

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6年が経過しました。現在、東京の研究第一部、研究第二部の外、各地域のニーズに対応すべく、大阪に研究第三部(大阪研究所)及び札幌に研究第四部を設けております。また、中部地域に対しては名古屋事務所において、研究顧問の指導のもと調査研究業務を行うこととしております。

研究所で取り組んでいる調査研究の主なテーマは下記の通りです。

- 1) 水環境管理計画を含む河川環境管理基本計画
- 2) 河川水の水質浄化に関する研究
- 3) 多自然型河川工法について、洪水に対する安全性等に関する河川工学上の評価を行う調査研究(主として水理模型実験)
- 4) 河川施設の管理に関する調査研究(堤防の除草方法及びジオテキスタイルによる法面保護等の調査研究及び河川管理施設の点検方法とその評価に関する調査研究)
- 5) 河川及び湖沼の水面利用に関する調査研究
- 6) 樹林帯に関する調査研究
- 7) 環境教育に関する調査研究
- 8) 地域との連携・協調に関する調査研究

本報告は、このような調査研究の成果を広く関係の方々にご活用いただくため発行しており、今年で第4号を発刊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編集しているつもりです。いさきかなりとも現場第一線における河川環境への取り組みに資することができれば幸いです。

河川法の改正により、河川管理の目的として、従来の治水、利水に加え、「河川環境の整備と保全」が位置付けられることとなり、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おります。最近、建設省が「流域水環境研究会」を組織し、世上いわれている環境ホルモンに関する研究に着手したところですが、当財団もその事務局として、このような新たな環境問題への対応に努めているところであります。このような社会の要請に的確に応えていくべく研究顧問として吉川秀夫、芦田和男、江川太朗、佐々木寧の4先生の指導を得つつ、一層の努力をしてまいる所存ですので、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10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)
椎貝 博美 工学博士 金沢工業大学客員教授(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

- 吉村 佐 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第一部長

目 次

I 水環境に関する研究

1. 河川水直接浄化技術の開発について	宮下明雄・木村徹・片桐義一	1
2. 転倒式浄化網による浄化手法（維持管理の方法）について	吉川秀夫・木村徹・三上承治	31

II 多自然型川づくりに関する研究

3-1. 湾曲部における多自然型護岸の設計外力の評価方法	吉川秀夫・芦田和男・大槻英樹・高橋晃	37
3-2. 湾曲部護岸設計のための外力評価	芦田和男・大槻英樹・劉炳義・大本雄二・藤田暁	43
3-3. 複断面蛇行河道の河岸に働く外力の評価方法	吉川秀夫・斎藤雄三郎・高橋晃・宮川朝浩	59
4. 水制を伴う流れと河床変動の数値シミュレーション	芦田和男・大槻英樹・荒牧浩・劉炳義・大本雄二・藤田暁	73
5. 砂礫による吸い出し防止材の設計	大槻英樹・中西史尚・大本雄二	87
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2報）	吉川秀夫・馬場仁志・船木淳悟・長谷川茂・竹本成行・山口俊平	93
7. カワセミ (<i>Alcedo atthis</i>) の人工巣巣ブロックを応用した河川環境づくり	石川信夫・工藤昇	103
8. 河川敷湿地保全の生態工学的研究～田島ヶ原サクラソウ自生地を例にして～	佐々木寧・前田敬・岡崎淳一	111

III その他河川環境の保全と創造に関する研究

9. 河川巡視システムを利用した環境モニタリング	喜田眞一・戸谷英雄・石田典子	141
10. 湖における吹送流現象に関する水理学的研究	ガルグ・アルビンド・芦田和男	159
11. レパートリーグリッド法と実験計画法による都市内河川景観の評価に関する研究	長谷川茂・浅川昭一郎・愛甲哲也・北岡真吾・松島肇	173
12. 水循環の調査について	江川太朗	185
13. 西暦－和暦変換プログラム～日本の環境変化を調べるためのツール～	椎貝博美・今井貴弘・松倉博史	191

I. 水環境に関する研究

1. 河川水直接浄化技術の開発について

宮下 明雄*・木村 徹**・片桐 義一***

はじめに

近年、ゆとり・潤いのある生活空間への欲求や、国民の環境に対する関心の高まりに伴い、人と自然との豊かなふれあいについてのニーズが高まっている。

このような背景のもと、河川についても治水・利水の役割に加え、貴重な水と緑の空間として人々に潤いを与える、様々な生物の多様な生息・生育環境を形成するものとして、その役割が大きく見直されてきている。

公共用水域の水質を保全するため、下水道の整備の推進、各種規制（排水規制、総量規制）などにより、昭和40年代の劣悪な水質環境よりかなり改善がなされてきている。また同時に、下水道整備の立ち後れや、未規制事業所などからの排水により汚濁した河川水を直接浄化する事業が、多くの河川で実施されてきている。

河川水を直接浄化する試みは、全国でこれまで約300ヶ所で実施されており、10数年の歴史を積み重ねてきた。浄化手法としては、最も多く採用されてきた礫間接触酸化法のように、浄化原理、設計手法等がある程度まとめられている手法もあるが、礫以外の接触材や接触酸化法以外の浄化手法については、実施例はあるものの研究開発中のものも多く、施設より発生する汚泥の処理も含め、浄化手法全体としては、体系化した技術まで至っていないのが現状である。

河川水の直接浄化技術は、平成6年度における全国調査結果によると、礫や浄化用の特殊材料（プラスチック、ひも等）を水中に浸漬して、接触材の表面に付着する生物膜の働きにより水質を浄化する、浸漬型接触酸化法が約9割を占めている。

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手法である反面、

・広い敷地面積を必要とする。

・除去できない物質がある。（窒素、リン、色度、臭気物質等）

- ・建設費が比較的高価である。
- ・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での適用や、汚濁の著しい河川への適用、近年の高水準の河川環境を望む社会的ニーズには、対応しきれない面もあり、河川水の直接浄化について新しい技術による浄化手法の開発が求められているのが現状である。

本技術開発においては従来の技術の組み合わせも含めて、河川水の直接浄化に適する技術として、次のような条件を開発目標として設定した。

- ①浸漬型接触酸化法と同程度の処理効率で、所要コストが安価である方式。
- ②浸漬型接触酸化法と同程度の処理効率で、所要コストは多少高いが、施設面積を著しく縮小できる方式。（都市部で用地確保が困難な河川への適用）
- ③浸漬型接触酸化法より所要コストは高くても、処理効率が著しく高い方式、又は浸漬型接触酸化法では十分除去できない物質が除去できる方式。（親水機能が求められる都市内河川・水路等への環境用水の供給、または窒素、リン等の栄養塩類や臭い、色度等の除去への適用）

技術開発は以上の条件により、実際に汚濁の発生している河川（綾瀬川、渡良瀬川、霞ヶ浦流入河川）の河川水を対象とし、パイロットプラント実験により評価することとした。

本稿では、平成8、9年度の研究成果から対象河川と各施設の概要、実験結果、維持管理性、経済性、適用性及び今後の課題について報告するものである。

なお、本報告は、平成8年10月より実施された河川水浄化の技術開発業務の結果をまとめたものである。

本業務は技術開発業務であることより、実施にあたっては作業管理委員会を設置し、学識経験者、建設省河川

* 宮下 明雄 (財) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第2部長

** 木村 徹 パシフィックコンサルタンツ(株) 水工部 課長 (前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所
主任研究員)

*** 片桐 義一 パシフィックコンサルタンツ(株) 環境保全室 室長

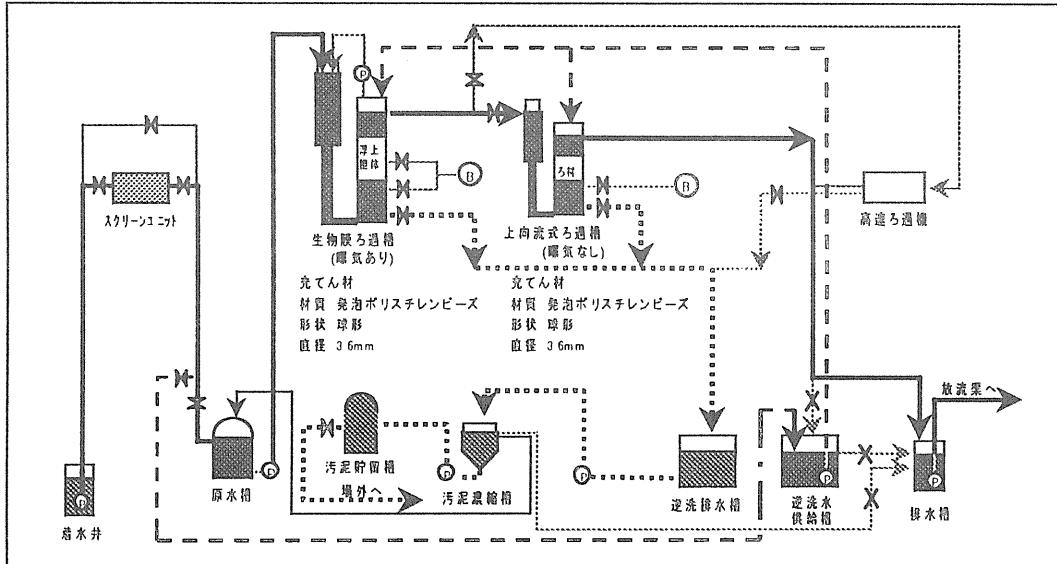


図 1.1 綾瀬川（その 1）処理フロー

局河川環境課、土木研究所水質研究室、関東地建河川調整課、工事事務所（江戸川、渡良瀬川、霞ヶ浦）の各委員の方々のご指導を受けながら、進めてきたものである。また、実験の実施にあたっては、各工事事務所の担当者、及び実験施設の建設・運転管理を担当されたメーカーの方々の協力により、行ってきたものである。

ここに記して謝意を表します。

1. 綾瀬川

綾瀬川は、流域内の急速な都市化と下水道整備の遅れや、工場排水処理の不備などにより増加した汚濁負荷などで有機汚濁の進行が著しく、長年 BOD の値が全国でワースト 1 となっている。

また、市街地を貫流しているため、河川水直接浄化施設を河川敷内に設置する スペースが十分にとれない状況にある。

このような綾瀬川に対してここでは

その 1 施設：省スペースな施設 （開発目標①②）

その 2 施設：省スペースでなおかつ高水準の水質が得られる施設 （開発目標②③）
を開発の目標とした。

1.1 綾瀬川河川水浄化施設（その1）

本システムは、前段で有機物の除去を目的とした生物膜ろ過法による生物処理を行い、後段では懸濁物質の除

去のために上向流式ろ過法の物理的処理を行うものである。

(1) 目標

- ・除去対象物質 : 有機汚濁物質 (BOD)
- ・目標水質 : BOD 30mg/ℓ → 3mg/ℓ
- ・目標水量 : 150m³/日

(2) 実験の概要

- ・実験期間(評価対象期間)：平成 9 年 4 月～平成 10 年 3 月 (*評価期間は生物処理の馴用が終了した平成 9 年 4 月からとする。)
- ・通水速度：125m/日～240m/日
- ・通気倍率：0.3 倍～1.3 倍
以下に運転状況及び水質の経日変化のグラフを示す。

1.1.1 性能評価

(1) 処理水質 (BOD 平均値)

処理水質は、年間を通じて目標水質 BOD 3mg/ℓ 以下を達成しており、均除去率は 85% と高いことが確認された。

流入原水 生物膜ろ過処理水 上向流式ろ過処理水
 7.9mg/ℓ → 2.6mg/ℓ → 1.2mg/ℓ (除去率 85%)
 (3.1~16.1mg/ℓ) (0.8~5.0mg/ℓ) (0.2~3.0mg/ℓ)

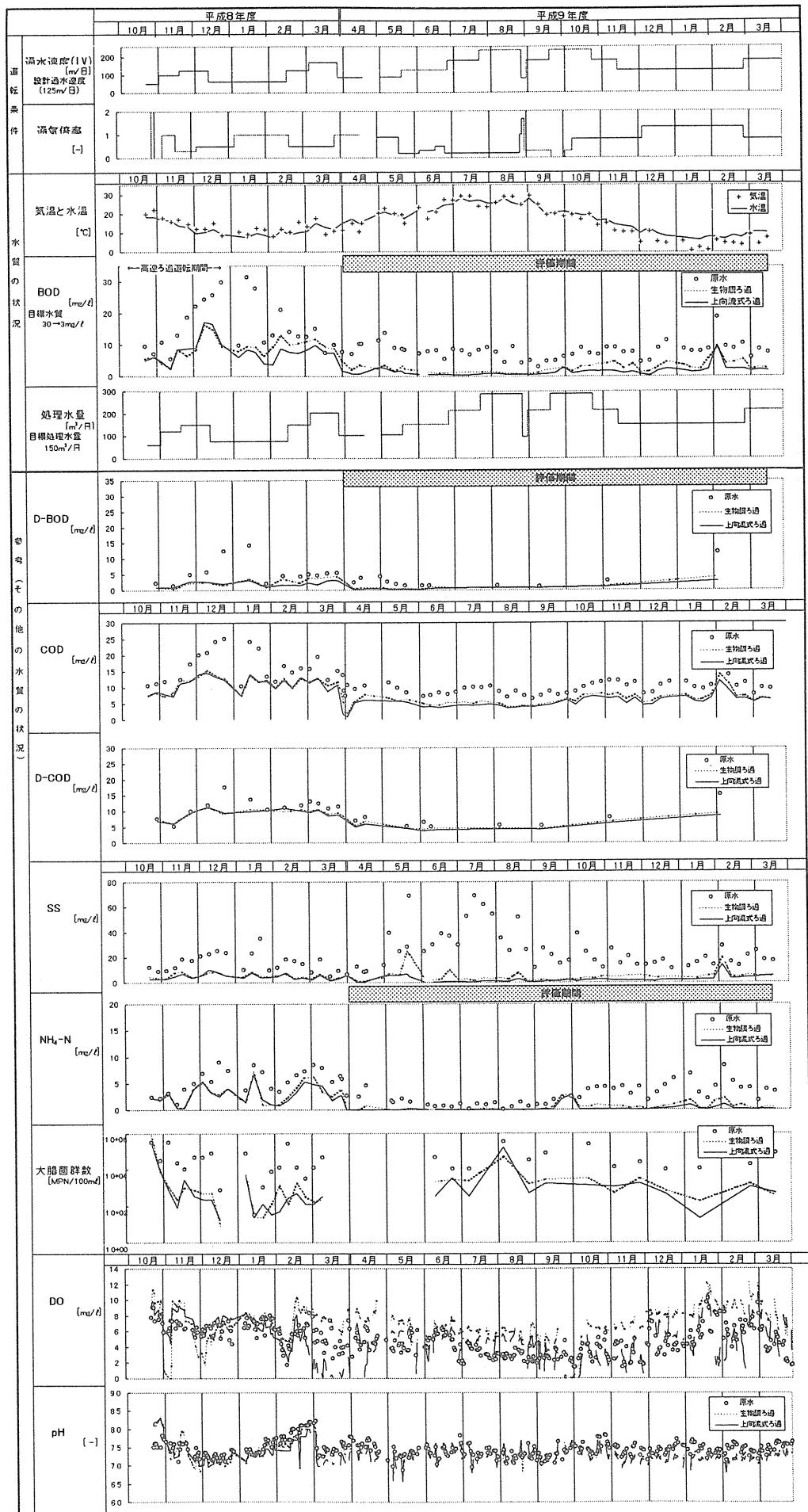


図1・2 綾瀬川(その1)施設の実験結果概要

綾瀬川の河川水質の特徴として、懸濁態成分の占める割合が約70%と高かった。このため本システムでもろ過機能の方が効果的であった。

また、評価期間中の流入原水BODは最大値 $16.1\text{mg}/\ell$ であったため、計画流入水質 $30\text{mg}/\ell$ に対する処理性能は確認されていない。このため、高濃度原水での処理性能を今後確認する必要がある。

(2) 処理水量

処理水量は目標の $150\text{m}^3/\text{日}$ 以上を処理していた。

最大処理水量 $288\text{m}^3/\text{日}$

設計処理水量 $150\text{m}^3/\text{日}$

本システムではろ材として $\phi 3.6\text{mm}$ のポリスチレンビーズを使用しており、ろ層の閉塞に対して定期的に逆洗を行うことで処理水量を維持することができた。但し、今回の実験の最大処理水量は実験施設のポンプ等の能力上の制約から、システム自体の最大能力であるかどうか確認されていない。今後の実験により最大処理水量を確認する必要がある。

1. 1. 2 淨化施設の安定性と持続性

(1) システム全体の稼働率

実験期間中、故障等は特に認められず、システムの稼働率（運転率）は100%であった。

(2) 淨化効率の持続性

評価期間中、水温に関わらず常に目標水質を達成していた。また、逆洗により通水速度を維持できるため、長期的にも浄化効率を持続できることが確認された。

(3) 流入原水の変動に対する処理水質の安定性

除去対象物質のBODについては、処理水量、水温、原水水質の変動に関わらず、常に目標水質である $3\text{mg}/\ell$ 以下を達成できることが確認された。

1. 1. 3 維持管理性の評価

(1) 発生汚泥量

実験期間中に発生した汚泥は、汚泥貯留槽で濃縮した後、場外に搬出して処分を行ったが、汚泥処理

については特に問題は発生しなかった。

原水のSS平均値 $28.6\text{mg}/\ell$ 、本システム処理水のSS平均値 $2.1\text{mg}/\ell$ のとき、

・流入原水SSのうち94%が除去された。（流出SSは6%）

・除去SS全量のうち汚泥として搬出されたものは流入原水SSの54%。

（流入原水SSのうち40%が減量された。）

減量分の内訳は、生物膜槽内の生物分解によるものと、汚泥貯留槽内での濃縮と考えられるが、詳細は不明であり、今後の課題である。

なお、実験期間中に発生した汚泥は 4.6m^3 であり、バキュームにより搬出し処分した。

発生汚泥量： $15\text{g}/\text{m}^3$ （処理水量）

$9.3 \times 10 - 5\text{m}^3/\text{m}^3$ （処理水量）

(2) 維持管理

実験期間中の状況から、本システムの実施設における維持管理の必要な項目は次のように考えられる。

○運転管理項目

・水質項目（水温、pH、DO、濁度） 1回/月

・施設項目（水量、電力量、通気量等） 1回/月

・汚泥処理 1回/半年

○保守点検項目

・ポンプ点検、オイル量確認、計装機器点検等 1回/月

実験期間中は、操作員が週5日常駐し、維持管理を行ったが、実施設の維持管理は、施設を正常に稼働させ、浄化機能を維持するために、メーカーヒアリングによると、月1回程度の点検、保守管理で対応が可能と思われる。

(3) 維持管理の容易性

本システムの維持管理は比較的容易であり、自動監視ができるため、礫間接触酸化法と同程度の維持管理性と考えられる。

本システムは、自動運転システムと緊急時の自動連絡システムを取り入れることにより、無人化が可能である。但し、保守点検や運転管理のため、1回/月の巡回管理と汚泥処理は必要である。

また、逆洗はヘッドタンクの水頭差による自動運転で実施されている。

表1・1 設計諸元、用地面積及び10,000m³/日規模施設コスト試算結果

処理方式 項目		本システム (生物膜ろ過+上向流式ろ過)		生物膜ろ過のみ		礫間接触酸化法	
処理水質 (測定値の範囲)		7.9→1.2mg/l (3.1~16.1) (0.2~3.0)		7.9→2.6mg/l (3.1~16.1) (0.8~5.0)		7.9→2.3mg/l (3.1~16.1) (0.3~8.2)	
除去率		85%		67%		71%	
通水速度 (m/日)		低水温期	125	低水温期	125	(滞留時間 2.5h)	
		高水温期	240	高水温期	240		
通気倍率		低水温期	0.8	低水温期	0.8	1.5	
		高水温期	0.3	高水温期	0.3		
用地 面積 (m ²)	150m ³ /日	65		-		-	
	1,000m ³ /日	160		145		430	
	10,000m ³ /日	490		440		3,500	
10,000m ³ /日規模施設コスト試算							
イニシャルコスト (億円) ^{*1}	用地費 5万円/m ²	用地 0.25	5.0	用地 0.22	4.0	用地 1.75	4.7
	建設	4.7		建設 3.8		建設 2.9	
維持管理費 ^{*2} (円/m ³)	用地費 50万円/m ²	用地 2.5	7.2	用地 2.2	6.0	用地 17.5	20.4
	建設	4.7		建設 3.8		建設 2.9	
BOD 1g当たりの 維持管理費 (円/g-BOD)	電気 1.3	1.4	電気 1.3	1.4	電気 1.7	1.8	
	人 0.1		人 0.1		人 0.1		
	汚 4.7		汚 6.1	汚 3.7	汚 5.1	汚 4.7	6.5

(本システム及び生物膜ろ過のみについては、水温により運転条件を変えるものとした。)

*1 イニシャルコストのうち、建設費は主要機器をリストアップし、その単価を積み上げ、電気・土木・建築の係数を乗じた。また、土木費のうち基礎・仮設に係る費用は除いた。

*2 維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費 日額36,700円(測量技師相当)、汚泥処分費(ハギューム搬出及び産排処理)50千円/m³-汚泥として試算した。

1. 1. 4 経済性の評価

(1) コスト試算結果のまとめ

コスト試算は、表1・1に示す設計諸元を用いた。

1. 1. 5 河川水浄化への適用性

(1) 適用河川等

河川水の浄化効率はBODの平均除去率が85%と高く、又、施設面積も礫間浄化施設に比べ大幅に削減が可

能であり、建設費及び維持管理費は大差ない。

これらの面から、河川等へは次のような適用が可能と考えられる。

- ・都市内の有機汚濁の著しい中小河川・水路等の水質浄化

処理水の利用用途としては、処理水質がBOD1~2mg/lを期待できることから、非接触型の親水利用(例えば公園中の噴水等)や散策路等の修景用水としての利用が可能である。

さらに、処理水の後処理として塩素消毒等を行えば、接触型の親水利用（例えば、じゃぶじゃぶ池等）にも適用可能である。

また、綾瀬川の河川水（BOD 平均値 7.9mg/ℓ）の一部を本システムで浄化し、その処理水（BOD 最大値 3mg/ℓ）の希釈効果により、綾瀬川の水質基準 5mg/ℓ以下にしようとする場合、全量処理（本システムで 10,000m³/日処理する）に比べ、施設面積及び各費用は 10～45% の低減が可能である。

（親水用水基準：参考文献「河川水質試験方法(案)1997年版 資料編」参照）

（2）施設設置場所の有利性

本システムは、礫間浄化施設に比べ施設面積が大幅に少なく、又、運転に伴う騒音や振動も少ないため、新たに土地を取得しなくても

- ①高速道路等の高架下
- ②公園等の敷地内

などの小規模な公共用地内に設置可能である。また、建設費用は多少高くなるが、公園などの公共用地の地下部にも設置可能である。

1. 1. 6 今後の課題

（1）高濃度原水に対する処理性能の確認

今回の実験期間中の流入原水 BOD が最大 16.1mg/ℓ であり、今回の実験の目標処理性能 30mg/ℓ を 3mg/ℓ にすることが可能かどうかは確認されていないのでその確認が必要である。

（2）原水の水質変動に対する処理性能の確認

今回の実験では、河川水を川戸落としや着水井で中継しているため、流入水質の変動はあまり大きくなかった。しかし、本施設の特徴として、処理性能についてはろ過の効果が大きいことを考え、降雨直後のファーストフラッシュへの適用の可能性を確認する必要がある。

（3）物理的ろ過性能の確認

今回の実験では、ポンプの能力の限界により 240m³/日までしか確認されていない。しかし、本施設の特徴として処理性能については物理的ろ過の効果が大きいことを考え、物理的ろ過のみの限界能力を確認する必要がある。

- ・現施設と同一規模で 3～8 倍の水量の処理が可能。
→施設規模が礫間の 1/20～1/30 にすることが可能。
(イニシアル、ランニングコストの大幅削減が可能)
- ・曝気エネルギーが不要になる。（ランニングコス

ト大幅削減）

- ・水頭差が生物処理法に比べて少なくて良い。（揚水のためのコスト削減可能）

（4）河川水の水質特性に合わせた運転方法の開発

低水温期には水量が少なく溶存態の有機物が多く、高水温期には水量が多く懸濁態の有機物が多い河川水の特徴を捉え、生物処理と物理的処理の効果的組合せにより、一層の省スペース、省コストを追求する。

- ・必要コストと処理水質の関係を明らかにする。
→ニーズに併せた使い分け、組合せの検討に必要なデータを収集する。

1. 2 綾瀬川河川水浄化施設（その2）

本システムは、活性汚泥処理により有機物除去を行うものである。1 系は処理水と活性汚泥の固液分離に膜処理を用いる方式、2 系は活性汚泥処理および沈殿処理後の上澄み液の分離に、膜処理を行う方式である。

（1）目標

- | | |
|---------|--------------------------------------|
| ・開発目標 | ： ②, ③ |
| ・除去対象物質 | ： 有機汚濁物質（BOD） |
| ・目標水質 | ： BOD 30mg/ℓ → 3mg/ℓ |
| ・目標水量 | ： 150m³/日（1 系 75m³/日、
2 系 75m³/日） |

（2）実験の概要

1) 1 系

- ・実験期間：平成 8 年 10 月～平成 10 年 3 月
- ・透過流束：0.05～0.225m³/m²・日（設計透過流束：0.225m³/m²・日）
- ・MLSS：1,000～4,000mg/ℓ
- ・曝気風量：0.9m³/min（常時曝気）

2) 2 系

- ・実験期間：平成 8 年 10 月～平成 10 年 3 月
- ・透過流束：0.7～1.39m³/m²・日（設計透過流束：1.39m³/m²・日）
- ・MLSS：0～2,500mg/ℓ
- ・曝気風量：0.2m³/min（間欠曝気：2 分運転、58 分停止）

以下に、運転状況及び水質の経日変化を示す。

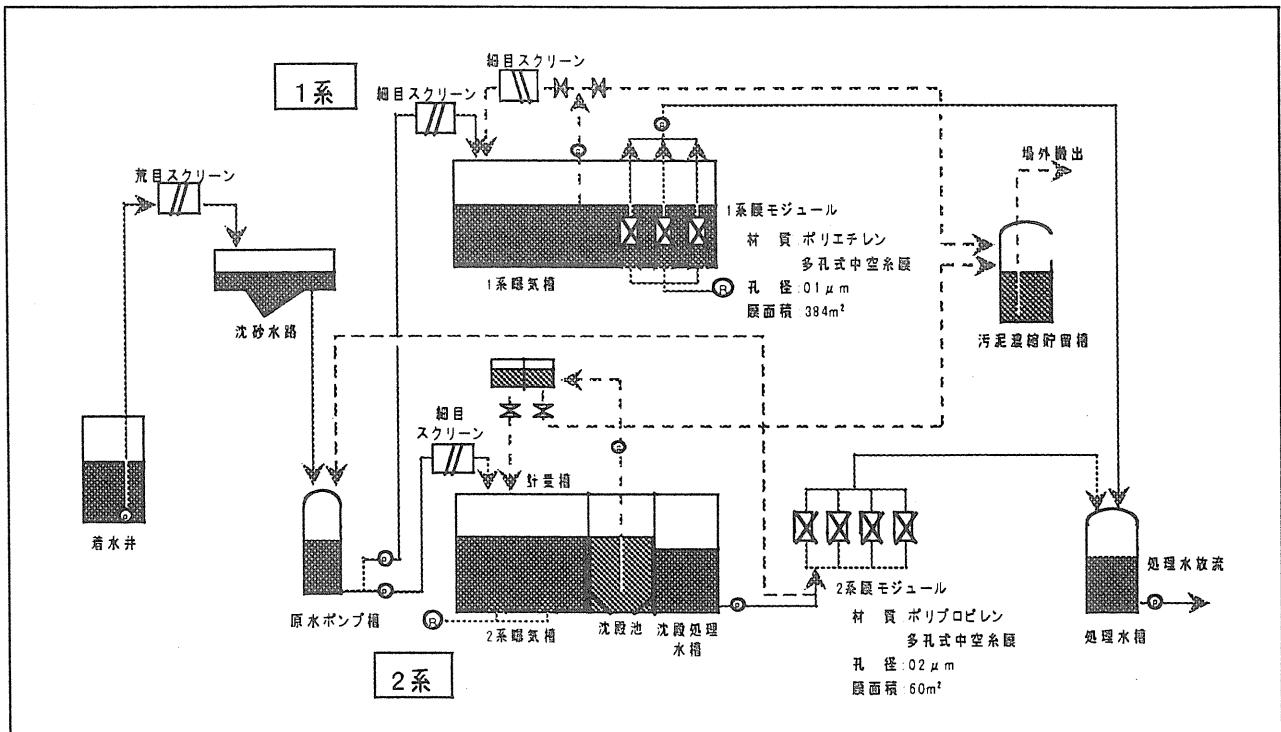


図1・3 綾瀬川(その2)施設フロー

1. 2. 1 1系の性能評価

(1) 処理水質 (BOD 平均値)

処理水質は年間を通じて目標水質 $3\text{mg}/\ell$ よりもはるかに高水準の水質となり平均除去率も 94%と高い処理性能が確認された。

流入原水	1系膜処理水
$10.9\text{mg}/\ell$	$0.7\text{mg}/\ell$ (除去率 94%)
($3.0\sim32.0\text{mg}/\ell$)	($0.1\sim3.0\text{mg}/\ell$)

本システムでは MF 膜 (孔径 $0.1\mu\text{m}$) によるろ過を行っており、活性汚泥槽の混合液の BOD のうち懸濁態成分はほぼ完全に処理される。また、溶存態成分の一部 * もろ過されるため、高い処理性能を示したと考えられる。

また、目標処理性能である BOD $30\text{mg}/\ell$ を $3\text{mg}/\ell$ 以下まで処理できることが確認でき、高濃度原水に対する処理性能も高いことを確認した。

* $1\mu\text{m}$ のフィルターを通過し、 $0.1\mu\text{m}$ の MF 膜にろ過されるもの

(2) 処理水量

処理水量は、膜の目詰まり等により透過流束が下がり、目標処理水量 $75\text{m}^3/\text{日}$ を維持できなかった。

安定処理水量 平成9年12月まで $15\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $0.05\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

〃 平成10年1月以降 $30\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $0.10\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

本システムでは、膜の目詰まり対策として曝気風量を高くし ($0.9\text{m}^3/\text{min}$)、常時曝気を行うことにより膜を揺らして膜面を洗浄し、また、必要に応じて薬品洗浄を行った。しかし、設計透過流束 ($0.225\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$) では継続して処理することができず、目標処理水量を維持できなかった。

特に、平成9年12月までは実験開始当初の膜の維持管理上の問題で閉塞が著しく、薬品洗浄による透過流束の回復ができなかった。これ以降、新膜に取り替えてからは定期的な薬品洗浄を行うことにより、膜の洗浄効果が上がり、一定の透過流束が確保された。

しかし、当初の設計透過流束 ($0.225\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$) での運転は困難であり、設計値の見直しが必要である。 $(0.1\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日})$ 程度)

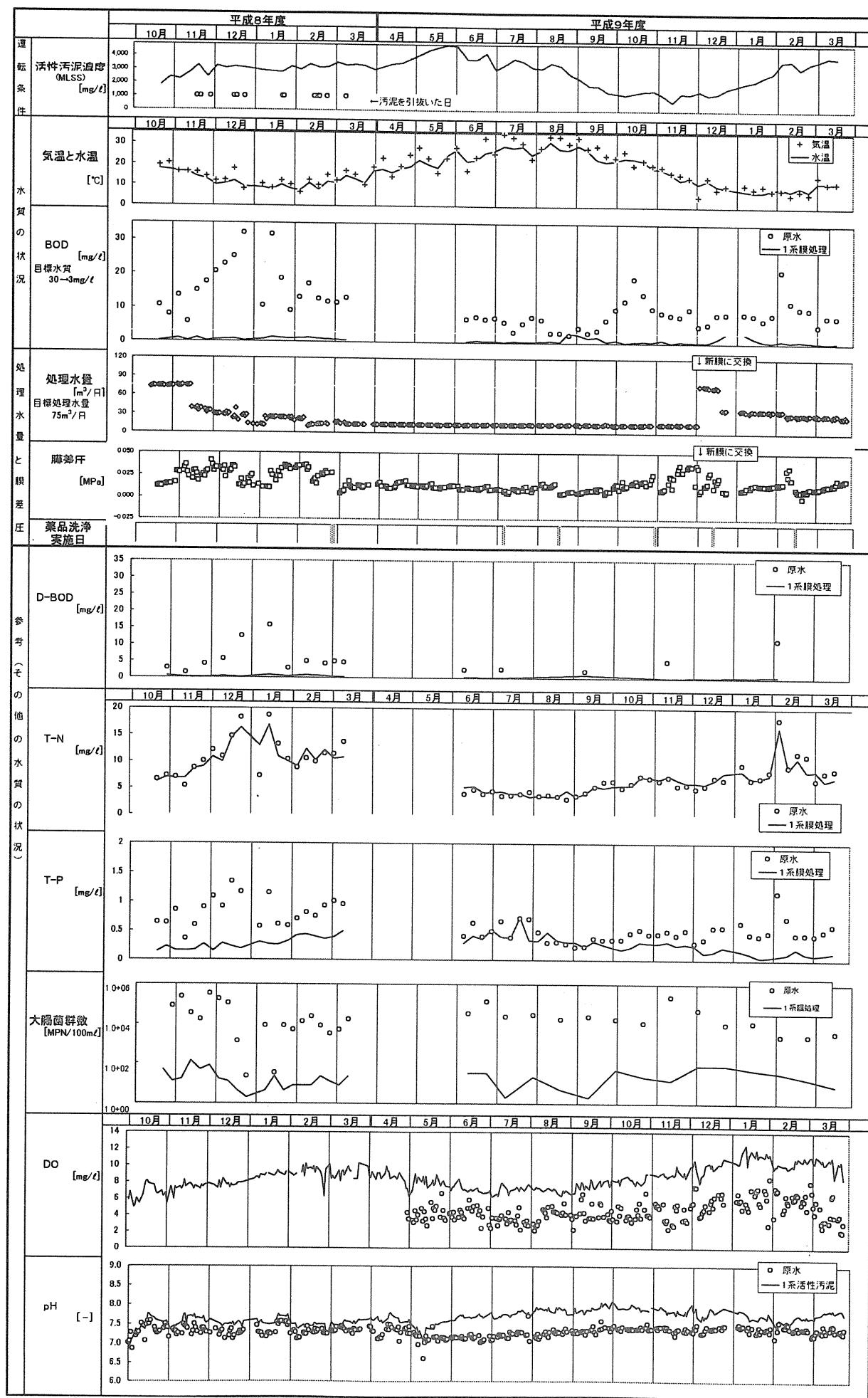


図1・4 綾瀬川(その2-1系)施設の実験結果

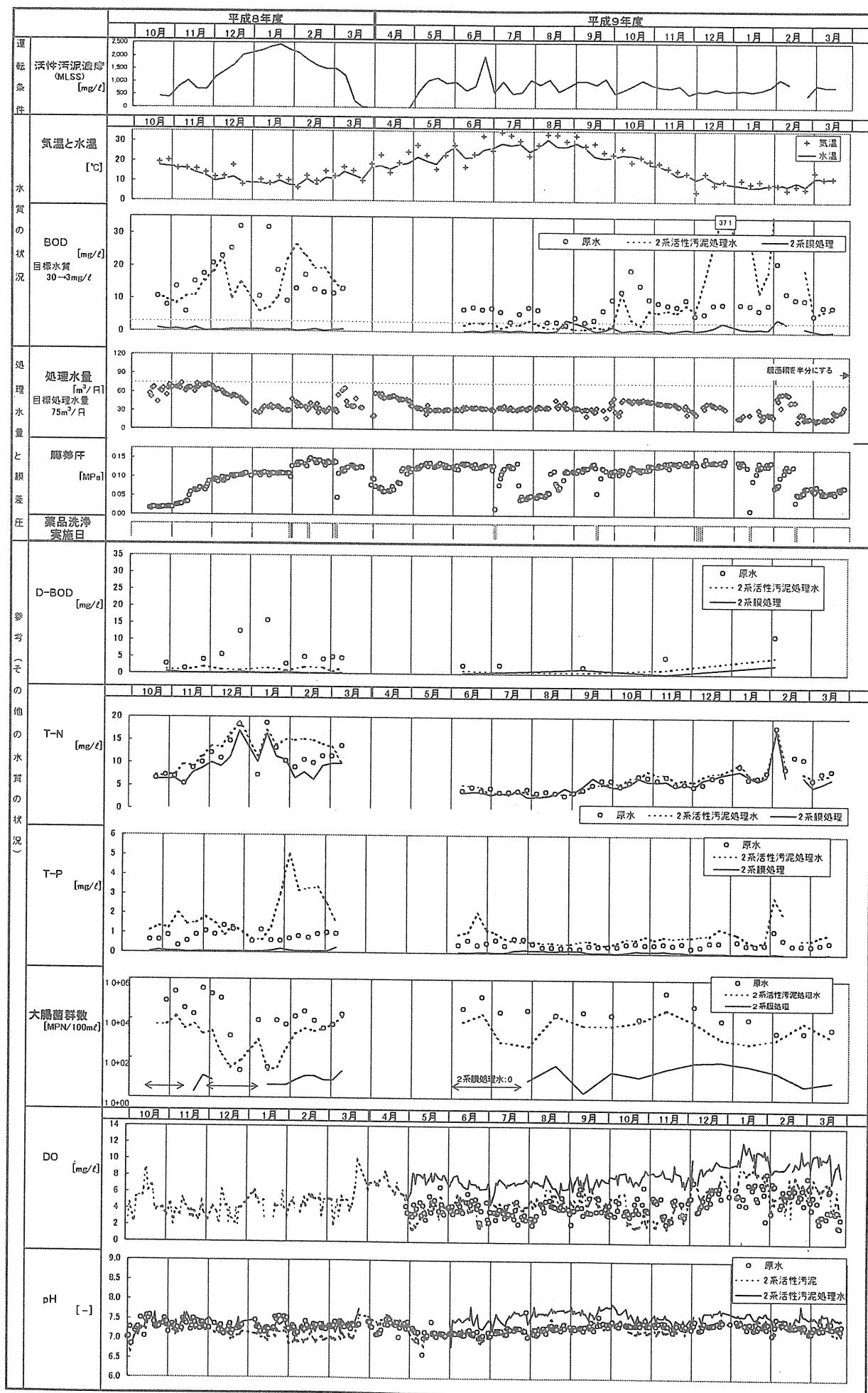


図1・5 綾瀬川(その2-2系)施設の実験結果

1. 2. 2 淨化施設（1系）の安定性と持続性

（1）システム全体の稼働率

実験期間中、膜の閉塞により、システム全体の稼働率（処理水量）は、50～20%であった。

（2）浄化効率の持続性

評価期間中、水温及び原水に関わらず常に目標水質を達成していた。また、透過流束 $0.1\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$ 程度ならば定期的な薬品洗浄により、安定的な処理水量の確保が可能である。

※膜の寿命については今後の調査が必要である。

1. 2. 3 1系の維持管理性の評価

（1）発生汚泥量

実験期間中に発生した汚泥は、汚泥貯留槽で濃縮した後、場外に搬出し処分を行った。

原水の SS 平均値 $25.3\text{mg}/\ell$ 、1系の膜処理水の SS 平均値 $2.2\text{mg}/\ell$ のとき、

- 流入原水 SS のうち 96% が除去された。（流出 SS は 4%）
- 除去 SS 全量のうち、汚泥として搬出されたものは流入原水 SS の 11%。

（流入原水 SS のうち 85% が減量された）

減量分の内訳は、活性汚泥槽内の生物分解によるものと、汚泥貯留槽内の濃縮と考えられるが、詳細は不明であり、今後の課題である。

なお、実験期間中に発生した汚泥は 1.5m^3 であり、バキュームにより搬出し処分した。

発生汚泥量： $5.6\text{g}/\text{m}^3$ （処理水量）

$1.4 \times 10 - 4\text{m}^3/\text{m}^3$ （処理水量）

（2）維持管理

実験期間中の状況により、本システムの実施設における維持管理の必要な項目は次のように考えられる。

○運転管理項目

- ・水質項目（水温、pH、DO、MLSS） 1回/月
(濁度) 1回/週
- ・施設項目（曝気風量、汚泥引抜き量等） 1回/月
(水量、膜吸引圧) 1回/週
- ・汚泥処理 1回/年

○保守 点検項目

- ・ポンプ点検、オイル量確認、計装機器点検等 1回/月

実験期間中は、操作員が週 5 日常駐し、維持管理を行ったが、実施設の維持管理は、河川水直接浄化施設として施設を正常に稼働させ、浄化機能を維持するためには、メーカーヒアリングによると、1回/週の点検、保守管理が必要と考える。

また、活性汚泥の維持管理については固液分離を膜で行うため、汚泥性状の管理が比較的容易であるため、1回/月程度になると判断される。

膜処理については、差圧及び水量により目詰まり状況を確認し、薬品洗浄を行うか判断する必要があるため、1回/週程度の管理が必要である。

（3）維持管理の容易性

本システムの活性汚泥の維持管理は、活性汚泥槽内に膜を設置しているため、比較的容易であるが、1回/週の点検と1回/年の汚泥処分が必要であり、碟間接触酸化法と比べるとやや維持管理性が悪いと考えられる。

本システムは、膜処理工程について、緊急時の自動連絡システム等を取り入れることにより遠隔監視も可能であり、維持管理の頻度は巡回点検の1回/週と汚泥処理の1回/年で可能と判断される。

1. 2. 4 1系の経済性の評価

（1）コスト試算結果のまとめ

コスト試算は、表 2-1 に示す設計諸元を用いた。なお、平成 9 年 12 月までの透過流束に関するデータはメーカーの維持管理上の問題から膜の閉塞が著しく、適正なデータとはいえない。従って、維持管理が適正に行われたと思われる平成 10 年 1 月以降の値で透過流束が安定的に維持できると考える。

1. 2. 5 河川水浄化への適用性

（1）適用河川等

河川水の浄化効率は BOD の平均除去率 94% と高く、施設面積は碟間浄化施設の 3/5 程度の省スペース化が可能であるが、建設費及び維持管理費が高価である。

このような面から、河川等へは次のような適用が可能と考えられる。

- ・都市内の有機汚濁の著しい小規模な河川・水路等の水質浄化

表1・2 1系の設計諸元、用地面積及び10,000m³/日規模施設コスト試算結果

項目	活性汚泥+槽内型膜処理			礫間接触酸化法			
	平成9年12月まで	平成10年1月から					
処理水質 (測定値の範囲)	10.9→0.7mg/l (3.0~32.0) (0.1~3.0)			7.9→2.3mg/l (3.1~16.1)(0.3~8.2)			
除去率	94%			71%			
透過流束 (m ³ /m ² ・日)	0.05			0.1			
滞留時間 (h)	5.8			2.0			
曝気風量 (m ³ /min)	0.9			0.9			
通気倍率	—			1.5			
用地 面積 (m ²)	75m ³ /日	100			50		
	1,000m ³ /日	540			270		
	10,000m ³ /日	4,150			3,500		
10,000m ³ /日規模施設のコスト試算							
イニシャルコスト (億円) ^①	用地費 5万円/m ²	用地 2.1	85.3	用地 1.1	63.5		
	建設	83.2		建設			
	用地費 50万円/m ²	用地 20.8		用地 10.5			
維持管理費 ^② (円/m ³)	建設	83.2	104	建設	72.9		
	電気	33.9		電気			
	薬品	0.6		薬品			
	膜	15.2		膜			
	人	0.4		人			
	汚	7.6		汚			
BOD 1g当たりの 維持管理費 (円/g-BOD)	5.7			4.1			
				1.2			

*1 イニシャルコストのうち、建設費は主要機器をリストアップし、その単価を積み上げ、電気・土木・建築の係数を乗じた。また、土木費のうち基礎・仮設に係る費用は除いた。

*2 維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費一日額36,700円(測量技師相当)、汚泥処分費(バキューム搬出及び産排処理)50千円/m³-汚泥として試算した。

処理水の利用用途としては、処理水質が當時BOD 1mg/l以下を期待できることから、非接触型の親水利用(例えば公園中の噴水等)、散策路等の修景用水や緊急用生活用水(洗濯等)としての利用が可能である。

さらに、処理水の後処理として塩素消毒等を行えば、接触型の親水利用(例えば、じゃぶじゃぶ池等)にも適用可能である。

また、MF膜処理により、安定的にBOD 1mg/l以下

の水質が期待できるため、綾瀬川の河川水(BOD平均値10.9mg/l)の一部を本システムで浄化し、その処理水(BOD平均値0.7mg/l)の希釈効果により、綾瀬川の水質基準5mg/l以下を達成しようとした場合、全量処理(本システムで10,000m³/日処理する)に比べ、施設面積及び各費用は35~40%の低減が可能である。

(親水用水基準:参考文献「河川水質試験方法(案)1997年版 資料編」参照)

(2) 施設設置場所の有利性

河川水浄化に寄与する程度の処理水量を確保する為には、施設規模が比較的大きくなるため、高速道路高架下等の用地面積での利用は実際に難しい。よって、施設設置場所としては、建設費用は多少高くなるが、公園などの公共用地の地下部への設置が考えられる。

1. 2. 6 1系の今後の課題

①水質

良好な処理水が得られる。

②水量

透過流束は最大 $0.1\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$ 程度。

→ 大水量を処理するためにはある程度の面積が必要 ($10,000\text{m}^3/\text{日}$ の規模で瞬間接触酸化法の 60%)

③経済性

維持管理費のうち 40% を曝気に関する電気料が占めていたため、曝気風量を下げる必要がある。

→ しかし、中空糸膜という特性より、膜面の洗浄法としては曝気が不可欠である。

また、曝気による膜の耐久性への影響も疑問である。(実験期間中も膜の破損により処理水の SS が通常約 $1\text{mg}/\ell$ であるものが $6\text{mg}/\ell$ に上昇した。なお、BOD の上昇は認められなかった。)

以上の点より、このシステムのままでは親水用水の確保等の特別の目的がない限り、あまり経済的な有利性は認められない。

これより、今後の課題としては以下のものと考えられる。

(1) 新しい膜の開発

- ・耐久性に信頼のおける膜
- ・河川水の特性にあった膜。

(処理水質のレベルは低いが、高透過流束での処理が可能な膜)

(平膜との比較)

(2) 活性汚泥法以外の前処理の検討

- ・前処理なしの直接ろ過。

1. 2. 7 2系の性能評価

(1) 処理水質(BOD 平均値)

処理水質は年間を通じて目標水質 $3\text{mg}/\ell$ よりもはるかに高水準の水質となり、平均除去率 94% と高い処理性能が確認された。

流入原水	2系活性汚泥処理水	2系膜処理水
$10.9\text{mg}/\ell$ ($3.0\sim32.0\text{mg}/\ell$)	$11.5\text{mg}/\ell$ ($1.2\sim47.5\text{mg}/\ell$)	$0.7\text{mg}/\ell$ (除去率 94% $(0.1\sim2.9\text{mg}/\ell)$)

原水の溶存態 BOD 平均値 $5.3\text{mg}/\ell$ が、活性汚泥処理により平均 $1.3\text{mg}/\ell$ まで処理されていた。しかし、活性汚泥処理水の BOD (T-BOD) は $11.5\text{mg}/\ell$ であり、活性汚泥の固液分離が不十分であった。この理由としては、原水 BOD が約 $10\text{mg}/\ell$ と低く、活性汚泥の沈降性が低下したため、沈殿池から汚泥がキャリーオーバーしたものと考えられる。また、同様に、汚泥が沈降しないため、返送汚泥の MLSS が低く、活性汚泥槽内の MLSS の維持が困難であった。

なお、本システムでは 1 系同様、MF 膜(孔径 $0.2\mu\text{m}$)によるろ過を行っており、懸濁態成分はほぼ完全に処理される。また、溶存態成分の一部* もろ過されるため、活性汚泥処理の効果とともに高い処理性能を示したと考えられる。

* $1\mu\text{m}$ のフィルターを通過し、 $0.2\mu\text{m}$ の MF 膜にろ過されるもの

(2) 処理水量

処理水量は、前段の沈殿池での流量制御により、目標処理水量 $75\text{m}^3/\text{日}$ を維持できなかった。

安定処理水量 平成 9 年 12 月まで $35\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $1.39\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

〃 平成 10 年 1 月以降 $100\text{m}^3/\text{日}$ * (透過流束 $2.00\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

* 大水量処理のため、透過流束を約 2 倍、膜面積を半分で運転し、実際の処理水量は $50\text{m}^3/\text{日}$ である。

前段の沈殿池からの汚泥流出が、膜の目詰まり原因の一つと考えられ、水面積負荷を上げるために流量を下げたことにより、処理水量を確保できなかった。

なお、本システムでは、膜の目詰まり対策として 20 分に 1 回の逆洗と定期的な薬品洗浄を行っており、瞬間透過流束は概ね $1.39\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$ (設計透過流束) である。

1. 2. 8 淨化施設 (2系) の安定性と持続性

(1) システム全体の稼働率

平成 9 年 12 月までは汚泥性状の悪化に伴う沈殿池の容量不足による汚泥の流出により、膜を 50% の間欠運転にせざるを得なかつた。

* 河川の水質特性を十分に把握し、適正な沈殿池の設計が必要である。

(2) 処理効率の持続性

評価期間中、水温及び原水に関わらず常に目標水質を達成していた。また、定期的な薬品洗浄と沈殿池の適正化により、安定的な処理水量の確保が可能である。

※膜の寿命については今後の調査が必要である。

1. 2. 9 2系の維持管理性の評価

(1) 発生汚泥量

実験期間中に捕足された汚泥はほとんどなく、汚泥処理については量的な把握ができていなかった。

- ・流入原水 SS のうち 96% が除去された。(流出 SS は 4%)
- ・除去 SS 全量のうち汚泥として搬出されたものはほとんどない。

減量分の内訳は、活性汚泥槽内の生物分解によるものと、汚泥貯留槽内での濃縮とオーバーフローによる汚泥の流出と考えられるが、詳細は不明であり今後の課題である。

なお、経済性の検討については、1系と同量の汚泥が発生したものと仮定して、試算した。

(2) 維持管理

実験期間中の状況により、本システムの実施設における維持管理の必要な項目は次のように考えられる。

○運転管理項目

- ・水質項目 (水温, pH) 1回/週
- (DO, 濁度, MLSS) 1回/日
- ・施設項目 (曝気風量, 汚泥引抜き量, 膜吸引圧) 1回/週
- (返送汚泥量) 1回/日
- ・汚泥処理 1回/年

○保守点検項目

- ・ポンプ点検, オイル量確認, 計装機器点検等 1回/月

実験期間中は、操作員が週 5 日常駐し、維持管理を行った。実施設の維持管理は、河川水直接浄化施設として施設を正常に稼働させ、浄化機能を維持するために必要なものをあげた。

実施設の場合も、メーカーヒアリングによると活性汚泥の維持管理のため、返送汚泥量及び流量等の調整は毎日行う必要があると判断される。

膜処理については 1 系同様、1 回/週程度の管理が必要である。

(3) 維持管理の容易性

本システムでは、膜処理施設は機械的な設備であり、自動記録計、自動分析計及び、機器設備の異常時の自動転送装置等を設置することにより、自動運転は可能と考えられるが、活性汚泥の維持管理に関して無人化することは困難と思われる。すなわち、碟間接触酸化法より維持管理性は劣る。

1. 2. 10 2系の経済性の評価

(1) コスト試算結果のまとめ

コスト試算は、表 1・3 に示す。

平成 9 年 12 月までは前段の沈殿槽の容量が適正でなかった。それ以降、改良を行い高透過流束（設計値の 2 倍～1.5 倍）で運転した。その結果、設計流束の約 1.5 倍の $2.0\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$ 程度で安定した運転が可能であった。すなわち、沈殿池が十分に機能すればこの透過流束で運転できるものと考える。

1. 2. 11 河川水浄化への適用性

(1) 適用河川等

河川水の浄化効率は BOD の平均除去率 94% と高く、施設面積は碟間浄化施設の 3/4 程度の省スペース化が可能であるが、建設費及び維持管理費が高価である。

このような面から、河川等へは次のような適用が可能と考えられる。

- ・都市内の有機汚濁の著しい小規模な河川・水路等の水質浄化

処理水の利用用途としては、処理水質が當時 BOD $1\text{mg}/\ell$ 以下を期待できることから、非接触型の親水利用（例えば公園中の噴水等）、散策路等の修景用水や緊急用生活用水（洗濯等）としての利用が可能である。

さらに、処理水の後処理として塩素消毒等を行えば、接触型の親水利用（例えば、じゃぶじゃぶ池等）にも適用可能である。

また、MF 膜処理により、安定的に BOD $1\text{mg}/\ell$ 以下の水質が期待できるため、綾瀬川の河川水（BOD 平均値 $10.9\text{mg}/\ell$ ）の一部を本システムで浄化し、その処理水（BOD 平均値 $0.7\text{mg}/\ell$ ）の希釀効果により、綾瀬川の水質基準 $5\text{mg}/\ell$ 以下を達成しようとした場合、全量処理（本システムで $10,000\text{m}^3/\text{日}$ 処理する）に比べ、施設面積

表1・3 2系の設計諸元、用地面積及び10,000m³/日規模施設コスト試算結果

項目	処理方式	活性汚泥+槽外型膜処理				礫間接触酸化法							
		平成9年12月まで		平成10年1月から ^{*1}									
処理水質 (測定値の範囲)		10.9→0.7mg/l (3.0~32.0) (0.1~2.9)				7.9→2.3mg/l (3.1~16.1)(0.3~8.2)							
除去率		94%				71%							
透過流束 (m ³ /m ² ・日)		1.39		2.00		—							
滞留時間 (h)		5.8		2.0		2.5							
曝気風量 (m ³ /min)		0.2 (間欠運転)		0.2 (間欠運転)		—							
通気倍率		—		—		1.5							
用地 面積 (m ²)	75m ³ /日	126		84		—							
	1,000m ³ /日	500		330		430							
	10,000m ³ /日	3,920		2,610		3,500							
10,000m ³ /日規模施設のコスト試算													
イニシャルコスト (億円) ^{*2}	用地費 5万円/m ²	用地 2.0	42.0	用地 1.3	28.0	用地 1.75	4.7						
	用地費 50万円/m ²	用地 19.6		用地 13.1		用地 17.5							
維持管理費 ^{*3} (円/m ³)	建設	40.0	建設	26.7	建設	2.9							
	用地	19.6	用地	13.1	用地	17.5							
	膜	11.8	膜	5.9	膜	—							
	人	2.9	人	2.9	人	0.1							
	汚	7.6	汚	7.6	汚	4.7	1.8						
BOD 1g当たりの 維持管理費 (円/g-BOD)	2.8		2.2		14.8		6.5						

*1 平成10年1月、沈殿池に傾斜管を設置する改良を行い、それ以降、高透過流束での実験を行った。

*2 仁シャルコストのうち、建設費は主要機器をリストアップし、その単価を積み上げ、電気・土木・建築の係数を乗じた。また、土木費のうち基礎・仮設に係る費用は除いた。

*3 維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費 日額36,700円(測量技師相当)、汚泥処分費(パキュー搬出及び産排処理)50千円/m³-汚泥として試算した。

及び各費用は35~40%の低減が可能である。

(親水用水基準：参考文献「河川水質試験方法(案)1997年版 資料編」参照)

(2) 施設設置場所の有利性

河川水浄化に寄与する程度の処理水量を確保する為には、施設規模が比較的大きくなるため、高速道路高架下等の用地面積での利用は実際上難しい。よって、施設設置場所としては、建設費用は多少高くなるが、公園などの公共用地の地下部への設置が考えられる。

1. 2. 12 2系の今後の課題

今回の実験により得られた知見をまとめると以下のとおりとなる。

①水質

良好な処理水が得られる。(大腸菌群も除去可能)
(但し、活性汚泥処理による固液分離がうまく行われなかつたため、生物処理とMF膜処理の各々効果が不明である。)

②水量

沈殿池で十分処理が可能であれば設計流束での運転が可能である。

→透過流束が2倍以上の運転の可能性もある。(1.5倍で運転は可能)

よって

- ・沈殿池の適正な設計を行う。
- ・最大透過流束の確認を行う。

③経済性

- ・1系に比べて曝気風量(=電気料)は少ない。
- ・最大透過流束を確認し、最大処理水量を把握し、コストダウンを図る。
(本実験における透過流束の2倍程度は可能性がある)

今後の実験の可能性としては以下のものが考えられる。

(1) 活性汚泥法以外の前処理の検討

- ・原水の直接ろ過
- ・接触酸化法

(2) 新しい膜の開発

2. 渡良瀬川

全国で有数の染色産業の地域である足利市、桐生市など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、流域内の下水道の整備も遅れており、有機汚濁も問題となっている。

このような渡良瀬川の支流である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的に実験を行った。

開発目標：省スペースで除去困難な物質(色度)が除去可能な施設

(開発目標②③)

2. 1 渡良瀬川河川水浄化施設

本システムは、前段で有機物の除去を目的とした接触酸化処理を行い、後段では色度及び微粒子の除去のために膜処理(槽外型)を行うものである。

また、同時に、色度除去の既存技術である土壤浸透法、オゾン浄化法等との比較実験を行った。

(1) 目標

- ・除去対象物質：色度、有機汚濁物質(BOD)
- ・目標水質：色度 20度 → 10度
BOD 15mg/ℓ → 3mg/ℓ
- ・目標水量：200m³/日

(2) 実験の概要

・実験期間(評価対象期間)：平成9年5月～平成10年3月

(*評価期間は曝気を行う運転をした期間とした。)

・接触酸化処理

滞留時間：1～2時間
空気吹込み率：0.1～0.4

・MF膜処理

設計透過流束：1.67m³/m²・日
凝集剤(PAC)注入率：2mg・A1/ℓ

以下に、運転状況及び水質の経日変化を示す。

2. 1. 1. 性能評価

(1) 処理水質

1) 色度(平均値)

処理水質(色度平均値)は、年間を通じて目標水質色度10度以下を達成しており、除去率は平均58%であった。

流入原水	接触酸化処理水	膜処理水
14.7度 (3.5～39.0度)	12.7度 (3.5～36.1度)	6.2度(除去率58%) (1.4～14.9度)

MF膜では色度除去は難しいと考えられたが本システムでは、MF膜(孔径0.2μm)によるろ過の前段で懸濁物質のフロック化のためPACを添加することにより、色度が除去されたと考えられる。今後は、確認のためにも継続的な観測が必要と思われる。

なお、流入水質色度20度以上のとき、処理水質(平均値)は10度となっており、目標処理性能も確認された。

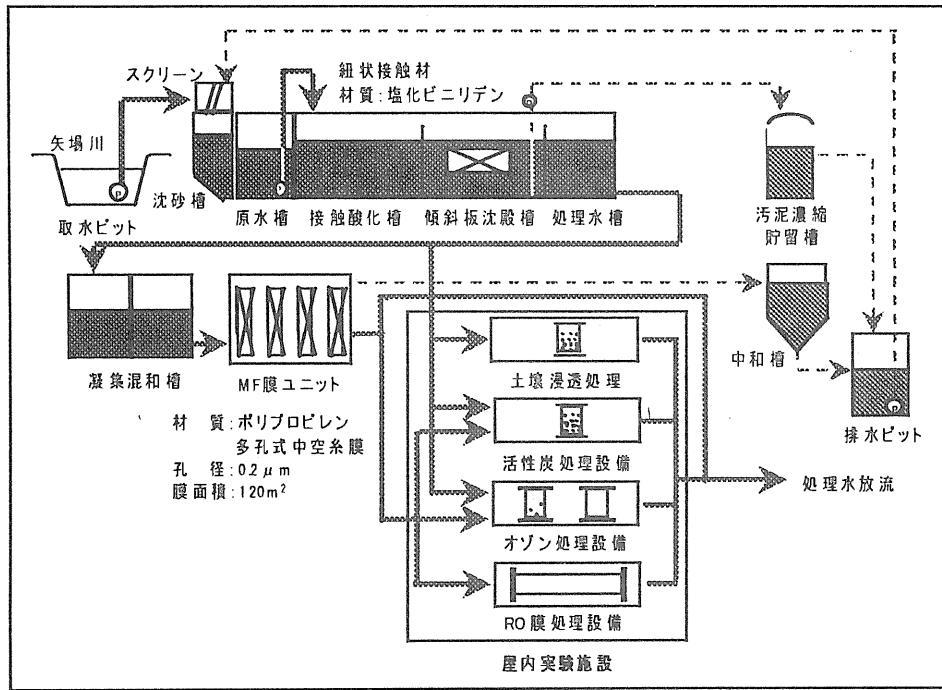


図 2・1 渡良瀬川施設フロー

接触酸化処理については、膜の逆洗排水を接触酸化槽の入り口に戻しており、この影響を受けた値である。(一例として、見かけ色度で流入原水 55 度のとき、接触酸化槽の入り口では 58 度となり、接触酸化処理水では 56 度であった。)

2) BOD (平均値)

処理水質 (BOD 平均値) は、年間を通じて目標水質 BOD 3mg/l 以下を達成しており、除去率 平均 82% と高い処理性能が確認された。

流入原水	接触酸化処理水	膜処理水
6.5mg/l (1.7~12.7mg/l)	5.2mg/l (1.2~13.0mg/l)	1.2mg/l (除去率 82%) (0.2~6.2mg/l)

接触酸化処理については、膜の逆洗排水を接触酸化槽の入り口に戻しており、処理性能が見かけ上、低くなつたものと考えられる。(一例として、流入原水 の BOD 6.6mg/l のとき、接触酸化槽の入り口では 9.1mg/l となり、接触酸化処理水では 5.1mg/l であった。)

膜処理では、膜により BOD の懸濁成分の他に溶存態成分の一部* もろ過されるため、高い処理性能を示していたと考えられる。

なお、評価期間中の流入原水 BOD は最大値 12.7 mg/l であったため、計画流入水質 BOD 15mg/l に対する処理性能は確認されていない。すなわち、高濃度原水に対する処理性能は今後確認する必要がある。

* 1μm のフィルターを通過し、0.2μm の MF 膜にろ過されるもの

(2) 処理水量

処理水量は常に 200m³/日を処理しており目標処理水量を達成していた。

処理水量 : 200m³/日 (透過流束 1.67m³/m²・日)

本システムでは膜の目詰まり対策として、差圧の上昇に応じた逆洗と定期的な薬品洗浄を行うことにより、処理水量を確保した。

また、今後の実験により、膜処理工程での大水量処理のための高透過流束に対応する逆洗方法等の運転方法を検討するため、高透過流束 (設計値の 1.5 倍以上) で運転した長期的なデータ収集が必要である。

2. 1. 2 施設の安定性と持続性

(1) システム全体の稼働率

実験期間中、故障等は特に認められず、システムの稼働率は 100% であった。

(2) 凈化効率の持続性

評価期間中、水温及び原水水質に関わらず、処理水質は目標処理性能を達成していた。また、処理水量についても逆洗及び薬品洗浄により、安定的な処理が継続的可能である。

※膜の寿命については今後の調査が必要である。

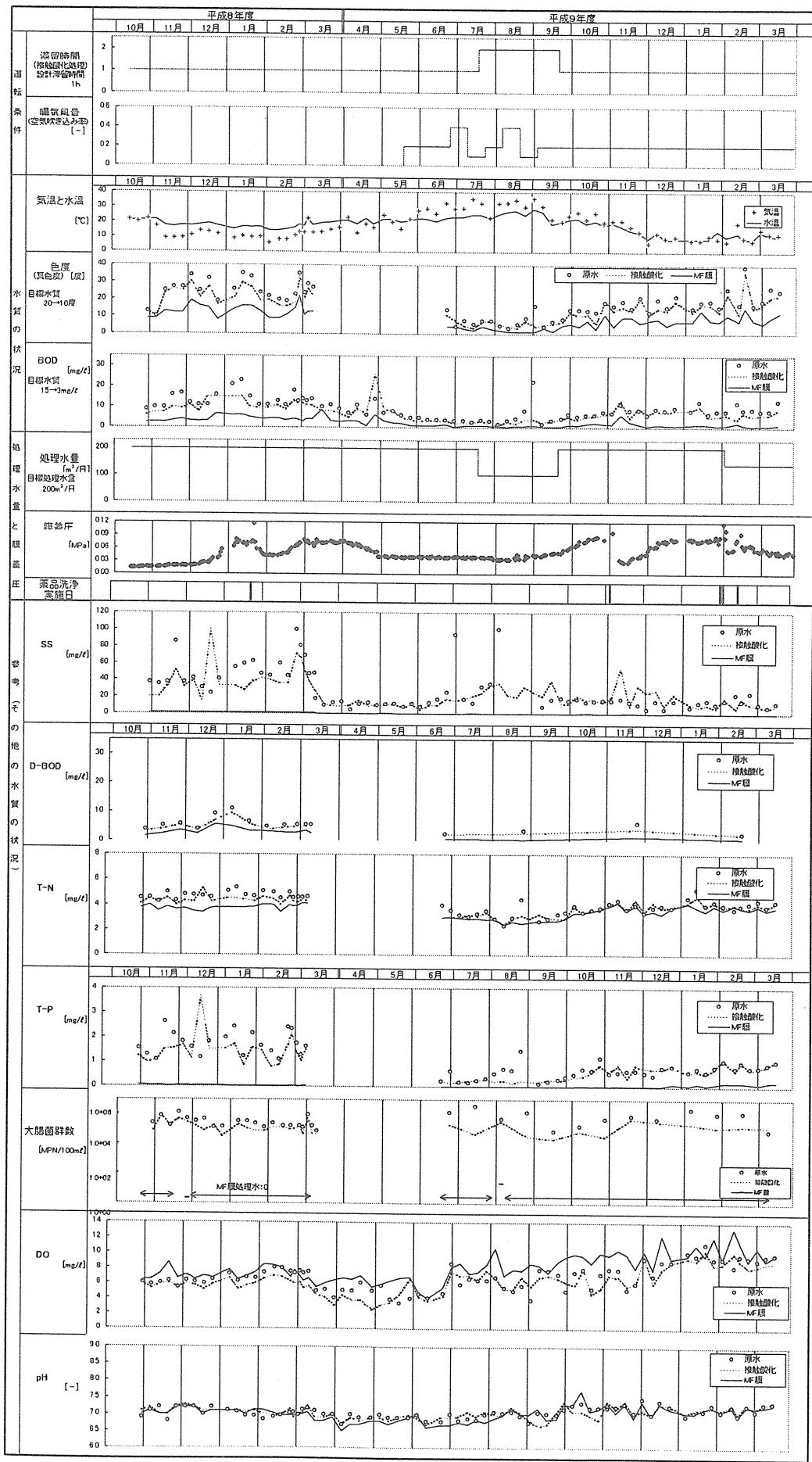


図 2・2 渡良瀬川施設の実験結果概要

(3) 流入原水の変動に対する処理水質の安定性

除去対象物質の色度と BOD については、処理水量、水温、原水水質の変動に関わらず、目標水質(平均値) 色度 10 度、BOD 3mg/l 以下を達成できることが確認された。

2. 1. 3 維持管理性の評価

(1) 発生汚泥量

実験期間中に発生した汚泥は、汚泥貯留槽で濃縮した後、場外に搬出して、処分を行ったが、汚泥処理については特に問題は発生しなかった。

原水の SS 平均値 34.1mg/l、本システム処理水の SS 平均値 1.7mg/l のとき、

- 流入原水 SS のうち 95% が除去された。(流出 SS は 4%)
- 流入原水 SS に加え、凝集剤の添加による增加分約 20% を含む除去 SS 全量のうち汚泥として搬出されたものは流入原水 SS の 18%。

(流入原水 SS のうち 77% が減量された)

減量分の内訳は、接触酸化槽内の生物分解によるものと、汚泥貯留槽内での濃縮と考えられるが、詳細は不明であり、今後の課題である。

なお、実験期間中に発生した汚泥は 7.0m³ であり、バキュームにより搬出し処分した。

発生汚泥量 : 6.2g/m³ (処理水量)

1.6 × 10 - 4m³/m³ (処理水量)

(2) 維持管理

実験期間中の状況により、本システムの実施設における維持管理の必要な項目は次のように考えられる。

○運転管理項目

- ・水質項目 (pH, DO, 濁度) 1 回/週
- ・施設項目 (水量、電力量、膜吸引圧等) 1 回/週
- ・汚泥処理 1 回/半年

○保守点検項目

- ・ポンプ点検、オイル量確認、計装機器点検等 1 回/週

実験期間中は、常駐の管理者が週 5 日常駐し、維持管理を行ったが、河川水直接浄化施設として施設を正常に稼働させ、浄化機能を維持するためには、メーカーヒアリングによると、現在のところ、1 回/週の巡回管理が必要と考えられる。

(3) 維持管理の容易性

本システムの維持管理は比較的容易であり、自動記録計、自動分析計及び、機器設備の異常時の自動転送装置等を設置することにより、1 回/週の点検と定期的な汚泥処分のみとなる。礫間接触酸化 + 土壌浸透法よりも維持管理性は若干不利になると考えられる。

2. 1. 4 経済性の評価

(1) コスト試算結果のまとめ

コスト試算の際には、表 2-1 に示す設計諸元を用いた。平成 10 年 2 月の諸元は透過流束を 1.5 倍として運転したもので、長期的なデータは確認されていない。

2. 1. 5 河川水浄化への適用性

(1) 適用河川等

河川水の浄化効率は色度の平均除去率 58%、BOD の平均除去率 94% と高く、施設面積は礫間浄化 + 土壌浄化施設の 1/5 程度の省スペース化が可能であるが、建設費及び維持管理費が高価である。

このような面から、河川等へは次のような適用が可能と考えられる。

- ・高色度河川における色度除去 (流域内に染色工場等が多い河川)
- ・都市内の有機汚濁の著しい小規模な河川・水路等の水質浄化

処理水の利用用途としては、処理水質が當時 BOD 1mg/l 以下を期待できることから、非接触型の親水利用 (例えば公園中の噴水等)、散策路等の修景用水や緊急用生活用水 (洗濯等) としての利用が可能である。

さらに、処理水の後処理として塩素消毒等を行えば、接触型の親水利用 (例えば、じゃぶじゃぶ池等) にも適用可能である。

(親水用水基準 : 参考文献「河川水質試験方法(案)1997 年版 資料編」参照)

また、渡良瀬川の支流 矢場川の河川水 (色度平均値 14.7 度) の一部を本システムで浄化し、その処理水 (色度平均値 6.2 度) の希釀効果により、10 度以下とする場合、全量処理 (本システムで 10,000m³/日処理する) に比べ、施設面積及び各費用は 25~40% の低減が可能である。

表2・1 設計諸元、用地面積及び10,000m³/日規模施設コスト試算結果

項目	処理方式	ひも状接触酸化+槽外型膜処理		礫間接触酸化 +土壤浸透法			
		本システム	(平成10年2月) ^{*1}				
処理水質(平均値) (測定値の範囲)		色度 14.7→6.2度 (3.5~39.0) (1.4~14.9度)		色度 14.5→6.5度 (5~24) (3~10度)			
除去率		58%		55%			
処理水質(平均値) (測定値の範囲)		BOD 6.5→1.2mg/l (1.7~12.7) (0.2~6.2mg/l)		BOD 7.5→2mg/l (2~13)(0.5~3.5mg/l)			
除去率		82%		73%			
透過流束 (m ³ /m ² ・日)		1.67	2.50	袋川浄化施設を モデルとした。			
滞留時間 (h)		1	1				
空気吹込み率		0.2	0.2				
用地 面積 (m ²)	200m ² /日	300	230	-			
	1,000m ² /日	500	380	1,530			
	10,000m ² /日	2,740	2,060	13,000			
10,000m ³ /日規模施設のコスト試算							
イニシャル コスト ^{*2} (億円)	用地費 5万円/m ²	用地 1.4	27.6	用地 1.1	21.5	用地 6.5	22.2
	建設	26.2		建設		建設	
用地費 50万円/m ²	用地 13.7	39.9	用地 10.3	30.7	用地 65.0	80.7	
	建設	26.2	建設		建設		
維持管理費 ^{*3} (円/m ³)	電気 1.8	20.0	電気 6.0	16.1	電気 1.7	6.7	
	薬品 膜		薬品 11.8		薬品 4.9		
	膜 人		膜 0.4		膜 0.1		
	人 汚		人 7.8		人 4.7		
	汚 7.8		汚 27.8		汚 23.9		
	汚 27.8		汚 7.8		汚 4.7		
色度1度除去当たり の維持管理費 (円/度-色度)	3.3		2.8		1.4		
BOD1g除去当たりの 維持管理費 (円/g-BOD)	5.2		4.5		2.1		

*1 本システムでは、より一層の省スペース、省エネルギーを目指し、処理水量を拡大するため高透過流束での運転を計画しており、平成10年2月（1月29日～2月3日）に予備実験を行った。今後のさらなるデータ収集を前提に期待値として表示した。

*2 仁シャルコストのうち、建設費は主要機器をリストアップし、その単価を積み上げ、電気・土木・建築の係数を乗じた。また、土木費のうち基礎・仮設に係る費用は除いた。

*3 維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費 日額36,700円(測量技師相当)、汚泥処分費(ハギューム搬出及び産排処理)50千円/m³-汚泥として試算した。

(2) 施設設置場所の有利性

河川水浄化に寄与する程度の処理水量を確保する為には、施設規模が比較的大きくなるため、高速道路高架下等の用地面積での利用は実際上難しい。よって、施設設置場所としては、建設費用は多少高くなるが、公園などの公共用地の地下部への設置が考えられる。

2. 1. 6 本システムの課題

以上のことより、本システムは色度除去法として次のように位置づけられる。

(1) 施設面積

礫間接触酸化法+土壤浸透法の1/5程度の省スペース化が可能。

(2) 維持管理費

- 1) 透過流束が設計値の1.5倍程度が可能と確認されれば十分実用的と言える。
- 2) 膜の交換費が維持管理費の40%以上を占めており、
 - ・膜寿命の確認
 - ・膜の大量使用を図り、広く普及させることによるコストダウン
 - ・安価な膜の開発等により、より一層実用性が高まるものと思われる。

今後の課題としては次の項目が考えられる。

- ① 大水量処理の確認実験
- ② その他の技術（オゾン）との比較による位置づけの確認
- ③ 膜の寿命、膜の洗浄方法、その他の確認

3. 霞ヶ浦

霞ヶ浦の水質は、以前よりかなり水質改善が進んだが、近年また悪化傾向に転じている。そこで栄養塩類である窒素・リンの流入、及び、生活雑排水による有機汚濁への対策が必要となっている。このため、霞ヶ浦流入河川である山王川の河川水を対象に、浸漬接触酸化法等の既存技術では除去が困難だった、窒素及びリンを除去し、かつ高水準の水質の得られる膜処理技術の開発を目的として実験を行った。

開発目標：省スペースで除去困難な物質（窒素、リン）が除去可能な施設。
(開発目標②③)

3. 1 霞ヶ浦河川水浄化施設

本システムは、活性汚泥処理により有機物除去を目的とした生物処理を行い、活性汚泥槽内に浸漬した平膜で固液分離を行うものである。同時に、活性汚泥槽に嫌気ゾーンと好気ゾーンを設け、汚泥循環させることにより窒素除去を行い、また、凝集剤を添加することにより、リン除去を行うものである。

(1) 目標

- ・除去対象物質：窒素(T-N)、リン(T-P)、有機汚職物質(BOD)
- ・目標水質：
 - T-N 4mg/ℓ → 2mg/ℓ
 - T-P 0.6mg/ℓ → 0.1mg/ℓ
 - BOD 6mg/ℓ → 3mg/ℓ
- ・目標水量：200m³/日(100m³/日×2系列)

(2) 実験の概要

- ・実験期間(評価期間)：平成9年12月～平成10年3月
- ・設計透過流束：0.3 m³/m²・日
- ・MLSS：1,800～3,500mg/ℓ
- ・凝集剤(ポリ硫酸鉄)注入率：16～23.5mg/ℓ
- ・メタノール注入率：20mg/ℓ
- ・循環率：200%

以下に、運転状況と水質の経日変化を示す。

3. 1. 1. 性能評価

(1) 処理水質 (BOD 平均値)

1) BOD (平均値)

本システムの処理水質は、評価期間において目標水質 BOD 3mg/ℓよりもはるかに高水準の水質となり、目標を達成していた。	
流入原水	膜処理水
6.4mg/ℓ (3.5～9.3mg/ℓ)	0.4mg/ℓ (除去率 94%) (0.1～1.0mg/ℓ)

本システムでは、MF膜(孔径 0.25μm)によるろ過を行っており、活性汚泥槽の混合液のBODのうち、懸濁態成分はほぼ完全に処理される。また、溶存態成分の一部*も処理されるため、高い処理性能を示したと考えられる。

また、目標処理性能であるBOD 6mg/ℓを3mg/ℓ以下まで処理できることを確認した。

* 1μmのフィルターを通過し、0.25μmのMF膜にろ過されるもの

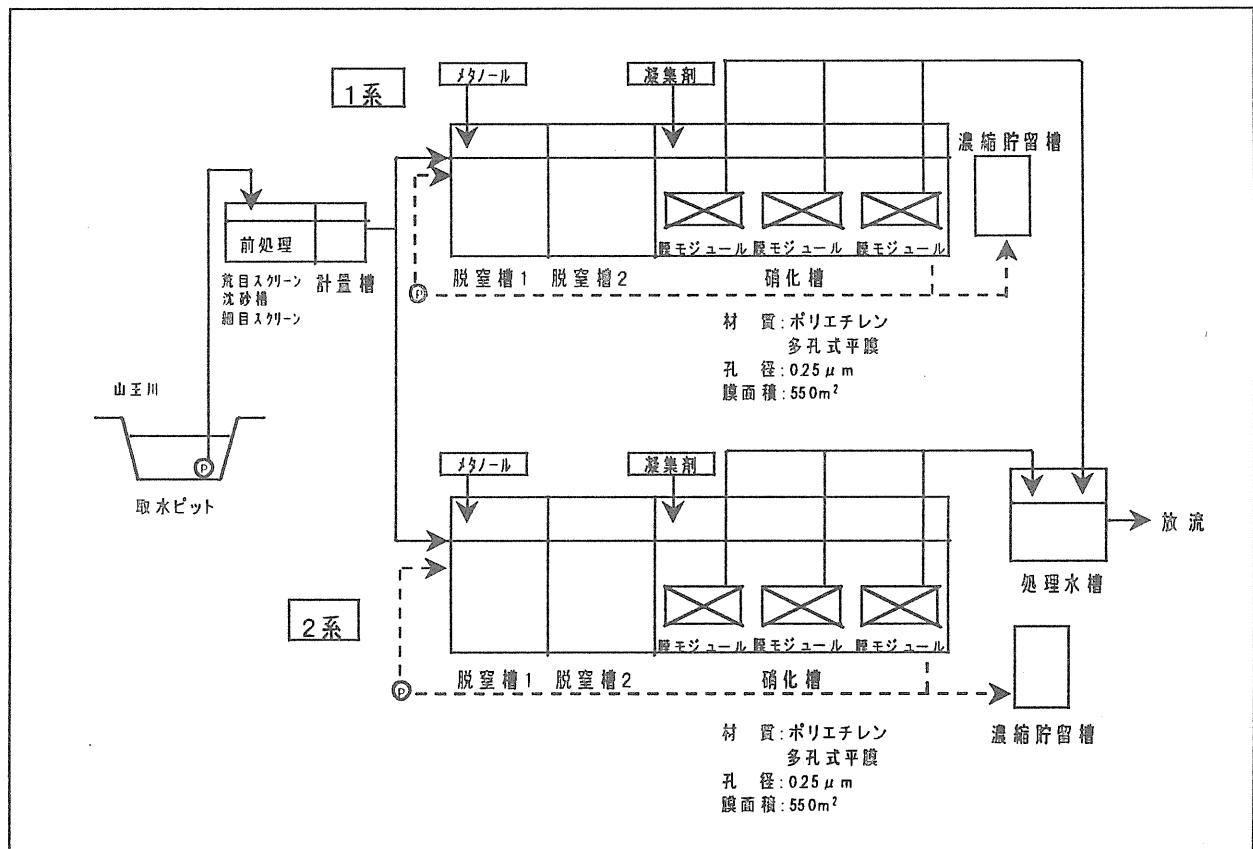


図3・1 霞ヶ浦施設フロー

2) T-P (平均値)

本システムの処理水質は、評価期間において目標水質 T-P 0.1mg/l 以下を達成していた。

流入原水 膜処理水

$0.382\text{mg/l} \rightarrow 0.021\text{mg/l}$ (除去率 95%)
(0.204~0.636mg/l) (0.004~0.054mg/l)

本システムでは凝集剤を添加しており、目標処理性能である T-P 0.6mg/l を 0.1mg/l 以下まで処理できることを確認した。

3) T-N (平均値)

評価期間中、脱窒槽の嫌気状態を維持することが難しかったが、DO が 3mg/l 未満のときには、目標水質 T-N 2mg/l 以下を達成していた。

DO < 3 のとき

流入原水	膜処理水
$3.3\text{mg/l} \rightarrow 1.5\text{mg/l}$	(除去率 55%)
($2.3\sim 5.2\text{mg/l}$)	($0.6\sim 2.4\text{mg/l}$)

DO ≥ 3 のとき

流入原水	膜処理水
$4.2\text{mg/l} \rightarrow 3.2\text{mg/l}$	(除去率 24%)
($2.9\sim 5.6\text{mg/l}$)	($2.0\sim 4.3\text{mg/l}$)

本システムでは、原水としている河川水の特徴として BOD が平均 6mg/l と低く、また、硝化槽での膜面洗浄のための曝気により、返送汚泥の DO が約 13mg/l と高くなっている。脱窒槽での嫌気状態を維持しにくい状況にあった。

また、カラム実験の結果では担体混入曝気とした場合、曝気風量が現状の $1/5$ 程度で膜面洗浄の効果を得られており、今後は DO を下げて運転することが可能と考えられる。なお、膜処理水の窒素については NOX-N が 70~80% を占めており、硝化反応は十分進行していた。

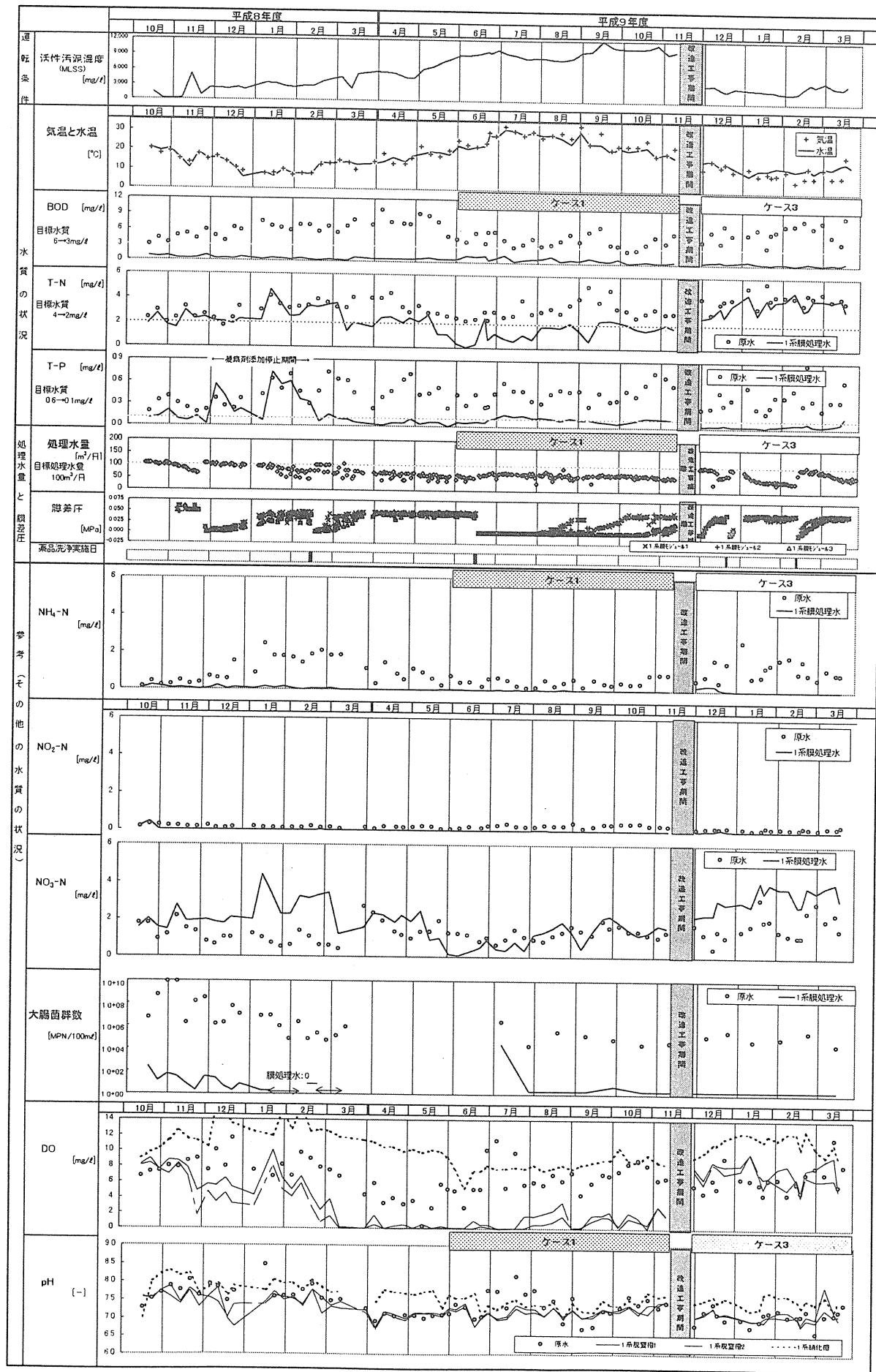


図3・2 霞ヶ浦(1系)施設の実験結果概要

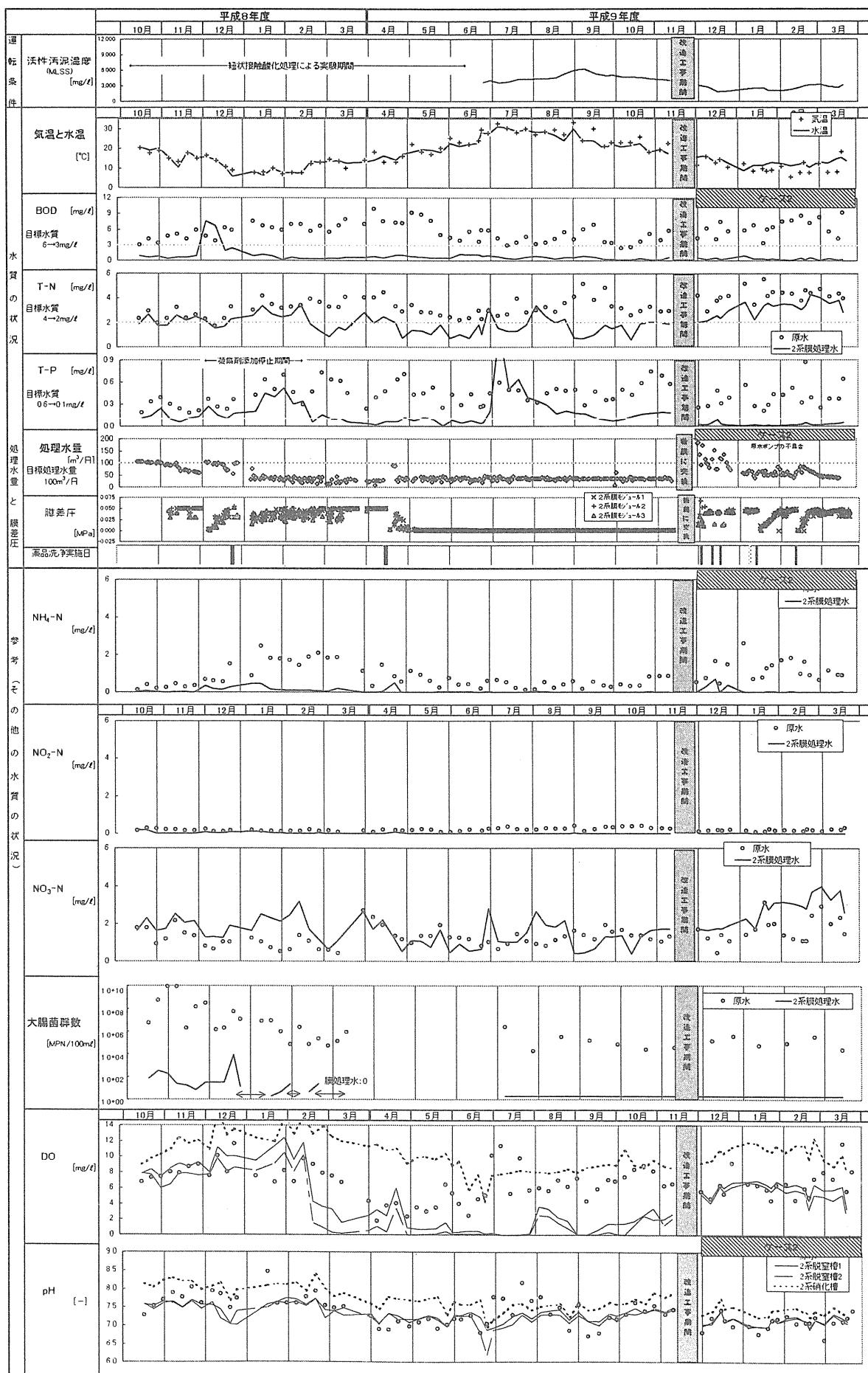


図3・3 霞ヶ浦(2系)施設の実験結果概要

(2) 処理水量

本システムの処理水量は膜の目詰まり等により、透過流束が下がり、目標処理水量 $100\text{m}^3/\text{日}$ を維持できなかった。

安定処理水量 $65\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $0.2\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

最大処理水量 $180\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $0.7\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

最小処理水量 $20\text{m}^3/\text{日}$ (透過流束 $0.06\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$)

本システムでは膜の目詰まり対策として、曝気により膜面を洗浄し、また、定期的な薬品洗浄を行った。しかし、設計透過流束 ($0.3\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$) では継続して処理することができず、目標処理水量を維持できなかった。

なお、カラム実験の結果では担体混入曝気とした場合、透過流束 $0.6\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{日}$ で 1 ヶ月間連続した運転が可能であった。今後の実験により、担体投入時の効果や運転方法の確認を行う必要がある。

3. 1. 2 淨化施設の安定性と持続性

(1) システム全体の稼働率

実験期間中、試行錯誤の実験を行ったため、明確ではない。

(2) 淨化効率の持続性

評価期間中、BOD、T-P については目標処理水質を達成したが、T-N については運転条件により継続的に目標水質を達成していなかった。

また、処理水量については、定期的な薬品洗浄と担体混入曝気により安定的な処理水量の確保が可能であると考えられる。なお、膜の寿命については今後の調査が必要である。

(3) 流入原水の変動に対する処理水質の安定性

除去対象物質のうち BOD、T-P については処理水量、水温及び原水水質の変動に関わらず、目標水質を達成していた。

T-N については、脱窒槽の DO 値が $3\text{mg}/\ell$ 以下の時、目標水質を達成していた。

T-N についてはカラムの実験の結果で担体混入曝気とした場合、曝気風量が現状の 1/5 程度で膜面洗浄の効果を得られており、今後の実験により脱窒槽の DO 値を下げた長期的な処理水質の安定性の確認が必要である。

3. 1. 3 維持管理性の評価

(1) 発生汚泥量

実験期間中に発生した汚泥は、2 系の汚泥とともに汚泥貯留槽で濃縮した後、場外に搬出し処分を行った。汚泥処理については特に問題は発生しなかった。

SS 平均値が原水 $6.5\text{mg}/\ell$ 、1 系、2 系の膜処理水 $0.1\text{mg}/\ell$ 、 $0.3\text{mg}/\ell$ のとき、

- ・流入原水 SS のうち 95% が除去された。(流出 SS は 5%)
- ・流入原水 SS に加え、凝集剤の添加による増加分約 250% を含む除去 SS 全量のうち汚泥として搬出されたものは流入原水 SS の 73%。

(流入原水 SS に対し、22% が減量された。なお、原水 SS が低い為、他の施設に比べ、見かけ上減量が少ない。)

減量分の内訳は、活性汚泥槽内の生物分解によるものと、汚泥貯留槽内での濃縮と考えられるが、詳細は不明であり、今後の課題である。

なお、実験期間中に発生した汚泥は 5.0m^3 であり、バキュームにより搬出し処分した。

発生汚泥量 : $4.6\text{g}/\text{m}^3$ (処理水量)

$1.6 \times 10 - 4\text{m}^3/\text{m}^3$ (処理水量)

(2) 維持管理

実験期間中の状況により、本システムの実施設における維持管理の必要な項目は次のように考えられる。

○運転管理項目

- | | |
|--------------------------|------|
| ・水質項目 (水温, pH, DO, MLSS) | 1回/月 |
| (濁度) | 1回/週 |
| ・施設項目 (曝気風量, 汚泥引抜き量等) | 1回/月 |
| (水量, 膜吸引圧) | 1回/週 |
| ・汚泥処理 1回/半年 | |

○保守点検項目

- | | |
|-----------------------|------|
| ・ポンプ点検、オイル量確認、計装機器点検等 | 1回/月 |
|-----------------------|------|

実験期間中は、操作員が週 5 日常駐し、維持管理を行った。実施設の維持管理は、河川水直接浄化施設として施設を正常に稼働させ、浄化機能を維持するために必要なものをあげた。

実施設の場合、メーカーヒアリングによると活性汚泥の維持管理は固液分離を膜で行うため、汚泥性状の管理

表3・1 設計諸元、用地面積及び10,000m³/日規模施設コスト試算結果

項目	処理方式	凝集剤添加活性汚泥法+槽内型膜処理				植生浄化法 (ヨシ刈取りあり)							
		本システム		(平成9年12月から)									
処理水質 (測定値の範囲)	BOD (3.5~9.3)	BOD 6.4→0.4mg/l (0.1~1.0)				BOD 5.6→2.8mg/l (3.6~10.0) (2.0~3.6)							
除去率		94%				50%							
処理水質 (測定値の範囲)	T-P (0.204~0.636)	T-P 0.382→0.021mg/l (0.004~0.054)				T-P 0.56→0.38mg/l (0.31~1.0) (0.21~0.50)							
除去率		95%				32%							
処理水質 (測定値の範囲)	T-N (2.9~5.6)	T-N 4.2→3.2mg/l (2.0~4.3)	T-N 3.3→1.5mg/l (2.3~5.2) (0.6~2.4)	T-N 3.10→2.54mg/l (1.71~4.31) (1.71~3.11)									
除去率		24%		55%			18%						
透過流束 (m ³ /m ² ・日)		0.2		0.6									
曝気風量 (m ³ /min)		0.3		0.06			—						
循環率 (%)		200		200									
用地 面積 (m ²)	100m ³ /日	180		180 ^{*1}	500m ³ /日	900							
	1,000m ³ /日	450		450 ^{*1}		1,800							
	10,000m ³ /日	2,630		2,630 ^{*1}		18,000							
10,000m ³ /日規模施設のコスト試算													
イニシャル コスト ^{*2} (億円)	用地費 5万円/m ²	用地 1.3	22.1	用地 1.3	15.2	用地 9.0	9.33						
	建設	20.8		建設		建設							
維持管理費 ^{*3} (円/m ³)	用地費 50万円/m ²	用地 13.2	34.0	用地 13.2	27.1	用地 90.0	90.3						
	建設	20.8		建設		建設							
維持管理費 ^{*3} (円/m ³)	電気	10.4	29.0	電気	6.9	電気	2.6						
	薬品	3.0		薬品	1.0	薬品							
	膜	15.2		膜	5.1	膜							
	人	0.4		人	0.4	人							
	汚	8.2		汚	8.2	汚							
BOD1g除去当たりの 維持管理費 (円/g-BOD)		6.2		3.6		0.9							
T-P1g除去当たりの 維持管理費 (円/g-T-P)		103.0		59.8		14.4							
T-N1g除去当たりの 維持管理費 (円/g-T-N)		37.2		12.0		4.6							

*1 活性汚泥槽の規模については適正化がされていないため、現時点では省スペース化の判断が出来ない。

*2 伊シタルコストのうち、建設費は主要機器をリストアップし、その単価を積み上げ、電気・土木・建築の係数を乗じた。また、土木費のうち基礎・仮設に係る費用は除いた。

*3 維持管理費は電力単価20円/kwh、人件費 日額36,700円(測量技師相当)、汚泥処分費(パキューム搬出及び産排処理)50千円/m³-汚泥として試算した。

が比較的容易となり、1回/月程度になると判断される。膜処理については同様にメーカー・アーリングによる、差圧及び処理水量により目詰まり状況を確認し、薬品洗浄を行うか判断する必要があるため、1回/週程度の管理が必要である。

(3) 維持管理の容易性

本システムの活性汚泥の維持管理は、活性汚泥槽内に膜を設置しているため比較的容易であるが、1回/週の点検と1回/年の汚泥処分が必要である。

従って、植生浄化法よりも維持管理性については不利である。

しかし、T-P、T-N除去を効率的、安定的、継続的に行うための技術として必要なものと考える。

3. 1. 4 経済性の評価

(1) コスト試算結果のまとめ

コスト試算の際には、表3-1に示す設計諸元を用いた。

3. 1. 5 河川水浄化への適用性

(1) 適用河川等

河川水の浄化能力は、BODの平均除去率が94%と高く、窒素及びリンの除去が可能である。施設面積は植生浄化施設の1/7程度と省スペース化が可能であるが、建設費及び維持管理費が高価である。

このような面から、河川等へは次のような適用が可能と考えられる。

・窒素及びリンの流入により下流にある湖沼の富栄養化が問題となる河川

処理水の利用用途としては、処理水質が常時BOD1mg/l以下を期待できることから、非接触型の親水利用(例えば公園中の噴水等)、散策路等の修景用水や緊急用生活用水(洗濯等)としての利用が可能である。

さらに、処理水の後処理として塩素消毒等を行えば、接触型の親水利用(例えば、じゃぶじゃぶ池等)にも適用可能である。

(親水用水基準:参考文献「河川水質試験方法(案)1997年版 資料編」参照)

また、MF膜処理により、安定的にBOD 1mg/l以下の水質が期待できるため、山王川の河川水(BOD平均値6.4mg/l)の一部を本システムで浄化し、その処理水(BOD平均値0.4mg/l)の希釈効果により、3mg/l以下

にしようとする場合、全量処理(本システムで10,000m³/日処理する)に比べ、施設面積及び各費用は35~40%の低減が可能である。

(2) 施設設置場所の有利性

河川水浄化に寄与する程度の処理水量を確保する為には、施設規模が比較的大きくなるため、高速道路高架下等の用地面積での利用は実際上難しい。よって、施設設置場所としては、公園内や建設費用は多少高くなるが、公園などの公共用地の地下部への設置が考えられる。

3. 1. 6 本システムの課題

以上の各項目より、本システムを植生浄化法と比較すると次のとおりである。

1) 長所

- ① BOD、リン除去が安定的、確実に可能である。
(窒素除去は脱窒槽の嫌気状態を維持することにより除去が可能)
- ② 施設規模が1/7程度である。

2) 短所

- ① 活性汚泥の維持管理を充分行う必要がある。
- ② 機械設備の維持管理が必要である。

上記短所は、植生浄化法よりも、安定的に窒素、リンを除去するためには必要な事項である。

本システムの実用性を高めるには、より一層のコストダウンが必要と考える。そのためには、透過流束を上げ処理水量を増やすこと、すなわち処理水量当たりのコストを下げることが重要であり、以下に関する実験を行い確認する必要がある。

(1) 担体混入による膜の透過性能の確認実験

現在のカラムをより実際の運転と同じシステム(担体混入曝気)に改良し、効果確認実験を行う。

- ① 透過流束 0.6m³/m²・日が可能かどうかの確認
- ② 脱窒効果の確認
- ③ 所要エネルギー量の確認
- ④ 維持管理性の確認(薬品洗浄間隔、操作性)
メタノール添加量
凝集剤添加量

1) 今後の実験

- ① 担体混入時の最低曝気風量の確認
- ② 最低曝気量時の脱窒槽内の溶存酸素量の確認

- ③適正 MLSS の確認
- ④その他
 - 適正膜間隔
 - 最適担体の検討
 - 担体の膜への影響（寿命等）の検討

(2) 循環を行わないシステムでの省コスト化の実験

今回の実験では、T-N 除去のため積極的に脱窒を行なう実験をしたが、期待する処理水質によっては積極的に脱窒を行なわずに内生脱窒のみに期待し、コストダウンを行う必要もある。こうしたメニューの一つとしてその効果を検証する。

(3) 膜処理の評価対象実験として T-P 処理を中心とした評価実験の実施接触脱リン法による脱リン技術を利用し、T-P, SS を処理対象とし、大水量処理を目指した処理法との評価を行う。

4. 総合評価

4. 1 各処理方式の比較

4. 1. 1 生物膜ろ過法と MF 膜処理法の比較

「生物膜ろ過法+高速ろ過法」は現在一般に行われている礫間接触酸化法の延長線上にある技術であり、コスト、維持管理性共にかなり実用化の可能性が高い。
 「生物処理法+MF 膜処理法」はかなり良好な水は得られるが、実用化にはコスト面を中心に解決すべき問題も多い。

(1) 「生物膜ろ過法+高速ろ過法」の特徴（綾瀬川その 1 施設）
 ①施設規模面積が礫間接触酸化法の 1/5~1/8。
 ②維持管理費は礫間接触酸化法と同等。
 ③処理水水質は BOD1.2 mg/ℓ 前後。
 ④大腸菌群等は除去できない。

(2) 「生物処理法+MF 膜処理法」の特徴（綾瀬川その 2、渡良瀬川、霞ヶ浦）
 ①施設規模面積は礫間接触酸化法と同等か 70% 程度
 ②維持管理費は礫間接触酸化法の 2 倍から 7 倍程度でやや高い。
 ③建設コストも割高。

- ④処理水水質は常時 BOD1mg/ℓ 以下。
- ⑤色度、大腸菌群等も除去可能。→親水利用に最適な水質
- ⑥災害時の緊急用水等の利用の可能性がある。（危機管理に有効）
- ⑦今後の実験により透過流束の拡大の可能性があり、その結果により、施設規模、維持管理コストを 30% 程度削減することが可能。

4. 1. 2 生物膜ろ過法における後段処理法の比較

生物膜ろ過を利用したシステムは、MF 膜を利用する場合よりやや水質は劣るが、施設の建設コスト、維持管理コスト共に有利である。その中で、その後段処理として上向流式ろ過法と回転ドラム式高速ろ過機を使用する「高速ろ過法」の比較を行った。

(1) 生物膜ろ過法+上向流式ろ過法

- ①上向流式ろ過のみでの SS 除去率は 57% である。
- ②生物膜ろ過槽と同様の構造なので一体にした設置が可能で、省スペース化がはかる。
- ③必要とするエネルギーは少なく、逆洗は週に数回で済む。

(2) 生物膜ろ過法+回転ドラム式高速ろ過法

- ①高速ろ過法のみで SS 除去率は 59% である。
- ②機器点検スペース等が必要なので、同規模ならば上向流式ろ過法よりスペースが必要。
- ③ドラムを回転させるため、常時エネルギーが必要である。
- ④定期的なろ布の交換が必要であり、維持管理に手間とコストがかかる。

従って、生物膜ろ過法の後段処理法としては、上向流式ろ過法が有効といえる。

また、平成 10 年度はより一層のコストダウンと施設規模縮小のため、前段の生物膜処理を省略して、物理的ろ過法のみの実験を行い比較検討する。

物理的ろ過法により予想される効果

- ①施設規模が本年度実験の 1/5~1/8 (礫間接触酸化法の 1/25~1/50)
- ②維持管理費は現状の 70% 程度
- ③BOD 除去率は 70% 程度 (処理水 BOD5mg/?程度)

4. 1. 3 MF 膜処理法における前段処理法の比較

MF 膜処理法は、コスト、スペース的には生物膜ろ過法との組み合わせには劣るが、処理水のレベルは遙かに高度でかつ、既存の技術では除去が難しかった物質（色度、大腸菌群、その他）も除去可能なことから、MF 膜処理法について以下の比較を行った。

(1) 前段処理としての活性汚泥法と接触酸化法

MF 膜処理法の前段処理として、綾瀬川その 2 施設と霞ヶ浦で活性汚泥法、渡良瀬川で接触酸化法（一部霞ヶ浦でも実施したが比較するには不十分）を実施した。その結果は次のとおりである。

有機物汚濁の低い河川水の場合、活性汚泥法では、活性汚泥濃度を維持することが難しく、維持管理に手間がかかる。また、活性汚泥により形成されるフロックも良好なものといえなかった。接触酸化法は、活性汚泥法よりも維持管理が容易である。

1) 活性汚泥法の特徴

① 原水の BOD 濃度が低い場合、活性汚泥の性状悪化に伴い沈降性が低下し、通常の最終沈殿池による固液分離が困難となる。これにより、反応槽での活性汚泥量の確保のため、汚泥返送比率の調整操作に手間がかかる。

② 固液分離方法を工夫することにより、維持管理を容易にすることが可能である。（槽内型の膜、高速ろ過機の使用など）

2) 接触酸化法の特徴

○活性汚泥法に比較して、維持管理性が良い。

4. 1. 4 MF 膜の設置方式、膜の型式による比較

(1) 槽内型膜処理法と槽外型膜処理法

1) 槽内型膜処理法の特徴

① 槽内に設置するため、スペース的には有利。
② 固液分離を直接膜で行う。

- ・沈殿池が不要なためスペース的に有利。
- ・活性汚泥処理の維持管理面で有利。
- ・直接ろ過するため、膜への負担は大きい。

③ 薬品洗浄のために槽外へ膜を取り出す必要がある。

2) 槽外型膜処理法の特徴

① 固液分離のための装置（沈殿池等）が必要。

② 前段処理により充分処理できれば膜の透過流束を高く維持できる。

- ・前処理での固液分離効果によるところが大きい。
- ・有機物汚濁の低い河川水による活性汚泥法の場合、良好なフロックが形成されにくいため、通常の最終沈殿池では固液分離が困難。

→活性汚泥維持のための汚泥返送率の調整
操作等に手間がかかる。

→高速ろ過機の利用、傾斜板沈殿池等の設置等工夫が必要。

- ・接触酸化法の方が懸濁物質が少ないため、固液分離が簡単と思われる。

③ 薬品洗浄、逆洗等が比較的容易で自動化も可能。

○前段処理が活性汚泥法の場合、槽内型膜処理法が有利である。

○前段処理が接触酸化法の場合、槽内型でも槽外型でも可能と考えられるが、

- ・槽内型はスペース的には有利だが、膜への負担は大きい。
- ・槽外型は沈殿池等の固液分離装置が必要でスペース的に不利だが、それにより膜への負担が軽減できる。
- ・槽外型の方が維持管理（薬品洗浄、逆洗）が容易である。

（接触酸化法と槽内型膜処理法の実験による確認も必要）

(2) 膜の型式(中空糸膜、平膜) の比較

今回の実験では、槽外型の膜については「中空糸膜モジュール」のみ（綾瀬川その 2 の第 2 系列、渡良瀬川）なので、槽内型の中空糸膜（綾瀬川その 2 第 1 系列）と霞ヶ浦の槽内型平膜を比較した。

平膜の方が中空糸膜よりも耐久性の面で優れています、ラフな使用も可能であり、取り扱いやすい。

① 透過流束

中空糸膜 : $0.1\text{m}^3/\text{m}^2$

平膜 : $0.2\text{m}^3/\text{m}^2$

で運転しており平膜の方が大きい。

② 膜の強度

中空糸膜は実験中、曝気による振動で膜と吸引部の接続部分が劣化し、一部破断が見られたが、平膜は問題なかった。

③膜面の洗浄方法

中空糸膜：槽外に取り出しての薬品洗浄
平 膜：槽外に取り出しての薬品洗浄。
また、高圧水による洗浄で汚泥を取り除くことにより、透過流束、膜差圧等が新膜の状態に戻り充分効果があった。

また、平膜ならばその強度から、ポリエチレンビーズ等の担体を混入し、循環運転することにより、曝気による膜面洗浄に変えることが可能である。

- ①平膜ならば担体混入循環運転により、建設費で約3割、維持管理費で約4割のコスト縮減の可能性が期待できる。
- ②この方法は膜の寿命への影響が懸念される。そこでより耐久性に優れた「ステンレス製平膜」（寿命は半永久的）の検討も必要と思われる。
また、耐久性は劣るが安価に入手可能な「不織布製の平膜」も検討の余地があると考えられる。

(3) 中空糸膜モジュールの比較

綾瀬川その2第2系列と渡良瀬川で同じ中空糸膜モジュールを使用したが、その状況はかなり違うためそれについて比較した(表4・1参照)。

以上の様に原水の性状、前段処理方式の違いもあり明確ではないが、運転方式によってもその運転状況に影響がある。従って、今後、より一層の効率的な運転方法の開発が行われれば、相当のコスト縮減が可能と考えられる。

○今後の実験課題

- 運転方法の検討により透過流束を1.5倍から2倍の運転を行う。
- 施設規模、維持管理費の大幅削減。
- 前段処理方法の検討による膜への負担の削減

4. 2 今後の課題

4. 2. 1 膜処理施設

(1) 槽内型中空糸膜の可能性

処理水質はBOD $1\text{mg}/\ell$ 以下と高水準であるが、処理コストが高くなる。これに対し、処理水質を下げ、処理コストの低減策として原水の直接ろ過することが考えられる。原水BODの懸濁成分を除去するだけでもBOD $3\text{mg}/\ell$ 程度となることが予想されること、汚泥による膜への負担が減ることによる膜の所要コストの低減及び、施設の省スペース化などの効果が期待される。

(2) 槽内型平膜の可能性

本システムのままでは、膜の目詰まりの進行により、透過流束を設計値に維持することは困難であることが明らかとなった。曝気による膜面洗浄はエネルギー消費量が多く、さらに、槽内のDOを飽和状態にまで高めてしまうため、脱室に必要な嫌気状態が維持できなくなる。

このため、担体を投入し膜面を洗浄する実験を行ったところ、透過流束が設計値の約2倍になり、曝気風量は1/5ですみ、槽内のDOを下げられる可能性が見出された。

この手法の活用により、省エネルギー及びT-N除去の促進が期待される。

(3) 槽外型中空糸膜の可能性

槽外型中空糸膜では、透過流束を現状の1.5~2倍まで上げられる可能性がある。

これにより、膜に係わるコストの低減が期待される。

(4) 今後の課題

以上より、今後考えられる実験項目を次に示す。

表4・1 中空糸膜モジュール比較表

	綾瀬川その2第2系列	渡良瀬川
前段処理	活性汚泥法	接触酸化法
膜モジュール	ムテック製中空糸膜	ムテック製中空糸膜
	膜面積 $15\text{m}^2/\text{本} \times 4\text{本}$	膜面積 $10\text{m}^2/\text{本} \times 12\text{本}$
設計透過流束	$1.39\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$	$1.67\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$
凝集剤	PAC添加	PAC添加
逆洗間隔	固定式	膜差圧連動自動調整
設計透過流束維持期間	実験期間の3割	全実験期間

- 1) 原水直接ろ過実験
- 2) 大水量処理のための透過流束の限界値の確認
- 3) 担体による洗浄効果の確認
- 4) 新膜の開発（河川水に適応する膜の開発）

参考文献

- 1) 下水道新技術推進機構(1994)：下水道膜処理システム技術マニュアル(処理水再利用)
- 2) 下水道新技術推進機構(1994)：下水道膜処理システム技術マニュアル(資料編)
- 3) 水道浄水プロセス協会(平成6年)：小規模水道における膜ろ過施設導入ガイドライン
- 4) 村田常雄(1992)：下水の高度処理技術，理工図書
- 5) 建設省建設技術協議会編(1997)：河川水質試験方法(案)，技報堂出版
- 6) (財)国土開発技術研究センター編(平成9年)：河川直接浄化の手引き

4. 2. 2. 河川水を対象とした活性汚泥法

(1) 沈殿池で固液分離を行う活性汚泥法

BOD負荷が低いため、通常の活性汚泥法では、汚泥の性状が不安定となり、維持管理には手間がかかる。

このため、沈殿池を用いて固液分離を行うときは傾斜板を設置するなど、懸濁物質の沈降を促進させる工夫が必要である。

(2) 膜分離型活性汚泥法

膜処理で固液分離を行う場合（浸漬型膜処理）は、汚泥の濃度が維持しやすいため比較的維持管理が容易である。

窒素除去の必要性がある場合は活性汚泥処理は有効なので、処理の目標に見合った経済的な運転方法を検討する。

4. 2. 3 河川水を対象とした接触酸化法

活性汚泥法よりは維持管理がし易く、また、槽外型膜処理の前処理として有効であったが、以下のような検討課題がある。

- 1) 槽内の攪拌状態の確認
- 2) 負荷量の変動に対する性能の確認
- 3) 膜との組み合わせによる優位性の確認
(色度など、従来除去できなかった物質を除去する場合の後処理の組合せ)

4. 2. 4 汚泥処理

河川浄化施設から発生した汚泥の処分は今後とも重要な課題であるため、河川水の特性、採用される処理方法ごとに必要なデータを収集して汚泥の性状を把握することが必要である。

- 1) 汚泥の発生量
- 2) 濃縮特性
- 3) 脱水特性
- 4) その他

2. 転倒式浄化網による浄化手法の開発(維持管理の方法)について

吉川 秀夫*・木村 徹**・三上 承治***

要 旨

下水道の整備と水質水準の向上は必ずしも一致せず、都市河川の水質改善が容易に進まないのが現状である。都市河川の水質改善策として、最近実施例の多い礫間接触酸化法による施設は、浄化効果は高いものの広大な施設用地が必要などイニシャルコストが高い。このため、イニシャルコストが低く、かつランニングコストが低い小規模で緊急・暫定的に早急に稼動できる水質浄化施設の開発、実用化が急務とされている。

ここで開発した転倒式浄化網による浄化手法は、これらの問題に対処するために考案したものであり、これはまた、河川断面に余裕のない河川においても河道内に直接設置でき、洪水時の流水を阻害しない構造を持つ施設であり、広大な敷地を確保できない都市域の中小河川においては有効な浄化手法である。

1. 浄化手法の開発

1.1 背景と目的

霞ヶ浦の浄化対策は、下水道処理・浄化槽処理などの流域対策の促進、底泥浚渫・霞ヶ浦導水やヨシ原浄化などの湖内対策が計画され実施されてきているが、全て計画が完了した時点でも霞ヶ浦の環境基準の達成率は十分ではなく、新規の対策が望まれている。

この様な現状に鑑み、新たな霞ヶ浦の水質浄化対策の一環として、霞ヶ浦に流入する新川に転倒式浄化網を直接設置し、浄化実験を行ってきた。実験で得られた結果に基づき転倒式浄化網の浄化能力の評価と実用化に当たっての適用条件及び留意点については、河川環境総合研究所報告(第3号、1997年7月)でとりまとめている。ここでは、実用化に当たって実施した新川における維持管理の実施状況を踏まえ、具体的な維持管理の内容・頻度・方法等について提言するものである。

1.2 浄化施設の概要

現在の新川は人工水路で、新治台地と筑波稻敷台地が挟む桜川低地を東流して土浦港(西浦)に流入する流域面積15.6 km²、流路延長6 kmの一級河川である。霞ヶ浦へ流入する主要河川は新川を含め、何れも環境基準の達成には至っておらず、水質汚濁防止法に基づく生活排水対策重要地域の指定を受けている。新川は、霞ヶ浦の支川の中でも新興住宅地の開発が著しい地域で、その開発に伴う下水道の整備は十分ではなく霞ヶ浦の流入河川の中でも水質汚濁は著しい河川の1つである。

この浄化施設は常磐線鉄橋上流2.3~2.4 kmの指定区間内(県区間)の土浦市田中町地先に設置されている。

転倒式浄化網の構造は、接触材としてポリプロピレンを網状に加工し、これを塩化ビニール管の枠で囲み水深に合わせた高さで製作したもので、架台に取り付け水路内に設置するものである。対象とする河川のもつ水路、また堰などの施設で得た水深により浄化網は塩化ビニール管を浮体として流水中に自立し、接触材として機能する。また、洪水時は増大した流速や堰の転倒に伴い浄化網も転倒し河積を大きく阻害しないため上流側の水位へ影響を与えることはほとんどない。(表1・1、図1・1、写真1)

表1・1 浄化施設の諸元表

水路延長	100m
水路幅	1.3m (U字フリューム)
水路高	1.0m
水深	0.6m
計画処理水量	0.01m ³ /s
浄化網の形状	H 0.55m × B 1.0m
設置枚数	200枚 (設置間隔 0.5m)
曝気量	1.2m ³ /min, 0.6m ³ /min
滞留時間	2hr (浄化水路部)
流速	1.4cm/s

* 吉川 秀夫 (財) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所長

** 木村 徹 パシフィックコンサルタンツ(株) 水工部課長(前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員)

*** 三上 承治 共和技術(株) 技術部第一課長

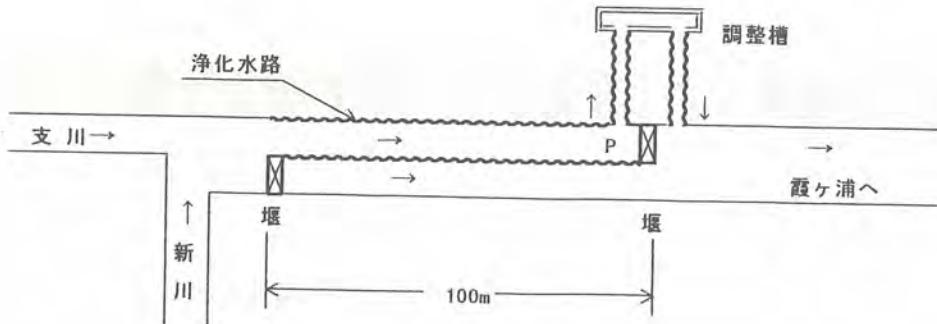


図1・1　浄化施設の模式図

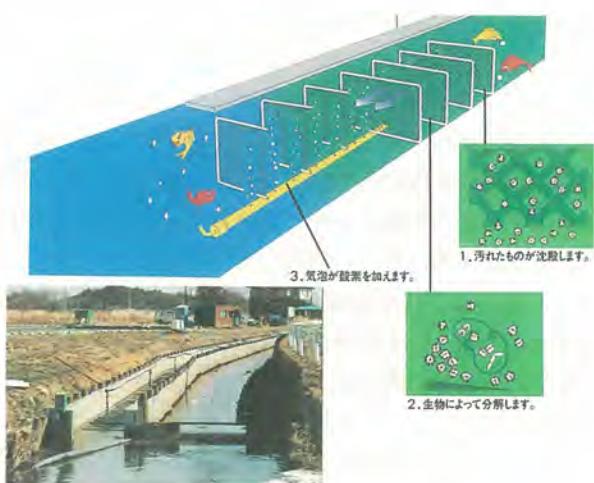


写真1　浄化機構及び施設

2. 負荷収支の方法

2.1 負荷収支の方法

本净化施設における浄化機能は、流入水に含まれる浮遊物のパネル(浄化網)への付着効果及び微生物による有機物の分解と滞留によって沈殿する効果によるものとした。(図2・1 モデル図)

2.2 付着物と堆積物の汚泥性状

浄化水路内に取り付けた浄化網の付着物と沈殿による堆積汚泥の性状について、36日目(9/18)、71日目(10/23)、183日目(2/12)の結果より、総括し以下に示す。(表2・1、図2・2)

(1) 付着物の汚泥性状

付着物・剥離物は、COD321~502 mg/g、総窒素16.5~26.9 mg/g、総燐6.17~10.5 mg/gと有機性の物質であり栄養塩を多量に含んでいることが分かる。

さらに3回の調査の中では、71日目に各項目ともに最

大値が得られており、付着の限界からの沈殿や出水等による多量の剥離が起きたことがうかがえる。また、汚泥中のN/Pの比は、経過日数に反比例しPの割合が増加する傾向を示しており、脱窒作用が生じている可能性があるがうかがえる。

(2) 堆積物の汚泥性状

水路内の堆積物についても付着物・剥離物と同様に、有機性の富栄養化成分の含有量が多い。さらに縦断方向への変化は、概ねCODは流入>流出、総窒素・総燐・VSSについては流入<流出の傾向が認められる。また、3回の調査の中では2月12日に最大値が得られており、堆積汚泥性状の悪化傾向がうかがえる。以上のように、付着物及び堆積汚泥の性状は有機性や栄養塩が共に高濃度であり、含有量としては、付着物は堆積物よりもさらに高濃度を示している。

2.3 負荷収支

収支の対象水質をSSとし、付着物及び堆積物の残留汚泥量から概略負荷収支を行ない表2・2及び図2・3に示した。

実験期間(183日間)の収支の結果は、流入量3,036kg、流出量2,550 kg、付着量67 kg、堆積量389 kgとなつた。流入量と流出量の差分が施設内に残留したものとすると、その施設残留量は486 kgとなり、付着量と堆積量の合計(456kg)に概ね一致した。その差分は施設残留量の方が30 kg多くなるが、流入量の1%程度の違いである。

3. 維持管理

施設の機能を十分に発揮させるためには、施設の管理が重要となる。管理上はメンテナンスフリーが理想であるが、現実問題としてゴミの流出状況、付着の状況、汚

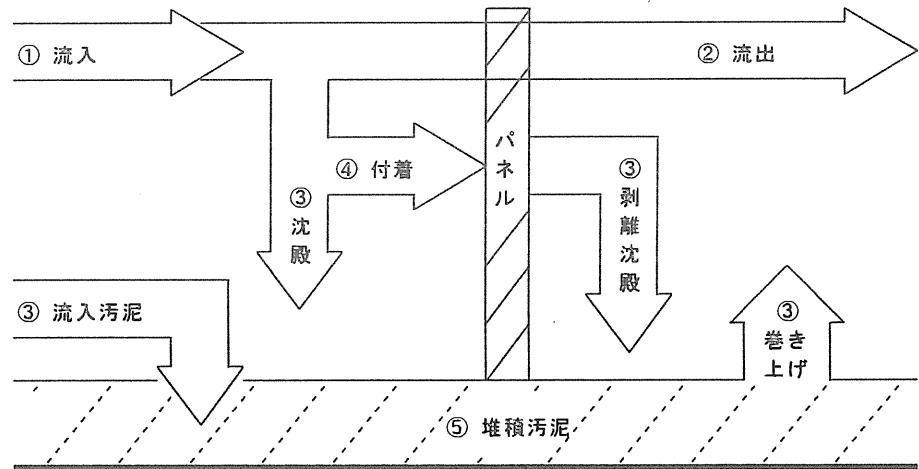


図2・1 負荷収支モデル

表2・1 付着・剝離物及び沈殿堆積物汚泥分析結果表

1997年9月18日	付着物	堆積物(流入部)	堆積物(中間部)	堆積物(流出部)
COD (mg/kg)	321000	200000	221000	232000
VSS (%)	26.7	19.0	48.8	22.8
T-N (mg/kg)	16500	7040	20000	9300
T-P (mg/kg)	6170	4690	12700	7360

1997年10月23日	付着物	堆積物(流入部)	堆積物(中間部)	堆積物(流出部)
COD (mg/kg)	502000	206000	183000	179000
VSS (%)	36.7	18.7	20.0	20.7
T-N (mg/kg)	26900	7580	10500	10800
T-P (mg/kg)	10300	5150	7550	8560

1998年2月12日	付着物	堆積物(流入部)	堆積物(中間部)	堆積物(流出部)
COD (mg/kg)	367000	314000	290000	226000
VSS (%)	33.1	23.0	24.3	24.4
T-N (mg/kg)	20800	13700	13800	13800
T-P (mg/kg)	10500	5920	7230	8750

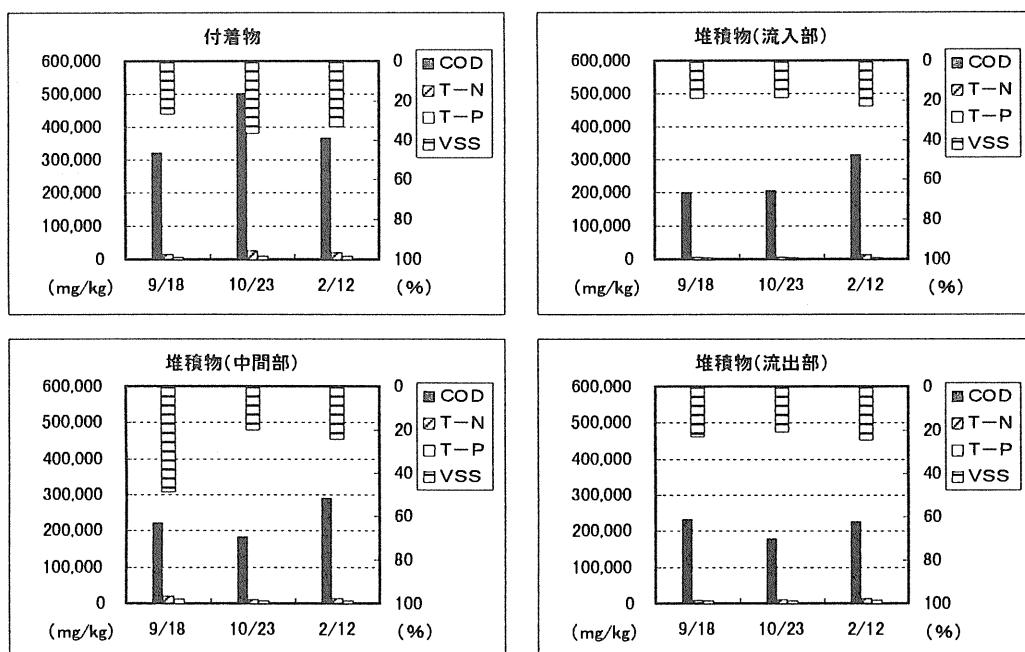


図2・2 付着・剝離物及び沈殿堆積物汚泥分析結果図

表2・2 S S 負荷収支表

項目 期間	①流入量 kg	②流出量 kg	③残留量 ①-② kg	④付着重量 kg	⑤底泥量 kg	⑥負荷収支 (④+⑤)-③ kg	備考
H.9.8.13～H.10.2.12	3036	2550	486	67	389	-30	
	1193	1002	191	22	96	-73	
H.9.8.13～H.9.18 36日目	597	502	95	0	116	21	8/14日堰転倒(6日間)
	235	197	38	0	28	-10	8/31日堰転倒(1日間)
H.9.9.19～H.9.10.8 56日目	332	279	53	37	304	288	9/26日堰転倒(1日間)
	130	110	20	12	75	67	
H.9.10.9～H.9.11.20 99日目	713	599	114	26	-56	-144	
	280	235	45	8	-14	-51	
H.9.11.21～H.9.12.25 134日目	581	488	93	50	129	86	11/30日堰転倒(3日間)
	228	192	36	16	32	12	12/18日堰転倒(6日間)
H.9.12.26～H.10.2.12 183日目	813	683	130	-46	-104	-280	1/16日堰転倒(3日間)
	320	268	52	-15	-26	-93	

注:下段は有機成分

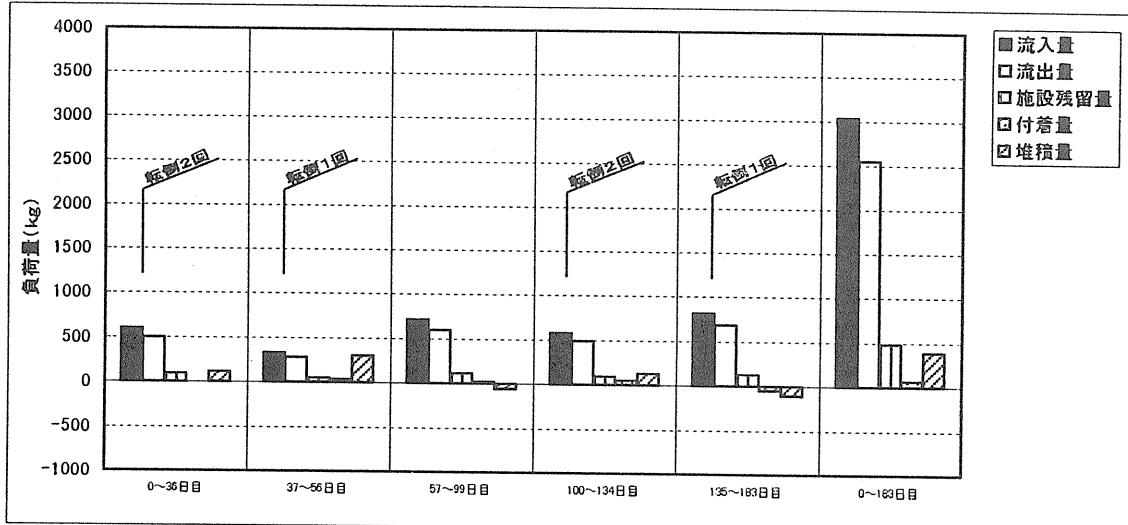


図2・3 S S 負荷収支経日変化図

泥の堆積状況、ポンプの状況など施設の維持を勘案するとメンテナンスフリーによる稼動は、ほとんど不可能である。そこで、今回の実験で得られた結果を基に、施設を管理して行く上での留意事項や管理頻度等について評価し以下に示す。

3.1 維持管理の実施状況

(1) ゴミの管理

ゴミの流出状況を週1回の現地観察により確認した結果、平常時は今回設置しているフロート式スクリーンが有効に働き、施設内へのゴミの流入はほとんど認められなかった。出水時にも堰越流部に草類が引っかかる程度であり、ゴミ管理の頻度に関しては出水時の管理で十分

である。

また、当該施設は水深を確保する必要上堰を設けダムアップしている関係から流速が遅くなり堰上流が湛水域となる。そのためここにゴミがたまってしまうことがある。この場合は2ヶ月に1回程度、堰上流側の河道内の清掃が必要である。

(2) 付着物の管理

浄化網の付着の状況は、水路内に取り付けたダミーの付着板(20 cm×20 cm)の週1回の現地観察と付着物重量の測定で管理した。管理の頻度としては、2ヶ月毎と出水前後の管理で十分対応できる。

(3) 剥離物の管理

剥離の状況は、週1回の現地観察と排水口に取り付けた捕獲網(不織布45cm×40cm)の付着物重量を測定することで管理することができる。管理の頻度としては、捕獲網の目詰まりによりオーバーフローすることが考えられることから、今回の実験では週1回の管理としたが、浮遊物巻取り装置(浮遊物除去シート効果実験業務報告書平成9年3月河川環境管理財団)を設置することで管理頻度を減らすことができる。

(4) 堆積汚泥の管理

水路内の汚泥堆積状況は、週1回の現地観察と堆積厚の実測(流入部、中間部、流出部)により管理した。管理の頻度としては、2ヶ月毎と出水前後の管理で十分対応できる。

(5) ポンプの管理

ポンプの目詰まりによる能力の低下と管路内に付着した汚泥が、所定の処理水量の確保に影響することから、2ヶ月に1回程度の定期点検と出水後の点検が必要である。

(6) 臭気の管理

延べ183日間に及ぶ実験期間の中で24回の現地観察を実施したが、施設内からの悪臭は特になかった。また、これに関する周辺住民からの苦情もなかった。

(7) 維持管理費

① パネル式浄化施設

維持管理費として、処理水量(828m³/日)に対する電気料、人件費、汚泥処分費を算出した。

●電気料

電力会社からの請求金額により算出した。

期間：平成9年8月6日～平成10年2月18日
(197日間)

金額：458,550円

1日当たりの金額： $458,550\text{円} \div 197\text{日} = 2,328\text{円}/\text{日}$

$$\begin{aligned}\text{処理水量に対する金額} &: 2,328\text{円}/\text{日} \div 828\text{m}^3/\text{日} \\ &= 2.8\text{円}/\text{m}^3\end{aligned}$$

●人件費

週1回(4時間)の巡回管理とし、日額36,700円(測量技師相当)の技術者として試算した。(諸経費60%)

$$\begin{aligned}1\text{回当たりの人件費} &: 36,700\text{円} \times 0.5\text{日} (4\text{hr}/8\text{hr}) \times 1.6(\text{諸経費}) \\ &= 29,360\text{円}/\text{回} \cdot \text{週}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1\text{日当たりの人件費} &: 29,360\text{円} \div 7\text{日間} \\ &= 4,194\text{円}/\text{日}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{処理水量に対する人件費} &: 4,194\text{円}/\text{日} \div 828\text{m}^3/\text{日} \\ &= 5.1\text{円}/\text{m}^3\end{aligned}$$

●汚泥処分費

汚泥発生量は水路内の堆積厚から求め、汚泥処理費は50,000円/m³として試算した。なお、この費用は、財団法人河川環境管理財団の資料による。

$$\begin{aligned}\text{汚泥発生量} &: 3.67\text{m}^3(\text{実験期間 H9.8.13～H10.2.12, 183日間})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1\text{日当たりの処分費} &: 3.67\text{m}^3 \div 183\text{日間} \times 50,000\text{円}/\text{m}^3 \\ &= 1,002.7\text{円}/\text{日}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{処理水量に対する処分費} &: 1,002.7\text{円}/\text{日} \div 828\text{m}^3/\text{日} \\ &= 1.2\text{円}/\text{m}^3\end{aligned}$$

●年間の費用

$$\begin{aligned}9.1\text{円}/\text{m}^3(\text{処理水量当たりの合計費用}) \\ \times 828\text{m}^3/\text{日} \times 365\text{日} = 2,750,000\text{円}/\text{年}\end{aligned}$$

② パネル式浄化施設と礫間接触酸化浄化施設の維持管理費

当パネル式浄化施設と礫間接触酸化浄化施設の維持管理費について、表3-1に示した。なお、礫間接触酸化浄化施設の維持管理費は、財団法人河川環境管理財団の資料による。

表3・1 施設規模別の維持管理費

パネル式浄化施設					礫間接触酸化浄化施設						
処理水量当たりの費用(円/m ³)					年間の費用 (千円/年)	処理水量当たりの費用(円/m ³)					年間の費用 (千円/年)
電気	人件費	小計	汚泥	合計		電気	人件費	小計	汚泥	合計	
2.8	5.1	7.9	1.2	9.1	2,750	2.3	3.0	5.3	4.7	10.0	3,650

注：処理水量について、パネル式は828m³/日、礫間接触は1,000m³/日である。

3.2 維持管理の方法

管理上はメンテナンスフリーが理想であるが、浄化施設の機能を十分に発揮させるためには、必要最小限の管理が必要である。ここでは、今回実施した実験結果に基づき、施設維持に係わる管理内容とその頻度について以下に示す。

表 3・2 維持管理の内容及び頻度

施設	管理内容	定期			緊急時や洪水後
		頻度	機能	ゴミ・汚泥	
取水施設	転倒堰堰上流	洪水時のみ	○	○	○
本体施設	水位計	2ヶ月毎	○	目視	○
	散気管	3ヶ月毎	○	目視	○
	パネル	2ヶ月毎	目視	目視	○
排水施設	ポンプ	2ヶ月毎	○	○	○
	転倒堰	洪水時のみ	○	○	○
	除去シート	2ヶ月毎	目視	目視	○

注：目視は場合によって機能点検及び清掃・汚泥処理を行う。

○：実作業

維持管理の内容を上記に示したが、パネルについては本浄化施設の生命線とも言えるものであり、管理は特に重要であることからパネルの洗浄時期については、施設の状態を十分に把握し洗浄(不定期)を行う必要がある。

次に施設底部に堆積した汚泥については高濃度の有機汚泥であり、大きな出水により下流側へ流送されない限り施設内に堆積されることから、施設外への除去対象物として取り扱う必要がある。参考までに有機汚泥の処理に関する東京・横浜港における除去基準(自治体が定める)を以下に示す。これによれば、除去基準の評価点(COD+硫化物+強熱減量)が6点以上であれば除去の対象となる。

表 3・3 東京・横浜港の有機汚濁に関する除去基準

COD (mg/g)	硫化物 (mg/g)	評価点	強熱減量 (%)	評価点
0~13未満	0~0.6未満	0	0~5未満	0
13~20未満	0.6~1.0未満	1	5~15未満	3
20~33未満	1.0~5.0未満	2	15以上	6
33~40未満	5.0~10.0未満	4		
40以上	10.0以上	6		

当該地区における汚泥性状を上記の除去基準に従って評価点を積み上げると、上流部、中流部及び下流部とも7~8点と除去の対象となる汚泥の性状であることがわかる。

表 3・4 底質分析結果

項目	*COD (mg/g)	硫化物 (mg/g)	強熱減量 (%) : 点
地点			
上流部	363	1.43	2 ; 40.6 ; 6
中流部	310	1.21	2 ; 37.1 ; 6
下流部	441	0.94	1 ; 41.7 ; 6

* : CODはCr法であるため参考値

4. 今後の課題

本浄化施設は、事例も少なく未検討の部分もあるが施設としては、非常に簡単でしかも施設設置が短期間でさらに設置場所として広大なスペースを必要としないという特徴がある。ここに、本施設を今後使用して行く上の諸問題を以下に取り上げる。

●取水ポンプ：所定の処理水量を確保するため、ポンプの目詰まりや配管内に付着堆積した汚泥の確認方法について。

●ゴミ処理：周辺住民とのトラブルを避けるため水路周辺の定期的な清掃の頻度等について。

●汚泥処理：大きな出水によるフラッシュが起きない限り、そのほとんどが付着あるいは沈殿して施設底部に堆積物として残留することから、最終的な浄化を考えるとバキューム等による汚泥処理が必要となるが、その処理方法について。

●網の洗浄：出水毎に自然に洗浄されるため自立機能保持の管理のみでよいが、この長期的な効果を確認していく必要がある。

参考文献

- 吉川秀夫・武田宏・三尾袈裟人(1995)：転倒式浄化網による浄化実験の概要、河川環境総合研究所報告第1号。
- 吉川秀夫・田村敦・三尾袈裟人(1997)：転倒式浄化網による浄化実験の概要(第2報)、河川環境総合研究所報告第3号。

II. 多自然型川づくりに関する研究

3-1. 湾曲部における多自然型護岸の設計外力の評価方法

吉川 秀夫*・芦田 和男**・大槻 英樹***・高橋 晃***

1. はしがき

多自然型の川づくりが進められる中で、自然石や植物等の天然の素材を用いた多自然型護岸は、従来のコンクリート護岸に比べて強度的に不利な場合が多く、河岸の安全を確保するためには、従来にも増して外力や構造物の破壊抵抗力について十分検討した上で設計を行うことが必要である。とくに河道湾曲部においては、局所的な流れの集中や、遠心力に起因する二次流の発生等に伴う洗掘・堆積現象等、湾曲部特有の複雑な土砂水理現象のため、河岸に働く外力の予測が難しいが、護岸設計に際してはできるだけ不確定な要素を解明し、過大に安全率を見込むことによる不適切な構造物諸元を設定することを避けなければならない。したがって、そのような場での河岸に働く外力としての流体力を適切に評価することが、今後の多自然型護岸の普及にとって大変重要な課題である。

一般に、護岸構造物の破壊に直接関与する流体力は、河岸における流れのせん断力が支配的であると考えられるが、外力予測の指標としては、せん断力を直接計測することや予測することが技術的に困難であったり、既往のデータの蓄積が少ないこと等から、現時点では必ずしも適切なパラメータとはいえない。したがって、多自然型護岸の適用性を高めるためには、河岸に働く外力を適切に評価できる扱いやすい水理指標をみいだし、簡単で明解な外力予測手法を確立することが望まれる。

著者らはこのような観点から、河道湾曲部外岸の空石張り護岸を対象に、水理条件と護岸の挙動との関係をともに模型実験によって調べ、上流河道の断面平均流速に対する当該地点の水深平均流速の割合、すなわち流れの集中度を用いてほぼ実験での現象が説明できることをみいだし、湾曲部上流直線区間の断面平均流速と流れの集中度を予測することにより、空石張り護岸の必要諸元を設定できることを示した¹⁾。

同様の観点から、データの扱いやすさや河川技術者に

とってのなじみ深さ等を考慮して、河岸に働く外力の大きさを比較的予測が簡単な何らかの代表流速で表現する方法が、従来よりいくつか試みられてきた。

Thorne, Abt, Maynord²⁾は、捨石護岸設計のための湾曲部外岸法尻部付近の水深平均流速の最大値(v_{toe})の予測手法を求めるために、断面平均流速 v_{avg} との比 v_{toe}/v_{avg} と湾曲部の曲率半径と水面幅との比 r/w の平面上に世界各地から収集した現地実測データをプロットして両者の関係を調べた。点はかなり散らばっているが、彼らはほぼその上限に近い線を v_{toe} の推定式として提案している。

一方、わが国では、建設省土木研究所³⁾⁴⁾が多自然型河岸防御工の設計流速として、断面平均流速に割り増し係数 α を乗じて算定する方法を提案し、単断面河道湾曲部における α の値を低水路幅 B と河道曲率半径 r の比 B/r と湾曲部の最大洗掘深 ΔZ と平均水深 h との比 $\Delta Z/h$ の関数として求める式を提案している。これは実用性の高い方法ではあるが、既往の研究成果や現地の実態から $\Delta Z/h$ の影響が過大になる場合が多く、その上限値を設定している。

以上のことより、単断面湾曲河道における設計外力については、さらに土砂水理学的な手法に立脚した検討によって考察を深め、より合理的で適切な評価方法をみいだすことが望まれる。

さらに、設計外力の評価方法をより汎用的なものにするためには、複断面河道や蛇行河道といった河道の形状特性が異なる場合に拡張して適用しうる方法についても検討することが必要である。しかも、これらは実用上から簡単なものであることが望ましい。

著者らは、以上の観点から研究を進め、実用上有用と思われる成果を得たので以下に提案する。

2. 設計外力の評価方法に関する著者らの提案

以下に掲載する2編(3-2, 3-3)の研究報告は、湾曲

* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長

** 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長

*** 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員

**** 高橋 晃 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員

部河岸流速の推定に関する上記のような研究状況に鑑み、主として数値シミュレーションによる検討を中心に、今後の護岸設計に資する情報を提示したものである。まず、3-2では、単断面単湾曲河道における外岸流速に焦点を絞り、外岸法尻線上の水深平均流速の最大値 v_{toe} と湾曲部上流直線区間の断面平均流速 v_{avg} との比が、種々の水理パラメータによってどのように変化するかについて考察している。続いて3-3では、土木研究所の提案式を踏襲し、これらを蛇行河道や複断面河道に拡張して適用する方法について基礎的な検討を行っている。

これら2編の研究により、さまざまな条件を有する湾曲部の河岸流速評価に関する重要な情報が得られた。ここで、それぞれの研究報告で得られた結果に基づいて、 v_{toe} / v_{avg} あるいは α の予測手法に関し、新たな知見として以下の提案を行う。

まず3-2より、単断面単湾曲河道における外岸法尻線上の水深平均流速の最大値(v_{toe})の予測手法を以下に示す。

種々の条件下での数値シミュレーション結果より、湾曲角 90° の場合の r/B と v_{toe} / v_{avg} の関係として図1が得られている。ただし、ここでの B は初期台形断面の法面中心点での川幅として定義しているが、ほぼ水面幅と考えて差し支えない。同図に示すように、シミュレーション結果の領域は、Thorne ら²⁾の現地データの領域と比べ、全体的な傾向としてやや v_{toe} / v_{avg} が小さめに評価されているが、これは Thorne らの v_{toe} が法尻部根固工領域の水深平均流速の最大値として定義されているのに対し、著者らは法面の安定性を評価する指標としては、より河岸に近い法尻線上の流速に限定して定義すべきと考えたため、若干の定義領域の相違があるためである。ちなみに、 v_{toe} の定義領域を法尻から水深程度の幅だけ河道中央側へ拡張して著者らのシミュレーション結果を整理し直すと、ほぼ Thorne ら²⁾の現地データの領域と一致するデータ分布となることを確認している。このことは、シミュレーションの妥当性を裏付ける興味深い結果である。

また、最大洗掘深／上流河道平均水深 $\Delta Z / H_{0m}$ の計算値は図2のとおりであり、これは図3⁵⁾に示された我が国における現地河川の実績値とほぼ同等の領域にデータがプロットされており、このことも計算結果の妥当性を示唆するものである。なお、図3ではデータを最大水深で整理されていることに注意を要する。

なお、シミュレーションでは上流河道の無次元掃流力 τ_{*0} を $0.1 \sim 0.2$ の範囲で設定しており、 τ_{*0} がさらに大きくなつた場合の検討が必要であるが、 v_{toe} / v_{avg} は外岸の洗掘深に大きく依存すること、およびここでの条件範

囲で我が国における洗掘実績をほぼ包括できていること等を勘案すると、そのような場合でも v_{toe} / v_{avg} はほぼ図4に示された領域内に分布することが予想される。

以上の考察より、現時点では著者らのシミュレーション結果に基づいて v_{toe} / v_{avg} を推定することが妥当と考えられる。前述したように、 v_{toe} / v_{avg} は種々の要因によって支配されるため、厳密にはそれらの要因を加味した予測が必要であるが、現時点ではあらゆる要因を考慮した推定方法を提案できるだけの情報は得られておらず、ここでは実用上の便を考慮し、影響の大きなパラメータとして r/B を基本とした推定方法を考える。いま、図1におけるデータの領域を全体的にとらえ、安全側の評価を行うこととして上側の包絡線を引くと図中の破線のとおりであり、次式で示される推定式が得られる。

$$\frac{v_{toe}}{v_{avg}} = 1.60 - 0.42 \log\left(\frac{r}{B}\right) \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、

v_{toe} : 湾曲部護岸の設計流速

(=外岸法尻部の水深平均流速の最大値)

v_{avg} : 湾曲部上流直線区間の断面平均流速

r : 河道湾曲部の曲率半径 (河道中心線)

B : 河道幅

上式は我が国の河川における v_{toe} / v_{avg} をある程度の安全率を確保して評価するものであるが、湾曲角が小さい場合や無次元掃流力 τ_{*0} が小さい場合等にはやや過大な評価となる可能性がある。これについては必要に応じて個々のパラメータの影響を考慮し、適切な修正を行えばよいと思われ、その際には本研究報告に示された種々のパラメータの影響がある程度参考になるが、今後さらに検討が必要である。なお、 v_{toe} / v_{avg} の上限値および下限値は、従来の知見に従って 1.6 および 1.0 とするのが妥当と考えられる。

また、著者らの検討の結果、Thorne らの現地データの下限値は、河床の洗掘が小さい場合に対応していること、河床の洗掘が大きくなるほど流速の集中度が大きくなる傾向にあり、点のばらつきは主としてこの洗掘深の違いに基づくものであることが明らかになった。

つぎに3-3において、深掘れの影響がない場合の単断面蛇行河道および複断面蛇行河道における割り増し係数 α の推定方法として、以下のように提案する。

我が国における河川の蛇行形状を調査した結果を参考に、いくつかの代表的な条件における数値シミュレーション結果より、 B/r (B : 低水路幅) と水衝部の α の関係として図4を得た。これより、単断面蛇行河道(平坦河床)における α の推定には、土木研究所で提案されている単断面湾曲河道(平坦河床)の α の推定式が適用

可能である。

$$\text{单断面蛇行河道水衡部 (平坦河床)} : \alpha = 1 + 0.5B/r \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

单断面蛇行河道非水衡部(平坦河床) : $\alpha=1.0$

ここに、

α : 設計流速と断面平均流速の比であり、ほぼ v_{des} / v_{avg} に等しいと考えられる。

ただし、図4を見ればわかるように、式(2)はある程度の安全率を見込んだものとなっており、さらに多くの条件でシミュレーションを行うことによって安全率確保の必要性が小さくなる可能性もあり、式(2)を修正評価する余地も残されている。

一方、複断面蛇行河道の場合には、種々の条件下でのシミュレーション結果に基づいて、図5の関係を得た。これより、つぎの推定式を提案する。

複斷面蛇行河道低水路非水衝部 (平坦河床)
; $a=1.0$ (5)

また、複断面蛇行河道の堤防に関する α については、図 6 に示すシミュレーション結果より、堤防間諸元を用いてつきの推定式を提案する。

複断面蛇行河道堤防非水衝部 (平坦河床) : $\alpha = 1.0$ (7)

なお、 α の設定範囲については本文に詳述している。

以上の結果は、平坦河床の場合についてではあるが、単断面蛇行河道や複断面蛇行河道の水衝部における流速の割増し率の推定には単断面単湾曲河道の結果を適用しうることを示している。

単断面蛇行河道や複断面蛇行河道における平衡河床に対応する α の値は、河床洗掘の影響を受けて式(2)や式(4)よりも大きくなる。それについての推定式は得られていないが、上の結果から推察すればこの場合についても単断面単湾曲河道で求められている式(1)を適用しうる可能性がある。すなわち式(1)に示した設計流速の推定式は単断面単湾曲河道にとどまらず、蛇行河道や複断面河道のような河道条件に対しても汎用的に適用しうる可能性があると考えられる。しかし、これに関しては、今後さらにシミュレーションや実験による検討、さらに現地データの解析等により確かめていくことが必要である。

参考文献

- 1) 芦田和男・大槻英樹・劉 炳義・大本雄二・藤田 晓・中川哲志(1997)：多自然型護岸の実験的研究(2), (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所報告第3号。
 - 2) Colin R.Thorne, S.R.Abt, S.T.Maynord(1995) : Prediction of Near-Bank Velocity and Scour Depth in Meander Bends for Design of Riprap Revetments, River, Coastal And Shoreline Protection, Edited by Colin R.Thorne...et.al., John Wiley & Sons Ltd.
 - 3) 宇多高明・望月達也・藤田光一・平林 桂・佐々木克也・服部 敦・藤井政人・深谷 渉・平館 治(1997) : 洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動, 建設省土木研究所資料第3489号。
 - 4) 福岡捷二・藤田光一・森田克史(1988) : 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 建設省土木研究所資料第2635号。
 - 5) 山本晃一(1994) : 沖積河川学, (株)山海堂。

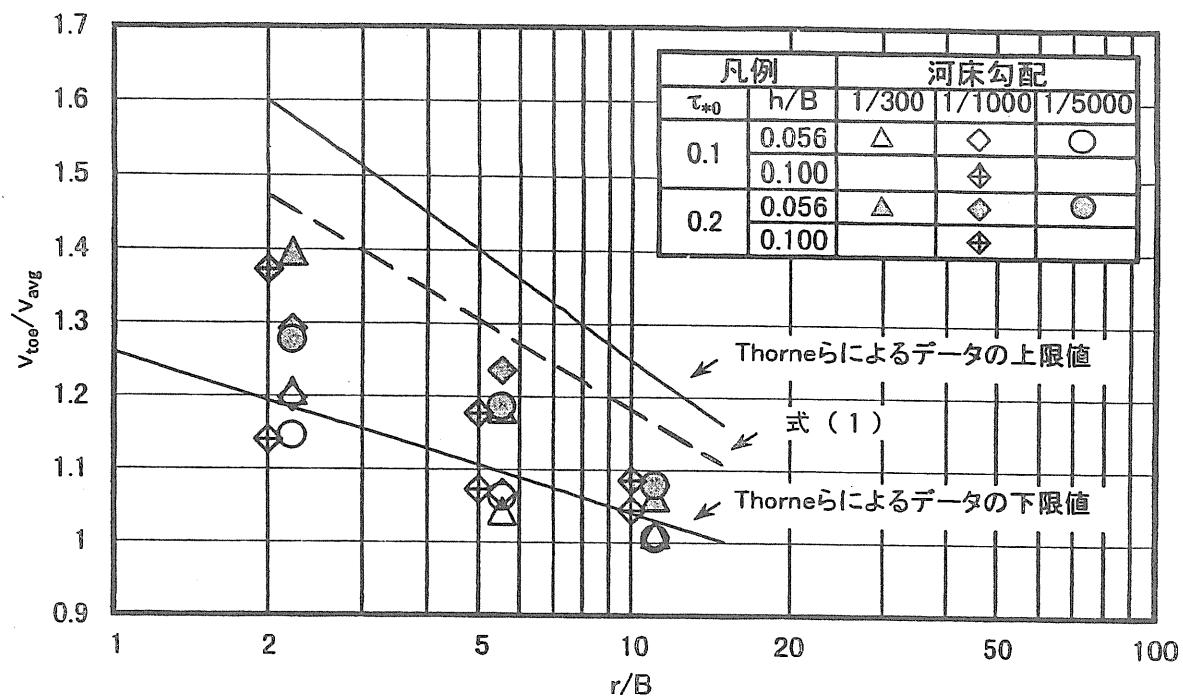


図1 平衡河床における v_{toe} / v_{avg} (湾曲角 90°)

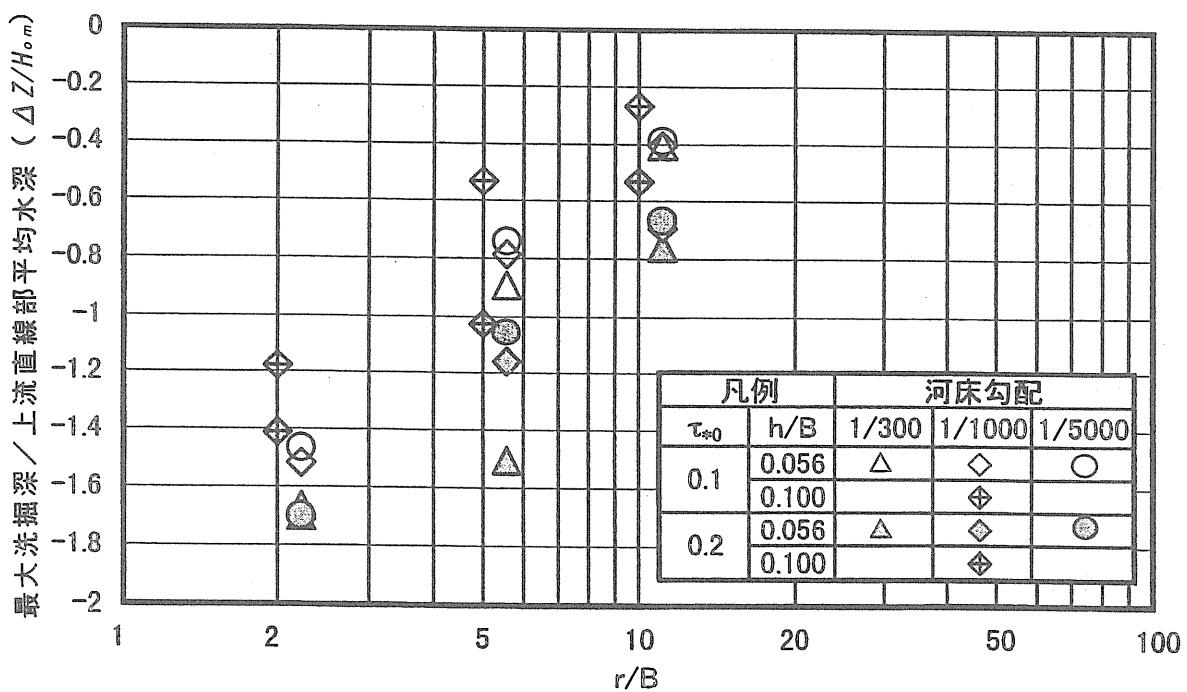
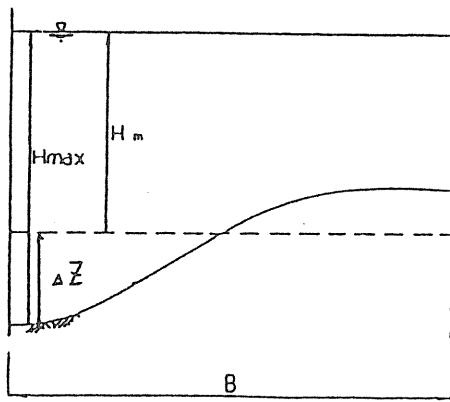


図2 シミュレーションにおける最大洗掘深



H_{\max} : 最大洗掘部までの水深
 H_m : 平均水深 ($= h$)
 (砂州なしの場合の水深)
 ΔZ : 平均河床からの洗掘深
 r : 河道曲率半径
 B : 川幅
 $H_{\max \cdot s}$: 砂州形成河川直線河道の場合
 の最大洗掘部までの水深

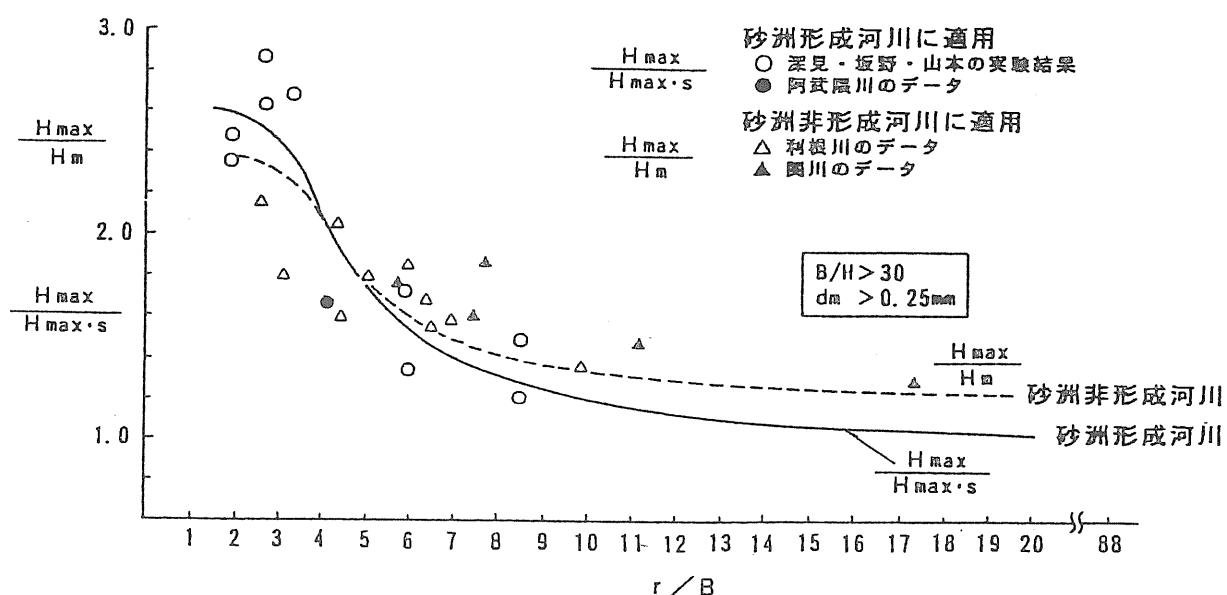


図3 湾曲部における H_{\max}/H_m 、 $H_{\max}/H_{\max \cdot s}$ と r/B の関係

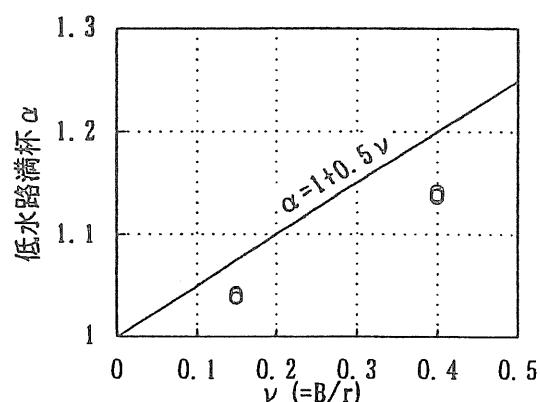


図4 低水路満杯時の ν と α の関係

高水敷水深3.5m

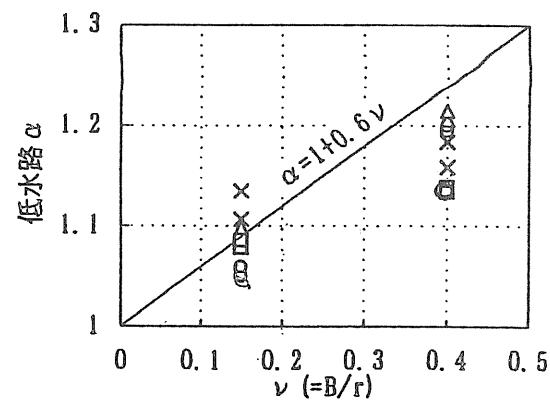


図5 高水敷冠水時の低水路の ν と α の関係

高水敷水深3.5m

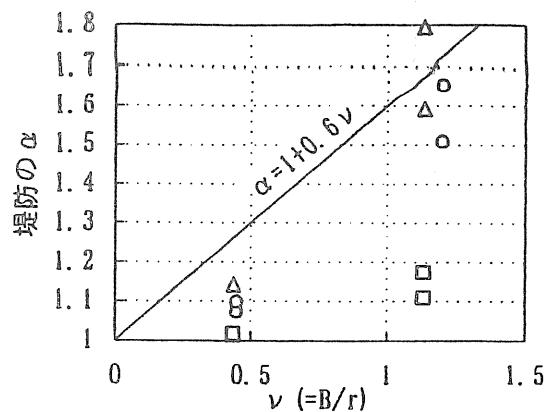


図6 高水敷冠水時の堤防の ν と α の関係

3-2. 湾曲部護岸設計のための外力評価

芦田 和男*・大槻 英樹**・劉 炳義***・大本 雄二****・藤田 曜*****

要旨

おもに空石張りによる多自然型護岸の設計指針を得るために、河道湾曲部外岸の護岸に働く外力評価の方法を検討する。護岸に働く外力として、護岸上の流れによる掃流力や護岸法尻における河床洗掘を考慮するものとし、代表的な湾曲角として90°単湾曲河道を対象とし、そこで流れの集中特性および河床形状特性を、水理模型実験や平面二次元数値シミュレーションにより調査する。また、その調査結果を、河道条件を表す数種類の無次元量を用いて整理し、護岸への外力を評価するための参考となる資料を提示する。さらに、90°以外の湾曲河道への適用性を考慮し、60°単湾曲河道についても若干の数値シミュレーションを行ってその特性を調査し、90°単湾曲河道の場合と比較して考察する。

1. はじめに

多自然型の川づくりにおいて、河岸を保護する必要がある場合には、できるだけ天然の素材を用い、多孔性・屈撓性に富んだ工法を採用することが望まれる。このような多自然型護岸の安定性については十分検討する必要があるが、現状では河岸に働く外力特性、多自然型護岸の破壊に対する抵抗力等について未知な点が多いため、今後、多自然型護岸を多くの川づくりに普及させてゆくためには、こういった護岸の安定性に関する水理学的な検討に基づいた設計の目安となる情報が切望される。本研究はこの問題に関して、特に河道湾曲部外岸に設置された空石張りの多自然型護岸を想定し、その合理的な設計指針の作成に資するデータを得ることを目的としたものである。

護岸の安定性を議論するに当たっては、その護岸に作用する外力(掃流力)を適切に評価することが重要である。すなわち、護岸近傍においてどれだけの流速が発生

するかを正確に見積もることが重要となる。しかし、こうした河道の流れの水理特性はその河道の河床変動特性と互いに密接に関連しているため、実際にはこの両者を精度よく予測する必要がある。

本稿では、こうした河道湾曲部における流れと河床変動を、主として数値シミュレーションにより再現する。そして、特に湾曲部外岸への流れの集中や法尻近傍の最大洗掘深に着目し、それらに対する種々の要因の影響特性を調べることとする。

流れの集中度合いを表す指標としては、既往の研究および著者らのこれまでの検討により、その有効性が確認されている v_{toe}/v_{avg} の値を適用する。ここに、 v_{toe} は湾曲外岸部法尻における水深平均流速の最大値、 v_{avg} は河道の断面平均流速である。ただし、断面平均流速 v_{avg} の値は直線河道におけるものとすれば簡単な水理計算で求めることができ、データ整理が容易であるため、本稿では v_{avg} を湾曲のアプローチ区間の直線河道における断面平均流速と定義して取り扱う。

なお、空石張り護岸の特性として、護岸の凹凸が流れに及ぼす影響を考慮に入れる必要がある。このため、護岸の石張りの構造と水の局所的な流れの関係を微視的に検討することも重要な研究課題の一つである。これに関し、本研究の数値シミュレーションにおいては、便宜上、空石張り護岸の凹凸は粗度を調節することにより評価する。また法覆工の崩落は通常の掃流砂と同様に扱うものとする。このような取り扱いは、実用性、簡便性を重視したものであるが、水理模型実験の再現計算によれば十分妥当であると考えられる。

2. 水理実験による検討河道湾曲部における流れの集中と護岸の安定性

著者らはこれまでに、緩傾斜河岸を有する90°単湾曲河道を対象にした移動床水理模型実験をベースに、二次

* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長

** 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員

*** 劉 炳義 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室 課長

**** 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所

***** 藤田 曜 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室

元河床変動計算をまじえ、空石張り護岸の安定性に関する検討を行ってきている¹⁾。ここでは、こうした水理模型実験により得られた湾曲部の水理特性に関する知見をまとめ、また、種々の条件で実施した実験結果に基づいて整理した空石張り護岸の安定条件について示す。

2. 1 実験の概要²⁾

90° 単湾曲河道の模型水路(図2・1)において、低水路河岸を護岸(法覆工と根固工、図2・2参照)により固定し、低水路床は移動床として、低水路満杯流量を通水し、河床形状が概ね平衡状態に達した後に、河床形状、流速の測定を行った。模型は縮尺1/50程度を想定しており、湾曲部の上下流にそれぞれ5m、4mの直線区間を設けている($r/B=2$ の場合)。実験ケースを表2・1に示す。

実験では、図2・1のNo.-1からNo.11の代表的な断面で、横断方向に10cmピッチ(ただし法尻付近は5cmピッチ)、水深方向には、河床から5mm、10mm、20mm、以降20mm毎に測定可能な高さまで、流向、流速をタフトおよびプロペラ式流速計で測定した。また、各断面の

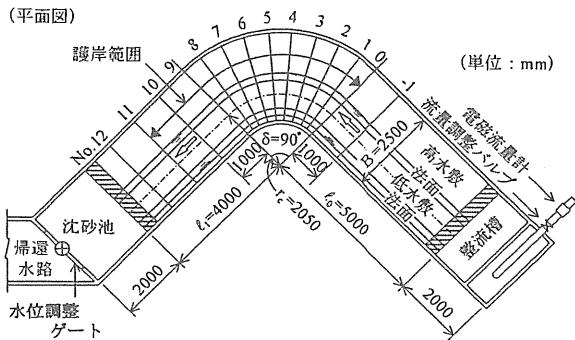


図2・1 模型装置及び測線No.

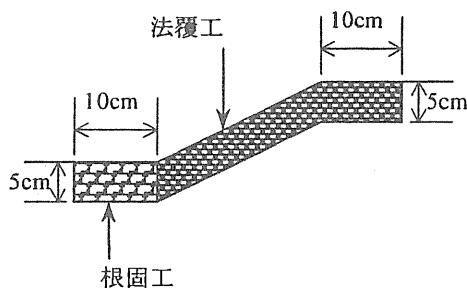


図2・2 法面部付近横断形状

表2・1 実験ケース

No.	河床勾配	法面勾配	河幅 ¹ B(m)	曲率半径 r(m)	r / B	河床粒径 (mm)	法覆工粒径 (mm)	根固工粒径 (mm)	流量 ² (l/s)
7	1/500	1:2	1.00	-2.05	2.05	1.13	5.34	9.75	40.4
1			5.00	5.00	0.70	2.86	5.34		

*1 法面中央間距離 *2 低水路満杯流量

河床高を連続式砂面計により、水位をサーボ式水位計により、それぞれ測定した。

2. 2 湾曲部の水理特性

図2・3は、それぞれの実験ケースで測定した水深平均流速の分布を、湾曲上流の直線部における断面平均流速に対する割合の値で整理したものである。 r/B の大きさにかかわらず、外岸側に流れが集中している様子が窺えるが、その集中する場所が r/B によって変化し、 $r/B=2$ ではNo.8より下流、 $r/B=5$ ではNo.6より下流となっている。

河床変動量についても、 $r/B=5$ では外岸の深掘れの発生箇所が $r/B=2$ に比べて上流に位置し、洗掘量は小さいという結果を得ている。これらの特徴は、後述の二次元数値シミュレーションモデルを用いた再現計算¹⁾でも同様に認められている。水理実験とその再現計算の結果から総合的に考察すると、湾曲部の水理特性を以下のようにまとめられる。

- ① 最も深掘れが生じる断面は r/B によって変化し、概ね上流直線部内岸の延長線が外岸に達する点のすぐ下流となる。
- ② 深掘れの程度は、 r/B が小さいほど大きくなる。
- ③ 外岸で最も速い流速が発生する場所は、最大洗掘深が発生する断面より更に下流である。

外岸側岸部における最大流速の程度は、水理実験の結果、 $r/B=2$ と $r/B=5$ であまり変化がなく、直線部断面平均流速の2割増し程度である。なお、再現計算においては、 r/B の増加に伴って側岸部最大流速が小さくなる傾向が認められた。

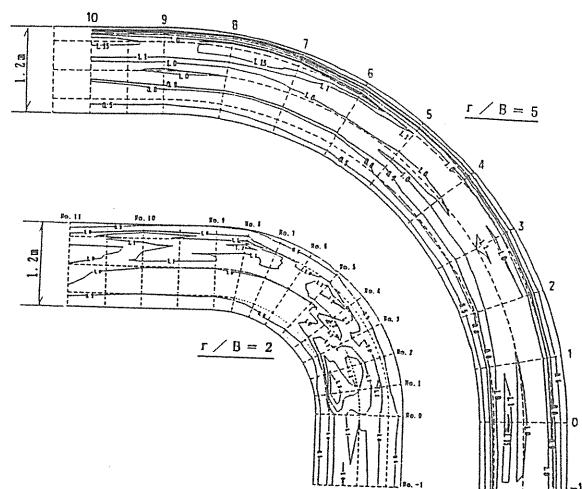


図2・3 (水深平均流速／直線部断面平均流速) の分布

2.3 空石張り護岸の安定条件³⁾

上述の模型において、護岸が侵食を受ける可能性がある条件を想定して実験ケースを設定し、定常流を3時間以上通水することにより、護岸の安定性を検討した。実験ケースは表2・2に示すとおりで、法面勾配、法覆工粒

径等がパラメータとなっている。同表には実験結果を、側岸侵食が発生し危険とみなされる場合(●), 殆ど侵食を受けない場合(○), 侵食は受けたが河岸は保護されている場合(◐)に分類して記している。

図2・4は、これらの結果を(直線河道側岸部斜面上のLaneの式による限界摩擦速度 u_{*sc0} /直線部の断面平均

表2・2 空石張り護岸の安定性に関する実験ケースおよび実験結果

No.	河床勾配	法面勾配	河幅 [*] B(m)	曲率半径 r(m)	r/B	河床粒径 (mm)	法覆工粒径 (mm)	根固工粒径 (mm)	流量 ^{*2} (ℓ/s)	実験結果
a	1/1000	1:2	1.00	2.05	2.05	1.13	—	—	38.9	●
b		1:5					—	—	35.5	●
c							—	—	40.4	●
d							5.34	9.75	40.4	○
e	1/500	1:2	1.00	2.05	2.05	1.13	5.34	—	40.4	○
f							5.34	5.34	40.4	◐
g							2.86	—	40.4	●
h	1/500	1:3	1.00	2.05	2.05	1.13	2.86	—	40.0	●
i							—	—	38.2	●
j	1/500	1:5	1.00	2.05	2.05	1.13	5.34	9.75	38.2	○
k							2.86	—	38.2	○
l	1/300	1:2	1.00	2.05	2.05	1.13	2.86	5.34	51.0	●
m		1:3					5.34	—	50.0	○
n	1/200	1:2	1.00	2.05	2.05	1.13	2.86	5.34	60.0	●
o	1/500	1:2	1.00	1.00	1.00	0.70	2.86	5.34	40.4	●
p			5.00	5.00			2.86	—	40.4	●

*1 法面中央間距離 *2 低水路満杯流量

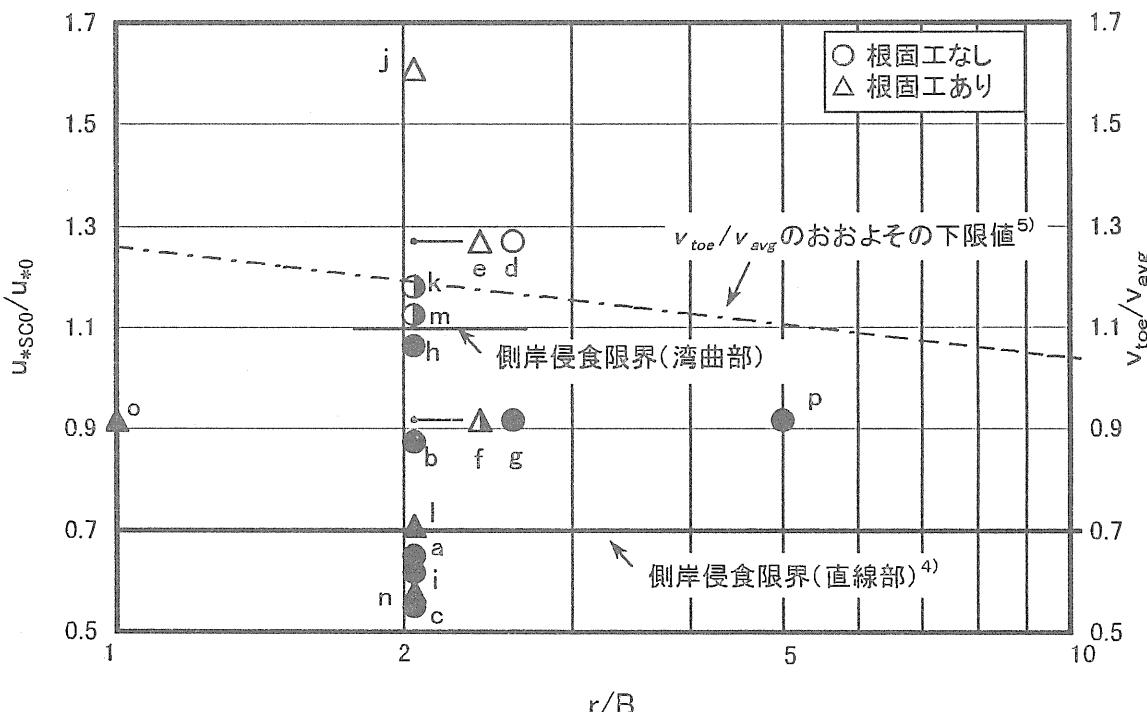


図2・4 側岸侵食限界

摩擦速度 u_{*0}) と r/B の平面上にプロットしたものである。直線河道側岸部における土砂の移動限界は、 $u_{*sco}/u_{*0} = \sqrt{\tau_{*sco}/\tau_{*0}} = \sqrt{0.5} \approx 0.7$ といわれているが⁴⁾、図 2・4 で $u_{*sco}/u_{*0} > 0.7$ でも黒塗りの結果となっているのは、湾曲部における流れの集中や二次流の影響で、湾曲側岸部の u_{*} が直線河道側岸部のそれより大きくなっていることを示唆するものである。

また、 $r/B=2$ での安全・危険の境界が縦軸の 1.1 付近に現れていることは、図 2・3 に示した様に側岸侵食を受けやすい No. 9 付近より下流の外岸側で直線部の断面平均流速の 1 ~ 2 割増し程度の流速が発生していることとおおよそ符合する。すなわち、摩擦速度の集中度と水深平均流速の集中度はほぼ等しいと考えて差し支えないものと思われる。

のことと前述の湾曲部での水理特性を考え合わせると、側岸への外力は(外岸法尻における水深平均流速の最大値 v_{toe} / 直線部の断面平均流速 v_{avg}) の値で評価することができ、側岸侵食の発生領域は図 2・4 の点線⁵⁾(目盛りは右側)で示した流速の現地実測データに基づく流れの集中度合いに対応する傾向をもつ境界線で表現できることが予想される。

またケース f, g により根固工の効果を検討した結果、根固工を施した f の方が護岸の安定性が高いことが認められ、根固工が重要な役割を果たすことが確認された。

3. 数値シミュレーションによる検討

前章 2. に示したように、湾曲部の側岸侵食にかかわる外力の評価指標として v_{toe}/v_{avg} の値を考慮することが有用であると考えられる。 v_{toe}/v_{avg} の値に影響を及ぼすであろう因子として図 2・4 のようにまず r/B が挙げられるが、それ以外にも検討すべきパラメータは存在する。すなわち、 v_{toe}/v_{avg} は河道の幾何学的形状、流れの慣性力や抵抗特性等に支配されるものと考えられ、ここでは r/B の他に、上流直線区間でのフルード数 Fr_0 、水深と川幅の比 h/B 、直線部無次元掃流力 τ_{*0} といった無次元量に着目し、 v_{toe}/v_{avg} との関係を数値シミュレーションにより調べる。

また、湾曲角については、螺旋流の発達特性に関する知見より、設計外力評価の視点からは 90° 湾曲を想定しておけば十分であろうとの考え方からこれを主たる検討条件とするが、影響比較のケースとして 60° 湾曲の計算も行う。

3. 1 数値モデルの概要

河道流れおよび河床変動に関する数値シミュレーションについては、これまで多くの研究が行われてきた。それらの研究は流れ場の扱い方によって、大きく二次元モデルと三次元モデルに分けられる。

河道流れを三次元モデルで計算する場合には、清水⁶⁾が指摘したように境界条件のモデル化の難しさに加えて二次元モデルと比較してかなりの計算時間を必要とするため、幅広い検討を行うには現時点においてまだ無理があると思われる。現時点で実用性の観点から見れば、二次元モデルは、三次元性の強い局所流れの表現には無理があるものの、一般的な実河川の河床変動に関してはほぼ十分な精度の解析を行うことができると考えられる。

そこで、今後の幅広い応用を想定し、従来の著者らの研究成果⁷⁾を基に、平面二次元浅水流モデルを用いた実用性・汎用性のある二次元河床変動シミュレーションモデルを構築した⁸⁾。

このモデルは、任意の平面形状をもつ河道にも容易に応用できるよう、直交曲線座標系を採用している。また、掃流砂量の算定には、縦・横断勾配の影響を考慮したモデルを用い、二次流の底面流速については Engelund の発達した螺旋流による底面流速式で評価している。

空石張り護岸を施した河道において実施した複断面湾曲部の流れと河床変動に関する実験結果との比較により、モデルの妥当性が検証されている^{1), 9)}。

3. 2 検討ケースおよび計算条件

計算対象流路は模型実験水路と同様の形態の 90° 単湾曲河道および比較検討用の 60° 単湾曲河道であるが、実験スケールではなく現地スケールを想定しており、川幅 B は 100m 程度とする。また、湾曲上下流部に設ける直線区間は上流下流とも長さ 500m としている。計算メッシュの格子幅は、横断方向 5m × 縦断方向 10m 程度である。初期の水路横断形状は図 3・1 のようであり、法面は侵食されないものとして計算を行う。河道諸元(特に無次元量)は、わが国において多自然型川づくりが適用されると考えられる河道条件の範囲を想定して設定した。計算ケースの一覧を表 3・1 に示す。

なお、Case-2B- 法は、空石張り護岸の粒径の効果とし

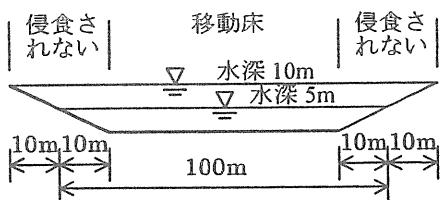


図 3・1 計算水路横断図

表 3・1 数値シミュレーション計算ケース

ケース名	湾曲角 (deg)	初期水 深h(m)	τ_{*0}	湾曲部の 曲率半径 r(m)	水路幅 B(m)	r/B	河床勾配	河床粒径 dm(cm)	粗度係数 n *1	流量 (m ³ /sec)	断面平均 流速v _{avg} (m/s)	フルード 数Fr ₀	
Case-1A	90	5.0	0.1	200	90.0	2.222	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-1B							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-1C							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-2A				500		5.556	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-2B							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-2C							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-3A				1000		11.111	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-3B							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-3C							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-1A-細	90	5.0	0.2	200	90.0	2.222	1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-1B-細							1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-1C-細							1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233	
Case-2A-細				500		5.556	1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-2B-細							1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-2C-細							1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233	
Case-3A-細				1000		11.111	1/300	5.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-3B-細							1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-3C-細							1/5000	0.3	0.025	735	1.633	0.233	
Case-1B-深	90	10.0	0.1	200	100.0	2.000	1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463	
Case-2B-深							5.000	1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-3B-深							10.000	1/1000	6.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-1B-深細	90	10.0	0.2	200	100.0	2.000	1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463	
Case-2B-深細							5.000	1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-3B-深細							10.000	1/1000	3.0	0.030	4,580	4.580	0.463
Case-2B-根 ^{*2}	90	5.0	0.1	500	90.0	5.556	1/1000	3.0	0.030	1,340	2.978	0.425	
Case-2B-法 ^{*3}	90	5.0	0.1	500	90.0	5.556	1/1000	3.0	0.030	1,310	2.911	0.416	
Case-1A-60	60	5.0	0.1	200	90.0	2.222	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-1B-60							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-1C-60							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-2A-60				500		5.556	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-2B-60							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-2C-60							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-3A-60				1000		11.111	1/300	10.0	0.035	2,120	4.711	0.673	
Case-3B-60							1/1000	3.0	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-3C-60							1/5000	0.6	0.025	735	1.633	0.233	
Case-1B-60細	60	5.0	0.2	200	90.0	2.222	1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429	
Case-2B-60細							5.556	1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429
Case-3B-60細							11.111	1/1000	1.5	0.030	1,350	3.000	0.429

^{*1} [Case-2B-根], [Case-2B-法]を除いて低水路床と法面に一様の粗度を与える。^{*2} [Case-2B-根]では, [Case-2B]の法尻に幅5mの根固工(侵食されない)を施し, その粗度係数を低水路床粗度係数の1.5倍とする。^{*3} [Case-2B-法]では, [Case-2B]の条件に対して、法面の粗度係数を低水路床粗度係数の1.5倍とする。

て、法面粗度の影響を評価するために行う。すなわち、河岸法面部分の粗度係数を、水路床のそれとは別に設定する。Case-2B-根は根固工の影響を評価するために行う。

3. 3 湾曲角 90° のケースにおける湾曲部外岸への外力特性

図3・2は、表3・1に示したケースのうち湾曲角 90° のケースを対象に、河床が概ね平衡状態に達した時点での v_{toe}/v_{avg} と r/B の関係を、 h/B , τ_{*0} , Fr_0 をパラメータとして示したものである。また、河床変動の進行状況に応じた流れ場の変化を見るため、図3・3では初期の平坦河床上における流れの計算結果を同様の図式で示している。以下、数値計算の結果に基づいて v_{toe}/v_{avg} に対する

各パラメータの影響について考察する。

a) 河床形状による影響

図3・2、図3・3より、全般的に、 v_{toe}/v_{avg} は初期平坦河床時よりも平衡河床時の方が大きくなり、砂州の発達や外岸の河床洗掘に伴って流れの外岸への集中度が増す傾向にあることがわかる。

そこで、流れの集中度合いと河床変動の関係を明らかにするため、図3・2に対応して図3・4に各ケースの初期河床からの河床変動量を整理した。図3・4では、最大堆積高と最大洗掘深の値を上流直線部の平均水深に対する割合で表している。

v_{toe}/v_{avg} と同様、河床変動の程度は r/B が小さいほど大きい。また、 τ_{*0} が大きいほど河床変動の程度が大きい傾向も見られる。一般的に、河床変動の程度が大きいと

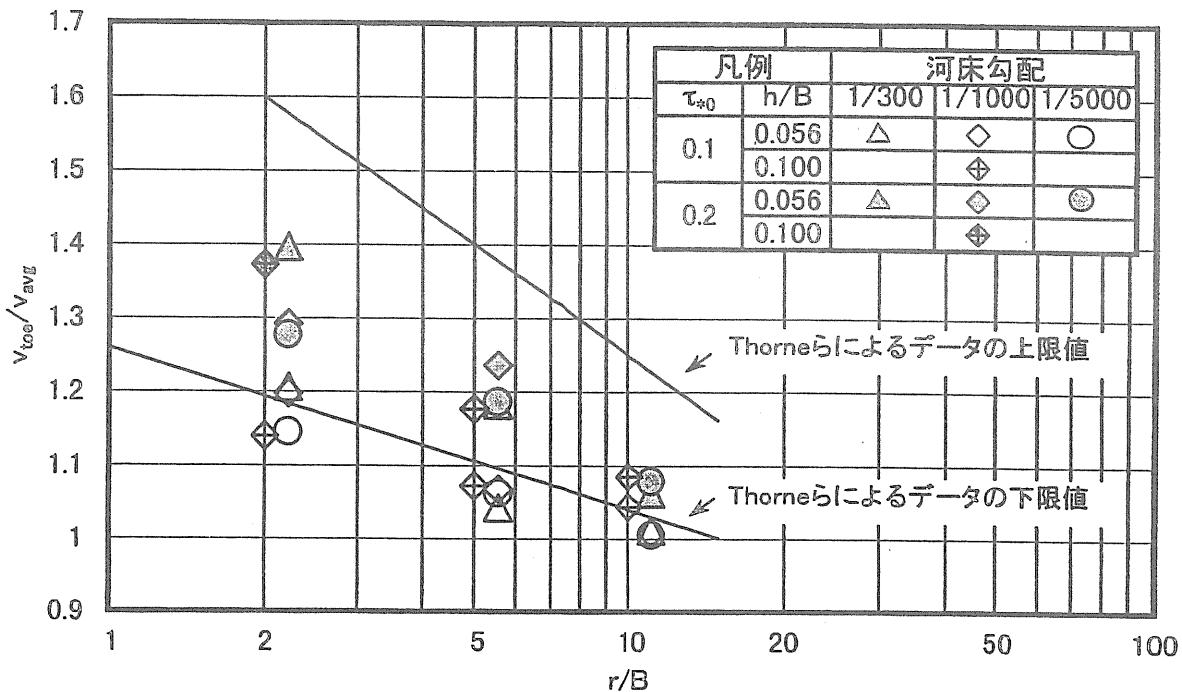


図3・2 平衡河床における v_{toe}/v_{avg} (湾曲角90°)

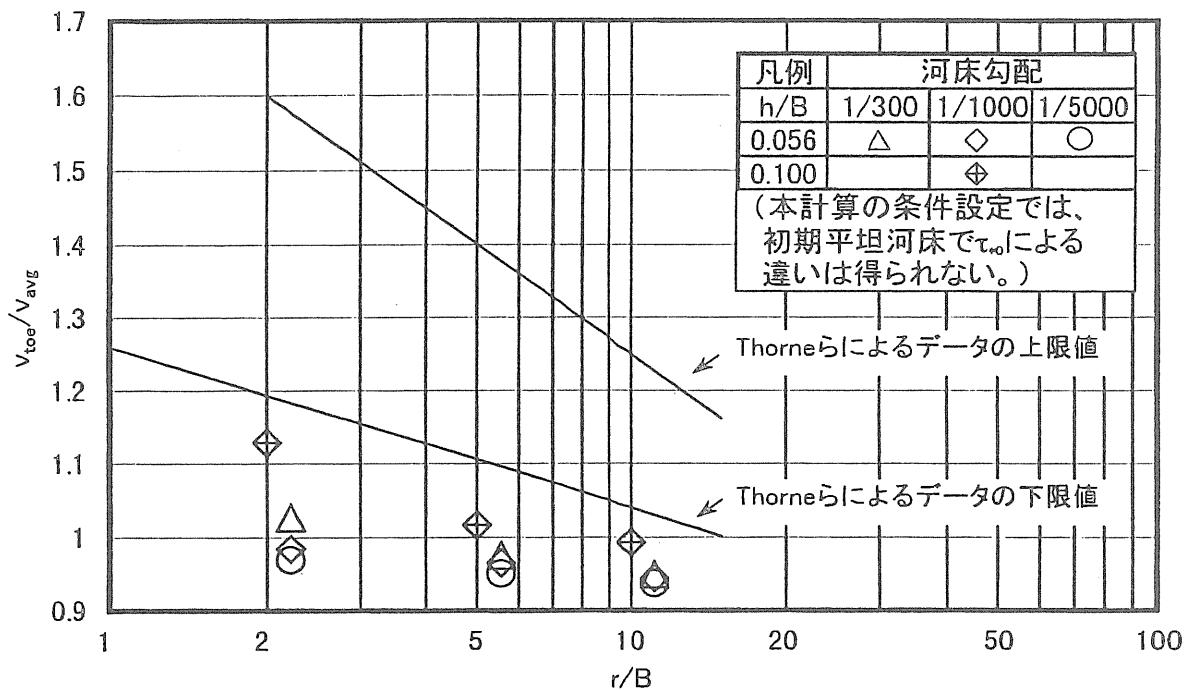


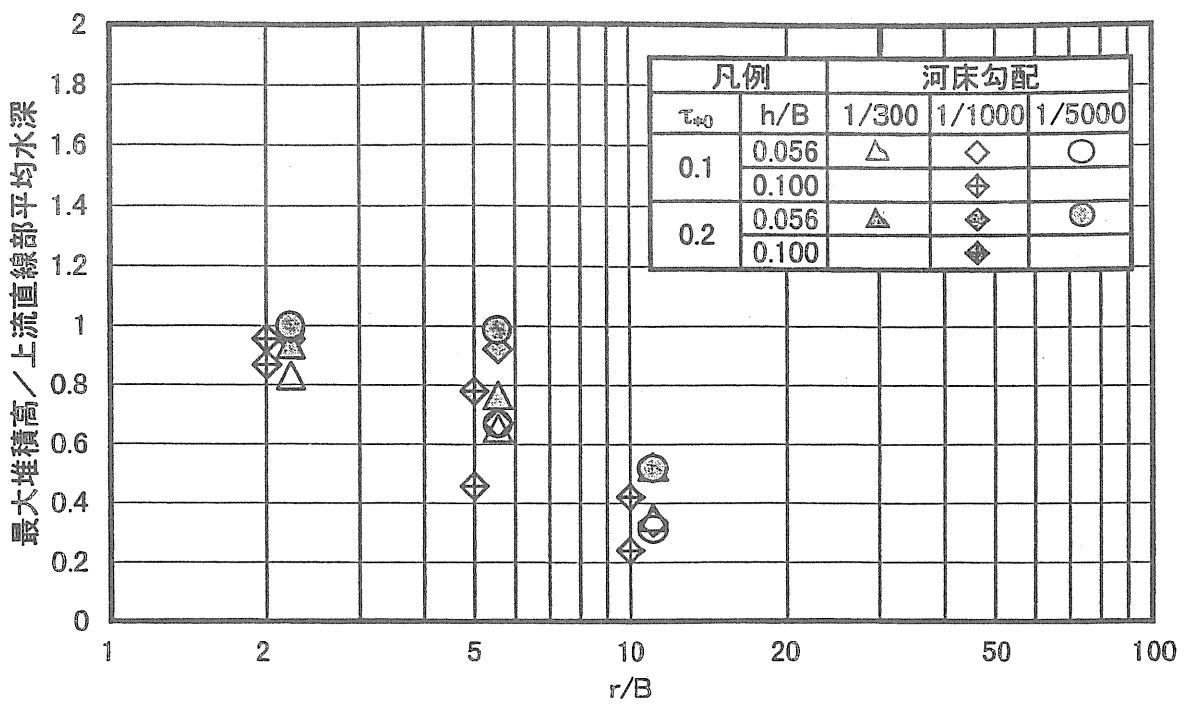
図3・3 平坦河床における v_{toe}/v_{avg} (湾曲角90°)

外岸での流速も大きくなる傾向にあると言える。

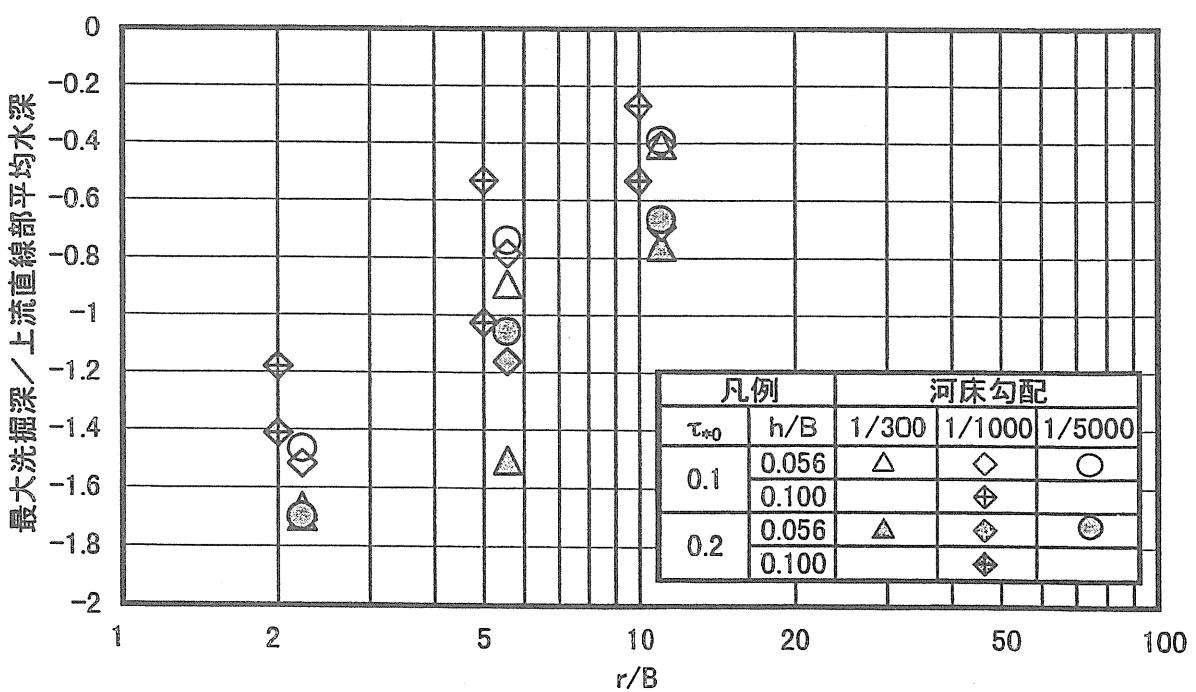
b) r/B の違いによる影響

r/B が小さいほど v_{toe}/v_{avg} が大きいという傾向は既往の研究成果⁵⁾と一致するが、定量的には全般に文献⁵⁾より小さな値となっている。これは v_{toe} の定義の違いによるものと考えられる。すなわち、本研究では前述のよ

うに v_{toe} を外岸法尻線上の水深平均流速の最大値としているのに対し、文献⁵⁾では根固工上の水深平均流速の最大値としている。よって、後者の v_{toe} の定義の範囲は若干広く、河岸の安定性評価に関する外力としてはやや過大評価になると考えられ、その意味で図3・2に示す上側の限界値は安全側の目安として評価できる。



(i)



(ii)

図3・4 最大堆積高と最大洗掘深

c) フルード数 Fr_0 の違いによる影響

r/B が小さいときは Fr_0 による違いがある程度見られるが、 r/B が大きくなると Fr_0 による違いは認められなくなる。

これは、外岸への流れの集中が河床形状に支配されるのに対して、図 3・4 からも推測されるように、 Fr_0 による河床形状への影響があまり顕著でないことによると考えられる。このことから、 v_{toe}/v_{avg} の評価には Fr_0 に着目するよりも、むしろ河床粒径との関係で、後述する τ_{*0} 等に着目することが大切と思われる。ただし、 r/B が小さい場合には Fr_0 にも着目するべきであると思われる。

d) h/B の違いによる影響

同じ τ_{*0} 、 Fr_0 で比較すると、平坦河床では h/B が大きいほど v_{toe}/v_{avg} が大きいという特徴が見られる。しかし、平衡河床では h/B による違いは明瞭でなく、少なくともここでの検討範囲ではあまり支配的な要因ではないと考えられる。

e) 無次元掃流力 τ_{*0} の違いによる影響

τ_{*0} が大きい方が、 v_{toe}/v_{avg} が大きいという傾向が明確に見られる。

これは、前述したように、 τ_{*0} が大きいと河床変動の程度も大きいという傾向によるものと思われる。 τ_{*0} の違い(粒径の違い)によって河床変動の程度が異なるのは二次流の働きが大きく影響していると考えられ、二次流の見積もりを適切に行うことが重要であることが確認された。

f) 法面と低水路河床の抵抗係数の差異の影響

表 3・2 は、Case-2B- 法および Case-2B- 根における v_{toe}/v_{avg} と r/B の値を、Case-2B と比較して示したものである。法面の粗度を低水敷の粗度の 1.5 倍とすることにより(Case-2B- 法)、 v_{toe}/v_{avg} の値は小さくなり、平衡河床でみると、外岸流速が 1 割程度小さくなる。この結果は粗度による影響のおよその目安として有用である。

g) 根固めの有無の違いによる影響

法尻に根固工を置くことにより(Case-2B- 根)、洗掘が若干抑制され、法面に流速低減の効果が現れ、 v_{toe}/v_{avg} の値の低下がみられる。

水理実験では根固工の設置により護岸の安定性が増すことが確認された。この原因の一つとして、上述のような流速低減効果が挙げられる。

以上より、河道湾曲部外岸に作用する外力は図 2・4 や図 3・2 の様な平面上で推定できると考えられる。その際、 r/B の他に、ここで検討した水理パラメータの影響を考慮して、各地点ごとの外力評価を行うことが重要であることが明らかとなった。

今回の検討の結果、 v_{toe}/v_{avg} は湾曲部の平面形状と河

床形状の影響を強く受けることが明らかとなり、外岸にかかる外力評価は最終的には湾曲部での洗掘や堆積の度合いを予測することにつながる。平面形状は r/B で代表され、また、河床形状に大きな影響を及ぼすパラメータは r/B と τ_{*0} である。したがって、この 2 つのパラメータに着目することの重要性が明らかとなった。

3. 4 湾曲角の違い(90° と 60°)が湾曲部外岸への外力特性に及ぼす影響

実河川において湾曲部外岸に作用する外力を考える場合、様々な角度の湾曲を対象とすることになるため、今回重点的に調べた湾曲角 90° の場合の水理現象を基準に、湾曲角の異なる河道に対してどのように拡張して適用するかが問題となる。ここでは代表として湾曲角 60° の場合の計算結果と 90° の場合の計算結果を比較することにより、湾曲角が異なる河道における流れの集中特性の違いを検討し、データの汎用化に向けての考察を行う。

3. 4. 1 流れの集中度の評価

図 3・5 は、表 3・1 に示した計算ケースのうち、湾曲角 60° のケースとそれに対応する湾曲角 90° のケースにおいて得られた平衡河床の v_{toe}/v_{avg} と r/B の関係を、図 3・2 と同様に、上流直線区間でのフルード数 Fr_0 、直線部無次元掃流力 τ_{*0} といった無次元量をパラメータとして示したものである。また、図 3・6 では、河床変動の進行状況に応じた流れ場の変化を見るため、図 3・3 と同様に、初期の平坦河床上における流れの計算結果を示している。

これらの図より、湾曲角の違いが v_{toe}/v_{avg} に与える影響について、以下のことがいえる。

- ① r/B が大きいとき($r/B=5$ または 10 のとき)、 τ_{*0} が小さければ、 60° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} と 90° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} の間にほとんど差異は見られない。しかし、 r/B が小さいとき($r/B=2$ のとき)は、 60° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} は、 90° 湾曲河道のそれに比べて小さくなっている。
- ② r/B の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いについては、 60° 湾曲河道では 90° 湾曲河道ほど顕著でない。
- ③ 60° 湾曲河道においても、 r/B が小さいときは Fr_0 による違いがある程度見られ、 Fr_0 が大きいほど v_{toe}/v_{avg} が大きい。これは、 90° 湾曲河道の場合と全く同様である。
- ④ また、上流直線区間の無次元掃流力 τ_{*0} が大きいと

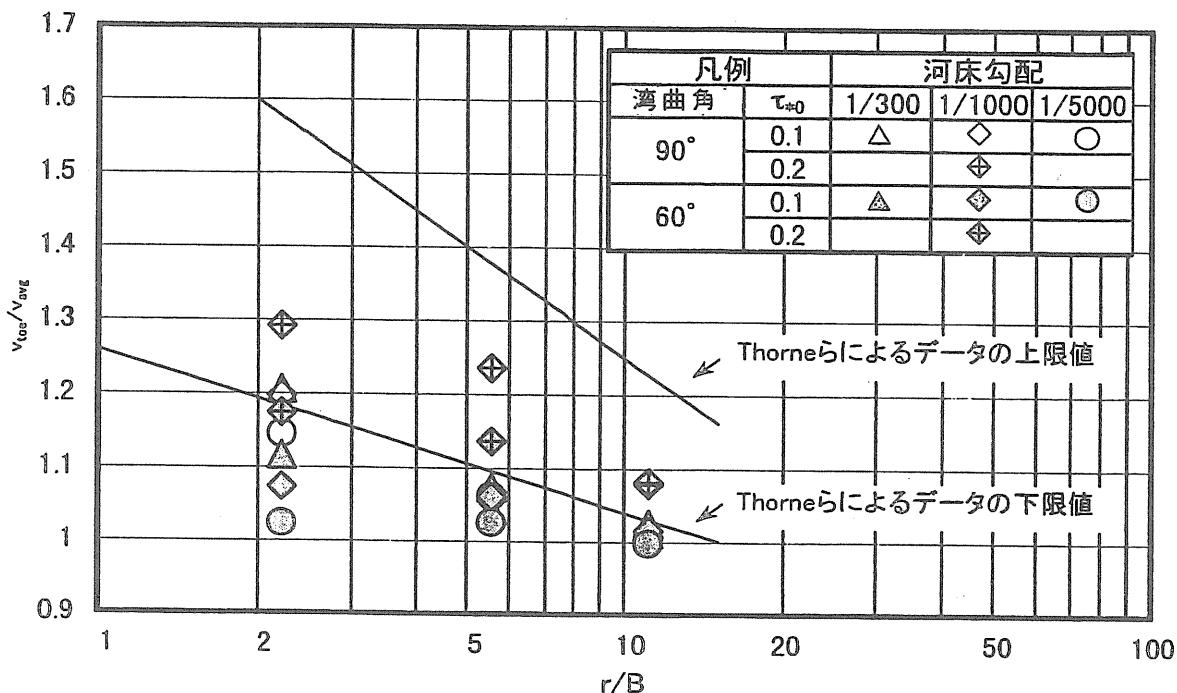


図3・5 平衡河床における v_{toe}/v_{avg} (湾曲角90°と60°の比較)

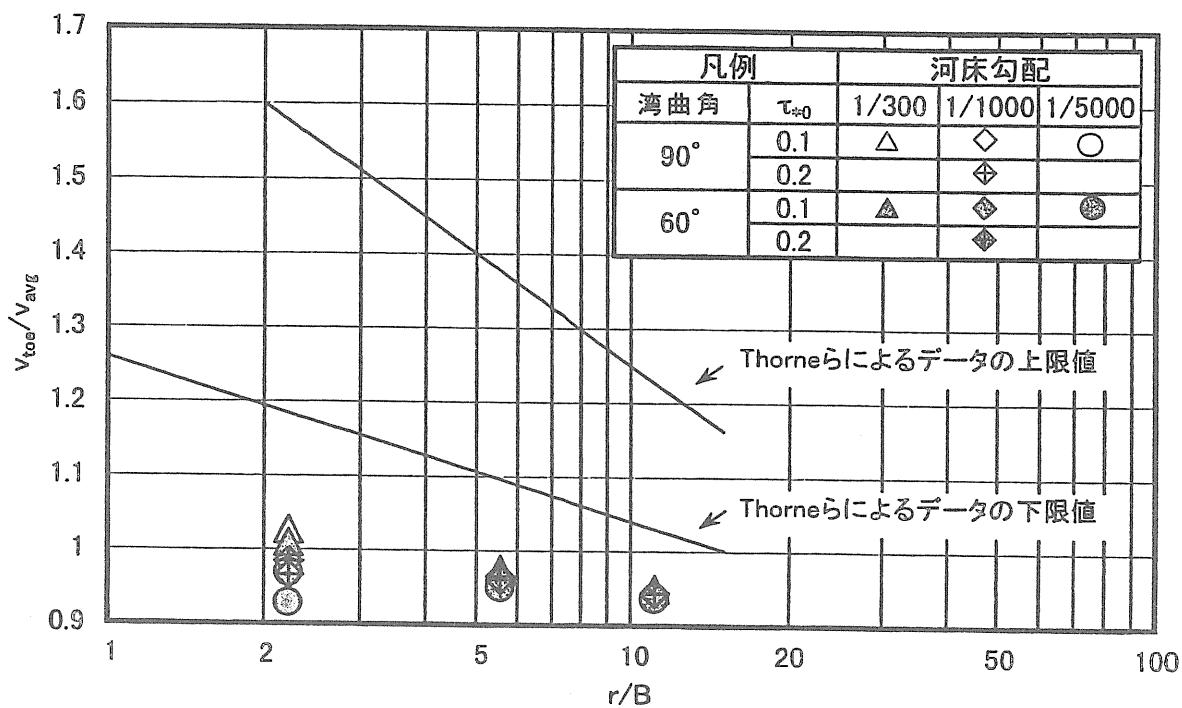


図3・6 平坦河床における v_{toe}/v_{avg} (湾曲角90°と60°の比較)

きほど v_{toe}/v_{avg} が大きい。これも、90°湾曲河道の場合と全く同様である。

- ⑤ 初期平坦河床の v_{toe}/v_{avg} の値は平衡河床時のそれに比べて小さく、 r/B の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いはほとんど見られず、また、湾曲角の違いによる v_{toe}/v_{avg} の違いもほとんど見られない。

以上、全体的に見て、他の水理条件が等しければ、60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} が 90° 湾曲河道のそれより大きくなることはない。よって、60° 湾曲河道において、同じ条件(r/B や τ_{*0} など)の 90° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} で評価すれば、安全側の条件を与えることになる。

問題は、そうすることによって必要以上に過大な設計

とならないかどうかである。これについて図3・5より考えると、 r/B が5程度以下で且つ τ_0 が0.2程度以上のとき、および、 r/B が2程度以下のときには湾曲角の違いによる差が比較的大きくなるため、そのような条件の河道では90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} を幾分割り引いて設定できるものと思われる。

今回の対象条件の場合、上記領域における v_{toe}/v_{avg} の割引率は10～15%程度であり、掃流力に換算すると20～30%となる。この違いに対する法覆工材料の移動限界粒径の違いもやはり20～30%であり、設計現場の状況に応じてこれを考慮するなり、安全率の確保のために考慮しない等を判断する必要がある。

割引率を採用する場合には、種々の水理パラメータの信頼性が高いことが必要条件であり、そうでない場合には、90°湾曲河道で得られた計算値を基準に設計検討を行うべきであろう。

3. 4. 2 法尻部水深平均流速および河床変動量の場所的变化

以上の検討により、湾曲角の違いによって v_{toe}/v_{avg} の値がある程度変化し、 r/B が小さいときおよび τ_0 が大きいときに湾曲角の影響が現れやすいことが明らかとなった。ここではさらに流れの集中過程の特徴について調べることにより、湾曲角の影響がどのような機構によって現れるのかについて考察する。ここで着目したのは、60°湾曲河道の流速集中過程が、90°湾曲河道の偏角60°までの区間のそれと同等なのか、それとも異なる過程なのかということであり、これにより湾曲角の影響が単に流下距離の無次元量の違いとして現れるのか、それとも流れの構造の変化が生じるのかを明らかにする。

図3・7は、「湾曲上流端からの距離／湾曲半径」を横軸にとり、河床勾配1/1000、 $\tau_0=0.1$ のケースを対象に、平衡河床時の $v_{toe(i)}/v_{avg}$ ($v_{toe(i)}$ は断面*i*の法尻での水深平均流速)の縦断変化の様子を描いたものである。各図は、湾曲角がそれぞれ90°と60°であり、その他の条件はすべて同じである2つのケースを比較して描いている。

これらの図から、湾曲角の違いが v_{toe}/v_{avg} の値に与える影響について、以下のことがいえる。

- ① 90°湾曲、60°湾曲とともに、 r/B や τ_0 の条件によらず、 $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の最大値(v_{toe}/v_{avg})は湾曲が終わって直線部に入ったところで現れる。
- ② 各ケースとも、湾曲部から直線部に入ったところで $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の増加率が高まる現象がみられる。これは、流線の曲率半径が急激に変化する影響が現れているものであり、影響の度合いは、 r/B が小さいほど大きく、

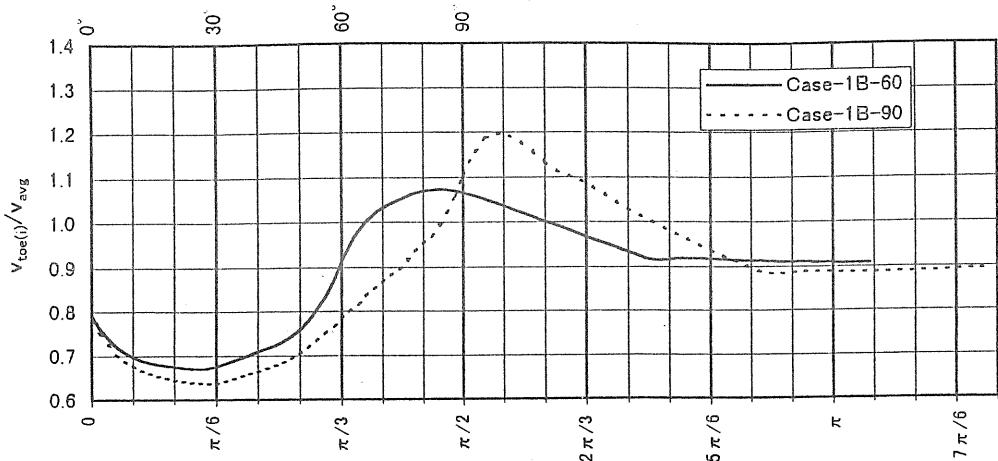
湾曲角による差はあまりみられない。ただし、 r/B が大きいときは $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の縦断変化が小さいため、図においてはこの現象が目立ってみえている。

- ③ $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の最大値(v_{toe}/v_{avg})に着目すると、 r/B が大きいとき($r/B=5, 10$ のとき)、60°湾曲と90°湾曲ではほとんど差がないが、 r/B が小さいとき($r/B=2$ のとき)、60°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} は90°湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} に比べて小さい。ただし、 τ_0 が大きいとき($\tau_0=0.2$ のとき)、 $r/B=5$ でも両者に差異がみられる。これらのこととは既に図3・5からも読みとれる。
- ④ 湾曲入口から偏角60°までの $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の変化過程をみると、 r/B が大きいとき($r/B=5, 10$ のとき)、60°湾曲と90°湾曲とではほとんど差がない。ところが、 r/B が小さいとき($r/B=2$ のとき)、60°湾曲の方が90°湾曲に比べて $v_{toe(i)}/v_{avg}$ が速やかに増加する。

上記④について、湾曲入口から偏角60°までの流速分布が河床形状とどのような関係にあるかを調べるために、各ケースの断面最大堆積高および断面最大洗掘深と上流直線部平均水深の比の縦断変化を示したものが図3・8である。これらの図よりわかるように、いずれのケースにおいても湾曲入口から偏角60°までの区間の断面最大堆積高および洗掘深は60°湾曲と90°湾曲とでほとんど差がない。すなわち、この区間の河床形状は両者ではほぼ等しいと考えて差し支えないであろう。したがって、この区間の $v_{toe(i)}/v_{avg}$ の増加過程の違いは当該区間の河床形状の違いに起因するものではなく、下流区間の水理特性の影響を受けた現象と考えることができる。それと同時に河床変動は下流区間の影響をあまり受けないことが明らかとなった。

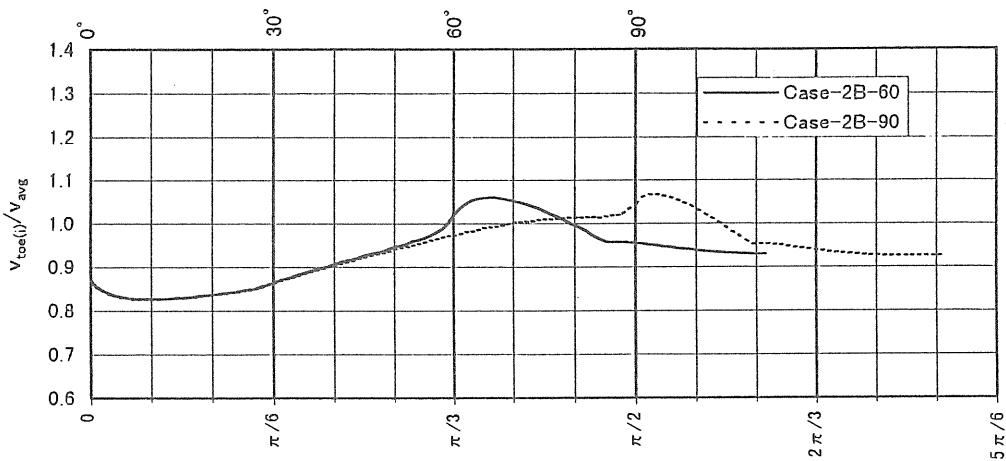
一方、各ケースの法尻線上での水位の縦断変化について示すと図3・9のとおりであり、 r/B が小さいとき($r/B=2$ のとき)、60°湾曲の方が90°湾曲に比べて水位が低くなっていることがわかる。すなわち、 r/B が小さいときに90°湾曲河道では遠心力による外岸水位のせき上げが継続してその影響がある程度上流まで及んでいるのに対し、90°湾曲河道では遠心力の影響が比較的速く消滅し、湾曲部外岸水位の低下が早まっている。この傾向は、 r/B が小さいほど強く現れる。このような湾曲出口部での縦断水面勾配の増加が外岸流速の駆動力の一つとなり、その差が上記④の結果につながっているものと考えられる。

なお、図3・8において、偏角60°以上の区間の断面最大堆積高および洗掘深の縦断変化をみると、90°湾曲河道においては、 $r/B=5, 10$ のときは偏角60°までの堆積高および洗掘深からあまり発達していないが、 $r/B=2$



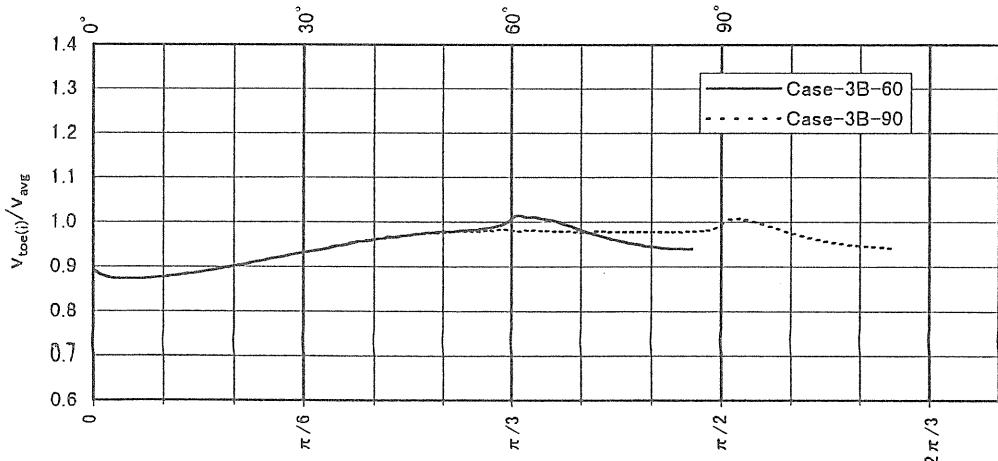
湾曲上流端からの距離／湾曲の曲率半径

(i) $r/B=2.222$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$



湾曲上流端からの距離／湾曲の曲率半径

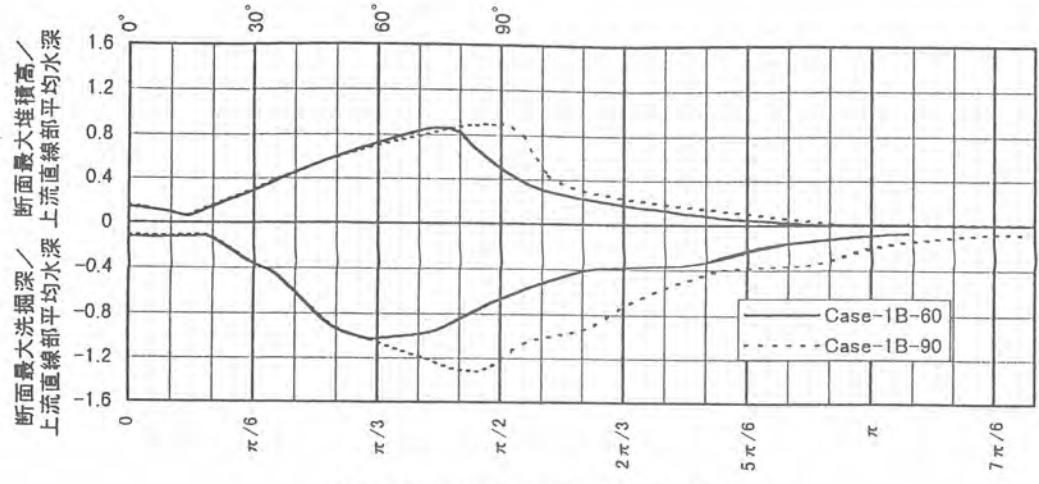
(ii) $r/B=5.556$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$



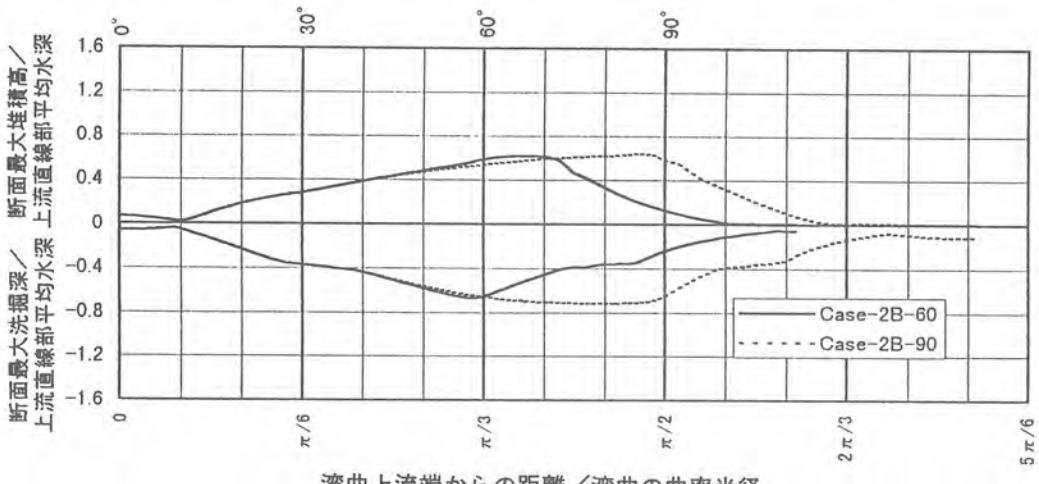
湾曲上流端からの距離／湾曲の曲率半径

(iii) $r/B=11.111$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$

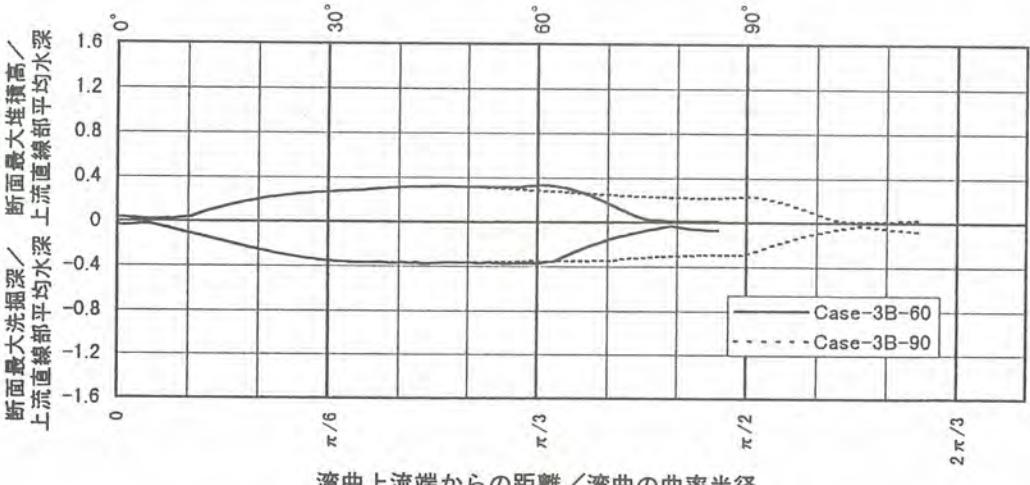
図 3・7 $V_{tote(i)}/V_{avg}$ の縦断変化 (湾曲角 90° と 60° の比較)



(i) $r/B=2.222$, 河床勾配 : 1/1000, $\tau_{*0}=0.1$

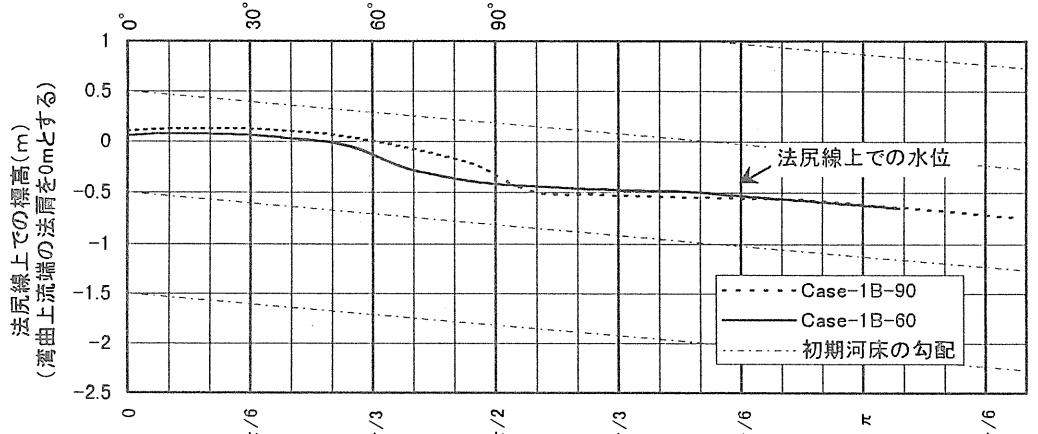


(ii) $r/B=5.556$, 河床勾配 : 1/1000, $\tau_{*0}=0.1$

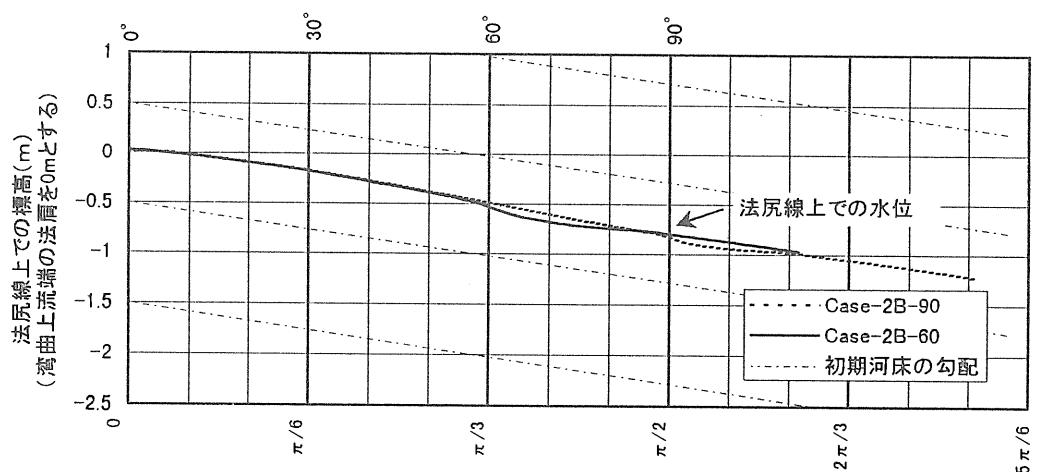


(iii) $r/B=11.111$, 河床勾配 : 1/1000, $\tau_{*0}=0.1$

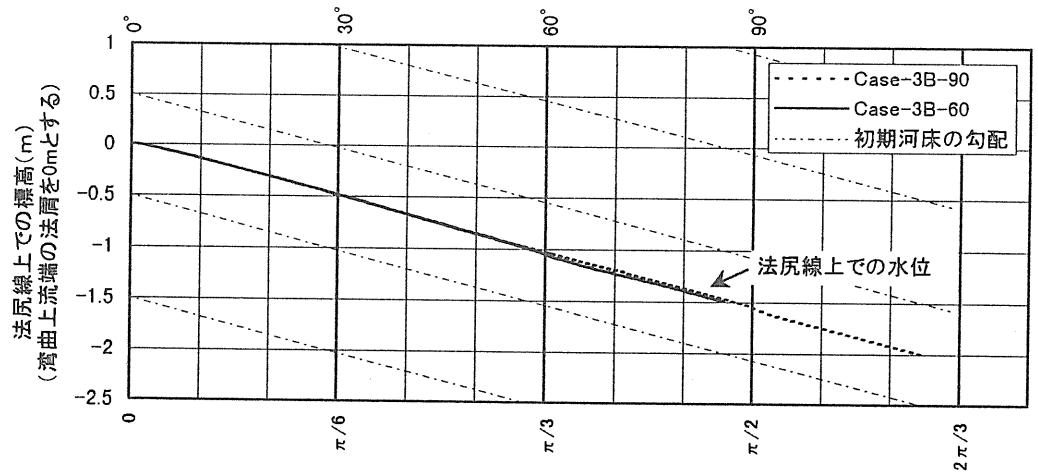
図 3・8 断面最大洗掘深および堆積高の縦断変化（湾曲角 90° と 60° の比較）



(i) $r/B = 2.222$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$



(ii) $r/B = 5.556$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$



(iii) $r/B = 11.111$, 河床勾配 : $1/1000$, $\tau_{*0}=0.1$

図 3・9 法尻線上の水位の縦断変化 (湾曲角 90° と 60° の比較)

のときは偏角 60° を過ぎてからさらに堆積・洗掘が発達している。しかしながら、60° 湾曲河道においては、 r/B の値にかかわらず、偏角 60° を過ぎてから(直線部に入ってから)堆積および洗掘はほとんど発達していない。

本研究におけるこれまでの実験と計算から、湾曲部外岸の深掘れ発生位置は、湾曲上流の直線部の内岸の延長線が湾曲部外岸にぶつかる場所のやや下流という結果を得ている。直線部内岸延長線が湾曲部外岸に達する場所は、

$r/B \approx 2$ の場合→ 偏角 60° 付近

$r/B \approx 5$ の場合→ 偏角 40° 付近

$r/B \approx 10$ の場合→ 偏角 30° 付近

となる。すなわち $r/B \approx 2$ の場合には、偏角が 60° 付近を過ぎたあたりから深掘れが発達するということになる。このため、湾曲部が偏角 60° で終わってしまう場合の河床変動と、湾曲部が偏角 60° 以降も続く場合の河床変動が大きく違ってくるものと考えられる。

一方、 $r/B \approx 5, 10$ の場合は 60° 湾曲河道においても上記深掘れ発生位置が湾曲区間にあるため、最大洗掘深が 90° 湾曲河道のそれとほとんど変わらないという結果になるものと考えられる。

以上に挙げた、偏角 60° を過ぎてからの河床変動の発達の違いが、 r/B が小さいときの図 3・9 に示した水位の違いや、上記④に示した流速の違いの現象となって現れており、この差は湾曲部の河床形状にまで違いをもたらすものではないが、 r/B が小さいときには湾曲外岸に働く外力を湾曲角に応じて検討する必要性があることを示すものである。

4. 結論

本研究の主な結論をまとめると次のようである。

- ① 湾曲部の側岸侵食にかかる外力の評価指標として、 v_{toe}/v_{avg} の値を考慮することが有用である。 v_{toe}/v_{avg} の値に影響を与える主な因子としては r/B と τ_{*0} が挙げられる。 r/B が小さいほど v_{toe}/v_{avg} は大きくなり、 τ_{*0} が大きいほど v_{toe}/v_{avg} は大きくなる。また、全般的に、湾曲部での堆積・侵食の程度が大きくなるケースにおいて、 v_{toe}/v_{avg} も大きくなる傾向にある。
- ② 法面や法尻根固工部の抵抗係数を大きくすることにより、 v_{toe}/v_{avg} の値を抑制することができる。
- ③ 湾曲角の影響については、他の水理条件が等しければ、60° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} が 90° 湾曲河道のそれより大きくなることはない。 r/B が 5 程度以下でか

つ τ_{*0} が 0.2 程度以上のとき、および、 r/B が 2 程度以下のときに、湾曲角の違いの影響が現れる。今回の対象条件の範囲では、90° 湾曲の場合に対する 60° 湾曲の v_{toe}/v_{avg} の割引率は 10%~15% 程度であった。ただし、特に r/B が小さい場合には、法尻線上の水深平均流速が湾曲部入り口から徐々に増加する様子が、60° 湾曲の方が 90° 湾曲の場合に比べて急激になる傾向がある。

また、本研究の成果を実際の護岸の設計に取り入れる場合、以下のように考慮する必要があると考えられる。

- ④ 指標 v_{toe}/v_{avg} を評価することにより、湾曲部外岸における護岸の安全性を、直線河道側岸における護岸の場合に関連づけて一般的に評価することができる。この、 v_{toe}/v_{avg} の値に影響を及ぼす代表的な因子は上に述べたとおり r/B および τ_{*0} であり、これらは外岸にかかる外力評価の重要なパラメータとなる。また、これらは、湾曲部における洗掘や堆積といった河床変動特性に大きな影響を及ぼすパラメータでもあり、外岸にかかる外力評価は、最終的には洗掘や堆積の度合いを予測することにつながる。
- ⑤ しかし、例えば、本研究で法面や法尻根固工部の抵抗係数を大きくすることの効果が確認されたように、実際の護岸の設計の際には、 r/B と τ_{*0} の値だけで全てを評価できるというわけではない。よって、 r/B や τ_{*0} といったパラメータは、湾曲部における流れや河床形状についての一般的な傾向を把握するのに役立つが、各地点ごとの流れや河床形状に関する実地的な調査も、必要に応じて行うことが望ましい。
- ⑥ 本研究における 60° 湾曲河道と 90° 湾曲河道の比較によれば、60° 湾曲河道においては、同じ条件(r/B や τ_{*0} など)の 90° 湾曲河道の v_{toe}/v_{avg} で評価すると安全側の条件を与えることになる。 r/B が 5 程度以下で且つ τ_{*0} が 0.2 程度以上のとき、および、 r/B が 2 程度以下のときには、上に述べた様に 10~15% 程度の v_{toe}/v_{avg} の割引率を考えることができ、掃流力に換算すると 20~30% となる。この違いに対する法覆工材料の移動限界粒径の違いもやはり 20~30% であり、設計現場の状況に応じてこれを考慮するなり、安全率の確保のために考慮しない等を判断する必要がある。割引率を採用する場合には、種々の水理パラメータの信頼性が高いことが必要条件であり、そうでない場合には、既往の研究 5)によって示された現地データの領域等も考慮し、90° 湾曲河道で得られた計算値を基準に設計検討を行うべきであろう。

5. おわりに

以上、本稿では、湾曲部流れの水理特性を検討し、護岸の安定に影響を及ぼす外岸部の洗掘や、外岸部で発生する外力としての最大流速の推定方法について知見を得るとともに、空石張り護岸を設計する場合の法面勾配、使用する粒径等の設定方法について、現時点で得られている情報を提示した。

今後は様々な河道形状に対して汎用的に適用するための検討を行ってゆきたい。

謝辞：本研究を実施するにあたり、貴重なご意見をいただき立命館大学江頭進治教授に謝意を表します。

参考文献

- 1) 大槻 英樹・芦田 和男・劉 炳義・大本 雄二(1997)：河道湾曲部における多自然型護岸の設計, 第3回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集, pp.67-74.
- 2) 芦田 和男・大槻 英樹・大本 雄二(1996)：多自然型護岸の実験的研究, 河川環境総合研究所報告, 第2号, pp.87-105.
- 3) 大槻 英樹・芦田 和男・大本 雄二・中川 哲志(1997)：河道湾曲部における多自然型護岸に関する実験的研究, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, II, pp.642-643.
- 4) 芦田 和男・江頭 進治・加本 実(1983)：山地流域における侵食と流路変動に関する研究(2), 京都大学防災研究所年報, 第26号, B-2, pp.353-361.
- 5) Colin R.Thorne,et al.(1995) : Prediction of Near-Bank Velocity and Scour Depth in Meander Bends Design of Riprap Revetment, River Coastal and Shoreline Protection.
- 6) 清水 康行(1988)：蛇行河川における3次元流れと掃流砂, 浮遊砂を考慮した河床変動の計算, 北海道開発局開発土木研究所報告, 第88号, pp.1-52.
- 7) 芦田 和男・江頭 進治・劉 炳義(1992)：二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析, 京都大学防災研究所年報, 第35号, B-2, pp.41-62.
- 8) 芦田 和男・大槻 英樹・劉 炳義・大本 雄二・藤田 晓(1996)：複断面湾曲部の流速分布と河床変動数値シミュレーション, 河川環境総合研究所報告, 第2号, pp.107-127.

3-3. 複断面蛇行河道の河岸に働く外力の評価方法

吉川 秀夫*・斎藤 雄三郎**・高橋 晃***・宮川 朝浩****

1. はじめに

近年、生態系等環境に配慮した多自然型川づくりが全国各河川で施工されているが、多自然型川づくりを実施するにあたっては、各河川の河道特性や環境特性を十分に把握するとともに、その河川の特性に応じた適切な川づくりを行う必要がある。また、多自然型川づくりにおける護岸設計においても、河岸に働く外力と多様な工法別の耐力について十分に解明されていない状況にあり、これらの評価方法を確立することが重要な課題になっている。ここでは、このうち前者の河岸に働く外力の評価方法を確立することを目的とした検討を行った。

河岸に働く外力の評価は、従来型コンクリート護岸でも重要であるが、種々の制約条件下でも可能な限り多自然型護岸を採用していくためには、外力の評価をより正確に行うことが必要となる。ここでは複断面蛇行河道を対象とした準三次元シミュレーションを実施することにより、その流況に基づく護岸必要箇所や設計上の留意点の把握、設計外力（設計流速）の評価法について検討した。以下にこれらの検討結果について報告するものである。

2. 水理解析手法の検討

2.1 数値シミュレーションモデル¹⁾の概要

数値シミュレーションモデルの基本式は、流れの連続式および運動方程式であり、直交座標系は流下方向に s 軸、これと直交する横断方向に n 軸、鉛直方向に z 軸を定義すると、各々次のように記述される。鉛直方向の運動方程式は静水圧分布を仮定し、流速 u, v の水深方向の分布形は余弦関数の合成式によって近似している。

（運動方程式）

$$\frac{\partial u^2}{\partial s} + \frac{\partial uv}{\partial n} + \frac{\partial uw}{\partial z} + 2 \frac{\partial uv}{r}$$

$$= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} (\varepsilon \frac{\partial u}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n}) + \frac{\partial}{\partial z} (\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z}) \quad (2 \cdot 1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial uv}{\partial s} + \frac{\partial v^2}{\partial n} + \frac{\partial vw}{\partial z} - \frac{u^2}{r} + \frac{v^2}{r} \\ & = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} (\varepsilon \frac{\partial v}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n}) + \frac{\partial}{\partial z} (\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z}) \end{aligned} \quad (2 \cdot 2)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = -g \quad (2 \cdot 3)$$

（連続式）

$$\frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{v}{r} = 0 \quad (2 \cdot 4)$$

ここに、u, v, w は s, n, z 方向の流速成分、r は曲率半径、p は圧力、g は重力加速度である。また、 ε は渦動粘性係数であり次式を用いる。

$$\varepsilon = \frac{x}{6} u_* h \quad (2 \cdot 5)$$

ここに、x はカルマン定数、 u_* は摩擦速度、h は局所的な水深である。

また、流速 u, v の水深方向の分布は式(2・6)に示す余弦関数の合成で表す。鉛直方向の流速 w は正弦関数の合成で表し、 w_1 は u_1, v_1 より求める。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_0 + u_1 \cos \pi \frac{z-z_0}{h} + u_2 \cos 2\pi \frac{z-z_0}{h} \\ v &= v_0 + v_1 \cos \pi \frac{z-z_0}{h} + v_2 \cos 2\pi \frac{z-z_0}{h} \\ w &= w_1 \sin \pi \frac{z-z_0}{h} + w_2 \sin 2\pi \frac{z-z_0}{h} \end{aligned} \right\} \quad (2 \cdot 6)$$

ただし、 z_0 は河床の高さである。 u_1, v_1 を求める場合はガラーキン法を用いることとする。

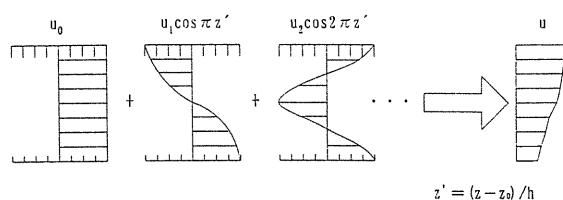


図 2・1 流速の関数近似の概念

* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所長

** 斎藤雄三郎 西田鉄工(株)(前(財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第1部長)

*** 高橋 晃 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員

**** 宮川 朝浩 (株)建設技術研究所 名古屋支社 技術第1部 主任技師

境界条件は上流端で流量、下流端で水位を与え、河床では次式のせん断力を与える。

$$\begin{aligned}\tau_{s0}/\rho &= C_B u_b (u_b^2 + v_b^2)^{1/2} \\ \tau_{n0}/\rho &= C_B v_b (u_b^2 + v_b^2)^{1/2}\end{aligned}\quad (2 \cdot 7)$$

ここに u_b , v_b は基本式を解いて求められる河床でのスリップ速度、 C_B は河床の摩擦係数であり、粗度係数 n_b を用いて次式で表す。

$$C_B = g n_b^2 / h^{1/3} \quad (2 \cdot 8)$$

側壁においてもスリップ速度を考慮し、摩擦係数 C_w ($= 0.005$) でせん断力を表現する。

2.2 数値シミュレーションの条件

数値シミュレーションの条件は次のとおりとした。

1) 定常流

不定流の場合、ハイドログラフの形状により同一流量でも流況は異なると考えられる。しかしながら、河道形状と流況の関係を把握するためには、流量規模によって流況が規定される定常流で計算を行うほうが望ましい。ただし、複断面河道において、洪水の増水期や減水期に生じる低水路と高水敷の間の非定常的、局所的な流れは、検討対象のハイドログラフも含めて別途非定常の解析を実施し、定量的な把握を行う必要がある。

2) 固定床

実際の洪水時には河床変動が生じ、河道形状や流れの状況は時々刻々変化しているが、これらを正確にシミュレートすることは現状では難しい。また、解析の対象となる湾曲部や蛇行部の流れの特徴は、河道法線形の影響が大きいと考えられる。したがって、護岸設計にあたっては、与えられた河道の法線形に対する流況の把握を第一の目的として、固定床の平坦河床での数値シミュレーションを実施する。

3) 複断面河道

単断面河道の流況は比較的単純であり、河道形状から既往の検討成果を用いることにより、流況の定量的な推定が可能である。一方、複断面河道では低水路と高水敷を洪水が流下するため、その法線の関係によって複雑な流況を呈する。この流況は既往の単断面河道を対象とした検討成果からは定量的には推定できないため、ここでは複断面河道を対象に数値シミュレーションを実施することとした。

2.3 数値シミュレーションモデルの検証

再現計算は、単湾曲の単断面河道および複断面河道の実験結果²⁾を用いて検証した。このうち複断面河道時の流速分布の比較図を図 2・2 に示す。単断面および複断面河道の場合とも湾曲部の左右岸の水位差がほぼ一致し、流速についても横断方向の分布や最大流速の発生位置を概ね再現する結果が得られた。ただし、複断面河道時ににおいては、高水敷への流れの乗り上げ位置が計算結果の方が 1 断面程度上流から発生し、河岸付近の流速についても実験値より 10~20% 大きい箇所が見られる。流向については、乗り上げ位置の相違が見られる箇所および内岸側下流で若干の誤差が生じているが、主流部である低水路ではほぼ一致している。

以上の結果より、流速分布形の細部について若干の差違があるものの、実験結果を概ね再現しているものと思われる。

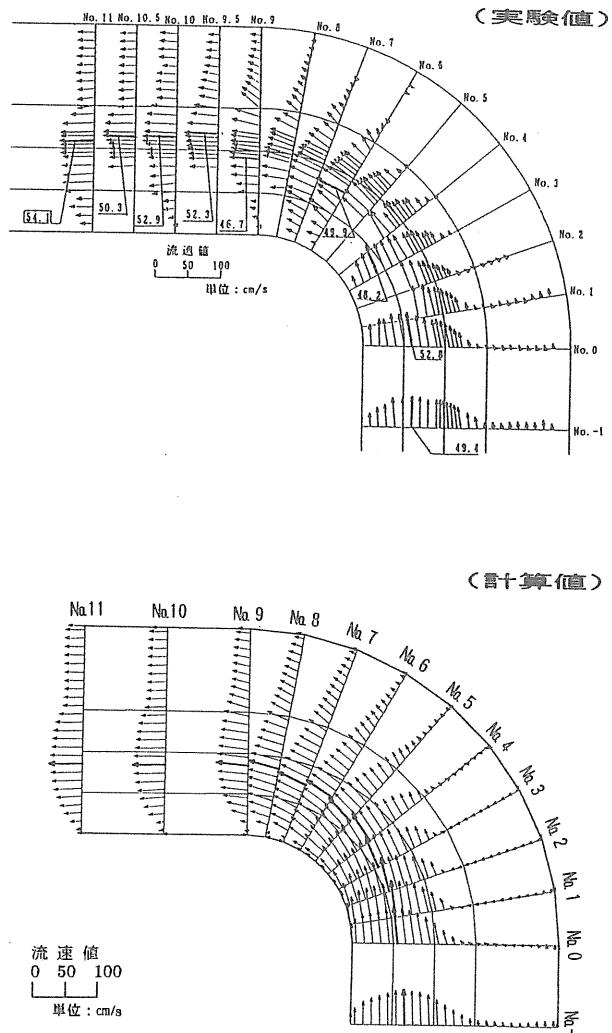


図 2・2 水深方向に平均した流速の比較

2.4 河道形状分類方法の検討

水理解析結果の一般化を図るため、蛇行河道の河道形状の分類を行うとともに、その妥当性について検討した。河道形状分類の方法は、蛇行河道の流れを規定する無次元パラメータを抽出し、実河川においてこの無次元パラメータの分布を把握し、その分布状況から河道形状を分類した。

1) 無次元パラメータの抽出

(1) 運動方程式の無次元化

運動方程式を清水ら³⁾の方法を用いて無次元化し、蛇行河道において流れを支配するような無次元パラメータを示すと次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \tilde{B} / \tilde{r}_0 \\ \beta &= \tilde{B} / \tilde{D}_0 \\ \sqrt{C_0} &= \tilde{u}_{*0} / \tilde{U}_0 \\ Fr &= \tilde{U}_0 / \tilde{g}^{1/2} \tilde{D}_0^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (2 \cdot 9)$$

ここで～付は次元量を表し、 \tilde{r}_0 は流路中心軸の最小曲率半径（曲頂部における曲率半径）、 \tilde{D}_0 は平均水深、 \tilde{U}_0 は平均流速、 \tilde{g} は重力加速度、 C_0 は平均の河床摩擦係数 [$= (\tilde{u}_{*0}/\tilde{U}_0)^2$]、 \tilde{u}_{*0} は等流状態における摩擦速度である。

ν は川幅と曲率半径の比を示しており、蛇行の平面的な状況を表すと考えられる。 β は川幅と水深の比を示しており、河道の横断形状を特徴づけるパラメータである。 $\sqrt{C_0}$ は抵抗を表す無次元パラメータである。 β は C_0 と合わせて $\beta \cdot \sqrt{C_0}$ という無次元パラメータを構成している。これは流れに与える底面・側壁の抵抗の影響を表す無次元パラメータである。Fr数は加速度項と重力項の比を表し、開水路流れを規定する重要な無次元パラメータである。

(2) 蛇行河道の平面形状を表現する無次元パラメータ

次に、蛇行河道において平面形状が相似ということの意味を考える。蛇行の形状については、Langbein and Leopold⁴⁾が sine-generated curve を提案し、規則的な蛇行については沖積蛇行、穿入蛇行いずれの場合にも実際河川の平面形状をよく表すことが認められている。これまでの蛇行河道の研究では、水理模型実験、数値シミュレーションとも平面形状を sine-generated curve で与えることが多い。

sine-generated curve は次式で表される。

$$\theta = \theta_0 \sin(2\pi S_a / \ell) \quad (2 \cdot 10)$$

ここに、 θ ：蛇行流路中心線が谷線となす偏角、 θ_0 ：蛇行角（最大偏角）、 S_a ：流路方向に中心線に沿って測った距離、 ℓ ：蛇行長である。

$$\theta = \ell / 2\pi r \quad (2 \cdot 11)$$

を用いて式(2・10)を書き換えると

$$r = r_0 / \cos(2\pi S_a / \ell) \quad (2 \cdot 12)$$

ここに、 r ：曲率半径である。式(2・11)から明らかのように、sine-generated curve は最小曲率半径 r_0 （蛇行角 θ_0 ）と蛇行長 ℓ の2つのパラメータで規定される。このうち最小曲率半径 r_0 は蛇行の振幅、 ℓ は蛇行の波長を表している。これから2つのパラメータを川幅で無次元化すると、次の2つの無次元パラメータが得られる。

$$\nu = B / r_0, \quad \lambda = 2\pi B / \ell \quad (2 \cdot 13)$$

したがって、sine-generated curve を仮定した場合、平面形状を規定するパラメータは ν と λ となることが分かる。

2) 無次元パラメータの意味

前述したように、蛇行河道の流れを規定する無次元パラメータは次の4量となる。

- ν ($= B / r_0 \approx B / r$) : 平面形状
- λ ($= 2\pi B / \ell$) : 平面形状
- Fr ($= U / \sqrt{g D}$) : 加速度と重力の比
- $\beta \sqrt{C_0}$ ($= B / D \cdot u_* / U$) : 河床、河岸の抵抗

ここに、 B ：川幅、 r_0 ：最小曲率半径（実河道では河道中心の曲率半径 r を用いる）、 ℓ ：蛇行長、 D ：平均水深、 U ：平均流速、 u_* ：等流状態における摩擦速度。

なお、Fr数および $\beta \sqrt{C_0}$ は等流を仮定すると次のようになに表される。

$$Fr = 1 / n \cdot D^{1/6} \cdot I^{1/2} / g^{1/2} \quad (2 \cdot 14)$$

$$\beta \sqrt{C_0} = n \cdot g^{1/2} \cdot B / D^{7/6} \quad (2 \cdot 15)$$

ここに、 n ：マニニングの粗度係数、 I ：水面勾配である。また、 Fr と $\sqrt{C_0}$ は次の関係がある。

$$Fr = I^{1/2} / \sqrt{C_0} (\sqrt{C_0} = n \cdot g^{1/2} / D^{6/1}) \quad (2 \cdot 16)$$

これより4つの無次元量が同一であるなら、基礎式も全く同一となり、この基礎式で表現される流れは相似となる。

今、平面形状が相似である（ ν 、 λ が同一ということ）とすれば、 Fr 、 $\beta \sqrt{C_0}$ が同じならばその流れは相似となる。したがって、式(2・14)、(2・15)より、 $Fr = f(n, D, I)$ 、 $\beta \sqrt{C_0} = f(n, B, D)$ となる。例えば、 n が変化しても、他の諸量 B 、 D 、 I が変化し結果的に Fr 、 $\beta \sqrt{C_0}$ が変化しなければ流れは相似となる。

3) 無次元パラメータによる河道形状分類

ここでは、実河川における無次元パラメータの分布状

況を把握し、その分布状況から河道の形状を分類した。なお、前項までの議論はあえて明示しなかったが、単断面を想定している。複断面の場合、低水路部と高水敷部の無次元パラメータの相対関係が河道形状を分類する新たな要素となり得る。ここでは、河道形状の分類の過程を分かり易くするため、まず単断面（低水路）についてパラメータの分布状況を把握し、次に低水路部と高水敷部のこれらの相対関係の分布を検討していくことにした。ここで用いた実河川の資料は、これまでに調査された11河川16区間89蛇行箇所の蛇行特性量と水理諸量である。

(1) 低水路（単断面）のパラメータ分布

先に蛇行形状を表すパラメータは、 $\nu = B/r_0$, $\lambda = 2\pi B/\ell$ の2つであることを示した。図2・3には低水路蛇行部の ν と λ の関係を示す。 ν と λ の間には強い相関があり、 ν が大きくなれば λ も大きくなること、すなわち曲がりが大きくなるほど蛇行長が短くなることを

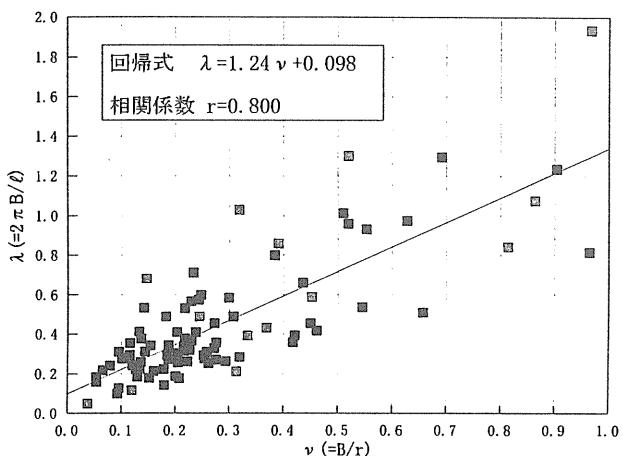


図2・3 $\nu-\lambda$ 散布図（低水路法線）

示している。山本⁵⁾も「蛇行度Sがほぼ同一の河川間では、蛇行の波長、振幅も川幅に比例することになり、河川の規模によらず、ほぼ似たような平面形状を持つ」と指摘している。したがって、無次元パラメータは振幅、 λ は波長を表すと考えて良いから、どちらか1つのパラメータで蛇行形状が表現できることを示している。なお、図2・4に ν の出現率分布を示したが、0.4までの範囲で全体の80%が占められており、特に0.1~0.4の範囲に集中していることが分かる。

次にFr数、 $\beta\sqrt{C_0}$ の出現確率分布を図2・5、図2・6に示す。これより、Fr数については0.5までの範囲で全体の80%を占めることが分かる。また、 $\beta\sqrt{C_0}$ も5.0までの範囲で全体の80%を占めることが分かる

(2) 低水路部と高水敷部の相対関係

図2・7に低水路と堤防の蛇行度の関係を示す。これによると、低水路に比べて堤防の方が蛇行度が小さいことが分かる。低水路蛇行は自然に形成されたのに対し、堤

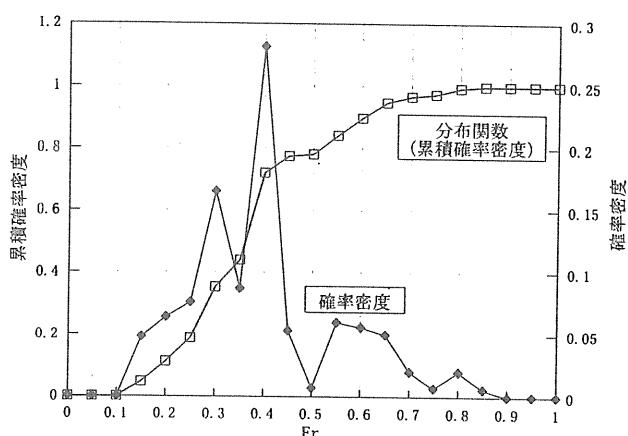


図2・5 Fr数の出現確率分布（低水路満杯）

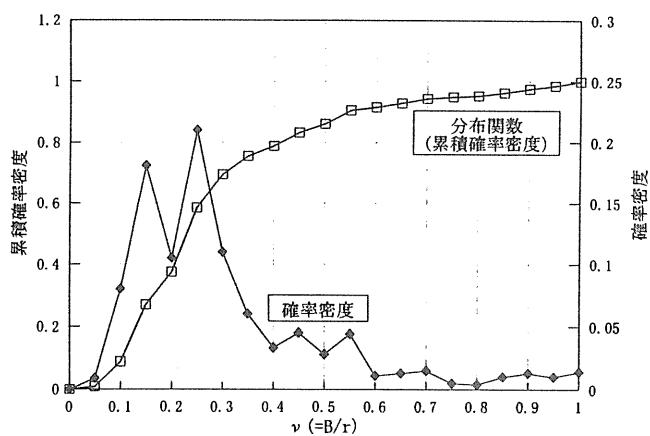


図2・4 ν の出現確率分布（低水路法線）

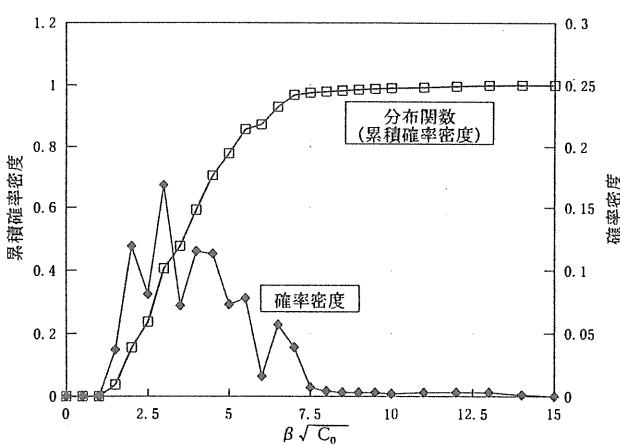


図2・6 $\beta\sqrt{C_0}$ の出現確率分布（低水路満杯）

防法線は人工的に設定されたため、蛇行度が小さいものと判断される。堤防法線の蛇行度 S' と低水路蛇行度 S の比(蛇行度比 S/S')の単純平均値は 1.039 であり、最頻値は 1.02 であった。

次に図 2・8 は、位相のずれ δ/B (川幅で無次元化している)の出現確率分布を示したものである。位相のずれは広範囲に分布するものの、川幅程度($\delta/B=1.0$)までが大半を占めている。 δ/B が 1.0 までではほぼ 80%, 2.0 までではほぼ 90% を占めている。なお、位相のずれの方向については、低水路が下流にずれているのは 89 サンプルのうち 57 サンプル(64%), 上流にずれているのは 19 サンプル(21%) である。残り 13 サンプル(15%) は位相のずれがないか、堤防が直線のものである。

一方、高水敷 1m 冠水時における低水路と高水敷の Fr 数の関係を示したものが図 2・9 である。低水路と高水敷を同一粗度係数(0.03)とした場合と、高水敷粗度係数を 0.04 とした場合について示した。なお、実河川サンプルの n の範囲は 0.024~0.035 である。高水敷が H.W.L

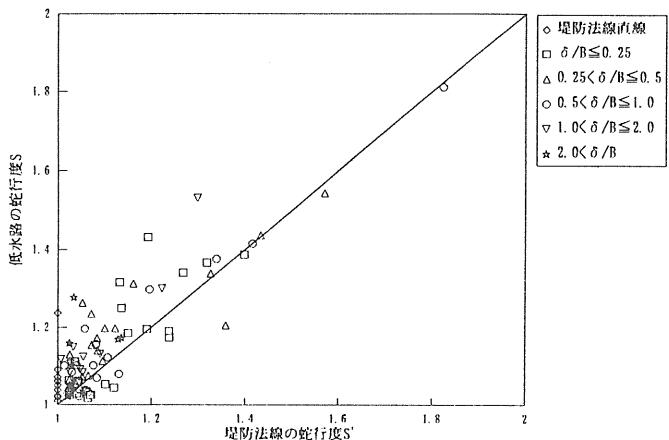


図 2・7 堤防法線と低水路の蛇行度の関係
(位相のずれをパラメータにして)

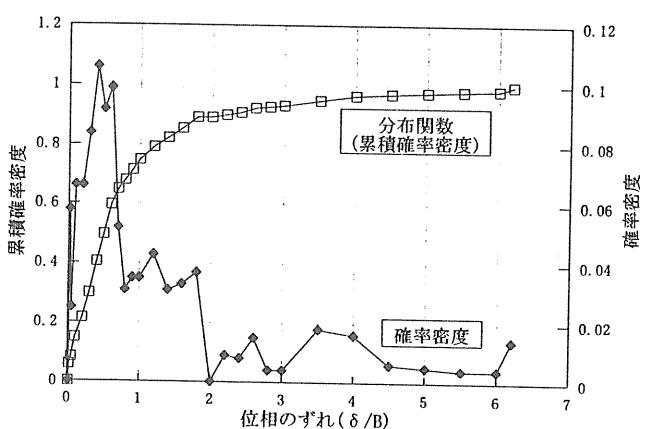


図 2・8 位相のずれの出現確率分布

まで冠水した場合もほぼ同一傾向であり、低水路と高水敷の Fr 数はほぼ一価の関数となっている。これは等流を仮定すると式(2・16)に示すように、Fr 数は n , D , I が関係するが、このうち河床勾配が支配的であり、ほぼこれによって規定されるためである。したがって、Fr 数については、低水路と高水敷の関係をあまり議論しなくて良いことになる。

$\beta\sqrt{C_0}$ は等流を仮定すると、式(2・15)に示すように n , B , D によって規定される。したがって、低水路と高水敷部の $\beta\sqrt{C_0}$ の相対関係は、低水路と高水敷の粗度係数の相対関係、低水路幅と高水敷幅の相対関係および相対水深 $Dr (=1-h_1/h_3)$, h_1 :低水路深, $h_3=h_1+h_2$, h_2 :高水敷水深) で定まる。このうち $\beta\sqrt{C_0}$ に最も大きな影響を与えるのは水深であった。よって、相対水深を変化させる

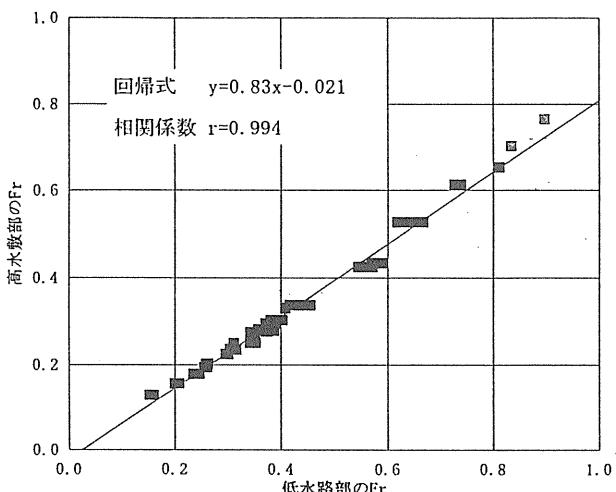


図 2・9(1) 低水路と高水敷の Fr 数の関係
(高水敷1m冠水, 低水路と高水敷粗度係数同じ)

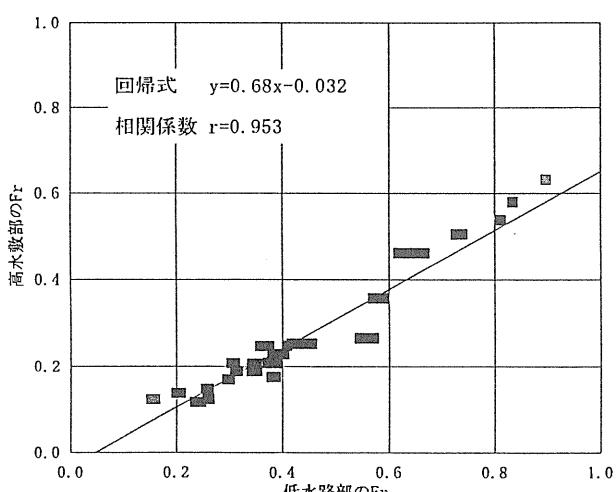


図 2・9(2) 低水路と高水敷の Fr 数の関係
(高水敷1m冠水, 高水敷の粗度係数 0.04)

ことにより、低水路部と高水敷部の $\beta\sqrt{C_0}$ の相対関係を表現することが可能である。

3. 水理解析の実施

3.1 検討ケースの設定

2.4 節の検討結果より、水理解析結果ができるだけ汎用性を有するように、蛇行河道の流況を規定するパラメータを系統的に変化させて検討ケースを設定することとした。また、単断面河道、複断面河道のいずれにも適用可能なように、低水路満杯の場合と高水敷が冠水する場合の大きく2つに分けて以下のように検討ケースを設定した。

1) 低水路満杯の場合

低水路満杯の場合、蛇行河道の流れを規定するのは ν , Fr , $\beta\sqrt{C_0}$ の3つの無次元パラメータであることから、これらの各パラメータを2ケースずつ設定することとした。低水路の蛇行形状 ν は、図2・4の出現確率分布の累積確率密度の20%値、80%値を目途に、 $\nu=0.15$ と 0.40 の2通りを設定する。このとき図2・3の回帰式より λ が求められ、Sも次のように算定される。

- $\nu(=B/r_0)=0.15$, $\lambda(=2\pi B/1)=0.284$, $S(\text{蛇行度})=1.069$
- " = 0.40, " = 0.594, " = 1.117

同様に Fr 数、 $\beta\sqrt{C_0}$ も図2・5、2・6の累積確率密度の20%値、80%を目途に $Fr=0.25$, 0.50 , $\beta\sqrt{C_0}=2.5$, 5.0 に設定した。

2) 高水敷冠水の場合

高水敷冠水の場合については、低水路法線と堤防法線の相対関係があり、ここでは表3・1に示すような4つのパターンを考える。パターン①は基本パターンと呼ぶべきものであり、堤防の蛇行度 (S') は低水路 (S) と同じ

表3・1 河道平面形状の代表パターンの設定

パターンNo	パターンの概要	パターンイメージ
①	低水路と堤防の蛇行度が等しく位相差がない	
②	低水路と堤防の蛇行度が異なり位相差がある（低水路が下流にずれている）	
③	低水路と堤防の蛇行度が異なり位相差がある（低水路が上流にずれている）	
④	堤防は直線で低水路が蛇行している	

ものを与える。パターン②、③では $S/S'=1.03$ とし、堤防法線の蛇行度は低水路の蛇行度から設定すると、 $S=1.069$ のとき $S'=1.038$, $S=1.117$ のとき $S'=1.084$ となる。なお、位相のずれの大きさは B (低水路幅) とした。これは先に述べたように、 B 以下のずれが全サンプルの約80%を考慮したものである。また、位相のずれの最頻値は $0.5B$ (低水路幅の半分) 程度であったが、それが小さいとパターン①との差が見られない可能性があるので B とした。パターン④は堤防が直線で施工されることが多いことを考慮したものである。

一方、 Fr 数は河床勾配に依存するので、低水路満杯の場合は設定した Fr 数を与えるような河床勾配が計算条件として設定されることになる。したがって、高水敷冠水の場合の Fr 数は、その河床勾配に規定される。また、 $\beta\sqrt{C_0}$ は比較的広範囲に分布するので、相対水深 ($Dr=1-h_1/h_3$) を3通りに変化させて設定する。これらの具体的な値は次節で述べる。

3.2 モデル河道の設定

前節で設定したパラメーターの値を目指して、実際に水理解析を実施する河川の縦横断形状と水深を決定した。

これまでに述べたように Fr 数は、 n , I , D の関数、 $\beta\sqrt{C_0}$ は n , D , B の関数であるから、 n , D を変化させた場合、 Fr 数と $\beta\sqrt{C_0}$ いずれも変化する。ここで設定した縦横断形状と水深はその範疇に入る数値を採用していることから、河道諸元より求まる無次元パラメータの値は、前項で設定した Fr 数、 $\beta\sqrt{C_0}$ から若干ずれても許容することとした。

1) 横断形および平面形状

横断面形は、図3・1に示す形状を基本とした。実河川における蛇行部のサンプルによれば、堤防間幅と低水路幅の比 (B'/B) の平均値は2.3程度であったが、それより若干広い高水敷幅を採用し、 $B'/B=3.0$ としている。これは $B'/B=2.3$ とすると、堤防法線と低水路法線に位相のずれがある場合、低水路が堤防に最接近する箇所で高水敷幅がなくなるためである。また、低水路満杯時については、低水路幅を100mと200mの2ケース設定した。これは $\beta\sqrt{C_0}$ と Fr 数を構成する河道諸元の関係から、 Fr 数を変化させずに $\beta\sqrt{C_0}$ を変化させるには B のみしか変化させられないことによる。

平面形状は、低水路の $\nu(=B/r_0)=0.15$ と 0.40 の2通りに対して、先の表3・1に示した4つのパターンについて、および低水路満杯時の低水路幅2種について設定した。

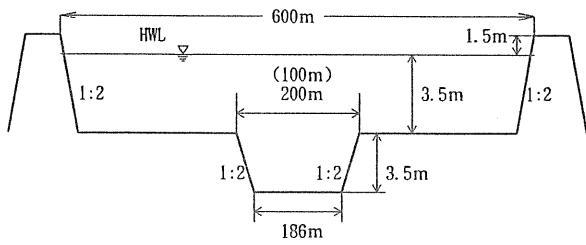


図3・1 モデル河道の横断形状

2) 縦断勾配および粗度係数、相対水深

前述した横断形状を条件として、先に設定した低水路満杯時のFr数、 $\beta\sqrt{C_0}$ を概ね満足する河床勾配として $i=1/700$, $1/2,500$, 粗度係数 $n=0.03$ を設定した。一方、高水敷冠水時の高水敷水深は、 0.5 , 1.0 , $3.5m$ とした。このときの相対水深 $Dr(=1-h_1/h_3)$ は、 0.125 , 0.222 , 0.500 であり、図3・1から分かるように、高水敷水深 $3.5m$ はH.W.Lを想定している。

3) 計算格子の生成方法

蛇行区間(2波長分)の断面分割は、低水路を基準として $\pi/16$ 毎に分割し、上下流に付加した直線区間 $600m$ は $100m$ 間隔とした。このようにすると蛇行度 1.069 の場合の断面は約 $138m$ 間隔、蛇行度 1.117 の場合の断面間隔は約 $66m$ となり、縦断方向の断面数は 77 断面となる。横断方向のラインは低水路に直角とし、低水路の法肩から堤防の法肩間は堤防に直角方向とした。横断方向の格子分割は、低水路が 24 分割、高水敷が片側 21 分割の計 66 分割とした。

4) 流量条件の設定

流量の算定は、等流を仮定しており、マニングの平均流速公式を用いた。高水敷冠水時の場合は、低水路、高水敷のそれぞれについて径深等を求めて流量を算出し、その合計値を条件量として設定した。

3.3 水理解析結果

1) 河道内の流況

(1) 低水路満杯時(単断面河道)の平面流況

低水路満杯時の蛇行流路の流れは、図3・2の平面流況図に示すようにほぼ蛇行流路内の最短距離を主流線が走る。したがって、内岸側上流部(見方を変えれば外岸側下流部)に高流速が発生することになる。Fr数による流況の相違はあまりなく、ほぼ蛇行度によって流れが規定される。蛇行度が大きくなれば、横断方向の流速分布は

より大きく変化して左右の速度差が大きくなり、河岸の流速は増大する。また、その水衝部は若干下流側にずれて生じる。よって、蛇行度が大きいほど河岸の危険度は増加することとなる。

(2) 高水敷冠水時の平面流況

高水敷冠水時の平面流況図の一例を図3・3に示す。複断面蛇行河道の低水路流れは、最大流速発生位置を連ねた線が内岸側上流部から次の蛇行の内岸側上流部に向かう最短距離で生じる。すなわち、主流線は低水路満杯時と同様であり、高水敷冠水時においても低水路内の水衝部位置は大きく変化しない。

高水敷冠水時の流れは、河道全体として見れば、高水敷水深の増大に伴い、堤防間を単断面と見なした流れを呈するようになる。つまり河道全体で見た場合の最短距離を主流が走るようになる。したがって、水深が大きく堤防法線が蛇行している場合の高水敷上では、堤防の内岸側上流部に水衝部が生じることになる。また、低水路の水衝部付近では、高水敷上への流れの乗り上げのため、高水敷の流速が大きくなり、この状況は ν が大きい場合に顕著である。

低水路が下流側にずれている場合には、高水敷の広い箇所の堤防沿いで流れの弱い部分が発生し、反対に高水敷幅の狭い箇所では流れが集中して流速が大きくなる傾向となる。低水路が上流側にずれている場合に比べ、横断方向の流速分布が不均一であり、効率の良い流れとは思われない。また、堤防が直線の場合は、低水路流れの影響を強く受け、低水路が堤防に近接するところの高水敷で水衝部が発生する。

2) α の縦断分布

(1) 低水路満杯時

河岸付近の流速と基準流速(低水路内の平均流速)の比 α の縦断分布を図3・4に示す。 α の変化にはFr, $\beta\sqrt{C_0}$ より ν が支配的である結果が得られた。低水路河岸の α の最大値は $\nu=0.4$ で 1.15 程度、 $\nu=0.15$ で 1.05 程度である。

(2) 高水敷冠水時の低水路部の α

高水敷冠水時の低水路部河岸付近の流速と基準流速(低水路部の平均流速)の比 α の縦断分布の一例を図3・5に示す。低水路満杯時とほぼ同様のパターンを示しており、水衝部の位置があまり変化していないことが分かる。ただし、 α の値は大きくなり、 $\nu=0.4$ で最大 1.2 程度、 $\nu=0.15$ で 1.08 程度となる。また、水裏については

高水敷からの遅い流れの落ち込み等により α の値が低水路満杯時よりも小さくなっている。

(3) 高水敷冠水時の堤防部の α

堤防付近の流速と基準流速（高水敷部の平均流速）の比 α の縦断分図の一例を図 3・6 に示す。

堤防の凸部に速い流れが発生し、この地点で α が最大となる。ただし、 ν が小さく河床勾配が大きい場合で、高水敷水深が小さいと低水路の流れの影響を受けて、低水路の近接している地点で最大 α が生じる。パターン別では、パターン②（低水路が下流にずれている場合）の α が比較的大きく低水路の流れと同程度の流速となる。

このため、堤防にとってパターン②の平面形状は危険であることが分かる。むしろパターン③（低水路が上流にずれている場合）の方が α は小さいようである。なお、堤防部の α は、当然ながら堤防そのものの蛇行度の影響を受ける。

(4) 無次元パラメータによる整理

低水路満杯時および高水敷冠水時とも、Fr 数、 $\beta\sqrt{C_0}$ の変化による α の変化は比較的小さく、有意な傾向は見られなかった。低水路部の α と ν の関係については図 3・7、3・8 に示すように、 ν の増大に伴って α が大きくなるが、水深、河道パターンによりその傾向が若干異

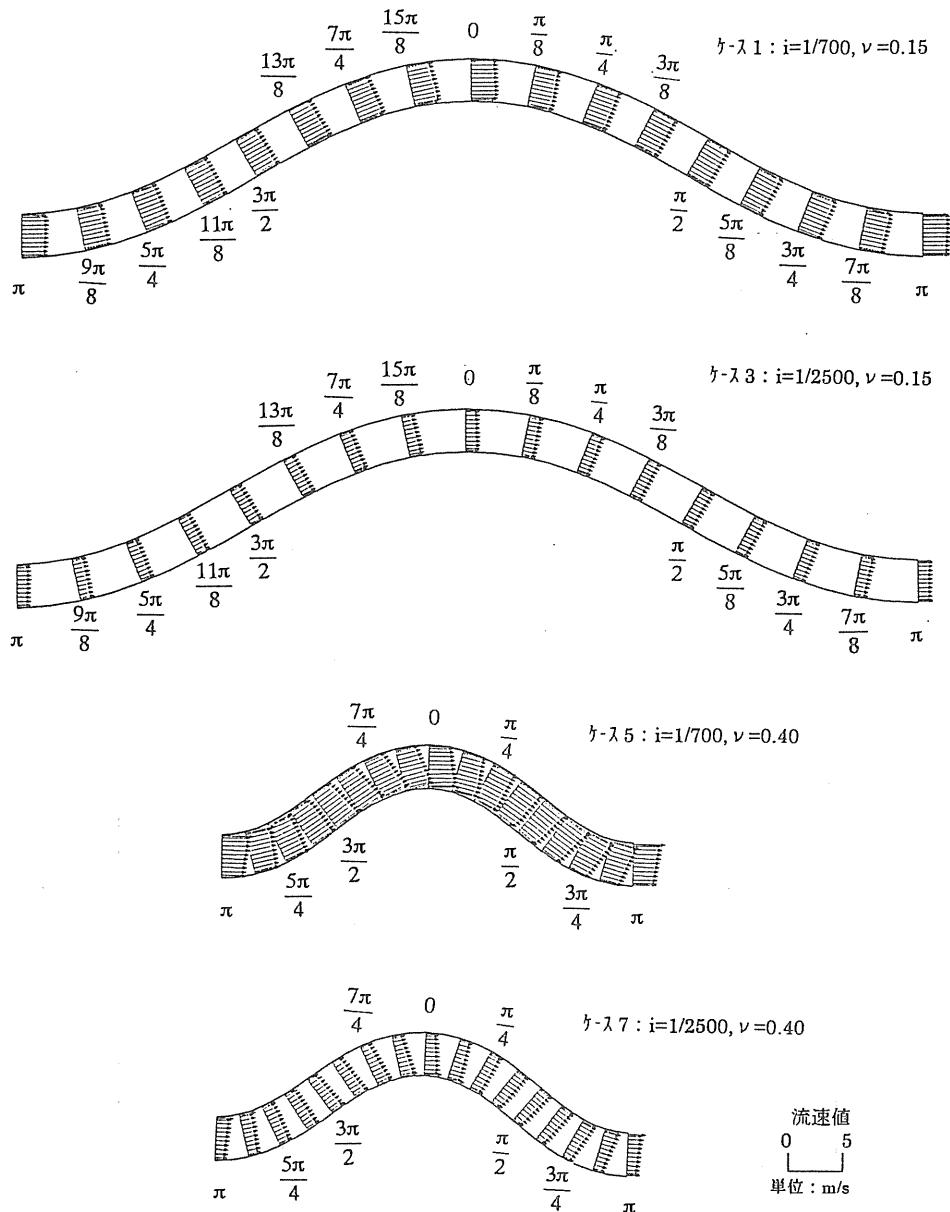


図 3・2 流速ベクトル図（低水路満杯時）

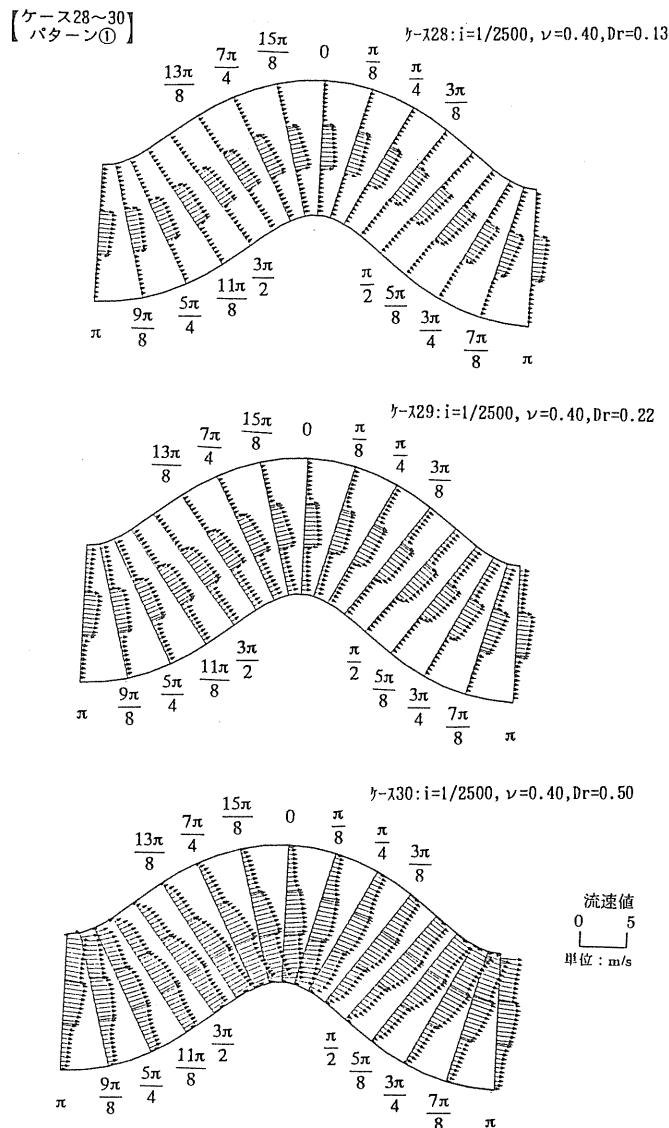


図3・3 流速ベクトル図(高水敷冠水時)

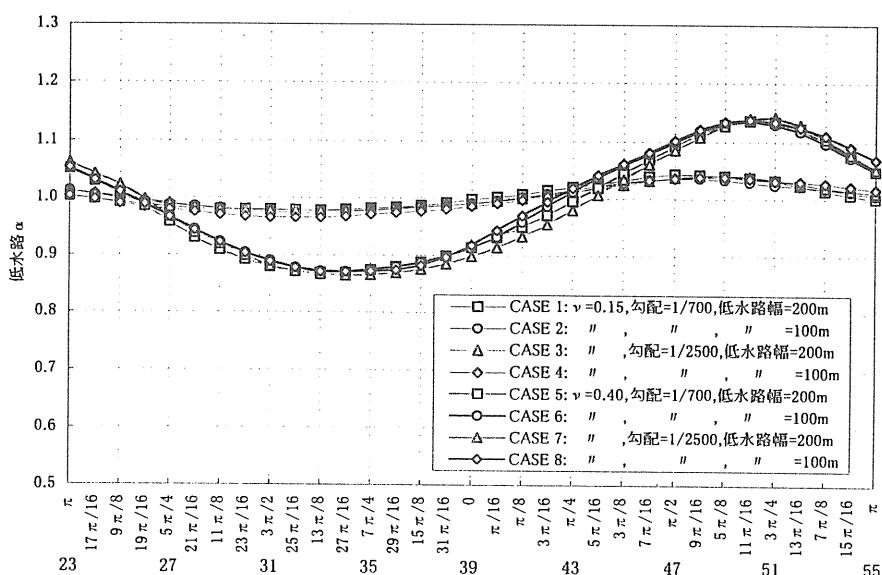


図3・4 低水路の α 縦断分布(低水路満杯時)

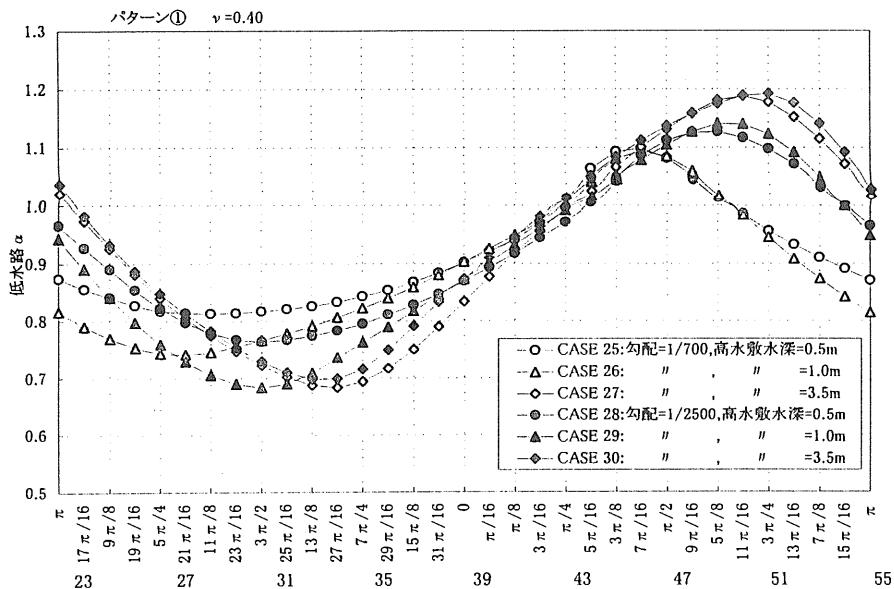


図3・5 低水路の α 縦断分布（高水敷冠水時）

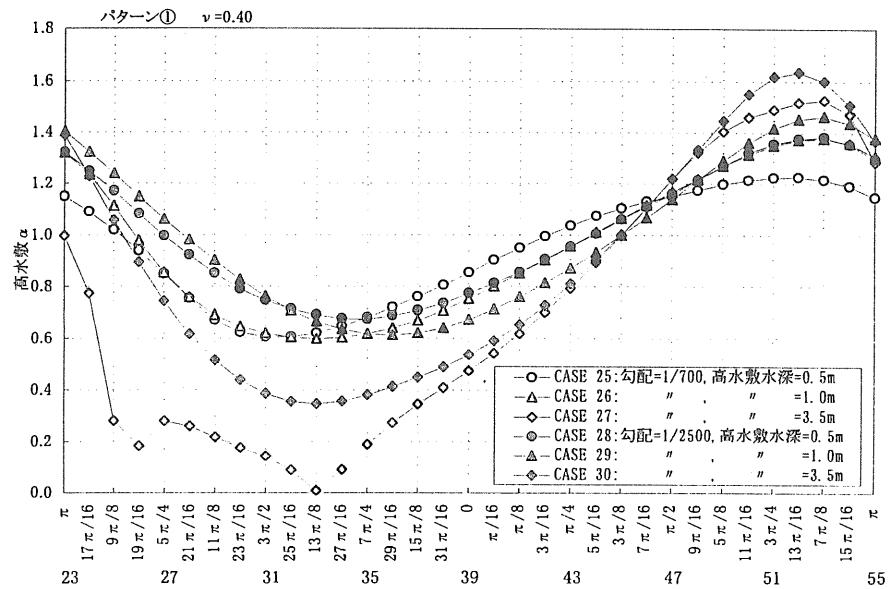


図3・6 高水敷の α 縦断分布

なる。低水路満杯時の場合は次式によってほぼ α の上限が表される。

$$\alpha = 1 + 0.5\nu \quad (3 \cdot 1)$$

なお、高水敷冠水時の場合は、式(3・1)を若干上回り、とくに堤防が直線のパターン④において直進する傾向がより強くなるため、低水路の ν のみでは関係付けられないようである。パターン④を除いた場合、 α の上限は次式で表すことができる。

$$\alpha = 1 + 0.6\nu \quad (3 \cdot 2)$$

堤防部の α と ν の関係についても、図3・9に示すように

α の上限は式(3・1)を若干上回るので、同様に式(3・2)で上限を設定する必要がある。なお、式(3・1)、(3・2)は河床変動を伴わない場合の流速分布の変化を表している。

4. 外力の評価方法の提案

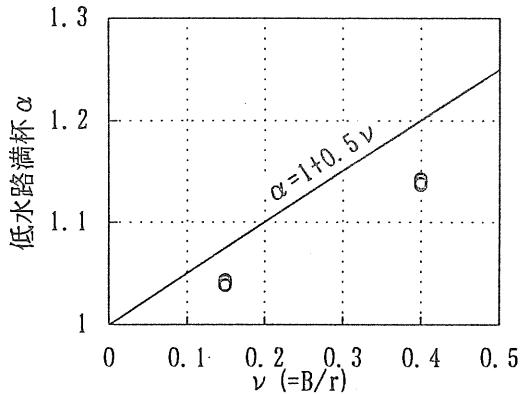


図 3・7 低水路満杯時の ν と α の関係

高水敷水深3.5m

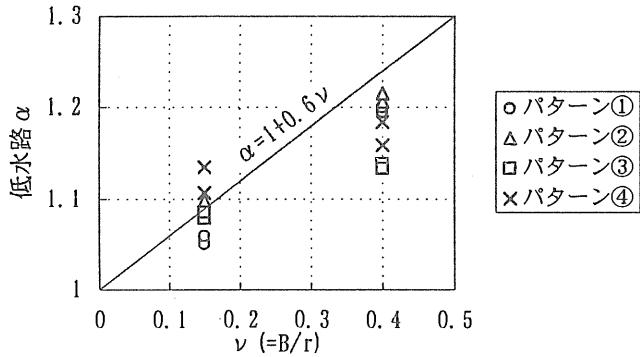


図 3・8 高水敷冠水時の低水路の ν と α の関係

高水敷水深3.5m

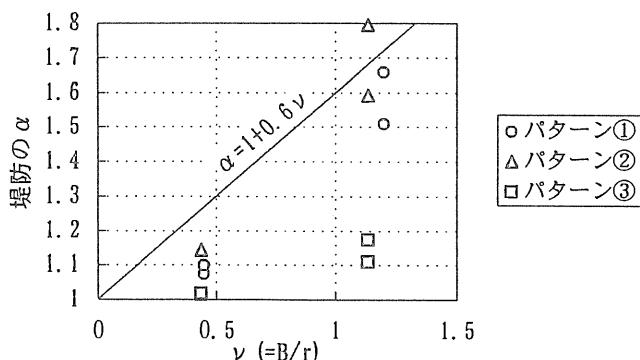


図 3・9 高水敷冠水時の堤防の ν と α の関係

本検討による水理計算ならびに従来の研究結果を総合して、現時点では以下に述べる方法が蛇行河川における護岸等の必要箇所の検討、および施工する場合の参考になるものと考える。なお、このような方法を現地において数多く適用し、その効果等を調査・検証して、より適切な方法にすることが望まれる。

4. 1 外力の設定方法

護岸設計における設計外力は、代表流速 V_0 で与える。

$$V_0 = \alpha V_s$$

ここに α :補正係数、 V_s :基準流速である。対象河道の基準流速は、流速値が最大になると考えられる計画高水位を対象としてマニング式により算定する。粗度係数は低水路と高水敷を分けてそれぞれの設計対象地点の状況に応じた適切な値を用いる必要がある。水深は計画高水位における低水路あるいは高水敷のそれぞれの水深を用いる。また、エネルギー勾配は、不等流計算から求めが必要がある。ただし、急変流の生じる箇所以外では水面勾配を用いても良いと考えられる。

4. 2 α の与え方

1) 単断面河道の α

単断面河道（低水路満杯流量）の湾曲部では、無次元量の違いにより水衝部位置に大きな変化はないので、水衝部、非水衝部の2区間に分けて α を設定すれば良いと考えられる。ただし、本検討結果は、河床変動の生じない固定床河道（平坦河床）としたときの α であるので、このような河道（三面張り等）の場合には次のようになる。

$$\text{水衝部 (I 区間)} : \alpha = 1 + 0.5\nu$$

$$\text{非水衝部 (II 区間)} : \alpha = 1.0$$

ここに $\nu = B/r$ 、 B :川幅、 r :曲率半径である。これに対し河床変動を伴う場合は、外岸側が洗掘され、内岸側は砂州が形成される。このような場合、深掘れによる割増を α へ考慮する必要がある。これについて宇多⁹⁾らは、河床洗掘による割増として $1 + \Delta Z/2D$ を付加しており、これを適用すると次のとおりとなる。ここに ΔZ は平均河床からの洗掘深、 D は平均水深である。

$$\text{水衝部 (I 区間)} : \alpha = 1 + 0.5\nu + \Delta Z/2D$$

$$\text{非水衝部 (II 区間)} : \alpha = 1.0$$

最深河床高の予測手法については、経年的な河床変動資料、既往の研究成果や数値解析による方法等があり、

適用性や精度等も含め適切な選択が必要である。なお、宇多⁶⁾らは、洗掘が生じる場合の割増係数 α について、これまでの研究成果や現地の実態等を考慮してセグメント 1 (扇状地) の河道の上限値を 2.0、セグメント 2 および 3 (自然堤防帶およびデルタ区間) の河道の上限値を 1.6 としている。よって、上限値はこれらの知見に従って適用するのが妥当と考えられる。

α の河道設定範囲の区間割については、図 4・1 に示すように水衝部 (I 区間) の上流端の目安として、上流側直線部の内岸側法線を延長した線と外岸側の法線が交差する地点からその川幅の約 2 倍程度上流地点とすれば良いと考えられる。これは河床変動を伴う場合、水衝部位置が上流側に移動すること、実河川の護岸施工事例を参考に判断したものである。下流端については、内岸側頂点の若干下流 (川幅分程度) とすれば良いと考えられる。対岸側についても同様に蛇行の半周期分ずらして割増区間を設定する。

なお、以上の α の河道設定範囲は、複湾曲部を想定したときのものである。単湾曲部の場合、図 4・2 に示すように外岸側上流端については、複湾曲と同じ設定方法で良いと考えられる。下流端については、湾曲終了地点から川幅の約 2 倍程度下流地点とする。内岸側の上流端については、反対に湾曲始点から川幅の約 2 倍程度上流とし、下流端は内岸側頂点から川幅程度下流とする。

2) 複断面河道の低水路の α

複断面河道の場合も図 4・1、4・2 の単断面河道と同じ範囲で α を設定すれば良いと考えられる。低水護岸の必要性は高水敷幅によっても規定されると考えられるが、単断面河道の考え方に基づいて割増範囲を設定すれば、高水敷幅の狭い箇所はその区間に含まれることになる。低水路の α の設定は、式(3・2)を適用することとする

以下のようなである。なお、洗掘が生じている場合の α の上限値は、前述のセグメント毎の値を準用することとする。

・河床変動が生じない場合

$$\text{水衝部 (I 区間)} : \alpha = 1 + 0.6\nu$$

$$\text{非水衝部 (II 区間)} : \alpha = 1.0$$

・洗掘が生じる場合

$$\text{水衝部 (I 区間)} : \alpha = 1 + 0.6\nu + \Delta Z / 2D$$

$$\text{非水衝部 (II 区間)} : \alpha = 1.0$$

3) 高水敷冠水時の堤防の α

高水敷水深が増大すると、堤防間が単断面であるような流れの状態となり、水衝部は堤防の凸側 (内岸側) に生じることになる。したがって、水衝部位置は、単断面河道時と同様の方法により、図 4・3 に示すように、水衝部 (I 区間) と非水衝部 (II 区間) に分けて α を設定する。なお、低水路と堤防の蛇行に位相差がある場合、高水敷水深によって水衝部は若干異なるが、上記の設定方法によりその差はカバーされると考えられる。単湾曲部の場合、先の図 4・2 と同様の設定方法とし、外岸側および内岸側とも上下流端は堤間幅分を与えることとした。

堤防地点に対する α の算出は、堤防間の諸元 (ν) を用いて次のとおりとする。

$$\text{水衝部 (I 区間)} : \alpha = 1 + 0.6\nu$$

$$\text{非水衝部 (II 区間)} : \alpha = 1.0$$

5. おわりに

複断面蛇行河道の河岸に働く外力について、実河川の蛇行特性量に基づき、河道形状を分類して設定するとともに、蛇行河道の流況を規定するパラメータを系統的に変化させた検討を行った。その結果、河道湾曲部の河岸に働く設計外力 (代表流速) を基準流速に対する補正係

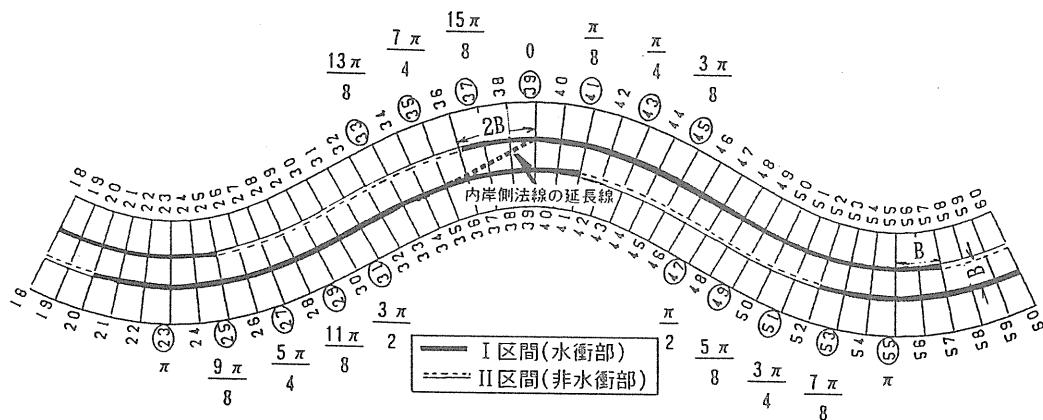


図 4・1 単断面および複断面河道低水路の α 設定のための区間割

数として表し、単断面河道の場合は式(3・1)で評価できることを明らかにした。また、複断面河道の高水敷冠水時においては、蛇行パターンによって若干の違いがあるものの、上限は式(3・2)によって評価できることを明らかにした。なお、この検討では河床変動を考慮していないため、河床変動が生じた場合の河岸に働く外力に及ぼす影響についてさらに研究する必要がある。今後これらを考慮したより精度の高い評価法について検討する予定である。

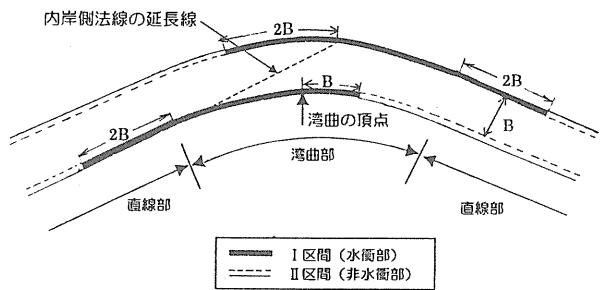


図4.2 崇湾曲部における α 設定のための区間割

参考文献

- 1) 福岡捷二・富田邦裕・堀田哲夫・宮川朝浩(1994.8)：橋脚まわりの局所洗掘推定のための実用的数値シミュレーションの開発、土木学会論文集、No.497／II-28, pp.71~79
- 2) 芦田和男・大槻英樹・大本雄二(1996.7)：多自然型護岸の実験的研究、河川環境総合研究所報告第2号, pp. 87~105
- 3) 清水康行・渡辺康玄・鳥谷部寿人(1995.2)：直線および蛇行河川の安定河床形状に関する研究、土木学会論文集, No.509／II-30, pp.67~78
- 4) Langbein,W.B.and Leopold,L.B.(1996) : River meanders-theory of minimum variance,USGS Professional Paper,422H
- 5) 山本晃一(1994.9)：沖積河川学、山海堂, pp.132 ~133
- 6) 宇多高明・望月達也・藤田光一・平林桂ほか(1997. 1)：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動、土木研究所資料第3489号, pp.316 ~323

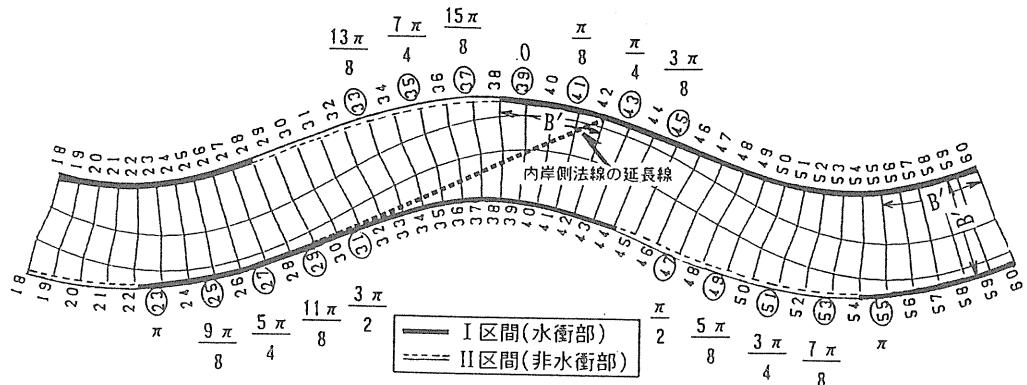


図4.3 複断面河道の堤防の α 設定のための区間割

4. 水制を伴う流れと河床変動の数値シミュレーション

芦田 和男*・大槻 英樹**・荒牧 浩***・劉 炳義****・大本 雄二*****・藤田 晓*****

要旨

多自然型護岸の幅広い適用を図るため、河岸に作用する外力を軽減し、多様な河床を形成する水制の機能を利用することが有効と考えられ、著者らは水理模型実験によって、それらの機能の有効性を確認した。しかしながら、護岸設計の際には、その効果の定量的評価を行うことが重要であり、そのための手段として水制モデルを導入した平面二次元数値シミュレーションモデルを開発した。対象とする水制は不透過型の出し型水制及び透過型のスクリーン枠水制であり、模型実験の再現計算によりその適用性が確認された。

1. はじめに

多自然型の川づくりを実施する場合、生態系、景観等に十分配慮した護岸構造を採用することが望まれる。しかし現段階において、そうした多自然型の護岸をどのように設計すれば河川の水の流れに対して安全であるか、といった一般的な設計基準は、まだ十分に確立されていない。そこで著者らは、護岸設計の合理的な指針を作成するための基礎となるデータを得るために、水理模型実験と数値シミュレーションを並行して進めてきている。^{1),2),3),4)} 実験およびシミュレーションは、実河川の形状を典型的に表す代表的な例として、緩傾斜河岸を有する90°単湾曲河道を特に対象としており、代表的な多自然型護岸の一つである空石張り護岸を法面に施し、護岸、護床に関する特性を調査している。

空石張り護岸は、従来形式のコンクリート護岸に比べて強度的に不利であり、流水に対する抵抗力を十分なものにするための工夫がしばしば要求される。例えば、護岸の法面勾配を緩くしたり、護岸の材料の粒径を大きくするといった手段が考えられるが、その他に、水制工を

設置して流水による外力を制御することも有効な手法の一つである。さらに、水制工は河道環境の多様化を促し、生態系や景観に対しても良い影響を及ぼす例が多い。

著者らはこれまでに、水理模型実験により、これら流れと河床変動の制御機能として、湾曲部外岸の河岸近傍流速の低減効果、高流速域や深掘れ領域を河道中央側へシフトする効果、および、局所的な洗掘、堆積を生じさせる効果等の有効性を確認した。しかしながら、このような水制の適用を幅広く図っていくためには、こうした水制の水理機能を事前に予測できることが重要である。そのための手段として、水理模型実験や数値シミュレーションは、各対象地点固有の河道条件を踏まえた検討を行うことができ、個々の設計現場での水制の水理機能を的確に予測するための有用な手法であると考えられる。模型実験は、水制周辺の複雑な流れを再現し、局所的な現象を比較的精度良く予測できるが、その準備や計測およびデータ処理に通常多くの労力を必要とする。一方、数値シミュレーションは、従来より平面二次元モデルや三次元モデルによる水制周辺の流れの再現が試みられているが、前者は水制近傍の鉛直流れを再現できないこと等から現象の忠実な再現が難しく、後者は解析にかかる労力が膨大となり、モデルの再現性の問題に加えて、実用上の問題が残る。このため、未だ十分な計算手法が提案されるに至っていない。

以上のような状況に鑑み、本稿では、できるだけ簡易で実用的な方法で水制の水理機能を予測する手段として、平面二次元モデルに簡単な水制モデルを組み込んだ数値シミュレーションモデルの考え方を示し、その計算方法と計算結果、および、模型実験結果との比較についてとりまとめる。

なお、以下に示すモデルの説明では、水制の例として図3-1に示すような透過型の水制(スクリーン枠)を取り上げるが、計算手法自体は透過型・不透過型の水制とも

* 芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所長
** 大槻 英樹 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員
*** 荒牧 浩 川鉄建材(株) 土木事業部 土木技術部 土木商品開発室 係長
**** 劉 炳義 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室 課長
***** 大本 雄二 (株)ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所
***** 藤田 晓 (株)ニュージェック 河川・海岸部 河川室

扱うことができるものである。

2. シミュレーションモデルの概要

本稿で提案する数値シミュレーションモデルは、河道の流れと河床変動に関する従来の一般的な平面二次元モデルを基礎として、これに、水制の水理機能に関するモデルを新たに組み込むものである。

本研究で、基礎として採用した平面二次元モデルの概要を示すと以下のとおりである。まず、直交曲線座標系を用いた二次元浅水流モデル⁵⁾で流れの計算を行い、次に、計算された流れに基づいて掃流砂量を求め、流砂の連続条件により河床変動の計算を行う。この手順を繰り返すことによって河床変動の様子をシミュレートする。二次元浅水流モデルでは、計算方法としてPatankarのSIMPLER法を用いている。また、掃流砂量の算定には、底面流速の流向と河床の縦・横断勾配を考慮したモデル⁶⁾を用いる。流砂の移動を計算するための底面流速は、主流方向については対数則分布を仮定して相当粗度高さの流速を用い、二次流はEngelundの発達した螺旋流による底面流速式で評価する。河床材料は混合砂として扱い、河床からの深さによって粒度分布の違う状態を考慮できるよう、河床の交換層の下に遷移層と堆積層を導入した多層モデル⁶⁾を用いる。計算手法の詳細については参考文献7)を参照されたい。

3. 水制のモデリング方法

水制をモデリングするにあたり、流れに対する水制の効果として、通水面積の減少による水刎効果、および、水制周辺の渦領域におけるエネルギー散逸による流れへの抵抗効果、の2つを考える。前者の評価のために、水制位置では真の河床位よりも高く設定した擬似河床位を用いて流れを計算し、後者の評価のために、水制の影響領域では水制を考慮した付加抵抗係数を河床に与える。これらの考え方についてそれぞれ3.1と3.2に述べる。

【水制の水理的効果】

- 実質通水面積の減少による水刎効果
→擬似河床位で評価する。
- 水制周辺の渦領域におけるエネルギー散逸による流れへの抵抗効果
→付加抵抗係数で評価する。

3. 1 擬似河床の概念と設定方法

計算メッシュ上に図3・1のように透過型の水制が設置

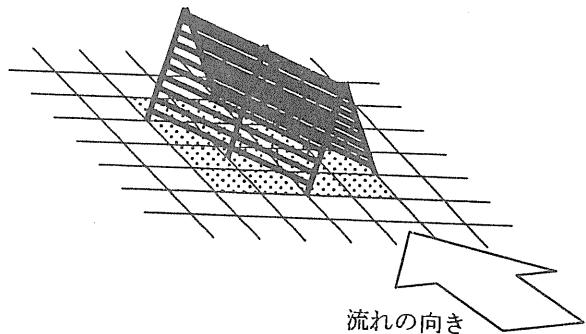


図3・1 水制と計算メッシュ

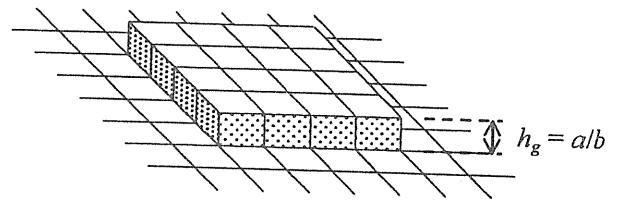


図3・2 水制による遮蔽面積を考慮した擬似河床

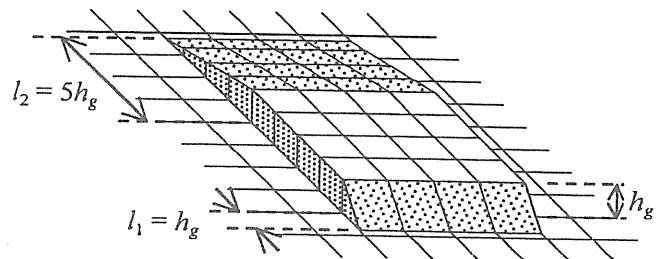


図3・3 縦渦領域を考慮した擬似河床

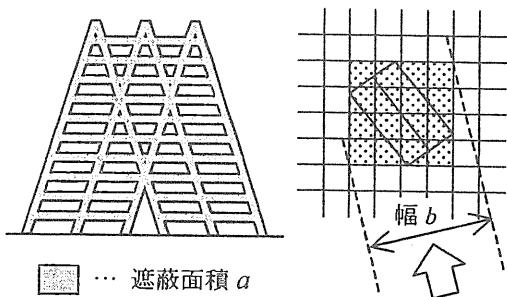


図3・4 水制の遮蔽面積と水制設置域の幅

してある場合を考える。図中、ハッキングのメッシュを水制領域と定義し、水制による流れへの遮蔽面積に応じて擬似河床位を与える(図3・2)。また、水制の上下流部分に現れる縦渦により実質的な通水断面積が減少する効果を評価するため、これらの領域にも同様に擬似河床を設定する(図3・3)。

図3・2および図3・3の水制の遮蔽高 h_g は、水の流れの方向から見た水制の遮蔽面積 a を水制設置域の幅 b で割って求める(図3・4)。流れの方向は、水制上流における流れの平均流向で与える。なお、不透過型の水制をモデリングする場合には、水制の平面形状を計算メッシュで表現し、水制の天端高を河床位として与えて、水制を直接、図3・2のように表す。これにより、不透過型・透過型とも共通して考えることができる。

水制前後の縦渦領域の長さについては、文献8)等を参考に、水制背後は水制高さの5倍、水制直上流側は水制高さの1倍とし、式(3・1)のように与える。その妥当性や一般性については、今後検討する余地があるが、本研究ではこの様な考え方による簡易なモデルの適用性を検討することに主眼を置くものとする。

$$z_f = \begin{cases} z + h_g - l & 0 \leq l \leq h_g \text{ (上流側)} \\ z + h_g & \text{(水制設置域)} \\ z + h_g - l / 5 & 0 \leq l \leq 5h_g \text{ (下流側)} \end{cases} \quad (3 \cdot 1)$$

ここに、 z_f は擬似河床位、 z は河床位、 h_g は水制による流れへの遮蔽高、 l は水制上流端(下流端)からの距離である。

3. 2 付加抵抗の評価方法

擬似河床を与えた計算メッシュ(水制領域と縦渦領域)を水制影響領域と定義する。この水制影響領域に対し、水制の効果を以下のように考慮した付加抵抗係数 C_f を与える。

まず、抵抗係数の概念を用いて河床面に働くせん断力を表現すると、次のとおりである。

$$\tau = \rho C_f u^2 \quad (3 \cdot 2)$$

ここに、 τ は河床せん断力、 ρ は水の密度、 C_f は抵抗係数、 u は鉛直平均流速である。

一方、従来の抵抗力の概念を用いれば、水制によって生じる流れへの抵抗力を次のように表せる。

$$D = \frac{\rho}{2} C_D \int_0^b u_0^2 h_g dy \quad (3 \cdot 3)$$

ここに、 D は水制による抵抗力、 C_D は抗力係数、 u_0 は水制影響領域の上流側での鉛直平均流速、 h_g は水制による流れへの遮蔽高、 b は流れの方向から見た水制の横幅、 y は流れの方向に直交する方向である。

近似的に、水制が流れに及ぼす抵抗力は水制影響領域の擬似河床面に働くせん断力の総和に等しいとおくことができ、水制影響領域の抵抗係数を一様と仮定すれば、式(3・2)、(3・3)より、抵抗係数 C_f を次式で表せる。

$$C_f = \frac{C_D \int_0^b u_0^2 h_g dy}{2 \int u^2 dA} \quad (3 \cdot 4)$$

ここに、 A は水制影響領域を表す。流れの計算の中で河床せん断力を求める際には、式(3・4)を離散化した式に、前の時間ステップの流速を代入して C_f を算出する。

4. 出し型水制の実験による検証

ここでは、越流不透過型の出し型水制を湾曲河道の河岸に設置して、その護岸、護床の効果を評価する水理模型実験を行い、3. に示した水制モデリング手法を用いて再現計算を行うことにより、モデルの妥当性を検証する。

4. 1 実験の概要

実験では、台形断面の90°単湾曲移動床河道模型に出し型水制を設置し、低水路満杯流量を定的に与えて水理現象の観察を行うとともに、河床がほぼ平衡状態になった時点での河床形状、水面形、および流速分布を計測し、水制による外岸水衡部の流速低減効果や河床変動特性を調べている。湾曲部外岸に水制を13基設置したケース(Case1)、および湾曲入口部内岸にもさらに水制4基を設置したケース(Case2)の2ケースを再現計算の対象とし、これらの実験条件を表4・1に示す。

表4・1 出し型水制の実験条件

水路平面形状	: 90° 単湾曲水路 (図4・1のとおり)
水制の配置	: 図4・2(1)のとおり (Case1) 図4・2(2)のとおり (Case2)
水路横断形状	: 台形断面 (図4・3のとおり)
河床勾配	: 1/500
流量	: 低水路満杯流量 40.4L/s
河床材料粒径	: 5.34mm (法覆工) 0.70mm (法覆工以外)
水制の諸元	: 図4・4のとおり

4. 2 計算条件

再現計算は、3. に示した水制のモデリング手法で出し

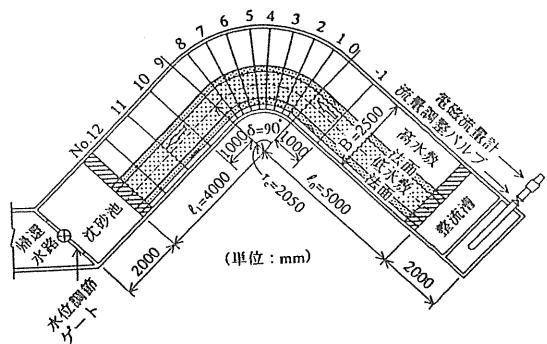
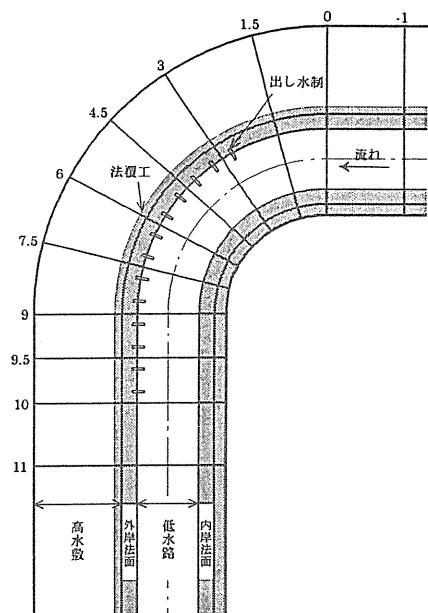
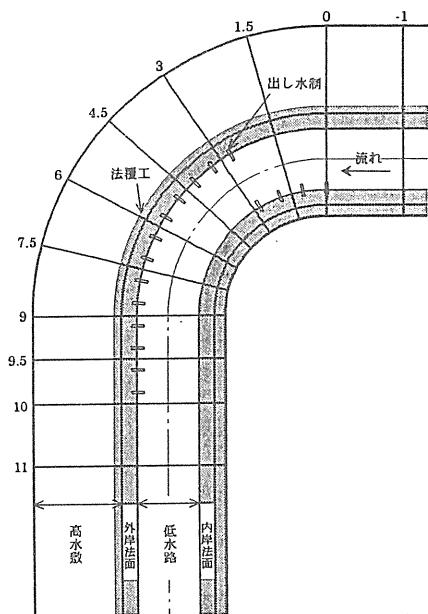


図 4・1 水路の平面形状



(i) Case1



(ii) Case2

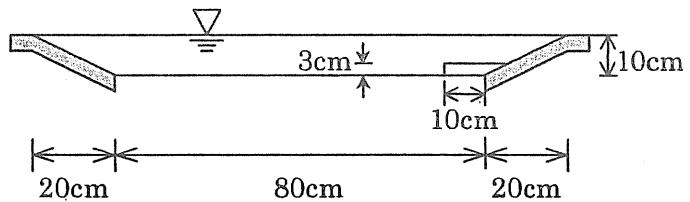


図 4・3 水路の横断形状（出し型水制の実験）

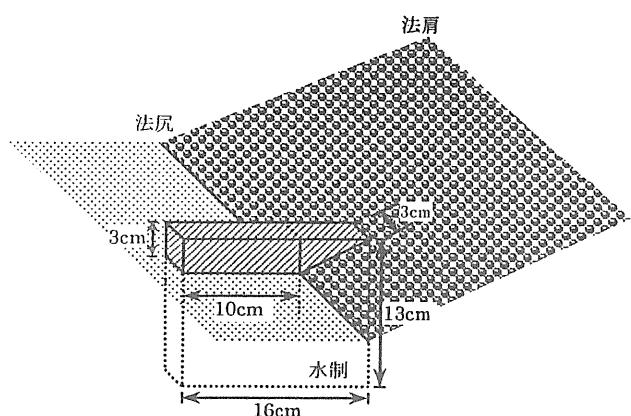


図4・4 出し型水制の諸元

型水制を表現し、2. に示したシミュレーションモデルで流れと河床変動を計算する。

実験では、側岸付近の河床侵食に伴って法覆工の粗い粒子が崩落し、河床を覆って侵食を抑制する現象がみられた。計算では、この効果を評価するため、深掘れの河床横断勾配が粒子の動的安息角を越えないように侵食条件を設定する。

水制影響領域では河床の抵抗係数 C_f を式(3・4)により求めるが、水制影響領域以外での C_f は、式(3・2)とマニングの平均流速公式に基づいて式(4・1)で与えるものとし、粗度係数 n の値については、所定の流量で上流直線区間が低水路満杯となる平均的な値を求めて $n=0.025$ とした。

$$C_f = g \cdot n^2 / h^{1/3} \quad (4 \circ 1)$$

水制の抗力係数 C_D については、水没した杭に対する値として $C_D = 2 \sim 6$ 程度の範囲の数値が掲げられており,⁹⁾ これを参考に、水制の規模と水深の大きさの関係を考慮して $C_D = 2$ とする。

また、底面における二次流の流速を見積もる際に用いる二次流強度係数 N_* は、一様弯曲流路における発達した螺旋流に対して 7.0 程度の値が適するとされる¹⁰⁾が、本稿と同様な 90° 単弯曲河道での実験における流速

測定結果¹⁾を調べたところ、 $N_* = 3.0 \sim 6.0$ 程度に相当する底面流速が生じていることがわかった。このため、数値シミュレーションは二次流強度係数 $N_* = 3.0$ として行った。なお、図 4・5 は、実験における底面流速の主流方向成分 u_{bh} と水深 h 、曲率 $1/r$ を用い、式(4・2)に示す螺旋流の底面流速式で $N_* = 3.0, 7.0$ として計算した

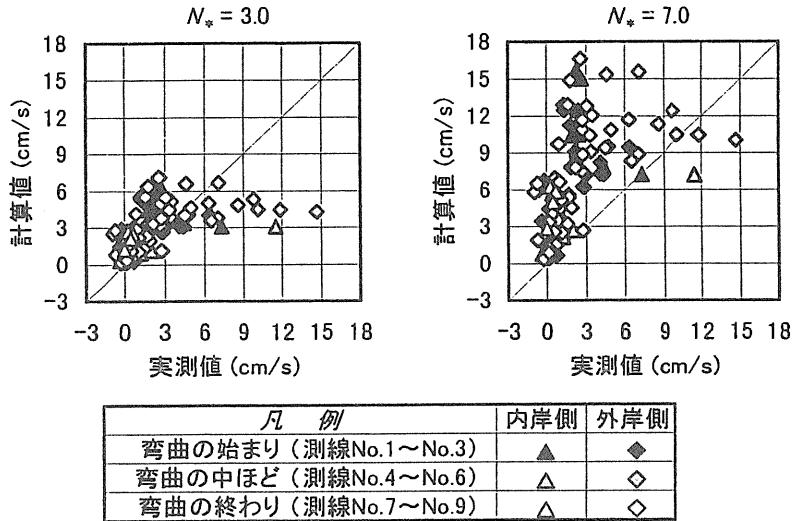


図 4・5 底面二次流の実測値と計算値の比較（水制なし）

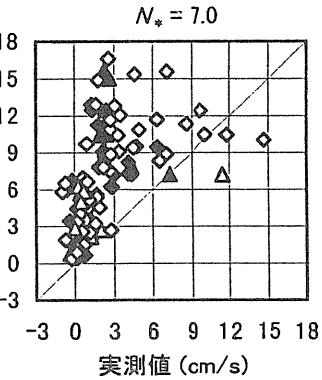
4. 3 計算結果と実験結果の比較

図 4・6(1), (2) は、ほぼ平衡と見なせる時点の水深平均流速の分布について、計算結果と実験値を比較して示したものである。また、図 4・7(1), (2) は水位と河床位の横断分布の比較を行ったものである。これらの結果に基づき、次のようなことがいえる。

①水深平均流速の再現性に関しては、湾曲部下流の直線区間や Case 2 の湾曲内岸側の水制近傍といった領域での再現性がやや劣るもの、湾曲外岸部の水制近傍での流速低減効果が良好に再現されている。

底面二次流の計算値を、実測の底面二次流の値と比較したものである。ただし、この計算では曲率は水路のものを用いている。

$$u_{bh} = -N_* \frac{h}{r} u_{bp} \quad (4 \cdot 2)$$



なお、水制なしの場合の実験及び計算結果の比較により、高流速域を河道中央側にシフトする効果の再現性が確認されている。

②河床形状に関しては、両ケースとも、横断的に見て洗掘・堆積パターンのおおよその傾向は一致しているものの、計算では湾曲部の洗掘が実験値よりも大きくなっている。

③水制を湾曲入口部内岸にも設置したことによる影響を見るため、Case 1 と Case 2 の違いに着目してみると、計算、実験ともに、流れや河床変動の大きな差違は認められない。これにより、湾曲入口部内岸

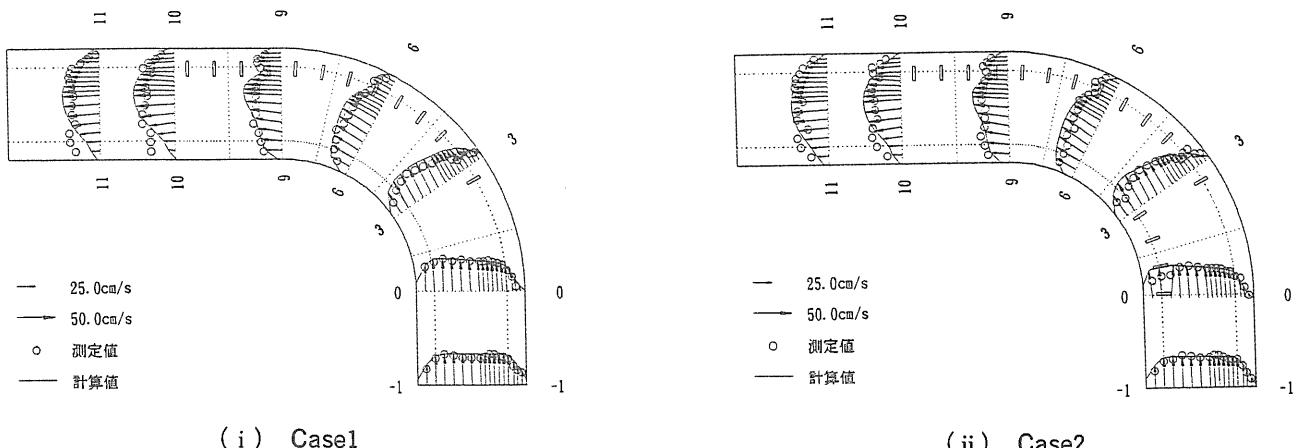
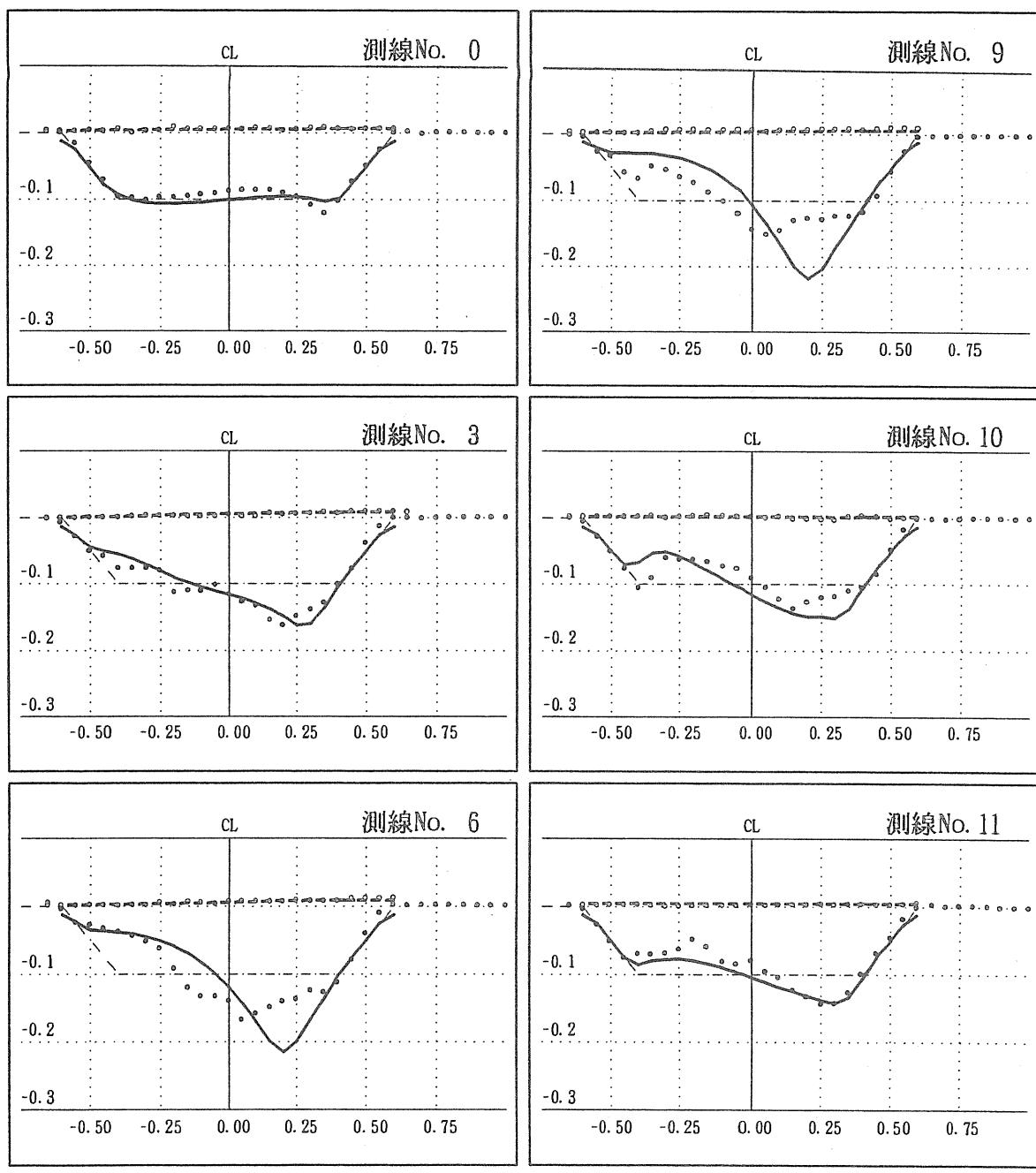


図 4・6 水深平均流速の実験値および計算値（出し型水制の実験）

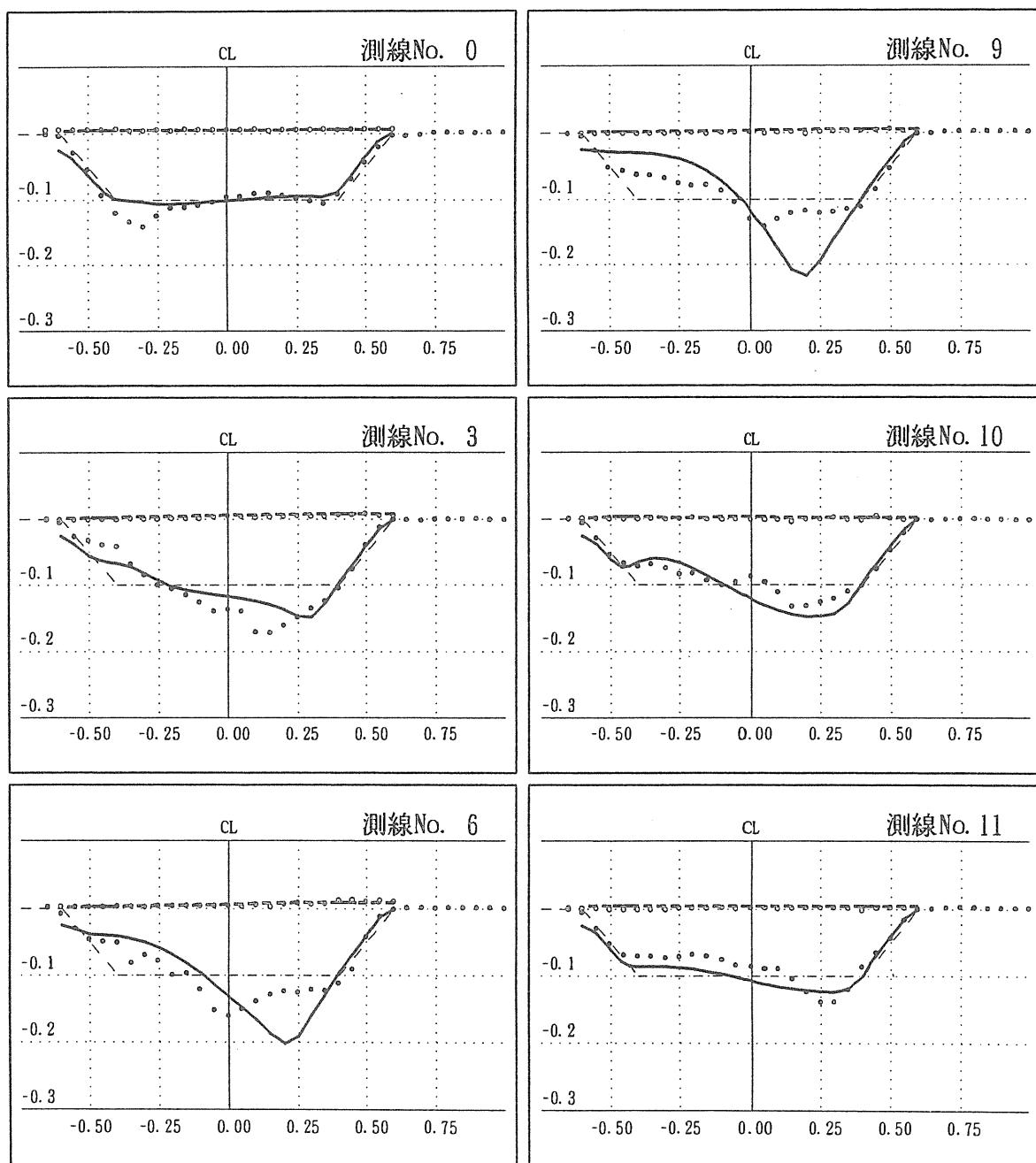


凡例

- 水面（計算値）
- 水面（測定値）
- 河床（計算値）
- 河床（測定値）
- - - - 河床（初期値）

(i) Case1

図 4・7 水位と河床位の実験値および計算値（出し型水制の実験）



凡例

- | | |
|-------|---------|
| ----- | 水面（計算値） |
| ◦ | 水面（測定値） |
| —— | 河床（計算値） |
| ◦ | 河床（測定値） |
| ---- | 河床（初期値） |

(ii) Case2

図 4・7 水位と河床位の実験値および計算値（出し型水制の実験）

の水制は、堆積領域に設置された場合には、あまり流速制御効果を発揮しないことがわかる。

河床形状および流速分布における計算結果と実験結果の定量的な差違は、主に次のようなことに起因するものと考えられる。

①計算は低水路を対象に行っており、各断面の通過流量は同じとしている。しかし、実際の水理実験では、湾曲部外岸の水位上昇に伴い、一部の流量が高水敷に溢れていたため、低水路における流量が断面ごとに異なっている。その損失量は、試算によると断面No.6~9の区間において上流端流量の1~2割に達する。そのため、平均流速が小さくなり、二次流も弱められるものと考えられる。計算条件と実験条件におけるこの違いが流速分布と河床形状の不一致をもたらす一要因と考えられる。

②実験においては、水制近傍の局所的な流れによって法面の法覆工材料が崩れ落ちていた。それによって低水路の河床材料の移動が抑制され、結果的に外岸の侵食と内岸の堆積が抑制されることになる。一方、計算では、前述したように便宜上侵食時の河床横断勾配が動的安息角を越えないようにコントロールしているが、この法面の崩れ現象を忠実に評価できていないため、法覆工材料による遮蔽効果は適切に反映されていない。このことが上記の計算結果と実験結果の差違を引き起こすもう一つの主因と考えられる。

5. スクリーン棒の実験による検証

図3・1に示した形状の透過型水制(スクリーン棒)を湾曲河道の河岸水衡部に設置し、その護岸、護床効果を調査した水理模型実験¹¹⁾について4. と同様に再現計算を行う。

なお、スクリーン棒は(財)砂防・地すべり技術センター及び川鉄建材株式会社が共同開発した工法¹²⁾¹³⁾で、現在建設省湯沢砂防工事事務所で試験設置を行っている例がある。¹⁴⁾

5. 1 実験の概要

固定床実験および移動床実験が実施されており、固定床実験では主に流速の分布状況が詳細に計測され、移動床実験では河床位と水面が詳細に計測された。

固定床実験は、スクリーン棒を設置したケースと設置しないケースについて、表5・1「固定床水路」に示す条件で行われた。一方、移動床実験はスクリーン棒を設置し

て河床が定常となるまで通水し、その後スクリーン棒を除去して再び河床が定常となるまで通水し、途中、適宜、河床位と水面を計測するというものであり、表5・1の「移動床水路」に示す条件で行われた。

スクリーン棒は、図5・3に示す諸元の遮蔽率40%の透過型水制であり、図5・1、図5・3のように90°単湾曲水路の外岸側に水路法線に対して30°の角度を付けて配置している。このスクリーン棒の配置は、固定床実験、移動床実験とも同一であるが、移動床実験では固定床実験に比べて河床材料の粒径を小さくすると同時に河床勾配を若干急にし、河床材料の移動が生じる条件に設定している。

5. 2 計算条件

計算条件は、出し型水制の実験の再現計算と同様に与える。水制の形状を詳しく示すと図5・4に示すとおりであり、鋼製フトン籠が初期河床の高さにあるため、水制位置では侵食が生じない。

なお、水制の抗力係数 C_D については、次節5. 3に示すように、スクリーン棒の抗力係数を評価する水理模型実験を別途実施した。再現計算ではその実験結果に基づいて抗力係数の値を与える。

5. 3 スクリーン棒の抗力係数の評価について

スクリーン棒の抗力係数を評価するため、以下に示す基礎的な実験を行った。

(1) 抗力係数の定義と検討方法

スクリーン棒の抗力係数の概念を用いると、図5・5の断面1と断面2の間でエネルギー式を式(5・1)のように表すことができる。

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f + C_D \frac{a}{A_1} \frac{v_1^2}{2g} \quad (5 \cdot 1)$$

ここに、 v は断面平均流速、 h_f は摩擦損失水頭、 a はスクリーン棒部材の流下方向の投影面積、 A は流積、 C_D は抗力係数である。損失水頭 h_f は、マニングの粗度係数 n を用いて次式で評価するものとする。

$$h_f = \frac{n^2 v_1^2}{R_1^{4/3}} L_1 + \frac{n^2 v_2^2}{R_2^{4/3}} L_2 \quad (5 \cdot 2)$$

一様水路において水理模型実験を行い、式(5・1)および式(5・2)中の各水理量を計測することにより、両式に基づいて抗力係数を算定することができる。

(2) 実験方法及び基本条件

実験は、幅52.4cm、長さ5.5m、河床勾配1/500の矩

表 5・1 スクリーン枠の実験条件

- 固定床水路（流速を計測）

水路平面形状：90° 単湾曲水路（図 4・1 のとおり）
 水制の配置：図 5・1 のとおり
 水路横断形状：図 5・2 のとおり
 河床勾配：1/1000
 流量：低水路満杯流量 38.02/s
 河床材料粒径：2.86mm（移動を生じない）
 水制の諸元：図 5・3 のとおり
- 移動床水路（水位、河床変動を計測）

水路平面形状：90° 単湾曲水路（図 4・1 のとおり）
 水制の配置：図 5・1 のとおり
 水路横断形状：図 5・2 のとおり
 河床勾配：1/500
 流量：低水路満杯流量 40.42/s
 河床材料粒径：2.86mm（法覆工）
 0.70mm（法覆工以外）
 水制の諸元：図 5・3 のとおり

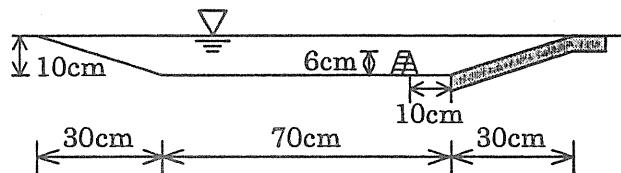


図 5・2 水路の横断形状（スクリーン枠の実験）

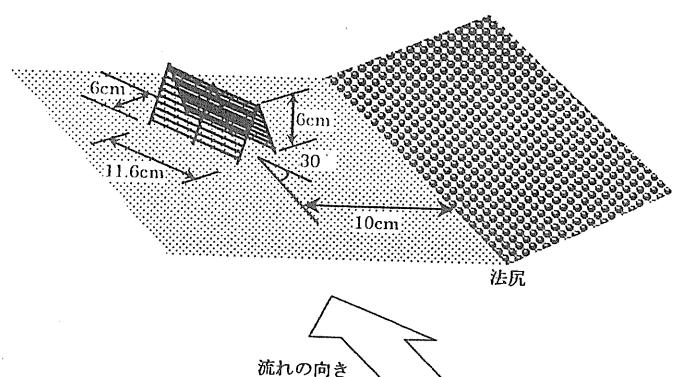


図 5・3 スクリーン枠の諸元

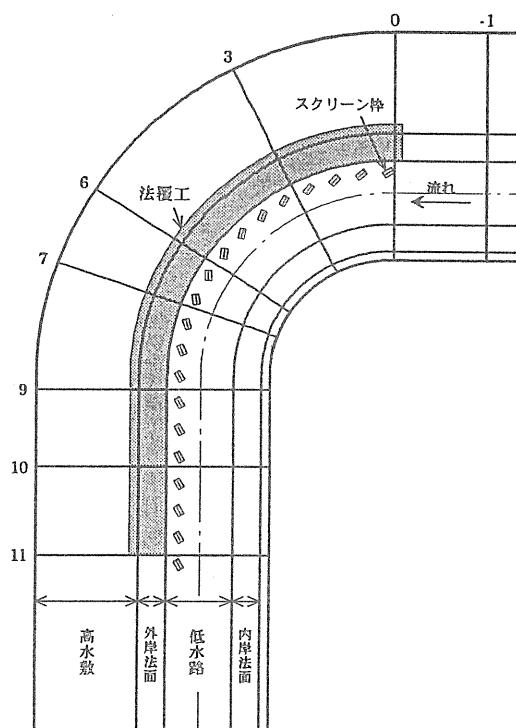


図 5・1 スクリーン枠の配置

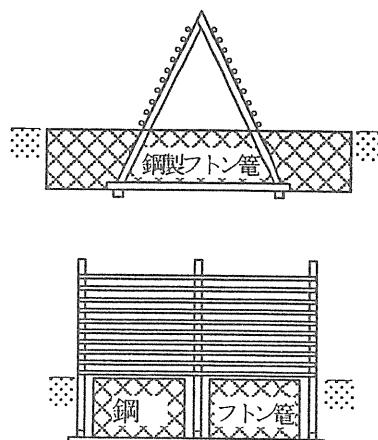


図 5・4 スクリーン枠の形状

形断面水路の中央にスクリーン枠を設置し、上流端から一定流量を定常的に通水し、スクリーン枠の上下流の断面で水位、流速を計測する。河床には、粗度として平均粒径 5.34mm のほぼ一様な珪砂を敷き詰め、一様勾配の固定床実験とした。

水位は、スクリーン枠の上下流端から 10cm 離れた断面で、横断方向に 5 点の水位を計測し、その平均を用いる。また、流速は水位と同じ測定断面において、スクリーン枠が置かれている位置の上流部の流速として、中央寄

り3測線での値を適用することとし、河床からの高さ1cm, 2cmおよびそれ以浅は2cmおきの点で流速を計測し、水深平均流速を算定する。

水路のマニングの粗度係数 n は、矩形水路にスクリーン枠を設置せずに通水して水位を計測し、等流を仮定して求めた値を用いる。

(3) 実験ケース

実験はスクリーン枠下部の鋼製フトン籠が河床に埋没した状態と、河床上に露出した状態に対して、流れに対する設置角度および水深を変化させて、表5・2に示す10ケースを実施した。

(4) 抗力係数の評価

実験により求まった抗力係数 C_D の値を図5・6に示す。

これらの結果より、全般的に抗力係数はフトン籠が露出している場合に大きくなること、設置角度が 0° または 90° で大きくなること、水深の違いによって有意な差は現れないとわかる。

また、全体的には抗力係数 C_D は1~3程度の値をとるとして良いようであるが、水深や水制諸元等種々の要因によって支配され、また、その計測評価が困難なこともあります。一般的な表示を行うためには、今後さらに種々の条件下での検討を総合して設定方法を確立する必要がある。

なお、湾曲水路の実験と同様の条件、すなわちフトン籠埋没、設置角度 30° 、水深10cmとしたケースでは $C_D \approx 1$ の値が得られており、再現計算でもこの値を用いるものとする。

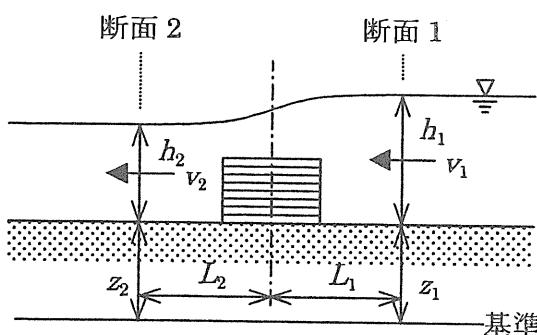


図5・5 スクリーン枠を伴う不等流

表5・2 スクリーン枠に関する実験ケース

フトン籠の状態 ^{*1}	流れに対する設置角度 ^{*2}	水深(cm) ^{*3}	流量(ℓ/s)	マニングの粗度係数	スクリーン枠部材の投影面積(cm ²)
埋没した状態	直角	6(L)	10.5	0.0179	29.4
		10(H)	22.5	0.0173	29.4
	30°	10(H)	22.5	0.0173	19.3
		6(L)	10.5	0.0179	5.3
	平行	10(H)	22.5	0.0173	5.3
		9(L)	19.5	0.0170	61.4
露出した状態	直角	15(H)	38.0	0.0186	61.4
		15(H)	38.0	0.0186	74.3
	30°	9(L)	19.5	0.0170	50.3
		15(H)	38.0	0.0186	50.3
	平行	9(L)	19.5	0.0170	50.3
		15(H)	38.0	0.0186	50.3

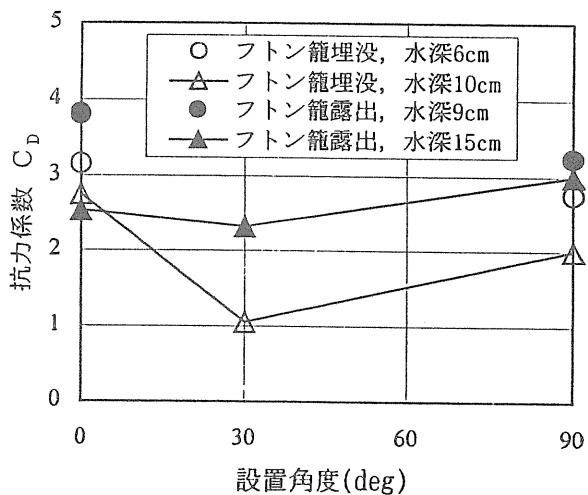
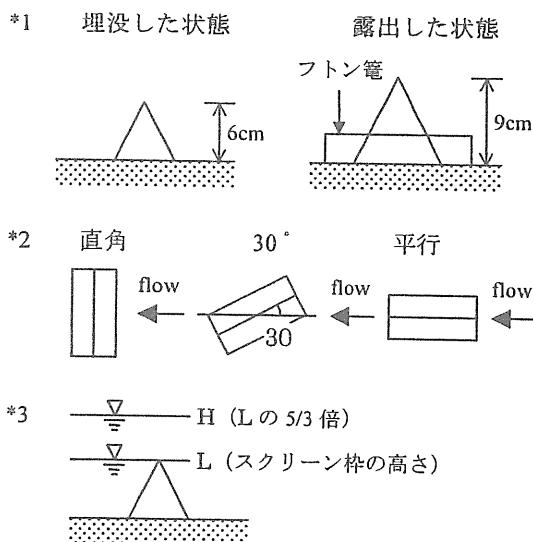


図5・6 実験から求めたスクリーン枠の抗力係数

5.4 固定床水路における流速の計算結果と実験値の比較

図5・7に、計算および実験に基づく水深平均流速の平面分布を比較して示す。これらの結果に基づき、次のようなことがいえる。

- ①スクリーン枠のない場合の流速分布を見ると、計算結果は湾曲入口部内岸側および、湾曲出口付近外岸側の流速が大きいという湾曲部流れ特有のパターンになっており、実験結果を概ね良好に再現できている。
- ②スクリーン枠のある場合の流速分布を見ると、計算結果はスクリーン枠周辺の流速低減の様子や流れを河道中央側にシフトする効果を概ね再現できている。
- ③湾曲部内岸では流れの剥離が見られるが、計算結果は実験結果に比べて剥離の規模が大きくなっている。また、計算結果は全般的に法面上での流速が実験結果よりも小さくなり、低水路床部の流速が実験結果よりも若干大きくなる傾向がある。

以上のように、計算によって平坦河床の湾曲河道での流れの様子やスクリーン枠による流れの減速効果を概ね再現できたと評価できるが、上に挙げたように計算結果と実験結果の流速分布には若干の差違も見られる。これは前述した不透過水制を対象とした実験と同様、高水敷上に溢水することによる低水路流量の減少が一つの要因であると考えられ、試算的にシミュレーションの通水流量を実験状況から推定される低水路流量(1割減程度)とし、水位は低水路満杯に相当するように若干大きめの粗度係数を用いて計算を行ったところ、湾曲部内岸の剥離の規模は小さくなり、より実験結果に近い流速分布を得ることを確認している。

また、実験結果において外岸法面の流速が大きいことについては、二次流の働きにより速い流速が外岸まで運ばれているということが考えられる。スクリーン枠を設置することにより二次流は抑制されると考えられ、スクリーン枠を設置した実験で外岸側の流速がそれほど大きくなっていないのは、上記の考え方符合条件する。シミュレーションでは、二次流を考慮しない水深平均流速に関する式を用いて流れを計算している。よって、二次流を考慮した流れの計算式を用いることにより、流れの計算の再現性が高められる可能性も考えられる。

5.5 移動床水路における河床変動の計算結果と実験値の比較

図5・8に、計算と実験に基づく横断水面形と河床変動の様子を比較して示す。これらの結果に基づき、次によ

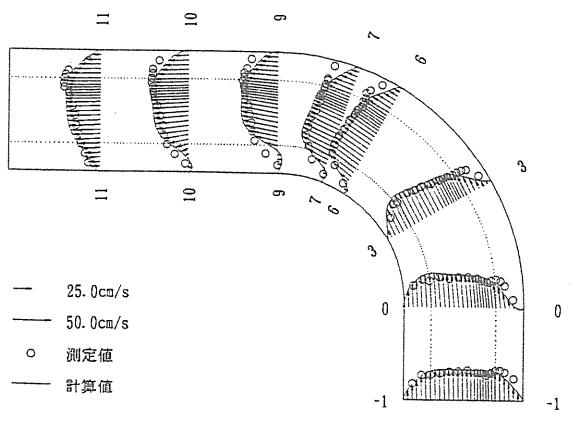
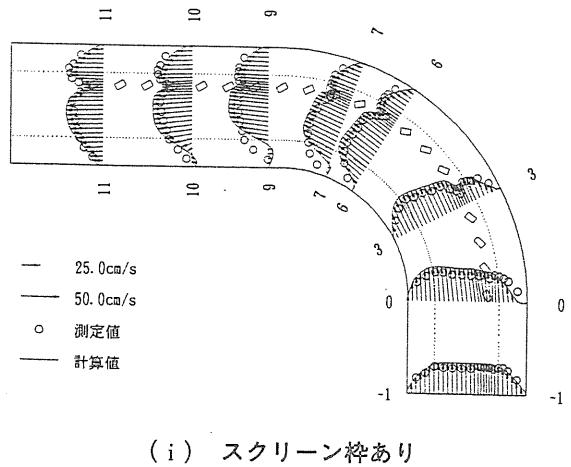
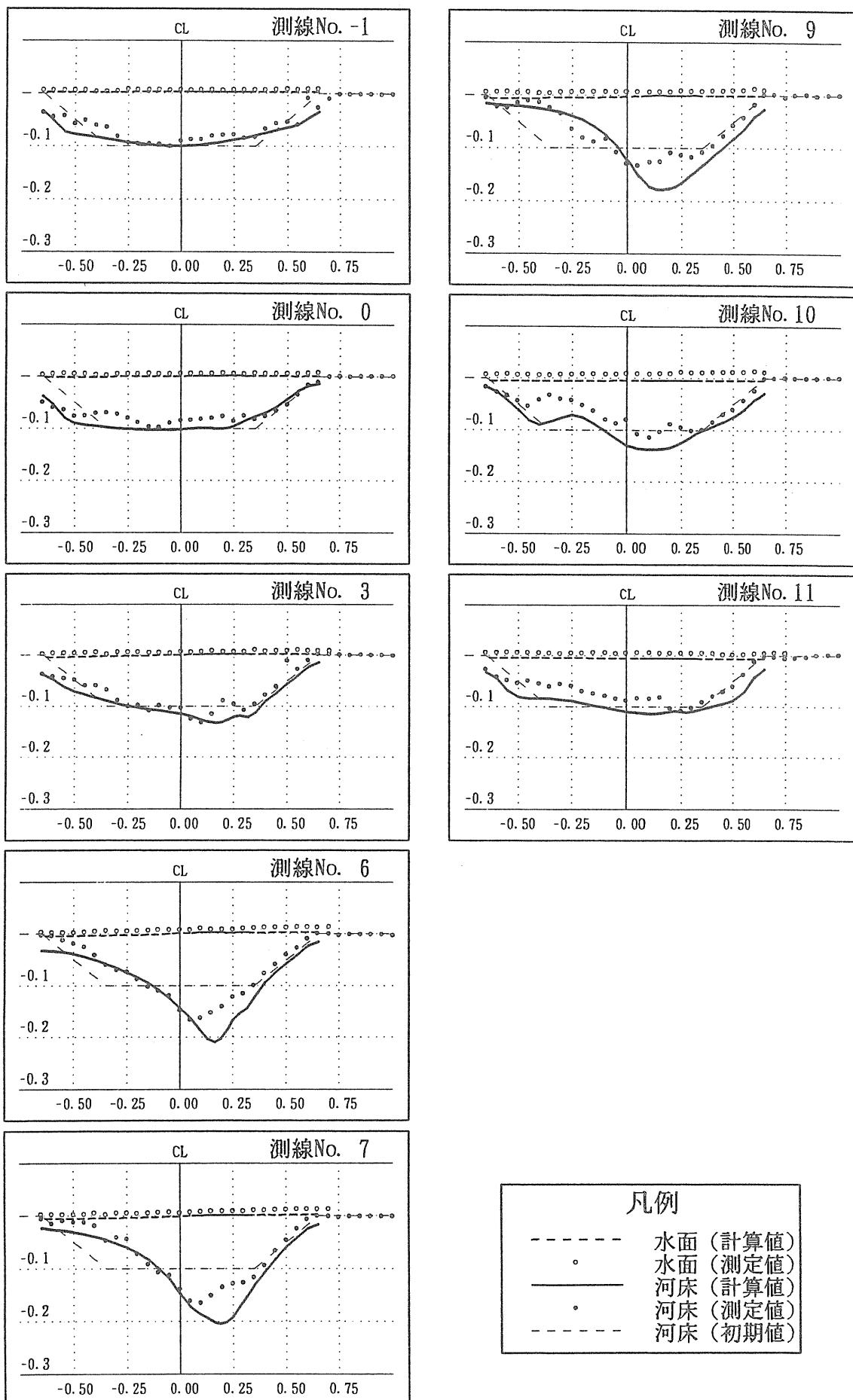


図5・7 水深平均流速の実験値および計算値
(固定床におけるスクリーン枠の実験)

うなことがいえる。

- ①スクリーン枠を設置した状態では、最も洗掘が発達するのは測線No.6～7付近であり、計算でもそのような傾向が見られる。また、堆積についても、湾曲入口から出口付近にかけての内岸側で発達している様子が計算でも現れている。
- ②実験結果によると、スクリーン枠を設置した場合は、法面の侵食は抑制されていたが、スクリーン枠を除去した場合、測線No.6からNo.10の上流の区間で外岸の法面が崩れている。これらの現象も傾向としては計算結果においても再現されている。
- ③実験では、スクリーン枠の近傍(法尻から10cm程度)では洗掘がある程度抑制されているのに対し、計算では深掘れの位置が実験に比べて外岸側にあって、スクリーン枠の付近もある程度洗掘されている。

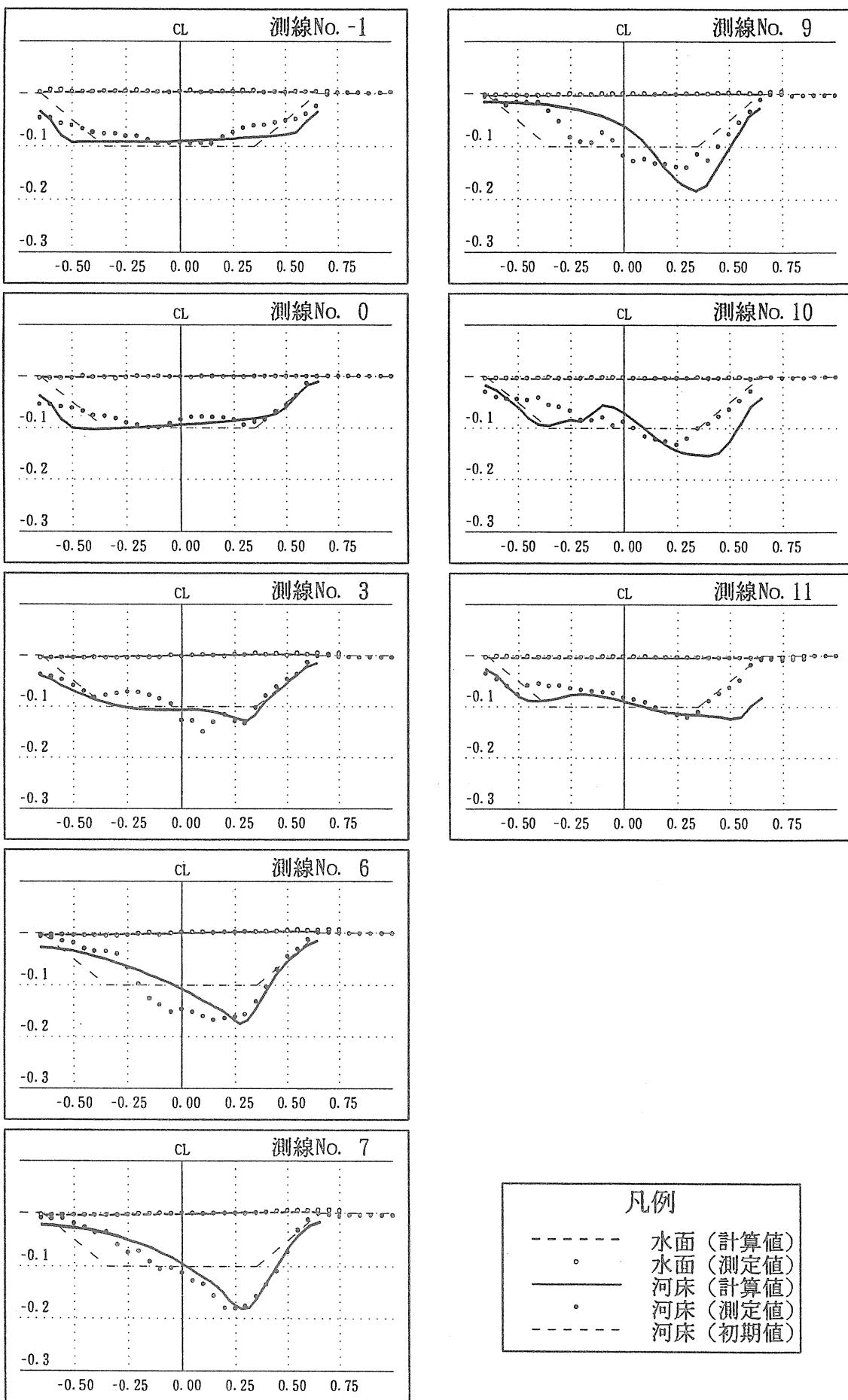


凡例

- | | |
|---------|---------|
| ----- | 水面(計算値) |
| ● | 水面(測定値) |
| —— | 河床(計算値) |
| ● | 河床(測定値) |
| - - - - | 河床(初期値) |

(i) スクリーン枠あり

図 5・8 水位と河床位の実験値および計算値(移動床におけるスクリーン枠の実験)



凡例

-----	水面(計算値)
●	水面(測定値)
—	河床(計算値)
○	河床(測定値)
----	河床(初期値)

(ii) スクリーン枠なし

図5・8 水位と河床位の実験値および計算値（移動床におけるスクリーン枠の実験）

ただし、スクリーン枠のある場合とない場合の計算結果を比較すると、深掘れの位置はスクリーン枠の設置によって内岸側にシフトしており、そのシフトの度合いは実験結果と同程度である。

④水位については、スクリーン枠のある場合、計算結果は全体的に実験結果よりも低くなっている。これは計算では河床位が実験結果に比べて低くなっていることが直接の原因である。スクリーン枠のない場合は実験値と計算値はよく一致している。

以上に示すように局所的に計算値と実験値との違いが見られるものの、全体的に見れば洗掘位置の流路中央側へのシフト効果等、スクリーン枠による特徴が良好に再現されたと言える。この結果と前述の固定床実験の再現計算におけるスクリーン枠近傍の流速低減効果や流れを河道中央側にシフトする効果等がうまく表現されていることを考え合わせると、ここで提案した透過型水制の簡易モデルを基本とした数値シミュレーションモデルによって、水制設計に関する有用な情報としての現象予測が可能になるものと考えられる。

6. 終わりに

以上、本稿では、簡単な水制モデルを組み込んだ数値シミュレーションモデルによる水制(不透過型水制および透過型水制)の水理機能の予測手法を考案し、手法の適用性を示した。

また、透過型水制の抗力係数の値を実験に基づいて評価し、数値シミュレーションにおいてもその値の適合性を確認することができた。

数値シミュレーションは、対象河道区間全体スケールの流れについては予測可能な水準に達しているが、水制周辺の局所的な流れや河床変動を定量的に評価できるまでには至っていないと言える。

今後、より精度の良い予測を行うためには、水制近傍の河床変動の取り扱いについて、また、二次流強度係数や水制の抗力係数の評価等においてさらなる検討が必要と考えられる。また、本手法の実河川への展開も図り、手法の適用性を高めて行きたい。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、水制のモデリングに関しご指導頂いた立命館大学江頭進治教授、ならびにスクリーン枠の水理機能について貴重なご助言を頂いた(財)砂防・地すべり技術センター砂防技術研究所阿部宗平次長に謝意を表します。

参考文献

- 1) 芦田 和男・大槻 英樹・大本 雄二(1996)：多自然型護岸の実験的研究、河川環境総合研究所報告、第2号、pp.87-105.
- 2) 芦田 和男・大槻 英樹・劉 炳義・藤田 晓・中川 哲志(1997)：多自然型護岸の実験的研究(2)、河川環境総合研究所報告、第3号、pp.129-138.
- 3) 大槻 英樹・芦田 和男・劉 炳義・大本 雄二(1997)：河道弯曲部における多自然型護岸の設計、第3回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集、pp.67-74.
- 4) 大槻 英樹・芦田 和男・劉 炳義・大本 雄二・藤田 晓(1998)：河道弯曲部における空石積み護岸設計の外力評価、水工学論文集、第42巻、pp.469-474.
- 5) 芦田 和男・江頭 進治・劉 炳義(1992)：二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析、京都大学防災研究年報、第35号、B-2、pp.41-62.
- 6) 劉 炳義(1991)：複断面河道における流砂と河床変動に関する研究、京都大学学位論文。
- 7) 芦田 和男・大槻 英樹・劉 炳義・大本 雄二・藤田 晓(1996)：複断面弯曲部の流速分布と河床変動数値シミュレーション、河川環境総合研究所報告、第2号、pp.107-127.
- 8) Allen, J.R.L.(1982) : Sedimentary Structures, Their Character and Physical Basis, Vol. 1 & 2 , Elsevier.
- 9) 秋草 熱・吉川 秀夫・坂上義次郎・芦田 和男・土屋 昭彦(1961)：水制に関する研究、土木研究所報告、第107号、pp.61-153.
- 10) Engelund, F(1974) : Flow and bed topography in channelbends, J.Hydr.Div.,ASCE, vol.100, No.HYll, Proc.Paper 10963, Nov.
- 11) 芦田 和男・大槻 英樹・荒牧 浩・大本 雄二(1997)：スクリーン枠水制の水理機能、河川環境総合研究所報告、第3号、pp.147-155.
- 12) 荒牧 浩・西川修司・阿部宗平(1995)：弯曲部に設置するスクリーン枠の機能・効果に関する実験的考察、平成7年度砂防学会研究発表会概要集、pp.325-326.
- 13) 阿部宗平・田島秀俊(1995)：多機能型スクリーン枠工法の開発、S A B O 第49号、(財)砂防・地すべり技術センター、pp.12-23.
- 14) 井良沢道也・板鼻昭夫・阿部宗平・荒巻 浩・田島 秀俊(1998)：現地調査による多機能型スクリーン枠工の機能と効果に関する考察、平成10年度砂防学会研究発表会概要集、pp.292-293.

5. 砂礫による吸い出し防止材の設計

大槻 英樹*・中西 史尚**・大本 雄二***

要旨

本研究は、自然石を用いた護岸根固めの吸い出し防止材として、砂礫を用いた場合の設計方法を検討したものである。設計指針として前報¹⁾で、Bakkerの研究成果²⁾を基に根固工の移動限界流量での吸い出し防止材の設計基準について提案したが、実際には、必ずしも根固工の移動限界流量と設計流量が一致しておらず、設計流量は移動限界流量よりも小さいことが多い。よって移動限界流量をもとにした設計指針は、多少過剰になることもあるため、任意の設計流量に対応した吸い出し防止材の設計方法を考察する。

1. はじめに

自然の材料を用いた護岸づくりが進められるなかで、著者らは河道湾曲部の空石張り護岸を対象に、河岸に働く外力および法覆工や根固工等の護岸材料の移動限界について研究を進め、自然石を用いた護岸の設計指針に資する資料づくりに取り組んでいる。その中で、前報では吸い出し防止材として砂礫を用いる場合の設計基準について考察した。その際、根固工の移動限界条件の下で、河床材料が吸い出されないための吸い出し防止材の適用最大粒径の関係を求めたBakkerの研究成果²⁾を基に、これにさらに検討を加え、吸い出し防止材自体が根固工から吸い出されないための吸い出し防止材最小粒径の関係を示し、吸い出し防止材の適用範囲を決める指針を提案した。しかしながら、一般的に根固工の設計の対象流量は移動限界流量以下とすることが多いと考えられる。したがって、実用的な吸い出し防止材の設計指針としては、根固工の移動限界流量以外の条件にも対応できるものにするべきである。本研究では、これまでに提案した吸い出し防止材粒径の適用範囲の判定式に若干の修正を加え、根固工の移動限界以外の流量(任意の流量)を対象とした場合の適用範囲について考察する。

2. 吸い出し防止材の機能とその材料の選定の基本的な考え方

吸い出し現象は、根固工や、法覆工など保護工を設置したとき、その下の河床材料が流水の作用によって吸い出される現象であり、この現象によって根固工や法覆工の下層に空洞化が起こり、法覆工が陥没するなどの被災にいたることになる。

吸い出し防止対策工として、様々な仕様の吸い出し防止シートが開発され実用化されている一方で、できるだけ天然の素材を用いるという観点から、保護工と河床材料との間にその両者の中間の大きさの砂礫からなるフィルター層を設け、吸い出し防止を図るという方法もあり、それについての基礎的研究が進められている²⁾。下層の土砂の吸い出し現象は、フィルター層の空隙内の流れによる掃流力と土砂の移動限界条件に支配されるものと考えられており、掃流力は、空隙内の動水勾配と空隙の規模や形状によって決められる。Bakkerによると、空隙内の動水勾配は瞬時に大きくなり、その大きさは、河道の平均的な動水勾配に比べ6倍ないし100倍程度になるとされている²⁾。吸い出し防止材には保護工材料と河床材料の中間の大きさの材料を用いるが、その粒径が大きすぎると、河床材料が吸い出し防止材料の空隙から吸い出され(図2-1), 小さすぎると、吸い出し防止材自体が保護工の空隙から吸い出されてしまう(図2-2)。このため、吸い出し防止材としての機能を果たすためには、上述の現象が起きない範囲の材料を用いなければならない。ここでは、吸い出し防止材の移動限界と、下層材料の移動限界に関する2つの式によって、それぞれ、吸い出し防止材の適用範囲の上限値と下限値を求める。しかし、保護工粒径と下層材料粒径の差が大きい場合には、前者の限界値の方が後者の限界値よりも小さくなることがある、その場合は、吸い出し防止材は一層では不十分で、二層またはそれ以上必要になる。

* 大槻 英樹 (財)河川環境管理財团 大阪研究所 主任研究員
** 中西 史尚 (財)河川環境管理財团 大阪研究所 研究員
*** 大本 雄二 株式会社ニュージェック 河川・海岸部 水理実験所

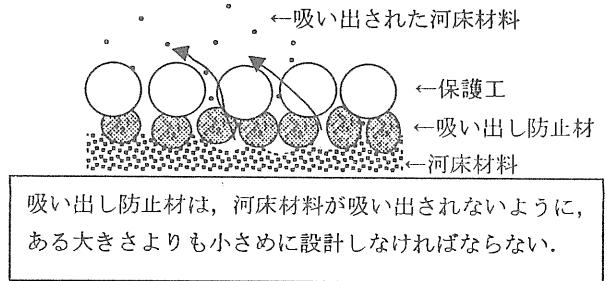


図2・1 吸い出し防止材の適用範囲の上限

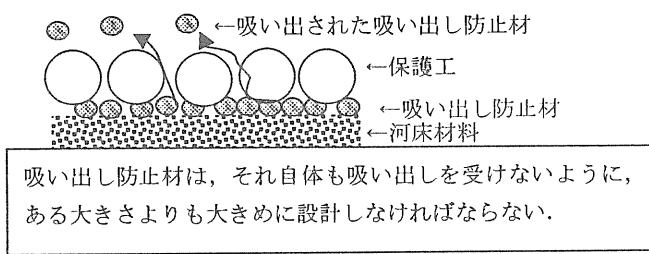


図2・2 吸い出し防止材の適用範囲の下限

3. 根固工の移動限界時における吸い出し防止材の判定指針

前報では、根固工の移動限界時における吸い出し防止材粒径の判定指針について、Bakkerの式を基に判定式を提案した。以下、まず前報での吸い出し防止材粒径の判定式について、Bakkerの式も含め説明し、つぎに、前報においては、判定式中の砂粒の動き安さを示すシールズパラメータを砂粒の大きさによって個々に決めていたが、より現場で使用しやすくすることを念頭に置き、砂粒の大小に関わらず一定と見なすことができると考え、判定式を一部修正する。

吸い出し防止材層内の最大動水勾配 \bar{I}^f と、表層の平均動水勾配 \bar{I} との間には、次の関係がある。

$$\bar{I}^f = C_0 \bar{I} \quad (3 \cdot 1)$$

ここに、 C_0 は上式を満たす係数、すなわちフィルター層内の瞬時に大きくなる動水勾配と河道の平均動水勾配との比を示す係数であり、その範囲は 6 ~ 100 とされている。また、根固工材料移動限界時の河道の平均動水勾配 \bar{I}_{cr}^t および河床材料移動限界時のフィルター層内の動水勾配 I_{cr}^t はそれぞれ次式で表される。

$$\bar{I}_{cr}^t = \frac{\Psi_t \Delta_t D_t^{50}}{R} \quad (3 \cdot 2)$$

$$I_{cr}^t = \frac{C_7 \Psi_b \Delta_b D_t^{50}}{e^2 D_f^{15}} \quad (3 \cdot 3)$$

ここに、 Ψ_t , Ψ_b : 根固工、河床材料のシールズパラメータ ($\Psi = RI/\Delta D$: R は粒径 D の移動限界時における値), Δ_t , Δ_b : 根固工、河床材料の水中比重, D_t^{50} : 根固工材料の 50 % 粒径, D_f^{15} : 吸い出し防止材の 15 % 粒径, e : 吸い出し防止材層と開水路の流れの特性(流速分布等)の違いを考慮した流速と掃流力に関する係数, C_7 : 実験により求めた定数で $C_7 \approx 2.2$ である。

式(3・1)に式(3・2), (3・3)を代入して整理すると次式が得られる。

$$\frac{D_f^{15}}{d_b^{50}} = \frac{C_7 \Psi_b \Delta_b}{C_0 e^2 \Psi_t \Delta_t D_t^{50}} \quad (3 \cdot 4)$$

ここで、Bakkerらは式(3・4)を単純化するため、 $\Delta_b \approx \Delta_t$, $\Psi_b/\Psi_t \approx 0.4$ [$\Psi_b \approx 0.03 (D_b; 0.45 - 1.15 \text{ mm})$, $\Psi_t \approx 0.07 (D_t; 6 - 36 \text{ mm})$], $C_0 \approx 30$, $e = 0.24 (d_b^{50} > 0.7 \text{ mm})$ と置き、次のような式を得た。

$$\frac{D_f^{15}}{d_b^{50}} = 0.5 \frac{R}{D_t^{50}} \quad (3 \cdot 5)$$

上式は、吸い出し現象が生じる限界条件を表しており、式中の D_f^{15} は、河床材料が吸い出されないための吸い出し防止材の最大粒径を表している。

上述の検討の中で、シールズパラメータ Ψ の考え方として、Bakkerらは河床材料粒径と根固工粒径の領域を固定し、それについて Ψ を個々に与えている²⁾。実際には Ψ の値は砂粒レイノルズ数によって変化するが、一般に現場で使用する際に粒径や流れの状態で Ψ の値が変わると、指標として扱いにくくなること、および現地スケールにおいては、 Ψ はほぼ一定値をとること等を考慮し、 Ψ は流れや粒径に関係のない一定値として、わが国において一般的に適用されることの多い値である、 $\Psi \approx 0.05$ を用いることとする。そこで式(3・4)を $\Psi_b = \Psi_t = 0.05$ として整理すると、次式のように表される。

$$\frac{D_f^{15}}{d_b^{50}} = 1.27 \frac{R}{D_t^{50}} \quad (3 \cdot 6)$$

ここで、式(3・5)および式(3・6)の違いは、シールズパラメータの与え方によるもので、式(3・5)では $\Psi_b/\Psi_t = 0.4$ としているのに対し、式(3・6)では $\Psi_b/\Psi_t = 1.0$ としていることが係数に反映されている。

吸い出し防止材自体が根固工から吸い出されないためには、吸い出し防止材粒径をある大きさ以上にする必要がある。その粒径を判定する方法は、Bakkerの考え方である、河床材料が吸い出し防止材の間隙から吸い出される現象を、吸い出し防止材が根固工の間隙から吸い出される現象と考えることによって導かれる。いま、式(3・4)において吸い出し防止材を河床材料とみなし、根固工

材料を吸い出し防止材とみなして、 D_f^{15} を D_t^{15} , d_b^{50} を D_f^{50} と置換すれば次式のようになる。

$$\frac{D_t^{15}}{D_f^{50}} = \frac{C_7 \Psi_b \Delta_b}{C_0 e^2 \Psi_t \Delta_t D_t^{50}} \cdot \frac{R}{D_t^{50}} \quad (3 \cdot 7)$$

D_f^{50} について整理すると

$$D_f^{50} = \frac{C_0 e^2 D_t^{15}}{C_7 R} \cdot D_t^{50} \quad (3 \cdot 8)$$

となる。

ここで径深 R は、根固工の移動限界時の R であるから、 $\Psi = RI/\Delta D$ より、次式のように表される。

$$R = \Psi_t \Delta_t D_t^{50} / \bar{I}_{cr}^t \quad (3 \cdot 9)$$

式(3・9)を式(3・8)に代入して、

$$D_f^{50} = \frac{C_0 e^2 D_t^{15} \bar{I}_{cr}^t}{C_7 R \Psi_t \Delta_t D_t^{50}} \cdot D_t^{50} \quad (3 \cdot 10)$$

$$D_f^{50} = 9.521 \bar{I}_{cr}^t D_t^{15} \quad (3 \cdot 11)$$

を得る。上式は、吸い出し防止材の適用最小粒径が、根固工の移動限界時の平均動水勾配と、根固工材料粒径によって決まることを示している。

一方、吸い出し防止材下層にある河床材料が吸い出されないためには、吸い出し防止材がある大きさ以下の粒径にする必要がある。吸い出し防止材の上限粒径は、式(3・4)を、について解くと求められ、式(3・4)について、 $\Psi_b = \Psi_t$, $\Delta_b = \Delta_t$ とすれば、

$$D_f^{15} = \frac{C_7}{C_0 e^2} d_b^{50} \cdot \frac{R}{D_t^{50}} \quad (3 \cdot 12)$$

となり、上式に(3・9)式を代入して

$$D_f^{15} = \frac{C_7}{C_0 e^2} d_b^{50} \frac{\Psi_t \Delta_t D_t^{50}}{\bar{I}_{cr}^t D_t^{50}} \quad (3 \cdot 13)$$

$$= 0.105 d_b^{50} / \bar{I}_{cr}^t \quad (3 \cdot 14)$$

を得る。したがって、上式は、吸い出し防止材の適用最大粒径が、根固工の移動限界時の平均動水勾配と、河床材料粒径によって決まることを示している。

式(3・11), 式(3・14)について、簡単のため一様粒径の根固工材料または吸い出し防止材を用いるとし、 $D_f^{15} \approx D_f^{50}$, $D_t^{15} \approx D_t^{50}$ として D_f を共通の軸として表すと、図3・1のとおりとなる。図の左側は河床材料粒径と動水勾配が既知のとき吸い出し防止材の適用最大粒径を示しており、右側は根固工粒径と動水勾配が既知のときの吸い出し防止材の適用最小粒径を示している。また、同図において、一例として、河床材料 2.0 cm, 根固工材料 60.0 cm, 河道の動水勾配 1/100 の場合の吸い出し防止材の適用範囲を示す。シールズパラメータを粒径別に与えた場合(前報)と比較すると図3・2のようになり、前回に比べ今回の適用範囲は拡大していることがわかる。これは、河床材料と吸い出し防止材料の関係についてみたとき、河床材料が移動しにくい条件になったためであり、上層材料の空隙がより大きくなても、河床材料は吸い出されなくなることを反映している。したがって、吸い出し防止材としては、より大きな粒径までの適用が可能とな

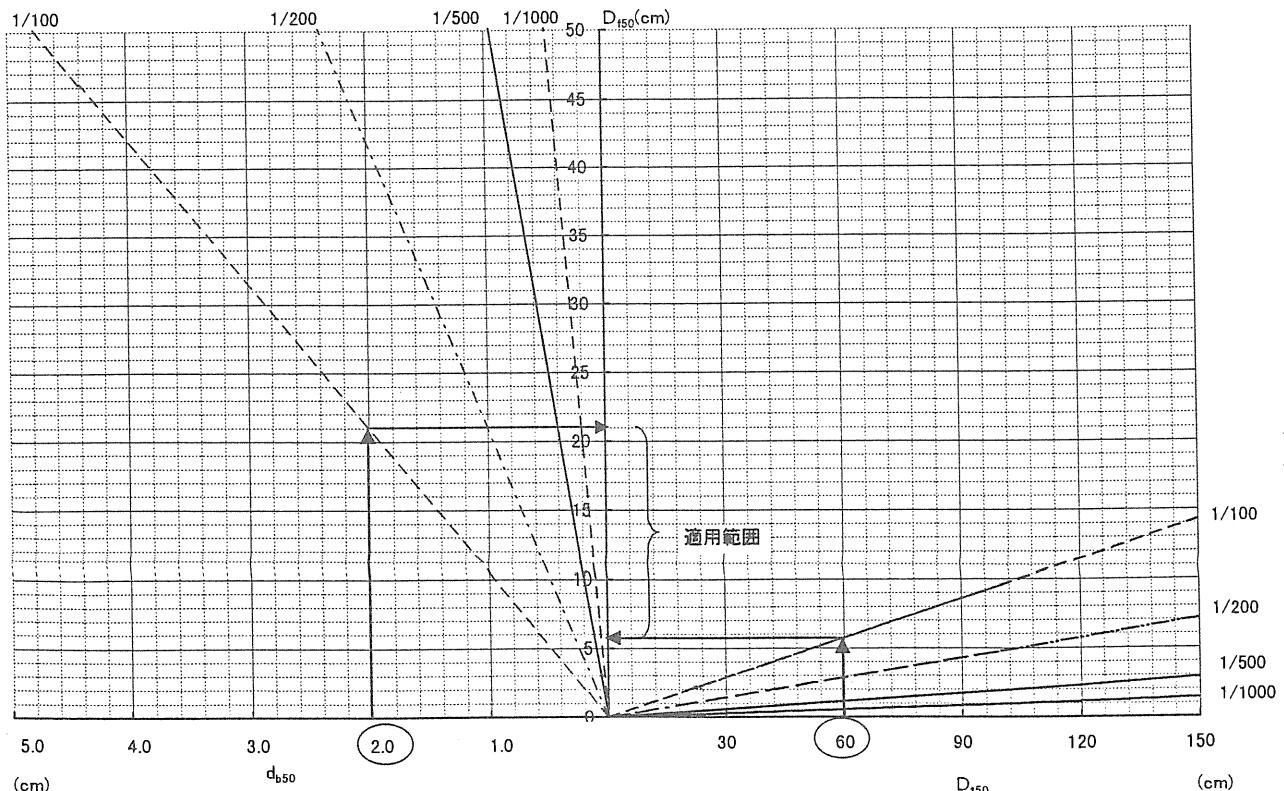


図3・1 吸い出し防止材粒径の判定図

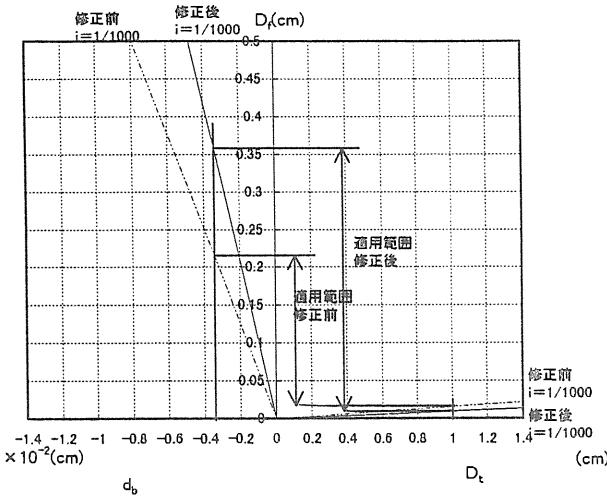


図 3.2 前報の吸い出し防止材判定式との比較

る。また、根固工材料と吸い出し防止材の関係についてみても、同様に、下層側である吸い出し防止材も移動しにくい条件となって、その粒径は、より小さな粒径でも移動しなくなる。したがって、吸い出し防止材は、より小さな粒径までの適用が可能となり、図 3.2 のような結果が得られたものと解釈できる。

4. 任意の水理条件に対する吸い出し防止材の適用範囲

吸い出し防止材の設計について、これまでには、前提条件として根固工材料の移動限界時を対象に述べてきた。ここでは、河道設計流量と根固工移動限界流量が必ずしも一致しないと予想されることから、任意の水理条件での吸い出し防止材の適用範囲を考察する。

河床材料が吸い出されないようにするための吸い出し防止材粒径の上限を判定する式は、式(3.1)において右辺の動水勾配を任意の値として、(3.4)式に相当する関係式を導くことによって得られ、その結果、

$$\frac{D_f^{**}}{d_b^{**}} = \frac{C_7 \Psi_b \Delta_b}{C_0 e^2 \bar{I}_e} \quad (4.1)$$

となり、 $\Psi_b = 0.05$, $\Delta_b = 1.65$, $e = 0.24$, $C_7 = 2.2$, $C_0 = 30$ と置くと式(4.2)のようになる。

$$\frac{D_f^{**}}{d_b^{**}} = \frac{0.105}{\bar{I}_e} \quad (4.2)$$

または、

$$D_f^{**} = 0.105 d_b^{**} / \bar{I}_e \quad (4.2')$$

吸い出し防止材自体が吸い出されない条件は式(4.2)で $D_f^{**} \cong D_t^{**}$, $d_b^{**} \cong D_f^{**}$ とすれば次式で表される。

$$\frac{D_f^{**}}{d_f^{**}} = \frac{0.105}{\bar{I}_e} \quad (4.3)$$

または、

$$D_f^{**} = 0.105 \bar{I}_e D_t^{**} \quad (4.3')$$

結局、式(4.2'), 式(4.3')は、根固工の移動限界条件を前提にした吸い出し防止材の適用粒径の判定式、すなわち式(3.14)および式(3.11)と同一になり、吸い出し防止材の適用粒径については、根固工、河床材料の粒径と動水勾配のみによって決まることが分かる。

吸い出し防止材の最大径を決定するBakkerによる式(3.5)が R や D_t を含んでいたのは、式(3.4)を導いた後、その右辺の径深および根固工粒径以外を係数処理したためであり、式(3.4)から出発し、右辺の $\frac{1}{\Psi_t \Delta_t} \frac{R}{D_t^{**}}$ の部分を $\frac{1}{\bar{I}_e}$ と置き換えると、 R や D_t に依存しない関係式になる(式(3.13), 式(4.1)参照)。すなわち、吸い出し現象を支配するパラメータとしては河道の平均動水勾配 \bar{I}_e が重要であり、Bakkerの式で導入された河床面の掃流力は、直接的には現象を支配しないことがわかる。なお、 $\bar{I}_{cr} = \bar{I}_e$ とすることで式(4.1)は任意の流量に対応した式になる。

ここで、吸い出し防止材を図 3.1 の判定図または式(3.2)および式(3.3)によって設定するフローを図 4.1 に示す。

吸い出し防止材の設計の際には、対象区間の河床材料の平均粒径と、対象流量時の河道区間の動水勾配を設定し(①)、河岸保護の観点から根固工材料の粒径を設定した上で(③)、吸い出し防止材の適用最大粒径 D_{fmax} および最小粒径 D_{fmin} を、図 3.1 の判定図または式(3.2)および式(3.3)によって判定する(②, ④)。ここで、 D_{fmax} と D_t を比較し(⑤)、設定した根固工粒径 D_t が D_{fmax} 以下であれば、吸い出し防止材の設置の必要性はない(⑥)。 D_{fmax} が D_t よりも小さい場合 D_{fmax} と D_{fmin} を比較し(⑦)、 D_{fmax} の方が大きければ、吸い出し防止材粒径の適応範囲は D_{fmin} から D_{fmax} の範囲となり、この粒径からなるフィルター層を 1 層敷けばよい(⑧)。 D_{fmax} が D_{fmin} よりも小さければ、吸い出し防止材は一層では不十分となり、根固工直下の層には、求めた最小粒径(D_{fmin})以上の砂礫を敷き、その下に、いま敷いた層の流径を根固工粒径(D_t)と想定して、図 3.1 の判定図の右側または式(4.3)により、吸い出し防止材粒径を求める(⑨)。そしてその粒径が、最初に求めた最大粒径(D_{fmax})よりも小さければ、フローが閉じられる(⑩)。したがって、最小粒径を求めた回数分だけ吸い出し防止材層が必要となる(⑪, ⑫)。

最後に、これまで述べてきた吸い出し防止材の判定方法を現地河川、淀川水系木津川に適用させた場合を考える。木津川 0.0 km ~ 37.0 km の区間は、表 4.1 に示す

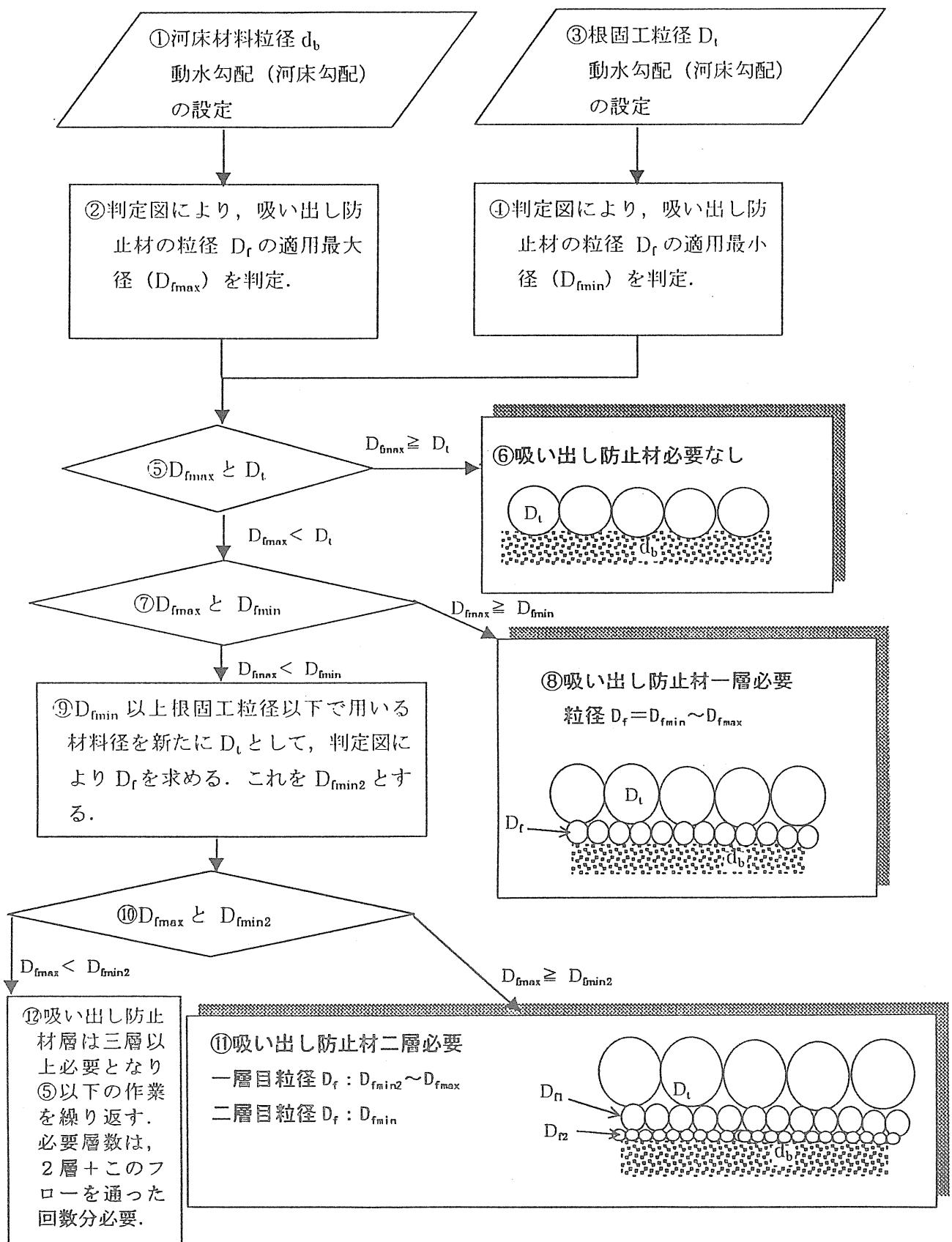


図 4・1 吸い出し防止材粒径の判定フロー

表4・1 木津川において、径40cmの根固工を設置した場合の吸い出し防止材粒径の判定

区間		河床勾配	河床材料	根固工材料	吸い出し防止材		吸い出し防止材の適用範囲
			db(cm)	Dt(cm)	最大粒径 Dfmax(cm)	最小粒径 Dfmin(cm)	
①	0~6km	1/1200	0.18	40	22.68	0.32	0.32~22.68
②	6~16km	1/1120	0.38	40	44.69	0.34	必要なし
③	16~24km	1/1040	0.19	40	20.75	0.37	0.37~20.75
④	24~37km	1/820	0.28	40	24.11	0.46	0.46~24.11

ように、河床勾配と平均粒径の違いで大まかに4つの区間に分けることができる。根固工のサイズを例えれば粒径40cmにしたとして、そのときの吸い出し防止材の必要性、および、吸い出し防止材が必要な場合、その必要層数と粒径の適用範囲を判定する。まず、河道の平均動水勾配を近似的に河床勾配と見なし、河床材料が吸い出されないための最大粒径の判定結果、および、根固工材料40cmに対する吸い出し防止材の最小粒径の判定結果を表4・1に示す。

表4・1より、区間①～④における河床材料と河床勾配に対する吸い出し防止材の適用最大粒径は、それぞれ区間①=22.68cm、区間②=44.69cm、区間③=20.75cm、区間④=24.11cmとなり、それ以下の粒径の材料が上層にあれば、河床材料は吸い出されないことになる。区間②については根固工材料粒径が40cmであるので、>となり、吸い出し防止材は必要ないことになる。その他の区間について、根固工材料粒径および河床勾配より、吸い出し防止材の最小粒径は、それぞれ区間①=0.25cm、区間③=0.29cm、区間④=0.51cmとなる。また、いずれも適用最大粒径よりも適用最小粒径の方が小さいので吸い出し防止材層は1層で済み、その粒径範囲は、それぞれ区間①=0.25cm～22.68cm、区間③=0.29cm～20.75cm、区間④=0.51cm～24.11cmとなる。

5. まとめ

現在、河川整備においては、できるだけ自然の材料を用いよいとする工法が増えてきている。護岸整備の際に、自然河岸の自然度を保つために、また、水辺の自然を再生させるためには、護岸材料として天然材料(石、木杭など)を使用し、多孔質な構造としておく必要がある。本稿では、コンクリートブロック等の二次製品ではなく自然石による護岸や根固工を施行する際に、吸い出し防止材としても砂礫を用いる場合を想定し、吸い出し防止材の大きさの適用範囲について考察した。砂礫を用いた吸い出し防止材は材料の入手が比較的簡単で施工もしや

すく、また、被災した場合の自然への負担も少ないことが利点である。ただし、吸い出し防止材は、その粒径が大きすぎると、河床材料が吸い出し防止材料の空隙から吸い出され、小さすぎると、吸い出し防止材自体が保護工の空隙から吸い出されることから、ある範囲の粒径を用いらなければならない。本稿では、吸い出し防止材の移動限界と、下層材料の移動限界に関する2つの式、式(4・2')、式(4・3')または、それらを期にした図3・1のような判定図によって、それぞれ、吸い出し防止材の適応範囲の上限値と下限値を求める方法を提案した。しかし、保護工粒径と下層材料粒径の差が大きい場合には、前者の限界値の方が後者の限界値よりも小さくなることがある、その場合は、吸い出し防止材は一層では不十分で、二層またはそれ以上必要となる。この研究は、現場適用しやすいように簡易な方法で設計できるようにした指針であるが、実際現地に適用した例はないため、今後、試験施工などを実施して、一般的な普及をはかっていきたい。

参考文献

- 1) 大槻英樹・中西史尚・大本雄二(1997)；砂礫による根固め吸い出し防止材の設計について；河川環境総合研究所報告、第3号
- 2) K. J. Bakker ら(1994)：Design Relationship For Filters In Bed Protection, ASCE

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2報)

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

1. はじめに

近年の氾濫原への都市機能や住宅などの集積が、災害ポテンシャルを増大させているという背景から、平成8年6月の河川審議会答申において、「堤防の質的強化技術の開発」を21世紀に向けた河川整備の推進方法の一つとして位置付けている。一方で、治水事業の進捗に合わせて伸長する河川堤防に対し、年数回の除草や見回り点検作業を要し、今後の低コスト化や高齢化社会に対応した効率的な河川構造物の維持管理技術の開発要請も高まっている。さらに、良好な河川環境の創出という点では、除草が周辺在来植生の侵入を阻み、芝生単一の人工的な植生が生み出されるという課題も指摘されている。

本研究は、こうした背景から堤防の質的強化とともに維持管理の軽減化を満足する堤防保護工法の開発を目的とし、近年土木分野で補強材として利用されているジオテキスタイルに着目して、水理実験により検討したものである。

ジオテキスタイルには堤防補強材として、

- 1) 引張強度や引裂抵抗を有する特性を生かし、堤防表面を被覆して流水による侵食、モグラ等の動物による劣化を防止する。
- 2) ジオテキスタイルの上に覆土することで、芝等の植生が十分活着し、かつ植物の根がジオテキスタイルと一体となって表土の流出を防ぎ、堤防保護効果を高める。
- 3) 堤体表面の植生との一体化により、河川景観の向上や堤体の植生に多様性が生み出される。
- 4) 透水性が大きいことから、雨水が法面方向に排水され、雨水浸透による堤防の弱体化が軽減される。などの効果が期待される。

前報告^{1), 2)}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。

本報告は、前報における結果を踏まえた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³⁾、不織布の雨水浸透に対するドレーン効果を確認するための降雨実験²⁾を行い、その有効性を検討したので報告するものである。

2. 水路実験

2.1 実験施設

図1のような幅3.0m、深さ1.0m、長さ40m、勾配1/50の矩形直線水路に、法勾配1:2の疑似堤防法面を設置し、法の表面に不織布を敷設した。

この水路は、最大能力1m³/sの給水系に接続し、出水時の堤防近傍流速に近い3m/s程度の流速を発生させ、不織布の高流速下での挙動や堤防表面の侵食について実験可能な施設となっている。

2.2 実験概要

水路実験では、実際的な不織布の敷設方法を見出すことを目的として、前報において図2に示すように、実験1としてU字金具で固定する方法、実験2として、押えブロックによる方法について実験を行い報告した。その概要を再記すると以下のとおりである。

実験1は、シート材の固定方法として固定金具(径6mm丸棒鋼、引抜抵抗力15kg)を用いたとき、その配置による挙動の違いを確かめることを目的としたものである。継手部は、15cm幅の重ね部分をステープラーで密に接合し、次の3ケースとした。

* 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 開発土木研究所 環境水工部 河川研究室副室長
**** 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 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第4部主任研究员
***** 山口 俊平 日本バイリーン(株) 研究開発部 第2グループ長

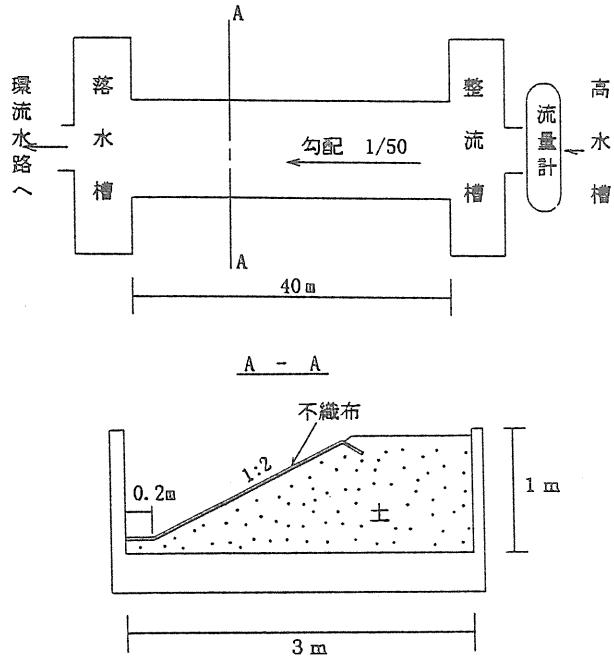


図1 水路実験施設

- ・ケース1(測線NO.15～20)：四隅、中央部、および水路床設置部で計12点固定
- ・ケース2(測線NO.20～25)：敷設面の四隅のみ金具で固定
- ・ケース3(測線NO.25～30)：敷設面に対し固定金具を用いない

実験2は、固定金具を押えブロック(重量8kg)にかえて、また、継手部のステープラー止め間隔を30cm程度に粗くするとともに、各敷設ケースの上流側の巻き込み処理を、袋状にして土を詰めた敷設方法とし、次の5ケースについて実験した。

- ・ケース4(測線NO.10～15)：押えブロックを四隅と中央部に計5個配置
- ・ケース5(測線NO.15～20)：敷設区間の後ろ側に重点的に計5個配置
- ・ケース6(測線NO.20～25)：敷設区間の後ろ側の両隅と中央部の計3個配置
- ・ケース7(測線NO.25～30)：ブロックを配置しない
- ・ケース8(測線NO.30～35)：ブロックを敷設せず、実験1と同様の巻き込み処理

実験1、2の結果は以下のようであった。

流れは射流領域にあり、水面は動搖の激しい流況となっており、これに伴いシートも波動的に振動した。

実験1では、固定金具は堤体土表層の湿潤化と流れの振動等による弛みから殆どの金具が浮き上っており、効果が十分発揮されなかった。実験2ではシートとともに押えブロックが振動しており、大きな圧力変動が生じていると推察された。また、断面の変化は、不織布の下

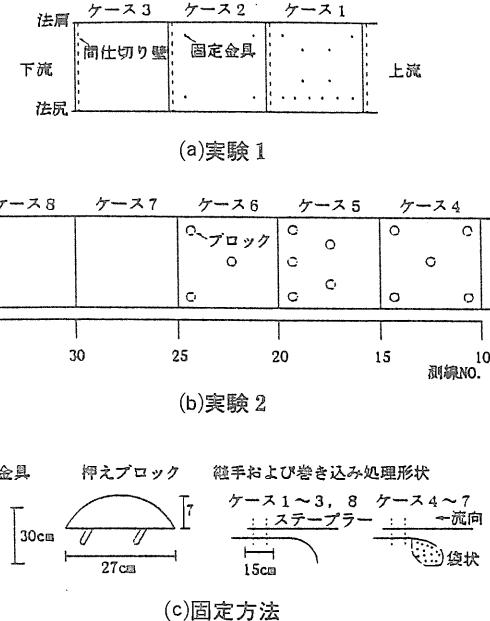


図2 実験1、2の敷設方法

面と堤体間に流水が生じ、これにより堤体材料が掃流されること、不織布の上下方向の振動に伴う堤体との間の水の流動による堤体材料の下方への落下、ならびに不織布のふいご作用に伴う不織布の縫目からの土砂の流出によって、法面の全体的低下と下方がはらみ出す結果となつた。

今回は、以上の実験1、2の結果を踏まえ、実験3として不織布自身による固定方法とし、図3に模式的に示すような4ケースについて実験を行つたものである。

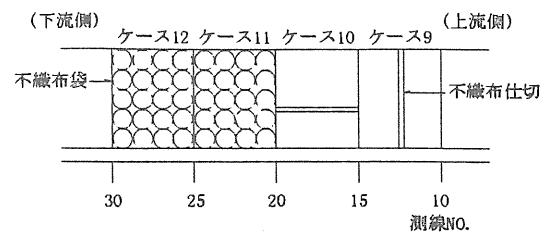


図3 実験3の敷設方法

敷設方法の考え方は、1つはシート材の土中への巻き込みのみで固定する場合で、不織布背面の流れによる土砂の流出を抑制する対策として、鉛直方向の仕切り間隔を狭くした時の効果と、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、水平方向に仕切りを入れた時の効果を調べること。もう1つは自身の重量により固定させる場合で、不織布袋による土砂詰めブロックによって押さえられた場合と、このブロックのみの場合の効果を確認することを目的とした。

なお、シート材は実験1、2と同じ素材であり、土砂詰めブロックとしてはテンダーバッグ⁴⁾(70×50×20cm, 30

～35kg)を使用した。

各ケースの条件は以下のとおりである。

- ・ケース 9(測線 No10～15)：流れ方向の仕切り間隔を実験 1, 2 の場合の 1/2 とし、縫手および巻込み方法はケース 8 と同じとした。
- ・ケース 10(測線 No15～20)：河床から 30cm の位置でシートを 50 cm 水平方向に差し込んだ。
- ・ケース 11(測線 No20～20)：シート材の上にテンダーバッグを敷設した。
- ・ケース 12(測線 No25～30)：テンダーバッグを法面に直接敷設した。

通水はまず $0.5\text{m}^3/\text{s}$ で 83 分実施し、その後流量を $0.65\text{m}^3/\text{s}$ に増やして 90 分行った。

2.2 実験の結果と考察

今回、実験 3 として行った結果との比較のために、実験 1, 2 の断面変形の状況を再記したのが図 4, 5 である。

実験 1 は各ケース間に仕切壁を設置していたため、仕切壁の箇所では図 4(a)の測線 No20 に見られるように、その前面で著しい洗掘傾向が見られるが、それ以外の測線上の洗掘量に大きな差はなく、断面形状は図 5(b)に示したように法面の上方からの崩れ、あるいは上流側からの流送土砂の堆積によって法面の下方にはらみ出しが生じた。

実験 2 では、押えブロックを敷設した測線 NO10～25 の区間で実験 1 と逆の結果となった。すなわち、敷設パターンの境界付近(測線 No15, 20, 25)よりも中央部の方が相対的に洗掘量が大きくなっている(図 5)。このことは、押えブロックによって、洗掘による法面の変形に追随してシート材を法面に密着させたことで、かえって両者の間を通過する流れが強まったためと考えられた。

これに対して、実験 3 における結果は以下のようにであった。

図 6 はシート材の仕切方向の異なるケース 9 と 10 での、法面変形の違いを示したものである。仕切を法面鉛直方向にした測線 No14(ケース 9)では、法肩部で侵食、法尻部で堆積によるはらみ出しが生じており、斜面下方への土砂の流動が発生していると考えられる。一方、水平方向に仕切を入れた測線 No16(ケース 10)では、仕切位置で法面の変形が一旦規制され、測線 No14 のような法面の侵食-堆積という変形が仕切りの上面で発生し、側壁からの距離 1.0m 付近に侵食から堆積への移行点が形成されている。また、全体的にケース 9 で生じたような変形に比べ変形量が小さくなっている。このことから、水平仕切は法肩部からの崩落土砂が法尻まで到達するのを

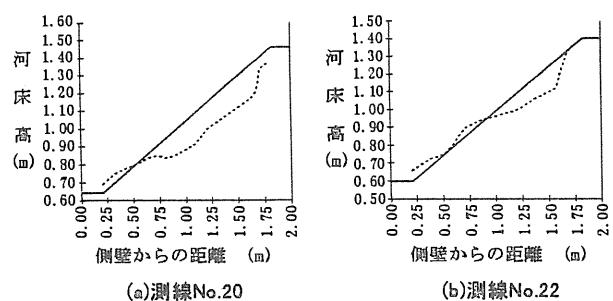


図 4 水路実験法面変形(実験 1)

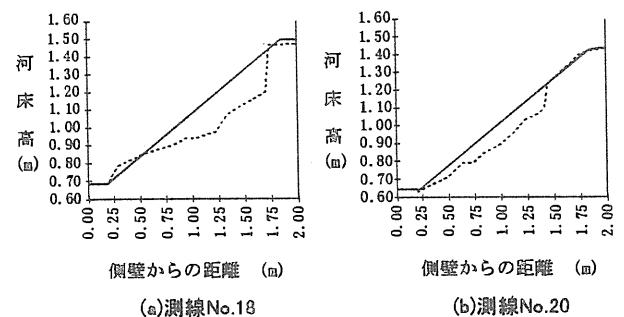


図 5 水路実験法面変形(実験 2)

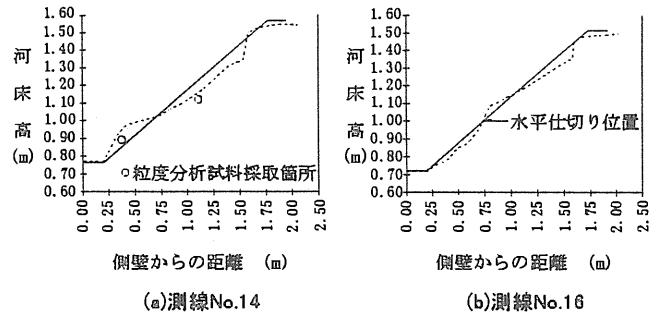


図 6 水路実験法面変形(実験 3)

抑制し、さらに法面の中間部分に侵食に耐える固定点を形成することで、法面全体にわたって侵食が拡大するのを抑制する動きがあるようである。

上記で仮定したような法尻部の堆積が主に法面上部からの崩落・流動であるならば、堤防土の構成材料の中でも相対的に粒度の大きなものが堆積物中に多く含まれていると考えられる。そこで、測線 No14 の断面において、洗掘部と堆積部からそれぞれ試料を取り、実験水路の堤防造成に用いた土とともに粒度分析を行った(図 7)。

堆積部の粒度分布は洗掘部に比べ細粒分の割合が小さく、逆に粗粒分の割合が大きくなっている。また、実験に使用した堤防土に比べ、どちらも細粒分の割合が小さくなっている。このことから流れにより全体的に細粒分が流出していること、法肩部から法尻部へ粒径の大きなものが移動したことが確かめられた。

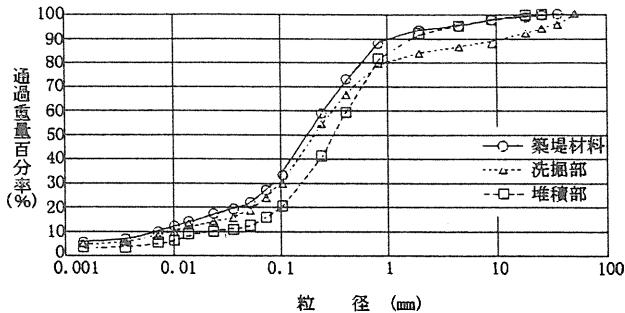


図 7 洗掘・堆積による粒度変化

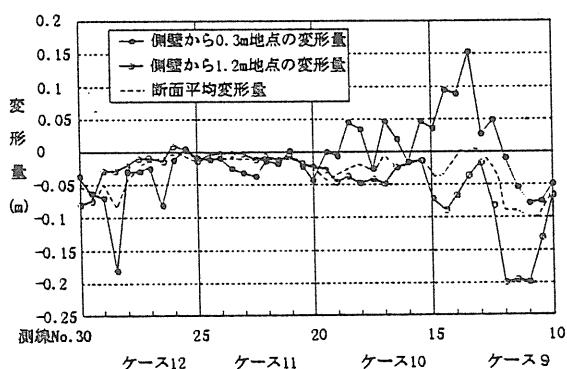


図 8 法面変形量(実験 3)

次に、両敷設パターンによる法面変形の程度を比較するため、初期河床からの変形量を図 8 に示す。図中の側壁から 0.3m 地点とは、ケース 9 で見られた堆積が顕著な法尻部であり、同じく 1.2m は侵食が目立った法肩付近である。まず目に付くのはケース 9 の変形量が他の 3 ケースに対し非常に大きいことである。鉛直方向の仕切が入っている測線 No13 付近では堆積・侵食ともに小さく、仕切の効果が現れているものの、その下流区間では法肩部が大きく侵食し、法尻部に堆積している。測線 No10~12 で法面の全面が侵食傾向にあるのは、水路の上流助走区間が非侵食性の河床であることから、この境界部において侵食が集中したためである。

ケース 10 は、侵食量・堆積量ともにケース 9 に比べて小さく、両者を平均した断面平均変形量は-0.05m 未満となっている。

これに対し、テンダーバッグを敷設した区間ではほとんど変形が生じていない。とくにシート材とテンダーバッグを組み合わせたケース 11 では、法面は極めて安定している。ケース 12 で法尻部が大きく侵食されている箇所が見られたが、これは、テンダーバッグが流れ方向に連結されていないため、流水によってテンダーバッグの最下流列がずれ、激しい乱流が生じてしまったためである。

法面変形に対する効果を敷設方法で評価すると、不織

布をシート状と袋状にした二層構造が最も優れており、法面はほとんど侵食されない。不織布袋だけでも敷設方法を工夫し隙間やゆるみが発生しないようにすれば、二層構造と同等の効果が期待できると考えられる。シート材だけを敷設した場合は、不織布袋よりも効果は劣るが、水平方向に仕切を入れることにより侵食量をかなり抑えられることがわかった。

3. 堤防越流実験

3.1 実験施設

長さ 40m、幅 1m、深さ 1.2m、勾配 1/1,500 の直線矩形水路に図 9 に示すような疑似堤防を設置し、上流側から水を供給して越流させ、法面の侵食状況を観察する施設とした。

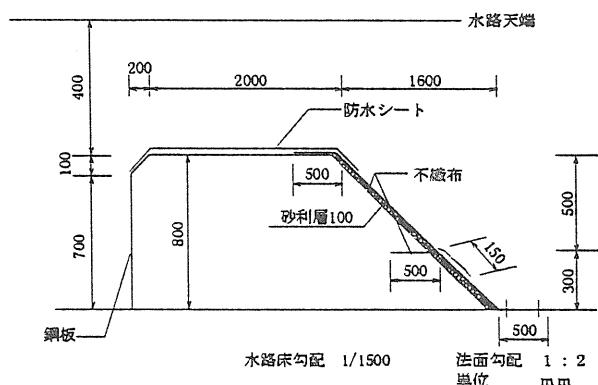


図 9 越流実験施設

3.2 実験概要

実験は以下に示す 3 ケースで実施した。ケース 1 は堤防土面に直に不織布を敷設し、堤防天端から 0.5m のところで水平に 0.5m 不織布を差し込んだ。このときの堤防法勾配は 1:2 である。ケース 2 および 3 は法の表面 0.1m を砂利層(最大粒径 40mm)で被覆したのち不織布を敷設した。法勾配はケース 2 を 1:2、ケース 3 を 1:3 とした。また、ケース 1 では堤防高と水路天端高との間に余裕が無く、十分な越流水深が確保できなかったため、ケース 2、3 においては堤防高を 0.2m 低くして実験した。なお、不織布は水路実験と同じ素材であり、図 9 はケース 2 の断面を示している。

通水条件は、ケース 1 がまず $0.1\text{m}^3/\text{s}$ で 71 分、ついで $0.17\text{m}^3/\text{s}$ にして 39 分行った。ケース 2 と 3 については、はじめに $0.2\text{m}^3/\text{s}$ 、その後 $0.4\text{m}^3/\text{s}$ に流量を増やして各 70 分程度通水した。

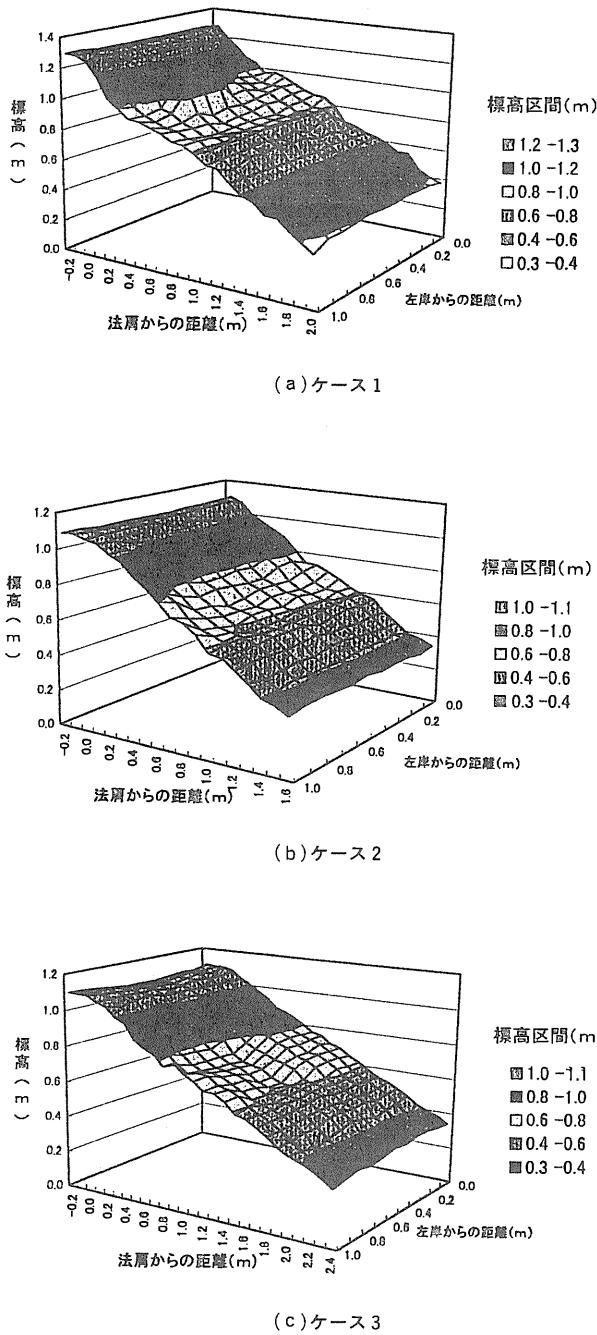


図 10 越流実験における法面の変形

3.3 実験の結果と考察

通水後の各ケースの法面形状を比較したのが図 10 である。図 10 は水路床標高を 0.3m として、通水後不織布を取り除いた法面の変形状態を、層区分して描いたものである。不織布を水平に差し込んだ位置は、ケース 1 が標高 0.8m、ケース 2、3 は 0.6m となっている。

砂利層のないケース 1において、法肩直下の側壁際で

強い侵食が生じている。砂利層があるケース 2 や 3 では局所的な強い侵食が見られず、侵食深は平均的で小さい。また、当然ながら法勾配の緩いケース 3 の侵食量が最も小さくなっている。実河川において堤防越流が生じた場合、まず破壊が発生する箇所は堤内側の堤防法肩であり、ケース 1 はこの現象をよく再現している。したがって、シート材と砂利層との層構造であるケース 2、3 において、こうしたタイプの侵食が顕著でなかったことから、本手法は堤防越流に対して効果があるものと考えられる。

また、本実験の観察中に認められた興味深い現象として、流量を $0.2\text{m}^3/\text{s}$ から $0.4\text{m}^3/\text{s}$ に増加した段階で、むしろ堤体材料がシート材の隙間から流出するのが止まつた。流量を増したことによってシート材が越流水に強く

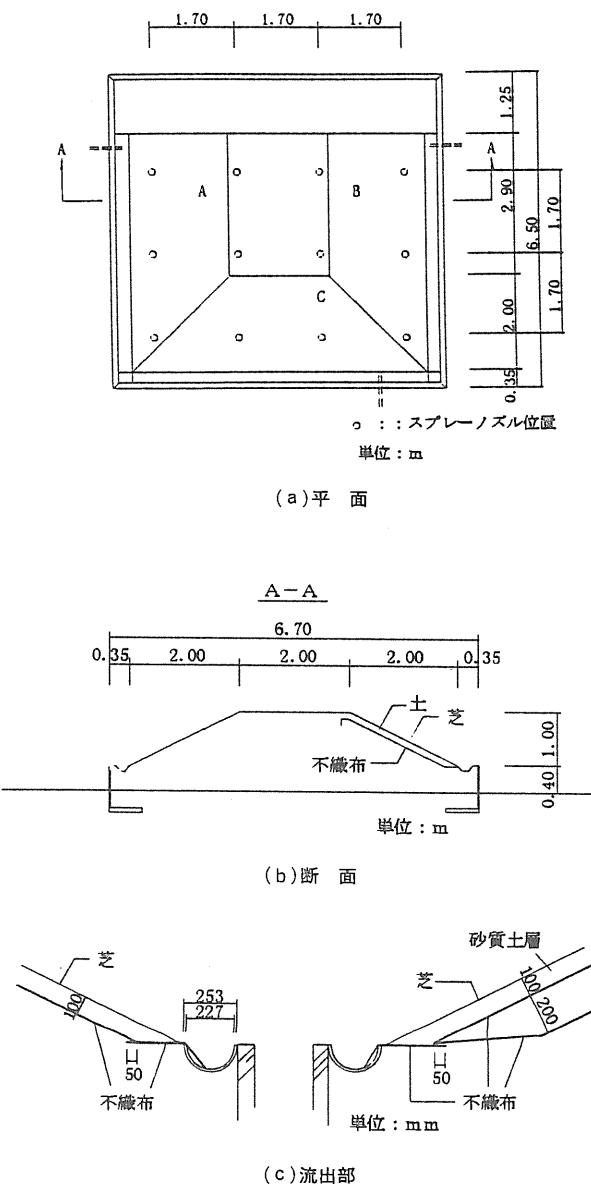


図 11 降雨実験施設

押し付けられ、結果的に堤体を安定させる作用が働いたのではないかと考える。

4. 降雨実験

4.1 実験施設

実験施設は図11に示すような、堤高1m、法勾配1:2の3面を有する試験堤防を作製した。堤体の盛土材は関東ローム(江戸崎1号、中央粒径0.02mm)を用い、A面は不織布なし、B面は不織布の上に10cmの堤体土、

C面はB面の条件に加え、不織布を2層とし、不織布間は20cmの砂質土層(中央粒径0.7mm、透水係数約 $9 \times 10 - 4 \text{ cm/s}$)とした。表面は張芝(野芝)を平成8年10月に行い養生してきたものである。使用した不織布は水路実験と同一のもので厚さ6mm、透水係数0.87cm/sである。

散水装置は、広角フルコーンノズルを天端上2.0mの高さに、1.7m間隔の格子状に12個設置した。各ノズルへの流量のバラツキを調整するため各系にバルブを取付けた。浸透水の集水は、法尻に集水樋を各斜面毎に設置し、配水管で散水系外のドラム缶(内径567mm、地中に設置)に受け、水位上昇量を測定する施設とした。なお、もう一方の面は透明なアクリル製の壁とし、浸透水の観測窓としてある。

4.2 実験概要

総降雨量は、関東地方の日降雨量の最高値に近い300mmとした。降雨強度は、平均60mm/hrに設定し、散水円の外周面積 40.5 m^2 に対して40.5l/分を送水して5時間散水した。法尻高(ノズルまで3.0m)での散水円の径は約2.4mとなっており、この位置では降雨強度が約45mm/hrとなり、高度により降雨強度が異なること、また散水円は重複する範囲があるため、法面への降雨強度は、約66mm/hr相当になり、また厳密には一様ではない。実験時は天端を被覆して降雨を実験法面外へ流し、天端からの浸透水の無い条件で実験した。

降雨量の確認は、1時毎に各法面の重複円の位置で、 $415\text{mm} \times 495\text{mm}$ のトレーで5分間受けて測定した。

流出量の測定は、各々の法面毎にドラム缶に集水した水位を、実験開始後2時間までは1分間隔、その後は3分間隔でmm単位で測定した。なお、実験日の前日から、実験開始までに36mmの降雨があり、試験堤防の表層部は湿潤状態にあった。

4.3 実験の結果と考察

測定降雨量は、実験中の風の影響があったことも考えられ、多少変動が見られたが、ほぼ設定降雨量に近い値であった。

流出量の測定結果は、集水樋に直接降ったと推定される量を差引いて示すと図12のようである。不織布なしの法面では最後まで全量が堤体内へ浸透したことをしている。これに対して、不織布ありは、一層、二層ともに流出があり、前日から降雨があったためか、ほぼ10分後には定常状態に達している。実験時間内の水収支でみると、不織布一層の法面では41%が流出し、59%が浸透した結果となっている。二層の法面では46%が流出で、一層に対して若干多い結果にとどまっており、法尻部の敷設方法も関係していると思われるが、一層目からの排水効果が非常に大きいことが示された。観察窓からの観察でも、不織布なしの法面は全体に湿潤状態が見られるのに対して、不織布一層の法面では明確な湿潤層は不織布の下方2~5cmまでであった。

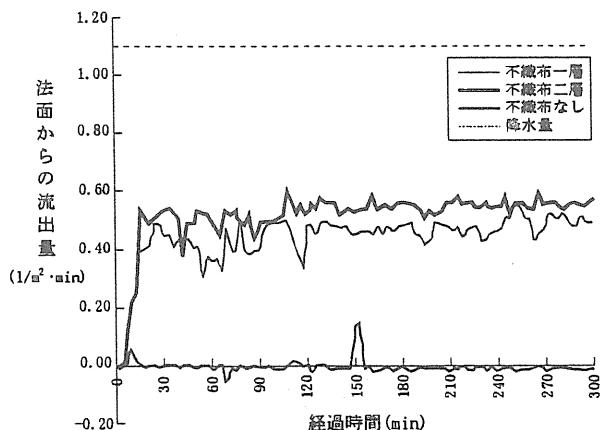


図12 法面からの流出量の経時変化

5. まとめ

流水の侵食作用から堤防を保護する工法としてジオテキスタイルに着目し、不織布の効果的な敷設方法を探る実験を行った。

一連の水路実験は、洪水により不織布上の覆土が流失した条件に相当しているが、高速の流水下ではシート材が激しく振動し、またシート材と堤体表面との間に流水が生じることで、堤体材料のうち細粒分の掃流と、堤体材料の崩落による堤体の変形が発生した。この変形の程度はシート材の固定方法によって違い、最も効果が高いのは不織布袋を用いた工法であった。シート材のみでも水平方向に仕切を入れて堤体に差し込むことで、堤体の

法尻方向への崩落と侵食の拡大を防ぐ効果が確認され、実際の堤防における施工は、不織布の上を覆土・植生で被覆されることを考慮すれば、侵食防止工法として有効であることが示された。

堤防越流に対しては堤体表面を砂利層とシート材との層構造にすることによって、侵食防止効果が高められること、とくに越流時に弱点となる堤防法肩部の保護に高い効果を発揮することがわかった。

さらに堤防への雨水浸透に対しては、不織布のドレン機能が高く、一層でも十分その効果が発揮されることが示され、雨水の堤体内への浸透による弱体化を防止する工法として非常に有効であると考えられた。

今後は、今回得られた工法の有効性を現地施工に展開していくため、芝生やその他の在来植生と不織布とを組み合わせた実験を重ねていくこととする。

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。
- 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。
- 3) 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。
- 4) 吉川秀夫・立石芳信(1995)：テンダーバッグによる河川環境の創出、河川環境総合研究所報告第1号。



写真1 水路実験の状況



写真2 実験3の流況(流量 $0.65\text{m}^3/\text{s}$)



写真3(i) 通水後のジオテキスタイルの状況
(シート区間)



写真4(i) 通水後の法面の状況
(シート区間 上流から)



写真3(ii) 通水後のジオテキスタイルの状況
(テンダーバッグ区間)



写真4(ii) 通水後の法面の状況
(テンダーバッグ区間 下流から)

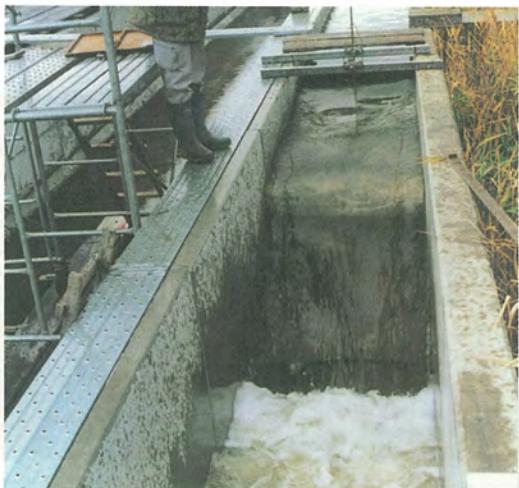


写真5 堤防越流実験の状況



(ケース1)



(ケース2)



(ケース3)

写真6 堤防越流実験通水後のジオテキスタイルの状況



(ケース1)



(ケース2)



(ケース3)

写真7 堤防越流実験通水後の法面の状況



写真8 ジオテキスタイルの敷設
(正面1層, 右面2層, 背面ジオテキスタイルなし)



写真10 散水施設と散水状況



写真9 降雨実験の状況



写真11 流出水の計測

7. カワセミ (*Alcedo atthis*) の人工営巣ブロックを応用した 河川環境づくり

石川 信夫*・工藤 昇**

まえがき

都市化の進行とともに安全な社会基盤の形成が求められ、コンクリート護岸が進められてきたが、元来、川岸は緑が豊かで虫、魚、鳥などの生物が沢山棲んでおり、近年、失われていく自然環境に対して保全や再生が強く呼ばれるようになってきた。

次世紀へ向けて治水、利水、環境の総合的な河川、豊かで美しい河川環境、地域の意見を反映した河川整備等を柱に、河川法の改正が平成9年に行われた。

河川事業の円滑な推進と相まってカワセミ (*Alcedo atthis*) の繁殖環境を保全する目的で、筆者らは平成4年に北海道旭川市の1級河川石狩川と牛朱別川において初めての人工営巣実験に成功を果たした。

本文は、その成果、人工営巣活用の河川環境づくりへの応用例、今日までのカワセミに関する動向及びモニタリングの中から得た課題を踏まえた今後の取り組み方針について述べるものである。

1. カワセミの生態と学習要素

1.1 カワセミの生態

カワセミ (*Alcedo atthis*) は、雄雌共に体長17cmでスズメより若干大きく、嘴は4cmと長く、足は小さくて赤く、全体の色彩は大まかに背部はコバルトブルー、頭尾羽部は光沢のあるブルー、胸腹部はオレンジ色とあざやかである。雄と雌は下嘴の色で識別出来、雄は上嘴と下嘴が同じに黒く、雌は上嘴は黒いが下嘴はオレンジ色をしている。(写真1・1, 1・2) 鳴き声はチーと自転車のブレーキのような鋭い金属性音で、この声をさせながら水面すれすれに一直線に矢のように飛ぶことが多い。生息分布は、日本一円の河川、湖沼に生息し、本州では留鳥であるが、北海道では主に4月から10月にかけて生息する渡り鳥である。繁殖は沖積層の粘性土質の懸崖部に巣穴を設けて営巣するが、子育て中さらに、近場に2個

目の巣穴を設けて産卵し雄雌共同で抱卵と給餌を分担しながら2回繁殖するのが一般的パターンである('98は3回目の繁殖中であるが…)。

カワセミの生活は、川魚等を主食とし、水面すれすれに猛スピードで移動し、枝などに止まって魚を捕ったり、身の安全を確保する。

カワセミの繁殖条件は、①蛇、狐等の外敵から守れる切立った沖積層の粘性土質の懸崖部を有すること、②豊富な魚などのエサ場が近くにあること、③タカ類やカラス、モズ等の外敵から身を守れるような繁みがあることなどである。

1.2 カワセミの行動パターン

人間生活は、よく自然から学ぶことが多いと言われて



写真1・1 カワセミの雄



写真1・2 カワセミの雌

*石川 信夫 北方鳥類研究所 主任研究員
**工藤 昇 (財) 河川環境管理財団 北海道事務所長

いるが、カワセミからは以下の自然行動パターンに多くを学ぶ要素の存在が伺われる。

- ① 繁殖を守る縄張り争い
- ② 天敵から身を護るために合理的な手法
- ③ 巣穴を綿密正確に掘ったり保存する合理的な技術力
- ④ 雌による巣穴の厳密な検査の役割分担の徹底
- ⑤ 子育てに雄雌の役割分担の徹底
- ⑥ 巣づくりに適した河川環境の観察力、判断力
- ⑦ 必要最小限な子供(雛)たちへの教育
- ⑧ 魚とりのすぐれた技術
- ⑨ 餌、気象等自然環境条件の変化に対応した卵数調整などの繁殖環境への臨機な対応
- ⑩ ペリットを合理的に産座に活用する習性

1. 3 カワセミの自然環境評価指標

このように、カワセミは河川生物環境を診断できるすぐれたドクターであり、カワセミが生息・生育している場所には多様な生物環境が存在する。例えば後述するカワセミ営巣ブロックを配置した都市部での河岸づくり(護岸工事)後の野鳥観察記録でも証明された。

2. カワセミの人工営巣実験の実施

カワセミは(*Alcedo atthis*)鳥の宝石(翡翠)といわれ、その動作がまた魅力的であることから、多くの野鳥愛好家はカワセミに魅せられている。近年、河川水質が良好になるにつれてカワセミの個体数の増加が見られるようになってきたが、反面、沖積層の粘性土質の河岸懸崖部が護岸の実施や風化によって極端に巣づくりの場所が減少し、過酷な住宅難となって種の保存が心配されるようになってきた。

また、河川工事の際に巣づくり期間を避けて工事が行われたり、営巣に対して一次的に支障ないように覆いをするなどの応急措置を講じてきたものの、そのために工事の延期や工事費の増大を招いて事業推進に支障をきたしてきた。一方、生物環境の保全の立場から見ると、それらの対策では、結局営巣場所を失うこととなるので、あくまでも一時的なしのぎに過ぎないこともあって、従前から課題となっていた。また、筆者石川は野鳥の専門家の立場から巣づくりの場が失われて右往左往するカワセミの状態を見て何とかしてやらなければという衝動に思いを募らしていた矢先でもあった。

そんなことから、筆者らによる河川専門家(筆者工藤)と野鳥専門家(筆者石川)との思いが通じ、共同作戦でカワセミの人工営巣実験にとりかかることとなった。



写真 2・1 土質調査風景



写真 2・2 巣穴の調査風景

2. 1 事前調査の開始

事前調査としては、①巣穴の形状、②土質、③立地環境などについて入念な調査を開始した(写真 2・1、2・2)。

2. 2 人工営巣ブロックの設計と製作に配慮した事柄

2. 2. 1 蛇、狐などの外敵に対抗できること

そのため上部にひさしを付け、前面部をオーバハンプさせ、高さを 1m とした。

2. 2. 2 河川に容易に設置できること

そのため高さ、幅、奥行きを 1.0 m とし、どこでも設置出来る構造とした。

2. 2. 3 構造的に安定であること

安定確保のため L 型構造とする基本形状とし、部材厚は構造計算により約 20 cm とした。

2. 2. 4 適性材料であること

材料はコンクリートとした(コンクリート構造物が自



写真2・3 カワセミ人工営巣ブロック



写真2・4 実験用カワセミ人工営巣ブロック設置状況

然環境と共生可能かを確認するためである。) 以上の条件を備えたカワセミ用10個のコンクリートブロックを製作した(写真2・3)。

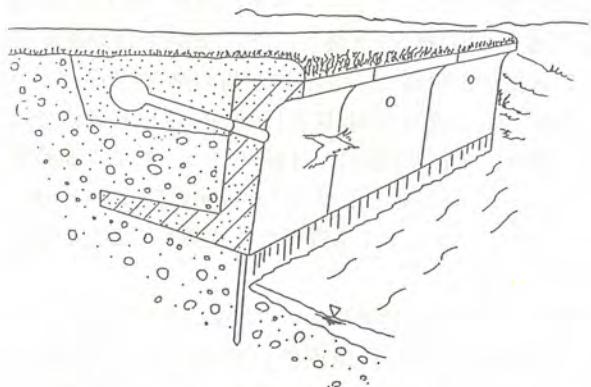


図2・1 カワセミの営巣ブロック設置イメージ図

2.3 人工営巣ブロックの設置と営巣状況

カワセミ用の営巣ブロックの設置(平成4年度)は、いずれも設置の都合上1.5m程度の河岸懸崖を有し、A地点…以前に営巣実績のあった箇所で1カ所(3個組)、C地点…営巣実績はなかったが好適に近い土質構成の箇所で1カ所(3個組)、B地点…営巣実績も無く土質構成も不適な箇所で1カ所(4個組)をそれぞれに設置し、巣穴に相当する部分は、カワセミの習性に合った土質である粘土性の土を詰めて設置した(写真2・4、図2・1)。

4月	5月	6月	7月	8月	9月
30	10	20	30	10	20

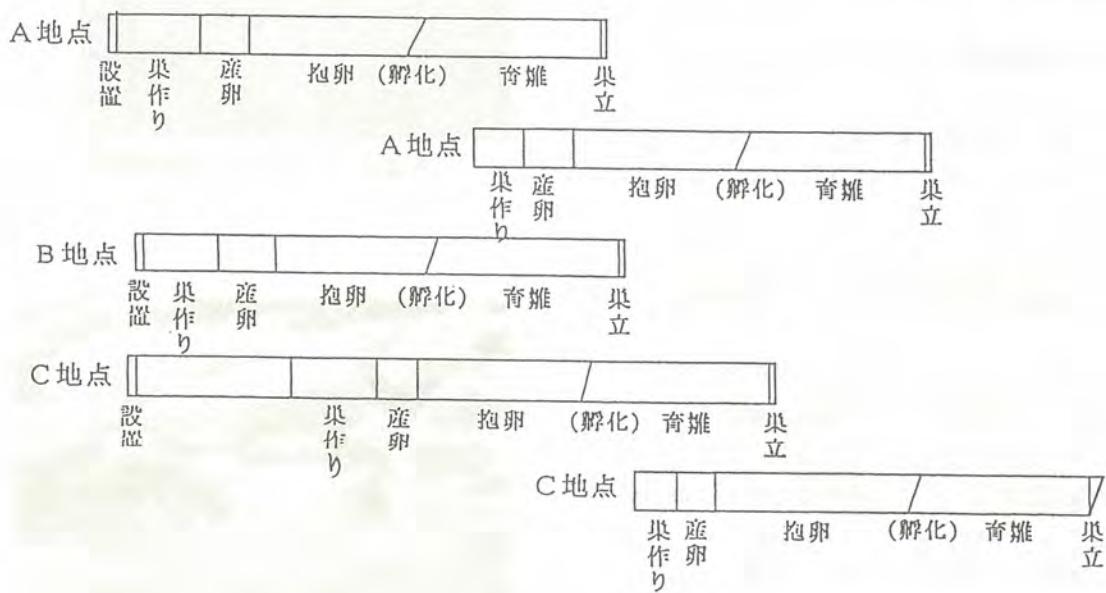


図2・2 カワセミの繁殖パターン

その結果、A 地点では設置の翌日に穴掘りを開始し、都合 2 回(隣の巣穴)の子づくりが行われ、最初 7 羽(推定)、2 番子 6 羽(推定)が巣立った。C 地点では設置後 20 日目に穴掘りを開始し、都合 2 回(隣の巣穴)の子づくりで、最初 7 羽、2 番子 5 羽(推定)が巣立った。B 地点では設置の翌日に穴掘り開始し、1 回の子づくりで 7 羽が巣立った。以上、合わせて子づくりが 5 回に亘って行われ、コンクリートブロックでも問題なく営巣することが判った。

設置したカワセミ営巣ブロックの内、1 回しか子づくりが行われなかった B 地点では洪水によって営巣ブロックは流失し、A と C 地点が健在であった。A 地点では 5 月 4 日に抱卵、6 月 25 日に巣立ち、引き続いて同じ巣穴で 2 番子を育て 8 月 15 日に巣立った。C 地点では 5 月 9 日に巣づくりを開始し、7 月 2 日には 1 番子が巣立ち、6 月 15 日に 2 番子の巣づくりが行われ 9 月 9 日には巣立った。また、平成 5 年度には A、C 地点とも前年度の巣穴をリホームして再使用し、いずれの巣立ちも 4 ~ 6 羽までの離数の確認がなされ、学術的にも貴重な資料を提供することが出来た。

2. 4 カワセミの営巣記録

2. 4. 1 カワセミの繁殖記録

前述したように人工営巣によるカワセミの繁殖は、実験地 3箇所において、3組の番で 5 回の営巣が行われ、図 2・2 に示す繁殖パターンで 30 羽以上のひなの巣立ちが見られた。

2. 4. 2 カワセミの行動記録

観察中における行動の名場面が数々あり、その中から苦心作の記録の一部をここに紹介する(写真 2・5, 2・6, 2・7, 2・8, 2・9, 2・10)。

3. カワセミの人工営巣の実験成功に示した一般の関心

- ① 多くの市民、報道、全国の関心者などからの問い合わせやが寄せられ、新聞報道、テレビ放映、雑誌等に頻繁に報道され、一般住民から多くの意見が寄せられ、河川事業の取組姿勢についての理解度の向上に寄与できたものと思っている。
- ② このような実験成功を契機にカワセミの巣イートホーム大作戦シンポジウムを盛況裡に実施出来た(写真 3・1)。



写真 2・5 求愛給餌風景



写真 2・6 交尾風景



写真 2・7 せっせと給餌風景



写真 2・8 給餌後の洗体風景



写真 2・9 巣立ち風景



写真 2・10 巣立ったばかりのヒナ



写真 3・1 賑わったシンポジウム



写真 3・2 婦人学級の見学

③ 実験場所が旭川市の市街部であることから通学、通行人などの多くの人々に感動を与え、婦人学級(32名)が見学と相なった(写真 3・2)。

④ 本実験により特許権(「野鳥の営巣用ブロック及び営巣構造物」特許第1976383号、平成7年10月17日)が交付された。

⑤ 本発明は科学技術庁の第54回注目発明(平成7年4月17日)に選定された。

4. 都市部でカワセミ人工営巣ブロックを配置した自然型川づくり

4.1 カワセミ繁殖を中心とした自然河岸づくり

洪水からの安全性の向上を図りながら、カワセミなどの営巣ブロックを設置して、植物豊かで虫・魚・鳥などの生物環境の再生を図るために、筆者工藤は新たに植樹のできてより安全性の高い自然共生用のドーナツ型ブロック(写真4・1)の新規発明開発(特許第2500358号「護岸ブロック及び護岸構造物」平成8年3月13日)を行い、写真4・2、4・3、4・4のように生物豊かな河川環境を目指す他自然型川づくり事業を展開した。

5月上旬に插し木(埋枝工法)は写真4・5のように発芽状況もよく、翌年にはよほど環境が回復した。

4.2 カワセミの営巣

なお、カワセミはこの様に自然回復途上の条件にも関わらず、5月19日既に巣づくりが行われ、7月8日に巣立ちが行われ雛5羽まで確認出来た(写真4・6、4・7)。

4.3 カワセミの人工営巣と共生する多種の野鳥たち

河岸に設置した木工枕床にウグイ類の中小の魚が集まりアオサギ、カワアイサ、淀みにはマガモ属のコガモが羽を休めるようになり、岸辺にはコチドリ、イソシギなどが生息・繁殖し、斜面に埋枝した柳の成長にしたがってマガモやホオジロ科のアオジが繁殖するようになった。また、州の付いた部分にヨシや水際の植物が繁茂したところに近頃見られなくなったオオジュリンが1週間ほど訪れ、多種多様な自然生物環境が戻ってきた。

5. その後のカワセミの営巣記録と一般的な課題

5.1 カワセミ人工営巣の普及状況と課題

カワセミの人工営巣システムは、平成4年に成功を収



写真 4・1 新規発明の植栽用ブロック



写真 4・5 工事後 2 年目の河岸状況



写真 4・2 ブロック敷設状況



写真 4・6 設置間もなく営巣開始



写真 4・3 カワセミ人工営巣ブロックの設置状況



写真 4・7 木工枕床での魚とり演出



写真 4・4 工事完成直後の多自然型河岸状況

めて以来北海道内は一円に、本州においても山梨県、埼玉県、青森県、神奈川県等での活用が報告されており、今後さらに拡張していくものと思われるが、全般的に営巣等の状況については情報がなく、北海道内においても間違った利用がなされているのが数例確認できた。

5. 2 同じ営巣場所を翌年も利用する習性を確認

平成 9 年に、環境庁より第 2303 号鳥類捕獲許可によつて標識されたカワセミが平成 10 年にも人工営巣を使つてゐるのが確認できた。



写真 5・1 木材板壁の人工営巣構造物

5. 3 木材板壁の人工営巣構造の試み

北海道十勝川流域において写真 5・1 のように木材板壁で営巣構造物を造った例があり、設置後 2 年目に営巣したとの情報があった。

5. 4 巣穴及び産室の利用に限界が現れた

数年使っているうちに巣穴のトンネル部分が太くなりすぎたり、産室をさらに奥に掘り進むため、親鳥が卵の識別等に不都合を来すなど営巣が困難になると考えられ、その使用回数は 4 ~ 5 回と思われる。また、巣穴には根毛が入り込んで使用できない状態のところも見られた。

5. 5 筆者らの発明に対する極類似構造が宣伝されている

あるグループによりカワセミの間違った習性に基づいたカワセミ営巣ブロック及び営巣構造物との極類似物件のパンフレットが出回っている。

6. カワセミ人工営巣に対して今後研究・検討を要する事項

6. 1 人工営巣構造物の老朽化及び景観に対する事項

カワセミ人工営巣ブロックの巣穴奥の産室が数年の使用回数でだめになっていくと考えられることから、適当な時期に土の入れ替え併設するブロックの数を増やすことと研究していく必要がある。また、景観上素肌のコンクリートでは好ましくないと言うご意見も寄せられていることから色彩や別の素材の活用についても検討していく必要がある。

6. 2 適正な活用と研究向上に対する事項

本営巣構造物の広域的な活用に当たっては、下記の課題を踏まえ、円滑に実施していく必要があることから「カワセミ研究会(案)」等を組織し、協力体制のネットワークを構築して進めていく必要がある。

- ①人工営巣ブロックの使用に当たっては、その理由、必要性およびメンテナンスを明確にする必要があること。
- ②コンクリート以外の材質でより自然にマッチした構造を研究する必要があること。
- ③施工性、安全性、耐久性、経済性の向上等さらに追求していく必要性があること。
- ④巣穴、産室等内部の生理学的、細菌学的調査・研究を行う必要があること。
- ⑤営巣部分の土壤入れ替え時期の判定や、入れ替え方法の簡便な技術の開発を行う必要があること。
- ⑥国内等広域的な活用が円滑に行われるとともに、誤った利用を避けるとともに良好なアフターケアを行っていく必要があるので、鳥類の研究者や深い関心をお持ちの方々のアドバイスやご協力が得られるようネットワークの構築が必要であること。

6. 3 カワセミ人工営巣構造の全国的普及に対する事項

「野鳥の営巣用ブロック及び営巣構造物」についての有効な活用と円滑な普及を図るためにには、カワセミ人工営巣の経験やカワセミの生態を熟知した者の指導を受けることが望ましく、また営巣ブロックが円滑に調達されなければならない。

7. カワセミ人工営巣活用に対する今後の取り組み

財団法人河川環境管理財団は、特許権者より「野鳥の営巣用ブロック及び営巣構造物」(特許番号 1976383 号)について専用実施権の許諾を得た。

専用実施権によるカワセミの人工営巣の普及が円滑に行われるよう財団法人河川環境管理財団は、広報活動、ユーザーからの相談、注文の受理、多自然川づくり・カワセミの生態・施工技術等の技術指導助言を行うとともに、「カワセミ等研究会(仮称)」を設立して広域的ネットワークの開設、情報の収集、蓄積、生態の研究向上、諸情報の公開提供などを行うもので、筆者らがその任務の中心となって行うこととなった。

また、営巣ブロックの現地納入については、普及が円滑に行われるよう財団法人河川環境管理財団は第 3 者

(当面, 開発当時より協力体制をとってきた株式会社旭ダンケ)に通常実施権を許諾した。したがって, 当面の間株式会社旭ダンケは「全国野鳥の営巣ブロック及び営巣構造物普及会(案)」を設立し, 通常実施権のもとに製造, 販売, 使用を図ることとなった。

あとがき

以上, カワセミの人工営巣ブロックの発明開発, 実験の成功, 一般の関心の高さ, 多自然川づくりへの応用例, モニタリングを通した課題事項, 今後の取り組み方針について紹介した。

我が国は, 少子傾向による高齢化社会, 週休2日制によるゆとり時間社会, 医療や生活環境の向上による長寿化社会の方向に進行しており, 生きがい, 健康, 楽しい毎日を求めて多種多様な行動が広がって行く傾向を辿っているように思われる。

都市形成のバランス上, 文化面, 福祉面, 防災面, 教育面などの不足は都市生活に悪影響が出たり都市の品位の低さが目立つようになる。我が国では, 未だ自然生物の生息・生育環境を都市づくりの評価指標にしている自治体がないように思われるが, 河川法の改正による豊かで美しい河川環境づくりがベースとなって地域の生活に自然環境の意味が反映されていくなかで徐々に取り組まれていくものと考えられる。都市域での自然の営みは河川水辺空間の依存割合が高い現状にあり, 今後, ますますその傾向が高まっていくものと考えられるが, 失ってしまった自然環境への対応の一助として, カワセミ人工営巣システムが選択の1つとして活用されれば幸甚と考える。なお, この成果は, 本年8月南アフリカ共和国のダーバン市において開催された第22回世界鳥類学會議(IIOC)でポスター発表されました。ポスター発表は, 600点余りましたが, 展示会場にも恵まれ質問攻めに合い, 持参した資料がたちまち無くなり最後にはポスターまでも差し上げることになったほど多くの人々の関心を呼びました。

参考文献

- 3) 鳥にやさしく魚にやさしい川がいい! 「カワセミ飛んだ!」(平成5年) : 4年の学習7月号, 学習研究社, pp40.
- 4) 工藤 昇(1992) : 都市河川と生物との共生をめざして—コンクリート護岸と野鳥巣づくりの実験—, 北海道開発局技術研究発表会論文概要集 河川, ダム・砂防部門, pp67-72
- 5) 石川 信夫(1992) : 河岸に営巣する鳥類を保全する改修工法の研究 カワセミ・ショウドウツバメ), 平成4年度河川整備基金助成事業年次報告, 財)河川環境管理財団, 平成7年9月, pp22-23.
- 6) 工藤 昇(1996) : 自然との共生, 北海道技術士センター・コンサルタンツ北海道, 1996.2通巻78, pp4-20.

注)本カワセミ人工営巣に関してのお問い合わせは下記にお願いいたします。

連絡先 〒060-0061 札幌市中央区南1条西7丁目16番2岩倉ビル4F
財団法人 河川環境管理財団 北海道事務所
TEL 011-261-7951
FAX 011-261-7953
E-mail fvgh6330@mb.infoweb.ne.jp
担当者 所長 工藤 昇
技術員 鷺野巣 愛

- 1) 工藤昇(1993) : カワセミ巣ィートホーム大作戦, 社団法人雨水貯留浸透協会 雨水技術資料 VOL. 9特集／水辺と生物, pp65-71.
- 2) 工藤 昇(1992) : 都市河川と生物環境との共生をめざす—コンクリート護岸と野鳥の営巣づくり, 河川環境保全シンポジウム講演集, 財団法人リバーフロント整備センター, pp65-76.

8. 河川敷湿地保全の生態工学的研究 —田島ヶ原サクラソウ自生地を例にして—

佐々木 寧*, 前田 敬**, 岡崎 淳一***

はじめに

国際的にはラムサール条約の発効など、河川水辺や湿地環境に対する関心が高まっている中、国内でも河川の自然生態系保全の重要性がうたわれ、自然環境と調和した河川管理が課題となっている。河川で行われる諸工事も、多自然型川づくりに代表されるように、治水効果を保持しつつ、河川生態系特有の動・植物との共存と、河川らしい景観を保つことに努力がなされている。これまで、河川敷の植生については、治水上、流水を阻害する負の要因として認識されてきた。しかし、最近の研究で、植生は河道や河川堤の洗堀を防ぎ、河川敷の安定に大きく寄与していることが明らかになってきている。実際の河川工事や、生態系に配慮した河川管理を行なう上で、不可欠なのは、その河川の持つ水文上の特質の他、生態系の特質を把握しておくことであろう。

堤外河川敷内に存在する広大な低湿地は、洪水時の遊水池として機能する他、普段は野生動・植物の住み家として重要な場である。とくに湿地環境は、環境の変動にとくに敏感な生態系であり、健全で安定した河川環境を維持するためにも、その保全・管理は、重要な課題の一つである。また、こうした河川敷に生息する危急種など、保護上重要な生物種については、その生活史や個体群動態、競合種である外来侵入種との生物間の相互作用を明らかにしておくことが保全上必要である。

荒川の下流域、約40km付近の河川敷には、田島ヶ原湿地があり、サクラソウの自生地として有名である。ここでのサクラソウは国の天然記念物に指定されており、また、浦和市の花としても親しまれている。

これまでの研究で、サクラソウは遺伝子集団、花粉媒介者の存否、競合種との関係などの見地から、個体群としての存続が危惧されている。加えて、周辺での荒川第一調整池、桂川水門の建設など、大規模河川治水工事などによる環境変化の影響も心配されている。

本研究ではここ10数年間の田島ヶ原湿地の環境動態

と、サクラソウを含む植物群落全体の動態について、空中写真解析によって再度検証し、その将来予測と管理のあり方を探ったものである。

1. 周辺環境の概要

1.1 荒川の自然環境

荒川は、奥秩父山系の甲武信ヶ岳(標高2,475m)に源を発し、流路延長179kmを経て東京湾に注いでいる。東京都と埼玉県の19都区、42市8村にまたがる河川である。流域内人口は約904万人、利根川・淀川に次いで我が国第3位の規模である。流域面積は2,940km²と広く、その内、山地面積が1,476km²(50.2%)、平地面積が1,464km²(49.8%)である。他の国内河川と比較すると、平地の割合が高いのが特徴である。これは荒川が標高2,000mを越える水源から、わずか数十kmで平野になる地形的特徴による。このため荒川は、山地部分で急勾配な急流となっている。また、川幅は最大約2.5kmあり、全国最大規模となっている。

荒川流域の年間降雨量は、約1,400mmで、全国平均の約1,800mm、関東地方の平均値1,600mmと比べて少なく、比較的雨の少ない地域となっている。

1.2 荒川総合治水事業

荒川は現在、建設省関東地方建設局が中心となり、ダムや貯水池、堤防護岸、水門、排水機場など様々な治水・利水事業を行っている。

荒川の治水計画は、1974年(昭和48年)4月に改訂された荒川水系工事実施基本計画により、岩淵(東京都北区)における基本高水流量14,800m³/s(確率1/200)を、上流のダム群および中流部の調節池群で、7,800m³/sの洪水調節を行い、残りの7,000m³/sを河道で安全に流下させるよう定められている。荒川調節池総合開発事業で

* 佐々木 寧 埼玉大学工学部建設工学科 教授
河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究顧問
** 前田 敬 埼玉大学大学院理工学研究科環境制御工学
*** 岡崎 淳一 埼玉大学工学部建設工学科

は、河川改修事業とあいまって荒川第一調節池を完成させ、 $850 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水調節を行うとしている。

1. 3 荒川調節池総合開発事業

今日、荒川水系から900万人分以上の生活用水が取水されている。しかし、都市用水の需要増大、遊水機能の高揚の必要性から、「荒川調節池総合開発事業」が進行中で荒川中流部に新たに五ヵ所の調整池設置が計画されている。事業は「荒川下流部の洪水防御」と「首都圏への水道用水の供給」という主要目的を有することから、直轄河川改修事業としての高水敷の調節池化と、貯水池および河川浄化施設の併設という形となっている。

第一調節池の工事は1980年(昭和55年)に着手、高水敷を掘削し、300万m³の治水容量(直轄河川改修事業を含めた治水容量は3,900万m³)を確保、洪水の調節用として有効容量1,060m³の貯水池(彩湖)が1996年(平成8年)に完成している。

荒川第一調節池、彩湖では、大きく三つの目的ゾーンに分けている。すなわち、自然保存ゾーン、親水ゾーン、野外活動ゾーンである。市民の様々な活動の場の提供と、自然保護ゾーンでは、荒川の貴重な植生や水辺の自然環境の保全・再生をはかるとしている。

1. 4 周辺の河川改修

荒川は、これまで流路、河道の変更を含め、大規模な河川改修が進められてきた。川本町明戸村付近から下流

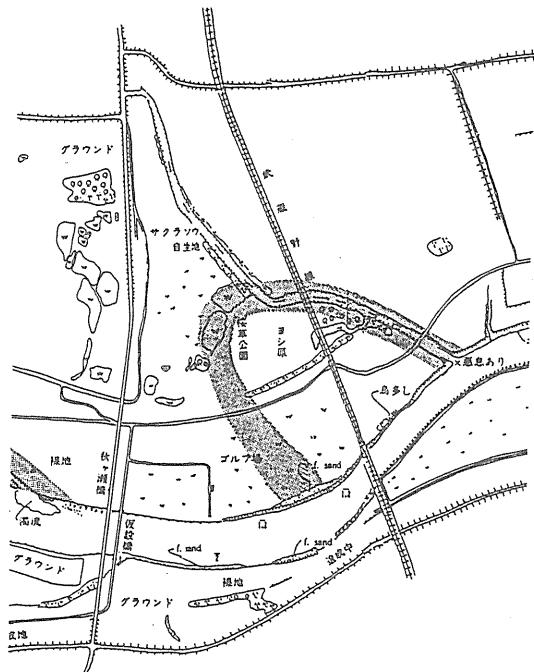


図 1・1 田島ヶ原付近の荒川河道状況図と旧河道(アミ部分)

部についても、「大正の大改修工事」を契機に大きく流路が変更され、堤防の構築で流路も大きく規制されている。現在でも、旧流路の一部が堤外に残存している場所がある。田島ヶ原付近の河道について、改修以前(図1-1のアミ部分)と現在との比較をしたものである。両者を比較すると、サクラソウ自生地の南に位置する池も改修以前の河道であったことが読み取れる。田島ヶ原付近も河川改修が古くから行われてきたことがわかる。

現在では、田島ヶ原湿原は荒川総合治水事業計画の中に取り込まれ、結果的には四方を堤防で囲まれ、洪水・冠水の機会がほとんど失われている。この為事業計画では、小洪水時に氾濫水が湿地内に流れ込むことを計画し、サクラソウ水門の設置など、自生地の冠水の頻度を変化させないための配慮が進められている。

表1・1 田島ヶ原の冠水の記録

出水の発生年月日	台風の名称冠水
1943.10.2-10.4	
1947.9.13-9.16	カスリン台風
1948.9.16-9.17	アイオン台風
1950.7.27-7.31	
1950.8.4-8.5	
1955.10.10-10.12	台風 25 号
1956.9.26-9.29	台風 15 号
1958.7.21-7.23	台風 11 号
1958.9.15-9.17	台風 21 号
1959.8.12-8.14	台風 7 号
1959.9.26-9.27	台風 15 号(伊勢湾台風)
1961.6.24-6.30	
1965.8.21-8.23	台風 17 号
1966.6.27-6.29	台風 4 号
1971.8.30-9.1	台風 23 号
1972.9.14-9.17	台風 20 号
1974.8.30-9.2	台風 16 号
1977.8.16-8.19	
1977.9.18-9.19	台風 11 号
1979.10.17-10.20	台風 20 号
1981.8.21-8.23	台風 10 号
1981.10.21-10.23	台風 24 号
1982.7.31-8.3	台風 10 号
1982.9.10-9.13	台風 18 号
1983.8.15-8.15	台風 5 号・6 号
1985.6.30-7.2	台風 6 号
1986.8.4-8.6	台風 10 号
1986.9.2-9.4	台風 15 号
1990.8.10-8.11	台風 11 号
1990.9.30-10.1	台風 20 号
1990.11.30-12.1	台風 28 号
1991.8.20-8.22	台風 12 号
1991.9.19-9.20	台風 18 号
1991.10.11-10.13	台風 21 号
1993.8.27-8.28	台風 11 号
1993.8.27-8.28	台風 11 号
1996.9.22-9.23	台風 17 号

1. 5 自生地をとりまく環境の動態

1) 地下水位

建設省荒川上流工事事務所は、サクラソウ自生地内の3地点において地下水位の測定を行っている。測定は、昭和57年から継続して行われている。その測定値によると、最近5年間で平均で70cm近く低下している。

2) 冠水記録

また、これまでの田島ヶ原湿地の冠水の記録では、ほぼ毎年あるいは2年に一回の頻度で冠水を繰り返してきているが、最近の1994年以降は、その冠水頻度は著しく低下している。

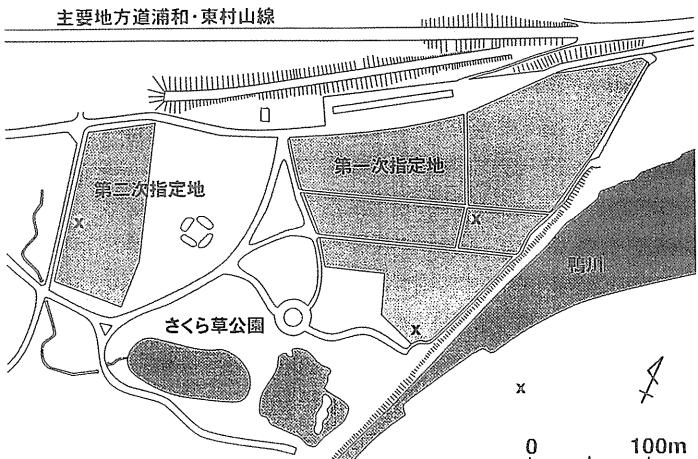


図1・2 田島ヶ原サクラソウ自生地と地下水位の調査地点(×印)

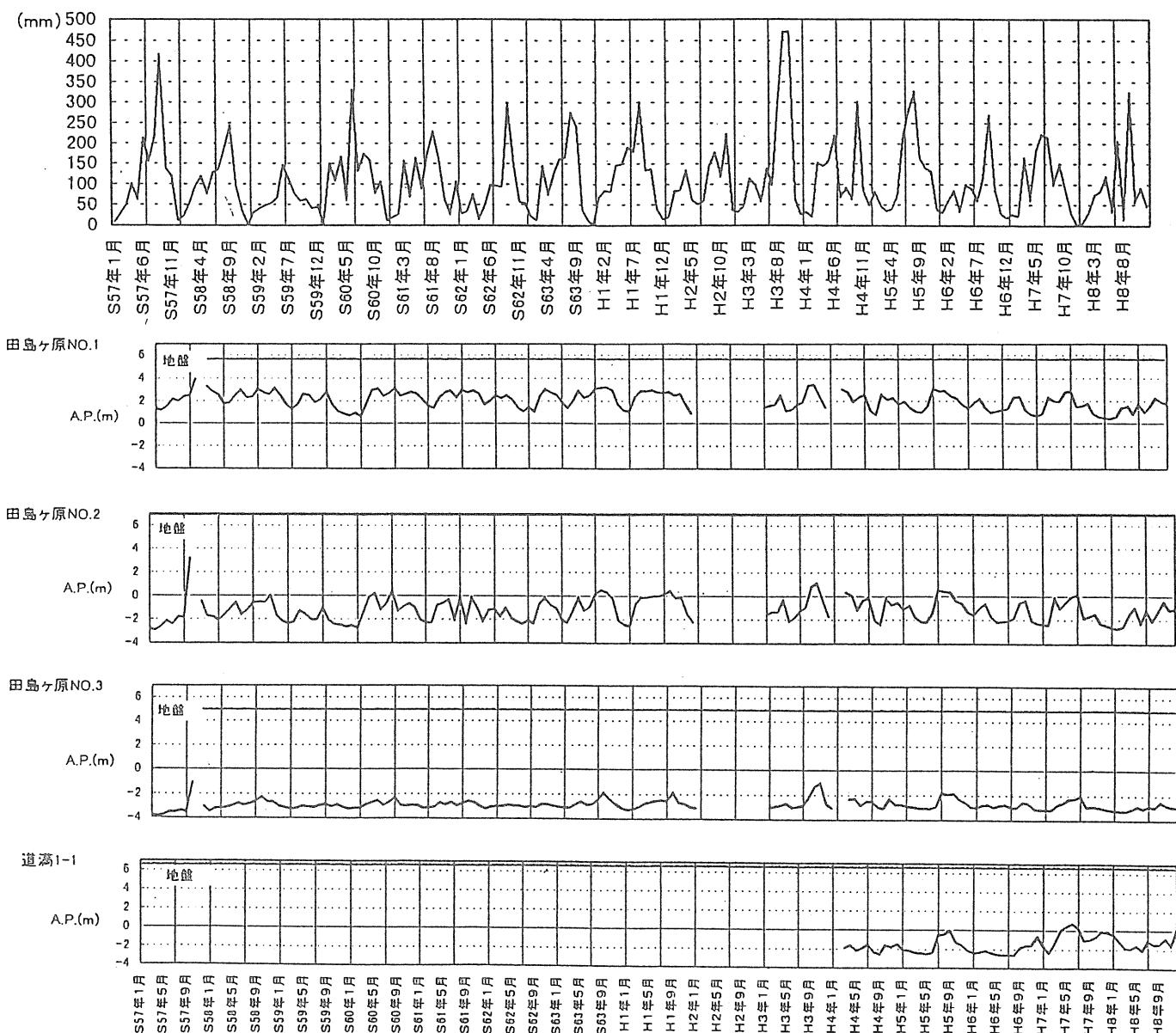


図1・3 浦和市の降水量と自生地の地下水位の動向(荒川上流工事事務所資料より)

2. サクラソウについて

2. 1 自生状況

サクラソウは、河川敷・草原等の明るく湿った場所に生える多年草で、北海道から鹿児島県まで広く分布する。その花が可憐であることから、わが国では古くから栽培が行われ、日本在来種の保全にも寄与する結果となっている。また多数の新たな品種も育成されている。

かつて、荒川水系の高水敷には広域的にサクラソウ群落が分布していた。荒川の高頻度の洪水が、植物群落の遷移の進行を阻害、サクラソウの生育環境に有効に働いていたと考えられる。すなわち、洪水による搅乱が、江戸時代以前から長期間にわたるサクラソウ維持の原因なのである。

しかし、野生のサクラソウは、近年急速に自生地の消失が進み、全国で 24 都県、101 の主要自生地の内、18 の産地において絶滅、9 の産地において現状不明、12 の産地で絶滅寸前であるとされる。国際自然保護連合(IUCN)のレッドデータブックには、危急種として記載されている。現在、岐阜県の高山市で市指定の天然記念物に、ここ埼玉県の浦和市田島ヶ原湿原で国指定の特別天然記念物となっている。

埼玉県内のサクラソウ群落の分布域を見ると、すでに絶滅した産地を含め、荒川水系(入間川流域を含む)と元荒川水系に限られていた。利根川の上流域はともかく、中・下流域と古利根川流域には、今日までサクラソウ自生の記録がない(図 2・1)。

1972 年から 1973 年にかけ、埼玉県教育委員会によつ

て実施された広域的な総合調査の結果でも、秩父山地からサクラソウ群落の自生地は確認されていない。一方、荒船山・浅間山・横川・赤城山・棒名山など、利根川上流域の山地帯には、サクラソウ群落が現存している。荒川水系のこうした分布の違いは、上流域の母集団の存否だけではなく、河岸地形、土壤、搅乱要因など河川の特異性が関係しているものと考えられる。

サクラソウ群落が河川の高水敷に分布するのは荒川水系だけではない。青森県八戸・千葉県八街、神奈川県横浜、岐阜県柳津をはじめ、中国東北部地域・東シベリア・朝鮮人民共和国などでも河川の高水敷で集団を作っている例が報告されている。

2. 2 田島ヶ原のサクラソウ群落の現況

田島ヶ原湿原は、特別天然記念物指定地面積で約 4 ヘクタールで、サクラソウの生育株数は、約 70 万から 100 万株と推定されている。サクラソウ以外にもノウルシ、アマナ、ヒキノカサ、ノカラマツ、チョウジソウ、ノジトラノオ、シムラニンジン、ハナムグラ、フジバカマなどの「保護上重要な植物」を含む、約 260 種におよぶ植物の自生が確認されている。この地域としては、種多様性のきわめて高い湿原であるといえる。

サクラソウは、緑の町、浦和の象徴として、浦和市の花に指定され、市民に親しまれている。サクラソウの開花時期にあたる 4 月の中旬から下旬にかけては、隣接するさくら草公園で「さくら草まつり」が開催され、多くの市民が訪れている。

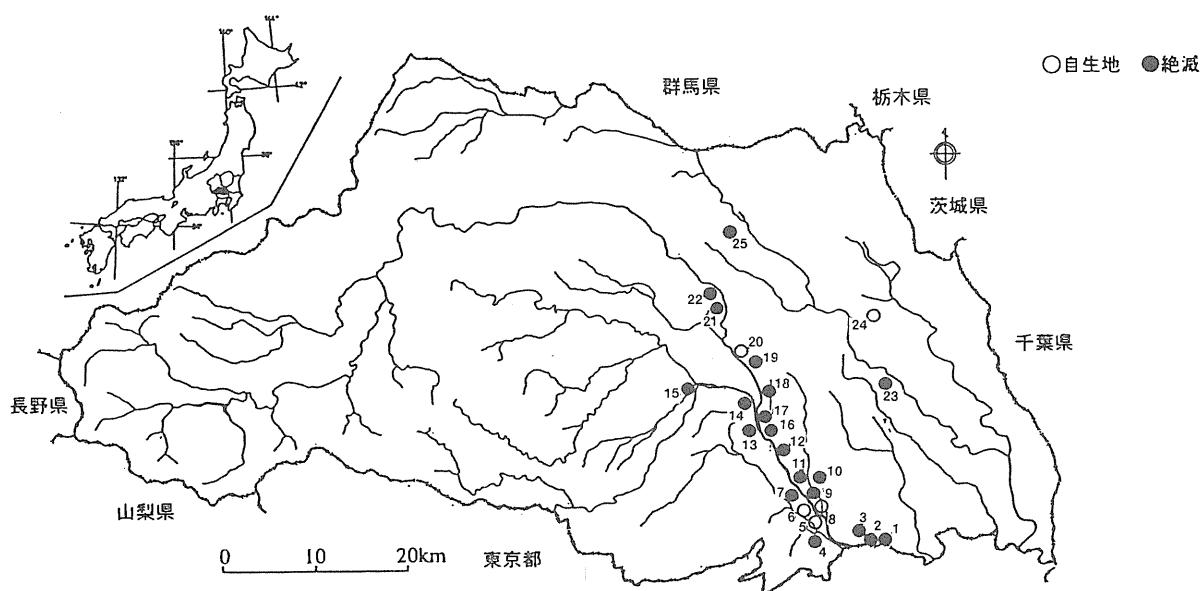


図 2・1 埼玉県内のサクラソウ (埼玉県 1997 より)

2. 3 サクラソウ保護の歴史

「田島ヶ原サクラソウ自生地」は、その遺伝学的・生態学的意義から1920年(大正9)に内務省から「土合村桜草自生地」の名称で天然記念物に指定された。この指定

表2.1 田島ヶ原サクラソウ自生地保護の歴史

1916年4月11日	土合保勝会は、「国民新聞」にサクラソウの保存について訴え、この日の新聞に掲載される。
4月25日	土合村保勝会が発足。4月下旬、土合村の有志深井貞亮氏の案内で史蹟名勝天然記念物調査会委員三好学理学博士ら現地視察
1919年4月10日	史蹟名勝天然記念物保存法公布(6月1日施行) 三好学博士「桜草原野保存の必要」(東洋学芸雑誌第455号)
1920年4月25日	史蹟名勝天然記念物調査会委員三好学理学博士ら現地調査, 7月17日:「土合村桜草自生地」の名称で、内務大臣から天然記念物の指定を受ける
1921年12月16日	土合村は、内務大臣より「土合村桜草自生地」の管理者に指定される
1922年2月26日	保存設備工事着手(内務省より補助を受ける)
1923年1月23日	一部指定解除(内務省告示第14号)
1926年	土合村長は、内務大臣あて第2次指定の申請をする
1927年5月14日	第2次指定地の追加指定
1928年12月1日	史蹟名勝天然記念物保存に関する事務移管により、主務大臣が内務大臣から文部大臣となる
1936年度	野ねずみ駆除、つる草除去(文部省より補助を受ける)
1950年9月18日	指定地内無断開墾耕作停止を、文化財保護委員会事務局から指示される
1952年9月	指定地を自作農創設特別措置法に基づく開拓計画不適地と判定 3月29日:名称が「土合村サクラソウ自生地」と改められ、文化財保護委員会から特別天然記念物に指定される土合村、浦和市に合併し、浦和市がその管理団体となる
1957年7月31日	指定名称が「田島ヶ原サクラソウ自生地」と改められる
1961年	36年度指定地公有化開始
1962年	37年度指定地公有化は、一部を残して完了(国庫補助事業)
1965年	40年度圍棚、境界標設置(国庫、県費補助事業)この年より、成育状況調査
1966年	41年度石製標柱設置
1968年	43年度第1次指定地のうち1筆、第2次指定地のうち2筆公有化
1970年	45年度第2次指定地のうち公有化(全指定地公有化完了)
1972年	47年度この年、刈り払い委託業務開始
1974年	49年度給水設備工事(国庫、県費補助事業)
1975年	50年度実態設備工事(国庫、県費補助事業、54年度完了)
1982年	57年度荒川調節池工事に伴う影響調査開始(建設省の委託により浦和市天然記念物調査会が実施)
1986年	61年度圍棚修理工事(国庫、県費補助事業)、この年、開花期の監視委託業務を開始

にあたって三好学理学博士の調査が行われている。指定には、土合村保勝会を中心とする地元有志の情熱に負うところが少なくない。続いて、同10年12月16日、管理者として北足立郡土合村が指定された。さらに、昭和2年5月14日、内務大臣から追加指定を受けた。これが第2次指定地である。しかし、戦中、戦後にかけて食料増産のため、指定地は開墾されている。そうした中、昭和27年3月29日、文化財保護委員会から、国の特別天然記念物に指定され、名称も「土合村サクラソウ自生地」となった。昭和30年、北足立郡土合村は浦和市と合併し、指定名称は「田島ヶ原サクラソウ自生地」となっている。この指定地は植物群落の保護のため3.39haの第1次指定地、0.87haの第2次指定地の保護区が設けられ、浦和市がその保護・管理に当たっている。

しかし、昭和30年代には、住宅用の壁土用として、自生地の土壤である「荒木田」の採掘が行われ、再び存亡の危機に見舞われている。昭和37年度には、国庫補助を受け、指定地の大部分を公有化した。以後、自生地には監視人を置き、围棚や境界標が設置されている。にも関わらず、指定地の周囲がごみ捨てや電線の被覆焼きなどで荒廃を極めている。浦和市では、自生地を含め公園化を進めることで対処に手がけ、周辺の土地買収に取りかかった。これに伴い、昭和45年度までに、浦和市単独で未買収地すべての公有化が完了、現在の「さくら草公園」が整備された。

2. 4 自生地の保護・管理

しかし、その後、自生地での乾燥化と遷移の進行が指摘されるようになり、自生地内にはハンノキだけでなく、クヌギ・ヌルデ・アカメガシワ・クサギなど、樹木の侵入が著しくなっている。昭和49年度には、湿地環境維持のため散水装置を国庫補助事業として設置している。

同時にノウルシの大繁茂、大型帰化植物の進入も問題となってきた。昭和50年度から5ヶ年計画で、国庫補助事業として実態調査を実施している。さらに、同57年度からは、建設省の荒川調節池工事に伴う影響調査(サクラソウの生育状況調査や自生地の植物の生態調査、土壤調査など)を浦和市天然記念物調査会が主体となって実施している。

通常の管理としては、毎年発芽前に草木の刈払い、野焼きを行うほか、開花期には監視人を置くなどしている。また、夏季の乾燥に対して散水を行ったり、オオブタクサの人工除去作業をしている。現在では、1996年度から5ヶ年計画で、浦和市が国庫及び県費補助金を得て、サクラソウの保護増殖実験など、保護に関する新たな事業を行っている。今まで行われてきた管理手法は、以下の

ような事項である。

- 1) 野焼き：野焼きは自生地の遷移の進行を抑える意味で、もっとも有効な方法であると考えられている。野焼きの時期、地下に埋没するサクラソウの根茎に対する影響も、軽微であるとされる。しかし、野焼きが長期に施行された場合の影響は不明で、他の植物への影響、植生全体の単純化が危惧されている。
- 2) 大型帰化植物の抜き取り：大型で、繁殖力旺盛な帰化植物セイタカアワダチソウ、オオブタクサ、アレチウリの抜き取りを、例年8～9月に行っている。オオブタクサの除去は8年間ぐらい続き、拡大阻止に一応の成果を挙げているといわれている。しかし、毎年継続する必要があり、しかもいずれも根絶には至っておらず、根本的な解決策とはなっておらず、対処療法的な処置の域をでていない。また、最近ではハナウドやヤブガラシ、カナムグラなどのツル植物などが旺盛に繁茂するなど、新たな問題も発生している。
- 3) スプリンクラーによる給水灌水：乾燥と高温化の著しい夏期(8月)、スプリンクラーによる灌水も試行されていた。しかし、散水量・散水の可能範囲・散水の施工時期等に限界があり、乾燥化に対してどれほどの効果をあげているのかわかつていない。
- 4) 監視：サクラソウの開花期、すなわち4月1日～5月10日の間、監視および夜間の園路封鎖を行い、人の立ち入り、盗掘などの防止をおこなう。

3. これまでの研究

田島ヶ原のサクラソウについては、浦和市天然記念物調査会を中心にこれまで多分野にわたる多くの研究がおこなわれてきた。それらの研究で示された要点を以下にまとめておく。

3. 1 競合種と共存種

サクラソウは、早春の4月に開花する。しかし、この季節、圧倒的に優占しているのはノウルシであり、同時期に開花・最盛期を迎えるノウルシとの競合が問題視されている。サクラソウとノウルシは、年間の生活リズムや土壤的 requirement も良く似ている。したがって、草丈の高いノウルシは、背丈の低いサクラソウにとって光合成において不利である。また、地下茎の構造・発達においても、ノウルシは有利な競合位置にあるといわれる。

夏期には2m以上にもなる高茎の草本植物のオギや、ヨシに覆われる。サクラソウは、春期、他の競合種が勢力を広げない内に開花、結実を済ませており、この時、サクラソウの地上部は枯死している。この場合、オギやヨシは、夏期から秋期に最盛期を迎える植物であり、季節的なすみ分けを行っていると考えられる。

共存種であるオギやヨシが混生する場所では、草春、サクラソウの葉面での相対照度は高い。一方、ノウルシとサクラソウが混生している場所では、背丈の高いノウルシに日光をさえぎられ、サクラソウ葉面での相対照度は低くなっている。

また、サクラソウとノウルシの接するパッチについて、

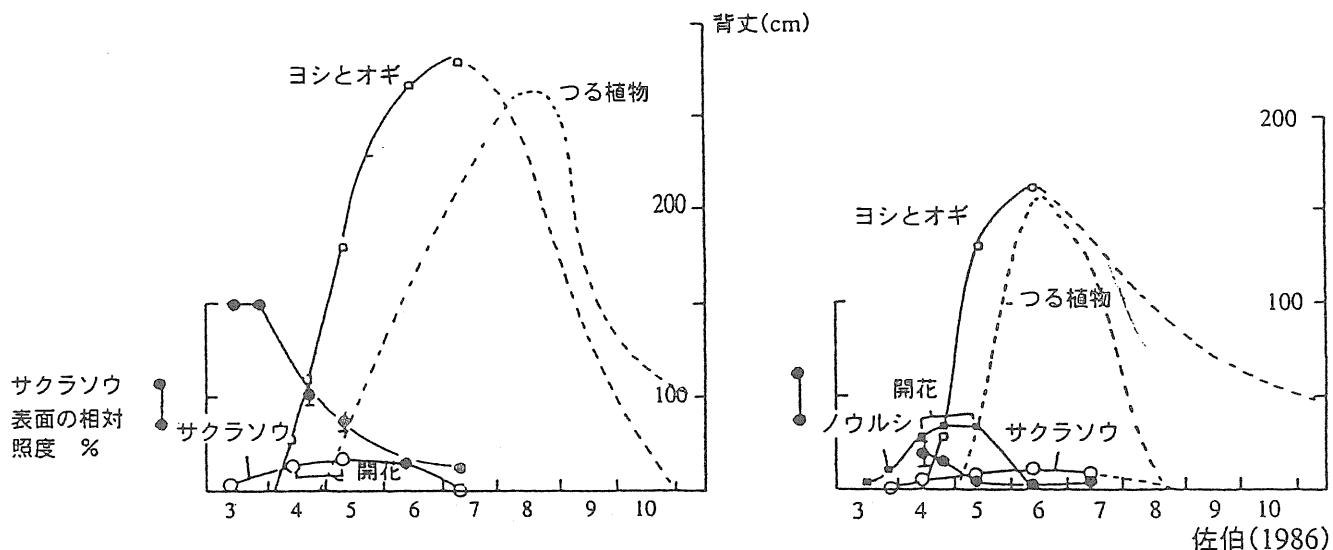


図3・1 植物の成長とサクラソウ葉面での相対照度

5年間の変化を調べた結果によると、サクラソウは裸地側に広がり、ノウルシはサクラソウの生育域に侵入する形で範囲を広げ、裸地側には広がらないとされている(名取 1990)。

すなわち、ノウルシは競合種として、オギ、ヨシは共存種として位置づけられる。

3. 2 個体数と開花数の増減

自生地内のサクラソウについては、浦和市天然記念物調査会が1965年(昭和40年)から定点調査区を11箇所(10m四方)に設置し、毎年、生育株数、開花数および開花率の調査を行っている(図3・2)。

この調査結果によると、生育株数では、11箇所中、7箇所(A-1, A-2, B-1, B-2, B-3, D-1, E)が増加傾向にあり、3箇所(A-3, C-1, D-2)が横這い、1箇所(D-3)が減少傾向にある。開花株数では、11箇所中、4箇所(A-1, A-2, B-2, D-1)が増加傾向にあり、7箇所(A-3, B-1, B-3, C-1, D-2, D-3, E)が横這い傾向にある。また、開花率ではいずれの調査区とも上昇傾向にある(図3・3)。

この生育株数の実測値を、原生地と開墾耕作跡地にあける調査枠とに区分してみると、原生地でほぼ横ばい、あるいは減少しているのに対し、開墾耕作跡地では横這い、あるいはむしろ増加傾向にあることが分かる(図3・4)。サク

ラソウは、ノウルシを少く攪乱された場所で優勢で、ノウルシの影響を受ける前に、勢力を広げているように見える。

3. 3 クローン化

野生動物の保全には、周辺環境と異種生物との関係が重要であるとともに、同一種個体群内の遺伝的多様性の維持が不可欠である。

サクラソウは、雄しべ、雌しべの長さと位置など形質上異なる短花柱花、長花柱花、および等花柱花の異型花柱性(図3・5)を有しており、その繁殖は訪花昆虫による送粉・受粉に依存しているといわれる。しかも野生状態では、量的に多い短花柱花と長花柱花の存在比率は、1:1であるという。また、サクラソウの花色に関しても、荒川河川敷に、以前広く自生していた当時、花色は濃い赤、ピンク、淡いピンク、白花があり、形態的にも多様な形質が混在していた。しかし、現在、田島ヶ原には外部からの新たなサクラソウの移入、もしくは昆虫による新たな花粉の移入がないため、自生地内だけでの繁殖を余儀無くされている。その結果、形質上の多様性の欠如、同一遺伝子群化、すなわちクーロン化が進行しているといわれる。

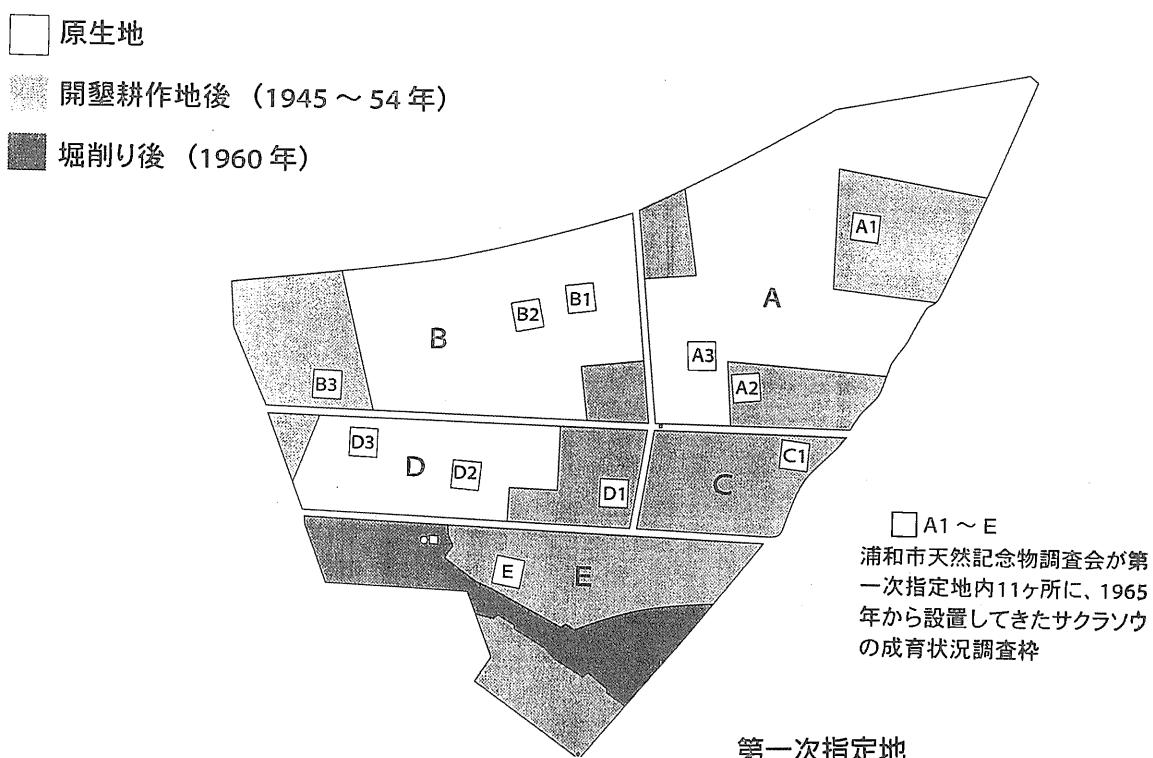


図3・2 サクラソウの株数・開花数・開花率既存調査枠の位置図

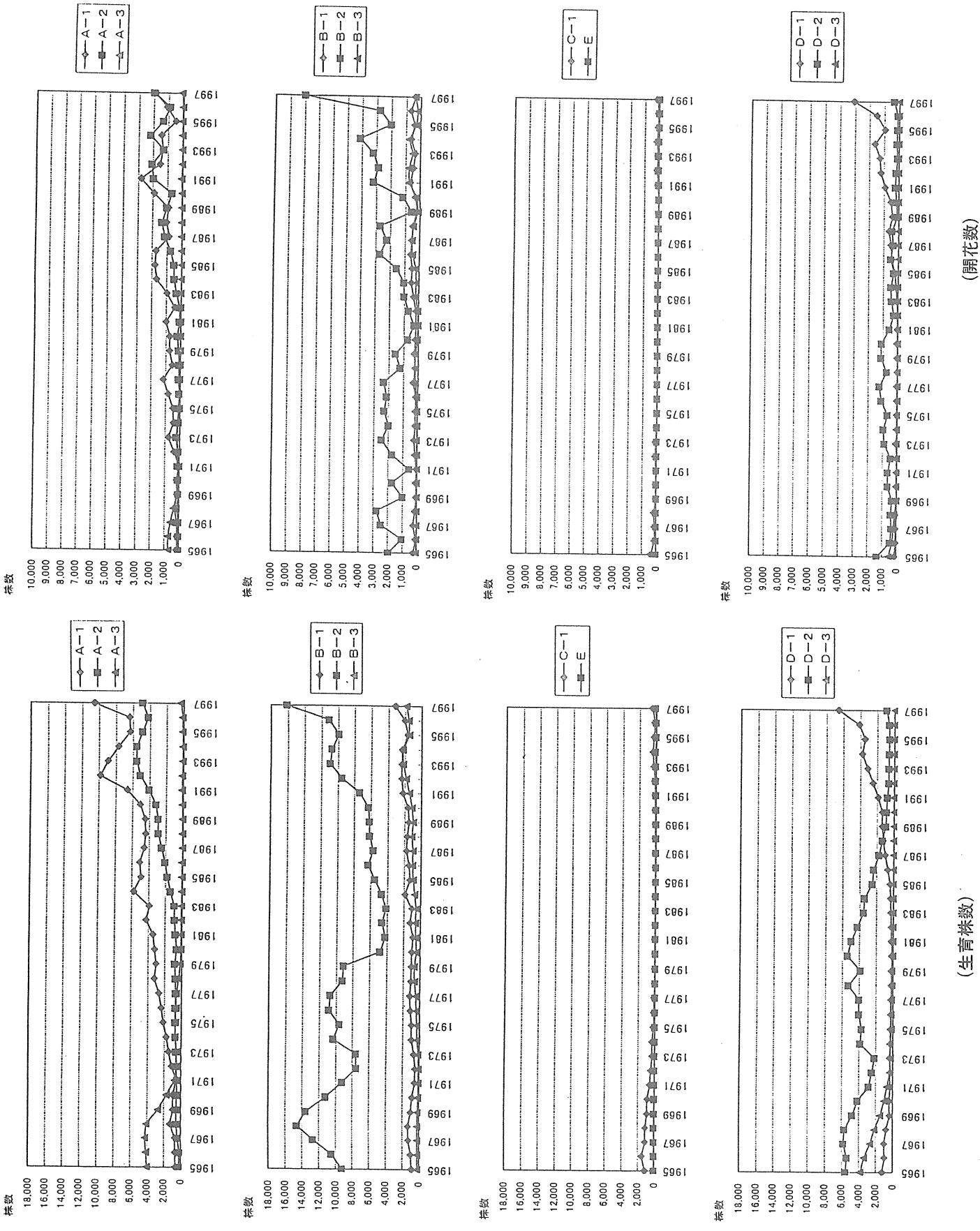
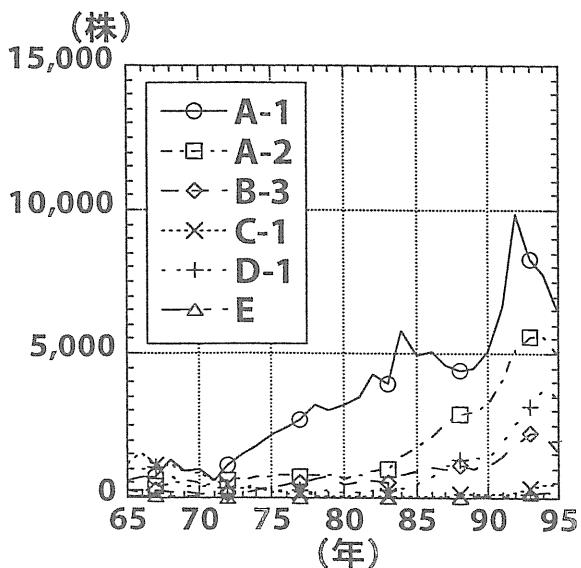
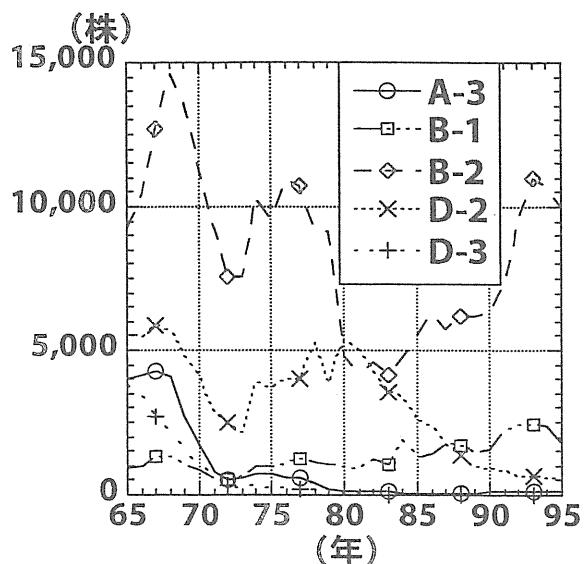


図3・3 サクラソウの株数。開花数の変化(荒川上流工事事務所資料より)



開墾耕作跡地



原生地

図3・4 原生地と開墾耕作跡別のサクラソウ生育株数の変化

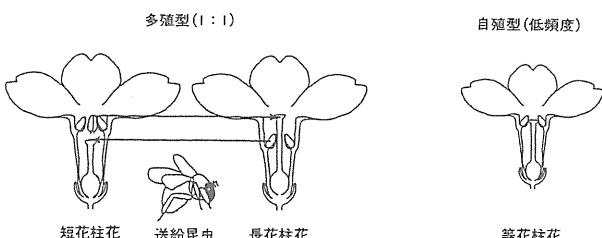


図3・5 サクラソウの二型花柱性(鷲谷、谷原 1996)

3.4 送粉昆虫と種子生産

自生地内のサクラソウの種子生産は、概して低調である。しかも、ごく低頻度で存在する等花柱花モルフと一部の長花柱花にだけに種子生産が認められるようである。この低調な種子生産の原因は、送粉昆虫減少による花粉の供給不足によるものとされている。このことは、訪花昆虫の連續的モニタリングや花粉添加実験によっても確認されている。現在自生地は、人工的なゴルフ場、公園および道路に囲まれた環境にあり、マルハナバチなどの送粉昆虫の生息条件が悪いとされる。適切な送粉昆虫のいない場所では、サクラソウに大きな淘汰が起こる可能性を意味する。ただ、サクラソウはジェネットの寿命が長いので、短期間に影響が現れることがない。しかし、目に見える衰退が短期間に起こることがなくとも、この状態が続けば、長期的には個体群とその遺伝的多様性の維持が難しくなることが危惧されているのである。

4. 調査研究の流れ

4.1 研究の目的

前章で述べたように、今までに田島ヶ原のサクラソウに関する調査研究は数多く行われてきた。その中でもサクラソウの生育株数調査が、1965年から継続して行われている。その調査結果によると、数値上では、サクラソウの株数は比較的安定して推移している。これだけで評価すればサクラソウは、その生育・存続に関し、現状では何ら問題はないようみえる。しかし、これまでの研究でも、各研究者はサクラソウの存続を危惧しており、事実、自生地全体の、以前の航空写真と現在のものとを比較してみると、明らかな変化があることがわかる。すなわち、サクラソウの分布状況、コロニーの変化、あるいは競合種であるノウルシ等の動向変化である。これまでの生育株数の調査結果は、一定の調査枠内での調査結果であって、田島ヶ原の自生地全体のサクラソウの動態を示すものではないともいえる。

サクラソウは、主に地下茎で増加することから、初期段階では明瞭なコロニーを形成している。しかし現在では、コロニーは明らかに分散・消失する傾向にある。また、競合種であるノウルシのコロニーの増大が目立っており、サクラソウは駆逐されつつあるようにみえる。

したがって、本研究では、自生地全体について、過去に撮影されたと空中写真(1983年)と、最新の空中写真(1997年)の両空中写真を画像処理によって比較、解析することで、サクラソウおよびその競合種ノウルシの動態を明らかにすること、また、詳細調査区(これまでの調査区より大きな調査区)を設定、サクラソウおよびノウルシのコロニー動態を同じく画像処理によってその動向を明らかにする。その結果から、河川管理の一環として、今後の自生地の管理の方向性を探ることにある。

4. 2 調査区の設定

天然記念物指定地の内、第2指定地にはほとんどサクラソウの生育がないことから、調査研究の対象区は、第一指定地全域とした。

また、サクラソウとノウルシの詳細な動向を解析するため、既存の生育株数調査枠A-1を含むより大きな調査区を詳細調査区とした。この場所は開墾耕作跡地であり、ノウルシと多くのサクラソウ群落が分布していた場所である。また、これまでの調査結果によると、調査開始時(1965年)から生育株数が、一環して増加の傾向にある調査区である。開墾耕作跡地は、人為的な擾乱(開墾)の行われた場所でもあり、サクラソウのコロニーが集中し、コロニーの形状が明瞭であり、ノウルシの侵攻があり進んでいない場所である。

4. 3 空中写真の利用

湿地など環境変化に敏感な植生へのダメージを最小限として調査を行うためには、空中写真の利用が不可欠である。また、過去の植生状態と現在を比較、植生の動態を把握をするのにも好都合である。この研究でも、対象地が国指定の天然記念物であることから、過去に撮影された空中写真と独自に撮影した現状の空中写真を用い、画像情報を比較検討する事でサクラソウおよび湿地環境の動態解析を試みたものである。

1) 既存の空中写真とバルーン空中写真

本研究で使用した空中写真は、1983年(昭和58年)4月21日に撮影されたものである。この写真は田島ヶ原サクラソウ自生地を撮影したカラー写真の中でもっとも古いものである。

通常の植生分布調査では、市販の空中写真を利用するが、その場合、撮影高度は約3,000mで 16 km^2 (4km×4km)の範囲が撮影される。

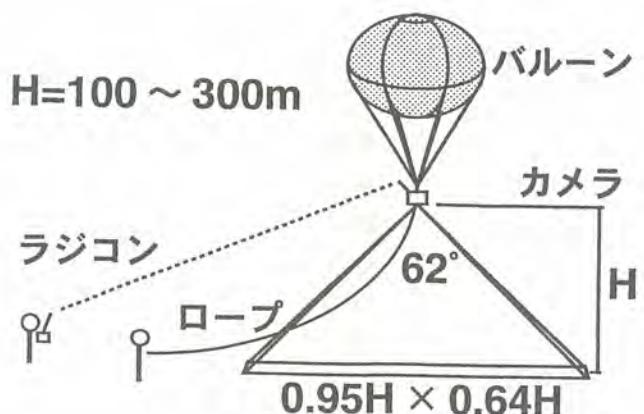


図4・1 バルーン空中写真撮影システム図



図4・2 写真撮影使用機材

一方、低高度での空中写真の撮影には、ラジコン操作のヘリコプターおよびバルーンによる空中写真の撮影方法がある。パーソナル性と費用からみてバルーンによる撮影方法はきわめて有用である。バルーン撮影は、目的に応じて、撮影高度、撮影時期、回数など研究者自身が調整できる利点がある。バルーンは約 12 m^3 の容積があり、ヘリウムガスを充填、下部に自動撮影用カメラを吊し、係留用ロープで高さを調節する。高度約150~300m(航空法による制限高度)で、ラジコンシステムにより地上からの遠隔操作で撮影する。

今回の調査での撮影日時は1997年4月16~18日、および27日である。夏期は8月1日、2日であった。最初、地上約300mの上空から指定地全体を撮影、その後、高さを調節してA~E地区をそれぞれ別個に、低空で撮影した。バルーン撮影には、風の影響が強く受けることから、比較的風の弱い午前中に撮影を行うようにした。撮影用カメラのシャッタースピードは、風によるブレを防止するため1/500に固定し撮影した。

2) 使用機材

撮影に使用した機器は、撮影カメラ本体が Nikon F-301、レンズは Nikkor 35 mm F 2 である。35 mm の広角レンズを使用したのは、目的の場所全体を撮影するためで、この場合、バルーンの高さを H とすると、範囲は、ほぼ $0.95 H \times 0.64 H$ となる。高度 $H = 300$ m の場合には、その撮影範囲は 285×192 m である。これ以上の広角レンズ使用では画像のゆがみが大きくなり、補正を必要となる。

使用フィルムは、カラーネガフィルム Kodak Royal GOLD、および赤外線用カラーリバーサルフィルム Kodak Ektachrome Professional Infrared EDL である。赤外線カラーフィルム使用時には Kodak Wratten Gelatin Filter, No.12 を使用した。

赤外線用フィルムを使用時には、光と熱にきわめて敏感であるので取り扱いには注意し撮影した。フィルムの交換の際にもダークバックを使用し、移動の際にはアイスピックスに入れて持ち運んだ。通常カラーフィルムおよび赤外線の撮影画像は図 4・3 のとおりである。

4. 4 計算機による画像処理

1) 画像情報の取り込み

各空中写真で得られた画像情報は、市販ソフト Photo Shop 4.1 J(以下 Photo Shop)、NIHimage 1.61 を使用し、解析に供した。画像処理の手法は、春期および夏期に撮影された 1983 年の空中写真(図 4・4、図 4・6)、1997 年撮影(図 4・5、図 4・7)の空中写真それぞれをスキャナーで計算機に取り込んだ。

空中写真的読み込みには、フィルムスキャナー(Nikon 35 mm Film Scanar LS-1000)及びフラットヘッドスキャナー(Hewlett Packard ScanJet 4 c)を使用した。計算機本体には Akia Micko Book Power 604e/225(Ram 144 M)を使用した。

計算機に取り込む際には A4 大に写真焼付したものをフラットヘッドスキャナで、もしくはフィルムスキャナを使いネガフィルムから直接取り込んだ。できるだけ高い解像度で読み込むことが理想的であったが、計算機の能力の限界、作業性等の問題があり、今回は一つの画像ファイルの大きさを 20~40 M の間にるようにし解析を行った。写真の判読の際には写真プリントや、低空撮影のプリントを参考情報として利用した。A4 大の写真には、第一次指定地がちょうど入るくらいの大きさで、縮尺が 1:1,200 程度となる。

2) 画像処理

調査対象地では、早春の開花時、サクラソウの花は赤色、競合種のノウルシの花が黄色である。もっとも美しい季節であると同時に、個々の種がもっとも明確に区別できる時期である(図 4・8、4・9)。その明確な色彩の違いを利用して、画像処理によって群落分布を特定・比較することができる。

1983 年および 1997 年撮影の空中写真画像を用い、色モードを RGB(R 赤、G 緑、B 青)カラーと Lab(L 明度, a,b)カラーに変換し、それぞれを 6 チャンネル分割した。チャンネル分割したものを NIHimage で開き、それぞれを 32 階調に変換した。

32 階調に変換した画像を再度 Photo Shop で開き、その中から比較的サクラソウとノウルシを色判別しやすいものを選びサクラソウとノウルシを抽出した。

すなわち、植物種ごとの花色、サクラソウは赤色、ノウルシは黄緑色をもって判別、着色による強調も行った。得られた画像は、さらに写真と比較し、若干の補正をした。写真のゆがみは、同様にして取り込んだ地形図に合わせることで補正した。また、両種の分布状況とその占有ピクセル数から、1983 ~ 1997 年の 14 年間の増減動態として解析した。

4. 5 詳細調査区(画面上の調査区)設定

1983 年当時のサクラソウ群落は、そのコロニーがきわめて明瞭である。このサクラソウ個々のコロニーに注目、1983 年から 1997 年までの 14 年間の増減動態を解析することとした。

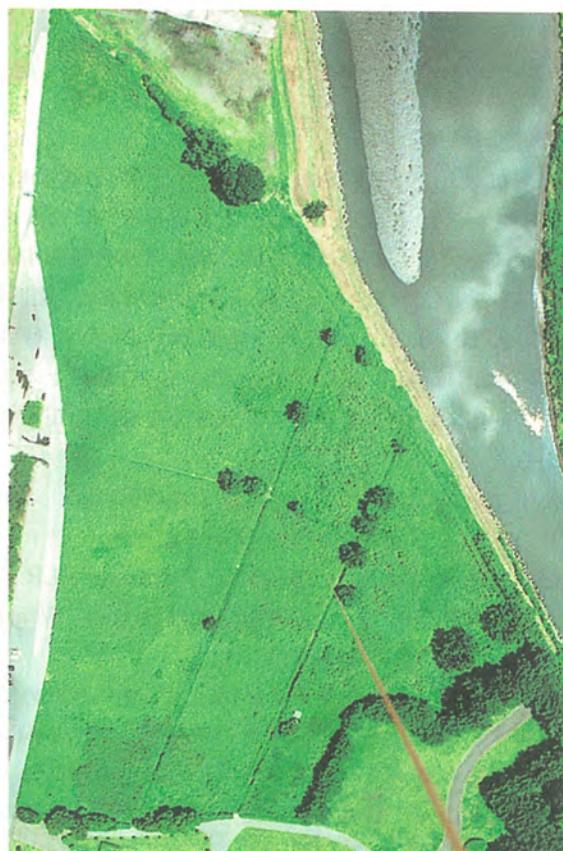
調査区の設定は、画像画面上に設定した。位置的には、第二指定地の A 地区である。比較の為に既存の生育株数調査区 A-1 も利用した。画面上では 30×30 ピクセル、全体で 900 ピクセル、実寸では約 $12m^2$ の調査枠となる。調査枠の位置は、1983 年当時のサクラソウコロニーの中心と調査枠中心が一致するように設定した。対象としたコロニーは、比較的規模の大きなもの、形状が明瞭なものについて、サクラソウについて 39 個選択(図 4・10、図 4・11)した。同様の手順で、ノウルシのコロニーについても 14 個選択(図 4・12、図 4・13)した。

4. 6 植生調査

空中写真的画像で、区分される植生の構造を、把握するため、現地での植生調査をおこなった。植生調査は植物社会学的方法により、群落の構成種リストおよび各種の群度と被度の測定である。



1997年 春期の画像



1997年 夏期の画像



赤外線白黒画像 1997年夏期



赤外線カラー画像 1997年夏期

図4・3 通常カラーフィルム及び赤外線の撮影画像



図 4・4 1983 年、春期撮影の空中写真



図 4・5 1997 年、春期撮影の空中写真

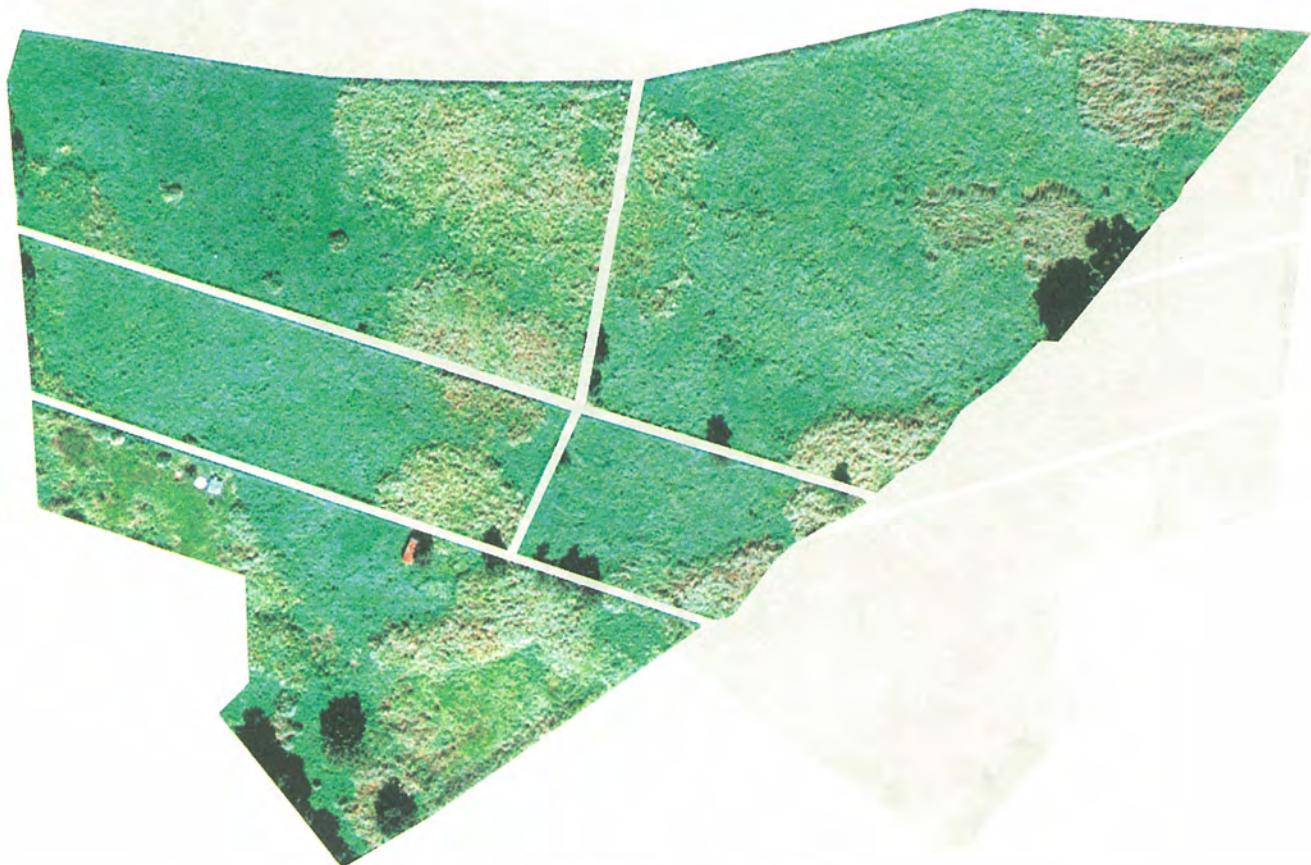


図 4・6 1983 年, 夏期撮影の空中写真



図 4・7 1997 年, 夏期撮影の空中写真



図 4・8 赤色花のサクラソウ



図 4・9 黄色花のノウルシ



図 4・10 サクラソウのコロニー調査枠位置図
(1983 年, 春期撮影の空中写真)

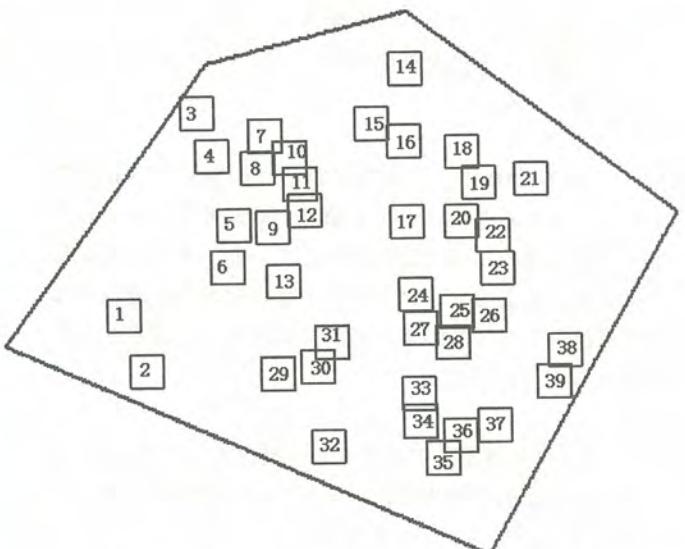


図 4・11 サクラソウのコロニー調査枠番号



図 4・12 ノウルシのコロニー調査枠位置図
(1983 年, 春期撮影の空中写真)

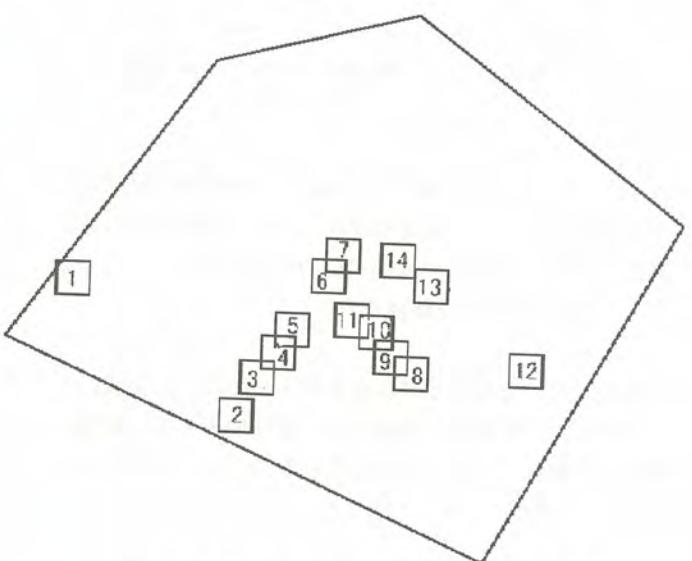


図 4・13 ノウルシのコロニー調査枠番号

5. 調査結果

5. 1 春期相の群落区分

春期の植物群落は、植生調査により 6 つの群落に区分することができる。その区分と群落ごとの詳細は以下に示す通りである。

1) オギ群落：オギの高さは、成長途中で、まだ 60 ~ 90 cm 程度、植被率も比較的低く、裸地部分が目立つ。小型の春植物が比較的多く粗生している。

2) サクラソウーオギ群落：オギ群落との差異はサクラソウの有無のみである。今回調査した地点ではサクラソウだけが優占している地点ではなく、オギとの混在した群落になっている。

3) ノウルシ群落：ノウルシが非常に密生している群落である。ほとんどでノウルシ植被 100 % 近くを占める。第一次指定地のほぼ全域に分布している。オギが混在している地点もあるが、ノウルシの優占度が高い地点ではオギは出現しなくなっている。ノカラマツと混在している地点も多い。

4) アマドコロ群落：アマドコロが優占している他は、他の群落と組成的な差異はほとんどない。比較的ノカラマツやヤエムグラが多く混生している。

5) ハナウド群落：B 地区の中央にまとまって分布しており、大型の植物のハナウドが優占している。植被率は高く、背丈はノウルシよりも高い。今後サクラソウに対する影響が懸念される。構成種は少なく単純な構成の群落である。

6) ツボスミレーヨシ群落：D 地区の西側の端、堀削り後の調査地点である。植被率が低く植生の組成的に他の群落とは異なる点が多い。構成種は 10 種と少なく、そのうち 4 種が湿地性の植物である。

空中写真でこれら 6 群落を区別するのは、画像読みとりの精度の問題から、困難な為、画像解析では、群落の類型とは離れてサクラソウを含む群落とノウルシを含む群落とに大別して解析した。

5. 2 夏期相の群落区分

夏期の植物群落は、植生調査より 4 つに区分することができます。区分と各群落の詳細は以下に示す通りであり、春期とはその群落は全く異なっている。

1) ヤブガラシーオギ群落：オギが密に生育している群落で、オギの高さは 2 m を超え、植被率は平均 80 % 近くある。群落内は暗く、ヤブガラシなどのつる植物がわざかにオギに絡みついている。種類組成としては単純な地点が多く、出現種数も他の群落に比べ少ない。

2) セイタカアワダチソウーオギ群落：もっとも鳴川に近い辺縁部に見られた。他の地点にはほとんど見られない帰化植物のセイタカアワダチソウが優占しており、出現種数もオギ群落と比較し多い。

3) カナムグラーヤブガラシ群落：カナムグラ、ヤブガラシなどのツル植物が優占している群落。高さはオギ群落に比べ低いが、植被率は全ての地点で 100 % となっていて、ツル植物が密に絡みついている。ここではオギに替わり、ヨシが点在している。アキノノゲシ、コヒルガオ、タカアザミ、ツユクサなどが優占する地点もある。

4) ナワシロイチゴーやブガラシ群落：ヤブガラシの他に木本性のナワシロイチゴが優占している群落であり、西側や道路側に広がっている。ホウズキなどが多く、前述の群落と異なりツユクサやシロバナサクラタデ等が出現しない。

夏期の場合も、画像処理では、4 群落を別個に区別することは困難であるため、ヤブガラシーオギ群落とセイタカアワダチソウーオギ群落をオギ優占群落とし、カナムグラーヤブガラシ群落とナワシロイチゴーやブガラシ群落をツル植物群落として、2 群落に大別して解析に供した。

5. 3 植物相の構成

春期、夏期の 2 度にわたり行った植生調査では、種子植物 29 科 90 種、羊歯植物 2 科 2 種の植物が記録できた。磯田が 1960 年から行ってきた自生地内の植物相調査によると 250 種あまりの植物が報告されており、今回の調査ではその 1/3 強を確認した。これは、調査地点数が限られていることと、辺縁部の植物が記録されないためである。しかし、この 92 種が田島ヶ原の植物群落の主要構成種群ともいえる。以下はこの 92 種について、生活形、生態的特性から分類し、区分した。

1) 湿性植物

サクラソウ自生地は湿地性草原として特有の植物相を持っている。調査出現種の内、本来湿地に生息する植物を16種を確認した。代表的な湿地性植物としてサクラソウ、ノウルシ、ヨシ、シロバナサクラダテ、タチギボウシなどである。またこの中にはノジトラノオ、チョウジソウ、ハナムグラ、ヒキノカサといった貴重種も含まれる。今回の調査での全出現種の17%を占めることになる。

2) ツル植物

自生地の大半は、夏期、ツル植物に覆われる。今回の調査でも、出現種の2割の22種、全出現種の22%がツル性の草本植物であった。ツル植物は湿地よりも多少乾燥した場所に生育する。とくにヤブガラシ、カヌムグラは夏期には自生地の大部分に生育している。

3) 木本植物

木本植物はノイバラとナワシロイチゴの2種類、わずか2%しか出現しなかった。自生地はまだ遷移の過程にあり、最終的にはクヌギやハンノキなどの広葉落葉樹林を極相林とすると考えられる。しかし、こういった木本植物の実生は現在のところ見られない。これは現在の自生地が大規模な河畔林に接していないことや、毎年行われている野焼きの影響があると思われる。

5.4 環境指標種による比較

群落を構成する植物のうち、本来湿地に自生する植物を「湿地指標植物」とすると、ツル植物の優占群落は、オギ優占群落の2倍もの「湿地指標植物」を有している。すなわち、湿地指標植物の生育地に、夏期ツル植物が優占・繁茂していることを示し、ツル植物がサクラソウ以外の湿地指標植物の脅威になっている。また、オギ優占群落の拡大は、群落内に湿地指標植物が少ないとから、自生地の乾燥化を示していることになる。

5.5 群落の季節間推移

サクラソウ自生地では、春期とは夏期では、その群落は全く異なっている。

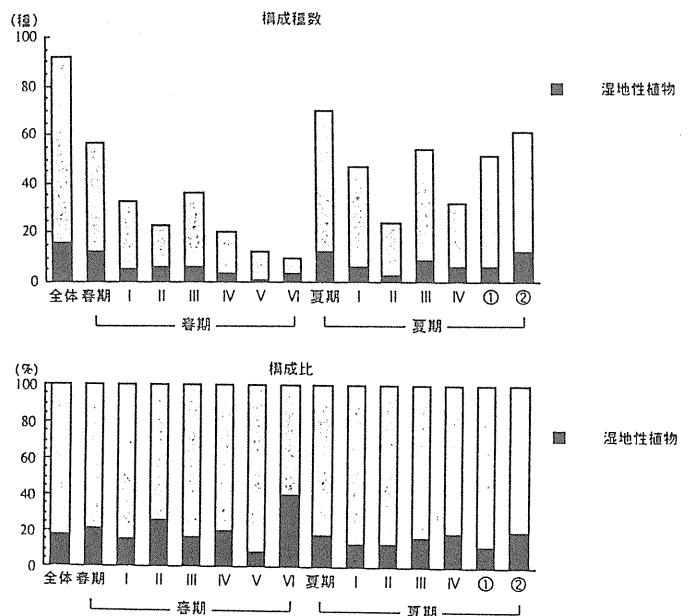
植生調査を行った17地点について、群落の季節間推移を図示したのが表5.2である。春期ノウルシが優占している群落は、カヌムグラやヤブガラシなどが中心のツル植物優占群落へ推移していく傾向が見られた。春期ノウルシ群落であった6地点の内2地点がオギ優占群落に、4地点がツル植物優占群落へ推移している。

表5.1 湿地指標植物

シロネ	ノジトラノオ
タネツケバナ	ヨシ
ハナムグラ	ツボスミレ
ヒキノカサ	クサヨシ
チョウジソウ	ノウルシ
シロバナサクラタデ	コバギボウシ
サクラソウ	ナガボノシロワレモコウ
アキノウナギツカミ	コウヤワラビ

表5.2 植生調査地点の季節間の推移

調査番号	春季の群落	⇒	夏季の群落
1	ノウルシ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
7	ノウルシ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
3	ノウルシ群落	⇒	ナワシロイチゴ-ヤブガラシ群落
13	ノウルシ群落	⇒	ナワシロイチゴ-ヤブガラシ群落
8	ノウルシ群落	⇒	セイタカアワダチソウ-ヤブガラシ群落
14	ノウルシ群落	⇒	ヤブガラシ-オギ群落
10	サクラソウ-オギ群落	⇒	ヤブガラシ-オギ群落
12	サクラソウ-オギ群落	⇒	ヤブガラシ-オギ群落
4	サクラソウ-オギ群落	⇒	ヤブガラシ-ナワシロイチゴ群落
15	サクラソウ-オギ群落	⇒	ナワシロイチゴ-ヤブガラシ群落
2	オギ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
11	オギ群落	⇒	ヤブガラシ-オギ群落
16	オギ群落	⇒	ヤブガラシ-オギ群落
5	ハナウド群落	⇒	ナワシロイチゴ-ヤブガラシ群落
6	アマドコロ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
9	アマドコロ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
17	ツボスミレ-ヨシ群落	⇒	カヌムグラ-ヤブガラシ群落



春期	群落名	夏期	群落名
I	オギ群落	I	ヤブガラシ-オギ群落
II	サクラソウ-オギ群落	II	セイタカアワダチソウ-オギ群落
III	ノウルシ群落	III	カヌムグラ-ヤブガラシ群落
IV	アマドコロ群落	IV	ナワシロイチゴ-ヤブガラシ群落
V	ハナウド群落	①	I+II (夏期オギ優占群落)
VI	ツボスミレ-ヨシ群落	②	III+IV (夏期つる植物優占群落)

図5.1 環境指標種による比較

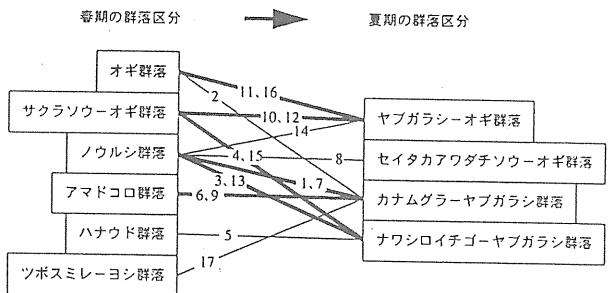


図5・2 各群落の季節間推移

5.6 主要群落の14年間の動態

1) 春期相の動態

1983年および1997年の空中写真画像を処理し、サクラソウの分布域とノウルシの分布域のみを抽出し図示した。図5・3は1983年の春期の画像であり、図5・4は1997年の春期の画像である。両画像からサクラソウ、ノウルシの占有面積を計算し、比較したのが表5・3である。

サクラソウとノウルシの占有面積を、1983年から1997年までの14年間の増減で見ると、調査区全体で、サクラソウの占有面積は 210 m^2 から 120 m^2 となり、58%に減少している。42%の減少である。地域別でみると、サクラソウは原生地で63%に、開墾耕作跡地で57%に減少しており、開墾耕作跡地での減少が目立っている。

表5・3 春期の各群落占有面積の年次変化

群落名	1983年		1997年		変化率97/83
	占有面積 m^2	占有比率%	占有面積 m^2	占有比率%	
サクラソウ群落	210	1	120	0.6	58
ノウルシ群落他	14,420	45	18,710	58	130

一方ノウルシについては、 $14,420\text{ m}^2$ の占有面積であったものが、14年後の1997年には $18,710\text{ m}^2$ となり、130%に増加している。これも地域別に見ると、原生地で116%に、開墾耕作跡地で171%に増加しており、開墾耕作跡地での急増ぶりが目立っている。

2) 夏期相の動態

次に夏期の空中写真を画像処理し、その主要群落であるオギ優占群落の分布域とツル植物優占群落の分布域のみを抽出し、図示した。図5・5は1983年の夏期の画像であり、図5・6は1997年の夏期の画像である。両群落の分布量を、1983年から1997年までの14年間の増減で見ると、調査区全体で、オギ優占群落の占有面積は $14,770\text{ m}^2$ から $19,590\text{ m}^2$ となり、133%に増加している。地域別でみると、原生地で127%、開墾耕作跡地で141%であり、開墾耕作跡地での増加が目立っている。

表5・4 夏期の各群落占有面積の年次変化

群落名	1983年		1997年		変化率97/83
	占有面積 m^2	占有比率%	占有面積 m^2	占有比率%	
オギ優占群落	14,770	46	19,590	61	133
ツル植物優占群落	16,190	50	10,840	34	67

一方ツル植物優占群落については、 $16,190\text{ m}^2$ の占有面積が $10,840\text{ m}^2$ となり、67%に減少している。33%の減少である。これも地域別でみると、原生地で83%、開墾耕作跡地で47%であり、開墾耕作跡地での減少が目立っている。以上の春期と夏期、それぞれの主要優占群落の分布域を抽出し、一覧にしたもののが図5・7である。

5.7 群落構成比の動態

自生地における、春期および夏期の主要群落の占有比率を数値比較した結果が図5・8である。数値的にみると、サクラソウの占有比率は、第一指定地全体の面積に対し、いずれも1%以下しかない。それに対し、競合種といわれるノウルシは、全体の約半分の面積を占めており、しかも増加傾向にある。

一方、夏期相では、オギ優占群落が、全体の約半分の面積を占め、急速に増加している。5.5で述べたように、オギ優占群落の増加は、湿地の乾燥化を示している。

5.8 詳細調査区でのサクラソウとノウルシの動態

次に、サクラソウとノウルシの動態を詳細解析するために、詳細調査区(4.5参照)の画像を用い、詳細な解析を行った(図5・9、5・10)。すなわち、両種のコロニーの調査枠内占有比率を、1983年および1997年それぞれの比較を行った。

1) サクラソウの動態

サクラソウについては、詳細調査区全体で、占有面積で7.9ポイント減少している。減少率でみると、実に43.2%の減少である。これを年間の減少率に換算すると、年3.1%の減少率である。

表5・5 サクラソウ分布量の動態

	1983年	1997年	変化量
	(ピクセル数)	(占有面積%)	
調査区全体	26133	14856	-11277
	(占有面積%)	18.3	-43.2
既存調査区A-1	1218	1646	428
	(占有面積%)	11.2	+35.1

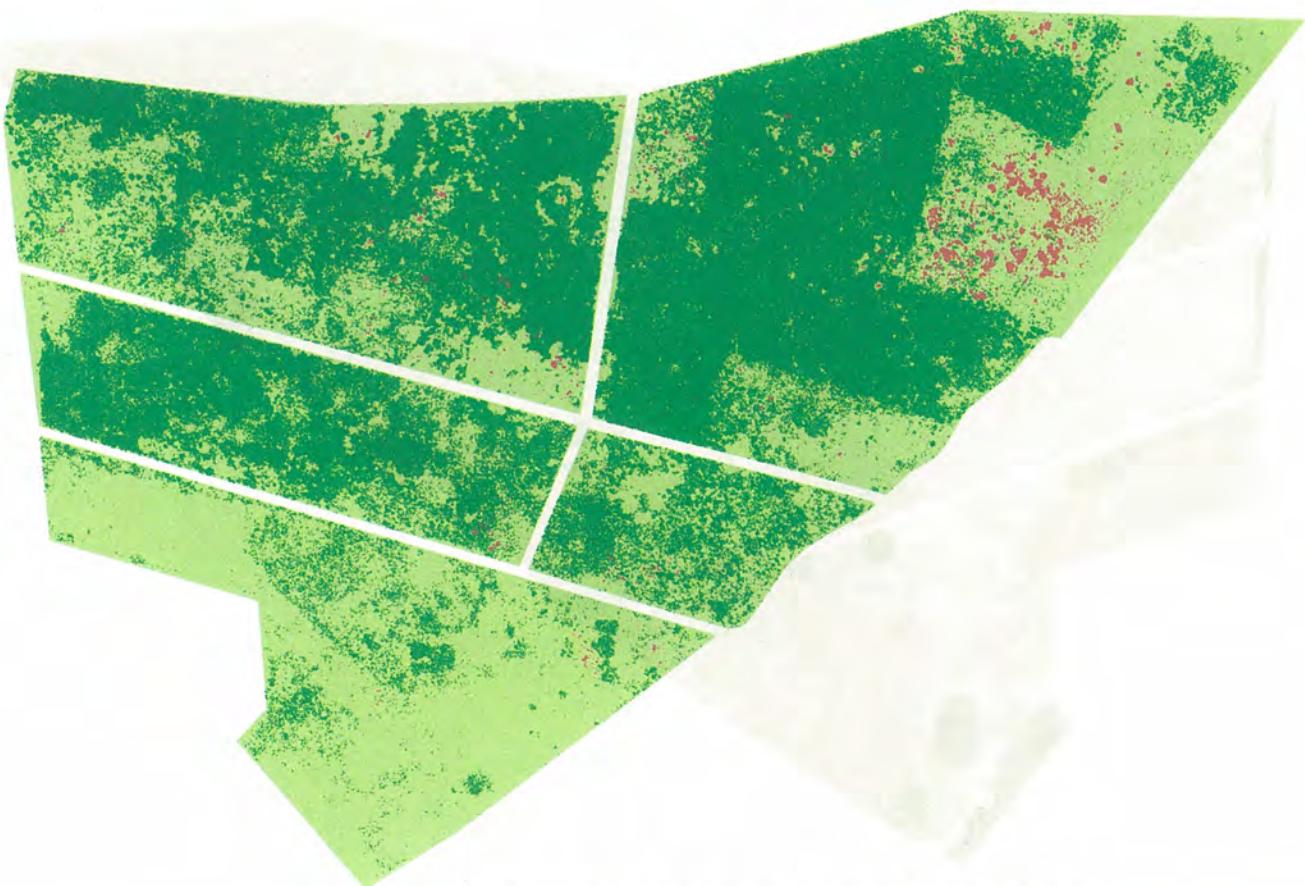


図5・3 1983年の春期の画像 赤色がサクラソウ、緑がノウルシの分布域

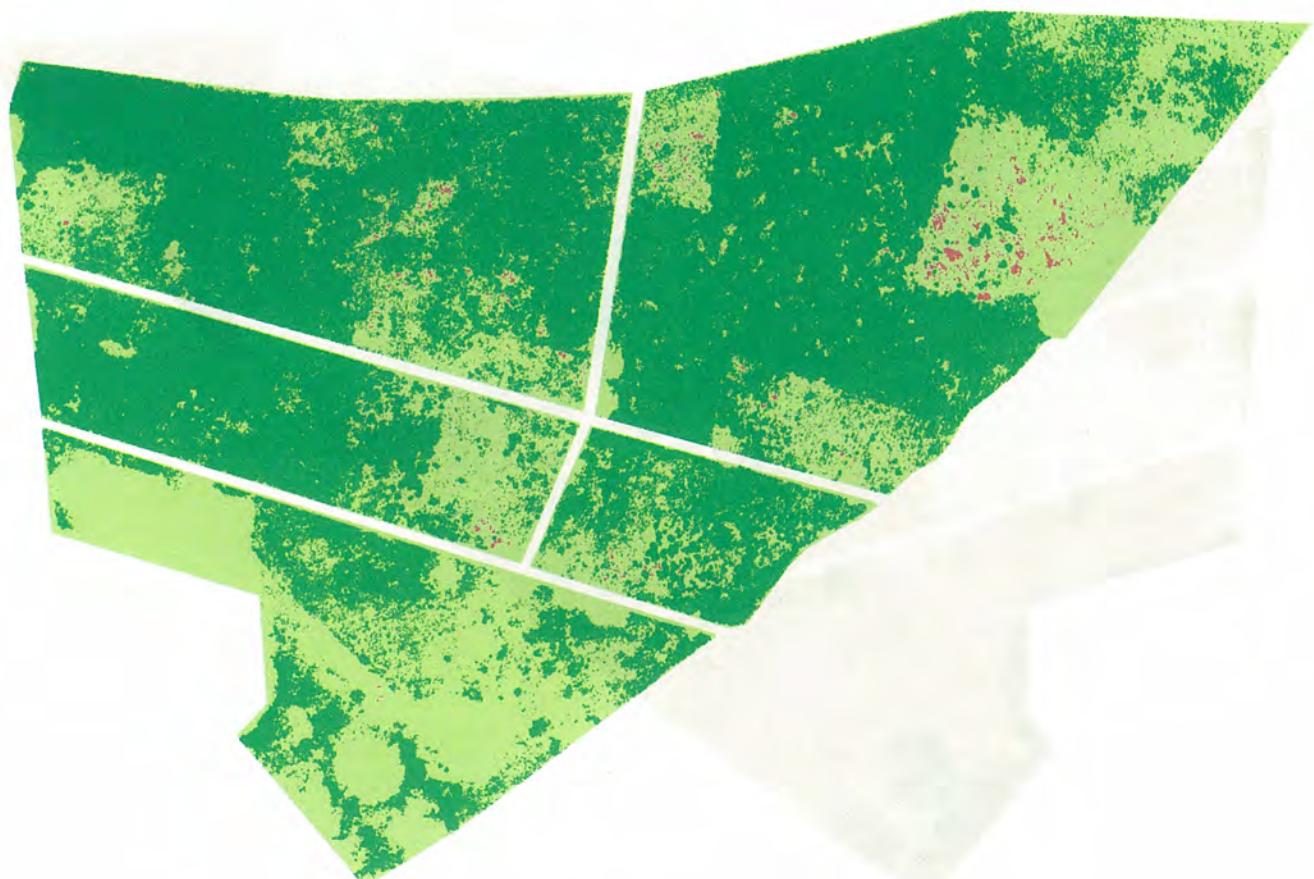


図5・4 1997年の春期の画像 赤色がサクラソウ、緑がノウルシの分布域

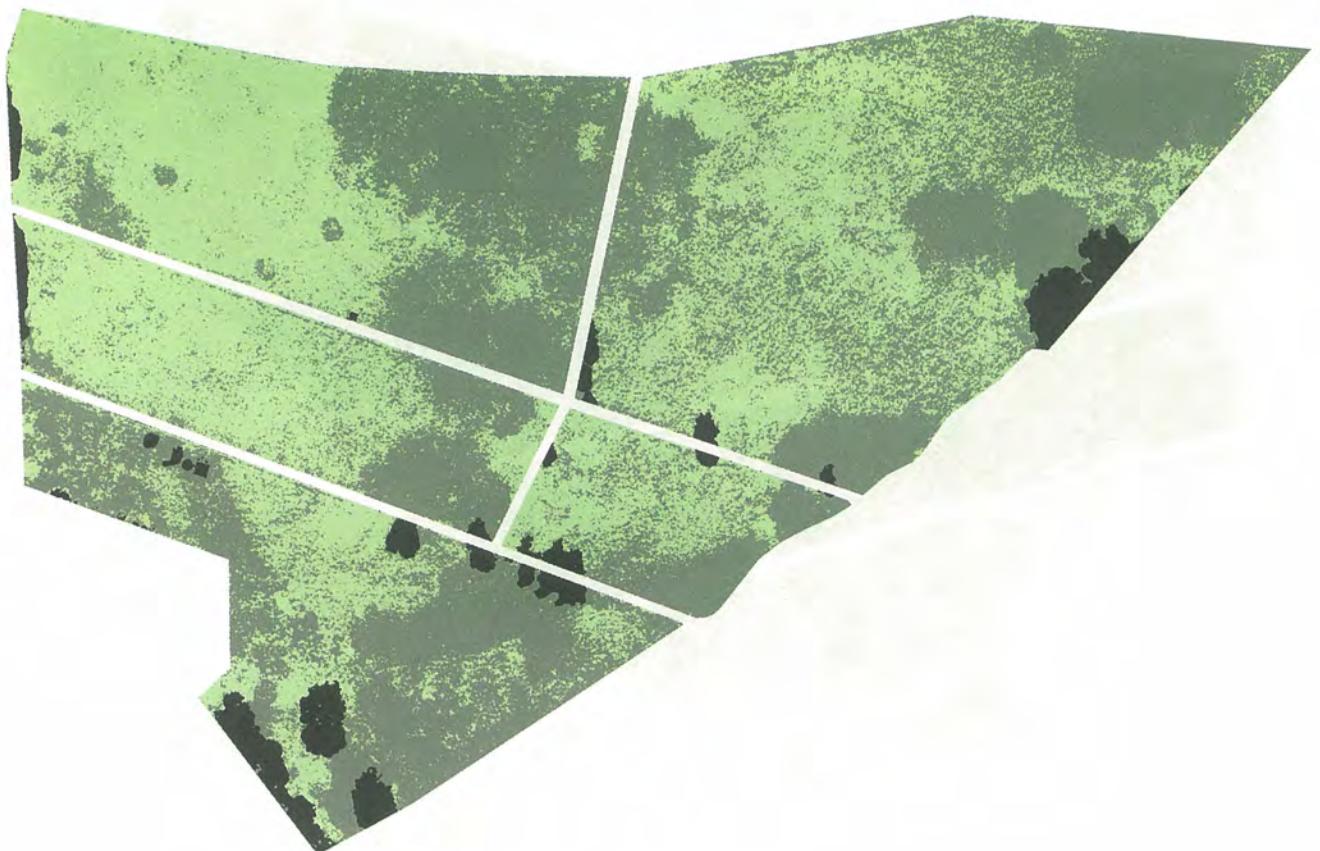


図 5・5 1983 年の夏期の画像

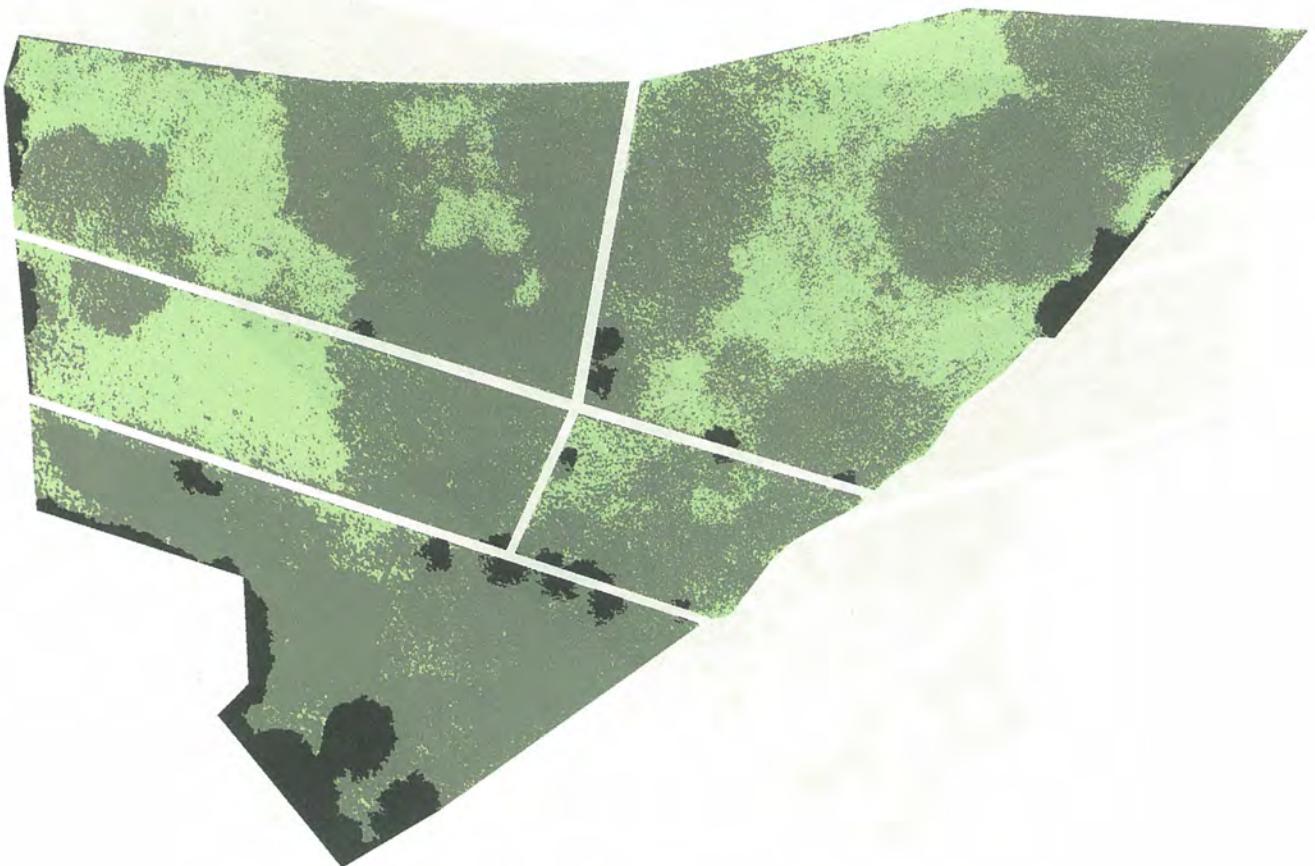


図 5・6 1997 年の夏期の画像

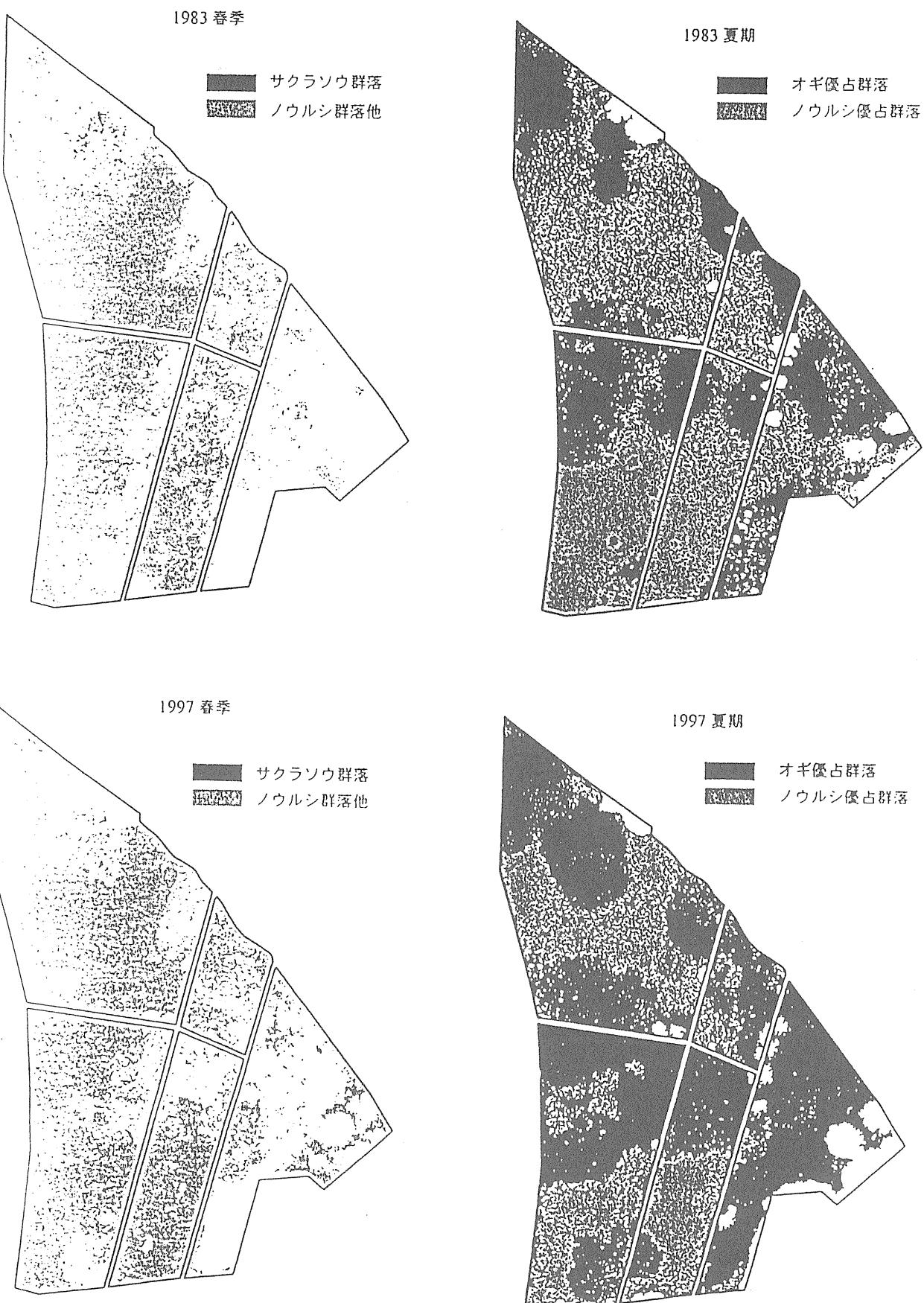


図5・7 1983年および1997年の春・夏期の主要群落の占有域

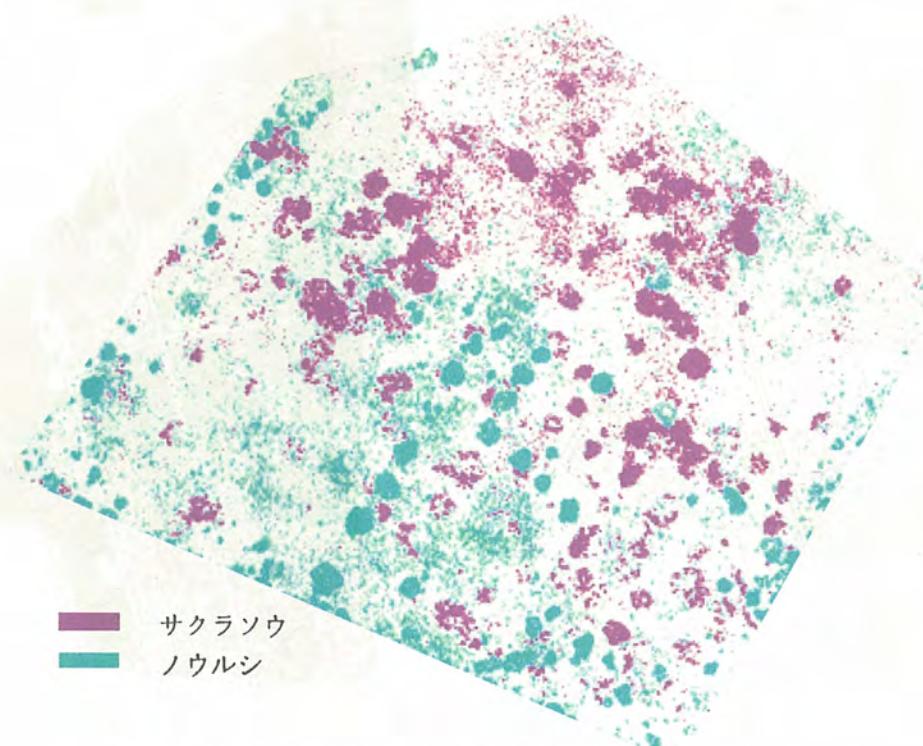


図5・9 1983年の画像とサクラソウとノウルシの占有域

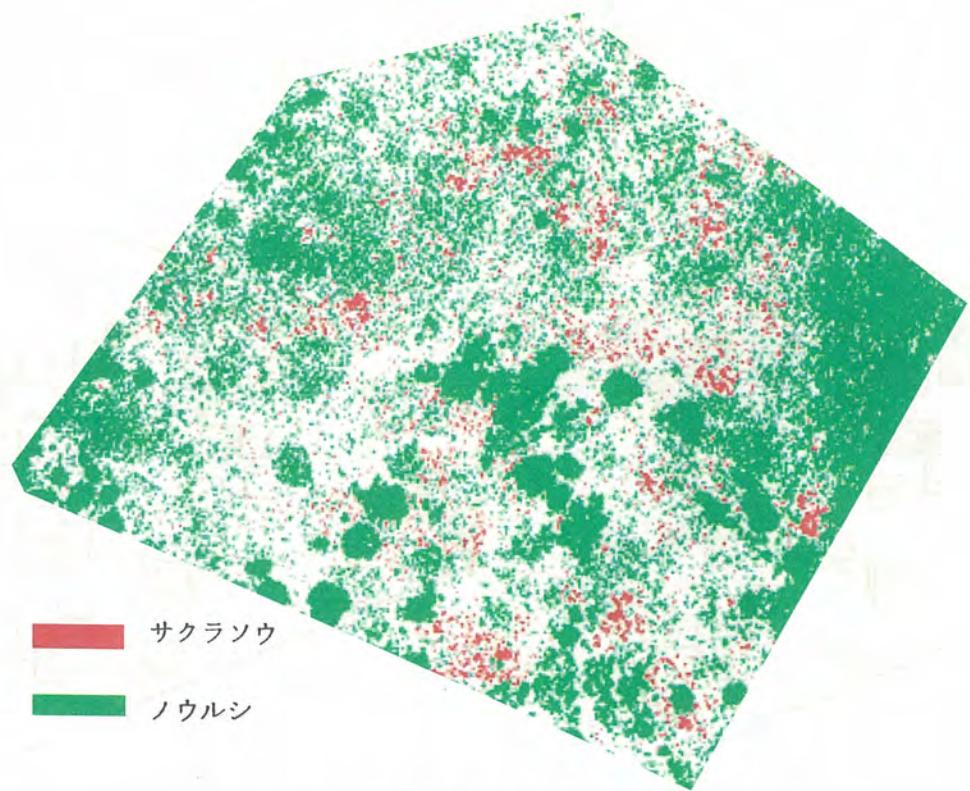
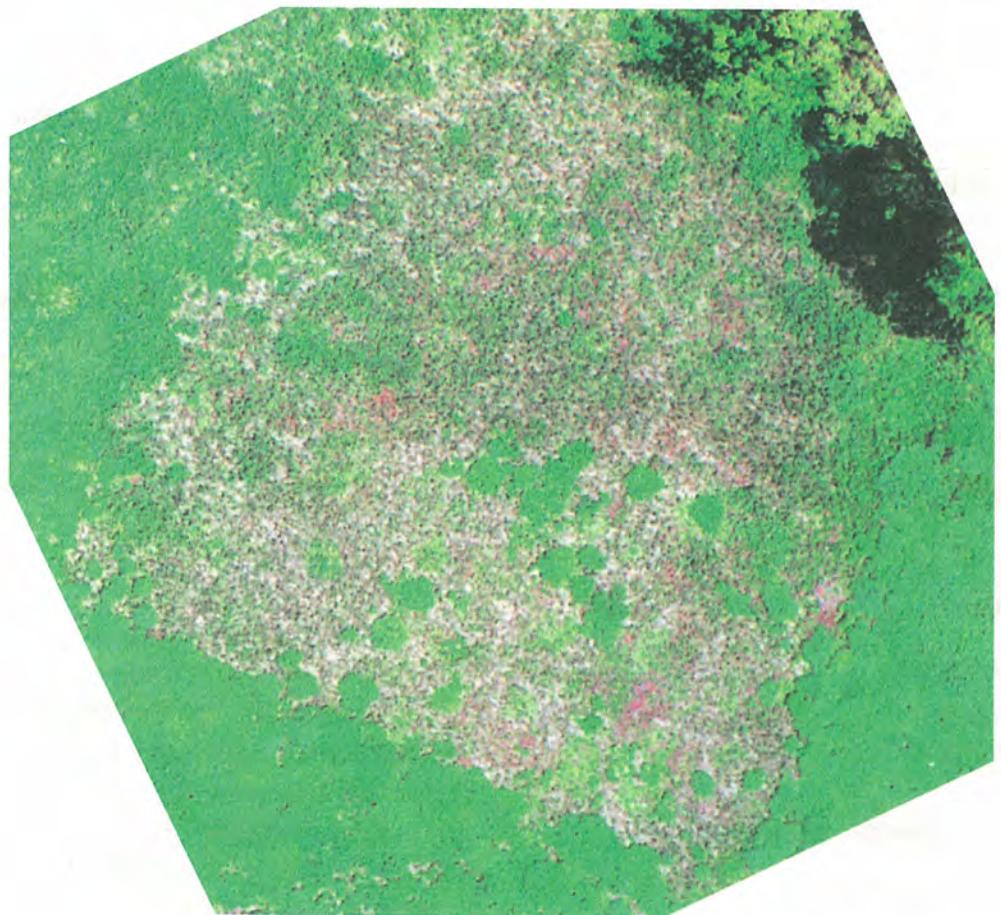


図5・10 1997年の画像とサクラソウとノウルシの占有域

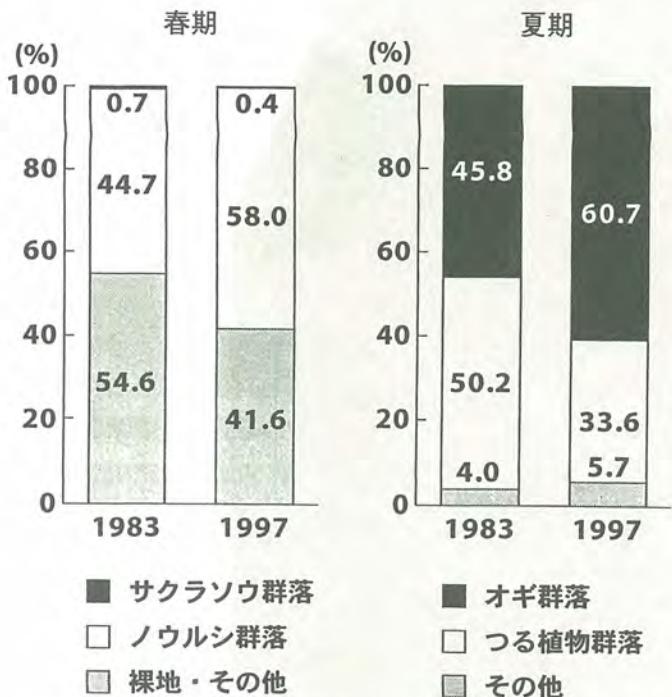


図 5・8 主要群落の構成年次変化

2) 競合種ノウルシの動態

サクラソウの主要な競合種であるノウルシについても、同様の解析を行い、14年間の動態を追跡した。解析の結果、ノウルシは調査区全体に対する占有面積では、7.7ポイント増加している。変化量では、25.1%の増加である。数値上では、年間1.8%の増加率で、その勢力を拡大しつつあることを示している。

ちなみに A-1 既存調査枠内のみに限定して行った判別結果では、ノウルシは変化量にして 47.3 ポイントと大幅に減少しており、ここでも調査区全体での結果と相反する結果となっている。

表 5・6 ノウルシ分布量の動態

	1983 年	1997 年	変化量
調査区全体 (ピクセル数)	43755	54725	10970
(占有面積)	(30.6)	(38.3)	(+25.1)
既存調査区 A-1 (ピクセル数)	5722	3015	-2707
(占有面積)	(52.6)	(27.7)	(-47.3)

5.9 コロニーの動態

1) サクラソウのコロニー

調査区内のサクラソウのコロニーは、1例を除いて、そのすべてが分散傾向にある事が判明した。しかも、その分散速度はかなり急速なものである。また、コロニーのピクセル数(占有面積)が大きいものほど、すなわち、コロニーが大きく明瞭な形を持っていたもの程、分散の傾向が大きい結果となっている(図 5・11, 5・12)。

以上の結果から、サクラソウは、初期相で明瞭なコロニーを形成しながら拡大する。その後、コロニーは次第に分散し始め、消失の経路をたどって行くといえる(図 5・13)。

2) ノウルシのコロニー

ノウルシのコロニー動態でみると、ノウルシは 14 個の

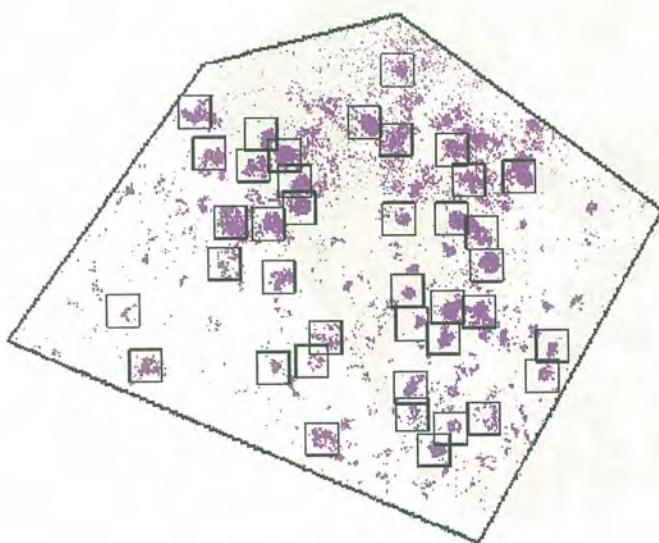


図 5・11 サクラソウのコロニーの動態(1983 年)

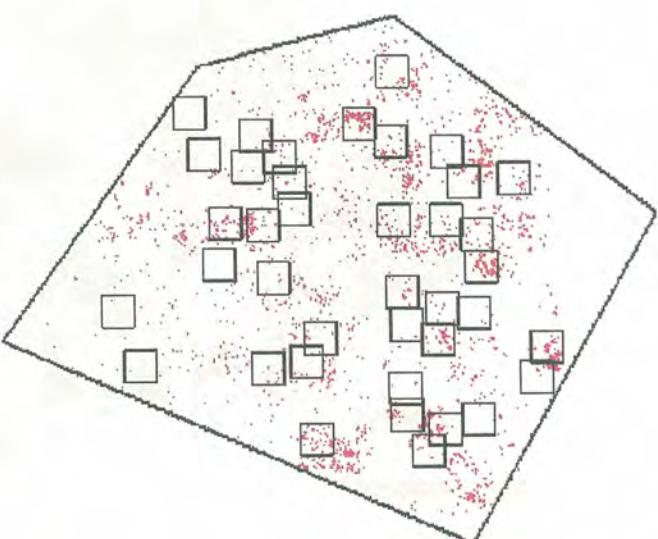


図 5・12 サクラソウのコロニーの動態(1997 年)

中 11 個の大多数が分散することなく、コロニーの形状を維持、しかもコロニーの規模を拡大している。とくに移動した様子も見られず、栄養繁殖により株を、年々大きくしていることがわかる。ただ、残りの 3 個のコロニーは分散していた(図 5・14、図 5・15)。

6. 考察

第一指定地全体の分布量の動態を解析した結果、また詳細なコロニーの動態解析の結果でも、いずれの視点からみてもサクラソウは、急速に減少方向に進んでいる結果であった。一方、夏期相では、オギ優占群落が増加、湿地の乾燥化を裏付けている。

6. 1 サクラソウとノウルシの競合

サクラソウのコロニーが優勢な調査枠に限定してみると、当初(1983 年)ノウルシのピクセル数(占有面積)の少ないものほど、1997 年にはノウルシが大きく勢力を伸ばしている(図 5・16)。一方、ノウルシが優勢な調査枠でみると、その増加率は小さい。すなわち、ノウルシのまだ少ないサクラソウ生育地において、ノウルシは急速に勢力を伸ばしているといえる。サクラソウ減少の当面の直接的原因は、競合種であるノウルシの増加の影響が大きいと考えられるのである。

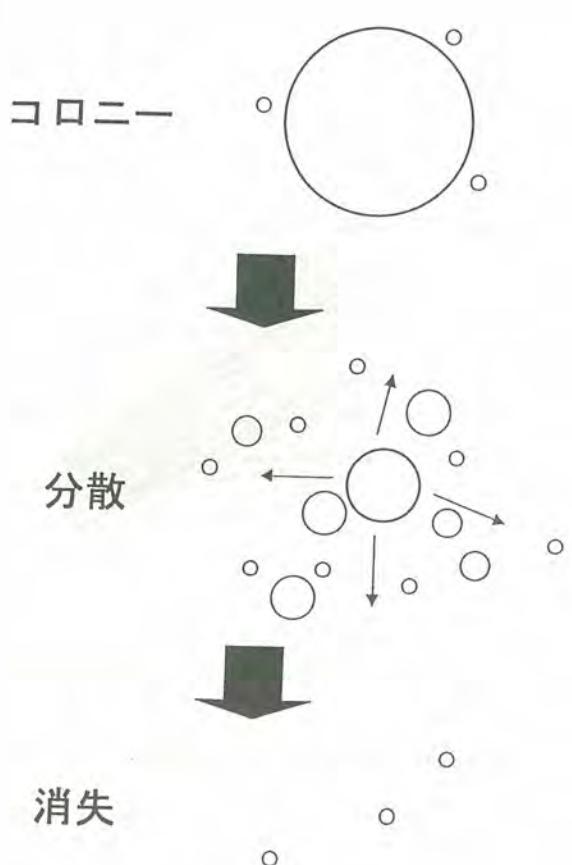


図 5・13 コロニーの動態モデル

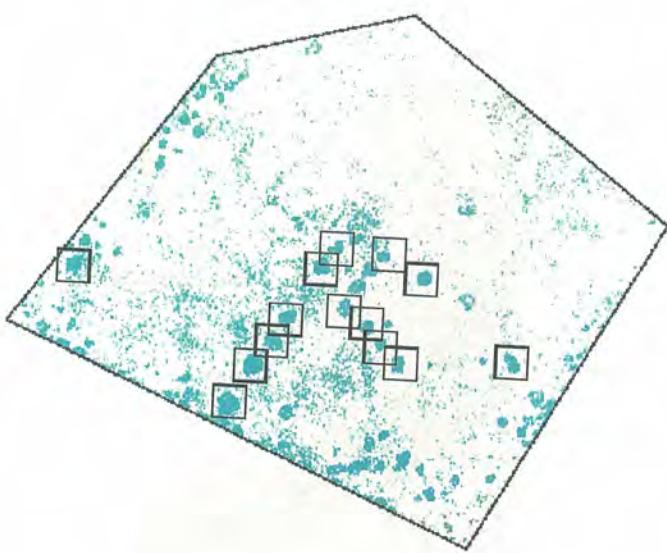


図 5・14 ノウルシのコロニー動態(1983 年)

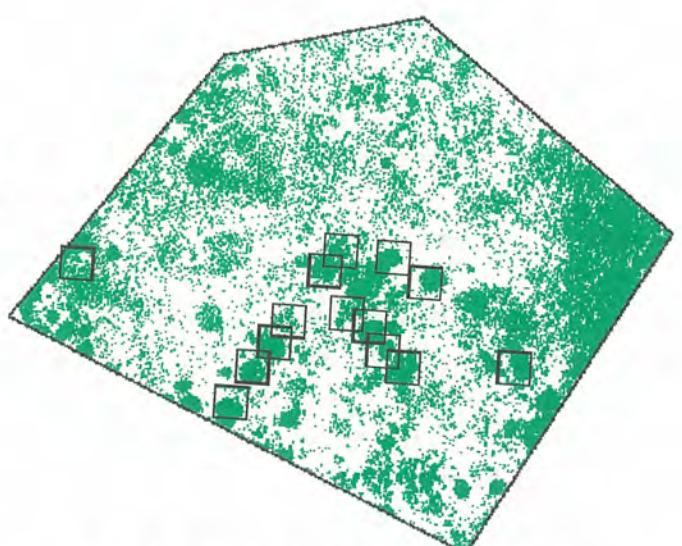


図 5・15 ノウルシのコロニー動態(1997 年)

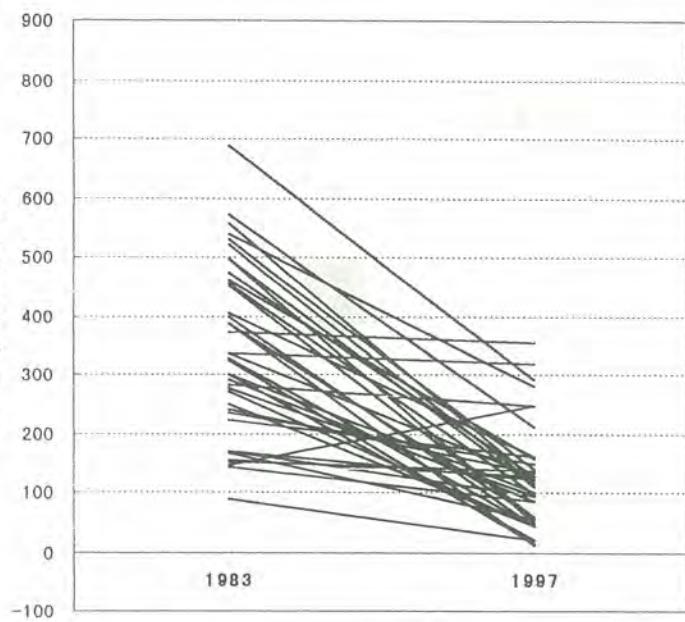


図5・16 サクラソウコロニーの分散速度

6. 2 既存調査区、A-1における結果

既存調査区A-1では、サクラソウ、ノウルシいずれの動態も、他の調査区とは逆の調査結果がでている。この既存調査区A-1は開花数調査のために、毎年サクラソウ開花期に立ち入り、調査を行っている調査区である。このことは、人為的な影響が少なからず起こっている事が予想される。すなわち、ここでは調査という人為的な要因が、サクラソウの生育を有利にしているようである。

6. 3 サクラソウの将来予測

本研究で判明した調査結果から、サクラソウの将来予測を試みた。もちろん、今回の調査で使用した情報は、1983年と1997年のわずか2時点での調査データに限られていること、画像処理の方法論に、まだ問題点を多く包含していることから、もっとも単純な将来の目安として理解しておく必要がある。

1) 第一指定区全体の将来予想

第一指定区全体でみると、サクラソウはここ14年間で、専有面積で18.3%から10.4%まで減少している。すなわち毎年3.1%の減少率である。この減少率($y = -306.4x + 14420$)が、将来においてもそのまま維持、進行すると仮定すると、18.7年後、すなわち2016年の春には、サクラソウは、ほぼ消滅する計算となる(図5-16)。

この時点(2016年)で競合種であるノウルシは、その増

加率($y = 415.7x + 14770$)から計算すると、指定地全体の約63%を占有し、圧倒的優勢を示していることになる。

一方、夏期相の優占群落であるオギとツル植物群落の動向についてみると、この時点(2016年)には、オギ優占群落が、全体の約71%を占有している。一方、湿性の指標群落であるツル植物群落であるツル植物優占群落は、34%(1997年)から約28%の専有面積に減少している。計算上($y = -382.1x + 16190$)では、2025年に消失することになる。すなわち、この時点で、田島ヶ原湿原は、ほぼ全域、オギやセイタカアワダチソウの大型の乾性草原に変わることになる。

2) コロニーの分散消長による将来予測

指定区全体での将来予測ではサクラソウの占有率は、2016年に0%になる計算結果であった。しかし、詳細調査区のコロニーの動態からみると、14年間の変化率が現状のまま維持された場合、大半のコロニーは消失するものの、39個のコロニー中10個のコロニーは、2016年においても一部のコロニーは存続する(図5-17)。調査したコロニーの25%が生き残るという結果である。すなわち、コロニーによる将来予測では、全体分布量による将来予測とは、やや異なった結果となっている。すなわち、生物界においては、固体数の増減は、直線的に変化することは考えにくく、ロジスティックカーブと呼ばれる曲線に沿って、対数的に増減するのが通例である。したがって、実際にはコロニーによる将来予測のように、その固体数は大幅に減少はしていくが2016年においても、絶滅することなく、ごく少数のサクラソウが生き残るものと予想される。もちろん、それは市民が鑑賞し、楽しめる量ではすでないことは当然である。

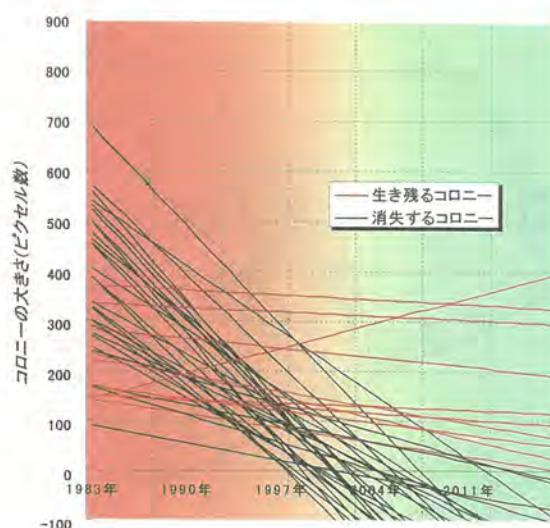


図5・17 サクラソウの将来予測

7. 提言

田島ヶ原サクラソウ自生地では、サクラソウ自体の衰退が急速に進行している。サクラソウ以外の、湿地特有の植物群についてもその存続が危惧される。しかもそれはサクラソウに限ったことではなく、オオブタクサ、セイタカアワダチソウなどの大型帰化植物の侵入、ツル植物の繁茂など、湿地全体の生態系が変化しつつある。

サクラソウ自生地の健全な存続を考えるとき、サクラソウ自体の動向だけではなく、ノウルシや他の帰化植物の動向や立地の変化など、湿地全体の環境変化を問題にしなければならない。今必要なのは、サクラソウ自生地を取り巻く環境全体を見直し、検討することであろう。すなわち、湿地の地下水位を上昇させ、維持すること、周辺からの影響の低減をはかることなど、湿地環境の維持をはかる総合的な対策が望まれる。

湿地環境の維持の上で重要な地下水位の維持は、建設中のサクラソウ水門の運用だけでは解決されそうにはない。自生地の隣接地に遊水池を設置して、自生地の地下水位を調整する役目を持たせるなどの対策が必要であろう。

参考文献

- 1) 浅井康宏(1993) :「緑の侵入者たち 帰化植物のはなし」朝日新聞社。
- 2) 江森貴一(1961) :「県内荒川水系域のサクラソウ自生地」埼玉県山草会会誌 5, pp.33-37.
- 3) 樋口広芳(1996) :「保全生物学」東京大学出版会。
- 4) 本田正次(1957) :「桜草の自生地を訪ねて」遺伝 11 (4).
- 5) 磯田洋二(1966) :「桜草自生地の現状についてその2 指定地における植物フローラ」埼玉生物 6, pp.19-29.
- 6) ——(1968) :「特別天然記念物(田島ヶ原サクラソウ自生地)における、ここ数年間のサクラソウ繁殖状況と、指定区域にみられる植物について」浦和市文化財調査報告書台 13 集, pp.63-85, 浦和市教育委員会。
- 7) ——(1973) :「埼玉県地方のサクラソウ属の分布について」埼玉生物 13, pp.33-38.
- 8) ——(1975) :「特別天然記念物(田島ヶ原サクラソウ自生地)に於ける、過去十年間のサクラソウの消長について」浦和市文化財調査報告書第 19 集, pp.71-84, 浦和市教育委員会。
- 9) ——・清水誠(1981) :「田島ヶ原サクラソウ自生地の実態調査報告」浦和市内所在天然記念物調査報告書, pp. 1-70, 浦和市教育委員会。
- 10) ——(1987) :「田島ヶ原サクラソウ自生地における

植物群落の分布状況について」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和 61 年度), 4-11: 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。

- 11) ——(1988) :「田島ヶ原サクラソウ自生地における植物群落の分布状況について」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和 62 年度), 4-10: 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 12) ——(1996) :「田島ヶ原サクラソウ自生地に於けるサクラソウの育成状況について」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(平成 8 年度), 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 13) (財)河川環境管理財団(1996) :「河川整備基金事業 河川管理のための植生調査方法」
- 14) 加藤辰巳・太田英利(1993) :「日本の絶滅危惧生物」保育社。
- 15) 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所(1980) :「田島ヶ原サクラソウ自生地に関する調査報告書及び参考資料」
- 16) ——(1990) :「田島ヶ原サクラソウ自生地」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査第 2 次賜
- 17) ——・浦和市天然記念物調査会(1984) :荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査報告(昭和 58 年度), 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 18) ——(1984) :同上(昭和 59 年度)同。
- 19) ——(1984) :同上(昭和 60 年度)同。
- 20) ——(1984) :同上(昭和 61 年度)同。
- 21) ——(1985) :同上(昭和 62 年度)同。
- 22) ——(1985) :同上(昭和 63 年度)同。
- 23) ——(1985) :同上(平成元年度)同。
- 24) ——(1985) :同上(平成 2 年度)同。
- 25) ——(1985) :同上(平成 3 年度)同。
- 26) ——(1985) :同上(平成 4 年度)同。
- 27) ——(1986) :同上(平成 5 年度)同。
- 28) ——(1986) :同上(平成 6 年度)同。
- 29) ——(1986) :同上(平成 7 年度)同。
- 30) 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所(1996) :「彩湖」建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所。
- 31) 国立科学博物館(1958) :「田島ヶ原植物目録」植物採取テキスト 15.
- 32) 小山鉄夫(1951) :「田島ヶ原植物史」埼玉県立浦和高等学校生物部報告 4, pp.56-131.

- 33) Masuda,M, and Washitani, I. (1990) : A comparative ecology of the seasonal schedules for 'Reproduction by seed's in a moist tall grassland community., Functional Ecology, 4, pp.169-182.
- 34) 三好 学(1919) :「桜草原野の保存の必要」東洋学芸雑誌 455.
- 35) ——(1920) :「桜草自生地調査報告」
- 36) ——(1926) :「固有なる原野植物群落 桜草群落」Explanation of Natural Monuments, 富山房。
- 37) Monsi, M. und Saeki, T. (1953) : Über den Lichtfaktor in den Pflanzengesellschaften und seine Bedeutung für die stockproduktion., Japanese Journal of Botany 14, pp.22-52.
- 38) 中野治房(1944) :「草原の研究」岩波書店。
- 39) 名取史織(1989) :「サクラソウの生態」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和63年度), 16-24 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 40) ——(1990) :「サクラソウの生態」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査第2次中間報告(平成元年度), 29-39 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 41) (財)日本生態系協会(1994) :「ピオトープネットワーク都市・農村・自然の秩序」ぎょうせい。
- 42) 日本植物分類学会(1993) :「レッドデータブック日本の絶滅危惧植物」農村文化社。
- 43) (社)日本写真測量学会(1982) :「空中写真の判読と利用」—空からの調査—, 鹿島出版会。
- 44) 沼原利彦・小島清嗣(1995) :「医学・生物学のための画像解析ハンドブック」実践 NIHImage 講座, 洋土社。
- 45) 荻原睦巳(1961) :「田島ヶ原の植物目録」浦和市立高等学校生物部機関誌 13.
- 46) 奥田重俊・佐々木寧編(1996) :「河川環境と水辺植物」～植生の保全と管理～, ソフトサイエンス社。
- 47) 大垣晃一(1979) :「サクラソウグリーンブックス 48」ニュー・サイエンス社。
- 48) 大宮市(1980) :大宮のむかしといま。
- 49) 佐伯敏郎(1989) :「自生地のヨシ, オギ, つる」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和63年度)11-15 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 50) ——・山崎(名取)史織(1986) :「サクラソウの生存とそれをめぐる生物間相互作用」荒川整節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査第一次中間報告(昭和60年度), 61-79 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 51) ——(1990) :「サクラソウとそれをめぐる種間関係」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査第2次中間報告(平成元年度), 26-28 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 52) 埼玉県(1987) :「荒川自然—荒川総合調査報告書1—」pp.162-164.
- 53) 埼玉県教育委員会(1978) :「埼玉県史跡名勝天然記念物調査報告書第2編 天然記念物緊急調査報告 田島ヶ原サクラソウ自生地」埼玉県教育委員会。
- 54) ——(1978) :「天然記念物緊急調査報告書田島ヶ原サクラソウ自生地」埼玉県史跡名勝天然記念物調査報告書第2集。
- 55) 佐々木 寧(1995) :「バルーン空中写真による湿原の植生図化と植生調査—八甲田山谷地湿原を例として—」群落研究 Vegetation Science 第11号, 41 : 群落談話会。
- 56) 鈴木邦雄・長野敏英・渡辺隆一(1994) :「Ballon を用いた空中写真による植生判読」生態環境研究第1巻第1号, pp.59-64.
- 57) 武田久吉(1956) :「桜草雜彙」遺伝10(4).
- 58) 薄葉 重(1987) :「サクラソウの花を訪れる昆虫」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和61年度), 79 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 59) ——(1993) :「サクラソウに訪花する昆虫について」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査第2次中間報告(平成元年度), 109-114 : 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 60) 浦和市内所在記念物調査団(1976) :「田島原サクラソウ自生地の実態調査報告」浦和市内所在天然記念物調査概報(昭和50年度), pp.5-15, 浦和市教育委員会。
- 61) ——(1977) : 同上(昭和51年度), pp.3-34, 浦和市教育委員会。
- 62) ——(1978) : 同上(昭和52年度), pp.3-21, 浦和市教育委員会。
- 63) ——(1979) : 同上(昭和53年度), pp.3-24, 浦和市教育委員会。
- 64) ——(1980) : 同上(昭和54年度), pp.3-24, 浦和市教育委員会。
- 65) 浦和市教育委員会(1996) :「特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地保護増殖実験調査事業報告書(平成

8年度)」10-15：浦和市教育委員会。

- 66) 浦和市天然記念物調査会(1983)：「荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査報告」(昭和 57 年度)，建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。
- 67) 浦和市教育委員会(1997)：同上(平成 8 年度)，pp. 10-15：浦和市教育委員会。
- 68) ——(1978)：「埼玉県史跡名勝天然記念物調査報告書」第 2 集天然記念物緊急調査報告田島ヶ原自生地。
- 69) わが国における保護上重要な植物種及び植物群落の研究委員会植物種分科会(1989)：「我が国における保護上重要な植物種の現状」日本自然保護協会・世界自然保護基金日本委員会。
- 70) ——(1996)：「同上」日本自然保護協会・世界自然保護基金日本委員会。
- 71) 鷺谷いづみ(1996)：「オオブタクサ，闊う競争と適応の生態学」114-128. 平凡社。
- 72) ——・森本信生(1993)：「日本の帰化植物」106-112. 保育社。
- 73) ——・矢原徹一(1996)：「保全生態学入門」pp.203-209, 文一総合出版。
- 74) Washitani, I. and Kabaya, H.(1988) : Germination responsiveness to temperature responsible for the seedling emergence seasonally to *Primula sieboldii* E. Morren its natural habitat., *Ecol. Res.* 3, pp.9-20
- 75) ——, Kishino, M. and Takenaka, A.(1989) : A preliminary study on the micro-spatial heterogeneity in light spectral environment for seeds and seedlings in a grassland., *Ecol. Res.*, 4, pp.399-404.
- 76) —— and Masuda, M.(1990) : The germination characteristics of seeds of a moist tall grassland community, *Functional Ecology* 4, pp.587-589.
- 77) 山崎(名取)史織・佐伯敏郎(1987)：「サクラソウの生存と競争者ノウルシとの相互作用」荒川調節池工事に伴う特別天然記念物田島ヶ原サクラソウ自生地影響調査概報(昭和 61 年度), 12-20：建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所・浦和市天然記念物調査会。

III. その他河川環境の保全と創造に関する研究

9. 河川巡視システムを利用した環境モニタリング

喜田 真一*・戸谷 英雄**・石田 典子***

要 旨

河川巡視時における情報の収集・閲覧及び活用のため開発された河川巡視システム(電子ハンドブック・システム)について、試行結果に基づく改良及び機能追加を行った。また、この改良版河川巡視システムによる環境モニタリングとしての利用方法の検討を行った。今後、本システムの開発を進め、実用バージョンを基に、各地の河川で参考としていただけるよう、システムを検討していく予定である。

1. はじめに

河川巡視は河川状況の変化をリアルタイムに察知し迅速に必要な対応をとるための、河川管理においては重要な情報源である。河川巡視システムは、河川巡視によって得られる情報を現場でコンピューターに入力することにより、巡視記録のデータベース化を行うとともに過去の情報を閲覧する等、情報の様々な活用を可能とするものである。

一方では、現在水辺の環境の実態の把握(モニタリング)に対する要求が大きくなってきており、日々の観察の重要性が唱えられている。この日々の観察による水辺の環境のモニタリングを、河川巡視システムをさらに開発することによって河川巡視あるいは河川パトロール時に同時に実施することが可能と考えられる。

2. 河川巡視システムについて

2. 1. 河川巡視システムの概要

河川巡視システムは巡視現場における情報収集及び閲覧を行うとともに、収集した情報を河川管理に活用するためのツールとして開発された。今回試行結果に基づいて改良を加え、新機能を含めた改良版河川巡視システム

を開発した。そのシステムの特徴を以下に示す。

◆従来手書きで記述されていた巡視記録を、巡視項目ごとに設定した内訳項目を選択・入力することによってデータベースとして保存する。

◆現場で撮影した写真を、日報に添付し保存する(新機能)。

◆保存されたデータベースをもとに、現行の巡視日報及び週報と同じ様式で報告書類を自動的に作成し表示・印刷する。

◆蓄積されたデータベースを集計することにより、河川の状況を把握し異常発生要因の解析等を行い、河川管理に活用できる。

◆過去の巡視データを現場で参照し、継続事例の確認を行うことができる。

河川巡視システムの利用形態としては図2・1に示したように、将来的には事務所のLAN(Local Area Network)を想定した巡視現場・出張所・事務所の3つからなる。現在のシステムはそのうちの巡視現場及び出張所を対象とし、同一のシステムを巡視現場では携帯用パソコンに、出張所ではデスクトップまたはノートパソコンに搭載して用いる。

システムの主な機能は、次のとおりである。

◆巡視日報入力

メニュー画面に従ったリストからの選択方式で巡視事項を入力する。特記事項の欄では自由に任意の事項について入力ができる(図2・2)。

また、履歴参照は過去の巡視記録の閲覧が、資料参照では選択した巡視項目に関連した資料を閲覧することができる。

◆巡視日報確認

登録された巡視日報について確認・修正及び削除ができる。

* 喜田 真一 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員
** 戸谷 英雄 前建設省霞ヶ浦工事事務所 所長
*** 石田 典子 (株)環境調査技術研究所

◆巡視準備

その日の重点巡視項目を設定し、出張所用と巡視用パソコンの間におけるデータのやり取りを行う。

◆表示・印刷(改良)

巡視日報・週報・補足資料及び巡視項目別一覧の画面表示及び印刷を行う(図2・3)。

◆グラフ

データベースを元に、月別・曜日別・区間別及び岸別の集計を行いその結果を表またはグラフで表示・印刷する(図2・4)。

◆出張所項目メンテナンス、共通項目メンテナンス

各出張所のオリジナル項目設定や事務所管内共通の項目設定等のメンテナンスを行う。

2.2. 河川巡視システムの改良

巡視現場(屋外)におけるペン入力型携帯用ハンディーパソコンの操作性が課題とされていたが、今回システムの改良としてシステム構成の一新を行った。これまでの機種はOSがWindows 3.1であることから、一般にパソコンの主流となっているWindows 95との間では処理能力差があるだけでなく、相互間のデータのやり取り等の方法が限定されることが多い。現場写真等を扱う場合にも画像データファイルは大容量であることからWindows 3.1上での処理は難しい。また、処理速度についても試行結果において起動時・終了時(保存時)に時間がかかる点が試行において問題として挙げられており、それらの改良のためにWindows 95への移行を行った。Windows 95への移行に際しての搭載携帯用ハンディーパソコンの変更及び改良点は次のとおりである。

◆携帯用ハンディーパソコンの変更

(EPSON; HC-WIN → HITACHI; FLORA PEN)

◆処理能力の拡大及び処理速度の高速化

(CPU: I486DX2 → Cyrix-Gx86-120(Pentium 120MHz相当))

(メモリ: 最大20MB → 最大32MB)

◆画面サイズの拡大

(7.4 inch → 10.5 inch)

◆液晶画面の改善

(DSTNモノクロ 640×480 → TFTカラー 800×600)

◆OSの汎用化

(Windows 3.1 → Windows 95)

◆データベースソフトの汎用化

Microsoft Access Ver.2.0 → Microsoft Access 95

2.3. 新しい機能の追加

今回のシステムの改良に伴い処理能力が拡大・高速化されたことにより、これまでのシステムでは難しいとされていた画像処理等の機能が可能となった。主な追加機能は次のとおりである。

[写真取り込み機能]

安価で解像度の高いデジタルカメラが登場し、画像データファイルとしての保存が可能となった現在、現場写真のデータベースへの取り込み機能を開発し、新機能としてシステムに追加した。

巡視現場でデジタルカメラで撮影しパソコン上に取り込んだ写真の画像データを、その事項について巡視システム上で入力された巡視データとの関連付けを行い、データベースとして保存する。(図2・5)保存された画像は巡視日報・週報同様に補足資料として画面上に表示または印刷が(図2・3)可能である。

将来、現場用ペン入力型パソコンの処理能力が向上した際には、現場において取り込んだ画像データを通信機能を用いて出張所及び事務所に直接転送する機能の追加についても検討中である。

[位置図表示機能の追加]

管轄内における巡視項目別発生箇所を位置(杆杭No.)の数値データとしてではなく、視覚的なイメージで捉えられるように地図上へ表示する機能を追加した。巡視システムを用いて入力されたデータを区間ごとまたは位置ごとに集計し、画像データとして取り込んだ地図画面上の発生位置にマーカーとして表示する(図2・6)。

[資料表示機能の追加]

巡視システムの特徴である選択式入力を有効に使うためには、選択肢に対する共通認識が重要である。そのため、天候等の一般的な項目についての定義を参考資料として搭載することとした。今回は巡視参考資料として巡視区間地図、気象用語一覧、イベント一覧、生物特定種一覧を搭載した(図2・7)。

3. 河川巡視システムを利用した環境モニタリング

3.1. 環境モニタリングの概要

霞ヶ浦では、現在湖沼環境の実態を的確に把握することが求められている。実態の把握のためには種々の方法が考えられるが、現在日常の状況は巡視において最も良く把握されており、さらに詳細は管理者が実施する河川パトロールにおいて把握されているといえる。

環境の実態は、その対象をどのように設定するかなど様々な要因が関与し、正確には専門家によって調査されなくてはならないのも事実である。しかし、専門家による調査も頻度などの点で不十分にならざるをえなく、日々の監視は重要性が高まっていると考えられる。そのため、環境の実態を捉るために、河川巡視システムを利用した環境モニタリングの検討を行った。

3. 2. 河川巡視システムを利用した環境モニタリング

河川管理施設の管理、不法行為の有無、水質事故等といった河川状況を把握することを目的とした河川巡視システムに環境モニタリングのための機能を組み込むために、以下の手順を追って検討を行った。

◆環境モニタリング項目の選定：霞ヶ浦における環境として、モニタリングしておくことが重要な事項の抽出を行う。

→霞ヶ浦における環境モニタリングの現状を整理把握する。

→霞ヶ浦における事業内容に基づき、霞ヶ浦の環境を管理する上で必要なモニタリング項目の検討を行う。

→環境モニタリング項目の選定を行う。

◆環境モニタリング項目の巡視項目への組み込み：選定した環境モニタリング項目について実際に巡視項目への組み込みを行う。

→既存巡視において観察されている項目を整理する。

→既存巡視において設定されている巡視項目の抽出を行う。

→巡視時に可能な環境モニタリング項目の実施手法の検討を行う。

→環境モニタリング項目を既存の巡視項目に組み込む。

◆環境モニタリングの出力様式の検討：選定した環境モニタリング項目についての出力様式の検討を行う。

→霞ヶ浦における環境モニタリング結果として必要とされる出力項目の抽出を行う。

→抽出された出力項目の出力様式の検討を行う。

◆河川巡視システムへの組み込み：環境モニタリング項目を組み込んだ巡視項目及び環境モニタリングの出力様式を現在の河川巡視システムへ組み込む。

◆試験運用：環境モニタリングを組み込んだシステムの試験運用を行う。

3. 3. 環境モニタリングを組み込んだ河川巡視システムの活用方法の提案

河川巡視システムに環境モニタリングの要素を組み込むことにより、日々の観察データの蓄積及びそのデータを用いたモニタリングとしての様々な活用が可能となる。また、通常の河川巡視項目についても、システムを用いて入力・蓄積されたデータベースの統計処理を行うことにより、河川管理上有用な資料として活用することができる。

◆巡視現場におけるモニタリング項目の参照・確認ができる。

◆生物モニタリング以外について、水辺の親水活動（利用実態）に関するデータ収集が可能である（図3・1）。

◆入力されたモニタリングデータに基づき、生物の情報を平面図上に図示する（図3・2）。

◆継続した日データの収集により、水位変動等の環境要因と生物の関係について解析することが可能となる（図3・3）。

◆地域住民に対する広報として活用できる（図3・4）。

◆不法占用、違法行為等について、データベースを解析することにより発生頻度の高い区間や発生時期の特定が可能となり、緊急時の迅速な対応策のために活用できる（図3・5）。

4. 今後の課題

これまで巡視現場における独立したシステムとして構築を行ってきたが、近年の情報・通信分野の発展により更なる機能拡張が可能となったことから、情報検索・閲覧機能の充実、情報通信の追加を図るとともに、情報の管理・運用方法の検討が今後の課題である。

◆事務所において各出張所の巡視データベースを統合し管理するための、管理システムの検討・作成を行う。

◆河川巡視システムを基に、携帯用パソコンを利用

した河川管理者のための現場における情報閲覧機能、環境モニタリング調査を想定した生物情報検索機能を付加した河川情報システムの作成を行う(図4・1)。

今巡視区間、発生位置等の対象河川に固有な情報設定を行う操作を簡易なものとすることにより、汎用性の高い共通仕様として利用可能なシステムとする。

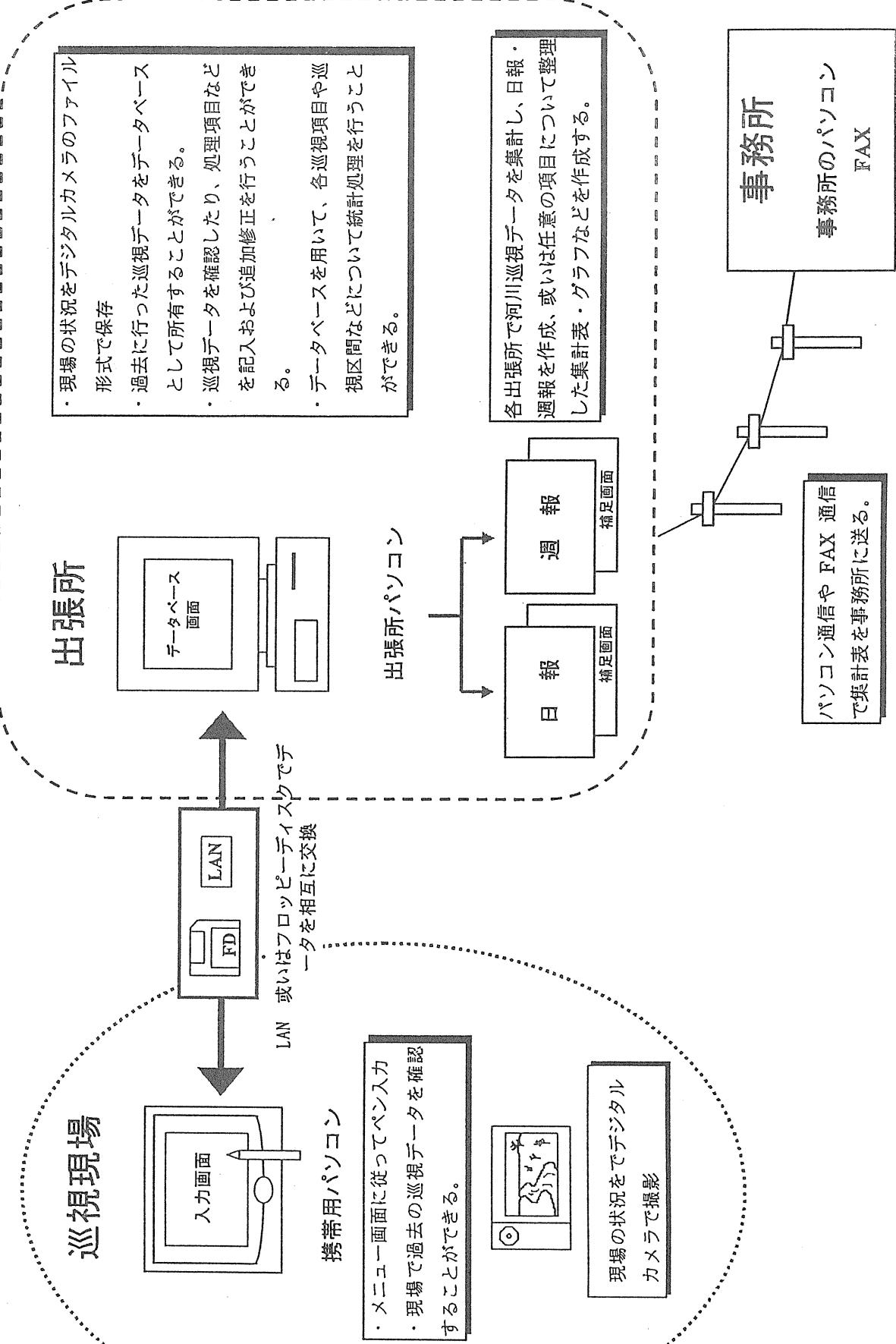


図 2・1 河川巡視システムの利用形態

図2・2 巡視日報入力画面の例

図2・3 巡視日報・週報及び補足資料の例

業務処理結果報告書（河川巡視日誌）									
平成10年1月5日 水曜日					平成10年1月6日 木曜日				
巡査実績		監視実績		対応実績		監視実績		対応実績	
左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸
1. 沿河の状況 ・不整地、川原、林、草木、 ・河川堤防に倒木はない。 ・土砂堆積量、 ・堆積量が少ない。	2. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	3. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	4. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	5. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	6. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	7. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	8. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	9. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。	10. 沿河の河川堤防、 ・河川堤防が良好な状態 ・河川堤防が劣化している。 ・河川堤防の改修工事の実施 ・水害が発生した際は、 ・河川堤防が倒木する可能性 ・河川堤防が倒木する危険性あり。 ・河川堤防が倒木する危険性あり。
(注) 沿河の河川堤防は、右岸が左岸である。									
備考欄									

河川名：〇〇川

区間別巡回報告回数内訳

	土地占用	工作物の状況	産出物採取	管理施設の状況	ゴミ投棄
0.0~9.9kp	1	1	0	1	1
9.9~13.3kp	0	0	1	1	1
13.3~15.75kp	0	0	0	2	2
9.5~9.55kp	0	0	0	0	0
合計	1	1	1	4	4

河川名：〇〇川

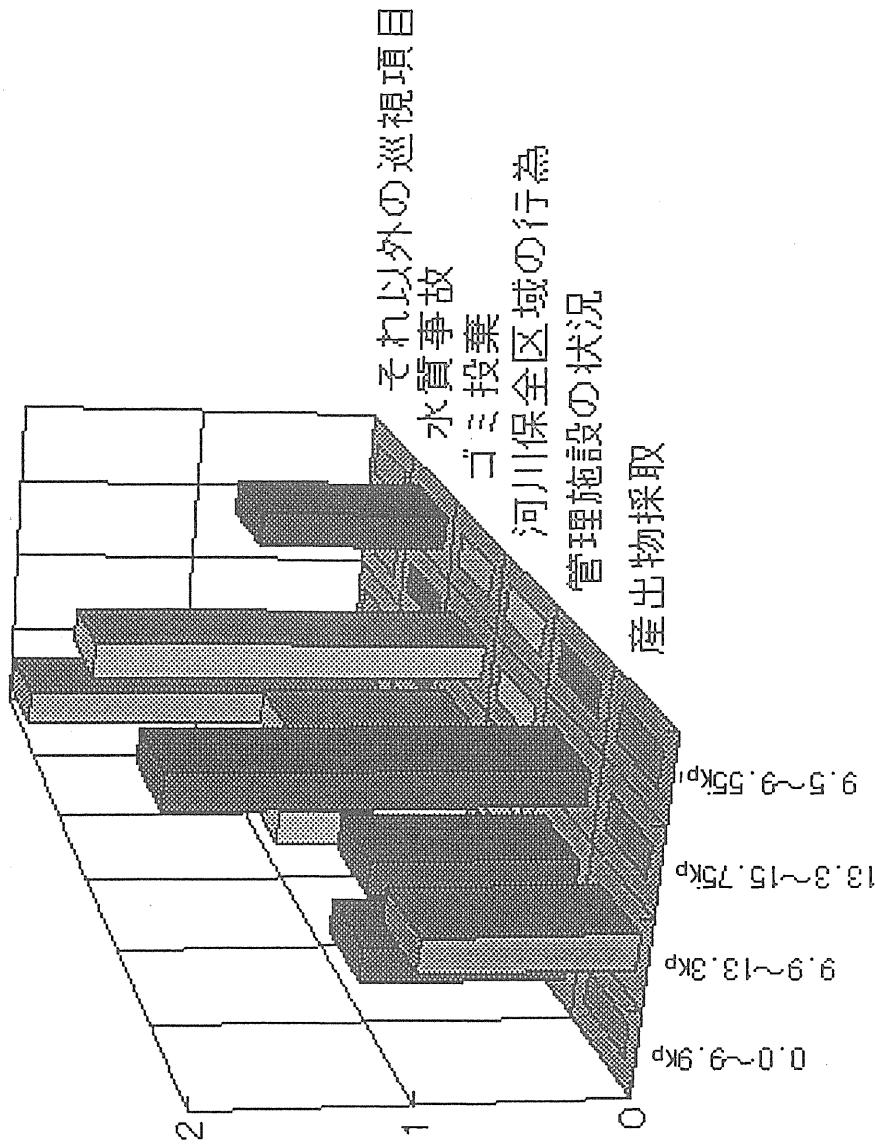
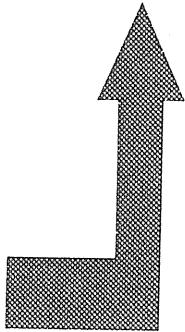
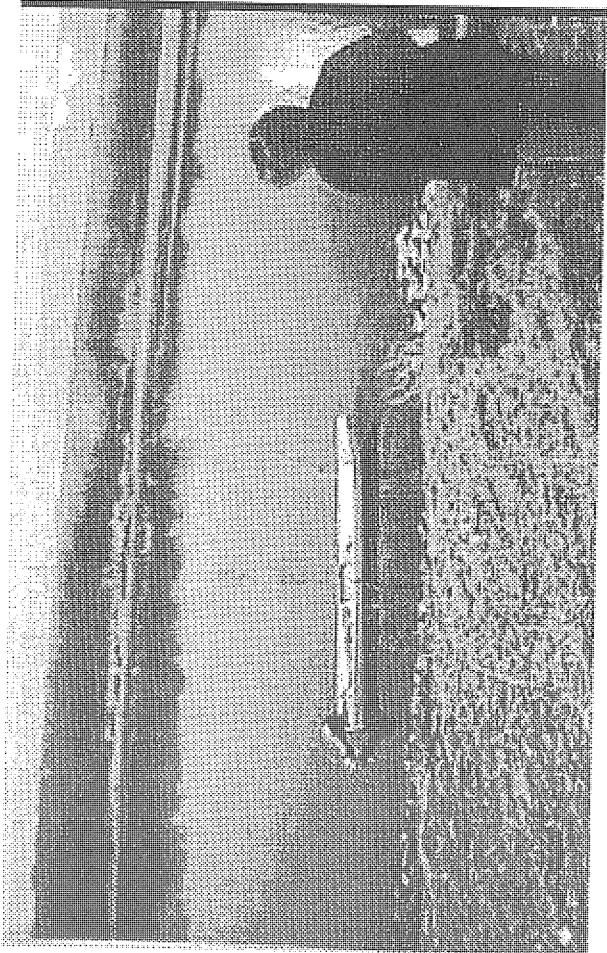


図2・4 データベースの集計表及びグラフの例

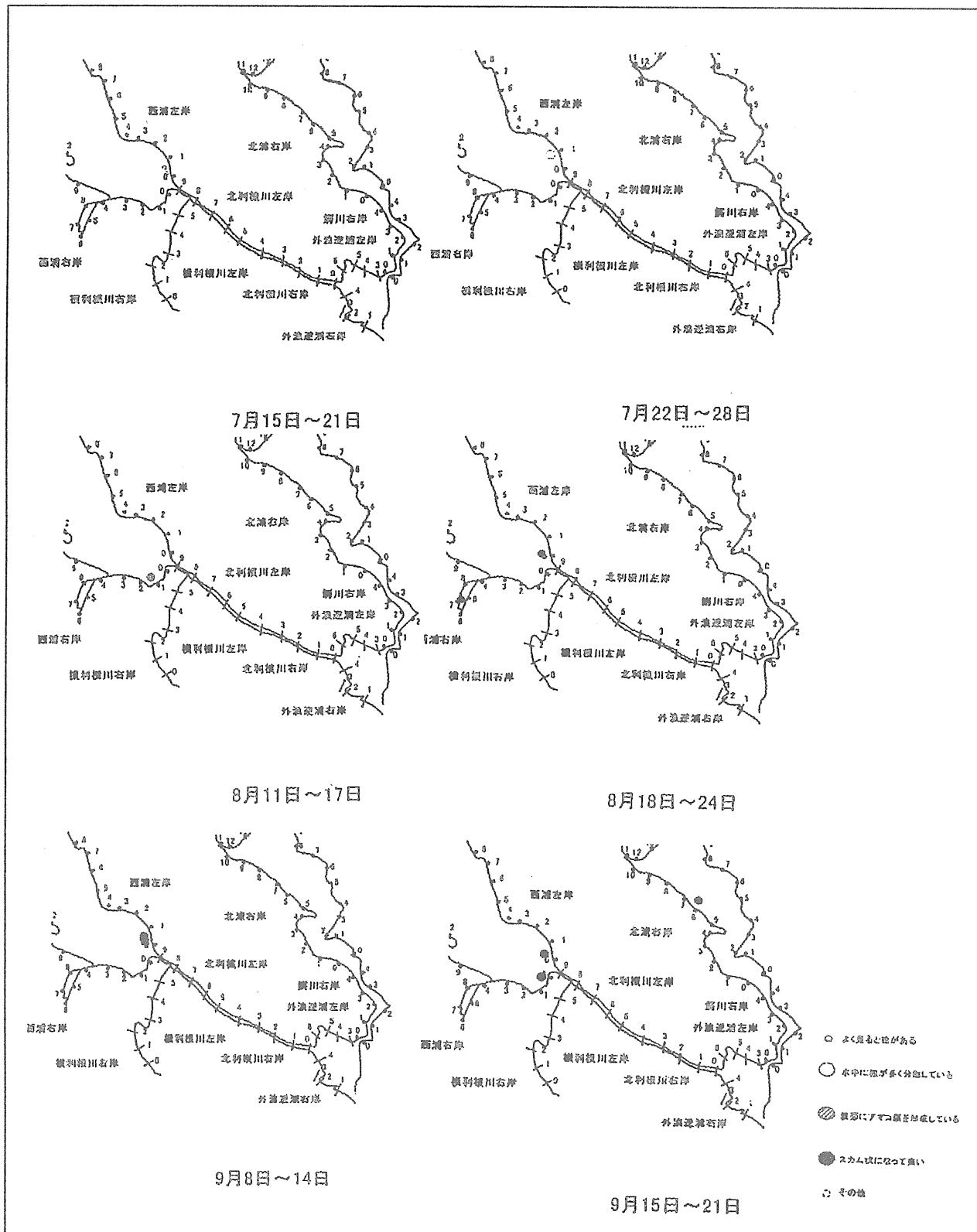


※なお、緊急時等にはこれらの画像データへ直接転送する
携帯電話を用います。

※なお、緊急時等にはこれらの中の事務所等へ直接転送する
携帯電話を用います。

撮影年月日	1997/03/19				
一時保存名	現場写真を表示 (至意裡下) 大表示します				
00.BMP					
取り込み					
解除					
画面へ					
画面へ					
送信子データ一覧 (予算通り)					
河川名	岸名	区間名	位置	発見場所	巡視項目
〇〇川	左岸	30. 6~35. 5kp	31. 1	堤防天端	土地占用
〇〇川	左岸	30. 6~35. 5kp	30. 9	堤防天端	地形変更
〇〇川	左岸	30. 6~35. 5kp	31. 1	堤防天端	管理施設の状況
〇〇川	左岸	35. 5~39. 3kp	35. 8	その他	船舶係留
〇〇川	左岸	35. 5~39. 3kp	35. 6	堤防天端	船舶係留

図 2・5 現場写真の取り込みの例



気象用語一覧			
快晴	全雲量が1以下、視程が1km以上で、降水や雷がない状態。日平均雲量2以下の日数を快晴日数という。		
晴	全雲量が2以上8以下、視程が1km以上で、降水や雷がない状態。定義が時代によりまた国によって多少異なる。		
曇	全雲量が9以上、見掛け上、構雲、網積雲、網層雲がその他の雲より少なく、視程が1km以上、降水や雷がない状態。過去には全雲量が8以上としたこともある。		
雨	水滴だけの降水で直徑0.5mm以上の水滴(雨滴)を含むもの。雪片の融解または雲粒の併合ができる。1時間雨量が3mm以下、3~15mm15mm以上をそれぞれ弱い雨、並雨、強い雨という。強い雨ほど大粒を含む。普通の雨の直徑は最大でも約2mmであるが、激しい雨は3mm以上の雨滴を含むことがある。雨滴は限りの数は数十~数百である。		
雷	はげしい上昇気流により種乱雲ができると雲のす場がある。放電の時光(電光)と音(雷鳴)が起こる風雨を含めて雷または雷雨ということが多たは前線雷)、同一気団内に発生した場合に熱生する。		
雷雨	雷鳴、電光を伴う激しいしゅう雨、雷雨の寿命は強い上昇流を伴う。夏の熱雷、寒冷前線に伴う雨がある。		
雷雲	雷電を伴う厚い雲で積乱雲に相当する。かみなの必要条件の-20℃~-50℃の温度層に達するところがある。		
雪	氷の結晶からなる降水または積雪をさす。いくつ多く、また個々の結晶にもふつう雪粒が凍結している。積雪は生活面で大きな障害になる反面、重		

競争と開拓のあるイベント等について			
会場名	開催日	イベント名	内閣、都道府県
1 神崎町	8月	クーリング祭り	佐賀県神埼市神埼町 0909-95-23462
2 *	9月	アーリンバーン	
3 神埼町	9月	神埼川及び北浦町神埼川河口コースにて開催	
4 *	9月	秋の音楽祭	
5 *	9月	秋の音楽祭(主に音楽祭)	
6 *	9月半旬	アーリンバーン(主に音楽祭)	
7 *	10月	レガーナ大会	レガーナ大会
8 *	10月	約1千人会	玉町会によるもの大会(「福岡町西工会」)
9 *	10月	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭の開催
10 *	10月	雨と音楽祭大作戦	
11 *	10月	アーリンバーン(主に音楽祭)	アーリンバーン(主に音楽祭)
12 *	10月21日、22日	アーリンバーン(主に音楽祭)	アーリンバーン(主に音楽祭)
13 *	10月	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
14 *	10月	約1千人会	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
15 熊町	8月31日	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
16 *	8月31日	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
17 *	8月9日	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
18 篠町	8月10日	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
19 *	8月26日	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
20 立石町	8月24日	夏祭りアーリンバーン(主に音楽祭)	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
21 *	8月23日	文化祭アーリンバーン(主に音楽祭)	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
22 篠町	8月24日	アーリンバーン(主に音楽祭)	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
23 *	8月4日	雨と音楽祭大作戦	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
24 *	7月30日	水原、安田地区による開催	水原、安田地区による開催(主な人口1500名)
25 *	8月23日	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)	雨と音楽祭大作戦(主に音楽祭)
26 *	8月11日	水原、安田地区による開催	水原、安田地区による開催(約700人・総平面積り1.5ha)
27 *	10月24日	静かな水辺を見よう祭典(?)	静かな水辺を見よう祭典(?)
28 *	10月25日	佐野川会議、周年記念行事として開催	佐野川会議、周年記念行事として開催

写真		資料	
	カンムリカツブリ		カリウ
	ヨシガモ		ツバメ
	オオジギ		オオセッカ
	ツバメドリ		オオヨシゴイ
	サンカノゴイ		ハクセキレイ
	コジュリン		コアジサシ

図2・7 参考資料画面の例

区間別曜日別釣り人數

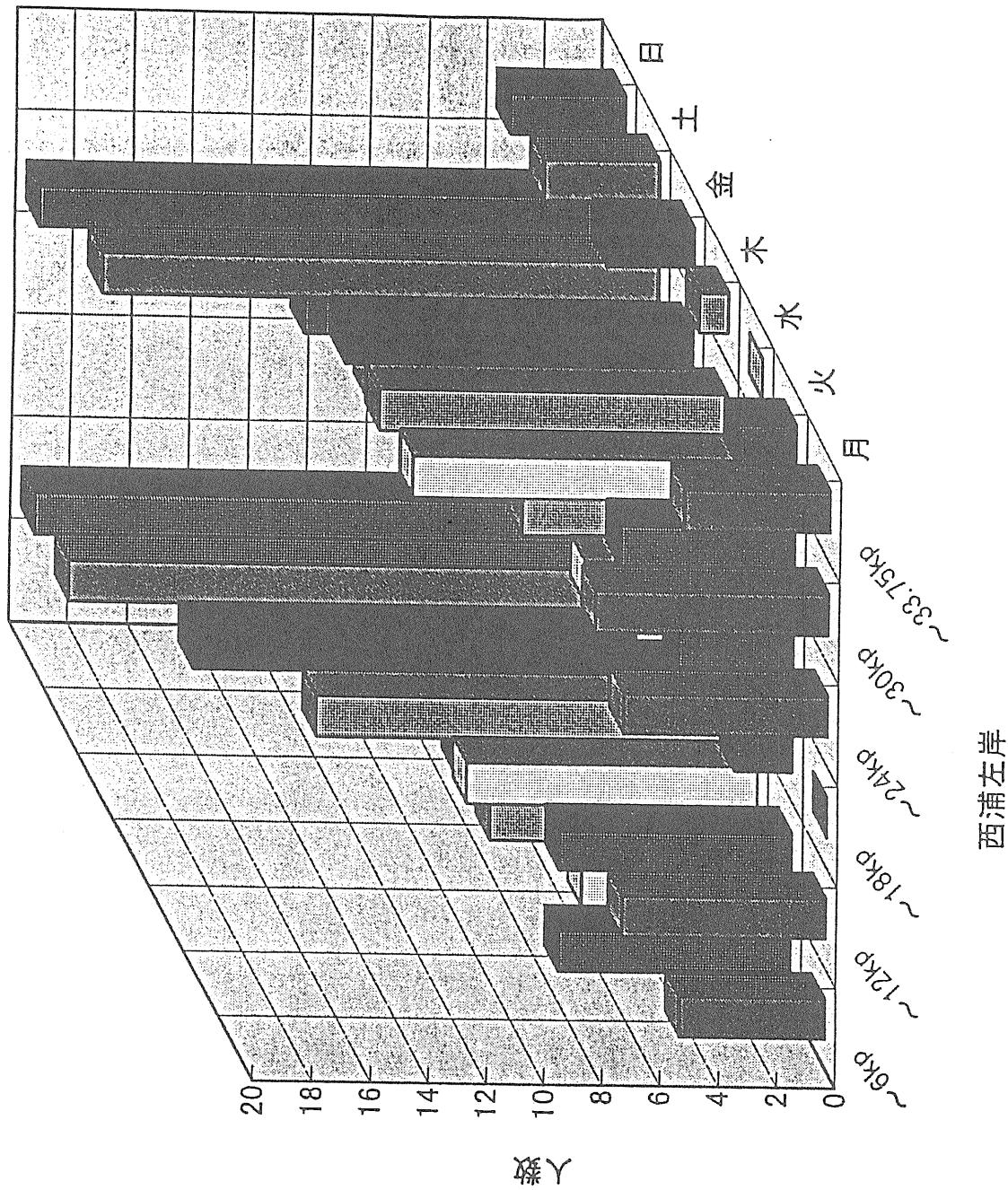
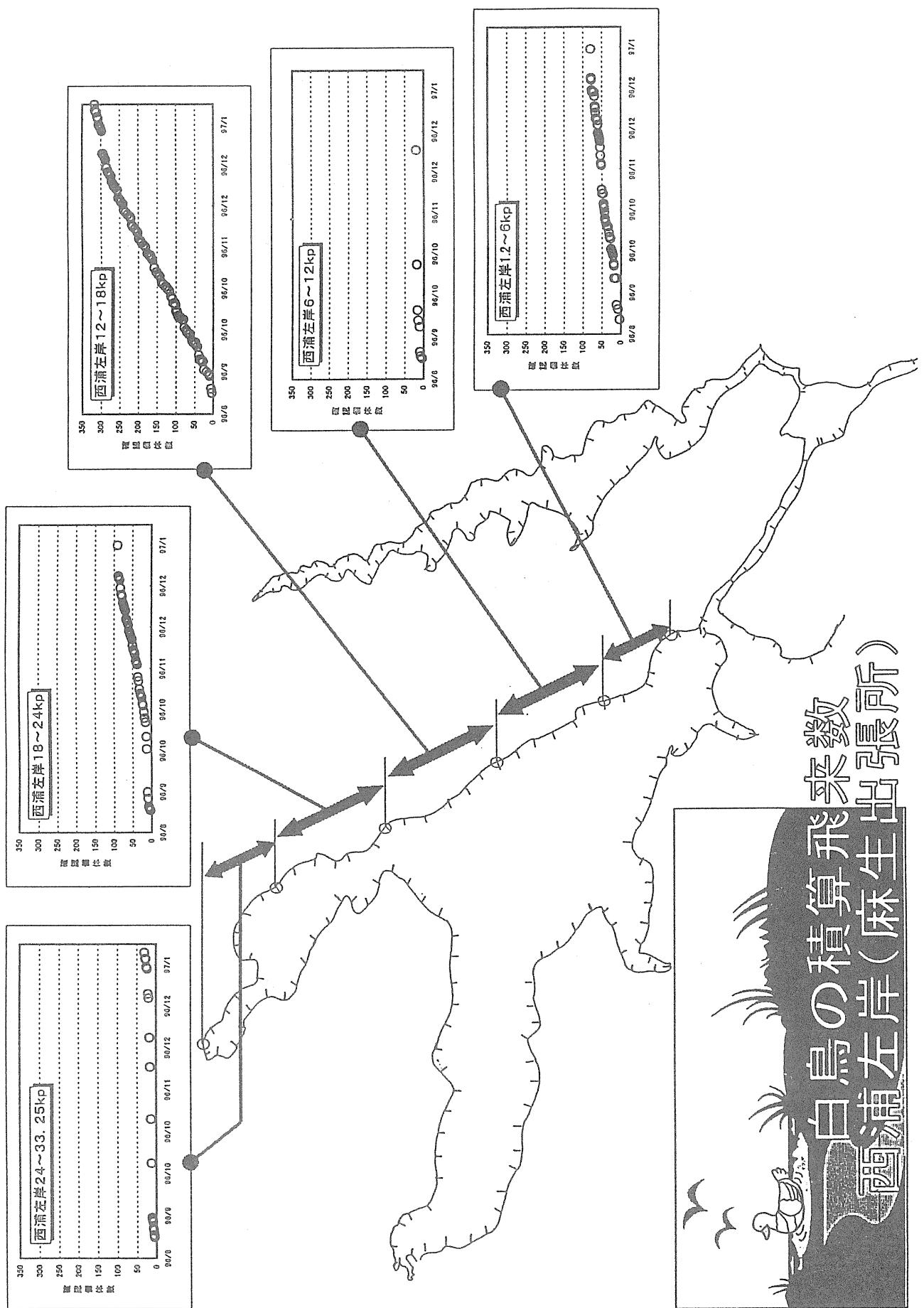


図3・1 親水活動データの集計イメージ



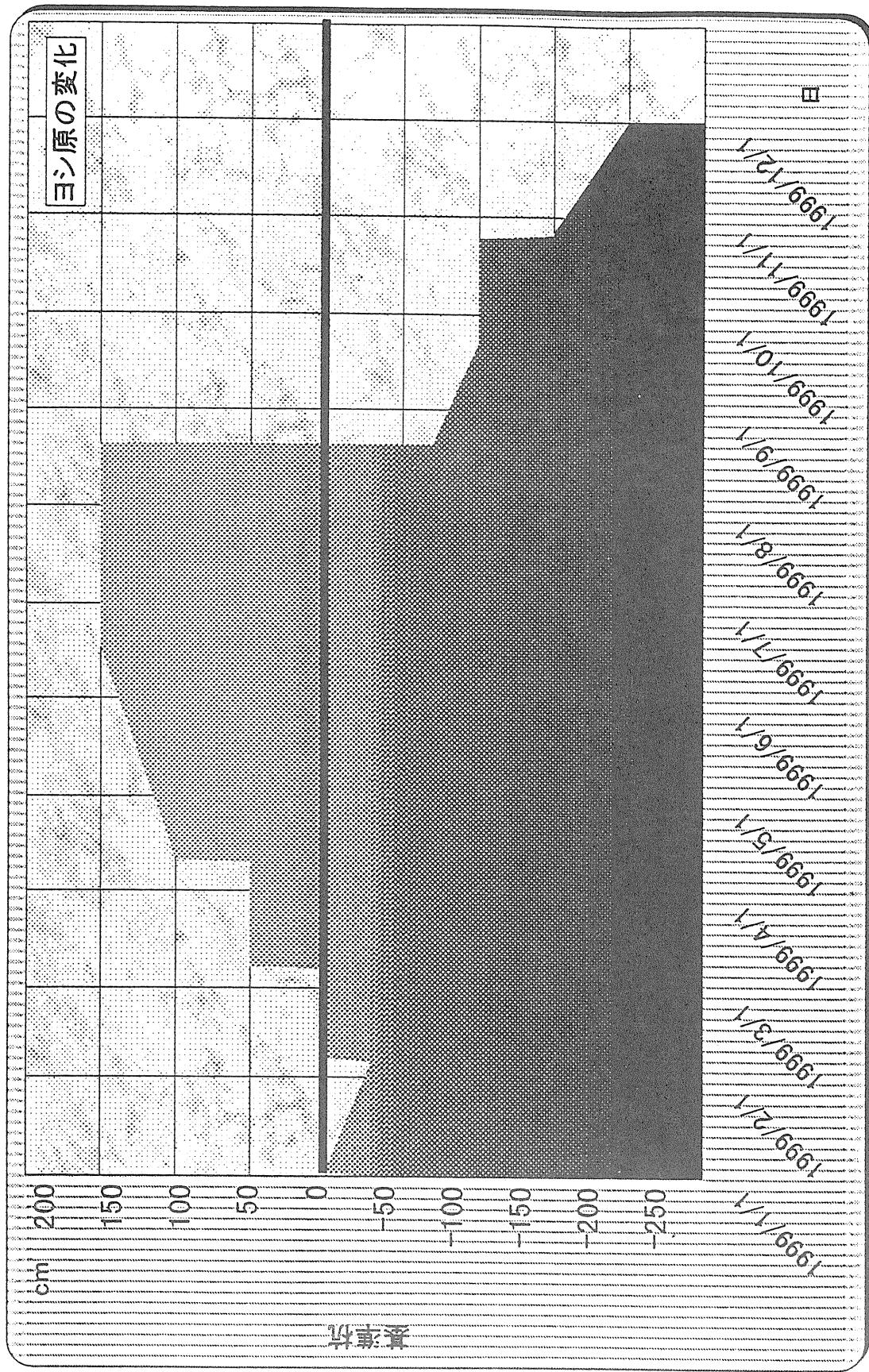


図3・3 環境要因の解析イメージの例（地形変化とヨシ原の関係）

巡視年報一その1－ 平成〇年 ○○川工事事務所 ○○出張所 <○○川>

平成5年の異常発生率は、最も高い10月のデータにおいては45%と約1/2の割合で何らかの異状が発生していたことになる。過去5カ年における異常発生率の経月変化をみると、年間を通して発生率の最も高い平成4年に比べると、低くなっているものの、5カ年の中では発生率は高い方である。季節的には春から初夏にかけて発生率は下がり、秋から冬にかけて高くなっている。

1993年

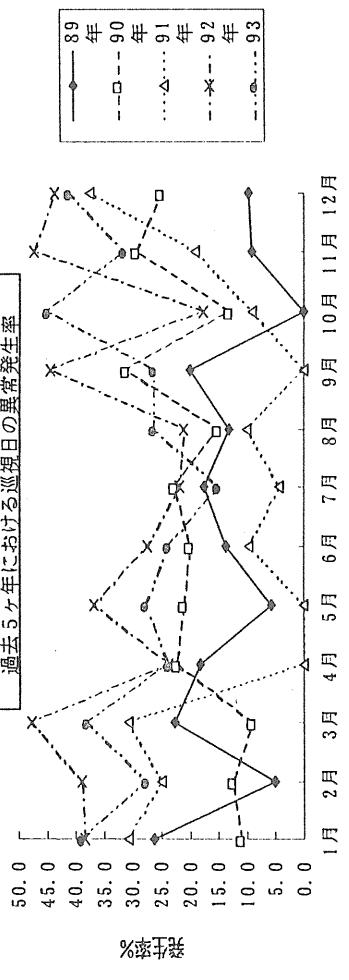
平成5年 巡視力レンダー

	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	
1月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
2月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
3月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
4月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
5月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
6月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
7月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
8月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
9月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
10月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
11月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
12月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24

巡回日 (異常なし)
巡回日 (異常有)

○○川

過去5ヶ年における巡回日の異常発生率



巡視年報一その2－ 平成△年 △△川工事事務所 △△出張所 <△△川>

平成5年における各区間ににおける異常発生事例数を、巡回項目別内訳でみると、左右岸ともに12～14kmの区間で発生事例数が多くなっている。いずれも内訳はゴミ投棄となっている。同区間ににおいては、水面域における水質事故も他の区間に比べ多くみられることがあると考へられる。

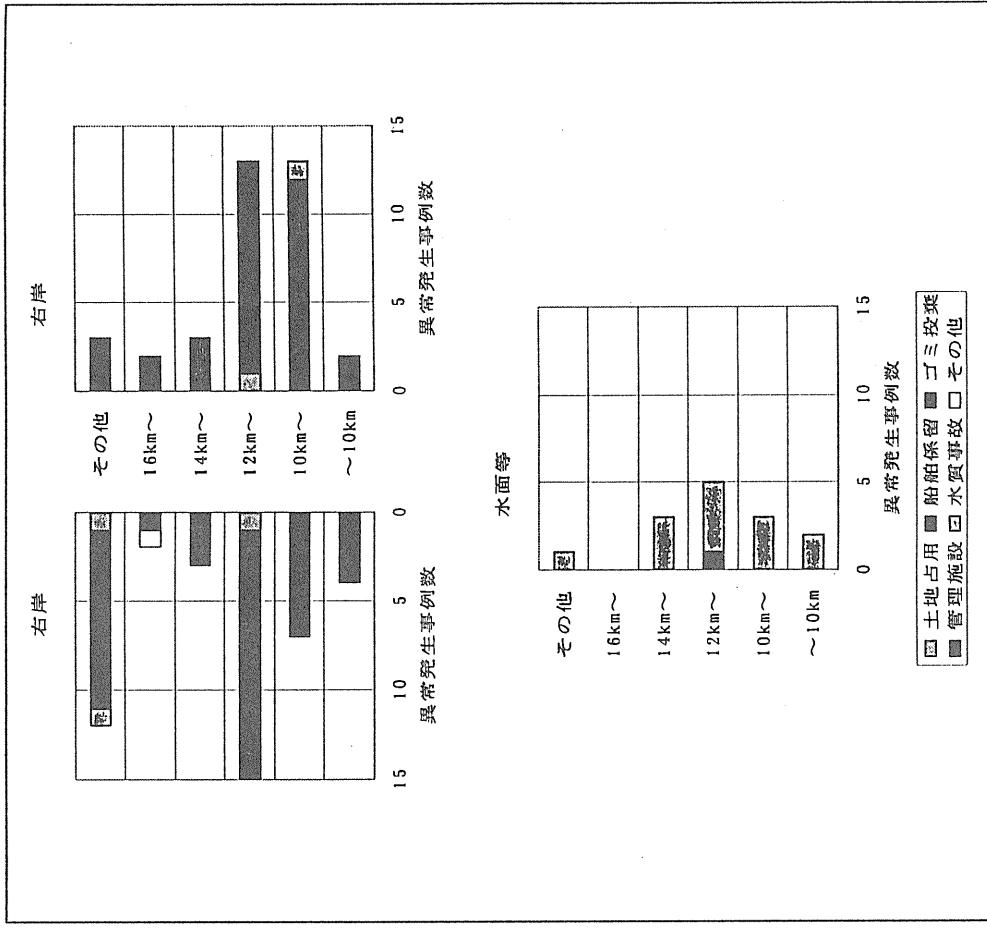


図3・4 広報資料イメージの例

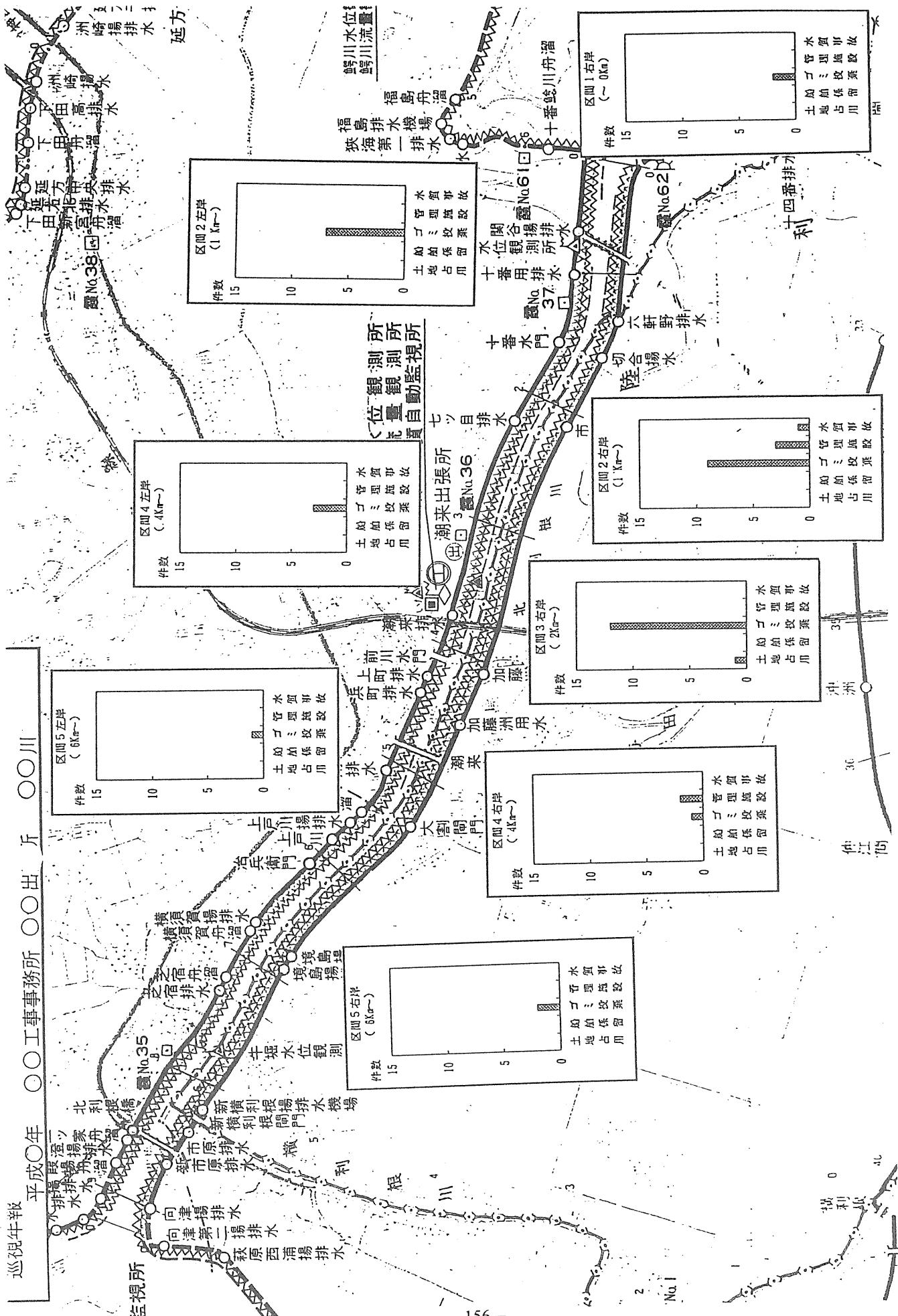


図3・5 巡視事例の解析イメージの例

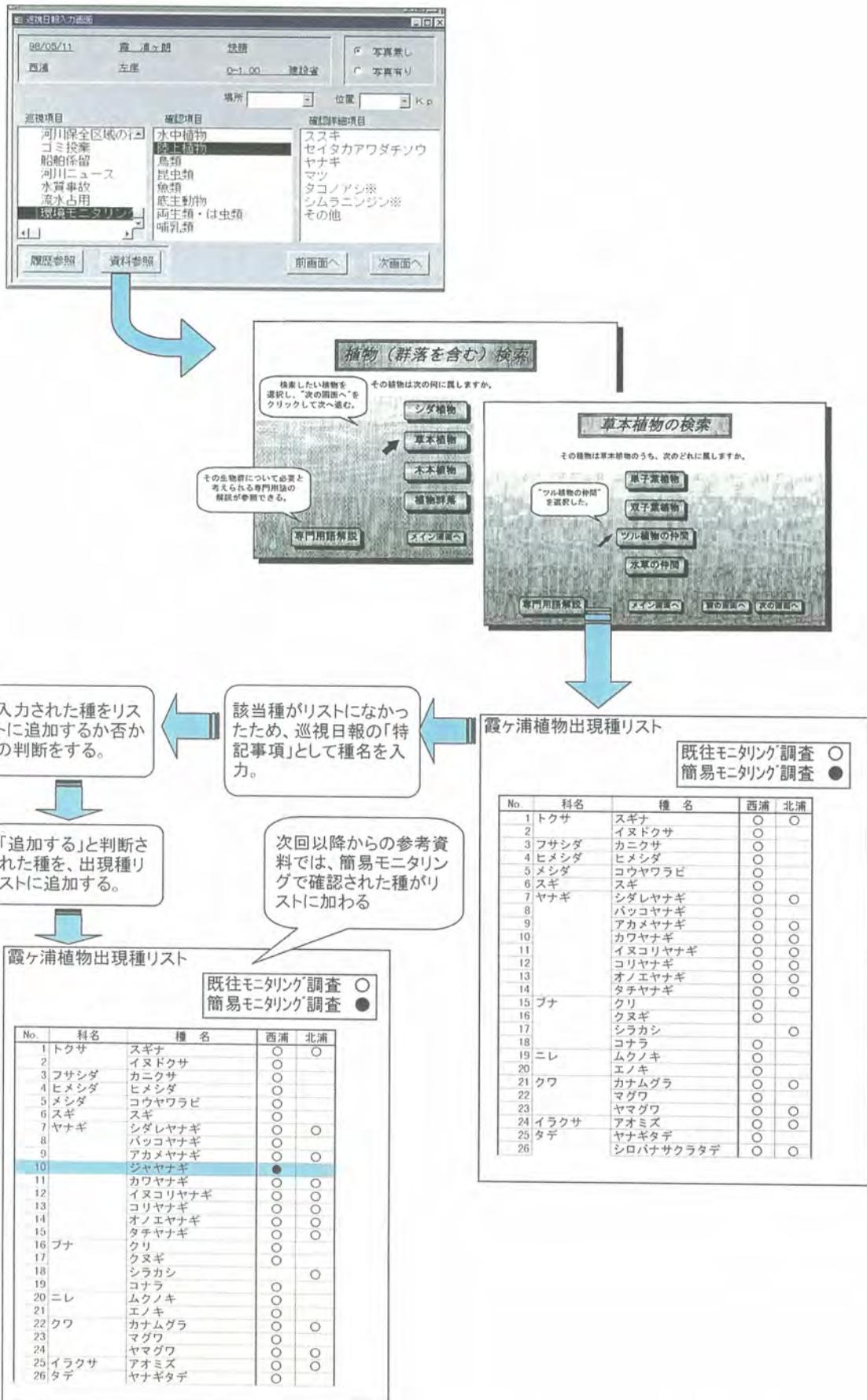


図 4・1 生物検索機能の追加イメージの例

10. 湖における吹送流現象に関する水理学的研究

ガルグ アルビンド*・芦田 和男**

1. はじめに

湖沼における水環境保全の立場から、水質保全や水質管理の重要性が増大しており、その基礎として水質予測を的確に行うことが必要となっている。水質予測のためには、湖沼内における流れを解析する必要性があることは言うまでもない。

琵琶湖のような大きな湖沼においては、風によって誘起される流れによる移流・分散現象が水質現象にかなりの影響を与えることが推測される。湖の吹送流現象は、従来、平面二次元モデル、あるいは三次元モデルによる数値計算により解析されているが、一般に計算には多くの時間がかかる。

そこで、本研究は、湖の吹送流現象を小型の汎用コンピューターを用いて解析できる程度の簡単なADI法による平面二次元解析モデルを提案し、その計算結果と三次元モデルによる解析結果と比較して、十分実用性を持っていることを示す。さらに、三次元解析を行う場合に用いられる基礎方程式を構成する移流項、コリオリ項、及び渦動粘性項が流動特性に及ぼす影響について考察を加え、移流項とコリオリ項が重要であることを示す。

本研究は、湖沼における水質予測を行うために必要となる吹送流現象の実用的解析手法を提供するものである。

2. 基礎方程式及び数値シミュレーション

2. 1 二次元基礎方程式

一般に、平面二次元モデルというのは Navier-Stokes 方程式を鉛直方向に積分することによって得られるモデルであって、鉛直方向の平均値によってその基礎式が表される。本研究では平面二次元モデルを導くのに次のような仮定を用いる。

- (a) 全湖にわたって密度を一様とする。
- (b) 浅水仮定を用いる。すなわち、鉛直方向の運

動方程式は静水圧力分布で近似される。

(c) 水平方向の渦動粘性項は、底面摩擦と比べてかなり小さいので無視する。

以上の仮定によって、基礎方程式は以下の長波方程式によって表される(図2・1)。

連続式

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial(h+\xi)u}{\partial x} + \frac{\partial(h+\xi)v}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

運動方程式

$$x \text{ 方向: } \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \\ = fv - g \frac{\partial \xi}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho(h+\xi)} + \frac{\tau_{sx}}{\rho(h+\xi)} \quad (2.2)$$

$$y \text{ 方向: } \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} \\ = -fu - g \frac{\partial \xi}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho(h+\xi)} + \frac{\tau_{sy}}{\rho(h+\xi)} \quad (2.3)$$

ここに、 ξ : 基準面から測った水面の位置、すなわち水位

h : 基準面から湖底までの深さ

u 及び v : 鉛直方向に平均された流速の x 及び y 方向の成分

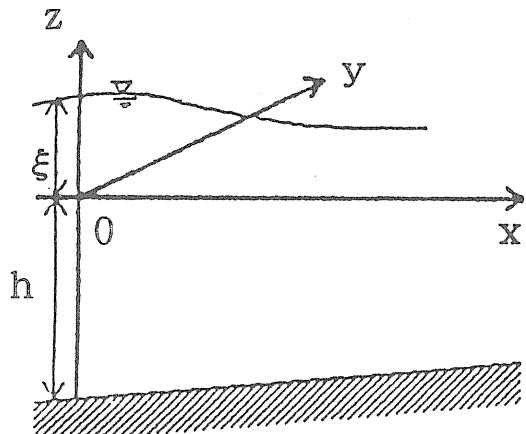


図2・1 座標系の定義

*ガルグ アルビンド (株)新技研コンサルタント 主任研究員 (前(財)河川環境管理財団大阪研究所客員研究員)
**芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 所長

τ_{sx} 及び τ_{sy} : 風のせん断応力の x 及び y 方向の成分
 τ_{bx} 及び τ_{by} : 湖底のせん断応力の x 及び y 方向の成分
 ρ : 水の密度
 f : コリオリの因子

(1) 境界条件

(i) 水面

水面におけるせん断応力

$$(\tau_{sx}, \tau_{sy}) = \rho_a \nu_a^2 (W_x, W_y) \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (2.4)$$

ここに, W_x 及び W_y : 風速の x 及び y 方向の成分

ν_a^2 : 水面の摩擦係数 = 0.0013

ρ_a : 空気の密度

(ii) 湖底

湖底でのせん断応力

$$(\tau_{bx}, \tau_{by}) = \frac{\rho g n^2 (u_b, v_b) \sqrt{u_b^2 + v_b^2}}{(h + \xi)^{1/3}} \quad (2.5)$$

ここに, n : Manning 粗度係数

u_b 及び v_b : 湖底における x 及び y 方向の流速成分

(iii) 湖岸

湖岸に垂直な流速成分を 0 とする。

(2) 計算手法及び A.D.I. 法の計算式

時間方向の差分は Explicit (陽)法と Implicit (陰)法に大別される。Explicit 法には Space-Staggered スキームを用い(図 2・2), 移流項には上流スキームを導入した。一般に, Explicit 法の計算式は簡単であるが, Neumann の安定条件より微少擾乱の伝播速度を用いた Courant 数

$$C_r = \Delta t \sqrt{gh} \sqrt{\left(\frac{1}{\Delta x}\right)^2 + \left(\frac{1}{\Delta y}\right)^2} \quad (2.6)$$

が 1 より小さいという条件を満足しなければならないので, 時間ステップ Δt を短く取らなければならない。これに対して, Implicit 法は無条件安定なので大きな Δt が許される。しかし, 完全な Implicit 法では計算式は複雑となり, また連立方程式を解くため多くの反復を必要とするので多くの時間を費やすといわれる。本研究では, このような問題を生じない A.D.I. 法を用いることにする。

A.D.I. 法: A.D.I. (交互方向陰)法は Implicit 法の一種であり, 時間刻みを取り分けて単純な三重対角行列を導き, これを解くだけで多次元の Implicit な解を得る方法である。

A.D.I. 法を基礎式に適用した差分式は次の通りである。(各変数の定義は図 2・3 のように定める。)

第一 step の $n \Delta t$ ($n+1/2$) Δt の場合においては, x

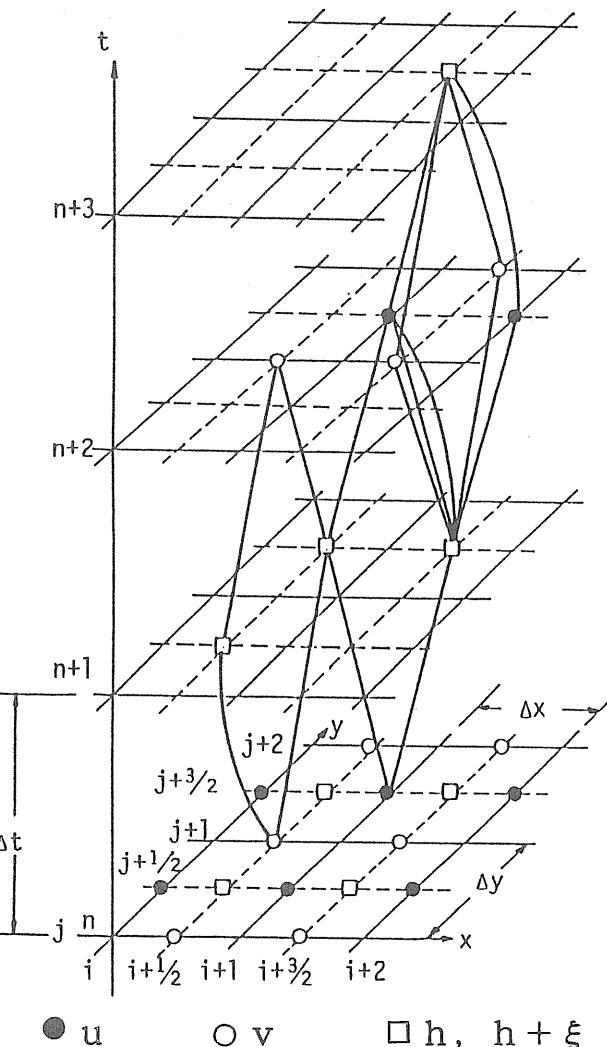


図 2・2 SPACE-STAGGERED スキーム

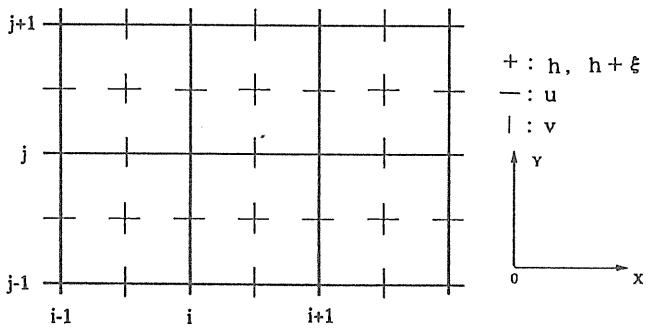
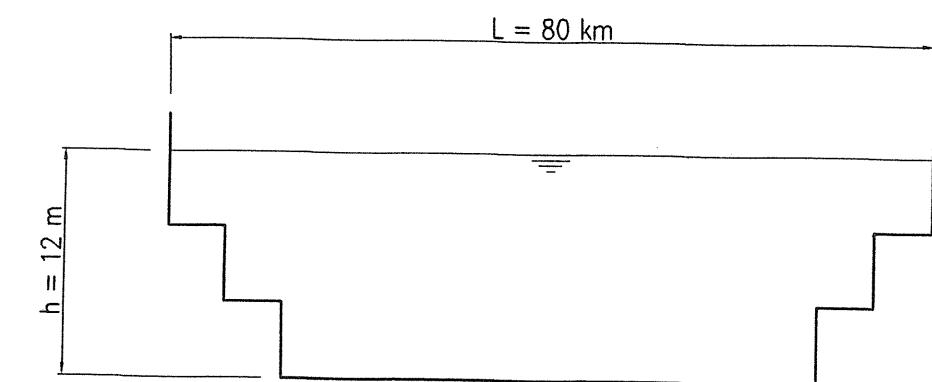
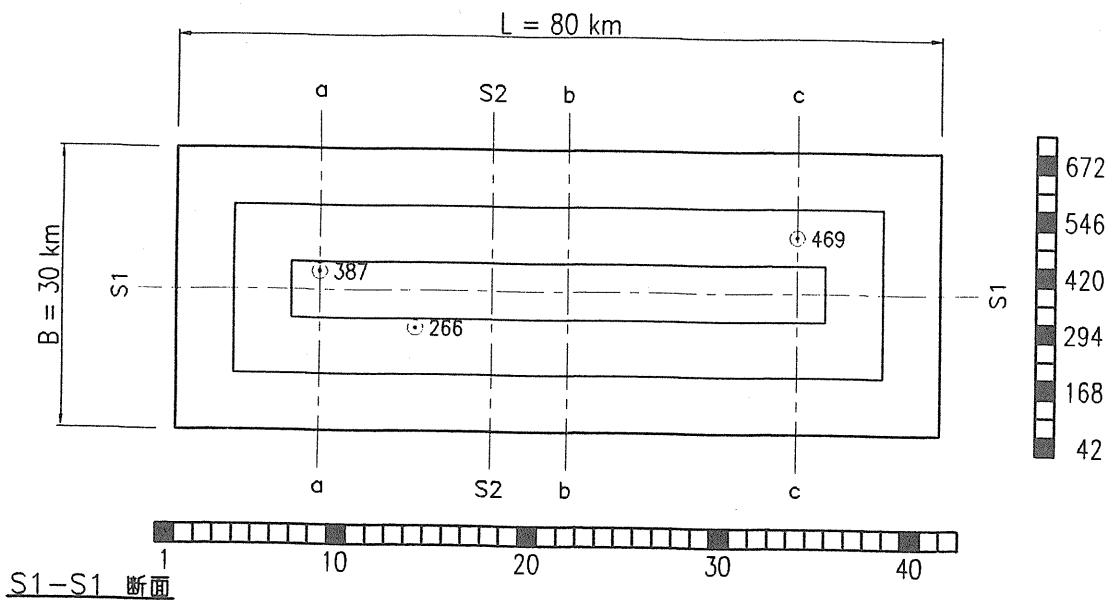


図 2・3 各変数の定義位置

平面図



S2-S2 断面

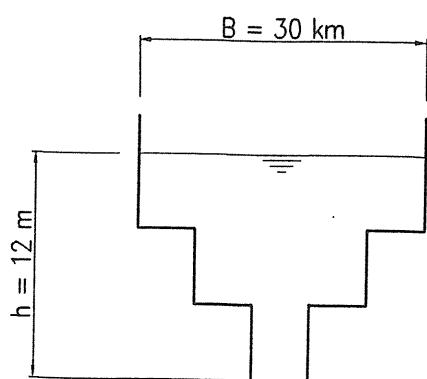


図 2・4 モデル湖の形状

方向と y 方向のそれぞれの項に Implicit と Explicit 的な差分法を用いると式(2.1)から(2.3)は次式のようになる。

連続方程

$$\begin{aligned}\xi^{(n+1/2)} &= \xi^{(n)} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} [(h^x + \xi^{x(n)}) u^{(n+1/2)}]_x \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta y} [(h^y + \xi^{y(n)}) v^{(n)}]_y \\ \text{at } (i+1/2, j+1/2) \end{aligned}\quad (2.7)$$

X 方向の運動方程

$$\begin{aligned}u^{(n+1/2)} &= u^{(n)} - \frac{1}{2} \Delta t u^{(n+1/2)} \left\langle \frac{\partial u^{(n)}}{\partial x} \right\rangle - \frac{1}{2} \Delta t v^{(n)} \\ &\quad \left\langle \frac{\partial u^{(n)}}{\partial y} \right\rangle + \frac{1}{2} \Delta t f v^{(n)} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} g \xi_x^{(n+1/2)} - \frac{1}{2} \Delta t n^2 g u^{(n)} \\ &\quad \frac{\sqrt{u^{(n)} + v^{(n)}}^2}{(h^x + \xi^{x(n)})^{4/3}} + \frac{\Delta t}{2} \frac{\rho_a}{\rho} v_a^2 \frac{W_x^{(n)} \sqrt{W_x^{(n)} + W_y^{(n)}}^2}{(h^x + \xi^{x(n)})} \\ \text{at } (i, j+1/2) \end{aligned}\quad (2.8)$$

y 方向の運動方程式

$$\begin{aligned}v^{(n+1/2)} &= v^{(n)} - \frac{1}{2} \Delta t v^{(n+1/2)} \left\langle \frac{\partial v^{(n)}}{\partial x} \right\rangle - \frac{1}{2} \Delta t v^{(n+1/2)} \\ &\quad \left\langle \frac{\partial v^{(n)}}{\partial y} \right\rangle - \frac{1}{2} \Delta t f u^{(n+1/2)} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta y} g \xi_y^{(n+1/2)} - \frac{1}{2} \\ &\quad \Delta t n^2 g v^{(n+1/2)} \frac{\sqrt{u^{(n+1/2)} + v^{(n)}}^2}{(h^y + \xi^{y(n+1/2)})^{4/3}} + \frac{\Delta t}{2} \frac{\rho_a}{\rho} v_a^2 \\ &\quad \frac{W_y^{(n)} \sqrt{W_x^{(n)} + W_y^{(n)}}^2}{(h^y + \xi^{y(n+1/2)})} \quad \text{at } (i+1/2, j) \end{aligned}\quad (2.9)$$

ここに、

$$F_{i,j+1/2}^x = \frac{1}{2} (F_{i+1/2, j+1/2} + F_{i-1/2, j+1/2})$$

$$F_{i+1/2,j}^y = \frac{1}{2} (F_{i+1/2, j+1/2} + F_{i+1/2, j-1/2})$$

$$F_{i+1/2,j+1/2}^x = F_{i+1, j+1/2} - F_{i, j+1/2}$$

$$F_{i+1/2,j+1/2}^y = F_{i+1/2, j+1} - F_{i+1/2, j}$$

$$F_{i+1/2,j+1/2} = \frac{1}{4} (F_{i,j} + F_{i+1,j} + F_{i,j+1} + F_{i+1,j+1})$$

$$\left\langle \frac{\partial u}{\partial x} \right\rangle_{i,j+1/2} = \frac{1}{2 \Delta x} (u_{i+1,j+1/2} - u_{i-1,j+1/2})$$

$$\left\langle \frac{\partial v}{\partial y} \right\rangle_{i,j+1/2} = \frac{1}{2 \Delta y} (v_{i,j+3/2} - v_{i,j-1/2})$$

式(2.7)と(2.8)を整理して得られる連立方程式の係数行列は単純な三重対角行列なので、二重掃出し法によつて、 $u^{n+1/2}$, $\xi^{n+1/2}$ が求められ、さらに $u^{n+1/2}$, $\xi^{n+1/2}$ を式(2.9)に代入すれば $v^{n+1/2}$ が解かれる。

第二 step の $(n+1/2) \Delta t \rightarrow (n+1) \Delta t$ の場合においては、以上の場合と全く同じ手順(x と y を入れかえる

点だけが異なる)を経て、 u^{n+1} , v^{n+1} , ξ^{n+1} が求められる。

数値シミュレーション

考案の便宜のために(図 2・4)のような最大水深が 12m の水平でない底面を有する長方形のモデル湖を想定し、数値シミュレーションを行った。モデル湖は x 軸方向, y 軸方向にそれぞれ 40, 15 のメッシュに分け、 $\Delta x = \Delta y = 250m$, 1000, 2000m の場合のシミュレーションを行った。

ここでは $\Delta x = \Delta y = 2000m$ の結果を提示する。数値計算では 3m/s の W45°S 風を 48 時間連吹させる。コリオリの因子は 0.0000839 (平均緯度 35°15' の場合) とする。

2. 2 三次元基礎方程式

運動方程式

$$\begin{aligned}x : \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= fv - \underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}}_{\text{压力項(III)}} \\ &\quad \underbrace{\text{移流項(I)}}_{\text{コリオリカ項(II)}} \\ &\quad + A_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \underbrace{A_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}}_{\text{水平渦動粘性項(IV)}} \quad \text{鉛直渦動粘性項(V)} \\ &\quad \text{at } (i, j+1/2) \end{aligned}\quad (2.10)$$

$$\begin{aligned}y : \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= -fu - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} \\ &\quad + A_h \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + A_v \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \end{aligned}\quad (2.11)$$

$$z : \frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \quad (2.12)$$

$$\text{連続式} : \frac{\partial x}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.13)$$

(1) 境界条件

(i) 水面

$$w_s = \frac{\partial \xi}{\partial t} + u_s \frac{\partial \xi}{\partial x} + v_s \frac{\partial \xi}{\partial y}$$

$$\frac{\tau_{sx}}{\rho} = A_v \frac{\partial u}{\partial x}$$

(ii) 底面

$$w_b = u_b \frac{\partial}{\partial x} (-H) + v_b \frac{\partial}{\partial y} (-H)$$

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = A_v \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho} = A_v \frac{\partial v}{\partial z}$$

また、解析モデルとしては以下の 3 つのタイプを考えて検討している。

$$\text{TYPE 1: } \frac{\partial u}{\partial t} = I + II + III + IV + V \quad (\text{全項を考慮})$$

$$\text{TYPE 2: } \frac{\partial u}{\partial t} = I + III + IV + V \quad (\text{コリオリカ項を省略})$$

$$\text{TYPE 3: } \frac{\partial u}{\partial t} = II + III + IV + V \quad (\text{移流項を省略})$$

基礎式の差分化には Explicit 形式を採用するとともに、Leap-frog 法を適用した。特に、移流項の差分化については Doner-call スキームを用い、圧力項の差分化については Implicit 法を導入した。

3. 計算結果

平面二次元流れについては A.D.I. 法及び Explicit 法によって、モデル湖における吹送流の数値解析を行い、A.D.I. 法の計算結果と Explicit 法の結果とを比較した。三次元流れについては、モデル湖での吹送流の数値解析を行い(参考文献 1)，その結果より基礎式を構成する移流項、コリオリカ項及び渦動粘性項が流動特性におよぼす影響について考察を加えている。本研究で得られた成果をまとめると次の通りである。

(i) 二・三次元モデルの数値解析について

(1) 本研究で用いた A.D.I. 法による計算結果と Explicit 法による計算結果はよく一致することがわかった(図 3・1～図 3・4)。

また、地形性の波の周期(固有周期)(セイシユ)は約 225 分であり、これはメリアン公式(参考文献 2)で計算した結果($T=$ 約 245 分)とうまく一致している。

メリアン公式

$$T = \frac{2L}{\sqrt{g \bar{h}}} \quad (3.1)$$

ここで、 T : 波の周期

L : 平均湖沼幅

\bar{h} : 湖の平均水深

のことにより、2つの方法で計算された結果はどちらも正しいといえよう。さらに A.D.I. 法は Explicit 法より計算時間が短いので、有利な計算法であることがわかった。すなわち、これらの2つの方法を比較した場合、Explicit 法は Courant 数が 1 より小さいという条件を満たさなければならないため、 Δt を小さく取らなければならない。一方、A.D.I. 法は Δt を大きく取ることが可能であり安定性も良く、Courant 数が 4 ~ 6 の場合、Explicit 法よりもまさっていることがわかった。二次元モデルと三次元モデルにより得られた平面流況(図 3・4&3・6)を比較すると、風速 3.0m/s の場合では両者ともに良く一致しており、このことから A.D.I. 法を用いた二

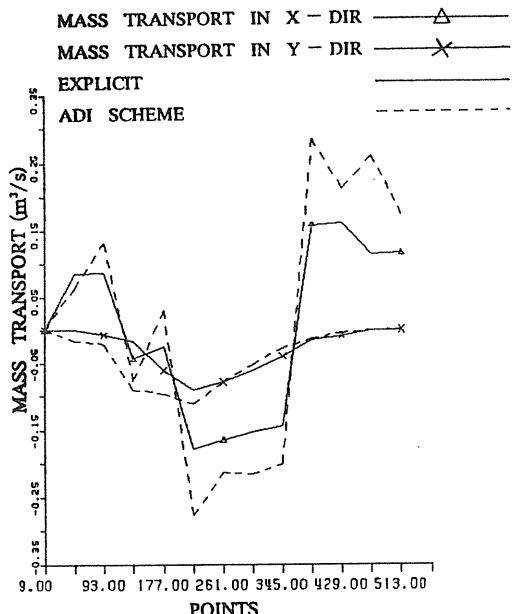


図 2・4 に示す a-a 断面

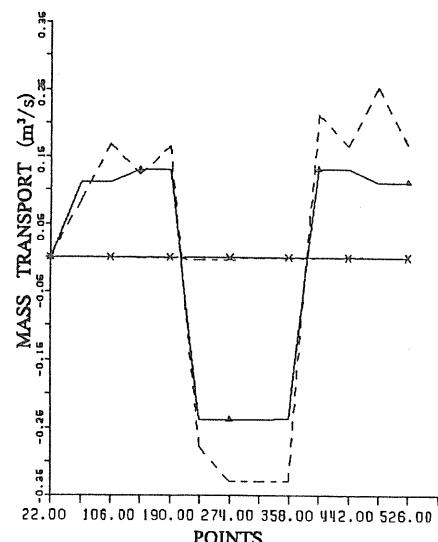


図 2・4 に示す b-b 断面

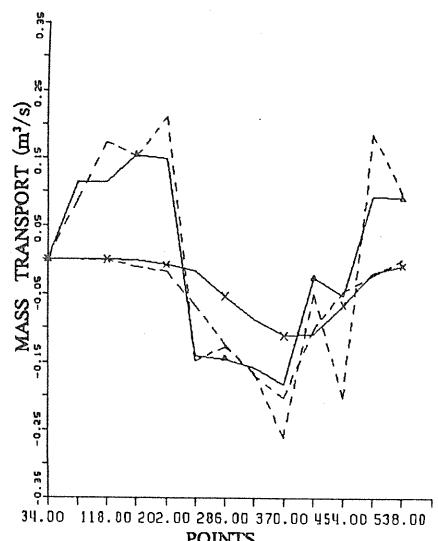


図 2・4 に示す c-c 断面

図 3・1 MASS TRANSPORT (質量輸送)

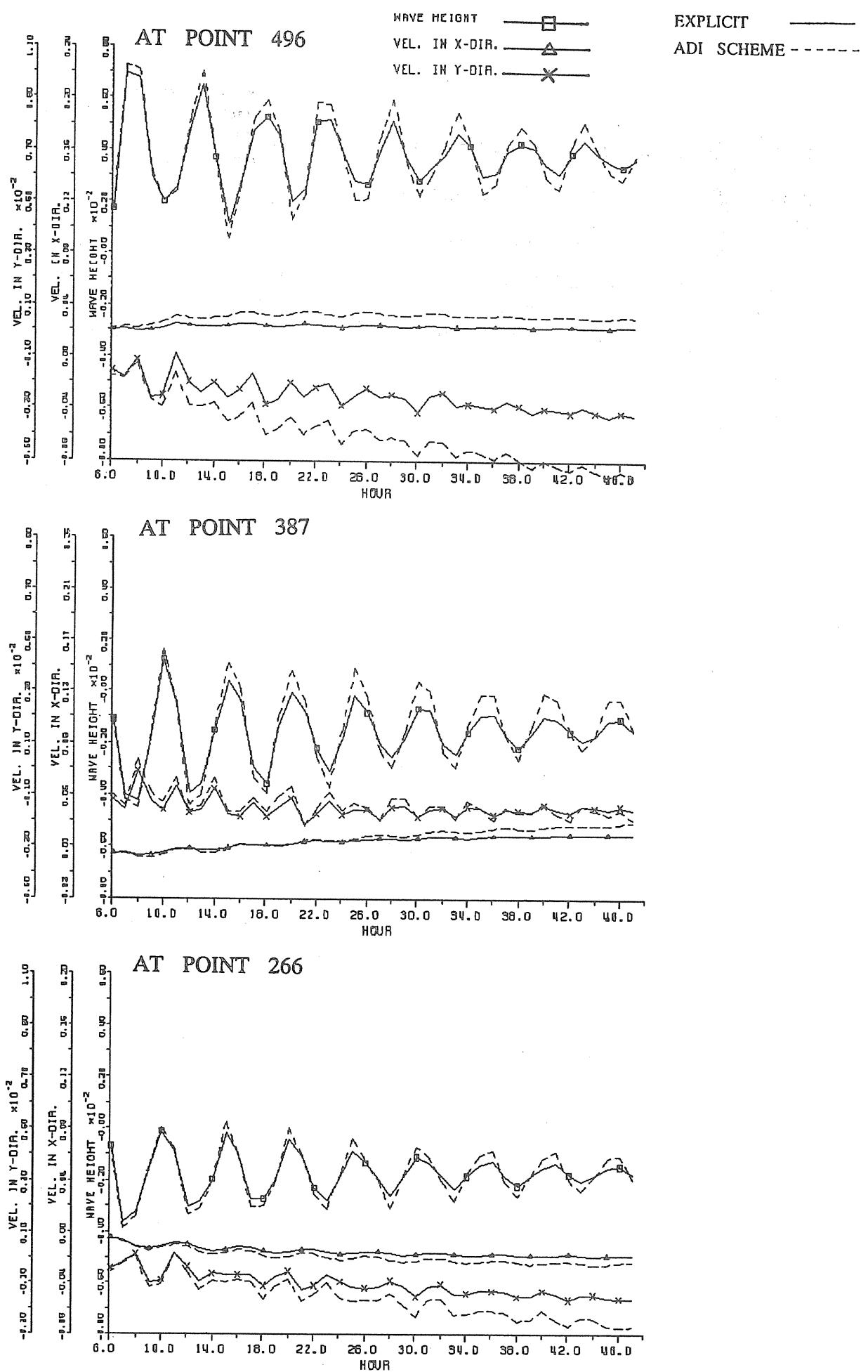
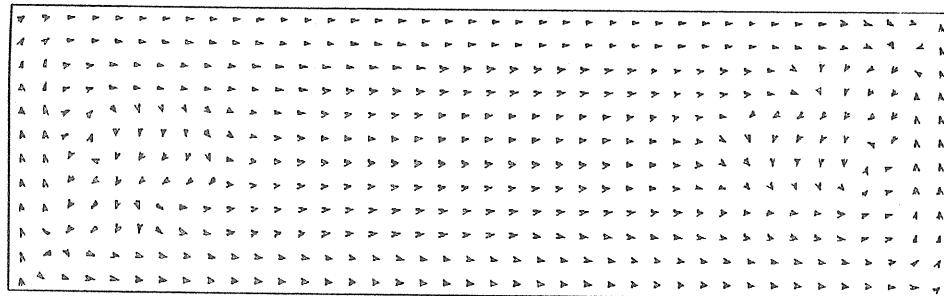


図3・2 湖の異なる地点における波高(m)と流速(m/s)

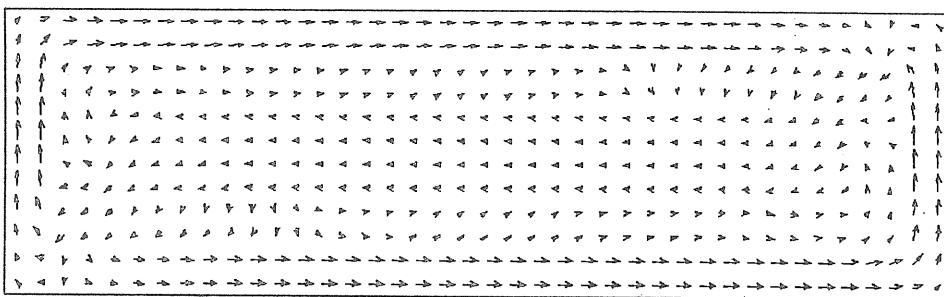
N



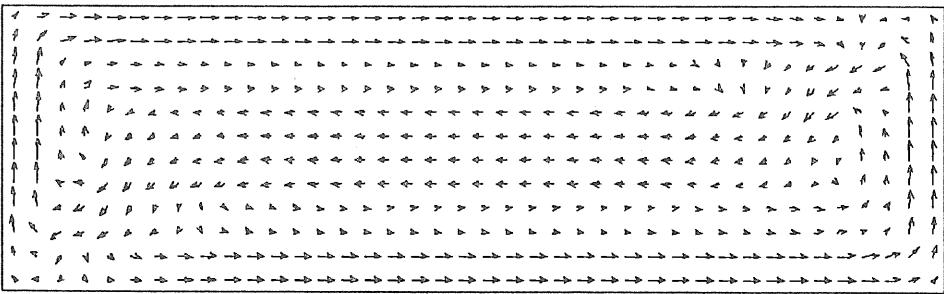
5.0cm/s



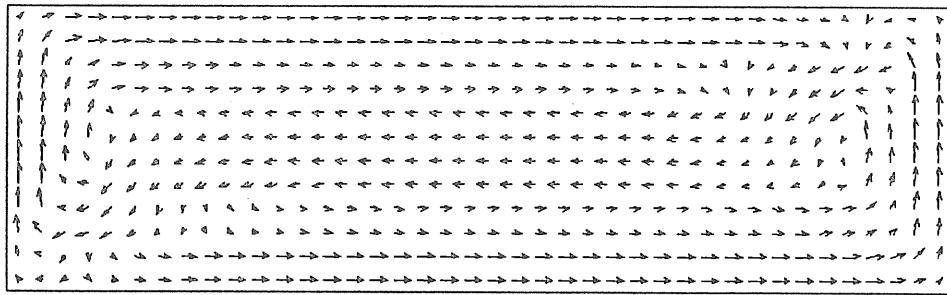
(At 2 hr.)



(At 10 hr.)



(At 24 hr.)



(At 48 hr.)

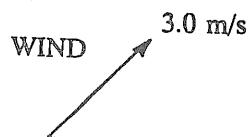
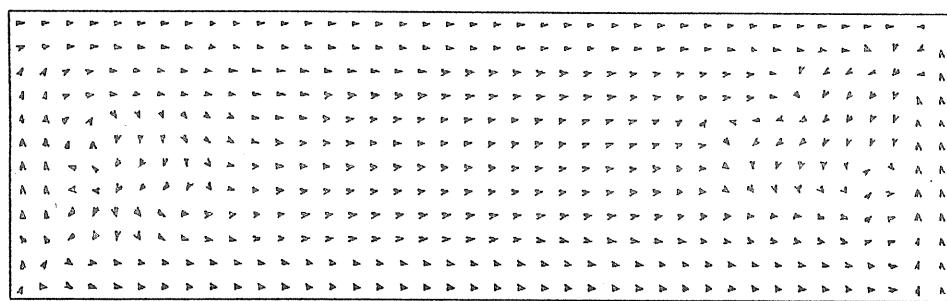
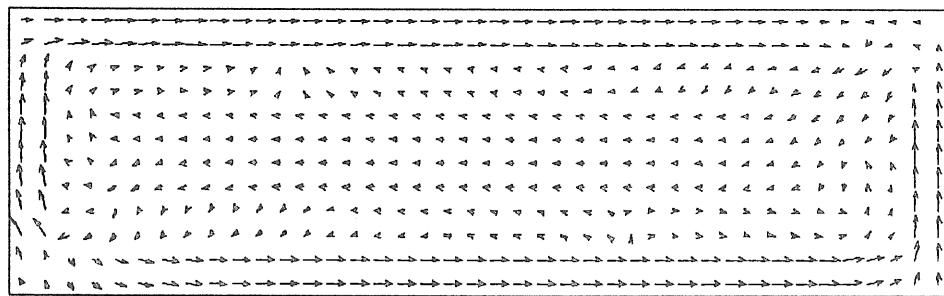


図3・3 Explicit法を用いた2次元モデルによる流速パターン（風速 3.0m/s）

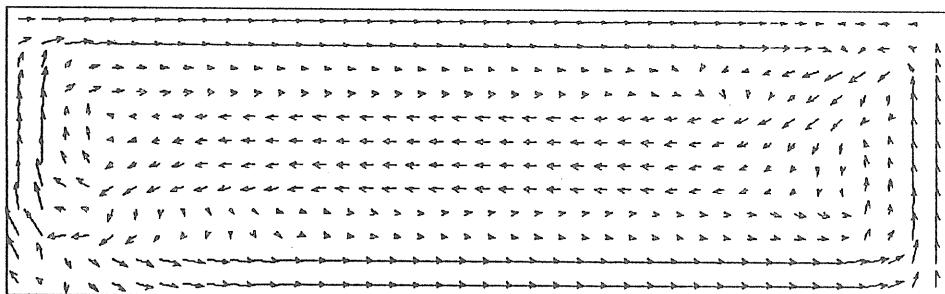
N
4



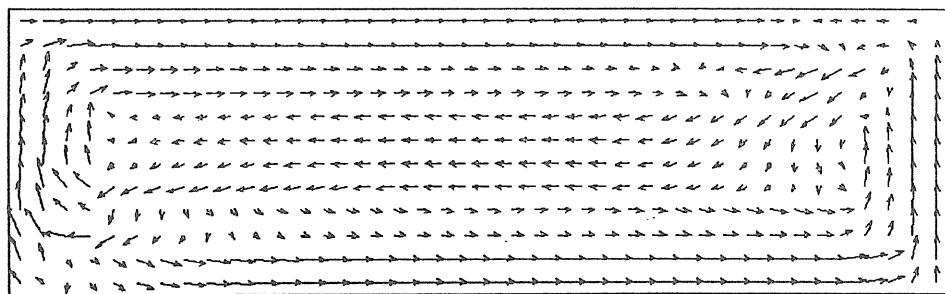
(At 2 hr.)



(At 10 hr.)



(At 24 hr.)



(At 48 hr.)

3.0 m/s
WIND

図 3・4 A.D.I.法を用いた2次元モデルによる流速パターン (風速 3.0m/s)

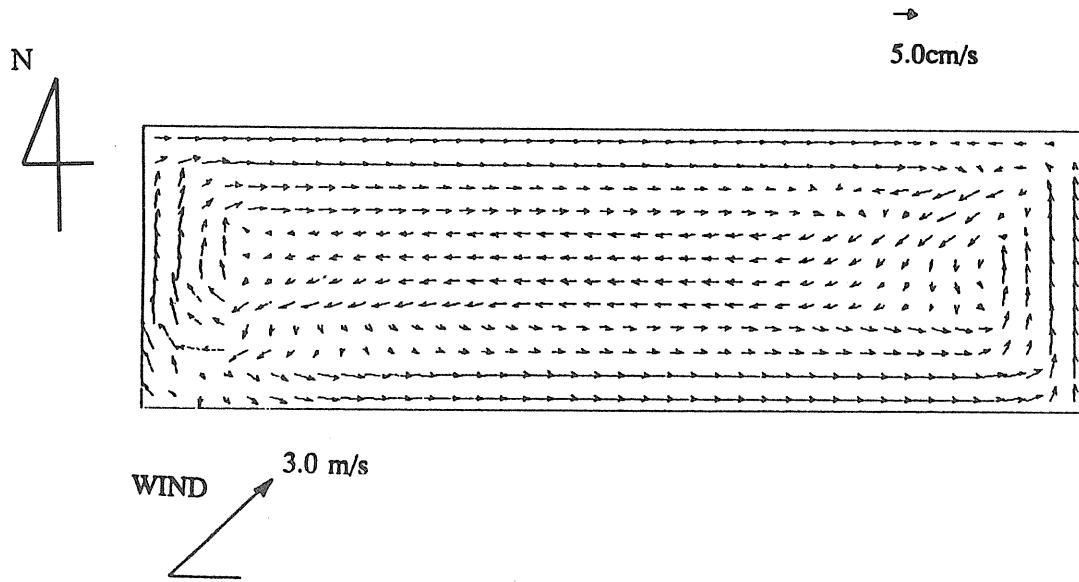


図 3・5 移流項のない場合(2 次元モデル)の流速パターン (48hr.)

次元モデルは浅湖流の数値解析を行う場合には非常に能率的であると思われる。

(2) モデル湖での最も早い流速は湖の境界近くにおいて生じ、その流向は風下方向に一致する。

本モデルの実用化に向けてのモデルの適用性並びに計算精度については、今後さらに検討が必要である。

(ii) コリオリ力項の影響について

(図 3・9)は本研究で用いた解析式の違いによる流動特性の比較を行ったもので、Type 1(運動方程式の全項を考慮)と Type 2(運動方程式の移流項を省略)は両者ともに良い一致を示しているが、Type 2(運動方程式のコリオリ力を省略)とはかなり異なっていた。ここでモデル湖程度の大きさの閉鎖性水域及び与えられた風速条件下(3.0m/s)ではコリオリ力が吹送流の流動特性に与える影響は大きいものと判断される。

(iii) 移流項の影響について

風速 3.0m/s のときの二次元流れの運動方程式における非線形移流項の影響は、相対的に小さいことがわかった(図 3・5)。

また、風速 3.0m/s の条件の下では三次元流れの Type1(運動方程式の全項を考慮)と Type3(運動方程式の移流項を省略)は良く一致している。しかし、風速を3.0m/sから10m/sに大きくした場合(図 3・7) Type1(運動方程式の全項を考慮)と Type3(運動方程式の移流項を省略)では流況に差が現れた。これは風速の増大とともに、流れの非線形性が増して移流項の寄与が大きくなつたためである。よって、三次元運動方程式において、風

を時間的あるいは空間的に変化させた場合、移流項が流動特性におよぼす影響は大きいと推測される。

(iv) 水平渦動粘性係数について

(図 3・8)は Type1(運動方程式の全項を考慮)の条件下で水平渦動粘性係数 A_h のみを変化させて流況の比較をしたものである。水平渦動粘性係数の流れに及ぼす影響は大きくないと判断される。

(v) 鉛直渦動粘性係数について

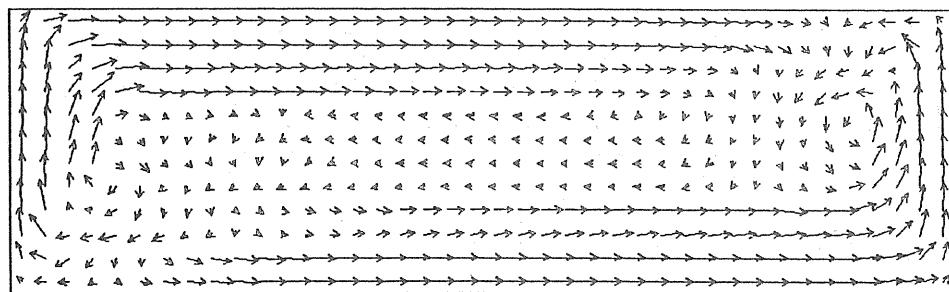
(図 3・9)は Type 1(運動方程式の全項を考慮)の条件下で鉛直渦動粘性係数 A_v のみを変化させて流況の比較をしたものである。Type 1(運動方程式の全項を考慮)では風下(W45° S)に形成されていた水平循環流が A_v の増大とともに、水平循環流がくずれ、湖心部の流速ベクトルの大きさに差は認められない。これらは、鉛直渦動粘性係数を大きくすることによって鉛直方向のせん断力が大きく評価されたためであると判断される。しかしながら、(図 3・9)において鉛直断面内の循環流を再現しているかどうかは今回の解析では十分に明らかにできなかつた。この点についてはさらに検討する必要がある。

4 今後の課題

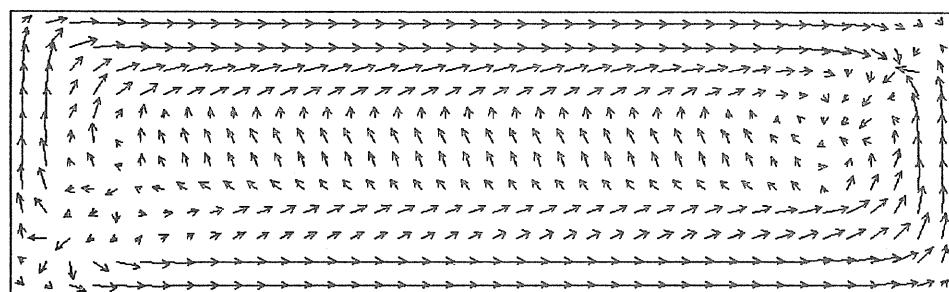
- (1) 全水深の違いが流れにどのような影響をおよぼすかを検討していく必要がある。
- (2) 湖の形状、風を時間的あるいは空間的に変化させた場合、流動特性がどのように変化するかを検討していく必要がある。

Layer 1

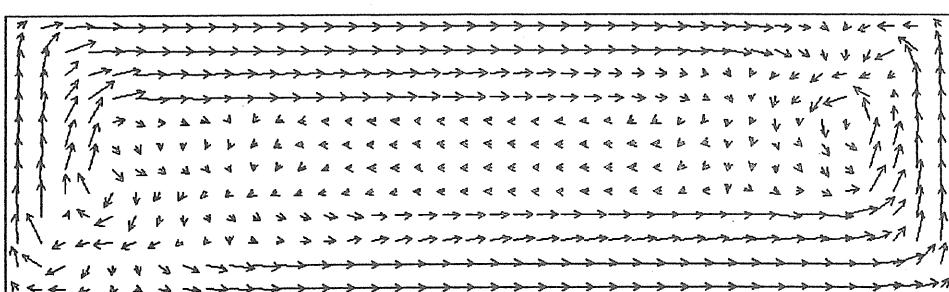
N
4



(Type 1)



(Type 2)



(Type 3)

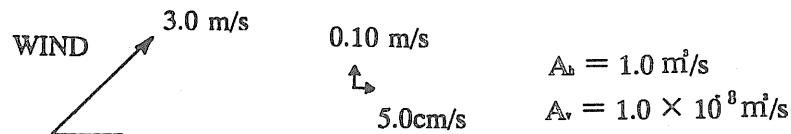
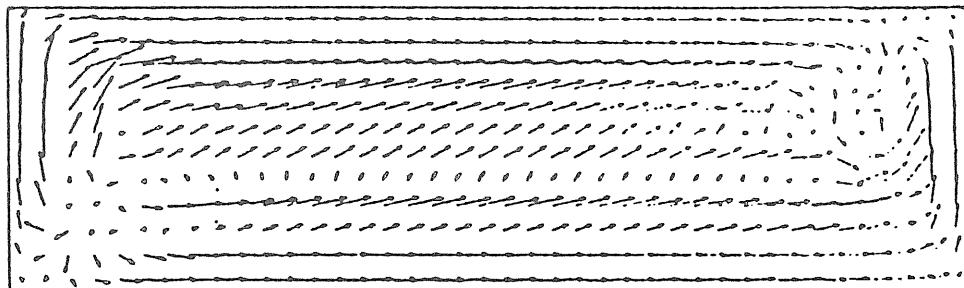


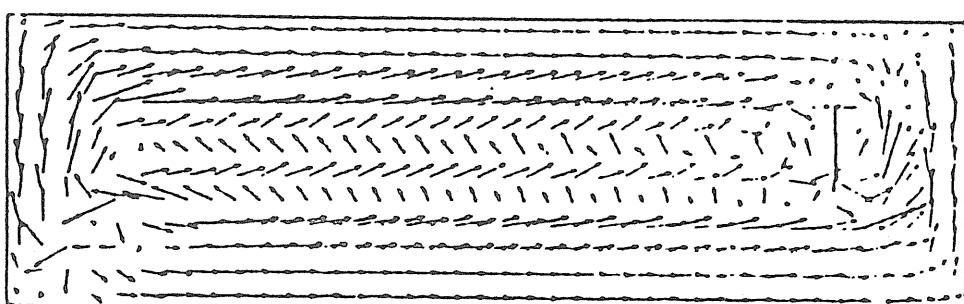
図 3・6 解析モデル(3次元モデル)の違い (風速 3.0m/s)

N

4



(Type 1)

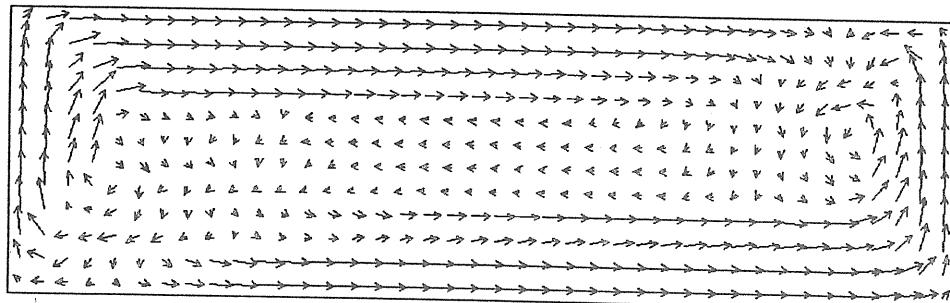


(Type 3)

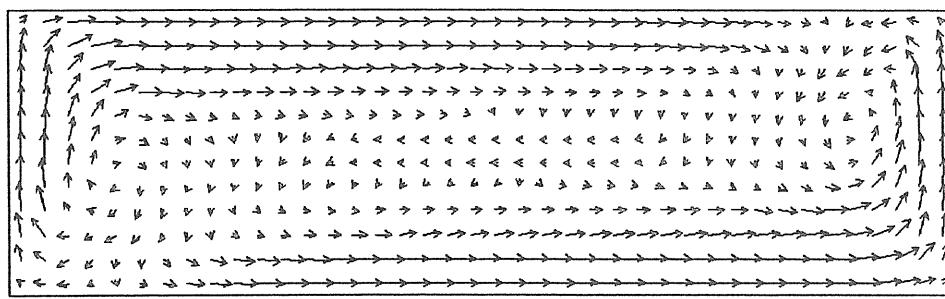
WIND 10.0m/
 0.10 m/s
 \uparrow $A_b = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$
 5.0cm/s $A_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

図 3・7 Type 1 と Type 3(3 次元モデル)の比較 (風速 10m/s)

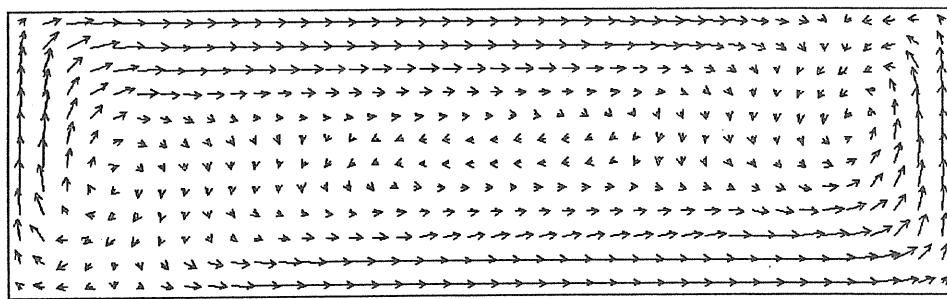
N



$$A_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \quad A_h = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$$



$$A_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \quad A_h = 50.0 \text{ m}^2/\text{s}$$



$$A_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \quad A_h = 100 \text{ m}^2/\text{s}$$

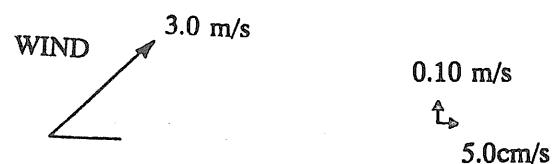
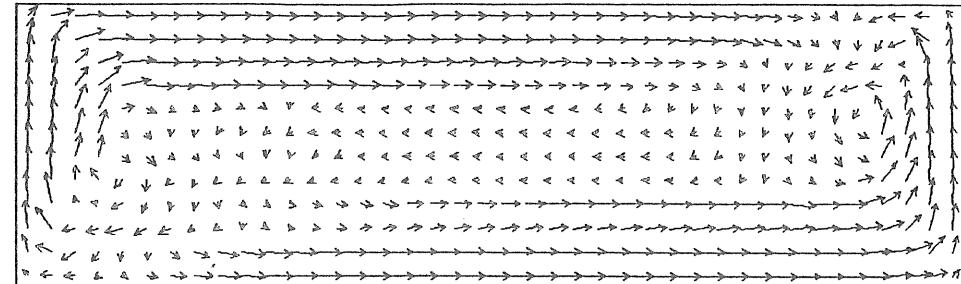
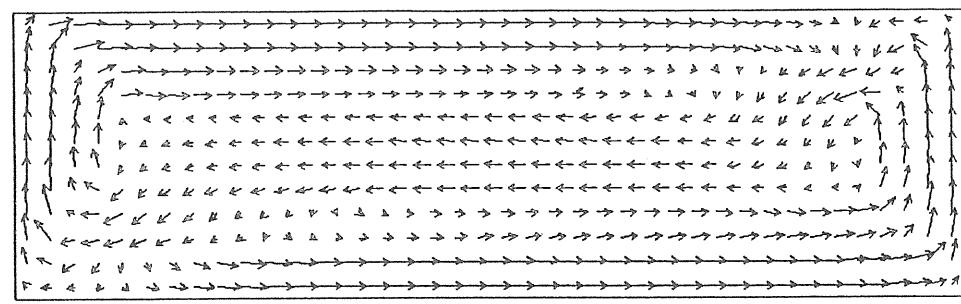


図 3・8 水平渦動粘性係数(3次元モデル)の違い (Type1)

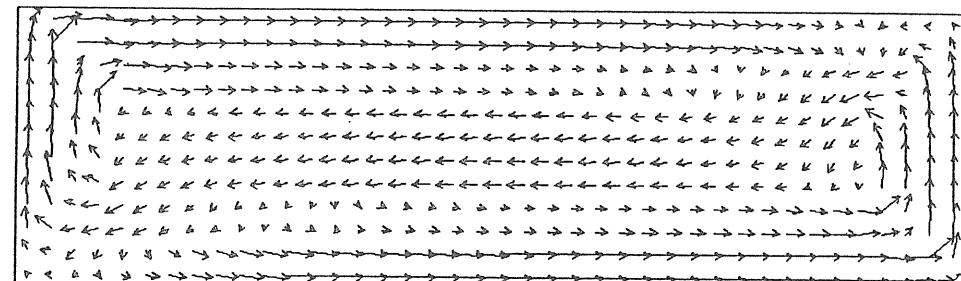
N
↓



$$A_h = 1.0 \text{ m}^2/\text{s} \quad A_v = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$



$$A_h = 1.0 \text{ m}^2/\text{s} \quad A_v = 10.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$



$$A_h = 1.0 \text{ m}^2/\text{s} \quad A_v = 100.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

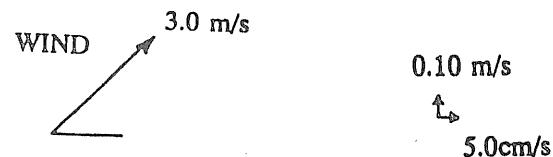


図 3・9 鉛直渦動粘性係数(3次元モデル)の違い (Type1)

参考文献

- 1) 岩佐・井上他(1983) :琵琶湖潮流の三次元的な解析,
京都大学防災研究所年報, 第 26 号 B-2
- 2) Mortimer, C. H. (1979) : Strategies for coupling of
data collection and analysis with dynamic modelling
of lake motions. In : Hydrodynamics of Lakes, ed. W.
H. Graf and C. H. Mortimer, Elsevier Scientific
Publishing Company, Amsterdam

11. レパートリーグリッド法と実験計画法による都市内河川景観の評価に関する研究

長谷川 茂* 浅川 昭一郎** 愛甲 哲也*** 北岡 真吾**** 松島 肇*****

1. はじめに

近年の環境意識の高まりから、都市内の河川には水と緑のオープンスペースとして、自然との触れあいの場として、また身近な生物を保全する場としての社会的要請が高まっている^{1,2)}。そのため、都市内の河川空間の整備にあたっては、自然性に富んだ河岸づくりや、多様性に富んだ流れの創出が課題となっている。河川を中心とした空間が作り出す景観についても様々な研究が行われてきており、河川景観の特性や景観に配慮した整備上の指針が示され³⁾、整備事例も見受けられるようになった。しかし、既存の河川景観の評価に関する研究では、評価を行う被験者の多様性や評価の構造は明らかになっていない。河川空間の設計および整備にあたって、景観への配慮が重視され、市民参加も必要とされている中で、河川景観の評価構造の把握と、評価にかかる多様な要因とその影響を定量的に把握する手法が求められている。

心理学的手法により様々な環境に対する印象を定量的に研究した例は数多くみられるが、被験者の多様性や評価構造の階層性を把握できないといった問題点が指摘されている^{4,5)}。道官(1997)は、イメージ計測の代表的技法であるSD法などの定量的手法について、計測項目の網羅の不完全性、計測項目の意味と計測対象の関係性の不一致、計測項目・対象数の制限、回答データとその実態の間のすき間の存在などを指摘している⁴⁾。そこで、意志決定法の一つであるAHP法を用いた手法⁶⁾や、ケリーのパーソナル・コンストラクト理論に基づいたレパートリーグリッド法により、被験者の多様性に配慮し、環境の認知と評価の構造を把握しようとする研究が行われつつある^{4,5,7,8)}。レパートリーグリッド法は、個人のコンストラクト・システム（各人に固有の認知構造で、このシステムにより人は環境や事象を認知している

と考えられている）を抽出する面接調査手法で、写真等の刺激を複数提示し比較・分類させ、その相違点・類似点を被験者自身の言葉で抽出しようとするものである。讀井ら(1986)は、この手法を応用し、住宅居間環境の評価構造を明らかにした⁴⁾。同様の手法で、古谷(1995)は自然景観地における眺望景観の評価構造を示した⁸⁾。道官(1997)は、ブランドイメージの分析にレパートリーグリッド法を応用した⁵⁾。河川景観を対象としたものとしては、Pomeroyら(1989)によるカナダのSaskatchewan州での例があり、40枚のカラー写真を用いて景観の類似性、選好性を調査し、パーソナルコンストラクトを抽出することが景観の計画・管理において有効であることを示した⁷⁾。しかし、著者らの知る限り、わが国でこの手法を河川景観に用いた例はない。

景観の心理的評価実験では、写真等を用いて行なうことが一般的であり、河川空間についても護岸や背景の異なる数種の写真を用いることや、流路線形や低水路水際形態、高水敷の修景緑化等の条件を組み合わせたシミュレーション画像を生成し、それらの効果を検討した例などがみられる^{6,9)}。河川景観は、河川の構造そのものや周囲の土地利用など様々な要素により構成され、その景観を眺める視点場の違いなどによっても影響を受ける。そのため、実験に際し、検討する条件が多くなると評価実験が複雑になり、使用する写真の枚数も多くなるため、実験に多大な時間を要し、被験者の負担も大きくなる。これでは、地域の住民等に景観整備の方向性について意見を求める場合などの実用的な面で問題が残る。効率的に評価実験を行うためには、様々な条件の組合せを減ずる必要がある。そのような手法の一つとして実験計画法を用いることが考えられ、例えば李ら(1990)は住民による居住地の緑の満足度に関する要因について適用している¹⁰⁾。

* 長谷川 茂 (財) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所 研究第4部長

** 浅川昭一郎 北海道大学農学部 教授

*** 愛甲 哲也 北海道大学農学部 助手

**** 北岡 真吾 北海道大学 大学院生

***** 松島 肇 北海道大学 大学院生

本研究では、景観評価における以上の課題をふまえて、多様な要素から構成される河川景観の評価に関して、被験者の多様性や印象の階層性に注目したレパートリーグリッド法を用いて、その評価構造を明らかにし、さらに河川景観の評価に関与する多様な要因の影響を実験計画法を用いて明らかにすることを目的とした。

2. 方法

2. 1 評価対象と被験者

既存の研究より、河川景観の評価に影響を与える要因として、高水護岸の材質、高水敷の利用形態、低水護岸の形態、背景（堤内地の建築物等）などが挙げられている。本研究では、これらのパターンを組み合わせてシミュレーション写真を作成した。素材とした写真是、札幌市の市街地を流れる豊平川において撮影したものを行い、豊平川で実際にみられるものを仮想的に組み合わせることとし、高水護岸の材質をコンクリート護岸・階段護岸・緑化護岸とし、高水敷の利用形態を広場主体の公園緑地・テニスコート・未整備地とし、低水護岸の形態をコンクリート護岸・草地・河畔林とし、背景を高層建築物・低層建築物・山並みとした。上記の条件4因子3水準を組み合わせた場合、その試行数は $3 \times 3 \times 3 \times 3 = 81$ 通りとなるが、 $L_9(3^4)$ 直交表（表2・1）の4つの列にそれぞれの要因と水準を割り付けることにより組合せを9通りに減じた（表2・2）。これを流軸景、対岸景、斜流軸景（橋のたもとから眺めた景観）の3つの視線方向それぞれについてシミュレーション写真をコンピュータ上で作成した（写真1～27）。各写真是、A4サイズの横置きの光沢紙の中央に縦11.7cm 横17cmにフルカラー印刷し、各実験に用いた。

表2・1 $L_9(3^4)$ 型直交表

	列1	列2	列3	列4
ケース1	0	0	0	0
ケース2	0	1	1	1
ケース3	0	2	2	2
ケース4	1	0	1	2
ケース5	1	1	2	0
ケース6	1	2	0	1
ケース7	2	0	2	1
ケース8	2	1	0	2
ケース9	2	2	1	0

表2・2 写真の組合せ

高水護岸	高水敷	低水護岸	背景
ケース1 コンクリート	公園	コンクリート	高層建築物
ケース2 コンクリート	コート	草地	低層建築物
ケース3 コンクリート	未整備	河畔林	山並み
ケース4 階段	公園	草地	山並み
ケース5 階段	コート	河畔林	高層建築物
ケース6 階段	未整備	コンクリート	低層建築物
ケース7 緑化	公園	河畔林	低層建築物
ケース8 緑化	コート	コンクリート	山並み
ケース9 緑化	未整備	草地	高層建築物

被験者は、北海道大学農学部学生34名（内、造園専攻21名、また男子17名、女子17名）と、専門家として（財）河川環境管理財団、北海道開発局開発土木研究所河川研究室、同環境研究室、北海道開発局石狩川開発建設部札幌河川事務所、（株）北海道計画センターの河川技術者。研究者18名（男子）であった。実験は、レパートリーグリッド法の評価実験、実験計画法による評価実験の順で行った。

2. 2 レパートリーグリッド法による評価実験

レパートリーグリッド法は、各被験者のパーソナル・コンストラクトを抽出するために、刺激対象（本研究の場合はシミュレーション写真）を提示し、それを比較・分類させ、その印象を質問し、さらにその印象を想起した理由を具体的に質問するという手順で行われる。本研究では、讃井ら（1986）、古谷（1995）のレパートリーグリッド発展手法、道官（1996）の意味差異化法を参考にして^{4,5,8)}、通常河川を眺める場合に最も一般的と考えられる斜流軸景の写真9枚（写真10～18）を用いて、以下の手順で行った。

①刺激の提示

9つのケースの写真からあらかじめ被験者毎にランダムになるように選んだ3枚の写真を、被験者の前に三角形に提示した。

②刺激の比較・分類

3枚の写真を指して、「印象によって2つに分けて下さい」と指示を与え、印象により写真を比較し、写真を2枚と1枚のグループに分類させた。

③選好印象の把握

「2枚の写真には何か共通する印象がある、残りの1枚にはその印象がありませんね」と確認した上で、「どちらの印象の方が好きですか」とたずねた。

④言語化

2枚の写真から「2枚に共通する印象を、（形容語など

の簡単な一つの）言葉にして下さい」と指示し、被験者が想起した印象をたずねた。この時、具体的な事実分類（例えば「山」や「豊平川」など）になった場合、一旦受容した後に「印象で表現したらどうなりますか」とたずね、一つの印象語を得た。次に、「残りの1枚の印象、つまり反対の印象を同じように言葉にして下さい」と指示し、それと対立する印象語を得た。

⑤印象の由来の把握

印象が言語化された後に、「その印象はどこからそう感じたのですか」と直接その理由を質問し、具体的に写真のどこからその印象を想起したかを質問した。

⑥残った写真の分類

2対1に分類された写真を示しながら、「この印象で残りの写真を分けて下さい」と指示し、9枚の写真を分類させた。この時、どちらにも当てはまらない写真は分類から外すように指示した。

この①～⑥までのステップを、1枚の写真が必ず2回使用されるように繰り返した。つまり6つの組合せに対して、好きだと感じた写真の印象語（以下、プラスイメージ）とその逆の印象語（マイナスイメージ）、およびその印象の由来が得られた。

分析は、まず、被験者毎に各ケース（写真）に対して同じ印象語が想起された頻度を合計し、写真間の類似度行列を作成する。これがレパートリーグリッドであり、それを全体で集計したものが河川景観の認知や評価を示すスーパー・レパートリーグリッドとみなすことができる。この行列をノンメトリックな多次元尺度法で分析し、そこで得られた各次元が、被験者のコンストラクトを示すと考えられ、空間上に各ケースを配置した。さらに、それぞれの写真をクラスター分析により分類した。

2.3 実験計画法による評価実験

直交表により要因を割り付け作成した写真を、イメージ測定法として一般化されているSD法により評価させた。本論中では、この心理実験を実験計画法による評価実験と称することにする。流軸景、斜流軸景、対岸景の3つの視線方向について、9枚ずつ計27枚の写真を評価対象として用いた。各視線方向毎に9枚の写真をランダムに提示し、6組の形容詞対による評価を行った。SD法の形容詞対は過去の研究等を参考に、「嫌い－好き」、「人工的－自然的」、「単調な－変化に富んだ」、「水辺に近づきにくい－近づきやすい」、「見慣れない－見慣れた」、「乱雑な－整然とした」とし、尺度は7段階評価（例えば、「非常に嫌い」、「かなり嫌い」、「やや嫌い」、「どちらともいえない」、「やや好き」、「かなり好き」、「非常に

好き」とし、それぞれに1～7点を与える）とした。

3. 結果および考察

3.1 レパートリーグリッド法による河川景観の評価

各被験者は、斜流軸景の写真を提示する組合せをえて、6回にわたり印象が質問された。好きだと感じた写真の印象（プラスイメージ）と逆の印象（マイナスイメージ）から、あわせて533の印象語が収集された。この中には、「都会的」のように、プラスイメージとマイナスイメージの両者で想起される印象語も含まれていた。この533語の印象語をKJ法を用いて、同義のものを整理し、最終的に54の印象語にまとめ、以下の分析を行った。回答された頻度の多い印象語は、順に「自然的(181)」、「緑が多い(167)」、「都会的(159)」、「整備された(158)」、「人工的(151)」などであった。

次に、各ケース（写真）間の印象語による類似度行列について、重みつきユークリッド距離を用いたノンメトリックな多次元尺度法により分析し、得られた2次元の空間に各ケースを配置した（図3・1）。I軸においては、高得点にケース1, 7, 4が、次いで5, 2, 8が位置し、9, 6, 3が低得点に位置しており、明確に分類された。これはそれぞれ順に高水敷の公園、コート、未整備に対応しており、高水敷の整備状況の違いを意味していると考えられる。II軸に対しては、ケース1, 5, 9が高得点に位置し、次いで7, 2, 6が位置し、低得点に4, 8, 3が

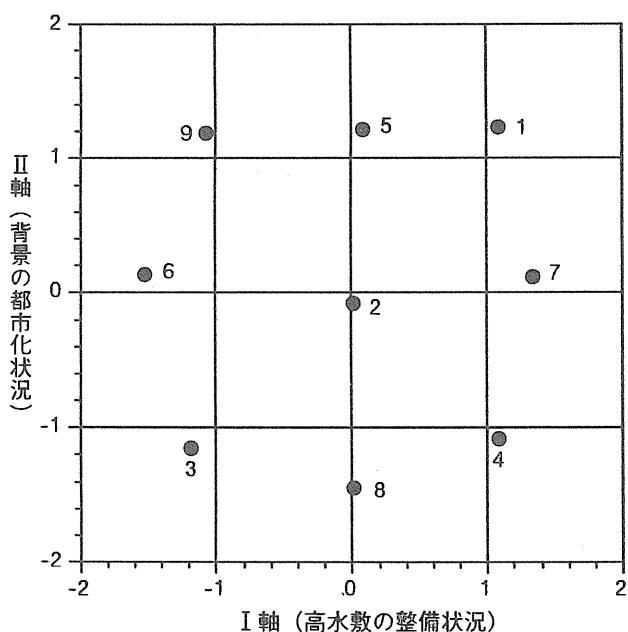


図3・1 多次元尺度法による各ケースの配置



図3・2 印象語による各ケースの樹形図と上位5位までの印象語

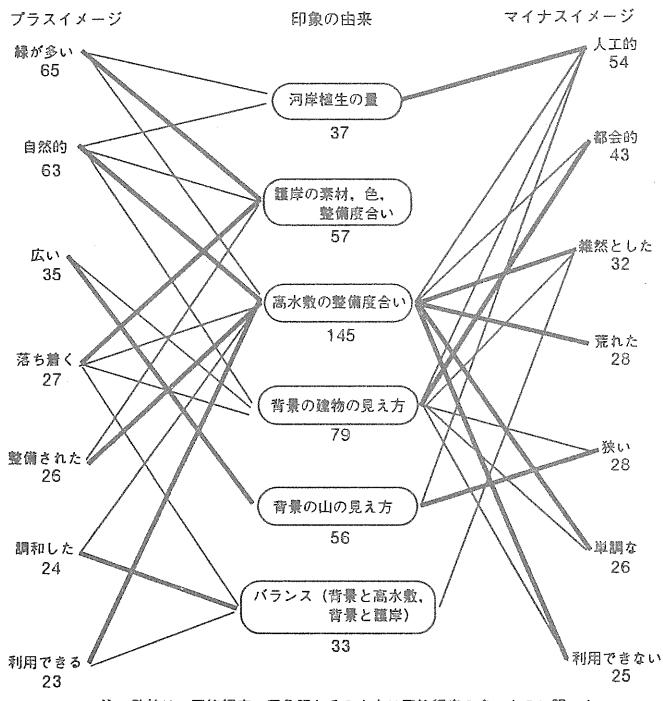


図3・3 印象語と印象の由来の構造

位置し、同じく明確に分かれた。これはそれぞれ順に背景の高層建築物、低層建築物、山並みに対応しており、背景の都市化状況の違いを意味していると考えられる。この分析では、各被験者毎に類似度行列を算出し分析に用いたため、各次元に対する重み付けの個人差が算出された。このI軸とII軸に対する各被験者の重み付けの得

点の比を、造園学生、他の学生、専門家で比較したところ、統計的に有意ではなかったが、専門家はより I 軸（高水敷の整備状況）を重視し、造園学生と他の学生は II 軸（背景の都市化）を重視する傾向がみられた。

各ケースで全ての被験者において同じ印象語を想起された場合、その類似度は 6 回 × 52 人の 312 となる。そこで 312 から、各ケース間の共通した印象語による類似度を減じたものは、ケース間の非類似度をあらわす。この非類似度行列を各ケース間の距離行列とみなし、クラスター分析を行った。図3・2には、各ケースの回答頻度の多かった印象語と群平均法によるクラスターの樹形図を示した。各ケースは、段階的に結合し、距離 0.9 で 3 つのクラスターを形成した。ケース 1, 5, 9 は、背景が高層建築物であり、「都会的」との印象をもたらした。ケース 2, 4, 7 は、背景が低層建築物か山並みで、高水敷がコートか公園であり、共通して「整備された」という印象をもたらした。他のケースとの距離が遠いケース 3, 6, 8 は、背景が低層建築物か山並みで、高水敷はコートか未整備で、「自然的」、「緑が多い」といった反面「荒れた」との印象ももたらした。

さらに、図3・3には、プラスイメージ、マイナスイメージの上位の印象語の由来についてその関連を示した。ここでは、回答頻度の比較的多かったものののみを図示したが、プラスイメージとしては、「緑が多い」、「落ち着く」といった印象は「護岸の素材、色、整備度合い」に、「自然的」、「整備された」、「利用できる」といった印象は「高

水敷の整備度合い」に、「広い」は「背景の山の見え方」に、「調和した」は「背景と高水敷などのバランス」に由来していることがわかった。マイナスイメージとしては、「人工的」は「河岸植生の量」に、「都会的」は「背景の建物の見え方」に、「雑然とした」、「荒れた」、「単調な」、「利用できない」は「高水敷の整備度合い」に、「狭い」は「背景の山の見え方」に由来していることが分かった。ここで「高水敷の整備度合い」は、プラス・マイナス両面で、多くの印象語の由来となっていることが注目される。

3.2 実験計画法による河川景観の評価

図3・4から6には、流軸景、斜流軸景、対岸景の各9ケースの写真の形容詞対に対する評価の平均値をプロフィールとして示した。

流軸景の場合（図3・4）はすべてに有意差がみられたが、「嫌い－好き」、「水辺に近づきにくい－近づきやすい」では、各ケースの差は比較的小さく、低水護岸と高水護岸のいずれかがコンクリートであるケース1, 2, 6, 8などは、他のケースに比べ、より人工的で、単調な、見慣れた、整然としたといった印象をもたれた。それに対して、低水護岸に河畔林のあるケース3, 5, 7は、他のケースに比べ相対的に自然的で、変化に富んだ印象をもたれた。

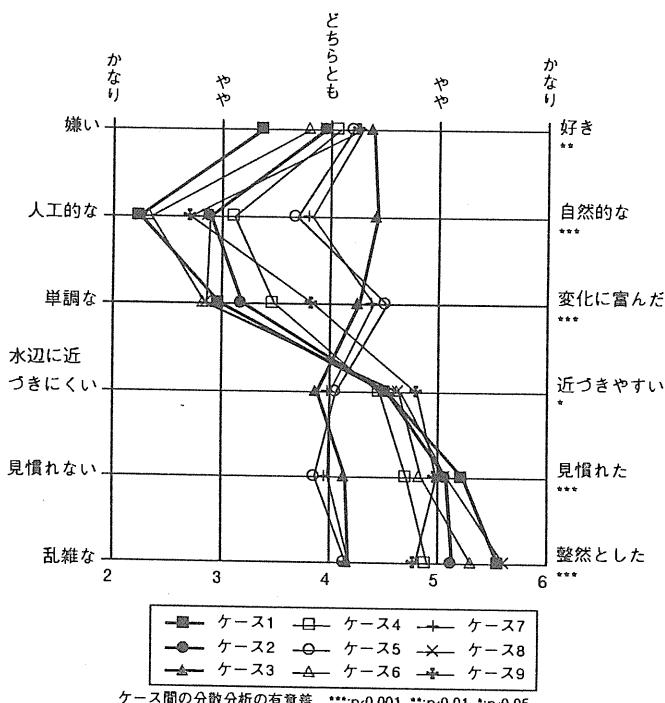


図3・4 流軸景の印象プロフィール

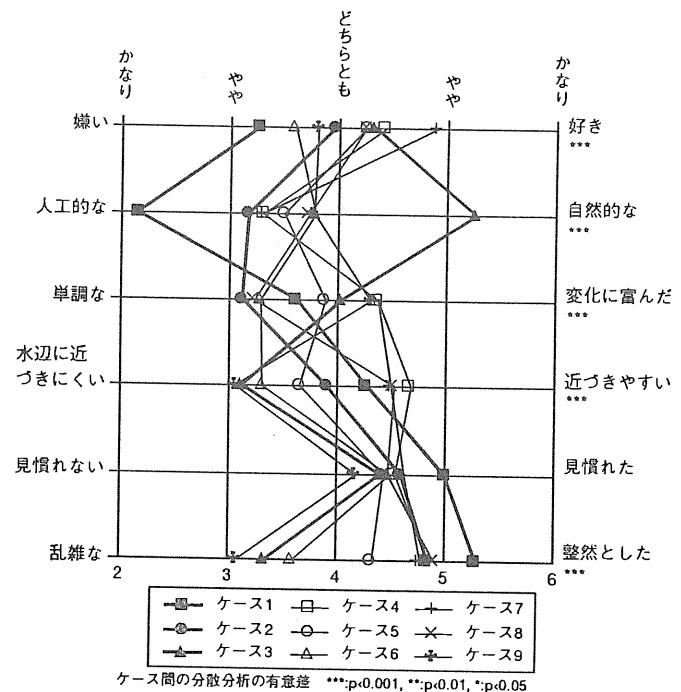


図3・5 斜流軸景の印象プロフィール

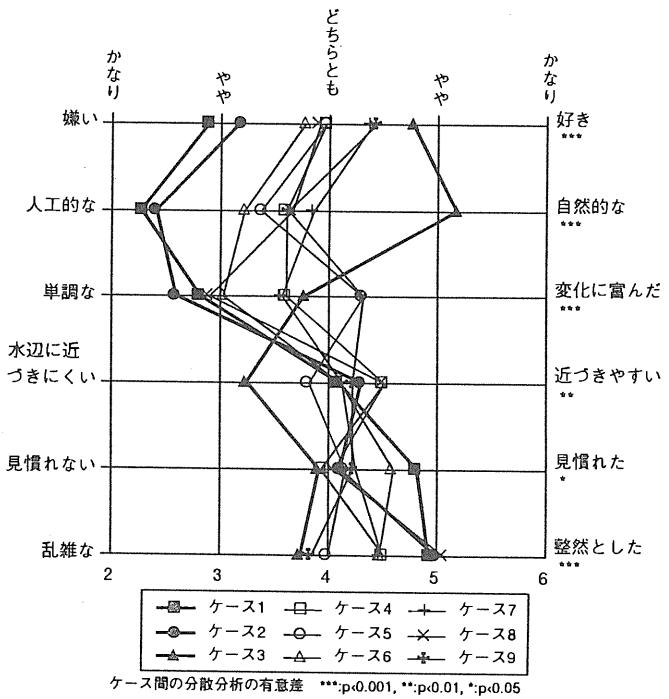


図3・6 対岸景の印象プロフィール

斜流軸景の場合（図3・5）、「見慣れない－見慣れた」を除き有意差がみられ、特に「人工的な－自然的な」と「乱雑な－整然とした」で、各ケースの差が大きく、護岸がコンクリートのケース1が人工的で、整然とした印象であった。高水敷が未整備で河畔林のあるケース3は最も自然的な印象であったが、高水敷が未整備のケース6, 9と同じくやや乱雑な印象も与えた。

対岸景の場合（図3・6）はすべてに有意差がみられたが、「嫌い-好き」、「人工的な-自然的な」で各ケースの差が大きく、高水護岸がコンクリートであるケース1, 2が人工的で、やや嫌いな印象を与え、低水護岸がコンクリートであるケース6, 8とともに単調な印象を与えた。同じく高水護岸がコンクリートであるケース3は、河畔林によりコンクリートが隠されるためか、やや好きで自然的な印象を与えたが、水辺にはやや近づきにくい印象であった。

次に、各形容詞対の尺度によって測定された評価への影響をとらえるため、高水護岸、高水敷、低水護岸、背景を要因とした実験計画法による結果から、各ケースの平均値を基にそれぞれの平方和と全体の総変動に占める比率を表3・1に示した。これによって、各要因の相対的重要性を比較することができる。しかし、誤差項を配置していないため、有意性の検定は行えない。そこで各被験者を分析単位として、分散分析を行い各要因のF値と統計的有意性を表3・2に示し併せて検討した。また、整備内容による相違については、既にイメージプロフィールによって概要を述べたが、ここでは主要な要因について整備内容毎の平均値により再度比較した。

流軸景の場合、どの形容詞対においても低水護岸の効果が高く、評価には低水護岸の種類がより強く影響していることが分かる。すなわち、低水護岸がコンクリートの場合、草地や河畔林がある場合に比べて、より水辺には近づきやすく（コンクリートの平均4.60、草地の平均4.60、河畔林の平均3.98）、整然とした印象（5.49, 4.94, 4.17）を与えるが、より嫌いで（3.72, 4.10, 4.30）、人工的で（2.49, 2.91, 3.99）、単調で（2.90, 3.51, 4.40）、見慣れた（5.05, 4.92, 4.00）印象をもたれていた。多くの印象で、河畔林がコンクリートの場合に相対しており、草地は中間であった。

また、斜流軸景の場合には、形容詞対により違いはあるが、高水敷と低水護岸の効果が比較的高いものが多く、高水敷と低水護岸の種類が斜流軸景の評価により強く影響したといえる。特に「人工的な-自然的な」、「水辺に近づきにくい-近づきやすい」、「乱雑な-整然とした」では高水敷の影響が大きく、斜流軸景の評価の特徴になっている。その内容は、高水敷が未整備であると公園が整備されている場合に比べ、自然的である（公園2.92、コート3.47、未整備4.28）が、単調で（4.12, 3.41, 3.88）、水辺には近づきにくく（4.48, 4.03, 3.16）、乱雑な（4.97, 4.69, 3.34）印象を与えていた。低水護岸の影響は流軸景の場合とほぼ同様であった。

さらに、対岸景の場合には、低水護岸や高水敷だけではなく、高水護岸と背景の効果も高い場合があり、高水

表3・1 評価に対する各要因の相対的効果

	流軸景		斜流軸景		対岸景	
	平方和	比率	平方和	比率	平方和	比率
嫌い-好き						
高水護岸	0.099	0.13	0.328	0.17	0.593	0.21
高水敷	0.089	0.12	0.145	0.08	0.748	0.26
低水護岸	0.528	0.68	0.935	0.49	1.108	0.39
背景	0.058	0.07	0.486	0.26	0.398	0.14
全体	0.773	1.00	1.894	1.00	2.846	1.00
人工的な-自然的な						
高水護岸	0.033	0.01	0.010	0.00	0.290	0.05
高水敷	0.020	0.00	2.779	0.52	1.329	0.23
低水護岸	3.564	0.85	1.050	0.20	2.051	0.36
背景	0.582	0.14	1.466	0.28	2.098	0.36
全体	4.200	1.00	5.304	1.00	5.768	1.00
單調な-変化に富んだ						
高水護岸	0.077	0.02	0.224	0.11	0.634	0.19
高水敷	0.027	0.01	0.772	0.38	0.343	0.10
低水護岸	3.415	0.93	0.847	0.41	1.445	0.44
背景	0.153	0.04	0.206	0.10	0.859	0.26
全体	3.671	1.00	2.050	1.00	3.281	1.00
水辺に近づきにくい-近づきやすい						
高水護岸	0.049	0.06	0.104	0.03	0.261	0.22
高水敷	0.021	0.02	2.700	0.84	0.273	0.23
低水護岸	0.765	0.89	0.114	0.04	0.647	0.54
背景	0.025	0.03	0.294	0.09	0.028	0.02
全体	0.860	1.00	3.213	1.00	1.209	1.00
見慣れない-見慣れた						
高水護岸	0.182	0.08	0.101	0.26	0.018	0.02
高水敷	0.002	0.00	0.204	0.52	0.081	0.11
低水護岸	1.974	0.91	0.075	0.19	0.306	0.43
背景	0.006	0.00	0.014	0.04	0.311	0.43
全体	2.163	1.00	0.394	1.00	0.716	1.00
乱雑な-整然とした						
高水護岸	0.042	0.02	0.116	0.02	0.081	0.04
高水敷	0.068	0.02	4.556	0.90	0.841	0.42
低水護岸	2.666	0.96	0.329	0.07	0.844	0.42
背景	0.006	0.00	0.050	0.01	0.237	0.12
全体	2.782	1.00	5.050	1.00	2.003	1.00

表3・2 分散分析の結果

要因	F値		
	流軸景	斜流軸景	対岸景
嫌い-好き			
高水護岸	1.60	5.97 **	9.50 ***
高水敷	1.44	2.63	11.98 ***
低水護岸	8.56 ***	16.99 ***	17.74 ***
背景	0.93	8.83 ***	6.37 **
人工的な-自然的な			
高水護岸	0.59	0.18	4.34 *
高水敷	0.35	48.93 ***	19.90 ***
低水護岸	63.61 ***	18.49 ***	30.72 ***
背景	10.39 ***	25.81 ***	31.42 ***
單調な-変化に富んだ			
高水護岸	1.13	3.01	8.87 ***
高水敷	0.39	10.38 ***	4.80 **
低水護岸	50.48 ***	11.39 ***	20.22 ***
背景	2.27	2.77	12.01 ***
水辺に近づきにくい-近づきやすい			
高水護岸	0.49	1.15	2.45
高水敷	0.21	29.69 ***	2.57
低水護岸	7.64 ***	1.26	6.08 **
背景	0.25	3.24 *	0.27
見慣れない-見慣れた			
高水護岸	2.53	1.31	0.21
高水敷	0.02	2.64	0.96
低水護岸	27.49 ***	0.96	3.61 *
背景	0.08	0.19	3.67 *
乱雑な-整然とした			
高水護岸	0.75	1.85	1.29
高水敷	1.21	72.95 ***	13.38 ***
低水護岸	47.55 ***	5.26 **	13.43 ***
背景	0.11	0.79	3.78 *

***:p<0.001, **:p<0.01, *:p<0.05

護岸と背景の評価への影響の強さを示した。高水護岸は、緑化されているものがより好まれ（コンクリート 3.63, 階段 3.92, 緑化 4.26), 自然的で(3.30, 3.41, 3.72), 変化に富んだ (3.07, 3.66, 3.60) 印象を与えた。階段は好ましさや自然性ではコンクリートと緑化の中間であるが, 変化では緑化とほぼ同じであった。背景は, 山並みがある場合が, より好まれ (高層建築物 3.78, 低層建築物 3.79, 山並み 4.23), 自然的な (3.10, 3.17, 4.16) 印象を与えるが, 高層建築物は変化に富んだ (3.83, 3.07, 3.44) 印象を与えた。

評価における属性の影響を検討するため、各形容詞対に対する評価値を分散分析により、造園学生(21名)、その他の学生(13名)、専門家(18名)で比較したところ、162項目中20項目で統計的に有意な差がみられた。斜流軸景のケース9で6形容詞対内の4形容詞対で有意な差がみられた以外は、一貫した傾向はみられなかった。図3・7は、斜流軸景のケース9のグループによる平均値を示したもので、専門家は変化の尺度を除き、学生に比べ相対的に評価が高くなっていた。一方、性別の相違を調べるために、学生の男性(17名)と女性(17名)の評価値をt検定により比較したところ、162項目中14項目で有意な差がみられた。しかし、差が生じた項目の数も1割以下と小さく、一貫した傾向はみられなかった。この結果は属性による相違が比較的小さく、これまでの被験者を全体としてまとめた分析の妥当性を示すが、ケース9のように専門性による相違が明確なものなどについてはさらに検討が必要であろう。

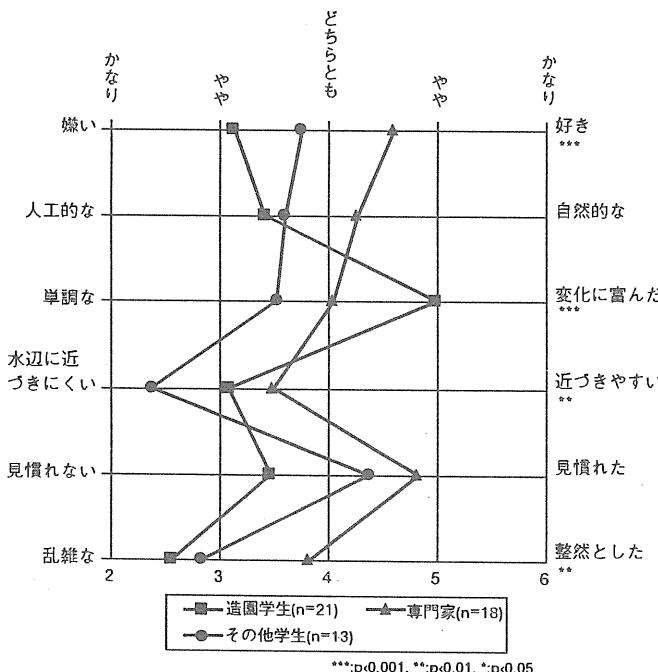


図3・7 斜流軸景ケース9の属性による比較

4. 結論

今回の研究の評価対象は、多様な河川景観の中で、札幌市の豊平川の都市内での景観を組み合わせた限られたものであった。しかし、レパートリーグリッド法により、数多くの多様な印象語が想起され、その由来も把握できた。河川景観のプラスイメージとしては、「緑が多い」、「自然的」、「広い」、「落ち着く」、「整備された」といった印象があり、それらは主に「護岸の素材、色、整備度合い」、「高水敷の整備度合い」、「背景と高水敷のバランス」等に由来していた。その反対のマイナスイメージとしては、「人工的」、「都会的」、「雑然とした」、「荒れた」、「狭い」といった印象がもたられ、それらは主に「高水敷の整備度合い」や「背景の建物の見え方」に由来していることが示された。多次元尺度法による各ケースの配置から、高水敷の整備状況（I 軸）と背景の都市化状況（II 軸）の違いが、印象を想起する認知や評価構造の主要な次元になっていることが示され、印象語の由来とも対応している。

さらに、実験計画法によって、「嫌い－好き」、「人工的な－自然的な」、「単調な－変化に富んだ」、「水辺に近づきにくい－近づきやすい」、「見慣れない－見慣れた」、「乱雑な－整然とした」の6尺度について、高水護岸、高水敷、低水護岸、背景の影響をさぐったところ、視線方向によりそれぞれの影響が異なることが示された。流軸景の場合、低水護岸の影響が強く、コンクリートに比べ、草地や河畔林がある場合の方がより自然的で、変化に富んでいる印象で、より好まれた。斜流軸景の場合には、高水敷と低水護岸の影響が強く、高水敷が未整備である場合、自然的であるが、水辺に近づきにくく乱雑な印象を与えた。対岸景の場合には、低水護岸や高水敷に加え、高水護岸と背景の影響もみられた。この違いは、視線方向の違いにより河川の焦点と各要因の視野に占める比率が異なることによるものと考えられる。流軸景の場合、視線は流軸に沿い、河川の焦点に注視点が集中することが知られている¹¹⁾。そのため、そのすぐ横にある低水護岸に注意が払われやすい。斜流軸景と対岸景の場合の注視傾向は明らかになっていないが、斜流軸景の場合、手前の高水敷の視野に占める割合が他の視線方向の場合に比べ、格段に高くなる。また、対岸景の場合、視線の正面に背景と高水護岸が位置することになり、その視野に占める比率も高くなるため、それらの印象への影響が強くなったものと考えられる。のことより、景観に配慮した河川整備を行うためには、視線方向によって重視される要因が異なるため、視点場の位置に配慮する必要があると同時に、それらの視点場からの護岸や高水

敷の見えを意識する必要があるといえる。

斜流軸景については、レパートリーグリッド法と実験計画法の両手法で実験を行ったが、レパートリーグリッド法によって得られた評価次元では高水敷の整備状況が主要次元としてあげられたのに対し、実験計画法における総合的尺度「嫌い－好き」では高水敷ではなく低水護岸の影響が強いと言った結果の不一致がみられた。これは、レパートリーグリッド法においてプラスイメージの印象語として「自然的」や「整備された」といった印象が多くあげられていることからも理解されるように、より総合的印象がとらえられたのではないかと考えられる。このことは、実験計画法における「人工的な－自然的な」、「乱雑な－整然とした」で、高水敷が他の要因に比べて特に大きな影響を与えていていることからも推察される。

以上のように、レパートリーグリッド法では、多様な印象語が得られ、その由来を把握し、印象の構造を明確にすることことができた。しかし、この方法は、実験に時間を要し、実験者の熟練も必要とされる。また、実験計画法では、少ない試行数で、多様な条件を比較検討することが可能であるが、用意する形容詞対の網羅性などに問題が残り、その評価が何に由来しているかを具体的に把握することが出来ない。このようなそれぞれの欠点を補うためには、両者を組み合わせることによって、より効率的に景観評価が行えると考えられる。今回のレパートリーグリッド法による調査は斜流軸景についてのみ行われ、視線方向の違いによる認知構造の違いを明らかにすることができなかった。また、実験計画法では各要因の交互作用や誤差項を含めておらず、これらは今後の課題として残されている。

最後に、この場をお借りして、時間のかかる評価実験に根気強く協力して下さった、北海道開発局開発土木研究所河川研究室、同環境研究室、北海道開発局石狩川開発建設部札幌河川事務所、(株)北海道計画センターの皆様に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (財)リバーフロント整備センター編(1990)：まちと水辺に豊かな自然を・多自然型建設工法の理念と実際、山海堂、118pp.
- 2) (財)リバーフロント整備センター編(1992)：まちと水辺に豊かな自然を II・多自然型川づくりを考える、山海堂、185pp.
- 3) (財)リバーフロント整備センター編(1993)：川の風景を考える・景観設計ガイドライン(護岸)、山海堂、

111pp.

- 4) 講井純一郎ら(1986)：レパートリー・グリッド手法による住環境評価構造の抽出-認知心理学に基づく住環境評価に関する研究(1)-、日本建築学会計画系論文報告集 367,15-22.
- 5) 道官克一郎(1997)：意味差異化法によるブランド印象分析、現代のエスプリ・印象の工学、至文堂、142-170.
- 6) 浅野哲也ら(1998)：河川景観の定量的評価に関する研究、水工学論文集 42,289-294.
- 7) Pomeroy,J.W. and et al.(1989)：The use of personal construct theory in evaluating perceptions of landscape aesthetics., in Landscape Evaluation: Approaches and Application, Western Geographical Series 25,151-173.
- 8) 古谷勝則(1995)：自然景観における評価と調和に関する研究、風景計画学研究 4, 103pp.
- 9) 増田昇ら(1994)：川しさを創出する河川空間整備モデルに関する研究、造園雑誌 57(5), 277-282.
- 10) 李栄大ら(1990)：緑の満足度評価における実験計画法の適用について、造園雑誌 53(5), 383-388.
- 11) 赤谷隆一ら(1994)：河川の注目点と視覚的領域感覚に関する調査研究、造園雑誌 57(5), 271-276.



写真1 流軸景ケース1



写真2 流軸景ケース2



写真3 流軸景ケース3



写真4 流軸景ケース4



写真5 流軸景ケース5



写真6 流軸景ケース6



写真7 流軸景ケース7



写真8 流軸景ケース8



写真 9 流軸景ケース 9



写真 10 斜流軸景ケース 1



写真 11 斜流軸景ケース 2



写真 12 斜流軸景ケース 3



写真 13 斜流軸景ケース 4



写真 14 斜流軸景ケース 5



写真 15 斜流軸景ケース 6



写真 16 斜流軸景ケース 7



写真 17 斜流軸景ケース 8



写真 18 斜流軸景ケース 9



写真 19 対岸景ケース 1



写真 20 対岸景ケース 2



写真 21 対岸景ケース 3



写真 22 対岸景ケース 4



写真 23 流軸景ケース 5



写真 24 流軸景ケース 6



写真 25 対岸景ケース 7



写真 26 対岸景ケース 8



写真 27 対岸景ケース 9



過曝露による
対岸景



過曝露による
対岸景



過曝露による
対岸景



過曝露による
対岸景

12. 水循環の調査について

江川 太朗*

1. まえがき

我が国では最近特に環境の悪化に対する関心が高まり、持続可能な発展のためには循環型社会の確立の必要性が叫ばれている。

地球上の生物にとって最も大切な水は諸要素の中でも特に重要なテーマとなるであろう。地球上の水は元々循環しているもので消費するものではないし、水を使うと言うことは水を汚すと言うことであるから、水の循環を論ずる場合は最終的にはその量の循環と質の循環の両面が必要と言うことになろうが、水量の調査と水質の調査とではその歴史に差があるし、水質については具体的定量的な調査のための資料は質量ともに不十分である。

そこで先ず量の循環を調べることとし、対策を考える地域或いは区域の単位としては、ほぼ閉鎖された区域であることが必要となるので、単位として河川の流域が分かりやすい、これとて地下水の流域とは必ずしも一致しないが、一般的にはその量は小さいと見られるので調査の対象としては最も分かりやすいと考えられる。

2. 水の循環過程

流域の水循環の概略は図1の様である。

地球上の水は蒸発、発散、浸透、滞留、流出などの過程を経て大気中に戻り、再び降水となって地球上に到達する。このことを式で表せば下の様になる。

$$\Sigma P = \Sigma R + \Sigma E + \Delta S$$

ここに、P：降水量、R：流出量、E：蒸発散量(損失量)、 ΔS ：その区域の水分保有量の変化。

ΔS は土壤水分の変化の少ない季節では小さい値であるので、降水量と流出量を測定して蒸発散量を知り、水収支の態様を調べることが出来る。しかしながらこの場合それぞれの量の精度が問題になる。

降水量は流域全体一様ではなく、地点雨量も雨量計の設置個所の地形や気象条件の影響を受けるし、流域の雨量となるとさらに影響が複雑になるので、流域平均雨量

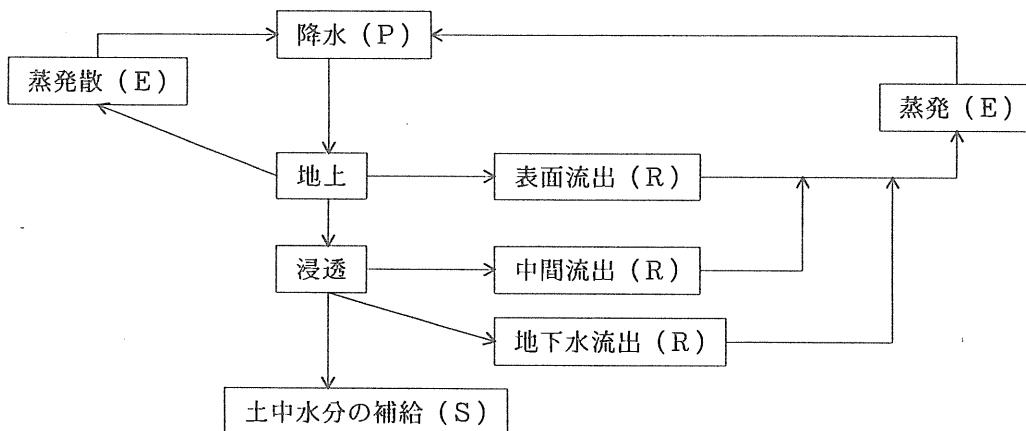


図1 水の循環過程

*江川 太朗 (財)河川環境管理財団 研究顧問

についての検討を行うことが必要となる。

次いで流出量については、それぞれの流量観測所の条件、観測作業の状況及び観測の頻度等によって精度が異なるので、これらの点についての検討が必要である。

なお流域の土壤水分の指標としては地下水位があるが、流域を代表するような観測所の選定は困難であるため、無降雨期間の長い時期を対象に考えることとする。

3. 流域の平均降水量の精度について

一般に降水量というと、雨量計の置かれている地点の単位面積当たりの降水を深さの単位で示したものであるが、その測定値は雨量計の受水口の高さ、口径の大きさによっても差が出るし、その土地周辺の条件や風の影響を受けることが知られている。

このため地点の雨量は地上面の雨量測定値をその地点の雨量とすることとしていたが、我が国では最近便宜的に各雨量計の値(転倒升型雨量計が多い)をそのまま用いている。

次に流域平均雨量の値を求めることになるが、その精度は流域内の雨量計の密度により変わるので、雨量計の密度と流域平均雨量の精度との関係をいくつかの調査事例から推定することにする。

気象庁の磯原地区の調査では流域平均雨量の誤差を10%以内とするには約70km²に1カ所の雨量計が必要とされ、土木研究所の神流川試験地の調査では約50km²に1カ所の雨量計が必要としている。こうした調査事例は少ないのでこれらの値は一応の目安と考えられ、磯原の事例は比較的緩やかな山地の事例で、神流川は急峻な地形の事例であることから、山地部の流域平均雨量を10%程度におさめるためには、50~70km²に1カ所程度の雨量計を必要とすることとなる。筆者は大まかに流域の平地部も含めて考えたとき50~100km²に1カ所程度で良かろうと考えている。

4. 流出量の精度について

流出量の精度は、個々の流量観測値の精度が基礎となるが、さらに水位流量曲線を介して年間の流量を求めるため、流量観測値の分布状況が流出量の精度に大きく影響する。

我が国の場合洪水時の流出状況が厳しいので、昔から洪水流量の観測は浮子によって行われていて、観測時の断面の測定が出来ないことと流速分布が測定出来ないことから充分な根拠を持つ浮子流速の補正法が無いので、この精度については明らかではない。しかしながら最近

科学技術の進歩により種々のセンサーが開発され実用化のための試験が行われており、大いに期待が持てるようになってきた。それらの器械によって洪水時の流速分布と水深の測定が出来れば、洪水流量の精度も飛躍的に向上すると考えられるので、関係者の実用化に向かっての今後の努力が望まれる。

低水時の流量観測については、実際の河川での実測調査にもとづいて作成された観測のマニュアルである「水文観測」(建設省水文研究会著)に沿って流量観測を行い、洪水時や中出水時の流量観測が上述の様な器械により行えるようになれば、流出量の精度を充分10%程度に保つ事が出来ると考えられる。

浮子観測の精度は明らかではないが、それぞれの観測所の条件により大きな幅があるということで、例えば観測所によっては河床が岩盤であるとか、河道が直線に近く浮子の流路が安定していて長年の経験から可成りの精度が期待できる観測所もある。従って全ての観測所で誤差が大きいと言うより、精度に大きなばらつきがあると言うことであろう。

大まかに言えば、普通の観測所は洪水時の河床洗掘に対して低水時断面を使うので断面は過少となり、浮子流下の障害を恐れて短い浮子を使うことが多いのでこれをもとに計算される流速の値が平均流速に対し過大となるので、それらの積となる流量が結果として比較的妥当な値となっている場合が多いとも言える。従って従来の資料は十分な吟味が必要と言うことである。

5. 流域の水収支について

水循環の態様は場所場所によって地質も違い、植生も違うので個々の川毎に異なる態様を示すと考えられる。そこで河川の流域全体を一つの区域とすると、地下水の水脈に不明な点が残るが、殆ど他の区域からの出入りのない閉じられた領域と考えられるので、流域単位で水収支を考えるのが分かりやすい。

一年中で流域の水分保有量の差の少ない時期を選んで区切りとし、 $\Delta S = 0$ として損失量を算出する。これらの量の間の関係を見出すため、観測施設が充実していて観測資料の精度が高いと見られる神流川流出試験地(建設省土木研究所)の資料で検討し、さらに他の川の資料についても検討した結果を図に示した(図2),(図3)。

一般に蒸発散量(損失量)は太陽エネルギーの影響が大きく、気温、湿度、風などの影響を受けると考えられる。Thorntwaiteの式では日平均蒸発散能は日照時間とその月の平均気温の関数としている。流域全体で考え年とか季節とかの様に長い期間で見れば、年毎では日照

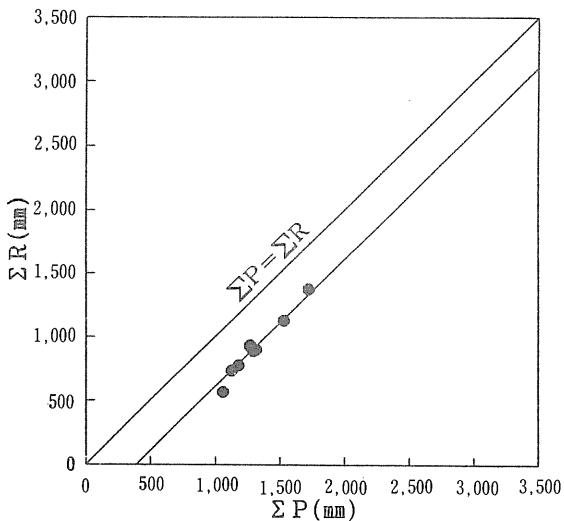


図2 流域平均年雨量(ΣP)と年流出高(ΣR)
(神流川試験地)

時間や平均気温の差はそれ程大きくはないと考えられるので、年毎の蒸発散量は流域毎にはほぼ一定値に近い値を示すものと考えられる。

そこで神流川の資料の年雨量(ΣP)と年流出高(ΣR)との関係を示した図を見ると、仮定した関係がほぼ許容されるものと見られる。

さらに流域平均年雨量と年流出高の資料が入手できた中部地方の河川の内、比較的観測条件に恵まれていると考えられた資料について、流域平均年雨量と年流出高の関係を図に表し、 $\Sigma P = \Sigma R + (\text{年平均損失高})$ の直線を描いた図を示した(図3(i)~(iii))。

これらの図を見ると可成りのばらつきはあるが、年損失高は流域毎に一定値に近い値を見ることが出来る。

6. 我が国の河川の水収支と損失量の地域別傾向

流域の蒸発散量はそのために利用できるエネルギーの量で上限が決まり、流域内の土壤水文の過不足によって、可能蒸発散量に対する実蒸発散量の比率が決まると言われている。湿潤地域にある我が国においては、土壤水分の著しい不足が生ずることはまれにしか起こらないので、蒸発散量は正味放射量の関数と考えられる。

しかし正味放射量は、降水量に比べるとはるかに安定した値で、年々の変動は少ない。

したがってもし年降水量と年流出量の精度が充分に高いならば、両者の関係は45度の線にほぼ平行な帯状に分布すると期待される。

樋根等はThorntwaiteの気候的水収支法による我が国の年間の可能蒸発散量の分布図を示しているが、この図から読み取ると北海道はほぼ500~600 mm 東北、北

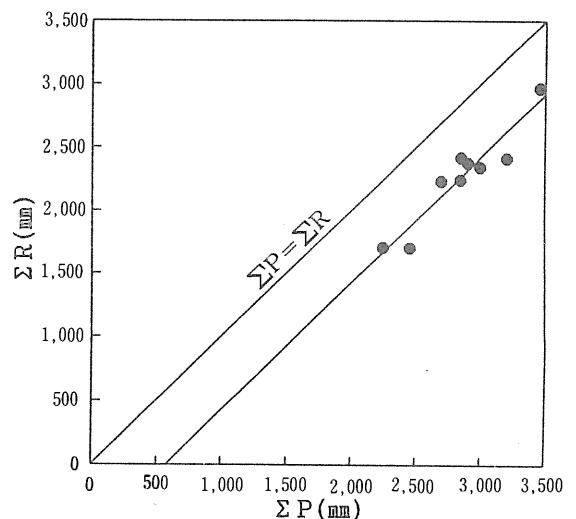


図3(i) 長良川(忠節)

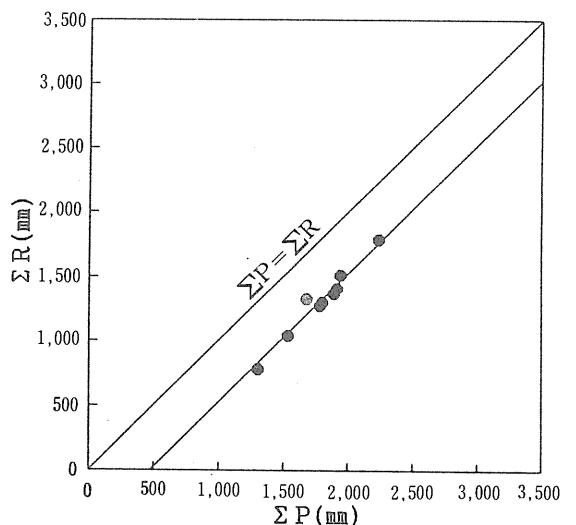


図3(ii) 庄内川(枇杷島)

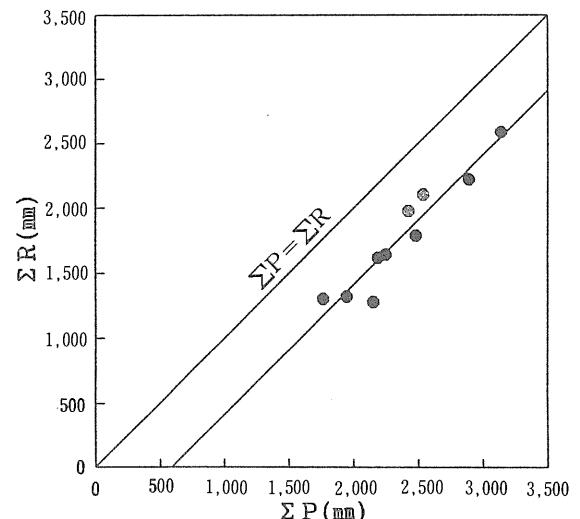


図3(iii) 豊川(石田)

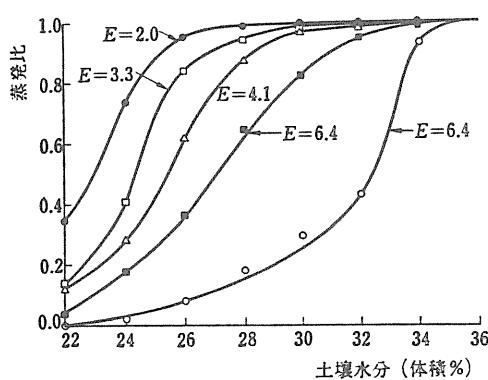
図3 流域平均年雨量(ΣP)と年流出高(ΣR)の関係図

陸はほぼ 600~750 mm 関東はほぼ 650~800 mm 中部、近畿、中国はほぼ 750~850 mm 四国、九州はほぼ 800~900 mm となっている。

また小野は建設省の雨量年表と流量年表の内各地方の代表的な河川で流域蒸発散量を整理して、北海道 300~350 mm 東北 400~500 mm 関東、中部 450~550 mm 近畿 500~600 mm 中國、四国 550~650 mm 九州 600~700 mm の値を示し、さらに年蒸発散量は年平均気温と正の相関であるとしている。

可能蒸発散量はその地域の気候条件の下での最大蒸発散量を示している。土壤水分が常に充分であれば実際の蒸発散量は可能蒸発散量に近い値となるが、土壤水分が不足すると実際の蒸発散量が小さくなる。可能蒸発散量に対する実蒸発散量の比を蒸発比と呼ぶ。蒸発比は下図の様に土壤水分と可能蒸発散の強さの両者に関係して変化する。

この図は Denmead and Shaw (1962) が粘土質のシルトロームに植えたトウモロコシについて行った実験の結果で、可能蒸発散が小さい場合には、土壤水分が可成り少なくなるまで蒸発比は 1 のまま経過する。この様な関係は地中における水分の移動速度と関係しているから、図 4 の関係は植物の種類や土壤の性質によっても異なるものと考えなければならない。



異なった強さの可能蒸発散のもとにおける蒸発比と土壤水分との関係(Denmead and Shaw, 1962)。E は可能蒸発散量で単位は mm day^{-1} 。

図 4 「水の循環」(権根)より

したがって流域単位の蒸発散量は地形地質、植生等により影響を受けるが、降水量と流出量が必要な精度を持っていれば安定した値が得られるものと予想される。

7. 水循環の調査事例 —— 気候の影響 —

豊川の基準点石田は流域面積 545 km^2 で流域に雨量計が 8 箇所設置されているので、流域平均雨量の誤差は

地形の状況から見てほぼ 10%~15% 程度と考えて良いとおもわれる。

一方流出量の測定値は洪水が浮子観測で行われているので必ずしも充分ではないが、石田の流量観測所は河床が岩盤で断面の変化が殆ど無いので、浮子の更正係数に妥当な選択がされれば可成りの精度が期待できる。

そこで石田地点での流出量を自然流況にもどした場合(石田の上流にある宇蓮ダムへの天竜川流域からの導水量及び豊川用水の大野頭首工の取水量を補正)の年蒸発散量(損失高)の経年変化を調べたところ、表 1 の様になつた。

表 1 自然流況に戻した場合の年蒸発散量の経年変化
豊川(石田)

年	流域平均年雨量 ΣP mm	年流出高 ΣR mm	蒸発散量 $\Sigma P - \Sigma R$ mm
1966	2,479	1,856	623
1967	1,946	1,306	640
1968	2,271	1,652	619
1969	2,560	2,083	477
1970	2,165	1,617	548
1971	2,398	1,976	422
1972	3,113	2,587	526
1973	1,793	1,304	489
1974	2,883	2,217	666
1975	2,618	1,950	668
1976			
1977	2,267	1,707	560
1978	1,909	1,296	613
1979	2,596	1,957	639
1980	2,547	2,005	542
1981	2,164	1,707	457
1982	2,922	2,365	557
1983	2,623	2,066	557
1984	1,590	931	659
1985	2,580	1,816	764
1986	2,023	1,256	767
1987	2,107	1,464	643
1988	2,239	1,638	601
1989	2,823	2,170	653
1990	2,862	1,989	873
1991	2,568	1,852	716
1992	2,257	1,497	760
1993	2,434	1,652	782
1994	1,856	1,110	746
1995	1,975	1,250	725

まず流域平均雨量と年流出高との関係を図に示したところ、 $\Sigma P = \Sigma R + (\text{損失量の平均値})$ の周囲に分布した。さらにその平均値の $\pm 20\%$ の線を書き入れたところ、殆どの資料が $\pm 20\%$ の幅に入っている(図 5)。

石田の流量観測値の誤差は断面積の誤差が小さいことから見て、その誤差は浮子観測であることを考慮して

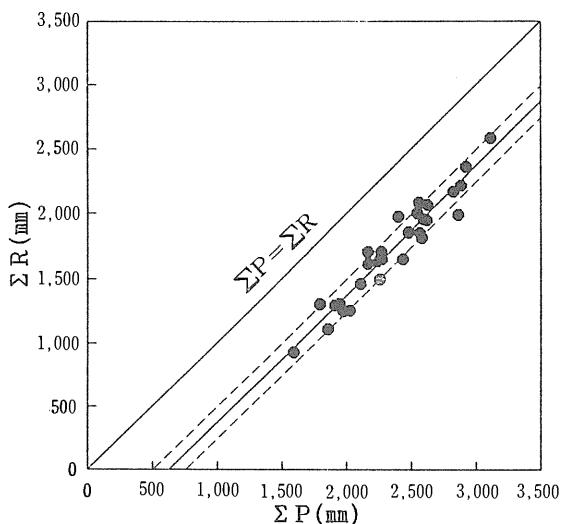


図 5 豊川(石田)の流域平均年雨量と年流出高
(1966~1995)

± 20 %程度が期待される。そこでこの図の結果を見ると、30年間の平均の損失量 630 mm がこの流域の標準的な損失量と見て良いであろう。

この値は小野の示した値よりは少し大きいが、樋根の示した可能蒸発散量の地域分布から見て妥当な値と見られる。

したがって流域の損失量は年々の気候条件等による変動もあることを前提に考えれば、この数字はこの流域の水循環について論ずる場合の基本となる値と見られる。

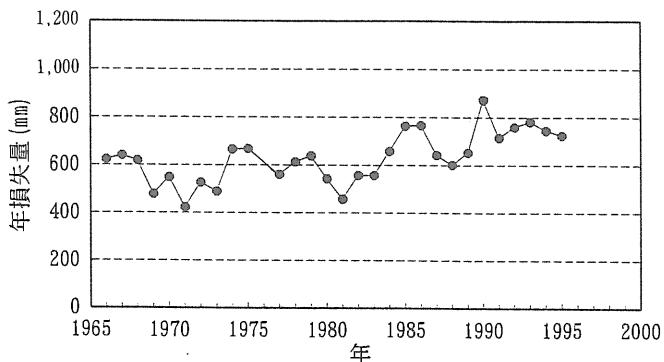


図 6 豊川年損失量の変化

次に損失量は地球環境の変動傾向と関連すると考えられるので、その傾向を見るため各年の損失量を発生年の順番に図示したのが図 6 である。この図を見ると損失量が変動しつつ年を追って大きくなっていると見られる、この傾向は地球温暖化の傾向と結びつけると、納得できるものであるが、今後資料の精度を高めるとともに長期の資料を蓄積して確かめることが必要である。

8. あとがき

7.に示した結果から流域の水循環調査の基礎が示され、これにより河川流況を論ずる場合の出発点が示された。さらに損失量の変動傾向の様子も窺うことが出来た。

しかしながらこれらの結論をより確かなものとするには、各水文量の精度の向上が必要不可欠で、特に流量観測の精度向上のため洪水観測の機械化、中出水の観測体制の強化等が望まれる。

参考文献

- 1) 経済安定本部総裁官房国土調査室(昭和 27 年) : 磐原地区雨量調査
- 2) 竹内俊雄他(昭和 35 年) : 山地流域における一雨雨量の降雨分布について、建設省土木研究所報告 106 号
- 3) 竹内俊雄他(昭和 35 年) : 低水流量観測の精度に影響を及ぼす 2, 3 の要素について、建設省土木研究所報告 105 の 7
- 4) 建設省水文研究会(平成 8 年) : 水文観測、全日本建設技術協会
- 5) 樋根勇(1974) : 水の循環(水文学講座), 共立出版
- 6) 小野久彦(1977) : 全国河川流況の水収支状況について
- 7) 江川太朗(1997) : 河川工学入門, (財) 河川情報センター

13. 西暦一和暦変換プログラム -日本の環境変化を調べるためのツール-

椎貝 博美*・今井 貴弘**・松倉 博史***

1. 概説

和暦を西暦に、あるいはその逆に西暦を和暦に変換する必要は、歴史の分野のみならず理学、工学でもしばしば起こる。

地震の分野では、早くから古地震のおきた時期を古記録から発掘し、それを西暦に換算する作業が進んでいる。これはかって地震周期説があり、古地震のおきた時期ができるだけ正確に推定しようとする試みがなされたからである。^{7),8)}

現在話題になっている長期的な気候の変化と関連して、水文学、あるいは防災工学、災害科学の分野においても同様な作業の必要性は生じている。和暦は時代によつては西暦と2ヶ月近くのずれがあり、現代の7月の豪雨でも、歴史上は5月と記録されていることがあるからである。

当然のことながら、人文系の分野においてもこの種の作業は必要である。しかし、この作業は必ずしも容易な作業ではない。

ひとくちに和暦といつても相当の種類があり、ある和暦がどのような理論に基づいて作られているかについては学者の間にいまだに論争がある。早い話が、日本では明治5年に和暦から西暦への変換がおこなわれ、明治5年12月3日が新暦の明治6年1月1日となったことについては争いがない。しかし、そのときに採用された新暦はユリウス暦であったのか、あるいはグレゴリオ暦であったのかは現在でもあまり明確になってはいないようである。^{2),3),4),5),6),9),10),11)}

ユリウス暦はユリウス・カエサルの制定になるものであり、短期的には満足できても、長期的には地球の公転周期と暦の間に相当の誤差を生ずる。そのため、グレゴリオ13世が1582年に改正して、その誤差をより小さくしたものが現在用いられている暦、すなわちグレゴリオ暦である。

わが国における明治5年の暦の改定は、世界が驚くほどすばやく、つまり「拙速」に、かつ円滑におこなわれ、世界に日本の先進性を印象づけたが、実際には財政上の都合からおこなわれたものである。すなわち明治5年は和暦では閏年であり、1年が13ヶ月よりなっていた。これを西暦に変えれば、1年は12ヶ月に変更されるから1月分月給が節約できるという大隈重信の提案によるものであった。

ユリウス暦とグレゴリオ暦は当時13日ほどのずれがあり、各国とも改正の必要は認めていたものの、なかなか国民の同意が得られず、改定に苦慮しており、それを日本があっさりとやってのけたことは日本の先進性を示すものとして受け取られた。実情は、日本国民が全く無知であったためであり、そのために当時の先進国が悩んでいた暦の変更という大作業が簡単におこなわれたのである。結果として、明治5年12月は2日までであり、12月3日にあたる日が明治6年1月1日になった。

日本の古文書には多くの気象現象、例えば干ばつ、長雨、台風などが記録されている。こういった記録は信頼できない、という学者もいるが、地震の分野では宇佐美らの東京大学地震研究所のグループが地震の古記録を集め、それらの震源、マグニチュード等を推定したことは大変価値のある仕事である。こういった作業は気象、あるいは洪水等の古記録についても大切である。それを、古文書などは信頼できない、と一笑に付していくは学問の進歩はない。

前述のとおり、暦を専門とする学者の細かい論争を別にすれば、わが国における旧暦から新暦へ、あるいはその逆の変換の手法は確立されている。しかし、それらは決して簡単ではない。それは旧暦自体が時代によってことなり、それぞれが必ずしも理論的な根拠を持って作られているからではないからである。ものによっては一時のぎに作られたものもあり、旧暦一新暦の相互変換は大変間違えやすい作業である。そのため、信頼できる範

* 椎貝 博美 金沢工業大学客員教授

** 今井 貴弘 コンパイル・システム

*** 松倉 博史 (株)ISB

囲において 1 対 1、すなわち計算機を用いて全ての日にについて新暦と旧暦を対応させた大部の文献も存在するほどである。しかしそれはもって歩けないほど大きい。¹²⁾

この研究においては、その変換をプログラム化し、フロッピーディスク 1 枚にまとめた。このようにすると、暦間の変換が誰でも容易におこなわれるようになった。

前述のように暦についてはその細部において、専門の学者間に論争があることは確かであり、現在もそれらは継続している。この研究においては、現在通説となっている暦についての解説書を基準とした。⁴⁾

なおこのソフトウェアは椎貝の指導の下に、まず今井が卒業論文で MS-DOS 版を作成し、それを元にして松倉が WINDOWS 95 版を作成したものである。

2. 変換プログラムの概要

プログラムは WINDOWS 95 の上で作動する小さいものである。簡単な作業によって、和暦から新暦へ、あるいはその逆の変換が可能である。作業領域は非常に小さいのでほかのプログラムを圧迫することはほとんどないと考えられる。指示にしたがって年号、あるいは数値を選択すれば暦間の変換がおこなわれ、ユリウス暦上の日数も表示される。数値、あるいは年号はプログラム上の理由から選択式になっており、直接入力はできない。

研究用のプログラムであるため、無理な入力に対するバリアは不十分である。例えば、昭和 100 年の西暦は、歴史上存在しないからその旨の表示がおこなわれるが、平成 100 年の西暦は歴史上存在しないとはいえないから、変換がおこなわれる。

プログラムについては、京都大学の星野聰教授(地球物理)、筑波大学北原保夫教授(日本文学、現筑波大学学長)、その他筑波大学時代の何人かの同僚に利用してもらい、不十分な点について改良を行った。その結果、このプログラムは近代史の分野で特に有用との評価を受けた。

3. 応用例

3. 1 理科年表「日本付近のおもな被害地震年代表」について⁷⁾

このプログラムの信頼性について検査を行っているうちにいくつかの面白いことを発見した。そのひとつは理科年表の地震に関する表示である。

周知のように理科年表は国立天文台の編集により丸善から発行されており、信頼性の非常に高い年表であり、多くの人々によって利用されている。

その地学の部門にある、「日本付近のおもな被害地震年代表」は宇佐美龍夫を中心、古文献から古地震をひとつひとつ発掘し、番号をつけ、西暦と日本暦、震源地の北緯、東經、マグニチュード、地域、被害概要を推定したものであり、大変な力作である。理科年表の中でも、多分多くの研究者が利用している部分ではないだろうか。

もちろん、歴史学者の観点からすれば、多少信頼度の落ちる文献も含まれているかもしれないが、古地震を網羅したという点において宇佐美等の作業は古地震の発掘調査にとっては欠かせない貴重なものである。

問題点というのは次のようなことである。

理科年表には「地学」の中に「日本付近のおもな被害地震年代表」があることは前述のとおりであるが、例えばその中の地震番号 6 の地震は、かつては、

和銅 8 (靈亀 1) V 25

715 VII 4

(昭和 61 年版)

と記述されていたのが、最近の版では、

715 7 4 (靈亀 1 5 25) (平成 9 年版)

と記述が変えられていることである。

前者の意味するところは、和銅 8 年、これは靈亀元年でもあるが、の 5 月 25 日に地震があったが、それは西暦でいえば、AD 715 年 7 月 4 日である、という意味であり、後者は、西暦 715 年 7 月 4 日、それは靈亀 1 年 5 月 25 日である、という意味である。

そもそもこの記事は続日本紀(しょくにほんぎ)にあり、それは「和銅 8 年 5 月 乙巳(25 日)に遠江に地震があり山が崩れて今の馬込川が塞き止められ、数十日を経過してそれが決壊し、下流部の 170 戸あまりが水没した」という記事によるものである。

このように元となる記事が「和銅 8 年」と明記してあるのになぜ理科年表が「靈亀 1 年」を採用したのかを理科年表編集者に問い合わせると「混乱をおこさないように統一した」というような答えが得られた。

この統一作業はもちろん意義があるが、元になる情報と異なる年号を採用するのは多少問題がないとはいえない。この考え方を延長するならば、「昭和天皇は平成元年 1 月 7 日に崩御された」ということになってしまうからである。

ちなみに、この 715 年は天皇位の譲位がおこなわれ、元明天皇が退位し、元正天皇が即位し、715 年 9 月 2 日が靈亀元年 9 月 2 日となった。つまりここから靈亀元年が

はじまるのである。これは最近の例でいえば、平成は、平成元年1月7日からはじまるのと同じことである。

もちろん年号そのものは地震や干ばつの解析に直接関係するものではないから、この点にあまり目くじらを立てる必要はない。しかし、原典を調べる場合もあるから、旧版の標記の方がやや優れていたのではないかと考えられる。例えば将来、続日本紀がCD-ROMに入れられ、古地震を検索すれば、混乱のおきることが十分予想される。

もうひとつ蛇足をいえば、続日本紀のこのあたりの記事は混乱しており、記事の順序が錯綜している。理科年表の地震番号7の地震は、5月26日にも地震があり、これに相当して、参河(三河)の国に地震があり、正倉47棟が倒壊し、庶民の粗末な家がいくらかひっくり返った、という記事が続日本紀に見られるが、これは地震番号6と同じ地震である可能性がある。当時の庶民の家は粗末なだけに耐震性に優れており、かえって正倉の方が被害を受けたのは面白い。

このような記事はこのプログラムを用いて調べると30ヶ所以上あるが、すべて○○元年に関するものである。いいかえると、理科年表の日付とこのプログラムの日付は年号を除いてよい一致を見たのである。年号に関しては、○○元年に関するものだけ注意すれば、理科年表における地震の日付の変換は正確におこなわれている。

なお、古代の資料は限られているから、歴史的興味のない限り、記事の信憑性を極度に追求するのは工学上は意味がない。といって、全ての記事を信頼できない、とするような極端な意見も有害である。それは宇佐美らの努力によって作られた地震年表が、個々の文献の信憑性はさりながら、全体として現代の地震学に大きく寄与していることを見ても明らかである。そういう意味からはこのプログラムは気象等の変遷を文献調査する場合にかなり有用であると考えられる。

3.2 気象災害の例 一元冠一

旧暦における気象災害の例として、元寇について考える。

よく知られているとおり、元寇は13世紀に大陸の大國元が日本侵攻を試みた事件である。

その第1次侵攻は比較的小規模である。侵攻軍は元軍と高麗軍の混成で、兵士2万8千、水夫等1万5千、艦船800隻よりなっているから、比較的小規模とはいっても13世紀としては大軍である。その侵攻日程は次のとおりである。なお日程については、新暦と旧暦を対照させてある。

表1 第1次侵攻 文永の役

旧暦	新暦	記事
文永11年 10月3日	1274/ 11/9	元・高麗軍、合浦(がっぽ) 出発
10月5日	11/11	対馬攻撃、占領
10月14日	11/20	壱岐攻撃、占領
10月19日	11/25	元・高麗軍、博多到着
10月20日	11/26	博多占領、夕刻より風雨強まる
10月21日	11/27	侵攻軍、台風のため壊滅

同様に、第2次侵攻は次のようにある。

表2 第2次侵攻 弘安の役

旧暦	新暦	記事
弘安4年 正月	1281/ 01/29	侵攻軍編成完了、主力江南軍10 万、先鋒東路軍4万
弘安4年 5月3日	05/29	東路軍、合浦出発、壱岐は無視
5月26日	06/21	東路軍対馬到着、攻撃、日本軍を 撃破、占領せず
6月6日	06/30	東路軍博多到着、志賀島占領
6月13日	07/7	戦闘この日まで続き、侵攻軍上 陸できず
6月15日	07/9	東路軍、壱岐に撤退、日本軍壱岐 付近で戦闘をしかける
6月18日	07/12	本隊江南軍、慶元(後の寧波) 出発
7月初旬	およそ 07/26-29	江南軍、東路軍、鷹島占領
7月30日	08/22	夜に入り台風襲来
閏7月1日	08/23	台風続き、侵攻軍壊滅

2回にわたり侵攻軍を壊滅させた台風は、俗に「神風」と呼ばれ、元が日本付近の気象状況をよく知らなかつたためであると、俗に説明されている。

しかし、江南地方の人々、および高麗の人々は当然日

本海の気象については精通していたはずであり、日本海の台風期も知らなかったはずはない。むしろ台風期や厳冬期をうまく避けようとしていたことが読み取れる。

第1次侵攻、すなわち文永の役では台風シーズンが終わりかけて、冬季に入る前の11月初旬を選んで遠征にかかった。このときは急襲であるから比較的小さい兵力を動員した。実際この作戦は成功し、備えのなかつた対馬、壱岐は100人単位の守備隊しかおらず、簡単に攻略された。

侵攻軍は出発してから2週間で博多に到達し、博多も簡単に制圧された。このままあれば日本の主要基地である太宰府も簡単に占領されるところであったが、11月26日という時期に季節はずれの台風が襲来し、侵攻軍は壊滅した。従って当時の人々がこれを「神風」とよんだのはそれなりの理由があった。

なお、侵攻軍が西暦の11月26日に太宰府まで占領し、そのまま陸上に止まったとしても、台風によって装備の大部分は失ったであろうから、鎌倉幕府軍によって次第に制圧されたものと考えられる。

ただし、もしも台風が来なかつたとすれば、橋頭堡を確保後、侵攻軍は物資の荷揚げに成功し、博多を押さえることができ、次第に勢力を増大させ、援軍も次第に到来し、元が日本占領に成功する確率はかなり高かつたものと考えられる。

第2次侵攻においては元はかなりの考慮をはらい、弘安の役では侵攻時期を変更して、冬の間に準備を整え、西暦の5月末に侵攻を開始した。これはよく考えてあり、6月は梅雨に入るから台風は来ないであろうという構想である。しかも前回は奇襲したにもかかわらず日本の抵抗が激しかったことを勘定に入れ、14万人の戦闘員を動員した。従って艦船を加えれば20万人程度にはなったろうし、戦闘艦の数も3,500隻にのぼった。これだけで、当時の日本の兵力動員数を凌駕していたのではないだろうか。

この数字は多分誇張ではなく、高麗だけで900隻の戦闘艦の準備を命じられているから、現実の数字に近いものであろう。

元の日本占領の予定が狂ったのは、10年間に鎌倉幕府がかなりの準備をしていたからである。

鎌倉幕府は博多付近に水城を建設し、まず上陸させない、という作戦を取った。また侵攻軍は当時としても巨大な艦隊を編成したために、その動きが緩慢で集結が遅れ、その上、日本軍が海上まで反撃に出たために、上陸することができず、仕方無しに鷹島を占領して根拠地としたが、すでに時期は8月の台風期に突入していたために、二百十日直前の台風に襲われ、壊滅したのである。

これは日本軍の水際における抵抗作戦が成功したわけではあるが、台風の来ない年もあるから、やはり一種の「神風」ではあった。なお、弘安4年は閏年であり、旧暦の閏年には閏月があり、1年は13ヶ月であった。このようなことは日本の記録を読むときに十分に留意しなくてはならない。

4. 終わりに

これまでに示したように、この変換ソフトの主たる目的は、日本の歴史の中から過去の異常気象を調べることにある。

異常降雨の例として、文献(続日本紀)より適当に抽出して調べて見る。

「天長5年5月23日に京都で洪水があった」

これは一見異常な現象のように見えるが、西暦に変換してみると、828年7月14日となり、よくあることではないが、集中豪雨があつてもおかしくはない季節である。

「貞觀4年4月2日に京都で洪水があった」

これは西暦862年5月8日のことであり、この季節の洪水はかなり異常である。

「貞觀14年3月10日に京都で大雨が降った」

これは西暦872年4月29日のことであり、記録に出ているほどの雨であるから、4月としては異常な降雨であろう。

こういった暦の変換はもちろん手作業で可能ではあり、それだからこそ地震についてはすばらしいものが用意されているが、かなり面倒なものである。このツールは過去の異常気象の状況を探るための補助手段として開発された。このソフトはすでに一部に公開されているが、必要な方には実費で、迅速ではないにせよ、提供することができる。ただし開発者の名前はプログラムに残すことと、使用した場合は論文中に明記することを道義上の条件とする。

参考文献

- 1) 旗田 巍 (1965) : 元寇, 中公新書
- 2) 大谷光男 (1976) : 古代の暦日, 雄山閣出版
- 3) 所 功 (1976) : 日本の年号 一揺れ動く「元号」問題の

原点一，雄山閣出版

- 4) 廣瀬秀雄(1978)：日本史小百科5，暦，近藤出版社
- 5) 永田久(1982)：暦と占いの科学，新潮社
- 6) 青木信仰(1982)：時と暦，東京大学出版会
- 7) 荒川秀俊，宇佐美龍夫(1982)：日本史小百科22，災害，近藤出版社
- 8) 国立天文台編(1985)：理科年表昭和61年版，丸善
- 9) 所功(1988)：年号の歴史(増補版) 一元号制度の史的研究一，雄山閣出版
- 10) 蔡内潔(1990)：中国の天文暦法，平凡社
- 11) 暦計算研究会：新こよみ便利帳(1991)恒星社厚生閣
- 12) 井上大介編(1995)：日本暦綴—コンピューター出力版，辻通商株式会社
- 13) 国立天文台編(1997)：理科年表平成9年版，丸善

