもので、これらは時間的、場所的に変動するサーチャージの特性をよく表示している。以上の結果はサーチャージを伴う流出の特性をかなりよく再現していると考えられる。

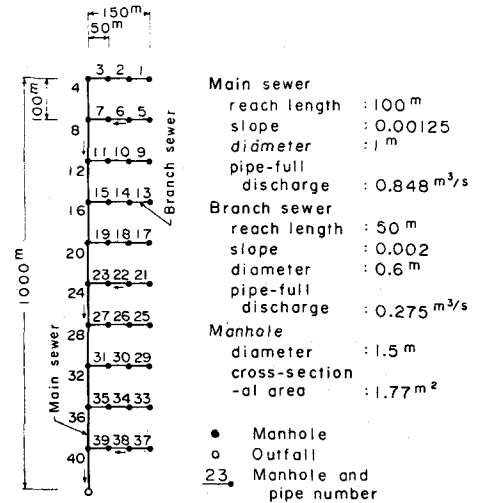


図-15 検討に用いた下水路システム

(2) Dynamic wave モデル²³⁾

1) モデルの構成

簡易モデルでは実用上の立場から、開水路流れに対してkinematic wave近似を、サーチャージ領域のパイプ流れに対して管水路の式を適用した。しかし詳細な立場から見ると、分合流やサー

チャージの発生、拡大に伴う背水効果、また流れの非定常性等を考慮した取り扱いが必要となる。

そこで、下水路システムにおける開水路流れ、パイプ流れの何れも dynamic wave として取り扱うモデルについて検討を進める。

まず、開水路非定常流の運動方程式ならびに連続式は次式のように表わされる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f = 0 \quad (16)$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (17)$$

ここに、 y : 水深、 V : 流速、 A : 流水断面積、 B : 水面幅、 S_0 : 水路こう配、 g : 重力の加速度。

摩擦損失こう配はManning型の式を用い、

$$S_f = n^2 |V| V / R^{4/3} \quad (18)$$

マンホールにおける連続の式は、貯留効果を無視しうるものとする、

$$\Sigma(Q_{in}) + Q_l - \Sigma(Q_{out}) = 0 \quad (19)$$

サーチャージ領域におけるパイプ流れに対して、水の圧縮性を考慮した管水路非定常流の運動方程式および連続式を用いると、次式となる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (21)$$

ここに、 y : 管底から測ったピエゾメータ水頭、 a : 圧力波の速度、また他の変数は開水路流れの場合と同様である。

サーチャージ領域におけるマンホールでの連続式は、貯留効果を考慮した次式を用いる。

$$F(dH/dt) = \Sigma(Q_{in}) + Q_l - \Sigma(Q_{out}) \quad (22)$$

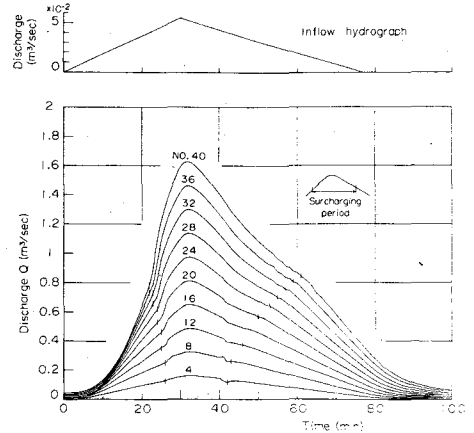


図-16 流出ハイドログラフ（幹線マンホール地点）

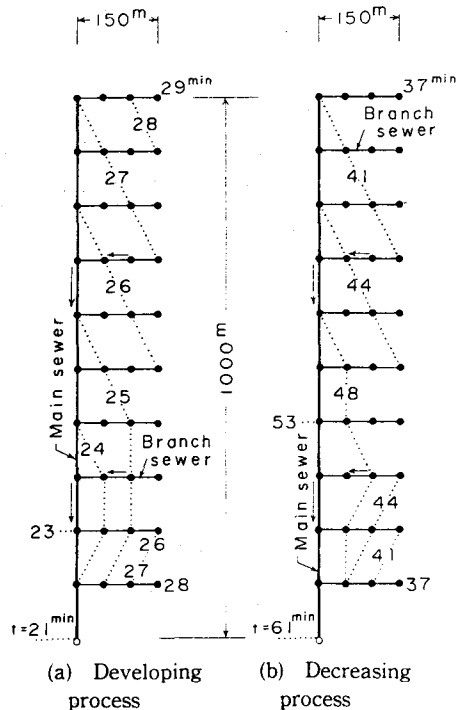


図-17 サーチャージした領域の変動状況

ここに、 H ：マンホール水位、 F ：マンホール水面積。

これらの式を用いて、下水路システムにおける開水路流れ、サーチャージしたパイプ流れを追跡することになるが、流れが遷移するところで計算の不安定や不能におちいりやすく、これを克服するため色々な工夫^{35)~37)}がなされている。ここでは、Preissmann slotの手法³⁵⁾を用い、下水路システムにおける流れを一貫して開水路流れの式を用いて追跡する方法をとる。図-18に示すように、管頂に設けた仮想スロットが(23)式の関係を満たす幅 B をもち、管路の断面積および径深には変化を及ぼさないとすると、パイプ流れの基礎式は開水路流れの基礎式と同一の表示となり、開水路流れとパイプ流れを統一して取り扱うことができる。

$$C = \sqrt{gA/B} = a \quad (23)$$

ここに、 a ：パイプ流れにおける圧力波の速度、 C ：開水路流れの伝播速度、 A 、 B ：開水路流れでは流水断面積、水面幅、パイプ流れでは管路断面積、仮想スロット幅。

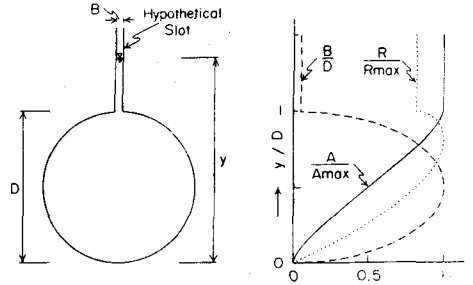


図-18 Preissmannスロット

2) 数値計算法

サーチャージを伴う流出に見られるような時間的変動の急な流れについては、一般に implicit 差分法³⁸⁾あるいは特性曲線法^{5), 37)}がよく用いられている。ここでは特性曲線法を用いる。

基礎式(16)および(17)式を、特性曲線表示すると次式のようになる。

$$\frac{dx}{dt} = V \pm C : C^+ \text{ および } C^- \quad (24)$$

$$\frac{dV}{dt} \pm \frac{g}{C} \frac{dy}{dt} = g(S_0 - S_f) \quad (25)$$

上式の差分近似には、 $x \sim t$ 平面上の矩形格子による方法を適用する。開水路流れ、パイプ流れの断面区間では、implicitの2次スキームを用いると、(24)および(25)式はそれぞれ(26)、(27)式および(28)、(29)式のように差分表示される(図-19)。

$$\begin{cases} x_p - x_r = \frac{1}{2} \{ (V+C)_r + (V+C)_p \} \Delta t & (26) \\ V_p - V_r + \frac{g}{2} \left(\frac{1}{C_r} + \frac{1}{C_p} \right) (y_p - y_r) = \\ = g \left(S_0 - \frac{S_{f_r} + S_{f_p}}{2} \right) \Delta t & (27) \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_p - x_s = \frac{1}{2} \{ (V-C)_s + (V-C)_p \} \Delta t & (28) \end{cases}$$

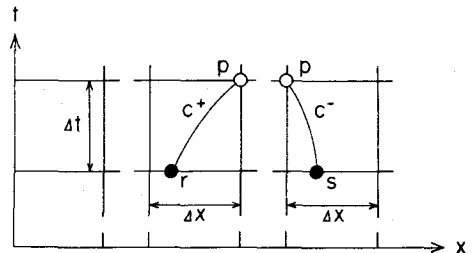


図-19 矩形格子

$$\left\{ V_p - V_s - \frac{g}{2} \left(\frac{1}{C_s} + \frac{1}{C_p} \right) (y_p - y_s) = g \left(S_0 - \frac{S_{fs} + S_{fp}}{2} \right) \Delta t \right. \quad (29)$$

ここに、 Δt ：計算時間々隔，添字 p, r, s はそれぞれの点における諸量。

次に開水路流れとパイプ流れの遷移を含む断面区間では，2次スキームを用いても精度が低下するのみならず， a 値が大きくなると計算不能の状態も生ずる。そこで，この遷移の起こる断面区間では特性曲線ならびに特性方程式を逐次積分する方式を用いた。

3) 流出シミュレーションによるモデルの検討

検討に用いた下水路システムは，前述の簡易モデルで用いたものと同一のものである。

上述した下水路システムの各支線マンホールに三角型の流入ハイドログラフを与えて流出シミュレーションを行った（図-20，21）。ここに，圧力波の速度は $a = 50 \text{ m/sec}$ ，幹線下流端の流れは自由落下としている。

幹線の各マンホール地点における流出ハイドログラフを見ると， $t = 20$ 分頃までの自由水面流れの状態では，前述の簡易モデルと同様な流出特性を示すが，やがて満管流れに近くなると，パイプ流れの影響を受けて流出量が逓減するようになる。さらに流出量の増加に伴い下流端で満管流れとなり，やがてサーチャージした流れが上流へと拡大してゆく。このような状態が発生すると，その影響する範囲では流出が抑制されて流出量が一時的に減少すると共に下水路システムの水頭が上昇する。やがて自由水面流れに較べて貯留特性の顕著なサーチャージを伴う流出に移り，この様な状態で流出の頂部が形成される。なお，サーチャージの程度が大きい程貯留効果は大きく現われる。流出逓減部に入ると，上流部より下流部に向かってサーチャージ流れから自由水面流れに移行し，流量の逓減が大きくなる。

簡易モデルでは，自由水面流れからパイプ流れへの移行，およびパイプ流れから自由水面流れへの移行の計算が簡単に取り扱われ，サーチャージの発生あるいは消滅する前後で，両モデルによる流出シミュレーション結果の差異が大きく現われ，これらの影響が流出ハイドログラフ全体におよぶ。したがって高精度の流出シミュレーション結果が要求される場合，dynamic wave モデルを用いた解析が必要となろう。

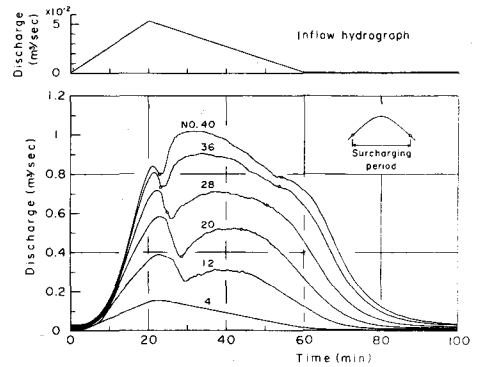


図-20 流出ハイドログラフ（幹線マンホール地点）

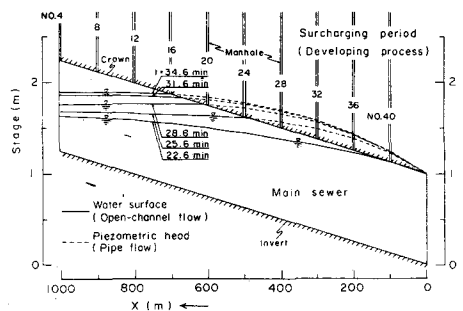


図-21 管内水位の変動（上昇時，幹線水路）

あとがき

以上、都市流出システムのモデリングの問題に関して、はじめに今日使用されている主要なモデルを概観し、次いで雨水流を kinematic wave 流れとする立場から流域モデリングと流出シミュレーションについて検討を加え、さらにサーチャージ流れを伴う都市下水路システムの流出モデリングについて、流出機構を詳細に組み入れる立場から論じた。現実には都市域で起る雨水流出現象は変動の速い、複雑な現象で、その全貌を把握することは容易でなく、未解決の問題が多く残されている。今後、詳細な観測調査を強力に推進して実態の正確な理解を深めるとともに、次のような課題に取り組む必要がある。

- i) 都市域における短時間豪雨の特性と流出；雨水伝播時間の短い都市域における短時間豪雨の特性、降雨の移動方向と流出の特性（短時間降雨に対する流出シミュレーション法の検討）。
- ii) 下水路システムで発生する水理現象の解明；満管流近傍での流れの不安定性、分合流点における空気混入の機構とそれが流出におよぼす効果、マンホールにおけるエネルギー損失をはじめ局所損失の機構。
- iii) 地面はらんを伴う流出の解析法；マンホールからの溢水、低地への湛水の機構とそれらの解析法。
- iv) 都市流出システムのコントロール；都市排水システム（on-site, in-line 等の貯留施設、ゲート、ポンプを含む排水管网組織）の構成、これらのシステムを最適に運用する方法。

参 考 文 献

- 1) 金丸昭治：都市化による流出変化，71-A-1，1971。那智俊雄：都市河川の諸問題，73-A-6，1973。角屋睦：都市化と流出，74-A-2，1974。山口高志：都市河川の動態 — 水質ハイドログラフ — 78-A-5，1978。都市における流出および河川水質の modeling，81-A-8，1981。いずれも夏期研修会講義集。
- 2) Mcpherson, M. B. (Ed.) : Hydrological effects of urbanization, The Unesco Press, 1974.
- 3) Mcpherson, M. B. (Ed.) : Research on urban hydrology Vol. 1, 2, Unesco, 1977.
- 4) Haan, C. T. (Ed.) : Proc. National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1975. Barfield, B. J. (Ed.) : Proc. National Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1976. Kao, D. T. (Ed.) : Proc. Intern. Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1977. Haan, C. T. (Ed.) : Proc. Intern. Symposium on Urban Storm Water Management, Kentucky, USA, July, 1978. Haan, C. T. (Ed.) : Proc. Intern. Symposium on Urban Storm

- Runoff, Kentucky, USA, July, 1979. Meadows, M.E. (Ed.) : Proc. Intern. Symposium on Urban Storm Runoff, Kentucky, USA, July, 1980. Wood, D.J. (Ed.) : Proc. Intern. Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1981.
- 5) Helliwell, P.R. (Ed.) : Urban Storm Drainage, Proc. Intern. Conference, Southampton, UK, April, 1978. Yen, B.C. (Ed.) : Urban Storm Drainage, Proc. Second Intern. Conference, Illinois, USA, June, 1981.
 - 6) Brandstetter, A. : Assessment of mathematical models for storm and combined sewer management, Environmental Protection Technology Series, EPA-600/2-76-175 a, Aug., 1976.
 - 7) Chow, V.T. and Yen, B.C. : Urban stormwater runoff, Determination of volumes and flowrates, Environmental Protection Technology Series, EPA-600/2-76-116, May, 1976.
 - 8) 角屋陸, 福島晟 : 中小河川の洪水到達時間, 京大防災研年報, 19B, 昭51.
 - 9) Yen, B.C., Shen, Y.Y. and Chow, V.T. : Time of peak surface runoff from rainstorms, Proc. Fort Collins Third Intern. Hydrol. Symp., Colorado, USA, July, 1977.
 - 10) Eagleson, P.S. : Unit hydrograph characteristics for sewered areas, Proc. ASCE, Vol. 88, HY 2, 1962.
 - 11) Espey, W.H., Winslow, D.E. and Morgan, C.W. : Urban effects on the unit hydrograph. Moore, W.L. and Morgan, C.W. (Ed.) : Effects of Watershed Changes on Streamflow, Water Resources Symp. No. 2, The University of Texas Press, 1969.
 - 12) Hicks, W.I. : A method of computing urban runoff, Trans. ASCE, Vol. 109, 1944.
 - 13) Tholin, A.L. and Keifer, C.J. : The hydrology of urban runoff, Trans. ASCE, Vol. 85, SA 2, 1959.
 - 14) Papadakis, C. and Preul, H.C. : University of Cincinnati urban runoff model, Proc. ASCE, Vol. 98, HY 10, 1972.
 - 15) Klym, H., Koiger, W., Mevius, F. and Vogel, G. : Urban hydrological Processes, Dorsch Consult, Munich, Germany, Feb., 1972.
 - 16) Chevereau, G. and Holly, F. : Conception of a comprehensive urban drainage simulation program and its application to a prototype case, Proc. Intern.

- Symp. on Urban Storm Water Management, Kentucky, USA, July, 1978.
- 17) Metcalf and Eddy Inc., University of Florida and Water Resources Engineers Inc. : Storm Water Management Model, Environmental Protection Agency, July, 1971.
 - 18) Sueishi, T. : Runoff estimation in storm sewer system using equivalent roughness, Trans. JSCE, No. 91, March, 1963.
 - 19) 豊国永次, 角屋睦 : 流域の都市化に伴う内水の変化について, 京大防災研年報, 11 B, 昭 43.
 - 20) Toyokuni, E. : Some considerations on modeling of urban drainage basin on storm water runoff, Proc. Intern. Symposium, IAHS, Tokyo, Dec., 1975.
 - 21) Toyokuni, E. and Watanabe, M. : Urban catchment modeling for storm water runoff, Proc. Third Intern. Symposium in Hydrology, Colorado, USA, July, 1977.
 - 22) Toyokuni, E. and Watanabe, M. : Adaptabilities of urban catchment models to stormwater runoff simulation, Proc. XV^{III} Congress IAHR, Cagliari, Italy, Sept., 1979.
 - 23) Toyokuni, E. and Watanabe, M. : Stormwater runoff with surcharge in Matsuyama City, Proc. Second Intern. Conference on Urban Storm Drainage, Illinois, USA, June, 1981.
 - 24) Bras, R.L. and Perkins, F.E. : Effects of urbanization on catchment response, Proc. ASCE, HY3, March, 1975.
 - 25) Watkins, L.H. : The design of urban sewer systems, Research Technical Paper No. 55, Dept. of Scientific and Industrial Research, London, Her Majestys Stationary Office, 1962.
 - 26) Terstriep, M.L. and Stall, J.B. : Urban runoff by Road Research Laboratory method, Proc. ASCE, HY 6, Nov., 1969.
 - 27) 山口高志, 松原重昭, 山守隆 : 都市における降雨流出調査 第2報, 土木技術資料, Vol. 14, No. 11, 1971. 第3報, Vol. 15, No. 7, 1973.
 - 28) Yen, B.C. : Hydraulics of storm sewer design, Proc. Intern. Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1977.
 - 29) 角屋睦, 豊國永次, 丈達俊夫 : 山地小流域河川の低水解析(2), 京大防災研年報, 10 B, 昭 42.
 - 30) 山口高志, 松原重昭, 山守隆 : 都市流出調査, 土木技術資料, Vol. 13, No. 10, 1970.
 - 31) Leclerc, G. and Schaake, J.C. : Methodology for assessing the potential

- impact of urban development on urban runoff and the relative efficiency of runoff control alternatives, Ralph M. Parsons Laboratory for Water Resources and Hydrodynamics, MIT Report No. 169, Mar., 1973.
- 32) Terstriep, M.L. and Stall, J.B. : The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS, Bull. 58. State of Illinois, Department of Registration and Education, 1974.
- 33) 豊國永次, 渡辺政広 : 都市流出に関する考察, 第16回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1979.
- 34) Bettess, R. and Price, R.K. : A mathematical surcharging model for storm sewer systems, Report No. IT 178, Hydraulics Research Station, Wallingford, England, 1978.
- 35) Preissmann, A. and Cunge, J.A. : Calcul des intumescences sur machines électroniques, Proc. IX Congress IAHR, Dubrovnik, Yugoslavia, 1961.
- 36) 中村栄一, 清水勉, 伊藤修 : 合流式下水道の浸水対策シミュレーション, 第16回下水道研究発表会講演集, 昭54.
- 37) Song, C.C.S. : Two-phase flow hydraulic transient model for storm sewer systems, Proc. Second Intern. Conference on Pressure Surges, London, England, Sept., 1976.
- 38) Chen, Y.H. and Yevjevich, V. : A mathematical model of hydraulic transient phenomena in storage and drainage tunnels, Proc. Intern. Symposium Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Kentucky, USA, July, 1977.
- 39) Yen, B.C. and Pansic, N. : Surge of sewer systems, WRC Research Report No. 149, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA, March, 1980.