

(13) 合流式下水道対策の検討(第 I 報)

— 雨水および汚濁負荷の流出特性 —

建設省土木研究所

○中村 栄一

”

工藤 宏平

1. は じ め に

都市域からの雨天時下水による放流先の水質汚濁問題は、都市化の進展とともにますますその重大性が増加してきている。雨天時下水の形態からこの問題を分類してみると

- a. 合流式下水道システムからの雨天時放流水による汚濁
- b. 分流式下水道システムからの雨天時放流水による汚濁
- c. 下水道未整備地域からの雨水流出水による汚濁

という三つの場合に大別される。c の場合は過渡的な問題であり、いずれは a あるいは b の場合に移行するであろう。

我が国では、古くから下水道事業に着手した都市はその多くが合流式下水道を採用しており、雨天時下水による水質汚濁という問題の大きさに関しては a の場合のほうが b の場合よりもはるかに大きい。しかも雨天時下水による汚濁を制御する、すなわち何らかの対策を施すという場合にも a の場合のほうが効果的であり、実現性も高い。雨水流出水と晴天時汚水とはその性状が大きく異なるので分流式の雨水流出水を処理するとなれば、多くの都市が採用している活性汚泥法とは異なる処理プロセスを持った施設を建設しなければならないが、合流式の雨天時下水の場合には晴天時汚水と性状を異にするとはいえ、既存の活性汚泥法の処理施設が活用出来るので a の場合のほうが b の場合より解決法も要易と思われる。

ここでは合流式下水道対策の立案プロセスの確立を最終的な目標として、合流式下水道システムにおける雨水および汚濁負荷の流出特性を検討したので報告する。流出特性の検討の主眼点は、雨水および汚濁負荷流出のモデル化を行い、このモデルを上述の立案プロセスの中に組み込むことであるが、モデルはその目的と必要となる入力データの制約条件から 4 つのレベルに段階化した。今回報告するのは雨水流出についてはレベルⅠからⅢまで、汚濁負荷流出についてはレベルⅠ、Ⅱまでである。

2. 合流式下水道対策の立案プロセス

合流式下水道対策の立案プロセスの中で、雨水および汚濁負荷流出モデルがどのような位置づけをされるか明確にするため立案プロセスとして考えられる一例を図 1 に示してある。この例は水質保全を主眼点としているので簡単であるが、完全な形の立案プロセスには浸水問題の解決という目標も同時に組み込まれるので複雑なプロセスになることが予想される。

レベルⅠでは、現況の合流式下水道システムから放流される水量と負荷量を各地点で、年単位で算出し、水質保全計画での許容負荷量に適合するか否かを検討する。レベルⅡでは、レベルⅠで行ったことをより詳細に行うのであるが、レベルⅠが年間降雨量というマクロな水文データを使用するのに対し、レベルⅡはひと雨雨量、降雨継続時間、先行降雨条件などのややミクロな水文データを最低でも 1 年分必要とする。レベルⅢは選択された対策案をモデル内部に組み込み、 Δt の時間ステップ毎に懸案地点の流量、負荷量を算出し、各地点における時々刻々の放流量、放流負荷量を求めて制御目標が達成されるか否かを検討する。レベルⅣは完全な予測モデルであり、雨量計とか水位計からの入力を短時間に処理して複数地点での流量、負荷量を予測しオンライン制御の対策の場合に使用する。

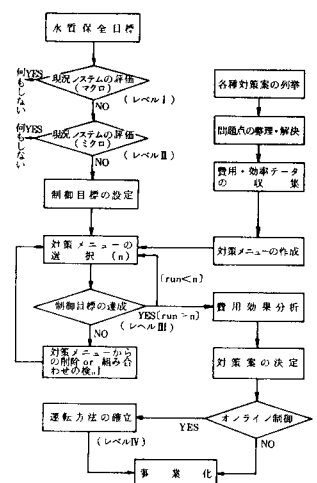


図 1 合流式対策の立案プロセス

3. 雨水流出特性

合流式下水道の汚水・雨水の流下経路を模式的に表すと図2のようになる。放流先への放流形態は、越流、簡易処理、2次処理の3通りがあるが、各形態別の放流量を推定する方法を紹介する。なお越流にはポンプ場から放流される場合も含んでいる。

降雨量と雨水流出量とはマクロにみれば図3に示されるように不浸透面積率 I_m を用いて

$$Re = I_m \cdot R \quad (1)$$

という関係で結びつけられる。一方、晴天時下水量 $d\omega f$ (mm/日) がわかっていれば、年間の総発生下水量 Q_T は、 R を年間降雨量として

$$Q_T = I_m \cdot R + 365 \cdot d\omega f \quad (2)$$

で求まる。雨水流出量のうち越流によって放流される水量 Q_0 は、晴天時時間最大下水量 $d\omega f(M)$ と希釈倍率によって決まり、図4によりこの比率 F_0 を求めれば

$$Q_0 = (F_0 / 100) \cdot Re \quad (3)$$

によって Q_0 が求まる。晴天時時間最大流量を 0.4 mm/hr とし、0時から6時までの流量が続くと仮定した場合、雨水流出量に占める2次処理水量の比率は図5のようになり

$$Q_2 = (F_2 / 100) \cdot Re \quad (4)$$

$$Q_p = (1 - \frac{F_0 + F_2}{100}) \cdot Re \quad (5)$$

によって2次処理量、簡易処理量が求まる。

2次処理量にはこの他に晴天時分の量が加わるから最終的な2次処理水量は

$$Q_s = Q_2 + 365 \cdot d\omega f$$

となる。以上がレベルⅠの水量モデルであるが、次にレベルⅡの場合について説明する。

通常の場合には降雨量に不浸透面積率を乗じて雨水流出量を求めて大過ないが、強雨の場合には浸透域からの流出が認められ、弱雨の場合には不浸透域での凹地貯留による損失も無視出来ない。そこで不浸透域、浸透域に図6のような有効降雨を考え、凹地貯留のある区域が双方とも50%とすれば雨水流出量 Σr_e は

$$\Sigma r_e = I_m \cdot \Sigma r \cdot 0.5 + I_m \cdot [\Sigma r - D_i] \cdot 0.5 + (1 - I_m) \cdot [\Sigma r - f \cdot T] \cdot 0.5 + (1 - I_m) \cdot [\Sigma r - f \cdot T - D_p] \cdot 0.5 \quad (7)$$

ただし、 Σr :ひと雨雨量、 D :凹地貯留量、 f :浸透能、 T :降雨継続時間、 $[\]$ 内は0以下の場合0とする； Σr によって求めることが出来る。 D_i の値としては約2mm、 D_p の値としては約6mm¹⁾、 f の値としては5~10mm/hr²⁾というのが報告されている。レベルⅡの雨水流出モデルは、ひと雨を対象にして越流量、簡易処理量、2次処理量を求めるわけであるが、晴天時時間最大下水量和希釈倍率が一定であるならば、越流量 q_0 とひと雨雨量 Σr および平均降雨強度 ($\Sigma r / T$) との間に

$$q_0 = a \cdot \Sigma r + b \cdot (\Sigma r / T) + c \quad (8)$$

なる関係が認められる。 $d\omega f(M) = 1 \text{ mm/hr}$ 、 $n = 3$ の場合の実測値と⑧式による計算値とを比較したものが図7である。一方降雨期間中の2次処理量 q_2 は平均有効降雨強度が $d\omega f(M)$ を上回っていれば

$$q_2 = [d\omega f(M) - d\omega f] \cdot T \quad (9)$$

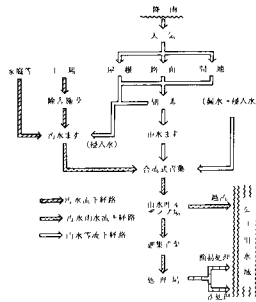


図2 合流式下水道の汚水雨水等流下経路

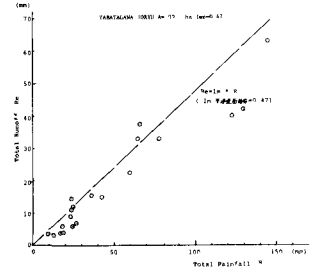


図3 降雨量と雨水流出量

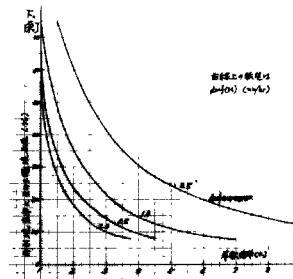


図4 雨水流出量に占める越流水量の比率

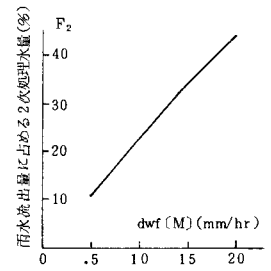


図5 雨水流出量に占める2次処理水量の比率

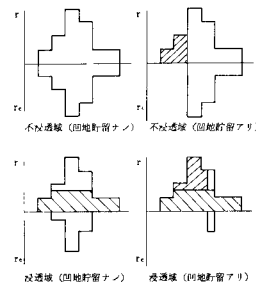


図6 有効降雨の考え方

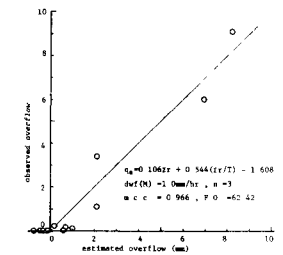


図7 越流量の計算値と実測値

で近似する。しかしながら、平均有効降雨強度が $d\omega f$ (M) を下回っている場合には

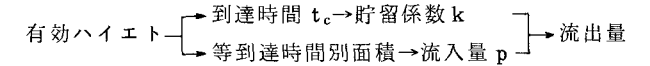
$$q_2 = [\Sigma r / T - d\omega f] \cdot T \tag{9'}$$

で近似する。さらに平均有効降雨強度が日平均下水量をも下回っている場合には、通常日平均下水量の 1.5 倍から 2 倍が時間最大下水量であることから雨水流出量の全量が 2 次処理されると仮定する。このようにして求めた q_2 にこの間の晴天時下水量 $d\omega f \cdot T$ を加えたものが、降雨期間中の 2 次処理下水量となる。簡易処理量は雨水流出量から越流量および雨水のうち 2 次処理されるものを差し引いて求められるから

$$q_p = \Sigma r_e - (q_0 + q_2) \tag{10}$$

となる。レベルⅢの場合には、 Δt の時間ステップ毎に雨水吐室あるいはポンプ場に流下してくる雨水流出量を求める必要があるが、下水管渠からの雨水流出量を求める方法としては、シカゴ法、RR L 法、特性曲線法、エスバイ法などが適用可能と思われる。ここでは「(修正) 準線形貯留型モデル」について下水管渠からの流出予測法としての適用を検討したので紹介する。

このモデルは、有効降雨モデル、斜面モデル、河道モデルから成り立っているが、レベルⅢの段階で河道追跡を組み込むのは計算時間の増大のみならず必要とする入力データの増大を招くので適していない。そこで下水道排水区を一つの斜面流出の場とみなして次のようなプロセスで雨水流出量を計算する。



有効ハイトは、降雨量に不透透面積率を乗じるかあるいは図 6 に示すような方法で算定し、図 8 に示す方法で流入量 p を算出する。斜面からの流出を考える場合、到達時間 t_c は有効降雨強度を r_e 、斜面長を L 、勾配を S として

$$t_c = (L \cdot r_e^{-1/m} / \alpha)^{1/m} \tag{11}$$

で与えられる³⁾。ここで α 、 m は斜面上の水深 y と単位巾流量 q との関係を $q = \alpha \cdot y^m$ としたときの定数である。マンニング型の流れでは、等価粗度を N とすれば $\alpha = \sqrt{S} / N$ かつ $m = 5/3$ であるから、 t_c を [分]、 L を [m]、 N を [$m^{-1/3} \cdot \text{秒}$]、 r_e を [mm/時] の単位にとれば

$$t_c = \beta \cdot (L \cdot N / S)^{3/5} \cdot r_e^{-2/5} \tag{12}$$

$$\beta = 5/3 \times 36^{0.4} \div 6988$$

となる。図 9 はいずれも合流式下水道排水区における t_c と r_e との関係を両対数紙上にプロットしたものであるが、⑫式がよくあてはまることがわかる。角屋等⁴⁾ は、 t_c と r_e との関係として排水面積 A (km^2) を取り入れ

$$t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \tag{13}$$

で表わされることを多くの実測値から検証している。ここで C は定数であり下水道排水区の場合には、50 から 120 程度としている。表 1 はいくつかの排水

表 1 下水道排水区における流達時間を求めるための C 値

排水区名	面積 (km^2)	幹線長 (m)	勾配 (0/00)	C 値	等価粗度 ($m^{-1/3} \cdot \text{秒}$)
YABATA	5 420	3 380	2.7	55.2	0.0010
U-MOMO	1.042	1,910	3.6	59.4	0.0011
SHIMIZ	1.064	2,700	1.7	98.6	0.0013
SENNEN	0.812	2,100	1.6	73.3	0.0008
HACHO	0.684	700	1.2	59.8	0.0015
MIKAHO	0.443	1,780	2.7	119.6	0.0025

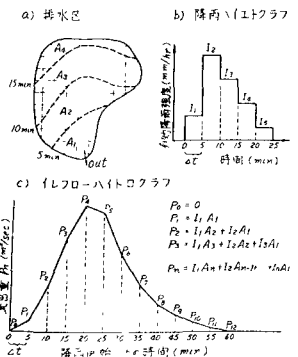


図 8 流入ハイドロの算出法

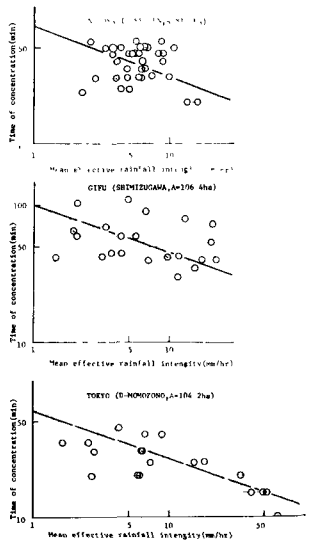


図 9 到達時間と有効降雨強度

区におけるC値を、管渠長、勾配との関係からまとめたものである。下水道排水区の形をほぼ正方形に近い形とみなせば幹線長は $2\sqrt{A}$ で近似出来、この場合にはC値として60が適当であろう。具体的な形で⑬あるいは⑭式が求まれば、図10に示す方法で任意の降雨の到達時間 t_c を決定することができる⁵⁾。斜面からの雨水流出量をQとすれば貯留量Sと流出量Qとの間に

$$S = K \cdot Q \quad (14)$$

のような線形貯留を仮定する。貯留係数Kと到達時間 t_c との関係は、吉野⁶⁾によって報告されているように

$$K = t_c / 2 \quad (15)$$

なる関係の成立することが多くの実測データから確かめられている。従って 図10. 到達時間 t_c の決定法 貯留量Sの Δt 時間当りの変化量を求める連続式は

$$\frac{1}{2} (P_{n-1} + P_n) - \frac{1}{2} (Q_{n-1} + Q_n) = \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{K}{\Delta t} (Q_n - Q_{n-1}) = \frac{t_c}{2 \cdot \Delta t} (Q_n - Q_{n-1}) \quad (16)$$

となり任意の時間nにおける流出量 Q_n が逐次求まる。図11に準線形およびRRLによる計算値と実測値を比較した例を示す。

4. 汚濁負荷流出特性

合流式下水道の場合、ひと雨による雨天時流出負荷量と同時刻の晴天時負荷量は図12に示すような関係がある。すなわち晴天時負荷量をベースにして雨天時に

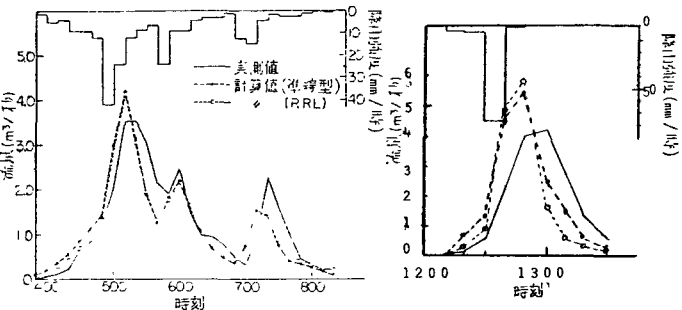


図11 準線形貯留法, RRL法による計算流出量と実測値

流出してくるプラス分の負荷量と降雨後のマイナス分の負荷量を比較すると、BODの場合にはプラスとマイナスがほぼ等しく、CODの場合にはプラスがマイナスを上回り、SSの場合にはプラスの量に比較するとマイナスの量は無視し得るほど小さい。プラスとマイナスの量が等しいということは、雨水流出によって流送された負荷量の全量を晴天時負荷量が補給したことになり、路面、屋根等の下水道系外からの雨天時負荷流出が無いということになる。BODの場合にはプラスとマイナスの量がほぼ等しいので、雨天時流出負荷量に占める系外からの流入負荷量は無視出来るであろう。COD、SSの場合にはプラスの量がマイナスの量を上回って流出しているので、この差分量が系外から系内に流入し、流送された量と考えることができる。系外における汚濁負荷の流出ということで分流式下水道の雨水渠からの流出負荷量(kg/ha)と有効雨量との関係を図示したものが図13である。先行降雨条件、降雨強度によっても流出負荷量は異なると思うが初期堆積負荷量 L_0 、雨水流出量 Re 、残存負荷量をLとすると

$$L = L_0 \cdot \exp(-K \cdot Re) \quad (16)$$

となり、流出負荷量 $Lo-L$ は $Lo-L=L_0[1-\exp(-K \cdot Re)]$ ⑰で求められる。路面あるいは屋根に降雨強度が一定の人工降雨を降らして流出負荷量を観測した場合の結果が図14、15であるが⑱式の関係がよく適合することがわかる。⁷⁾すなわち下水道系

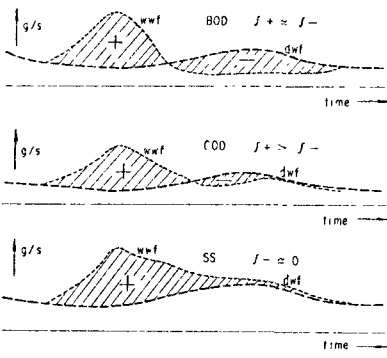


図12 雨天時と晴天時の負荷量比較

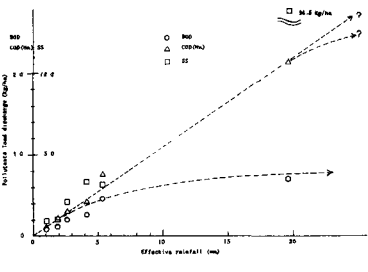


図13 有効雨量と流出負荷量(分流式)

$$p = K \cdot L \cdot q$$

$$- \mathbf{p} = d\mathbf{L} / dt$$

さてレベルⅠの負荷量モデルの場合、降雨に関する入力データが年間総降雨量という非常にマクロなものであるから、予測モデルもかなりマクロなものとならざるを得ない。単位面積当りの晴天時発生負荷量をBOD、COD、SS各々について α 、 β 、 γ (kg/日/ha) とすれば、BODの場合の年間発生負荷量は、

$$L\alpha = 365 \cdot \alpha \cdot A$$

$$L_{\beta} = (365 \cdot \beta + W_{\beta}) \cdot A$$

$$L_r = (365 \cdot r + W_r) \cdot A$$

$$W_{\beta} = (0.3 \cdot r_1 + 0.7 \cdot r_2) \cdot \text{Re}$$
$$W_r = 20 \cdot Re \quad (24)$$
$$LW_r = (30 \cdot r + W_r) \cdot A$$
$$LW_{\alpha} = (30 \cdot \alpha + 1/7 \cdot \alpha \cdot Re) \cdot A \quad (26)$$

$$LW_{\beta} = (30 \cdot \beta + 1/3 \cdot \beta \cdot Re) \cdot A \quad (27)$$

$$(\text{越}) \text{COD}_{0.1} = (F_0 / 100) \cdot LW_{\beta}$$

$$(\text{簡}) \text{COD}_{\text{pr}, \text{in}} = (1 - \frac{F_0 + F_2}{100}) \cdot \text{LW}_\beta \quad , \quad \text{COD}_{\text{pr}, \text{out}} = \text{COD}_{\text{pr}, \text{in}} \times 0.97$$

$$(二) \begin{cases} \text{COD}_{\text{sc},\text{in}} = (F_2/100) \cdot \text{LW}_{\beta} & , \quad \text{COD}_{\text{sc},\text{out}} = \text{COD}_{\text{sc},\text{in}} \times 0.80 \text{ (雨天時)} \\ \text{COD}_{\text{sc},\text{in}}^* = \text{L}_{\beta} - \text{LW}_{\beta} & , \quad \text{COD}_{\text{sc},\text{out}}^* = \text{COD}_{\text{sc},\text{in}}^* \times 0.30 \text{ (晴天時)} \end{cases}$$

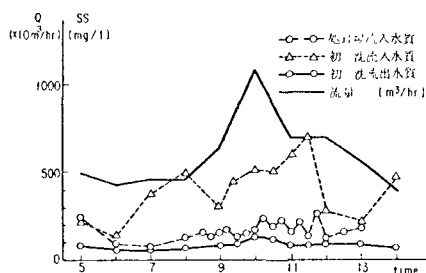
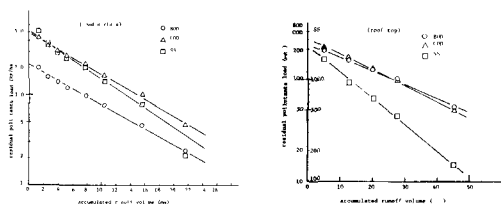


図 16 簡易処理の実測例

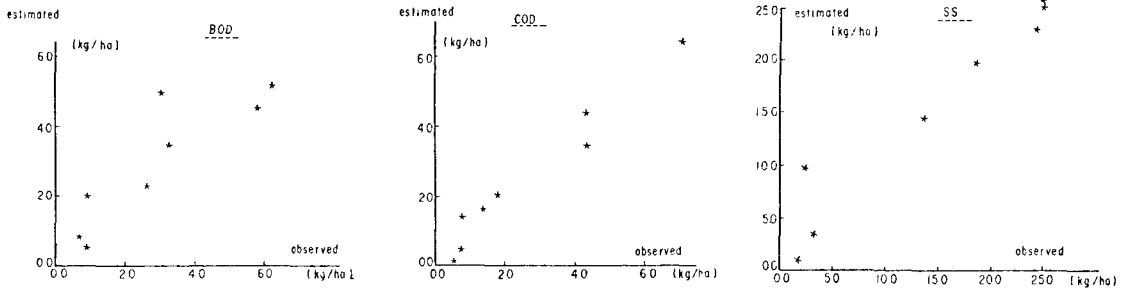


図 17 重回帰式による BOD, COD, SS の流出負荷量の予測値と実測値

L という残存負荷量があったときに、 r_e の有効雨量があればこれによって流送される負荷量はインプットの負荷量を見捨てるならば $dp/dt = -K \cdot L \cdot r_e$ と表わされ、 $L = L_0 \cdot \exp(-K \int r_e)$ を得る。ここで、 $L/L_0 = \exp(-KV)$ 、 $V = \int r_e$ は、累積流出量が V になった状態での残存負荷量の残存確率を示すと解釈出来る。すると $\phi = 1 - \exp(-KV)$ は、累積流出量が V の状態での汚濁負荷の流出確率を表わしており、この状態の確率密度関数は ϕ の両辺を V で微分して $f(V) = K \cdot \exp(-KV)$ となる。一方流体にある物体に作用する流体力の大きさは流速の自乗に比例するから流送負荷量は r_e^2 に比例すると考えられる。すると有効雨量が V の状態における流出負荷量 q は、

$$q \propto L_0 \cdot K \cdot r_e^2 \cdot \exp(-K \cdot V) \quad (28)$$

と表わせる。 L_0 を支配する要因としては、同一の排水区であれば先行降雨条件が最も重要であり、

$$APF = \sum_{t=1}^n R_t / t, \quad R_t: t \text{ 日目の降雨量 } (t=1, 2, \dots, n) \quad (29)$$

で表わす先行降雨係数を考えた。するとひと雨により晴天時負荷量を上回って流出した負荷量 y (kg/hr) は、

$$y = a \cdot \sum r_e + b \cdot \bar{r}_e + C \cdot APF + d \quad (30)$$

で十分近似できると思われる。図 17 は実測値と計算値を比較したものであるが、レベル II との段階としては満足いくものである。個々の地点から放流負荷量はレベル I のときと同様に求めることができる。

5. ま と め

水量モデルはレベル I から II、負荷量モデルはレベル I と II について述べてきたわけであるが、紙数の関係で大分省略があることを御容赦願いたい。現在レベル IV の負荷量モデルとレベル IV の水量モデルを作成中であるが、入力データに対する要求を出来る限り小さくし、なおかつ計算時間を最少にするという制約があるので物理モデルよりも統計モデルのほうが適しているが、構造物によらない制御をモデルに組み込んだ場合には物理モデルのほうが現象の予測モデルとして適しており、双方に一長一短があると思われる。

さらに、各種の対策を施した場合の効果、費用、問題点の解明は急を要することであり、雨水および汚濁負荷の流出機構を解明する以上に重要な問題ではないかと考えられる。

(参考文献)

- 1) A.L.Tholin, C.J.Keifer: The Hydrology of Urban Runoff, ASCE, SA 2, March 1959.
- 2) 土木研究所: 都市域からの降雨流出調査報告, 土木研究所資料 1018 号, S 50.3
- 3) P.S.Eagleson: Dynamic Hydrology, Mc Graw-Hill 1970.
- 4) 角屋等: 都市化と流出, 水工研修, 1974.
- 5) 橋本・長谷川: 土地利用変化を評価する流出モデル, 土木技術資料 Vol. 19, 5
- 6) F.Yoshino: Runoff Characteristics of Small Urbanized Area, IAHS 1975.
- 7) 土木研究所: 都市域からの雨天時汚濁流出調査報告書, 土木研究所資料 1019 号, S 50.3
- 8) 土木研究所: 下水管路施設の合理化に関する調査報告書, 土木研究所資料 1156 号, S 50.10
- 9) 土木研究所: S 52 年度下水道事業調査費報告, 土木研究所資料 1421, S 53.9