

流域の集水システムと水質予測方法に 関するシステム工学的研究

1 9 8 3 年

華山 謙・高尾克樹

東京工業大学工学部社会工学科教授・同助手

目 次

第一章 目 的	1
第二章 方 法	2
2.1 既存の水質予測方法	2
2.2 汚濁物輸送の独立原理	3
2.3 モデルの任意性とパラメータの探索	8
第三章 多摩川の流出パス	10
3.1 流出パスのヒエラルキー	10
3.2 流出パス分布調査——その1. 采皆法	11
3.3 // ——その2. 地形図による計測	21
第四章 浄化実験	24
4.1 目的と方法	24
4.2 実験の結果	26
4.3 解 析	30
第五章 多摩川水系モデル	33
5.1 汚濁発生量の推定	33
5.2 多摩川の水質の統計的性質	38
5.3 水質予測——その1. 点予測モデル	43
5.4 水質予測——その2. モンテカルロ型予測モデル	49
第六章 総 括	58

第一章 目 的

1970年以降、我が国の公害対策は大きく進み、行政の最も重要な課題のひとつであるとの認識が一般的になりつつある。環境行政の主眼とされるのは、水に関して言えば企業に対する排水規制と家庭排水に対する下水道の建設である。多摩地区においても、下水道の建設が急ピッチで行なわれ、普及率も昭和57年には51%まで上昇した。下水道の建設は、非常に大きな公共事業でありコストがかかるが、多摩川の水質という面では必ずしも相応の効果を上げているとは言い難い。即ち、下水道に対する投資額は普及人口増ひとりあたり129万円（昭和56年度）であるのに対し、BODなどの水質指標はいずれも横ばいないし激増の傾向を示しているのである。さらに現在の下水道システムのあり方、特に流域下水道については強い批判があり、現場でも基本的考え方に混乱がみられるのが実情である。

ひるがえって考えてみると、下水道建設に関しては、いわゆる環境アセスメントは言うに及ばず、水質の予測も満足になされていなかったと言わざるを得ない。これはひとつには、河川の水質を予測する適切な手法が無いことにもよる。特に、側溝、公共溝渠等、複雑な都市排水の流出プロセスを解明する必要性が高いと思われる。そこで本研究は、まず河川の水路ネットワークを定式化し、水質を表わす方法を導き出し、流出プロセスについてでき得る限りの調査を多摩川流域で行ない、多摩川の水系モデルを構築することを目的とした。

なお本研究では、BOD（時としてCOD、TODも含む）、窒素、磷の3物質を対象として扱うこととした。それは、これらの物質が都会の水辺の視覚的印象に最も強い影響を与えると思われるからである。

第二章 方 法

2.1 既存の水質予測方法

河川は、大別して2つの部分に分けられる。ひとつは順流部で、水は淀んだり瀬となったりしつつも一方向に流れる部分であり、もうひとつは河口部で、潮汐の作用で水が交代的な流れを生じ、底部には塩水くさびが現われるなど、海域との間で過渡的な現象が見られる部分である。ここでは前者の順流部に着目することとした。このような対象に関して特にBODとDOの関係を導き出す研究は数多くなされてきたが代表的なものを表2-1に示す。これらは基本的にはStreeterとP helpsの理論に基

表2.1 BOD-DOモデルの進歩

Investigators (1)	BOD equation (2)	DO equation (3)
Streeter and Phelps 2)	$\frac{dL}{dt} = -k_1 L$	$\frac{dC}{dt} = -k_1 L + k_2 (C_s - C)$
Camp 4)	$\frac{dL}{dt} = -k_1 L - k_2 L + L_s$	$\frac{dC}{dt} = -k_1 L + k_2 (C_s - C) + P$
Thomann 5)		$\frac{dC}{dt} = k_2 C_1(\tau) - k_2 C(\tau)$
Dobbins 6)	$D_L \frac{d^2 L}{dx^2} - u \frac{dL}{dx} - k_1 L - k_2 L + L_s = 0$	$D_L \frac{d^2 C}{dx^2} - u \frac{dC}{dx} - k_1 L + k_2 (C_s - C) - D_B = 0$
O'Connor 7)	$L'_i = L_0 e^{-k_1 x}, u_0 = \frac{Q_0}{A_0}$ $N_x = N_0 e^{-k_1 x}, j = \frac{K}{u_0}$	$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{Q}{A_x} \frac{\partial C}{\partial x} + k_2 (C_s - C) + P(x, t) - k'_1 L'_i - k'_2 N_x - R(x, t) - D_B(x, t)$
Thomann 8)	$\frac{\partial L}{\partial t} = -\frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (QL)$ $+ \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(D_L A \frac{\partial L}{\partial x} \right) = \Sigma_L$	$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (QC)$ $+ \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(D_L A \frac{\partial C}{\partial x} \right) = \Sigma_C$
Bella and Dobbins 9)	$\frac{\partial(AL)}{\partial t} = \frac{\partial \left(AD_L \frac{\partial L}{\partial x} \right)}{\partial x}$ $-\frac{\partial(uAL)}{\partial x}$ $-(k_1 + k_2)AL + AL_s$	$\frac{\partial(AC)}{\partial t} = \frac{\partial \left(AD_L \frac{\partial C}{\partial x} \right)}{\partial x}$ $-\frac{\partial(uAC)}{\partial x}$ $-k_1 AL + k_2 A(C_s - C) - AD_B$
Dresnack and Dobbins 10)	$\frac{\partial L}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 L}{\partial x^2} - u \frac{\partial L}{\partial x}$ $-(k_1 + k_2)L + L_s$	$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x}$ $-k_1 L - k_2 (C_s - C) - D_B$
Di Toro 11)		$\frac{\partial C}{\partial t} + u(x, t) \frac{\partial C}{\partial x} = \Sigma_C$

A = cross-sectional area at any distance x ;
 C = concentration of dissolved oxygen;
 C_s = saturation value of dissolved oxygen concentration;
 D_B = rate of DO consumption by benthic demand;
 D_L = axial dispersion coefficient;
 k_1 = BOD decay rate constant;
 k_2 = reaeration rate constant;
 k_3 = sedimentation rate constant;
 k'_1 = carbonaceous BOD decay rate constant;
 k'_2 = nitrogenous BOD decay rate constant;
 L = concentration of BOD;
 L_0 = BOD addition due to local runoff;
 L'_i = carbonaceous BOD concentration at distance x ;

N_x = nitrogenous BOD concentration at distance x ;
 $p(x, t)$ = oxygen addition by photosynthesis;
 Q = net river flowrate;
 $R(x, t)$ = oxygen consumption by respiration;
 u = linear stream velocity;
 x = distance along stream;
 Σ_C = sources and sinks of DO;
 Σ_L = sources and sinks of BOD;
 τ = time of travel; and
 ϕ = collective set of θ and p .

いており、これに流入項、底質との交換項を算入し、さらに非定常の一般的形式に広げたものである。また一方で、計算機による数値解法技術も大幅に進歩し、一見複雑なモデルに対しても容易に解が得られるまでになった。

しかし、これらの水理モデルは現実の河川に適用する場合に多くの難点がある。ひとつには予測の与件となるものが、支流流入時の水量と負荷であるが、これらの数値はたんに観測例が少なく入手し難いのみならず、他の水理量に比較して著しく誤差が大きく信頼性に乏しいことである。さらに、将来の予測を行なう場合、政策条件を変化させた時の支流の水量と負荷の変化も把握し難い。このような訳で先にあげた形式のモデルは、ほとんど有意な結果をもたらさないと云わざるを得ない。

このようなモデルは基本的に、一次元の水路に着目した時の物質の収支を表現したものであるが、河川水系のネットワーク状のシステムを表現するには適していない。河川をネットワーク状の集水システムと考えねばならぬ理由は、支流、側溝など、枝葉の部分が数のうえで大半を占め、いわゆる自浄作用の大部分を担っているためである。そこで以下に、このようなシステムを記述する方法を述べ、現実の河川に適用する際の技法を順次説明していくことにする。

2.2 汚濁物輸送の独立原理

まず、流入も流出もない水路または河川の小区間を考える。この区間での定常状態における特定の物質（ここではBOD、窒素、磷）の濃度を、断面に関する平均濃度で代表させた時、次式でその変化をあらわすことができる。

$$0 = \frac{d}{dx} (A D_L \frac{dC}{dx}) - \frac{d}{dx} (u A C) - k A C \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、C：濃度，ML⁻³

A：断面積，L²

D_L：縦方向分散係数，L²T⁻¹

u：流速，LT⁻¹

k：分解、沈澱に係る総括の浄化係数，T⁻¹

定常状態という意味は、微視的な変動、たとえば日間の変動などは無視し、その平均値を取り扱うということである。系での水の滞在時間、たとえば多摩川の場合、最大5～60時間程度を上回る規模の変化は、諸定数の変化として取り扱うことができる。さて、更にこの小区間内では流速と断面積が一定であると仮定すると(2-1)式は次のように簡略化される。

$$0 = D_L \frac{d^2 C}{dx^2} - u \frac{dC}{dx} + k C \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

(2-2)式は、 $x=0$ で $C=C_0$ 、 $x=\infty$ で $C=0$ となる境界条件の下で次の解を得る。

$$C = C_0 \exp(\lambda x) \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

ここで、

$$\lambda = -\frac{u}{2DL} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4kDL}{u^2}} \right) \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

このうち無次元量 $\frac{4kDL}{u^2}$ は一般に1よりも充分に小さいので、その2次以上の微小項を無視すると、

$$\lambda = -\frac{u}{2DL} \left(1 - \left(1 + \frac{2kDL}{u^2} + O\left(\frac{4kDL}{u^2}\right) \right) \right) \approx -\frac{k}{u} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

となる。ここで、次に水路の種々の連結状態で、水質がどのように表わされるかを見てみる。

ケース1 単一ソース、単一リンク

まず最も簡単なケース、即ち唯ひとつの水源が一本の水路に結ばれ、その水路を流下する場合を考える。これは言うまでもなく、次のようになる。(図2-1)



図2-1 ケース1：単一ソース、単一リンク

$$C^* = C_1^0 \exp(\lambda_1 x_1) \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

又は、

$$Q_1 C^* = Q_1 C_1^0 \exp(\lambda_1 x_1) \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで C_1^0 、 Q_1 等は、それぞれソース1での濃度、水量を表わし、 C^* は下流端での濃度を示すこととする。又、 λ_1 のように λ に関する添字は水路のリンクを表わすこととする。

ケース2 2ソース、3リンク

ある流域に水源が2箇所存在する場合は、一般に一点で合流が起き、この合流点の上下で3つのリンクが定義される(図2-2、パターン#1)。合流点では一般に2種類の水が混合するが、ここでは、断面方向の不均一さは考慮せず、先に述べたように断面平均の濃度でその地点の濃度を代表させ得るとする。このような場合、下流端での濃度 C^* は次のようになる。

$$C^* = \frac{1}{Q_1 + Q_2} [Q_1 C_1^0 \exp(\lambda_1 x_1) + Q_2 C_2^0 \exp(\lambda_2 x_2)] \exp(\lambda_3 x_3) \quad \dots\dots (2-8)$$

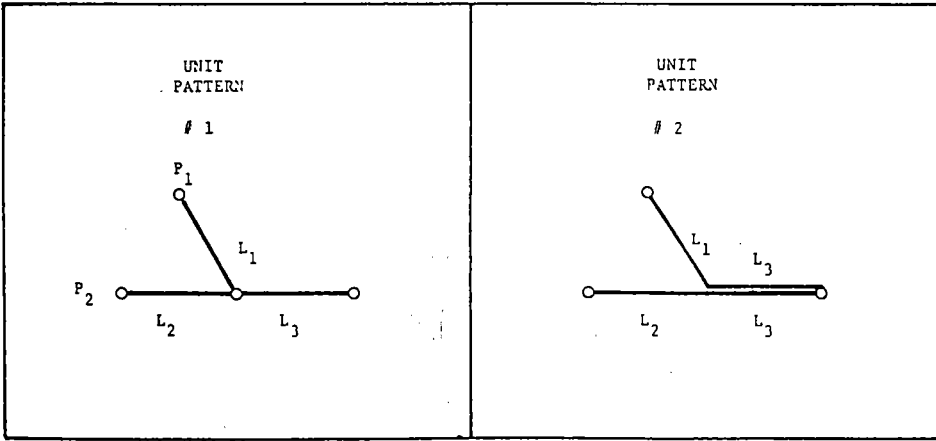


図 2-2 ケース 2 : 2 ソース, 3 リンク

$$= \frac{1}{Q_1 + Q_2} [Q_1 C_1^0 \exp(\lambda_1 x_1 + \lambda_3 x_3) + Q_2 C_2^0 \exp(\lambda_2 x_2 + \lambda_3 x_3)] \quad \dots (2-9)$$

あるいは,

$$(Q_1 + Q_2) C^* = Q_1 C_1^0 \exp(\lambda_1 x_1 + \lambda_3 x_3) + Q_2 C_2^0 \exp(\lambda_2 x_2 + \lambda_3 x_3) \quad \dots (2-10)$$

この表現の意味は次のようなものである。ソース 1 から流出した水の流れはリンク 1 とリンク 3 を通過し、ソース 2 からのものはリンク 2 とリンク 3 を通過するが、この 2 種の水の流れが合流点で混合するとして与えられる式 (2-8) は、混合を考えず各々独立に流下するとした式 (2-9) に帰着するということである。つまり、合流のあるパターン (unit pattern # 1) と、合流せず分離して流下するパターン (unit pattern # 2) とは水質に関して同値である。

ケース 3 多ソース

多くの水源が存在する一般的な場合、合流は最大 (n - 1) 回起き、リンクの数は同様に最大 (2n - 1) 個生じる。このようにしてシステムが合成された場合、下流端の濃度は、各リンクの結合状態によらず次の式で表わされる。

$$C^* \sum_i Q_i = \sum_i Q_i C_i^0 \exp\left(\sum_{p \in P_i} \lambda_p x_p\right) \quad \dots (2-11)$$

ここで添字の i, p は、水源およびリンクを表わし、P_i はソース i からの水の流出経路上にあるリンク p の組み合わせを表わしている。この意味するところは、図 2-3 のように、各水源からの水の流れを、同値な分離形式に変形していくと最終的には、各水源ごとの流れに分離されることである。かく分離された水の単位流れを、ここで仮りに流糸 (strand) と定義することにする。これを使って言い換えると、多くの水源が河川を形成している系では、任意の地点の水質はその地点の上流にある水源から到達した流糸の束の総和として表わされる。

このように水質は次の要因で決定される。

1. 水源での水量、水質

2. 流出経路の長さ
3. 流出経路での総括的浄化係数

これらを多摩川について各々検討していくが、その前に現実の河川に適用する際考慮せねばならぬ副次的問題について触れておく。

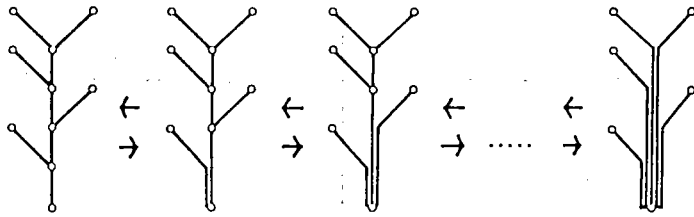


図 2-3 ケース 3 : 多ソースと流糸の分解

フィルター

一般に河川においては、用水として取水されたり、地下水へと浸透したりして水が系外へ持ち去られている。水が持ち去られる際には、水と一緒に汚濁物も持ち去られる。このような持ち去りをここではフィルターと定義するとフィルターには、大別して2種類のものがある。ひとつは、一点で起こるフィルターで、農業用水、都市用水などの取水によるものであり、他のひとつは、伏流によって次第に流量の減少が起こるタイプのものである。前者を不連続型フィルター、後者を連続型フィルターとここでは呼ぶことにする。

いずれの場合も、次のことを仮定する。即ち、フィルターによって系外への持ち去りが起こった時流量は減少しても濃度に変化は無いものとする。このように仮定したのは、連続型フィルターの場合、河床で戸過されて、持ち去られる分に懸濁成分が少なくなると考えられるが、それら懸濁物は、河床レキ層中で戸別される結果、そこで一時的に捕捉され、着目している表流水には容易に再懸濁しないものと推察されるからである。

a) 不連続型フィルター

あるリンクの一点に不連続型のフィルターがあり、水が分割される時、外部へ取水されるものの割合を r_F とし、流下するものの割合を $(1 - r_F)$ とする (図 2-4)。フィルター前後の濃度を仮定により等しいとするとフィルターの存在に関係なく、下流端での濃度 C_B は

$$C_B = C_A \exp(\lambda_{pxp}) \dots\dots\dots (2-12)$$

で表わされる。ここで C_A はこのリンクの上流端での濃度、 λ_p, x_p はこのリンクでの総括浄化係数、長さを示している。同様に下流端の水量 Q_B は、上流端の水量を Q_A とすると、

$$Q_B = (1 - r_F) Q_A$$

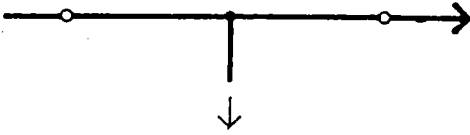


図 2-4 不連続型フィルター

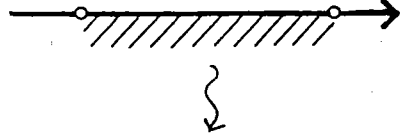


図 2-5 連続型フィルター

であるので、

$$Q_B C_B = Q_A C_A (1 - r_F) \exp(\lambda_p x_p) \dots\dots\dots (2-13)$$

となる。従って、ひとつ以上のフィルターが存在する系では次のようになる。

$$C^* \sum_i Q_i \left[\prod_{q \in \phi_i} (1 - r_{Fq}) \right] = \sum_i Q_i C_i^0 \left[\prod_{q \in \phi_i} (1 - r_{Fq}) \right] \exp \sum_p (\lambda_p x_p) \dots\dots (2-14)$$

ここで ϕ_i は、ソース i からの流系上に存在する不連続型フィルターの集合を示している。

b) 連続型フィルター

河床が砂質ないしはレキ質といった透水性の材質で構成される場合、河川の水は一部伏流水となって砂レキ層を間隙水として流れる。それらの伏流水は、不透水層の深さによって、下流部で再び表流水化したり、逆に更に下層の自由地下水層へと移動したりする。ここで便宜上前者を一時的伏流、後者を永久伏流と呼ぶことにしよう。水系から見た場合、永久伏流は系から完全に消失するのであるが、一時的伏流は系内にとどまり目に見えないだけであって、表流する流れと本質的な差はない。そこで、ここでは連続型フィルターとして、永久伏流のみを考えることとする。

河川の伏流現象は複雑で調査も容易ではないため、多くの未解明な点があるが、ここでは最も単純なモデルで考える。図 2-5 に示したように伏流（永久伏流）が起こるリンクがあって、この区間では一様に、表流量に比例した伏流、つまり地下への浸透が起きているとすると、

$$\frac{dQ}{dx} = -\mu Q \dots\dots\dots (2-15)$$

と表わすことができる。ここで μ は単位流下距離あたりの伏流量を表わす定数である。この (2-15) 式によると、リンクの下流端の流量 Q_B は下流端の流量を Q_A とすると、

$$Q_B = Q_A \exp(-\mu x) \dots\dots\dots (2-16)$$

とあらわされる。従って、系全体では以下のようになる。

$$C^* \sum_i Q_i \exp\left(-\sum_{p \in P_i} \mu_p x_p\right) = \sum_i Q_i C_i^0 \exp\left\{\sum_{p \in P_i} (\lambda_p x_p - \mu_p x_p)\right\} \dots\dots\dots (2-17)$$

ただし μ_p は、伏流が起こらないリンクも含めすべてのリンクに対して定義されているものとする

(伏流が起こらない場合はゼロである)。

結局、(2-14)式と(2-16)式をまとめることによって、水系をあらわす一般式が得られる。

$$C^* \sum_i Q_i \left[\prod_{q \in \phi_i} (1 - rF_g) \right] \exp \left(- \sum_{p \in P_i} \mu_{pxp} \right) \\ = \sum_i Q_i C_i^0 \left[\prod_{q \in \phi_i} (1 - rF_g) \right] \exp \sum_{p \in P_i} \{ \lambda_{pxp} - \mu_{pxp} \} \dots\dots\dots (2-17)$$

2.3 モデルの任意性とパラメータの探索

数学モデルは、現実にかかる現象を単純化したものであり、これを予測などの実際の問題に適用する際には、浄化の定数、流速などのパラメータの探索が大きなポイントとなる。それは解析に利用できるデータがしばしば質・量ともに不十分なためである。

従来、パラメータの探索法には2通りのやり方がある。ひとつは理論値、実験値をそのまま用いる方法で、他のひとつは現状の水質パターンに最もフィットするパラメータを探し出す方法である。前者の方法は、とんでもないパラメータをあてはめてしまう危険が少なく、根拠がはっきりしている反面、すべてのパラメータに理論値又は実験値があるとは限らないので、このやり方ですべてのパラメータをそろえるのは一般的に言って難しい。後者の方法は、パラメータを試行錯誤的に探し出す方法であるが、得られた“最適の”パラメータの組み合わせが一意に定まるとは限らず、時として非現実的なパラメータの組み合わせとなることがある。これら2つの方法は、いずれもひと組のパラメータで、水質を点推定的に予測しようとするための方法であるが、現実にはパラメータの側も水質の側も相当大きな範囲を変動するので、それらをひとつの代表値で論じるのは無理があると思われる。

そこで、本調査では明示的にパラメータとモデルのパラつきを表わす方法として、基本的には^{注)}Beckらのモンテカルロ型シミュレーションを応用することとした。即ち、次の手順で解析を進めた。

- (1) 既往の研究によって知られているパラメータの存在可能な範囲を特定する。言い換えると、パラメータベクトルの存在可能領域を定める。(DP)
- (2) 多摩川で観測される水質の発現分布を調べ、特異値を除外して、通常発現範囲を見出す。(RD)
- (3) (1)で定めたパラメータベクトルの領域DPより、モンテカルロ法に従ってランダムにパラメータを取り出し(CS)、先節に述べた流系モデルで予測シミュレーションを行なう。

注) Fedra, K., van Straten G., and Beck M. B., "Uncertainty and Arbitrariness in Ecosystem Modelling: A Lake Modelling Example", Ecol. Model. 13, (1981) pp. 87.

- (4) 得られた予測値のうち、(2)で定めた発現範囲に入るパラメータベクトルと、はずれたものを判定し、はいたものを適合パラメータベクトルとして記録する。
- (5) (3)~(4)を多数回くり返し、適合パラメータベクトルを複数個得る。
- (6) 得られた多くの適合パラメータベクトルを用いて、予測と評価を行なう。

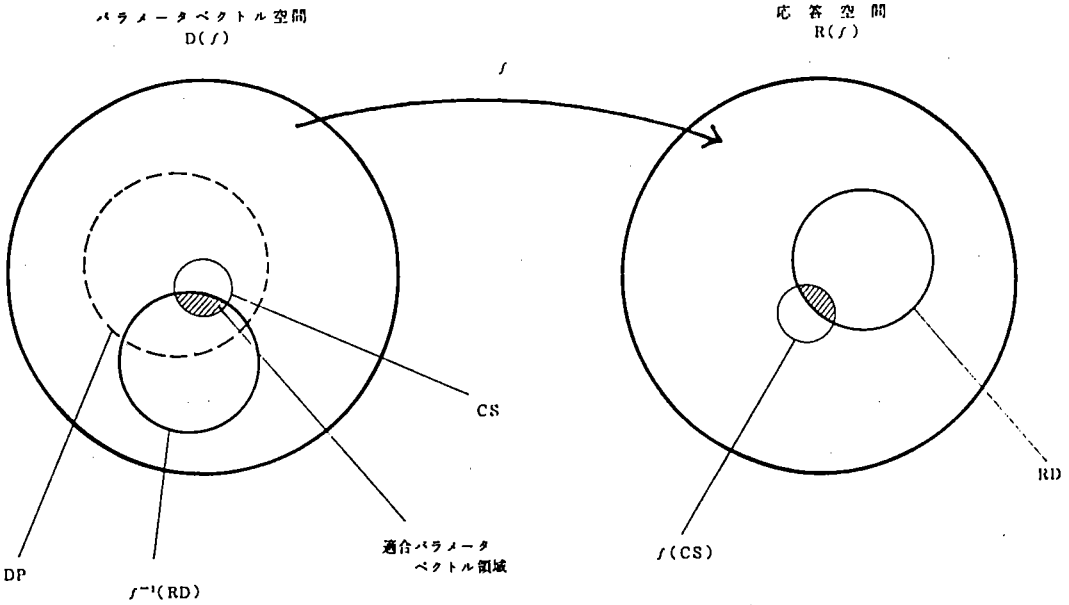


図2-6 パラメータベクトルと水質の応答の模式図

これを概念的に示したのが図2-6である。生態モデルはパラメータベクトルの空間から水質の空間への写像である。個々のパラメータベクトルの要素には過去の研究で引用された数値、実測データなどから妥当と判断される範囲が想定され、これがパラメータベクトル空間内に n 次元の箱型領域を形成する (DP)。一方、同様に水質の空間内にも観測データから発現領域 (RD) が設定できる。モデルのキャリブレーションは、パラメータベクトルのうち、DPと $f^{-1}(RD)$ の重なりを得ることであるが、これを探索するためにモンテカルロ法を用いる。即ちDP内にランダムにパラメータベクトルを取り出してDP内にサンプルの部分領域CSをつくり、そのうち応答空間上への写像がRD上に落ちるものを適合パラメータベクトルとするのである。

第三章 多摩川の流出パス

3.1 流出パスのヒエラルキー

前節で述べたように、河川の水質を決定する要因は、発生源の水量水質、流出経路の構成、そしてその各流出経路での諸パラメータの3つであるが、なかでも調べられた例が少ないのが流出経路に関してである。本研究は、各発生源ごとの流糸のパス構成という観点から調査を行なった。

前節では公共用水域にある河川、溝渠などを、合流点から次の合流点までのリンクという単位で取り扱った。このように定義されたリンクは、数のうえでは非常に多いのであるが、それらはいくつかのグループに分けることができるし、しかもそれらグループは流出段階から見るとヒエラルキーをなしていることが見出される。この種の問題はHortonの法則に基く次数決定問題として河川地形学で長く論じられてきた。しかしここで得られた知見は主として浸蝕で形成された谷と水路のネットワークを解くものであって都市部の人工水路のネットワークに対してただちに適用することはできない。

そこで我々は多摩川流域の河川、溝渠などを調査し、つぎの4つのグループを見出し、定義した。

- A. 一次排水路：道路側溝、埋設管（下水道を除く）など、ほとんどの家庭、事業所の排水を受け入れる最初の段階である。
- B. 二次排水路：公共溝渠のうち、一次排水路に区分した水路に比べ、水路や水深とも大きいもので、多くの一次排水路が連結されており、それらの水をまとめて流下させているものである。このグループには、都市下水路、旧農業用水路、河川支流の小規模のものなどがある。
- C. 支流：河川の支流のうち一定規模以上のもので多摩川では浅川、野川などが代表的である。
- D. 本流

これら4つのグループは必ずこの順で下流に到るのであるが、これらのうちのいくつかが欠落した流糸もあり得るし、本流へ直接排出するものもある。以上を模式的に示したのが図3-1である。

以上の流出パスのグループの定義のやり方は主として2種類が考えられる。

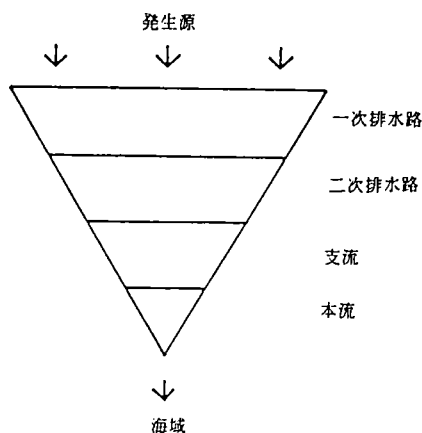


図3-1 流出パスのヒエラルキー

a) 地形的分類

河川の場合、本流と支流の区別は名称上は自明であるし、支流なども上流側に水源池がある場合はその定義される区間は明確である。しかし、本流と支流の区別は上流部になると形式的であり、特に明確な水源池がない場合は、本流的性格、支流的性格が非常にあいまいとなる。従ってこの方法では客観性と一般性に欠ける。

b) 形式的分類

河川、水路をサイズによって分類する方法である。基準としては、水路幅（堤内幅）、平均流量などが考えられるが、一般に水路幅をとるのが適切であろう。ただし例外的に水路幅が場所によって変動して下流部でヒエラルキーが逆転することもあり得る。従って、いったん流出段階が進んだら、もうその下流で元に戻らないとするなどの約束をしておく必要がある。

このような観点から、後者の形式的分類で多摩川について定義したのが表3-1である。この分類によれば羽村堰以下の多摩川については通常の本流、支流の概念と一致する。なお一万分の1地形図での判読には、暗渠化されたことが判読できる溝渠も含む。

表3-1 流出パスの定義

カテゴリー	定 義
一次排水路	1 万分の 1 地形図で判読できない溝渠
二次排水路	1 万分の 1 地形図で判読できる、幅員 10 m 未満の溝渠
支 流	幅員 10 m 以上、100 m 未満の河川
本 流	100 m 以上の河川

3.2 流出パス分布調査 — その 1. 采皆法

水管理のうえで側溝、埋設管、溝渠などの小規模水路は軽視されがちである。行政でもそれらの敷設状況の資料は、まとまったものがなく、実際に現地へ行ってみなければ判らない場合がほとんどである。また言うまでもなく現地でも暗渠の位置、流れの方向を確認するのは容易ではない。そこで、まず小規模水路の実態をつかむことから始める必要がある。

調査は、図3-2に示したように、世田谷区喜多見4丁目、同6丁目、瑞穂町狭山平、八王子市万町、同台町2丁目の5地区である。これらのうち世田谷区の2地区は下流部、瑞穂町は中流部左岸、八王子市2地区は中上流部右岸を代表している。調査の方法は次に述べる通りである。

1. 現地で水路の位置、流れの方向、水路のカテゴリーを確認する。一方、可能ならば埋設管の資料を行政担当部署で入手する。
2. 2,500分の1地形図により対象地区内のすべての建築物ごとに排水の流出経路を同定し、一次排水



図3-2 流出パス調査地区

路と2次排水路の長さを計測する。

以下に、調査地区ごとの結果を説明する。

(1) 世田谷区喜多見4丁目

喜多見4丁目は6丁目と共に野川支流域にある。野川は武蔵野台のエッジにあたる国分寺崖線に沿って流れているため、左岸が急な崖でハケという名でよく知られた湧水が見られる。喜多見4丁目は図3-3のように崖下の立川台にあり平坦な地形をしている。土地利用は主として農地で、虫食い状

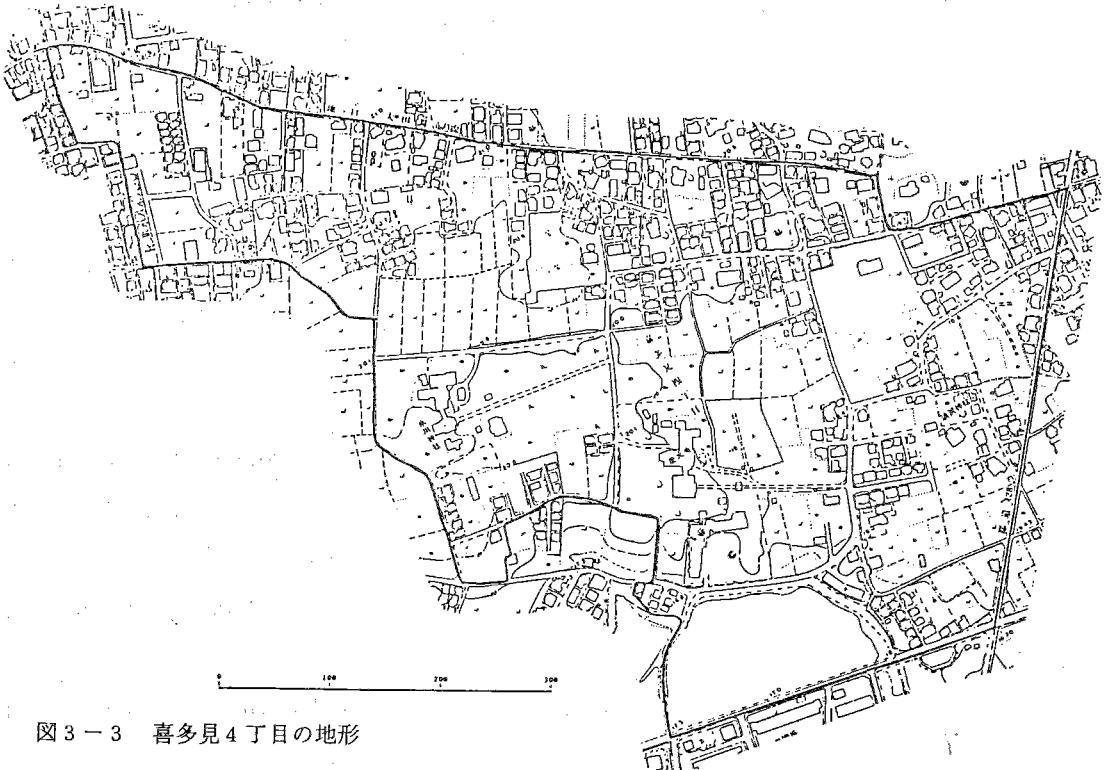


図3-3 喜多見4丁目の地形

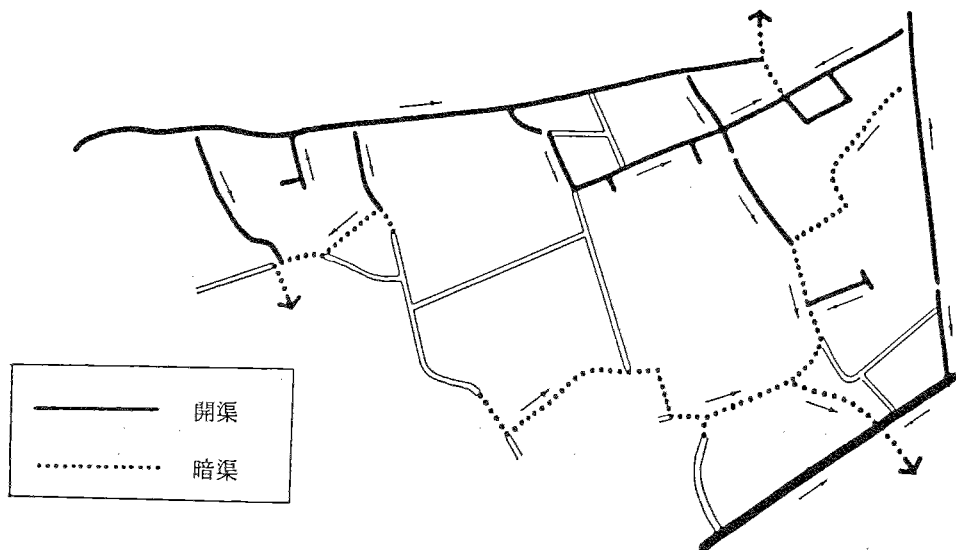


図3-4 喜多見4丁目の排水路

の宅地化も散見される。喜多見4丁目の排水路は、主として北東の野川の方に流れるものと南東の宇奈根排水に流れるものの2種類がある。排水路の形態は開渠である道路側溝と、暗渠である埋設管の2種類であるが、一般的に言って各戸から排出された水はいったん道路側溝で受け、下流で水量が増加すると埋設管形式の都市下水道で野川、あるいは宇奈根排水へと導かれる形式となっている。図3-5は、一次、二次の排水路の長さを当地区に建てられた建築物ごとに測定した結果である。なお、当地区の排水路はすべて一次排水路であり、宇奈根排水に流れる水のみ下流部で宇奈根排水という2次排水路を経由する。この図を見ると、野川方向へ流れる分は平均して約1km前後の距離を野川に到達する迄に流れ、宇奈根排水を経由するものは、約2km前後の距離を流れ、直接多摩川に流入する。

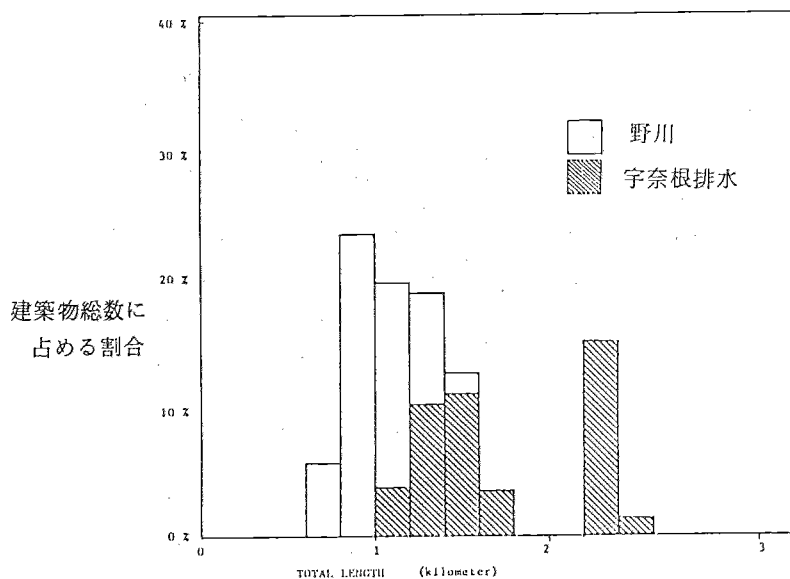


図3-5 世田谷区喜多見4丁目の建築物からの流出距離

(2) 喜多見6丁目

喜多見6丁目は4丁目と反対に野川の左岸にあるため国分寺崖線が貫通しており、地形は急である。一方、当地区の背後には仙川が野川と並行して流れており、一部は仙川方向に水は流出する(図3-6)。土地利用は崖上は小学校をはじめ高密度の住居地域であるのに対し、崖下は農地が多く残っている。当地区の排水路は、図3-7に見るように、川沿いの急峻な地形を反映して、最短距離を

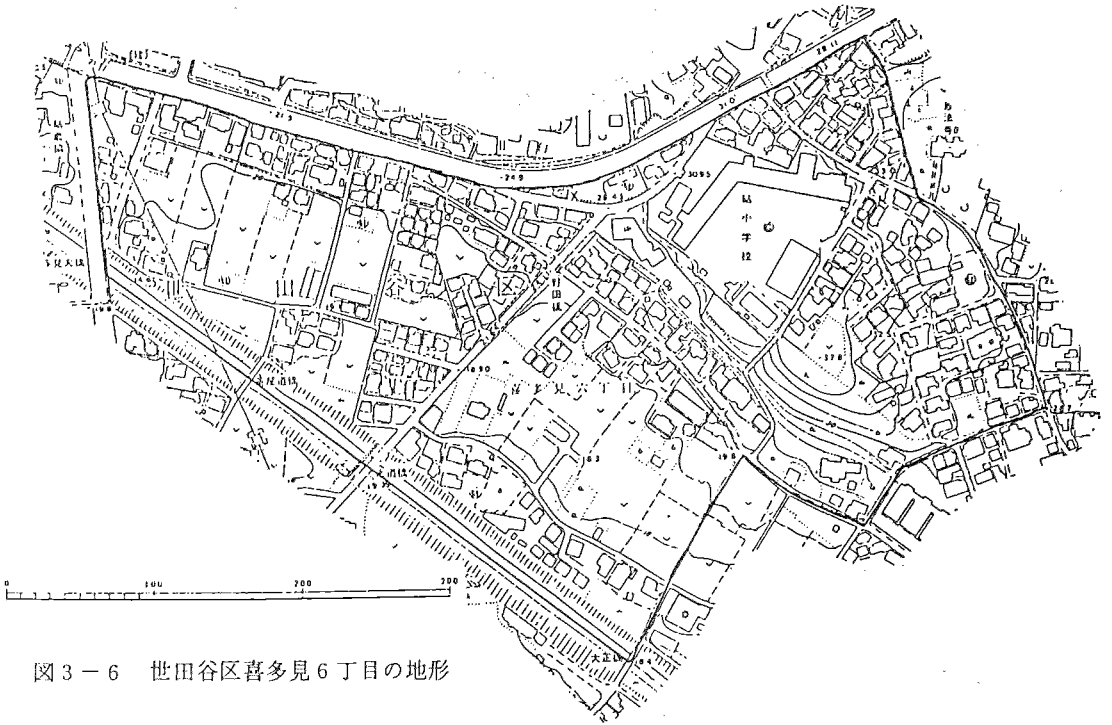


図3-6 世田谷区喜多見6丁目の地形

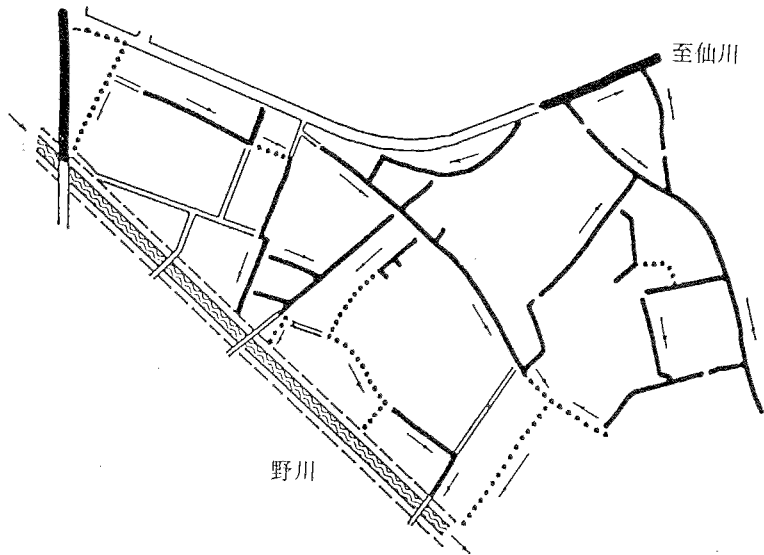


図3-7 世田谷区喜多見6丁目の排水路

經由して野川（あるいは仙川）に流入する形をとっている。従って、図3-8に示した通り平均の野川（あるいは仙川）までの流出距離は喜多見4丁目に比較してかなり短かく、200~300m程度であり、分布の形も滑らかである。

(3) 瑞穂町狭山平

この地区は青梅扇状地上の狭山丘陵に隣接した地域にあり、残堀川に接している。地形は平坦で、南の残堀川に向かって一様に傾斜している（図3-9）。そのため、当地区の水の流れも比較的

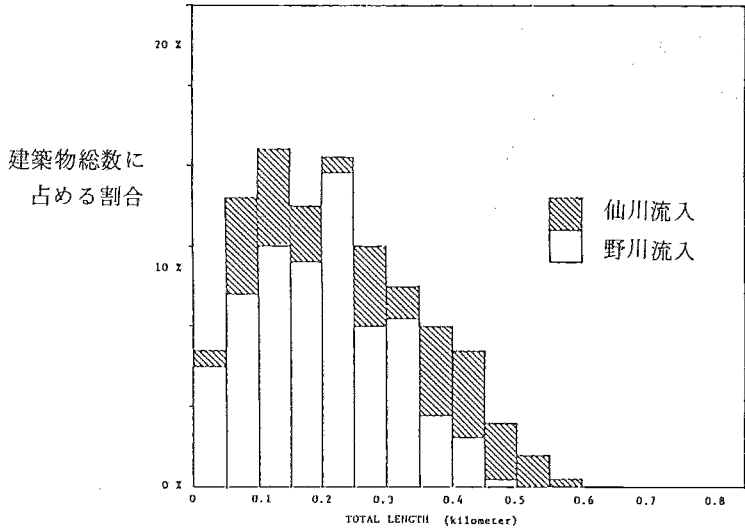


図3-8 世田谷区喜多見6丁目の建築物からの流出距離



図3-9 瑞穂区狭山平の地形

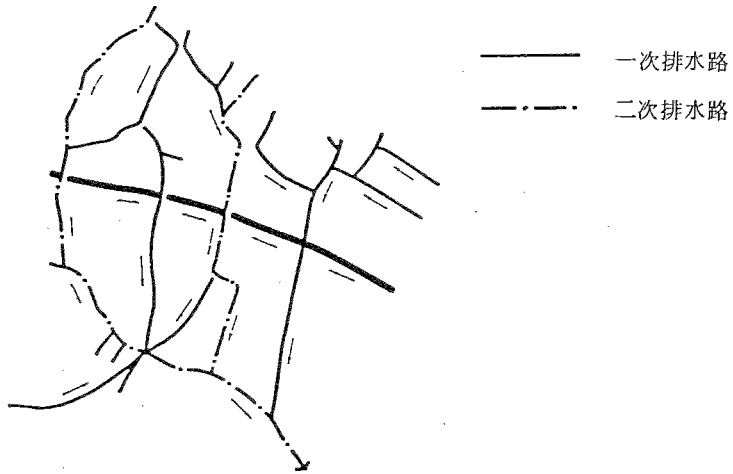


図3-10 瑞穂区狭山平の排水路

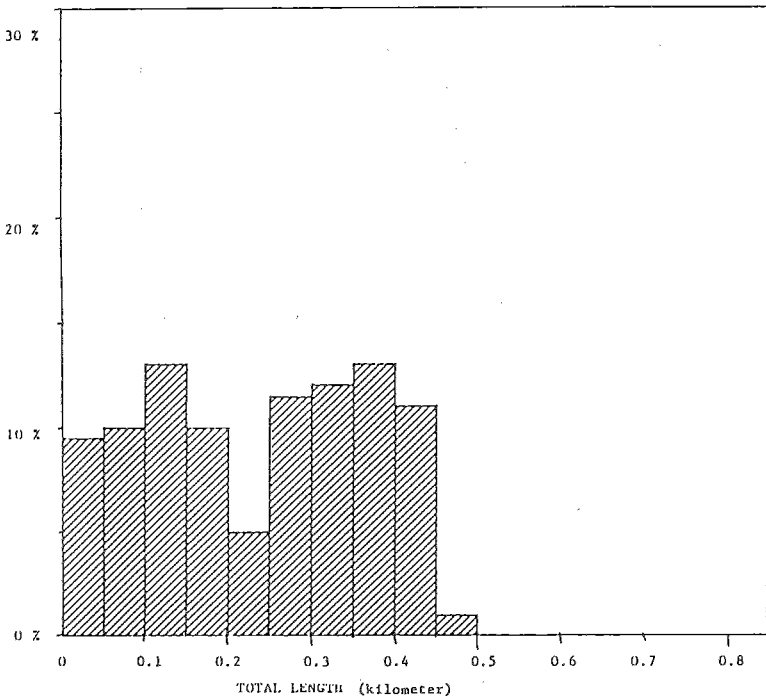


図3-11 瑞穂市狭山平の建築物からの流出距離(残堀川までの距離)

単純で南向きに最短経路で流下する形になっている。なお当地区内の残堀川は幅員が10m未満であるため、先に述べた定義に従って2次排水路に分類される。図3-11は残堀川を除いた一次、二次の排水路の距離を示してあるが、これも喜多見6丁目同様、平均200~300mと短かく、分布も矩形に近い単純な形をしている。



図3-12 万町の地形

(4) 八王子市万町

当地区は、八王子市中心街に近く高密度の住宅立地が見られる。地形的には概ね平坦であるが西部が一部丘陵状に傾斜している(図3-12)。図3-13に示したように、当地域の排水路は密集した住居地で路地も入り組んでいるため、それを反映して複雑なネットワークを形成している。また興味深いのは、平行な水路が必ずしも同一方向に流れていないことである。この地区の排水は浅川へ流れるが、途中で二次排水路である山田川を経由する。山田川は自己流量がほとんど無い典型的なドブ川化した河川である。図3-14に示したように、万町からの流出距離は比較的長く、2.5 km前後であり、分布形は正規分布に近い形をしている。

(5) 八王子市台町2丁目

当地区は万町よりもやや市の中心部から遠く、住宅もやや少ないが中央部に市営の運動施設が建てられている。地形は北部が平坦であるのに対し南部は盛り上がりやや複雑である(図3-15)。流出の方向は図3-16に見られるようにその影響で東へ流れる方向(方向1)と南へ流れる方向(方

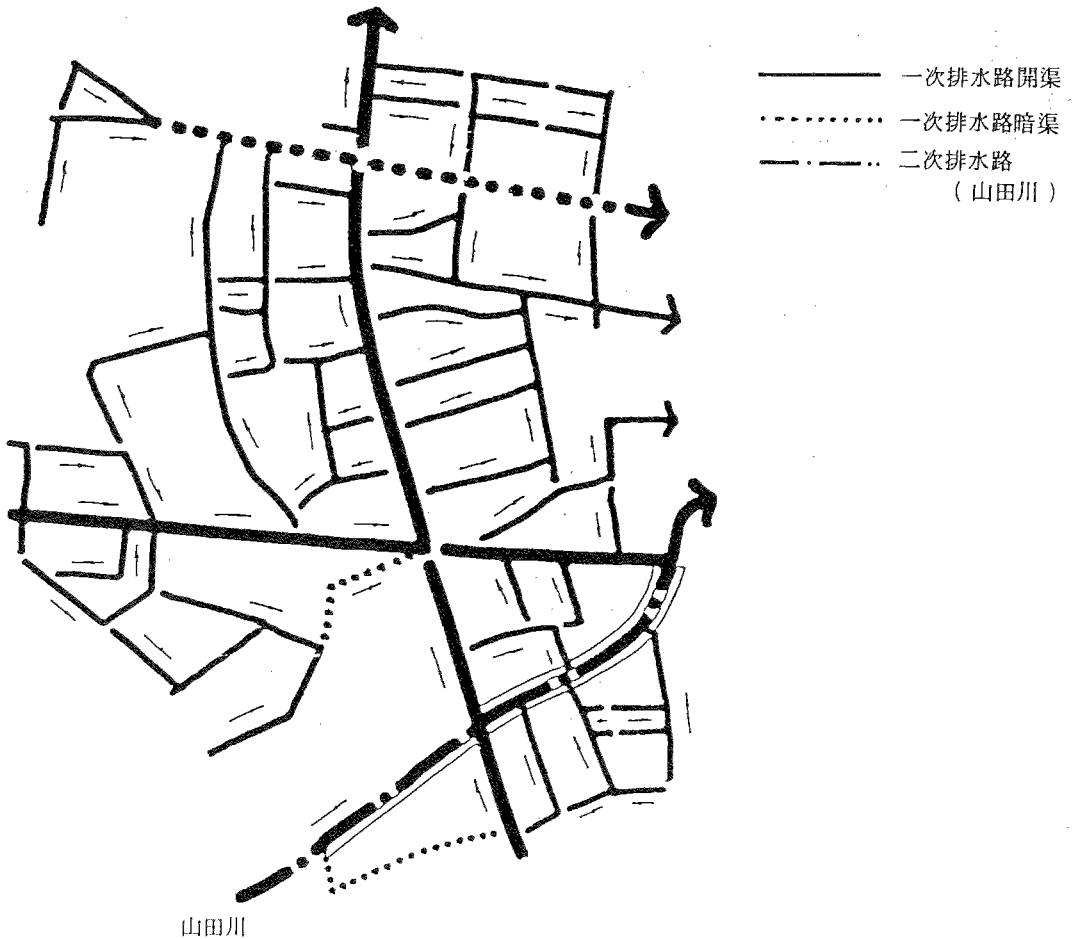


図3-13 万町の排水路

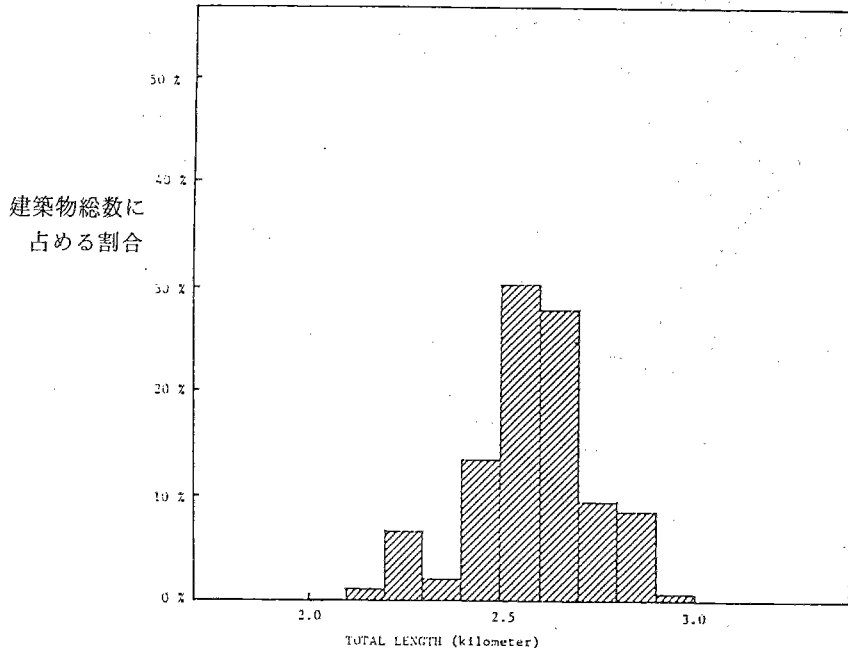


図3-14 万町の建築物からの流出距離

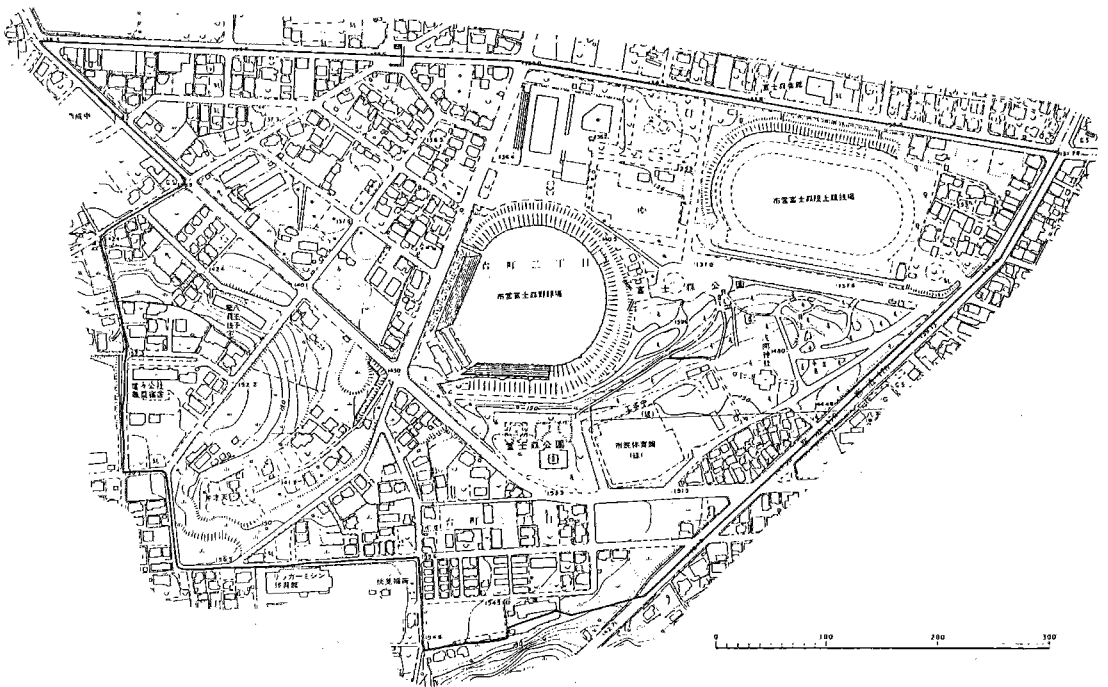


図3-15 台町2丁目の地形

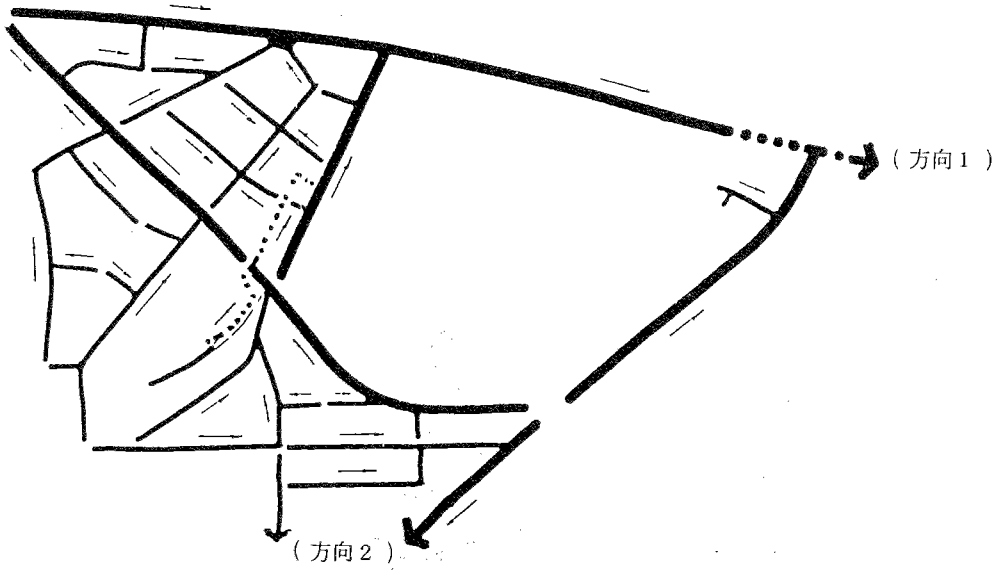


図3-16 台町2丁目の排水路

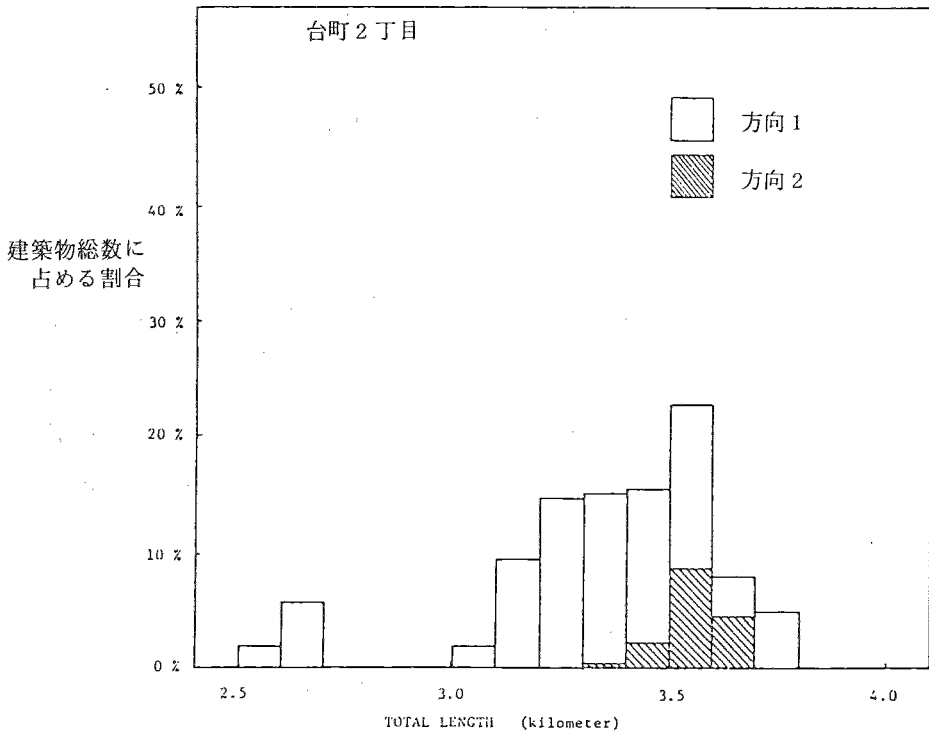


図3-17 台町2丁目の建築物からの流出距離

向2)の2通りに分かれる。図3-17では、この地区からの流出距離が万町よりさらに長く3.5 km 前後であることが判る。なお一見して分布の形がふたつに分かれているが、これは当地区の東寄りに運動施設があるため、その部分が欠落したためである。

この調査で得られた知見をまとめると以下のようになる。

1. 公共用水域へ排水を流す場合、家庭、事業所等はまず自己の敷地に接するU字溝あるいはL字溝などの道路側溝又は地下埋設管に繋いで排出している。
2. 側溝、埋設管などの小断面の水路はほとんど例外なく道路(私道も含む)際ないしその地下に敷設され、他の敷地内を通過する例はほとんど見られない。
3. 道路に沿った側溝等では流下が困難となるほどまとまった流量がある場合、道路と一部独立した専用溝渠、あるいは都市下水路を設置して対処するが多い。
4. 一次排水路、二次排水路の長さは地区内の位置によって変わるが、そのバラつきは町丁目単位で見るとプラマイナス300m前後の範囲にはいる。

3.3 流出パス分布調査 — その2 地形図による計測

本節では前節で得られた知見を基に流域全体の流出パスを分析、計測する方法を述べ、多摩川流域で実際に測定を行なう。流糸の独立原理を述べた際、排水源は個々の家庭、事業所などの最小単位で定義したが、流域全体を考える際はそれよりやや大きな単位である町丁目ごとに解析を進めることとした。前節で述べたように、町丁目単位の大さきならば流出パスを同一としてもそれによる誤差は小さいと考えられるからである。

分析、計測の手順は以下の通りである。

1. 1万分の1地形図から河川、2次排水路を判読し、地形と対比して支流流域分水嶺も検索しておく。
2. 対象とする町丁目について、水路の位置と地形から流出方向を見出す。
3. 排水の受入れ水路(または支流など)から見た距離によって、対象町丁目の遠点(P_F)、近点(P_N)、中央点(P_C)の3点を設定する(図3-18参照)。

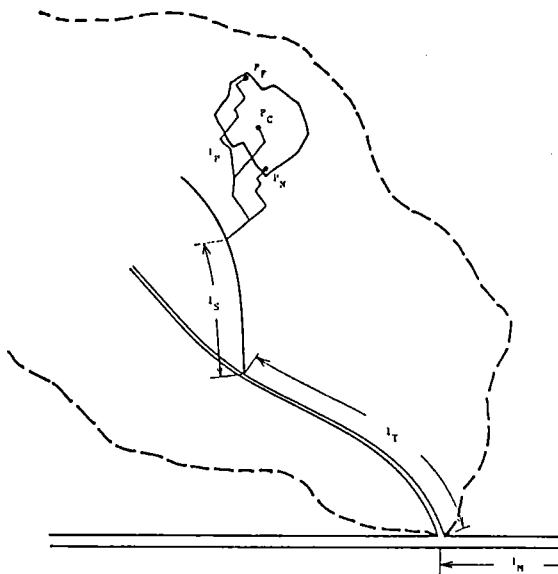


図3-18 流出パスのカテゴリーとその計測法の模式図

4. 以上の3点の各々に対して、すべての道路に一次排水路が備わっていると仮定して、道路パターンから排水経路を推定し、地図上に記入する。
5. この3つの経路の一次排水路の長さ (l_p) を地図上で計測する。この地区 (町丁目) の代表値は、遠点、近点、中央点の3点に対する l_p の平均値とする。
6. 二次排水路、支流、本流の長さ、 l_s, l_t, l_m を各々計測する。

以上の調査を羽村堰から調布堰までの区間に係る多摩川流域内の全町丁目について行なった。羽村堰より上流を除外したのは、羽村堰でそれより上流の流水はほぼ全部取水されてしまうため、一応別の川と考える必要があるからで、調布堰より下流を除外したのは感潮部であるからである。まず図3-19は支流の野川流域で二次排水路と支流 (野川と仙川) の分布を示したものである。野川は小金井市小金井公園内で“支流”カテゴリーから“二次排水路”カテゴリーに転化し、仙川も同様に三鷹市内で変わる。二次排水路は、これら名称上は支流であるものを除いて多くのものが非常に短い。なお、多摩川流域では台地上の一部の地域では、地下浸透ますが排水処分法として行なわれており、こういった地域では溝渠や水路が存在しない。野川では上流の国分寺市、立川市の一部がこれにあたるが、後述するように地下浸透ますは負荷発生側の問題として扱うこととし、ここでは相当程度の雨が降った時にあらわれと思われる地形的流出方向とそれによる仮想的経路として捉えることとした。図3-20は、流出パスをとりまとめて、この野川流域で多摩川本流合流点迄の到達距離を示したものである。ここで、この到達距離は一次排水路および二次排水路、支流の3つのカテゴリーを町丁目に加えたものである。同様に、これを羽村堰から調布堰の区間に係る多摩川流域全域について表したのが図3-21である。この

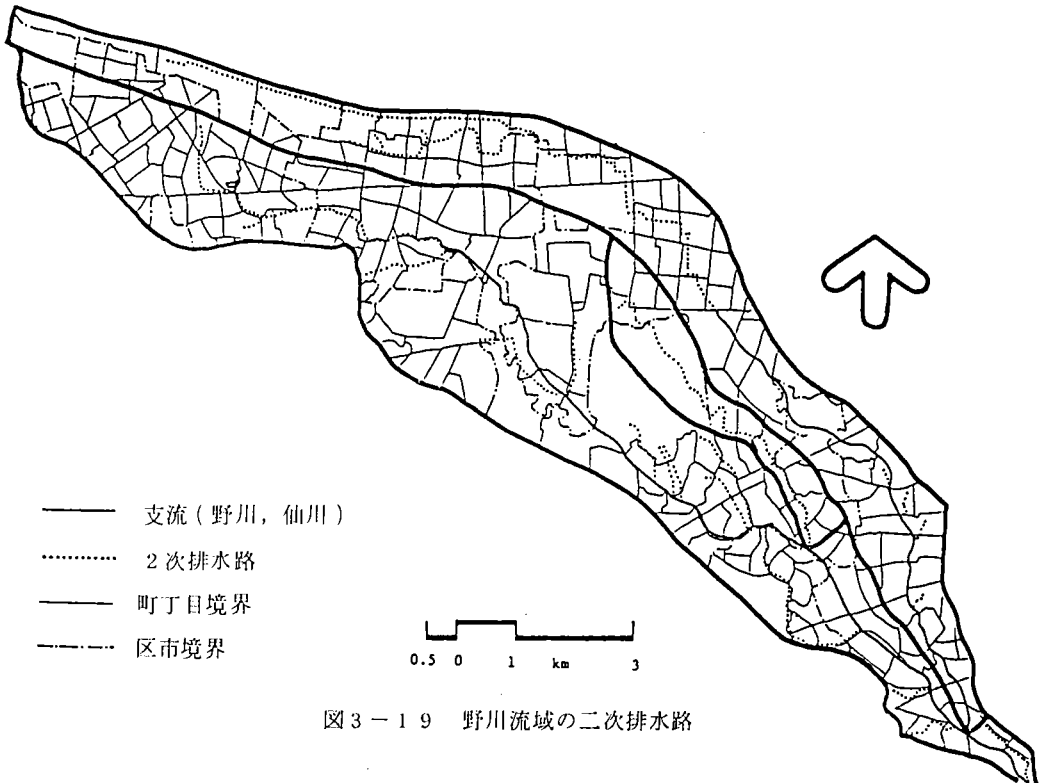


図3-19 野川流域の二次排水路

図を見ると秋川、浅川、野川の3支流が抜群に長い到達距離（20 km以上）を持ち、これら以外は概ね10 kmないしそれ以下が多いことが判る。以上のようにして得られた数値データは第5章の解析に用いる。

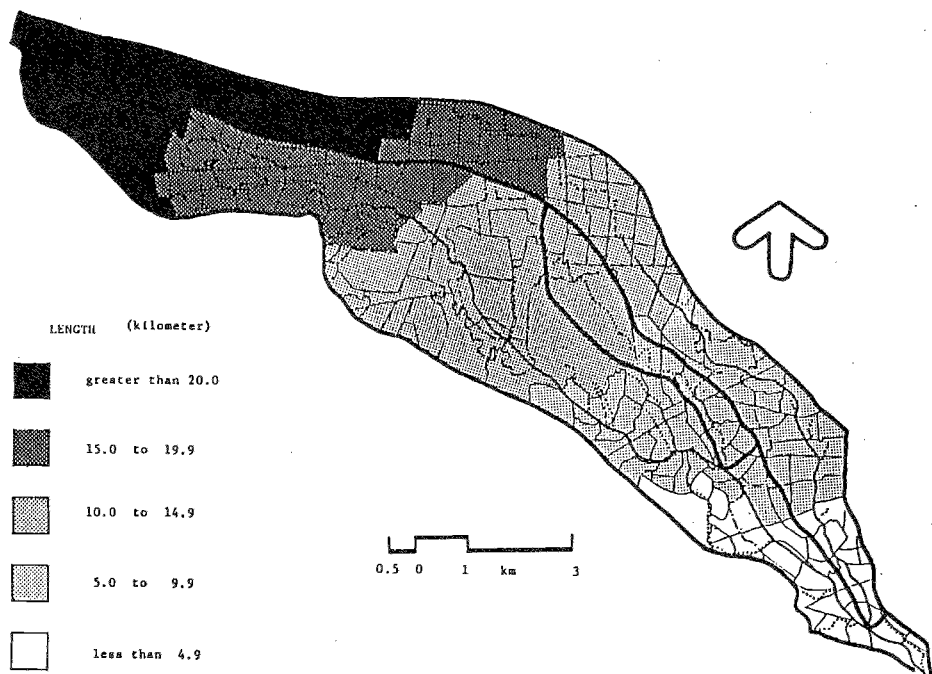


図3-20 野川流域における多摩川本流への到達距離（一次、二次排水路および支流）

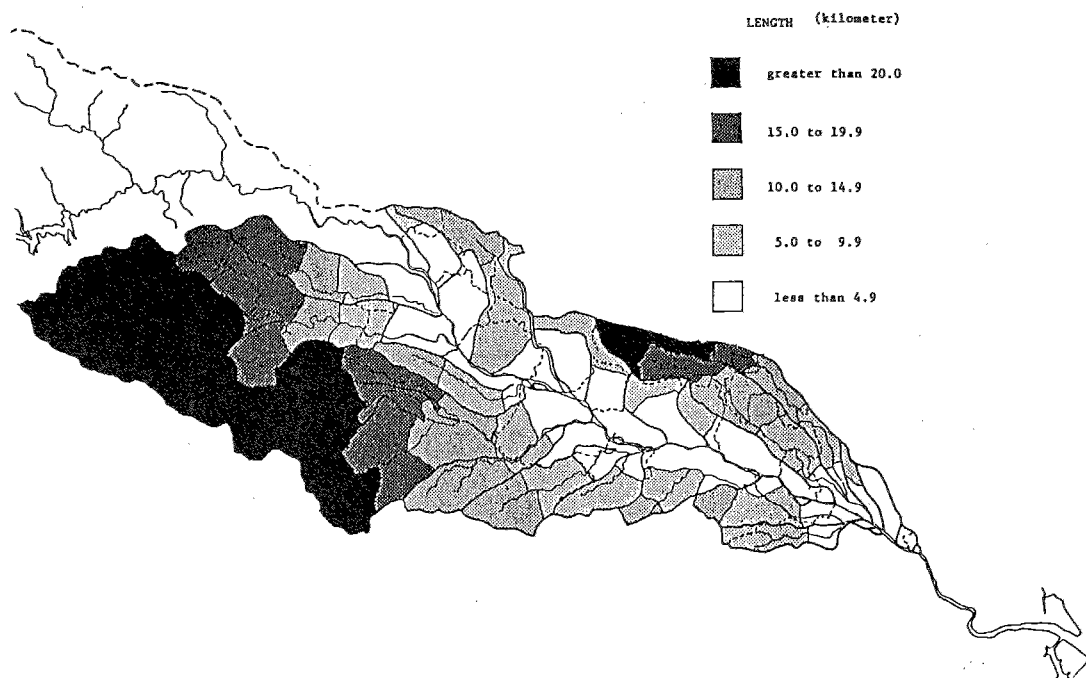


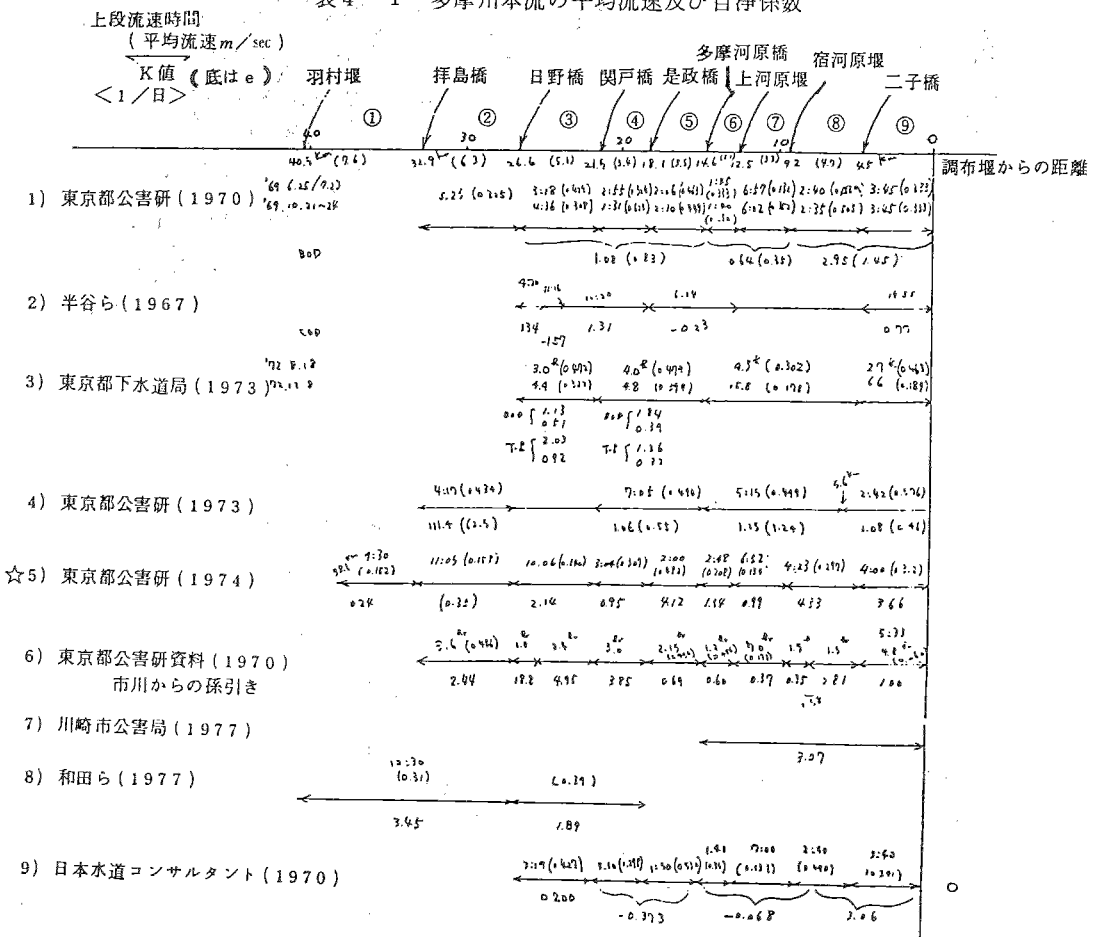
図3-21 多摩川本流への到達距離（一次、二次排水路および支流）

第四章 浄化実験

4.1 目的と方法

河川でBODなどの汚濁を記述し、予測するうえで最も重要なパラメータは浄化係数kである。この係数に関しては多くの研究があり、多摩川だけでも表4-1に掲げたように多くの現場実測例がある。浄化係数、特にその一部の脱酸素定数に関しては理論的研究もあるにはあるが、多摩川のように急流水深も浅い瀬と農業用水取水堰などでせき止められて淀んだ部分では生物相も異なるため実測に基く経験的取り扱いをするほかない。

表4-1 多摩川本流の平均流速及び自浄係数



従来の研究で不備なのは、公共溝渠、河川の支流などの小規模水路での浄化プロセスに関する調査が極めて乏しい点である。これらが重要な理由は、これらの水路が高濃度の生活污水を受け入れ、付着生物群によって非常に大きな浄化力を発揮していると推定されるからである。実際、多摩川本流に流入するまでに汚濁負荷は半分以下になると考えるのが一般的である。

なお、浄化という用語の定義は従来からいろいろな立場からなされてきて、混乱を生じやすいが、ここでは見かけの水質の改善を広く浄化と定義することとする。つまり、BODで言うならば酸化分解のほか沈澱、吸着、生物体への取り込みなどを広く含めて浄化と考えた。それは、浄化が永久的、最終的除去であるか否かはとりあえず考慮せず、日常住民が目にするような水のきれいさを考えたからである。

以上の観点から、側溝などの公共溝渠を主に念頭に置いた模型実験を行なった。

実験装置

実験に用いた水路は図4-1に示したように、正方形に組み合わされた矩形断面の水路で、材質は塩化ビニルで表面に0.6~1.2mm粒径の砂が付着させてある。これによって現実のライニング水路の粗度に近づけ、付着生物を支持できるようにした。正方形水路の下流端には受水ますを設置し、ここで流水をいったん受けたのちに、ロータリーポンプで上流端に水を循環させている。受水ます中では、浴存酸素が実験の終りまで制約条件にならないよう、バブリングストーンを通してばっ気を行なっている。水路の下流端にはゲートを設置して水深を変化させられるようにし、流速は各コーナーの高さを調節することによって行なった。

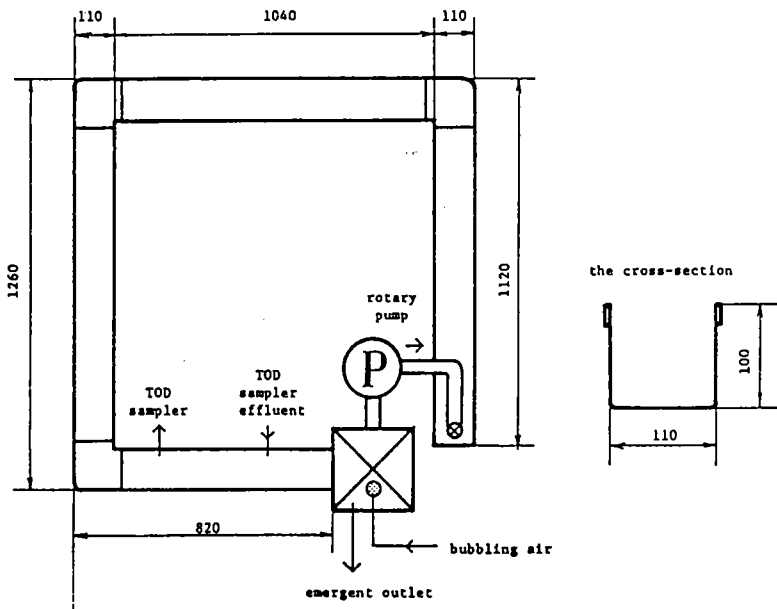


図4-1 実験水路

最終コーナーでTOD自動採水も行ない、採水時にバイパスした水は（少量であるが）再び水路に戻し、系全体の水量を減少させぬようにした。TODを用いたのは、①連続測定（5分間隔）が可能なこと、②採水量が極めて少量であること、③有機指標としては精度が高いこと、の理由による。なお、使用した機器は湯浅アイオニクス社製のTOD分析装置である。他の項目の分析に用いる試水は、受水ますから採取した。

実験の遂行

本実験システムは、バッチ式でありTODで変化が止まるまで行ない、ただちに水を交換して次の実験を開始する方法で行なった。システムの立ち上げは、人工基質（蔗糖と牛乳）を用いて行ない、河床に生物群が充分付着したのち、15回の走行を行なった。この15回のうち、念のため初期の5回は解析には用いなかった。また、第14回目の走行はポンプ故障で一時中断があったため同じく除外した。実験に用いた試水は、東京都大田区石川町で呑川に流入する生活污水を使用した。この試水は、世田谷区奥沢1丁目を中心とした地域で発生したものと推定されるが、この地域は住宅地域であるため、この汚水も家庭排水が主成分と考えてよい。実験は各走行ごとに条件を変えて行なったが、その諸元を表4-2に示した。

表4-2 実験条件

RUN	水深 (mm)	流速 (cm/sec)	流量 (l/min)	平均気温 (°C)
6	17	6.09	6.84	25.9
7	35	2.81	6.48	25.9
8	10	10.45	6.90	24.6
9	42	2.62	7.26	24.6
10	78	1.31	6.72	25.5
11	12	10.23	8.10	20.2
12	15	15.45	15.30	20.2
13	16	6.34	6.70	21.7
15	17	2.66	2.97	23.9

4.1 実験の結果

水路の状況

通水を開始して数日で水路の路床には付着生物群が発生し、実験の終わりまで若干の剥離と再着生を繰り返しながらほぼ一定の状態維持された。付着生物層の厚さは1mmから3mmで、表層は灰かっ色を呈し、内部は黒色の還元状態を示していた。付着生物群は糸状に足を流水中に伸ばし、これによって大きな接触面積を得ている。なお剥離した付着生物フロックは、本装置ではポンプ内で破壊され分散する

が、この分散した付着生物は、路床に再捕捉されるようである。この結果、見た目にも試水は急速に透明度を増し、これら付着生物群の強い浄化能力を示唆していた。

流水の水質変化

この実験で得られた、各走行ごとのTODの変化を図4-2に示した。TODはどの回の走行(バッチ)でも単調に減少するが、あるレベルに來ると飽和して減少を停止する。この飽和点でのTOD濃度および減少時の速度はいずれも走行ごとに差がある。TODの減少速度が最も速かったのは#11の走行で逆に最も遅かったのは水路の水深を78mmと大きく取った#10の走行である。

栄養塩の分析は#11, #12, #13, #15の4回のみ行なった。分析の結果のうち窒素の変化を図4-3に、リンの変化を図4-4に示す。いずれの項目も減少し、底質への取り込みが見られる。その特徴は、実験条件にかかわらず比較的コンスタントな速度で減少することである。しかも窒素に関しては存在量を消費しつくすまで減少しつづける。図4-5には窒素とリンの存在割合の変化を捉えやすいよう各々の量を縦横の軸に取ったものである。これを見ると概ねリンよりも窒素の方が相対的に多量に流水中から除去されていることが分る。表4-3はTOD, 窒素, リンの比率を算出したものであるが、試水中のN/P比は試水中には最初3.86であったのに対し、減少速度は6.04とかなり窒素の割合が高いことが分る。この値は、Richardsによる藻類の平均組成7.23に近いことから、生物体への取り込みが除去作用の主体であることが推察される。しかし、一方付着生物中のN/P比は3.44と減少分中の比率よりもかなり低く、一部脱窒素された可能性が示唆される。

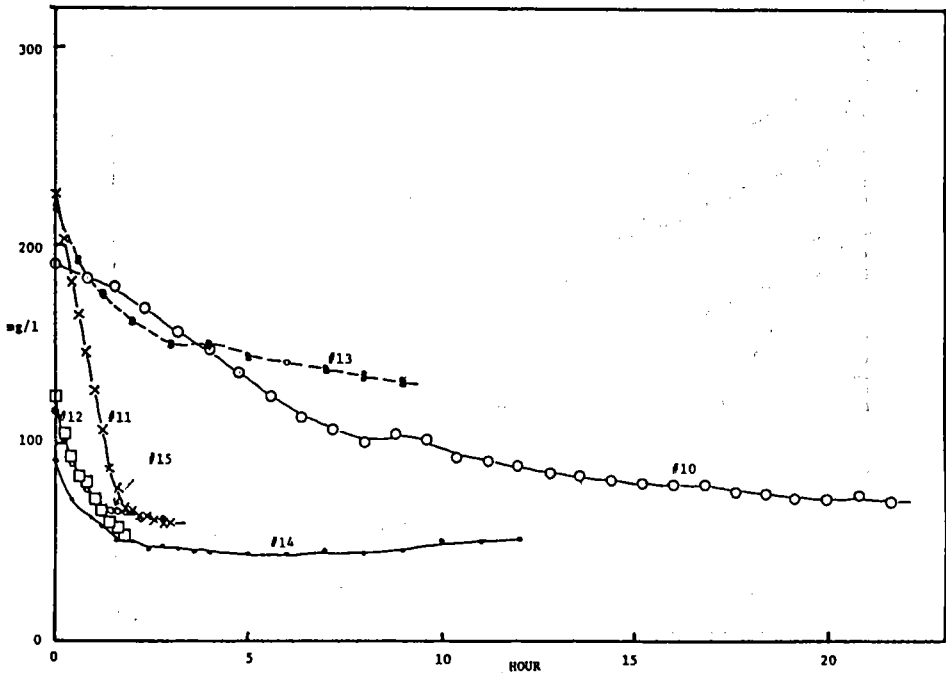


図4-2 TODの変化

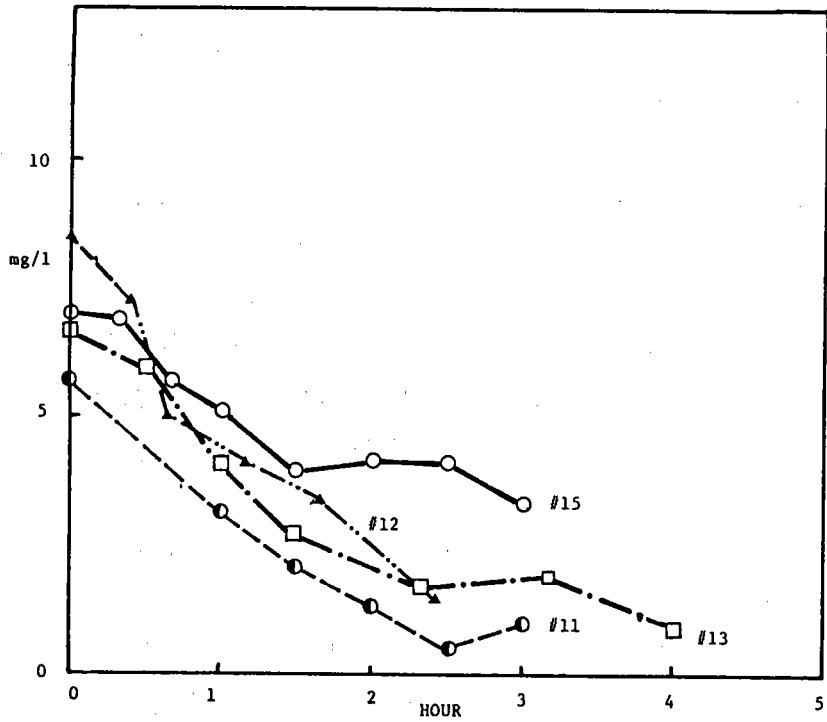


図 4-3 総窒素の変化

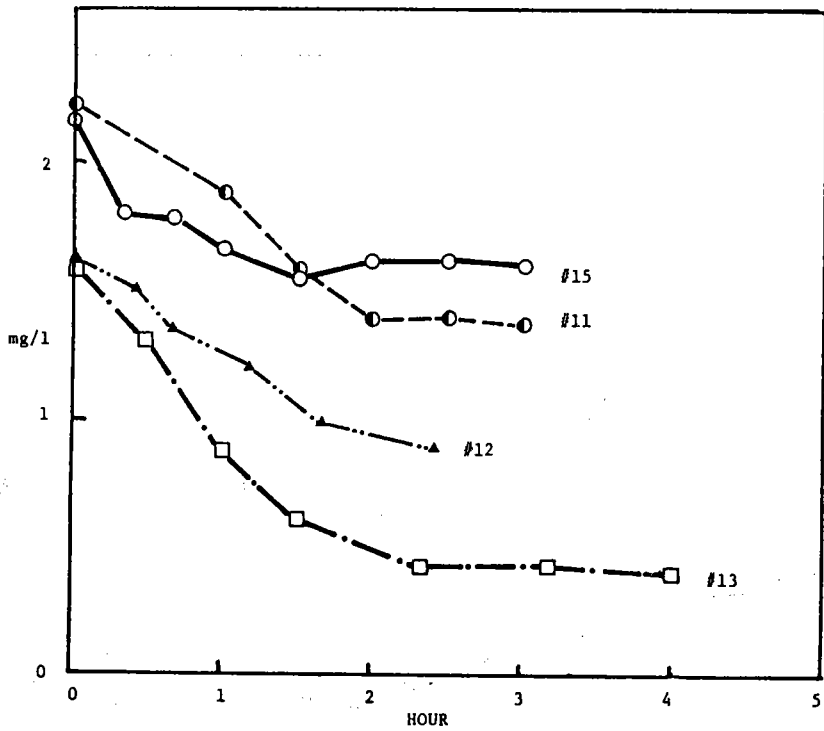


図 4-4 総リンの変化

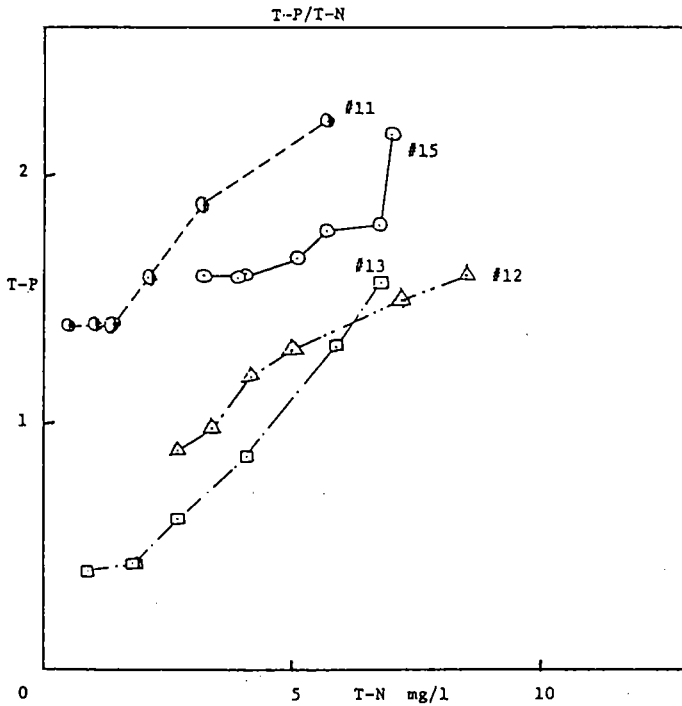


図4-5 窒素，リンの相対的な比率の変化

表4-3 TOD，窒素，リンの存在比

比率	付着生物中	試水中(初期)	減少分中	1)	
				Richardsによる	海老瀬による
TOD/N	20.9	26.0	17.4		18.9**
TOD/P	71.7	93.6	108		66.7**
N/P	3.44	3.86	6.04	7.23	3.53
C/N	7.81*		6.54*	5.68	
C/P	26.9*		40.6*	41.0	
乾重/N	69.1				41.1
乾重/P	238				145
乾重/TOD	3.31				

注： * TODをすべて炭水化物と仮定した時の炭素量を基準として算出
 ** COD_{cr}による

- 1) Richards, F. A., "Anoxic Basins and Fjord", in J.W. Riley and G. Skilow (eds.), Chemical Oceanography, Vol. 1, Academic Press, London
- 2) 海老瀬ら "市街地河川流達負荷量変化と河床付着生物群", 用水と廃水, Vol. 2, №2 (1979).

4.3 解 析

TODは、分析方法ゆえに(900℃中で白金触媒とともに燃焼)環境中では容易に分解しない有機物、無機物による酸素消費量が含まれる。そのため先にあげた図4-2のようにあるレベルでTODの減少はストップする。この観点からTODは大きく2種類に分画される。

- ・ソフトTOD……生物化学的に吸着、分解され得る部分
- ・ハードTOD……生物化学的に安定で不活発な部分

即ち、図4-6に示したように、ハードTODは水路中で吸着又は分解された残渣 T_{∞} (充分時間が経過した時のTOD値)として定義され、ソフトTODは実質的に減少した分($T_0 - T_{\infty}$)、つまりハードTOD以外の部分として定義される。ソフトTODは、すべて生物化学的の反応によってもたらされたものであり、従来の概念と比較するとUOD(究極的酸素要求量)、あるいは BOD_{20} とほぼ同じ指標と考えてよい。以下、このソフトTODに着目して解析を進める。

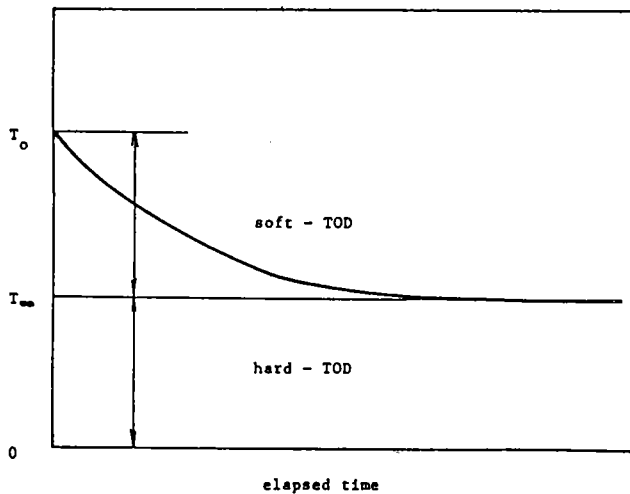


図4-6 ソフトTODとハードTODの模式図

主として河床への吸着と、そこでの分解によって有機物が増減するとその変化は次の式で表わされる。

$$\frac{dT_s}{dt} = - \frac{d_B}{h_e} T_s \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで、 T_s : ソフトTOD

d_B : 付着生物による吸着速度定数

h_e : 実効水深

$$\left[\begin{array}{l} h_e = \frac{S}{A} \\ A : \text{断面積} \\ S : \text{潤辺長} \end{array} \right]$$

本実験のシステムでは、受水ます及びポンプ内部では生物化学反応が比較的起こりにくいので、これを考慮すると次式となる。

$$(V_c + V_t) \frac{dT_s}{dt} = -V_c \frac{d_B}{h_e} T_s \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

ここで、 V_c : 水路上の流水容積

V_t : 受水ます, ポンプ内部の実容積

この解は容易に得られて

$$\frac{T_s}{T_{s0}} = \exp\left(-\frac{V_c}{V_c + V_t} \frac{d_B}{h_e} t\right) \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

ここで T_{s0} は T_s の $t = 0$ における初期値である。図4-6は、 $\ln\left(\frac{T_s}{T_{s0}}\right)$ を縦軸方向に $\frac{V_c}{V_c + V_t} \frac{t}{h_e}$ を横軸にとったものであり、傾きは $-d_B$ を示す。これを見ると $\frac{T_s}{T_{s0}}$ が 0.1 を下回ると、やや誤差が生じるものの全ての結果がほぼ同一の形で表わすことができる。表4-4は上に述べた変数を整理したものであるが、これを見ると各走行の d_B の値は 8.99 から 13.94 までの範囲で平均は 10.81 であった。

以上を総括すると次のようになる。小断面の水路に高濃度の汚水が流れる場合、河床の付着生物群への吸着が有機物、窒素、磷除去の主体で、ソフトTODの除去はパラメータ d_B によって表わされる一次反応で良く記述されることが判った。また本実験で見出された d_B は 10.8 である。

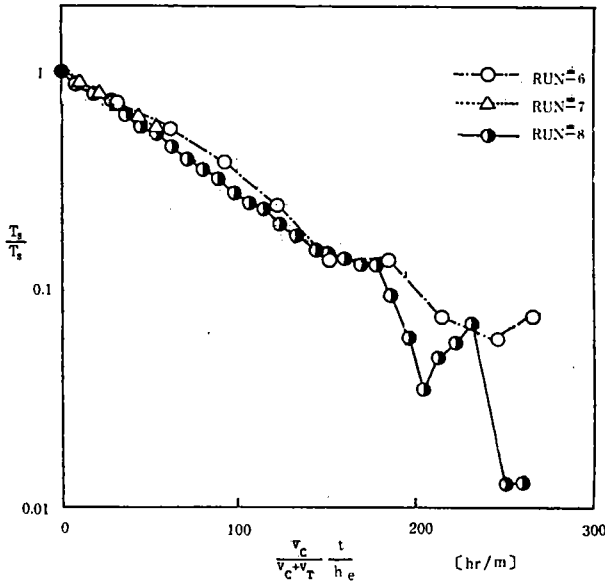


図4-6 A $\ln\left(\frac{T_s}{T_{s0}}\right)$ と $\frac{V_c}{V_c + V_t} \frac{t}{h_e}$

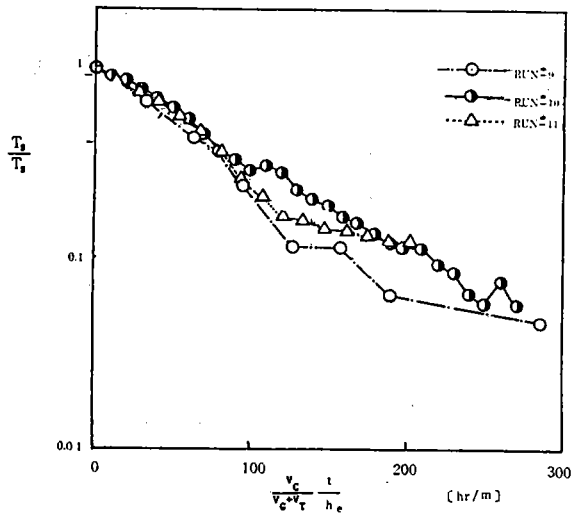


図 4-6 B

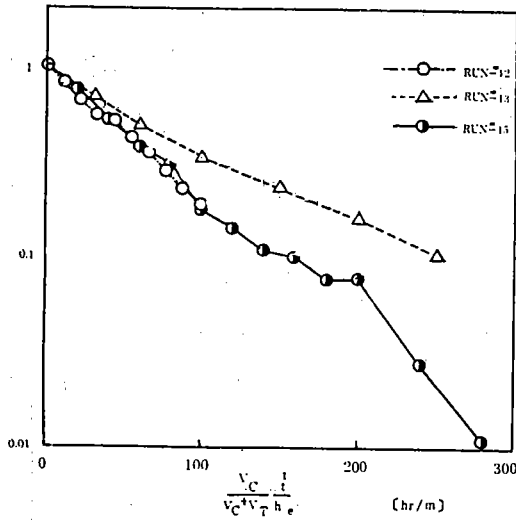


図 4-6 C

表 4-4 実験結果の整理

RUN NO.	Th mg/l	Ts mg/l	To mg/l	Ts / To	$\frac{v_c}{v_c+v_t}$	$\frac{h_e}{10^{-3}m}$	$\frac{d_B}{10^{-3}m/hr}$
6	81.0	65.1	146.1	0.446	0.867	14.4	9.19
7	88.3	147.3	235.6	0.625	0.930	29.6	9.52
8	88.4	72.3	160.7	0.450	0.793	8.5	11.91
9	77.2	77.6	154.8	0.501	0.932	35.5	10.68
10	63.8	136.4	200.2	0.681	0.964	66.0	9.45
11	35.5	198.6	234.1	0.848	0.809	10.2	10.57
12	36.9	83.8	120.7	0.694	0.821	12.7	13.94
13	135.8	81.9	217.7	0.376	0.802	13.5	8.99
15	61.1	56.6	117.7	0.481	0.711	5.9	13.08
average							10.81

Th : hard-TOD

Ts : soft-TOD

To : TODの初期値 (-Th+Ts)

第五章 多摩川水系モデル

5.1 汚濁発生量の推定

範囲

本章ではいよいよ多摩川水系モデルについて述べるが、それに先立って多摩川流域の汚濁負荷発生量の推定を行なう。まずモデルが扱うべき範囲を次のように定める。

1. 対象は、多摩川本流部では羽村市羽村取水堰から大田区調布取水堰までの約4.05kmの区間で、これに流入する地域を対象流域とする。羽村堰ではその上流の流量ほとんどすべてを取水し責任放流量のみを流すことが一般的であるので、この責任放流によって流下する汚濁負荷をもって、この地点の発生負荷と考えた。
2. 解析の単位は町丁目とする。
3. 公共用水域に排水を放流するもののみを対象とし、下水道に放流されたものは一括して下水処理場による発生汚濁として扱う。
4. 晴天時に通常生じる汚濁と水質を対象とし、雨天時に生じるものはこのモデルには含めない。
5. 対象年度は昭和53年度とする。

発生源

汚濁負荷を排水するものとして次の9つのセクターを設定した。

1. 自然負荷A（面負荷）
山林などから面的に涵養される水による自然負荷
2. 自然負荷B（点負荷）
山林などのように面的に湧水が生じるのではなく、泉、ハケなどのように点的に散見される湧水点からの負荷
3. 産業系負荷A（届出事業所による点負荷）
水質汚濁防止法に基き都道府県知事ないしは政令指定都市に届出を行なっている事業所による産業系負荷
4. 産業系負荷B（届出していない事業所による面負荷）
上の届出を行なうことが義務づけられていない未規制業種による産業系負荷
5. 生活系負荷A（届出浄化槽による点負荷）
家庭排水による負荷のうち都道府県知事に届出しているもの（500人以上を対象とした浄化槽）
6. 生活系負荷B（届出されていない生活系点負荷）
上に含まれない生活排水の面負荷
7. 都市活動負荷

事務所、公共施設、商店等の都市活動（水道、地下水使用者のうち産業系、生活系に含まれないもの）による面負荷

8. 畜舎負荷

畜舎からの排水による面負荷

9. 水処理施設

下水処理場及びし尿処理場による点負荷

方 法

以上に述べた各セクターについて各々の負荷量算定方法の概要は以下の通りである。

1. 自然負荷 A

川崎市は無視し、東京都の土地利用現況図で半分以上を森林とされている地区面積に、単位面積あたりの流出量（比流出量）を乗じる。比流出量は、秋川流域で最も現状に合う値を求めた。

2. 自然負荷 B

同じく東京都のみを対象とし、湧水量は東京都の地下水調査¹⁾により、水質は Pradhananga の野川での湧水水質実測結果（私信）によった。

3. 産業系負荷 A

東京都環境保全局及び川崎市の資料によった。

4. 産業系負荷 B

水量は、市町村毎の従業者数から推定し、原単位水質を乗じたのち町丁目ごとに面積に応じ案分した。

5. 生活系負荷 A

東京都環境保全局および川崎市の資料によった。

6. 生活系負荷 B

町丁目人口に、し尿処分形態ごとの割合と水使用量原単位及び平均水質を乗じ、地下浸透処分の分を差し引く。地下浸透処分割合に関しては前出¹⁾によった。

7. 都市活動負荷

東京都、川崎市の都市活動用水量に他で既に算入されているものを差し引き、原単位水質を乗じる。

8. 畜舎負荷

豚のみを対象とし、飼育頭数に原単位を乗じる。

9. 水処理施設

東京都及び川崎市の資料によった。

以上のプロセスのフローを図 5-1 に示した。これより最後に、下水道流入による部分を差し引いたものが実質負荷（実流出分）である。このフローは図 5-2 に示した。

1) 東京都公害局“地下水収支調査報告書”（1980）

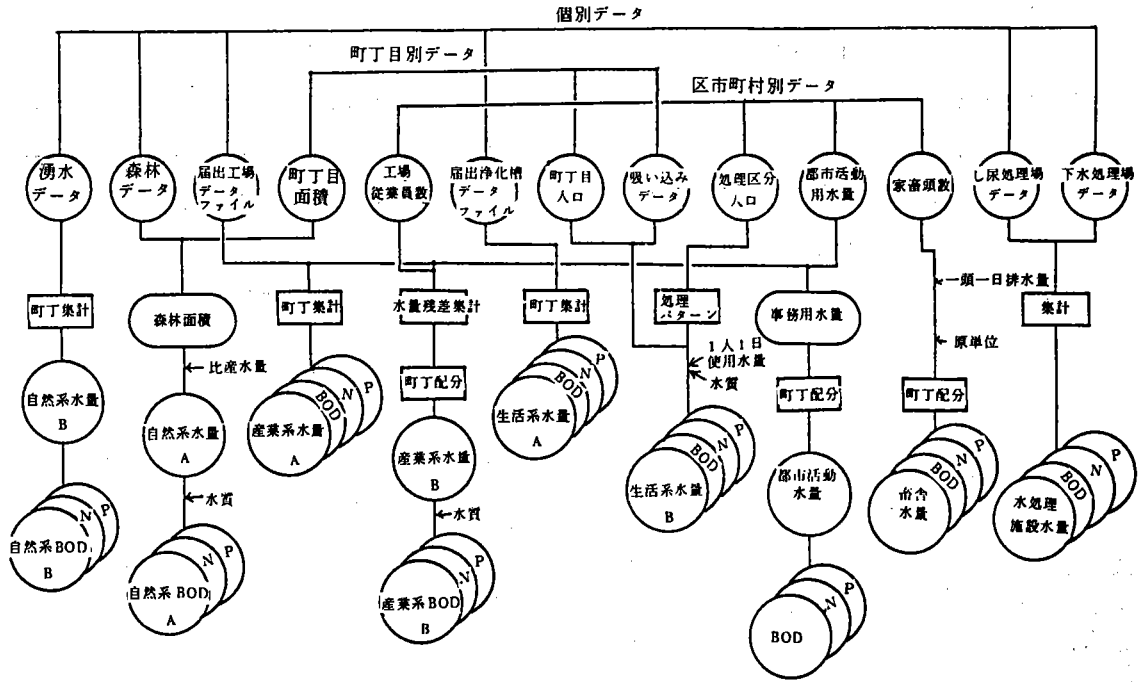


図 5 - 1 負荷算定のフロー

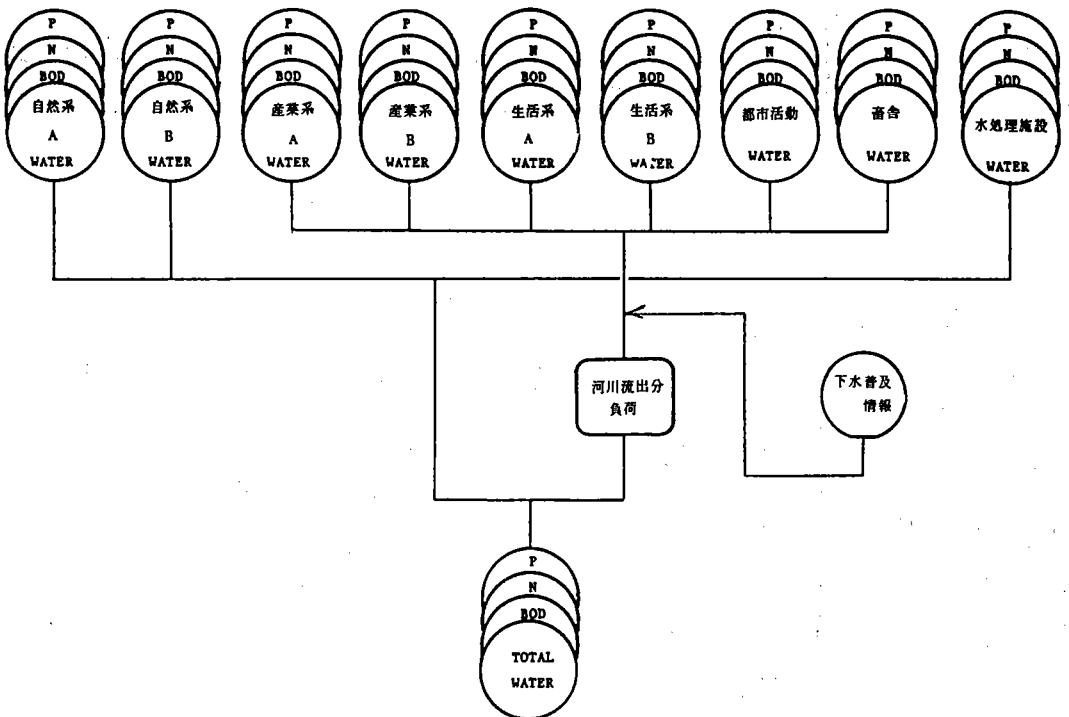


図 5 - 2 実質負荷 (実流出分) の算定フロー

結果

算定の結果を表5-1A~Dに示した。水量では、自然系のものがわずかに33%を占めるのみであることが判る。実際には上流で農業用水等の取水が行なわれる為、下流部の多摩川には事実上新鮮水はほとんど含まれないと考えてよい。BOD負荷ではその72%が生活系負荷であることが判るが、これに更に下水処理場、し尿処理場による寄与を考慮すると、実際上は多摩川水系では生活系の汚濁負荷が圧倒的な部分を占めていることが理解される。

表5-1A 負荷発生量(水量)

10 m³/day

	自然系			産業系			生活系			都市活動	畜舎	処理場	計
	点	面	小計	届出	非届出	小計	届出	非届出	小計				
SETAGAYA KU	31	0	31	297	468	765	205	1753	1959	326	0	0	3083
HACHIOJI SHI	1509	12865	14374	1415	1638	3054	3338	2995	6333	614	4	5703	30083
TACHIKAWA SHI	77	0	77	408	124	533	492	13	505	60	1	5284	6462
MUSASHINO SHI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NIITAKA SHI	44	0	44	46	0	46	4	0	4	0	0	0	437
FUCHU SHI	1	0	1	876	561	1437	167	426	593	226	0	4343	4437
AKISHIMA SHI	237	0	237	906	491	1398	277	825	1102	210	0	5676	7936
CHOFU SHI	78	0	78	591	0	591	227	590	817	184	0	605	3554
KOGANEI SHI	20	0	20	27	67	94	30	362	393	72	0	270	1943
KODAIRA SHI	0	0	0	496	41	537	0	0	0	14	0	0	579
HINO SHI	2399	0	2399	2418	350	2768	1519	1106	2626	0	0	726	8521
KOKUBUNJI SHI	137	0	137	174	149	323	19	944	963	149	0	0	1574
KUNITACHI SHI	124	0	124	30	81	112	337	382	720	230	0	393	1581
FUSSA SHI	0	0	0	22	112	135	167	274	441	247	0	0	823
KOMAE SHI	0	0	0	0	0	0	15	0	15	0	0	0	15
MUSASHI-MURAYAMA	0	0	0	193	0	193	62	151	213	50	0	0	457
TAMA SHI	700	0	700	15	10	25	150	209	359	41	0	226	1352
INAGI SHI	1300	497	1797	518	202	721	139	519	658	100	0	1893	5171
AKIKAWA SHI	0	298	298	127	136	263	53	133	186	16	3	286	1054
HAMURA MACHI	0	0	0	833	223	1057	140	53	193	77	4	601	1934
RIZUHO MACHI	0	0	0	39	93	133	0	243	243	36	9	0	422
HINODE MACHI	0	2207	2207	0	79	79	60	166	226	34	0	0	2547
ITSUKAICHI MACHI	0	4584	4584	50	38	88	0	339	339	52	0	0	5064
HINOHARA MURA	0	10491	10491	0	9	9	0	63	63	18	0	0	10581
TAKATSU KU	0	0	0	1573	1495	3068	171	2192	2364	1579	0	0	7012
TAMA KU	0	0	0	1735	0	1735	505	2542	3048	1124	0	309	6217
OUHE SHI	0	0	0	244	25	269	67	155	223	74	0	0	568
TOTAL	6662	30942	37604	13081	6403	19484	8151	16444	24595	5542	26	26320	113534

表5-1B 負荷発生量(BOD)

10 g/day

	自然系			産業系			生活系			都市活動	畜舎	処理場	計
	点	面	小計	届出	非届出	小計	届出	非届出	小計				
SETAGAYA KU	30	0	30	5297	32194	37491	6174	333654	339828	14478	21	0	391850
HACHIOJI SHI	1433	2314	3747	37382	112224	149606	100146	572129	672275	27175	969	119424	973199
TACHIKAWA SHI	73	0	73	61119	4589	69708	14766	2577	17343	2711	277	79261	169376
MUSASHINO SHI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NIITAKA SHI	41	0	41	276	0	276	120	0	120	0	0	121618	122055
FUCHU SHI	1	0	1	9459	38535	47995	5013	81023	86036	10071	48	22707	166859
AKISHIMA SHI	225	0	225	5162	33675	38837	8325	157295	165620	9267	62	12112	226125
CHOFU SHI	74	0	74	5532	0	5532	6816	112573	119389	8166	165	5408	138736
KOGANEI SHI	18	0	18	157	4620	4777	924	68881	69805	3185	14	0	77801
KODAIRA SHI	0	0	0	3834	2825	6659	0	0	0	648	39	0	7347
HINO SHI	2275	0	2275	6326	24170	30496	45588	212313	257901	0	118	5332	296128
KOKUBUNJI SHI	130	0	130	2116	10434	12550	576	179093	179669	6700	242	0	199293
KUNITACHI SHI	118	0	118	329	5650	5979	10131	72271	82402	10131	56	6686	105374
FUSSA SHI	0	0	0	4287	7752	12040	5010	52330	57340	10901	28	0	80311
KOMAE SHI	0	0	0	200	0	200	450	0	450	0	0	0	650
MUSASHI-MURAYAMA	0	0	0	765	0	765	1875	28710	30585	2217	46	0	33615
TAMA SHI	644	0	644	30	807	837	4500	39578	44078	1846	1	2264	49692
INAGI SHI	1234	89	1324	3626	13875	17503	4179	98752	102931	4425	53	12093	138331
AKIKAWA SHI	0	53	53	933	9376	10307	1590	25579	27169	776	560	4577	43444
HAMURA MACHI	0	0	0	3370	15369	18739	4203	10197	14400	3456	734	3606	40936
RIZUHO MACHI	0	0	0	2977	6505	9483	0	46624	46624	1671	1260	0	59039
HINODE MACHI	0	396	396	0	5476	5476	1800	31798	33598	1531	195	0	41197
ITSUKAICHI MACHI	0	824	824	780	2803	3584	0	64814	64814	2381	111	0	71715
HINOHARA MURA	0	1887	1887	0	766	766	0	12119	12119	807	0	0	15580
TAKATSU KU	0	0	0	31840	102259	134099	5148	416653	421801	69381	0	0	625282
TAMA KU	0	0	0	34700	0	34700	15174	483162	498336	49336	0	6184	588757
OUHE SHI	0	0	0	3339	1750	5089	2037	29819	31856	3304	79	0	40329
TOTAL	6327	5565	11893	223844	439659	663503	244545	3131953	3376498	244773	5088	401275	4703031

表5-1C 負荷発生量 (Total-N)

10 g/day

	自然系			産業系			生活系			都市活動	畜舎	処理場	計
	点	面	小計	届出	非届出	小計	届出	非届出	小計				
SETAGAYA KU	36	0	30	1712	7601	9393	5968	23426	29394	9761	98	0	48679
HACHIOJI SHI	1433	9775	11208	19714	26776	46492	96007	37150	133957	10323	4055	114074	328112
TACHIKAWA SHI	73	0	73	2150	2049	4199	14273	169	14442	1827	1161	105682	127387
MUSASHINO SHI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MITAKA SHI	41	0	41	336	0	336	116	0	116	0	0	86870	87363
FUCHU SHI	1	0	1	12370	9194	21565	4845	5957	10803	6789	208	113538	152906
AKISHIMA SHI	225	0	225	11751	8038	19787	8047	10711	18758	6247	262	30280	75562
CHOFU SHI	74	0	74	3861	0	3861	6588	7570	14159	5505	696	13520	37817
KOGANEI SHI	18	0	18	254	1102	1357	893	4900	5793	2147	63	0	9380
KODAIRA SHI	0	0	0	12809	674	13483	0	0	0	437	164	0	14085
HINO SHI	2279	0	2279	27496	5765	33262	44068	12588	56656	0	504	21738	114441
KOKUBUNJI SHI	136	0	136	931	2487	3418	556	13390	13947	4516	1020	0	23033
KUNITACHI SHI	118	0	118	155	1347	1503	9793	5741	15534	6830	239	19665	43891
FUSSA SHI	0	0	0	212	1849	2061	4843	3596	8439	7350	123	0	17973
KOMAE SHI	0	0	0	6	0	6	435	0	435	0	0	0	441
HUSASHINURAYAMA	0	0	0	3672	0	3672	1812	2130	3942	1495	195	0	9306
TAMA SHI	664	0	664	319	192	511	4350	3100	7450	1244	8	4528	14408
INAGI SHI	1234	377	1612	7390	3311	10702	4039	7033	11073	2983	225	50195	76792
AKIKAWA SHI	0	226	226	3293	2236	5529	1537	1578	3115	523	2336	14305	26036
HANURA MACHI	0	0	0	6588	3667	10256	4062	663	4726	2330	3062	30050	50425
RIZUHO MACHI	0	0	0	261	1551	1812	0	2927	2927	1126	5258	0	11124
HINODE MACHI	0	1676	1676	0	1306	1306	1740	2073	3813	1031	816	0	8644
ITSUKAICHI MACHI	0	3462	3462	95	667	762	0	4126	4126	1605	471	0	10447
HINOHARA MURA	0	7971	7971	0	181	181	0	666	666	544	6	0	9370
TAKATSU KU	0	0	0	26340	24404	52744	4976	30093	35069	46781	0	0	134595
TAMA KU	0	0	0	24557	0	24557	14668	34696	49564	33398	0	6184	113704
UONE SHI	0	0	0	5902	417	6319	1969	1830	3799	2227	331	0	12678
TOTAL	6327	23510	29837	174184	104900	279085	236393	216323	452716	165031	21309	610629	1558609

表5-1D 負荷発生量 (Total-P)

10 g/day

	自然系			産業系			生活系			都市活動	畜舎	処理場	計
	点	面	小計	届出	非届出	小計	届出	非届出	小計				
SETAGAYA KU	3	0	3	401	662	1143	1090	8828	9918	1323	17	0	12405
HACHIOJI SHI	150	255	406	2630	2312	4942	17692	15198	32890	2484	807	11407	52938
TACHIKAWA SHI	7	0	7	1627	175	1802	2608	68	2676	246	231	10568	15533
MUSASHINO SHI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MITAKA SHI	4	0	4	196	0	196	21	0	21	0	0	8687	8911
FUCHU SHI	0	0	0	3706	792	4501	885	2136	3022	919	39	11353	19836
AKISHIMA SHI	23	0	23	1592	694	2286	1470	4168	5639	847	51	3028	11875
CHOFU SHI	7	0	7	1048	0	1048	1204	2984	4188	746	137	1352	7481
KOGANEI SHI	1	0	1	89	194	283	163	1821	1984	291	12	0	2473
KODAIRA SHI	0	0	0	1309	58	1368	0	0	0	59	32	0	1460
HINO SHI	239	0	239	4510	495	5006	8053	5662	13716	0	98	2173	21234
KOKUBUNJI SHI	13	0	13	690	214	904	101	4721	4823	610	201	0	6553
KUNITACHI SHI	12	0	12	120	115	235	1789	1898	3688	927	47	1966	6877
FUSSA SHI	0	0	0	60	158	219	885	1385	2270	997	23	0	3510
KOMAE SHI	0	0	0	5	0	5	79	0	79	0	0	0	84
HUSASHINURAYAMA	0	0	0	303	0	303	331	757	1088	203	39	0	1634
TAMA SHI	70	0	70	15	15	30	795	1040	1835	168	1	452	2558
INAGI SHI	130	9	139	2371	286	2658	738	2611	3349	404	44	5019	11616
AKIKAWA SHI	0	5	5	454	192	647	280	680	961	70	466	1430	3581
HANURA MACHI	0	0	0	837	316	1153	742	270	1012	315	611	3005	6098
RIZUHO MACHI	0	0	0	110	135	245	0	1239	1239	151	1050	0	2685
HINODE MACHI	0	43	43	0	112	112	318	643	1161	139	162	0	1619
ITSUKAICHI MACHI	0	90	90	24	55	80	0	1721	1721	216	92	0	2200
HINOHARA MURA	0	208	208	0	14	14	0	322	322	73	0	0	619
TAKATSU KU	0	0	0	2738	2110	4849	909	11010	11919	6352	0	0	23121
TAMA KU	0	0	0	2251	0	2251	2680	12767	15447	4533	0	618	22850
UONE SHI	0	0	0	374	35	410	359	794	1153	302	65	0	1931
TOTAL	665	612	1278	27555	9046	36601	43200	82934	126134	22384	4233	61062	251695

5.2 多摩川の水質の統計的性質

本節では予測モデルの検証に必要な多摩川の実測水質の統計的性質を、東京都及び建設省が行なっている測定結果から分析する。データは、東京都環境保全局「都内河川内湾の水質（資料編）」によった。このデータは毎月1回の周日観測（1日4回ないし8回の採水）によるもので、降雨による増水時には行なわれないため、概ね定常的条件下のデータと考えてよい。

図5-2は、昭和51年度から昭和55年度までの5ケ年間に、調布堰上で観測されたBOD、T-N、 PO_4-P の出現頻度を示したものである。BODでは 7.5 mg/l のランクが最頻値で、これを中心に3から 27 mg/l までの範囲の値を示し、分析の形としてはやや低濃度側に偏った正規分布状をしている。T-N、 PO_4-P も概ね同様の傾向を示し、最頻値はT-Nが5.6、 PO_4-P が 0.6 mg/l を示した。この分布を正規確率プロットしたものが図5-3A~Cである。図中の白丸は、通常の正規プロットで黒丸は、データを対数で変換したのち正規プロットを行なったものであり、横軸はデータ（あるいは対数変換したデータ）のレンジを等間隔に区切ったものである。この図のBODとT-Nを見ると対数変換したもののほうが直線的であり、水質の分布が概ね対数正規分布に近いことを示している。また PO_4-P についても低濃度の特異値があるほかは、やや対数変換したもののほうが直線性が高いようである。

つぎに季節的変動を見てみよう。図5-4は同じく調布堰でのBOD、T-N、 PO_4-P の毎月の平均値を3ヶ月の移動平均を取って並べたものである。これを見ると周期的変化が明瞭に読みとられ、夏期（6月~10月）に低く、冬期（12月~3月）に高いことが判る。これはBOD、T-N、 PO_4-P すべてに共通したパターンである。なお、水質の経年的変化の面では、1980年上半期にやや低いものの、ほとんど変化が見られず、よく取り沙汰される多摩川の水質改善は今のところうかがうことができない。

縦断変化を見たものが、図5-5で多摩川本流の7ヶ所（拝島橋、日野橋、関戸橋、多摩河原橋、多摩水道橋、二子橋、調布堰）の水質の平均と変動範囲をあらわしたものである。変動の範囲は、対数変換した水質の平均、分散より得られた $\mu \pm \sigma$ を再び水質に変換し戻したものである。これを見るとこの区間での水質にはあまり縦断的变化が無く、下流に向かったわずかの濃度上昇が見られるのみである。又、データを夏期（6月~11月）、冬期（12月~5月）の2群に分け、その平均と分散を求めたのが表5-3である。これを見ると平均して冬期は夏期より50%~100%大きな値となることが判る。夏期には水温が上昇することによって、河床付着又は浮遊生物群の活動が活発になった結果と考えられる。

以上を総括すると次のようになる。

1. 水質観測データは、全体として見ると対数正規分布に近い分布を示す。
2. 月ごとの季節変化では、夏期に低く冬に高いという周期変化が見られる。
3. 縦断的には多摩川の水質には特に顕著な上下が見られず下流に向ってわずかに増加する。

HISTOGRAM OF VARIABLE		2 BOD		SYMBOL		COUNT		MEAN		ST.DEV.		FREQUENCY		PERCENTAGE			
INTERVAL		CHOFU		G		400		7.427		3.349		INT. CUM.		INT. CUM.			
NAME		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
* 3.0000 *	-----																
* 4.3000 *	*****																
* 4.0000 *	*****																
* 7.5000 *	*****																
* 9.0000 *	*****																
* 10.500 *	*****																
* 12.000 *	*****																
* 13.500 *	*****																
* 15.000 *	*****																
* 16.500 *	*****																
* 18.000 *	*****																
* 19.500 *	*****																
* 21.000 *	*****																
* 22.500 *	*****																
* 24.000 *	*****																
* 25.500 *	*****																
* 27.000 *	*****																
* 28.500 *	*****																
* 30.000 *	*****																
* 31.500 *	*****																
* 33.000 *	*****																
* 34.500 *	*****																
* 36.000 *	*****																
* 37.500 *	*****																
* 39.000 *	*****																
* 40.500 *	*****																
* 42.000 *	*****																
* 43.500 *	*****																

HISTOGRAM OF VARIABLE		3 TN		SYMBOL		COUNT		MEAN		ST.DEV.		FREQUENCY		PERCENTAGE			
INTERVAL		CHOFU		G		210		7.271		2.550		INT. CUM.		INT. CUM.			
NAME		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
* .70000 *	-----																
* 1.4000 *	-----																
* 2.1000 *	-----																
* 2.8000 *	-----																
* 3.5000 *	-----																
* 4.2000 *	*****																
* 4.9000 *	*****																
* 5.6000 *	*****																
* 6.3000 *	*****																
* 7.0000 *	*****																
* 7.7000 *	*****																
* 8.4000 *	*****																
* 9.1000 *	*****																
* 9.8000 *	*****																
* 10.500 *	*****																
* 11.200 *	*****																
* 11.900 *	*****																
* 12.600 *	*****																
* 13.300 *	*****																
* 14.000 *	*****																
* 14.700 *	*****																
* 15.400 *	*****																
* 16.100 *	*****																
* 16.800 *	*****																
* 17.500 *	*****																
* 18.200 *	*****																
* 18.900 *	*****																
* 19.600 *	*****																

HISTOGRAM OF VARIABLE		4 PO4		SYMBOL		COUNT		MEAN		ST.DEV.		FREQUENCY		PERCENTAGE			
INTERVAL		CHOFU		G		210		0.644		0.272		INT. CUM.		INT. CUM.			
NAME		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
* .10000 *	-----																
* .20000 *	-----																
* .30000 *	-----																
* .40000 *	-----																
* .50000 *	-----																
* .60000 *	-----																
* .70000 *	-----																
* .80000 *	-----																
* .90000 *	-----																
* 1.00000 *	-----																
* 1.10000 *	-----																
* 1.20000 *	-----																
* 1.30000 *	-----																
* 1.40000 *	-----																
* 1.50000 *	-----																
* 1.60000 *	-----																
* 1.70000 *	-----																
* 1.80000 *	-----																
* 1.90000 *	-----																
* 2.00000 *	-----																
* 2.10000 *	-----																
* 2.20000 *	-----																
* 2.30000 *	-----																
* 2.40000 *	-----																
* 2.50000 *	-----																
* 2.60000 *	-----																
* 2.70000 *	-----																
* 2.80000 *	-----																

図5-2 調布堰でBOD, T-N, PO4-Pの発現頻度
(昭和51年度より昭和55年度迄5ヶ年間)

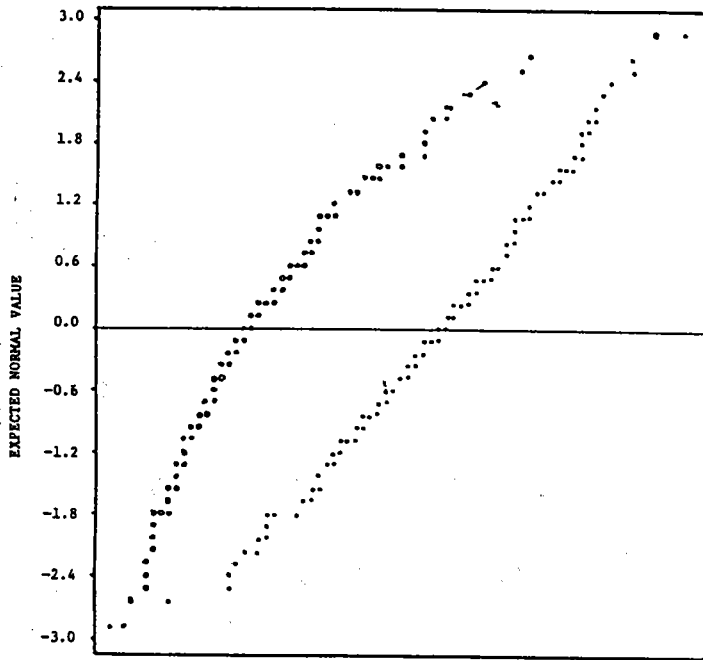


図5-3A 調布堰BODの正規確率プロット

- 正規確率
- 対数正規確率

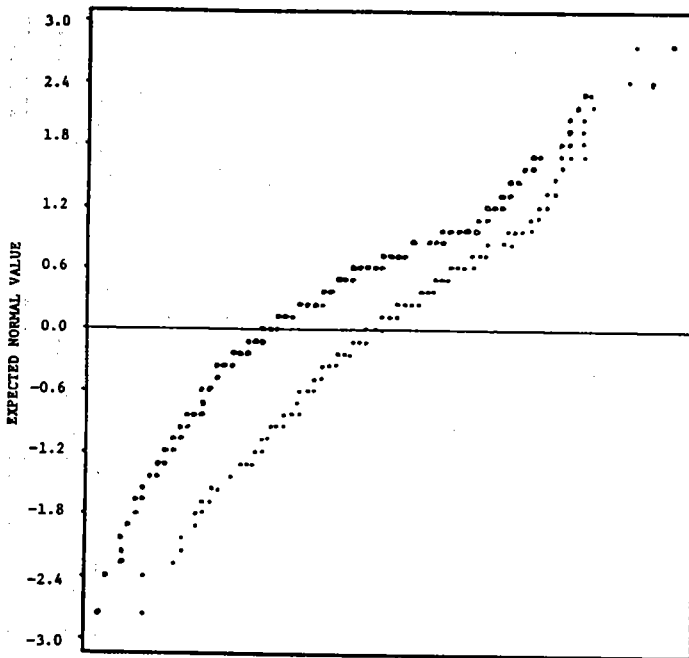


図5-3B 調布堰T-Nの正規確率プロット

- 正規確率
- 対数正規確率

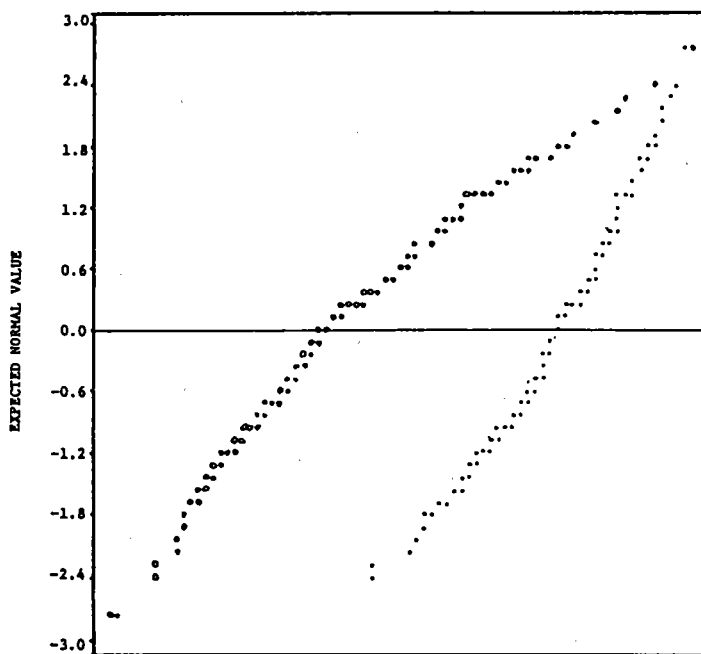


図5-3C 調布堰 $\text{PO}_4\text{-P}$ の正規確率プロット

- 正規確率
- 対数正規確率

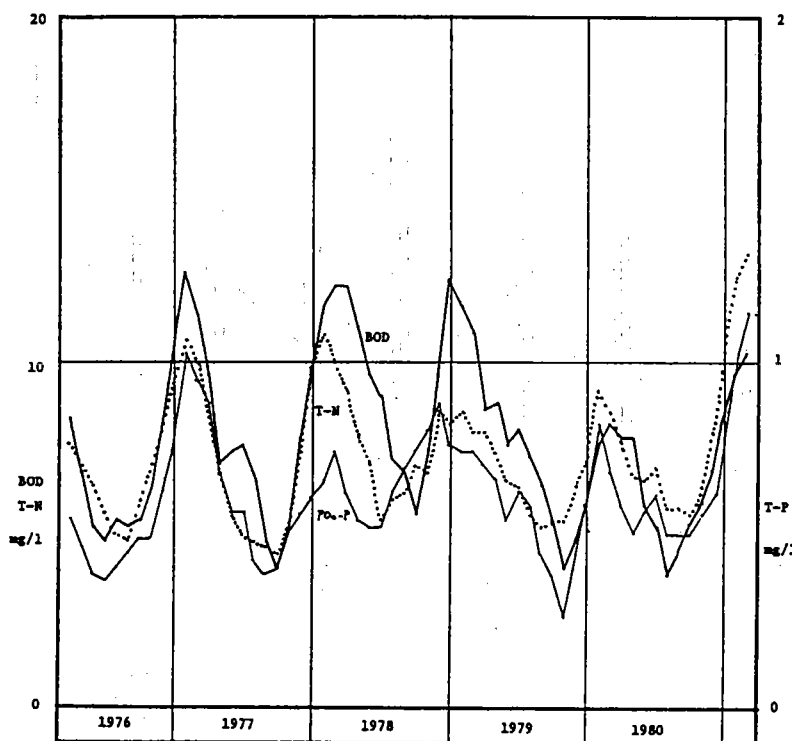


図5-4 調布堰における水質の季節変動
(3ヶ月移動平均)

表5-3 多摩川の地点ごとの水質

	BOD		T-N		PO ₄ -P		
	平均 μ	分散 σ	平均	分散	平均	分散	
拜島橋	夏期	3.19	1.36	3.72	1.27	0.265	0.118
	冬期	6.05	2.80	6.71	2.82	0.469	0.207
河原橋	夏期	7.02	3.80	6.37	1.56	0.624	0.296
	冬期	10.47	4.10	10.74	3.38	1.074	0.511
調布堰	夏期	6.11	2.23	5.61	1.34	0.538	0.196
	冬期	9.53	3.07	9.12	2.39	0.756	0.283

夏期： 6月-11月

冬期： 12月- 5月

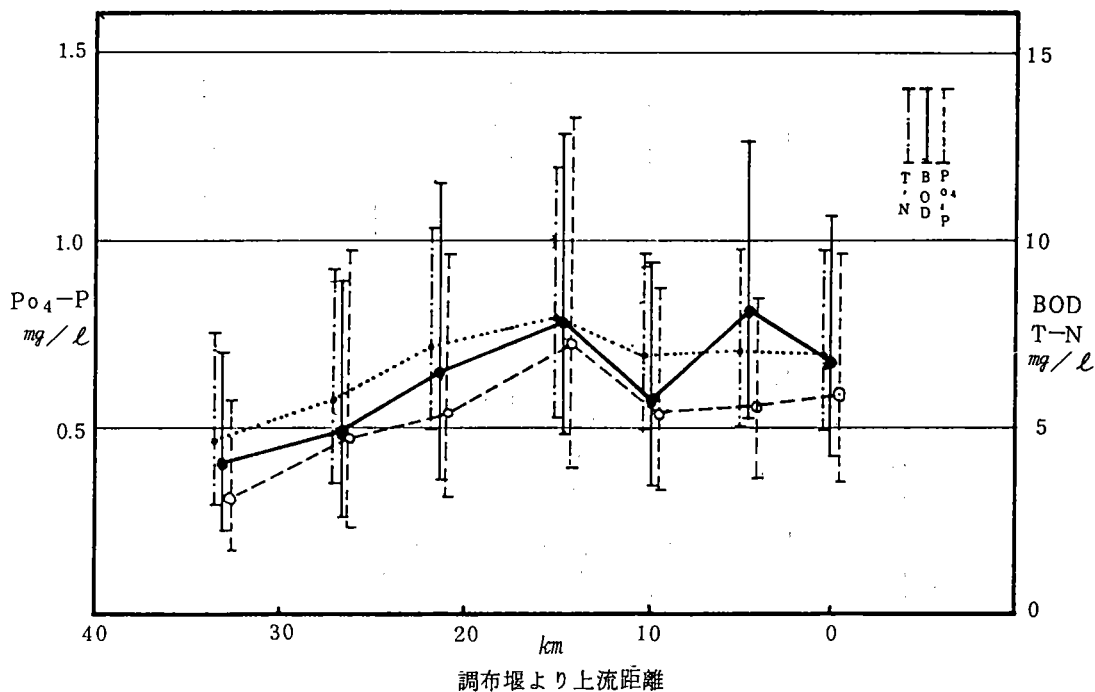


図5-5 多摩川の平均水質の縦断分布と変動の範囲
 (変動の範囲とは濃度の対数変換後の $\mu \pm \sigma$ を)
 再変換して濃度に戻したもの

5.3 水質予測 — その1 点予測モデル

第一章で述べた流系モデルの多摩川への適用を行なう。流系モデルは、他の多くのモデル同様、決定論的モデルであり、入力データとパラメータのひと組に対して予測値がひとつ定まる。本節ではこの考え方による一点予測を行なう。入力データに関しては前節までに、バスターデータと汚濁負荷データについて既に述べたので、残るパラメータについて述べる。

パラメータ

水質を決定するパラメータで最も重要なものは浄化係数である。先に述べたように多摩川ではこれに関する報告例がいくつかある。また一次、二次排水路などについては第四章で行なった実験に基づいて推定した。このようにして推定したパラメータを表5-4A, Bに示した。このうち、支流、排水路の流速と水深のみ、実測ではなく、現地などでの視察をもとに推定し、仮定したものである。

また、フィルターに関しては、2種類のフィルターのうち不連続フィルターのみを考察し、連続フィルターは多摩川では無視し得ると仮定した。それは過去の報告（たとえば村上雅博“伏流水の機構—多摩川におけるケーススタディ”，土木学会第19回水理講演会予稿集〈1975〉など）で、多摩川の

表5-4A 支流、排水路のパラメータ

	流速 m ² /sec	水深 m	浄化係数		
			BOD	N 1/hr	P
一次排水路	0.1	0.02	0.54	0.21	0.094
二次排水路	0.3	0.10	0.108	0.21	0.094
支 流	0.5	0.20	0.054	0.21	0.094

表5-4B 本流区間別パラメータ

区間 〔調布堰よりkm〕	流速 m/sec	浄化係数		
		BOD	N 1/hr	P
0. - 4.5	0.344	0.066	0.02	0.02
4.5 - 9.2	0.398	0.078		
9.2 - 12.5	0.300	0.018		
12.5 - 14.6	0.251	0.024		
14.6 - 18.1	0.579	0.075		
18.1 - 21.5	0.306	0.017		
21.5 - 26.6	0.222	0.039		
26.6 - 32.9	0.210	0.0063		
32.9 - 40.5	0.151	0.0063	0.02	0.02

伏流が、下流部で再表流化するいわゆる一時的伏流であると考えられるからである。不連続フィルターの実体である用水取水は、表5-5に掲げるように多摩では9ヶ所（四谷下堰では昭和53年に取水はなかった）で行なわれ、そのうち農業用が7ヶ所、上水道用が2ヶ所である。このうち実際に取水されるのは農業用水に関しては5月から10月までのかんがい期であり、冬は一般に取水されない。これに対し、水道用水は年間を通して取水される。

表5-5 多摩川本流取水点からの取水量 (m^3/sec)

取水点	調布堰からの 距離km	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	AVERAGE	非かんがい期
								Jun - Sept	
昭和用水	34.6	0.65	0.93	0.79	0.66	0.45	0.00	0.71	0.00
日野用水	32.0	0.73	0.58	1.11	1.03	1.12	0.67	1.04	0.00
府中用水	26.4	0.15	1.56	1.20	1.27	0.86	0.06	1.22	0.00
四谷本宿用水	25.0	0.96	1.15	0.76	1.17	0.73	0.00	0.95	0.00
四谷下堰	23.7	0.00					0.00	0.00	0.00
大丸用水	19.2	0.59	1.06	1.12	1.09	0.95	0.59	1.06	0.00
上河原堰	12.5	1.07	1.24	1.60	1.65	1.45	0.95	1.49	1.00
宿河原堰	9.2	0.34	0.37	0.37	0.40	0.37	0.39	0.38	0.38
砂上浄水場	8.1	0.79					0.79	0.79	0.79
砂下浄水場	0.3	0.46					0.46	0.46	0.46

計算の結果

以上の予備的検討をもとに、流系モデルを用いて多摩川の水質計算を行なった。多摩川各位置での水質計算の結果を図5-6A（かんがい期）及び図5-6B（非かんがい期）に示した。計算の方法は、本流0.5kmごとに、モデル(2-14)式を定義することによって行なった。この図を先にあげた図5-5に比較すると、上流の拝島橋（調布堰より33km）を除いて、かなり良好な実測値との一致が得られたと言って良い。多摩川の特徴は、支流からの汚濁流入と本流での浄化作用がだいたい均衡して、縦断的には水質がほぼ一定に保たれることであり、これはモデルの計算で良く再現されている。上流の拝島橋で実際の水質が計算値よりもかなり悪いのはこの区域の最大の汚濁源である羽村都市下水路の水質が極めて悪いと思われる、本計算で期待したような浄化が機能していないものと推定される。これは新しい都市下水路では一般に流下時間が短いためと考えられる。項目別に見ると、BODは最も現況を良く再現しているが、リンはやや高め、窒素はやや低めの値が計算結果として得られた。リンは計算では総リンとして扱ったのに対し、図5-5など実際に測定されているのは主にリン酸態のもののみであるための不一致と思われる。ところが窒素に関しては計算値が4~5mg/lであるのに対し、実

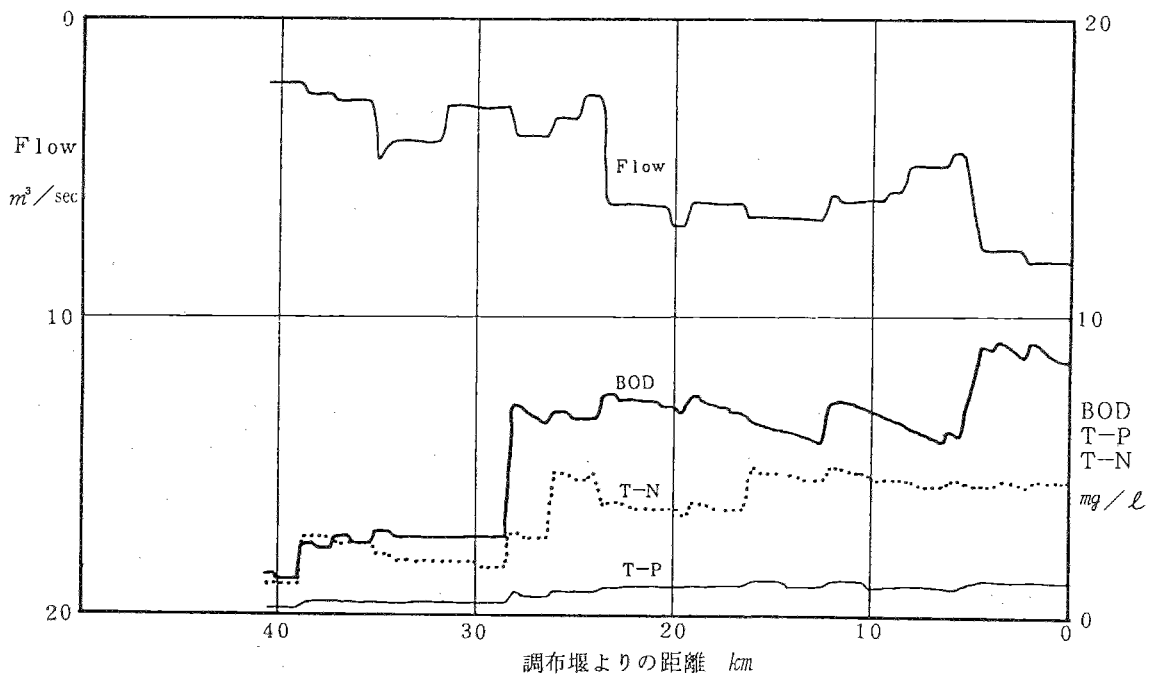


図5-6A 多摩川の水質点予測(かんがい期)

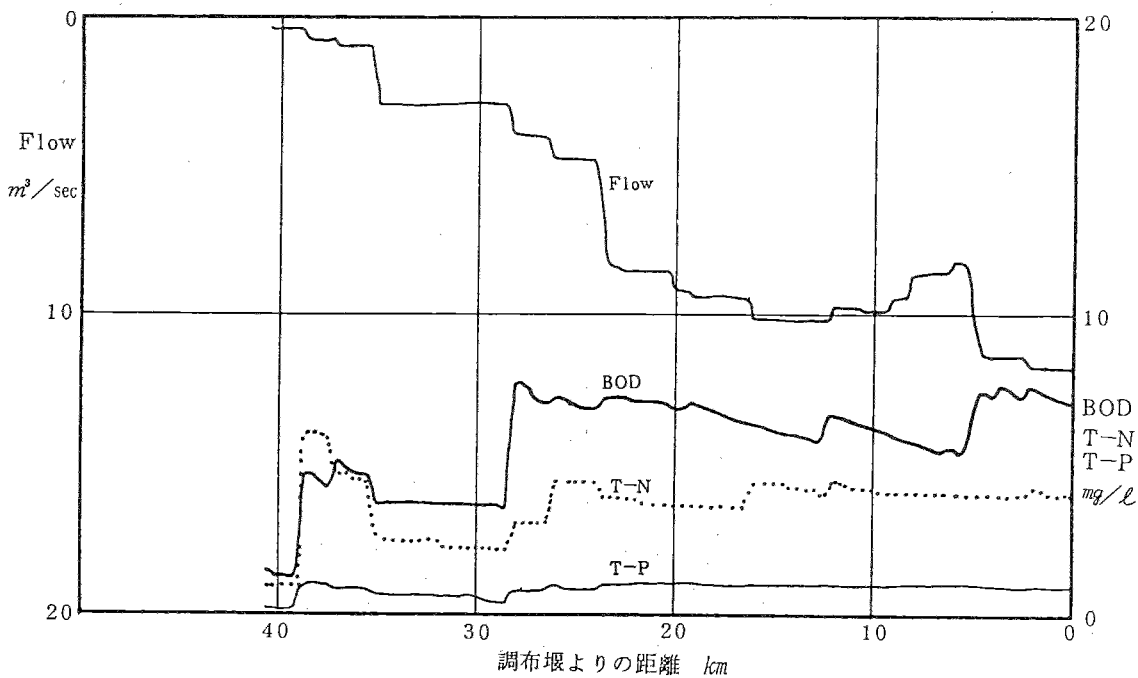


図5-6B 多摩川の水質点予測(非かんがい期)

測値は5~8 mg/lと若干の開きがあり、これに関しては他の要因は考えられないので、表5-4に示したパラメータの問題と思われる。つまり、表5-4のパラメータはやや過大と判断されるが、ここではパラメータはでき得る限り実験又は観測に基づくという立場からあえて修正は施さなかった。

つぎに流量を見てみる。多摩川の基準観測点は中流部では石原地点(調布堰より17.6 km)のみであるが、この点での流量を示したのが図5-7である。これを見ると、明確な基底流量が観察でき、多摩川が都市排水で涵養される典型的都市河川であることが判る。この基底流量は降雨に影響されない定常流量と考えられるが、その大きさは7~8 m³/sec程度で、これは計算値のかんがい期と非かんがい期のふたつの流量の間であり、この計算値は概ね良好な推定とすることができる。しかし、図5-7では、かんがい期であるなしにかかわらず基底流量が通年的に一定となっている。その理由はまだ判りかねるが、農業用水として取水されたものは種々の経路を通して最終的にはそのほとんどが河川に再び戻っているものと推察できる。もうひとつ、調布堰の取水地点での流量をまとめたものが表5-6である。流量データの中央値である平水流量は、ここでは9.5 l m³/secであり、これはやはりかんがい期、非かんがい期のふたつの計算値8.2 m³/secと11.8 m³/secの範囲に落ちており、これも良好な一致とすることができる。

本流から支流に目を移し、支流及び二次排水路の水質を計算で求めてみる。その結果が表5-7で、これに対応する実測データが表5-8である。なお表5-7のうち程久保川がゼロとなっているが、これは浅川と合流点と同じであるため、一括して扱ったためである。この2つの表を比較すると支流によって合うものもあり、合わないものもある。合わないもののうち重要なものは先に述べた羽村都市下水路であり、逆に合うものとしては野川、浅川などの比較的大きな支流があげられる。表5-8のうち、DRAIN(二次排水路など)については、測定回数も極めて少なく、時間変動を受け易いため、これ以上の比較検討は今後の精密な測定に待つ他はない。

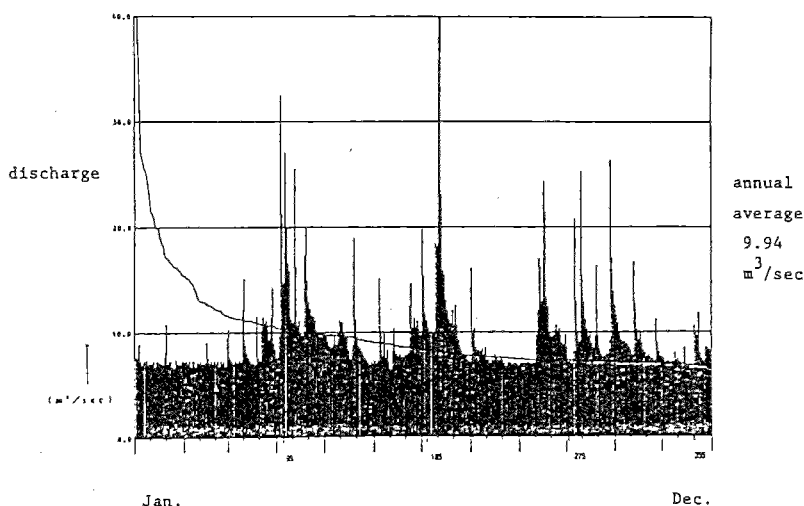


図5-7 多摩川石原観測点における流量
(流量年表昭和53年版)

最後に、多摩川各地点の汚濁に、どの汚濁源が寄与しているかを見たものが図5-8である。これはBODに関して、区市町村ごとの汚濁流達量を比較したもので、これを見ると、浅川流入後の中流区間では八王子市が最大の汚濁源であるのに対して、下流部5km以下(二子橋の下流)の区間では、川崎市が大半の汚濁発生源を占めている。川崎市は下水道の普及が遅れており、その結果、多摩川を汚していることが判る。

以上のことから、この予測法：流系モデルは従来の予測システムに比較して精度が良好で、多くの情報を得ることができることが証明されたと言えるだろう。

表5-6 調布堰での流量 (m³/sec)

年	豊水	平水	低水	渇水	平均
1955	22.20	11.07	7.86	2.92	21.33
1956	30.61	17.06	9.71	6.74	27.89
1957	23.48	10.97	4.97	1.74	20.52
1958	22.31	7.89	3.65	1.96	25.59
1959	31.26	18.40	13.56	9.86	35.64
1960	15.09	9.52	6.36	2.32	14.53
1961	11.82	6.60	3.40	1.71	16.38
1962	9.36	3.62	1.88	0.73	9.34
1963	11.19	4.30	1.71	1.03	10.61
1964	9.82	5.08	1.96	0.91	8.91
1965	17.02	6.12	1.88	1.14	20.73
1966	24.56	11.23	6.08	1.61	27.85
1967	8.58	3.13	1.80	1.05	8.02
1968	21.57	11.19	4.44	1.65	20.95
1969	20.27	13.51	10.02	6.12	17.59
1970	16.95	10.91	7.74	5.46	17.64
1971	15.18	5.87	6.66	4.51	16.81
1972	19.12	11.75	8.46	4.22	25.97

(市川「都市河川の環境科学」による)

表5-7 支流流入時の水質, 計算値

支流/排水路	濃度 (mg/L)							
	負荷				BOD		P	
	J	DOU	H	P	BOD	H	P	
KOSUGI DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
KANINUMARE DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
TODOROKI DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
YAZAMA DRAIN	19044.	192994.	30041.	23020.	14.215	3.747	2.292	
MIYAGUCHI DRAIN	10777.	577644.	213090.	40023.	30.763	11.340	2.483	
SHIMOHIGE DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	3.0	0.0	
SUNA DRAIN	13317.	040070.	101045.	30490.	40.665	12.153	2.740	
FUTAKO DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
NOGAWA RIVER	111041.	1075175.	494395.	101501.	10.706	4.421	1.447	
MIRASE RIVER	155199.	1955409.	072211.	202396.	12.600	4.331	1.304	
SEKI DRAIN	700.	230047.	90070.	17404.	32.754	13.543	2.400	
UNANE DRAIN	1037.	47112.	17014.	3130.	24.907	9.440	1.663	
KATA DRAIN	150.	224.	1355.	472.	1.494	9.031	3.144	
KOBUKIYU DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
KOKUGO RIVER	227.	3010.	1004.	082.	15.940	8.300	3.005	
CHOFU DRAIN	3302.	04030.	10540.	6279.	19.034	5.009	1.902	
MISAWA RIVER	5930.	1100593.	572459.	123970.	19.063	9.632	2.086	
YANAGUCHI DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
KOREHASA AKUSUI	06017.	357993.	1012090.	135303.	5.423	15.340	2.050	
YATA RIVER	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
YAZAKICHO DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
KOREHASA DRAIN	17004.	430003.	100012.	44004.	24.051	10.500	2.475	
OGURI RIVER	54223.	551472.	104743.	44296.	0.401	3.038	0.817	
KUNITACHI DRAIN	7554.	135222.	47774.	17030.	18.300	6.496	2.397	
HODOKUBO RIVER	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
ASAKAWA RIVER	290041.	2292429.	905971.	300150.	7.744	3.054	1.034	
MINO DRAIN	21394.	239401.	49110.	20020.	11.193	2.290	1.310	
KUNITACHI YAHU DRAIN	2933.	5904.	52090.	11904.	13.037	17.700	4.086	
MIYUKI RIVER	1714.	53490.	10540.	5114.	31.205	6.154	1.817	
NEGAWA RIVER	53023.	133940.	007493.	94207.	9.605	15.227	1.777	
ZANBOKI RIVER	49709.	1304733.	420063.	120434.	27.454	0.450	2.423	
YAJI RIVER	37202.	447025.	104974.	20744.	12.050	2.022	0.719	
TAMA JORYU DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
MIYAGAWA DRAIN	0.	0.	0.	0.	0.0	0.0	0.0	
FUSSA DRAIN	0239.	339040.	92745.	20110.	41.249	11.203	3.170	
AKI RIVER	104544.	152045.	134002.	30754.	1.172	0.045	0.107	
MIRAI RIVER	27957.	201155.	40051.	13414.	7.195	1.461	0.480	
HANAWA TOSHIGESUIRO	25024.	255010.	400037.	05249.	11.709	16.330	2.529	
HANAWA DRAIN	200000.	422000.	100000.	10200.	1.210	0.940	0.051	

表5-8 支流流入時の水質, 測定値

支流/排水路	検体数	流量 (M ³ /SEC)	BOD (MG/L)	TOTAL-N (MG/L)	PO ₄ -P (MG/L)
1 KOSUGI DRAIN					
2 KANINUMARE DRAIN					
3 TODOROKI DRAIN					
4 YAZAMA DRAIN	1 (5)	0.19	27.4	8.5	2.64
5 MIYAGUCHI DRAIN	1 (7)	0.17	36.9	7.7	2.32
6 SHIMOHIGE DRAIN	1 (5)	0.04	31.7	15.2	3.37
7 SUNA DRAIN	1 (7)	0.29	61.6	6.6	1.70
8 FUTAKO DRAIN					
9 NOGAWA RIVER	24/6	1.57 (+0.78/-0.52)	13.2 (+8.5/-5.2)	10.7 (+2.4/-2.0)	0.96 (+0.42/-0.29)
10 MIRASE RIVER	1 (7)	3.03	17.2	6.8	0.99
11 SEKI DRAIN	1	0.18	42.6		
12 UNANE DRAIN					
13 KATA DRAIN					
14 NOSORITO DRAIN	1 (7)	0.16	31.3	6.9	1.53
15 KOKUGO DRAIN	1 (5)	0.06	15.9	24.9	3.50
16 CHOFU DRAIN	12/6	0.14 (+0.20/-0.08)	32.8 (+37.8/-17.4)	13.3 (+13.6/-6.7)	1.56 (+1.43/-0.74)
17 MISAWA RIVER	1 (7)	0.56	22.5	5.9	1.33
18 YANOKUCHI DRAIN					
19 KOREHASA AKUSUI	12/6	0.52 (+0.54/-0.26)	14.3 (+10.7/-6.7)	8.26(+2.19/-1.73)	0.94 (+0.30/-0.23)
20 YATA RIVER					
21 YAZAKICHO DRAIN					
22 KOREHASA DRAIN	1	0.23	30.9	5.6	6.3
23 OGURI RIVER	36/6	0.66 (+0.70/-0.34)	6.9 (+2.5/-1.8)	4.10 (+0.74/-0.63)	0.36 (+0.17/-0.14)
24 KUNITACHI DRAIN	1 (5)	0.10	65.1	25.4	4.92
25 HODOKUBO RIVER	24/6	0.31 (+0.24/-0.14)	8.2 (+5.6/-3.4)	6.33 (+1.66/-1.32)	0.76 (+0.33/-0.22)
26 ASAKAWA RIVER	56/36	2.70 (+1.98/-1.14)	11.0 (+6.0/-3.9)	8.80 (+2.19/-1.75)	0.71 (+0.31/-0.22)
27 MINO DRAIN	12/6	0.61 (+0.33/-0.21)	9.7 (+6.8/-4.0)	11.40 (+4.08/-3.00)	1.13 (+0.44/-0.31)
28 KUNITACHI YAHU DRAIN	1 (5)	0.10	32.2	35.0	1.94
29 MIDORI RIVER					
30 NEGAWA RIVER					
31 ZANBOKI RIVER	24/6	0.90 (+0.41/-0.28)	18.1 (+15.9/-8.5)	8.52 (+1.99/-1.61)	1.21 (+0.20/-0.17)
32 YAJI RIVER	24/6	0.85 (+0.23/-0.18)	8.2 (+8.7/-4.2)		0.37 (+0.63/-0.23)
33 TAMAJORYU DRAIN	1	0.36	11		
34 MIYAGAWA DRAIN					
35 FUSSA DRAIN	1	0.44	10		
36 AKI RIVER	24/6	2.14 (+1.02/-0.72)	1.05 (+0.54/-0.36)	1.23 (+0.27/-0.22)	0.023 (+0.005/-0.004)
37 MIRAI RIVER	24/6	0.31 (+0.61/-0.20)	1.23 (+0.86/-0.51)	2.77 (+0.52/-0.45)	0.045 (+0.010/-0.008)
38 HANAWA TOSHIGESUIRO	12/6	0.45 (+0.14/-0.11)	37.3 (+22.4/-16.1)	26.3 (+6.9/-5.4)	2.48 (+0.45/-0.30)

出典：東京都「都内河川, 内湾の水質」(1978)

Note: No. of samples N_1 / N_2
 N_1 : BOD, N_2 : nutrients

川崎市「多摩川中流域の水質予測調査報告書」(1977)

: Values in parenthesis show standard deviation in log-normal distribution

東京都「多摩川総合調査報告書」(1974)

市川新, とうきゅう環境浄化財団(1978)

調布堰からの距離 km

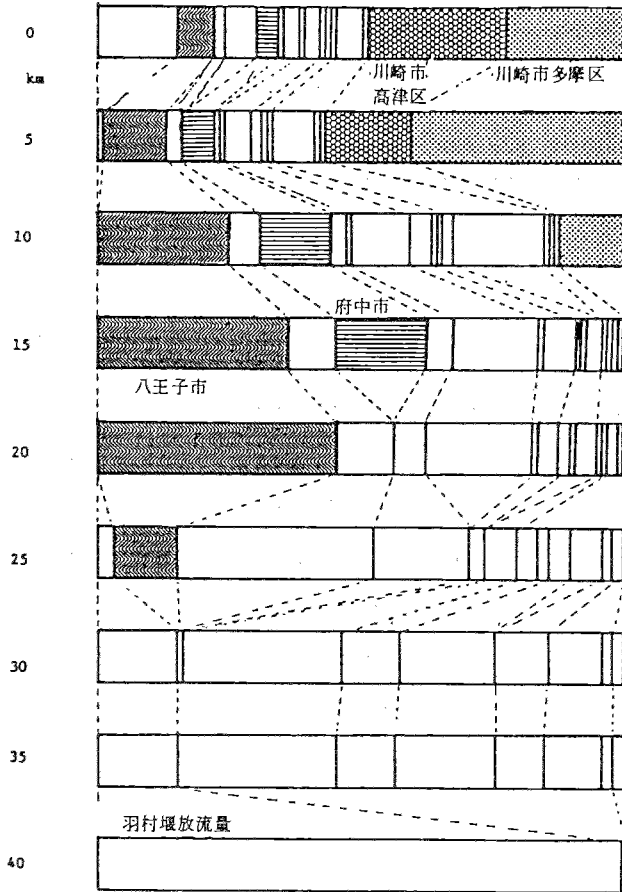


図5-8 多摩川本流へのBOD汚濁寄与状況

5.4 水質予測 — その2 モンテカルロ型予測モデル

2.3節で述べた方法を多摩川に適用する。これは、ひと組のパラメータによってモデルを定義するのではなく、モンテカルロシミュレーションの方法を用いて予測を行なおうとするものである。

多摩川の流系モデルには合計48個のパラメータがある。このおのおののパラメータの存在可能領域の上限と下限は、過去の報告例(表4-1など)又は実験値より求めた。多摩川本流の流速、BODの k は、5例以上の報告があるものに関しては最大の値と最小の値をひとつずつ除外した範囲とし、5例以下の場合には最大値から最小値までの全範囲とした。また同じく窒素とリンは、過去の報告例から筆者らが再計算して得た。一次、二次の排水路と支流に関しては、先にもとめた推定値の上下に若干の余裕をもたせて設定した。こうして得た各パラメータの範囲は表5-9に示した。予測計算はBOD、N、Pを別個に行なうが流速は共通なため、ひとつの項目について使用するパラメータの数は24個であり、この組をパラメータベクトルと定義した。

表5-9 パラメータの設定領域

区 間	流 速 m/sec		K (B O D) 1 / 時		K (N) 1 / 時		K (P) 1 / 時	
	minimum	maximum	min	max	min	max	min	max
一 次 排 水 路	0.05	0.20	0.25	1.00	0.0	0.30	0.0	0.30
二 次 排 水 路	0.15	0.60	0.05	0.20	0.0	0.30	0.0	0.30
支 流	0.25	1.00	0.03	0.12	0.0	0.30	0.0	0.30
1 0-4.5 km	0.152	0.329	0.010	0.140	-0.04	0.10	-0.04	0.10
2 4.5-9.2 km	0.158	0.486	0.014	0.144	-0.04	0.10	-0.04	0.10
3 9.2-12.5 km	0.308	0.429	0.021	0.089	-0.04	0.10	-0.04	0.10
4 12.5-14.6 km	0.298	0.623	0.016	0.160	-0.04	0.10	-0.04	0.10
5 14.6-18.1 km	0.452	0.530	-0.009	0.077	-0.04	0.10	-0.04	0.10
6 18.1-21.5 km	0.208	0.486	0.003	0.056	-0.04	0.10	-0.04	0.10
7 21.5-26.6 km	0.131	0.152	0.015	0.062	-0.04	0.10	-0.04	0.10
8 26.6-32.9 km	0.297	0.505	0.070	0.128	-0.04	0.10	-0.04	0.10
9 32.9-40.5 km	0.260	0.463	0.032	0.128	-0.04	0.10	-0.04	0.10

また、モデルの応答は、調査堰、多摩河原橋、野川合流点前、浅川合流点前の4ヶ所で実際の水質の出現範囲と照合させることとし、その出現範囲は表5-10のように与えた。この範囲は、昭和51年から55年までの水質の積算分布の5%から95%までの領域で、言い換えると水質データの最大の5%と最小の5%を特異値として切り捨てた範囲である。

説明が前後するが、表5-10のように計算は夏期と冬期の2期に分けて行なうこととした。夏期は6月から11月まで、冬期は12月から5月までとし、かんがい期は夏期に重なり、非かんがい期は冬期に重なるものと仮定した。試行は夏期、冬期別にBOD、窒素、リン各々4560回づつ行なった。このうち水質の制約にすべて適合したのは、夏期にBODが2638回、窒素が1083回、リンが1160回で、冬期にはBODで754回、窒素で601回、リンで1677回である。

適合パラメータベクトルの特性

モデルに与えたパラメータベクトルは、毎回その制約領域の中からランダムに取り出しているため、その各要素はすべて全体として上限から下限まで矩形の分布をするが、条件を満たした適合パラメータベクトルの要素には若干の偏りが見られる。図5-9は、適合パラメータベクトルの要素の分布の例で、夏期のリンモデルのものであるが支流の流速と0~4.5km区間のKは大きい側に偏り、支流のKは0.05~0.08の間が最も計算値が水質制約に適合し易い。このような偏りは一般的にすべての要素に見られ

表 5-10 水質の制約領域

チェック地点		BOD (mg/l)		N (mg/l)		P (mg/l)	
		min	max	min	max	min	max
夏 期	調査堰	2.6	10.0	3.7	8.0	0.21	0.77
	野川	5.6	26.5	8.5	12.0	0.57	1.37
	多摩河原橋	2.6	11.0	4.2	9.2	0.17	1.21
	浅川	3.9	14.0	4.7	10.0	0.19	0.90
冬 期	調査堰	5.0	15.0	5.5	12.6	0.30	1.23
	野川	7.1	39.0	8.6	17.4	0.65	1.84
	多摩河原橋	5.4	18.0	5.6	15.7	0.35	2.02
	浅川	6.5	24.0	6.4	17.2	0.28	1.38

るものではなく、一種類のパラメータベクトルのうち2~3個の要素のみがクリティカルに結果に影響を与える。また、夏期のリンについて適合パラメータベクトルの要素間の相関を見たものが表5-11である。これを見ると一般的に相関係数の値は極めて小さく、モンテカルロ法のランダムネスが発揮されていることが判る。このなかでは先の図5-9にあげた組み合わせ、支流の流速とK(x(3)とx(15))のみ0.4376と比較的大きな値を持ち相関関係があるが、これからこのリンのモデルでは支流のKと流速がとりわけクリティカルなパラメータであることが判る。

つぎに、水質の制約領域がいかにもデルの応答の分布を切っているかを見る。図5-10は、夏期のモデルで全応答と制約域との関係を見たもので、調布堰の水質制約を示している。これを見ると、リンでは制約下限を下回る応答はほとんど出現せず、大半が上限を超えてしまっていることが判る。これは先にも述べたようにモデルでは総リンで、制約ではリン酸態リンの値であるためである。BODも同様であるが、リンほど制約条件をオーバーすることはない。このようなことを多摩河原橋との関係で見たのが図5-11であり、太線は制約領域をあらわしている。これを見ると、この2点の水質の相関は特にBODで高く、調布堰は多摩河原橋よりもかなり高目でバラつきも大きいことが判る。従って調布堰での制約は多摩河原橋の制約よりもはるかに厳しいものとなっている。この各制約の適合状況を見たのが表5-12で、適合、過小、過大の判定個数を実数で表わしてある。これによると、BOD、リンについては過大なために不適合になるものが多く、逆に窒素は過小なために不適合となるものが多い。また、調布堰での制約には低触するものが多く、逆に多摩河原橋での制約には多くのものが適合することが判る。これを見ると、窒素に関して設定したパラメータは、かなり水質を低目に出す傾向があると言える。

表5-11 適合パラメータベクトル要素の相関行列
(夏期リンモデル)

ESTIMATES OF CORRELATIONS - CONTAIN

		流速											
		一次排水路	二次排水路	支流	区間1	区間2	区間3	区間4	区間5	区間6	区間7	区間8	
		X(1)	X(2)	X(3)	X(4)	X(5)	X(6)	X(7)	X(8)	X(9)	X(10)	X(11)	
流速	X(1)	1	1.0000										
	X(2)	2	-0.0401	1.0000									
	X(3)	3	-0.1148	-0.0782	1.0000								
	X(4)	4	-0.0045	-0.0294	0.0004	1.0000							
	X(5)	5	-0.0780	-0.0498	0.0300	-0.0043	1.0000						
	X(6)	6	-0.0011	0.0080	0.0042	-0.0251	-0.0194	1.0000					
	X(7)	7	-0.0336	-0.0375	-0.0340	-0.0074	-0.0007	0.0347	1.0000				
	X(8)	8	0.0020	0.0043	0.0138	-0.0041	0.0473	0.0344	-0.0334	1.0000			
	X(9)	9	-0.0310	0.0251	-0.0193	-0.0022	0.0331	-0.0334	-0.0211	-0.0107	1.0000		
	X(10)	10	-0.0056	-0.0039	0.0175	0.0313	-0.0649	-0.0395	0.0192	0.0001	0.0054	1.0000	
	X(11)	11	0.0167	0.0110	-0.0323	0.0054	-0.0238	-0.0211	0.0395	0.0000	-0.0281	-0.0107	1.0000
	X(12)	12	0.0211	0.0104	-0.0211	0.0110	-0.0007	0.0049	0.0333	-0.0103	-0.0307	-0.0113	0.0171
	X(13)	13	-0.0771	-0.0250	0.1779	0.0174	-0.0070	0.0047	-0.0074	-0.0440	-0.0022	0.0005	-0.0141
	X(14)	14	0.0340	-0.0273	0.0401	0.0174	0.0282	-0.0747	-0.0470	0.0203	0.0214	0.0139	0.0303
	X(15)	15	0.1741	0.0312	-0.4374	0.0032	0.0319	0.0004	-0.0414	0.0063	-0.0749	0.0434	-0.0440
	X(16)	16	0.1321	0.0504	0.0593	-0.0074	0.0792	0.0243	0.0190	0.0214	-0.0219	-0.0334	0.0400
	X(17)	17	0.0373	-0.0118	0.0340	0.0098	-0.0495	-0.0310	0.0417	-0.0447	0.0204	0.0434	0.0145
	X(18)	18	-0.0419	0.0748	-0.0333	0.0342	-0.0441	0.0137	-0.0353	-0.0295	-0.0204	0.0114	0.0424
	X(19)	19	0.0049	-0.0045	0.0053	0.0381	-0.0445	0.0034	-0.0404	0.0101	0.0060	0.0067	0.0378
	X(20)	20	-0.0344	-0.0084	-0.0115	0.0493	-0.0118	0.0434	0.0234	-0.0443	0.0742	0.0007	0.0145
	X(21)	21	0.0473	-0.0133	-0.0037	-0.0351	0.0500	-0.0044	0.0163	0.0244	-0.0144	0.0142	-0.0037
	X(22)	22	0.0207	0.0115	0.0042	0.0153	0.0339	-0.0389	0.0473	0.0259	0.0293	0.0142	0.0140
	X(23)	23	0.0247	0.0192	0.0410	0.0249	0.0059	-0.0434	-0.0397	-0.0159	-0.0323	0.0331	0.0733
	X(24)	24	-0.0241	0.0210	-0.0277	0.0255	0.0118	0.0358	0.0435	-0.0363	0.0337	-0.0471	-0.0551

		流速						
		区間9	一次排水路	二次排水路	支流	区間1	区間2	区間3
		X(12)	X(13)	X(14)	X(15)	X(16)	X(17)	X(18)
X(12)	12	1	1.0000					
X(13)	13	0.0001	1.0000					
X(14)	14	-0.0751	-0.0505	1.0000				
X(15)	15	-0.0258	-0.2102	-0.0309	1.0000			
X(16)	16	0.0271	-0.1224	-0.1577	-0.0533	1.0000		
X(17)	17	0.0198	-0.0539	-0.0751	0.0174	-0.2314	1.0000	
X(18)	18	-0.0194	-0.0348	-0.0229	-0.0322	-0.1024	-0.0553	1.0000
X(19)	19	0.0317	0.0027	0.0234	-0.0148	-0.0122	-0.0395	0.0499
X(20)	20	0.0422	0.0051	-0.0083	-0.0475	-0.0245	-0.0717	-0.0134
X(21)	21	0.0203	-0.0132	-0.0207	0.0277	-0.0088	-0.0384	-0.0430
X(22)	22	0.0224	-0.0383	0.0017	0.0140	-0.0440	-0.0373	0.0194
X(23)	23	0.0339	0.0131	0.0378	0.0374	-0.0333	0.0258	0.0184
X(24)	24	0.0743	0.0407	-0.0417	0.0221	-0.0142	-0.0400	0.0144

		区間8	区間9
		X(23)	X(24)
X(23)	23	1	1.0000
X(24)	24	-0.0219	1.0000

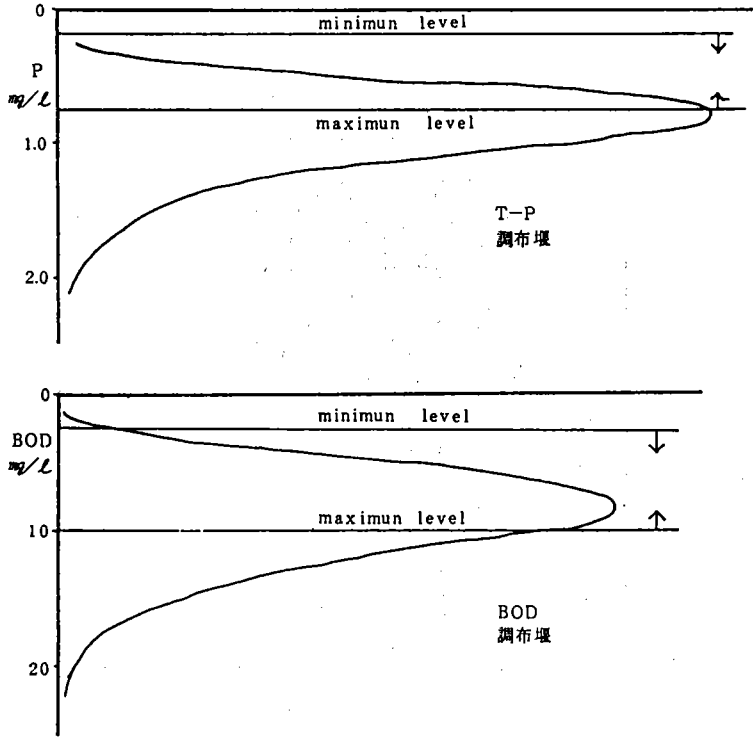


図5-10 モデルによる計算値の分布状況と
水質制約域の関係 (調布堰, 夏期)

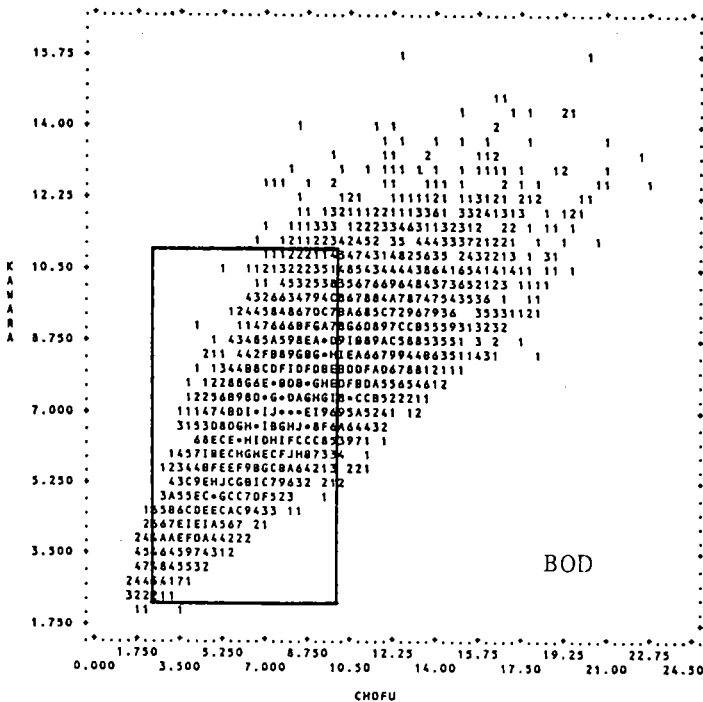
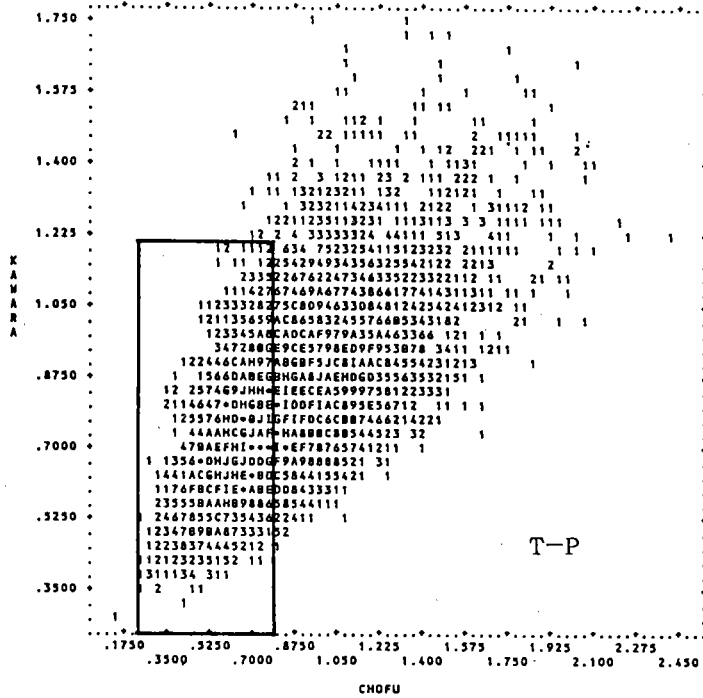


図5-11 調布堰と多摩河原橋の計算値の分散状況と
 水質制約域の相互関係(夏期)
 (太線は水質制約域)

表5-12 水質の制約：適合、不適合の状況

総試行数 4560

チェック地点	BODモデル			Nモデル			Pモデル			
	適合	過小	過大	適合	過小	過大	適合	過小	過大	
夏期	調布堰	2977	77	1506	3258	749	553	1749	1	2810
	野川	3506	5	1049	1483	2840	237	2448	375	1737
	多摩河原橋	4252	12	296	4015	443	102	4240	0	320
	浅川	3553	127	880	2265	2198	97	2645	67	1798
冬期	調布堰	1210	21	3329	2019	1315	1226	2226	7	2327
	野川	4522	21	17	1679	2881	0	3436	508	616
	多摩河原橋	3068	64	1428	2960	1391	209	4161	7	392
	浅川	3867	693	0	1279	3281	0	3886	247	427

最終適合数	BOD	N	P
夏期	2638	1083	1160
冬期	754	601	1677

最後に、以上のようにして得られた適合パラメータベクトルによって予測される水質の分布を図5-12A~Cに示した。これを見ると調布堰と多摩河原橋で制約域をはずれたものを切り捨てたにもかかわらず、水質の出現分布はどこでも概ね正規分布に近い滑らかな形が得られた。モデルによる予測値の平均と分散を実測値（東京都による昭和51年から昭和55年までの5ヶ年度のデータ）と比較したのが表5-13である。これを見ると分散が実際の値よりもかなり小さく出ているものの、平均値は実際の値にかなり近く、良い精度の予測であることが判る。分散の値が小さいのは、上限と下限を定めたことによるもので、本法では避けられないことであろう。今回のような現況の再現による予測では、分散は予測値の5割増し程度大き目に評価することによって、良い推定値になると思われる。

今回の調査では時間の制約上、将来の予測を行なうことができなかったが、以上の検討でこのアプローチが良い精度の水質予測手法であることが証明されたと言えよう。

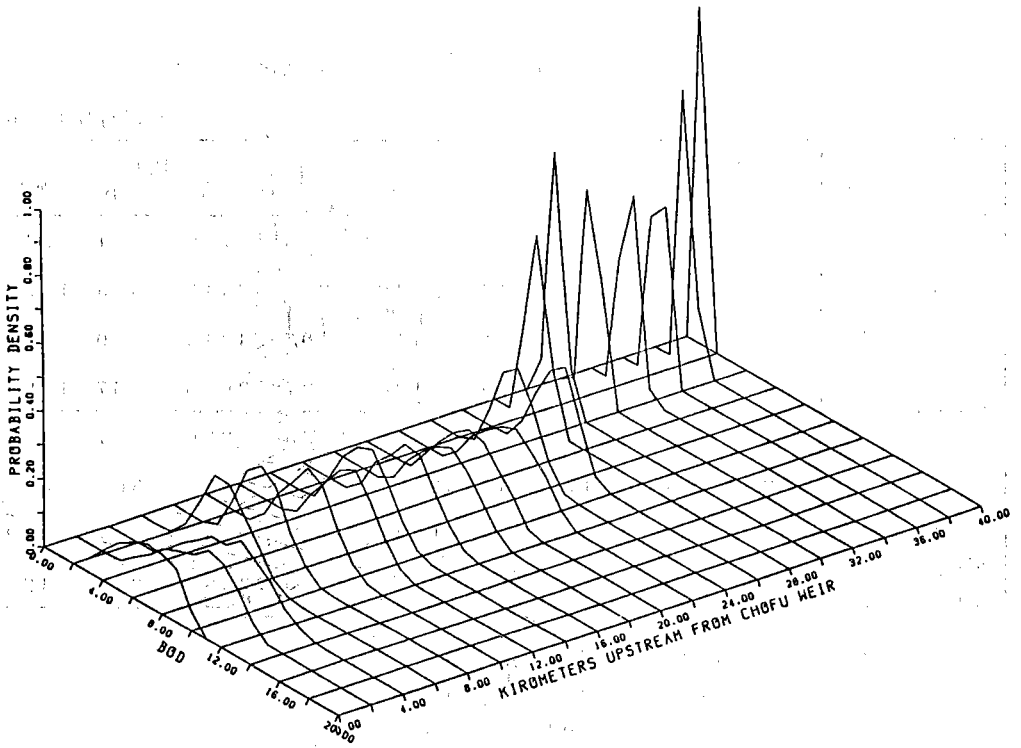


図5-12A 水質計算値の分布-BOD, 夏期

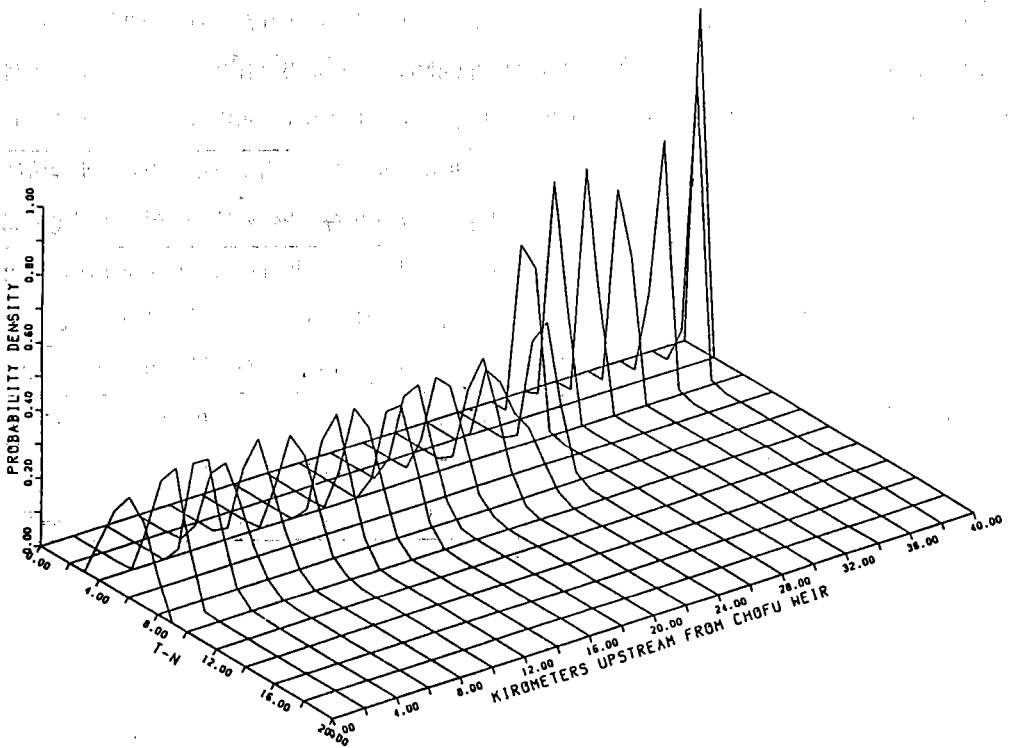


図5-12B 水質計算値の分布-T-N, 夏期

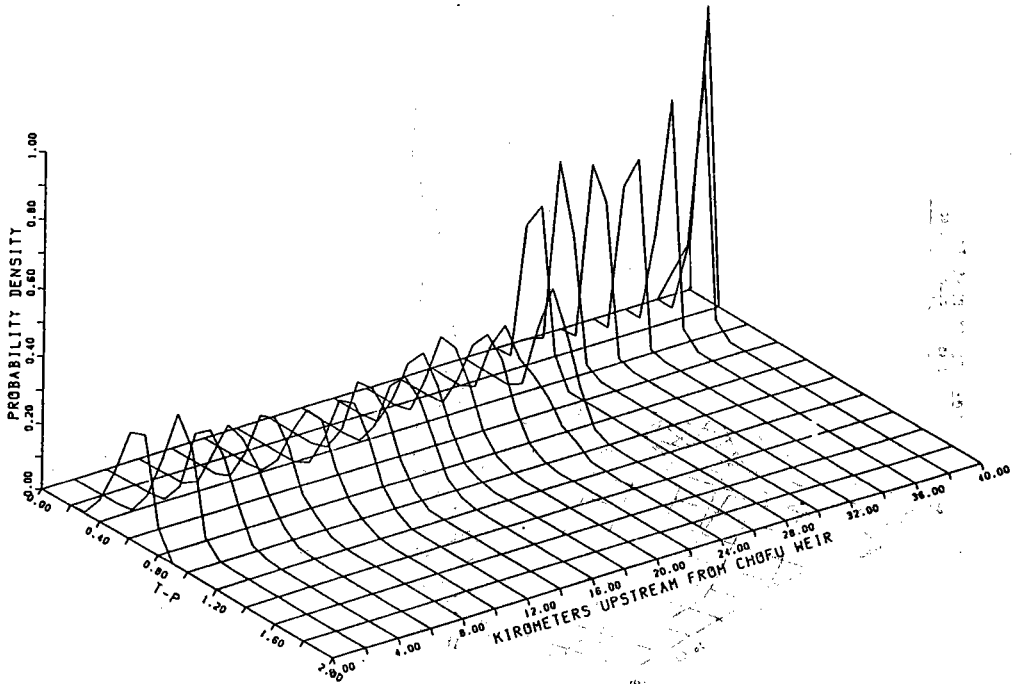


図5-12C 水質計算値の分布-T-P, 夏期

表5-13 モデルによる予測値の平均と分散及びその実測値
(夏期)

		BOD mg/l		N mg/l		P mg/l	
		平均	分散	平均	分散	平均	分散
調布堰	計算値	6.80	1.83	5.99	1.12	0.615	0.102
	実測値	6.11	2.23	5.61	1.34	0.538	0.196
	比	1.113	0.82	1.068	0.84	1.143	0.52
多摩河原橋	計算値	6.54	1.48	6.62	1.00	0.704	0.133
	実測値	7.02	3.80	6.37	1.56	0.624	0.296
	比	0.932	0.39	1.039	0.64	1.128	0.45

実測値は東京都による。

第六章 総 括

以上を総括すると次のようにまとめられる。

1. 河川の水質を表わす基礎式を定常条件下で、多排水源の樹形集水システムに適用し展開することによって(2-11)式が得られた。この式の意味は、各排水源による汚濁物の下流への輸送がひとつひとつに分離されていることにある。これを我々は流系モデルと定義することとした。
2. (2-11)式を更に、河川からの取水又は伏流がある場合に拡張することができ、それらをフィルターとして扱うことにより(2-17)式の一般的な形に変形された。
3. 河川の樹形集水システムには、大きく分けて4つの段階があることが見出された。それは、
 1. 1次排水路……側溝、埋設管など
 2. 2次排水路……都市下水路、旧用水路など
 3. 支流
 4. 本流

の4つで、これらが組み合わされることによって河川の集水システムが構成される。

4. 上の4つの段階のうち捉えにくいのが1次排水路であるが、これは街路パターンから推定することができることが判った。
5. 1次排水路、2次排水路のような小規模水路では、河床に付着する生物群が浄化作用の主体であり、これによる有機物除去の実験式を提出することができた。
6. 流系モデルの有効性を、点予測、モンテカルロ型シミュレーションによる予測の2面から検証した。まず点予測によってその予測の適格性を示し、また支流の水質、汚濁原因者の特定など多くの情報がこれによって得られることを明らかにした。また、モンテカルロ型シミュレーションの方法によって、パラメータ推定上の恣意性と偏りを取り除いたうえで、予測問題に適用したところ、極めて良好な精度で予測できることが実証された。

今後の課題としては、時間的制約から本年度実施できなかった将来の予測のうち、特に下水道の総合的環境アセスメント、そして更に環境管理計画の策定手法の検討に、本手法の適用を考えており、これによって興味ある結果が得られるものと考えられる。