

## はじめに

(財)河川環境管理財団に河川環境総合研究所を開設して5年が経ちました。発足時における東京の研究第一部、第二部及び大阪の研究第三部（大阪研究所）に加え、平成6年6月、札幌に研究第四部を設け、各地域のニーズに対応し得る体制を整備してまいりました。

研究所で取り組んでいる調査研究の主なテーマは下記のとおりです。

- 1) 河川環境管理基本計画のうち、水環境管理計画の策定
- 2) 河川水の水質浄化に関する研究

このテーマについては、学識経験者から成る「河川水浄化検討委員会（委員長：中西 弘・大阪工業大学教授）」の助言・指導を受けつつ調査研究を進めています。

- 3) 多自然型河川工法について、洪水に対する安全性等に関する河川工学上の評価を行う調査研究（主として水理模型実験）
- 4) 河川施設の管理に関する調査研究（堤防の除草方法と雑草の侵入、昆虫の生息環境への影響等の調査及び河川管理施設の点検方法に関する研究）
- 5) 河川水面利用に関する調査研究
- 6) 地域との連携・協調に関する調査研究

本報告は、このような調査研究の成果を広く関係の方々にご活用いただくため発行しており、今年で第3号となります。掲載論文数が第1号の12編から徐々に増えてきており、喜ばしく思っております。これもひとえに建設省をはじめ関係各位のご指導、ご支援の賜物であり、ここに厚くお礼申し上げます次第です。

また、本報告は、現場での活用を念頭に置いて編集しているつもりです。いささかなりとも現場第一線における河川環境への取り組みに資することができれば幸いです。

先の国会において河川法改正法案が成立し、河川管理の目的として、従来の治水、利水に加え、“河川環境の整備と保全”が位置付けられることとなり、河川に対する国民の要請はますます多様化、高度化しています。こうした社会の要請に的確に応えていくためには、その基礎となる知見や技術を充実させていかなければなりません。当財団としても、このような視点に立ち、研究顧問として、吉川、芦田、佐々木の3先生に加え、本年4月より江川太郎・愛知工業大学名誉教授をお迎えし、一層の努力をしてまいる所存でありますので、今後とも、関係各位の温かいご指導・ご支援をお願い申し上げます次第です。

平成9年7月

財団法人 河川環境管理財団  
理事長 豊田 高司



# 目 次

## I 水環境に関する研究

1. 異常濁水の原因としての降水量について……………	吉川秀夫	1
2. 河川水浄化の技術開発について……………	宮下明雄・木村 徹・矢野恭治・片桐義一	7
3. 浮遊物除去シートの効果……………	吉川秀夫・木村 徹・三尾袈裟人	21
4. 不織布による河川水の濾過浄化実験……………	吉川秀夫・木村 徹・南 章則	25
5. 凝集剤を用いた河川水質浄化実験……………	吉川秀夫・木村 徹・糸井 洋	31
6. 都市河川の直接浄化法……………	吉川秀夫・木村 徹・南 章則	43
7. 転倒式浄化網による浄化実験の概要 (第2報)……………	吉川秀夫・田村 敦・三尾袈裟人	51
8. 閉鎖性水域におけるトリハロメタン予測手法の検討……………	渡邊秀敏・萩田英誠・富岡 浩	65
9. 下水処理水の河川・海域等へのなじみ易い放流のあり方……………	宮下明雄・桑原紀博・倉田糧造・森 顕	73
10. 貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究 (第2報) ……………	芦田和男・大槻英樹・原田 稔・小久保鉄也・斉藤 憲・大本雄二	89
11. 河川の正常流量及び維持流量に関する検討……………	江川太郎・佐口光明・田村伸夫	107
12. 色度除去に重点を置いたオゾン・UV併用による河川水浄化法……………	武田 宏・山岸 勉・新井啓士	115

## II 多自然型川づくりに関する研究

1. 多自然型護岸の実験的研究(2) ……………	中川哲志・芦田和男・大槻英樹・劉 炳義・大本雄二・藤田 暁	129
2. 砂礫による根固め吸出し防止材の設計について……………	大槻英樹・中西史尚・大本雄二	139
3. スクリーン枠水制の水理機能……………	芦田和男・大槻英樹・荒牧 浩・大本雄二	147
4. ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験……………	吉川秀夫・船木淳悟・長谷川茂・竹本成行	157

## III その他河川環境の保全と創造に関する研究

1. 流域における総合的な土砂管理……………	芦田和男	163
2. 安全と環境に着目した堤防構造の提案……………	西村雅雄	171
3. 北海道における海岸景観の形態とその評価—胆振海岸を中心に— ……………	長谷川茂・浅川昭一郎・愛甲哲也・松島 肇	175





# I. 水環境に関する研究



## 異常渇水の原因としての降水量について

吉川 秀夫\*

河川環境ならびに水利用の観点から、流域の降水量を“移動平均雨量による渇水のとらえ方”として河川環境総合研究所報告第2号に発表したところであるが、この方法により、利根川流域万場雨量観測値を使用して、H6年渇水の雨量から見た位置づけを検討した。

詳細の方法ならびに意義づけについては、所報を参照して頂きたい。

(1)総データ(57年間)について、各年の移動平均量の最小値(移動期間15,30,60,90,150,200,250日について)をその起日と共に示したのが表-1である。これから見ると、H.6年渇水は、移動期間150日、200日の場合、57年間でこれ以下になるのは13回であることが知られる。(250日については、1年毎に計算したものは意味が薄いと思われるが、H6年値は、それ以下のものが3回で、57年間の最低値に近い)。すなわち、H6年は、万場では年初めから長期に亘って寡雨であったことが知られる。(表-1)

(2)次に、低水および渇水時の水管理を適切に行うためには、通年で考えるよりも期別に考える方が便利であるので、平成5年および6年について、万場および湯原観測所の雨量dataから移動平均最小値を算出した。その結果が表-2、3である。

表-2よりH6の60日を見ると、4月~6月、7月~9月共に他の年と比較して雨量が少なく、湯原では頻度は計算していないが、同じ移動期間の雨量が万場より更に小さくなっており、これが異常渇水の原因となったものと考えられる。

したがって、奥利根流域について、ティーセン法により日々の流域平均雨量を求め、さらに、これを期別移動平均最小値として整理すれば、管理の一つの指標とすることができよう。この場合、移動平均最小値は確率分布(正規分布、または対数正規分布)をすることが知られているので(所報第1号参照)、ある安全確率(危険度)をもって管理できる利点がある。(表-2、3)

(3)上記の移動平均最小値を用いて、渇水の評価ならびに貯水池管理を行う方法について述べたが、この方法は、計画高水流量の位置づけをするために、年間最大第1位あるいは第1位および第2位の経年資料から年最大値の確率頻度を定めているのと方法的には同じで、これを期間別の最小値の確率頻度で定めようとするものである。

この場合、生起頻度を如何にとるべきかが問題であるが、水管理上危機が近づいたと考えられるとき、今後何日間に対する最低限の日平均雨量として、ある安全度で降雨を予測するためには適当なものであるが、渇水対策は洪水対策よりも計画安全度が低いので、この値を通常の水管理に用いることは適切ではないと考えられる。

(上述の安全度は、危機の切迫度によって長期気象予報等を参考にしながら定められるものである)

(4)定常確率過程としての取り扱い

そこで、水位について、通常期待できる水位として、従来“平均低水位”なる概念が用いられて来たが、これは、年間たまに起る洪水の影響を出来るだけ少なくするため年平均水位より低い水位の平均値として定義されている。

ここで、雨量についても、たまに起る大雨(期別によりその大きさは異なる)の影響を除いて、ある期間中通常期待できる雨量を算出することを考える。即ち、種々の原因の複合により稀に起る豪雨現象(季節外れの大雨)を除けば、我が国は寒気団と暖気団の衝突し合う、それぞれの季節が生じ異常な大雨を除けば、比較的定常な確率過程に従う降雨に支配されていると考えてよいであろう。したがって、ここでは月毎あるいは季別にそのようになっているかどうかを調べ、若しそのようになっていると想定できればどのような取り扱いをすればよいかを考えることとする。したがって、異常な大雨を除くために平均低水位の計算と全く同様に、万場雨量観測所の57年間の資料より期別の平均雨量を求め、さらに平

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長

均雨量以下の雨量の平均を計算した結果が表-4であり、その頻度分布図を標準偏差を基準にして示したものが図-1~5である。同表には通常の統計に用いられている量を併せ示した。(表-4, 図-1, 2, 3, 4, 5)

また、図には期間平均雨量以下の平均雨量および渇水年であるH.6年値も示してある。これらから、各期別共に平均値より上の発生頻度が平均値より下の発生頻度より少なく、平均値以下の雨量の幅が平均値以上のものに比べて狭いことが知られる。

また、統計量でいう変動係数( $\sigma$ /平均値)はばらつきが比較的大きく、各期別に同様な頻度分布をしていないことを示している。

これらの原因としては、期間中としては稀に生ずるような大雨があるために、長年に亘って統計をとると、このような大雨が平均値を押し上げ、平均値以下の平均にも年毎に影響を与え、また頻度分布図も歪んだものになると考えられる。

そこで、ここでは、頻度分布図から $+2\sigma$ を越えるようなものの発生度数が少ないことに着目し、 $+2\sigma$ 以上のものを異常大雨として(定常確率過程に挟在する異常大雨と考える)、降雨の資料から除外し、同様の操作により期間平均値以下の平均を求めた。その結果が表-5および図-6~10である。但し、各操作段階で平均値および $\sigma$ が変るため、 $+2\sigma$ の範囲内に入るように二、三回程度の操作の繰り返しを必要とする。( $-2\sigma$ 以下の資料については制限を設けてはいない)(表-5, 図-6, 7, 8, 9, 10)

このような整理を行うと、各期別の頻度分布は、比較的台形に近く、平均値のまわりに均等に分布することになり、変動係数も比較的安定したものとなった。したがって、降雨の日日の変動を見ると大変複雑であるが、3ヶ月間でまとめて見ると、ここで示したような統計的性質を持っているものと考えることができよう。

なお、同表中に各期別の平均値以下の平均の生起

頻度を示しているが、各期共この値は比較的安定しており、4~5年に1回は平均値以下の平均以下になると考えてよいであろう。若し、10年に1回で考えたければ、平均値以下の平均でなく平均値以下の平均値のさらにそれ以下の平均を用いれば大凡満足できる値となろう。

なぜならば、前述の如く頻度分布図が台形に近いので、近似的に長方形と見做せば、平均値以下の平均の生起頻度は $1/4$ となり、またそれ以下の平均値は $1/8$ となる。さらに小雨になるに従い平均値から外れた分布は小さくなるので、充分 $1/10$ となり得るであろう。但し、各観測所での雨量の頻度分布が、この方法で求めたときどのようになっているかでそれぞれ対応を考えるべきであることは勿論である。

#### (5)まとめ

異常渇水時に水不足による被害を極力減少させるためには、その状況に応じた危険度を考慮した移動平均量の最小値を水管理に使うことが適切であると考えられる。

しかし、上記のような状況に到らせないよう、それ以前から渇水管理を行うためには、(4)で述べたように、期間中の大雨を除いた資料から求めた期間別平均値以下の平均雨量を用いることが適当であると考える。

この場合、期間中の大雨を除く方法として、その地点の標準偏差の2倍を目安とすることを個人差を除くために有用な方法としてここでは述べたが、貯水池を持つ流域では、除外する降雨対象を渇水時に貯留できる限度を越したものと定義することも考えられる。更に、ここでは万場雨量について検討をしたが、実管理においては、貯水池を持つ流域、貯水池を持たない流域、さらには全体流域の平均雨量について調べ、前述の考え方に従って適切な管理ができるようにする必要がある。

表一 移動平均量算定結果 (最少値, 1年間を対象)

(万場)	(単位 mm/日)													
初	15子		30子		60子		90子		150子		200子		250子	
1938	1 / 3	0.00	11 / 17	0.02	1 / 3	0.67	1 / 3	0.82	1 / 3	1.41	1 / 1	3.37	1 / 1	6.02
1939	11 / 24	0.00	11 / 24	0.03	10 / 30	0.45	1 / 1	0.77	1 / 1	2.18	1 / 1	3.66	1 / 1	5.40
1940	1 / 7	0.00	1 / 1	0.01	1 / 6	0.42	1 / 1	0.44	1 / 1	0.84	1 / 1	2.01	1 / 1	3.51
1941	10 / 26	0.00	1 / 9	0.26	1 / 9	0.33	1 / 9	0.95	1 / 1	1.78	1 / 1	3.08	1 / 1	4.53
1942	1 / 3	0.00	1 / 2	0.04	10 / 18	0.57	1 / 3	0.80	1 / 3	1.68	1 / 1	1.92	1 / 3	2.79
1943	2 / 8	0.00	11 / 19	0.10	10 / 26	0.16	2 / 8	0.49	1 / 1	0.98	1 / 1	1.88	1 / 1	3.41
1944	12 / 13	0.00	1 / 11	0.09	1 / 1	0.24	1 / 1	1.22	1 / 1	1.58	1 / 1	2.03	1 / 1	2.68
1945	1 / 15	0.00	1 / 2	0.02	1 / 1	0.61	1 / 2	0.62	1 / 1	1.07	1 / 1	2.28	1 / 1	3.27
1946	1 / 4	0.00	1 / 1	0.27	1 / 1	0.66	1 / 1	0.89	1 / 1	1.47	1 / 1	2.40	1 / 1	2.99
1947	12 / 10	0.00	10 / 28	0.03	10 / 28	0.15	1 / 18	0.51	1 / 1	1.04	1 / 1	1.80	1 / 1	2.17
1948	11 / 21	0.00	11 / 21	0.08	1 / 13	0.62	1 / 1	1.01	1 / 1	1.93	1 / 1	4.61	1 / 1	6.02
1949	1 / 4	0.00	1 / 4	0.03	2 / 4	0.92	2 / 13	0.83	1 / 4	1.42	1 / 4	2.60	1 / 2	4.18
1950	2 / 18	0.00	2 / 16	0.44	1 / 6	1.12	1 / 1	1.47	1 / 2	1.83	1 / 7	3.14	1 / 2	4.69
1951	11 / 28	0.00	11 / 24	0.10	11 / 2	0.88	1 / 2	1.59	1 / 11	2.11	1 / 1	3.23	4 / 12	3.38
1952	12 / 17	0.00	1 / 7	0.30	1 / 6	0.82	1 / 1	1.57	7 / 30	2.22	1 / 6	3.79	4 / 25	3.52
1953	1 / 12	0.00	1 / 12	0.00	10 / 30	0.54	10 / 3	1.07	1 / 1	1.60	1 / 1	3.38	1 / 6	3.89
1954	1 / 26	0.00	11 / 29	0.20	1 / 26	1.33	1 / 26	1.28	1 / 1	2.12	1 / 5	3.75	1 / 1	3.70
1955	10 / 29	0.00	11 / 22	0.08	1 / 16	1.28	1 / 1	1.79	1 / 1	2.23	1 / 1	2.53	1 / 1	3.60
1956	7 / 25	0.00	1 / 24	0.03	11 / 1	0.59	1 / 1	1.55	1 / 1	2.43	1 / 1	2.94	1 / 4	3.26
1957	2 / 17	0.00	1 / 1	0.02	11 / 1	0.57	1 / 1	1.03	1 / 1	1.82	1 / 1	2.84	1 / 1	3.29
1958	1 / 16	0.00	1 / 16	0.06	1 / 16	0.11	1 / 16	0.41	1 / 1	1.03	1 / 1	1.71	1 / 1	2.79
1959	1 / 2	0.00	1 / 2	0.57	1 / 2	1.18	1 / 2	1.27	1 / 2	2.25	1 / 2	3.19	1 / 2	4.56
1960	12 / 7	0.00	2 / 10	0.07	1 / 16	0.18	1 / 1	0.51	1 / 16	1.77	1 / 1	1.84	1 / 1	3.09
1961	1 / 5	0.00	1 / 31	0.03	1 / 1	0.07	1 / 1	0.91	1 / 1	1.59	1 / 1	2.94	1 / 1	3.08
1962	1 / 2	0.00	1 / 19	0.04	1 / 19	0.07	1 / 2	0.26	1 / 2	1.17	1 / 2	2.91	1 / 2	3.00
1963	2 / 9	0.00	2 / 3	0.02	1 / 7	0.04	1 / 7	0.55	1 / 1	1.44	1 / 1	2.61	1 / 1	3.09
1964	11 / 13	0.00	11 / 13	0.00	10 / 24	0.67	1 / 1	1.52	1 / 1	1.71	1 / 1	2.40	1 / 1	2.87
1965	1 / 8	0.00	2 / 14	0.02	2 / 9	0.29	1 / 8	0.60	1 / 1	2.65	6 / 15	3.28	1 / 1	3.58
1966	1 / 5	0.00	1 / 5	0.00	10 / 28	0.27	10 / 3	0.98	1 / 1	2.11	1 / 1	3.85	1 / 1	4.29
1967	1 / 8	0.00	11 / 16	0.24	10 / 28	0.89	1 / 2	1.06	1 / 2	1.58	1 / 2	2.72	1 / 2	2.56
1968	1 / 15	0.00	1 / 14	0.00	10 / 29	1.10	1 / 1	1.40	1 / 1	2.26	1 / 1	2.99	1 / 1	4.42
1969	12 / 8	0.00	12 / 1	0.07	10 / 26	0.64	10 / 2	1.38	1 / 1	2.18	6 / 15	2.72	4 / 18	2.65
1970	1 / 9	0.00	11 / 27	0.21	1 / 31	0.51	1 / 1	0.67	1 / 1	1.51	1 / 4	2.65	1 / 1	2.63
1971	1 / 5	0.00	11 / 8	0.02	1 / 21	0.32	1 / 1	0.68	1 / 1	1.34	1 / 4	2.38	1 / 1	3.75
1972	11 / 22	0.00	11 / 22	0.07	10 / 23	0.29	9 / 24	0.43	1 / 15	2.14	1 / 1	2.99	1 / 1	3.59
1973	1 / 25	0.00	11 / 28	0.00	10 / 29	0.29	1 / 9	0.61	1 / 2	1.59	1 / 9	2.41	1 / 1	2.75
1974	12 / 11	0.00	10 / 31	0.27	10 / 28	0.33	10 / 3	1.13	1 / 1	2.01	1 / 1	3.37	4 / 22	4.65
1975	12 / 10	0.00	1 / 1	0.59	1 / 1	0.88	1 / 1	1.15	1 / 1	1.66	1 / 1	2.94	1 / 1	2.87
1976	1 / 1	0.00	1 / 1	0.00	10 / 25	0.51	1 / 1	1.03	1 / 1	1.87	1 / 1	2.56	1 / 1	2.75
1977	10 / 11	0.00	11 / 27	0.08	1 / 4	0.59	10 / 1	1.02	1 / 1	1.68	1 / 1	2.70	1 / 1	3.71
1978	2 / 13	0.00	1 / 3	0.13	1 / 3	0.25	1 / 1	0.89	1 / 3	1.58	1 / 3	2.75	1 / 3	2.70
1979	1 / 1	0.00	11 / 29	0.21	2 / 6	1.10	1 / 1	1.26	1 / 1	2.28	1 / 1	2.85	1 / 1	3.45
1980	1 / 31	0.00	10 / 22	0.39	1 / 20	1.15	1 / 13	1.81	1 / 13	2.09	1 / 4	2.97	1 / 13	3.01
1981	1 / 2	0.00	1 / 2	0.00	1 / 2	0.45	1 / 1	0.85	1 / 2	1.66	1 / 1	2.52	1 / 1	3.82
1982	1 / 1	0.00	1 / 1	0.01	1 / 1	0.66	1 / 1	0.65	1 / 1	1.20	1 / 1	2.29	1 / 1	3.81
1983	12 / 13	0.00	11 / 30	0.12	10 / 27	0.52	9 / 29	0.93	1 / 7	1.67	1 / 1	2.40	1 / 1	4.17
1984	10 / 21	0.00	10 / 20	0.35	1 / 31	0.92	1 / 1	0.92	1 / 1	1.39	1 / 1	2.05	1 / 1	2.45
1985	1 / 15	0.00	1 / 1	0.00	11 / 2	0.86	9 / 29	1.30	8 / 3	2.20	6 / 14	3.84	4 / 23	3.64
1986	1 / 14	0.00	1 / 14	0.00	1 / 5	0.25	9 / 14	1.08	1 / 5	2.73	1 / 1	3.00	3 / 29	4.11
1987	12 / 14	0.00	3 / 25	0.08	3 / 14	0.52	2 / 11	0.90	1 / 6	1.22	1 / 1	2.05	1 / 1	2.61
1988	1 / 6	0.00	11 / 29	0.03	1 / 5	0.26	10 / 1	0.78	1 / 1	2.11	1 / 1	2.94	1 / 1	4.58
1989	1 / 24	0.00	11 / 18	0.06	10 / 20	0.33	9 / 24	1.86	1 / 9	3.28	1 / 1	3.85	1 / 1	5.23
1990	1 / 1	0.00	8 / 13	0.41	5 / 8	1.27	5 / 8	1.39	3 / 12	1.60	1 / 1	1.68	1 / 1	2.29
1991	1 / 3	0.00	10 / 28	0.07	10 / 28	0.71	1 / 1	1.58	1 / 1	1.62	1 / 1	2.62	1 / 1	3.96
1992	2 / 14	0.00	2 / 3	0.04	1 / 1	0.59	1 / 1	1.92	8 / 4	2.67	1 / 1	3.53	1 / 6	3.52
1993	11 / 22	0.00	10 / 9	0.35	1 / 27	0.74	1 / 26	1.07	1 / 1	1.70	1 / 1	3.02	1 / 1	3.93
1994	11 / 23	0.00	11 / 23	0.23	10 / 31	0.46	10 / 2	1.11	1 / 1	1.52	1 / 15	2.38	1 / 1	2.46
1994値以下に なる年数	57		44		22		36		13		13		3	
57年間最低値	0.00		0.00		0.04		0.41		0.84		2.01		2.17	

表一2 万場雨量期別移動平均最小値

	移動日数 期間	15日			30日			60日		
		最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日	最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日	最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日
平成6	1月～3月	3.2	0.213	(54) 3/24	13.0	0.433	(39) 3/24	64.7	1.078	(37) 1/7
	4月～6月	4.0	0.267	(12) 4/24	15.8	0.567	(5) 4/9	99.2	1.653	(9) 4/2
	7月～9月	12.4	0.827	(27) 7/20	44.9	1.497	(17) 7/20	135.6	2.260	(3) 9/30
	10月～12月	0.0	0.000	(40) 11/23	6.9	0.230	(31) 11/23	27.5	0.458	(10) 10/31
平成5	1月～3月	2.0	0.130	2/11	12.3	0.410	3/23	44.4	0.740	3/27
	4月～6月	4.4	0.290	5/29	34.8	1.160	5/4	108.0	1.800	5/30
	7月～9月	29.1	1.940	8/25	91.8	3.060	8/24	411.6	6.860	9/2
	10月～12月	0.8	0.050	12/6	10.5	0.350	11/7	93.0	1.550	12/7

( ) 内数字は 57年間で H.6年値以下になる年数を表わす

表一3 湯原雨量期別移動平均最小値

	移動日数 期間	15日			30日			60日		
		最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日	最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日	最小雨量 mm	平均日雨量 mm/day	起日
平成6	1月～3月	3.0	0.200	3/26	20.0	0.667	3/24	62.0	1.033	3/1
	4月～6月	2.0	0.133	4/13	19.0	0.633	4/2	49.0	0.817	6/20
	7月～9月	0.0	0.000	8/1	5.0	0.167	7/20	107.0	1.783	9/30
	10月～12月	2.0	0.133	11/7	26.0	0.867	10/23	89.0	1.483	10/5
平成5	1月～3月	3.0	0.200	3/9	28.0	0.933	3/30	72.0	1.200	3/3
	4月～6月	3.0	0.200	4/11	18.0	0.600	4/2	102.0	1.700	4/2
	7月～9月	25.0	1.667	9/15	54.0	1.800	9/23	159.0	2.650	9/14
	10月～12月	7.0	0.467	11/22	34.0	1.133	11/14	150.0	2.500	10/31

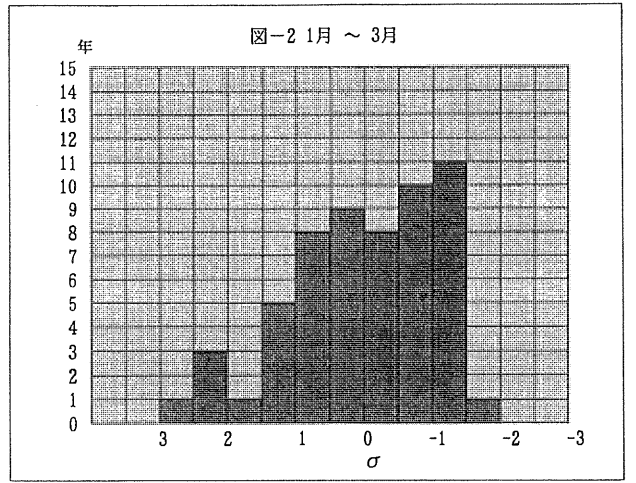
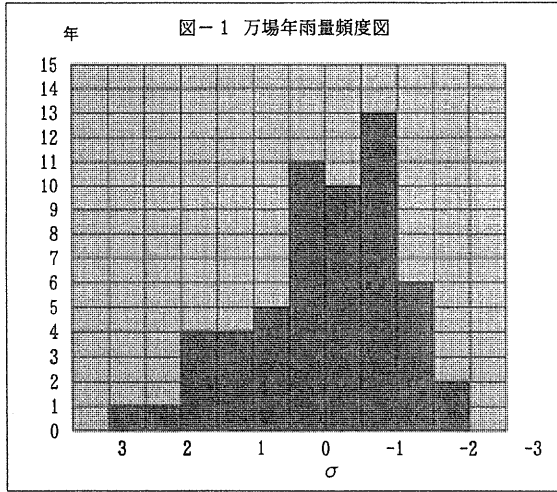
表一4 万場雨量観測所 資料期間：1938年～1994年（57年間）

期 間	平均雨量	標準偏差 $\sigma$	平均上/下	平均値以下の平均		生起頻度	$\sigma$ /平均値
	mm	mm	年比	mm	$\sigma$	年	
通年	1262.9	248.8	26/31	1081.4	-0.74	1/ 4.4	0.20
1月～3月	113.0	48.5	27/30	75.1	-0.78	1/ 3.6	0.43
4月～6月	333.4	100.5	26/31	262.0	-0.71	1/ 3.8	0.30
7月～9月	606.2	207.1	29/28	426.1	-0.87	1/ 4.8	0.34
10月～12月	210.3	109.3	19/38	146.9	-0.58	1/ 3.4	0.52

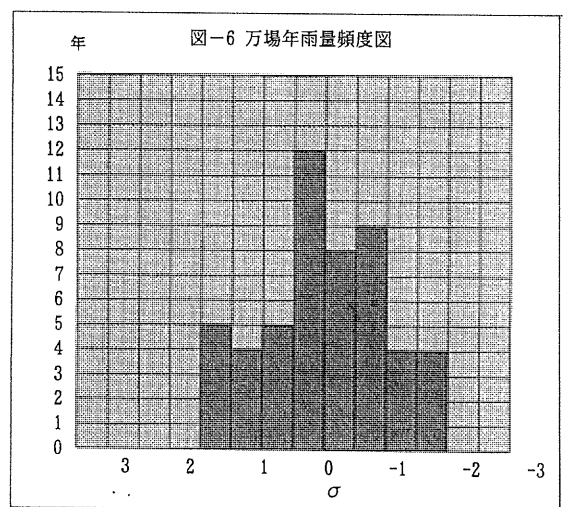
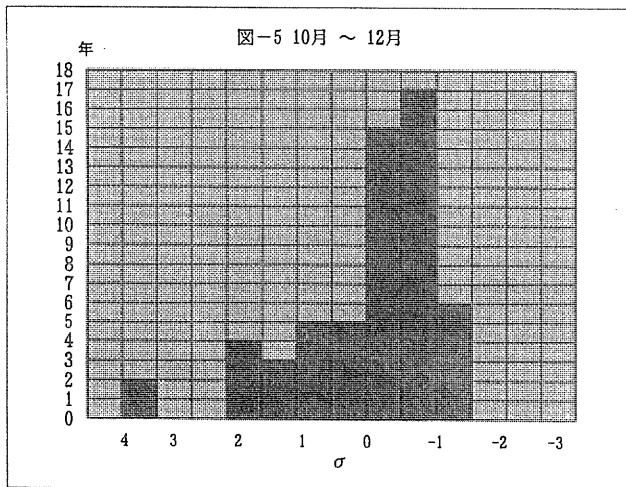
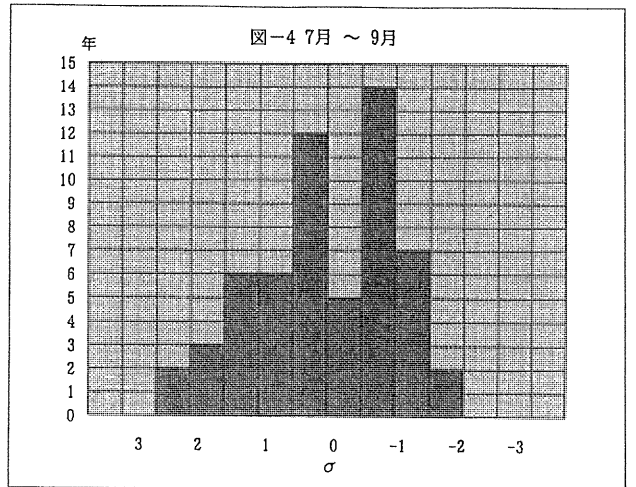
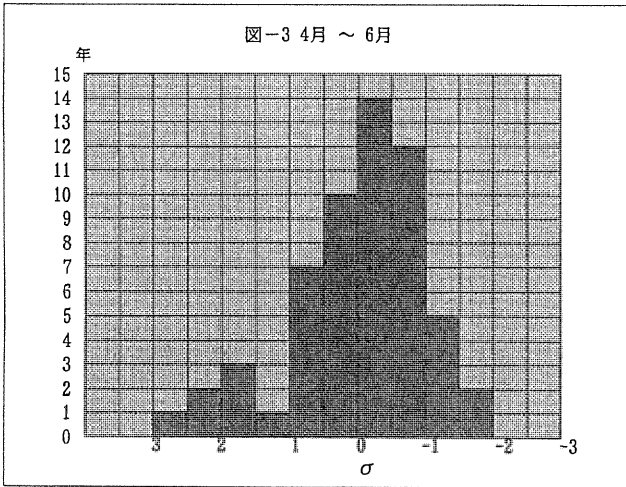
表一5 湯原雨量観測所 資料期間：1938年～1994年（57年間）

期 間	平均雨量	標準偏差 $\sigma$	平均上/下	平均値以下の平均		生起頻度	$\sigma$ /平均値
	mm	mm	年比	mm	$\sigma$	年	
通年	1206	191.0	26/25	1044.4	-0.85	1/ 4.6	0.16
1月～3月	103	37.7	26/26	70.2	-0.87	1/ 4.3	0.37
4月～6月	308	71.6	26/25	248.5	-0.83	1/ 4.6	0.23
7月～9月	567	171.0	25/27	420.8	-0.86	1/ 4.7	0.30
10月～12月	166	53.6	22/24	85.7	-0.78	1/ 4.2	0.32

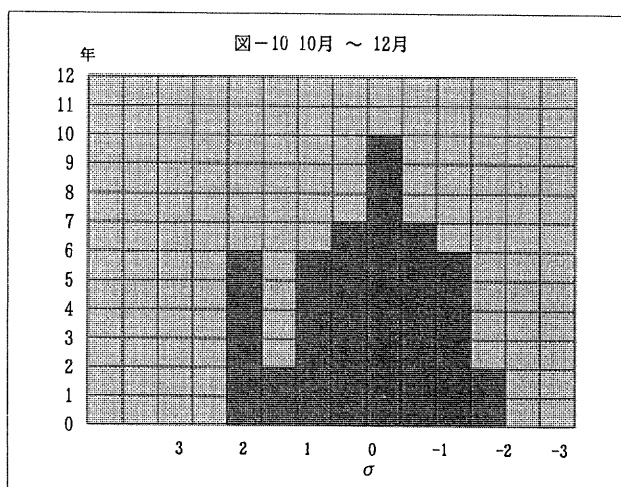
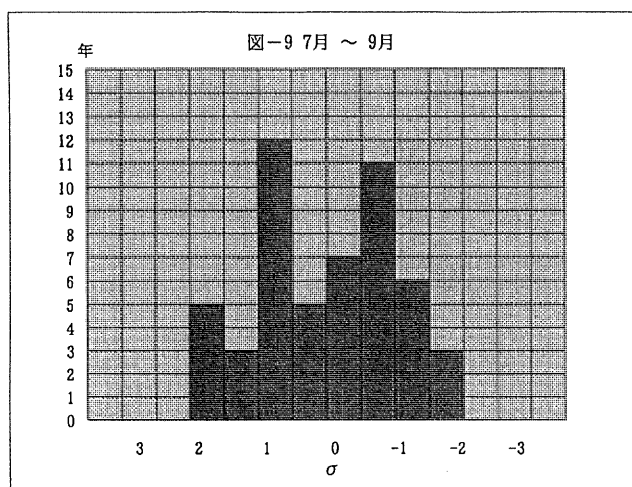
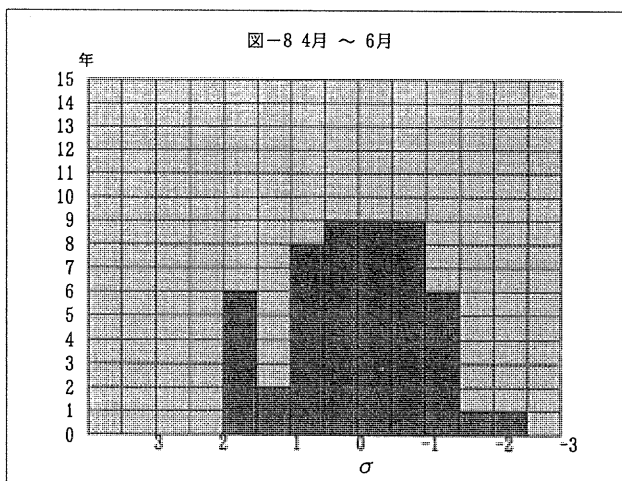
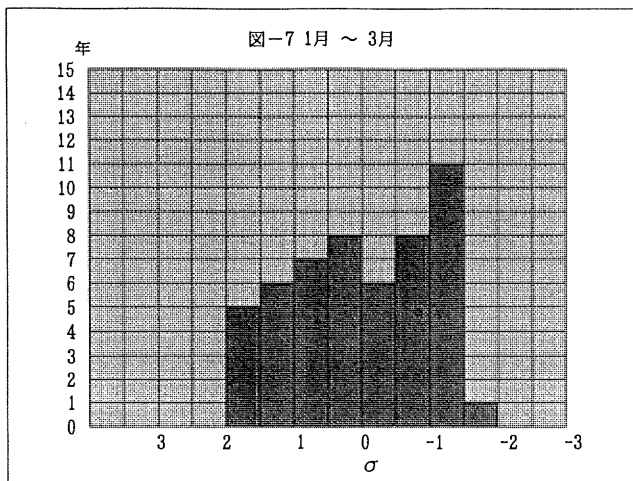




○ : 期間平均値以下の平均  
 × : H.6年値



○ : 期間平均値以下の平均  
 × : H.6年値





# 河川水浄化の技術開発について

宮下 明雄\*・木村 徹\*\*・矢野 恭治\*\*\*・片桐 義一\*\*\*\*

## はじめに

近年、生活環境向上を求める声が高まる中、河川の望ましい水環境を確保するためには、下水道の整備や、法的規制の強化に期待するばかりではなく、河川の側でも積極的な対策を講じる必要性が求められてきた。特に人口過密地域を流れる中小都市河川については、その対策は急がれている。

この対応策として、河川水を直接浄化する種々の浄化方法が開発・整備されてきており、平成6年度までに建設された河川水直接浄化施設では、9割以上が浸漬型接触酸化法（礫や浄化用の特殊材料等を水中に浸し、これらの表面に付着した生物により有機物を分解する方式）を採用している。この浸漬型接触酸化法は、維持管理が容易なうえに一定レベルの浄化効果が得られるという長所の反面

- ①大規模な施設空間が必要
- ②汚泥処理が不完全
- ③建設費が高価

等の欠点がある。

このため、設置スペースの制約を受ける都市内での適用や、汚濁の著しい河川への適用や、さらに高水準の河川環境を望む社会的ニーズには対応しきれない面がある。

よって、本研究ではこれら浸漬型接触酸化法の欠点を補い、しかも高効率の浄化が可能な新しい河川水浄化手法を開発することを目指し、膜を用いた浄化施設を中心に、浄化効果、建設費、ランニングコスト、維持管理する上での留意事項を明らかにすることを目的としている。さらに、この新技術の拡張性や、河川水浄化への適用性を検討し河川水浄化技術としての評価を行うものである。

なお、河川水浄化技術開発は、以下に示す3つのコンセプトに基づき、実際に問題の発生している河川（綾瀬川、渡良瀬川、霞ヶ浦流入河川）を対象としたパイロット

プラント実験による方法を用いた。

- ①既存の技術と同程度の処理効率であるが、所要コストが安価である方式
- ②既存の技術と同程度の処理効率で所要コストも高いものの、施設面積が小規模で済む方式（都市部で用地確保が困難な河川への適用）
- ③既存の技術よりも所要コストは高いが処理効率が高いもの、または今まで処理できなかった物質の除去が可能な方式（親水機能が求められる都市内河川・水路等への環境用水の供給、または窒素・リン等の栄養塩類や臭い、色等の除去への適用）

本稿では、平成8年度の研究成果から、対象河川と各施設の概要、実験結果、及び問題点について報告する。

## 1. 綾瀬川

綾瀬川は、流域内の下水道整備の遅れや乱開発により増加した汚濁負荷に対する排水処理の不備などで、有機汚濁の進行が著しく、又、市街地を貫流しているため、既存の河川浄化手法による施設を設置するスペースが充分にとれない状況にある。このような問題をかかえている綾瀬川に対して、ここでは（その1）として省スペースで行える処理方式、（その2）として省スペースでなおかつ高水準の水質の得られる処理方式の技術開発を目標とした。

### 1.1 綾瀬川水質浄化施設（その1）

#### 1.1.1 実験概要

##### 1) 処理フロー

綾瀬川水質浄化施設の位置を図1-1-1に、実験施設のフローシートを図1-1-2に示す。原水は、綾瀬川の河川水をポンプアップして「川戸落し」に導水し、そこで一度堰止め、着水井に自然流下させた後、スクリーンにか

---

\* 宮下 明雄 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第2部長  
\*\* 木村 徹 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員  
\*\*\* 矢野 恭治 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究員  
\*\*\*\* 片桐 義一 パシフィックコンサルタンツ(株) 上下水道部 次長

けて原水槽に流入させたものである。処理フローとしては、生物膜ろ過処理の後段に高速ろ過又は上向流式ろ過

処理を行うものであり、後段のろ過処理は高速ろ過と上向流式ろ過の切替運転が可能となっている。

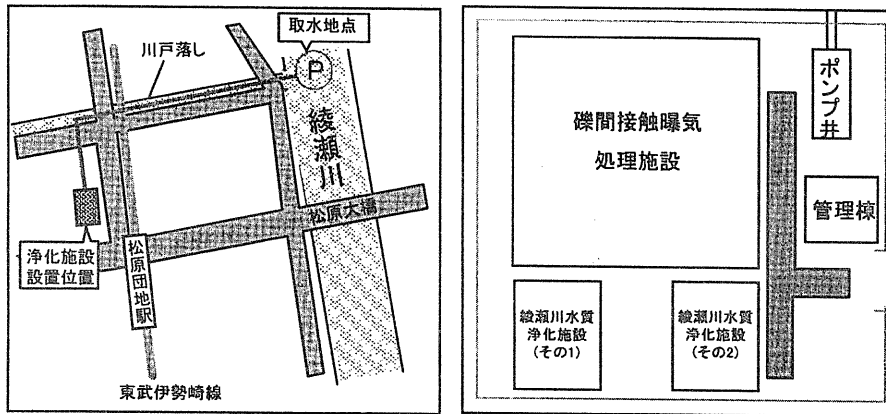


図1・1・1 綾瀬川水質浄化施設（案内図）

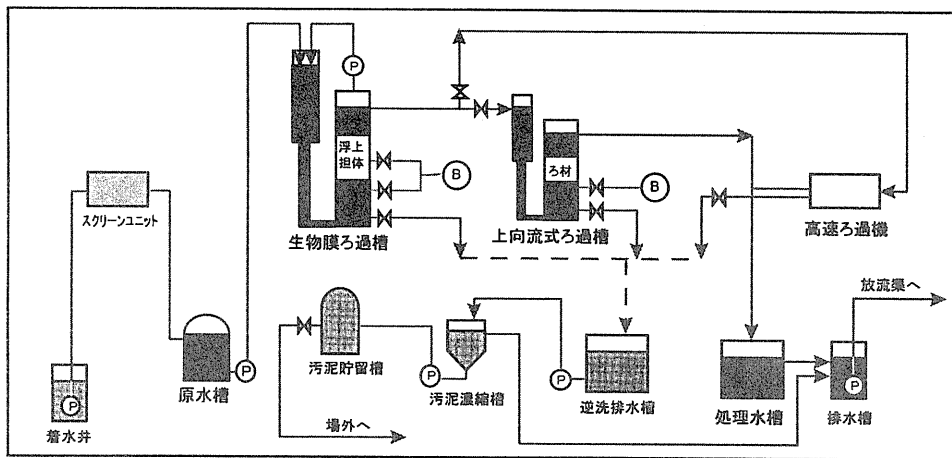


図1・1・2 綾瀬川水質浄化施設（その1）処理フロー

2) 設計諸元

綾瀬川水質浄化施設（その1）の設計諸元を以下に示す。

- 計画処理水量 150m<sup>3</sup>/日
- 計画流入水質 BOD 30mg/ℓ
- 計画処理水質 BOD 3mg/ℓ
- 生物膜ろ過装置
  - ろ材：ポリスチレンビーズ
  - 形状：球形、φ3.6mm
  - 密度：45kg/m<sup>3</sup>
  - ろ槽：h=3.00m, A=1.20m<sup>2</sup>
- 高速ろ過機
  - ろ材：ポリエステル極細繊維
  - 逆洗：連続式
  - 原理：面積ろ過
  - ろ過速度：700m/day
- 上向流式ろ過装置
  - ろ材：生物膜装置と同じものを使用

ろ槽：h=1.00m, A=1.20m<sup>2</sup>

3) 実験条件

実験条件は後述する流入水質、処理水質に合わせて変更されている。図1-1-3に実験条件の変更内容と水温の経日変化を示す。

ろ過速度LVについては、当初ならし運転として50m/日で運転を開始し、100m/日、125m/日と設計ろ過速度の125m/日まで順次上げられた。その後、原水水質の悪化、水温低下及びそれに伴う処理水質の悪化から63.5m/日に下げられた。しかし、処理水質が安定したこと及び処理水量の確保のため再び125m/日に戻し、さらに現在の最大供給水量となる170m/日まで上げられた。

空気倍率については、運転開始時の7.5から一度実験

的に通気が止められたが、その後は最適な空気倍率を探るため0.3~1.0の間で変更されている。

生物膜ろ過の後段処理としては、1月6日に高速ろ過から上向流式ろ過に切り替えられている。

LV [m/日]	50	100	125	63.5	125	170
空気倍率	7.5	1.0	0.3	1.0	0.5	
ろ過方式	高速ろ過			上向流式ろ過		

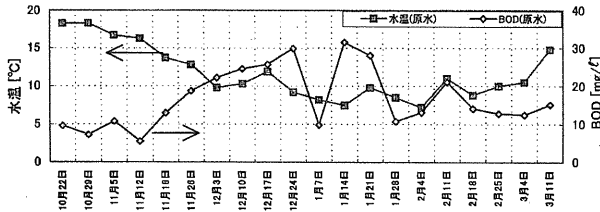


図1・1・3 綾瀬川その1 原水の水温とBODの経日変化と実験条件

### 1.1.2 実験結果

調査期間（10月～3月）のデータをまとめると以下の通りである。但し、生物膜ろ過の後段のろ過方式により、高速ろ過運転期間（～1月6日）と上向流式ろ過運転期間（1月6日～）に分けて整理した。

#### 1) 処理水質

##### ① BOD

原水及び各処理水のBODと原水からの除去率（最大除去率）及び前段からの除去率は以下の通りである。

#### 【BOD】

<高速ろ過運転期間>		原水からの除去率	前段からの除去率
原水		5.5~30mg/l	
	平均値	17mg/l	
生物膜ろ過処理水		2.7~17mg/l	
	平均値	8.4mg/l, 50%(70%), 50%	
高速ろ過処理水		2.3~17mg/l	
	平均値	8.8mg/l, 47%(66%), 0%	
<上向流式ろ過運転期間>		原水からの除去率	前段からの除去率
原水		10~32mg/l	
	平均値	17mg/l	
生物膜ろ過処理水		6.6~13mg/l	
	平均値	9.9mg/l, 41%(70%), 41%	
上向流式ろ過処理水		3.6~9.8mg/l	
	平均値	7.1mg/l, 58%(73%), 28%	

実験は低水温期に行われたため生物処理を行うには厳しい条件であったが、原水の水温7.5℃、ろ過速度LV=63.5m/日のとき、生物膜ろ過処理で除去率70%が得られた。つまり、水温10℃以下の低水温期であって

も、ろ過速度を下げればある程度処理は行えた。但し、その場合処理水量も減少することになる。

後段のろ過方式としては、高速ろ過処理よりも上向流式ろ過処理の方が除去効果が高かった。

以上より、低水温期でもBODは70%まで除去されていた。また、目標水質BOD3mg/l以下は常時達成されてはなかったが、生物処理ということを考慮すると、高水温期には除去率が上昇し、目標水質を達成すると考えられる。

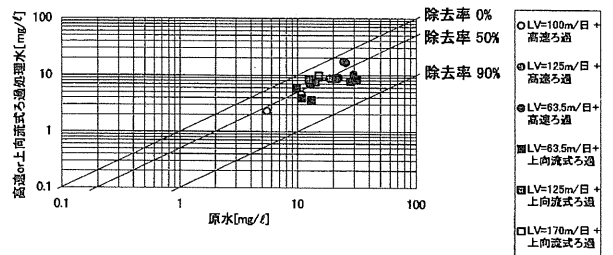


図1・1・4 綾瀬川その1 原水と高速or上向流式ろ過処理水のBODの関係

#### ② T-N, NH<sub>4</sub>-N

原水に対する各処理水のT-N及びNH<sub>4</sub>-Nと原水からの除去率（最大除去率）及び前段からの除去率は以下の通りである。

#### 【T-N】

<高速ろ過運転期間>		原水からの除去率	前段からの除去率
原水		5.0~18.0mg/l	
	平均値	10mg/l	
生物膜ろ過処理水		5.4~15mg/l	
	平均値	8.8mg/l, 15%(26%), 15%	
高速ろ過処理水		5.2~15mg/l	
	平均値	8.6mg/l, 17%(35%), 2%	
<上向流式ろ過運転期間>		原水からの除去率	前段からの除去率
原水		7.8~20.0mg/l	
	平均値	12mg/l	
生物膜ろ過処理水		7.4~18mg/l	
	平均値	11mg/l, 12%(35%), 12%	
上向流式ろ過処理水		7.8~17mg/l	
	平均値	10mg/l, 13%(36%), 10%	

脱窒反応を期待した処理フローではないが、10%強のT-Nが除去されていた。

#### 【NH<sub>4</sub>-N】

<高速ろ過運転期間>		原水からの除去率	前段からの除去率
原水		1.0~9.0mg/l	

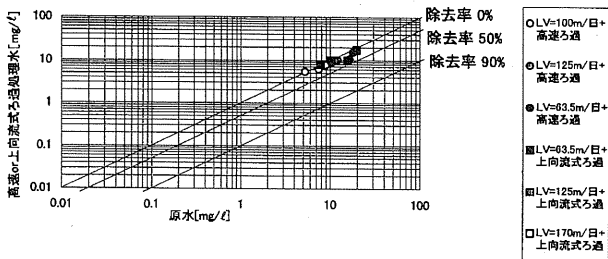


図1・1・5 綾瀬川その1 原水と高速or上向流式ろ過処理水のT-Nの関係

平均値 4.6mg/ℓ

生物膜ろ過処理水 0.38~5.3mg/ℓ  
平均値 2.7mg/ℓ, 41%(88%), 41%

高速ろ過処理水 0.29~5.3mg/ℓ  
平均値 2.7mg/ℓ, 42%(93%), 1%

<上向流式ろ過運転期間> 原水からの除去率 前段からの除去率

原水 3.5 ~8.5mg/ℓ

平均値 6.3mg/ℓ

生物膜ろ過処理水 0.84~7.2mg/ℓ  
平均値 3.3mg/ℓ, 47%(88%), 47%

上向流式ろ過処理水 0.76~6.6mg/ℓ  
平均値 3.1mg/ℓ, 50%(78%), 6%

生物膜ろ過処理によりNH<sub>4</sub>-Nは、40~50%が処理されていた。

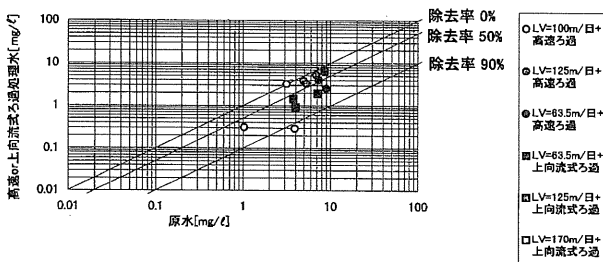


図1・1・6 綾瀬川その1 原水と高速or上向流式ろ過処理水のNH<sub>4</sub>-Nの関係

### ③ 透視度

原水及び各処理水の透視度は以下の通りである。

原水 8.6~37cm, 平均値 22cm

生物膜ろ過処理水 31~50cm以上, 平均値 44cm

高速ろ過処理水 29~50cm以上, 平均値 43cm

上向流式ろ過処理水 33~50cm以上, 平均値 46cm

処理水の透視度は原水の2倍程度となっていた。

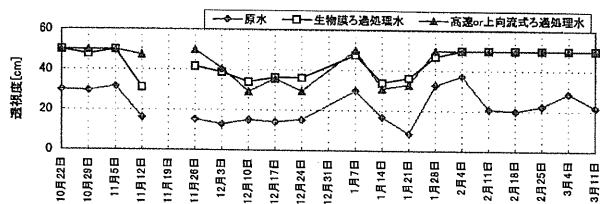


図1・1・7 綾瀬川その1 透視度の経日変化

## 2) 運転条件による除去変動等

### ① ろ過速度

ろ過速度LVを設計ろ過速度の125m/日から63.5m/日に落とすことにより、生物処理による浄化効果としてBODの除去率は44%から52%, NH<sub>4</sub>-Nの浄化率は37%から60%に上がったが、処理水量は計画処理水量の150m<sup>3</sup>/日から76.2m<sup>3</sup>/日に減ることとなる。

### ② 空気倍率

低水温期という条件下での生物膜ろ過処理における空気倍率は0.3~1.0で十分だった。しかし、上向流式ろ過処理では水温15℃程度になると処理水のDOが0.0mg/ℓ付近にまで落ちるので、上向流式ろ過処理においても散気が必要と考えられる。

### ③ 後段のろ過形式

上向流式ろ過処理によりBOD, ATU-BOD, D-BOD, SS, NO<sub>2</sub>-N及び大腸菌群数について除去効果があったが、高速ろ過処理ではSS及び大腸菌群数について除去効果があるのみで、その他の水質項目については生物膜ろ過処理との有意差が認められなかった。

よって、生物膜ろ過処理の後段処理としては、上向流式ろ過の方が除去効果が大きい。

## 3) 維持管理費用

維持管理費の要素は電気代のみで、処理水量100m<sup>3</sup>/日として計算すると1日当たり2,763円/日、処理水1m<sup>3</sup>当たり28円/m<sup>3</sup>となった。ここで、実験装置という性格上、ポンプやブロワは動力ベースで必要容量の2~5倍が見込まれているため、この補正を行うと処理水1m<sup>3</sup>当たり15円/m<sup>3</sup>程度になる。この他に、施設の維持管理のための人件費(1人)が計上される。また、実験期間中に発生していない処理費用の要素としては、污泥処理費がある。

### 1.1.3 問題点

#### 1) 処理水質と処理水量

計画処理水量150m<sup>3</sup>/日、目標水質3mg/ℓ以下を常時

達成することができなかった。そこで、処理水質を向上させるためろ過速度LVを125m/日から63.5m/日に下げたが、それでも目標水質を常時達成することはできず、処理水量も約1/2に減った。

その原因としては、

- ・水温が低く（10℃前後）、生物活性が低かった
- ・原水のBODが上昇したのに対し、ろ過速度LVが高く、滞留時間が不足していたことが考えられ、解決策としては次のようなことが挙げられる。

生物活性については、水温の上昇（15℃～30℃）に伴い、生物活性が上がる。

原水のBODの上昇については、LVを下げ滞留時間を引き延ばす。

処理水量については、水温が上昇し生物活性が上がり目標水質が達成されれば、LVも上げることができ、処理水量も増える。

なお、この他の原因として、以下に示す次のようなことが挙げられる。

- ・生物の固定化が不十分。
- ・硝化菌の酸素消費によるBODの上昇。

つまり、生物の固定化については、ならし運転が短かったこと、また、その時の水温が低かったことが予想される。しかし、運転時間の経過、及び水温の上昇に伴い、

ある程度解決されたと考えられる。今後の課題としては、今後も安定的に維持できるのか、及び本年度の冬季はどうなるのかということがある。

また、硝化菌の酸素消費については、ATU-BOD/BODが原水85%に対し、生物膜ろ過処理水64%、高速ろ過又は上向流式ろ過処理水69%となっており、処理水では有機物分解時の酸素消費だけでなく硝化菌による酸素消費が大きいことが問題である。そのため、NH<sub>4</sub>-Nを完全に硝化してしまうことが必要である。

## 1.2 綾瀬川水質浄化施設（その2）

### 1.2.1 実験概要

#### 1) 処理フロー

実験施設のフローシートを図1・2・1に示す。原水は綾瀬川（その1）同様、着水井に導水し、スクリーン及び沈砂水路を通し、原水ポンプ槽に流入させたものである。処理フローは、膜の利用方法により2系列に分けられている。1系は曝気槽で活性汚泥処理と浸漬型膜による処理水と污泥の固液分離処理を行うものである。2系は曝気槽で活性汚泥処理を行い、沈殿池で固液分離処理し、槽外型膜処理を行うものである。

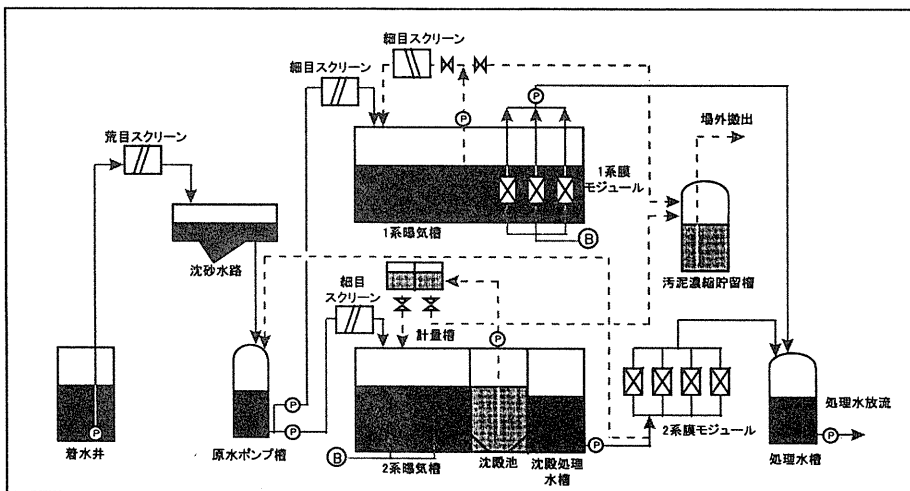


図1・2・1  
綾瀬川水質浄化施設（その2）  
処理フロー

#### 2) 設計諸元

綾瀬川水質浄化施設（その2）の設計諸元を以下に示す。

	1系	2系
計画処理水量	75m <sup>3</sup> /日	75m <sup>3</sup> /日
計画流入水質	BOD 30mg/l	
計画処理水質	BOD 3mg/l	
膜処理施設諸元		

1系（浸漬型膜処理）	型式：槽内型MF膜
	材質：ポリエチレン多孔式中空糸膜
	孔径：0.1μm
	膜面積：384m <sup>2</sup>
2系（槽外型膜処理）	型式：槽外型MF膜
	材質：ポリプロピレン多孔式中空糸膜
	孔径：0.2μm

膜面積：60m<sup>2</sup>

### 3) 実験条件

表1・2・1に実験条件をまとめたものを示す。下記の条件について変更はなかった。

表1・2・1 綾瀬川水質浄化施設（その2）—実験条件

	1系（浸漬型膜処理）	2系（槽外型膜処理）
空気倍率	17	4.8
吸引間隔	13分吸引，2分停止	18分吸引，2分逆洗（空気，水）
PAC注入率	—	1～1.4mg・Al/ℓ (20～27mg・PAC/ℓ)

※滞留（曝気）時間は1系、2系とも5.8hrで設定した。

### 1.2.2 実験結果

調査期間（10月～3月）のデータをまとめると以下の通りである。

#### 1) 処理水質

##### ① BOD

原水及び各処理水水質と原水からの除去率（最大除去率）及び前段からの除去率は以下の通りである。

[BOD] 原水からの除去率 前段からの除去率  
原水 5.8～32mg/ℓ

平均値 16.0mg/ℓ

< 1系：活性汚泥＋浸漬型膜処理 >

1系膜処理水 0.1～1.3mg/ℓ  
平均値 0.7mg/ℓ，96%(99%)，96%

< 2系：活性汚泥＋槽外型膜処理 >

2系活性汚泥処理水 6.0～26mg/ℓ  
平均値 14.6mg/ℓ，—(77%)，—  
2系膜処理水 0.1～1.1mg/ℓ  
平均値 0.5mg/ℓ，97%(99%)，97%

1系では、膜のろ過作用により懸濁態のBODはほぼ完全に除去され、安定した良好な処理水が得られていた。

2系では、原水のBODが低く、活性汚泥処理における沈殿の工程が順調に行われず、2系活性汚泥処理水のBODが高くなっていたが、1系同様、2系膜処理では安定した良好な処理水が得られていた。

以上より、目標水質BOD 3mg/ℓ以下を大きく上まわり、BOD 1.0mg/ℓ以下の処理水となっていた。

##### ② T-N，NH<sub>4</sub>-N

原水に対する各処理水と原水からの除去率（最大除去率）及び前段からの除去率は以下の通りである。

[T-N] 原水からの除去率 前段からの除去率  
原水 5.3～19mg/ℓ  
平均値 11mg/ℓ

< 1系：活性汚泥＋浸漬型膜処理 >

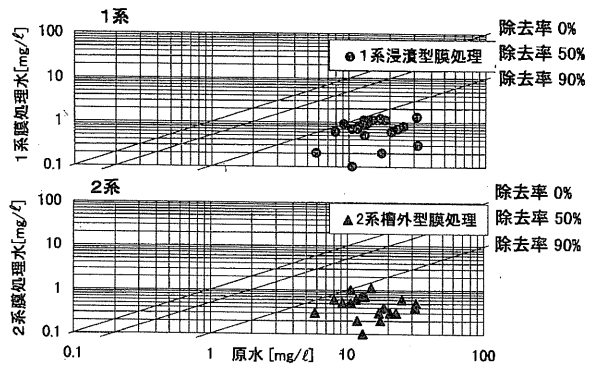


図1・2・2 綾瀬川 その2 原水と膜処理水のBODの関係

1系膜処理水 6.1～17mg/ℓ

平均値 11mg/ℓ，2%(21%)，2%

< 2系：活性汚泥＋槽外型膜処理 >

2系活性汚泥処理水 6.1～19mg/ℓ

平均値 13mg/ℓ，—(27%)，—

2系膜処理水 5.1～17mg/ℓ

平均値 9.3mg/ℓ，14%(37%)，27%

処理フローが脱窒反応を期待したものではないので、1系ではT-N除去は行われていなかった。しかし、2系でのT-N除去率は10%強となっていた。

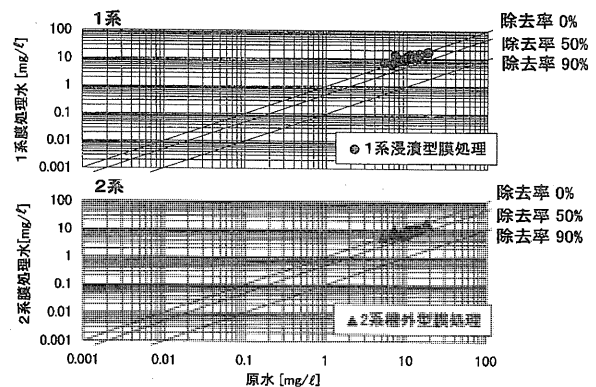


図1・2・3 綾瀬川 その2 原水と膜処理水のT-Nの関係

[NH<sub>4</sub>-N] 原水からの除去率 前段からの除去率

原水 0.42～9.8mg/ℓ

平均値 5.3mg/ℓ

< 1系：活性汚泥＋浸漬型膜処理 >

1系膜処理水 0.02～0.76mg/ℓ

平均値 0.19mg/ℓ，96%(99%)，96%

< 2系：活性汚泥＋槽外型膜処理 >

2系活性汚泥処理水 0.02～0.88mg/ℓ

平均値 0.15mg/ℓ，97%(100%)，97%

2系膜処理水 0.02～1.0mg/ℓ

平均値 0.17mg/ℓ, 97%(100%), -  
1系, 2系ともにほぼ完全に硝化されていた.

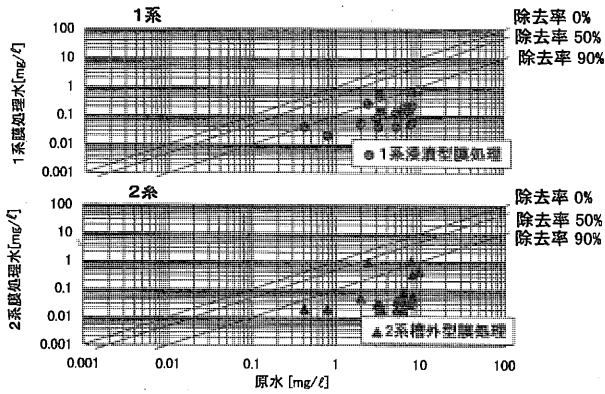


図1・2・4 綾瀬川 その2 原水と膜処理水のNH<sub>4</sub>-Nの関係

③ 透視度

原水及び各処理水の透視度は以下の通りである.

原水 13~38cm, 平均値 25cm

< 1系: 活性汚泥+浸漬型膜処理 >

1系膜処理水 50cm以上, 平均値 50cm以上

< 2系: 活性汚泥+槽外型膜処理 >

2系活性汚泥処理水 3.2~13cm, 平均値 7.4cm

2系膜処理水 50cm以上, 平均値 50cm以上

原水に関係なく, 1系2系ともに膜処理水では50cm以上となっていた.

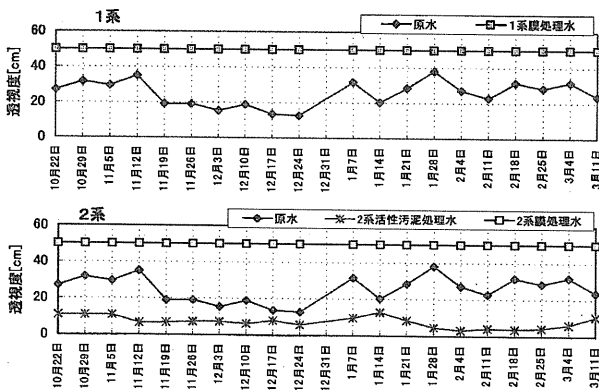


図1・2・5 綾瀬川 その2 原水及び処理水の透視度の経日変化

2) 1系の運転条件による除去変動等

① 曝気量

曝気量は常に一定で, 空気倍率は17に設定され, 通常の活性汚泥処理よりも過剰に曝気されていた. この理由は, 膜が活性汚泥槽に浸漬されているため, 膜面の洗浄のためである. 曝気量は一定なので, 処理水量が低下するに従って, DOは上昇していった.

② 透過水量と吸引圧

目詰まりにより吸引圧が上がり, 使用されているポンプの都合上, 吸引圧が下げられ, 透過水量が66m<sup>3</sup>/日から33m<sup>3</sup>/日になった. その後も目詰まりにより, 透過水量は20m<sup>3</sup>/日を切った. 膜の薬品洗浄では, 透過水量は戻らなかった.

③ 薬品洗浄

1系の膜については, 2月26日~28日に, 槽外に行われた. 使用された薬品は, 次亜塩素酸ナトリウム, 苛性ソーダ及びチオ硫酸ナトリウムである. しかし, 膜の目詰まりは解消されなかった.

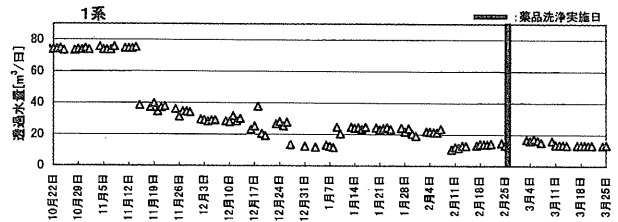


図1・2・6 綾瀬川 その2 原水及び処理水の透視度の経日変化

3) 2系の運転条件による除去変動等

① 曝気量

曝気量は常に一定で, 空気倍率は4.8に設定されていた. 有機物の分解や硝化反応により, DOは激しく変動していたが, 2mg/ℓ以下になることはなかった.

② 透過水量と吸引圧

1月上旬には66m<sup>3</sup>/日から33m<sup>3</sup>/日になっていた. 薬品洗浄を行っても, 1週間程度でもとに戻っているようだった.

③ 薬品洗浄

2系については, 1月下旬から3月上旬までの約1ヶ月の間に3回行われた. 使用された薬品は, 1, 2回目は, 苛性ソーダ, 過酸化水素水及び塩酸で, 3回目は塩酸の代わりにクエン酸が使われた. 洗浄直後では, 3回目の洗浄が最も効果があったが, 各回ともに1週間でもとに戻っているようだった.

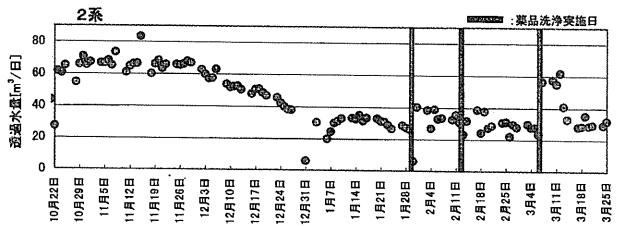


図1・2・7 綾瀬川 その2 2系の膜透過水量の経日変化

#### 4) 維持管理費用

維持管理費の要素は電気代、薬品代及び膜の薬品洗浄時の人件費とした。ここで、1系と2系の電気代の内訳が分からなかったため、系列毎に算出しなかった。処理水量80m<sup>3</sup>/日で計算すると1日当り5,296円/日、処理水1m<sup>3</sup>当たり28円/m<sup>3</sup>となった。この他に施設の維持管理のための人件費（1人）が計上される。また、実験期間中に発生していない処理費用の要素としては、汚泥処理費と膜の交換の費用がある。

### 1.2.3 問題点

#### 1) 処理水量

計画処理水量150m<sup>3</sup>/日（75m<sup>3</sup>/日×2系列）が確保されていなかった。

その原因としては、

- ・膜の目詰まり
- ・前処理（活性汚泥処理）の問題

が考えられる。

解決策のうち、膜の目詰まりについては次の3点が挙げられる。

##### イ) 膜の洗浄法の確立

- ・曝気量及び曝気方法（1系浸漬型）
- ・逆洗方法（2系槽外型）
- ・薬品洗浄の方法及び使用薬品

##### ロ) 膜の形態の評価（中空系、平膜、その他の比較）

##### ハ) 膜の孔径の検討（膜メーカーとも協議が必要）

前処理については、河川水を活性汚泥処理する際、以下に示した汚泥の性状と膜の目詰まり関係を把握することなど、次の3点が挙げられる。

##### イ) 活性汚泥濃度と吸引圧の関係

##### ロ) 滞留時間と吸引圧の関係

##### ハ) その他の生物処理の可能性

## 2. 渡良瀬川

足柄市、桐生市などは、全国でも有数の染色産業の地域でこれらの工場から排出される染色排水により渡良瀬川及び支川では河川水が着色し、景観を著しく損なっている。又、流域内の下水道整備も遅れており、有機汚濁も問題となっている。このような特種な事情をもつ渡良瀬川に対して、ここでは既存の河川水浄化手法では今まで除去が困難であった物質である色度の除去を目標とした。又、色度除去の既存技術である土壌処理では、大規模な施設が必要であるのに対し、省スペースな処理施設の技術開発も目標とした。

## 2.1 渡良瀬川水質浄化施設

### 2.1.1 実験の概要

#### 1) 処理フロー

実験施設のフローシートを図2・1・1に示す。原水は、渡良瀬川支川の矢場川の河川水をポンプアップし、スクリーンおよび沈砂槽を通したものを原水槽に流入させたものである。処理フローとしては、接触酸化（紐状接触材）による生物処理を行った後、MF膜による膜処理を行う。その後、MF膜処理水の一部を屋内小規模実験施設内でRO膜処理又はオゾン処理を行うものである。

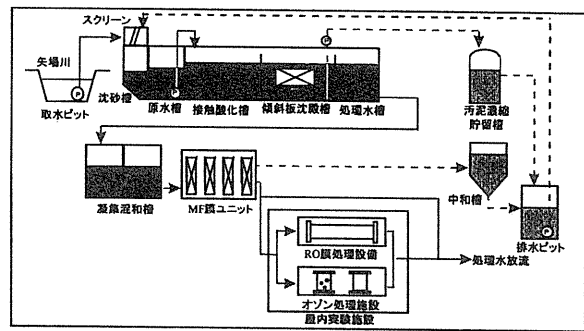


図2・1・1 渡良瀬川水質浄化施設 処理フロー

#### 2) 設計諸元

渡良瀬川水質浄化施設の設計諸元を以下の表2・1・1に示す。

表2・1・1 渡良瀬川水質浄化施設の設計諸元

計画処理水量	接触酸化処理	200m <sup>2</sup> /日
	MF膜処理	200m <sup>2</sup> /日
	オゾン処理	5m <sup>3</sup> /日
	RO膜処理	5m <sup>3</sup> /日
計画流入水質	色度 20度, BOD 15mg/ℓ	
計画処理水質	色度 3度, BOD 3mg/ℓ	

紐状接触材材質：塩化ビニリデン

膜処理施設諸元

型式：槽外型MF膜

材質：ポリプロピレン多孔式中空系膜

孔径：0.2μm

膜面積：120m<sup>2</sup>



### 3) 実験条件

表2・1・2に実験条件を示す。実験期間中に実験条件の変更は行われず、実験は一定条件下で実施された。

表2・1・2 渡良瀬川水質浄化施設—実験条件

MF膜	逆洗間隔	30分吸引, 2分洗浄 (空気, 水)
	PAC注入率	2mg・Al/l
オゾン	処理水量	1.0m <sup>3</sup> /日
	発生量	14.4mg・O <sub>3</sub> /l /Hr
	反応時間	40.0 min
RO膜	処理水量	1.6m <sup>3</sup> /日

※紐状接触材の滞留時間は1.0hrに設定。

### 2.1.2 実験結果

調査期間(10月～3月)のデータをまとめると以下の通りである。

#### 1) 処理水質

##### ① 色度

原水及び各処理水の色度と原水からの除去率 (最大除去率), 及び前段からの除去率についてまとめると以下の通りである。

【色度】 原水からの除去率 前段からの除去率

原水 10～35度

平均値 25度

接触酸化処理水 10～33度

平均値 22度, 13%(22%), 13%

MF膜処理水 8～22度

平均値 13度, 48%(59%), 40%

オゾン処理水 1～8度

平均値 2.4度, 90%(96%), 82%

RO膜処理水 1度以下

平均値 1度以下, 96%(97%), 92%

これより、接触酸化槽での生物処理工程による除去率が13%と低かったため、MF膜処理水の色度が13.1度と高い値となっていた。オゾン処理、RO膜処理は前段(MF膜処理)からの除去率が高く、常に安定して良好な処理水質が得られていた。

以上より、原水が色度25.2度、変動幅10～35度のとき、目標水質色度 3度以下に対し、MF膜処理では、色度13.1度と目標を達成できなかったが、オゾン処理及びRO膜処理では、それぞれ2.4度、1度以下で目標は達成されていた。なお、生物処理が順調に進行すれば、MF膜処理で色度10度程度まで期待できると考えられる。

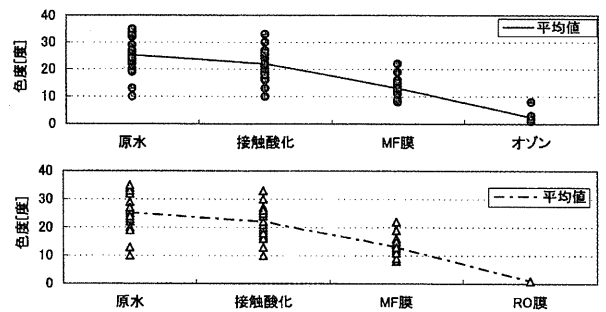


図2・1・2 渡良瀬川 各処理施設の色度縦断変化

#### ② BOD

原水及び各処理水のBODと原水からの除去率 (最大除去率) 及び前段からの除去率についてまとめると以下の通りである。

【BOD】 原水からの除去率 前段からの除去率

原水 8.8～23mg/l

平均値 14mg/l

接触酸化処理水 6.2～15mg/l

平均値 11mg/l, 21%(44%), 21%

MF膜処理水 2.5～6.5mg/l

平均値 3.9mg/l, 72%(80%), 64%

オゾン処理水 1.4～3.6mg/l

平均値 2.8mg/l, 80%(87%), 28%

RO膜処理水 0.4～0.8mg/l

平均値 0.6mg/l, 96%(98%), 85%

接触酸化槽での除去率が<sup>3</sup>、21%となっており、生物処理はほとんど進行していなかった。水温(平均17.3℃)、DO(平均6.8mg/l)及び有機物濃度など生物処理に必要な条件は満たされていたことから、原水 (染色排水) が<sup>3</sup>、生物処理に適するかどうかを確認する必要がある。ここで、原水のBOD/CODは1/1.4であったことから、原水中有機物は生分解されにくかったことが予想される。

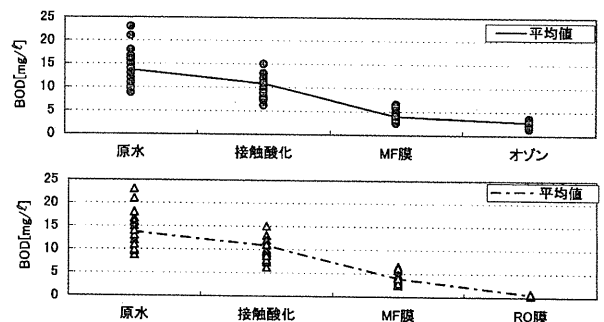


図2・1・3 渡良瀬川 各処理施設のBOD濃度縦断変化

## 2) 運転条件による除去変動等

### ① 接触酸化処理

原水のDOは平均6.8mg/ℓで安定していたが、接触酸化槽では1mg/ℓ程度しか低下しておらず、生物による酸素消費はほとんどなかった。また、pHについても、原水のpH平均7.0に対し、接触酸化槽のpH平均7.1と変化していなかった。

滞留時間（HRT）は、1時間になるよう設計、運転されていたが、下水の接触酸化処理でのHRT=6～8hrを考慮すると、染色排水の混入した河川水に対し、滞留時間 HRT=1hrでは、接触酸化による生物処理を行うには、短かった可能性がある。

### ② MF膜処理

逆洗排水を含め一日当たり230～240m<sup>3</sup>/日が処理されていた。吸引圧及び逆洗間隔は、目詰まりにより、14～37分に調整されていた。薬品洗浄は1月23日に行われた。このとき使用された薬品は、苛性ソーダ、過酸化水素水及び硫酸である。

### ③ オゾン処理

反応時間40min、オゾン発生量14.4mg・O<sub>3</sub>/ℓ/Hrの条件で、安定的に80%程度の除去率が得られ、色度3度が達成されていた。しかし、排オゾン量は測定されず、実際に反応に利用されたオゾン量が分からないため、最適注入量は不明であった。

### ④ RO膜処理

MF膜処理と同様に、吸引圧等を調整し、透過水量は維持されていた。

## 3) 維持管理費用

屋外実験施設（取水からMF膜処理まで）と屋内実験施設（オゾン処理とRO膜処理）では、処理水量がそれぞれ、200m<sup>3</sup>/日と2.6m<sup>3</sup>/日（オゾン処理 1.0m<sup>3</sup>/日＋RO膜処理 1.6m<sup>3</sup>/日）で大きく異なっていたため、屋外実験施設と屋内実験施設に分けて処理費用を算出した。

ここで、維持管理費用の要素は、電気代と薬品代である。但し、屋内実験施設内でのオゾン処理とRO膜処理の電気代の内訳が分からなかったため個別に算出は行わなかった。

処理水1m<sup>3</sup>当たり  
の処理費用

屋外実験施設  
(取水からMF膜処理まで) 17円/m<sup>3</sup>

屋内実験施設  
(オゾン処理とRO膜処理) 40円/m<sup>3</sup>

この他に施設の維持管理のための人件費（1人）が計

上される。また、実験期間中に発生していない処理費用の要素としては、汚泥処理費と膜の交換の費用等がある。

## 2.1.3 問題点

### 1) 処理水質

MF膜処理まででは、目標水質 色度 3度以下を常時達成することができなかった。そのため、後処理が必要となっていた。

その原因としては、

・前処理の生物処理がうまく行かなかった。

・原水中の色度成分の凝集にはPACは不適だった可能性がある。

が考えられ、解決策としては次のようなことが挙げられる。

生物処理については、10月～3月の実験であったが、水温がそれほど低くなく（10℃以上）また、DOが高い（原水のDO 6.8mg/ℓ程度）状況でもうまく行われていなかった（例えば、BOD除去率が平均で21%）ことから、まず染色排水の生物処理適用の可否を確認する。

凝集処理については、鉄塩など、他の凝集剤についても検討を行う。

また、前処理よりも膜処理の後段処理に期待する。つまり、前処理をより簡単にし、コストをおさえて後処理で色度をとることも検討課題と考えられる。

・前処理の検討（より簡易な方法：生物処理、物理化学的処理）

・後処理の検討（木炭、活性炭、O<sub>3</sub>、その他）

## 3. 霞ヶ浦

霞ヶ浦の水質は、植物プランクトンの異常増殖によるコイの大量死が発生した頃よりは、関係者の努力により水質改善は進んだが、近年また、悪化傾向に転じている。そこで栄養塩類である窒素・リンの流入及び家庭雑排水による有機汚濁への対策が必要となっている。

そのためここでは、霞ヶ浦の流入河川を対象とし、高水準の水質の得られる処理技術の開発を目標とした。

### 3.1 霞ヶ浦水質浄化施設

#### 3.1.1 実験概要

##### 1) 処理フロー

実験施設のフローシートを図3・1・1に示す。原水は、霞ヶ浦流入河川である山王川の河川水をポンプアップ

し、スクリーン、沈砂槽を通したものである。処理フローは前段に2つに区分した嫌気槽、後段に3つに区分した好気槽を設け、嫌気槽の後ろに凝集剤を添加している。

好気槽では膜による固液分離が行われており、生物処理の方法により、1系は活性汚泥法、2系は接触酸化法（紐状接触材）の2系列の処理フローで実施している。

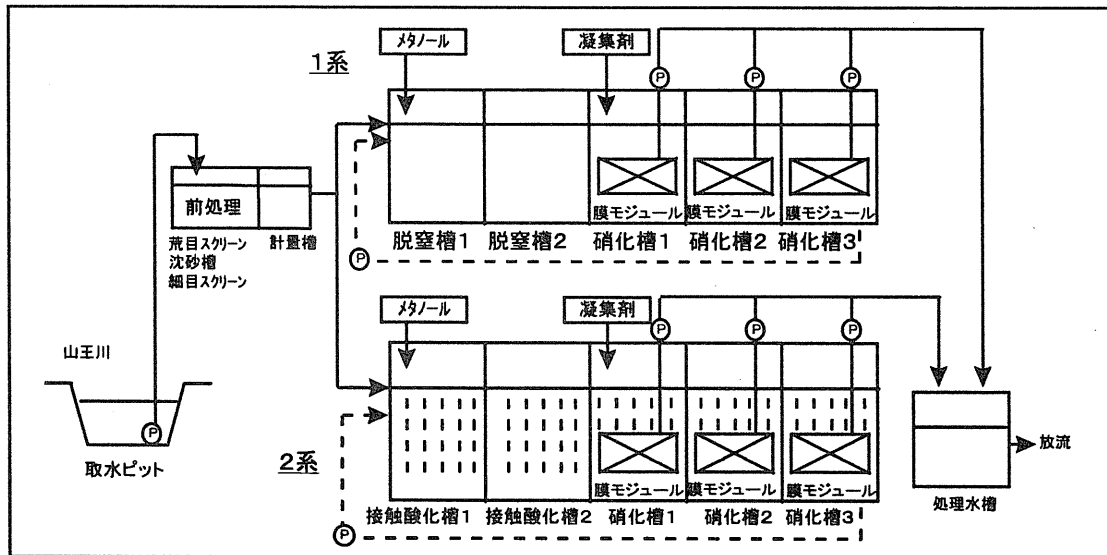


図3・1・1 霞ヶ浦水質浄化施設 処理フロー

## 2) 設計諸元

霞ヶ浦水質浄化施設の設計諸元を以下に示す。

	1系	2系
計画処理水量	100m <sup>3</sup> /日	100m <sup>3</sup> /日
計画流入水質	T-N 4mg/ℓ, T-P 0.6mg/ℓ, BOD 6mg/ℓ	
計画処理水質	T-N 2mg/ℓ, T-P 0.1mg/ℓ, BOD 3mg/ℓ	
紐状接触材	材質：ビニロン繊維	
膜処理施設諸元 (1系、2系とも同じ)	型式：槽内型MF膜	
	材質：ポリエチレン多孔質平膜	
	孔径： 0.25μm	
	膜面積： 400m <sup>2</sup>	
滞留時間	2.0hr (脱窒槽)	4.5hr (硝化槽)

## 3) 実験条件

実験条件は最適条件を探るため試行錯誤を繰り返しており、実験期間中数ケース変更された。空気倍率は膜面洗浄のため、7~14倍と過剰に曝気されていた。なお、処理水質への影響が大きかった要素として、凝集剤の添加が挙げられる。凝集剤は、実験開始当初にはPACが使用されていたが、膜の吸引圧が上昇した原因がPACにあるのかを確認するためPACの注入は一時停止された。その後、凝集試験より凝集剤はPACからポリ硫酸鉄に変更され、添加が再開された。

また、1系の活性汚泥法については、当初河川水から自然発生する汚泥を用いて処理が行われる予定だったが、汚泥の発育が悪かったため11月27日に種汚泥10m<sup>3</sup>が投入された。これにより、MLSSは約1,000mg/ℓから約3,000mg/ℓに上がった。

## 3.1.2 実験結果

調査期間 (10月~3月) のデータをまとめると以下の通りである。

### 1) 処理水質

1系、2系ともに、3つの硝化槽の膜処理水に対し調査が行なわれているが、各膜処理水に大きな違いは見られなかったため、最も後段にある硝化槽 (この硝化槽の汚泥が循環されている) の処理水について整理した。

#### ① BOD

< 1系：活性汚泥+膜処理 >

1系硝化槽3膜処理水のBODについてまとめると以下の通りである。

[BOD]	原水からの除去率(最大除去率)
原水	3.0~7.6mg/ℓ
1系硝化槽3膜処理水	0.2~1.0mg/ℓ
平均値	5.5mg/ℓ
平均値	0.4mg/ℓ, 93%(98%)

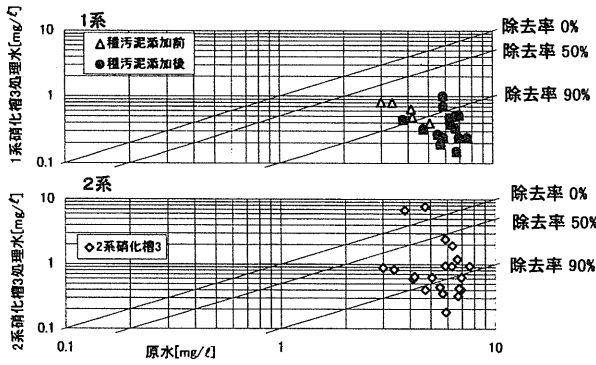


図3・1・2 霞ヶ浦原水と硝化槽3処理水のBODの関係

T-Nは80%程度除去されていた。

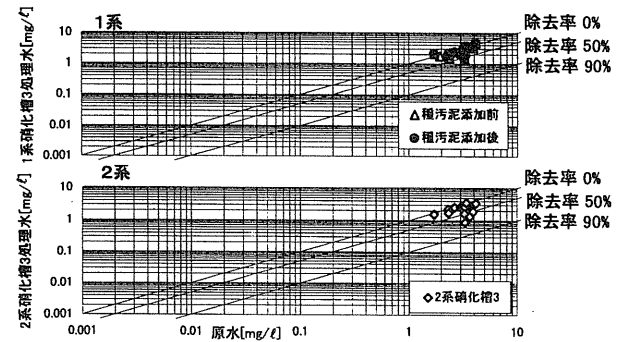


図3・1・3 霞ヶ浦原水と硝化槽3処理水のT-Nの関係

② 窒素

< 1系：活性汚泥+膜処理 >

1系硝化槽3膜処理水の窒素濃度についてまとめると以下の通りである。

【T-N】	原水からの除去率(最大除去率)
原水	1.7~4.2mg/l
	平均値 3.0mg/l
1系硝化槽3膜処理水	1.4~4.7mg/l
	平均値 2.6mg/l, 13%(59%)

凝集剤の添加再開(2月16日)以降、DOの低下及びメタノールの添加量増加により脱窒反応が進んだが、それ以前には脱窒反応は進行しなかったため、T-N除去率としては13%であった。これより、運転条件によっては、窒素除去が可能であることが分かった。1系のシステム全体でのT-N除去率は0~60%だった。

以上より、目標水質T-N 2mg/l以下に対し、常時目標は達成されてはいなかったが、条件によっては、T-Nは60%程度除去されていた。

< 2系：接触酸化+膜処理 >

2系硝化槽3膜処理水の窒素濃度についてまとめると以下の通りである。

【T-N】	原水からの除去率(最大除去率)
原水	1.7~4.2mg/l
	平均値 3.0mg/l
2系硝化槽3膜処理水	0.9~3.5mg/l
	平均値 2.2mg/l, 27%(74%)

1系同様、T-N除去率としては26%と低かった。しかし、1系よりも若干除去率が高いのは、2月16日以降、2系の方が脱窒反応が2週間ほど早く進行したためである。これより、1系同様、運転条件によっては窒素除去が可能であることが分かった。2系のシステム全体でのT-N除去率は0~80%だった。

以上より、目標水質T-N 2mg/l以下に対し、常時目標は達成されてはいなかった。しかし、条件によっては

③ リン

本来の処理フローでは、凝集剤の添加は組み込まれており、凝集剤なしで目標水質は達成することは期待されていない。よって、凝集剤添加時の処理水で評価することとした。なお、1系と2系では凝集剤添加の期間がずれていたため、原水も系列毎に整理した。

< 1系：活性汚泥+膜処理 >

【T-P】	原水からの除去率(最大除去率)
原水	0.18~0.73mg/l
	平均値 0.41mg/l
1系硝化槽3膜処理水	0.059~0.21mg/l
	平均値 0.11mg/l, 73%(91%)

< 2系：接触酸化+膜処理 >

【T-P】	原水からの除去率(最大除去率)
原水	0.18~0.73mg/l
	平均値 0.39mg/l
2系硝化槽3膜処理水	0.055~0.24mg/l
	平均値 0.12mg/l, 70%(88%)

以上より、1系、2系ともに目標水質T-P 0.1mg/l以下に対し、常時目標は達成されてはいなかった。しかし、平均値はほぼ0.1mg/lであり、条件によってはT-Pは80%程度除去されていた。

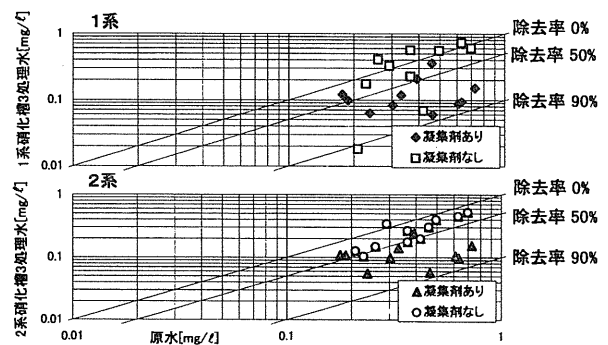


図3・1・4 霞ヶ浦原水と硝化槽3処理水のT-Pの関係

## 2) 運転条件

### ① DO

脱窒槽及び接触酸化槽のDOは5mg/l前後で推移し、嫌気状態が確保されていなかった。その理由としては、

- イ) 原水のDOが高い
- ロ) 原水のBOD及び水温が低く生物による酸素消費が期待できない
- ハ) 返送汚泥のDOが高い

の3点が挙げられ、これより、脱窒反応が進行しなかったと考えられる。

しかし、2月16日に凝集剤をポリ硫酸鉄にし、添加を再開したところ、MLSS濃度の上昇、及びDOの急激な低下から嫌気状態となったため、脱窒反応が進行した。

### ② 処理水量と吸引圧

膜の目詰まりによる処理水量の減少に対し、1系については、種汚泥の投入及びPAC添加が停止されたとき及び、槽外での膜の薬品洗浄が行われたときに、約2週間は処理水量100m<sup>3</sup>/日を確保できた。

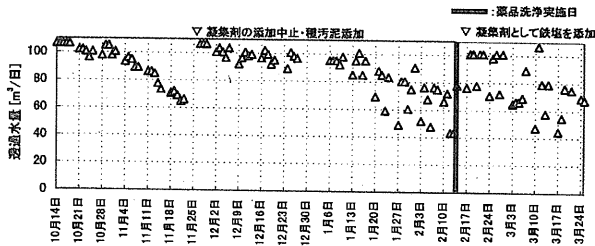


図3・1・5 霞ヶ浦 1系の膜透過水量の経日変化

2系についても、PACの添加停止と膜面の付着物を剥離したとき及び、硝化槽内で浸漬状態での薬品洗浄が行われたとき処理水量は回復した。前者では、処置後約2週間は処理水量100m<sup>3</sup>/日を確保できた。後者では、一時的に100m<sup>3</sup>/日まで回復したが、2週間で20~40m<sup>3</sup>/日に低下していた。

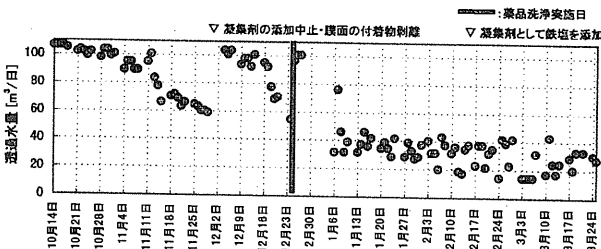


図3・1・6 霞ヶ浦 2系の膜透過水量の経日変化

### ③ 薬品洗浄

1系は槽外での洗浄が、2系については、操作の簡便化を図るため、槽内で浸漬状態での洗浄が行われた。しかし、2系では薬品が槽内に溶出し微生物、特に硝化菌にダメージを与えたと考えられ、洗浄後1ヶ月間、処理水のNH<sub>4</sub>-Nは0.1mg/lだったものが0.5mg/lに上昇していた。2系については薬品洗浄の後には、洗浄前に比べて、処理水量の低下が早く発生した。

### 3) 維持管理費用

維持管理費の要素は電気代と薬品代であり、処理水量は1系と2系を合わせ143m<sup>3</sup>/日として計算した。その結果、1日当り7,352円/日、処理水1m<sup>3</sup>当り51円/m<sup>3</sup>となった。この他に、施設の維持管理のための人件費(1人)が計上される。また、実験期間中に発生していない維持管理費用の要素としては、汚泥処理費と膜の交換の費用等がある。

### 3.1.3 問題点

#### 1) 処理水量

計画処理水量 200m<sup>3</sup>/日 (100m<sup>3</sup>/日×2系列) が確保されていなかった。

その原因としては、

- ・膜の目詰まり
- ・前処理(活性汚泥及び接触酸化)の問題が考えられる。

解決策としては、綾瀬川(その2)とほぼ同じで、膜の目詰まりについては次の3点が挙げられる。

- イ) 膜の洗浄法の確立 ・曝気量及び曝気方法
- ・薬品洗浄の方法及び使用薬品

- ロ) 膜の形態の評価(中空系、平膜、その他の比較)
- ハ) 膜の孔径の検討(膜メーカーとも協議が必要)

前処理については、河川水を活性汚泥処理する際、以下に示した汚泥の性状と膜の目詰まりの関係を把握することである。

- イ) 活性汚泥濃度と吸引圧の関係
- ロ) 滞留時間と吸引圧の関係

#### 2) T-N除去

脱窒反応が進行していなかったため、T-Nとして除去されていなかった。

その原因としては、

- ・脱窒槽での嫌気状態が保てなかった。
- が考えられ、その理由として次の4点が挙げられる。
- イ) 原水のDOが平均8mg/lと高かった。

ロ) 原水のBODが平均 5.5mg/ℓと低く、BODによるDO消費が少なかった。

ハ) 水温が低く(平均 12.6℃, 最低 5.8℃)、生物活性が低かった。

ニ) 膜面洗浄のため硝化槽での曝気量が多く、DOが飽和状態になり、循環汚泥(循環率200%)のDOも高くなっていた。

これに対し、凝集剤をPACからポリ硫酸鉄に変更し、添加を開始してからは、以下の理由により脱窒反応が進行したと考えられる。

- ・ MLSS濃度が上昇し、DOが0mg/ℓまで低下した。
- ・ DO 0mg/ℓの状態、メタノール添加量を増やした。

### 今後の課題

新しい河川水浄化手法として、膜を用いた浄化技術を中心に実験を行った。その結果から、各施設について問題点を指摘したが、これらを踏まえると今後の課題としては、

- ・ 目標水質を達成させる
- ・ 計画処理水量を目指す

ための運転条件の設定や最適な前処理及び後処理の検討が必要である。

この他に、現実的には、流入水質が計画流入水質から大きく異なることが考えられるので、最終的に計画流入水質に対して目標水質の得られるシステムであるかどうかを人工排水等により確認することも必要である。

### おわりに

新技術開発施設の実験は始まったばかりであり、十分な評価はし難いが、その特徴としては、

- ・ 高品位の水質浄化が可能
- ・ 気温変動等の環境変化に左右されない

といった利点があるが、その反面、

・ 現在の技術では膜の強度の関係もあり、多量の河川水を処理することは難しい

- ・ イニシャルコスト及びランニングコストが高い

といった欠点もある。

上記の特性を勘案しながら、新技術開発施設の河川水浄化への適用性としては、下記のようなことが考えられる。

- 1) 汚濁発生源対策としての適用
- 2) 下水道の高度処理整備が遅れている地域への適用
- 3) 親水水路への利用
- 4) 大震災時等の生活用水への利用

実験は現在も継続中であり、今後はこのような適用性を含め実用化に向けて、最適な処理フロー、処理性能の向上、膜の洗浄方法、建設費及び維持管理費の縮減等についてデータを蓄積し、検討を進めて行く予定である。

### 参考文献

- 1) 日本河川協会：特集・河川水質浄化の現状と今後の展望－河川No.574 (1994.6)
- 2) 下水道新技術水深機構：下水道膜処理システム技術マニュアル(処理水再利用) 1994
- 3) 下水道新技術水深機構：下水道膜処理システム技術マニュアル(資料編) 1994
- 4) 水道浄水プロセス協会：小規模水道における膜ろ過施設導入ガイドライン(平成6年11月)

# 浮遊物除去シートの効果

吉川 秀夫\*・木村 徹\*\*・三尾 袈裟人\*\*\*

## 目的と概要

河川の直接浄化手法は種々知られているが、いずれの手法も捕捉SS分の2次流出に関する問題や残留SS処理に関する問題が残されている。

ここでは、河川水浄化施設の2次流出水のSS分、及び施設内の残留SS成分の除去を目的に、不織布及びステンレス金網を用いた浮遊物除去を自動的に処理する装置の開発と、その装置による都市排水路の原水を用いたろ過浄化実験を行ったので、報告する。

## 1. ろ材について

### 1.1 不織布 (ジオテキスタイル)

不織布とは、織っていない布のことであり、繊維と呼ばれる全てのものを原料として、それを化学的、機械的に結合させ、“綿状”“布状”“紙状”“レザー状”と思いのままにシート状に仕上げたものである。

この材料自体は吸出し防止効果があるため、護岸工の吸出し材として広く用いられている。また透水係数は、 $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 以上と大きいので、浸透機能も十分である。

実験で用いた不織布は「PM-4250E5 611 PA 11」であり、その仕様を表1・1に示す。

なお使用後の不織布は、従来の吸出し防止材として再利用ができる。

表1・1 不織布の仕様

繊維組成	ポリプロ/ポリスチレン
重量 ( $\text{g/m}^2$ )	250
厚み (mm)	5.0
開孔径 ( $\mu\text{m}$ )	170

### 1.2 ステンレス金網

ろ過されたSS分はろ材面に残留する。この処理対策として焼却処分が有効であることから、焼却後ろ材として再利用が可能なステンレス金網をろ材として検討した。金網の規格は次のとおりである。

表1・2 金網の規格

径(mm)	メッシュ数/1インチ	空間目盛(mm)
0.06	150	0.11
0.05	200	0.078

## 2. 浮遊物除去シート装置の概要

### 2.1 設計条件

浮遊物除去シート装置は次の設計条件のもとに開発制作した。

- ・ろ過部：幅1.0m長2.0m。
- ・シート送部：処理水の送水を利用し、シートが目詰まりが甚だしくなったとき自動的にシートを送る機能をもたせる。
- ・処理水量：調節可能な構造とする。

開発した浮遊物除去シート装置を図2・1に、稼働状況を写真1～2に示す。

### 2.2 装置の概要

- ・浮遊物除去シート……不織布 (ジオテキスタイル)。
- ・分配柵……………原水を幅1.0mのろ過部に均等に配分し、不織布の上を流下させ、その間に浮遊物をろ過する。
- ・処理水落とし口……………不織布でろ過された処理水を

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長  
\*\* 木村 徹 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員  
\*\*\* 三尾袈裟人 共和技術(株) 技術部長

シート送り装置（鹿おどし）に落水。（大部分の処理水は装置外に排水され、最後の部分の処理水のみが鹿おどしに流入する）

- ・自動転倒送り装置（鹿おどし）………処理水受部の貯水量とバランスとで転倒起立を繰返し、この運動を回転運動としてシート送りローラー部に伝え使用済のシートを自動的に送り出す。回転運動は回転速度変換部により速度変換が可能。
- ・シート送りローラー……上部ローラーと下部ローラーとからなり、ローラー調節ネジによりシートの厚さに対する調節が可能。
- ・集水柵………鹿おどしの処理水受部に貯留した処理水を集め排水パイプより排水する。

### 2.3 浮遊物除去シート装置の運転内容

鹿おどしの転倒回数	3.6～7.8回/min
処理水量	16～22ℓ/min
シート移動速度	1.5～2.0cm/回（平均1.75cm/回） 6.3～13.7cm/min

## 3. ろ過効果

### 3.1 不織布

上記の装置に原水を導いて自動運転を行った。実験により得られたろ過効果の例を以下に示す。

#### ① 原水：土浦市新川

ケース	1			2			3		
	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)
BOD	16.8	11.7	30	15.3	12.8	16	13.5	12.5	7
COD	32.9	21.3	34	27.1	15.7	42	13.2	12.2	8
SS	278	160	42	162	149	8	32	30	6
VSS	70	46	34	40	42	—	16	11	31

対象とした原水はCOD/BOD≒2.0、SS/VSS=2.0～4.0であり無機性の物質成分が多く、シルト質の均一な粒径によりなっている。ろ過実験結果では、SSの原水濃度が200mg/ℓ以上であれば除去率40%を得られているが、それ以下の濃度であれば除去率10%程度となる。

#### ② 原水：流山市山崎排水

ケース	1			2		
	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)
BOD	108.28	21.01	81	39.50	35.12	11
COD	43.32	29.52	32	32.45	27.05	17
SS	214.0	36.0	83	25.0	19.5	22
VSS	149.0	29.5	80	22.0	19.0	14

対象とした原水は①に対しBOD/COD≒2.5と有機性の成分が多い。ろ過実験結果では、BODでは濃度100mg/ℓ以上であれば除去率80%を得ているが、40mg/ℓ程度であれば除去率10%程度となる。SS濃度では、200mg/ℓ以上であれば除去率80%を得ているが、25mg/ℓ程度であれば除去率20%程度となる。

### 3.2 ステンレス金網

ステンレス金網によるろ過効果の例を以下に示す。

#### ① 原水：流山市山崎排水 φ0.06×150メッシュ

ケース	1			2		
	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)
BOD	108.28	44.92	59	39.50	34.14	14
COD	43.32	34.07	21	32.45	28.23	10
SS	214.0	55.3	74	25.0	22.5	10
VSS	149.0	44.0	70	22.0	20.5	7

#### ② 原水：流山市山崎排水 φ0.05×150メッシュ

ケース	1			2		
	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)	原水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)	除去率 (%)
BOD	108.28	49.44	54	39.50	34.47	13
COD	43.32	31.15	28	32.45	27.58	15
SS	214.0	48.5	77	25.0	22.5	10
VSS	149.0	35.5	76	22.0	18.0	18

150メッシュと200メッシュにはあまり除去率の差がみられない。ろ過実験結果では、BODでは濃度100mg/ℓ以上であれば除去率60%を得ているが、40mg/ℓ程度であれば除去率10%程度となる。SS濃度では、200mg/ℓ以上であれば除去率80%を得ているが、25mg/ℓ程度であれば除去率10%程度となる。なお強熱減量試験ではステンレス金網の残留物は平均で63%焼却され、ステンレス金網は600℃以下の熱に対しては変質しないので、再度の使用に耐える。

### まとめ

浮遊物除去シート装置は、当初目的としたSS成分の除去はほぼ満足するものとして開発できた。すなわち、



原水のBOD濃度が高い時は除去率が高いことが知られた。

従って、河川用浄化施設中に沈殿、堆積した底泥・附着泥を洗浄する際にこの装置を導入し、汚濁負荷を取り除くためには有効な方法である。

一般に用いられている不織布（ジオテキスタイル）をろ材として用いる場合は比較的高濃度の原水が対象とな

るが、さらに空隙の細かい不織布についても除去効果について検討する必要がある。またろ材として用いた後の不織布の再利用方法は今後の検討課題である。

ステンレス金網も原水によっては効果が期待できそうである。金網上面の残留有機物の自動焼却装置の開発も今後の課題である。

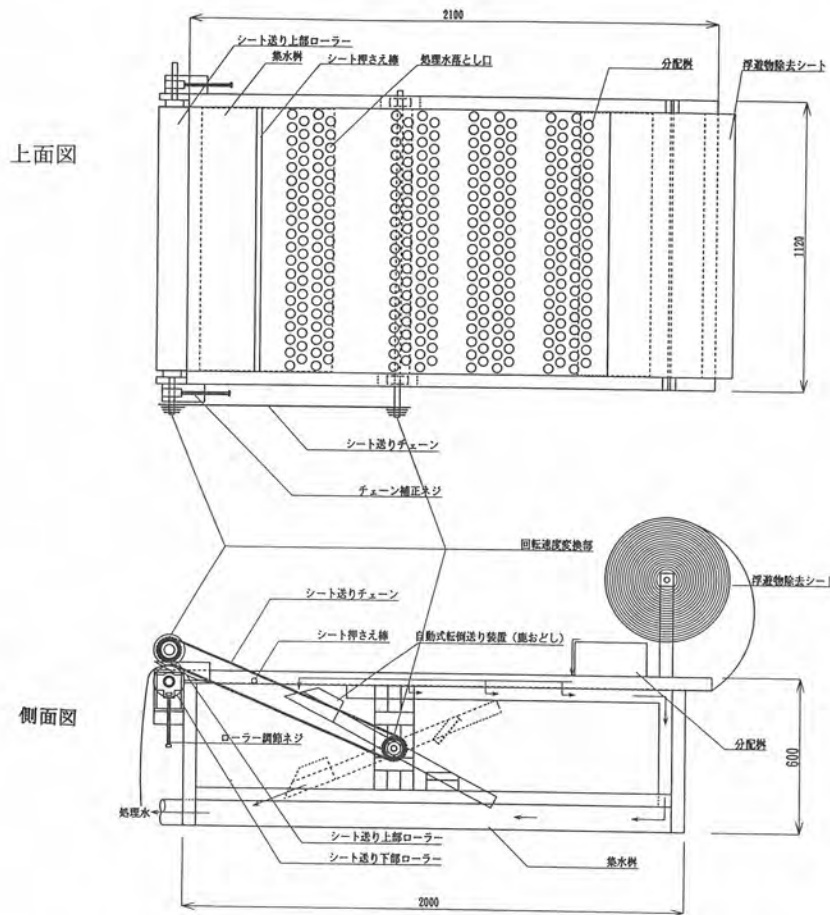


図2・1 浮遊物除去シート装置



写真1 浮遊物除去シートによるろ過状況



写真2 鹿おどしの転倒状況



# 不織布による河川水の濾過浄化実験

吉川 秀夫\*・木村 徹\*\*・南 彰則\*\*\*

## 要旨

本報告は、生活系排水が流入している河川水を用いて、開孔径や厚みの異なる不織布にて濾過した後、濾液の水質から原水中の有機分や窒素、リンの除去率を求め、不織布を用いた場合の河川水の浄化効果について、凝集剤添加の効果も含めて実験を行った結果を、まとめたものである。

河川水の浄化手法は各種実施されているが、本実験では濾過のみの手法による浄化効果について検討を行い、今後の適用性を検討するための、基礎資料とするものである。

## 1. 実験方法

採水場所：「利根運河」山崎排水樋管水質浄化実験場

採水日：平成9年1月13日 午前10時

原水水質：表2・1参照

凝集剤：凝集剤としては、わが国の浄水場でよく使用されているポリ塩化アルミニウムを使用した。（以下PACと表現する。両毛化学工業製）

添加量 0, 2, 4, 6 mg/ℓ

不織布濾材：タイプA～Eの5種類。（詳細は表2・1（1）参照）、NWF：不織布濾材の略  
開孔径260～46 μm, 厚み5～10mm

原水水質：測定項目（SS, VSS, COD, BOD, T-N, T-P）

P-濃度は、濾液（開孔径1 μmガラスフィルター）のD-濃度から算出する。

- ・不織布濾材を用いて原水を濾過し、目詰まりするまでの通水量を不織布単位面積当たりの処理水量 ( $m^3/NWF \cdot m^2$ ) とする。
- ・目詰まりするまでに不織布単位面積当たりに捕捉さ

れた乾燥固形分量を捕捉固形分重量 ( $g/NWF \cdot m^2$ ) とする。

- ・原水のSSは通常（開孔径1 μmガラスフィルター使用）のSS値。不織布濾材のSS値とは、上記捕捉固形分重量 ( $g/NWF \cdot m^2$ ) を処理水量 ( $m^3/NWF \cdot m^2$ ) で割った値 ( $mg/ℓ$ )、言い換えれば原水1ℓ当たり不織布濾材が捕捉し得る固形分重量を言う。
- ・VSS (%) は、SS中の有機分比率。
- ・単位通水量当たりの各不織布濾材が捕捉した有機分重量 ( $mg/ℓ$ ) は、 $SS \times VSS$  として表わされる。基準値は、1 μmフィルター使用時の原水のSS値  $\times$  VSS ( $mg/ℓ$ ) とする。

## 2. 実験結果

表2・1（1）と表2・1（2）に、不織布濾材の種類と特性、原水水質、濾材単位面積当たりの処理水量、捕捉有機分重量、単位処理水量当たりの捕捉有機分重量、各水質（COD, BOD, T-N, T-P）の捕捉率（除去率）を示す。

### 2.1 原水水質について

原水水質は、SS, BODが10～20 mg/ℓ, VSSが72%, T-N, T-P濃度の高い典型的な生活排水系の都市河川水と言える。懸濁態成分の平均粒径は、46.2 μmであり、通常の数10 μmと比べるとやや小さいと言える。

### 2.2 有機分捕捉重量（単位不織布面積当たり）

表2・1から明らかのように、目詰まりまでの単位不織布面積当たりの処理水量は、濾材の開孔径が大きい程高い値を示す。逆に、単位処理水量当たりのSS除去率

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所所長  
\*\* 木村 徹 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員  
\*\*\* 南 彰則 日本バイリーン(株) 研究開発部 グループ長

(固形分捕捉率)は、濾材の開孔径が小さい程高い。

そこで、単位不織布面積当たりの有機分捕捉重量の値を次式から求め、不織布濾材の開孔径との関係を表2・2、図2・1に示す。

$$Q \times W1 \times R = g / NWF \cdot m^2$$

Q : 目詰まりまでの単位不織布面積当たりの処理水量 ( $m^3 / NWF \cdot m^2$ )

W1 : 単位通水量当たりの捕捉SS量 (固形分重量) ( $mg / l = g / m^3$ )

R : 捕捉SS量 (固形分重量) の有機比率 (VSS) (%)

表2・2 不織布濾材の開孔径と捕捉有機分重量 (濾材面積当たり)

濾材の開孔径 ( $\mu m$ )	50	100	150	200	250
捕捉有機重量 ( $g / NWF \cdot m^2$ )	11	23	40	53	62

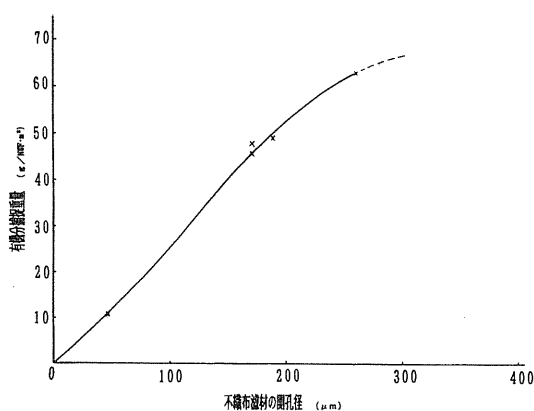


図2・1 有機分捕捉重量と不織布濾材開孔径の関係 (単位面積当たり)

図2・1から、最も有機分捕捉重量の大きい不織布濾材はタイプAであり、最大値は開孔径250 $\mu m$ 以上にあることが分かる。これまでの経験では、開孔径が1000 $\mu m$ を越えると濾過効率が著しく低下し捕捉重量が低下することから、最大有機分捕捉重量を示す不織布濾材の開孔径は、300~600 $\mu m$ の間にあると推察される。

有機分捕捉重量の値は、原水の粒径、粘性、VSS (%) によって左右される。

次に、凝集剤の影響を調べるため濾材としてタイプAを使用し、PAC添加量0, 2, 4, 6 $mg / l$ 添加時の捕捉有機重量の値を表2・3に示す。

表2・3 PAC添加量と捕捉有機分重量 (濾材面積当たり、タイプA)

PAC添加量 ( $mg / l$ )	0	2	4	6
捕捉有機重量 ( $g / NWF \cdot m^2$ )	63	59	43	41

PACを添加すると、SS除去率や有機捕捉率は増大するが、処理水量が急激に低下する。それ故、濾材単位面積当たりの捕捉有機重量を求めると、表2・3から分かるようにPAC無添加ないし添加量2 $mg / l$ 以下において最大値を示す。

### 2.3 処理水量当たりの不織布濾材コスト

濾材単価を処理水量で割った、処理水量当たり不織布濾材コストを表2・4、図2・2に示す。

表2・4 処理水量当たりの不織布濾材コスト

濾材特性	種類	タイプA	タイプB	タイプC	タイプE
	開孔径 ( $\mu m$ )	260	188	170	46
単価 (円/ $m^2$ )		600	600	500	180
処理水量 ( $m^3 / NWF \cdot m^2$ )		30.2	20.8	13.5	1.6
処理水量当たりの濾材コスト (円/ $m^3$ )		19.9	28.8	37.0	112.5

BOD負荷量 1 $g$ 当りのコスト：2円/ $g$  (タイプA)

BOD負荷量 1 $g$ 当りのコスト：2円/ $g$  (タイプA)

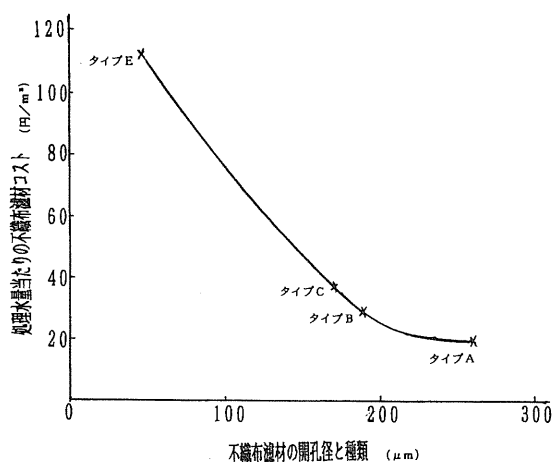


図2・2 処理水量当たりの不織布濾材コスト

開孔径の大きいタイプAが最も安価で約20円/ $m^3$ となり、性能的にも表2・1から有機分捕捉重量が最も高いことが分かる。

濾材に詰まった有機固形分を乾燥して振り落とし、濾材を複数回使用出来れば、濾材コストを更に低減する

ことが可能となる。

#### 2.4 有機分捕捉重量 (単位処理水量当たり)

単位処理水量当たりの有機分捕捉重量を次式から求め、不織布濾材の開孔径との関係を表2・5、図2・3に示す。有機捕捉率は、1 μm開孔径フィルターでの捕捉量を100%とする。

$$SS \times VSS = mg/\ell$$

SS : 1 μmガラスフィルター (原水)、不織布濾材が捕捉した固形分重量 (mg/ℓ)

VSS : ろ紙又は濾材が捕捉した固形分重量中の有機分比率 (%)

表2・5 不織布濾材の開孔径と捕捉有機分重量 (単位通水量当たり)

濾材の開孔径 (μm)	1(基準値)	50	100	200	250
有機捕捉重量 (mg/ℓ)	12.2	6.3	4.9	2.7	2.1
有機捕捉率 (%)	100	52	40	22	17

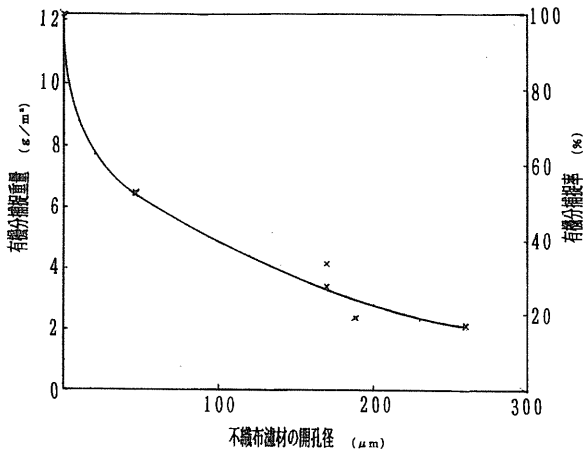


図2・3 有機分捕捉重量と不織布濾材開孔径の関係 (処理水当たり)

単位処理水量当たりの有機分捕捉重量及び捕捉率は、当然ながら濾材の開孔径が小さい程大きい。1 μm開孔径での捕捉率を100%とすると、260 μm開孔径濾材の捕捉率は20%弱となる。

捕捉有機重量や捕捉率は、原水懸濁態成分の粒径、粘性、VSS (%) にかかなり左右される。

凝集剤の影響を調べるため濾材としてタイプAを使用し、PAC添加量0, 2, 4, 6 mg/ℓ 添加時の有機捕捉重量及び捕捉率を表2・6に示す。

表2・6 PAC添加量と捕捉有機分重量 (処理水量当たり、タイプA)

PAC添加量 (mg/ℓ)	(基準値) 注	0	2	4	6
有機捕捉重量 (mg/ℓ)	12.2	2.1	3.2	3.8	6.7
有機捕捉率 (%)	100	17	26	31	55

注：PAC無添加、1 μmガラスフィルター濾過

PACの添加量が増大するにつれて、単位処理水量当たりの有機捕捉重量も増大することが分かる。PAC 6 mg/ℓ 添加時の有機捕捉能力は、PAC無添加の開孔径46 μmの濾材にはほぼ匹敵する。

#### 2.5 COD, BOD, T-P, T-Nの捕捉率 (除去率)

原水の上記水質項目のP-成分 (particle) 捕捉量を100とした場合の各不織布濾材による捕捉量を、P-成分捕捉率 (除去率) として表2・1、図2・4に示す。

図2・4から分かるように、濾材の開孔径が大きくなるにつれてP-成分捕捉率は減少する。

しかし、最も目の荒い開孔径260 μm濾材 (タイプA) を使用した場合でも、P-成分捕捉率は、COD (71%), T-P (54%), T-N (44%), BOD (43%) と高い値を示すことが分かる。

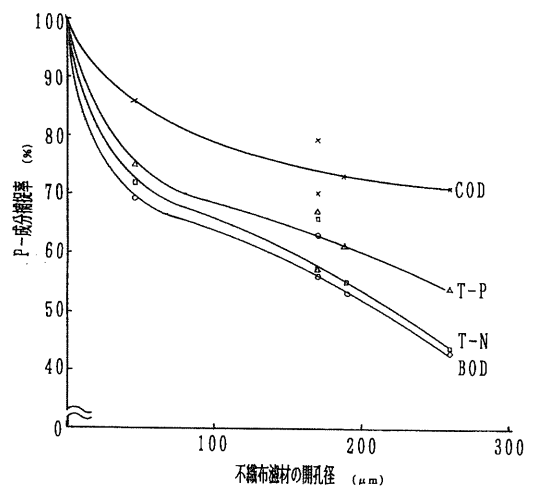


図2・4 P-成分捕捉率と不織布濾材開孔径の関係

原水のCOD, BOD, T-P, T-N値を100とした場合の各不織布濾材によるP-成分捕捉量を、固形分捕捉率 (除去率) として表2・1 (2), 図2・5示す。

図2・5から分かるように、開孔径1 μmガラスフィルターと不織布濾材の間には、大きな捕捉率の差はないことが分かる。

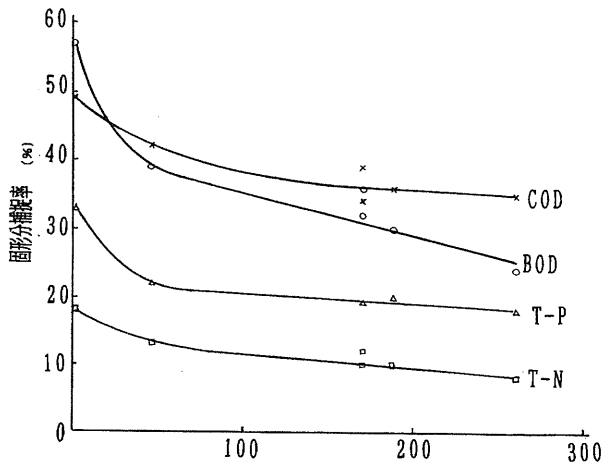


図2・5 固形分捕捉率と不織布濾材開孔径の関係

凝集剤の影響を調べるため濾材としてタイプAを使用し、PAC添加量0, 2, 4, 6 mg/l 添加時のP-(COD, BOD, T-P, T-N) 値を表2・7に示す。

表2・7 PAC添加量とP-成分捕捉重量 (処理水量当たり, タイプA)

PAC添加量 (mg/l)	(基準値) 注	0	2	4	6
P-COD重量 (mg/l)	5.6	4.0	5.4	6.0	6.8
P-BOD重量 (mg/l)	7.5	3.2	4.1	5.1	5.6
P-T-P重量 (mg/l)	0.28	0.15	0.19	0.3	0.40
P-T-N重量 (mg/l)	1.74	0.76	1.32	1.74	1.86

注：PAC無添加，1 μmガラスフィルター濾過時

PACの添加量が増大するにつれて，処理水量当たりの各水質のP-成分捕捉重量は増大する。COD, T-P, T-Nについては，PAC添加量4 mg/l 以上のときの捕捉重量は，基準値のPAC無添加，1 μm濾過時の捕捉重量を上回る。

BODに関しては，PAC添加効果は余り顕著でない。

### 3. まとめ

3.1 図2・1より，濾材の面積当たりの有機分捕捉重量が最も大きいのは，開孔径の大きい(260 μm)タイプA濾材である。しかし，有機分捕捉重量のピークは，不織布濾材の開孔径300~600 μmの間にあると推察される。

3.2 図2・2より，処理水量当たりの不織布濾材コストは，タイプA濾材が最も安価で約20円/m<sup>3</sup>となる。濾材を複数回使用し，あるいは堤防保護工法に再

利用することにより，更に濾材コストの低減が可能となる。

3.3 図2・4より，COD, BOD, T-P, T-Nの懸濁態成分(P-成分)の捕捉率(除去率)は，開孔径の大きい(260 μm)タイプA濾材を用いた場合でも，COD(71%)，T-P(54%)，T-N(44%)，BOD(43%)と高い値を示す。

3.4 PACは，添加量と共に処理水中の有機分捕捉率やP-(COD, BOD, T-P, T-N)の捕捉率は増大するが，目詰まりまでの処理水量も急激に低下する。それ故，濾材単位面積当たりの有機分捕捉重量は，表2・3からPAC無添加ないし添加量2 mg/l以下において最大値を示す。

### おわりに

河川水の浄化手法は，接触酸化法に代表されるようにある程度の施設規模を必要とする手法が多いのが実状である。

本手法は，水質の除去率としてはそれほど高くはないが，濾過するという操作だけで処理水が得られる手法であり，浄化施設としては非常にコンパクトな施設となることも考えられる手法である。

まだ実験室における結果であるが，今後は次のような問題点を検討し，河川水の浄化への適用性を検討して行くことが必要と考えられる。

- ・各種水質に対する濾材の適用性
- ・濾材が目詰まりした時の洗浄方法と複数回使用の方法
- ・複数回使用後の濾材の処分方法
- ・この濾材を使用した浄化施設の構造の検討
- ・接触型の浄化槽内の沈殿物を，エアブローあるいはポンプ等により高濃度汚濁水として槽より取り出し，このろ材によりろ過して，比較的無害の排水として河川に還元する方法が，有利であろうと考えられるので，この方法の検討が有意義であろう。

### 参考文献

- 1) 丹保憲仁・小笠原紘一(1985)：浄水の技術，技報堂出版
- 2) 大道均(1994)：効率の高い河川浄化施設の開発，河川(No574)，p60

表2・1 (1) 不織布濾材と処理水質特性 (1)

不織布濾材の種類 (品名)	原水	タイプA MB-2858 (T-9)	タイプB MB-2858 (T-9) 圧縮品	タイプC PM-4250	タイプD PM-4250 2枚重ね	タイプE 8890CR	タイプA MB-2858 (T-9)	同左	同左
繊維組成 重量 厚み 開孔径		ポリエステル 250 9.0 260	ポリエステル 250 5.0 188	ポリエステル 250 5.0 170	ポリエステル 500 10.0 170	レーヨン 90 0.5 46	ポリエステル 250 9.0 260	同左	同左
PAC添加量 (mg/ℓ)	—	0	0	0	0	0	2	4	6
濾材単位面積当たり									
目詰まりまでの処理 水量 (m <sup>3</sup> /NWF・m <sup>2</sup> )	—	30.2	20.8	13.5	11.4	1.6	18.7	11.4	6.0
捕捉固形分重量 (g/NWF・m <sup>2</sup> )	—	120.3	95.6	87.4	93.6	17.3	114.2	91.2	86.2
VSS (%)	72 <sup>①</sup>	52	51	52	51	61	52	47	47
捕捉有機分重量 (g/NWF・m <sup>2</sup> )	—	62.6	48.8	45.4	47.7	10.6	59.4	42.9	40.5
SS <sup>②</sup> (mg/ℓ) 除去率 (%)	17.0	4.0 (24%)	4.6 (27%)	6.5 (38%)	8.2 (48%)	10.5 (62%)	6.1 (36%)	8.0 (47%)	14.3 (84%)
捕捉有機分重量 (SS×VSS) (mg/ℓ) 有機分除去率 (%)	12.24	2.08 (17%)	2.35 (19%)	3.38 (28%)	4.18 (34%)	6.41 (52%)	3.17 (26%)	3.76 (31%)	6.72 (55%)
COD (mg/ℓ) P-COD (mg/ℓ) D-COD (mg/ℓ) P-成分除去率 (%)	11.4 5.6 5.8 —	4.0 7.4 (71%)	4.1 7.3 (73%)	3.9 7.5 (70%)	4.4 7.0 (79%)	4.8 6.6 (86%)	5.4 6.0 (96%)	6.0 5.4 (107%)	6.8 4.6 (121%)
BOD (mg/ℓ) P-BOD (mg/ℓ) D-BOD (mg/ℓ) P-成分除去率 (%)	13.2 7.5 5.7 —	3.2 10.0 (43%)	4.0 9.2 (53%)	4.2 9.0 (56%)	4.7 8.5 (63%)	5.2 8.0 (69%)	4.1 9.1 (55%)	5.1 8.1 (68%)	5.6 7.6 (75%)
T-P (mg/ℓ) P-T-P (mg/ℓ) D-T-P (mg/ℓ) P-成分除去率 (%)	0.85 0.28 0.57 —	0.15 0.70 (54%)	0.17 0.68 (61%)	0.16 0.69 (57%)	0.19 0.60 (67%)	0.21 0.64 (75%)	0.19 0.66 (68%)	0.30 0.55 (107%)	0.40 0.45 (142%)
T-N (mg/ℓ) P-T-N (mg/ℓ) D-T-N (mg/ℓ) P-成分除去率 (%)	9.90 1.74 8.16 —	0.76 9.14 (44%)	0.96 8.94 (55%)	0.99 8.91 (57%)	1.14 8.76 (66%)	1.25 8.65 (72%)	1.32 8.58 (76%)	1.74 8.16 (100%)	1.86 8.04 (107%)

①: 原水のSS値(1μm開孔径透過による濾物)の有機分比率(%)  
 ②: 原水はSS値と同じ。タイプA~Eは不織布濾材が捕捉した固形分濃度を表す。  
 ③: P-COD値は、(COD-D-COD)として求めた値。BOD、T-P、T-Nも同様。  
 ④: COD除去率は、原水のCOD値を100とした場合の、P-COD値(1μmろ紙で捕捉した固形分濃度)を除去率100%として、タイプA~Eの不織布濾材が捕捉したP-COD値を百分率で表した値を言う。BOD、T-P、T-NのP-成分除去率も同様。

表2・1 (2) 不織布濾材と処理水質特性 (2)

不織布濾材の種類 (品名)	原水	タイプA MB-2858 (T-9)	タイプB MB-2858 (T-9) 圧縮品	タイプC PM-4250	タイプD PM-4250 2枚重ね	タイプE 8890CR	タイプA MB-2858 (T-9)	同左	同左
繊維組成 重量 厚み 開孔径		ポリエステル 250 9.0 260	ポリエステル 250 5.0 188	ポリエステル 250 5.0 170	ポリエステル 500 10.0 170	レーヨン 90 0.5 46	ポリエステル 250 9.0 260	同左	同左
PAC添加量 (mg/ℓ)	—	0	0	0	0	0	2	4	6
SS <sup>②</sup> (mg/ℓ) 除去率 (%)	17.0 (100%)	4.0 (24%)	4.6 (27%)	6.5 (38%)	8.2 (48%)	10.5 (62%)	6.1 (36%)	8.0 (47%)	14.3 (84%)
捕捉有機分重量 (SS×VSS) (mg/ℓ) 有機分除去率 (%)	12.24 (100%)	2.08 (17%)	2.35 (19%)	3.38 (28%)	4.18 (34%)	6.41 (52%)	3.17 (26%)	3.76 (31%)	6.72 (55%)
COD (mg/ℓ) P-COD (mg/ℓ) D-COD (mg/ℓ) COD 除去率 (%)	11.4 5.6 5.8 —	4.0 7.4 (35%)	4.1 7.3 (36%)	3.9 7.5 (34%)	4.4 7.0 (39%)	4.8 6.6 (42%)	5.4 6.0 (47%)	6.0 5.4 (53%)	6.8 4.6 (60%)
BOD (mg/ℓ) P-BOD (mg/ℓ) D-BOD (mg/ℓ) BOD 除去率 (%)	13.2 7.5 5.7 —	3.2 10.0 (24%)	4.0 9.2 (30%)	4.2 9.0 (32%)	4.7 8.5 (36%)	5.2 8.0 (39%)	4.1 9.1 (31%)	5.1 8.1 (39%)	5.6 7.6 (42%)
T-P (mg/ℓ) P-T-P (mg/ℓ) D-T-P (mg/ℓ) T-P 除去率 (%)	0.85 0.28 0.57 —	0.15 0.70 (18%)	0.17 0.68 (20%)	0.16 0.69 (19%)	0.19 0.60 (19%)	0.21 0.64 (22%)	0.19 0.66 (22%)	0.30 0.55 (35%)	0.40 0.45 (47%)
T-N (mg/ℓ) P-T-N (mg/ℓ) D-T-N (mg/ℓ) T-N 除去率 (%)	9.90 1.74 8.16 —	0.76 9.14 (8%)	0.96 8.94 (10%)	0.99 8.91 (10%)	1.14 8.76 (12%)	1.25 8.65 (13%)	1.32 8.58 (13%)	1.74 8.16 (18%)	1.86 8.04 (19%)

①: 原水のSS値(1μm開孔径透過による濾物)の有機分比率(%)  
 ②: 原水はSS値と同じ。タイプA~Eは不織布濾材が捕捉した固形分濃度を表す。  
 ③: P-COD値は、(COD-D-COD)として求めた値。BOD、T-P、T-Nも同様。  
 ④: COD除去率は、原水のCOD値を100とした場合の、P-COD値(1μmろ紙で捕捉した固形分濃度)やタイプA~Eの不織布濾材が捕捉したP-COD値を百分率で表した値を言う。BOD、T-P、T-N除去率も同様。





# 凝集剤を用いた河川水質浄化実験

吉川 秀夫\*・木村 徹\*\*・糸井 洋\*\*\*

## はじめに

本実験は、凝集剤の凝集作用による河川水の浄化効果を実験したものである。

本実験の対象原水（河川水）には、利根運河流入排水の山崎排水（利根運河 2.4km右岸）と、霞ヶ浦流入支川である茨城県土浦市の新川の2ヶ所の水を用いた。

凝集剤として、無機高分子凝集剤のPAC剤（ポリ塩化アルミニウム）、有機高分子凝集剤のカチオン系ポリマー（Betz Novus Polymer 2666, 2680）を使用し、それぞれの効果について、また、併用した場合の効果について検討した。

## 1. 予備実験（ジャーテスト）

本実験の前に各凝集剤の最適な凝集条件を把握するために、以下条件に基づき予備実験を行った。

### 1.1 対象水質（原水）

- ①山崎排水（利根運河流入排水）
- ②新 川（浄化実験施設設置予定地）

### 1.2 凝集剤

予備実験に用いられる凝集剤、及びそれらの組み合わせは、以下に示すとおりとする。

- ①無機高分子凝集剤：PAC剤（ポリ塩化アルミニウム）
- ②有機高分子凝集剤：カチオン系ポリマー（Betz Novus Polymer 2666）
- ③有機高分子凝集剤：カチオン系ポリマー（Betz Novus Polymer 2680）
- ④①+②
- ⑤①+③

## 1.3 予備実験における決定事項

- ①ジャーテストによる攪拌速度及び攪拌時間（急速及び緩速攪拌）。
  - ②ジャーテストによる凝集剤の添加量（注入量）。
  - ③水質試験による最適な凝集条件の把握。
- なお、効果確認のための水質試験は凝集試験後の上澄み液を用いる。

## 2. 本実験（ジャーテスト）

予備実験で得られた最適な凝集条件に基づき、本実験（ジャーテスト）を下記に示す項目について、行う。

なお、効果の確認は予備試験と同様に上澄み液を用いる。

### 2.1 対象水（原水）

- ①山崎排水（利根運河流入排水）
- ②新 川（浄化実験施設設置予定地）

### 2.2 凝集剤及び凝集条件

予備実験の結果に基づくものとする。

### 2.3 水質試験項目

浄化効果を確認するための水質試験項目及び試験方法を以下に示す。

- ①水質試験項目（浄化効果の確認）  
BOD, D・BOD, SS, VSS, T-N, D・T-N, T-P, D・T-P, COD.
- ②沈降物試験項目  
沈殿量, 強熱減量.
- ③凝集剤影響項目  
アルカリ度, pH, 濁度, 色度, AL.

---

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長  
\*\* 木村 徹 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員  
\*\*\* 糸井 洋 共和技術(株) 水環境分析センター所長

### 3. 原水水質

樋管における水質調査結果を示す。

以下に、各原水の概要を示す。

【山崎排水樋管の水質】

pH	: 7.2
BOD	: 35.5 mg/l
COD	: 25.5 mg/l
SS	: 35.0 mg/l
T-N	: 11.7 mg/l
T-P	: 1.8 mg/l

#### 3.1 山崎排水樋管（利根運河 2.4 km 右岸）： 利根運河流入排水

山崎排水樋管は、野田市と流山市界に樋管排水出口をもち、その流域は野田市が大半を占めている。流域に下水道はほとんど整備されていないため、工場排水・家庭排水は直接あるいは簡易的な処理により排水され、運河に流入している。

以上の結果から、山崎排水樋管の水質は有機汚濁が顕著で、窒素・リンの分析値からもわかるとおり、未処理排水の直接流入がうかがえる。

実験に、使用した排水は山崎排水が運河に流入する樋管排水出口で採取したものである。以下に、山崎排水

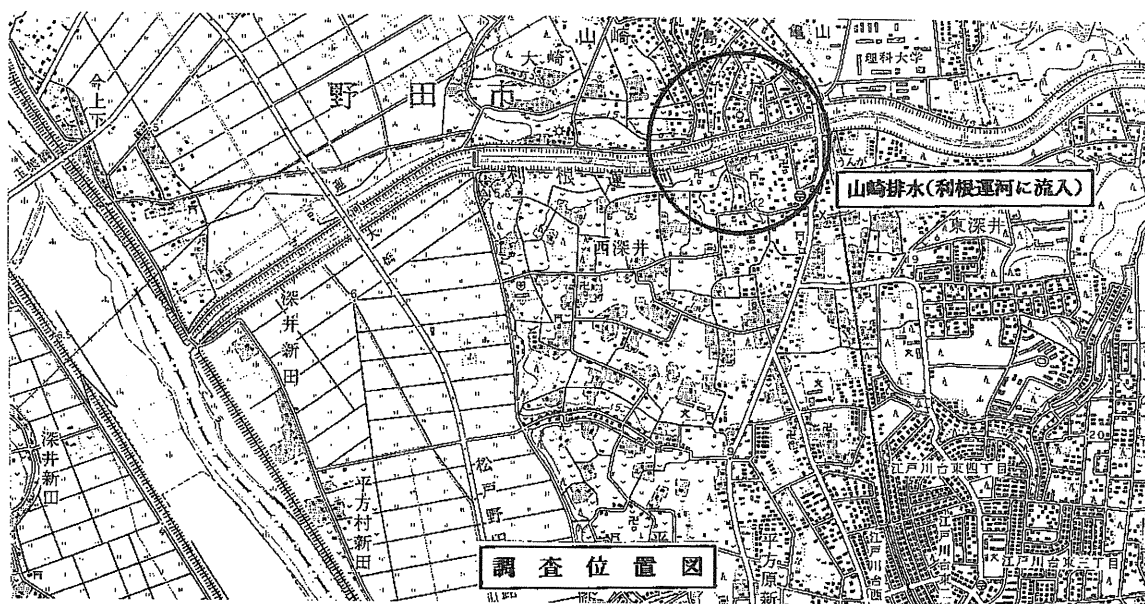


図3・1 山崎排水樋管調査位置図

#### 3.2 新川：霞ヶ浦流入河川（茨城県土浦市）

新川は、新治台地と筑波稲敷台地が挟む桜川低地を東流して霞ヶ浦（西浦）土浦入り注ぐ延長約6kmの小河川（一級河川）である。

路の合流直後の地点で採取したものである。以下に、新川（調査地点付近）における水質調査結果を示す。

【新川の水質】

pH	: 7.1 ~ 7.6
BOD	: 5~18 mg/l
COD	: 8~18 mg/l
SS	: 10~15 mg/l
T-N	: 3~5 mg/l
T-P	: 0.3~1.3 mg/l

河道は河口から3.5kmの地点で二又分岐する。本川である南側水路は延長約2km、虫掛旧集落と市街地の排水を集めるのに対し、北側水路は主に下坂田、虫掛、常名の水田（ハス田を含む）落水を集める。合流後に殿生、西真鍋方面の水田落水と市街地排水が注ぐが、平水時の水量は少なく、河口から約2kmは常時ほぼ停滞している。

実験に、使用した排水は本川である南側水路と北側水

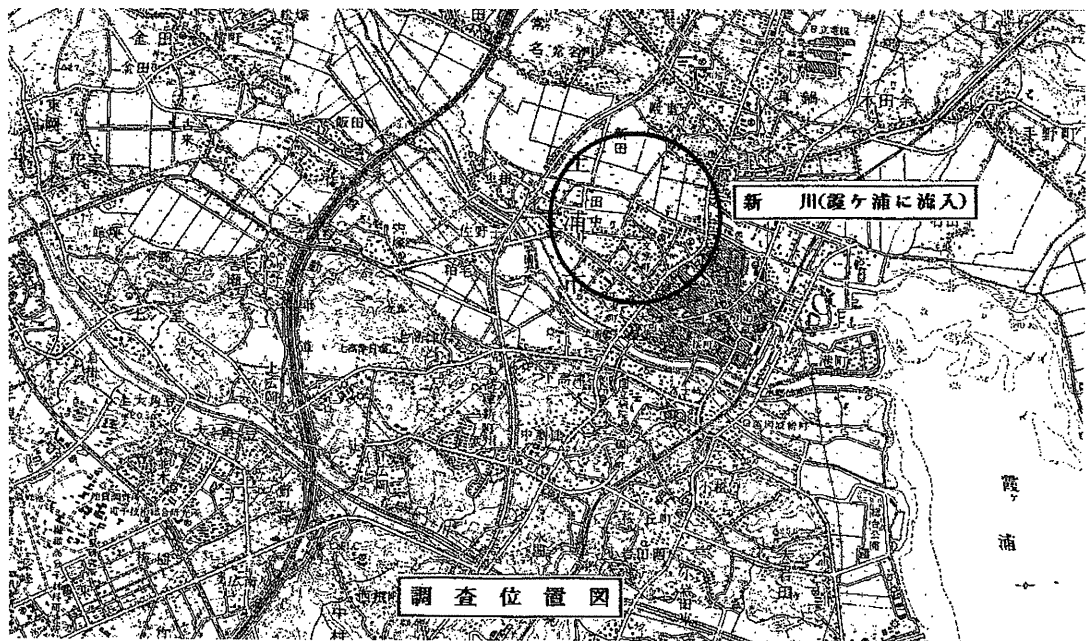


図3・2 新川調査位置図

#### 4. ジャーテスト

##### 4.1 凝集剤の調整

###### 4.1.1 無機高分子凝集剤 (PAC)

①PAC：重量注入率  $C1$  ( $\text{mg}/\ell$ ) 容積注入率  $B1$  ( $\text{mg}/\text{m}^3$ ) とする。

$$C1 = B1 \times a1 \quad a1: \text{PACの比重 (1.19)}$$

$$B1 = C1 / a1 = C1 / 1.19 = 0.840 \times C1$$

###### ②PAC溶液の調整

PACを100倍希釈し1%溶液を作成し、これを試薬とした。

※PAC 1%溶液 1ml 中、PACとして重量 11.9mg、容積0.01ml。

###### 4.1.2 有機高分子凝集剤 (カチオン2666, カチオン2680)

###### ①有機高分子凝集剤の調整

有機高分子凝集剤 (カチオン2666及びカチオン2680) 0.2gを純水で溶かし、100mlに定量 (0.2%溶液) し、これを試薬とした。

#### 4.2 予備実験

##### 4.2.1 予備実験 (ジャーテスト)

予備試験 (ジャーテスト) のフローは、以下の通りである。

凝集剤添加 ⇒ 急速攪拌 ⇒ 緩速攪拌 ⇒ 静置 ⇒ 水質試験

###### ①凝集剤添加量

原水の水質は、変動が大きいことが十分に予想されるため、凝集剤添加量の最適条件を求めることにした。

凝集剤添加量は、無機高分子凝集剤：5.0mL(過去の実験例に基づく)、

有機高分子凝集剤：2.5ml, 5.0ml, 10.0ml, 15.0ml, 20.0ml, 25.0mlとする。

###### ②攪拌条件

攪拌条件は、次のとおりとする。(過去の実験例に基づく)

急速攪拌 100 rpm 2分

緩速攪拌 50 rpm 10分

###### ③攪拌状況の観察及び水質試験

###### ア) 攪拌状況の観察

上澄み液の状態、沈降時間、沈下物の状態。

###### イ) 原水及び上澄み液 (静置60分後)

pH、濁度、色度、アルカリ度。

###### ウ) 沈降物 (静置60分後)

沈降物量。

### 4.3 予備実験結果

4. 2の条件に基づく予備実験結果から本実験の最適条件を以下に示す。

添加量の最適条件は攪拌状況の観察（上澄液の状態、沈降速度、沈下物の状態）及び水質試験から決定した。

①無機高分子凝集剤：PAC剤（ポリ塩化アルミニウム）

PAC剤（ポリ塩化アルミニウム）については同調査地点における過去の実験結果より得た添加量の最適条件を用いた。

②有機高分子凝集剤：カチオン系ポリマー（Betz Novus Polymer 2666）

Bet Novus Polymer カチオン2666:0.2%溶液を2.5～25.0mlの範囲で段階的に添加し、各添加量別の攪拌状況の観察（上澄液の状態、沈降速度、沈下物の状態）を行った結果、山崎排水、新川の両試料ともに明確なフロックの形成は認められず、上澄みはSSの軽い粒子が浮遊しており、濁度の結果からも見られるように時間経過による沈降変化も特に認められなかった。各試料に差は認められなかった。さらに、添加量の増加に伴う変化も認められなかった。

③有機高分子凝集剤：カチオン系ポリマー（Betz Novus Polymer 2680）

Bet Novus Polymer カチオン2680:0.2%溶液を2.5ml～25.0mlの範囲で段階的に添加し、各添加量別の攪拌状況の観察（上澄液の状態、沈降速度、沈下物の状態）を行った結果、山崎排水、新川の両試料ともにカチオン系（Betz Novus Polymer 2666）と同様の結果が得られ、添加量における差は認められなかった。

各試料ともSS（及び濁度）が低濃度であったことが影響していると思われる。今回は②、③ともに明確な結果が得られず最適条件は濁度から決定した

④PAC剤とカチオン系の併用

カチオン系については明確な好条件が得られなかったが、添加量を5ml～15mlの範囲についてPAC剤との併用を行った。添加方法はPAC剤を添加し、その後カチオン系を添加した。その結果、PAC剤で生じたフロックをカチオン系の添加によりさらにフロック化させており、静置後の上澄み液の状態は懸濁物質を含まず無色透明でほとんど沈降した状態であった。沈降物においてはフロックを多量に含んだ状態が確認された。さらに2種のカチオン系では、添加量の差が認められ本実験では添加量の少ない方を最適条件とした。

表4・1 カチオン（2666）予備実験結果

凝集剤名	カチオン（2666）											
	山崎排水						新川					
地点名												
薬品添加量(ml)	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0
上澄液の状態	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
沈下速度	C	C	C	D	D	D	D	C	C	C	D	D
沈下物の状態	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
pH	7.12	7.11	7.14	7.11	7.13	7.14	7.50	7.50	7.48	7.46	7.45	7.44
濁度	11.2	10.9	11.3	12.2	12.3	12.4	25.0	23.1	22.3	23.0	23.3	25.1

上澄液の状態

A：無色透明で懸濁物を含まない

B：無色透明で沈下速度の遅いフロックを少量含む

C：無色透明で沈下速度の遅いフロックをやや多く含む

D：濁りがあり粒子の小さなSSを含む

沈下速度

A：生成したフロックのうち95～100%沈殿した状態

B：生成したフロックのうち80～95%沈殿した状態

C：生成したフロックのうち60～80%沈殿した状態

D：生成したフロックのうち60%以下沈殿した状態

沈下物の状態

C：フロックを少量含む

D：フロックをやや多く含む

F：フロックを多量含む

表4・2 カチオン（2680）予備実験結果

凝集剤名	カチオン（2680）											
	山崎排水						新川					
薬品添加量(mℓ)	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0
上澄液の状態	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
沈下速度	C	C	C	D	D	D	D	C	C	C	D	D
沈下物の状態	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
pH	7.18	7.12	7.11	7.10	7.10	7.09	7.19	7.18	7.15	7.14	7.12	7.09
濁度	15.1	14.3	15.4	18.3	18.6	19.8	21.2	17.8	15.6	17.1	20.6	22.2

上澄液の状態

- A：無色透明で懸濁物を含まない
- B：無色透明で沈下速度の遅いフロックを少量含む
- C：無色透明で沈下速度の遅いフロックをやや多く含む
- D：濁りがあり粒子の小さなSSを含む

沈下速度

- A：生成したフロックのうち95~100%沈殿した状態
- B：生成したフロックのうち80~95%沈殿した状態
- C：生成したフロックのうち60~80%沈殿した状態
- D：生成したフロックのうち60%以下沈殿した状態

沈下物の状態

- C：フロックを少量含む
- D：フロックをやや多く含む
- F：フロックを多量含む

表4・3 PAC剤+カチオン系併用予備実験結果

凝集剤名	PAC+カチオン（2666）						PAC+カチオン（2680）					
	山崎排水			新川			山崎排水			新川		
PAC剤添加量(mℓ)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
カチオン添加量(mℓ)	2.5	5.0	10.0	5.0	10.0	15.0	2.5	5.0	10.0	5.0	10.0	15.0
上澄液の状態	B	A	A	B	A	A	B	A	A	B	A	A
沈下速度	B	A	A	B	B	A	B	A	A	B	A	A
沈下物の状態	D	F	F	D	F	F	D	F	F	D	F	F
pH	7.08	7.02	7.01	7.46	7.40	7.42	7.09	7.05	7.01	7.40	7.51	7.51
濁度	5.6	0.0	0.2	4.3	2.1	2.2	6.3	0.4	0.8	4.1	0.0	0.8

上澄液の状態

- A：無色透明で懸濁物を含まない
- B：無色透明で沈下速度の遅いフロックを少量含む
- C：無色透明で沈下速度の遅いフロックをやや多く含む
- D：濁りがあり粒子の小さなSSを含む

沈下速度

- A：生成したフロックのうち95~100%沈殿した状態
- B：生成したフロックのうち80~95%沈殿した状態
- C：生成したフロックのうち60~80%沈殿した状態
- D：生成したフロックのうち60%以下沈殿した状態

沈下物の状態

- C：フロックを少量含む
- D：フロックをやや多く含む
- F：フロックを多量含む

#### 4.4 本実験

4.3の予備実験の結果から得られた最適な凝集条件により本実験を実施した。以下に今回の本実験に用いた対象水質、最適条件、及び水質分析項目を示した。

##### 4.4.1 対象水質

山崎排水及び新川の2試料。

##### 4.4.2 最適条件

###### 【攪拌条件】

急速攪拌 100 rpm 2分

緩速攪拌 50 rpm 10分

###### 【添加条件】

凝集剤添加量 (ml) : 試験溶液 500ml に対して

凝集剤	山崎排水	新川
PAC	5.0	5.0
カチオン (2666)	5.0	10.0
カチオン (2680)	5.0	10.0
PAC+カチオン (2666)	5.0 5.0	5.0 10.0
PAC+カチオン (2680)	5.0 5.0	5.0 10.0

凝集剤	PAC 1%溶液注 入量 (ml)	重量注入量 (mg/l)	容積注入率 (ml/m <sup>3</sup> )	AL (mg/l)
PAC	5.0	119.0	100	3.15

凝集剤	高分子凝集剤 注入量 (ml)	高分子凝集剤 濃度 (概算)	備考
カチオン (2666)	5.0	20ppm	高分子凝集剤 (0.2%) 溶液 を試験溶液500mlに対して注 入した場合
カチオン (2680)	10.0	40ppm	

#### 4.4.3 水質試験項目

##### ①浄化効果項目

BOD, D・BOD, SS, VSS, T-N, D・  
T-N, T-P, D・T-P, COD.

##### ②沈降物試験項目

沈殿量, 強熱減量.

##### ③凝集剤影響項目

アルカリ度, pH, 濁度, 色度, AL.

#### 4.5 本実験結果

4.4において決定された条件に基づき本実験を実施した結果を、表5・1に示す。なお、この表において、例えば「PAC+2666」とは凝集剤を併用し、先にPACを添加し、その後にカチオン系凝集剤 (2666) を添加したことを意味するものである。

表5・1 水質分析結果

地点名：山崎排水

項目	凝集剤名 原水	PAC		PAC+2666		2666+PAC		PAC+2680		2666		2680	
			除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)
BOD (mg/ℓ)	83.86	17.72	79.6	9.30	88.9	11.95	85.8	13.11	84.4	24.81	70.4	18.62	77.8
D・BOD (mg/ℓ)	18.26	12.89	29.4	9.14	49.9	9.64	47.2	10.36	43.3	13.17	27.9	11.66	36.1
COD (mg/ℓ)	54.94	18.89	65.6	12.81	76.7	18.09	67.1	16.28	70.4	29.48	46.3	27.47	50.0
SS (mg/ℓ)	152.0	12.5	91.8	5.5	96.4	7.2	95.3	6.0	96.1	23.0	84.9	18.0	88.2
VSS (mg/ℓ)	102.0	9.0	91.2	2.7	97.4	5.5	94.6	2.7	97.4	18.0	82.4	16.5	83.8
T-N (mg/ℓ)	19.4	14.0	27.8	12.7	34.5	12.6	35.1	13.4	30.9	14.6	24.7	14.3	26.3
D・T-N (mg/ℓ)	13.3	12.9	3.0	11.5	13.5	12.5	6.0	13.2	0.8	12.6	5.3	12.1	9.0
T-P (mg/ℓ)	3.20	0.439	86.3	0.206	93.6	0.343	89.3	0.265	91.7	1.80	43.8	1.76	45.0
D・T-P (mg/ℓ)	1.76	0.112	93.0	0.137	92.2	0.123	93.0	0.126	92.8	1.63	7.4	1.61	8.5
アルカリ度 (mg/ℓ)	125	107	—	103	—	107	—	103	—	125	—	116	—
pH	7.10	7.05	—	7.08	—	7.10	—	7.10	—	7.21	—	7.23	—
濁度 (度)	67.3	7.2	89.3	3.8	94.3	5.5	91.8	4.2	93.8	15.6	76.8	13.0	80.7
色度 (度)	64.3	15.5	75.9	9.5	85.2	11.9	81.5	10.7	83.4	48.8	24.1	35.7	44.5
Al (mg/ℓ)	1.99	1.26	36.7	0.14	93.0	0.36	81.9	0.40	79.9	0.05	97.5	0.04	98.0
沈殿量 (mg/ℓ)	—	67.7	—	126	—	101	—	136	—	34.1	—	31.4	—
強熱減量 (mg/ℓ)	—	38.3	—	77.0	—	62.9	—	87.0	—	22.2	—	21.8	—
強熱減量 (%)	—	56.6	—	61.1	—	62.3	—	64.0	—	65.1	—	69.4	—

地点名：新川

項目	凝集剤名 原水	PAC		PAC+2666		2666+PAC		PAC+2680		2666		2680	
			除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)		除去率(%)
BOD (mg/ℓ)	9.21	3.40	63.1	3.88	57.9	2.84	69.2	6.49	29.5	5.82	36.8	8.29	10.0
D・BOD (mg/ℓ)	3.25	3.00	7.7	2.93	9.8	2.67	17.8	3.26	—	3.23	1.0	3.10	4.6
COD (mg/ℓ)	13.66	7.03	48.5	10.80	20.9	8.54	37.5	11.30	17.3	11.93	12.7	12.81	6.2
SS (mg/ℓ)	19.0	3.0	84.2	14.5	23.7	28.0	—	16.0	15.8	12.0	36.8	14.0	26.3
VSS (mg/ℓ)	7.0	1.2	82.9	5.5	21.4	28.0	—	16.0	—	12.0	—	13.2	—
T-N (mg/ℓ)	5.04	4.17	17.3	4.55	9.7	5.11	—	5.66	—	5.32	—	5.91	—
D・T-N (mg/ℓ)	4.49	4.11	8.5	4.21	6.2	4.49	0.0	4.36	2.9	4.34	3.3	4.70	—
T-P (mg/ℓ)	1.14	0.083	92.7	0.146	87.2	0.286	74.9	0.126	88.9	0.773	32.2	0.733	35.7
D・T-P (mg/ℓ)	0.732	0.037	94.9	0.036	95.1	0.050	93.2	0.034	95.4	0.627	14.3	0.609	16.8
アルカリ度 (mg/ℓ)	118	101	—	98.6	—	96.4	—	94.3	—	116	—	114	—
pH	7.69	7.31	—	7.28	—	7.30	—	7.21	—	7.69	—	7.57	—
濁度 (度)	8.4	1.7	79.8	10.5	—	3.4	59.5	7.2	14.3	8.4	0.0	9.7	—
色度 (度)	15.5	9.5	38.7	6.0	61.3	7.1	54.2	9.5	38.7	9.5	38.7	7.1	54.2
Al (mg/ℓ)	0.11	0.33	—	0.77	—	1.94	—	0.71	—	0.01	90.9	0.00	100.0
沈殿量 (mg/ℓ)	—	38.9	—	41.2	—	32.0	—	34.8	—	—	—	8.8	—
強熱減量 (mg/ℓ)	—	11.9	—	11.5	—	12.1	—	13.3	—	—	—	1.9	—
強熱減量 (%)	—	30.6	—	27.9	—	37.8	—	38.2	—	—	—	21.6	—

## 5. まとめ

以上の結果から、各調査地点の凝集剤による凝集（除去）効果について取りまとめ以下に示した。

### 5.1 カチオン系凝集剤の効果について

本実験で使用した『Nouvs Porymer』は2680 2666、適用範囲SS(mg/l)：15~75 BOD(mg/l)：20~90である。従って、今回の原水2タイプについてみると山崎排水（SS：152mg/l BOD：

83.9mg/l）の方が、新川（SS：19.0mg/l BOD：9.2mg/l）よりも除去効果が明らかな適用範囲であるが、山崎排水についてみると、SS除去率は2680の方が2666より僅かに高く、それぞれ88%、85%を示しており、いずれもPACによる除去率92%を僅かに下回っているもののほとんど差はない。BOD除去率についてみると同様に2680の方が2666より僅かに高く、それぞれ78%、70%を示しており、いずれもPACによる除去率80%を僅かに下回っているもののほとんど差はない。

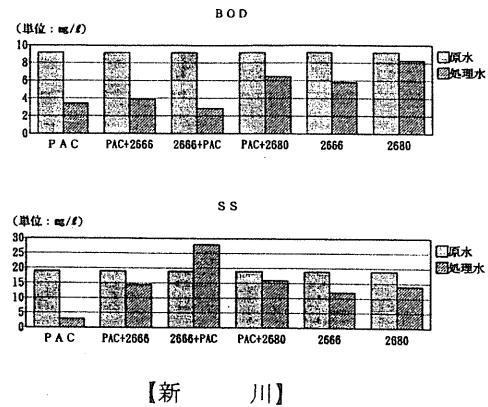
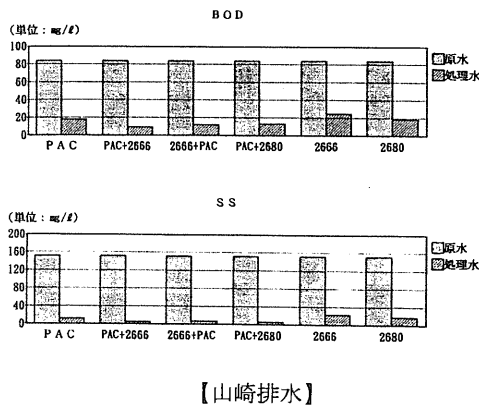


図5・1 水質グラフ (1)

さらにPAC+2680, PAC+2666をみるとSS除去率はいずれも96%レベルに近い。BOD除去率は84~89%レベルに達し、Nouvs PolymerのSS凝集補助剤としての特性を示すものと思われる。

この他、Nouvs Polymer カチオンとPAC との対比

で著しく目立つのはアルミニウム除去率であって山崎排水の場合の除去率をみるとPAC37%に対してNouvs Polymerカチオンによる除去率は98%に達している。同様に新川の場合もNouvs Polymerカチオンによる除去率は91~100%に達している。

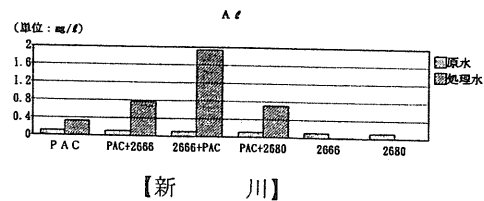
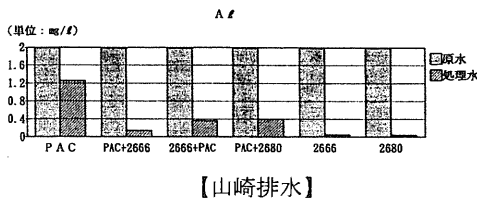
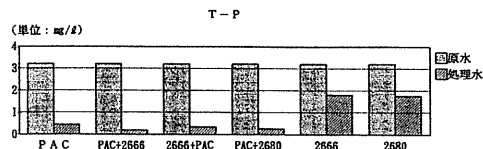


図5・2 水質グラフ (2)

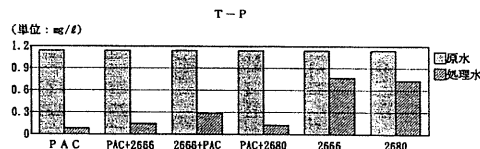


逆に総リン除去率では、山崎排水の場合、PAC 86%に対してNovus Polymerカチオン単独では除去率は44~45%出あるが、PACとNovus Polymerカチオ

ン併用で92~94%であった。この傾向は新川の場合もほぼ同様である。



【山崎排水】



【新川】

図5・3 水質グラフ (3)

## 5.2 山崎排水の除去効果について

原水の水質は、BOD : 83.86mg/l, D・BOD : 18.26mg/l, COD : 54.94mg/l, SS : 152.0mg/l と有機性汚濁が顕著で、しかも粒子性成分を多く含んでいる状態であった。

凝集剤による除去効果についてとりまとめると以下に示すとおりである。

BODの除去率をみると『カチオン単独<PAC単独<PACとカチオンの併用』の傾向が

カチオン単独で 70.4%, (原水 : 83.86 mg/l  
→ 処理水 : 24.81 mg/l)

PAC単独で 78.9%, (原水 : 83.86 mg/l  
→ 処理水 : 17.72 mg/l)

併用すると 88.9%, (原水 : 83.86 mg/l  
→ 処理水 : 9.30 mg/l)

みられ、同様の傾向が多く項目についても見られた。特にSS, T-P, 濁度は、凝集剤を併用した場合には90%を超える除去率が得られている。

項目 (除去率)	PAC	カチオン	PAC+カチオン併用
COD (%)	65.6	46.3~50.0	70.4~76.7
SS (%)	91.8	84.9~88.2	96.1~96.4
T-P (%)	86.3	43.8~45.0	91.7~93.6
濁度 (%)	89.3	76.8~80.7	93.8~94.3

また、山崎排水は、3章でも述べているように家庭排水による影響が大きいこと、水質の日変動が著しいことが十分予想できる。そこで過去の実験結果と併せ原水水質濃度の変化に伴う凝集剤の除去効果を示すと以下のとおりである。

平成8年9月 BOD16.77mg/l

除去率はPAC単独で 37.0%, (原水 : 16.77

mg/l → 処理水 : 10.57 mg/l)

平成8年12月 BOD33.16mg/l

除去率はPAC単独で 65.0%, (原水 : 33.16 mg/l → 処理水 : 11.61 mg/l)

カチオン単独で 6.4%, (原水 : 33.16 mg/l → 処理水 : 31.04 mg/l)

PAC単独の場合で比較すると、BODの濃度が高くなるにつれて、除去効果が高くなる傾向が見られる。

次に、凝集剤添加に伴う影響項目についてみると、pHは中性域を保持しており添加による問題は無い。さらに処理水中のアルミニウムの残留濃度は、以下のとおりである。

カチオン単独で 原水 : 1.99 mg/l  
→ 処理水 : 0.05 mg/l

PAC単独で 原水 : 1.99 mg/l  
→ 処理水 : 1.26 mg/l

併用すると 原水 : 1.99 mg/l  
→ 処理水 : 0.14 mg/l

PAC添加により処理水中のアルミニウムの濃度は除去されているものの高濃度を示しているが、カチオンと併用することにより、その濃度を低くできる傾向が見られる。

## 5.3 新川の除去効果について

原水の水質は、BOD : 9.21mg/l, D・BOD : 3.25mg/l, COD : 13.66mg/l, SS : 19.0mg/l と、山崎排水と比較すると有機性汚濁の程度はかなり小さかった。

凝集剤による除去効果についてとりまとめると以下に示すとおりである。

BODの除去率をみると、『カチオン単独<PAC単独』の傾向は見られたが『PACとカチオンの併用』の

効果は認められなかった。

- カチオン単独で36.8%, (原水: 9.21 mg/l  
→ 処理水: 5.82 mg/l)
- PAC単独で 63.1%, (原水: 9.21 mg/l  
→ 処理水: 3.40 mg/l)
- 併用すると 57.9%, (原水: 9.21 mg/l  
→ 処理水: 3.88 mg/l)

除去率は山崎排水の場合とは異なり、凝集剤ごとの除去効果はまちまちであった。またカチオンを単独で用いた場合、フロックの形成が不明瞭であった。代表的な項目についての除去率を以下に示す。

項目 (除去率)	PAC	カチオン	PAC+カチオン併用
COD (%)	48.5	6.2~12.7	17.3~20.9
SS (%)	84.2	26.3~36.8	15.8~23.7
T-P (%)	92.7	32.2~35.7	87.2~88.9
濁度 (%)	79.8	0.0	0.0~14.3

さらに、過去の実験と併せ原水水質濃度の変化に伴う凝集効果を示すと以下のとおりである。

平成8年9月 BOD: 4.75mg/l  
除去率はPAC単独で 54.3%,  
(原水: 4.75 mg/l → 処理水: 2.17 mg/l)

平成8年12月 BOD: 5.12mg/l  
除去率はPAC単独で 60.2%,  
(原水: 5.12 mg/l → 処理水: 2.04 mg/l)  
カチオン単独で 48.6%,  
(原水: 5.12 mg/l → 処理水: 2.63 mg/l)

PAC単独の場合と比較すると、やはり、BODの濃度が高くなるにつれて、除去効果が高くなる傾向が見られる。ただし山崎排水と比較すると、原水の濃度が低いいためか除去効率はせいぜい60%程度であった。

次に、凝集剤添加に伴う影響項目についてみると、pHは中性域を保持し添加による問題は無い。また、処理水中のアルミニウムの残留濃度は、PAC添加により処理水中のアルミニウムは除去されてはいるものの原水濃度より増加している。しかし、山崎排水と大きく異なる

- カチオン単独で 原水: 0.11 mg/l  
→ 処理水: 0.01 mg/l
- PAC単独で 原水: 0.11 mg/l  
→ 処理水: 0.33 mg/l
- 併用すると 原水: 0.11 mg/l  
→ 処理水: 0.77 mg/l

ことは、カチオンと併用しても、その濃度は減少しないということであった。

#### 5.4 処理効果と概算処理費について

前項では各凝集剤の処理効果の評価を除去率で示した。次に、本項においては凝集剤の概算処理費を算出し、コストからの評価を行った。

尚、算出は各凝集剤の最適条件添加量とした。

- PAC剤
  - 添加濃度 : 119 mg/l (比重:1.19)
  - 処理量1m<sup>3</sup>当りの添加量 : 119 g/m<sup>3</sup>
  - 市販金額 : 3000 円/18 l (正味のみ)
  - 処理量1m<sup>3</sup>当りの処理費 : 16.7 円/m<sup>3</sup>

- カチオン系凝集剤(Betz Novus Polymer 2666 2680)
  - 添加濃度 : 20 mg/l (比重:1.00)
  - 処理量1m<sup>3</sup>当りの添加量 : 20g/m<sup>3</sup>
  - 市販金額 : 480円/454g  
(1ポンド4ドル:1ドル120円として)

処理量1m<sup>3</sup>当りの処理費 : 21.1円/m<sup>3</sup>

以上の結果から1m<sup>3</sup>当りの概算処理費は、PAC剤: 16.7円、カチオン系凝集剤(Betz Novus Polymer 2666 2680): 21.1円となり、費用としてはカチオン系凝集剤のほうが1.25倍高くPAC剤の方が安価である。

次に、処理効果をコストから評価してみた。項目としては処理の難しい窒素及びリンから処理効果が認められたリンについて行った。

尚、カチオン系凝集剤の除去率は2種類の平均値を用いた。

#### ○山崎排水

山崎排水における総リン1g当りの概算処理費を算定すると、PAC剤: 6.0円、カチオン系凝集剤: 14.9円とカチオン系凝集剤で処理を行うと約2.5倍高い。

表5・1 山崎排水処理費比較表

凝集剤	PAC剤	カチオン系凝集剤
項目	T-P	
原水濃度 (mg/l)	3,200	
処理水濃度 (mg/l)	0.439	1.780
除去率 (%)	86.3	44.4
凝集剤処理費 (円/m <sup>3</sup> )	16.7	21.1
1g当りの処理費 (円/g)	6.0	14.9

## ○新川

新川における総リン1 g当りの概算処理費を算定すると、PAC剤：15.8円、カチオン系凝集剤：54.5円とカチオン系凝集剤で処理を行うと約3.4倍高い。

表5・2 新川処理費比較表

凝集剤	PAC剤	カチオン系凝集剤
項目	T-P	
原水濃度 (mg/l)	1,110	
処理水濃度 (mg/l)	0.083	0.753
除去率 (%)	92.7	34.0
凝集剤処理費 (円/m <sup>3</sup> )	16.7	21.1
1g当りの処理費 (円/g)	15.8	54.5

上記のとおり、山崎排水、新川ともに概算処理費はPAC剤の方が安価であることがわかる。さらに、対象水質によりコストも異なり本実験においては高濃度の方が両凝集剤ともに安価であった。

## 5.5 考察

以上の凝集剤に関する実験結果をとりまとめると次のことが挙げられる。

- ① 本実験に使用したカチオン系凝集剤は原水水質濃度により除去効果は異なり、有機性成分（BOD、SS等）が高濃度ほど除去率は向上する。逆に低濃度であると凝集効果は低減される。
- ② 除去効果はカチオンよりPACの方が山崎排水、新川ともに高い除去率を示しており、特にBOD（78.9%、63.1%）、SS（91.8%、84.2%）、T-P（86.3%、92.7%）、濁度（89.3%、79.8%）の4項目が挙げられる。PACにおいても原水水質濃度が高濃度ほど除去率は向上する傾向が認められた。
- ③ 凝集剤の併用は、本実験では山崎排水の様な有機性が高い水質に対してはPAC単独以上の除去結果を得ることができた。特にBOD、SS、濁度は90%を越える高い除去率が得られた。さらに効果が余り得ら

れなかった有機性の低い新川においてもT-Pの除去率は高かった。

④ 環境への影響が懸念される凝集剤添加に伴うアルミニウムの除去効果及び処理水中の残留濃度についてみると、カチオン（アルミニウムは含まれていない）は90%以上の高除去率を示し残留濃度も低濃度であった。PAC（アルミニウムを含んでいる）は除去効果は認められるものの残留濃度はカチオンより高い値を示している。

⑤ 本実験における各凝集剤の処理水量1 m<sup>3</sup>当たりの概算処理費は、PAC剤の方が安価である。さらに処理の難しい窒素及びリンから処理効果が認められたリン1 g当たりの概算処理費を算定すると処理水量と同様にPAC剤の方が安価であった。さらに高濃度の方が両凝集剤ともに安価であった。

## おわりに

凝集剤を添加して沈殿により水質を浄化する技術は、古くから行われている技術であり、我国でも下水の二次処理水を対象としてのリンの除去や、浄水場における前処理、膜処理の前処理などで使用されている技術である。

今回の実験においては、リンの除去率が高いだけでなく、山崎排水においてはBOD、SSなども高い除去率が得られている。

本手法は、河川水においてもリンの除去を目的に実施されている例もあるが、凝集剤を選択することによりBODやSS成分などの除去も期待できる手法であると考えられる。

本実験は2河川の水を使用しての結果であるので、今後さらに種々の河川水を使用して実験を行い、河川水浄化への適用性を検討して行くことが必要と考えられる。

## 参考文献

- 1) 丹保憲仁・小笠原絃一（1985）：浄水の技術，技報堂出版
- 2) 村田常雄（1992）：下水の高度処理技術，理工図書



# 都市河川の直接浄化法

吉川 秀夫\*・木村 徹\*\*・南 彰則\*\*\*

## はじめに

下水道の整備が遅れ、水質汚濁の著しい都市部の中小河川や生活排水路においては、水質浄化が望まれている場所も多い。しかし、浄化設備を排水路横や高水敷に設置する分離浄化方式では用地確保の問題があり、都市部では直接浄化法の要望が強い。

従来の直接浄化法としては、礫間接触酸化法やプラスチック接触材を直接水路に充填する方法が知られているが、目詰まりを起こしやすく、降雨時の土砂流出による埋没、洪水時に流下断面を阻害する等の問題を抱えている。中でも洪水時の流下断面の確保は治水に特に重要である。

そこで、通常時は浮力を有する不織布接触材が浮き草のように林立しBOD、SSの低減を図るとともに、下流に自動転倒堰を設けることにより洪水時には不織布接触材及び転倒堰が転倒して、十分な流下断面を確保することを特徴とする。中小河川の直接浄化手法を考案し実験を行ったので報告する。

## 1. 直接浄化装置の概要

浄化装置は、浮力を持つ不織布接触材「バイオブロング」の下部を撚り戻しを介して水底に固定し、複数本を一定間隔を置きながら設置する。水底中央部には散気管を設け、DOを上げてBODの酸化分解効率を高めるとともに、旋回流を発生させSS成分の不織布接触材への濾過吸着効果を高める働きをする。また、下流域に自動転倒堰を併設することにより、通常時は浄化に必要な水路容積を確保し、降雨時には一定流量以上になると転倒するよう調整することにより、堰及び接触材が転倒して十分な流下断面を確保する仕組みになっている。不織布接触材のサイズや充填本数、自動転倒堰高さや数は、原水の水質、処理水量、目標水質、水路の大きさに合わせて自由設計が可能である。

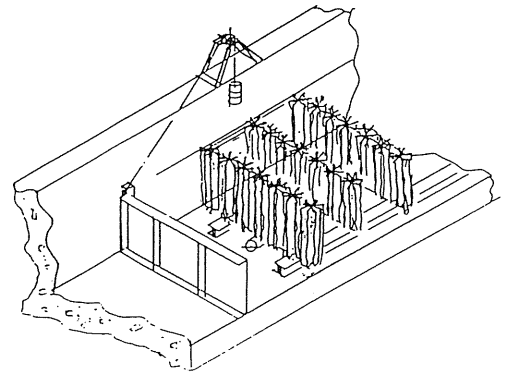


図1・1 直接浄化装置の概略図

## 2. 不織布接触材の概要

「バイオブロング」は、浮力を有する菊花断面の棒状立体不織布であり、概略形状は図2・1の通りである。不織布は従来から水や空気のフィルター材としてよく用いられ、「バイオブロング」には次のような特徴がある。

- ①フィルター効果により懸濁態BODやSSの除去に優れた効果を発揮する。
- ②通常時は十分な浮力により直立しているが、流速が早くなると転倒する。
- ③繊維への特殊表面処理により、短時間に多量の微生物吸着機能を持つ。
- ④隙間をあけて配置するため、目詰まりしにくく水の疎通を妨げにくい。
- ⑤転倒式浄化網に比較して維持、管理が容易である。

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長  
\*\* 木村 徹 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員  
\*\*\* 南 彰則 日本バイリーン(株) 研究開発部 グループ長

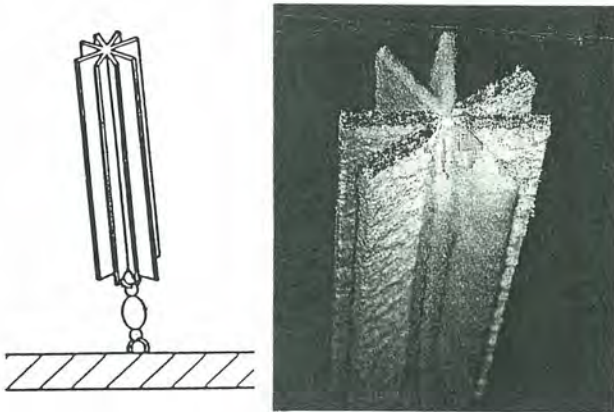


図2・1 不織布接触材概略図

標準的な「バイオオブロンク」1本当たりのサイズは、直径10cm、花卉数8枚、長さ1mであり、組成はポリエステル繊維からなる。引張強度は100Kg/本以上あり、保型性に優れ変形させても即元の形に戻る。基材の平均孔径は250 $\mu$ mだが、SS吸着濾過性能は生物膜付着により急激にアップする。浄化水路に充填した場合、仮に不織布の空隙が完全閉塞しても水路全体の空隙率は92%と高いので目詰まりの恐れは殆どない。また総接触面積/全水体積の値は150m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>であり、礫間接触酸化の70m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>に比較して約2倍高い。(本実験設備の場合)

表2・1に「バイオオブロンク」の仕様を示す。

表2・1 「バイオオブロンク」の仕様

	標準タイプ	応用範囲
直径 (cm)	10	自由設計 (5 ~ 30)
長さ (m)	1	自由設計 (0.5 ~ 5)
花卉数 (枚)	8	自由設計 (4 ~ 12)
孔径 ( $\mu$ m)	250	自由設計 (10 ~ 5,000)
繊維組成	ポリエステル	熱可塑繊維

### 3. 不織布接触材の転倒角度実験結果

「バイオオブロンク」(長さ30cm)の下部を実験用水槽の底部に定着し、平均流速と転倒角度との関係を調べた結果を図3・1に示す。平均流速5cm/sec以下ではほぼ垂直を保っているが、流速とともに転倒角度は増し、30cm/secでは60°の転倒角度となる。

図3・2は転倒実験の写真であり、転倒角度は67°である。

流速が早いにも拘わらずこれ以上転倒しないのは、接

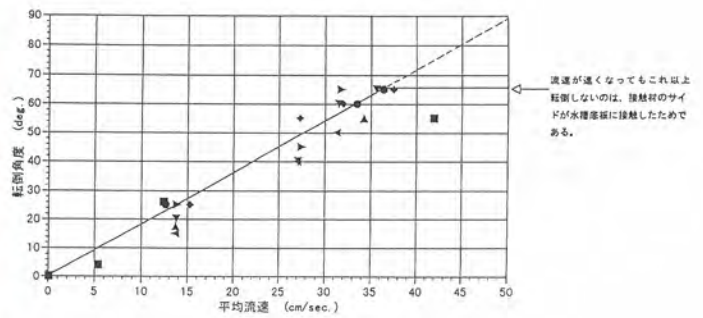


図3・1 転倒角度と流速の関係

触材のサイドが水槽底面に接触したためであり、定着位置を変えれば流速50cm/sec以上で90°転倒することが確認された。



常時



増水時



転倒時



転倒時

図3・2 転倒実験写真

#### 4. 現場実験結果

##### 4.1 実験施設概要

実験場所は千葉県N市とした。実験施設は直接河川内ではなく、高水敷に実験水路を設置し、生活排水の流入する排水路から取水して行った。実験水路の大きさは

1.0mH×1.22mW×100mL（水深0.92m）。取水ポンプの定格は5.5Kw（max1.0m<sup>3</sup>/min）、水中プロアは2.2Kw（2.0m<sup>3</sup>/min）を用いた。散気管は水路中央部に設置され、曝気は水路入り口から90m部まで行った。不織布接触材は10cmφ×85cm長×3,000本を100m水路に充填し、浄化効率の追求よりも洪水時の流下断面の確保を重視した設計になっている。

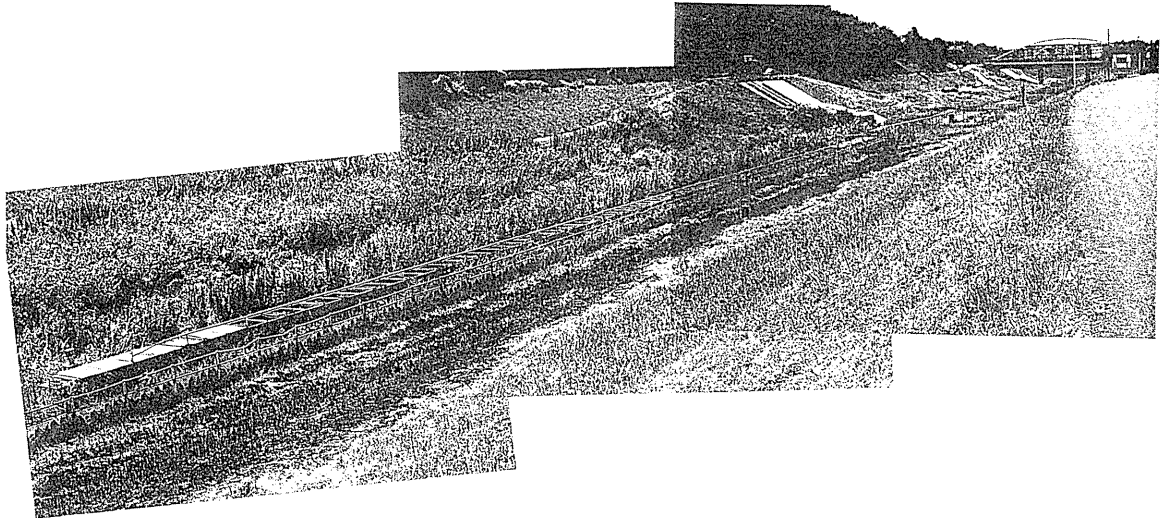


図4・1 実験施設全体図

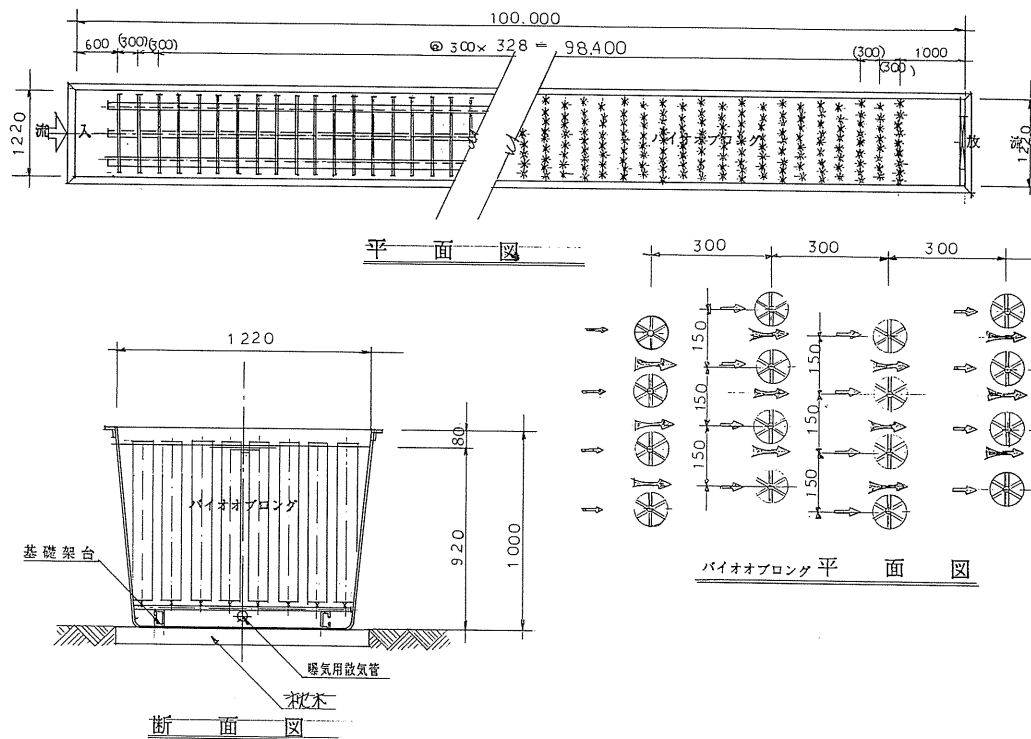


図4・2 実験施設構造図





図4・3 水路内オブロング状況



図4・4 曝気状況



図4・5 微生物付着状況

## 4.2 実験結果

本実験の原水は、生活排水路との合流地点で連続取水しているため水質の時間変動が大きく、またBODに比

べSS値がかなり高く、無機粒子を多く含んでいるのが特徴である。従ってSSよりBOD値が高い一般の生活排水に比べると、やや浄化しにくい水と言える。

浄化実験の開始はH8年2月、原水のDOが高いので、当初曝気と非曝気を試みた結果、曝気を行った方が透視度はかなり良好であった。これは曝気により旋回流が発生しSS成分の接触材への濾過吸着機会が著しく増すためと推察された。

### 4.2.1 滞留時間による浄化効果

実験は2月29日～8月22日まで行われ、その間に12回の水質調査が実施された。

実験は流速0.7cm/secの条件で行われ、2hr滞留地点(50m地点)と4hr滞留地点(100m地点)の水質が調査された。

表4・1に処理水質の平均値を示す。また、主要な水質項目の調査日による変化図を図4・6～4・9に示す。

調査結果の平均値でみると、SSの除去率は83% (滞留2hr)、92% (滞留4hr)と高かったが、BODの除去率は52% (同2hr)、61% (同4hr)とやや低かった。しかしBODの除去率の内容でみると、懸濁態のBODの除去率は70～80%と高い結果であった。またT-Nの除去率は約20%、T-Pの除去率は約12%であったが、データーのばらつきが大きかった。

滞留時間で比較すると2hrと4hrで除去率に大きな差はなく、滞留2hrで最大除去率に近づいているものと考えられた。

流入原水濃度と処理水の水質をみると、SSは原水の濃度に関係なく安定した処理水が得られていたが、BOD、T-N、T-Pは流入原水の濃度が高いと処理水質も高い結果となっていた。これは原水の懸濁態の成分が、接触材のフィルター効果により効率よく除去されたことを示しており、BOD除去率の内容からみても明らかであるとえられる。

表4・1 処理水質 (平均値)

項目	原水	2hr 滞留		4hr 滞留	
	測定値	測定値	除去率(%)	測定値	除去率(%)
SS (mg/l)	37.8	6.6	83	2.9	92
COD (mg/l)	12.4	8.4	32	7.4	40
BOD (mg/l)	18.5	8.9	52	7.3	61
D-BOD (mg/l)	7.5	5.8	23	5.3	29
T-P (mg/l)	0.86	0.77	12	0.83	10
PO <sub>4</sub> -P (mg/l)	0.59	0.62		0.69	
T-N (mg/l)	6.8	5.56	18	5.44	20
NH <sub>4</sub> -N (mg/l)	2.58	2.48		2.05	
NO <sub>2</sub> -N (mg/l)	0.18	0.21		0.29	
NO <sub>3</sub> -N (mg/l)	1.87	1.76		1.93	

\* 除去率は毎回の除去率の平均値



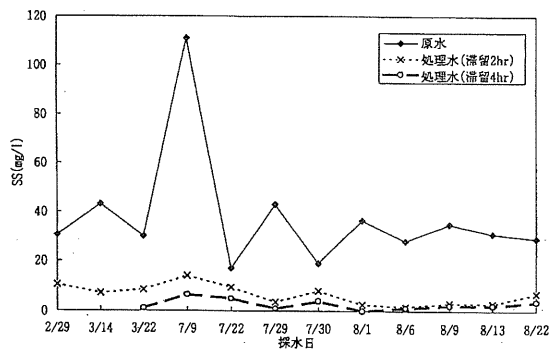


図4・6 SS測定結果

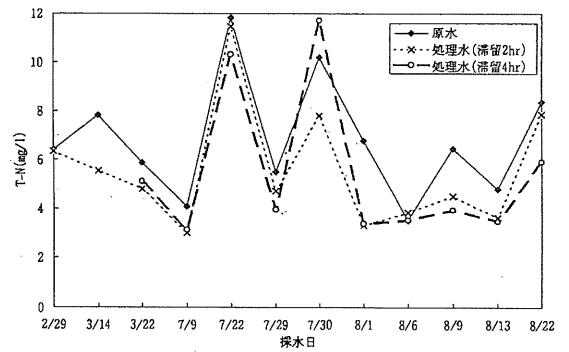


図4・8 T-N測定結果

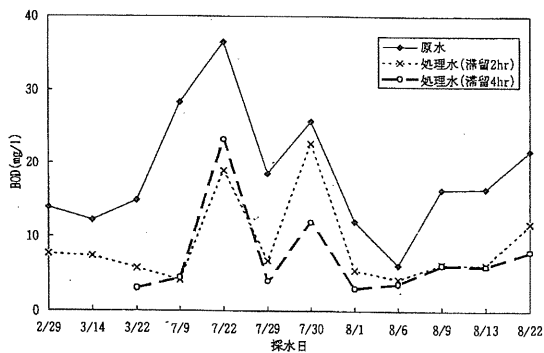


図4・7 BOD測定結果

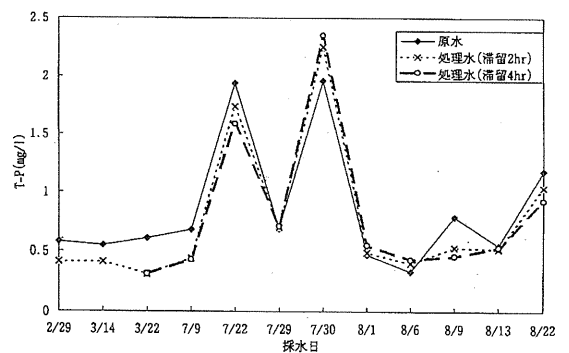


図4・9 T-P測定結果

#### 4.2.2 流下距離による浄化効果

流下距離による浄化効果を、25m地点（滞留1hr）での測定結果も含めて表4・2、4・3に示す。これより

みると25m流下した地点の除去率でも50m地点の除去率に近いデータもあり、「バイオオブロング」を設置した水路の浄化効果は、25m（滞留1hr）でもあることがわかる。

表4・2 流下距離による除去率一覧表（1）

日付	Q (ℓ/min)	浄化槽全長100m間 除去率(%)								浄化槽前半、後半各50m間 除去率(%)					
		SS	COD	BOD	P-BOD	T-P	P-P	T-N	P-N	SS	COD	BOD	P-BOD	P-P	P-N
2/29	790	66	20	45	61	29	42	1	-8						
3/14	780	83	23	40	52	25	52	29	49						
3/22	440	96	27	79		49	76	13	12	72, 88	31, -	61, 47		76, 0	22, -13
7/9	500	94	56	84	89	37	89	23	82	87, 54	66, -26	86, -7	95, -136	72, 32	59, 56
7/22	500	70	38	36	41	17	-64	12	31	44, 47	22, 21	48, -23	48, -15	13, -88	41, -16
7/29	440	91	50	78	96	-3	86	27	39	91, 10	40, 17	64, 40	84, 76	70, -4	-7, 43
7/30	440	78	31	53	79	-20	-24	-15	16	58, 50	30, 2	12, 47	20, 73	85, -703	33, -26
8/1	530	100	37	75	99	-17	70	50	87	93, 100	31, 9	55, 44	84, 91	64, 16	86, 7
8/6	540	95	29	40	85	-30	64	0	44	94, 33	24, 7	31, 14	69, 50	50, 28	-28, 57
8/9	540	93	52	62	95	41	68	38	92	91, 31	47, 9	62, 2	96, -33	61, 17	81, 58
8/13	440	92	37	64	88	3	71	27	90	90, 27	31, 9	63, 3	88, 0	72, -	89, 12
8/22	500	87	28	63	90	21	63	29	56	76, 49	19, 12	46, 29	75, 61	46, 31	3, 55

表4・3 流下距離による除去率一覧表 (2)

日付	浄化槽 100m,50m,25m 地点における除去率 (%)					
	SS	COD	BOD	P-BOD	P-P	P-N
8/6	95,94,87	29,24,23	40,31,21	85,69,77	64,50,36	44,-28,71
8/9	93,91,78	52,47,40	62,62,49	95,96,93	68,61,49	92,81,87
8/13	92,90,74	37,31,22	64,63,55	88,88,84	71,72,38	90,89,81
8/22	87,76,53	28,19, 8	63,46,33	90,75,54	63,46, 9	56, 3,40

4.2.3 汚濁質の浄化槽内の除去率並びにBODの槽内収支

(1) 汚濁質の除去率

前記の実験を行い、縦断方向に水質を12回調査した。ここでは最終時(平成8年8月22日)に行った結果を表4・4に示す。ここでT-Nのうち(NH<sub>4</sub>-N)、(NO<sub>2</sub>-N)および(NO<sub>3</sub>-N)の合計値は溶解性の窒素分(D-N)とし、T-N-(D-N)を粒子性の窒素分(P-N)とし、またT-Pのうち(PO<sub>4</sub>-P)を溶解性の磷分(D-P)とし、T-P-(D-P)を粒子性の磷分(P-P)とする。

このようにして槽内の4地点の水質分析結果より、各水質項目の各区間での除去率を計算すると表4・5のようになった。この表より判るように、BOD、COD、T-N、T-Pの除去率は比較的小さい。この原因は溶解性のD-BOD、D-N、D-Pの除去率が非常に低いためであり。原水中の溶解分はこの槽内を殆ど減少しないで通過しているため、P-BOD、P-N、P-Pの除去率は表中太字で示すように、全体としては90%近く(P-Pは除去率が若干低く60%程度)、槽内を通過する際に殆どが除去されることが判る。また、これらの除去率はSSの除去率とほぼ同程度であることから、各汚濁質はバイオブロングに付着するか、槽底に沈殿すると考えてよい。

CODについてはD-CODが測定されていないが、もしD-CODが10mg/l程度とするとP-CODの除去率は90%程度となる。

(2) BODの槽内収支の検討

各回の水質試験結果を用いて検討するべきであるが、実験開始時点では浄化が安定しないが、その後は安定して浄化が行われているので、最終回の測定値が全試験期間継続したものとして検討する。

なお底泥の分析結果は表4・6に示す通りである。底泥量ならびにバイオブロングに付着した量は測定が困難なために測定せず、底泥より一定量を取り出し各項目について分析したものである。

(1) で述べた浄化実験結果と表4・6の結果より、BODの槽内は次のように概要を考えることができる。

原水BOD濃度=21.6g/m<sup>3</sup>

原水流入総量 =56,500m<sup>3</sup>

(平成8年2月~8月, 断続通水量, 通水日数68.5日)

であるから、実験期間内に流入した原水BOD負荷量=21.6g/m<sup>3</sup>×56,500m<sup>3</sup>=12,125Kg. 槽内でのBOD除去率=0.63であるから、槽内BOD残留量=1,215×0.63=769Kg(酸素量ベース)

次にSSの収支の面から考えれば次のように考えられる。

原水SS濃度=29g/m<sup>3</sup>, 原水SS流入総量=29g/m<sup>3</sup>×56,500m<sup>3</sup>=1,639Kg, SS除去率=0.88であるから槽内でのSS除去量=1,639×0.88=1,438Kgである。

一方底泥中の平均BOD濃度は表4・6より16.3g/Kgであるから、底泥中のBOD負荷量は1,438×0.0163=23.5Kgとなり、BOD負荷に関しては実験期間中、769Kgが堆積したと推定されるが、実際には生分解等が行われ、実験の最終段階では23.5Kgしか残留していないことになる。すなわち、BOD全負荷のうち約3%しか残留していないことになる。

表4・4 水質分析結果

平成8年8月22日採水

検体名 計量の対象	運 河 公 園 浄 化 施 設			
	原水(10:00)	25m(10:50)	50m(11:40)	100m(13:20)
P H (°C)	7.3(18.2)	7.2(22.0)	7.3(20.9)	7.3(20.1)
B O D	21.6 mg/l	14.5 mg/l	11.7 mg/l	7.9 mg/l
D - B O D	9.3 mg/l	8.9 mg/l	8.6 mg/l	6.7 mg/l
C O D	14.5 mg/l	13.4 mg/l	11.8 mg/l	10.4 mg/l
S S	29.0 mg/l	13.6 mg/l	7.0 mg/l	3.6 mg/l
T - N	8.38 mg/l	7.19 mg/l	7.87 mg/l	5.91 mg/l
T - P	1.18 mg/l	1.17 mg/l	1.04 mg/l	0.93 mg/l
N H <sub>4</sub> - N	3.00 mg/l	3.49 mg/l	3.26 mg/l	2.64 mg/l
N O <sub>2</sub> - N	0.25 mg/l	0.28 mg/l	0.29 mg/l	0.25 mg/l
N O <sub>3</sub> - N	2.27 mg/l	1.71 mg/l	1.54 mg/l	1.76 mg/l
P O <sub>4</sub> - P	0.879mg/l	0.895mg/l	0.878mg/l	0.818mg/l

表4・5 汚濁質の除去率

項目	区間別除去率			
	0-25 <sup>m</sup>	25-50 <sup>m</sup>	50-100 <sup>m</sup>	0-100 <sup>m</sup>
BOD	0.33	0.19	0.32	0.63
D-BOD	0.04	0.03	0.22	0.28
P-BOD	0.54	0.45	0.61	0.90
COD	0.08	0.12	0.12	0.28
SS	0.53	0.49	0.49	0.88
T-N	0.14	-	-	0.29
D-N	0.01	0.07	0.07	0.16
P-N	0.40	-	-	0.81
T-P	0.01	0.11	0.11	0.21
D-P	-	0.02	0.07	0.06
P-P	0.10	0.41	0.31	0.63

表4・6 底泥分析結果

方法：浄化水槽中の底泥をエアリフトで採取した後、孔径1ミリの濾紙で濾過し、濾物を一定量採取して希釈し、COD、BOD、T-N、T-Pを測定した。  
また一定重量の濾物を乾燥（105℃、2時間）し固形分濃度を測定すると共に、更に乾燥濾物を灰化（600℃、30分）し有機：無機比率を求めた。

底泥採取日：平成8年8月28日

計量の対象	単位	検体名			計量方法
		0m 底泥	50m 底泥	100m 底泥	
固形分濃度	wt %	19.2	11.0	9.2	
有機：無機	wt 比	25：75	26：74	29：71	
全有機物重量	g/kg	250	260	290	
C O D	g/kg	190.0	266.4	156.3	機器分析、M <sub>h</sub> 法
B O D	g/kg	13.6	16.2	19.4	JIS K 0102 21
T - N	g/kg	* N D	0.7	2.1	機器分析
T - P	g/kg	2.3	5.4	6.2	切方 <sup>1)</sup> 青 吸光光度法

\* N D: 0.003 g/kg検出

(3) 各水質項目についての槽内収支

BOD収支と全く同様にしてCOD、T-N、T-Pについて浄化槽内の負荷収支を計算し、表4・7に示す結果を得た。

底泥量を直接測定でなく、SSの槽内沈降量で推定しているため、並びに流入原水が実験期間中変動しているため、収支を十分精度よく推定することができなかったが、槽内で汚濁物質が消化されていることは認められよう。ただし、CODに関しては底泥中で増加したことになるが、これは測定精度からくるものと考えられる。

T-NについてはBODの場合と同様の状況を示し、T-Pについてはほぼ妥当な値が得られた。

表4・7 浄化槽内負荷収支

負荷項目	槽内除去量(Kg)	底泥中残留量(Kg)	消化率
BOD	769	23.5	0.97
COD	229	317	
T-N	137	1.3	0.99
T-P	14	6.9	0.51

(4) 底泥の有機成分の硝化

平成8年8月22日の原水SS成分の有機/無機比率は59/41であり、不織布フィルターで濾過した濾物の有機/無機比率は45/55であった。

これに対し、底泥中の有機/無機比率は25/75～29/71であった。

①これは有機成分の約1/2が無機成分に伴って沈降したのか、あるいは②無機成分と同様に沈降し約1/2が硝化したのかと考えられる。

しかし、表4・4からSSの除去率とP-BOD、P-Nの除去率とはほぼ同一であるから、①は考えにくく、原因は②であったと考えられる。

(5) 検討

なお表4・7から、底泥中に残留したBODは浄化槽に残留したBODから見ると約2日分に相当し、いかにも底泥中の残留BODは少なすぎる。これは測定精度がよくなかったことに起因するが、バイオオプロングに付着した汚泥が相当量あり、この汚泥中のBOD濃度が底泥中のものよりも高く、かつCOD濃度が底泥中のものよりも低かった可能性がある。

今後は、底泥及び付着汚泥の量も正確に測定することが必要であり、また各水質項目についても精度よく測定することが必要である。

## おわりに

今回実験を行った浄化手法は、水路内に直接設置が可能で、洪水時には転倒して十分な流下断面を確保するという特徴を持った直接浄化手法である。

浮力を有する不織布接触材「バイオオブロング」は、平均流速が50cm/sec以上になると90°転倒することが水理実験から明らかになっている。

現場浄化試験の結果では、懸濁態BOD及びSSは接

触材のフィルター効果により、効率よく除去されることが確認されたが、懸濁態以外の成分は十分な浄化効果は得られなかった。

本浄化手法については今後も実験を継続して行い、長期的な浄化効果、バイオオブロングへの微生物の付着状況や剥離の状況、堆積汚泥の性状と処理・処分方法、維持管理上の問題点等についてデータを蓄積し、実用化へ向けて検討していきたいと考えている。

# 転倒式浄化網による浄化実験の概要 (第2報)

吉川秀夫\*・田村 敦\*\*・三尾袈裟人\*\*\*

## 要旨

都市河川の水質は、下水道の普及に伴って徐々に改善されつつある状況だが、これらに流入する小河川及び用水路等の汚濁水のため、容易に改善が進まない現状にある。このため、小規模で緊急暫定的な水質浄化施設が必要となっており、イニシャルコストが少なく、かつ広大な土地を必要とせず、ランニングコストの少ない緊急暫定的浄化施設の開発、実用化が急務となっている。

最近実施例の多い既存の浄化手法としては、礫間接触酸化法があげられる。これは接触材として礫を充填するものであるが、この手法では広大な土地を必要とする。また、他の直接浄化手法としては、接触材充填水路浄化法があり、ひも状や波板状の接触材を用い、水深30cm程度の水路による実施例がある。しかしながら、特に雨天時の土砂の流入により埋没したり、流水の阻害の原因となる欠点がある。

本転倒式浄化網による浄化法は、これらの問題に対処するために考案されたものであり、河川断面に余裕の少ない河道内に直接設置出来、なおかつ洪水時の流水を阻害しない、主に中小の都市河川を対象とした河川水直接浄化施設である。

本浄化施設による浄化実験は、現在までに石田川（霞ヶ浦の2次支川―茨城県潮来町）、利根運河（利根川の派川―千葉県流山市）及び新川（霞ヶ浦の支川―茨城県土浦市）の3カ所において平成5年から行われている。ここではこの3河川における実験結果をもとに、施設の浄化能力と実河川への適用性について述べる。

## 1. 実験の概要

### 1.1 実験の目的

河川環境の重要な要素である水質改善として、下水道

の遅れに対応する緊急暫定的な水質浄化と、恒久的な排水処理を行わなければならない状況が生じつつある。恒久的な施設については、浄化施設のイニシャルコストが大きい従来の礫間浄化施設等で、浄化効果の高い施設が用いられているが、いずれの場合にも施設のイニシャルコストが少なく、かつランニングコストが少ない施設が望ましいと考えられる。緊急・暫定的な施設においては、さらにイニシャルコスト、ランニングコストが極力少なく、また早急に稼働できる施設が望まれる。

本浄化施設は、若干浄化効率が落ちるではあるが、出水時には自動的に転倒し、洪水に支障を与えることなく、出水後には自動的に立ち上がり、管理に便利で浄化のための敷地を特に必要としない、上記のような条件を概ね満足できるであろう浄化施設として考案された。

また、実用化のための現地試験を、建設省霞ヶ浦工事事務所と江戸川工事事務所の全面的援助のもとに、石田川、利根運河、新川の3カ所で実施してきた。

### 1.2 浄化施設の概要

本浄化施設の基本的な浄化原理としては、浄化網を通ったもののうち、主にSS成分が流速の低下に伴って沈殿する物理的な効果と、BOD等が浄化網に付着した微生物により分解される生物学的な効果の2つが挙げられる。(図1-1)

実験に用いた浄化網は、接触材として線径1mmのポリプロピレンを網状に加工したもので、網は補強のため塩化ビニール管で囲まれており、この塩化ビニールの枠が浮体としての役割も担う。浄化網の表面積は3.4㎡、空隙率は82.4%である。この浄化網は川幅、水深にあわせて寸法で製作でき、これを数枚ずつ取り付け架台を水路に設置するものである。(図1-2)なお、浄化網は浄化水路延長方向25cmおきに設置が可能である。

河川が堰などによって水深を得ると浄化網は浮体により流水中に起立し、接触材として機能する。河川が雨天

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長  
\*\* 田村 敦 (株)アイ・エヌ・エー 環境計画部 (前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所研究員)  
\*\*\* 三尾袈裟人 共和技術(株) 技術部長

などによって増水すると堰が転倒し、それに伴って浄化網も転倒するため流積がほとんど阻害されず、上流側への影響がほとんどない。また、このとき平常時浄化網か

ら剥離、堆積した汚泥は、無機化された状態で増加した流速により下流に移送されるしくみとなっている。

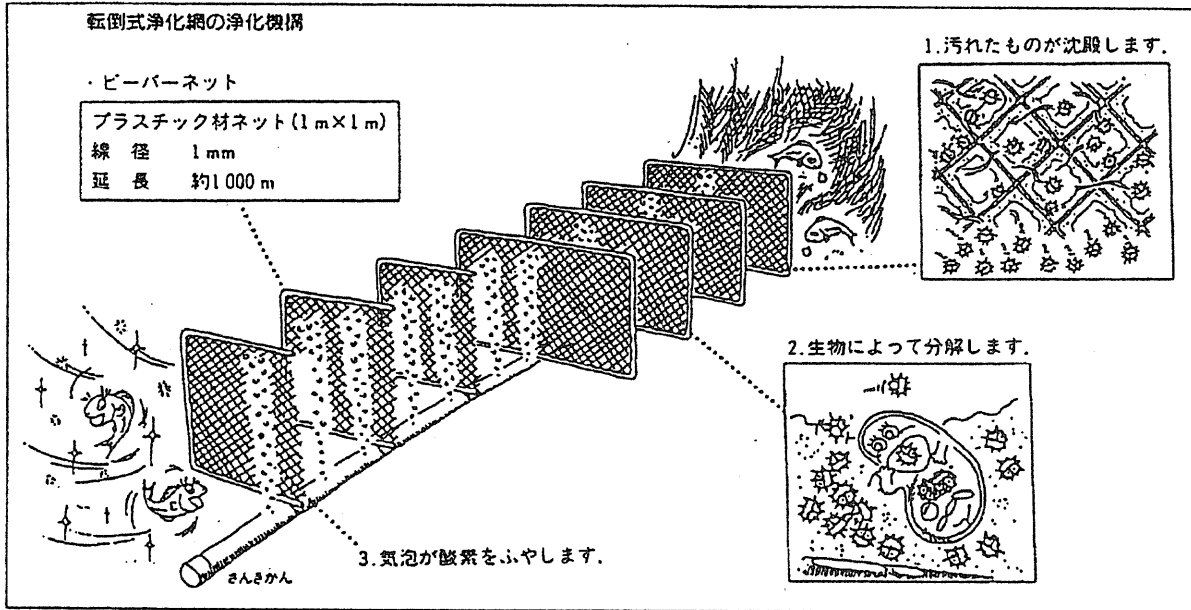


図1・1 転倒式浄化網の浄化機構概念図

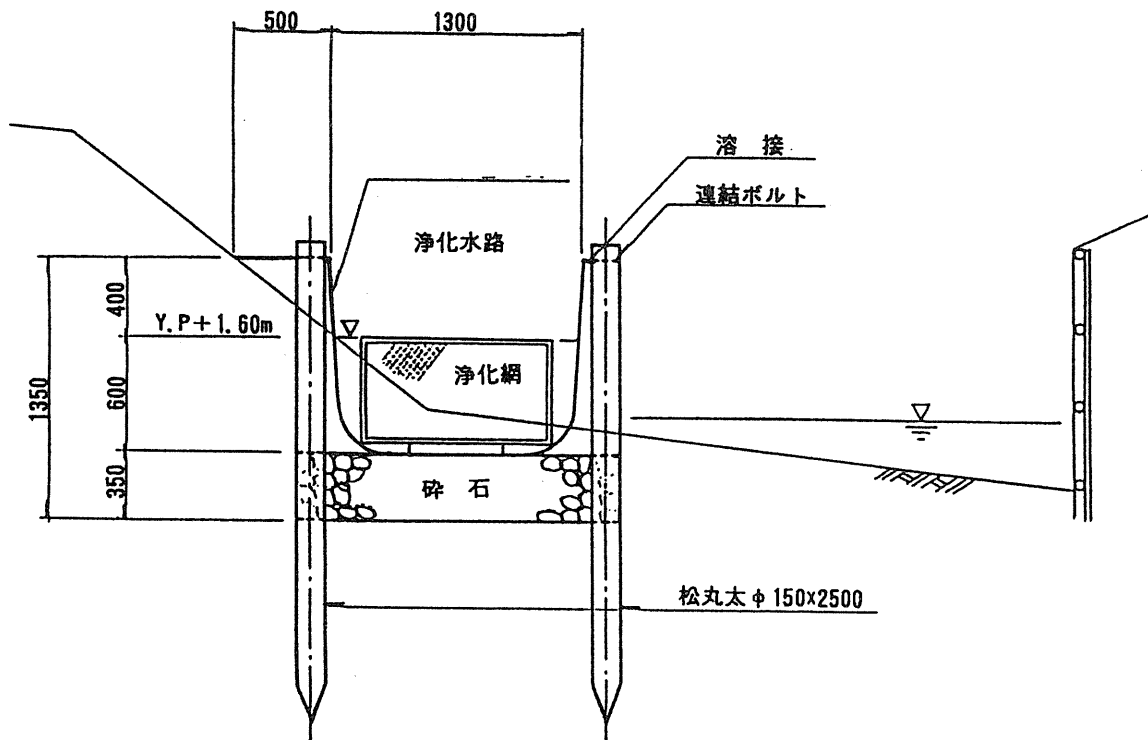


図1・2 転倒式浄化網の水路断面図 (新川)

### 1.3 実験の概要

浄化施設は石田川（平成5年4月）、利根運河（平成5年10月）、新川（平成8年3月）に完成し実験が進められた。現在稼働中のものは新川の施設で他の2施設は撤去されている。なお浄化施設の浄化機能は、当研究報告第1報として第1号（平成7年7月）に記載しており、ここでは省略する。

以下に3カ所の各施設の概略を示す。

#### 1.3.1 石田川

石田川は茨城県潮来町の市街を流れ、一級河川である前川に流入する普通河川で、前川に合流後、霞ヶ浦に注ぐ。上流部は田畑を流れる自然河川であるが、市街地に入るとコンクリート3面張りの掘込河道となる。この市街地からの汚水が水質汚濁の原因となっているが、それ程の水質悪化はきたしていない。

浄化施設は、このコンクリート3面張り水路に直接転倒式浄化網を設置したものであり、浄化施設の模式図、諸元および観測状況等は次のとおりである。（図1・3）

なお、本施設は河道全断面に設置していることから処理量は全量を対象とする。

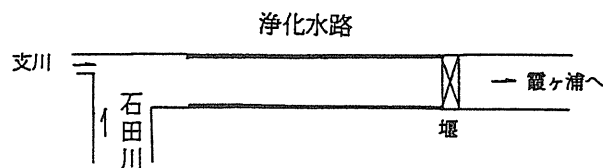


図1・3 石田川浄化施設概略図

#### 施設諸元

水路延長 100m  
水路幅 2.8m  
水深 0.5m

(ただし都市水路の深さは1.6m)

計画処理水量 0.03 m<sup>3</sup>/s  
(自然河川のため流量の変動あり  
: 流速0.027 m/s)

浄化網の寸法 高0.425m×幅2.64m  
(面積1.12m<sup>2</sup>)

浄化網設置枚数 200枚 (設置間隔0.5m)

曝気容量 2 m<sup>3</sup>/min

#### 観測

春期…平成5年4月17日～7月28日間に14回

秋期…平成5年11月26日～12月23日間に10回

夏期…平成6年8月6日～9月6日間に11回

#### 1.3.2 利根運河

利根運河の浄化施設は利根運河の高水敷に実験水路として設置したものである。浄化実験に使用する原水は、利根運河に流入する山崎樋管からの排水をポンプで揚水する。

山崎樋管の流域は全域新興住宅街で、下水道が未整備のため家庭排水がそのまま流出しており、汚濁が著しい。

浄化施設の模式図、諸元および観測状況等は次のとおりである。（図1・4）

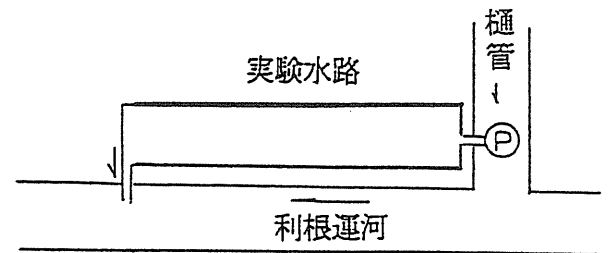


図1・4 利根運河浄化施設概略図

#### 施設諸元

水路延長 100m  
水路幅 1.3m (U字フリューム)  
高さ 1.0m  
計画処理水量 0.015 m<sup>3</sup>/s (流速0.017 m/s)  
浄化網の寸法 高0.825m×幅1.05m  
(面積0.87m<sup>2</sup>)

浄化網設置枚数 200枚 (設置間隔0.5m)

曝気容量 2 m<sup>3</sup>/min

#### 観測

基礎実験…平成5年10月21日～11月15日間に8ケース

秋期…平成5年11月19日～12月31日間に7回

冬期…平成6年1月21日～2月18日間に5回

春期…平成6年5月13日～6月10日間に5回

夏期…平成6年8月3日～8月31日間に5回

循環水路実験…平成7年10月11日～11月3日間に4ケース

### 1.3.3 新川

新川は、霞ヶ浦の支川で新興住宅街を流下し、下水道も未整備であることから、霞ヶ浦流入河川でも汚濁の著しい河川である。

浄化施設の模式図、諸元および観測状況等は次のとおりである。(図1・5)なお、この施設には、浄化水路でフロック化した粒子を沈殿させ、より浄化効率を上げる目的で沈殿池を設置している。

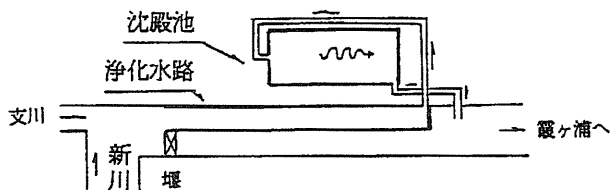


図1・5 新川浄化施設概略図

#### 施設諸元

##### (浄化水路)

- 水路延長 100m
- 水路幅 1.3m
- 高さ 1.0m
- 計画処理水量 0.01 m<sup>3</sup>/s (流速0.018 m/s)
- 浄化網の寸法 高0.55m×幅1.0m  
(面積0.55 m<sup>2</sup>)
- 浄化網設置枚数 200枚 (設置間隔0.5m)
- 曝気容量 2 m<sup>3</sup>/min

##### (沈殿池)

- 池長 50.0m
- 池幅 21.5m
- 面積 1,075 m<sup>2</sup>
- 貯水量 430 m<sup>3</sup>
- 水深 0.4m

#### 観測

- 春期…平成8年3月21日～4月18日間に11回
- 秋期…平成8年10月28日～11月27日間に11回
- 冬期…平成9年2月21日～3月19日間に11回

## 2. 施設の浄化能力について

ここでは、前述の石田川、利根運河、新川における実験結果を基に、施設の設計、維持管理を行う上での基礎データとして必要な、施設の浄化能力の評価のうち、水路延長やパネルの設置間隔と除去率、あるいは経日変化や水温、原水濃度、流速と除去率の関係について内容を整理する。

なお、各水質項目ごとの浄化効果を見ると、以下の表に示すとおりとなった。BOD、SSについては平均でそれぞれ30・40%、最大で85%近い除去率を得ることができたが、COD、T-Nについては、ともに平均で10%程度、最大でも30%程度の除去率しか得ることができなかった。

表2・1 各河川の水質項目ごとの除去率

河川名	B O D		C O D		S S		T - N		T - P	
	平均	最大	平均	最大	平均	最大	平均	最大	平均	最大
運 河	31.3	59.0	16.1	27.4	44.4	76.0	9.1	17.7	11.8	29.9
新 川	28.3	53.1	8.1	20.0	43.8	74.1	8.2	17.9	13.7	37.5
石田川	35.3	84.0	10.3	31.0	46.7	85.0	10.9	37.0	25.3	61.0
3河川	31.6		10.3		46.7		10.9		25.3	

### 2.1 経日変化と除去率

本浄化施設は前述のとおり、浄化原理としては浄化網を通ったSS成分等が流速の低下によって沈殿する物理的な効果と、浄化網に付着した微生物の膜の作用によってBOD等が分解され、浄化される生物学的な効果の2通りがある。このうち、微生物による浄化効果については、パネルの設置後、浄化網に微生物が付着していくと同時に除去率も上がることが予想された。また、一定の時間を過ぎると、今度は増えすぎた微生物膜が剥離し始め、これに伴って除去率も低下、あるいは、一定の除去率を限度に横這い状態になることが予想された。

除去率低下後の浄化網の清掃タイミング及び頻度を見極めることは、浄化施設を運転していく上での経済性を判断する上で重要である。しかしながら今回の実験では、実験時の水温、滞留時間、原水濃度等、条件を絞って相関を調べてみたが、BOD、COD等の各項目とも、明確な関連性を見いだすことができなかった。(図2・1)



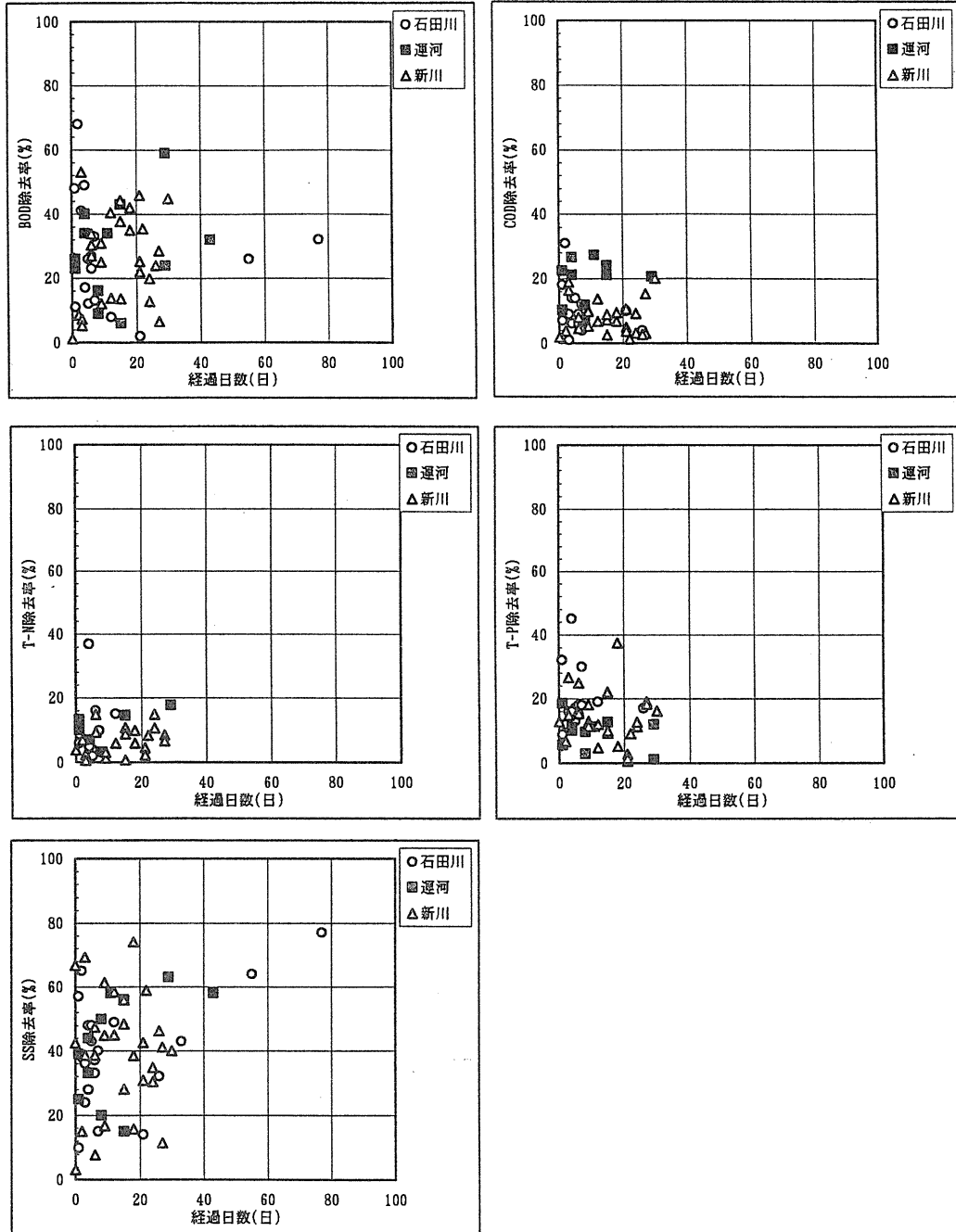


図2・1 経日変化と除去率

## 2.2 水温と除去率

水温は微生物膜の活性に大きな影響を与え、低温では微生物の活性がにぶるため浄化効果が低下し、水温の上昇とともに除去率が上昇する事が予想される。

3河川における実験結果を見ると、BODにおいてその相関関係が顕著に見られた。(図2・2)

運河では水温10℃から30度までの間で除去率5～60%と、おおむね比例関係が見られ、また新川でも同様に10℃から20℃の間で除去率25～55%と比例関係が

見られた。石田川については原水の汚濁濃度が低く、明確な相関は得られなかった。またT-P(新川)、SS(運河)についても水温と除去率の間に比例関係が見られた。しかし、COD、T-Nでは明確な相関は得られなかった。

水温とSSの除去率の関係を除いて、おおむね10℃を境に浄化効果に区切りが見られた。10℃以下では生物活性が低く、浄化効果があまり期待できないということが言えるであろう。

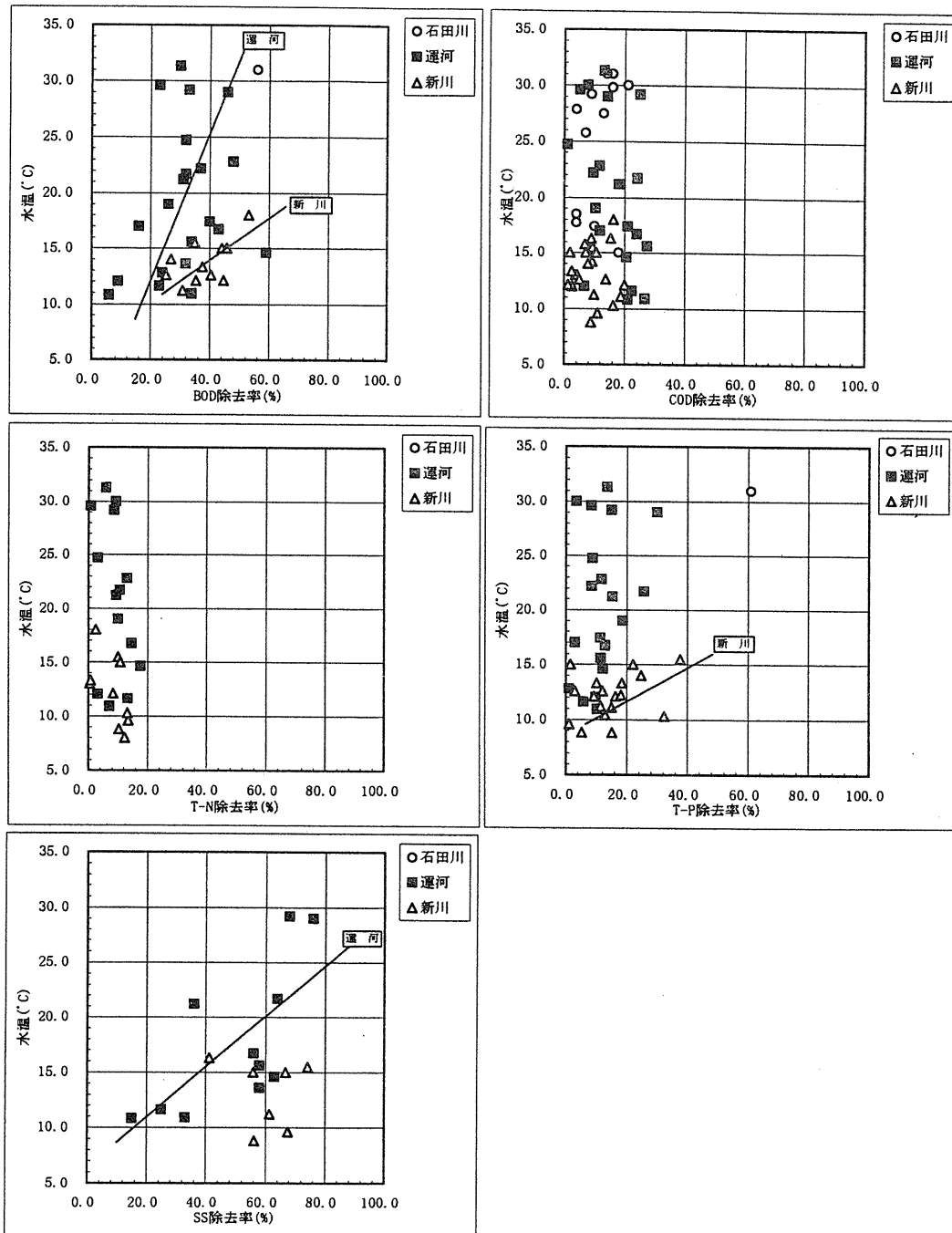


図2・2 水温と除去率

### 2.3 水路延長と除去率

水路延長と除去率の関係を導き出すことは、施設設計時の施設規模を算定する上で重要である。

水路延長と除去率については、流下距離とともに除去率が上昇し、一定の距離を過ぎると今度は除去率が横這いになることが予想された。

3河川における実験結果を見ると、予想通り流下距離

と除去率は比例関係にあることが実証された。(図2・3)特にBODについては、その傾向が顕著である。

また、前半の50m地点までの除去率と、後半の50mから100m地点までの除去率を比較すると、後半の除去率が延び悩んでいることがわかる。従って、施設設計にあたっては、50mから100mの水路延長があれば十分だと言えるであろう。50m~100mの区間での、もう少し詳細な実験を行うことが望ましい。

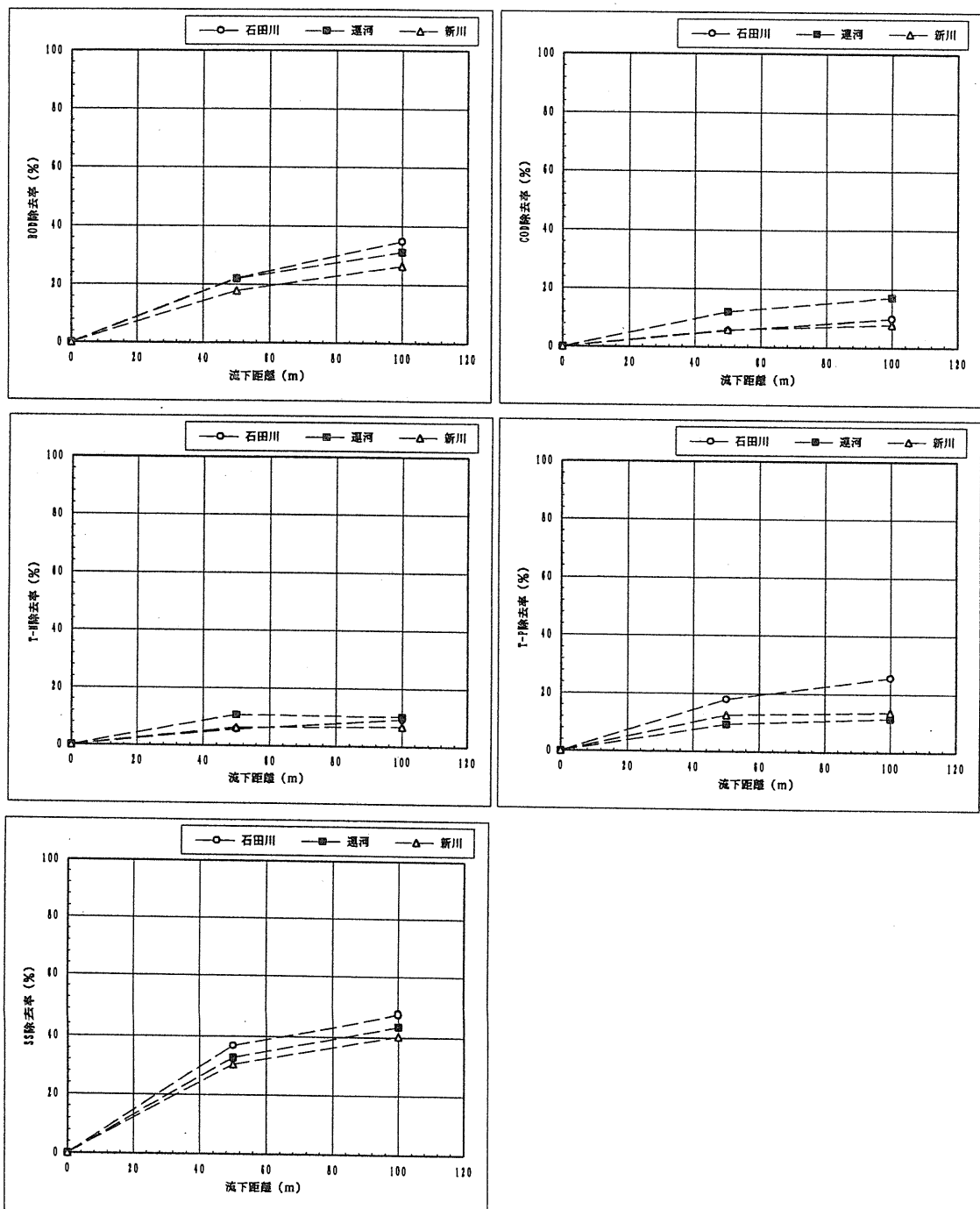


図2・3 水路延長と除去率

## 2.4 パネルの設置間隔と除去率

パネルの設置間隔については、設置間隔が狭い方が除去効果が高く、逆にあまり設置間隔を詰めすぎても、それに見合った除去効果が得られないことが想像できる。また、パネルの高さ以内の間隔で設置すると、転倒時にパネルどうしが重なり合い、洪水時の流下能力を阻害してしまうおそれがある。

このため、洪水時にパネルが確実に転倒する安全性に配慮しつつ、同時に最も効果的な設置間隔を設定するこ

とが重要である。

ここでは利根運河において、パネルの設置間隔を25cm、50cmの2通りで実験を行った結果があるが、水温や流速、原水濃度等の条件を絞って検討してみたが、パネルの設置間隔と除去率の間には、明確な相関は得られなかった。(図2・4)

実河川においては、パネルの設置間隔は1 m以内が妥当であると考えられる。実験条件を変えて、もう少し詳細な実験を行うことが望ましい。

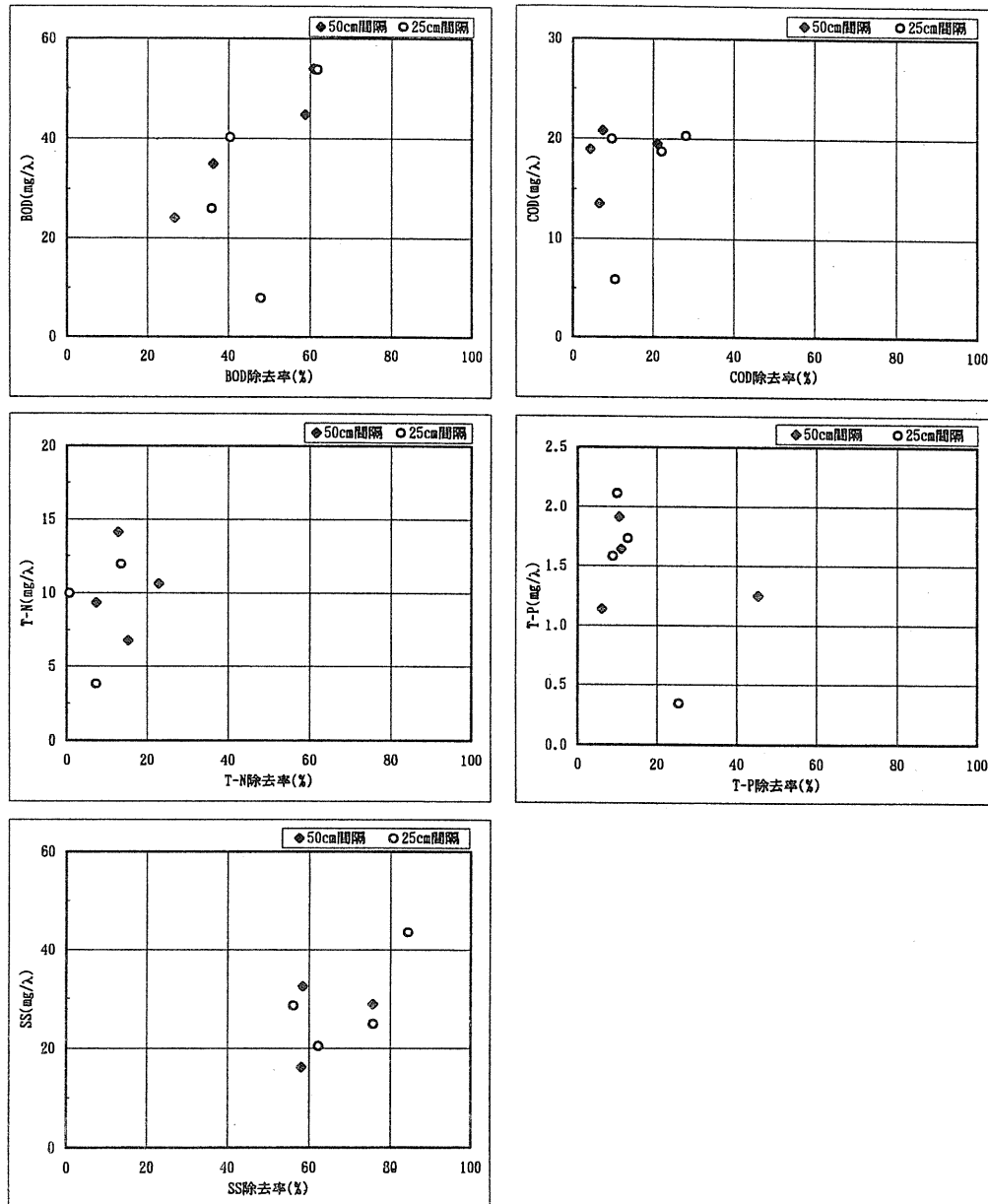


図2・4 パネルの設置間隔と除去率

## 2.5 原水濃度と除去率

原水濃度と除去率の関係については、原水濃度が低すぎるとあまり効果が望めず、原水濃度が高いほど除去効果も高いことが予想された。

3河川における実験結果を見ると、おおむね全ての水質項目で、原水濃度と除去率の間には明確な比例関係が

見られた。(図2・5)

グラフを見た限りでは、石田川では原水が低濃度でも、全ての水質項目で高い除去率を示しているのに比べ、利根運河では同程度の原水濃度でも、除去率が低い傾向が見られた。これらの河川毎の除去率の違いの要因については水温、流速等の条件から検討したが、明確な答えを得ることができなかった。

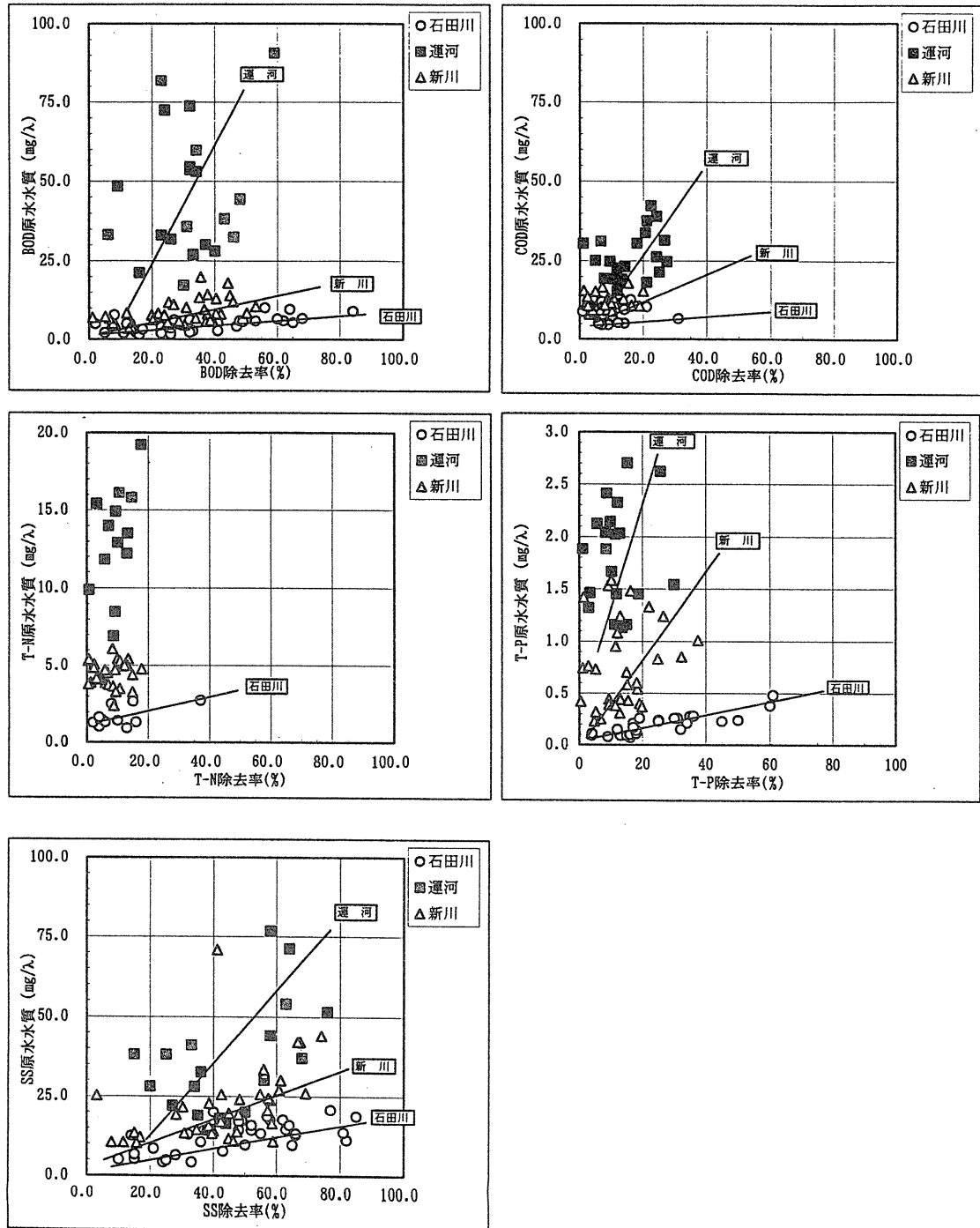


図2・5 原水濃度と除去率

## 2.6 流速と除去率

流速と除去率の関係については、流速の遅いほうが沈殿効果が促進され、また浄化網の生物膜に接触している時間が長いため、除去率が高くなることが予想された。

3河川における実験条件としては、石田川は河道内に直接網を設置したため、流速にかなりのバラつきがあるが、利根運河と新川ではバイパス式で実験水路を設置し、

ポンプにより流量を一定にしたため、流速も概ね一定となっている。

実験結果を見ると、BODとSSにおいて流速と除去率が反比例している傾向が見られたが、COD、T-N、T-Pでは明確な相関は見られなかった。(図2・6)

流速については、0.03m/s以上では十分な浄化効果が得られないと言えるであろう。

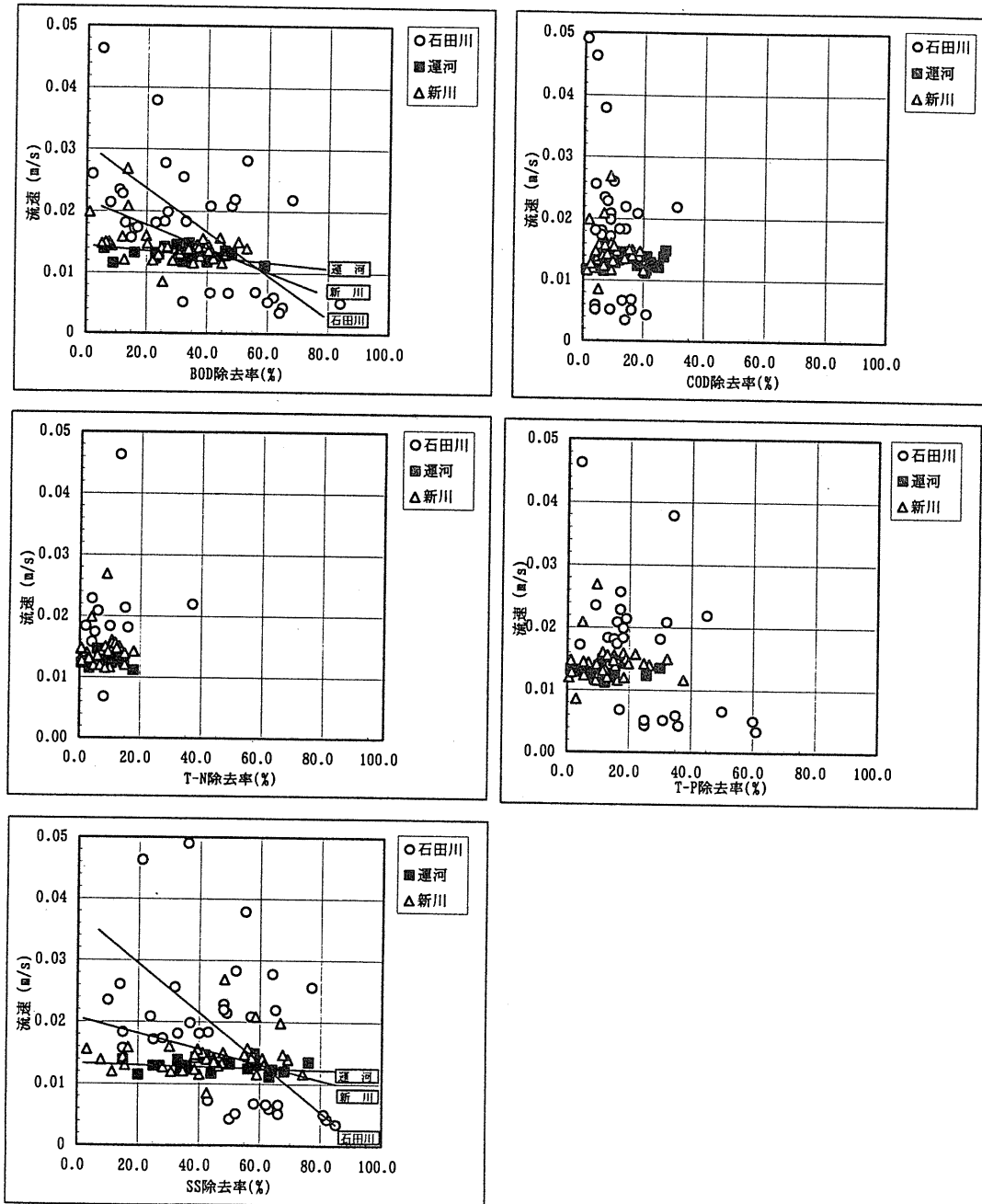


図2・6 流速と除去率

### 3. 適用できる河川の条件

ここでは、3河川における実験結果及び、第2章で整理された本浄化施設の特徴を元に、適用できる河川条件について、河道形態、水深、川幅、流速、水質、生態系の観点から整理するものとする。

#### 3.1 河道形態

本浄化施設の設置にあたっては、浄化水路の上流部あるいは下流部に転倒堰を設け、一定の水深を確保するとともに、流速を適用できる速度まで落とすことが必要である。従って、転倒堰の設置が可能な条件であることが必要である。

水路形状は、パネルの設置条件上直線であることが望ましい。また、パネルは物理的にはどんなところでも設置できるが、経済性を考慮すると河床が堅固であることが望ましい。

経済的な観点から見ると、浄化水路の傍らに、パネルを清掃するのに適したスペースがあるとなお良い。

#### 3.2 水深

パネルの形状は河川にあわせた形で自由に設計できるため、設計上の制約は特にない。しかしながら、維持管理の面で見た場合、水深が1 m以上の河川となると、パネルそのものが巨大になってしまい、強度の面で問題が生じるおそれがある。また、パネルのサイズが大きすぎて、清掃時の取り扱い等に不都合が生じるおそれもある。さらに、設置間隔との兼ね合いも考えると、水深以内の間隔でパネルを設置すると、転倒時に十分な転倒角度が得られず、洪水時に流下能力を阻害するおそれもある。このため、現実的な適応水深としては、1 mないし2 mが妥当であると考えられる。

#### 3.3 川幅

川幅についても、水深と同様設計上の制約は特にないが、川幅が数m以上の河川になると、パネルの強度に問題が生じるおそれがある。また、維持管理上、清掃時の取り扱い等に不都合が生じるおそれがある。このため現実的な適応できる川幅についても、数mが妥当であると考えられる。

#### 3.4 流速

流速については、0.03m/s以下でないと施設の十分な浄化効果が期待できない。従って、一般の自然河川（1級及び2級河川の直轄区間）では適用することが難しい。

元来、本浄化施設は都市河川を対象として考案されたものであり、流速の小さな都市河川、水路等であれば適用可能である。

#### 3.5 水質

既存の実験結果を見ると、河川ごとに原水濃度と除去率の傾向に、かなりの違いが見られた。例えば、図2・5のBODのグラフを見ると、石田川では原水10mg/lの値に対して80%以上の除去率を示しているのに対し、運河では同じ10mg/lの原水に対して、10%程度の除去率しか示さないことになる。

これらの違いについて要因を特定できなかったため、一定条件下で、原水濃度に対してどの程度の除去率を期待できるか、明確な答えは得られなかった。しかしながら実験結果では、BODであれば原水が10~100mg/lの範囲で、おおむね50%以上の除去率（最大値）を示しており、またSSについても原水が10~70mg/lの範囲で、おおむね60%以上の除去率（最大値）を示す結果となった。

原水の汚濁濃度に対して、浄化効果は比例する結果が得られたため、一般的な都市河川の汚濁に対しては十分適用が可能であると考えられる。

#### 3.6 生態系

本浄化施設においては、まだ生態系に対する配慮面での検討がなされていない。

施設の設置に際しては転倒堰の設置が不可欠であるため、主に魚類の遡上を阻害するおそれがあるため、何らかの対策が必要である。

### 4. 実河川への適応性

ここでは既存の実験データ及び、前章で述べた本浄化施設の設置が可能な河川条件を元に、施設を実河川に適用する場合の、施設の設置及び維持管理上の留意点について整理するものとする。

#### 4.1 施設の設置

本浄化施設の特長としては、河道内に直接設置できることが挙げられるが、河道に直接設置できない場合には高水敷への設置も可能である。いずれの場合にも施設の設置に際しては、設置場所と取水方式により様々な配慮が必要となる。特に現況河道内に設置する場合は、施設断面が現況河道を阻害する事のないように、影響確認のための不等流計算による現況断面の検討、あるいは計画断面に見合う断面形状を検討することが必要となる。

施設設置にあたって必要な検討フローを図4・1に整理する。

本浄化施設の構成としては、主に水深を確保し流速を調整するための取水施設（転倒堰）と、浄化施設本体（浄化網を取り付けた浄化水路及び曝気装置）の2つからなる。

#### 4.1.1 取水施設

取水施設は浄化施設の立地条件、取水量等の条件を考慮し、適切な方法を採用することが必要である。主要な取水方法としては、堰、ポンプ、自然流下の3つの手法が挙げられる。既存の実験では転倒堰方式が採り入れられ、釣り合いおもりによる重力式と、水位の上昇とともにフロートが上昇して転倒するフロート式が採用された。

表4・1 取水施設の設置条件

取水施設	川幅		水深		流速		流量		生態系の配慮
	広い	狭い	深い	浅い	速い	遅い	多い	少ない	
堰取水	-	○	-	○	-	○	-	○	○
ポンプ取水	○		○		○		○		○
自然取水	○		○		○		○		○

※特に、堰取水の場合は魚道等の付帯設備が必要である。

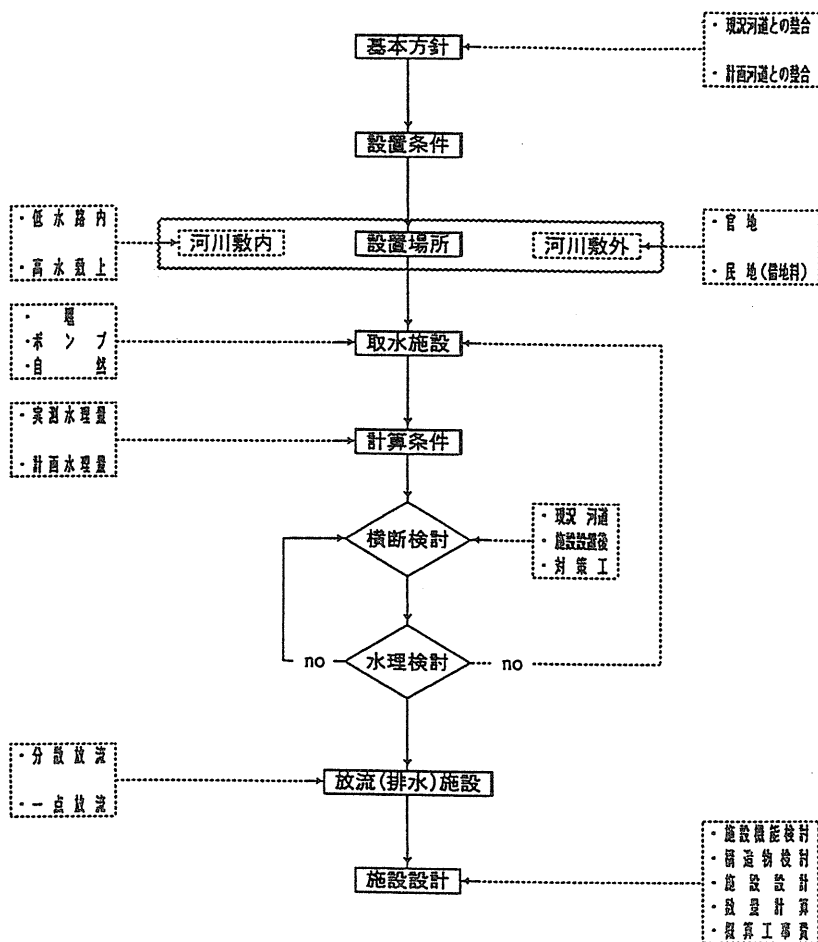


図4・1 浄化施設設置検討フロー



#### 4.1.2 浄化施設本体

浄化施設の設置場所については、河川敷内外の現況利用状況に加え、今後の土地利用形態についても調査を行い、適切な条件についての検討を行うものとする。

表4・2 浄化施設本体の設置条件

可能地	設置条件	川 幅		水 深		流 速		流 量		生態系の配慮
		広い	狭い	深い	浅い	速い	遅い	多い	少ない	
河川敷内	低水路内	-	○	-	○	-	○	-	○	○
	高水敷上	○	-	○	-	○	-	○	-	
河川敷外	官地	-	○	○	-	○	-	○	-	○
	民地	-	△	△	-	△	-	△	-	

△民地への設置は、借地料が必要となる。

#### 4.1.3 放流施設

放流施設は浄化施設の位置、放流の位置、河道の現況等の現況特性を考慮して適切な方法を採用する必要がある。なお、主要な放流施設としては分散放流、一点放流の二通りが挙げられる。

表4・3 放流施設の設置条件

放流施設	設置条件	川 幅		水 深		流 速		流 量		生態系の配慮
		広い	狭い	深い	浅い	速い	遅い	多い	少ない	
分散		-	○	-	○	-	○	○	-	○
一点		○	-	○	-	○	-	-	○	○

#### 4.1.4 施設設置にあたっての留意点

施設設置にあたっての留意点としては、治水面、利水面、河川環境及び周辺環境、構造形式、維持管理面等が挙げられる。各留意点を表4・4に示す。

表4・4 施設設置にあたっての留意点

施設別	留意事項	施設設置にあたっての留意点			
		治水・利水面	河川・周辺環境	構造形式	維持管理
取水堰	取	<ul style="list-style-type: none"> <li>治水・利水上障害とならない。(特に出水時の水理検討)</li> <li>河川の制約条件に適合させる。</li> <li>溢水部へ流入する排水口を阻害しない。</li> <li>可動堰とする。</li> <li>防災管理上、危険地帯は避ける。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>河道空間機能の保全を図る。</li> <li>魚道施設等の付帯施設に配慮する。</li> <li>美観を保全する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>出水時の対応が可能である。</li> <li>流量調節が可能である。</li> <li>改修計画を見込んだ構造としておく配慮も必要である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴミ除去等が容易にできる。</li> </ul>
	施	<ul style="list-style-type: none"> <li>治水・利水上障害とならない。(特に出水時の水理検討)</li> <li>河川の制約条件に適合させる。</li> <li>機械設備が障害とならないよう配慮する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>河道空間機能の保全を図る。</li> <li>美観を保全する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>取出し、設置が容易にできる。</li> <li>ポンプ保護設備を設ける。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ヘドロ等の除去が容易にできる。</li> </ul>
浄化(本体)施設	自然	<ul style="list-style-type: none"> <li>溢水部が治水・利水上障害とならないよう配慮する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>河道空間機能の保全を図る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>自然形態を有効に活用する。</li> <li>取水量が確認できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴミ除去等が容易にできる。</li> </ul>
	河川敷内	<ul style="list-style-type: none"> <li>治水・利水上障害とならない。(特に出水時の水理検討)</li> <li>河川の制約条件に適合させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>河道空間機能の保全を図る。</li> <li>魚道施設等の付帯施設に配慮する。</li> <li>美観を保全する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>汚泥の処理が容易にできる。</li> <li>浄化槽の交換が容易にできる。</li> <li>施設に届く浮力への対応ができる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴミ除去等が容易にできる。</li> <li>ヘドロ等の除去が容易にできる。</li> </ul>
放流施設	河川敷外		<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>騒音・悪臭等に配慮する。</li> <li>美観を保全する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>汚泥の処理が容易にできる。</li> <li>騒音・悪臭等の対応ができる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴミ除去等が容易にできる。</li> </ul>
	放流施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>治水・利水上障害とならない。(特に出水時)</li> <li>放流河川の状況に配慮する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>土地利用計画を有効に活用する。</li> <li>河道空間機能の保全を図る。</li> <li>美観を保全する。</li> <li>処理水の有効利用を図る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>円筒に放流(排水)できる。</li> </ul>	

## 4.2 施設の維持管理

本浄化施設に要する維持管理項目について、課題も含めて整理すると以下に示す通りである。

### 4.2.1 浄化網の清掃

本浄化施設の浄化原理の一つは、浄化網に付着した生物膜による生物的な浄化効果であるが、一定以上の生物膜が付着すると今度は膜の剥離が始まり、それとともに浄化効果も横這いあるいは減少することが予想される。従って、浄化網設置後、一定期間の後には浄化網の清掃が必要となる。

しかしながら既存の浄化実験結果では、清掃の時期を判断する上での、経日変化と浄化効果に関わる明確な関連性を得ることができなかった。清掃頻度が増えれば、それに伴う維持管理費も増大するため、清掃を行う上で適切な時期を把握する実験を行うことが望ましい。

### 4.2.2 汚泥の処分

本浄化施設の浄化特性として、沈殿による浄化効果が挙げられる。沈殿した物質には浄化網により生成されたフロックも含まれ、これらのフロックは除去された窒素、リンを含む有機物である。有機物は時間の経過とともに硝化作用により無機化されるが、洪水時にはフラッシュにより、無機化を待たずに下流部に流送されることになる。

新川では特に霞ヶ浦という閉鎖性水域に流入するため、十分に無機化されなかった汚泥については、再び富栄養化の原因と成りうる。

汚泥については性状分析を行った上で、適切な処分方法を検討することが望ましい。

### 4.2.3 流入してくるゴミへの対処

本浄化施設は、河道内に直接設置することが可能であるが、河川水の全量を対象とする場合は、特に流入してくるゴミへの対策が必要である。石田川の場合は上流部にスクリーンを設けたが、流入してくるゴミの撤去だけで相当な作業となった。一方で利根運河では、ポンプによる取水のためゴミの問題は特になく、新川については同河川内に設けたバイパスを浄化水路としているため、バイパス入り口でゴミ流入を防止することが可能であった。つまりゴミは本川をそのまま流下させたわけである。

ゴミの流入によって考えられる障害としては、主に転

倒堰が正常に転倒しない、浄化網が正常に転倒しないという二通りのことが考えられる。

ゴミの流入量については、河川によって条件が変わる性質のものであるため、ゴミを撤去した場合の経済性に関する基礎データを収集した上で、河川ごとに適切な方法を検討することが望ましい。

### 4.2.4 堆積した土砂の処分

本浄化施設では、ゴミと同様堆積してくる土砂やヘドロの処分が問題となる。土砂の堆積によって、転倒堰や浄化網が洪水時に正常に転倒しないおそれがあるため、適切な時期に土砂を取り除くことが必要である。

利根運河における実験結果では、流入、流出、残留SS量は表4・5に示すとおりであった。(水分99%)

土砂の流入量についても、河川ごとに条件が変わる性質のものであるため、土砂を撤去した場合の経済性に関する基礎データを収集した上で、河川ごとに適切な方法を検討することが望ましい。

表4・5 利根運河におけるSS分の収支(水分99%)

流入SS	75.6 kg/day
流出SS	38.9 kg/day
残留SS	36.7 kg/day

### 4.2.5 洪水時の維持管理

本浄化施設は、洪水時には堰や浄化網が転倒し、流下断面を阻害しないしくみとなっているが、実験期間中にまだ自然条件での洪水を経験していないため、転倒の確実性に対する検証が必要である。

## 5. 考察

今回の実験内容ではBOD、COD等各水質項目について、懸濁態、溶存態を分けて議論していないので、データの普遍的な解釈には限界がある。

また施設の課題としては、

- ・浄化網を取り囲んでいる塩化ビニールの枠が壊れやすい
  - ・浄化網は清掃時の洗浄に手間がかかる
- という2つの改良点がある。

このため浄化に用いる接触材としては、浄化網のかわりに浮力を持たせた不織布(バイオオブロンク)を用いれば課題は解消される。

# 閉鎖性水域におけるトリハロメタン予測手法の検討

渡邊 秀敏\*, 萩田 英誠\*\*, 富岡 浩\*\*\*

## 1. はじめに

### (1) 調査の背景

近年、水道水源の水質汚濁の進行により、水道水中のトリハロメタンの存在や異臭味が問題となっている。

水源水域の水質を保全するための法律の適用を受けた水域では、水道原水水質保全事業実施の計画を定めることとなるが、その際、保全事業実施による効果を明らかにする必要がある。

本稿では、事業促進法（水道原水水質保全事業の実施の促進に関する法律）の対象水域となっている利根川水系黒部川を例にとり、トリハロメタンの予測手法を検討した。

### (2) これまでの知見

「水道水質保全対策ガイドライン」1）（平成7年1月24日付、衛水第13号）および「別冊参考資料」によれば、閉鎖性水域におけるトリハロメタン生成能（前駆物質）の予測手法は以下のように示されている。

「トリハロメタン削減対策の効果予測を検討する上で、湖沼等の閉鎖性水域を水源としている場合には、河川水を水源として直接取水している場合とは異なり、湖沼におけるプランクトンの増殖（内部生産）を考慮した検討を必要とする場合がある。

閉鎖性水域におけるトリハロメタン生成能（THM-FP）予測検討手順を図1・1に示す。

湖内内部生産トリハロメタン生成能負荷量の予測には、陸域由来のトリハロメタン生成能流出率およびN・P流出率の推定並びに湖内でのプランクトン増殖量予測モデルの推定および増殖したプランクトン量とトリハロメタン生成能負荷量関係式の推定が必要となる。陸域からのそれぞれの流出率は、別途流域フレームと排出原単位等から算定される排出負荷量と実測の流出負荷量との比較により推定される。また、プランクトン増殖量予測モデルは、流域からの窒素（N）、リン（P）の流出負

荷量等と実測湖内内部生産トリハロメタン生成能負荷量とに基づいて設定するのが一般的である。」

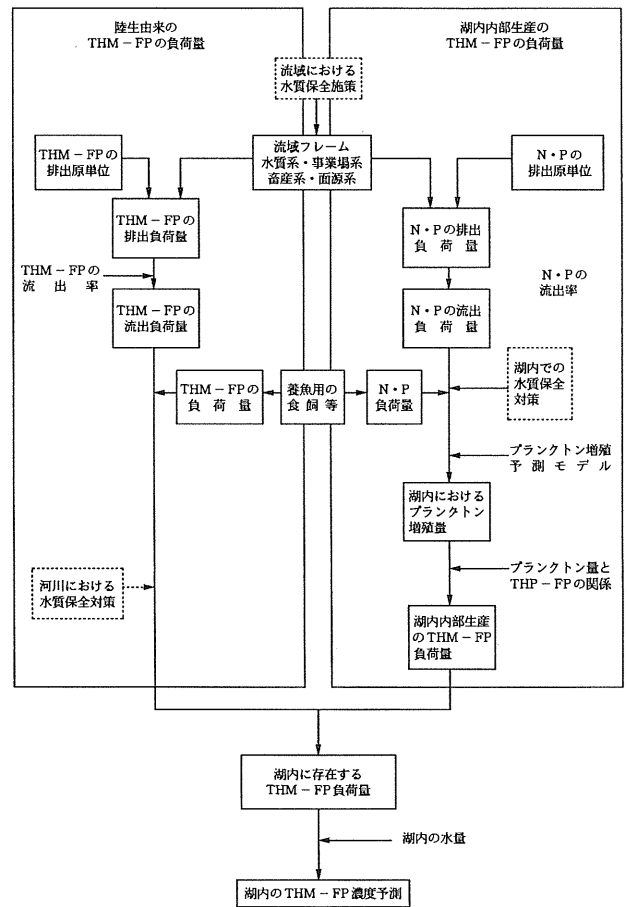


図1・1 閉鎖性水域におけるTHM-Fpの予測検討手順  
(出典：「水道水質保全対策ガイドライン」)

### (3) 検討の目的

利根川水系黒部川は、千葉県北東部に位置し、利根川18k地点で利根川に合流する、延長18.1km、流域面積102.6km<sup>2</sup>の一級河川である。黒部川下流部の8.7km区間は、黒部川開発事業によって貯水池化した区間（黒部

\* 渡邊 秀敏 千葉県土木部河川海岸課主幹（前）(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第2部次長  
\*\* 萩田 英誠 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究員  
\*\*\* 富岡 浩 (株)建設技術研究所 東京支社 水圏技術部

川貯水池)となっており、この貯水池から上水の取水が行われている。(図2・1)

黒部川貯水池では、植物プランクトンの増殖によって汚濁が進行しているとともに、黒部川水門を通じて海水の侵入があり、トリハロメタン生成能は水中の臭素の影響を受けることから、上水水源として特殊な状況となっている。

黒部川流域で水質保全事業を実施した場合のトリハロメタンへの効果を予測するには、流域からの汚濁負荷量の変化に加えて、

①貯水池内における藻類増殖の影響

②海水混入の影響

を考慮する必要がある。

これまでの知見では、①貯水池内の藻類増殖の影響についての文献は少なく、②海水混入の影響については、文献はほとんど発表されていないのが現状である。

本稿は、このような特殊な水域におけるトリハロメタン生成能の特性を把握し、それを踏まえてトリハロメタン生成能の予測手法を検討したものである。

①藻類増殖の影響については、現地藻類を用いた藻類増殖実験を行い、有機物指標とトリハロメタン生成能との関係を明らかにした。

②トリハロメタンに対する海水混入の影響については、臭素の分子量が塩素よりも大きいため、海水混入があるとトリハロメタン生成能が高くなることに着目し、臭素が結合していることによってクロロホルムより重くなっている分を海水影響量と考えた。

黒部川および利根川で縦断的な採水・分析調査を行い、塩化物イオンと海水影響量の関係を明らかにした。

①および②の関係を用いて、トリハロメタン生成能の将来予測を行った。

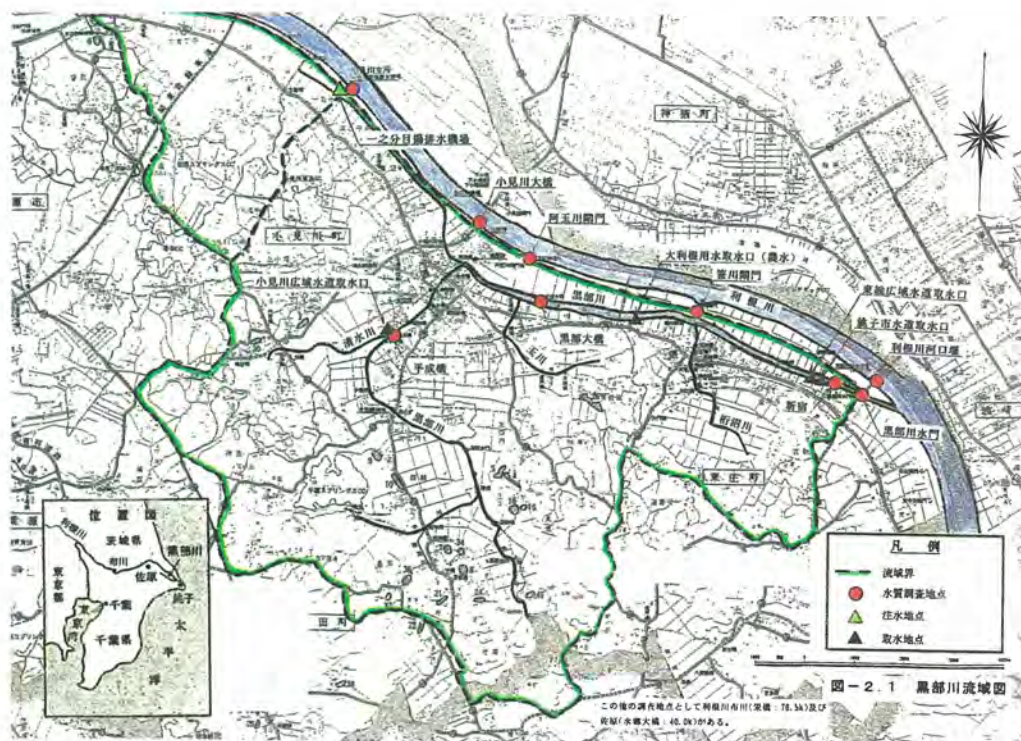


図2・1 黒部川流域図

2. 対象水域の課題と予測の考え方

(1) 対象水域の課題

1) トリハロメタンの状況

黒部川貯水池を上水水源とする浄水場ではトリハロメタンの値が高く、トリハロメタン対策として、中間塩素処理や粉末活性炭設備導入等の措置を講じているもの

の、トリハロメタンは夏季に供給先の水道事業者の末端給水栓において基準値の70%を超過する状況が見られている。

また、黒部川貯水池のトリハロメタン生成能の測定は年4回の頻度で行われており、平成6年度の平均値が130 μg/l、平成7年度の平均値が110 μg/lとなっている。



## 2) トリハロメタンの由来

黒部川貯水池におけるトリハロメタン前駆物質の由来は、次の3つに分けて考えることができる。

- ①流域由来……………自然系負荷，生活系負荷，および事業所系負荷
- ②藻類増殖の影響…藻類の分解生成物がトリハロメタンの前駆物質のひとつといわれている。
- ③海水混入の影響…原水中の臭素イオンが塩素処理時の臭素化トリハロメタン（プロモジクロロメタン，ジブロモクロロメタン，プロモホルム）の生成要因となる。

### (2) 予測の方法

トリハロメタン生成能の予測は，上記の要因のうち，③海水混入の影響を分けて考えるものとし，①流域由来と②藻類増殖の影響をあわせたものを有機物指標から導くものとした。

トリハロメタン生成能は，以下の2つの関係を用いて予測する。

- ・有機物指標とトリハロメタン生成能（海水の影響を除いた値）の関係

+

- ・塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係

トリハロメタン生成能の予測フローを図2・2に示す。

また，「水道水質保全対策ガイドライン」の予測手法を黒部川貯水池に適用すると，予測フローは図2・3のようになる。

この方法では，トリハロメタン生成能の構成因子ごとに値を予測し，それらを合計して黒部川貯水池のトリハロメタン生成能とする。

流域由来のトリハロメタン生成能負荷量を将来予測することが基本となるが，その他に以下の関係を明らかにしておく必要がある。

- a) 藻類増殖とトリハロメタン生成能の関係
- b) 塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係
- c) トリハロメタン生成能の流域からの流出率
- d) 藻類増殖量の予測

この手法で予測を行う場合についても，a) 藻類増殖とトリハロメタン生成能の関係およびb) 塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係を把握しておく必要がある。

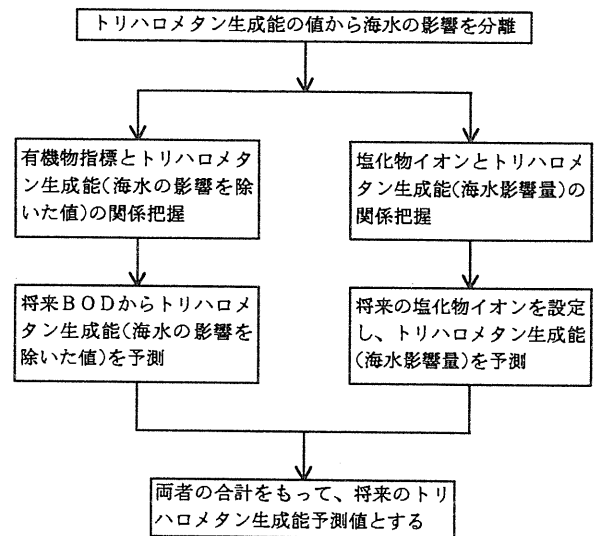


図2・2 トリハロメタン生成能の予測フロー（1）

## 3. 実験の方法

黒部川貯水池のトリハロメタン生成能を予測するのに必要な関係式を把握するために，次に示す実験および現地調査を行った。

- ①有機物指標とトリハロメタン生成能の関係…現地藻類を用いた藻類増殖実験
- ②塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係…現地における縦断的な調査（採水・分析）

### (1) 藻類増殖実験

黒部川および利根川の試水を用いて，藻類の増殖過程におけるトリハロメタン生成能の変化を測定し，クロロフィルaとトリハロメタン生成能の関係，およびCODとトリハロメタン生成能の関係を把握した。

#### 1) 試料採取地点

- ①利根川一分目揚排水機場地点（黒部川への注水地点）
- ②黒部川平成橋地点（上流）
- ③黒部川貯水池新宿地点

#### 2) 実験条件

実験期間：10日間（黒部川貯水池で停滞しやすい区間（大利根用水取水口～黒部川水門間）の滞留時間（非灌漑期）にあわせた。）

培養温度：20℃

（実験に用いた試水の藻類優占種は，Stephanodiscus sp.（珪藻類）であり，珪藻類の光合成速度が最大となるのは

15~20℃とされていることから2) のように培養温度を20℃と設定した.)

照 度 : 3,000 lux (連続)

3) 試料の調整

i) 初期濃度の設定

実験に用いた試水は、現況においてクロロフィル a 濃度のかかなり高い地点があったため、表3・1に示すようにクロロフィル a 濃度を調整して実験を開始した.

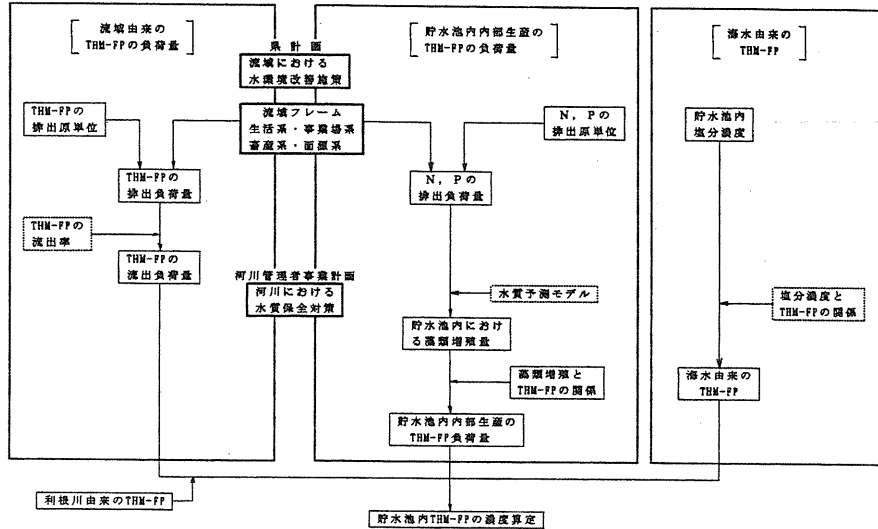


図2・3 トリハロメタン生成能の予測フロー (2)

表3・1 試水の初期濃度の設定

調査地点 (試水)	現況クロロフィル a (μg/l)	試料調整
①利根川一之分目揚排水機場	197	ろ過水 30L に原水を 1.5L 混合し、クロロフィル a を 10.9 μg/L とした。(20 倍希釈)
②黒部川平成橋	9.7	原水のまま使用
③黒部川貯水池 新宿	389	ろ過水 30L に原水を 0.75L 混合し、クロロフィル a を 10.4 μg/L とした。(40 倍希釈)

した.

トリハロメタンは水温の高い季節に反応が進んで濃度が高くなると言われているが、ここで評価するのはトリハロメタン生成能であるから、トリハロメタン生成能の分析方法に従い、水温条件は20℃とした.

(2) 塩化物イオンとトリハロメタン生成能の現地水質調査

塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係を把握するために、黒部川および利根川の水を採取し、塩化物イオン、トリハロメタン生成能等の分析を行った.

1) 調査地点

調査地点は、塩分濃度を広い範囲で捉えられるように(塩化物イオン500mg/l程度まで)、黒部川および利根川の合計11ヶ所とし、上層だけでなく、下層の水も採水した. 調査地点を表3・2に示す.

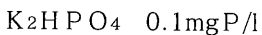
2) 調整試料の作成

現地で採水した試料では、塩化物イオン濃度のプロットが偏ってしまう可能性があるため、次のように塩分濃度を調整し、水質分析用試料とした.

①利根川河口堰上流の水と利根川河口堰下流の水を混合し、塩化物イオンの異なる2種類の試料を作成した.

ii) 栄養塩の添加

①利根川 (一之分目揚排水機場) および③黒部川貯水池 (新宿) では、藻類増殖に必要な無機態リン (オルトリン酸態リン) 濃度が0に近い値であったため、i) の調整を行った試料に、



を添加して、実験を開始した.

4) 実験の方法

2) に示した条件で試水の藻類を増殖させ、実験開始から0日目、1日目、2日目、4日目、8日目、10日目に水質分析を行った. 水質分析項目は、トリハロメタン生成能、クロロフィル a, COD, 溶解性COD等と

②黒部川貯水池の水と黒部川水門下流の水を混合し、塩化物イオンの異なる3種類の試料を作成した。

表3・2 調査地点

河川	調査地点 (河口からの距離)	採水	
		上層 (2割水深)	下層
利根川	布川(栄橋) (76.5k)	○	
	佐原(水郷大橋) (40.0k)	○	
	一之分目(31.0k)	○	○
	小見川大橋(27.9k)	○	○
	阿玉川閘門(26.0k)	○	○
	笹川閘門(22.5k)	○	○
	利根川河口堰(18.5k)	○	○
黒部川	平成橋(10.8k)	○	
	黒部大橋( 6.9k)	○	
	新宿( 0.6k)	○	
	黒部川水門( 0.0k)	○	○

※) 下層の採水水深は、電気伝導度を測定しながら決めた。

(C 1~500mg/l 程度まで)

#### 4. 結果および評価

##### (1) クロロフィルaとトリハロメタン生成能の関係

藻類増殖実験によって得られた、クロロフィルaの経時変化およびトリハロメタン生成能の経時変化は、図4・1に示す通りであり、クロロフィルaは、各試料とも6日でピークをむかえ、その後は低下する傾向がみられる。一方、トリハロメタン生成能は、各試料とも6日目までの増加はわずかであり、8日目がピークとなっている。このことから、トリハロメタン生成能は藻類の増殖期にはあまり増加せず、死滅期に増加することがわかる。原水を希釈せずに実験を行えば、藻類増殖のピークがもっと早くできる可能性があるが、クロロフィルaおよび有機物指標について広い範囲でトリハロメタン生成能との関係を把握するために、低濃度からの変化を調べた。

既往の文献<sup>3)</sup>によると、藻類の分解生成物がトリハロメタン前駆物質のひとつと考えられており、黒部川貯水池においても藻類死滅期にトリハロメタン生成が増加していることから、藻類の分解生成物がトリハロメタン生成能の値に大きく影響しているものと考えられる。

増殖した藻類が死滅する時に、トリハロメタン生成能

が増加すると考えると、黒部川貯水池における、クロロフィルaの増加に伴うトリハロメタン生成能の増分は、クロロフィルa増分に対して0.4程度の割合となっている。

ただし、0~6日間に増殖した藻類の死滅によってトリハロメタン生成能が増加したことを確認するため、藻類死滅期のトリハロメタン生成能の挙動を長期にわたって追跡する必要があると考えられる。

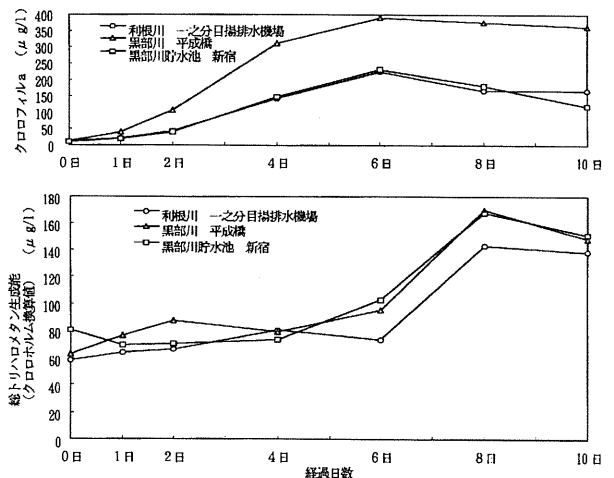


図4・1 総トリハロメタン生成能とクロロフィルaの経時変化

##### (2) 有機物指標とトリハロメタン生成能の関係

藻類増殖実験結果および現地調査結果の中から黒部川貯水池のデータを取り出し、溶解性COD (D・COD)とトリハロメタン生成能の関係およびCODとトリハロメタン生成能の関係をプロットすると、それぞれ図4・2、図4・3に示すようであり、有機物指標としては、溶解性CODを用いるとトリハロメタン生成能との相関が高くなるということがわかった。

なお、トリハロメタン生成能の値は、海水の影響を軽減するために、クロロホルム換算値(後述する)を用いてプロットした。

藻類の分解生成物やフミン質等の有機物がトリハロメタンの前駆物質と言われており、これらの物質の多くは溶解性であるから、溶解性CODとの相関が高くなったものと考えられる。

CODについては、藻類そのものをCODとして測定してしまうため、トリハロメタン生成能との相関が、溶解性CODよりも低くなったものと考えられる。

黒部川貯水池における溶解性CODとトリハロメタン生成能の関係は、式・1のように表される。

$$\text{THM-FP} (\mu\text{g/l}) = 10.86 \cdot (\text{D} \cdot \text{COD} (\text{mg/l}))^{1.24}$$

… (式・1)

黒部川貯水池

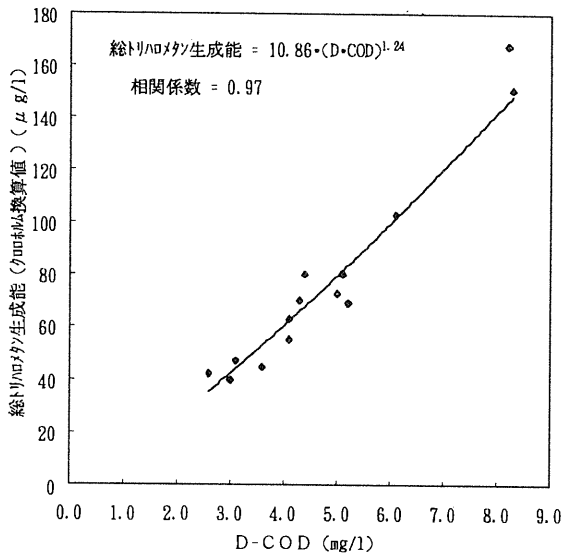


図4・2 D-CODと総トリハロメタン生成能 (クロロホルム換算値) の関係

黒部川貯水池

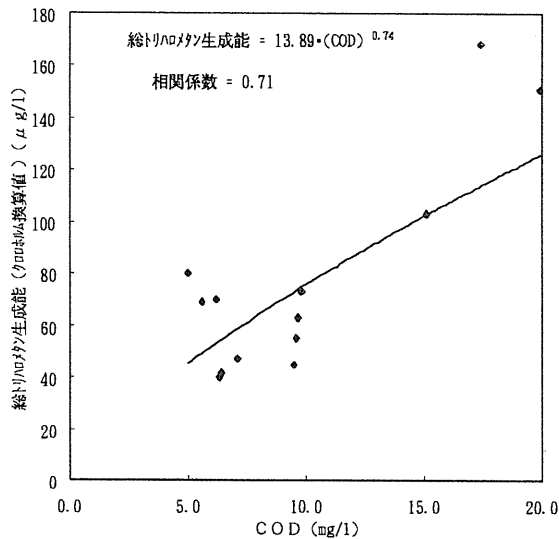


図4・3 CODと総トリハロメタン生成能 (クロロホルム換算値) の関係

(3) 塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係

塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係を把握するにあたり、海水中の臭素の影響を考慮して、調査結果を考察するものとした。

まず、トリハロメタン生成能に対する海水の影響を軽減するために、測定されたトリハロメタン生成能の値をクロロホルムの濃度に換算した。トリハロメタン生成能のクロロホルム換算とは、海水中の臭素と結合している物質（プロモジクロロメタン、ジブロモクロロメタン、

プロモホルム）について、測定された各物質の濃度をクロロホルムとの分子量比（各物質／クロロホルム）で除して、合計したものである。

トリハロメタン4物質それぞれの分子量は次の通りである。

項目	分子量	各物質／クロロホルム
クロロホルム (CHCl <sub>3</sub> )	119.5	1.00
プロモジクロロメタン (CHCl <sub>2</sub> Br)	163.9	1.37
ジブロモクロロメタン (CHClBr <sub>2</sub> )	208.3	1.74
プロモホルム (CHBr <sub>3</sub> )	252.7	2.11

次にトリハロメタン生成能の実測値とクロロホルム換算値との差を海水影響量と考えて、データを解析した。

現地調査結果をもとに、利根川および黒部川における塩化物イオンとトリハロメタン生成能との関係をプロットすると図4.4のようであり、高い相関がみられる。（縦軸はトリハロメタン生成能の測定値とクロロホルム換算値との差（海水影響量）を示している。）

黒部川貯水池におけるトリハロメタン生成能に対する海水の影響は、式・2のように表すことができる。

$$\text{海水の影響によるトリハロメタン生成能上昇分} (\mu\text{g/l}) = 0.57 \times (\text{塩化物イオン濃度} (\text{mg/l}))^{0.77}$$

… (式・2)

現地調査によって得られた、塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係 (式・2) を用いて、塩化物イオンの濃度レベルごとにトリハロメタン生成能の海水影響量を求めると、表4・1の通りとなる。

トリハロメタン生成能への海水の影響量は、(実測値－クロロホルム換算値) としたが、海水混入があることで臭素化トリハロメタンが増えるわけであるから、これをクロロホルムの濃度に換算することによって、海水の影響をすべて除去できるわけではない。ここでは、有機物とトリハロメタン生成能の関係を予測に用いる際に、海水の影響をできるだけ軽減するために、クロロホルム換算という方法を採用した。



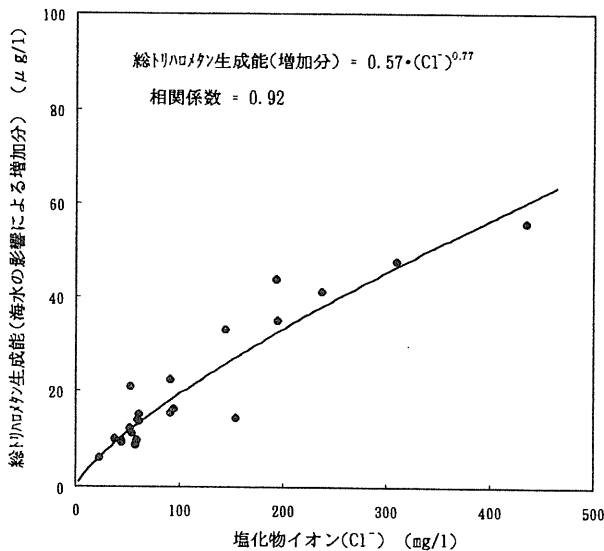


図4・4 黒部川・利根川における塩化イオンと総トリハロメタン生成能（海水の影響による増加分）の関係

表4・1 塩化物イオンの濃度レベルとTHM-FPの海水影響量

塩化物イオン (mg/l)	THM-FPの海水影響量 (μg/l)
50	12
100	20
200	34

## 5. 今後の課題

本稿では利根川水系黒部川を例に挙げ、閉鎖性水域において海水の影響を考慮してトリハロメタンを予測する手法を検討した。トリハロメタン生成能に対する海水の影響量をクロロホルムの濃度に換算して評価することによって、有機物指標からトリハロメタン生成能を導くことができた。今後、この予測手法を他の水域に適用していくためには、以下のような課題が考えられる。

### ①藻類増殖とトリハロメタン生成能の関係

本研究で、藻類の増殖～死滅過程におけるトリハロメタン生成能の挙動が明らかになったことは、大きな成果であったと考えられる。既往の文献においても、藻類の分解生成物がトリハロメタン生成能に大きく影響するといわれているが、本研究では、現地藻類を用いた実験によってこのことが確認され、対象水域の有機物指標とトリハロメタン生成能の関係が導くことができた。

藻類増殖とトリハロメタン生成能の関係は、藻類の種類によって異なると考えられる。実験に用いた試水の優占種はStephanodiscus sp. (珪藻類)であった。他の

水域の水質予測に適用するには、種別にクロロフィルaとトリハロメタン生成能の関係を把握しておく必要がある。

### ②他の有機物指標とトリハロメタン生成能の関係

ここでは、既往の水質データを予測に生かすために、COD、溶解性CODとトリハロメタン生成能を検討し、溶解性CODとトリハロメタン生成能の関係をj用いて予測を行った。トリハロメタン生成能と関係の深い指標としては、この他にTOC、DOC、E260などが知られている。原水監視の指標として、これらの項目が有意であると思われることから、水質管理の面から、各項目の適用性を検討していく必要がある。

### ③塩化物イオンとトリハロメタン生成能の関係

トリハロメタン生成能の海水影響量をクロロホルム換算で軽減する方法を他の水域に適用するには、他の水域のデータを用いて検証を行い、その適用性を検討する必要がある。

### ④最大値の評価

本稿の手法は、有機物指標からの予測(BOD→溶解性COD→トリハロメタン生成能)であるから、水質の評価は、75%値がひとつの目安となるが、水道水では安全性の上から、最大値で評価しなければならない。

トリハロメタン生成能の最大値は、有機物指標が最大で、塩化物イオンが最大のケースを計算すれば求まる。ただし、水道水で評価するのはトリハロメタン生成能ではなく、トリハロメタンであるから、浄水過程におけるトリハロメタン低減率を考慮する必要がある。

### ⑤粒子性トリハロメタン生成能の比率

本研究では、トリハロメタン生成能の粒子性分と溶解性分を分けずに扱ったが、対象水域の粒子性/溶解性比率を把握し、トリハロメタン生成能の特性が明らかになれば、水質保全対策を検討する上で有用な資料になると思われる。

また、水質保全対策の効果を明らかにするため、河川浄化施設(接触酸化水路等)によるトリハロメタン生成能削減効果を調査する必要がある。

## 参考文献

- 1) 水道水質保全対策検討会：水道水質保全対策ガイドライン、平成7年1月24日 衛水第13号厚生省生活衛生局水道環境部水道整備課長通知
- 2) 秋本優・有賀祐勝・坂本充・横浜康継(1986)：藻類の生態、内田老鶴圃 pp156
- 3) 稲森修平・近山憲幸・杉浦則夫・松村正利(1996)：トリハロメタン生成能に及ぼす藻類由来有機物の影響、水環境学会誌 Vol.19 No.11,pp47-52



# 下水処理水の河川・海域等へのなじみ易い放流のあり方

宮下 明雄\*・桑原 紀博\*\*・倉田 糧造\*\*\*・森 顕\*\*\*\*

## はじめに

日本の下水道は普及率が5割を越え、市民の生活環境の向上とともに、河川や湖沼、海洋の汚濁防止に大きく貢献している。

河川においては、上水道用水や工業用水、農業用水等の新規取水量の増大や高度化が著しく進み、流量の低減や水質の悪化が見られるようになってきている。

一方、河川空間に対しては、人々のレクリエーションや憩いの場として、生物の多様な生育・生息空間として重要視され、河川の環境保全に対する期待が高まってきている。

このため、下水処理水の河川等への放流に対しても、水量の回復、健全な水循環の確保、および景観の保全と復活という視点から、これまで以上に配慮することが望まれてきている。

本検討は、このような水循環の中でウエイトを増しつつある下水処理水を河川等公共用水域に放流するにあたって、どうあるべきかについて検討するものである。

ここでは、下水処理水の放流のあり方の検討のほか、愛知県の矢作川流域下水道において海域への処理水放流で課題となっている冬期の温度差の緩和を主な目標として、放熱池による温度差の低減と混合池での海水との混合による、なじみやすい放流を検討した。

長野県の犀川安曇野流域下水道の処理水を信濃川水系犀川へ放流するにあたり、水質改善および発泡の防止等を目的として、レキ間放流と素掘水路による、なじみやすさを考慮した放流施設を検討した。

さらに、群馬県の利根川上流流域下水道から利根川に放流するにあたり、分散放流等を含めた放流を検討した。

## 1. アンケート調査および事例調査結果

### 1.1 アンケート調査結果

下水処理水放流の問題及び工夫を把握するため、平成7年度末に全国で供用中の下水処理場に対しアンケート調査を実施した。アンケートは1,119箇所の内、780箇所、782放流先から回答をいただき、回収率は約70%であった。

アンケートの方式としては、予め用意した選択肢の中から複数回答で選ぶものとした。また、その他あれば、自由に記入できるものとした。

アンケートの集計結果として、放流による問題点及び放流方式の工夫を、それぞれ表1・1・1、2に示す。

表1・1・1 放流による問題点

順位	問題	処理場数	%
1	発泡	124	15.9
2	藻の発生	84	10.7
3	色相	72	9.2
4	臭気	32	4.1
5	温度差	24	3.1
6	ぬめり	14	1.8
7	洗掘	10	1.3
8	塩分濃度	9	1.2
9	淡水化	8	1.0
10	その他	28	3.6
11	問題なし	261	33.4
12	記入なし	234	29.9
合計		900	115.2

\* 宮下 明雄 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第二部長  
\*\* 桑原 紀博 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究員  
\*\*\* 倉田 糧造 (株)アイ・エヌ・エー 環境計画部  
\*\*\*\* 森 顕 (株)アイ・エヌ・エー 下水道部長

表1・1・2 放流方式の工夫

順位	工夫	処理場数	%
1	もぐり放流	26	3.3
2	長距離放流 (水路等)	22	2.8
3	長距離放流 (アメニティー利用)	14	1.8
4	レキ間浄化	7	0.9
5	ため池	5	0.6
6	土壌利用	3	0.4
7	植生池	2	0.3
8	浸透池	2	0.3
9	その他	48	6.1
10	工夫なし	232	29.7
11	記入なし	430	55.0
合計		791	101.2

## 1.2 事例調査結果

放流に関して何らかの工夫を行なっている処理場の事例を詳細に把握するため、アンケート調査等を基に25箇所を選出し、平成8年度に実態調査を実施した。

調査によれば、処理場の規模や放流先の河川等の状況は多様であり、放流の工夫も大規模なものから、自然に浄化が期待されているものなど様々であった。具体的には、レキ間浄化、自然浄化、植生池、淡水魚池、安定池(トンボ池)、沖合放流、上流部放流(河川流量への寄与等)、河床放流、階段式放流、素掘水路、アメニティー利用、熱の再利用(洋ラン温室)、農薬用水路への放流、地下浸透等であり、これらが処理場内、道路、河川敷等でなされている。

ここでは代表的なもの6箇所の概況を簡単に記す(括弧書きは実態調査のテーマ)。

### ①大岩藤浄化センター(レキ間浄化)

栃木県の大岩藤浄化センターは渡良瀬川に処理水を放流するにあたり、高水敷の有効利用面から、開渠とした場合の分断を避けるために約280mの堤外水路を暗渠としている。この暗渠はφ800の有孔ヒューム管を使用し、その周辺に碎石を埋設することにより、簡易的なレキ間浄化を期待するものである。また、低水路部に合流する洲の部分には割栗の捨石を施し、発泡を抑制しようとする工夫を図っている。

平成8年3月に供用を開始したばかりで計画処理水量約33,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在の放流量が約300m<sup>3</sup>/dayと小さく、その効果はまだ分からない状況である。しかしながら低水路合流部は発泡が全く見られない状況であった。

この有孔管による簡易的なレキ間浄化方式については、後で述べる長野県の堤外放流施設の基本構想として採用したものである。

### ②リヴァイブ波田(自然浄化)

長野県波田町のリヴァイブ波田は梓川の霞堤の中にある下水処理場である。計画処理水量約6,100m<sup>3</sup>/dayの内、現在約1,000m<sup>3</sup>/dayの処理水を放流しているが、霞堤の自然林の中の既存の水路を約600m流下し、梓川と合流する部分では、発泡や色相、臭気等が見られず、下水処理水と自然水の区別をすることは全くできない状況である。自然浄化能には限界があり、これを過度に期待することはできないが、結果的に処理水の自然浄化が期待されている例である。

霞堤の中のこの水路の途中には、かつての砂利洗浄のための貯水槽があり、こうした廃物利用の池に滞留することによっても沈殿等の効果が上がっている。

### ③児島湖流域下水道浄化センター(植生池)

岡山県の児島湖流域下水道浄化センターは児島湖に処理水を放流している。平成元年に供用を開始し、計画処理水量約630,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在約31,000m<sup>3</sup>/dayが処理されており、処理水量で約5%が進捗したところである。

ここでは処理水を敷地内の植生酸化池に通水し、ヨシ、ガマ等の水生植物による自然浄化作用により水質汚濁物質の除去を期待している。植生池の水深は50cm、滞留時間は10~24時間であり、現況処理水の約1/10について行われている。

その浄化効果は滞留時間と水温に影響されるが、SS、全リン、全窒素ともに効果が認められている。DOが低い場合には池底からリンが溶出する場合があります。また生物の大量発生による障害が報告されている。ヨシ等の刈り取りが必要であり使用可能期間は5~11月である。

### ④鈴蘭台処理場(河床放流)

神戸市の山の中に鈴蘭台処理場はある。計画処理水量約48,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在の処理水量は約23,000m<sup>3</sup>/dayであり、新湊川に下水処理水は放流されている。この川の上流部は非常に急流で景観にも配慮した落差工が数多く設けられているが、放流先下流周辺の住宅地での発泡による問題が生じていた。このため、現在では雨天時のみこのルートとし、晴天時には雨水管渠をバイパスして下流側で処理水を放流している。

さらに雨水管渠を出て三面張となった新湊川の対面の護岸にここでも処理水がぶつかっていたものを試行錯誤

の結果、河床に約50mのボックスによる導流水路を設置し、橋の下の部分で河床から滑らかに処理水が合流されるようにしたものである。

#### ⑤駒ヶ根浄化センター（複合事業による整備）

駒ヶ根浄化センターは、中央、南の二つのアルプスを望むことが出来る長野県駒ヶ根市の田園地帯にある。圃場整備、公園整備、天竜川の桜づつみモデル事業と複数の事業を一体とした周辺を含めた整備がなされている。

アクアパークモデル事業として周辺の公園は整備され、下水道放流渠は“せせらぎ水路”として天竜川の川裏堤脚添いを約750m流下し、田沢川をへて天竜川に合流する。この水路にはウグイ（アカウオ）が遡上してきている。

計画処理水量約22,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在の処理水量は約2,500m<sup>3</sup>/dayであるが、この水路は農業用水の排水路を兼ね、現地を訪れた10月の末には、処理水が数十倍に希釈、混合してから放流されていた。

このせせらぎ水路の護岸は、周辺の河川工事から出た自然石を利用し、動植物の生息環境や親水、景観等に配慮する等、興味深い例である。

#### ⑥森ヶ崎水処理センター（放流先での減勢）

全国的にも最大規模の下水処理場である東京都の森ヶ崎水処理センターは、東京湾に処理水を放流している。放流水質はBODで2~3mg/l、SSで3~4mg/lである。現在の処理水量は約1,100,000m<sup>3</sup>/dayである。東京都の下水道普及率は95%であり区部については概ね100%である。

放流口は二箇所ありその一方では、付近を航行する船舶への放流水の水勢の影響を回避するために、放流先に数十個の消波用コンクリートブロック（テトラポッド）を置き、これを減勢させている。最大規模ならではの処理場の工夫の一つである。

## 2. ケーススタディー

愛知県、長野県、利根川上流の3箇所についてケーススタディーを行なった。

### 2.1 愛知県 矢作川浄化センター

愛知県の矢作川浄化センターは一級河川矢作川の河口左岸に立地し、平成4年度に供用を開始した流域下水道である。計画処理水量約640,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在の処理水量は約32,000m<sup>3</sup>/dayであり、現在全量を砂ろ

過、また紫外線滅菌を行ない矢作川河口部で三河湾に放流している。

ここでは冬期に沖合いで養殖されているノリ等の生態系に対する影響の回避を目指し、処理水と放流先の海水温との温度差をなるべく小さくするために、処理水の水温を下げることを目指して、処理場内の未利用地を活用した放熱池を検討した。あわせて放流先との速やかな混合、なじみやすさを促進させるための混合池についても概略の検討を行なった。

ここでは、放熱池および混合池の考え方について、それぞれ2.1.1、2に記す。

#### 2.1.1 放熱池について

感潮河川周辺の熱環境に関しては池田ら<sup>1)</sup>（1994）による河川水面が持つ夏期の暑熱緩和効果についての研究がある。また、発電所等の温排水対策の海外の事例として、池や水路による閉鎖式冷却系による場合、一般に広大な水面が必要になるが、蒸発による熱交換を促進するためのスプレー装置により、水面積が20分の1になるという事例が、Edward A. Laws<sup>2)</sup>（1993）により報告されている。

これらの事例を参考として、ここでは冬期の下水処理水を対象とし放熱池の検討を行なった。

#### (1) 放熱池の基本的諸元（案）

##### ①滞留時間T

池の滞留時間については一般に次式である。

$$T = V / Q = A h / Q$$

ここに、T：池の滞留時間、V：池の容積、Q：放流水量、A：池の面積、h：池の平均水深。

本検討の放熱池では、冬期における処理水の温度低下を目指すものである。

処理水の水温変化の要因である気象条件としては、日射や蒸発散、大気との温度差、風、放射等があり、いずれも時間変動、日変動、季節変動が大きいという特徴がある。

こうした変動性、特に日射による変動性を考慮し、滞留時間Tについては1日以上か、少なくとも冬期の日照時間の2倍以上をとることが望ましい。

ただし、滞留時間が長過ぎることは、藻類の異常増殖の懸念から好ましくない。

詳細については次項の水温低下の予測検討で述べるが、所要の水温低下（2.4℃）に必要な滞留時間は、池の平均水深1mの場合およそ1日と試算された。

②平均水深 h

水深は滞留時間とともに池の基本的な諸元である。

水面付近の表層部は、処理水の透明度や植生等による遮光の有無などにもよるが、日射による影響が大きいことが知られている。

ヨシ群落等の植生池との併用を考える場合には、それらの植生にあった水深を選択する必要がある。

また、水深を深くするほどコストの上昇や維持管理が難しくなると考えられる。

これらを勘案して、ここでは平均水深1mを採用する。

(2) 水温低下の予測検討

放熱池における処理水の水温低下については、気象条件に大きく左右され、時間、日、季節変動等が大きいと予測される。

比較的小規模な池を実際に現地に設けて観測を行いデータを蓄積することが望ましいが、ここでは、水理公式集<sup>3)</sup>、理科年表<sup>4)</sup>等を参考として、平均的水温変化の概略を試算する。

①水面における熱交換（熱収支式）

水面の熱収支については一般に次式が成り立つ<sup>3)</sup>。

$$Q_N = Q_R - Q_L$$

$$Q_R = Q_s - Q_{sr} + Q_a - Q_{ar}$$

$$Q_L = Q_{br} + Q_e + Q_c$$

ここに、 $Q_N$ ：水面を加熱する正味の加熱量、 $Q_R$ ：水面での吸収放射量、 $Q_L$ ：水面から失われる熱損失量、 $Q_s$ ：短波放射量または日射量、 $Q_{sr}$ ：短波反射量、 $Q_a$ ：長波放射量、 $Q_{ar}$ ：長波反射量、 $Q_{br}$ ：長波逆

放射量、 $Q_e$ ：蒸発に伴う潜熱量、 $Q_c$ ：熱伝達に伴う顕熱量。したがって、

$$Q_N = (Q_s - Q_{sr} + Q_a - Q_{ar}) - (Q_{br} + Q_e + Q_c)$$

$$= (Q_s - Q_{sr}) + (Q_a - Q_{ar} - Q_{br}) - Q_e - Q_c$$

ここで、記号を $Q_N = G$ 、 $Q_s - Q_{sr} = R_{net}$ 、 $Q_a - Q_{ar} - Q_{br} = -Br$ 、 $Q_e = LE$ 、 $Q_c = H$ 、と書き換えて次式が得られる。

$$G = R_{net} - Br - LE - H$$

$$-G = LE + H - R_{net} + Br$$

ここに、 $-G$ ：水面を冷却する正味の放熱量、 $LE$ ：蒸発に伴う潜熱量、 $L$ ：単位質量の水の気化熱（水温変化に伴い変化するが概ね $585\text{cal/g} = 2,450\text{J/g}$ ）、 $E$ ：蒸発速度（例えば $\text{mm/day}$ ）、 $H$ ：大気との温度差による顕熱量、 $R_{net}$ ：日射による正味の入射量、 $Br$ ：有効逆放射量。

②現況水温および目標処理水温低下量  $\Delta\theta$

以下に現地とその近傍において観測された冬期（平成4年～6年の10月～3月）の平均処理水温、気温等を整理する。

- ・ 処理水温 :  $\theta_o = 16.4^\circ\text{C}$
- ・ 放流先海水温 :  $\theta_s = 14.0^\circ\text{C}$
- ・ 平均気温 :  $\theta_a = 10.8^\circ\text{C}$

目標水温低下量  $\Delta\theta$  については、なるべく放流先の水温に近づけるものとして、

$$\Delta\theta = \theta_o - \theta_s = 16.4^\circ\text{C} - 14.0^\circ\text{C}$$

$$= 2.4^\circ\text{C}$$

とする。

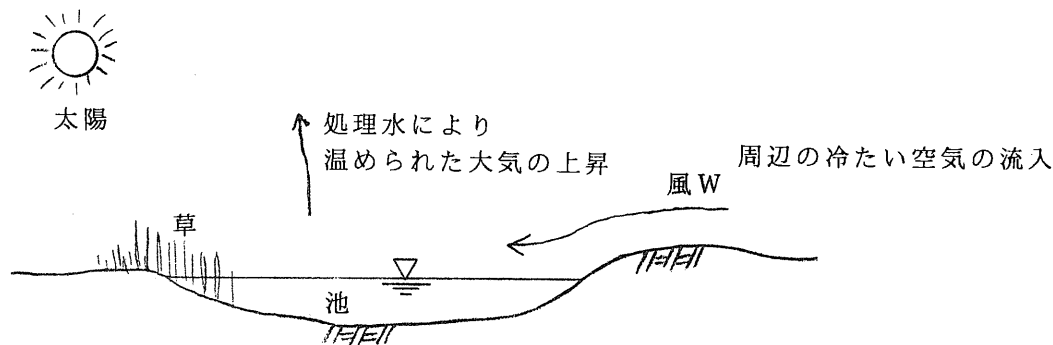


図2・1・1 放熱池模式図

③蒸発に伴う潜熱量L E

蒸発速度Eについては風速Wや湿度等の影響を受けて変動が大きいが、比較的信頼性が高いと言われている各種の蒸発式に基づく図2・1・2<sup>3)</sup>により、蒸発速度Eを推定する。

まず、 $(e_w - e_2)$ については次式である。

$$e_w - e_2 = e_w (1 - e_2 / e_w) = e_w (1 - RH / 100)$$

ここに、 $e_w$ ：気温に対する飽和水蒸気圧 (=13mb,  $\theta_a \doteq 10.8^\circ\text{C}$ )、 $e_2$ ：大気の水蒸気圧, RH：相対湿度(%)。

名古屋で観測された統計値によると、月別年平均相対湿度RHは66%である<sup>4)</sup> (1961年から1990年の10月から3月の平均値)。したがって、

$$\begin{aligned} e_w - e_2 &= e_w (1 - RH / 100) \\ &= 13 \times (1 - 66 / 100) \\ &= 4.4 \text{ mb} \end{aligned}$$

$$e_2 = 8.6 \text{ mb}$$

ここで風速 $W_2 \doteq 3 \text{ m/sec}$ 程度と仮定すると、図2・1・2<sup>3)</sup>より、

$$\begin{aligned} E / (e_w - e_2) &= 0.4 \text{ であるから、} \\ E / 4.4 &= 0.4 \\ E &= 1.8 \text{ mm/day} \end{aligned}$$

蒸発速度 $E = 1.8 \text{ mm/day}$ と試算され、これは潜熱量 $L E = 51 \text{ W/m}^2$ に相当する。

④大気との温度差による顕熱量H

冬期には現地では気温の方が処理水温よりも低く、大気による処理水の冷却が期待される。

顕熱量Hについては次式である<sup>3)</sup>。

$$H = R L E$$

$$R = C (\theta_w - \theta_a) / (e_w - e_2)$$

ここに、R：Bowen (ポーエン比)、C：係数 (=0.66mb/°C)、 $\theta_w$ 、 $\theta_a$ ：それぞれ、水温、気温。

水温 $\theta_w$ については、処理水温 $\theta_o$ とその温度低下の目標温度である放流先海水温 $\theta_s$ の平均値とし、 $\theta_w = (16.4 + 14.0) / 2 = 15.2^\circ\text{C}$ とする。したがって、

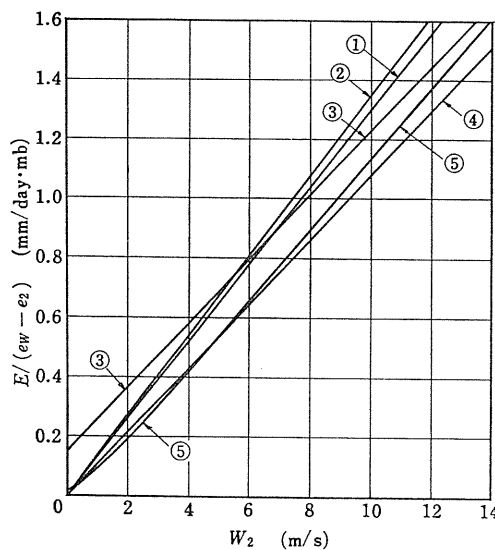
$$\begin{aligned} R &= 0.66 \times (15.2 - 10.8) / 4.4 \\ &= 0.66 \end{aligned}$$

$$H = 0.66 \times 51 = 34 \text{ W/m}^2$$

これより、顕熱量Hについては $34 \text{ W/m}^2$ として試算する。

⑤日射による正味の入射量R net

名古屋で観測された統計値によると、全天日射量の日積算値は $10.6 \text{ MJ/m}^2$ である (1974年~1990年、10月



	A	B
1 Hefner 湖	0	0.13
2 Kohler	0	0.135
3 Zaykov	0.15	0.108
$E = (A + B W_2) (e_w - e_2)$		

4. 修正 Shulyakovskiy

$$E = \{0.095 (\Delta\theta_s)^{1/3} + 0.108 W_2\} \times (e_w - e_2)$$

$\Delta\theta_s$ ：見掛けの水温・気温差

5. 近藤

$$E = 64.5 \times C_{E2} (e_w - e_2) W_2$$

$C_{E2}$ ：W,  $(T_w - T_a)$  の関数

図2・1・2 蒸発式の比較<sup>3)</sup>

～3月) 4). これを日平均値に換算すると,

$$10.6\text{MJ/m}^2 \div 86,400\text{sec} = 123\text{W/m}^2 \text{に相当する.}$$

この内, 水面からの放射量は約5%程度 (アルベド $\doteq$ 0.05) と見込まれ<sup>3)</sup>, ここでは,  $R_{\text{net}} = 123 \times 0.95 = 117\text{W/m}^2$ として試算する.

⑥長波放射量及び長波逆放射量 (有効逆放射量Br)

長波放射量 $Q_a$ , 長波反射量 $Q_{ar}$ , 長波逆放射量 $Q_{br}$ については次式である<sup>3)</sup>.

$$Q_a = \sigma \Theta_a^4 (c + d e_2^{1/2})$$

$$Q_{ar} = \alpha_a Q_a$$

$$Q_{br} = s \sigma \Theta_w^4$$

ここに,  $\sigma$ : Stefan-Boltzman定数 ( $=5.67 \times 10^{-8} \text{W/m}^2 \cdot \text{K}^4$ ),  $\Theta_a$ : 気温の絶対温度 ( $=10.8^\circ\text{C} + 273.15 = 284.0\text{K}$ ),  $c, d$ : 実験定数 (Bruntによれば,  $c = 0.44, d = 0.081$ ),  $e_2$ : 大気の水蒸気圧 ( $=8.6\text{mb}$ ),  $\alpha_a$ : 長波反射率 ( $\doteq 0.03$ ),  $s$ : 黒体と水面との放射率比 ( $\doteq 0.97$ ),  $\Theta_w$ : 水温の絶対温度 ( $=14.0^\circ\text{C} + 273.15 = 287.2\text{K}$ ). したがって,

$$\begin{aligned} Q_a &= 5.67 \times 10^{-8} \times 284.0^4 \times (0.44 + 0.081 \times 8.6^{1/2}) \\ &= 250\text{W/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ar} &= 0.03 \times 250 \\ &= 8\text{W/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{br} &= 0.97 \times 5.67 \times 10^{-8} \times 287.2^4 \\ &= 374\text{W/m}^2 \end{aligned}$$

有効逆放射量Brは,

$$\begin{aligned} -Br &= Q_a - Q_{ar} - Q_{br} \\ &= 250 - 8 - 374 \\ &= -132\text{W/m}^2 \end{aligned}$$

$Br = 132\text{W/m}^2$ として試算する.

⑦水面を冷却する正味の放熱量-G

これまでの数値を熱収支の基本式に代入して, 水面を冷却する正味の放熱量-Gを計算する.

$$\begin{aligned} -G &= LE + H - R_{\text{net}} + Br \\ &= 51 + 34 - 117 + 132 \\ &= 100\text{W/m}^2 \end{aligned}$$

となる. 単位を換算すると,

$$\begin{aligned} -G &= 100\text{W/m}^2 = 100\text{J/sec/m}^2 \\ &= 86,400 \times 100 / 4.19\text{cal/day/m}^2 \\ &= 2.1 \times 10^6\text{cal/day/m}^2 \end{aligned}$$

である.

⑧水中での熱輸送 (水温低下の予測)

河川や水路等のように水深が浅く, 移流作用が強い場合には鉛直方向に十分に混合するため, 移流, 水面と水底面での熱交換及びその水域に出入りする熱量が支配因子となり, 水中での熱輸送は次式で示される<sup>3)</sup>.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + u \frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{G + Q_o - Q_g}{c_w \rho_w h}$$

ここに,  $\theta$ : 水温,  $t$ : 時間,  $u$ :  $x$ 方向の流速,  $c_w, \rho_w$ : それぞれ, 水の比熱, 密度,  $h$ : 水深,  $Q_o$ : 横からの分合流等による出入り熱量,  $Q_g$ : 水底面での熱交換量.

ここで,  $Q_o = Q_g = 0$ を仮定する. また, 検討の季節の平均的な水面からの放熱量-Gにより定常状態として検討を行なうから,  $\partial \theta / \partial t = 0$ とする.

したがって, 放熱池における処理水の温度変化は, 水塊 $\rho_w d A h$ の滞留 (移流) 時間 $T$ 後の温度変化を $\Delta \theta$ として, 次式であらわせられる.

$$\frac{\Delta \theta}{T} = \frac{G d A}{c_w \rho_w d A h} = \frac{G}{c_w \rho_w h}$$

また,  $T = V / Q = A h / Q$ であるから,

$$\begin{aligned} \Delta \theta &= G T / c_w \rho_w h \\ &= G A / c_w \rho_w Q \end{aligned}$$

ここに,  $\Delta \theta$ : 水温変化量,  $G$ : 放熱量 (-),  $T$ : 池の滞留時間,  $c_w$ : 水の比熱 ( $=1.0\text{cal/gK}$ ),  $\rho_w$ : 水の密度 ( $=1.0\text{g/cm}^3$ ),  $h$ : 池の平均水深,  $A$ : 池の面積,  $Q$ : 放流量.

この式に $G$ を代入し単位を換算して次式が得られる.



また、目標水温低下量を2.4℃としたから、これを満足するためには、

$$\Delta \theta = 2.1T/h = 2.1A/Q \geq 2.4^\circ\text{C}$$

$$T/h = A/Q \geq 1.14$$

ここに、 $\Delta \theta$ 、 $T$ 、 $h$ 、 $A$ 、 $Q$ の単位は、それぞれ、 $^\circ\text{C}$ 、 $\text{day}$ 、 $\text{m}$ 、 $\text{m}^2$ 、 $\text{m}^3/\text{day}$ である。

### (3) 滞留時間T及び放熱池の平均水深hの選定

滞留時間Tについては、昼夜の放流水の温度差を小さくするため1日以上か、少なくとも日照時間の2倍程度は確保したい。したがって、滞留時間Tを1.14dayとする。

水温低下の条件は $T/h \geq 1.14$ であるから、平均水深については、 $h \leq 1.0\text{m}$ の範囲で選定し、また浚渫土による埋立地での施工性等についても勘案し、平均水深hを1.0mとする。

### (4) 敷地条件

放熱池、混合池、連絡水路等に暫定的に利用可能な敷地は、処理場西側の未利用地が、 $\approx 160,000\text{m}^2$ 、高度処理予定地が、 $\approx 100,000\text{m}^2$ の合計 $\approx 260,000\text{m}^2$ 程度であり、この敷地であれば、工事期間を考慮しても処理水が $320,000\text{m}^3/\text{day}$ に達するまで、およそ20年間の利用が可能である。

連絡水路や維持管理用の通路等もこの敷地の中には必要であり、死水域をなるべく作らず、また段階施工に対応するため、正味の水面については、約 $140,000\text{m}^2$ 程度である。また平均水深は地盤条件等を勘案し、 $h \approx$

1.0mである。

### (5) まとめ

放流量Q、池面積A、池容積V、予想水温低下量 $\Delta \theta$ 、滞留時間Tの関係を表2・1・1に示す。

### (6) 今後の課題

本検討において予想水温低下量の推定を試みたが、気象条件は複雑かつ変動が大きく、またその池を設けることによってまた、気象も微妙に影響され変化していくものである。

したがって、簡易的な実験を行ない実測データに基づき、その予測を修正していくことが必要と考えられる。

例えば、比較的小規模な実験池（容量V、池面積A、平均水深h）を設けて、処理水をため、そこで処理水温が放流先水温まで $\Delta \theta$ だけ変化するに要する時間Tを測定すれば、実測値に基づく正味の放熱量Gは次式で得ることができる。

$$\Delta \theta = GAT / c_w \rho_w V$$

$$= GT / c_w \rho_w h$$

こうした比較的簡易的な実測実験を時期を変えて何回か行いデータを得ることで、詳細な水温予測に用いるGを決定することが望ましいと考えられる。

この実測のGには、蒸発、大気との温度差による熱伝達、日射、放射、風、湿度等の本検討で一応考慮した要因が含まれるとともに、本検討では考慮しなかった水底面での熱交換量や蒸散等についても総合的に含まれることになる。

表2・1・1 まとめ

放流量 Q m <sup>3</sup> /day	池面積 A m <sup>2</sup>	池容積 V m <sup>3</sup>	予想水温低下量 $\Delta \theta$ ℃	滞留時間 T day
32,000 (現況H7)	36,000 (7,000)	36,000	2.4	1.1
80,000	91,000 (17,000)	91,000	2.4	1.1
120,000	140,000	140,000	2.4	1.1
140,000	140,000	140,000	2.1	1.0
160,000 (H21)	140,000 (34,000)	140,000	(1.8)	0.9
240,000 (H29)	140,000 (50,000)	140,000	(1.2)	0.6
320,000 (H37)	140,000 (67,000)	140,000	(0.9)	0.4

※・池面積の括弧内数値は、2.1.2の混合池の必要面積（内数）。  
・予想水温低下量の括弧内数値は、滞留時間が1日未満となり、昼夜の放流水温の温度差が比較的に大きくなると考えられる。

2.1.2 混合池（感潮池）について

表2.1.2 衣浦港（T.P.）

最高潮位面	
H.H.W.L.	+3.20 ( S 34.9.26.)
朔望平均満潮位面	
H.W.L.	+1.03
平均水面	
M.W.L.	-0.05
朔望平均干潮位面	
L.W.L.	-1.31
最低潮位面	
L.L.W.L.	-1.85

(1) 考え方

処理水と放流先との混合，なじみやすさの促進を目的とし，潮位の影響を受ける感潮池（混合池）において，潮汐という自然エネルギーにより，上げ潮（干潮～満潮）時の混合を期待する（ゲート操作は考えない）。

干潮時に仮に放流口（ゲート）を閉じた場合を想定する。ゲートの外では上げ潮にともない潮が満ちて来る。一方，ゲートの内側の混合池についても処理水の流入にともない混合池内の水位が上昇して行く。

海面の上昇速度の方が，池内水位の上昇速度よりも速く，海側の水位が高い状態の場合に限り，仮にゲートを開けたとした場合に，海側の水が処理場内に入ることになり，ある程度の混合効果が期待される。

従ってここでは，潮汐による海面の代表的な上昇速度の方が，処理水による池内の上昇速度を上回ることを条件として，混合池（感潮池）の諸元（必要面積等）を試算する。

(2) 海面の代表的な上昇速度

当該放流水域の潮位は表2.1.2のとおりである。参考到大潮時の時刻～潮位データについて示す（図2.1.3）。

衣浦港での朔望時（大潮時）の平均的な上げ潮の速度は，およそ6時間で， $L.W.L. = T.P. - 1.31$  から  $H.W.L. = T.P. + 1.03$  であるから  $2.34\text{m} / 6\text{hr} = 0.39\text{m/hr}$  である。一方，小潮の日は干満の差が小さく潮の動きが小さい。

これより，大潮から小潮の（月間の）平均的海面上昇速度をこの海面の代表的上昇速度と考え， $0.39 \div 2 = 0.20\text{m/hr}$  とする。

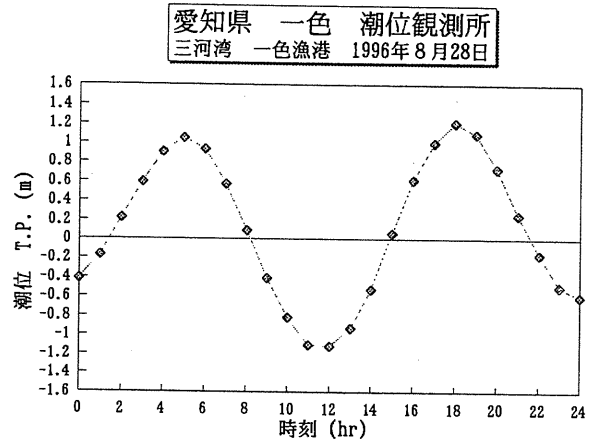


図2.1.3 潮位～時刻図

(3) 混合池の必要面積の試算

処理水のみによる混合池の水面の上昇速度については次式である。

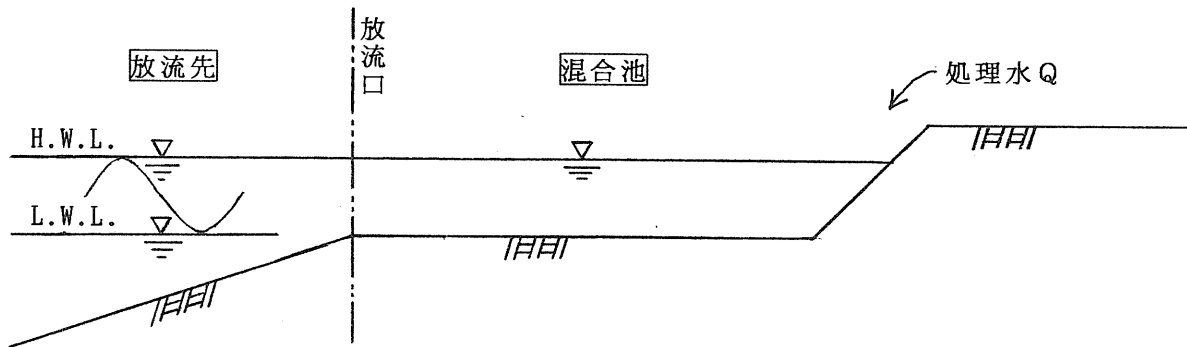


図2.1.4 混合池模式図

$$v = Q / A$$

ここに、 $v$ ：混合池水面の上昇速度、 $Q$ ：放流量、 $A$ ：混合池の面積。

この水面上昇速度 $v$ が、放流先海面の平均的上昇速度 $0.20\text{m/hr}$ よりも小さい場合に、池での混合を期待することができるから、必要な池の面積については次式で与えられる。

$$v = Q / A < 0.20\text{m/hr}$$

$$A > Q / 0.20\text{m/hr}$$

これより、朔望前後の一月の半数程度の上げ潮時において、ある程度の混合を期待するとした場合における放流量 $Q$ と混合池の必要な面積 $A$ の計算結果について表2・1・3に示す。

表2・1・3 混合池の必要面積

放流量 $Q$ $\text{m}^3/\text{day}$	混合池の必要面積 $A$ $\text{m}^2$
32,000 (現況H7)	7,000
80,000	17,000
160,000 (H21)	34,000
240,000 (H29)	50,000
320,000 (H37)	67,000
(640,000)	(133,000)

#### (4) 混合率についての試算

ここでは、大潮の時に処理水と放流先の水とが、混合池において、どの程度混合されるかについて概算する。

この放流先水域においては、大潮（朔望平均）の海面

の上昇速度は前述のとおり、 $2.34\text{m}/6\text{hr}$ である。一方で所定の面積の混合池とした場合、処理水は $0.20\text{m/hr}$ の水位上昇相当速度で混合池に流入することから、干潮から満潮のおよそ6hrでは、 $0.20\text{m/hr} \times 6\text{hr} = 1.20\text{m}$ の水位上昇分が処理水によるものと考えられる。これより、混合池（感潮池）における $2.34\text{m} - 1.20\text{m} = 1.14\text{m}$ 分が、放流先水位の影響による処理水以外の放流先河口の水（汽水）に相当することになる（混合池の池底高をL.W.L.とした）。

したがって、この池面積の場合の大潮時の混合率については、池水深相当で処理水 $1.20\text{m}$ 、それ以外が $1.14\text{m}$ であるから、1対1、すなわち混合池内において処理水は滞留し、予めおよそ2倍に希釈されている。つづく引き潮のおよそ6時間で、この混合水と更にこの間の処理水が放流されるから、処理水とそれ以外の水の比率が2対1で放流され、その時の混合率は33%になる。

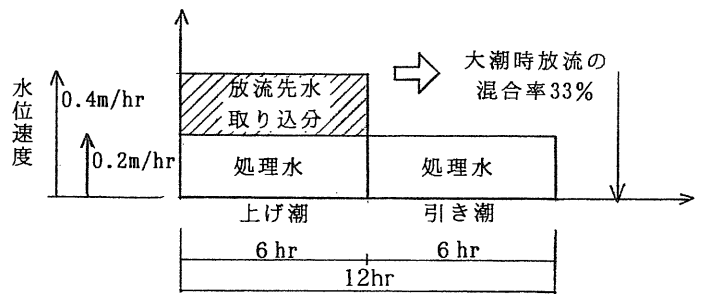


図2・1・5 干満サイクル図

大潮の頃は、潮汐による混合効果と間欠的な放流になることによって放流先へのインパクトの緩和が期待される。一方でおよそ半月という朔望のサイクルのうち、中潮から小潮の干満差の小さい潮況の日は混合効果を期待することはできない。

この場合月平均の混合率は、図2・1・6に示すようにおよそ8%になる。

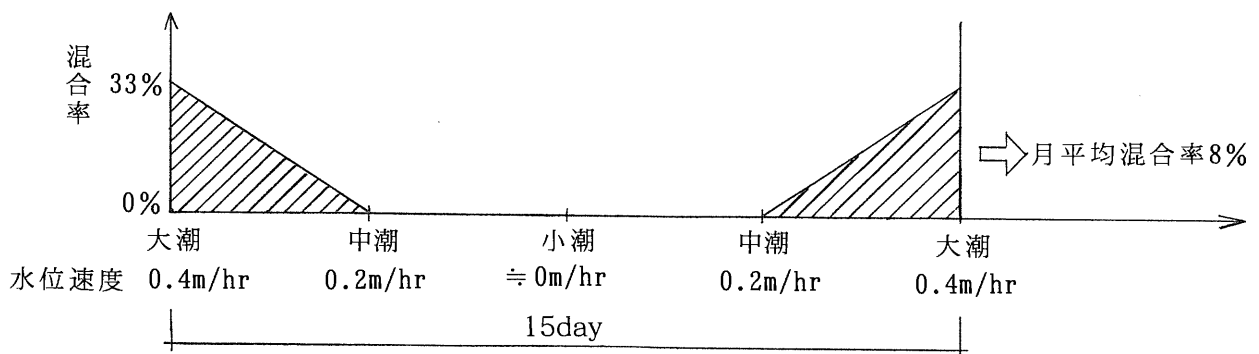


図2・1・6 朔望サイクル図

## 2.2 長野県 安曇野クリーンセンター（仮称）

処理水が樋管を出てから犀川の滞筋に合流するにあたり、発泡の防止等を目的として、なじみやすさを考慮した堤外放流施設を検討し、基本構想としてとりまとめた。

ここではその概略について記す。

### 2.2.1 処理場及び周辺の概況

長野県の安曇野クリーンセンター（仮称）は犀川の左岸に立地し、平成9年12月の供用開始を目指して現在建設中の流域下水道である。犀川を渡り松本から長野に向かう長野自動車道を境に敷地は2ブロックに分けられ、やや状況の変化はあるが、元々の霞堤の間に処理場敷地は立地する。計画処理水量は、約67,000m<sup>3</sup>/day（日最大）であり、処理水水質についてはBODで10mg/lを下回ることが予想されている。

すぐ上流の対岸での中部電力の取水にとまなう湖には白鳥が飛来し、下流域では湧水によるワサビ田が広がるなど豊かな水環境、自然環境に恵まれている。犀川は梓川の上流の槍ヶ岳をはじめとする3,000m級の山々を源とするが、北アルプスの自然豊かな山々の連なりが望める環境、景観的にも美しく優れた地域である。

### 2.2.2 河川の状況

#### ①高水敷の状況

放流先の河川敷にはエノキ等の河畔林が繁茂しており貴重な蝶等の生息が見られる。信濃川水系については、河川空間管理計画、水環境管理計画がともに設定されているが、ここではこれらに整合して豊科町により表2・2・1に示すゾーニングがなされ、この内、施設ゾーンについては町民の憩いの場としてマレットゴルフ場等からなる水辺公園が整備されている。

#### ②漁場としての利用

千曲川や犀川では「赤魚」の伝統的な「つけ場漁」が春の風物詩となっているが、当該放流先についても砂利底の良好な漁場（あるいは魚類の棲息域）となっている。

アユ等の第5種共同漁業権が設定され川釣り等として親しまれているとともに、樋管川表の重光用水の余水吐などではウグイ（赤魚）のつけ場漁が行われている。

#### ③水質及び流量

当該放流先の環境基準の類型はAである。上流の田沢橋のここ10年間（S60～H6）のBODの平均値は2.2mg/lであり、濁水の年が含まれているが、概ね環境基準が満足されている状況にある。低水流量は同じく上流の田沢橋で19.2m<sup>3</sup>/sec、中部電力によりおよそ10m<sup>3</sup>/sec程度が取水され、この他、農業用水（重光用水）の取水があり、放流水合流部での低水流量は概ね8～9m<sup>3</sup>/sec程度になる。

#### ④河川改修計画と現況の状況

美しい砂利河川である犀川の当該地点は直轄区間にあり、川幅約300m、高水流量3,600m<sup>3</sup>/sec、河床勾配1/202の単断面計画である。

放流樋管川表の現況としては、幾十年を経過した河畔林が生え茂る自然の高水敷が、計画河床より2mほど高く、滞筋は右岸に寄り深いところでは現況河床が計画河床より4m程低い状況である。平常時の概ねの河川水位は計画河床よりも2～3m程低い位置にある。

滞筋は700m程下ってから左岸側により、左小支川である中曽根川合流直下に水衝部がある。この右岸から左岸に流れが移る部分は洪水により滞筋の位置が変化している。

現時点では大規模な河川改修の予定はない。

### 2.2.3 堤外放流水路計画

霞堤をもつ砂利河川であるという河川の特徴、高水敷利用および漁場の保全、自然及びレキ間浄化の期待、洪水時の破壊の回避などを考慮して、堤外放流水路のケーススタディーを行なった。これに基づき長野県は千曲川工事事務所との下協議を実施し、また意見交換会等の意見を踏まえ、これらを勘案してレキ間放流と素掘水路からなる堤外水路の基本構想をとりまとめた。

表2・2・1 地元の豊科町による当該河川敷のゾーニング

保護ゾーン	：河畔林など自然をそのまま残し、施設等は造らず保護する。
施設ゾーン	：マレットゴルフ場等の施設を造り、町民の健康増進や憩いの場とする。
親水ゾーン	：子供達が安全に釣りや川遊びができるようにする。
自然観察ゾーン	：自然の中の自由な観察・散策区域とする。

①平面、縦断及び断面計画

放流水路は樋管（ボックス1.2m×1.2m）を出てから、現況及び計画の堤防法線からはずすとともに堤防法尻から保安距離（最低10m）を確保しながら約700mを下流に流下させ、左小支川の中曽根川合流部付近で滞筋と合流させる。

この内、上流部約260mはマレットゴルフ場を暗渠で通し、有孔管の周辺を碎石で埋め戻すことで放流渠が簡易的なレキ間浄化を兼ねるものとする。これを出てからは地形に合わせ必要に応じて堤脚添い等を蛇籠やカゴマット等により補強したオープン水路とする。滞筋の近くでは洪水による河道の移動にともなう構造物の流出等に配慮して素掘水路とする。

平面線形によりこの放流水路の縦断勾配は河川の計画河床勾配と同じく概ね5%である。また計画河床よりも下には放流施設を設けないものとして、現況高水敷の改変量を極力小さくする。

マレットゴルフ場下部の暗渠の断面は、時間最大放流量（=1.17m<sup>3</sup>/sec）によりφ800×2条を採用した。管渠のみで流下能力を有するが、埋戻し材によるレキ間浄化を兼ねるこの標準断面について図2・2・1に示す。

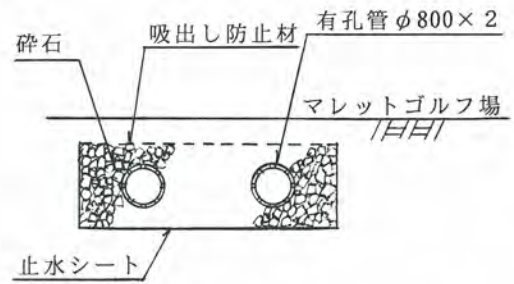


図2・2・1 放流暗渠標準断面図

②構造物および材料等

主な構造物は管渠、マンホール、蛇籠等である。また、基本構想の段階で特別な材料の指定は行っていないが、ワサビ田の擁壁や堤防表面の保護等として現地周辺の景観の特徴にもなっている玉石等の使用、また樋管、堤防や河畔林等の景観とも調和のとれた堤外水路にすることが望まれる。

③施工および管理に対する配慮

周辺景観ともなじみやすい放流水路として、自然調査に基づく町のゾーニング等を踏まえ、河畔林については



図2・2・2 処理水堤外放流施設基本構想図



極力不必要な伐採を行わないように実施設計や施工時における放流水路の線形の修正、山留め等による掘削等、施工時の配慮を行なうことが必要と考えられる。

維持管理や洪水時の土砂の埋塞を考慮して管渠を2条としたが、放流量が小さい当面の間は1条のみを使用し、もう1条は常時としては使用しないことで閉塞を防止するものとした。

#### 2.2.4 予想される効果

下水処理水の放流として、重光用水及びその余水吐と小支川の中曽根川の間新たな水路ができることになる。

この内、レキ間水路の部分については、そこに堆積する可能性のある汚泥の分解と除去、清掃の必要性等が今後の課題である。

特に当面の放流量が小さい間は、滞筋に近い素掘水路の部分で処理水が浸透するものと予想される。これによって河川水と自然に希釈、混合、合流していくことにより発泡等の防止が考えられる。

また、周りに自然に植生が生えてくることで周辺景観と馴染んだ水路（小川）となることが期待される。

### 2.3 群馬県 県央水質浄化センター

#### 2.3.1 検討の概要

県央水質浄化センターは群馬県の流域下水道である。昭和62年10月に供用開始し、現在のところ処理場の前を流れる一級河川滝川に暫定的に処理水を放流している。放流渠及び利根川直轄区間の最上流部に現在樋門を建設中であり、これらの完成後は利根川に放流されることになる。

本検討では、滝川への放流量の継続による放流の分散により、処理水放流の放流先に対するインパクトの低減を目的として基本構想（案）をとりまとめた。

#### 2.3.2 処理場や河川の概況

##### ①県央水質浄化センター

県の流域下水道である県央水質浄化センターの処理区には、県人口の約半分が含まれる前橋市、高崎市をはじめとする多くの市町村があり、群馬県の中心部となっている。

計画処理水量約480,000m<sup>3</sup>/dayの内、現在約98,000m<sup>3</sup>/dayを滝川にポンプアップをして暫定的に放流している。

計画水質のBOD $\leq$ 16mg/l、SS $\leq$ 20mg/lに対し、現況の放流水質はBODが約10mg/l、SSが約5mg/lである。流域全体の面整備を進捗させる方が汚濁負荷量の全体的な低減としては有利なため、ここでの高度処理については平成20年前後頃になる見込みである。高度処理後の計画水質はBOD $\leq$ 5mg、SS $\leq$ 7mg/lである。

##### ②滝川への放流

放流先の滝川は群馬県管理の一級河川であり昭和50年代に改修が完了している。その超過確率は1/100年、計画高水流量は、100m<sup>3</sup>/secである。両岸が間知ブロック積みの掘割河川であり川幅が約10m、深さが約3mである。

流量の観測データはないが、灌漑の行われていない冬期には処理水のみが流れている状況である。

放流地点から約6,000mを流下して滝川は烏川に合流する。

##### ③利根川への放流

利根川への放流施設として放流渠（円形管 $\phi$ 3.0m 勾配0.3%またはボックス3.0m $\times$ 3.0m 勾配0.5%）と樋門（ボックス3.0m $\times$ 3.0m）を現在建設中である。処理場からこの管渠を約5,000m自然流下して処理水は利根川に合流する（利根川の高水位時には圧力管として自然流下が可能）。

樋門前面には高水敷がほとんど無く、すぐ下流には水制（牛わく）が設置されている。

利根川の水量、水質についてはここでは省略する。

#### 2.3.3 なじみ易い処理水放流の構想（案）

本検討の目標は分散放流であるが、ここでは分散先の個々の放流先でのなじみ易い放流の構想（案）の概略を簡単に記す。

##### ①放流管渠内

高度処理が実施されるまでの間、放流管渠の断面の余裕分を利用して、接触材を投入かつ、あるいは曝気を行ない、また必要に応じて、管渠内の水位をコントロールすることで二次処理水の水質の向上を期待する。

##### ②樋門出口

樋門川表の高水敷は比較的に狭く、堤防からの保安距離を考慮すると高水敷の積極的な活用は困難である。

このため、濁水時等の河川水位が低い時に処理水が射流で直接合流する場合の発泡発生を抑止するため、かご、

割栗石等による小規模な堰堤（高さ1m程度）を樋門の前面に設置することにより、流速を減じ、なじみ易く合流させるとともに発泡を抑制することとした。

### ③滝川の再整備

処理水の放流を中止した場合、冬期には滝川には水が全く無くなることになる。現状では水辺にはカモ等の冬鳥が飛来し羽を休めるといった水環境が既にできており、県平野部の中での一景観を形成している。一方、滝川は余裕高等を考慮した場合、現況の1m<sup>3</sup>/sec程度であれば、現在のままでも放流の継続は可能である。

こうした状況を補強し、処理場近くの住宅地の周辺部分の滝川について、低水路を造成する等といった多自然型川づくりによる自然及び親水型の空間づくりを行う構想とした。

### 2.3.4 まとめと今後の課題

構想（案）の中で比較的实现性の高いものは③の滝川の再整備である。①、②については、それぞれ水質、治水、また維持管理の面からの詳細な検討が必要と考えられる。

分散放流として滝川へ放流することで、地域、流域の様々な所に水があるという水辺環境ができあがる。これにより周辺とのなじみやすさを継続、あるいは多自然型川づくりによる補強をすることができると思われる。

さらに、滝川でのレキ間浄化、植生浄化、維持管理としての植生の刈り取り等による積極的な水質的効果の期待や、こうした浄化の定量化の試み等が（流下による浄化としてはStreeter-Phelps式による解析が代表的である）、今後さらに進めて行く上での課題であると考えられる。

## 3. 下水処理水の放流のあり方

これまでに実施したアンケート調査、現地調査、ケーススタディーの検討、ヒアリング調査（学識経験者）、意見交換会（行政担当者等）の意見等を踏まえ、下水処理水の放流のあり方について検討した。

### 3.1 背景

下水道普及率の向上による処理水放流量の増大や渇水等により、河川等公共用水域に占める処理水の割合が高くなってきている。その結果、これまで予期されなかった問題も発生している。

また、都市河川等では汚濁した河川水の希釈として処理水が寄与する場合がある。

このように、水循環において下水処理水が果たす役割も年々変化してきており、下水処理水の放流にあたっては、水環境の保全に努める必要性が高まってきている。

### 3.2 下水処理水のおなじみやすい放流の基本方針

#### ①下水処理水のおなじみやすい放流の基本方針

下水処理水のおなじみやすい放流は、放流先の河川や湖沼、海域等環境の保全と使用等のため、一般に次の各項について検討する。

- 1.放流において懸念される問題点や課題の把握及びその対処
- 2.下水処理水の放流とその周辺環境との調和
- 3.下水処理水の放流が河川や湖沼、海域等に与える汚濁負荷の低減に向けた取り組み

#### ②下水処理水のおなじみやすい放流の検討範囲

下水処理水のおなじみやすい放流の計画にあたっては、処理場敷地の有効かつ高度な活用、放流先に至るまでの環境（河川敷等）の活用等、最終処理工程から河川水等との混合に至るまでの間をその検討範囲とする。

### 3.3 放流において懸念される問題点や課題の把握及びその対処

#### ①下水処理水の放流において懸念される問題点の予測

下水処理水の放流において見られる次の様な問題について、その発生を予測し原因となる要因を把握する。

- 1.発泡
- 2.藻の発生
- 3.色相
- 4.臭気
- 5.温度差
- 6.ぬめり
- 7.落差による洗掘や騒音
- 8.海域の部分的な淡水化
- 9.ユスリカの発生
- 10.赤潮やアオコの発生
- 11.その他

#### ②下水処理水の放流において懸念される問題点・課題への対処

下水処理水の放流において見られる問題への対処として、その発生原因を勘察し、次のような対処を検討する。

- 1.放流水域における合流の場の選定
- 2.滞留（貯留）させる
- 3.浸透させる

- 4.分散放流させる
- 5.放流施設の構造に工夫を加える

表3・3・1 放流に関して発生している問題とその対処（事例などを参照して作成）

【参考】

手法 問題点	合流の場の選定	滞留 (貯留)させる	浸透させる	分散放流させる	放流施設の構造に工夫を加える	備考
発泡	放流口と放流先水面の落差を小さくして放流	池で水勢を減ずる	浸透させることで発泡を回避する	複数の場所から分散放流させ、1箇所あたりの放流量を減ずることで放流先へのインパクトを小さくする	減勢のために階段を設ける 水量・水質のばらつき等による発泡を回避するために素掘り水路を設ける  放流先にレキや割栗石の堰堤を設置する  植生繁茂地を流下させる	
藻の発生	混合・拡散効果が期待できる場所に直接放流する	ラグーン効果を期待する			用水路等に放流し希釈・混合させた後、河川等へ放流する	
色相	混合・拡散効果が期待できる場所に直接放流する		浸透により土壌に色素を吸着させる			
臭気	希釈効果を期待する				活性炭や木炭等による微量物質の吸着を期待する	
温度差		池に放流し放熱させ(冬期)、放流先との水温差を緩和する				



手法 問題点	合流の場の選定	滞留 (貯留)させる	浸透させる	分散放流させる	放流施設の構造に工夫を加える	備考
ぬめり	希釈効果を期待する					
落差による洗掘や騒音	放流先の底面付近から放流させる	減勢し、一時的に貯留することで放流による水撃を緩和する			落差や水位差を緩和する階段構造にする	
海域の部分的な淡水化	沖合まで放流管渠を延伸し、混合・拡散する  河川の上流に導水し、放流する	潮汐を利用した海水との混合池を設ける				
赤潮やアオコの発生	混合・拡散効果が得られ易い流れのある所まで放流管渠を延伸する	植生池に放流しN, Pの改善を期待する	土壌によるP等の吸着を期待する			
汚濁負荷量の低減に向けた試み	水量の豊かな部分に直接放流し希釈する	植生による浄化作用を期待する	樹木等に散水し浸透させる	分散放流させることで1箇所あたりの負担を軽減し、自然浄化機能による効果を高める	簡易的なレキ間浄化などを導入する	

### 3.4 下水処理水の放流とその周辺環境との調和

①下水処理水の放流がその周辺環境に与える影響の把握  
放流施設の設置や供用開始により放流施設周辺の環境に与える影響について、次の観点から把握を行なう。

- 1.放流施設周辺の自然環境（水環境、生態環境、景観等）への影響
- 2.放流施設周辺における現況利用や利用計画への影響
- 3.放流先の河川改修計画等や管理に対する影響

②周辺環境との調和に向けた方策

放流施設や放流水が与える影響に対し、影響の回避あるいは軽減に向けた方策を検討する。

方策の実施にあたっては、概ね次のような観点から検討を行なう。

- 1.多種多様な空間の利用を検討する
- 2.物理、生物的作用等を活用した放流施設を検討する
- 3.放流施設のデザイン(規模、形状、放流ルート、構造、素材、色調など)に工夫を加える
- 4.放流施設を埋設、あるいは自然的材料を用いることで周辺景観に溶け込ませる
- 5.放流時の騒音の拡散などに注意する
- 6.放流水の質感（水温、色、臭い、水質等）を放流先の水に近づける
- 7.放流先の現況自然環境を極力保全した施設計画を行なう

- 8.放流先の現況利用や利用計画への活用を検討する
- 9.その他

#### 参考文献

### 3.5 処理水の放流が河川や湖沼、海域等に与える汚濁負荷の低減に向けた総合的な水質改善

下水処理水のなじみやすい放流計画では、定性、定量の両方を含めた総合的な水質改善を図ることで、河川や湖沼、海域等に与える汚濁負荷量の低減を目指す。

### 3.6 維持管理

#### ①管理体制の確立

放流施設の正常な機能の維持や放流先周辺環境の保全に向け、下水道管理者及び放流先管理者とが協調した管理体制、および管理分掌を確立させる。

また、日常から緊急時までを念頭に入れた放流施設の管理に努める。

#### ②定期的な調査の実施

放流施設がその機能や効果を維持するため、年数回程度の現地調査を実施し、その状況を確認する。

なお、水質改善に向けた取り組みを行なっている場合は、定期的な水質調査を実施し、その状況（効果）等を継続的に把握する。

#### おわりに

本検討に際しては、全国の下処理場にアンケートのご協力を頂き、また、各地の下処理場の皆様に現地を案内していただき、愛知県、長野県、群馬県、建設省千曲川工事事務所、建設省利根川上流工事事務所にはそれぞれケーススタディーとして様々なご指導を頂いたものである。また、学識経験者の方々にはヒアリング調査において貴重なご意見を頂き、下水道、河川行政、建設省土木研究所担当の方々には合計2回にわたり活発な意見交換をおこなって頂いた。そして、建設省都市局下水道部流域下水道課、河川局河川環境課には、検討の当初からご指導を受けながら進めてきたものである。記して謝意を表します。

#### 付記

紙面の都合上、事例調査結果の全体および下水処理水の放流のあり方の詳細については、河川環境総合研究所資料第2号を参照されたい。

- 1) 池田駿介・財津知亨・館健一郎(1994)：感潮河川の熱特性に関する研究－荒川における測定－，土木学会論文集，No.503/II-29，pp.207～213.
- 2) Edward A. Laws著，神田穰太・神田玲子訳(1996)：水環境の基礎科学，技報堂出版
- 3) 水理公式集（昭和60年版），土木学会
- 4) 理科年表（平成8年版），国立天文台編，丸善株式会社

# 貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究 (第二報)

芦田 和男\*・原田 稔\*\*・小久保鉄也\*\*\*・大槻 英樹\*\*\*\* 齋藤 憲\*\*\*\*\* 大本 雄二\*\*\*\*\*

## 要 旨

貯水池が抱える土砂問題—堆砂による貯水容量の減少、濁水の長期化、下流河道の河床低下等—を抜本的に解決する方策としてバイパストンネルが挙げられる。

著者らは浮遊砂ばかりでなく、掃流砂をも対象としたバイパストンネルの実現に向けて、バイパストンネルの土砂水理特性を明確にするために実験及び数値解析により研究を進めている。

第一報<sup>1)</sup>では、主に水理実験から得られた定性的な成果について報告している。本報では、その後実施した実験及びトンネル内で発生する大きな負圧を伴った圧力変動現象について論じている。

## 1. はじめに

濁水、掃流砂をダム貯水池に入れることなく下流河道に導くバイパストンネルの実現にあたっては事前に検討しておかなければならない水理的な課題が多々ある。その中の最も重要な、かつ懸念されるテーマとして、大規模出水時にバイパストンネルが閉塞することなく、バイパス水路としての機能を発揮するかという問題が考えられるが、その点については、バイパストンネルは濁水、土砂の排出システムとして有効な構造物であることが実験的に確認されている。<sup>1)</sup>

また、バイパストンネルの有する土砂輸送能力をはじめ、バイパストンネル内の土砂水理特性を明確にしてお

くことも重要であり、第一報以降その点に着目した移動床実験ならびに実験現象を表現できる数値シミュレーションモデルの構築を行っており、本報はそれらの成果をとりまとめたものである。特にこの中で実験においてトンネル内で興味深い圧力変動現象が確認されたことから、その発生メカニズムの解明、理論的な裏付けを行うとともに、圧力変動を抑制し、トンネル内の現象を安定させるためには空気孔の設置が有効であることを示している。

## 2. バイパストンネル設計諸元

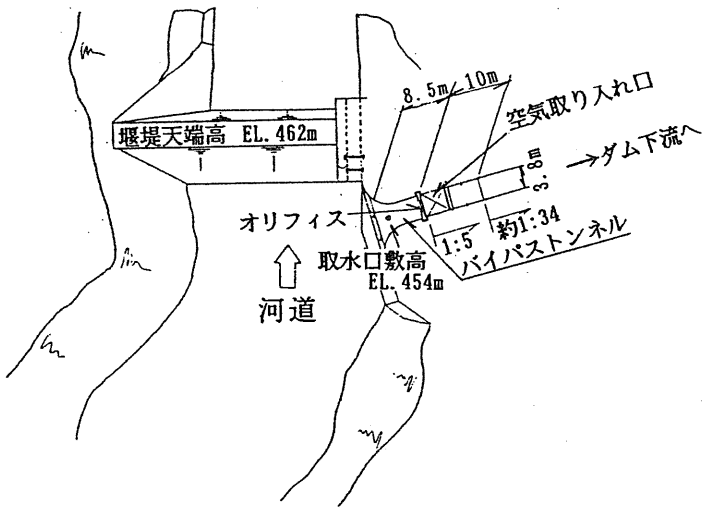
検討対象としたバイパストンネルは3.8mの幌型断面で全長約2.4km (図5・1)、トンネル勾配約1/34 (図2・1)である。トンネル設計流量は120m<sup>3</sup>/sで、別途検討された濁水長期化軽減効果とシステムの経済性の最適化から決定されている<sup>2)</sup>。取水口直下流河道には、貯水池のH.W.Lと同じ標高の天端を有した堰を設け、概ね120m<sup>3</sup>/sまでの河川流量は、全量バイパストンネルへ、それ以上の流量のときは貯水池にも流入させる計画である。取水口部はオリフィス構造で、約120m<sup>3</sup>/s以下の河川流量では開水路流、それ以上の流量のときはオリフィス流となる。

また、オリフィス流のときにトンネル内が極力開水路流を維持できるようにオリフィス壁裏面には空気取り入れ口を設けている。

---

\* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長  
\*\* 原田 稔 関西電力株式会社 土木建築室長  
\*\*\* 小久保鉄也 関西電力株式会社 土木建築室 土木保修課 副長  
\*\*\*\* 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員  
\*\*\*\*\* 齋藤 憲 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室次長  
\*\*\*\*\* 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験室

(平面図)



(縦断図)

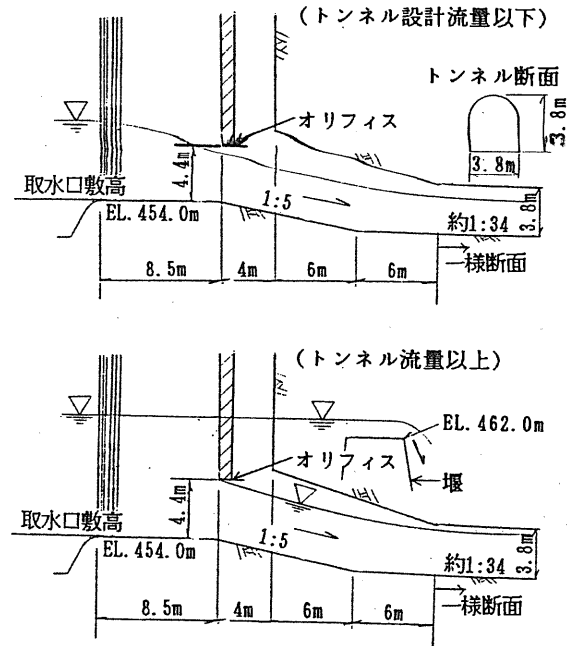


図2-1 取水口形状

### 3. バイパストンネルの土砂輸送能力<sup>3)</sup>

#### 3.1 トンネル抽出模型による基礎実験

バイパストンネルのもつ土砂輸送能力を確認するために、バイパストンネル部のみを抽出した縮尺1/70の基礎実験模型(図3-1)において、定常流を通水し給砂量(≒流砂量)を変化させて、トンネル内の状況を観察するとともに、ほぼ定常となった状態でトンネル流量～流砂量～トンネル内堆砂の有無(有る場合はその堆砂高)の関係を調べた。トンネル内の現象は大きく①開水路流で堆砂のない場合、②管路流で堆砂のない場合、③管路流で堆砂のある場合(扱った実験条件の範囲では、一時的には堆砂のある開水路流となる場合もあるが、定常的には堆砂のある開水路流は存在しない)の3つの状態に

分類される。図3-2に、トンネル流量～流砂量～堆砂高の関係について、実験結果を整理したものをプロット点として示す。トンネル流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ までは、同トンネル流量に対して流砂量が増加した場合①→③に遷移し、おおよそ流砂量が増加すると堆積高も高くなる傾向が窺える。一方、 $150\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量では現象が②→③に遷移し、ここでもおおよそ流砂量の増加とともに堆砂高が高くなる傾向になる。このことは取水口からのトンネル流入土砂量が増加し、トンネル内に堆積することによって流水断面積が減少するような状況でも、一定流量が流れていれば、流速の増加により掃流力が大きくなるためその土砂量をも掃流し得ること、そのような定常状態ではトンネルが閉塞することはない、バイパストンネルとして安定して機能することを示している。

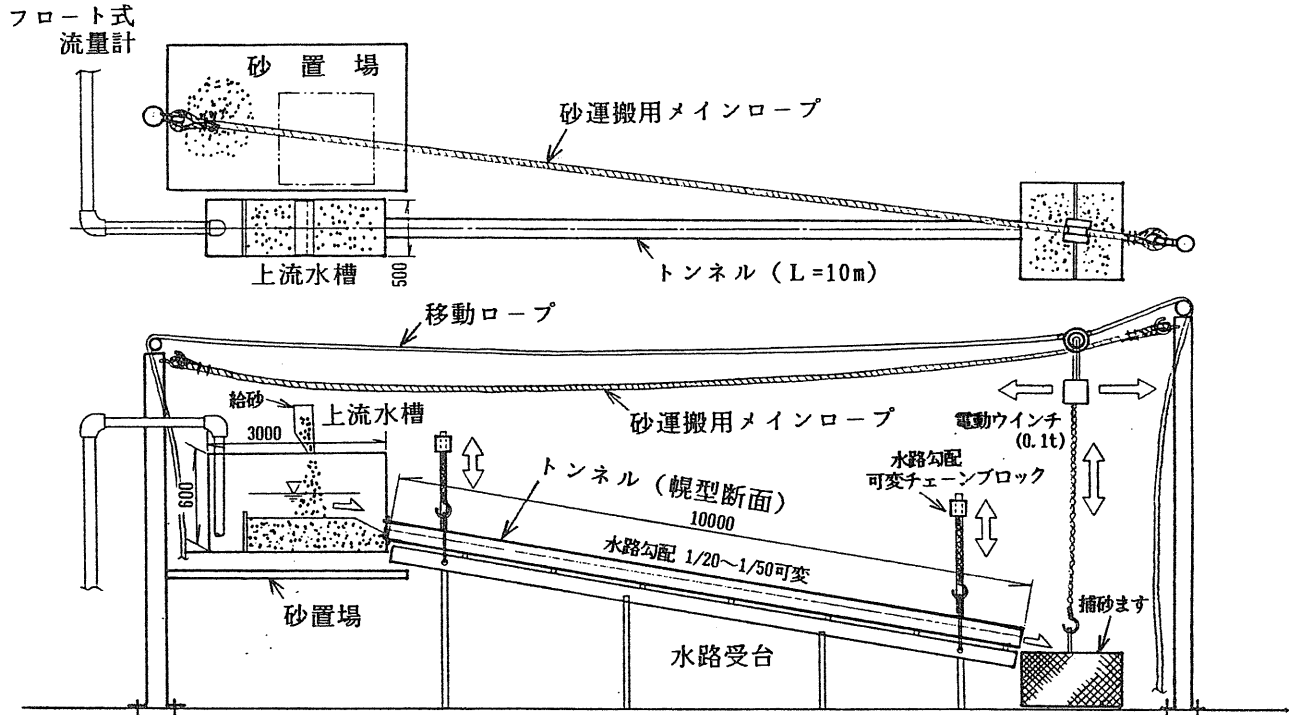


図3-1 トンネル抽出模型装置

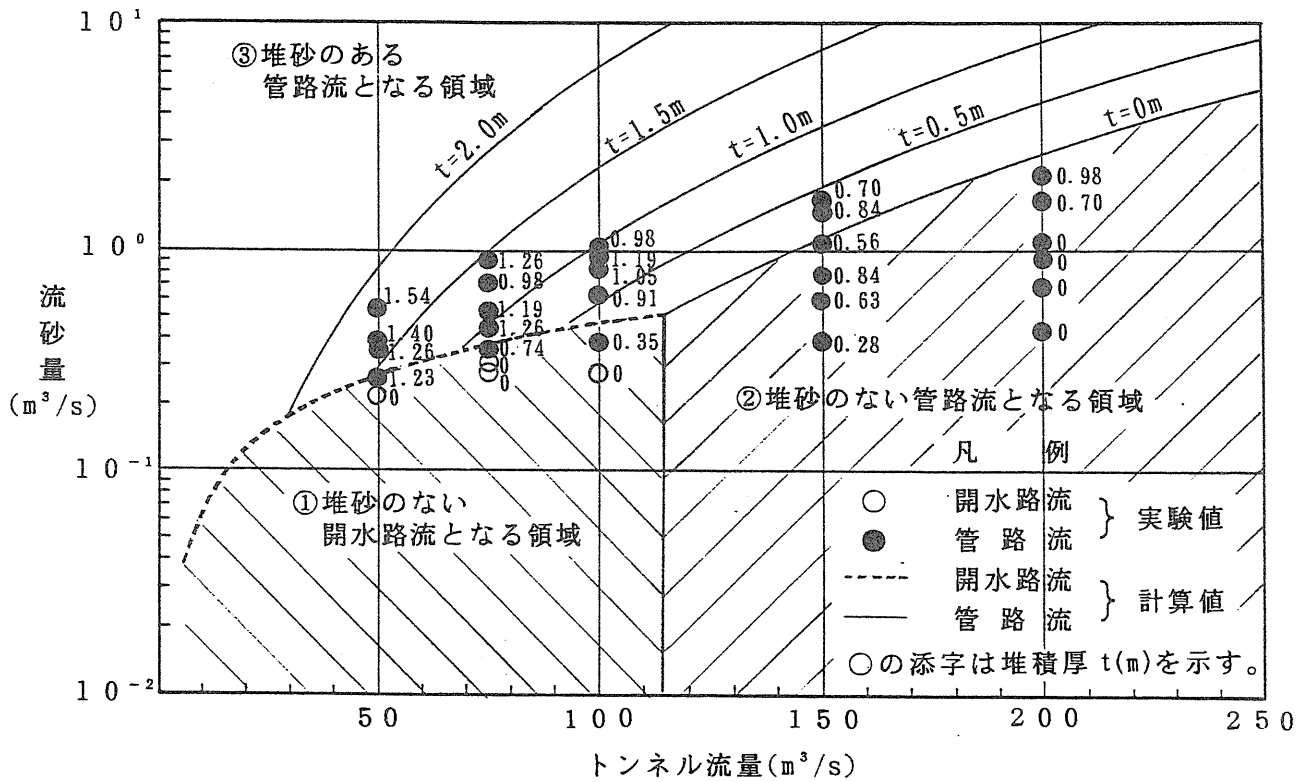


図3-2 流量～流砂量～堆砂高の関係 (勾配1/34.4)

### 3.2 トンネル土砂輸送モデルの適用性

3.1の現象を流水断面Aの抵抗特性を管壁に支配される領域 $A_p$ と砂礫面に支配される領域 $A_s$ とに分けて考えるモデルを用いて計算してみた(図3・3)。計算は、 $A_p$ 、 $A_s$ で平均流速 $V$ 、エネルギー勾配 $I$ が等しいと仮定し、次の式を用いた。

$$Q = V \cdot A \quad (\text{連続式}) \dots\dots\dots(3.1)$$

$$R_p S_p + R_s S_s = A \quad (\text{断面分割式}) \dots\dots\dots(3.2)$$

$$\frac{V}{u_{*p}} = 3.0 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{u_{*p} R_p}{\nu} \right) \quad u_{*p} = \sqrt{g R_p I}$$

(p領域の流速の式) … (3.3)

$$\frac{V}{u_{*s}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{R_s}{K_s} \right) \quad u_{*s} = \sqrt{g R_s I}$$

(s領域の流速の式) … (3.4)

$$q_b = \frac{u_{*s}^3}{(\sigma/\rho - 1)g} \cdot \psi \cdot F(\tau_o/\tau_c)$$

(掃流砂量式) … (3.5)

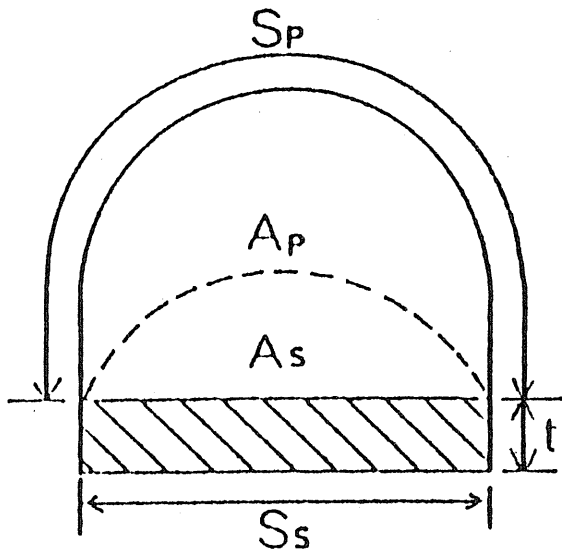


図3・3 断面分割説明図

ここに、 $R_p$ 、 $R_s$ はそれぞれ $A_p$ 、 $A_s$ 領域の径深、 $S_p$ 、 $S_s$ はそれぞれ $A_p$ 、 $A_s$ 領域の潤辺、 $d$ は砂粒子径、 $K_s$ は相当粗度(粒径を使用)、 $q_b$ は単位幅掃流砂量、 $\sigma$ は砂粒子密度、 $\rho$ は水の密度、 $g$ は重力加速度、 $\tau_o$ は掃流力、 $\tau_c$ は限界掃流力、 $u_*$ は摩擦速度、 $\psi$ は粗度の関数、 $F$ は $\tau_o/\tau_c$ の関数である。

この計算値は、図3・2中の曲線として示されており、実験値と計算値は $150\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を除けば概ね合致している。この結果は定常状態でのトンネルの土砂輸送機能は、流水断面を分割する数値モデルで表現可能であり、計算上も定常状態でのトンネル閉塞の危険性がな

いことを示すものといえる。また、 $100\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量の場合、堆砂のある管路流の状態と堆砂のない開水路の状態は、わずかな流砂量の差でどちらの状態をもとりうることも示している。

図3・4は図3・2の実験、計算結果を、流砂濃度(流砂量 $Q_b$ /(流量 $Q$ +流砂量 $Q_b$ ))とエネルギー勾配の関係で整理したものである。プロット値が実験値で、実線が計算値である。一点鎖線は滑面の場合の土砂輸送能力を示している。ここで、実験におけるエネルギー勾配は次式による(図3・5)。

$$I_e = (E_{in} - E_{out}) / L \dots\dots\dots(3.6)$$

$$E_{in} = Z_{in} + h_{in} + \frac{v_{in}^2}{2g} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$E_{out} = Z_{out} + h_{out} + \frac{v_{out}^2}{2g} \dots\dots\dots(3.8)$$

ここに、 $I_e$  : トンネル部のエネルギー勾配

$E_{in}$  : トンネル上流端のエネルギー高

$E_{out}$  : トンネル下流端のエネルギー高

$L$  : トンネル長

$Z_{in}$ 、 $Z_{out}$  : トンネル上下流端での基準面からの水路高さ

$h_{in}$  : トンネル上流端での圧力水頭(トンネル設置敷高を基準とした取水口部前面の水深で代用)

$h_{out}$  : トンネル下流端での圧力水頭(満管流の水位で代用)

$v_{in}$  : トンネル上流端流速  
(流量/(水路幅35m×取水口部前面の水深))

$v_{out}$  : トンネル下流端流速  
(流量/堆砂高を差し引いたトンネル通水断面)

図の実験値より、おおよそ以下の現象を読みとることができる。

まず、エネルギー勾配の増加とともに流砂濃度が大きくなる傾向にある。

また、一部の例外を除き、トンネル内に堆砂がある場合は、エネルギー勾配がトンネル勾配よりも急になり、堆砂がない場合にはトンネル勾配と等しいかもしくは緩いエネルギー勾配となって流下することがわかる。

なお、堆砂高に関して計算結果は必ずしも実験結果を再現しているとはいえないが、堆砂高の増大とともに土砂濃度が増加するという定性的な傾向は表現できているといえる。

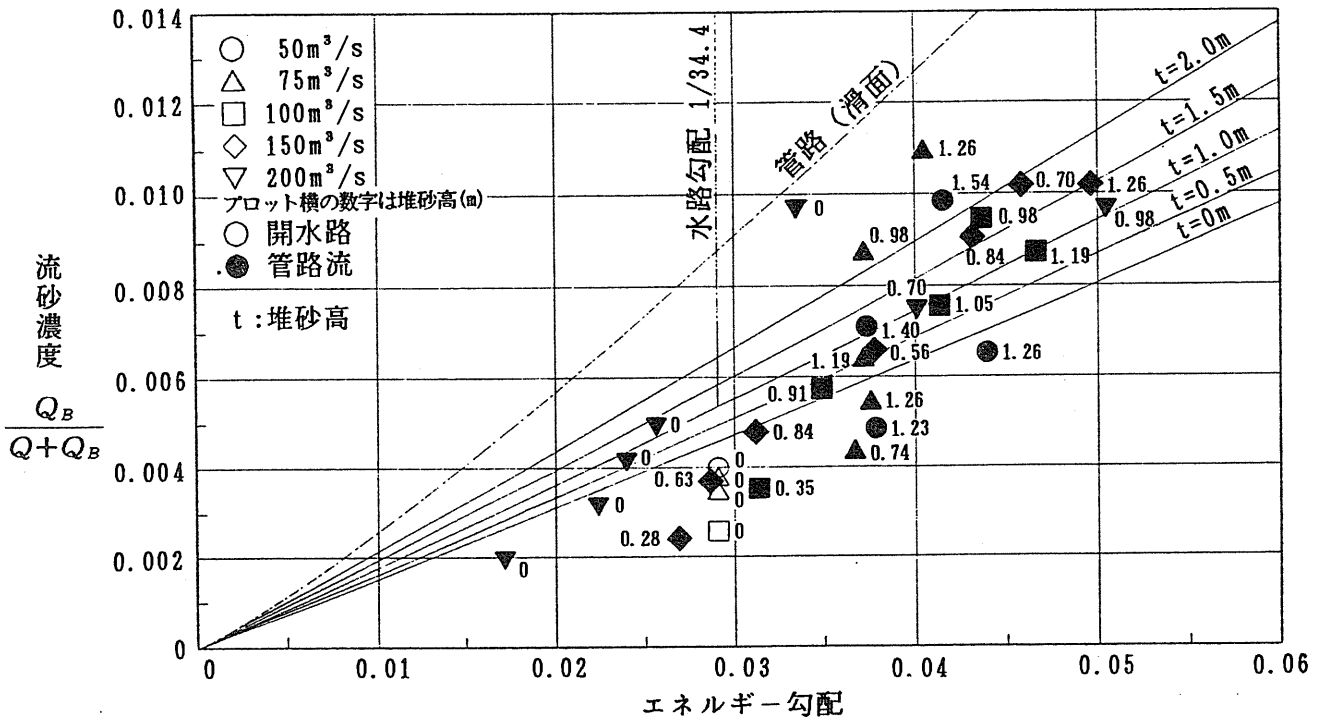


図3-4 エネルギー勾配と流砂濃度の関係 (水路勾配1/34.4)

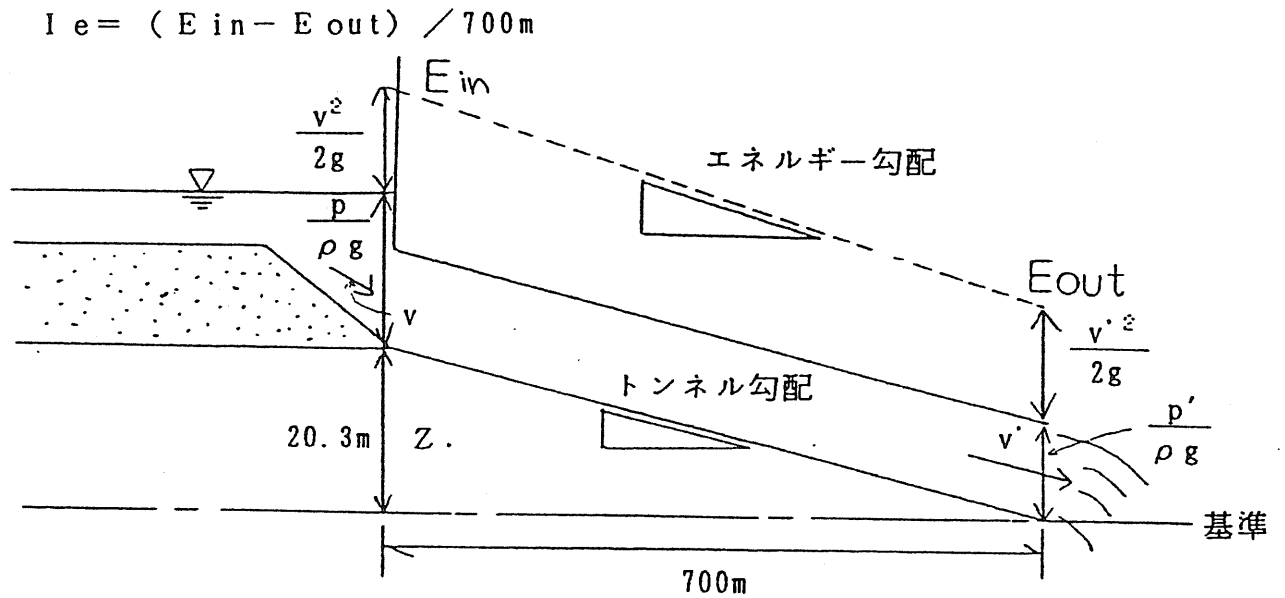


図3-5 実験におけるエネルギー勾配の定義

#### 4. バイパストンネルの土砂排出機能の安定性

バイパス排砂システムに関しては、トンネルの取水口部やトンネル内における土砂堆積により、トンネルが閉塞しないことを十分に確認しておく必要がある。

トンネル取水口部付近における土砂による閉塞が生じるかどうかは、本川における流量と流送土砂量とトンネルへの流入量および流入土砂量の関係、さらにトンネル取水口部付近における局所的な地形条件や取水口の構造などに支配されるので、一般的な議論はむずかしく、模型実験による検討が有力な手法である。ここで対象としたバイパス排砂トンネルについても模型実験を行い、閉塞が生じないことが確認された。<sup>1), 3)</sup>

今後、バイパストンネル排砂の適用性を議論するためには、一般的な場合について、基礎実験と理論解析により、おおよその閉塞条件を明らかにすることが重要であるので、これに関しては今後さらに検討を続けていきたい。しかし、最終的には模型実験で確認することが望ましい。

次に、トンネル内における土砂閉塞は、トンネル内への流入土砂量とトンネル内の土砂輸送能力の大小関係の問題に支配される。

トンネルに流入する土砂量は、トンネル設計流量を上まわる洪水時には、トンネル取水口部に設けられたオリフィスが作用して取水口前面の水位が堰上げられ、河川の流送土砂はオリフィス前面に堆積してトンネルにはほとんど流入しない。

一方、流量の減少時、設計流量以下になる時点で流れはオリフィス壁から離れて開水路流となり、トンネル取水口部前面での堆砂のため、急な水面勾配となるので、堆砂は侵食されて高濃度でトンネルに流入する。このような場合でも、トンネルの土砂輸送能力が流入土砂量を上まわっている場合にはトンネル内に堆砂することなく、開水路流れとして土砂は輸送される。

流量の変化が急激な場合には、高濃度でトンネルに流入した土砂による堆積が生じる。このような場合には、トンネル内の流れは開水路流から管路流に移行し、トンネル取水口部の水位は堰上げられ、そのためトンネルに流入する土砂量は抑えられる。その結果、トンネル内の堆砂は侵食されるので、トンネルが閉塞することはない。

このようにオリフィスをもったトンネル排砂システムは、流砂の自動調節作用をもっており、土砂排出の上で極めて安定したシステムと言える。しかしトンネル内の堆砂により、開水路流から管路流へ移行するような場合においては、トンネル内において極めて複雑な圧力変動現象が生じるので、そのメカニズムの解明と防止対策が

重要である。これについては、5.において詳しく述べる。

#### 5. バイパストンネル内の圧力変動

3.での実験ならびにバイパストンネルシステム全体（上流河道～バイパストンネル～下流河道）を再現した縮尺1/70の模型（全体模型）に既往最大出水のモデルハイドログラフを通水する実験<sup>3)</sup>では、ピエゾメーターとマンメーターによる圧力測定が行われており、トンネル内に土砂が堆積し、開水路流から管路流へ移行するような場合におけるそれらの測定結果は、トンネル内壁面に負圧が作用する可能性があることを示していた。その負圧の程度は、条件によっては、コンクリートでの施工が考えられているバイパストンネルに対して悪影響を及ぼす可能性のあるものが発生する。

そこで、トンネル内で発生する圧力の特性を調べるために、全体模型を用いた実験を行うとともに、3.のモデルをベースにした圧力現象も考慮したトンネル内の河床変動計算モデルを構築した。

さらに、圧力変動を防止するための空気孔の設置方法について検討を加えた。

##### 5.1 バイパストンネル内の圧力変動特性

###### (1) 実験の概要

全体模型の既往最大出水のモデルハイドログラフの実験において負圧を伴った圧力変動が最も顕著に現れるのは、河川流量がピーク流量から低減していき、取水口部オリフィスがオリフィス流から開水路流に遷移し、堰内が満砂状態であることから取水口前面の砂堆の崩れ、掃流力の増大によってトンネル流入土砂量が急激に増加し、トンネル内堆砂が見られるときであった。

そこで、実験（図5・1、表5・1）では満砂状態を再現した初期河床に対して、オリフィス部がオリフィス流となる流量から開水路流となる流量（境界は約120m<sup>3</sup>/s）へ流量を減じる条件（図5・2）をいくつか設定し、それにトンネル長を組み合わせた表5・2の4ケースの実験を行った。圧力は、測定断面にピエゾメーターを埋設（図5・3）し、ビニールチューブで連結したマンメーターをビデオで撮影し、ビデオテープを再生して値を読みとった。トンネル内の堆砂高、水位も同様の方法で把握した。



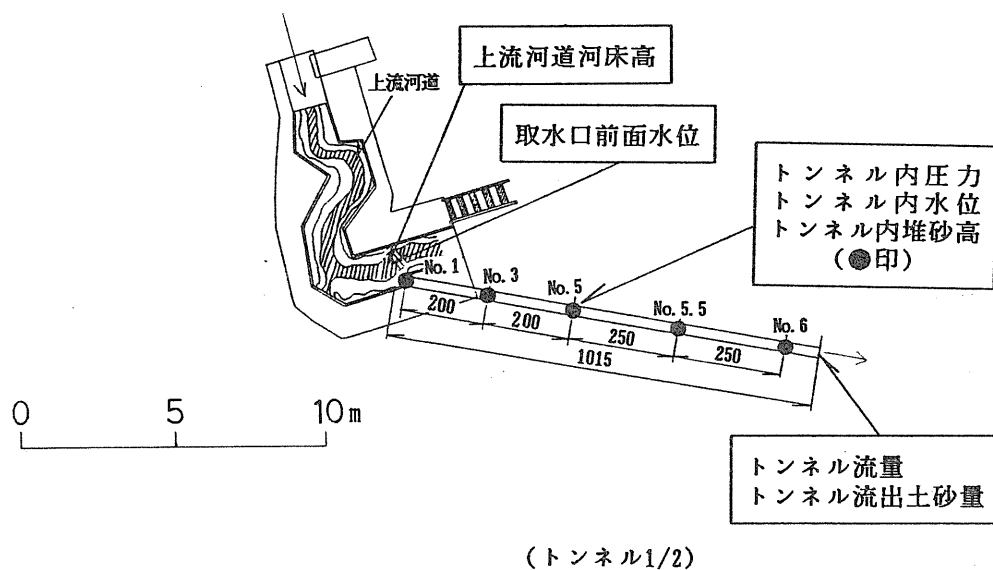
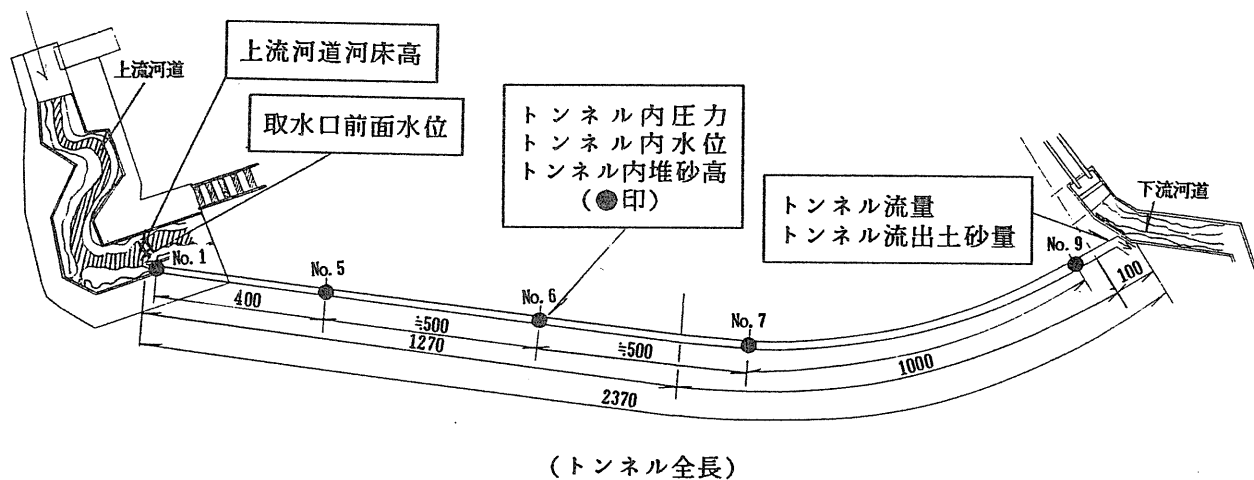


図5-1 模型装置及び測定位置

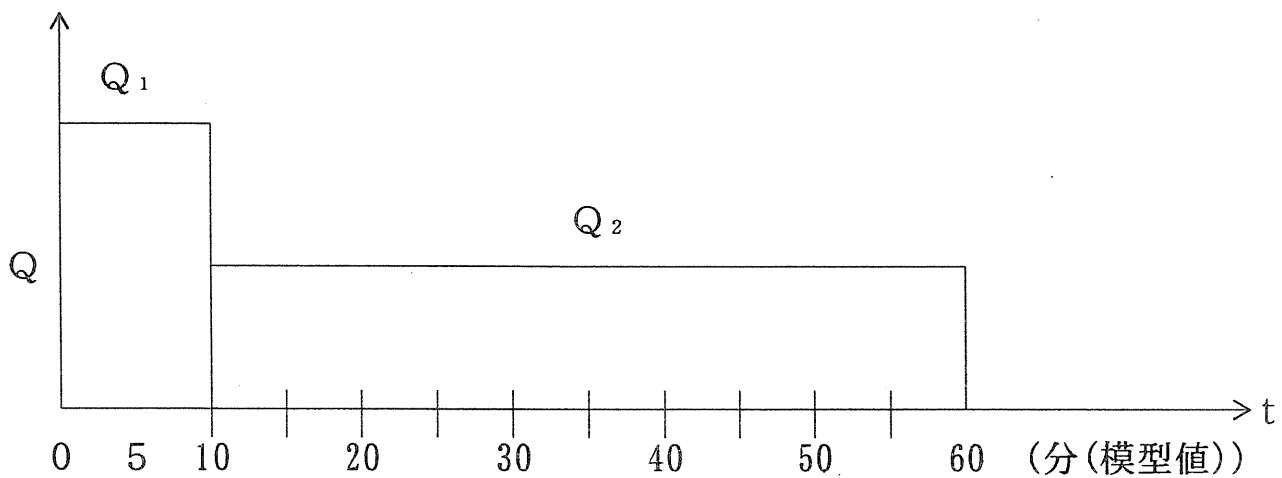
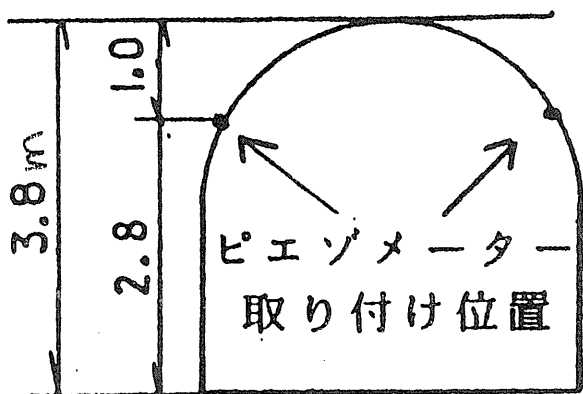


図5-2 2流量で構成されるモデルハイドログラフ



### (断面図)

図5-3 ピエゾメーター設置位置

表5-1 諸元・水理量の実物値と模型値

諸元	実物値	模型値 縮尺1/70
バイパストンネル径	3.8m	5.4cm
バイパストンネル長	全長2370m	33.9m
上流河道再現範囲	700m	10m
下流河道再現範囲	300m	4.3m
既往最大流量	560m <sup>3</sup> /s	13.7ℓ/s
トンネル設計流量	120m <sup>3</sup> /s	2.9ℓ/s
平均粒径d	49mm	0.7mm
上流河道部u <sub>*</sub> (50m <sup>3</sup> /s)	31cm/s	3.7cm/s
砂粒R <sub>*</sub> 数 (=u <sub>*</sub> ·d/ν)	1.5×10 <sup>4</sup>	約30

表5-2 実験ケース一覧表

ケース名	土砂粒径	トンネル再現長	ハイドログラフ	
			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>
4W-P2	4.9cm	全長 (2,370m)	180m <sup>3</sup> /s	90m <sup>3</sup> /s
4W-P3	4.9cm	全長 (2,370m)	180m <sup>3</sup> /s	110m <sup>3</sup> /s
4W-P4	4.9cm	全長 (2,370m)	180m <sup>3</sup> /s	45m <sup>3</sup> /s
4W-P6	4.9cm	約1/2 (1,050m)	180m <sup>3</sup> /s	90m <sup>3</sup> /s

### (2) 実験結果

図5-4に、実験から得られた圧力、トンネル堆砂高、トンネル水位の経時変化を示す。(図中圧力値が頭打ちをしているデータがあるのは、マンメーターの値がビデオの撮影範囲を越えたためである)

これらの図から判読されることを列挙すると以下のようである。

#### a) 圧力の変動

流量変化後にもトンネル内が満管となるケース4W-P2, 3, 6では、各測点とも流量変化後から圧力が低下しはじめ、ピークを迎えた後、正圧に転じ、負圧と同程度の大きさの正圧となり、それが何波か継続するという比較的ゆっくりした圧力変動現象がみてとれる。

これらに対し、4W-P4では流量変化直後に圧力が大きく低下するが、その後は小刻みな変動となり、大きな振幅のゆっくりとした周期の圧力変動はみられない。このケースでは、砂堆の先端から取水口にかけて堆砂のある管路流、砂堆の先端からトンネル終端にかけて堆砂のない開水路流となり、その砂堆が徐々に下流に進行して、やがてトンネル全長が満管となる。

#### b) 圧力変動の振幅と測点位置

圧力変動の振幅はトンネルの長短に拘わりなく、トンネル中央部付近が最も大きく上下流に行くに従って小さくなっていく。

#### c) 圧力変動の振幅と流量条件

4W-P2, 3では流量の変化程度が小さくなると振幅もおおよそ小さくなる傾向にある。

#### d) 圧力変動の振幅、周期とトンネル長

4W-P2と6を比較すれば明らかかなようにトンネル再現長が短いほうが振幅が小さいとともに周期は短く、トンネル長との関わりが大きいことを窺わせる。

#### e) 圧力変動と堆砂高の関係

圧力変動の波形が明確に出ているケースを見ると、その波形は堆砂高と深い関わりがあることがわかる。すなわち、各測点に砂堆の先端が到達したときに最大負圧となり、砂堆の終端が通過するときに圧力が最大値を示す。

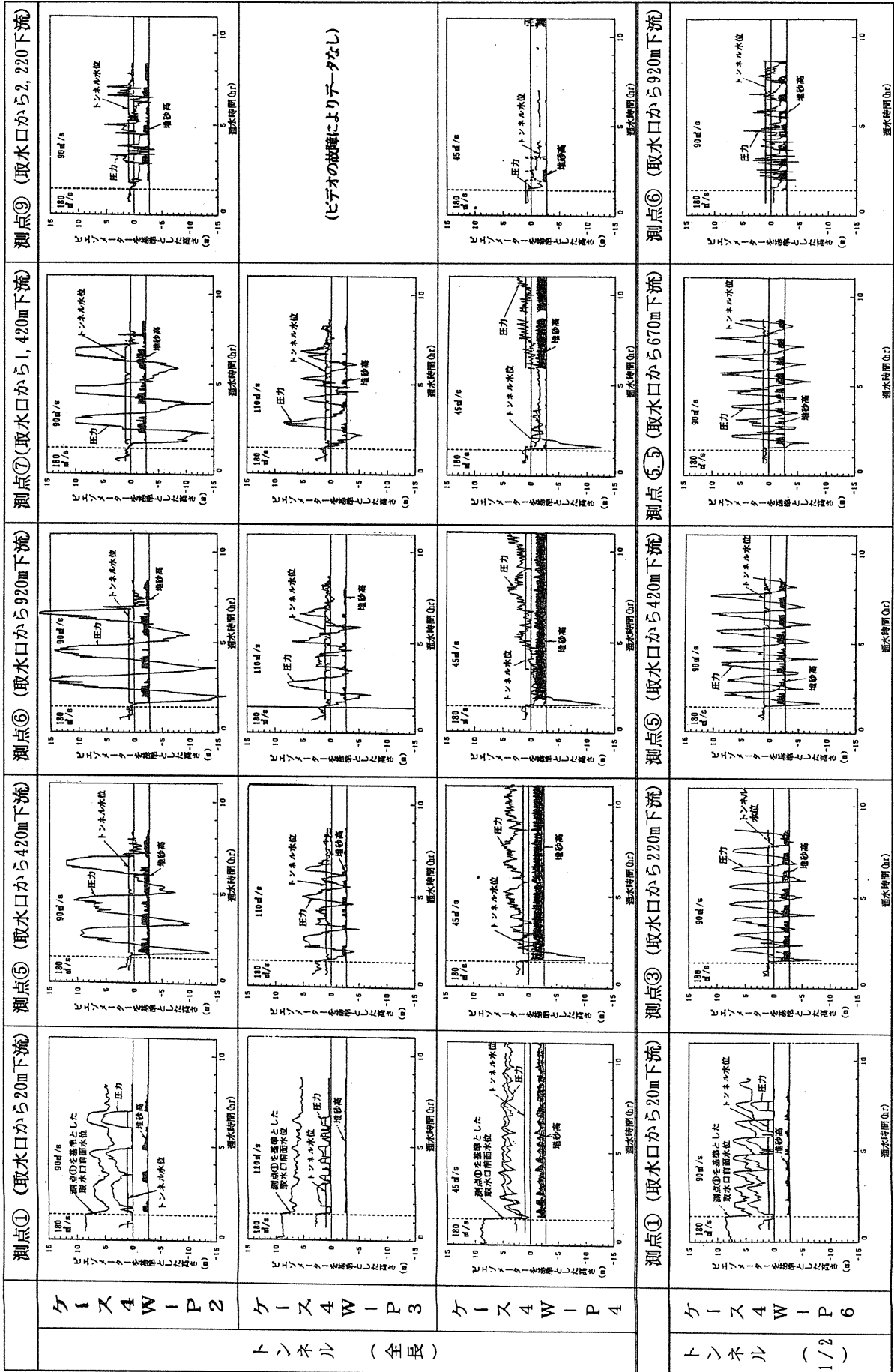


図5-4 トンネル内圧力、堆砂高縦断分布の経時変化

### (3) トンネル内圧力変動のメカニズム

4W-P2について圧力値の縦断変化の経時変化として整理したものを、図5-5に示す。測点がない部分の堆砂範囲は、ビデオから堆砂の移動速度を算出して概略の推定値として表現していること、堆砂範囲内（黒く塗った部分）は、必ずしも切れ目なく堆砂しているわけではなく、局所的に堆砂のない部分もあることに注意されたい。また、図の圧力値縦断変化の推定線は実測値（●）をもとに、流水断面の変化に伴う速度水頭の影響等、不連続の圧力変化を考慮して記入したものであり、大まかな傾向を示している。なおこれらの測定間隔は、模型で20秒（実物値で約167秒）である。

図5-5に基づいて、圧力変動現象のメカニズムを以下のように説明することができる。

まず流量変化する前は、底層に土砂の移動を伴った管路流または開水路流で、場合によってはそれらが混在した状態ともなるが、圧力値は負圧になることはない（時間A）。

この状態から、流量を低減すると取水口前面の水位が下がり、取水口部でオリフィス流から開水路流に遷移し、砂堆の崩れ、掃流力の増大によりトンネル流入土砂量が著しく増加する。そして多量に流れ込んだ土砂は、取水口下流で堆積する。このとき砂堆より下流では、流量低減期の水面の擾乱、流送土砂量の非定常性が存在するため、開水路と管路が混在した流れとなる。やがて土砂堆積部の堆積高が大きくなり、満管となる。そのことにより、堆砂部下流では空気の供給がなくなり、本来開水路で流れる流量であるにも拘わらず管路流が形成される。

また、土砂が堆積している部分は流積が小さいため流速が大きく、かつ水路床が砂礫面によって構成されるため、エネルギー勾配、動水勾配が水路勾配より大きくなる。そして上流からの空気の供給がなくなった砂堆より下流の土砂の堆積していない領域（以下非堆砂領域という）は、流積が大きいかつ水路床が砂礫面でないためにエネルギー勾配、動水勾配がトンネル勾配より緩くなる。このときトンネル下流端では大気圧であるため、トンネル下流端から上流に向かって負圧が発生し、砂堆先端部で最も圧力が小さくなる。（時間B）

その後も土砂流入が継続して、流量変化時に取水口下流に形成された砂堆は下流に進行し、途中切れ目ができるものの概ね連続的に堆砂領域が下流に延伸した状態となる。（時間C）

このとき、砂堆より下流の動水勾配はこの区間の流量と密接な関係にあり、流量と砂堆の進行に対応して最低圧力の値が決まる。また、砂堆のある区間の動水勾配は流量及び砂堆の厚さと相互に関係しあっており、堆砂高

が大きくなり動水勾配が大きくなると（流入土砂量が多くなり変化しなければ）流砂能力が増大して砂堆高が小さくなる関係にあり、これは逆に動水勾配を小さくする方向に働く。さらに、トンネル取水口部のエネルギー高さは、トンネル流量、流砂量、及びトンネル部の抵抗（砂堆高等）と相互に影響しあって決定されるが、この時点では取水口部のエネルギー高さはあまり変化せず、河道部の堆砂勾配が緩くなっているため流入土砂量は減少する。これが堆砂高、動水勾配の低下をもたらすので堆砂区間長の増加の割には取水口部エネルギー高さは上昇しない。このように時間Cにおいては、流量、流砂量、砂堆の形成と動水勾配が相互に関連し合い、取水口部のエネルギー高さがあまり変化しない状態でエネルギーの縦断変化が調整され、最もバランスのとれた状態が自動的に見いだされる過程にあると考えられる。

しかしやがて砂堆先端がトンネル中央部付近に至ると、トンネル下流端が大気圧でかつ非堆砂領域、堆砂領域の動水勾配がほぼ一定の状態のため取水口部の水位が上昇し、取水口前面のオリフィス部が開水路流からオリフィス流に変化することにより、取水口前面の掃流力が低下して流入土砂量が減少し、堆砂領域上流に、エネルギー勾配の緩い非堆砂領域が形成される。（時間D）

土砂の流入があった時間に堆積していた堆砂領域は、ほぼその長さを維持しつつ全体に下流に流下していく。このとき堆砂領域のエネルギー勾配、堆砂領域の上下流の非堆砂領域のエネルギー勾配は各々トンネル勾配より急、緩の状態ではほぼ一定であるため概ね堆砂領域の先端が最も圧力が小さく、終端が最も圧力が大きくなる。ただし圧力の最小値（負圧の最大値）は、流下とともに大気圧に近づくかたちで減少し、一方、砂堆上流端の圧力の最大値は増加する。（時間E、F）

その後、砂堆がトンネル下流端に達すると、土砂がトンネル下流端から排出され、堆砂領域長が短くなる。（時間G、H）

しかしそのような状態になると、堆砂領域より上流の非堆砂領域のエネルギー勾配はトンネル勾配より緩い状態ではほぼ一定のため、取水口部前面の水位が低下し、再びオリフィス部はオリフィス流から開水路流に遷移する。このことにより、オリフィス流となっていた状態のときに取水口部前面に貯まった土砂が、掃流力の増加によりトンネル内に再び流入し始め、トンネル内で砂堆が形成され、砂堆の先端付近を最大とした負圧が発生する。（時間I）

以降は同様の過程を繰り返し、長い周期をもった圧力の変動現象となる。これらの現象は、堆砂がない部分とある部分のエネルギー勾配が異なり、空気の供給がない

状態で、トンネルの上下流端のエネルギー高さがほとんど変化しないことによるエネルギー線の不均衡をトンネルの長さの範囲内で收拾させているともいえる。

以上のように考えると前述のa)～e)の圧力変動の特性に説明を与えることができる。

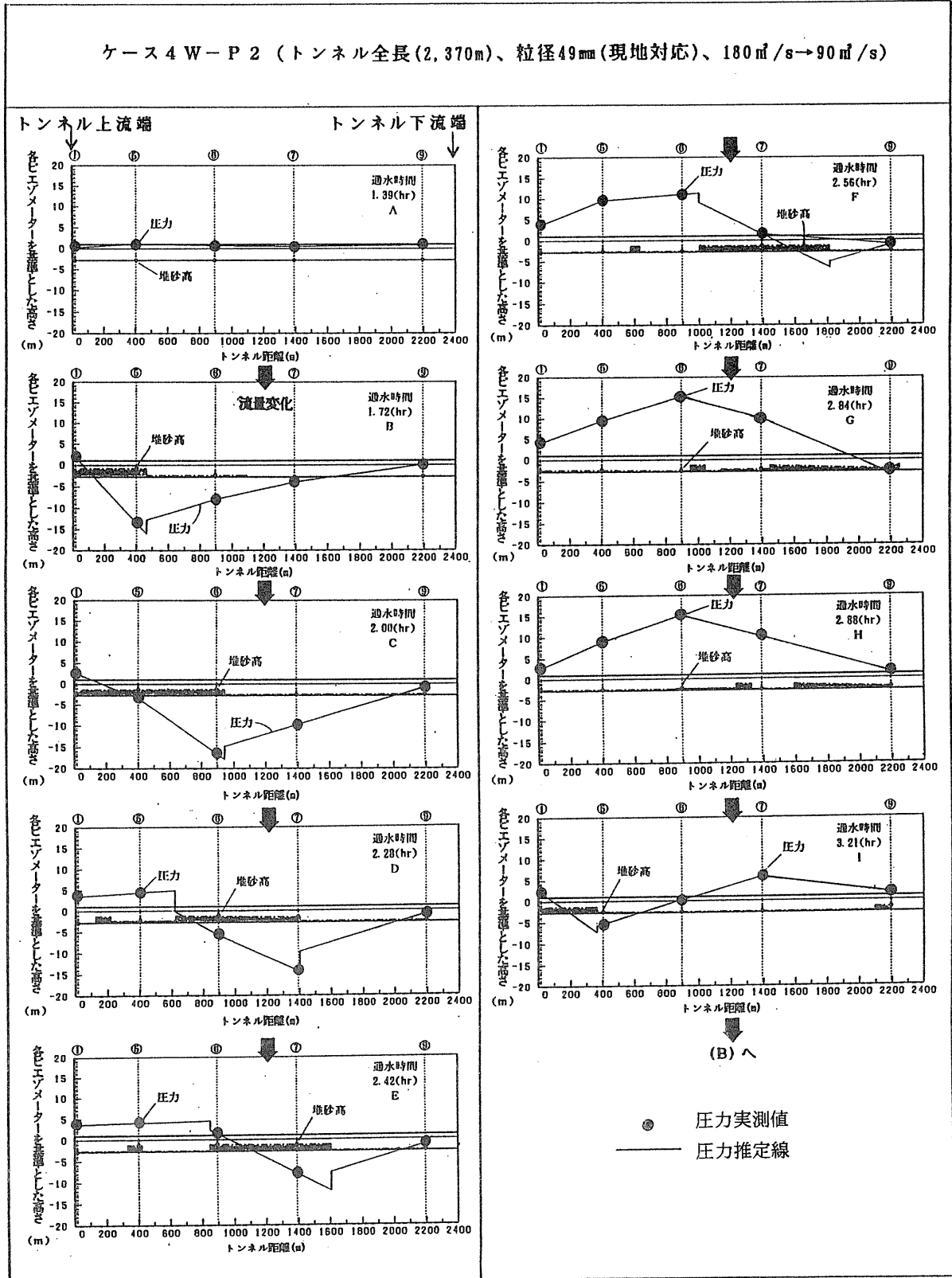


図5.5 トンネル内圧力、堆砂高縦断分布の経時変化

## 5.2 圧力変動を考慮したトンネル内河床変動計算

3.2においてトンネル内河床変動モデルの構築を行い、実験結果を検証データとしてモデルを確立した。ここでは、バイパス上流河床変動モデル<sup>3)</sup>と結合し上流河道部からバイパストンネルまでの河床変動計算を扱う一体モデルの構築を図り、5.1の現象を理論的に確かめる。なお、このモデルでは上流河道部河床変動モデルの下流端条件が、バイパストンネル河床変動シミュレーションの上流端条件となる。

### (1)モデルの構築

#### ①河道部河床変動モデル<sup>3)</sup>

上流河道ではバイパス貯砂堰および取水口部の堰上げによって取水口部がオリフィスとなると貯砂堰上流に堆砂が進行し、流量低減時に取水口部が開水路となると水位低下も大きくなり堆砂のデルタが崩壊し多量の土砂が流下する。また河床低下時にはバイパストンネルの位置(右岸側)に支配され、みお筋が固定された形で河床低下がみられた。

上記の現象のモデル化を行い、次のようなモデルを構築した。

#### a) 掃流砂量式

掃流砂量式として土研式、芦田・道上式、芦田・高橋・水山の式を用いて適用性の検討を行ったところ、河川の粗度係数を $n=0.030$ (模型値で $n=0.017$ )とした土研式の適用性が最も高く、堆積、侵食ともほぼ実験結果を再現することができた。

#### b) 河床変動モデル

侵食時にみお筋が固定される現象がみられたため、断面を横断方向に分割し、実験で得られた流量と水面幅の関係を用いてみお筋を設定し、そのみお筋を固定させて河床変動するモデルを構築した。

#### c) 下流端水位

下流端水位はバイパス取水口部の影響を受けており、実験で得られた河川流量～トンネル流量～取水口部水位を限界水深とオリフィスの流量公式にモデル化して与えた。

#### ②一体モデル

上流河道部とバイパストンネル部との接合部については、以下のように連続させた。

#### a) オリフィス部開水路時

流量が小さく、トンネル内の背水が及ばず、オリフィスが効かない場合には全流量がトンネルを流下することとし、オリフィス地点で限界水深を与え、上流部は不等流(射流時には等流)、下流部は開水路流の計算を行う

こととした。

#### b) 完全オリフィス時

取水口部のオリフィスがもぐり状態となっていない場合には、オリフィスと貯砂堰により流量配分し、トンネル部流量とオリフィス上流水位を算定して連続させた。

#### c) もぐりオリフィス時

トンネル内の堆砂が進行し、オリフィス下流側水深がオリフィス高さ以上となる場合には、もぐりオリフィスとして、流量配分を算定し、トンネル流量を収束させる。

### (2)実験再現シミュレーション

上記モデルを用い、圧力変動現象が顕著であった4W-P2の現象の再現を試みた。

#### ①計算条件

計算条件を表5.3にまとめている。

なお、トンネル部の計算においては、実験では堆砂していることによりエネルギー勾配が急勾配で算定され、その先端が負圧となり、そこから下流が緩勾配のエネルギー勾配となるが、その部分において負圧となる場合は、本来開水路流となる流量(水だけの定常流では $90\text{m}^3/\text{s}$ という流量は開水路流である)でも圧力が大気圧となるまで管路流の計算を行うこととした。

表5.3 計算条件

項目	内容
計算縮尺	全体模型と同じく現地の1/70
対象範囲	上流河道部 取水口より約400m 31断面 バイパストンネル部 約2370m 61断面 計92断面
使用流砂則	上流河道部、トンネル部とも土研式
初期河床	河床勾配1/60の満砂状態
流量時系列	$180\text{m}^3/\text{s}$ :約1時間24分(計算値10分) → $90\text{m}^3/\text{s}$ :約6時間58分(計算値50分)
下流端水位	トンネル下流部等流水深もしくは満管水頭
粗度係数	河道部 $n=0.030$ (計算値 $n=0.015$ ) トンネル部 壁面 $n_w=0.017$ , 河床面 $n_b=0.030$ (計算値 $n_w=0.0085$ , $n_b=0.015$ )
粒径	49mm(計算値0.7mm) = 単一粒径
上流端給砂量	実験供給量
空隙率	$\lambda=0.40$
砂礫の比重	$\sigma=2.65$
水面幅	抽出模型の実験則 $B=7\sqrt{Q}$

#### ②計算結果

計算結果のうち、トンネル内圧力経時変化、トンネル部圧力等縦断分布の経時変化を実験値と比較して、それぞれ図5.6、5.7に示す。

図5・6をみると、圧力変動の周期が計算値の方が長く、最大圧力が小さめに算定されるとともに、トンネル内の堆砂高の変化が小さくなる場合があり2波目以降のずれが大きい等必ずしも実験計測値とは合致していないが、流量変化後の最初の大きな負圧は概ね再現できている。

1波目の圧力変動が生じている時の圧力、堆砂高を縦断的に整理した図5・7でも、圧力の実験計測値と計算値の整合が良好であることが認められている。

一方、上流河道のみお筋の河床縦断は1波目の最大負圧が発生する頃の時間帯においては、概ね合致し、トンネル内の堆砂高の経時変化は、圧力の再現性が良好な流量変化の直後、つまり多量の土砂が流入したときに形成される堆砂高はほぼ再現されているが、その進行速度は計算値の方が遅い結果となった。そのことが圧力変動の

周期において計算値が実験計測値を上回った原因と考えられる。また、2波目以降は堆砂高が計算値では過小に評価されており、実験の圧力変動を再現できていない要因と考えられる。

以上のように、トンネル内の堆砂高と圧力変動とは密接な関係にあり、トンネル内の河床変動の再現性を向上させることが圧力変動の再現の鍵となると考えられる。

計算において圧力変動の周期等改善の余地はあるが、圧力変動のメカニズムは説明できる結果となっており、実験で観測された圧力変動は、土砂の急激な流入による堆積及び砂堆の進行によって引き起こされるもの、すなわち砂堆の有無によるエネルギー勾配の差異によるものであると結論付けることができる。

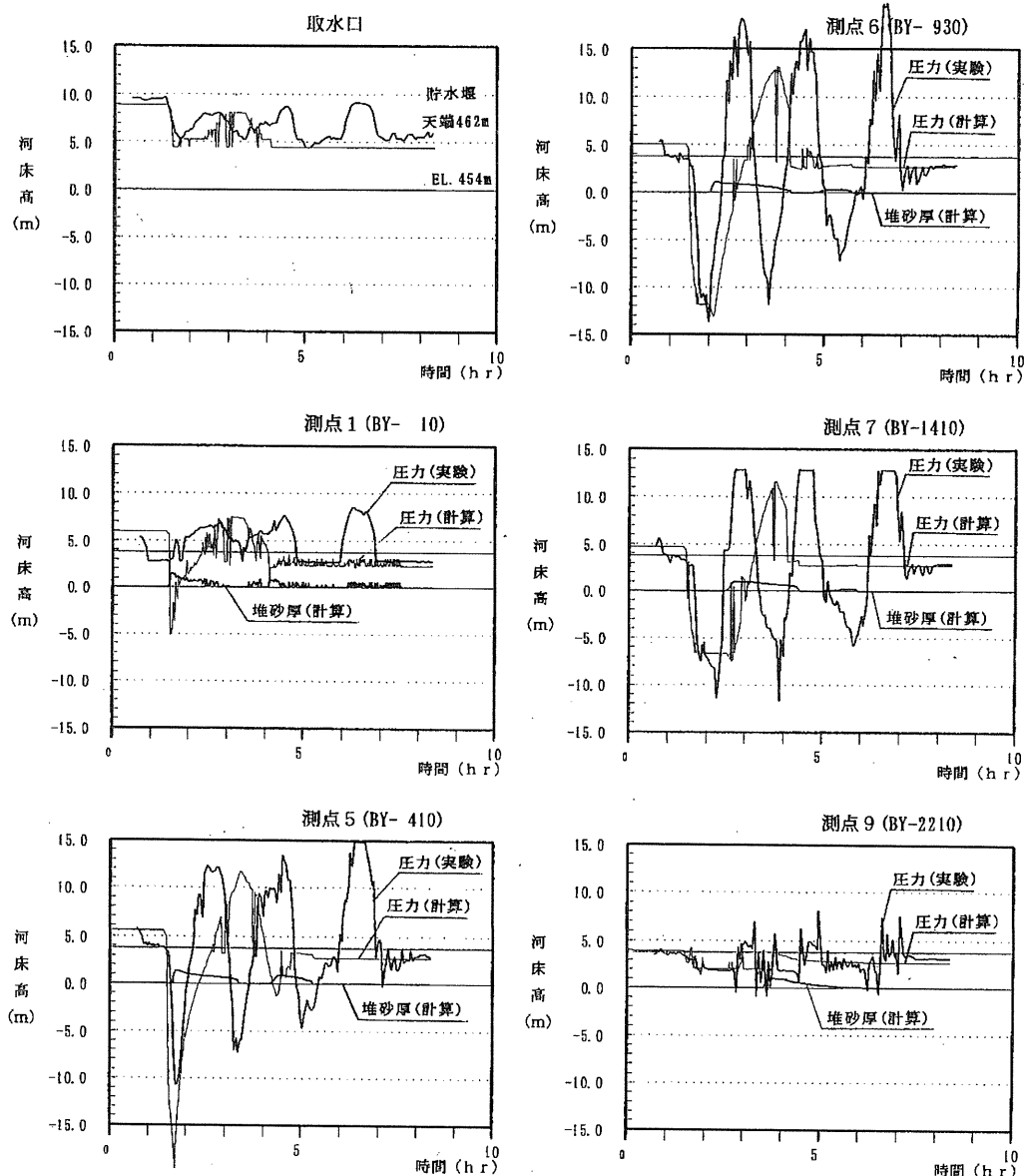


図5-6 トンネル内圧力経時変化の比較 (ケース4W-P2)

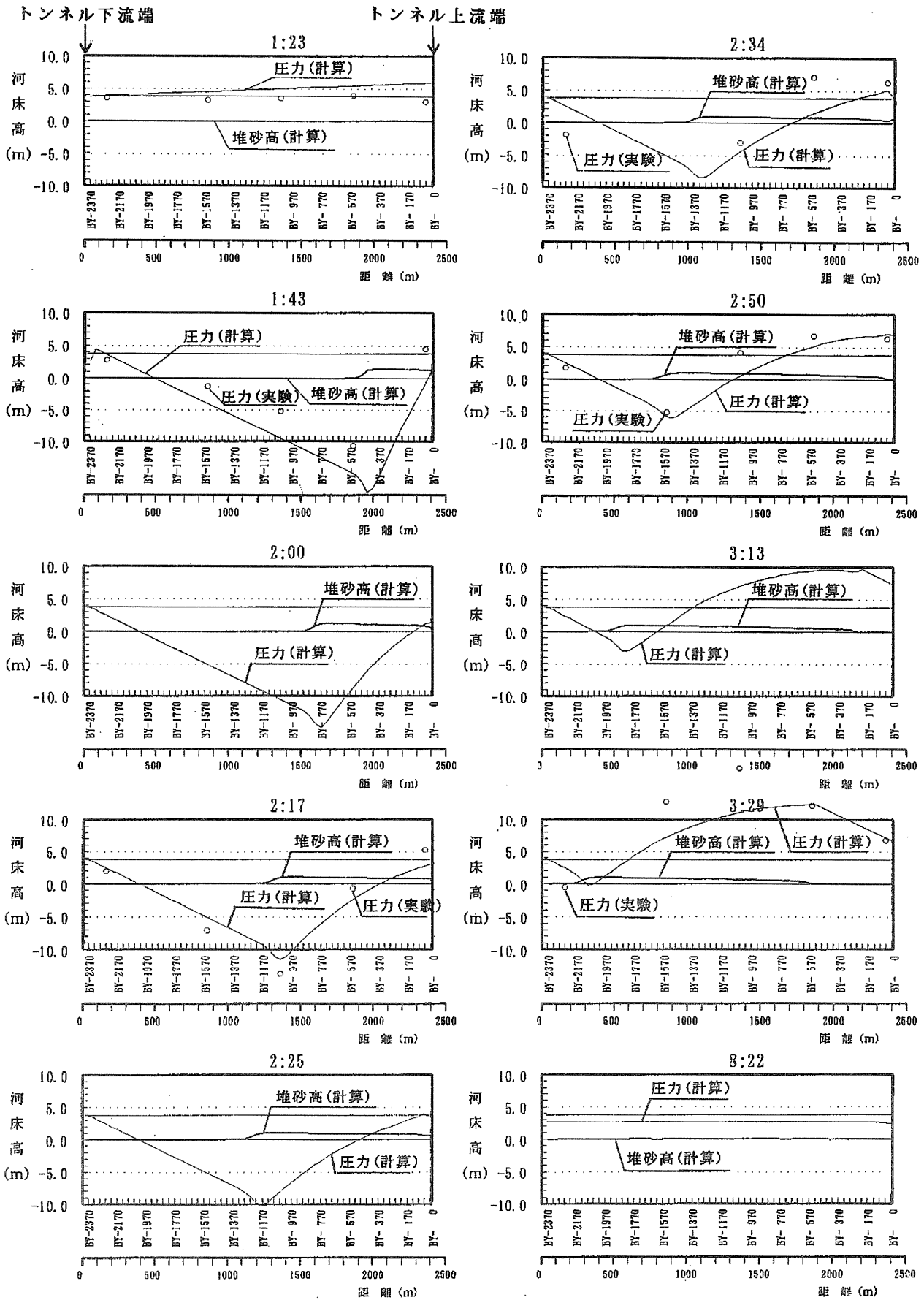


図5.7 トンネル内圧力、堆砂高縦断分布の経時変化 (ケース4W-P2)



### 5.3 空気孔を有するバイパストンネルの土砂水理特性

#### (1) 空気孔の設置とその意義

堰とオリフィスを組み合わせたバイパストンネルにおける土砂水理特性について、実験的にその現象を把握し、理論的な考察を加え、トンネルの有する土砂輸送機能やトンネル内で発生する圧力の変動等水理学的な特性が明らかとなったが、模型上-10m以上の負圧（実現象ではあり得ない）が発生する可能性が示され、特にバイパストンネルをコンクリートで施工する場合、問題となるものである。

従って実際の運用上、このような大きな負圧が発生しない安定したシステムとしておく必要がある。

その1つの試みとして空気孔を取り上げ、実験的に効果を確認した。ここで空気孔を対象としたのは、3. で述べたように堆砂のある管路流の状態と堆砂のない開水路流の状態は、わずかな流量の差でどちらの状態もとりうるとともに、管路流となって流れている状態でも空気が供給されれば開水路流となる可能性は十分にあると推察されるとともに、対策としては比較的小規模な構造物ですむためである。

なお、5.1で扱ったバイパストンネルも、トンネル内に空気が入りやすいようにオリフィス裏面に空気の取り入れ口が設けられているが、ここで扱うところの空気孔とはこれとは別に設ける空気孔である。

#### (2) 実験検討方法

全体模型の取水口部下流のバイパストンネル頂部に空気孔を設置し（図5・8）560m<sup>3</sup>/sピークのモデルハイドログラフ（図5・9内に表示）を通水して、トンネル内の土砂挙動の観測、トンネル内作用圧力の測定を行った。

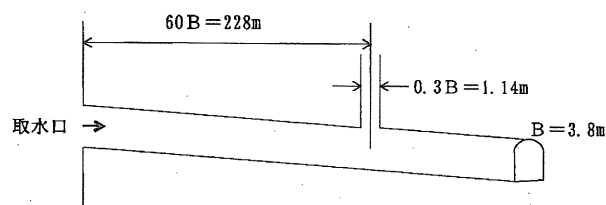


図5・8 空気孔設置状況の模式図

#### (3) 実験結果

図5・9に空気孔がない場合<sup>1)</sup>の、図5・10に空気孔がある場合の水理量の経時変化を示す。

空気孔のない場合に大きな負圧を伴った圧力変動が観察された90m<sup>3</sup>/s時についてみると空気孔を設けた場合は、空気孔より上流は管路流となるが、空気孔から空気が供給され、空気孔より下流で開水路流となるため大きな負圧は発生しない。負圧の大きさ（圧力変動の振幅）、周期は、5.1で述べたようにトンネル長さに大きく支配されるものでトンネル長が短くなれば、負圧の大きさは小さく、周期は短くなる。ここでは、ちょうど満管となっている取水口から空気孔までがトンネル長と考えると、5.1の結果と符合するものであることがわかる。

これらの結果は、空気孔の設置がトンネル内の開水路化に大きく寄与し、負圧を伴った圧力変動の抑制に効果があることを示している。

また、ここでは示していないが空気孔の設置位置を取水口から5B（=19m；B：トンネル幅=3.8m）下流とした場合には空気孔がない場合と同様の結果となり、あまり効果のないことが、また25B（=95m）下流とした場合（このとき空気孔径は0.2B=76cm）には60B（=228m）下流とした場合と同様の効果が現れることが確認されている。これは空気孔が効果を発揮するための適切な設置位置が存在することを示している。その位置は、取水口直下流の現象が複雑であるため一般的に明確に定めることは困難であるが、今回の実験で対象としたこのバイパストンネルのこの条件では、流入した土砂が最初に堆砂する位置（≒負圧が発生しやすい位置）とほぼ合致することから、取水口からある程度流れが安定する距離（5Bでは安定とはいえない）に設けるのが望ましいといえる。

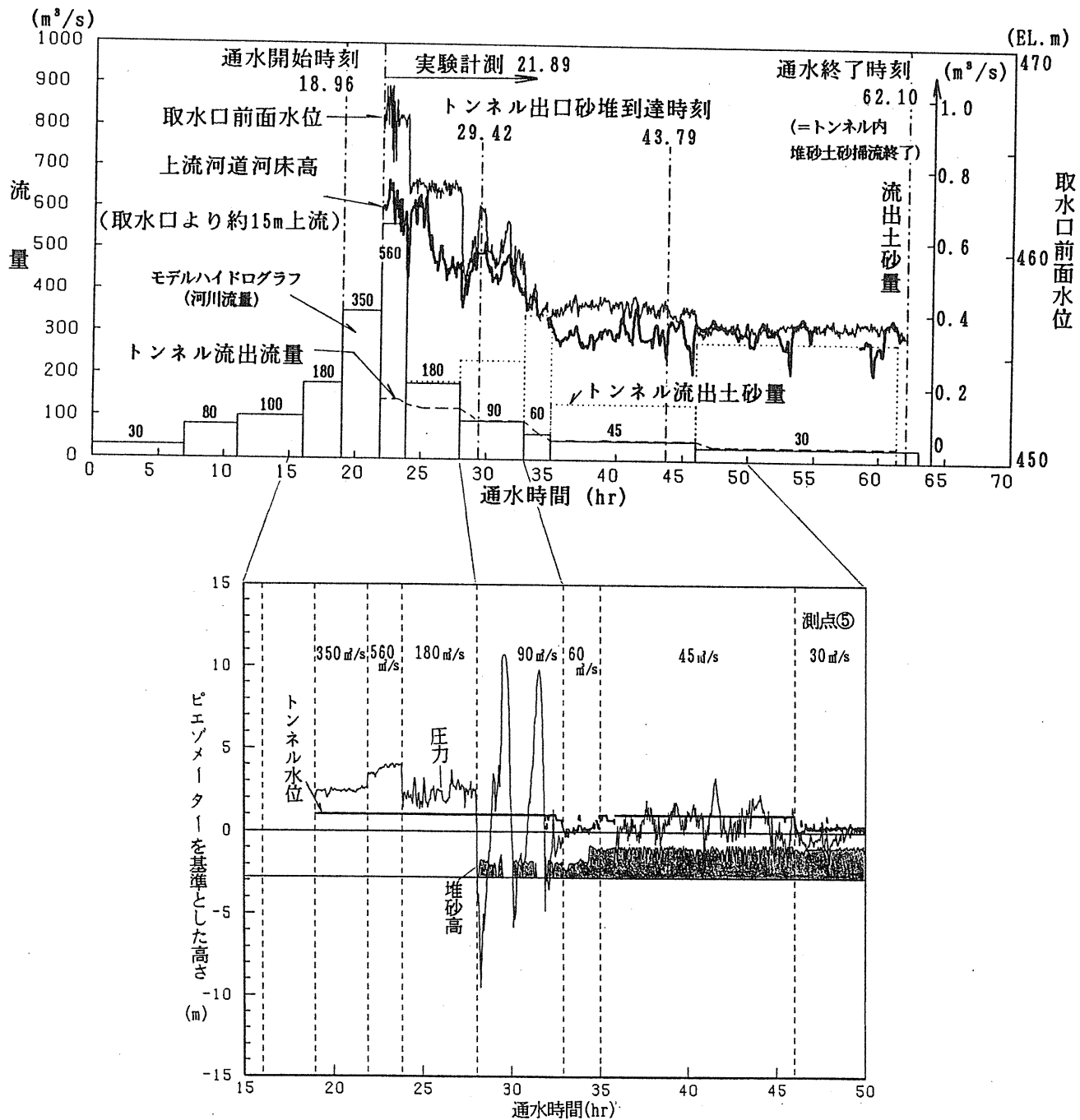


図5.9 水理量の経時変化 (空気孔なし)

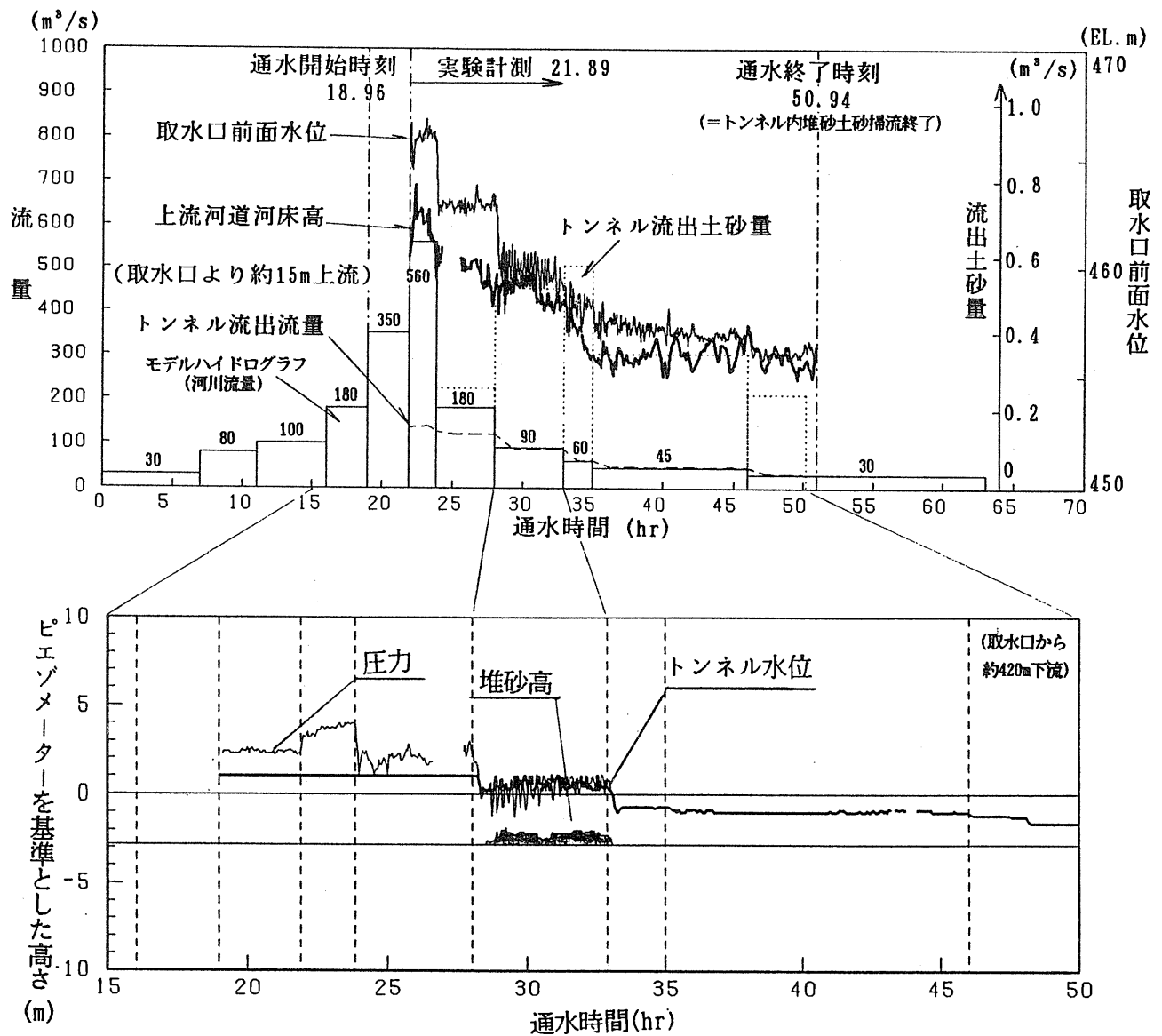


図5-10 水理量の経時変化 (空気孔あり; 取水口から60B下流)

(4) 空気孔径について

実験で試した空気孔径が、必要かつ十分なものであるかを検討する。

部分的に満管で、下流の圧力を正常に保つための施設としてダム放流管のゲート下流に設置される主給気管があり、空気孔必要断面の策定の参考になると考えられる。文献<sup>4)</sup>によると、給気管の設計に必要な連行空気量の算定式として次の実験式が提案されている。

$$\begin{aligned}
 Q_a/Q_w &= 0.04(F_r - 1)^{0.85} \text{ (キャンベルガイトンの式)} \\
 &\dots\dots\dots (5.1) \\
 &= 0.03(F_r - 1)^{1.05} \text{ (WESの設計曲線)} \\
 &\dots\dots\dots (5.2) \\
 &= 0.076(F_r - 1)^{0.85} \text{ (土木研究所が提案した曲線)} \\
 &\dots\dots\dots (5.3)
 \end{aligned}$$

ここに、 $Q_a$  : 連行空気量、 $Q_w$  : 流量、 $F_r$  : 高速流始端の流積が最小となる断面でのフルード数

ここで、 $F_r$ 数を堆砂のない開水路として等流により算定し、(5.1)~(5.3)式により連行空気量を算定すると、図5.11のようになる。

なお、トンネル内の粗度係数は、 $n=0.016$ としている。

これらのうち最大値は(5.3)式の $9.66\text{m}^3/\text{s}$ で許容風速を $45\text{m/s}$ とすれば、空気孔の断面積は $0.215\text{m}^2$ が必要であると考えられ、これは $52\text{cm}$ の径の管に相当する。

今回の実験で効果の認められた空気孔径 $0.2\text{B} = 76\text{cm}$ は、この値と概ね合致し、ほぼ妥当な規模であると判断される。

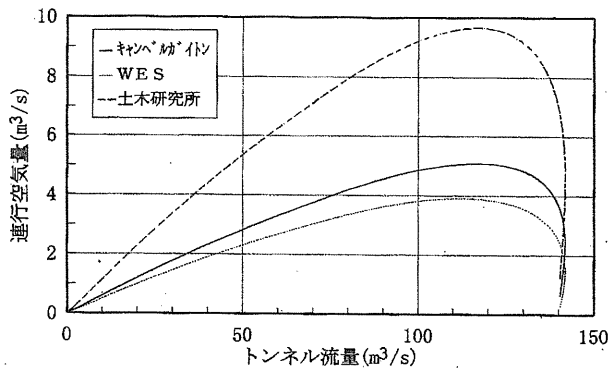


図5-11 バイパストンネル連行空気量 (n=0.016)

## 6. 結論

本検討で得られた主要な結論を列挙すると以下のようである。

### (1) バイパストンネルの土砂輸送能力

- ① 定常状態におけるバイパストンネルの土砂輸送能力は、流水断面の抵抗特性を壁面と砂礫面が支配する領域に分割する数値モデルで表現可能である。
- ② バイパストンネルにおいては、実験上も計算上もトンネル閉塞の危険性はないと判断された。
- ③ このバイパストンネルの水理特性の1つとして同トンネル流量の場合、堆砂のある管路流の状態と堆砂のない開水路状態はわずかな流砂量の差でどちらの状態もとる可能性があることを示した。

### (2) バイパストンネル内の圧力変動特性

- ① トンネル内の急激な土砂の流入がある場合、条件によっては大きな負圧を伴った長い周期の圧力変動が発生する可能性があることが明らかとなった。
- ② その発生機構は、(1)の③も含めてバイパストンネル

流入土砂量と密接な関係があり、トンネル内に堆砂がある部分と堆砂がない部分のエネルギー勾配の差に起因するものであることを理論的にも検証することができた。

- ③ これらの圧力変動を抑制し、トンネル内の状況を安定させることができる対策として、空気孔が効果的であることを明らかにした。

今後は、トンネル内の数値シミュレーションの精度を向上させ、上流河道～バイパストンネル～下流河道を一体化したモデルにより将来的な河床形状の予測を行うとともに、貯水池の堆砂軽減効果についても検討していく予定である。

なお、本研究を実施するにあたり、貴重な御助言を頂いた京都大学防災研究所 高橋保教授、戸田圭一助教授、立命館大学 江頭進治教授に厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 芦田和男・戸田圭一 (1995) : 貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究 (第一報) ; 河川環境総合研究所報告, 第1号
- 2) 原田稔, 寺田昌史, 出野尚, 葛岡昌基 (1996) : 貯水池のバイパス排出システムによる濁水長期化軽減効果の検討, 水工学論文集 第40巻
- 3) 原田稔, 芦田和男, 出野尚, 大本雄二 (1996) : 貯水池のバイパストンネルによる掃流砂排出システムに関する実験的研究, 水工学論文集 第40巻
- 4) 「多目的ダム建設」第4巻 設計II編 第30章4.5 : 監修・建設省河川局, 編纂(財)ダム技術センター

# 河川の正常流量及び維持流量に関する検討

江川 太朗\*・佐口 光明\*\*・田村 伸夫\*\*\*

## まえがき

わが国では第2次世界大戦の敗戦により焦土と化した国土を復興させるため、強ちに経済優先・工業優先の施策が進められてきた結果、今日では世界で1、2を競う経済大国といわれるまでになった。

しかし、その反面、環境面の悪化が心配されるようになり、このところ特に強まってきた地球環境の悪化に対する警告とあいまって、環境問題は国の重要課題の1つとなっている。

河川においても、これまで住民の安全と豊かさや生活の快適さを求めて、治水利水が優先されてきたのであるが、その結果戦後の急速な都市化の波の中で河川の環境がつつい等閑にされてきてしまったことに気が付き、河川環境に大きな関心が向けられ、各河川に河川環境管理基本計画と空間管理計画が定められるようになってきている。このような状況の中で、建設省は河川整備の基本方針の中で従来の水害の発生状況と水資源の利用現況及び開発に加えて、河川環境の状況を考慮することとする河川法の改正を国会に提出し河川環境のための事業を河川事業の目的とすることを提案して可決成立した。

したがって、今後河川の水量水質すなわち水環境が大きな話題になると思われるので、その内の特に維持流量について筆者らがかつて行った検討と今後の正常流量検討の方向について述べる。

「河川砂防技術基準（案）」によれば「流水の正常な機能を維持するために必要な流量（以下、正常流量という）とは、舟運、漁業、景観、塩水の防止、河口閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水位の維持、動植物の保存、流水の清潔の保持等を総合的に考慮し、渇水時において維持すべきであるとして定められた流量（以下、維持流量という）及びそれが定められた地点より下流における流水の占用のために必要な流量（以下、水利流量という）の双方を満足する流量であって適正な河川管理のために定めるものをいう」となっている。

この研究はそのうち主として維持流量について論じているが、これは今後の正常流量の検討の場合の目安になるものと考えている。

## 1. 大井川の流況改善の事例

大井川はかつて東海道の難所の一つで、「箱根八里は馬でも越すが越すに越されぬ大井川」と歌われ、天竜川と並んで太平洋に流出する河川としては珍しい暴れ川である。というのも大井川流域は糸魚川-静岡構造線と中央構造線に挟まれているため、随所に大きな崩壊地が見られ土砂流出の多い川であるからであろう。

その上流域は年平均降水量3,000mmを越す多雨地帯で、豊かな森林を有し水力発電には大変恵まれた河川である。このため、水力発電関係者が注目し、特に昭和に入ってから水力開発は目覚ましいものがあつた。

### 1.1 大井川の水利用の沿革

大井川の水利用の歴史は水力発電に始まった。明治43年(1910)、日英水力電気会社が大井川に小山発電所を完成したが、当時の大井川の上流域は急峻な地形のため道らしい道もなかったらしく、記録によれば明治35年にやっと藁科街道が開通したとされていることから想像するに、それまでは太平洋側からのルートはほとんど無かつたのではなからうか。したがって、大井川上流域には山越えでわずかの人が入って住み着き、林業に従事していた模様である。そのような状況から、当初は重量物の運搬には甚だしく不便であつたし、川を利用しての木材の運搬を不可能にする堰の建設にはこの問題の処理が難問となり、水力開発に優れた地形と気象条件を有しながら、その開発は進まず、発電所らしい発電所ができたのは昭和の時代に入ってからであつた。

大正14年より大井川鉄道の建設が始まり、昭和6年に千頭まで開通したが、この大井川鉄道とともに水力開

\* 江川 太朗 (財)河川環境管理財団 研究顧問  
\*\* 佐口 光明 (財)河川環境管理財団名古屋事務所長  
\*\*\* 田村 伸夫 (財)河川環境管理財団名古屋事務所 課長

発が進むこととなった。

この流域はきわめて急峻な地形で、流域人口が少なかったためか、日本の近代化・工業化に必要なエネルギー開発に大きな役割を果たすために、大井川の恵まれた流況は最大限に利用されるようになり、その結果として渇水時・低水時には、ほとんど川に水が流れない環境の貧弱な川となってしまっていた。

その他の水利用としては、農業用水、水道用水、工業用水があるが、これらはほとんど戦後の施設であり、戦前からの水利用としては、下流平野部に対する農地かんがいのための慣行水利があって、両岸に10数カ所の取り入れ口が設けられていた。しかし、いずれも設備が不完全で出水ごとに損傷を受けていた状態で、不安定な取水を余儀なくされていたのを、昭和22年中部電力川口発電所の建設計画に合わせてすべての取水口を合口し、川口発電所より一括取水する大井川農業水利事業が着工され昭和42年に完成している。さらに、現在建設省が施工中の多目的ダムである長島ダムを水源とする国営牧ノ原土地改良事業が行われた。

工業用水は昭和36年に東海パルプ(株)が本川より直接取水する2.0m<sup>3</sup>/sの水利権を取得していたが、昭和57年川口発電所放水口からの取水に切り替えられている。

また、上水道用水については、昭和57年に島田市が川口発電所放水口より取水する0.2m<sup>3</sup>/sの水利権を取得している。さらに、現在建設中の長島ダムを水源として大井川沿川19市町村を対象とする大井川広域水道事業が計画され、全体計画6.0m<sup>3</sup>/sの内0.6m<sup>3</sup>/s暫定水利の許可が与えられている。

## 1.2 大井川上流部の自然流況の推定

大井川の水利用の現況は図1・1のようで、すべて近代施設による許可水利権である。

各ダム等の分水量や導水量の資料(ダム管理年表)をもとに現地の事務所で試算した井川ダム地点の推定自然流況は表1・2に示すとおりで、昭和39年~59年の年平均総流出高は2,743mmで表1・1に対応する昭和45年~昭和54年の10年間の年平均総流出高は2,746mmである。

表1・1の流域の降雨量から見ると流出量が過大に見えるが、この降水量は谷間の資料のみであるからかなり少なく見積もられている。筆者らの調査例では、通常山地は標高が増すにしたがって降水量が増加し、年・季節等の長い期間で見ると流域平均降水量と谷間の降水量ではかなりの差があった。

## 1.3 水利用と流況

発電所の使用水量と井川ダム下流地点の流況を表1・3及び表1・4に示す。

井川ダムの推定自然流況を流域の自然流況と仮定すると、大井川発電所の常時使用水量4.6mm/dayは推定した自然流況の低水流量を上回るもので、下流川根大橋の流況を見れば豊水量が1.59mm/dayと自然流況の渇水量をわずかに上回る程度であり、年間の1/3くらいの日数は川にきわめて水量の少ない状態であることを示している。

次に塩郷ダムの流入量で見ても、豊水量が推定自然流況の低水量と渇水量との間であるし、低水渇水は川根大橋と同様な状況である。さらに、塩郷ダムの放流量はこれが強調され、年間半分に近い日数がほとんど放流量がないことを示している。

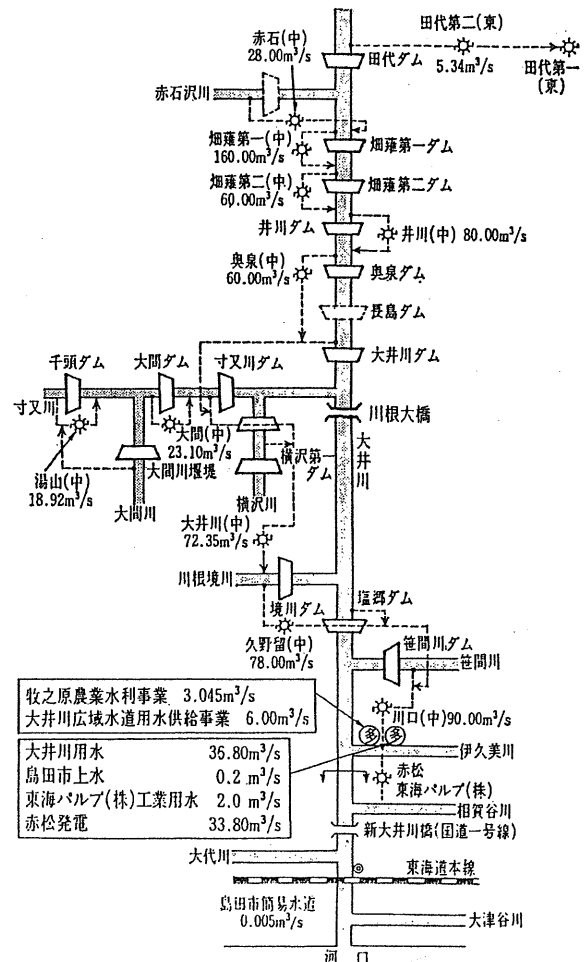


図1・1 大井川水系使用水利模式図<sup>6)</sup>

表1・1 大井川水系各地における月及び年平均降水量(昭和45年～54年)

(単位：mm)

月	畑 雞 第 一	畑 雞 第 二	井 川	奥 泉	大 井 川	千 頭	大 間	寸 又 川	塩 郷	笹 間 川	千 頭 宮 林 署
1	83.4	88.8	62.3	86.1	92.8	79.9	84.7	84.4	75.4	73.6	87.2
2	122.4	148.7	120.9	151.0	170.4	161.8	128.1	161.0	146.9	133.6	160.5
3	175.7	172.4	156.2	215.6	233.3	205.7	223.8	230.6	220.6	205.7	227.8
4	271.0	269.5	266.5	327.3	353.0	312.4	345.7	350.7	294.5	273.9	341.7
5	208.4	221.4	219.6	251.8	262.7	255.7	279.5	272.8	243.7	238.9	249.6
6	327.6	328.6	319.2	372.7	422.1	404.5	418.7	418.2	357.8	306.0	404.2
7	295.8	306.9	358.9	423.1	448.3	416.5	454.2	443.6	456.0	384.2	509.9
8	422.1	457.0	488.4	556.4	560.0	500.3	546.1	490.9	468.8	399.5	650.1
9	319.9	338.2	340.1	392.6	401.6	382.2	410.9	379.0	355.3	322.4	392.1
10	229.9	235.0	220.5	251.0	257.4	231.6	269.1	239.3	224.4	203.9	251.8
11	160.2	161.3	131.1	152.9	153.6	160.9	183.7	138.6	132.7	119.8	144.3
12	96.1	110.9	82.5	101.0	109.0	114.0	106.9	106.9	97.2	93.3	107.8
年	2766.8	2832.9	2764.7	3281.7	3464.2	3195.0	3166.4	3381.2	3093.6	2760.5	3526.8

表1・2 井川ダム地点における推定自然流況

(昭和39～59年) (単位：m<sup>3</sup>/s)

昭和年	最大 流量	豊水 流量	平水 流量	低水 流量	渇水 流量	最小 流量	平均 流量
39	161.7	38.4	30.5	21.9	8.7	1.5	32.7
40	811.0	42.3	25.5	16.8	5.0	3.9	42.0
41	420.0	59.2	46.1	30.3	9.3	2.4	50.7
42	82.9	41.4	29.9	20.8	4.4	0.4	31.0
43	502.4	37.6	29.4	22.2	5.0	1.1	36.3
44	350.2	45.5	31.2	23.7	9.3	5.0	42.1
45	559.5	37.4	26.5	19.1	5.3	2.2	36.3
46	369.7	49.4	31.1	24.8	10.7	3.6	41.5
47	407.4	61.0	36.7	26.2	13.7	5.5	51.6
48	63.8	40.7	31.0	23.3	9.2	4.4	33.2
49	272.9	59.9	33.2	23.5	10.7	5.0	47.0
50	1083.8	55.5	34.3	21.7	4.2	1.4	42.7
51	85.0	57.7	38.8	24.0	6.1	2.7	42.1
52	433.9	41.6	29.6	24.9	5.0	2.6	37.5
53	85.0	42.5	28.1	21.2	5.0	1.1	32.0
54	549.2	45.4	33.8	22.5	3.0	2.2	35.8
55	223.6	54.9	37.8	24.4	6.9	2.9	42.0
56	142.7	52.8	33.8	25.2	3.4	0.0	37.6
57	994.5	48.5	31.2	19.7	5.0	0.9	46.6
58	909.0	55.4	38.8	28.2	8.0	0.0	57.1
59	49.8	28.6	20.3	11.6	3.0	0.5	20.5
平均	407.5	47.4	32.3	22.7	6.7	2.3	39.9

表1・3 発電所使用水量

発電所名	最大使用水量	常時使用水量
大井川発電所	72.35m <sup>3</sup> /s (11.60mm/day)	28.89m <sup>3</sup> /s (4.60mm/day)
川口発電所	90.00m <sup>3</sup> /s (7.58mm/day)	38.50m <sup>3</sup> /s (3.24mm/day)

表1・4 井川ダム下流各地点流況表

(単位/上段：m<sup>3</sup>/s, 下段：mm/day)

地点名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	豊水	平水	低水	渇水	平均	統計期間
井川ダム	459	47.4 8.92	32.3 6.08	22.7 4.27	6.7 1.26	39.9 2743	S.39-59
川根大橋	822	15.1 1.59	1.9 0.20	0.8 0.08	0.3 0.03	26.0 997	S.50-59
下泉橋	917	21.3 2.01	4.8 0.45	2.2 0.21	0.9 0.08	32.1 1104	S.50-59
塩郷流入	958	32.1 3.02	10.7 0.97	4.6 0.41	1.6 0.14	42.0 1383	S.50-60
塩郷放流	958	17.0 1.53	0.3 0.03	0.0 0.00	0.0 0.00	32.9 1220	S.50-60
駿遠橋	1053	19.3 1.58	2.5 0.21	1.0 0.08	0.4 0.03	37.3 1117	S.50-59
神座	1158	70.6 5.27	36.0 2.69	13.0 0.97	2.0 0.15	66.7 1816	S.50-59
国鉄橋	1219	81.5 5.78	46.4 3.29	26.6 1.89	11.3 0.80	82.9 2145	S.50-59

注) 平均欄の下段は年総流出高 (単位：mm) (「長島ダム工事事務所資料」より)

## 1.4 流況改善の試み

大井川中流部の住民はかねてから流況の改善を要望していたが、電力側にとってはクリーンエネルギーとして重要な資源であり、わずかな流量といえども電気料金に換算すると以外に大きな額となるので、通産省は難色を示していたが建設省と調整の結果、既設発電ダムで下流に対する義務放流量を、水面幅・水深・沿川の状況・水質・動植物の生態等への影響を総合的に勘案し、100km<sup>2</sup>当たり0.1~0.3m<sup>3</sup>/s程度と定められた。

その結果、大井川では塩郷堰堤からその流入量の範囲で、3.0m<sup>3</sup>/sを下流に放流することで水利権の更新が行われた。さらに静岡県知事と中部電力との間で流況改善に可能な限り協力することが確認され、大井川の流況は大幅に改善されることとなった。

## 2. 正常流量，維持流量の検討

### 2.1 河川にとって望ましい姿

人間にとって河川の流況はどのような姿が好ましいの  
であろうか？

流況は自然に近いほど良いとする意見がある。一方、  
平滑な程良いとする意見もある。

夫々主張するところは分かるが、いずれも両極端の意  
見といえる。

しかし、少なくとも人間や生物に大きな害をもたらす  
洪水は誰が考えても無いほうが良いであろう。また、全  
く変化が無いとすれば用水路と同じで単調にすぎる、春  
夏秋冬の変化が生物の生息条件ともなろうし、人間に潤  
いを与えるであろう。したがって、大きな害が無いなら  
ば水量の変化も好ましい。

すなわち、洪水と渇水が人間や生物に害を与える可能  
性が高いので、理想的には洪水と渇水の無い流況が好ま  
しいことになる。

### 2.2 正常流量，維持流量，水利流量

正常流量すなわち流水の正常な機能を維持するため必要  
な流量は、維持流量及び水利流量の双方を満足する流  
量である。

維持流量を定める場合に考慮すべき項目が前述の技術  
基準に示されているが、まず、舟運、景観については必  
要な流量に各所で限度があるが、むしろ水深を確保す  
ることのほうが大切となる。次に、塩害、河口閉塞、河川  
管理施設の保護、地下水位に対しては、施設等によって

補える場合が多い。結局、主として水量が問題になるの  
は、漁業及び動植物の保護にかかわることであろう。な  
お、流水の清潔の保持には、当然水量の影響は大きい<sup>3</sup>が、  
汚濁防止対策に重点をおくべきであろう。

上述の事柄を考慮した上で、維持流量は川としての機  
能を果たすための必要最小限の流量と考えれば、自然流  
況の最小流量（各年最小流量の累年平均）を確保すれば  
一応その趣旨に沿うことになる。しかしながら、人間や  
生物にあまり害を与えないようにするには、渇水流量以  
下は年間で異常な状態と考えられるので、少なくとも渇  
水流量を確保したいということになる。その場合平均  
年間10日くらいは流水を貯留しておいて補給しなくて  
はならないことになる。

なお、正常流量を定める場合は、下流の水利流量を加  
算しなくてはならないが、その場合基準地点と取水地点  
の間の伏没還元を考慮して、下流水利権の保護に努めな  
くてはならない。

### 2.3 自然流況の渇水流量

我が国の主要河川では全国的に水利用が進んでいて、  
分水したりバイパスしたり、あるいは他の流域より分水  
を受けたりして、基準地点（ほとんど平野への出口  
に近い）になると自然流況を把握しにくいのが普通であ  
る。そこでそのおそれの少ない上流ダムの流入量の資料  
から自然流況を調べることにした。

多目的ダム管理年  
報により集水面積10  
~500km<sup>2</sup>で年流出高  
1000~2000mmを対  
象とし、100km<sup>2</sup>当た  
りの渇水流量の累年平  
均値がどの程度に分布  
しているかを調べたも  
のが表2・1である。

表2・1 渇水比流量の分布

渇水比流量 (m <sup>3</sup> /s/100km <sup>2</sup> )	箇所
0.5未満	1
0.5~1.0	9
1.0~2.0	12
2.0以上	1

これらの値は山地部の値であるから、夫々の河川の流域  
の中でも比較的降水量の多い地域を対象としていること  
が多いのではあろうが、渇水流量の目安が得られるもの  
と考えた。

表2・1の結果から見れば、我が国の河川の多くは  
100km<sup>2</sup>当たり0.5~2.0m<sup>3</sup>/sの範囲に渇水流量がある  
ことが分かる。もちろんこれらは降雨条件の差、地質、  
地形、植生の差などによる幅と考えられるので、さらに  
詳細な検討が必要であろう。



## 2.4 自然流況における最小流量累年平均値の推定

流量ハイドログラフの逓減曲線は一般に指数関数で表現されることが知られているので、精度が安定していて、しかもほぼ自然流況と確認されている、筆者らが観測した建設省土木研究所の神流川試験地における流況値の累年平均値を半対数方眼紙にプロットしたところほぼ直線状になった。

そこで多目的ダム管理年報のうち年流出高が1000mm～2000mmのダムの流入量の流況の累年平均値を同様にプロットしたところ、やはりほとんど直線状となった。(図2・1, 2, 3)

以上のことより、河川流況は指数関数で表されると仮定すれば、各流域で自然流況の延長線上(図の365日の値)で最小流量(平均値相当)が求められることになる。

## 2.5 正常流量を定めている河川

全国の主な河川のうち正常流量の定められている河川を表2・2に示した。夫々の河川は水利用の状況や歴史が異なること、さらに基準地点から下流取水地点間の河道への涵養量が異なるので一概には比較できないが、関東以北では渇水流量程度あるいはそれ以下のものが多いが、中部以西の河川は渇水流量より大きい流量を正常流量としているものが多い。このことは中部以西の地域が古くから農業用水を始めとして水利用が進んでいるため、維持流量の他に多量の水利流量を加えているためと考えられる。

## 3. 今後の調査研究における正常流量の考え方

河川環境の2つの柱である空間環境と水環境のうち、水環境についてはまだほとんど管理計画が策定されていない。

今後は水環境管理基本計画策定の必要性が益々増大するので、水環境の基礎ともいえる正常流量決定のための調査研究が緊急の課題となろう、そこでその出発点となる正常流量の考え方を整理すると次のようである。

## 4. 正常流量の考え方

### 4.1 正常流量の定義

正常流量とは、「流水の正常な機能を維持するために必要な流量」のことで、建設省河川砂防技術基準(案)<sup>1)</sup>の第3章「低水計画の基本」第2節「流水の正常な機能を維持するために必要な流量」で使用されている用語である。そして、舟運、漁業、景観、塩害の防止、河口閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水の維持、動植物の保存、流水の清潔の保存等を総合的に考慮し、渇水時において維持すべきであるとして定められた流量(維持流量)及びそれが定められた地点より下流における流水の占有のために必要な流量(水利流量)の双方を満足する流量(正常流量)として定義している。

### 4.2 正常流量の推移

正常流量は河川管理者が主体的に定めるもので、「河川法及び河川法施行令」において流水の正常な機能を維

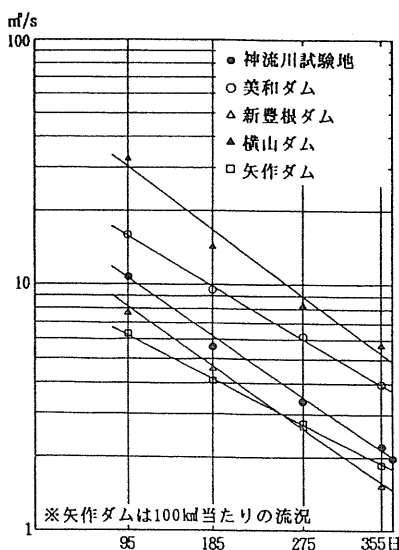


図2・1 ダム地点の流況(中部)



図2・2 ダム地点の流況(関東以北)

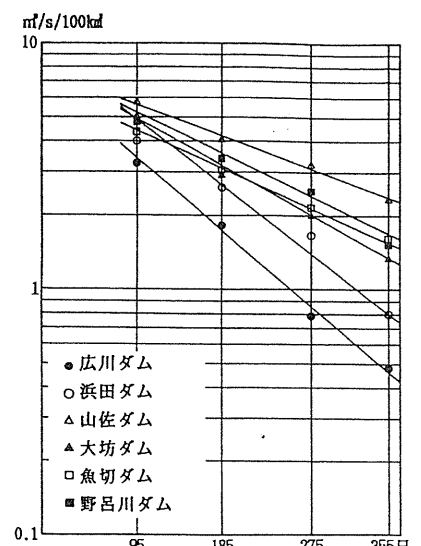


図2・3 ダム地点の流況(近畿,中国)

表2・2 正常流量を定めている河川

(単位/流量：m<sup>3</sup>/s, 比流量：m<sup>3</sup>/s/100km<sup>2</sup>)

河川名・地点名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	正常流量		渇水流量		最小流量(推定)	
		流量	比流量	流量	比流量	流量	比流量
石狩川・石狩大橋	12697	100	0.79	161.2	1.27	156.2	1.23
天塩川・美深橋	2899	20	0.69	28.3	0.98	28.1	0.97
十勝川・茂岩	8203	70	0.85	85.3	1.03	78.5	0.97
北上川・狐禅寺	7060	70	0.99	108.4	1.53	107.3	1.52
子吉川・宮内	900	11	1.22	(16.1)	(1.72)	15.3	1.70
利根川・栗橋	8588	140	1.63	77.9	0.91	73.0	0.85
阿賀野川・馬下	6997	110	1.57	130.5	1.87	130.4	1.87
木曾川・今渡	4632	100	2.16	82.5	1.78	80.1	1.73
天竜川・鹿島	4880	86	1.76	75.4	1.55	72.2	1.48
豊川・石田	545	13	2.39	4.9	0.91	4.6	0.88
淀川・枚方	7281	120	1.65	108.6	1.49	104.1	1.43
旭川・下牧	1570	20	1.27	(16.5)	(1.05)	16.0	(1.02)
吉野川・池田	1904	15	0.79	18.4	0.97	16.7	0.88
那賀川・楠根	690	25	3.62	12.5	1.81	11.5	1.67

( ) は観測所が基準地点と多少離れているもの

(「河川便覧」, 「流量年表」より)

持するため必要な流量を設定することが明記されている。また、技術基準として制定されている「河川砂防技術基準(案)<sup>1)</sup>」では、正常流量の定義と流水の正常な機能に関する事項を具体化している。そして、近年の河川環境の著しい変化に伴う、河川環境の適正な管理に関する地域社会からの要請を受けて、水環境管理基本計画の立案に際し、その基本的となる管理目標の定量化が重要な課題として取上げられ、このような背景の下で「正常流量検討の手引き(案)<sup>11)</sup>」として定められているが、今後、必要に応じて見直しを行うものとしている。以下、関係の法令及び技術基準等の要旨は次のとおりである。

#### ①河川法(S39.7), 河川法施行令(S40.2)

河川法第1条の目的を達成するために、同法第16条に規定されている「工事实施基本計画」の作成の準則等として同法施行令第10条第2項第2号ハに、河川工事の実施の基本となるべき計画に関する事項として「主要な地点における流水の正常な機能を維持するための必要な流量に関する事項」を定めるものとし、同法施行令第10条第1項2号では流水の正常な機能の維持に関する事項として流水の占用、舟運、漁業、観光、流水の清潔の保持、塩害の防止、河口の閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水位の維持等を総合的に考慮することとしている。

#### ②建設省河川砂防技術基準(案)(S52.8)

社会情勢の変貌から低水管理の重要性が増してきたことに鑑み、第3章「低水計画の基本」の章を設けて、第2節「流水の正常な機能を維持するために必要な流量」の節で、正常流量の定義及び計画基準点の正常流量は原則として、10カ年の第1位相当の渇水時において維持できるように計画することとしている。なお、項目別必要流量の検討は動植物の保護を追加し、各項目について正常流量に関する検討内容を明記している。

#### ③正常流量検討の手引き(案)(H4.5)

近年、流域の都市化による生産活動の拡大等により、河川環境が著しく変貌し、これに伴って地域社会の河川環境に関する要請も一層拡大すると共に多様化して、河川環境の適正な管理が重要な課題となっている。このため、河川環境管理基本計画の策定が進められ、その構成する水環境管理計画の立案に際しての正常流量を設定するにあたっての基本的な考え方と標準的な値を示すものである。

### 4.3 正常流量の考え方

正常流量検討の手引き(案)<sup>11)</sup>に、正常流量を検討するに際しての基本的な考え方及び最低限確保すべき標準的な値を定めており、水利流量の検討を除く正常流量

検討9項目に係る考え方を抜粋する。

#### ①河川特性

代表地点での設定に際しての流量規模の目安として、また、流況の把握が困難な地点の概略的な規模を推定するために、実態調査結果からの推定式( $Q=0.0069A$ ,  $Q$ :維持流量 $m^3/s$ ,  $A$ :流域面積 $km^2$ )を用いる。なお、流量観測資料がある場合は10ヶ年の平均濁水流量及び最小濁水流量を整理して正常流量の目安とする。

#### ②生態系

魚類生息のために河川が確保すべき水理的条件(水深、流速等)を満足し得る必要な流量を、生態系からの必要流量としている。その理由として、魚類は河川生物の中でも大型で食物連鎖の上位に位置し、親水活動や水産上の人間生活との係わりにおいて重要な生物で、既往文献資料等において水理的な生息条件の定量的知見が得られるためとしている。

対象魚種の選定に関しては、全国に生息する淡水性魚種の中から特に瀬と係わりの深い魚種を選定し、水理的な生息条件は既往文献に基づく知見をとりまとめ、年間一律設定、期別設定のいずれかのパターンで設定するかは当該河川の状況を踏まえて決定することとし、検討箇所別の必要流量は水深、流速の各々から求まる必要流量のうち、最大値を設定するものとする。

#### ③景観

河川景観を維持するために、河川が確保すべき水理的条件(水面幅、流速等)を満足し得る流量として、各検討箇所の河川景観の特徴を把握し、現地実験等により独自に評価基準を定めるか、流量の多い少ないは水面幅のみで判断しておらず、河道空間の中に水面がどの程度の割合あるいは構図を占めているか、対象の比率や対象空間における占有率で判断しており、その指標として「水面幅/川幅」が挙げられ、現地心理実験等から、俯角5度以内の平均的な見掛けの「水面幅/河川幅 $\geq 0.2$ 」を基本として定めるとしている。

#### ④水質

当該河川の現況水質を踏まえ、流域の汚濁源解析に基づく汚濁負荷量を算出し、基準地点において原則的に環境基準を満たす必要流量として設定する。なお、下水道計画が承認されている場合は、そこで計算された流出負荷量を採用するなど、最大限に考慮しておくものとする。

#### ⑤その他政令5項目

(舟運)

舟の吃水の確保の点から水量の限度があるが、航行船、漁港、河道の実態調査及び将来河道と将来就航の関係把握を行い、就航船舶について必要な水深、水面を確保する。

(塩害の防止)

塩水の遡上によって上水道、農業、漁業等に重大な影響を及ぼすことがあるため、塩水遡上の実態調査、取水施設の現況調査、塩水遡上と取水施設の影響調査及び将来河道と塩害の関係把握を行い、これらの施設改良等の対策を検討する。

(河口閉塞の防止)

流量の減少影響により、土砂の堆積による河口の閉塞が助長される場合があるため、河口閉塞の現況調査、河口閉塞と流況の関係把握調査及び将来河道と河口閉塞の関係把握を行い、その対策施設を検討する。

(河川管理施設の保護)

流量減少による水位低下によって、木製の施設等が腐食したりすることがあるので、河川管理施設の現況調査、河川管理施設と河道現況との把握及び将来施設と河道状況の関係把握を行い、その対策方法を検討する。

(地下水の維持)

河川流量の減少が地下水位の低下に直接影響する場合があります。地下水の利用実態、地下水影響等の調査、将来河道状況と地下水の関係調査、将来の地下水利用推定調査を行い、地盤沈下、地下水の水質悪化が生じない地下水位を維持する流量を確保する。

### 4.4 正常流量検討の手引き(案)の課題

「正常流量検討の手引き」は主に大河川を例として作成したと聞いており、中小河川では河川形態も多様であるため、各河川に相応しい検討条件や手法で行うべきと思われる、運用に当たっての課題を整理して見た。

①生態系からの必要流量は対象生物を魚類としているが、他の生物も生息しており、他の生物に対する検討手法も確立し、幅広く検討する必要がある。また、魚類の生息可能な水理条件(水深・流速等)について、河道内すべてにおいて確保する必要があるかどうかの検討も必要である。

②水利流量が河川規模に対して大きな流量で設定されている場合においては、特に魚類の生息可能な水理条件（水深・流速等）を越えてしまう場合もあり、生息条件については最大値・最小値の双方で検討する必要がある。

③景観からの必要流量は、水面幅と川幅の関係から求めているが、河川公園として利用できる場所及び高水敷が広い部分もあり、このような地点では新たな景観条件の設定が必要である。また、水面のみではなく河川によっては砂州等も良好な景観要素とする検討も必要でないか。

④流量検討にあたり、基礎データとなる的確な河道断面形、水理特性（粗度係数等）が不足している。

生態系：瀬部分で流水に直角方向の断面

景観：水面中央部の視点場からの水面に対して直角方向の断面

⑤従来河道は変動するものであり、洪水による河床変動により、平水時の河道（滞筋、瀬、淵等）は大きく変化する可能性がある。このような状況を踏まえた正常流量の検討手法が必要である。

## 5. あとがき

正常流量は可能な限り統一した考え方で定めるべきであるが、水利用の環境はそれぞれの河川で歴史的な経緯があり、気象条件・地質地理及び植生の条件が異なるので画一的に定めることはできない。しかしながら考え方としてはできる限り統一し、よりよい河川環境の創出に努めることが大切である。

## 参考文献

- 1) 日本河川協会(1986)：河川砂防技術基準(案)
- 2) 中部電力株式会社(1986)：水力発電所概要
- 3) 長島工事事務所(1986)：長島ダム建設地周辺環境調査報告書, pp1-21
- 4) 長島工事事務所(1987)：長島ダム調査報告書
- 5) 河川局開発課(1989)：発電水利権の期間更新時における河川維持流量の確保について, ダム技術, No28, pp114-116
- 6) 江川太朗(1990)：大井川・天竜川水系のダム開発, 土と基礎, Vol38, No9, pp15-22
- 7) 国土開発調査会(1988)：河川便覧
- 8) (社)日本河川協会(1988)：流量年表
- 9) (社)日本河川協会(1988)：多目的ダム管理年報
- 10) 建設省土木研究所(1962)：神流川流域水文観測資料
- 11) 建設省河川局河川環境対策室(1992)：正常流量手引き(案)
- 12) 江川太朗(1991)：河川の維持流量について, にほんのかわ, 54号

(注)本論文は主たる部分は”にほんのかわ”  
54号(1991)に掲載されたものである。

# 色度除去に重点を置いたオゾン・UV併用による河川水浄化法

武田 宏\*・山岸 勉\*\*・新井 啓士\*\*\*

## 要 旨

河川水の難分解性有機物の除去を目的に、オゾン適用の可能性について一般的な考察を行ったあと、代表的な難分解性有機物である色度成分の低減について、オゾンとUV（紫外線照射装置）の併用による効果について調査し、その実用性を実河川を対象に検討した。渡良瀬川水系の矢場川では、その流域特性から、従来の河川水浄化法では除去しにくいと考えられる色度成分の低減を重視した水質改善方法を検討する必要性が生じている。

## はじめに

公共下水道施設や工場廃水施設が整備されてきても、窒素やリンの栄養塩類、色度などの難分解成分は十分に処理されることなく河川へ放流され、またそれらの処理水には特有の臭気もあるので、望ましい河川の水環境とはいえないことがある。流域における水資源の繰り返し利用によりその傾向は強くなる。河川水浄化に関連する分野におけるオゾンの利用としては、上水道施設や下水処理水の環境用水への再利用などでその効果が実証されている。したがって、原理的には河川水の浄化にも十分な効果を上げることが予想できるが、河川にあつては、流況と水質の変化が激しいことや、望ましい水質レベルの設定などの点で特有の条件があり、現地の特性に応じて評価を行う必要がある。

水質改善を考えるとときの一般の河川水の特徴は以下のように整理される。

- ・下水等の水処理に比較して、水質汚濁の程度がBOD<sub>5</sub>～30mg/l程度とやや低い。
- ・処理対象水量がm<sup>3</sup>/sec単位で大規模である。
- ・流量の季節変動（洪水、渇水等の流況の変化）が大きい。
- ・河川水には、流木や土砂が混じることがある。
- ・自然系だけでなく、生活系や工場廃水系のものが流

入し、汚濁の原因となる有機物質の種類が多い。

従来、河川水の水質改善には、自然の自浄作用を人工的に高度化した接触酸化法などの生物処理系統の水処理技術を中心に用いられてきた。今後も自然の自浄作用を原点においてこれらの技術は重要であるが、利水の高度化と下水道の整備などの進展で、河川水中の汚濁性有機物の難生物分解性は強まり、単一の処理方法では十分な浄化機能を発揮できなくなる可能性もある。

そこで、次のような浄化技術の開発を進めているところである。

- ①オゾン酸化法
- ②改良接触酸化法
- ③UF、MF等の膜ろ過法
- ④凝集沈殿分離法
- ⑤それらの技術の組合わせ

オゾン酸化法は、無声放電等で生成したオゾン化ガスを処理しようとする水に吹き込んで溶解させ、水中の汚濁成分を強力な酸化力によって分解するもので、酸素の同素体なので反応終了後に無用な成分を残すことがなく比較的短時間で酸素に戻る特徴を持っている。有機性汚染物質の酸化分解のほか、シアン化合物、還元性無機イオンの酸化、細菌・微生物の死滅、ウイルスの不活性化にも他の方法では達成できない処理効果を示す。オゾンと有機物の反応は、特に二重結合部分や官能基を効果的に分解するので、そのような構造を持つ自然由来の色度成分、合成染料などの色度除去に有効である。このようなオゾンの特性を河川水の浄化に用いると、次のような効果・利点が期待できる。

- ①生物処理で処理できない難分解性有機物の一部を分解または低分子化する。
- ②自然由来と、染料などの合成化合物による色度の低減
- ③生物処理で対応しにくい一時的な化学物質の汚染の除害

\* 武田 宏 共和技術(株) 代表取締役社長 (前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 第二部長)  
\*\* 山岸 勉 共和技術(株) 技術部 課長代理 (前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究員)  
\*\*\* 新井 啓士 日本建設コンサルタント 技術一部 河川環境室 上級主任技師

④河川水の臭気改善

⑤細菌・微生物汚染の除害

難分解性有機物を完全に分解は出来ないが、オゾン処理するとそれらの物質の生物分解性が改善されるので、河川の自浄作用が高まる。細菌・微生物の死滅はそれのみならず、ウィルスの不活性化もあるので、親水等の目的には有効である。オゾン酸化法では、電力と空気が原料となるので自動制御しやすいもう一つの利点もあるが、反面で経済性や、難分解性有機物の除去率に限界がある等、実用性などに見極めるべきものもある。

1. オゾン酸化法の概要

オゾンの利用は、殺菌・消毒、漂白、酸化剤等の用途で用いられているようになってきたが、ここでは水処理の分野でどのように用い、どのような特徴を持っているかについて、調査の結果を要約して述べる。

1.1 オゾンの特性

超高層気圏のオゾン層、光化学オキシダント、複写機周辺などが自然界におけるオゾンを知ることで出来るものである。オゾンを利用するうえで重要な基本的な事項を以下に示す。

(1) オゾンの物理化学的性質

オゾン分子の物理化学的性質を次に示す。

- ・分子量：(O<sub>3</sub>) 48
- ・密度：(0℃, 1atm) 2.14kg/m<sup>3</sup>
- ・融点：(760mmHg) -192.7℃
- ・沸点：(760mmHg) -111.9℃
- ・性状：通常では無色透明の気体で生臭い刺激臭を持つ毒性を有する。
- ・水への溶解：ヘンリーの法則に従う。20℃の水で

オゾンの各濃度で

オゾンガス濃度	水中の飽和濃度
2.14g/l	0.57g/l
100mg/l	29mg/l
20mg/l	5.7mg/l

(2) オゾンの毒性

オゾンを生じてガス状態で取り扱うときと、水処理に用い水中に残留させたときの条件に分けて考える必要がある。しかし、いずれの場合も毒性はオゾンの濃度と接触時間の積で決まる。

オゾンガスの毒性については、表.1のデータが参考

になるといわれる。また、長時間にわたりばく露されることになる作業環境については、厚生省および日本産業衛生協会より、「労働衛生上空気中のオゾン量は0.1ppmを許容濃度とする条件以下でなければならない」ことを、1972年に定めている。

表.1 オゾンばく露濃度と生体作用<sup>6)</sup>

オゾン (ppm)	作用
0.01~0.02	多少の臭気を覚える(やがて馴れる)。
0.1	明らかな臭気があり、鼻やのどに刺激を感じる。
0.2~0.6	3~6時間ばく露で視覚を低下する。
0.5	明らかに上部気道に刺激を感じる。
1~2	2時間ばく露で頭痛、胸部痛、上部気道の渇きとせきが起こり、ばく露を繰り返せば慢性中毒にかかる。
5~10	脈拍増加、体痛、麻酔症状が現れ、ばく露が長びけば肺水腫を招く。
15~30	小動物は2時間以内に死亡する。
50	人間は1時間で生命が危険な状態になる。

公共用水域では水生生物に対して悪影響を及ぼしかねないので、水中の残留オゾン濃度については十分配慮する必要がある。これらについての代表的なデータを次に示す。

家庭下水のオゾン処理水中の残留濃度では、

0.016mg/l以下ではウグイに対しても生存、成長、繁殖率のいずれにも影響しないが、淡水マスに対しては、0.322mg/lの残留オゾンを含む排水中で5時間おくと全数が死亡する。

・ブルーギルに対する24時間ばく露試験の結果では、LC<sub>50</sub>(致死率50%になる濃度)は、0.06mg/lであった。

・にじマスについては、96時間のばく露のLC<sub>50</sub>が、8.1~10.6mg/lになる。

これらのデータは研究者が違うので、試験の条件も一定していないが、多くの結果を総合して、魚を保護するための水環境における残留オゾンの許容濃度を0.05mg/l以下にすべきであると考えられている。

(3) オゾンの変異原性

水中のオゾンが自己分解する過程で一時的に生成する活性な化学種が、放射線ばく露による生体作用の主原因物質と同種であることから、種々の動植物に対する染色体異常や変異原性を引き起こすことを懸念されていた。

しかしながら、それらの化合物が非常に不安定であることと、0.01 mg/l程度のわずかな残留オゾン濃度も感じられ予防できるためそれほど重要視されていない。

#### (4) 水中の残留オゾンの自己分解

オゾンは化学的に不安定な物質なので、比較的短時間の中で二分子のオゾンが三分子の酸素へ自己分解して無くなる。この分解速度は、pH、水温、残留オゾン濃度そして水中の汚濁物質濃度によって変化する。反応速度式も多く提出されているが、河川水浄化の目的に資する代表的なデータとして図. 1を示した。

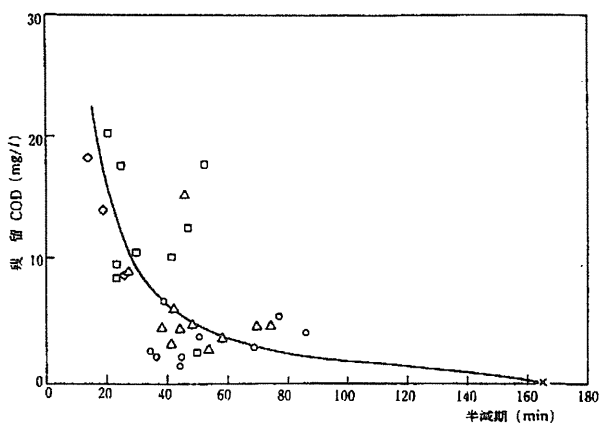


図.1 下水の各処理水中でのオゾンの半減期<sup>4)</sup>  
(一次反応を仮定している)

## 1.2 オゾン発生装置

オゾン酸化法の主要装置であるオゾン発生装置は、図. 2に示すように、ブローア、空気前処理装置、冷却装置、オゾン発生電極、高周波電源装置からなる。

空気前処理装置にはオゾン発生効率を上げることのできるPSA装置(圧カスイング式吸着法酸素分離装置)を含む。

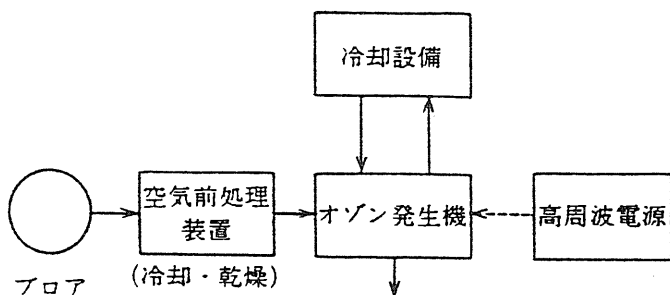


図.2 オゾン発生装置の構成<sup>4)</sup>

### (1) オゾン発生の原理

オゾンを生成するための原理としては、次の方法がある。

- ①無声放電法
- ②電解法
- ③光化学反応法
- ④放射線照射法
- ⑤高周波電界法

このうち最も一般に普及している無声放電法による原理構造を図. 3に示した。この方法はガラスやセラミックスの誘電体を一對の電極間にはさみ、その間に酸素含有気体を流しつつ高圧の交流電源か高周波電源のもとで、酸素をオゾンに変えるものである。光化学反応法は紫外線照射滅菌器によっても生成する機種がある。

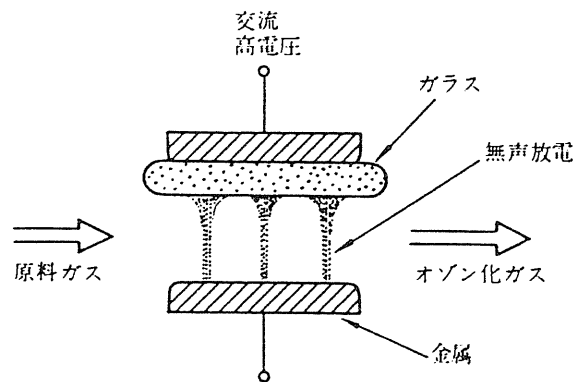


図.3 無声放電式オゾン発生機の構造<sup>6)</sup>

### (2) オゾン発生装置の形式

生成原理に同じ方法を選定しても、構成する各装置の形式によって様々な特徴を持つオゾン発生装置が考えられる。たとえば、同じ無声放電法であっても主要装置の仕様は次のようなバリエーションを取りうる。

構成装置・原料ガス	項目	仕様
・空気前処理装置	吸着剤の再生方法	加熱再生または圧カスイング
・原料ガス	種類	純酸素ガス PSA酸素分離装置の酸素 空気
・電源装置	印加電圧、周波数	
・冷却装置	形式	空冷方式 水冷方式 水冷-チラー循環式
・発生電極	形式	ガラス管 平板セラミックス

例えば、原料ガスに空気を用いた場合のオゾン化ガス(オゾン生成ガス)中のオゾン濃度は20 mg/l程度が最大であるが、PSA酸素分離装置の95%酸素ガスを用いると60 mg/lから電極の形式によっては200 mg/l近

くの濃度で発生するものもある。高濃度となれば水中の溶解濃度も高くなるので、汚濁物質との反応性も改善される。

オゾン発生量が3kg/hの機種種の冷却装置で使用する冷却水量は、一過式で200から250l/minを要するが、チラー循環式では5l/minですみ、空冷方式では不要になる。冷却水の水質も上水に近いものを使用しなければならないのでこの差はランニングコストに影響する。しかし電極の放電消費電力についてはその形式による差異より、装置の規模による差異の方が大きい。例えば、500g/h程度の規模のオゾン発生装置では生成オゾン1kg当たり約30kwhの放電消費電力を要するが、5kg/hの規模のものであると、15から20kwhですむ。オゾン発生装置の形式を選定するうえで、以上に述べた仕様上の違いは、設備費や維持管理性、信頼性等とのバランスを考慮して正当な評価を下さなければならない。

### 1.3 オゾンの利用

水処理を中心としたオゾンの用途や使用実績についての概要を調べた。オゾンの水処理への利用は、1906年フランスのニースで19,000m<sup>3</sup>/日の規模を持つ浄水場に使用されたのが本格的な利用のはじめとされる。以来、フランスを中心とするヨーロッパで1,000カ所以上の浄水場に使用されている。これは、オゾンを利用することで、消毒、ウイルスの不活性化、脱色、鉄・マンガンの除去、異臭味の改善、有機物の低減と多くの水処理目的を達成できることからくるものと考えられる。

わが国では、上水道への普及はそれほどでないが、し尿処理水の脱色、各種の工場廃水処理、悪臭ガスの脱臭、プール水の消毒にそれぞれ100カ所以上設置されているほか、冷却水の消毒、半導体製造ライン、食品製造工程、病院の感染症予防などへ用途が広まってきている。

## 2. オゾンとUVによる有機物分解

オゾン酸化法では分解できない有機物も少なくない。一方、オゾン存在下でUV（紫外線）照射すると難分解性有機物の除去率が向上するといわれている。ここで「オゾンとUVによる有機物分解」は、正確には「オゾンとUVの併用によって生成される酸化物による有機物の分解」である。ここでは、オゾンとUVを併用する意義、有機物分解のメカニズム、UVの光源等について述べる。

## 2.1 オゾン・UV併用による有機物分解のメカニズム

有機物の酸化分解に関与する主な酸化剤の酸化力（酸化ポテンシャル）を表2に示す。

表2 いくつかの酸化剤の酸化ポテンシャル<sup>3)</sup>

HO· + H <sup>+</sup> + e = H <sub>2</sub> O	2.80 V
O <sub>3</sub> + 2H <sup>+</sup> + 2e = H <sub>2</sub> O + O <sub>2</sub>	2.07
H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> + 2H <sup>+</sup> + 2e = 2H <sub>2</sub> O	1.77
MnO <sub>4</sub> <sup>-</sup> + 8H <sup>+</sup> + 5e = Mn <sup>2+</sup> + 4H <sub>2</sub> O	1.67
ClO <sub>2</sub> + e = Cl <sup>-</sup> + O <sub>2</sub>	1.50
Cl <sub>2</sub> + 2e = 2Cl <sup>-</sup>	1.36

この表で、より上位に位置するものがより酸化力の強い酸化剤である。つまり、過酸化水素（H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>）よりもオゾン（O<sub>3</sub>）はより強力な酸化剤であり、さらにヒドロキシラジカル（HO·）はオゾンよりも強力な酸化剤である。

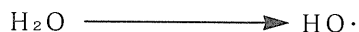
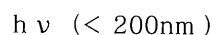
オゾンとUVの併用による有機物分解がめざすのは、オゾン（O<sub>3</sub>）、過酸化水素（H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>）よりも強力な酸化剤であるヒドロキシラジカル（HO·）をオゾンとUVの併用により、効率的に生成することである。

一方、UVによる有機物分解は以下の3種類に大別できる。

- ① 200nm以下の波長（低圧水銀ランプ：184.9nm）によるもの（UV単独）
- ② 200～300nmの波長（低・中・高圧水銀ランプ）とオゾンによるもの（UV、O<sub>3</sub>併用）
- ③ 400nm以下の波長（低・中・高圧水銀ランプ）と過酸化水素によるもの（UV、H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>併用）

各反応下でのヒドロキシラジカル（HO·）の発生メカニズムは以下のとおりである。

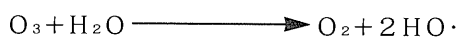
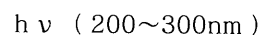
- ① 200nm以下の波長によるもの（UV単独）



水自体がごく短い波長のUVによって、一部がヒドロキシラジカルになる。

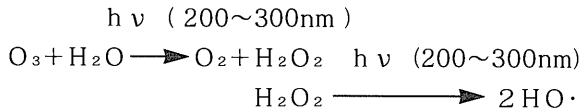
- ② 200～300nmの波長とオゾンによるもの（UV、O<sub>3</sub>併用）

・オゾンと水から直接ヒドロキシラジカルを生成する反応

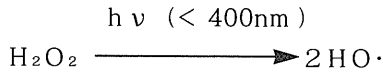




・ 過酸化水素を經由してヒドロキシラジカルを生成する反応



③ 400nm以下の波長と過酸化水素によるもの (UV, H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>併用)



以上のようにして生成されるヒドロキシラジカル (HO·) は次のように有機物を分解する。

一例としてメタノール (CH<sub>3</sub>OH) を示す。



また、一般的にオゾンとUVの併用による有機成分の酸化分解の原理を図. 4に示す。

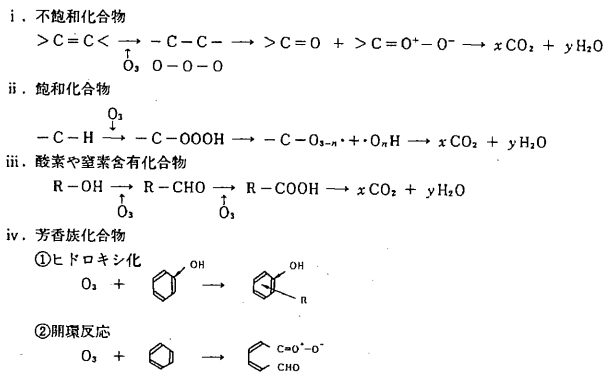


図.4 オゾンとUVの併用による有機成分の酸化分解の原理<sup>7)</sup>

このように、動植物の分泌物や腐敗物などの有機物は、上述のオゾンとUVとの相乗作用によって酸化が段階的に進行し、低分子へと分解し、やがて無機化する。

## 2.2 オゾンに併用するUVについて

オゾンにUVを併用すると、より強力な酸化剤であるヒドロキシラジカル (HO·) を生成するが、これはオゾンの分子がUVを吸収することで引き起こされる。

オゾンの吸収スペクトルは図. 5に示すように、波長2500~2600Å (=250~260nm) に最大吸収波長域がある。

次に、UVの光源として利用することのできる低圧紫外線ランプと中高圧紫外線ランプの発光スペクトルを図. 6に示す。

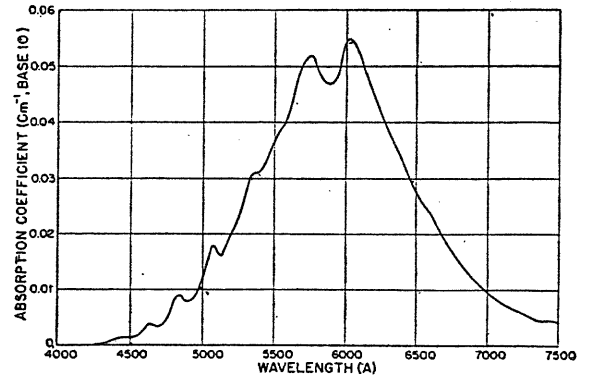
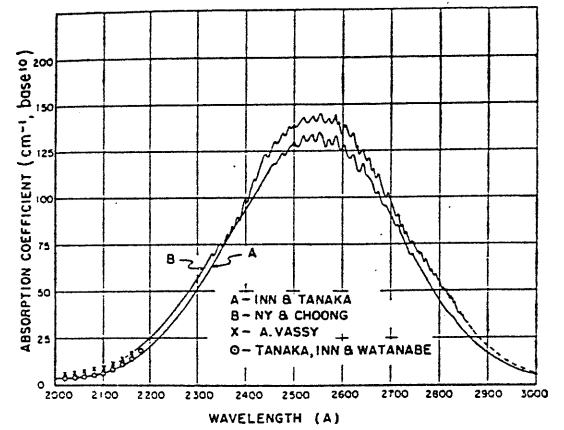


図.5 オゾンガスの紫外、可視吸収スペクトル

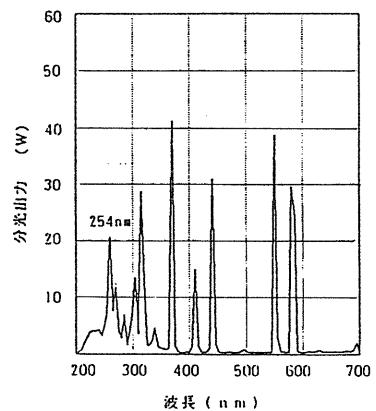
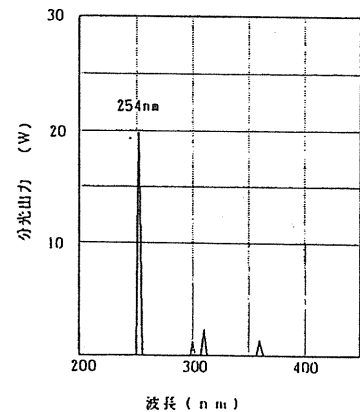


図.6 低圧水銀灯の波長分布 (上)  
中高圧水銀灯の波長分布 (下)

以上述べたように、オゾンの吸収スペクトルと紫外線の発光スペクトルを比べると、オゾンに最も吸収されやすい波長域に低圧紫外線ランプの主発光波長域があることが分かる。中・高圧紫外線ランプの発光スペクトルにもやはり250～260nmの発光域はあるが、全体に比べるとその相対エネルギー比率は小さい。

つまり、光源の発する全エネルギー（光源が消費するエネルギー）のうち、有効にオゾンに吸収される波長のエネルギーが占める割合は、低圧紫外線ランプの方が中・高圧紫外線ランプに比べて大きく、エネルギー効率がよいことが分かる。

以上から、オゾンに併用するUVとしては、低圧紫外線ランプの適用性が高いものと推察される。

### 3. オゾン・UV併用による河川水の浄化方法

河川水には以上に述べたような難分解性物質のほかに、より高濃度の生活系の排水や雨水排水その他からの汚濁物質の流入があり、有機性汚濁物質以外の土砂やゴミもある。それらの汚濁物質は、生物系の処理とその前処理によることで多くの処理効果が広く認められている。その内、本章では難分解性物質に由来する色度の除去に用いたオゾン・UV併用による河川水浄化方法を以下にまとめた。

#### 3.1 目標処理水質

ミニマムガイドラインとしてはその地域に適用される環境基準が考えられる。それを基本として、流域特有の条件や利水の目的などが加味され、目標処理水質が決定される。たとえば、環境基準が、河川のA類型に指定されている地域において、染色工場排水の影響で河川水に色度が目立ち住民に不快感を与えているような現況を、親水性を取り戻すなど快適環境を享受しうる程度に水質改善する場合を想定すると、次のように考えることができる。

[ミニマムガイドライン：環境基準の河川A類型の水質]

[浄化の目的：不快感をなくし、親水性を取り戻す]

[目標水質：降雨日以外の水位において、水遊びができる程度にする]

#### ・目標水質

pH	: 6.5～8.5
SS	: 5mg/l以下
BOD	: 2mg/l以下
DO	: 7.5mg/l以上
大腸菌群数	: 1,000MPN/100ml以下
色度	: 5度以下
臭気	: 不快でない

#### ・環境基準の河川A類型の水質

pH	: pH: 6.5～8.5
SS	: 25mg/l以下
BOD	: 2mg/l以下
DO	: 7.5mg/l以上
大腸菌群数	: 1,000MPN/100ml以下
色度	: -
臭気	: -

染色排水は各種の染料のほか、多種多様な薬剤を含むため、オゾンを始めとした酸化剤との反応機構は複雑である。このため、種々の排水に対する適応性の検討が重要となる。

一般的に、事業所排水の脱色処理に求められる技術は以下のものがある。

( ) 内は適用される廃水の種類

- ・化学処理
  - －酸化分解
    - －オゾン添加による酸化手法 (アニリン染料廃水)
    - －過酸化水素と第1鉄塩による酸化手法
  - －凝集沈殿除去
    - －ポリ硫酸鉄・PAC等通常の凝集沈殿
    - －凝集剤と加圧浮上法の組合わせ (水溶性が大きく処理しにくい反応染料廃水)
- 物理処理
  - －吸着除去
    - －活性炭、セルロース系高分子、ゼオライト等
  - －膜分離
    - －精密ろ過[MF]膜、限外ろ過[UF]膜、逆浸透[RO]膜 (ROは染料を完全に排除可能)
- ・生物処理
  - －嫌気性処理
    - (有機物濃度の高い廃水やスラッジ)
  - －活性汚泥法
  - －生物膜法
    - －散水炉床法、回転円板法、浸漬炉床法

なお、オゾン処理による染料別の脱色試験によると、以下の点が指摘される。

- ①水溶性染料の脱色には効果的であるが、分散染料や建築染料のような疎水性染料の場合には、効果がやや低下する。
- ②共役二重結合がオゾンの選択的付加で切断される場合は低pHで、オゾンの分解で生じる酸素原子で切断される場合は高pHで脱色が加速されると推察される。

また、染料実排水にオゾン処理を適用した場合の特徴としては、以下の点に要約できる。

- ①凝集沈殿などの前処理を実施している例が多い。
- ②有機物や還元剤が含まれていると脱色性が低下する。

### 3.2 処理フロー

図. 7に前述の目標処理水質を達成するための処理フローの一例を示した。

河川からの取水は、流況を前提として、生物処理の一形式である接触ばつき槽内に生息する微生物の活性を保持するための維持用水を常時必要とする。取水ゲート、自動スクリーン、ストレーナー、沈砂槽をへて浮遊性物質や土砂をあらかじめ除去し、後段の処理施設の運転に支障がでないようにする。接触ばつき槽にて、好気性微生物の浄化能力によって、流入水中のBODをはじめとする有機物を低減するとともに、水質変動を低位に安定化する。接触ばつき槽から流出する余剰微生物を除去し

て、後段のオゾン酸化設備とUV装置での設備容量を過大にならないよう、また安定した処理水質が得られるよう、ろ過装置によってSS成分を除去する。

オゾン酸化設備とUV装置によって、以上に述べたような水質改善がなされる。すなわち、ここでは、有機物と色度の低減、臭気の改善、消毒がなされる。河川の水質状況によっては、UV装置の運転を一時的に停止できるものと思われる。

河川水の水質や水温によっては、河川に戻される処理水に溶存オゾンが残留する可能性がある。

この対策としては、混和槽にて監視し、もし残留オゾンが検出されたときは、オゾン処理しないろ過水を導入して残留オゾン分解してから河川に戻すようにする。その他、滞留槽の設置や活性炭吸着法・熱分解法などの排オゾン処理が考えられる。

### 3.3 浄化施設の設置条件

河川の浄化施設として考慮すべき設置条件としては以下の点が考えられる。

#### (1) 取水と設置の条件

河川敷内の構築物と洪水対策などのほかに、接触ばつき槽内の微生物維持のための、最低取水水量と、濁水時以上の流況における取水パターンを決める必要がある。電源や給水源、浄化施設との資機材の搬出入を考える。

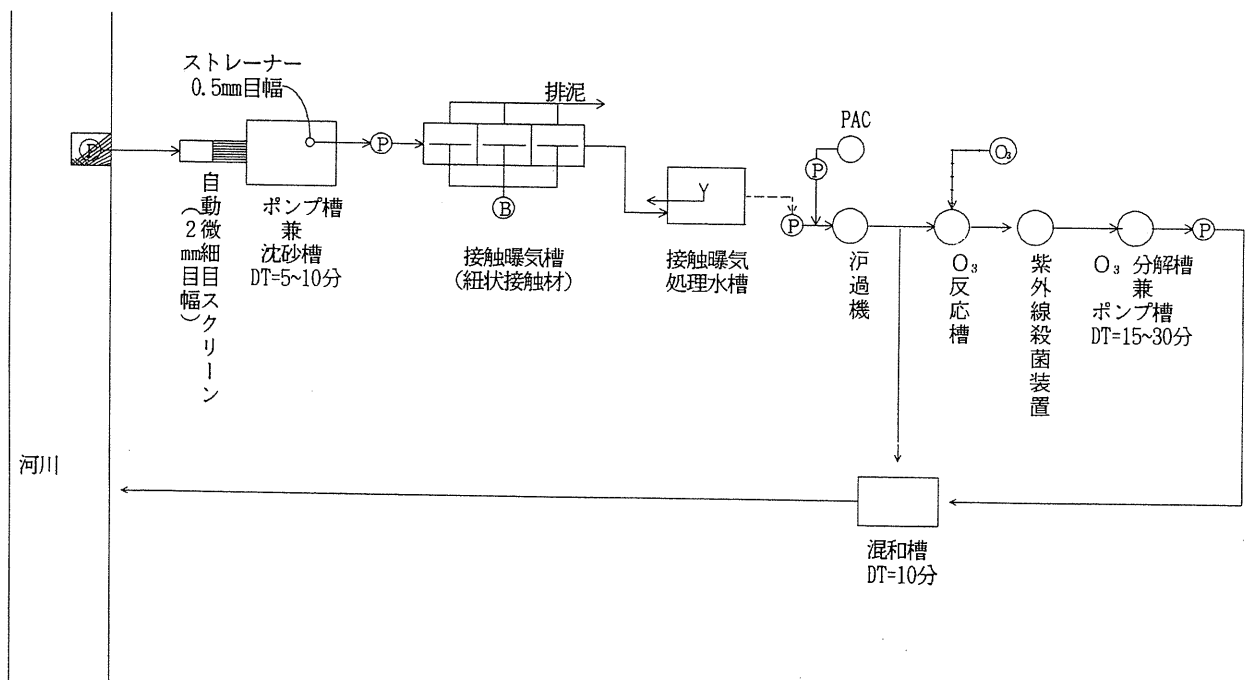


図.7 河川浄化施設フロー図

## (2) 維持管理方法と計装制御

年間の運転計画と運転停止時の対策、運転期間中の巡回点検や維持管理方法を検討して計装の内容とグレードの決定に反映させる。計装制御の方法は、また安全対策や警報システムからもその条件がでてくる。

浄化施設からは、処理水量1,000m<sup>3</sup>あたり数十の割合で、土砂や汚泥がでてくるので、定期的な廃棄処分が必要となる。

## (3) 安全対策

技術基準を定め、オゾンガスなどの有害物質が外部に漏洩しないように設計する。

## (4) 環境保全対策

景観、緑地保全、騒音・臭気の防止などがポイントになりうる。

## 4. 事例の紹介

オゾン・UV併用法を実河川を対象に検討した事例として、渡良瀬川水系の矢場川の場合をとりあげる。

### 4.1 概要

#### (1) 矢場川の現況

矢場川は渡良瀬川の右支川として、足利市等の田園地帯から集落を流下する延長19.7km、流域面積約80km<sup>2</sup>の一級河川である。矢場川上流の沿川には染色工場が立地しているが<sup>3</sup>、その過半数は中小規模の零細工場であり、独自に新たな排水処理技術を開発する余裕に乏しい状況となっている。

足利市羽刈町付近には大きな蛇行部があり、現在、渡良瀬川の内水、上流部の緩勾配・河道の屈曲等に起因する浸水の常習対策として、捷水路を含む抜本的計画のもとに河川改修を進めている。蛇行部の一部は旧川跡地として残され、かんがい期の水利権保証と内水排除の水路として使用される。

水質は、環境基準値（C類型：BOD；5mg/lおよびイ〔直ちに達成〕）を超えている地点が多く、また染色工場からの排水により、色濁を中心とした汚濁が進行している。

#### (2) 浄化対象流量・目標水質について

矢場川は清流ルネッサンス21（水環境改善緊急行動計画）の第1次計画対象河川として平成5年度選定され、平成6年12月、計画が策定された。

浄化対象流量・目標水質は、当該計画に基づき将来予測値（流域対策＋河川浄化施設設置）を達成するために以下のように設定した。本論文では、対象地域を旧川跡地である羽刈堰上流左岸と上矢場川に限定した。

#### ①浄化対象流量

水質の現況、かんがい期の希釈等を考慮して、非かんがい期流量を対象とした。

- ・羽刈堰上流左岸 0.3m<sup>3</sup>/s
- ・上矢場川 0.2m<sup>3</sup>/s

矢場川上流部の浄化対象流量配分図を図.8に示す。

#### ②目標水質

BOD：5mg/l以下、色度：10度以下とした。

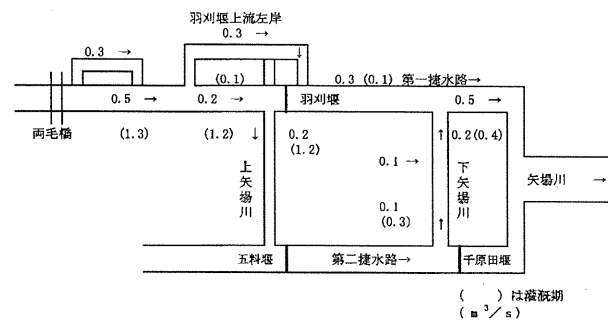


図.8 矢場川上流浄化対象流量配分図<sup>27)</sup>

#### (3) 染色排水について

染料含有の着色排水は代表的な難生物分解性排水で、現在、主流になっている凝集沈澱処理や生物処理後にも水溶性の着色成分が残留することが多い。このため、放流基準を満たしている場合でも色度が非常に高く外観的にさほど浄化された印象を与えない場合が多い。<sup>2)</sup>

また、染料含有着色排水を排出する事業場（染色整理業）は少量多品種の製造業であり、その染色排水は各種の染料のほか、多種多様な薬剤（各工程で多用される各種の界面活性剤）を含み、処理には困難が伴う。

一方、近年では、公共用水域の評価の際に、BOD等の従来からの水質指標に加え、水辺でのやすらぎやうるおいといったアメニティ要素も重要視されており、色度、臭気、泡立ち等、人の感覚に依存する要因が水の清浄さを判断する上で一層重要となってきた。<sup>28)</sup>

特に、色度に関しては現行の水質汚濁防止法の規制対象外であるが<sup>3</sup>、人間の美的・心理的感覚に訴えるものとして大変注目され、一般の人の関心が高い。このような

観点から、矢場川における水質改善の効果を一般市民に啓発する上で、色度は重要な指標と考える。

#### (4) 色度除去手法の検討

##### ①着色排水の脱色処理技術

現在、事業所排水の脱色処理技術は、化学処理として酸化分解、凝集沈澱除去、物理処理として吸着除去、膜分離、生物処理として活性汚泥法、生物膜法等がある。

このうち、比較的よく用いられるのはオゾン添加による酸化手法、凝集沈澱、吸着である。

和歌山県において染色工場からの排水をオゾンで一括処理して河川に放流している事例の他、近年、特にオゾンは高度浄水処理にもよく用いられている。また、渡良瀬川の支川の袋川では土壌の吸着・ろ過等の機能を活用した土壌浸透による浄化施設を建設している。

本検討では、上記実績から土壌浸透法と、上水道や下水処理等他分野においても実績のあるオゾンによる酸化分解処理法を選定した。

##### ②選定した脱色処理技術の原理

###### ア) 土壌浸透法

土壌浸透法は、土壌のもつ吸着・ろ過機能を利用した浄化法で、特に黒ボク土は間隙が多いため、目詰まりがしにくく、リン、色度の吸着効果も高い。

###### イ) オゾン処理法

オゾン処理法は、オゾン添加による酸化分解である。ほとんどの色素や染料は特定波長の光を吸収する共役二重結合をもった不飽和有機化合物である。強い酸化力をもつオゾンは二重結合等の不飽和結合と選択的に反応し、これら不飽和の二重結合や環状構造を切断し退色させる。このように脱色は染料分子構造の完全分解を必要とせず、分子中の共役二重結合の切断（単結合化）により結合状態が変わり、光の吸収波長が可視域でなくなれば達成される。

なお、オゾン単独でも色度除去の機能はあるが、より効率化する等のためにオゾンとUVを併用した処理法とした。その原理は以下のとおりである。

オゾンにUVを併用すると、オゾンよりも強力な酸化剤であるヒドロキシラジカルを生成する。この現象はオゾンの分子がUVを吸収することで引き起こされる。これは、オゾンの最大吸収波長域（250～260nm）にUVの光源である低圧紫外線ランプの主発光波長域があることによる。生成されたヒドロキシラジカルはオゾンより強力に共役二重結合を切断し色戻り現象を抑制する。また、有機物の酸化によりオゾンが分解されて失われるが、この現象はオゾン単独よりもUVを併用してヒドロ

キシラジカルを生成した方がより増進される。その結果、水中のオゾン濃度が下がり、オゾンが溶けやすくなる。つまり、オゾン単独よりもUVを併用した方が水に溶解するオゾン総量が多くなり、オゾンの溶解効率が高まり、オゾンの有効利用を促進することができる。

##### ③土壌浸透法とオゾン・UV併用処理法の比較検討

###### ア) 用地の制約

・土壌浸透法は大きな設置面積を必要とするが、旧川敷で用地の制約を受ける関係から、上矢場川と羽刈堰上流左岸への分散配置となる。その場合、上矢場川の内水排水路を別途設置するなど構造・維持管理面で煩雑となる。

・オゾン・UV併用処理法は大きな設置面積を必要としないことから、羽刈堰上流左岸で浄化対象流量0.5 m<sup>3</sup>/s施設として統合できる。

###### イ) 維持管理

・土壌浸透法の機能維持には、半年に1回土壌の回復措置（かき起し等）、5年に1回程度黒ボク土を入れ替えるなどの必要が生じるので、維持管理の作業が煩雑である。また、土壌浸透の処理性能は、土壌自体の吸着能力、SS捕捉性能、水の浸透能等の自然の要因に依存しており、汚濁負荷の高い原水には機能低下を来すなど負荷変動に弱い。

・オゾン・UV併用処理法は機器の保守管理により、負荷変動に対しても安定した処理機能が得られる。また、時間管理（夜間停止等）に適した操作が可能となる。

###### ウ) コスト

表.3 事業費・維持管理費の比較<sup>27)</sup>

(単位：百万円)

処理法	事業費	維持管理費		
		通年	非かんがい期のみ	
			全日の場合	夜間停止の場合
土壌浸透	1,770	28	このケースなし	このケースなし
オゾン・UV併用	1,870	59	32	19

注：・羽刈堰上流左岸施設統合型（浄化対象流量Q=0.5m<sup>3</sup>/s）

・取、排水およびBOD除去（ひも状接触酸化）施設を含む

・事業費は表.3に示すとおり、ほぼ同一と見なされるが、オゾン・UV併用処理法の維持管理費は、時間管理した場合土壌浸透法に比べ3割強縮減できる。

###### エ) 施工性

・土壌浸透法は施工時や維持のための土壌の入れ替え等の搬入路等作業スペースの確保が困難である。

・オゾン・UV併用処理法は堤内地へのプラント設置となり、作業スペースの確保は容易である。

#### オ) 自然環境保全

- ・ 土壌浸透法は河川敷地を全幅使用し、河畔林の消滅等、現況の河川景観や生態系を著しく変化させる。
- ・ オゾン・UV併用処理法は羽刈堰上流左岸で施設統合でき、上矢場川の環境保全も可能となる。また、オゾン反応槽を地下に埋設するため、旧川の環境保全、環境創出が可能となる。

以上の観点からオゾン・UV併用処理法を採用し、浄化施設は羽刈堰上流左岸に集中配置した。

浄化施設配置図とフローシートを図.9、図.10に示す。

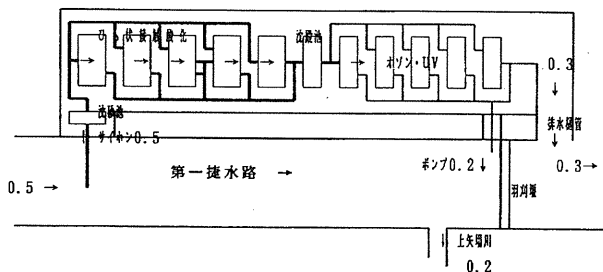


図.9 羽刈堰上流左岸浄化施設配置図<sup>27)</sup>

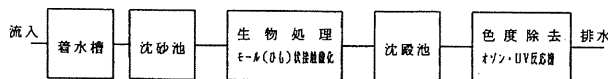


図.10 羽刈堰上流左岸浄化施設フローシート<sup>27)</sup>

## 4.2 技術的問題点と対応

### ア) コスト

- ・ オゾン・UV併用処理法の維持管理費は、通年運転した場合、土壌浸透法に比べ約2倍であるが、この点は、きめ細かな運転方法（例：夜間停止等）、オゾン生成効率の向上・UVランプ性能の改良等による電力費の削減、UVランプの量産による低価格化・長寿命化等による交換ランプ費の低減等、技術革新によりコストダウンを図れる要素は土壌浸透法に比べ多い。
- ・ オゾン発生装置は高電圧を使用するため消費電力が大きい<sup>28)</sup>が、UVの併用によりオゾンの溶解効率を高められ、オゾンの生成に要する電力量を低減できる。

### イ) 環境対策

オゾン・UV併用処理法は騒音対策や安全管理（機械室、排オゾン処理）を必要とするが<sup>29)</sup>、適切な対策を施すことにより事故等の発生を抑えられる。

### ウ) オゾン処理の過程で生成される副生成物

オゾン処理の過程で、一部で遺伝毒性が指摘される副生成物（ホルムアルデヒド等）が生成されるが<sup>30)</sup>、これは

色素成分を含む難分解性有機物が低分子化する過程で生じるもので、環境中で生分解をより受けやすく、河川のもつ自浄作用により環境への影響という面ではより小さくなっているものと想定される。また、下流で水道水源として取水される場合も、浄水処理の過程で所要の基準値を達成できるものとする。

## 4.3 現時点における評価

- ・ 河川水の色度除去にオゾン・UV併用処理法を提案でき、オゾンの用途が広がった。
- ・ コスト面では、維持管理において時間管理の概念を導入し、コストの低減を図れた。
- ・ 夜間停止の可能性等、今後、よりきめ細かい時間管理による維持管理費の縮減の検討が必要である。
- ・ 夜間停止は色濁水の未処理放流につながるため、渡良瀬川の総合的な水環境に与える影響を把握し、より現地特性に合致した運転方法を確立することが重要である。

## 5. オゾン処理による副生成物対策

今後、化学的な水処理分野では、浄水処理過程の塩素投入によるトリハロメタンの生成問題をはじめ、様々な副生成物対策への取り組みが必要となるものと考えられる。

ここでは、技術的問題点として挙げた、オゾン処理による副生成物について概説し、その除去対策として、特に浄水処理において有望とされる処理法と既往施設における処理コストを整理する。

### 5.1 オゾン処理による副生成物

オゾン処理の副生成物はその起源で大きく以下の2つに分けられる。

- ・ フミン質等天然有機化合物に起因する反応生成物
- ・ 臭化物イオン存在下での反応生成物

#### (1) 天然有機化合物との反応生成物

オゾン副生成物は表. 4のとおりであるが<sup>31)</sup>、このうちカルボニル化合物であるホルムアルデヒド、アセトアルデヒド、グリオキサール、メチルグリオキサールなどは試験管内テストでは発ガン性や遺伝毒性、変異原性を示す物質である。この中でホルムアルデヒドの生成量が一番高い。

ホルムアルデヒドは吸入による健康影響があり肺ガン

表.4 オゾン副生成物<sup>3)</sup>

前駆物質	副生成物			
有機物	カルボニル化合物	アルデヒド	脂肪族 ホルムアルデヒド、アセトアルデヒド、プロピオンアルデヒド～テトラデカナル (C <sub>13</sub> H <sub>27</sub> CHO) 40 μg/l 芳香族 ベンズアルデヒド 1 μg/l	
		ジアルデヒド類	脂肪族 グリオキサール、メチルグリオキサール 10 μg/l マレインアルデヒド、ムコンアルデヒド	
		ケトン	アセトン	
	オキソカルボン酸	グリオキシル酸、ビルビン酸、ケトマロン酸	総量 60 μg/mgDOC	
	カルボン酸	モノカルボン酸	ギ酸、酢酸～RCOOH (R=C <sub>29</sub> H <sub>59</sub> )	
		ジカルボン酸	シュウ酸、マレイン酸、ムコン酸、フマル酸	
		芳香族カルボン酸	安息香酸類、フタル酸類	
	ジオキシ化合物	ヒドロキノン、カテコール		
	炭化水素	ヘプタン、オクタン、トルエン		
	臭化物質イオン	ブromoホルム 20 μg/l		TOBr
臭素化ハロ酢酸		モノブromo酢酸、ジブromo酢酸、トリブromo酢酸	≤ 1 μg/l	
ブromoヒドリン (臭素化アルコール)		3-ブromo-2-メチル-2-ブタノール		
ブromoアセトン		モノブromoアセトン、1,1-ジブromoアセトン		
ブromoピクリン		(CBr <sub>3</sub> NO <sub>2</sub> )		
ジブromoアセトニトリル		(CHBr <sub>2</sub> C≡N)	≤ 1 μg/l	
臭化シアン		(Br-C≡N)	6 μg/l *	
臭化アミン		NH <sub>2</sub> Br、NHBr <sub>2</sub> 、NBr <sub>3</sub>		
次亜臭素酸・次亜臭素酸イオン				
臭素酸			29 μg/l *	

注) 1. 数字は浄水処理条件での最高値<sup>4)</sup>

2. 特定の化合物についての値である場合はアンダーラインでこれを示す。

3. \*印はBr<sup>-</sup>濃度が0.76mg/lの場合の値

を引き起こすことが知られている。しかし、生物分解を受けやすいので飲料水など経口からの摂取による生体内テストでは陰性である。

一方、反応性は高いので原水中のアミン系化合物と反応し、シアン化合物を生成する可能性もある。

## (2) 臭化物イオンとの反応生成物

臭化物イオンはオゾン処理によって次亜臭素酸に酸化される。これは次亜臭素酸イオンと平衡関係にあり、次亜臭素酸イオンはさらに酸化されて臭素酸を生成する。

次亜臭素酸は次亜塩素酸と同様、THM前駆物質等天然有機化合物と反応して容易にTHMをはじめとする含臭素有機化合物を生成する。この臭化物イオンを含む水のオゾン処理で、プロモホルム、臭素化ハロ酢酸、プロモヒドリン、プロモアセトン、ジプロモアセトニトリルおよび臭化シアン等が検出されている。ジプロモアセトニトリルは発ガン性であることが示されている。

臭素酸は国際癌研究機関による分類で発ガン性グループ2B、人に対する発ガンの可能性があるものとして分類されている。1993年のWHO水道水水質ガイドラインではその値は25 µg/lとされている。この値は測定上の限界から定められたものであり、10万人に7人の発ガンの確率がある。

## 5.2 副生成物対策

オゾン処理副生成物の除去には、生物活性炭処理（BAC処理）と紫外線処理（UV処理）があげられる。

### (1) 生物活性炭（BAC：Biological Activated Carbon）処理

生物活性炭処理はオゾン処理と粒状活性炭（GAC）処理を組み合わせた処理法であり、GAC上に繁殖した微生物によって有機物を除去する方法である。

有機物除去のプロセスは以下のように説明される。

オゾンの酸化力は不飽和結合をもつ有機物を酸化するが、無機物までに酸化することは困難である。しかし、オゾン処理により生分解性が向上し、後段の生物活性炭との組み合わせによってTHM前駆物質の除去などに有効に働く。その反面、同時に有機物の親水化が生じるため活性炭の吸着力は低下する。

したがって、施設の稼働当初は活性炭に吸着力が卓越するため、オゾン処理の有効性はそれほど期待できないが、吸着飽和に達し、微生物の酸化力が優るいわゆる生物活性炭になるに従い処理が安定化するのが一般的である。

BACの特性を整理すると以下ようになる。

- ・処理の初期段階は活性炭の微細孔により微量有機物を吸着する。
- ・処理の安定期はオゾンにより低分子化された有機物を吸着、生物分解する。
- ・処理の全期間を通して未反応オゾン除去する。

### (2) 紫外線（UV）処理

紫外線処理は紫外線によって水中に含有する微量の有機物を酸化分解する方法である。

反応機構は紫外線による有機物の直接分解と、紫外線（185nm）によって水から得られたヒドロキシラジカル（OH・）が酸化剤として働き有機物を酸化分解する2種類があげられる。

浄水処理では、オゾンや過酸化水素との併用によって酸化力を促進させることに、UVの意義がある。

## 5.3 処理コスト

### (1) A浄水場

- ① 処理水量：60,000m<sup>3</sup>/d
- ② IC（イニシャルコスト）
- |         |                      |
|---------|----------------------|
| 土木      | 17.6億円(32.9%)        |
| 機械      | 21.6 (40.4%)：配管設備含む。 |
| オゾン設備   | 8.0 (37%)            |
| BAC設備   | 12.2 (57%)           |
| 中間ポンプ設備 | 2.0 (9%)             |
| 電気      | 14.2 (26.6%)         |
| 計       | 53.4億円               |
- ③ RC（ランニングコスト） 不明
- ④ 処理水量当りの費用  
24円/m<sup>3</sup>/d [53.4億円÷(60,000m<sup>3</sup>/d×10年×365日)]  
(耐用年数10年として算出、RCは見込まず。)

### (2) 金町浄水場

- ① 処理水量：520,000m<sup>3</sup>/d
- ② IC
- |    |                                  |
|----|----------------------------------|
| 土木 | 不明（既設解体、シールド、杭等により総計に占めるコストは高い。） |
| 電気 | 不明                               |
| 機械 | 100億円：配管含まず。                     |
|    | (オゾン：BAC≒4：6)                    |
| 計  | 272億円                            |
- ③ RC 7円/m<sup>3</sup>/d
- ・電気、薬品、人件費を含む。
  - ・中間ポンプ（オゾン処理水をBAC設備へ



揚水するポンプ)の動力費が最も高い。

・活性炭の交換費用含まず。

cf. A C (活性炭) 交換費用の算定

$$\begin{aligned} & 1,200\text{m}^2 \times 2\text{m} \times 2\text{池} \times 0.5\text{ton}/\text{m}^3 \times \\ & 800\text{円}/\text{kg} \times 10^3 \div (4\text{年} \times 365\text{日}/\text{年} \times \\ & 520,000\text{m}^3/\text{日}) \\ & = 2.5\text{円}/\text{m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

(A C ライフ 4 年, A C 単価 800 円/kg)

- ④ 処理水量当りの費用 21 円/m<sup>3</sup>/d [272 億円 ÷ (520,000 m<sup>3</sup>/d × 10 年 × 365 日) + 7 円/m<sup>3</sup>/d] (耐用年数 10 年として算出, R C のうち活性炭交換費用は含まず)

## おわりに

オゾン・UV 併用による浄化施設の導入は、運転期間・方法等の設定による電力費の低減が可能になれば、大きく促進されるであろう。本稿に事例としてとりあげた清流ルネッサンス 21 計画の目的は、地元市町村等と河川管理者・下水道管理者および関係機関等が一体となって、今世紀中に良好な水環境の改善を図ることにある観点からも、河川事業・下水道事業とともに、流域内の生活者・事業者を対象とした対策は重要である。特に、矢場川の着色水は染色工場に特定できるので、発生源対策として工場排水に対する規制強化の確立が早急に望まれる。

いずれにしても、水環境の保全は環境基準のみにとらわれず、とりうる限りの対策を施し確保していくことが望まれる。そのためにも、今後の河川水浄化技術の課題としては、既往の処理法に比較して、大きな浄化能力を得られ、かつ浄化効率の安定性・持続性を有すること、処理コストの低廉化、維持管理の容易性、設置スペース、治水上の安全性などへの配慮があげられている。

本稿では上記の課題を解決する一つの手法として、オゾン・UV 併用による河川水浄化法を提示した。

## 参考文献

- 1) Edward, C. Y. Inn and Yoshio, Tanaka (1953) : Absorption Coefficient of Ozone in the Ultraviolet and Visible Regions, Journal of the Optical Society of America, Vol.43, No.10, pp870-873
- 2) 堂本伸一, 荻野好忠 (1986) : 染色排水再生利用技術/染色工場排水処理と再利用, 造水技術, Vol.12, No.4, pp20
- 3) 菅原拓男 (1987) : 超純水製造のための光化学工学—紫外線殺菌と紫外線酸化—, 化学工学, Vol.51, No.6, pp31
- 4) 宗宮功編 (1988) : オゾン利用水処理技術, 公害対策技術同友会
- 5) 吉田高年, 太田洋, 桑原勝美 (1989) : 染色廃水の処理, 水処理技術, Vol.30, No.10, pp5-8
- 6) 出口富雄 (1990) : オゾンを中心とした高度浄水処理技術, 三秀書房
- 7) 黒田章一 (1990) : 紫外線利用技術による水資源の再利用について—光酸化浄水システム—, 電熱, No.53, pp21
- 8) 堺好雄, 国島康成, 中尾彰夫, 布施達雄, 本田一好 (1992) : 特集/オゾンによる水処理. オゾンの下水処理への適用, 用水と廃水, Vol.34, No.4, pp25-30
- 9) 二木鋭雄 (1992) : 特集/オゾンによる水処理. オゾンの特性, 用水と廃水, Vol.34, No.4, pp9-13
- 10) 相沢貴子 (1992) : 浄水処理における塩素処理生成物とオゾン処理生成物, 平成4年度オゾンに関する講習会講演要旨, pp25-31
- 11) 安武重雄 (1992) : 特集/オゾンによる水処理. 排水処理におけるオゾンの利用, 用水と廃水, Vol.34, No.4, pp31-36
- 12) 中野壮一郎, 田中朋広 (1993) : オゾンを応用した下水高度処理について, P P M, Vol.24, No.11, pp24-29
- 13) 谷口元, 村本修一 (1993) : 特集/生物活性炭処理. 「実施例 I」東京都金町浄水場の高度浄水処理における生物活性炭処理, 水道協会雑誌, Vol.62, No.1, pp10-13
- 14) 梶尾勝司, 吉崎壽貴 (1993) : 特集/生物活性炭処理. 「実施例 II」大阪市における高度浄水処理(生物活性炭)実験, 水道協会雑誌, Vol.62, No.1, pp14-18
- 15) 茂庭竹生 (1993) : 特集/生物活性炭処理. 生物活性炭処理, 水道協会雑誌, Vol.62, No.1, pp2-9
- 16) 建設省河川局河川計画課河川環境対策室, 建設省土木研究所 (1993) : 水環境管理に関する研究~水質, 特に色濁に関する新たな指標について (第46回建設省技術研究会)
- 17) 日本オゾン協会編 (1994) : オゾンを用いた水再生利用のためのシステムの検討調査報告書 (平成5年度河川整備基金助成事業)
- 18) 南宏和, 師正史, 和泉清司 (1994) : 生物難分

- 解性有機物のUV-オゾンによる分解，第3回日本オゾン協会年次研究講演会講演集，pp144-146
- 19) 日本下水道事業団(1994)：民間開発技術審査証明報告書 第503号
- 20) 佐々木隆(1995)：オゾン処理特集．総説／浄水におけるオゾン処理副生成物とその健康影響7．オゾン処理，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp51-53
- 21) 大石克則(1995)：オゾン処理特集．総説／浄水におけるオゾン処理副生成物とその健康影響3．オゾン処理における有機副生成物，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp43-45
- 22) 浅見真理，相澤貴子，真柄秦基(1995)：オゾン処理特集．総説／浄水におけるオゾン処理副生成物とその健康影響4．オゾン処理による無機副生成物，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp45-47
- 23) 毛利柴乃，宗宮功，小野芳明(1995)：オゾン処理副生成物の遺伝毒性と抑制効果，第4回日本オゾン協会年次研究講演会講演集，pp109-112
- 24) 木村淳弘(1995)：特集／紫外線消毒とオゾン処理．オゾンによる脱色処理について(大阪府)，月間下水道，Vol.18，No.6，pp49-52
- 25) 茂庭竹生(1995)：オゾン処理特集．浄水処理におけるオゾン処理の動向，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp2-6
- 26) 尾崎勝(1995)：オゾン処理特集．浄水処理における実施例—金町浄水場の実施設での運転結果，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp34-37
- 27) 財団法人河川環境管理財団(1995)：「清流ルネッサンス21」矢場川浄化施設配置計画等検討業務報告書
- 28) 高橋信行，中井敏博，佐藤芳夫(1995)：特集／最近の排水処理技術より．染色廃水のオゾン処理，PPM，Vol.26，No.5，pp21-29
- 29) 村本修一(1995)：東京都金町浄水場高度浄水施設における処理状況および検証の概要，水道協会雑誌，Vol.64，No.3，pp34-43
- 30) 山田春美(1995)：オゾン処理特集．副生成物とTHMFPの挙動，水道協会雑誌，Vol.64，No.10，pp21-26

## Ⅱ. 多自然型川づくりに関する研究



# 多自然型護岸の実験的研究 (2)

芦田 和男\* 大槻 英樹\*\* 劉 炳義\*\*\* 大本 雄二\*\*\*\* 藤田 暁\*\*\*\*\* 中川 哲志\*\*\*\*\*

## 要 旨

本研究は、多自然型護岸の防災機能、安全性を定量評価し、設計指針を策定するための基礎資料を提示することを目的としたもので、移動床水理実験ならびに2次元河床変動計算により研究を進めている。

前報1)において、河岸を保護し得る空石積み護岸の必要粒径に関する指針を示したが、本報はその成果の汎用化を目指して曲率半径  $r$  / 川幅  $B$  の変化が護岸特性に与える影響ならびに護岸範囲、護岸厚さについて検討した成果をまとめたものである。

## 1. はじめに

環境問題の関心が一層高まりをみせ、河川が本来持つべき瀬や淵といった多様性を重視し、川や川辺を生活の場とする生物の生育環境にも配慮した、いわゆる多自然型川づくりが推進されている。

これに伴って河岸保護もコンクリート護岸から、人工材料の使用を極力控え、自然石や植生といった自然材料を使用したものへ変化するとともに、護岸勾配も緩勾配のものが求められるようになってきている。しかしながらこのような多自然型の護岸が、出水時の外力にどこまで抗し得るかといった護岸の基本的な問題に対する明確な指針がない。

本研究は、このような背景のもと、多自然型護岸、特に空石積み護岸の安定性について、緩傾斜河岸を有する90°単弯曲河道を対象にした移動床水理模型実験をベースに、2次元河床変動計算も行い、空石積み護岸の設計に資することのできる基礎資料を提示することを目的としている。

本報は、前報<sup>1), 2)</sup>に対して、弯曲部の水理特性を考える上で最も重要なパラメータの1つである曲率半径

$r$  / 川幅  $B$  を変化させた場合の成果等を加え、より一般的な成果としてとりまとめるための方向性を示している。

## 2. 実験の概要

模型(図2・1)は縮尺1/50を想定し、弯曲部の低水路および外側の高水敷を、すべて移動床で再現した。河床材料には寒水石を、法覆い工、根固工には珪砂を用いた(比重はいずれも2.65;表2・1)。河床勾配は、低水路満杯流量で河床が活発に移動する1/500を中心とした設定にし、法面勾配は1:5, 1:3, 1:2の3種類を、法面の状態は法覆い工、根固工の有無の組み合わせで、

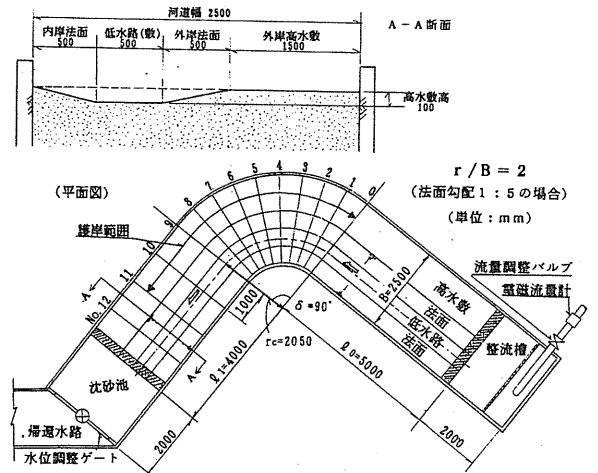


図2・1 模型装置及び測線No.

表2・1 実験材料

項目	設定値
河床材料	0.7mm
法覆い工	大 5.3mm 小 2.9mm
根固工	大 9.8mm 小 5.3mm

\* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長  
 \*\* 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員  
 \*\*\* 劉 炳義 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室 課長  
 \*\*\*\* 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所  
 \*\*\*\*\* 藤田 暁 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室  
 \*\*\*\*\* 中川 哲志 建設省中国地方建設局 河川部 建設専門官

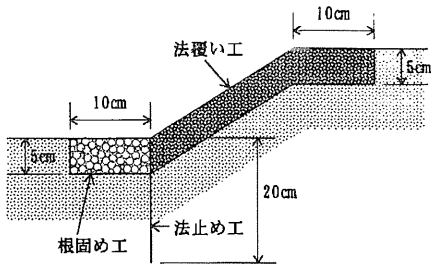


図 2・2 法面部付近横断形状

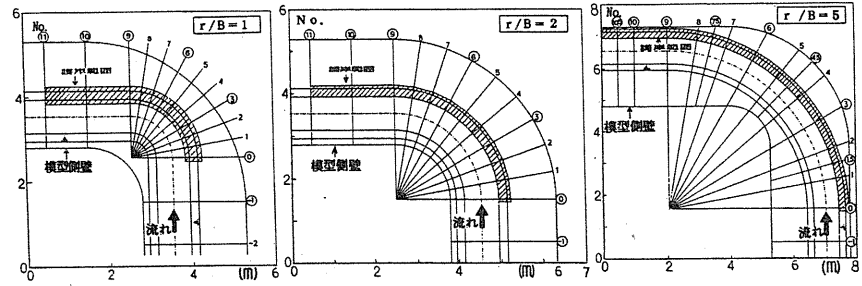


図 2・3 河道平面形状と測線No.

表 2・2 低水路満杯流量

法面勾配 河床勾配	1 : 5	1 : 3	1 : 2
1/1000	35.5 ℓ/s	—	38.9 ℓ/s
1/ 500	38.2 ℓ/s	40.0 ℓ/s	40.4 ℓ/s
1/ 300	—	50.0 ℓ/s	51.0 ℓ/s
1/ 200	—	—	60.0 ℓ/s

3種類を想定した(図2・2)。r/Bは2を中心に、1と5を比較検討対象とした(図2・3)。実験は整正した初期河床に対して、低水路満杯流量(表2・2)を通水し、上流端では河床高が変化しないように給砂を行った。また適宜、代表的な断面に対して水位(サーボ式水位計)、河床高(連続式砂面計)、流向・流速(タフト、プロベラ式流速計)の測定を行った。

なお法面勾配を変化させる場合には、低水路の中心線を固定して流積が一定となるように(法面中心間距離が変わらないように)した。

実験の種類は大きく2種に分かれ、1つは側岸を固定した状態で平衡河床になるまで通水した後、流速分布を詳細に測定することにより外力特性を評価するための実験、もう1つは側岸が侵食を受ける可能性がある状態で側岸部の安定性について調べる実験(通水3時間以上)である。前者の実験では、法覆い工、根固工の他に法尻に法止め工を施している。

### 3. 法覆い工の安定性に関する検討<sup>3), 4)</sup>

#### 3.1 r/Bの変化が弯曲部水理特性に及ぼす影響

既往の検討は、曲率半径r/川幅B=2(厳密には2.05)を固定した条件で行っており、その条件下での流れの集中程度、集中する場所の傾向と、側岸侵食の程度、発生場所の傾向が概ね合致すること、また、それら流れの特性や侵食特性が法面勾配や粒径条件にあまり

表 3・1 実験ケース及び実験結果

目的	ケース名	仮No	河床勾配(1/)	河床粒径(φ)	法面勾配	流量(ℓ/s)	法覆い工	根固め工	r/B	実験結果						
外力評価	5 2 LL-V	—	500	1.13	1:2	40.4	大小	大小	2	—						
	5 2 SS-RB5-V	—								5	—					
護岸の安定性	1 2 NN	a	1000	1.13	1:2	38.9	—	—	2	●						
	1 5 NN	b								●						
	5 2 NN	c								40.4	—	2	●			
	5 2 LL	d								40.4	大	2	○			
	5 2 LN	e								40.4	大	2	○			
	5 2 SS	f								40.4	小	2	●			
	5 2 SN	g								500	1.13	40.4	小	2	●	
	5 3 SN	h								1:3	40.0	小	2	●		
	5 5 NN	i								38.2	—	2	●			
	5 5 LL	j								1:5	38.2	大	2	○		
	5 5 SN	k								38.2	小	2	●			
	3 2 SS	l								300	1.13	1:2	51.0	小	2	●
	3 3 LN	m								1:3	50.0	大	2	●		
	2 2 SS	n								200	1.13	1:2	60.0	小	2	●
5 2 SS-RB1	o	500	0.70	1:2	40.4	小	1	●								
5 2 SN-RB5	p	500	0.70	1:2	40.4	小	5	●								

影響を受けないことが見いだされている<sup>1)</sup>。

しかしながら、弯曲部の水理特性に与える影響の大きいr/Bが変化した場合には流れの集中特性が変化し、r/B=2の結果をそのまま適用できない可能性がある。

そこでここでは、r/B=5とした場合の平衡河床における流速測定実験を行い、r/B=2との差異について調べるとともに、数値シミュレーションでもr/Bの変化により弯曲部の流れがどのように変化するかを検討した。

(実験条件は表3・1参照)

#### (1) 流速分布

図3・1は、r/B=2、5のそれぞれについて、実験における直線部断面平均流速に対する水深平均流速の割合を平面分布として整理したものである。

r/B=2の場合、No.8より下流の法尻付近で直線部の1~2割増しの流速が、r/B=5の場合には、No.6より下流の法尻付近にr/B=2と同程度の流速が発生している。

一方、図3・2は図3・1に対応する計算値である。発生する流速の最大値が実験値よりも計算値のほうが大きくなっているが、これは後述するように、実験では法

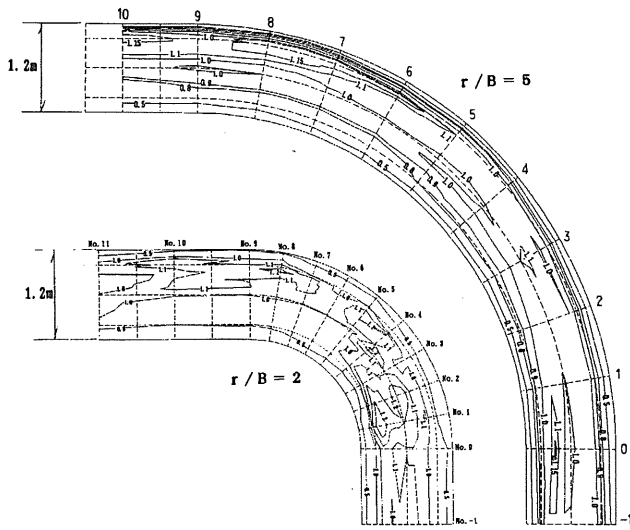


図3・1 (水深平均流速/断面平均流速)の分布(実験値)

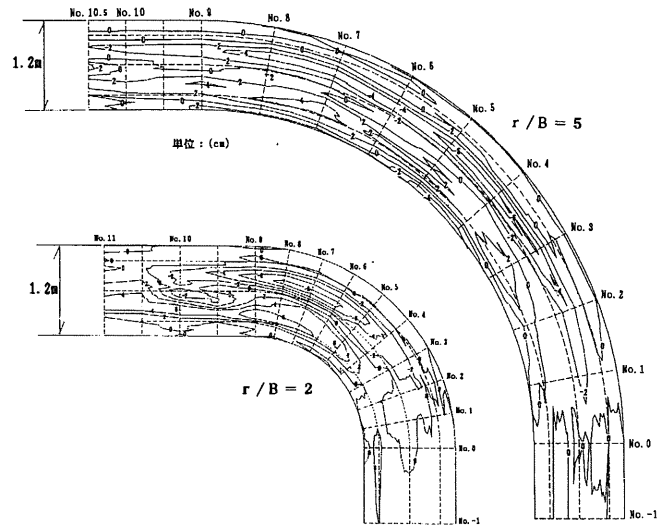


図3・3 河床変動量(実験値)

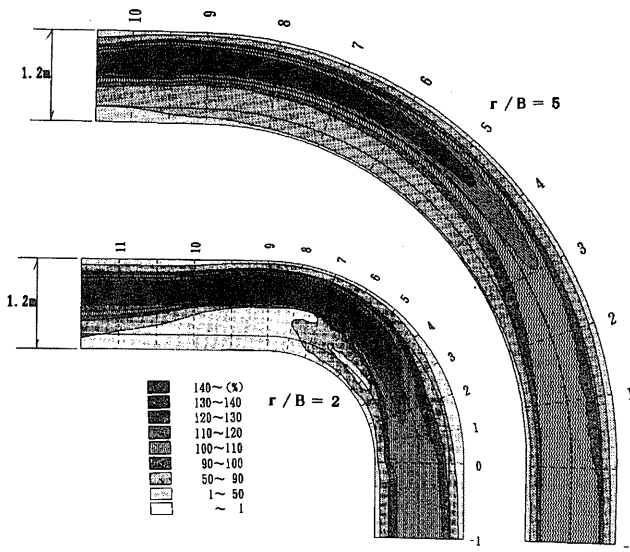


図3・2 (水深平均流速/断面平均流速)の分布(計算値)

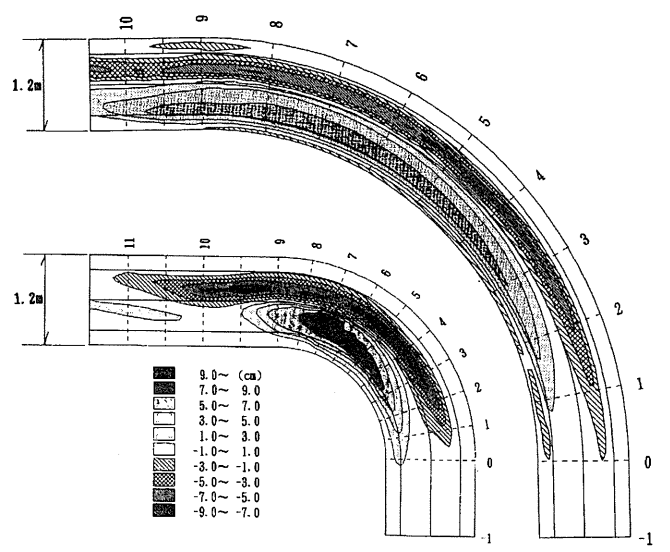


図3・4 河床変動量(計算値)

覆い工や根固工の存在による側岸部の流速低減効果が考えられるのに対し、計算ではとくにそれが反映されていないことが一因となっている。全体的には、弯曲部終端付近及びその下流において外岸へ流れが集中するという傾向は実験と同様であり、数値シミュレーションの妥当性が窺える。

## (2) 河床変動量

図3・3、3・4は、それぞれ図3・1、3・2に対応する河床変動量である。実験では、 $r/B=2$ に比べて $r/B=5$ のとき、外岸深掘れが発生する位置が上流側に移行するとともに、洗掘量が小さくなっており、計算でも概ねこの傾向が再現されている。ただし定量的にみると、計算では河床の洗掘と堆積がやや誇張された結

果となっている。この原因のひとつとして、前述の法覆いや根固工の流速低減効果が計算に反映されていないことが挙げられると推察しているが、これについては今後さらに検討が必要であろう。

## (3) 水理量の縦断分布

図3・5は、実験における最大洗掘深、(外岸側岸部水深平均流速の最大値 $V_{smax}/No.-1$ の断面平均流速 $V_0$ )、(内外岸水位差 $\Delta h$ /水面幅 $B$ )の縦断変化を整理したものである。同図には、 $r/B$ の変化による水理特性の差異をみるために非平衡状態ではあるけれども $r/B=1$ (3・2で詳述)の結果も合わせて示している。

これより、弯曲部の水理特性を以下のように説明することができる。

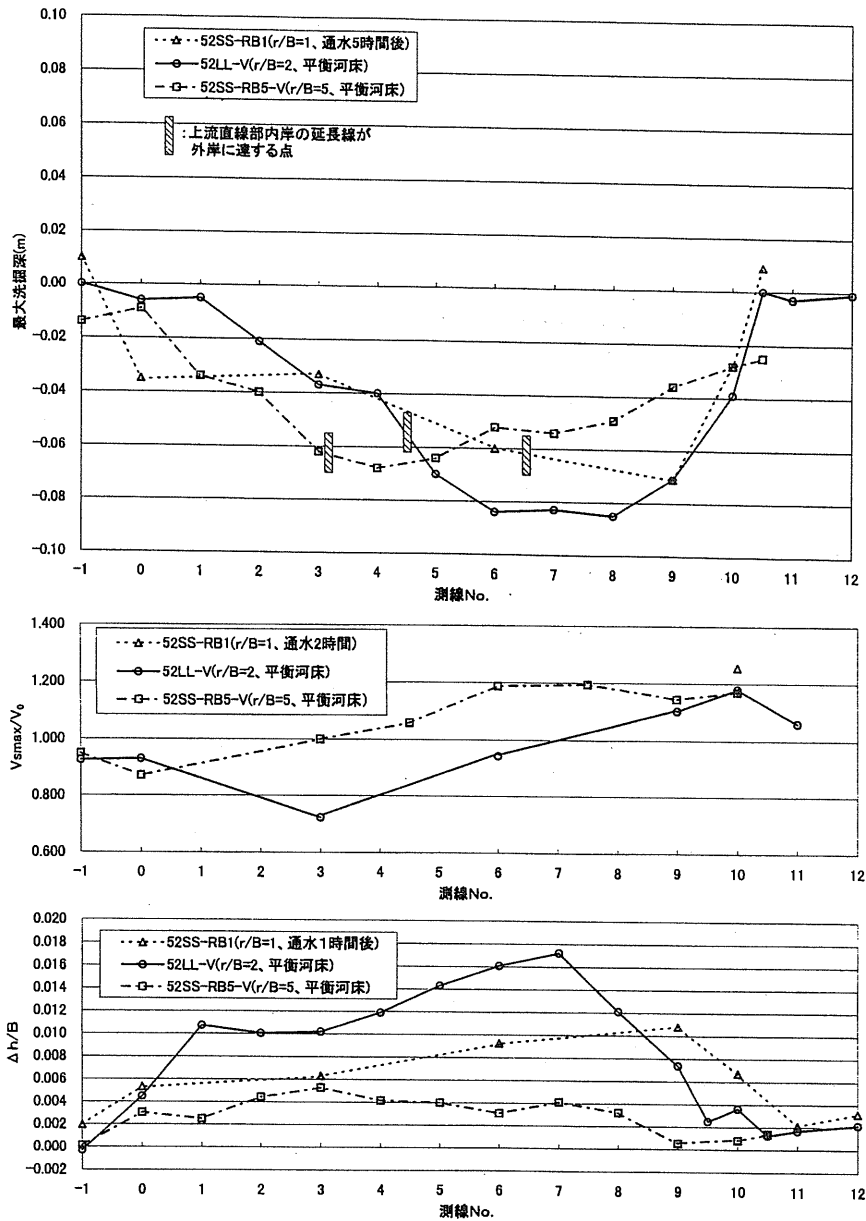


図3・5 水理量の縦断変化

- a) 最も深掘れが生じる断面は  $r/B$  によって変化し、概ね上流直線部内岸の延長線が外岸に達する点のすぐ下流となる。
- b) 深掘れの程度は、 $r/B = 1$  の実験結果が平衡状態に達していないときの値であることも考慮すると、 $r/B$  が小さいほど大きくなる可能性が大きい。
- c) 外岸で最も速い流速が発生するのは、深掘れする断面の更に下流である。
- d) 最大流速の程度は、 $r/B = 2, 5$  ではあまり変化がなく、断面平均流速の2割増し程度である。 $r/B = 1$  では1断面の結果であるが、 $r/B = 2, 5$  よりも大きな値となっている。
- e) 横断水面勾配は、概ね最大洗掘深の縦断変化の傾向と合致し、深掘れする断面で大きな水面勾配がつく。

これらは2次流の発達程度に呼応していると考えられる。なお、 $r/B = 1$  の実験では、外側の高水敷に流れ込む流量が比較的大きいことや、このケースのみ低水路内岸法面を保護しなかったために、内岸側岸侵食に伴う流積の拡大と平均流速の低下等の影響がみられ、 $\Delta h/B$  が小さくなる傾向にある。

図3・6は、 $r/B$  と  $V_{smax}/V_o$  の関係を調べたものである。計算値は、実験値よりやや大きめの  $V_{smax}/V_o$  の値を示すとともに、実験値は  $r/B = 2$  と  $5$  ではほぼ同じ値となっている。これらの要因として、法覆い工、根固工の存在による側岸部の流速低減効果が考えられる。すなわち、 $r/B = 2$  の実験は  $r/B = 5$  の実験に比べて法覆い工、根固工とも2倍程度の粒径になっている



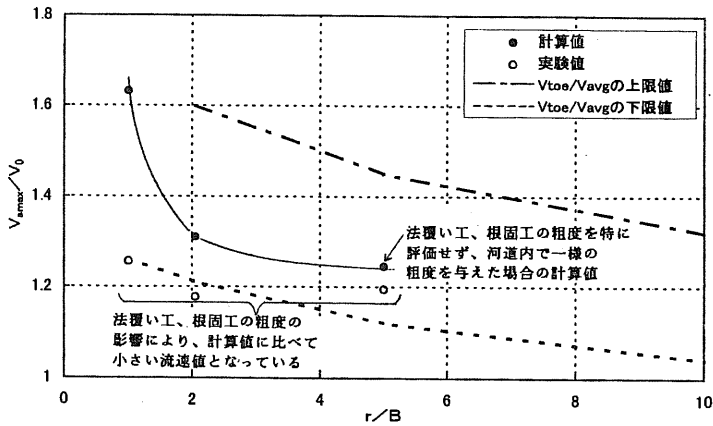


図3・6 外岸側岸部最大流速と r/B の関係

ため、粗度の影響により、側岸部周辺の流速は  $r/B = 5$  の実験よりも小さくなる傾向にあり、仮に  $r/B = 5$  の実験を  $r/B = 2$  と同じ法覆い工、根固工粒径の実験としていたら、 $V_{smax}/V_0$  の値は図3・6に示すものより小さくなる可能性がある。また計算では一様の Manning 粗度 ( $n = 0.0225$ ) を与えているため、法覆い工、根固工による側岸部の流速低減効果が再現されていないと考えられる。なお同図には現地の実測データによる (法尻水深平均流速の最大値  $V_{toe}$  / 断面平均流速  $V_{avg}$ ) の値<sup>7)</sup> も合わせて示しているが、概ね今回得られた成果と合致したものとなる。これらの計算値、実測データも考慮すれば外岸側岸部の流速の割り増し程度は  $r/B = 2 \sim 5$  の範囲で、2~3割増しとなるといえる。

いま、1つの試みとして法面部の流速分布が対数則に従い  $u_*$  が一定と仮定したときに、図3・6に示した  $r/B = 2, 5$  の  $V_{smax}/V_0$  の実験値が法覆い工粒径の変化によってどの程度変化するかを計算した結果が図3・7である。ここで相当粗度  $k_s$  は法覆い工粒径に等しいとしている。

法覆い工粒径  $5.34\text{mm}$  である  $r/B = 2$  の場合、法覆い工粒径が  $r/B = 5$  と同じ  $2.86\text{mm}$  であったとすれば約1割増しの流速になり (○→▲)、逆に  $r/B = 5$  の実験が法覆い工粒径  $5.34\text{mm}$  であれば約1割減の流速になる (●→△)。つまり、同じ法覆い工粒径の実験としていれば、 $V_{smax}/V_0$  は前述したように  $r/B$  の増加に伴って小さくなる傾向が現れると推察される。

図3・8は、 $r/B$  と横断水面勾配の最大値の関係を整理したもので、実験値とともに、遠心力と水面勾配とが釣り合うという簡単な仮定に基づく計算による値もあわせて示している ( $r/B = 1$  の実験値は上述の理由により単純な比較はできない)。 $r/B$  が2より大きい場合には、 $r/B$  の増加に伴って水面勾配が小さくなる傾向

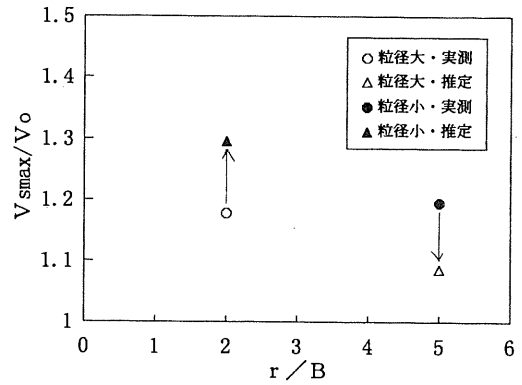


図3・7 流速値の推定

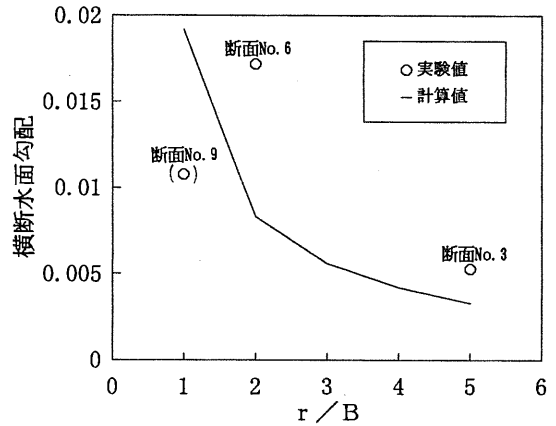


図3・8  $r/B$  と横断水面勾配の関係

がみてとれる。また  $r/B = 2$  のときには実験値は計算値の2倍程度で、 $r/B = 5$  のときには1.5倍程度となっており、2次流等の影響も考慮しなければ実際の現象を十分に説明することはできないことがわかった。

しかし実験値が計算値の1.5~2倍程度となることは、実際現象を推定する上で参考になろう。

### 3.2 $r/B$ の変化による法覆い工の安定性への影響に関する実験

$r/B = 2$  の既往の検討ケースのうち、代表的な条件である、河床勾配  $1/500$ 、法面勾配  $1:2$  に対して  $r/B = 1, r/B = 5$  としたときの側岸侵食状況等を確認する実験を行った (実験条件は表3・1参照)。

#### (1) $r/B = 2$ の状況 (ケース52SN, 52SS)

図3・9はケース52SN, ケース52SSの通水3時間後の河床高の平面コンターで、初期河床からの変動量として表現している。

ケース52SNの場合、No.6を中心に内岸砂州が発達するとともに、No.6からNo.10にかけて外岸法尻で深掘れが生じる。外岸法面ではNo.9からNo.10を中心

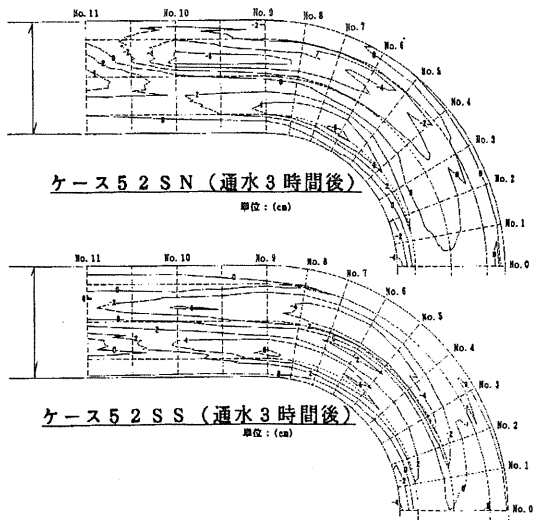


図3・9 河床変動量 ( $r/B=2$ )

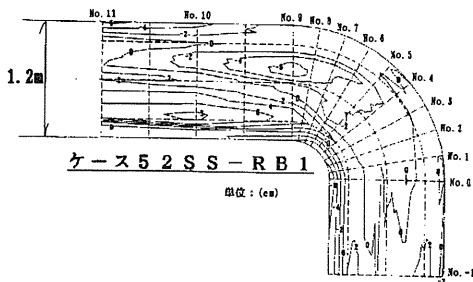


図3・10 河床変動量 ( $r/B=1$ )

に法面が侵食を受けている。

一方ケース52SSでは、根固工の効果により、外岸部の深掘れが小さくなるとともに最大洗掘深の横断位置も河道中央による傾向がある。また52SNで見られた主に河床の深掘れにより法尻部が不安定となって法覆い工が崩れる現象はこのケース52SSでは見られず、No.9、No.10の側岸侵食量も小さくなっており、根固工の敷設が護岸効果を高める結果になっていることがわかる。

なお通水3時間以降、ケース52SNの側岸侵食は急激に進行し、通水5時間ではNo.9より下流で原形をとどめなくなるが、ケース52SSの外岸法面は通水5時間でも通水3時間とあまり差異がなく、安定したものであった。

(2)  $r/B=1$ の状況 (ケース52SS-RB1)

図3・10はケース52SS-RB1の通水3時間後の河床変動量である。このケースでは、 $r/B=2$ の場合に比べて外岸法面がより侵食を受けやすい条件と考えられるため、根固工を施した。

$r/B=1$ の場合、 $r/B=2$  (ケース52SS) に対して、最も深掘れする断面がNo.6付近からNo.9付近に変

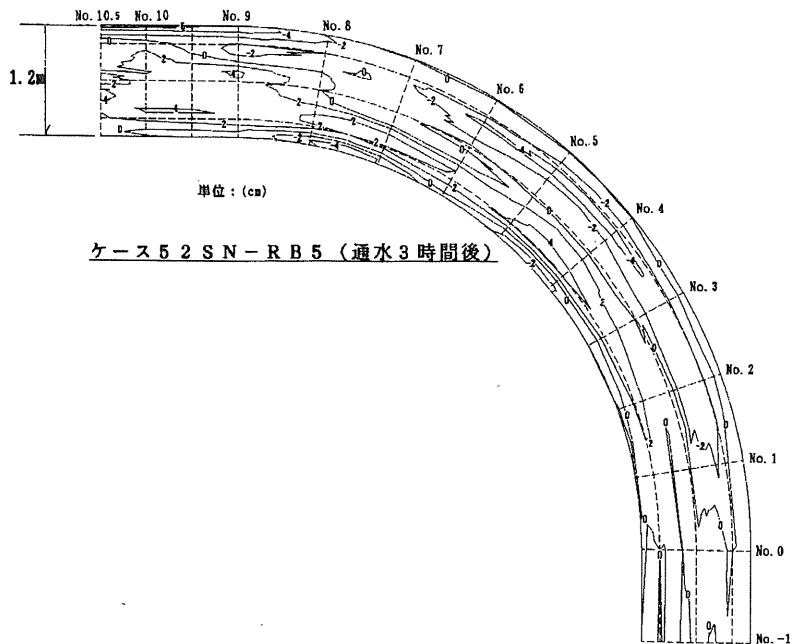


図3・11 河床変動量 ( $r/B=5$ )

化し最大洗掘深が大きくなるとともに、No.10より下流での法肩付近の側岸侵食が著しくなるという差異が現れ、現象が全体に下流へ移行したような結果となっている。

(3)  $r/B=5$ の状況 (ケース52SN-RB5)

図3・11はケース52SN-RB5の通水3時間後の河床変動量である。このケースでは、 $r/B=2$ に比べて外岸法面が安定する方向に移行する条件であると考え、根固工を敷設していない。

この $r/B=5$ の場合、 $r/B=2$  (ケース52SN) に対して、最も深掘れする断面がNo.4、No.5付近に変化し、彎曲区間内のNo.7.5付近で側岸が侵食を受ける点が異なる。これは現象が全体に上流に移行したと解釈される。またNo.9より下流も側岸侵食を受けており、必ずしも $r/B=5$ が $r/B=2$ よりも側岸の安定性が高いとはいきれない結果となった。

以上のように $r/B$ の変化により、河床変動の特性、側岸の侵食状況が変化し、3.1の議論を裏付ける結果となった。

3.3 法覆い工粒径の設定方法<sup>3), 4)</sup>

表3・1に、実験ケースと実験結果を一覧にしている。これらのデータを、側岸侵食が中程度以上の場合 (●) と、ほとんど侵食受けない場合 (○)、侵食は受けるが河岸は保護されている場合 (◐) とに分けて、(直線部斜面上のLaneの式<sup>5)</sup> による限界摩擦速度  $u * sco / 直$

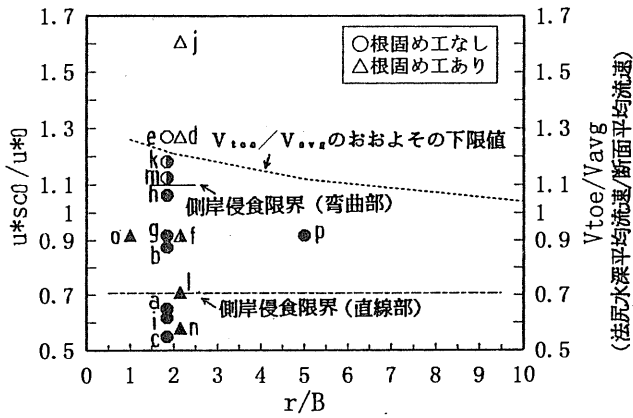


図3・12 側岸侵食限界

線部の断面平均摩擦速度  $u^*o$  と  $r/B$  との関係を整理したものを図3・12に示す。直線河道側岸部における砂礫の移動限界は、 $u^*sco/u^*o = \sqrt{0.5} \approx 0.7$  で現われる<sup>6)</sup>とされ、 $u^*sco/u^*o > 0.7$  でも黒塗りの結果となっているのは、湾曲部における流れの集中や2次流の影響で、湾曲側岸部の  $u^*$  が直線河道側岸部のそれより大きくなっていることを示唆するものである。

一方図3・13は数値シミュレーションにより、 $r$ 、 $B$ 等をパラメータにいくつかの条件を設定し、 $V_{Smax}/V_o$ の最大値を調べたものである。条件により多少ばらつきはあるが、おおよそ  $r/B$  の増大に伴い、 $V_{Smax}/V_o$  は小さくなっていく傾向がみとれる。

また、図3・1で側岸侵食を受けやすい断面での外岸側には断面平均流速の1~2割増し程度の流速が発生していることと、図3・12で安全・危険の境界が縦軸の1.1付近に現れていることがおおよそ符合する。

以上のことを総合的に考え合わせると、側岸侵食の発生限界が図3・12の点線<sup>7)</sup>(目盛りは右軸)で示した流速の現地実測データに基づく流れの集中度合いに対応する傾向をもつ境界線で表現できることが予想される。

#### 4. 護岸範囲、法覆い工厚さに関する検討<sup>4)</sup>

##### 4.1 護岸範囲に関する実験

###### (1) 縦断方向の護岸範囲

3. 1での議論のように  $r/B$  の変化により、深掘れの生じる場所、側岸侵食を受けやすい場所が変化する。従って合理的な設計とするためにはそれらも考慮した設計とすべきで、例えば  $r/B = 2$  の場合、最も深掘れが起こるのはNo.6, No.7付近で、最も側岸侵食を受けやすいのが更にその下流であることから、その付近を重点

凡例					
項目 記号	水深 (m)	流量 (l/s)	曲率半径 r (m)	水路幅 B (m)	根固工 の有無
△	0.10	40.4	1.00	1.00	根固工なし
△	0.10	40.4	2.00	1.00	
▲	0.10	15.0	2.00	0.40	
△	0.10	40.4	5.00	1.00	
△	0.10	19.0	5.00	0.50	
□	0.08	27.2	1.00	1.00	
□	0.08	27.2	2.00	1.00	
■	0.08	9.4	2.00	0.40	
□	0.08	27.2	5.00	1.00	
□	0.08	12.4	5.00	0.50	
◇	0.05	11.7	1.00	1.00	根固工あり
◇	0.05	11.7	2.00	1.00	
◆	0.05	3.7	2.00	0.40	
◇	0.05	11.7	5.00	1.00	
◇	0.05	5.0	5.00	0.50	
○	0.10	40.4	1.00	1.00	根固工あり
○	0.10	40.4	2.00	1.00	
○	0.10	40.4	5.00	1.00	

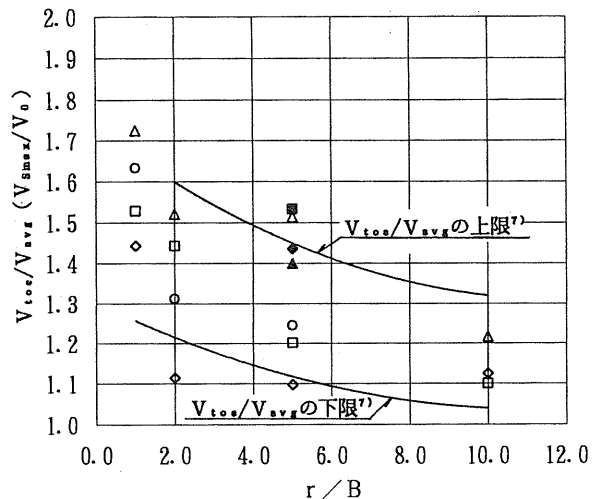


図3・13  $r/B$  と  $V_{toe}/V_{avg}$  の関係

的に保護するのがよいと考えられる。

そこで実験的に、適切な護岸範囲に関する検討を行った。検討方法は、表3・1で●の評価となったケース52SSを基本条件に選定し、上流から護岸を徐々に除去していき護岸を施した法面が崩れるまで通水する方法をとった(ただし河床材料はケース52SSが平均粒径1.13mmで、今回は0.7mmである)。

まず、護岸範囲をNo.3~No.11とした状態で3時間通水したところ、法面は安定していたので、護岸範囲をNo.6~No.11として3時間通水した。そのときの河床変動量を図4・1に示す。この場合、河床材料で構成された法面と護岸材料との境界となるNo.6付近はやや侵食を受けるが、その他の護岸部の状況はケース52SS(図3・6)と同様である(No.3もやや侵食を受けているが、河床材料0.7mmの場合直線部の側岸でも移動が見られるので、湾曲の影響で侵食されているものではない)。更に護岸範囲を短くし、No.9~No.11とした場合には護岸を施した法面部が大きく侵食を受けた。

これらの結果より、 $r/B = 2$  の条件下ではNo.4ない

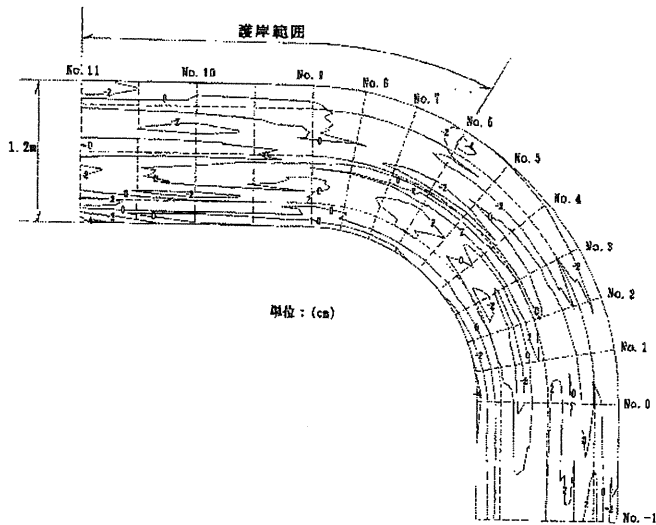


図4・1 河床変動量（護岸範囲の検討）

しNo.5より下流側を保護しておけば護岸部分の安定性は保たれることが確かめられ、3.での弯曲部の水理特性を考慮すれば $r/B$ が変化した場合でも護岸の上流端は上流直線部内岸の延長線が外岸法尻に達する付近とするのが河岸の大規模な被災を防ぐひとつの目安になると考えられる。これは弯曲区間上部での側岸侵食を防止するものではなく、全区間にわたって侵食を防止するためには側岸部材料と掃流力の関係を評価して護岸範囲を設定すべきである。また護岸の下流端は、弯曲の影響による流れの集中が消失するところとするのが適切であると考えられるが、実験では弯曲下流の直線区間内では外岸（右岸）への流れの集中が残存しているため、明確には把握できておらず、今後数値シミュレーション等で検討していく必要がある。

(2) 法肩の保護範囲

法覆い工を敷設した場合、法肩部分をどのように処理するかは高水敷保護の観点からも重要である。

法肩が侵食を受ける場合

- a) 流れの直接的な掃流力による侵食
- b) 複断面河道の横断形状に起因する局所的な流れによる侵食
- c) 法肩裏面の高水敷部が深掘れを受け、法肩部が不安定となって崩れる侵食が考えられる。

このうちa)については、数値シミュレーションにより評価することが可能であるが、b)、c)については計算による評価が難しく実験的に検討していくのが望ましい。

そこで既往の検討では横断方向に10cmで固定してい

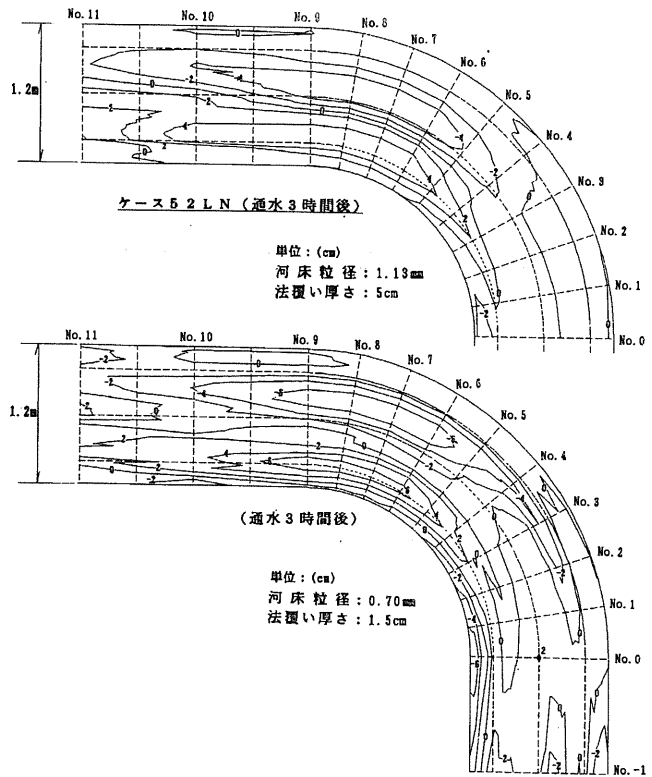


図4・2 河床変動量（法覆い工厚さの検討）

た法肩部の法覆い工を除去した状態で、高水敷冠水流量を通水した場合に法肩が侵食を受けるか否か確認することにした。

設定した条件は、河床勾配1/500、法面勾配1:2、法覆い工大（平均粒径5.34mm）、根固工なし、高水敷冠水流量60.6 l/sで、まず10cmの法肩保護を施して3時間通水し、その後その部分のみ除去して3時間通水した。

その結果、いずれの場合でも、保護していない高水敷部は洗掘を受けるが、法肩部はほとんど動かない結果となり、図3・12で側岸侵食限界よりも十分に安全な粒径（○程度）であれば高水敷まで法覆い工を施す必要はないといえる。ただし、側岸侵食限界付近以下（●以下）の法覆い粒径では高水敷冠水流量の時に法肩が侵食を受けることも確認されており、この場合には高水敷部まで法覆い工を施したほうがよい。

なお今回の実験で保護していなかった高水敷部を保護するには、法覆い工より小さい粒径の礫や植生の採用も可能であろう。また、高水敷の河床材料が移動した範囲から判断して、高水敷部縦断方向の保護範囲も、今回の実験条件の場合、法覆い工と同様にNo.6より下流で十分である。

以上限られた条件の下ではあるが、法肩の保護範囲に

ついでに留意点に関する考察を行った。具体的な地点での設計に際しては、流速分布等流れの特性を検討し、適切な保護範囲を設定する必要がある。

## 4.2 法覆い工厚さに関する実験

実験での護岸厚さは5cm（粒径の約10～20倍）で、縮尺1/50とすると2.5mとなり、かなり安全側の設定となっている。

そこで護岸厚さを小さくした場合の護岸の安定性について実験的に検討した。設定した条件は、52LN（表3・1）に対して、護岸厚さのみを1.5cm（52LNは5cm）としたものである。（ただし52LNの河床材料は平均粒径1.13mmで、今回は0.7mmである）

図4・2は、護岸厚さ5cmの場合と1.5cmの場合の通水3時間後の河床変動量を比べたもので、いずれの場合も外岸法面部は安定していることがわかる。

すなわち、図3・12において十分に安定な粒径の法覆い工としておけば、護岸厚さを粒径の2～3倍（2～3層）としても安定した河岸となることを示している。また混合粒径をも対象とした法覆い工敷設厚さと安定度について、Stephen T. Maynard<sup>8)</sup>はD<sub>30</sub>（30%粒径）を移動限界粒径として設計した場合について、

- i) 敷設厚さの最小許容値は1D<sub>100</sub>（D<sub>100</sub>：100%粒径、以下同様の意）で、 $D_{85}/D_{15} \leq 2$ に関してのみ1.5D<sub>50</sub>。
  - ii) 1.5D<sub>50</sub>と1D<sub>100</sub>の大きい方より大きい厚さで敷設したとき安定度が増す。
  - iii) 単一粒径の捨て石を大きな厚さで置くと、必要最小厚さ時に比較して安定度が増す。
  - iv) 粒度分布をもった捨て石を大きな厚さで置くと、最小厚さ時に比較して安定度ははるかに増す。
- ことを報告しており、今回の実験結果は、i)、ii)、iii)の内容と同様の結果が得られたものと判断できる。

## 5. 結論と今後の課題

### 5.1 結論

(1) r/Bの変化による弯曲部の水理特性の変化

- ①弯曲部外岸で発生する流速の最大値は概ねr/Bの増大に伴って小さくなる傾向にあると考えられる。その最大値の直線部の断面平均流速に対する割り増しの程度はr/B=2～5の範囲で2～3割増しとなる。
- ②最大洗掘深が発生する場所、最も流れが集中する場所

（側岸侵食が発生しやすい場所）は、河道の平面形状（r/B）によって変化する。深掘れの発生する場所は、上流直線部内岸の延長線が外岸に達する位置よりやや下流で、最も流れが集中するのは更にその下流である。換言すれば、r/Bが大きいほど現象全体が上流に、r/Bが小さいほど現象全体が下流に移行する。

- ③深掘れの程度もr/Bによって変化する。r/Bが小さいほど洗掘深が大きくなる傾向がある。

(2) r/Bを考慮した空石積み護岸の安定性

- ①r/B=2の場合の空石積み護岸の側岸侵食限界粒径が、実験的に求められた。この結果は外岸側最大流速に関する本研究における検討結果からも説明できるものであり、また、既往の現地実測流速データによっても裏付けされるものである。これらのデータを考え合わせると、側岸侵食限界粒径はr/Bによって変化する。概ねr/Bが小さいほうがその粒径は大きくなる傾向にあることが窺える。
- ②最終的には河道弯曲部における側岸侵食限界粒径（および法面勾配）は、断面平均流速に対する側岸部流速の増加割合のようなもので表現できると考えられる。この増加割合はr/B等の河道形状や流れの慣性力及び流れの抵抗特性に支配されると考えられ、今後実験やシミュレーションによる検討が必要である。

(3) 護岸範囲、法覆い工厚さ

- ①護岸の大規模な被災を防ぐために目安となる合理的な護岸範囲は、弯曲により流れが外岸に集中する範囲であり、護岸の上流端は上流直線部内岸の延長線が外岸に達する付近として決めることができる。
- ②合理的な護岸厚さは、十分に安定な粒径であれば2～3層としておけばよい。

### 5.2 今後の課題

(1) 法覆い工粒径選定指針成果の汎用化

r/Bの変化による側岸の侵食限界粒径について更に検討を進め、空石積み護岸の法覆い工粒径選定に資することのできる成果としてまとめていくことが必要である。

また、この際に弯曲角を変化させた場合の検討、蛇行流路を対象とした場合の検討等を行うと更に汎用性のある成果となる。

(2) 護岸範囲下流端位置の検討

今回の検討で護岸範囲の上流端とすべき位置は明らかとなったが、下流端は明確になっていないため、調べて

おく必要がある。

これは、流れの集中する範囲と程度を明確にしていくことに他ならない。

### (3) 混合粒径を対象とした検討

今までの検討は、法覆い工粒径は一樣での検討であるが、現実的には大量の一樣粒径の礫を用意することは難しく、ある程度粒度分布をもってくると考えられ、粒度分布をもった場合、法覆い工の安定性は一樣粒径のものとは変化することが予想される。

そこで法覆い工が混合粒径の場合の検討を行っていく必要がある。

### (4) 水制を配した場合の検討

空石積み護岸の外力に対する負担を軽減し、護岸効果を高める方法として水制による外力制御が考えられる。よって空石積み護岸と水制を組み合わせた場合の水力特性、法面の安定性について検討し、そのことも踏まえた多自然型河川工法の設計方針を提案していくことが考えられる。

最後に、本研究を遂行するにあたり、貴重な御助言を頂いた立命館大学江頭進治教授、京都大学防災研究所戸田圭一助教授、ならびに解析、実験に御協力頂いた(株)ニュージェック水力実験所の諸氏に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 芦田 和男・大槻 英樹・大本 雄二 (1996) ; 多自然型護岸の実験的研究; 河川環境総合研究所報告, 第2号
- 2) 芦田 和男・大槻 英樹・劉 炳義・大本雄二・藤田 暁 (1996) ; 複断面湾曲部の流速分布と河床変動数値シミュレーション; 河川環境総合研究所報告, 第2号
- 3) 芦田 和男・大槻 英樹・大本 雄二・中川 哲志 (1997) ; 河道湾曲部における多自然型護岸に関する実験的研究; 第52回 土木学会年次学術講演会講演概要集 (投稿中)
- 4) 大槻 英樹・芦田 和男・劉 炳義・大本雄二 (1997) ; 河道湾曲部における多自然型護岸の設計; 新しい河川整備・管理の理念とそれを支援する河川技術に関するシンポジウム (第3回 河道の水利と河川環境シンポジウム)
- 5) 水力公式集 -昭和60年版- P.223
- 6) 芦田 和男・江頭 進治・加本 実 (1983) ; 山地流域における侵食と流路変動に関する研究 (2) ; 京都大学防災研究所年報, 第26号 B-2
- 7) Colin R. Thorne, Steven R. Abt, Stephen T. Maynard (1995) ; Prediction of Near-Bank Velocity and Scour Depth in Meander Bends Design of Riprap Revetments, RIVER COASTAL AND SHORELINE PROTECTION -Erosion Control Using Riprap and Armourstone -
- 8) Stephen T. Maynard (1995) ; River Coastal and Shoreline Protection Corps Riprap Design Guidance for Channel Protection, RIVER COASTAL AND SHORELINE PROTECTION -Erosion Control Using Riprap and Armourstone -

# 砂礫による根固め吸い出し防止材の設計について

大槻 英樹\*・中西 史尚\*\*・大本 雄二\*\*\*

## 要 旨

多自然型川づくりにおいて、自然石で空石積み護岸を施工した場合、河床材料が比較的小さいと、吸い出し現象によって護岸の安全性を損ねる結果を招く可能性がある。このような現象が予測される場合に、法覆い工や根固工等の保護材料と河床材料との間に、吸い出し防止対策を施す必要があり、本研究では保護材料と河床材料の間にそれらの中間の大きさの砂礫の層を設け、吸い出し防止を図ることを考え、従来の基礎研究での理論やそれに基づいた実験を行い、①吸い出し防止材自体が吸い出されない条件、②吸い出し防止材下の河床材料が吸い出されない条件を検討し、吸い出し防止材の粒径および設置方法を提案した。

## 1. はじめに

近年、多自然型川づくりが進められるなか、護岸を施工する場合にも従来のコンクリートブロックに代わり、自然石が用いられる機会が多くなってきている。自然石で空石積み護岸を施工した場合、その礫自体が流されないように設計することはもちろんであるが、その下の河床材料が比較的小さいと、とくに洪水時には吸い出し現象が起り、護岸の安全性を損ねる結果を招くことになる。そこで、このような現象が予測される場合には、法覆い工や根固工等の保護材料と河床材料との間に、吸い出し防止対策を施す必要がある。

従来より、吸い出し防止対策工として様々な仕様の吸い出し防止シートが開発され、多くの場合粒度分布の特質を把握した上で実用の域に達している。一方、できるだけ自然の材料を用いるという観点から、保護材料と河床材料の間にそれらの中間の大きさの砂礫の層を設け、吸い出し防止を図ることも考えられ、それについての基礎的な研究も報告されている。

砂礫を用いた吸い出し防止材を設計する場合、注意し

なければならないことは、①吸い出し防止材自体が吸い出されないこと、②吸い出し防止材下の河床材料が吸い出されないこと、の2点である。しかしながら、これらを満足する適切な吸い出し防止材の粒径を選定するための、十分な技術的資料がないのが現状である。そこで、本研究では、自然石を用いた空石積み護岸を設計する際の基礎資料の一つとするため、根固工部の吸い出し防止を目的とした砂礫の設計に関する基礎実験を行い、既往の研究成果を参考に、河床材料および護岸保護材料（根固工）と吸い出し防止材の粒径および設置方法に関する検討を行った。

## 2. 吸い出し防止材に関する既往研究

砂礫層からなる吸い出し防止材の適切な粒径や配置方法に関する既往研究は、国内外をみても事例が少ない。ここでは、Bakkerの研究成果<sup>1)</sup>が参考になると思われるので、その概要をとりまとめる。

吸い出し防止材の安定した粒径を決定するには、吸い出し防止材層での間隙における流速を知る必要があるが、Bakkerらは開水路乱流理論を用いて、吸い出し防止材層における瞬間的な動水勾配を誘導し、そこから安定した河床となるための根固工、吸い出し防止材、河床材料の各粒径の関係を整理している。

まず、対象とする河川の流量は、根固工が機能している範囲で吸い出し防止材に対して最も厳しい条件として、根固工の移動限界流量を想定する。このときの根固工表層での平均動水勾配は式 2・1 で表すことができる。

$$\bar{\tau} = \frac{\psi_t \Delta_t D_{t50}}{R} \quad (2 \cdot 1)$$

ここに、 $\psi_t$ ：表層粒径のシールズパラメータ、 $\Delta_t$ ：表層粒径の相対密度、 $D_{t50}$ ：根固工の50%粒径、 $R$ ：径深である。

一方、吸い出し防止材層内は、乱流と見なすことがで

\* 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員  
\*\* 中西 史尚 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 研究員  
\*\*\* 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所

き、そのなかで河床材料の移動限界時の吸い出し防止材層内の動水勾配  $I_{cr}^f$  は、式2.2で表すことができる。

$$I_{cr}^f = \frac{C_7 \psi_b \Delta_b d_{b,50}}{e^2 D_{f,15}} \quad (2.2)$$

ここに、 $d_{b,50}$ ：河床材料の50%粒径、 $D_{f,15}$ ：吸い出し防止材15%粒径、 $e$ ：吸い出し防止材層と開水路の流れの特性（流速分布等）の違いを考慮した流速と掃流力に関する係数、 $C_7$ ：実験により求めた定数で  $C_7 \approx 2.2$  である。

また、開水路乱流場における平均動水勾配と吸い出し防止材層内の瞬間最大動水勾配との間には式2.3のような関係があると仮定する。

$$\hat{I}^f = C_0 \bar{I} \quad (2.3)$$

ここに、 $C_0$ は上式を満たす係数であり、その範囲は6～100とされている。式2.1は根固工の移動限界時の条件を示しているが、吸い出し防止材の設計に当たっては安全側を見て  $\bar{I}_{cr}^f = \hat{I}_{cr}^f$  と仮定する。したがって式2.1、2.2および2.3より式2.4が得られ、これは、根固工が移動限界であるときの、河床材料が移動しないための吸い出し防止材粒径の最大値を示している。

$$\frac{D_{f,15}}{d_{b,50}} = \frac{2.2 \psi_b \Delta_b}{C_0 e^2 \psi_f \Delta_f} \frac{R}{D_{f,50}} \quad (2.4)$$

ここで式2.4を単純化するため、 $\Delta_b \approx \Delta_f$ 、 $\psi_b / \psi_f \approx 0.4$  [ $\psi_b \approx 0.03 (D_b; 0.45 - 1.15 \text{ mm})$ 、 $\psi_f \approx 0.07 (D_f; 6 - 36 \text{ mm})$ ]、としたとき、 $e = 0.24$ 、 $C_0 \approx 30$  と置くと式2.5のようになる。

$$\frac{D_{f,15}}{d_{b,50}} = 0.5 \frac{R}{D_{f,50}} \quad (2.5)$$

上式が河床材料の吸い出し現象が生じる限界条件になっている。

### 3. 吸い出しに関する基礎実験

前述のBakkerらの研究では、河床材料と根固工の粒径が与えられた場合の吸い出し防止材粒径の最大値を合理的に決定する方法が示されているが、提案された関係式には不確定な実験係数が含まれており、その適用範囲については明らかにされていない。また、吸い出し防止材粒径の最大値は示されているものの、吸い出し防止材自身が根固工の空隙から吸い出されないための、最小粒径についての議論がなされていない。

そこでここでは、基礎的な条件の下で水理実験を行い、吸い出し防止材の有効性を確認するとともに、Bakkerらによる河床材料が吸い出し防止材の空隙を移動する場合の議論を、吸い出し防止材が根固工の空隙を移動する現象に拡張して適用することを検討し、その場合の現象説明が同一の式形で可能かどうかについて、不確定な係数に関する考察とともに検討を行った。

### 3.1 実験概要

実験では、図3.1に示す長さ5.5m、幅52.4cm、深さ45.0cmの矩形断面一様水路に、河床材料、吸い出し防止材、および根固工を想定した実験砂を層状に敷設し、根固工材料のほぼ移動限界と判断される流量で定期的に通水を行って、吸い出し現象の有無を目視により判定するとともに、そのときの流量を電磁流量計で、水位縦断形状をポイントゲージにより計測した。

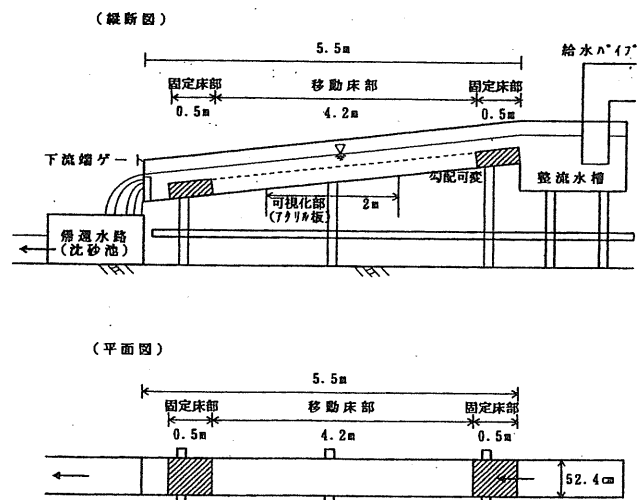


図3.1 実験装置

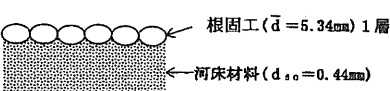
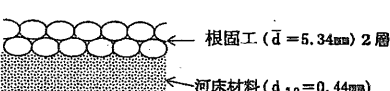
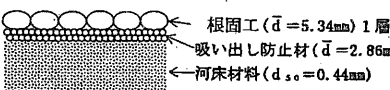
実験における着目点は、今回の実験水路における吸い出し防止材の機能およびBakkerらによって提案された関係式の確認と、吸い出し防止材自身が根固工の空隙より吸い出されない限界条件に対する同式の適用性検討である。前者については吸い出し防止材がない場合と、式2.5に基づいて適切と考えられる粒径の吸い出し防止材を敷設した実験を行い、後者については根固工と吸い出し防止材のみを想定した2層の河床条件で、種々の粒径の組み合わせによって実験を行い、吸い出し防止材自身の吸い出し限界条件を見いだすことを試みた。



### 3.2 実験条件

(1) 吸い出し防止材の機能とBakkerらの式の確認実験  
式2・5を目安に、根固工、吸い出し防止材、河床材料の粒径を設定し、それぞれ $D_r=5.34\text{mm}$ 、 $D_f=2.86\text{mm}$ 、 $d_b=0.44\text{mm}$ のほぼ様な砂（比重 $\sigma/\rho=2.65$ ）を実験砂とした。実験は、河床勾配を1/200とし、根固工のほぼ移動限界と判断される流量で、表3・1に示すとおり敷設材料の状態を変化させて検討した。

表3・1 (1)の実験ケースおよび各ケースの河床材料吸い出しの有無

ケース名	敷設状態	吸い出しの有無
A-10	 根固工( $\bar{d}=5.34\text{mm}$ ) 1層 河床材料( $d_{s0}=0.44\text{mm}$ )	有
A-20	 根固工( $\bar{d}=5.34\text{mm}$ ) 2層 河床材料( $d_{s0}=0.44\text{mm}$ )	無
A-12	 根固工( $\bar{d}=5.34\text{mm}$ ) 1層 吸い出し防止材( $\bar{d}=2.86\text{mm}$ ) 2層 河床材料( $d_{s0}=0.44\text{mm}$ )	無

(2) 吸い出し防止材の吸い出し条件に関する実験

Bakkerらの式は、吸い出し防止材の下層における河床材料の吸い出しに関する検討であった。ここでは、吸い出し防止材自体の吸い出しについて検討するため、式2・5を以下のように根固工とその表層下の材料という2種の材料の場合についての式に変形する。

式2・5において  $D_{f15} \cong D_{r15}$ 、 $d_{b50} \cong D_{f50}$  とすれば、

$$\frac{D_{r15}}{D_{f50}} = 0.5 \frac{R}{D_{r50}} \quad (3.1)$$

これより

$$D_{f50} = 2 \frac{D_{r15}}{R} \cdot D_{r50} \quad (3.2)$$

となる。

ここで $R$ は、 $D_{r50}$ が移動限界となる $R$ であるから、 $U_{*c}^{D_{r50}} \approx \sqrt{gRI}$ 、 $U_{*c}^2 = \psi_i(\sigma/\rho - 1)gD_{r50}$

したがって、

$$R = \psi_i(\sigma/\rho - 1)D_{r50}/I$$

簡単のため、一様砂の場合を考え  $D_{r15} \approx D_{r50}$  とし、

$\psi_i=0.05$ とすると式3・2は以下のとおりとなる。

$$D_{f50} = \frac{2I}{0.05(\sigma/\rho - 1)} \cdot D_{r50} \quad (3.3)$$

上式を踏まえ、実験においては根固工粒径5.34mm、9.75mmの2種類に対して下層粒径を何種類か変化させて吸い出しの有無を調べた。なお、根固工粒径の5.34mmのケースをAシリーズ、9.75mmのケースをBシリーズとし、実験ケースおよび実験条件を表3.2に示す。Aシリーズについては、上層1層に対して、下層の粒径を0.44、0.70、1.13、2.86mmと変化したものを各ケースA-1a~A-1dとした。なお、ケースA-1aについては(1)の実験のケースA-10と同一ケースであり、本実験でも検討対象とする。Bシリーズについては、上層1層に対し下層粒径を1.13、1.91、2.86mmと変化したものを各ケースB-1a~B-1cとする。また、Aシリーズの河床勾配が1/200であるのに対し、Bシリーズでは根固工の粒径も比較的大きく設定しているため、Aシリーズよりもやや急勾配河川をイメージし、1/100としている。

表3・2 (2)の実験ケースおよび各ケースの吸い出し防止材の吸い出しの有無

ケース名	上層粒径 $D_r$ (mm)	下層粒径 $D_f$ (mm)	$D_r/D_f$	河床勾配	流速 (t/s)	水深 (cm)	水深 $R$ (cm)	流速平均値 $v$ (cm/s)	フルード数 $v/\sqrt{gR}$	吸い出しの有無	実験結果*
A-1a	5.34 (1層)	0.44	12.1	1/200	40	11.5	8.0	88.4	0.75	6.26	●
A-1b	5.34 (1層)	0.70	7.6	1/200	40	11.5	8.0	88.4	0.75	6.26	○
A-1c	5.34 (1層)	1.13	4.7	1/200	40	11.5	8.0	88.4	0.75	6.26	○
A-1d	5.34 (1層)	2.86	1.9	1/200	40	11.5	8.0	88.4	0.75	6.26	○
B-1a	9.75 (1層)	1.13	8.6	1/100	40	9.1	6.8	88.9	1.03	8.14	●
B-1b	9.75 (1層)	1.91	5.1	1/100	40	9.1	6.8	88.9	1.03	8.14	○
B-1c	9.75 (1層)	2.86	3.4	1/100	40	9.1	6.8	88.9	1.03	8.14	○

\*1 実験から算出される値  $n=0.0191$ を用いた場合の、枕上の等水深（実験では完全には等水深になっていない）

\*2 ● 吸い出される  
○ 吸い出されない

### 3.3 実験結果

(1) 吸い出し防止材の機能とBakkerらの式の確認実験

実験を行った3ケースについて吸い出しの有無の判定結果は、表3・1に併記しているとおりでである。すなわち、吸い出し防止材が無しにおいて根固工が1層だけのときは、吸い出しが起こっていたが、吸い出し防止材を敷設または、根固工を2層にすると、吸い出しは起こらなくなった。よって、この条件時においては吸い出し防止材の機能が確認されるとともに、限られた条件のため十分ではないがBakkerらの式の有効性が認められた。

(2) 吸い出し防止材の吸い出し条件に関する実験

各ケースの吸い出しの有無を判定した結果を表3・2に

併記している。下層の材料が吸い出されたか否かによって、●吸い出される、⊙限界、○吸い出されない、の3つの判定基準を設けた。Aシリーズにおいては、ケースA-1bを境界にしてそれよりも小さな粒径は吸い出された。Bシリーズにおいては、ケースB-1bを境界にしてそれよりも小さな粒径は吸い出された。

次に、実験結果とBakkerらの理論を2層モデルに置き換えた式3・3による推定値を比較したものが図3・2(a),(b)である。式3・3が示す直線は根固工粒径が与えられたときの吸い出し防止材の適用最小粒径を示している。ただし実験は、根固工の移動限界と判断できる状況ではあったがそのときの $U_*$ は、 $\psi$ が0.05であると仮定したときの $U_*$ よりも小さめであった。Aシリーズについては、実験による吸い出し防止材が吸い出しを受ける限界値と理論式による推定値とが近いものであった。Bシリーズについては、理論式における限界よりも小さな粒径で限界条件が現れた。

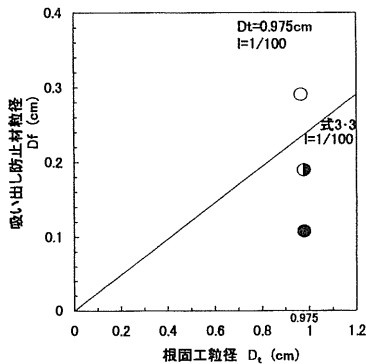


図3・2(a) 実験結果と推定値との比較 (Aシリーズ)

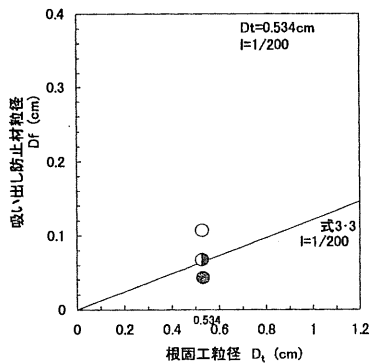


図3・2(b) 実験結果と推定値との比較 (Bシリーズ)

また、Bakkerらの理論式のなかでは不確実な実験定数が含まれており、中でも $C_0$ は乱流場での吸い出し防止材層内の動水勾配の瞬間最大値と開水路内の平均動水勾配の比でありその値には既往研究より30としている。しかし、 $C_0$ の範囲はBakkerらによると6~100とかなり広く、今回の実験においてその考え方が、2層モデルにおける上層(根固工1層)内での最大動水勾配にも適

用できるかどうかについて、実験結果に基づいて検討した。いま、式2・4を、式3・1と同様の考え方で2層モデルかつ一様粒径として変形すると、

$$\frac{D_{f,50}}{D_f} = \frac{2.2\psi_f\Delta_f R}{C_0 e^2 \psi_i \Delta_i D_{f,50} D_{f,50}} \quad (3\cdot4)$$

よって

$$C_0 = \frac{2.2\psi_f\Delta_f D_{f,50} R}{e^2 \psi_i \Delta_i D_{f,50} D_{f,50}} \quad (3\cdot5)$$

上式に、実験で吸い出しの限界と判断されたときの粒径を代入し、またそれぞれの粒径のシールズパラメータ $\psi$ にも着目し、Bakkerら理論で用いられている値( $\psi_b=0.03$ ,  $\psi_i=0.07$ )以外にも岩垣の式<sup>2)</sup>や、シールズの曲線<sup>2)</sup>から読みとったシールズパラメータを代入し、 $C_0$ と $R/D_{f,50}$ の関係を調べたものが図3・3である。これをみると、 $C_0$ は $R/D_{f,50}$ の増大とともに増大する傾向にあり、 $C_0$ 値として $\psi$ を理論で用いられている値をそのまま用いると約30で妥当であるといえるが、実際に使用した粒径に対して我が国で広く適用されている岩垣の式や、シールズの曲線から読みとった $\psi$ を用いたときには35~45と大きめの値になった。

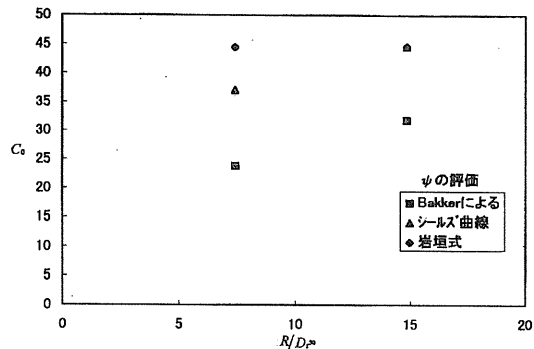


図3・3  $C_0$ と $R/D_{f,50}$ の関係

理論における $C_0$ は、吸い出し防止材層から河床材料が吸い出されるときの、河道流れの平均動水勾配に対する吸い出し防止材層の最大動水勾配の比であるのに対し、本検討での $C_0$ は、根固工下の材料が吸い出されるときの、河道流れの平均動水勾配に対する根固工層の最大動水勾配の比であり、今回大きめの値になったことは、吸い出し防止材層に比べ根固工内の動水勾配の方が大きくなっていることを示唆する。

しかし、実際の設計に適用する際には、根固工粒径に応じて $C_0$ を変化させたり、根固工と吸い出し防止材層で異なる $C_0$ を用いることは煩雑さを伴い、また、実験精度もそれを推奨するまでには至っていない。したがって、本報告においては、 $C_0$ はBakkerらの推奨する30を適用

し、 $\psi_b/\psi_t=0.4$ とすることで安全率を見込むこととする。すなわち、2層モデルにおいても、Bakkerらの提案する定数が適用できるものとする。

#### 4. 吸い出し防止材の設計方法

砂礫による吸い出し防止材の粒径と設置方法については、①吸い出し防止材自体が吸い出されないこと、②吸い出し防止材下の河床材料が吸い出されないこと、の2点に注意しなければならない。前者については図4.1(a)に示すように式3・3を用い、根固工粒径が与えられたときの根固工直下の吸い出し防止材の適用最小粒径を示す。

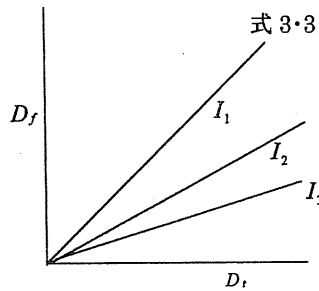


図4.1(a) 吸い出し防止材の適用最小粒径の判定

後者について検討する上で、式2.5を以下のように変形する。

式2.5より

$$\begin{aligned} D_{f15} &= 0.5 R d_{b50} \frac{1}{D_{t50}} \\ &= 0.5 \times 0.05 (\sigma / \rho - 1) D_{t50} / \cdot d_{b50} \frac{1}{D_{t50}} \\ &= 0.5 \times 0.05 (\sigma / \rho - 1) d_{b50} / I \end{aligned} \quad (4.1)$$

ここでIが決まれば、図4.1(b)に示すとおり $D_f \sim d_b$ 平面に式4.1が描け、河床材料が与えられたときの河床材料直上の吸い出し防止材の適用最大粒径を示す直線が得られる。

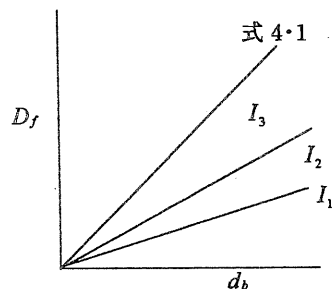


図4.1(b) 吸い出し防止材の適用最大粒径の判定

ここに上述したことを踏まえて、吸い出し防止材粒径の適用範囲の判定方法についての概略を説明する。適用粒径については、式3・3、4・1で得られる条件を同時に満足しなければならない。図4.1(a)および(b)の $D_f$ を共通の軸として表すと、図4.2のとおりとなる。この図は式3・3、4・1を同時に示しているため、吸い出し防止材粒径の適用最大値と最小値を同時に知ることができ、吸い出し防止材粒径の適用範囲判定図として利用できる。グラフの左側は河床材料と吸い出し防止材粒径の関係であり、式4.1によって吸い出し防止材の適用最大粒径( $D_{fmax}$ とする)が決定される。またグラフの右側は根固工と吸い出し防止材粒径の関係であり、式3・3によって吸い出し防止材の適用最小粒径( $D_{fmin}$ とする)が決定される。したがって吸い出し防止材粒径 $D_f$ は $D_{fmin}$ から $D_{fmax}$ の範囲の中で設定すればよいことになる。ただし、 $D_{fmin}$ が $D_{fmax}$ よりも大きくなる場合には、吸い出し防止材は一層では不足となり、図4.3のように根固工直下の吸い出し防止材の粒径( $D_{f1}$ とする)を $D_{fmin}$ 以上とし、二層目の粒径を求める。そのときには $D_t = D_{f1}$ と考え、再び $D_f \sim D_t$ 平面で $D_{fmin}$ (これを $D_{f2}$ とする)を求め、この操作を $D_{fi} < D_{fmax}$ になるまで繰り返し、吸い出し防止材の粒径 $D_{fi}$ と必要吸い出し防止材層数*i*を設定する。

以下では、まず各層の砂礫を一様砂で考えたときの吸い出し防止材層の粒径の適用範囲の決定手順を説明し、さらに吸い出し防止材を混合砂に発展させたときの適用範囲の決定方法を提案する。

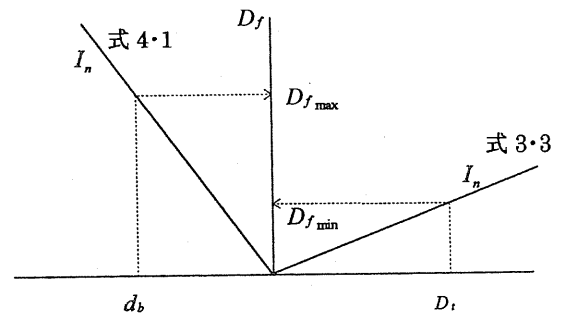


図4.2 吸い出し防止材粒径の適用範囲決定図

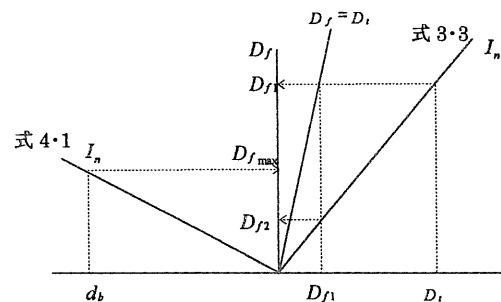


図4.3 吸い出し防止材粒径の適用範囲の決定 (1種類で定まらない場合)

#### 4.1 吸い出し防止材が一様砂の場合

河床材料粒径と根固工が与えられたとき、吸い出し防止材が一様砂の場合の適切な吸い出し防止材粒径は以下のような手順で決められる。

- ①まず河床材料粒径を与え、その大きさに対する吸い出し防止材粒径の上限値( $D_{fmax}$ )を図4.2より求める。
- ②次に根固工粒径に対して、適用可能な吸い出し防止材粒径の最小粒径( $D_{fmin}$ )を知る。

このとき $D_{fmin} < D_{fmax}$ であれば、吸い出し防止材の適用範囲は $D_{fmin} < D_f < D_{fmax}$ となる。しかし $D_{fmin} > D_{fmax}$ となった場合に、 $D_{fmin}$ を吸い出し防止材として敷設したとき、 $D_f \sim D_t$ の関係は満足するが $D_f \sim d_b$ の関係は満足しなくなり、このことは結局、河床材料が直接吸い出されてしまい、吸い出し防止材は一種類では無理という評価になる。このときは、概略説明したとおり、図4.3を用い、吸い出し防止材の粒径と必要吸い出し防止材層数 $i$ を決める。

根固工と吸い出し防止材の2層での実験結果をとりあげ、河床材料として0.44mm粒径を与えたときの吸い出し防止材の適用範囲の検討例を示す。

図4.4(a)は根固工を5.34mmとしたAシリーズの場合の検討例を示している。河床勾配は1/200であり、このときの判定式をたどると吸い出し防止材は、0.64~3.63mmが適当となることが分かる。

図4.4(b)は根固工を9.75mmとしたBシリーズの場合の検討例を示している。河床勾配は1/100であり、このときは、吸い出し防止材層は1層では不十分となり、2層必要となった。結局吸い出し防止材の粒径は1層目は2.36mm以上、2層目は1層目を2.36mmとしたとき0.57~1.81mmが適当となることが分かる。

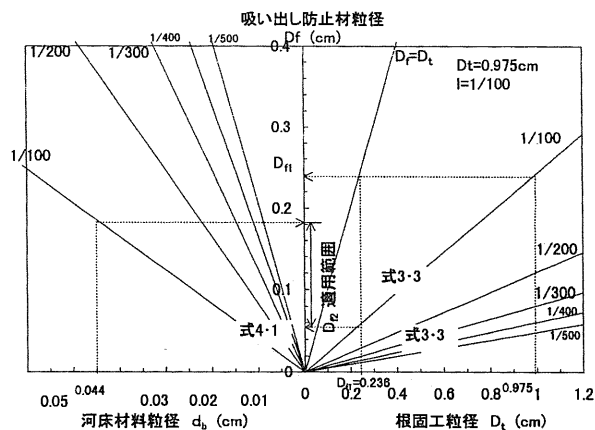


図4.4(b) 吸い出し防止材粒径の判定例 (Bシリーズ)

#### 4.2 吸い出し防止材が混合粒径の場合の留意点

実際一般河川で適用していくにあたっては、自然石を一樣粒径にそろえることは困難であり、その分建設コストの増大にもつながる恐れがあるため、吸い出し防止材が混合砂の場合を議論しておく必要がある。

##### 1) 吸い出し防止材が1種類で済むとき

図4.5において、 $D_f$ が $D_{fmin} < D_f < D_{fmax}$ となる粒度で構成されていれば何の問題もなく、その場合敷設厚さは $\alpha_1 D_{fmax}$  ( $\alpha_1$ :安全率)とすればよい。 $D_{fmin}$ よりも小さい粒径が混じる場合、吸い出し防止材層の上層付近に存在するその粒径は吸い出されるであろうが、通常の粒度分布の範囲であればとくに影響はないと考えられる。

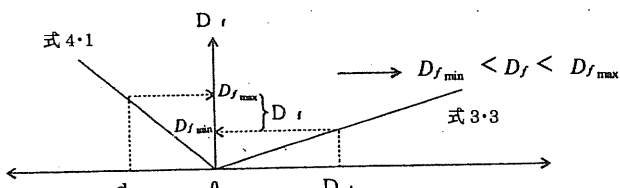


図4.5 混合砂礫による吸い出し防止材粒径の適用範囲 (1)

##### 2) 吸い出し防止材が2種類となるとき

図4.6において、 $D_{f1}$ 、 $D_{f2}$ がア)を満たす粒度で構成されていれば問題なく、その場合の敷設厚さは $D_t + b$ とすればよい。しかし現場施工において、 $D_{f1}$ 、 $D_{f2}$ を別々に扱う、あるいは $c$ から $b$ の粒径を使わないというのは手間がかかるため、得策ではない。そこでこのような場合には、 $a$ から $D_f$ の粒径で構成された混合材料を $D_t + b$ より大きい厚さで敷設する。

$$\text{敷設厚さ} = \alpha_2 (D_t + b) \cdot (1 + \beta_2) \quad (4.2)$$

ここに、 $\alpha_2$ :安全率

$\beta_2$ :  $c$ から $b$ の範囲の粒径の材料が粒度百分率に占める割合

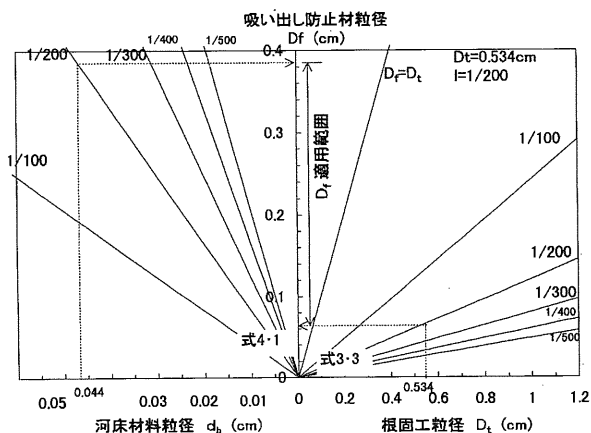


図4.4(a) 吸い出し防止材粒径の判定例 (Aシリーズ)

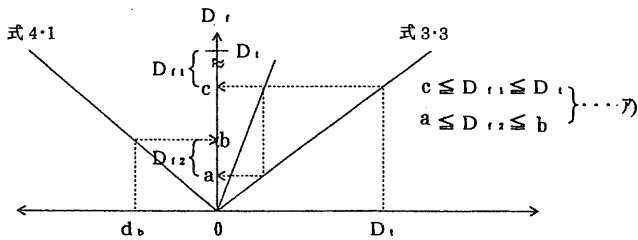


図4.6 混合砂礫による吸い出し防止材粒径の適用範囲 (2)

3) 吸い出し防止材が3種類となる時

図4.7において、 $D_{r1}$ 、 $D_{r2}$ 、 $D_{r3}$ が式(3)を満たす粒度で構成されていれば問題なく、その場合の敷設厚さは  $D_i + g + e$  とすればよい。現場では、 $d$  から  $D_i$  までの材料で構成された混合材料を  $D_i + g + e$  より大きい厚さで敷設する。

$$\text{敷設厚さ} = \alpha_3(D_i + g + e) \cdot (1 + \beta_3) \quad (4.3)$$

ここに、 $\alpha_3$ : 安全率

$\beta_3$ :  $f$  から  $e$  の範囲の粒径の材料が粒度百分率に占める割合

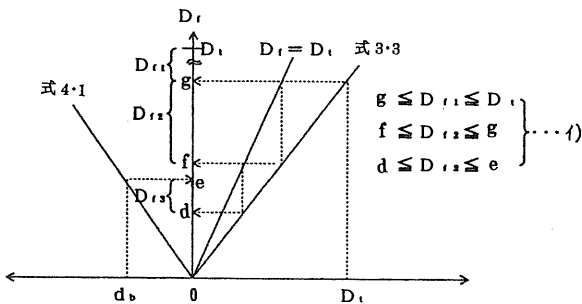


図4.7 混合砂礫による吸い出し防止材粒径の適用範囲 (3)

4) 吸い出し防止材が4種類となる時

4.3式に準じる。

5. 一般河川への適用

前述してきたことについてケーススタディ的に一般河川で適用することを考える。事例として、天竜川及び重信川への適用を試みた1例を図5.1(a), (b)に示す。

天竜川において河床勾配が1/140の地点では、河床材料の  $d_{b0}$  が4 cmであり、そのとき根固工に50cm粒径のものを設置するならば、吸い出し防止材に用いることのできる粒径の範囲は約9 cm~23 cmが適当となる。

また、重信川においては、同様に、河床材料の平均粒径が0.65 cm、河床勾配が1/500の地点で、この地点に

おける根固工の粒径を15 cmとすれば、吸い出し防止材の粒径は1 cm~12 cm程度が適当となり、いずれのケースも吸い出し防止材は1層で機能を確保することができる。

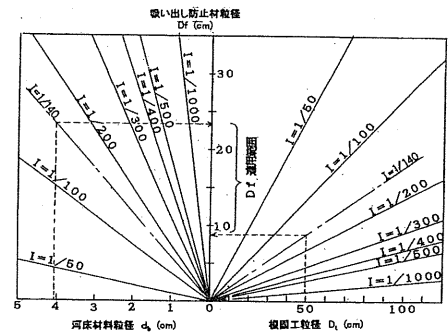


図5.1(a) 実河川データ(天竜川)に基づく吸い出し防止材の適用範囲決定

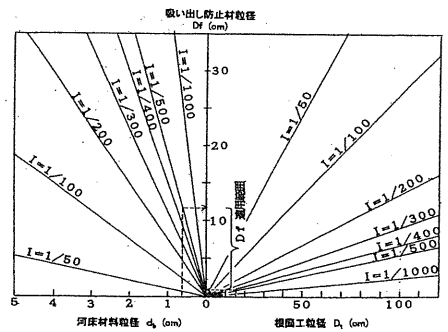


図5.1(b) 実河川データ(重信川)に基づく吸い出し防止材の適用範囲決定

6. おわりに

砂礫層で形成される吸い出し防止材について、理論と実験によりなされた既往研究を参考に、その水理的機能と設計方法に関する検討を行った。その結果、河床材料と根固工の粒径が与えられた場合の、吸い出し防止機能および吸い出し防止材自身の安定性を確保するための適切な吸い出し防止材粒径の選定に関する判断材料となる資料を提示するとともに、施工時における留意点について考察した。

本報告で提示した設計手法は、流水の乱れに起因する不確定な実験係数が含まれる関係式に基づいているため、十分な安全率を見込んだ提案にはなっているものの、一方では根固工や河床材料を一樣粒径として議論を展開していることや、現地スケールでの適用性に関する検証事例がないこと等、今後検討すべき課題も残されている。したがって、今後さらに粒径の不均一性に伴う問題につ

いて検討するとともに、現地施工事例によるデータの蓄積を行い、随時それらに基づいて設計手法の改良を検討していくことが重要である。

最後に、本研究を進める中で技術的なご指導を賜った河川環境総合研究所大阪研究所長芦田和男先生に深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) K.J.Bakkerら(1994) : Design Relationship For Filters In Bed Protection,ASCE
- 2) 水理公式集(1985) : p222, 土木学会

## スクリーン枠水制の水理機能

芦田 和男\* 大槻 英樹\*\* 荒牧 浩\*\*\*・大本 雄二\*\*\*\*

### 要旨

水制により流れをコントロールし、河岸を保護する考え方は古くからあり、様々な設置事例もあるが、それらの設置方法は経験に依拠したものであることが多く、水制のもつ水理的な特性については未解明な部分が多い。

そこで著者らはスクリーン枠（透過型水制）を、空石積み護岸が施された緩傾斜河岸を有する河道弯曲部に設置した場合の水理特性、護岸機能について研究を進めており、スクリーン枠の設置は弯曲外岸の流速の軽減効果、根固めの効果が期待されることが認められ、空石積み護岸の護岸効果が高まることを確認した。

スクリーン枠水制は、透過型水制の一種として位置付けられるものであり、わが国の伝統的な工法である牛やわくの構造に類似する。これら牛やわくは、透過型水制の中でも杭を主体とする構造の水制が設置しにくい礫床河川に多く用いられており、スクリーン枠水制も同様に適用することが可能である。

スクリーン枠水制の構造は、写真2・1に示すように三角柱の骨組みと透過性のスクリーン部で構成されている。また、鋼製フトン籠の自重で固定するため、河床低下に伴う沈下などの変位に追随できる。さらに、従来工

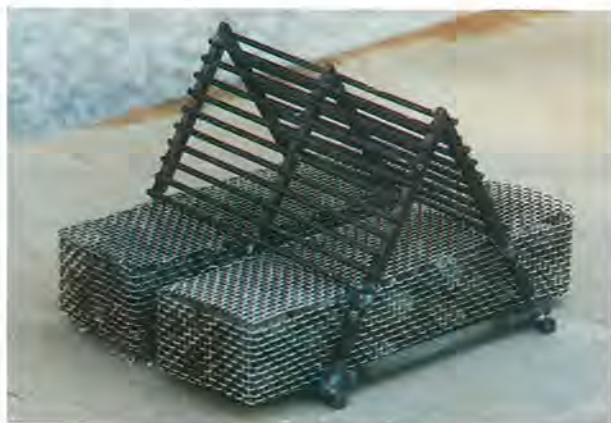


写真2・1 スクリーン枠の模型

法が木製あるいはコンクリート製であるのに対し、鋼製としているため製作・設置が容易なこと、水制機能は従来工法と同様の効果が期待されることから、適用性の広い工法と考えられる。

### 1. はじめに

高度経済成長以降のコンクリート護岸の普及により、河川工法として用いられることが少なくなった水制であるが、近年の護岸形態の変化、すなわち多自然型護岸の採用が盛んになるに至って、その役割が見直されつつある。

多自然型護岸に水制を組み合わせることによるメリットとして、コンクリート護岸に比べて安定性に欠ける多自然型護岸に作用する外力の軽減、水制まわりの局所的な洗掘、堆積を誘起することによる多様な河床形状の創出が挙げられ、多自然型川づくりの選択肢が広がるものと考えられる。

そこでここでは、旧来日本で用いられていた水制である枠や牛に類似した透過型水制として、比較的容易な構造で施工性に優れているスクリーン枠1)を取り上げ、緩傾斜川岸を有する90°単弯曲河道に設置した場合の水理特性を水理模型実験により評価することを試みた。

実験は、流速を測定することにより外岸の外力の軽減割合を調べた固定床実験と、固定床実験から比較的良好な配置と考えられたものを移動床河道に設置して護岸効果を確認した移動床実験とを行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 実験方法

実験はフルードの相似則に従った縮尺1/50を想定したものである。

実験装置（図2・1、表2・1）は、上流、下流にそれぞれ5m、4mの直線区間をもった90°単弯曲の水路で

\* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長  
\*\* 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員  
\*\*\* 荒牧 浩 川鉄建材(株) 技術研究所 主任研究員  
\*\*\*\* 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所



低水路と外岸の高水敷部を再現したものとなっている。

(1) 固定床実験

河床勾配1/1000，法面勾配1:3で整正された河床面に2.86mmのほぼ一様粒径の礫を敷設(図2・2)し，低水路満杯流量38.0ℓ/sを通水(この条件では2.86mmの礫は移動しない)し，流速分布の測定を行った。

流速を測定した断面は，図2・1のNo.-1, 3, 6, 7, 9, 10, 11の8断面で，スクリーン枠の配置の変化によって測線とスクリーン枠が重なる場合には少しずらした断面とした。

流速は，φ=5mmのプロペラ式流速計を用い，センサーの先端部に取り付けたタフトにより流向を知り，その流向での流速を測定した。測定位置は，横断方向に10cmピッチ(ただし，外岸法尻付近は5cmピッチ)，水深方向には，河床から5mm, 10mm, 20mm, 40mm, 以下測定可能ところまで20mmピッチとした。

流速以外に，流速を測定した断面でサーボ式水位計により横断方向に水面形状を測定した。

実験ケースは，スクリーン枠の配置をパラメータに表2・2の5ケースを設定した(図2・3)。

(2) 移動床実験

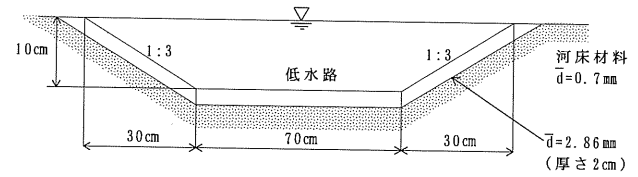


図2・2 法面部付近横断形状

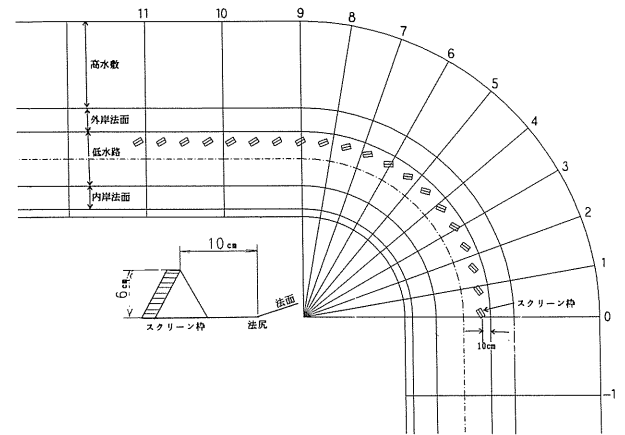


図2・3 河道平面形状と測線No.

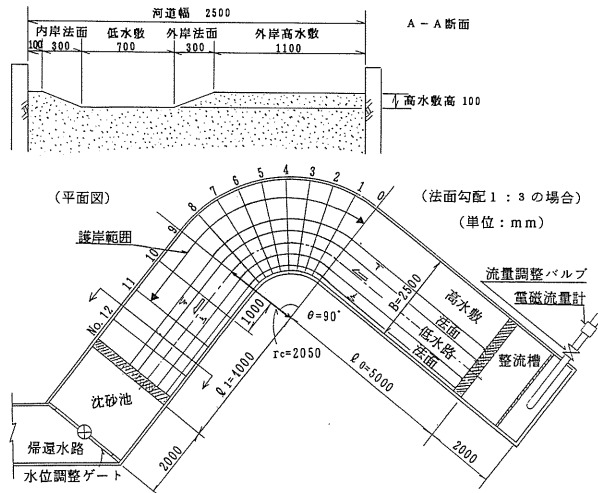


図2・1 模型装置及び測線No.

表2・1 模型諸元

項目	設定値	縮尺=1/50とすると
河道幅	B = 2.5m	B = 125m
高水敷高	h = 0.1m	h = 5m
弯曲部中心角	θ = 90°	θ = 90°
弯曲部曲率半径*	r <sub>c</sub> = 2.05m	r <sub>c</sub> = 102.5m
上流直線区間長	ℓ <sub>0</sub> = 5.0m	ℓ <sub>0</sub> = 250m
下流直線区間長	ℓ <sub>1</sub> = 4.0m	ℓ <sub>1</sub> = 200m
流量	5 ℓ/s 100 ℓ/s	90 m <sup>3</sup> /s 1,770 m <sup>3</sup> /s

\* 低水路部中心線上での値

表2・2 実験ケース一覧

ケース名	河床勾配	法面勾配	流量	スクリーン枠の条件					備考
				距離* <sup>2</sup>	高さ* <sup>3</sup>	密度* <sup>4</sup>	範囲* <sup>5</sup>	向き* <sup>6</sup>	
A-0	1/1000	1:3	低満* <sup>1</sup>	-	-	-	-	-	スクリーン枠なし
A-4	"	"	"	10cm	6cm	約0.6	0~9	平行	基本のケース
A-6	"	"	"	"	"	約0.4	0~11	"	
A-7	"	"	"	"	"	"	"	30°	
B-6	"	"	"	"	"	"	"	"	スクリーン前面全閉* <sup>7</sup>

\* 1 低満…低水路満杯流量 38 ℓ/s

\* 2 法尻からスクリーン枠頂部までの距離

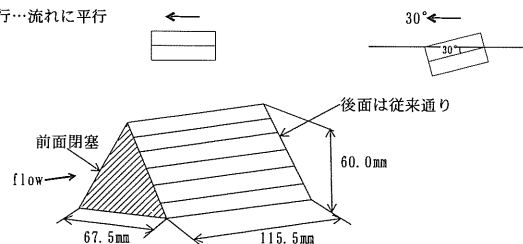
\* 3 河床面からの高さ

\* 4 (Σスクリーン枠長さ) / (スクリーン枠最上流端から最下流端までの設置距離)

\* 5 No. □~No. □

\* 6 平行…流れに平行

\* 7





河床勾配1/500, 法面勾配1:3で初期河床(河床材料粒径0.7mm)を整正し, 外岸のNo.0~No.11まで粒径2.86mmの礫で護岸する(図2・4)とともに, 固定床実験で比較的良好な結果が得られた条件(ケースA-7)でスクリーン枠を設置して, 低水路満杯流量40.0l/sを通航することにより護岸効果を確認した(この条件はスクリーン枠がなければ側岸侵食を受けることが確認されている<sup>3)</sup>). 河床材料, 法覆い工の特性は表2・3にまとめている.

実験は, まずスクリーン枠を設置した状態で5時間通水した後, スクリーン枠を除去して3時間通水した.

実験では, 流況, 河床形状を観察するとともに, 河床, 水面の横断形状を連続式砂面形, サーボ式水位計で計測した.

## 2.2 スクリーン枠諸元

スクリーン枠全体の高さは9cmで, 上方6cmは地上に, 下方3cmは砂中に埋めて用いることを基本とする(図2・5).

また下方3cm部分には, スクリーン枠の移動, 転倒を抑止するための蛇籠(ふとん籠)を挿入するようになっている. 蛇籠は, 幅4.8cm×高さ3.0cm×長さ15.0cmの直方体で, 1つのスクリーン枠に対して2個の蛇籠を用いる.

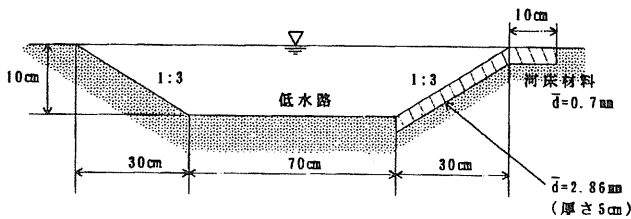


図2・4 河道横断形状(移動床)

表2・3 河床材料, 法覆い工に関する諸量

河床材料についての水理量	河床材料	法覆い工
材 料	寒水石	珪 砂
平均粒径	0.7mm	2.86mm
模型縮尺を1/50としたときの 実物平均粒径	3.5cm	14.3cm
限界摩擦速度 $u_{*c}^*$	1.96cm/s	4.80cm/s
無次元限界掃流力 $\tau_{*c}$	0.034	0.0498
斜面限界摩擦速度 $u_{*sc}^{*2}$	-	4.41cm/s
斜面無次元限界掃流力 $\tau_{*sc}^{*2}$	-	0.042

\* 比重はいずれも2.65

\*1 岩垣の式による

$$*2 \tau_{*sc} = \tau_{*c} \cos \theta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta}{\mu}\right)^2}$$

$\theta$ : 法面(ここでは1:3)の傾斜角

$\mu$ : 砂粒子の静摩擦係数( $\mu = \tan \phi$ )  $\phi$ : 水中安息角( $35^\circ$ )<sup>2)</sup>

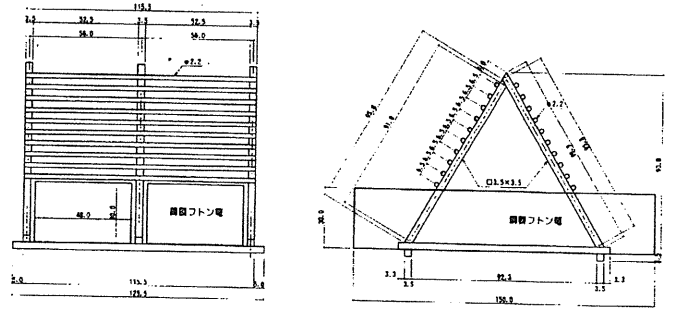


図2・5 スクリーン枠諸元

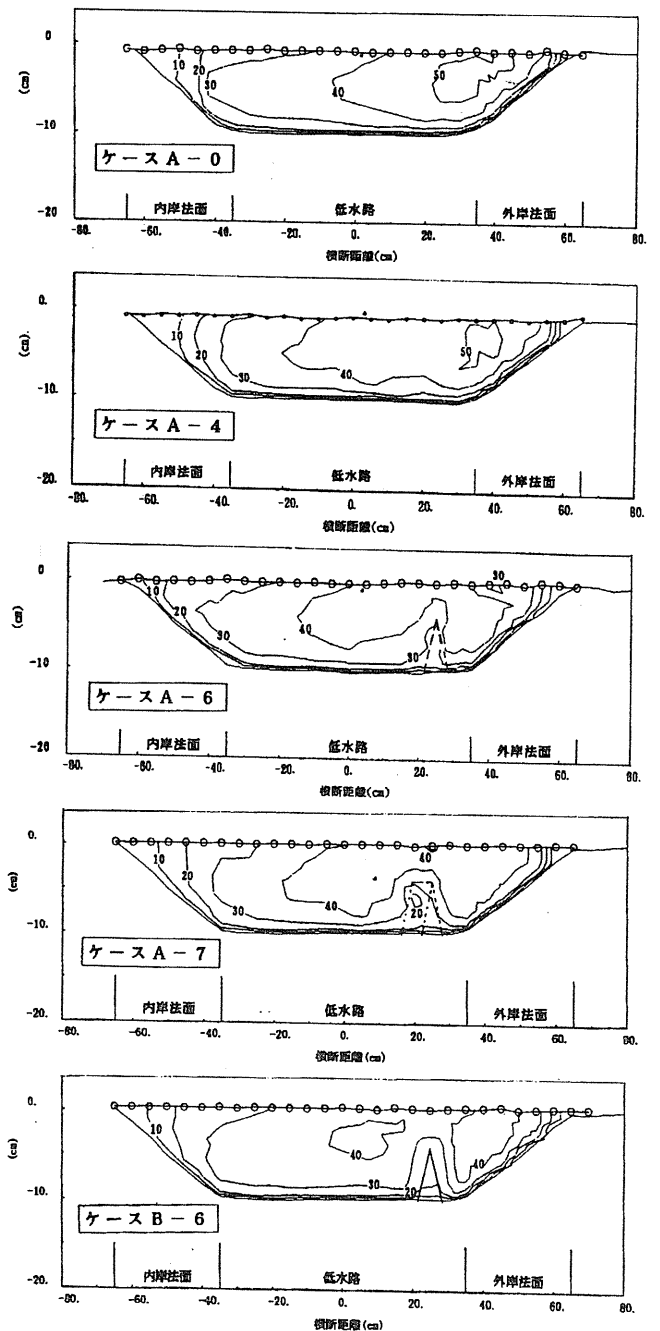


図3・1 断面流速分布(No.10断面)

模型材料としては、スクリーン枠本体は比重を実物と同じにすることを考慮して鋼製とし、蛇籠には3mm程度の目を有した鋼製の網を用いた。また蛇籠に入れる礫も実物の砂粒子と同比重の珪砂（平均粒径約10mm）とした（写真2・1）。

### 3. スクリーン枠を設置した場合の弯曲部流れ

#### 3.1 弯曲部水理特性

##### (1) 断面流速分布

図3・1に、スクリーン枠を設置しない場合に外岸の流速が最も速くなるNo.10の断面における各ケースの流速分布を比較したものを示す。

スクリーン枠を設置していないケースA-0では、外岸側に流れが集中し、50cm/s以上の流速が発生している。これに対してスクリーン枠がNo.9までしか設置されていないケースA-4ではケースA-0とあまり変化はないものの、弯曲より下流の直線部にもスクリーン枠を設置しているケースA-6、A-7、B-6

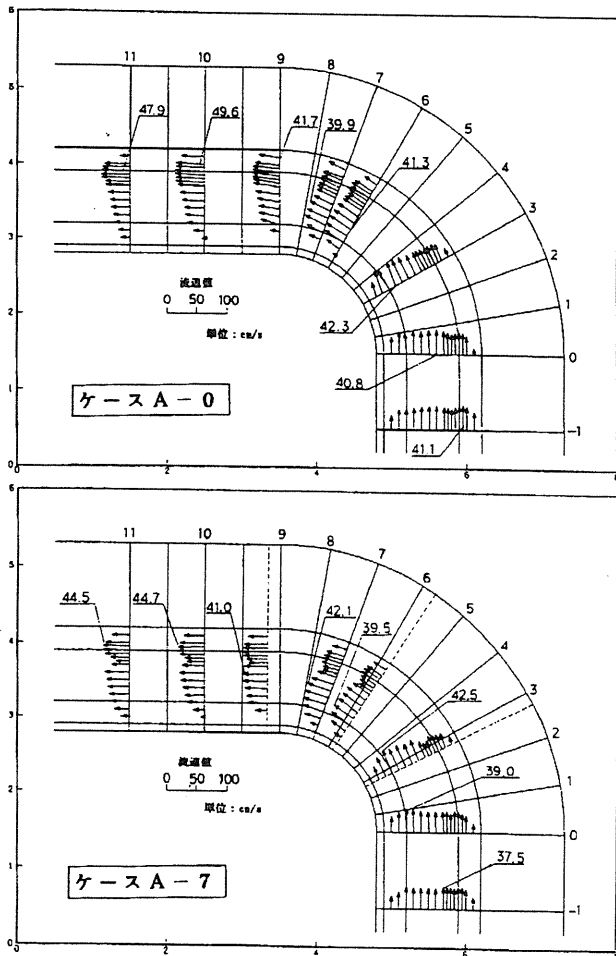


図3・2 水深平均流速平面分布

では50cm/s以上の流速域は消失しており、外岸側の流速軽減効果が認められる。特にスクリーン前面を閉塞したケースB-6ではスクリーン枠の抵抗としての効果が高いと考えられ、全体的に流速が小さめになっている。

##### (2) 平面流速分布

図3・2は、ケースA-0とケースA-7について水深平均流速ベクトルを整理したものである。

スクリーン枠の有無に拘わらずNo.3からNo.6にかけては内岸が速く、No.9以降は外岸が速くなる。ただし、スクリーン枠がある場合、スクリーン枠を設置している付近の流速が小さくなっているのが顕著で、それに伴って外岸法尻付近の流速も1割程度小さくなっている。

##### (3) 側岸部流速縦断変化

図3・3は、側岸部の水深平均流速の最大値の縦断変化を比較したものである。

スクリーン枠を施さない場合、No.10で断面平均値の約3割増しの流速が発生しているが、弯曲より下流にもスクリーン枠を施したケースA-6、A-7、B-6では2割増し程度の流速となっており、外岸側の流速軽減効果が認められる。

##### (4) 2次流

図3・4は、ケースA-0、A-7について代表断面での2次流を整理したものである。

両者を比べるとケースA-7がいずれの断面でも2次流が小さい傾向にあり、スクリーン枠は弯曲による2次流の抑制効果を有している。

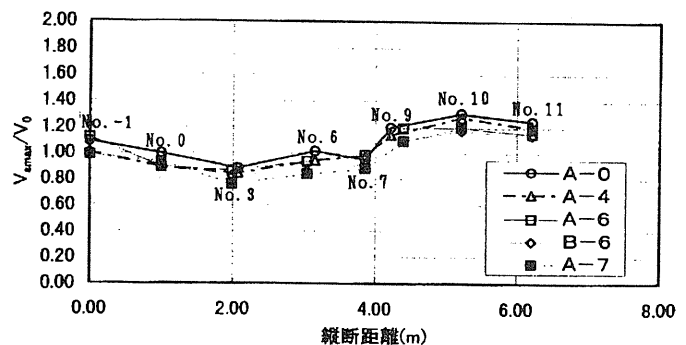


図3・3 外岸側岸部水深平均流速最大値の縦断変化

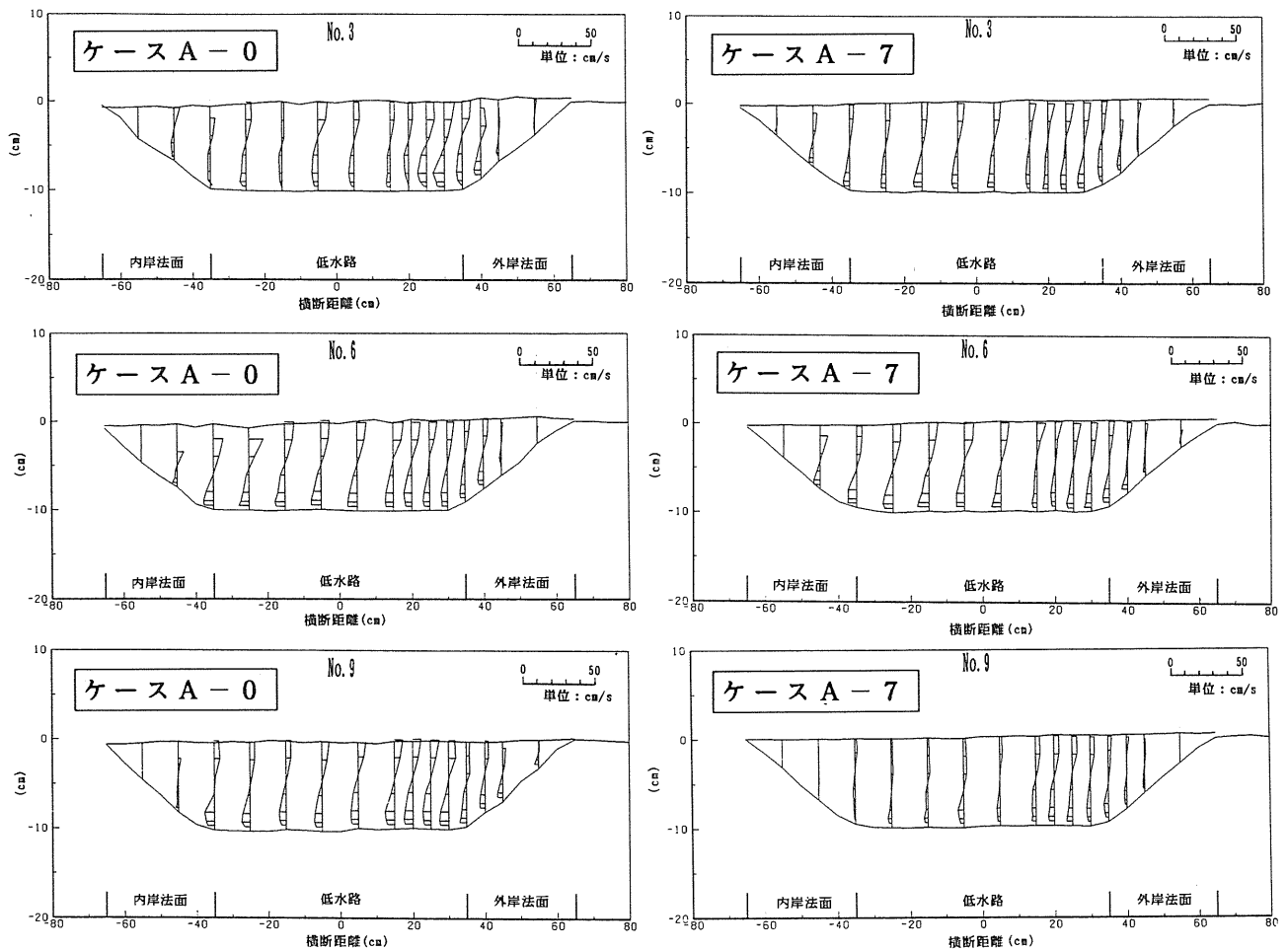


図 3・4 2次流

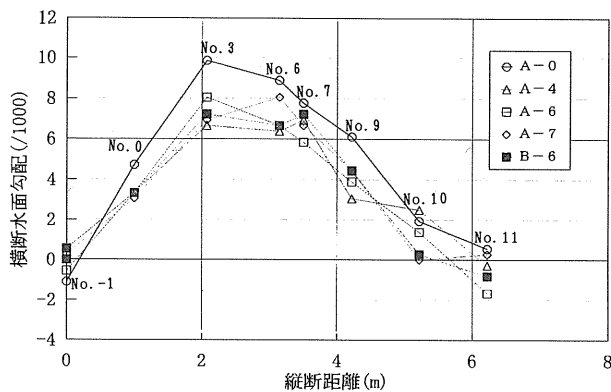


図 3・5 断面水面勾配の縦断変化

#### (5) 横断面水面勾配

図 3・5 は、横断面水面勾配の縦断変化を比較したものである。

全体的には No.3 (縦断距離約 2m), No.6 (縦断距離約 3m) 付近で最も大きな水面勾配が付き、スクリーン枠がある場合にはいずれのケースでもその付近での水面

勾配が小さくなる。この結果は、2次流の抑制効果の結果と合致するものである。

以上の結果を総括すると、以下のようである。

- ・スクリーン枠の設置は外岸法面部の流速の低減、2次流の抑制、水面勾配の緩和、等に効果が認められ、空石積み護岸と併用すると護岸効果が高まると判断される。
- ・スクリーン枠の外岸側法面部の流速軽減効果の程度は、法面部の水深平均流速の最大値で評価すると、何も設置しない場合に断面平均値の3割増し程度の流速となるのに対して、設置した場合は2割増し程度に抑えられる。すなわち何も施さない場合の流速に対して1割程度の軽減となり、掃流力に換算すると2割程度の減少となる。

#### 3.2 設置角度について

3.1で示したように、ケースA-7やケースB-6

が比較的良好な結果となった。これは流れの集中しやすい範囲（ここではNo.10付近）に、抵抗効果の高いものを設置するのが良いことを示している。

またケースA-7では、流況観察から流れを外岸から河道中央に寄せる効果が認められた。そこでここでは抵抗効果と流れを河道中央寄りに寄せる効果を合わせもつようにする配置が適切な配置と考え、設置角度を変化させて流況観察、水位の計測により適切な設置角度を見出すことにした。

設置した角度は、流れに対して0°（ケースA-6）、10°、30°（ケースA-7）、60°、90°である（ただし10°、60°、90°の実験は設置範囲がNo.2～No.10までで、測定はレベルとポイントゲージによる横断方向5点の平均値である）。

図3・6に水位の測定結果を比較している。

抵抗としての効果を上流の水位で判断すると、60°、90°が同程度で最も効果が大きく、次いで30°がやや小さい。10°と0°における効果は比較的小さく、両者はほとんど同じ結果となった。

また流況的に流れを河道中央へ寄せる効果は、30°が高いと判断された。

以上より総合的に評価すると、流れに対して30°の設置角度とすれば、抵抗としての効果と流れを河道中央に寄せる効果が得られると判断され、結局、特殊な形の

ケースB-6を除けば今回試した中ではケースA-7が最も適した配置であるといえる。

#### 4. スクリーン枠の護岸機能

##### 4.1 スクリーン枠の護岸効果

3. で述べたように固定床実験で抵抗としての効果と外岸による流れを河道中心に寄せる効果を合わせもち、護岸効果が高いと判断されたケースA-7を対象に移動床実験を行った。

写真4・1は初期河床、スクリーン枠を設置した状態で5時間通水した状況、及びスクリーン枠除去後通水3時間後の状況を、模型上方から撮影したものである。

また図4・1は、スクリーン枠がない場合（ケース53SN；河床材料平均粒径が1.13mmである以外は今回の移動床実験と同条件）と、スクリーン枠がある場合、及びその後スクリーン枠を除去した後の河床・水位の横断形状を整理したものである。

これらより、以下のことがわかる。

- ・スクリーン枠がある場合、No.6より下流で側岸の法覆い工がやや移動しているのが認められるが、法面は概ね安定しているといえる。
- ・スクリーン枠除去後では、No.6、No.9で著しい側岸侵食が発生している。
- ・ケース53SNとスクリーン枠を設置した場合を比較すると、深掘れの位置が河道中央に寄っており、スクリーン枠が根固めとしても作用している。

以上の移動床の実験より、スクリーン枠は空石積み護岸の護岸効果を高めるものであることが確認された。

これは、スクリーン枠が外力に対する負担を軽減する役割と、根固め工としての役割とを合わせもつことによるといえる。

なお、スクリーン枠を設置した実験では、スクリーン

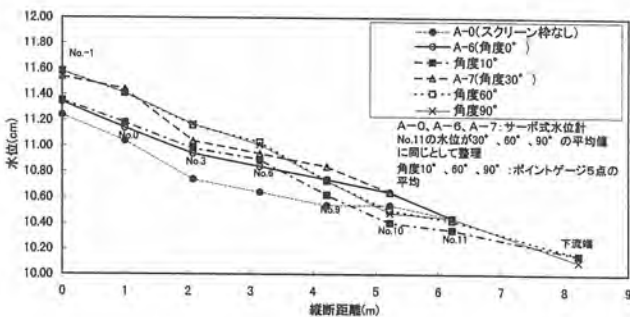


図3・6 縦断水位の比較



写真4・1 スクリーン枠の護岸効果

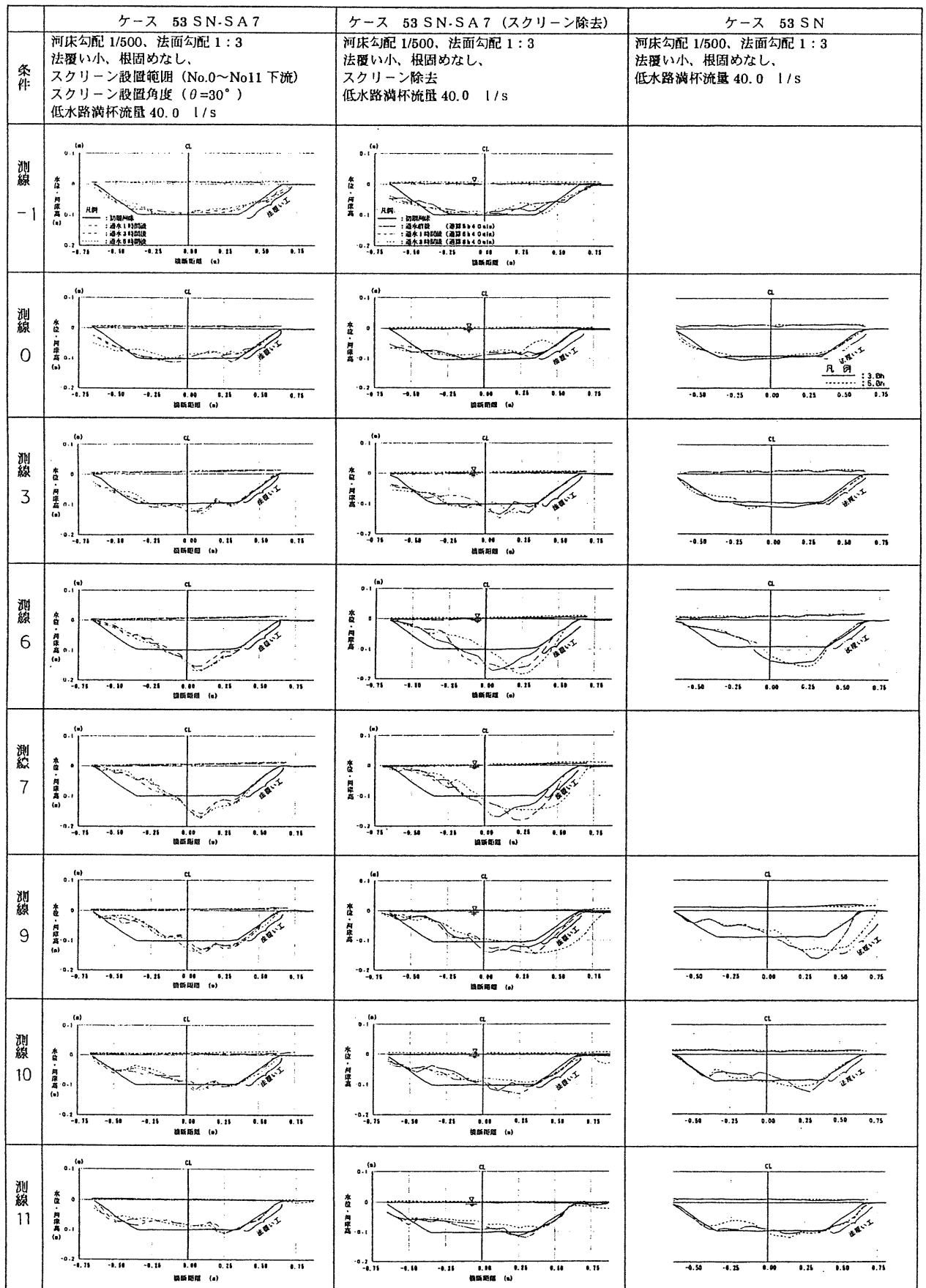


図 4・1 河床・水位横断形状 (移動床実験)

枠の前面が掘れ、スクリーン枠が傾くような状況が見られたが転倒に至るものではなかった。

## 4.2 実河川への適用性

### (1) スクリーン枠設置による局所洗掘と河川の多様性について

スクリーン枠は透過性のある構造物であるため、同形状の不透過性のものに比べるとスクリーン枠そのものの局所洗掘は小さいことが予測されるが、スクリーン枠を固定するための蛇籠を河床面と同じ高さで施工した場合、河岸外岸を中心にその周辺が局所的な洗掘を受け、凹凸のある河床面が形成される。

今回の実験では、スクリーン枠の前面が掘れ、そこに法覆い材料が流送され、ある程度の時間が経過すると、それ以上はあまり洗掘が進行しない状況となり、比較的安定した凹凸面が形成された。

これは生態的にみれば、河川環境の多様化をもたらし、魚類等の生息環境としては好ましいもの、例えば平水時にはスクリーン枠周辺が淀みをつくり、出水時には魚類の避難場所となりうるものであると考えられる。

### (2) 空石積み護岸との併設について

移動床の実験により、スクリーン枠を設置しない場合には護岸が破壊される条件に対しても、スクリーン枠を設置した場合には護岸が安定するものであることが認められた。

スクリーン枠がない場合の空石積み護岸の安定性については、別途研究が行われており、根固めなしの条件に対して、図4・2に示すような成果が得られている<sup>3)</sup>。

これは、側岸侵食の状況を、侵食が全く生じないもの、法尻付近の法覆い工が崩れるが側岸侵食は生じないもの、および側岸侵食が生じるものに区分し、それぞれ○、◎および●で表示し、○と◎を安全、●を危険として整理したものである。整理に用いた諸量は以下のように定義している。

$u_{*sco}$ ……直線部斜面のLaneの式<sup>4)</sup>による移動限界摩擦速度

$u_{*o}$ ……直線部の断面平均摩擦速度

$u_{smax}$ ……No.10断面の水深方向に平均した流速の側岸部の最大値

図中の一点鎖線は、直線河道側岸部にはおよそ断面平均掃流力の1/2程度の掃流力が作用すると考えた場合の、直線河道側岸部の平均摩擦速度を $u_{*so}$ として、 $u_{*so}^2 = 0.5 u_{*o}^2$ としたときのものであり、直線河道

においてはこれより上が安全域である。しかし弯曲部においては、一点鎖線よりも上にあるケースで●の評価となっているものがある。これは弯曲の存在により、流れの集中や2次流の影響で弯曲及びその下流側岸部の $u_{*s}$ が直線部の $u_{*s}$ より大きくなり、側岸侵食限界線が上に移動することを示している。

その程度は根固め工がない場合で、○が $u_{*sco}/u_{*o} = 1.2$ 程度以上、◎は1.1~1.2、●は0.9~1.0以下となっているため、直線部の断面平均よりやや大きな外力が弯曲外岸部に作用しているものと考えられる。これは、側岸を固定した流速測定実験において、弯曲外岸部で発生している流速が直線部の断面平均流速の1~2割増しものとなることが判明<sup>3)</sup>しており、そのこととおおよそ符合する結果である。

スクリーン枠を施した場合、●の評価であった53SNは、図4・2と同様の評価に照らし合わせると◎の評価へと変化し、空石積み護岸の安定性が高まったものといえる。表現を変えれば、スクリーン枠を併用した場合、より小さい粒径の空石積み材料としても安定性が得られ、粒径の選択範囲が広がることになる。

それではどの程度まで、図4・2の境界線が下がるかということになるが、図4・2に対して根固めを入れた場合の図4・3が得られており、その場合、侵食限界線は0.8程度まで下がるということが認められている。また固定床の流速測定実験でNo.10の水深平均流速の最大値を比べると

$$\frac{V_{smax}(A-7)}{V_{smax}(A-O)} = \frac{44.1}{49.6} = 0.89$$

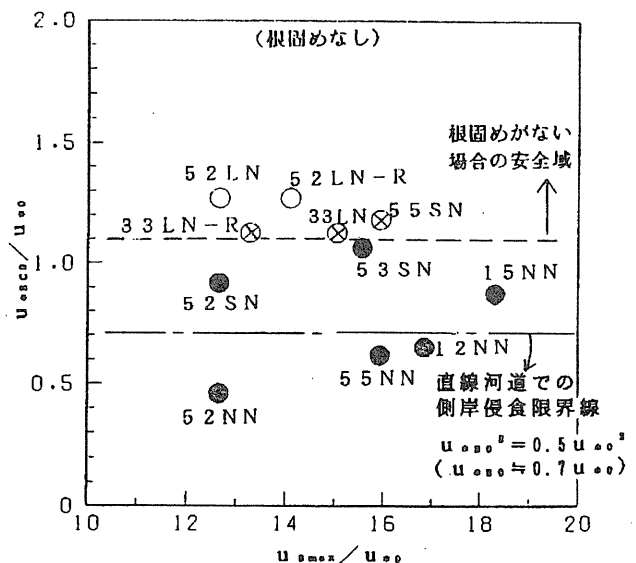


図4・2  $u_{*sco}/u_{*o} \sim u_{smax}/u_{*o}$  側岸侵食の関係 (1)



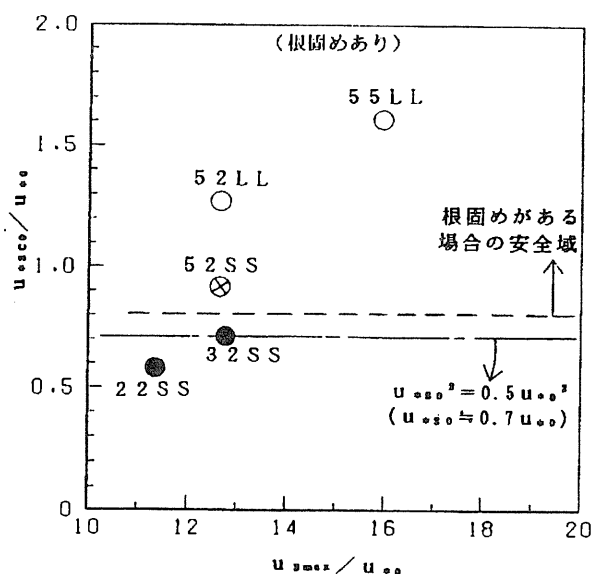


図4・3  $u_{sco}/u_0 \sim u_{smax}/u_0 \sim$  側岸侵食の関係 (2)

であり、おおよそ1割程度流速が小さくなる。

すなわち、スクリーン枠は根固めとしての効果に加えて、流速軽減効果についても図4・2と図4・3の比較から判断されるように、根固工と同程度以上の機能をもつことから、空石積み護岸にスクリーン枠を施せば、侵食の限界線が下がり、縦軸の0.8付近になることが予想される。

以上より、ゴミによるスクリーンの閉塞等に対する機能低下、維持管理面の問題はありますが、実際の河川への適用は十分に可能であるといえる。

## 5. 結論

本研究から得られた主要な結論を以下に示す。

### (1) スクリーン枠の流速軽減効果と配置方法について

スクリーン枠の設置は外岸法面部の流速の低減、2次流の抑制、水面勾配の緩和等に効果が認められ、空石積み護岸と併用すると護岸効果が高まると判断される。

・スクリーン枠の外岸側法面部の流速軽減効果の程度は、法面部の水深平均流速の最大値で評価すると、何も設置しない場合に断面平均値の3割増し程度の流速

となるのに対して、設置した場合は2割増し程度に抑えられる。すなわち何も施さない場合の流速に対して1割程度の軽減となり、掃流力に換算すると2割程度の減少となる。

・今回試した配置方法の中では、流況等も総合的に判断して、抵抗としての効果をもたせつつ流れを内岸に向ける効果をねらった流れに対して30°の角度をつけたものが最も適した配置と判断される。

### (2) スクリーン枠の護岸効果と実河川への適用性について

・スクリーン枠を外岸法尻付近に設置することは、空石積み護岸の護岸効果を高めるものであることが明らかとなった。

・これはスクリーン枠が、空石積み護岸の外力に対する負担を軽減する効果と根固め工としての効果を合わせもつことによる。

・スクリーン枠周辺の局所的な洗掘、堆積が多様な河川を創出し、生物に対して良好な環境を提供することが予想される。

・以上より、スクリーン枠の実河川への適用は、十分に可能であるといえる。

ただし、これらは限られた条件の中で得られた成果であるので、今後数値シミュレーションモデルを構築し、実験で扱えない条件を検討していき、一般的な設計指針としてとりまとめていく予定である。

最後に、本研究を実施するにあたり貴重な御助言をいただきました立命館大学 江頭進治教授、同 金海生助手、財団法人 砂防・地すべり技術センター 砂防技術研究所研究開発課 阿部宗平課長に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 流路工計画におけるスクリーン枠の機能と効果に関する実験的研究 報告書；(財)砂防・地すべり技術センター；1994
- 2) 久宝 保 (1951)；土砂の水中傾斜角について；土木技術資料 第6巻, 第5号
- 3) 芦田 和男・大槻 英樹・大本 雄二 (1996)；多自然型護岸の実験的研究；河川環境総合研究所報告 第2号
- 4) 水理公式集 - 昭和60年度版 - P.223





# ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験

吉川 秀夫\*・船木 淳悟\*\*・長谷川 茂\*\*\*・竹本 成行\*\*\*\*

## まえがき

河川堤防の法面は、流水や雨水による侵食を防止するために植生で保護されている。こうした堤防は、亀裂やモグラ穴等による堤体の劣化を確認するなどの維持管理上の必要性<sup>1)</sup>から北海道では年間2～3回、本州では5回程度の除草が行われている。定期的な除草は周辺植物の堤防への侵入を阻み、植生の不均一化による弱点箇所を未然に防ぐ効果がある半面、堤内側と河畔域との植生の連続性を分断させ、また景観上も非常に貧弱なものとなる。さらに除草費そのものも堤防整備の進捗に平行して負担を増していく。<sup>2)</sup>

一方、平成8年6月の河川審議会答申の中では、21世紀に向けた河川整備の推進方法の一つに堤防の質的強化技術開発が上げられており、堤防に関する質の高い技術に対する要請が高まっている。

本研究では、近年土木分野において補強材として利用されているジオテキスタイルに着目し、堤防補強材としての有効性について実験により検討する。本年度は堤防侵食防止素材としてのジオテキスタイルの効果を把握するため、流速3 m/s 程度の流れ環境下で法面を被覆したジオテキスタイルがどのような挙動をするのか観察した。<sup>3)</sup>

## 1. 研究目的

### 1.1 土木分野におけるジオテキスタイルの利用

近年、土木工場の分野では構造物の安定性や強度の向上、環境保全等の観点からジオテキスタイルを利用した施工が数多く試みられている。ジオテキスタイルとは、Geo (=土地、大地) と Textile (=織物) の合成語であり、『土や岩などの土質工学的材料と共に用いられ、土構造物の強化や安定性の増大に寄与する合成高分子材料』という意味から、織布や不織布などの繊維材のほか

にプラスチックメッシュやメンブレンなども含めて指すこともある<sup>4)</sup>。主なジオテキスタイルの種類と物性の特徴は表-1のとおりであり<sup>5)</sup>、使用用途に応じた使い分けが必要となる。

ジオテキスタイルを土や安定処理土等と組み合わせた複合体として用いたいときの工学的特性は次のようである<sup>4)</sup>。

- 1) せん断抵抗の増大や強度増加、変形防止などの力学的特性の向上、土構造物の補強機能
- 2) 侵食・洗掘抵抗の増加、排水または止水性の向上などの浸透・排水特性向上機能
- 3) 粒径の異なるような土質材料の分離機能

これらの機能を活用した土木工場の例として、盛土構造物や路盤の強化、軟弱地盤対策、耐震補強などがあり、河川堤防や川岸の強化を目的としたものとしては、軟弱地盤上の築堤盛土の安定化やサンドマットの代替、浸透路長を長くするためのブランケット工法、浸透水の遮水、護岸等が考えられ、多くはすでに実用段階に至っている。

最近では、このジオテキスタイルを袋状にし中詰め材を充填したものを多自然型護岸工や護床工などに使用する事例が増えてきている<sup>6)</sup>。

表1 ジオテキスタイルの種類と特徴

種類	素材	形状	引張強度	引張伸び	曲げ剛性	透水性	透土性	透水性
織布	ポリエステル、ポリプロピレン、ナイロン、ビニロン等	縦糸と横糸を交差させるように織ったシート	大	小	小	小	小	小
不織布	ポリエステルやポリプロピレン等の高分子長繊維及び短繊維、雑繊維等	繊維等を使わずに繊維を接着や融着、繊維同士の絡みなどで結合させて平面状にしたシート	中	中	小	大	中	中
ジオネット	ポリエチレン	樹脂に開かれた開口部が比較的大きく、交点部が結節あるいは一体化させた網状構造のシート	中	大	中	中	-	-
ジオリット	ポリエチレン、ポリプロピレン、FRP、スーパー繊維等	引張部材を交点部で強固に結合あるいは一体化して、規則的な格子構造としたシート	大	大	大	小	-	-

(-)は評価しなくてよい (久米ら(1991)の表を加筆変更)

\* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所長  
 \*\* 船木 淳悟 北海道開発局 開発土木研究所 主任研究員  
 \*\*\* 長谷川 茂 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第4部長  
 \*\*\*\* 竹本 成行 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員

## 1.2 研究目的

本研究では、堤防補強材としてのジオテキスタイルの有効性の確認と敷設技術の開発を目的としている。堤防補強材として期待される効果は以下のとおりである。

- 1) 引張強度や引裂抵抗を有する特性を生かし、堤防表面を覆うように敷設することによって雨水や流水による侵食、モグラ・ネズミ等の動物による劣化を防止できるのではないか
- 2) 堤防に敷設したジオテキスタイルの上に覆土することで、透水性があるため芝等の植生が十分活着し、かつ植物の根がジオテキスタイルと一体となることによって表土の流出を防ぎ、堤防保護効果を高めるのではないか
- 3) 従来のコンクリートに代わる堤防補強材として、河川景観の向上や堤体表面の植生に多様性が生み出されるのではないか

## 2. 実験方法

### 2.1 実験施設

図1のような幅3.0m、長さ40m、勾配1/50の矩形直線水路にそれぞれ法勾配1:2、法長約2.0mの疑似堤防法面を設置した。NO.1水路では、ジオテキスタイルそのものの流水に対する耐性を把握することを目的として、法の表面にジオテキスタイルを暴露した状態で敷設。NO.2水路はジオテキスタイルを覆土して植生を施した状態、すなわち実際の施工をイメージし10cm厚の覆土をし、その上に3cm厚の張芝をした。NO.3水路はNO.2の対照実験とするため、ジオテキスタイルは敷設せず張芝のみとしている。

これらの水路を最大能力1 m<sup>3</sup>/sの給水系に接続し、出水時の堤防近傍流速に近い3 m/s程度の流速を発生させ、ジオテキスタイルの高流速下での挙動や堤防表面の

侵食について実験可能な施設となっている。なお、本年度はNO.1の水路を使った実験のみ実施した。NO.2,3の水路は植生の活着のため、本年度は養生のみとした。

### 2.2 実験に使用したジオテキスタイルの特性

実験には不織布タイプのジオテキスタイルを用いた。不織布はそれ自体吸い出し防止効果があるうえ、部分的に穴があいてもそこからほつれが拡大しにくい性質があることから、流水にさらされ砂礫や浮遊物の衝突によって損傷を受ける危険性が高い堤防法面の補強材としては他の種類よりも優れている。

不織布タイプのジオテキスタイルも素材、製法等により、その特性も異なる。堤体中に敷設する保護材としては、強度、透水性、土砂吸い出し防止性、土中耐久性、耐薬品性等に優れていること。更に、表層植生の流水に対する耐侵食を増すことを期待して通根性に優れていることが要求される。

これらの要件を勘案し、素材としてポリオレフィン系（ポリプロピレン、ポリエチレン等）繊維を用い、ニードルパンチ法による結合と熱接着により作られた不織布を選定した。

実験に使用したジオテキスタイルの試験結果を表2に示す。なお、実験1の通水後の不織布を地面に放置し、一冬経過後の試験結果は同表に併記したとおりで、強度

表2

項目	材質	ポリオレフィン系繊維		備考
		通水前	通水後	
重量 (g/m <sup>2</sup> )		253	369	通水後は土を含む
厚み (mm)		6.0	4.8	押圧20g/cm <sup>2</sup>
引張強度 (N/5cm巾)	タテ	397	383	JIS L1085 に準ずる
	ヨコ	286	285	
伸び率 (%)	タテ	19.4	19.8	JIS L1085 に準ずる
	ヨコ	80.0	68.6	
透水係数 (cm/sec)		0.87	0.51	JIS A1218 に準ずる

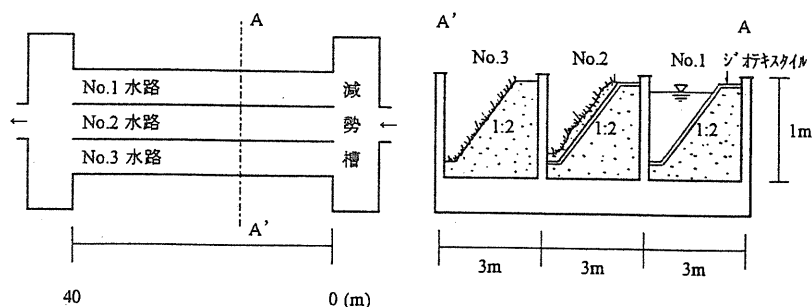


図1 実験施設

表3

項目	試験値	項目	試験値
湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.687	礫(2~7.5mm)%	5
乾燥密度 g/cm <sup>3</sup>	1.528	砂(75μm~2mm)%	86
土粒子の密度 g/cm <sup>3</sup>	2.675	シルト(5~75μm)%	5
自然含水比 %	9.4	粘土(5μm未満)%	4
透水係数 cm/sec	2.27×10 <sup>-3</sup>	液性限界 %	24.3
最大乾燥密度 g/cm <sup>3</sup>	1.702	塑性限界 %	17.4
最適含水比 %	18.4	塑性指数	6.9

的には劣化は見られないようであるが、圧縮され透水係数が減少する結果となっている。

### 2.3 疑似堤体材料の特性

疑似堤体に用いた材料は、実験場内にストックされていた土を用いた。その土質特性は表3のとおりである。疑似堤防の施工は河川工事の盛土工に準じて行った。

### 2.4 実験ケース

ジオテキスタイルの敷設方法によってどのような挙動をするかを把握するため、法面を流下方向に5mのブロックに区切り、それぞれ敷設方法を変えて比較実験した。まずケース1~3について実験1として行い、その結果を踏まえて敷設方法を再検討し、ケース4~8を実験2として行った。敷設方法を模式的に示すと図2のようである。

#### (1)実験1

ジオテキスタイルを敷設する場合にその固定方法とし

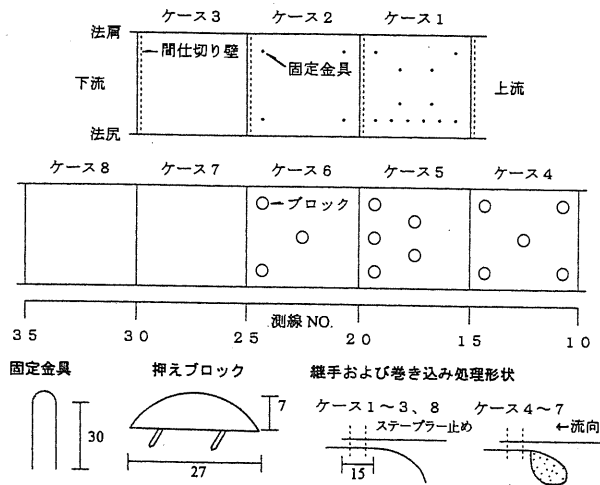


図2 敷設ケース

て、図2に示す固定金具(径6mm丸棒鋼、引抜抵抗力15kg)を用いたとき、その配置によって流水による挙動の違いを確かめることを目的とした。ジオテキスタイルどうしの継手部は、15cm幅の重ね部分をステーブラーにて密に接合した。また、各敷設ケースの間は現象を独立させるためと、一部の破壊が全体に及ばないようにとの配慮から、間仕切り壁(鋼板製)を設置した。なお、実験1としては水路の流入部、流出部の流況が不明のため、上流部15m、下流部10mを実験区間から除外し、この区間はジオテキスタイルシートを固定金具を密に打ち込んだ。そのほかの各ケースの条件は以下のとおりである。

ケース1(測線NO.15~20): 四隅、中央部、および水路床設置部で計12点固定

ケース2(測線NO.20~25): 敷設面の四隅のみ金具で固定

ケース3(測線NO.25~30): 敷設面に対し固定金具を用いない

実験は先ず予備通水として0.5m<sup>3</sup>/sを約10分間通水した。その結果、法尻から河床水平部の変形が大きく現われたため、河床水平部上を建築用空洞ブロック(39cm×19cm×19cm)により固定することにした。結果として、河床部の高さが約20cm高くなった条件で本実験を行った。

本実験は再度0.5m<sup>3</sup>/sを通水し、約25分間観察した。ジオテキスタイルシートの振動は見られるが、長時間通水でも破壊には至らないと判断されたので、目標の通水流量1.0m<sup>3</sup>/sにすべく、先ず0.75m<sup>3</sup>/sを約10分間通水して様子を見た後、1.0m<sup>3</sup>/sを35分間通水した。合計の通水時間は約80分である。

#### (2)実験2

実験1での問題点を踏まえて敷設方法を検討し、固定金具を押しえブロック(重量8kg)にかえて実験した。またジオテキスタイルどうしの継手部のステーブラー止め間隔を30cm程度に粗くするとともに、各敷設ケースの上流側の巻き込み処理を袋状にし、土を詰めた。さらに各区間の境界部の間仕切り固定壁はない方が良くと判断されたので撤去し、河床水平部は固定床とした。なお、実験1の水面形から、流入部から10m地点より下流25m区間を実験区間とすることができると判断し、5ケースを配置することとした。そのほかの条件は次のとおりである。

ケース4(測線NO.10~15): 押しえブロックを四隅と中央部に計5個配置

ケース5 (測線NO.15~20) : 敷設区間の後ろ側に重点的に計5個配置

ケース6 (測線NO.20~25) : 敷設区間の後ろ側の両隅と中央部の計3個配置

ケース7 (測線NO.25~30) : ブロックを配置しない

ケース8 (測線NO.30~35) : ブロックを敷設せず、実験1と同様の巻き込み処理

実験は、流量 $0.5\text{m}^3/\text{s}$ を約30分通水した後、 $1.0\text{m}^3/\text{s}$ を約45分間通水して一旦停水し観察した。一部流出した押えブロックを元に戻し、更に35分間 $1.0\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。合計通水時間は約110分である。

### 3. 実験結果

#### 3.1 流況とジオテキスタイルシートの挙動

流れは射流領域にあり、水面は動揺の激しい流況となっている。これに伴ないシートは波動的に振動し、水面付近の背面土砂の崩落が起きている。また、ジオテキスタイルは透水性が大きいので、背面への通過水量が多く堤体上の細粒分を掃流する程度の流れが背面に生じているようである。

実験1では継手部を密に止めたため、背面の流れによりこの部分がふくらみ、動揺の振幅がより大きくなる現象が見られた。また、固定金具は堤体土表層の湿潤化と流れの振動等による弛みから抵抗力が減じたことも一因して、殆んど金具が浮き上っており、効果が充分発揮されなかった。但し、堤体侵食防止の観点からはほぼ満足すべき状況であった。

実験2ではシートとともに押さえブロックが振動しており、大きな圧力変動が生じていると推察される。ケース5で押さえブロックを3個並べた箇所ではやや縮流効果が現われ、下流に強い流れが見られた。また、堤体上の変形に伴ない押さえブロックの座りが不安定となって裏面に流水を受けて一部ブロックが流出した。

実験1、2ともにステープラー止めの一部にジオテキスタイルが剪断され、あるいはピンが伸びてはずれている箇所が見られた。

しかし、ジオテキスタイルの損傷や流出するような挙動は見られず、堤体土の表層部の変形は起きるが、堤体の壊滅的破壊をくい止める、あるいは進行を遅らせる効果は充分期待できると思われた。

#### 3.2 断面流速分布

通水中に測定した断面流速分布を図-3に示す。流速は側壁寄りの流心部で約 $3\text{m/s}$ 、法面の近傍で $1\text{m/s}$ 以上の高速流が発生していることが確認された。

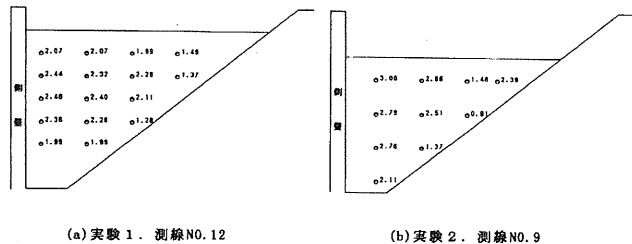


図3 断面流速分布

#### 3.3 断面変化

通水後に断面変化を計測した結果は、図4に示すように実験1、2ともに洗掘傾向となっている。実験1と2では河床条件が異なるため直接対比できない面もあるが、通水時間が1.5倍程度長い実験2のほうが全体として洗掘量が大きくなっている。ジオテキスタイルは吸出し防止効果が高く、疑似堤防盛土材料に用いた土質が最大粒径 $19\text{mm}$ 、50%粒径 $0.38\text{mm}$ で細砂・粗砂がほとんどを占めていることから、吸い出しによってこれほどの洗掘が生じたものではなく、ジオテキスタイルの下面と堤体間に流水が生じ、これにより堤体材料が掃流されることと、主な堤体材料の流出はジオテキスタイルの上下方向の振動に伴う堤体との間の水の流動による堤体材料の下方への落下ならびに、ジオテキスタイルのふいご作用に伴うジオテキスタイルの継目からの土砂の

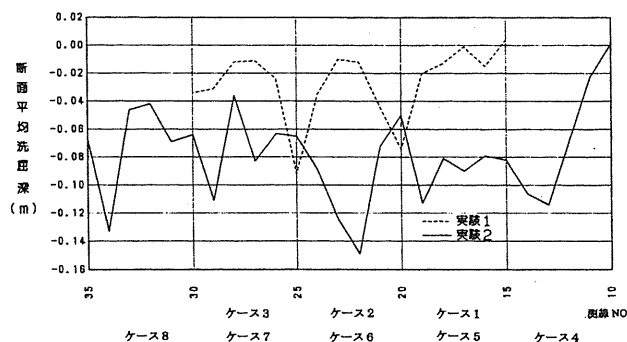


図4 断面平均洗掘深

流出である。

次に実験1, 2についてそれぞれ見てみる。

(実験1)

各ケース間に仕切壁を設置していたため、仕切壁の箇所では図5(a)の測線NO.20に見られるように、その前面で著しい洗堀傾向が見られるが、それ以外の測線上の洗堀量に大きな差はない。図4で洗堀深が小さく示されている部分があるが、これは洗堀がほとんど生じていないからではなく、断面形状は図5(b)に示したように法面の上方からの崩れ、あるいは上流側からの流掃土砂の堆積によって法面の下方にはらみ出しが生じ、見かけ上平均洗堀深が小さくなっているためである。

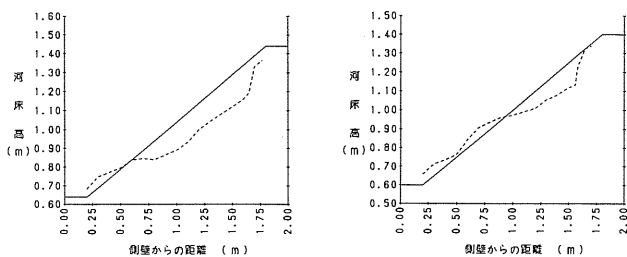


図5 洗堀による法面変形の例(1)

実験1を終了した後にジオテキスタイルの損傷や敷設箇所からの脱落について調べた結果、ジオテキスタイルそのものに問題は見られなかった。しかし、洗堀箇所において固定金具が浮き上がってしまい、ジオテキスタイルを法面に密着させて固定する機能が発揮されなくなってしまう。

(実験2)

押えブロックを敷設した測線NO.10~25の区間で、実験1と逆の結果となった。すなわち、敷設パターン境界付近(測線NO.15, 20, 25)よりも中央部の方が相対的に洗堀量が大きくなっている(図6)。このことは、押さえブロックによって、洗堀による法面の變形に追随

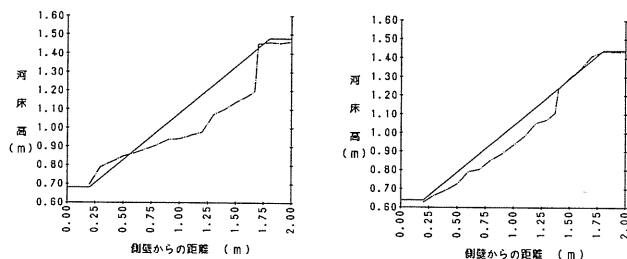


図6 洗堀による法面変形の例(2)

してジオテキスタイルを法面に密着させたことで、かえって両者の間を通過する流れが強まった可能性がある。

押えブロックを敷設していない区間では、測線NO.34に大きい洗堀が見られるが、測線NO.35より下流の区間を敷き砂利によって固定したために生じたものと考えられ、これを除くとケース7と8の巻き込み処理の違いによる差はほとんどなかった。

法面変形の状況を縦断的に見ると図7のようである。図の上段の線は左岸側壁から90cm地点(河床からの水深35cm)、下段は40cm地点(10cm)の通水後の縦断線を現わしている。

全ケースとも法面上部は崩落しており、ケース6を除いて下部に堆積してはらみ出し箇所が生じている。ケース6は前述したようにケース5の区間の影響を受けた流れによって背面土砂の流出が大きくなったものと思われる。

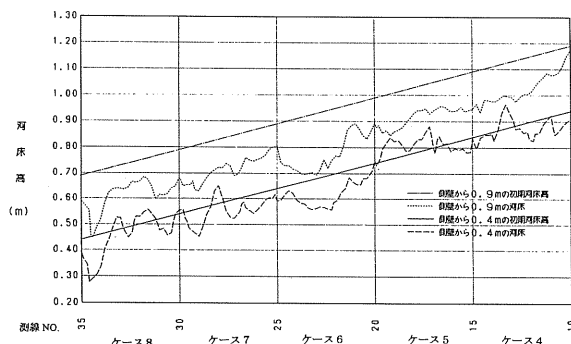


図7 法面縦断図

#### 4. 考 察

実験継続時間が100分程度と実際の洪水継続時間から見れば短いですが、ジオテキスタイル自体の強度はほぼ確認することができたと考えられる。ただし、損傷を受けた場合の強度については未知であり、次回の実験に向けた課題である。

法面の侵食防止効果については十分とはならなかった。侵食が発生している要因を検討するためには、ジオテキスタイルと法面との間に生じている流れの現象について詳しく把握する必要がある。また侵食をより小さく押さえるための敷設方法の改良も必要と考えられる。

実際の施工を考えれば、堤防表面にジオテキスタイルを暴露したままにすることは考えにくく、今回の実験は、洪水により覆土が完全に流出した場合を想定した実験と位置づけられる。したがって、今後はジオテキスタイルと覆土、植生という3つの要素によって堤防強度がどれだけ向上するのかについても合わせて実験を重ねていくこととする。



参考文献

- 1) 北川 明, 宇多高明, 福岡捷二, 竹本典道, 服部敦, 浜口憲一郎: 一関遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験, 水工学論文集 第39巻, 1995年2月
- 2) 北川 明, 宇多高明, 竹本典道, 栗田信博, 服部敦: 植生の遷移と堤防の管理, 水工学論文集 第39巻, 1995年2月
- 3) 船木淳悟: ジオテキスタイルを用いた河岸浸食防止

- に関する実験, 第44回 (平成8年度) 北海道開発局技術研究発表会発表概要集(3), 1997年2月
- 4) 吉岡 淳: ジオテキスタイルー土質安定用繊維材ー, 月刊建設1986年2月
  - 5) 久楽勝行, 青山憲明: 建設分野へ利用される新素材・新材料(その6)ー盛土・地盤用新材料ー, 土木技術資料33-5, 1991年
  - 6) 吉川秀夫, 立石芳信: テンダーバックによる河川環境の創出, 河川環境総合研究所報告第1号, 1995年7月



写真1 実験1の流況 (流量1.0m³/s)



写真2 固定金具の浮上がり (実験1)



写真3 通水後の法面状況 (実験1)



写真4 実験2の流況 (流量1.0m³/s)



写真5 通水後のジオテキスタイルの状況 (実験2)



写真6 通水後の法面状況 (実験2)

### Ⅲ. その他河川環境の保全と創造に関する研究





# 流域における総合的な土砂管理

芦田 和男\*

## 1. はしがき

われわれの多くは、土砂の侵食・堆積現象が活発な扇状地や沖積平野に住んでいる。これらの地域や河川の地形は土砂の侵食と堆積現象により変化するが、それがある範囲を越えるとそこに生活している我々にいろいろな影響があらわれる。とくに、変化が急激で大きい場合には、生命が脅かされ、また、我々の財産や地域社会に重大な被害が発生する。平成7年7月豪雨による関川・姫川・黒部川などの流域における土砂の挙動はまさにそのようなものであった。

また、変化が一時的に急激なものでなくても長期にわたって累積し、我々に大きな影響を持つようになる場合もある。

一方、良好な河川環境は、我々人間が快適な生活を営んでいく上で極めて重要なものであるが、同時に河川周辺に住む多くの生物たちの息にとって必要なものである。土砂移動現象はこのような河川環境とも密接なかわりを持っている。

したがって、我々人間が生物に配慮しながら安全で快適な生活を営んで行くためには、土砂の侵食、堆積による地形変動の幅と速度をある範囲に抑えるとともに良好な河川環境を維持するように管理していくことが大切である。

土砂の生産、流送、堆積現象は自然の要因に支配されるが、人間活動による影響もかなり大きい。この中には、流域の開発や貯水池の築造、治山、砂防などと言ったいろいろなレベルのものが含まれるが、その影響や効果が大きいということは管理の重要性を示すものである。

また、流域内のある場所に発生した土砂現象はその場所にとどまらず、流域全体に波及して行く性質を持っている。したがって流域を一貫した総合的な土砂管理を行わなければ初期の目的を達成することは困難であり、この事から総合的な土砂管理の重要性が理解される。

本論では、土砂問題と土砂管理の時代的変遷について述べ、現在求められている管理の方向性について考察し、そのための土砂管理の手法と開発すべき技術について

2, 3の提案を行う<sup>1)</sup>。

## 2. 流域における土砂問題と管理の時代的変遷

### 2.1 概要

土砂問題は、流域の自然的条件と社会的条件に支配される。したがって、土砂にかかわる問題と管理の主眼は流域により、また時代的にも変遷してきた。土砂の流出現象を支配する自然的要因については、流域による差異はあるが、わが国は概して様々な土砂の流出現象が生じ、時には大規模な土砂現象によって大災害が発生するという極めて厳しい状態にある。一方、人為的な要因は三つの時期によって大きく変化している。1960年以前においては、土砂の生産流出を抑制する治山、砂防工事が行われていた以外、大規模な開発はあまり行われておらず、1部の例を除いて土砂の生産・流出現象に及ぼす人間活動の影響はそれほど大きくはなかった。

高度経済成長期に入った1960年代になると、わが国でかつて見たことのないような活発な人為的活動が流域で展開され、土砂の生産・流送の条件は人為的に大きく変えられた。その結果、土砂環境は大きく変化し、様々な問題が発生して来た。1980年代になると、環境を重視するという国民的な意識の高まりの中で、開発は抑制され、流域における土砂の生産、流出条件に大きな変化を与えるような行為は抑えられるようになって来た。

しかし、以前に作られたダムは土砂の流送条件を大きく変化させる要因として存在し続けており、人為的な要因が無くなったわけではない。

1960年代以前においては、山地から流出する土砂の堆積によって引きおこされる河床上昇、洪水・土砂氾濫、舟航の障害等が主要な問題であり、したがって、土砂流出を抑制することが土砂管理の主眼であった。

1960年代以降になると、土砂環境が大きく変化することにより、多様な土砂問題が発生してきた。まず、貯水池の堆砂による流出土砂量の減少と砂利採取により河床低下や海岸侵食が広範囲におこり、そのことによる障害が発生するようになった。また、一方では、ダム堆砂

\* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長

による障害がおこって来た。さらに、土石流危険地帯の増大により土石流災害が頻発するようになって来た。また、大規模な土砂流出時における洪水・土砂災害は以前に引き続いて発生している。これらの多様な土砂問題に対して、管理の主眼も多様化して来た。さらに、1980年代になると環境に対する社会的ニーズが増大し、土砂管理については、以上の視点に加えて、さらに自然との共生、生物への配慮、良好な水環境の保全等が重視されるようになって来た。

## 2.2 流域における土砂収支の現状

流域における侵食、崩壊、土石流などによって河川に供給される砂礫は、流水の作用で河道を流下し、さらに海岸部へと流送される。その過程において一部はダム貯水池や湖沼において堆積する。また、河道部や海岸部における人為的な砂利採取によって除去されるものもある。近年においては、貯水池の堆砂量や河道・海岸部の砂利採取量が流域における土砂収支にかなりの影響を持っており、これらを考慮した検討が重要である。

わが国全体を対象としたマクロな年間の土砂収支をオーダー的に見ると図2・1のようである。

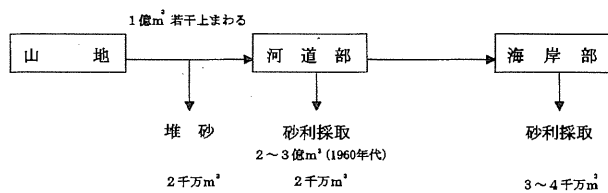


図2・1 わが国の河川の年平均の土砂収支

山地からの流出土砂量は1億 $m^3$ を若干上まわるオーダーである。これは、年間のダム堆砂量から流出土砂量の平均を400~500 $m^3$ /年 $\cdot km^2$ として、これに山地面積を乗じて推定したものである。ダム堆砂量2,000 $m^3$ /年は貯水容量100 $m^3$ 以上のハイダムの堆砂総量が1977年および1994年にそれぞれ8.43億 $m^3$ および11.88億 $m^3$ であることから、この間の年平均値を求めた値である。

また、河川砂利採取量および海岸砂利採取量は、過去10年間の骨材採取量の実績から算出した値である。

河川砂利採取量は年とともに減少して来ており、1985年には年間2,700 $m^3$ 、1994年には1,800 $m^3$ となっており、この間平均的に見ると、年間2,000 $m^3$ を若干上まわる値となっている。また、海岸部における砂利採取量はここ10年間あまり変化なく、平均

3,500 $m^3$ 程度である。なお、図2・1には、砂利採取が活発であった1960年代の高度経済成長期における河川砂利採取量の推定値2~3億 $m^3$ も示されている。この量は山地からの生産土砂量を大幅に上まわっており、このような大量の砂礫がかなりの期間掘削された結果、大幅な河床低下や海岸侵食が生じたのである。現在においては、流域における土砂収支は平均的に見るとバランスが取れて来ている。

しかし、河道部においては大幅な河床低下が生じた時期における後遺症が残っている所が多く、河岸保護が重要な問題となっている。また、ダムによって河道部や海岸部へ供給される砂分が減少したことが河川の生態系に与える影響も議論されている。また、海岸侵食には、ダム堆砂による供給土砂量の減少に加えて、上流から供給される砂礫が、以前に大幅に低下した河床を埋めもどすために費やされ、海岸部に到達する土砂量がさらに減少することも影響しているのではないかと推察される。

なお、貯水池の堆砂量は表2・1に示すように、地域によってさらに河川によって大きな差異がある。したがって、土砂収支の検討は、河川ごとに行う必要があることは言うまでもない。

表2・1 貯水池堆砂の地域分布(1994)

地域	ダム数	貯水容量 (初期) 百万 $m^3$	堆砂量 百万 $m^3$	堆砂率 %
北海道	82	2,101	81.9	3.9
東北	93	2,032	80.5	4.0
関東	57	1,506	86.9	5.8
北陸	123	3,801	224.2	5.9
中部	73	1,953	421.7	21.6
近畿	61	1,950	71.8	3.7
中国	75	1,334	29.8	2.2
四国	50	1,110	81.2	7.3
九州	108	1,442	108.6	7.5
沖縄	7	93	1.2	1.3
合計	729	17,322	1187.8	6.9

## 2.3 土砂管理の課題

上述のとおり、流域における人為的な土砂収支の不均衡に基づいて様々な土砂問題が生じている。一方、わが国固有の厳しい自然条件に基づいて、時には極端な土砂の収支の不均衡が自然的に発生して大きな災害が発生することもある。

土砂の管理では、これらの様々な課題に対応して行か

なければならない。ここでは、主な課題を列挙して管理の主眼を説明しよう。

### (1) 森林の荒廃と土砂流出

森林の過度な伐採により流域が荒廃し、多量の土砂が流下して下流地域の人々が洪水や干ばつの被害を受けて来たことは良く知られている。その最も激しい事例は黄河に見ることが出来る。この問題は、世界的に見るとかなり大きな問題である。

わが国においては従来から森林の管理に力が入られ、現在では克服された問題とも言える。しかし、最近では人手の問題等から森林の管理がむずかしくなっているとも言われており、再び問題が顕在化する恐れもある。例えば、筑後川流域では広範囲に風倒木が生じているが、これによる森林の荒廃が心配である。森林が荒廃し、土砂流出が生じないように適切な管理を行っていかなければならない。

### (2) 大規模な土砂現象

地震や火山噴火に伴う大量の土砂移動や豪雨による崩壊・土石流などの大規模な土砂現象は、周辺の地形を一変させて激甚な災害を引き起こすとともに、広範囲にわたり土砂環境にも大きな変化を与えるものであり、土砂管理の上から重視すべきものである。

このような大規模な土砂現象は流域全体として1千万 $m^3$ を越す土砂の移動を伴う場合が多いようである。勿論それ以下の土量であっても地域的に限られた範囲で大規模な地形変化を伴う場合もあるので、一概には決めれない。

平成7年7月豪雨による姫川の災害は、発生土砂量1千万 $m^3$ を越す大規模な土砂現象によって引き起こされ、河川地形は大きく変化する激甚なものであったことは記憶に新しい。

このような大規模な土砂現象は過去に各地において発生しているが、特に、構造線沿いの地域や火山地域において多く発生している。例えば、十津川災害(1889)は天然ダム53ヶも発生するという史上まれに見る土砂移動を伴う水害、土砂害であった。発生土砂量はわからないが、記録に残されている大規模崩壊の発生箇所数から考えると数千万 $m^3$ ～1億 $m^3$ のオーダーではなかったかと思われる。また、有田川災害(1953)は発生土砂量2千万 $m^3$ で、天然ダムも数ヶ箇所発生するという大災害であった。

これらの大規模な土砂現象のうち、特に、発生土砂量が1億 $m^3$ を越すような超特大の現象も時には発生するものである。このような超特大の現象は、安政地震

(1858)による常願寺川鳶山崩壊(4億1千万 $m^3$ )、浅間山噴火(1783)に伴って発生した泥流(1億 $m^3$ 以上)のように地震や火山噴火が原因の場合が多い。しかし、中には姫川稗田山崩れ(1911)(1億5千万 $m^3$ )のように原因不明なものもある。

このような大規模な土砂現象に対しては、どこでどの程度の規模の現象が発生し、どの範囲が危険であるかを予測してハードおよびソフトを総合した対策を立てることが重要である。そのためには発生する現象を予測しなければならないが、それは非常に難しい問題である。しかし、このような大規模な現象の発生には地域性があり、その地域では、過去においても同様な現象が何回となく起こっているはずである。その痕跡を詳細に調べ、このような不確定な現象についていくつかのシナリオを設定して予測を行うことも一つの方法である。

### (3) 河道部における河床低下と河岸保護

1960年代の大幅な河床低下の状態では安定している河川が多い。また、貯水池堆砂と河川砂利採取の影響が相まって、河川における流砂量が減少している所では、流路の変動がおこりにくくなり、水みちの固定化と侵食が進んで来ており、特に、水衝部における侵食が顕著になっている。かつて設置された水制が陸に上がっている所や、護岸の根が不足している所が見受けられる。このような状況で河岸保護が重要な問題となっているが、その方法として出来るだけ人工が目立たないような多自然型の護岸のニーズが高い。安全性と環境とを調和させた工法の開発が求められている。

### (4) 土砂の供給量に見合った河道計画

河床高は、砂利採取などの人為的な影響がなければ、上流からの流出土砂量と河川の土砂輸送能力の大小関係によって変化する。一般に、河川の縦断形状は、上流からの流出土砂量に釣り合った状態になっている。この事に関して著者らが検討した一つの事例<sup>2)</sup>を示そう。

淀川支川木津川は、以前には上流域におけるマサ地帯からの流出土砂量が多く、天井川となり、流路は乱流していた。上流域における砂防工事や貯水池の築造によって流出土砂量はかなり減少して来た。また、1960年代における砂利採取により河床は大幅に低下した。砂利採取が禁止された1973年以降は、上流ダム群によって流出土砂量が減少しているにもかかわらず、河床は上昇に転じ、1984年頃まで上昇した後、現在まで安定している。この河床形状は、上流からの給砂量に見合う状態である。もしも、上流からの給砂量が以前の木津川を形成した時期の値であるならば、河床も以前の状態に復元し

たであろう。勿論、上昇量が多いただけ復元するまでにはさらに長期間が必要である。現在の給砂量が以前の状態よりも少なくなっているため、河床上昇量も少なく、復元するまでの時間も短かったのである。

この例では、砂利採取を禁止してから河床が平衡状態を取り戻すまで比較的短期間であった。

河道計画において、現河床を大幅に掘削するような計画河床高が設定されている所もあるが、このような河床高は、給砂量が元の状態である限り、元の河床にもどろうとする傾向を示す。したがって、このような河床を維持するためには、土砂を掘削し続けるか、河道の土砂輸送能力に見合ったように砂防によって流出土砂量を減少させるかが必要である。このことから、土砂の供給量に見合った河道計画を立てることの大切さが理解されよう。

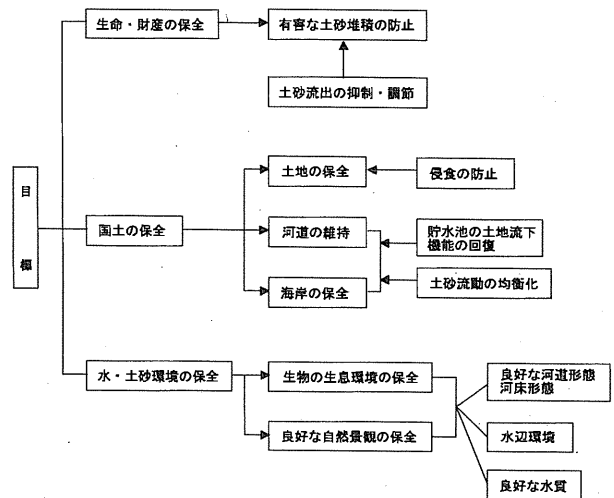


図3・1 土砂管理の目標

### (5) 土砂流送の不均衡に基づく問題

ダム堆砂、河床低下、海岸侵食などはいずれも土砂流送の不均衡によって生じている問題である。これらは相互に関連しており、流域規模での総合的な検討が必要である。

まず、土砂収支と土砂の動態解析を通じて、これらの問題がどのように関わっているかの実態を明らかにする必要がある。著者<sup>3)</sup>らが手取川を対象として土砂収支の検討を行った結果、手取川から海岸部への流出土砂量は、ダム堆砂や砂利掘削の影響で経年的に減少してきており、現在では、人為的な影響がほとんどなかったと思われる時期に比べて1/6程度になっている。このような現象は、手取川に限らず、全国的におこっているものと思われる。

したがって、貯水池に堆砂する砂礫分を何らかの方法で下流へ流下させることが現在強く求められている。それは、貯水池堆砂の軽減と海岸侵食の防止の両方に役立つ、一石二鳥の方法である。砂防ダムについても、出来るだけ透過性の工法によって土砂災害を防止し、かつ、土砂の流下をはかることが大切である。

現在、河川や海岸部での砂利採取はかなり規制されてはいるが、まだ一部は行われている。これらについても土砂収支の立場から検討を加え、適切な管理を行うことが必要である。

### 3. 土砂管理の目標

上述のとおり現在においては、土砂問題やその管理の主眼は多様化しているが、土砂管理の目標として図3・1のように生命・財産の保全、国土の保全および水・土砂環境の保全の三つに大別することができる。

生命・財産は、地域ごとにある規模以上の土砂堆積がある場合に脅かされる。したがって、土砂管理の目標の第一は、このような有害な土砂堆積が生じないように、土砂の流出を抑制・調節することである。この事は、従来から行われて来た砂防の主目的であるが、変動の大きい土砂現象が生じる我が国においては今後とも最も重要な土砂管理の目標である。地域ごとに十分検討を行い、定量的な目標を設定することが必要である。

国土の保全としては、土地や表土を侵食から防止することや山地流域からの適度な流出土砂量を確保して、河道や海岸の維持をはかることが重要な課題である。とくに、貯水池は土砂の自然流下を遮断して種々の問題を生じているので、その土砂流下機能を回復することが現在における土砂管理における重要な課題となっている。

水・土砂環境の保全については、最近、生物の生息環境や良好な自然景観の保全等の立場から重視されている問題である。そのためには、良好な河道形態や河床形態、水辺環境の良好な水質が求められている。生物の生息環境に対しては、貯水池による濁水の長期化や河床砂礫の質の変化なども関係してくる。したがって、この項目については土砂の量だけでなく、質も問題となる。具体的にどのような目標を設定するかについては今後検討すべきことが多い。

### 4. 土砂管理の手法

#### (1) 土砂管理の手順

土砂管理の手順を示すと図4・1のとおりである。

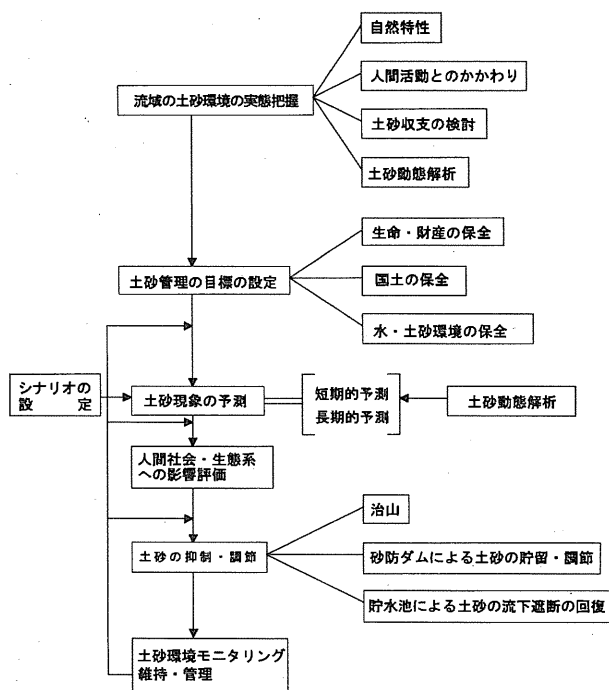


図4・1 土砂管理の流れ

図4・1の土砂管理の流れについて若干説明しよう。

土砂管理においては、まず、対象とする流域の土砂環境の実態をできるだけ正しく把握することが必須である。これには、地形、地質、植生、気象条件などの自然的特性や、土砂環境と人間活動とのかかわりについての過去から現在に至る歴史、生態系に関する情報などについてできるだけ詳しく調べる必要がある。また、土砂の生産、流送、堆積、人為的掘削などの資料を用いて土砂収支や土砂動態の解析を行い、土砂の流出システムに関する特性を把握することが必要である。

土砂管理の目標の設定に関しては前述したとおりである。

次に、いろいろなシナリオを設定して、土砂の生産・流出・堆積現象を短期的あるいは長期的立場から予測し、人間社会や生態系への影響を評価する。この際、土砂動態解析は有力な手法である。

人間社会・生態系への影響の予測結果が設定されている目標を上まわり、害が発生すると考えられる場合には、土砂の抑制・調節を行う必要がある。その手法としては治山による土砂生産の抑制、砂防ダムによる土砂の貯留・調節、貯水池の土砂流下能力の回復などが考えられる。

土砂現象は関係する要素も多く、不確定性の高い現象であることから、現象の予測精度は必ずしも高くない。したがって、予測結果と実際との間に差異が生じることは考えておかなければならない。また、自然界において

は、予測していないような現象も時にはおこるものである。したがって、土砂環境が実際にどのような状態になっているかを継続的に監視するモニタリングは大切である。その結果を図4・2に示す土砂管理の流れにおける各段階にフィードバックさせて、適切な維持・管理を行っていくことが特に重要である。

## (2) 土砂動態の解析

流域内における土砂の一元的管理のためには、土砂の生産源から河口に至る土砂の挙動を追跡することが可能な土砂動態解析モデルが有効である。図4・2に土砂動態解析モデルの基本的な流れを示している。このモデルはすでに2、3の流域で適用されて有効性が示されている<sup>3)</sup>。

このモデルでは、土砂の生産形態ごとに生産土砂量を予測し、さらに、土砂の移動形態ごとにそれぞれの流砂量式を用いて連続の式により追跡していくものであり、豪雨時における短期的な地形変動の予測にも、また、長期にわたる変動の予測にも適用可能である。

このモデルにおいて最も難しい点は、生産土砂量の予測である。特に、崩壊による生産土砂量については、発生場所と規模を的確に予測することは極めて困難である。これについては、崩壊量と降雨量との関係に関する既往の資料を用いて地域ごとの流域平均的な生産土砂量を算出して、これを流域に分布させて与えるとか、あるいは崩壊に関するいくつかのシナリオを設定するかなど流域の特性を考慮して工夫する必要がある。

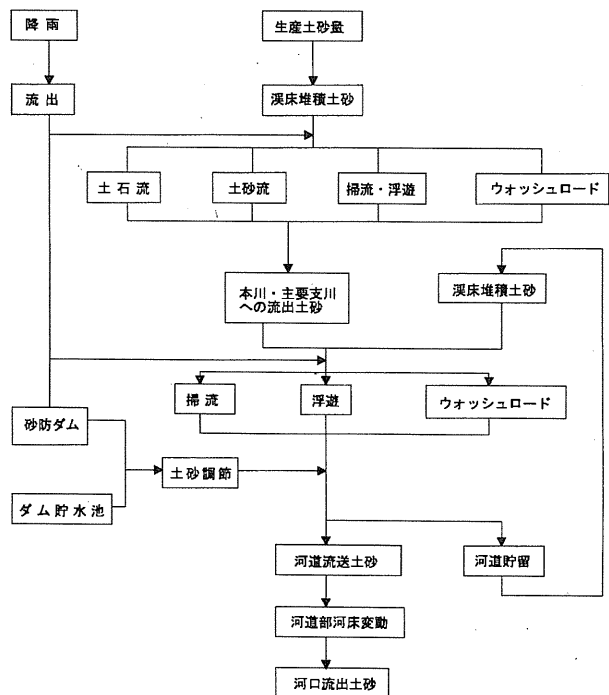


図4・2 土砂動態解析モデル

火山噴火に伴う大規模な土砂生産の予測はさらに難しい。これについても、過去の実績等を参考にしていくなかのシナリオを設定して現象を予測することが必要であろう。

### (3) 砂防ダムによる土砂の貯留・調節

土砂の生産・流出は変動のはげしい現象であり、豪雨時には河川の輸送能力を上廻る土砂が流出して堆積する。これに対して、安全性を確保するためには、砂防ダム等で有害な土砂量を一時的に貯留することが重要である。一方、下流河道や海岸域における土砂環境を維持するためには、ある程度の土砂量は下流へ流下させることが必要である。すなわち、災害の発生するような土砂量は貯留し、これを河川の土砂輸送能力に見合う量に調節して流下させることが望ましく、そのためには土砂調節機能の高い砂防ダムを開発しなければならない。

自然の河道幅は、地形・地質の関係で縦断的に変動しており、所々に土砂輸送能力のネックとなるような狭さく部が存在している場合が多い。このような河道では、豪雨時のように土砂流出の多い場合には、狭さく部の上流に堆積し、その後の出水によって流出する。すなわち、自然の河道においてもある程度の土砂流出の調節機能を持っている。このような自然の土砂調節機能に注目して、この機能を向上させるような構造物の配置について研究することも重要である。また、ゲート付き砂防ダム等土砂調節機能の高い砂防ダムの開発も重要である。

### (4) 貯水池によって遮断された流砂の回復

貯水池は土砂の自然流下を遮断して、上下流に様々な影響を与えている。貯水池堆砂の軽減策については従来からいろいろな方法が提案され、実施されている。また、貯水池による濁水長期化問題の対策についても様々な工夫がなされている。しかし、貯水池で遮断された流砂を下流へ供給する方法に関してはほとんど手がつけられていない。これらの貯水池による流砂の不均衡による問題を解決する根本的な方法は貯水池へ流入してくる土砂を出来るだけ自然に近い状態でダム下流へ流出させることである。従来のように貯水池機能を最大限に利用しようとする立場からは、上の方法は困難であるが、自然と共生した持続的な開発を行うという立場からみると、いろいろな方法が可能である。これによって、流砂の不均衡による問題が一挙に解決することになれば、貯水池の利用率が若干低下したとしても総合的に考えてかえって有利な場合もあろう。

このような貯水池における流砂の不均衡を軽減する方法として、貯水池のバイパス排砂と堤体あるいはその近

傍に設けた排砂門あるいは排砂水路から排砂する方法が考えられる。後者については、貯水位を大きく低下させなければ排砂効果は低い。特に、掃流砂の粒径範囲のものについては、開水路流れを作らなければ排砂効果はあまり期待出来ない。これに対して、バイパス排砂は、貯水池上流端に設けた排砂トンネルを用いて、土砂を貯水池をバイパスさせてダム下流に排出するもので、貯水位を保ったまま操作することができる有力な方法である。これは、スイスやロシアなどに2、3の事例があるが、その水理機能や適用性について研究すべき所が少ない。著者ら<sup>4) 5)</sup>は、関西電力の揚水式発電所の貯水池を対象として、バイパス排砂の適用性を検討した。その結果、バイパス排砂は、ウォッシュロードのかかなりの部分を流下させ、問題になっている濁水長期化を大きく軽減させることができ、また、流下してくる掃流砂を貯水池に入れることなく全量、ダム下流へ流下させることができることが明らかになった。すなわち、バイパス排砂は、貯水池によって遮断された流砂の回復に大きく寄与していることが知られた。このバイパス排砂システムは現在施工中であり、間もなく完成する予定である。

著者らは、バイパス排砂システムの水理機能や問題点とその対策、さらにシステムの設計法と適用性などについて研究を行い、その成果はすでに発表しているので、ここでは、バイパス排砂システムの機能の概要についてのみ若干説明することにする。

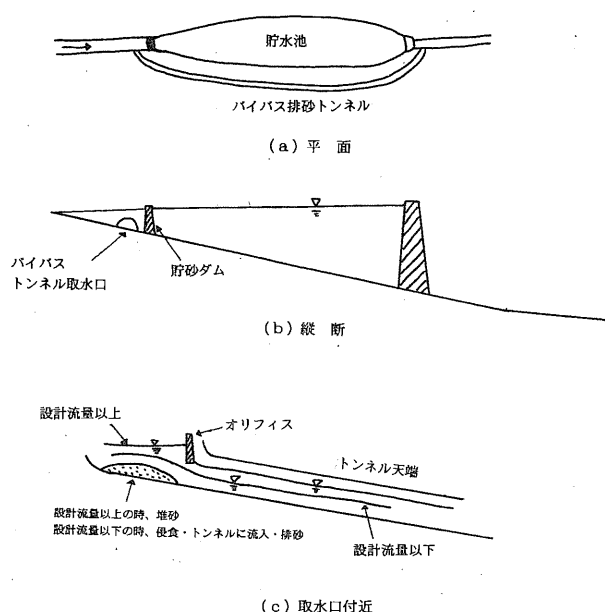


図4・3 バイパス排砂システムの概念図

バイパス排砂システムは、図4・3に示すように、貯水池上流端に低い貯砂ダムを設置し、その上流側からダム下流側までバイパス排砂トンネルを設置するものである。取水口部は、オリフィス構造として、設計流量以下の河川流量は開水路流れ、それ以上の流量はオリフィス流れになる設計となっている。洪水時、河川流量がトンネルの設計流量以上の時には、オリフィス部で流れが堰上げられ流下して来た砂礫は、取水口前面に堆積する。流量がトンネル設計流量以下に減少した場合に、水面はオリフィスから離れて、大きな水面勾配を持ってトンネル内に流入する。そのため、前面の堆砂は侵食されてトンネル内に流入し、トンネル内を流下する。トンネル内の堆砂がある程度進んだ場合には、トンネル内は管路流となり、トンネル入口部の水位を堰上げ、流砂はトンネル内に入らなくなり、トンネル内の堆砂は侵食される。このような自動調節作用により、土砂はスムーズにトンネル内を輸送される。

バイパス排砂システムの排砂効率は、本川の流量と流砂量、バイパスの規模と流砂能力などに支配されるので、それぞれの条件について検討する必要がある。前述の例では、平均して年1～2回発生する程度の流量をバイパス設計流量に設定しているが、その4倍程度のピーク流量を持つハイドログラフを与えて、排砂効率を実験的、理論的に検討した結果、一洪水で流下する掃流砂量をすべてその洪水期間に下流に排出することが出来た。すなわち、排砂効率は100%であった。

規模の大きい貯水池や洪水調節のための貯水池等への適用性については、貯水池の機能の確保や工事費等総合的な検討が必要である。

バイパス排砂トンネルの土砂排出機能は、トンネルの設計流量と勾配に支配されるが、仮排水路程度の規模のトンネルでもかなりの排出効果があると考えられる。また、洪水調節ダムにおいては、ダム地点から放流する流量を排砂トンネルから放流すれば、貯水池の機能をそこなわずに、貯水池により遮断された流砂をかなりの程度回復することが可能である。

上述のように、自然の力を用いて貯水池における土砂の流下をはかるバイパス排砂方式は、好ましいものであるが、その適用が困難な場合には、貯水池の上流端とダム下流側に砂防ダムを設置して、この間だけ人為的に土砂を運搬する方式も考えられる。

なお、バイパス排砂システムの検討中、問題になった2、3の点について述べる。

第一は、バイパストンネルの流下砂礫によるトンネル壁面の摩耗の問題である。これに関しては、従来の研究成果を参考にして年間の平均摩耗量を推定して、維持管理の計画を立てているが、今後データを集積していくことが大切である。

第二は、トンネル内の水理的な挙動についてである。前述したとおり、トンネル内の堆砂により、トンネルが閉塞する心配はないが、条件によっては、トンネル内における流れが開水路から管路に遷移し、それに伴い大きな負圧の発生を見た。これについては、空気口を設けることによって、その現象の発生を抑えることができた。

#### 参考文献

- 1) 芦田和男(1996)：総合的な土砂管理のあり方，第28回砂防学会シンポジウム講演集。
- 2) 芦田和男(1995)：好ましい水環境，河川環境管理財団河川環境総合研究所報告第1号。
- 3) 芦田和男・森野彰夫・米谷好一(1995)：扇状地河道における土砂管理モデル，河川環境管理財団河川環境総合研究所報告第1号。
- 4) 芦田和男・戸田圭一(1995)：貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究，河川環境管理財団河川環境総合研究所報告第1号。
- 5) 芦田和男・原田稔・小久保鉄也・大槻英樹・齋藤憲・大本雄二(1997)：貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究(第二報)，河川環境管理財団河川環境総合研究所報告第3号。





# 安全と環境に着目した堤防構造の提案

西村 雅雄\*

## 1. はじめに

我が国の都市の大半が河川の氾濫原に存する状況の中で、我々河川技術者にとって最大の命題は、今も昔も切れない（破堤のない）堤防の築造である。

このことについて、旧来より多くの試みが行われており、近年超過洪水対策を含め、理想的な対策として、堤背地の嵩上げによる2つの対策が進められている。

1つは最重要河川で進められているスーパー堤防であり、次に、山間部等で堤防拡築より住宅等背後地そのものを嵩上げしてしまう、特定河岸地浸水対策事業である。

しかし、前者は堤背地が市街地等土地利用の進んだ地域では、上物対策等に莫大な費用と年月を要し、全体として十分な治水機能を発揮するのは遠い将来となる。一方後者は山間部等限られた地域への施策で、主要な有堤区間は対象とはならない。

その他従来行われてきた対策の例として、一般的に、まずコンクリート等3面張堤防や堤体表面をアーモレービー等で被覆する笠掛堤、バットレス堤等自立型堤防等があるが、今回の阪神震災による淀川河口部のパラベット付コンクリート3面張堤の堤体変形による壊滅的な破壊に見られるように、堤体被覆による工法は変形や空洞化、パイピングに対し、安全確保が難しく、自立壁構造は不等沈下の生じない岩盤基礎等に限られる構造となる。

いずれも、堤体表面がコンクリート等で覆われる場合、景観・環境面で大変好ましくないものとなる。

そこで、堤体変形にも強く、景観・環境面にも好ましい矢板心壁堤を提案するものである。

尚、堤体に矢板を用いた例として、堤脚部や堤体基礎部に漏水対策として用いられる例は国の内外を問わず多く見られるが、堤体内に用いられる例は横断構造物周辺を除けば少なく、海外の事例として（新体系土木工学74より）、ドナウ川ヴァールゼー地区、ドナウ川越流堤の他、パイピング遮断工法としての矢板工等が見られるが、いずれもいわば複合型堤防の遮水工として用いられ、本論のような越流対応や自立型といった構造体としての

効果を期待するような例は見られなかった。

## 2. 鋼矢板心壁堤の堤体破壊に対する効果

堤体破壊要因は多くのケースがあるが、主な原因に対する効果は以下のとおりである。

尚心壁部の形態は二重鋼矢板構造を主に考えた。

### 2.1 溢水による破堤の場合

天端よりの洗掘は堤体深部に及ぶことはなく、矢板天以上の薄層溢流に止まることから、堤背部の洗掘も少なく、自立性を損なわない程度の根入れの確保、及び水防活動等で対処が可能である。

### 2.2 堤体漏水による破堤の場合

矢板の心壁効果で漏水は防げ、背面矢板は堤体材料の吸い出し防止効果もあり、パイピングも防止される。

### 2.3 基盤漏水による破堤の場合

根入長の対応で漏水防止が可能である他、浸透路長の増大で堤体材料の吸い出しを防ぐことが出来る。

### 2.4 堤体湿潤化による破堤の場合

長良川安八水害の如く長時間に及ぶ高い外水位による堤体の湿潤、脆弱化は矢板による遮水効果で防止でき、本工法では堤体に砂礫等排水性の高い材料の使用が可能（好ましい）であり、湿潤化への対応が可能となる。

### 2.5 堤体全面の洗掘破壊の場合

根入れ長の対応と簡単な矢板脚部の保護対策で対応できる。

\* 西村 雅雄 (財)河川環境管理財団 大阪研究所次長

## 2.6 地震等による堤体及び基盤の流動化による破壊の場合

矢板は、流動化の拘束効果が大変大きく、かつ地盤の中に広い表面積で鉛直に接しており、あたかも土中に浮かんでいる形となり、今震災の淀川の例でも、漏水矢板には殆ど変容が見られず、土粒子の基本的な動きは重力（鉛直）方向であり、少々は沈下することはあっても、コンクリート被覆のような大きな破壊は受けず、継足等で機能回復が可能と考えられる。

## 2.7 人為的破壊の場合

戦争等大規模な破壊には抗し難いが、土中に埋没した構造のため最も破壊されにくく、被害も限られた部分に止まる。

## 3. 矢板補強堤の利点

### 3.1 土堤に最も馴染む構造である。

2.6で述べた如く、土中でのその形態から、土堤と一体化され最も馴染んだ構造である。

### 3.2 在来堤への施工性の良さ

掘削や仮締切を要さず、原則在来堤の中で堤頂巾を利用した施工が可能である。

### 3.3 段階施工や継足が可能

緊急性の高い箇所から及び、堤外側一重先行施工や、沈下や嵩上げには天端に継足溶接で安全度の確保や向上が可能である。

## 4. 環境にやさしい川づくりが出来る。

土中に埋もれた構造であり、かつ自立性を有することから、堤体表面は一部を除き、土や植物等自然なやわらかい構造でよく、本堤の破壊の危険が少ないことから、低水路河岸も丈夫な護岸構造は不要となり、河川全体を水辺の緑を優先した自然な川づくりが可能である。

## 5. 多くの実績がある

樋門等堤体横断構造物の胸壁や遮水壁の堤体取付部で

は必ず止水矢板が施工されており、又本堤開削を伴う工事では、仮締切として矢板の二重締切が一般的である。また都市河川の主に感潮部等では自立形の矢板堤（護岸含む）が多用されている。

## 6. 超過洪水対策が可能

破堤を生じない事自体が超過洪水に対して非常に安全性を高める事でもあるが、更に矢板天端を余裕高部まで上げる等により、流積の拡大が図れ、超過洪水対策を可能とする。

## 7. 施工想定図

別図7.1参照

## 8. 概算工事費

図7・1に示した二重鋼矢板設置に伴う概算工事費は、堤高 $L_1=7.0\text{m}$ とした場合に鋼矢板Ⅲ型だと約23万円/mである。このうち、堤外側一重鋼矢板設置に伴う概算工事費は、約13万円/mである。表1に鋼矢板Ⅲ型とⅣ型の概算工事費を示す。

表.1 概算工事費

(法線1m当たり)

	堤外側一重鋼矢板 ( $L_1=7.0\text{m}$ )	二重鋼矢板 ( $L_1=7.0\text{m}, L_2=5.0\text{m}$ )
鋼矢板Ⅲ型	約13万円	約23万円
鋼矢板Ⅳ型	約17万円	約29万円

※但しパイプロ施工の場合

## 9. 今後の課題

### 9.1 矢板の耐久性の問題

鋼材の腐蝕等の問題があるが、余裕厚の大きいハイグレードな鋼矢板や錆びないメタルの使用等、経費を含めた検討を要すが、土中での矢板の腐蝕量は $0.03\text{mm}/\text{年}$ 程度とされ、両面加えて100年で $6\text{mm}$ 程度とすると、板厚 $13.0\text{mm}$ のⅢ型で約200年、 $15.5\text{mm}$ のⅣ型の場合約250年残存することとなる。

### 9.2 タイロット等施工性の問題

堤頂が兼用道路である場合等を含め、タイロットの施工等解決すべき工法上の問題がある。

### 9.3 地下水流動阻害の問題

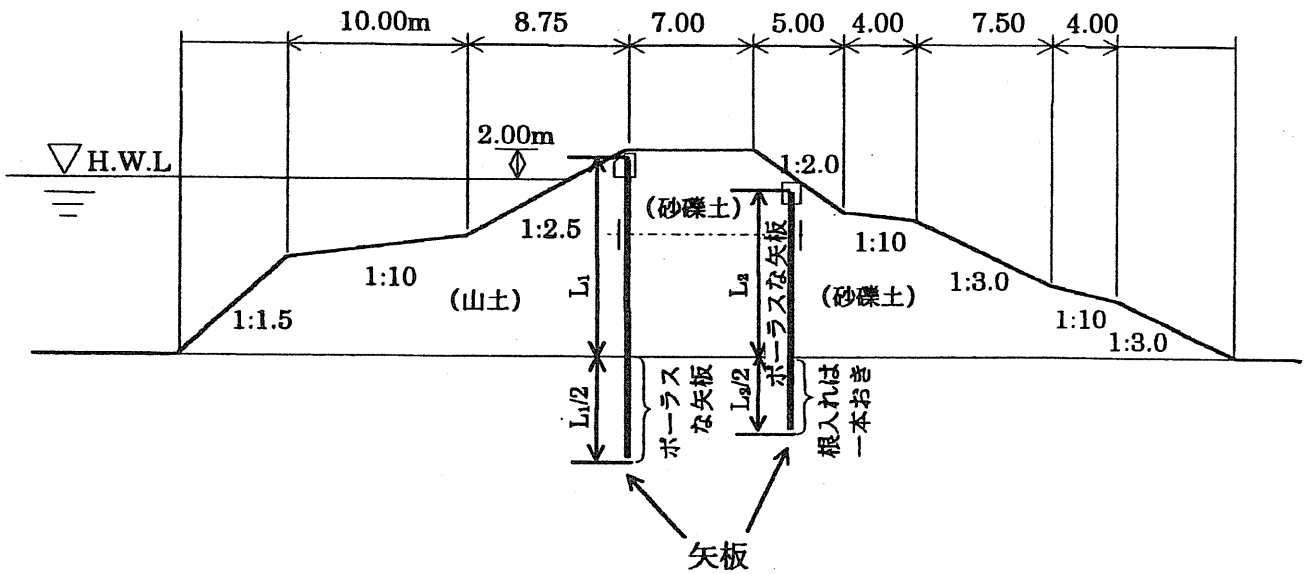
漏水対策と裏腹に、矢板による地下水への影響の問題があるが、図7.1に示した如く、堤体基盤面下の部分にはポーラスな矢板を使用及び堤内側矢板は全体をポーラスな矢板とし、更に基盤面下の根入れは一枚おきに施工する等で障害を防ぐことが可能と考える。

### 9.4 土堤の原則に対する鋼材混入の是非

コンクリート被覆等に比し、はるかに土堤に馴染むものと考えられるが、土堤内に異物を持ち込むことは、従来の土堤に対する河川技術者の発想の転換を要する。

### 10. おわりに

本工法は、切れない河川堤防への夢を短期に実現し得るものであり、かつ自然豊かな川づくりを可能とする有力な選択肢の一つと考えられるが、9.4の論に併せ、二重矢板構造自体が自立性を有することから、従来の土堤の原則からはみ出さないための理論付けが必要となるう。



別図.7.1 施工想定図



# 北海道における海岸景観の形態とその評価

## —胆振海岸を中心にして—

長谷川 茂\* 浅川昭一郎\*\* 愛甲 哲也\*\*\* 松島 肇\*\*\*\*

### 1. 要旨

海岸は、水平な海面の広がり空との境界が景観の中心となり、見る者に開放的な印象を与える。また、視線が海岸線上を移動するため、連続的な印象を与えるが、その連続した海岸線上にある岬や奇岩、砂州、島嶼などの点景物が景観のアクセントになっている。

我が国の海岸のほとんどは自然地形に由来し、環境庁の第3回自然環境保全基礎調査では、海岸の景観資源を、中地形として溺れ谷、海成段丘、断層海岸、火山海岸、多島海、小地形として隆起サンゴ礁、砂浜・礫浜、砂嘴、砂州、陸けい砂州、砂丘、微地形として海食崖、波食台、岩礁、極微地形として海食洞、岩門、潮吹穴、甌穴群、潮流・渦流に分類している<sup>1)</sup>。そのうち北海道では、海食崖、岩礁、砂浜・礫浜、海成段丘が主要な海岸景観であり、砂浜・礫浜が全道に広く分布し(図1・1)、海成段丘や岩礁、海食崖が道南の日本海側と道東の太平洋側に多くみられ、石狩湾やサロベツでは砂丘、サロマ湖では砂州もみられる。

一方、日本の海岸は、高潮や海岸浸食などの自然災害を受けやすく、堤防や護岸などの海岸保全施設を設置す

る努力がなされており、その有効延長が年々増加している<sup>3)</sup>。また、島国である我が国では、産業と流通の拠点の多くが沿岸域にあり、工場や発電所、港湾施設、養魚場、廃棄物処分場など、多くの人工施設が立地している。

北海道においても、浸食などから海岸を保全するための護岸工が施されたところが多く見受けられる。なかでも苫小牧から登別、室蘭にかけての胆振海岸は、ほぼ直線的で岩礁も少なく、湿原などの自然要素も多く有する砂浜海岸であるが、台風や季節風による波浪の影響および沿岸域における漂砂の減少によって、約50年で平均50mとことによっては100m以上もの汀線後退がみられる。その対策として、緩傾斜護岸や人工リーフ、離岸堤といった海岸保全施設による面的防御が推進されている<sup>2,4)</sup>。

護岸も含めた沿岸域での人工施設の増加は、生活の安全性や高度な流通機能、効率的な工業生産をもたらした一方で、自然海岸を著しく減少させた。また、過去に造られたこれらの施設の中には、海岸の景観への配慮にかけるものも少なくない。沿岸域での人工施設の造成においては、海岸と構造物との調和やおさまりが重要であることが指摘されている<sup>5)</sup>。また、レクリエーション活動や環境の保全など、良好な海岸環境の創出への要請が年々強まってきており、海岸の景観に対する関心も高まっている。

海岸景観は、その自然度や想定される利用形態が好感度に影響し、人工施設でも利用が想定できるようなマリナなどは好意的に評価されることが知られている<sup>3)</sup>。しかし、一概に海岸といっても上述したように様々な形態があり、その評価は多様であることが推察され、それぞれの海岸景観の特徴を踏まえた上での評価が必要である。河川等に比べて、海岸景観に関する研究は少なく、海岸の形態に注目した研究はみられない。

本研究では、北海道の海岸景観の形態に注目し、評価実験を行い、その類型化を行うことを第一の目的とした。また、胆振海岸を事例として、類型化された景観の一つで、北海道に広く分布する砂浜の景観を構成する各要素

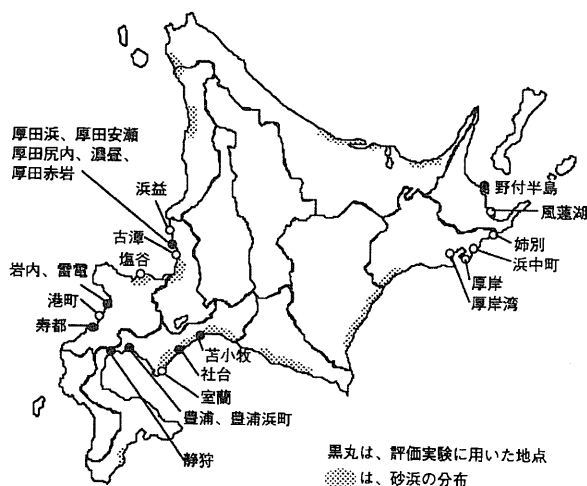


図1・1 写真の撮影地点

\*長谷川 茂 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第4部長  
\*\*浅川昭一郎 北海道大学農学部 教授  
\*\*\*愛甲 哲也 北海道大学農学部 助手  
\*\*\*\*松島 肇 北海道大学 大学院生

が評価に及ぼす影響を把握した。さらに、シミュレーション写真を用いて、景観に配慮した海岸保全の例を評価することにより、砂浜海岸において良好な海岸景観を創出するための留意点を述べた。

## 2. 北海道の海岸景観の評価と類型化

### 2.1 方法

#### 2.1.1 景観の特徴と評価対象

北海道の海岸の形態は、主に海食崖、岩礁、砂浜・礫浜、海成段丘に分類される<sup>1)</sup>。景観的には、視線の動きから、砂浜・礫浜のように汀線と水平線や視野の中央にほぼ水平に位置する水平方向の景観と、海食崖と岩礁のように垂直方向に視線を誘導する構造になっている景観とそれらの複合型としてとらえることができる。これらの点を考慮し、北海道の典型的な海岸景観を撮影することとした。それぞれの地点では、汀線に平行に右と左の両方向から写真を撮影した。視点を変えることが可能な場所については、海面から5mを基準として視点の高さと汀線から10mを基準として汀線からの距離、つまり撮影者の位置を変えて数枚の写真を撮影した。18箇所撮影を行い、164枚の写真を撮影した。撮影は焦点距離35mmのレンズを使用し、1996年の7月から10月の間の天候の良好な日に、午前9時から午後3時までの間に行った。

#### 2.1.2 評価実験

評価実験には、海岸の形態および視点の位置が似通っている写真を除き、後述する胆振海岸で撮影した写真を加えて、33枚の写真を用いた。写真は、2L版(127mm×180mm)に焼き付け、A4版のケント紙に張り付けた。この写真を、被験者にランダムに提示して、各写真についての印象を15の評価尺度を用いて7段階で評価を求めた。被験者は北海道大学の学生31名(男性19名、女性12名)であった。

評価尺度は、既存の河川等での研究を参考にし<sup>6,7,8)</sup>、「美しい-見苦しい」、「行きたい-行きたくない」、「好ましい-好ましくない」、「調和した-不調和な」、「自然的-人工的」、「神秘的な-世俗的な」、「明るい-暗い」、「緑が豊かな-緑が乏しい」、「広々とした-狭苦しい」、「連続した-不連続な」、「整然とした-雑然とした」、「立体的-平面的」、「変化に富んだ-単調な」、「目立つ-目立たない」、「見慣れた-見慣れない」とした。評価は、それぞれの評

価尺度について、例えば「美しい-見苦しい」であれば、非常に美しい(7点)、かなり美しい(6点)、やや美しい(5点)、どちらともいえない(4点)、やや見苦しい(3点)、かなり見苦しい(2点)、非常に見苦しい(1点)の7段階の評価のうち、自分の印象に合うもの1つに○をつけてもらう形式で行った。

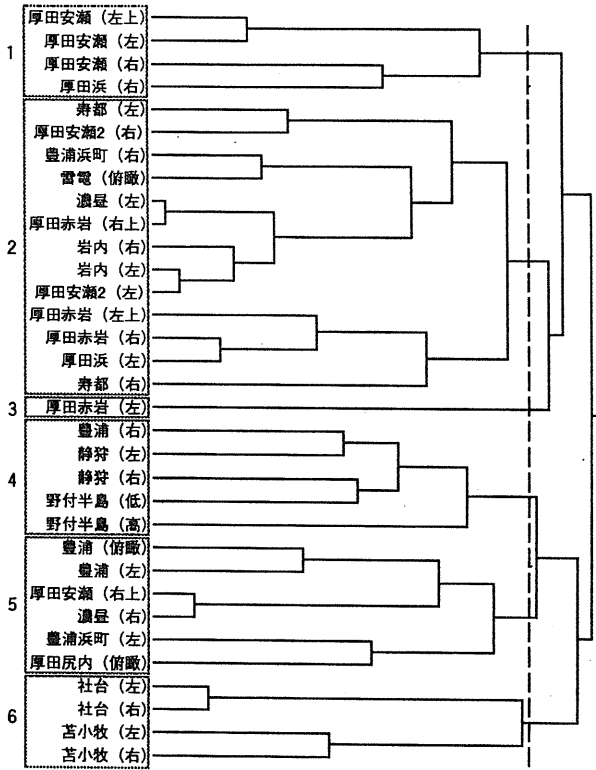
### 2.2 イメージ構造と分類

15の評価尺度の得点により因子分析を行い、バリマックス回転後の結果を表2・1に示した。第一因子は「美しい-見苦しい」、「行きたい-行きたくない」などから総合評価性をあらわし、第二因子は「広々とした-息苦しい」、「連続した-不連続な」などから眺望性をあらわし、第三因子は「目立つ-目立たない」、「見慣れた-見慣れない」などから特異性をあらわすと考えられる。北海道の海岸の景観は、主にこの総合評価性、眺望性、特異性の3つの因子により説明されることが分かった。総合評価性は、河川の景観について研究された例における総合的な快適性、親近感などと共通する因子であり、眺望性は、河川の例におけるスケール感や変化性と共通する因子である<sup>6,7)</sup>。特異性は、自然景観における構造物の影響を研究した例などでみられる因子であり<sup>8)</sup>、奇岩やあまり見慣れない護岸工などを含むユニークな海岸景観を説明する因子と考えられる。

表2・1 海岸の景観評価の因子構造

尺度	因子負荷量			
	総合評価性	眺望性	特異性	共通性
美しい - 見苦しい	0.859	0.072	0.156	0.768
行きたい - 行きたくない	0.797	0.032	0.235	0.692
好ましい - 好ましくない	0.794	0.072	0.054	0.639
調和した - 不調和な	0.741	0.228	-0.062	0.605
自然的な - 人工的な	0.682	-0.040	0.003	0.467
神秘的な - 世俗的な	0.663	-0.067	0.248	0.506
明るい - 暗い	0.537	0.071	0.205	0.335
緑が豊かな - 緑が乏しい	0.440	-0.140	-0.101	0.223
広々とした - 狭苦しい	0.356	0.691	0.074	0.610
連続した - 不連続な	0.048	0.645	-0.144	0.439
整然とした - 雑然とした	0.162	0.635	0.053	0.433
立体的な - 平面的な	0.178	-0.657	0.041	0.465
変化に富んだ - 単調な	0.361	-0.658	0.302	0.655
目立つ - 目立たない	0.217	-0.075	0.732	0.588
見慣れた - 見慣れない	0.000	0.050	-0.430	0.188
寄与率 (%)	28.7	15.1	6.9	50.7

次に景観の評価に基づいて、多様な海岸の景観を類型化するため、因子得点の写真毎の平均値を用いて、クラスター分析を行った。Ward法を用い、距離1.7(37%)で6つのクラスターに分類された(図2・1)。図2・2には、各写真毎の総合評価性と眺望性の因子得点を示



右・左は海の方き、上は高い視点、  
俯瞰は視点が高く海岸を見おろしたもの

図2・1 海岸景観のクラスター

した。クラスター1には総合評価性および眺望性の低いものが集まり、それらは汀線が後背地の直立堤や海食崖と接している景観であり、画面の半分を後背要素が占めている。クラスター2は眺望性が低いもので、湾曲した海岸であり、中景に対岸の景観を有している。また、砂浜や岩礁により汀線と後背地はある程度の距離が確保されており、人工要素を含んでいる。クラスター3は特異性および総合評価性が高く、眺望性が低いもので、人工要素の全くない、特徴的な岩礁を有する海岸の景観であった。クラスター4は眺望性が高いもので、主に砂浜海岸で汀線と後背地の距離が離れており、また、平面的な構造で遠景の山や岬によって空と海が分断されている。クラスター5は特異性が低く、総合評価性が高いものである。砂浜や消波工が施され、僅かな人工要素を含んでいた。クラスター6は総合評価性が低く、眺望性の高いもので、胆振海岸の写真4枚が分類された。海岸は、砂浜または緩傾斜護岸が施され、汀線と後背地との距離が離れている、平面的な構造であった。これより、評価に基づき6つに類型化された海岸の景観は、それぞれ海岸の形態や後背地の構成要素、汀線と後背地の距離等に特徴をもっており、これらの要素が評価に影響を及ぼしていたことが推察される。

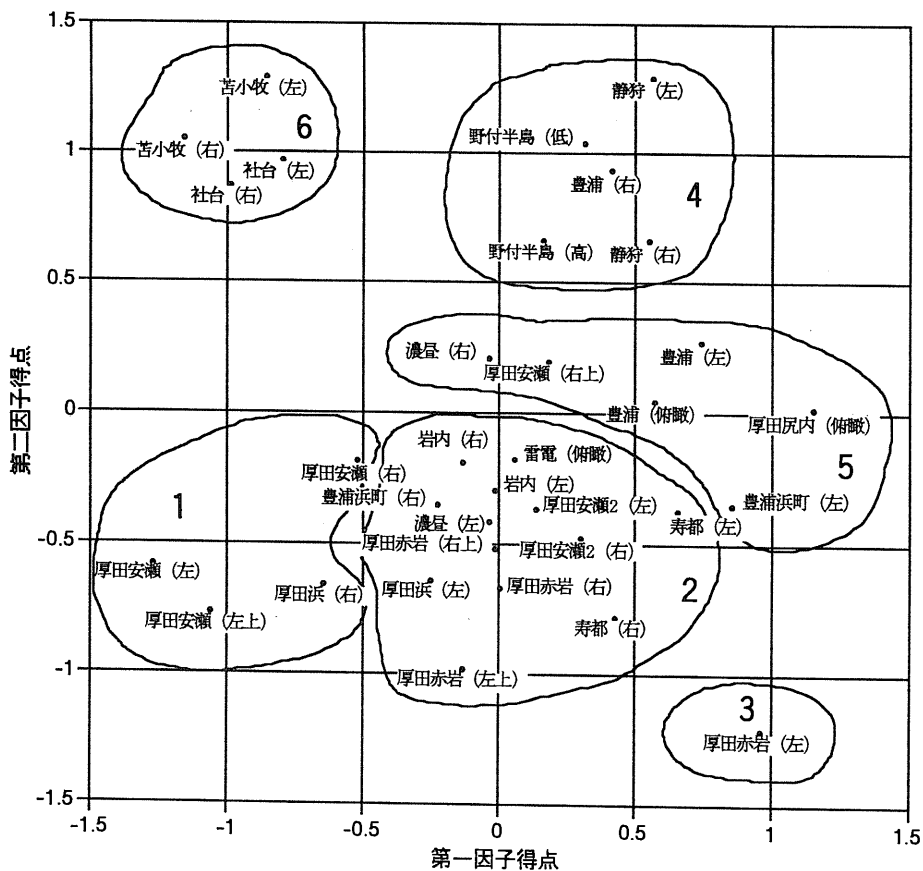


図2・2 写真毎の平均因子得点 (総合評価性-眺望性)

## 2.3 海岸の景観評価に影響する要因

海岸景観の評価は、海岸の形態や後背地の構成要素、汀線と後背地の距離等の影響が推察され、写真を以下のカテゴリーにそれぞれ分類し、その影響を検討した。写真中の空の面積を計測し、水平線より上の部分に占める比率から3つに、同様に海的面積を計測し、水平線より下の部分に占める比率から3つに、海岸の形態を砂浜、礫浜、護岸の3つに、背景の人工物の位置を遠景と近景の2つに分けた。視点の高さとして、約5mを基準とし、ほぼ汀線上の低い視点と、海岸沿いの道路上などから撮影した場合の高い視点の2つにした。視点の汀線からの距離については、約10mを基準とし、ほぼ汀線沿いの近い視点と、汀線から離れた遠い視点の2つにした。また、撮影された海の向きとして、陸が左で海が右のものと陸が右で海が左の2つとした。3つのカテゴリーからなる要素については分散分析で、2つのカテゴリーからなる要素についてはt検定で、3因子の因子得点の差を比較した(表2・2)。

表2・2 特性間による因子得点の比較

空の面積比	n	総合評価性	眺望性	特異性
<60%	9	-0.02	-0.66 a	0.06
60%~80%	10	0.07	-0.03 ab	-0.12
80%~	14	-0.03	0.44 b	0.05
F値		0.08	10.87 ***	0.70
海的面積比	n	総合評価性	眺望性	特異性
<30%	15	-0.10	0.26	0.03
30%~50%	11	-0.07	-0.12	-0.10
50%~	7	0.32	-0.37	0.08
F値		1.17	2.36	0.56
海岸形態	n	総合評価性	眺望性	特異性
砂浜	10	0.20 b	0.55 b	-0.12
礫浜	14	0.18 b	-0.51 a	-0.01
護岸	9	-0.51 a	0.18 b	0.14
F値		5.02 *	11.83 ***	1.13
背景	n	総合評価性	眺望性	特異性
遠景に人工物	18	0.23	0.08	-0.04
近景に人工物	15	-0.28	-0.10	0.05
t値		2.51 *	0.74	-0.71
視点の高さ	n	総合評価性	眺望性	特異性
低い	22	0.04	-0.03	-0.01
高い	11	-0.07	0.06	0.01
t値		0.45	-0.35	-0.11
視点の汀線からの距離	n	総合評価性	眺望性	特異性
近い	25	0.07	-0.21	-0.03
遠い	8	-0.21	0.65	0.09
t値		1.09	-3.52 **	-0.72
海の向き	n	総合評価性	眺望性	特異性
右	18	-0.01	0.09	0.01
左	15	0.01	-0.10	-0.01
t値		-0.07	0.76	0.09

\*\*\* : p<0.001, \*\* : p<0.01, \* : p<0.05

その結果、第一因子の総合評価性では海岸形態と背景に有意差がみられ、砂浜と礫浜で評価が高く、護岸で低くなり、遠景に人工物がある方が高くなった。第二因子の眺望性では空の面積比率と海岸形態と視点の汀線からの距離で有意差がみられ、空の面積比率が大きいほど評価が高く、砂浜と護岸で評価が高く、礫浜で評価が低くなった。また、視点の汀線からの距離が遠ければ評価は高くなる。第三因子の特異性ではいずれの要因とも有意な関係がみられなかった。これより、護岸がされていること、近景に人工物が存在することによって総合評価性が低くなり、写真中の空の面積が多く、広い砂浜があり、視点が汀線から遠いことによって眺望性が高まることが示された。ここで、視点の汀線からの距離の遠さは、海岸が広いことを意味している。

## 3. 胆振海岸を事例とした海岸景観の構成要素と評価の関連

### 3.1 方法

#### 3.1.1 写真の撮影

前述したように胆振海岸では、海岸保全事業に伴い特徴的な砂浜海岸への人工構造物の景観の影響について関心がもたれている。本項では、胆振海岸を事例として、海岸部およびその後背地を構成する景観構成要素の評価に及ぼす影響を検討した。

まず、胆振海岸における景観の現状を把握するため、写真を用いて、景観を構成する要素を調査した。写真は、1995年の7月及び10月に35mmレンズで人の目の高さから水平に、海岸から海側を向いたもの、汀線に平行に向いたもの、陸側を向いたもの、それぞれ海が左と右になるように、「胆振海岸環境基本計画」<sup>4)</sup>で空間区分された地点を参考に、1地点につき6枚ずつの写真を撮影した。景観構成要素に大きな差の無い地点を除くなどして、最終的に17地点102枚を対象に分析を行った。点格子板を用いて、それぞれの写真内に撮影された景観構成要素の面積比率を算出した。この比率は、人が海岸を眺めた時に、それぞれの構成要素の視野に占める比率に近似する。

#### 3.1.2 評価実験

102枚の写真を北海道大学農学部等の大学生19人の被験者に、好ましさ(好ましくない、やや好ましくない、どちらともいえない、やや好ましい、好ましい)、自然性(人工的な、やや人工的な、どちらともいえない、やや自然的な、自然的な)、親近感(親しみにくい、やや



親しみにくい、どちらともいえない、やや親しみやすい、親しみやすい) について、正規分布に従うように、7枚、25枚、38枚、25枚、7枚程度ずつ選んでもらった。例えば好ましきであれば、好ましくない写真を1点、やや好ましくない写真を2点、どちらともいえない写真を3点、やや好ましい写真を4点、好ましい写真を5点として、それぞれの写真に1～5の得点を与えた。

### 3.2 胆振海岸の景観構成要素

方向毎に、写真に撮影された景観構成要素比率の平均を表3・1に示した。全ての写真に共通して最も大きな比率を占めるのが、海上に広がる空であった。海面の方向には開放的な景観が維持されているといえる。海岸部では、種々の護岸が施された人工要素と自然要素の見える比率がほぼ等しく、人工要素の中では、緩傾斜護岸と消波工の占める比率が高かった。緩傾斜護岸は、緩やかな広がりのある斜面を持っているため、視野内に占める比率が高くなった。自然要素では、胆振海岸の特徴である平坦な砂浜が大きな比率を占めた。後背地には、住居や工場などの建築物、雑草地、歩道や車道などの舗装道がみられた。

それぞれの景観構成要素の関連をみると(表3・2)、海岸の自然要素と人工要素、海岸の自然要素と後背地の人工要素とに負の相関が、海岸と後背地の人工要素間に正の相関がみられた。空や丘・岬、岩場、崖、砂浜などの自然要素と後背地の建物に強い負の相関がみられた。これは海岸に自然要素が多く見られる場所ほど、後背地の建物などの人工要素が少ないことを示している。

### 3.3 景観構成要素と評価との関連

写真毎の評価の平均得点と景観構成要素の面積比率との相関は、海岸の人工要素と自然性に強い負の相関がみられ、海岸の自然要素と自然性、親近感との間に正の相関がみられた(表3・3)。後背地の人工要素に対しては、全ての評価との間に負の相関がみられた。

海岸の人工要素の中では、特に、消波工が親近感を低くし、緩傾斜護岸が自然性を低くしている。海岸の自然要素はその多くが全ての評価と比較的強い正の相関をもっており、特に、砂浜が自然性を高め、親近感を増し、崖と岩場が好ましき、自然性、親近感を高めている。後背地の人工要素では、特に建物と評価との負の相関が強く、建物が好ましき、自然性、親近感を低くしている。

表3・1 撮影方向毎の景観構成要素の比率(%)

向き	海岸部					後背地					空	海					
	人工要素		自然要素			人工要素		自然要素									
	消波工	崖岸堤	直立堤	緩傾斜護岸	漁港	砂浜	崖	岩場	建物	植栽地	舗装道	雑草地	丘・岬	山	未舗装道		
海側	6.45	0.09	1.71	6.50	0.07	17.86	0.14	0.08	0.60	0.11	0.99	0.54	0.66	0.32	0.82	48.39	14.66
汀線沿い	6.05	0.05	2.21	6.66	0.08	19.58	0.28	0.29	2.19	0.47	3.15	2.38	1.02	0.47	2.49	45.90	6.73
陸側	5.28	0.01	2.65	6.30	0.05	19.72	0.39	0.55	3.94	0.87	4.46	5.05	1.40	0.63	3.28	43.12	2.30

表3・2 景観構成要素間の相関係数

	海岸の人工要素					海岸の自然要素			後背地の人工要素			後背地の自然要素				空	
	消波工	崖岸堤	直立堤	緩傾斜護岸	漁港	砂浜	崖	岩場	建物	植栽地	舗装道	雑草地	丘・岬	山	未舗装道		
海岸の人工要素																	
崖岸堤	0.35																
直立堤	0.26	0.07															
緩傾斜護岸	-0.29	-0.14	-0.25														
漁港	0.17	0.34	0.01	-0.13													
海岸の自然要素						-0.77											
砂浜	-0.45	-0.13	-0.34	-0.43	0.00												
崖	-0.12	0.06	-0.12	-0.12	0.05	0.18											
岩場	-0.15	-0.06	-0.12	-0.09	-0.06	0.22	0.85										
後背地の人工要素																	
建物	0.15	-0.07	0.13	0.23	-0.02	0.33			-0.56								
植栽地	-0.18	-0.08	0.24	0.33	-0.08	-0.20	-0.08	-0.07		-0.04							
舗装道	0.26	0.05	0.47	-0.07	0.09	-0.44	-0.08	-0.11		0.42	0.15						
後背地の自然要素																	
雑草地	0.07	-0.03	0.16	-0.15	0.05	-0.18			-0.26					0.24			
丘・岬	0.01	0.23	0.01	-0.16	0.33	-0.27	-0.08	-0.10		0.46	0.01	0.22					
山	-0.07	0.19	-0.03	-0.11	-0.14	0.13	0.86	0.79		-0.11	-0.05	0.01			0.00		
未舗装道	-0.02	-0.12	0.13	-0.15	-0.12	0.18	-0.12	-0.12		-0.13	0.06	0.06			0.05	-0.22	
空	-0.08	-0.22	-0.04	0.12	-0.25	-0.28	-0.10	-0.08		0.32	-0.08	-0.02			0.31	-0.14	-0.13
海	0.40	0.35	0.06	-0.20	0.09	-0.08	-0.74	-0.71		-0.16	0.02	-0.11			-0.17	-0.86	0.02
						-0.31	0.07	-0.03		-0.26	-0.21	-0.08			-0.24	0.03	-0.10

太字:p<0.01,斜体:p<0.05

表3・3 評価平均得点と景観構成要素の面積比率との相関

	海岸		後背地		海岸の人工要素					海岸の自然要素		
	人工要素	自然要素	人工要素	自然要素	消波工	離岸堤	直立堤	緩傾斜護岸	漁港	砂浜	崖	岩場
好ましさ	-0.07	0.27 **	-0.36 ***	-0.33 **	-0.24 *	0.11	-0.25 *	0.12	-0.02	0.22 *	0.44 ***	0.42 ***
自然性	-0.79 ***	0.77 ***	-0.58 ***	-0.10	-0.25 *	0.05	-0.24 *	-0.59 ***	0.04	0.75 ***	0.40 ***	0.40 ***
親近感	-0.37 ***	0.58 ***	-0.47 ***	-0.24 *	-0.46 ***	0.01	-0.33 **	-0.02	0.04	0.54 ***	0.50 ***	0.47 ***

	後背地の人工要素			後背地の自然要素					
	建物	植栽地	舗装道	雑草地	丘・岬	山	未舗装道	空	海
好ましさ	-0.50 ***	-0.04	-0.22 *	-0.32 **	0.37 ***	-0.10	-0.41 ***	-0.19	0.27 **
自然性	-0.64 ***	-0.28 **	-0.38 ***	-0.18	0.34 **	0.15	-0.18	-0.16	0.17
親近感	-0.55 ***	-0.05	-0.35 ***	-0.23 *	0.43 ***	0.02	-0.39 ***	-0.28 **	0.03

\*\*\*:p<0.001,\*\*:p<0.01,\*:p<0.05

表3・4 好ましさを外的基準とした数量化

アイテム カテゴリー	サンプル 数	カテゴリー 数量	レンジ	偏相関 係数
海岸				
消波工	10	-0.197	0.924	0.490
緩傾斜護岸	6	0.598		
砂浜	15	-0.042		
混在型	3	-0.327		
後背地の人工施設				
1%未満	10	0.174	0.339	0.257
1~8%	14	-0.006		
8%以上	10	-0.166		
遠景				
無し	10	-0.321	0.834	0.550
丘・岬・山	9	0.513		
山のみ	15	-0.093		
空				
46%未満	8	0.043	0.112	0.110
46~48%	13	-0.069		
48%以上	13	0.043		
海				
4%未満	16	-0.124	0.398	0.286
4~8%	8	0.274		
8%以上	10	-0.021		
重相関係数 0.669				

表3・6 親近感を外的基準とした数量化

アイテム カテゴリー	サンプル 数	カテゴリー 数量	レンジ	偏相関 係数
海岸				
消波工	10	-0.331	0.616	0.500
緩傾斜護岸	6	0.285		
砂浜	15	0.157		
混在型	3	-0.252		
後背地の人工施設				
1%未満	10	0.285	0.567	0.443
1~8%	14	-0.002		
8%以上	10	-0.283		
遠景				
無し	10	-0.309	0.754	0.556
丘・岬・山	9	0.445		
山のみ	15	-0.061		
空				
46%未満	8	0.148	0.237	0.207
46~48%	13	-0.089		
48%以上	13	-0.002		
海				
4%未満	16	-0.065	0.294	0.316
4~8%	8	0.221		
8%以上	10	-0.073		
重相関係数 0.838				

表3・5 自然性を外的基準とした数量化

アイテム カテゴリー	サンプル 数	カテゴリー 数量	レンジ	偏相関 係数
海岸				
消波工	10	-0.307	0.919	0.642
緩傾斜護岸	6	-0.511		
砂浜	15	0.408		
混在型	3	0.003		
後背地の人工施設				
1%未満	10	0.437	0.717	0.523
1~8%	14	-0.112		
8%以上	10	-0.280		
遠景				
無し	10	-0.256	0.414	0.439
丘・岬・山	9	0.158		
山のみ	15	0.076		
空				
46%未満	8	-0.005	0.068	0.094
46~48%	13	-0.033		
48%以上	13	0.035		
海				
4%未満	16	-0.222	0.475	0.519
4~8%	8	0.253		
8%以上	10	0.154		
重相関係数 0.914				

後背地の自然要素では、丘・岬と全ての評価で正の相関が比較的強く、後背地の丘・岬の存在が好ましさ、自然性、親近感を高めている。評価間の相関をみると、好ましさと親近感で強い相関(0.86)がみられた。その他、好ましさと自然性で0.51、自然性と親近感で0.72であった。

次に、それぞれの景観構成要素の評価への影響を検討するため、好ましさ、自然性、親近感を外的基準とした数量化I類による分析を行った(表3・4~6)。景観構成要素を海岸、後背地の人工施設、遠景、空、海について、サンプル数にも配慮し、それぞれの有無や面積比率から表に示すようなカテゴリーを設けた。ここでは、写真を汀線に平行に撮影した場合の結果を示した。

好ましさを外的基準とした場合、海岸、遠景の偏相関係数が高く、好ましさへの影響が強い。カテゴリーとしては、緩傾斜護岸、遠景の丘・岬・山が好ましさを高くし、混在

型、遠景が無い場合に、好ましさを低くしていた。

自然性を外的基準とすると、海岸、人工施設、海の影響が強くと、砂浜、人工施設が1%未満、海の面積比率が4~8%の場合に自然性を高くし、緩傾斜護岸、人工施設が8%以上、海の面積比率が4%未満の場合に自然性を低くしていた。

親近感是好ましさととの相関が高かったため、好ましさを外的基準とした結果と同様の傾向を示した。親近感を外的基準とすると、海岸、遠景の影響が強くと、緩傾斜護岸、遠景の丘・岬・山が親近感を高くし、海岸の消波工、混在型、遠景が無い場合に、親近感を低くしていた。

以上より、景観にアクセントを与えている遠景の丘・岬・山の存在が好ましさと親近感を増し、後背地の人工施設が自然性、親近感を低くする要素と考えられた。海岸の形態では、緩傾斜護岸が好ましさを、親近感を高くするものの、自然性が低く評価された。また、砂浜は、前項の結果で総合評価性を高くしたが、胆振海岸では、好ましさが低くなった。これは、胆振海岸の砂浜で、ゴミや木片などの漂流物が散在している場合が多いためであると考えられる。

#### 4. シミュレーションによる修景効果の検討

##### 4.1 方法

前項の評価実験より、好ましさが低く評価されたのは、消波工、もしくは消波工と砂浜の混在した景観、または変化に乏しく、ゴミの散乱した砂浜海岸であり、自然性が低く評価されたのは、緩傾斜護岸と背景に人工施設の多い景観であった。また、親近感が低く評価されたのは、好ましさを低く評価された景観とほぼ一致するが、人工要素の多い景観がより低く評価されていた。

そこで、好ましさを低かった砂浜の写真、親近感の低かった直立堤のある写真、自然性の低かった緩傾斜護岸の写真の3枚について、フォトモンタージュにより、それぞれ2枚ずつ景観の改善を試みたシミュレーション写真を作成した(写真1~9)。写真1は、変化に乏しい砂浜で、ゴミが散乱しているものである。そのゴミを取り除いたものが写真2で、さらに砂浜の背後に起伏のある草地を加えたものが写真3である。写真4は、直立堤があり、背後の建物が直接目にはいるものである。直立堤を取り除き、緩傾斜護岸と植栽を施したのが写真5で、直立堤の海側に砂浜を付け、植栽を施したものが写真6である。写真7は、緩傾斜護岸が施されているものであり、それに植栽を施したものを写真8、さらに緩傾斜護岸に砂浜を付けたものを写真9とした。写真は2L版



写真1 好ましさが低かった砂浜



写真2 ゴミを取り除いた



写真3 ゴミを取り除き、起伏のある草地を加えた



写真4 親近感が低かった直立堤のある景観





写真5 緩傾斜護岸と植栽を施した



写真9 植栽を施し、緩傾斜護岸に砂浜を付けた



写真6 直立堤に砂浜を付け、植栽を施した



写真7 自然性が低かった緩傾斜護岸



写真8 植栽を施した

(127mm×180mm)の大ききでフルカラー印刷し、A4版のケント紙に張り付けた。

評価は、16の形容詞対を用いたSD法により行い、被験者は、北海道大学農学部生22名と、専門家として、北海道開発局河川計画課、苫小牧市土木部河川課、河川環境管理財団、日本データサービス(株)緑地計画室の22名、計44名であった。

評価尺度は、既存の河川等での研究を参考にし、「美しい-見苦しい」、「親しみやすい-親しみにくい」、「行きたい-行きたくない」、「調和した-不調和な」、「好ましい-好ましくない」、「住みたい-住みたくない」、「整然とした-雑然とした」、「まとまりのある-まとまりのない」、「安全な-危険な」、「緑が豊かな-緑が乏しい」、「明るい-暗い」、「立体的な-平面的な」、「変化に富んだ-単調な」、「特徴のある-平凡な」、「広々した-狭苦しい」、「自然的な-人工的な」とした。評価は、それぞれの評価尺度について、例えば「美しい-見苦しい」であれば、非常に美しい(7点)、かなり美しい(6点)、やや美しい(5点)、どちらともいえない(4点)、やや見苦しい(3点)、かなり見苦しい(2点)、非常に見苦しい(1点)の7段階の評価のうち、自分の印象に合うもの1つに○をつけてもらう形式で行った。前述の北海道の海岸景観では考慮しなかった親近感を表す「親しみやすい-親しみにくい」を加え、特異性を表す評価尺度として「特徴のある-平凡な」を用いた。また、胆振海岸が、利用や海岸沿いでの生活が実際に行われている場所でもあるため、「住みたい-住みたくない」、「安全な-危険な」の評価尺度を加えた。

#### 4.2 シミュレーション写真のイメージ構造と修景効果

16の評価尺度の被験者毎の得点により因子分析を行い、バリマックス回転を行った結果を表4・1に示した。

表4・1 シミュレーション写真評価の因子構造

尺度	因子負荷量			
	総合評価性	立体性	自然性	共通性
美しい - 見苦しい	0.877	0.074	-0.084	0.782
親しみやすい - 親しみにくい	0.873	0.108	0.020	0.775
行きたい - 行きたくない	0.869	0.093	0.062	0.767
調和した - 不調和な	0.836	-0.037	0.062	0.704
好ましい - 好ましくない	0.822	0.139	0.138	0.714
住みたい - 住みたくない	0.749	0.139	0.042	0.582
整然とした - 雑然とした	0.683	-0.160	-0.488	0.730
まとまりのある - まとまりのない	0.671	-0.145	-0.392	0.625
安全な - 危険な	0.631	-0.327	-0.135	0.523
緑が豊かな - 緑が乏しい	0.608	0.161	0.207	0.438
明るい - 暗い	0.602	-0.001	-0.384	0.510
立体的な - 平面的な	0.030	0.744	-0.105	0.565
変化に富んだ - 単調な	0.140	0.592	0.143	0.391
特徴のある - 平凡な	0.103	0.392	-0.150	0.187
広々した - 狭苦しい	0.446	-0.485	0.020	0.434
自然的な - 人工的な	0.237	-0.261	0.747	0.683
寄与率 (%)	40.97	10.04	7.80	58.82

9枚の写真の印象の構造は、「美しい-見苦しい」、「親しみやすい-親しみにくい」などからなる第一因子（総合評価性）、「立体的な-平面的な」、「変化に富んだ-単調な」などからなる第二因子（立体性）、「自然的な-人工的な」からなる第三因子（自然性）の3因子により説明されると考えられる。前述の北海道の海岸景観の評価構造は、総合評価性、眺望性、特異性により説明された。総合評価性は同様の評価尺度で説明される因子となり、立体性は眺望性と同様の評価尺度で構成され、ほぼ共通した因子と考えられる。一方、北海道の海岸の例で示された特異性の因子は、ここではみられなかった。これは、北海道の海岸の例には、特異な奇岩などがある景観があったためだと考えられる。また、北海道の海岸で総合評価性を構成した「自然的な-人工的な」の評価尺度は、ここでは寄与率は低いものの単独で自然性の因子を構成した。これは、好ましさは高くても自然性は低い緩傾斜護岸と、自然性は高くても好ましさは低い砂浜があったため、自然性は総合評価性とは独立した評価因子となったと考えられる。

3つの因子に対する因子得点を写真毎に算出し、分散分析およびScheffeの多重比較検定によりその差を比較した（表4・2）。総合評価性は写真1、写真4、写真7のものと写真に対して、全てのシミュレーション写真で評価が高くなった。立体性は写真1に対しては写真2は低く、写真3は高く評価され、写真4に対しては写真5は低く、写真6は写真5ほどではないが低く評価された。自然性は写真4に比べて写真5は非常に低く評価され、写真6も低く評価された。すなわち、ゴミの多い写

表4・2 写真毎の因子得点の比較

	総合評価性	立体性	自然性
写真1	-1.106 c	-0.657 a	0.718
写真2	0.360 b	-0.929 a	0.808
写真3	1.134 a	-0.018 b	0.973
F値	157.93 ***	22.52 ***	2.11
	総合評価性	立体性	自然性
写真4	-1.335 b	1.143 a	0.326 a
写真5	0.238 a	0.175 c	-0.643 c
写真6	0.140 a	0.509 b	0.059 b
F値	81.35 ***	27.90 ***	44.75 ***
	総合評価性	立体性	自然性
写真7	-0.102 b	-0.025	-0.619
写真8	0.305 a	-0.090	-0.824
写真9	0.366 a	-0.108	-0.797
F値	5.37 **	0.15	1.64

\*\*\*:p<0.001, \*\*:p<0.01, \*:p<0.05  
数値の後の同一アルファベット間には、Scheffeの多重比較検定により5%水準で有意差がない。

表4・3 学生と専門家の因子得点の比較（写真4）

	人数	総合評価性	立体性	自然性
学生	22	-0.968	1.105	0.490
専門家	22	-1.702	1.181	0.161
t値		5.13	-0.41	2.39

\*\*\*:p<0.001, \*\*:p<0.01, \*:p<0.05

真1の砂浜は、そのゴミを取り除くことによって評価が高くなった。直立堤のある写真4は、緩傾斜護岸と植生の導入によって評価が高くなること示された。また、緩傾斜護岸の写真7については、植栽の導入と養浜により総合評価性は高くなるが、低い自然性の評価を改善するには至らなかった。これは、緩傾斜護岸が画面に占める比率が大きいことと、植栽が人工的なものであったためだと考えられ、砂浜と直立堤の場合でも自然性の評価に植栽の効果はほとんどみられなかった。

海岸の整備や景観の向上を仕事としている専門家と学生の評価の間には、写真4を除き、大きな差は認められなかった。海岸が直立護岸で、後背地に人工施設がある写真4では、総合評価性と自然性の因子得点の平均値に有意な差がみられた（表4・3）。学生に比べ、専門家は、写真4をより総合評価性が低く、自然性が低いと評価していた。なお、修景を行った写真5、6については、学生と専門家の評価に差はみられず、修景の効果は同程度に評価された。

## 5 総合考察とまとめ

樋口(1975)は、景観の空間的構造は境界、視点・中

心・目標、方向、領域の4要素により説明されるとした<sup>9)</sup>。海岸の景観にこれをあてはめてみると、汀線および水平線が強い境界をつくるが、明確な中心はなく、陸と海的位置が方向的な関係を生み出し、どちらかという開放的で明確な領域性はみられないと考えられる。しかし、海岸線に垂直に切り立つ侵食崖や背景となる山・岬などは視覚の中心的要素となり、湾曲した海岸線はやや閉鎖的な領域を生み出す。このように、海岸は、その形態により、様々な景観を構成する。

本研究の結果より、北海道で主に見られる海岸の景観は、美しさや好ましきなどからなる総合評価性、空間的な広がりからなる眺望性、景観のユニークさからなる特異性の3つの因子により説明されることが分かった。この3因子の因子得点を用いることによって、海岸の形態や後背地の構成要素、汀線と後背地の距離等に特徴をもっている6つの景観に類型化することができた。海岸の形態では護岸が施されていること、背景では近景に人工物が存在していることが評価を低くしていた。また、海岸景観の眺望は、空の面積が広く、砂浜などの広い海岸があることによって確保されることが示された。このように、海岸の形態や後背地の要素により、景観の評価は異なることが示され、海岸景観の保全・創出にあたっては、このような景観的特徴・海岸の形態の違いに留意する必要があると考えられる。

また、砂浜が主要な形態である北海道の胆振海岸で撮影した写真の実験から、海岸の景観評価に影響する景観構成要素として、護岸の形態、後背地の人工施設の量、背景となる遠景の丘・岬・山などのランドマークの存在が挙げられた。護岸に関しては緩傾斜護岸は好ましく親しみもあるが、消波ブロックや直立堤は好ましくなく親しみにくいと評価された。後背地に関しては人工施設は少ない方が自然的であり、遠景に丘・岬・山がある方が好ましく親しみがあると評価された。

さらに、胆振海岸で評価の低かった地点で、護岸と植栽による修景の効果を評価した。比較的ゴミ等が多い砂浜からゴミを取り除くこと、直立堤のかわりに緩傾斜護岸を導入すること、緩傾斜護岸に養浜によって砂浜がつくことによって評価が高くなることが示された。

以上の結果と、既存の研究例より、胆振海岸のような砂浜海岸の保全と良好な景観の創出には、以下の点を考慮することが望ましいと考えられた。

#### ・開放性、眺望の確保

海岸線を横断したり、海岸線近辺に高い建造物を配置しないのが原則であるが、避けられない場合には、植栽等を施したり、その形態やデザインに充分配慮する。護岸工の種類としては、緩傾斜護岸が望ましいが、自然性

を低下させる場合もあり、植栽を同時に施すことが望ましい。また、護岸については、護岸される部分とその外側の海岸との間に視覚的断絶が生じやすいといわれており<sup>5)</sup>、境目に自然石を用いるなど周囲との景観の調和に配慮する必要がある。

#### ・自然景観とランドマークの保全

胆振海岸においても、海岸部や背後地における自然的な景観は貴重な存在となっており、またその特徴的な形態から景観上のアクセントまたはランドマークとなっているものも少なくない。これらを保全する対策を講じ、例えば優れた景観を遮蔽するような建築物の規制やそのデザインについてのガイドラインの策定などが求められる。

本研究では、様々な海岸形態の中から、特に砂浜海岸とその護岸を中心に検討した。形態が異なるとその評価も異なり、構成要素の影響も異なることが予想される。また、海岸の景観を眺める視点を主に汀線沿いとした。海岸はその他に、見下ろしたり、海から眺める場合もあり、視点が異なるとその評価が異なることも予想される。さらに、砂浜以外の形態の海岸を対象にしたより詳しい評価や、視点の影響の検討が必要である。

最後に、北海道開発局、室蘭開発建設部治水課、苫小牧市役所をはじめとした、評価実験及び資料の提供に御協力頂いた方々に感謝の意を表する。

#### 参考文献

- 1) 環境庁(1989)：第3回自然環境保全基礎調査・自然景観資源調査報告書,環境庁,254pp.
- 2) 近藤徹郎(1997)：火山灰質海岸を守る,土木学会誌 2-5
- 3) 中園真人ら(1994)：博多湾における海岸域の景観評価構造に関する研究,山口大学工学部研究報告,44(2), 63-72
- 4) 北海道開発局・北海道(1996)：胆振海岸環境基本計画
- 5) 磯部雅彦編著(1994)：海岸の環境創造・ウォーターフロント学入門,朝倉書店, 208pp.
- 6) 増田昇ら(1994)：川らしさを創出する河川空間整備モデルに関する研究,造園雑誌,54(5), 277-282
- 7) 下村泰彦ら(1996)：CGアニメーションを用いた都市河川空間の整備手法に関する研究,ランドスケープ研究,59(5), 173-176
- 8) 熊谷洋一(1988)：景観アセスメント手法における予測評価手法に関する研究(II) 景観予測手法,東京大学農学部演習林報告, 78, 167-245
- 9) 樋口忠彦(1975)：景観の構造-ランドスケープとしての日本の景観,技報堂, 168pp.