

目 次

1. 研究の目的	1
2. 現地観測	2
2-1 観測区間と目的	2
2-2 観測項目と方法	2
2-3 観測結果及び考察	3
3. 水質予測モデル	10
3-1 モデルの概要	10
3-2 不等流モデル	10
3-3 水質モデル	12
3-4 不等流モデルの検証	13
4. 多摩川中流域における水質の縦断変化シミュレーション	16
4-1 対象区間の概要	16
4-2 流況のシミュレーション	19
4-3 水質のシミュレーション	21
5. 結 論	24

1. 研究の目的

近年、社会活動の高度化に伴って排出水量が増大した結果、河川の水質汚濁が進行し、上水道の取水、河川の親水機能、生態系の変化などさまざまな問題が生じてきている。都市活動の影響を強く受けている多摩川も例外ではなく、数多くの水質調査がなされている。

本研究は多摩川中流域（羽村堰下流～調布堰上流、約40km区間）を対象にした水質予測モデルを構築することを目的としている。

水質予測モデルとしては、Streeter-Phelpsモデル、テームズ方式等が有名である。しかし、日本の河川のように流況の変動が大きく、水質の再現性の低い場合に適合する水質モデルの考え方は未だ確立されていないと言える。

1979年夏に四谷本宿堰において水質調査を行った。その結果、堰の背水部においては沈澱の効果が大きく、堰を通過することで水質はみかけ上大いに改善されることが再確認された。また、多摩川のマルチスペクトル映像より、河川の流況が数種類に分類できることが提案されている。これらの実例をふまえて考えると、堰のみでなく河川に特徴的に現われる瀬、淵などにおいても、流況に応じた自浄作用が働いているのではないかと考えられる。

本研究は河川において水理特性から典型的に分類できる堰の背水部、瀬、淵という3つの区域に着目し、流況の差による自浄作用の差異を考慮した水質予測モデルを開発しようとしたものである。本研究は2つに大別される。前半は、瀬及び淵における総括自浄係数の値並びに河川要素の水理特性量を定めるために行った現地観測の結果について述べたものである。後半は、多摩川中流域を堰の背水部、瀬、淵という3要素の結合で構成し、不等流計算に基づき流況を決定し、さらに、Streeter-Phelpsモデルに則り、水質の縦断方向の変動をシミュレートしたものである。なお、途中でモデルの検証として計算値と現地観測での実測値の比較がなされている。

2. 現 地 観 測

2-1 観測区間と目的

現地観測は昭和55年7月24日～26日に行われた。観測区間は大丸用水堰下流より北多摩処理場上流までの約2.6 kmの区間であり、建設省の距離杭で表わすと32.0 km地点から29.4 km地点までである。この区間の概略を図2-1に示す。図中のI～IVが観測断面の位置である。

この観測区間の特徴は次のようである。区間上流の右岸より南多摩処理場と多摩川衛生組合尿尿処理場の処理水（高濃度の窒素化合物を含む）が流入し、また左岸より是政排水の流入がある。これに対し、区間中途での汚濁流入源としては矢崎町排水と谷戸川のみであり、これらは流量、汚濁負荷量ともわずかである。さらに、この区間は瀬、淵が連なる順流部である。

今回の観測目的は、中途からの流入汚濁の少ない区間で観測を行うことにより汚濁負荷量の時間的変動及び空間的な変化過程をより明確に把握すること、また、水質予測モデルに必要な瀬、淵における代表的な総括自浄係数を求めることの2つであった。

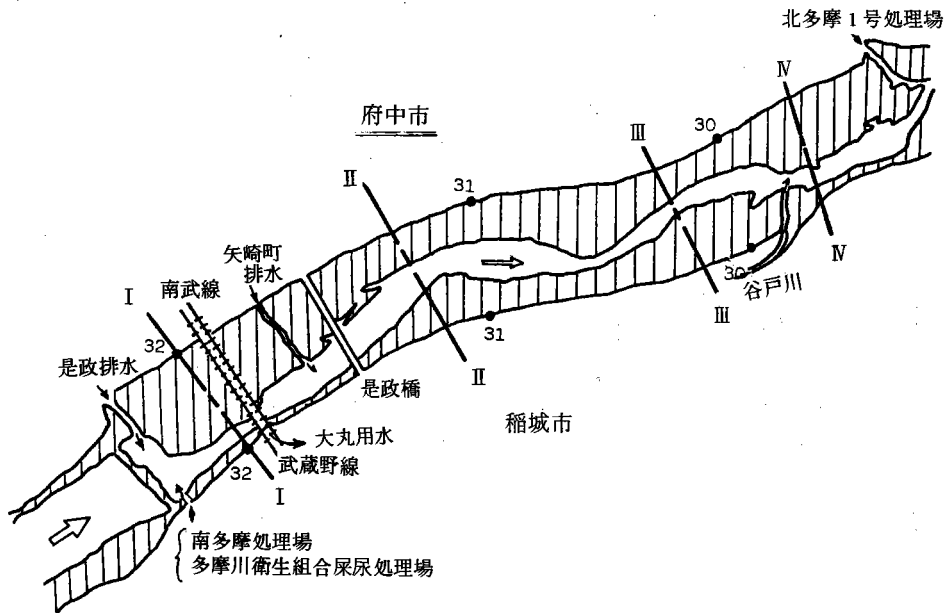


図2-1 多摩川現地観測区間略図

2-2 観測項目と方法

観測項目は①断面形状、②水面勾配、③流速の横断方向分布、④水質である。観測に先立ち、それらの観測を流水中の所定の位置で実施するために水際に新しい基準杭を約200 m間隔で打ち、その位置

を建設省の距離杭から三角測量で定めた。

上記の4項目の観測方法について以下に略述する。

① 断面形状

兩岸の基準杭間にロープを張り、徒歩またはボートを利用して水深を測定した。測定間隔は2mを基準とした。

② 水面勾配

水面勾配は各基準杭の間で流向と一致する方向に直線的に下りながら測定した。水中にスタッフと水深棒(メジャーのついた細棒)を携行し、水深棒の目盛の読みと水準測量、スタジア測量を行った。これらよりスタッフを立てた地点の位置、その地点での河床高、水深を求め、さらに水面勾配、河床勾配を算出した。

③ 流速の横断方向分布

流速は図2-1のI~IVの断面で測定された。プライス型流速計による1点法を用いた。また、浅水部では浮子を用いた。測定は2時間をおいて2回行い、下流断面では流達時間を考慮して実施時間を遅らせた。なお、矢崎町排水と谷戸川の測定は1回のみとした。

④ 水質

測定は流速測定と同じI~IV断面と矢崎町排水及び谷戸川で行った。排水位置は水深方向には1点法と同一点とし、横断方向には断面形状並びに断面内の水質偏差を考慮して1点~3点を定めた。採水にはハイロート採水器、温度計を用いて1時間おきに4回行った。また、水質の分析項目は水温、pH、電気伝導度、SS、DO、BOD、COD(Cr)、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 、 $\text{NO}_2\text{-N}$ 、 $\text{NO}_3\text{-N}$ 、 Kj-N (有機性窒素+ $\text{NH}_4\text{-N}$)、Total-N($\text{NO}_2\text{-N}+\text{NO}_3\text{-N}+\text{Kj-N}$)の12項目である。

2-3 観測結果及び考察

2-3-1 流れの状況について

図2-2は水面の縦断形状を示すものである。この結果は一部の区間(32.0km~31.6km)の測量時の誤りを除けば、水面計と河床形状との整合性がとれていること、また、断面形状の測定結果ともよく対応することから信頼できるものと考えられる。この図より、瀬や淵の単位長さは100mとみなしうることを、さらに河川をこの間隔で分割すれば、後述する不等流解析により低水時の水理特性をかなり忠実に反映した河川像を再現しうる事が知られる。また、瀬の区間(7~9, 15~17の区間)の水面勾配は $1/150\sim 1/300$ 程度であり、淵の水面勾配は $1/1,000\sim 1/5,000$ 程度であることがわかる。

図2-3は観測断面I~IV、矢崎町排水、谷戸川における流速分布の測定結果並びに算出流量、断面平均流速を表わしている。図2-2からうかがえるように第I断面、第IV断面は典型的な淵であり、第III断面は瀬である。図2-3より多摩川中流域の断面平均流速は淵で $0.1\text{ m/sec}\sim 0.2\text{ m/sec}$ 程度、瀬

で 0.7 m/sec 程度という目安が得られる。次に流量に着目する。各断面の平均流量は第Ⅰ断面で $9.89 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、第Ⅱ断面で $9.82 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、第Ⅲ断面で $12.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、第Ⅳ断面で $9.53 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、矢崎町排水で $0.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、谷戸川で $0.02 \text{ m}^3/\text{sec}$ となっている。

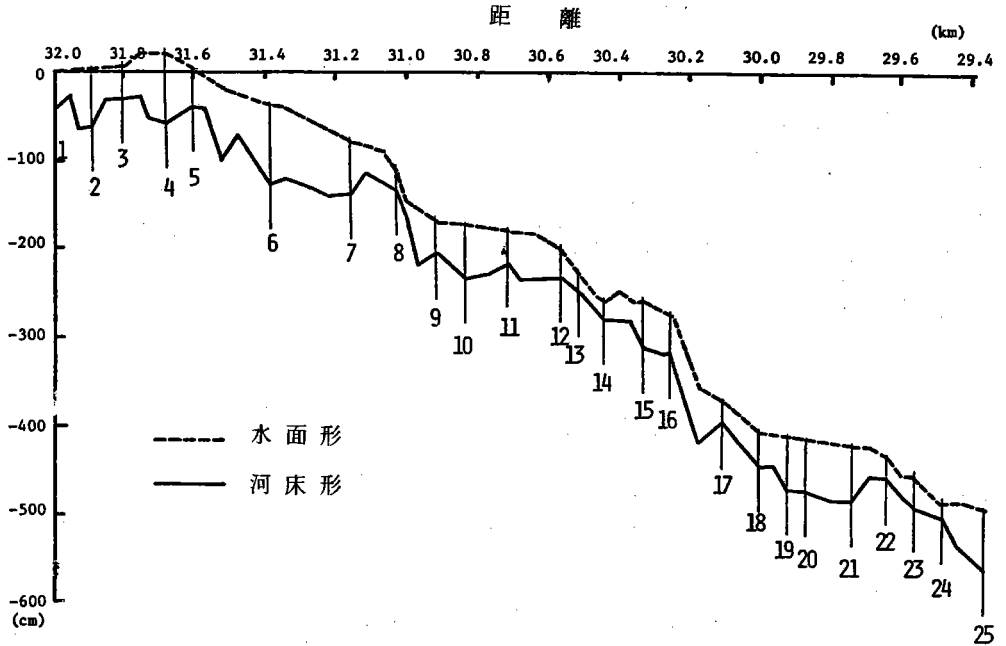


図 2-2 水面の縦断形状

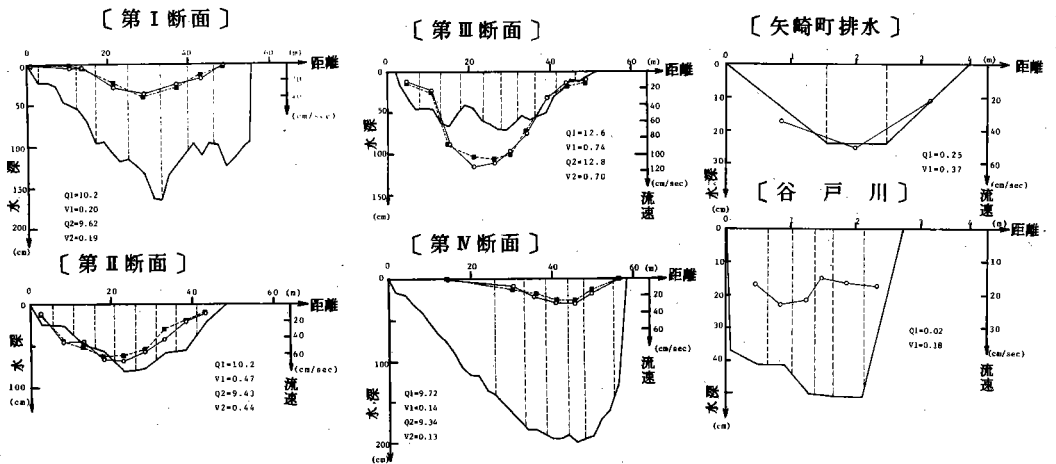


図 2-3 流速測定結果

使用記号

	流速分布	流量	平均流速
第1回	○—○	Q_1	V_1
第2回	■---■	Q_2	V_2

(m^3/sec) (m/sec)

この結果を整理すると図2-4のようになる。この図より観測時の流量は約 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ であったことが知られる。しかし、また第III断面での流量が他の断面のそれと較べて過大であること、最大の値を与えるはずの第IV断面の流量が最小となっていることが挙げられる。この観測区間全体は順流部であり伏流水の流量はわずかであると考えられること、浮子を利用することにより平均流速の算出に誤差が入ることを考慮すると、それらの原因として次のように考えられる。前者については観測断面が主流と直交していなかったのではないかとと思われる。また第III断面は瀬であるため、誤差が大きく出たものと解せられる。また、後者については、図2-3の第IV断面の結果からその存在がわかる死水域（停滞域）の範囲を過大評価したためと考えられる。

2-3-2 水質について

水質分析の結果を図2-5に示す。まず、矢崎町排水、谷戸川について見てみると、水温、pH、電気伝導度の値が本川の値に較べて高いことがわ

かる。これは、2つの流入水が主として家庭排水や工場排水であるためと考えられる。また、この2つの流入水のBOD、COD(Cr)、窒素性化合物のなかには本川と同程度の値を示すものがあるが、流量がともに少ないため負荷量としてはわずかであり、本川の水質に及ぼす影響は小さい。次に本川の水質、特に断面内の偏差に着目する。断面Iの上流右岸から高濃度の窒素化合物の流入があるが、断面Iではまだ断面内に均一に混合していないと思われる。Kj-N、 $\text{NO}_2\text{-N}$ 、 $\text{NO}_3\text{-N}$ の値でみると右岸の値が左岸の値より大きい傾向がうかがえる。同じ水質項目について断面IIをみると、必ずしもその傾向は見られない。他方、有機性汚濁の指標であるBODについては断面内偏差は現われていない。このBODと窒素化合物の挙動の違いは、本川と流入汚濁の濃度差の大小によると考えられる。本川でのBOD値は約 $7.0 \text{ mg}/\ell$ であり、左岸から流入している是政排水の値は約 $11.5 \text{ mg}/\ell$ と本川の濃度の1.6倍である。窒素化合物の例として $\text{NH}_4\text{-N}$ についてみてみると、本川の濃度が約 $1.0 \text{ mg}/\ell$ であるのに対し、右岸からの流入水では約 $6.3 \text{ mg}/\ell$ と本川の6.3倍になっている。

水質分析結果及び観測流量から負荷量を算出した。それらのなかからBOD負荷量の結果を図2-6

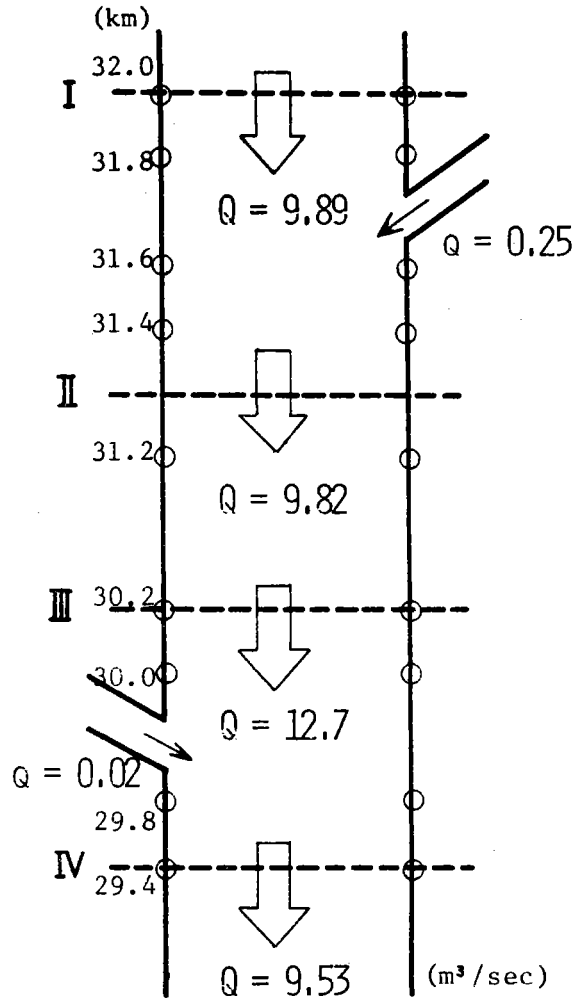


図2-4 流量収支

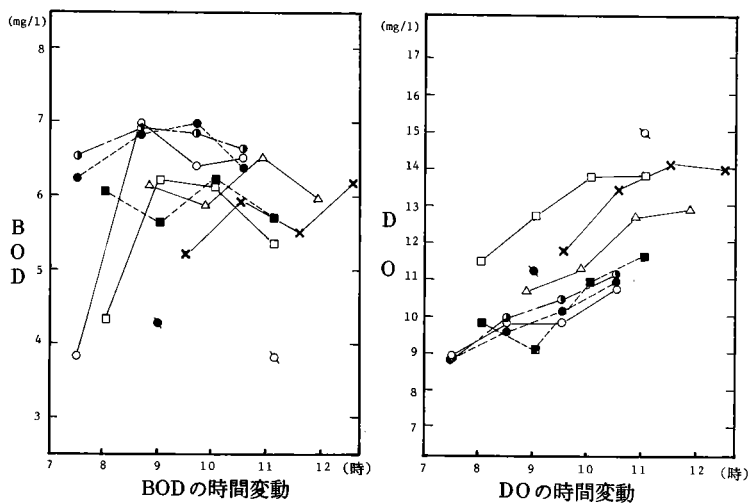
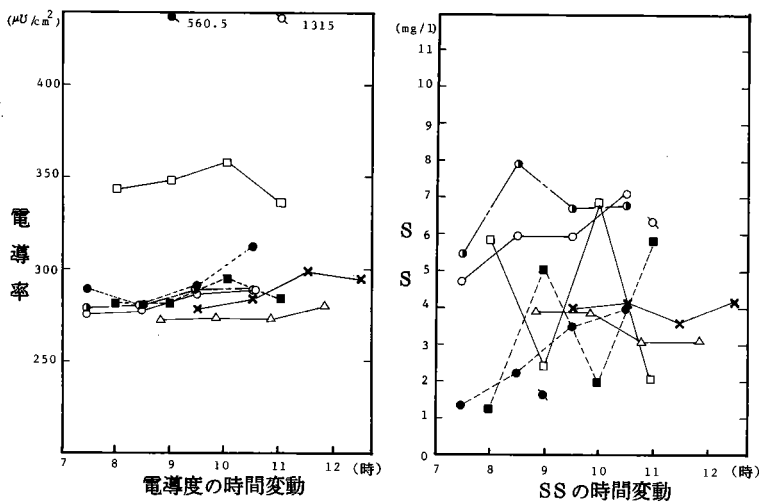
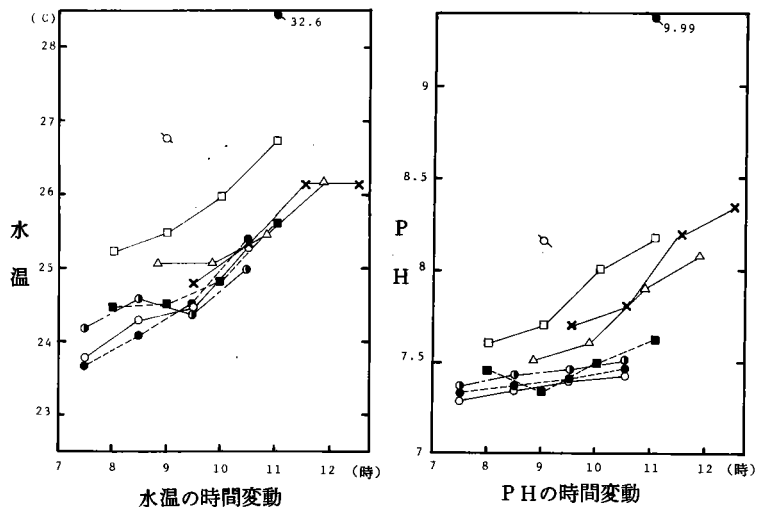


図2-5 水質項目測定結果

観測点		記号
第 I 断面	右	○—○
	中	●- - ●
	左	●- - - ●
第 II 断面	右	□—□
	左	■- - - ■
第 III 断面		△—△
第 IV 断面		×—×
矢崎町排水		●
谷戸川		○

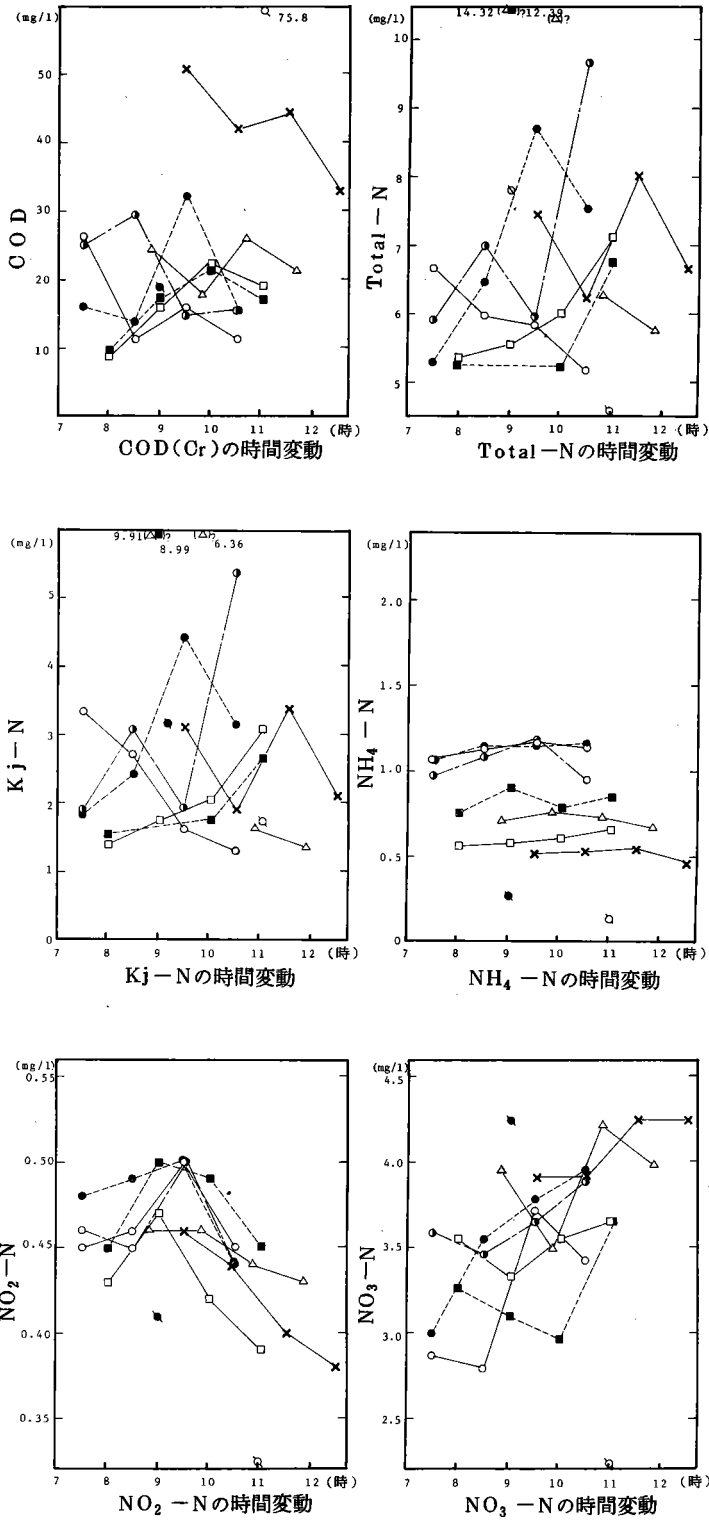


図 2-5 水質項目測定結果(続き)

に示す。流量は各断面とも $10.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ としている。また、4つの断面において時間軸がずらしてあるが、これは同一水塊を追跡して流下方向への負荷量の変化をみるためである。流達時間は断面Ⅰ～Ⅱで30分、断面Ⅱ～Ⅲで50分、断面Ⅲ～Ⅳで40分と評価してある。この図を見ると、各断面層での時間的な変化の様子が同一でなく、かなりバラついている。さらに、BOD負荷量の収支に関してバランスがとれていない結果があることが知られる。これらの主たる原因は水質分析(サンプリングを含む)に伴う誤差であると思われる。今回の観測結果から誤差を定量的に評価することは困難であるが、図2-6中のTotal-N, Kj-Nの結果に異常値が測定されることからそのような考えられる。さらに、観測断面間の距離が短いため水質の縦断方向の変化を十分には分析しえなかったことも一因であろう。流達時間の評価誤差については表2-1に示してある。表中の計算値とは後述する不等流モデルによる流

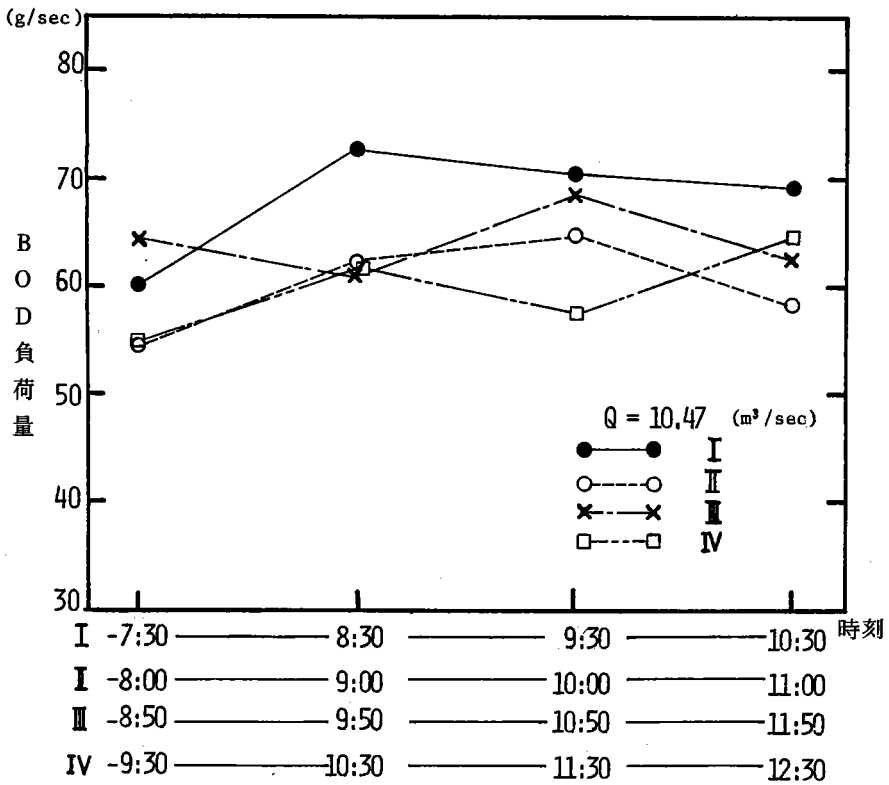


図2-6 BOD負荷量の時間変動

達時間の算出値である。表より、断面Ⅰ～Ⅱの流達時間には約20分の誤差があるが、断面Ⅰ～Ⅲ、Ⅰ～Ⅳの値では両者はよく一致している。断面Ⅰ、ⅡにおけるBOD負荷量のパターンの相違はこれにより説明される。しかし、Ⅰ、Ⅲ、Ⅳにみられる違いは説明できず、前述の水質分析の誤差によると考えられる。

次に、BOD負荷量の断面間の変化から総括自浄係数の値を算出した。その結果を示したものが表2-2である。多摩川で過去に求められている総括自浄係数が0.2(1/day)～2.0(1/day)であること、総括自浄係数が大きいと言われる堰での実測値でも2.1(1/day)であることを考えると、今回得られた値は過大であると判断される。負荷量の結果に誤差が入っているためであろう。100m程度の長さしかない瀬や淵における合理的な総括自浄係数の値を得ることは今後の課題の1つであると考えられる。

表2-1 流達時間

(min)

	推定値	計算値
Ⅰ - Ⅱ	30	52
Ⅱ - Ⅲ	50	34
Ⅲ - Ⅳ	40	42
Ⅰ - Ⅳ	120	128

表2-2 総括自浄係数

(1/day)

	総括自浄係数
Ⅰ - Ⅱ	4.04
Ⅱ - Ⅲ	-
Ⅲ - Ⅳ	6.72
Ⅰ - Ⅳ	3.03

3. 水質予測モデル

3-1 モデルの概要

多摩川では多くの水質調査が行われ、水質、流況に関する知見が集積されつつある。四谷本宿堰における測定結果より、堰の背水部においては沈澱の効果が著しく、堰を通過することによって水質は見かけ上大いに改善されることが再確認された。すなわち、堰の背水部においてはStreeter-Phelpsモデルで定義されている総括自浄係数が大きな値をとるのである。また、多摩川におけるマルチスペクトル映像から、河川の流況は数種類の典型例に分類できることが提案されている。このような実例をふまえて考えると、堰だけでなく河川に特徴的に現われる瀬、淵などにおいても流況に応じた自浄作用が働いていると考えられる。このことは、水質予測モデルを構築するにあたり、流況の予測モデルが不可欠であることを意味している。

一方、モデルの対象を多摩川全川とすると、整合性のとれた水理特性のデータ、あるいは本川、支川のすべての流量、水質の同時観測結果が極めて少ないことに気付かされる。このような中において数理モデルを作成するためにはどうしても対象をある平均的な流況に限らざるを得ない。ここでは、水質予測モデルとして、多摩川の低水時の平均的流況における水質の縦断変化を対象とするものを考えた。

本研究における水質予測モデルは、具体的には2つのサブモデルから成っている。1つは流況予測モデルとしての不等流モデルである。このモデルは実河川の複雑な断面特性を考慮しており、このモデルの結果から河川を瀬、淵、堰背水部に分類する。他の1つはStreeter-Phelps方式による水質モデルである。これは分類された各河川要素に総括自浄係数を割りあて、水質の縦断変化を与えるものである。以下に各サブモデルの説明を行う。

3-2 不等流モデル

3-2-1 基礎式及び計算手法

前述のように、モデルの対象を低水時の平均的流況とするため、流況のモデルとして不等流モデルを採用した。

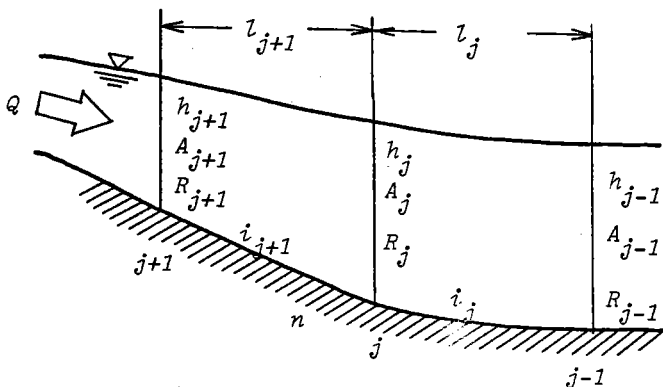


図3-1 不等流モデルでの記号

不等流の基礎式は次のようである。(図3-1参照)

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{n^2}{R^{4/3}} \cdot \left(\frac{Q}{A} \right)^2 = 0 \quad (1)$$

ここに、 i : 河床勾配、 h : 水深、 α : エネルギー補正係数、 g : 重力加速度、 Q : 流量、 A : 流水断面積、 n : マニングの粗度係数、 R : 径深

(1)式を差分形に書き直すと、

$$h_j - h_{j+1} = i_{j+1} \cdot l_{j+1} - \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_j^2} - \frac{1}{A_{j+1}^2} \right) - \frac{n^2 Q^2 l_{j+1}}{2} \left(\frac{1}{R_j^{4/3} A_j^2} + \frac{1}{R_{j+1}^{4/3} A_{j+1}^2} \right) \quad (2)$$

ただし、 l_{j+1} : 断面 $j \sim j+1$ 間の距離、 i_{j+1} : 断面 $j \sim j+1$ 間の河床勾配、添字 j が下流側、添字 $j+1$ が上流側断面での値を示す。

不等流計算にあたっては、まず、対象区間を河床勾配がほぼ一様かつ川幅変化も大きくない小区間に分割する。そして、(2)式を下流端から上流に向かい計算してゆく。本モデルでは実河川の複雑な断面特性を考慮するために、流水断面積(A)、径深(R)を水深(h)の代数式で表現している。このため、各断面において繰返し計算を行い解の収束をはからねばならない。第 $j+1$ 断面での水深 h_{j+1} の収束については次のような手法を用いた。

$$h_{j+1}^{(n+1)} = h_{j+1}^{(n)} + \omega (h_{j+1}^c - h_{j+1}^{(n)}) \quad (3)$$

ただし、 ω : 定数 ($0 < \omega < 1$)、 h_{j+1}^c : (2)式の右辺に $h_{j+1}^{(n)}$ を代入して得られる左辺の h_{j+1} の値、 n : 繰返し回数

3-2-2 多摩川の水利特性のモデル化

(2)式を多摩川へ適用するためには、区間の分割方法の決定と各区間における水利特性のモデル化(断面特性、河床勾配、粗度係数等)が必要となる。

まず、断面形状のモデル化について述べる。ここではデータとして建設省京浜工事事務所の行った公称200m間隔の距離杭位置における断面図を利用した。図3-2に示すように、断面を水平

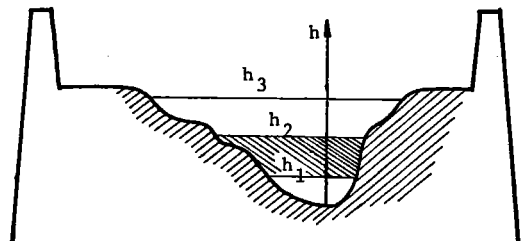


図3-2 断面特性の算出

な小区間に分割し、流水断面積(A)、径深(R)の値を得た。読み取りにあたっては縮尺1/2,500の地図と空中写真とを参照した。これにより、流路が見かけ上幾筋もある場合にもどの流路に水が流れている

のかを判別した。得られたデータをもとに最小二乗法を用いて、A、Rをhの三次多項式で表現した。(内挿区間においてはhの三次式で十分な近似精度が得られた。)また、第2章で述べた現地観測の区間では実測した断面形状の結果をデータとした。

河床勾配については、現地観測区間では実測値を用いた。しかし、多摩川全川を通して整合性のとれた河床勾配のデータはない。そこで建設省の1/2,500縮尺の多摩川平面図から水面勾配を求め、これより河床勾配を逆算した。なお、本川、支川の流量としては既報告の夏期の観測値の平均値を使用した。

粗度係数としては、結果的に $0.05 \text{ sec}/m^{1/3}$ とした。これは高水計算で採られている値より大きい。他の観測例もあり、低水時の値としてはこれを採用した。

さらに、区間長さとしては長い区間で200m、短い区間で100m程度とした。これは前述のように、多摩川中流域の瀬、淵の単位長さが100m程度であること、並びに正確なデータが不足している区間では、区間を短くするほど未知の水理量の数が増し、モデルの物理性が不明確となることの2点から定めたものである。

3-3 水質モデル

3-3-1 Streeter-Phelpsモデル

非感潮河川での有機性汚濁はBODと溶存酸素の不足量で表わされるのが通常である。これらを指標とした水質汚濁予測にはStreeter-Phelpsのモデルが利用できる。このモデルは流量が大きく、流速が小さく、流況が安定している欧米の河川では適用性が高いと言われており、このモデルをそのまま多摩川の長い区間に適用することには無理がある。そこで本研究においては、多摩川を流況が均一とみなしうる小区間に分割し、各小区間ではStreeter-Phelpsモデルが成り立つと考えた。なお、各小区間の総括自浄係数はそれぞれの流況に応じて定めた。以下にStreeter-Phelpsの概要を述べる。ただし、水質指標としてはBODのみを取扱うものとする。

このモデルは有機性汚濁が一次反応で分解すると考えており、次式で示される。

$$\frac{dL}{dt} = -K_r L + L_a \quad (4)$$

あるいは、

$$L_L = \left(L_U - \frac{L_a}{K_r} \right) \cdot \exp(-K_r T) + \frac{L_a}{K_r} \quad (5)$$

ここに、L：BOD、 K_r ：総括自浄係数、 L_a ：河床から付加されるBOD、T：流達時間、添字Uは上流側地点、添字Lは下流側地点での値であることを示す。

なお、多摩川の対象区間では河床の底泥が非常に汚濁していることはないと考えられるので(5)式は次のように簡単になる。

$$L_L = L_0 \cdot \exp(-K_r T) \quad (6)$$

あるいは、

$$L_L = L_0 \cdot \exp(-K_r \frac{l}{V}) \quad (7)$$

ここに、 l ：区間長さ、 V ：区間の平均流速

総括自浄係数 (K_r)、区間長さ (l) は既知であり、平均流速は前述の不等流モデルから求められる。したがって、(7)式より、区間上流端からの流入負荷量 (L_0) に対し下流端での負荷量 (L_L) が算出される。また、小区間をつなげることによって水質の縦断変化を計算することができる。

(6)式を変形した次式は、実測値から総括自浄係数を算出するのに用いられる。

$$K_r = \frac{1}{T} \ln\left(\frac{L_0}{L_L}\right) \quad (8)$$

3-3-2 多摩川の水質特性のモデル化

多摩川を小区間に分割し、各区間ごとに総括自浄係数が変化する Streeter-Phelps モデルを適用することは前述の通りである。適用にあたり、区間の分割方法、区間中途からの流入水の取扱い方法、総括自浄係数の値を定めねばならない。

まず、水質モデルにおける区間の分割方法は不等流モデルのそれと同一である。また、小区間の途中に流入水がある場合、流量、負荷量ともに小区間の上流端から流入しているものとした。小区間の長さが 100 m ~ 200 m であること、水質モデルの対象が全川にわたる低水時の平均的水質であることを考えると、このような取扱い方法でも精度は十分であると思われる。

総括自浄係数の値は各区間の流況に応じて定められる。本モデルでは流況を瀬、淵、堰の背水部の 3 種類に分け、それぞれの流況の総括自浄係数として表 3-1 に示す値を与えた。堰の背水部に対する値は、四谷本宿堰における実測値 $K_r = 2.1 (1/day)$ をもとに決めたものである。また、瀬、淵における総括自浄係数を実測しようとして現地観測を行ったが、前述のように正確な値を得ることができなかった。そこで、瀬、淵に対しては、多摩川流域別下水道整備総合計画で使用されている値をもとに定めた。

表 3-1 総括自浄係数

(1/day)	
流 況	総括自浄係数
瀬	0.2
淵	0.9
堰背水部	2.0

3-4 不等流モデルの検証

現地観測区間に不等流モデルを適用してシミュレーションを行い、モデルの妥当性を検討すると共に、計算スキームを確認する。この区間においてモデルが実測値を正しく再現することができるならば、他の区間への拡張が可能なことを表わすだけでなく、一般の河川の低水時の挙動を把握するために

必要な観測データが明示されることとなる。

不等流モデルの適用にあたり、区間の分割を次のように行った。前掲の図2-2を用いて、まず河川勾配がほぼ一様な区間に分割した。次に、河川勾配が一様であっても、上下流端の断面形が著しく異なる場合には中間に分割点を設けた。さらに、詳細な水理量がわかっている距離杭地点では必ず分割した。こうして約2.6 kmの観測区間を24個の小区間に分割した。図2-2の中の番号1~25が分割点の位置を示している。

このように分割した場合、水理量が既知の2断面に挟まれた中間の分割点における断面形状をいかに与えるかが問題となる。ここでは、断面形状が区間内で線形に連続的に変化していると考えた。いま流水断面積(A)を例にとる。上流端、下流端の流水断面積をそれぞれ A_U 、 A_L とすると、これらは水深(h)の3次式で近似されるから次のように表わされる。

$$A_U = a_U h^3 + b_U h^2 + c_U h + d_U \quad (9)$$

$$A_L = a_L h^3 + b_L h^2 + c_L h + d_L \quad (10)$$

ここに、a、b、c、d：定数

この時、中間の分割点における流水断面積(A_M)は次式で与えられる。

$$A_M = \frac{a_U + a_L}{2} h^3 + \frac{b_U + b_L}{2} h^2 + \frac{c_U + c_L}{2} h + \frac{d_U + d_L}{2} \quad (11)$$

次に、下流端の境界条件として以下の実測値を与えた。

$$h = 1.90 \text{ m}, \quad A = 71.4 \text{ m}^3, \quad R = 1.23 \text{ m}$$

また、粗度係数の値は $0.03 \text{ sec}/\text{m}^{1/3}$ ~ $0.06 \text{ sec}/\text{m}^{1/3}$ まで 0.005 刻みで変化させ、計算水深と実測水深との誤差の平方和が最小となる場合を求めた。その結果、粗度係数の値として $0.05 \text{ sec}/\text{m}^{1/3}$ が得られた。

図3-3に計算水深と実測水深を示す。この図より、 32.0 km 、 31.8 km 、 29.8 km 地点において両者の水深に大きな差異があることがわかる。このうち、 32.0 km 、 31.8 km の2断面におけるずれは、前章で述べたように、河床勾配の測量結果に誤りがあるためと考えられる。 29.8 km の水深が現況に反して深くなっているのは、小区間21~22の河床勾配の実測値が逆勾配となっているためである。この区間全体からみると、むしろ河床は正の勾配となっていると思われる。これらを除けば計算値は実測値を十分説明していると考えられる。すなわち、ここでの手法を用いれば、実河川の流況をかなり忠実に再現できると思われる。

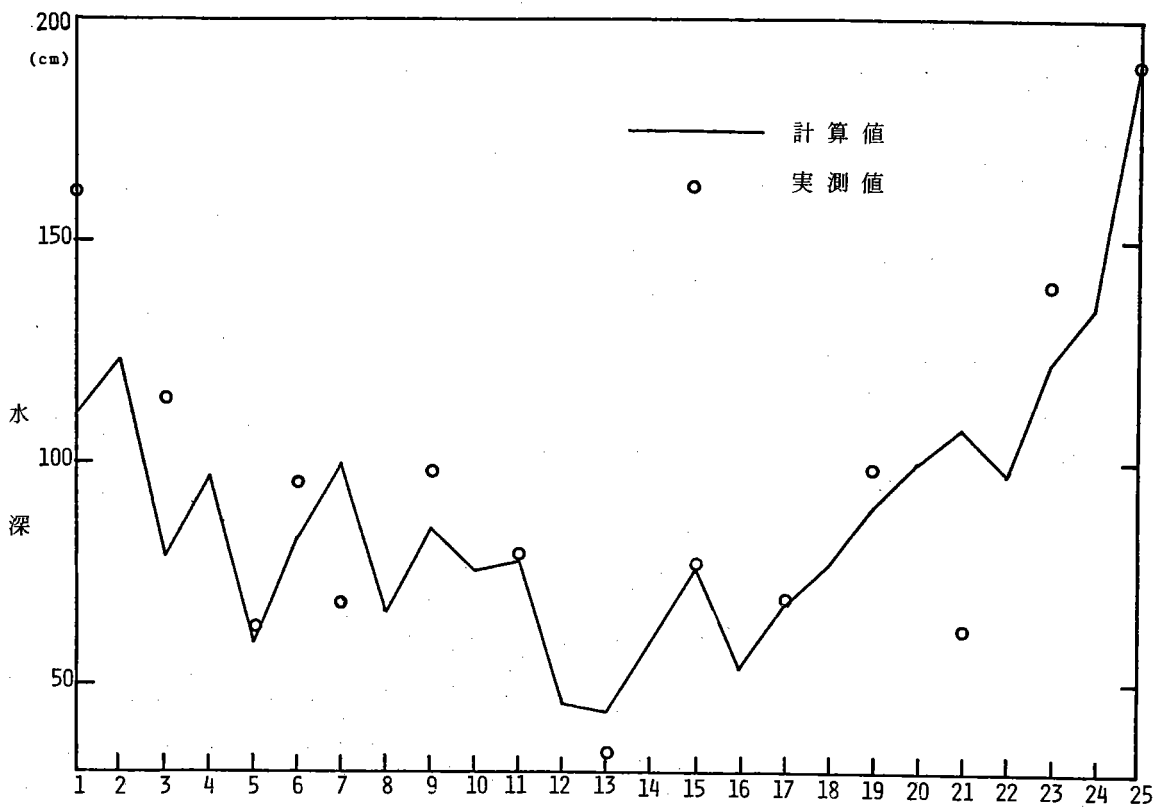


図 3-3 不等流モデルの検討

断面番号

4. 多摩川中流域における水質の縦断変化シミュレーション

4-1 対象区間の概要

前章で述べた水質予測モデルを多摩川中流域（羽村堰～調布堰，約40 km区間）に適用し，この区間における水質の変動を把握する。

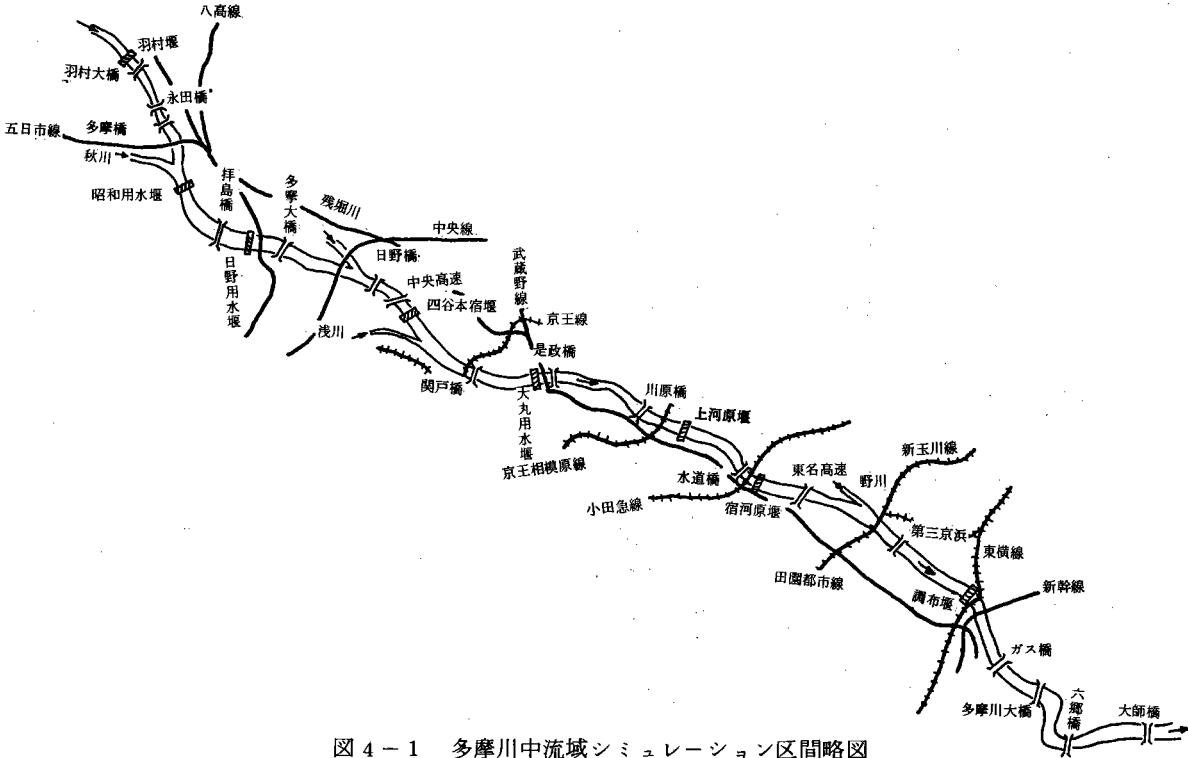


図 4-1 多摩川中流域シミュレーション区間略図

図 4-1 にこの区間の概略を示す。この区間の特徴として，流入する支川，排水の数が多いこと，また堰が多数あり，そこで多量の取水が行われていることが挙げられる。このため，本川の流量，流況は縦断方向に大きく変化している。一方，排水中には高濃度の汚濁水を放出するものが多く，本川の水質はそれらの流入点において著しく変動している。

このような区間に水質予測モデルを適用するにあたっては，支川の流入水量，流入負荷量（BOD負荷量）を精度よく評価することが必須である。しかし，排水量は季節的にも時間的にもかなり大きく変動するので，区間全川にわたって整合性のとれた資料を得ることが困難である。今回の水質シミュレーションでは，夏期の低水時の平均的流況における水質の縦断変化をすることとし，支川の流量，汚濁負荷量については各機関で夏期に実測した値の平均値を用いることとした。夏期の流況を対象としたのは，夏期が水質の悪化時期であること，及び夏期に実施した現地観測の結果と対比させることのためである。表 4-1 に使用した各支川の流量，BOD濃度，BOD負荷量，並びに堰での取水量を示す。

表4-1より、流量の大きな支川として秋川、谷地川、浅川、野川、平瀬川が挙げられる。また、有機性汚濁の進んでいる支川として、青梅都市下水、富士見排水、国立谷保排水、国立排水、谷戸川、宿河原排水、堰排水、宇奈根排水、諏訪排水等があることが知られる。

表4-1 支川流量・BOD濃度・BOD負荷量(夏期平均値)

右岸	流量	BOD濃度	負荷量	左岸	流量	BOD濃度	負荷量
平井川	0.30	9.3	2.790	青梅都市下水	0.42	33.2	13.944
真無知川	0.12	22.7	2.724	福生排水	0.40	9.7	3.880
秋川	2.07	0.2	0.414	昭和用水堰	-1.48		
日野用水	-1.72			多摩川上流	0.29	11.4	3.306
谷地川	1.88	3.9	7.332	立川用水溢水口	0.59	4.8	2.832
浅川	2.89	6.1	17.629	富士見排水	0.13	33.9	4.407
日野恵水	0.52	8.6	4.472	残堀川	1.30	12.0	15.600
程久保川	0.33	11.2	3.696	府中用水	-2.45		
大栗川	0.42	6.3	2.646	四谷本宿用水	0.00		
大丸用水	-1.20			国立谷保排水	0.17	34.0	5.780
南多摩処理場	0.34	12.3	4.182	国立排水	0.27	36.5	9.855
谷戸川	0.16	256.8	41.088	是政排水	1.17	9.6	11.232
矢野口排水	0.03	12.0	0.360	矢崎町排水	0.87	6.5	5.655
上河原堰	-3.99			北多摩1号	1.12	10.6	11.872
三沢川	0.34	10.6	3.604	調布排水	0.37	13.2	4.884
登戸排水	0.21	6.5	1.365	六郷排水	0.10	15.5	1.550
宿河原堰	-0.45			砧浄水場	-0.68	5.1	-3.468
宿河原排水	0.12	31.4	3.763	野川	2.07	14.1	29.187
堰排水	0.12	31.4	3.763	玉川排水	0.42	10.5	4.410
宇奈根排水	0.08	51.8	4.144	上沼部排水	0.05	12.3	0.615
平瀬川	2.19	11.6	25.404				
諏訪排水	0.38	32.8	12.464				
宮内排水	0.23	21.7	4.991				

流量： m^3/sec BOD濃度： mg/l BOD負荷量： g/sec

4-2 流況のシミュレーション

4-2-1 水理特性のモデル化

不等流モデルを適用するには、区間の分割法の決定、各区间における断面特性（流水断面積、径深を水深の函数として表わすこと）、水面勾配、粗度係数、境界条件等のモデル化が必要である。これらの多くについては第3章で述べたので、ここでは最小限の説明にとどめる。

まず、約40kmの区間全川を堰に挟まれた7つの大区間に分割し、各大区間をさらに100m~200mの小区間に細分した。全川にわたる小区間の総数は295個である。また、断面特性は建設省京浜工事事務所の測量資料に基づき算定したが、低水部分の測量結果が不詳なため、算定結果に修正を施したものを使用した。水面勾配のデータは建設省の縮尺1/2,500の平面図の水際の水位をもとに計算されたものであるが、流況とは異なるような値が得られることがあった。データには±1/1,000程度の誤差が入る可能性があると考えられるため、この範囲内で修正を行った。粗度係数の値は全川にわたり $0.05 \text{ sec}/\text{m}^{1/3}$ とした。さらに、不等流計算は前述の大区間ごとに行ったが、境界条件としては表4-2に示す値を用いた。なお、本川の流量は、現地観測区間でのその値が $10.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ となるようにした。

表4-2 境界条件

	距離 杭 km	水深 m	流水断面積 m^2	径深 m
調布堰上流	14.0	2.0	137.2	1.288
宿河原堰	22.4	2.0	112.5	1.142
上宿河原堰	25.8	2.6	395.0	3.010
大丸用水堰	32.4	1.8	286.9	1.140
四谷本宿堰	38.2	2.2	80.6	1.190
日野用水堰	45.3	2.4	71.7	1.700
昭和用水堰	47.8	1.8	256.3	0.795

4-2-2 シミュレーション結果及び考察

上記のようにデータ間の整合性をはかった後、シミュレーションを行った。図4-2は結果の一部である水深の縦断方向の変化を示すものである。また、流速と流況との対応を検討したところ良好な結果が得られている。これらの結果は、多摩川中流域の低水時の流況がほぼ再現されていることを意味すると思われる。

表4-3は現地観測を行った区間での実測値と計算値とを比較したものである。建設省の河床高のデータに誤差が入っていると考えられるため、水深（水位-河床高として算出）の値の比較には注意する

必要がある。流水断面積，径深の値で判断すると，前章で述べた現地観測区間での不等流モデルの検証結果より精度が悪いことが知られる。しかし，精度の低い資料を加工して使用することにより，多摩川の夏期の平均的流況をかなり再現しえたと思われる。このことは後述の水質の計算値と実測値との対比からわかる。

水理特性を忠実に再現する流況予測モデルを作成するためには，低水を対象とする精度の高い資料を全川にわたって得る必要があり，これは今後の課題である。

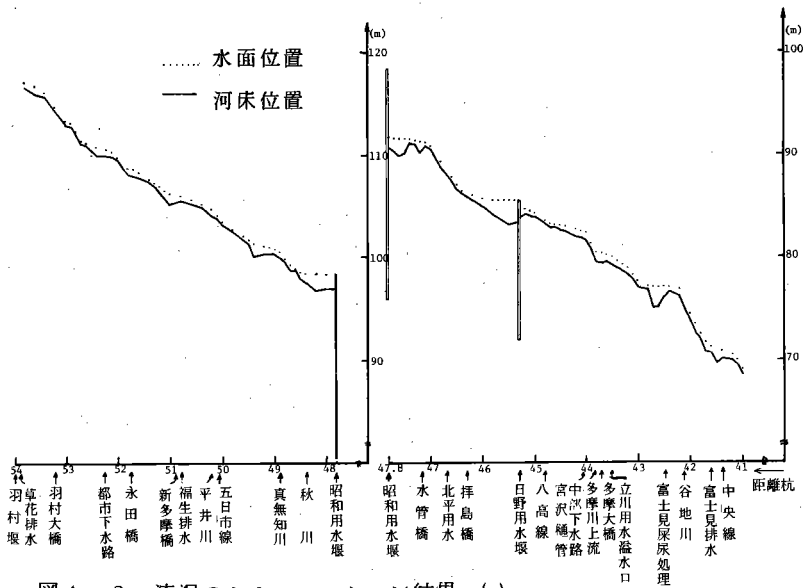


図4-2 流況のシミュレーション結果 (a)

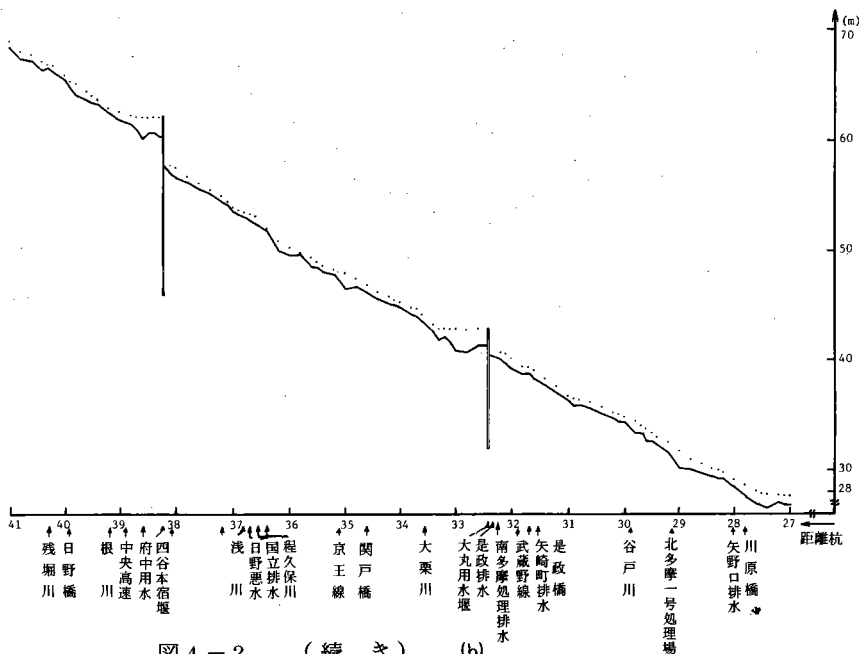


図4-2 (続き) (b)

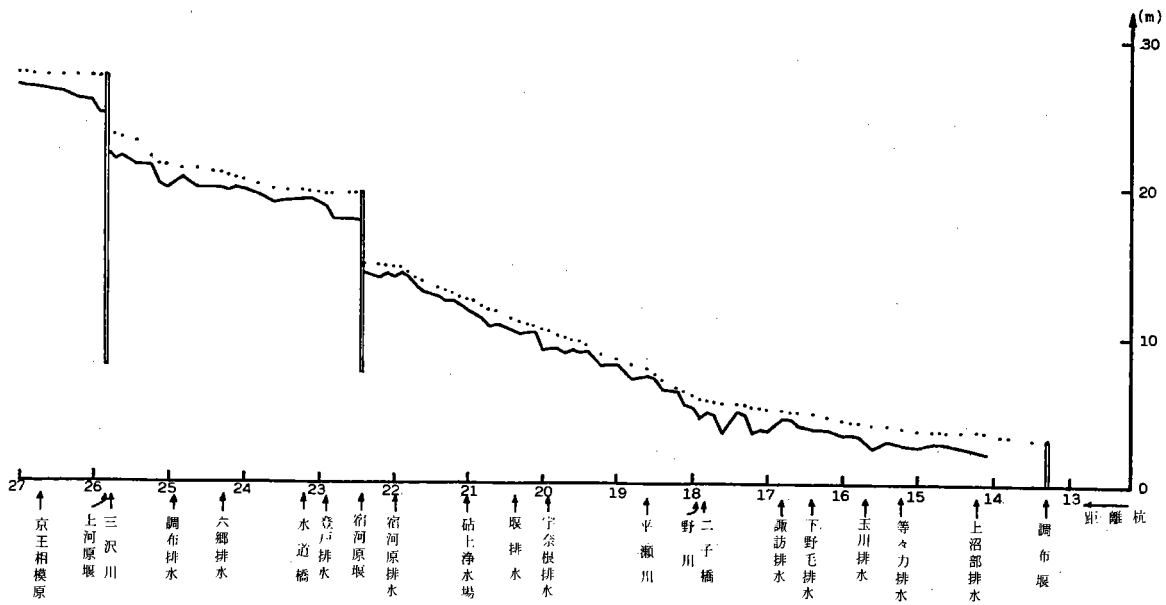


図 4-2 (続 き) (c)

表 4-3 流況シミュレーション結果(現地観測区間)

距離杭	実 測 値				計 算 値 (全 川)				計 算 値 (観 測 区 間)		
	H	A	R	V	H	A	R	V	H	A	R
32.0	1.615	51.57	0.926	0.20	0.90	35.0	0.79	0.27	1.108	27.55	0.628
31.8	1.148	46.08	0.625	0.23	0.82	51.0	1.46	0.05	0.788	22.17	0.372
31.6	0.635	26.10	0.376	0.40	0.82	34.0	0.30	0.38	0.598	20.74	0.298
31.4	0.965	35.85	0.517	0.29	0.52	12.9	0.37	0.70	0.831	24.56	0.382
31.2	0.690	24.32	0.307	0.43	0.63	25.3	0.35	0.43	1.003	36.88	0.492
31.0	0.985	26.13	0.541	0.40	0.42	15.1	0.29	0.69	0.851	19.90	0.369
30.8	0.800	36.01	0.471	0.29	0.46	25.7	0.38	0.30	0.808	35.70	0.504
30.6	0.345	21.17	0.216	0.49	0.92	69.9	0.28	0.40	0.439	22.09	0.309
30.4	0.780	29.14	0.390	0.36	0.58	17.9	0.34	0.41	0.762	27.50	0.387
30.2	0.700	21.27	0.427	0.49	0.47	17.6	0.35	0.56	0.683	20.36	0.392
30.0	0.990	31.30	0.526	0.33	0.99	41.4	0.36	0.62	0.902	27.39	0.498
29.8	0.640	33.12	0.448	0.32	0.65	13.9	0.63	0.20	1.078	64.01	0.922
29.6	1.405	36.74	0.441	0.28	1.06	20.0	0.58	0.53	1.222	22.97	0.395
29.4	1.900	71.41	1.232	0.15	0.62	13.8	0.46	0.60	1.900	71.41	1.232

H: 水深 (m) A: 断面積 (m²) R: 径深 (m) V: 平均流速 (m/sec)

4-3 水質のシミュレーション

4-3-1 河川域の分類と総括自浄係数

水質の縦断方向の変化は河川の小区間ごとにStreeter-Phelpsモデルを適用することにより求められる。そのためには、水理特性に基づき各小区間を瀬、淵、堰背水部のいずれかに分類し、その分類に応じて総括自浄係数を与える必要がある。そこでまず、瀬、淵、堰背水部の判別基準について述べる。

堰背水部の最大長さは過去の調査より500m～600m程度であることが知られている。この結果と多摩川の空中写真、縮尺1/2,500平面図をもとに堰背水部の範囲を定め、そこに含まれる小区間を背水部とした。また、総括自浄係数として $K_r = 2.0$ (1/day)を与えた。次に、瀬、淵の判別は区間平均流速によることとした。すなわち、区間平均流速50cm/sec以上を瀬、それ未満を淵とした。この基準は夏期の現地観測区間の瀬、淵が不等流計算より算出された区間平均流速50cm/sec以上、未満に対応していることから導かれたものである。なお、総括自浄係数値として瀬、淵にそれぞれ0.2 (1/day), 0.9 (1/day)を与えた。

4-3-2 シミュレーション結果と考察

本川の水質の境界条件として羽村でのBOD濃度を 2.4 mg/l とし調布堰までの水質の縦断変化を計算した。その結果が図4-3の実線である。また、図中の黒丸が実測されたBOD濃度の平均値を示している。この図からわかるように、シミュレーション結果は各地点においては実測値より大きめにやや外れる。しかし、全川の変動傾向については表現されていると考えられる。なお、計算値と実測値との誤差はモデル自身の誤差以外に、支川流量・負荷流入量が必ずしも平均的流況における代表量と一致していないことにもよると考えられる。

堰の通過により水質が大幅に改善されることは、この図においても示されている。昭和用水堰、日野用水堰、四谷本宿堰、大丸用水堰、上河原堰、宿河原堰においてBOD濃度の低減が見られる。また、夏期の多摩川においては永田橋、関戸橋、川原橋、二子橋附近において水質が著しく悪化していることがわかる。これより、青梅都市下水路、残堀川、日野悪水、浅川、谷戸川、平瀬川、野川からの汚濁物質の流入が多摩川の水質悪化の主たる原因であることが推定される。

次に、夏期の現地観測区間における実測値と計算結果とを比較したのが図4-4である。計算値のBOD濃度の変動は谷戸川流入地点前までは実測値と同様の傾向を示している。しかし、谷戸川流入地点より下流では大きく異なっている。これは谷戸川の流量・BOD濃度の実測値が計算に使用した夏期平均値に比して極めて小さいことによる。表4-4にそれらの値を示す。谷戸川の流況、水質が時間により大きく変動することが確認されている。谷戸川で採水を行ったのは午前11時であり、生活排水の流入が極めて少なかったためと思われる。

図4-3には、淵での沈降を無視して淵においても $K_r = 0.2$ (1/day)とした場合の結果を破線で記してある。この曲線は $K_r = 0.9$ (1/day)とした場合よりも当然上に位置するが、その増分はさほ

大きくない。

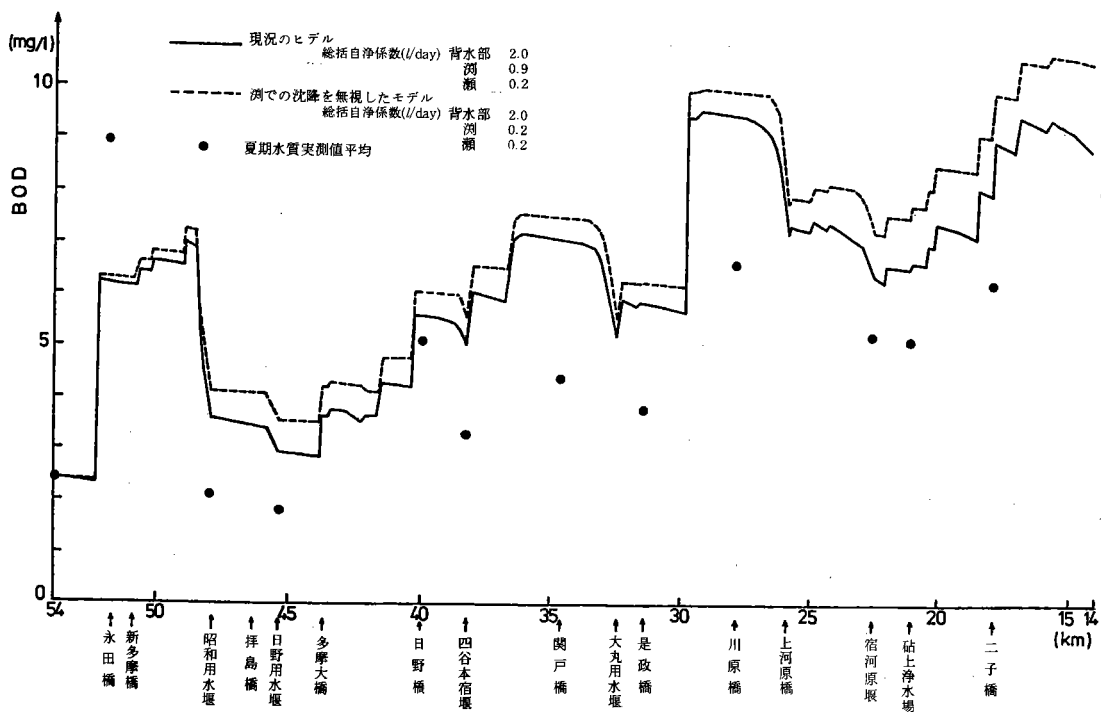


図 4-3 多摩川中流域における水質の縦断変化

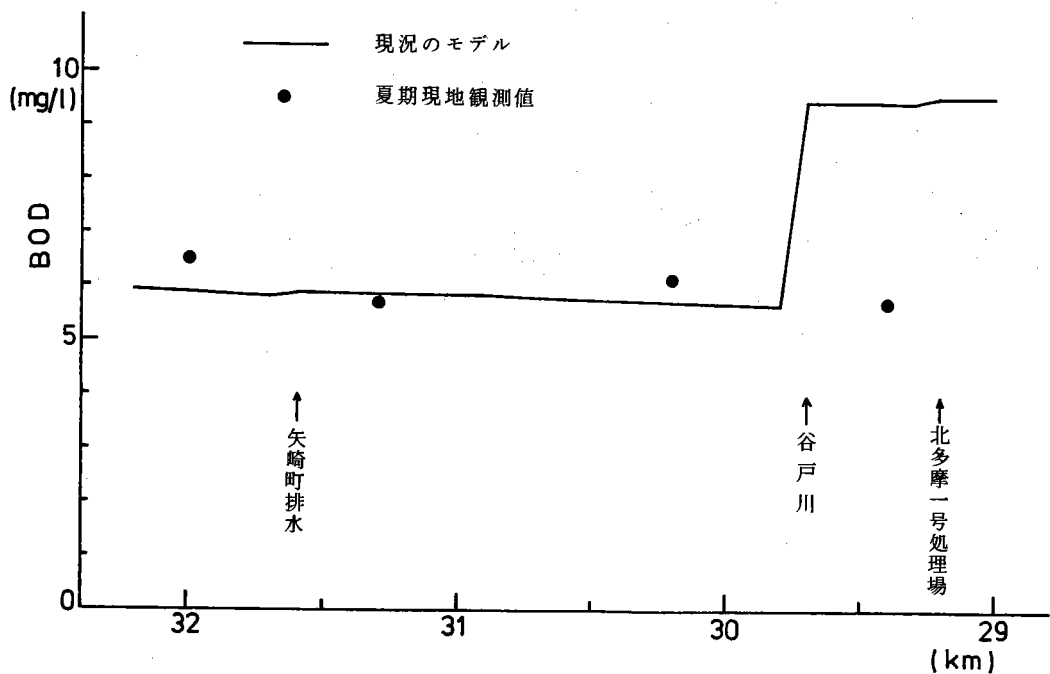


図 4-4 現地観測区間における水質変化

多摩川の将来計画では、沈降性BODの流入をすべて遮断する方針である。1979年の建設省の全川にわたる水質調査の結果によると、沈降性のBODは75.9%であった。すなわち、将来の負荷量は約25%に軽減されることになる。すると、自浄作用は有機物の分解が主体となり、沈降による効果は考えられなくなる。流量、勾配等の流況が同一であるとし、総括自浄係数と全川一律に $Kr = 0.2$ (1/day)とした場合の結果が図4-5である。この図によると、将来はかなり水質が改善されることとなる。また、図4-3と図4-5とを比較すると、現況モデルでは水質が改善されている所でも、将来モデルでは逆に水質悪化がみられる場合がある。本川の水質がよくなるため、現況では本川の水質を改善する支川が将来は本川の水質悪化の原因となりうるのである。

今回作成した不等流モデルと組合わされた水質モデルは多摩川の流況、水質の縦断変化をかなり表現していると考えられる。このモデルの精度を上げるためには、本川全川の低水時のデータ、支川の流量、負荷量のデータについてより正確な値を得ることが必要であろう。

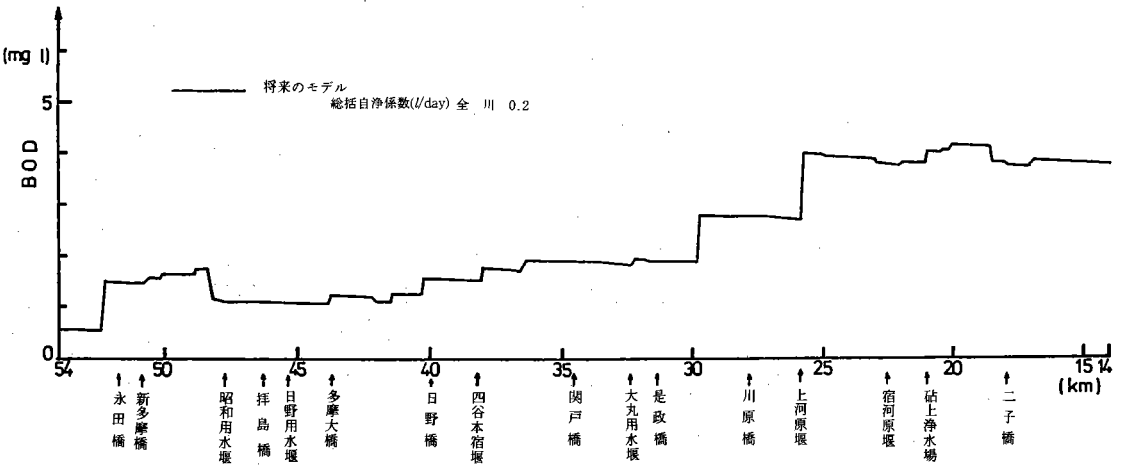


図4-5 多摩川中流域における水質の縦断変化の予測

表4-4 谷戸川流量・水質

	実測値	夏期平均値
流量 (m^3/sec)	0.02	0.16
BOD濃度 (mg/l)	3.88	256.8
負荷量 (g/sec)	0.41	41.1

5. 結 論

多摩川中流域の低水時における流量、水質について現地観測、数値モデルによる解析から得られた結論は以下のものである。

1. 多摩川中流域での瀬、淵の長さは100 m～200 m程度である。また、流速はそれぞれ0.7 m/sec, 0.1 m/sec～0.2 m/sec程度であり、水面勾配はそれぞれ1/150～1/300, 1/1,000～1/5,000くらいである。
2. 多摩川中流域の低水時の粗度係数は約0.05 sec/m^{1/3}である。
3. 実河川を小区間ごとに分割し、複雑な断面形状を考慮した不等流モデルは現地観測区間、中流域全域のいずれの流況をもよく再現する。また、実測値との一致度は、低水時の断面測量の精度の高いものほどよい。
4. Streeter-Phelpsモデルを流況が一定の小区間ごとに適用し、それらを流下方向に連ね、水質の縦断方向の変動を得るという水質モデルを作成した。不等流モデルと結合させること、小区間の流況に応じた総括自浄係数を与えることにより、より合理的な結果を得ることができた。

また、今後の課題として、次のことが挙げられる。

1. 全川を通じて低水時を対象とした研究に耐えうるような、整合性、精度の確保された資料を得る必要がある。特に、より詳細な同時流量水質観測を行い、正確な値を把握しなければ水質予測モデルの改良に反映されない。
2. 今回の現地観測では得られなかった瀬と淵における総括自浄係数を実測する必要がある。

謝 辞

本研究を通して、下記の方々より多大な御協力をいただいた。厚く謝意を表します。

とうきゅう環境浄化財団には1年半にわたり研究助成金の補助を受けた。東京大学土木工学科応用水理研究室のメンバー、とりわけ、玉井信行助教授、広沢佑輔助手、高橋由多加氏、千釜章氏には現地観測、データ整理で協力を得た。東京大学都市工学科市川研究室のメンバー、特に、市川新助教授、横山道子技官、西山智康氏、西野寛二氏には現地観測、水質分析等でお世話になった。また、埼玉大学、芝浦工業大学の水理研究室のメンバーには現地観測で協力いただいた。

参 考 文 献

- (1) 市川 新：都市河川の環境科学，培風館，（1980）
- (2) 合葉修一：多摩川中流域の水質変動を再現する数理モデルの開発と計算機シミュレーションによる汚濁対策効果の検討．（1978）
- (3) 市川 新・玉井信行・西山智康：多摩川湛水部における汚濁物質収支．土木学会水理講演会，24回，（1980）
- (4) 市川 新・玉井信行・田中総太郎：多摩川における水質解析および河川水理学へのリモートセンシング技術の応用（第2報），リモートセンシング技術センター，（1979）
- (5) 市川 新：多摩川の汚濁物質の流下過程における水質変動，とうきゅう環境浄化財団（1978）
- (6) 建設省監修：流域別下水道整備総合計画－調査指針と解説，日本下水道協会（1977）
- (7) 建設省監修：河川砂防技術基準（案）調査編，日本河川協会（1977）