

土 木 研 究 所 報 告

第 174 号

雨天時汚濁流出とその抑制対策に関する研究 松浦茂樹
谷本光司

昭 和 62 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1987 年 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

雨天時汚濁流出とその抑制対策に関する研究

松浦茂樹*
谷本光司**

Study on the Pollutant Runoff in Rainy Periods and the Technical to Prevent it.

by Dr. Shigeki Matsuura
Koji Tanimoto

要 旨：

湖沼等の閉鎖性水域の水質悪化には雨天時に河川を通じて流入する汚濁負荷の寄与が大きいため、その水質改善には雨天時の河川からの汚濁流出抑制が重要な課題である。このため筆者らは多摩川上流部の5小流域での観測データより、土地利用ごとの雨天時汚濁流出の特性を検討した。宅地流域ではファースト・フラッシュ現象がみられることが多く、汚濁流出が雨水流出より先に終了する。田園流域ではファースト・フラッシュは生じないが、汚濁流出は雨水流出より先に終了する。山地流域ではファースト・フラッシュは観測されず、流量に応じて汚濁負荷流出は継続する等の特性を明らかにした。さらに土地利用ごとの、汚濁流出原単位を試算した。

このような調査結果を基に、これまでに実施あるいは提案されている汚濁流出抑制対策を検討し、貯留型施設が都市小河川の雨天時汚濁抑制対策として最も適用性が高いものと判断した。そして貯留型施設を計画する際の考え方、およびその設計手法を示した。さらにケース・スタディとして霞ヶ浦流域のA河川においてその効果と費用を評価した。

キーワード：雨天時汚濁流出、汚濁流出抑制対策、湖沼水質、貯留型施設

Synopsis：

It is said that the lake water quality changes for the worse depend greatly on the pollutant inflow through the river in rainy period. For purification of lake water it is important problem to prevent the pollutant runoff in rivers. However the pollutant runoff mechanism is not clear now, because of difficulty of the observation and complexity of it.

This paper summarizes in the first chapter the study on the pollutant runoff mechanism based on the data of discharge and water quality observed at five small basins of the upper TAMA river in rainy periods.

In the second chapter we investigate the technical skill to prevent the pollutant runoff which has been executed or studied until now. And bearing the consideration in last chapter in mind, we propose some technical skill which seems to be most applicable for the small urban river. Then we evaluate the effect and cost at A river in Kasumigaura lake basin for a case study.

Key Words : Pollutant Runoff in Rainy Periods, Technical skill to prevent the Pollutant Runoff, Lake Water Quality

* 河川部都市河川研究室長、工博（現建設省近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所長）
** 河川部都市河川研究室研究員（現建設省中部地方建設局豊橋工事事務所開発工務課長）

目 次

はじめに	(3)
1. 土地利用と雨天時汚濁流出	(3)
1.1 調査対象とした流域と出水	(3)
1.1.1 調査対象流域	(3)
1.1.2 調査対象出水と汚濁物質項目	(4)
1.2 雨天時汚濁流出の状況—hydrographとpollutographを中心に—	(5)
1.2.1 1979.9.27～10.2 出水と汚濁流出	(5)
1.2.2 1980.10.13～10.14 出水と汚濁流出	(6)
1.2.3 1982.3.12～3.13 出水と汚濁流出	(7)
1.2.4 1982.9.24～9.25 出水と汚濁流出	(10)
1.2.5 1983.3.12～3.13 出水と汚濁流出	(10)
1.2.6 考察	(11)
1.3 土地利用からみた雨天時汚濁流出の比較	(15)
1.3.1 ピーク比負荷量による比較	(16)
1.3.2 総流出比負荷量による比較	(26)
1.3.3 総流出負荷量とピーク比負荷量の関係による比較	(29)
1.4 雨天時汚濁流出の定量的評価	(30)
1.4.1 流量と負荷量の関係式の評価	(30)
1.4.2 土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位の試算	(31)
1.5 まとめ	(36)
2. 雨天時汚濁流出抑制対策	(36)
2.1 汚濁流出抑制対策の現状	(36)
2.1.1 対策の分類	(36)
2.1.2 主な既往事例	(37)
2.1.3 雨天時対策の河川への適用の概念的整理	(38)
2.2 貯留型施設による雨天時汚濁流出抑制計画	(40)
2.2.1 貯留型雨天時汚濁流出抑制施設設計の基本条件	(40)
2.2.2 霞ヶ浦流域A河川における施設計画とその評価	(46)
3. 今後の課題	(60)
3.1 雨天時汚濁流出について	(61)
3.2 汚濁流出抑制対策について	(61)
おわりに	(61)
参考文献	(61)
参考資料	(62)

はじめに

河川の汚濁流出状況は晴天時と雨天時とで大きく異なる。雨天時には、晴天時に河床や流域（非点源）に堆積している汚濁物質が出水に伴って流送されるので、一時的に大量の汚濁負荷が河川および下流の閉鎖性水域に流出してくる。いくつかの既往研究により、湖沼、海域等閉鎖性水域の水質汚濁には、雨天時汚濁流出の寄与が大きいと報告されている。しかし雨天時汚濁流出は、その機構の複雑さと調査の困難さのために、研究が遅れている。

このような状況に鑑み、建設省土木研究所都市河川研究室では、多摩川上流域において1979年から1983年の5カ年にわたって雨天時水質観測を実施し、河川の雨天時汚濁流出に関する貴重な資料を得た。第一章では、この調査に基づき、土地利用の相違が汚濁流出に与える影響を中心に考察した結果を報告する。

昭和59年7月の湖沼法の国会成立に象徴されるように、湖沼への関心が近年頃に高まっている。流域の生活・生産活動の活発化による汚濁負荷の流入、その蓄積による水質悪化が社会に深刻な影響を与えているためである。水質悪化が悪臭等により周辺環境に悪影響を与えるとともに、用水源としての不安となっているのである。また社会のニーズが物の充足から生活のうるおい、心の豊かさへと移っていくとともに、親水面より湖沼空間が注目を浴びていることにもよう。本報告では、湖沼水質汚濁対策の一つとして、湖沼への流入河川の雨天時汚濁抑制対策を第二章で検討する。具体的には雨天時汚濁対策の現状と問題点を整理しながら、第一章で求めた汚濁流出機構を踏まえ、施設計画を検討し、その評価を行う。

雨天時汚濁抑制対策の検討は、まだ端緒に着いたばかりであり、実施に到るには解決すべき問題がまだ残っている。だがこの研究を通じて問題点を明らかにし、今後の発展の基礎を築いたと考えている。

1. 土地利用と雨天時汚濁流出

晴天時と雨天時の汚濁負荷の量的関係に関する既往調査はいくつかある。たとえば霞ヶ浦に流入する山王川における調査では、年間を通してみると、晴天時汚濁負荷量と雨天時汚濁負荷量の比はほぼ1:1になるという結果が報告されている¹⁾。また琵琶湖に流入する小河川流域では、1洪水で晴天時数年分にも達する汚濁負荷が流出することがあると報告されている²⁾。この

ように調査流域等により調査結果はまちまちであるが、いずれも雨天時の汚濁負荷量が大きいのを示している。したがって湖沼あるいは海域等の閉鎖性水域の汚濁防止、水質改善の観点からみれば、雨天時汚濁流出機構の解明はきわめて重要な問題といえる。

しかしながら雨天時の汚濁流出については、下水道幹線や小河川等を対象に近年調査研究事例が増加してきているものの、まだ研究は遅れている。これは降雨前から降雨後までの連続観測という作業の困難さと、流域特性（地形・地質、土地利用等）や降雨特性（総降雨量、降雨強度、先行無降雨日数等）によって変化する雨天時汚濁流出機構の複雑さによるものである。このため琵琶湖、霞ヶ浦流域での若干の観測を除いて、このようなデータはほとんどないのが実情である。いわんや土地利用ごとに観測体制を敷き、出水時に連続観測をして土地利用ごとの汚濁流出特性を検討した事例は、全くといってよい程行われていない。

本章では筆者らが実施した多摩川上流域での雨天時水質調査データに基づき、流域の土地利用と雨天時汚濁流出の関係について考察し、その特性を明らかにするとともに、土地利用ごとの雨天時汚濁原単位を試算する。

1.1 調査対象とした流域と出水³⁾

1.1.1 調査対象流域

本調査で対象とした多摩川上流域の河川は、流域面積が約7 km²から40 km²にわたる4本の中小河川である。その位置は図-1・1に、土地利用状況は表-1・1に、流域の社会的指標は表-1・2に示す。これらの4流域は互い

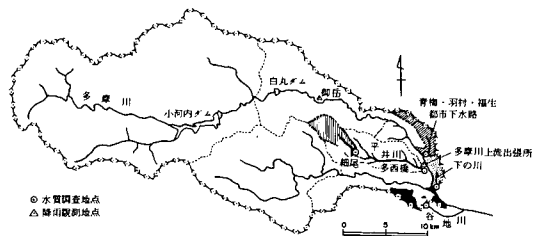


図-1・1 調査流域の概要

表-1・1 調査流域の流域面積と土地利用 (%)

観 測 地 点	流域面積(km ²)	山林	田畑	河川	宅地
青梅羽村福生都市下水路	10.6	6.2	4.1	1.8	87.9
下 の 川	7.3	1.1	3.2	12.2	83.5
谷 地 川	7.1	54.6	37.0	0.6	7.8
平 井 川 (多西橋)	38.4	73.5	11.9	1.5	13.1
平 井 川 (細 尾)	10.4	96.5	2.2	0.3	1.0

に隣接しているため、降雨条件は類似かほぼ同一とみなせる。また平井川多西橋の38.4 km²を除くと、流域面積も7.17~10.6 km²と大差はないので、流域特性と汚濁流出機構との関係を検討する上できわめて好条件に恵まれていると判断している。なお平井川は上、下流の2地点で観測を行っており、解析の対象としたのは5流域である。

4 河川の土地利用状況を見ると、青梅羽村福生都市下水路(以下都市下水路と呼ぶ)、下の川は宅地率が80%を越す都市化流域と評価される。平井川は多西橋、

表-1.2 調査流域の社会的指標

流 域	人 口 (人)	下水道 普及人口 (人)	家畜頭数			工業出荷額 (百万円)
			牛 (頭)	豚 (頭)	鶏 (羽)	
青梅、羽村* 福生都市下水路	22,915	1,956	406	1,936	23,290	127,520
下の川*	36,017	13,320	22	78	170	14,787
谷地川**	3,918	—	279	468	16,015	4,723
平井川多西橋*	28,848	—	30	40	1,727	13,854
平井川細尾**	586	—	5	8	77	367

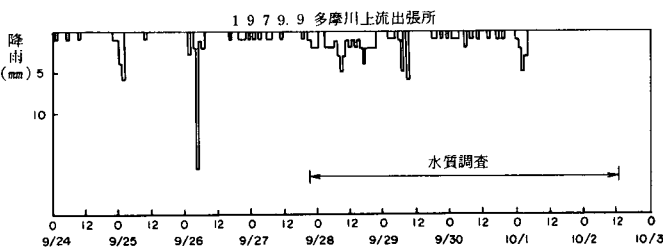
注) * : 54年度調査
 ** : 56年度調査

細尾地点とも山林が70%を超える山地流域である。ただし多西橋流域の数値は細尾流域を含めたものである。谷地川は山地面積が5割強となっているが田畑の面積が約4割を占め、田畑の影響の強い田園河川である。

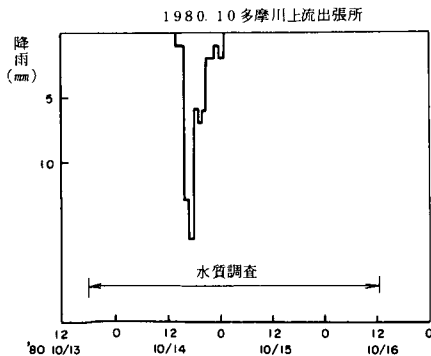
都市下水路と下の川の流域はほぼ類似の宅地率であるが、表-1.2に見られるように流域内の家畜頭数や工業出荷額は都市下水路流域の方がはるかに大きい。また下水道普及で見ると、都市下水路流域では8.5%であるのに対し、下の川流域では37.0%と高く、下の川流域の方が都市河川といっても下水道の整備が進み、雑排水の流入は少ない。なお下水道は両流域とも合流式で整備されている。

1.1.2 調査対象出水と汚濁物質項目

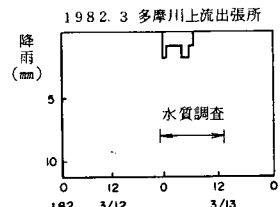
筆者らは5回の雨天時水質多地点同時観測を実施した。ただし谷地川、平井川細尾では初めの2回は観測していない。分析の対象とした汚濁物質はBOD, COD, SS, TN, TPの5項目である。降雨観測は御岳、京浜工事々務所多摩川上流出張所(ともに建設省)の2ヶ所で行い(図-1.1)、ティーセン法により各流域の降雨を求めた。多摩川上流出張所における5つの降雨波形を図-1.2に、各流域における総降雨量、流量観測結果



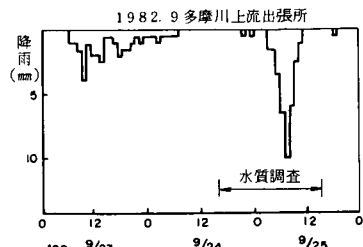
(a) 1979.9 出水



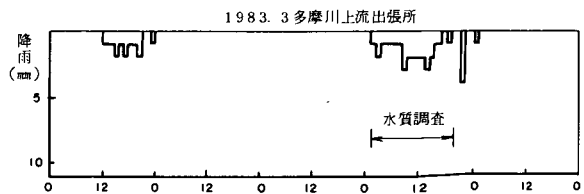
(b) 1980.10 出水



(c) 1982.3 出水



(d) 1982.9 出水



(e) 1983.3 出水

図-1.2 調査対象出水の降雨状況と水質調査期間

表-1・3 出水の概要

出水年月 流域		79. 9 .27	80.10.13	82. 3 .12	82. 9 .24	83. 3 .12
都市下水路	r (総降雨量) (mm)	123	57	10	34	32
	f (流出率)	0.67	0.59	0.68	0.77	0.42
	Q_p (ピーク流量) (m^3/s)	3.5	12.5	3.0	16.3	4.3
	Q_s (ピーク比流量) ($m^3/s/km^2$)	0.33	1.18	0.28	1.53	0.40
	D (先行無降雨日数)(日)	0	17	10日以上	0	1
下 の 川	r	123	57	10	34	32
	f	0.93	0.68	0.24	0.45	0.30
	Q_p	1.9	12.7	0.85	6.5	2.2
	Q_s	0.26	1.74	0.12	0.89	0.30
	D	0	17	10日以上	0	1
谷 地 川	r	—	—	10	34	32
	f	—	—	0.03	0.25	0.24
	Q_p	—	—	0.06	2.0	0.73
	Q_s	—	—	0.01	0.28	0.10
	D	—	—	10日以上	0	1
平井川多西橋	r	127.5	49.2	9.5	42.7	31.5
	f	1.10	0.34	0.06	0.48	0.13
	Q_p	16.8	10.2	0.64	18.7	1.73
	Q_s	0.44	0.27	0.02	0.49	0.05
	D	0	17	10日以上	0	1
平井川細尾	r	—	—	9	53	31
	f	—	—	0.06	0.39	0.11
	Q_p	—	—	0.14	6.0	0.42
	Q_s	—	—	0.01	0.58	0.04
	D	—	—	10日以上	0	1

注) Q_s (ピーク比流量)は Q_p (ピーク流量)を流域面積で除したもの。

表-1・4 晴天時流量

流 域	調査年月日	調査時刻	流 量 (m^3/s)
都市下水路	80.10.13	18:00	0.39
	82. 3.10	13:40	0.51
下 の 川	80.10.13	19:25	0.13
	82. 3.10	13:40	0.05
谷 地 川	82. 3.10	11:55	0.06
平井川多西橋	80.10.13	18:55	0.48
	82. 3.10	13:40	0.29
平井川細尾	82. 3. 9	11:45	0.08

より逆算した流出率、ピーク流量を表-1・3に示す。

なお流出率の算定に当っては、別途調査した晴天時流量を差し引いている。晴天時流量は表-1・4に示すが、10月と3月のデータがある流域では9、10月の出水に対しては10月のデータ、3月の出水に対しては3月のデータを基底流量と考えた。

降雨の流出率の面から5流域を比較すると、表-1・3に示すように都市下水路では降雨特性による流出率の大きな変化は見られない。これに対して他の4流域では、先行降雨、降雨強度等により流出率が変化する。変化の傾向は宅地流域の下の川よりも、田園河川、山地河川である谷地川、平井川において強く現れている。

1.2 雨天時汚濁流出の状況³⁾

—hydrographとpollutographを中心に

ここでは、調査した5出水における各流域の汚濁流出状況を示し比較検討する。汚濁物質の調査データは濃度 (mg/l)、負荷量 (g/s) の両方で整理・分析を行っているが、下流の閉鎖性水域の水質汚濁という観点からは、汚濁負荷総量がより重要な検討課題である。このことを考慮して、以下では負荷量の経時変化の図を中心に検討を進め、濃度の経時変化は参考として示すものとする。

1.2.1 1979.9.27~10.2 出水と汚濁流出(図-1・3)

本出水は9.24から約10日間継続した長雨で、総降

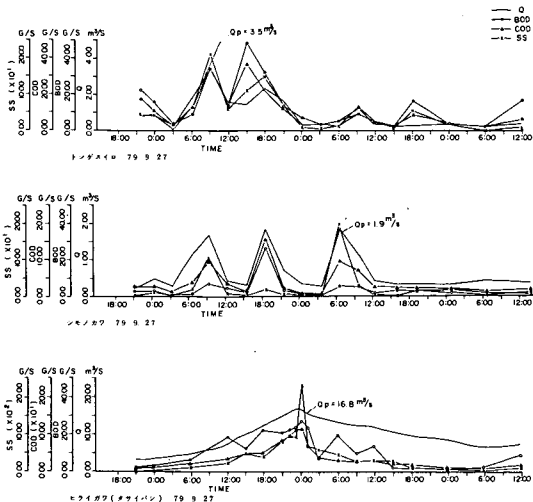


図-1.3 (a) 流量, BOD, COD, SS 負荷量の経時変化 (1979.9 出水)

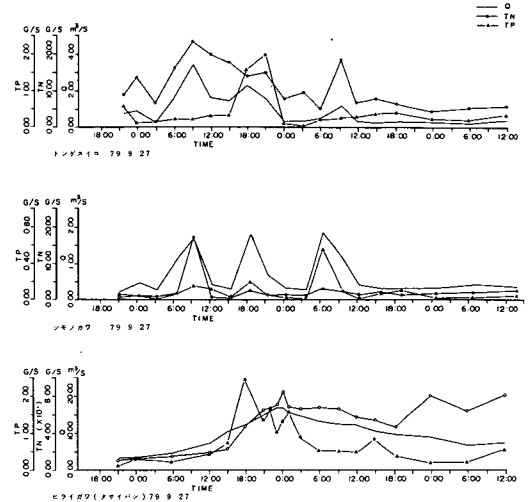


図-1.3 (b) 流量, TN, TP 負荷量の経時変化 (1979.9 出水)

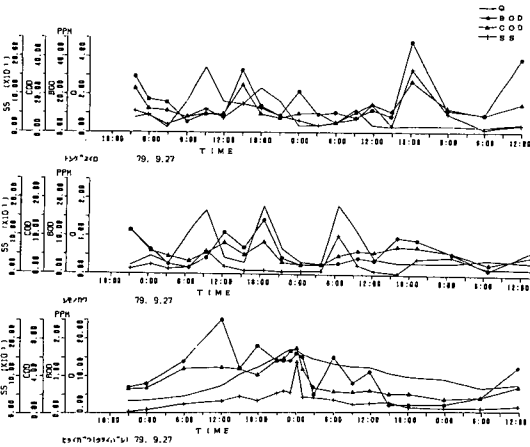


図-1.3 (c) 流量, BOD, COD, SS 濃度の経時変化 (1979.9 出水)

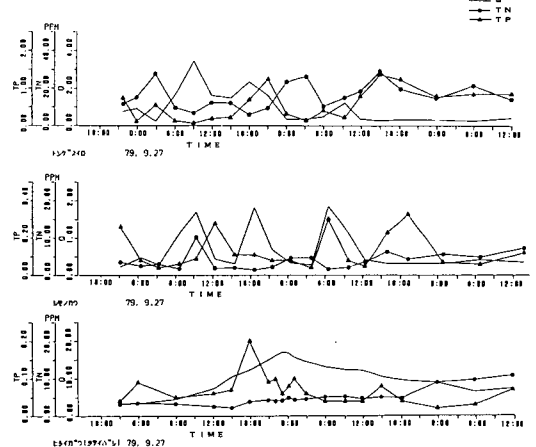


図-1.3 (d) 流量, TN, TP 濃度の経時変化 (1979.9 出水)

雨量は 120 mm 強と大きい。水質調査は出水の中後半部に当る 9. 27~10. 2 に都市下水路, 下の川, 平井川多西橋地点の 3 ヶ所で実施した。

図-1.3 に示した 9. 27~9. 30 の期間は 1~2 mm/hr の小雨が継続し, 途中 5 mm/hr 程度の小さな降雨ピークが観測された。3 流域の雨水流出 (流量) をみると, 宅地流域の都市下水路と下の川では小さなピークがいくつか現れている。これらは降雨の時間変化に対応したものである。これに対し山地流域の平井川多西橋地点では流量はなだらかな変化を見せ, 降雨の時間変化に対する応答は鈍い。調査期間のピーク流量を流域面積で割ったピーク比流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) で 3 流域を比較すると, 都市下水路は 0.33, 下の川は 0.26, 平井川は 0.44 となり平井川の比流量が最も大きい (表-1.3)。

汚濁負荷流出の波形は, 3 流域とも流量の波形とは同様の変化を示しており, 流域ごとの相違は見られない。

1.2.2 1980.10.13~10.14 出水と汚濁流出 (図-1.4)

本出水で水質観測したのは都市下水路, 下の川, 平井川多西橋地点の 3 ヶ所である。総降雨量は 2 日間で 49 mm から 57 mm とかなりあり, 先行無降雨日数は 17 日と長い。

3 流域の雨水流出を見ると, 宅地流域の都市下水路, 下の川は流量の立ち上がりが鋭敏で, 降雨が終了するとすぐ流出が終了して晴天時流量に戻るといった共通の特徴を示す。これに対し山地流域の平井川多西橋地点では流量の立ち上がりが鈍く, 降雨終了後もだんだら

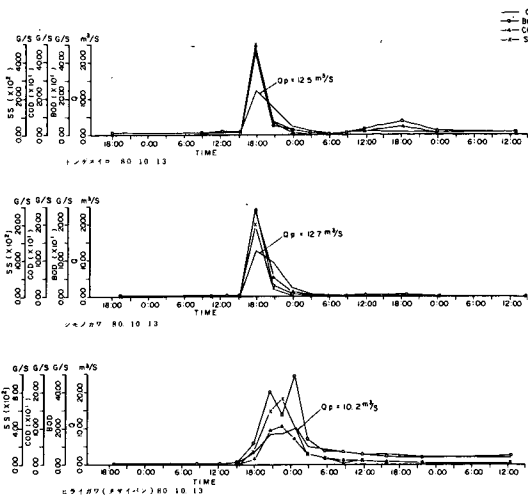


図-1・4 (a) 流量, BOD, COD, SS 負荷量の経時変化 (1980.10 出水)

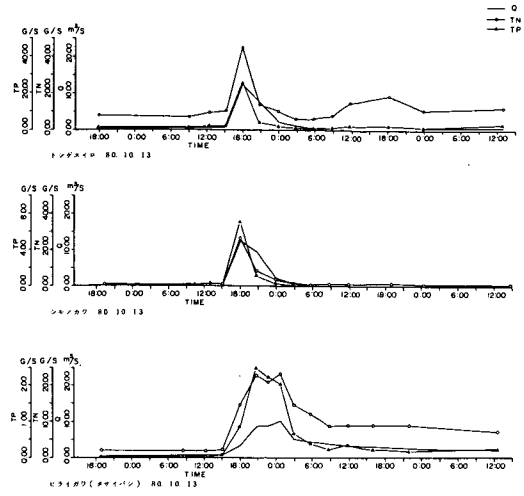


図-1・4 (b) 流量, TN, TP 負荷量の経時変化 (1980.10 出水)

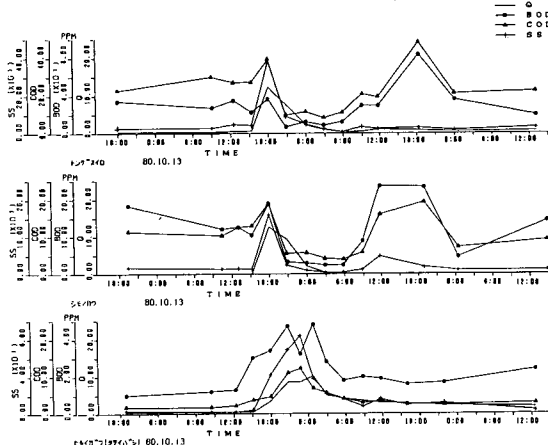


図-1・4 (c) 流量, BOD, COD, SS 濃度の経時変化 (1980.10 出水)

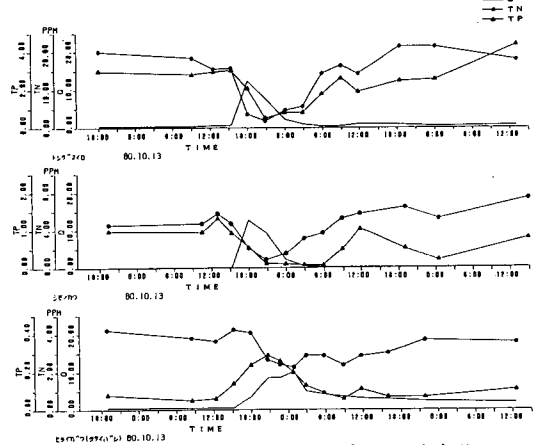


図-1・4 (d) 流量, TN, TP 濃度の経時変化 (1980.10 出水)

と流出が継続する。ピーク流量は3流域とも10~12 m³/sであるが、流域面積で割ったピーク比流量で評価すると、表-1・3にも示したように下の川が1.7 m³/s/km²と大きく、都市下水路はそれより小さい1.2 m³/s/km²、平井川は0.3 m³/s/km²ときわめて小さい。

次に汚濁流出についてみると、都市下水路と下の川の汚濁負荷流出波形はきわめて類似している。流量の立ち上がりに伴って汚濁負荷量も鋭敏な立ち上がりを示すが、雨水流出より先に汚濁流出が終了するというのが両流域の汚濁流出の共通の特徴と考えられる。ただし汚濁負荷流出量は常に都市下水路の方が大きい。汚濁負荷量を流域面積で割った比負荷量 (g/s/km²) のピーク値で見ると、BODでは都市下水路43, 下の川33, CODではそれぞれ46, 33, SSでは45, 28, TNでは4.3, 3.7, TPでは2.4, 1.0となっている。このように都市

下水路の方が大きいのは、下水道の普及率の違いも一因だろう。都市下水路のTNは雨水流出の前後(非洪水時)でも高い負荷量を示し、流域からの定常的な汚濁負荷供給が大きいことを示している。他の汚濁物質でもそのような傾向が見られる。

平井川における汚濁負荷流出波形は、流量波形とよく一致している。降雨終了後も雨水流出が長く継続することに対応して、汚濁負荷流出も継続している点が特徴的である。平井川の比負荷量のピーク値を都市下水路と比較するとBODで1/34, CODで1/17, SSで1/24, TNで1/72, TPで1/38となっている。

1.2.3 1982.3.12~3.13 出水と汚濁流出 (図-1・5)

本出水は先行無降雨日数が10日以上と長く、総降雨量は10 mmと小さい。このため山地流域である平井川、田畑の多い谷地川では流量に顕著な変化が見られず、

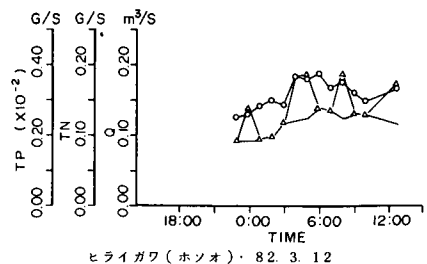
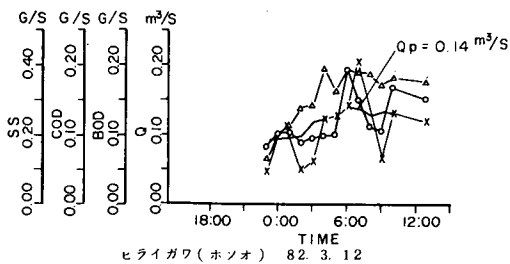
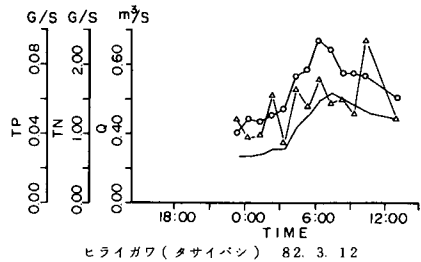
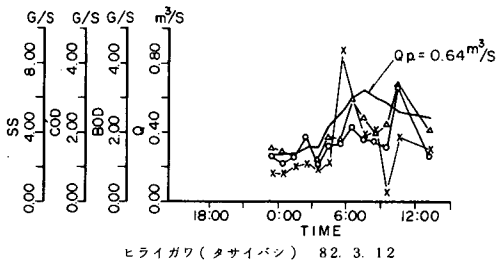
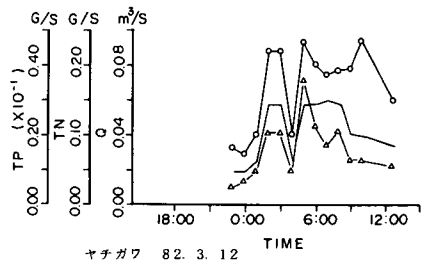
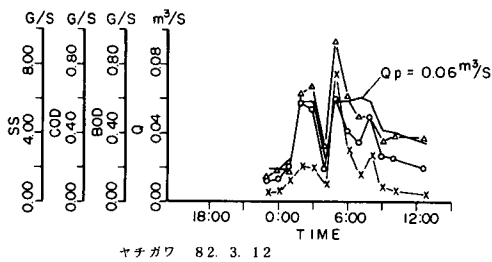
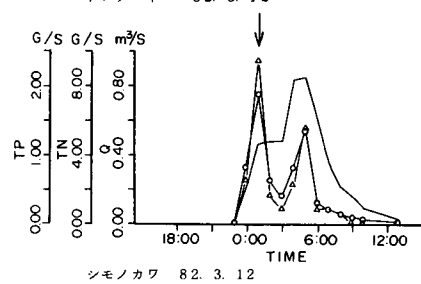
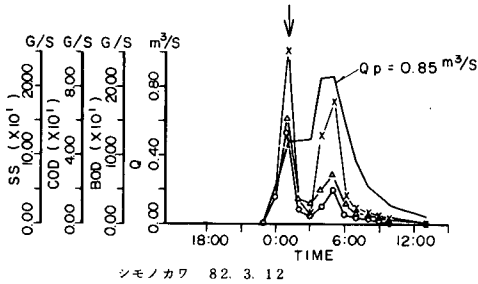
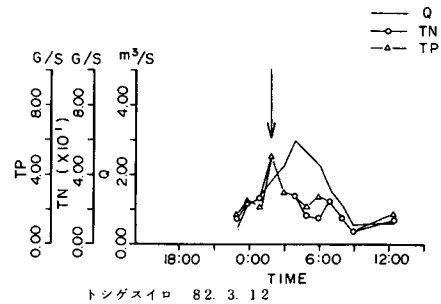
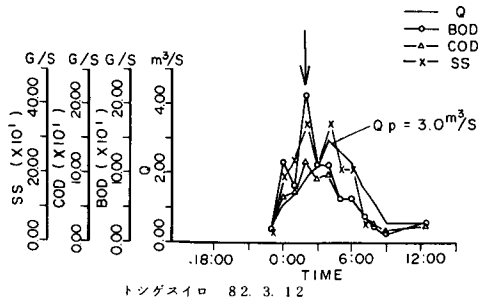
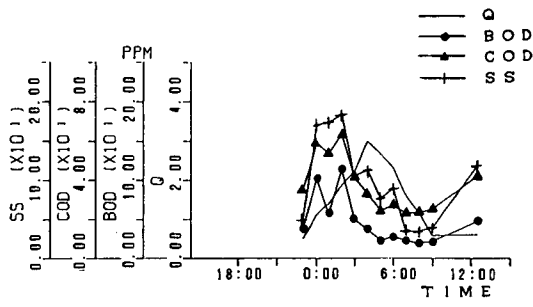
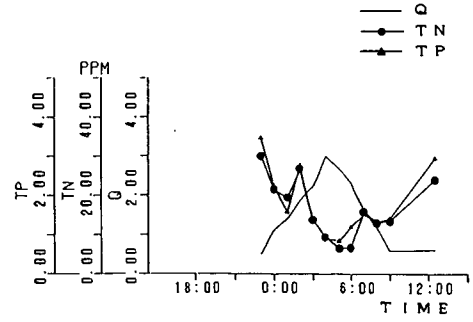


図-1・5(a) 流量, BOD, COD, SS負荷量の経時変化
(1982.3 出水)

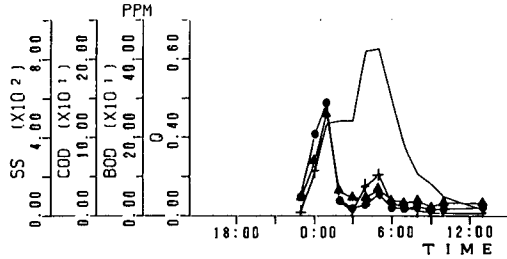
図-1・5(b) 流量, TN, TP負荷量の経時変化
(1982.3 出水)



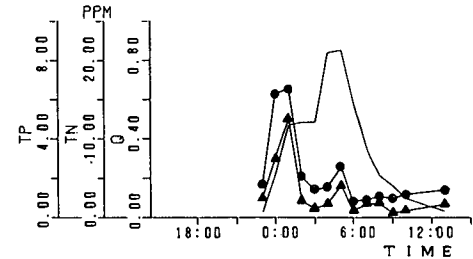
トシグ"240 82. 3.12



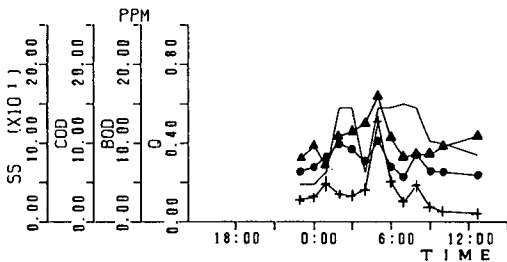
トシグ"240 82. 3.12



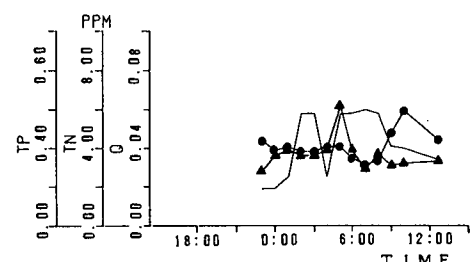
シメノカワ 82. 3.12



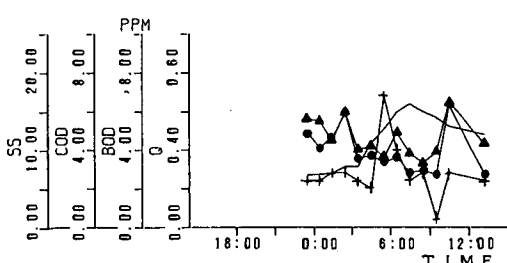
シメノカワ 82. 3.12



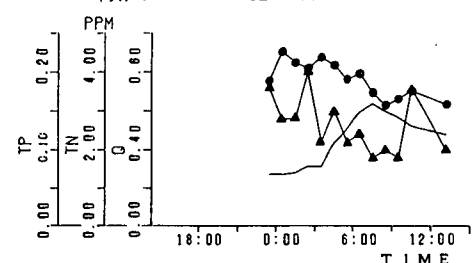
マサカ"ツ 82. 3.12



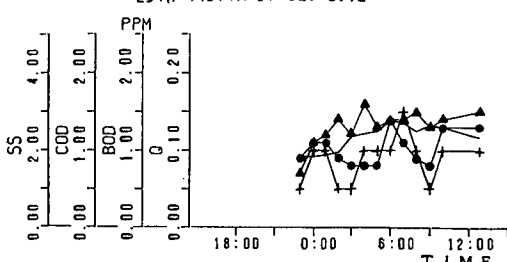
マサカ"ツ 82. 3.12



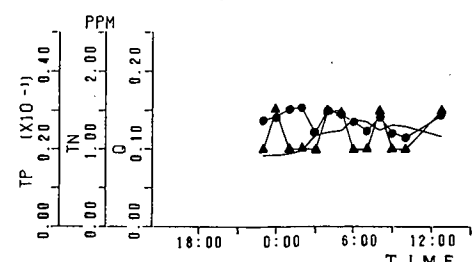
ヒライカ"ツ(サライ"シ) 82. 3.12



ヒライカ"ツ(サライ"シ) 82. 3.12



ヒライカ"ツ(ホソ) 82. 3.12



ヒライカ"ツ(ホソ) 82. 3.12

図-1・5(c) 流量, BOD, COD, SS濃度の経時変化
(1982.3 出水)

図-1・5(d) 流量, TN, TP濃度の経時変化
(1982.3 出水)

出水とはいえない状態である。かつ汚濁負荷量も小さい。しかしこのような小降雨であっても、宅地流域の都市下水路や下の川では雨水流出、汚濁負荷流出が観測された。以下ではこの2流域の流出特性を比較検討する。

雨水流出を見ると、両者の流量波形に大きな違いはないが、ピーク流量は下の川が $0.85 \text{ m}^3/\text{s}$ ($0.12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) であるのに対し、都市下水路が $3 \text{ m}^3/\text{s}$ ($0.28 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) と大きい。両河川には、雨水流出機構に違いがあるものと考えられる。汚濁負荷流出の状況も両流域で少し異なる。都市下水路について見ると、BOD, TN, TPの負荷量ピークは流量ピークよりも先に現れており、ファーストフラッシュに対応する流量はおおよそ $2 \text{ m}^3/\text{s}$ である。SSは、BODと流量とのそれぞれのピークに対応する2つのピークをもっている。またCODは、SSとBODの中間的な波形を示している。次に下の川について見ると、すべての汚濁物質で明瞭なファーストフラッシュが現れている。このファーストフラッシュに対応する流量は、おおよそ $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ である。流量ピーク時 ($0.8 \text{ m}^3/\text{s}$) の汚濁負荷量はファーストフラッシュ時のそれよりも小さく、この程度の流量で掃流されるような河床堆積物の多くは、出水初期に流送されたものと考えられる。下の川の比負荷量ピーク値を都市下水路と比較すると、BODで $1/1.1$, CODで $1/1.3$, SSで $1/1.0$, TNで $1/4.5$, TPで $1/1.5$ である。

1.2.4 1982. 9. 24～9. 25の出水と汚濁流出(図-1・6)

本出水は調査前日にも総降雨量 32 mm の降雨があったことと、当日の総降雨量が比較的多かったために各流域で流出率が大きくなっている。雨水流出状況を見ると、都市下水路で流量の立ち上がりが最も急で、平井川で最も緩やかになっている。降雨終了後の流量波形を比較すると、宅地流域では降雨終了後すぐに雨水流出も終了して晴天時流量に戻る。これに対し自然地流域では降雨終了後も雨水流出が継続する。この傾向は山地流域になるほど顕著で、流域のほとんどが山林である平井川細尾地点では降雨終了後もしばらくはピーク流量が継続する。比流量のピーク値で5流域を比較すると、都市下水路 1.53 , 下の川 0.89 , 平井川細尾 0.58 , 平井川西橋 0.49 , 谷地川 $0.28 (\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$ となる。

次に各流域における汚濁流出の状況について検討する。都市下水路では、BOD, TN, TPのピークが流量ピークよりも少し早く現れる。この汚濁ピークに対応する流量は約 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ で、図-1・5で見たファーストフラッシュ時の流量約 $2 \text{ m}^3/\text{s}$ よりかなり大きい。COD, SS

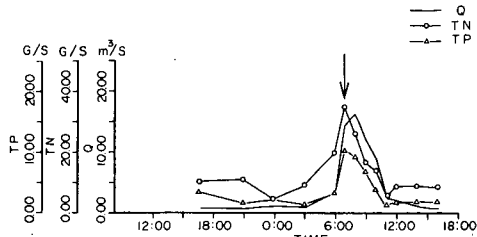
の汚濁流出波形は流量波形とよい一致を見せている。下の川では、BOD, TN, TPにファーストフラッシュが見られる。このファーストフラッシュに対応する流量は $1 \sim 4 \text{ m}^3/\text{s}$ で、図-1・4で見た $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ より少し大きい。CODとSSの汚濁流出波形は流量波形とよい一致を示す。谷地川ではすべての汚濁物質が流量に対応した増加を示しているが、詳細に見るとBOD, TNのピークが流量ピークより若干ながら先に現れている。また流量ピークを過ぎた時点で宅地流域の河川と同様に汚濁負荷量が急激に減少し、雨水流出よりも早く汚濁流出が終了している。山地流域の平井川での汚濁流出状況は、谷地川と類似している。細尾地点ではピーク流量が長時間継続しているが、その間に汚濁負荷量が徐々に減少しており、同一流量では河川水への汚濁物質の供給に限りがあることを推測させる。

宅地流域である都市下水路、田畑の多い谷地川、山地流域の平井川細尾地点のピーク比負荷量 ($\text{g}/\text{s}/\text{km}^2$) を見ると、BODで都市下水路 11.9 , 谷地川 2.2 , 平井川 0.56 , CODでそれぞれ 20.9 , 6.1 , 1.7 , SSで 211 , 96 , 140 本出水でのTNで 3.29 , 1.07 , 0.97 , TPで 0.98 , 0.23 , 0.039 となる。本出水での谷地川の流量は都市下水路の約 $1/10$ と小さいので、濃度から見ると都市下水路よりも高い値となっている。平井川はBOD, SS, TPの供給能力がきわめて小さく、TNは田畑の多い谷地川と同程度の供給能力をもっていることがわかる。

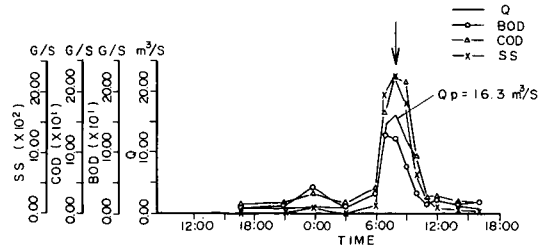
1.2.5 1983. 3. 12～3. 13の出水と汚濁流出(図-1・7)

本出水では2日前と10日前にそれぞれ 10 mm 前後の小降雨があったが、それを除くと先行無降雨日数は1ヶ月以上と長い。流域ごとの雨水流出状況の特性は、図-1・3～1・6で見てきたことと同じである。山林、田畑等を流域にもつ河川では、降雨終了後も長期間出水が継続することを考慮して、3. 14の12～13時にも流量観測と採水を実施しているが、図の洪水波形から見て雨水流出はさらに長期間継続するものと思われる。

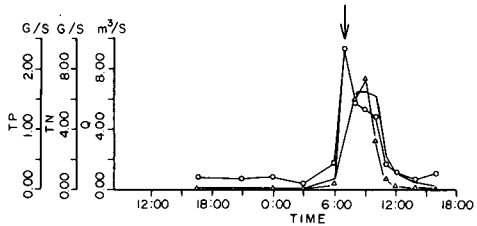
都市下水路流域の汚濁負荷流出を見ると、BODに明瞭なファーストフラッシュがあり、同時刻にSS, TN, TPも小さなピークを示している。これに対応する流量は $1 \text{ m}^3/\text{s}$ で、1982. 3. 12の出水で見た $2 \text{ m}^3/\text{s}$ と近い値である。CODは流量ピーク時 ($4.3 \text{ m}^3/\text{s}$) にピークを迎えているが、BODはそれよりかなり前にピークを迎えている。SSは流量よりも若干早くピークに達しているが、この理由はよく分からない。下の川では流量 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $1 \text{ m}^3/\text{s}$, $2 \text{ m}^3/\text{s}$, に対応する3つの汚濁負荷流出のピークが見られる。これは図-1・5で見た流量 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$



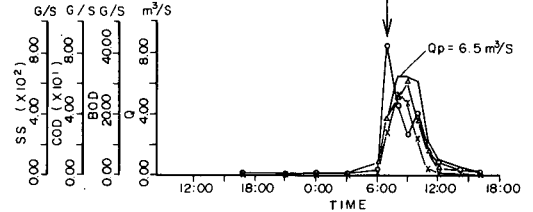
トシグスイロ 82.9.24



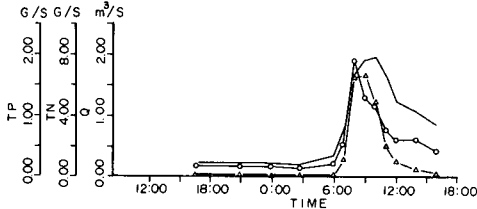
トシグスイロ 82.9.24



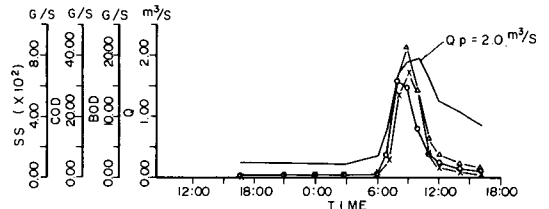
シモノカワ 82.9.24



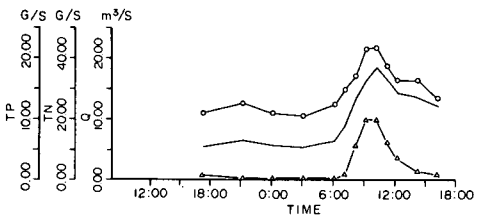
シモノカワ 82.9.24



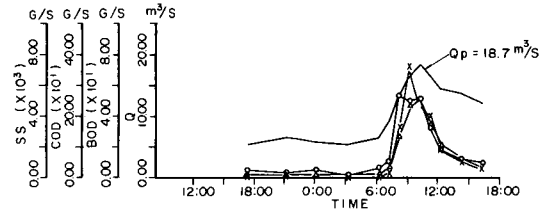
ヤチカワ 82.9.24



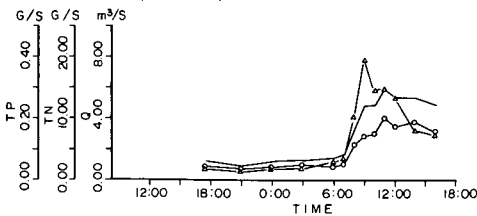
ヤチカワ 82.9.24



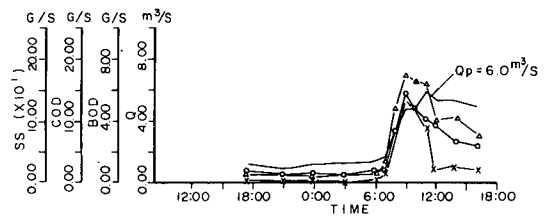
ヒライカワ(タサイバン) 82.9.24



ヒライカワ(タサイバン) 82.9.24



ヒライカワ(ホノ) 82.9.24



ヒライカワ(ホノ) 82.9.24

図-1・6(a) 流量, BOD, COD, SS負荷量の経時変化 (1982.9 出水)

図-1・6(b) 流量, TN, TP負荷量の経時変化 (1982.9 出水)

sでのファーストフラッシュ, 図-1・6で見た1~4 m³/sでのファーストフラッシュと対応していると考えられる。図-1・5に比べて汚濁負荷量が小さいのは, 前日の小降雨の影響と考えられる。谷地川, 平井川では汚濁負荷流出波形と流量波形がよく一致している。宅地流域の河川で見たファーストフラッシュは見られない。ただし山地を流れる平井川に比べて, 田畑を流域にもつ谷地川の方が汚濁負荷流出が早く終了している。

1.2.6 考察

以上みてきた5出水, 5流域のhydrograph, polluto-graphに基づき考察を行う。考察の視点は,

- ①流域特性による汚濁流出の相違
- ②降雨特性による汚濁流出の相違

i) 流域特性と汚濁流出

本調査では, 流域のほとんどが宅地化されている都

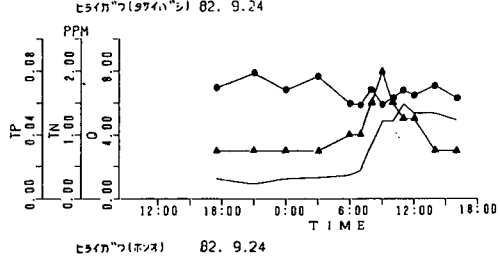
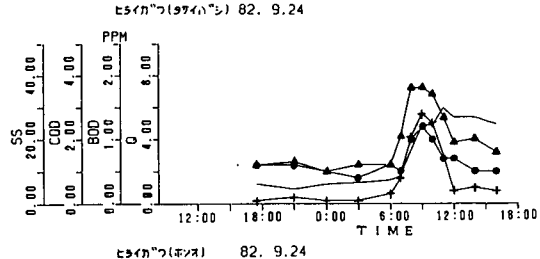
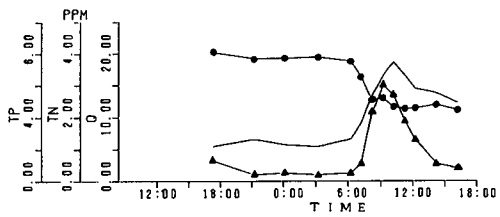
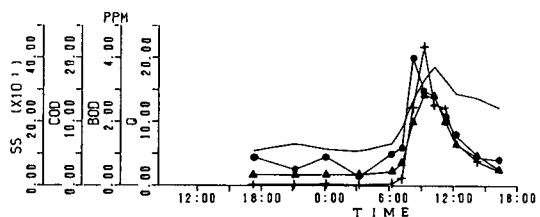
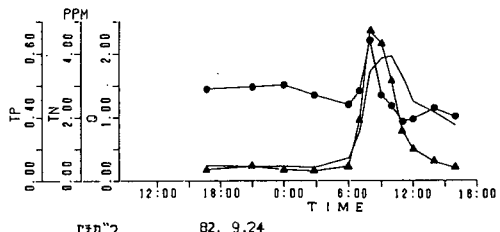
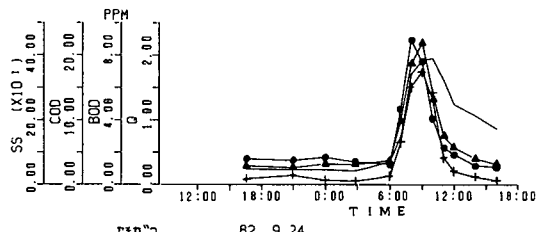
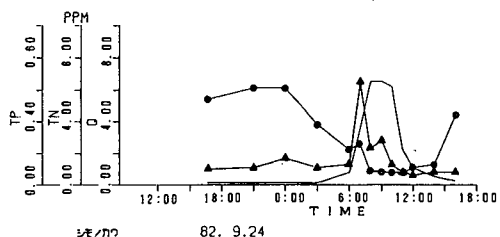
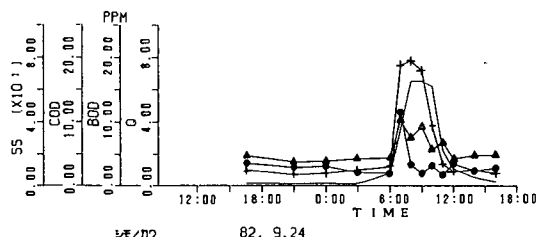
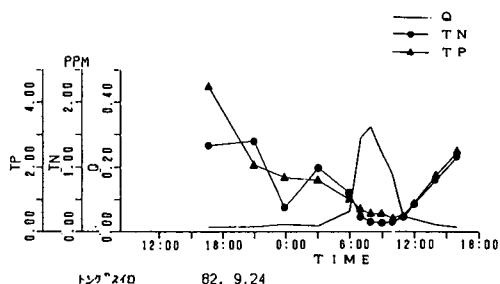
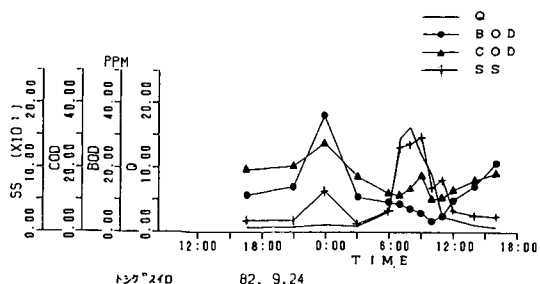


図-1・6(c) 流量, BOD, COD, SS濃度の経時変化
(1982.9 出水)

図-1・6(d) 流量, TN, TP濃度の経時変化
(1982.9 出水)

市下水路, 下の川, 山地流域を流れる平井川, 田畑の多い谷地川を検討の対象としている。調査結果から見て, 宅地流域を流れる河川と田畑, 山地流域の河川では雨水流出の状況も全く異なり, 汚濁流出についても大きな相違がある。調査結果をもとに以下に要点をとりまとめる。

イ) 雨水流出機構について

宅地流域では小さな降雨でも雨水流出がみられる。

流量の降雨に対する応答は鋭敏で, 降雨があるとすぐに流量が立ち上がり, 降雨が終了するとすぐ流量も減少して晴天時の状態に回復する。特に都市下水路は鋭敏で, 先行降雨の影響はあまり受けない。ただし下の川では流出率等から見て先行降雨の影響を受けていると見られ, 同じ宅地流域であっても都市下水路とは若干異なった流出機構をもっているようである。

田畑, 山地流域では流量の降雨に対する応答が鈍く,

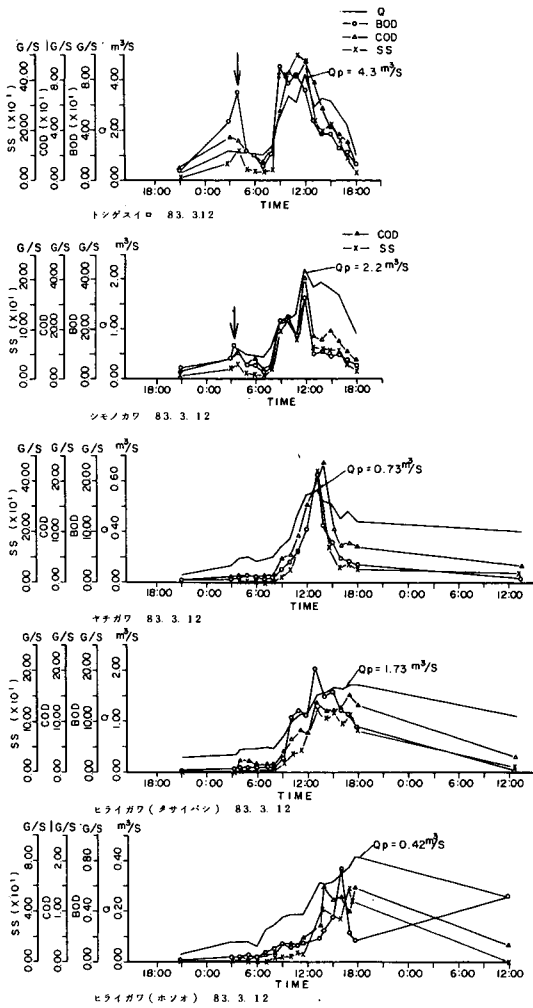


図-1・7 (a) 流量, BOD, COD, SS 負荷量の経時変化 (1983.3 出水)

降雨開始後の流量の立ち上がりは緩やかで、降雨終了後の流量低減には長時間を要す。このため先行降雨や総降雨量の影響を強く受ける。先行無降雨日数が長く降雨量が小さい場合には、雨水流出が観測されない程である。また雨水流出率は宅地流域に比べて一般にかなり小さい。

ロ) 汚濁流出機構について

宅地流域の汚濁流出の第一の特徴は、ファーストフラッシュ現象が見られることである。しかしすべての出水、すべての汚濁物質に見られるのではなく、物質によっては全く見られない場合もある。またファーストフラッシュがあっても、それに対応する流量は出水ごとに異なっている。

ファーストフラッシュが最もよく出ているのは、1982.3の総降雨量が10mmの小出水(図-1・5(a), (b))であっ

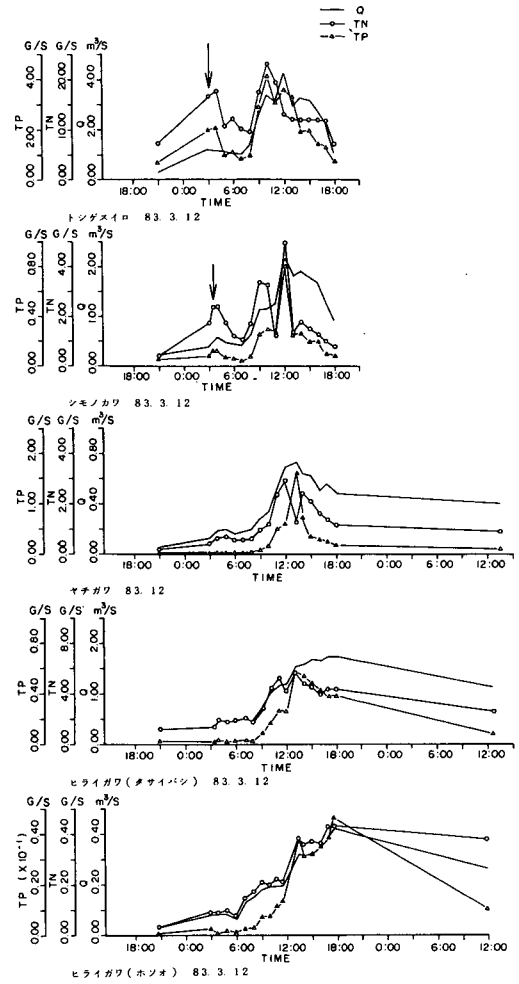


図-1・7 (b) 流量, TN, TP 負荷量の経時変化 (1983.3 出水)

た。1983.3の出水(図-1・7(a), (b))では、流量が増加しはじめてすぐに汚濁負荷量も小さなピークを示している。しかし先行無降雨日数が1日と短いためか、流量ピーク時の負荷量よりは小さい値となっている。1982.9の出水(図-1・6(a), (b))では、BOD, TN, TPは、流量ピークより少し早く負荷量ピークを迎えている。しかし、COD, SSは流量と同時に負荷量ピークを迎えており、ファーストフラッシュは認められなかった。

1982.3の出水と同様に長期間の先行無降雨日数があった1980.10の出水(図-1・4(a), (b))では、ファーストフラッシュをとらえられなかった。この出水は採水間隔を約3時間としていたために、ファーストフラッシュをとらえられなかった可能性も考えられる。しかし、降雨の前半に雨量ピークを迎えていることと、それに対応して流量が急激に立ち上がっている点から判

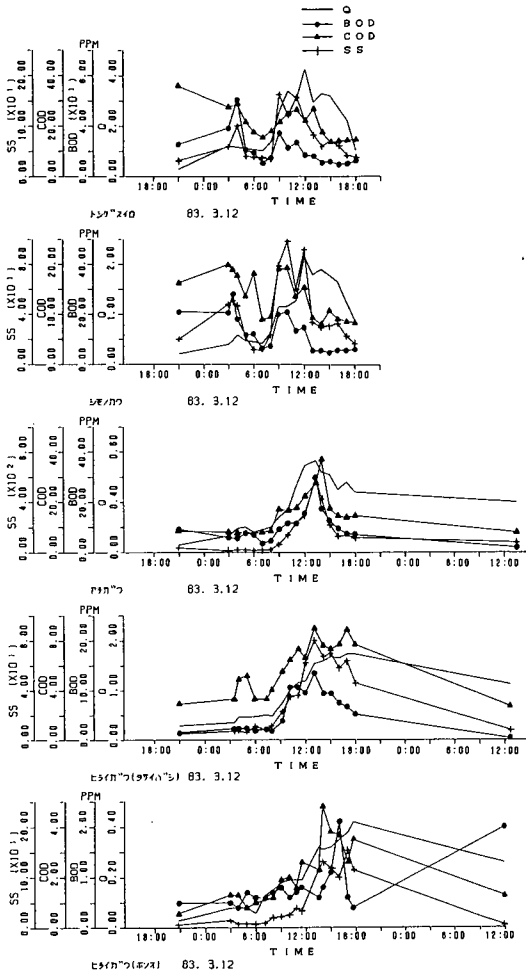


図-1・7(c) 流量, BOD, COD, SS濃度の経時変化
(1983.3 出水)

断すると、ファーストフラッシュによる負荷量ピークと流量ピークに伴う負荷量ピークとが同時に現れたとも考えられる。なお 1979. 9 出水は出水途中からのデータしかないで、ファーストフラッシュがあったかどうかはわからない。

このように汚濁流出はかなり複雑な機構となっていて、一概に定性化することはできないが、基本的には次のような機構となっていると整理できる。

晴天時、流域や河床には汚濁物質が堆積している。それらの粒径、比重はさまざまで、出水によってその粒径、比重に対応する掃流力に達すると流水中に供給される。したがって大出水の初期や小出水時には河床にある汚濁物質のうち比較的軽い掃流抵抗の小さいものが掃流される。その後出水が継続して掃流力が増大すると、それに対応してより重い汚濁物質も洪水水中に供給されるようになる。現象としてファーストフラッ

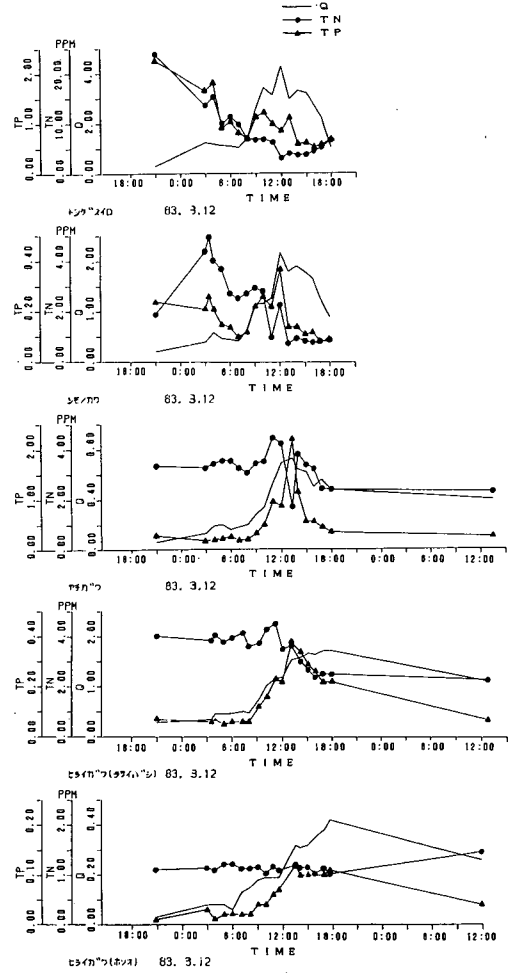


図-1・7(d) 流量, TN, TP濃度の経時変化
(1983.3 出水)

シュが観測されるかどうかは、河床に存在する汚濁物質の絶対量とその掃流力に対応する重さ(移動抵抗力)の分布、および出水中の掃流力増加のプロセスによる。

このように整理すると、図-1・5、図-1・6、図-1・7に見られるような出水ごとのファーストフラッシュに対応する流量の相違や、図-1・7の下の川に見られるような一山の流量波形に対して3つの汚濁負荷ピークが現れるという現象を物理的に説明することが可能となる。BODが最も小流量時にファーストフラッシュを生じやすいというのは、BODとして反応する汚濁物質が比重の小さい物質で、小出水時に流出するからだろう。なお掃流力と汚濁物質の流出の定量的関係は第2章で論じている。

宅地流域の汚濁流出の第二の特徴は、雨水流出より先に汚濁流出が終了するという点である。この点は合流式下水道ではより明瞭となっている。合流式下水道

では汚濁物質供給は有限と評価され、そのうちのかなりの量がファーストフラッシュとして流出するといわれる⁴⁾。このため出水後期の水質が比較的良好で、時として晴天時水質よりも低濃度であるという現象が観測されている。その原因は出水初期に下水道管内の堆積物の多くが掃流されて、管内からの汚濁物質の供給が行われなくなったためと考えられている。宅地流域の都市河川でもこれと同様な現象が生じているかどうかは各河川ごとに評価する必要がある、この評価によってファーストフラッシュの重みが異なってくる。またファーストフラッシュが仮にあっても、総負荷量に占める割合が小さければ、下流の閉鎖性水域の水質保全という観点からは無視し得る。

先述したように雨水流出より先に汚濁流出が終了することは、その出水のピーク流量の掃流力に対応する汚濁物質は流出してしまったためである。それ以上の流量時にさらに大きな汚濁負荷量の流出があるかどうかは、流域あるいは河床の汚濁物質堆積状況による。河川が下水道と異なるのは流域に多量の汚濁物質があり、それが流入してくることだが、宅地流域の場合、堆積負荷量に一定の限界があるかどうか、あるとしたらその限界が把握できるかどうかは今後の検討課題である。なお同じ宅地流域であっても、下水道の普及率が小さい都市下水路の方が汚濁負荷量は大きかった。

田園、山地流域からの汚濁流出の特徴を宅地流域との対比で言えば、ファーストフラッシュが観測されないことといえよう。出水初期に河床付近で生じる物理現象はどの流域でも同じと考えられる。しかし、田園、山地流域の河川では、それが水質（濃度）の変化として明瞭には現れてこないのである。その理由としては、晴天時水質（濃度）が宅地流域の河川に比べて良好なために河床に堆積する汚濁物質が少ないこと、流量の降雨に対する応答が鈍いため掃流力が急激には増加しないことが考えられる。

図-1・5、図-1・6では田園河川である谷地川は、雨水流出より先に汚濁流出が終了している。あるピーク流量に対して流出する汚濁物質には限界があり、この点についての汚濁流出機構は基本的には宅地流域と変わらないものと考えられる。山地河川である平井川では、汚濁物質の供給能力に明確な限界は見られず、出水量に応じて汚濁負荷の流出が継続している。ただし図-1・6の1982. 9. 24出水の汚濁流出は雨水流出より先に終了していると見られ、山地流域の汚濁物質供給能力の有限性を示唆するデータである。しかしそれは調査結果の中でもただ一例のみであり、實際上、山地流域か

らの汚濁物質供給能力はほぼ無限と考えてよいであろう。

ii) 降雨特性と汚濁流出

雨水流出特性は宅地流域と田園、山地流域とで大きく異なるので、ここでは2つに分けて検討する。

イ) 宅地流域の場合

都市下水路の調査結果を見ると、雨水流出に対して先行降雨の影響はあまり見られず、降雨と流量がよく対応している。しかし汚濁流出は先行降雨の影響を受ける。

先行無降雨日数が10日以上と長い図-1・4と前日に小降雨のあった図-1・6を比較すると、流量規模がほぼ一致しているにもかかわらず、BOD、COD、TN、TPの負荷量はすべて図-1・4の方が大きい。図-1・3と図-1・5についても同じことがいえる。

下の川では雨水流出において先行降雨の影響が見られるが、汚濁流出については都市下水路と同様のことがいえる。

ロ) 田園、山地流域の場合

田園、山地流域では降雨特性、とくに先行降雨によって雨水流出状況がかなり変化する。一方それに比べて汚濁負荷流出は流量と対応する。このことから、長期間無降雨が継続したあとの出水では雨水流出が少なく、したがって汚濁流出も少ない。先行降雨が大きい場合には雨水流出が大きく、これに伴って汚濁負荷量も大きくなる傾向がある。このように筆者らの調査では、先行降雨が汚濁流出に与える影響は、宅地流域と田園、山地流域とでは正反対の結果となっている。

1.3 土地利用からみた雨天時汚濁流出の比較

前節では土地利用によって雨水流出機構、汚濁流出機構に大きな相違があることをhydrographとpollutographに基づいて記述してきた。本節ではさらにこのことを定量的に明らかにするために、ピーク比負荷量と総流出負荷量に焦点をあてて検討する。なおピーク比負荷量とはピーク負荷量を、総流出比負荷量は総流出負荷量を単位面積あたりに換算したものである。

何故この二つを検討するのかといえば、閉鎖性水域の汚濁の防止、及びその対策にとって、総流出負荷量とピーク負荷量が重要であるからである。つまり閉鎖性水域の汚濁は総流出負荷量により決定されるところが大きいが、その対策の検討にあたっては総流出負荷量とともに汚濁流出状況が重要である。そして後者の汚濁流出にとっては、出水中のピーク負荷量が大きな役割を有しているからである。ここでは、これらを単

位面積あたりで比較し検討する。

なお、各採水時刻における流量と負荷量を両対数紙にプロットし、それを時系列的に結んだのが図-1・8である。図中の◇印が採水開始時刻である。72.9 出水データや 82.3 出水の平井川のデータの中には団子状の分布となっているものもある。しかしほとんどの図は右上がりになっている。

1.3.1 ピーク比負荷量による検討⁵⁾

ピーク比負荷量による検討の方法として、まず平井川多西橋流域と都市下水路でピーク比負荷量の絶対量を含めて検討し、その後 5 流域について平井川多西橋流域を基準にして相対比較し、降雨状況を勘案しながら考察する。

i) 平井川多西橋流域と都市下水路流域の比較

表-1・5、1・6 に平井川多西橋流域（山地流域）と都市下水路流域（宅地流域）のピーク比負荷量（g/s/km²）とピーク比流量（m³/s/km²）を示す。なお出水中にピーク負荷量が生起する時刻は汚濁物質ごとに異なっており、ピーク比流量が生起する時刻とも必ずしも一致していない。

表-1・5 に基づき平井川多西橋をみよう。82.3 出水は前期無降雨日数が長く、総降雨量も 10 mm と少ないため、平井川多西橋流域ではほとんど出水といえない状況である。これを除いた 4 出水についてみると、ピーク比流量の大きい 79.9 出水と 82.9 出水で各汚濁物質のピーク比負荷量も大きくなっていることがわかる。4 出水のピーク比負荷量の最大値と最小値の比をとると、BOD で 2.6 倍、COD で 16.8 倍、SS で 59.0 倍、TN で 15.0 倍、TP で 17.3 倍となる。このように山地流域では他の物質に比べて BOD ピーク比負荷量の出水ごとの変動が小さいこと、また SS では大きいことがわかる。

表-1・6 に基づき都市下水路をみよう。82.3 出水のピーク比流量は他の出水より若干小さい。しかしピーク比負荷量は他の出水と比べ遜色のない値を示し、とくに TN のピーク比負荷量は 5 出水中の最大値を示している。宅地流域では小出水でも汚濁流出が生じ、この点で山地流域と大きく異なっていることがわかる。ピーク比流量が大きいのは 80.10 出水と 82.9 出水である。ピーク比負荷量もこの 2 出水で大きい値を示している。

都市下水路で 5 出水におけるピーク比負荷量の最大値と最小値の比をとると、BOD で 7.8 倍、COD で 13.2 倍、SS で 22.7 倍、TN で 2.2 倍、TP で 12.9 倍となる。都市下水路では、他の物質に比べ TN ピーク比負荷量の出水ごとの変動が小さいことがわかる。また最大値と最小値の比を山地流域と比較すると、BOD を除き宅地

表-1・5 平井川多西橋流域のピーク比負荷量（g/s/km²）とピーク比流量（m³/s/km²）

出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
BOD	0.71	1.3	0.09	1.4	0.54
COD	3.1	2.7	0.09	6.8	0.41
SS	60	19	0.23	191	3.2
TN	2.2	0.61	0.06	1.1	0.15
TP	0.07	0.07	0.002	0.27	0.02
Q	0.45	0.27	0.02	0.49	0.05

表-1・6 都市下水路のピーク比負荷量（g/s/km²）とピーク比流量（m³/s/km²）

出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
BOD	4.6	43	20	12	8.5
COD	3.5	46	11	21	9
SS	20	452	32	211	47
TN	2.2	4.3	4.7	3.3	2.2
TP	0.19	2.4	0.49	0.98	0.39
Q	0.33	1.2	0.28	1.5	0.4

流域の方が小さくなっている。

つぎに平井川多西橋流域での汚濁物質のピーク比負荷量を都市下水路と比較する。BOD と TP では、平井川の 5 出水中の最大値が都市下水路の最小値にさえ及ばない。このことは、山地流域と都市下水路の汚濁負荷流出ポテンシャルに大きな差があることを示している。COD、TN でも、平井川の最大値が都市下水路の最小値と同等かやや上回る程度であり、両流域の差は歴然としている。しかし SS については、同一の出水でも平井川のピーク比負荷量が都市下水路を上回る場合もあり、他の汚濁物質にくらべ、両流域の差は小さいものと判断される。

ii) 各流域におけるピーク比負荷量の比較

表-1・7 (a)～(e) は、各流域から流出してくる汚濁物質について、平井川多西橋地点を 1 とし出水ごとのピーク比負荷量（g/s/km²）を比較したものである。平井川多西橋を 1 としたのは、5 出水すべてのデータがそろっていることを勘案したためである。また表-1・7 (f) はピーク比流量（m³/s/km²）について、同様の比較を行ったものである。

表-1・7 (a)～(f) でまず目につくのは、82.3 出水の宅地流域の比率が他の出水に比べてとびぬけて大きい点である。i) でも述べたように、このデータは山地流域ではほとんど出水とみなせない状況であった。このためこのデータを除いて流域の土地利用ごとに各汚濁物

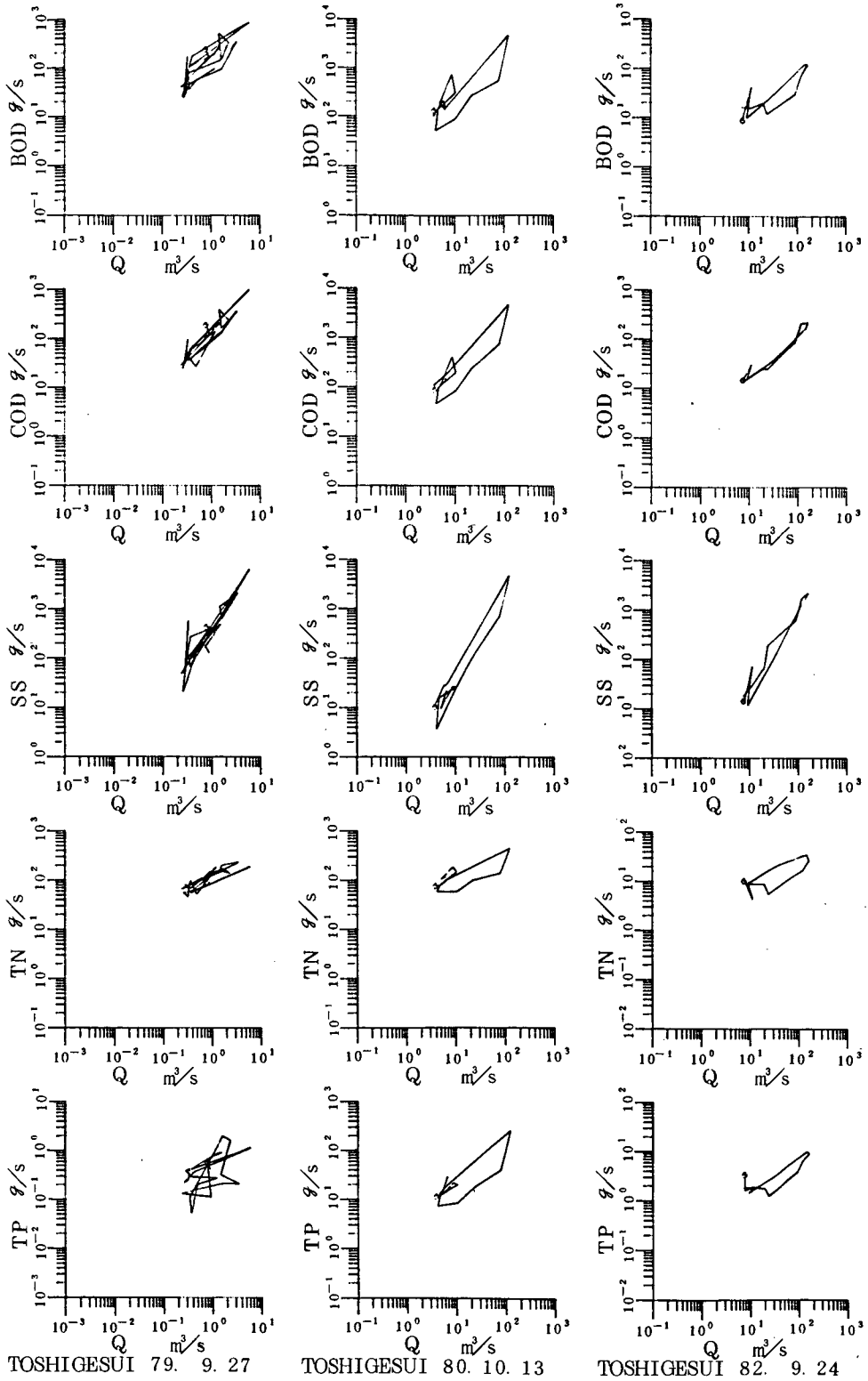


図-1.8 (a) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

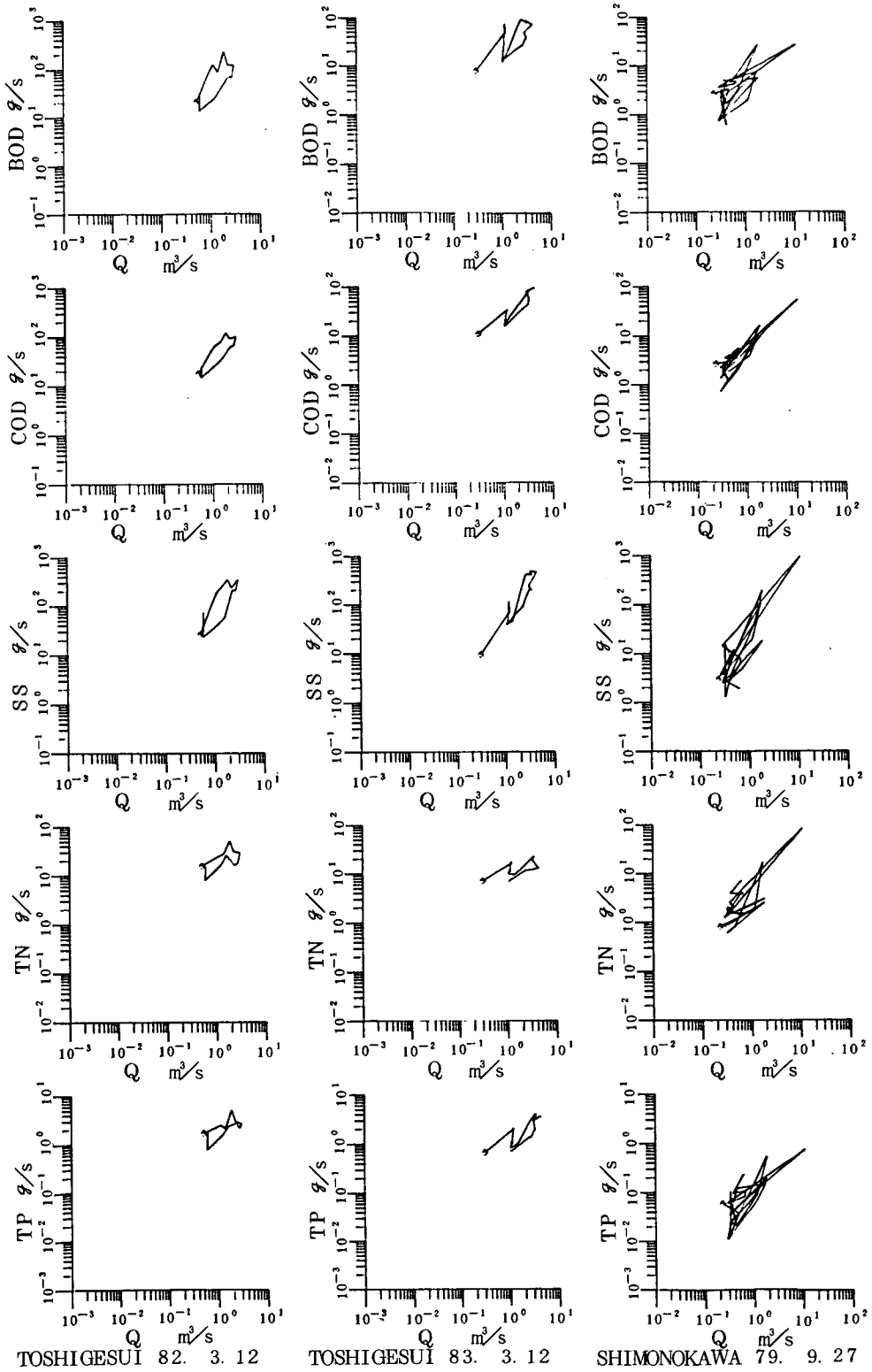


図-1・8 (b) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

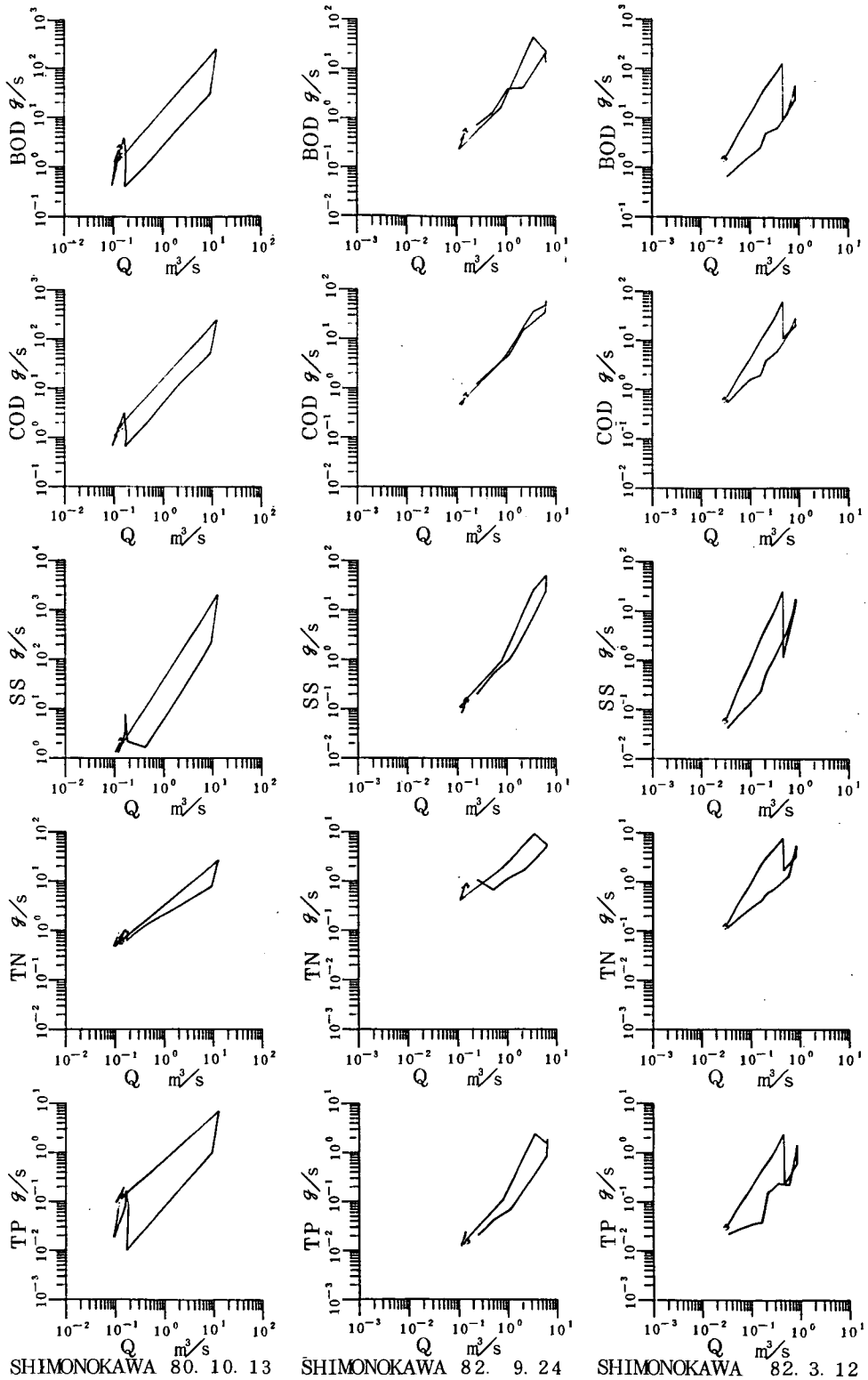


図-1-8 (c) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

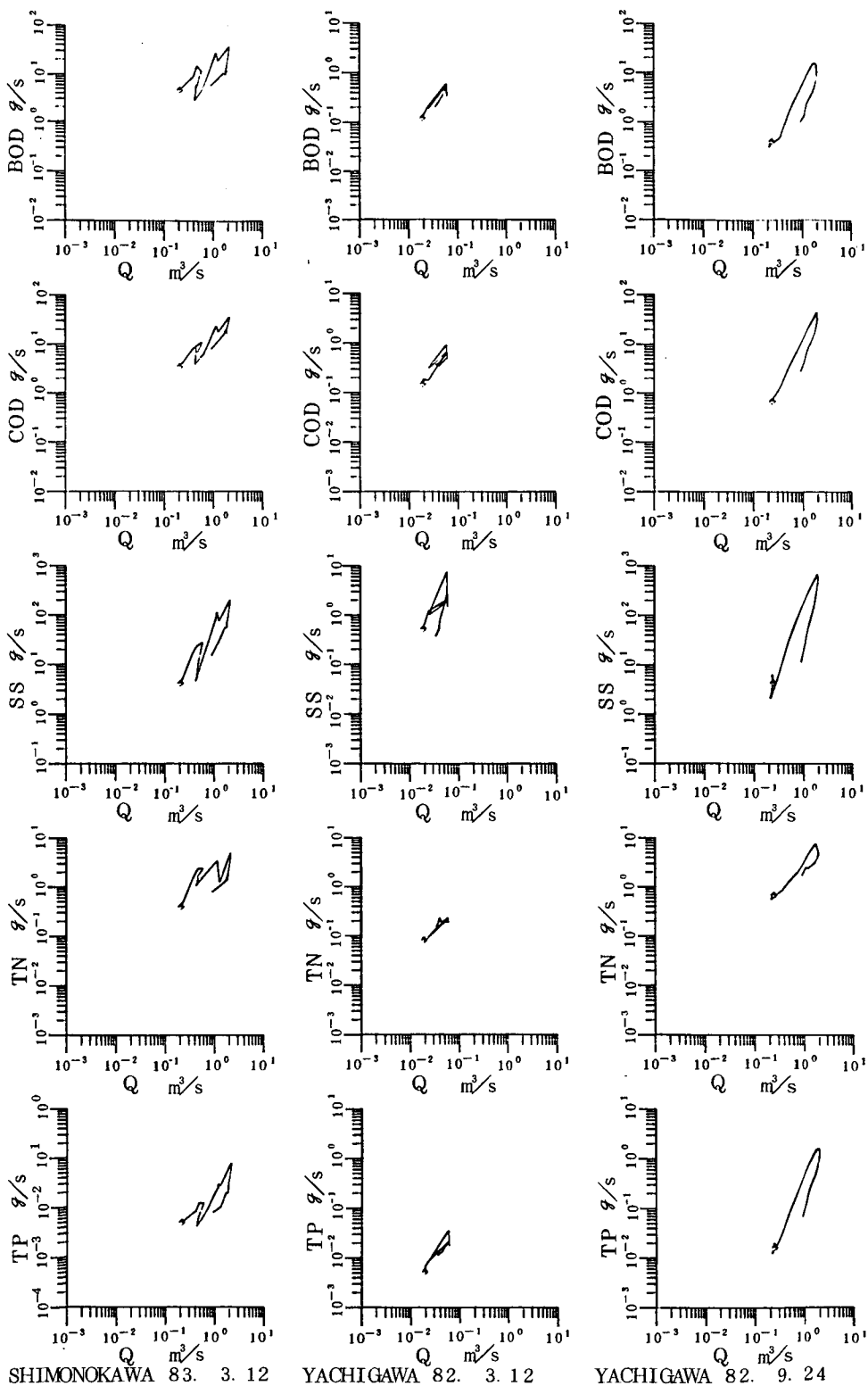


図-1・8 (d) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

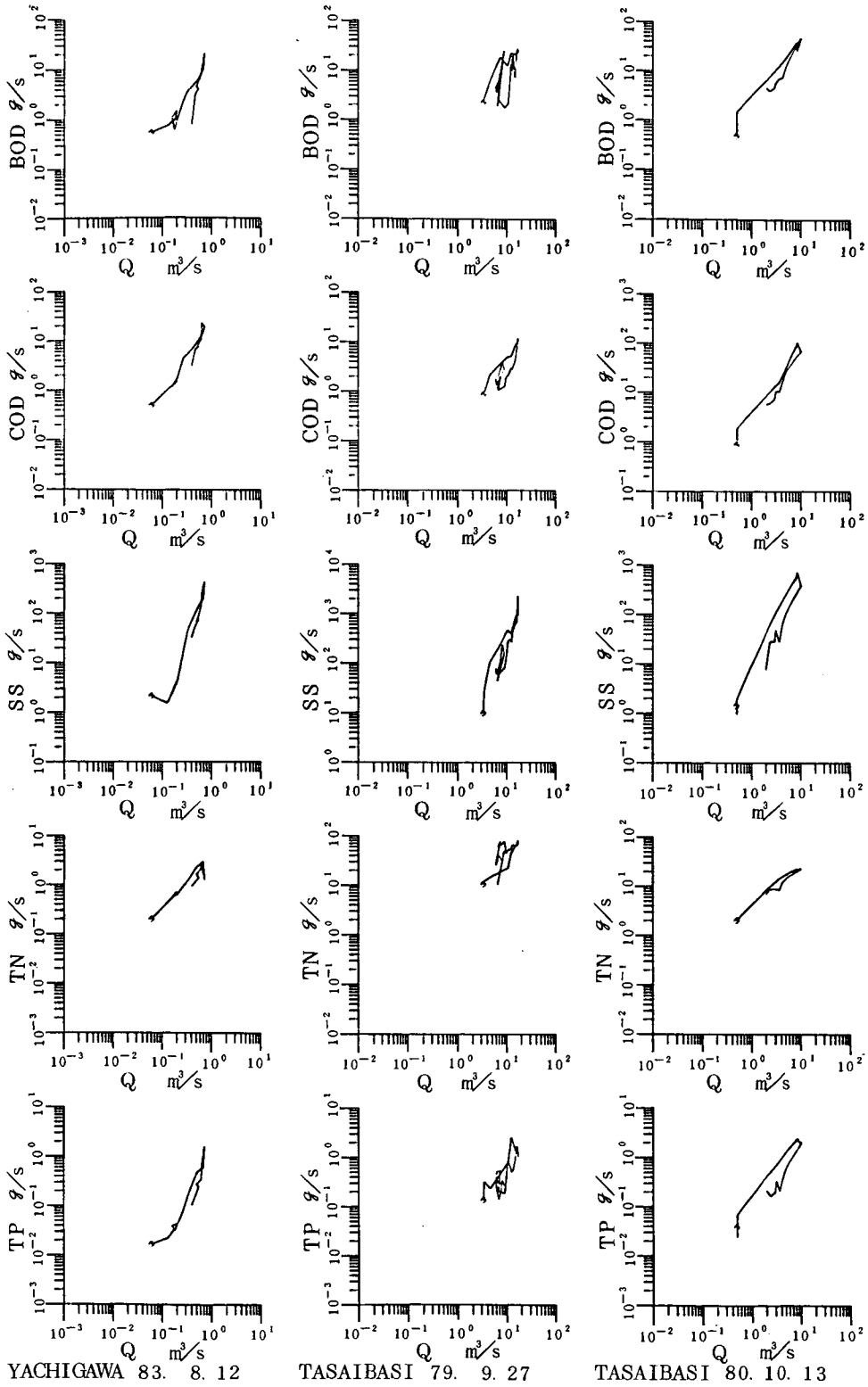


図-1・8 (e) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

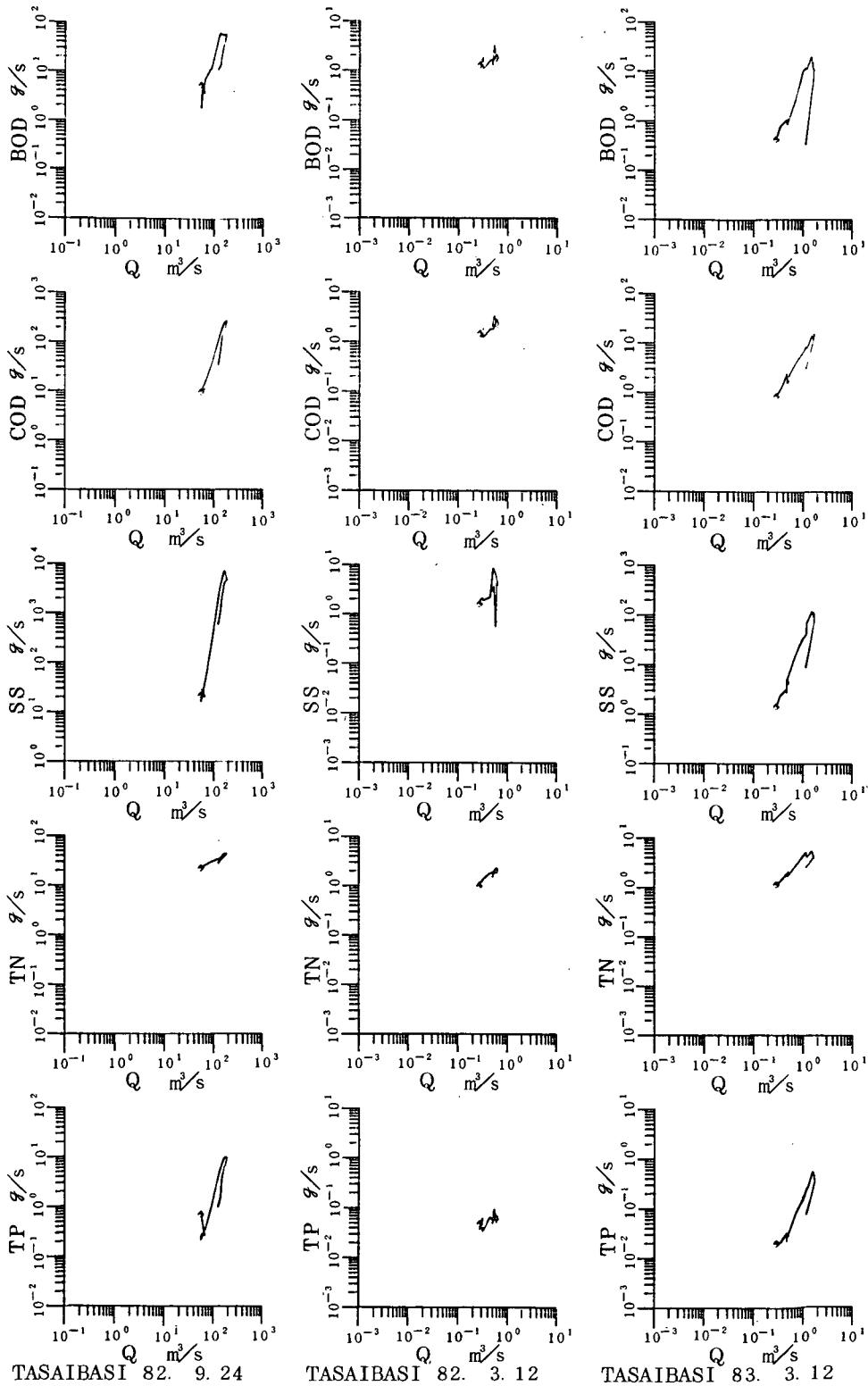


図-1・8 (f) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

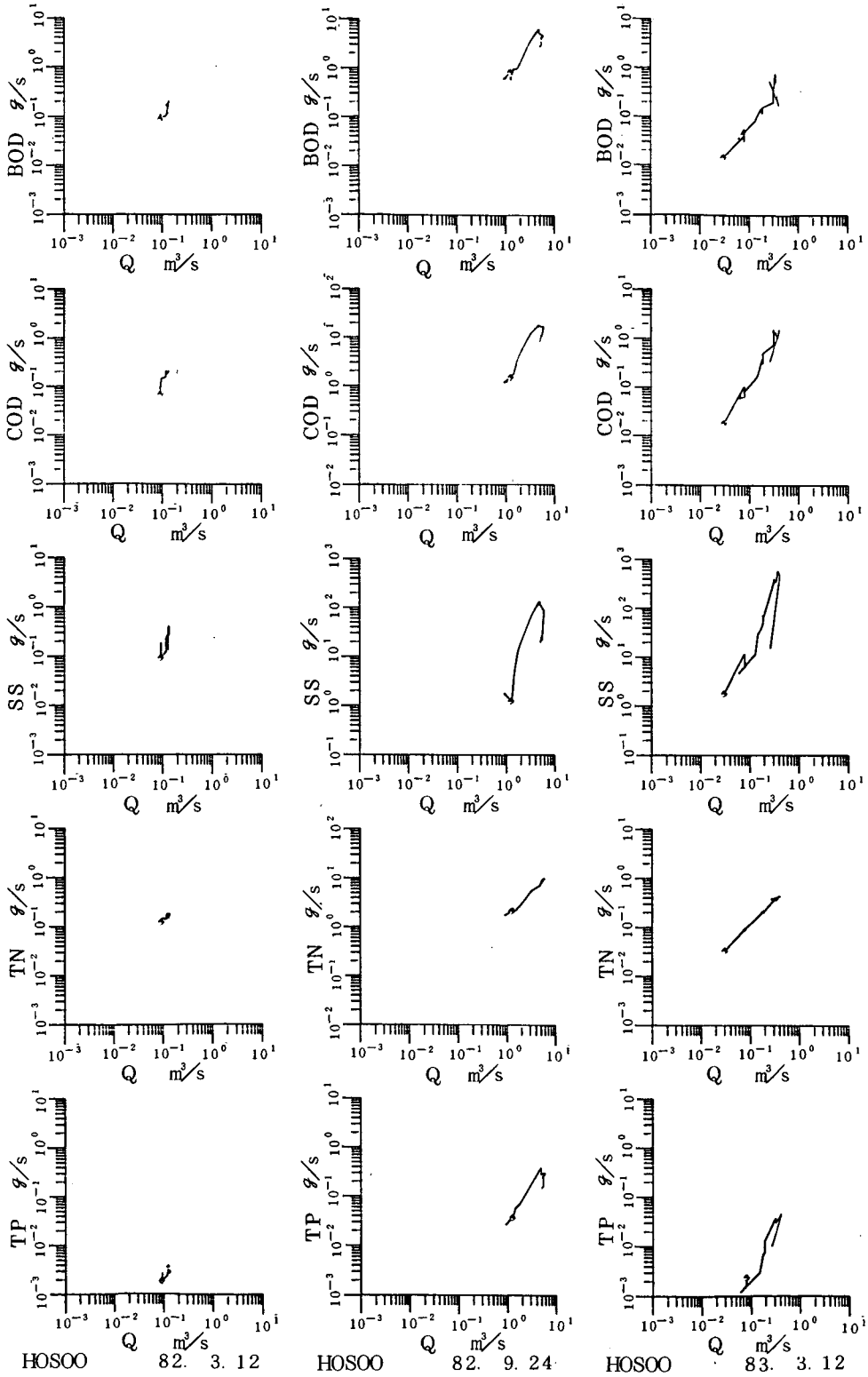


図-1.8 (g) 出水中の流量・負荷量の時系列的関係

表-1・7(a) ピーク比負荷量の比率 [BOD]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		6.5	34	231	8.4	16
下の川		5.1	26	213	4.1	8.2
谷地川		—	—	0.93	1.5	5.7
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.22	0.46	0.1

表-1・7(b) ピーク比負荷量の比率 [COD]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		1.2	17	125	3.1	22
下の川		0.7	12	94	1.2	12
谷地川		—	—	1.5	0.89	8.3
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.21	0.25	0.4

表-1・7(c) ピーク比負荷量の比率 [SS]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		0.33	24	142	1.1	14
下の川		0.44	15	150	0.37	8.5
谷地川		—	—	4.6	0.5	17
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.175	0.07	1.7

表-1・7(d) ピーク比負荷量の比率 [TN]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		1	7.1	76	2.9	15
下の川		1.1	6	17	1.1	4.6
谷地川		—	—	0.55	0.94	2.8
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.29	0.85	0.3

表-1・7(e) ピーク比負荷量の比率 [TP]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		2.9	37	194	3.7	25
下の川		1.2	15	129	1.2	7.1
谷地川		—	—	2	0.89	15
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.1	0.14	0.3

表-1・7(f) ピーク比流量の比率 [Q]

流域	出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路		0.72	4.4	17	3.1	8.7
下の川		0.57	6.5	6.9	1.8	6.5
谷地川		—	—	0.47	0.56	2.2
平井川 (多西橋)		1	1	1	1	1
" (細尾)		—	—	0.76	1.2	0.9

注) 各出水での平井川多西橋流域のピーク比負荷量、ピーク比流量を基準とし、他流域については平井川多西橋流域に対する比で表現してある。

質のピーク比負荷量を比較する。

宅地流域 (都市下水路, 下の川) は, 平井川多西橋地点に比べBODで4~34倍, CODで0.7~17倍, SSで0.3~24倍, TNで1~15倍, TPで1.2~37倍となっている。BOD, TPは出水の特性によらず, 常に平井川多西橋流域より大きいピーク比負荷量を記録する。しかしSS, CODでは, 出水によってはピーク比負荷量の比率が1以下となることがある。宅地流域の比率が小さくなるのは, 直前に出水のあった79.9出水および82.9出水である。逆に先行無降雨日数の長い80.10出水, 83.3出水では大きな比率を記録する。なお, 都市下水路と下の川を比較すると, 79.9出水と82.3出水のSSを除き, 都市下水路の方が大きな比率を示している。

田畑流域 (谷地川) では, BODで0.9~6倍, CODで0.9~8倍, SSで0.5~17倍, TNで0.6~3倍, TPで0.9~15倍となっている。BOD, COD, TPは平井川多西橋流域と同程度か, これを上回るピーク比負荷量を示すが, 83.3出水のTPを除けば, 宅地流域よりは小さい比率である。SS, TNでは出水ごとに比率が大きく変化する。とくにSSは83.3出水では全流域中の最大値を示しており, 田畑流域の潜在的なSS供給能力はかなり大きいものと思われる。

流域の97%を山林が占める平井川細尾流域では, BODで0.1~0.5, CODで0.2~0.4, SSで0.1~1.7, TNで0.3~0.9, TPで0.1~0.3となっている。83.3出水のSSを除き, 平井川多西橋流域よりもピーク比負荷量小さい。この原因としては, 平井川多西橋流域はその74%を山林が占めるものの, 12%の田畑と13%の宅地を含んでいることが考えられる。

ピーク比流量の比率 (表-1・7(f)) についてみると, 宅地流域では0.6~17倍, 田畑流域では0.5~2倍, 山地流域では0.8~1.2倍となっており, 79.9出水を除くと宅地流域のピーク比流量が他流域より大きい。ただしピーク比負荷量よりは変動幅が小さく, 10倍を越

えるのは特殊な出水であった 82.3 出水の都市下水路流域のみである。また宅地流域のピーク比流量の比率には、ピーク比負荷量と同様に先行降雨の影響が現れている。

iii) ピーク比負荷量と比流量との関係

以上の検討は、各流域のピーク比負荷量、ピーク比流量に関してのものである。しかし、各流域においてピーク比負荷量が生起する時刻は必ずしも一致していないし、その時の比流量も異なっている。以下では、ピーク比負荷量と、その時に対応する比流量の関係に着目し、各流域の汚濁流出特性の相違を検討する。

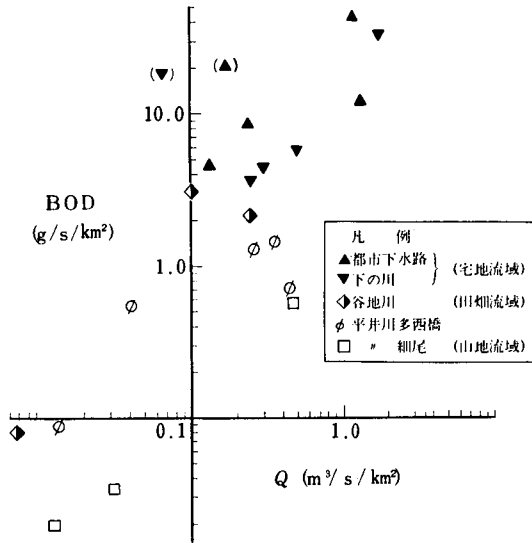


図-1・9 (a) ピーク比負荷量と比流量 (BOD)

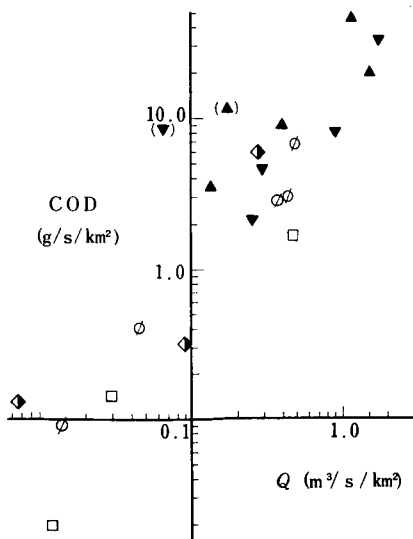


図-1・9 (b) ピーク比負荷量と比流量 (COD)

図-1・9 (a)~(e)は汚濁物質ごとに、各流域、各出水のピーク比負荷量を比較したものである。横軸はピーク比負荷量生起時の比流量をとっている。

まずBOD (図-1・9 (a)) についてみる。図中、()をつけた2つのデータは、82.3 出水における都市下水路流域と下の川流域のデータである。このように比流量が小さい場合でも大きな比負荷量を記録するのが宅地流域のひとつの特徴である。この2つのデータを除くと、宅地流域のデータと田畑流域のデータは、ほぼ同一の流量~負荷量直線上にあるとみなせるようである。これに対し平井川細尾流域のデータは、同一比流量で比較すると、宅地、田畑流域より負荷量が約1桁小さく、山地流域のBOD供給能力が低いことを示している。平井川多西橋流域は、両者の中間に位置しており、流域に含まれる12%の田畑と13%の宅地の影響を強く受けているものと考えられる。TP (図-1・9 (e)) もBODと同様の特性をもっている。COD (図-1・9 (b)) の場合も、BODと同様に田畑流域と宅地流域とは流量~負荷量関係においてほぼ同一の線上にある。山地流域は同一比流量の場合でも他流域より小さな負荷量を示しているが、その差はBODの差よりも小さい。また平井川多西橋流域は、両者の中間に位置している点もBODと共通している。

SS (図-1・9 (c)) は、BOD、CODとはかなり異なった流量~負荷量関係を示す。その特徴は、同一比流量に

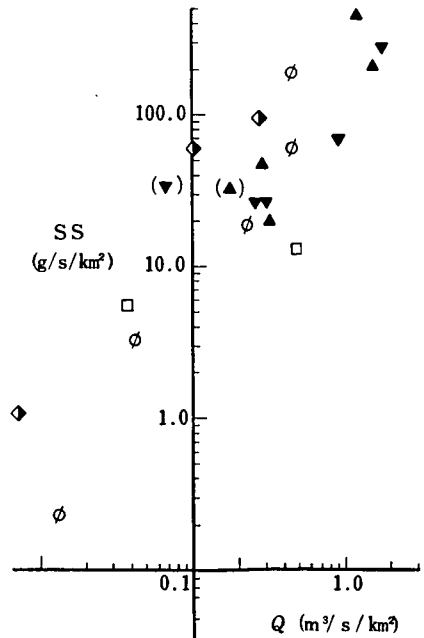


図-1・9 (c) ピーク比負荷量と比流量 (SS)

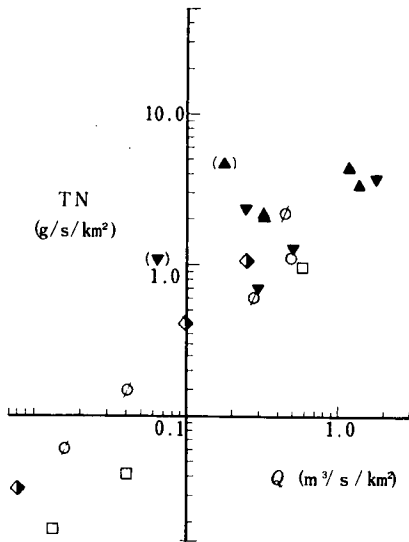


図-1・9 (d) ピーク比負荷量と比流量 (TN)

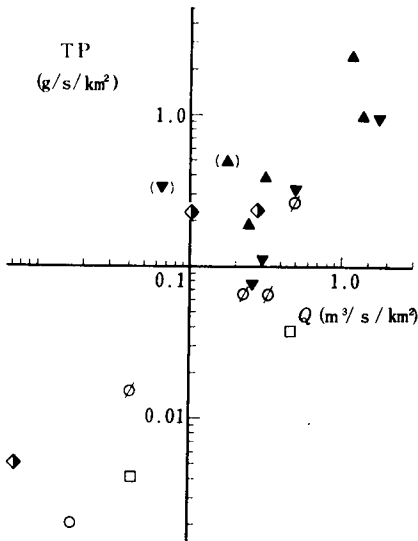


図-1・9 (e) ピーク比負荷量と比流量 (TP)

おける負荷量では田畑流域が最も大きく、次いで宅地流域、山地流域の順となっている点である。平井川多西橋流域は、田畑流域（谷地川）と山地流域（平井川細尾）の中間に位置し、結果として宅地流域とほぼ等しい流量～負荷量関係を示す。

TN(図-1・9(d))は同一比流量に対する負荷量の流域ごとの差が最も小さい。したがって流域の土地利用による流出特性の相違が最も少ないといえる。

最後に図-1・9(a)～(e)で流量～負荷量関係のデータ分布の勾配をみると、SSが約1:1.3で最も急で、次いでBOD、TPが約1:1.2、COD、TNが約1:1となっている。

iv) まとめ

- ① BODは流域の土地利用の相違により雨天時流出状況が大きく異なる。出水ごとにピーク比負荷量を比較すると、宅地流域が最も大きく、次いで田畑、山林の順となる。
- ② SSの場合、流量～負荷量関係で比較して、山地流域と宅地流域とで大きな相違は認められない。土地利用の相違よりも流量の大きさに対応してSSは流出してくる傾向が強いものと考えられる。ただし田畑流域においては、同一比流量に対するピーク比負荷量が他流域より大きく、SS性物質供給能力が高いものと考えられる。
- ③ COD、TPは、BOD、SSの中間的な挙動を示す。概略的に見て、TPはBODにやや近く、逆にCODはSSに近い流出特性をもっているようである。
- ④ TNのピーク比負荷量は、流域ごとの変動が最も小さい。流量～負荷量関係でみると、平井川細尾流域は他より小さな負荷量を示すが、残る4流域は同一傾向にある。
- ⑤ 同一出水における各流域のピーク比負荷量の比率は先行降雨の影響を強く受ける。先行無降雨日数が長い場合、宅地流域のピーク比負荷量の山地流域に対する比率はきわめて高い。逆に直前に大きな出水があった場合には、その比率は低くなる。これはすべての汚濁物質に共通して見られる。

1.3.2 総流出比負荷量による比較⁶⁾

総流出負荷量と総流出流量はそれぞれ出水期間内の負荷量と、流量の積分値であり、汚濁流出と降雨流出の規模を表す最も簡単な指標値と考えられる。

i) 各流域からの総流出比負荷量と総流出高の状況

各汚濁物質について、総流出比負荷量と単位面積当りの総流出流量である流出高(mm)との関係を見たものが図-1・10である。なお降雨に対して各流域ごとに河川流量の増大、減少は異なるので、現地での調査期間は同じ出水でも流域ごとに少しずつ異なっている。

図-1・10においては勾配1:1の直線上に並ぶデータは、総流出比負荷量と総流出高が比例している。いいかえれば、直線上では一出水中の平均水質（濃度）が等しい。そしてこの直線がより上にあるほど、出水中の平均水質が高い。図中の2本の平行線は、出水中の濃度が最も高いデータと最も低いデータを通る勾配1:1の直線である。流出高が同じであっても、汚濁負荷流出量は出水および流域ごとに異なる。2本の平行線は汚濁物質ごとにその変動の程度を知る目安として示したものである。

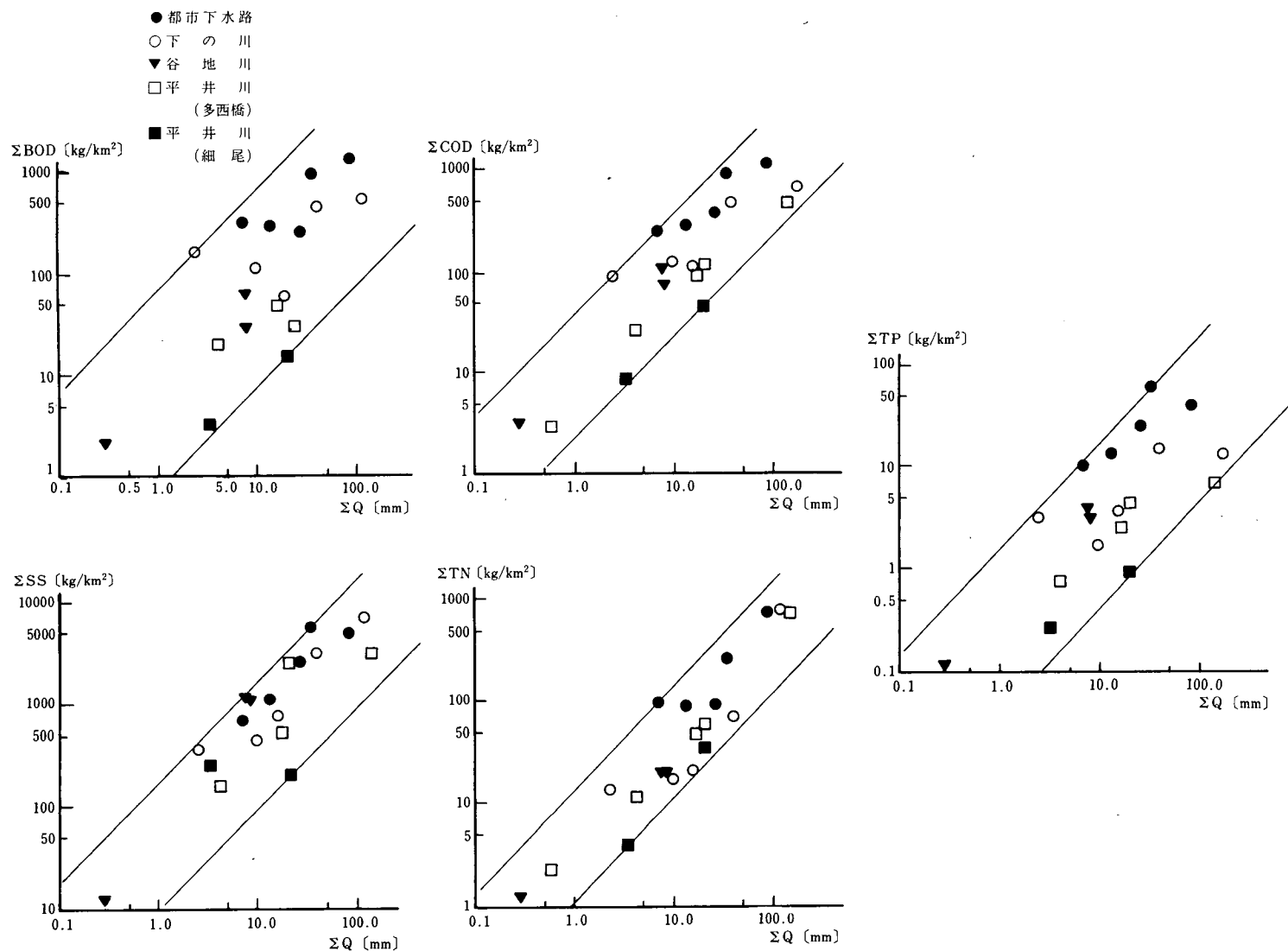


図-1・10 一出水における総流出高と総流出比負荷量の関係

図より同一流出高に対する総流出比負荷量の最大値はすべての汚濁物質で都市下水路流域か下の川流域に見られ、最小値は平井川細尾流域に見られることがわかる。その比が最も大きいのはBODで約110倍、最も小さいのはTNで約13倍である。流域特性や出水特性の影響を最も強く受けるのがBODであり、TNではそれらの影響が最も小さいことがわかる。

総流出比負荷量と総流出高の関係は、全体的に見て右上がりである。ただし都市下水路流域のBOD、TN、下の川流域のBOD、TP等では、総流出高が大きくなっても総流出比負荷量はその割に増大しないデータがいくつか見られる。総流出比負荷量がこのように小さいのは、いずれも先行降雨が大きい場合のデータである。したがって宅地流域の河川の場合、先行降雨によって総流出比負荷量と総流出高の関係も大きく変化することがわかる。一方、田畑、山地河川では流出高の増加に伴って汚濁負荷量も増える傾向がはっきりしている。谷地川のBOD、COD、TN、TP、平井川多西橋のCOD、TN、平井川細尾のBOD、COD、TNでは、データはほぼ勾配1:1の直線上にあり、流出高によらず一出水の平均水質はほぼ一定とみなせる。これについては1.4.2でさらに詳細に検討する。

ii) 各流域からの総流出比負荷量の比較

表-1・8(a)~(e)は、それぞれの汚濁物質について各流域の総流出比負荷量を平井川多西橋流域との比率で示したものである。また表-1・8(f)は総流出高を平井川多西橋流域との比率で示したものである。

まずBODについてみると、82.3出水の宅地流域の比率が大きい。この出水は先行無降雨日数が10日以上と長く、総降雨量も10mmと小さかった。このため、山地流域ではほとんど出水が観測されず、宅地流域の比率が著しく大きくなった。特例と判断されるこのデータを除くと、宅地流域の総流出比負荷量の平井川多西橋流域に対する比率は2~20倍となる。直前に出水があった79.9出水と82.9出水では比率が2~8倍と小さく、先行無降雨日数が長い80.10出水と83.3出水では9~20倍と比率が大きい。また同じ宅地流域でも都市下水路の総流出比負荷量の比率が常に下の川の比率を上回っている。田畑を流域にもつ谷地川の総流出比負荷量の比率は、1~3倍で宅地流域に次いで高い。また流域の97%を山林が占める平井川細尾流域の比率は平井川多西橋流域より低い。

SSについてみると、宅地流域の総流出比負荷量の比率は、82.3出水を除き、BODの総流出比負荷量の比率よりも小さいことがわかる。とくに直前に出水があつ

た79.9出水と82.9出水では、宅地流域からのSSの総流出比負荷量が、山地流域と同等かそれ以下になっている。BODでは宅地流域の総流出比負荷量が山地流域を下回るということはなく、今回調査した5出水の中でその比率が最も小さかった82.9出水の下の川流域でも1.9という値であった。SSとBODのこのような比率の相違は1.3.1でみた、ピーク比負荷量についても観察された。その原因は、直前の出水により宅地流域でのSS性汚濁堆積物質が減少していたこと、およびSSとBODの流出特性が相違していることであると考えられる。田畑流域では、82.3出水と83.3出水のSS総流出比負荷量の比率はBODより大きくなっている。ただし82.9出水の比率は他の2出水よりかなり小さく、宅地流域と共通の傾向を示している。平井川細尾流域では、83.3出水のSS総流出比負荷量が平井川多西橋を上回っている。しかし他の汚濁物質の総流出比負荷量は、どの出水においても平井川多西橋を上回ることはない。

CODとTPの総流出比負荷量の比率は、BODとSSの中間的な値を示す。詳細に見ると都市下水路流域では、CODはSSに近い値を示し、TPはBODに近い値を示すようである。また下の川流域のTPは都市下水路とは逆に、SSに近い値をとることが多い。

TNの総流出比負荷量の比率は、宅地流域、田畑流域ではBODより小さく、山地流域ではBODより大きい。82.3出水を除くと比率の最大値は83.3出水における都市下水路流域の8.0、最小値は83.3における出水平井川細尾流域の0.33で、変動幅はすべての汚濁物質の中で最も小さい。

表-1・8(f)には総流出高の比率を示している。汚濁負荷量でみたのと同じように、田畑、山地流域ではほとんど流出が見られなかった。82.3出水の宅地流域の比率が大きい。しかし他の出水での比率は0.3~3倍の範囲におさまっており、比率の変動幅は小さい。中でも直前に出水のあった79.9出水と82.9出水とで比率が小さく、SSやTNと同じように山地流域と同等か、それ以下となっている。

田畑流域(谷地川)の総流出高の比率は、TNの比率ときわめて近い値を示している。このことは同流域と平井川多西橋流域においてTNの総流出高と総流出比負荷量が常に比例関係にあり、しかもその比例定数(出水中の平均水質(濃度)に相当する)がほぼ等しいことを意味している。

最後に平井川細尾流域をみると、総流出高の比率は0.8~1となっており、同じ山地流域である平井川多西橋流域の流出高に近いことがわかる。したがってこの

表-1・8(a) 総流出比負荷量の比率 [BOD]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	4.7	20	134	8.1	1.4
下の川	2.1	9.2	67	1.9	5.4
谷地川	—	—	1.0	0.98	3.2
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
" (細 尾)	—	—	0.26	0.47	0.16

表-1・8(b) 総流出比負荷量の比率 [COD]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	1.2	9.3	92	3.1	11
下の川	0.62	5.1	33	0.90	4.9
谷地川	—	—	1.1	0.64	4.4
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
" (細 尾)	—	—	0.28	0.36	0.34

表-1・8(c) 総流出比負荷量の比率 [SS]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	0.56	11	166	1.0	7.4
下の川	0.41	6.3	84	0.32	2.9
谷地川	—	—	2.9	0.46	7.6
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
" (細 尾)	—	—	0.25	0.08	1.6

表-1・8(d) 総流出比負荷量の比率 [TN]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	0.77	5.3	44	1.6	8.0
下の川	0.26	1.4	6.2	0.35	1.5
谷地川	—	—	0.56	0.36	1.8
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
" (細 尾)	—	—	0.35	0.58	0.33

表-1・8(e) 総流出比負荷量の比率 [TP]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	2.4	24	137	5.3	18.0
下の川	0.73	5.6	42	0.8	2.3
谷地川	—	—	1.5	0.71	5.2
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
" (細 尾)	—	—	0.18	0.2	0.35

表-1・8(f) 総流出高の比率 [Q]

流域 \ 出水	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3
都市下水路	0.34	2.0	11.0	1.3	3.2
下の川	0.36	2.3	4.1	0.75	2.3
谷地川	—	—	0.59	0.41	1.9
平井川 (多西橋)	1	1	1	1	1
"	—	—	0.99	1.0	0.79

ような山地小流域では、流域面積にほぼ比例した雨水流出があるとみなされる。

1.3.3 総流出比負荷量とピーク比負荷量の関係による比較⁶⁾

本節では総流出比負荷量とピーク比負荷量の関係について考察する。

各流域で汚濁物質ごとに平均流出負荷量 $\bar{L}$ とピーク負荷量 L_P の比を求めたものが表-1・9である。平均流出負荷量は総流出負荷量を出水時間で割った値で、ピーク負荷量と単位(g/s)をそろえている。 $\bar{L}/L_P$ は汚濁流出波形の特徴を示す無次元の指標となる。すなわち、 $\bar{L}/L_P$ が小さければ小さい程、流出波形が尖っていることを示す。

各流域、各汚濁物質の $\bar{L}/L_P$ の値は出水ごとに変動が見られる。その変動幅は、調査した5出水のどの汚濁物質でも数倍程度と考えてよい。表-1・10に示した値は、各出水ごとに求められた $\bar{L}/L_P$ を平均したものである。また流量についても同様に平均流量とピーク流量の比を表-1・9のようにまとめ、その平均値を表-1・10に示してある。

表-1・10よりすべての汚濁物質について下の川の $\bar{L}/L_P$ が最も小さく、下の川流域の汚濁流出波形が最も尖った形状を示すことがわかる。下の川流域では出水初期に明瞭なファーストフラッシュが観測されることが多く、このために $\bar{L}/L_P$ が小さくなったものである。下の川と同じように宅地流域を流れる都市下水路でもファーストフラッシュが観測される。にもかかわらず $\bar{L}/L_P$ が下の川よりも大きいのは、都市下水路では負荷量ピーク時以外においても比較的多量の汚濁流出があるためと考えられる。

田畑河川の谷地川の $\bar{L}/L_P$ は、BOD、CODで都市下水路と同じ程度、SS、TPでは都市下水路より少し小さく、TNでは少し大きい。ただし谷地川と都市下水路での汚濁流出波形が同じというわけではない。都市下水路で負荷量ピークが生じるのは出水初期(ファーストフラッシュ)か流量ピーク時のいずれかである。これに対し、谷地川では明瞭なファーストフラッシュは観測さ

表-1・9 平均流出負荷量とピーク負荷量($\bar{L}/L_p$)の比

汚濁物質	流域 出水	都市下水路	下の川	谷地川	平井川 多西橋	平井川 細尾
BOD	79. 9	0.26	0.14		0.36	
	80.10	0.09	0.06		0.18	
	82. 8	0.32	0.17	0.55	0.54	0.64
	82. 9	0.24	0.12	0.16	0.26	0.31
	83. 8	0.44	0.32	0.14	0.26	0.32
COD	79. 9	0.28	0.23		0.27	
	80.10	0.08	0.06		0.14	
	82. 3	0.46	0.21	0.48	0.62	0.82
	82. 9	0.22	0.16	0.16	0.22	0.33
	83. 3	0.42	0.35	0.23	0.44	0.43
SS	79. 9	0.22	0.11		0.13	
	80.10	0.01	0.05		0.11	
	82. 3	0.44	0.21	0.24	0.38	0.54
	82. 9	0.14	0.13	0.14	0.15	0.18
	83. 3	0.32	0.21	0.13	0.33	0.31
TN	79. 9	0.46	0.14		0.62	
	80.10	0.26	0.08		0.36	
	82. 3	0.42	0.26	0.74	0.72	0.85
	82. 9	0.34	0.20	0.24	0.64	0.44
	83. 3	0.57	0.34	0.36	0.55	0.67
TP	79. 9	0.20	0.15		0.25	
	80.10	0.10	0.06		0.16	
	82. 3	0.44	0.19	0.45	0.62	0.71
	82. 9	0.29	0.13	0.16	0.21	0.30
	83. 3	0.45	0.21	0.12	0.34	0.42
Q	79. 9	0.26	0.34		0.55	
	80.10	0.12	0.09		0.27	
	82. 3	0.50	0.41	0.72	0.72	0.86
	82. 9	0.20	0.20	0.36	0.50	0.45
	83. 3	0.44	0.42	0.52	0.64	0.58

表-1・10 平均負荷量とピーク負荷量の比率および
平均流量とピーク流量の比率

	$\bar{L}/L_p$					$\bar{Q}/Q_p$
	BOD	COD	SS	TN	TP	
都市下水路	0.27	0.29	0.23	0.41	0.30	0.30
下の川	0.16	0.20	0.14	0.21	0.15	0.29
谷地川	0.29	0.29	0.17	0.45	0.24	0.53
平井川 多西橋	0.32	0.34	0.22	0.58	0.32	0.54
平井川 細尾	0.42	0.53	0.34	0.65	0.48	0.63

れず、負荷量ピークは常に流量ピーク時付近に生じる。

平井川細尾流域では、すべての汚濁物質について $\bar{L}/L_p$ が他の流域より大きく、山地からの汚濁負荷量流出波形がなだらかなことがわかる。同じ山地流域でも田畑12%、宅地13%を含む平井川多西橋流域の $\bar{L}/L_p$ は、平井川細尾と谷地川の間値となっている。

汚濁物質ごとの $\bar{L}/L_p$ を見ると、どの流域でもSSが最

小、TNが最大となっている。これは1.4.1で述べるように、出水中のSS負荷量が流量の1.0~2.5乗に比例するため負荷量のハイドログラフが尖鋭であるのに対し、TN負荷量は流量の0.5~1乗に比例するという流出形態の相違のためである。

最後に $\bar{Q}/Q_p$ をみると、宅地流域で0.3、山地流域の平井川細尾で0.63となっている。一般に知られているように、都市域では降雨流出波形が尖鋭であり、山地流域ではフラットになるという事実を裏付けるものである。

1.4 雨天時汚濁流出の定量的評価

雨天時汚濁流出機構はその複雑さのため、定量化には多くの解決すべき問題が残っている。ここでは得られたデータをもとに、広く用いられている流量と負荷量の関係式 $L=a_0Q^{n_0}$ (L =負荷量, Q =流量, a_0, n_0 :係数) の評価、および土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位の試算を行う。

1.4.1 流量と負荷量の関係式 $L=a_0Q^{n_0}$ の評価⁷⁾

出水中の流量と負荷量の関係の一例を図-1・11に示すが、 $L=a_0Q^{n_0}$ の適用性の結果は表-1・11に示す。

表-1・11は各流域、各出水ごとに最小自乗近似により a_0, n_0 及び相関係数を求めたものである。相関係数をみると、COD, SSで高く、その他の物質でも0.7以上の値が全データの80%以上を占めている。

a_0 は出水ごとの変動が大きく、出水特性や先行降雨特性との関係により説明される変数と考えられる。

各汚濁物質の n_0 をみると、出水ごとの変動は a_0 に比べてかなり小さい。汚濁物質ごとの n_0 の値は、宅地流域の都市下水路、下の川でみるとBODでは0.6~1.1、CODで0.8~1.2、SSで1.2~1.7、TNで0.4~1.1、TPで0.5~1.2とやや小さい。これに対して、自然地流域の谷地川、平井川では、BODで0.5~2.2、CODで0.7~2.7、SSで0.9~2.5、TNで0.5~1.1、TPで0.5~2.8と大きい。 n_0 の値を流域の特性によって定まる定数とみなせるかどうかは、今後更に検討を進める必要がある。

表-1・12は各汚濁物質の n_0 の値の流域ごとの平均値を求めたものである。下水道幹線における汚濁流出の検討では、BODとCODについては $n_0=1$ 、SSについては $n_0=2$ という評価が行われている⁸⁾。表-1・12には河川と下水道の比較のためにこの値も併せて記してある。表-1・12より宅地流域の n_0 はBOD, CODで下水道と同程度であり、SSは下水道より小さいことが分かる。また自然地流域の n_0 はBOD, CODで下水道より大きく、SS

表-1.11 出水中の流量と負荷量の関係

流 域	出 水	Q~BOD			Q~COD			Q~SS			Q~TN			Q~TP		
		a_0	n_0	相関係数	a_0	n_0	相関係数	a_0	n_0	相関係数	a_0	n_0	相関係数	a_0	n_0	相関係数
都市下水路	79. 9.27	14	0.87	0.82	12	0.98	0.92	39	1.24	0.89	12	0.50	0.88	0.4	0.49	0.51
	80.10.13	23	0.83	0.82	20	0.95	0.89	38	1.66	0.97	11	0.46	0.74	2.0	0.67	0.83
	82. 3.12	39	1.02	0.72	36	0.97	0.85	76	1.32	0.81	18	0.46	0.59	1.9	0.48	0.67
	82. 9.24	14	0.66	0.87	18	0.86	0.97	25	1.61	0.98	8.3	0.36	0.74	1.8	0.50	0.85
	83. 3.12	21	0.81	0.74	22	0.88	0.90	47	1.54	0.93	11	0.68	0.57	1.1	0.68	0.79
下 の 川	79. 9.27	4.8	0.79	0.73	5.5	0.97	0.90	22	1.47	0.84	4.0	0.96	0.80	0.11	0.92	0.76
	80.10.13	7.4	0.87	0.87	8.8	0.98	0.95	20	1.27	0.93	2.7	0.67	0.97	0.28	0.74	0.77
	82. 3.12	4.3	1.12	0.80	34	1.20	0.91	148	1.73	0.90	4.9	1.09	0.88	0.97	1.12	0.83
	82. 9.24	3.0	1.05	0.97	5.7	1.17	1.00	19	1.50	0.98	1.9	0.55	0.90	0.14	1.19	0.96
	83. 3.12	1.0	0.58	0.60	12	0.80	0.87	36	1.42	0.86	1.7	0.36	0.43	0.16	0.95	0.84
谷 地 川	82. 3.12	1.2	1.16	0.94	16	1.15	0.93	86	1.30	0.69	2.6	0.87	0.93	0.52	1.11	0.93
	82. 9.24	2.8	1.69	0.96	7.5	1.69	0.96	72	2.11	0.92	2.5	0.94	0.97	0.26	1.95	0.95
	83. 3.12	13	1.41	0.87	24	1.56	0.96	44	2.54	0.94	2.9	0.93	0.94	1.0	1.80	0.94
平井川(多西橋)	79. 9.27	0.43	1.32	0.64	1.4	1.37	0.84	0.8	2.49	0.92	3.7	1.10	0.79	0.03	1.33	0.78
	80.10.13	1.6	1.31	0.97	2.6	1.43	0.98	4.8	2.03	0.97	3.7	0.84	0.99	0.08	1.33	0.96
	82. 3.12	2.5	0.52	0.59	3.5	0.70	0.79	5.4	0.86	0.42	3.0	0.74	0.95	0.08	0.52	0.62
	82. 9.24	0.08	2.15	0.90	0.08	2.70	0.97	0.004	4.95	0.98	9.3	0.50	0.95	0.002	2.80	0.92
	83. 3.12	4.6	1.95	0.84	5.8	1.53	0.97	28	2.50	0.96	3.3	0.77	0.94	0.15	2.03	0.97
平井川(細 尾)	82. 3.12	1.3	1.14	0.65	8.1	1.14	0.65	10	1.83	0.63	0.68	0.68	0.79	0.23	0.98	0.59
	82. 9.24	0.52	1.22	0.95	1.2	1.47	0.96	1.5	2.24	0.89	1.7	0.95	0.99	0.03	1.27	0.96
	83. 3.12	1.1	1.25	0.91	6.1	1.69	0.97	309	2.34	0.93	1.1	0.99	0.99	0.26	2.02	0.97

表-1.12 各汚濁物質の n_0 の値

流 域	BOD	COD	SS	TN	TP
都市下水路	0.84	0.93	1.48	0.47	0.56
下 の 川	0.88	1.02	1.48	0.73	0.98
谷 地 川	1.44	1.47	1.98	0.92	1.62
平井川(多西橋)	1.45	1.55	2.56	0.79	1.60
平井川(細 尾)	1.20	1.43	2.13	0.87	1.43
下水道幹線	1	1	2	—	—

では下水道と同程度以上となっている。なおわが国の多くの河川での洪水時の浮遊砂観測から、浮遊砂の大部分がwash loadによって占められ、一地点におけるwash loadの量は流量の2乗にほぼ比例することが明らかにされている⁹⁾。

図-1.12は図-1.11のデータを時系列の順に結んだものである。時計回りのループを描いているのは、1.2で述べたように汚濁流出が雨水流出より先に終了することに対応するものである。このことは、 $L=a_0Q^{n_0}$ 式のみでは汚濁負荷流出特性を十分表現できないことを意味し、 $L=a_0Q^{n_0}$ 式の限界を示すものである。 a_0 の値が出水ごとに変化することも考慮すれば、河床や流域からの汚濁物質の供給条件を表現する項を $L=a_0Q^{n_0}$ 式に付加することにより、負荷流出特性を更に精度よく説明し得るものと推測される。こうした手法は、下水道

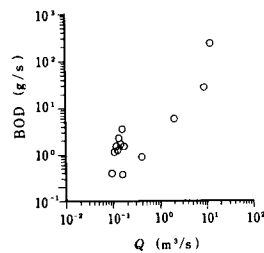


図-1.11 出水中の流量と負荷量の関係
(80.10 出水, 下の川)

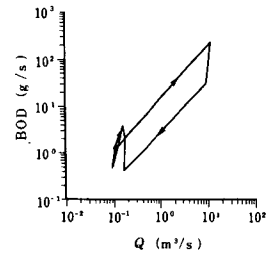


図-1.12 出水中の流量・負荷量関係の時系列特性
(80.10 出水, 下の川)

での汚濁負荷流出シミュレーションでよく用いられ、一応の結果を得ている⁸⁾。しかし河川の場合には、流域や河床の汚濁物質供給特性が下水道に比べてかなり複雑であり、負荷供給関数のモデル化は今後十分な検討を要する。

1.4.2 雨天時汚濁流出原単位⁶⁾

前節までの考察に基づき、土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位の算出を試みる。データ数はのべ21出水と少なく、得られる数値の精度には検討の余地が残る。しかし、実測値に基づく一試算値の提示として、また一手法の提案として今後の研究の一助となるものと考

えている。

1) 各流域の雨天時汚濁流出原単位

1.3.2の考察により、田畑、山地河川のCOD, TNなどでは総流出比負荷量 ΣL と総流出高 ΣQ との間に比例に近い関係が存在することがわかった。これを式で表わすと次のようになる。

$$\Sigma L = a (\Sigma Q) \dots\dots\dots (1.1)$$

比例定数 a は一出水中の平均的な水質を表現するもので、濃度の次元をもっている。

表-1.13 (a) ~ (e) は (1.1) 式の a の値を各流域、各出水ごとに求めたものである。 a の最大値と最小値の比率でみると、宅地流域のデータおよびSSでは、すべて3倍以上となっている。しかし谷地川ではSSを除き3倍以内におさまっており、出水特性によらず出水中の平均水質の変動は小さい。同様に平井川多西橋のCOD, TN, 平井川細尾のBOD, COD, TNも3倍以内におさまっている。したがって田畑、山地流域のこれらの汚濁物質の総負荷量は、総流出高にほぼ比例すると考えることができる。

下の川流域のデータをみると、すべての汚濁物質において、82.3出水に a の最大値を記録している。この出水は先行無降雨日数10日以上と長く、出水開始と同時にきわめて高濃度の汚濁流出が観測された。しかも総降雨量が10mmと小さかったので、短時間で流出が終了してしまった。このため出水中の平均水質は他の出水に比べかなり高い値を示している。この82.3出水のデータを除くと、下の川流域でもBOD, COD, TN, TPの a の最大値と最小値の比率はすべて3倍以内となり、総流出高に比例して汚濁物質が流出するとみなすことができる。

出水時の総負荷量が総流出量に比例する汚濁物質では、 a の値は各流域ごとの雨天時汚濁流出原単位と考えることができる。 a のばらつきが3倍以内に収まっているという上記の考察に基づき、実測データより各流域、各汚濁物質ごとの a の平均値、すなわち雨天時汚濁流出原単位を求めたのが表-1.14である。表-1.14には比較検討の意味も含めて、表-1.13 (a) ~ (b) で a の値のバラつきが大きかった宅地流域のデータ、及び全流域のSSについての計算結果も示してある。

表-1.14によると、原単位は宅地面積率の減少にともない小さくなる傾向を示している。最も原単位の小さい平井川細尾流域との比をとると、都市下水路のBODが28倍、TPが25倍、下の川のBODが14倍となるが、その他はすべて1桁以内におさまっている。注目すべ

きことは、田園河川である谷地川の原単位が、BODを除いて宅地河川の下川より大きくなっている点である。谷地川は降雨流出率が小さいため、原単位を濃度で表わすと結果的に大きな値となってしまうのである。

表-1.13(a) 流域、出水ごとの a の値 (BOD)

出水 流域	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3	最大値 最小値
都市下水路	14	28	45	9.2	21	4.9
下の川	5.9	11	64	3.8	11	17
谷地川	—	—	7.7	3.5	8.2	2.3
平井川多西橋	1.0	2.8	3.9	1.5	4.8	4.8
平井川細尾	—	—	1.1	0.67	0.94	1.6

表-1.13(b) 流域、出水ごとの a の値 (COD)

出水 流域	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3	最大値 最小値
都市下水路	12	26	37	14	22	3.1
下の川	5.6	12	36	7.2	13	6.4
谷地川	—	—	10	9.6	14	1.5
平井川多西橋	3.3	5.5	4.6	6.2	6.0	1.9
平井川細尾	—	—	1.4	2.1	2.6	1.9

表-1.13(c) 流域、出水ごとの a の値 (SS)

出水 流域	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3	最大値 最小値
都市下水路	51	168	103	97	85	3.3
下の川	35	82	145	51	46	4.1
谷地川	—	—	40	133	150	3.8
平井川多西橋	31	30	7.1	121	36	17
平井川細尾	—	—	1.8	9.3	74	41

表-1.13(d) 流域、出水ごとの a の値 (TN)

出水 流域	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3	最大値 最小値
都市下水路	12	8.1	14	3.6	7.0	3.9
下の川	3.8	1.9	5.7	1.4	1.9	4.1
谷地川	—	—	4.0	2.7	2.8	1.5
平井川多西橋	5.3	3.0	3.7	3.0	2.9	1.8
平井川細尾	—	—	1.4	1.7	1.2	1.4

表-1.13(e) 流域、出水ごとの a の値 (TP)

出水 流域	79.9	80.10	82.3	82.9	83.3	最大値 最小値
都市下水路	0.45	1.8	1.5	0.91	0.98	4.0
下の川	0.13	0.36	1.3	0.23	0.18	10
谷地川	—	—	0.37	0.39	0.50	1.4
平井川多西橋	0.064	0.15	0.13	0.22	0.18	3.4
平井川細尾	—	—	0.025	0.043	0.079	3.2

ii) 土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位

—土地利用を山林、田畑、宅地に区分した場合—

本節では、表-1・14 のように求められた流域ごとの雨天時汚濁流出原単位を用い、土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位を試算する。さらにそれに基づき各流域の汚濁流出負荷量を算出して、実測値と比較する。これにより土地利用ごとに試算された雨天時汚濁流出原単位の意味と精度を評価する。

方法としては(1・2)式に示すように、ある流域における雨天時汚濁原単位 a_i は、山林、宅地等における土地利用ごとの原単位を、その流域内に占める面積率に応じてたし合わせたものであると仮定する。

$$a_i = \sum_j U_{ij} b_j \quad j = 1, 2 \dots N$$

$$\sum_j U_{ij} = 1 \dots \dots \dots (1.2)$$

ここに、 a_i : i 流域の雨天時汚濁原単位、 b_j : 土地利用 j の雨天時汚濁原単位、 U_{ij} : i 流域に占める土地利用 j の面積率である。

実際には土地利用ごとに降雨流出特性が異なるので、(1・2)式の b_j は土地利用 j の水文特性をも含めた原単位であると考えらるべきであろう。なお(1・2)式中の N 、すなわち土地利用区分については、ここでは $N = 3$ (山林、田畑、宅地)として検討した。

(1・2)式と前出の表-1・1、表-1・14に基づき、流域を3つの土地利用に分割して最小自乗法により逆算した土地利用ごとの雨天時汚濁原単位が表-1・15である。これによると山林のBOD、SS、TPの原単位は計算上負になってしまった。負の原単位は汚濁物質の蓄積を意味するが、出水時、山林がBOD、SS、TPの蓄積の場になるとは考え難い。山林の多い平井川流域では、BOD、TPの流出量が少ないことから、山林におけるBOD、TPの雨天時原単位は0に近いと見るのが妥当であろう。

田畑での原単位を見ると、TNは山林と同程度、BOD、COD、TPは宅地より大きく、特にSSは極端に大きな値となっている。これは流域に田畑の多い谷地川での調査結果の影響を強く受けたものである。

表-1・15の原単位と実測の流出高を用いて、各流域、各出水の総流出比負荷量を計算し、実測値と比較したのが図-1・13である。ただし山林のBOD、SS、TPの原単位は0としている。図-1・13によると、出水ごとに a の値のバラつきが大きい宅地流域やSSのデータもすべて使用して計算したにもかかわらず、計算値と実測値の誤差は数倍～数分の1の範囲で1桁違うことはない。

図-1・13をさらに詳細にみると、都市下水路流域の計算値は実測値を下回ることが多く、同じ宅地流域でも

表-1・14 各流域での a の平均値

汚濁物質 流域	BOD	COD	SS	TN	TP
都市下水路	21	20	111	7.9	1.2
下の川	10	11	63	2.4	0.29
谷地川	5.8	12	139	2.8	0.44
平井川多西橋	1.6	4.4	49	4.3	0.12
平井川細尾	0.71	2.2	18	1.6	0.048

表-1・15 雨天時汚濁負荷原単位 (山林、田畑、宅地) [mg/l]

	BOD	COD	SS	TN	TP
山林	-0.32	0.60	-10	2.7	-0.034
田畑	13	28	366	2.8	1.1
宅地	11	10	59	8.1	0.39

表-1・16 雨天時汚濁負荷原単位 (山林、田畑、河川、宅地) [mg/l]

	BOD	COD	SS	TN	TP
山林	-0.17	0.73	-10	2.7	-0.026
田畑	12	27	367	2.7	1.1
河川	-102	-80	-84	-16	-5.0
宅地	21	18	72	10	0.84

下の川では計算値の方が大きい場合が多い。これは表-1・2にみられるように、両流域の社会的指標に違いがあることに起因していると考えられる。土地利用のみを指標とし、その他の要因を考慮しないで汚濁流出を検討しようとする簡易なモデルでは避けることのできない限界といえよう。

iii) 雨天時汚濁流出に河道が果たす役割

河道には流域から流入した汚濁物質が堆積しており、それは出水に伴い流出する。また出水中であっても小流量時には一度浮上した汚濁物質の再堆積が生じ、河道は汚濁物質の発生場となったり、蓄積の場となったりする。このためここでは雨天時汚濁流出において河道も取り込んだ検討を行う。その手法として、河道を便宜上土地利用のひとつと考え、土地利用区分に追加して前節と同様の計算を行う。その結果として得られる河川の前単位の値をもって、河川が雨天時汚濁流出に果たす役割を評価する。

表-1・16は表-1・15と同じ方法で求めた土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位である。表-1・15と比較すると、山林、田畑の原単位は表-1・16とほぼ同じ値である。しかし宅地流域の原単位は表-1・15より大きく、BOD、COD、TPでは約2倍となっている。

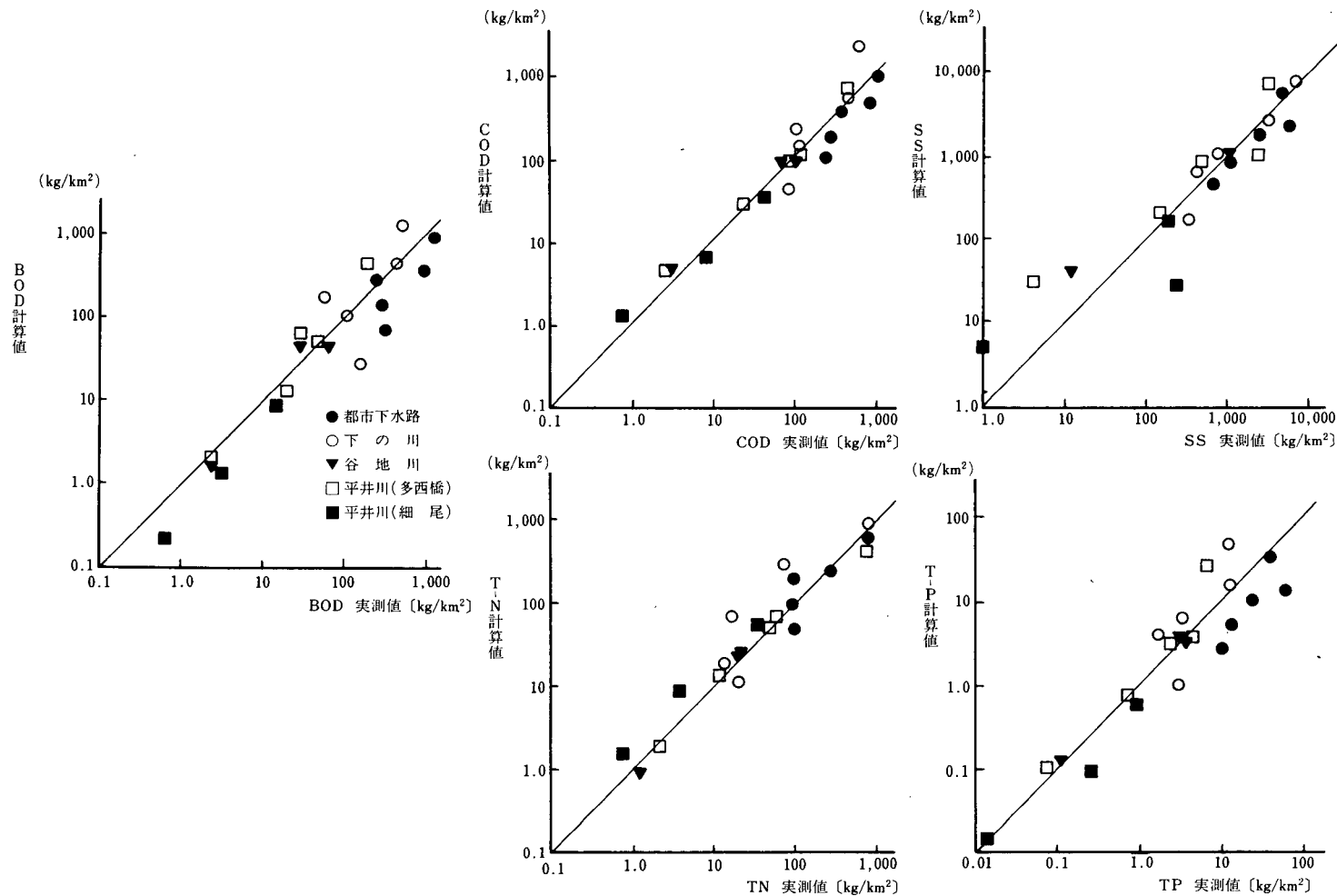


図-1・13 実測負荷量と計算値 (宅地, 田畑, 山林の原単価による)

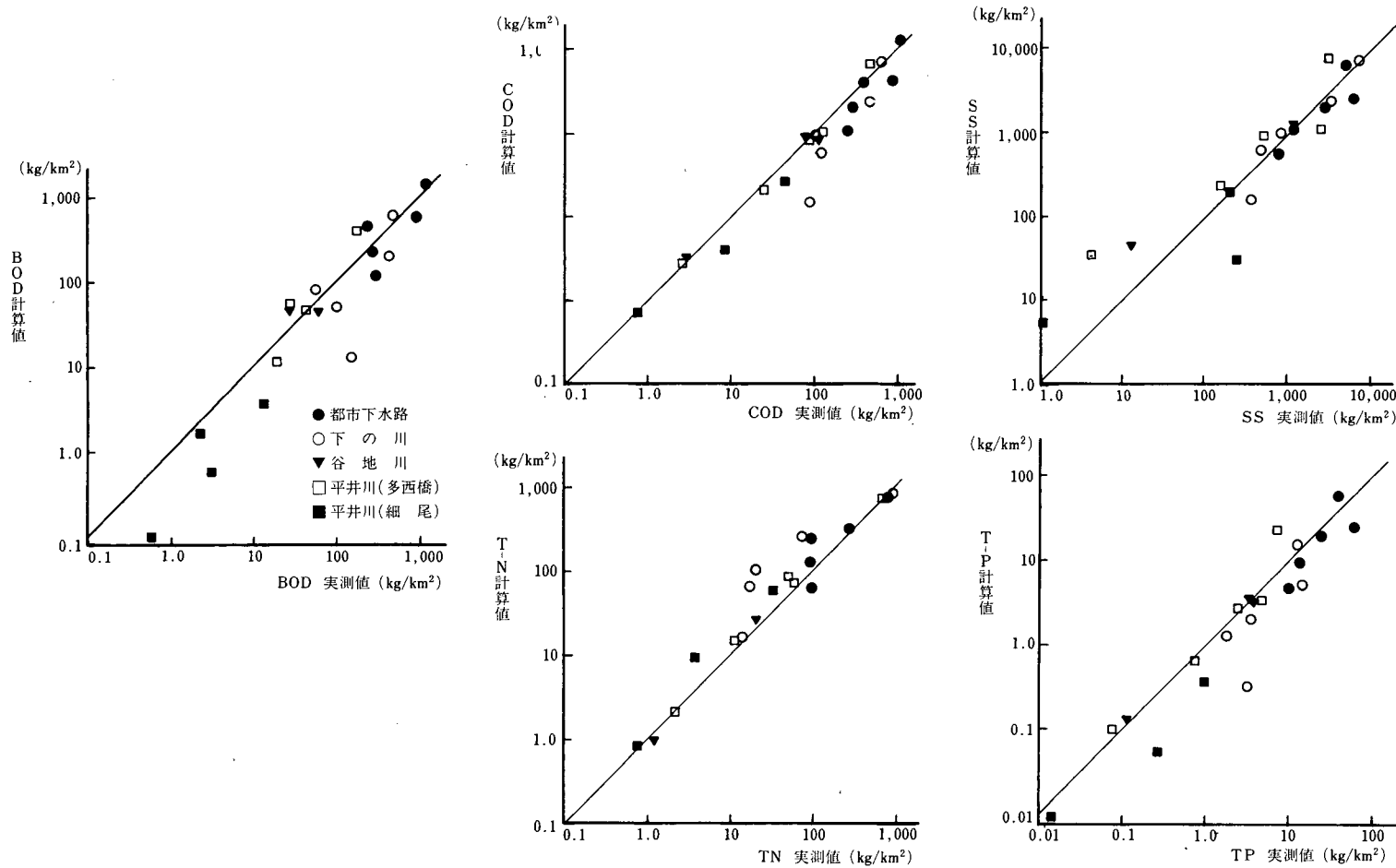


図-1・14 実測負荷量と計算値 (河道の効果を含む)

河道の原単位はすべての汚濁物質について負となっており、その絶対値も大きい。今回調査を行った5出水はいずれも中小規模のものであったので流出量が小さく、その結果河川が汚濁物質の蓄積の場となっていたと推察される。

図-1・14 は、表-1・15 に基づいて計算された総流出比負荷量と実測値を比較したものである。都市下水路の過小評価、下の川の過大評価の点については図-1・13 よりも改善されている。しかし再現精度の点では図-1・13 と大差ない。

1.5 まとめ

本章では、多摩川上流域において実施した雨天時水質多地点同時観測調査のデータに基づき、種々の方法により分析を行った。初めに、のべ21出水のhydrographとpollutographをもとに雨天時の汚濁流出機構を検討した。そして流域の土地利用により汚濁流出機構が大きく異なることを明らかにした。

それによると、宅地流域での汚濁流出の特徴は、ファースト・フラッシュが見られる場合があることと、汚濁流出が雨水流出より先に終了していることである。なおファースト・フラッシュはすべての出水、すべての汚濁物質に見られるのではなく、見られない場合もあり、またファースト・フラッシュがあってもそれに対応する流量は出水ごとに異なっている。

田園流域の河川ではファースト・フラッシュは生じないが、雨水流出より先に汚濁流出が終了する特徴がある。すなわち、あるピーク流量に対して流出する汚濁物質には限界があり、この点では基本的には宅地流域と変わらないものと考えられる。

山地流域では、汚濁物質の供給能力に明確な限界は見られず、出水量に応じて汚濁負荷の流出が継続している。したがって、山地流域からの汚濁物質供給能力は、ほぼ無限と考えられよう。宅地流域との対比で言えば、ファースト・フラッシュが観測されない特徴がある。

この状況をより明確にするためにピーク比負荷量、総流出比負荷量という2つの指標を用い、定量的な比較を行った。また、出水中の流量・負荷量関係、土地利用ごとの雨天時汚濁流出原単位について考察した。その中で、出水中の流量・負荷量関係の表現として通常用いられる、 $L=a_0Q^n$ という関係式の河川への適用性、およびその問題点を明らかにした。また、土地利用ごとの雨天時汚濁原単位を試算した。現状ではデータ数が不十分な面もあり、得られた雨天時汚濁流出原

単位の数値の精度には検討の余地がある。また他流域への適用性等についても課題が残されている。しかし、ここで提案した原単位方式は物理的な意味が明らかであり、かつ取扱いやすいという点で秀れている。従来このような試みは観測データの不足等のためにほとんど行われておらず、今後調査データの集積により実用上の評価が進められるものと期待している。

2. 雨天時汚濁流出抑制対策

本章では、前章で検討した雨天時汚濁流出の特性を踏まえ、下流の閉鎖性水域の水質汚濁防止の検討を行う。まず2.1では下水道等で見られる既往の汚濁流出抑制対策の事例を整理し、気象、設置場所、河床特性、施設型式、負荷除去方法等の条件により分類する。さらにこれに基づき汚濁流出抑制対策の現状の評価、および対策の河川への適用の概念的整理を行う。

2.2では、汚濁の進行した河川において実現の可能性が最も高いと判断される貯留型施設に的を絞る、施設計画の基本条件について検討する。そして霞ヶ浦流域のA河川をケース・スタディとして、具体的な施設計画を検討し、その汚濁抑制効果、費用を評価する。

2.1 汚濁流出抑制対策の現状¹⁰⁾

雨天時汚濁流出抑制対策の実施例は下水道等において見られるが、我国の河川ではその数は少ない。このため新たな汚濁流出抑制技術の開発を目的として、下水道を中心として既往の汚濁流出抑制対策の事例を収集した。なお河川での対策事例は晴天時の場合がほとんどである。以下その概要を雨天時での河川への適用性を念頭に置きながら整理、紹介する。

2.1.1 対策の分類

汚濁流出抑制対策は、気象条件、場所、河川特性、施設、負荷除去方法等の条件により表-2・1に示すように分類される。対象とする河川は都市化した流域をもつ中小河川であり、都市雑排水のウエイトがかなり高い。このため河川の汚濁特性としては、下水道が分流式に整備されているかどうかが重要な条件である。気象条件として雨天時、晴天時に分けているが、本報告の課題は雨天時対策である。

表中の施設、負荷除去方法の内容は、それぞれ表-2・2、表-2・3に示す通りである。対象としている河川が中小都市河川であり、その対策には下水道整備との関連が強いため、施設の形式を示している表-2・2の備考に下水道との関連、および負荷除去方法を示している。

表-2・3 に下水処理場の利用を記している。

2.1.2 主な既往事例

収集した既往の流出抑制対策事例は表-2・2 の施設の形式に従って分類した(表-2・4)。既往の晴天時対策の中にも、工夫次第では雨天時対策として適用し得るものがあるという判断から、表-2・4 には晴天時対策も記入してある。晴天時、雨天時の別で見ると、貯留型は主に雨天時対策として利用され、分離型、河川対応型は晴天時対策として利用されている事例が多い。米国での事例では、貯留型施設により汚濁流出抑制と洪水調整との両方に対応しているもの(シカゴのディープトンネル、二目的洪水調節池)が見られる。

負荷除去方法との関係で見ると、貯留型施設の事例は下水道等に多く見られることもあって下水処理場を利用するものが多い。既往の事例では、二目的洪水調

表-2・1 対策の考え方

項 目	内 容
① 気象条件	・雨天時 ・晴天時
② 場所	・堤外(河川幅が広い河川) ・堤内(河川幅が狭い河川)
③ 河川の汚濁特性	・下水道が整備されていない ・合流式下水道が整備されている ・分流式下水道が整備されている
④ 施設の形式	・貯留型の施設 ・分離型の施設 ・河川対応型の施設 ・流路変更型の施設
⑤ 負荷除去方法	・沈澱・直接処理 ・水草等生物処理 ・二段河川 ・微生物接触処理 ・下水処理場の利用 ・放流

表-2・2 負荷流出抑制施設の特徴

項 目 分 類	施 設 の 概 要	施 設 の 特 徴		備考(下水道等の関連)
		立地および場所	河川流出状況との対応	
施設 の 形 式	貯留型	汚濁した河川水を一時、池等の他の施設に貯留する。	堤外・堤内 貯留池の敷地が確保できない場合には、地下もしくは河口部の利用。 河川に流入する前の水路の利用。	晴天時の貯留 雨天時の貯留
	河川対応型	汚濁した河川水を河道内で処理	河道内	晴天時での利用 雨天時での利用
	分離型	雨水、汚水を分離して河川に汚水を入れず、汚水を施設で浄化後河川に返送する。	河川敷の利用、河川敷が狭い場合には、堤内の休耕田等の敷地を利用。	晴天時での利用 雨天時での利用
	流路変更型	汚水を湖沼の下流もしくは、湖沼の流域外に放流する。	—————	晴天時および雨天時の汚水を放流する。

表-2・3 負荷除去方法

項 目 分 類	負荷除去方法の概要	流 入 負 荷 除 去 方 法 の 特 徴	
		立地および場所	期待される負荷除去の対象物質
負 荷 除 去 方 法	沈澱	沈澱池で自然沈澱、凝集剤により処理する。	地上・地下でもよいが、処理水量に応じた沈澱池が必要
	直接処理	ろ過、エアレーション等のように直接、流水中の汚濁物質を除去したり、流水中に酸素を供給したりする方法。	・粒子態 ・溶解態の一部(凝集剤を用いる場合)
	微生物接触処理	接触酸化法等、微生物の浄化能力を利用する。	・粒子態 ・溶解態
	水草等生物利用	水草、アシ等の植物の吸収、ろ過効果を利用する。	・溶解態 ・粒子態
	下水処理場の利用	既存あるいは計画の下水処理場を利用する。	・粒子態 ・溶解態

表-2・4 既往の対策事例の現状

施 設 の 形 式 注)			
貯留型施設	河川対応型施設	分離型施設	流路変更型施設
①音羽貯留槽（名古屋市設） ②神奈川県横浜市 ③愛知県一宮市 ④大阪府大阪市 ⑤オハイオ州コロンバス（米国） ⑥ミシガン州シカゴ市（米国） ⑦二目的洪水調整池（米国）	○①濁質トラップ（猪名川） ○②河川の滞水化（ルール河） ○③マイクロストレーナ（東横堀川） ○④エアレーション（綾瀬川、道頓堀川）	○①ひも状接触酸化方式（土浦市） ○②礫間接触酸化法（荒川、多摩川） ○③水生植物栄養塩除去（昆陽池） ○④礫間接触酸化（上野市）	○①二段河川（大谿川） ②河川、下水の流路変更

注) 施設の形式は表-2・2にもとづき分類した。

○印は晴天時対策

節池が沈澱処理をしているのを除き、他はすべて下水処理場を利用している。

河川対応型施設には、マイクロストレーナ、エアレーションのように直接処理方式を採用しているものと、猪名川で検討されているいわゆる濁質トラップや堰などにより沈澱作用を利用しているものがある。濁質トラップは、低水路の一部を拡幅して滞留部を作ることにより濁質の沈澱除去を目的としている。またドイツのルール河では河道内の5ヶ所に堰を設置して貯水池化し、汚濁負荷の沈澱を図っている。

分離型施設は、雑排水の汚水を河川に合流する前に処理するものである。負荷除去方法としては微生物接触酸化が多く用いられているが、昆陽池の例では水生植物（ホテイアオイ）を利用している。

流路変更型施設は、汚水を湖沼、河川等の流域外に放流するものである。表-2・4に示した大谿川は、流域（温泉街）の雑排水を河道下に設置された暗渠により排水するもので、二段河川の例である。ただし汚水の処理は行っておらず、ポンプにより本川（円山川）に強制排水している。

2.1.3 雨天時対策の河川への適用の概念的整理

表-2・1～表-2・4を参考に、雨天時汚濁流出対策として河川での適用の可能性を概念的に整理したのが表-2・5である。対象としている河川は、流域の下水道が未整備の都市河川で、都市雑排水による汚濁物質が大きなウエイトを占めている河川である。

表-2・5で示すように、貯留型、流路変更型の施設では下水処理場の利用を提示している。これは下水道が敷設されるまでの期間、処理場を有効に利用する可能性を示していることによる。貯留型として合流式下水道では滞水池が我国でいくつか見られる。これはファースト・フラッシュを貯留し、出水後処理場で処理するものであるが、河川への適用の場合、ファースト・フラッシュがあるかどうか、あるとしても汚濁流出上

どれ程の重みをもっているか十分に検討する必要がある。

このようなファースト・フラッシュのみならず、出水時における河川の汚濁流出機構を十分把握した上でその維持管理も考慮して適切な対策を講じる必要がある。表-2・5で示した対策事例の評価もこれをもって行われるが、河川の汚濁流出機構は前章で詳説した様にまだまだ十分に解明されているとは言えない。合流式下水道ではBODに関してファースト・フラッシュが生じているとの報告がされている⁴⁾。しかし河川と下水道とは、雨天時汚濁流出機構について基本的に異なるものである。これについて前章で整理したが、繰り返すと以下のようである。

合流式下水道についてみると、晴天時、下水道管内には汚濁物質が堆積している。この堆積物は雨天時の流量増による掃流力の増加に伴って掃流され、とくに初期の雨天時水質を著しく悪化させる。しかし管内堆積物は有限であり、それが一掃されるような規模の出水においては最早管内からの汚濁物質供給はなくなる。出水末期の流送負荷量が時として晴天時負荷量よりも少ないことから、このことは納得されよう。したがって雨天時汚濁流出抑制の観点からは、初期流出水の貯留に主眼を置いた対策が意味をもとう。下水道では管内堆積物が大きなウエイトを占めるところに流出機構の大きな特徴がある。

一方河川について見ると、晴天時、河床には汚濁物質が堆積している。ただし河床は通常コンクリートで被覆されていないから、汚濁物質と河床材料（砂礫、粘土等）は一体となって存在している。河床の汚濁物質の一部は小規模の出水によっても掃流されるが、河川の晴天時水質が下水道よりは良好であるという点から見て、その量は相対的に少ないと考えられる。出水規模が大きくなると、粒径の大きい河床材料も掃流されるようになり、それに伴って河床材料に吸着してい

表-2・5 汚濁流出対策の例

項目 施設の 形式と除去方法	方法 概要	模 式 図	事例及び類似例
貯留型の施設	沈	雨天時汚濁水を堤内地、あるいは湖沼内に隔壁を作った自然沈澱池、もしくは物理的強制沈澱池に流入させ、貯留する。	二目的洪水調節池
	澱	雨天時ファースト・フラッシュを越流堰から湖沼内に隔壁を作った自然沈澱池に流入させ、池の下層から貯留する。前の雨天時に流入させ清澄化した水を止水壁を越流させ湖内に流入させる。次の雨天時までの自然沈澱により、汚濁負荷を除去する。	
	下水処理場の利用	雨天時に湖沼流入河川の汚水を貯留し一部処理後河川に放流する。地表面貯留、地下貯留および湖沼内にゴム製のタンクを設置し、一部もしくはは全量を貯留する。	・下水道滞水池（横浜市） ・地下貯留（大阪市、名古屋市） ・ゴム製タンク（エリー湖） ・ディーブトンネル（シカゴ）
河川対応型の施設	沈	河道内の遊水池、あるいは遊水部を利用して洪水時に貯留し沈澱させる。	
	澱		猪名川
分離型の施設 （汚水分解の場合）	微生物接触処理	流入河川の河川敷に接触化層をもうけ、支川から流入する汚濁負荷を除去する。これにより湖沼流入河川への汚濁負荷を除去する。	多摩川、荒川の礫間浄化（晴天時に利用）
	水草等生物利用	休耕田の敷地に汚水を導入し、水草・アシ等の植生により汚濁負荷を浄化する。適時、浄化池の底泥の還元状態を防止し、溶出をも抑制する。	
流路変更型の施設 （汚水分解の場合）	二段河川	河道の地下に汚水専用の水路をもうけ河川への汚濁負荷を除去する。	大谷川
	下水処理場の利用	汚水をバイパス水路（管）で下水処理場に流入させ、汚濁負荷を除去する。	
	放流	汚水をバイパス水路（管）で放流する。	

たり、河床材料の間隙に捕捉されている汚濁物質が流出してくる。また流域から土砂の流入と一体となって汚濁物質が流入してくる。このように見ると河川の汚濁流出の場合、汚濁物質供給に明確な限界はなく、出水規模に応じて汚濁物質が供給されると考えられる。汚濁流出の状況はもちろん河床の条件、土地利用、地形、地質等の流域特性によって異なってくる。それぞれの河川は個性に応じた汚濁流出機構をもっているのである。そして降雨量、降雨強度、先行無降雨日数等の降雨特性の相違により流出の仕方が変化する。

2.2 貯留型施設による雨天時汚濁流出抑制計画

貯留型施設は、雨天時河川水を施設に貯留し、自然沈降または強制沈降により粒子性汚濁物質を除去しようとするものである。したがって除去の対象となる汚濁物質は、SSおよび他の粒子性汚濁物質である。一般に雨天時に粒子性成分の比率の高いリン、COD等について有効な抑制対策になると期待される。

貯留型施設は施設の形式により、さらに表-2・6のよう
に分類される。また汚濁負荷の除去方法には表-2・7
に示すようなものがあり、両方の組合せとしては図-2・
1のようなパターンが考えられる。なお表-2・7にある
不織布を用いる方法については流下型貯留施設の項で
解説する。

表-2・6 貯留施設の形式

項目	施設の形式	施設の概要	施設の特徴
貯留型施設	部分貯留型	河川水を出水時の一部分を一時期池等の施設で貯留する。	雨天時流出河川水を既設の貯留施設に取水し、一定時間の貯留後、表2.7に示すいずれかの方法で処理する。
	流下貯留型	貯留型水路を設け、河川水を緩速流下させる。	雨天時流出河川水を貯留機能を有する水路に通水し、緩速流下効果による表2.7に示すいずれかの方法で処理する。
	完全貯留型	出水時の河川水を貯留型施設で完全貯留するとともに施設より放流する。	雨天時流出河川水を貯留機能と、流下機能を有する貯留池に通し、表2.7に示すいずれかの方法で処理する。

2.2.1 貯留型雨天時汚濁流出抑制施設設計の基本条件

i) 施設の設置条件

貯留型施設を計画する場合には、流域・河川のもつさまざまな条件に基づき、貯留型施設の可能性および妥当性を検討する必要がある。具体的な検討の手順や方法は次節のケース・スタディに譲り、ここでは検討が必要となる項目を列記するととどめる。

イ) 流域および河道の条件

- ・河道の特性（V字型、平坦型等）
- ・堤外地の広さ
- ・河道付近の堤内地の状況
- ・周辺の住宅密集状況

表-2・7 汚濁負荷の除去方法と特徴

除去方法	除去方法の概要	期待される負荷除去対象物質	立地及び場所
沈澱	① 沈澱池での自然沈澱	滞留時間にもよるが、一般に粒子径が大きい、あるいは沈澱速度の大きい粒子性物質	地上・地下、あるいは堤内外地でもよいが、処理水量に応じた沈澱池が必要。
	② 直接的方法（不織布等）を用いた処理（物理的強制沈澱）	直接的方法にもよるが、粒子性物質	
	③ 凝集剤を用いた処理。（化学的強制沈澱）	粒子性物質及びリン化合物等の一部の溶解性物質	
下水処理場の利用	既存あるいは計画の下水処理場を利用する。	粒子性及び溶解性物質。	既存及び計画施設の立地場所の制限がある。

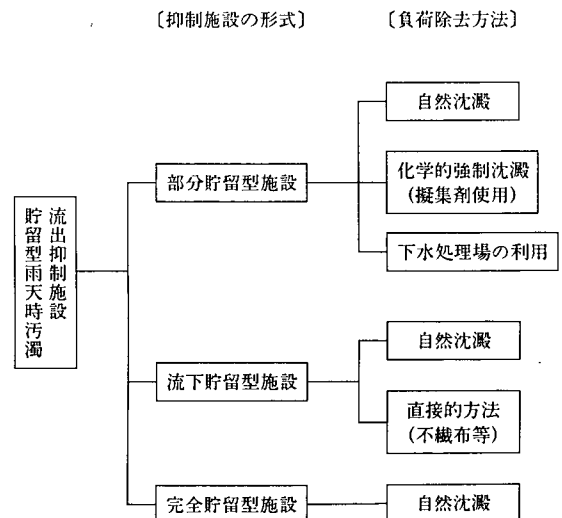


図-2・1 施設形式と負荷除去方法の組み合わせ

- ・河口部の水面および土地利用状況
- ・河床堆積物特性

ロ) 流域の特性

- ・治水計画
- ・下水道整備計画
- ・地域開発計画

ハ) 施設の条件

- ・施設の形式
- ・負荷除去方法
- ・施設の規模・容量
- ・負荷除去効果
- ・環境への影響

ii) 施設形式とハイドログラフ

貯留型施設は先に表-2.6 で示したように3種類を考えている。ここではこれら3種類の貯留型施設の取水、貯留、放流の状況をハイドログラフにより概念的に説明する。

イ) 部分貯留型施設

雨天時河川水がある容量まで一時的に貯留する施設である。施設が満杯になると取水を停止する。沈澱により汚濁物質を除去し、出水終了後貯留水を河川に放流する。これを模式的に示すと図-2.2 のようになる。

ロ) 流下型貯留施設

雨天時河川水を一定量取水し、施設流下中に汚濁物質の強制沈澱を図った後、河川に放流する。これを模式的に表すと図-2.3 のようになる。

ハ) 完全貯留型施設

十分大きな容量を確保し、原則として雨天時河川水を全量施設内に取り込み、汚濁物質を沈澱させる。施設内は常に満水状態でもよく、また出水時以外はからっぽでもよい。常に満水状態の場合流入水と同量が常に放流される。流入水の施設内での滞留時間中に、自然沈澱により負荷が除去される。これを模式的に表すと図-2.4 のようになる。

iii) 取水および放流開始条件

取水開始条件は、雨天時水質調査データに基づき、汚濁流出状況を検討した上で決定される。晴天時に河床等に堆積している粒子性の汚濁物質が、出水に伴って掃流され始める条件が雨天時汚濁流出の開始、すなわち取水開始の目安となる。その条件は、河床に堆積している汚濁物質の限界掃流力によって定義される。一般には河道内のある地点における水位、流量などの水理量と掃流力とはほぼ一義的に関係付けられるので、施設の計画や効果検討の段階では限界掃流力に対応する流量を、また施設構造の施設段階では対応する水位

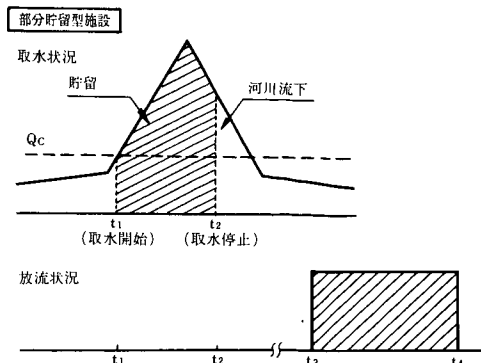


図-2.2 部分貯留型施設の取水放流状況

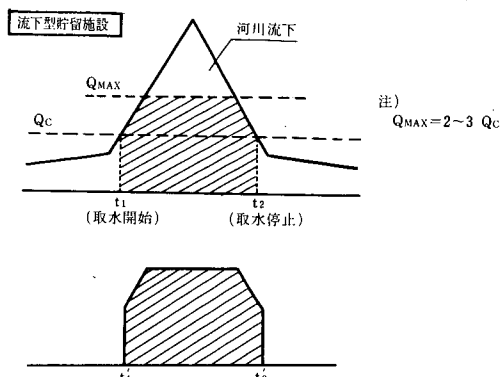
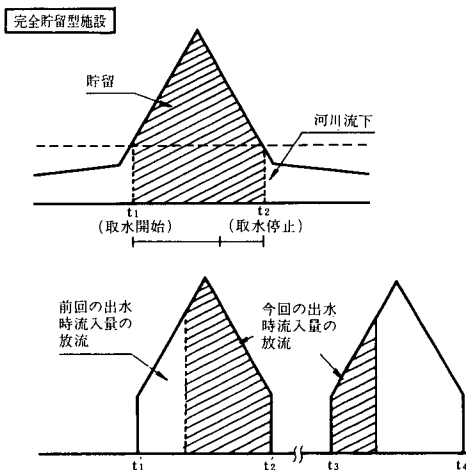


図-2.3 流下型貯留施設の取水放流状況


 図-2.4 完全貯留型施設の取水放流状況
(施設内が常に満水状態の場合)

を目安とすることになる。

放流条件は先にハイドログラフで模式的に示したように、3種類の施設形式によって異なってくる。各貯留型施設の取水および放流の条件、施設等を対比して整理したものが表-2.8 である。

iv) 掃流条件と沈澱条件

表-2・8 貯留型雨天時汚濁流出抑制施設の取水及び放流の条件

項目		部分貯留型施設	流下型貯留施設	完全貯留型施設
取水	取水開始	・取水開始水位を越えた時点から取水を始める	・同左	・同左
	取水量	・施設への流入量を貯留池水位で監視し、計画容量を貯留する。	・計画取水量を維持するように、ゲート、もしくはバルブ調整を行う。	・河川水の全量を貯留する。
	取水停止	・施設の計画容量を充足する時点で取水を停止し河川水は自然流下させる。	・河川水位が取水開始水位を下回る時点（出水後期）で取水が停止される。	・河川水位が取水開始水位を下回る時点（出水後期）で取水が停止される。
	取水施設	・河道内に堰もしくは導水管を設置し、貯留施設に自然流下で取水する。取水停止時には、堰を開放、あるいは導水管閉鎖を行う。	・水門、樋門及び樋管等を堤防内に設置し、ゲート・バルブによる調整機能を有する。	・河道内に堰を設置し、貯留施設に自然流下で取水する。
放流	放流開始	・計画沈澱時間（滞留時間）経過後、放流を開始する。	・流下型施設であるので、取水開始時と同時に放流開始となる。	・貯留施設が常時満水状況であれば、取水開始時と同時に放流開始となる。
	放流量	・河川水位及び湖沼水位状況を踏まえ、放流量を設定する。	・取水量と同様	・取水量が放流量となる。
	放流停止	・貯留量を全量放流した時点で停止となる。	・流下型施設であるので、取水停止時が放流停止となる。	・常に満水状態の場合、取水停止が同時に放流停止となる。通常時はからつばの場合、貯留量を全量放流した時点で停止となる。
	放流施設	・貯留施設の下流端低部に放流管等を設置し、放流量は放流管のバルブ調節により行う。放流は河川あるいは湖沼に導水管・堰から自然流下により行う。	・施設下流端に放流管等を設置し、自然流下により河川及び湖沼に放流する。	・貯留施設の構造にもよるが基本的には下流端に越流堰をもうける。

貯留型施設では粒子性汚濁物質を除去の対象としているので、出水時の掃流条件および施設内での沈降条件が重要である。ここでは筆者らの現地実験等に基づき掃流条件について考察する。また沈降条件については既往の研究事例に沿って考察する。

イ) 掃流条件

出水時における河床堆積物の掃流特性の把握を目的として人工掃流実験を実施した。実験方法は図-2・5に示すように、河川内に人工的に縮流区間を設けて河床堆積物をフラッシュし、水深・流速を測定するとともに、下流側で採水および流下物を捕集するというものである。水質分析の対象としたのは、BOD, COD, TOC, TP, TNである。

この川は川幅約4 m, 平水時の平均水深 h は0.25 m, 平均流速0.3 m/sである。したがって、マンニングの粗度係数 n を0.04とすると、掃流力 τ_0 は2.2 N/m²となる。すなわち、その限界掃流力が2.2 N/m²以下の物質は、平水時でも河床に堆積することなく流下するものと考えられる。

実験ケースと調査地点Naは図-2・5に示してある。4つの調査地点のうち、地点Iは河床が砂か礫で構成されており、他の3地点は水草が群生している。実験結果（図-2・6, 2・7）を要約すると次のようになる。

① 図-2・7にみるように縮流に伴う流速の増加により

掃流力が大きくなった時、河床からの汚濁負荷流出があるかどうかは、河床の状況による。すなわち、河床が砂や礫で構成されている場合には粒子性物質の流出は見られない。これに対し河床が水草等でおおわれている場合には、水草のすき間等に捕捉されていた粒子性物質の流出が観測される。

②図-2・7でみるようにP-BOD, P-COD, P-TOC, P-TP, P-TNに関する粒子性物質の挙動よりみると、河床堆積物質が流出を始める掃流力は約10 N/m²と判断される。

③ 掃流力が一定という条件のもとでは、局所的には河床からの汚濁物質の流出は短時間内で終了する。

この川では河道特性が一樣断面に近いので、掃流力の空間分布に大きな偏りがないとの前提の下に堆積汚濁物質の移動抵抗特性がほぼ一樣と仮定すると、河道内の掃流力が約10 N/m²に達した時に全河床でほぼ同時に汚濁物質のフラッシュが生じるものと考えられる。掃流力10 N/m²という値は、平水時の掃流力の4.5倍である。流量では約0.83 (m³/s)に相当し平水時の2.8倍である。これは、次に述べるこの川の実際のファースト・フラッシュ時流量にほぼ対応している。

つぎにこの川で昭和55年11月10日に観測された出水のハイドログラフ（図-2・8）をもとに、雨天時に流出する汚濁物質と限界掃流力について考察する。

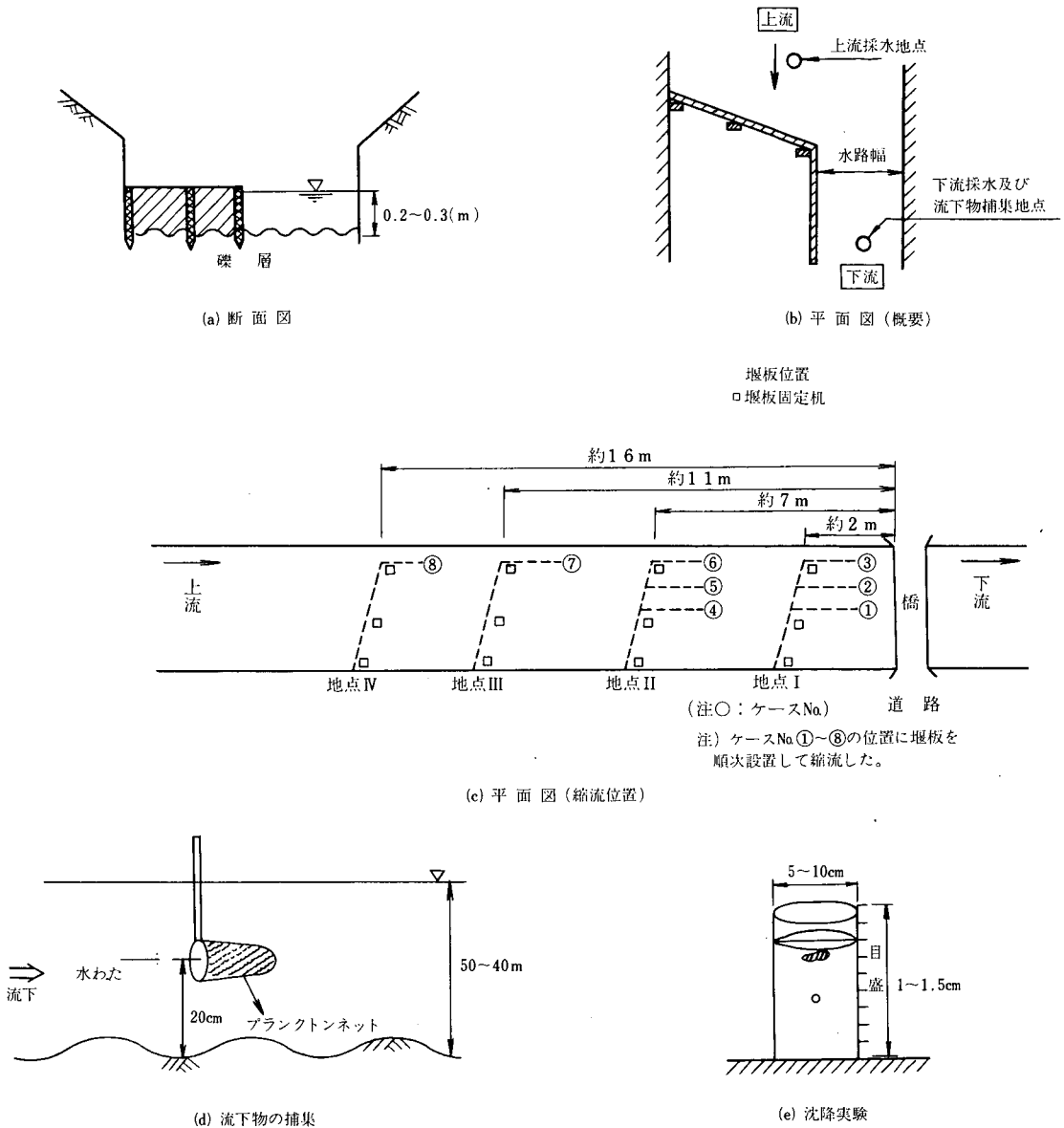


図-2.5 人工掃流実験の概要

SS濃度は出水初期、流量増加中、及び流量ピーク時の計3回にピーク値を示している。COD濃度は、流量ピークに対応したピークは見られず、流量増加中に二つのピーク値を示している。

CODについてみると、出水初期の濃度の増加（ファースト・フラッシュ）に対応する掃流力は約 10 N/m^2 と見積られる。その後の掃流力は約 11 N/m^2 にまで増加し、一度減少する。掃流力 τ_0 は16時以降再び増加し始めるが、COD濃度はそれより遅く18時から増加を開始する。このときの τ_0 の値は約 11 N/m^2 で、一度目の τ_0 ピークの

値と等しい。COD濃度の最大値は21時に現われ、この時の τ_0 値は約 16 N/m^2 である。その後 τ_0 は増加が続けるが、COD濃度は減少し、COD濃度は 10 mg/l 程度の一定値を示すようになる。SSのファーストフラッシュと判断されるのは20時であり、この時の τ_0 は 15 N/m^2 である。その後最大値は21時に現われ、流量ピークの1時間前に小さいながらも一度ピーク値を記録する。これは τ_0 が急激に増加する時刻に一致しており、この時の τ_0 は約 27 N/m^2 である。

以上の結果をとりまとめると雨天時流出と掃流力と

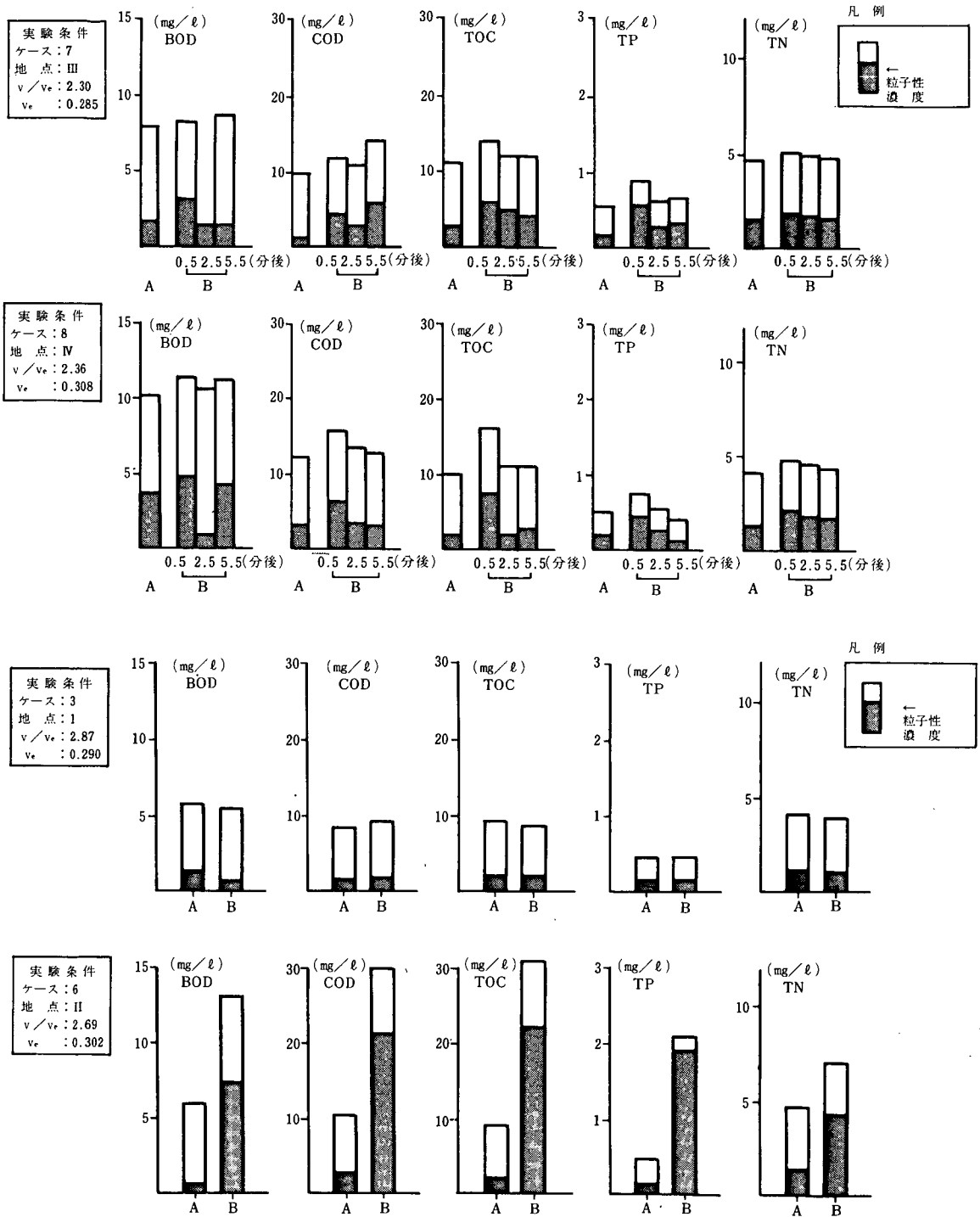


図-2・6 縮流前 (A) と縮流後 (B) の水質比較 (mg/ℓ)

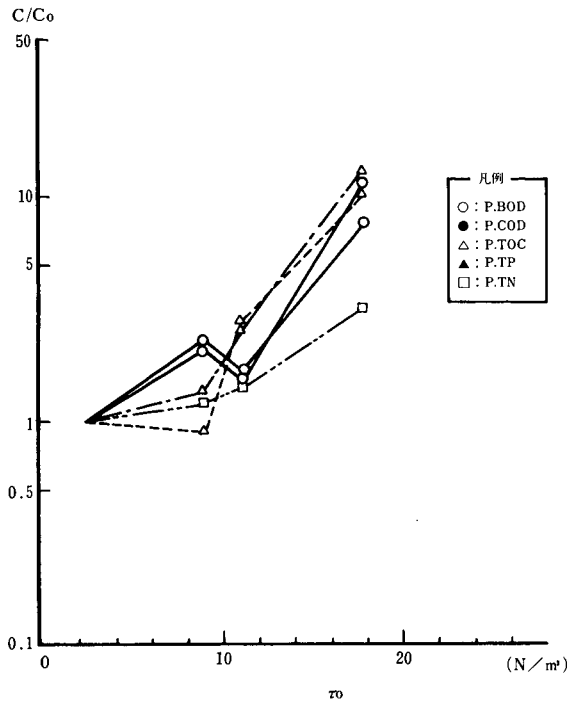


図-2・7 (a) 粒子性濃度比 (C/C_0) と τ_0
(ケースNo.4~6, 地点II)

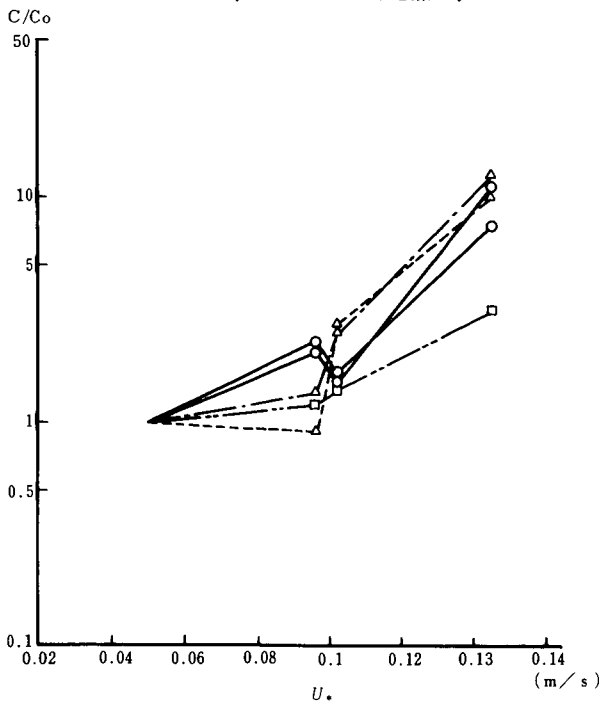


図-2・7 (b) 粒子性濃度比 (C/C_0) と U_*
(ケースNo.4~6, 地点II)

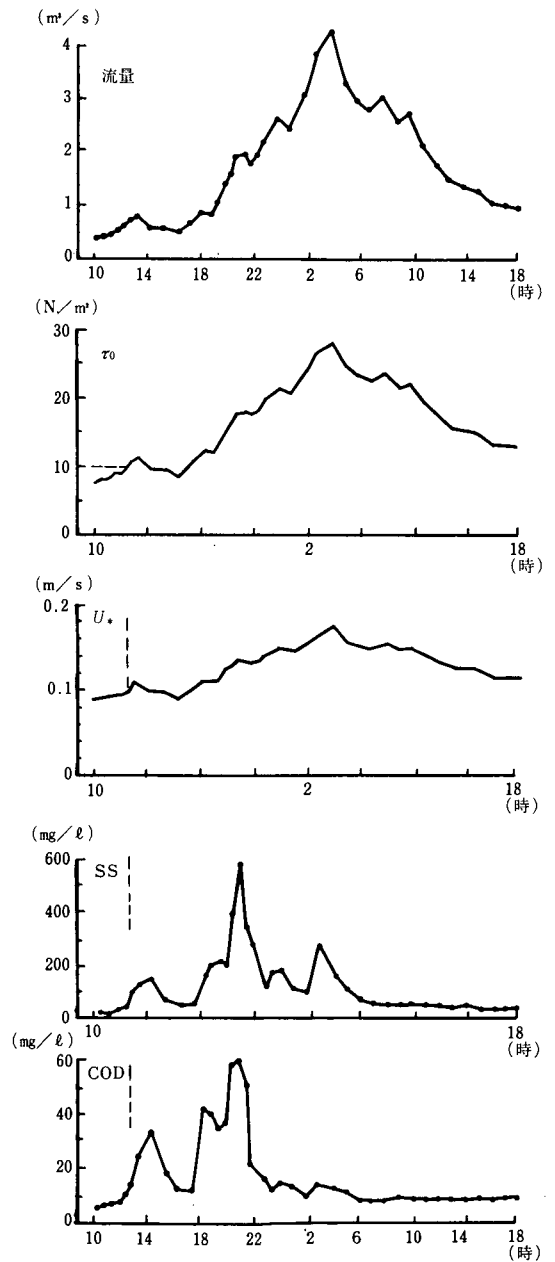


図-2・8 55.11.10 出水のハイドログラフ
とポリユートグラフ

の関係は次のようになる。

- ① 河床の堆積物質の巻き上げ、掃流はCODでは $\tau_0 = 10 \text{ N/m}^2$ 、SSでは 15 N/m^2 から始まると判断される。これはそれぞれ平水時の掃流力の4倍、7倍に相当する。
- ② 出水中に掃流力が一度減少し、再び増加する場合、掃流力が前回のピーク値を越えるまでは河床堆積物の巻き上げは生じない。
- ③ 同等の掃流力が継続する時、汚濁濃度(COD濃度)はその初期にピーク値を記録し、その後減少する。以上のことからこの河川では、CODに反応する河床堆積物の限界掃流力は 10 N/m^2 前後と考えられ、これは人工掃流実験結果とほぼ一致する。

河床堆積物の掃流条件を掃流力の観点から詳しく考察した研究事例が他にほとんどないため、この河川で得られた結果が他の河川にどの程度適用できるか、現状では評価できない。当面は、雨天時汚濁抑制を計画する個々の河川において、同様の調査・検討を行う必要がある。

ロ) 沈降条件

河川の流出物質の粒子径については十分に把握されていないが、大宮川(琵琶湖流域)でみると図-2・9(a)¹¹⁾また、湖沼水(琵琶湖)では図-2・9(b)である¹²⁾。

今ここで大宮川を例として 10μ 以下を溶解態それ以上を粒子性とする、出水開始前あるいは流水規模の小さな時にはCOD水質が $15 \sim 30 \text{ mg/l}$ でそのうち粒子性成分は $50 \sim 68 \%$ 程度である。一方、出水時にはCOD水質は $124 \sim 137 \text{ mg/l}$ となり、粒子性は $92 \sim 98 \%$ と大部分を占めることがわかる。

貯留型施設設計のためには、出水時の汚濁物質の粒子径を調査し、沈降速度を算定する必要がある。単一粒子の沈降速度を表わす式として、次のストークスの式がある。

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho) D_p}{18 \mu} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

V_s ; 粒子の沈降速度 D_p ; 粒子径
 g ; 重力加速度 μ ; 粘性係数
 ρ_s ; 粒子の密度
 ρ ; 水の密度

実際にはこの沈降速度は粒子群の形状や粒子径分布、密度分布、さらには貯留池の形状や短絡流、密度流などの偏流現象にともなう流速分布等種々の影響を受けることが知られている⁹⁾。

なお、下水道調整池(若宮大通調節池)では、沈降

筒を用いて時系列に各水深方向の水質変化を調べ、沈降速度を把握することが行われている¹³⁾。このような沈降筒実験での速度の検討も施設計画にとって有効であろう。

2.2.2 霞ヶ浦流域A河川における施設計画とその評価

霞ヶ浦流域A河川を対象に、貯留型雨天時汚濁流出抑制施設計画のケース・スタディを行い、汚濁抑制効果および費用について評価する。その手順として、まずA河川の流域、河道の条件を説明する。次に3種類の貯留型施設のそれぞれについて、規模、効果、費用を検討する。最後に各貯留型施設の総合評価を行う。

i) A河川の流域および河道の条件

イ) A河川の流域および河道の特徴

A河川の流域および河道の特徴を表-2・9に示す。堤外地が狭いため、貯留型施設の設置場所は堤内地または河口部となる(図-2・10)。市街地直下流の堤内地に設置する場合には、可能な施設面積は 200 m^2 四方(4 万 m^2)程度と考えられる。

ロ) A河川の汚濁状況

A河川は中流部に市街地を抱え、霞ヶ浦流域の中では汚濁の進行した河川である。霞ヶ浦全体とA河川流域とについて年間の流出汚濁負荷量をみたものが表-2・10である。両者の調査年が異なるので直接比較はできないが、一応の目安として流域面積では 0.6% に過ぎないA河川が汚濁流出では $1.7 \sim 2.8 \%$ を占めており、A河川の汚濁ポテンシャルは高いと判断される。

表-2・10(b)では汚濁負荷を晴天時分と雨天時分に分けている。年間の汚濁負荷流出量に占める雨天時分の割合はCODで 53% 、TNで 34% 、TPで 50% となっており、晴天時対策、雨天時対策の両方が重要であることがわかる。また汚濁物質に占める粒子性成分の比率

表-2・9 A河川の流域及び河道の特性

項 目	特 徴
河道の特性	河道は平坦型であり、現在河道はコンクリート3面張りとなっている。河道幅は4mである。
堤外・内地	堤外地は狭く、河川は都市排水路化している。堤内地は一部が市街地となっているが、その他は水田等に利用されている。
周辺の住宅密集状況	本川中流部に市街地があり、住宅密集地域となっている。ここでは、水路を通して都市排水が流入する。
河口部の水面及び土地利用状況	本川流入河口部はアシ等の水生植物が繁茂した水深の浅い水域となっている。河口部周辺は水田等の利用が主であり住宅密集地域はない。

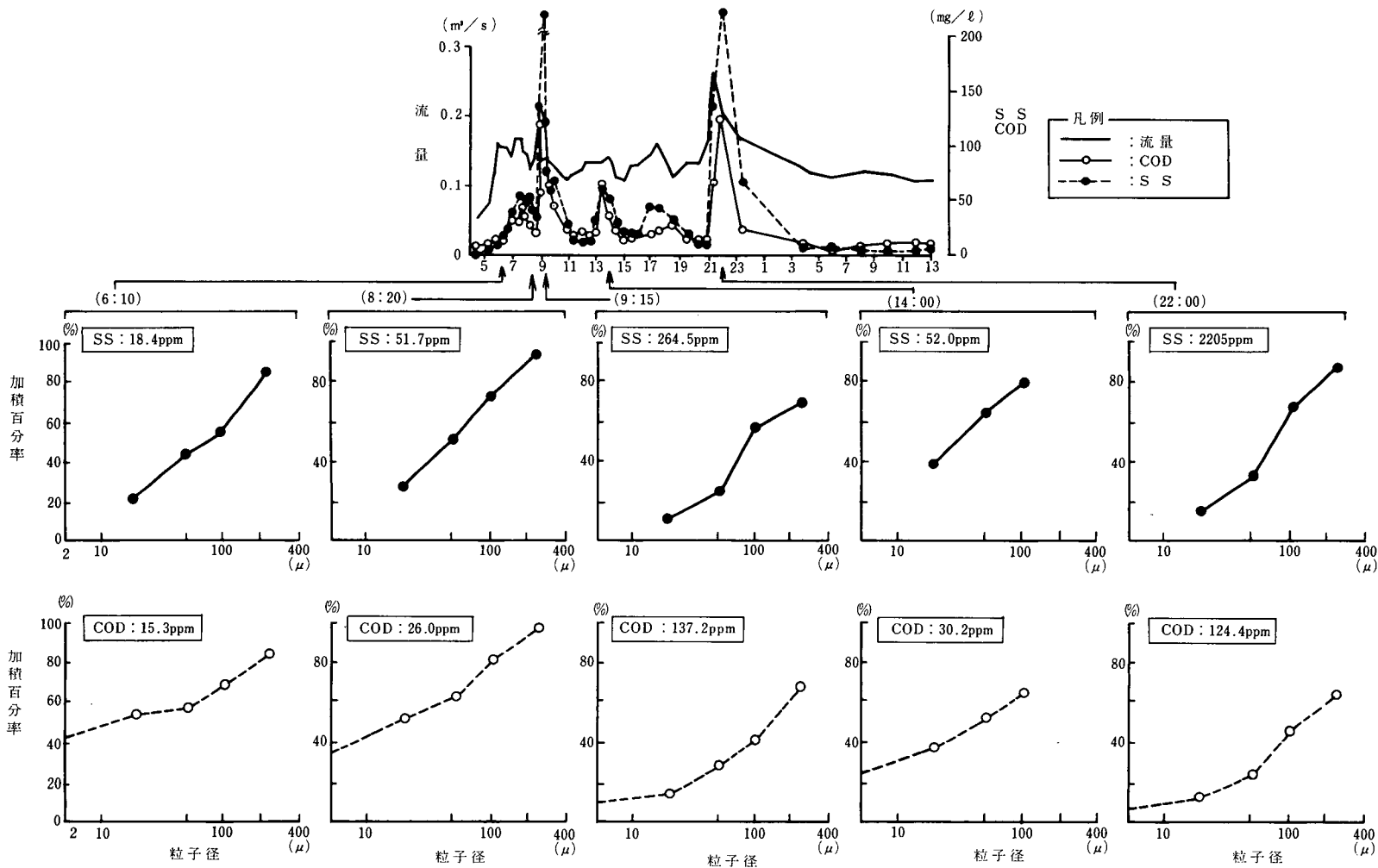


図-2・9 (a) 汚濁物質の粒径分布 (大宮川)

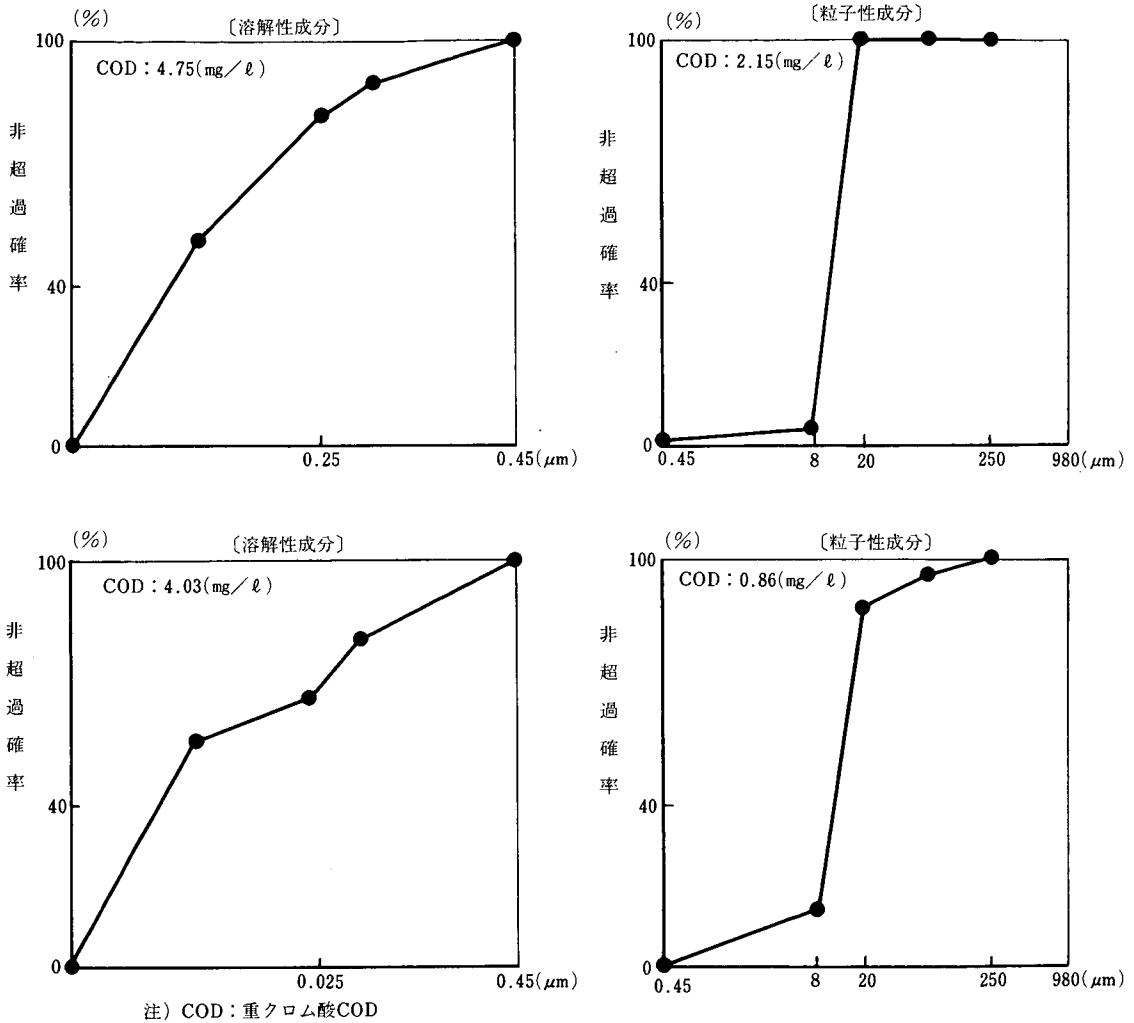


図-2・9 (b) 汚濁物質の粒径分布 (琵琶湖)

表-2・10(a) 雨天時の流出負荷

(霞ヶ浦) (単位: t/年)

項目 内容	昭和52年		
	平 水 時	出 水 時	合 計
COD	6,062	5,650	11,720
T-S	2,480	2,410	4,890
T-P	215	183	398

(流域面積: 1949.3km²)

表-2・10(b) 雨天時の流出負荷

(A河川) (単位: t/年)

項目 内容	昭和52年		
	晴 天 時	雨 天 時	合 計
COD	149 (0.34)	167 (0.85)	316 (0.61)
T-N	54 (0.11)	28 (0.46)	82 (0.23)
T-P	5.5 (0.38)	5.5 (0.84)	11 (0.61)

注) (): 粒子性の比率

注) 流域面積: 12.3km²

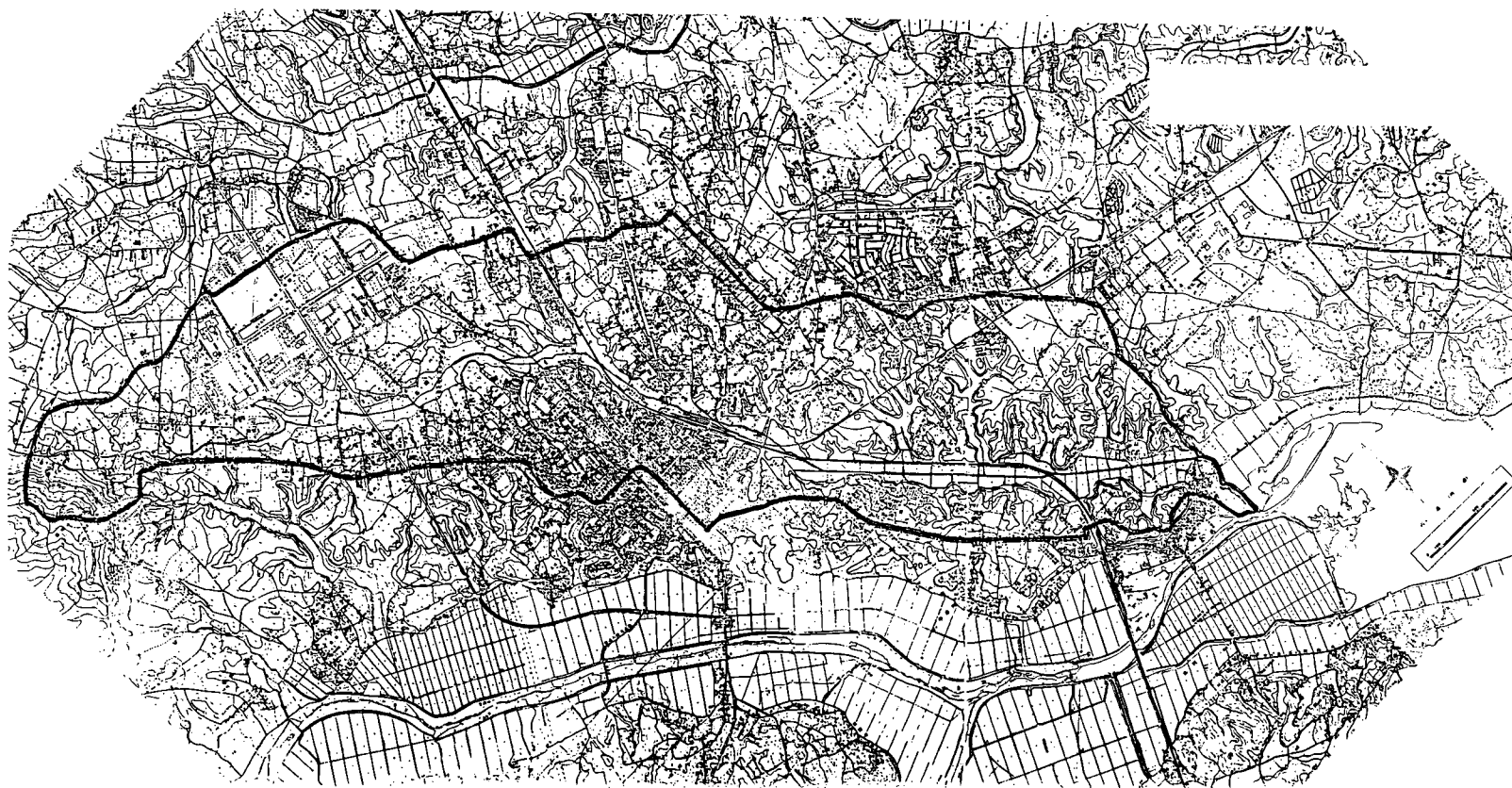


図-2・10 A河川の流域図

は、雨天時分のCOD, TPはかなり高く、貯留型施設の適用が有効と判断される。

ハ) 河床堆積と掃流特性

A河川の河口部付近での河床材料粒度分布を図-2・11に示す。50%粒径は約0.007mmで、河床材料は主に粘土、シルトである。これらの河床材料は河川を流下して河口部での掃流力低下により沈降したものである。したがって貯留型施設での除去の対象となる汚濁物質の粒度分布は、図-2・11と同程度と考えておけばよい。

河床堆積物のデータとしては、前節で説明した人工掃流実験での調査結果がある(表-2・11)。この実験においてプランクトンネット(20μメッシュ)で捕集された河床堆積物は水わた、水草、昆虫の脱皮殻、および河床の砂等であった。表にはこれらの沈降速度も示し

てある。

以上の河床堆積物の掃流特性は前節で考察したように、河道内の掃流力が約10N/m²に達すると浮遊、移動を開始する。これは流量では約0.83m³/sに相当し、平水時流量の2.8倍である。

ニ) 流域の各種の計画、事業

A河川中流部の市街地を中心に、現在流域下水道が計画実施されており、市街地下流のA河川近傍に汚水の本管が敷設されることになっている。なお処理場はA河川流域外に設置される。またA河川が流入する霞ヶ浦では底泥浚渫事業が実施されており、浚渫底泥の処理(乾燥)ヤードがA河川河口部に近接する湖沼堤内地にある。

貯留型施設により汚濁抑制を図る場合、施設内に沈澱した汚泥の処分方法が一つの課題となるが、A河川の場合、浚渫底泥の処理と合併して行える可能性がある。また将来下水道が整備されれば、下水道施設を利用した汚泥処理の可能性もある。さらに下水道の配管計画を考慮して施設の設置位置を選定すれば、下水道の雨水滞水池等として有効に利用されることも期待できる。

ホ) 施設の設計条件

施設の設計条件のうち取水開始流量は限界掃流力に対応する0.83m³/sとする。取水開始水位については、施設の取水地点における水位～流量相関を調査することにより決定される。

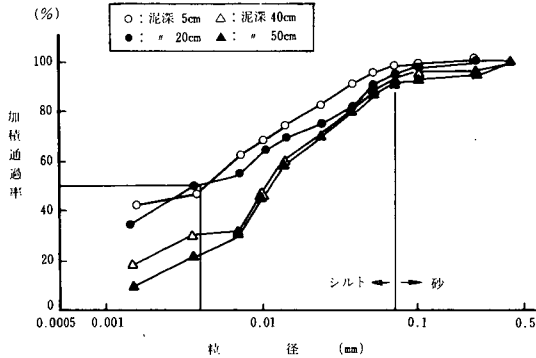


図-2・11 A河川河口部付近での河床材料粒度分布

表-2・11 河床堆積物とその沈降速度

項目		沈下深度(m)		10		20		30		40		100		平均沈降速度 (m/s)
		沈降物の分類	外 観	時間 (秒)	速度 (cm/s)	時間 (秒)	速度 (cm/s)	時間 (秒)	速度 (cm/s)	時間 (秒)	速度 (cm/s)	時間 (秒)	速度 (cm/s)	
植物性 流下物	水 藻	—	—	10	1.0	20	1.0	31	0.97	42	0.95	104	0.96	0.0098
	水 わた	φ 4 mm 程度	—	3	3.3	6	3.3	8	3.8	11	3.6	27	3.7	0.0354
		φ 7 mm 程度	—	2	5.0	4	5.0	6	5.0	9	4.4	23	4.3	0.0474
		φ 10 mm 程度	—	—	—	3	6.7	5	6.0	7	5.7	19	5.4	0.0595
	枯 れ 草	湿潤状態で捕集	—	5	2.2	10	2.0	14	2.1	18	2.2	46	2.2	0.021
		水 草	—	沈 下 せ ず										
動物性 流下物	ユ ス リ カ	生 体	—	9	1.1	18	1.1	29	1.0	38	1.1	91	1.1	0.011
		死 骸	—	8	1.3	16	1.3	13	1.3	30	1.3	77	1.3	0.013
	昆虫の脱皮殻	—	—	8	1.3	20	1.0	32	0.94	52	0.77	133	0.75	0.0095
		—	—	19	0.53	42	0.48	65	0.46	85	0.47	217	0.46	0.0048
	貝 類	カワニナ類	—	—	—	—	—	—	—	5	8.0	12	8.2	0.081
		ヒ ル	生 体	沈降塔に付着し測定不可能										—
		その他(分類不可能)	生体のカラ?	12	0.83	24	0.83	36	0.83	49	0.82	122	0.82	0.00826

表-2・12 A河川の流出（4事例）

出水名 項目	出水I	出水II	出水III	出水IV
時 期	昭和58年10月 11日～12日出水	昭和59年6月 13日～14日出水	昭和57年9月 25日～26日出水	昭和57年9月 10日～13日出水
出水時間 ^注	11	13	18	84
ピーク流量 (m^3/s)	3.90	4.90	8.30	11.91
ピーク水質 (mg/l)	SS	473	596	598
	COD	25.8	45.4	21.8
	PCOD	23.2	41.9	19.7
	TN	3.76	5.54	3.46
	P.TN	1.77	3.86	1.16
	T.P	0.99	2.10	1.56
	P.TP	0.94	1.90	1.24
ピーク 水質時 流量	3.80 (m^3/s)	4.30 (m^3/s)	7.90 (m^3/s)	4.02 (m^3/s)

注) 出水時間は流量が Q_c 以上となった時間から出水時調査の終了時間までの時間数（ピーク流量後約6～12時間後）

施設規模の決定のためには、対象となる粒子性汚濁物質の沈降特性が重要である。人口掃流実験で捕集された河床堆積物の沈降速度は、表-2・11にも示したように、 $0.5 \sim 5 \text{ cm/s}$ とかなり大きい。一方出水中に河道内を流下する汚濁物質は粒径 10μ 程度のシルトが主成分を占めていると考えられる。前出のストークスの式で粒径 10μ の粒子の沈降速度を求めると $6.1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 、すなわち 5.3 m/日 となる。なお計算に当り粒子の密度は人工掃流実験の結果に基づき、 2.13 g/cm^3 とした。

へ) 出水条件

雨天時汚濁抑制施設の効果検討のためには、年間を通じての流量、負荷量資料が整備されていることが望ましい。しかし実際にはそのようにきめ細かな調査が行われている河川はない。そこで代表的な出水条件を選定し、これを対象に効果および費用の評価を行う。

A河川での既往の出水時調査は15事例ある。この中で流量、水質の測定状況が整っていることを条件に、出水規模の大小を考慮して表-2・12、図-2・12に示す4出水を選定した。

ii) 部分貯留型施設の検討

イ) 施設の設置地点と容量

設置地点としては、市街地直下流にある200 m四方の敷地を設置場所として検討する。この型は河口部で貯留水深1.5 m程度での施設が考えられる。しかし河口部での設置の場合、貯留水を排出するポンプが必要

となり、費用にはポンプの設置費とともに維持管理費も必要となる。ここでは、出水時に極力維持管理をしないとの観点より、河口部での部分貯留は検討しない。

検討対象の4出水について総取水量の累加曲線をみたのが図-2・13である。規模が最も大きい出水IVの全量を貯留するためには 95 万 m^3 の容量が必要であることがわかる。

一方施設面積は、最大 4 万 m^2 程度である。したがって出水IVを全量貯留するためには水深を16 mとする必要がある。しかし水深を大きくすると掘削工費が高くなること、維持管理が困難となることなどの問題がある。既往の下水道滞水池等の水深は1～12 m程度である。ここでは水深を2～5 mの範囲で考えることとし、5万、10万、20万 m^3 の3ケースを対象に検討を進める。なお、貯留水は自然、流入、自然排水が行なえるものとする。

ロ) 負荷除去効果

部分貯留型施設による一出水当りの負荷除去量(ton)と負荷除去効果(%)を表-2・13に示す。出水規模の小さい出水Iでは容量5万 m^3 で全量を取水することができるので、10万、20万 m^3 の欄は記入していない。出水IIについても同様に20万 m^3 の欄は記入していない。

出水規模の最も大きい出水IVでみると、容量5万 m^3 では粒子態のCODで1.6 t、TNで0.11 t、TPで0.03 tの負荷が除去できる。粒子態、溶存態を含めた一出水総流出負荷量に対する削減効果(%)はCODで14%、TNで4.4%、TPで7.4%である。同様に容量20万 m^3 では、CODで2.8 t、TNで0.20 t、TPで0.07 tを除去し、その効果はCODで24%、TNで8%、TPで16%である。

ハ) 施設の費用

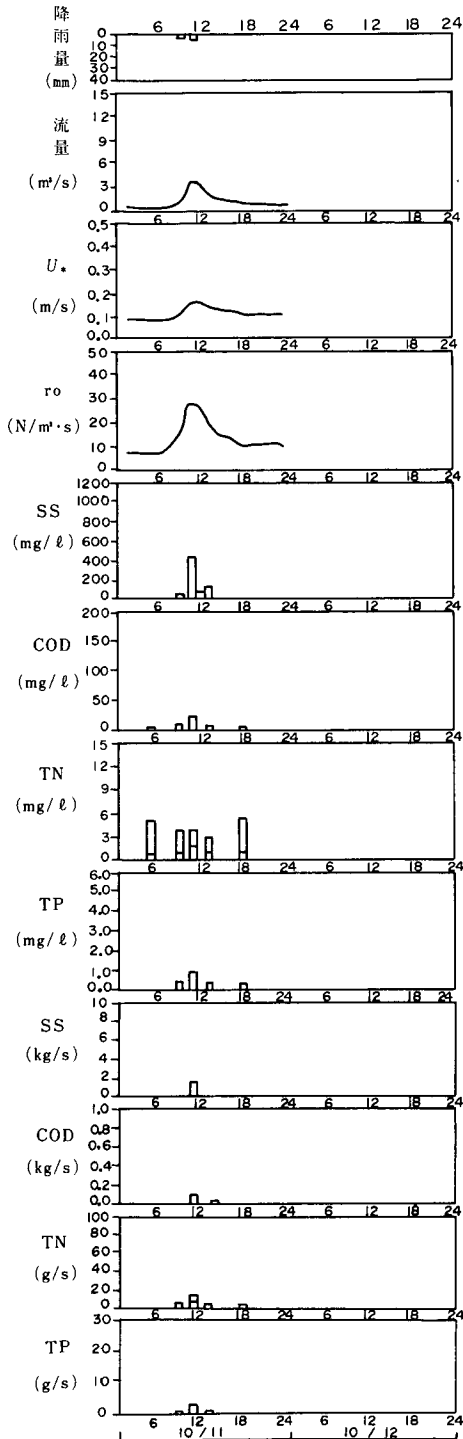
部分貯留型施設は、用地費を除く施設費用の中で貯留池建設費用が、また維持管理費用では発生汚泥処理費用が重要となる。A河川での部分貯留型施設の貯留池建設費、設備費、汚泥処理費用を推算すると、表-2・14のようになる。積算に用いた想定単価を表-2・15に示す。

汚濁処理費用積算のためには、年間の発生量の推定が必要である。ここでは出水IVが年12回発生するものと仮定して年間発生汚泥量を求めた。汚泥量の計算に当り、含水率は98%、密度 2.13 g/cm^3 としている。

なおここでは用地費、人件費等は除いてある。また貯留池は底面を含みコンクリート製として見積もった。それは、市街地に近いため環境保全の観点から汚泥の処理がすぐ必要とされるため、維持管理上コンクリー

〔出水例Ⅰ〕

昭和58年10月11日出水



〔出水例Ⅱ〕

昭和59年5月13日出水

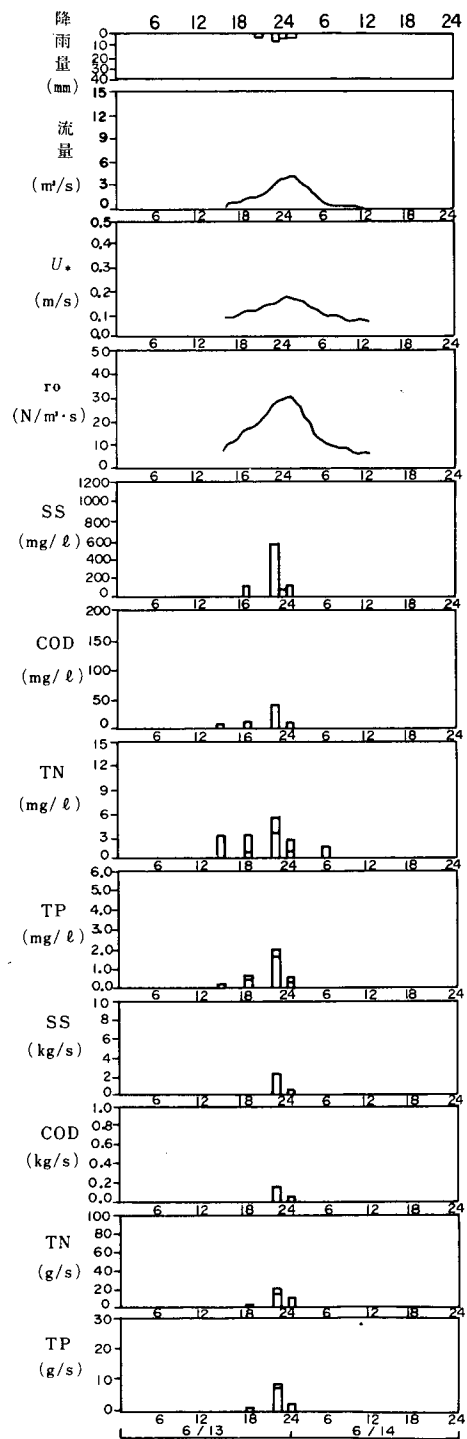
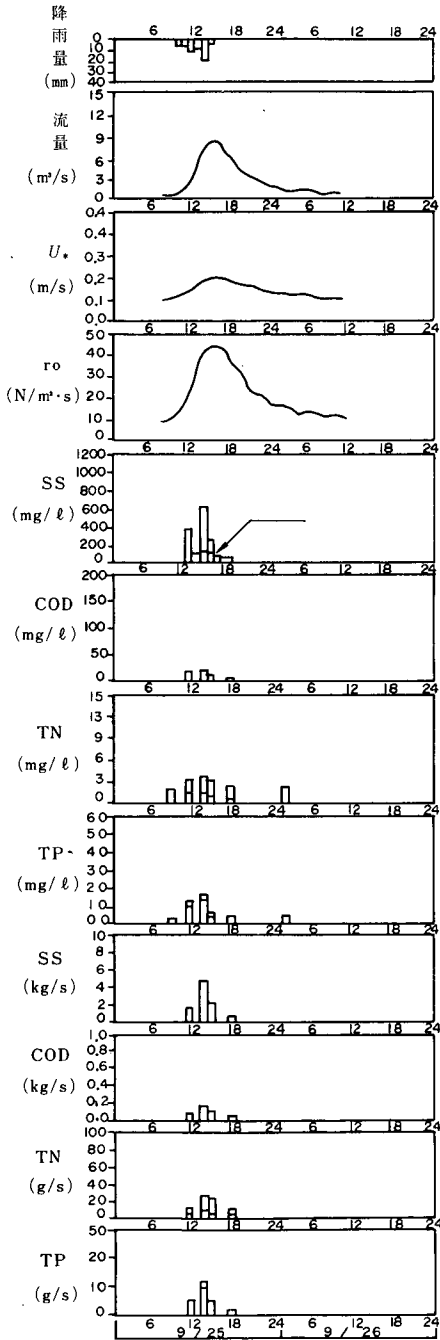


図-2・12 A河川の出水事例 (その1)

〔出水例Ⅲ〕

昭和57年9月25日出水



〔出水例Ⅳ〕

昭和57年9月10日出水

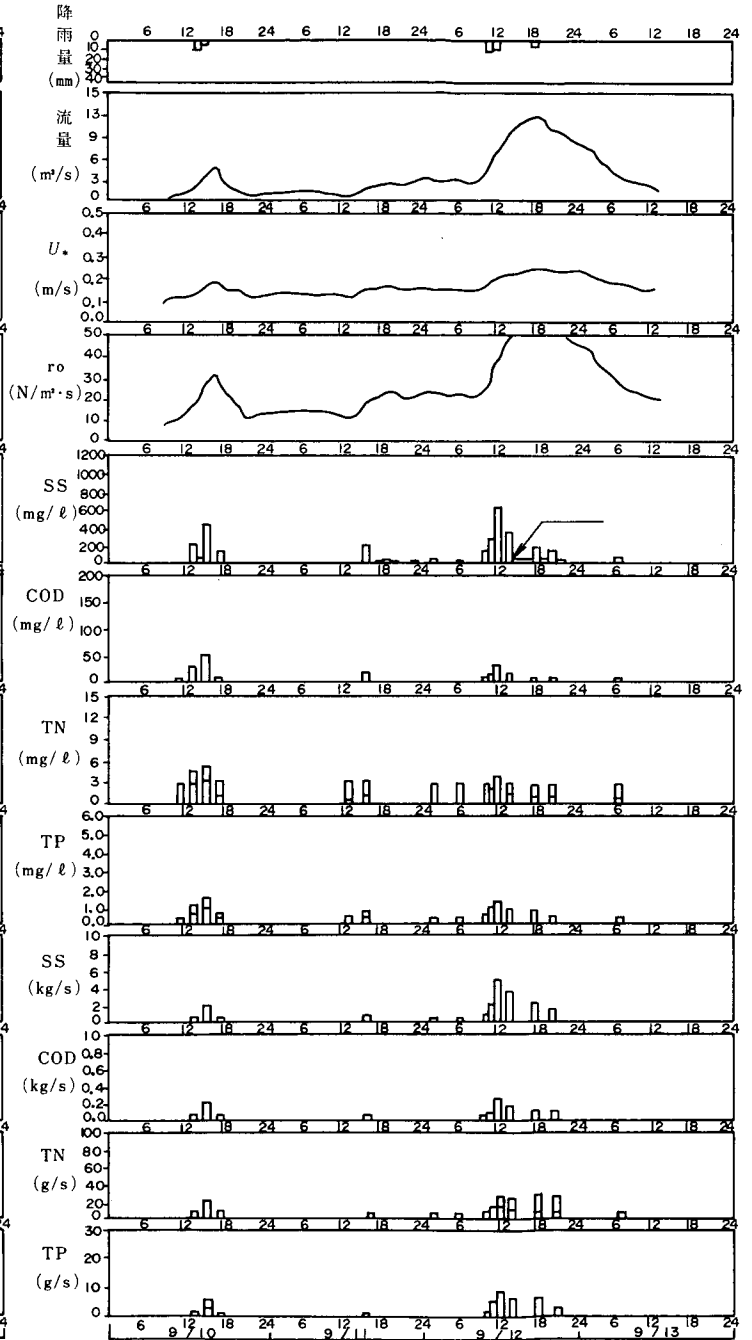


図-2・12 A河川の出水事例 (その2)

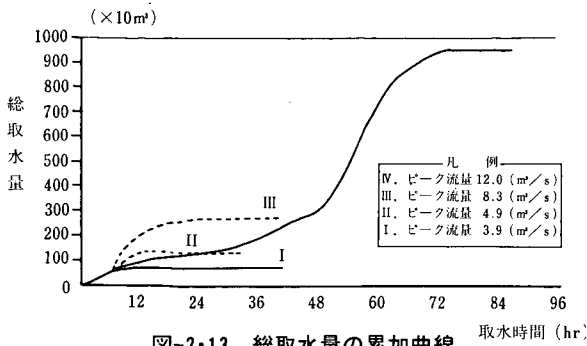


図-2・13 総取水量の累加曲線

表-2・13(a) 負荷除去量と効果 (出水 I)

項目	施設容量	ケース 1 5 万 m ³	ケース 2 10 万 m ³	ケース 3 20 万 m ³
負荷除去量 (ton)	S S	11.88	—	—
	P. COD	0.73	—	—
	P. TN	0.060	—	—
	P. TP	0.031	—	—
除去効果 (%)	S S	82.3	—	—
	COD	64.8	—	—
	TN	21.2	—	—
	TP	71.1	—	—

表-2・13(b) 負荷除去量と効果 (出水 II)

項目	施設容量	ケース 1 5 万 m ³	ケース 2 10 万 m ³	ケース 3 20 万 m ³
負荷除去量 (ton)	S S	11.94	29.08	—
	P. COD	0.89	2.11	—
	P. TN	0.086	0.208	—
	P. TP	0.040	0.097	—
除去効果 (%)	S S	34.9	85.8	—
	COD	29.6	70.1	—
	TN	17.7	42.8	—
	TP	28.2	68.3	—

表-2・13(c) 負荷除去量と効果 (出水 III)

項目	施設容量	ケース 1 5 万 m ³	ケース 2 10 万 m ³	ケース 3 20 万 m ³
負荷除去量 (ton)	S S	18.46	40.71	50.07
	P. COD	0.80	1.65	2.28
	P. TN	0.057	0.109	0.149
	P. TP	0.043	0.086	0.102
除去効果 (%)	S S	31.9	70.4	86.5
	COD	23.8	49.1	67.9
	TN	8.2	15.7	21.4
	TP	25.3	50.6	60.0

表-2・13(d) 負荷除去量と効果 (出水 IV)

項目	施設容量	ケース 1 5 万 m ³	ケース 2 10 万 m ³	ケース 3 20 万 m ³
負荷除去量 (ton)	S S	14.49	19.1	28.7
	P. COD	1.62	1.92	2.77
	P. TN	0.108	0.139	0.199
	P. TP	0.032	0.044	0.067
除去効果 (%)	S S	9.2	12.2	18.3
	COD	14.0	16.6	24.0
	TN	4.4	5.6	8.0
	TP	7.4	10.2	15.5

注) 除去効果は 1 出水総流出負荷量に対する除去率

表-2・14 部分貯留型施設の費用

施 設 規 模		1	2	3	
施設概要	施設容量(万㎡)	5	10	20	
	施設面積(ha)	1.67	3.33	6.67	
	水深(m)	3	3	3	
	発生汚泥量(万㎡/年)	0.87	1.14	1.71	
施設建設費	貯留池建設費	掘削費用	0.13	0.25	0.50
		施設コンクリート費用	2.00	3.89	7.64
	計 (億 円)	2.13	4.14	8.14	
	設備費 (電気等)	—	—	—	
	計	2.13	4.14	8.14	
維持管理費 (汚泥処理費：万円/年)		417.6	547.2	820.8	

注) コンクリート施設の幅; 約30cm

表-2・15 貯留型雨天時汚濁流出抑制施設の工事単価想定値

掘削費用 (注 1); 250 円/m³
 (掘削土深が 3 m 以内の場合)
 鉄筋コンクリート費用 (注 1); 36,500 円/m²
 設備費 (注 2); 貯留池 1 m² 当たり 11,000
 処理施設費 (注 3); 450 円/m³
 (不織布を用いた場合)
 汚泥処理費 (注 4); 480 円/m³

(注 1) 「建設物価」及び「積算資料」をもとに単価を調査

(注 2) 愛知県一宮市の滞水池建設費用より推定した。なお、約 5000 m³ の滞水池について電気関係の設備費は約 5,500 万円である。

(注 3) 不織布の費用は「建物物価」によった。

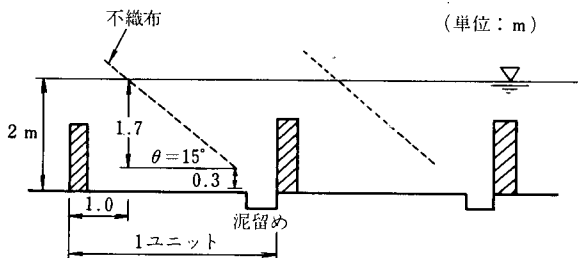
(注 4) 汚泥処理費は下水道統計をもとに全国 21 流域下水道の年間発生汚泥量 (m³/年) 汚泥処理費用 (万円/年) より汚泥 1 m³ 当たりの費用として設定。なお、発生汚泥量は発生沈澱池汚泥と最終沈澱池汚泥の合計とし、その平均含水率は 99~98% である。また、年間汚泥処理費は電力費、人権費、薬品費等を含む年間汚泥処理費の合計とした。

表-2・16 部分貯留型施設の費用

(底面コンクリートなしの場合)

施設規模		1	2	3
施設概要	施設容量(万 m^3)	5	10	20
	施設面積(ha)	1.67	3.33	6.67
	水深(m)	3	3	3
	発生汚濁量(万 m^3 /年)	0.87	1.14	1.71
施設建設費	掘削費用	0.13	0.25	0.50
	施設コンクリート費用	0.17	0.24	0.34
	計(億円)	0.30	0.49	0.84
	設備費(電気等)	—	—	—
	計	0.30	0.49	0.84
維持管理費(汚泥処理費; 万円/年)		417.6	547.2	820.8

注) コンクリート施設の幅: 約30cm

図-2・14 流下型貯留施設の断面図
(不織布による強制沈降を利用した場合)

トで固めることが有利と考えたからである。底面をコンクリート被覆しない場合には、施設の費用は表-2・16のように安価になる。

iii) 流下型貯留施設の検討

流下型貯留施設は施設内で汚濁物質を強制的に沈降させて負荷除去を図るものである。負荷除去方法(強制沈降の方法)は種々考えられるが、ここでは不織布を用いた物理的強制沈降を利用する施設について検討を行う。不織布利用の場合の施設の縦断面図の一例を図-2・14に示す。なお、不織布による強制沈降の詳細は巻末資料に記している。

イ) 施設の容量

流下型施設の規模は、最大取水流量で表される。A河川の場合、取水開始流量 Q_c は $0.83 \text{ m}^3/\text{s}$ である。ここでは最大取水流量 Q_{max} を $2Q_c$ ($1.7 \text{ m}^3/\text{s}$)、 $3Q_c$ ($2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)、 $10Q_c$ ($8.3 \text{ m}^3/\text{s}$) とした3ケースについて検討する。

不織布を用いた物理的強制沈降を有効に行うために

表-2・17 流下型貯留施設の規模

	ケース1	ケース2	ケース3
最大取水流量 (m^3/s)	$2Q_c$ 1.7	$3Q_c$ 2.5	$10Q_c$ 8.3
施設内流速 (m/s)	0.1	0.1	0.1
" 水深 (m/s)	2	2	2
施設幅 (m)	8.5	12.5	41.5
水路長 (m)	40	40	40
施設面積 (m^2)	340	500	1,660

注) 不織布は図-2・19に示すような配置とし、直列に5ユニット設置するものとする。

は、施設内の流速を $10 \sim 20 \text{ cm}/\text{s}$ にする必要がある。施設内の水深を 2 m 、流速を $0.1 \text{ m}/\text{s}$ とした場合の施設規模を表-2・17に示す。最も容量の大きいケース3でも施設面積は $1,660 \text{ m}^2$ で済み、部分貯留型施設よりかなり小さい。

ロ) 負荷除去効果

流下型貯留施設による一出水当りの負荷除去量(ton)と負荷除去効果(%)を表-2・18に示す。最も規模の大きい $10Q_c$ の施設では、出水I、II、IIIについては全量を施設内に取り込み、処理することができる。SSの除去効果が40%となっているのは、不織布を用いた物理的強制沈降の効果が、A河川の現地実験に基づき約40%と見積られているためである。(巻末参考資料参照)その他の汚濁物質についても、粒子性成分のうちの40%が沈降除去されるものと仮定している。

表-2・18より、 $10Q_c$ の流下型貯留施設では、CODで約30%、TNで $10 \sim 20\%$ 、TPで $20 \sim 30\%$ の除去効果があることがわかる。

ハ) 施設の費用

流下型貯留施設の費用を表-2・19に示す。積算に当たっての想定単価等は、部分貯留型施設の場合と同じものをを用いている。流下型貯留施設は施設面積が小さいので、施設建設費が部分貯留型施設に比べかなり安くなっている。

iv) 完全貯留型施設の検討

イ) 施設の設置地点と容量

完全貯留型施設は、他の貯留型施設に比べて大きい施設面積を必要とする。A河川の場合には河口付近の湖沼の一部を利用する方法が適切と考えられる。A河川河口部の水深部分は $1 \sim 2 \text{ m}$ であることから、ここでは完全貯留型施設の水深を 1.5 m に設定する。

完全貯留型施設では雨天時河川水を全量取水し、同時に施設下流から取水量と同量を放流する。流入した

表-2・18(a) 負荷除去量と効果（出水ケースⅠ）

項 目		計 画 流 入 量		
		2Qc(1.7m/s)	3Qc(2.5m/s)	10Qc(8.3m/s)
負荷除去量 (ton)	S S	3.12	4.27	5.71
	P. COD	0.21	0.28	0.36
	P. TN	0.020	0.025	0.032
	P. TP	0.010	0.013	0.015
除去効果 (%)	S S	21.6	29.6	40.0
	COD	18.7	24.9	32.0
	T N	7.1	8.8	11.3
	T P	22.9	29.8	34.4

表-2・18(b) 負荷除去量と効果（出水ケースⅡ）

項 目		計 画 流 入 量		
		2Qc(1.7m/s)	3Qc(2.5m/s)	10Qc(8.3m/s)
負荷除去量 (ton)	S S	6.62	9.37	13.49
	P. COD	0.49	0.69	0.98
	P. TN	0.049	0.069	0.098
	P. TP	0.023	0.032	0.046
除去効果 (%)	S S	19.5	27.6	40.0
	COD	16.3	22.9	32.6
	T N	10.1	14.2	20.2
	T P	16.2	22.5	32.4

表-2・18(c) 負荷除去量と効果（出水ケースⅢ）

項 目		計 画 流 入 量		
		2Qc(1.7m/s)	3Qc(2.5m/s)	10Qc(8.3m/s)
負荷除去量 (ton)	S S	6.95	10.02	23.14
	P. COD	0.37	0.52	1.10
	P. TN	0.025	0.035	0.072
	P. TP	0.015	0.021	0.047
除去効果 (%)	S S	12.0	17.3	40.0
	COD	11.0	15.5	32.7
	T N	3.6	5.0	10.4
	T P	8.8	12.4	27.7

河川水は、粒子性汚濁物質を沈降に要する時間（以下、これを沈降時間という）以上施設内に滞留する必要がある。したがって対象とする出水規模を設定して、はじめて施設容量が決定される。ここでは出水Ⅰ～Ⅳを対象とする。一方粒子性汚濁物質（粒径10 μ ）の沈降速度は、ストークスの式により、5.3 m/日と求められている。沈降時間はこれを基準にすると7時間となる。

それぞれの出水について、沈降時間7時間を確保す

表-2・18(d) 負荷除去量と効果（出水ケースⅣ）

項 目		計 画 流 入 量		
		2Qc(1.7m/s)	3Qc(2.5m/s)	10Qc(8.3m/s)
負荷除去量 (ton)	S S	18.9	26.3	56.7
	P. COD	1.3	1.8	3.36
	P. TN	0.101	0.137	0.257
	P. TP	0.035	0.048	0.095
除去効果 (%)	S S	12.0	16.8	36.1
	COD	11.3	15.6	29.1
	T N	4.1	5.5	10.4
	T P	8.1	11.1	22.0

注）除去効果は1出水総負荷量に対する除去率

表-2・19 流下型貯留施設の費用（5ユニット）

施 設 規 模		2 Qc取水	3 Qc取水	10 Qc取水
施設概要	水路流速(m/s)	0.1	0.1	0.1
	水深 (m)	2	2	2
	施設幅 (m)	8.3	12.5	41.5
	水路長 (m)	40	40	40
	発生汚泥量(万 m^3 /年)	1.04	1.56	3.36
施設建設費	掘削費用	16.4	25.0	83.0
	施設コンクリート費用	575.1	777.5	2175.0
	計	591.5	802.5	2258.0
	設備費（電気等）	—	—	—
	処理施設費（不織布）	12.3	18.6	61.5
(万円) 計		603.8	821.1	2319.5
維持管理費 (汚泥処理費：万円/年)		499.2	748.8	1612.8

るのに必要な容量Vは、次の式で与えられる。

$$V = \max_t \left\{ \int_{t-7}^t Q(t) dt \right\} \dots\dots\dots (2.2)$$

実際には流量Q(t)は30分～1時間間隔で測定されているので、容量Vは(2.2)式を差分化して求めることになる。各出水について(2.2)式により必要貯留量を検討した結果を図-2・15に示す。またこれに基づいて施設面積を求めたものが表-2・20である。4出水の中で最も大きい出水Ⅳを対象としても必要な施設はおよそ400 m四方であり、湖沼利用を考えれば十分確保し得る面積である。

なお完全貯留型施設の計画で設定したものよりも大規模な出水の場合には、次の2通りの対応が考えられ

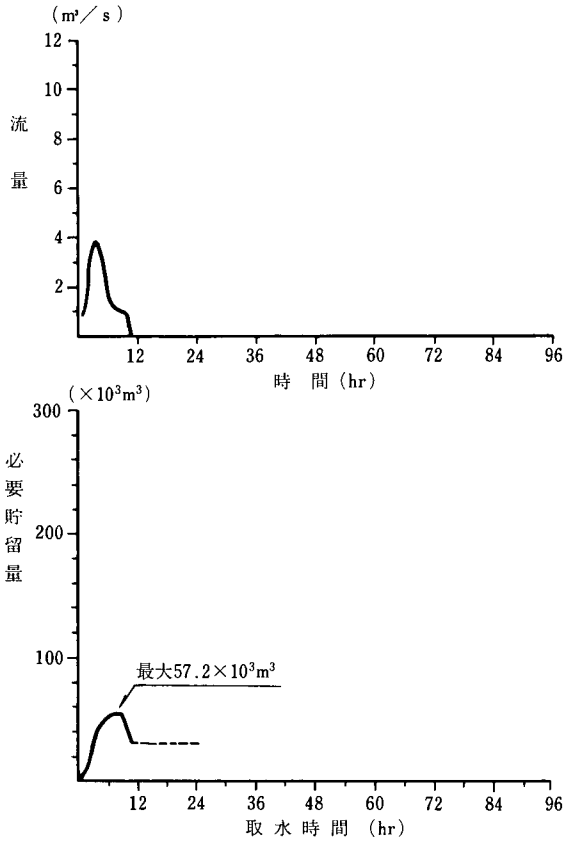


図-2・15 (a) 出水のハイドログラフに対する必要貯留量の時間変化 (出水 I)

表-2・20 完全貯留型施設の概要

ケース 項目		出水Ⅰ	出水Ⅱ	出水Ⅲ	出水Ⅳ
ピーク流量 (m³ / s)		3.90	4.90	8.30	11.91
施設の容量 (×10³ m³)		57.2	95.0	167.1	269.3
施設の概要	水深 (m)	1.5	1.5	1.5	1.5
	施設面積 (ha)	3.81	6.33	11.14	18.0
	(備考)	195m 四	252m 四	334m 四	424m 四
	施設の概略的広さ	方の広さ	方の広さ	方の広さ	方の広さ

表-2・21 負荷除去量と効果

項 目		出水Ⅰ	出水Ⅱ	出水Ⅲ	出水Ⅳ
施設容量		5.7万㎡	9.5万㎡	16.7万㎡	26.9万㎡
負荷除去量 (ton)	S S	12.99	30.51	52.07	140.9
	P. COD	0.84	2.24	2.48	8.14
	P. TN	0.075	0.223	0.163	0.629
	P. TP	0.036	0.104	0.107	0.236
除去効果 %	COD	74.3	74.4	73.8	71.0
	T N	26.5	45.9	23.5	25.7
	T P	82.6	90.0	62.9	55.3

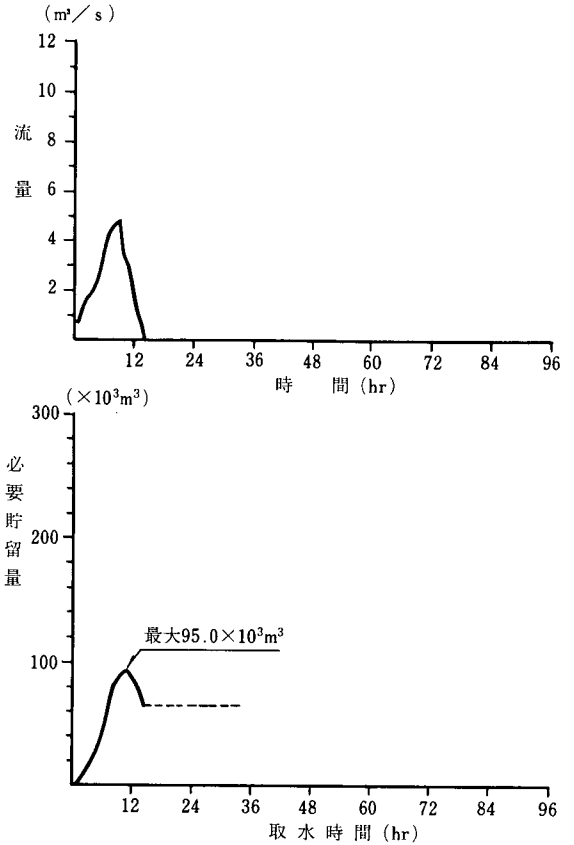


図-2・15 (b) 出水のハイドログラフに対する必要貯留量の時間変化 (出水 II)

表-2・22 完全貯留型の費用

施設規模(ケース)		1	2	3	4
施設概要	施設容量(万 m^3)	5.7	9.5	16.7	26.9
	施設面積(ha)	3.8	6.3	11.1	18.0
	水深(m)	1.5	1.5	1.5	1.5
	発生汚泥量(万 m^3 /年)	(0.37)	(0.86)	(1.47)	(3.97)
施設建設費	掘削費用	0	0	0	0
	施設コンクリート費用	1710	2210	2930	3720
	計 (万円)	1710	2210	2930	3720
	設備費 (電気等)	—	—	—	—
計		1710	2210	2930	2720
維持管理費 (汚泥処理費; 万円/年)		178	413	706	1906

注) () ; 各施設規模の発生汚泥量は、各規模の計算条件である出水規模が1回/月発生したものと算定

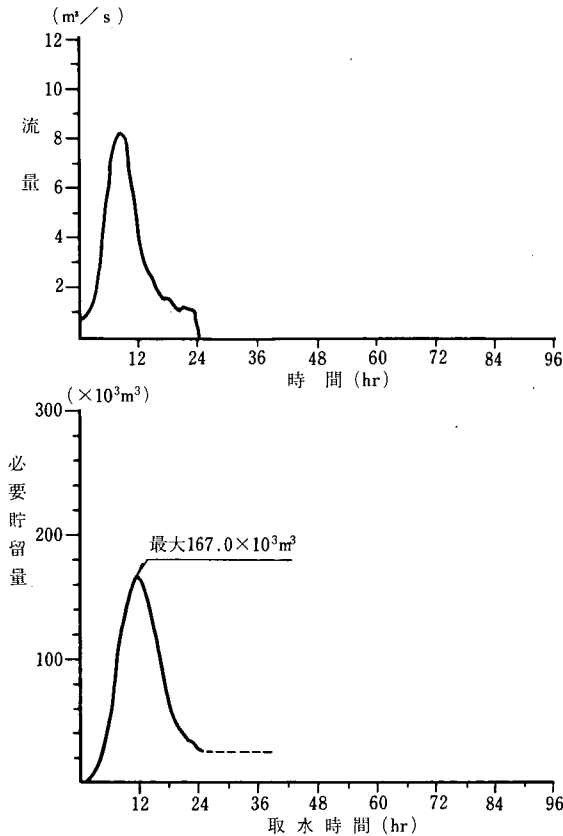


図-2・15(c) 出水のハイドログラフに対する
必要貯留量の時間変化 (出水Ⅲ)

る。

- ① 全量を取水する。この場合、一時的に沈降時間が確保できなくなり、滞留時間に応じて粒子性汚濁物質の一部が沈澱除去され、残りは放流することになる。
- ② 取水量を一時的に制限し、常に沈降時間を確保する。この場合には一部の雨天時河川水は施設を経由せず、直接下流水域に放流されることになる。

ロ) 負荷除去効果

完全貯留型施設による負荷除去量 (ton) と除去効果 (%) を表-2・21 に示す。効果の算定に当たっては、これまでの考察結果に基づき、粒子性汚濁物質のうち 90 % が粒径 10μ 以上であり、これがすべて自然沈降により除去できるものとしている。

CODの負荷除去効果は常に 70 % を越えており、安定的に高い除去率をもっている。しかし溶存態成分の比率の高い TN は、出水Ⅱの 46 % を除き、20 % 台の低い除去率にとどまっている。また TP は、規模の小さい出水Ⅰ、Ⅱでは 83~90 % の除去率を示しているが、規模の大きい出水Ⅲ、Ⅳでは除去率は低下し 55~63 % とな

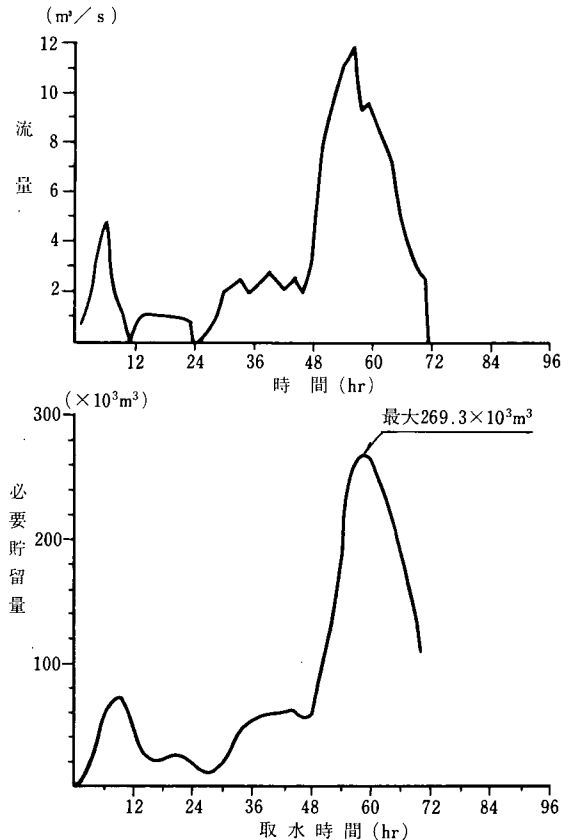


図-2・15(d) 出水のハイドログラフに対する
必要貯留量の時間変化 (出水Ⅳ)

っている。

ハ) 施設の費用

完全貯留型施設についても、他の施設と同じく表-2・15 (前出) の想定単価を用いて、施設の費用を推算した。その結果が表-2・22 である。表-2・22 で、例えば出水Ⅰを対象として施設規模を設定したケースⅠでは、出水Ⅱ、Ⅲ、Ⅳに対しては完全貯留が行えない。この場合の対応は先に述べたように二通り考えられる。しかしここでは、それぞれの施設が対象としている出水が年 12 回発生するという仮定のもとで費用を検討している。このため表-2・22 の維持管理費 (汚泥処理費) の積算の対象となる出水は、各ケースごとに異なっている。

表-2・22 の中ではケース 4 が出水Ⅳを対象としたものであり、出水Ⅳを対象として施設規模を設定している他の貯留型施設との比較対象になる。なお完全貯留型施設は河口付近の湖沼を利用して設置することを考えているので、施設建設費の積算に当たっては底面のコンクリート打設費用を考慮していない。

ヴ) 各貯留型施設の総合評価

ii)～iv)の検討結果に基づき、3種類の貯留型施設の年間費用をまとめたのが表-2・23である。これまでの検討では、施設建設費は総額(単位:円)、維持管理費を年間費用(単位:円/年)で表示していた。しかしここでは両者の単位を年間費用(円/年)で統一している。そのために施設建設費については、下水道事

業計画に用いられる半年賦元利均等償還の算定方法に準じ、次の式で計算した。

$$\text{毎期償還付金} = \text{元金} \times \frac{r/2 \times (1+r/2)^n}{(1+r/2)^n - 1} \quad \cdots (2.3)$$

r : 年利率, n = 償還期数

表-2・23 各貯留施設の建設費

(単位:万円)

施設 内容	部分貯留型施設			流下型貯留施設			完全貯留型施設			
	5万m ³	10万m ³	20万m ³	2Q _c 取水	3Q _c 取水	10Q _c 取水	5.7万m ³	9.5万m ³	16.7万m ³	26.9万m ³
施設規模										
貯留池建設費	* 3,000 ** 21,300	* 4,900 ** 41,400	* 8,400 ** 81,400	592	803	2258	1,710	2,210	2,930	3,706
償還期間	* 10年 ** 30年	* 10年 ** 30年	* 10年 * 30年	10年	10年	10年	10年	10年	10年	10年
毎期償還賦金	* 214 (20期) ** 933 (50期)	* 349 (20期) * 1813 (50期)	* 598 (20期) * 3565 (50期)	42 (20期)	57 (20期)	160 (20期)	122 (20期)	158 (20期)	209 (20期)	264 (20期)
据置期間の年間利子 (5年)	* — ** 1,555	* — ** 3,022	* — ** 5,942	—	—	—	—	—	—	—
償還金総額	* 4,280 ** 54,425	* 6,980 ** 105,760	* 11,960 ** 207,960	840	1,140	3,200	2,440	3,160	4,180	5,280
年間償還金 注)	* 428 ** 1,866	* 698 ** 3,626	* 1,196 ** 4,756	84	114	320	244	316	418	528

注) 年2回の償還金の合計

* : 施設の外壁はコンクリート製とするが、下部はコンクリートは数かない。

** : 施設の外壁はコンクリート製とし、下部もコンクリート製とする。

なお部分貯留型施設は下流部の約200m四方の堤内地に、完全貯留型施設は河口部への設置を前提としている。その理由は本文に示してある。

表-2・24 各貯留型施設の規模と費用

施設 内容		部分貯留型施設			流下型貯留施設			完全貯留型施設
施設 規模	水深（m）	3	3	3	2	2	2	1.5
	施設幅（m）	約130m 四 方	約182m 四 方	約258m 四 方	8.3	12.5	41.5	約424m 四 方
	施設長さ（m）				40	40	40	
	面積（ha）	1.67	3.33	6.67	0.03	0.05	0.17	18.0
	容量（万㎡）	5	10	20	2Q _c (1.66㎡/s)	3Q _c (2.49㎡/s)	(8.3㎡/s)	26.9
発生汚泥量(万㎡／年)注)		0.87	1.14	1.71	1.04	1.56	3.36	8.39
費 用	貯留池建設費	* 428 ** 1866	* 698 ** 3626	* 1196 ** 4756	84	114	320	528
	維持費用 注)	418	547	821	499	749	1613	4027
	(万円／年) 計	* 864 ** 2284	* 1245 ** 4173	* 2017 ** 5577	583	863	1933	4555
負 荷 除 去 量	COD	1.62 (14)	1.92 (17)	2.77 (24)	1.3 (11)	1.8 (16)	3.36 (29)	8.14 (71)
	T－N	0.108 (4)	0.139 (6)	0.199 (8)	0.101 (4)	0.137 (6)	0.257(10)	0.629(26)
	T－P	0.032 (7)	0.044(10)	0.067(16)	0.035 (8)	0.048(11)	0.095(22)	0.236(55)

注) 発生汚泥量及び維持費用(汚泥処理)は出水ケースIVが1回/月発生するものとして算定。なお、()は出水ケースの総負荷にたいする除去負荷量の比率(%)。

* : 施設の外形はコンクリート製とするが、下部はコンクリートは数かない。

** : 施設の外形はコンクリート製とし、下部もコンクリート製とする。

年利率は7.3%， n は10期（5年）としている。ただし底面コンクリート打設の部分貯留型施設については，建設費が高いため50期（30年，うち5年据置期間）として求めた。

維持管理費の算定ではこれまでと同様，出水IVが年12回発生するという前提に立っている。このため完全貯留型施設は，出水IVを対象として設計したケースの

みを示している。

各貯留型施設の費用・効果を総括したものが表-2・24，図-2・16である。

A河川流域の場合COD, TN, TPのどれをみても，部分貯留型施設より流下型貯留施設の方が費用，効果の面ですぐれているといえる。完全貯留型施設は効果が大きいが費用も高くなっている。費用効果関係でみると完全貯留型施設は，流下型貯留施設の延長線上に位置するようである。汚濁負荷1kg当りの除去費用を完全貯留型施設でみると，CODで5,600円，TNで72,000円，TPで193,000円である。

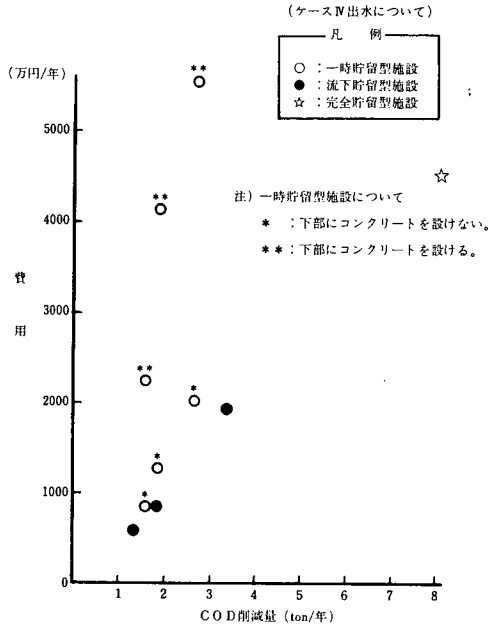


図-2・16 (1) 負荷除去量と費用 (COD)

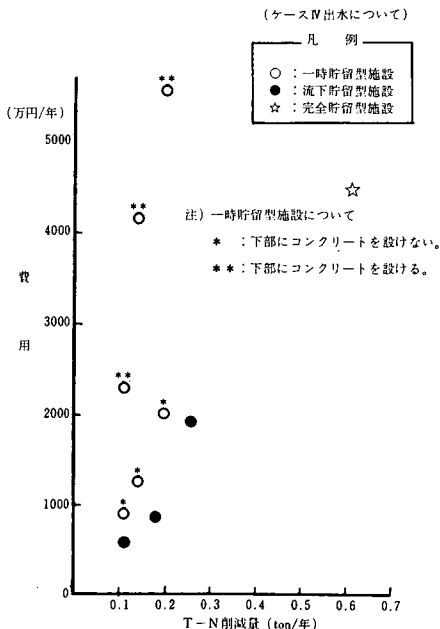


図-2・16 (2) 負荷除去量と費用 (TN)

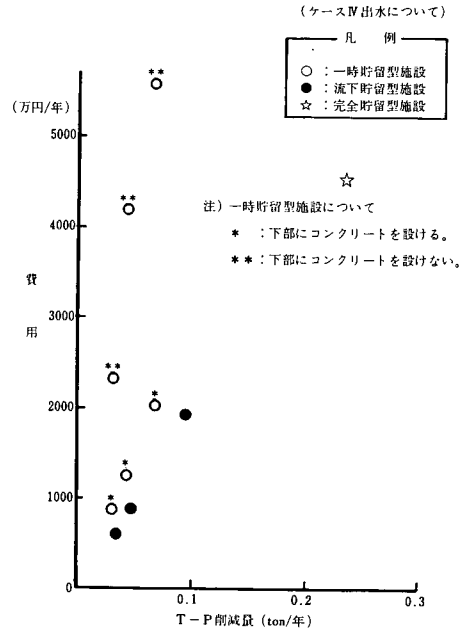


図-2・16 (3) 負荷除去量と費用 (TP)

3. 今後の課題

本論文は，河川における雨天時汚濁流出機構を検討し，そこから得られた知見を参考に，雨天時汚濁流出抑制対策の計画について考察し，具体的な河川を対象としたケース・スタディを通じてその効果，費用を評価したものである。

雨天時汚濁流出機構の研究は，下水道幹線や都市域の汚濁小河川を対象にこれまで研究が行われている。本研究では，宅地，田畑，山地流域の河川において雨天時同時観測という新しい手法を用いている。これにより流域の土地利用と雨天時汚濁流出機構との関係について，いくつかの新しい知見を得ることができた。また従来から定性的に指摘されていた事項についても，

実測データに基づいて裏付けることができたと評価している。

雨天時汚濁流出抑制対策については、これまで河川での事例がほとんどない。しかし下流の閉鎖性水域の水質保全の観点からは、どうしても取組まねばならない課題と考えている。本研究では汚濁抑制対策の現状の分析から始め、貯留型施設による汚濁抑制対策の基本的考え方を示した。さらに実河川を対象としたケース・スタディにより、その効果、費用の評価も行った。雨天時汚濁流出抑制対策の道具立てはほぼでき上がったと考えている。

汚濁の進行した河川および閉鎖性水域の水環境改善にとって、本研究がその一助となることを期待している。

最後に今後の課題について整理する。

3.1 雨天時汚濁流出について

1章では多摩川上流域での雨天時水質観測に基づき、雨天時河川汚濁流出機構を主として流域の土地利用との関連において詳細に検討した。そして最終的には土地利用別の雨天時汚濁流出原単位の試算を行った。しかしこれは限られたデータに基づくものであり、原単位の数値については今後さらに詰める必要がある。

雨天時汚濁流出抑制対策の計画のためには、データに基づいた基礎的知見の充実がきわめて重要である。今後、データの集積も含め、この分野の研究が一層進展することが期待される。

3.2 汚濁流出抑制対策について

貯留型施設の実際の建設にあたっては、洪水調整池との併用が考えられる。アメリカのシカゴでは、洪水氾濫とミシガン湖の水質汚染防止のために、全体延長131.1マイル、全体貯留量約1億64万 m^3 にも及ぶトンネル貯水池の建設が進められている。また同様にアメリカでは、洪水制御のための調整池に施設の若干の追加と操作運用を変えることによる二目的洪水調節池が検討されている。我が国でも近年都市地域で多くの調整池の建設が進められているが、洪水調節池の利用は、今後水質汚濁防止対策としても検討の価値があると考えている。

本報告で検討した雨天時汚濁流出抑制計画には、まだまだ課題は多い。特に汚泥の処理を含めた周辺環境との調和が重要な課題である。また施設設計をする際の重要なファクターである完全貯留型施設における汚濁物質の沈降時間と、流下貯留型施設における不織布

による降去率については観測・実験データ数が少ない。このためその最終的な評価には、さらにデータを積み重ねる必要がある。

この他の今後の課題としては、環境保全の問題に検討の余地が残っている。環境保全の課題には、臭気、腐食、騒音、汚泥の処理等施設で生じる副次的影響に関するものと、周辺環境との調和による環境の改善を図るものがある。今後十分検討する必要がある¹⁴⁾。

おわりに

多摩川での雨天時汚濁流出の観測は、1979年から1983年にかけて行なわれたものであり、馬場洋二前室長、浅野富夫氏、綿貫克彦氏をはじめとする多数の先輩方の尽力によって観測されてきたものである。これらの先輩方に感謝致します。

雨天時汚濁流出抑制対策は、昭和57年度より始まった総合技術開発プロジェクト「湖沼の総合的水管理技術の開発に関する研究」の中で、雨天時汚濁抑制分科会を組織して進めていったものである。分科会の中で東京大学市川新助教授、九州大学楠田哲也助教授をはじめ、委員各位の助言があったことを付記するとともに謝意を表します。また資料の提供を受けた建設省霞ヶ浦工事事務所に感謝致します。

なお本報の最終的な整理にあたって都市河川研究室の鈴木研司氏、神庭治司氏、国府田理恵子氏の協力があったことを銘記するとともに、深く感謝致します。

参考文献

- 1) 建設省霞ヶ浦工事事務所，霞ヶ浦負荷量解析，昭和52年
- 2) 海老瀬 潜一，小河川の降雨時流出負荷量の算定と評価，環境技術Vol. 9, No. 4 (1980)
- 3) 松浦茂樹，谷本光司，土地利用と雨天時汚濁流出に関する一考察，第22回衛生工学研究討論会，1986
- 4) 例えば日本下水道協会，雨天時における合流式および分流式下水道の改善に関する調査報告書，昭和54年3月
- 5) 松浦茂樹，谷本光司，多摩川上流域における雨天時汚濁流出，土木技術資料Vol. 28-6
- 6) 松浦茂樹，谷本光司，土地利用別雨天時汚濁流出原単位——多摩川上流域を対象として，土木技術資料Vol. 28-7
- 7) 谷本光司，多摩川上流域における雨天時河川水質，HEDORONo.32，1985

- 8) 例えば日本下水道協会，合流式下水道雨天時越流負荷量予測に関する調査報告書，1984，3
- 9) 土木学会，水理公式集，昭和60年
- 10) 松浦茂樹，谷本光司；雨天時汚濁流出抑制対策の現状と問題点 第13回環境問題シンポジウム講演論文集（1980）
- 11) 海老瀬潜一他；降雨流出過程における流出物質の挙動 第7回環境問題シンポジウム講演論文集（1979）
- 12) 宗宮功；都市下水処理とバイオテクノロジー，月刊下水道Vol. 8，No. 8（1980）
- 13) 愛知県名古屋市；若宮大通調節池設計検討（昭和59年）
- 14) 都市河川研究室；貯留型施設による雨天時汚濁流出抑制計画とその評価——霞ヶ浦流域A河川を具体的モデルとして——：土木研究所資料第2347号，昭和61年3月

参考資料

不織布利用による粒子性汚濁物質の強制沈降について

1. 本工法の原理

不織布利用による粒子性汚濁物質の強制沈降とは，図-1に示すように，不織布によるろ過，不織布に沿う下降流による濃縮沈降，および上昇流による清浄化の

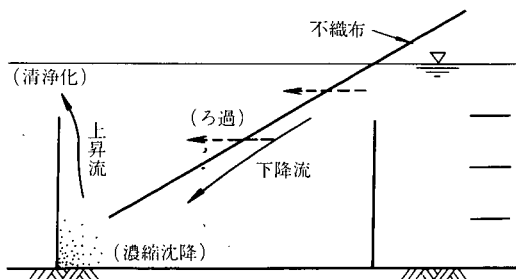


図-1 不織布利用型の河川水直接浄化（概念図）

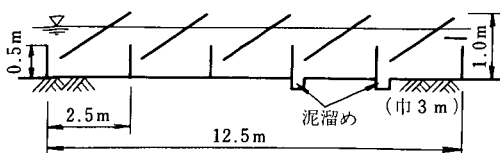


図-2 河川水直接浄化装置

作用により河川水中の粒子性汚濁物質を除去しようとするものである。

2. 本工法の除去効果

建設省土木研究所では，霞ヶ浦流入河川の一つである山王川において本装置を用いた実験を行った。ここではこの実験結果に基づき，本工法による除去効果を検討する。

1) 山王川の汚濁状況

山王川は流域に石岡市を含み，霞ヶ浦流入河川の中では，流域が都市化し汚濁の進行した河川といえる。晴天時の山王川の流量は $0.38 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。水質でみると，SSで $11.6 \sim 22.2 \text{ mg}/\ell$ ，TNで $4.3 \sim 13.0 \text{ mg}/\ell$ ，TPで $0.3 \sim 0.46 \text{ mg}/\ell$ 程度である。また年間の霞ヶ浦への流入負荷を晴天時と雨天時の比較でみると，COD，TN，TPともほぼ1：1となっている。

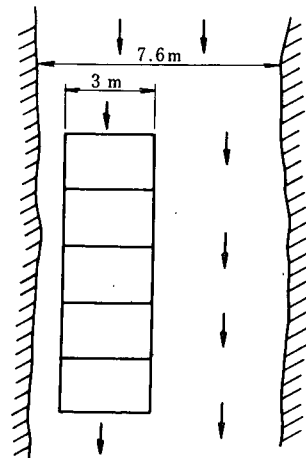
2) 実験方法

実験は，59年3月3日～19日に，山王川下流部において行った。実験装置および設置状況の概要を図-2に示す。なお実験場所付近の流速は， $10 \sim 15 \text{ cm}/\text{s}$ 程度である。

実験期間中に，図-3に示す位置で6回の採水，水質分析を行った他，調査終了時に装置内に堆積した汚泥の写真撮影を行った。また堆積物の一部は実験室に持ち帰り，粒度試験および恒温室内での再浮上実験も行った。

3) 実験結果

6回の水質分析結果より求めた，装置の水質浄化効果を表-1に示す。表より装置全体での除去効果としては，SSで $11.6 \sim 22.2 \text{ mg}/\ell$ の流入濃度に対して



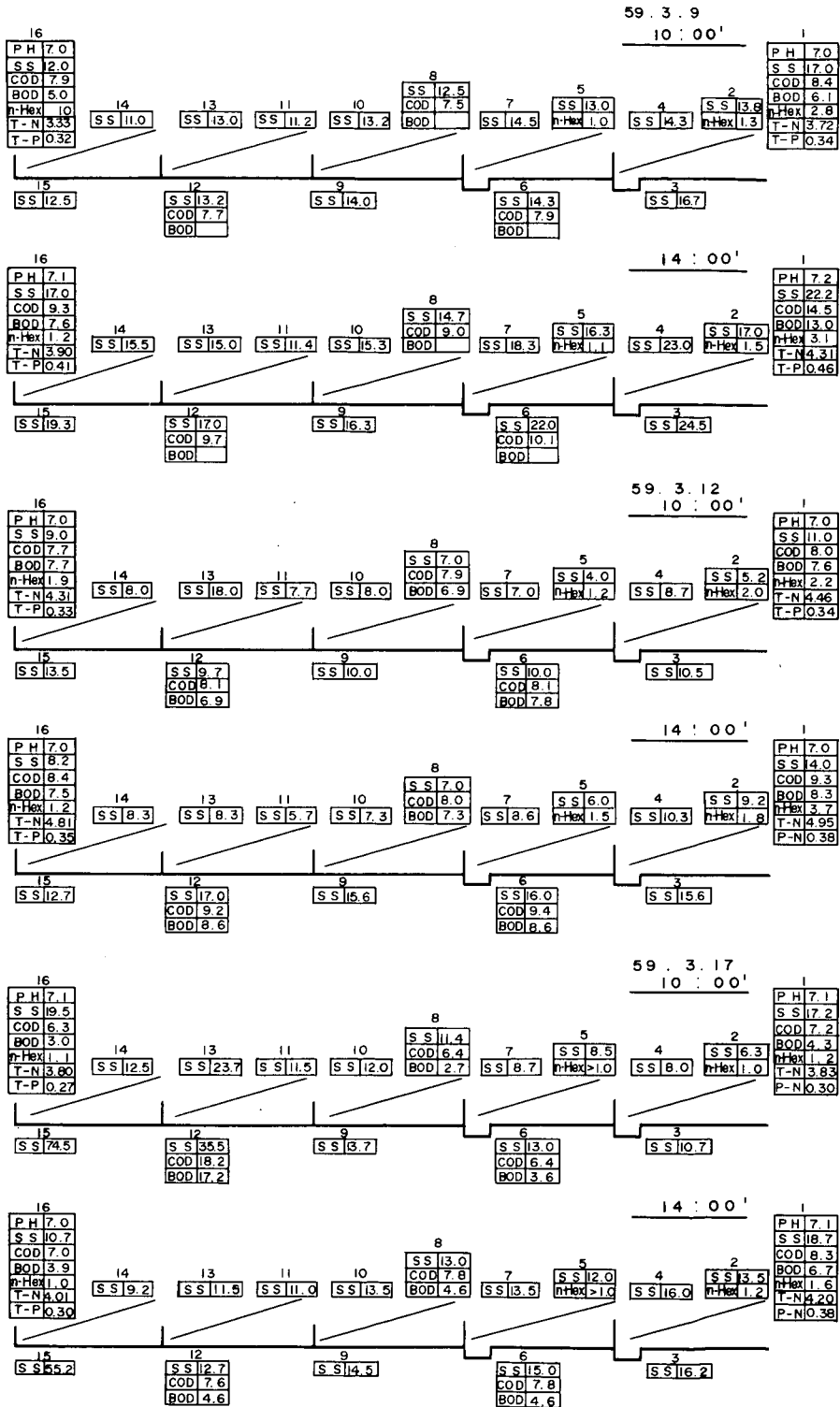


図-3 採水地点とその水質

表-1 汚濁除去効果

汚濁物質	流入濃度 (mg/ℓ)	除去率 装置全体	1ユニット 当り
SS	11.6~22.2	40(%)	10(%)
TN	3.8~5.0	5	1
TP	0.3~0.46	11	2
油分	1.2~2.8	47	15

表-2 58年度の実験における除去効果

汚濁物質	除去効果	
	装置全体	1ユニット当り
SS	40(%)	10(%)
BOD	19	4
TN	5	1
TP	11	2
油分	47	12

40%，TNで3.7~5.0 mg/ℓに対して5%，TPで0.3~0.46 mg/ℓに対して11%の除去対果があることがわかる。本工法は、沈降の促進という物理的作用を原理としているので、溶解成分の多いTNの除去効果は低い。油分は、親油性の不織布に吸着することにより除去される。この実験での流入濃度は1.2~2.8 mg/ℓと低かったが、除去率は47%と高い値が得られた。

装置は5ユニットで構成されている。各ユニットでの除去効果を、SSについて検討したのが図-4である。図より、どのユニットでもSSの除去率は約10%であることがわかる。したがって、SSは装置1ユニットを通過するごとに等比級数的に減少するといえる。その時の流入濃度は、8~22 mg/ℓの範囲に分布している。他の汚濁物質についても、同様の考えに基づき、1ユニット当りの除去率を求めた結果を表-2に示している。

装置内でのSSの平均的な濃度変化を示したのが、図-5である。SSは、下降流により1.15倍に濃縮され、このうち8割が流水とともに上昇して装置外に出ていき、2割が装置底部に残る。

装置内のSS濃度の縦断的变化をみたのが図-6である。流入濃度が17~19 mg/ℓと高い場合には、5つのユニットが有効に機能し、一様に濃度が低下する。しかし流入濃度が低い場合には、濃度低下は最初の2ユニット程度で終了し、装置後半部では濃度変化が見られない。本装置が適用できる最低限の濃度は、図-6からみる限り、8 mg/ℓ程度である。この最低濃度は、流下する粒子性物質の粒度分布によって変化すると考えられる。今回の実験で装置内に捕捉された汚濁物質の粒度試験を行ったところ、平均粒径は、最上流のユニッ

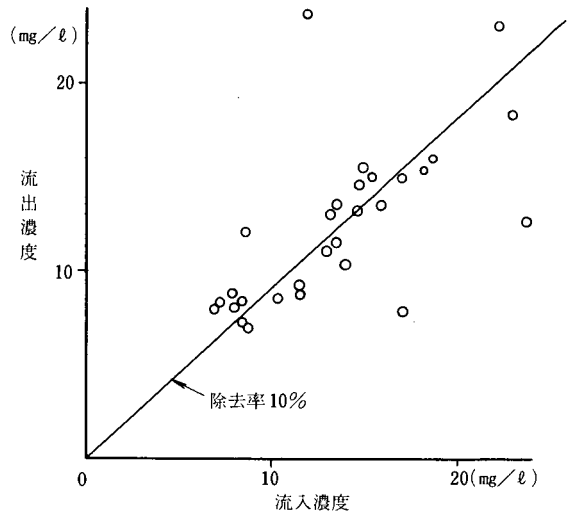


図-4 各ユニットにおける流入・流出濃度 (SS)

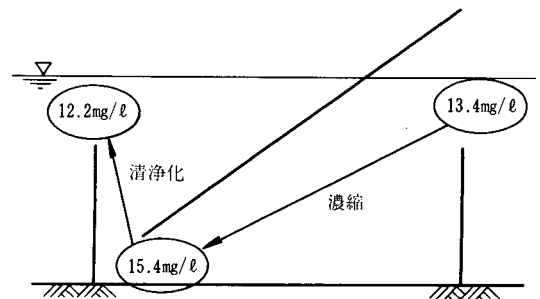


図-5 装置内でのSS濃度の変化

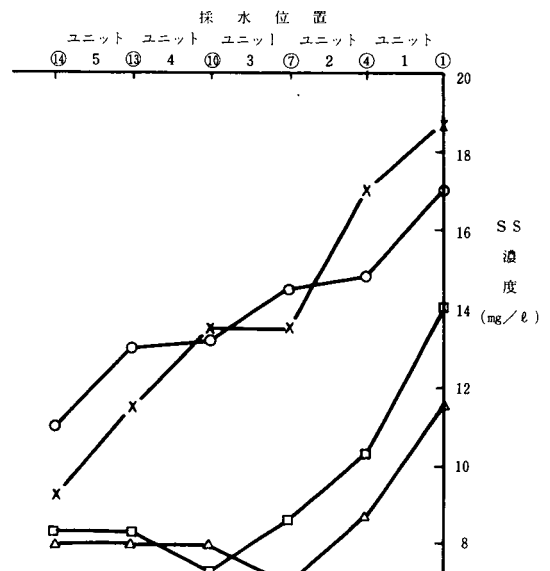


図-6 装置におけるSS濃度の変化

トで 16μ 、4 番目のユニットで 10μ であった。

4) 除去効果のまとめ

現在試験の結果に基づき本工法の浄化効果と適用範囲をとりまとめると以下のようなものである。試験水路でのデータをもあわせて、さらに内容をつめる予定である。

① 除去効果

装置 1 ユニット当りの除去率を SS についてみると、流速が $10\sim 20\text{ cm/s}$ の場合 10 % 程度である。なお東京都内の石神井川で行われた同種の実験では、流速が $30\sim 50\text{ cm/s}$ の範囲で 7 % 程度の除去率があった。

装置を縦断的に直列に配置すると、除去効果が等比級数的に発揮される。流速が $10\sim 20\text{ cm/s}$ の場合、装置 5 ユニットで 40 % の除去率が期待できる。

その他の汚濁物質については、その粒子性成分を対象として SS と同様の効果が期待される。

② 工法の適用範囲

除去の対象となる粒子性物質の粒径は概ね 10μ 程度以上で、これより小さい粒子性物質の沈降は期待できない。

雨天時汚濁流出とその抑制対策に関する研究

土木研究所報告
第174号 1987年3月

松浦茂樹
谷本光司

要 旨：

湖沼等の閉鎖性水域の水質悪化には雨天時に河川を通じて流入する汚濁負荷の寄与が大きいため、その水質改善には雨天時の河川からの汚濁流出抑制が重要な課題である。このため筆者らは多摩川上流部の5小流域での観測データより、土地利用ごとの雨天時汚濁流出の特性を検討した。宅地流域ではファースト・フラッシュ現象がみられることが多く、汚濁流出が雨水流出より先に終了する。田園流域ではファースト・フラッシュは生じないが、汚濁流出は雨水流出より先に終了する。山地流域ではファースト・フラッシュは観測されず、流量に応じて汚濁負荷流出は継続する等の特性を明らかにした。さらに土地利用ごとの、汚濁流出原単位を試算した。

このような調査結果を基に、これまでに実施あるいは提案されている汚濁流出抑制対策を検討し、貯留型施設が都市小河川の雨天時汚濁抑制対策として最も適用性が高いものと判断した。そして貯留型施設を計画する際の考え方、およびその設計手法を示した。さらにケース・スタディとして霞ヶ浦流域のA河川においてその効果と費用を評価した。

キーワード：雨天時汚濁流出，汚濁流出抑制対策，湖沼水質，貯留型施設

**Study on the Pollutant Runoff in Rainy Period
and the Technical to Prevent it.**

**Report of PWRI
Vol. 174 Mar. 1987**

**by Dr. Shigeki Matsuura
Koji Tanimoto**

Synopsis :

It is said that the lake water quality changes for the worse depend greatly on the pollutant inflow through the river in rainy period. For purification of lake water it is important problem to prevent the pollutant runoff in rivers. However the pollutant runoff mechanism is not clear now, because of difficulty of the observation and complexity of it.

This paper summarizes in the first chapter the study on the pollutant runoff mechanism based on the data of discharge and water quality observed at five small basins of the upper TAMA river in rainy periods.

In the second chapter we investigate the technical skill to prevent the pollutant runoff which has been executed or studied untill now. And bearing the consideration in last chapter in mind, we propose some technical skill which seems to be most applicable for the small urban river. Then we evaluate the effect and cost at A river in Kasumigaura lake basin for a case study.

**Key Words : Pollutant Runoff in Rainy Periods, Technical skill to prevent the
Pollutant Runoff, Lake Water Quality**

土木研究所報告第174号

昭和62年3月30日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 廣 栄 社
〒101 東京都千代田区内神田1丁目3番5号
電話 03 (295) 3545

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 174 Mar. 1987

CONTENTS

Study on the Pollutant Runoff in Rainy Periods and the Technical Skill to Prevent it.	Dr. Shigeki Matsuura Koji Tanimoto
---	---------------------------------------
