

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7年が経過しました。現在研究所では各地域のニーズに対応するため、東京の研究第一部、研究第二部、大阪研究所、札幌の研究第四部において調査研究業務を行っております。また、名古屋事務所においても同様の研究業務を行っているところであります。

研究所で取組んでいる調査研究の主なテーマは下記の通りです。

①水系一環の視点に立った河川環境の総合的な計画に関する調査研究

- A 河川整備計画策定に関する調査研究
- B 河川環境管理計画策定に関する調査研究
- C 河川環境教育に関する調査研究
- D 樹林帯整備管理に関する調査研究
- E 環境モニタリングに関する調査研究

②水環境改善および河川水質浄化に関する調査研究

- A 河川の新たな水質問題に関する調査研究
- B 河川の水質浄化技術に関する調査研究
- C 河川水水質浄化計画の策定に関する調査研究
- D 下水処理水のなじみやすい放流等に関する調査研究
- E モニタリングに関する調査研究

③河川管理施設の維持管理に関する調査研究

- A 堤防の機能維持のための調査研究
- B 堤防の除草に関する調査研究
- C 河川巡視システムに関する調査研究
- D 河川維持管理計画の策定に関する調査研究

④その他

- A 多自然型川づくりに関する調査研究
- B 河川環境の保全と創造に関する調査研究

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活用していただきため発行しており、今年で第5号を発行することができました。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る次第です。

また、本報告は現場での活用を念頭に置いており、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。

河川法の改正により、河川整備の目的として治水、利水に加え「河川環境の整備と保全」が位置付けられ、河川環境に関する調査研究を実施する当財団の果たすべき役割はますます重要なものとなってきていると考えています。

このため、当研究所では、河川現況評価に関する調査研究をはじめとして、河川環境に対する取り組みを拡充しています。社会の要請に的確に応えていくべく、吉川秀夫、芦田和男、江川太朗、佐々木寧の各先生の指導を得つつ、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る次第です。

平成11年7月

財団法人 河川環境管理財団

理事長 和里田 義雄

研究所報告の編集について

本研究所報告の編集に際しましては、下記の編集顧問からなる編集会議において掲載論文を決定しております。

編集顧問

吉川 秀夫	工学博士	(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長(河川工学)
芦田 和男	工学博士	(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 大阪研究所長(河川工学)
玉井 信行	工学博士	東京大学大学院工学系研究科教授(河川工学)
大垣眞一郎	工学博士	東京大学大学院工学系研究科教授(水環境工学)
佐々木 寧	理学博士	埼玉大学工学部建設工学科教授(植物学)

事務局

(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第一部

目 次

I 水環境に関する研究

1. 高汚濁原水を対象とした河川水直接浄化新技術の開発について	宮下明雄・涌井仁・片桐義一	1
2. 色度除去を目的とした河川水直接浄化新技術の開発について	宮下明雄・涌井仁・片桐義一	21
3. 河川における内分泌搅乱化学物質(環境ホルモン)に関する分析方法と精度管理について	山田雄三・野添淳一・鈴木幹夫・市村保	35
4. 結氷湖面を活用する深層湖水汲み上げ型水質浄化の試み～積雪寒冷地型水質浄化法～	長谷川茂・久保添恭之	49
5. 長良川支川境川の浄化実験について	江川太朗・高曾根良博・早瀬孝史・柴垣忠司・松田俊毅	59

II 多自然型川づくりに関する研究

6. ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験(第3報)	吉川秀夫・馬場仁志・船木淳悟・長谷川茂・竹本成行	73
----------------------------------	--------------------------	----

III その他河川環境の保全と創造に関する研究

7. 流域水循環に関する検討手法と対策評価について～大阪府下都市型河川域の事例～	向井松正	89
8. 貯水池バイパス排砂トンネルの閉塞回避条件について	芦田和男・大槻英樹・小久保鉄也・増田覚	113

I. 水環境に関する研究

1. 高汚濁原水を対象とした河川水直接浄化新技術の開発について

宮下 明雄*・涌井 仁**・片桐 義一***

要旨

河川水質は、下水道の整備や各種規制（排水規制、総量規制）などにより、改善されつつあるものの、都市河川においては未だに著しい水質汚濁を生じている所も多く、河川水を直接浄化する事業も実施されている。

このような状況の中、従来広く用いられている河川水浄化手法のうち、礫間接触酸化法に代表される浸漬型接触酸化法は、広大な施設用地を必要とするため、都市河川への適用が困難であった。

ここで、本研究の対象とした「生物膜ろ過+上向流式ろ過法」、「生物膜ろ過法」及び「高速ろ過法」は、対象とする河川水質や、浄化後に求められる水質により、適用されるシステムが異なるが、通水速度を高くした運転を行うことで、省スペース化が計れるシステムとなっており、広大な敷地の確保が困難な都市河川において有効な浄化手法である。

1. はじめに

河川水の直接浄化技術としては、礫や浄化用の特殊材料（プラスチック、ひも等）を用いる浸漬型接触酸化法が約9割を占めている。しかしこの手法は維持管理が容易で、一定レベルの浄化効果が得られる反面、①広い敷地面積が必要②除去できない物質がある（窒素、リン、色度、臭気物質等）③建設費が比較的高価④汚泥の処理が十分とはいえない、等の問題点もあり、設置スペースに制約を受ける都市河川や、汚濁の著しい河川への適用には対応しきれない面もあり、新しい技術による河川水の浄化手法の開発が求められている。

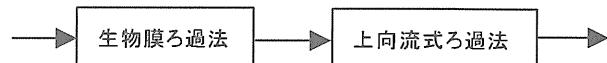
そこで1996年度より、高濃度汚濁河川水処理、色度除去処理、窒素、リン除去処理を目的とした新しい河川水直接浄化技術の開発を目指し、綾瀬川、渡良瀬川支川の矢場川、霞ヶ浦流入支川の山王川の3河川で実験施設

を設置し技術開発を行ってきた。この実験で得られた結果より、これら河川水浄化の新技術については、河川環境総合研究所報告書¹⁾でとりまとめている。

ここでは、1998年度に綾瀬川で行った処理システムについて、実用化などを目指した実験より、処理性能及び経済性の評価、施設の総合評価を行い、さらにモデル設計を行うものである。

1.1 実験の経緯

実験施設では、都市部で用地確保が困難な河川に適用できるシステムとして、浸漬型接触酸化法と同程度の処理効率で、施設面積が小規模ですむ方式の開発を目的として、処理水量としては、実験結果より大水量の実施設規模を想定した拡張性が検討できる規模として、150m³/日の施設として実験を行った。処理フローを以下に示す。



このシステムは、生物膜ろ過で主に有機物除去を行い、後段で上向流式ろ過により懸濁物除去を行うものである。既報¹⁾のとおり、本施設でのBOD目標処理水質3mg/l以下に対し、1997年度までの結果では、原水のBOD平均値7.9mg/lに対し、BOD除去率が85%と高く、所要コストは礫間接触酸化法（曝気付）と同程度であったが高濃度汚濁原水（BOD30mg/l）に対する処理性能を確認していない。よって、本実験の目的は以下の通りとした。

生物膜ろ過、上向流式ろ過法

・高濃度汚濁原水に対する処理性能、最適運転条件を検討する。

高速ろ過法

・河川水の大水量処理に対して「高速ろ過法」がどの程度対応可能か検討する。

* 宮下 明雄 (財)河川環境管理財団 河川総合研究所 研究第2部長
** 涌井 仁 (財)河川環境管理財団 河川総合研究所 主任研究員
*** 片桐 義一 パシフィックコンサルタンツ(株) 水環境保全室 室長

- ・綾瀬川河川水や高濃度汚濁原水に対する処理性能、最適運転条件を検討する。
- ・初期雨水や流入水の季節変動による処理性能の挙動範囲を確認する。

2. 実験施設概要

本実験施設（綾瀬川河川水浄化施設その1）は、図2・1に示す草加浄化施設内に設置した。処理フローは図2・2に示した。

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、自然流下で着水井に導き、水中ポンプでそれぞれの施設に配水している。なお、底泥添加実験では、原水槽に伝右川下流域から採取した底泥を添加し、高濃度汚濁原水の実験では、綾瀬川からのポンプアップを停止し、川戸落としに流入する生活雑排水による汚濁した綾瀬川河川水を原水とした。

また、生物膜ろ過+上向流式ろ過施設と高速ろ過施設の諸元を、表2・1、2・2に示した。

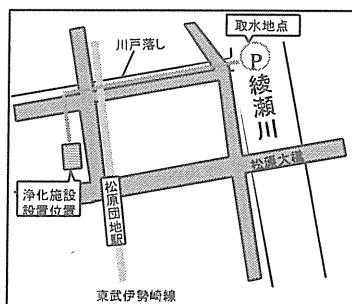


図2・1 実験施設位置

表2・1 生物膜ろ過+上向流式ろ過施設の諸元

項目	生物膜ろ過槽	上向流式ろ過槽
仕様	上向流式ろ過槽 1.0m×1.2m×6.5m	上向流式ろ過槽 1.0m×1.2m×5.5m
ろ材	浮上ろ材 (ポリスチレン製、球形、空隙率 36%)	同左
ろ過面積	1.2m ²	1.2m ²
ろ層厚さ	3m	1m

表2・2 高速ろ過施設の諸元

項目	高速ろ過 No.1	高速ろ過 No.2	高速ろ過 No.3
仕様	上向流式 Φ350×5.0m	上/下向流切替式 Φ350×5.0m	上向流式 Φ350×5.0m
ろ材	浮上ろ材 (ポリスチレン製、球形、空隙率 36%)	中空ろ材 (ポリプロピレン製、中空円筒形、空隙率 88%)	浮上ろ材 (ポリスチレン製、球形、空隙率 36%)
ろ過面積	0.096m ²	同左	同左
ろ層厚さ	1m	同左	0.5m

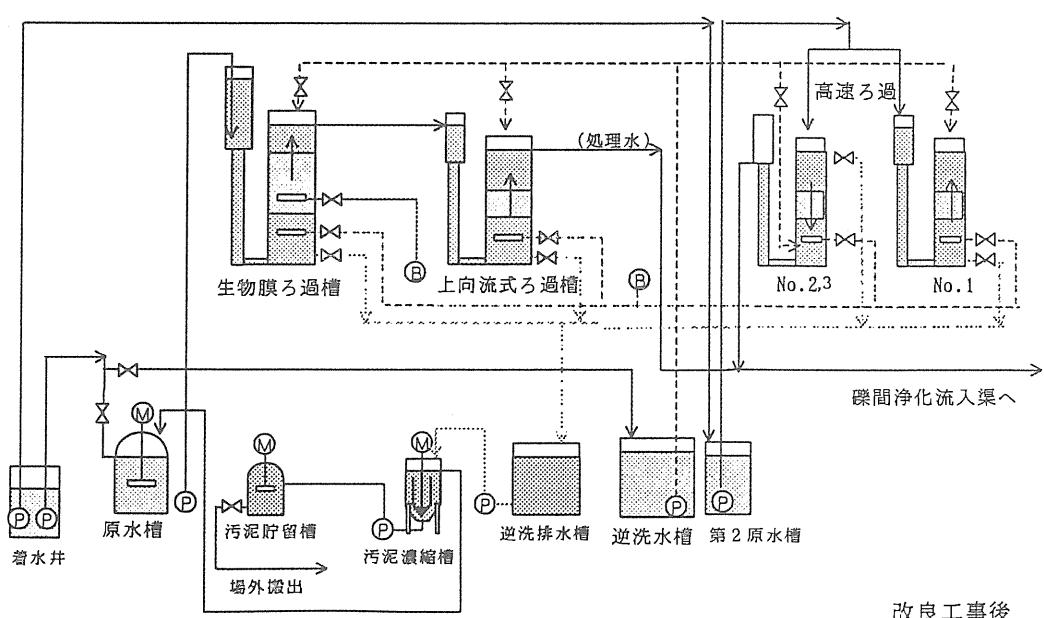


図2・2 綾瀬川河川水浄化施設（その1）の施設フロー

改良工事後
(平成10年度)

3. 実験結果

ここでは、1998年度の実験結果について、①生物膜ろ過を含む処理方式：「生物膜ろ過のみ」または「生物膜ろ過+上向流式ろ過」と、②生物膜ろ過を含まない処理方式：「高速ろ過」に分けてまとめた。また、①生物膜ろ過を含む処理方式については、生物処理を含んでいたため、生物が十分その能力を発揮して活動できる水温が一般的に15°C以上と言われていることから、原水水温15°Cを基準とし、高水温期と低水温期に分けて考えるものとした。

3.1 生物膜ろ過法、上向流式ろ過法

生物膜ろ過法、上向流式ろ過法の運転状況と原水及び処理水の経日変化を図3・1に示す。なお、図3・1では、1996、1997年度の実験結果を合わせて示した。

3.1.1 運転条件

通水速度は、実験施設の最大能力である240m/日を中心とした実験を行った。なお、1996、1997年度の実験より、高水温期ではLV=240m/日での運転が適当であることを確認している。低水温期での高濃度汚濁原水の実験では、BOD酸化及びNH₄-Nの硝化を考慮し、通水速度125m/日の実験も行った。

通気倍率は、下水処理における曝気量の計算方法²⁾より有機物の酸化、NH₄-Nの硝化及びDOの回復量から計算される必要酸素量をもとに設定し、原水水質に応じて通気倍率0.3~2.0倍にて実験を行った。

3.1.2 原水・処理水の特徴

表3・1に原水と各処理水のBOD、SSを整理した。

1) 原水

低水温期の高濃度汚濁原水については、BOD平均値31.6mg/lとなり、目的としていたBOD30mg/l程度の原水水質が得られた。さらに高濃度条件を得る為に行なった底泥添加実験ではSS平均値54.6mg/lであり、懸濁態成分は高くなっているが、BOD平均値は18.6mg/lと低い。NH₄-Nは、高濃度汚濁原水の実験を行なった12月中旬以前は平均値1.5mg/l(0.1~3.6mg/l)、それ以後は平均値7.0mg/l(3.8~8.5mg/l)と上昇した。

2) 生物膜処理水

高水温期の綾瀬川河川水を対象とした場合と低水温期の底泥添加実験では、BODの除去率がともに65~70%であるのに対し、低水温期の高濃度汚濁原水ではBODの除去率が約50%となり、前者の方が処理性能が高かった。SSについても同様の傾向が見られた。NH₄-Nは、高濃度汚濁原水の実験以前は平均値0.4mg/l(0~1.8mg/l)、それ以後は4.4mg/l(1.6~6.8mg/l)と上昇しており、通気倍率の調整を行なったが、硝化が完全に行われていなかった。

3) 生物膜ろ過+上向流式ろ過処理水

高水温期と低水温期の底泥添加実験では、BOD平均値が3mg/l以下、高濃度汚濁原水では10mg/l程度となっていた。NH₄-Nは平均値0.2mg/l(0~1.6mg/l)、それ以後は平均値3.8mg/l(1.0~6.2mg/l)と生物膜処理水と同程度で上向流式ろ過では硝化が進んでいなかった。

表3・1 生物膜ろ過法、上向流式ろ過法の実験結果

		高水温期	低水温期	
			底泥添加	高濃度汚濁原水
通水速度		240m/日	240m/日	240→125m/日
BOD	原水	平均値6.7mg/l (2.5~13.5mg/l)	平均値18.6mg/l (5.9~27.9mg/l)	平均値31.6mg/l (16.3~67.9mg/l)
	生物膜処理水	平均値1.5mg/l (0.4~8.7mg/l)	平均値5.9mg/l (1.2~9.7mg/l)	平均値15.4mg/l (6.0~31.2mg/l)
	上向流式ろ過処理水	平均値0.8mg/l (0.2~7.8mg/l)	平均値2.8mg/l (0.8~4.7mg/l)	平均値10.5mg/l (5.0~24.8mg/l)
SS	原水	平均値29.1mg/l (8.7~165.0mg/l)	平均値54.6mg/l (8.6~249.0mg/l)	平均値25.8mg/l (12.6~52.0mg/l)
	生物膜処理水	平均値2.3mg/l (0.9~16.6mg/l)	平均値5.1mg/l (0.6~11.6mg/l)	平均値7.7mg/l (2.7~17.4mg/l)
	上向流式ろ過処理水	平均値1.0mg/l (0.1~13.2mg/l)	平均値1.9mg/l (0.2~3.6mg/l)	平均値4.9mg/l (1.5~11.9mg/l)

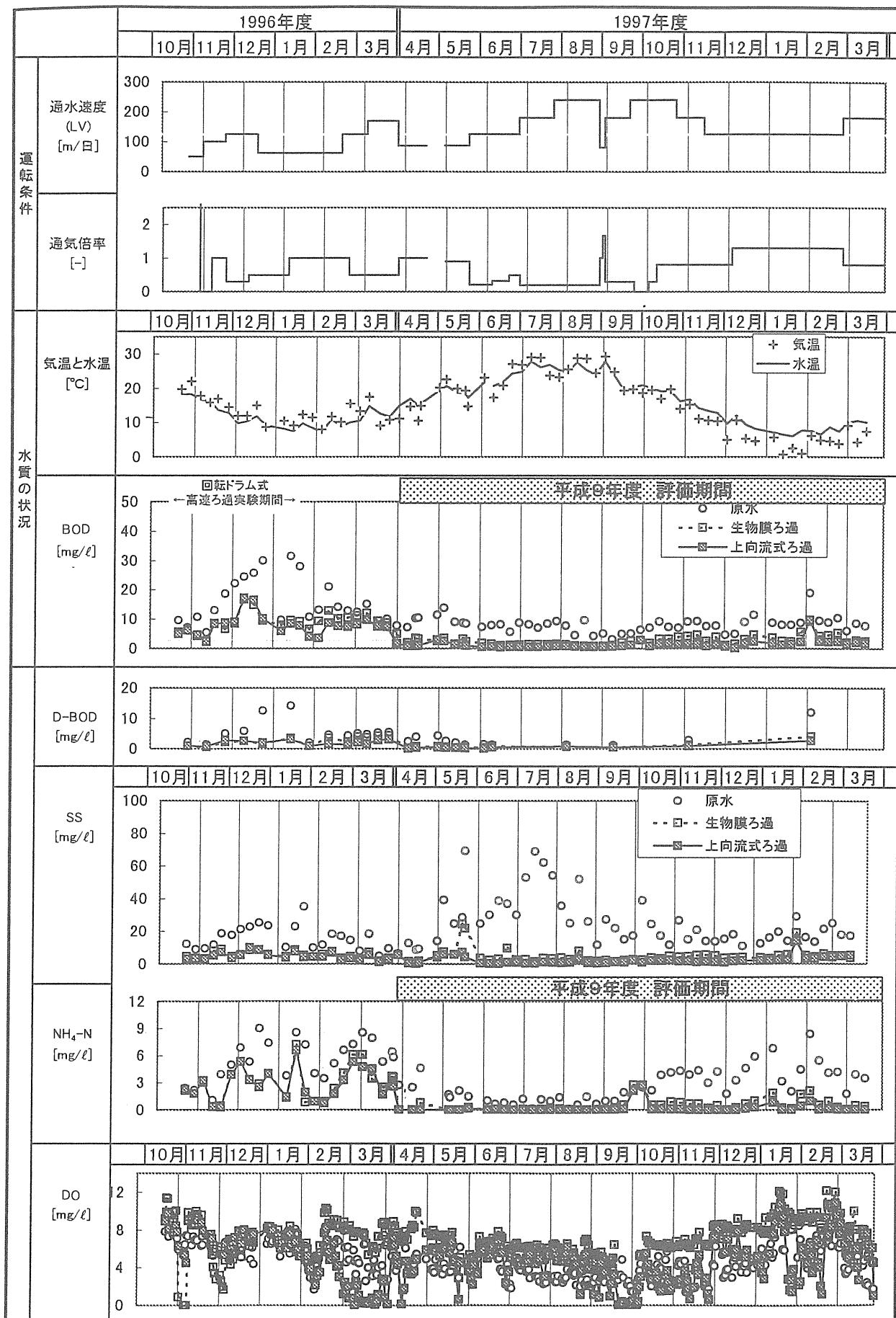


図 3・1(1) 綾瀬川実験施設の実験結果概要－生物膜ろ過、上向流式ろ過（1996 年度、1997 年度）

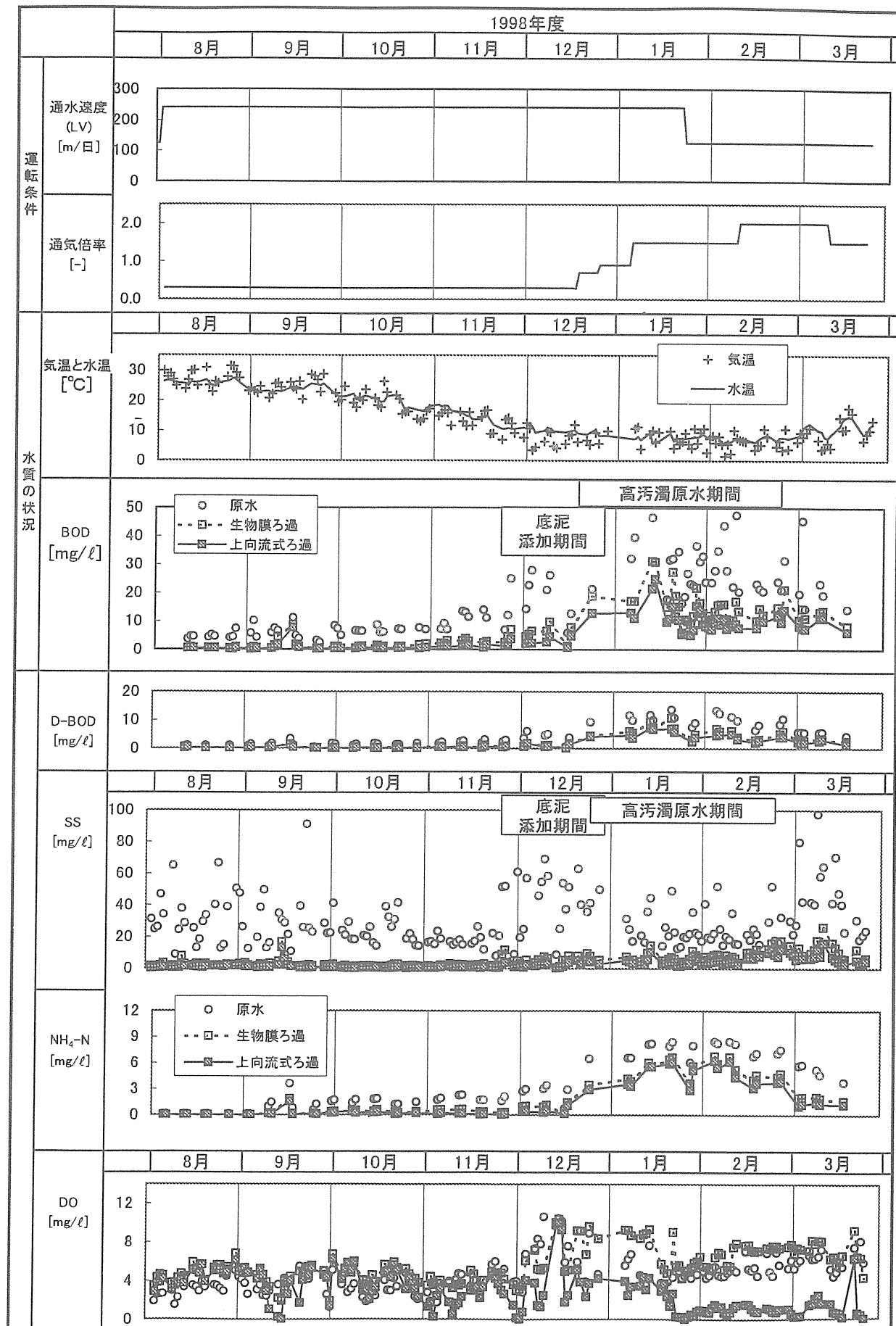


図 3・1(2) 綾瀬川実験施設の実験結果概要－生物膜ろ過、上向流式ろ過（1998 年度）

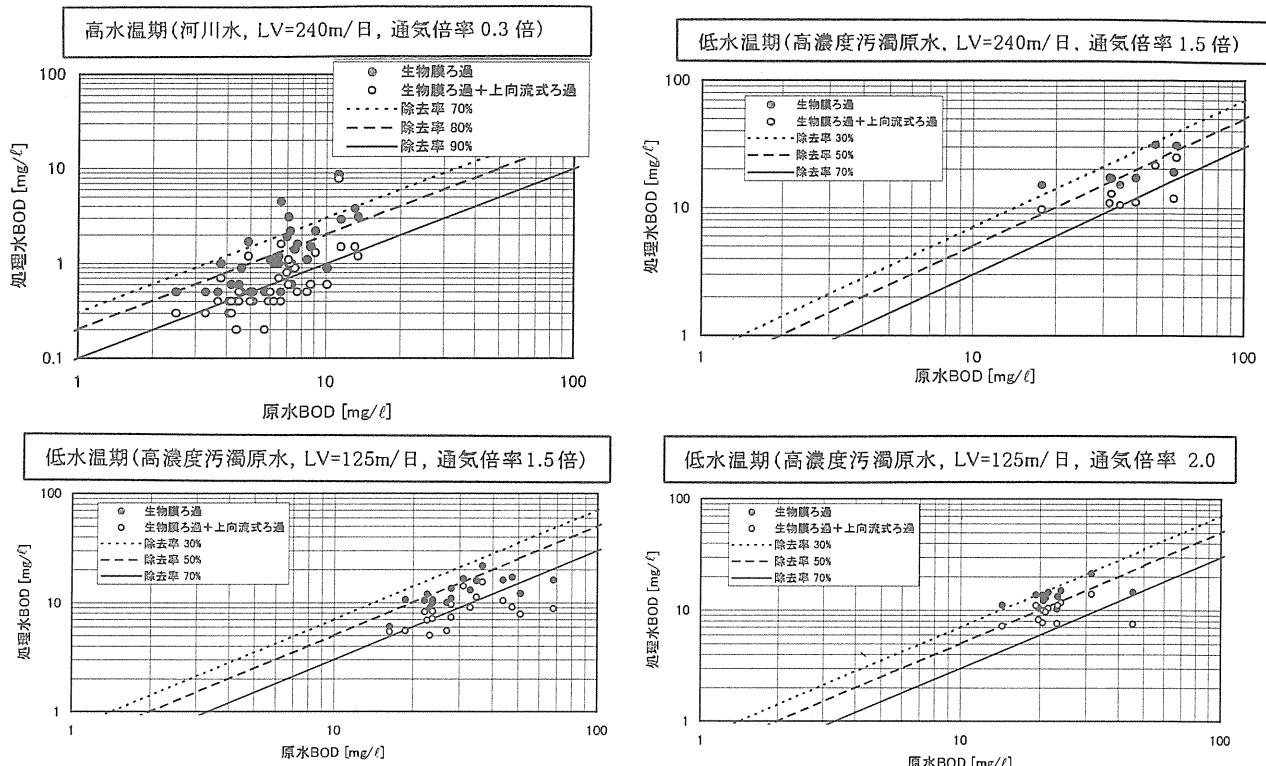


図 3・2 原水と処理水の BOD の関係（生物膜ろ過、上向流式ろ過）

3.1.3 BOD 除去性能

高水温期（原水として比較的低濃度の綾瀬川河川水を対象とした）、低水温期（原水として高濃度汚濁原水を対象とした）に分けて、BOD 除去性を整理した。なお、低水温期での高濃度汚濁実験では $LV=240\text{m}/\text{日}$ 、 $125\text{m}/\text{日}$ で運転し、滞留時間の比較及び通気倍率 1.5 倍、2.0 倍の比較を行った。

図 3・2 に原水と処理水の BOD の関係を示す。この図より、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」による BOD 除去率は、低濃度の高水温期 ($LV=240\text{m}/\text{日}$ 、通気倍率 0.3 倍) の時、平均 97% であるのに対して、高濃度の低水温期（通気倍率 1.5 倍）の時、 $LV=240\text{m}/\text{日}$ では、BOD

除去率平均 64%， $LV=125\text{m}/\text{日}$ では、平均 73% となっており、高水温期の方が BOD 除去率が 25~30% 高くなっていた。なお、同様の低水温期でも LV を $1/2$ に下げるにより、BOD 除去率が約 10% 高くなった。

また、同じ $LV=125\text{m}/\text{日}$ では、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」による BOD 除去率は、通気倍率 2.0 倍としたとき 59% となり、通気倍率 1.5 ときの倍の平均 73% に比べ低かった。これは、SS 除去率が前者で平均 77% に対し、後者では、平均 85% であったことから、通気倍率 2.0 倍の時の方が、懸濁態成分が多くリーケしていたと考えられる。

よって、BOD30mg/l 程度の原水に対する通気倍率は 2.0 倍では大きく 1.5 倍程度が適当であると考えられた。

表 3・2 生物膜ろ過法、上向流式ろ過法の処理性能(まとめ)

項目		高水温期(15°C 以上) (河川水:低濃度原水)	低水温期(15°C 未満) (高濃度汚濁原水)
生物膜ろ過	通水速度	240m/日	125m/日
	通気倍率	0.3倍	1.5倍
	BOD 除去性能	BOD 平均値 $6.7 \rightarrow 1.5\text{mg/l}$ (除去率平均 78%)	BOD 平均値 $32.2 \rightarrow 12.8\text{mg/l}$ (除去率平均 60%)
	SS 除去性能	SS 平均値 $29.1 \rightarrow 2.3\text{mg/l}$ (除去率平均 92%)	SS 平均値 $23.8 \rightarrow 6.5\text{mg/l}$ (除去率平均 73%)
生物膜ろ過 + 上向流式ろ過	通水速度	240m/日	125m/日
	通気倍率	0.3倍	1.5倍
	BOD 除去性能	BOD 平均値 $6.7 \rightarrow 0.8\text{mg/l}$ (除去率平均 88%)	BOD 平均値 $32.2 \rightarrow 8.6\text{mg/l}$ (除去率平均 73%)
	SS 除去性能	SS 平均値 $29.1 \rightarrow 1.0\text{mg/l}$ (除去率平均 97%)	SS 平均値 $23.8 \rightarrow 3.8\text{mg/l}$ (除去率平均 84%)

3.1.4 実験結果のまとめ

高水温期、低水温期での処理性能を表 3・3 に示す。また、運転条件と処理性能を整理し、BOD 除去性能の高かった組み合わせについてまとめた。

目標処理水質 BOD3mg/l に対し「生物膜ろ過のみ」、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」の両方法とも、高水温期には原水 BOD 平均値 6.7mg/l に対し、それぞれ BOD 平均値 1.5mg/l, 0.8mg/l となり、目標を達成していた。低水温期については、LV = 125m/日の運転で原水 BOD30mg/l 以上に対し、それぞれ BOD 平均値 12.8mg/l, 8.6mg/l となり目標処理水質 BOD3mg/l よりも高かった。SS を見ると、両方法とも高水温期の原水 SS30mg/l 程度に対し、処理水平均値がそれぞれ 2.3 mg/l（除去率 92%）、1.0 mg/l（除去率 97%）と、90%以上処理されていた。低水温期では、原水 25 mg/l 程度に対し、処理水はそれぞれ 6.5 mg/l（除去率 73%）、3.8 mg/l（除去率 84%）となっていた。

その他、生物膜ろ過+上向流式ろ過は NH₄-N について、高水温期 82% (1.1→0.2mg/l)、低水温期 33% (7.8→5.2mg/l) の除去率となっていた。また、T-P は高水温期 58% (0.40→0.17mg/l)、低水温期 48% (1.61→0.83mg/l) の除去率となり、半分程度除去されていた。これは実験原水中の懸濁態リンの割合が多かったため、ろ過の作用で除去されたリンが多かったと考えられる。

なお、発生汚泥量については、以下の高速ろ過法の章にて整理した。

3.2 高速ろ過法

高速ろ過法の運転状況と原水及び処理水の経日変化を図 3・3 に示す。

3.2.1 運転条件

通水速度は、上向流、下向流ともに同じ条件で運転を行い、実験開始から 11 月中旬までは 240~1,400m/日、11 月末から 2 月中旬までの約 3 ヶ月間は原水の水量の低下により 800m/日とし、2 月中旬以降は 1,200m/日で運転した。

逆洗は、損失水頭の上昇による自動運転によって行ったが、その頻度は、1 日 1~2 回だったものが、底泥添加等により、最大で 30 回/日まで上昇した。

ろ材とろ層厚さについては、No.1 では、実験期間を通じて、浮上ろ材ーろ層厚さ 1.0m（上向流）とした。No.2 では実験開始 1 ヶ月間、中空ろ材での上向流での運転を行ったが、逆洗時にろ材が流出するなどの操作性が悪かったため、それ以後、下向流での運転に切り替え 2 月末まで中空ろ材ーろ層厚さ 1.0m（下向流）として運転した。3 月以降は No.3 として、浮上ろ材ーろ層厚さ 0.5m（上向流）の実験を行った。

3.2.2 原水・処理水の特徴

表 3・3 に原水と各処理水の BOD、SS を整理した。

表 3・3 高速ろ過の実験結果

		綾瀬川河川水	底泥添加	高濃度汚濁原水	
通水速度		240~1,400m/日	800m/日	800→1,200m/日	1,200m/日
BOD	原水	平均値 7.1mg/l (2.5~20.7mg/l)	平均値 38.0mg/l (9.3~75.8mg/l)	平均値 25.6mg/l (19.1~34.5mg/l)	平均値 14.9mg/l (9.9~20.0mg/l)
	高速ろ過No.1 (浮上ろ材1.0m)	平均値 3.5mg/l (1.2~13.0mg/l)	平均値 19.1mg/l (3.8~32.0mg/l)	平均値 22.7mg/l (16.3~29.1mg/l)	平均値 12.7mg/l (6.9~17.9mg/l)
	高速ろ過No.2 (中空ろ材1.0m)	平均値 3.9mg/l (1.5~4.7mg/l)	平均値 20.6mg/l (6.0~43.6mg/l)	平均値 21.7mg/l (17.0~27.2mg/l)	—
	高速ろ過No.3 (浮上ろ材0.5m)	—	—	—	平均値 14.0mg/l (8.4~19.2mg/l)
SS	原水	平均値 29.9mg/l (8.7~165mg/l)	平均値 93.1mg/l (12.0~297mg/l)	平均値 21.6mg/l (17.5~31.3mg/l)	平均値 36.3mg/l (7.2~64.3mg/l)
	高速ろ過No.1 (浮上ろ材1.0m)	平均値 8.6mg/l (1.1~55.3mg/l)	平均値 31.3mg/l (4.1~94.0mg/l)	平均値 12.4mg/l (9.0~19.8mg/l)	平均値 23.8mg/l (9.0~53.0mg/l)
	高速ろ過No.2 (中空ろ材1.0m)	平均値 8.5mg/l (1.9~68.5mg/l)	平均値 32.8mg/l (5.1~102mg/l)	平均値 12.4mg/l (9.0~14.4mg/l)	—
	高速ろ過No.3 (浮上ろ材0.5m)	—	—	—	平均値 29.8mg/l (11.8~57.3mg/l)

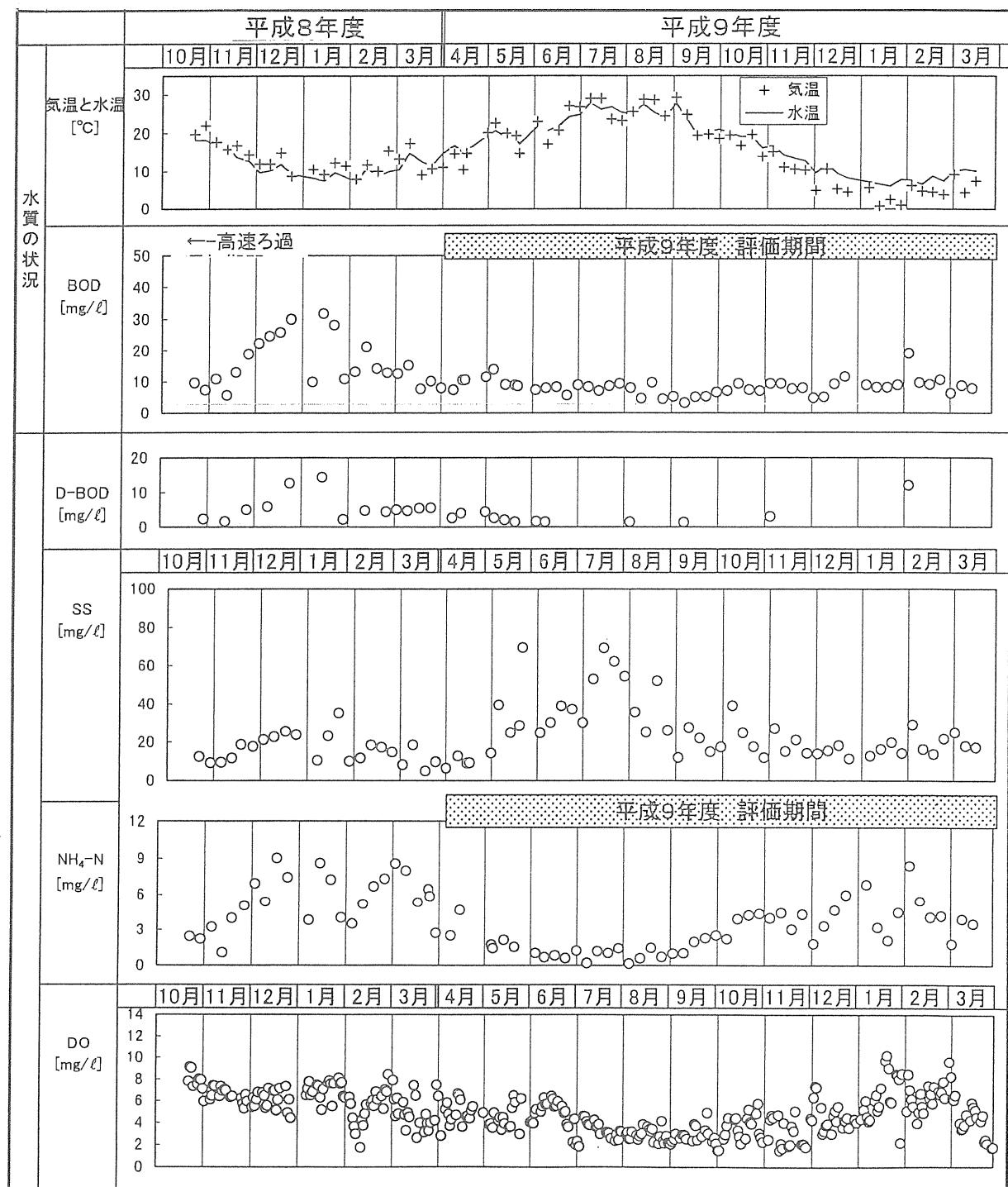


図3・3(1) 綾瀬川実験施設の実験結果概要－1996年度,1997年度の実験原水

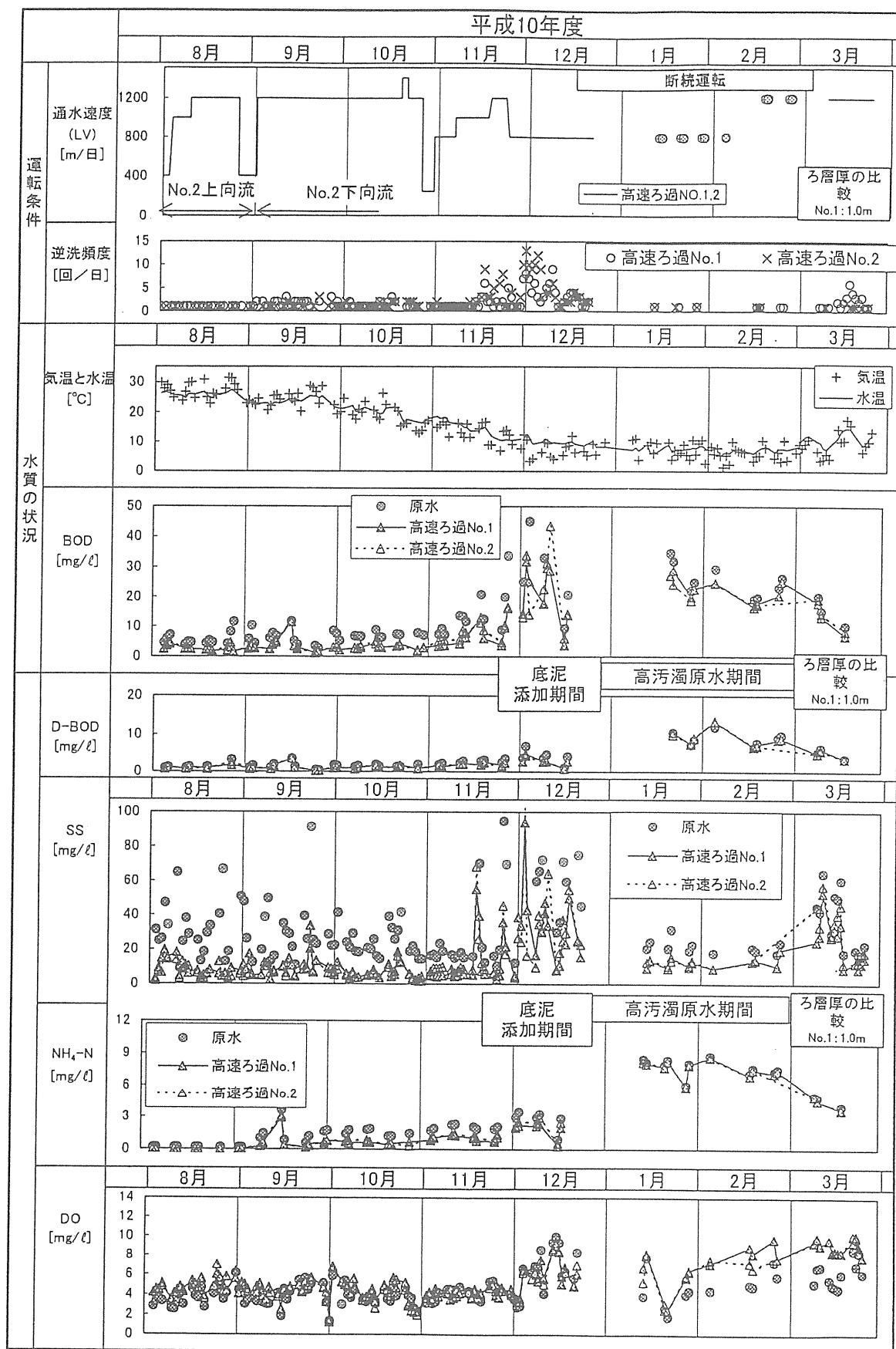


図3・3(2) 綾瀬川実験施設の実験結果概要－高速ろ過(1998年度)

a)原水

対象とした低濃度の綾瀬川河川水は BOD の平均値 7.1mg/l であるのに対し、高濃度汚濁原水の実験では、BOD の平均値が 25.6mg/l と約 3 倍であった。SS は綾瀬川河川水で平均値 29.9mg/l、高濃度汚濁原水で 21.6mg/l とともに同程度となり、BOD と SS の比率が異なっていた。また、底泥添加の場合は、河川水に比べ BOD、SS ともに 3~5 倍程度高くなっていたが、BOD と SS の比率としては、同程度であった。

b)高速ろ過 No.1 処理水（浮上ろ材－ろ層厚さ 1.0m）

中空ろ材との比較の期間（実験開始時から平成 11 年 2 月末まで）のうち、高濃度汚濁原水の実験では、LV=800 ~ 1,400m/日での BOD、SS の平均値は 22.7mg/l、12.4mg/l であった。

ろ層厚さ 0.5m との比較の期間（平成 11 年 3 月以降）は、LV=1,200m/日での BOD、SS の平均値は 15.6mg/l、23.8mg/l となっていた。

c)高速ろ過 No.2 処理水（中空ろ材－ろ層厚さ 1.0m）

浮上ろ材の場合と同様、綾瀬川河川水に対しては、LV=800 ~ 1,400m/日での処理水 BOD 平均値 3.9 mg/l であったが、底泥添加及び高濃度汚濁原水では、LV=800 ~ 1,200m/日での BOD 平均値 20 mg/l 程度の処理水質が得られた。SS も綾瀬川河川水では SS 平均値 8.5mg/l、底泥添加及び高濃度汚濁原水では、それぞれ SS 平均値 32.8mg/l、12.4mg/l となり、浮上ろ材と同様の処理水質であった。

d)高速ろ過 No.3 処理水（浮上ろ材－ろ層厚さ 0.5m）

浮上ろ材－ろ層厚さ 0.5m (LV=1,200m/日) での処理水質は、ろ層厚さ 1.0m と同程度の BOD 平均値 14.0mg/l であったが、SS は約 20 % 高く、SS 平均値 29.8mg/l であり、ろ層厚さ 1.0m に対し 0.5m の方が SS の除去性能が劣っていた。

3.2.3 汚濁除去性能

1)ろ層厚さによる除去性能の比較

浮上ろ材におけるろ層厚さ 1.0m、0.5m での LV=1,200m/日とした場合の原水と処理水の BOD の関係を図 3・4 に示す。

ろ層厚さ 1.0m、0.5m のとき BOD 除去率の平均はそれぞれ 11%、4% でともに低いが、ろ層厚さ 1.0m の方が除去率は若干高かった。SS 除去率についてもそれぞ

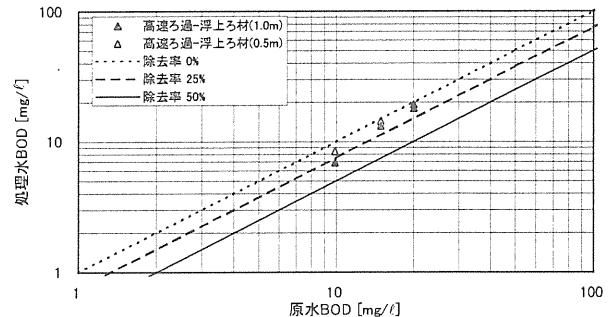


図 3・4 原水と処理水の BOD の関係（高速ろ過）
(ろ層厚さ 1.0m, 0.5m)

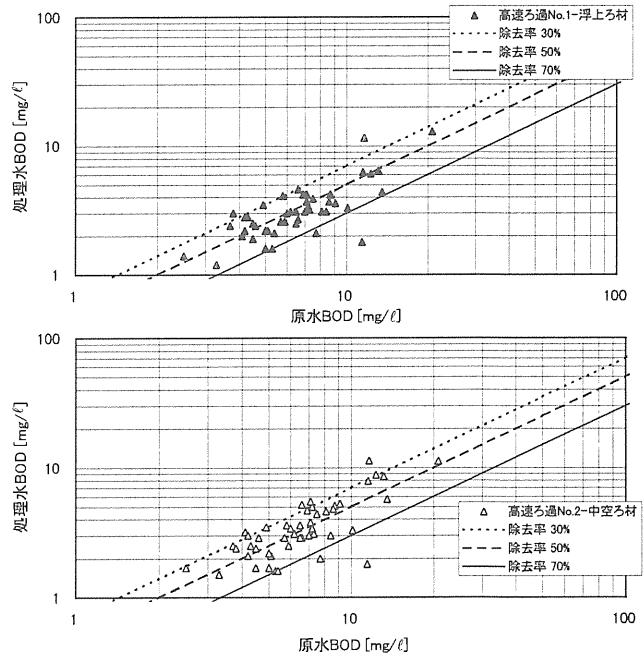


図 3・5 原水と処理水の BOD の関係（高速ろ過）
(浮上ろ材（上向流）と中空ろ材（下向流）)

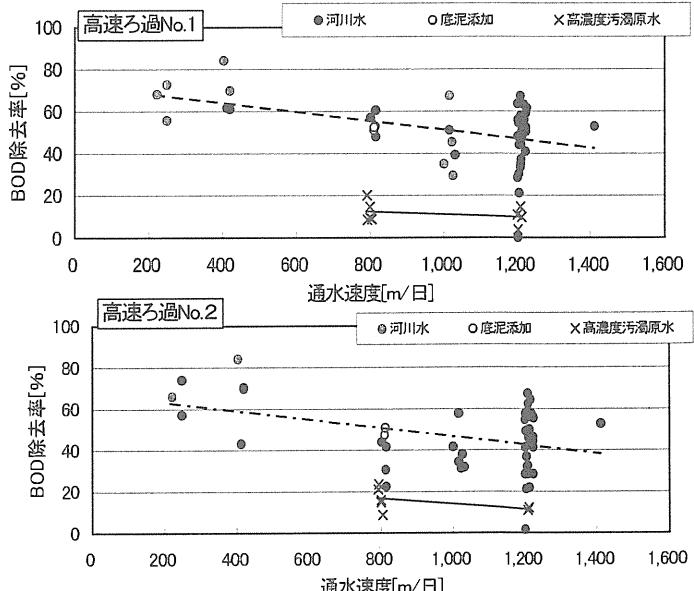


図 3・6 通水速度と BOD 除去率の関係（高速ろ過）
(浮上ろ材（上向流）と中空ろ材（下向流）)

れ平均 34%, 16% となり, ろ層厚さ 1.0m の方が除去率は高く, 約 2 倍となっていた.

また, 損失水頭, SS 除去性能などの時間変化を把握するために行った回分実験により, LV=2000m/日, 原水 SS 濃度 350mg/l 程度では, 損失水頭 2mまでのろ過継続時間はろ層厚さ 1.0m, 0.5m でそれぞれ 0.37h, 0.57h となり, ろ層厚さ 0.5m の方が約 1.5 倍となった. また, 損失水頭 2mまでのろ層単位面積当たりの SS 捕捉量は, ろ層厚さ 1.0m, 0.5m でそれぞれ 2.3kg/m², 1.7kg/m² となり, 0.5m の捕捉 SS 量は約 70%に低下した. これより逆洗時間を考慮した 1 日当たりの SS 捕捉量(但し, 逆洗の所要時間は 10 分/回と仮定)は, ろ層厚さ 1.0m では 103.5kg/m²・日であり, ろ層厚さ 0.5m の 55.6kg/m²・日に対し, SS 捕捉量は約 2 倍となり, ろ層厚さ 1.0m の方が, SS 捕捉効果が高い.

2) 浮上ろ材(上向流)と中空ろ材(下向流)の除去性能の比較

ろ層厚さ 1.0m における浮上ろ材(上向流), 中空ろ材(下向流)の BOD 除去性能を図 3・5 に示す. BOD 除去率は浮上ろ材(上向流)では平均 51%, 中空ろ材(下向流)では平均 46% となり, 各ろ材とともに, 約 50% の BOD 除去率が得られた.

また, 図 3・6 に通水速度と BOD 除去率の関係を示す. 浮上ろ材(上向流)と中空ろ材(下向流)の BOD 除去率は, 底泥添加時にはそれぞれ 50%, 46%, 高濃度汚濁原水に対しはそれぞれ, 12%, 15% となり, ろ材による違いは, 見られなかった.

LV が 200~1,400m/日の範囲では LV が高くなると, 処理の安定性が低下する傾向が見られた. ここで省スペース化を考慮し LV を高く設定する場合, LV=1,000m/日のとき, 処理の安定が比較的良い傾向が見られた.

表 3・4 高速ろ過法(No.1(ろ層厚さ: 1.0m), No.2(ろ層厚さ: 0.5m))の処理性能

項目	高速ろ過No.1 (ろ層厚さ: 1.0m)	高速ろ過No.2 (ろ層厚さ: 0.5m)
通水速度	1,200m/日	同左
BOD除去性能	BOD平均値 17.5→15.6mg/l (除去率平均 11%)	BOD平均値 17.5→16.8mg/l (除去率平均 4%)
SS除去性能	SS平均値 34.2→23.8mg/l (除去率平均 34%)	SS平均値 34.2→28.8mg/l (除去率平均 16%)
通水速度	2,000m/日	同左
損失水頭 2mまでのろ過継続時間[h]	0.37	0.57
1日当たりのSS捕捉量* [kg/m ² ・日]	103.5	55.6

* 原水のSS平均値 350mg/l 程度の時、逆洗時間を 10 分/回と仮定した場合の SS 捕捉量

16% となり, ろ層厚さ 1.0m の方が処理性能は高かった. また, 逆洗時間を考慮しての SS 捕捉量もろ層厚さ 1.0m ではろ層厚さ 0.5m の約 2 倍となり, ろ層厚さ 1.0m の方が SS 捕捉効果は高かった.

2) 浮上ろ材(上向流)と中空ろ材(下向流)での汚濁除去性能の比較

高速ろ過による浮上ろ材(上向流)と中空ろ材(下向流)の実験結果を表 3・5 に示す. BOD, SS の汚濁除去性能としては, 浮上ろ材, 中空ろ材での大きな違いは見られず, 綾瀬川河川水及び底泥添加の原水の SS に関する除去率が 65~75% となり, 安定したろ過性能であった. しかし, 高濃度汚濁実験では, 両ろ材ともに BOD 除去率 10~15%, SS 除去率 40% 程度となり, BOD, SS ともに除去率が低かった.

中空ろ材では, 12 ヶ月までの 4 ヶ月間の運転でろ材の目詰まりにより, ろ層が閉塞し, 逆洗頻度が上昇したため, 処理の持続性が低下した.

以上より, 処理性能としては, 両ろ材とも同程度であったが, 操作性の点から, 本実験では, 浮上ろ過の方が優れていた.

その他, 浮上ろ材(ろ層厚さ 1.0m)では高水温期に行われた低濃度の綾瀬川河川水の NH₄-N 除去率は平均 55% (平均値 1.1→0.5mg/l) で比較的高く, 高濃度汚濁原水で平均 1% (平均値 7.3→7.2mg/l) と低かった. これより, 本手法による高水温期における硝化も期待できる. また, T-P 除去率が綾瀬川河川水で平均 36% (平均値 0.47→0.30mg/l), 高濃度汚濁原水で平均 18% (平均値 1.48→1.21mg/l) となり, 比較的除去性能が高かった.

3.2.4 実験結果のまとめ

1) ろ層厚さによる汚濁除去性能の比較

浮上ろ材による高速ろ過でのろ層厚さの違いについて, ろ層厚さ 1.0m, 0.5m での実験結果を表 3・4 に示す. これより BOD, SS の除去性能としては, ろ層厚さ 1.0m, 0.5m の BOD 除去率の平均がそれぞれ 11%, 4%, SS 除去率の平均がそれぞれ 34%,

表 3・5 高速ろ過法 (No.1 (浮上ろ材), No.2 (中空ろ材)) の処理性能

項目		綾瀬川河川水	底泥添加	高濃度汚濁原水
高速ろ過 No.1 (浮上 ろ材)	通水速度	200~1,400m/日	800m/日	800~1,200m/日
	BOD 除去性能	BOD平均値7.1→3.5mg/l (除去率平均51%)	BOD平均値38.0→19.1mg/l (除去率平均50%)	BOD平均値25.6→22.7mg/l (除去率平均11%)
	SS 除去性能	SS平均値29.9→8.6mg/l (除去率平均71%)	SS平均値93.0→31.0mg/l (除去率平均67%)	SS平均値21.6→12.4mg/l (除去率平均43%)
高速ろ過 No.2 (中空 ろ材)	通水速度	200~400m/日	800m/日	800~1,200m/日
	BOD 除去性能	BOD平均値7.1→3.9mg/l (除去率平均45%)	BOD平均値38.0→20.6mg/l (除去率平均46%)	BOD平均値25.6→21.7mg/l (除去率平均15%)
	SS 除去性能	SS平均値29.9→8.5mg/l (除去率平均72%)	SS平均値93.0→32.1mg/l (除去率平均65%)	SS平均値21.6→12.4mg/l (除去率平均43%)

3.2.5 発生汚泥

表 3・6 に生物膜ろ過, 上向流式ろ過, 高速ろ過による発生汚泥量及び, 汚泥の性状を示した.

1) 発生汚泥量

原水水量に対する生物膜ろ過, 上向流式ろ過, 高速ろ過 No.1, No.2 の逆洗排水, 濃縮汚泥の水量は, でそれぞれ約 1%, 0.1%, 1%, 0.3%, 0.01%となつておる, 原水に係わらず同程度であるが, SS は高濃度汚濁原水を対象とした場合, SS 濃度は約 2 倍となつた. これは SS 除去率が 70%~80% で同程度であるのに対し, 高濃度汚濁原水の方が原水の SS が約 2 倍となり, かつ原水水量に対する逆洗排水量が変わらなかつた為と考えられる.

2) 汚泥の性状

逆洗排水については, 各システムともに, 含水率 99% 以上となつておるが, SV30 が 10% 以下であり, 濃縮汚泥については, 重力濃縮のみで, 含水率 90% 以下となることから, 沈降性の高い汚泥性状であった.

4. 設計諸元の提案

生物膜ろ過, 上向流式ろ過及び高速ろ過の各処理方式について, 実施設を設計する際の諸元のうち, 本実験より得られるものを表 4・1、表 4・2 にまとめた.

表 3・6 発生汚泥量及び, 汚泥の性状

項目	高水温期(河川水:低濃度汚濁原水)			低水温期(高濃度汚濁原水)		
	逆洗排水	濃縮汚泥	逆洗排水		(生物膜ろ過, 上向流式ろ過)	(高速ろ過No.1: 浮上ろ材)
			(高濃度汚濁原水)	(高濃度汚濁原水)		
採取点	逆洗排水槽出口	汚泥濃縮槽	逆洗排水槽出口	逆洗排水槽出口	逆洗排水槽出口	汚泥濃縮槽
流入 水質	BOD 平均値 8.1mg/l			BOD 平均値 30.7mg/l*		
	SS 平均値 13.2mg/l			SS 平均値 27.8mg/l		
汚泥 発生量	原水水量の約1%	原水水量の約0.01%	原水水量の約1%	原水水量の約1%	原水水量の約1%	原水水量の約0.01%
	原水SSの約98%	原水SSの約87%	原水SSの約81%	原水SSの約24%	原水SSの約16%	原水SSの約70%
汚泥 濃度	SS 平均値 1,600mg/l (含水率99.8%)	SS 平均値 150,000mg/l (含水率85%)	SS 平均値 2,900mg/l (含水率99.7%)	SS 平均値 643mg/l (含水率99.9%)	SS 平均値 1,200mg/l (含水率99.9%)	SS 平均値 118,000mg/l (含水率88.2%)
組成	VSS=約35%	VSS=約30%	—	VSS=約30%	VSS=約27%	—
沈降性	生物膜ろ過 SV30=7% 上向流式ろ過 SV30=3%	—	生物膜ろ過 SV30=7% 上向流式ろ過 SV30=7%	SV30=2%	SV30=2%	—

* 高速ろ過では, 断続運転を行つたため, 生物膜ろ過, 上向流式ろ過とは流入水質が若干異なる。高速ろ過のBOD平均値は24.1mg/lである。

表 4・1 生物膜ろ過、上向流式ろ過の設計諸元

項目		備考	
計画流入水質	BOD 6.7～32mg/l		本年度の実験結果より高水温期(河川水)の平均値を下限、低水温(高濃度汚濁原水)の平均値を上限として考えた。計画処理水質については、それぞれに対応する処理水質を上限値、及び下限値として考えた。
通水速度(LV)	生物膜ろ過	125m/日	通気倍率1.5倍でのBOD除去性能、LV=125m/日のときBOD除去率平均60% (BOD平均値32→12.8mg/l)とLV=240m/日のときBOD除去率平均48% (BOD平均値39→20.3 mg/l)を比較し、BOD除去率が10%強高いLV=125m/日を採用した。なお、SS除去率はLV=125m/日、240m/日で、それぞれ平均73%，75%で、大きな違いは見られなかった。
	上向流式ろ過	240m/日	LV=125m/日と240m/日ではBOD除去率がそれぞれ平均30%，31%，SS除去率がそれぞれ平均36%，29%で、同程度であったことから、スペース的に有利となるLV=240m/日を採用した。
通気倍率	生物膜ろ過	1.5倍	2.0倍ではろ層内に捕捉した懸濁物質がリークする現象が考えられること、1.5倍でのDO収支が概ねとれていることから、1.5倍を採用した。
逆洗時の損失水頭		2m	原水SS20～30 mg/l程度の本実験より、逆洗回数が2～3回/日となる損失水頭2mを採用した。実施設を設計する場合は、初期損失水頭、ろ過継続時間より水の回収率及びポンプ揚程や槽高を考慮する必要がある。
1回当たりの逆洗排水量	1m ³ /m ³ -ろ材程度		原水SS20～30 mg/l程度の本実験より、一回当たりの逆洗排水量は、ろ材量と同程度で、その後の処理水に問題はなかった。実施設を設計する場合は、原水濃度や逆洗排水槽の大きさなどの施設面積などを考慮する必要がある。
発生汚泥量	原水水量の約0.01% (含水率88.2%)		河川水質に関わらず、原水水量の約0.01%まで、減量される。なお、低水温期における高濃度汚濁原水では、BOD平均値30.7mg/l、SS平均値27.8mg/lで、汚泥の含水率88%，高水温期における河川水では、BOD平均値8.1mg/l、SS平均値13.2mg/lで、汚泥の含水率85%と重力濃縮のみで含水率が大きく減少する。

表 4・2 高速ろ過の設計諸元

項目		備考	
計画流入水質	BOD 7.1～38mg/l SS 30～93 mg/l		計画流入水質としては、流入水のSSにより逆洗頻度に影響を受けるため、SSについては河川水の平均値を下限、底泥添加の平均を上限とし、BODについてはその時のそれぞれの平均値として考えた。計画処理水質については、それぞれに対応する処理水質を上限値、及び下限値として考えた。
計画処理水質	BOD 3.5～19mg/l SS 8.6～31mg/l		
ろ材	浮上ろ材 (ポリスチレン製、球形、空隙率36%)		ろ材については浮上ろ材と中空ろ材を比較し、ろ材自体の閉塞や逆洗等の操作性から浮上ろ材を採用した。
ろ層厚さ	1.0m		ろ層厚さについては、1.0mと0.5mとを比較し、BOD除去率平均が11%，4%，SS除去率が34%，16%と1.0mの方が約2倍となり、SS捕捉量がそれ2.3kg/m ² 、1.7 kg/m ² と1.0mの方が約1.4倍となり、一日当たりのSS捕捉量が多い、ろ層厚さ1.0mを採用した。
通水速度(LV)	1,000m/日		通水速度については、河川水での実験より、BOD、SS除去率のバラツキが小さく処理の安定性が良く、且つ設置スペース的に有利となる通水速度として、LV=1000m/日が有効であったため、これを採用した。
逆洗時の損失水頭	2m		原水SS20～100mg/l程度の本実験より、逆洗回数が2～5回/日となる損失水頭2mを採用した。実施設を設計する場合は、初期損失水頭、ろ過継続時間より水の回収率及びポンプ揚程や槽高を考慮する必要がある。
1回当たりの逆洗排水量	1m ³ /m ³ -ろ材程度		原水SS20～100 mg/l程度の本実験より、生物膜ろ過、上向流式ろ過と同様、一回当たりの逆洗排水量は、ろ材量と同程度で、その後の処理水に問題はなかった。実施設を設計する場合は、原水濃度や逆洗排水槽の大きさなどの施設面積などを考慮する必要がある。
発生汚泥量	原水水量の約0.01% (含水率88.2%)		河川水質に関わらず、原水水量の約0.01%まで、減量される。なお、低水温期における高濃度汚濁原水では、BOD平均値30.7mg/l、SS平均値27.8mg/lで、汚泥の含水率88%と重力濃縮のみで含水率が大きく減少する。

4.1 生物膜ろ過、上向流式ろ過

生物膜ろ過、上向流式ろ過の実験より生物処理の処理能力が低く、高負荷な時の条件での処理を想定し、低水温期における高濃度汚濁原水の処理が可能となる諸元を決定することとした。本実験より採用した諸元は計画流入水質、計画処理水質、通水速度、通気倍率、逆洗時の損失水頭、1回当たりの逆洗水量及び発生汚泥量である。

4.2 高速ろ過法

高速ろ過法では実験より、高負荷な時の条件での処理を想定し、河川水及び特に濁質の多い河川水の処理が、可能となるよう諸元を決定した。

5. 汚泥の処理処分

河川水浄化施設における汚泥処分方法としては、河川放流、廃棄物処分業者への委託（バキューム排出、産廃処分）及び下水道での処理・処分がある。汚泥処分方法の比較を表5・1に示す。

汚泥の処理・処分は、維持管理が容易で、維持管理費用などに優れた、A. 下水管放流によるものが最も望ましいと判断される。よって、以下のシステムの比較、及びモデル設計の際の汚泥の処分方法は、下水管放流とした。なお、関係部局との調整、下水管接続、等の外部要

素により下水管放流が困難な場合、B.②簡易濃縮+脱水+搬出による方法も有効である。

6. システムの最適化

各処理方式での、処理性能及び経済性について従来方式（曝気付礫間接触酸化法）と比較し、表6・1にまとめた。これより、今回実験を行った方式はどれも省スペース化が計られており、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」と「生物膜ろ過」は、BOD、SSの処理性能に優れ、「高速ろ過」は、通水速度が高いことから、大水量を処理することにより、負荷削減効果が期待できる。

次に、図6・1、図6・2に、10,000m³/日規模施設における設置スペース、及び維持管理費と処理水BOD（高水温期の河川水を対象）の関係を示した。図より、処理水質の向上に伴い、処理にかかる設置スペース及び処理コストが大きくなつた。また、曝気付礫間と比べ、設置スペース及び処理コストにおいて、今回実験した処理方式の方が有利となつた。建設費についても同様の傾向が見られた。

図6・3、図6・4に「生物膜ろ過+上向流式ろ過」、「生物膜ろ過」、「高速ろ過」及び「曝気付礫間」について処理水量と単位水量当たりの用地面積と維持管理費の関係を示す。処理水量当たりの用地面積、維持管理費は、ともに「曝気付礫間接触酸化法」に比べ、どの方式も省スペース化が計られている。

表5・1 汚泥処分方法の比較

処分方法	A.下水道で処分	B.廃棄物処分業者に委託	C.河川放流
概要	①下水管放流、下水処理場で処分。	①浄化施設で貯留し、処分業者が搬出。 ②移動脱水車+汚泥運搬車等で搬出、処分。	出水時に河川へ放流する。
制約条件	・下水道排出基準	—	・搬出頻度
長所	・浄化施設内に汚泥貯留設備を設ける必要がない。	・実施例が多い。	・汚泥処分を集約化できる。 ・実施例が多い。
短所	・下水道事業との調整を要する。	・大規模な浄化施設に適用した場合、処分費用がかさむ。	・脱水機の維持管理が必要 ・河口域での底泥削減効果が低い。
維持管理性	◎	△	○
汚泥処分費用	下水道排水量による。 汚泥性状等が下水道排出基準内であることが必要。 下水道料金 100~200円/m ³ 程度	搬出頻度、搬出量による。 2~3万円/m ³ 程度	搬出頻度、搬出量による。 2~3万円/m ³ 程度 不要

表 6・1 各処理方式の処理性能と経済性

項目		生物膜ろ過 +上向流式ろ過	生物膜ろ過のみ	高速ろ過	曝気付き 礫間接触酸化法 *2	
処理性能	BOD	流入水	6.7~32mg/l	6.7~32 mg/l	7.5~38mg/l	7.9mg/l
		処理水	0.8~8.6mg/l	1.5~13mg/l	3.5~19mg/l	2.3mg/l
		除去率	73~88%	60~78%	50~53%	71%
	SS	流入水	24~29mg/l	24~29mg/l	30~93mg/l	26mg/l
		処理水	2.3~6.5mg/l	1~3.8mg/l	8.6~31mg/l	4.7mg/l
		除去率	84~97%	73~92%	67~71%	82%
10000 m ³ /日 規模 施設	設置スペース		490m ²	440m ²	185m ²	3,500m ²
	建設費 (億円)	用地費 5万円/m ²	用地 0.3 建設 4.5	4.8	用地 0.22 建設 3.4	3.6
		用地費 50万円/m ²	用地 2.5 建設 4.5	7.0	用地 2.2 建設 3.4	5.6
	維持管理費 *3 (円/m ³)	電 人 汚	1.2 0.2 5.3	1.4 (汚泥処理含) 6.7	電 人 汚	0.6 0.2 4.8
					(汚泥処理含) 6.2	(汚泥処理含) 5.6
		全体事業費 *4	8.4億円		7.0億円	4.1億円
						8.6億円

*1処理性能としては、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」、「生物膜ろ過」は、河川水及び高濃度汚濁原水、「高速ろ過」は河川水及び底泥添加の各平均値を与えた。

*2曝気付き礫間接触酸化法は綾瀬川その1実験施設に隣接する礫間浄化施設の1997年度の結果を用いた。

*3維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費 日額36,700円(測量技師担当:これに諸経費60%を見込む)、汚泥処分費(下水管放流:SS≤600mg/l 110円/m³-汚泥として試算した。

*4全体事業費は建設費(用地費:5万円/m²を見込む)と15年間の維持管理費(汚泥処理含む)の合計とした。

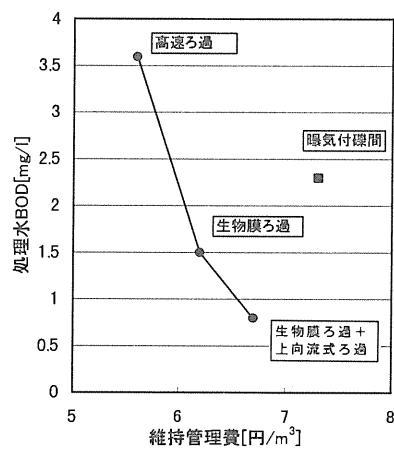
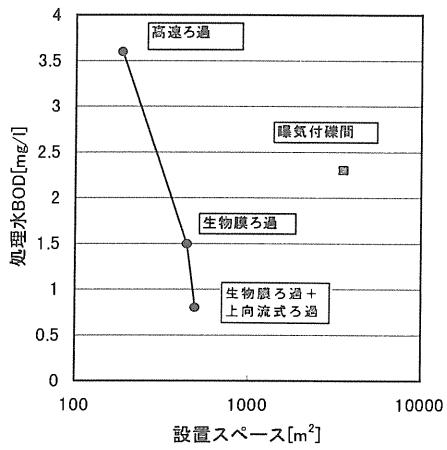


図 6・1 設置スペースと処理水 BOD

図 6・2 維持管理費と処理水 BOD

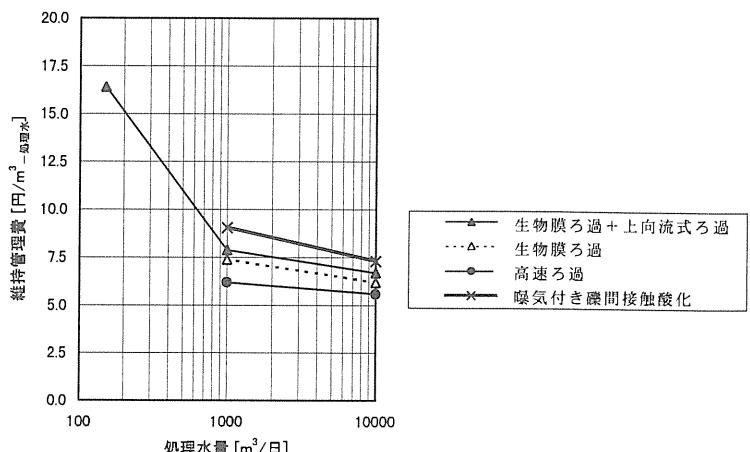
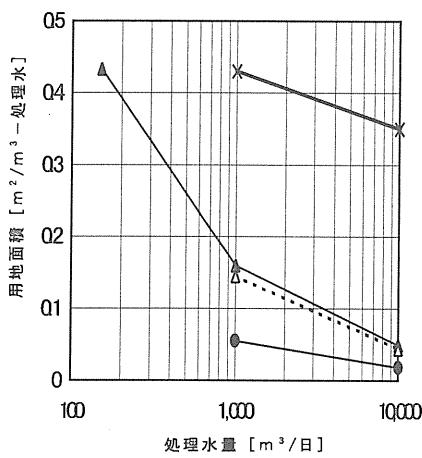


図 6・3 処理水量と単位水量当たりの用地面積

図 6・4 処理水量と維持管理費

7. システムの選定

今回実験した処理方式について、河川水浄化手法や、河川における初期雨水対策として利用する際の選定方法や、その効果を以下に示す。

7.1 河川水浄化手法として

今回実験した「生物膜ろ過+上向流式ろ過」、「生物膜ろ過のみ」及び「高速ろ過」と従来の浄化手法と比べて、どの程度の適用範囲にあるのか対応させるために、図 7・1 に従来の浄化手法での対象となる原水 BOD の適用範囲内での除去率の関係³⁾と今回実験した処理方式を示した。やはり、「生物膜ろ過+上向流式ろ過」、「生物膜ろ過のみ」は「曝気付礫間接触酸化」と同程度またはそれ以上の BOD 除去性能であった。

7.2 初期雨水対策として

初期雨水対策としては、出水時の大水量への処理に対応可能な高速ろ過について検討した。

7.2.1 初期雨水に対する SS 除去効果

原水に実際の初期雨水を用いることが困難であったた

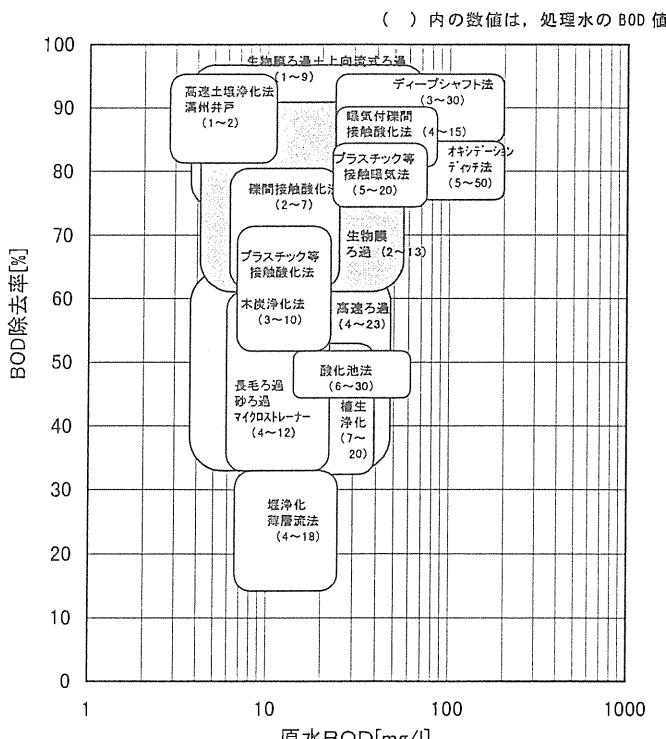


図 7・1 従来の河川水浄化手法との比較

め、河川水に底泥を添加した初期雨水の模擬原水による、回分実験を行い、各粒径における原水と処理水の SS を測定した。また、初期雨水の調査事例⁴⁾より、実際の初期雨水の粒径分布を整理し、回分実験から求めた粒径毎の SS 除去率より初期雨水を高速ろ過処理した場合の処理水の粒径分布を試算した。その結果を、表 7・1 に示す。

表 7・1 初期雨水と処理水の粒径分布

粒径 [μm]	本実験施設での 実験結果 [重量%]		初期雨水の調査事例 ⁴⁾ [重量%]	
	原水	処理水	原水	処理水
~74	89.3	71.4	20.3	16.2
74~25	9.5	5.9	19.4	12.1
25~0.45	1.3	0.8	60.3	37.6
0.45~	0.0	0.0	0.0	0.0
合計	100.0	78.3	100.0	65.9

実験に用いた供試原水では、粒径 74μm 以下の成分が 89.3% と大部分を占めていたが、初期雨水の調査事例⁴⁾では、最も多い成分が粒径 25~0.45μm で 60.3% を占め、粒径の比較的小さい成分が多くかった。

高速ろ過は、比較的粒径の小さい成分に対しても捕捉可能なため、SS 除去効果としては、実験における SS 除去率 22%に対し、実際の初期雨水に対する SS 除去率は 34% 程度が予測された。

7.2.2 初期雨水に対する処理効果 (沈殿池との比較)

ここでは、降雨流出水の対策として、従来用いられている沈殿池（滞留池）と、高速ろ過の比較を行った。対象とした降雨の流量及び SS 負荷量を図 7・2 に示す。また、既存の事例⁴⁾より、降雨時の SS 負荷量を沈降速度毎に整理したものを表 7・2 に示す。

同一の処理効果とした場合の沈殿池との比較を表 7・3 に示す。沈殿池により高速ろ過 (LV=800 m/日) と同程度の SS 除去率 30%を得るためにには、沈降速度 0.1mm/s 以上の粒子が SS 負荷量全体の 31.9% を占めていることから、これを除去する必要がある。

よって、SS 負荷削減率を 30% 程度とすると、高速ろ過の必要面積は、沈殿池の 1/100 ですむと考えられる。

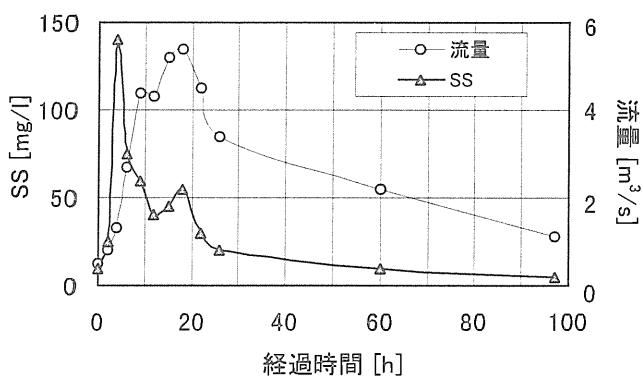


図 7・2 対象とした降雨の流量及び SS

表 7・2 降雨時流出水 SS の沈降速度

沈降速度 [mm/s]	SS 負荷量の全体 に対する割合 [%]	累積 [%]
1.0 ~	9.9	9.9
0.3 ~ 1.0	9.5	19.4
0.1 ~ 0.3	12.5	31.9
0.03 ~ 0.1	14.8	46.7
0.01 ~ 0.003	11.0	57.7
0 ~ 0.01	42.3	100.0

表 7・3 沈殿池との比較

方 式	A. 高速ろ過	B. 沈殿池
処理効果	SS 除去率 約 30% とする。	同左
設計条件	LV=800m/日	水面積負荷 $8.64\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ (=0.1mm/s)
処理水量 1m ³ /s 当りの 必要面積	$1.0\text{m}^3/\text{s} \times 3600 \times 24 \times 1/800\text{m}/\text{日}$ $= 108\text{m}^2$	$1.0\text{m}^3/\text{s} \times 3600 \times 24 \times 1/8.64\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ $= 10000\text{m}^2$

7.2.3 初期雨水処理による汚濁負荷削減量の検討

平常時と降雨時の汚濁負荷量の測定事例⁵⁾から年間を通した高速ろ過による汚濁負荷削減量を検討した。

1) 降雨時の処理水量

降雨時の高速ろ過による処理施設の処理水量を決定する。降雨時汚濁負荷のモデルケース⁵⁾より、施設規模は効率的な処理を考慮して、濃度が最大となる時の流量($8.0\text{m}^3/\text{s}$)の全量を処理することとした。したがって、本検討では処理水量を $8.0\text{m}^3/\text{s}$ とし、これを越える水量は処理しないものとした。また、平常時の流量は $3.0\text{m}^3/\text{s}$ とした。

2) 初期雨水対策のための高速ろ過施設の諸元の設定

初期雨水対策のための高速ろ過施設として設計諸元を仮定した。

高速ろ過のろ過速度は、回分実験の結果から最大処理水量時 $800\text{m}/\text{日}$ とし、SS 除去効果については、対象原水の SS 濃度が最大 140mg/l であることを勘案し、SS 除去率 60% と仮定した。

したがって、本モデルケースの平常時(流量 $3.0\text{m}^3/\text{s}$)において、通水速度は $300\text{m}/\text{日}$ となる。通水速度 $300\text{m}/\text{日}$ に対する SS 除去効果は、砂ろ過並みの SS 除去率 80% と仮定した。

3) 汚濁負荷削減効果

初期雨水処理施設の効果を予想するため、降雨時負荷量⁵⁾に対する削減負荷量を試算した。

流量が $8.0\text{m}^3/\text{s}$ を越える分について未処理となることから、処理対象となる水量、負荷量を計算した。なお、表中の SS 除去量は降雨時ろ過速度 $800\text{m}/\text{日}$ の設定除去率 60% より、BOD 除去量については、SS 当り 100kg-BOD/ton-SS として SS 除去量より計算した。

これより、初期雨水処理施設の負荷削減率は降雨時流出物全体のに対し、SS, BOD ではそれぞれ、 46% , 52% となり、概ね 50% 程度との効果が予測された。

表 7・4 に示した降雨時と平常時を合わせた年間の汚濁負荷量をもとに、表 7・5 に示した初期雨水処理施設の年間負荷削減率を試算した。表 7・5 では、降雨時の削減率として前述の値を用い、平常時の削減率を平常時ろ過速度 $300\text{m}/\text{日}$ の設定除去率とし、削減負荷量を計算した。

表 7・5 より、初期雨水処理施設の平常時を含めた年間負荷削減率は、SS, BOD について概ね 50% 程度と予測された。

表 7・4 モデルケースの年間負荷量

項目	降雨時	平常時	計
流量 [$\times 10^{-3}\text{m}^3/\text{年}$]	10841 (24%)	34062 (76%)	44903 (100%)
SS [ton/年]	1042 (69%)	466 (31%)	1508 (100%)
BOD [ton/年]	122 (28%)	313 (72%)	435 (100%)

表 7・5 年間負荷削減率の試算

項目	降雨時		平常時		計	
	削減量	削減率	削減量	削減率	削減量	削減率
SS [ton/年]	479	46%	373	80%	852	56%
BOD [ton/年]	63	52%	187	60%	250	57%

8. モデル設計

綾瀬川の支川を想定したモデル設計を行った。

8.1 流入水質及び流量の設定

綾瀬川流域では将来、水質保全のための種々対策が行われる予定であり、計画流入水質及び流量については、

それらを考慮するものとした。

また、河川水質の季節変化を考慮し、図 8・1 に示した計画流入水質及び処理水量の年間変動パターンを想定した。

これより、夏期は BOD7.5mg/l、冬期は BOD25mg/l、運転条件も LV240～125m/日と河川の流量に対応させることとした。計画処理水質は、合流先の綾瀬川の環境基準 10mg/l とした。

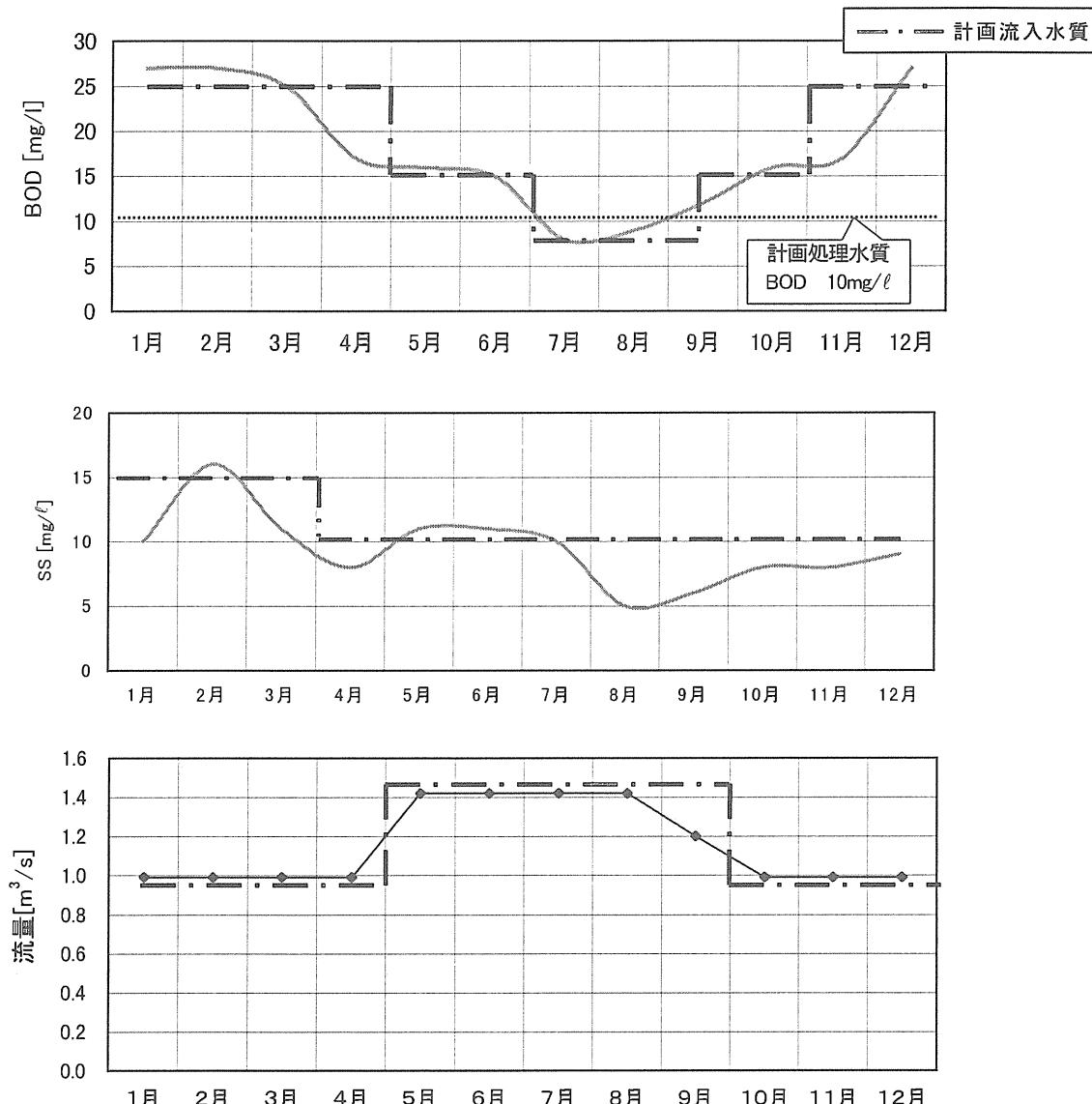


図 8・1 モデル設計で想定した水質及び流量の年間変動パターン

8.2 モデル設計での設計諸元と概算費用

モデル設計での設計諸元と概算費用を表8・1に示す。また、河川水浄化施設であることから、運転方法については、自動制御により、遠隔操作を行い、月1回の巡回監視で済むような管理システムとし、出水時は運転を停止するものとした。異常発生時には、直ちに停止するものとし、点検修理期間は河川浄化を行わないものとした。よって、予備機器の費用やスペースは見込まないものとした。

なお、汚泥処理については、下水管放流とした。

表8・1 モデル設計での設計諸元と概算費用

項目	内容	
処理方式	生物膜ろ過+上向流式ろ過	
処理水量	1.9m ³ /s(124,200m ³ /日) (日最大)	
ろ過速度	240m/日	
通気倍率	1.5倍	
計画流入水質	BOD:18mg/l(7.5~25mg/l) SS:9.1mg/l(10~15mg/l)	
計画処理水質	BOD:10mg/l(除去率:44%) SS:2mg/l(除去率:78%)	
建設費	33.5億	
維持管理費 [円/m ³]	電 人 汚	1.34 0.3 2.2 [汚泥処理含] 1.64 3.84
設置スペース	2,800m ²	

9. 今後の課題

1) 感潮域について

本浄化手法を綾瀬川のような河川に適用する場合、以下の点が今後に課題となりうる。

①潮位の変動に伴う海水の週上によって、海水の混合が考えられるため、所定の浄化効果が得られるか確認する必要がある。

②感潮域であることから、流下方向への水の移動が少なく、初期雨水の高濃度汚濁原水を含めた本手法による対策を取ることにより、川底への有機汚濁の堆積に伴う、水質への継続的悪影響を軽減できる可能性がある。しかし、定量的にその効果を算定することは困難であるため、そのことについての検討が必要である。

③潮位による上下流により、浄化された水が移動することもあり、取水点への還流の影響も含め、浄化効果の試算を行うことが厳しい。

2) ランニングコストの低減策について

本システムはろ層厚さが1~3mあり、また、損失水頭が1~2mAqとなるため、ポンプ揚程を下げることなどによる、電力費を低減することが検討課題となる。

参考文献

- 1) 河川環境総合研究所、(1998) : 膜などを用いた新たな河川水直接浄化技術開発報告書、河川環境管理財団、内部資料
- 2) 建設省都市局下水道部、(1994) : 下水道施設計画・設計指針と解説、日本下水道協会
- 3) (財)国土開発技術センター、(1997) : 河川直接浄化の手引き、JICE 資料第 197001 号、p27
- 4) 奥川光治、天野智順、(1987) : 懸濁性物質の沈降性および粒度組成からみた河川の降雨時物質流出、用水と廃水、848-854
- 5) 高島英二郎、田中宏明、中村栄一、(1995) : 手賀沼流入河川における汚濁負荷量の流出特性および年間負荷量の把握、水環境学会誌、297-306

2. 色度除去を目的とした河川水直接浄化新技術の開発について

宮下 明雄*・涌井 仁**・片桐 義一***

要旨

足利市、桐生市などは、全国で有数の染色産業の地域である。この地域を流域とする渡良瀬川は、これらの染色工場から排出される染色排水により着色され、景観を著しく損なっている。また、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。このような渡良瀬川（矢場川）の水質に対して、色度除去及び有機汚濁を除去することを目標に実験を行った。

ここで、本研究の対象とした「紐状接触酸化+オゾン処理法」は、処理対象項目であるBODと色度に対し、主に紐状接触酸化ではBODを、オゾン処理では色度を除去するのに適しており、オゾン処理の前段に、浮上ろ過処理を行うことで、オゾンの添加量を低減することができた。

また、オゾン処理では、河川水の色度変化に応じてオゾンの添加量を調整することにより、維持管理費の低減が可能である。

1. はじめに

脱色処理法としては活性炭吸着、オゾン酸化等があり、1997年度にはこれらに加え、土壤、MF膜を用いて渡良瀬川支川矢場川において現地河川水を用いた試験を行ってきてることは河川環境総合研究所の報告書¹⁾に示したとおりである。現在まで河川水を対象に直接、色度を除去する試みはほとんど行われてはいないが、下水に混入する染色排水等を対象としたオゾンによる、色度除去はいくつかの下水処理場で行われている。表1・1にオゾンを用いた下水処理場における色度除去施設の概要を示す。各処理場では、十分な脱色効果、有害塩素化合物の発生、技術の安定度、コスト等を考慮してオゾン処

理を選定している。なお、各処理場では色度除去の表現にはそれぞれ異なった指標を用いており、効果の表し方を工夫している。また、それら各指標においてオゾン添加量 15~50mg/l で 70~80%程度の色度除去率が得られている。

このように、脱色処理としてのオゾン酸化は大水量の処理実績もあり、研究所で行った試験からも、他の処理方法に比べ低コスト、省スペース性、及び色度除去特性に優れ、操作性、恒久性から有望な手段であると判断した。そこで、矢場川での処理対象水質項目であるBODについての浄化効果も含め、オゾン酸化を対象に処理水量 200m³/日での色度除去実験を行った。併せてオゾン処理を安定させるため前処理施設を含めた実用化を目指した実験を行い、処理性能及び経済性の評価、施設の総合評価からさらに矢場川を対象としたモデル設計を行った。

また、1997年度に行っている膜処理についても同時に課題であったコスト高を改善するための実験を行った。このため実験は以下の事項を目的として行った。

河川水浄化に適応するオゾン処理システムの開発

- ・河川水の色度除去に適したオゾン処理の運転条件の検討
- ・オゾン処理の前処理の選定

膜処理システムのコストダウン

- ・透過流束を高くした運転方法の検討

2. 実験施設概要

本実験は渡良瀬川支川の矢場川（両毛橋の下流側）にて河川水をポンプアップし、これを原水とした。図2・1に処理フローを示した。表2・1には1998年度より変更したオゾン処理と浮上ろ過による前処理の実験施設の諸元を示した。

* 宮下 明雄 (財)河川環境管理財団 河川総合研究所 研究第2部長

** 涌井 仁 (財)河川環境管理財団 河川総合研究所 主任研究員

*** 片桐 義一 パシフィックコンサルタンツ(株) 水環境保全室 室長

表 1・1 オゾンを用いた下水処理場における色度除去

処理場	添加オゾン量	処理水量 [m ³ /日]	色の指標	色			その他
				原水	処理水	除去率	
京都市吉祥院 ²⁾	15mg/l 20mg/l	80,000 60,000	色差			70%	除去率は実験結果より 大腸菌の除去も目的
南大阪 湾岸域中部 ³⁾	33.6mg/l	10,000	刺激純度	30%	7.4%	75%	色は平成5年度実績
和歌山市 和歌川終末 ^{4),5)}	47.6mg/l	50,400	着色度 色度	127 81	26 20	81% 75%	水量は日最大 色の効果は凝集沈殿、砂濾過 後の処理水に対するもの オゾン濃度は添加量から計算

表 2・1 オゾン処理施設及び前処理施設の諸元

オゾン処理施設	オゾン発生装置	オゾン注入率	30ppm (MAX)
		オゾン注入量	$50\text{m}^3/\text{日} \times 1000 \times 30\text{ppm} \times 1/1000 \times 1/24 = 62.5\text{g}/\text{時}$
		オゾン化ガス流量	15NI/分
		仕様	平板型方式 $80\text{g}/\text{時} \times 2.4\text{kW} \times 200\text{V} \times 50\text{Hz} \times 1\text{台}$
	オゾン反応塔	滞留時間	30分
		必要容量	$50\text{m}^3/\text{日} \times 1/24 \times 30/60 = 1.04\text{ m}^3$
		仕様	PVC製 $0.55\text{m} \phi \times 5\text{m} \times 1\text{棟} = 1.18\text{ m}^3$
	排オゾン処理装置	風量	オゾン化ガス流量の1.2倍とする $0.015\text{Nm}^3/\text{分} \times 1.2 = 0.018\text{Nm}^3/\text{分}$
		ガス空塔速度	2.0m/分とする
		必要断面	$0.18\text{Nm}^3/\text{分} / 2.0\text{m}/\text{分} = 0.009\text{m}^2$
		仕様	活性炭吸着式 $0.2\text{m} \phi \times 1.5\text{m}$
前処理施設	浮上ろ材充填式沈殿池	ろ材	ポリプロピレン、中空円筒形 ($4\text{mm} \times 7\text{mm}$)
		比重	0.9、空隙率 0.9程度
		ろ層厚さ	0.7m
	仕様	仕様	$1.15\text{m} \times 2.2\text{m} \times 2.0\text{m}$

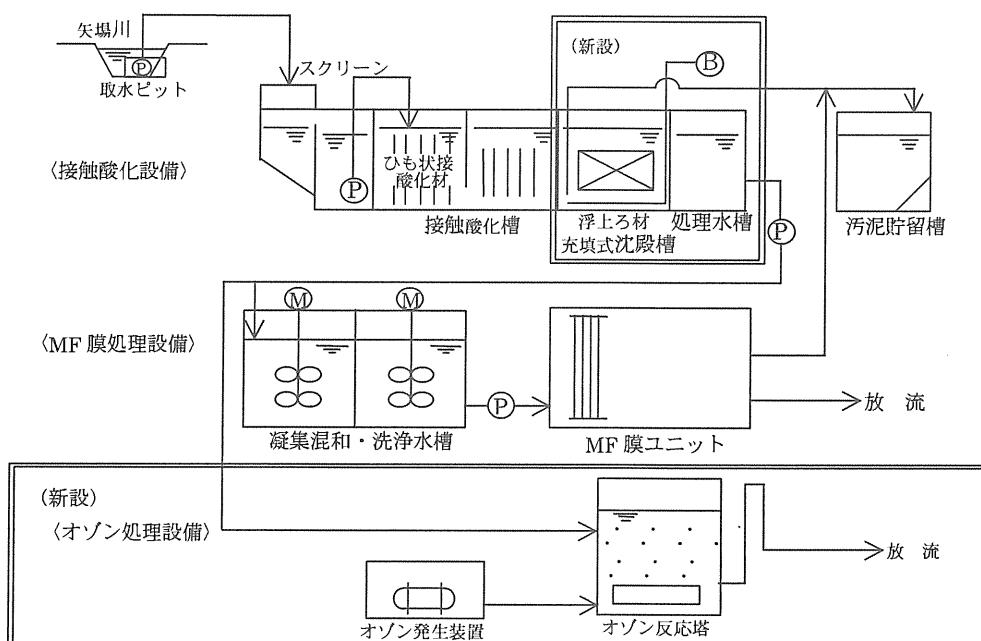


図 2・1 渡良瀬川河川水淨化施設の施設フロー

3. 実験結果

3.1 オゾン処理の実験結果

オゾン処理の運転状況と原水及び処理水の経日変化を図3・1に示す。実験結果としては、オゾン処理の運転条件と原水、各処理水の特徴を整理し、前処理を行わない方法と前処理を行う方法についての結果をまとめた。

3.1.1 運転条件

オゾン処理としては、前処理を行わない方法（原水の直接オゾン処理）と3ケースの前処理を行う方法（紐状接触酸化+オゾン、浮上ろ過+オゾン、紐状接触酸化+浮上ろ過+オゾン）を対象とし、オゾン注入率0～30mg/l、反応時間10～30分の範囲で実験を行った。

同様に、浮上ろ過の通水速度、ろ過継続時間、逆洗方法などの運転条件を検討した。

3.1.2 原水・処理水の特徴

ここでは、対象水質項目である色度、BODの他に、オゾン消費量に影響を与えるSSについて経日変化からその特徴を示す。

1)原水

色度は、10～38度の間で変動しながら、昨年同様、10月から11月にかけて上昇する傾向が見られ、11月下旬から1月までは、20～40度の間を推移し、この時の色度平均値23度であった。BODも昨年同様、12月に18mg/lまでの上昇が見られたが、概ね5～8mg/lで推移し、BOD平均値7mg/lであった。SSは6～35mg/lの間で変動し、SSの平均値は16mg/lであった。

2)紐状接触酸化処理水

色度は、原水と同様の濃度レベルで、平均値は17度(6～30度)であった。BODは平均値6mg/l(2.1～24mg/l)で推移していた。SSは7～97mg/lの間で変動し、平均値は18mg/lとなり原水よりも高くなることがあった。

3)浮上ろ過処理水

色度は、原水と同様で、平均値は16度(4～29度)(接触酸化なし20度(13～29度))であった。BODは平均値4mg/l(2.2～14mg/l)(接触酸化なし5mg/l

(2.3～7.9mg/l))で推移していた。SSは、平均値8mg/l(2～30mg/l)(接触酸化なし9mg/l(4～14mg/l))と低かった。

4)オゾン処理水

色度の平均値は、原水の直接オゾン処理で13度(4～27度)、接触酸化+オゾンは5度(0～21度)、浮上ろ過+オゾンは11度(1～21度)、接触酸化+浮上ろ過+オゾンは7度(0～18度)となっていた。オゾン処理水の色度は、原水の色度及びオゾン注入率とも関連するが、組み合わせにより色度の平均値に違いが見られた。BODは各組み合わせとともに同程度の3～6mg/lで推移していた。SSは組み合わせにより平均値が5～18mg/lとバラツキがあったが接触酸化+オゾンが最も高かった。

3.1.3 色度除去

オゾン原水色度毎のオゾン注入率と処理水色度の関係を図3・2に、オゾン注入率毎のオゾン原水のSSとオゾン処理水の色度を図3・3に示す。

これより、前処理を行わない方法、前処理を行う方法とともに、オゾン注入率を高くすると、オゾン処理水の色度は低下し、オゾン原水の色度やSSが高い場合、オゾン処理水の色度も高くなる傾向が見られた。よって、オゾン処理水の色度の高さは、これら3つの因子(オゾン注入率、オゾン原水の色度、及びオゾン原水のSS)に影響すると考えられた。

3.1.4 BOD除去

各処理方法による原水と処理水のBOD、及びBOD除去率を表3・1にまとめた。これより、BOD平均値としては、「接触酸化+浮上ろ過+オゾン」の処理水と「接触酸化+浮上ろ過+オゾン」の処理水は、BOD目標処理水質BOD3mg/l以下となっていた。

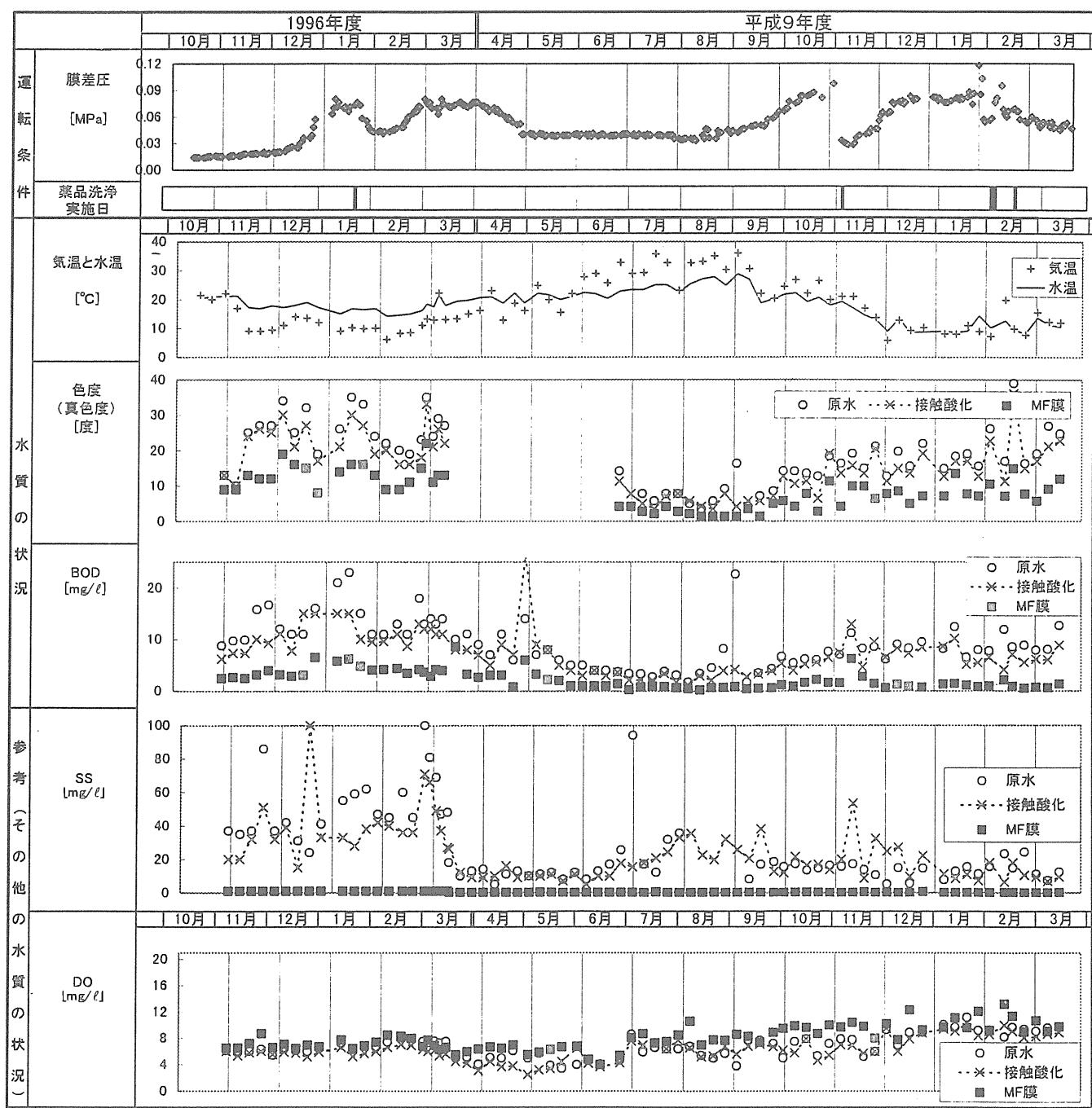


図 3・1(1) 渡良瀬川施設の実験結果概要（1996 年度, 1997 年度）

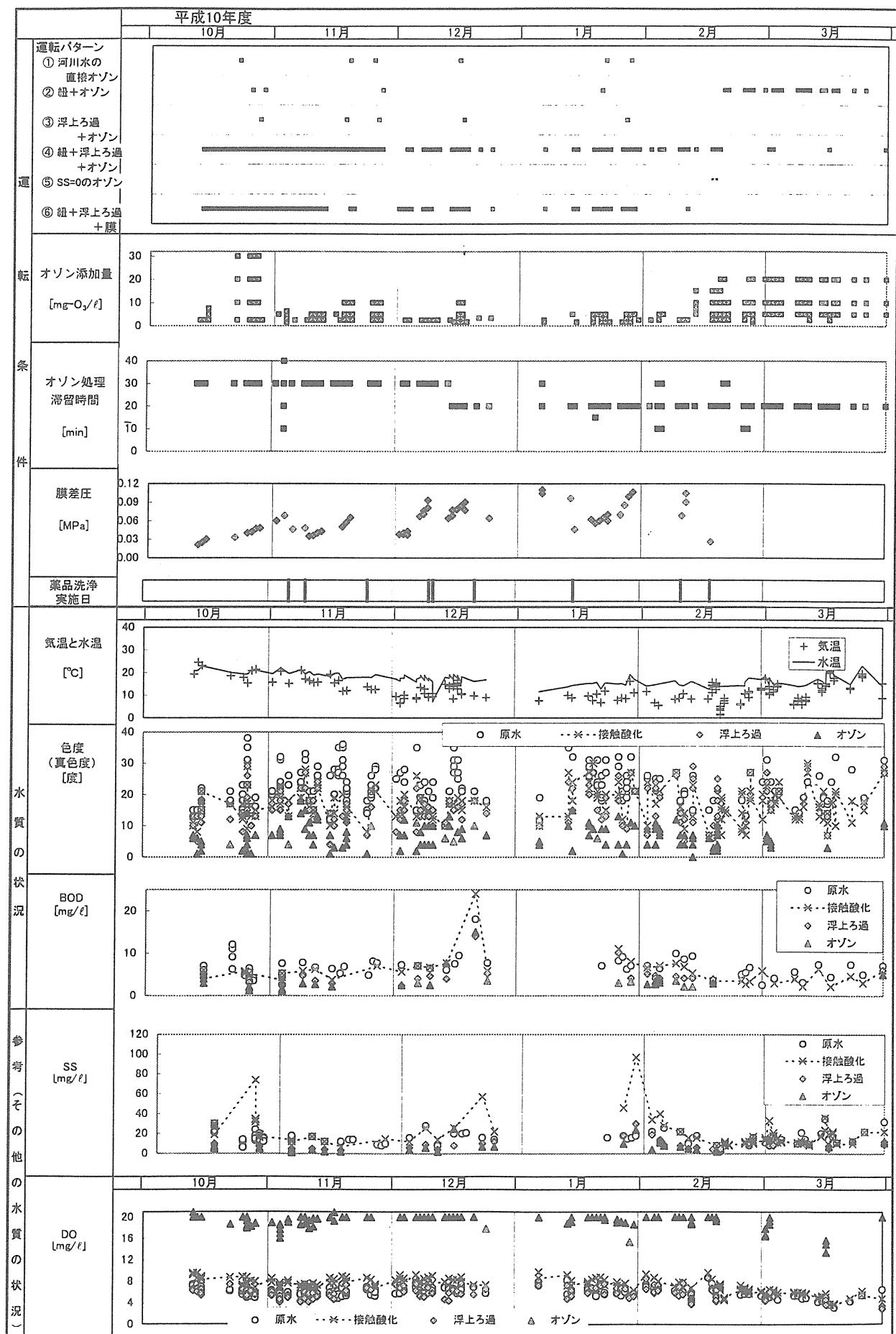


図 3・1(2) 渡良瀬川施設の実験結果概要（1998 年度）

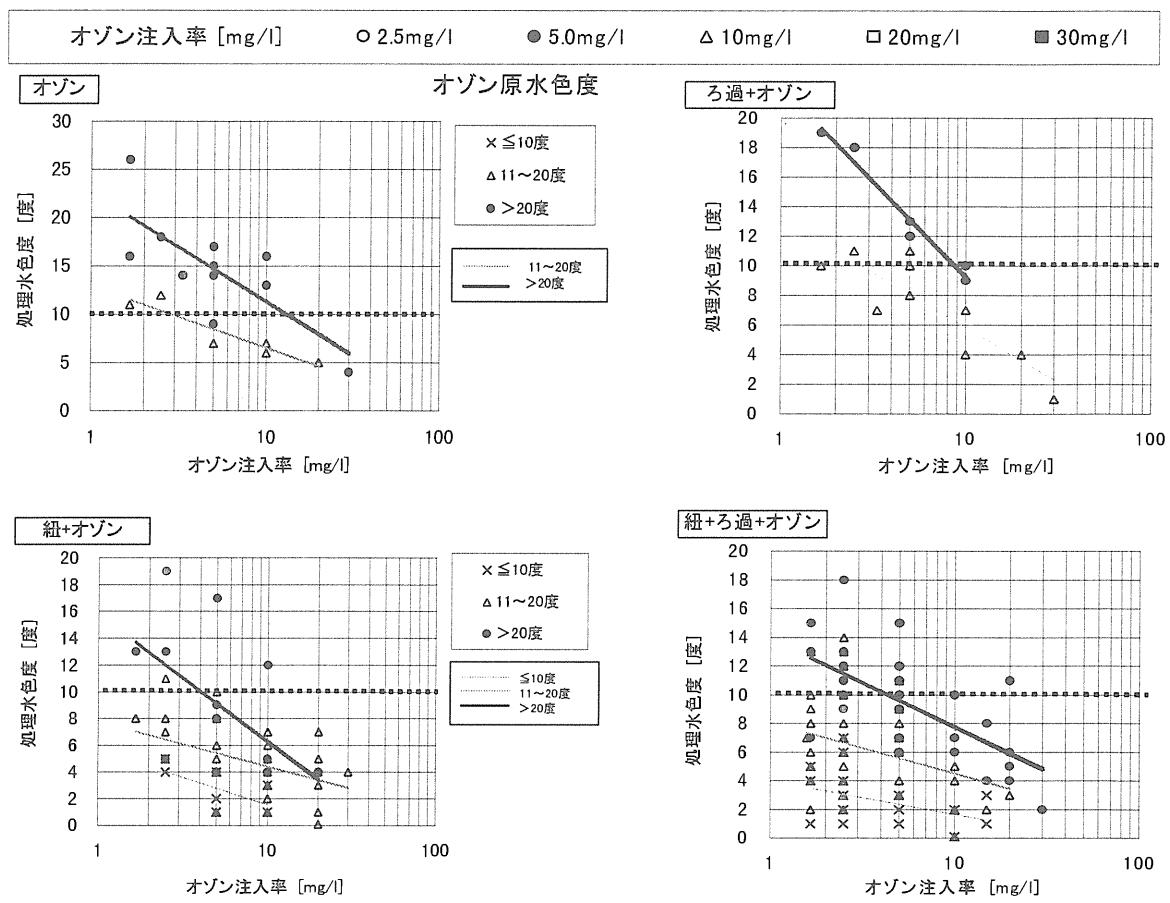


図 3・2 オゾン注入率とオゾン処理水の色度

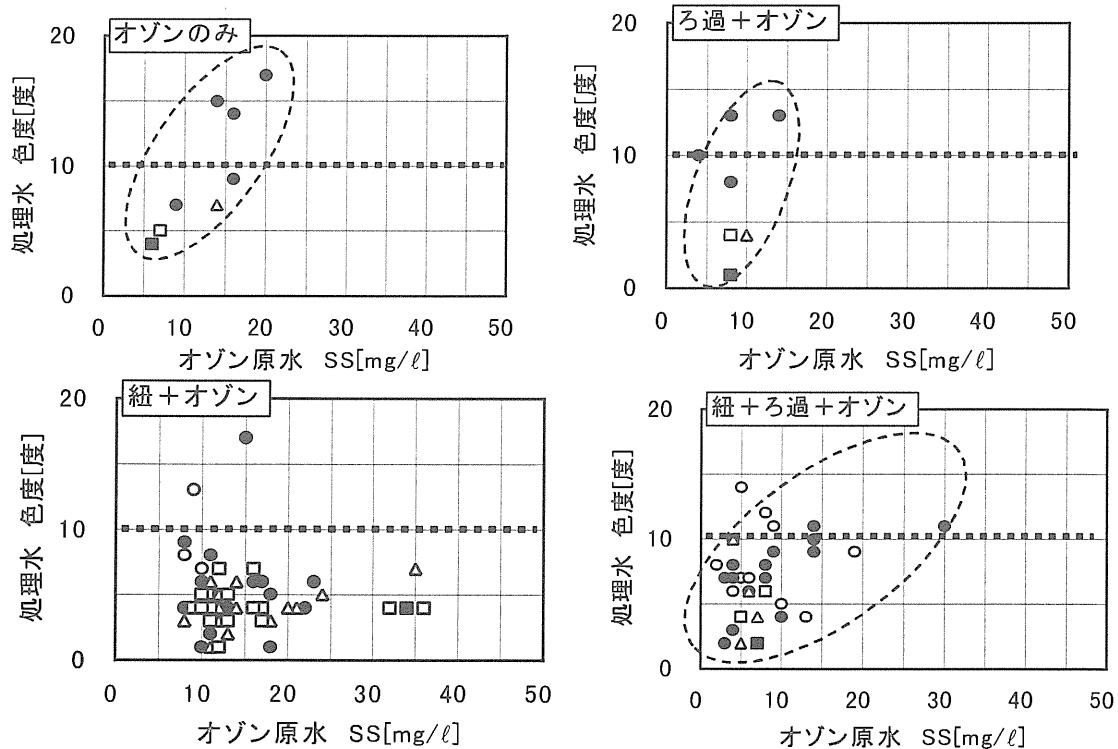


図 3・3 オゾン原水の SS とオゾン処理水の色度

表 3・1 オゾン処理と BOD 処理性能

項目	BOD		除去率
	オゾン原水	処理水	
オゾンのみ	8.2 mg/l (2.6~6.2mg/l)	6 mg/l (2.3~10mg/l)	27% (11~34%)
接触酸化+オゾン	4.3mg/l (2.1~6.2mg/l)	3.0mg/l (2.3~3.9mg/l)	30% (6~55%)
浮上ろ過+オゾン	4.8mg/l (2.3~7.9mg/l)	3.8mg/l (1.2~7.0mg/l)	27% (11~60%)
接触酸化+ 浮上ろ過+オゾン	4.0mg/l (2.2~10mg/l)	2.7mg/l (1.1~5.0mg/l)	33% (0~61%)

3.1.5 排オゾン処理

排オゾン処理について、表 3・2 に結果を示す。

実験施設では、排オゾンは、活性炭法により処理しており、オゾン反応槽出口での排オゾン濃度と、活性炭処理後のオゾン濃度（環境オゾン濃度）の測定を行った。

また、実験施設では、残留オゾン濃度をオゾン反応直後に測定しており、放流までに 30 分以上の滞留時間を作っていた。

これより、排オゾンについては、基準値や目標値を達成していた。

3.1.6 オゾン処理の組合せによる最適運転条件

実験結果より、オゾン処理水の色度は、①オゾン注入率、②オゾン原水の SS 濃度、③オゾン原水の色度に影響を受けていることが分かったが、各オゾン処理の組み合わせでの実験原水の状況が異なるため、単純に、これら 3 つの因子を比較することが困難である。

そこで、多重解析により、これら 3 つの因子による、オゾン処理水の色度への大きさを検討することとした。そのため、目的関数を、オゾン処理水の色度とし、説明関数を、①オゾン注入率、②オゾン原水の SS 濃度、③オゾン原水の色度とし、及び各オゾン処理の組み合わせを考慮した。

表 3・2 排オゾン処理

項目	実験結果	備考
排オゾン量	オゾン吸収効率=80%	添加したオゾンが有効に消費されていた。
排オゾン濃度	活性炭処理後 のオゾン濃度 (環境オゾン濃度) <0.01ppm (定量限界値)	オゾン反応槽出口での排オゾン濃度は、実験期間中 260 回測定した平均が 3,313ppm (13~15,943ppm) であった。これに対し、活性炭処理後のオゾン濃度は、実験期間中 5 回測定し、全て 0.01ppm (定量限界値) 以下になっているのを確認した。 なお、空気中のオゾン濃度には、法的な規制値はないが、オゾンの許容濃度として、0.1ppm が日本産業衛生協会や厚生省「水道施設に対するオゾン設備指針」の中で示されており、これを満たしていた。
残留オゾン濃度	オゾン注入率が高いと、処理水中の残留オゾン濃度も高くなる傾向が見られた。 なお、オゾン処理直後の残留オゾン濃度 1.0 mg/l の時には、脱気時間:30 分で 0.05mg/l になった。	例えば、オゾン注入率 5 mg/l, 10 mg/l, 20 mg/l での残留オゾン濃度の平均値はそれぞれ、0.11 mg/l, 0.36 mg/l, 1.53mg/l であった。 河川へ放流する際には、魚類への影響を考慮し残留オゾン濃度は、0.05 mg/l 以下に抑えることが望ましい ²⁾ とされており、オゾン処理後、放流口までの、滞留時間を 30 分以上とれない場合には、処理水槽等での、脱気処理を行った方がより安全である。
魚毒性	オゾン処理水のアカヒレ、ヌカエビによる AOD 値は 790~1700% となり、河川水の 2~3 倍となっており、河川水よりも毒性が低くかった。	AOD は生物の半数が死する濃度を無希釈、無濃縮のサンプルを 100% と表示したときの濃縮度で示すもので、値が高いほどサンプル中の毒物が少なく、そのため高濃縮を要したこと意味し、1000% 以上あれば生物生息に適した水質である事を意味している。

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3$$

ここで、
 Y ; オゾン処理水の色度（目的関数）
 X₁ ; オゾン注入率（説明関数1）
 X₂ ; オゾン原水のSS濃度（説明関数2）
 X₃ ; オゾン原水の色度（説明関数3）

とした。これより、多重解析の結果から、各オゾン原水のSSを実験の平均値より、直接オゾンでは16mg/l、紐+オゾンでは18mg/l、ろ過+オゾンでは8.6mg/l、紐+ろ過+オゾンでは8.0mg/lとして与えた場合、オゾン原水の色度20度を処理水の色度10度以下を達成するのに必要なオゾン注入率とオゾン処理の最適運転条件を表3・3に示した。なお、反応時間としては、実験結果より、20分とした。

3.1.7 浮上ろ過の実験結果

浮上ろ過については、河川水浄化に使用した場合の最適運転条件が確認されていないため、本実験では特に河川水のひも状接触酸化処理水を流入原水とした場合の最適運転条件（通水速度、ろ過継続時間、逆洗方法など）を検討した。

1) 通水速度

通水速度と濁度除去性能について図3・4に示す。原水である接触酸化処理水の濁度6~21度、浮上ろ過の通水速度60~160m/日の条件では、通水速度に関わらず、稼働時間48h後の濁度除去率は45%程度となり、同程度であった。

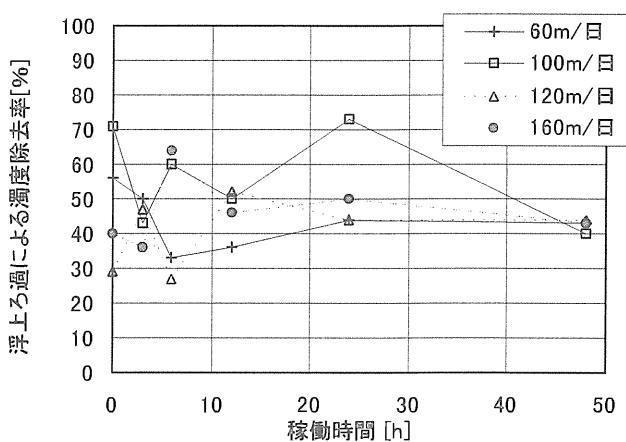


図3・4 通水速度と濁度除去率

2) ろ過継続時間と損失水頭

ろ過継続時間と損失水頭について図3・5に示す。上記1)の48時間経過後の損失水頭は、7~12mmと非常に小さかった。なお、この浮上ろ過法は、下水処理で使用

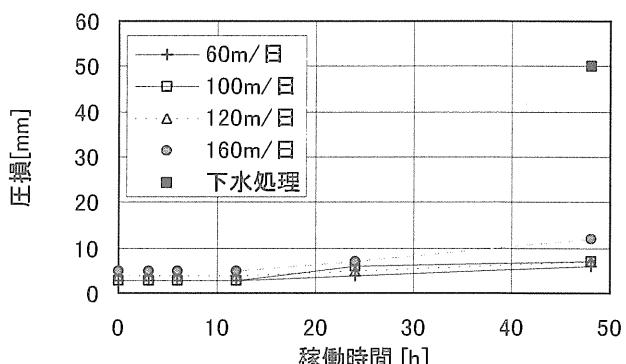


図3・5 ろ過継続時間と損失水頭

表3・3 処理水色度10度とするときのオゾン処理の最適運転条件と設計諸元

項目	処理方法	前処理を行わない方法					前処理を行う方法				
		① オゾンのみ	② 接触酸化 +オゾン	③ 浮上ろ過 +オゾン	④ 接触酸化 +浮上ろ過 +オゾン	⑤ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン	⑥ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン	⑦ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン	⑧ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン	⑨ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン	⑩ 接触酸化 +浮上ろ過 +膜+オゾン
オゾン原水色度 20度→10度以下 にするのに 必要な条件	計算に用 いたオゾン 原水のSS	16 mg/l	18 mg/l	8.6mg/l	8.0mg/l	—	—	—	—	—	—
	オゾン 注入率 (計算結果)	9 mg/l以上	8 mg/l以上	5mg/l以上	2mg/l以上	1mg/l以上	—	—	—	—	—
反応時間	20分 (10, 20, 30分での実験結果から最も色度除去率の高かつた20分を採用した。)										

した場合 SS 15mg/l, ろ過継続時間 48 時間のとき, 損失水頭が 50mm 程度であり, 損失水頭が小さい処理方式である. 本実験での損失水頭 7~12 mm は, これに比べて約 1/4 以下となり非常に小さかった.

3) 逆洗方法の検討

逆洗には, 洗浄とすすぎの 2 つの工程があり, まず洗浄工程で, 曝気によりろ層内部を攪拌し, 次に, すすぎ工程で発生した排水を流し去る. これら 2 つの工程を行う時間が逆洗時間となり, この間排水量が洗浄排水量となる. よって, 洗浄排水量を低減するため, 逆洗時間が短くなるような運転方法を検討した.

(1) 洗浄工程

洗浄工程での運転条件としては, 洗浄時間と洗浄空気量があげられる. これらについて逆洗前後の圧損回復率から検討した.

a) 洗浄時間

洗浄時間と洗浄効果について, 圧損と圧損回復率の関係を図 3・6 に示す. 洗浄空気量 $12\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$, 洗浄時間 5 分と 10 分では, 圧損回復率がそれぞれ 33% と 64% で約 2 倍となっているのに対し, 10 分と 15 分ではそれぞれ 64% と 76% で, 回復率は 12% のアップにとどまった.

これより, 洗浄排水量の低減を考慮し, 洗浄時間を短くこととすると, 洗浄時間 10 分が適当である.

b) 洗浄空気量

洗浄空気量と洗浄効果について, 圧損と圧損回復率を図 3・7 に示す. 洗浄時間 13 分, 洗浄空気量が 7~ $17\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$ のとき, 60~67% となり, 洗浄空気量が大きくなると, 回復率も若干高くなる傾向が見られた.

これより, 圧損回復率 60% 以上を確保することとすると, 洗浄空気量は $12\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$ が適当である.

(2) すすぎ工程

通水速度 60~160m/日のときのすすぎ時間による洗浄効果を図 3・8 に示す.

これより, 原水と逆洗排水の濁度が同程度となったとき, すすぎが完了したと考えると, $LV=100\sim160\text{m}/\text{日}$ ではすすぎ時間が 20 分のとき, 原水の濁度と同程度となつた.

よって, $LV=100\sim160\text{ m}/\text{日}$ のときのすすぎ時間は 20 分が適当である.

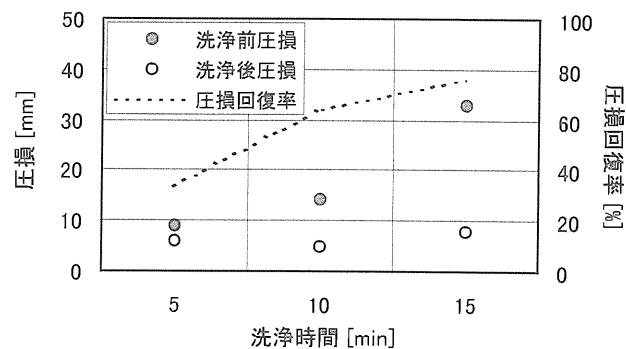


図 3・6 洗浄時間に対する圧損と圧損回復率の関係

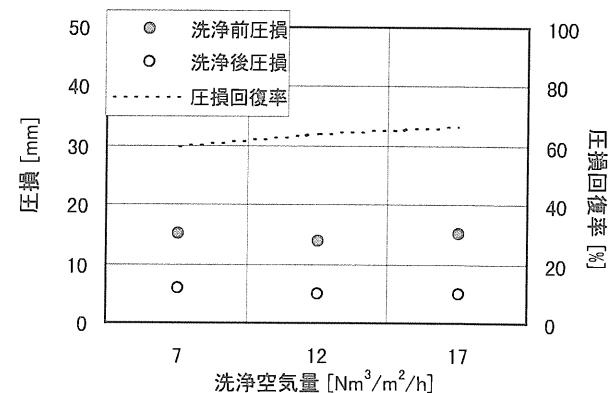


図 3・7 洗浄空気量に対する圧損と圧損回復率の関係

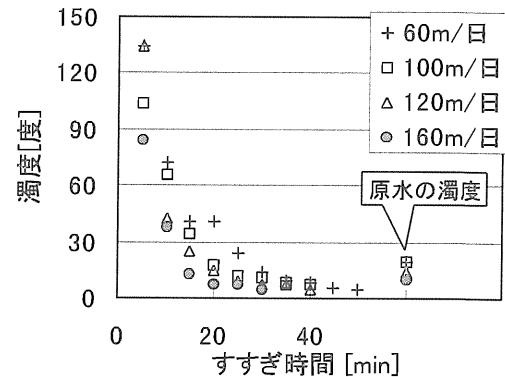


図 3・8 すすぎ時間による洗浄効果

3.1.8 浮上ろ過の最適運転方法

実験結果より, 浮上ろ過の最適運転条件及び設計諸元は, 表 3・4 の通りと考えられる.

3.2 膜処理の実験結果

膜処理の実験では, 建設費及び維持管理費を低減させるため, ①膜の透過流束を上げ, 処理水量当たりの処理コストを下げる目的で実験, ②膜の寿命を長

表 3・4 漂上ろ過の最適運転条件

項目	洗浄条件	備考
通水速度	160m/日(最大)	通水速度 60~160m/日の実験より、通水速度は、この範囲の中ではその速さに関わらず、48h稼動後の濁度除去率が約45%で、損失水頭は12mm以下となっていたため、通水速度を160m/日、最適ろ過継続時間を48hとした。
ろ過継続時間	48時間	
洗浄時間	10分	洗浄時間は、長くなると逆洗排水量が多くなるため、短時間かつ効果的に行う必要がある。よって、洗浄時間は5, 10, 15分の実験より10分とした。
洗浄空気量	12 N m ³ / m ² /h	すぎ時間は0~50分の実験より、原水と逆洗排水の濁度が同程度となる20分とした。
すぎ時間	20分	洗浄空気量は、圧損回復率60%以上となる12Nm ³ /m ² /hとした。
逆洗時の損失水頭	特になし	ろ過後48hの損失水頭が1cm程度と小さいため、逆洗は、損失水頭ではなく、ろ過継続時間で設定している。

くし、透過流束を高く維持するための洗浄方法を検討することを目的にした実験を行った。

3.2.1 運転条件

透過流束を高くした場合としては、透過流束を 1996, 1997 年度の $1.67\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ に対し、1.5 倍の透過流束 ($2.5\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$) で運転した。

洗浄方法については、加温による薬品洗浄効果を確認するため、水温が 10°C 程度に低下する冬期について、薬品を $20\sim30^\circ\text{C}$ に加温した薬品洗浄の実験を行った。

3.2.2 透過流束と逆洗頻度

透過流束を 1996, 1997 年度の $1.67\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ に対し 1.5 倍の $2.5\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ とすると、膜差圧が 0.1Mpa 上がるのに前者では約 2 週間、後者では約 1 週間要しており、後者の方が膜差圧の上昇が早く、逆洗間隔が 5 分と短くなっていた。

膜ろ過の運転と逆洗の運転サイクルは、透過流束が $1.67\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ のとき、40 分運転、3.5 分逆洗（水回収率 82%）であるのに対し、高透過流束 ($2.5\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$) のときは、5 分運転、3.5 分逆洗（水回収率 46%）となつており、透過流束を高くしても処理水と同程度の逆洗排水が発生する。よって、高透過流束 ($2.5\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$) で運転しても、水収支の点から、処理水量が増えることはならなかった。

3.2.3 薬品洗浄用水の加温効果

浸漬時間なしのとき、薬品洗浄用水の水温 10°C と 30°C を比べると、膜差圧の回復率は 10% と 17% であり、温度による大きな違いは見られなかつたが、12 時間浸漬させた場合、 10°C と 20°C の回復率はそれぞれ 21%, 52% と温度を上げると約 2.5 倍となり、加温 + 浸漬 12 時間ににより洗浄効果が上昇した。

3.2.4 膜処理の実験のまとめ

薬品洗浄については、加温 + 12 時間浸漬させることにより、膜差圧の回復率が約 2.5 倍となり、有効であったが、高透過流束 ($2.5\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$) での運転では、逆洗頻度が高く、処理効率が低くなる。よって、膜処理における透過流束としては、加温により薬品洗浄が効果的に行われたとしても、 $1.67\text{m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ が適当であると考えられるため、透過流束を高めた運転は、現時点では困難であった。

4. 処理方式の比較

各処理方式の特徴を表 4・1 にまとめた。
処理性能の評価基準は以下の通りとした。

- | |
|-----------------------------------------------|
| ◎：ルネッサンスの目標を達成した場合
(色度：7→2度，BOD:4→1mg/l) |
| ○：新技術開発の目標を達成した場合
(色度：20→10度，BOD:15→3mg/l) |
| ×：上記2つの目標を達成していない場合 |

ここで、ルネッサンスの目標とは、本実験施設がある渡良瀬川の支川である矢場川における清流ルネッサンスにて目標とされている水質である。新技術開発の目標とは、河川水浄化の新技術開発における矢場川の本河川水浄化実験施設の目標処理水質である。

表4・1に示した処理施設については、処理水量10,000m³/日を想定し、建設費、維持管理費、設置スペースを試算した。オゾン処理では、前処理の有無及び、組み合わせに関わらず、同様の諸元（反応時間20分、オゾン注入率10mg/l）とした。なお、表4・1に示したオゾン注入率は、オゾン原水の色度20度を10度まで処理す

る場合の最適オゾン注入率として示した。浮上ろ過は、表3・4に示した運転条件をもとにした。膜処理については、透過流束1.67m³/m²/日とした。

表4・1より、色度とBODの処理性能がともに新技術開発の目標を達成しているは、②「接触酸化+オゾン」、④「接触酸化+浮上ろ過+オゾン」、⑤「接触酸化+浮上ろ過+膜+オゾン」、⑥「接触酸化+浮上ろ過+膜」、⑦「接触酸化+傾斜板+膜」であった。これらのうち、膜を用いた各手法は建設費、維持管理費ともにかなり高くなる。特に色度とBOD処理性能が最も高く、濁質の除去など環境への負荷削減効果の最も高い方式は、④「接触酸化+浮上ろ過+オゾン」である。ただし、負荷削減効果が高いため、汚泥発生量が多くなり、汚泥処分費が大きくなるため、他の膜を使わない方法に比べ、維持管理費が高い。また、②「接触酸化+オゾン」はBOD、色度除去率は低いものの、汚泥発生量が少なく、維持管理費の低い方式である。

表4・1 オゾン処理の組み合わせ及び膜処理との比較(10,000m³/日)

処理方法			処理性能		処理施設				備考	
			色度除去	BOD除去	建設費	維持管理				
						維持管理費	オゾン注入率[mg/l]	汚泥発生量		
オゾン処理	前処理を行わない方法	① オゾンのみ	○	×	8.20億	12.1 円/m ³	9	—	400 m ²	・濁質の除去を行っていないため、オゾン注入率が高い。 ・また、河川水の水質変動(濁質)の影響を受けやすく、処理の安定性が低い。
	前処理を行う方法	② 接触酸化+オゾン	◎	○	16.0億	16.9 円/m ³	8	小	1,700 m ²	・③、④に比べ濁質の除去率が低いため、オゾン注入率が高く、処理の安定性が低い。 ・SS除去性能が低く、汚泥発生量が少ないため維持管理費に優れる。
		③ 浮上ろ過+オゾン	◎	×	8.17億	15.5 円/m ³	5	中	700 m ²	・④に比べ濁質の除去率が低いため、オゾン注入率が高く、処理の安定性が低い。 ・SS除去性能が低く、汚泥発生量が少ないため維持管理費に優れる。
		④ 接触酸化+浮上ろ過+オゾン	◎	○	15.3億	18.7 円/m ³	2	大	2,000 m ²	・前処理による汚泥発生量が多いが、オゾン注入率が低く、処理の安定性も高い。 ・また、環境への負荷削減効果が高い。 ・建設費、維持管理費が高い。
		⑤ 接触酸化+浮上ろ過+膜+オゾン	◎	○	29.8億	35.4 円/m ³	1	大	2,140 m ²	・SS除去性能が高く、前処理による汚泥発生量が多いが、オゾン注入率が低く、処理の安定性も高い。 ・また、環境への負荷削減効果が高い。 ・建設費、維持管理費が高い。
膜処理		⑥ 接触酸化+浮上ろ過+膜	○	○	27.2億	33.8 円/m ³	—	大	3,040 m ²	・オゾン処理よりも、色度除去性能が劣る。 ・オゾン処理よりも、汚泥発生量が多くなる。 ・建設費、維持管理費が高い。
		⑦ 接触酸化+傾斜板+膜	○	○	27.2億	33.8 円/m ³	—	大	3,034 m ²	・オゾン処理よりも、色度除去性能が劣る。 ・オゾン処理よりも、汚泥発生量が多くなる。 ・建設費、維持管理費が高い。

5. モデル設計

既存の矢場川浄化施設の後段に設置する、色度除去のための施設をモデル設計した。なお、流量及び目標水質は、「渡良瀬川上流部支川、水環境改善緊急行動計画」平成6年12月、(清流ルネッサンス21、渡良瀬川上流部支川地域協議会)における目標値を基本とした。矢場川に適用する色度除去システムとしては、矢場川で求められる条件となっている省スペースという条件に加え、ルネッサンス計画の色度除去が行え、BOD除去能力が高く、さらに実績があり、かつ、総事業費を低くおさえることが可能なシステムである「紐状接触酸化+浮上ろ過+オゾン」を選定した。

運転方法については、図5・1に示すような河川の季節変化に対応させ、流入水質をモデル化し、原水色度が目

標値を下回る夏季には運転を停止するものとした。また、同様に、河川水質は、工場排水の影響を受け、日曜日、月曜日の色度が低下するという週間変動が見られたため、これにも対応させることとした。

なお、河川水浄化施設であることから、運転方法については、自動制御により、遠隔操作を行い、月1回の巡回監視で済むような管理システムとし、出水時は運転を停止するものとした。異常発生時には、直ちに停止するものとし、点検修理期間は河川浄化を行わないものとした。よって、予備機器の費用やスペースは見込まないものとした。

以上より、表5・1に矢場川での流量の異なる施設の設計の設計諸元と概算費用を示した。なお、ここで示した建設費、維持管理費、設置スペースについては、前段にある紐状接触酸化施設の部分を除いたものである。

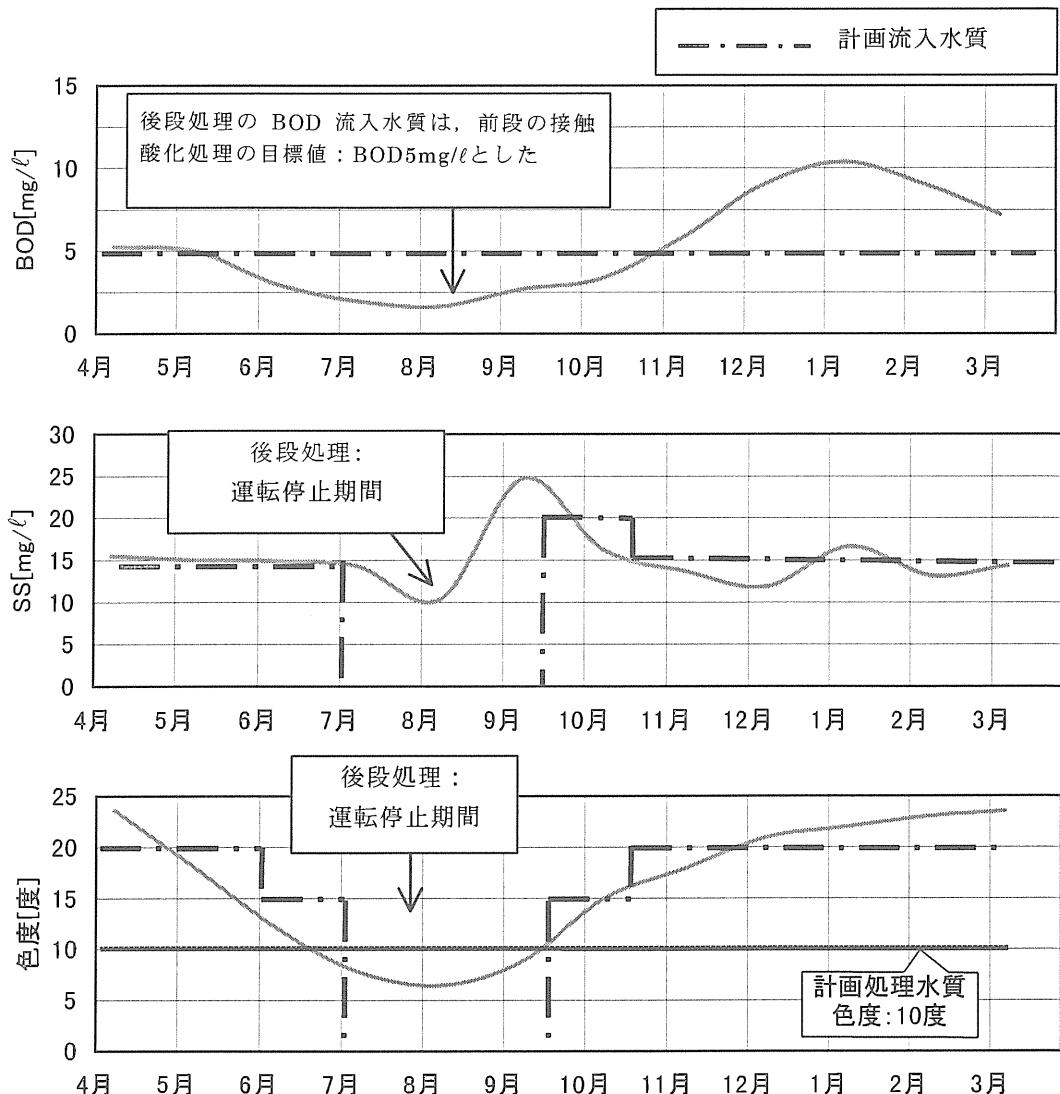


図5・1 押切橋（本矢場川の施設の上流）における水質年変動パターン

表 5・1 モデル設計の設計諸元と概算費用（接触酸化施設を除く）

処理方式		紐状接触酸化+浮上ろ過+オゾン処理														
計画流入水質		色度 20度(10~15度)														
計画処理水質		色度10度以下														
運転時間		24時間／日														
浮上ろ材 式沈殿 処理	水面積負荷	150m ³ /m ² ／日														
	ろ材	ポリプロピレン(φ 4mm×L7mm)														
	洗浄条件	洗浄間隔 48時間／洗浄回数 5回/週 洗浄時間 10分／すすぎ時間 20分／洗浄空気量 12Nm ³ /m ² /時														
オゾン 処理	オゾン注入率	10mg/l(Max)														
	反応時間	20分														
処理水量		0.3 m ³ /s		0.2m ³ /s		0.1 m ³ /s										
建設費 [円]		17.8億		11.5億		6.1億										
維持管理費 [円/m ³]	電	5.3	15.6 汚泥処理 を除くと 6.8	電	5.5	16.5 汚泥処理 を除くと 7.6	電	5.6	16.7 汚泥処理 を除くと 7.8							
	メンテ	1.3		メンテ	1.9		メンテ	1.9								
	人	0.2		人	0.2		人	0.3								
	汚	8.9		汚	8.9		汚	8.9								
	年間	1.48億円/年 汚泥処理を除くと 0.63億円/年		年間	1.04億円/年 汚泥処理を除くと 0.48億円/年		年間	0.53億円/年 汚泥処理を除くと 0.25億円/年								
	設置スペース	1,400m ²			900m ²			550m ²								

建設費は、機械・電気工事費と土木・建築工事費の合計とした。機械・電気工事費は、主要機器の積み上げと、それに工事費の比率を重じた。土木・建築工事費は、水槽及び建屋を、維持管理費は、電気料、人件費、メンテナンス、汚泥処分費を見込んだ。

{ 電気料: 主要機器の動力と稼働時間から電力量を求め、電力単価20円/kwhとした。／人件費: 1回/月の巡回管理とし、日額36,700円(測量技師相当)の技術者とした。(さらに諸経費 60%を見込む)／メンテナンスは消耗品とした。／汚泥処分費: 汚泥の処理・処分方法は、重力濃縮後、産廃処理するものとし、50千円/m³で試算した。

次に、運転方法により維持管理費がどの程度削減可能であるかを表 5・2 にまとめた。これらの低減策の全てを行うことにより、汚泥処理を行う場合、年間の維持管

理費の約 40%，汚泥処理を行わない場合には、汚泥処理を行う場合の年間の維持管理費に対して約 70% のコスト低減となるという試算となった。

表 5・2 維持管理費の削減

項目	条件	維持管理費の削減率
年間の運転調整をした場合	年間変動より色度10度以上のとき(9.5ヶ月間)のみ運転する	9.5ヶ月/12ヶ月 = 21% 減
週による運転調整をした場合	週間変動より色度10度以上のとき(5日間)のみ運転する	5日/7日 = 29% 減
蓄電池を使用した場合	{ 昼14時間 20円/kw 夜10時間 6円/kw} に、充放電効率75%を考慮する。	22% 減
処理水色度を 10→15度とした場合	オゾン注入率を10 mg/lから2.5mg/lに下げるとき電気量は 5,959 kwから3,942kwとなる。また電気代は維持管理費の 34%(汚泥処理を除いた場合79%)となる。	12% 減 (汚泥処理を除いた場合: 27% 減)

6. 今後の課題

1)コストの低減

オゾン処理（汚泥処理を含む）においては、維持管理費に占める電気代、汚泥の処理・処分費の割合はそれぞれ 34%，57%となり、これらにかかる費用の低減が今後の課題となる。

解決策としては、電気代については、流入原水色度の日変動レベルの変化に対応したオゾン注入率の調整を行うことにより、消費電力の低減が可能である。

汚泥の処理・処分は、下水管放流がコスト低減に有効であるが、接続する配管の位置など下水道の整備状況によるため、コスト低減のためには、汚泥の脱水等による減量化または、前段の接触酸化槽の返送が考えられる。

2)他の河川への適用

染色排水により河川水が着色している所に、オゾン処理システムを適用する場合、その流域で使用されている色度性分により、オゾン注入率を調整する必要があるかもしれませんので、事前に研究室レベルの実験を行い、オゾン注入率について確認することが望ましい。

3)オゾン処理水の安全性

オゾン処理水の安全性については、アカヒレ・ヌカエビによる AOD 試験より魚類などの水生生物への急性毒性に対し、オゾン処理を行うことによる毒性は低く、河川水（実験原水）よりも生物生息に適した水質へと改善されていた。今後は、慢性毒性などの試験から河川へ放水する際の安全性を高めていくことが残されている。

参考文献

- 1) 河川環境総合研究所, (1998) : 膜などを用いた新たな河川水直接浄化技術開発報告書, 河川環境管理財団, 内部資料
- 2) 林潔彦, (1995) : 京都市吉祥院処理場におけるオゾン処理導入について, 月間下水道, VOL.18, No.6 45-48
- 3) 木村郭弘, (1995) : オゾンによる脱色処理について, 月間下水道, VOL.18, No.6 49-52
- 4) 和田安弘, 村松孝人, (1997) : 和歌山市における染料含有排水への対応, 月刊下水道, VOL. 20, No. 4 224-227
- 5) 柳常次, 藤本宏, (1994) : 和歌山市の下水処理, 月刊下水道 VOL.20, No.4 53-57
- 6) 金子光美編著, (1996) : 水質衛生学, 技法堂出版, p338

3. 河川における内分泌搅乱化学物質（環境ホルモン） に関する分析方法と精度管理について

山田 雄三*・野添 淳一**・鈴木 幹夫***・市村 保****

1. はじめに

近年、「環境ホルモン」という言葉がマスメディア等に多く取り上げられ、化学物質の生物、人間に対する影響について関心が高まっている。

「環境ホルモン」は日本で作られた造語であり正確には、内分泌搅乱化学物質（建設省、厚生省、通産省等）または外因性内分泌搅乱化学物質（環境庁）と表される。

この内分泌搅乱化学物質は、動物の体内に取り込まれた場合に、本来、その体内で営まれている正常なホルモン作用に影響を与える外因性の物質とされている。

作用としては、

- 1) 女性ホルモンと同じ様な働きをするもの
- 2) 男性ホルモンの作用を妨げるもの
- 3) 体内的ホルモンバランスを崩すもの
- 4) ホルモンとの関連性は不明であるが生殖障害を引き起こすもの

等である。

現時点においては、これらの物質が生物の生態系に影響を及ぼすメカニズム、影響濃度については研究段階であり、明確に示すことは出来ない。しかし、非常に低濃度でも影響を及ぼすことも考えられる。

平成10年度に建設省において全国一級河川の内分泌搅乱化学物質の実態調査が計画され、（財）河川環境管理財団は、実態調査の分析手法の検討とともに、実態調査結果を取りまとめることとなった。

この調査を有効に実施するには、分析を実施する複数の分析機関が同一の分析方法を用い、一定レベル以上の分析能力を持つことが不可欠と考えられた。

しかし、これらの内分泌搅乱化学物質は、水環境中には非常に低濃度で存在しているため、その濃度で測定する分析方法が十分に確立していないこと、また、

測定事例が少なく分析機関での経験が不足しているため分析精度の向上を図る必要があり、調査を実施する前に、分析方法の検討を行うとともに、精度管理方法をマニュアル化し精度管理を実施する必要があった。

以下に、この調査を実施するにあたり、分析方法と精度管理の検討を行ったのでここに述べる。

2. 分析方法の検討

環境ホルモンの調査・測定では公定法が定められておらず、全国一斉調査を行う場合において、分析方法の検討が必要となった。測定方法のベースとしては環境庁で実施していた「平成8年度 化学物質分析法開発調査報告書」¹⁾を参考とし、以下の項目について分析方法の検討を行った。アルキルフェノール類については、誘導体化(PFBB化)による同時分析の可能性、検出下限値、河川水での測定検討を実施した。

また、 17β -エストラジオールについてはELISA法を採用することとしたが、測定キットの選択、河川水での検討が行われていなかったため、その検討を行った。

2.1 アルキルフェノール類の測定方法の検討

2.1.1 抽出方法と下限値の確認

1)項目：オクチルフェノール及びノニルフェノール

2)目的：

オクチルフェノール及びノニルフェノールにおける検出下限値及び回収率を確認するため、精製水に各物質の標準液を添加し、5回同時に測定を行い、その測定結果より下限値と回収率を求めた。

* 山田雄三 千葉県土木部河川海岸課 主幹（前河川環境総合研究所 研究第2部 次長）

** 野添淳一 （財）河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第2部 研究員

*** 鈴木幹夫 新日本気象海洋株式会社 環境化学グループ 部長

**** 市村 保 新日本気象海洋株式会社 環境化学グループ 主査研究員

3) 操作方法

水質試料を抽出用ディスクに通水捕集後、アセトン、ジクロロメタン及びヘキサンで溶出し、脱水・濃縮後GC/MS-SIMで定量した。

4) 測定結果

表2・1及び2・2に測定結果を示した。

標準液の5回の繰り返し測定より求めた検出下限値は4-n-オクチルフェノール、4-t-オクチルフェノール、ノニルフェノールの順に0.093、0.094、0.106μg/Lであった。

標準液の精製水への添加における測定結果は4-n-オクチルフェノール、4-t-オクチルフェノール、ノニルフェノールの順に変動係数は2.8、0.0、49%で、回収率は102、106、114%であった。

検出下限値の設定は、標準液5試料を測定して、次式より検出力を算出し、その3倍を検出下限値、10倍を定量下限値とした。

$$D_n = t(n-1, 0.05) \frac{\sigma R}{\sqrt{n}} \times \frac{dC}{dR}$$

D_n:検出力、C:濃度、R:応答値、σR:標準偏差、n:測定回数、t(n-1, 0.05):スチューデントのt分布

5)まとめ

各項目とも検出下限値は0.1μg/Lで回収率は概ね100%であった。したがって、この分析方法で建設省が実施する実態調査で目標とした検出下限値^{注)}を満足することがわかった。

2.1.2 誘導化の検討と河川水への応用

1)項目：オクチルフェノール及びノニルフェノール

2)目的：

オクチルフェノール及びノニルフェノールの分析方法において、誘導体化(PFBB化)して測定する方法と、しないで測定する方法の違いを、河川水への添加回収実験により確認した。

3) 操作方法

対象試料：河川水

①誘導体化する方法

水質試料を抽出用ディスクに通水捕集後、アセトン、ジクロロメタン及びヘキサンで溶出し、脱水・濃縮後ペンタフルオロベンジルプロマイド(PFBB)溶液を加え、誘導体化した後ヘキサン溶液で抽出し、脱水後GC/MS-SIMで定量した。

②誘導体化しない方法

水質試料を抽出用ディスクに通水捕集後、アセトン、ジクロロメタン及びヘキサンで溶出し、脱水・濃縮後GC/MS-SIMで定量した。

4) 測定結果

表2・3及び2・4に河川水による誘導体化の有無による測定結果を示した。

4-オクチルフェノールの河川水への添加測定において誘導体化した場合は変動係数7.7%，回収率102%，誘導体化しない場合は変動係数3.2%，回収率110%であった。

ノニルフェノールの河川水への添加測定において、誘導体化した場合の変動係数は7.1%で、回収率は119%であり、誘導体化しない場合の変動係数は2.3%で、回収率は102%であった。

5)まとめ

両方法とも回収率は概ね100%で、河川水への添加回収率に差はみられなかった。

誘導体化法は、共存物質が多い試料に対しては、選択的に分析出来る方法であるが、河川水程度の有機物の共存においては、誘導体化しないでも十分、分析が可能であり、また、繰り返しの変動係数も小さいことから、実態調査においては誘導体化しない方法を用いることとした。

注) 操作プランクが検出されなかつたため、標準液の添加試料の繰り返し測定より検出力を求め、検出下限値を算出した。

表 2・1 標準液による繰り返し測定結果

0.3 μg/mL の標準溶液を 5 回測定

	ノルフェノール			4-n-オクチルフェノール	4-t-オクチルフェノール
	A	B	C		
応答値	0.0566	0.00850	0.0222	0.332	0.210
	0.0642	0.00970	0.0248	0.358	0.226
	0.0636	0.00960	0.0247	0.371	0.236
	0.0643	0.00990	0.0266	0.399	0.269
	0.0707	0.01100	0.0274	0.410	0.250
応答値の平均値	0.0639	0.00974	0.0252	0.374	0.238
応答値の標準偏差(σ)	0.004973	0.000891	0.00201	0.03142	0.02257
検出力(Dn)	0.029	0.034	0.030	0.031	0.035
検出下限値(3Dn) μg/L		0.093		0.094	0.106
定量下限値(10Dn) μg/L		0.31		0.31	0.35

表 2・2(1) 精製水への標準液添加測定結果

各物質の 1 μg/mL 混合標準溶液 0.5mL を精製水 1L に添加

	ノルフェノール			平均値
	A	B	C	
添加試料-1(μg/L)	0.56	0.70	0.55	0.60
	0.61	0.73	0.53	0.62
	0.57	0.68	0.51	0.59
	0.65	0.72	0.56	0.64
	0.61	0.67	0.56	0.61
平均値(A)	—	—	—	0.61
変動係数 (%)	—	—	—	3.5
無添加試料-1(μg/L)	0.039	0.034	0.024	0.030
2	0.031	0.034	0.024	0.030
3	0.077	0.110	0.024	0.070
4	0.023	0.034	0.024	0.027
5	0.028	0.034	0.024	0.029
平均値(B)	—	—	—	0.037
変動係数 (%)	—	—	—	49
A-B	—	—	—	0.57
回収率 (%)	—	—	—	114

表 2・2(2) 精製水への標準液添加測定結果

各物質の 1 μg/mL 混合標準溶液 0.5mL を精製水 1L に添加

	4-n-オクチルフェノール	4-t-オクチルフェノール
添加試料-1(μg/L)	0.52	0.53
	0.55	0.56
	0.57	0.55
	0.58	0.59
	0.57	0.57
平均値(A)	0.56	0.56
変動係数 (%)	4.3	4.0
無添加試料-1(μg/L)	0.048	0.029
2	0.045	0.029
3	0.045	0.029
4	0.046	0.029
5	0.045	0.029
平均値(B)	0.046	0.029
変動係数 (%)	2.8	0.0
A-B	0.51	0.53
回収率 (%)	102	106

表 2・3 4-オクチルフェノールの河川水への添加測定結果

河川水 1000mL に $0.5 \mu\text{g}$ 添加し、1mL に濃縮

		濃度 ($\mu\text{g}/\text{L}$)	平均値 ($\mu\text{g}/\text{L}$)	変動係数 (%)	回収率 (%)
誘導体化有り	1	0.47	0.51	7.7	102
	2	0.55			
	3	0.51			
誘導体化無し	1	0.57	0.55	3.2	110
	2	0.54			
	3	0.53			

表 2・4 ノニルフェノールの河川水への添加測定結果

河川水 1000mL に $0.5 \mu\text{g}$ 添加し、1mL に濃縮

		濃度 ($\mu\text{g}/\text{L}$)	平均値 ($\mu\text{g}/\text{L}$)	変動係数 (%)	回収率 (%)
誘導体化有り	1	0.56	0.61	7.1	119
	2	0.64			
	3	0.63			
誘導体化無し	1	0.66	0.67	2.3	102
	2	0.67			
	3	0.69			

2.2 17β -エストラジオールの測定方法の検討

2.2.1 測定キットの検討

1) 項目 : 17β -エストラジオール

2) 目的

ELISA 法による 17β -エストラジオールの測定は、測定キット（反応試薬）の違いにより結果に差が出ることが考えられるため、ELISA 測定キットの違いによる測定値を比較することとした。

事業所排水中の濃度及び添加回収率と放流水中の濃度を、松井法により 3 社 (RD-Screen, Assay Design, Diagnostic Systems) のキットでそれぞれ測定した。

3) 操作方法

対象試料 : 事業所排水及び放流水

図 2・1 に前処理における測定操作のフローを示した。

① 事業所排水の実測及び添加回収率

事業所排水 500ml を採取し、GF/C で吸引ろ過後、ろ液及びろ過残さに含まれる 17β -エストラジオール濃度を松井法に従い、3 社 (RD-Screen, Assay Design, Diagnostic Systems) のキットで測定した。

また、事業所排水 500ml に既知量の 17β -エストラジオールを添加・混合した後、GF/C で吸引ろ過し、ろ液及びろ過残さに含まれる 17β -エストラジオール濃度を松井法に従い、3 社 (RD-Screen, Assay Design,

Diagnostic Systems) のキットで測定し、排水における添加回収率を算出した。

② 下水処理場の放流水の実測

下水放流水を採取し、GF/C で吸引ろ過後、ろ液及びろ過残さに含まれる 17β -エストラジオール濃度を松井法に従い、3 社 (RD-Screen, Assay Design, Diagnostic Systems) のキットで測定した。

4) 測定結果

① 事業所排水に対する添加回収率

表 2・5 に事業所排水に対する添加回収の測定結果を示した。

・ RD-Screen

排水中の 17β -エストラジオール濃度は、 8.87 pg/mL 、そのうちろ過排水中に 96.89% 、残さ中に 3.11% 。添加回収率は 59.17% であった。

・ Assay Design

排水中の 17β -エストラジオール濃度は、 5.86 pg/mL 、そのうちろ過排水中に 90.17% 、残さ中に 9.83% 。添加回収率は 77.27% であった。

・ Diagnostic Systems

排水中の 17β -エストラジオール濃度が低く、検量線適用範囲外のため測定不能であった。添加回収率は 24.17% であった。

② 下水処理場の放流水の実測結果

表 2・6 に下水処理場の放流水の実測結果を示した。

- RD-Screen : 88.75 pg/ml, そのうちろ過水に 96.52%, 残さに 3.48%.
- Assay Design : 128.52 pg/ml, そのうちろ過水に 64.39%, 残さに 35.61%.
- Diagnostic Systems : 8.58 pg/ml, そのうちろ過水に 100%, 残さに 0%.

5)まとめ

測定キットの検討においては、回収率において Assay

Design 社のキットが最も良い結果を示した。従って、建設省の実態調査においては Assay Design 社のキットを用いることとした。

下水処理施設の放流水の測定結果では、Diagnostic Systems 社の値が他の 2 社に比べ低い値であった。2 社の比較においてろ過水と残さに含まれる 17β -エストラジオールの比率が異なり、測定キットにより、反応性や反応阻害物質が違うことが考えられる。

表 2・5 17β -エストラジオールの事業所排水に対する添加回収率

測定キット	排水中濃度(pg/ml)	ろ過水(%)	残さ(%)	添加回収率(%)
RD-Screen	8.87	96.89	3.11	59.17
Assay Design	5.86	90.17	9.83	77.27
Diagnostic Systems	—	—	—	24.17

表 2・6 17β -エストラジオールの下水処理場の放流水の実測結果

測定キット	放流水中濃度(pg/ml)	ろ過水(%)	残さ(%)
RD-Screen	88.75	96.52	3.48
Assay Design	128.52	64.39	35.61
Diagnostic Systems	8.58	100	0

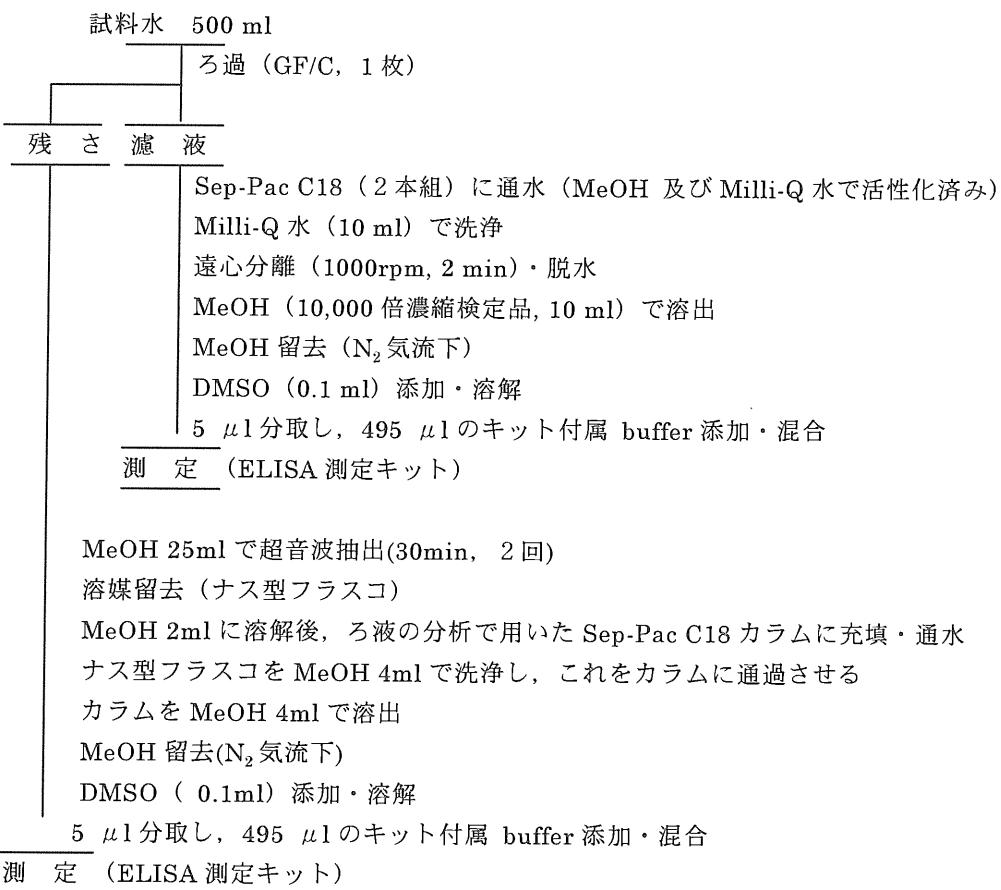


図 2・1 17β -エストラジオールの測定操作フロー (松井法)

2.2.2 試験方法の比較

1)項目： 17β -エストラジオール

2)目的

分析方法の違いによる精度を確認するため、河川水及び下水放流水中の濃度と添加回収率を松井法(ELISA)と環境庁法(ELISA)で検討した。

3)操作方法

対象試料：河川水及び下水放流水

河川水の実測及び添加回収率

河川水の 17β -エストラジオール濃度及び添加回収率を以下に示す方法で測定した。

- a. 松井法(pH6.5)（ろ液及び残さ・加水分解無し）
- b. 松井法(pH5.0)（ろ液及び残さ・加水分解無し）
- c. 環境庁法(pH5.0)（ろ過無し・加水分解有り）

4)測定結果

表2・7に河川水中の 17β -エストラジオール濃度及び添加回収率の結果を示した。

河川水を用いて、 17β -エストラジオールの濃度測定試験および添加回収試験を行った。その結果、河川水中の 17β -エストラジオール濃度は0.010 pg/mL

($SD=0.00047$ pg/mL), 添加回収率は100% ($SD=4.71\%$)であった。一方、環境庁法に従って同河川水をpH5に調整した後に松井法に従って分析した結果、河川水中の 17β -エストラジオール濃度は0.0099 pg/mL ($SD=0.0013$ pg/mL)とpHを調整しない場合での結果とほぼ同値であったが、添加回収率は125% ($SD=6.14\%$)と100%を越えていた。

これらの結果から、pHを5に調整した場合、 17β -エストラジオール測定値のSDが大きくなり、かつ回収率が100%を越える傾向を示した。

さらに、環境庁法に従って河川水の 17β -エストラジオール濃度および添加回収率を試験した結果、それぞれ0.0145 pg/mL ($SD=0.00618$ pg/mL)および37% ($SD=12.22\%$)であった。

5)まとめ

環境庁法では、河川水をろ過せずにそのまま固相カラムに通水するため、固相が破損して十分な固相抽出ができなかった。すなわち、この37%という低回収率は、固相の破損に起因していると考えられた。このことから、試料水は松井法に示すように、ろ過によって、ろ液および残さに分離して個別に処理する必要がある。また、抽出pHにおいては、変動の少ないpH6.5の方法を用いることとした。

表2・7 河川水中の 17β -エストラジオール濃度及び添加回収率(添加量230pg)

分析方法	17β -エストラジオール濃度 (pg/mL)	添加回収率(%)
松井法 (pH6.5)	0.010 (0.00047)	100 (4.71)
松井法 (pH5.0)	0.0099 (0.0013)	125 (6.14)
環境庁法(pH5.0)	0.015 (0.0062)	37 (12.22)

カッコ内の数値は標準偏差の値

3. 精度管理

平成 10 年度の調査には、10 社の分析機関で分析を行った。この調査の対象となる物質は、非常に低濃度であるため、「精度管理マニュアル」を（財）河川環境管理体制で作成し、それに従い精度管理を実施することとした。各分析機関とも、実試料を測定する前に検出下限値の検討を行い、指示された検出下限値が満足できることを確認の上測定を行った。

また、環境中からの汚染を確認するためにトラベルプランクの実施、各分析機関のバラツキを確認するためクロスチェックを実施した。その結果を下記にまとめた。

3.1 検出下限値の確認及び実試料による測定精度の確認

3.1.1 測定方法

検出下限値の確認は、一定濃度の標準液を繰り返し 5 回測定し、その標準偏差より検出下限値をもとめた。

また、各分析機関が担当した地区の実試料（河川水）へ標準液を添加し 5 回の繰り返し測定を行なった。

3.1.2 測定結果

測定結果を表 3・1 に示した。標準液を用いた検出下限値は、マニュアルに示された検出下限値を各分析機関で前期調査、後期調査とも満足しており、測定機器の感度は満足できる状況であった。

また、実試料の河川水に標準液を添加して求めた検出下限値は、ノニルフェノール、フタル酸ジ-2-エチルヘキシル、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル等において一部の分析機関で繰り返し測定のバラツキが大きく検出下限値が高くなっていた。

3.2 操作プランク及びトラベルプランク

調査項目のうちフタル酸エステル類は、プラスチック可塑剤として身の回りで多く使用されており、また、その性質が半揮発性であるため、調査中、試料瓶の搬送中に試料に混入する恐れがある。

その影響を把握するため、トラベルプランクを実施（前期調査においては一部の地域で、後期調査は全地点で実施）した。また、分析操作中の汚染を把握するため操作プランクの測定を行った。

表 3・1 検出下限値の確認及び実試料による繰り返し精度

単位 ($\mu\text{g/L}$)

項目	マニュアル検出下限値		検出下限値の確認		繰り返し精度下限値(実試料)	
	前期	後期	前期	後期	前期	後期
4-n-オクチルフェノール	0.1	0.03	0.02 ~ 0.09	<0.001 ~ 0.03	<0.1 ~ 0.5	<0.03 ~ 0.07
4-t-オクチルフェノール	0.1	0.03	0.01 ~ 0.09	<0.001 ~ 0.02	<0.1 ~ 0.3	<0.03 ~ 0.04
ノニルフェノール	0.1	0.03	0.02 ~ 0.1	0.004 ~ 0.03	<0.1 ~ 0.6	<0.03 ~ 0.12
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	0.2	0.2	0.03 ~ 0.3	0.03 ~ 0.2	<0.2 ~ 4.2	<0.2 ~ 0.4
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	0.2	0.2	0.03 ~ 0.2	0.007 ~ 0.1	<0.2 ~ 0.6	<0.2 ~ 0.3
フタル酸ジ-n-ブチル	0.2	0.2	0.02 ~ 0.2	0.02 ~ 0.2	<0.2 ~ 0.7	<0.2 ~ 0.3
アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	0.01	0.01	0.003 ~ 0.01	0.004 ~ 0.01	<0.01 ~ 0.12	<0.01 ~ 0.09
ヒスフェノール A	0.01	0.01	0.003 ~ 0.01	0.0002~0.008	<0.01 ~ 0.07	<0.01 ~ 0.03
スチレンモノマー（前期） 2・3 量体（後期）	0.1	0.01	0.01 ~ 0.07	0.0002~0.008	<0.1 ~ 0.09	<0.01 ~ 0.09
17 β -エストラジオール	0.0002	0.0002	0.000002~0.0002	0.000008~0.0002	<0.0002~0.005	<0.0002~0.009

3.2.1 測定方法

トラベルブランクは、試料瓶を採水する瓶とは別に1本用意し、採水地点において、採水する瓶と同時に開栓し、採水終了後栓を閉めた。ただし、この瓶には採水しないで空のまま持ち帰り、保存の状態は採水した瓶と同様に扱った。

操作ブランクは、純水について各測定対象物質の測定操作を行い、試験液の調製、または分析機器への試料の導入操作に起因する汚染を調査し、試料の分析に支障のない測定環境を確認するためのものであり、各分析項目毎に5試料を測定した。

3.2.2 測定結果

今回の調査での操作ブランク値及びトラベルブランク値の結果を表3・2に示した。

操作ブランクについては、後期調査では前期に比べ値の低下が見られる等、後期では分析操作の改善が見られる。しかし、操作ブランク値の低下には更に検討の必要がある。

トラベルブランクについては、地域により検出割合に差が大きく、九州、中国地区で多く検出された。水質の測定結果に明確な差は現れていないのは、採水時に共洗いを十分に実行したためと思われる。

過半数の地点で不検出であったが、特定の地域でまとまって検出されており、瓶の準備、保管等に問題があったとも考えられ、これについての注意が必要であると考えられる。

3.3 クロスチェック

分析に係わる機関の精度の統一と向上を目的として、クロスチェックを実施した。

3.3.1 クロスチェック内容

①クロスチェック参加機関

今回の調査に関係した10分析機関

②測定項目

- 4-n-オクチルフェノール、4-t-オクチルフェノール、ノニルフェノール、ビスフェノールA
- フタル酸ジ-2-エチルヘキシル、フタル酸ブチルベンジル、フタル酸ジ-n-ブチル
- トラベルブランク（フタル酸エステル類）
- アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル、スチレン2量体、3量体
- 17 β -エストラジオール

③測定方法

環境ホルモン調査・分析マニュアル[水質分析編]後期調査により実施した。

④調査地点

クロスチェック用試料の採取は下記の2地点で行った。

信濃川（信濃川水系） 平成大橋
野川（多摩川水系） 兵庫橋

表3・2 操作ブランク及びトラベルブランクの値

単位 ($\mu\text{g/L}$)

項目	操作ブランク		トラベルブランク	
	前期	後期	前期	後期
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	-0.01～0.75	0～0.34	0～6.9	0～34
フタル酸ブチルベンジル	-0.04～0.18	-0.04～0.08	0	0～0.3
フタル酸ジ-n-ブチル	-0.24～1.0	0～0.38	0～0.5	0～1.5

注) トラベルブランクは前期調査においては一部の地域でのみ実施。

3.3.2 クロスチェック結果

クロスチェック結果を表3・3及び3・4に示した。平均値及び変動係数の計算には、検出下限値未満表示のものは、検出下限値を用いて計算した。

①野川 兵庫橋

4-n-オクチルフェノールは、1分析機関で検出された(0.022 μg/L)他は不検出、4-t-オクチルフェノールは全て不検出、ノニルフェノールは全分析機関で検出され0.034~0.13 μg/Lの範囲にあり変動係数41%であった。

フタル酸ジ-2-エチルヘキシルは、<0.1~0.5 μg/L 変動係数 79%，フタル酸ブチルベンジルは全て不検出、フタル酸ジ-n-ブチルは、1分析機関で検出した他は不検出、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシルは2分析機関で検出した他は不検出であった。

ビスフェノールAは<0.005~0.018 μg/L の範囲にあり変動係数 48%，17β-エストラジオールは 0.0013~0.0033 μg/L の範囲にあり変動係数 32%であった。

スチレン2量体3量体は、DPB が1分析機関で検出された他は、全て不検出であった。

②信濃川 平成大橋

4-n-オクチルフェノール、4-t-オクチルフェノールは全て不検出、ノニルフェノールは 0.048~0.093 μg/L の範囲にあり変動係数 23%であった。

フタル酸ジ-2-エチルヘキシルは、<0.1~0.7 μg/L 変動係数 63%，フタル酸ブチルベンジルは全て不検出、フタル酸ジ-n-ブチルは、1機関で検出した他は不検出、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシルは 4 機関で不検出、<0.005~0.018 μg/L の範囲にあり変動係数 57%であった。

ビスフェノールAは 0.20~0.31 μg/L の範囲にあり変動係数 13%，17β-エストラジオールは 0.0001~0.0017 μg/L の範囲にあり変動係数 79%であった。

スチレン2量体3量体は、全て不検出であった。

定量下限値以上検出されている物質の変動係数は 13~41%であり、兵庫橋のノニルフェノールが 41%とやや大きかった他は、概ね JIS の GC-MS を使用した分析方法の変動範囲が示す値以内であった。

しかし、検出下限値付近で検出された物質においては、不検出も含め変動係数は大きかった。特に、環境からの汚染を受けやすいフタル酸ジ-2-エチルヘキシル、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシルは変動が大きかった。

変動要因としては、17β-エストラジオールの様な分析法(ELISA 法)によるものは、検量線が対数表示のため低濃度では変動が大きい。

ノニルフェノールの場合、分析操作のエチル誘導化で分析機関の差が生じた（標準物質の誘導化が不十分であると測定値は高くなり、試料の誘導化が不十分であると低くなる）と考えられる。

フタル酸ジ-2-エチルヘキシル、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシルは、各分析機関の分析環境が影響していると考えられ、分析室内で汚染が発生しないよう更なる注意が必要と思われる。

以上のように分析機関による差は、様々な要因により存在する。複数の分析機関が関係する調査においては、このようなクロスチェックをとおして、技術レベルの平均化をはかる必要がある。

4. 今後の課題

内分泌搅乱化学物質の研究は急速に進んでおり、今後種々の物質が問題化され、調査の対象物質となってくることが考えられる。また、分析方法も日々進歩しており、より高度な技術を用い極微量の分析が可能となってきている。

この様な状況のもとで、全国調査を計画し実施して行くには、更なる分析精度の管理、分析方法の統一とともに分析技術の習熟をはかる必要がある。

また、現場の調査方法においても、調査時期、調査時間、調査場所等その河川を代表できる状況を確認し実施する必要があると考えられる。

(参考資料)

○ 河川における環境ホルモン実態調査結果

全国109水系において、実施した水質調査による基本調査対象物質（9物質）の測定結果²⁾を、参考表1・1に示した。

前期調査（平成10年7月から8月）と後期調査（平成10年11月から12月）を比較して、調査対象物質毎の濃度範囲や検出地点数の傾向は、概ね同様の結果となつておらず、調査対象物質の存在状況はある程度把握できたものと考えられる。なお、後期調査における検出地点数は、ノニルフェノール及びアジピン酸ジ-2-エチルヘキシルについて半数以下に減少するなど、全般に減少しているが、その一つの要因としては、精度管理の徹底によ

表 3・3 野川・兵庫橋の測定結果

項目 分析機関	オクチルフェノール		ニルフェノール ($\mu\text{ g/L}$)	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル ($\mu\text{ g/L}$)	フタル酸ブチルペンジル ($\mu\text{ g/L}$)	フタル酸ジ-n-ブチル ($\mu\text{ g/L}$)	アシピング酸ジ-2-エチルヘキシル ($\mu\text{ g/L}$)	ビスフェノールA ($\mu\text{ g/L}$)
	4-n-オクチルフェノール ($\mu\text{ g/L}$)	4-t-オクチルフェノール ($\mu\text{ g/L}$)						
A	<0.015	<0.015	0.13	0.2	<0.1	<0.1	0.018	0.005
B	<0.015	<0.015	0.10	0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.007
C	<0.015	<0.015	0.069	0.2	<0.1	<0.1	<0.005	0.012
D	<0.015	<0.015	0.049	<0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.017
E	<0.015	<0.015	0.065	<0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.013
F	<0.015	<0.015	0.034	0.5	<0.1	0.2	<0.005	<0.005
G	<0.015	<0.015	0.059	0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.006
H	<0.015	<0.015	0.096	0.1	<0.1	<0.1	0.008	0.018
I	0.022	<0.015	0.054	<0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.012
J								
平均値	—	—	0.073	0.2	—	—	—	0.011
標準偏差 (σ)	—	—	0.0301	0.1323	—	—	—	0.0050
変動係数	—	—	41.28	79.37	—	—	—	47.63

項目 分析機関	スチレン量体・3量体					17β -エストラジオール ($\mu\text{ g/L}$)
	DPP ($\mu\text{ g/L}$)	DPB ($\mu\text{ g/L}$)	cis-DPCB ($\mu\text{ g/L}$)	trans-DPCB ($\mu\text{ g/L}$)	TPH ($\mu\text{ g/L}$)	
A	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	—
B	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	—
C	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0030
D	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0020
E	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0029
F	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0013
G	<0.005	0.012	<0.005	<0.005	<0.005	0.0022
H	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0019
I	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0016
J						0.0033
平均値	—	—	—	—	—	0.0023
標準偏差 (σ)	—	—	—	—	—	0.0007
変動係数	—	—	—	—	—	31.50

表 3・4 信濃川・平成大橋の測定結果

分析機関	項目		オクチルフェノール	ノルフェノール	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	フタル酸ブチルベンジル	フタル酸ジ-n-ブチル	アシビン酸ジ-2-エチルヘキシル	ビスフェノールA
	4-n-オクチルフェノール (μg/L)	4-t-オクチルフェノール (μg/L)	(μg/L)	(μg/L)	(μg/L)	(μg/L)	(μg/L)	(μg/L)	(μg/L)
A	<0.015	<0.015	0.093	0.3	<0.1	<0.1	0.014	0.20	
B	<0.015	<0.015	0.090	0.1	<0.1	<0.1	<0.005	0.26	
C	<0.015	<0.015	0.087	0.2	<0.1	<0.1	<0.005	0.25	
D	<0.015	<0.015	0.052	0.2	<0.1	<0.1	<0.005	0.25	
E	<0.015	<0.015	0.079	0.5	<0.1	<0.1	0.008	0.31	
F	<0.015	<0.015	0.048	0.7	<0.1	0.2	<0.005	0.27	
G	<0.015	<0.015	0.058	0.4	<0.1	<0.1	0.018	0.23	
H	<0.015	<0.015	0.083	<0.1	<0.1	<0.1	0.008	0.30	
I	<0.015	<0.015	0.068	0.3	<0.1	<0.1	0.017	0.29	
J									
平均値	—	—	0.073	0.3	—	—	0.009	0.26	
標準偏差 (σ)	—	—	0.0171	0.1965	—	—	0.0054	0.0349	
変動係数	—	—	23.38	63.16	—	—	57.29	13.32	

分析機関	スチレン2量体・3量体					17β -エストラジオール (μg/L)
	DPP (μg/L)	DPB (μg/L)	cis-DPCB (μg/L)	trans-DPCB (μg/L)	TPH (μg/L)	
A	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	
B	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	
C	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0009
D	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0002
E	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0012
F	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0017
G	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0017
H	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0001
I	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.0007
J						0.0001
平均値	—	—	—	—	—	0.0009
標準偏差 (σ)	—	—	—	—	—	0.0007
変動係数	—	—	—	—	—	78.54

り環境からの汚染の影響を軽減できたことが挙げられ、後期調査において精度の向上が図られたことが寄与しているものと考えられる。

調査対象物質の中では、前期、後期ともにノニルフェノール、フタル酸ジ-2-エチルヘキシル、ビスフェノールAについては3～6割程度の調査地点で検出され、これらに次いでフタル酸ジ-n-ブチル、アジピン酸ジ-2-エチルヘキシルの検出が多くみられた。

一方、オクチルフェノール、フタル酸ブチルベンジル、スチレンは前期、後期ともにほとんど検出されなかった。

また、人畜由来ホルモンの 17β -エストラジオールは前期、後期ともに7割を超える地点で検出された。

○ まとめ

分析方法の検討では、アルキルフェノール類について、検出下限値、誘導化の有無、河川水への適用を検討した結果、検出下限値はいずれの方法でも目標とする検出下限値を満足していた。また、添加回収試験においても、概ね100%の回収が得られた。

17β -エストラジオールの測定用キットの検討では、測定感度、回収率等を考慮し Assay Design 社製のものを使用することとした。

精度管理では、検出下限値の確認において、各分析機関とも分析機器の感度は、基準を満足していたが、実試料を用いた繰り返し測定においては、検討の余地がある。操作プランク、トラベルプランクの測定においては、後期調査は、前期調査に比べ改善されたが、一部環境からの汚染が認められた。クロスチェックにおいては、検出下限値付近の濃度においてバラツキが見られた。

参考文献

- 1)「平成8年度化学物質分析法開発報告書」1997年、環境庁環境保健部環境安全課
- 2)「水環境における内分泌搅乱化学物質に関する実態調査結果」、1999年3月、建設省河川局、建設省都市局下水道部

参考表 1・1 河川・ダムにおける基本調査対象物質の測定結果

物 質 名		濃度範囲(μg/L)		検出地点数／調査地点数	
		前 期	後 期	前 期	後 期
1	4-n-オクチルフェノール	ND(0.1未満) ～0.1	ND(0.03未満)	1/256 (0.4%)	0/261 (0%) [0/261 (0%)]
	4-t-オクチルフェノール	ND(0.1未満)～0.1	ND(0.03未満) ～0.7	5/256 (2%)	2/261 (0.8%) [8/261 (3.1%)]
2	ノニルフェノール	ND(0.1未満)～1.9	ND(0.03未満) ～3.0	110/256 (43%)	52/261 (19.9%) [135/261 (51.7%)]
3	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	ND(0.2未満)～9.4	ND(0.2未満)～ 4.8	131/256 (51.2%)	96/261 (36.8%)
4	フタル酸ジ-チルヘキシル	ND(0.2未満)～1.0	ND(0.2未満)～ 3.1	3/256 (1.2%)	3/261 (1.1%)
5	フタル酸ジ-n-ブチル	ND(0.2未満) ～1.3	ND(0.2未満)～ 0.8	69/256 (27.0%)	39/261 (14.9%)
6	アシヒニ酸ジ-2-エチルヘキシル	ND(0.01未満)～ 0.16	ND(0.01未満) ～0.05	127/256 (49.6%)	44/261 (16.9%)
7	ビスフェノールA	ND(0.01未満)～ 1.4	ND(0.01未満) ～1.3	147/256 (57.4%)	109/261 (41.8%)
8	スチレンモノマー	ND(0.1未満)	—	0/256 (0%)	—
	スチレン2及び3量体*	—	ND(0.01未満) ～0.02	—	2/261 (0.8%)
	8 物質のいずれかの検出	—	—	245/256 (95.7%)	191/261 (73.2%) [217/261 (83.1%)]
9	17β-エストラジオール	ND(0.0002未満) ～0.027	ND(0.0002未 満)～0.024	222/256 (86.7%)	189/261 (72.4%)

・ ND : 検出下限値未満

・ 濃度範囲における()は検出下限値、検出地点数／調査地点数における()は検出割合を示す。

・ アルキルフェノール類については、後期検出下限値が前期と異なるため、前期の検出下限値でみた検出地点数の後に、後期の検出下限値でみた検出地点数を [] により併記した。

*スチレン2及び3量体は、2,4-ジフェニル-1-ブテンが1地点、2,4,6-トリフェニル-1-ヘキセンが1地点、trans-1,2-ジフェニルシクロブタンが1地点で検出、2,4,6-トリフェニル-1-ヘキセンとtrans-1,2-ジフェニルシクロブタンは同一地点での検出。

4. 結氷湖面を活用する深層湖水汲み上げ型水質浄化の試み ～積雪寒冷地型水質浄化法～

長谷川 茂*・久保添 恭之**

1. はじめに

近年、湖沼に流入する河川水質の汚濁負荷の増加に伴って、湖沼の水環境も悪化する傾向にあるため流入負荷量の削減^{1), 2)}、湖沼内の底泥浚渫、植物利用浄化³⁾等による水質改善のための事業、調査研究が行われている。

網走湖の場合は最深部 16.2m の内、水面から水深 6 ~ 7 m の深さが淡水層、それ以深の下層が無酸素水の塩水層となってここに汚濁物質が沈殿して富栄養塩類が蓄積されている。強風の時には上層の淡水層へ下層からの塩水層が上昇混合し水質悪化の原因にもなっている⁴⁾。また、塩水層は極めて還元性が高く酸素を消費する状態となり、消費量測定試験により、その酸素消費量は 85.7mg/L にもなることが判明している⁵⁾。

このため、下層の塩水層の水質改善が重要と考えられ、その方法として河川流入負荷量の削減、下層の塩水層を下げて混合の速度を軽減する方法、塩水層の水質浄化方法等が想定される。

曝気のエアーリフト効果により塩水層水を淡水層への拡散させる方法では、密度差によりリフトした塩水が直ちに塩水層へ回帰し、効果が悪くなる。

そこで、本実験は冬期間網走湖表面が完全結氷することを利用して、網走湖の下層に停滞している無酸素の塩水層水をポンプで揚水し、結氷湖面へ散布して結氷させておき、春期に自然融解することにより、塩水層水に含まれている栄養塩類、硫化物を徐々に酸化させながら融雪期の流量に混合させて流出して負荷量の削減、塩淡境界層の制御および塩水層水の塩分活用を図るといった、積雪寒冷地型の湖内水質浄化対策の基礎資料を得ることを目的して室内実験を実施し水質変化状況を把握したものである。

これまでにあった青潮の発生では魚類の斃死は認められたが、一方、汽水性の生物には供給された塩分により好影響を及ぼすといった報告もある^{6), 7)}。

塩分活用については、塩水層水の結氷湖面への散布により自然融解で淡水層へ面的拡散を期待したもので、汽水性の水産資源に対して塩分環境の調整を図ることの可能性もあると考えられる。

2. 実験方法

実験方法は、網走湖の無酸素塩水層水を実験室において凍結させ、これを所定の温度で徐々に融解させて、原水と凍結・融解水の水質変化状況を把握したものである。

2.1 試水採取時期および場所

試水採水に関する諸元を表 2・1 に示した。採水は水深 12m 層、塩分は約 20PSU であった。試水は、完全密封状態で凍結しない程度に冷却し現地より実験室内へ輸送した。

表2・1 試水採水に関する諸元

日 時	1998 年 6 月 30 日 11:00		
場 所	網走湖 湖心部（図2・1参照）		
水 深	12m 層（図 2・2 参照）		
天候等	晴 れ	無 風	波 無し

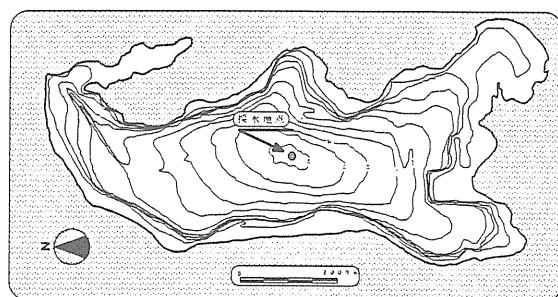


図 2・1 採水地点位置図

*長谷川 茂 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第四部 部長
**久保添恭之 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第四部 主任研究員

2.2 実験内容

1) 実験ケース

実験ケースは、湖面の結氷厚が約40~50cmの表面に塩水層水を散水することを想定して、表2・2に示すような実験ケースと実験内容を選択した。結氷する氷は実験のバックグラウントとして蒸留水を、原水は図2・2に示す12mの位置で採水した塩水層水を使用した。

ケース1（原水放置）は、ケース2とケース3の比較するための対照ケースとした。

・バックグラウンド（蒸留水）、ケース2（原水凍結）は、それぞれ5Lをポリエチレン製バット（縦40cm、横28cm、高さ6cm）に入れ、フリーザー内で完全凍結して1ヶ月間保存し、その後5℃程度の低温庫の中で融解し、所定の時間に採水分析を行った。

・ケース3（シャーベット状）は、氷結した2.5リッターの蒸留水をクラッシュし、このクラッシュしたものに原水2.5Lを散布して調製し、バックグラウンド（蒸留水）、ケース2（原水凍結）と同様に、ポリエチレン製バットに入れ、フリーザー内で完全凍結して1ヶ月保存し、その後5℃程度の低温庫の中で融解し、所定の時間に採水分析を行った。散布条件は、水滴が1mm程度の粒径となるように噴霧した。

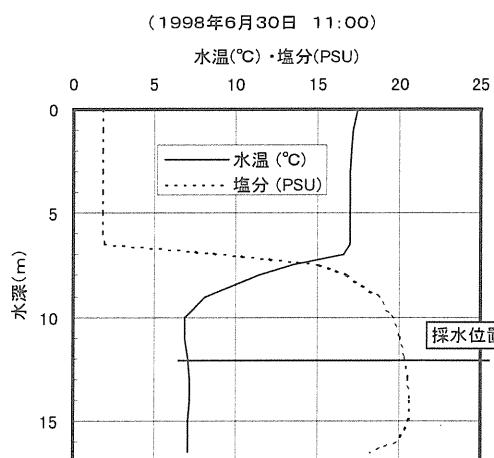


図2・2 採水時の水温 水温・塩分鉛直分布図

2) 機器測定及び分析項目

機器測定及び分析項目は、表2・3に示し、回数は表2・4に示すようにそれぞれ21回、13回とした。

3) 水質分析測定時間

原水は時間の経過とともに変化するので、ここでは表2・4に示す水質分析測定時間を設定した。

表2・2 実験ケースと実験内容

ケース	実験内容	融解時の温度
「バックグラウンド」 (蒸留水凍結前)	蒸留水を放置せず速やかに実験開始する。	
「バックグラウンド」 (蒸留水凍結後)	蒸留水をケース2、3と同条件で凍結後、融解する。	5℃で融解
ケース1 (原水放置)	対照ケースとして原水を5℃で放置し、所定時間後に分析するケース	
ケース2 (原水凍結)	完全凍結後、融解する。	5℃で融解
ケース3 (シャーベット状凍結前)	シャーベット状の氷に原水を散布して放置せず速やかに実験開始する。	
ケース3 (シャーベット状凍結後)	シャーベット状の氷に原水を散布して凍結後、融解する。	5℃で融解

表2・3 機器測定及び分析項目

機器測定項目		化学分析項目	
水温	Temp.	溶存酸素量	DO
溶存酸素量	DO	化学的酸素要求量	COD
電気伝導度	EC	全窒素	T-N
化学的酸素要求量 (パックテスト)	COD	アンモニア態窒素	NH ₄ -N
		亜硝酸態窒素	NO ₂ -N
		硝酸態窒素	NO ₃ -N
		全リン	T-P
		リン酸態リン	PO ₄ -P
		全硫化物	S
		硫酸イオン	SO ₄ ²⁻

表2・4 水質分析時間

実験 ケース	実験前					凍結後				分析回数		
	開始 0時	12 時	24 時	36 時	48 時	12 時	24 時	36 時	48 時	実験条件	機器 測定	化学 分析
パックグランド (蒸留水凍結前)	●				●					放置せず速やかに実験開始	2	2
パックグランド (蒸留水凍結後)						○	●	○	●	凍結したまま1ヶ月放置	4	2
ケース1 (原水放置)	●	○	●	○	●					放置せず速やかに実験開始	5	3
ケース2 (完全結氷)						○	●	○	●	凍結したまま1ヶ月放置	4	2
ケース3 (シャーベット状凍結前)	●				●					放置せず速やかに実験開始	2	2
ケース3 (シャーベット状凍結後)						○	●	○	●	凍結したまま1ヶ月放置	4	2
合計	3	1	1	1	3	3	3	3	3		21	13

●：機器測定+化学分析項目 ○：機器測定項目のみ

3. 実験結果

分析結果を表3・1 凍結前分析結果一覧表、表3・2 凍結後分析結果一覧表を示した。実験状況の写真1に示す。それぞれの分析項目について以下に述べる。

3.1 水の融解量測定

ケース2、ケース3の凍結後の水融解量をパックグランド(蒸留水)で測定した。それによると図3・1に示すように、パックグランド(蒸留水)を完全凍結後に5℃程度で融解させたところ、24時間後、48時間後の融解率はそれぞれ34%、69%であった。従って、凍結後の水質分析の試水は、これら融解されたものを逐次サンプリングして分析している。



写真1 実験状況写真

3.2 溶存酸素量(DO)・化学的酸素要求量(COD)・硫化物

1) ケース1 (原水放置)

原水を凍結せずに放置したケース1(原水放置)では、DOが0時間から12時間までDO=0.4mg/Lとなり、その後24時間を経過した48時間後にDO=8.5mg/Lへ上昇し、ほぼ飽和状態となっている。酸素供給はこの程度の時間でほぼ完了するものと考えられる。

CODは実験開始後の原水が106mg/L(0時間)から24時間後に58.8mg/L、48時間後に52.4mg/Lへと減少している。

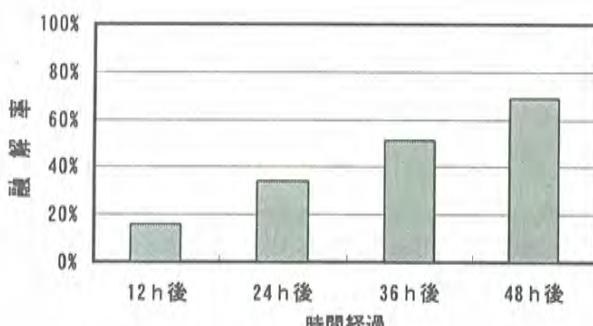


図3・1 水の融解率

表 3・1 凍結前分析結果一覧表

項目		単位	分析結果														
1	試料名	-	ケース1(原水放瀝)					ケース3(シャーベット状:凍結前)					バッケラウト(蒸留水:凍結前)				
			0H	12H	24H	36H	48H	0H	12H	24H	36H	48H	0H	12H	24H	36H	48H
2	調査月日	月日	7月1日	7月2日	7月2日	7月3日	7月3日	7月1日	7月2日	7月2日	7月3日	7月3日	7月1日	7月2日	7月2日	7月3日	7月3日
3	採水時刻	時分	12:00	0:00	12:00	0:00	12:00	12:00	0:00	12:00	0:00	12:00	12:00	0:00	12:00	0:00	12:00
4	水温	℃	4.0	2.0	1.8	1.8	3.9	2.0	—	—	—	4.0	11.5	—	—	—	4.3
5	電気伝導率	μS/cm	31,400	31,200	31,300	31,500	31,600	17,500	—	—	—	17,300	6	—	—	—	4
6	DO	mg/L	0.1未満	0.1未満	0.4	6.2	8.5	0.1未満	—	—	—	0.1未満	8.6	—	—	—	12.2
7	COD (パックテスト)	mg/L	>100	>100	>100	>100	>100	>100	—	—	—	>100	0	—	—	—	0
8	COD[Mn]	mg/L	106	—	58.8	—	52.4	65.7	—	—	—	49.5	0.2	—	—	—	1.3
9	総窒素	mg/L	20.4	—	17.5	—	15.1	12.9	—	—	—	10.3	0.02未満	—	—	—	0.44
10	アンモニウム態窒素	mg/L	20.4	—	17.5	—	15.1	12.9	—	—	—	10.3	0.02未満	—	—	—	0.42
11	亜硝酸態窒素	mg/L	0.002	—	0.015	—	0.022	0.019	—	—	—	0.013	0.002	—	—	—	0.016
12	硝酸態窒素	mg/L	0.01未満	—	0.01未満	—	0.01未満	0.01未満	—	—	—	0.01未満	0.01未満	—	—	—	0.01未満
13	総リン	mg/L	4.43	—	4.51	—	4.70	2.53	—	—	—	2.25	0.003未満	—	—	—	0.003未満
14	オキソイソ酸態リン	mg/L	4.07	—	4.25	—	4.29	2.47	—	—	—	2.17	0.003未満	—	—	—	0.003未満
15	硫化物	mg/L	73.9	—	1.29	—	0.10	29.3	—	—	—	18.2	0.02未満	—	—	—	0.02未満
16	硫酸イオン	mg/L	1060	—	1090	—	1240	658	—	—	—	628	5未満	—	—	—	5未満

表 3・2 凍結後分析結果一覧表

項目		単位	分析結果														
1	試料名	-	ケース2(原水凍結)					ケース3(シャーベット状凍結)					バッケラウト(蒸留水凍結)				
			0H	12H	24H	36H	48H	0H	12H	24H	36H	48H	0H	12H	24H	36H	48H
2	調査月日	月日	7月30日	7月30日	7月31日	7月31日	8月1日	7月30日	7月30日	7月31日	7月31日	8月1日	7月30日	7月30日	7月31日	7月31日	8月1日
3	採水時刻	時分	9:00	21:00	9:00	21:00	9:00	9:00	21:00	9:00	21:00	9:00	9:00	21:00	9:00	21:00	9:00
4	水温	℃	—	2.0	4.5	3.5	6.0	—	2.0	4.5	3.5	6.0	—	2.0	4.5	3.5	6.0
5	電気伝導率	μS/cm	—	50,600	44,400	39,300	32,500	—	27,400	22,800	22,000	21,500	—	3	3	2	7
6	DO	mg/L	—	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1未満	—	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1未満	—	10.5	10.8	10.0	12.0
7	COD (パックテスト)	mg/L	—	>100	>100	>100	>100	—	>100	>100	>100	>100	—	3	2	1	1
8	COD[Mn]	mg/L	—	—	101	—	65.2	—	—	30.4	—	34.1	—	—	1.8	—	2.4
9	総窒素	mg/L	—	—	31.0	—	20.2	—	—	14.1	—	13.0	—	—	0.16	—	0.17
10	アンモニウム態窒素	mg/L	—	—	31.0	—	20.2	—	—	14.1	—	13.0	—	—	0.09	—	0.11
11	亜硝酸態窒素	mg/L	—	—	0.004	—	0.002	—	—	0.014	—	0.026	—	—	0.017	—	0.019
12	硝酸態窒素	mg/L	—	—	0.01未満	—	0.01未満	—	—	0.01未満	—	0.01未満	—	—	0.01未満	—	0.01未満
13	総リン	mg/L	—	—	5.79	—	4.57	—	—	2.81	—	2.79	—	—	0.003未満	—	0.003未満
14	オキソイソ酸態リン	mg/L	—	—	3.16	—	2.33	—	—	1.46	—	1.43	—	—	0.003未満	—	0.003未満
15	硫化物	mg/L	—	—	27.4	—	35.2	—	—	37.1	—	16.3	—	—	0.02未満	—	0.02未満
16	硫酸イオン	mg/L	—	—	1780	—	1290	—	—	826	—	747	—	—	5未満	—	5未満

硫化物が0時間で73.9mg/Lから24時間後に1.29mg/Lへ、48時間後に0.1mg/Lと大きく減少している。

一般に還元性が強く硫化物を多く含んだ水は酸素消費力が強く、CODを測定すると硫化物量に比例して値が変化する。従って、上記の硫化物とCODの関係から、網走湖の塩水層水は硫化物を多く含み、この硫化物に比例する高濃度のCOD値を示す性質が現れていると考えられる。

2) ケース2(原水凍結)

ケース1の原水を凍結した後融解する水質の時間経過をみると、DOが48時間後においてもDO=0mg/Lである。

CODは原水0時間で106mg/Lのものが24時間後に101mg/Lと若干減少し、48時間後に65.2mg/Lと急激な減少傾向を見せてている。

硫化物は24時間後で27.4mg/Lから48時間後に35.2mg/Lと若干の増加傾向が認められる。

以上の結果から、ケース2で24時間後のCOD=101mg/Lの方が、ケース1(原水放置)の24時間後の58.8mg/Lより高い値を示しているのは、硫化物量に影響されたものと考えられる。またCODについても凍結された原水が融解され再曝気するに従って減少するのがみられる。

ちなみに蒸留水の融解率の結果をみると24時間後と48時間後のそれぞれが34%、69%からみると再曝気が十分進行していないことが推定される。このことは凍結することによりDOが再曝気されないことを示している。

3) ケース3(シャーベット状原水凍結前)

ケース3(シャーベット状原水凍結前)は、蒸留水をシャーベット状にした氷に原水を粒径1mm程度の噴霧により散布し、シャーベット状蒸留水1:原水1の容積比の希釀であるから、分析結果の濃度は2倍値としてみることとする【()内の数値】。

ケース3では、DOが0時間と48時間後にはDO=0mg/Lとなっている。

CODは、0時間の65.7(131.4)mg/Lから48時間後に49.5(99.0)mg/Lと若干減少している。

硫化物は0時間で29.3(58.6)mg/Lから48時間後に18.2(36.4)mg/Lと減少傾向がある。0時間で29.3

(58.6)mg/Lとケース1(原水放置)の73.9mg/L(0時間)より低い値になっているのは、原水を粒径1mm

程度の噴霧により散布することで、霧状態中に再曝気による酸化もしくは硫化物の揮発が起こっていることが考えられる。

また、このデータの(0時間)のCOD値65.7(131.4)mg/Lが高い値になっているのは、試水を採集するときにシャーベット状の蒸留水と原水が均等に採水出来なかつたために生じたもとと考えている。電気伝導率を2倍値にして($17,500 \times 2 = 35,000 \mu\text{S}/\text{cm}$)比較するとケース1より高い値となっている。現地実験を行う場合には、これらのこと考慮して塩分値で補正するなどの配慮が必要と考えられる。

4) ケース3(シャーベット状原水凍結後)

ケース3では、DOが0時間と48時間後にはDO=0となっている。

CODは、24時間後には30.4(60.8)mg/Lから48時間後に34.1(68.2)mg/Lと若干増加しているが、これは前述した採水による不均一性があったとみている。

硫化物は24時間後に37.1(74.2)mg/Lから48時間後には16.3(32.6)mg/Lと減少している。

3.3 窒素類

窒素類(総窒素・アンモニウム態窒素・亜硝酸態窒素・硝酸態窒素)の経時変化をみると次のようである。

窒素類に関する特徴で全てのケースに共通しているのは、その形態のほとんどがアンモニウム態窒素であり、亜硝酸・硝酸態窒素はきわめて低濃度もしくは定量限界値以下ということである。これは、DO=0mg/lであることと併せて考えれば、原水が強度の還元状態を呈していることを示している。

1) ケース1(原水放置)

原水を放置したケース1(原水放置)における窒素類の変動をみると、実験開始時0時間に20.4mg/Lであつた総窒素(=アンモニウム態窒素、以下同じ)は24時間後に17.5mg/L、48時間後に15.1mg/Lと減少している。

2) ケース2(原水凍結)

原水を凍結後融解したケース2(原水凍結)では、24時間後に31.0mg/L、48時間後に20.2mg/Lとなり減少している。

3) ケース 3 (シャーベット状原水凍結前)

凍結しないもので実験開始時 0 時間に 12.9 (25.8) mg/L の濃度が 48 時間後に 10.3 (20.6) mg/L と若干減少している。

4) ケース 3 (シャーベット状原水凍結後)

凍結した後融解したもので、24 時間後に 14.1 (28.2) mg/L であったものが 48 時間後に 13.0 (26.0) mg/L と若干の減少している。

3.4 リン類

リン類（総リン・オルトリン酸態リン）の経時変化をみると次のようである。

リン類において全般に認められる傾向として、凍結しないケースでは 91～97%がオルトリン酸態リンであるのに対して、凍結融解したのものは 51～55%がオルトリン酸態リンに変化し、総リンに占めるオルトリン酸態リンの濃度が凍結することにより約半分に減少していることである。各ケースにおける結果をみると以下のようなになっている。

1) ケース 1 (原水放置)

原水を放置したケース 1 (原水放置) では、0 時間に 4.43mg/L であった濃度が、24 時間後には 4.51mg/L、48 時間後には 4.70mg/L と微増傾向となる。オルトリン酸態リンについても同様である。先に述べたように総リンのオルトリン酸態リンの比率が 91～94%となる。

2) ケース 2 (原水凍結)

原水を凍結後融解したケース 2 (原水凍結) では、総リンが 24 時間後に 5.79mg/L から 48 時間後に 4.57mg/L と減少する。そのうちのオルトリン酸態リンは 3.16mg/L から 2.33mg/L となり、先に述べたように総リンのオルトリン酸態リンの比率が 51～55%となっている。

3) ケース 3 (シャーベット状原水凍結前)

凍結しなかったケース 3 (シャーベット状原水凍結前) は、総リンが 0 時間に 2.53 (5.06) mg/L から 48 時間後に 2.25 (4.50) mg/L と減少する。そのうちのオルトリン酸態リンは 2.47 (4.94) mg/L から 2.17 (4.34) mg/L と減少する。先に述べたように総リンのオルトリン酸態リンの比率が 97%程度となる。

4) ケース 3 (シャーベット状原水凍結後)

凍結したケース 3 (シャーベット状原水凍結後) は、総リンが 24 時間後に 2.81 (5.62) mg/L から 48 時間後に 2.79 (5.58) mg/L と減少する。そのうちのオルトリン酸態リンは 1.46 (2.92) mg/L から 1.43 (2.86) mg/L と減少する。先に述べたように総リンのオルトリン酸態リンの比率が 52%程度となる。

3.5 硫酸イオン

硫酸イオンの経時変化は、原水を放置したケース 1 (原水放置) のみ濃度の上昇があり、他のケースについては減少していた。

ケース 1 (原水放置) では実験開始時において 1060mg/L であった濃度が、24 時間後には 1090mg/L、48 時間後には 1240mg/L と、開始時の約 17%程度の増加となっている。

ケース 2 (原水凍結) では 24 時間後の測定で 1780mg/L であったものが 48 時間後には 1290mg/L となり減少していた。この結果から原水凍結後の融解の過程で原水濃度の高い値から融解され易いために生じていると考えている。

シャーベット状にした凍結蒸留水に原水を散布したケース 3 では、凍結を行わなかったものも、行ったものも若干の減少が認められた。

4. 考 察

4.1 CODと硫化物の変化

ケース 1、ケース 2、ケース 3 における 0 時間と実験終了時 48 時間後の COD および硫化化合物の変化を表 4・1 に示した。

シャーベット状にした凍結蒸留水へ原水を散布したケース 3 については、蒸留水と原水の混合比率が 1 : 1 であることから、濃度比較を行うために希釈倍率 2 倍を乗じている。この結果から原水を基準とした変化率で示したのが図 4・1 である。しかし、0 時間の COD 値が 131.4mg/L と高い値になっているのは、0 時間の試水を採取するときに十分に均等の試水を採水出来なかつたために生じたものと考えている。電気伝導率で比較するとケース 3 の方がケース 1 より高い値となっているのは原水の比率が蒸留水より多く融解したことを持っている。

表4・1 COD・硫黄化合物の濃度

試 料 名	単 位	分 析 結 果							
		ケース 1		ケース 2		ケース 3 *)			
		原水放置		原水凍結		シャーベット状			
		凍結せず		凍結後		凍結せず		凍結後	
		0H	48H	48H		0H	48H	24H	48H
調査月日	月日	7月 1日	7月 3日	8月1日	7月 1日	7月 3日	7月31日	8月1日	
採水時刻	時分	12:00	12:00	9:00	12:00	12:00	9:00	9:00	
水温	℃	4.0	3.9	6.0	2.0	4.0	4.5	6.0	
電気伝導率	μS/cm	31,400	31,600	32,500	35,000	34,600	45,600	43,000	
COD	mg/L	106.0	52.4	65.2	131.4	99.0	60.8	68.2	
硫化物	mg/L	73.9	0.1	35.2	58.6	36.4	74.2	32.6	
硫酸イオン	mg/L	1060.0	1240.0	1290.0	1316.0	1256.0	1652	1494.0	

*)ケース3は希釈倍率2倍を乗じている

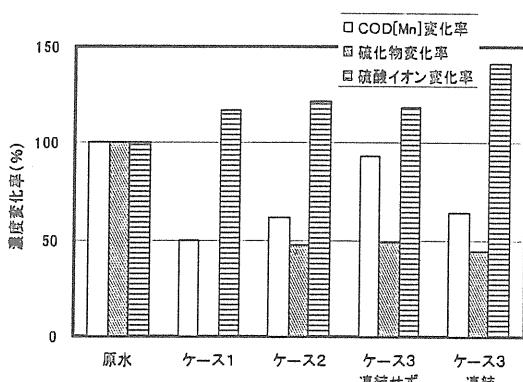


図4・1 原水を基準とした濃度変化率

CODは原水を放置したケース1が最も低下率49%が大きく、次いでケース2(原水凍結)となっている。

硫化物はケース1で48時間後にはほぼ消失するとともに硫酸イオンの増加が認められる。ケース2, 3では硫化物が約50%以上消失し、ケース1と同様に硫酸イオンの増加がみられる。ケース1のように48時間後にはほぼ消失しないのは、凍結により硫化物が還元状態で保存されているものと推定される。

溶存酸素量・化学的酸素要求量・硫化物の経時変化をみると共通して言えることは、DOは時間の経過とともに上昇する。これまでの調査⁵⁾で網走湖の塩水層水が酸素を消費する量は85.7mg/LであるからDO=0mg/lになるまで時間がかかる。ケース1の24時間後でもDO=0.4mg/Lの値はこのことを示している。DOの上昇に伴ってCODも減少するが、これは硫化物が酸化されるもしくは、硫化水素として揮発することで、酸素消費力が減少したためであると考えられる。

凍結したケース2, 3の場合は、DOの上昇が鈍化する傾向にある。このために硫化物とCODの変化も緩慢となっている。これは凍結することにより、酸素消費または硫化物として揮発する速度が遅くなることを示唆するものである。

硫化物は酸化・還元反応において図4・2に示すような形態の変化を起し、原水の硫化物濃度が高いことと無酸素状況を呈していることから高度な還元状態、すなわち図4・2で右側の状態を呈していると考えられる。

この状態へ再曝気による酸素供給がなされることにより左側の状態へ酸化が進行し、硫酸イオンの増加があるものと考えられる。

また、硫化物のうち硫化水素については揮発性が高いため、相当量が硫化水素として空中へ気化することにより、原水中の硫化物が消失するものと考えられる。

これは、硫化物3態のうちH₂Sが揮発することを意味しているが、この3態の変化はpHにより変化することが知られている。

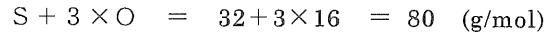
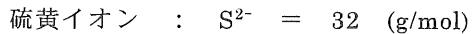
硫化物と硫酸イオンの増減量を比較するために、下式により原水を基準とした濃度変化を分子量で除してモル濃度を算出した結果が表4・2である。

原水を基準としたモル濃度変化(mmol/L)

$$= (\text{試水濃度} - \text{原水濃度}) / \text{分子量}$$

$$(\text{mg/L}) \quad (\text{g/mol})$$

なお、硫酸イオン及び硫化物の分子量は、原子量を S=32 O=16 として計算した。



$$\text{硫酸イオン} : \text{SO}_4^{2-} = \\ \text{S} + 4 \times \text{O} = 32 + 4 \times 16 = 96 \text{ (g/mol)}$$

ケース1の硫黄化合物の変化をみると、硫化物が2.3mmol/Lの減少、硫酸イオンが1.9mmol/Lの増加をしており、酸化が進むことにより硫化物が硫酸イオンに変化し、さらに、硫酸イオンの増加量より硫化物の減少量の方が多いことから、その差分については、硫化

水素となって気化していることが示唆される。

ケース2および3については、いずれも硫化物の減少量よりも硫酸イオンの増加量の方が多く、硫酸イオン増加量：硫化物減少量比が1.7～3.5となっている。

これは、硫黄化合物の収支が合わないことを示しており、今後実験方法や分析項目、分析方法についての検討をした上で追試験が必要であると考えられる。

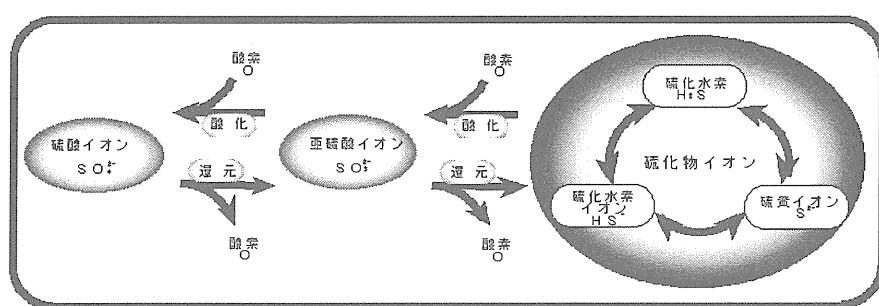


図4・2 硫黄化合物の酸化・還元過程

表4・2 ケース1（原水放置）分析開始0時間に基づく硫黄化合物のモル濃度変化

試料名	単位	分析結果					
		ケース1		ケース2		ケース3	
		原水放置		原水凍結		シャーベット状	
		凍結せず		凍結		凍結せず	
		0H	48H	48H	48H	48H	48H
調査月日	月日	7月1日	7月3日	8月1日	7月3日	8月1日	
採水時刻	時分	12:00	12:00	9:00	12:00	9:00	
水温	℃	4.0	3.9	6.0	4.0	6.0	
硫化物変化率	Mmol/L	0.0	-2.3	-1.2	-1.2	-1.3	
硫酸イオン変化率	Mmol/L	0.0	1.9	2.4	2.0	4.5	
硫酸イオン増加量：硫化物減少量比		-	0.83	2.00	1.67	3.46	

表4・3 窒素類・リン類の濃度

試料名	単位	分析結果					
		ケース1		ケース2		ケース3 *)	
		原水放置		原水凍結		シャーベット状	
		凍結せず		凍結		凍結せず	
		0H	48H	48H	48H	48H	48H
調査月日	月日	7月1日	7月3日	8月1日	7月3日	8月1日	
採水時刻	時分	12:00	12:00	9:00	12:00	9:00	
水温	℃	4.0	3.9	6.0	4.0	6.0	
総窒素	mg/L	20.4	15.1	20.2	10.3	13.0	
アンモニウム態窒素	mg/L	20.4	15.1	20.2	10.3	13.0	
亜硝酸態窒素	mg/L	0.002	0.022	0.002	0.013	0.026	
硝酸態窒素	mg/L	0.01未満	0.01未満	0.01未満	0.01未満	0.01未満	
総リン	mg/L	4.43	4.70	4.57	4.50	5.58	
ホルトリン酸態リン	mg/L	4.07	4.29	2.33	4.34	2.86	

*) ケース3は希釈倍率2倍を乗じている

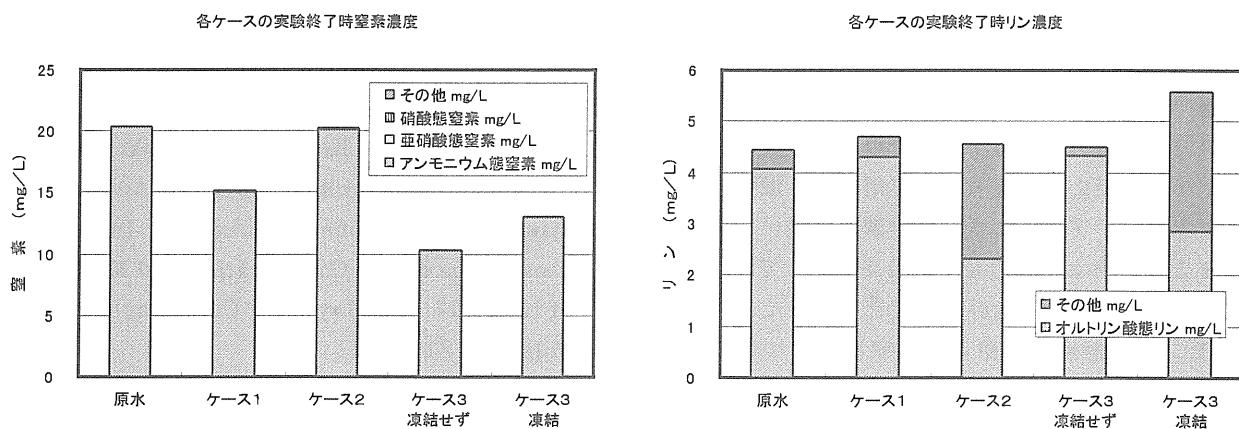


図 4・3 窒素類・リン類の濃度（原水および 48 時間後）

4.2 窒素・リンの変化

ケース 1, ケース 2, ケース 3 における 0 時間と実験終了時 48 時間後の窒素類およびリン類の変化を表 4・3 および図 4・3 に示した。

窒素の形態は、原水及び全ケース終了時ともアンモニウム態窒素である。総窒素の濃度変化をみると、ケース 2 ではほとんど変化が認められない。

総窒素はケース 1 で 26%, ケース 3 の凍結しないもので 49%, 凍結したもので 36% の減少があり、同時に、若干ではあるが亜硝酸態窒素濃度の上昇となっている。

これらのこととは、アンモニウム態窒素の気化と硝化が起こったことを示唆する結果であり、ケース 1, 3 (シャーベット状原水凍結前) の比較からシャーベット状にした蒸留水に散布したケースの減少率が高いことが分かった。

リンは、原水と比較して総リンの濃度はほぼ同じとなっている。凍結したケース 2 およびケース 3 の結果をみると、総リンに対するオルトリン酸態リンの比率が低下するという結果が得られている。これは、凍結することによりオルトリン酸態リンの形態変化が生じたものであると推定できるが、その機序については不明であり、他のリン形態物質についての分析も含めて必要に応じて解明する必要があるものと考えられる。

なお、凍結融解したケース 3 ではリン濃度が 25% 以上増加している。外部からのリン混入は考えられず、これは凍結試料の不均一から生じた結果であると推測できる。

5. まとめ

積雪寒冷地型水質浄化法として、高度に硫化物が蓄積し無酸素状態を呈した網走湖の塩水層水の浄化方法を検討するための基礎実験を実施した。

実験ケースは、原水をそのまま放置するケース 1 (原水放置), 結氷する湖面に散布することで原水が凍結することを想定したケース 2 (原水凍結) および雪 (シャーベット状の水) で覆われた湖面に原水を散布し気温の低下とともに凍結することを想定した、凍結蒸留水と混合したケース 3 (シャーベット状凍結) の 3 ケースである。今回の実験により得られた結果のまとめを以下に示した。

- 1) 原水は極めて高濃度硫化物が蓄積し、酸素を消費する性質を有する還元水であった。
- 2) 原水は酸素消費能が高く、従って COD も高いレベルにあった。
- 3) 原水を凍結することにより、DO・硫化物が保存され、これに伴い COD 濃度も高い値で維持される。
- 4) 原水を放置することで、試料表面の再曝気による硫化物の酸化および硫化水素の揮発がおこり、硫化物濃度が低下し、併せて COD 濃度が低下した。
- 5) 硫化物の揮発 (エア・ストリップ) は水素イオン濃度 (pH) に関わる形態変化 (H_2S , HS^- , S^{2-}) と試料および周辺の温度に大きく依存すると考えられる。
- 6) 硫化物・COD の濃度低下量が高かったのは、原水を放置したケース 1 で原水と比較すると硫化物はゼロになり COD は約 50% の濃度となった。
- 7) 凍結した試料については、放置したものと同様に硫化物と COD の濃度低下が認められる。COD の低下率は 48 時間後、融解率 69% で原水を放置

- たものの 80% 程度である。
- 8) 強度な還元状態であるため試水の窒素はアンモニウム態である。
- 9) ケース 2 を除き、窒素はアンモニウム態窒素の揮発や硝化・脱窒反応と考えられる作用により減少するようであるが、アンモニウム態窒素の揮発については pH と試料および周辺温度が深く関わっており、今回の実験では定量的な評価はできなかった。
- 10) アンモニウム態窒素の硝化・脱窒反応についてはそれに関わるバクテリアの活動と周辺温度が深く関わっていると考えられる。10)と併せて窒素の動態については今後実験計画が必要であると考えられる。
- 11) 総リン濃度の変化はないが、凍結解凍したケースでは、オルトリン酸態リンの濃度が低下しており、凍結することにより別形態のリンとなることが示唆された。この形態変化についてはより子細な検討が必要である。

今回の実験では、硫化物を高濃度に含んだ強度な還元状態の水を放置もしくは凍結融解することにより、硫化物の除去とそれに伴う COD 濃度の低下を図ることができ、結氷湖面に散水放置するだけで大量の無酸素塩水層水が処理できる可能性があるということは確認できた。

しかし、実験ケースが少なく、緻密さに問題があるため、今後結果の確認が必要なところもある。

今後はこの実験結果を現地に適用して積雪寒冷地型水質浄化法の実用化に向けて、水質変化メカニズムの解明と現地実験の検討を期待したいものである。

参考文献

- 1) 宮下明雄、木村徹、片桐義一：河川水直接浄化技術の開発について、河川環境総合研究所報告第 4 号、平成 10 年 7 月、(財) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所 P1~30
- 2) 吉川秀夫、木村徹、三上承治：転倒式浄化網による浄化手法の開発（維持管理）について、河川環境総合研究所報告第 4 号、平成 10 年 7 月、(財) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所 P31~36
- 3) 建設省関東地方建設局 霞ヶ浦工事事務所：霞ヶ浦の自然を生かした「植生浄化施設」、「日本河川水質年鑑」発刊 20 周年記念特集号 日本河川水質年鑑 1990 別冊建設省河川局監修、社団法人日本河川協会、P460~

- 4) 網走湖水質保全対策検討委員会：網走湖の水環境回復に関する調査報告書、平成 8 年 3 月
- 5) Tosio Shirakawa, kouichi Takahasi, Shigeru Hasegawa, Yasuyuki Kobuzoe, Hideyuki Nakamura: Watershed Environment in Lake Abashiri, Sustainable Management Lake 8th International Conference on the Conservation and Management of Lakes 17~21 May 1999 Copenhagen Denmark Volume 1 S12B-1
- 6) 田中彌太郎：ヤマトシジミの稚仔魚期の形態および生理的特性について、養殖研報 6, 23-27, 1984.
- 7) 田中彌太郎：ヤマトシジミの塩分耐性について、養殖研報 6, 29-32, 1984.

5. 長良川支川境川の浄化実験について

江川 太朗*・高曾根 良博**・早瀬 孝史***・柴垣 忠司****・松田 俊毅*****

1. はじめに

平成5年度に岐阜市内を流れる境川など、5支川が「清流ルネッサンス21」の対象河川として建設省により指定された。このため長良川に流入する汚濁の進んだ支川において河川浄化施設を整備し水質改善を図り、より一層良好な水環境の創出を目指すことになった。

そこで、平成5年7月から、支川境川における河川浄化をパイロット事業（境川浄化事業）として実施するため、ろ材の種類及び処理槽内の滞留時間等、浄化施設諸元決定のための浄化実験を行い、維持管理費軽減の検討も合わせて研究した。その結果を報告する。

なお、境川浄化施設事業は建設省木曽川上流工事事務所が、河川環境整備事業の一環として行うものであり、当財団に委託されたものである。

2. 境川の現況

境川は、新境川との分流点の各務原市那加洞町東野地先に源を発し、西に向かって流下しながら約9km地点で新荒田川を合流し、その後、岐阜市と笠松町、羽島市の境を流下し、羽島市小熊地先において長良川に合流する流域面積約54km²の一級河川である。本流域は、戦後まもない昭和22年頃まで約8割が田畠で占められていたが、昭和35年頃から流域における開発が急速に進み、現在では流域の約5割が都市化されている。そして、河川に直接影響を与えるものとしては、南部下水処理場、染色工場、畜産関係、その他家庭雑排水と田畠からの肥料などの流出が考えられる。これらの汚濁源の中で、最も大きいウエイトを占めているのが家庭雑排水であり、早期の下水道整備が求められている（図1）。



図1 境川浄化施設位置図

境川の水質状況（実測平均値）は次表のとおりで、長良川の流入支川の中では水質汚濁負荷量が最も大きい支川である（表1）。

表1 境川の水質状況（実測平均値）

	平成4年5月～5年4月	平成7年6月～8年3月
流量	7.3m ³ /s	6.4m ³ /s
S S	18.0mg/l	12.3mg/l
D O	3.6mg/l	4.3mg/l
B O D	5.4mg/l	3.9mg/l
C O D	10.4mg/l	9.3mg/l
T - N	3.1mg/l	3.9mg/l
T - P	0.2mg/l	0.2mg/l
クロロフィルa	5.9 μg/l	7.5 μg/l

* 江川 太朗 (財)河川環境管理財団 研究顧問
** 高曾根 良博 (財)河川環境管理財団 名古屋事務所長
*** 早瀬 孝史 (財)河川環境管理財団 名古屋事務所業務係長
**** 柴垣 忠司 日本建設コンサルタント(株) 名古屋支店副支店長
***** 松田 俊毅 日本建設コンサルタント(株) 名古屋支店技術一部

3. 実験概要

長良川支川の浄化対策については、当時（平成5年）木炭による接触酸化浄化法が備前川、霞ヶ浦等の浄化実験¹⁾で高い浄化効果が報告されていたので、ろ材は木炭の採用を基本として、実験を開始し施設計画に反映するということで着手したものである。

浄化実験としては、支川境川の高水敷に設置した予備実験施設及び長良川高水敷に設置した境川浄化施設を利用した（図2）。

3.1 予備実験

3.1.1 実験目的

予備実験では、長良川支川境川高水敷に実験施設を設置し、木炭を利用した浄化対策について適切な諸元の決定、効果の確認等を行う。

3.1.2 実験ケースの設定

実験ケースは、ろ材の種類、浄化水の流速、ろ材の厚さ、ろ過材（フィルター）の有無、泥溜の構造、曝気量、実験槽の蓋の有無等、各要素の異なる条件を設定した（表2）。

1)ろ材の種類

木炭は、国産のものは高価であるためマレーシア産のものを使用しこれを木炭Aとする。また、木炭B（揖斐産）、砂利について実験を行う。なお、参考ケースとして乳酸菌飲料空容器を加えた。

2)ろ材の層厚

実験施設の構造上（施設内空高 1.0m）ろ材最大層厚は80cm程度となるため、80cm、その1/2の40cm及び1/4の20cmの3ケースにて実験を行う。

3)浄化水の流速

浄化水流速については、良好な浄化効果を得るためにには処理槽内滞留時間30分～1時間必要であるが、実用化を考えた場合20分以内が望ましいため、実験ケースはろ材内滞留時間5分、10分、20分となる2cm/min、4cm/min、8cm/minの3ケースとする。

4)浄化水の流向

浄化水の流向については、木炭層内に捕捉したSSを洗浄により底部泥溜槽に沈降させる上向流、また比較対照として、下向流及び上・下向流（2週間に1回変化させる）の3ケースにて実験を行う。

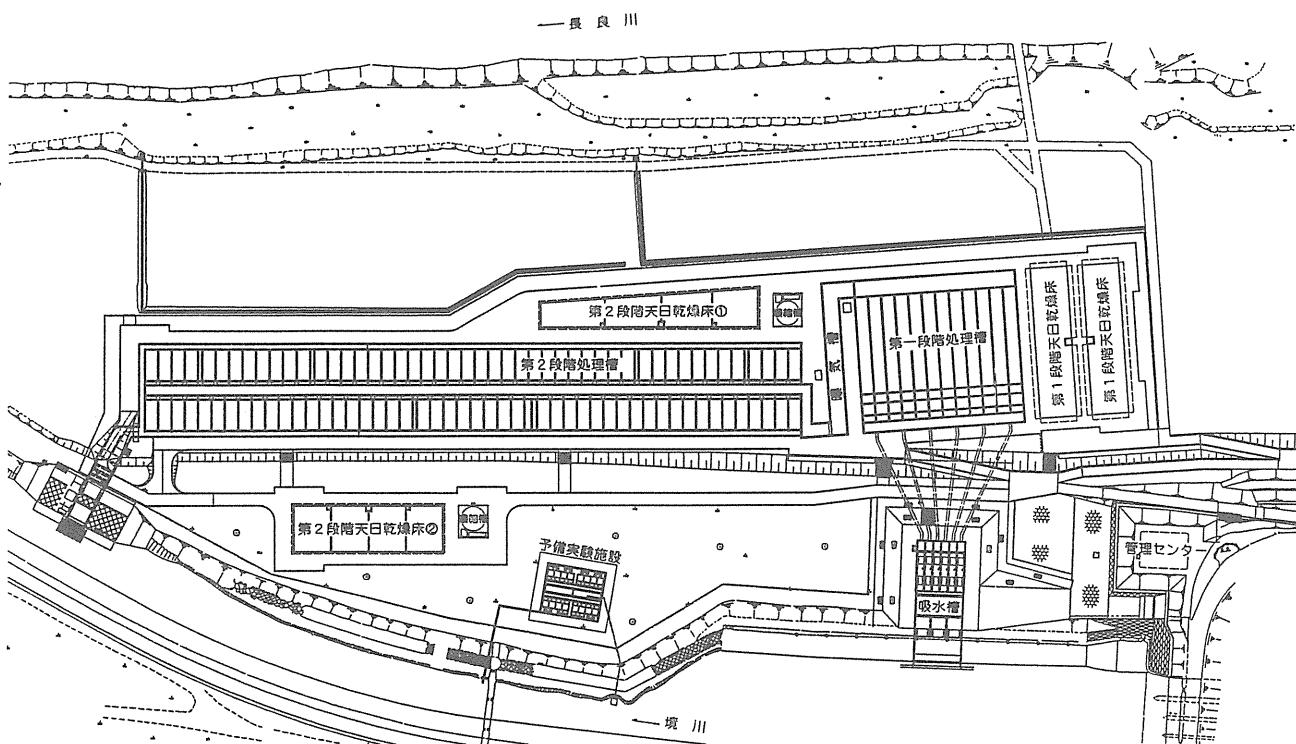


図2 予備実験施設・境川浄化施設平面図

表 2 予備実験 実験ケース

実験ケース	ろ材	流速	層厚	流向	曝気	泥溜	上部蓋	ろ過材
ケース①	木炭A	4cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース②	木炭A	2cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース③	木炭A	8cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース④	木炭A	4cm/min	20cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑤	木炭A	4cm/min	80cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑥	砂利	4cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑦	木炭B	4cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑧	木炭A	4cm/min	40cm	下向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑨	木炭A	4cm/min	40cm	上・下向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし
ケース⑩	木炭A	4cm/min	40cm	上・下向き	曝気あり	空洞	蓋あり	DS-10あり
ケース⑪	木炭A	4cm/min	40cm	上・下向き	曝気あり	空洞	蓋あり	YM-10あり
ケース⑫	木炭A	4cm/min	40cm	上向き	曝気あり	礫	蓋あり	なし
ケース⑬	木炭A	4cm/min	40cm	上向き	曝気半分	空洞	蓋あり	なし
ケース⑭	木炭A	4cm/min	40cm	上向き	曝気なし	空洞	蓋あり	なし
ケース⑮	木炭A	4cm/min	40cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋なし	なし
ケース⑯	乳酸菌飲料空容器	2cm/min	80cm	上向き	曝気あり	空洞	蓋あり	なし

5)曝気の有無

浄化槽内での微生物の活動を促進するため、曝気によるDOの回復を行うものとし、曝気の空気量は流入水の平均溶存酸素量が飽和溶存酸素量になるために必要な空気量とし、これを曝気有りとする。これに対して、曝気量1/2及び曝気無しのケースにて実験を行う。

6)その他の項目

底部泥溜構造は空洞及び礫を充填した2ケース、上部蓋は蓋あり及び蓋なしの2ケース、また、ろ過材DS-10(不織布)及びYM-10(ヤシ繊維)を配した2ケースについて実験を行う。

3.1.3 実験施設構造

実験施設構造は図3、図4に示す通りである。

3.1.4 実験結果

1)ろ材別による浄化効果

ろ材別による水質改善の効果は、木炭B→砂利→木炭Aの順である。これは、ろ材の粒径の違い(空隙率の差)により物理的効果(接触浄化)に差異が生じたものと思われる。境川のSS値が39.6mg/lと高く、SSの捕捉能力の高いろ材に良い結果が出ている。また、SSの除去率が高いほどクロロフィルaの除去率も高くなっている(表3)。

なお、参考ケースの乳酸菌飲料空容器については、流速・層厚が異なり、処理槽内の滞留時間が4倍あり、ろ材の空隙率も大きいことから一番良い浄化効果が出ている。

表3 ろ材別の平均除去率(%)

	BOD mg/l	T-N mg/l	T-P mg/l	クロロフィルa μg/l	SS mg/l
河川水の水質分析値	2.3	2.96	0.245	3.9	39.6
木炭A	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
木炭B	21.4	3.3	22.4	33.9	44.6
砂利	6.4	—	19.6	17.8	36.8
乳酸菌飲料空容器	54.7	3.0	42.6	71.5	86.8

*—は浄化効果なし

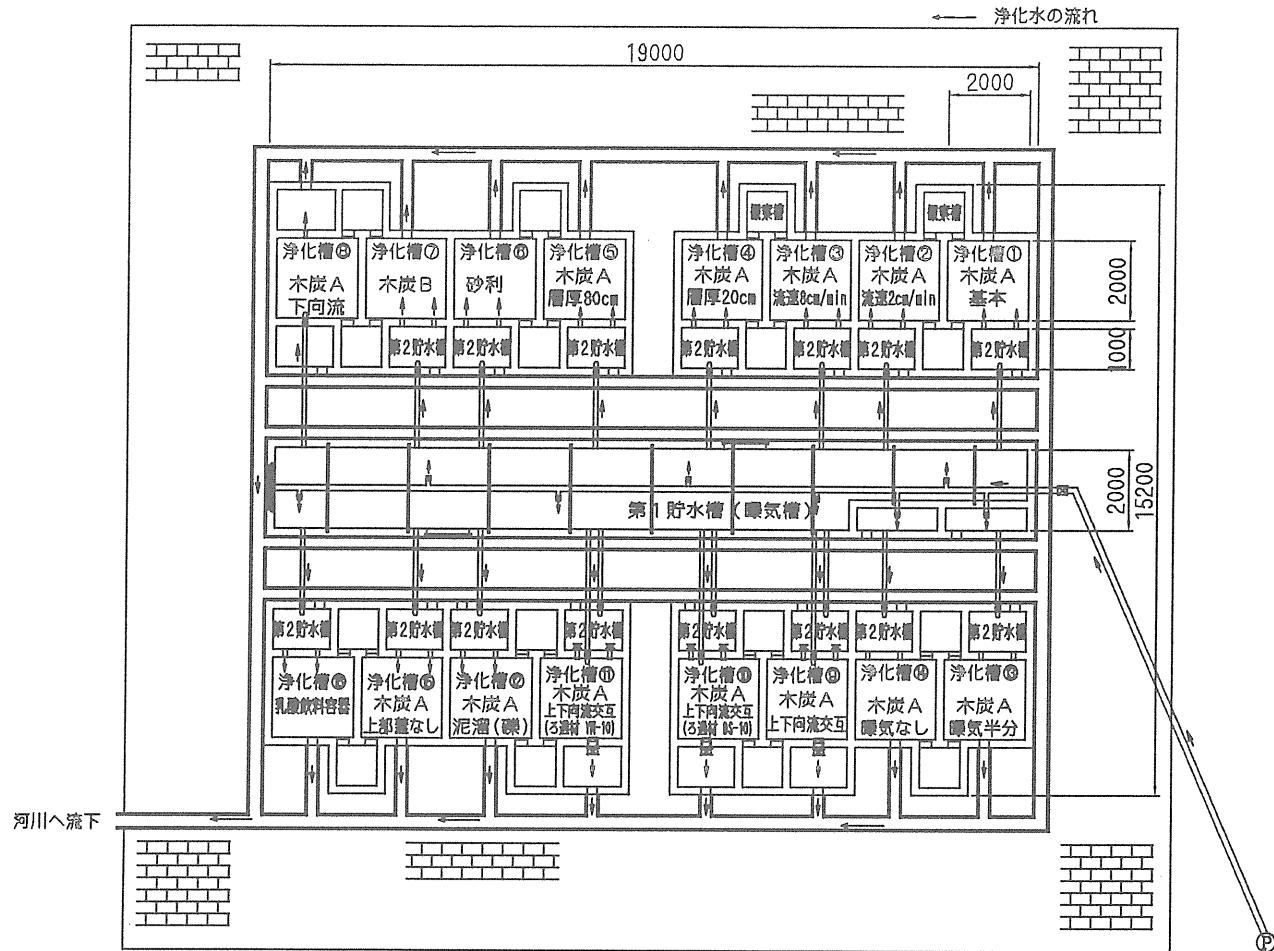


図3 予備実験平面図

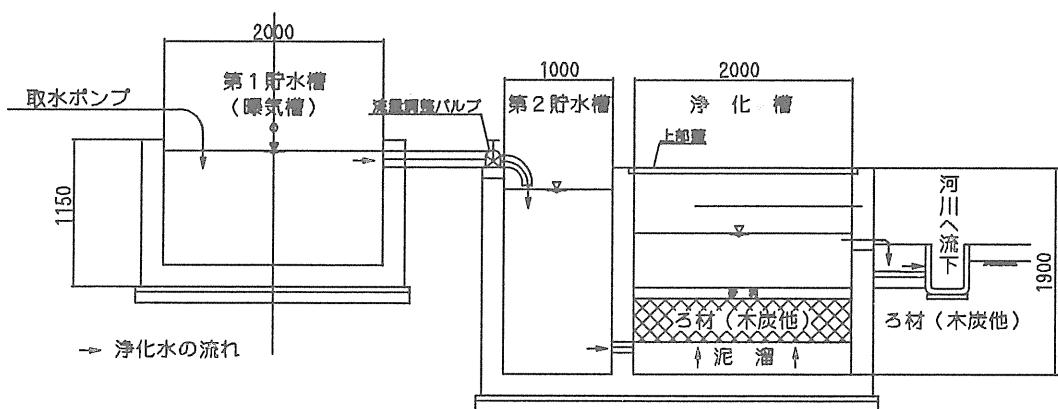


図4 実験施設断面図

2) ろ材の層厚別による浄化効果

一般にろ材層厚が厚くなるほど浄化効果は高くなるはずであるが、ろ材の層厚別による水質改善の効果には、大きな違いは見られなかった（表4）。

表4 ろ材層厚別の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィルa	SS
河川水の水質分析値	mg/l 2.3	mg/l 2.96	mg/l 0.245	μg/l 3.9	mg/l 39.6
40cm	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
20cm	9.6	2.4	21.8	20.1	38.7
80cm	11.9	4.1	22.4	17.4	37.3

3) 浄化水の流速別による浄化効果

浄化水の流速別の浄化効果は、2cm/min のものが一番良く、4cm/min と 8cm/min の浄化効果に大きな違いはなかった（表5）。

表5 流速別の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィルa	SS
河川水の水質分析値	mg/l 2.3	mg/l 2.96	mg/l 0.245	μg/l 3.9	mg/l 39.6
4cm/min	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
2cm/min	19.3	7.4	23.2	26.1	52.2
8cm/min	5.2	3.7	14.0	27.0	34.7

4) 浄化水の流向別による浄化効果

浄化水の流向別の浄化効果は、上・下向流→上向流→下向流の順である（表6）。

表6 流向別の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィルa	SS
河川水の水質分析値	mg/l 2.3	mg/l 2.96	mg/l 0.245	μg/l 3.9	mg/l 39.6
上向き	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
下向き	—	3.0	15.5	18.3	31.1
上・下向き	10.5	4.7	19.7	24.5	40.6

※ — は浄化効果なし

5) 曝気の有無による浄化効果

曝気の有無による浄化効果は、曝気なし→曝気半分→曝気ありの順である（表7）。

表7 曝気有無別の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィルa	SS
河川水の水質分析値	mg/l 2.3	mg/l 2.96	mg/l 0.245	μg/l 3.9	mg/l 39.6
曝気あり	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
曝気半分	9.6	3.9	14.9	17.6	38.1
曝気なし	15.9	4.0	21.6	21.7	44.2

6) その他項目による浄化効果

その他設定した項目の浄化効果は、それぞれ基本ケースより良い結果が出ている（表8）。

表8 その他項目別の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィルa	SS
河川水の水質分析値	mg/l 2.3	mg/l 2.96	mg/l 0.245	μg/l 3.9	mg/l 39.6
基本	8.1	4.1	8.5	24.7	32.7
泥溜礫	19.1	4.1	19.0	32.9	46.6
蓋なし	20.6	3.9	25.8	32.6	57.2
懸濁DS-10有	15.1	1.9	22.4	28.1	45.6
懸濁YM-10有	12.0	4.2	21.5	26.2	49.0

7) 考察

予備実験は、木炭を利用した浄化システムを検討する目的で、実験ケースを設定したが、結果として参考ケースの乳酸飲料容器が、一番の水質改善の効果が表れた。これは、ケース⑯が条件設定の中で流速（2cm/min）及び層厚（80cm）も変えていた影響もあり、特にろ材の空隙率が95%（木炭は約30%）と高く多くのSSを捕捉できるからである。また、境川のSS値が平均約40mg/lと高く物理的浄化の効果（接触効果）による浄化が主となり、木炭浄化システムにおけるもう一つの効果である生物化学的浄化の効果が現れなかったためと思われる。

その結果、接触浄化作用に有利な流速の遅いケース、空隙率の高いケースに好結果が出たものと思われる。また、上・下向流の浄化効果がよいのは、ろ材の上下両面からの通水によりろ材層厚の有効利用が出来たためと思われる。

曝気量による効果の違いが見られなかったが、これはBOD平均値が2.3であるのに対してDO平均値が4.7もあり、溶存酸素量が十分であったため、曝気により攪拌した分だけ第1貯水槽での沈降効果が少なくなった結果が表れている。

泥溜礫は、上向流で行っているため礫による前処理効果があったため木炭層の負担が軽減され良い結果が出たものと思われる。

蓋無しは、蓋有りに比べかなり良い結果が出ている。この実験槽には藻類が繁殖しており、今回除去率が高かったのは、この藻類が繁殖したためである。藻類が繁殖するためにはその栄養源として炭素(C)、窒素(N)、リン(P)が必要であり、これらを摂取したことにより一時的に除去率が上がったものと思われる。藻類は死滅するとまたC・N・Pに還元される。また、光合成によりクロロフィルaも増えるため、結果的には水質改善には繋がらない。

ろ過材ありのケースも、泥溜礫と同様ろ過材によるSSの前処理効果で木炭層の負担が軽減され良い結果が出たものと思われる。

3.1.5 問題点

木炭浄化法としては、備前川・霞ヶ浦などの水質浄化実験で高い浄化効果が報告されていたが、当実験では十分な成果が得られなかった。この原因としては、備前川等の河川水のSS値が10mg/l前後であったのに対し、境川はSS値が40mg/lと高く、木炭層内に目詰まりが生じ、その結果層内に水みち(短絡流)ができる、大部分の浄化水がそこを通過したためと考えられる。そのような中で、SSの前処理効果があったと思われる実験ケースに良い結果が得られている。このことから、木炭による有効な浄化効果を発揮させるためには、SS除去のための前処理(以後に第一段階処理と呼ぶ)が必要と考えられ、二段階処理による浄化システムの検討を行う必要がある。

なお、乳酸菌飲料空容器については参考ケースとして行い、最も浄化効果が高い結果となったが、ろ材単価が木炭30千円/m³に対し、乳酸菌飲料空容器は100千円/m³であり、3倍以上と高価であるため、次の段階では、ろ材対象から除外した。

3.2 前処理実験

3.2.1 実験の目的

予備実験の結果より、SSの前処理(第1段階処理)が必要となったため、その必要層厚及び浄化速度を検討することを行った。また、クロロフィルaの除去など水質の向上を目的とし、ろ材に木炭を使用した本処理(以後に第2段階処理と呼ぶ)に関する実験を行う。第2段階処理

の実験に当たっては、第1段階処理を行い、曝気した河川水を使用する。

3.2.2 ろ材の選定

第1段階処理槽はSSの除去を目的とするため、物理的吸着効果が高く、第2段階処理ろ材(木炭)より空隙率の高いろ材を選定する。また、浄化施設規模(浄化施設敷設面積)の関係上ろ材層厚が大きくなることが予測されるため、ある程度のろ材強度も必要である。上記の諸条件を満足するろ材として、プラスティック系接触ろ材を比較検討し単位体積当たり表面積及び価格から判断してビオレット75(再生ポリプロピレン製ろ材)を選定した。

3.2.3 実験ケース

第1段階処理実験の目的は、第1段階処理ろ材(再生ポリプロピレン)の必要層厚及び浄化速度を決定することであるが、予備実験施設はその構造上最大層厚80cmであるため実験槽を5連に接続し、80cmから4.0mまでの層厚に設定しその効果を検討する。浄化速度の検討は、5連に連結した第1段階処理槽を2系統用意し、そのうち1系統は実験期間中一定流速で稼働し、もう1系統の流速を変えて浄化速度に関する検討を行う。第2段階処理実験は、浄化水の流速、ろ材の厚さ、木炭槽内の浄化水通水構造等の各要素について異なる条件についてケース①～④を設定する(表9)。

なお、ケース④の中抜きとは、円筒形のパッケージにろ材を入れ、その中心に集水パイプを設け、円の中心方向に浄化水を通水する構造である。

表9 実験ケース

第1段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
西側 ①～⑤	再生ポリプロピレン	25cm/min	各80cm 計400cm	上向き
東側 ①～⑤	再生ポリプロピレン	5～15cm/min	各80cm 計400cm	上向き
第2段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
①	木炭A	5cm/min	40cm	上向き
②	木炭A	5cm/min	80cm	上向き
③	木炭A	10cm/min	80cm	上向き
④	木炭A	5cm/min	集水パイプまで40cm	中抜き

3.2.4 実験施設構造

実験施設構造は図5、図6に示す通りである。

3.2.5 実験結果

木炭による第2段階処理で、高い浄化効果を上げるために、SSを第1段階処理により10mg/l以下（備前川・霞ヶ浦等の実績）とする必要がある。よって第1段階処理実験の水質目標値はSSで10mg/lとする。

実験の結果、第1段階処理ろ材は再生ポリプロピレンを用い、ろ材層厚3m、浄化速度は25cm/minとした場合、ほぼSSが10mg/l以下となることが判った。また、

再生ポリプロピレンと木炭による2段階処理システムで、高い浄化効果が得られることが判った。

3.2.6 第1段階処理流速について

第1段階処理流速を5cm/min, 10cm/min, 15cm/min, 25cm/minに設定して、SSの除去効果を調べた結果、一番遅い5cm/minと25cm/minの浄化効果に大きな差が見られなかつたため、浄化施設規模が最も小さくなる25cm/minに決定した（図7）。今回の実験では25cm/min以上の流速での実験を行っていないため、今後検討の余地はある。

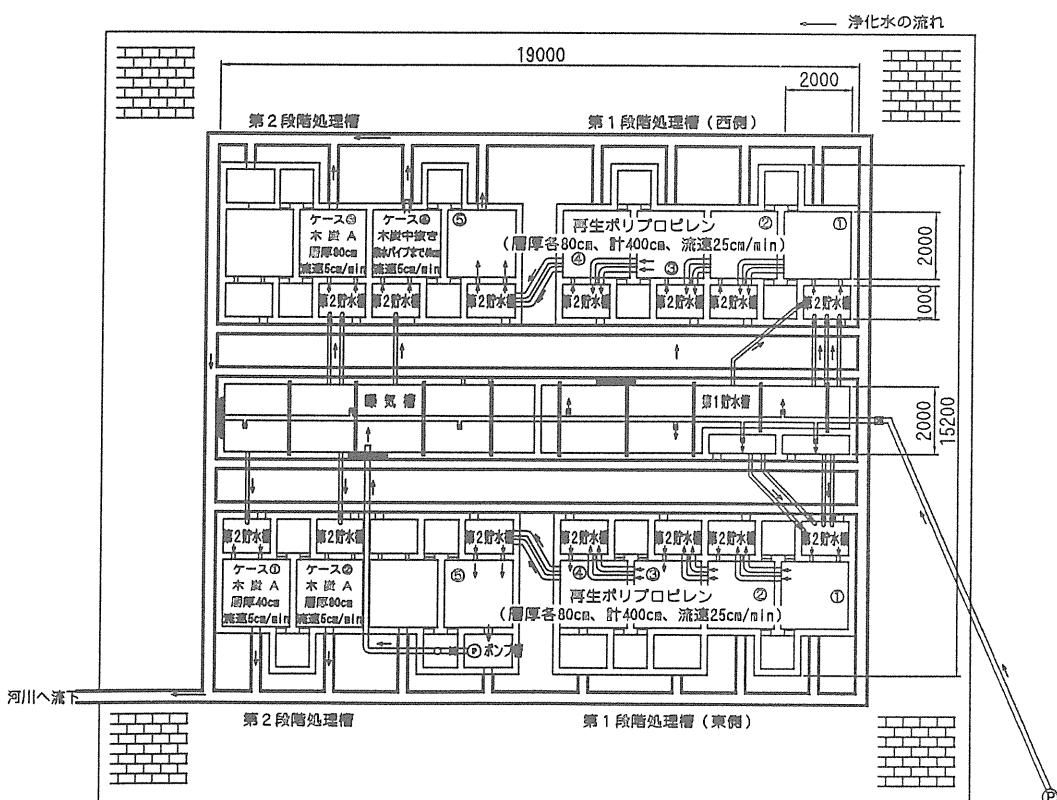


図5 前処理実験平面図

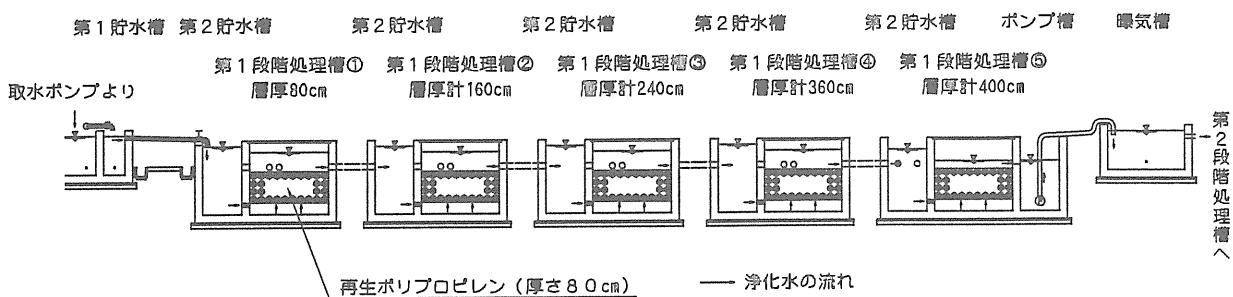


図6 第1段階処理槽縦断図

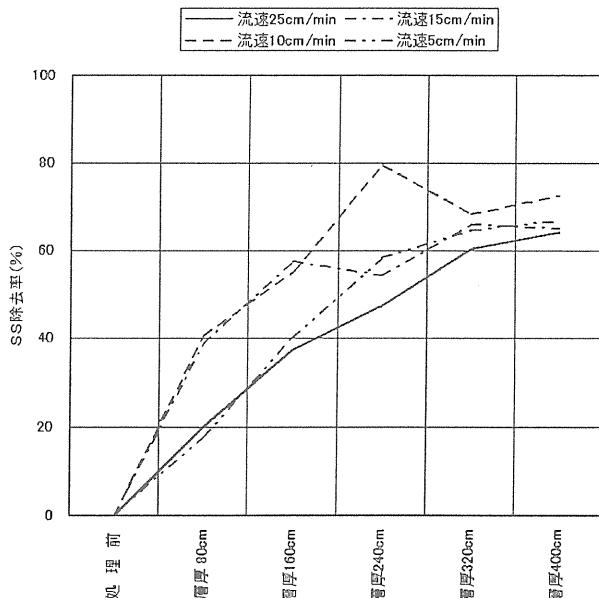


図 7 第1段階処理流速別 SS の除去率

3.2.7 第1段階処理ろ材層厚について

第1段階処理ろ材層厚を 80cm～400cm に設定し、SS が目標値である 10mg/l 以下になる割合を調べた結果、層厚 2.91m で全体の約 8 割が 10mg/l 以下となるため、第1段階処理槽の層厚は 3.0m に決定した（図 8）。

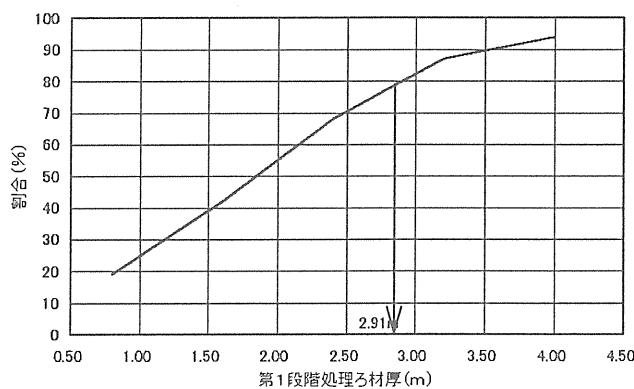


図 8 SS が 10mg/l 以下となる層厚

3.2.8 第2段階処理実験結果

実験ケース①～④の浄化効果に大きな差は見られないが、全てのケースに良い結果が出ている（表10）。このことにより、第1段階処理により SS 分の除去ができるれば、木炭による効果的な水質浄化が行われる目処がついた。

表 10 第2段階処理実験の平均除去率（%）

	BOD	T-N	T-P	クロロフィル a	SS
処理前の水質分析値	mg/l 2.9	mg/l 3.57	mg/l 0.220	μg/l 2.3	mg/l 17.0
ケース①	52.0	11.1	39.8	48.7	82.2
ケース②	47.2	11.3	48.9	57.7	79.1
ケース③	50.7	14.0	48.7	59.4	75.0
ケース④	53.0	8.0	46.9	43.5	77.0

3.2.9 問題点

第1段階処理諸元は決定したが、実験が 9～10 月に行われたため、クロロフィル a が高くなる夏場の水質で効果を確認する必要がある。また、再生ポリプロピレンと木炭による二段階処理にすると、良い結果が出ることが判ったが、第2段階処理ろ材として木炭が最適であるのか、木炭層の浄化通水構造は上向流及び中抜きのどちらが有効であるのかを検討する必要がある。

3.3 ろ材実験

3.3.1 実験ケース

1) 再生ポリプロピレン

第1段階処理で、クロロフィル a が除去できているのでそのまま第2段階処理で使えないか、洗浄等のメンテナンスを考えても木炭より有利ではないか。

2) 砂利

木炭より単価が安く粒径も同程度であるため。

3) ひも状ろ材

全国的に実績があり、生物酸化作用も期待できる。以上の点より、第2段階処理ろ材として 7 ケース選定した（表 11）。

表 11 ろ材実験 実験ケース

第1段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
西側 ①～④	再生ボリ フローピング A	25cm/min	計 300cm	上向き
東側 ①～④	再生ボリ フローピング A	25cm/min	計 300cm	上向き
第2段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
①	再生ボリ フローピング A	5cm/min	80cm	上向き
②	再生ボリ フローピング B	5cm/min	80cm	上向き
③	再生ボリ フローピング C	5cm/min	80cm	上向き
④	砂利	5cm/min	80cm	上向き
⑤	木炭	5cm/min	80cm	上向き
⑥	木炭	5cm/min	集水バインダー まで 40cm	中抜き
⑦	モジュール系	5cm/min	80cm	上向き

表 12 ろ材実験 平均除去率 (%)

	BOD	T-N	T-P	クロロフィル a	SS
河川水の水質分析値	mg/l 6.0	mg/l 6.76	mg/l 0.386	μg/l 11.0	mg/l 12.5
ケース①	9.7	3.2	16.5	27.5	38.5
ケース②	12.2	3.1	19.7	36.9	64.3
ケース③	13.8	4.1	18.2	35.4	56.1
ケース④	17.0	7.6	32.8	51.4	80.3
ケース⑤	25.4	7.6	36.7	55.5	82.7
ケース⑥	15.5	3.5	24.0	40.5	48.8
ケース⑦	6.6	5.7	16.8	25.6	48.9
(実験開始 1 ヶ月)					
	BOD	T-N	T-P	クロロフィル a	SS
淨化前の水質分析値	mg/l 5.4	mg/l 5.96	mg/l 0.319	μg/l 10.3	mg/l 15.6
ケース①	4.6	2.9	16.0	29.8	46.8
ケース②	5.8	0.9	18.6	37.1	63.5
ケース③	8.4	4.4	17.4	31.7	59.6
ケース④	1.8	7.7	29.4	47.6	76.9
ケース⑤	6.3	7.4	29.7	52.1	77.7
ケース⑥	4.4	4.2	20.8	38.9	55.1
ケース⑦	5.6	4.3	16.0	26.5	50.1
(実験開始 2 ヶ月)					
	BOD	T-N	T-P	クロロフィル a	SS
淨化前の水質分析値	mg/l 5.4	mg/l 5.96	mg/l 0.319	μg/l 10.3	mg/l 15.6
ケース①	4.6	2.9	16.0	29.8	46.8
ケース②	5.8	0.9	18.6	37.1	63.5
ケース③	8.4	4.4	17.4	31.7	59.6
ケース④	1.8	7.7	29.4	47.6	76.9
ケース⑤	6.3	7.4	29.7	52.1	77.7
ケース⑥	4.4	4.2	20.8	38.9	55.1
ケース⑦	5.6	4.3	16.0	26.5	50.1

3.3.2 実験結果

第1段階処理実験については、第1段階処理後のSS値が10mg/l以下になる割合が80%以上となることを目標としていたが、実験開始2ヶ月目以降は目標値の達成はできなかった。他項目では、クロロフィルa、T-P、透視度に好結果が現われ、全体的に実験開始2ヶ月後あたりから、効果が落ちてきており、第1段階処理槽の曝気洗浄は、2ヶ月程度で行うのが望ましいと判断した。

第2段階処理実験は、7ケースを設定して行ったが、ケース⑤の木炭とケース④の砂利が、他のケースに比べて良い効果が出ている(表12)。これは、第1段階処理槽よりも空隙率が小さいため、第1段階処理槽で除去しきれなかったSS分が吸着したものと判断される。また、上記の2ケースは、DOの消費も多いため、ろ材内に好気性微生物が発生していることも考えられる。しかしながら、ケース⑤は実験開始1ヶ月よりろ材の目詰まりが起こっており、ケース④についても実験開始2ヶ月目に目詰まりが生じ浄化槽からの溢水が始まった。

3.3.3 問題点

第2段階処理ろ材は木炭上向流に好結果が見られ、第2段階処理ろ材は木炭、流向は上向流と決定したが、ろ材の層厚及び浄化速度の検討をする必要がある。

また、木炭は実験開始1ヶ月程度から目詰まりを生じ浄化効果が落ちるため、木炭層の効果的な洗浄方法を検討する必要がある。

3.4 クロロフィルa除去実験及び洗浄実験

3.4.1 実験の目的

本実験では、クロロフィルaの除去等水質の向上及び容易な維持管理方法の検討を目的とし、第2段階処理ろ材木炭による浄化諸元(流速及び層厚)の検討と効果的な木炭層の洗浄方法を検討する。第2段階処理の実験に当たっては、第1段階処理を行い、曝気した河川水を使用する。

3.4.2 実験ケース

第2段階処理諸元の検討を行うため、ろ材層厚は40cm, 80cm, 160cm, 240cm、浄化速度については5cm/min, 10cm/min, 20cm/minの比較検討ができるよう設定する（表13）。

表13 実験ケース

第1段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
西側 ①～④	再生ボリ アーピレン	25cm/min	計 300cm	上向き
東側 ①～④	再生ボリ アーピレン	25cm/min	計 300cm	上向き
第2段階処理槽				
ケース	ろ材	流速	ろ材厚	流向
①～③	木炭	5cm/min	各 80cm 計 240cm	上向き
④	木炭	5cm/min	80cm	上向き
⑤	木炭	10cm/min	80cm	上向き
⑥	木炭	20cm/min	80cm	上向き
⑦	木炭	5cm/min	80cm	上向き

3.4.3 洗浄実験

第2段階処理実験終了後、木炭に捕捉された砂泥の効果的な洗浄方法を検討するために行うものである。

洗浄方法は、曝気洗浄方式を基本とし、洗浄時流水方式（鉛直流、循環流）、砂泥の分離方式、空気（曝気）量、洗浄時間等の検討を行う。

3.4.4 実験結果

処理流速5cm/min, 10cm/min, 20cm/minについて、浄化施設の除去対象指標であるクロロフィルaの除去効果を調べた結果、5cm/minの浄化効果が良かった。しかし、第2段階処理流速を5cm/minとした場合、第2段階処理槽必要面積が大きくなり、施工予定地である長良川左岸高水敷内に設置不可能となるため、やむをえず浄化効果は低下するが、第2段階処理流速は10cm/minと決定した。

また、ろ材層厚40cm, 80cm, 160cm, 240cmについても同様にクロロフィルaの除去効果を調べた結果、

80cmと160cmの浄化効果に大きな差は見られなかつた。以上の結果より、第2段階処理ろ材層厚は80cmとした。

ただし、これは流速5cm/minで行ったものであり、前述の通り流速の実験で処理流速は10cm/minとなつたため、木炭槽内滞留時間を最低10分程度は取りたいため木炭の層厚は100cmとした。

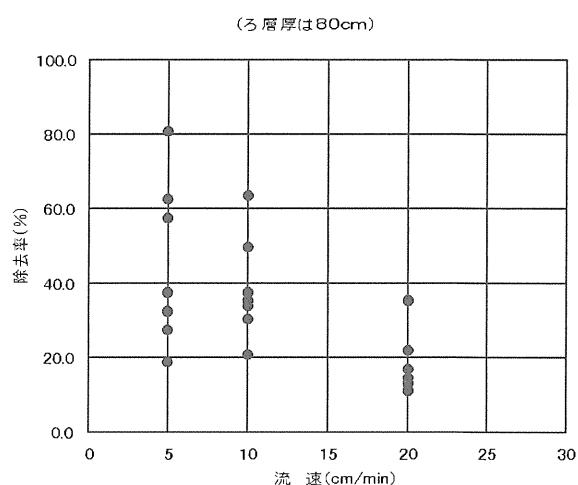


図9 流速とクロロフィルa除去率
(第2段階処理実験)

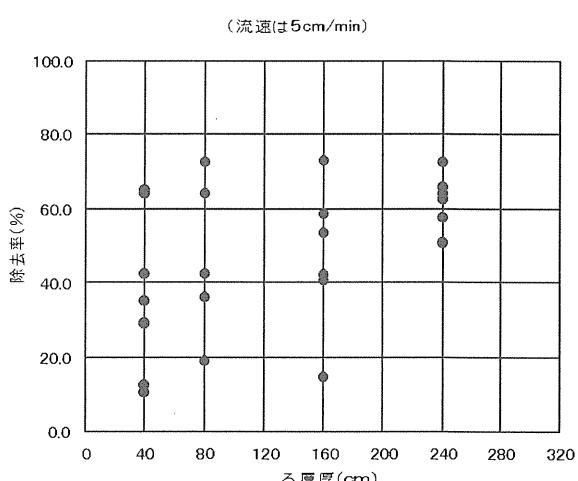


図10 ろ層厚とクロロフィルa除去率
(第2段階処理実験)

3.4.5 洗浄実験結果

1) 第1回洗浄実験結果

	処理槽⑤	処理槽⑥	処理槽①
洗浄方法	循環流自然沈降方式 空気量 $Q=0.13 \sim 0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 $t=30\text{ 分}$ 曝気配管 40cm 間隔 1段	循環流曝気引抜き方式 空気量 $Q=0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 $t=30\text{ 分}$ 曝気配管 40cm 間隔 1段	鉛直流曝気引抜き方式 空気量 $Q=0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 $t=30\text{ 分}$ 曝気配管 40cm 間隔 1段
洗浄前条件	通水期間 8/1~9/22 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 139.9kg	通水期間 8/1~9/22 ろ過速度 $V=20\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 176.6kg	通水期間 8/1~9/22 ろ過速度 $V=5\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 76.4kg
洗浄度	洗浄で落ちた SS 量 78.0kg 洗浄前の SS 量 139.5kg 洗浄度 56%	洗浄で落ちた SS 量 103.9kg 洗浄前の SS 量 154.7kg 洗浄度 67%	洗浄で落ちた SS 量 55.2kg 洗浄前の SS 量 101.3kg 洗浄度 54%
洗浄後条件	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=20\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=5\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$

※洗浄度 = 洗浄で落ちた SS 量 / 洗浄前の SS 量

洗浄中は曝気配管のある位置での空気はほぼ均一にでていたが、配管と配管の間は空気量が少なかった。循環流は実験施設規模(2m×2m)でも中心部の 1m 程度しか循環しておらず、境川浄化施設規模(4m×10m)での循環流は困難であると判断される。従って、鉛直流曝気引抜き方式によるより効果的な洗浄方法を検討し、再度実験を行いその効果を確認する必要がある。

2) 第2回洗浄実験結果

	処理槽⑥	処理槽⑤	処理槽③
洗浄方法	鉛直流 2段階曝気引抜き方式 空気量 $Q=0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10 分曝気+10 分停止) $\times 2$ 回+10 分曝気+2 時間 沈降 曝気配管 20cm 間隔上 下 2段に配置 排水方法 上段を曝気しながらうわ水 排水し、下段を曝気しなが ら底部汚水排水。	鉛直流曝気引抜き方式 空気量 $Q=0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10 分曝気+10 分停止) $\times 2$ 回+10 分曝気+2 時間 沈降} $\times 2$ 回 曝気配管 20cm 間隔上 下 2段に配置 排水方法 沈降後うわ水排水し、下段 を曝気しながら底部汚水排 水。	鉛直流曝気引抜き方式 空気量 $Q=0.52 \text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10 分曝気+10 分停止) $\times 2$ 回+10 分曝気+2 時間 沈降 曝気配管 20cm 間隔上 下 2段に配置 排水方法 沈降後うわ水排水し、下段 を曝気しながら底部汚水排 水。
洗浄前条件	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=20\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 175.6kg	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 80.0kg	通水期間 9/27~10/31 ろ過速度 $V=5\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 推定 SS 捕捉量 52.9kg
洗浄度	洗浄で落ちた SS 量 69.5kg 洗浄前の SS 量 96.5kg 洗浄度 72%	洗浄で落ちた SS 量 71.4kg 洗浄前の SS 量 117.3kg 洗浄度 61%	洗浄で落ちた SS 量 26.0kg 洗浄前の SS 量 65.9kg 洗浄度 40%
洗浄後条件	通水期間 12/5~12/24 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後 19 日で短絡流発生。	通水期間 12/5~12/24 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後 13 日で短絡流発生。	通水期間 12/5~12/24 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後 11 日で短絡流発生。

曝気配管の間隔を 20cm にした結果洗浄中の空気は浄化槽全体に均一に出た。また、曝気配管を 2段としたことで、底部汚泥の排水も良くなった。排水方法は、うわ水、した水とも曝気しながら排水する方法が洗浄度は良かった。これは曝気洗浄により剥離した SS 分が木炭に再付着するのを曝気することにより未然に防いだためと思われる。また、洗浄回数は 2回洗浄することによりさらに大きな洗浄度が得られることが判った。以上のことから第2段階処理層の洗浄方法は鉛直流 2段階曝気引抜き方式によるものとし、必要に応じて 2回洗浄を行うものとする。

3) 第3回洗浄実験結果

処理槽⑤	処理槽⑥	処理槽①
鉛直流 2段階曝気引抜き 空気量 $Q=0.52\text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10分曝気+10分停止) X3回 曝気配管 20cm 間隔上 下2段に配置 排水方法 上段を曝気しながらうわ水 排水し、下段を曝気しながら底部汚水排水。	鉛直流 2段階曝気引抜き 空気量 $Q=0.52\text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10分曝気+10分停止) X3回 曝気配管 20cm 間隔上 下2段に配置 排水方法 上段を曝気しながらうわ水 排水し、下段を曝気しながら底部汚水排水。	鉛直流 2段階曝気引抜き 空気量 $Q=0.52\text{m}^3/\text{min}$ 上部水深 $h=0.40\text{m}$ 洗浄時間 (10分曝気+10分停止) X3回 曝気配管 20cm 間隔上 下2段に配置 排水方法 上段を曝気しながらうわ水 排水し、下段を曝気しながら底部汚水排水。
洗浄前条件 通水期間 12/5～12/16 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ ろ槽目詰まり後は12/17～2/17の期間少量の水を流し続けたため、SS捕捉量の推定は不可能。	通水期間 12/5～12/24 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ ろ槽目詰まり後は12/25～2/17の期間少量の水流し続けたため、SS捕捉量の推定は不可能。	通水期間 12/5～12/19 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ ろ槽目詰まり後は12/20～2/17の期間少量の水流し続けたため、SS捕捉量の推定は不可能。
洗浄度 除去されたSS量 24.1kg 除去前のSS量 30.6kg 洗浄度 79%	除去されたSS量 18.8kg 除去前のSS量 21.1kg 洗浄度 89%	除去されたSS量 10.1kg 除去前のSS量 13.0kg 洗浄度 77%
洗浄後条件 通水期間 2/18～2/25 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後7日で短絡流発生。	通水期間 2/18～2/28 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後10日で短絡流発生。	通水期間 2/20～3/1 ろ過速度 $V=10\text{cm}/\text{min}$ 木炭層厚 $d=80\text{cm}$ 洗浄後9日で短絡流発生。

今回、洗浄のローテーションの関係から洗浄時間を変更して実験を行った。鉛直流2段階曝気引抜き方式での洗浄度は、上部ろ材付着SS量よりの算定ではあるが77%～89%と良い結果が確認された。洗浄後の通水実験では7～10日で目詰まりを起こし短絡流が発生するため、冬場に第2段階処理を行う場合には週1回の洗浄が必要となり、事実上困難である。

4) 洗浄実験結果

実験期間中3回の洗浄実験の結果、鉛直流2段階曝気引抜き方式にて洗浄度77～89%の洗浄が可能であることが判った。

・木炭層の曝気洗浄諸元

空(曝)気量： $Q=0.52\text{m}^3/\text{min}/\text{m}^2$

洗浄時間： $t=30\text{分}$ (10分曝気+10分停止) × 3回

曝気配管：20cm 間隔上下2段に配置

排水方法：洗浄完了後上段曝気配管を曝気しながらうわ水排水し、その後下段曝気配管を曝気しながら底部砂泥を引き抜く。

3.5 実験より決定した浄化施設諸元

第1次実験から第4次実験までに決定した境川浄化施設諸元は表14の通りである。

表14 境川浄化施設諸元

第1段階処理槽諸元	
処理槽内流速	25cm/min
ろ材層厚	3.0m
使用ろ材	再生ポリプロピレン
流水方向	上向流

第2段階処理槽諸元	
処理槽内流速	10cm/min
ろ材層厚	1.0m
使用ろ材	木炭(マレーシア産)
流水方向	上向流
洗浄方法	鉛直流2段階曝気引抜き方式

3.6 硝素、リン除去等浄化効果の高いろ材選定実験

3.6.1 実験ケース

第1段階処理槽(再生ポリプロピレン、層厚3.0m)でSSを除去し、第2段階処理槽において乳酸菌飲料空容器以外のろ材で、乳酸菌飲料空容器より浄化効果の高いろ材を選定するための実験を行うもので、乳酸菌飲料空容器(ヤクルト)、網目円筒状ろ材(トリカルバッキン)、不織布(バイオフレックス)、貴宝石、軽石を採用し、予備実験施設において実験を行ったものである。

なお、貴宝石については、平成9年実験で、目詰まりが激しく、洗浄後は急激に浄化効果が低下することが分かったため平成10年実験では実験ケースより外した。

貴宝石に代わるろ材として平成10年7月より軽石を採用したが、これは建設省土木研究所環境計画研究室にて「軽石瀘過システム現地実験」²⁾が実施され、クロロフィルa、リン除去に効果が高いと報告されているため採用することとした。

ケース設定の流速、ろ材厚、流向等の各条件はこれまでに決定した浄化施設諸元(表14)と同様であり、設定条件としては、第2段階処理槽ろ材が替わるのみである(表15)。

表 15 実験ケース及び各処理槽条件

	ろ材	流速	材厚	流向	曝気
①	乳酸菌飲料空容器	10cm/min	100cm	上向流	あり
②	網目円筒状ろ材	10cm/min	100cm	上向流	あり
③	不織布	10cm/min	100cm	上向流	あり
④	貴宝石	10cm/min	100cm	上向流	あり
⑤	軽石	10cm/min	100cm	上向流	あり

3.6.2 実験結果

実験結果を見ると、貴宝石が開始より約 50 日間は他のろ材と比べ良い結果が出ている。しかし、目詰まりが生じ洗浄を行ってからは浄化効果が落ちている。目標である窒素、リンの除去については貴宝石に良い結果が出ているが、他項目と同様に目詰まり洗浄後には効果が落ちている。また、軽石も良い結果が出ているが、10 日程度で目詰まりにより通水不能となるため、ろ材洗浄等維持管理費が高価となりろ材として不向きである。このような状況の中で、網目円筒状ろ材(トリカリパッキン)が僅かではあるが、他ろ材より良い結果が出ている。

表 16 浄化実験の平均除去率 (%)

平成 9 年 8 月～10 月

	BOD	T-N	T-P	クロフィル a	SS
乳酸菌飲料空容器	2.4	2.0	6.2	23.3	33.7
網目円筒状ろ材	3.7	2.2	6.9	29.3	38.3
不織布	2.9	0.9	6.4	25.3	35.2
貴宝石	8.0	5.9	9.9	26.0	49.2

※当実験は、冬期も実施しているが浄化効果が低いので省いた。また、貴宝石とは愛知県南設楽郡鳳来町で出土する鳳来石といわれる石で、その地方では水をきれいにする効果があると言われている。

表 17 浄化実験の平均除去率 (%)

平成 10 年 4 月～10 月

	BOD	T-N	T-P	クロフィル a	SS
乳酸菌飲料空容器	27.1	1.7	15.7	43.3	59.3
網目円筒状ろ材	32.3	1.8	19.6	50.3	63.6
不織布	24.6	1.4	13.8	39.3	47.9
軽石	43.7	3.2	20.9	52.5	77.6

3.6.3 問題点

乳酸菌飲料空容器と網目円筒状ろ材を比べると水質項目全てにおいて、網目円筒状ろ材の浄化効果が高く洗浄も容易であるが、当初の目的である窒素、リンの除去率については依然として低い。

今後、窒素、リンの栄養塩類の除去については、処理槽内における滞留時間、脱窒を目的とする処理槽内の好

気、嫌気化等更に検討が必要である。

なお、乳酸菌飲料空容器と網目円筒状ろ材については、今後本施設(境川浄化施設)において比較検討実験を行う必要がある。

4. 維持管理費軽減のための浄化効果実験

4.1 木炭、乳酸菌飲料空容器浄化効果比較実験

4.1.1 実験目的

境川浄化施設は平成 7 年より第 1 段階処理槽ろ材を再生ポロプロピレン(ビオレット)、第 2 段階処理槽ろ材を木炭として段階的に供用を開始した。

しかし、施設一部の供用開始、施設管理を行っていく中で、第 2 段階処理ろ材の木炭は目詰まりが激しいために、洗浄頻度が多いことから洗浄時の摩耗による目減りが大きく木炭を補充する必要が生じ、維持管理費が増大することとなった。

以上のことから、平成 8 年より試験的に目減りしないろ材として乳酸菌飲料空容器を境川浄化施設に設置し、その浄化効果の比較検討を目的に行うものである。

なお、乳酸菌飲料空容器は、大量購入ということからコストダウンしたため、再びろ材として採用したものである。

4.1.2 実験ケース

境川浄化施設の第 2 段階処理槽ろ材は、木炭及び乳酸菌飲料空容器である。従って、実験ケースは木炭と乳酸菌飲料空容器の 2 ケースである。

4.1.3 実験結果

表 18 ろ材別平均除去率 (%)

平成 9 年 4 月～10 月

	BOD	T-N	T-P	クロフィル a	SS
木炭	27.2	15.2	18.5	49.6	64.5
乳酸菌飲料空容器	27.2	6.3	18.7	48.4	63.2

実験結果をみると、乳酸菌飲料空容器の浄化効果は、木炭と比べやや劣るという程度でそれほど遜色がないので、第 2 段階処理槽ろ材を乳酸菌飲料空容器に替えることにより維持管理費の軽減が図れることが判った。

5. 今後の課題

当初、浄化施設の除去対象はアオコ発生の指標となるクロロフィルaの除去であったが、長良川の水質保全のためには栄養塩類である窒素、リンを除去することとなった。しかし、窒素、リンの除去には処理槽内での長い滞留時間、下水等で実績のある脱窒、脱リン処理方法の応用、大きな計画浄化水量、施設規模と限られた敷地面積等、種々の問題を整理し、除去方法に関する実験等技術検討が必要である。

6. おわりに

河川浄化効果は一般にろ材と浄化速度等（処理槽内滞留時間）によって変化するものと言われているが、各々の河川毎に流況や水質が異なる。また、各河川に排出される物質もその流下の過程により、それぞれ特有な物理的・化学的さらには生物学的な作用を受け量的・質的に変化し、河川の汚濁状況も様々となるため、浄化事業実施のためには実験等により充分なデータ収集を行うことが重要である。

境川浄化事業は類似する事例が無く、そのうえ早期供用開始が望まれたことから、浄化実験と同時進行で施設が建設され、部分供用開始しながら全体計画施設を完成させたものであるが、今後、さらなる河川水質浄化技術の向上を目指し、高い浄化効果の処理方法、維持管理費の軽減等の検討を行っていくことが必要である。

参考文献

- 1)島谷幸宏・保持尚志（1994）：木炭浄化システム、土木技術資料 36-5
- 2)丹羽 薫・久納 誠・真田誠至・高橋建夫（1995）：軽石濾過による湖沼の水質保全技術の開発、土木技術資料 37-6

II. 多自然型川づくりに関する研究

6. ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験（第3報）

吉川 秀夫*・馬場 仁志**・船木 淳悟***・長谷川 茂****・竹本 成行*****

1. はじめに

近年の氾濫原への人口、資産の集中、都市機能の集積は、災害ポテンシャルを益々増大させていることから、洪水による壊滅的な被害を防ぐために堤防の質的強化技術の開発が求められている。

一方で、長大な河川堤防の維持管理に対して、財政事情、労働力の高齢化などから効率的な技術の開発による費用、労力の低減化が求められている。

さらに、自然と共生する良好な河川環境の創出への要請が高まっている。

このような背景から堤防の質的強化、維持管理の軽減とともに、環境にやさしい堤防保護工法の開発を目指して不織布タイプのジオテキスタイルに着目し、その有用性、摘要性について、以下のような期待される効果を実験的に検証することを目的としている。

- ・引張強度、土砂の吸い出し防止性を有する特性を生かし、堤防表面を被覆することによって流水による法面侵食を防止できるのではないか。
- ・裂け難さを有する特性はモグラ等の侵入を防げないか。また、動物等により一部損傷を受けても堤防の侵食の進行、劣化を軽減できないか。
- ・不織布の上に覆土し植生（芝など）を施すことによって、植生の根が堤体、不織布と一体となって、植生の堤防保護効果をより高めるのではないか。
- ・また、植生の一部が損傷を受けても不織布の存在によって堤体内部への侵食の進行を防ぎ、堤体の安定を確保することが期待され、維持管理の軽減を図れるのではないか。
- ・従来の堤防保護工に比べ、植生が充分活着して堤体の植生に多様性が生まれ、河川の生態環境、景観の工場

が図れるのではないか。

・透水性が大きい特性を有することから、雨水が不織布を経て排水され、雨水浸透による堤防の弱体化を軽減する効果があるのではないか。

第1報¹⁾では、ジオテキスタイル（シート状不織布、以下不織布と記す）の適用性について基礎的な実験を行い、敷設方法については更に検討が必要であるが、堤体の壊滅的な破壊をくい止めたり、進行を遅らせる効果が充分期待できる素材であることを示した^{1) 2)}。

第2報³⁾では、敷設方法に関する水路実験と、これに加えて、越流時の堤防裏法面の保護効果を検証するための越流実験⁴⁾、不織布の雨水浸透に対するドレン効果を確認するための降雨実験²⁾を行い、その堤防侵食防止工への摘要の有効性を報告した。

本報告は、これまでの各種試験・実験の経緯と結果の概要を整理するとともに、前報までの結果を踏まえ、実際の堤防への適用に向けて覆土、植生を施工した条件で、不織布施工の侵食防止効果を水路実験で検討した結果を報告するものである⁵⁾。

実験は不織布敷設条件と植生のみ施工の条件の水路による比較実験として行った。一方で覆土条件を変えた試験場を設け、植生の生育、通根性と成長について観察した。

2. 検討方法

2.1 水路実験

図1に模式的に示すような、幅3m、深さ1m、長さ40m、勾配1/50の水路に、法勾配1:2の疑似堤防法面を設置し、流水に対する侵食抵抗性を検討する。

* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長

** 馬場 仁志 北海道開発局開発土木研究所 環境水工部 河川研究室長

*** 船木 淳悟 北海道開発局室蘭開発建設部 沙流川ダム建設事業所長

**** 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 (株)建設技術研究所 技術本部 技師長

[前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第4部主任研究員]

この水路は、最大給水能力 $1\text{m}^3/\text{s}$ の循環系に接続され、同規模の水路三連で構成されており、条件を予め設定し交互に使用できるようになっている。

流水断面は、図1に暴露条件で不織布を敷設した状態の一例で示したが、平均流速約 $3\text{m}/\text{s}$ を目標に河床幅を設定している。

水理実験による検討は、以下の事項について行っている。

- ・最も厳しい条件として、不織布を暴露状態で敷設した条件（洪水により不織布上の覆土が流失した条件に相当）で、不織布の流れによる挙動、固定方法との関連、継目の設定方法、背面土層の動きなどを調べ、適切な敷設方法を検討する。
- ・覆土、芝を施工した条件で、その効果を芝のみ堤防条件との比較実験において検討する。

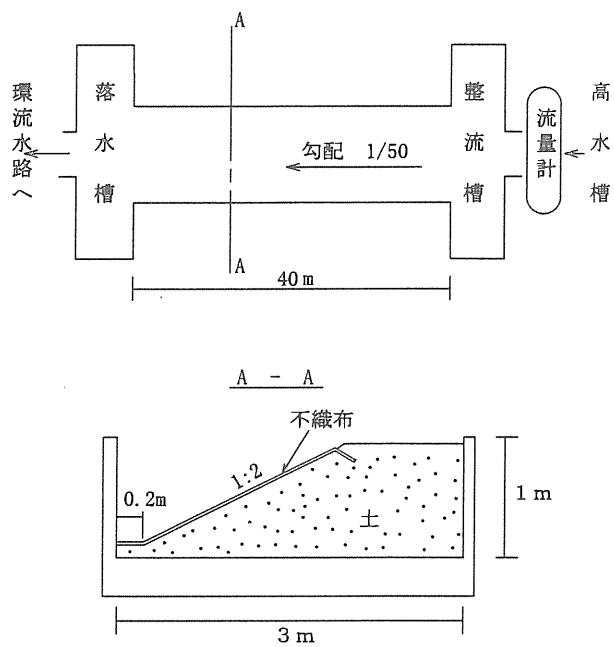


図1 水路実験施設

2.2 堤防越流実験

超過洪水等で堤防を越流した場合にも耐え得る堤防を目指して、幅 1m 、深さ 1.2m 、長さ 40m 、勾配 $1/1.500$ の直線矩形水路を用い、水路実験と同様な事項について基礎的な検討を行う。法勾配は $1 : 2$ を基本とし、図2に設定条件の一例を示す。

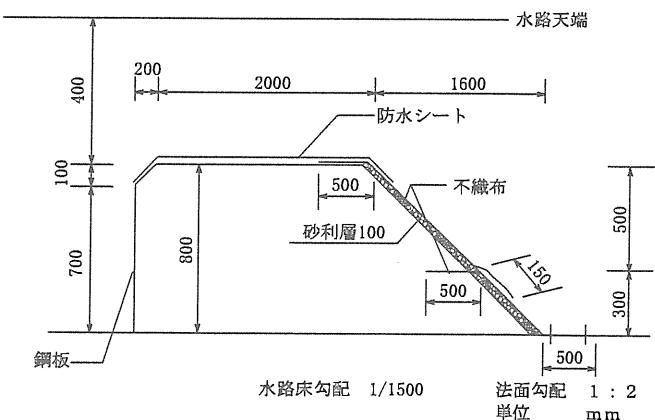


図2 越流実験施設

2.3 降雨実験

図3に示すような、堤高 1m 、法勾配 $1 : 2$ の三面を有する試験堤防に、A面不織布なし、B面不織布一層、C面不織布二層としてこれに覆土、張り芝を施し、高さ 3m からの人工降雨により不織布の雨水浸透、排水特性を検討する。

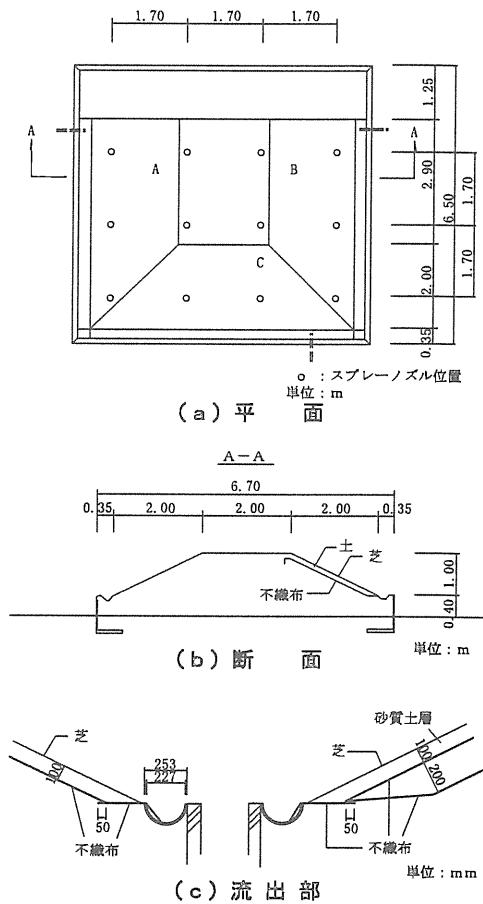


図3 降雨実験施設

2.4 堤防植生の生育試験

試験は場において法面、平面の条件で、覆土厚と芝の生育・根の成長、不織布通根性などの関連を確認し、適切な敷設方法を把握する。

2.5 不織布の暴露試験

不織布の暴露条件での劣化特性を把握する。

2.6 流水耐久性実験

写真1の断面 $1.2m \times 1.0m$ 、長さ $25m$ の高速循環水管路により、不織布面の流速約 $3.0m/s$ の条件で、不織布破損部の引裂抵抗性とテンダーバッグを用いて吸い出し防止性について検討する。



写真1 実験水路

なお、実験に用いた不織布は、強度、透水性、土砂吸出し防止性、通根性等の要件を勘案し、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。その材質の試験結果は表1のとおりである。

表1

項目	材質 ポリオレフィン 系繊維	備 考
重 量 (g/m^2)	253	
厚 み (mm)	6.0	押圧 $20g/cm^2$
引張強度 (N/5cm 幅)	タ テ ヨ コ	397 286 JIS L1085 に準ずる
伸 び 率 (%)	タ テ ヨ コ	19.4 80.0 JIS L1085 に準ずる
透 水 係 数(cm/sec)	0.87	JIS A1218 に準ずる

3. 実験の経緯

3.1 水路実験

流水に対する安定性、抵抗性の観点から、適切な敷設方法を見出すため、暴露条件（実際面では、洪水により不織布上の覆土が流失状態に相当）で、以下の3つのシリーズの実験を行い検討した。

1) 実験 1

早い流れの中に置かれた場合に想定される不織布の不安定性に対処する固定（押さえ）方法として、U字金具（径 $6mm$ 丸棒鋼、長さ $30cm$ 、引抜抵抗力 $15kg$ ）を用い、固定位置をえた3ケースを検討した。なお、不織布の縦断方向の敷設は、 $5m$ 每に継手を設け、 $5m$ を1ケースの実験区間としている（以下の実験も $5m$ を基本とした）。継手は上流方向に $50cm$ 幅を俯角約 40° 方向に埋め込み、平行部重ね幅を $15cm$ としてステップラー止めとした。

実験結果は、流れが射流領域にあり水面動搖の激しい流況のため、これに伴い不織布に波動的な動きが観察され、また背面に細粒分を移動させる程度の流れが生じていると推察された。このため、試験堤防が盛土施工直後で未固結段階という条件もあって、湿潤化による弛みと流れの動搖で固定金具が浮き上がり、法面は下方にはらみ出すように変形し、固定金具の効果が十分発揮されなかった。

2) 実験 2

不織布の動搖を押さえる方法として重しを配置した場合の3ケースを行い、その効果を検討した。重しには、爪付きの中華鍋型コンクリートブロック（径 $27cm$ 、高さ $7cm$ 、重量 $8kg$ ）を作製して用いた。同時に固定しない場合、また継手部の構造について検討すること目的とした2ケースを行なった。

実験結果は、不織布とともに押さえブロックが動搖しており、大きな圧力変動が生じていると推察された。またブロックが流れに及ぼす影響も見られ、ブロック周辺の土砂移動にともないブロックの下面に隙間ができる、ここに流れを受けて流失するブロックも見られた。

断面の変化は、細粒分の継手部からの流失と、実験1と同様に下方へはらみ出すように変形し、固定していない区間と比較してその効果は見られなかった。むしろ固定しない区間の方が一様な変形となっており、より安定的とも見られた。

しかしながら、実験1ともども不織布による損傷は見られず、また簡単な縫手構造ながらここが引き抜かれるなど、不織布の流失が懸念されるような現象も見られなかつことなどから、実際の堤防は不織布の上に覆土し芝等で被覆されることを考慮すれば、堤防の壊滅的な破壊をくい止める、あるいは破壊の進行を遅らせる効果を充分期待できる素材であると考えられた。

3) 実験 3

敷設方法について、実験1、2の結果を踏まえ、法面の変形軽減対策と不織布の動搖に対する対案についての検討を目的に、以下の4ケースの実験を行なった。

法面の変形軽減対策として、縫手の配置で対応した場合。

- ・不織布背面の流れによる土砂の流失を抑制する対策として、縦断方向の縫手（上流側巻き込みによる仕切り効果）間隔を短くした場合（実験1,2の1/2）。
- ・土砂の下方への移動によるはらみ出しを抑制する対策として、法面中段に縫手（不織布水平巻き込み、幅50cm）を設けた場合。

動搖するシート状不織布の対案として、不織布製の土嚢を連接ブロック状に敷設した場合（70×50×20cm、30～35kgのテンダーバッグを使用）。

- ・不織布の上にテンダーバッグを敷設した場合。
- ・テンダーバッグを直接敷設した場合。

実験結果は、縦断方向の縫手間隔を短くしたことの効果は特に見られなかつたが、法面中段の水平仕切りは、法面の変形をかなり抑制する効果のあることがわかつた。テンダーバッグを直接敷設した場合は、バッグ間の隙間からの吸い出しによるものと思われる変形が見られるが

比較的安定しており、流れ方向の連結方法を工夫することによって実施工が可能な敷設方法と考えられた。不織布上に敷設した場合は殆ど変形が見られず、今回の実験における程度の流れのもとでは極めて安定なことが示された。

3.2 堤防越流実験

天端を不透水条件とし、法面流れに対する不織布の効果を確認する実験を3ケース実施した。試験堤防の土質、盛土条件等は水路実験と同一とし、法面中段に縫手を設定した。通水は盛土後日を経ずして行なった。

実験は、まず勾配1:2の盛土材のままの法面に直に不織布を敷設した条件で、流量を0.1m³/s/m通水して観察した。結果は、やはり不織布背面の流れが生じて細粒分が縫手部から流失し、選択的な土砂移動が法面を不規則に変形させ、この流失現象を加速させて法面が垂直化し崩壊していく。そこで、次に表層に掃流抵抗をもたらした場合の効果を確認するため、表層部10cmを砂利層（最大粒径40mm）に置き換える、法勾配を変えた2ケース（1:2, 1:3）を行なった。流量は0.2m³/s/mを通水して観察したが、前者に比べ変形速度が非常に遅くなることが確認された。特に、流量を0.2から0.4m³/sに増加させたところ、不織布が越流水に強く押し付けられて細粒分の流失が止まり変形が停止した。なお、法勾配を緩くした場合はより変形速度が小さいという結果であった。

表層部を砂利層とした条件は、粘着力が発現され固結化した状態、あるいは植生の根系が成長して土粒子を捕捉している状態にも相当し、年数を経ると効果を発揮するものと考えられた。

表2 実験に用いた不織布の暴露試験結果

項目	未使用品	1997年5月28日採取		1997年11月16日採取		摘要
		(1)	(2)	(1)	(2)	
質量(g/m ²)	253	312	369	280	217	JIS L1085
厚さ(mm)	6.0	5.6	4.8	4.4	3.5	"
引張強さ (N/5cm 幅)	たて	397	366	383	196	101
	よこ	286	259	285	157	111
伸び率(%)	たて	19.4	15.2	19.8	11.0	8.3
	よこ	80.0	89.6	68.6	51.4	45.7
透水係数(cm/s)	0.87	0.50	0.51	0.56	0.65	JIS A1218

備考　・不織布を地面に敷設した日：1996年11月20日

　・(1)は未使用品を放置したもの。

　・(2)は通水実験に用いた後放置したもの。

　・放置したものは出来るだけ付着土を落とした後に各試験を行なったが、若干土が残留している。

3.3 降雨実験

試験堤防は、盛土材として関東ローム（江戸崎1号、中央粒径0.02mm）を用い、平成10年8月に張り芝をして約1年間養生したものである。ここに降雨強度60mm/hr相当を5時間散水し、排水量を観測した。

実験結果は、芝のみの法面からは殆ど流出が見られなかつたのに対して、不織布一層の法面からはこの約40%が流出し、高いドレン機能のあることが確認された。なお、不織布二層の法面からの流出は、一層より5%程度多い結果にとどまつておらず、実験施設上の課題も考えられた。また、より長大斜面の実験の必要性も感じられた。

3.4 不織布の暴露実験

北海道開発局開発土木研究所石狩実験場（石狩市）の構内に、平成8年11月・未使用品と通水実験に使用した不織布の供試体を地面に敷き、次の時期に材質試験を行なつた。

- ・一冬経過した時点
- ・更に一夏経過した時点

一冬経過した時点では、圧縮されて透水係数が減じてゐるもの、強度的な低下は特に見られなかつたが、一夏を経過すると強度面の劣化が現われている。また、通水実験に使用した供試体のほうがより劣化が進む結果となつてゐる。これは素材の纖維が紫外線の影響を受けやすいためと思われる。

この改良には、使用纖維中にカーボンを入れることが有効と考えられているようである。しかしながら、土中に敷設されることを考慮すれば、この結果は実用上問題はないと考えられる。

3.5 流水耐久性実験

写真1の高速循環流実験水路に、図4に示すテンダーバッグと各種の損傷条件を想定した不織布を設置し、水路内平均流速4.5m/s、水路床付近流速3.0m/sで2時間通水して、不織布の吸い出す防止性と流水に対する耐久性を確認した。

結果は、テンダーバッグを用いた吸い出し防止性では、若干土色が渋む程度であり、吸い出しの懸念はないと判断された。また、耐久性実験では、損傷部の拡大は見られなかつた。

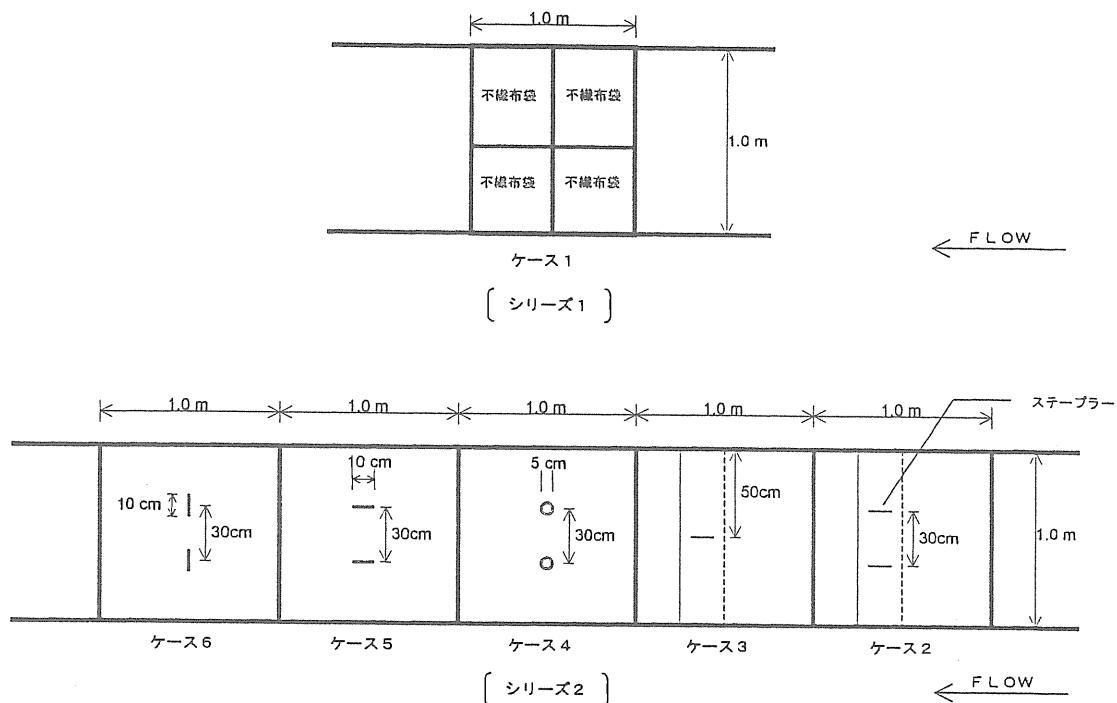


図4 耐久性実験条件図

4. 植生の生育試験

4.1 試験場の概要

図5に模式的に示すような不織布の敷設条件を変えた、法面3区画・平面8区画の試験場を平成9年10月に設定して1年間養生してきた。養生中の試験地は写真2のようである。

約1年を経て、水路実験に先立つ10年9月に観察した状況が写真3、4である。



写真2 植生の生育試験地

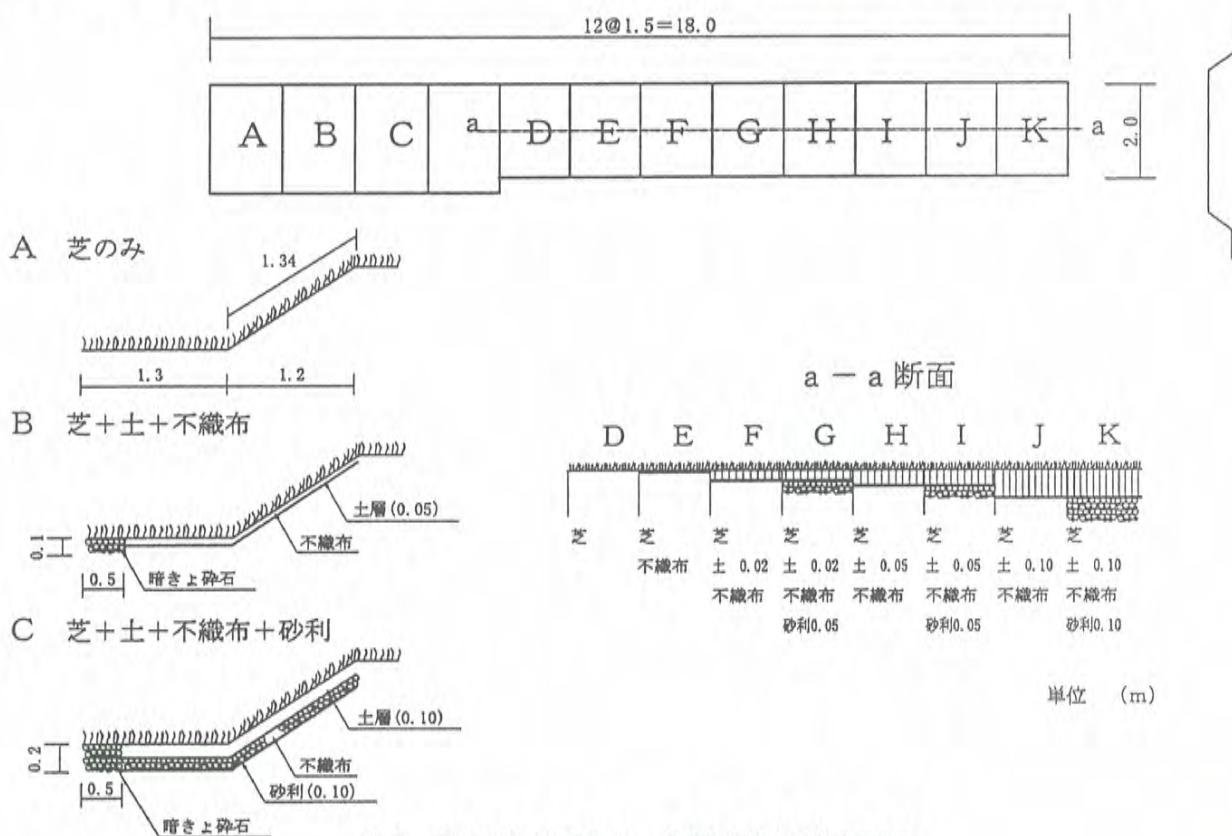


図5 植生の生育試験地 不織布敷設条件概要図

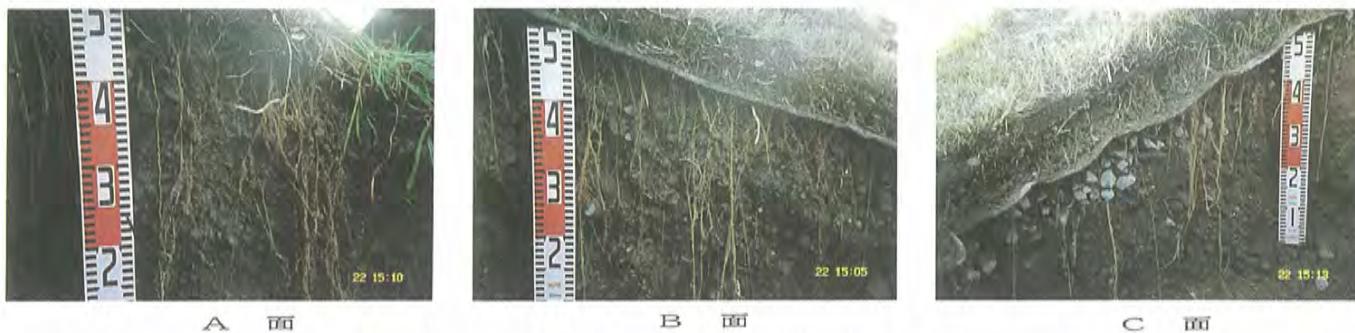


写真3 法面試験地の通根状況

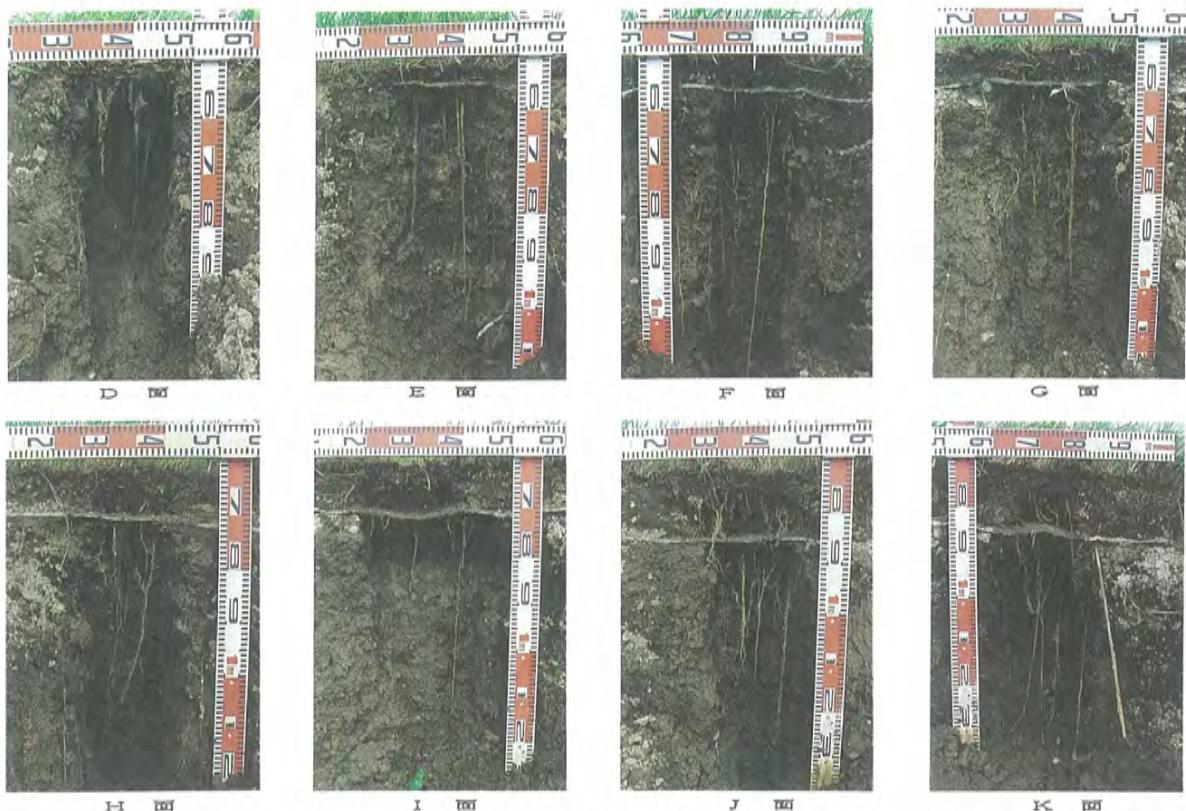


写真4 平面試験地の通根状況

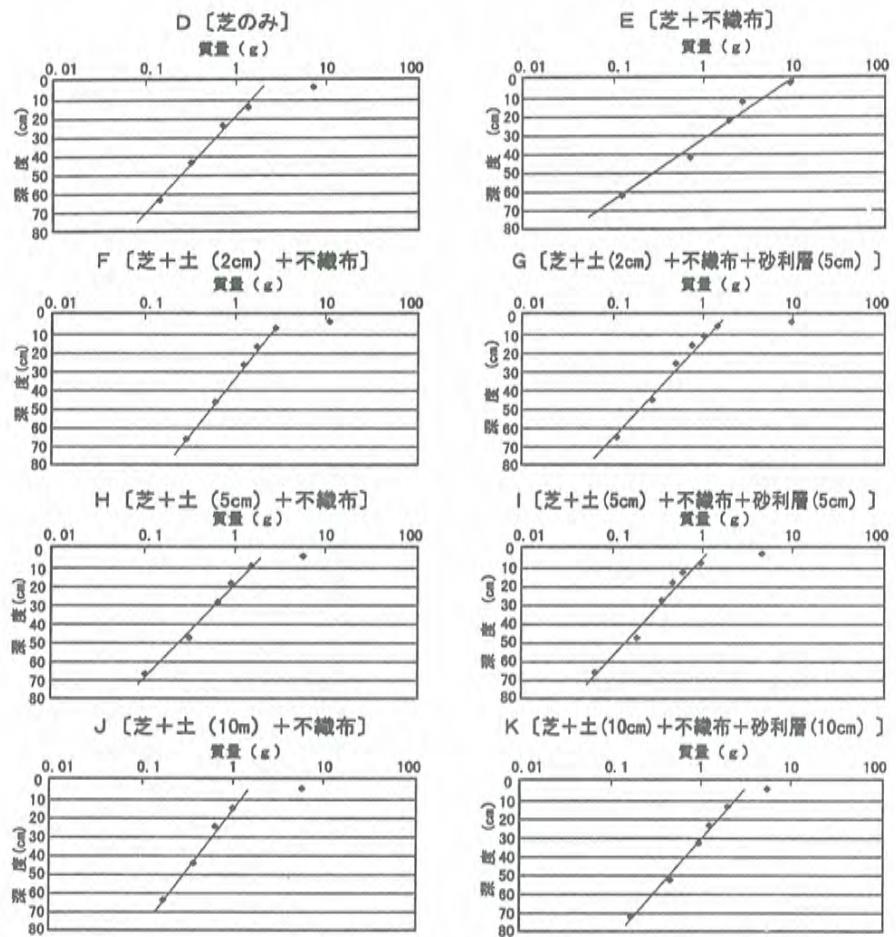


図6 根毛量の深度変化

堤防植生としての草種は、次の割合の牧草種を用いた。

オーチャードグラス（カモガヤ）	40%
チモシー（オオアワガエリ）	40%
スノーフット	20%

北海道の土木工事では、これらの草種も含め一般に芝と称しているので、本文では芝として記述している。

なお、施工は播種ではなく、張り芝とした。

4.2 試験の結果と考察

根は全てのパターンとも不織布の上で曲がることなく貫通しており、不織布は土と一体となって機能しているようである。根の長さは 50cm 以上に達しているものもある。平面試験地について、30×30cm で深度方向に幾つかの層に分けてサンプリングし、各層毎に根毛量を測定した。結果を図 6 に示す。

図6のプロットは、その点より下方の根毛量の累加値

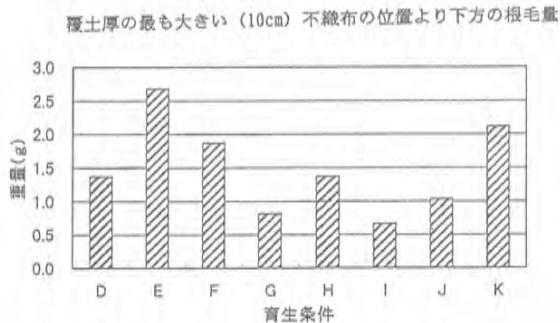
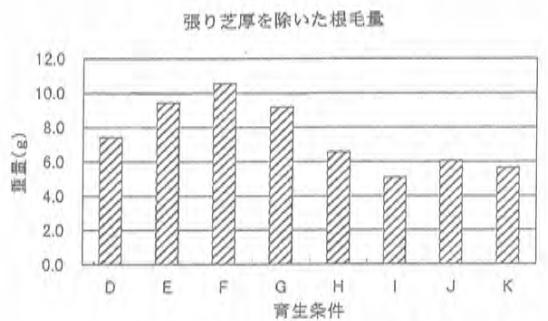
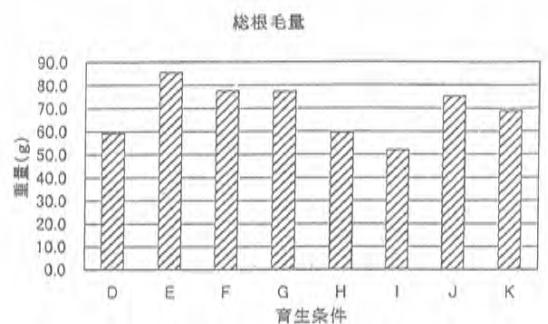


図 7 根毛量の比較

で示してある。また、図7に各区画の根毛量の差異をヒストグラムで示した。張り芝であることから、この部分を除いた中段の図が根の成長量に相当する。

図7を見ると、覆土2cmまでのところの根の成長が良いようであり、砂利層を設けたものは深くまで伸長していない傾向がみられる。ただし、K面は例外となっている。

写真5は実験水路の根の一例である。上段左は、芝だけで被覆した水路の通水により侵食された側面であり、右は混入（後日侵入したのかは不明）していた直根性のタンポポ類、エゾノギシギシの根であり両者共深くまで成長している。なお、タンポポ類などの太い根は不織布のところでくびれており、折ると根の通っていたところは周辺と見分けがつかない程度に不織布は収縮する。下段は、不織布を敷設した水路に張り芝して2年を経過した断面である。根は不織布を貫通し良好に繁茂している様子がうかがえる。



不織布なし水路の根の状況

(根長：芝 約 40～70cm, タンポポ類 約 45cm, エゾノギシギシ 約 75cm)



不織布敷設水路の2年後の法面

写真5 実験水路の植生の生育状況

5. 植生施工条件の水路実験

5.1 実験の概要

水路実験は、不織布を覆土・芝で被覆した場合の効果を確認するため、不織布を敷設しない芝のみで被覆した場合との比較実験において行なった。

水路は写真6に見るように、並列に設置し、水路形状、使用芝または養生は同一としている。



写真6 通水前の実験水路の状況
(右: 不織布敷設, 中央: 不織布なし)

不織布の敷設方法は、図8に示すように10m毎に3パターンとした。継手部は暴露実験のときと同一の形状として5m間隔に設けた。芝の生育試験地との関連は、A区間がF面、B区間がCとH面、C区間がK面と対応している。通水前の芝の条件は、肩掛式芝刈り機の刈取り長さの標準となっている5cmとした。

通水は不織布敷設水路を先行し、先ず芝の流水耐久性を確認するため $0.95\text{m}^3/\text{s}$ を5時間連続通水し、この間に水位、流速測定を行なった。流れは写真7に示すようである。

水位は助走区間で急な低下背水となっているが、実験区間では等流に近くなっている。また、断面平均流速(通水流量/流水断面積)は、実験区間で見ると $2.5\sim2.7\text{m/s}$ となっている(図9)。

流速測定は、各パターンの中間断面で行なった。不織布なしの水路においても同一箇所としている。測定結果は、 3.5m/s を越える点もあり、中流(25m地点)の法尻部が速くなっている傾向が見られる(図10, 11)。

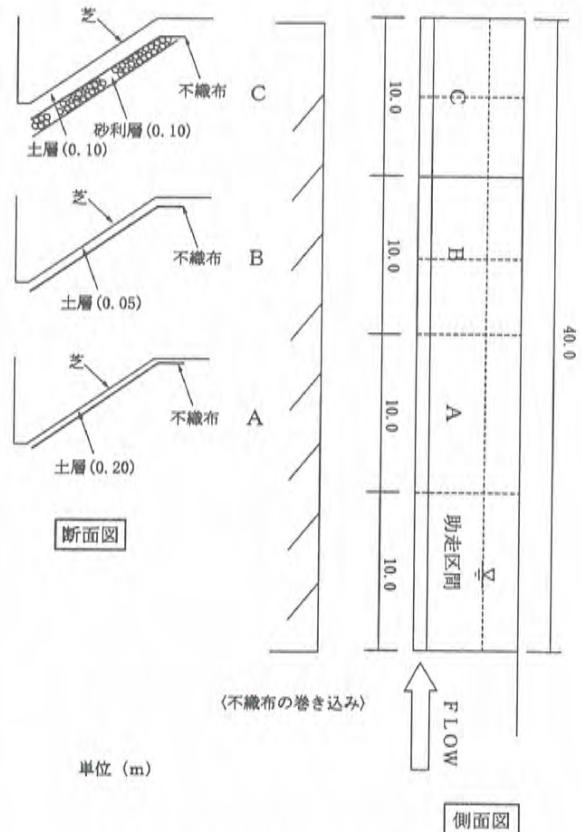


図8 不織布の敷設パターン模式図



不織布敷設水路



不織布なし水路
写真7 通水状況 (流量 $0.95\text{m}^3/\text{s}$)

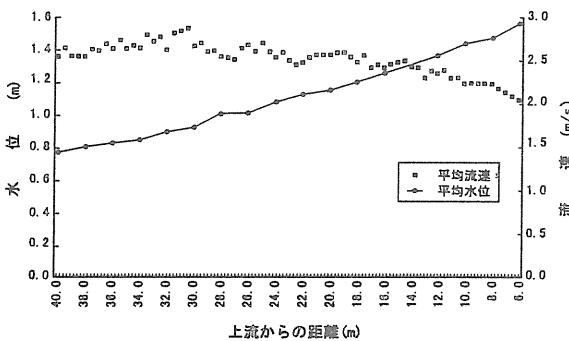


図 9 水位・断面平均流速縦断図

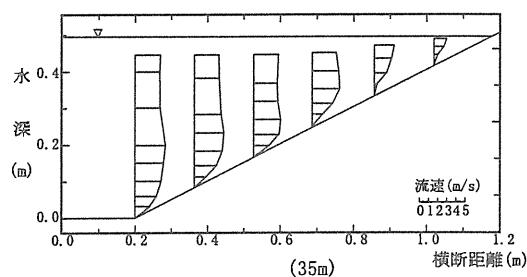
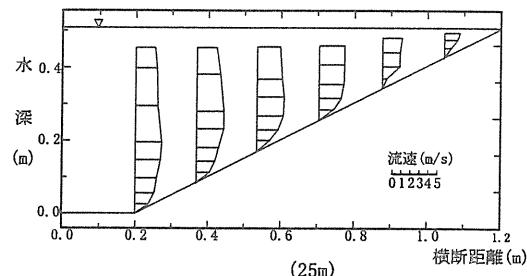
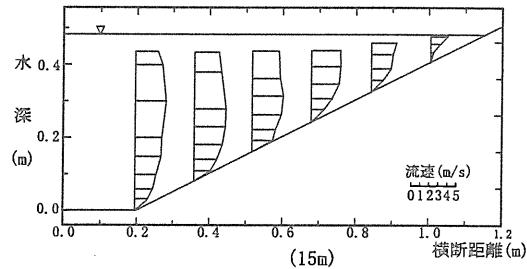


図 11 不敷布なし水路の流速分布

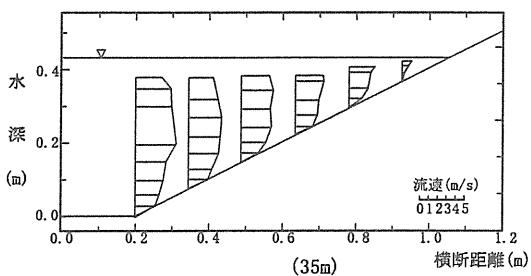
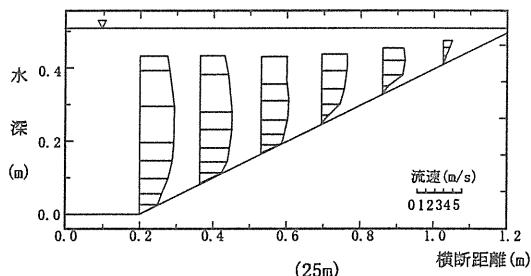
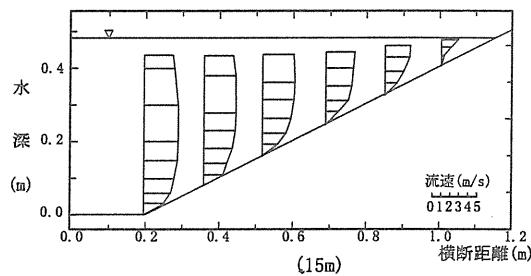


図 10 不敷布敷設水路の流速分布

5.2 実験の結果と考察

通水後の河床は中流一部区間の法尻付近の芝に損傷が生じている。これは通水中に河床を探ってみた結果から、約2時間半から発生したようである。この部分に生

じた要因としては、流入部の形状に起因して流れがやや蛇行し、らせん流が生じているように見受けられ、一方で法尻部の芝刈りが刈りにくくことにより芝を刈りすぎ、また根まで傷つけた箇所があったためではないかと思われる。

このことから、不織布なしの水路では法尻部をネットで保護し、水位・流速の測定に要した約2時間の通水に留めた。

次に、芝に損傷が生じた場合、そこからどのように侵食が進行するか、また不織布あり、なしの侵食形態を確認するため、図12と写真8に示すような円形と矩形の人為的損傷部を、円形のものを各パターンに一ヶ所配置し、矩形のものは侵食の進行に伴う下流への影響を考慮し最下流に設定して比較実験を行なった。芝は文房具カッターで切り取った。

設定位置は、不織布ありの法尻部の状況から図12に示す箇所としたものであり、したがって、不織布なしの水路においても同一箇所とした。なお、矩形損傷部は不織布ありの水路では2時間通水後に設けたが、不織布なしの水路では当初から設定した。また、不織布なしの水路には、不織布ありの水路で法尻からの侵食が比較的進行していた28m地点に円形のものを一ヶ所追加した。

実験は、30分通水毎に水を止め、侵食状況を観察する方法で10サイクル、5時間について行なった。

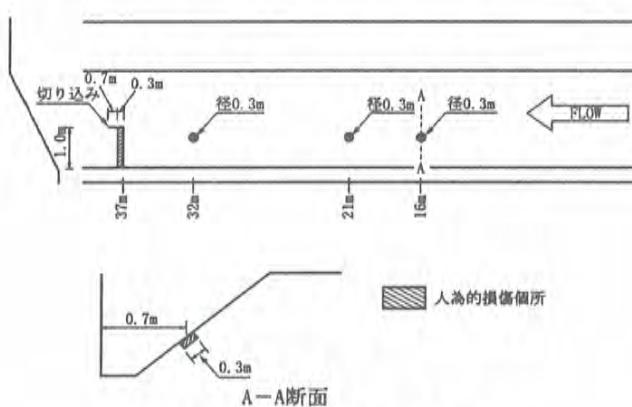


図 12 芝の損傷ヶ所設定図



写真 8 芝損傷部の設定

実験結果の侵食進行状況の比較を文末の写真9～12に示した。

円形部からの侵食は、堤体上方が1年を経て粘着力を発現し侵食抵抗力が増していることから、覆土の厚い方が遅いようであった。最も覆土厚の薄い16mの箇所では、芝と不織布の間を流れるように作用し根を切断しながら侵食が進行している。不織布なしの水路では、露出土面が侵食され、穴がある程度深くなると後流が発生し侵食力を弱めているようであり、この程度の損傷の規模ではなかなか侵食が進まないようである。なお、不織布ありの水路では事前通水で法尻部に損傷ヶ所があり、ここからの侵食と円形部からの侵食がつながって見た目の印象は良くないが、不織布背面を水が流れた形跡は無く安定している。これには通根した根系の効果もあるものと考えられる。また、暴露状態の実験（土は粘着力を発現しておらず粒子状であった）で見られた水面動搖に伴う背面の変形は、水面付近の芝に侵食の懸念がないことから不織布を固定する効果を發揮し、背面の変形を抑制することが充分期待できると思われる。

一方、侵食の進行には損傷部下流側の芝の状態、強度が大きく関係している。いったん芝が裂けるとそれに伴う流れの作用と相俟って急に侵食が進行する。特に、不織布がない場合は写真10に見るよう急激に進行し、深くまた側方へと広がっていく。

矩形損傷部からの侵食は写真11に見るとおり、不織布ありでは下部は侵食され芝が裂けながら進行しているが、上部は3時間後もめぐれず、また不織布も安定しているのに対し、不織布なしでは通水後直ちに全体がめぐれ始め、大きく侵食されておりその差は歴然としている。不織布ありの水路では2時間通水後に矩形損傷部をもうけたため、3時間通水までしか比較できないが、不織布なしの場合、5時間後の結果は写真12のようであり、堤防は危険な状態となっている。

これらの結果から、不織布の堤防保護工への適用は充分期待できると考えられた。

6.まとめ

自然環境の保全に配慮した堤防保護工法として、植生の特性をより發揮させ、かつ維持管理の労力・費用の軽減を考慮して不敷布を用いた工法について一連の試験・水理実験を行ってきた。

本報告は、第1報¹⁾、2報³⁾までの検討を踏まえて、実施工を考慮した芝で被覆した場合の検討結果を報告した。

不織布を土中に挿入した場合の芝の生育については、覆土条件、平面・斜面で特に差は見られず、根も不織布を忌避することなく通根する。しかし根は覆土条件により深いところの根毛量に若干差が見られた。

芝を施工した水路実験では、芝が損傷したとの侵食状況には歴然とした差が見られ、不織布の有効性が確認された。前報までの不織布暴露条件の実験で見られた法面方向の変形は、水深の浅い範囲は芝の損傷を受けないため、水面波動による影響を受けないこと、また不織布背面の土層は根系に捕捉されて法面変形を抑制する効果を発揮して、実験範囲では法面変形は見られなかった。

これまでの実験的検討から、不織布の堤防侵食防止工としての有効性が確認された。しかしながら、現地河川への適用に当たっては、縫手部、法尻部の処理方法など細部の施工法の検討が残されており、今後、大型模型による実験、更には試験施工による検討が望まれる。

参考文献

- 1)吉川秀夫、船木淳悟、長谷川茂、竹本成行（1997）：ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験、河川環境総合研究所報告、第3号、pp.157-162.
- 2)吉川秀夫、馬場仁志、船木淳悟、長谷川茂、竹本成行、山口俊平（1998）：不織布による河川堤防の強化に関する実験的研究、水工学論文集、第42巻、pp.475-480.
- 3)吉川秀夫、馬場仁志、船木淳悟、長谷川茂、竹本成行、山口俊平（1998）：ジオテキスタイルを用いた堤防侵食防止に関する実験（第2報）、河川環境総合研究所報告、第4号、pp.93-102.
- 4)船木淳悟、馬場仁志、吉川秀夫、竹本成行（1998）：不織布を利用した河川堤防の保護に関する水理実験、土木学会北海道支部平成9年度論文報告集、pp.166-169.
- 5)船木淳悟（1999）：ジオテキスタイルを用いた河岸侵食防止に関する実験（第3報）、第42回（平成10年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集(3)、pp.135-142.

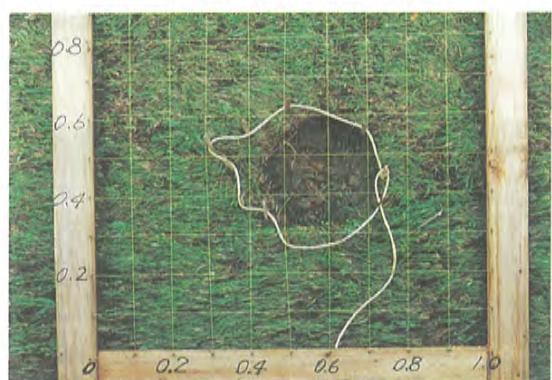


写真 9(1) 円形損傷部の侵食進行状況の比較
(No.16 1時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)

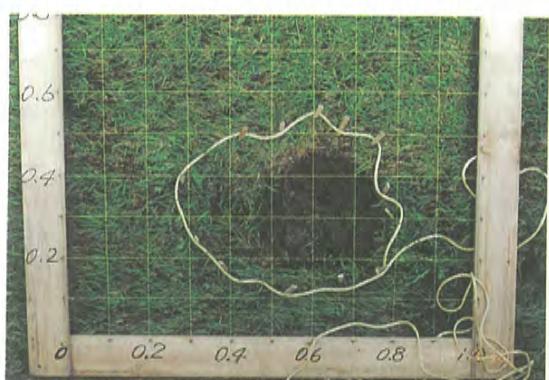


写真 9(2) 円形損傷部の侵食進行状況の比較
(No.16 3時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)

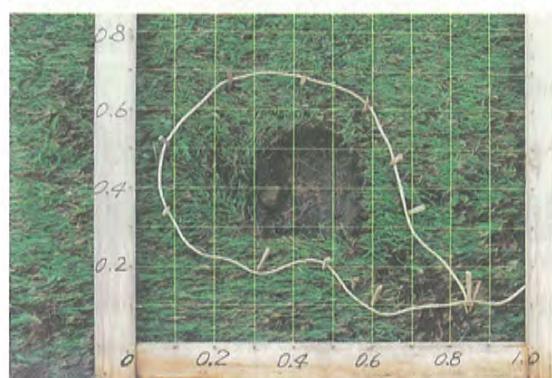


写真 9(3) 円形損傷部の侵食進行状況の比較
(No.16 5時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)

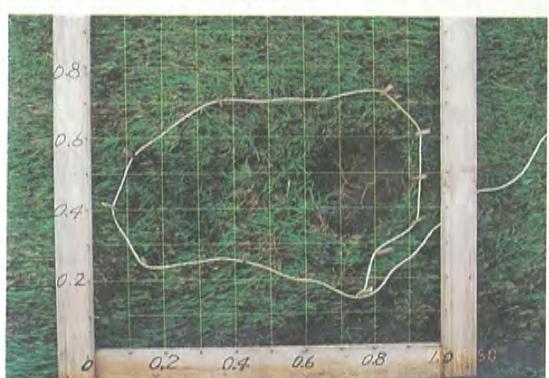


写真 9(4) 円形損傷部の侵食進行状況の比較
(No.21 5時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)



上流からの侵食の到達により急激に侵食が進行



写真 9(5) 円形損傷部の侵食進行状況の比較
(No. 32 5時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)



写真 10(1) 不織布なし水路円形損傷部の侵食進行状況
(芝の切口が裂けた場合、No. 28, 30分通水後)



写真 10(2) 不織布なし水路円形損傷部の侵食進行状況
(芝の切口が裂けた場合、No. 28, 1時間通水後)



写真 10(3) 不織布なし水路円形損傷部の侵食進行状況
(芝の切口が裂けた場合、No. 28, 2時間通水後)



写真 10(4) 不織布なし水路円形損傷部の侵食進行状況
(芝の切口が裂けた場合、No. 28, 3時間通水後)



写真 11(1) 矩形損傷部の侵食進行状況の比較
(No. 37 1時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)

写真 11(2) 矩形損傷部の侵食進行状況の比較
(No. 37 2時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)



写真 11(3) 矩形損傷部の侵食進行状況の比較
(No. 37 3時間通水後、上段不織布あり、下段不織布なし)



円形損傷部



矩形損傷部

写真 12 不織布なし水路損傷部の侵食進行状況（5時間後）

III. その他河川環境の保全と創造に関する研究

7. 流域水循環に関する検討手法と対策評価について ～大阪府下都市型河川域の事例～

向井 松正*

要旨

近年、安全で安心できる都市環境として良好な水環境の保全・回復や多様な生物の健全な生息環境に対する国民の関心や要望が高まっている。

昭和30年代前半頃まで、都市部、農村部とともに水循環が正常に機能し、良好な水環境が形成され、四季折々に水と緑の変化に恵まれた自然豊かな国であった。

その後、都市化の進展に伴う流域の急激な変化等により、従来の水循環系は大きく変化し、流域の保水・遊水機能を低下させ、洪水流量が増大し水害の危険性の増幅を招いた。また、平常時の河川流量の減少、水域の水質汚濁、湧水の枯渇、さらには川と人との関係が希薄になるなどの様々な問題が生じてきた。

一方、下水道整備完了後の水域への流入負荷量の大部分が雨天時のノンポイント負荷が占めると予測されるところから、ノンポイント負荷対策を含めた対策評価が必要である。

そこで、健全な水循環を再生し良好な水環境の実現に向けた問題点の抽出、課題の整理及び下水道整備完了後のノンポイント負荷も含めた対策手法と効果及び評価の検討手法を示す。

1. はじめに

社会情勢、産業構造の変化により、水需要が増加し、河川等からの実力以上の水利用が行われ、河川は慢性な水不足に至り、また、身近な水辺を形成していたため池や水路網は潰瘍や暗渠化され、水路は大量の生活排水で汚れ、水環境は劣悪な状況になった。一方、雨水及び排水は下水道整備による人工的な流出経路により流出が促進され速やかに周辺から排除されている。このような都市化の進行による農地と水路網の消滅、人工流出経路の

整備は雨水の地下浸透率を減少させ、降雨は一気に河川、海へ排除され、生活が衛生的で利便性が高くなるにともなって、水の再利用や自然システムに依存した水質浄化が行われなくなった。また、水質改善に大きく貢献した下水道の普及は、一方では中小河川の水量の減少や枯渇を促進させ、これら中小河川や水路の水質悪化や水辺の空白地帯化など、水辺環境の悪化を生じさせた。農村部では都市化への進展で周辺の丘陵地や農地が宅地化により相当量の減少とともに、過疎化、高齢化並びに減反政策等により、管理不十分な農耕地や山林が増えるなど、土地の利用形態が大きく変わり、土壌の浸透・保水・貯留能の低下が生じている。さらに、水循環の自然系と人工系の比率が大きく異なってきており、その結果、人工系の水循環が支配的になり、それに伴う水質汚濁や浸水被害の発生等水循環のひずみが生じていることから抜本的な水循環再生の要請が高い。

そこで、都市型河川流域で人為的な水循環が支配する流域における水循環の健全化と水環境改善に必要な水量確保、水質改善手法の検討・評価手法及び対策の実現性を検討した。

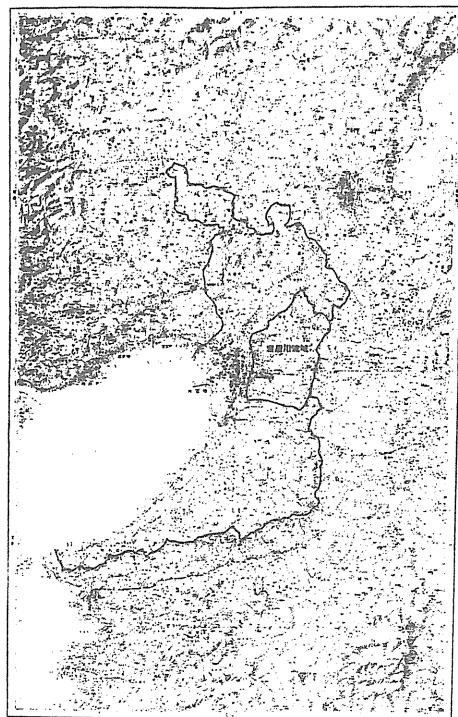
2. 流域の概要

寝屋川流域は東側を急峻な生駒山地（標高 642m）、西側を上町台地、また南北をそれぞれ大和川、淀川に囲まれたほぼ台形状の地域である。当該流域の位置図を図2-1に示す。

その流域面積は 267.6km^2 （東西 14km 、南北 19km 、内水域 205.7km^2 、外水域 61.9km^2 ）で大阪府の全面積約 $1,870\text{km}^2$ の約 14%を占めている。

古来、この地域は淀川、大和川の氾濫区域で、流域の83%までが低平な沖積平野であり、寝屋川は淀川水系に属する一級河川で、寝屋川水系 33 河川あり、網目状

* 向井 松正 (株)日水コン 河川事業部 技術第2部 副部長 (前(財)河川環境管理財団大阪研究所主任研究員)



淀川

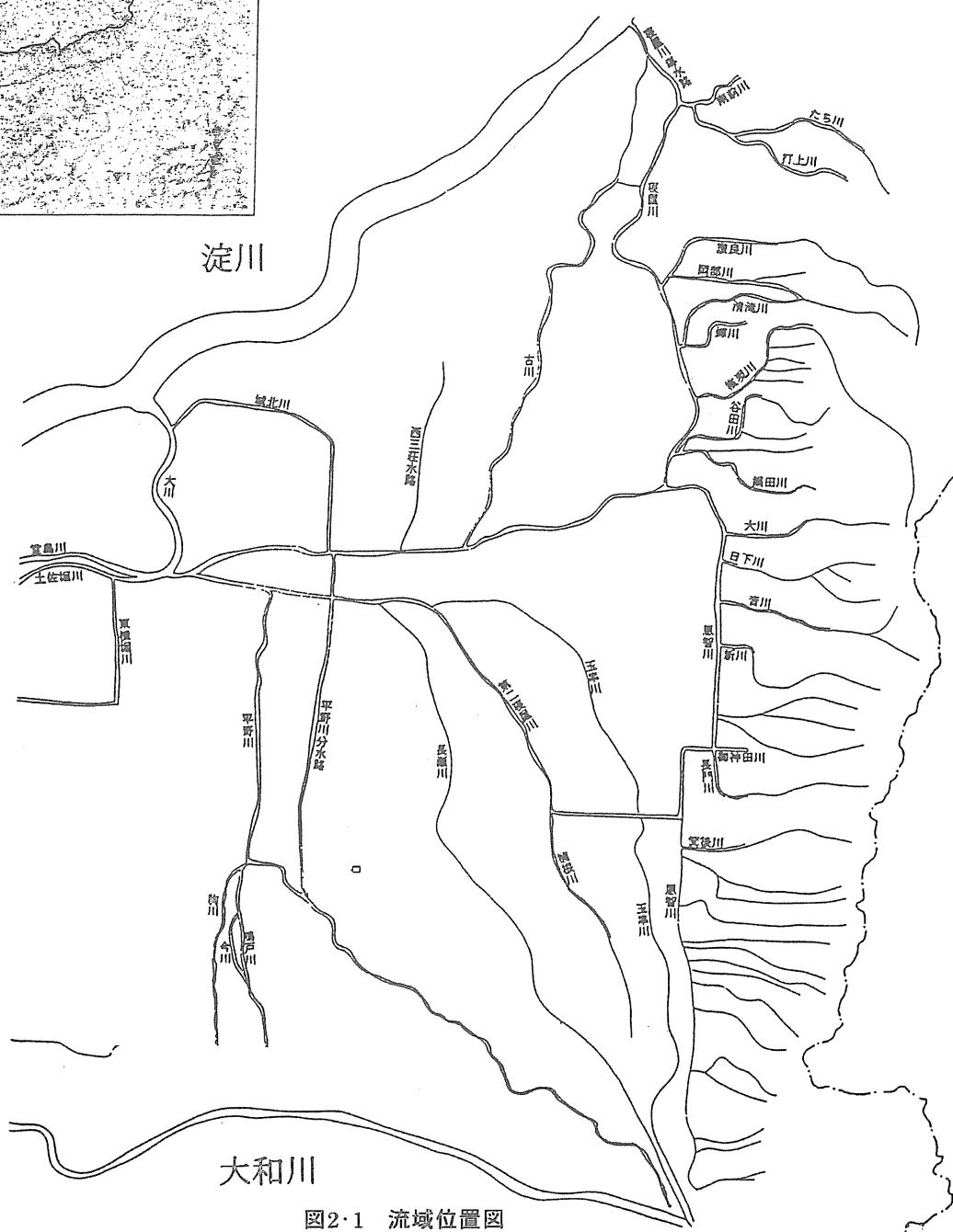


図2・1 流域位置図

を呈している。寝屋川最上流部、支川の恩智川中・上流部、平野川上流部をのぞけば、低平地の感潮区間である。寝屋川上流部、恩智川から西の水域においては、外水域を持たない内水水路が、寝屋川上流部、恩智川においては、東部の生駒山麓から外水の支川・水路がそれぞれ数多く流入している。

流域内に降った雨の流出経路をみると、山地域に降った雨は、地形勾配にしたがって直接河道に流入し、内水域（河川へ自然排水されない地域）に降った雨は、32集水区からなる下水道管渠網を通じてポンプにより河道に強制排出され、大川（大川）から大阪湾に流下する。また、一部遊水地に貯留され、一部は排水機場から淀川に放流される。

なお、寝屋川の河床勾配は中流部まで $1/12,500$ 、上流部で $1/1,000$ 程度であり、河道の流れは大阪湾潮位の影響を受けて複雑な河川水理を呈している。

1995 年（平成 7 年）の人口は約 280 万人で大阪府全体の約 32% を占め、人口密度も 103 人/ha と高い。

1992 年現在における土地利用の内訳は、農地が約 7%，宅地が約 51%，森林原野約 10%，道路、その他 32% で、経年的にみると全市において農地が減少し、住宅地、道路の面積が増加している。

流域全ては都市計画区域内にあり、そのうち市街化区域が約 77%，DID 区域が約 79%（1995 年）を占め、用途地域では、住居系が 56%，商業系が 13%，工業系が 31%（1995 年）となっている。

寝屋川は昭和 30 年代の経済成長に伴う産業活動の活発化、流域の周辺都市の人口増加等により、急激に水質汚濁が進行した。さらに、昭和 40 年代に入って水質悪化が一層進行、寝屋川は黒く濁り、硫化水素臭を放つ状態となり、生活環境に与える影響は深刻な社会問題へと発展し、水質汚濁解消のための諸施策が講じられることになった。その施策の一つが淀川本川からの導水による浄化事業で、寝屋川の目標水質を全川にわたって $BOD10\text{mg/l}$ 程度とし、淀川の $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 導水が計画され、昭和 45 年（1970 年）4 月から供用開始され、現在に至っている。

現況の寝屋川上流部の河川水量は、導水の影響が大きく、 $0.3\sim10\text{m}^3/\text{s}$ と変動があり、年間を通して平均的な流量を見ると、淀川からの浄化用水量が大部分を占め、 $3\sim4\text{m}^3/\text{s}$ の流量がある。一方、恩智川では自己流量のみであり、寝屋川合流地点の住道新橋で $1\sim2\text{m}^3/\text{s}$ と少ない状況で、恩智川合流後は下水処理水や古川、城北川の合流で流量は増大し、第 2 寝屋川合流前で $20\sim30\text{m}^3/\text{s}$ 程度である。

3. 流域の水循環特性把握

水循環再生及び水環境改善対策の検討に当たっては、流域の課題・問題点を水量・水質特性、生物の生息・生育環境、環境防災、景観及び水循環等について把握、整理するとともに、将来の水量・水質見通しの検討が不可欠である。特に、水循環の基となる流域の水の流れと水資源量等の現状を把握するために、流域内の水収支を算定し、流域内の水資源、水需給等ストックとフローの関係を明確にする。

これらの算定結果に基づいて、水循環の問題点、課題を抽出・整理し、基本理念、方針及び河川・水辺改善目標等を流域の地域特性、歴史・文化、自然環境を勘案して設定するとともに、対策の推進方針・整備方針を取りまとめた。

3.1 年間水収支

流域の目標とする健全な水循環の目標像を構築するために、流域の水収支状況を把握し、その流域の特徴と問題点、課題を整理することが対策手法を検討するうえで重要である。

そこで、都市型河川である大阪府下の寝屋川流域を例として水収支算定結果を以下に示す。

(1) 検討方法

流域における水循環に関連する諸要素と主な機能を表 3・1 に示す。

流域内の水収支検討の算定方法に用いた項目及び使用データ、設定方法を、表 3・2 に示す。水収支検討項目は、降雨、蒸発、浸透等の自然系と上工水、下水放流、農業用水等の人工系に分けられる。人工系については対象流域の水利用状況を把握し、項目を設定することが必要である。なお、将来値は、自然の循環系に係わる要因は現況に固定し、人工系の循環系は将来予測を行って設定した。

水収支算出は、原則として実測値を用い、水収支の基礎となる降雨量については近年 10 ヶ年程度の降雨解析を行い、降雨量特性を把握し、計算対象年、例えば豊水、渴水、平水年を設定し、水収支の算出をした。

一方、蒸発散量及び浸透量は土地利用状況と土地利用用途別流出率との加重平均による不浸透面積率（浸透面と不浸透面の比）より算定を行った¹⁾。河川の基底流量に影響を及ぼす浸透量の把握は、自然系水循環の水量確保検討の重要な項目である。さらに、その基本となる

表 3・1 水循環関連要素と機能

水資源 関連要素	概 要	地区間水輸送機能	水利用要素	降水受水機能	蒸発散機能	水質浄化機能	汚濁負荷発生機能	貯留機能
河川	河道・河川敷、ダム、湖沼	○				○		○
地下水	深層及び浅層地下水帯	○				○		○
上水道	取水・導水・浄水・配水の各施設	○				○		
家庭	住宅		○		○		○	
業務	主として第3次産業による業務地区		○		○		○	
工業	工場	○	○		○		○	
農業	水田・畠地及び用・排水施設	○	○	○	○		○	
下水道	下水管路網と処理施設	○				○		
流域	農地や貯水池以外の地表面	○		○	○	○	○	
ため池	ため池			○	○	○		○
系外	大気中							

出典：水理公式集-昭和 60 年版- pp. 183

詳細な用途別土地利用状況の把握は、ため池、調整池等の既往表面貯留施設の検討に資する。なお、本検討では、蒸発散量は不浸透面積率をパラメーターに、流出率を用途別土地利用に対する一般的な係数や雨水対策事業計画値を採用した。今後は、モデル地域での実測による検証または現地の精査を行い、精度向上が望ましい。

さらに、都市型流域の特徴として、人工系の上水水量等の導水量と下水処理場等からの排水量の関係を把握することが重要である。

(2) 水収支計算結果

寝屋川流域の年間水収支の現況と将来の中間目標年平成 22 年（2010 年）、計画目標年平成 37 年（2025 年）時点を予測した。水収支計算結果を図 3・1 に示す。

現況の寝屋川流域では、年間降水量 1026mm に対して、現況（H4）約 1.7 倍の水量 1732mm、将来（H37）

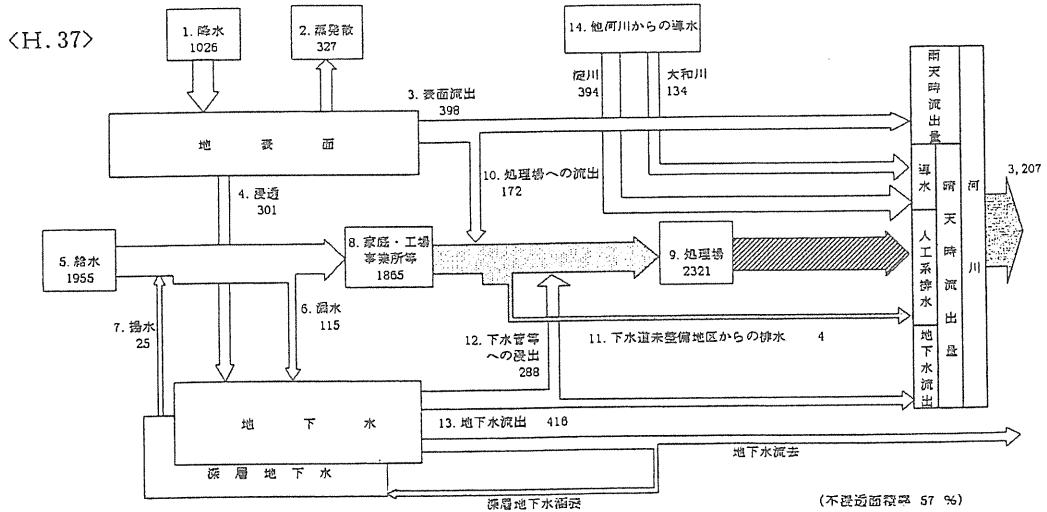
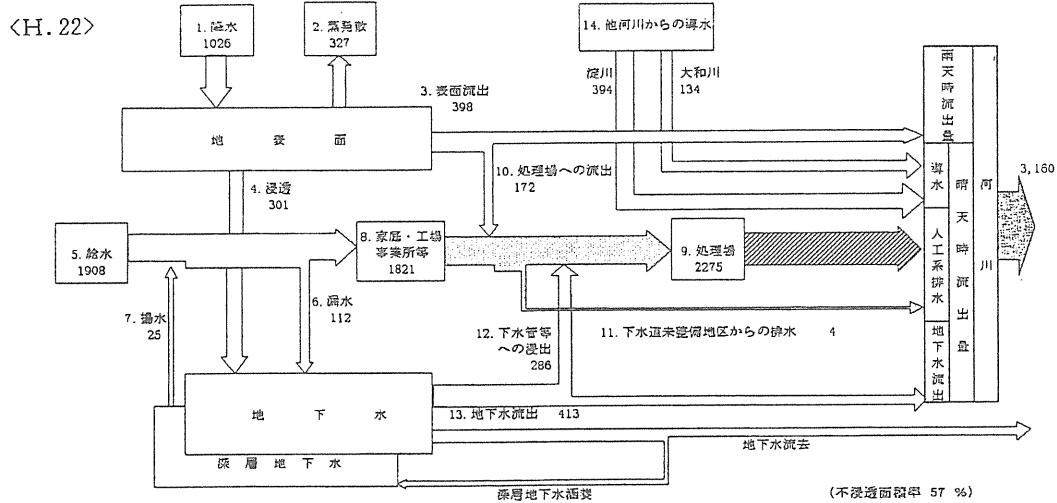
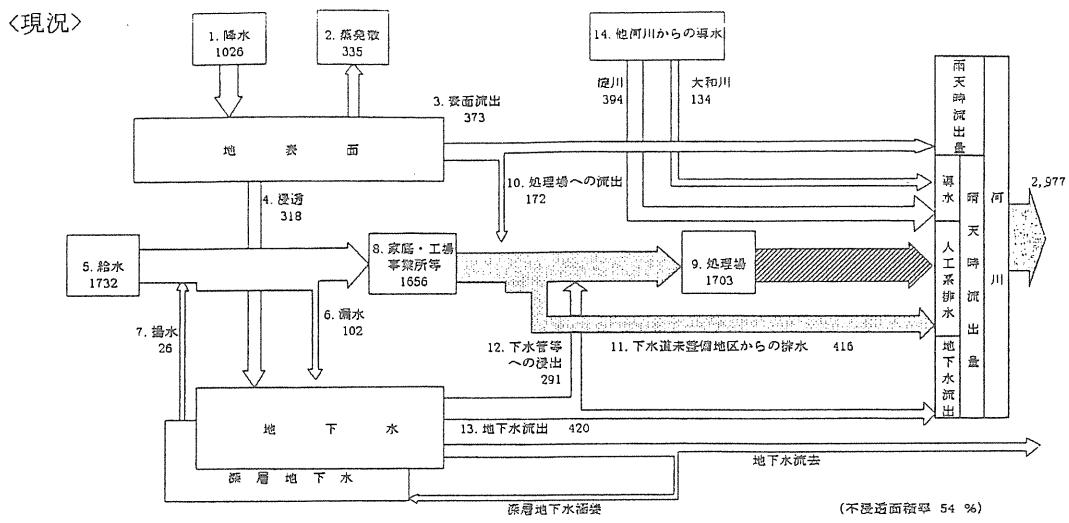
約 2.3 倍 2252mm が上水として他流域から導入され、下水処理水は現況 1703mm、将来 2487mm あるいは未処理 415mm、144mm の排水として人工系の大きな経路が形成されている。

河川流出量の構成をみると、人工系排水（下水処理水と未整備地区排水の合計）の比率が現況約 55%，将来約 60% を占めており、平常時の河川固有水量を構成すると考えられる地下水流出量は現況約 14%，将来約 13% に過ぎない。また、上水以外の他水系からの導水量（淀川・大和川）は現況約 18%，将来約 16% である。寝屋川流域の河川水構成成分比率の変化を図 3・2 に示す。

将来は、上水給水量の増加に伴い、人工系排水の占める比率が増大する傾向であり、寝屋川流域の水循環は、人工系が支配的で、自然系の自己水量が少ない。なお、給水量増加に伴う漏水量増加は地下水流出量への直接的な増加量の拡大にはなっていない。

表 3・2 流域内水収支の設定方法一覧

項目	設定・算定方法	備考
①降水 (自然系)	流域内雨量観測所 7ヶ所・日雨量10ヶ年(S59～H5) ティーセン係数法により設定、欠測補填は相関式 将来は現状値	
②蒸発散 (自然系 +人工系)	村岡による方法 可照時間、浸透面、不浸透面、飽和絶対温度、日平均気温、日降水量 将来は土地利用面積を将来値に変更	土地利用面積の将来値は「寝屋川流域整備計画」を参考に設定
③表面流出 (自然系 +人工系)	村岡による方法 「(降水量-蒸発散量) × 流出率」 将来は①、②より算定	
④浸透 (自然系 +人工系)	村岡による方法 「降水量-蒸発散量-表面流出量」 将来は①、②、③より算定	
⑤給水 (人工系)	市町村別年間給水量(「大阪府の水道の現況」) 流域内人口比(H2国調) × 年間給水量 将来トレンド予測(1次回帰)	各市別 昭和59～平成5年度(10ヶ年) 3ヶ年移動平均値利用
⑥漏水 (人工系)	「大阪府の水道の現況」市町別年間有効水量 流域内人口比 × 年間有効水量 年間漏水量 = 年間給水量 - 年間有効水量 将来は現状(H5)と有効率が同じものとして将来給水量から逆算	有効率 = 有効水量 / 給水量 漏水量 = 給水量 - 有効水量
⑦揚水 (人工系)	市町村別「地下水採取量総括報告書」 流域内人口比 × 年間地下水採取量 将来は現状(H5)維持	
⑧家庭・工場・事業所等の排水 (人工系)	流域年間家庭・工場・事業所等の排水 「年間給水量 - 年間漏水量 - 年間揚水量」 将来は⑤、⑥、⑦より算定	
⑨処理場排出量 (人工系)	流域内下水処理場 6ヶ所(流域2公共4) 流域年間処理水量 「年間高級処理水量 - 年間簡易処理水量」 将来は高級処理水量(将来計画値) + 簡易処理水量(現状値) + 「⑫下水管等への浸出」	※H37については予測されていない処理場を含むためH22からの給水量予測の伸び率で補正した。 ※将来計画値には「⑫下水管等への浸出」が考慮されていないためプラスした。
⑩表面流出のうち 処理場への流出 (自然系 +人工系)	雨水の高級処理場 「年間高級処理水量 - 晴天日平均下水量 × 365」 表面流出のうち処理場への流出量 「雨水の高級処理水量 + 簡易処理水量」 将来は現状値	
⑪下水道計画外 地区からの排水 (人工系)	下水道普及率 - 「下水道統計」より 下水道未整備地区からの排水量 「家庭・工場・事業所等の排水 × (1 - 下水道普及率)」 将来⑧、⑨、⑩、⑫の収支で算定	⑧ + ⑩ + ⑫ - ⑨
⑫下水管等への 浸出 (人工系)	年間晴天時下水処理水量 「晴天時下水量 × 365」 地下水から下水管等への浸出量 「晴天時下水処理水量 - (下水道普及率 × 家・工・事等の排水)」 将来は現状の⑫、⑬の比率と将来の⑬より算定	⑫(現状) ÷ ⑬(現状) × ⑬(将来)
⑬地下水流出 (自然系 +人工系)	土木研究所資料より 将来は④、⑥より算定	$(G_0 - G_1) + (S_1 - S_0) - DG = a$ G_0 : 浸透量 + 漏水量 G_1 : 揚水量 + 下水管への浸出 S_0 : 深層地下水涵養量 = 0 S_1 : 地下水流出(+地下水流量) DG : 地下貯留量 = 0
⑭他河川からの 導水 (人工系)	淀川からの年間導水量: ポンプ稼働実績より 大和川からの年間導水量: 平野川及び長瀬川の年平均流量より 他河川からの導水 「淀川導水量 + 大和川流量」 将来は現状値	



(単位 : mm)

図3・1 寝屋川流域年間水収支<流域全体>

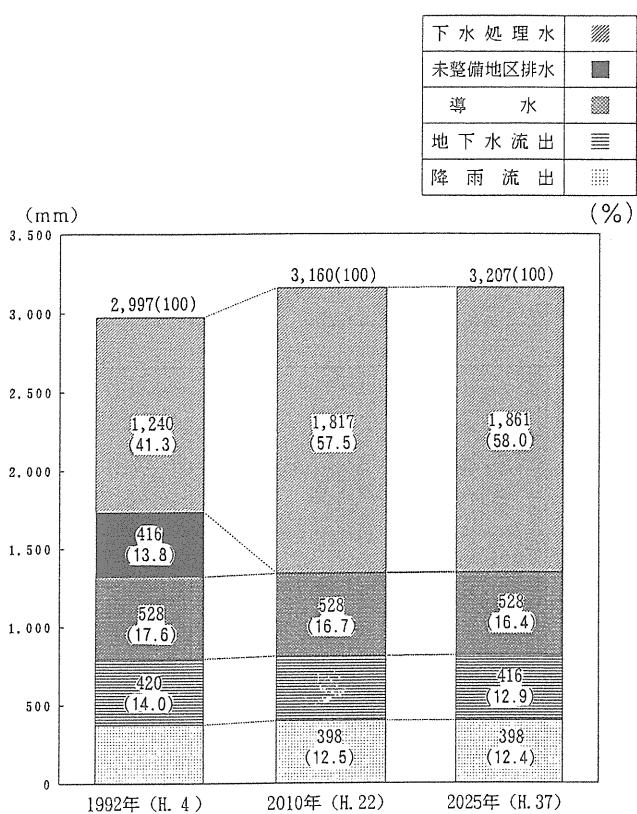


図3・2 寝屋川流域の河川水構成成分比率の変化

3.2 河川流量と水質

年間水収支に基づいて、寝屋川流域の平常時河川流量、水質について検討した結果は次のとおりである。

(1) 水質予測モデル

水質予測モデルの主な基本条件を表3・3に示す。また、水質予測モデルの基礎方程式は以下のとおりである。

a. 流動モデルの基礎方程式

流れの基礎方程式は、次の仮定のもとに以下のとおりである。

〈仮定〉

○流れは河川の横断方向(y軸)及び鉛直方向(z軸;水深方向)に一様

○せん断力は河床面で作用する

①運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\tau}{z} \quad (3 \cdot 1)$$

②連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} = 0 \quad (3 \cdot 2)$$

ここで、 t ；時間、 u ；流れ方向の流速、 ρ ；密度、 τ ；河床面せん断力、 h ；水深

なお、 τ は、実用計算上、マニング式の関係式
 $\left(\frac{\tau_0}{\rho} = \frac{g \cdot n^2 \cdot V^2}{R^{1/3}} \right)$ を用いた。

ここで、 n ；河道粗度係数=0.03、 V ；流速、 R ；径深、 g ；重力加速度。

b. 水質モデルの基礎方程式

水質予測モデルは、i. 汚濁負荷の流入、ii. BODの分解等、iii. DOの再曝気、iv. BODの分解による酸素消費、v. 底泥による酸素消費の現象を考慮した。

①物質収支の基礎方程式

河道をいくつかのボックスに区切り、そのボックス毎に物質収支を算定するものであり、水理過程(移流、拡散)と内部変化過程(分解、沈降等)を考慮した。

$$\frac{\partial}{\partial t}(V \cdot C) = -V \cdot \frac{\partial}{\partial x}(u \cdot C) + V \cdot K \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial C}{\partial t} \right) \cdot V$$

変化
移流
拡散
内部変化

(3・3)

ここで、 V ；容量(m^3)、 C ；水質(g/m^3)、 x ；区間距離(m)、 K ；係数

②内部変化に関する基礎方程式

河川における汚濁指標としてBODとDOの諸現象をとり扱うものとし、以下にBODとDOの基本式を示す。

〈BOD〉

$$V_i \frac{dBOD_i}{dt} = \underbrace{\sum (BOD_k \cdot Q_{ki})}_{\text{移流(流入)}} - \underbrace{\sum (BOD_i \cdot Q_{ik})}_{\text{移流(流出)}} + \underbrace{\sum \left\{ K_h \cdot D_{ik} (BOD_k - BOD_i) / L_{ik} \right\}}_{\text{拡散}} + \underbrace{LBOD_i}_{\text{負荷流入}}$$

$$- \underbrace{\frac{K_B \cdot BOD_i \cdot V_i}{\text{分解・沈降等}}}_{\text{分解・沈降等}} \quad (3 \cdot 4)$$

表 3・3 寝屋川流域水質予測モデルの主な基本条件

項目	内容	備考
1. 対象水域	寝屋川水系主要河川及び旧淀川筋の感潮域	
2. 水域の分割	水平方向…流れ方向にのみ分散する。(約400mピッチ) 鉛直方向…1層とする。	
3. 流動モデル ①流動の定式化	1次元1層モデル 水量の確保…連続方程式 運動量の保存…運動方程式	
②流入水	各主要河川上流端及び流入支川で流入出量を与えた。	
③水位	大阪湾に接する安治川、尻無川、木津川の下流端に潮位変動を与えた。	「潮位表 気象庁」から 1時間ピッチの潮位を与えた。
④計算期間	14日間(大潮→中潮→小潮→中潮→大潮の一周期) +助走計算期間(2日以上)	
3. 水質モデル ①対象水質項目	1次元1層モデル BOD、DO	
②取り扱う現象	BOD…流入、移流、拡散、分散・沈降等 DO…流入、移流、拡散、再曝気、BODの分解による酸素消費、底泥による酸素消費	
③流入負荷	負荷投入点…各主要河川上・下流端及び横流入支川	
④計算期間	14日間(大潮→中潮→小潮→中潮→大潮の一周期) +助走計算期間(2日以上)	雨天時負荷は中潮時に投入し、4日後の大潮時の水質を評価した
5. 流域負荷	修正RRL法と土研モデルにより、合流式下水道区域の雨天時負荷を算出。	
6. 導水量 ①淀川系	淀川からの導水量は、寝屋川浄化導水と淀川左岸用水を考慮するものとし、それぞれ次のように設定した。 ・寝屋川浄化導水：導水ポンプ稼働実績をもとに、日平均水量に換算して入力 ・淀川左岸用水：木屋揚水機場月別揚水量をもとに、非かんがい期(10～4月)の日平均水量に換算して入力	S.61～H.6年の日平均導水量として、3.54m ³ /sを設定。 H.1～H.5年の非かんがい期平均0.41m ³ /sを友呂岐水路、古川、西三荘水路に分配。
②大和川系	平野川及び長瀬川上流部の流量観測値をもとに、非かんがい期(10～4月)の平均値を入力。	H.5～H.8年の柏原市調査結果をもとに、平野川0.24m ³ /s、長瀬川・玉串川0.62m ³ /sを設定。
7. 計算結果の出力 ①計算値の採用	年間の独立降雨回数より、先行晴天時日数は4日程度と考えられること、及び降雨時水質の影響期間が4日程度であることから、降雨日から4日目の計算値を採用した。	
②日平均 日最悪	水質予測地点は感潮区間であり、水質は潮汐の影響で日間変動があることから、24時間平均値を日平均、24時間の中で最も水質が悪化する時点の水質を日最悪値として表示した。	

〈DO〉

$$\begin{aligned}
 & V_i dDO_i / dt = \frac{\Sigma(DO_k \cdot Q_{ki}) - \Sigma(DO_i \cdot Q_{ik})}{\text{移流(流入)}} - \frac{\Sigma(DO_i \cdot Q_{ik})}{\text{移流(流出)}} \\
 & + \frac{\sum [K_h \cdot D_{ik} (DO_k - DO_i) / L_{ik}] \} + LDO_i}{\text{拡散}} - \frac{LDO_i}{\text{負荷流入}} \\
 & - \frac{K_B \cdot (DO_g - DO_i) \cdot V_i}{\text{再曝気}} - \frac{K_B \cdot BOD \cdot V_i}{\text{BOD 分解酸素}} - \frac{K_w \cdot S}{\text{底泥酸素}} \\
 & - \frac{K_w \cdot (DO_g - DO_i) \cdot V_i}{\text{(大気との交換)}} - \frac{K_w \cdot BOD \cdot V_i}{\text{消費量}} - \frac{K_w \cdot S}{\text{消費量}}
 \end{aligned} \quad (3 \cdot 5)$$

ここで、 V ；容積(m^3)、 Q ；流量($\text{m}^3/\text{日}$)、 K_h ；水平拡散係数、 D ；ボックス境界断面積(m^2)、 L_{ik} ；ボックス間重心距離(m)、 S ；ボックス底面積(m^2)、 K_E ；BOD自浄係数(1/日)、 K_2 ；大気交換速度(再曝気係数)(1/日)、 K_w ；底泥DO消費速度($\text{g}/\text{m}^2/\text{日}$)、 DO_w ；DO飽和濃度[Treuesdalaの式により設定](g/m^3)、 L ；負荷量($\text{g}/\text{日}$)。

なお、諸係数の設定は、既往調査結果より初期設定を行い、試行計算により最終値を設定した。

$$K_B = 0.1(1/\text{日}) , K_2 = 0.1(1/\text{日}) , K_w = 7.2(\text{g}/\text{m}^2/\text{日})$$

$$\begin{aligned}
 DO_g = & 14.161 - 0.3943t + 0.007714t^2 \\
 & - 0.0000646t^3 - S_o(0.0841 - 0.00256t \\
 & + 0.0000374t^2)
 \end{aligned}$$

$$S_o = (180501 + 0.036)$$

ここで、 S_o ；塩分量(%)、 t ；水温(℃)。

(2) 河川流量

河川流量検討の対象とする水の動きは、基底流量を含む表流水、支川の流入、下水処理場放流水、他河川からの導水、他河川への導水等水の動きを対象とした。計算結果を図3・3に示す。

寝屋川の現況流量の計算結果より、現況上流部の水量は $0.5\text{m}^3/\text{s}$ 前後、淀川からの導水(浄化用水)量が $3\sim 4\text{m}^3/\text{s}$ あり、寝屋川本川流量約 $4\text{m}^3/\text{s}$ に対し、支川恩智川の流量は $1.4\text{m}^3/\text{s}$ 程度と少ない状況である。

寝屋川本川は、支川恩智川合流後には、下水処理水や支川古川、城北川の合流で流量は増大し、支川第2寝屋川合流前で $15\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、本川下流端の京橋地点は約 $26\text{m}^3/\text{s}$ である。

支川第2寝屋川では上流からの自己水量は少なく、下流の河川水量のほとんどが下水処理水で占められている。

なお、本川下流端京橋地点の下水処理水量は約 $14\text{m}^3/\text{s}$ である。

将来は下水道整備率の向上とそれに伴う排水のバイパス並びに下水処理水量の増大により、現況と比較して、寝屋川及び支川恩智川、第2寝屋川、平野川の上流部並びに生駒山麓支川群では河川水量の減少があるが、寝屋川、第2寝屋川、平野川の中・下流部では流量増が見込まれ、京橋地点では将来には現況の30%程度の水量増となり、下水処理水量は約 $24\text{m}^3/\text{s}$ と大部分が下水処理水で占める状況である。

(3) 河川水質

河川水質の現況を環境基準(E類型:BOD 10mg/l 以下)と比較すると、寝屋川の下流基準点住道大橋橋と支川恩智川の寝屋川合流前基準点住道新橋橋で環境基準値を大幅に上回っている。この原因は下水道整備が立ち遅れている生駒山麓部の汚濁支川群の流入と考えられる。

流域の下水道整備が完了し、下水処理場からの放流水質が向上するものとし、将来の水質予測を行った。

将来の水質予測結果を現況と比較すると、下水道整備の進捗により全水域で現在の環境基準を達成し(BODで $3\sim 8\text{mg/l}$ 程度)、特に寝屋川上流部、恩智川等における水質改善効果は大きくなっている。また、下水処理場の下流側水域となる寝屋川、第2寝屋川、平野川の中～下流部では、下水処理水質の影響を大きく受けることから、下水の高度処理が進む平成37年(2025年)ではさらに水質が改善されることが予想される。

なお、将来予測は下水道普及率100%で、2025年にはすべての下水処理場が高度処理化され、処理水質は、おおむね2010年がBOD 5mg/l 、2025年はBOD 3mg/l と設定した。

一方、将来の河川への流入負荷量は雨天時のノンポイント負荷が大部分を占めると予測されることから、このノンポイント負荷について対策検討及び評価が必要である。

3.3 水循環系の課題

流域の社会情勢が水循環に及ぼした影響を、河川に対して、水循環、水量、水質、環境防災、河川景観等に鑑み、寝屋川流域における現況及び将来の水循環機構の検討結果より、水循環系の問題点をとりまとめると次のとおりである。

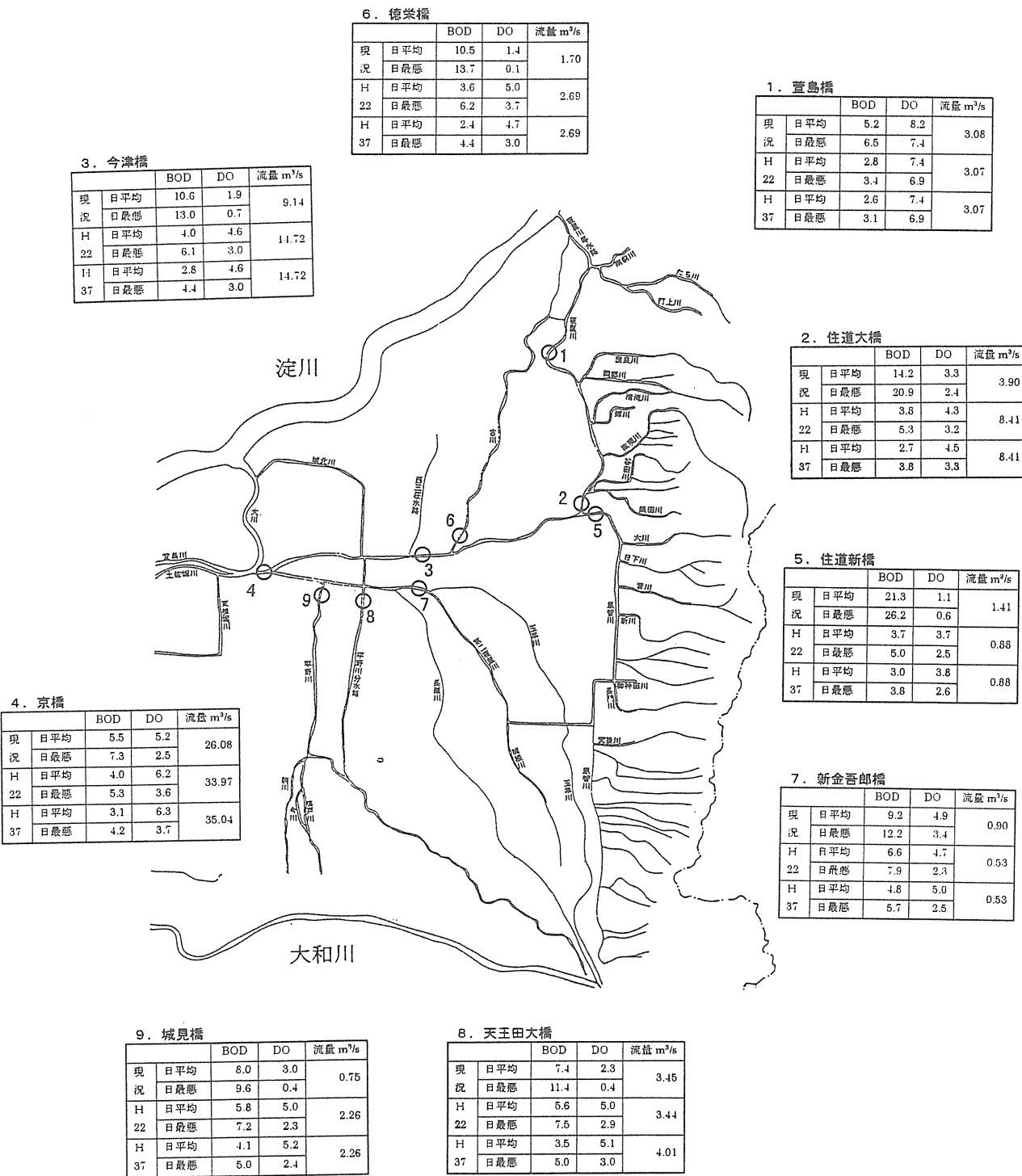


図 3・3 水量・水質予測結果

a. 自然（現状）の水循環系の問題点

- ・年間蒸発散量は 330mm 程度で、この値は自然森林地域の値 500~800mm に比べるとかなり小さい。これは、潜熱フラックスを減少させ、都市の気温を上昇させるヒートアイランド現象の要因となる。
- ・雨水の地下浸透量は 300mm 程度で、年間降水量約 1030mm の 30%程度である。地下水流出量の平水時の河川水量に占める構成割合が小さいため、水質の悪化、渇水時の流量枯渇を引き起こしている。

b. 人為的水循環系の問題点

- ・年間降水量に対し、現況 1.7 倍、将来 2.0 倍程度の水量が他流域から上水として導入され、下水処理水あるいは未処理排水として河川へ還元されており、人工系排水の水質レベルが流域全体の水質に与える影響が大きい。
- ・人為的取排水システムは、流域の水循環を大きく変貌させ、生物の生息・生育空間を奪い、地域の水利用システムや水に親しみ、接する生活から乖離させている。
- ・将来、雨天時のノンポイント負荷が流入負荷量の大部分を占め、水質に影響を及ぼすことになる。

c. 河川流量の問題点

- ・下水道整備の進捗は汚濁負荷量を減少させ、一定の水質改善効果があるが、下水処理場より上流部の下水道整備区域では、排水の集水により人工系排水量の減少による水量低下が生じている。
- ・当該河川は潮汐の影響を強く受けるため、水の挙動が複雑で、汚濁物質が沈降・腐敗し、水質悪化に影響を及ぼしている。
- ・感潮区間においては、上流からの淡水供給量を大きく上回る潮汐流が存在するため、実際の水收支、汚濁負荷量収支は複雑になっている。

d. 河川構造の問題点

- ・生駒山麓支川の山間は河床勾配が急な砂防河川で、河幅は狭く護岸勾配もきつく、親水性に乏しい。山麓部ではやや流れは緩やかになるものの、護岸はほぼ垂直で水面まで距離があり、流水の疎通能力にのみ配慮した河川構造となっている。
- ・本川寝屋川、支川恩智川、第 2 寝屋川の上流部の順流区間は護岸勾配もやや緩くなり、幅の狭い高水敷のある区間もあるが、水面までのアクセスを考慮した構造となっていない。

- ・下流感潮域では、矢板あるいは鋼管製の護岸が直立し、さらにパラペット堤が立っており、水面を見ることができない構造となっている。
- ・内水域の水路では、一部水辺空間整備がされているが、その大部分は排水路としての機能に重点がおかれており、フェンスや覆蓋により地域住民との係わりが薄れている。

e. 水利用上の問題点

- ・支川や排水路は、乏しい水量と劣悪な水質、水辺へのアクセスが不可能なため、水利用は行われていない。
- ・下流感潮域では、最下流部で水上バスの運行のみで他の水利用は行われていない。

4. 水循環再生に関する基本検討

4.1 目標像と目標レベル

(1) 目標像の検討

当該流域を含む大阪平野の川は、生活に密着した舟運の経路であり、上下流社会の人と物が交流する生活基盤でもあった。

また、流域の人々にとって、川は生活そのものであり、その中で寝屋川の風土や流域の文化が醸成されてきた。

今、21世紀を見通して、寝屋川流域の水循環再生は都市化によって人為的に速まった水の循環速度を穏やかな速度の水循環系に戻し、流域内の雨水や排水を不必要な水として速やかに排除してきた「大量水消費型」から、今後は、雨水の有効利用、地下水や下水処理水の再利用等節水とリサイクルの「節水・循環・再利用型」、すなわち、フローからストックへの拡充を図ることが必要である。そこで、流域内の水資源である雨水や下水処理水の再利用、活用を図り、自ら主体的に川の再生に係わることを出発点とし、流域の地域特性、歴史・文化、自然環境を勘案し、水循環再生と水環境改善の目標像設定を行った。

(2) 目標レベル

a. 目標達成年度

水循環再生計画の目標達成年度は上位計画に準じ、必要に応じて中間年次を設定する。寝屋川における上位計画として、大阪府が平成 8 年 3 月、2025 年を目途として「河川整備長期計画～発・水の国」を策定しており、この河川整備長期計画が位置付けられる。

- ・目標達成年度（長期） 2025年（平成37年）
- ・中間目標年度 2010年（平成22年）

b. 流域区分と段階的目標の設定

その地域毎に望ましい水環境像を、住民に期待される河川の役割を踏まえ、地域特性や現況及び将来想定される水環境の状況を考慮し、段階的な目標設定をする。当面は人が川に近づき、川を意識することとし、長期的には、川に親しみ、川とふれあうことができるようとする。なお、寝屋川流域では自然条件や土地利用上の区分から山間自然地域、山麓都市地域、低地都市地域の3地域に区分し、水環境の目標レベルを設定した。

ア. 水量・水質目標値

目標水質の項目は、河川の代表的な汚濁指標であるBODと水生生物の生息・生育環境の保持の観点からDOの2項目で代表した。なお、現状で目標値を達成している水域については、これを保全・維持し、より良好な水環境を目指すものとした。

河川流量の目標値は、地域と水環境との係わりを明確にし、安全、安心、うるおい、自然との共生等都市おける環境防災の観点から、防災用水としての必要水量を、また、水辺の生物の生息への配慮や景観・親水性の観点から、環境用水の必要水量確保の双方から設定した。水量・水質目標をまとめて表4・1に示す。なお、河川幅は、親水性や身近な水辺に配慮し、当面は上流域や市街地内の水路に対応した水量確保とする。

イ. 川づくり及び環境整備の目標

市域の河川は、治水安全度を高め、雨水の早期排除を行うことから河川はコンクリートの三面張りや垂直のコンクリート護岸で整備され、さらに、生活排水の流入や平常時の水量低下等による水質汚濁が同時に起こっている。

その結果、川に人が近づきにくい構造となり、河川景観も単調になり、人は河川に背を向け、遠ざかり、都市の中では意識されにくいものとなつた。さらに、水生生物にとって望ましい生息・生育環境でないことなどが重なり、川の存在が感じられなくなつてゐる。

そこで、河川環境整備対策の目標として、人が川に近づき、川が身近に意識できるよう整備並びに人が水際に近づき、川に触れることができるよう整備を図る。

一方、水辺空間は、動植物にとって貴重な生息場所であり、多様な生物が共存共生できる場の創出と生態系の保全を目的に、多様な生息・生育空間の形成を図り、生

物の生息空間の拡大や移動を容易にするために、水緑のネットワークの形成を推進する。

河川環境整備の目標をまとめて表4・2に示す。

c. 水循環再生対策手法

ここでは、寝屋川流域における現況の水循環系の問題点を踏まえ、目指すべき目標像に向けた施策と、それに基づく寝屋川流域における水循環再生のための具体的対策手法をまとめて図4・1に示す。

4.2 水循環再生と水量の確保

(1) 水循環の健全化対策

水循環の健全化は、流域内水資源の有効活用を図り、水源の多様化を図る。雨水並びに下水処理水の有効利用・活用を推進するものとし、地下水の涵養を促進するために、流域内での雨水の貯留・浸透能を保全・回復し、併せて雨水の流出抑制による治水対策を行う。

地下水涵養のためには雨水を地中に浸透させたり、貯えておく機能を高めるために緑地の保全、ため池等開水面及びその周辺の保全、公園やグランドへの貯留施設の設置、住宅地での雨水浸透施設の設置並びに公共施設や道路での浸透や貯留等を図る。また、公共用地、道路での浸透能改善を推進する。

なお、現在ある緑地やため池及び樹林帯を保全・維持し、新規開発やため池の潰廃・埋立時に対しては、一定規模の緑化緑地、雨水浸透や治水・環境用水容量等雨水貯留量の確保を図る。また、下水処理水の再利用に当たっては、目標水質や省エネルギー等を勘案し、適切な処置を講じる。

水循環の健全化対策をまとめて表4・3に示す。

(2) 水量確保対策

a. 水量確保対策の概要

水循環の健全化対策に準じ、既存水源、施設の有効利用や活用を図り、流域内の水資源を活用し、水源の多様化を図る。河川では、表流水の有効利用に努める。

市内河川の将来的な水量は、下水道整備に伴い水量の減少または現況程度の流量であることが水収支算定結果で示されており、現状のままでは水量の増加は期待できない。

将来的には、水循環の健全化による雨水やため池等の活用による流域内の水の有効利用を図ることにより、河川流量の増加が期待される。さらに、下水処理水については終末処理場の位置と河川・水辺の関係から消費エネ

表 4・1 水量・水質目標のレベルと目安

		当面	将来	備考
水質	中流・下流	BOD : 8 mg/l以下 DO : 2 mg/l以上 〔環境基準達成(E, D類型)〕	BOD : 3(または5) mg/l以下 DO : 5 mg/l以上 〔多様な水生生物の生息(B(C)類型)〕	当面(中・下流) :修景用水として日常不快を感じない水量・水質…散策 将来(中・下流) :水生生物の良好な生息環境を満足し、水辺利用に当たり不快感を感じさせない水量・水質…釣り、 水辺レクリエーション
	上流・溪流	BOD : 3 mg/l以下 DO : 5 mg/l以上 〔水遊びができる(B類型)〕	BOD : 2(または3) mg/l以下 DO : 5 mg/l以上 〔水遊びができる(A(B)類型)〕	当面・将来(上流・溪流) :清澄な水質と適度な水量感があり、人が直接水に触れ、親水利用ができる水量・水質…水遊び
水量	$((0.02 \sim 0.03)) \cdot B \text{ m}^3/\text{s}$ 防火用水 : 0.017 (m^3/s) ; 必要水量 Q_1 $= 1.0 \text{ m}^3/\text{分} \times K (\text{消火対象距離}/100\text{m} \times 2)$ 環境用水 : 0.03 ~ 0.06 (m^3/s) ; 生態系、景観、親水機能維持の必要水量 Q_2 $= \text{水面幅}(B) \times \text{水深} \times \text{流速}$		0.06 $\cdot B \text{ m}^3/\text{s}$	<ul style="list-style-type: none"> ・消防水利の連続給水能力 : 1.0 $\text{m}^3/\text{分}$ ・幼児が安全に遊べる水深 : 0.1 ~ 0.2 m ・魚類の生息(オイカワ、カムツ等) ・川幅は任意とする ・流れを感じる流速: 0.3 m/s

表 4・2 河川環境整備の目標

		当面	将来	備考
環境整備	人が川に近づき、川を身近に意識することができるよう、拠点を選定し、整備する。	人が川と触れ合え、多様な生物が生息・生育する自然環境を整備する。 自然体験、自然学習の場として利用できる整備をする。 緊急時・非常時の消防用水や生活用水への活用させる。	全ての人々にやさしく、使いやすさの工夫されたバリアフリーに配慮した整備 環境整備情報の発信	
空間・沿川整備	河川周辺と沿川のアクセスを図り、散策道や休息場所の拠点整備をする。	水緑のネットワーク化を推進し、歴史・文化との連携を図る。 河川の沿川、水辺や周辺地域において、レクリエーションが行えるように整備する。	歴史的なストックの活用	

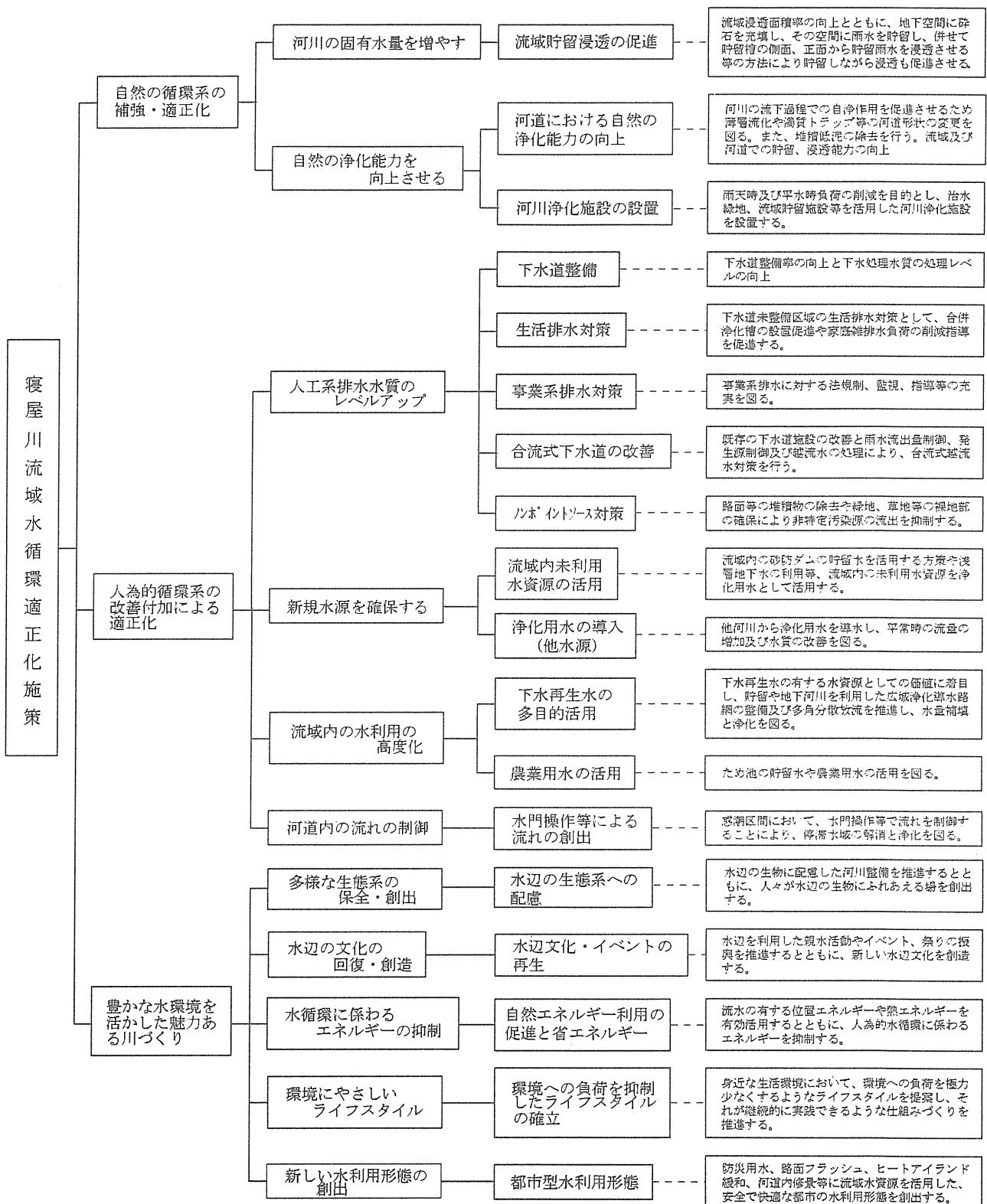


図 4・1 寝屋川流域における水循環再生のための対策手法

表 4・3 水循環の健全化対策

段階	対策	内容
当面・将来	<p>流域内水資源の活用・利用 ：雨水貯留・浸透施設の設置 ため池の利活用</p>	<p>歴史的な水資源であるため池や雨水の活用・利用 新規開発地や学校等の公共施設に、雨水貯留浸透施設の設置 新規開発事業者や住民・企業への協力を要請並びに道路などへの普及を促進 ため池の治水・環境用水容量の確保及びため池並びに周辺緑地の浸透機能確保 舗装面の浸透機能改善</p> <p>（貯留施設） ・校庭・グランド貯留、公園貯留、ため池の保全・改修 （浸透施設） ・歩道や街路を対象に透水性舗装や雨水貯留施設を設置 ・浸透マス、側溝、トレンチ等の設置</p> <p>水循環の健全化と雨水の流出抑制により治水安全度を高める緊急時には、貯留水を防災水面として利用 地下水涵養を図り、洪水を防ぎ、環境用水の容量を確保し、平常時の河川流量を増加させ、水質を改善する</p>
	緑の保全と緑化の推進	<p>市内の緑地・樹林帯や農地及びため池等浸透域の保全 公園等の整備に伴う緑化推進 雨水の浸透域を増やし地下水涵養を図る 新規開発等への緑化緑地の確保</p>

ルギーの少ない再利用に努める。また、公園の池やため池は水辺空間であるとともに水資源であり、水量確保の面からも保全を図る。一方、他水系から導水されている農業用の灌漑用水や工業用水を有効に循環利用する水利高度化を行う。

当面の間、水量の安定した確保が困難なことから、河川の環境整備に伴って、見掛けの水量感を持たせるために河道の複断面化、瀬・淵の形成、ステッププール等による表流水を有効に利用する工夫を行う。

また、総合的な治水対策を実施し、流域における貯留浸透機能を確保して平水時の河川水量の増大や水質を改善する。特に、浸透型施設は、雨水の流出抑制効果として総流出量を減少させる一方で、地下水流出量の増大を期待する。

水量確保対策をまとめ表 4・4 に示す。

b. 水量確保効果と評価

水量確保として雨水利用は「自然系水循環の適正化」から対策の第 1 に挙げられる。そこで、雨水利用による自然流量確保検討を行った。計算方法は、水収支で用い

た計算法とし、用途別土地利用における不浸透面の対策を講じて、流出率を改善した。なお、対策は市街地での道路、住宅地、工業用地に対し、透水性舗装、植栽帯、芝地への変更である。

雨水利用に関する流出率を表 4・5 に示す。

雨水利用の計算結果より、地下水流出量の増加が期待でき、河川の比流量として、単純将来約 $0.011\text{m}^3/\text{km}^2/\text{s}$ 、対策あり約 $0.015\text{m}^3/\text{km}^2/\text{s}$ となり、効果がある。しかし、平常時河川流量の大幅な改善は期待できない。今後、雨水利用については、地域特性や貯留を見込んだ検討や検証及び水循環モデルの改良が課題としてあげられる。

当該流域の水量確保策は、流域内の水資源活用可能水源として下水処理水約 $24\text{m}^3/\text{s}$ 及び他河川からの導水約 $4\text{m}^3/\text{s}$ があり、人工系の下水処理水の再利用が現実的である。ついで、流域内の水資源活用として、砂防ダム・ため池等は安定的な水源と位置付け難く、また広域的な活用は現実的ではないが、身近な水源としての活用を図る。一方、貯留浸透は、雨水の流出抑制や地下水流出量の増加を期待する。

表 4・4 水量の確保対策

段階	対策	内容
当面	表流水の有効利用 より自然に近い川づくり	流量感が得られるよう河道断面形状を工夫 瀬・淵等を形成し、変化に富んだ流れを創出 水資源及び水源である濠、ため池の保全 ・低水路の設置による流速、水深の増大 ・瀬、淵等による多様な流れの創出 ・護岸やコンクリート河床の自然材料化による湧水確保
将来	水利用高度化、循環利用 ：ため池等の活用 下水処理水の再利用 他水系からの導水	ため池の貯留能力向上や周辺緑地の保全と雨水浸透能の確保 ため池や濠等の連携による水の循環利用 処理水質を要求水質まで改善し、環境用水に利用 農業用水をため池・水路等を経由させ、環境用水や平常時の河川維持 流量の補給に活用 工水の直接利用や低汚染レベル排水（冷却水）の再利用

表 4・5 雨水利用に関する流出率

土地利用		対策実施	流出率	面積対策率	備考
市街地	道路	透水性舗装	0.40	0.20～1.00	流出率の設定 対策あり：岡、菅原他 「都市の水環境の新展開 1994 技報堂出版」 対策なし：参考文献 1 より
		なし	0.90	0.00～0.80	
	住宅地	建物以外透水性舗装	0.54	0.20～1.00	
		なし	0.70	0.00～0.80	
	工業用地	建物	なし	0.90	
		建物以外	植栽帯・芝地	0.25	
			なし	0.65	
農地	田	なし	0.40		
	畠	なし	0.10		
山林・原野	山林	なし	0.20		
その他	水面	なし	1.00		
	その他	なし	0.50		

4.3 水質の改善

身近な水辺の水質の保全・改善に対して生活排水や事業所系排水等負荷削減効果の大きい下水道整備の推進と水洗化率の向上及び下水処理場や排水処理施設からの放流水質の改善を図る。なお、下水道計画区域外では、合併浄化槽等による生活排水対策を行う。

雨水の貯留、浸透は降雨時の流出抑制を高め、ノンポイントソースからの流出負荷を削減する。さらに、住民・企業・行政の協力により環境負荷の低減に努める。

一方、河川、水路では河川環境整備において河川が持つ自浄作用を高める工夫を行い水質改善を図る。

将来的には、下水道整備による汚濁負荷削減により人為的な水質汚濁の減少が期待できる。一方、市街地、道路等からのノンポイント負荷の軽減やゴミの流出などを防ぐために、日常の都市清掃や降雨時排水の対策及び汚

濁水域の直接浄化を実施する。

また、他水系からの導水等による希釈作用や河川等水域の自浄能力をより一層高める方策を講ずる。

水質改善対策をまとめて表 4・6 に示す。以下に下水道整備 100%完了後のノンポイント対策の水質改善効果評価についての検討結果を示す。

(1) 水質改善評価の手法

現在の水質予測計算は、年間平均的な降雨時の負荷量を想定しており、下水道区域外のノンポイント負荷及びその対策効果を予測に反映させることができないところから、雨天時負荷の流出モデルを構築した。

将来の寝屋川の水質は、下水道整備の進捗により大きく改善されることが予想されるが、寝屋川流域の内水域はそのほとんどが合流式下水道により計画されており、

越流水対策や分離化などの合流式下水道の改善やノンポイント汚濁負荷対策に取り組むものとする。

ノンポイント汚染源における流出水の水質については、汚濁負荷堆積及び汚濁負荷流出は重要な役割を果たしている。それらの行動について、経験的式（レーティングカーブ等）から物理的な現象を表す式まで幅広く様々な解析手法が提案されている^{2), 3), 4), 5), 6), 7)}。適用可能性のあるモデルを表4・7に示す。

ノンポイント汚染源対策（貯留・処理法、浸透促進法、路面清掃法など）による水環境改善効果を評価するためには、それらの対策手法に対する物理的な現象を表現できるモデルが必要となる。さらに、地表面より汚濁負荷流出の解析に加えて、管渠系内の汚濁負荷堆積量及び汚濁負荷流出量を考慮するモデルが必要と考えられるので、修正RRL法並びに修正土研モデルを使用した。水質予測モデルの概要を表4・8に示す。

(2) 水質予測モデルの概要

将来の下水道整備完了後の河川への流入負荷量の大部分は雨天時のノンポイント負荷となり、水質予測モデルにもノンポイント負荷源を考慮しなければならない。

そこで、新しく構築する水質予測モデルは以下の事項を考慮した。

- ①ノンポイント負荷源からの汚濁流出が再現できる
- ②ノンポイント負荷源対策改善効果の評価ができる

次に、ノンポイント負荷源からの汚濁負荷流出モデル基本的な式を示す。

○負荷流出の運動式

ノンポイント負荷源からの汚濁負荷流出量を表す汚濁物質の運動方程式は、式(4・1)のような物理的現象が取り込まれた経験式である。

$$L = KS^m Q^{n-1} (Q - Q_c) \quad (4 \cdot 1)$$

ここで、 L :汚濁負荷流出量、 K :負荷流出係数、 m :堆積負荷流出運動係数、 Q :流出負荷、 Q_c :限界流量、 n :負荷流出運動係数

式・1では、汚濁負荷流出量 L は、流域上に堆積された負荷の量と流出流量に大きな影響を受け、限界流量を超えると急激に負荷の流出が生じることを示している。

○負荷流出の連続式

負荷流出の連続式は、流域上にある初期堆積負荷量 S_0 と雨水含有負荷 R 、晴天時集積負荷 D_f 、負荷流出 L などを考慮して式(4・2)で表される。

$$S(t) = S_0 + \int R dt + \int D_f dt - \int L dt \quad (4 \cdot 2)$$

ここでは、 $S(t)$:任意時間の流出系内の堆積負荷量

○流出量

上述した運動式と連続式を解く前提条件として、流域の流出流量算定が必要であり、流出流量算定法として、単位面積法、貯留関数法、集中面積法様々な方法があり、解析法は対象流域のデータによって決定される。

さらに、ノンポイント負荷源からの流出水質については、経験的式から物理的な現象を表す式まで幅広く様々な解析手法が提案されている。

水質予測モデルはノンポイント負荷源対策の改善効果を評価することから、対策方法に対する物理的な現象を表現できることと、地表面からの汚濁負荷流出の解析に加え、下水管渠内の汚濁負荷堆積量や汚濁負荷流出量を再現できることが必要である。

(3) 流出負荷量の削減

a. 降雨時の河川水質の特徴

平成22年フレームを想定して、年間の平均的な降雨時における河川水質の変動傾向を予測した結果を図4・2に示す。

図4・2より、降雨当日は晴天時と比較してかなり水質は悪化し、その影響が及ぶ期間は、寝屋川本川筋では概ね降雨から3～4日目まであるのに対し、第二寝屋川筋では降雨から4日目になっても晴天時水質（出水時負荷を考慮しないケース）との間に差がみられ、その影響期間が長くなることが予測される。

b. 降雨時負荷削減対策

流域の下水道整備が完了した時点で、寝屋川流域に排出される汚濁負荷量の大部分は、晴天時における下水処理水と降雨時におけるポンプ場排水ならびに下水処理場からの簡易処理水の負荷量と考えられる。また、大阪府下の下水道整備状況及び普及率の伸びは、平成6年度末には普及率約72%（大阪市を除くと約61%）となっており、下水道普及率は全国平均（51%）より高く、寝屋川流域関連市の下水道普及率は61%（大阪市を除く）である。

水量確保施策による河道内収支の変化を考慮した水質予測計算結果より、降雨時の負荷を見込まない予測計算結果では目標水質レベルを達成していることから、河川への降雨時負荷を削減する施策が必要となる。

寝屋川流域における下水処理場、ポンプ場からの雨天

表 4・6 水質改善対策

段階	対策	内容
当面	表流水の有効利用 より自然に近い川づくり	河川環境整備で河川が持つ自浄作用を高める工夫 ・瀬・淵や河床形状の改良による流速、水深の変化、湧水回復による自浄能力の向上
将来	生活排水、事業所系排水対策	公共下水道や流域下水道の整備を進め、普及率の向上 下水処理水質の改善（高度処理の導入） 合併浄化槽の普及と放流水質の向上 工場・事業所排水自家処理放流水質の向上 ・下水道整備、排水規制内容の充実 ・水利用の適正化（節水、循環利用）
		日常からの都市の清掃やため池等を活用し、ノンポイント負荷の軽減やゴミの流出を防止 ・降雨時排水対策：遊水池、貯留施設の利用 降雨時初期流出水の浄化並びに晴天時浄化施設活用
将来	河川やため池等水域の自浄能の回復	他水系からの導水やため池の環境用水容量確保等による水量増加による河川の流水能力を向上と希釈と河川自浄能の回復 ・汚濁水域や浄化用水の水質浄化 ・水際の植生帯による水質浄化

表 4・7 ノンポイント負荷流出モデル

		理論モデル	物理モデル	ミクロ
		マクロ		
下水道	地表面		STORM 路面負荷供給有限モデル (土木研究所) 路面最大堆積モデル (土木研究所) 路面堆積負荷流出モデル (和田モデル)	
	管渠		汚濁負荷運動モデル (土木研究所) 管渠系外流出モデル (堆積負荷評価モデル)	SWMM
	総合		路面・管渠系流出負荷モデル (土木研究所) 負荷供給モデル 負荷流出パターンを考慮した流出モデル (和田モデル)	メッシュモデル (市川モデル)
	一括	完全混合槽モデル 等価負荷流出モデル (稲葉モデル)	雨天時流出負荷マクロモデル (和田モデル) 分流式雨水流出汚濁負荷モデル	
河川			タンク流出モデル (海老瀬モデル)	

表 4・8 寝屋川流域水質対策効果予測モデルの基本要件

項目	内 容	備 考
流域流出モデル	対象流域 寝屋川水系主要河川及び旧淀川筋の感潮域	
	水域の分割 ポンプ場集水区, あるいは処理集水区	
	流出モデル 修正RR法	
	取り扱い現象 降雨損失 雨水流出の遅滞（集中効果、貯留効果）	
	①有効降雨 各浸透域, 下浸透域ごとの凹地損失, また浸透損失を考慮する	
	②集中効果 マニング式を用いた満管流速によって到達時 間区域を求める	
	③貯留効果 貯留関数によって管内の水位の上昇による流 出の遅滞を求める	
	水質モデル 土研モデル	
	取り扱い現象 地表面—降雨強度による掃流力 管 内—流量による掃流力	
	①地表面負荷流出の定式化 負荷量保存—連続方程式 掃 流 量—運動方程式	
河道モデル	②管内負荷流出の定式化 負荷量保存—連続方程式 掃 流 量—運動方程式	
	対象流域 寝屋川水系主要河川及び旧淀川筋の感潮域	
	水域の分割 水平方向—流れ方向にのみ分割する。 (約400mピッチ) 鉛直方向—1層とする	
	流出モデル 1次元1層モデル	
	①流量の定式化 水量保存 — 連続方程式 運動量の保存—運動方程式	
	②流入水 各主要河川上流端, 流入支川, 各主要ポンプ場及び処理場で流入出量を 与える	
	③水位 大阪湾に接する安治川, 尻無川, 木津川の下 流端に潮位変動を与える	「潮位表 気象庁」 から1時間ピッチの 潮位を与える
	④計算期間 14日間（大潮→中潮→小潮→中潮→大潮の周 期）+助走計算期間（2日以上）	
	水質モデル 1次元1層モデル	
	①対象水質項目 BOD, DO	
河川水質モデル	②取り扱い現象 BOD—流入, 移動, 扩散, 分散, 沈降等 DO—流入, 移動, 扩散, 再曝気, BODの分解による酸素消費, 底泥による酸素消費	
	③流入負荷 負荷投入点—各主要河川上・下流端, 横流入支川, 各主要ポンプ場及び処理場	
	④計算期間 14日間（大潮→中潮→小潮→中潮→大潮の周 期）+助走計算期間（2日以上）	「潮位表 気象庁」 から1時間ピッチの 潮位を与える

時放流負荷の低減率を変化させて水質予測した結果、降雨時負荷を50%程度削減することにより目標水質を満足でき、年間の流域排出汚濁負荷量の35%が削減される。なお、降雨時負荷削減対策の内訳を表4・9、計算事例を図4・3に示す。水量・水質対策後の水質予測結果を図4・4に示す。

降雨時負荷の削減の内訳は、地表面負荷を削減（関係市、住民）で、ポンプ場や下水処理場からの放流負荷を河川及び下水道でそれぞれ実施するものとした。

この降雨時負荷対策により、寝屋川の水質改善のみならず、感潮域における堆積底泥量の減少並びに大阪湾への流出汚濁負荷量の削減効果もあわせて期待される。

水質予測結果より、下水道整備完了後の水質保全対策とし、ノンポイント対策の効果が高いと判断される。従って、合流式下水道改善、道路等地表面からの流出負荷抑制が必要である。

5. まとめ

寝屋川流域の健全な水循環再生並びに水環境改善に対して、水量、水質、川づくりの具体的目標を設定し、対策効果の検討と評価を行った。

水量確保施策としては、下水処理水の利用及び淀川、大和川からの導水が現実性があり、支川及び水路の環境用水、防災用水への活用を図るものとした。

水質改善施策としては、下水道整備が100%完了し、すべての下水処理場が高度処理でBOD3mg/lとする晴天時の河川水質は目標水質を達成する。しかし、降雨時にはノンポイント負荷量流出により、河川水質が悪化し目標を上回る結果になった。そこで、水質改善対策としてノンポイント負荷量の50%削減で水質改善が見られた。また、ノンポイント負荷対策の効果として、河川に堆積する底泥量の減少が期待でき、海域への流出汚濁負荷量の削減が図られる。

しかしながら、都市化の進展に伴う水環境のひずみは大きく、水質汚濁等その回復に長期間を要する問題や回復不可能な問題が生じている。

今後、健全な水循環と良好な水環境を結ぶ必要があり、水循環再生と水環境改善の観点に立った長期計画を策定し、種々の施策と連動したまちづくりを一体的に整備推進しなければならない。そのためには、「水」に関し影響を与える活動の情報を収集し、活動を定量的に評価し、各主体の責任ある行動を促すための情報発信が必要である。

さらに、水環境改善効果を監視する一手法として、継

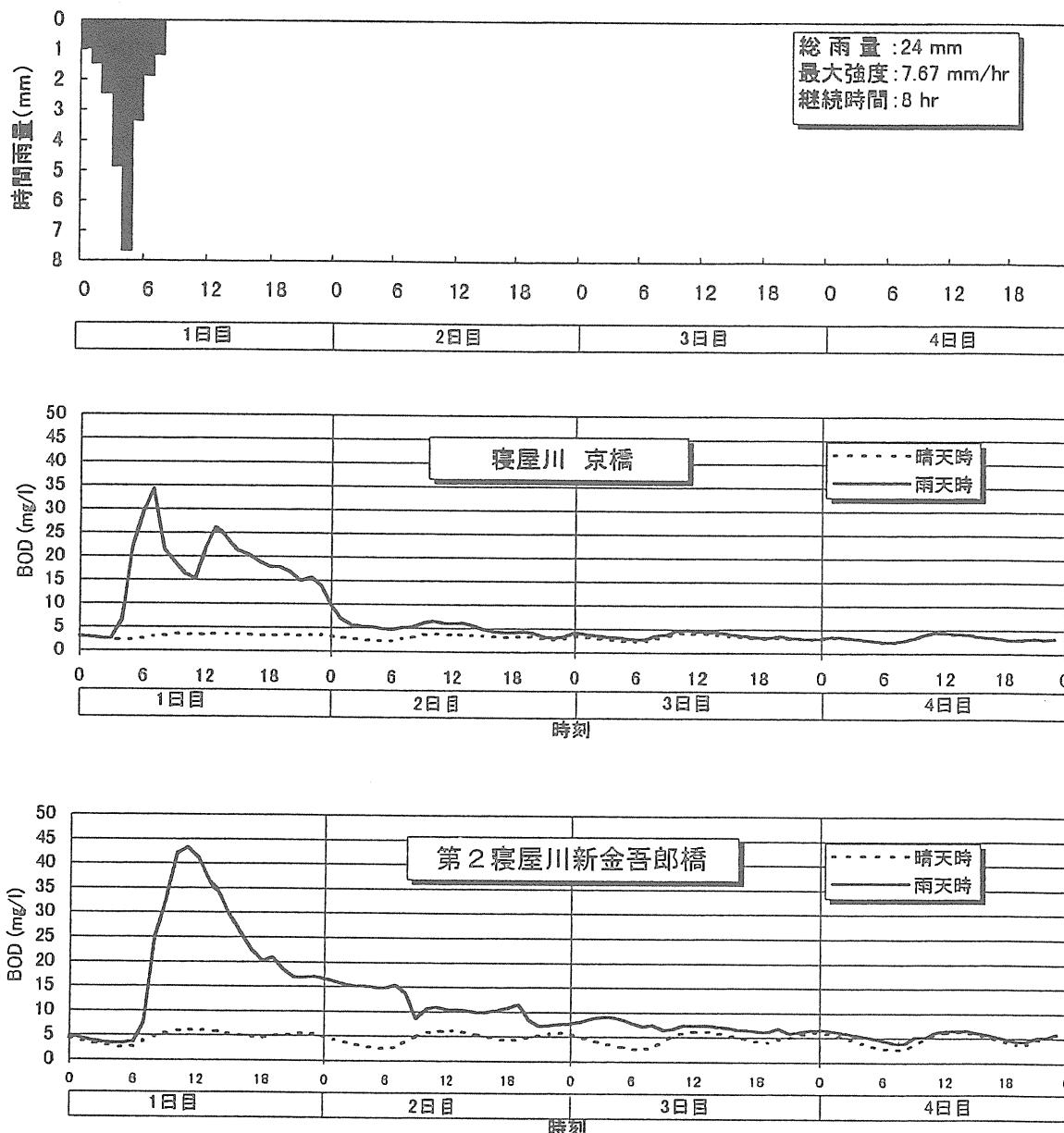
続したモニタリング調査を実施し、新規計画や維持管理に反映させることが重要である。

一方、フローからストックに変換するための整備計画を策定し、水資源の有効利用から、下水処理水の利用を質・量の面から位置づけ、流域内の池やため池等を貯留施設としての利活用並びに緑地や農地を地下水涵養や貯留浸透面から流域資源として面的利用を図る。さらに、住民が積極的に水と関わりをもてるように、行政と住民が一体となった啓発普及等、推進体制づくりの仕掛けを行うためのシナリオをつくることが必要である。また、水循環が生活の中で実感できる水辺空間を整備するとともに、都市防災の拠点を創出し、身近な水辺と水の大切さを体験・学習できる場を提供する。最後に、水環境に関する調査研究・技術開発を進める必要がある。

自然系と人工系の水循環バランスとその想像像の構築が流域の水循環再生の鍵となる。

流域の水循環に占める自然系と人工系との比率を見ると、人工系の水循環が支配的な流域が多くなってきていている。人工系の水循環に依存している流域においては、自己水源率の向上と自己の水資源活用をどのように開発・推進していくかが検討課題である。

最後に、本報文の作成に当たり、調査データの提供、助言を下さいました大阪府土木部河川課に謝意を表します。



(注) 大阪管区気象台の1983～1992年の10ヶ年の時間雨量をもとに、単独降雨毎の降水量と降雨継続時間の累積頻度分布を作成し、年間の平均的な一雨の降雨量として24mm、降雨継続時間を8 hr. と設定した。

図4・2 雨天時における河川水質の変動例（H22年フレーム）

表 4・9 降雨時負荷削減の内訳

対策の分類	行政担当	削減手法	BOD負荷量(t/年)		全降雨時負荷に占める削減比率(%)
			放流負荷	削減量	
発生源対策 (地表面負荷対策)	関係市住民	路面、側溝等の清掃、モラルの向上、PR、環境学習流域貯留・浸透の促進	1,324	662	11.0
ポンプ場 越流水対策	河川下水道	スクリーン、スワール分水槽 沈殿処理、マイクロストレーナー、濾過、滯水池、雨天時活性汚泥処理	1,093	547	9.0
下水処理場 越流水対策			3,614	1,807	30.0
合 計			6,031	3,016	50.0

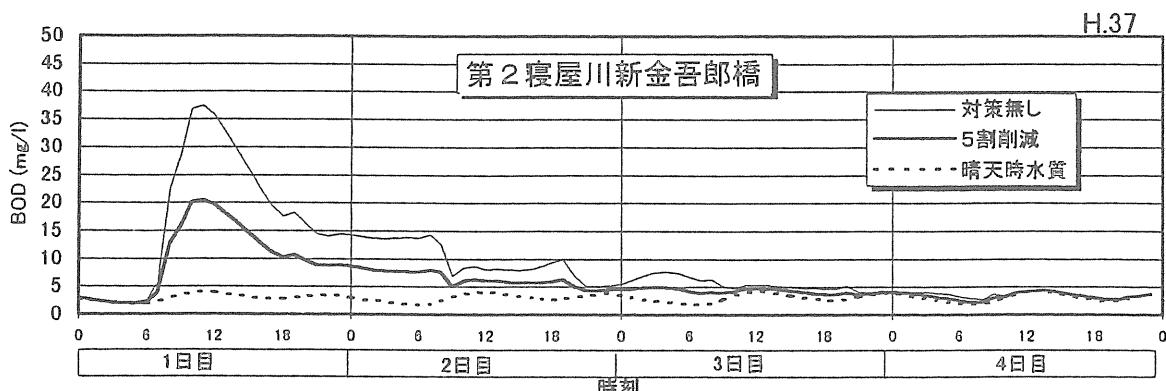
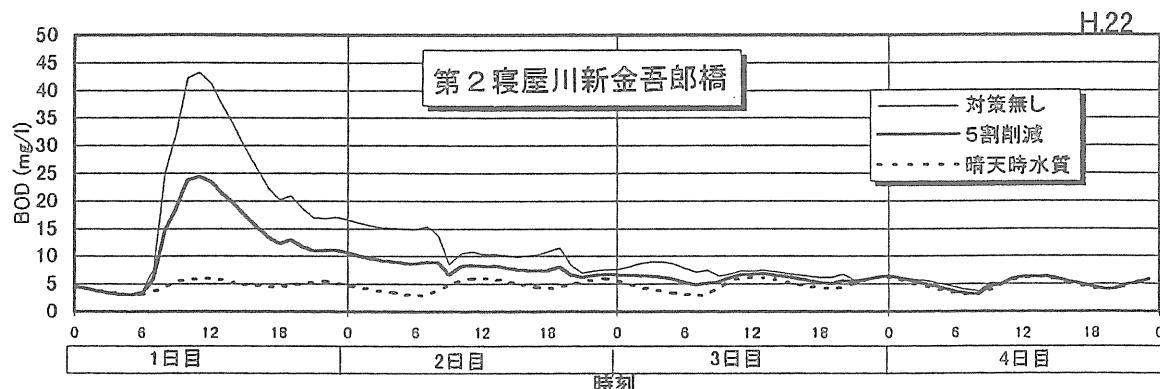
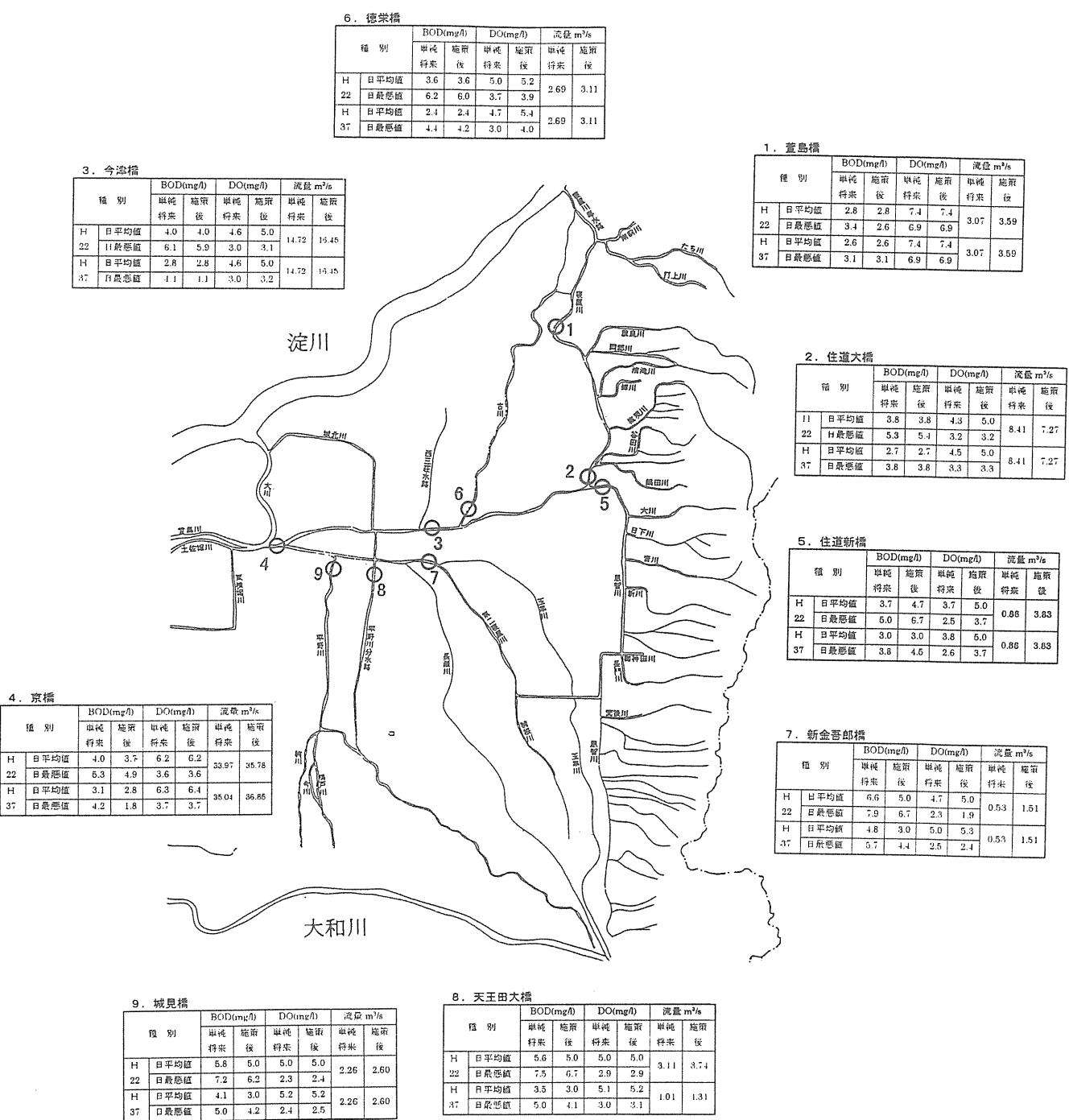


図4・3 降雨時負荷削減による水質低減状況



計画条件 * 流量は防災用水 1 m³/分, 環境用水水深 10cm 確保
水質は降雨時負荷量 50%削減

図 4・4 水量・水質対策後の将来予測結果

参考文献

- 1) K.Muraoka and T.Seoka:Water Balance and Hydrological Cycle in Osaka Urban Area, Tech. Repts. of Osaka Univ., Vol.42, No.2098, pp189-196, 1992
- 2) Huber,, W.C., "Deterministic Modeling of Urban Runoff Quality", Urban Runoff Pollution, H.Marsalek and M.Desbordes, eds., NATO ASI Series, Series G: Ecological Sciences, Vol.10, Springer-Verlag, New York, 1985, pp.166-242
- 3) Huber, W.C., " Modeling of Urban Runoff Quality: State-of-the-Art", Urban Runoff Quality-Impact and Quality Enhancement Technology, B.Urbonas and L.A.Roesner, eds., Proceedings of an Engineering Foundation Conference, ASCE, NEW York, June 1986, pp.34-48
- 4) 和田安彦, ノンポイント汚染源のモデル解析, 技報堂出版, 1990
- 5) 和田安彦, ノンポイント負荷の制御－都市の雨水流出と負荷制御法－, 技報堂出版, 1994
- 6) 村岡治道, 貯留水の一部直接放流を行う合流改善手法の検討, 土木学会第 51 回年次学論講演会, 1996
- 7) 和田安彦, 広域雨水制御システムによる雨天時負荷削減効果のシミュレーション解析, 土木学会第 44 回年次学論講演会, 1989

8. 貯水池バイパス排砂トンネルの閉塞回避条件について

芦田 和男*・大槻 英樹**・小久保 鉄也***・増田 覚****

1. はじめに

ダム貯水池の堆砂の問題を解消する一方策として、上流からの流送土砂を貯水池内に流入させずに、バイパストンネルによってダム下流へ排砂することが考えられる。我が国においては、揚水発電所の下部ダムでこの手法による堆砂対策が実施されている事例¹⁾があり、貯水量の維持および濁水長期化現象の解消対策として良好に機能している（図1・1参照）。このシステムは、これら貯水池の土砂管理対策のみならず、出水時において、できるだけ自然の土砂動態を実現するという観点から、河川環境面からも好ましい手法となることが期待され、今後多くのダムで適用される可能性を秘めている。

バイパストンネルが満たすべき水理機能としては、効率の良い排砂が行えるのと同時に、流入土砂によってトンネルが閉塞しないことが重要である。現在このシステムを運用している上記ダムでは、バイパス取水口直下流に設けられた堰と、取水口部に設けられたカーテンウォールによって、出水時の取水口水位をせき上げ、かつバイパス入口でのオリフィス流を形成させることにより、土砂の過剰な流入を防止している。このオリフィス構造は、トンネル内の堆砂等による流下能力の減少に対し、バイパス流量の減少に

ともなう上流の河道水位の上昇とバイパス流量の回復、および河道内流砂量の低減をもたらし、このことによってトンネル堆砂を解消するという、自然の調節機能を有しており、非常に安定した土砂輸送システムとなっている。

このように、既往の検討・運用事例においては、当該地点の条件下ではトンネル閉塞の危険性はないと報告されているが¹⁾、河道条件やバイパストンネル諸元の関係で、トンネル内への流入土砂量に比してトンネルの流下能力が小さくなるという状況が生じる場合には、トンネルが閉塞する可能性がある。バイpasストンネルの機能維持にとって、このトンネル閉塞を回避することは非常に重要な問題であるが、現時点ではその回避条件（閉塞発生限界条件）については明らかにされていない。

そこで本研究では、より汎用的なバイpasストンネルの設計指針の構築を目指し、河川からバイpasストンネルへの取水部（流入部）を簡易にモデル化した基礎的な模型実験を行うとともに、その解析モデルについての考察を行い、トンネル閉塞の限界条件予測にむけての基礎的検討を行った。

まず、トンネル取水口と直下流の堰との位置関係（敷高の比高や堰と取水口の水平距離等）、および河道条件等を種々変化させて行った模型実験より、諸要因の組み合わせ条件によっては、トンネル閉塞が発生することを確認するとともに、トンネル流入土砂量に影響を及ぼす要因として、堰と取水口の距離が短い場合において取水口前面に形成される扇形状の洗掘孔が重要な役割を演じることを明らかにした。さらに、開水路分流を対象に行われた既往の研究成果と比較することにより、本研究で検討対象としている堰とバイpasストンネルからなる分流工では、単純な河川の分流に比べて流砂量配分比（ κ_g ）と流量配分比（ κ ）の比が大きくなることを明らかにした。このことは、本システムの排砂効率が高いことを意味しているが、同時に、トンネル閉塞回避条件を見いだ

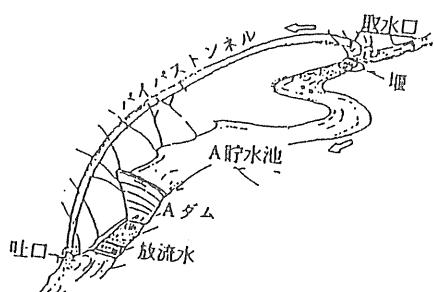


図1・1 バイパストンネル概念図

*芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 所長

**大槻 英樹 (株)ニュージェック 河川海岸部 河川環境室長 (前(財)河川環境管理財団 大阪研究所主任研究員)

***小久保鉄也 関西電力(株)土木建築室 土木保修課 副長

****増田 覚 (株)ニュージェック 河川海岸部 水理実験所

するために、この流砂量および流量配分特性を的確に予測することの重要性が確認された。

つぎに、トンネル内の土砂流送現象を説明するための基本的な支配方程式について考察し、定常的な現象に対しては、トンネル流量と流砂量を適切に予測できることを示した。これは、バイパス排砂・閉塞現象の予測シミュレーションの基礎となる関係式であり、モデル構築の可能性を示すものである。実際の排砂・閉塞過程は、①分流、②トンネル内堆砂、③分流特性の変化、④新たな分流特性にともなうトンネル内堆砂の進行あるいは低減、というプロセスからなり、この過程をシミュレートするモデルの構築が必要であるが、このためにもやはりトンネル上流端および河道の境界条件となる分流特性、すなわち κ_g および κ と河道・構造物諸元やトンネル堆砂高等との関係を知ることが必要である。もちろん、上記②の過程において常にトンネル堆砂が発生しなければ、トンネル閉塞は生じない。

今回の報告では、汎用的な分流特性の予測については、十分なデータが得られておらず、今後の重要な課題として残されたが、上述のようなトンネル閉塞を回避するための条件設定手法について検討するとともに、バイパス排砂・閉塞シミュレーションモデルの考え方を述べることにより、安定したバイパス機能維持のための合理的な設計指針構築にむけての方向性が明らかとなった。

2. 水理模型実験

2.1 実験の概要

実験に用いた模型を図2・1に示す。また実験ケースの一覧を表2・1に示す。実験で再現した取水形式は、河道に堰堤を設置して水位をせき上げ、その堰堤上流の河岸にトンネル取水口を設置する形式とした。この堰堤とトンネルの位置（高さ、水平距離）関係、堰堤の流下方向に対する設置角度、堰堤天端の横断勾配等の形状条件（図2・2参照）と、河床勾配・河道流量・流砂量等の水理量条件を種々変化させて、取水口部での流量、流砂量の分派特性、およびトンネルの閉塞の有無について調べた。模型は河道部に相当する部分を幅50cm及び125cm、高さ30cm、長さ7.0mの矩形断面水路（木製防水塗装）とし、所定の初期設定河床勾配となるよう、水路床に河床材料を敷設した。トンネル部は5cm×5cmの幌型断面（透明アクリル製）とし、河道流向に対して30°の角度で設置した。トンネル長は3m、トンネル縦断勾配は1/50とした。また河道模型及びトンネル模型下流端には流量検定水槽及び補砂枠をそれぞれ設置し、流量、流砂量の配分を測定した。

河川上流からの給水量は電磁流量計により設定した。給砂量は、設定勾配を維持するような量を土研式により算定して、河道模型上流端より給砂した。実験に用いた河床材料は、平均粒径 1.13mm（ほぼ一様砂）とした。実験は、堰前面に堆砂のない状態から定常流を通水し、堰前面が満砂状態となって河川とトンネルそれぞれの流量・流砂量配分が安定するまで継続して行った。今回の結果は、通水安定後のデータについてとりまとめたものである。

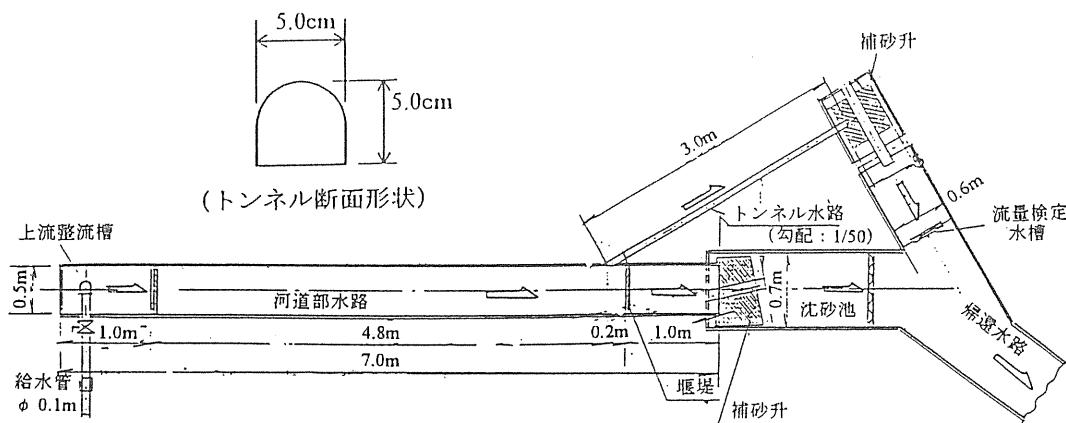


図 2・1 実験水路模型

表 2・1 実験ケース

ケース名	実験条件								備考
	堰天端高(cm)	堰角度	堰勾配	堰位置(cm)	河道幅(cm)	初期河床勾配	上流流量(l/s)	給砂量(l/s)	
ア	2.5	90°	水平	20.0	50.0	1/50	20.0	0.0367	
イ	2.5	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	
イ1	2.5	90°	水平	5.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	
イ2	2.5	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	
ウ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/30	7.8	0.0267	開水路流(矩形断面)
エ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/30	5.0	0.0167	トンネル閉塞
オ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/40	13.0	0.0317	トンネル閉塞
カ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/40	11.0	0.0267	
キ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/40	7.3	0.0167	
ク	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	20.0	0.0367	トンネル閉塞
ケ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	17.5	0.0317	
コ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	15.0	0.0267	
サ	4.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	
シ	5.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	20.0	0.0367	トンネル閉塞
ス	5.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	トンネル閉塞
セ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	20.0	0.0367	トンネル閉塞
ソ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	トンネル閉塞
タ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/70	20.0	0.0233	トンネル閉塞
チ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/70	15.0	0.0167	トンネル閉塞
ツ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/70	10.0	0.0105	トンネル閉塞
テ	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	20.0	0.0133	
ト	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ト1	6.0	90°	水平	5.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ト2	6.0	90°	水平	40.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ト3	6.0	90°	水平	30.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ト4	6.0	90°	水平	10.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ト5	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	5.0	0.0027	
ト6	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	2.5	0.0012	
ト7	0.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	開水路流(矩形断面)
ト71	0.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	開水路流(幌型断面)
ト8	6.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	開水路流(矩形断面)
ト9	6.0	60°	水平	5.0	50.0	1/100	10.0	0.0062	
ナ	10.0	90°	水平	20.0	50.0	1/50	10.0	0.0167	トンネル閉塞
ニ	10.0	90°	水平	20.0	50.0	1/100	20.0	0.0133	
ヌ1	6.0	90°	水平	20.0	125.0	1/100	25.0	0.0154	
ヌ2	6.0	90°	水平	20.0	125.0	1/100	12.5	0.0067	
ヌ3	6.0	90°	水平	20.0	125.0	1/100	6.25	0.0029	
ヌ4	6.0	90°	1/25	20.0	125.0	1/100	25.0	0.0154	
ヌ5	6.0	90°	1/10	20.0	125.0	1/100	25.0	0.0154	トンネル閉塞
ネ1	2.5	90°	水平	20.0	125.0	1/50	25.0	0.0417	
ネ2	2.5	90°	水平	20.0	125.0	1/100	25.0	0.0154	
ネ3	2.5	90°	1/10	20.0	125.0	1/50	25.0	0.0417	トンネル閉塞
ネ4	2.5	90°	1/10	20.0	125.0	1/100	25.0	0.0154	トンネル閉塞

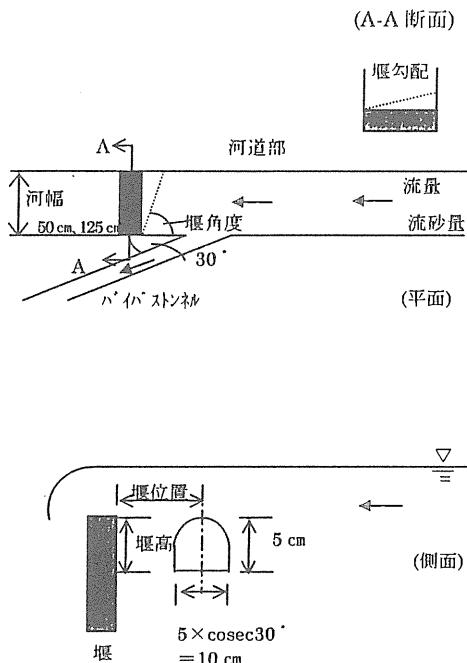


図 2・2 トンネル取水口部形状諸元説明図

2.2 取水口部の分派特性に関する実験結果

トンネル敷高からの堰高を0cm～10cmに変化させたケースの実験結果から、堰高が6cmの場合、トンネル呑口部と堰を結ぶ扇形状に洗掘孔が形成される(図2・3)。堰位置を5cm～40cmに変化させた場合のこの洗掘平面積の変化度合いを図2・4に、堰位置と流量配分比 κ 、流砂量配分比 κ_g の関係を図2・5に示す。ここに、 κ はトンネル流入流量／全流量、 κ_g はトンネル流入土砂量／全流砂量を表す。図2・4より、洗掘孔の発生規模は堰からトンネル呑口が離れるにしたがって大きくなるが、ある一定距離以上に離れると形成されなくなる。また、洗掘孔が形成されている場合には高い流砂量配分比 κ_g が得られるが、形成されない場合にはトンネル内に著しい堆砂が生じて急激に κ と κ_g が減少する(図2・5)。したがって洗掘孔が形成される条件を維持することで、排砂効率を高めることができるが、それが形成されない場合にはトンネルが閉塞する危険性も含んでいる。

図2・6に、流量配分比 κ と流砂量配分比 κ_g の関係を示す(図中×印はケースア～ニを、△印はケースト1～ネ2の実験条件について行ったものである)。同図には分派水路が開水路条件で行われた既往の研究²⁾結果も併示している(既往の研究は、Y型分岐[分岐角比 $\theta_2/\theta_1=0\sim\infty$]、湾曲分岐形状[分岐角度42°～90°]の実験条件について行ったものである)。これらの結果から、既往の研究では

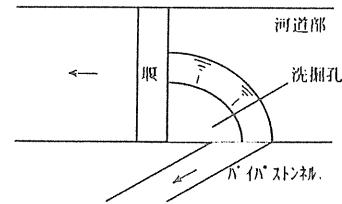


図 2・3 取水口前面に形成される洗掘孔概略図

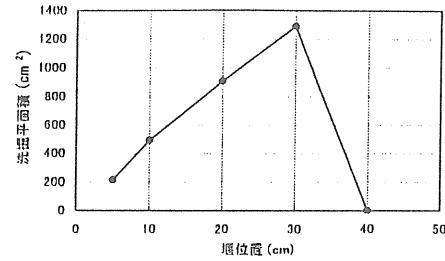


図 2・4 堤位置と洗掘平面積の関係(堰高 6cm)

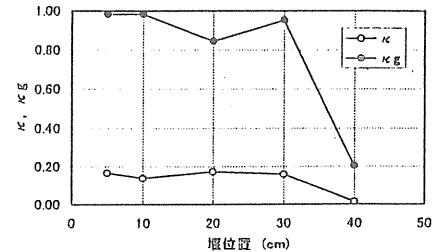


図 2・5 堤位置と κ 、 κ_g の関係

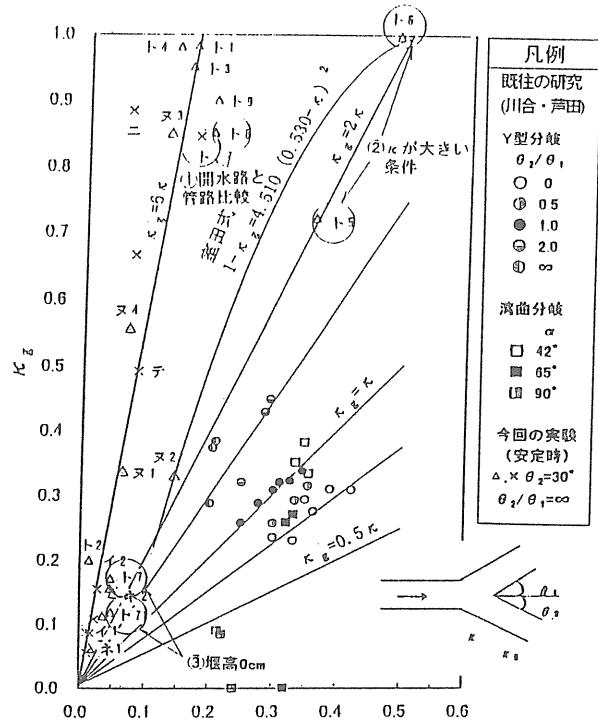


図 2・6 流量配分比 κ と流砂量配分比 κ_g の関係

κ_g/κ が 0.5~2 程度（今回と同じ $\theta_2/\theta_1=\alpha$ の条件では $\kappa_g/\kappa=2$ 程度）であるのに対して、今回の実験では多くの場合、トンネル内の堆砂の有無および流砂量分配比 κ_g の値に係らず、 κ_g/κ が 6 に近い値を示している。この原因として、今回の実験では①分派水路がトンネル（大半のケースが管路流）であること、②流量配分比 κ が小さい条件であること、および③河川内に堰が設置されていること等が考えられる。よってこれらの要因に対し、①分派水路を開水路とした場合（幅 5cm）、②流量配分比 κ を大きくした場合、③堰高を 0cm とした場合について更に実験を行った（図 2・6 に併示）。

その結果、①については差異がなかったが、②については κ_g/κ が 2 程度となり、既往の研究結果に近づく。③については κ_g/κ が 3 程度まで減少するが、それでも既往の研究に比べるとやや大きい。

既往の研究に対して今回の実験結果の κ_g/κ が大きい原因を特定するのは難しいが、河川内に堰を設置することにより、著しい二次流の発達が促されている、すなわち、河床付近にはトンネル呑口方向へ向かう流れが惹起されており、これに起因していることが推測される。 κ_g/κ の値が大きいことは、この取水形式の排砂効率が高いことを意味するが、トンネルの流下能力以上の土砂が流入してトンネルが閉塞する危険性も含んでおり、トンネル取水部の設計に際しては、この点に十分配慮しておく必要がある。

3. トンネル閉塞現象についての土砂水理学的考察

ここでは、前章に示した基礎実験結果を土砂水理学的観点から考察し、トンネル閉塞を回避するための条件設定手法について検討する。

3.1 土砂バイパストンネル検討の基本モデル

河川部では等流を仮定し、Manning の式により水理量を算定する。また流砂量は土研式を用いる。

$$\text{流速 } V_R = \frac{1}{n_R} R_R^{2/3} i_R^{1/2} \quad (3 \cdot 1)$$

$$\text{流量 } Q_R = B h_R V_R \quad (3 \cdot 2)$$

$$\text{流砂量 } Q_{BR} = B q_{BR} \quad (3 \cdot 3)$$

$$q_{BR} = \frac{u_*^3}{(\sigma/\rho - 1)g} \cdot \varphi \cdot F(\tau_0/\tau_c)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n < 0.025 : \varphi = 0.623 (40n)^{-3.5} \\ n \geq 0.025 : \varphi = 0.623 \end{array} \right.$$

ここに、
 n_R : 河川粗度係数、
 R_R : 径深、
 i_R : 河床勾配、
 B : 河道幅、
 h_R : 河川水深（等流）、
 q_{BR} : 単位幅単位時間あたりの河川掃流砂量、
 u_* : 摩擦速度、 σ : 砂の密度、
 ρ : 水の密度、
 F : τ_0/τ_c の関数、 τ_0 : 掃流力、
 τ_c : 限界掃流力

なお、模型上の粗度係数は $n=0.015$ としている。また、トンネル内への分派流量比、流砂量比をそれぞれ κ 、 κ_g とすると、

$$\text{トンネル流入流量 : } Q_T = \kappa Q_R \quad (3 \cdot 4)$$

$$\text{トンネル土砂量 : } Q_{BT} = \kappa_g Q_{BR} \quad (3 \cdot 5)$$

κ 、 κ_g は河川条件（流量、河幅、河床勾配、粗度係数、流砂量等）および構造物条件（堰高、堰位置、トンネル径、トンネル勾配、流入角度等）によって変化すると考えられる。各項目についての κ 、 κ_g に及ぼす影響については、実験で幾つかその傾向が明らかになったが、他の要因との関連の上で定量的に評価できるまでには至っていない。したがってこれらの分派則についての検討は今後の課題とし、ここでは試計算を進めるために近似的に下記の仮定が成り立つものと考えておく。

・ トンネル流入流量については、トンネル流下能力見合といとする。

$$Q_T = Q_{PT} \quad (\text{流下能力}), \quad \kappa = Q_{PT}/Q_R \quad (3 \cdot 6)$$

・ 実験結果から、 $\kappa_g/\kappa (= \alpha)$ を一定値 (≈ 6) とする。

$$Q_{BT} = \kappa_g \cdot Q_{BR} = \alpha \cdot \kappa \cdot Q_{BR} \quad (3 \cdot 7)$$

一方、トンネルについては、その閉塞条件を検討するため、管路流モデルに限定し、トンネルの流水断面 A が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³⁾を用いる。このモデルは A_p と A_s の領域で平均流速 V 及びエネルギー勾配 I が等しいと仮定し、次の諸式で構成される。

$$Q = V \cdot A \quad (3 \cdot 8)$$

$$R_p S_p + R_s S_s = A \quad (3 \cdot 9)$$

$$\frac{V}{u_{*P}} = 3.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{u_{*P} R_p}{v} \right), \quad u_{*P} = \sqrt{g R_p I} \quad (3.10)$$

$$\frac{V}{u_{*S}} = 6.0 + 5.751 \log_{10} \left(\frac{R_s}{k_s} \right), \quad u_{*S} = \sqrt{g R_s I} \quad (3.11)$$

$$q_b = \frac{u_*^3}{(\sigma / \rho - 1) g} \cdot \varphi \cdot F(\tau_s / \tau_c) \quad (3.12)$$

ここで、

R_p, R_s : それぞれ A_p, A_s 領域の径深,
 S_p, S_s : それぞれ A_p, A_s 領域の潤辺,
 D : 砂粒子径, k_s : 相当粗度 ($\approx d$),
 q_b : 単位幅掃流砂量, σ : 砂粒子密度,
 ρ : 水の密度, g : 重力加速度,
 τ_s : 掃流力, τ_c : 限界掃流力,
 u_* : 摩擦速度, ψ : 粗度の関数,
 F : τ_s / τ_c の関数

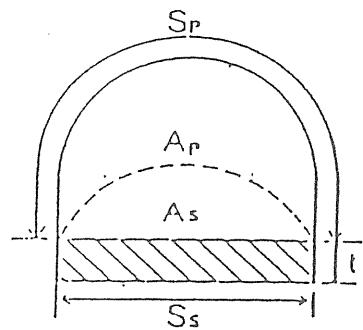


図 3・1 断面分割説明図

(3.8) ~ (3.12) 式の未知数は、 $Q, V, R_p, R_s, I, q_b, S_p, S_s$ であり、このうち 3 つを定めると他の水理量を求めることが出来る。よって次節では Q または I と堆砂厚 t を与えることによって収束計算を行い、他の未知数を求めた (S_p, S_s は t の関数)。また掃流砂量算定の際の粗度係数は、滑面: $n_p = 0.0085$ 、粗面: $n_s = 0.015$ としてその合成粗度を用いた。

なおトンネル内においても等流を仮定し、エネルギー勾配 I はトンネル入口での損失がないものと仮定して、次式で算定する (図 3・2 参照)。

$$\left. \begin{aligned} I &= (E_i - E_0) / L \\ E_i &= Z_{Ti} + h_{Ti} + V_{Ti}^2 / 2g \\ &= E_R \\ E_0 &= Z_{T0} + h_{T0} + V_{T0}^2 / 2g \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

ここに、 E_i : トンネル上流端のエネルギー高,
 E_0 : トンネル下流端のエネルギー高,
 E_R : トンネル前面での河道部のエネルギー高, ($= Z_R + h_R + V_R^2 / 2g$)
 L : トンネル長,
 Z_{Ti}, Z_{T0} : トンネル上下流端での基準面からの水路高さ + 堆砂高,
 h_{Ti} : トンネル上流端での圧力水頭,
(トンネル前面水位 h_R で与える)
 h_{T0} : トンネル下流端での圧力水頭,
(満管流水位 → トンネル天端高とする)
 V_{Ti} : トンネル上流端流速,
(河川平均流速 V_R で与える)
 V_{T0} : トンネル下流端流速,
(堆砂高を差引いた断面で算定)

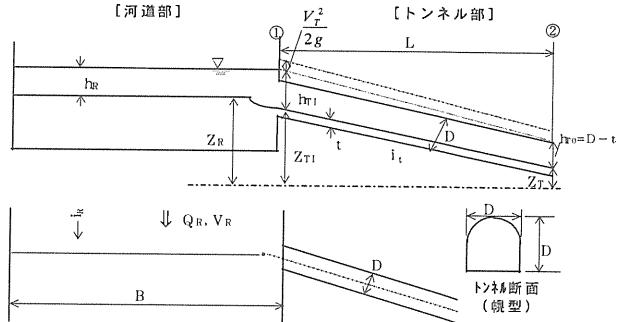


図 3・2 土砂バイパストンネル検討モデル概要図

これらの計算により、トンネル流下能力 (流量 Q_{PT} , 流砂量 Q_{BPT}) が求まる。

$$Q_{PT} = Q, \quad Q_{BPT} = q_b \cdot D \quad (D: \text{トンネル幅})$$

このトンネル流下能力 (流砂量 Q_{BPT}) に対して、トンネルへの流入土砂量 Q_{BT} が大きければ、トンネル内堆砂が進むことになり、これが進行していくとやがてトンネル閉塞に至るものと考えられる。トンネル閉塞に至るプロセスのイメージフローを図 3・3 に示す。

したがってトンネル閉塞を防ぐ (あるいはトンネル内堆砂を進行させない) 条件は、以下のように表される。

$$\frac{Q_{BT}}{Q_{BPT}} = K_g \frac{B}{D} \frac{q_{BR}}{q_{BPT}} < 1$$

$$\therefore \frac{q_{BPT}}{q_{BR}} \geq K_g \frac{B}{D} \quad (\kappa_g = \alpha \kappa) \quad (3 \cdot 14)$$

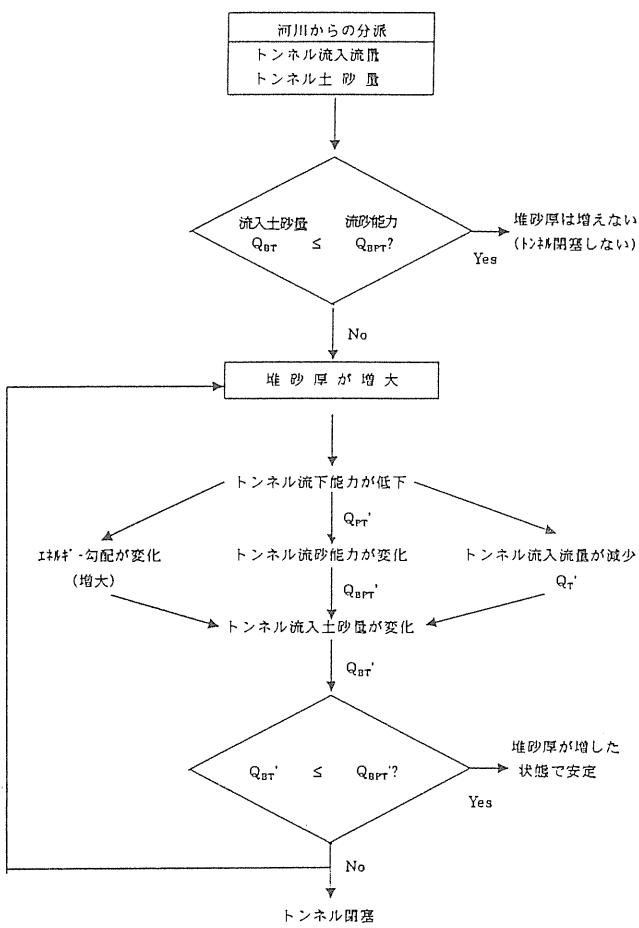


図 3・3 トンネル閉塞に至るプロセスのイメージ図

3.2 定常計算に基づく考察

上述したモデルを用いて、定常状態を仮定した場合の流量・流砂量計算を行い、この結果と実験でみられた現象を比較することにより、基本モデルの適用性について考察する。トンネルのエネルギー勾配 I と堆砂厚 t を変化させトンネル流量および流砂量を計算した結果を図3・4および図3・5に示す。またこれらの図には実験結果も併示している。実験では堰等の構造物条件の違いにより、河川からの分派状況が異なるため、トンネル流入流量に多少バラツキが見られるが、全体的にモデル算定値に近い値となっている。これに対し、トンネル流入土

砂量は、堆砂高が大きい場合にはトンネルの土砂流下能力に近いが、堆砂がほとんどない場合にはトンネル流砂能力より小さめとなっている。これより、トンネル流入土砂量が流砂能力よりも小さい場合には堆砂がほとんど生じていないことがわかる。

これらの結果をトンネルのエネルギー勾配とトンネル内の流砂濃度の関係で表したものと、またトンネル流量とトンネル流砂量の関係で表したものとを図3・6に示す。計算結果と実験結果の差は、前述のようにトンネル堆砂がないケースでは流入土砂量が流下能力より少なめであること、およびエネルギー勾配 I の算定の際、トンネル入口の損失を無視しているため、実験値より小さくなること等がその原因と考えられる、トンネル堆砂がある場合には実験結果と計算結果は比較的良く一致している。

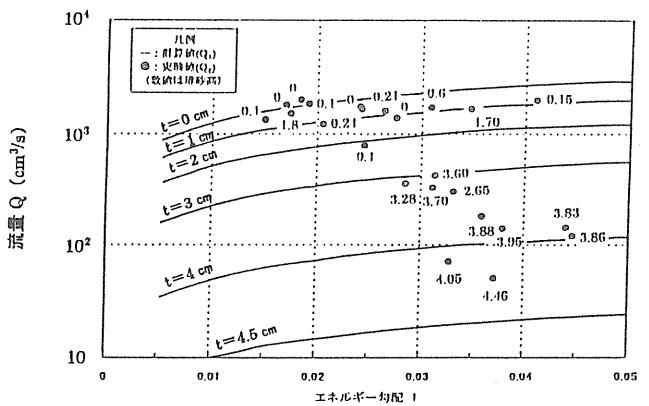


図 3・4 エネルギー勾配とトンネル流入流量との関係

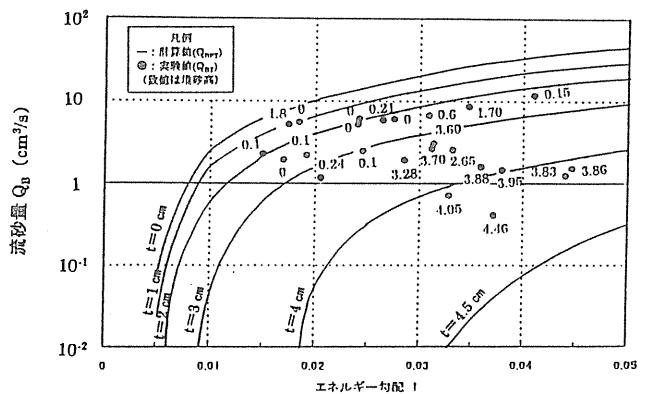


図 3・5 エネルギー勾配とトンネル流入土砂量との関係

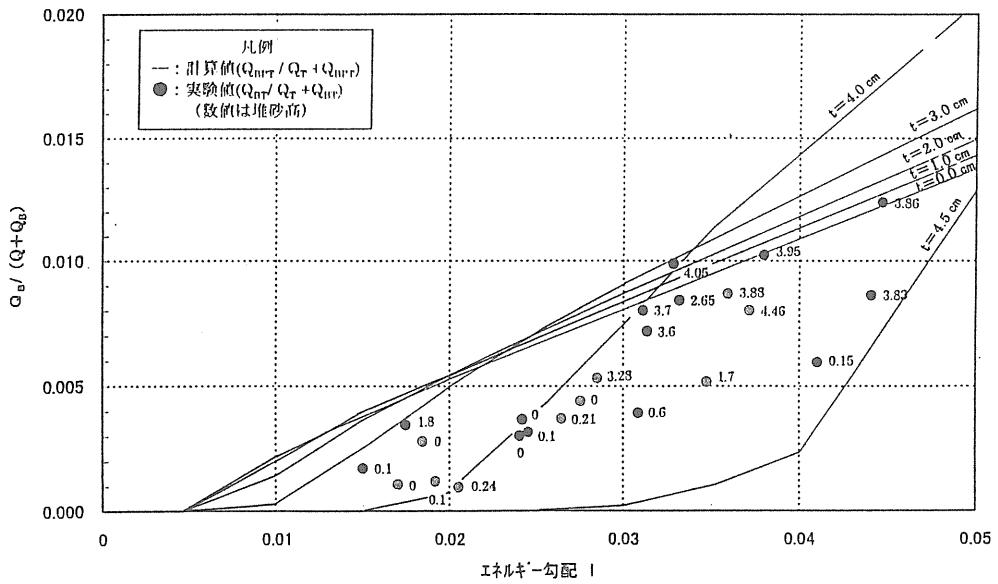


図 3・6 エネルギー勾配と流砂濃度との関係

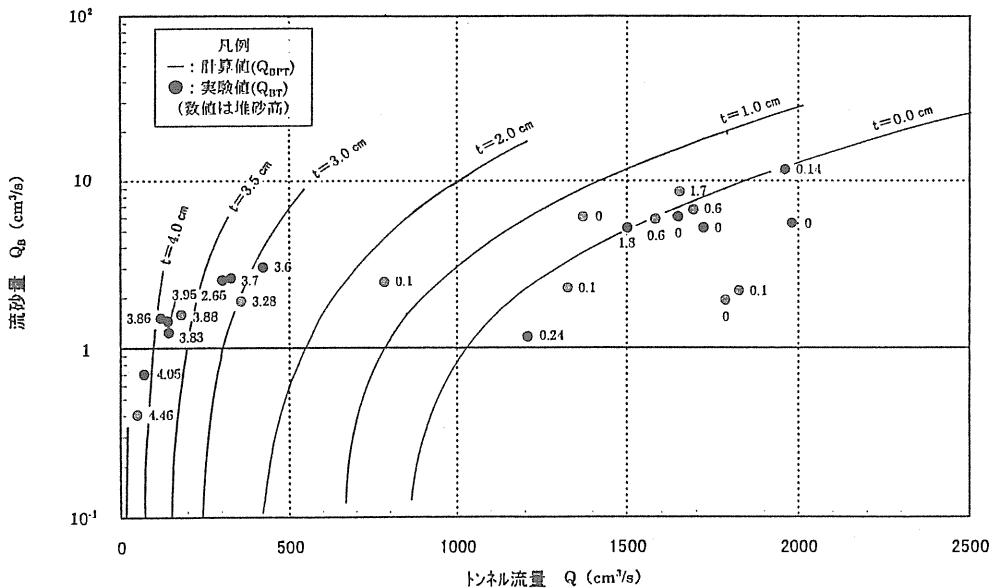


図 3・7 トンネル流量と流砂量の関係

次に、実験でトンネル内への分流量比 κ と分流砂量比 κ_g との比 κ_g/κ が、河川流量が小さい場合を除けば $\kappa_g/\kappa \approx 6$ であったことから、これを一定と仮定し、代表的な河川条件（流量、河床勾配）についてトンネル流入土砂量を算定した結果を図 3・8、3・9 に示す。同図には同じ河川条件の実験結果も併示している。これらのトンネル流入土砂量が、図 3・5 に示したトンネルの土砂流下能力に対して、多いか少ないかによってトンネル内堆砂が進行するかしないか、ひいてはトンネル閉塞に至る可能性があるかないかの判断材料になる

と考えられる。そこで図 3・5 に示した土砂の流下能力 Q_{BPT} と図 3・8、3・9 に示したトンネル流入土砂量 Q_{BT} の比とトンネル内エネルギー勾配の関係を示すと、それぞれ図 3・10、図 3・11 のようになる。図 3・10 に示す河川条件では、エネルギー勾配がトンネル勾配（1/50）程度以上であれば Q_{BT} が Q_{BPT} より小さく、閉塞しないと推察される。しかし図 3・11 に示す河川条件では、エネルギー勾配が 0.03 以上でないと $Q_{BPT} < Q_{BT}$ となり、トンネル堆砂が進んで閉塞する可能性がある。ただし、図に示すように実験ではエネルギー勾

配が 0.03 以下でも閉塞していない。これはこれらの実験時の κ_g/κ が 3~5 程度で、 $\kappa_g/\kappa = 6$ だとやや過大な流入土砂量を与えるためである。河川での分派則（流量、流砂量）が河川水理条件や堰の構造条件（高さ、トンネルとの距離等）、およびトンネル諸元やトンネル堆砂厚に対してある程度の精度で推定できれば、このような考え方の下で、河川分派則とトンネル内堆砂の関係を追跡予測することにより、トンネル閉塞の限界条件が検討可能と考えられる。

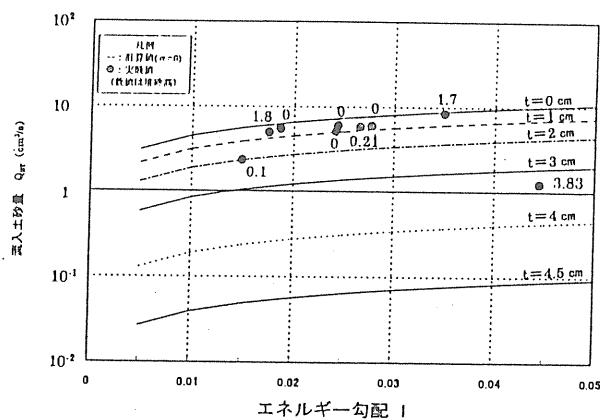


図 3・8 エネルギー勾配と流入土砂量の関係
(河川流量 : 10.0 ℓ/s, 河床勾配 : 1/100)

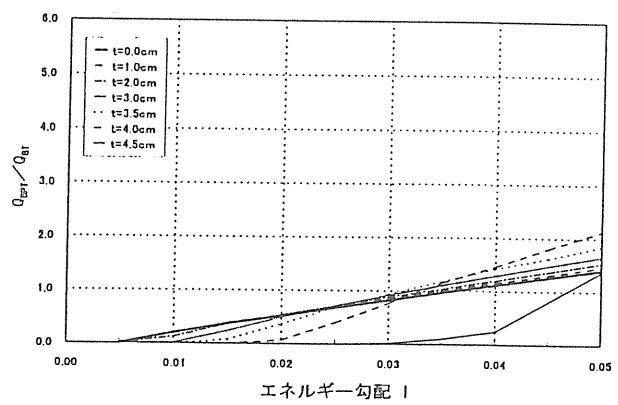


図 3・10 エネルギー勾配と Q_{BPT}/Q_{BT} との関係
(河川流量 : 10.0 ℓ/s, 河床勾配 : 1/100, $\alpha = 6$)

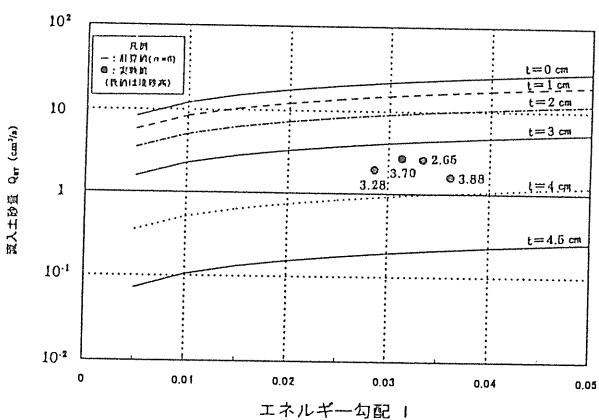


図 3・9 エネルギー勾配と流入土砂量の関係
(河川流量 : 10.0 ℓ/s, 河床勾配 : 1/50)

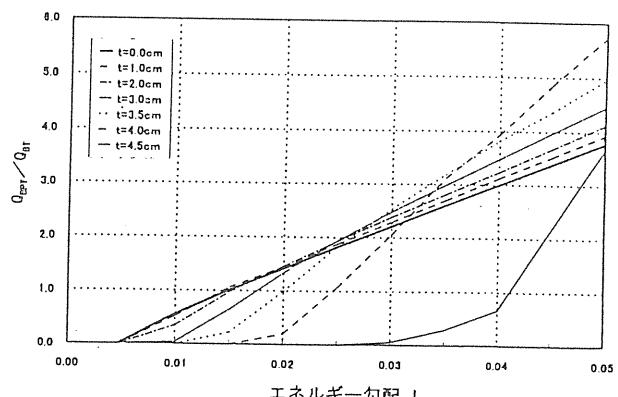


図 3・11 エネルギー勾配と Q_{BPT}/Q_{BT} との関係
(河川流量 : 10.0 ℓ/s, 河床勾配 : 1/50, $\alpha = 6$)

3.3 トンネル内堆砂の進行条件の定式化の試み

ここでは、流砂量式として芦田・道上の式を考え、前述したトンネル内堆砂に関する条件の定式化を試みる。

前述したように、トンネル内で堆砂が進行する条件は次式で示される。

$$\frac{Q_{BT}}{Q_{BPT}} = \alpha \kappa \frac{B}{D} \frac{q_{BR}}{q_{BPT}} > 1 \quad (3 \cdot 15)$$

ここで、単位幅当たりの河川流砂量 q_{BR} およびトンネル流砂能力 q_{BPT} は芦田・道上の式を用いて次式のよう

に表せる。

$$\begin{aligned} q_{BR} &= \frac{17}{sg} u_{eR}^3 \left(1 - \frac{u_{eC}^2}{u_{eR}^2}\right) \left(1 - \frac{u_{eC}}{u_{eR}}\right) \\ q_{BPT} &= \frac{17}{sg} u_{eT}^3 \left(1 - \frac{u_{eC}^2}{u_{eT}^2}\right) \left(1 - \frac{u_{eC}}{u_{eT}}\right) \\ \therefore \frac{q_{BR}}{q_{BPT}} &= \left(\frac{u_{eR}}{u_{eT}}\right)^3 \frac{\left(1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2\right)\left(1 - u_{eC}/u_{eR}\right)}{\left(1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2\right)\left(1 - u_{eC}/u_{eT}\right)} \end{aligned}$$

いま、 $u_{eR} \doteq u_e$ とすると、

$$\frac{u_{eR}}{u_{eT}} = \frac{u_e}{u_{eT}} = \left(\frac{g R_R I_R}{g R_T I_T}\right)^{1/2} = \left(\frac{R_R I_R}{R_T I_T}\right)^{1/2}$$

よって、

$$\begin{aligned} \frac{q_{BR}}{q_{BPT}} &= \left(\frac{R_R}{R_T}\right)^{3/2} \cdot \left(\frac{I_R}{I_T}\right)^{3/2} \left[\frac{1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2}{1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2} \right] \\ &\times \left[\frac{1 - u_{eC}/u_{eR}}{1 - u_{eC}/u_{eT}} \right] \quad (3 \cdot 16) \end{aligned}$$

一方、河川、トンネルにおける各流量は等流を仮定すれば、

$$\text{河川: } Q_R = B h_R V = B h_R \frac{1}{n_R} R_R^{2/3} I_R^{1/2}$$

$$\text{トンネル: } Q_T = \kappa Q_R = A_T V_T = A_T \frac{1}{n_T} R_T^{2/3} I_T^{1/2}$$

ここに、 A_T : トンネル断面積

n_T : トンネルの代表粗度係数

R_T : トンネルの径深

したがって、

$$\kappa = \frac{Q_T}{Q_R} = \frac{A_T \frac{1}{n_T} R_T^{2/3} I_T^{1/2}}{B h_R \frac{1}{n_R} R_R^{2/3} I_R^{1/2}} \quad (3 \cdot 17)$$

(3・15)式に (3・16) および (3・17) 式を代入すると、

$$\begin{aligned} \alpha \cdot \frac{A_T \frac{1}{n_T} R_T^{2/3} I_T^{1/2}}{B h_R \frac{1}{n_R} R_R^{2/3} I_R^{1/2}} \frac{B}{D} \frac{R_R^{3/2} I_R^{2/3}}{R_T^{3/2} I_T^{2/3}} \\ \times \left[\frac{1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2}{1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2} \right] \left[\frac{1 - u_{eC}/u_{eR}}{1 - u_{eC}/u_{eT}} \right] > 1 \end{aligned}$$

上式で、 $A_T = \beta D^2$, $h_R \doteq R_R$ とすると、

$$\begin{aligned} \alpha \beta \frac{\frac{1}{n_T} D \cdot / R_T^{5/6} I_R}{\frac{1}{n_R} R_R^{1/6} I_T} \left[\frac{1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2}{1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2} \right] \\ \times \left[\frac{1 - u_{eC}/u_{eR}}{1 - u_{eC}/u_{eT}} \right] > 1 \end{aligned}$$

更に $R_T^{1/6} = \gamma D^{1/6}$ (γ は t の関数) とおくと、

$$\begin{aligned} \frac{I_T}{I_R} &< \alpha \beta \gamma \frac{n_R D^{1/6}}{n_T R_R^{1/6}} \left[\frac{1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2}{1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2} \right] \\ &\times \left[\frac{1 - u_{eC}/u_{eR}}{1 - u_{eC}/u_{eT}} \right] \end{aligned}$$

$$\doteq \alpha \beta \gamma \frac{n_R D^{1/6}}{n_T h_R^{1/6}} \left[\frac{1 - u_{eC}^2/u_{eR}^2}{1 - u_{eC}^2/u_{eT}^2} \right] \times \left[\frac{1 - u_{eC}/u_{eR}}{1 - u_{eC}/u_{eT}} \right] \quad (3 \cdot 18)$$

ここに、 $\alpha = \kappa_g/\kappa$

$\beta = A_T/D^2$

$\gamma = (R_T/D)^{-1/6}$

上式がトンネル内堆砂が進行する条件を表しており、同式よりトンネル径 D が小さいほど、またトンネル粗

度 n_T が大きいほどトンネル内堆砂が進行しやすく、トンネル閉塞が生じやすいうことが、改めて確認された。また、(3・18) 式からトンネル堆砂 → 閉塞を防ぐためには、河床勾配 I_R とトンネルエネルギー勾配 I_T の比をどの程度に設定すべきか、およその目安を得ることができる。

なお、図 3・10, 3・11 に示した結果の x 軸を I_T/I_R で置き換えると図 3・12, 3・13 のようになり、 $Q_{BPT}/Q_{BT}=1$ のラインと各計算値の交点に対する I_T/I_R の値と (3.18) 式を比較することにより、(3.18) 式右辺は通常の場合 α より小さめの値となることがうかがえる。

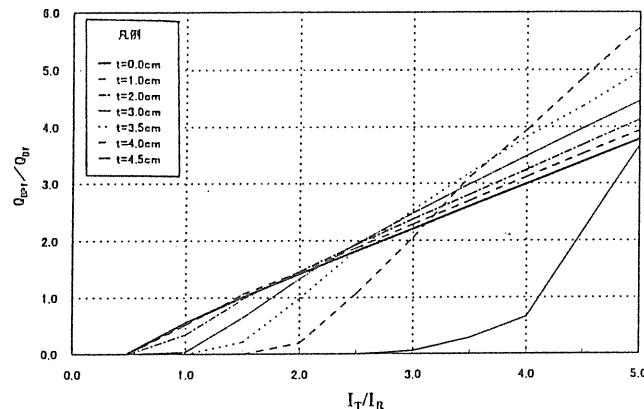


図 3・12 I_T/I_R と Q_{BPT}/Q_{BT} との関係
(河川流量 : $10.0\ell/s$, 河床勾配 : $1/100$)

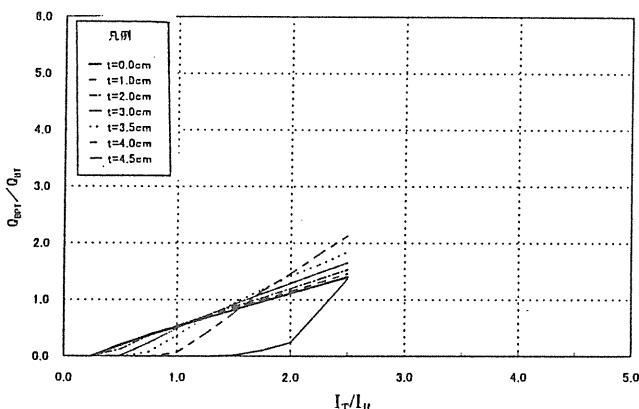


図 3・13 I_T/I_R と Q_{BPT}/Q_{BT} との関係
(河川流量 : $10.0\ell/s$, 河床勾配 : $1/50$)

4. まとめ

本稿ではまず、河道内に堰を設置してバイパストンネルに取水する形式について、基礎的な模型実験により流量・流砂量の分派特性を調べた。その結果、通常の河川分派特性に比べてトンネル内への流量配分比 κ と流砂量配分比 κ_g との比 κ_g/κ が大きく、効率的な排砂を行う上でこの取水形式が有効であることが明らかになった。 κ_g/κ が大きい理由については明確に特定できるまでに至らなかったが、河道内に堰を設置することにより著しい二次流の発達が促され、河床付近にトンネル内へ向かう流れが惹起されていることに起因しているものと推察される。特にトンネル前面に扇形の洗掘孔が形成される条件では、それが顕著であると考えられ、 κ_g の値が大きい。ただし、堰とトンネルの距離が大きくなり、洗掘孔が生じない条件まで離れるとトンネルに著しい堆砂が生じ、トンネルが閉塞する危険性を含んでいる。実際の洪水における非定常な現象では、洗掘孔の形成を保持することは困難であると考えられることから、トンネル内の閉塞を回避するためには、トンネル内への流入流量を確保しつつ、トンネル排砂能力以上の土砂を流入させないような制御構造システム（例えば取水堰とオリフィス構造の組合せ）⁴⁾をトンネル呑口部に設置することも必要に応じて検討すべきであると考えられる。

次に基礎実験結果を説明する解析基本モデルについて考慮し、解析結果と実験結果との比較を行った。その結果、トンネル取水口付近での分派則（流量、流砂量）が精度良く推定できれば、本稿で示したモデルの考え方を基本に、トンネル閉塞現象を再現することが出来、トンネル閉塞の限界条件も推定可能と考えられることを示した。

また、トンネル内堆砂の進行条件について、流砂量式として芦田・道上の式を用いてその定式化を試み、(3・18) 式で概ね表されることを示した。

トンネルの閉塞現象を予測するためには、河道の水理条件やトンネル諸元およびトンネル堆砂厚等の様々な組合せとトンネルへの流量と流砂量の配分比（ κ および κ_g ）の関係を知ることが重要であるが、今回行った実験条件ではトンネル条件（規模、勾配）を一定とし、トンネルへの流量配分比 κ が小さな条件に限られたため、今後 κ が大きい（トンネル流下能力が大きい）条件についても、検討するとともに、トンネル堆砂の追跡予測モデルを構築し、閉塞回避条件の推定手法確立にむけて検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 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 卷, pp.813 ~818
- 2) 川合 茂・芦田和男(1989)：固定床開水路分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究, 土木学会論文集第 405 号／II-11
- 3) 芦田和男・江頭進治・中島智彦(1988)：水平管路における土砂輸送形態と流砂機構, 京大防災研年報第 31 号 B-2, pp.489~506
- 4) 芦田和男・大槻英樹・原田 稔・小久保鉄也・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 2 報）, 河川環境総合研究所報告 第 3 号, pp.89~106