

# 多摩川における水塊の挙動を 支配する水理条件とその評価

1985年

廣 沢 佑 喃

東京大学工学部土木工学科助手

# 目 次

1. はじめに .....	1
2. 現地観測区間 .....	1
3. 観測項目と観測方法 .....	2
3-1 断面形状 .....	2
3-2 水位変動 .....	2
3-3 流速(流量) .....	2
3-4 水質 .....	3
4. 観測結果と考察 .....	4
4-1 流速分布 .....	4
4-2 摩擦速度の横断分布 .....	15
4-3 水面勾配 .....	18
4-4 電気伝導度分布 .....	19
4-5 分散係数 .....	21
4-6 拡散実験 .....	23
4-7 水質分析 .....	27
4-8 乱れの観測と拡散係数 .....	31
5. 不等流モデルについて .....	57
5-1 基本的考え方 .....	57
5-2 河川での平均流速公式 .....	57
6. 多摩川における流下時間推定に対する新しい計算モデルの解法 .....	59
6-1 計算モデル .....	59
6-2 境界条件の与え方 .....	60
6-3 実際の数値条件 .....	61
7. 流下時間推定に対する計算 .....	63
7-1 モデルの計算結果 .....	63
7-2 計算法の問題点 .....	68
8. 結 論 .....	71
謝 辞 .....	72
参 考 文 献 .....	73

# 1. はじめに

近年流域の開発と都市化による流域人口の急増による生活用水等排出量が増大し、河川の水質汚濁が進行している。特に羽村堰より下流は自然流量の低減と相俟って、河川のもつ自浄能力以上の負荷を与え続けたために水質は悪化し、河川の親水機能や生態系の変化などさまざまな問題を生じてきている。この河川水質についての研究が進められてきており、特定点での水質の性質があきらかにされつつあるが、水質の予測を行ない河川環境管理計画をたてるには、水塊の挙動を現象論的に正確に把握し、それを水理学的な解析に反映させる必要がある。河川とくに低水流量時における水塊の挙動は現在のところ十分に研究把握されているとは言い難い。特に、水理量の横断方向の分布特性については確立された取扱いがないと言ってよい。本研究では水理学の理論を用いて多摩川における水塊の2次元的な挙動を明らかにするという最終的な目標を可能にするため、河川の横断面内における偏差および拡散特性に関する現地観測ならびに解析を行った。さらに、従来得られている資料の範囲内で中流部約40 Km区間内の流れおよび水質の変化を数値シミュレーションで追跡し、現状の浄化係数の同定を行った。現地で観測されている水位および水質資料には種々の原因で不確定な因子が数多く含まれており、このような場合の資料に対する取扱い・解析法を提案するものである。このように多摩川における流れの場をより詳細に知り、かつまた現地資料のもつ特徴を明らかにすることにより、多摩川における汚濁物質の移動を明らかにすることができる。そしてこのような水理学的な知見は、望ましい水質管理計画の樹立に対して基礎資料を提出することができるであろう。

本研究の調査・研究の組織は下記の如くである。

研究代表者	廣 沢 佑 喃	東京大学工学部土木工学科
分担者	玉 井 信 行	同 上
〃	塚 原 浩 一	東京大学大学院
〃	菅 和 利	芝浦工業大学土木工学科
〃	市 川 新	東京大学工学部都市工学科
〃	横 山 道 子	同 上
〃	天 野 耕 二	東京大学大学院
〃	紳 原 隆	同 上

# 2. 現地観測区間

観測地点は大別して2つに分けられる。その1つは、多摩川河口より約26 Km地点の上河原堰下流で中流域を代表すると考えられる瀬の部分である。もう1地点は流量および負荷量収支を考察するため、河口より約34 Kmより37 Km区間において、浅川、程久保川、国立排水を含めて観測を行った。多摩川本川に

については、浅川合流部より上流の1地点と、国立排水流入部より下流の2地点での計3断面、また本川へ流入する直前の浅川、程久保川において各1断面と国立排水にて2断面を観測断面とした。

### 3. 観測項目と観測方法

#### 3-1 断面形状

観測断面兩岸に基準杭を打ち込み、1 m毎に青、赤のマークをつけたロープをその杭に緊結する。径2.6 cmの塩ビ管にメジャーを貼り付けその底部に7 cm平方の板を取り付けた水深棒を使用して、ロープに沿い1~2 mおきに水位を往復測定しその平均値をもって各点の水位とし、それにより横断面形状を求めた。

#### 3-2 水位変動

水際線から約5 m~10 m位置に、メジャーを貼り付けた径2.6 cmの塩ビ管の下方にコンクリートブロックを取り付けたものを設置し、所定の時刻に水位を読み取った。基準点においては、径20 cmの塩ビ管の下方に穴を明け通水した管内の静止水面の水位をポイントゲージで読み取った。

#### 3-3 流速（流量）

使用した流速計は1成分電磁流速計、2成分電磁流速計、小型プライス式流速計、プロベラ式流速計及び自作の小型流速計と浮子であり、全機種について、流速観測前後に実験室内水路を用いて検定を行った。

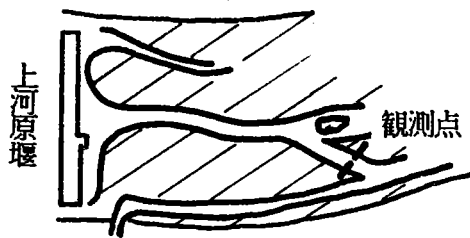


図-1 上河原堰下流観測点略図

特に自作の小型流速計はプロベラ径3 cm、測定範囲5~120 cm/sで直線性はよいが、流下する藻や毛髪類にからみつかれると指示値が大きく狂ってくるので、流速観測点において電磁流速計との整合性を確認した。

図-1の上河原堰下流においては、水面幅は約30 mであり、これを10の小区分に分け、鉛直方向は水表面

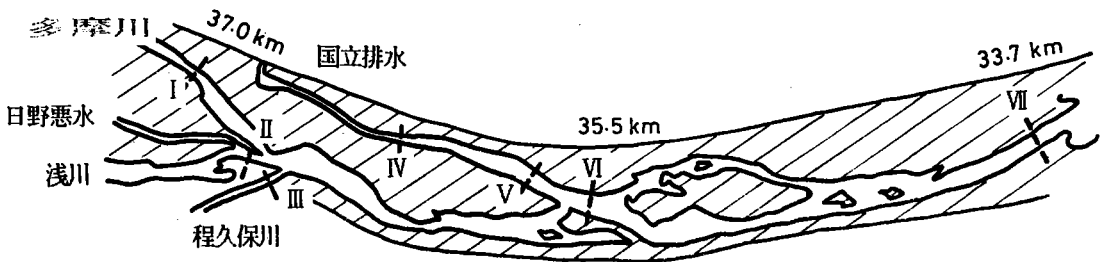


図-2 河口より34~37 km 観測区間略図

下5cmの位置を始点とし以下順次15cmずつ水深が増大する位置において測定を行った。底部では、この15cmという間隔にとられず測点を設け、断面内で約50点の流速を観測した。図-2のI、VI、VIIにおいては横断4m毎、又II、IIIにおいては横断2m毎にその点での水深により、表面浮子(平均流速=0.83Vs)、一点法(平均流速=V0.6H)、2点法[平均流速=(V0.2H+V0.8H)/2]を用い、2時間おきに3回観測した。以上の他に、断面VIIについては横断方向2.5m毎に人員を配置して、水面からの距離5cm、20cm、35cm、の如く15cmおきと河床附近の72点について同時観測を行った。

更に、乱れの計測から拡散係数を推定するためと、長期間の流量変動を連続的に知るために、電磁流速計による連続観測を試みた。位置は図-2のVII断面内の右岸より35mの点である。水深6割点での流速3成分連続観測と鉛直方向10cm毎の主流速を1時間おきに観測した。この際の観測方法は、鉄製パイプにてヤグラを組み、このヤグラに2成分電磁流速計2台を用いて流速3成分の同時観測を可能にした流速計を緊結し、さらに鉛直流速分布測定用の1成分電磁流速計を設置した。この2台共、流速計サポートを上下にスライドすることにより定められた位置にセットすることが出来る。ヤグラの上には観測者の他に流速計検出器の変換器と、連続記録用のデータレコーダ並びにモニタ用としてのサーボコーダを載せ、記録器への電源供給用の発電機は振動伝播を防ぐためにゴムポート上に設置した。流量は、観測した流速に流水断面を乗じて求めた。

### 3-4 水 質

図-1の上河原堰下流の観測断面については、流速観測点と同位置約50点の採水を行い、濃度の代表値として電気伝導度を計測した。図-2についてはI、VI、VIIの3断面について横断方向3ヶ所(両岸より河幅1/6位置と中央部)、II、III、IV、Vの4断面については最深部1ヶ所にて採水を行った。採水部位は水面から6割位置を原則とし、採水器高さの関係上水深25cm~50cmの場所では、採水器を河床につけた状態で、また水深25cm以下の場所ではメスシリンダーを利用して流速観測と同様2時間毎に3回採水を行った。以上の他にVII断面については同時流速観測位置と同一点の73点について同時採水を行った。

一般分析用の採水器は、検水流入させるパイプと瓶中の空気抜きパイプを備えた採水瓶4本を重錘をつけた採水カゴに設置したものをを用いた。採水したうちの3本はPH、ELC、SS、N、P分析用とし1本はBOD用検水の調整に使用した。このBOD用検水は観測地点での有機物含有量の多少により1検水につき希釈倍率(1倍、2倍)のところと(8倍、16倍)の2種類の希釈を行い、それぞれ各希釈倍率に対しDO瓶2本、ふらん瓶2本について、「DO瓶、ふらん瓶、ふらん瓶、DO瓶」の順に計4本に分注した。これは2本のDO瓶のDO値の差を検討することにより希釈操作が正しく行われたかをチェックするためである。但し(1倍、2倍)の希釈倍率の地点の検水に対しては、下記の如くDO用検水を採水したので2倍希釈のみとした。DO用検水の採水は、重量を正確に計量したDO瓶に前に記した採水瓶の検水流入パイプを差し入れた状態にセットしたものを採水カゴに設置し、所定の位置で採水を行った。こ

の方法によれば最初DO瓶に入った検水はDO瓶中の大気と接触するが、採水瓶が満たされる間中、DO瓶の中からオーバーフローするので最後にDO瓶中に残った検水は大気と接触していないものが採水されたこととなる。メスシリンダーにて採水された検水は、サイフォンを利用してDO瓶中に検水を満たす方法をとった。DO瓶中の検水は直ちに現地にてDO固定を行い、検水を満たしたふらん瓶はポリ容器に入れ黒色ビニール袋で包み河川中に浸しておき、直射日光による温度上昇と光合成反応の進行を防いだ。検水は出来る限り早く研究室へ持ち帰り直ちに20℃の恒温室の暗幕中に静置し、採水後120±2時間の範囲で固定を行いBODを測定した。またSS分析には先づ90mm沓紙を使用出来る沓過器を用いた。この沓過器は沓紙の撓みを防ぐ金網が敷いてあり、漏水を防ぐためのシリコンゴムのパッキンと4個の蝶ネジで固定出来るようになっている。沓過後の乾燥は揮発性物質の揮散を防ぐために、真空乾燥器を用いて50℃で乾燥し、毛髪湿度計で15%となつてから1時間乾燥したものを恒量とした。窒素及びリンは、河川水中の存在形態が様々であり、それぞれ分析する必要があるので、テクニコン社製オートアナライザーⅡ型を用いた。

横断面について濃度分布を調査するために行った73点同時採水用の器具は、採水位(水面より5cm、20cm、35cmと15cm間隔と河床附近)に合わせて、タルキに採水瓶を水平に取り付け、そのゴム栓には検水流入用としての内径4mm長さ20cmのアクリルパイプと、採水瓶内空気抜き用のL字に曲げたアクリルパイプを挿入し、この空気抜き用パイプの先端にはビニール管を継ぎ手許に1まどめに出来るようにした。このビニール管を完全に折り曲げてから採水具を夫々の定位置に下ろし、合図と共に一斉にビニール管を開くことによって採水瓶中にその位置での検水を同時に流入させた。

また、断面Ⅶにおいて横断方向拡散係数を知るために、ある1点より線源で塩水を連続的に放出させ、その下流3測線にての濃度分布を観測するのに使用した採水具は、径5cmの採水瓶20本、30本、40本の3組を夫々上下プレートにより挟みつけ、検水流入口として径4mm長さ20cmの硝子管と空気抜き用としてL字に曲げた硝子管を挿入したゴム栓で蓋をしたものを用いた。放出位置は右岸より12m、24m、32m位置にて夫々放出口より下流に3m、6m、10mで水面より20cmのところの検水を採取した。右岸より20m位置においては、放出口より下流に2m、4m、6mの位置で採水を行った。採水方法は、放出開始後下流10m地点または6m地点にて電導度計に放出水が検水されてから1~2分経過後、3測線にて同時採水した。採水具の関係上、横方向について5cm間隔での検水を得たことになり、この検水の溶解性物質量を表示する指標としての電気伝導度を計測し、濃度分布図を作成した。

## 4. 観測結果と考察

### 4-1 流速分布

上河原堰下流部の観測断面内約50点の流速データにより得られた等流速線図を図-3に示す。図-4は中央部の第5測線上での水深方向の分布形が示されており、各測線上で2次までの係数を定めた、2次

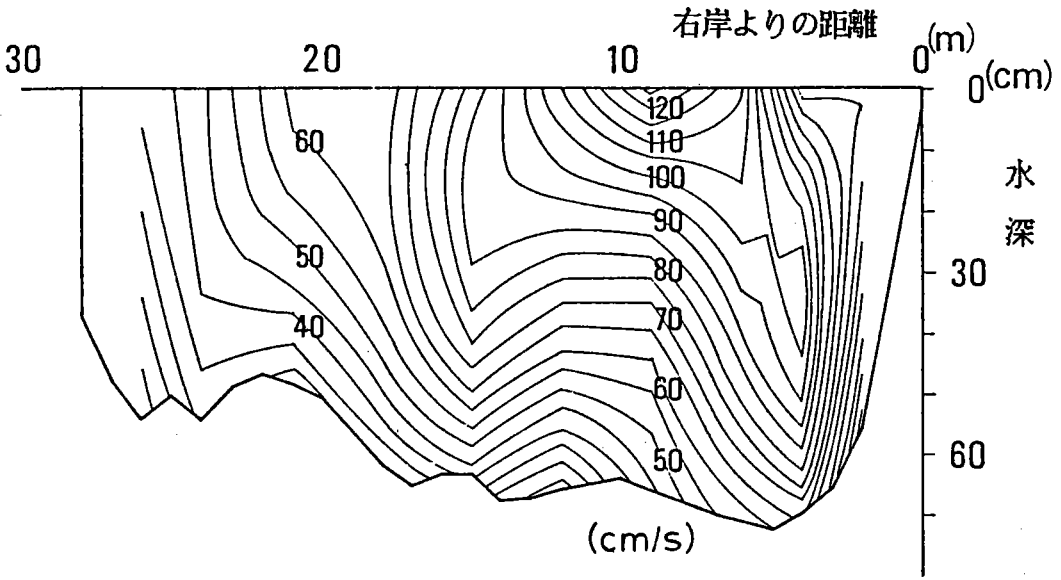


図-3 上河原堰下流の等流速線

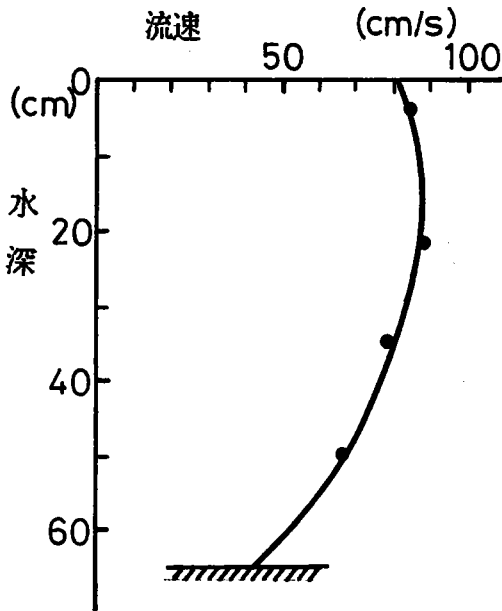


図-4 上河原堰下流中央の流速分布

曲線により鉛直分布が精度よく近似出来るということは、流速測定法における2点法によって精度よく平均流速を推定できることを表わしている。また、断面Ⅶについての同時観測72点流速データより得られた等流速線図を図-5に示す。図-6は中央部での水深方向の流速分布である。

図-3の等流速線を見ると右岸寄りの水表面下に流速の大きな部分がみられ、直線水路における従来の観測結果と大きく異なる。これは観測場所を示す平面図、図-1から想像されるように測定が行われた瀬が、河道中央部と右岸側を結ぶ河道を斜めに横断するミオ筋に位置しており、わん曲流れの2次流の影響を強く受けた結果と推定される。

横断Ⅶの右岸より35m位置にて行なった流速3成分連続観測中に1成分電磁流速計を用いて、水深方向の主流速を1時間おきに3回測定した結果を図示したのが図-7である。3回共流速の変動は殆んどみられなかった。

河口より約34kmより37km区間における断面Ⅰ～Ⅶ(Ⅳ、Ⅴ断面は水深、流速とも殆んど無いため除く)について、下流検査面では流下到達時間を考慮して、観測実施時刻を断面Ⅰに対して断面Ⅱでは30分、断面Ⅶでは60分それぞれ遅らせた。この観測により得られた水深平均流速の横断方向分布を各回別

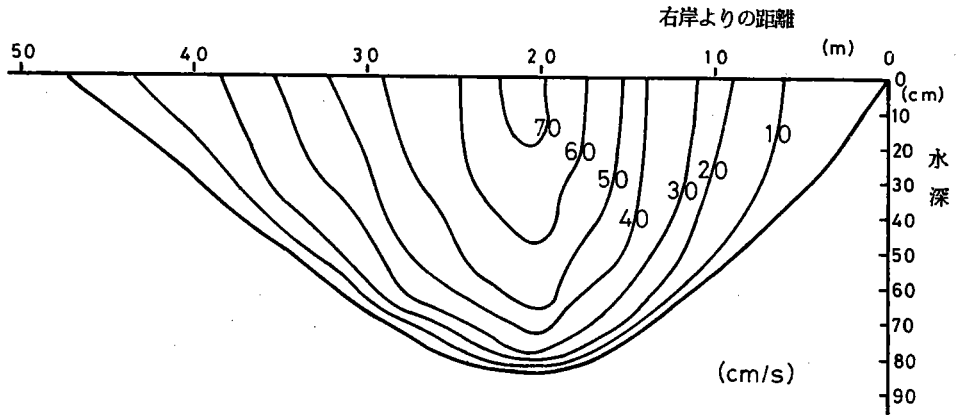


図-5 断面Ⅵの等流速線

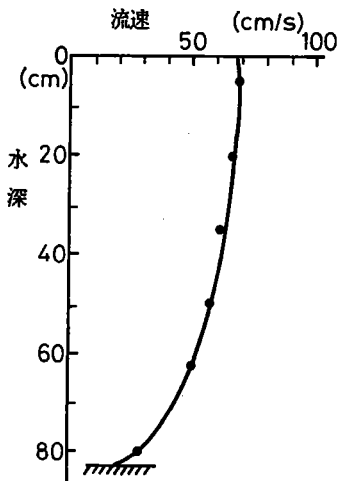


図-6 断面Ⅶ中央部の流速分布

別に水深図と共に図-8に示す。但し測定時間中に水位変動があった場合の水位零位置は各回毎測定開始と終了時における水位の平均値とした。この観測中の各断面での水位変動を第1回観測開始時の水位を基準として図-9に示した。また以上より各断面、各回毎の流水断面積、流量、断面平均流速をまとめて表-1に掲げる。また各回毎に観測された流量を測定位置との関係で図示したものが図-10である。Ⅵ地点上流での流量の和、およびⅥとⅦ地点の流量は河道内での伏没・還元がなければ一致する筈であるが、収支から推定される値と実測値とは大きく異なる例もある。この理由については以下に考察する。

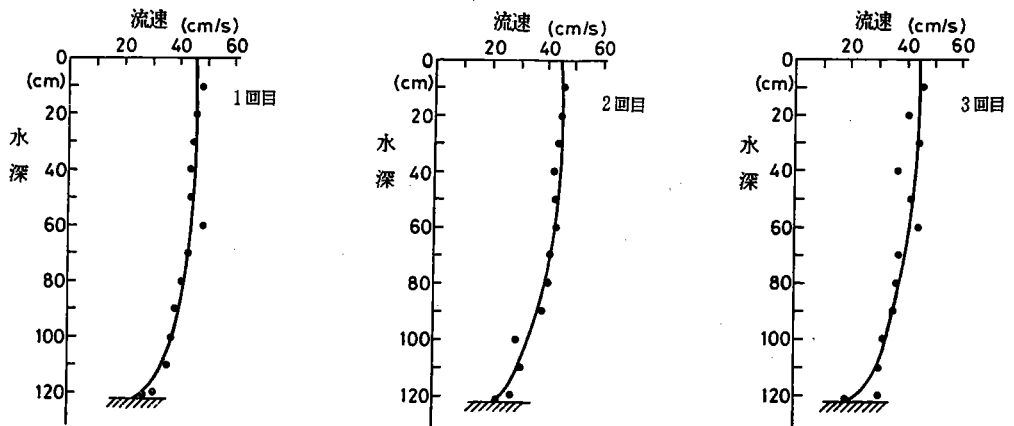


図-7 流速3成分測定時における主流速分布



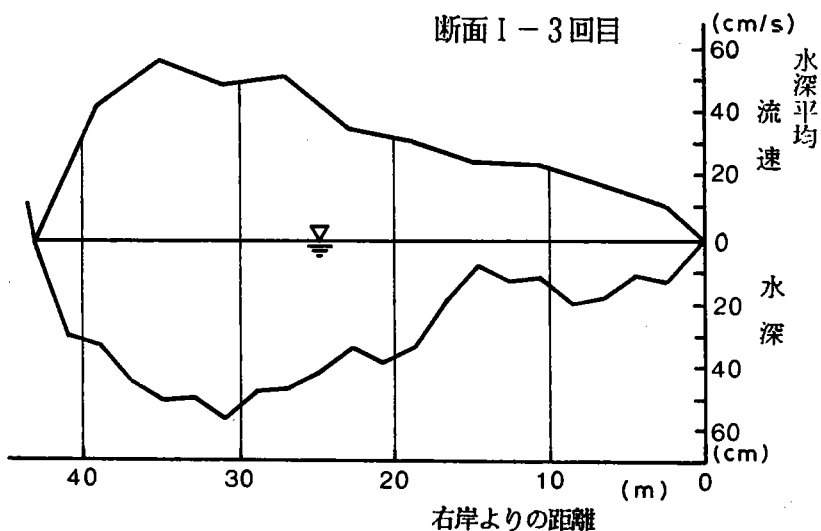
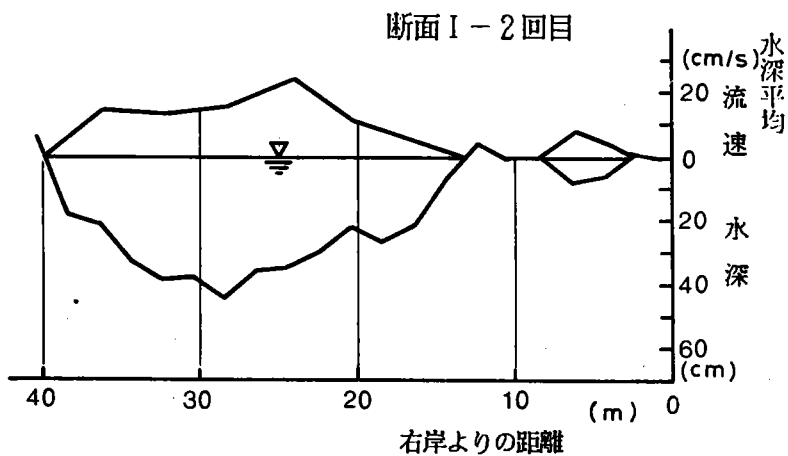
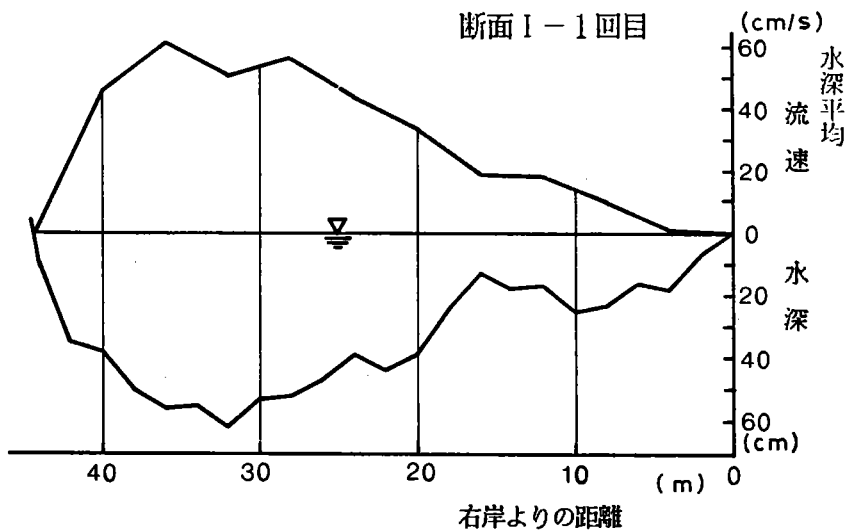
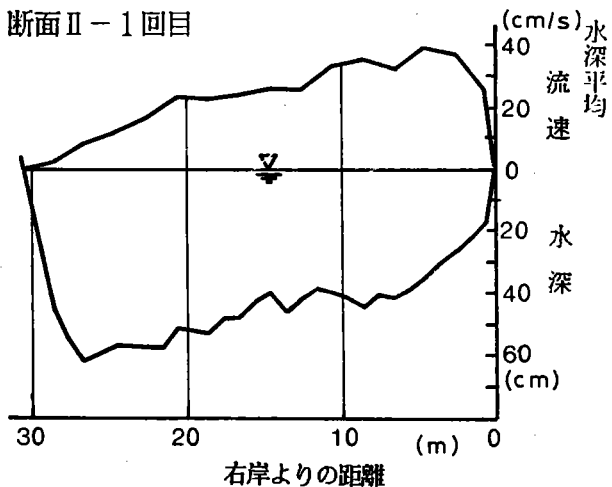
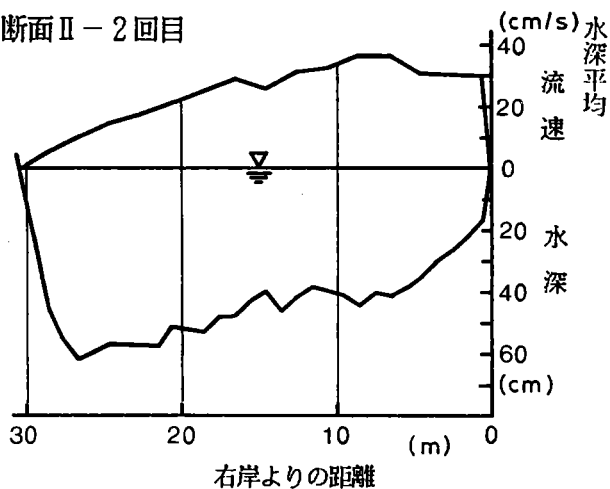


図-8 各断面の観測回別水深と水深平均流速分布

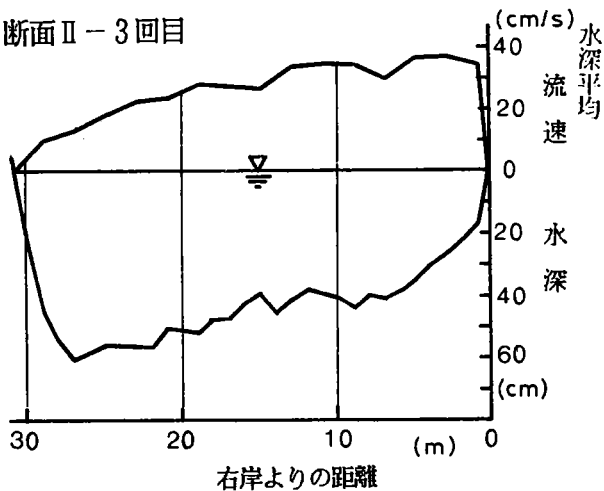
断面Ⅱ-1回目



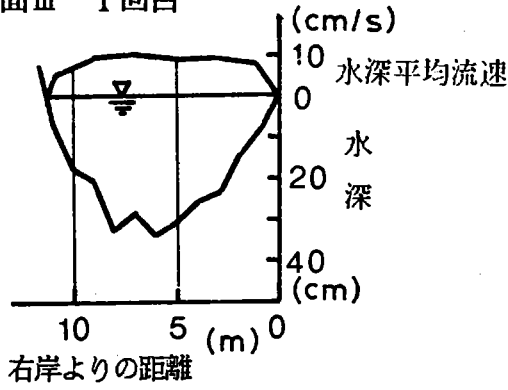
断面Ⅱ-2回目



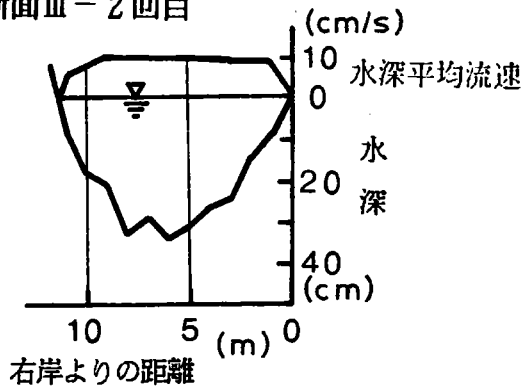
断面Ⅱ-3回目



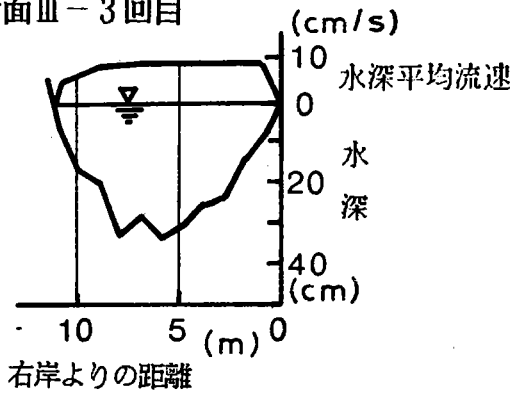
断面Ⅲ-1回目

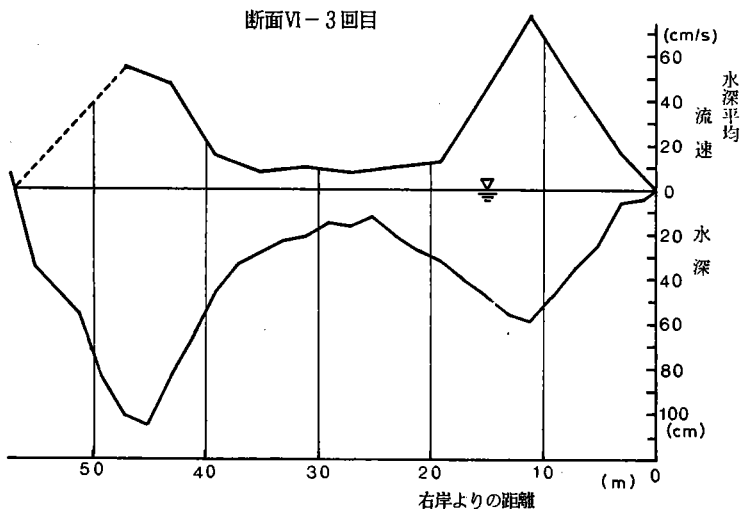
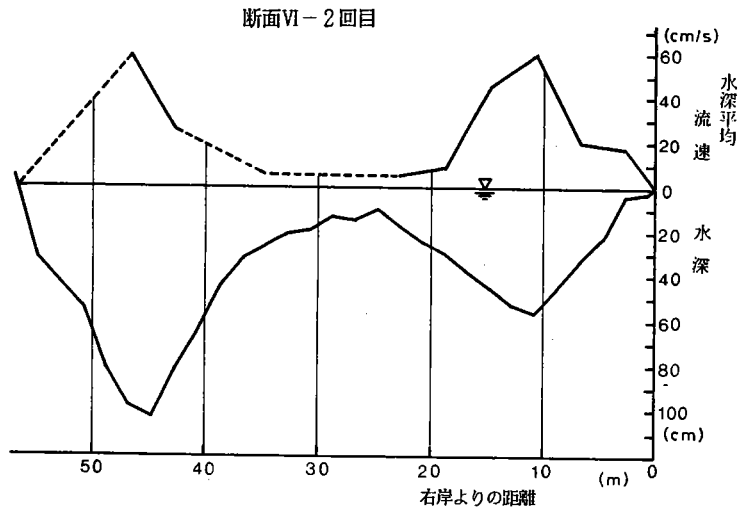
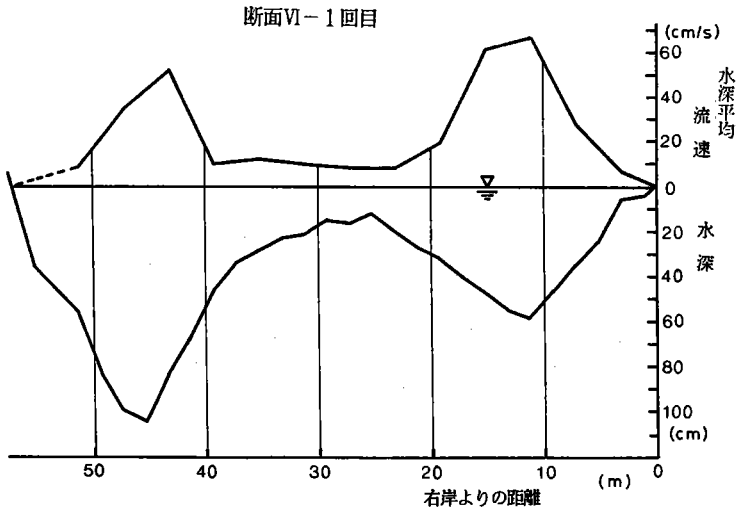


断面Ⅲ-2回目

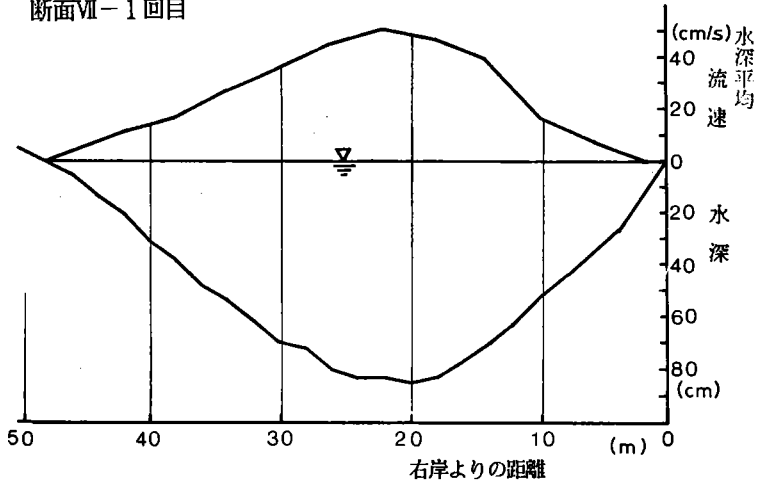


断面Ⅲ-3回目

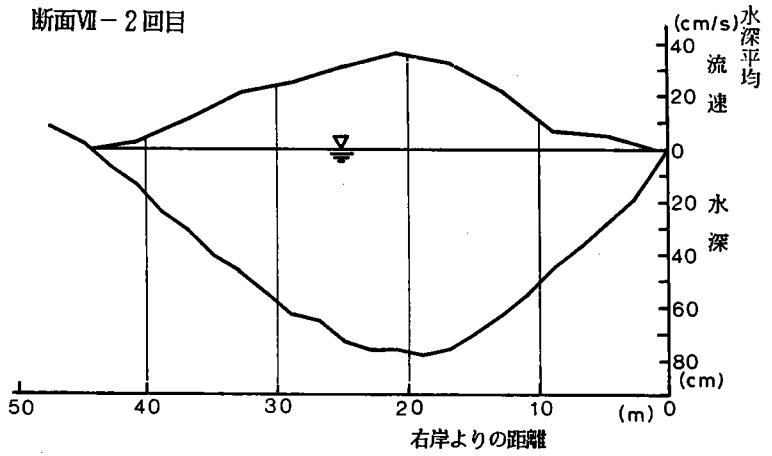




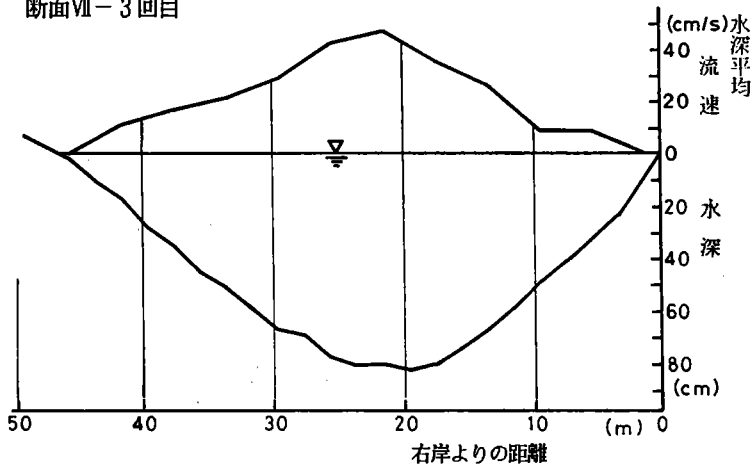
断面Ⅶ-1回目



断面Ⅶ-2回目



断面Ⅶ-3回目



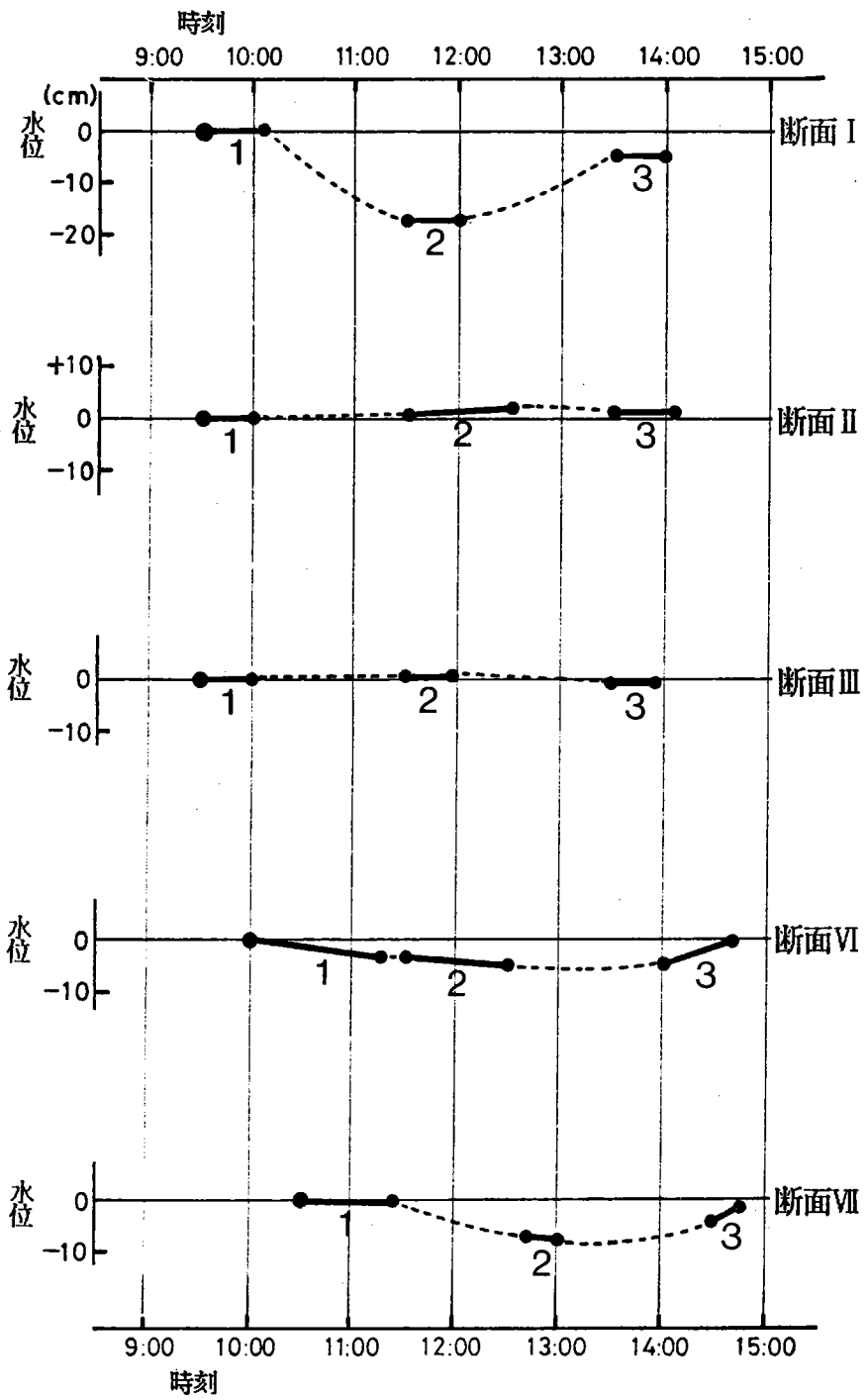


図-9 各断面位置での水位変動

表-1 各観測時刻別流量

断面	回目	流水断面積 ( $m^2$ )	断面平均流速 ( $m/s$ )	断面流量 ( $m^3/s$ )	推定流量 ( $m^3/s$ )	観測時刻 (時:分~時:分)
I	1	14.74	0.41	6.04		9:30~10:00
	2	7.67	0.14	1.07		11:30~12:00
	3	12.56	0.40	5.02		13:30~14:00
II	1	13.20	0.22	2.90		9:30~10:00
	2	13.51	0.24	3.24		11:30~12:30
	3	13.51	0.26	3.51		13:30~14:10
III	1	2.45	0.09	0.22		9:30~10:00
	2	2.56	0.09	0.23		11:30~11:55
	3	2.34	0.09	0.21		13:26~13:50
VI	1	23.56	0.30	7.07	9.16	10:00~11:15
	2	22.31	0.31	6.92	4.54	11:30~12:30
	3	23.09	0.37	8.54	8.74	14:00~14:40
VII	1	24.07	0.34	8.18	9.16	10:30~11:20
	2	20.87	0.24	5.01	4.54	12:40~12:58
	3	22.67	0.28	6.35	8.74	14:30~14:45

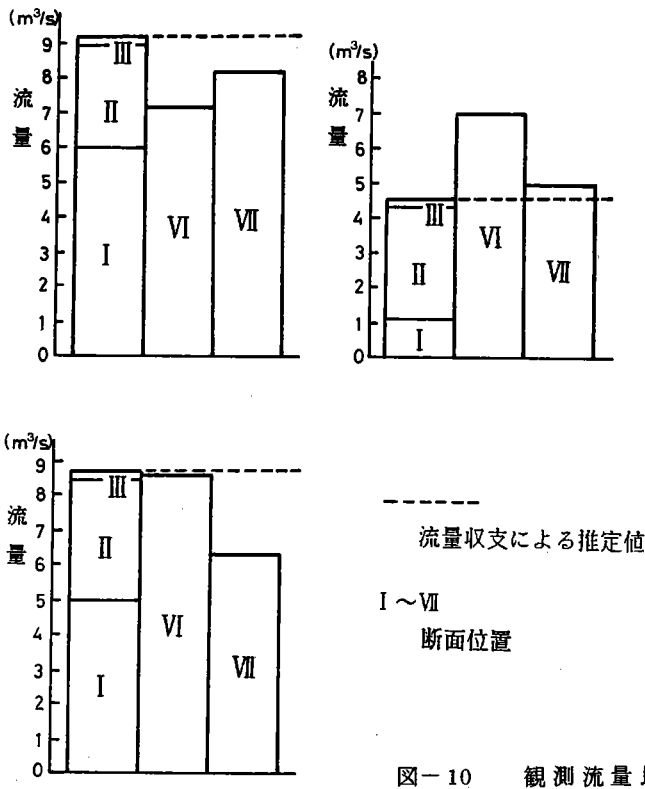


図-10 観測流量比較図

水位変動図(図-9)をみると、多摩川本川においては観測中の10時から15時迄の5時間の間に断面Ⅰでは17cm、断面Ⅵでは5cm、断面Ⅶについては7cmの水位変動があった。流量収支、また負荷量を見積るためには流下到達時間を正確に把握した時間遅れ観測を行う必要があるが、このように観測時間中に水位変動、流速変動があぬので正確に予測するのは中々困難である。この予測をできるだけ正確に行うためには、次のようなことが考えられる。同一断面においては1、2回の観測ではなく、ある一定時間の間隔で併も断面測定に要する時間をすべての断面について略同一にした多くの観測を行うのが望ましい。これとともに観測開始前30～60分より観測終了後30～60分迄の間絶えず各観測断面における水位を記録して、水位の連続記録が作成できるよう準備しておくことも大事であろう。これにより、流下到達時刻と観測時刻の間に多少のずれが生じ、そのために流量収支に影響を及ぼしても、その原因追及のための資料となり、観測断面内流量のチェックが出来る。

今回の観測では、断面Ⅰより断面Ⅵへの流下到達時間を30分、断面Ⅶへは60分と想定して観測開始時刻をずらしたが、断面Ⅵにおいては観測断面形状の複雑さと大きな水深のため、観測に手間どったり、断面Ⅰと同時刻に観測を始める手違いがあって、2回目の観測結果は同一水塊とおぼしきものを追跡していないと判断される。今回の観測においては観測断面の水位を、流速測定を開始時と終了時のみにしか測定していないが、中間部については前後の関係から破線で結び、この水位変動図から流量収支図を再検討してみることにした。

多摩川本川の断面Ⅰでの代表的な平均流速は、表-1より0.30～0.40m/sと考えられる。準定常流の解析に従えば、長方形断面水路においては水面変動の伝播速度は平均流速の $\frac{5}{3}$ 倍であり、0.50～0.68m/sとなる。したがって断面Ⅰの水位変化が断面Ⅵへ伝わるのに40～50分、断面Ⅵから断面Ⅶまで伝わるのにさらに45～60分を要すると考えられる。これらの値は当初予想されていたそれぞれ30分という値より大きな値である。図-9の水位変動の谷の出現時刻を眺めると、準定常流解析による予測はほぼ妥当なものと考えられる。

第1回目の観測における断面Ⅰ～Ⅴの流量の和は $9.16m^3/s$ であり、断面Ⅵで $2.09m^3/s$ 少なく、断面Ⅶでは $8.18m^3/s$ であり $0.98m^3/s$ 少ない。断面Ⅰでの観測は短時間の内に終了し、観測時間中の水位変化はない。断面Ⅵでは水位減少状態の下で、長い時間をかけて観測が行われたため水位一定のときの流量より減少した流量を測定した可能性がある。また断面Ⅶでは水位変化は断面Ⅵ程大きくないが減少状態で50分間の観測を行なったためと思われる。第2回目では断面Ⅰ～Ⅴの総流量は、 $4.54m^3/s$ であり、断面Ⅵでは $2.38m^3/s$ の増大を示し、断面Ⅶにて $5.01m^3/s$ と略同流量となっている。これは断面Ⅵにおいての観測が、まだ水位減少状態とはいえ観測時刻が断面Ⅰと同時に重なったために、断面Ⅰでの急激に流量が減少した現象が下流に伝わる以前の状態を観測したためと思われる。第3回目観測については断面Ⅰ～Ⅴの総流量が $8.74m^3/s$ 、断面Ⅵでは $8.54m^3/s$ と略同流量を示し、断面Ⅶでは $6.35m^3/s$ であり、 $2.39m^3/s$ も少ない流量を示している。これは断面Ⅰでの観測時間30分中、水位変動はないが、断面Ⅵ、Ⅶではまだ水位上昇状態となっており、観測開始時刻は断面Ⅵ、断面Ⅶは各々30分、60分遅れ



ではあるが、終了時刻をみると両断面とも略同時刻である。断面Ⅶでは僅か15分の間で水位が2.6cmも増加しており、観測開始時刻がもう少し遅くなっていれば十分に流量が回復した状態で観測できたと考えられ、観測流量は大きくなり断面Ⅰの流量と略同一の値を示したものと思われる。

#### 4-2 摩擦速度の横断分布

断面Ⅶにて観測した流速により縦横比1:1の流速分布図を作成し、それにより横断方向2.5m間隔の各区間断面の面積と底面勾配を求めた。各区間断面の面積は、次の2つの方法で求めた。第1の方法は、等流速線に直交する速度勾配線で分割し、面積を求める方法である(図-11参照)。第2の方法は、水路幅は十分に広いとして水面に垂直な線

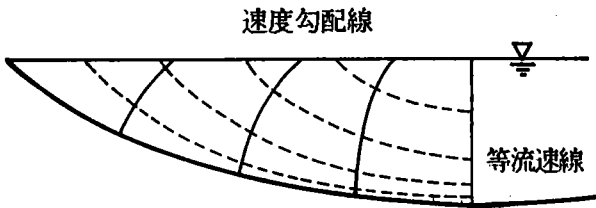


図-11 速度勾配線法

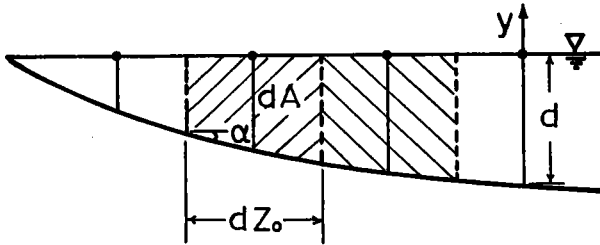


図-12 鉛直分割法

線で分割して区間断面面積を求める。そしてこれらの面積に対応する水の重量が底面摩擦を惹き起こす、と考えるわけである。2つの方法で得られた区間断面面積の大きさは全域ほぼ等しく、流心部近くになった部分1個所で約2%の差が表われたが、その両隣区間では1%程度の差である。従って全区間水面に直交する直線で区間分割を行っても、精度上問題はないので水面に直交する線で分割する方法を用いた。

図-12の如く各区間での底面となす角を $\alpha$ 、分割長さ $dZ$ 、区間断面積

$dA$ は表-2の如くであった。底面の礫代表径を15cmとし、実測値を用いて右岸よりの観測距離毎に測定点における摩擦速度を次式により求めたものが表-3である。この $k$ の決定法については後述する。

$$U = 2.5 U_* \ln \left( \frac{30 \frac{d}{k}}{\tan \alpha} \frac{y}{z} \right)$$

ここに、 $d$ は観測点水深、 $y$ は底面よりの距離、 $z$ は水際よりの距離、 $k$ は河床の礫代表径である。また、各観測位置での平均摩擦速度を図示したものが図-13である。これによりⅦ断面全面の平均摩擦速度は3.1cm/sである。

また、断面Ⅶの各観測位置における測定点の流速 $U$ と底面よりの距離 $y$ によって、各観測線での摩擦速度 $U_*$ と河床の礫の代表径 $k$ を算出したものを表-4に示す。これは観測された流速分布が対数速度分布に最もよくあてはまるよう $k$ と $U_*$ を選んだものである。すなわち、

表 - 2 区間断面積・底面勾配

右岸よりの距離 (m)	水 深 (cm)	分割幅 (cm)	区間断面積 ( $cm^2$ )	底面勾配 ( $\times 10^{-3}$ )
1.5	11	275	2750	73
4.0	28	250	6750	56
6.5	35	250	10000	48
9.0	50	250	12875	44
11.5	60	250	15375	36
14.0	70	250	17625	36
16.5	79	250	19500	24
19.0	83	250	20625	12
21.5	83	250	20813	6
24.0	82	250	20313	10
26.5	81	250	19063	30
29.0	70	250	17438	22
31.5	62	250	15500	40
34.0	52	250	13125	36
36.5	44	250	10875	36
39.0	34	250	8375	44
41.5	23	250	5750	40
44.0	13	250	3375	36
46.5	5	205	923	44

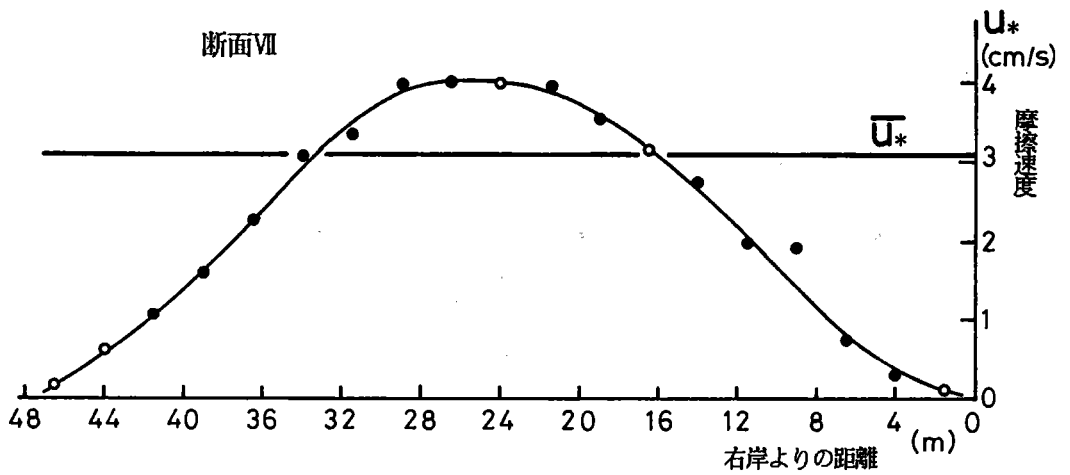


図 - 13 摩 擦 速 度

表-3 測定点における摩擦速度

右岸よりの 距 離 (m)	Y (cm)	U (cm/s)	U* (cm/s)	右岸よりの 距 離 (m)	Y (cm)	U (cm/s)	U* (cm/s)	
4.0	8	1.6	0.21	26.5	1	10.5	4.40	
	23	4.0	0.39		16	34.0	3.65	
6.5	3	4.1	0.86		31	43.7	3.98	
	15	5.7	0.65		46	44.5	3.72	
	30	8.1	0.77		61	48.6	3.84	
9.0	1	7.3	3.15		76	56.7	4.29	
	15	13.0	1.43		29.0	2	24.3	5.01
	30	17.0	1.57			5	26.7	3.74
	45	17.0	1.44			20	35.6	3.36
11.5	3	8.9	1.65			35	47.8	3.98
	10	16.2	1.92	50	48.6	3.77		
	25	20.3	1.90	65	52.6	3.88		
	40	25.1	2.11	31.5	2	13.8	4.04	
55	29.2	2.30	12		21.1	2.67		
14.0	2	11.3	2.64		27	27.5	2.77	
	5	14.6	2.22		42	38.1	3.45	
	20	29.9	2.98	57	41.3	3.50		
	35	33.2	2.90	34.0	2	14.6	3.98	
	50	35.6	2.89		17	21.1	2.34	
65	35.6	2.74	32		34.0	3.21		
19.0	3	21.9	2.84		47	30.8	2.66	
	18	35.6	2.92	36.5	11	16.2	2.02	
	33	49.4	3.60		24	23.5	2.35	
	48	53.5	3.65		39	26.7	2.38	
	63	68.9	4.50	39.0	3	6.5	1.51	
78	59.1	3.73	14		11.3	1.39		
21.5	3	29.9	3.45	29	17.8	1.79		
	18	51.8	3.94	41.5	3	3.2	0.72	
	33	59.1	4.03		18	12.2	1.37	
	48	61.6	3.95					
	63	67.2	4.13					
	78	69.7	4.14					

表-4 摩擦速度と礫径

右岸よりの 距 離 (m)	$U_*$ (cm/s)	K (cm)	右岸よりの 距 離 (m)	$U_*$ (cm/s)	K (cm)
1.5	(0.1)		26.5	4.3	15.5
4.0	(0.3)		29.0	4.2	13.3
6.5	0.8	16.2	31.5	3.3	14.4
9.0	1.6	13.0	34.0	3.0	15.3
11.5	2.4	17.1	36.5	2.5	18.5
14.0	3.3	18.5	39.0	1.6	15.5
16.5	(4.2)		41.5	(1.1)	
19.0	4.8	17.5	44.0	(0.6)	
21.5	5.3	12.1	46.5	(0.2)	
24.0	(5.0)				

$$U = 2.5 U_* \ln\left(\frac{30}{k} \cdot y\right) \quad \text{を变形して、}$$

$$U = 2.5 U_* \ln y + 2.5 U_* \ln\left(\frac{30}{k}\right)$$

により、各測線毎縦軸を流速U、横軸をlnyとしてプロットし、その傾きと切片の値から $U_*$ とkを求めた。この方法により求めた右岸よりの距離毎の摩擦速度をプロットしたものが図-14である。岸寄り測定点が1つか2つなので作図より $U_*$ を求めるのが困難なので、横断方向摩擦速度、図-14により $U_*$ を決め、それらの値より $\bar{U}_*$ を求めたものである。

断面Ⅶ全域の平均摩擦速度 $\bar{U}_*$ は3.1~3.7cm/sであるが、横断方向には摩擦速度に大きな差があることがわかる。摩擦速度は乱れの程度を表わす代表速度であるので、これが横断方向に大きく変化することは流れの混合特性その他も横断方向に一定ではないことが示唆されるものと思われる。

### 4-3 水面勾配

前項の縦横比1:1の横断面図を基に求めた $U_*$ から $\tau_0 = \rho U_*^2$ により $\tau_0$ を、また $dA/dZ_0$ を算出して、 $\tau_0 / rS = dA/dZ_0$  ( $r$ ; 水の単位重量、 $S$ ; 水面勾配)により各観測位置での水面勾配を求めたものを $S$ として表-5に掲げる。また各観測位置における観測点の流速Uと底面よりの距離yにより作

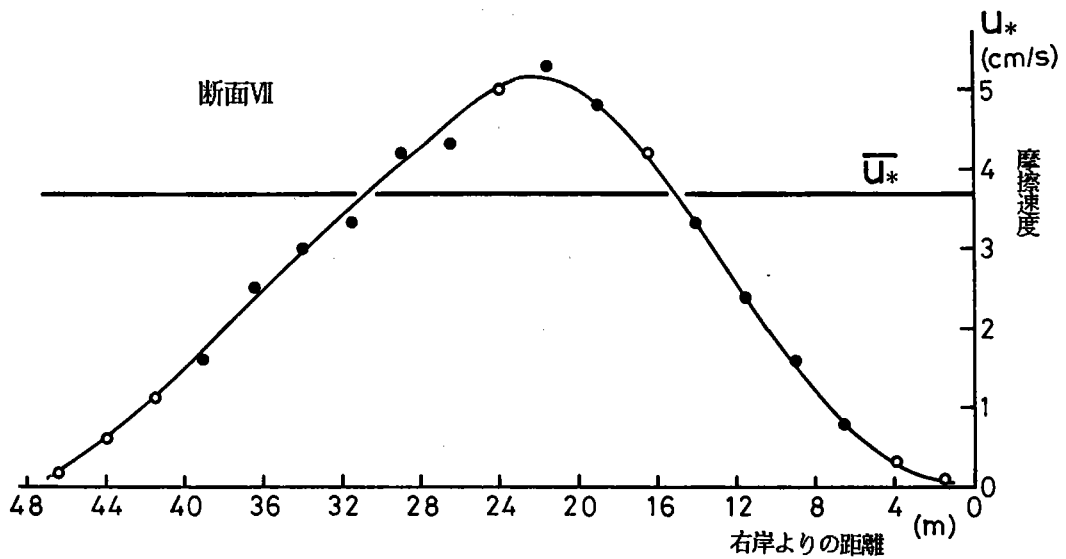


図-14 傾きと切片法による摩擦速度

図で求めた  $U_*$  を使用して、 $U_* = \sqrt{gRI}$  ( $g$ ; 重力加速度、 $R$ ; 径深、 $I$ ; 水面勾配) により水面勾配を求めたものを  $I$  として同じく表-5に対比して示す。

また、水面勾配の実測は次のように行った。断面Ⅶの右岸より6 m、12 m、18 m 位置における上・下流10 m、測定間隔20 mを選び、その測定点で水流の動圧がかからぬように曲げた塩ビパイプに塩ビ管を継がないだものを、上・下流用2つの水位測定用径20 cmの塩ビ管に接続し、1/10 mmパーニヤ付きのポイントゲージにて夫々零点との差を測定し、両点の水位差を測定し勾配を求めた。6 m位置ではその差0.15 cm、従って水面勾配は  $7.5 \times 10^{-5}$  あり、表-5の推定とオーダ的には一致する。12 m、18 m位置での測定結果は逆勾配となり失敗であった。これは水面の波立ちか、または動圧がかかってしまったものと思われるが原因が定かでない。

#### 4-4 電気伝導度分布

上河原堰下流と断面Ⅶについて観測した電気伝導度分布図は図-15、図-16であり、図-17は図-15についての中央部第5測線上での分布形の例である。また断面Ⅰより断面Ⅶについて、本川では中央部と左・右岸寄りの3ヶ所、本川への流入断面では中央部1ヶ所について観測した電気伝導度の時間変動を図-18に示す。

上河原堰下流では右岸寄り流速の大きな部位に  $225 \sim 235 \mu\text{S/cm}$  が片寄り、左辺下方にそれより大きな値を示す  $240 \mu\text{S/cm}$  がみられる。断面Ⅶでは  $230 \sim 260 \mu\text{S/cm}$  の大きな一団が全面に亘ってほぼ等しい間隔で5ヶ所程に分散し、その間に  $270 \mu\text{S/cm}$  の小塊が7ヶ所程に散在しており、全断面について各濃度のものが略一様に混在している。これは断面Ⅶの上流に浅く広がっている急流部があり、浅川、程久保川より流入する約  $280 \mu\text{S/cm}$  の濃度、また流量の殆んどなかった国立排水  $380 \mu\text{S/cm}$  程度の濃度

表-5 水面勾配

右岸よりの距離 (m)	S	I	右岸よりの距離 (m)	S	I
1.5	$1.3 \times 10^{-6}$	$9.3 \times 10^{-7}$	26.5	$2.1 \times 10^{-4}$	$2.3 \times 10^{-4}$
4.0	$3.4 \times 10^{-6}$	$3.3 \times 10^{-6}$	29.0	$2.3 \times 10^{-4}$	$2.6 \times 10^{-4}$
6.5	$1.5 \times 10^{-6}$	$1.8 \times 10^{-5}$	31.5	$1.8 \times 10^{-4}$	$1.8 \times 10^{-4}$
9.0	$7.1 \times 10^{-5}$	$5.2 \times 10^{-5}$	34.0	$1.8 \times 10^{-4}$	$1.8 \times 10^{-4}$
11.5	$6.5 \times 10^{-5}$	$9.8 \times 10^{-5}$	36.5	$1.2 \times 10^{-4}$	$1.4 \times 10^{-4}$
14.0	$1.1 \times 10^{-4}$	$1.6 \times 10^{-4}$	39.0	$7.4 \times 10^{-5}$	$7.7 \times 10^{-5}$
16.5	$1.3 \times 10^{-4}$	$2.3 \times 10^{-4}$	41.5	$4.8 \times 10^{-5}$	$5.4 \times 10^{-5}$
19.0	$1.5 \times 10^{-4}$	$2.8 \times 10^{-4}$	44.0	$2.7 \times 10^{-5}$	$2.8 \times 10^{-5}$
21.5	$1.9 \times 10^{-4}$	$3.5 \times 10^{-4}$	46.5	$4.5 \times 10^{-6}$	$8.2 \times 10^{-6}$
24.0	$2.0 \times 10^{-4}$	$3.1 \times 10^{-4}$			

のものが全面に拡散された状況を示しているものと解することができる。この断面より8Km下流の上河原堰下流においては、濃度が低くなり230~240  $\mu\text{V}/\text{cm}$ 程度で、断面Ⅵに比べ濃度は小さく殆んど一様となっているが、観測時日が異なるのでこの2観測結果を直接に結び付けて濃度変化に関する考察は出来ない。濃度の時間的変動図-18をみると、本川への流入断面Ⅲ、Ⅳ、Ⅴは本川Ⅰ、Ⅵ、Ⅶの値に比べて高い。これは工場排水や家庭排水のためと考えられる。断面Ⅰでは横断方向位置並びに時間的に変動が大きい、断面Ⅵ、Ⅶでは横断方向位置による差異は少なく略一様になっている。

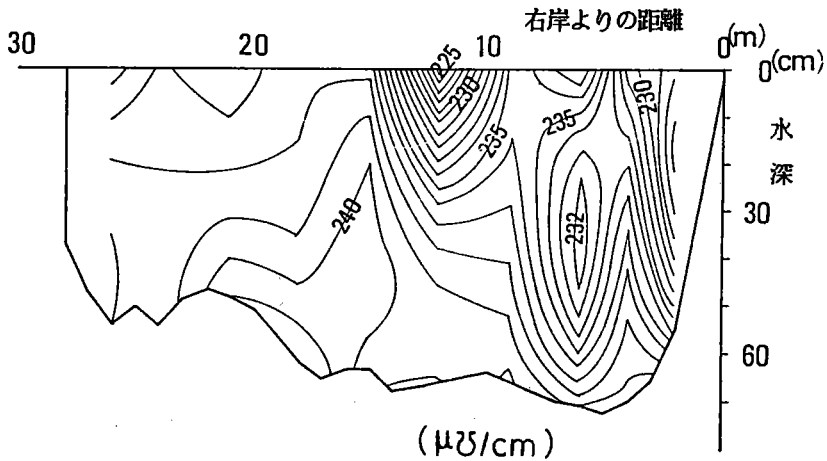


図-15 上河原堰下流の電気伝導度等値線

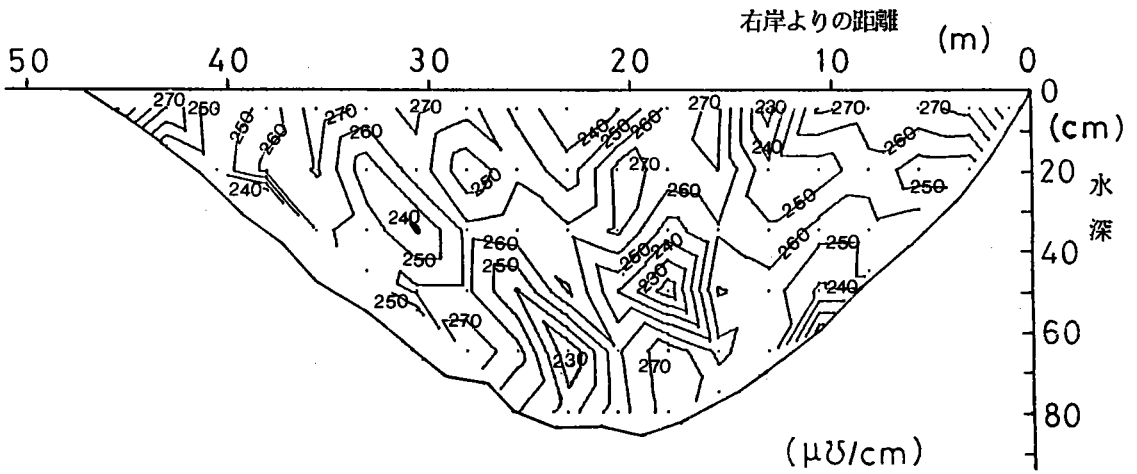


図-16 断面Ⅶの電気伝導度等値線

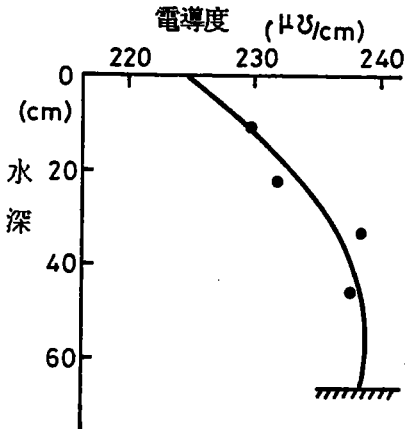


図-17 上河原堰下流・中央部の電気伝導度

#### 4-5 分散係数

上河原堰下流の濃度分布と、さきに示した流速分布形を基に、このような多摩川中流部を代表すると考えられる瀬部について、次式で示される定義式により縦方向の1次元分散係数の推定を行った。

$$D_L \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = -U' C' \quad (4.1)$$

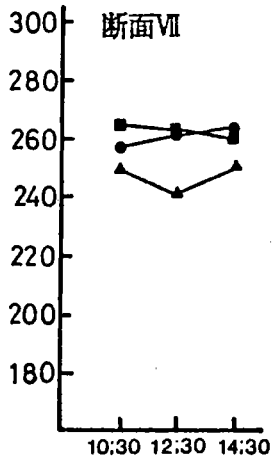
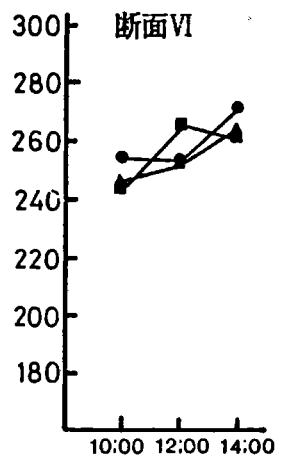
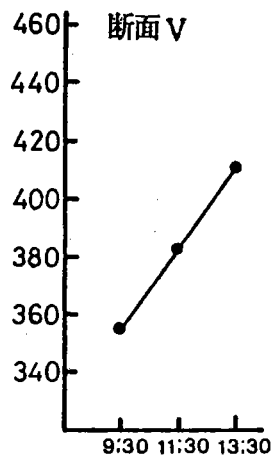
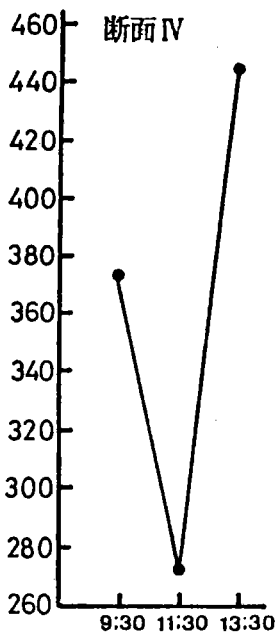
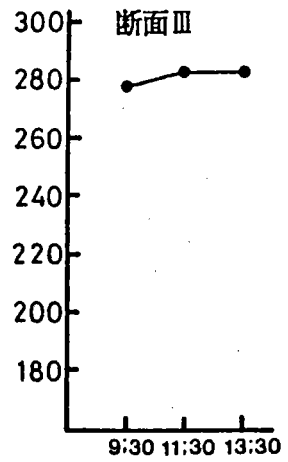
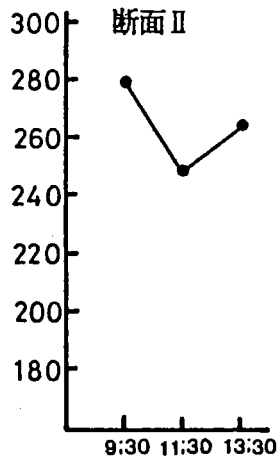
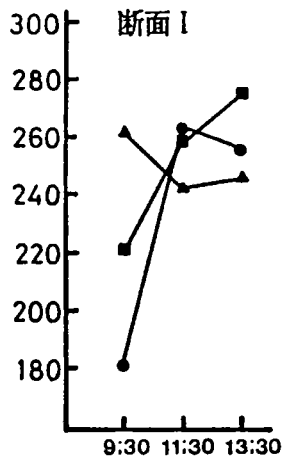
$$D_L = -\frac{1}{A} \int_0^B q' dy \int_0^y \frac{1}{Kt h} dy \int_0^y q' dy \quad (4.2)$$

ここに、 $U$ ；流速、 $C$ ；濃度、 $h$ ；局所水深、 $A$ ；流水断面積、 $B$ ；水路幅、 $D_L$ ；縦分散係数、 $Kt$ ；横方向渦動拡散係数、上部の横棒は断面平均値、プライム記号は断面平均値からの偏差を表わす。 $x$ は流下方向座標、 $y$ は横断方向座標、 $z$ は水面を原点とする鉛直下向き座標である。 $q'$ は単位幅偏差流量で、 $q' = \int_0^h U' dz$ で与えられる。

まず、式(4.1)により $D_L$ を求め、次にこれを用いて式(4.2)により $Kt$ の値を定めた。尚、平均濃度勾配 $\partial \bar{C} / \partial x$ については瀬の部分では観測を行えなかったため、翌日に下流部で行われた約1km区間での市川研究室の測定結果を準用した。得られた結果は表-6の通りである。

分散係数を平均水深 $\bar{h}$ 、摩擦速度 $U_*$ で無次元化すると次式を得る。

$$D_L / U_* \bar{h} = 1.8 \times 10^3, \quad Kt / U_* \bar{h} = 1.6 \times 10^{-2} \quad (4.3)$$



■ : 右岸側  
 ● : 中央部  
 ▲ : 左岸側  
 縦軸 :  $\mu\text{S}/\text{cm}$   
 横軸 : 時刻

図-18 電気伝導度の時間変動



表 - 6 断面内水理量の計算結果

A	16.37 $m^2$	$-\overline{u'c'}$	31.38 $\mu\mathcal{U}/s$
Q	10.33 $m^3/s$	$\partial\bar{c}/\partial x$	$3.32 \times 10^{-5} \mu\mathcal{U}/cm^2$
$\bar{h}$	0.59 m	$D_L$	$9.44 \times 10^5 cm^2/s$
$\bar{u}$	0.63 $m/s$	$K_t$	8.67 $cm^2/s$
$\bar{c}$	236.6 $\mu\mathcal{U}/cm$		

これらの値については従来より  $D_L/U_*\bar{h} = 50 \sim 500$ 、 $K_t/U_*\bar{h} = 0.15 \sim 0.60$  程度の値が報告されており、今回の値はこれとオーダーが異なる。

一方、瀬を下った位置に三沢川の合流部があり、三沢川の水塊に浮子を投入し1粒子拡散と見なしての軌跡から  $K_t$  を推定することができる。この方法での結果は  $K_t/U_*\bar{h} = 0.2$  程度となり、従来の例とオーダーが一致した。式(4-3)に示される値は断面平均濃度の流下方向の変化を媒介として導かれており、ここでは  $K_t/U_*\bar{h}$  を0.2とし、式(4-2)を用いて算出することとした。

$$\frac{D_L}{U_*\bar{h}} = 200, \quad \frac{K_t}{U_*\bar{h}} = 0.20 \quad (4-4)$$

が得られ、これが多摩川の中流部における代表値と考えられる。

#### 4-6 拡散実験

流速分布の項で述べたように、流れは河川の横断方向に一様ではなく、断面平均値からの偏差がかなり大きいので、物質を投入する拡散実験も断面内の数カ所で行った。この拡散実験の目的は多摩川の流れのもつ、横断方向の拡散能力を見積ることと、その能力の断面内の偏差を知ることである。

断面Ⅶにおいて行った拡散実験に使用した塩水は電気伝導度約  $60 mS/cm$  のものであり、右岸より12 m、24 m、32 m位置で夫々放出口より下流3 m、6 m、10 mにて採水した結果と、右岸より20 m位置において2 m、4 m、6 mにて採水した結果を図-19、図-20に示す。この図より得られた横方向渦動拡散係数  $K_t$  と、水深  $h$ 、摩擦速度  $U_*$  で無次元化した値は表-7、表-8の通りである。 $K_t$  を算出した手順は概略次の如くである。観測した値を図-19、20に示すように横軸に検査面採水距離、縦軸を電気伝導度としてプロットし、最高濃度と周辺濃度差の0.607にあたる濃度を示す2点間の間隔  $2\sigma$  を求め、 $\sigma^2$  を算出する。上・下流2検査面の距離  $\Delta x$  について、 $K_t = U/2 \cdot \Delta\sigma^2/\Delta x$  式により  $K_t$  値を求めた。

表-7をみると、右岸よりの距離12 mと32 m位置での3~6 m区間と6~10 m区間の  $K_t$  値は略同等であるが、24 m位置では大きく異なっている。何れの場合についても言えることであるが、観測さ

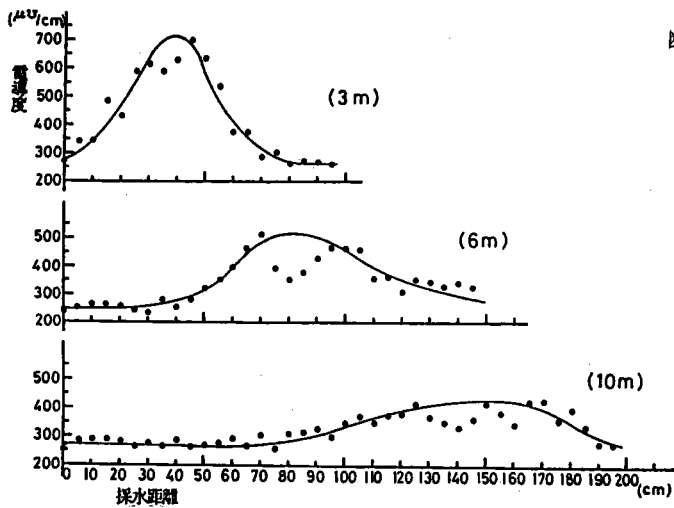
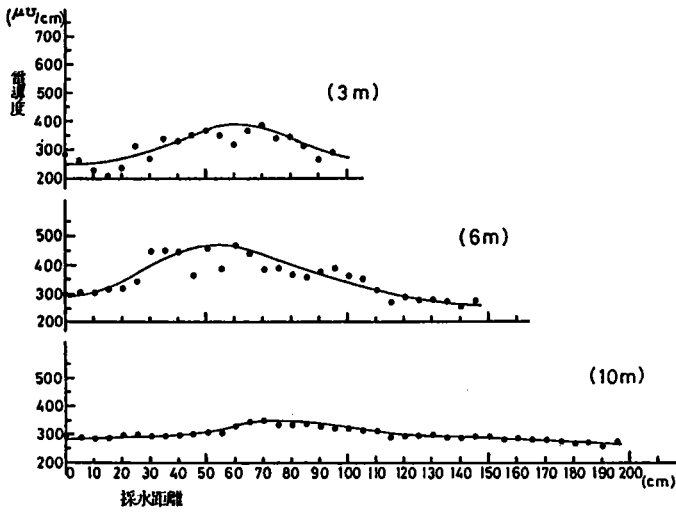
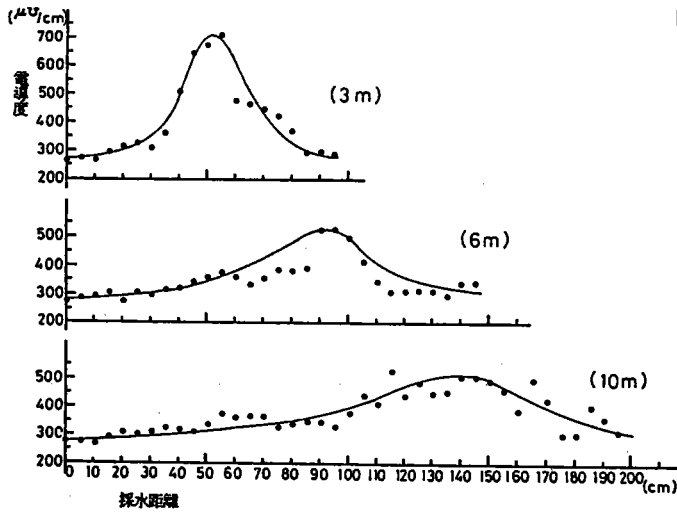
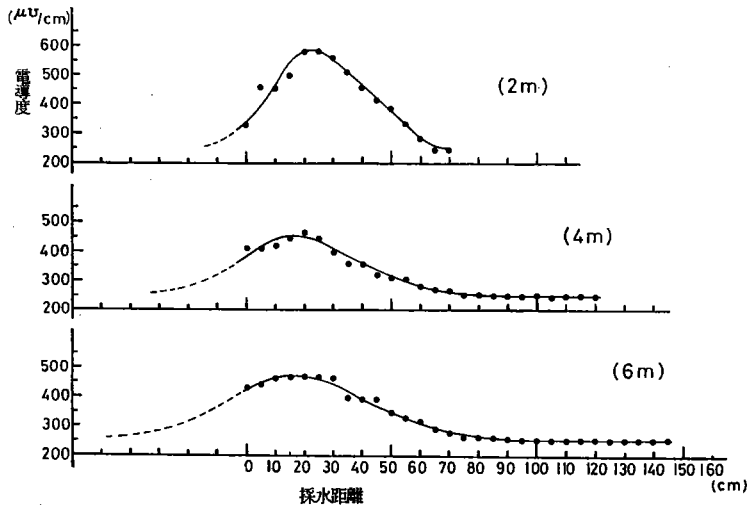
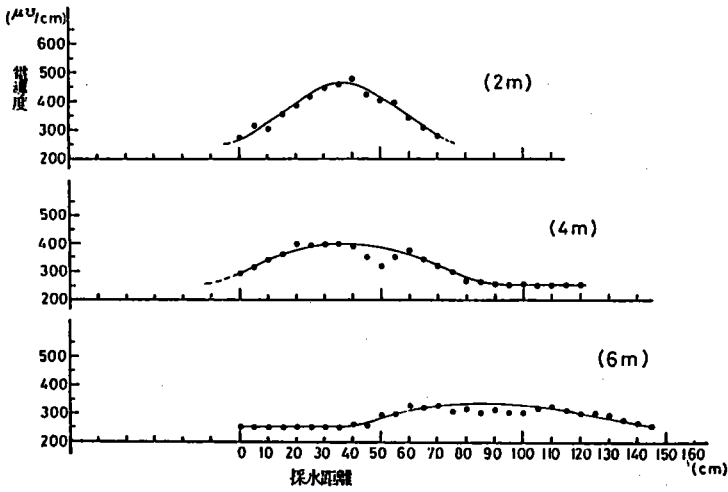


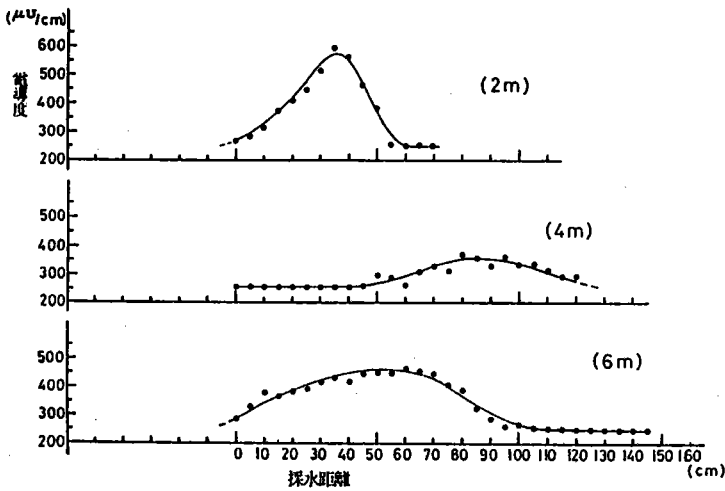
図-19 拡散実験 (1)



断面Ⅶ  
右岸より 20 m 距離  
第 1 回目



断面Ⅶ  
右岸より 20 m 距離  
第 2 回目



断面Ⅶ  
右岸より 20 m 距離  
第 3 回目

図-20 拡散実験 (2)

表-7 横断3位置での横方向渦動拡散係数

右岸 より(m)	3 ~ 6 m		6 ~ 10 m		h (cm)	u (cm/s)	u* (cm/s)
	$K_t$ ( $cm^2/s$ )	$\frac{K_t}{u_* h}$	$K_t$ ( $cm^2/s$ )	$\frac{K_t}{u_* h}$			
12	10.8	0.08	13.3	0.10	64	22	2.0
24	30.9	0.09	7.4	0.02	82	49	4.0
32	10.3	0.05	12.3	0.06	60	28	3.3

表-8 右岸より20m位置での横方向渦動拡散係数

回数	2 ~ 4 m		4 ~ 6 m	
	$K_t$ ( $cm^2/s$ )	$\frac{K_t}{u_* h}$	$K_t$ ( $cm^2/s$ )	$\frac{K_t}{u_* h}$
1	10.2	0.02	20.0	0.04
2	38.7	0.07	23.2	0.04
3	26.8	0.05		
h ; 105 cm      u ; 38 cm/s      u* ; 5.0 cm/s				

れた濃度の散乱は大きく、横方向に濃度が大きく上下している。最高濃度は観測点の中央に出現すると予想されるが、その付近で逆の計測結果もみられる。これは流れが流下方向だけでなく、水深方向にうねりをもった流れが生じていると思われ、特に24m位置では、放出口より3m地点では濃度の大きな部分が河床の方向に偏り、次の6m位置では上昇して、これが採水されたものと考えられる。この実験に使用した塩水はNaCl溶液で比重1.021(23℃)であり、河川水との比重差で下方に沈降してゆくことにも原因があるものと考えられた。そこで、後日、同等の電気伝導度を示し比重の小さな溶液を用いることを考え、比重1.009(22℃)のNH<sub>4</sub>Cl溶液を使用して、右岸より20m位置にて3回計測を試みた。その結果を示したのが表-8である。この場合にも観測されたK<sub>t</sub>値のパラッキはかなり大きく、放出方法、採水方法に未だ改良の余地が残されていると思われるが、現地観測特有の難しさも含まれている。今回の観測で得られた結果をとりまとめると、右岸より12m、32m位置でのK<sub>t</sub>値は約13cm<sup>2</sup>/s、中央付近20m位置で約24cm<sup>2</sup>/sと思われる。この値を無次元化するために、局所的な摩擦速度及び局所的な水深を用いると、K<sub>t</sub>/u\**h*は略0.06となり従来言われている係数値の約1/4となった。

#### 4-7 水質分析

断面Ⅰより断面Ⅶについて、流下到達時間を考慮した流速観測と同時に、2時間毎に3回採水した。断面Ⅰより断面Ⅴまでの第1回採水時刻は9時30分、第2回は11時30分、第3回は13時30分であり、断面Ⅵの第1回採水時刻は10時、第2回は12時、第3回は14時。また断面Ⅶについては更に30分遅れで、第1回採水は10時30分、第2回は12時30分、第3回は14時30分である。

水質分析項目は、PH、電気伝導度、全BOD、上澄BOD、DO、SS、NO<sub>2</sub>-N、NO<sub>3</sub>-N、NH<sub>4</sub>-N、有機-N、Total-N、PO<sub>4</sub>-P、有機-P、Total-Pの14種類であり、その観測結果を表-9に示す。

国立排水(断面Ⅳ、Ⅴ)の水質は、電気伝導度、BOD、SS、NH<sub>4</sub>-N、有機-N、PO<sub>4</sub>-P、有機-Pなどが本川の値に比べて非常に高い値を示している。併し本川への流入量は極めて少ないので負荷量としては僅かであり、本川の水質に影ぼす影響は小さい。程久保川ともDO、NH<sub>3</sub>-Nの値は低い。本川でのSS値が同一断面内においてバラツキの大きい回があり、特に断面Ⅰの3回目の値について、中央部、左岸側に寄るに従い3倍、6倍と大きな値を示しているのは、短時間のうちに流量が大きく増加したための影響と思われる。

表-9-1 水質分析結果

断面	pH			電気伝導度		
	第1回	第2回	第3回	第1回 ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )	第2回 ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )	第3回 ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )
(右)	6.8	6.6	6.5	221	258	275
Ⅰ (中)	6.8	6.9	7.5	182	264	257
(左)	7.4	8.0	7.5	262	243	246
Ⅱ	6.9	7.2	7.5	280	250	265
Ⅲ	7.3	7.6	7.5	278	284	284
Ⅳ	7.3	7.6	7.8	375	272	445
Ⅴ	7.5	7.6	7.6	355	383	412
(右)	7.1	7.2	7.9	245	267	263
Ⅵ (中)	6.9	7.3	7.2	256	254	272
(左)	7.5	7.4	8.3	247	254	266
(右)	7.1	6.6	8.1	265	262	260
Ⅶ (中)	7.2	6.2	8.1	257	261	263
(左)	8.3	8.2	8.5	250	241	250

表-9-2 水質分析結果

断面	全 - BOD			上澄 BOD		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	5.8	—	6.1	—	—	—
I (中)	5.2	—	6.7	5.7	—	—
(左)	5.1	—	6.9	—	—	—
II	4.7	—	5.5	5.3	—	—
III	7.5	—	7.7	6.8	—	—
IV	21.8	—	54.9	12.7	—	—
V	27.6	—	46.4	22.8	—	—
(右)	3.6	—	4.6	—	—	—
VI (中)	5.0	—	5.8	4.6	—	—
(左)	3.9	—	5.9	—	—	—
(右)	5.6	—	5.0	—	—	—
VII (中)	5.7	—	6.4	3.2	—	—
(左)	5.0	—	5.4	—	—	—

断面	DO			SS		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	9.04	—	10.73	1.5	4.1	5.9
I (中)	9.90	—	10.91	1.5	4.3	21.2
(左)	11.05	—	11.74	8.0	5.1	39.6
II	8.30	—	8.14	8.6	4.1	3.1
III	8.60	—	8.17	2.1	1.0	1.9
IV	0.91	—	1.78	49.2	56.8	34.2
V	2.13	—	4.24	24.2	25.1	30.0
(右)	8.84	—	10.21	2.5	2.6	2.2
VI (中)	9.13	—	10.44	5.0	5.8	5.1
(左)	9.34	—	10.71	14.0	2.4	6.6
(右)	12.42	—	12.69	3.9	2.9	1.6
VII (中)	10.33	—	10.52	8.0	5.0	9.0
(左)	12.42	—	12.04	14.8	13.2	12.6

表-9-3 水質分析結果

断面	NO <sub>2</sub> -N			NO <sub>3</sub> -N		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	0.42	0.40	0.37	2.70	2.82	2.75
I (中)	0.59	0.52	0.60	2.74	3.00	2.93
(左)	0.58	0.14	0.45	2.74	3.16	3.13
II	0.37	0.35	0.39	1.95	1.99	2.19
III	0.44	0.48	0.54	1.61	1.66	1.77
IV	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
V	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
(右)	0.43	0.39	0.34	2.74	2.64	2.52
VI (中)	0.45	0.39	0.35	2.97	2.88	3.60
(左)	0.44	0.39	0.35	2.89	2.80	2.64
(右)	0.32	0.19	0.21	3.21	3.02	2.98
VII (中)	0.39	0.35	0.31	3.07	2.91	2.53
(左)	0.27	0.19	0.22	2.18	1.66	1.72

断面	NH <sub>4</sub> -N			有機-N		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	0.56	0.31	0.68	3.09	2.52	2.94
I (中)	0.68	0.18	0.11	2.66	3.62	4.69
(左)	0.44	0.00	0.00	3.04	4.15	2.77
II	0.84	0.26	0.24	3.53	2.71	2.55
III	0.83	0.64	0.61	2.72	3.40	2.74
IV	7.53	10.75	7.76	9.22	8.82	8.27
V	7.24	6.07	5.98	5.93	6.52	7.00
(右)	0.68	0.57	0.47	2.11	2.19	2.40
VI (中)	0.61	0.34	1.00	2.48	2.77	0.45
(左)	0.59	0.44	0.42	2.75	2.10	2.32
(右)	0.32	0.18	0.05	1.88	1.33	2.07
VII (中)	0.43	0.34	0.16	2.13	1.55	3.05
(左)	0.30	0.18	0.05	1.65	2.04	3.55

表-9-4 水質分析結果

断面	全 - N			PO <sub>4</sub> -P		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	6.77	6.05	6.74	1.11	1.20	1.16
I (中)	6.67	7.32	8.33	1.23	1.24	1.32
(左)	6.80	7.45	6.35	0.90	1.17	1.46
II	6.69	5.31	5.37	0.96	0.94	0.98
III	5.60	6.18	5.66	0.94	1.09	1.17
IV	16.91	19.73	16.19	3.06	4.61	3.40
V	13.33	12.75	13.14	3.22	1.97	2.05
(右)	5.96	5.79	5.73	1.10	1.10	1.07
VI (中)	6.51	6.38	5.40	1.13	1.10	1.79
(左)	6.67	5.73	5.73	1.14	1.15	1.08
(右)	5.73	4.72	5.31	0.98	0.79	0.93
VII (中)	6.02	5.15	6.05	1.23	1.21	1.16
(左)	4.40	4.07	5.54	1.32	1.04	1.13

断面	有機 - P			全 - P		
	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)	第 1 回 (mg/l)	第 2 回 (mg/l)	第 3 回 (mg/l)
(右)	1.02	0.88	0.75	2.13	2.08	1.91
I (中)	1.07	1.14	0.65	2.30	2.38	1.97
(左)	1.33	1.76	0.75	2.23	2.93	2.57
II	0.74	0.86	0.66	1.70	1.80	1.64
III	0.97	0.67	0.90	1.91	1.76	2.07
IV	3.51	6.77	8.94	6.57	11.38	12.34
V	2.24	2.96	3.28	5.46	4.93	5.33
(右)	0.93	0.98	0.73	2.03	2.08	1.80
VI (中)	1.12	0.93	0.16	2.25	2.13	1.85
(左)	1.08	1.01	0.92	2.22	2.16	2.00
(右)	0.85	0.64	0.76	1.83	1.43	1.69
VII (中)	0.97	0.76	0.81	2.20	1.97	1.97
(左)	0.85	0.90	0.29	2.17	1.94	1.42



断面Ⅶの右岸より 35 m 地点にて、2 成分電磁流速計 2 台を使用しての流速 3 成分測定は、2 台の流速計を図-21 の如く緊結設置したので、紙面に垂直な流れに対して流速計 (A) では主流速 U と水平方向 V 成分を、また流速計 (B) では主流速 U と鉛直方向 W 成分を検出することになり、出力は U については流れ方向を正、V は左岸より右岸方向を正、W は鉛直上向を正とする。

連続観測の Sampling 間隔は 1/100 秒であったが、AD 変換時にはテープスピードを記録時の倍速で行ったので、実際データの Sampling 間隔は 1/50 秒である。このデータの統計的処理は 1/25 秒間隔のデータを用いてスペクトル、自己相関を求めた。1 回の処理ブロックとしては 16,500 のデータを使用したので 11 分間である。この 2 成分電磁流速計 (A)、(B) にて観測された U、V、W について、処理ブロック T-1 から T-6 までの流速変動のエネルギースペクトルを図-22 に示し、自己相関曲線を図-23 に示した。

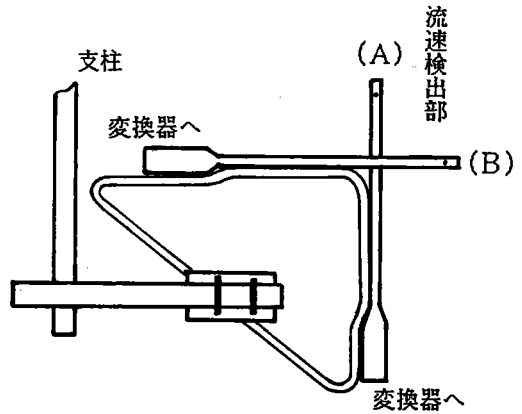


図-21 2 成分電磁流速計 2 台の設置法

拡散係数は、G. I. Taylor の公式より、

$$K_x = \overline{U_L^2} \int_0^\infty R_{L_U}(\tau) d\tau$$

$$K_y = \overline{V_L^2} \int_0^\infty R_{L_V}(\tau) d\tau$$

$$K_z = \overline{W_L^2} \int_0^\infty R_{L_W}(\tau) d\tau$$

となる。ここに、 $R_{L_U}$ 、 $R_{L_V}$ 、 $R_{L_W}$  は x、y、z 方向のラグランジュ自己相関係数、 $\overline{U_L^2}$ 、 $\overline{V_L^2}$ 、 $\overline{W_L^2}$  はラグランジュ変動速度の自乗平均である。ラグランジュ系からオイラー系への変換は、比例係数  $\beta$  を用いて行なう。このとき均質乱流においては、 $\overline{U_L^2} = \overline{U^2}$  である。

$$K_x = \overline{U^2} \beta \int_0^\infty R_{E_U}(\tau) d\tau$$

$$\beta = \frac{\int_0^\infty R_{L_U}(\tau) d\tau}{\int_0^\infty R_{E_U}(\tau) d\tau}$$

従来経験によれば、 $\beta = 0.4 \sim 6$  程度の値をとる。統計処理の結果より得られた各値は、表-10 の如くである。このうち T-2 については、観測中に検出部に藻類がからみ、これを取り除く作業が入ったデータからであるので採用には問題がある。この結果より横方向の拡散係数の平均値を求めると次式となった。

$$\overline{Ky} = \frac{34.6 + 30.5 + 39.6 + 61.4}{4} \times \beta = 41.5 \beta \text{ cm}^2/\text{s}$$

ここに  $\beta$  を 0.4 とすると、 $Ky = 16.6 \text{ cm}^2/\text{s}$  となり、トレーサー実験による同位置における結果、 $13 \text{ cm}^2/\text{s}$  とよく一致している。

Reynolds 応力の平均値より摩擦速度を推定すると次式となる。

$$\overline{U_*} = \sqrt{\overline{U'W'}} = \frac{\sqrt{2} + \sqrt{6.15} + \sqrt{3.0} + \sqrt{5.0} + \sqrt{2.3}}{5} = 1.87$$

このようにして得られた摩擦速度は、 $1.87 \text{ cm}/\text{s}$  であり、表-3により同位置の6割水深に対して推定される値の  $2.4 \text{ cm}/\text{s}$  とほぼ一致している。

スペクトル密度、自己相関については、2成分電磁流速計(A)の検出器よりのデータ  $U'$ 、 $W'$  共にコルモゴロフの  $-5/3$  乗則の成立がみられ、最小乱子以下のスケールによるエネルギー逸散の領域では  $-3$  乗則の存在がみられる。他の2成分電磁流速計(B)については、慣性領域の  $-5/3$  乗則の成立がみられるが、高周期の逸散スケールの変動が検出されず(A)より応答性がやや劣っていた。

2成分電磁流速計は元来、平均流速の計測用に開発され  $10 \sim 20 \text{ Hz}$  以上の波動成分に対しては出力が低下するが、全体的にみると、乱れの統計的性質から予測される水理量は、他の計測法による観測値とよく一致しており、乱流計測結果はほぼ妥当なものであったと判断される。

表-10 3成分観測による水理量

2成分電磁流速計(A)

	$\overline{U}$ (cm/s)	$\overline{V}$ (cm/s)	$\sqrt{\overline{U'^2}}$ (cm/s)	$\sqrt{\overline{V'^2}}$ (cm/s)	$\overline{U'V'}$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\overline{U'^2} \int_0^\infty R_{ud} \tau$	$\overline{V'^2} \int_0^\infty R_{vd} \tau$
T-1	40.51	5.29	5.74	2.04	2.0	114	34.6
T-2	41.0	6.3	8.72	3.74	10.67	4,786	116
T-3	46.3	6.89	5.49	2.83	4.0	119.8	30.5
T-4	46.6	6.5	5.42	2.64	3.3	253.2	39.6
T-5	46.5	6.32	5.29	2.83	0.67	152.9	61.4
T-6	47.05	5.42	5.77	2.64	5.33	88.7	0.4

2成分電磁流速計(B)

	$\overline{u}$ (cm/s)	$\overline{w}$ (cm/s)	$\sqrt{\overline{u'^2}}$ (cm/s)	$\sqrt{\overline{w'^2}}$ (cm/s)	$\overline{u'w'}$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\overline{u'^2} \int_0^\infty R_{ud} \tau$	$\overline{w'^2} \int_0^\infty R_{wd} \tau$
T-1	43.89	-1.98	8.25	5.29	2.0	43.6	2.0
T-2	39.6	-1.34	8.40	12.53	2.3	80.89	213.9
T-3	37.35	-1.52	6.54	5.62	6.15	156.7	117.9
T-4	44.8	-1.53	8.37	5.0	3.0	289.2	236
T-5	44.91	0.26	8.0	5.66	5.0	113.5	114
T-6	40.77	2.32	5.66	5.39	2.3	50	0.9

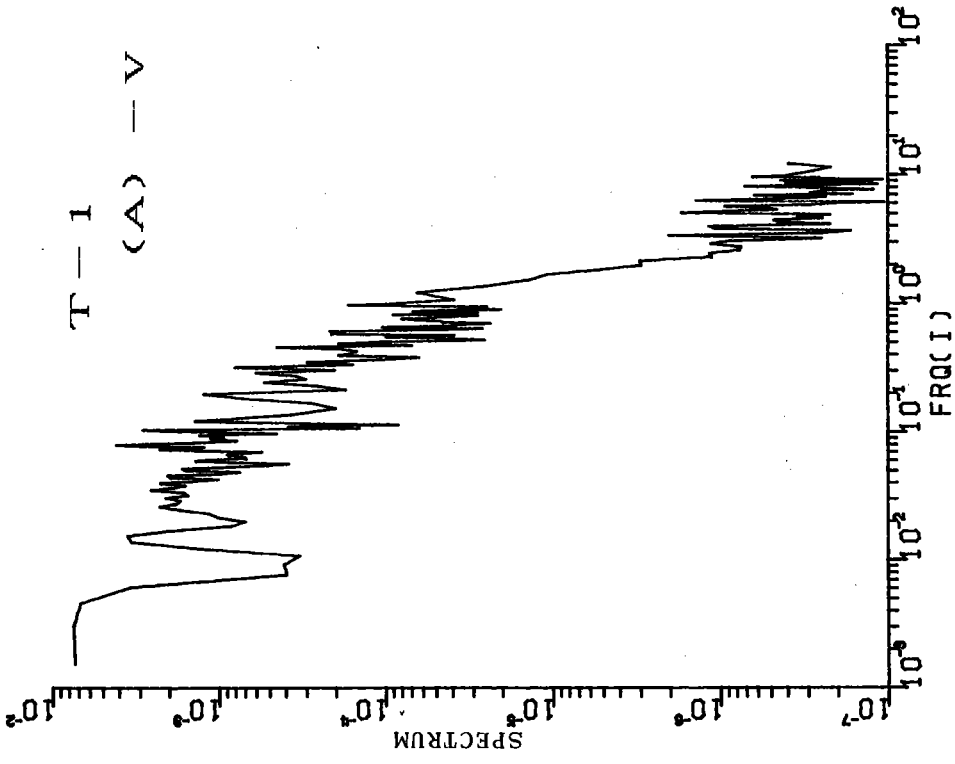
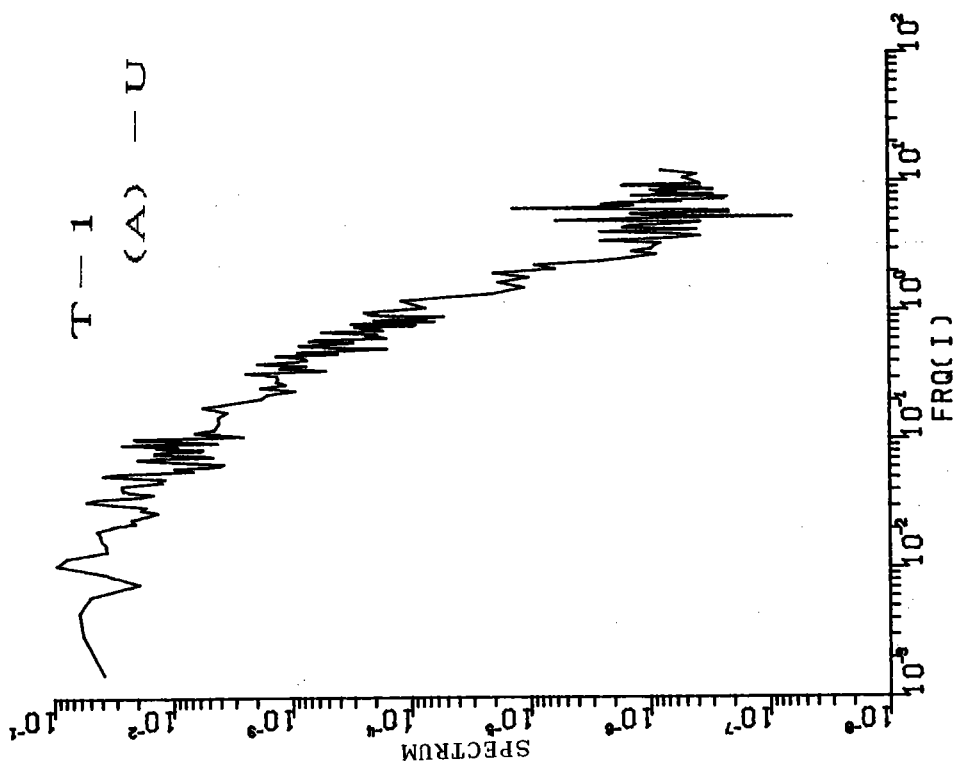
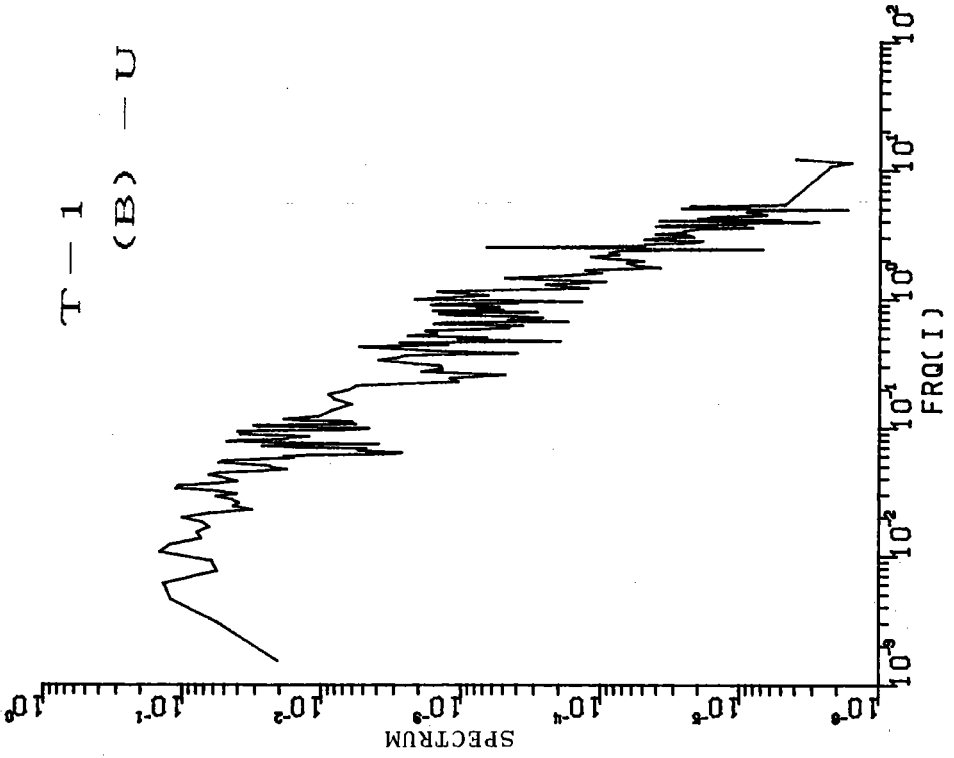
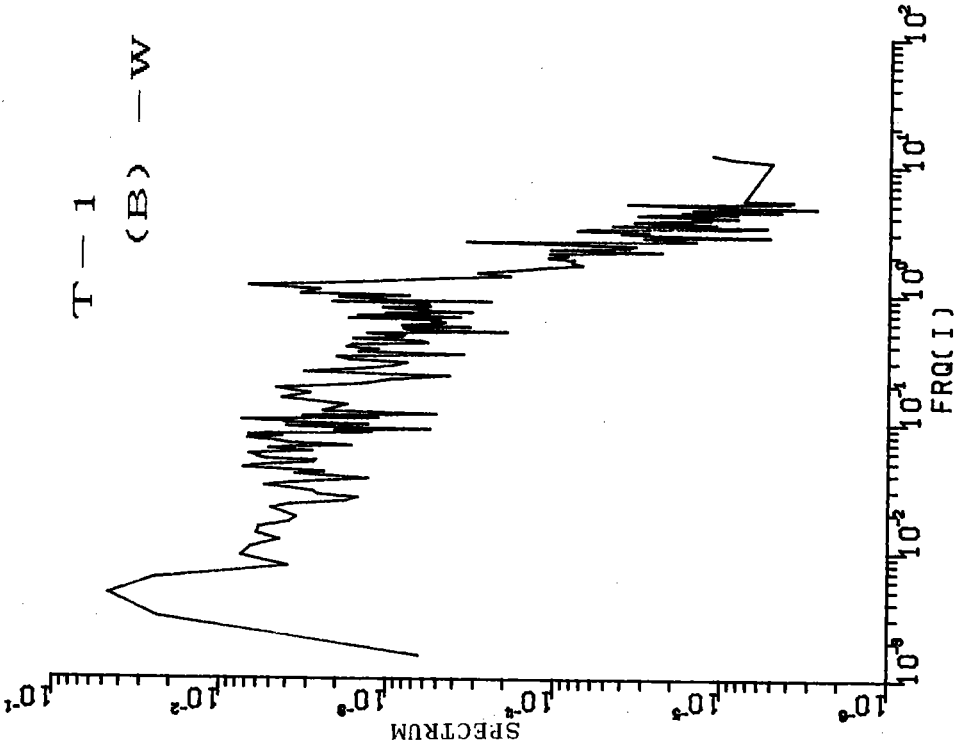
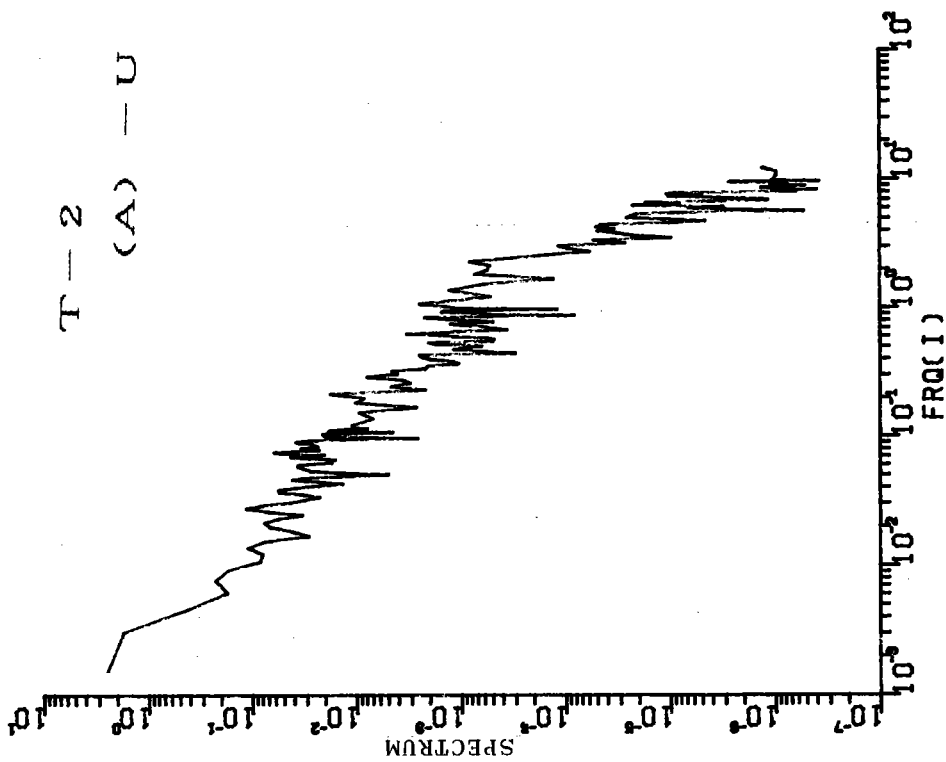
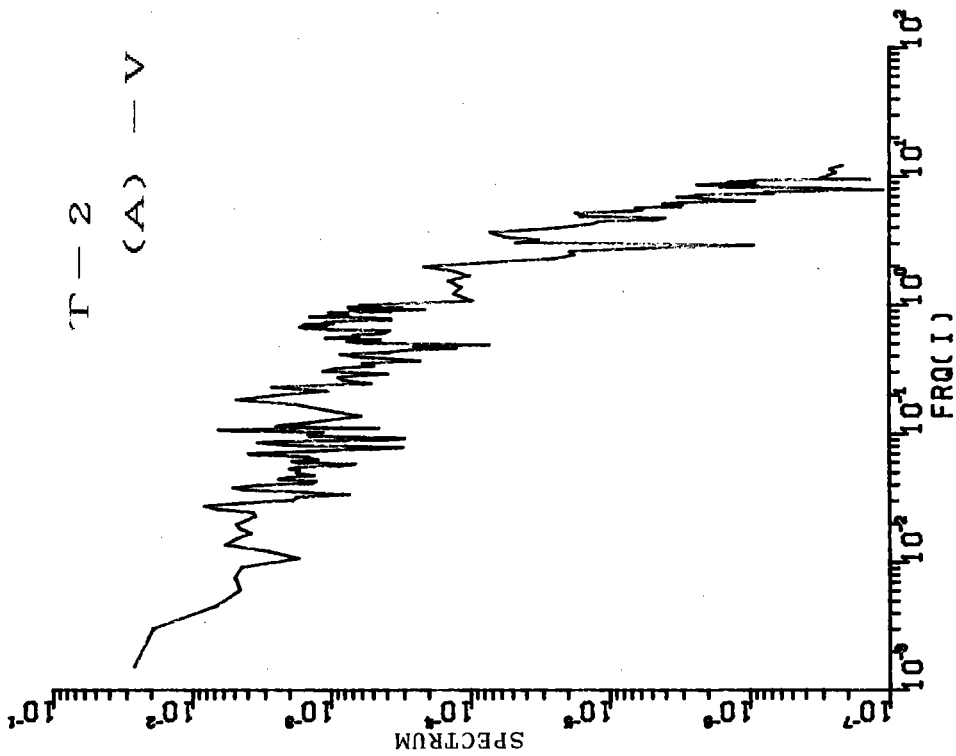
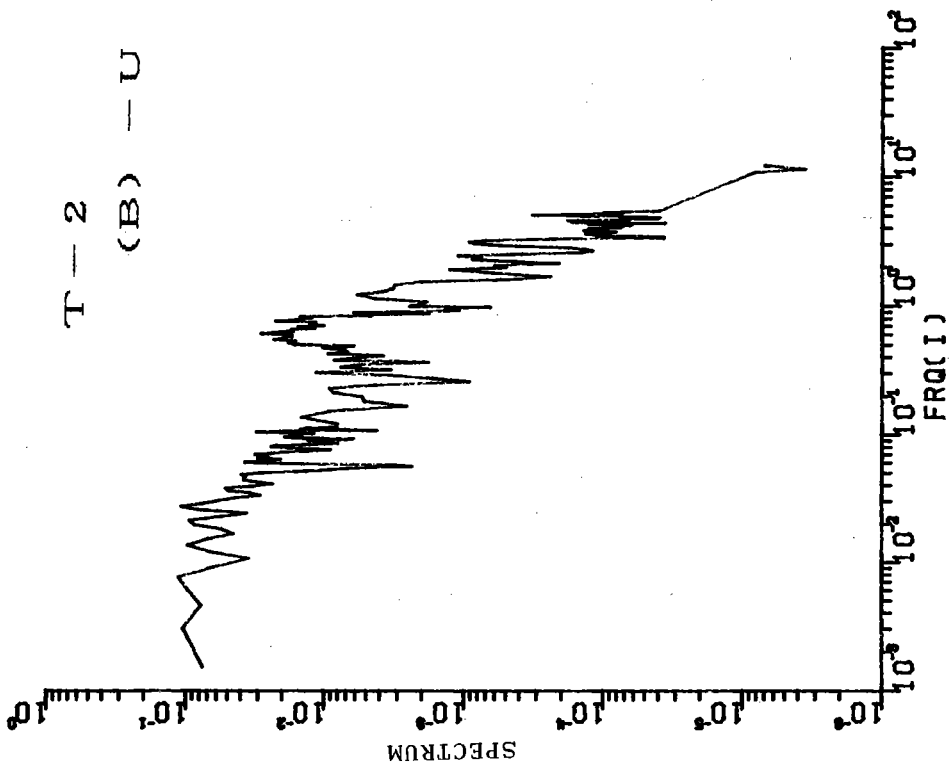
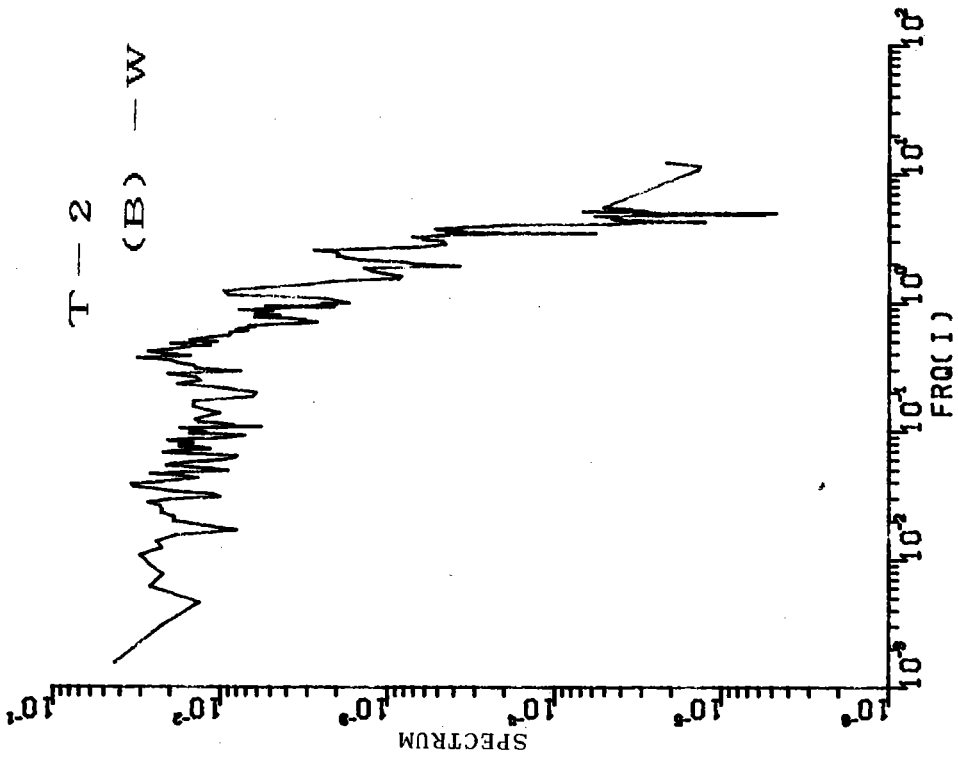
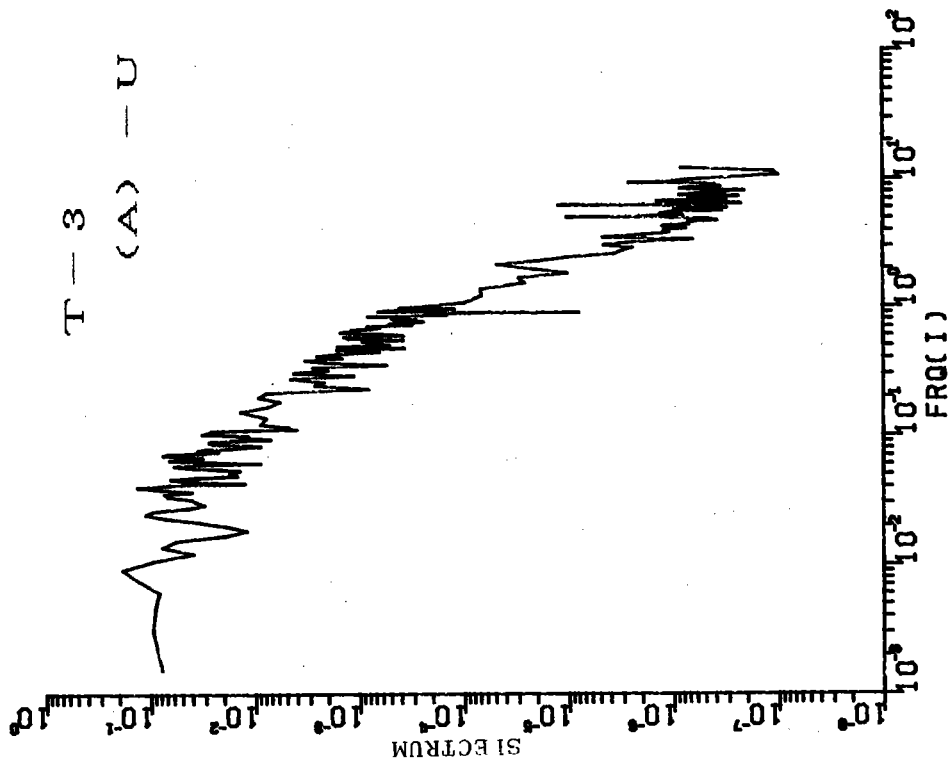
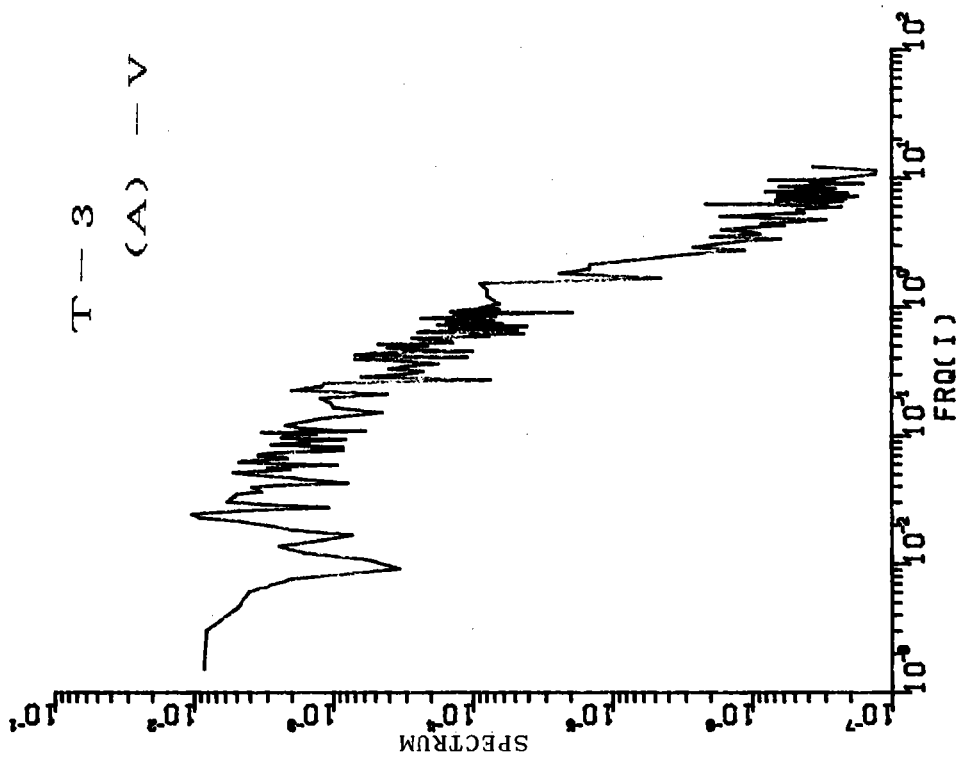


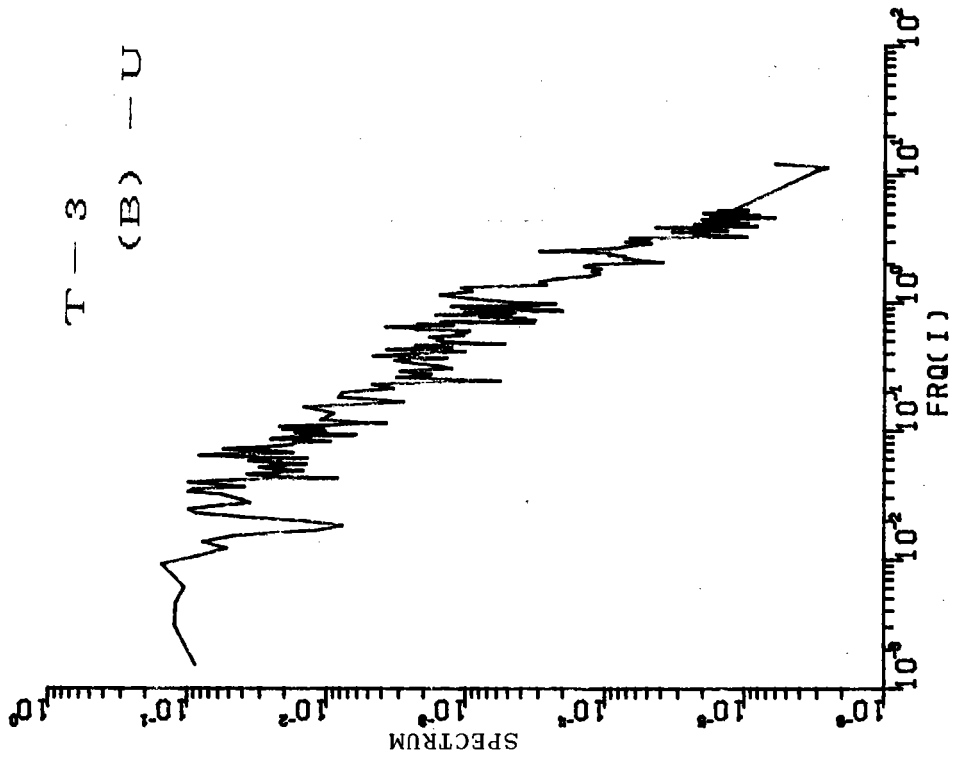
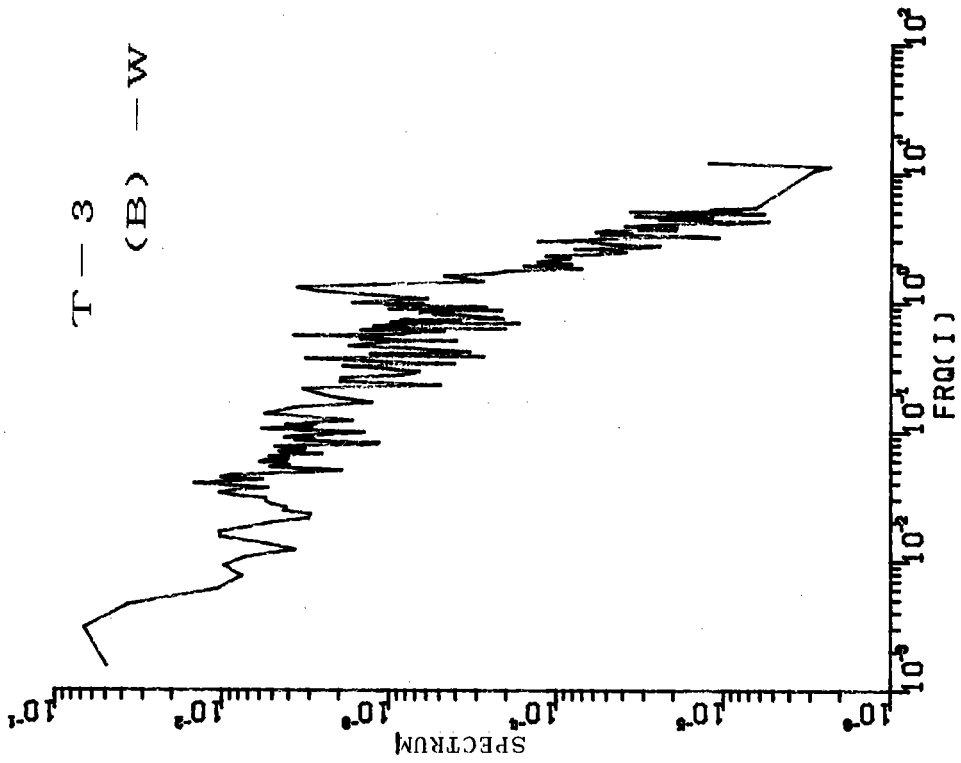
図-22 流速変動の  
エネルギースペクトル



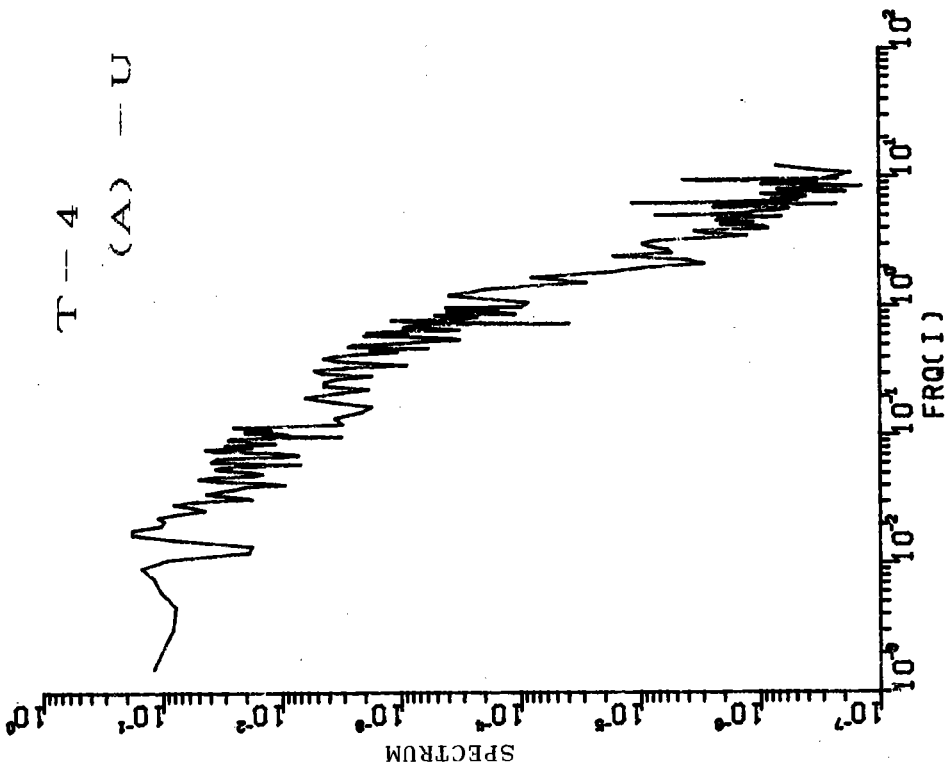
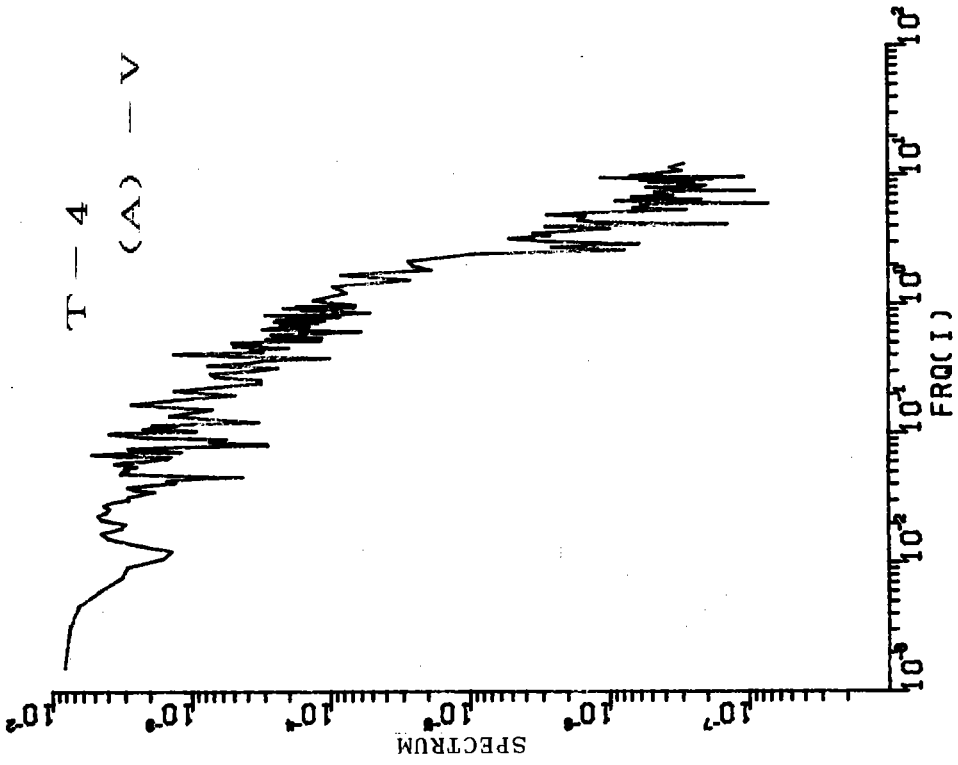


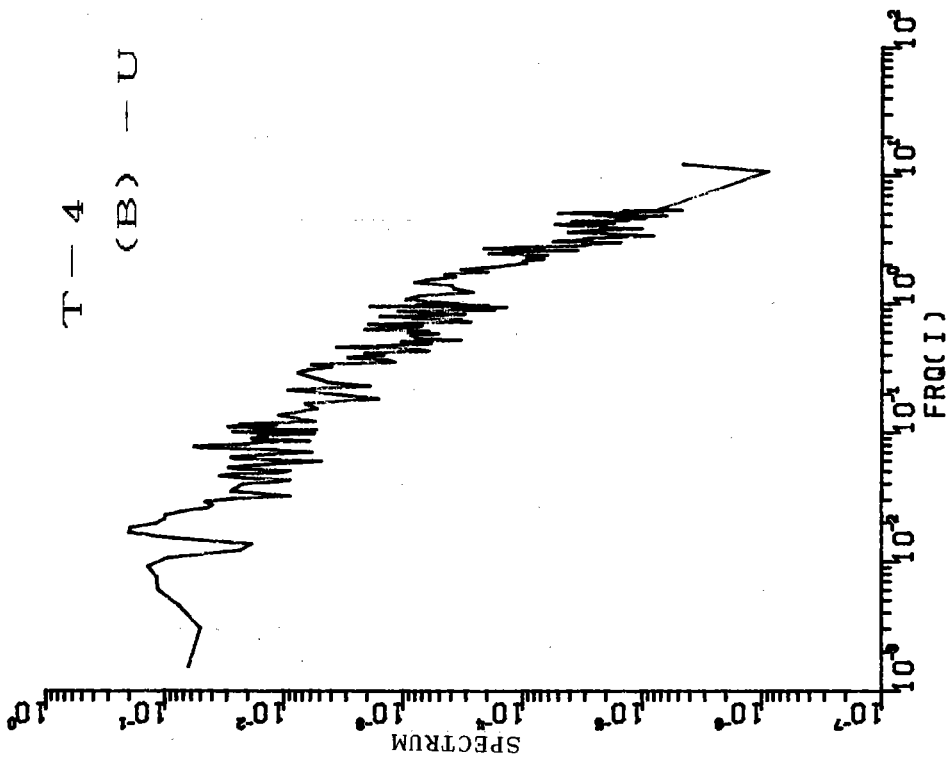
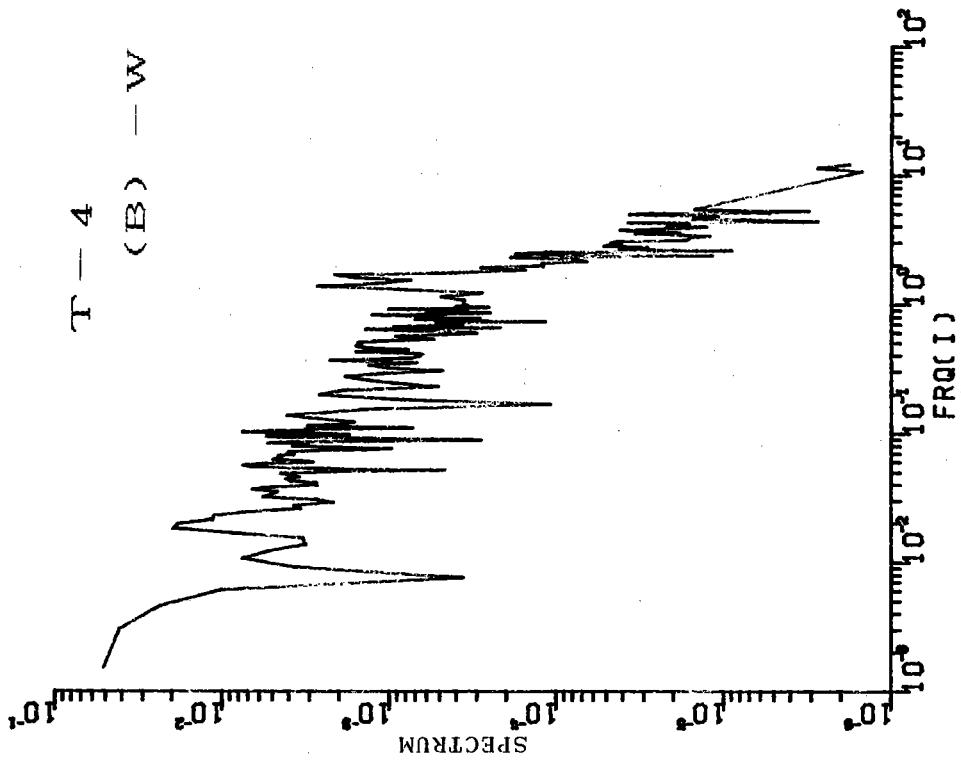


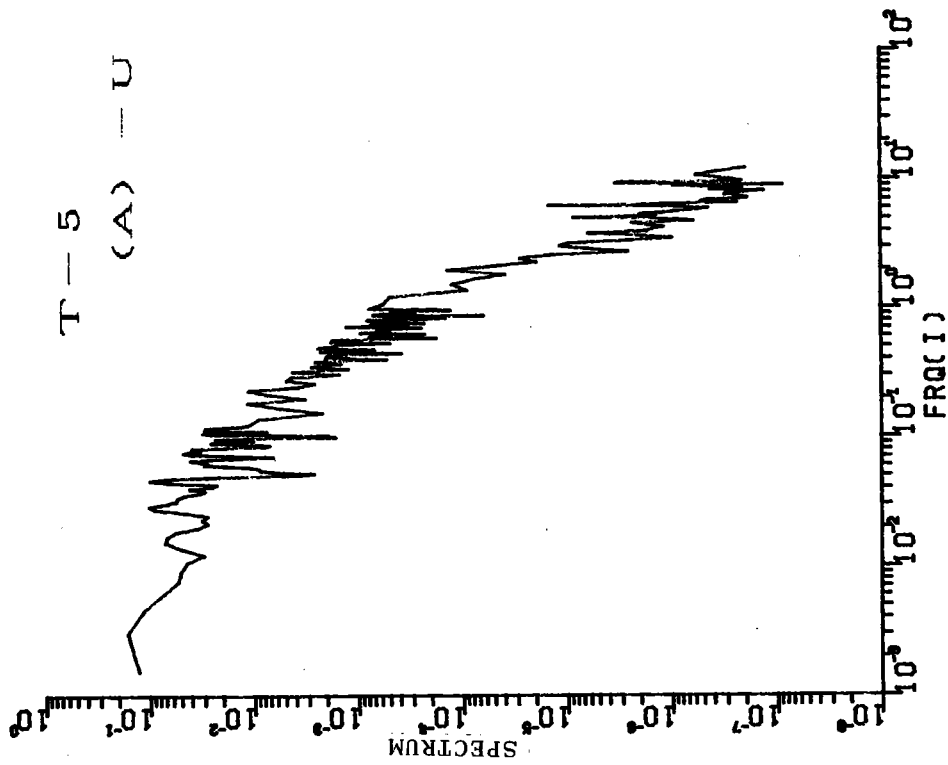
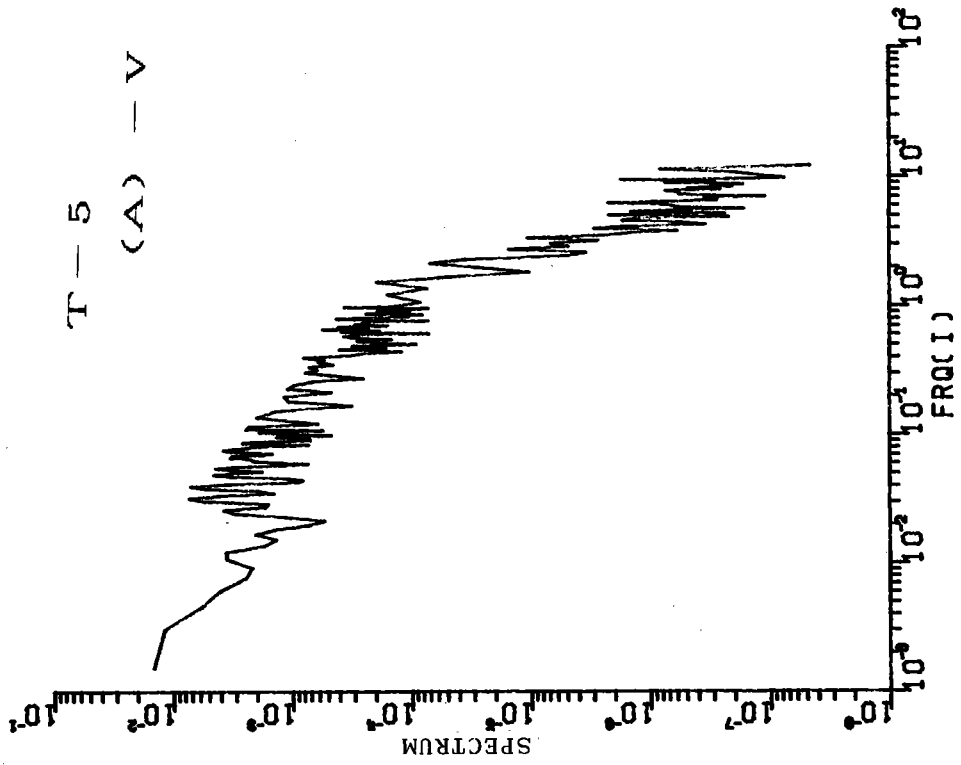


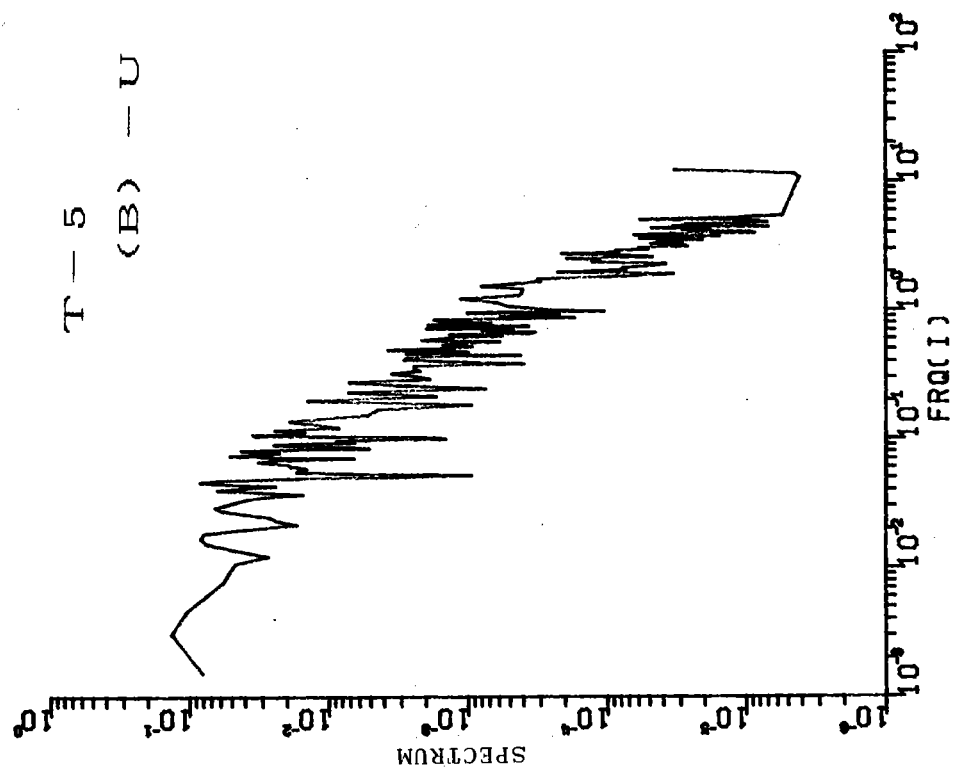
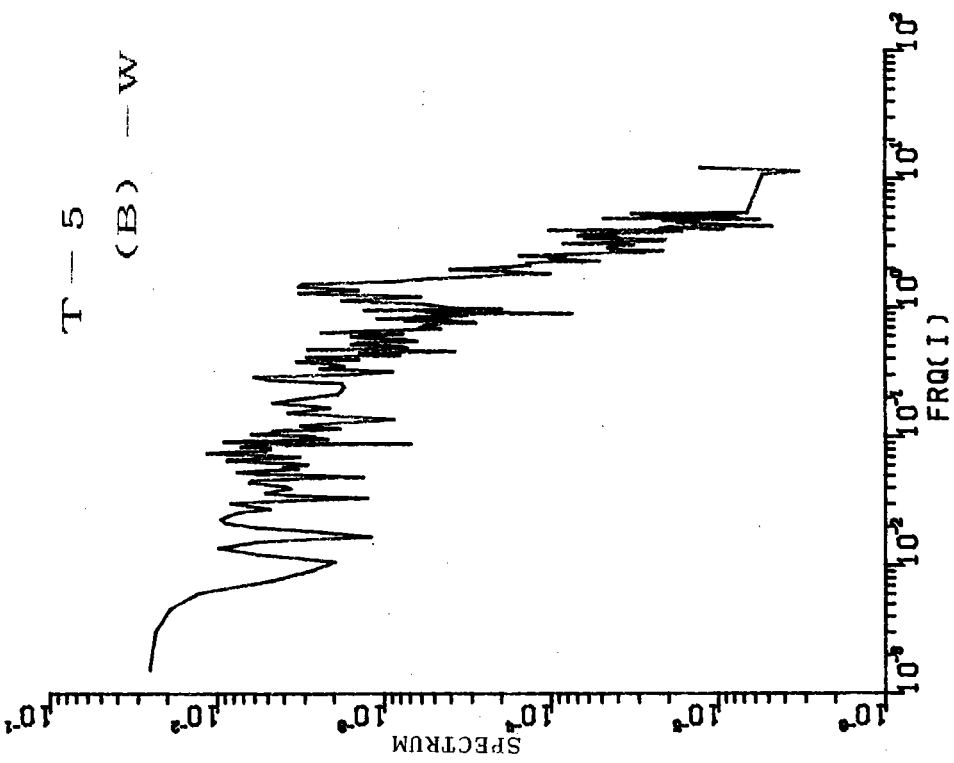


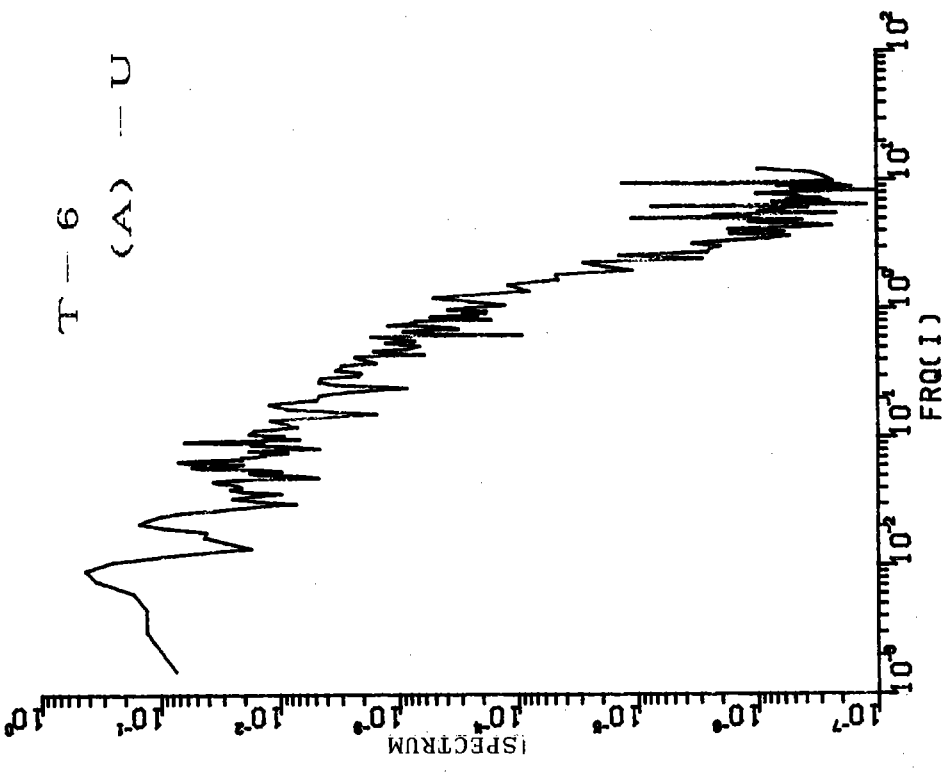
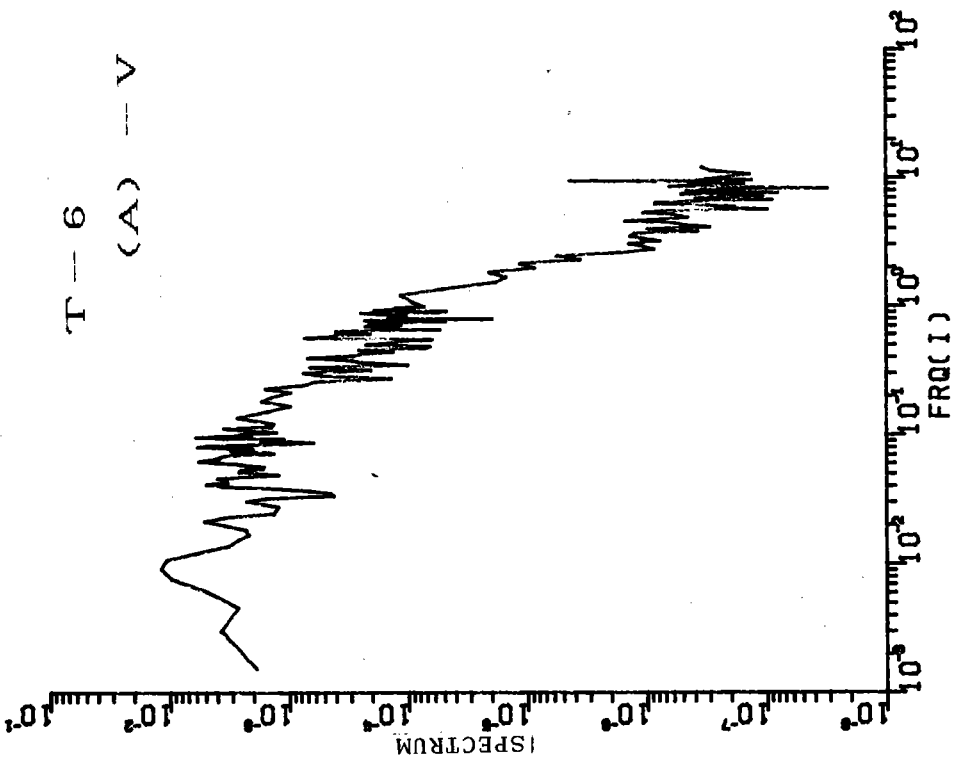


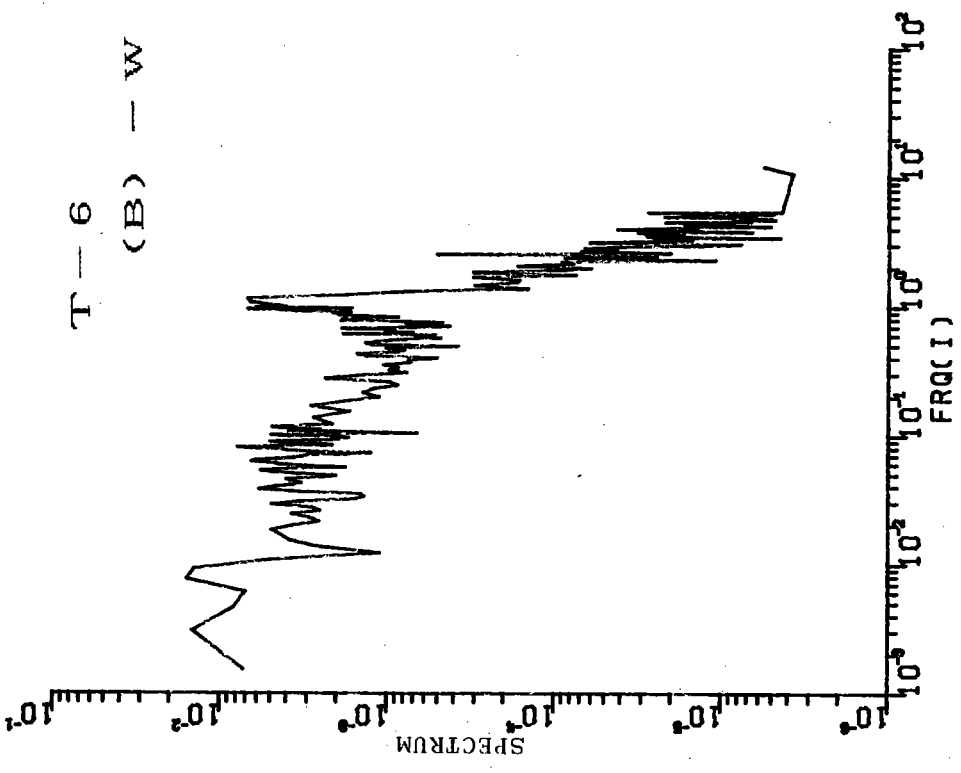
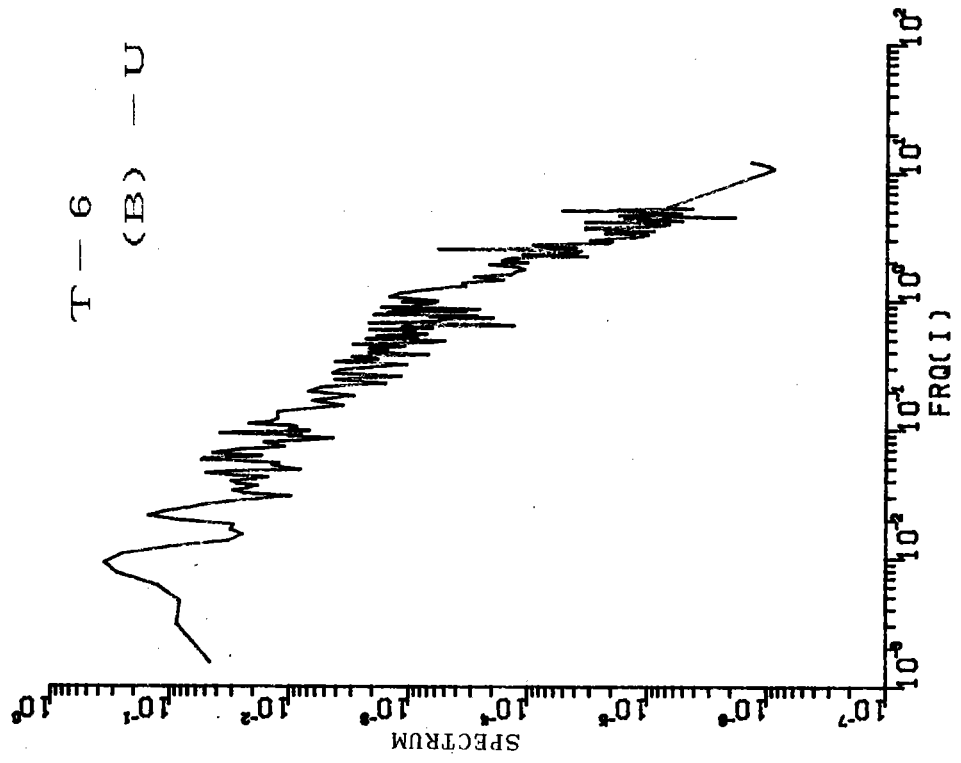












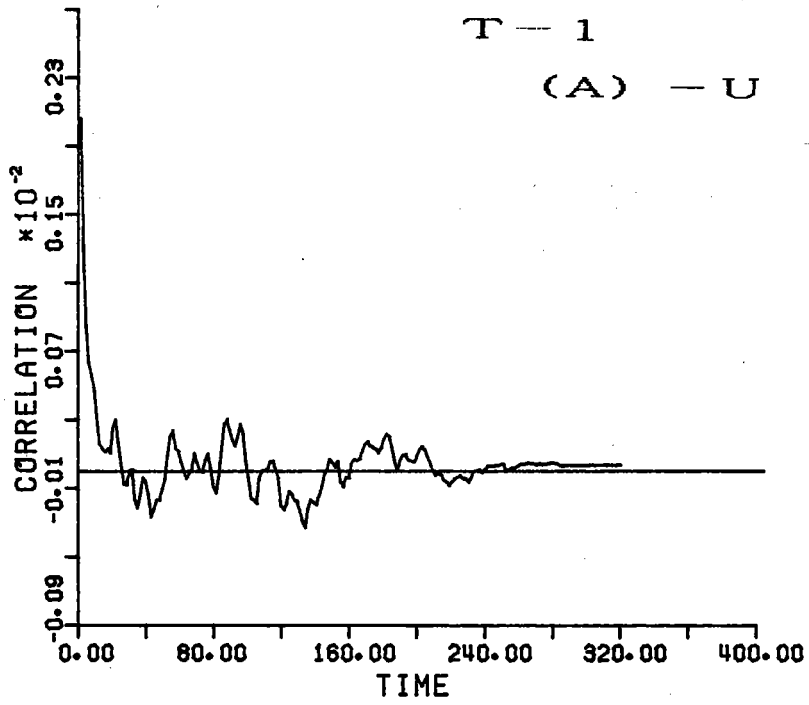
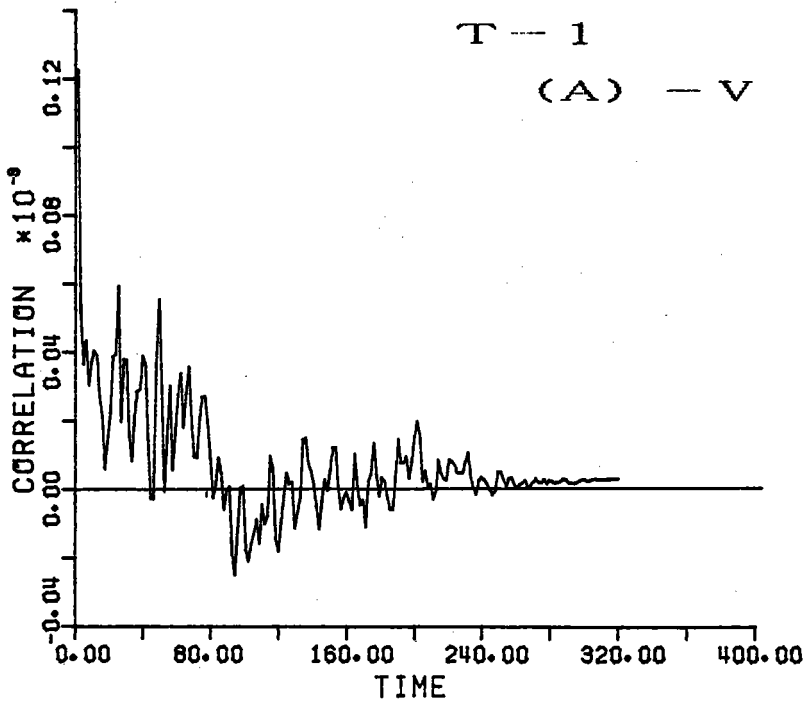
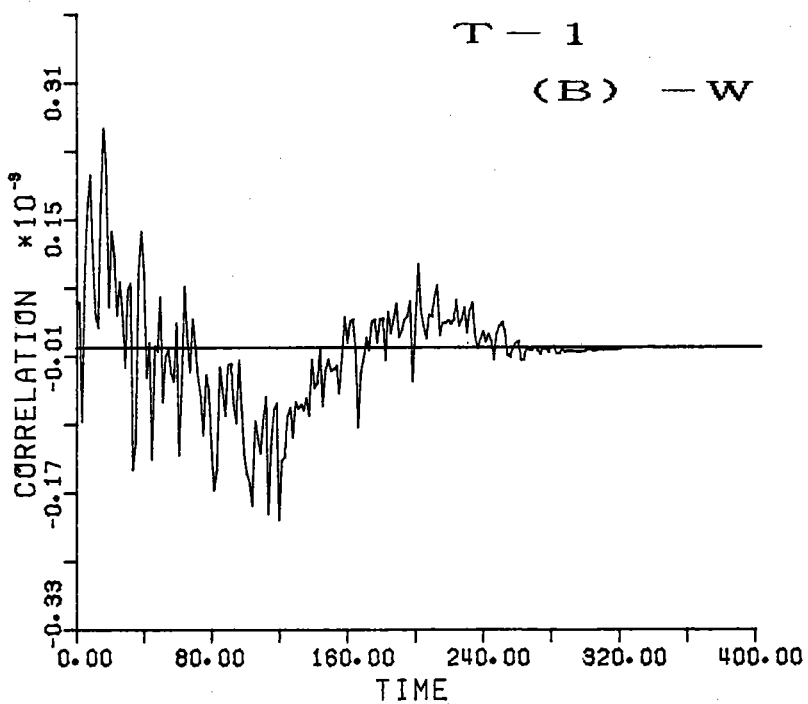
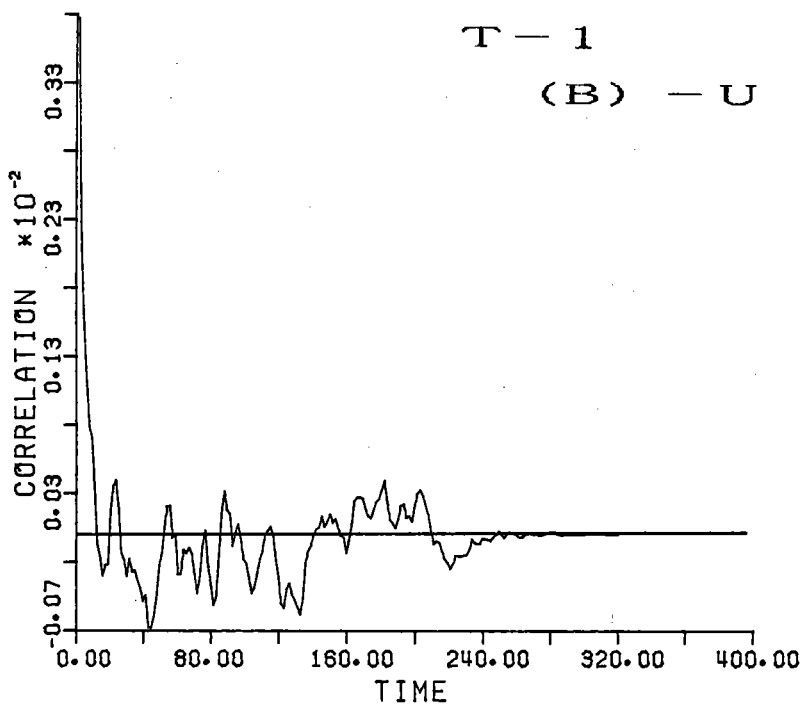
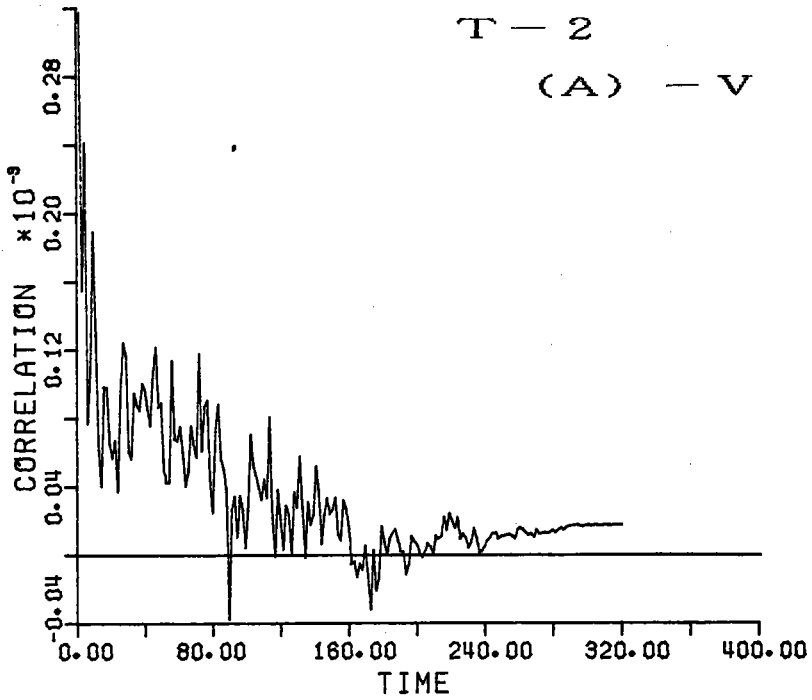
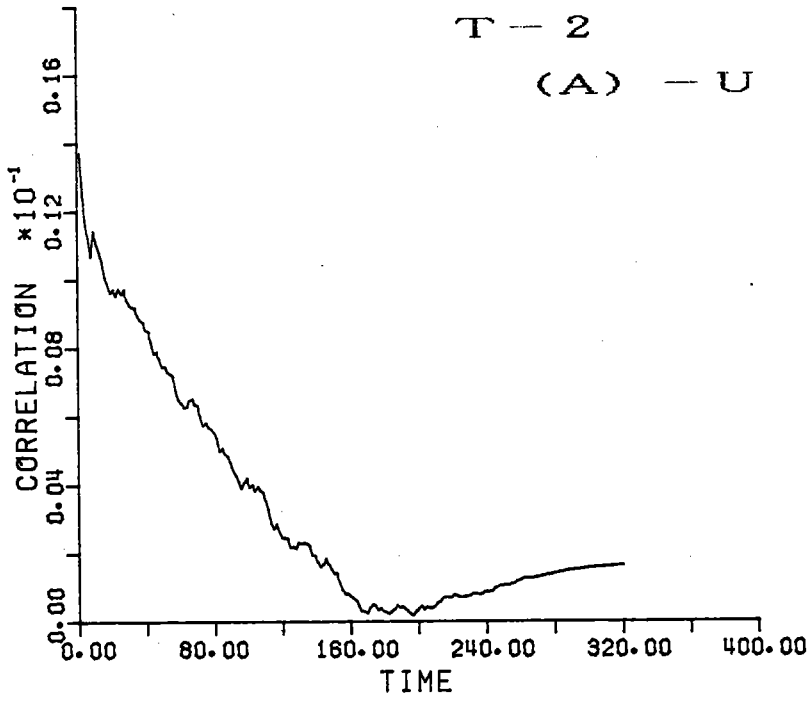


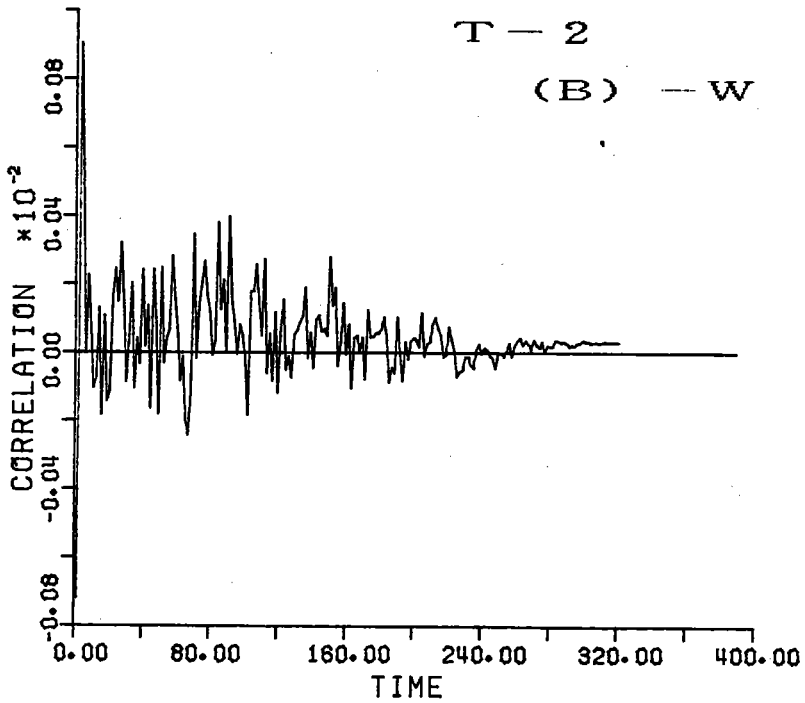
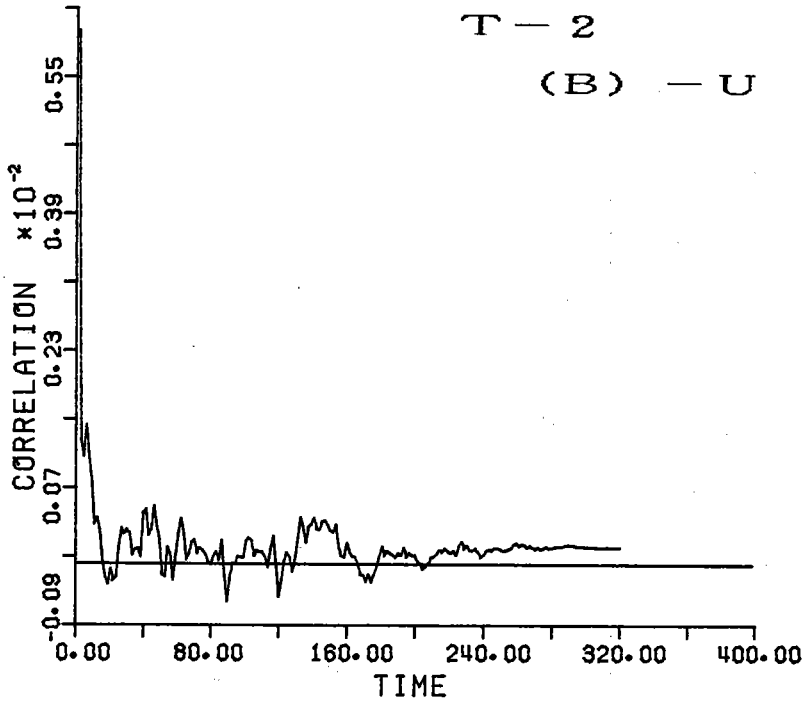
図-23 流速変動の自己相関曲線

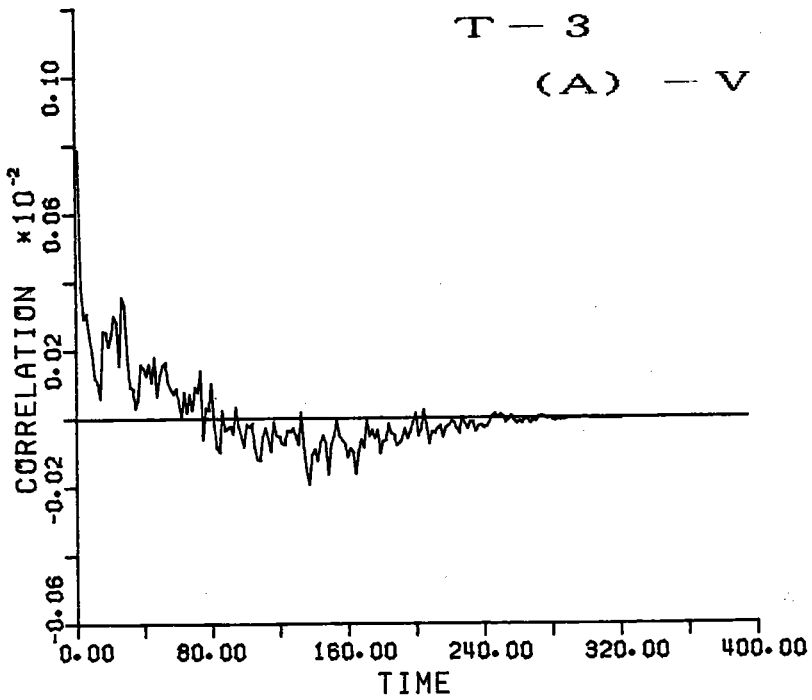
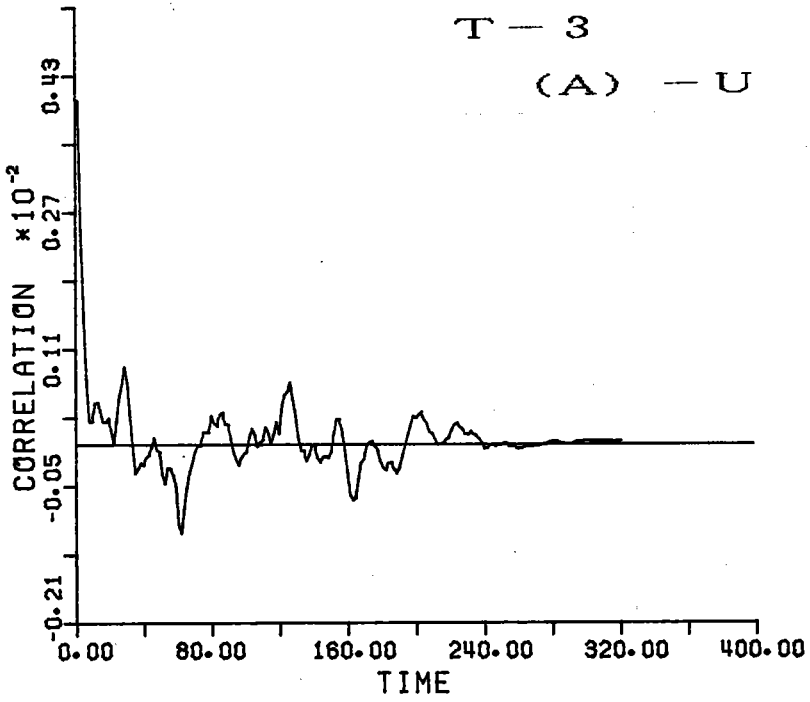


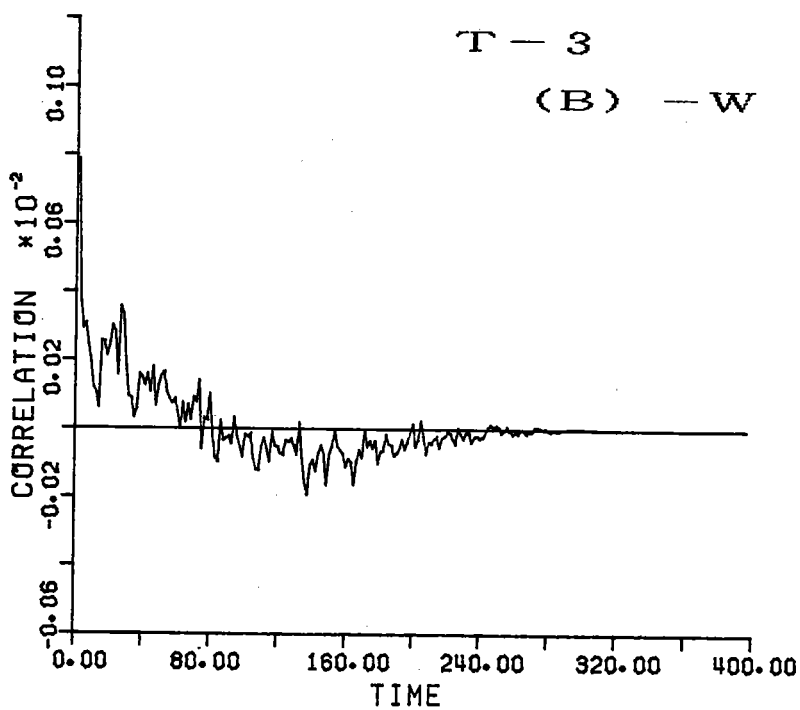
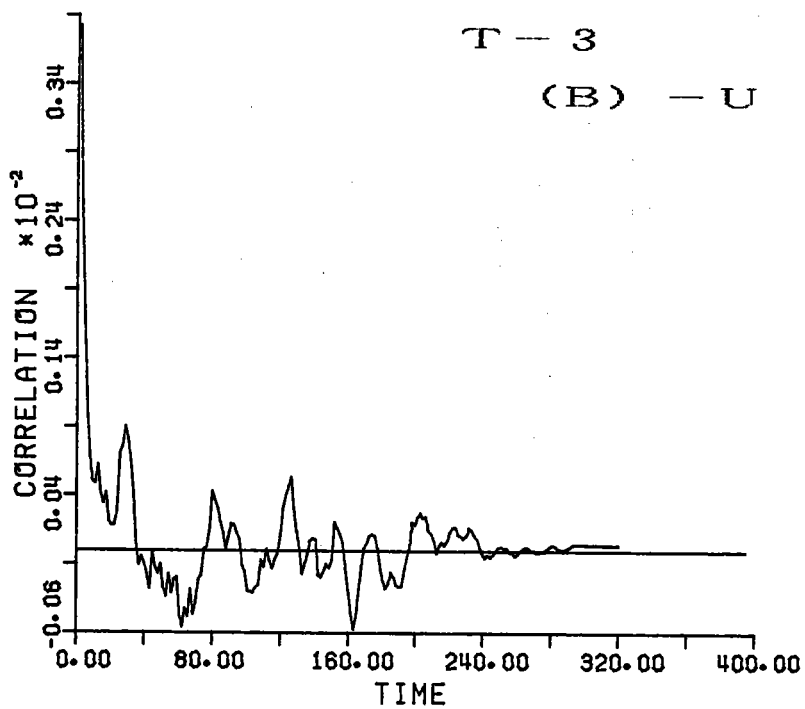


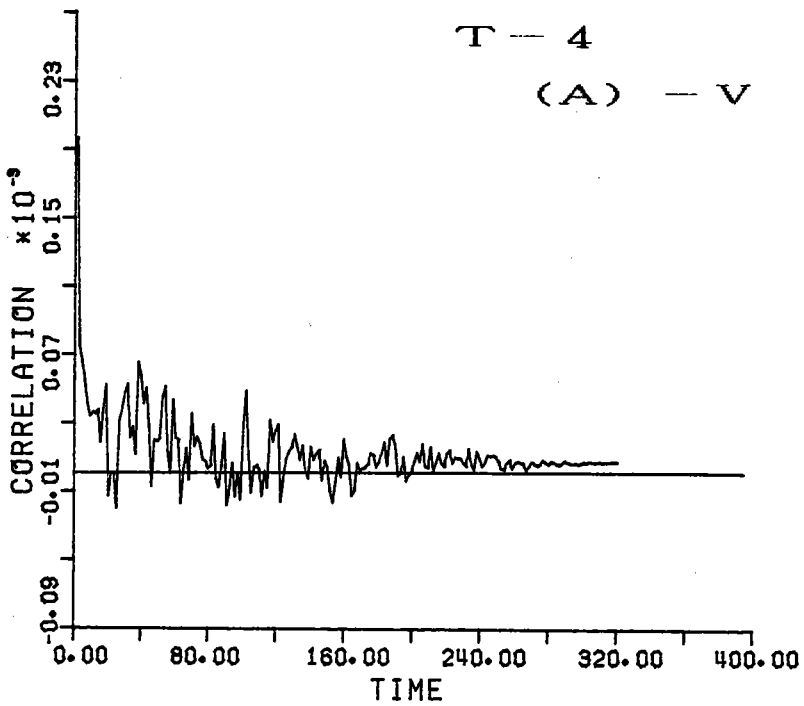
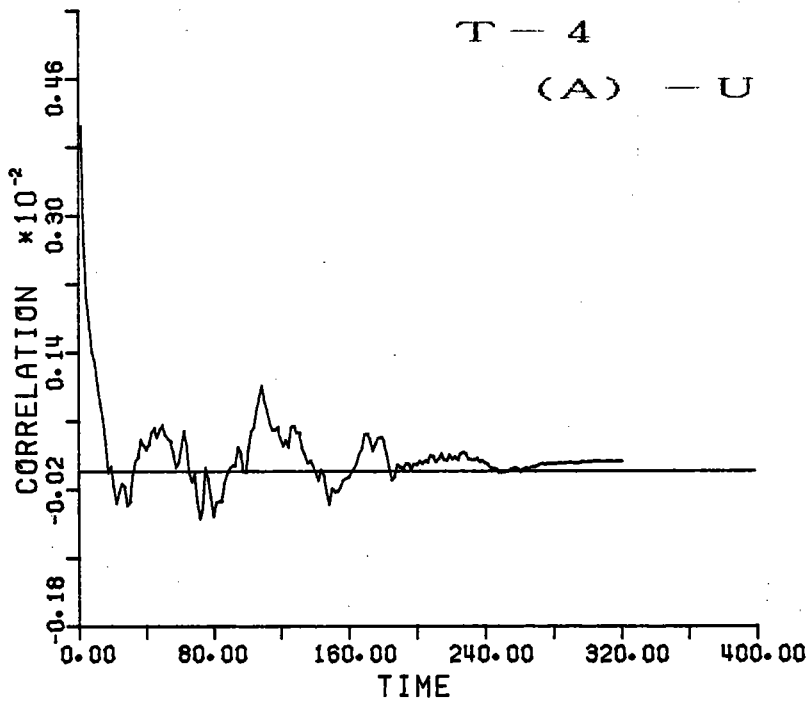


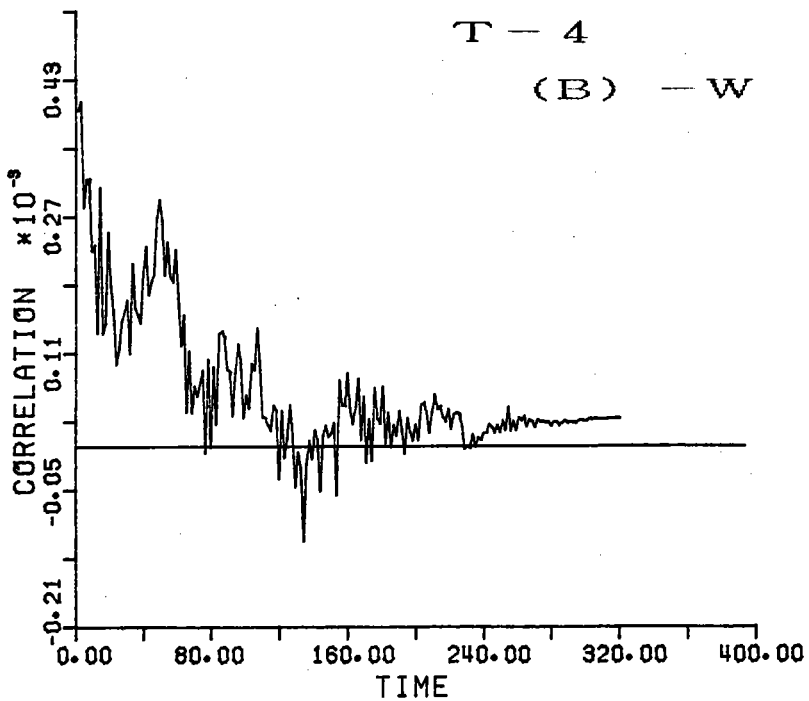
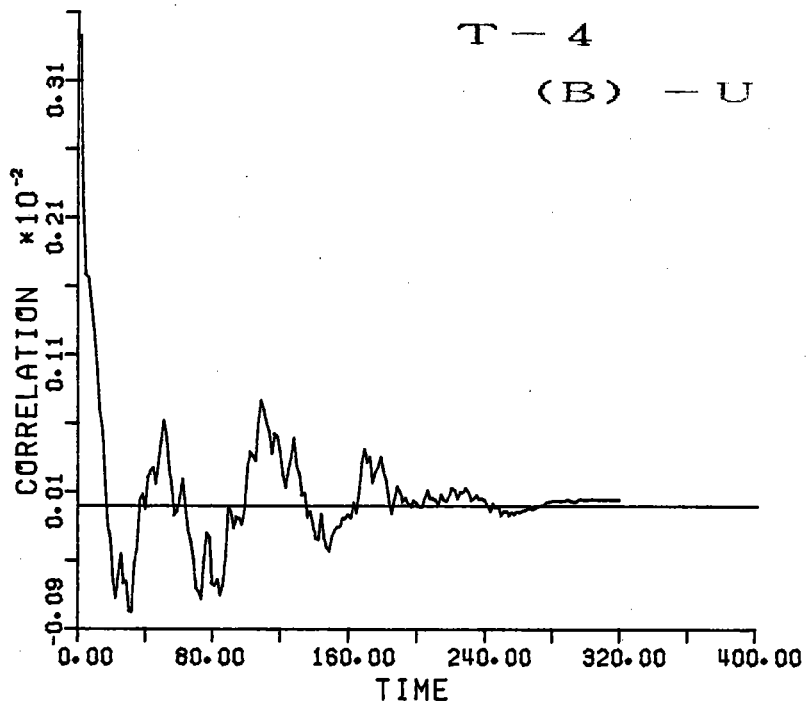


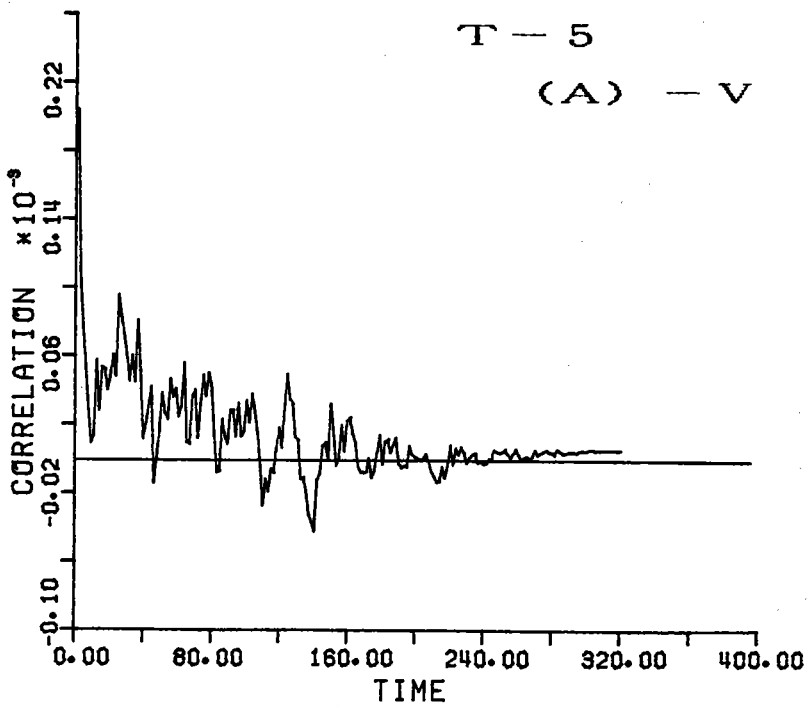
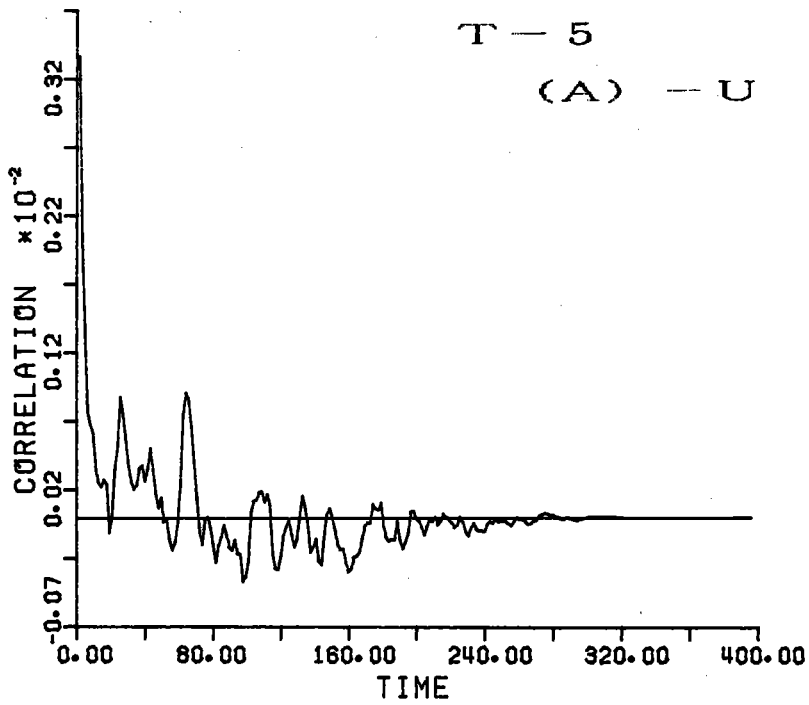


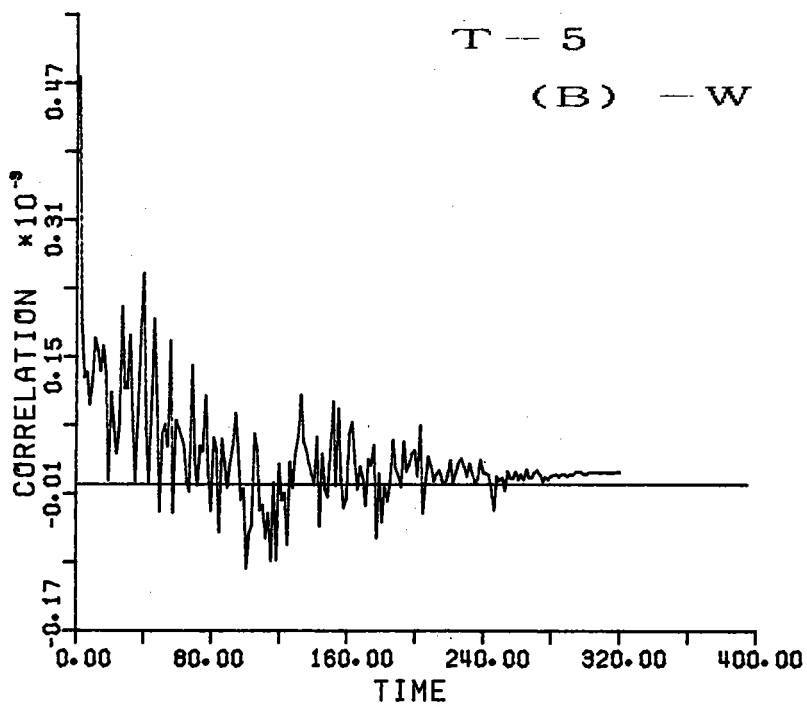
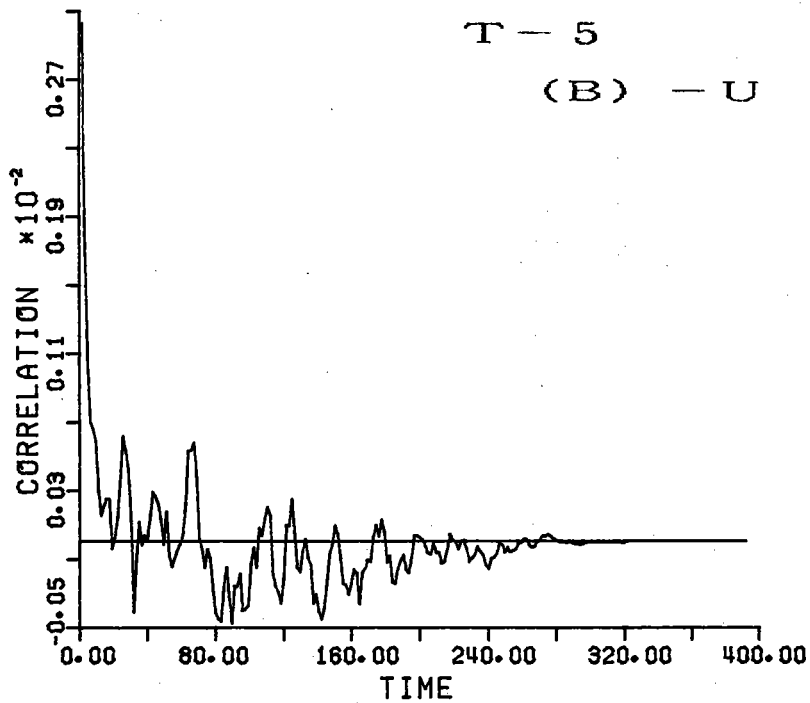




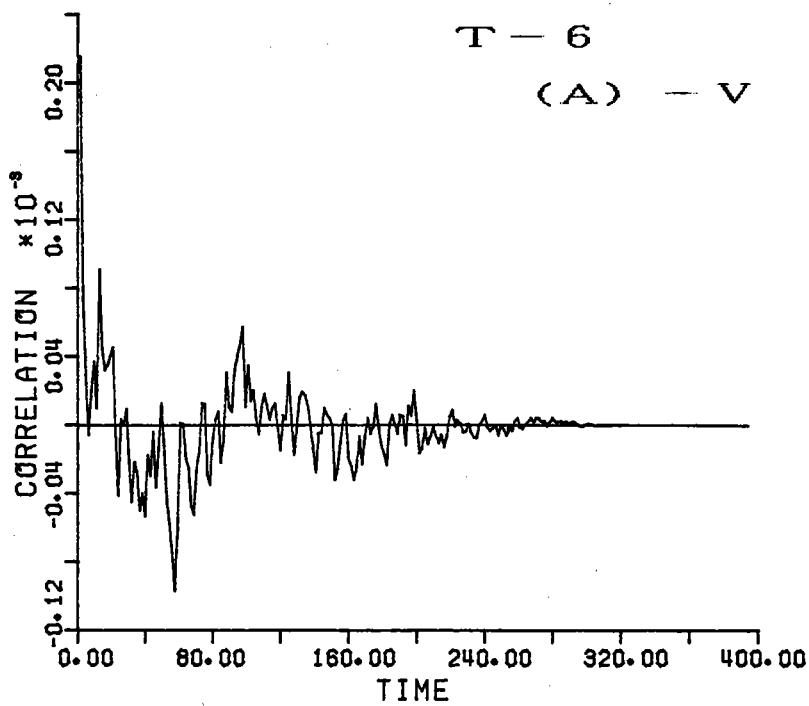
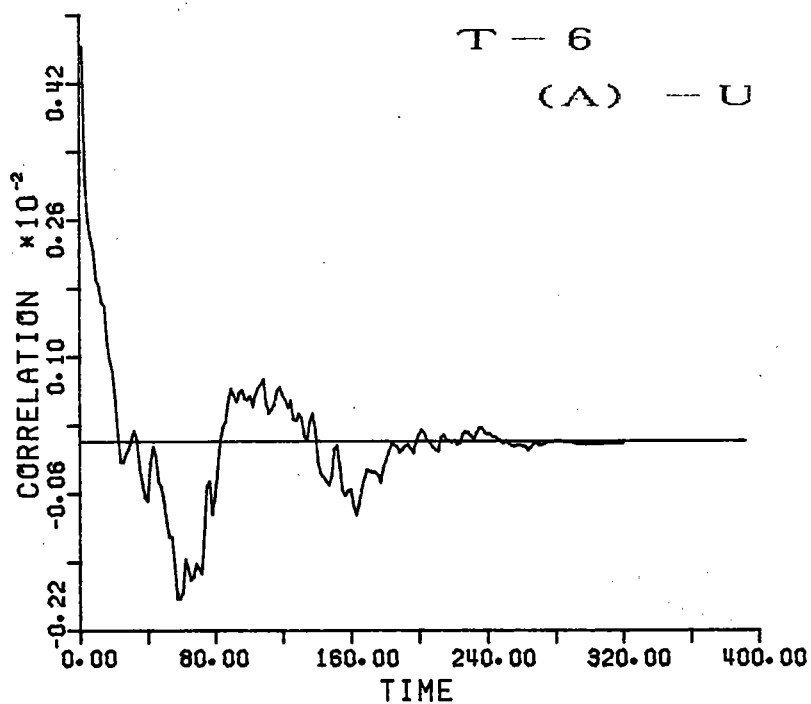


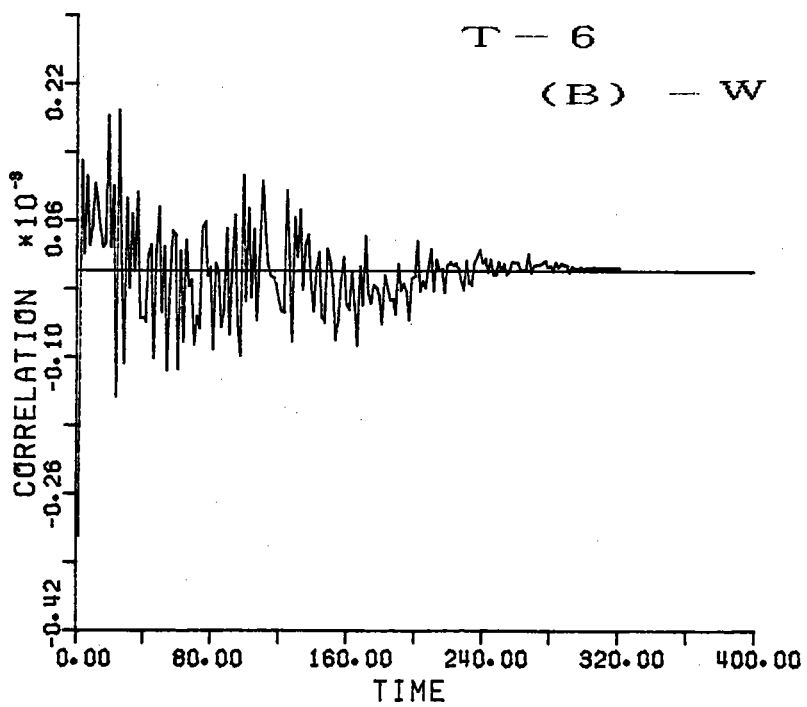
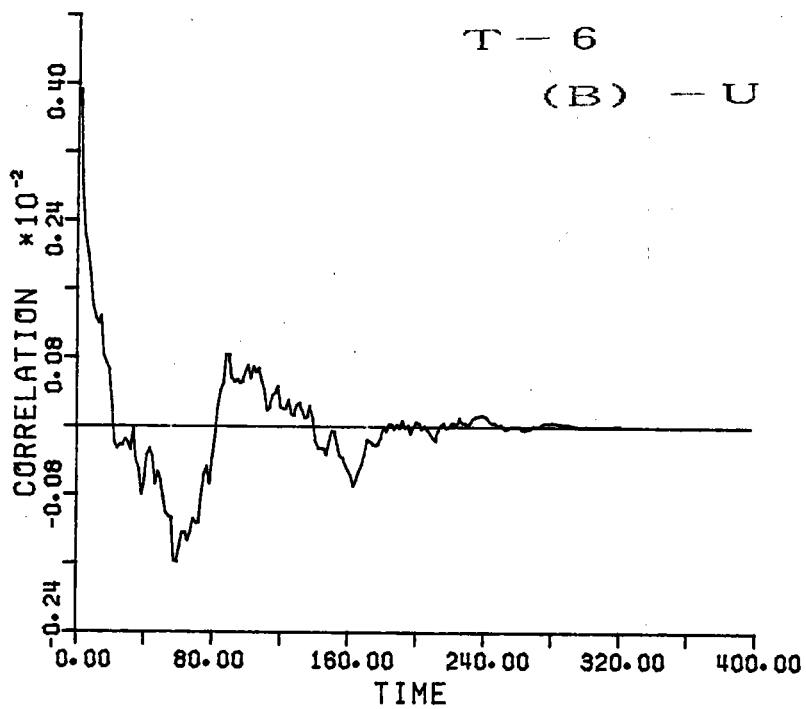












## 5. 不等流モデルについて

### 5-1 基本的考え方

河川の水利条件が時々刻々変化し、それを追跡出来るような観測システムを作ることは、ほとんど不可能である。しかし、河川の水利条件のいくつかは、水質管理、環境管理計画をたてる上で必須であり、その調査法・推定法が望まれているのである。例えば、BODで代表される有機物質は、一次反応で変化するというStreeter-Phelpsのモデルに従うとするならば、本流地点のBODの予測のためには、流下時間又は河川内の流速が与えられねばならない。流速は測定すれば求められるとしても、日本の河川のように流れ方向に瀬と淵が交互に発達している場合、対象区間全域で正確に流下時間を求めるためには、数多くの断面で測定しなければならないが、実際には不可能である。

本研究は、流下時間の推定を簡単なモデルを用いて、求めることにあるが、その手法の基本的考え方は①水利モデルに忠実であること、②与えるパラメーターが比較的簡単に求められること、③与える条件の測定が容易なこと、とした。本報告は、このような考え方で開発された「計算法」を紹介し、これを多摩川に適用しその評価を行うものである。

### 5-2 河川での平均流速公式

河川における平均流速は Manning 式がよく用いられている。すなわち、

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I e^{\frac{1}{4}} \quad (5.1)$$

ここで、 $V$  : 平均流速 ( $m/s$ )、 $R$  : 径深 ( $m$ )、 $I e$  : エネルギー勾配、 $n$  : 粗度係数である。

この Manning 式は、19 世紀に等流条件で行なわれた実験から求められた実験式であるが、これが河川のような河床勾配・断面形状・粗度等が縦断的に変化する場にも適用されている。

図-24 のような開水路における不等流の運動方程式は、水理学の教科書に示されるように次式で与えられる。

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \frac{dV^2}{dx} + \frac{dhr}{dx} = 0 \quad (5.2)$$

河床勾配 水深の差 速度損失  
水面勾配(I) 抵抗(マサツ)損失

ここで  $i$  : 河床勾配、 $h$  : 水深 ( $m$ )、 $\alpha$  : 係数 (=1 とおく)、 $V$  : 平均流速 ( $m/s$ )、 $x$  : 流れ方向の距離 ( $m$ )、 $hr$  : マサツ損失 ( $m$ )、 $g$  : 重力の加速度 ( $m/s^2$ ) である。

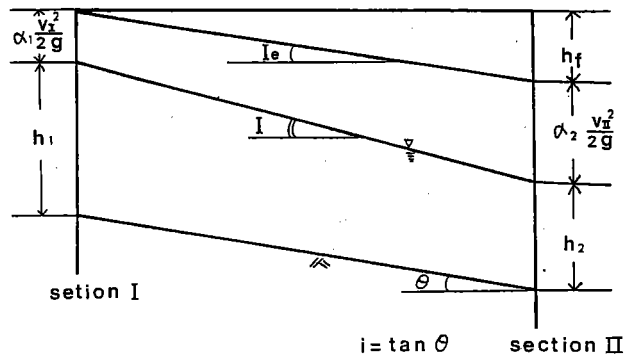


図-24 河川内のエネルギーの概念図

(5.2) 式を数学的および数値的に完全に解くことは不可能に近いので、対象により様々な仮説をもうけ近似して計算することが多い。ここで(5.2)式の左辺の第4項を(5.1)のマニング式のエネルギー勾配におきかえる事により計算を行ってみる。すなわち(5.2)式をかきかえると、

$$I_e = I - \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} (V^2) \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

又は

$$I - \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} (V^2) + \frac{(nV)^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

とおける。

この不等流式をとく一般的な方法を吉川<sup>(4)</sup>によれば、

$$\left. \begin{array}{l} H = R \\ Q = A \cdot V \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

但し、H：平均水深(m)、A：断面積(m<sup>2</sup>)、Q：流量(m<sup>3</sup>/s)とおいて、

$$H_1 - H_2 = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_2^2} - \frac{1}{A_1^2} \right) - \frac{1}{2} \frac{n_1^2}{R_1^{4/3} A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} A_2^2} Q^2 \cdot \Delta x \quad (5.6)$$

をうる。

(5.6) 式は Explicit に解くことが出来ないので次の方法により解く。

- i) 水深(水面位置)から径深、断面積の水路断面特性を仮定する。(実測の場合もあるが、断面区間が多くなると、 $A = h_A(h)$ 、とおく事が多い。
- ii) 一端の水深は与えられているものとする。
- iii) 他端の水深を仮定して右辺、左辺別個に計算し、両辺が等しくなるかどうか検討する。もし異なる場合には、仮定値をかえて同じ操作を行ない、左辺と右辺が一致する場合の水深を解とする。
- iv) この求められた水深を用いて、隣接区間の計算を行う。

この手法を行うためには、(H-R)で与えられる河床高、径深(平均水深)とそれに対応する断面積の関係が与えられなければならない。河床についていうと、横断方向にも変化があり、平均河床を求める事は困難であり、ましてそれを $\Delta x$ はなれた区間毎に求める事は不可能に近い。又、径深と断面積の関係も多様であり、その与え方により解は大きく変化する。もともと、河川の水利条件をとくに不等流モデルを導入するという考え方は、河川内における断面形状が変化するという事であるので、断面形状についての情報を正しく与えねば、不等流モデル導入の意味はあまりないのである。

ここに、在来の手法に一定の限界があると考えられたので、実際の河川における新しい不等流モデルの解法を考えた。

## 6. 多摩川における流下時間推定に対する新しい計算モデルの解法

### 6-1 計算モデル

(5.3)式を再掲する。

$$I_e = I - \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} (V^2) \quad (6.1)$$

一般に  $Q = AV$  (6.2)

であるから、(6.1)式に(6.2)式を入れる。又、区間流量は一定として、

$$\begin{aligned} I_e &= I - \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \\ &= I + \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dx} \end{aligned} \quad (6.3)$$

一方、(5.1)式のマニング式において、 $n$ を一定として、広幅矩形断面(区間幅を $W(m)$ とする)

$$A = WH \div WR \quad (6.4)$$

と仮定して、

$$\begin{aligned} Q &= AV \\ &= WH \left( \frac{1}{n} R^{2/3} I_e^{1/2} \right) = W \cdot \frac{1}{n} R^{5/3} I_e^{1/2} \end{aligned}$$

$$H = \left( \frac{nQ}{W} \right)^{0.6} I_e^{-0.3} \quad (6.5)$$

$$V = \frac{I_e^{0.3}}{n^{0.6}} \left( \frac{Q}{W} \right)^{0.4} \quad (6.6)$$

$$A = \frac{Q}{V} = \left( \frac{Q}{n} \right)^{0.6} W^{0.4} I_e^{-0.3} \quad (6.7)$$

この式を $x$ について微分すると、

$$\frac{dA}{dx} = 0.4 \frac{A}{W} \frac{dW}{dx} - 0.3 \frac{A}{I_e} \frac{dI_e}{dx} \quad (6.8)$$

(6.8)式の第2項を、 $dx$ (区間長)を小さくする事により、エネルギー勾配は、2次項のように考えられるので、その変化は無視出来るものとする、

$$\frac{dA}{dx} = 0.4 \frac{A}{W} \frac{dW}{dx} \quad (6.9)$$

とおける。(6.9)式を(6.3)式に代入すると、

$$\begin{aligned} I_e &= I + \frac{Q^2}{g A^3} \left( 0.4 \frac{A}{W} \right) \frac{dW}{dx} \\ &= I + 0.4 \frac{Q^2}{g W A^2} \frac{dW}{dx} \end{aligned} \quad (6.10)$$

さらに(6・10)式に(6・7)式を入れると、

$$I_e = I + 0.4 \frac{(n)^{1.2}}{g} \cdot Q^{0.8} \cdot W^{-1.8} \cdot I_e^{0.6} \frac{dw}{dx} \quad (6 \cdot 11)$$

(6・11)式がえられる。(6・11)式において、粗度係数 $n$ 、流量 $Q$ 、水面勾配 $I$ 、水面幅 $W$ とその変化量が与えられれば、 $I_e$ のみが変数となるので、これを解くことが出来る。逆に、これらの情報が与えられれば、エネルギー勾配 $I_e$ が求まり、(6・7)式により断面積 $A$ 、(6・5)式から水深 $H$ 、(6・6)式から流速 $V$ が求まり、水力条件がとけることになる。

## 6-2 境界条件の与え方

図-25に河川のモデルを示す。このモデルにおいては流量は、支川・排水または取水等があると段階的に変化するものとして、それぞれの区間の流量は一定としている。一方、水面勾配は図に示すように変化している。しかし、図に示したような区間で考えると(この図では9区間)、それぞれの区間においては( $Q$ 、 $I$ )共に一定とみなせる。そこで、その区間で $dx$ を出来るだけ小さくとり、(6・11)式を解いていく事が出来る。

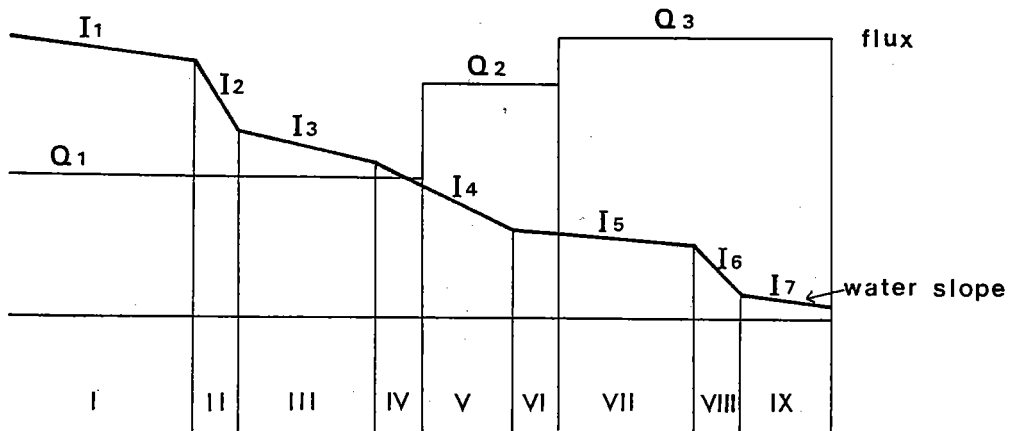


図-25 河川縦断方向の変化の模式図

粗度係数 $n$ の値についてはここでは全区間一定の0.04とした。本計算法による結果が有効である事が確認されたら、次のステップとして粗度係数について検討を加えていきたい。

(6・11)式を誘導した目的は、不等流モデルを「水面幅 $W$ 」を用いて解こうという所にある。在来の方法では水深、ないし断面積という「実測しなければ求められない数量」を用いて不等流モデルを解くのに対して「航空写真又は地図」により、本来の意味における「リモートセンシング」的に求められる数量を用いてモデルを解く事にある。最近の地図は、航空写真を台図にして、位置・高度をかなりの精度で読みとってつくられたものであり、そこからえられる河川幅 $W$ の情報の精度は高いものと思われる。一番の欠

点は、地図作成時の流量条件と不等流モデルを解くのに与える流量条件が合致しなかったり、地図作製後、洪水等により河床・流量等が変更した時には、地図からの情報を用いる事が出来ない事にある。

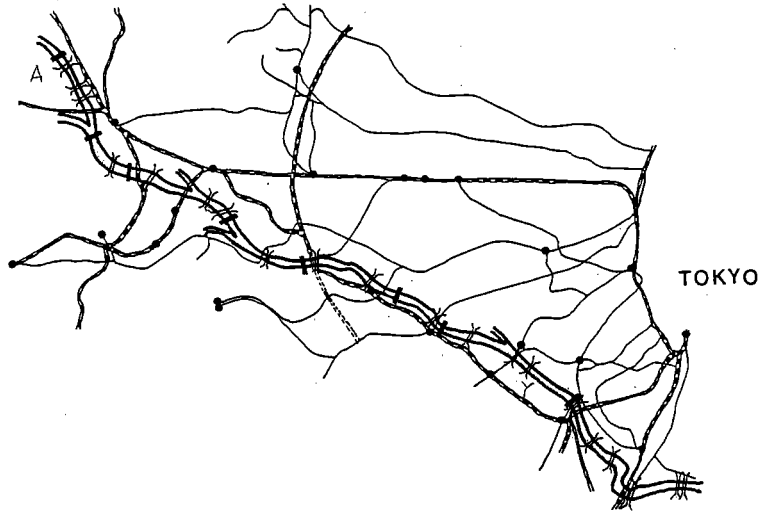


図-26 解析対象の多摩川と概略図

### 6-3 実際の数値条件

A) 対象河川と区間：図-26

に示すように、多摩川の河口から52.4Km地点(羽村取水堰の約500m下流)から同15.0Km地点(東名高速道路橋より約2Km下流)迄の中流部約37.4Km。

B) 流量：1981年8月6日～8日にかけて行った多摩川全川調査<sup>5)</sup>の実測データによる日平均流量を基にし、それを修正した流量<sup>6)</sup>。

C) 地図：河川幅と水面勾配を求めるために用いた地図で、建設省京浜工事々務所が1981年8月に航空写真から作製した1/2500の河川地図。この事はBで示した流量測定とほぼ同じような水理条件の地図と考えてよい事を示す。

D) 河川幅の測定：図-27に作業方法を模式的に示した。すなわち、Cの1/2500地図上の左右兩岸の距離杭(公称200mピッチ)を結び、その区間の河川の流心を結ぶ。この流心線は水面幅の中点を結

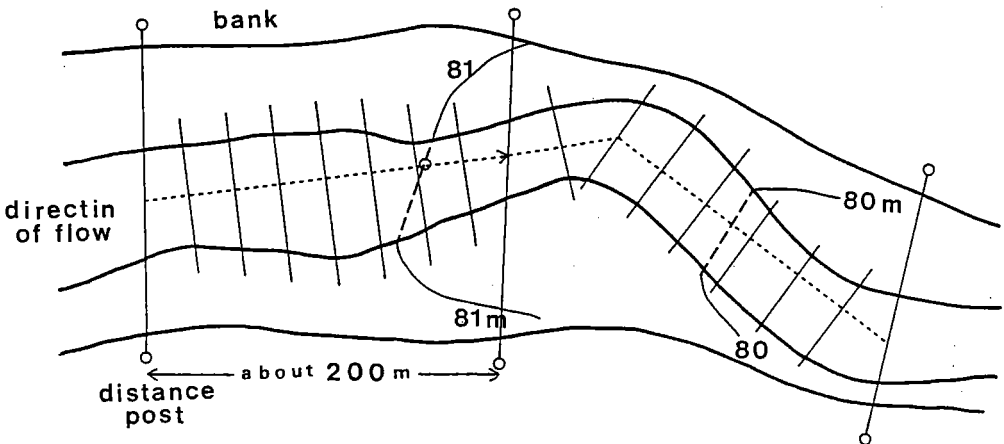


図-27 河川巾と水面勾配の選択法

ぶことを原則としたが、湾曲部や2ないしそれ以上に分岐した断面では、経験により流心を仮定した。この流心線の長さを流路長として測定し、これを8等分し、流心線に垂直線をひきそれぞれの区間での河川幅 $W$ を求めた。この操作により不等流モデル解法のステップを平均して25mとしている事になり、37.4km区間で約1,500ステップとなっている。

E) 水面勾配：左右両岸で河川地図の高水敷上に示されている等高線と水際線の交点を求め、左右両岸の同高度地点を結びD)の流心線の交点をもって水面上の高さとした。地図の等高線間隔は1mなのでこの区間の等高線は、112mから3m迄だったので、勾配による分割区間は110区間となり、この等高線の間は同一勾配と考えた。

但し、堰地点は図-28に示すように、堰地点で階段上の段差があるものとして取りあつかった。又、瀬の所も図-29のように、瀬と思われる区間を仮定しその区間迄は上・下流からの水面勾配を延長し、瀬の部分の勾配を別途求めた。瀬の同定は、長年のポートによる踏査によって与えられた土地カンと地図上の流路形態から判断して与えたものである。

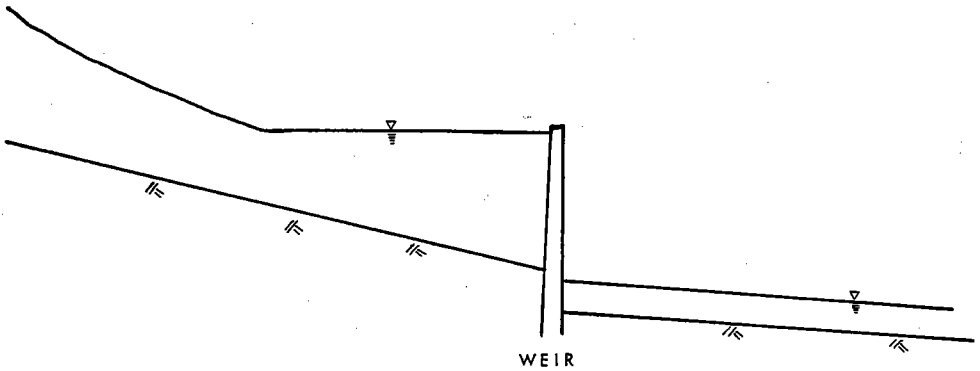


図-28 堰周辺の水面勾配の決定法

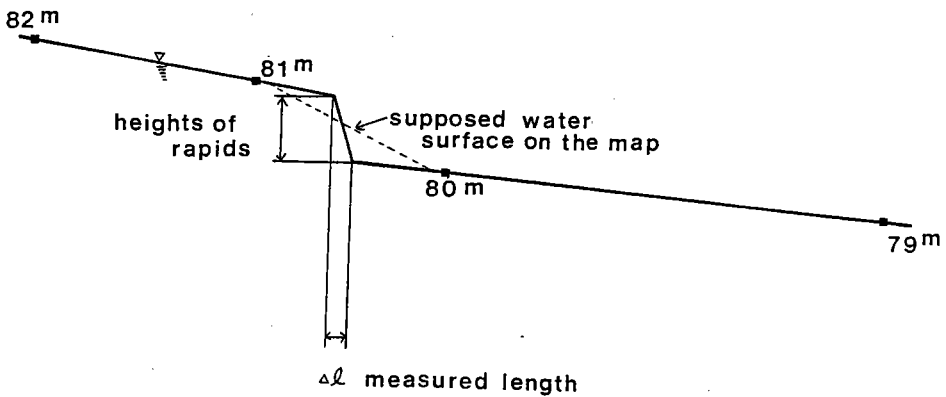


図-29 河床勾配の算出法



F) 粗度係数：全区間0.04とした。

G) 計算法：図-30に示すようなフローシートで計算を行った。(6・11)式の右辺の $I_e$ に $E$ で求めた水面勾配を代入して $I_e$ を求め、これと $I$ を比較し、 $10^{-9}$ 以上の差があるときには、計算された $I_e$ を(6・11)式の左辺に代入するという反復法(Iteration法)をとった。

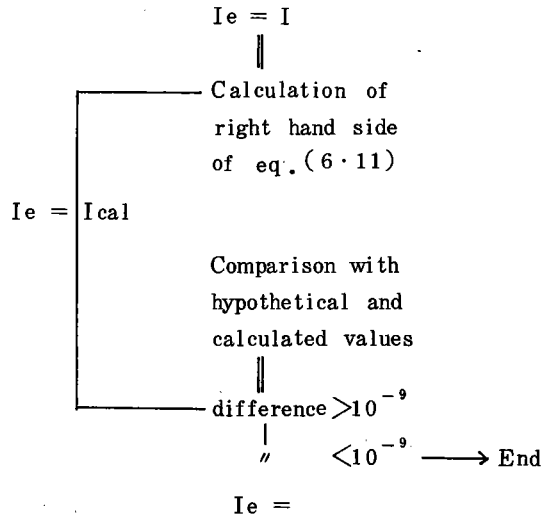


図-30 式(6.11)の解法の年順

## 7. 流下時間推定に対するモデルとその考察

### 7-1 モデルの計算結果

表-11に計算結果の一部を示す。表には場所、与えた条件(流量、区間長、水面勾配、区間幅)を示し、計算結果としてエネルギー勾配、平均水深、平均流速とそれに基づく流下時間を示してある。

計算結果によると、計算区間37.4kmの流下時間は図-31に示すように1976分(32時間56分)となったが、流下時間にきいてくるのは堰前面の背水効果のきいている所である。表-12は対象区間内にある堰での流下時間をまとめたものである。

表-13、図-32は、この計算結果と実測値の比較を行ったものである。すなわち横軸に1981年8月の実測の断面の平均水深、縦軸に計算でえられた水深をとり、実測断面25地点をプロットしたものである。図中の $45^\circ$ の線上にあるときは両者の値が一致する事を示す。この図では、地図から測定した水面幅から計算した場合(×印)と、実測水面幅と地図から求めた水面勾配から計算した場合(○印)の両方を示している。なお実測の場合にも、流量の寄与している部分のみを水路幅と考え、水深が浅くかつ流速が小さい断面部分は無視して計算を行った。

表-11 計算に用いた水理条件と結果の1例

オオハシ ト ササキ シキ スイリ ケイサンホウ ニヨル リュウカジカン ノ スイテイ

距離杭 Km	Q m <sup>3</sup> /s	区間長 m	水面 勾配 0.1%	エネルギー 勾配 0.1%	水面幅 m	平均 水深 cm	摩擦 速度 cm/s	平均 流速 cm/s	時間 min	総時間 min	水位 m	距離 Km
47.2	6.0	27.8	1.82	1.78	60.0	25.46	6.66	42.35	1.1	323.5	91.9	5.37
				1.81	51.3	26.78	6.90	44.23	1.0	324.6	91.9	5.40
				1.80	50.0	27.68	6.98	45.02	1.0	325.6	91.8	5.42
				1.89	46.3	25.88	6.92	44.12	1.1	326.7	91.8	5.45
				1.91	58.8	21.16	6.29	38.76	1.2	327.9	91.7	5.48
				1.84	87.5	18.42	5.77	34.75	1.3	329.2	91.7	5.51
				1.81	100.0	18.09	5.67	34.03	1.4	330.6	91.6	5.54
				1.78	95.0	19.56	5.85	35.56	1.3	331.9	91.6	5.56
47.0	6.0	29.7	1.82	1.83	77.5	20.51	6.06	37.15	1.3	333.2	91.5	5.59
				1.81	80.0	20.77	6.07	37.28	1.3	334.5	91.5	5.62
				1.76	75.0	22.99	6.30	39.40	1.3	335.8	91.4	5.65
47.0	6.0	29.7	12.60	12.42	57.5	14.82	13.43	78.02	0.6	336.4	91.0	5.68
				12.32	46.3	17.20	14.41	85.82	0.6	337.0	90.7	5.71
				12.91	35.0	16.81	14.58	86.53	0.6	337.6	90.3	5.74
47.0	6.0	29.7	1.71	1.74	47.5	27.10	6.80	43.71	1.1	338.7	90.2	5.77
				1.72	53.8	26.09	6.62	42.28	1.2	339.9	90.2	5.80
46.8	6.0	27.8	1.71	1.72	55.0	25.54	6.56	41.76	1.1	341.0	90.1	5.83
				1.71	57.5	25.26	6.51	41.31	1.1	342.1	90.1	5.86
				1.73	57.5	24.70	6.46	40.89	1.1	343.2	90.0	5.88
				1.73	61.3	23.51	6.32	39.63	1.2	344.4	90.0	5.91
				1.72	67.5	22.52	6.16	38.40	1.2	345.6	89.9	5.94
				1.71	71.3	22.20	6.10	37.90	1.2	346.8	89.9	5.97
				1.71	71.3	22.34	6.11	38.02	1.2	348.0	89.8	6.00
				1.72	70.0	22.18	6.11	37.96	1.2	349.3	89.8	6.02
46.6	6.0	29.1	1.71	1.72	72.5	21.73	6.05	37.44	1.3	350.6	89.7	6.05
				1.74	75.0	20.22	5.88	35.96	1.3	351.9	89.7	6.08
				1.74	90.0	18.17	5.56	33.44	1.5	353.4	89.6	6.11
				1.71	107.5	17.35	5.39	32.16	1.5	354.9	89.6	6.14
				1.69	107.5	18.12	5.48	32.90	1.5	356.3	89.5	6.17
46.6	6.0	29.1	8.00	7.87	93.8	12.92	9.98	56.69	0.9	357.2	89.3	6.20
				8.09	70.0	13.25	10.25	58.44	0.8	358.0	89.1	6.23
				8.07	85.0	11.92	9.71	54.40	0.9	358.9	88.8	6.26

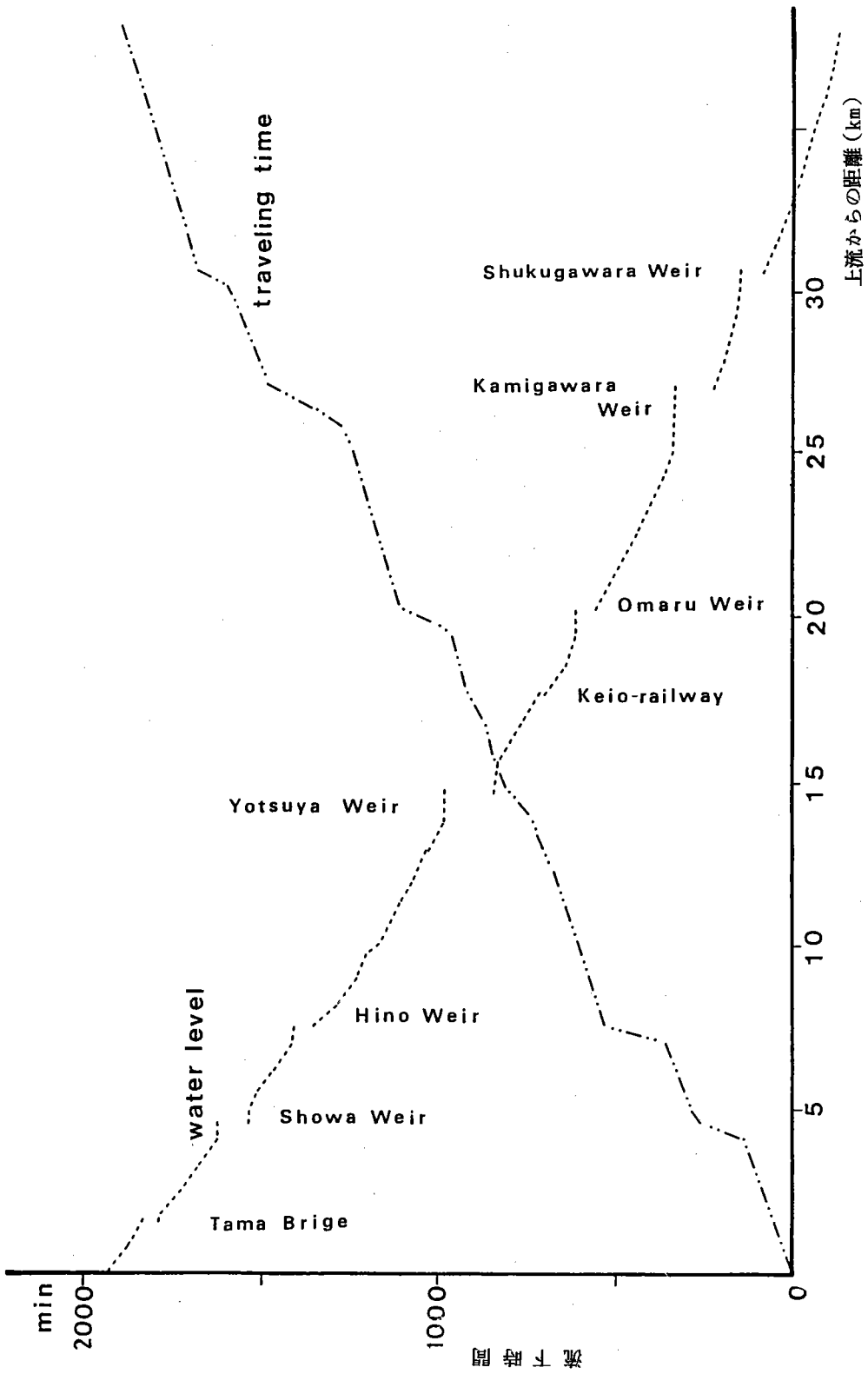


図-31 計算結果

表-12 多摩川本川の堰における流下時間の推定

name of weir	length of backwater (Km)	traveling time (min)
Showa	0.42	119.5
Hino	0.41	78.0
Yotsuya	0.40	52.0
Omaru	0.67	141.9
Kamigawara	1.10	207.0
Shukugawara	0.39	79.8

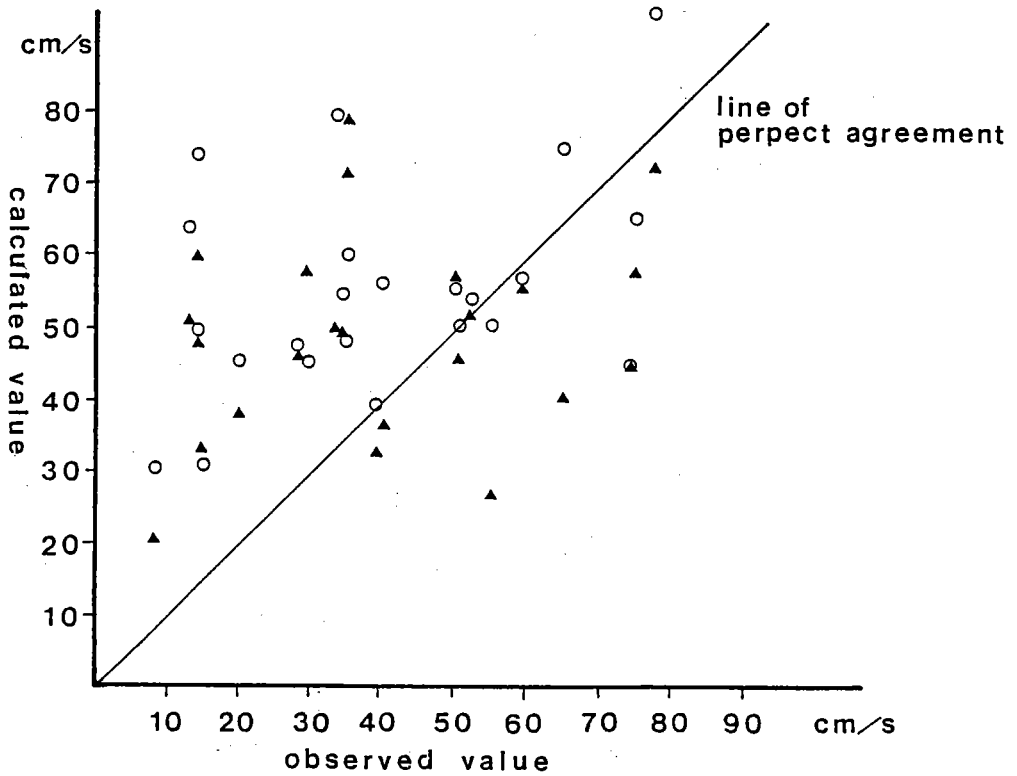


図-32 計算結果と地点流速の比較

表-13 計算結果と地点流速（実測値）との比較

				calculated value from ③		width on the aerial map (m) ⑥	calculated value from ⑥		abserved value	
	flux ( $m^3/s$ ) ①	water slope (‰) ②	observed width (m) ③	mean depth (cm) ④	mean velocity ( $cm/s$ ) ⑤		mean depth (cm) ⑦	velocity ( $cm/s$ ) ⑧	mean depth (cm) ⑨	mean velocity ( $cm/s$ ) ⑩
AM	2.1	3.06	22.8	19.7	46.8	12.5	27	58.3	32	29
AN	2.6	2.65	23.3	23.1	48.4	27.5	21	46	39	28
B	2.6	2.67	14.3	30.8	59.0	43	15	37	45.5	40
D	6.0	0.20	24.0	81.2	30.8	56	48	21	146	8
E	6.0	1.00	24.0	50.1	49.9	60	22	48	108	14
F	5.0	4.16	22.0	30.9	73.6	35	23	60	71	14
G	5.6	2.04	20.0	43.3	64.6	36	30	51	117	13
H	7.8	2.12	50.0	30.1	51.8	65	25	46	30.5	51
I	8.0	1.12	57.6	34.1	40.8	95	25	33	36	39
(J)	8.0	2.52	36.0	35.4	62.8	194	15	35	19	109
K	8.2	2.62	34.0	36.7	65.6	47	30	58	32	75
L	12.7	2.14	31.5	33.1	75.9	140	21	41	63	65
M	12.7	0.85	57.0	49.1	45.4	61	49	45	31	74
N	14.0	1.50	46.0	49.9	61.0	58	29	79	88	35
O	14.2	1.50	57.0	44.3	56.3	75	31	57	50	50
P	14.4	3.22	28.0	54.4	94.5	55	37	72	39	78
Q	16.7	0.50	38.0	86.6	50.8	74	102	24	48	55
R	13.0	1.74	25.2	65.6	78.7	56	40	56	39	129
S	14.1	0.70	45.4	63.5	48.9	68	32	72	89	35
T	14.6	0.69	141.0	33.0	31.4	129	35	33	71	14
U	14.9	1.03	74.0	43.6	46.2	125	32	38	99	20
V	15.0	1.47	56.0	46.5	57.6	61	45	56	49	59
W	15.2	0.77	40.0	69.7	54.5	44	65	52	51	52
X	17.2	1.20	24.0	89.3	80.3	80	43	50	84	33
Y	18.1	0.94	61.0	56.6	52.4	68	52	49	88	34

図-32をみると流速が40 cm/s 以上の場合には、実測値と○印がかなり一致しているといつて差支えない。しかし流速40 cm/s 以下の場合には、計算値が実測値を上廻っているが、斜線部で示したように45°の線を平行移動した形となっている。実測値が10 cm/s 程度のときは、計算値とは合致していない。

この図から今回提案したモデルの有効性を議論する事は不可能である。とはいえ河川という再現性のない場を再現するための他の手法に比して「こんな所であろう」という目安を与えるものと考えている。

## 7-2 計算法の問題点

この計算法の問題点を以下にあげておく。

- i) 計算法上の誤差：誤差には計算法上の問題と、与えた条件の誤差の両方がある。前者の計算法上の問題としては、(6.8)式において  $\frac{dI_e}{dx}$  の項を無視した事があげられる。(6.8)式の共通点を取り出すと、

$$\frac{dA}{dX} = \frac{A}{\Delta X} \left( 0.4 \frac{\Delta W}{W} - 0.3 \frac{\Delta I_e}{I_e} \right) \quad (6.12)$$

とおきかえる事が出来る。表-11の計算結果によると、 $\Delta W$  (表-11の区間幅の2つの値の差)が小さければ  $\Delta I_e$  (となり合う2つの区間でのエネルギー勾配の差、表-11においては、 $I_e$ の下の段の差で与えられる)は小さく、水面幅の変化量  $dw$  大きければ  $\Delta I_e$  も大きくなる。オーダー的にいうと、 $\frac{\Delta W}{W}$  は  $\frac{10m}{60m}$  程度であり、 $\frac{\Delta I_e}{I_e}$  は  $\frac{0.02\%}{1.51\%}$  程度であり、両者の値は1桁程差があるように思われる。(6.10)式で  $(I_e - I)$  が  $\frac{dw}{w}$  にきいてくる項であるが、表-11によると0.01~0.03%のオーダーなので  $\frac{\Delta I_e}{I_e}$  を加えても1桁下のレベルできいてくるにすぎない。計算の精度をどこまで要求するかは研究・実務上の目的によりきまるが、本研究の目的が流下時間を分単位のオーダーで求める事にあるとするなら、 $\frac{dI_e}{dx}$  の項を無視しても問題ではないと考える。

- ii) 流量変化に伴う河川幅の変化：流量を仮定(ここでは実測流量を与えたが)したときの水面幅と河川地図作製時の水面幅と差が生じている事が考えられ、それが計算にどのように影響をもつか考えてみる。(6.5)式から次の式が誘導される。

$$\begin{aligned} \frac{dH}{dQ} &= 0.6 \frac{H}{Q} - 0.6 \frac{H}{W} \frac{dW}{dQ} \\ \frac{dH}{H} &= 0.6 \times \frac{dQ}{Q} \left[ 1 - \frac{dW}{W} \frac{Q}{dQ} \right] \end{aligned} \quad (6.13)$$

今きわめて大きな仮定として、 $H = rW$  水際線の陸地の勾配  $\frac{dH}{dw} = \beta$  とし、流量の増分  $\frac{dQ}{Q} = \alpha$  とすると(6.13)式は次のようにかきあらわされる。

$$\frac{r\beta dW}{W} = 0.6 \alpha \left[ 1 - \frac{dW}{W} \frac{1}{\alpha} \right]$$

$$\frac{dW}{W} = \frac{0.6}{\frac{\beta}{\gamma} + 0.6} \cdot \alpha \quad (6 \cdot 14)$$

表-14は、 $(\gamma, \beta)$ に適当な値を入れたときの(6・14)式右辺の $\alpha$ の係数を入れたものである。例えば $\gamma = 0.01$ すなわち、水面幅60mに対し水深60cmの河川断面で水際線の勾配が1/10のときに流量が100%変化(2倍)すると断面の増加率は5.7%となる事を示す。この値は $dw/dx$ に比べると半分以下である。川原橋における定測流量は $12m^3/s$ であると2倍の流量 $24m^3/s$ はかなりの出水に相当し、現実には、このような時期に地図作製のための航空写真撮影は行なわれないのが常識であろう。もし流量が2倍以下なら $\frac{dW}{W}$ はこの係数と流量変化率の積となり、オーダーとすると $\frac{dI_e}{dx}$ と同程度となり、無視しても差支えないと思われる。さらに水際線の勾配が大きければ流量変化に伴う水面幅の変化はさらに小さくなる。

- iii) 流心線の測定：この作業が困難であり、かつこれを基にした水面幅の測定の誤差の原因となるこの作業を行うには厳密な定義がないので、作業上やむをえず単純な仮定により流心線をきめているのでそのとり方により、上に述べた誤差よりも大きな誤差が生ずることが考えられる。しかしこれは実際河川のもつ特質であり、そのような誤差が入るのはやむをえないものとする。この誤差をより少なくするのは、区間幅を小さくする事であろうがステップ数が多くなり、作業上の制約が出てくる。ただ、水面幅、勾配の大きく変化する所は区間幅を小さくし、変化の少ない所は25~50m間隔で行うという操作は行えるかもしれない。
- iv) 水面勾配：区間流速を算定する上で、どうしても水面勾配が必要となる。今回は地図から求める方法をとったが、計算の取れんの速さやえられた水深、流速から判断するかぎり、実用的にみるかぎり、ほぼ妥当だったと思われる。実際の河川で水面勾配を測定した経験と、洪水による河床変動を考慮に入れても、最近の航空写真測量技術の進歩を導入すれば、ほぼ実態に近いものがえられると思う。た

表-14 流量変化に伴う水面幅の変化の比

$\beta \backslash \gamma$	0.005	0.01	0.015	0.02
0.1	0.029	0.057	10.083	0.107
0.2	0.015	0.029	0.043	0.057
0.3	0.010	0.020	0.029	0.038
0.4	0.007	0.015	0.022	0.029

$\gamma$  = 水深 / 水面幅

$\beta$  = 水際線の勾配

だ、水際線付近の等高線が切れている所があるので、河川地図作製に際して、水際線迄等高線を入れるよう「特注」されていると、精度はより向上すると思われる。

- v) 収束条件：本計算法は反覆法であり、その収束状況を心配した。多摩川で従来行なわれた計算によると収束しなかったり、解がえられなかった事がときどきみられたが、今回は収束がきわめてよかった。反覆回数を表-15 に示すが、Ie の仮正值と解の間の差が3~6回で  $10^{-9}$  以下に収束していた。これは25mおきの情報を与えたことによるものと、与えた条件がほぼ妥当だった事を示す。収束のおそい所は水面勾配が小さく、河川幅の変化が大きい所であり、今後このような断面の区間幅を小さくする事により収束をはやめる必要がある。

表-15 地点別反覆計算の回数

times regime	0	1	2	3	4	5	6	7
52.4 ~ 51.2	1	11	24	14	4	0	0	0
51.2 ~ 48.0	13	4	26	68	39	11	0	1
48.0 ~ 45.4	18	4	94	107	44	13	2	2
45.4 ~ 40.0	18	0	84	87	21	3	0	0
40.0 ~ 38.2	8	0	21	22	7	2	2	3
35.2 ~ 32.6	0	1	16	4	3	3	0	1
32.4 ~ 26.0	19	2	44	38	28	8	2	1
Total	77	22	329	340	146	40	6	8
(percentage)	8.0	2.3	34.0	35.1	15.1	4.1	0.6	0.8

以上、考えると本報告で提案した計算法とそれに必要な情報量の与え方により、河川の水理条件を中心とする実態像がほぼ記述する事が出来たと考える。



## 8. 結 論

本研究により次のような事がわかった。

1. 流量収支また負荷量を見積もるための流速測定には、水塊の流下到達時間を正確に把握した時間遅れ観測が必要である。そのためには、流観前から流観終了後に至るまでの水位の変化を連続的に記録する必要がある。低水時の多摩川においても取・排水の影響で流量は非定常的に変化しており、連続的な資料が必要となる。
2. 流路がほぼ一様な地点では、水深平均流速は水深に比例していると考えてよい。流速の鉛直方向分布は底面での滑りを認めた2次放物線で近似できる。
3. 河幅に比し水深の小さい多摩川中流部の低水時には、底面摩擦を試算するための各区分断面積の求め方として、水面に直交する直線で区間分割しても精度上問題はない。
4. 断面内で多くの点の流速測定より摩擦速度の横断分布を算出した。摩擦速度は横断方向に大きく変化しており、水理量の断面内偏差を考えるに際してはこの要素も考慮する必要がある。
5. 混合特性などが横断方向で一定でないことが、前項の摩擦速度の分布から示唆されている。横断方向3地点でのトレーサー実験によると、岸近くと流心部付近では拡散係数値に倍近くの差があらわれた。しかし拡散係数を局所水深と局所摩擦速度で無次元化した値は断面内でほぼ同一の値となった。
6. 拡散係数推定方法としての流速3成分連続観測と、トレーサー実験よりの結果は略同値を示した。トレーサー実験は放出・採水に改良を加えれば簡便な観測手段として採用可能であろう。
7. 水面勾配は2方法によって求めた値が略一致し、岸近くと流心部とでは大きな違いがみられる。
8. 物質輸送に関する平面2次元の数値解によれば、岸から流入排水が一様に混合するにはかなり長い流下距離が必要である。この横方向拡散の特性は、多摩川で観測されている左右岸における濃度差を説明する一つの因子である。
9. 水塊の流下時間を推定するにあたって、航空写真を台図とした地図上より、河川幅と水面勾配を読み取りこれらを使用した新しい計算モデルの解法を提案し、モデルの計算結果と計算法の問題点の考察を試みた結果、エネルギー勾配  $I_e$  の修正値と解の間の差が3～6回の反覆で  $10^{-9}$  以下に収束した。これは、ここに提案した計算法と情報の与え方並びに与えた条件が略妥当であったことを示している。水面勾配が小さく河川幅の大きいところでは、断面の区間幅を小さくすることにより収束をはやめる必要がある。

## 謝 辞

計算モデルによる多摩川の流下時間推定の計算にあたって、中山喜雄、佐々木淳、大橋一裕君の協力を得た。また数多くの流速計を作成しその関連器械の組立製作とキャリブレーション、また、河川水採水のために必要な諸器具の準備、分析と後処理ならびに実測にあたっては、各観測断面にて長時間測定に従事して頂いた東京大学工学部土木工学科・都市工学科と芝浦工業大学の院生、学部学生諸君に記して謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Lundgren, H and I. G. Jonsson : Shear and velocity distribution in shallow channels. Proc. ASCE, Vol. 90, HY1, 1964
- 2) Fischer. H. B. : The mechanics of dispersion in natural streams. Proc. ASCE. Vol. 93, HY6, 1967
- 3) Streeter, H.W. and E. B. Phelps : Stream Sanitation, John Wiley, 1925
- 4) 吉川秀夫 : 河川工学、朝倉書店、1980
- 5) 市川新・横山道子 : 第 16 回水質汚濁研究会年講、1982
- 6) Ichikawa. A. etal : Proc. of 3rd International Conf. on River Basin Management, 1983