

河川環境総合研究所報告の発刊にあたって

(財)河川環境管理財団が、河川環境の保全、整備および総合的な調査研究等を目的に昭和50年に設立されて以来、今年で20周年を迎えることになりました。

この間、淀川、多摩川、荒川、木曾川、石狩川等の河川で河川環境の保全、整備に関わる事業を行うほか、昭和60年度からは、(社)ゴルファーの緑化促進協力会からの協力金を得て、河川の緑化事業および調査研究の助成を、昭和63度からは、河川整備基金の造成とその運用益に基づく助成事業を実施してまいりました。

事業内容としては、現地における事業を主体に、併せて河川環境管理基本計画（河川空間管理）の策定等の調査計画を進めてきましたが、その後、調査研究業務が年々増加するようになり、これに助成事業への取り組みが加わり、調査研究体制の強化が不可欠となってまいりました。

このため、平成4年7月1日に河川環境総合研究所を開設し、これまで、東京に研究第一部、第二部、大阪に研究第三部（大阪研究所）、北海道に研究第四部を設け、全国的に、現地のニーズに対応できる体制を整備してまいりました。

現在、このような体制のもとに河川環境管理基本計画（水環境管理）の策定および水質浄化、多自然型川づくり等、河川環境に係わる調査研究を鋭意進めているところです。

研究所開設からまだ日も浅く研究途中の段階のテーマもありますが、これまでの調査研究の成果をとりまとめ広く関係の方々に活用して頂くことが当財団の責務であると考え、ここに研究所報告を発刊することといたしました。

本書が、現地における河川環境への取り組みにいささかなりとも資することができれば幸いと存じます。

今後は、毎年発行できるよう調査研究の推進に一層努力するとともに、河川環境に関する有用な情報については、適宜研究所資料として刊行していきたいと考えておりますので、今後とも関係各位の一層のご指導、ご鞭撻をお願い申し上げます。

なお、研究所報告の編集に際しましてはその適正を期するため、当財団の研究顧問である吉川秀夫先生（工学博士、河川環境総合研究所長、河川工学）、芦田和男先生（工学博士、河川環境総合研究所 大阪研究所長、河川工学）、佐々木 寧先生（理学博士、埼玉大学 工学部 建設工学科教授、植物学）および当財団の理事である玉井信行先生（工学博士、東京大学 工学部 土木工学科教授、河川工学）に編集顧問をお願いし掲載論文の決定をしていることを申し添えます。

平成7年7月

財団法人 河川環境管理財団
理事長 近藤 徹

目 次

「洪水防御計画」・「河道計画」の誤差に関する一考察	近藤 徹	1
I 水環境に関する研究		
1. 河川水質と流域人口	吉川秀夫・斎藤正勝	1 1
2. 好ましい水環境	芦田和男	2 1
3. 転倒式浄化網による浄化実験の概要	吉川秀夫・武田 宏・三尾袈裟人	3 5
4. 貯水池のバイパストネル排砂に関する研究(第一報)	芦田和男・戸田圭一	5 3
II 多自然型川づくりに関する研究		
1. 欧州における「多自然型川づくり」の背景	佐々木 寧	6 3
2. 多自然型河川工法の実験的検討	芦田和男・大槻英樹・戸田圭一	7 3
3. テンダーバッグによる河川環境の創出	吉川秀夫・立石芳信	1 0 3
III その他河川環境の保全と創造に関する研究		
1. 扇状地河道における土砂管理モデル	芦田和男・森野彰夫・米谷宗一	1 0 7
2. 斜め棧粗度による側岸浸食の抑制手法に関する研究	吉川秀夫・関根正人	1 2 1
3. 河川管理のための電子ハンドブックシステムの開発について	吉川秀夫・小川鶴蔵・久保田勝・荒木 稔	1 3 3
4. 上昇気泡による感潮河川の流量計測	吉川秀夫・布村明彦・武田 宏・三尾袈裟人	1 4 1

「洪水防御計画」・「河道計画」の誤差に関する一考察

近藤 徹*

治水計画策定に当たっては、既往洪水を解析した上で、計画の対象とする基本高水や計画高水流量、計画高水位等の計画値を設定する。

基本高水や計画高水流量を算定する「洪水防御計画」、計画横断面形、計画高水位を算定する「河道計画」には、各種の誤差が不可避免的に内在しており、その要因は、観測・測定誤差、算定・解析誤差である。その誤差は、各作業の段階で積み重なり、作業が進む段階毎に幾何級数的に増大することになり、最終の計画値を設定する段階で、信頼性工学の一般的手法により検証を行うと実用に供することができない程度になる恐れがある。また従前の計画手法によった場合は、どの程度の信頼性の計画値であるかを把握しておく必要がある。

それらの誤差には、設定した計画値即ち計画高水流量、計画高水位等の設定目的に重大な関係のあるものもあれば、差程でないものもある。そこで、各種の誤差が、要因毎に最終の計画値設定にどのような影響を与えているかを定性的に考察を試みる。

「洪水防御計画」の観測・測定、解析・算定の各作業の流れ図を、図1に示す。

この流れ図に基づき信頼度を分析するに当たって各作業工程毎に発生する信頼度低下要因を分析する。

各変数間で設定する関数関係は、変数の変動領域内では極大値も極小値も持たない単調な関数であること、関数変換に当たってそれぞれ関数値は1対1で対応する単値関数とみなして、以下の推論を行う。

(1) 変数名の設定

観測・測量値 添字_mを付ける。

- ①観測所雨量 W_m 既往洪水時及び洪水観測が行われていない場合の降雨についての観測所観測雨量
 - ②現況河道形状 S_m 既往洪水直近時の河道断面形状
 - ③既往洪水流速 V_m 既往洪水時観測流速
 - ④既往洪水水位 H_m 既往洪水時観測水位
- 算定・解析値 添字_cを付ける。
- 流域雨量 R 。⑤既往降雨流域雨量資料 ⑦解析対象

流域雨量資料

流量 Q 。⑥既往洪水流量資料 ②③④で観測された洪水毎に洪水時の流量を算定する。

⑨解析対象流量資料 ⑦解析対象流域雨量資料の降雨規模と⑧流出定数を代入して「流出関数」により流出計算を行って洪水群を作成する。

⑩「基本高水」 河道の場合、計画高水流量流出定数 K 。⑧

河道形状 S 。⑪修正河道形状 計画高水流量に対応する流下能力を確保するため、③現況河道形状の断面積を増大・修正する。

「粗度係数」 N 。⑫現況「粗度係数」資料 ③現況河道形状に対応する「粗度係数」 ⑬修正「粗度係数」資料 ⑪修正河道形状に対応する「粗度係数」

水位 H 。⑭解析対象計算水位資料 ⑩計画高水流量に対応する計算水位を算定する。

(2) 観測・測定に関する誤差の検討

観測結果を d 、その真値を D とすれば、観測誤差 $e_m = D - d$ がある確率分布をしているとして、その確率密度を $p(e_m)$ とする。

①観測所雨量 W_m 雨量観測所における既往集中降雨時、既往洪水時の時間雨量、連続雨量の何れの場合としてもよい
観測誤差 e_{wm} 、その確率密度 $p(e_{wm})$

観測所雨量は、観測所の位置の地形的、気象的条件により極めて大きな影響を受ける。さらに観測所がその支配地域の流域雨量をどの程度の信頼度で代表しているかが、課題である。特に山岳地帯では尾根や谷、谷の方向と集中豪雨時の風向、観測所の標高等により大きく変動する。

また観測所へのアプローチ、テレメーターの電波条件等による制約が存在する。

また既往洪水を解析する場合には、過去の観測所が十分に設置されていない場合が多いので、精度的には不十分な制約条件下で解析・算定しなければならないのが、一般的である。

*近藤 徹 (財)河川環境管理財団 理事長

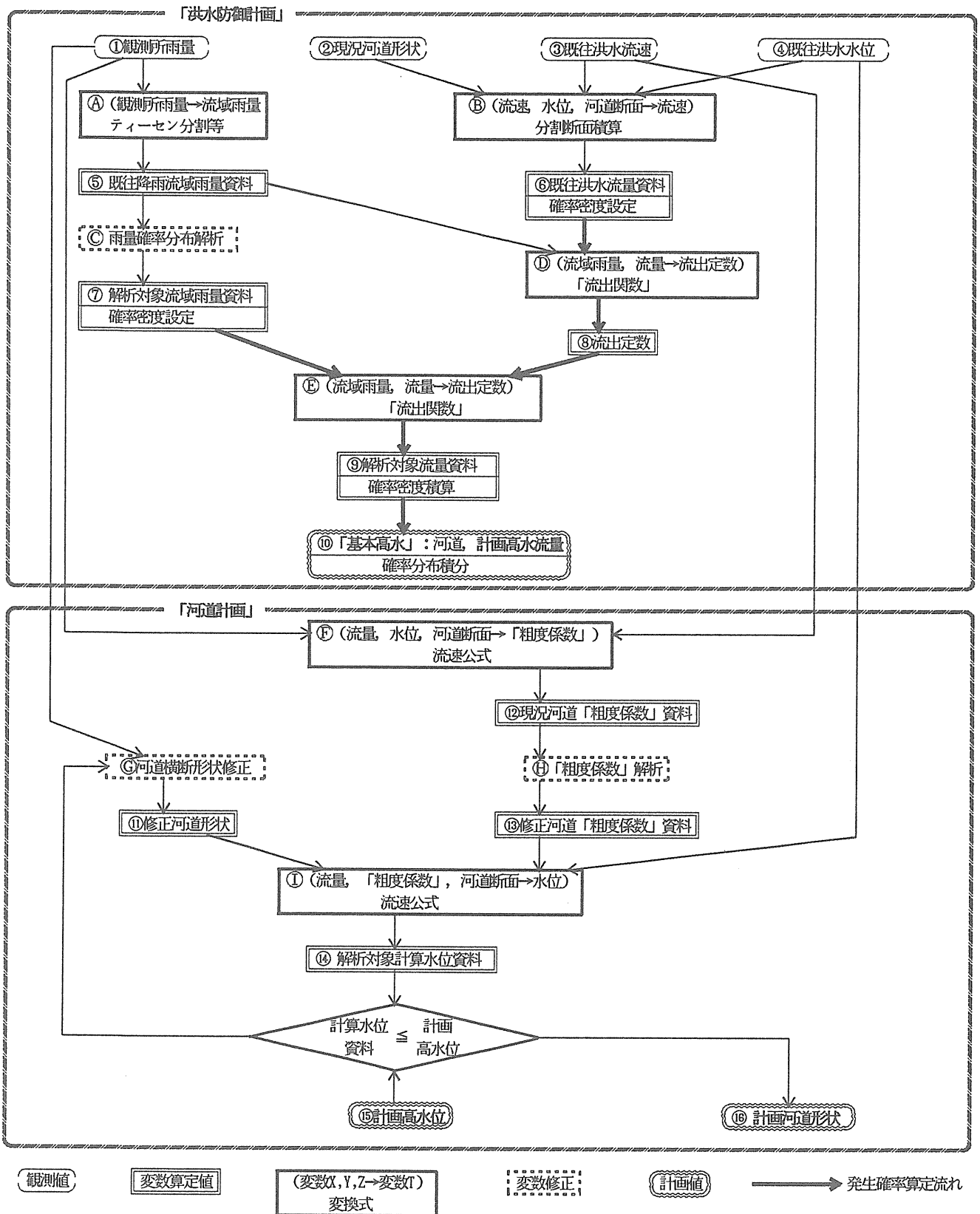


図1 「洪水防御計画」・「河道計画」作業流れ図

このため適正な雨量観測所の選定について今後気象学的な研究の進展が待たれる。

- ②現況河道形状 S_m 洪水発生直近時の河道形状で、河道断面形状のの測量寸法とした場合、横断面積、縦断勾配及び径深とした場合の何れとしてもよい、観測誤差 e_{sm} 、その確率密度 $p(e_{sm})$
- ③洪水時流速 V_m 流量観測所の既往洪水時の流速観測値
観測誤差 e_{vm} 、その確率密度 $p(e_{vm})$
- ④洪水時水位 H_m 既往洪水時における水位観測所の水位観測値
観測誤差 e_{hm} 、その確率密度 $p(e_{hm})$

(3) 観測・測定値から直接算定する変数値に関わる誤差

変数 X, Y, Z から変数 T を関数 $T = \theta(X, Y, Z)$ により算定するとした場合、

変数 X, Y, Z の観測値を x, y, z とすれば、観測誤差は、

$$e_{xm} = X - x, e_{ym} = Y - y, e_{zm} = Z - z$$

観測誤差に関する確率密度は $p(e_{xm}), p(e_{ym}), p(e_{zm})$ である。

変数 T の算定値が $t = \theta(x, y, z)$ により算定されるとする。Tの誤差 e_t は観測誤差の影響分も含めて $e_t = T - t$ である。このうちTの算定方式に関わる誤差のみを e_{tc} とする。e_{tc}に関する確率密度を $p(e_{tc})$ とする。e_{tc}及び各変数の観測誤差とは相互に独立の事象であるので、e_tの確率密度は、

$$p(e_t) = p(e_{tc}, e_x, e_y, e_z) = p(e_{tc}) \cdot p(e_x) \cdot p(e_y) \cdot p(e_z)$$

となる。

⑤既往降雨流域雨量資料の算定誤差

流域雨量算定式は、流域雨量を R 、観測所雨量を $[W_j]$ とすれば、 $R = \theta([W_j])$ 観測所の支配面積の流域面積に対する比率を h_j とすれば、ティーセン分割法による流域雨量算定値を r 、観測所の雨量観測値を $[w_j]$ とすれば、観測所の個数を N として

$$r = \sum_{j=1}^N h_j w_j = \theta([w_j])$$

既往降雨流域雨量資料の誤差 e_r とし、観測所雨量の観測誤差 e_w と、ティーセン分割法等による流域雨量の算定式に伴う誤差 e_{rc} との関係は、

$$e_r = R - r = \sum_{j=1}^N h_j (W_j - w_j) + e_{rc} = \sum_{j=1}^N h_j e_{wmj} + e_{rc}$$

とすることができる、これを

$$e_r = ce_{wm} + e_{rc} \dots\dots\dots (1)$$

と略記する。誤差 e_r の確率密度は、

$$p(e_r) = p(e_{rc}, e_{wm}) = p(e_{rc}) \cdot p(e_{wm})$$

既往洪水の流量資料から洪水発生確率を検証するには観測洪水の個数が十分でないことが多い。また流量観測の精度が不十分な洪水が含まれていることも多い。このため観測資料数の比較的多い雨量資料により、流域雨量を設定して流域雨量から流量を算定することにより、流量資料個数の不足、精度の不十分さを補完している。

従って、流域雨量は、飽くまでも流量算定の補助変数である。且つ既往洪水時の流量から、「基本高水」相当の規模の流量までを外挿させる手段としての変数である。現在の段階では、既往洪水発生時の連続雨量、時間雨量を機械的に引き伸ばすという手法により解析対象流域雨量資料を作成して外挿している。

その算定誤差の極小化は、今後の研究課題として気象学研究の進展を待ちたい。

⑥既往洪水流量資料の算定誤差

既往洪水時の流速、水位、洪水時直近の河道断面形状の観測・測量値から洪水流量を算定する場合には、[流量 Q] = θ ([流速 V], [河道断面積 S])の関数と考えられる。算定式は、一般的に[流速 V] * [河道断面積 S]とみなすことができる。水位測定誤差は河道断面積測量の誤差の一部として扱うことにする。観測・測量誤差と、河道横断面を分割して分割断面毎に流量を積算する算定方式の誤差 e_{qc} とを含めた誤差 e_q とその確率密度は、

$$\begin{aligned} Q &= \theta(V, S) = V \cdot S + e_{qc} \\ q + e_q &= (v + e_{vm})(s + e_{sm}) + e_{qc} \\ &= vs(1 + e_{vm}/v)(1 + e_{sm}/s) + e_{qc} \\ &\cong vs(1 + e_{vm}/v + e_{sm}/s) + e_{qc} \end{aligned}$$

ここで $q = v * s$ を代入すると

$$\begin{aligned} \frac{e_q}{q} &\cong \frac{e_{vm}}{v} + \frac{e_{sm}}{s} + \frac{e_{qc}}{q} \dots\dots\dots (2) \\ p(e_q) &= p(e_{qc}, e_{vm}, e_{sm}) = q(e_{qc}) * p(e_{vm}) * p(e_{sm}) \end{aligned}$$

流量算定値の誤差 e_{qc} は、観測地点を直線河道で流速が一様である箇所を選定すること、分割断面を極力水深の変化点毎にきめ細かく設定すること、流速の垂直方向分布を極力詳細に観測すること等により

観測精度を上げて、極小化することができる。しかし洪水観測時は、夜間、悪天候、限られた要員等極めて観測に不利な作業条件で行われることが多い。

このため今後は測定機器の研究開発等に大いに努力しなければならない。

(4) 「流出関数」によって算定する流量の誤差

流量Q, 流域雨量R, 「流出関数」(一般的には貯留関数)の定数Kとして関数 $Q = \Phi(R|K)$ 関係が成立しているとした場合を想定する。

$Q=Q_1$, $R=R_1$ が既知のとき、定数Kを逆算して関数関係を設定する。この関数関係から与えられた $R=R_2$ のときに対応する $Q=Q_2$ を算定する。

算定値に関する変数、定数を q, r, k , 算定値の関数関係を $q = \phi(r|k)$ とする $q=q_1$, $r=r_1$ から k を逆算して、関数関係を設定する。この関数関係から、与えられた $r=r_2$ に対応する $q=q_2$ を算定する。

各算定値の誤差は、 $e_{q1} = Q_1 - q_1$, $e_{q2} = Q_2 - q_2$, $e_{r1} = R_1 - r_1$, $e_{r2} = R_2 - r_2$ となる。

算定式に関わる誤差を e_{qp1} , e_{qp2} とする。

$$\begin{aligned} Q_1 &= \Phi(R_1|K) \\ Q_1 &= \phi(R_1|K) + e_{qp1} \\ q_1 + e_{q1} &= \phi(r_1 + e_{r1}|k + e_k) + e_{qp1} \\ q_1 + e_{q1} &\cong \phi(r_1|k) + \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_1|k) \cdot e_{r1} + \\ &\quad \frac{\partial}{\partial k} \phi(r_1|k) \cdot e_k + e_{qp1} \end{aligned}$$

上式に $q_1 = \phi(r_1|k)$ を代入すると

$$e_{q1} \cong \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_1|k) \cdot e_{r1} + \frac{\partial}{\partial k} \phi(r_1|k) \cdot e_k + e_{qp1}$$

同様にして

$$e_{q2} \cong \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_2|k) \cdot e_{r2} + \frac{\partial}{\partial k} \phi(r_2|k) \cdot e_k + e_{qp2}$$

従って

$$\begin{aligned} e_{q2} &= (e_{q2} - e_{q1}) + e_{q1} \\ &\cong \left\{ \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_2|k) - \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_1|k) \right\} e_{r2} + \\ &\quad \frac{\partial}{\partial r} \phi(r_1|k) (e_{r2} - e_{r1}) + \\ &\quad \left\{ \frac{\partial}{\partial k} \phi(r_2|k) - \frac{\partial}{\partial k} \phi(r_1|k) \right\} e_k + \\ &\quad (e_{qp2} - e_{qp1}) + e_{q1} \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

よく知られたことであるが、 r が十分大きい区間では、 r - q グラフは直線関係にあるので、

$$q = \phi(r|k) = a(k)r + b(k) \text{ とすれば,}$$

$$\frac{\partial}{\partial r} \phi(r|k) = a(k)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial k} \phi(r|k) &= \frac{\phi(r|k + \Delta k) - \phi(r|k)}{\Delta k} = \\ &= \frac{a(k + \Delta k)r - a(k)r}{\Delta k} = a'(k)r \end{aligned}$$

これを式(3)に代入すると

$$\begin{aligned} e_{q1} &\cong a(k)e_{r1} + a'(k)r_1 e_k + e_{qp1} \text{ 故に} \\ a'(k)r_1 e_k &\cong e_{q1} - a(k)e_{r1} - e_{qp1} \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

同様にして

$$e_{q2} \cong a(k)e_{r2} + a'(k)r_2 e_k + e_{qp2}$$

これに式(4)を代入すると

$$e_{q2} \cong e_{q1} \frac{r_2}{r_1} + a(k) \left[e_{r2} - e_{r1} \frac{r_2}{r_1} \right] + \left[e_{qp2} - e_{qp1} \frac{r_2}{r_1} \right]$$

これに式(1)(2)を代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{e_{q2}}{q_2} &\cong \left[\frac{e_{vm1}}{v_1} + \frac{e_{sm1}}{s_1} \right] \cdot \frac{q_1}{q_2} \cdot \frac{r_2}{r_1} + c \frac{a(k)r_2}{q_2} \left[\frac{e_{wm2}}{r_2} - \right. \\ &\quad \left. \frac{e_{wm1}}{r_1} \right] + \left[\frac{e_{qp2}}{q_2} - \frac{e_{qp1}}{q_1} \cdot \frac{q_1}{q_2} \cdot \frac{r_2}{r_1} \right] + \\ &\quad \frac{a(k)r_2}{q_2} \left[\frac{e_{rc2}}{r_2} - \frac{e_{rc1}}{r_1} \right] + \frac{e_{qp1}}{q_1} \cdot \frac{q_1}{q_2} \cdot \frac{r_2}{r_1} \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

第1項は、既往洪水流量算定誤差について流速測定誤差と河道断面形状測量誤差による影響分から算定した値を基本とし、これに解析対象流域雨量時と既往洪水時における流域雨量の比と流量の逆比を乗じたものである。一般的には

$$\frac{q_1}{q_2} \cdot \frac{r_2}{r_1} \cong 1 \text{ であるから、既往洪水時の洪水観測}$$

誤差によって定まることになる。

第2項は、雨量観測誤差による流量への影響誤差分についての項である。一般的には

$q_2 \cong a(k)r_2$ であること、 c は、雨量観測所雨量と流域雨量との調整に必要な係数でほぼ1であることから、括弧内の値によって定まる。括弧内は既往洪水時と計画対象流域雨量時の雨量観測所の観測誤差の差分である。誤差の2次階差になる。 Δe_w と略記する。

第3項は、雨量から洪水流出への関数関係を「流出関数」によって表現した場合の算定式に関する算定誤差影響分についての項である。解析対象流域雨量規模が発生した場合の誤差と既往洪水時の誤差との差分である。誤差の2次階差になる。 Δe_{pq} と

略記する。

第4項は、ティーセン分割法による流域雨量の算定誤差による流量への影響誤差分についての項である。一般的には、 $q_2 \cong a(k)r_2$ であること、括弧内は解析対象流域雨量規模が発生した場合の誤差と既往洪水時の誤差との差分であることから、流域雨量算定誤差の差分である。誤差の2次階差になる。 Δe_{cr} と略記する。

第5項は、河道流量を河道断面、流速の観測・測定値から分割断面方式により算定した場合の算定誤差についての項である。一般的には $\frac{q_1 \cdot r_2}{q_2 \cdot r_1} \cong 1$ であるから既往洪水時の算定誤差により定まる。

従って第1項と第5項は、既往洪水時の流量解析における観測・測定誤差と算定誤差を、解析対象流域雨量相当時に想定される相当誤差に換算したものである。これは降雨規模に比例して大きくなる。基本的には観測測定誤差を極小化することによって、縮減できる。

第2項、第3項、第4項は、誤差の2次階差であり、解析対象雨量相当時と既往洪水時との補正もされているので極めて小さく、無視することができると考えられる。ただし既往洪水の観測値から外挿するので、未知の要因によって第3項が新たな誤差を生じさせる可能性がある。

従って、観測・測定誤差も含めた流量誤差の近似式は、

$$\frac{e_{q2}}{q_2} \cong \left[\frac{e_{vm1}}{v_1} + \frac{e_{sm1}}{s_1} \right] + \frac{e_{ac1}}{q_1} + \left[\frac{e_{qp2}}{r_2} - \frac{e_{qc1}}{r_1} \right] \dots (6)$$

* は、通常は無視してよい。

Q_2 の全体誤差に関する確率密度 $p(e_{q2})$ は、

$$\begin{aligned} p(e_{q2}) &= p(e_{q1}, \Delta e_{rc}) \\ &= p(e_{vm}, e_{sm}, \Delta e_{vm}, \Delta e_{rc}, \Delta e_{qp}, e_{qc}) \\ &\cong p(e_{vm}, e_{sm}, e_{qc}, \Delta e_{qp}) \end{aligned}$$

観測値に関する誤差は他の誤差とは独立しているので、 $p(e_{q2}) \cong p(e_{vm}) \cdot p(e_{sm}) \cdot p(e_{qc}, \Delta e_{qp})$ となる。

有意水準を ϵ 、信頼水準を $1-\epsilon$ とすれば、その真値 Q の信頼区間は、上限区間のみ推定する場合に相当するから $F[Q \leq q + qu] \leq 1-\epsilon$

(5) 平均流速公式から算定する水位の誤差

水位 H 、河道断面形状 S 、平均流速 Q 、平均流速公式の定数 N として、関数関係 $H = \theta(S, Q | N)$ が成立しているとした場合を想定する。

$H = H_1$ 、 $S = S_1$ 、 $Q = Q_1$ が既知のとき、定数 $N = N_1$

を逆算して関数関係を設定する。この N を $N = N_2$ に修正して関数関係を修正した上で、与えられた $S = S_2$ 、 $Q = Q_2$ に対応する $H = H_2$ を算定する。

算定値に関する変数、定数を h, s, q, n 、算定値間に成立するの関数関係を $h = \theta(s, q | n)$ とする。 $h = h_1$ 、 $s = s_1, q = q_1$ から $n = n_1$ を逆算する。この n を計画河道に相当する「粗度係数」に修正して $n = n_2$ を設定して、与えられた $s = s_2, q = q_2$ に対応する $h = h_2$ を算定する。

各算定値の誤差は、 $e_{h1} = H_1 - q_1$ 、 $e_{h2} = H_2 - h_2$ 、 $e_{s1} = S_1 - s_1$ 、 $e_{s2} = S_2 - s_2$ 、 $e_{q1} = Q_1 - q_1$ 、 $e_{q2} = Q_2 - q_2$ 、 $e_{n1} = N_1 - n_1$ 、 $e_{n2} = N_2 - n_2$ となる。

算定式に関わる誤差を e_{ph1} 、 e_{ph2} とおく。

$$\begin{aligned} H_1 &= \theta(S_1, Q_1 | N_1) \\ &= \theta(S_1, Q_1 | N_1) + e_{hp1} \\ h_1 + e_{h1} &= \theta(s_1 + e_{sm1}, q_1 + e_{q1} | n_1 + e_{n1}) + e_{hp1} \\ h_1 + e_{h1} &\cong \theta(s_1, q_1 | n_1) + \frac{\partial}{\partial s} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{sm1} + \\ &\quad \frac{\partial}{\partial q} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{q1} + \frac{\partial}{\partial n} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{n1} \end{aligned}$$

上式に $h = \theta(s, q | n)$ を代入すると

$$\begin{aligned} e_{h1} &\cong \frac{\partial}{\partial s} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{sm1} + \frac{\partial}{\partial q} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{q1} + \\ &\quad \frac{\partial}{\partial n} \theta(s_1, q_1 | n_1) \cdot e_{n1} + e_{hp1} \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

同様にして

$$\begin{aligned} e_{h2} &\cong \frac{\partial}{\partial s} \theta(s_2, q_2 | n_2) \cdot e_{s2} + \frac{\partial}{\partial q} \theta(s_2, q_2 | n_2) \cdot e_{q2} + \\ &\quad \frac{\partial}{\partial n} \theta(s_2, q_2 | n_2) \cdot e_{n2} + e_{hp2} \end{aligned}$$

ここで [平均流速] = [流量 q] / [河道断面積 s] = q/s 他方平均流速は、Manning公式に基づき簡易式により [径深] \cong [水深 h] として、表せば、[平均流速] = $1/n \cdot I^{1/2} h^{2/3}$ ただし n ; 「粗度係数」、 I ; 水面勾配

従って $\frac{q}{s} = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} h^{2/3}$ 故に $h^{2/3} = \frac{qn}{I^{1/2}s}$ 水深に関する簡易式として $h = \theta(s, q | n) = \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\}^{3/2}$ とおいて、

以下の検証を行う。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s} \theta(s, q | n) &= \frac{\partial}{\partial s} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\}^{3/2} = \\ &= -\frac{3}{2} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\} \cdot \frac{1}{s^{5/2}} = -1.5 \frac{h}{s} \\ \frac{\partial}{\partial q} \theta(s, q | n) &= \frac{\partial}{\partial q} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\}^{3/2} = \\ &= \frac{3}{2} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\} \cdot \frac{1}{q^{1/2}} = 1.5 \frac{h}{q} \end{aligned}$$

$$\frac{\partial}{\partial n} \theta(s, q | n) = \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}s} \right\}^{3/2} = \frac{3}{2} \left\{ \frac{qn}{I^{1/2}} \right\} \cdot \frac{1}{n^{1/2}} = 1.5 \frac{h}{n}$$

式(7)に前記の各項を代入すると

$$e_{h1} = 1.5 \frac{h_1}{s_1} \cdot e_{sm1} + 1.5 \frac{h_1}{q_1} \cdot e_{q1} + 1.5 \frac{h_1}{n_1} \cdot e_{n1} + e_{np1}$$

同様にして

$$e_{h2} = 1.5 \frac{h_2}{s_2} \cdot e_{sm2} + 1.5 \frac{h_2}{q_2} \cdot e_{q2} + 1.5 \frac{h_2}{n_2} \cdot e_{n2} + e_{np2}$$

$$\frac{e_{h2}}{h_2} - \frac{e_{h1}}{h_1} \text{ を計算すると}$$

$$\frac{e_{h2}}{h_2} - \frac{e_{h1}}{h_1} = 1.5 \left[\frac{e_{sm2}}{s_2} - \frac{e_{sm1}}{s_1} \right] + 1.5 \left[\frac{e_{q2}}{q_2} - \frac{e_{q1}}{q_1} \right] + 1.5 \left[\frac{e_{n2}}{n_2} - \frac{e_{n1}}{n_1} \right] + \left[\frac{e_{np2}}{h_2} - \frac{e_{np1}}{h_1} \right] \dots\dots\dots (8)$$

第1項は、水位の測量誤差についての項である。既往洪水時水位の測量誤差によって定まるので、洪水時の水位測量誤差を極小化できれば、縮減できる。

第2項は、河道断面形状の測量誤差についての項である。計画高水流量流下時と既往洪水時におけるそれぞれの河道断面と測量誤差の差分の1.5倍となっている。即ち誤差の2次階差である。Δe_sと略記する。

よく知られたように、既往洪水時も、計画高水流量流下時も河道幅一杯に洪水が流下している。

従って河道断面積の増減は、一定の河道幅Bと水深hの増減によって定まる。

即ち $s = Bh - s_0$, ∴ $h = (s - s_0)/B$ ここで、s₀は低水路部分の補正断面積

従って

$$\frac{\partial}{\partial s} \theta(s, q | n) = \frac{\partial}{\partial s} h = \frac{1}{B} \text{ と書き換えられる。}$$

$s_1 = t_1 h_1 - s_{01}$, $s_2 = t_2 h_2 - s_{02}$ より、第2項は、次のように書き換える。

$$\text{第2項の括弧内} = (e_{s2}/B_2 - e_{s1}/B_1)$$

引堤を行わないときは、 $B_1 = B_2$ であるから

$$\text{第2項の括弧内} = (e_{s2} - e_{s1})/B_1$$

e_{s2}, e_{s1} は、河道断面積の測量誤差であるから、本来は精度を極めて高く向上させることができるので、縮減できる

ところで現況河道は、流水の洗掘、堆積作用によって深掘れ部分、死水域が生じている。既往洪水の検証に当たっては、深掘れ・死水域を有効流下断面積に計上しないで、「粗度係数」等の検証を行うのが、一般的である。

この深掘れ・死水域が全く洪水流下に関与していな

かったとして設定することになるが、実際には若干でも洪水流下の能力を発揮していることが十分考えられる。そのため有効流下断面積は、実際よりもやや少な目に設定される可能性がある。従って「粗度係数」は小さめに、即ち洪水が流下しやすい傾向に設定される懸念がある。

計画河道は、整形された断面として、即ち深掘れ・死水域の少ない断面として設定されることが多い。このため現況河道で有効河道に形状されなかったが、実際には洪水流下の機能を若干でも発揮していた部分が少なくなる。

計画断面形状で、計画高水流量を計算上は流下させることができると算定されていても、実際には流下させられない恐れがある。

e_{s2}, e_{s1} は、このような深掘れ・死水域の扱いを適正に行わないと誤差を拡大することに留意するべきである。

第3項は、流量の観測・測定誤差と観測・測定値からの算定誤差の計画高水流量流下時に想定される相当誤差と既往洪水時との差分になる。即ち誤差の2次階差である。Δe_qと略記する。

「流出関数」によって算定する流量の誤差は、式(6)による。

$$e_{q1} \text{ は、 } r_2 = r_1, e_{pq2} = e_{pq1} \text{ として}$$

$$\frac{e_{q1}}{q_1} \cong \left[\frac{e_{vm1}}{v_1} + \frac{e_{sm1}}{s_1} \right] + \frac{e_{qc1}}{q_1} \text{ 従って}$$

$$\text{第3項} = 1.5 \left[\frac{e_{qp2}}{q_2} - \frac{e_{qp1}}{q_1} \cdot \frac{q_1}{q_2} \cdot \frac{r_2}{r_1} \right]$$

これは通常は無視できる。

第4項は、「粗度係数」の誤差の設定に関する項である。現況河道と計画河道との誤差の差分である。即ち誤差の第2次階差である。Δe_nと略記する。

「粗度係数」を現況河道と計画河道と同一とした場合には0である。現況河道の「粗度係数」n₁から計画河道の「粗度係数」n₂に修正する場合には、無視できない可能性がある。この場合修正した効果を、河道計画上過大に期待することにならないように留意する必要がある。

「粗度係数」は、前述したように既往洪水時の流速、河道断面形状の観測・測定値から算定された流量に洪水時水位、河道断面積を合致させるように設定させる。この過程で観測・測定誤差をも含んだ計算値に合致するように算出されるので、実態以上に変動幅が大きくなり、その誤差が、過剰に大きくなる恐れがある。

しかし「粗度係数」を現況河道と計画河道と同一に

している場合には、第4項は誤差の差分であるから「粗度係数」を過度に変動させた要因は、相殺される。

複断面河道では水深が大きくなるとともに、低水路と高水敷の径深の差、低水路と高水敷の境界における水流間の干渉により、斜昇流、平面渦が発生する。このため「粗度係数」が変動する。

計画河道の「粗度係数」を整形された断面のものとして、流下能力が向上する方向に、即ち小さめに設定する場合には、 e_{n2} が大きくなり無視し得ない可能性があることに留意するべきである。

第5項は、水位変換の算定式（通常はManning公式）に関わる誤差の計画高水流量流下時に発生する誤差と既往洪水時の誤差を水深比によって既往洪水規模に拡大換算した相当誤差との差分である。即ち誤差の差分である。 Δe_{hp} と略記する。

従って第1項は、既往洪水水位の測量誤差を計画高水流量流下時に相当する誤差に換算したものである。これは水位に比例して大きくなる。基本的には測定誤差を極小化することによって、縮減できる。

ところで $q=sv=1/n \cdot I^{1/2} h^{5/3}$ であるから、流量の変動要因による感度に比較して、水深の変動の感度は鈍いことが知られる。

第2項における深掘れ・死水域の扱い、第4項における計画河道の「粗度係数」の設定、特に流下能力の向上効果の扱いを適正に行えば、計算水位の誤差の大部分は、第1項の既往洪水時の水位測定誤差の精度に殆ど帰着できるものである。

H_2 の全体誤差に関する確率密度 $p(e_{h2})$ は、

$$p(e_{h2}) = p(e_{h1}, \Delta e_s, \Delta e_q, \Delta e_n, \Delta e_{hp}) \cong p(e_{h1}, \Delta e_s, \Delta e_n, \Delta e_{hp})$$

観測値に関する誤差は他の誤差とは独立しているの
で、 $p(e_{h2}) = p(e_{h1}) \cdot p(\Delta e_s) \cdot p(\Delta e_n, \Delta e_{hp})$ となる。

有意水準を ε 、信頼水準を $1-\varepsilon$ とすれば、その真値Hの信頼区間は、上限区間のみ推定する場合に相当するから $F[H \leq h+h_u] \leq 1-\varepsilon$

ただし $H \geq 0$ であるから $h_l=0$ と扱うことにする。

このHに関する信頼区間に関わる信頼限界を、便宜的に $H_c[0, h_u]$ と記すことにする。

(6) 流量発生確率の算定誤差

流量発生確率は、図に示したように次の手順で算定する。

1) 流量発生確率の算定誤差

流量発生確率は、流域平均総降雨量、降雨の時間分布、地域分布を確率事象として捉え、各確率事象の組

み合わせにより合成することになる。

流域平均総降雨量 ⑤資料が総降雨量の母集団から得られた標本であると見なす。この標本からその母数を推定して確率分布を当て嵌める。確率分布としては、対数正規分布、極値分布等の理論分布が広く使用されている。

その上で⑦解析対象流域雨量資料の算定に当たって「基本高水」を検討するに必要な降雨規模別の流域雨量資料を作成すると同時に、降雨規模毎の確率密度を設定する。

降雨の時間分布、地域分布 多くの方式が提案されているが、基本的には⑤資料の時間分布率、地域分布率を標本として確率分布を当て嵌める方式、⑥資料を洪水波形パターンの標本として、確率分布を当て嵌める方式等に大別される。当て嵌める確率分布は、理論分布を応用して設定する方式、各洪水波形パターンがそれぞれ均等な確率密度を持つものとして設定する方式等がある。

「基本高水」の設定 ⑦の総降雨量、⑥の降雨の時間・地域分布で設定された確率密度を積分して所定の水準の規模の洪水流量、波形を「基本高水」に設定する。

算定誤差の観点から、これらの手順を通じて重要なことは、確率分布の当て嵌めである。

総降雨量については、変数の対数がSlade変換を行った正規変換に従うものとして、その定数推定法として、積率法、クォンタイル法、最尤法等がある。また一定規模以上の降雨量の回数確率を対象とするものとして極値分布が使用されている。これらは一応使用頻度も多いので、実用的なものと考えてよいであろう。

理論分布を当て嵌める場合に、一般的に標本分布の統計量が母集団の母数に等しいとして、その定数を推定している。

ところで一つの母集団から無作為に抽出した標本寸法nの標本は、抽出作業を繰り返す度に、標本から算定される統計量、平均、分散は変動する。標本の統計量から算定する指標もまた変動する。従って標本の統計量から母集団の母数を推定し、同時に母数から算定される指標を推定する作業が必要である。ここで母集団が、 $N(m, \sigma^2)$ の正規分布をしているとき、これから抽出された標本寸法nの標本 x_i から算定される平均値 $x_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ は、 $N(m, \sigma^2/n)$ の正規分布に従う。この場合mを規準化して算定した量は、 $X = \left[\frac{x_m - m}{\sigma/\sqrt{n}} \right]$ である。

この標本から算定される分散 $s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - x_m)^2$ を規準化して算定した量 $\chi^2 = \frac{ns^2}{\sigma^2} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{x_i - x_m}{\sigma} \right]^2$ は、

自由度 $f = n - 1$ の χ^2 分布に従う。これは母集団の母数のうち、 σ だけを含む式となる。その確率密度関数、 $f_{\chi^2}(\chi^2; n - 1)$ また X と χ^2 とは相互に独立であるから、 $t = \frac{X}{\sqrt{\chi^2/n - 1}} = \frac{(x_m - m)}{\sigma/\sqrt{n}} \cdot \sqrt{\frac{(n - 1)\sigma^2}{ns^2}}$ は、自由度 $f = n - 1$ の t 分布に従う。

ここで不偏分散量 $U = ns^2/(n - 1)$ を代入すれば、 $t = \frac{\sqrt{n}(x_m - m)}{U}$ となり、母集団の母数のうち、 M だけを含む式となる。その確率密度関数は、 $f_t(t; n - 1)$ ここで、確率変数 x が正規分布 $N(m, \sigma^2)$ に従っているとき、超過確率 $1/W$ である点 x_w を求めると、次の関係が成り立っているとする。

$$x_w = m + h_w \sigma, \therefore m = x_w - h_w \sigma, \\ P\{x \geq x_w\} \leq 1/W$$

ただし、確率変数 h は、正規分布 $N(0, 1)$ に従っているものとし、 $P\{h \geq h_w\} \leq 1/W$ とする。

母集団の母数が未知で、標本の平均値 m 、不偏分散量 U が計算できたとき、任意の M 、 σ^2 が存在する尤度の密度は、 $f_t(t; n - 1) \cdot f_{\chi^2}(\chi^2; n - 1)$ $x_w = m + h_w \sigma$ の確率分布関数は、

$$T = \frac{\sqrt{n}(x_m - m)}{U} = \frac{\sqrt{n}(x_m - x_w + \sigma h_w)}{U} \text{ とおけば} \\ P\{x \leq x_w\} = \int_0^{+\infty} \int_{-\infty}^T f_{\chi^2}(\chi^2; n - 1) \cdot f_t(t; n - 1) dt d\chi^2 \\ = \int_0^{+\infty} f_{\chi^2}(\chi^2; n - 1) \cdot F_t(T; n - 1) d\chi^2 \\ = \int_0^{+\infty} f_{\chi^2} \left[\frac{ns^2}{\sigma^2}; n - 1 \right] \cdot \\ F_t \left\{ \frac{\sqrt{n}(x_m - x_w + \sigma h_w)}{U}; n - 1 \right\} \cdot \\ \left[\frac{-2ns^2}{\sigma^3} \right] d\sigma \\ = F_w(x_w)$$

信頼区間は、信頼係数を ε とおけば、

$$P\{x_{WL} \leq x_w \leq x_{WU}\} = 1 - \varepsilon, F_w(x_{WL}) = \varepsilon/2, \\ F_w(x_{WU}) = 1 - \varepsilon/2$$

を満たす x_{WL} 、 x_{WU} を求めることになる。

これをある河川の46カ年の流域雨量を確率解析した結果を表1に示す。

表1 確率雨量の信頼区間

1/W 超過確率	信頼係数 ε				最尤値	下限値			
	0.02	0.05	0.10	0.30		0.30	0.10	0.05	0.02
1/30	415.7	401.4	390.0	369.7	339.4	313.1	299.0	291.8	283.9
1/50	451.2	434.7	421.5	398.3	364.1	334.7	319.3	311.4	302.7
1/70	473.3	455.4	441.0	416.0	379.2	347.9	331.7	323.4	314.1
1/100	497.7	478.4	462.7	435.6	396.0	362.5	345.3	336.5	326.6
1/200	543.7	521.2	503.0	471.9	426.7	389.1	369.9	360.4	349.4
1/500	603.3	576.3	554.8	518.3	465.9	422.8	401.0	390.3	378.0

この結果から見て明らかなように、標本の統計値を母集団の母数と扱った場合には、相当の誤差が生じる可能性がある。

(7) 水位設定の算定誤差

計画高水位は、現在一般的に行われている方法は、既往洪水の中で最新の洪水時の粗度係数を算定してこれを“計画粗度”と称して採用し、これと計画高水流量とによって水位の追跡を行って計画高水流量流下時の水位を算定して決定している。

この方法は、洪水毎に変化している「粗度係数」の不確定性を、考慮せず、1ケースに決定論的に限定す

るので、その信頼度の検討が必要である。

水位についても、水位発生確率を確率論的検討を行う必要がある。

水位発生確率は、次の手順で算定することになる。

既往洪水における粗度の変動により、同一の流量が流下した場合にも、最高水位が変動するので、この粗度の組合せを、洪水水位形パターンと称することにする。

ここで論ずる水位発生確率は、同一の計画高水流量流下時において、洪水水位形パターンの変動により支配される最高水位を対象とした確率である。

洪水水位形パターン ⑥資料の既往洪水が、洪水水位

形パターンの標本であるとして確率分布を当て嵌める。

検討対象とする既往洪水数が極めて少ないこと、研究の前例が少ないことから、今後確率分布当て嵌めの研究を進める必要がある。

(8) 計画値としての計画高水流量と計画高水位

「洪水防御計画」における河道の計画値は計画高水流量、「河道計画」は計画高水位である。

以上で考察してきたように、それぞれに多くの誤差を含んでいるのであるから、所要の信頼性を確保するためには、何れを優先的に信頼性を確保すべきかを

考察する必要がある。

河道の機能を的確に示すものは、計画高水位であるから、基本的には計画高水位を最優先に誤差の極小化を図るべきである。

従って洪水時の洪水水位観測、計画河道と現河道の粗度係数の適正化、計画河道と現河道における死水域のバランス、洪水水位形パターンの検討が今後の誤差の極小化、河道計画の信頼性の向上を図る上で、大きな課題である。

1. 水環境に関する研究

1. 河川水質と流域人口

吉川 秀夫*・斎藤 正勝**

要 旨

河川の水質は、各河川の自然的・人為的要因による特性に支配されており、各要因が複雑にからみあって、その特性の把握を困難なものとしている。

本稿では、できるだけ単純に各河川について客観的に把握し、最も簡便で妥当性のある関係を求め、各流域の特性に応じたそれぞれの対策の重要性を指摘するものである。

川水質はおおまかに河川の低水流量時のものが代表値であると考え、水質(BOD)と流域の人口密度の関係について検討し、BOD、低水比流量、低水賦存量、人口密度、下水処理人口比を軸とした水質ポリゴン図により河川特性を類型化し、さらに水量・水質から見た適正流域人口密度について検討し、河川水質浄化事業の意義と今後の課題についてまとめたものである。

1. 河川水質概観

河川の水質は、各河川の自然的・人為的要因による特性に支配されている。このことは数多くの要因が複雑にからみ合って、その特性の把握を困難なものとしている。これについては村上¹⁾(1971)、和田²⁾(1975)、玉井ら³⁾(1990)等の多くの研究が報告されているが、ここでは出来るだけ単純に各河川について客観的に把握して見て、最も簡便で妥当性のある関係を求めてみようとする。また、その結果に基づいて考察を行い、各流域の特性に応じたそれぞれの対策を考えることが重要であることを指摘する。

最も単純に河川水質を見れば、流域の人間活動に基づく汚濁負荷総量を河川流量で希釈されたものと考えることが出来る。

人間活動は社会、経済情勢により異なることは勿論であるが、現時点で見れば人間の生存により排出される負荷と、人間の活動により発生する負荷とに大部分が関係しているから、河川への総排出負荷量はほぼ人

口に依存するであろう。

人口を流域の平均の単位面積で見ると人口密度で表すことが出来、また河川流量は比流量で表すことができる。

河川水質はおおまかに言えば河川の低水流量時のものがその代表値と考えられるので、ここでは河川流量は単位面積当たりの低水比流量で見ればよいであろう。我が国では一般に低水比流量は $1(\text{m}^3/\text{sec}/100\text{km}^2)$ と見られているので、各河川ではある程度の変動はあるものと思われるが、先ず単純に考え、水質(BOD)と人口密度との関係を調べると図1.1のようになっている(平成4年資料⁴⁾)。

図1.1から見られるように相当なばらつきはあるが全体の趨勢としては、図中に示す曲線の周りにばらついている様である。(この曲線はBODと人口密度が比例関係にあることを示す)。すなわち、人の流水に与える汚濁負荷量が一定で低水比流量が各流域で同じであれば、BODと人口密度は比例することになる。

この関係は75%BOD、低水流量の測定精度から考えてほぼ認めてよいであろう。しかし、この関係の周りに測定精度以上にばらついているような測定値が存在する。この関係のうち上方に大きく外れる点は揖保川、佐呂間別川で、それぞれ皮革等、デンプン製造業等の排水によるものと思われる。また下方に外れるグループでは主に下水処理が比較的進んだ河川及び流域外より農業、水道用として相当量の水が導水される影響であると考えられる。

同図に示す関係から、それぞれの河川の水質特性が把握出来る点では一応の目安になるとと思われる。

次に、各河川の低水比流量、下水道普及率などさらに詳細に見てみる。資料より各河川の最下流観測点のデータを基にして、河川水質に最も関連のあると思われる河川の特性指標について計算し、この全体の単純平均値を求めれば、昭和63年資料においては表1.1に示すようである。

水質を見ていく場合、基準となる指標値に河川流域

* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所 長

** 斎藤 正勝 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 第一部長

の単純平均値をここでは採用することにした。なお、他のより適確な基準を見出せばよいが、何を基準とすればよいかの議論があり、もしそれが決まったとしてもデータが得られないかも知れないので、昭和63年の単純平均値を基準として、ある河川の状況を他河川との比較において把握することとする。これはある程度の意義があると考えられるからである。即ち、ある河川での指標値が単純平均値に比べてどのような状況になっており、各指標の位置が明確になればその河川にとってどのようにして行けばよいかを理解出来る

であろう。

この表の中で、低水比流量は従来言われてきたものより若干大きく、これは昭和63年をとったためかも知れないので、考え方としては何々年間の平均値をとるべきかも知れないが、低水流量そのものが人為の所産によるところが多く、長期間の平均が必ずしもその河川の特徴指標を与えるとは考えられない。従って、現時点で諸条件を考えながら河川の水質を判断する方が適切であるとする。特にBOD負荷量については(低水量賦存量)×(BOD)で計算されるが、この値は

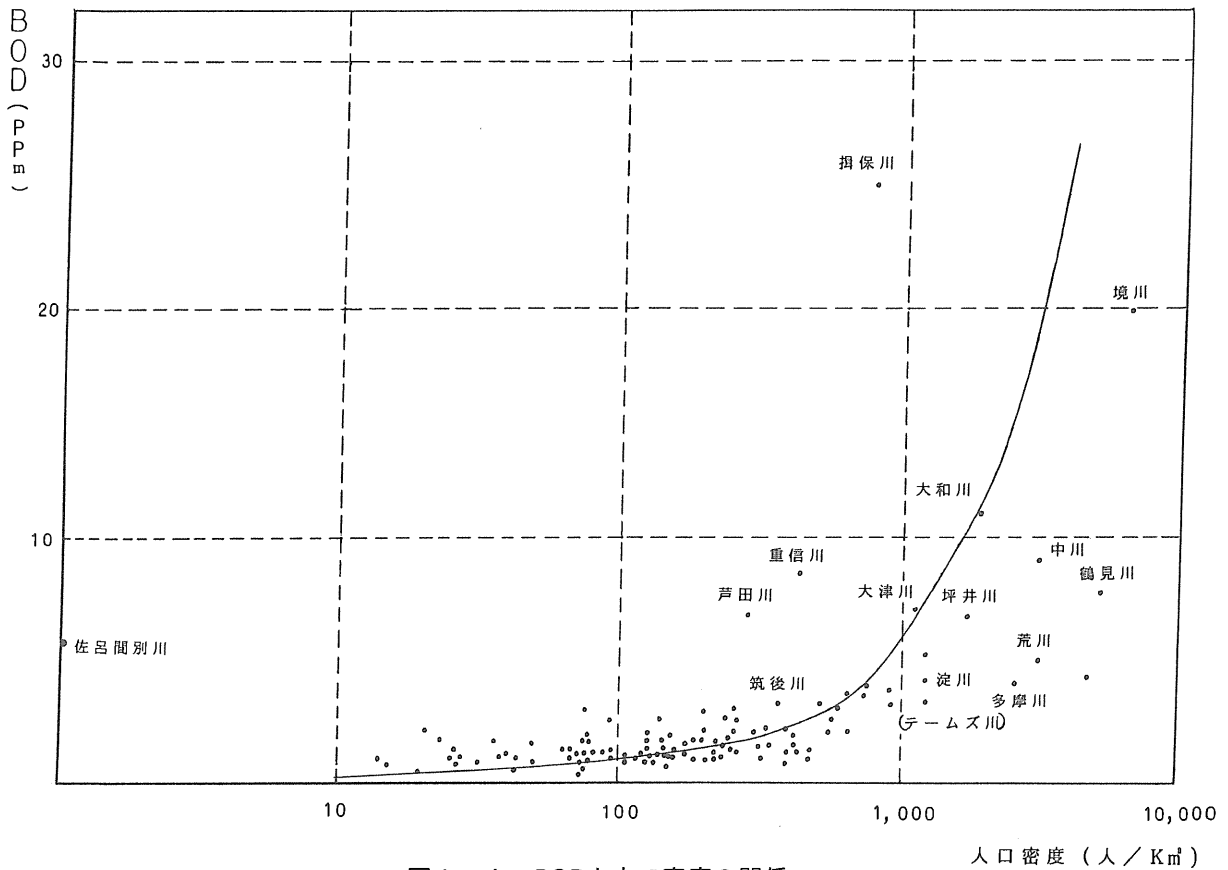


図1・1 BODと人口密度の関係

表1・1 113河川の特徴指標の単純平均値(昭和63年)

指 標	平 均 値	範 囲
低水比流量 (Q)	1.39 m ³ /sec/100km ²	4.18 (白川) ~ 0.13 (芦田川)
低水量賦存量 (q)	12.2 m ³ /day/人	67.0 (阿賀野川) ~ 0.09 (荒川)
人口密度 (P)	450 人/km ²	6,160(境川) ~ 0.9 (佐呂間別川)
BOD	2.31 ppm	25.1 (揖保川) ~ 0.3 (後志別川)
BOD負荷量 (L)	28.2 g/day/人 (単純15.2, 処理人口を除くと16.7)	81.0 (阿寒川) ~ 0.4 (多摩川)
下水処理人口比 (T)	27.7 %	96.5 (鶴見川) ~ 0.0

単純平均値の積で求めると28.2(g/day/人)となり、各河川で求めた負荷量の単純平均値15.2(g/day/人)の2倍近くになる。これは各指標の頻度分布によるためであり、その一例として図1.2にBODの頻度分布を示す。各河川についてそれぞれの指標値は意味があるが、全国河川の平均値はあくまでも基準値として見る必要がある。また、低水流量時のBODは、実際のBOD負荷量⁹⁾が直接河川にその時流出していると考えする必要はなく、特に下水道が普及していない地域では低水流量時には河川に負荷が到達するまでに、一部が水路等に沈殿し、これが増水時に河川に排出されるのが実体であろう。なお、各河川における指標の範囲を同表に示すが、それぞれの指標は非常に広い範囲に分散し

ていることが知られる。

さらに公共下水道の他に農業集落排水事業⁹⁾として排水処理事業が行われているが、平成4年までの処理人口は1,567千人であり、公共下水道処理人口17,319千人に比べて約1割である。また河川流域別には資料がないので、ここでは下水道処理人口には加算しないこととした。

次に全河川の中で指標が特徴的な河川名を表1.2に示す。この選択の基準は同表中に示す。なお、雑排水の1人1日当り汚濁負荷量は資料2)によるものである。また、下水処理人口比(全流域人口当りの下水処理人口の比)が比較的大きい河川流域を表1.3に示すが、北海道以外ではほとんどが都市河川である。

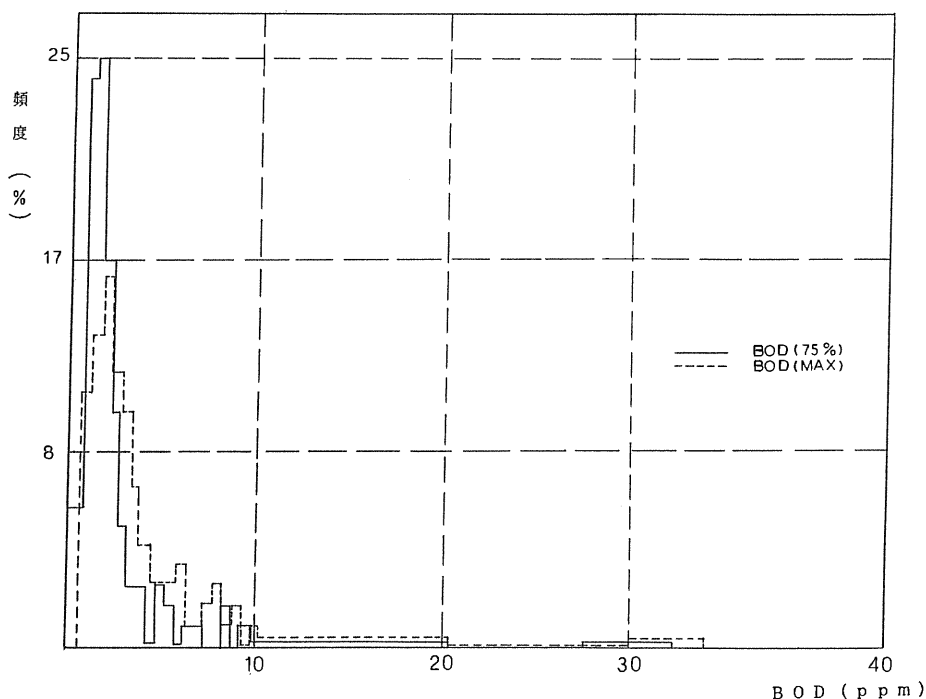


図1・2 BODの頻度分布(対象河川に対する%, 昭和63年)

表1・2 個別河川の特徴指標

指 標	河 川 名	摘 要
人口密度 (1000 人/km ²)	犀川、荒川、中川、多摩川、鶴見川、境川、三滝川 大和川、淀川、大津川(泉大津市)、坪井川(熊本市)	平均の3倍
BOD (> 5 ppm)	佐呂間別川、中川、鶴見川、境川、大和川、揖保川 大津川(泉大津市)、坪井川(熊本市)	平均の2倍
低水比流量 (< 0.3 m ³ /sec/100km ²)	佐呂間別川、荒川、芦田川、六角川	平均の1/4
低水賦存量 (< 1.0 m ³ /day/人)	名取川、七北田川、荒川、中川、多摩川、相模川 安倍川、大和川、芦田川、重信川	都市用水 の2倍
BOD負荷量 (> 40 g/l/人)	天塩川、阿寒川、佐呂間別川、遊樂部川	雑排水のレベル

表 1・3 下水処理人口比50%以上の河川流域

北海道	石狩川, 釧路川, 常呂川, 渚滑川 (紋別市)
東北	名取川, 七北田川
関東	多摩川, 鶴見川, 相模川
北陸	大野川 (金沢市)
中部	安倍川, 長良川
四国	重信川

次に、公共下水道によりBOD負荷量のほとんどが処理されるので、処理人口を除いた未処理人口当りの1人1日当りのBOD負荷量を75%BODと低水流量とを用いて計算してみると表1.4のようになり、特にBOD負荷の大きい流域とBOD負荷の低い流域とがあることが知られる。BOD負荷の大きい地域ではデンプン工場、テンサイ糖工場、皮革工場よりの排水および畜産排水の多い河川流域であると考えられる。

BOD負荷の低い流域ではB欄に示す比較的自然状態に近い人口密度の低い河川流域と、C欄に示す都市河川流域とに分れる。C欄の都市河川型では水の出入りが複雑であり、また中川以外では溪流部を持つため河川内自浄作用もある程度あると考えられるが、これらの河川に共通して言えることは、ダム、堰あるいは湖

を有することであり、低水流量時の河川水質の改善に役立っているものと考えてよいようである。この点については更に詳細な検討が必要であり、またダム、湖沼の水質浄化技術の一層の向上が必要である。

以上の各指標を各河川について調べ、それぞれの河川の特徴をある程度把握できるようになったと思われるが、これを基に図1.1の関係よりもさらに河川の実態に即した関係は、人口密度の代わりに人口1人1日当りの低水量賦存量をBODと比べてみる方がより適切であると考えられる。その結果は図1.3に示すようになり、流域内人口1人当りのBOD負荷量4(g/人/日)と40(g/人/日)の間にはほとんどのデータが含まれることになる。図中の2本の曲線はそれぞれ(BOD)×q=L=4(g/人/日)と40(g/人/日)の線を示す。ここにLはBOD負荷量、qは低水量賦存量である。同図のL=4の線よりさらに左側に若干の河川が存在するが、これらは下水処理人口比が大きいのか、あるいは低水流量の一部が伏流水等になるか、流域外に導水されている河川である。

図1.3のように表して見ると、下水道の影響を同図より明らかにすることは出来ないが、図1.1よりはより実態を表すと考えられ、これにより各河川の水質特性を判断することができる。

表 1・4 公共下水道未処理人口の平均BOD負荷量

BOD負荷の 大きい流域	BOD負荷の低い流域		
	g/人/日	g/人/日	g/人/日
天塩川 80	高瀬川 4 L	荒川 1 D, W	
十勝川 50	那珂川 4	中川 4 W	
渚滑川 50	大井川 3	多摩川 3 D, W	
	安部川 3		
常呂川 40	荒川(新潟県) 2	相模川 1 D, W	
	雲出川 3		
阿寒川 80	櫛田川 4	淀川 4 D, W, L	
佐呂間別川 40	宮川 2		
遊楽部川 60	有田川 4		
揖保川 30	吉野川 3 D		
肝属川 40	番匠川 3		
	矢部川 2		
A	B	C	
畜産, デンプン テンサイ, 皮革	自然		

D:ダム, W:堰, L:湖
渇水時に問題がある

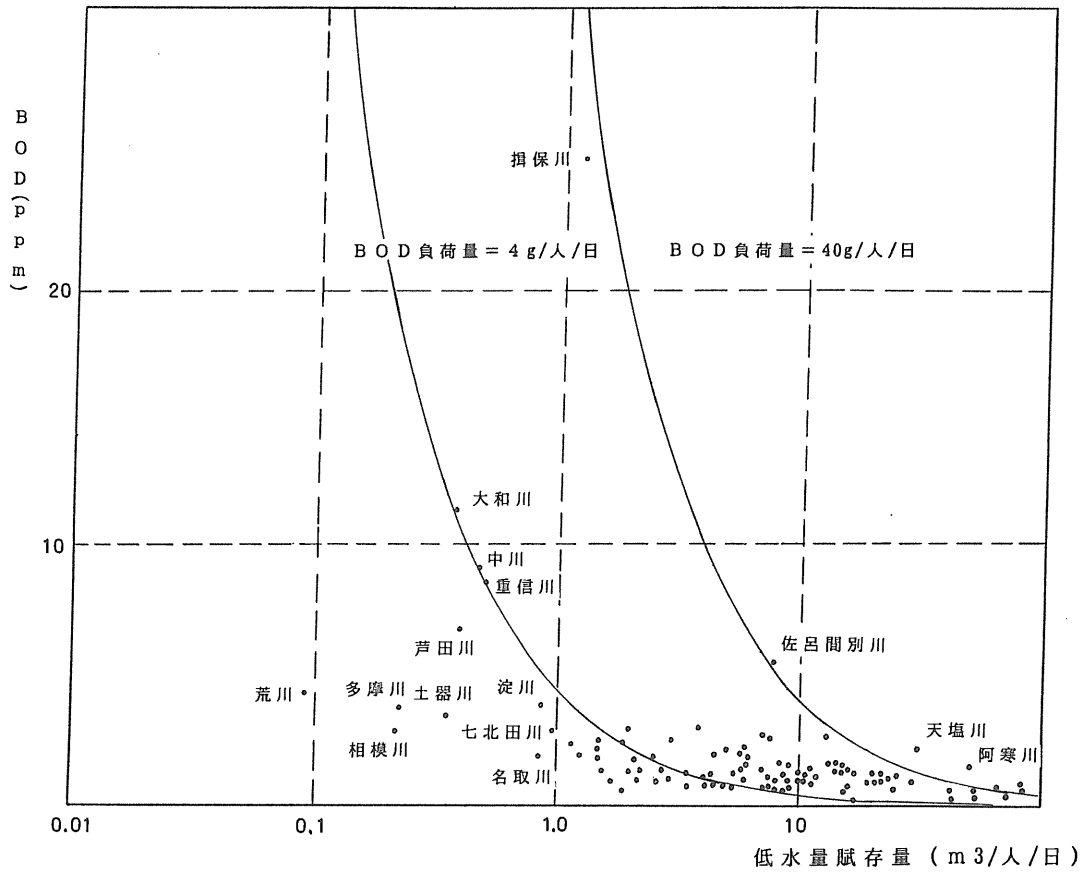


図1・3 BODと低水量賦存量の関係

2. 河川水質ポリゴン

次に下水処理の影響まで考慮にいれて、各河川の水質特性をより把握し易いように考えたものが、図2.1に示す図形であり、これを「河川水質ポリゴン」と呼ぶことにする。これは中点から5方向に軸をとり、それぞれに先に示したBOD、低水比流量、低水量賦存量、人口密度、下水処理人口比軸をとることとする。このポリゴンの基準図型はこれらの指標の全国単純平均値をそれぞれ単位1としたものである。したがって基準

図型は中点からの長さの等しい五角形となる。これを基準としてそれぞれの河川での5つの指標値の全国平均値（基準値）との比の値を各軸にプロットして各河川の水質ポリゴンを作る。

このようにして水質ポリゴンを各河川で作ると図2.2のように3つの型に類型化されることが予想され、この内I型は自然型とここでは呼ぶこととするが、流域人口密度が比較的少なく、低水比流量が比較的小さくなく、そのためにBOD値は比較的小さく、したがって下水処理をほとんど必要としないものである。II型

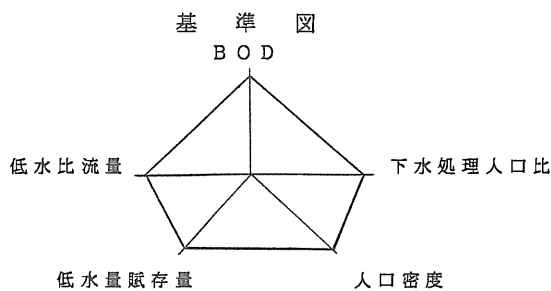


図2・1 河川水質ポリゴン図

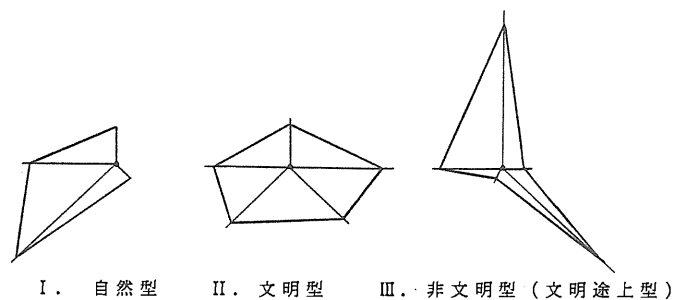


図2・2 水質ポリゴンの類型化

は、ポリゴンの基準図に比較的近い形を示し、現状では下水処理でBOD値を環境基準を守る程度におさえられている河川で、人口密度も全国平均値に近く比較的水質的に人工を伴いながらバランスのとれたもので、これをここでは文明型と呼ぶことにする。

Ⅲ型は、流域内人口密度が高く、低水比流量が如何に係わらず低水賦存量が非常に小さくなり、且つ適正規模で下水処理されていない、あるいは下水道の進行中の河川で、したがってBOD値が高い河川の特徴で、これをここでは文明途上型と呼ぶことにする。

以下代表的な河川流域の実際のポリゴンを図2.3にⅠ型を、図2.4にⅡ型を、図2.5にⅢ型を示す。すなわ

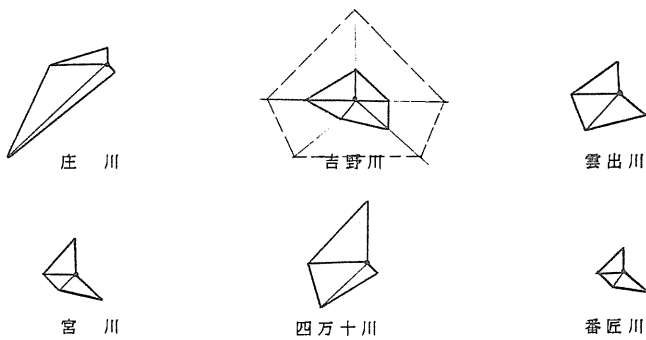


図 2・3 I 型の例

ち以上の予測がほぼ妥当であり、このポリゴンから各河川の水質特性を明らかにし、もし対策が必要であればこれを用いて適切な判断ができよう。なお表1.4に示したA・B・Cの欄との対応では、Ⅰ型はB、Ⅲ型は一部にCが対応している。これらの図から今まで漠然と考えられていたことを明瞭に考えることができるようになったことに、このポリゴンの意義があると思われる。

図2.4中小矢部川のポリゴンは低水比流量が極端に大きい、これは庄川の水が伏流水等で小矢部川に流れ込むためである。

図2.5中の大和川の例では平成5年度末で処理人口比44%であるが、平成12年度末には処理人口比を88%にする計画があり、この効果を概算すると人口密度が現在のままであるとすると、図中に点線で示したようになり、これは現在の多摩川とほとんど同じになることになり、やはりⅢ型から脱出することは出来ないが、BOD値は3~4ppm程度になるであろうことが予想される(現在の多摩川のBOD値は3.8ppm)。このように、水質ポリゴンを有効に利用して下水処理の進展、流域の人口の増減あるいはダム等による低水補給の効果等を推定するのに役立つことができるであろう。

破線は基準図の大きさを示す。

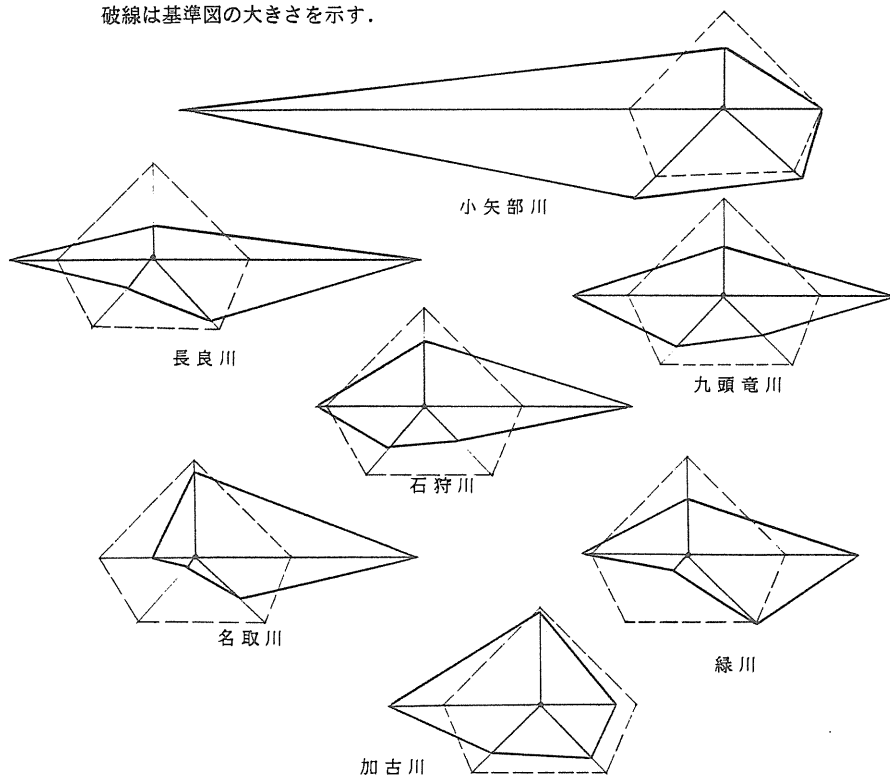


図 2・4 II 型の例

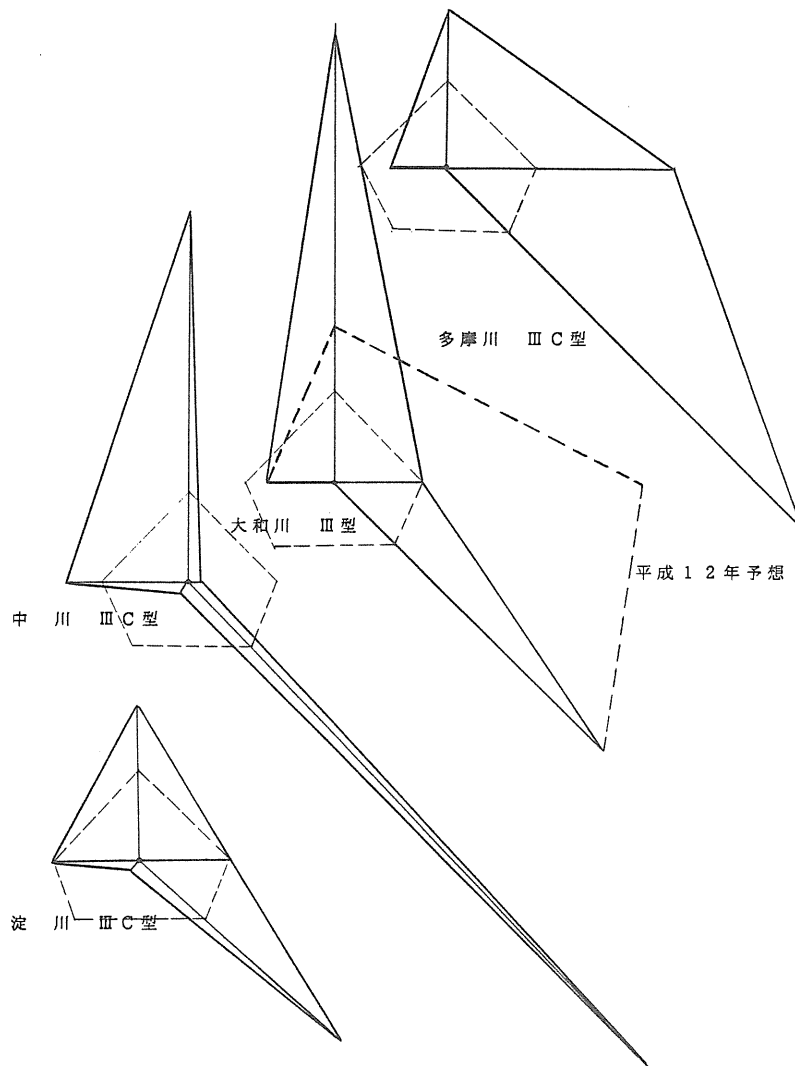


図2・5 III型の例（Cは表1・4参照）

3. 水量・水質から見た適正流域人口密度

以上、河川水質を規定する種々の要因について検討し、水質ポリゴンにより指標相互間の関係にある程度明らかにし、さらに望ましい河川水質を確保するための対策を考える手段を示すことが出来た。

これらの調査課程で現状においては人間活動が支配的であり、それは人口密度で表すことができることが知られたが、それでは一体河川流域の人口はどの程度であれば河川水質からみて望ましい状態と言えるのかということが、我が国の地域計画（河川流域計画）として重要な問題となる。

ここで述べた望ましい水質あるいは他流域との水の融通等については、広い視点からの社会、経済活動並びに国民の考え方により、ここで述べる適正ということでは片付かない他の多くの要素があるとは思いますが、河川流域計画を考える場合の一つの大きな情報である

と考える。

洪水防御、水資源配分政策については人が住んでいることを前提に考えているのが現状であると思うが、ここでは河川の水量、水質の面からどの程度の流域人口が望ましいかについて検討して、計画策定の参考に供したい。

ここでは規準として河川の低水流量時を考えることにするが、渇水流量時については後に一括して述べることにする。

(1) まず第一に流域生活圏を考えると、できるだけ一つの流域内で人間活動を支える水が十分に供給されることが前提であろう。他流域との水量の融通は他流域に迷惑をかけることになるので、現状の人口密度分布を前提としての救済策であり、あるいは社会、経済活動の効率化を目的として考える必要があるが、これは全体を見た上で決定されるべきもので、本来的にど

のようである必要があるのかをまず調べて見ることにする。

1日1人当りの水使用の観点から前に調べた全国平均値を用いて調べてみる。なお、低水賦存量(q)は低水比流量(Q)/人口密度(P)で求めることができるので1日1人当りの可能最大使用水量はq以下でなければならない。したがって、最も水使用量の少ないケースとして現在の都市用水使用量0.4(m³/人/日)を考えれば

$$\text{流域人口密度 } P \leq 2,160 \text{ (人/km}^2\text{)}$$

となる。もしさらに豊かな生活を享受するためにはq=1.0(m³/人/日)は少なくとも必要であろう。この時には

$$P \leq 864 \text{ (人/km}^2\text{)}$$

となる。

これらの人口密度算定には現状の農水、工業用水等の水使用は含まれているが、水道用水等の再使用はほとんど考えられていない。

この流域人口密度の限界値以内であれば、量的には満足できるものと考えてよいが、P>2,160(人/km²)

以上の流域は現状では表3.1のようであり、さらにP>864(人/km²)の河川流域も同表に示す。なおP>2,160の欄の括弧内の数字はおおよその人口密度を示す。

これらの河川流域については

- ①ダム等による流況調整による低水流量の増加
- ②中川、鶴見川、境川等に見られるように他流域からの導水
- ③多摩川、淀川、荒川等に見られるように生活用水の再利用

等の対策がさらに一層進められなければならないことが理解されよう。

(2) 次に河川水質の観点からみると、現在望ましい水質は75%BODとして2ppmと考えればQ=1.0m³/sec/100km²程度であるから、各人のBOD負荷量(L)を50(g/人/日)、10(g/人/日)とすれば、それぞれ

$$L = 50 \text{ (g/人/日) のとき } P < 35 \text{ (人/km}^2\text{)}$$

$$L = 10 \text{ (g/人/日) のとき } P < 173 \text{ (人/km}^2\text{)}$$

となり、P<173(人/km²)の条件を充たす河川流域は現状では表3.2のようであり、我が国では大河川流域の約半数がこの条件を充たすことが出来ない。

表3・1 人口密度の大きい河川流域

P>2,160の河川	P>864の河川
荒川 (3,000)	犀川(金沢市), 荒川, 中川, 綾瀬川, 多摩川 鶴見川, 境川, 三滝川, 大和川 淀川, 大津川, 坪井川(熊本市)
中川・綾瀬川(3,000)	
多摩川 (2,500)	
鶴見川 (5,000)	
境川 (6,000)	
三滝川 (4,500)	

表3・2 P<173人/km²を満たす河川流域

北海道	天塩川, *尻別川, *後志別川, *沙流川, 十勝川, 釧路川 常呂川, *湧別川, 清滑川, *長流川, 阿寒川, 佐呂間別川 標津川, *遊樂部川
東北	北上川, 米代川, 雄物川, 子吉川, 最上川, 赤川, 相坂川
北陸	*荒川, *阿賀野川, *姫川, *常願寺川, 神通川, *庄川 手取川, 胎内川
中部	大井川, *天竜川, *木曾川, 雲出川, *櫛田川, *宮川
近畿	紀の川, 円山川, *由良川, *北川, *有田川
中国	吉井川, 高梁川, 高津川, 江の川, *日野川, 千代川 沼田川
四国	那珂川, 物部川, 仁淀川, 四万十川, *肱川, *勝浦川
九州	山国川, *大野川, *番匠川, 五ヶ瀬川, 小丸川, 川内川

同表中のアンダーラインを引いたものは $P < 35$ (人/㎓) の条件を充たす流域であり、わずか10河川流域に過ぎない。また、同表中に*印を付けたものは現状においてBOD<1ppmの河川流域である。これらはほとんどが $Q > 1.0$ ($m^3/sec/100km^2$)の流域、若しくは人口密度が低い河川流域である。

(3) 以上のように望ましい河川水質を保持するためには、下水道整備を行わなければならない河川流域は全流域の約半数にのぼることが明らかになったが、現在計画され、また計画立案中の公共下水道事業が完了した場合、どの程度の流域人口密度までが望ましいのかを知っておく必要がある。

先ず下水処理が現在行われている、あるいは計画されている二次処理程度とすると、BOD負荷量 $L = 40$ (g/人/日)とし、流域の開発が進んだ場合を考えて低水賦存量 $q = 400$ (1/人/日)とすると、低水流量時の河川水質はBOD=100ppmとなり、下水処理を行った場合の処理水はBOD=10ppm程度であるので、流域内全人口に対して下水処理を行っても1人当りのBOD負荷量の除去率は0.9となるであろう。

したがって、流域人口に対し完全に公共下水道による処理を行うこととし、 $Q = 1.0$ ($m^3/sec/100km^2$)とし、河川の望ましい水質としてBOD<2ppmとすると

$$L = 50 \text{ (g/人/日) のとき } P < 350 \text{ (人/㎓)}$$

$$L = 30 \text{ (g/人/日) のとき } P < 1200 \text{ (人/㎓)}$$

$$L = 10 \text{ (g/人/日) のとき } P < 3500 \text{ (人/㎓)}$$

となる。

すなわち、排水に極力BOD負荷を加えないようにし、流域人口全てに下水処理を行っても3500(人/㎓)の人口密度が限度と考えられる。

現状では $P > 3500$ (人/㎓)の河川流域は鶴見川、境川、三滝川の3流域である。これらの流域ではダム、貯水池等により低水流量を増加させる可能性はほとんどないので、望ましい水質を保持するためには他流域よりの導水に頼るか、人口の他流域への分散を考えたかしか現段階では方法はない様に思われる。また、荒川、多摩川、大和川では現状では $Q < 1.0$ ($m^3/sec/100km^2$)であるので、これらの河川においても低水流量を増加させる必要がある。

なお、 $P > 1200$ (人/㎓)の河川は犀川、荒川、中川、多摩川、鶴見川、境川、三滝川、大和川、淀川、坪井川であり、これらについても人口抑制あるいは低水流量の増加、または高度下水処理を考えなければならないであろう。

以上(1), (2), (3)の検討の結果をまとめて示すと表3.3の総括表のようになる。これは現状をベースにして望ましい状況とすることであり、社会、経済的条件によること、および望ましい河川水質という点でもなお確定し難い点があることも事実である。

表 3・3 総括表

項 目	可住人口密度 (人/㎓)	充足河川数	備 考
使用水量 $q = 1.0 \text{ m}^3/\text{day}/\text{人}$	864	105	既に導水、貯水池による低水量増加が含まれている。
BOD (2ppm以下) $L = 10 \text{ g}/\text{day}/\text{人}$	173	61	BOD負荷を極力減らす必要がある。
下水処理 (全人口処理) $L = 30 \text{ g}/\text{day}/\text{人}$	1200	107	残り10河川については導水、貯水池による低水量増加が必要。

(4) 渇水時における制約

以上、低水流量時相当の河川状況で水量、水質について検討してきたが、実河川では渇水時相当の状況においても十分満足して人々が生活することが望まれている。

使用水量の観点からは1/10渇水に対応できるよう計画され、未だに十分ではないがダムの建設、導水事業等が進行中である。

水質的には水量ほどデータの蒐集が行われていないので、十分に検討できない。ここでは渇水時水質として年間測定されたBOD値の最大値をとって考えるこ

とにする。昭和63年資料につき年最大BOD値のヒストグラムを示せば図1.2に併記してあるようになり、これから見ると渇水時相当BOD値は、大凡全体として10~20%程度大きくなるものと考えればよいと思われる。したがって、現在のところ低水時に調べた値の10~20%程度BOD値が増加するものとして考えておけばよいと思われる。これらについては渇水時BODの調査とそれぞれの河川の特性とを十分に調べて、前述の方法にしたがってそれぞれの河川流域で検討しなければならないであろう。

4. 河川水質浄化事業の意義

以上の議論から明らかなように、第一には必要な流域における下水道の整備を積極的に進めなければならないことが知られる。

また、個々の河川流域において低水流量さらには渇水流量をダム、貯水池等により増強して行かなければならないし、また、流域によっては他流域からの導水を考えなければならないであろう。

これらは、流域の現状に対する緊急な救済手段であるが、各流域についても今後どのような地域計画が適切であるのかについて、河川の流量、水質の面からも十分に検討し、新たな考えに立った河川流域計画が樹立され、実施されなければならないであろう。

一方、河川事業として河川水質浄化事業が緊急な要請に基づいて実施されている。この事業を進めるに当たって、各河川流域で次のような点を十分に検討しておくことが必要であると考えられる。

- (1) 1.において見て来たようにダム、調整池はそれより下流の水質の改善に相当役立っているが、これによる効果を定量化できるようにするべきであると同時に、これらに蓄積される汚濁を除去する、あるいは流入水の負荷削減に対する技術を、更に一層進める必要がある。
- (2) 前述のように、公共下水道の完備が最優先される政策であるが、この完了には相当の時日を要することも明らかであるので、完了までの間河川水質浄化事業は積極的に進める必要がある。しかしながら、この種の事業は下水道の進捗を同時に考えて行う必要があるため、予定の期間内で使命を終わるので、極力初期投資の少ない施設を考えるべきであろうと思われる。
- (3) 流域によっては、下水道が完備しても望ましい水質を確保出来ないものもあることを既に述べた。このような流域においては、下水道の三次処理を考えなければならないが、経費的に河道内での浄化事業の方が有利である場合もあるであろう。このような流域では検討の上、恒久的な河川浄化施設を積極的に進める必要がある。
- (4) 渇水時の望ましい水量、水質を各流域において検討し、これを達成するために流域内のダム、貯水池の築造あるいは他流域からの導水が必要となるが、この対案として水質に着目した場合、比較的早い時期に効果を発揮する河道内浄化事業があるので、同時に比較検討する必要がある。
- (5) 本文では、河川水質としてBODを指標として検討

したが、河川水質としてさらに燐、窒素についても検討する必要がある、これらに有効な河道内浄化装置の検討を行い、可能な限り設置の推進を行うと同時に、流域内での発生源対策を流域管理の立場から進める必要がある。

- (6) デンプン、テンサイ糖、皮革、畜産排水等に対する、有効で費用の少ない浄化施設の開発が、流域によっては必要であろう。

5. 今後の課題

- (1) 以上の議論は、流域の最下流の水質測定地点について各流域の全体について行ってきた。この議論を河川の上、中、下流部および支川について実施し、それぞれの小流域において検討されることが望ましい。但し、この場合には水質測定地点上流の人口密度、下水処理人口ならびにその地点での低水、渇水流量等を知る必要がある。
- (2) ここでは、水質についてはBOD値について行ったが、P、N等についても検討する必要がある。
- (3) 下水道施行区域と河川流域とが必ずしも一致しない場合が多く、また処理水の放流先が該当河川と一致しない場合がある。これらについても明らかにしていく必要がある。
- (4) BOD負荷量はここでは昼間人口についても検討したが、夜間人口と昼間人口とが相当異なる流域がある。この場合人口の考え方を実態で表せるようにする必要がある。
- (5) BODと流量の測定を同時、同地点で行うことが望ましく、更に測定精度を上げる必要がある。

参考文献

- 1) 村上健(1971): 河川の自浄作用及び汚濁負荷の流出について
- 2) 和田安彦(1975): 下水排除施設未整備地域の汚濁流出率の研究, 下水道協会誌
- 3) 玉井信行・李奉熙(1990): 社会経済的な因子を考慮した水質汚濁の予測について, 環境システム研究, Vol.18,pp166-171
- 4) 建設省河川局監修, 日本河川協会編, 日本河川水質年間(1989): 山海堂
- 5) 建設省都市局下水道部監修, 流域別下水道整備総合計画調査 指針と解説(1993): 日本下水道協会
- 6) 農業集落排水事業ハンドブック(1993): 公共投資ジャーナル社, p16

2. 好ましい水環境

芦田 和男*

要 旨

この論文は治水, 利水, 河川景観および生態系を考慮した「好ましい水環境」に関して考察したものである。はじめに, この問題を考える前提として, わが国の河川の整備の現状について述べ, ついで, 好ましい水環境とはどのようなものか, それを実現するための基本方針はいかにあるべきかを述べた後, 実現のための具体的な課題について考察する。

1. 水環境におけるルネッサンスの時代

わが国は, 古来稲作農耕社会で, 水を中心とした地域社会や文化が形成されていた。治水と利水は地域におけるもっとも重要な課題であり, 地域住民自らの主体的な努力のもとに進められ, 川と人とのかかわりは密接であった。

現代における工業化, 都市化の中で水を中心とした地域社会の構造は変化し, 川と人との直接的なかかわりはうすれた。また, 効率的な治水, 利水事業が進められ, 多くの河川には, 連続した堤防が築かれ, 河岸はコンクリートで固められた。その結果, 治水, 利水の面では改善されてきたが, 半面, 水質や河川景観, 生態系への影響など水環境の悪化をもたらした。

経済的に豊かになった現在, 人々は経済性や効率一点ばかりでなく, 生活にうるおいと豊かさを求めている。川辺における美しく豊かな水と緑は多くの人の願いである。また, 地域環境保全, 自然保護の動きが活発となり, 川の周辺で育まれている多様な生態系を保全しなければならないという意識が強くなっている。

こうしたことから, 従来は, 治水, 利水に重点をおいて進められてきた河川改修事業に加えて, 現在, 生態系や河川景観, さらに地域文化にも配慮した川づくりの重要性が認識され, 様々な事業が展開されている。すなわち, うるおいのある水辺空間の創出を旨とした「ふるさとの川モデル事業」や「桜づつみモデル事業」また, 自然豊かな水環境の形成を旨とした「清

流ルネッサンス21」などの事業が進められている。

現在はまさに, 水環境に関する人々の意識や川づくりにおけるルネッサンスの時代とも言えるほど大きな変革期にある。

しかし, 川づくりにおいて, 河川の環境と治水, 利水とをどう調和させるか, そもそも好ましい水環境とはどのようなものか, それを実現するにはどうすればよいか, どのような課題があるかなどについては必ずしも明確ではない。その解明には, 河川工学の分野だけでなく, 地形学や生態学さらには, 人文・社会学等幅広い分野の研究者の協力が必要である。

本論では, 「好ましい水環境」に関して著者の考えを述べる。はじめに, この問題を考える前提として, わが国の河川の整備の現状と課題について述べ, ついで, 好ましい水環境とはどのようなものか, それを実現するための基本方針はいかにあるべきかを述べた後, 実現のための具体的な課題について考察する。

2. わが国の河川整備の状況

2.1 治水施設の整備の現状

わが国は自然的・社会的条件から洪水氾濫区域内に人口・資産が集中している。全国土の約10%の洪水氾濫区域に全人口の約50%が住んでおり, その人口密度は1554人/㎢となっており, アメリカの34人/㎢に比べて極めて高い。また, 氾濫区域内の資産は図1に示すように年々増加しており, 現在では全資産の75%が氾濫区域に集中していて, 高度の社会, 経済活動が展開されている。しかも浸水に弱いハイテク機器が集中しており, 氾濫が生じた場合の被害は大きい。この事から, 洪水災害から人々の生活, 財産を守ることの重要性が理解される。これに対して治水対策の現状はどうであろうか。対策の短期的な目標である時間雨量50mm相当あるいは10年に1度は発生する程度の降雨に対して氾濫面積の約45%が防備されているに過ぎない。

*芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 所長

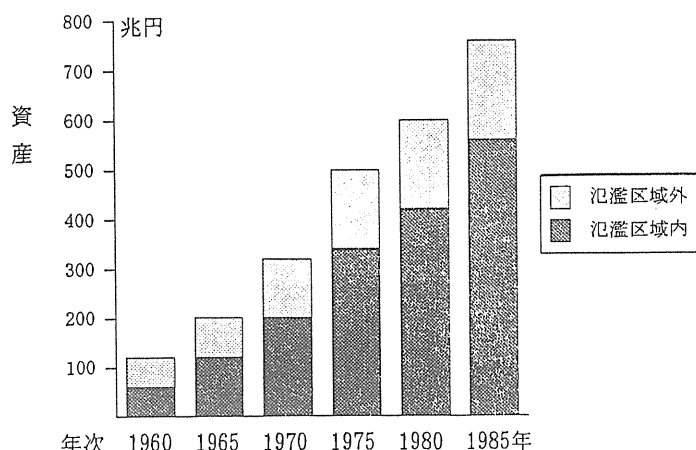


図1 日本における氾濫区域内外の資産の推移

都市化による流域の保水・遊水能力の減少による洪水流量の増大も大きな問題であり、都市化の顕著な流域では、河川改修と平行して流域が従来持っていた保水・遊水機能を維持・回復することも必要であり、これを総合した治水対策が進められている。また、都市化によって土石流やがけ崩れなどの土砂災害危険地帯が全国的に広がっており、これに対してハード及びソフト対策を総合した土砂災害対策が進められている。

災害は、発生する外力、災害を受ける側の自然的、社会的条件およびハードおよびソフトを含めた防災対策のからみの中で発生し、被害の規模はこれらの三要素の相対的な関係によってきまる。図2はわが国における水害による人的被害と被害額の推移を示したものである。第2次世界大戦後から伊勢湾台風による大災害が発生した1959年までは人的被害も被害額も極めて大きい。これは大型台風が相次いで来襲したことと防災対策が進んでいなかったことによる。その後防災

対策が鋭意続けられてきたにもかかわらず被害額は横ばいである。これは上述したように、都市化の進展による氾濫地域内における資産の増加と防災対策の進展とが相殺していることによるものである。このことは図3に示す浸水面積と一般資産額の推移から知ることができる。浸水面積は防災対策の進展により経年的に減少しているが、資産の増大による単位面積当たりの被害額は増加しており、結果として被害額は横ばいになっている。一方、人的被害について見ると、死者・行方不明者数は1959年以降は、年間200人以下、とくに最近では100人以下の年も見られる。これは、ソフト対策を含めた総合的な防災体制が進展したことによるものである。最近における人的被害の原因別内訳では、がけ崩れ、土石流、地すべりなどの土砂災害が大きな比重を占めている。これは、破壊力が強く、また的確な予測が困難であるという土砂災害の特性に起因している。

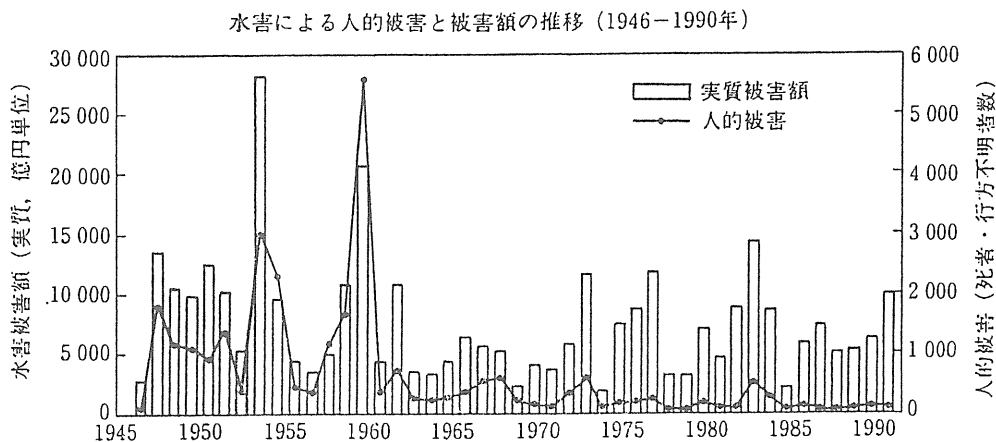
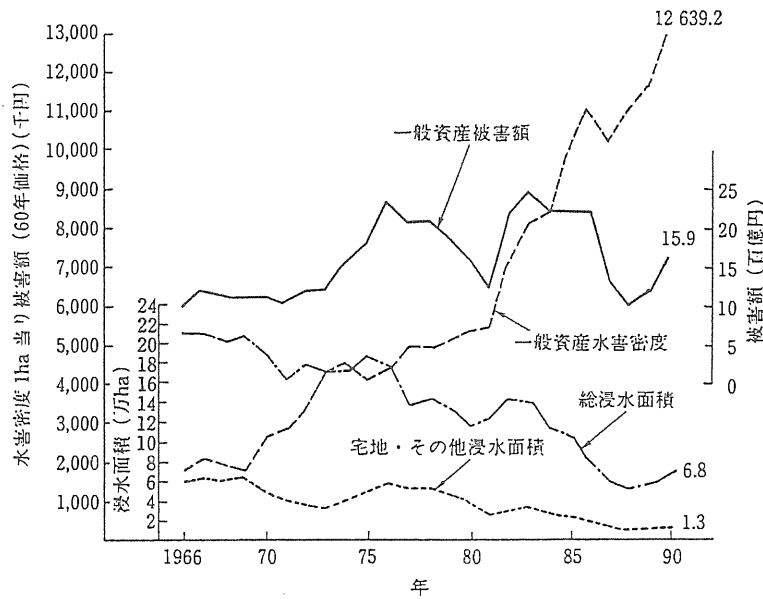


図2 水害による人的被害と被害額の推移



注) 一般資産水害被害額および水害密度は、営業停止損失を含む。

図3 水害による浸水面積と一般資産水害密度の経年変化

2.2 水資源開発と水質の状況

わが国では10年に1度発生する程度の渇水においても都市用水の需要に対応できるように水資源の開発が進められているが、毎年全国各地で渇水が発生している。過去10年間で9割以上の都道府県が渇水被害を受けている。1978年の福岡渇水(取水制限287日間)、1981年那覇渇水(取水制限326日間)、1987年首都圏渇水(取水制限71日間)などは顕著なものであった。生活水準等の向上により水の消費量は増大しており、21世紀初頭には、430億 m^3 /年の都市用水が必要と見込まれている。このため、新たに約169億 m^3 /年の水を供給するための施設が必要である。現在実施中の施設が完成すれば必要需要量の約9割が満たされる。量的にはかなり目どが立ってきたと言えるが、水質的には問題が多い。全国公共用水域の環境基準達成率は70%台で、とくに都市河川や湖沼等の閉鎖性水域での汚染はひどく、水道水の異臭味被害は年々増加し、現在2,000万人を越す人が被害を受けている。また、淡水赤潮やおこななども各地で発生している。

川の水に対するアンケート調査結果によると、「豊かできれいな水が流れる川」、「緑があり、自然と親しめる川」を求めており、また、「安全で美味しい水が飲める生活」を望んでいる。この事は、現在とくに都市周辺において水質に関連する水環境が悪化していることの裏返しである。これに対して、現在汚濁水と清浄水とを分離する流水保全水路の整備、本川からの浄

化用水の導水、植生浄化や礫間接触酸化法の導入、湖水の曝気循環等による水質の浄化事業などが進められている。また、「清流ルネッサンス21」など、清流を取り戻すため、流域住民と行政が一体となった活動が展開されている。

2.3 河川環境の整備

河川は地域の自然、人々の生活、精神文化等の形成に大きな役割を果たしている。

わが国の河川面積は、11,000 km^2 で全国土の約3%であるが、都市の自然空間の中では河川の占める割合が大きく、三大都市では27%、中規模都市では9%で都市の規模が大きくなるほど、河川は貴重な自然である(図4)。

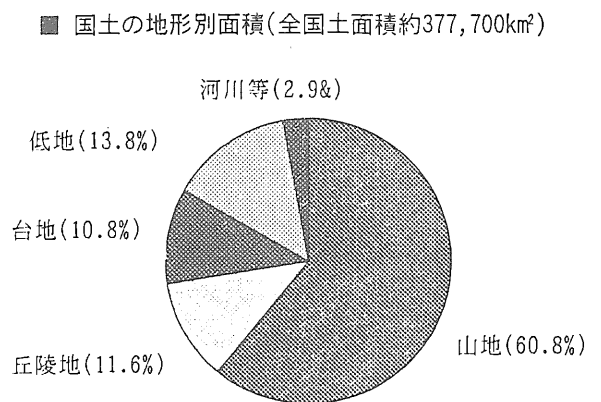


図4 河川面積の自然の中で占める割合

平成2年度調査によると河川の1日当たりの利用者数は休日で約110万人、平日で約34万人であり、年間では約1億3300万人である。利用の内訳は図5のように散策、スポーツ、釣り、水遊びなど多様であり、河川は身近な憩、レクリエーションの場となっている。これらの社会的ニーズに応えるため、河川環境の整備に重点をおいて様々な施策が進められている。その基本となるものは河川環境管理基本計画である。これには、流量の確保、水質の保全を図るための水環境管理計画と河川空間の保全と利用を適切に行うための河川空間管理計画とが含まれている。その基本的な考え方は、河川の水際空間の自然的・文化的特性を活かし、流域の自然風土に調和した良好な河川景観の保全と創造に努め、豊かな生態系の保全と併せて、人々が水辺に親しめるような親水空間の整備を図ることである。具体的には、川およびその周辺の自然的な条件により、上流ブロック、渓谷ブロック、溪流ブロック、田園ブロック、河口ブロックなどいくつかのブロックにわけ、それぞれの中でそのまましっておく自然ゾーン、自然をできるだけ活かして利用する自然利用ゾーン、高水敷を活用してレクリエーション等の整備を図る整備ゾーンに分ける。とくにすばらしい自然や景観を有する場所や多くの人々が利用すると考えられる場所については水辺拠点として、景観、生態系の保全に努め、親水広場等の整備を図るものとされている。それにもとづいて、桜づつみモデル事業、緩傾斜堤防、ふるさとの川モデル事業、水と緑のネットワーク等の水辺空間の整備事業が進められている。

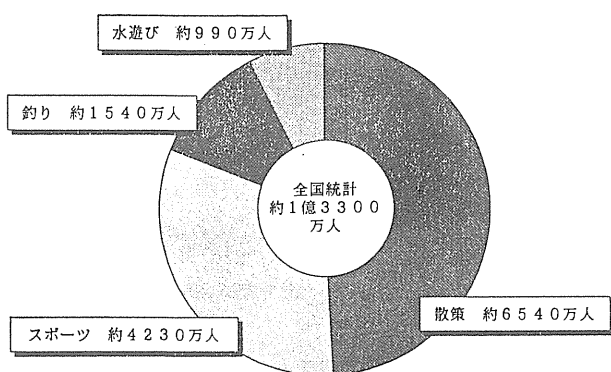


図5 河川の利用者の内訳

また、生態系に配慮した多自然型川づくりが積極的に進められている。これは、自然植生を持った変化に富む川岸の保全や瀬や淵を大切にしたい川づくりである。現在河川空間管理計画に係わる河川環境管理計画は全

国のほとんどの河川について策定されている。しかし、水環境管理計画についてはまだ策定されている所は少なく、現在検討が進められている所である（建設省河川局1992）。

3. 好ましい水環境

川には様々な機能がある。それらは治水、利水および環境の機能に分類することができる。川の環境機能には、水辺で育まれている多様な動植物が作る生態系を保持する機能、緑と水さらには砂州が作り出す自然景観、河道の拡がりや与えるオープンスペース、水の浄化作用や清涼感、気候緩和作用など様々なものが含まれる。

好ましい水環境とは、人が川に対していただいているこれらの様々な期待に応えるものであると同時に、水辺で育まれている多様な生態系が保全されるものでなければならない。川への期待は、川の自然的な特性と人間と川とのかかわりによって、地域的にも異なり、また、歴史的にも大きく変化して来た。したがって、好ましい水環境は地域的にも歴史的にも変化するものである。

現在の日本における川への期待は、

- 1) 安全な川
- 2) きれいな水を十分供給してくれる川
- 3) 豊かな緑と清浄な水によって美しい景観を作り出す川
- 4) 親水空間やレクリエーションの場を提供してくれる川
- 5) 水を中心として育まれて来た文化を継承発展させること
- 6) 生態系豊かな川

これらの期待をすべて十分に満たしてくれる川を作ることができれば問題はない。それはすなわち好ましい水環境である。しかし、実際には相互に矛盾するものがあり、これをどう調和させるかが一番重要な問題である。したがって、好ましい水環境は、それらの調和の中に見出さなければならない。調和のさせ方は人の価値観によっても異なる。また、住んでいる地域の自然的条件や人と川との関わり方によっても異なる。このため、最近、河川事業について色々な意見が出され、時には、反対運動が展開される場合もある。そうしたことから、好ましい水環境についての基本的な考え方や実現の方法、検討すべき課題を明確にすることが現在強く求められている。

4. 好ましい水環境へ向けてのキーワード

好ましい水環境を創造して行く上での重要なキーワードは、(1) 川の個性の尊重、(2) 自然との共生、(3) 危機管理、(4) 地球環境の変化への対応であろう。

それぞれについて若干述べることにする。

4.1 川の個性の尊重

川は流域の自然的な条件の上に、長年にわたる自然の営力と人為的な作用が加わって作られたもので、それぞれ特有の個性を持っている。その要素は多岐にわたるが、主要なものは

- 1) 流域内の土砂の生産、流送、堆積の特性
- 2) 河道の特性（河川の形状、河道の形態、河道の変動の特性、河床構成材料、河川構造物など）
- 3) 水文特性（気候、降雨量、流量、水質の時間的、空間的分布など）
- 4) 生態系
- 5) 人間とのかかわり（流域の開発、治水、利水、親水、景観、水にかかわる文化など）

などである。

これらの要素は相互に関係しており、それらが総合されたものとして川の個性は形づくられている。このように川の個性は、自然的な条件と川と人間との長いかかわりの歴史の中で作られたものであり、したがって、川の個性を知るためには、現状を的確に把握するとともに、それがどのように遷移してきたか、また、それをもたらした自然的、社会的法則はどうであったかについて深い理解を持つことが必要である。

川づくりにおいて、自然の法則と整合させることが必要であり、そのためには川の個性についての深い理解が重要である。また、川の個性の形成には過去における人為的な影響もかなり大きく、その中には、好ましくない個性を作り出しているものもある。その場合には、人間が、その回復に積極的にかかわって行くことも必要ではないかと思われる。この事を黄河（芦田、1989）について考えてみよう。

流出土砂量が世界でもっとも多く、治水がむずかしいとされている黄河の特性を決定づけているものは、約20万km²にわたる広大な黄土高原の存在である。黄土高原には植生がほとんどなく、しかも土壌がもろいため侵食が進み、年間10億m³の土砂を下流に流し続けている。その結果、下流河道の河床は絶えず上昇を続け洪水氾濫と流路変動を繰り返して来た。破堤は過去2千年間に1500回、大きな流路変動は26回に及ん

でおり、その度に大災害が発生した。また、干ばつによる被害も頻発した。

1949年、新中国成立以来、堤防の構築と水防活動によって一度も破堤していないが、流出土砂による河床上昇が毎年10cmづつ続いており、開封付近では河床が周辺地より7mも高い天井川になっている。一度破堤すれば大災害が発生する危険性がある。河床上昇に合わせて堤防の高上げが必要であり、過去3回行われている。流出土砂の約1/2の年間5億m³が河口付近に堆積するため、海岸線は年々前進を続けている。以前には、度重なる破堤で流出土砂は広い範囲に堆積していたが、破堤が発生していない現在では、河床の上昇速度や海岸線の前進速度は大きくなっている。海岸線の前進速度は以前には年間150mであったものが、現在では500mになっている。

このように黄河へ多量の土砂を流し続け、大きな地形変化を与え、人々に洪水氾濫や干ばつの苦しみを与え続けた黄土高原の裸地も人間の作用によって作り出されたものであると言われている。すなわち、黄土高原も文明の発生以前には森林地帯であったものが、文明が入って以来、木を伐採したために現在のような裸地になった。一度、裸地になると気象条件も厳しく植生はなかなか回復しないのである。このような事例は、日本においても規模は小さいが近畿地方の木津川流域や瀬田川流域などであった。それらの地域では明治以来営々と砂防が続けられ、現在ようやく森林の回復をみている。黄土高原においても植林には力が入れているが、面積が広大なこと、植林の一方で伐採が行われるなどのため効果はなかなか上がっていないようである。しかし、黄河の個性改善には、黄土高原の植生回復が基本であることは言うまでもない。

4.2 自然との共生

現代文明は人類に高度な繁栄をもたらしたが、人為と自然との関係における矛盾を顕在化させた。人間も自然のシステムの構成要素の一つであるが、そのシステムの一つの要素があまり繁栄すると他の構成要素の生存が脅かされ、ひいてはシステムが破壊されることは自然の理である。こうしたことから、人間が文明を維持して行く上で必要な持続的な開発を行うためには、人間の欲望のある範囲内に抑制して自然との共生をはかることが必要である。この事は、川づくりにおいても基本的な事項である。この場合、自然の基本的な特性について理解していなければならない。

わが国では、中世において自然は「ジネン」「シゼン」との二通りに読み分けられていた。「ジネン」と

読まれる時、それは今日のおのずからの意味で、ある存在があり、その様態、その動きについて、他の力によることなく、その存在に内在する力によって「なる」ことを意味していた。日本人の形而上にかかわる思维に、究極的なものを自然（おのずから）ととらえる捉え方が強く流れていると言われている。ちなみに「シゼン」と読まれる時は、もしも、万が一の意味であった。明治になって西洋からNatureという言葉が入って来た時、その翻訳語として自然が選ばれたが、これはNatureのおのずからなるいわゆる再生のシステムを的確に捉えている。

このように、自然は本来の意味では人為と対立するものであるが、現実には、人の手が加わっていない自然はほとんどない。仮に人の手が加わっていたとしても、自然のおのずからなる再生のシステムが機能している限り、自然と見なしてさしつかえない。この再生のシステムがまったく破壊された時、それはもはや自然とは言えない。自然に人間の手が加えられても、その変化の速度がそれほど速くなく、また、範囲が限られたものであるならば、自然の生態系は新しい環境に順応することができ、再生システムは保存される。川づくりにおける自然との共生とは、河川への多面的なニーズ（安全性の確保、河川の利用など）を満足させながら、生態系の持つ再生のシステムを破壊しないようにすることである。そのためには、自然をできるだけ保全しようとする配慮のもとに、河川について理解を深め、自然保全と開発の住み分け、人為的な影響を出来るだけ少なくする手法の導入、影響の程度に応じた対策などを実施して行くことが必要である。具体的な課題としては、河岸保護のあり方、河道内の植生の取り扱い、砂州や瀬、淵などの保全、河川の横断構造物などについて治水、利水、河川景観、親水性、生態系の保全などをどのように調和させて行くべきかが重要な問題である。

4.3 危機管理

河川の安全性を確保するためには、施設計画を上回る規模の大きい外力に対する備えは自然条件の厳しいわが国においてはとくに重要である。

旧約聖書にノアの洪水物語がある。ある時、大洪水が発生し、地上の生きとし、生けるものはすべて滅んだが、正しい人と神から認められていたノアが、この洪水を予告され、その命によって造った箱舟で家族や動物たちとともに難を逃れるというのである。古代シュメール文化が華咲いた現在のイラク地方にある古い都市の発掘調査によって、ノアの洪水は単なる物語では

なく、人類が実際に経験した洪水の伝承であることが知られている（コンドラトフ、1985）。この物語は、大変変峻に富んだもので、大規模な現象はいつかは起こり得ること、それに対しては現象を予知して難を逃れることが大切であることを人類に語り伝えている。大規模な災害に対処する道は、まず、「いつ」「どこで」「どの程度の規模の現象」が発生し、「どの範囲」が危険であるかを予測して、適切な避難を行うことである。このうち、「どの範囲」が危険であるかは、発生する現象の規模に依存し、その評価がむずかしい問題である。しかし、自然は過去に忠実であると言われている。大規模な現象が発生する地域においては、過去において同様な現象が何回となく起こっているはずである。その痕跡を詳細に調べることは、発生する規模と頻度を予測する上で有力な方法ではなかろうか。また氾濫解析のシュミレーションの手法も現在かなり進んでおり、発生する現象の規模に応じたハザードマップの作成も可能になっている。施設計画を上回る大規模な外力に対しては災害予測に基づく避難体制の確立が重要なことは言うまでもないが、予測の不確かさを考えると、危機管理的な立場から、ハード、ソフト対策および土地利用を総合した防災対策が肝要である。

4.4 地球環境の変化への対応

地球上では、過去1万年の間に、現在の気温よりも1～2°高い温暖期と1～2°低い寒冷期が1000年程度周期で何回となく繰り返し、それによって降雨量も地域的に変化し、この事が文明の盛衰と密接なかかわりを持ってきたことが安田（1990）によって指摘されている。世界の四大文明、エジプト文明、メソポタミア文明、インダス文明、黄河文明は時を同じくして今から5000年程前、温暖期から寒冷期に向かう時期に発生している。これらの地域は寒冷化の中で降雨量が減少し、温潤な状態から乾燥した状態に向かった。人々は大河のほとりに集まった。異民族の交流がおこった。その接点が文明発生のきっかけになった。勿論文明の発生には人間の努力が必要である。乾燥化という厳しい条件の中で、水を得るための技術開発が行われたことが文明発生の重要な要因であることは言うまでもない。

現在、人間活動による地球規模での環境変化が注目されている。その一つとして温室ガス濃度の増加による気温上昇がある。過去における文明の盛衰を支配したような1000年スケールの気温変化が数十年のスケールで起こると予測されている。この事は地域における降雨量や雨の降り方を大きく変え、河川の水環境に大

大きく影響を与えると考えられるので、注目する必要がある。

5. 好ましい水環境創造のための課題

好ましい水環境は、人が川に対して持っている様々なニーズを自然との共生の中で満足させてくれるものである。したがって、その実現のためには、

- 1) 人が川に対して持っているニーズの把握
- 2) 河川の変動などの物理的性質や生態系などを含めた川の自然に対する理解
- 3) 人間のニーズと自然とを共生させる手法の開発

が必要である。

人が川に対して持っているニーズは、治水、利水、景観、親水、水にかかわる文化など多岐にわたるが、これらが歴史的にどのように変遷してきたかを十分に調べ、さらに、社会構造の変化や住民のアンケートなどを考慮して的確に把握しなければならない。ここでは2)と3)の問題について二、三述べてみたい。

5.1 河床変動の実態

川づくりにおいて河床変動の実態を的確に把握することは極めて重要である。これについていくつかの視点から述べてみよう。

1) 土砂収支とマクロな変動予測

河床高は、上流からの流出土砂量、河川の土砂輸送能力、および砂利採取などの人為的な影響により変化する。図6は木津川における下流河道区間の河床変動の経年変化をHWL以下および低水路（満杯流量1700 m³/s）河道の容積変化で示したものである。S.40～S.48年に川床は大幅に低下し、その後S.59年頃まで上昇した後、現在まで安定している。この間における土砂環境に与えた人為的な影響は、S.48年までは活発な砂利採取が行われたが、それ以降禁止された。また、上流域にはS.48年頃までに、高山ダム、青蓮寺ダム、室生ダムが完成している。

S.48年までの河床低下はこの間における砂利採取によるものである。砂利採取が禁止されたS.48年以降は、上流ダム群によって流出土砂量が減少しているにもか

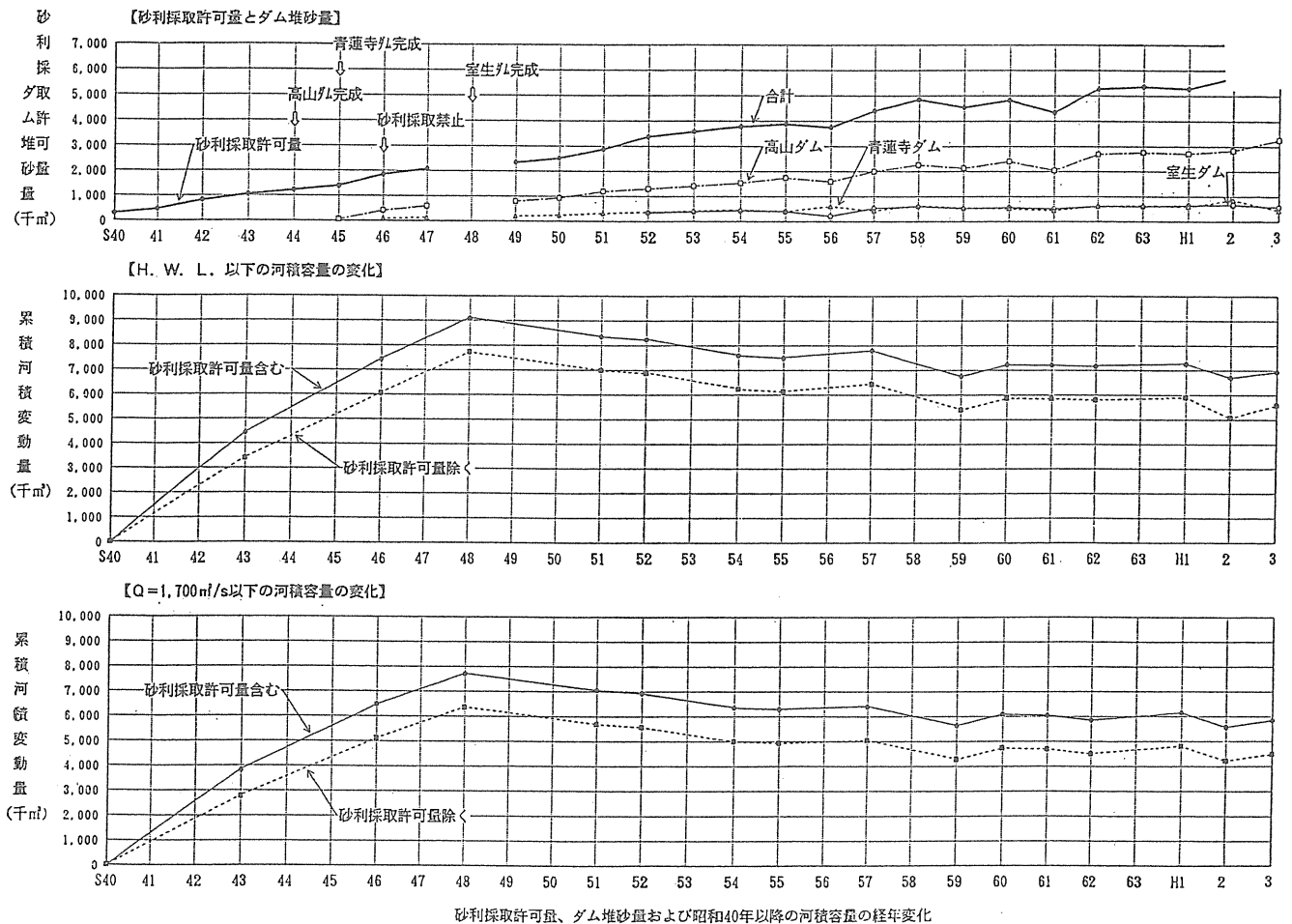


図6 木津川における河床変動の経年変化

かわらず、河床上昇に転じているのは注目すべき事実である。このような事実は従来あまり報告されていない。この事について定量的な検討を行った結果、河川の土砂輸送能力が砂利採取による河床低下のために減少し、ダムの堆砂のために減少した給砂量よりもかえって小さくなったためである。現在においては、河川の土砂輸送能力が河床上昇とともに回復し、上流からの給砂量に見合う状態になって河床が安定しているのである。木津川の河床材料は風化花崗岩のマサであるため、粒径が比較的小さく、上流から供給される土砂量に比較的敏感に対応して河道の平衡河床形状が形成さ

れるため上述のような現象が顕著に現れたのであろう。

流域内における土砂収支の検討に基づく河床変動の長期的な予測が川づくりにおいて必須であることを示す好例であると考えられる。

2) 水衡部における河床変動

新宮川では昭和43年以降、図7に示すように水衡部を含む色々な断面において毎年横断測量が実施されており、河床変動について興味ある特性が見出されている。

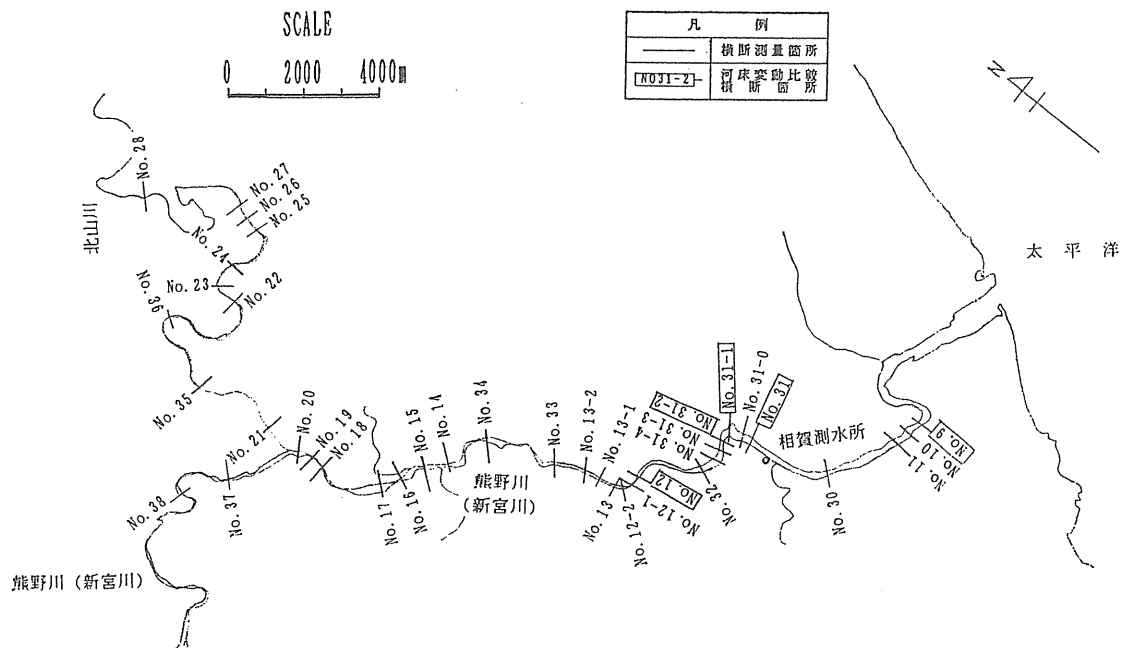


図7 新宮川の横断測量箇所

そのうちのいくつかについて、最深河床高と平均河床高の経年的変化を示したものが、図8および図9である。直線部のNo.31およびNo.12の断面では骨材採取の活発であったS.40年代からS.50年代の前半にかけて河床が低下しているが、その後の変動は少ない。これに対して水衡部であるNo.30-1およびNo.31-2の断面では河床は大幅に変動している。とくにNo.31-1の最深河床高はS.59年からS.63年までの4年間で7m上昇し、その後H.3年までの3年間で再びもとにもどっている。このような変動がなぜ生じたかについて検討した結果、河床が上昇しているS.63年以前の数年間はあまり大きな出水がなく、また、河床が低下しているH.3年にはそれ以前2,3年大きな出水が続き、とくにH.3年9月には大出水があったことが知られ、出水の時

系列が河床変動を支配していることが推察される。

観測時の水位を基準にした平均河床高の縦断図は図10の通りである。河床高は瀬と淵の存在により縦断的に周期的な変動をしている。河床変動の激しいNo.31-1は淵の存在する水衡部のため河床は低くなっているが、このような箇所は洪水が続く時期には深く洗掘され、小出水時に埋めもどしが生じ、経年的には、ある範囲で大きく変動しているものと考えられる。

上述の河床変動の結果は洪水時のものではない。洪水中には、とくに水衡部において、洗掘がさらに大きく進んでいるものと考えられる。これについての観測結果はほとんどなく、その実態は明らかでない。これに関して、十津川の小支川の模型実験により洪水中の河床変動の特性を知ることが出来たので、参考のため

に示す。対象としている河川の平面形状は図11のとおりであり、河床には平均粒径5 cm程度の砂礫が堆積している。図12に示すように流量を段階的に変化させ、それに対応する掃流砂量を上流から供給して、図11に示す測点において河床高の時間的変化を測定した。その変化の特性を水衡部にあたるNo.27と直線部のと直線部のNo.23について図12に示しているが、両者でいちじるしく異なる。

水衡部のNo.27の測点では、河床は洪水中に大きく洗掘されているが、流量の低減期には再びもとにもどっている。我々は普通洪水後の河床変動を見ており、ここで示したような減少に気付かないことが多いので、とくに注意する必要がある。

一方、直線部のNo.23では洪水の全期間を通じて河床高はほとんど変化していない。

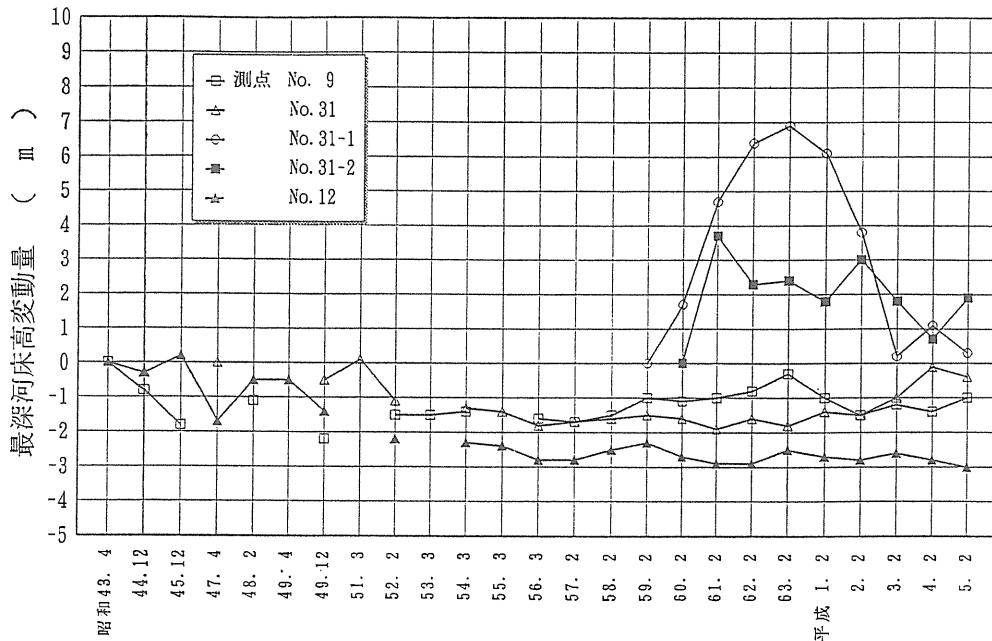


図8 最深河床高の経年変化 (新宮川)

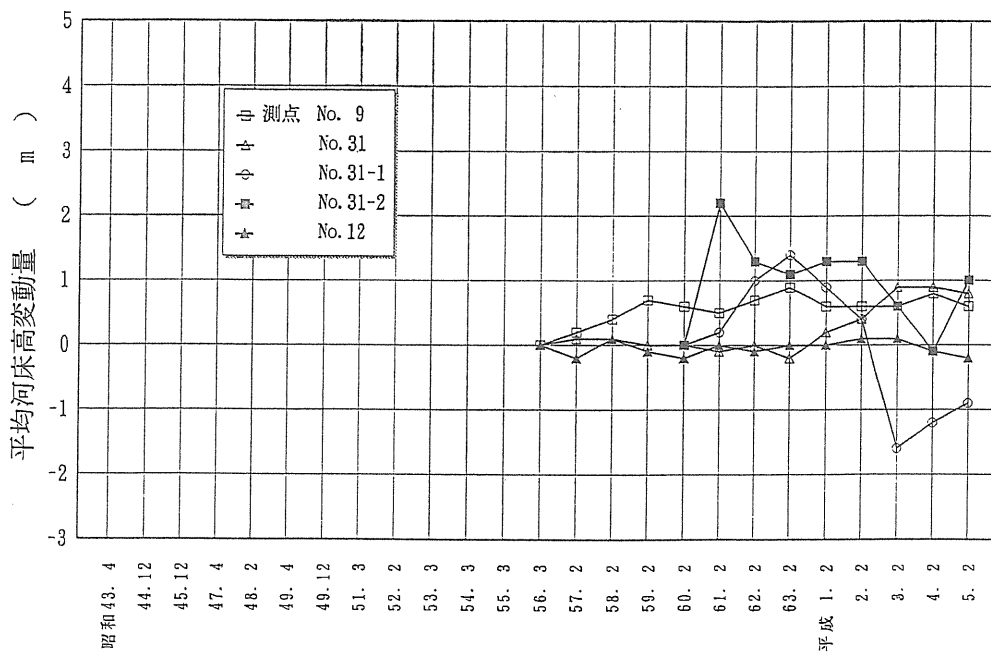


図9 平均河床高の経年変化 (新宮川)

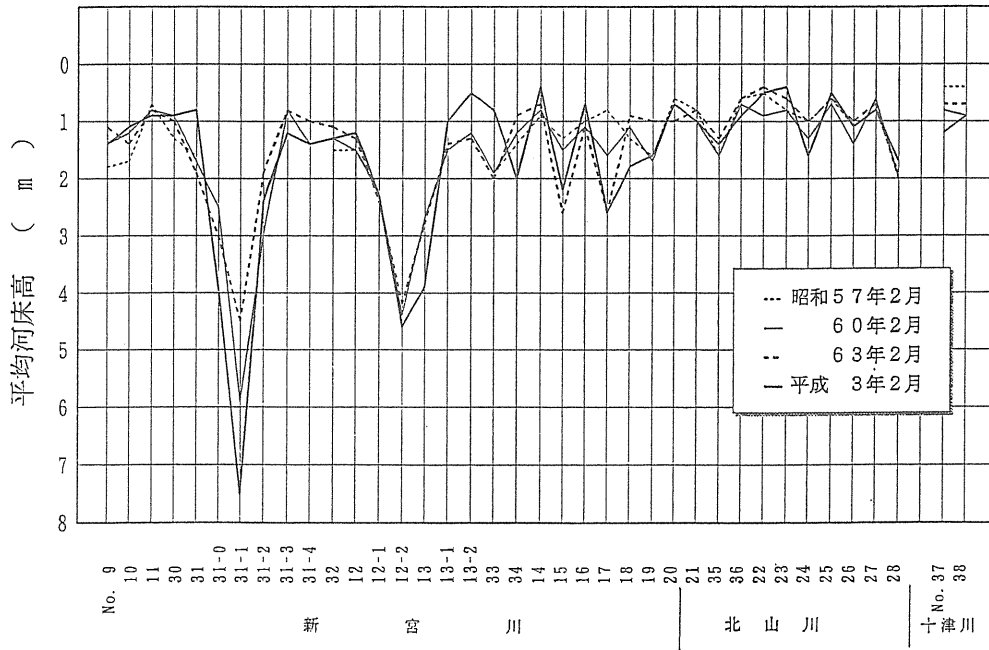


図10 平均河床高の縦断図 (新宮川)

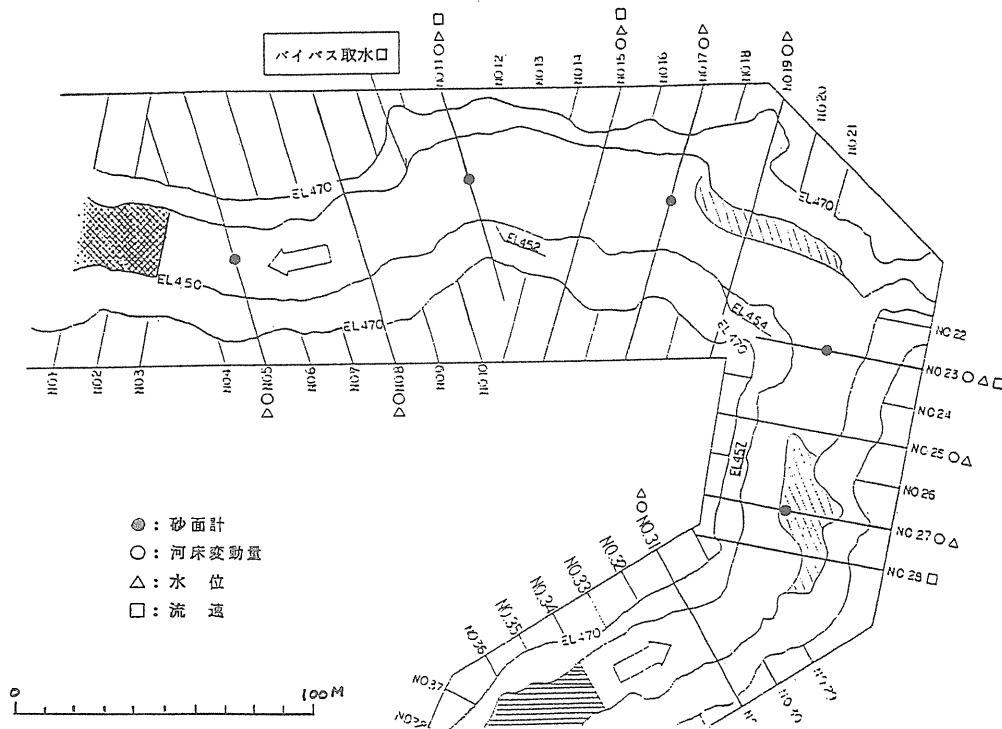


図11 河床変動を実験した河川の平面形状と変動測定位置

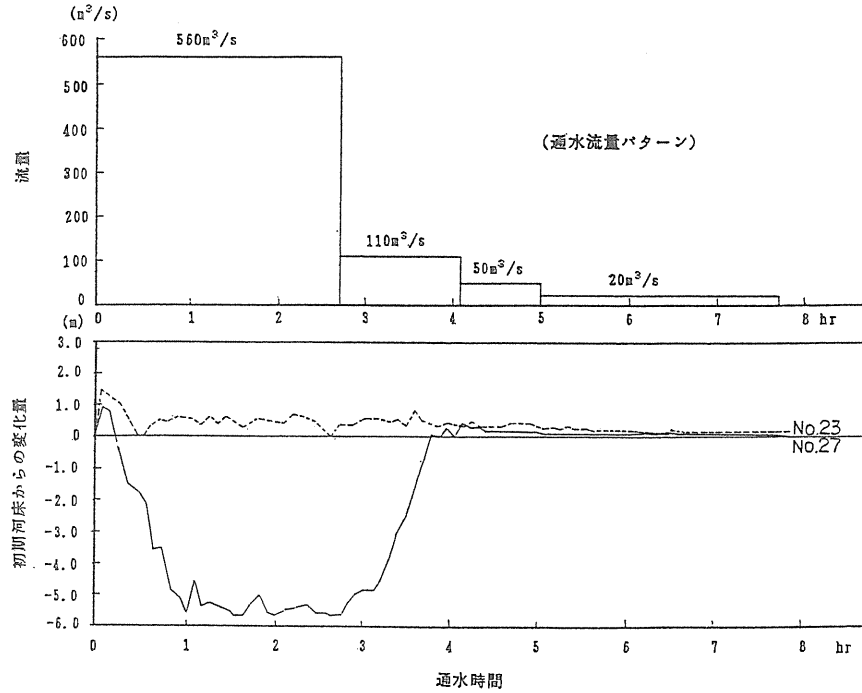


図12 実験流量パターンと河床高の時間的变化

3) 砂州と流路変動

河川の砂州は流路の変動と密接なかかわりがあり、また、植生が形成され、生態系や景観の上でも重要な要素になっている場合が多い。したがって、砂州の挙動や流路変動の実態を把握することは重要な課題である。

著者らは現在、木津川を対象として多自然型川づくりの調査検討を進めているが、この河道には交互砂州が発達しており、左右交互に水衝部を持った流路が形成されている。砂州の挙動と流路変動の特性に関して若干興味ある調査結果が得られているので、それについて述べよう。

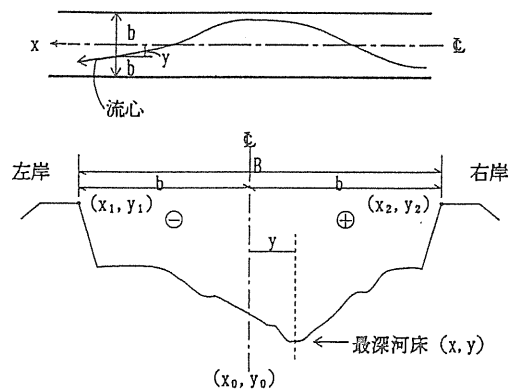
その方法は図13に示すように、流心（横断内での最深河床の位置）が横断内において河道の中心線を基準にしてどの位置にあるかを求め、それを y/b とし、過去の測量資料（この場合はS.40～H.2年間の9年分）についての y/b の値の平均値と標準偏差を算出し、これらが縦断方向にどのように変化するかを調べるものである。流心（流路位置）の平均値と変動の標準偏差を示したものが図14である。

流路の平均的な位置は交互砂州の影響を受けて縦断的に左右交互に周期的に変化しており、その波長は交互砂州の波長に対応している。標準偏差の縦断変化について見ると、それぞれの場所で値を持っており、流路の位置は年度により変動していることがわかる。標

- ① 各測量年の流路位置 y/b の算出
- ② 9年間の平均流路位置の算出 $(\bar{y}/b) = \sum_{n=1}^9 (y/b) / n$
- ③ 分散の算出 $\sigma = \left\{ \left(\frac{y}{b} \right) - \left(\frac{\bar{y}}{b} \right) \right\}^2 / n$ n : データ数 (=9)
- ④ 標準偏差の算出 $V = \sqrt{\sigma}$

流心の位置 (y/b) の定義

横断測量データに基づき、最深河床の位置を基本的に流心位置とした。



$$x_0 = \frac{x_1 + x_2}{2}$$

$$B = x_2 - x_1$$

$$b = B/2$$

$$y = x - x_0$$

$$y/b = \begin{cases} + : \text{中心より右岸} \\ - : \text{中心より左岸} \end{cases}$$

図13 流心の位置とその変動の計測法

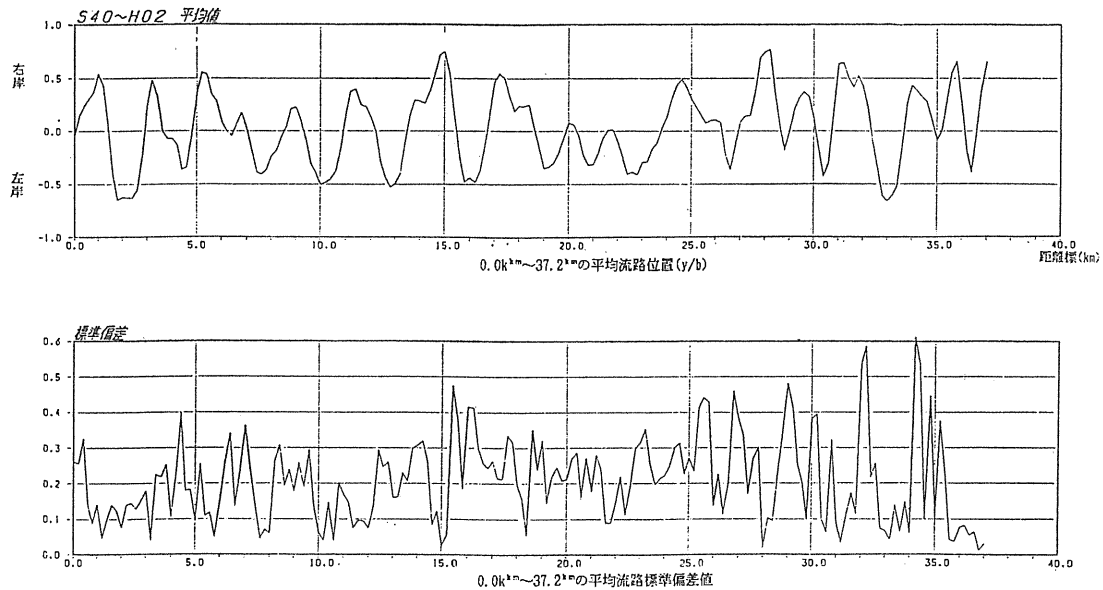


図14 流路の位置の平均値と標準偏差

標準偏差の値は、流路位置の左右岸の極地の所（流路が堤防にもっとも近づいて、水衝部に当たると考えられる所）では小さく、流路が比較的安定していることを示している。これに対して、流路位置が河道の中央部にある断面での標準偏差は大きく、流路が横に振れやすいことを示している。また、流路位置の変動の標準偏差に見られる波長は平均流路位置のそれに比べて短く、かつ不規則である。この事は次の理由によるものと思われる。すなわち、流路変動の波長は流長は流量により変化し、流量が小さくなるほど波長は短くなる。実際には、各段階の流量の影響を受けて流路が変動するため、いろいろな波長が含まれ、流路変動の標準偏差の波長は不規則となる。また、小流量時の変動の波長は交互砂州の波長に比べて小さいため、交互砂州に支配される平均流路位置の波長に比べて流路変動の波長が短くなる。

上述のように、砂州や流路の安定性ないし変動の特性を検討し、川づくりに反映させることは重要である。

5.2 河岸保護のあり方

自然河岸およびその周辺は水生生物の重要な生息空間であり、生態系の立場からは出来るだけ手を加えず自然の状態に保全しておきたい。一方、上述のとおり河道は絶えず変動している。とくに洪水時の変動は大きく、安全性を保つ上では河岸の保護を行わなければならない。従来の治水は河岸侵食を抑えることに重点をおいて進められ、連続した固い護岸が施工されてきた。現在、安全性の確保と生態系の保全という二つの

ニーズを満足させるような河岸保護のあり方が求められている。

上述のように洪水時に洗掘のはげしい水衝部においては、それに耐えるだけの強固な護岸や根固め工を用いて河岸侵食の防止を行わなければならない。しかし、それ以外の所では、生態系に配慮した柔らかい構造の護岸や場合によっては自然植生の河岸保護機能に期待して、何も人工的な保護を加えなくてもよいであろう。現在、このような多自然型川づくりが各地で進められているので、それらの実績についての追跡調査を実施して、河岸保護のあり方についての知識を集積していくことが求められている。とくに、自然の河岸に生えている植生の河岸保護機能については、洪水によって、河岸や植生がどのように変化するかを詳細に調査して明らかにしていくことが必要である。

5.3 河道内植生の取り扱い

河岸や高水敷には、オギ、ヨシ、柳などの植生が、その場所の条件に応じて生育しており、小動物や野鳥などの生息場を与えている。それらはまた人間にとってもやすらぎを与える自然景観であり、貴重な環境要素となっている。また、植生は洪水時の河床や流路変動を抑制する要因になっている。しかし、一方では、河道の洪水流下能力を減少させ、また、洪水時における流木の原因となることもある。

河道内の植生は、洪水の規模や冠水頻度など流れの条件の影響を受けながら、季節的にも経年的にも変化していく。あまり大きな洪水がなければ、次第に成育

して行き、人工的な管理を行わなければ、洪水時に障害になる場合もある。したがって、何らかの管理を行うことは必要であるが、どのように管理するかはむずかしい問題である。これについては河道内の植生を含めた生態系の実態、その経年的な変化、洪水に与える影響、自然景観、植生による河床保護機能など広範囲な立場から検討を加え、適切な管理の方法を考えるべきである。

これについて、現在いろいろな所で研究が進められており、河道内の樹木の伐採、植樹のためのガイドライン（案）（建設省河川局治水課・リバーフロント整備センター、1994）も作られている。

5.4 魚類への配慮

魚類にとって川は住家であり、人間が川に手を加える時は、自然との共生の立場から魚類への配慮が必要である。瀬と淵の存在や不規則で変化に富んだ河岸、そこでの植生などは魚にとって好ましい生息環境である。変化に富んだ自然環境は多様な種の存在を可能にする。河川改修や河岸保護のため川に手を加えるときには、このような自然環境を出来るだけ保存するように配慮することが望ましい。治水上、水衝部に強固な護岸を必要とする場合が多いが、その場合にも水制などのような伝統的な工法を併用して河岸の多様性を保持することがよい。

河川改修によって瀬や淵が失われた場合、それを人工的に回復するような工事も最近行われるようになってきているが、河道の形態は自然の力と人為的な作用の二つの要素によって作られるものであるので、河道条件にあった工法を選ばなければ成功しないであろう。河道の変化を見ながら手を加えて行くことが必要であろう。

河川は海から上流域まで連続した水みちとなっており、このことが魚類にとっての重要な生息環境である。治水や利水のためにせきなどの横断構造物を設置して、この連続した通路を遮断することがある。最近では、魚ののぼりやすい魚道についての研究が進められるなど、それについての配慮がなされるようになってきた。自然的、人為的条件による水質環境の変化が魚類に与える影響等について調べることも必要な場合が生じている。とくに、貯水池による濁水長期化現象やダム堆砂の排除によるウォッシュロードの流出などの現象が魚類に与える影響等について、社会的に問題になっている所もある。これに対して、総合的な立場から好ま

しい土砂環境のあり方を追求することが必要となっている。

最近、魚の住みやすい川づくりについていろいろの分野の研究者の共同研究が進められており、その成果も発表されているが（玉井ら、1993）、これらの知見をいかした事業の進展が望まれる。

6. むすび—好ましい水環境実現に向けて—

以上、好ましい水環境実現へ向けての基本的な考え方や具体的な課題について述べて来たが、考慮すべき要素が多く、かつそれらを総合的に考えて行かなければならない。これには、水理、河川、地形、動物、植物、水産、景観、人文社会、経済など広い分野の専門家の協力が必要である。最近、各方面でこうした研究が進められており、成果が期待されている。著者は現在河川環境管理財団に属しており、こうした面で種々の研究を進められているが、図15はその中、木津川において行っている調査研究のフローを示したものである。しかし、現在の所、まだ、的確な手法は確立されていない。

各方面で活発な研究討論が行われ、好ましい水環境を作るための手法が確立されることを期待するものである。

最後に、本論ではあまり触れなかったが、川づくりにおいて重要な問題である河川の維持・管理の問題について付け加えておきたい。

川、さらにその舞台である流域は、自然の外力と人間の作用のもとで絶えず変化している。変動してやまないのが川の本来の姿である。川に作られた施設も維持管理を行わなければ、損傷して行くのは自然の理である。適切に管理していても、時には大きな外力で破壊されることもある。また、川と人とのかかわりの変化によって一度作られた施設も機能を失ったり、新しい機能が求められることもある。こうしたことは絶えず生じている。したがって、川というものは、絶えず人間の手を加え、適切に維持管理し、あるいは時には作り変えなければ好ましい水環境は維持されるものではない。こうした維持・管理の問題を含めたトータルな好ましい川づくりが現在強く求められている。そのためには、川や流域の変化を絶えず注意深く見守って行くこと。その結果をすばやく川づくりに取り入れることが大切であり、それを可能にする維持管理体制の確立が急務であろう。

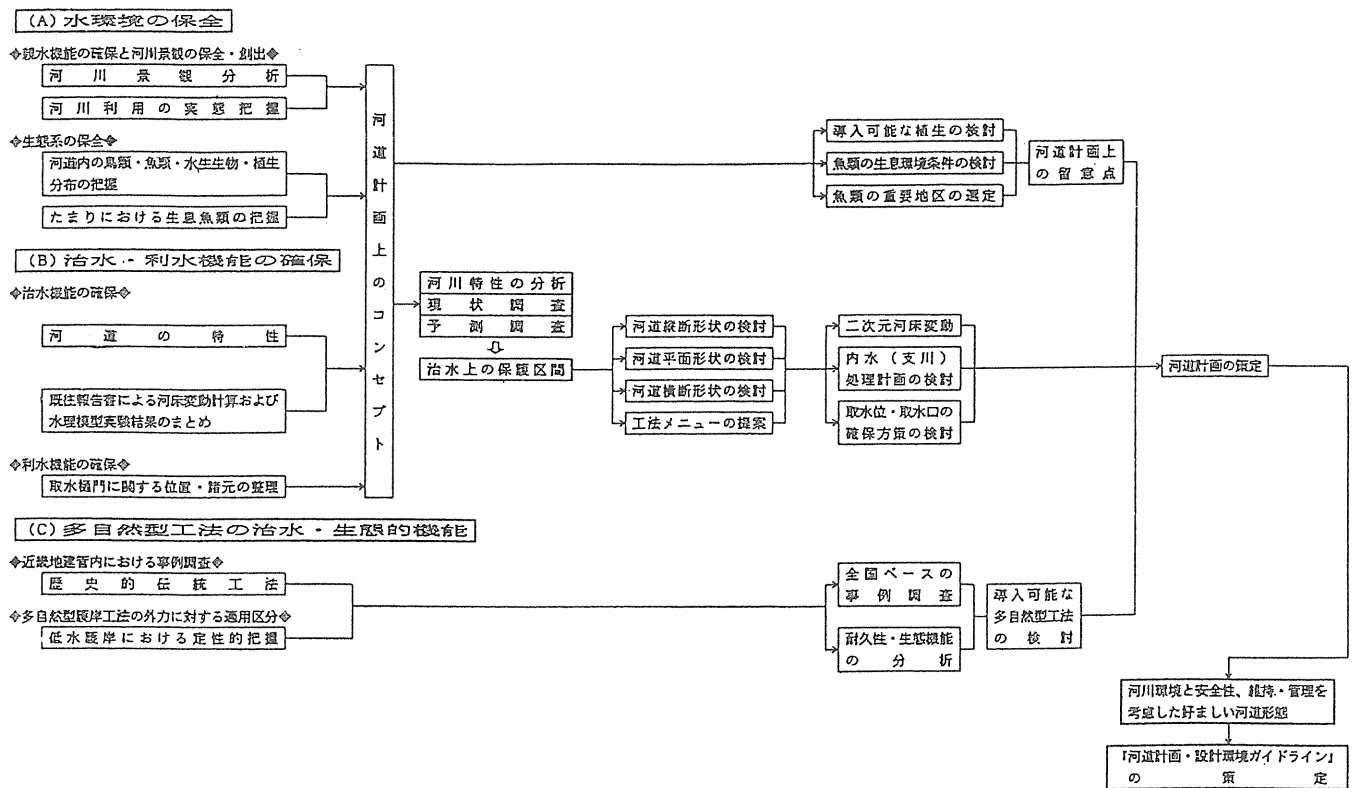


図15 多自然型川づくりの調査の例

引用文献

芦田和男(1989)：黄河の治水と開発，古今書院,p254.
 建設省河川局(1992)：今後の河川整備はいかにあるべきか，(株)日本河川協会.
 建設省河川局治水課・リバーフロント整備センター(1994)：河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン(案)，山海道.
 コンドラトフ(金光不二夫訳)(1985)：ノアの大洪水－神話か事実か，社会思想社.
 玉井信行・水野伸彦・中村俊六(1993)：河川生態環境工学，東京大学出版会.
 安田喜憲(1990)：気候と文明の盛衰，朝倉書店.

注) 本論文は地形第15巻第4号(1994)に掲載されたものである。

3. 転倒式浄化網による浄化実験の概要 (利根運河実験施設)

吉川 秀夫*・武田 宏**・三尾袈裟人***

要 旨

都市河川の水質は下水道の普及に伴い徐々に改善されつつあるが、これらに流入する小河川および排水路の汚濁水のため容易には改善が進まない状況にあり、小規模な緊急暫定的な水質浄化が必要となってきた。そこで、初期投資が少なく、広大な用地を必要とせず、維持経費も少ない緊急暫定的浄化施設として転倒式浄化網浄化装置を考案した。

本稿では、この浄化装置の基礎実験、通常実験、循環水路基礎実験および循環式浄化水路実験の浄化効果、今後の課題について述べる。

第1章 実験の目的と概要

1.1 実験の目的

都市河川の水質は下水道の整備に伴い徐々に改善に向かっているが、これらに流入する小河川及び排水路の汚濁水のため容易には改善が進まない状況にある。これらは下水道整備により徐々に水質は改善されるであろうが、下水道の整備進捗度が少ないものもあり、また下水道だけでは水質の改善があまり期待できないものもある。

したがって、河川環境の重要な要素である水質改善が望まれる所であるが、下水道の遅れに対応する緊急暫定的な水質浄化と、恒久的な排水処理を行わなければならない場合が生ずる。恒久的なものについては、浄化施設の初期投資が大きい従来の礫間浄化施設等で浄化効率のよいものが実施されているが、いずれの場合にも施設の初期投資が極力少なく、且つ維持経費の少ないものが望ましいものであると考えられる。

とくに、緊急・暫定的なものについては初期投資が

少なく、また早急に稼働できるものが望ましい。

以上のような種々の要望をほとんど満足するものとして若干浄化効率が下がるであろうが、出水時には自動的に転倒し、流水に支障を与えることなく、出水後には自動的に元通り立ち上がる管理に便利で、且つ用地のいらぬ転倒式浄化網浄化装置を考案し、基礎的な室内水路での実験を終え、実用化のため現地試験を建設省江戸川工事事務所の全面的援助の下に利根運河において実施した。

本報告書は実用化試験の概要と、その成果ならびに今後の改善策を報告するものである。なお浄化施設は、平成5年8月に利根運河2.5km右岸付近の河川敷に、浄化実験水路(延長100m)(図1・1)を設置した。実験水路には山崎排水(利根運河2.4km右岸)の排水を導いて、基礎実験を行ないその後、季節別の浄化効果の把握のための通常実験を4季節について実施した。

平成6年11月には既設の水路を流下距離・流下時間を延長できる循環型の構造とし、循環水路基礎実験を実施した後、流下距離・流下時間と除去効果の関係を把握するための循環式浄化水路実験を行った。

1.2 浄化網の浄化機構

1.2.1 転倒式浄化網の機能

本浄化施設における浄化方式は、浄化の対象とした山崎排水の平常時の水量 $0.030\text{m}^3/\text{s}$ 全量を対象として、それを人工水路に導いてはいるものの、山崎排水路の延長と考えれば河川水をその場で浄化する直接浄化方式であるといえる。

直接浄化方式には、曝気法・接触材充填水路浄化法・底泥浚渫法・水生植物植栽法及び回収法・沈殿池法などが試行されている。

最近実施例の多い礫間接触酸化法は、接触材として

*吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所 長

**武田 宏 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 第二部長

***三尾 袈裟人 共和技術株式会社 技術部長

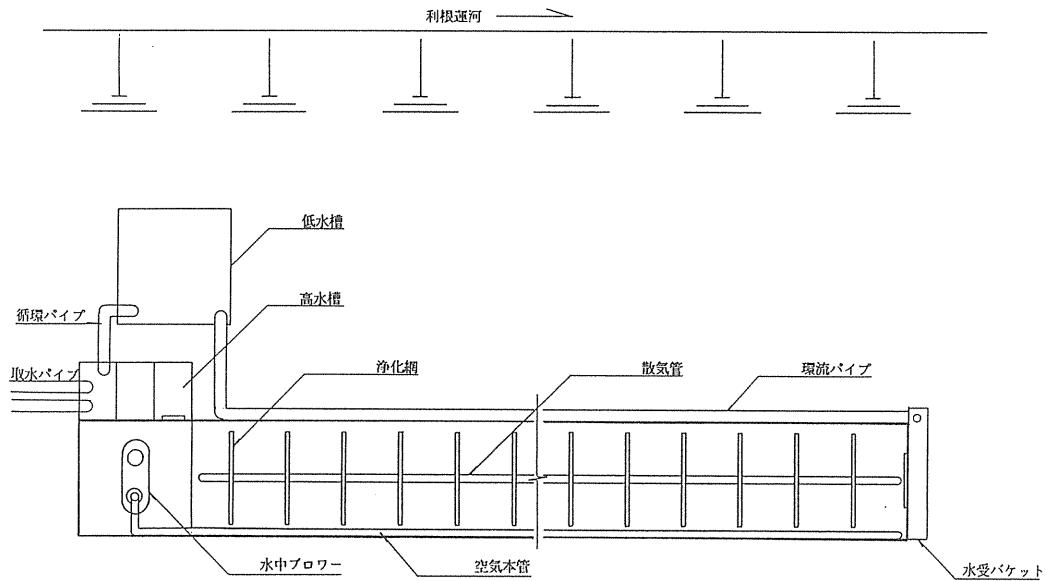


図 1・1 循環水路全体図

礫を充填し、曝気を行った場合は接触曝気法となる。なお、この手法では広大な敷地が必要とされる。現状水路での直接浄化方法として、接触材充填水路浄化法があるが、接触材にひも状のものと波板状のものをを用い、水深30cm以下の水路（幅0.5～4.0m）で実施した例がある。これらの手法を直接水路に用いると、とくに雨天時における大量の土砂の流出や洪水の原因ともなりかねないこと、悪臭や迷惑昆虫の発生など問題点が多い。

本浄化手法は、これらの問題点に対応するために考案されたもので、河川断面に余裕の少ない中小河川でも対応できる転倒式浄化網を用いた水質浄化法である。

すなわち、平常時にある程度の水深を持つ水路において浮体をもった浄化網を河床に固定し流水中に起立させ、浄化網に付着した微生物膜による分解や、汚物の沈降により浄化する方法で、これが雨天時には増大した流速により浄化網が転倒し、流積を大きく疎外しないため上流側への影響がほとんどなく、また河床に堆積した汚泥は無機化された状態で増大した流速により、下流に流送される機能を持っている。

1.2.2 浄化網と浄化水路

浄化水路の浄化網は、樹脂ネット（ポリプロピレン）製で、線径1.0mmの線延長1000m/m²がネット状になっている。その表面積は3.4m²、空隙率は82.4%であ

る。浄化網は、浄化水路延長方向25cm毎に設置が可能である。浄化水路は仮設的なものでもあり、鋼製のU字フリューム（1300×1000）（図1・2）を用いている。水路の形状は、上部が1300mmで下部が1224mmと上部にわずかに開いている。浄化網の目詰まりが進行した場合、水路壁と浄化網の隙間が通水部となってしまうのを防止するため、水路内の両サイドに邪魔板（650×150）を設けている。水路底部中央にはφ50mmの塩ビ製の散気管を設置し、エアレーションを行っている。

1.2.3 原水水質

山崎排水樋管の排水は工場排水や家庭雑排水などで

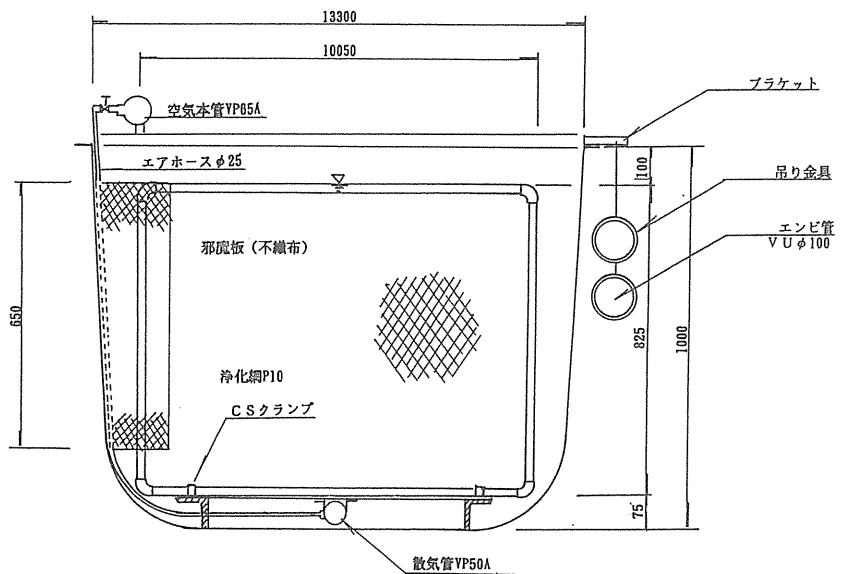


図 1・2 循環水路断面図

ある。建設省の運河水質調査(平成4年2月)の結果は表1.1である。山崎排水はかなり汚濁された水質であり、運河の水質悪化の原因の一つになっている。また、排水は生活パターンが反映されており、排水量は $45\text{ l/s} \sim 13\text{ l/s}$ の範囲に変動している。水質は午前と夕方とくに悪化している。この原水を用いた場合、実験として一定水質の原水を長時間にわたって確保するのは難しいため、実験水路内でのそれぞれの時刻における流入原水の流下に伴う浄化効果について把握することとした。

表1・1 山崎排水樋管水質分析結果表
(平成4年2月)

項目	地点名	山崎排水		平均
		第1回	第2回	
現地測定項目	採水時刻(時:分)	16:00	11:00	-
	天候	曇	晴	-
	気温(°C)	21.2	30.8	26.0
	水温(°C)	21.4	25.4	23.4
	外観	灰色濁	淡灰色濁	
	臭気(冷時)	弱下水臭	弱下水臭	
	透視度(cm)	17.0	11.0	14.0
	水面幅(m)	1.44	1.50	1.47
	平面水深(m)	0.012	0.027	0.020
	流速(m/sec)	0.73	1.20	0.95
	流量(m^3/sec)	0.013	0.045	0.029
	水質分析項目	pH	7.22	7.15
DO(mg/l)		2.84	3.05	2.95
BOD(mg/l)		30.30	117.68	73.99
COD(mg/l)		27.38	43.64	35.51
SS(mg/l)		18.4	80.0	49.20
総窒素(mg/l)		11.4	11.5	11.4
総リン(mg/l)		2.30	2.18	2.24
導電率($\mu\text{S/cm}$)	446	442	444	

第2章 基礎実験

2.1 実験内容

浄化網の性能を把握するために、流下時間を1及び2時間の条件で、エアレーションの効果と浄化網の間隔について検討した。また、浄化網の間隔を25cmと50cmとし、7日間連続通水による除去効果の変化を把握

した。実験内容は以下のとおりである。

実験(イ) 流下のみ

……流量($0.015 \cdot 0.030\text{ m}^3/\text{s}$)の2ケース

実験(ロ) 流下+エアレーション

……流量($0.030\text{ m}^3/\text{s}$)、空気量($700 \cdot 1400\text{ l/min}$)の2ケース

実験(ハ) 流下+浄化網(50cm)

……実験(イ)と同じ

実験(ニ) 流下+浄化網(50cm)+エアレーション

……流量($0.015 \cdot 0.030\text{ m}^3/\text{s}$)、空気量($700 \cdot 1400\text{ l/min}$)の2ケース

実験(ホ) 流下+浄化網(25cm)

……実験(イ)と同じ

実験(ヘ) 流下+浄化網(25cm)+エアレーション

……実験(ニ)と同じ

実験(ト) 生物変化の把握(50cm)

……流量($0.030\text{ m}^3/\text{s}$)、空気量(1400 l/min)の2ケース

実験(チ) 生物変化の把握(25cm)

……実験(ト)と同じ

水質試験項目については、PH、DO、BOD、COD、SS、T-N、T-P、クロロフィルa、導電率であり、実験(ト)(チ)については動物プランクトン、植物プランクトンをつけ加えて行った。

2.2 水質浄化効果について

2.2.1 浄化網とエアレーション効果

浄化施設の浄化網有無とエアレーション有無による滞留時間と除去率の関係を、BOD・SSについて図2・1に示した。この図からは、浄化網の有無・エアレーションの有無による滞留時間毎の浄化効果が把握できる。内挿した曲線上からの除去率としては、BODは流下1hr地点で浄化網無が11%・有が20%・エアレーション有で24%、流下2hr地点で浄化網無が18%・有が27%・エアレーション有で31%である。SSは、流下1hr地点で浄化網無が30%・有が50%・エアレーション有で53%、流下2hr地点で浄化網無が43%・有が56%・エアレーション有で61%である。

基礎実験では窒素・リン等についても試験を行ったが、浄化効果は顕著ではなかった。表2・1は1月の実験も含めたBOD・SSの水質試験結果の除去率の平均値である。

除去率は原水の水質濃度・浮遊物の多少に大きく作用されるもので、実験ケースごとの単純な除去率の評価には難点がある。

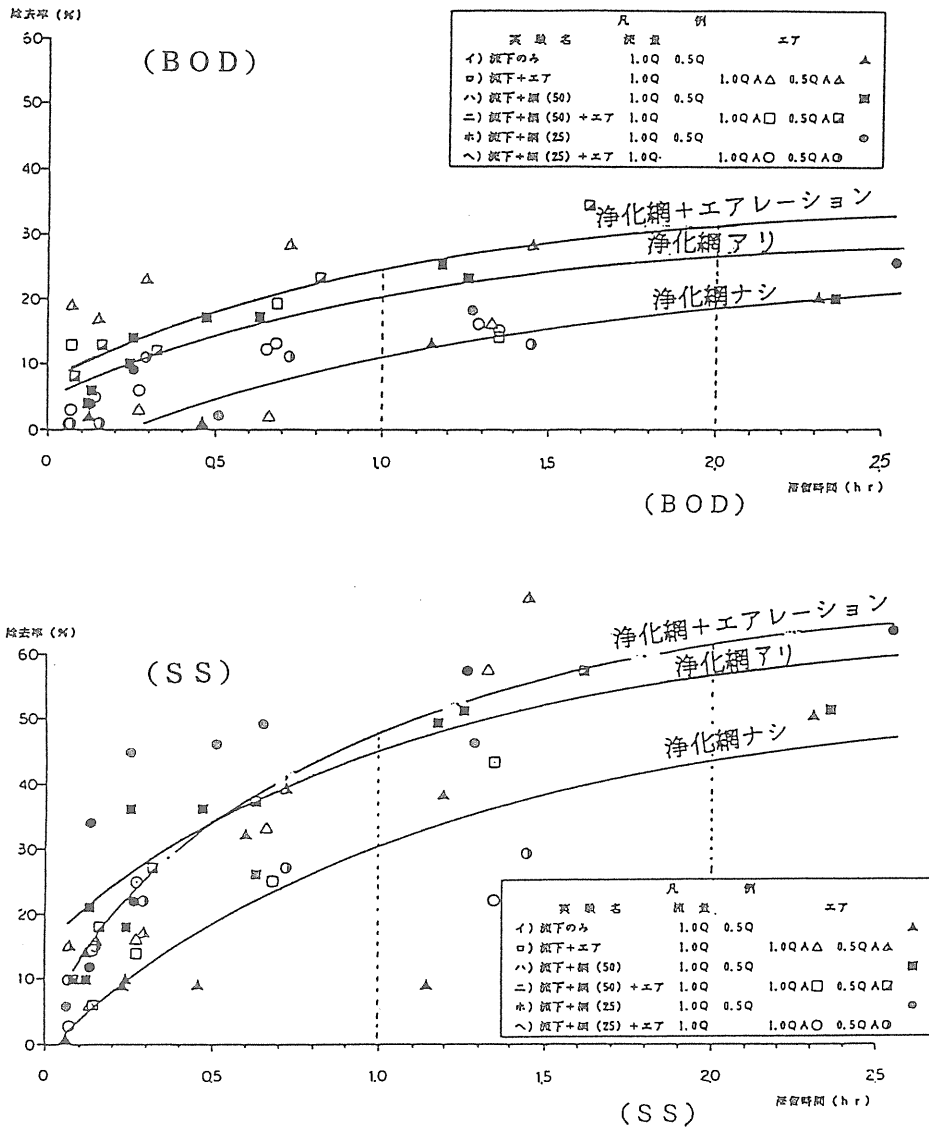


図2・1 滞留時間と除去率の関係図 (BOD・SS)

表2・1 基礎実験から得られたBOD・SSの除去率

項目 測点		除去率 (%)			
		BOD		SS	
		50m地点	100m地点	50m地点	100m地点
実験(イ) 流下のみ	10月	--	--	20.5	43.8
	1月	3.7	8.8	6.6	6.6
実験(ロ) 流下+エアレーション		15.3	22.2	36.3	62.2
実験(ハ)(ホ) 流下+浄化網	25cm間隔	14.8	20.6	52.8	54.4
	50cm間隔	20.8	21.2	9.8	51.3
実験(ニ)(ヘ) 流下+浄化網+エアレーション	25cm間隔	11.9	14.0	25.9	25.8
	50cm間隔	21.0	29.1	31.0	49.9

2.2.2 7日間の連続実験時の除去率

7日間の連続通水による浄化網付着生物の変化と水質浄化効果は、サンプリング日時によって原水の水質の変動が著しく、浄化効果は経日的な変化よりも原水水質に大きく作用された結果となった。

図2・2は原水と除去率の関係であるが、網の間隔による浄化効果は明確とはなっていない。BOD・SSとも原水と除去率の間には比例関係があるといえる。滞留時間1hrの除去率はBOD20～50%・SS40～70%、

滞留時間2hrではBOD30～60%・SS55～85%程度であることがうかがえる。この結果から通常実験（各季節別実験）においては、管理上も考慮すると網の間隔は50cmが適当と判断され、以後網は50cm間隔で実施することとした。

なお、1～2時間滞留実験からの滞留時間と浄化網の間隔による除去率の関係は表2・2であり、網の間隔と除去効果としては、BODでは50cm間隔がSSでは25cm間隔がそれぞれ高い除去率を示す傾向にあった。

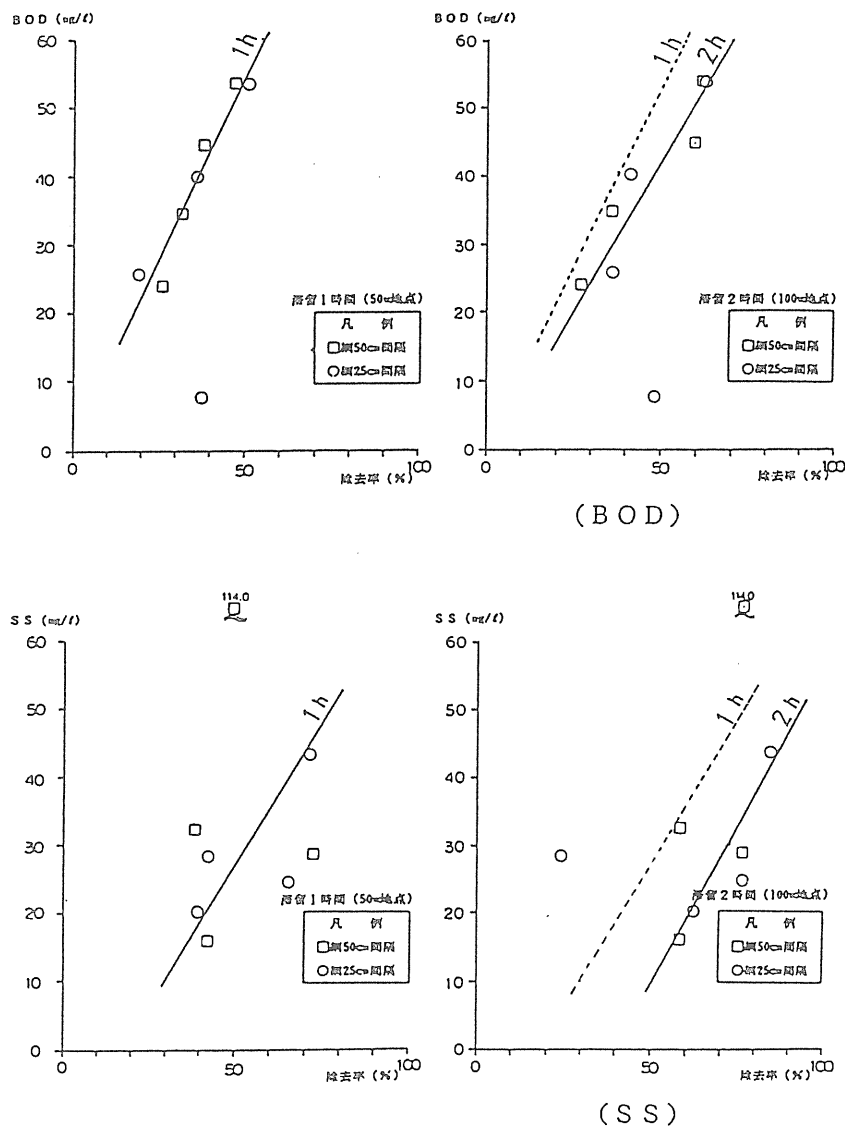


図2・2 原水と除去率の関係

表 2・2 滞留時間と浄化網の間隔と除去率の関係

項目	滞留時間 (hr)	浄化網の間隔 (cm)	除去率 (%)
BOD	0.6~0.7	無	0
		0.25	10~13
		0.50	17~23
	1.2~1.5	無	0
		0.25	13~18
		0.50	23~24
	2.5	無	0
		0.25	25
	SS	0.6~0.7	無
0.25			25~48
0.50			26~36
1.2~1.5		無	23
		0.25	29~57
		0.50	49~51
2.5		無	50
		0.25	63
		0.50	51

第3章 通常実験

3.1 実験内容

通常実験は、基礎実験の結果をもとに、浄化網は50cm間隔とし四季別浄化効果の把握を目的としたものである。

秋期実験で、43日間連続通水を行ったが30日間を越えるころから、浄化網の機能がかなり低下していることが観察されたため、冬期・春期・夏期実験では、29日間の連続通水とした。実験条件は以下のとおりである。

浄化網(50cm間隔)、流量 $0.015\text{m}^3/\text{s}$ 、空気量 $1400\text{m}^3/\text{min}$

3.2 水質浄化の季節別効果について

浄化網による100m間の除去効果は、表3・1に示した。BODは冬期平均で19%を除けば、ほぼ35%程度の除去率があり、SSについても同様に冬期平均の23%を除けば、50%程度の除去率を得ることがきた。冬期除去率は水温が低いため、好気性分解が遅れるためと考えられる。

各季節とも浄化網は、原水で発生した水ワタ捕捉の効果が浄化効果につながっている様であり、水ワタ付着期間中は除去率が高く、剥離期間になると除去率が低下する傾向にある。

3.3 浄化効果の内容分析

通常実験結果の浄化効果について、各項目間の内容分析を以下に示す。

- 全体としては、この実験の範囲では原水のBOD濃度と、BOD除去率はほぼ比例関係にある。ただし、このような大ざっぱな見方では原水のBODとBOD除去率は相当ばらつく。水温が 15°C 以下になるとBODの除去率は悪くなる。この傾向はSSの除去率と同じであり、BODの除去率はSSの除去率と相関の強いことが考えられる。(図3・1)
- 原水CODとCOD除去率はほぼ比例関係にあり、BODの場合よりは若干相関性は高いようである。水温との関係はBODの場合と異なりほとんど無関係であり、CODの除去には生物活動はほとんど関与しないものと考えられる。

表 3・1 原水と除去率の関係 (原水：山崎排水樋管)

浄化網間隔:50cm, 流量:0.015m³/s, 空気量:1400ℓ/min

季月・日	調査 通水日数 (日)	BOD (駄) (mg/ℓ)	BOD除去率 (%)		SS (駄) (mg/ℓ)	SS除去率 (%)		
			50m	100m		50m	100m	
秋 期 (H5)	11/19	1	31.9	19	26	14.5	21	39
	11/22	4	28.1	27	40	16.3	36	44
	11/26	8	21.2	7	16	20.0	45	50
	11/29	11	53.0	41	34	44.0	22	58
	12/3	15	38.3	26	43	30.0	40	56
	12/17	29	90.7	23	59	54.0	50	63
	12/31	43	73.6	23	32	76.8	40	58
平均			48.1	24	36	36.5	36	53

季月・日	調査 通水日数 (日)	BOD (駄) (mg/ℓ)	BOD除去率 (%)		SS (駄) (mg/ℓ)	SS除去率 (%)		
			50m	100m		50m	100m	
冬 期 (H6)	1/21	1	81.7	17	23	38.0	9	25
	1/24	4	59.7	31	34	41.0	20	33
	1/28	8	48.4	9	9	28.0	21	20
	2/4	15	33.2	0	6	38.0	-2	15
	2/18	29	72.4	18	24	54.5	-3	-23
平均			59.1	15	19	39.9	-	23

季月・日	調査 通水日数 (日)	BOD (駄) (mg/ℓ)	BOD除去率 (%)		SS (駄) (mg/ℓ)	SS除去率 (%)		
			50m	100m		50m	100m	
春 期 (H6)	5/13	1	53.6	30	32	71.2	52	64
	5/17	4	30.1	16	37	19.0	5	35
	5/20	8	35.8	9	31	32.6	31	36
	5/30	15	44.4	40	48	24.0	25	-15
	6/10	29	54.5	10	32	47.0	-85	-21
平均			43.7	24	36	38.8	28	45

季月・日	調査 通水日数 (日)	BOD (駄) (mg/ℓ)	BOD除去率 (%)		SS (駄) (mg/ℓ)	SS除去率 (%)		
			50m	100m		50m	100m	
夏 期 (H6)	8/3	1	17.2	13	30	18.0	27	42
	8/6	4	32.5	34	46	51.5	59	75
	8/10	8	26.6	32	-21	22.0	25	27
	8/17	15	33.1	14	23	28.0	30	34
	8/31	29	27.0	30	33	37.0	51	68
平均			27.3	25	33	31.3	38	49

本実験の場合には、COD除去率は30%が限度であると思われる。(図3・2)

- SSの除去率は原水のSS濃度と比例関係にあると思われるが、BOD・CODの場合と比べて相関は悪い。とくにSS濃度50ppm以下では非常にばらつく。

SSの除去率は水温が15℃以下になると悪くな

る。微生物の活動が鈍くなることに帰因するのではない。(図3・3)

- SS除去率とBOD除去率は比較的相関がよい。水温には関係がない。BOD除去率よりもSS除去率の方が大きい。このことはSS中の無機分の含有量に関係していることが考えられる。(図3・4)

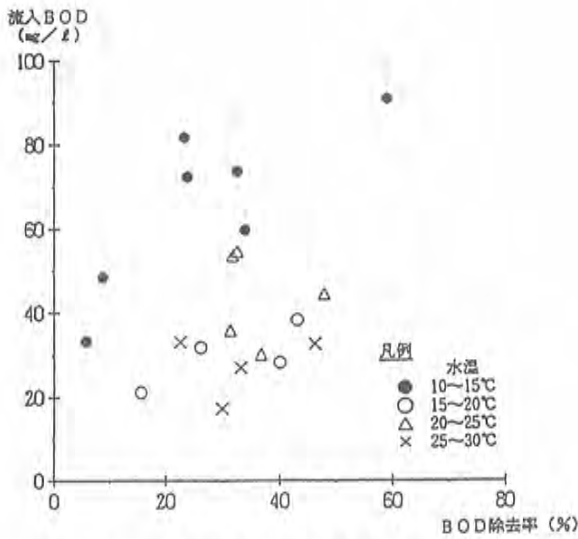


図3・1 流入BODとBOD除去率との関係

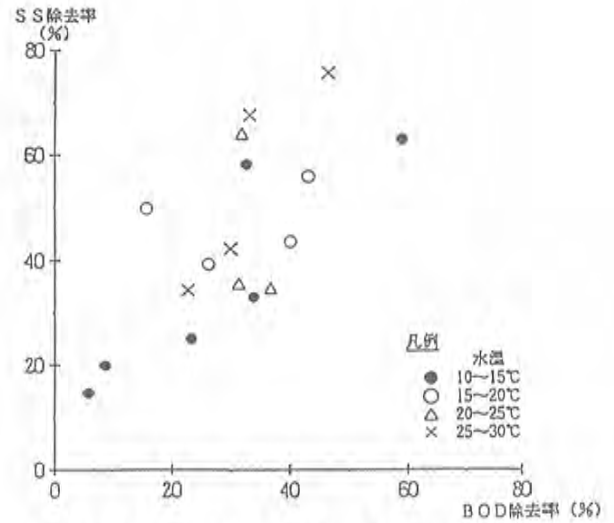


図3・4 SS除去率とBOD除去率との関係

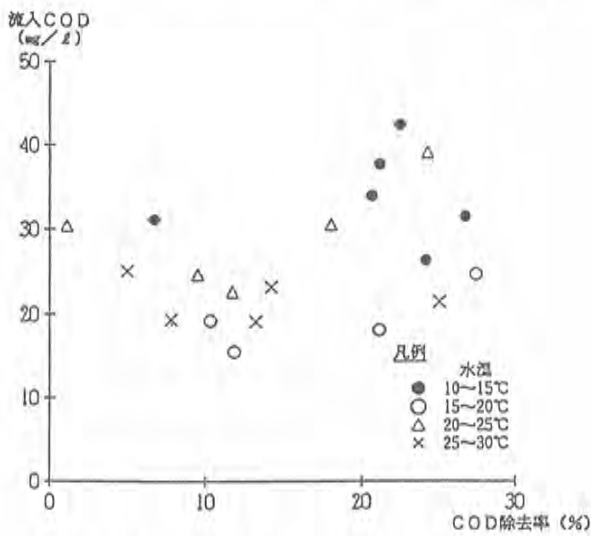


図3・2 流入CODとCOD除去率との関係

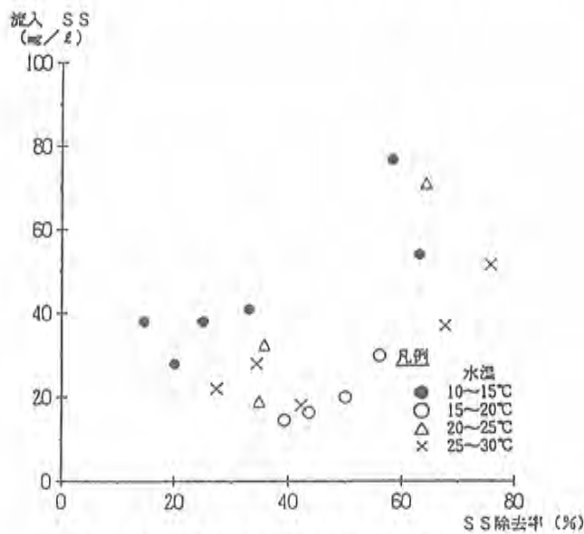


図3・3 流入SSとSS除去率との関係

・原水と本装置での処理水のD・BOD/BOD (D・BODは溶解性BOD) は、図から判る通り全て処理に伴って増加する。1例のみこの比の値が減少するものがあるが、この場合にBOD値そのものが処理に伴い、増加しているためBOD値に誤差があったものと推察される。

この比は平均値として1.2倍程度と考えられる。この比とBOD除去率との関係を見るとあまり明確ではないが、ほぼ比例関係にある様である。これは処理に伴うBOD値の減少によるものである。

D・BOD値は処理によりほとんど変化しないか、若干減少傾向にあり、後に示す流入D・BODとD・BOD除去率の図に示すように、水温が高い方がD・BOD除去率が高いようである。これはクロロフィルaが、水温の高い方が非常に高くなることから判る通り微生物の繁殖が大きくなるためであろう。(図3・5)

・流出水のVSS/SS (VSSは全SS中の強熱減量) の比は、BOD除去率にはほとんど関係がない。(図3・6)

ここにVSSは、SS中に含まれる有機成分のSSである。

・原水のVSS/SSの比と処理水のVSS/SSの比は、ほぼ比例関係にある。すなわち有機性SSの含有量は、処理中にほとんど変化しないことを意味する。このことから、溶解性BOD(D・BOD)からSS中のBODに変化することは比較的少ないと考えられる。

水温の低い時に測っていないので水温との関係

を明らかにすることができなかった。(図3・7)

- 原水および処理水のCODとBODとの関係は図3・8のごとくであり、処理によりこの関係はほとんど変わらないことが知られる。この実験の場合には全てのケースでBODはCODより大きい。(図3・8)

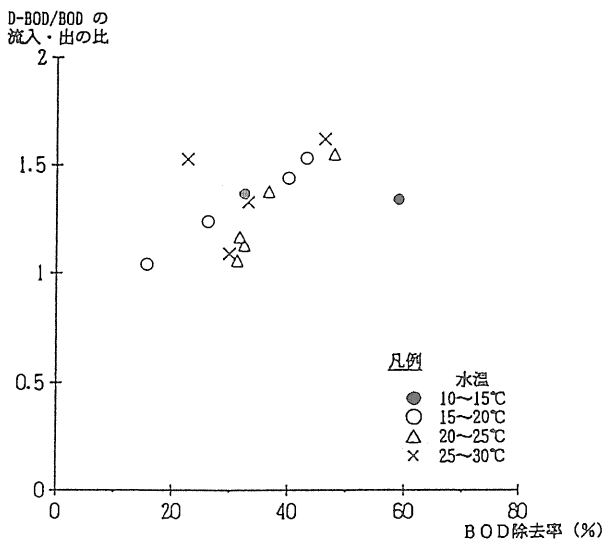


図3・5 D・BOD/BOD流入・出の比とBOD除去率との関係

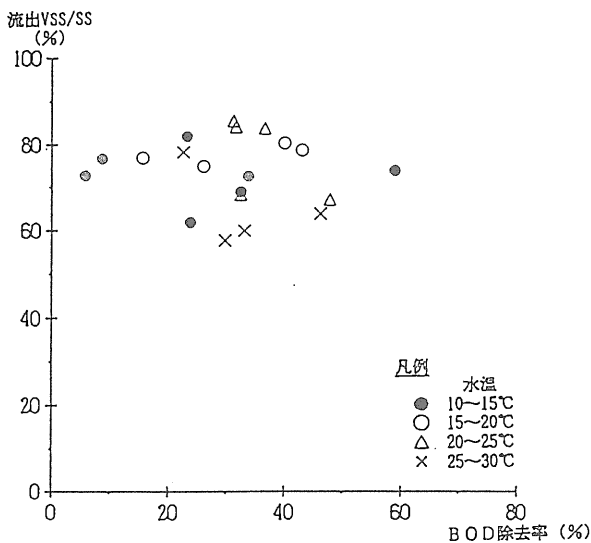


図3・6 流出VSS/SSとBOD除去率との関係

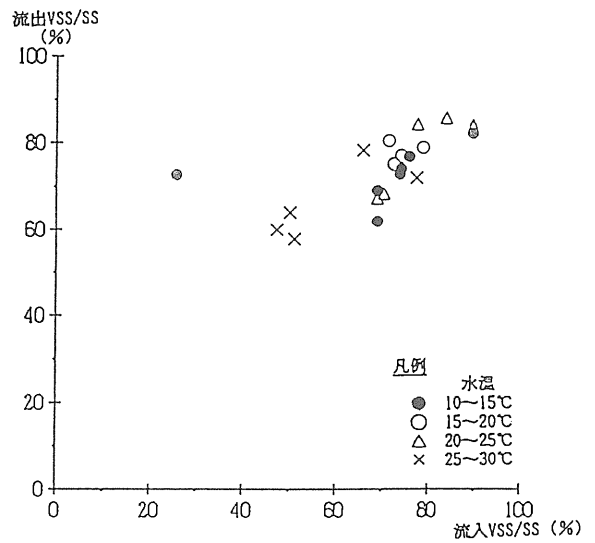


図3・7 流出VSS/SSと流入VSS/SSとの関係

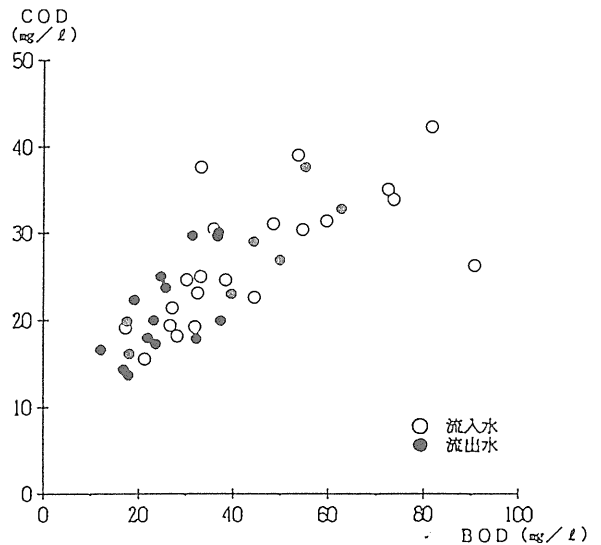


図3・8 CODとBODとの関係

- T-Nは流入水濃度と除去率はほぼ比例関係にある。水温にはほとんど関係しない。この装置では平均的にT-Nの除去率は10%程度であり、あまり効果を期待できない。(図3・9)
- T-Pは流入水濃度と除去率はほとんど関係ない。水温にも関係しない。(図3・10)
- 原水のクロロフィルa濃度とクロロフィルa除去率との相関はよくない。水温が高い場合には除去率は悪く、場合によっては処理過程の中で増殖し、流入クロロフィルa濃度より流出水の濃度が高くなる。(図3・

・「河川」¹⁾に公表された種々の浄化方法について
 処理装置の中での滞留時間とBOD除去率の関係を調べると、滞留時間が長くなる程BOD除去率が大きくなる傾向にある。すなわち、SSの沈降に伴うBOD除去があることが推察される。しかし、ほとんどの浄化施設ではBOD除去率が50～70%の範囲にあり、多数の施設についてのそれぞれの滞留時間の変化に伴うBOD除去率の変化であるため、今後は1施設について滞留時間、もしくは流下速度を調べて浄化メカニズムの解明を行い、より効果的な浄化システムを探索する必要がある。(図3・18)

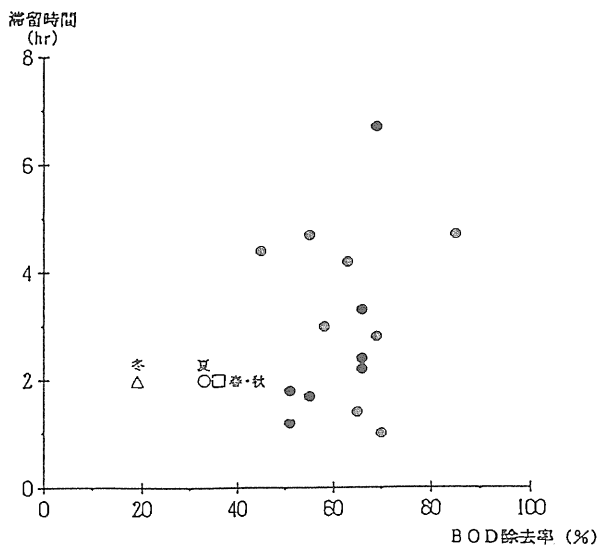


図3・18 滞留時間(hr)とBOD除去率との関係

・以上の検討で明らかになったように、BOD除去率はSSの除去が主要因であり、SSを除去するためには低流速による沈降と、生物活動のもたらすフロック化による沈降促進にあるといえる。したがって、SSの沈殿が盛んであれば浄化装置内の汚泥量の増大と、目詰まりおよび付着の多いものがBOD除去には効果があると考えられる。

このことを「河川」¹⁾の資料に基づいて見ると、図3・18ではあまり明瞭ではないが滞留時間が長い程、BOD除去率は装置の違いにも拘わらずほぼBOD除去率が大きくなるようである。また図3・19に示すように汚泥処分頻度が多いほど、また目詰まりが多いもの程BOD除去率が大きいと認められる。したがって、BOD除去については極力SSの沈降をよくするため流下速

度を遅くし、さらに滞留時間を長くし、またSSの付着可能性を大にすることに効果があると思われる。また浄化施設通過後のBOD濃度はSS分に含まれるものが多いため、施設通過後にSSを捕捉することが効果があり、沈殿池あるいは濾過布による除去等が有効であると考えられる。(図3・19)

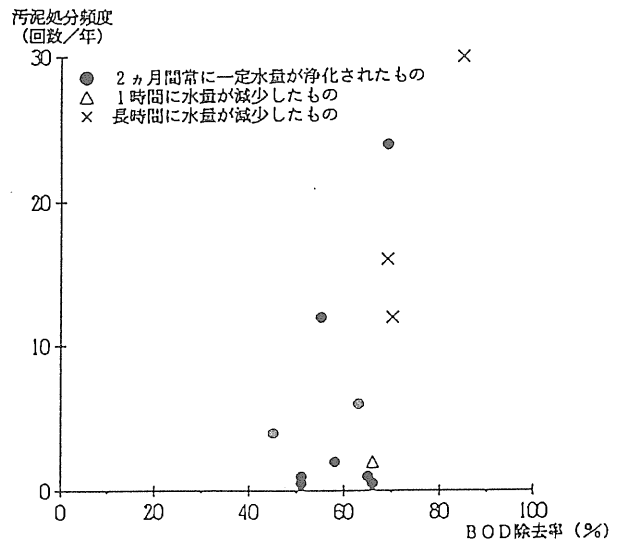


図3・19 汚泥処分頻度とBOD除去率との関係

3.4 生物試験について

生物試験結果をもとに、各季節の水質と出現生物数を表3・2にとりまとめた。

I) プランクトンについて

植物プランクトンは葉緑素の働きによって生活しており、クロロフィルaの増減と何らかの関連があり、春～夏にかけての増加が認められる。優占種としては、秋～冬にかけては緑藻綱の*Pediastrumboryanum* (サメハダクンショウモ)が最優占し、春には*Pediastrumboryanum*と珪藻綱の*Navicula* (フナガタケイソウ)が混合して優占し、夏になると*Navicula*に変わるパターンが認められる。

一方、動物プランクトンは季節的変動も少なく、またとくに優占種となるような種も認められない。

II) 付着生物について

原水中浮遊物はフロック状のものが多く、浄化網への付着も多量になっている。

植物性ものは水温との相関性があるように思われるが、動物性ものは春に急激に多くなっていることが認められる。これは5月末の繊毛虫綱の*Carche-*

表3・2 各季節の出現生物数（生物調査日の水質と生物）

項目		秋 (1993.11.)	冬 (1994. 1.)	春 (1994. 5.)	夏 (1994. 8.)
原水	水温 (°C)	16.2	11.4	22.2	29.2
	透視度 (cm)	14.5	11.4	17.0	14.8
	DO (mg/ℓ)	4.41	5.92	4.50	3.41
	BOD (mg/ℓ)	47.3	53.4	41.2	29.8
	SS (mg/ℓ)	35.3	40.4	30.7	34.6
	チロフィタ (μg/ℓ)	2.8	4.6	6.3	34.0
生物	プランクトン				
	(個/ml)				
出現数	付着生物				
	(個/cm ²)				
底生生物	植物性	90	90	190	2400
	動物性	50	50	60	260
付着生物	植物性	310000	210000	26000000	22000000
	動物性	100000	90000	270000	100000
底生生物	植物性	140000	190000	330000	5200000
	動物性	17000	20000	28000	40000

*siumpolypinum*によるものであるが、次の調査日には確認されていないことから、群体で流入し、定着することなく流出したものと思われる。

また、プランクトンの場合と同様に変動も少なく、これら動物性のものにとっては生息環境が良くないものと思われる。

Ⅲ) 底生生物について

植物性のものは付着生物以上に水温との相関性が認められる。また、動物性のものも季節的変動がわずかに認められる。

以上、年間の生物相の特徴は、緑藻綱のサメハダクンショウモがどの季節でも常に優占的に観察されたこと、春期～夏期に珪藻綱のフナガタケイソウが優占的に表されたことである。一般に、富栄養状態では珪藻綱が優占するが、当山崎排水でも春期～夏期にこの傾向が強いことが伺える。また、藍藻類のユレモが付着生物あるいは底生生物として、春期～夏期に発生しており、酸素が少ない状態でも光合成ができるといった環境への適応能力のすぐれた性質が示されている。

サメハダクンショウモは浮遊性の藻類であるが、ユレモは付着性の糸状藻類として多く観察された。しかし、他の付着藻類とともに懸濁物によって、その増殖が抑制されていたようである。

以上のように、山崎排水は四季を通じて緑藻と珪藻が最優占種であり、富・貧栄養性双方の性質を有していることになる。一方、N・Pが異常に高く、クロロフィルaも夏期には10μg/ℓ以上で比較的多いことから、十分栄養性の高い水域であるといえる。

第4章 循環水路予備実験

4.1 実験内容

室内に設けられた循環式浄化水路を用いて、流下時間と流下距離による浄化効果の把握を目的として予備実験を実施した。

予備実験では、一巡8.7m・高さ0.5m・幅0.25mの水路を用いた。3日間馴養した山崎排水5ℓに、チオ硫酸ナトリウム15mg、グルコースとペプトンを100mgを溶かして、BOD150mg/ℓ・COD90mg/ℓの合成下水を原水として、浄化網の間隔などかえて5ケースの実験を行った。

実験内容は以下のとおりである。

4.2 水質浄化効果について

浄化網の設置がない場合でエアレーションの有無を比べると、エアレーションのない場合は24時間で水中の酸素がなくなっている。原水の循環のみによる浄化効果は、BOD・CODで5%・12%程度であった。

これがエアレーションの実施により、BOD・CODとも浄化効果が増大し、24時間でBOD除去率44%、COD除去率54%となった。

浄化網を設置してエアレーションを実施した場合の除去効果は、網の間隔100,50,25cmの24時間の除去率は、BODについてそれぞれ66,91,51%であり、CODは57,85,55%となった。25cm間隔の除去率があまりよくないのは、水温低下(15℃→9℃)により浄化効果

が減少したためと思われる。

4・2に示す。

BOD・CODについての水質変化図を図4・1～図

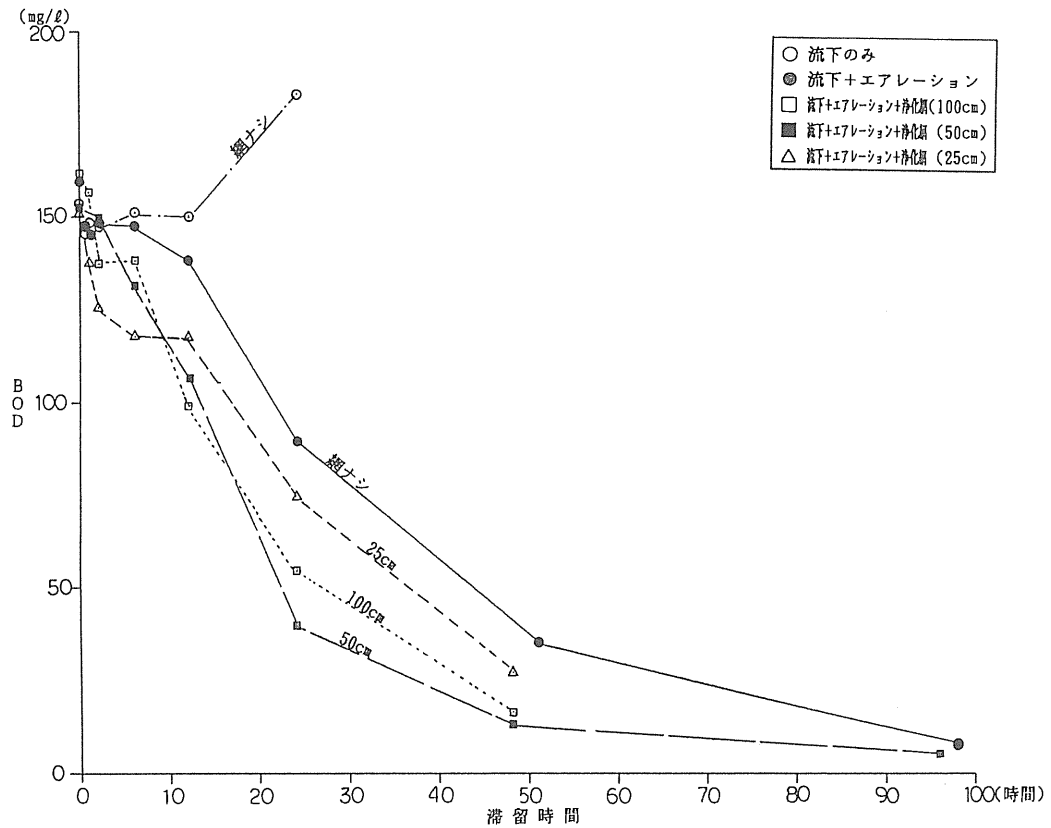


図4・1 室内予備実験結果

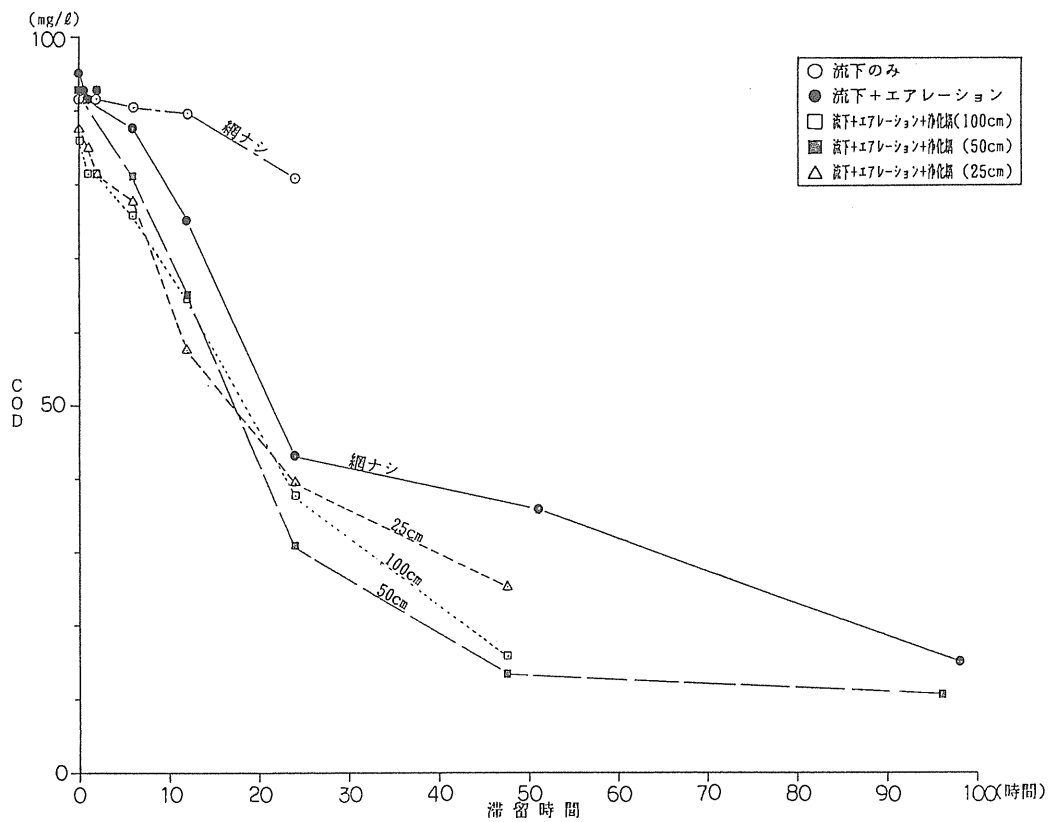


図4・2 室内予備実験結果

第5章 循環式浄化水路実験

5.1 実験内容

循環式浄化水路実験は、既設の浄化水路に環流パイプとポンプを設け、流下距離・流下時間延長可能な循

環型の構造に改造し、予備実験の知見をもとに計画した各実験ケースによる浄化効果の把握を目的としたものである。

実験は浄化網の間隔などを変え、表5・1の7ケースの実験を行った。

表5・1 各実験ケースの諸条件

項目 実験名	浄化網の間隔 (cm)	100m流下時間 (hr)	実験時間 (hr)	実験流量 (ℓ/min)	流速 (cm/sec)	空気量 (ℓ/min)
ケース I	200	8	48	200	0.35	350
ケース II	200	4	48	400	0.70	700
ケース III	100	8	48	200	0.35	350
ケース IV	100	16	32	100	0.18	180
ケース V	50	8	48	200	0.35	350
ケース VI	50	4	24	400	0.70	700
ケース VII	なし	8	24	200	0.35	なし

5.2 水質浄化効果について

5.2.1 流下距離・流下時間と除去率

実験水路を循環式に改造し、流下距離及び時間を最大1200m及び48時間とした浄化実験を行った。実験結果のうちケースIIとIIIについて、BOD・COD・SS・T-Pの滞留時間と除去率の関係を示したのが図5・1である。この実験の原水は、BOD10~17mg/ℓ、SS20~22mg/ℓといずれも比較的低濃度で、循環初期の4時間流下ではどの項目も十分な除去率が得られていない。これが12時間流下では48時間流下の50%程度の除去率となる。48時間流下ではBODが70%・CODが55%・SSが80%・T-Nが15%・T-Pが40%の除去率を得ている。図で示すケースIIとIIIの比較は、浄化網の枚数と流下速度の相違によるものである。両者の相違が明確になっているものはBODとCODで、BODは流速0.7cm/secでは45%の除去率が限界である

が、0.35cm/secでは70%以上の除去率が得られている。CODは前者が40%・後者が55%である。一方、SSとT-Pは両者ともほとんど近似しており、この程度の流速になると除去率に差がないことが伺える。

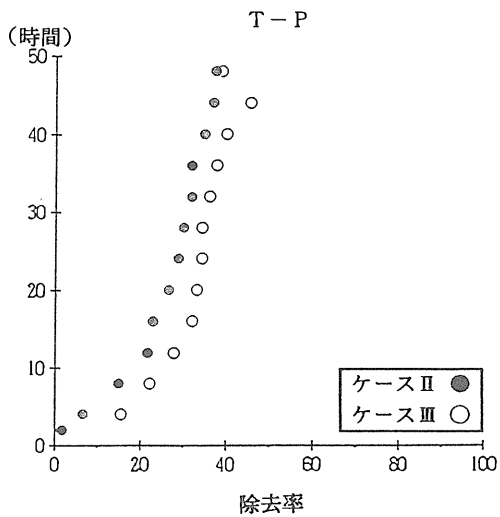
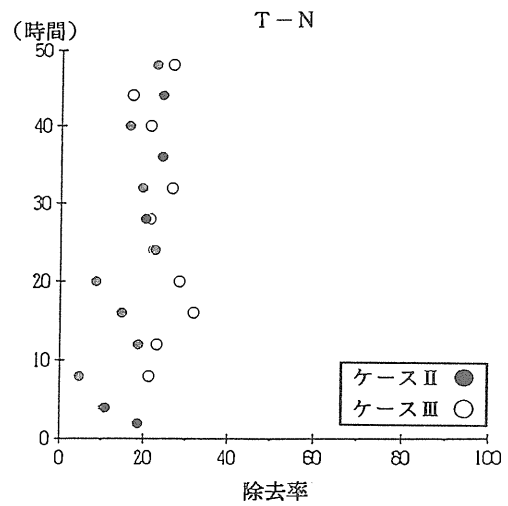
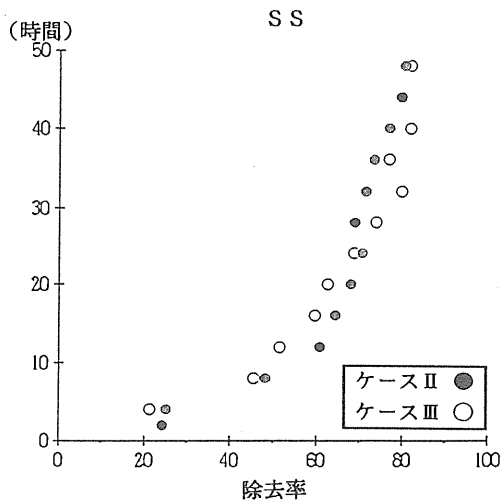
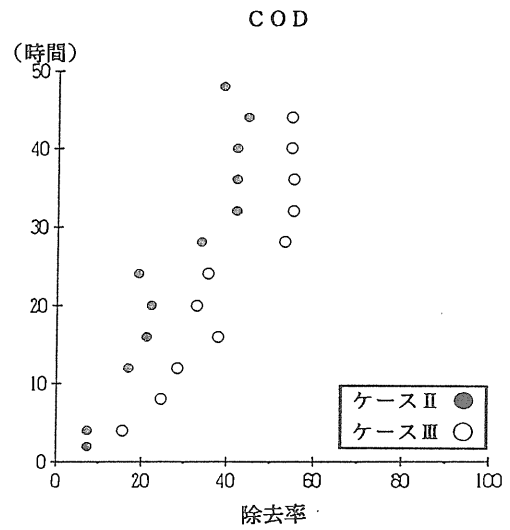
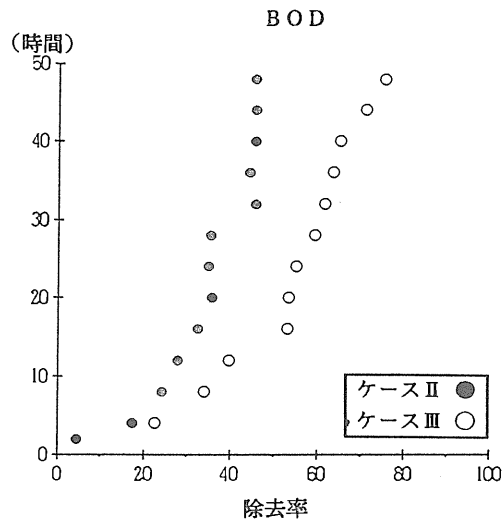
5.2.2 流速と除去率の関係

平成5~6年に実施した通常実験は、浄化実験水路100m間を2時間で流下しており、流速は1.4cm/secである。

循環式浄化実験水路では、この流速を0.7cm/sec、0.35cm/sec、0.18cm/secの3段階で実施している。

流速と浄化効果の関係として通常実験の第1日目と、循環水路の第1巡目とを比較し、図5・2及び表5・2に示した。

表からは、流速が遅い程浄化効果があることを示しているが、循環式水路実験は冬期間のみであり、今後夏期の実験等を通しての確認が望まれる。



実験名	ケースII	ケースIII
浄化網の間隔 (cm)	200	100
流下距離 (m)	1200	600
実験時間 (hr)	48	48
実験流量 (ℓ/min)	400	200
流速 (cm/sec)	0.70	0.35
空気量 (ℓ/min)	700	350

図5・1 循環式浄化水路実験結果

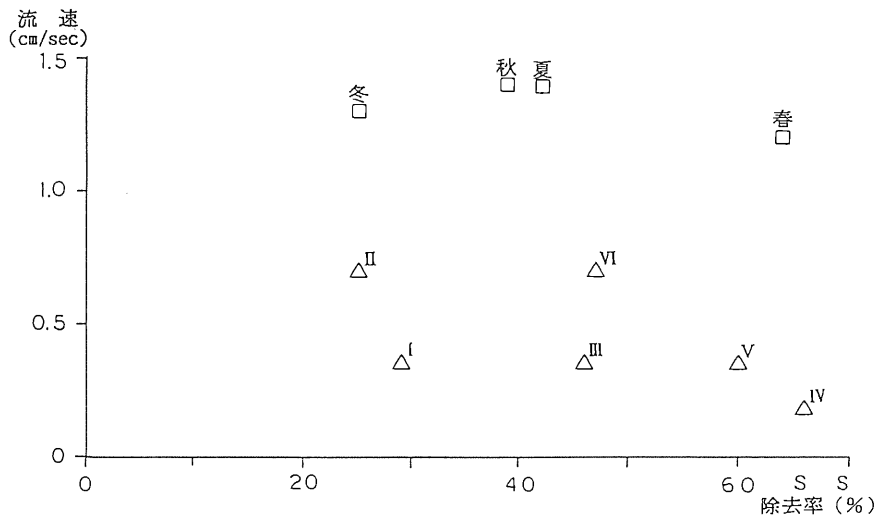
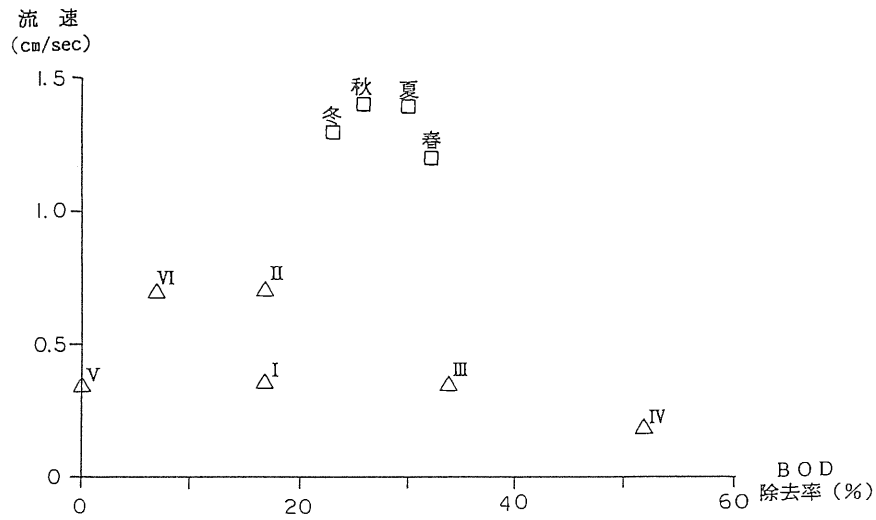


図 5・2 流速と BOD, SS の除去率との関係 (初期100m間)

表 5・2 流速と除去率の関係

実験ケース	流 速 (cm/s)	網の間隔 (m)	原 水 (mg/ℓ)		BOD 除去率 (%)		SS 除去率 (%)		
			BOD	SS	50m	100m	50m	100m	
通常実験	秋	1.4	0.5	31.9	14.5	19	26	21	39
	冬	1.3		81.7	38.0	17	23	9	25
	春	1.2		53.6	71.2	30	32	52	64
	夏	1.4		17.2	18.0	13	30	27	42
循環水路 (冬期)	I	0.35	2.0	47.3	28.0	6	17	14	29
	II	0.7	2.0	10.3	22.4	4	17	24	25
	III	0.35	1.0	17.9	19.8	22	34	21	46
	IV	0.18	0.5	19.5	12.8	30	52	54	66
	V	0.35	0.5	25.8	24.0	0	0	45	60
	VI	0.70	1.0	26.2	28.0	2	7	43	47
	VII	0.35	無	11.2	27.2	5	8	40	51

注) 1. 通常実験は第 1 日目の除去率

2. 循環水路は第 1 巡目の除去率

第6章 今後の課題

新しい河川の浄化法として、河川断面に余裕の少ない中小の都市河川でも対応できる転倒式浄化網を用いた水質浄化法が考案され、平成5～6年には利根運河2.5km右岸付近の河川敷に浄化実験水路（延長100m）を設置し、山崎排水（利根運河2.4km右岸）を導いて、本浄化方法の効果を実験的に把握するために季節別調査が実施された。また、平成6年には100m水路を循環的に改造し、流下時間・流下距離をさらに延長した場合の効果について検討し、冬季間としての所定の効果が把握された。

一方、実験結果からは次のような問題点が指摘された。

- I) BODの浄化限界濃度が10mg/l程度である。
- II) CODの浄化効果は、BODの効果に比較して低い。
- III) T-Nの浄化効果があまり期待できない。
- IV) SSの除去手法の検討が必要である。

以上の経緯から今後の課題としては残留SS対策・N対策などを踏まえた実用化をめざした浄化水路の計画が必要とされる。

参考文献

- 1) 大道 等(1994)：効率の高い河川浄化施設の開発河川(No.574), p60

4. 貯水池のバイパストンネル排砂に関する研究 (第一報)

芦田和男*・戸田圭一**

要 旨

ダム貯水池の堆砂や濁水長期化現象等にとまなう貯水池機能や河川環境への影響に対する対策のひとつとして、バイパストンネルによる濁水・土砂のコントロールが考えられる。

本研究は、浮遊砂および掃流砂を対象としたバイパストンネル排砂システムの実現化へ向けて、全体システムの土砂水理特性の解明、システムの安定性、およびバイパストンネル設置による上下流河床変動への影響等を総合的に検討することを目的としたものであり、モデル地点を対象とした水理模型実験を実施するとともに、その成果を踏まえて、上流河道～バイパストンネル～下流河道を表現できる土砂輸送数値解析モデルを構築するものである。本報は上述した研究内容の第一報として、主として水理模型実験の成果についてとりまとめたものである。

1 緒言

河川環境から見た近年の貯水池の水理的課題である①ダム堆砂の進行、②濁水の長期化、③下流河床の低下、を抜本的かつ総合的に解決する方策として、貯水池のバイパストンネルによる濁水・土砂のコントロールが考えられる。このバイパス案は、貯水池上流端からダム下流へバイパストンネルを設置することにより、洪水時の濁水および土砂の貯水池への流入を緩和するとともに、土砂をダム下流河道にも供給するものである(図1・1参照)。浮遊砂やウオッシュロードを対象とした、いわゆる濁水バイパスは検討事例や実績について報告がなされているものの、掃流砂をも対象としたものは著者らの知る限り我が国では例がない。

掃流砂排出機能に関しては、①取水口部における流入土砂特性、②トンネル内土砂輸送機構とその安定性、

③吐口部に接続する下流河道の河床変動特性、等について個別及び全体システムの機能と土砂水理特性との関係を明らかにすることが重要となる。本研究は、浮遊砂および掃流砂を対象としたバイパストンネル排砂システムの実現化へ向けて、全体システムの土砂水理特性の解明、システムの安定性、およびバイパストンネル設置による上下流河床変動への影響等を総合的に検討することを目的としたものであり、A貯水池をモデル地点とした水理模型実験を実施するとともに、その成果を踏まえて、上流河道～バイパストンネル～下流河道を表現できる土砂輸送数値解析モデルを構築するものである。本報は上述した研究内容の第一報として、主として水理模型実験の成果についてとりまとめたものである。

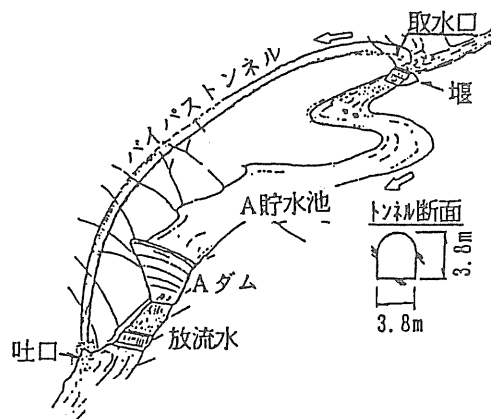


図1・1 バイパストンネル概念図

2 バイパストンネル設計案の諸元

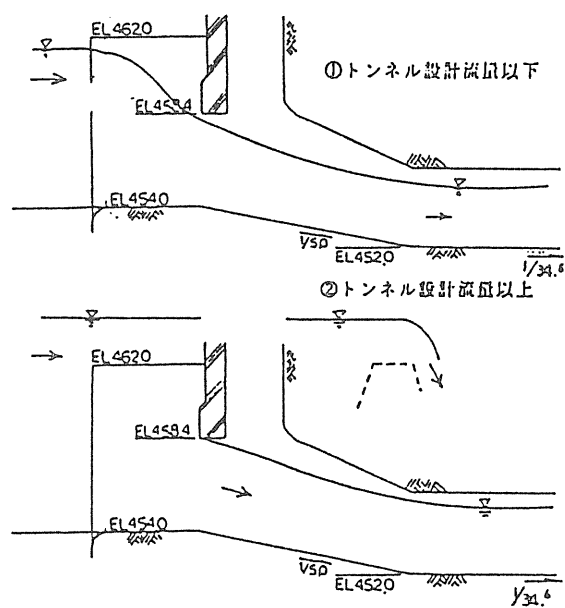
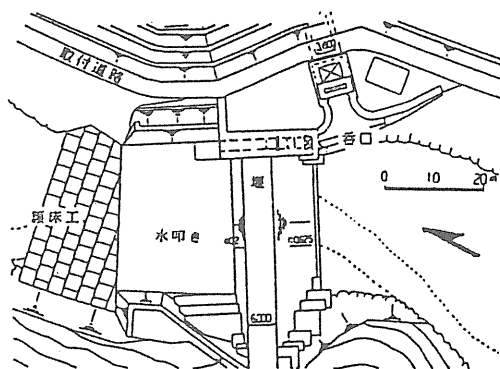
A貯水池のバイパストンネルは、3.8mの幌型断面で全長約2.4km、トンネルの勾配は約1/34である。取水口直下流河道には、貯水池のH.W.L.と同じ標高の天端を有した堰を設け、120m³/sまでの河川流量は全

*芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 所長

**戸田 圭一 京都大学防災研究所助教授 (前 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員)

量バイパストンネルへ、それ以上の流量の時は貯水池にも流入させる計画である。取水口部は図2・1に示すようにオリフィス構造で、 $120\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の河川流量では開水路流れ、それ以上の流量ではオリフィス流れになる設計となっている。なお設計対象流量の $120\text{ m}^3/\text{s}$ は、濁水長期化軽減効果の検討結果より別途決

定されたものである。¹⁾



(a) トンネル取水口部平面図

(b) トンネル取水口部縦断面図

図2・1 トンネル取水口部断面図

3 水理模型実験

3.1 実験方法

実験では、無歪みの縮尺 $1/30$ と $1/70$ の2種類の模型を用いた。実物値と縮尺値の関係は表3.1のとおりである。縮尺 $1/30$ の模型では実物で上流河道 600 m とトンネル部取水口下流約 60 m を再現し、縮尺 $1/70$ の模型では、上流河道(約 700 m)～バイパストンネル全長～下流河道(約 300 m)を再現した。縮尺 $1/70$ の模型装置を図3・1に示している。

縮尺 $1/30$ の模型実験では、バイパストンネルの通水量と河川流量の関係を調べるトンネルの通水能力の検討とトンネル取水口部における土砂の流入特性の検討の2つを主眼とし、縮尺 $1/70$ の実験ではトンネル内の流送特性の把握とシステム全体の排砂機能の確認の2つを目的としている。実験は縮尺 $1/30$ の模型で通水能力を検討した実験以外は移動床実験であり、掃流砂を対象として縮尺相当の一樣砂(比重 2.65 の寒水石)を上流端より給砂した。上流端給砂量は、縮尺 $1/30$ の模型による現況河道(堰およびトンネルを敷設しない状態)の再現性を検討した実験結果を基に、佐藤・吉川・芦田の土研式の 15% 増しの量とした。流量条件は、縮尺 $1/30$ の実験では予備実験的な意味

あいも含めて様々な流量ハイドログラフを時系列的に与えた。縮尺 $1/70$ の実験では洪水ハイドログラフを数回繰り返して与えて上流河道を満砂の状態にした後、既往最大出水(ピーク流量 $560\text{ m}^3/\text{s}$)をモデル化したハイドログラフを与えた。なお実験においては、上流

表3・1 水理諸元の実物値と模型値

諸元	実物値	模型値 縮尺 $1/70$	模型値 縮尺 $1/30$
バイパストンネル径	3.8m	5.4cm	12.7cm
バイパストンネル長	2370m	33.9m	----
抽出(60m)	----	----	2m
上流河道再現範囲	700m	10m	----
	600m	----	20m
下流河道再現範囲	300m	4.3m	----
既往最大流量	$560\text{ m}^3/\text{s}$	13.7 l/s	113.6 l/s
トンネル設計流量	$120\text{ m}^3/\text{s}$	2.9 l/s	24.3 l/s
平均粒径 d	49mm	0.7mm	1.6mm
河道部 $u_* (50\text{ m}^3/\text{s時})$	31cm/s	3.7cm/s	5.7cm/s
砂粒Re数(= u_*d/ν)	1.5×10^4	約30	約90

河道の多点（トンネル取水口直上流部を含む）で水位、河床の経時変化を計測するとともに、トンネル内複数点での圧力ならびにトンネル下流端での流出土砂の時

間変化もあわせて測定している。また流況はトンネル内の砂の挙動を中心に適宜、写真、ビデオに収めている。

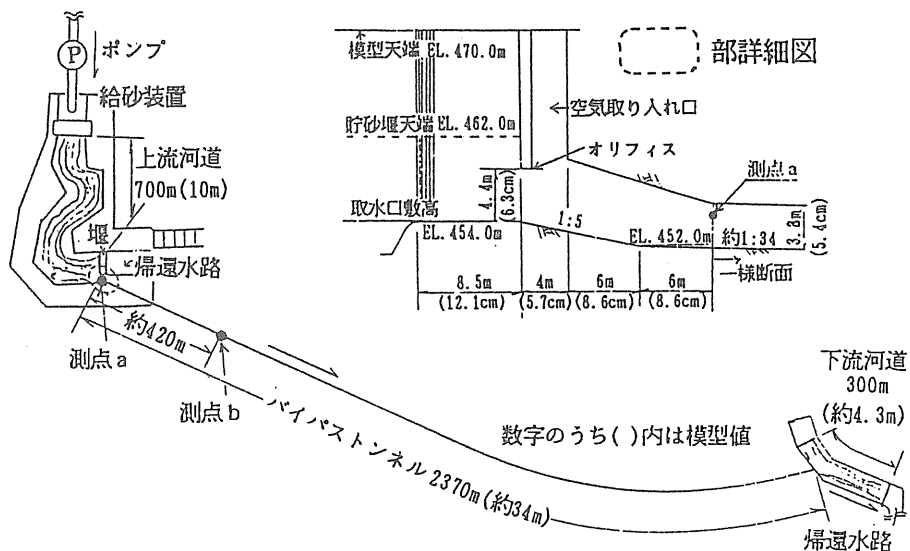


図 3・1 模型装置

3.2 実験結果

3.2.1 縮尺1/30の模型実験結果

ここではトンネルの通水能力の検討とトンネル取水口部における土砂の流入特性の把握を実験の目的としている。

まず、トンネルの通水能力の実験結果を図 3・2 に示している。実験より、開水路からオリフィス流に移る河川流量はほぼ設計値どおりであることが確認された。またオリフィス流になった後は、河川流量の増加に対してトンネルの通水能力は設計値を上回る結果となった。

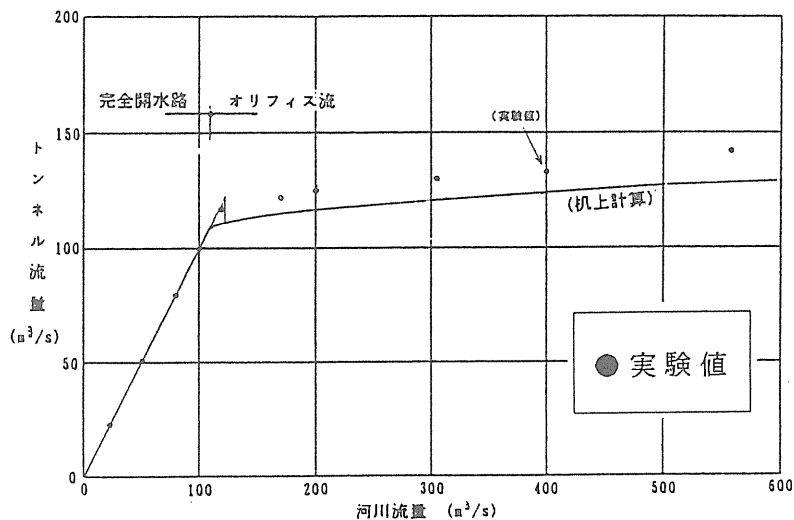


図 3・2 通水能力

次にトンネル取水口部における流入土砂特性について述べる。実験では、上流河道に土砂が堆積していない状態を初期河床とし、様々な流量ハイドログラフを時系列的に与えて上流河道の堆砂を進行させながら、トンネルへの流入土砂の挙動を調べてみた。トンネル流入土砂の時間的変化を流量ハイドログラフ等との関係でとらえた概念図が図3・3である。図の①～⑤に示すステージに沿って現象を説明すると以下のとおりである。

- ① 堆砂が進行中でデルタが取水口前面まで到達しない状態であり、トンネルへ土砂は流入しない。
- ② 堆砂が進行しデルタの先端が取水口前面に到達した状態であり、これ以降、トンネルへの土砂の

流入が起こる。

- ③ 河川流量が $120\text{m}^3/\text{s}$ 以下の状態であり、取水口部は開水路流となり、その地点の掃流力に見合った土砂がトンネル内に流入し掃流される。
- ④ 河川流量が $120\text{m}^3/\text{s}$ を上回る状態であり、取水口部がオリフィス流となり、取水口前面の水面勾配が非常に小さくなりトンネル内への土砂の流入が抑制される。また取水口前面にはすり鉢状に土砂が堆積してくる。
- ⑤ 流量の低減が進み河川流量が $120\text{m}^3/\text{s}$ を下回る状態であり、取水口部のオリフィスが切れて開水路となり、取水口前面に堆積していた土砂が多量にトンネル内に流入する。ただし、トンネル内

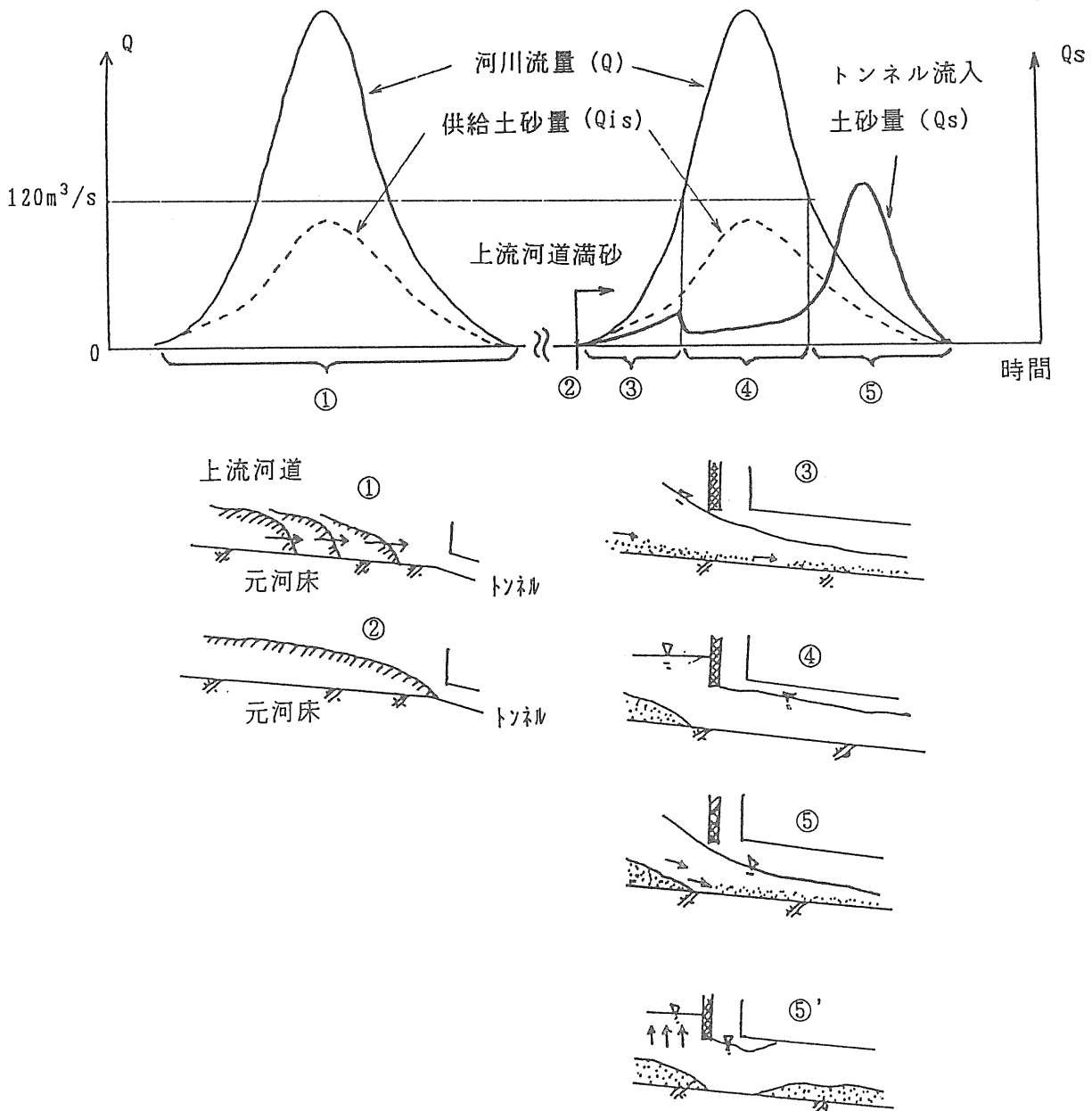


図3・3 トンネル流入土砂特性の概念図

の掃流力以上の多量の土砂が流入した際には、堆積した土砂により水位がせき上がり、その結果取水口部水位が上昇してオリフィス流となり、これに呼応してトンネル内への流入土砂が減少する。(図中の⑤' 参照)

トンネルへの流入土砂の挙動をマクロに捉えてみると、図に示すように、流量ヒドログラフおよび上流からの供給土砂量の時間的変化に対してトンネル流入土砂量は時間遅れを生じ、またその波形も変化するのが大きな特徴である。

図3・4に、満砂条件下での、流量ヒドログラフと上流供給土砂量およびトンネル流入土砂量の時間変化を調べた実験結果の例を示している。実験結果より、満砂状態に達した後に出水が生じた際には、上流供給土砂量に概ね対応する土砂量がトンネル内に流入することから、ここで考えている取水口部がその機能を果たすに有効なものであることが確認された。またオリフィスの効果により、取水口部が流量低減期の流入土砂の急増を抑制する自己調節効果を有していることも見いだされた。

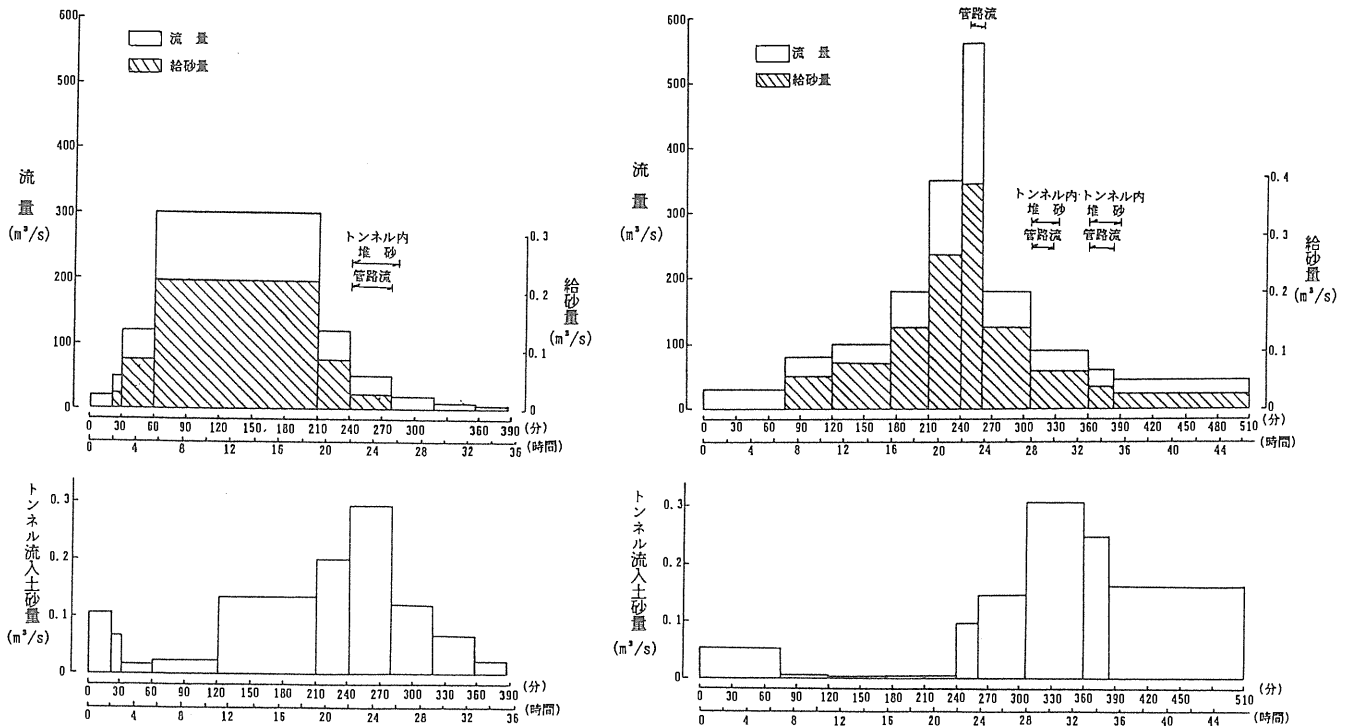


図3・4 トンネル流入土砂量の実験結果

3.2.2 縮尺1/70の模型実験結果

ここではトンネル内の流送特性の把握ならびにシステム全体の排砂機能の確認を実験の目的としている。

実験条件として、 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ から $200 \text{ m}^3/\text{s}$ ピークのモデルヒドログラフを数波与えた状態を初期河床とし、図3・5に示す既往最大出水をモデル化した漸変と急変の2種類のヒドログラフを通水した。漸変ヒドログラフは既往最大出水の流量低減期の時間変化を忠実に再現したものであり、急変ヒドログラフは流量変化のステップを少なくする代わりにその低減量を大きくし、流量負荷の急変に対する流入土砂の応答特性をみることを考慮に入れたものである。上流河道の河床変動はほとんど同様の状況であったが、トンネ

ル内では異なった様子が観察された。

(a) 漸変ヒドログラフ

流量増加期の $100 \text{ m}^3/\text{s}$ までは取水口部でオリフィス流となることなく、トンネル内は開水路流れであった。このとき、上流河道から掃流力に見合った土砂がトンネル内に流入し、転動、滑動状態で流下した。設計対象流量の $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量ステージである $180 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると取水口部はオリフィス流となり、取水口前面水位が上昇し、堰を水が越流した。トンネル内は底部に土砂の輸送を伴った管路流となった。ただし、トンネル内への流入土砂量は、水位のせき上げによる掃流力の低下により、必ずしも増加しなかった。流量低減期には、オリフィスが切れる $110 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に

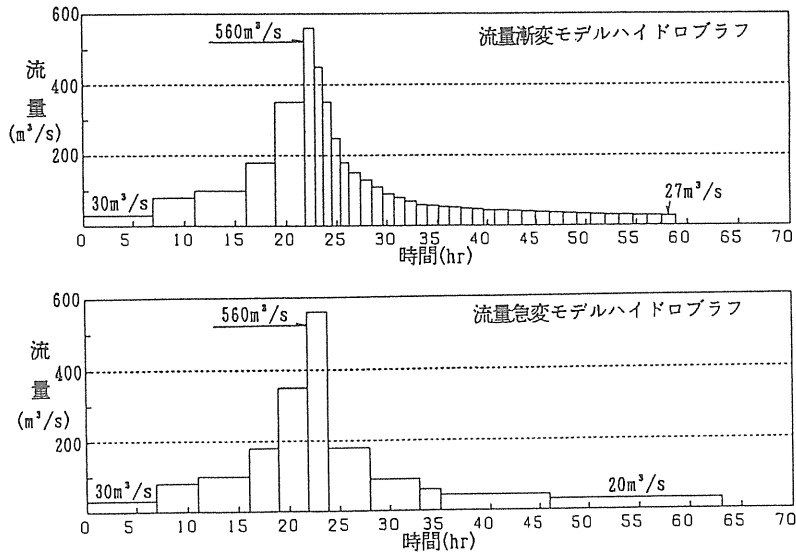
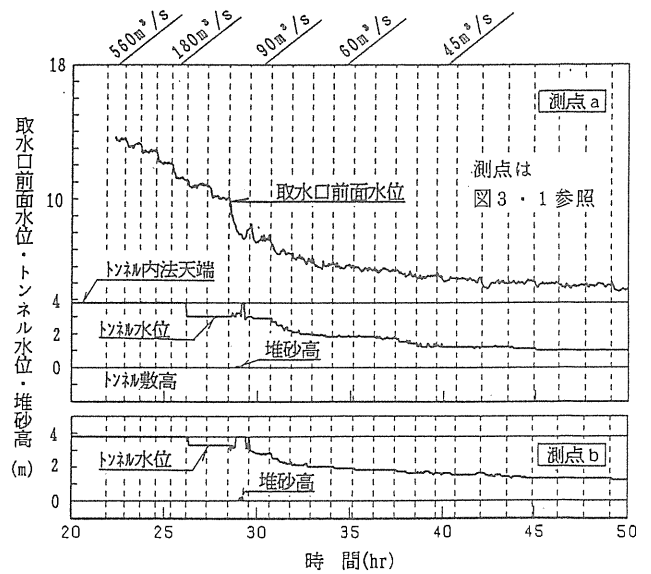


図3・5 実験に用いた流量ハイドログラフ

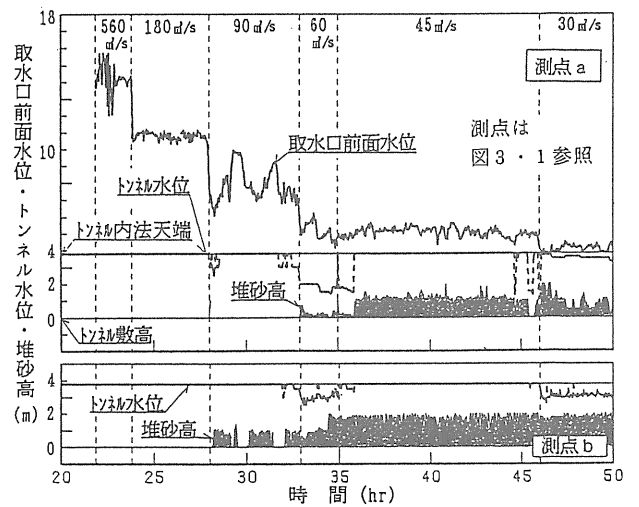
取水口部前面の掃流力の増大により、付近に堆積していた土砂が多量にトンネル内に流入し、一時的に堆積するとともに開水路・管路の混在する流れが生じた。それ以降の流量ではトンネル内に堆積することなく開水路流で流下した。この実験ケースの取水口前面水位およびトンネル内の水位、堆砂高の変化の例を図3・6(a)に、トンネル流出土砂量の時間的変化を図3・7(a)にそれぞれ示している。

(b) 急変ハイドログラフ

オリフィス流から、オリフィスの切れる流量へ移行する180 m³/sから90 m³/sに変化する際に、急激にトンネル内に土砂が流入して堆積し、開水路・管路混在の状態を経て、45 m³/s時にトンネル全長にわたって河床波を伴った堆砂のある管路流が形成された。更に流量が低減して30 m³/sになると、トンネル内の土砂は掃流され、約6時間でトンネル内に残存しなくなることが確認された。この実験ケースの流量低減時のトンネル内の流況および土砂の移動状況の経時変化のスケッチを図3・8に示している。また、取水口前面水位およびトンネル内の水位、堆砂高の変化の例を図3・6(b)に、トンネル流出土砂量の時間的変化を図3・7(b)にそれぞれ示している。なおこのケースについては、トンネルへの流入土砂量の時間的変化が大きかったため、図3・7(b)では、流出土砂量を微小な時間区分で表現することはできなかったので、一定時間の平均値で表している。

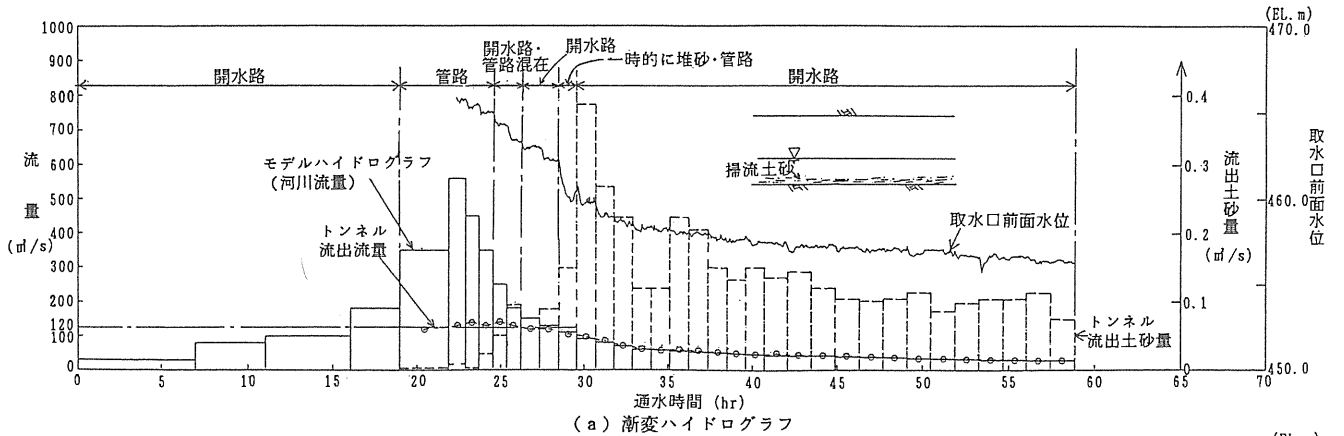


(a) 漸変ハイドログラフ

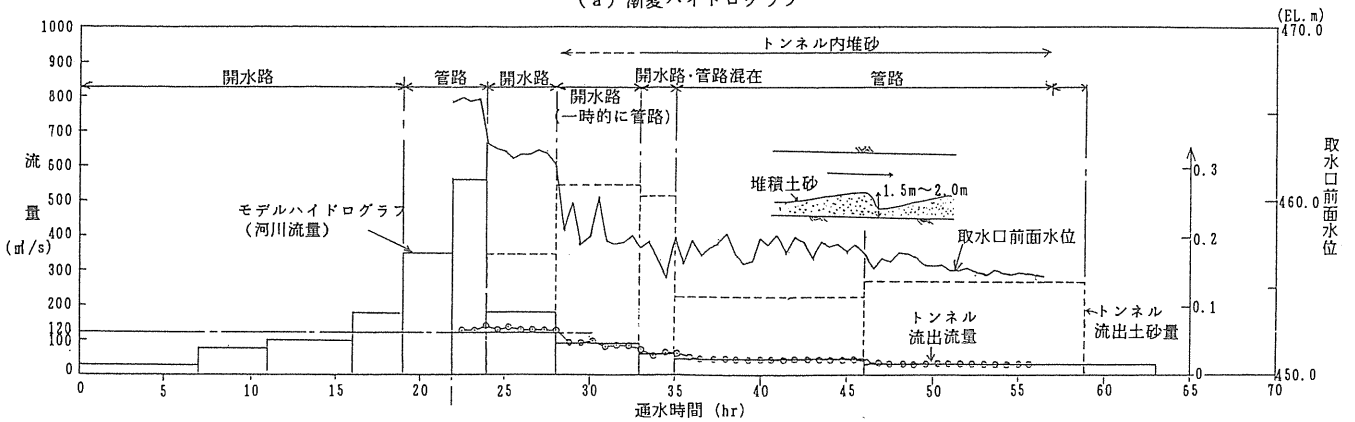


(b) 急変ハイドログラフ

図3・6 取水口前面水位・トンネル水位・堆砂高の時間的変化



(a) 漸変ハイドログラフ



(b) 急変ハイドログラフ

図3・7 トンネル流出土砂量の時間的変化

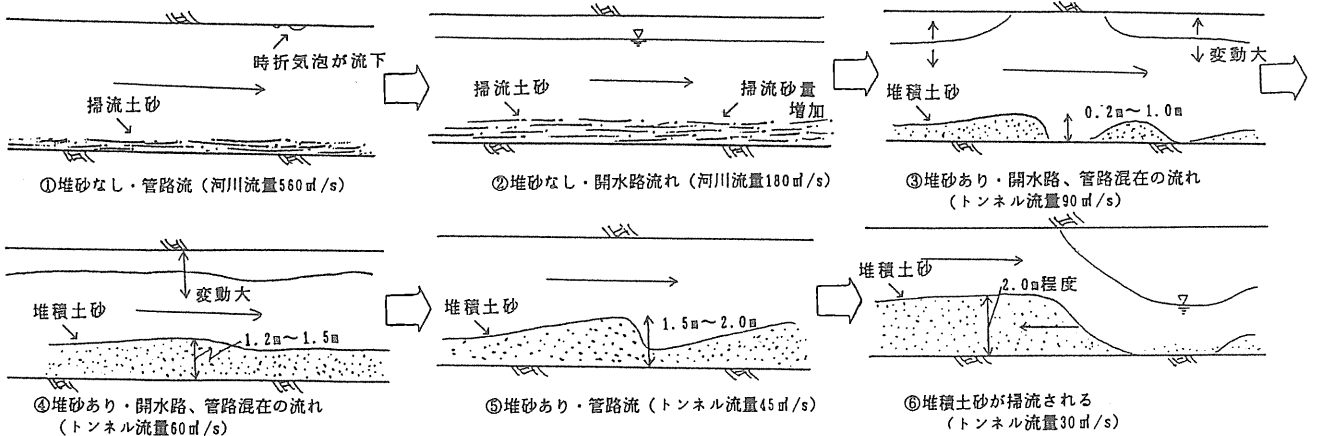


図3・8 トンネル内の流況および土砂移動状況

次に、流量低減期のトンネル内堆積土砂の掃流現象を簡単な計算で確認してみる。トンネル内の流れは流量 $30\text{ m}^3/\text{s}$ の等流を仮定して、土研式よりトンネル内の流砂量(Q_s)を求めると実物換算値で $Q_s=0.2\text{ m}^3/\text{s}$ となる。流量が $30\text{ m}^3/\text{s}$ になる直前のトンネル内堆積土砂の総量(V)は、実験結果を基に平均 1.2 m の堆砂厚が一様に分布しているとみると、 $V=\text{堆砂厚}\times\text{トンネル幅}\times\text{トンネル長}\times\text{空隙率}$ から求まる。トンネル

幅 3.8 m 、トンネル長 2.4 km 、空隙率 0.64 より $V=4380\text{ m}^3$ となる。トンネル流入土砂量 Q_{si} は、実験結果より $Q_{si}=0.06\text{ m}^3/\text{s}$ である。掃流に要する時間 t を、

$$(Q_{si}-Q_s)\times t + V = 0 \quad (3.1)$$

より算出すると、 $t=8.7\text{ hr}$ となり実験値を上回るもののオーダー的には妥当な値となる。

3.2.3 実験結果のまとめ

実験ならびに解析結果より、満砂状態に達した後に出水が生じた際に、上流からの供給土砂量に概ね対応する土砂がトンネル内に流入すること、また想定した大出水に対してもトンネルが閉塞することなく排砂機能を果たし得ることから、本研究の対象としているバイパストンネルが、浮游砂および掃流砂の排砂に関して有効な水理構造物であることを確認した。特に取水口部は、流入土砂量の急増を抑制する自己調節効果をもっていることも明らかになった。

しかしながら、流量低減期の土砂の動きは流量変化に対して非常に敏感であり、しかもその変動量が多い。よってトンネル内の土砂の流送現象の水理的安定性の確認ならびに維持・管理上の問題に対する検討を行うために更に詳細な実験が必要である。

4 数値解析モデル構築の試み

上述した水理現象を、数値解析モデルで表現することもあわせて試みており、当面はモデル場を、①トンネル取水口を下流端の限界とする上流河道部と、②バイパストンネル部との2つの領域に分けて考えている。

①に関しては、河床の滞筋幅を考慮した一次元河床変動モデルによる河床変動計算を実施した。なお下流端境界条件は、実験で得られたトンネル取水口部の流量と水位の関係を用い、河床変動に影響を及ぼす河道幅(B)はレジーム則により、 $B=7\sqrt{Q}$ (Q:河川流量)で与えた。前章で述べた、急変ハイドログラフの実験結果を再現した結果が図4・1および図4・2である。図4・1は上流河道の河床高の経時変化を表したものであり、計算値は実験値を概ね再現していると言える。また図4・2は、トンネルへの流入土砂量の

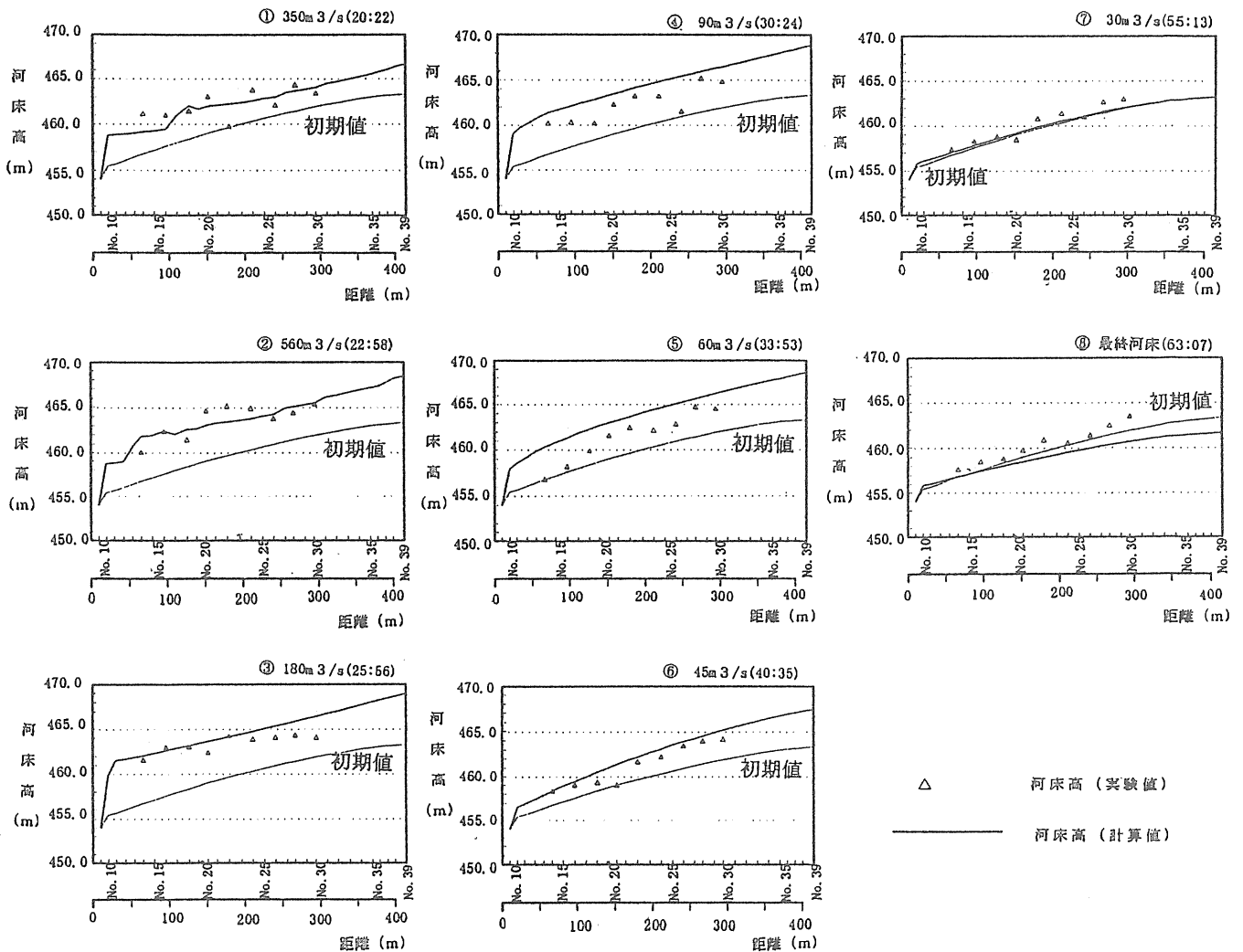


図4・1 河床変動計算結果 (上流河道部)

時間的変化を示したものである。実験では全長を再現したトンネルの下端で流出土砂量を測定しており、取水口部への流入土砂量の時間変化の実験データは計測できなかったので実験結果との直接の比較はできないものの、流入土砂の総量は実験結果と概ね一致しており、また時間的変化の定性的な挙動も適切に表現して

いるものと考えられる。

一方、②に関しては、管路・開水路の混在する流れ場のトンネル内の一次元河床変動現象を取り扱うことになり、しかも時間的変化の急な土砂移動を伴うもので、そのモデル化は近似的なものも含めて現在検討中である。

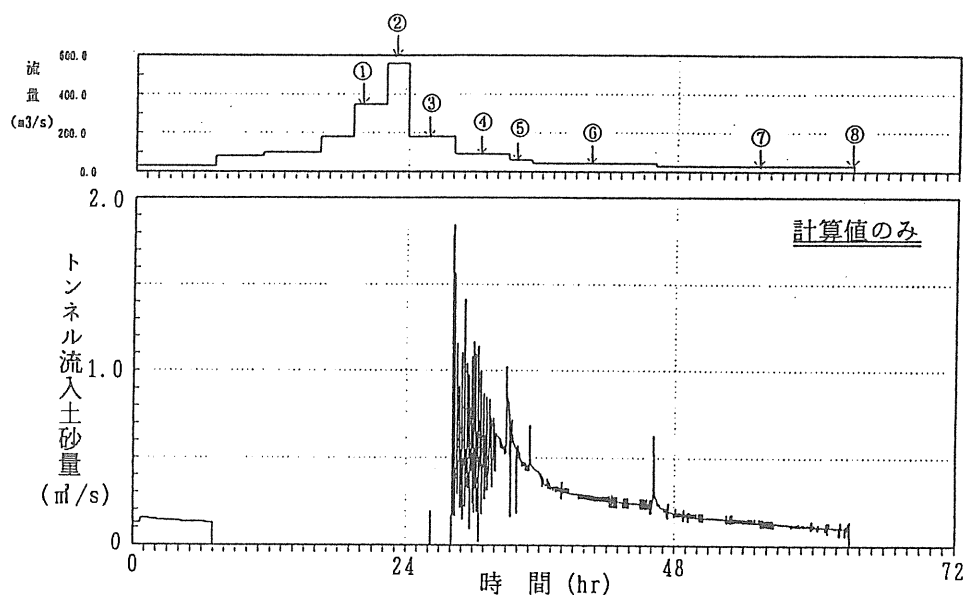


図4・2 トンネル流入土砂量の経時変化（計算結果）

5. 結論

水理模型実験を実施して得られた知見を要約すると以下のとおりである。

- ① 本研究の対象としているバイパストンネルが浮游砂および掃流砂の排砂に対して有効であることを、縮尺の異なる2種類の水理模型実験を通して確認した。
- ② 満砂状態の後に洪水ハイドログラフを与えた場合の土砂の挙動をマクロにとらえてみると、図3.3に示したように、流量ハイドログラフおよび上流からの供給土砂量の時間的変化に対してトンネル流入土砂量は時間遅れを生じ、かつその波形も異なってくるのが特徴である。
- ③ トンネル取水口の流れの形態が開水路流れかオリフィス流れかにより、トンネル内への流入土砂量は大きく変化する。オリフィス流れの時は取水口前面の掃流力が小さくなる。このオリフィスの効果により、取水口部は流入土砂の急増を抑制する自己調節効果を有することが判明した。
- ④ トンネル内の土砂の流送特性は流量の変化に対して極めて敏感である。その好例が、縮尺1/70の模型で実施した漸変と急変のハイドログラフの

実験結果の相違である。

今後はトンネル内の土砂挙動のメカニズムの解明やシステムの安定性の検討を念頭に置いて更に実験を進め、実験結果の定量的評価に努めていきたい。

なお、実験と並行してトンネルの維持・管理に関する机上検討もあわせて実施しており、ちなみにその際の重要課題であるトンネルの磨耗量については、粒径と総流砂量を基にした石原²⁾の研究成果を参考にして、年間の平均磨耗厚はコンクリートで40~50mm、鋼材で0.2mm程度という値を得ている。

最後に、本研究を進めるにあたってご助言を頂いた京大防災研高橋教授、立命大江頭教授、ならびに関西電力株式会社土木建築室の方々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 寺田昌史・原田稔・芦田和男(1995)：貯水池のバイパス排砂システムの計画について、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、II。
- 2) 石原毅(1983)：ダム排砂設備の流下砂礫による磨耗・損傷に関する水理学的研究、土木学会論文報告集第334号。

II. 多自然型川づくりに関する研究

1. 欧州における「多自然型川づくり」の背景

佐々木 寧*

要 旨

「多自然型川づくり」の先進国である欧州において、その発展の歴史、技術、施工体制等について、足かけ3ヶ年の調査・資料収集の結果について述べ、とくに思想と社会的背景等について考察した。このことにより、日本へ導入された「多自然型川づくり」の問題点を明確にし、今後の発展に生かす方向性を考察した。

はじめに

今、日本の河川で盛んに進められているのが「多自然型川づくり」あるいは「近自然河川工法」である。日本で普及し始めたのも、多くの先人達が紹介してきたこと、建設省河川局がパイロット事業（平成3年度スタート）として推進した結果である。全国での施工例はすでに約3200ヶ所に達しているという（美寿寿人・樋口経太 1994）。それに伴い「多自然型川づくり」の事例集なども多く紹介されている（リバーフロントセンター1989）。また最近ではNHKの番組でも紹介されるようになってきた（NHK特集「テクノパワー」、NHK名古屋の「川よよみがえれ—矢作川の挑戦」等）。

しかし、幾つかの事例ではその土地の自然にそぐわない、施工例としては納得できかねる例も少なからず見られるのも事実である。「多自然型川づくり」は単に美観や郷愁で進められるべきものではないという指摘（静岡県静岡土木事務所1993）も当然である。

事業として推進を勧めた側にしても、現場の担当者が困惑するであろう事を承知し、あえて現場の裁量にまかせ、担当者の研鑽に期待したという（関 正和 1990）。まさに、豊かな自然と治水とが共存する川づくりは、日本では今スタートしたばかりといえることができる。

「多自然型川づくり」の先進国であり、日本の自然環境とも比較的良好に類似しているヨーロッパ、ドイツ、オーストリアでの現況について調査研究の機会を得たこの際、ヨーロッパでの「多自然型川づくり」の歴史、

目的、施工体制、社会背景などについて再吟味をしてみたい。

現地ではドイツ連邦共和国バイエルン州のローゼンハイム水利局 Kraus, W. 局長及び Hofmann, H. 氏, Barnikel, H. 氏, Tauschek, A. の各氏, Flussmeister の Lichtnecker 氏, 工事監督官 Widmann, L. 氏, 環境庁の Schultz-Pernice, L. 氏および Schenk, N. 氏, ノルトラインヴェストライン州のブッパータール気象・エネルギー環境研究所の Ernst U. von Weizäcker 氏, オーストリアの Schiechtl, M. 氏らに多大な教授を受けました。ここに感謝いたします。

なお、この問題については、現地で取材した映像によって、ビデオ編集と著書の発行を予定している。

1. 川づくりの用語

先人が邦訳し、定着しはじめた言葉を、ここであえて変更する気はないが整理しておきたい。「近自然河川工法」、「多自然型川づくり」の言葉自体新しい用語であるが、本来欧州で使われている用語を邦訳したものである。

福留氏らは *Naturnaher Wasserbau* を近自然型工法 (Christian, G., 福留脩文 1990) として紹介した。その後、河川の管理機関である建設省は「多自然型川づくり (*Artenreiche Wasserbau*)」の用語を使用している。

こうした考え方を日本に紹介する上では、邦訳は不可欠で重要な作業である。しかし一旦、邦訳された語句は、それ自体が持つ日本語としての意味が往々にして一人歩きしてしまう。すなわち「多自然」「近自然」そのものの言葉が持つ意味、解釈が先行しかねない。邦訳者の福留自身も「工法」としたことに問題点を感じているといっている。「工法」という言葉は単一の技術を連想させるからである。

同じような問題は、「多自然」についても言え、自然が多い程良しとし、その土地にそぐわない自然をも過剰投入しかねない。共通する部分の多い“ビオトー

* 佐々木 寧 埼玉大学教授 工学部建設工学科

「生物小空間」「エコトープ生態空間」等についても、それが、本来より広域的で総合的な理念を表現しているにも関わらず、箱庭的な狭い空間を連想しかねない。

当のヨーロッパでは様々な言い方がされている。草分け的存在であるシヒテル氏はLebendverbauung生物材料工法を使用していたし、最近ではBiotechnischen Anlagen生物工法とも使用している。ヨーロッパのドイツ語圏の国々では、日常的により広い意味でのRenaturierung「再自然化」(*後述)を多用している。その他使われる用語として自然にやさしい工法Umweltfreundlicher Verbauung, ハードHardに対し、やわらかい工法Weiche Verbauungや単に生態的工法ökologischer Ausbau等々がある。すなわち、こうした工法は多くの機能、特徴、目的を有しており、時に様々な表現がなされているのである。

2. 「多自然型川づくり」の歴史

中部ヨーロッパに張りめぐらされた運河に見られるように、ヨーロッパにおける水利土木技術の発展は中世にまでさかのぼる。河川と運河は重要な輸送パイプラインの役目をになうとともに、水辺景観の比較的少なかったヨーロッパにおいては、市民の憩いの場としても親しまれて、長い歴史の中で重要な景観要素となってきたのである。

植物を利用した工法についても、今世紀初頭からその研究資料を見ることができる。ヨーロッパにおいて先駆的な研究と施工実績を重ねてきたシヒテル氏は、1974年に「Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau. Grundlagen-Lebende Baustoffe, Methoden景観工事に於ける基盤づくりー生きた生物材料工法の基礎ー」を出版している。この本は英語訳されて出版されており(Bioengineering for land reclamation and conservation. 1980. Univ. of Alberta Press.), 欧米でのパイプライン的存在となっている。最近の著書として、「Ingenieur biologie-Handbuch zum ökologischen Wasser-und Erdbau 1986」が出版されている。

2.1 河川利用の歴史

中部ヨーロッパにおける上水(飲料水)は、地下水利用が主体であり、直接河川水を利用する例は少ない。土地利用形態が畑作地、牧野中心であり、水田の存在しないことから農地での灌漑利水も少ないのが特徴である。河川はむしろ運送路としての利用が重要であった。河川や運河が、水運路としての利用されていた当

時は、当然水運としての機能的面が重視されたものであった。

当時、河川や運河で荷送されていた物資は、食料や生活物資と多岐にわたっていた。荷送物資の内、重要なものの一つが塩(岩塩)である。その時代、肉類をはじめ食料の保存に「塩」は欠かせない必需品であったからである。中でも重要な河川の一つがアルプス地方最大の河川、イン川(Fluss Inn)であった。イン川はアルプス山地の中央に発し、スイス、オーストリア、ドイツを流下し、ドナウ河に合流している。

塩は山中の地下にある岩塩を精製して生産されており、ザルツブルグやハルシュタットなどの地方都市の発展に大きく寄与した。また同時に、製塩に必要な燃料確保の為、大量の森林木材が伐採されている。

イン川はこうした山地からの燃料材や物資の運搬路として重要な役割を担ってきたのである。例えばイン川支流のWeissach川, Mangfall川などでは、燃料用として切り出された木材をスムーズに流下させるため、直線的な水路に改修している。当時作られた水制工は、流速を制限するのではなく、逆に水流を速めるために設置されている。まさに木材搬出用の河川のアウトバーンとして機能していたのである。

また農用地として利用面積の少ない山地では、農地(牧場)の拡大や牛や羊の林内放牧が進み森林が荒廃している。そして世界大戦を経ながら森林の伐採が続けられてきたことになる。

しかし、製塩そのものは19世紀後半に、運河・河川の水運も戦後の車社会の到来で機能優先型の河川の役目をほぼ終えている。

2.2 河川の改修

こうした社会、経済的背景を抱え、戦後の1950年代以降は、災害の防止が急務の時代であった。すなわち、製塩業で荒廃した山地とアルプス山岳地域での人口の増大をもたらした所産として、山地は荒廃し、雪崩、土砂崩れ、地滑り、鉄砲水、洪水など山地と流域で多くの災害が頻発するようになったのである。河川は、災害を生む河川として姿を変えて、受け継がれることになり、河川の改修は急務だったのである。

その欧州の河川改修も、戦後日本の河川改修と同様コンクリートを多用して施工してきた経緯がある。流路を直線的にし、三面舗装を含め、コンクリート護岸の殺風景な河川となっていたのである。しかも日本と同様、あばれ川“Wild Bach”では、時によろ壁や砂防堰そのものが基礎ごと崩壊、流出してしまう事態も頻

発している。その度に修理、再構築を繰り返さねばならず、費用もかさむことになったのである。

2.3 「多自然型川づくり」の出発

1960年代頃から「多自然型川づくり」の施行例が目立つようになる。1970年代にはシヒテル氏の「生きた生物材料工法」の出版により、周辺国家にも広がる結果となった。「多自然型川づくり」の草分け的存在であるシヒテル氏の工法の原点は、資材の搬入の困難な山岳地や少ない予算のなかで、鉄やセメントの使用を最低限とした施工法の開拓である。

建設資材を現地に求め、自然現象（水理や雪崩現象など）の的確な観察・把握により効果的な施工法を工夫した結果に他ならない。当然のように資材は現地での木材と石材、土砂ということになる。シヒテル氏は、当時は河川に限らず、アルプス地方での雪崩防止工事、土砂崩れ防止工事にむしろ多く携わっている。

2.4 発展と定着

最近では、ドイツバイエルン州では州政府の憲法や州決議の中で「自然生物基盤の保護」「動植物のための新たな生存圏」などの環境保護の原則が多数うたわれている。この条文が行政側の施行の根拠となっている。

また、地球環境時代の社会的背景があるにしても、何よりも近年の市民の環境意識の高さには目を見張るのがある。この市民の環境意識が「多自然型川づくり」の発展の重要な下支えとなっている。行政が行う「多自然型川づくり」を市民が側面から支えている他、「多自然型川づくり」を導入しない工事は、今日では、逆に市民の理解を得られずストップさせられる事態まできている。すなわち、法的裏付けと市民の理解が両輪として機能しているのである。

2.5 基礎研究

ドイツでは19世紀前半に、すでに景観生態学の考え方があり研究成果も出されている。20世紀ヒットラー時代には、帝国自然保護法（1935）が制定され、「市民が自然美を享受できるようにすることが国家の義務」とうたわれている。国立植生図研究所も設置され、基礎的研究が蓄積されてきた。約100年以上の歴史と積み重ねがあると言える。

自然材そのものの研究、工法の研究・開発も「多自

然型川づくり」が応用される河川のみならず運河、湖沼、道路、山地の砂防、雪崩防止工事など多方面にわたる研究が積み重ねられてきており、シヒテル（1974）の著書に集約されたといえる。

自然素材の利用は、結果的にその土地の自然回復の補助と景観保全につながる。かくして自生種（植物）や利用、有機土壌（表層土）の留保と還元は、土木工事の際の最低限の条件として受け継がれてきた。

ヒットラー時代の、初期のアウトバーンの工事ですら、沿線緑化や環境づくりが平行して施工されている。ドイツでの道路建設における景観計画は1930年代に定着したといわれる（道路緑化保全協会1983）。再緑化に利用される主要な草種、樹木についての立地嗜好や強度、根茎システム、フェノロジー（生物季節）、バイオリズムなどについての幅広い研究・蓄積がある。河川・湖沼に限ってみても、魚類、鳥類その他の水生動物群の生態研究も同様であり、実際施工者が利用しようようまとめられている。こうした基礎的研究の蓄積が、今日の「多自然型川づくり」の発展を支えている。

3. 欧州の「多自然型川づくり」

3.1 河川の持つエネルギー分散システム

災害をもたらすような荒れ川は、流路をたびたび変え、蛇行し、土砂搬出量も多い。河口部では広いデルタを形成する。蛇行、流路域の大きさそのものがその河川のエネルギーの大きさを示すものである。この蛇行、浸食、堆積等の現象こそは、河川（流水）が本来持っているエネルギーの分散現象そのものと見ることができる。

しかし、我々は農地や住宅としての安全な場所が必要であり、河川改修という名のもとに河川を鋼材とコンクリートの擁壁で固め、縛りつけてきた。同時に河

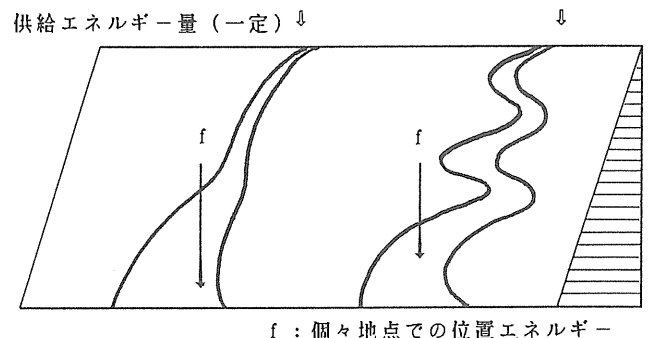


図3・1・1 河川流水の位置エネルギー

道を直線的にし、河道巾を狭めてきた。しかし、年間の降雨量が変わっていない限り、流下する河川水のもつ位置エネルギーは同じである。

流路の総延長を短縮され、河川断面を縮小された河川内では、流水エネルギーはより大きくなることになる（ベルヌーイの法則）。すなわち、人口の増大、都市化と高度な土地利用は、河川の災害の危険性を増大させていると見なければならぬ。

3.2 河川の再開放

欧州で見た「多自然型川づくり」とは、従来工法によってがんじがらめにされた河川に、より余裕のあるスペースを与え、蛇行、浸食、堆積ができるよう再解放し、河川が本来持っていたエネルギーの分散システムを再機能させることである。河川自らが蛇行、浸食、堆積することによりエネルギーを消費させ、結果的に災害を最小限に止めようという考え方である。バイエル

ン州では、流域のとくに生産性の低い土地を積極的に買収して、スペースの確保に当たっている。自然の川の様態に学んだ「自然により近い河川」づくりなのである。この点では、動植物の生物的自然は副次的所産にすぎない。

3.3 治水工事の併用

もちろん、単にもとの荒れ川にもどすのではない。河川管理の第一義は、治水の面であることは今日でも変わっていない。とすれば、「多自然型川づくり」の計画される場所では、その前段階として河川の流量計測と予測はもちろん、過去の洪水歴を調査した治水工事が施される必要がある。すなわち、「多自然型川づくり」施工の前提として、より上流域に十分な遊水池の（それは遊水池、遊水湿地あるいは牧草地や農地である場合もある）確保が求められる。ここにも、流域管理の思想が不可欠である。

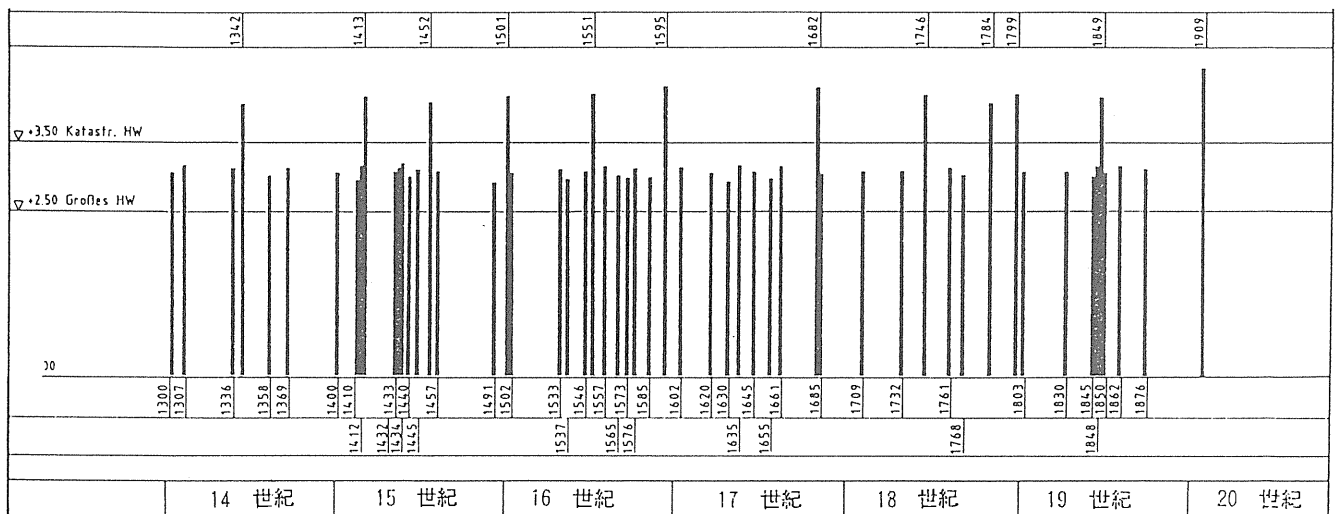


図3・3・1 ニュルンベルグの14世紀以来の洪水記録

14世紀からの大規模洪水、大災害をもたらした洪水の記録（ムゼーウムス橋の水位計による）

（Wasserwirtschaft in Bayern, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, 1990）。

すなわち、土地利用度のより低い場所で遊水地を与え、時に蛇行、浸食を進め、早期に川のエネルギー消費させようとしている。より利用度の高い低地地域でも、可能な限り堤外地（河川敷）そのもの（河川断面積）を拡げる、様々な水制工を供し、まずは治水上の問題を解決せねばならない。堤防の傾斜も可能な限りより緩傾斜にし、水流による洗掘を最小限に止めようとしている。

こうして河川に与えられたスペースを、増水時の遊水・遊休地として機能させ、日常は多様な生物の生活空間を持つ、すなわち多様な自然を包含する「多自然」の生きづく場として生そうという考え方である。こうした河川の再開放は、瀬と淵の形成、多様な流速と水温域を生み、総河川面積の増大と堤防の斜面面積を増大させることになる。それは同時に変化のある景観と多様な生物空間の創出におのづとつながるのである。

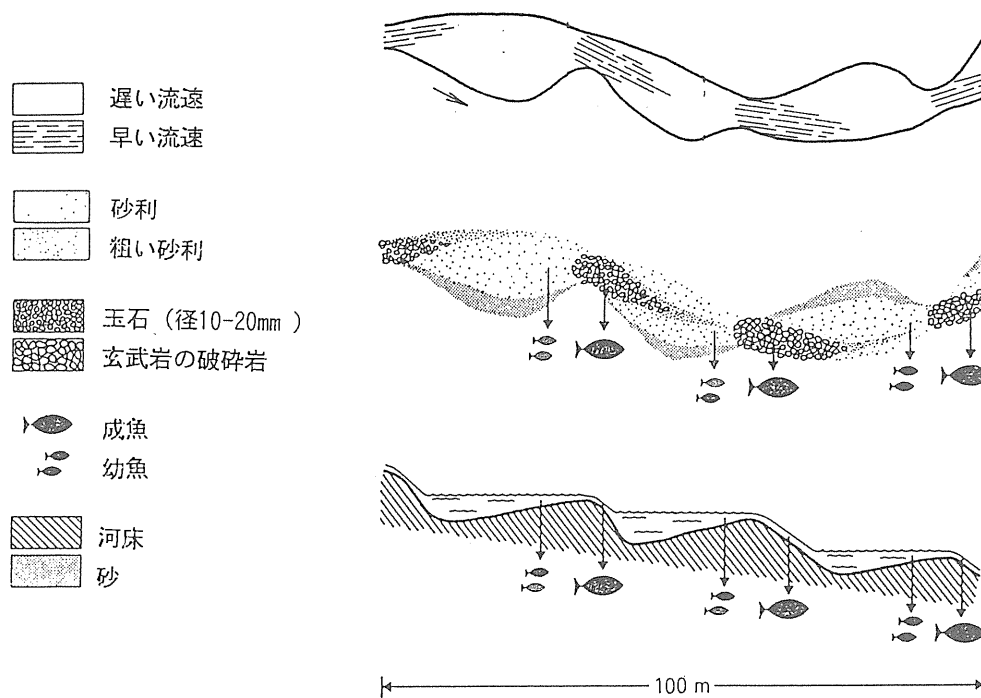


図3・3・2 多様な河床構造と生物空間

3.4 施工の原則

「多自然型川づくり」施工の際の原則として、以下の10項目が挙げられている。

(Wasserwirtschaft in Bayern, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, 1990 による)。

- 1)総合性：河川は水域，陸域，空域の接点であり，流域全体，地域と有機的につながる機能的な統一体としての理解が必要。
- 2)多様性：河道や岸辺の構造上の多様性を保持することが，多様な植物相，動物相の前提条件である。
- 3)活動力：河川の豊かな構造は，流れの活性に決定的に影響される。できるだけ自然な浸食，堆積による河床変動が可能になるよう努力すべきである。
- 4)個別性：河川の性格は，地域の自然的要因と文化的要因により決定されている。計画・施工はマニュアル化，規格化を避け，個性的であるべきである。
- 5)継続性：河川水辺は，生物群集が長い進化の歴史の中で得た居住，移動の特殊な生活圏であるという観点での，河辺保護の重要性が強調されるべきである。
- 6)適切な保護措置：自然生態系の人為的な造成より，現存する自然そのものの保全を第一義とすべ

きである。

- 7)発展の方向付け：自然の再生力や植生遷移の方向を見極め，長・短期の管理姿勢が必要とされる。不必要な人的管理が最小限となる目標を得た計画・施工方法がとられるべきである。
- 8)自然をいたわる工法：自然の樹木植物による工法が従来工法に優先する。
- 9)専門知識：計画に際しては，自然科学と科学技術の融合・共同作業が必要であり，多方面の専門家の協力を得るべきである。
- 10)土地需要と土地利用：生態学的な視点による「多自然型川づくり」には，自由裁量の余地のための十分なスペースが必要である。その土地は同時に地域の環境保全に寄与している視点が必要である。

ただ，日本では，自然環境，社会的背景など多くの点で欧州の現状と異なることから，より，きめ細かい対応が必要である。

3.5 何を施工するのか

欧州での「多自然型川づくり」の実際例では，植物の植栽や魚類などの動物に関する施工が全く行われぬ例も多い。とくに山地の中小河川では，岩石と土砂の施工だけで終わっている。しかも，施工直後の現場

は、きわめて雑駁で粗雑なものである。むき出しの土砂と貧弱な植生のままで工事終了とされる。

人間が行うのは「場と条件の設定」だけであり、あとは、河川自身と自然の再生力によって時間をかけて自然な河道が形勢され、自然の植生と動物群集が呼び込まれていくという考え方である。完成は自然が成し遂げるのである。

むしろ、人工的な植栽や活着率の悪い大木の無理な植栽などは、風水害の際に十分な抵抗力を期待できないからである。

多自然型の河川改修の際、その河川に生育する魚類は一時的に保護、工事終了後に放流するが、とくに他地域からの新たな導入は行っていない。本来生息しない動物類の導入は極力避けられるべきであるからである。実際、ほとんどの例で動物相は自然に再生している結果が得られている（図3.5.1参照）。

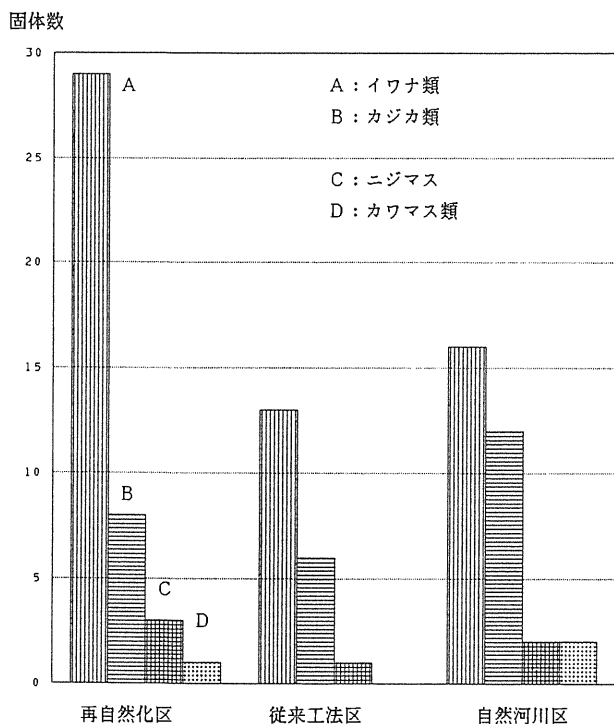


図3.5.1 施工前後の生息魚類の動向例（ローゼンハイム水利局の資料より）

4. 施工体制

4.1 専門家集団

「多自然型川づくり」に利用される自然素材は、岩や礫、土砂、木材、生きた植物、有機土壌など多岐にわ

たる。しかも自然素材は材質、形状は決して一様ではない。むしろ定められた「規格」に合う材料は一つとして存在しない。こうした素材を扱うためには、素材に対する知識と経験が必要になってくる。

実は、欧州における「多自然型川づくり」は、高度な専門技術者と熟練工によって支えられていることを見逃すことができない。技術者教育はマイスター制度によって現在なお確実に受け継がれている。河川工事の専門技術者（Flußmeister）は、簡単な計画・設計図面一つで、現場の状況に合わせながら施工していくことになる。小規模工事では詳細な施工図面はまずない。現場では図面に表現されない様々な問題が生じ、経験が不可欠だからである。施工現場は重機のオペレーターを含め、専門技術者のごく少数の人員で進行されている。

4.2 行政システム

河川行政をになう水利局は、全体を統括する部署と地域部署に大きく分かれている。一見、日本と同じ縦割りの行政システムのようにみえるが、内容は全く異なっている。例えば各地域部署にある地域の部署にそれぞれ配置された河川改修部門のスタッフは、河川改修専門家として一堂に会し、打合せ、研修、情報交換を常時行っている。その会合には統括部署の専門家（生物、化学、地学など）も参加する。スタッフ自身が統括部署と地域専門家を兼任する場合も多い。すなわち、縦と横の連携が機能しているのである。

スタッフは同じ系列の部門に10年から30年以上勤務しており、行政官自身が高度な専門知識と技術に精通している。計画・設計はもちろん、施工段階にも関与している。大型プロジェクトを除いては、多くは直轄体制で進められ、行政官自身が専門技術者として施工に大きく関わっている。

4.3 流域管理

河川を監督する水利局（例えばバイエルン州）の業務は、川と湖沼の河川管理だけではない。飲料水の下水、および下水処理も含まれている。

河川の管理上もっとも重要な課題である治水に関しても、河川敷内だけで対処するだけでとどまらない問題が多いのは当然である。

流域に降った雨が、一気に河川に流入しないよう、遊水湿地や遊水池の確保、可能な限り雨水が地下に浸透するようにするなど、総合的な水管理の考え方が欠

かせない。事実、広場、公園、駐車場あるいは住宅地までも雨水浸透型の処理が水利局によって進められている。上水として利用されている地下水の汚染防止、河川水の汚れに通じる下水の最終処理水の管理、工場はもちろん農業地からの排水の管理と幅広い。こうした業務範囲の幅広さが、治水、利水、環境を総合的に管理処理する上できわめて有効に機能しているのである。しかも、事務系のスタッフを含め、こうした専門家の総人員はコンパクトであり、組織が長大になることによって生じる非効率、不経済性を排除している。

4.4 施工・管理のコスト

この川づくりに利用される材料は基本的に自然素材の岩石、土砂、植物体などである。これらの材料は、現場内部や近隣地域で調達される。不足する土砂は、同じ管轄内で行われている工事現場の廃材、土砂の利用が有効に行われ、ソダ材利用のヤナギ類を含め、植物体も同じ管轄内河川から調達されている。

ほとんど手作業で行われていた工事も、今では近代的な機械類の導入により、作業はきわめて小人員で効率良く進めることが可能になっている。

鋼材やコンクリート中心の従来工法では、時間の経過とともに進行する品質・強度の低下が避けられない。しかも増水による時折の損傷は全面改修を余儀なくされる。一方、「多自然型川づくり」で施工された現場は、工事終了時よりも、年月が経つにつれ植生が成長し、その強度を高めていくことになる。不測時の損傷にたいしても、損傷”部分”の補修で済むのである。こうしたランニングコストだけではなく、初期工事コストも今では低く抑える事が可能となっている。例えばゼルバッハ川での河川改修工事では、パワーショベル1台（含オペレーター）、作業員2名、監督官1名で、1日100 tの石材を組む作業が進められている。

4.5 情報公開と官民の協力

河川改修工事は、近隣の土地所有者や市民、釣り人、野鳥、植物同好者等の直接・間接の利害、意見の違いが絡むことは避けられない。

ドイツでは、環境アセスメントでの住民参加の原則など、法律的にはとくに厳しい規定がある訳ではない。最終的には行政側の強制収用も可能である。しかし、行政側の一方的な施工の強行や、住民側の不必要な私欲や強硬な自然保護論は、事態を硬直させるだけで双方に得るものはほとんどない事を、すでに双方が熟知

している。行政側は積極的に情報公開を進め、啓蒙活動に積極的である。蓄積された専門的情報、複数の改修方法を提示し、理解を得ることに努力している。逆に地域住民が持つ地域情報や自然保護上の知識の提供を積極的に受け、利用している。時にはラウンドテーブル“Runden Tisch”なる協議会（非公式会合）を設定し、開発企業側、行政、市民の共通理解の場を作るなど、官・民協力の体制が良い形で生かされている。

4.6 実証研究

「多自然型川づくり」は、100年以上の基礎研究の蓄積と専門技術社の経験と熟練によって支えられきたことは事実である。それは近代的な土木工学上の技術体系からも裏付けられている。また、新たな問題に対しては、大学（Technische Hochschule München und Aachen ミュンヘンおよびアーヘン工科大学、Univ. der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen、ミュンヘン防衛大学）などへの依頼あるいは共同研究の努力を平行している。

5. まとめにかえて 再自然化 Renaturierung

「多自然型川づくり」の先進国、ドイツバイエルン州およびオーストリアで多くの関係者の話を伺い施工現場を見てきた。その結果は、我々自身その認識の甘さを痛感させられるものであった。「多自然型川づくり」の施工体制、あるいは「多自然型川づくり」を支えている背景のどれを取ってみても、日本と状況があまりにも大きく異なっているからである。自然と歴史的背景の違いもさることながら行政システム、専門官と熟練工を育てる教育システム、市民の環境意識、いずれもが短期間で育まれる簡単なものではない。技術としての「多自然型川づくり」の導入で済む問題ではない事は明らかである。Kraus, W.氏は「多自然型川づくり」には特定の定義はなく、技術者や計画立案チームの精神的姿勢である」と位置づけている。

自然の生態系（エコシステム）、自然のエネルギーの流れに逆らうことなく、むしろ自然エネルギーを効率良く利用することが、自然にやさしい生き方であり、われわれ人間にとっても経済的であることを欧州の市民は認識している。21世紀に向けて市民は、近代経済の所産のテクノピア（あるいはメトロポリス）の世界からエコトピア（エコポリス）の転換しようとしている。すなわち社会現象としての「再自然化 Renaturierung」

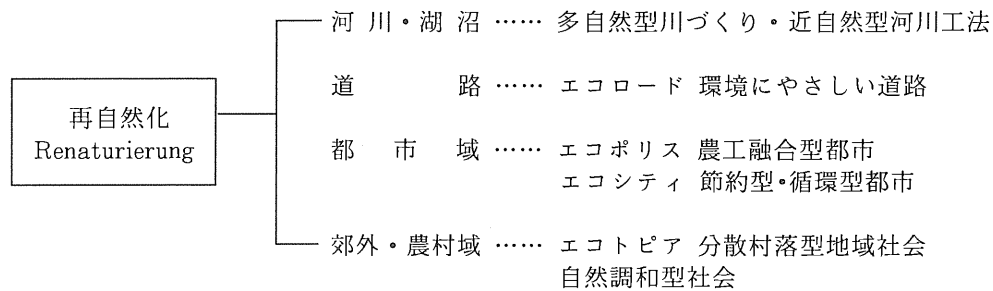


図5・1 再自然化の構成

が進行しているのである。

河川に限らず道路沿線での「ビオトープづくり」, 「高福祉型の道路」(道路緑化保全協会1991), 都市域での「ビオトープづくり」, 「緑のネットワーク作り」, さらには下水処理, ゴミ処理, リサイクル, エネルギー問題など都市の環境問題への積極的な取り組みの総体としての「エコシティーあるいはエコトピア的まちづくり」など, 全ての分野に共通する命題として「再自然化」が息づいているのである。16世紀以来のルネサンスの再来である。「多自然型川づくり」は, まさにこうした社会現象の中で進行している, 河川域でのルネサンスなのである。

参考文献

エッソ石油株式会社 (1992) : 地球時代の新しい環境観と社会像. Energy 21 for better Environment. pp127.

道路緑化保全協会 (1983) : 第5回海外調査団報告書, 道路と自然, 中部ヨーロッパ. pp145.

道路緑化保全協会 (1987) : 第9回海外調査団報告書, 道路と自然, 環境に留意した快適な道路. ヨーロッパ中部. pp108.

道路緑化保全協会 (1991) : 第13回海外調査団報告書, 道路と自然, 人と自然にやさしい北欧の道路. pp130.

伊藤滋・高橋潤二郎・尾島俊雄 (1993) : 環境共生都市づくり. エコシティ・ガイド. pp443. ぎょうせい.

河川環境管理財団 (1994) : 多自然型河川工法設計施行要領 (暫定案). pp119. 山海堂.

クリスチャン・ゲルデイ・福留脩文 (1990) : 近自然河川工法—生命系の土木建設技術を求めて—pp100. 近自然河川工法研究会.

美寺寿人・樋口経太 (1994) : 多自然型川づくりの現状と取り組み. RIVER FRONT. 21:11-14.

三島次郎 (1995) : 生態学からの「多自然型川づくり」. 桜美林論集.22:69-83.

内藤正明 (1992) : エコトピア環境調和型社会の提案. pp223. 日刊工業新聞社.

農村開発企画委員会 (1994) : ドイツにおけるビオトープづくりの手法. pp60.

リバーフロント整備センター編 (1990) : ふるさとの川をつくるⅡ. pp172. 大成出版社.

リバーフロント整備センター編著 (1992) : まちと水辺に豊かな自然をⅡ. pp185. 山海堂.

関 正和 (1994) : 大地の川. pp247. 草思社.

静岡県静岡土木事務所 (1993) : 「多自然型川づくり」への取り組み. pp225.

Bayerischen Staatsministerium des Innern. (1992) : Wildbäche・Lawinen Programm 2000. pp143. München.

Begemann, W. und Schiechl, H.M. (1986) : Ingenieurbiologie. Handbuch zum ökologischen Wasser- und Erdbau. pp203. Bauverlag. GmbH. Wiesbaden und Berlin.

Haslam, S. M. (1987) : River plants of Western Europe. The macrophytic vegetation of water-courses of the European Economic Community. pp512. Cambridge University Press.

Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. (1989) : Strassen und Brucken in Bayern. pp243. München.

Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. (1987) : Neue Lebensraum fur Pflanzen und Tiere, Biotopgestaltung an Strassen und Gewässern. pp84. München.

Schiechl, H. M. (1973) : Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau, Grundlagen lebende Baustoffe Methoden. pp244. Callwey. München.

Schiechl, H. M. (1992) : Weiden in der Praxis. pp130. Patzer Verlag.

Schiechl, H.M. und Stern R. (1994) : Handbuch für naturnahen Wasserbau. Eine Anleitung für ingenieurbio-logische Bauweisen. österreichischer Agrarverlag.

Wasserwirtschaft in Bayern, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. (1990) : Flüsse und Bäche, Erhalten, Entwickeln, Gestalten. pp164. München.

2. 多自然型河川工法の実験的検討

芦田和男*・大槻英樹**・戸田圭一***

要 旨

近年の川づくりは、社会的要望等から、環境面の比重がより大きくなってきており、生態系や景観に配慮した、いわゆる多自然型川づくりへと移行している。この流れをくんで護岸の設計においても、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開発することが望まれている。

しかしながら、このような多自然型の護岸の防災機能、安全性の評価については、現状では未知な点が多く、実際の設計に当たっては、河川技術者が経験に基づいて試行錯誤的に適用検討を行っているのが実状である。それに対する基準づくりが進められている所である。著者らはそのための参考となる情報を提供することを目的として、多自然型護岸工の水理特性と適用基準に関して、直線河道、単一弯曲河道（複断面）、蛇行河道（複断面）を対象に実験的な研究を進めている。

今回はその第一報として、今までに得られた護岸の設計基準検討のための参考となる情報についての検討結果をとりまとめて報告する。

1. はじめに

近年、国民の意識は単なる量的な豊かさの追求からうるおいやゆとりを求める方向に変化してきており、豊かな自然や美しい景観、さらに歴史や文化に対する関心が高まっているなかで、水辺空間には、生態系の保全や水と緑の貴重なオープンスペースとして大きな期待が寄せられている。

こうした事を背景に、河川事業においては、河川が本来有している生物の良好な生育環境に配慮し、かつ美しい自然景観を保全あるいは創出する川づくり、いわゆる多自然型川づくりが求められている。洪水の破壊力が大きい我が国で、多自然型川づくりを実施して

いく上で、解明すべきいくつかの問題がある。そのうちの重要なものの一つは、河岸保護の問題である。すなわち、どのような河道条件や水理条件のもとで、どのような多自然型の護岸工法が適用できるかの基準が現在の所必ずしも明らかでなく、実施に当たっては、河川技術者が経験に基づいて試行錯誤的に行っているのが実情である。それに対する基準づくりが進められている所である。著者らはそのための参考となる情報を提供することを目的として、多自然型護岸工の水理特性と適用基準に関して、次のような分担により実験的な研究を進めている。

多自然型護岸の水理特性と適用基準に関する研究 直線河道

藤田 裕一郎(岐阜大学)
神田 圭一(明石高専)

単一弯曲河道(複断面)

芦田 和男(河川環境管理財団)
大槻 英樹(河川環境管理財団)
戸田 圭一(京都大学)
江頭 進治(立命館大学)
陳 活雄(ニュージェック)
大本 雄二(ニュージェック)
松田 哲裕(ニュージェック)

蛇行河道(複断面)

澤井 健二(摂南大学)

この研究は現在進行中であり、最終報告書は後ほどまとめることになるが、今までに、護岸工法の設計基準を作る上で参考となる多くの情報が得られているので、ここでは第一報としてそれらについて述べる。

*芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 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
***戸田 圭一 京都大学防災研究所助教授 (前(財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員)

2. 直線河道における階段式多自然型護岸の水理特性¹⁾

2.1 実験の概要

上記のとおり各種の河道形態を対象として多自然型護岸の水理についての実験的研究が進められている。このうち、直線河道については、従来の研究でほぼ解明されているが、階段式護岸については階段周辺における流速や掃流力の分布を詳細に知る必要がある。また、捨石根固め工は直線部においては実際に用いられることは少ないと思われるが、他の河道形態についての基礎的な情報を得るため、ここでは捨石根固め工を設置して、詳細に流速分布や乱れ強度の分布を測定してその水理機能を考察する。

上記の目的を持って、階段式多自然護岸周辺の流れの特性と作用する外力の条件を調べるため、各種の実験が行われているが、ここではその一部の実験についてのみ述べる。

実験は護岸周辺のみを対象として、長さ10.8mの直線水路に図2・1に示すような護岸模型を設置して行われた。段差2cm、幅10cmの階段5段、法覆い工の粒径7.6mm、根固め捨て石の粒径26mmを幅約10cmに敷き詰めた。路床の粒径は1.8mm。縮尺1/30程度を念頭において模型を製作しているの、長さのスケールについては、30倍するとほぼ実物のスケールとなる。

実験は表2・1に示す5ケースについて行われた。表中、長さのスケールは30倍、流速のスケールは $\sqrt{30} \approx 5.5$ 倍すると実物の値が得られる。

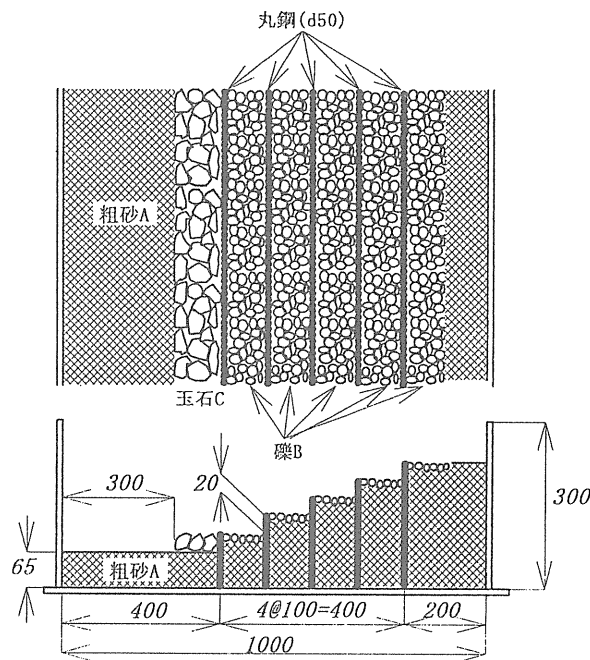


図2・1 護岸模型

表2・1 実験条件 (Aシリーズ)

実験番号	河床勾配 i	根固め 工	流量 $Q(l/s)$	断面流速 $U_m(cm/s)$	等流水深 $h_0(cm)$	摩擦速度 $U_{*b}(cm/s)$	摩擦速度 $U_{*R}(cm/s)$	フルー ド数 F_r	粗度係数 n
Run A1	1/500	有	10.4	32.4	6.5	3.6	2.8	0.4	0.015
Run A2	1/500	〃	22.4	39.5	9.6	4.3	3.4	0.4	0.016
Run A3	1/500	〃	60.2	51.4	15.9	5.6	4.2	0.4	0.018
Run A4	1/200	〃	60.2	71.7	12.6	7.9	5.9	0.7	0.018
Run A5	1/200	無	60.2	74.3	12.2	7.7	5.6	0.7	0.016

$$U_{*b} = \sqrt{gh_0 i} \quad , \quad U_{*R} = \sqrt{gR_0 i}$$

2.2 実験結果と考察

Run A1およびRun A2は、水面が高水敷に達しない低水時の場合であって、河床勾配から評価した平均的摩擦速度 $u_{*R} = \sqrt{gR_0i}$ (R_0 :等流時の径深, i :河床勾配)が河床材料の平均粒径に対する移動限界摩擦速度 u_{*cm} より小さいか同程度の値である。

Run A3は低水路で流砂が存在しているものの、河床形状の変化はほとんどなく、根固め工の全面でも深掘れは生じなかった。

Run A4とRun A5は流量と河床勾配は同じ条件であり、低水路の流砂はかなり活発であり、図2・2の通水30分後の河床形状に示すように波高約2 cm、波長

0.6~1 mの砂州状の河床波が発達している。根固め工の効果を調べるため、Run A4は根固め有り、Run A5は根固め無しの実験を行った。

Run A4では砂州の前面で根固め工の底部が激しく侵食されており、最前列の根固め工が転倒して下流へ流された箇所が見られた。また、法覆い工の一部が剥がされて砂が露出している所もあったが、全体としては護岸の形状を保っており、部分的に破壊が生じる限界の状態であると考えられる。

Run A5は低水路と護岸の境界付近ではRun A4よりも大きな洗掘が生じており、根固め工の効果が理解される。

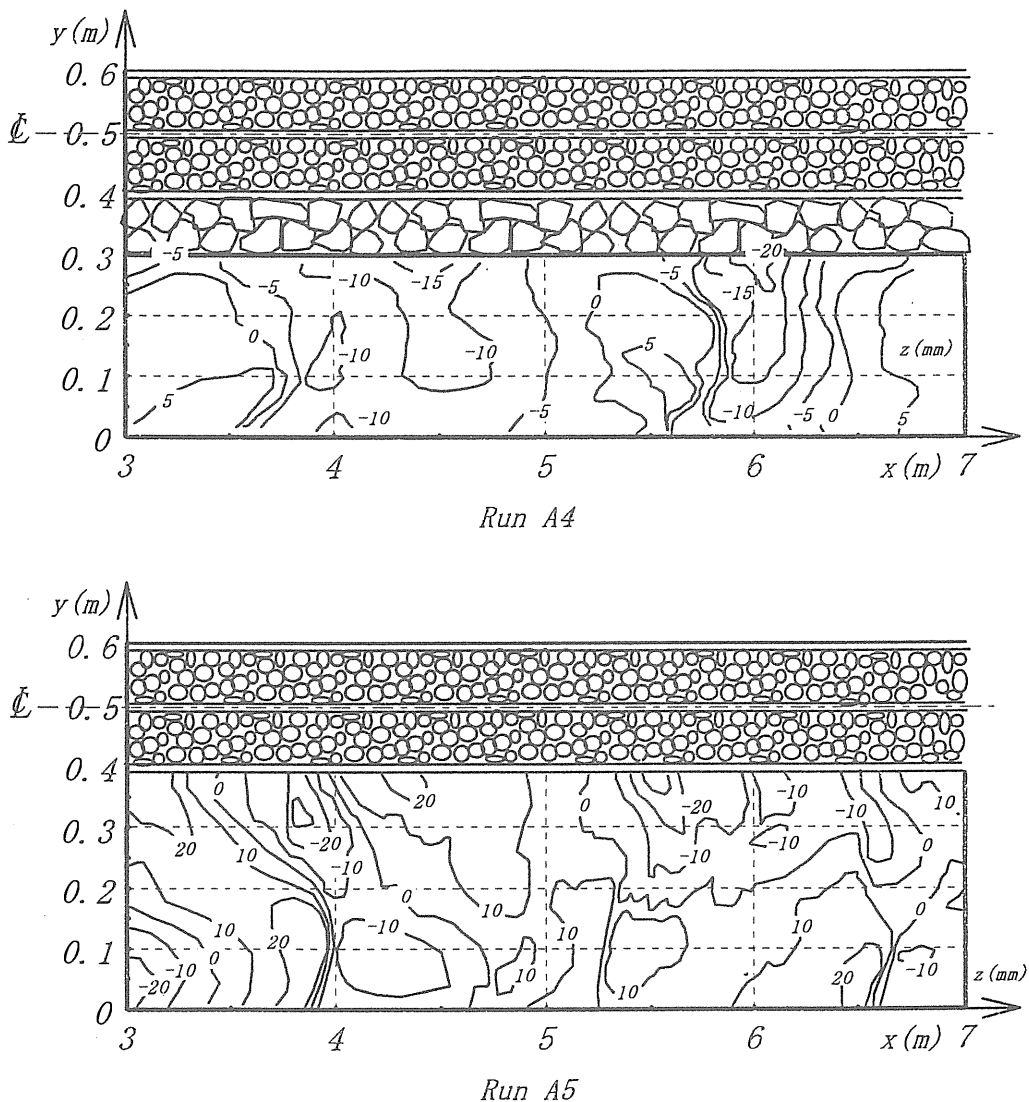


図2・2 通水30分後の河床形状

図2・3は初期河床を固定した状態で測定された流速の横断分布である。

等流速線が段先端付近で上方に離れ、一方隅角部に向かって入り込んでいる傾向が明らかであって、複断面水路で観察されているものと類似の2次流の存在が認められる。また、根固め捨て石周辺においては、その大きな粗度要素のため、流速の減少が極めて顕著であり、護岸の法先周辺を保護していることがわかる。このことはRunA4とRunA5の比較から明瞭に認められる。

図2・4は乱れ強度の等値線図を示したものである。乱れ強度は、根固め工の前方で最大となっている。

以上の事から、根固め捨て石は流速の低減効果が大きく、背後の護岸を保護する役割を果たすことが期待されるが、同時に乱れを誘起し、周辺河床の局所洗掘を助長する可能性も高いので、根固めの効果をより発揮させるためには、巨石の配列とともに、その空隙を粒径のやや小さい岩石で詰めるなど、局所洗掘に対処する必要がある。

空隙充填材の粒径の選定については4.2において述べる。

図2・5は、河床近傍 $z=3$ および 5 mm (z : 河床面からの鉛直距離)の流速に対数則を適用し、その速度勾配から評価した底面近傍の摩擦速度 u_* の横断分布を○印で示している。図には局所水深 H と河床勾配 i から評価した摩擦速度 $u_{*H} = \sqrt{gHi}$ (一点鎖線)、河床砂および法覆い工の礫の移動限界摩擦速度 u_{*cm} (破線) および u'_{*cm} (点線) を併記している。いずれの場合も平均的に見ると u_* の値は u_{*H} と等しいか僅かに小さい値であって、ほぼ階段状に分布している。しかし詳細には段落隅角部では u_{*H} より小さく、逆に段の直上ではかなり大きな値を示している。

また、根固め工の上部では大きな掃流力が作用していて、流水抵抗の大きな部分を占めていることがRunA4とRunA5の比較から判る。

またRunA4およびRunA5では、低水路および最下段の護岸上で u_* が法覆い工の移動限界摩擦速度 u'_{*cm} を越える箇所がみられ、法覆い工の一部が流送された観察結果とよく対応している。

以上の事から、法覆い工の栗石の粒径は法面における掃流力で移動しないという条件で選定すればよい。その際、掃流力は平均的には局所水深と河床勾配を用いてほぼ算定することができるが、段直上など部分的には若干上まわらざることを考慮して、若干の安全率をもたせることが望ましい。

3. 単一弯曲河道における多自然型護岸の水利特性

3.1 実験方法ならびに実験ケース

3.1.1 実験方法

実験に用いた模型装置を図3・1に示す。模型は無歪みで縮尺1/50程度を想定しており、90°の弯曲部の上下流にそれぞれ5m、4mの直線区間を設けている。

再現範囲の低水路、法面および外岸の高水敷はすべて移動床で設定した。低水路の河床材料として平均粒径1.1mmの寒水石を敷設し、実物で玉石に相当する法覆い工、ならびに大きな自然石に相当する根固め工は、それぞれ大小2種類の珪砂で表現した(法覆い工: 5.34mm, 2.86mm, 根固め工: 9.75mm, 5.34mm)。なお寒水石、珪砂とも比重は2.65である。模型諸元ならびに縮尺1/50とした時の実物換算値は表3・1に、河床材料の粒径等は表3・2にそれぞれまとめてある。なお、後述する流速の実験値に関しては $\sqrt{50} \approx 7$ 倍すると実物の値が求められる。

河床勾配は、1/500, 1/1000の2通りを設定した。1/500は低水路満杯流量で河床が活発に移動する勾配、1/1000は低水路満杯流量で河床が移動限界付近となる勾配である。

法面勾配は1:5と1:2の2種類を考え、法面の状態としては①法覆い工なし、根固め工なし、②法覆い工あり、根固め工なし、③法覆い工あり、根固め工あり、の3つの状態を設定した(図3・1参照)。なお法面勾配を変える際には、低水路の中心線を固定して流積が一定となるようにした。

実験は整正した初期河床に対して、①徐々に流量を上げていき、側岸の何処かが移動する流量(側岸移動限界流量)を求めるものと、②低水路満杯流量を3時間(ないしはそれ以上)通水するもの、および③低水路満杯流量の1.5倍の高水敷冠水流量を3時間(ないしはそれ以上)通水するもの、の3種類の流量条件で実施した。なお実験中、上流端では河床高が変化しないように給砂を行っている。また低水路満杯流量は予備実験により求めた(表3・3参照)。

通水期間中、側岸侵食の状況を観察するとともに、適宜、水位、河床高ならびに流速の物理量を測定している。水位は、サーボ式水位計で測線No.0, 3, 6, 9, 10, 11の6断面(図3・1参照)で横断方向の水位を計測した。河床高の経時変化については、連続式砂面計により水位と同じ6断面で河床横断形状を計測した。ただし初期河床と最終河床については、測線No.0

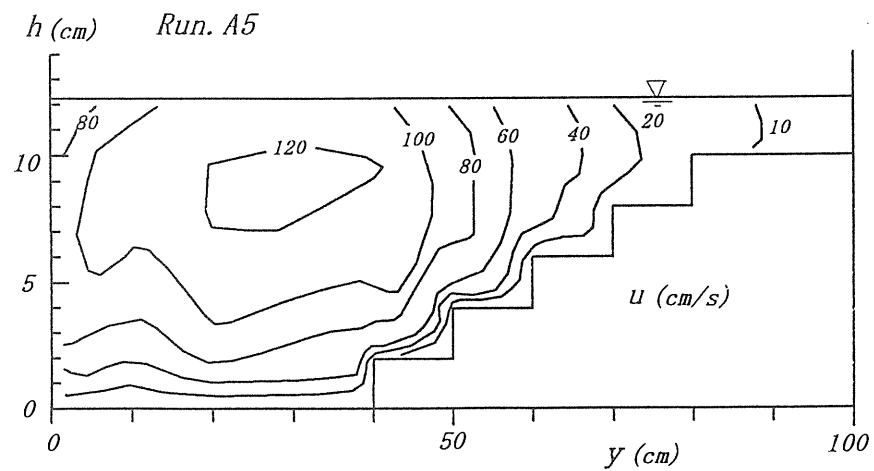
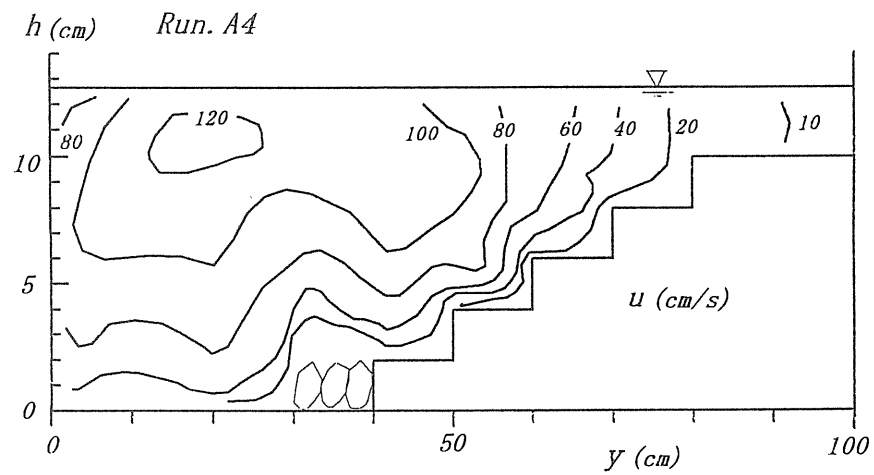
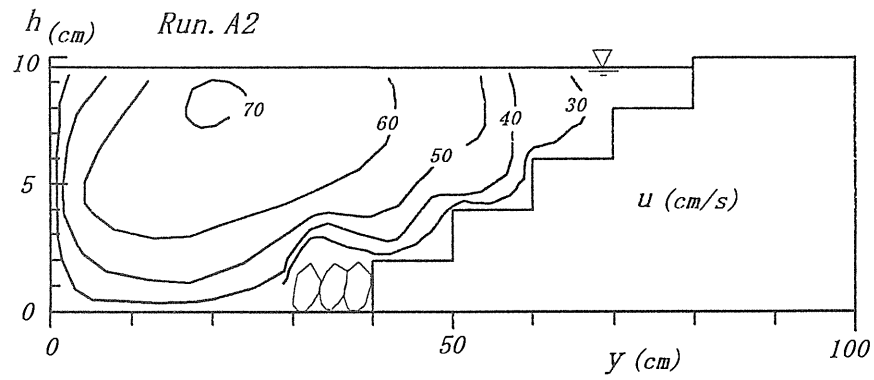
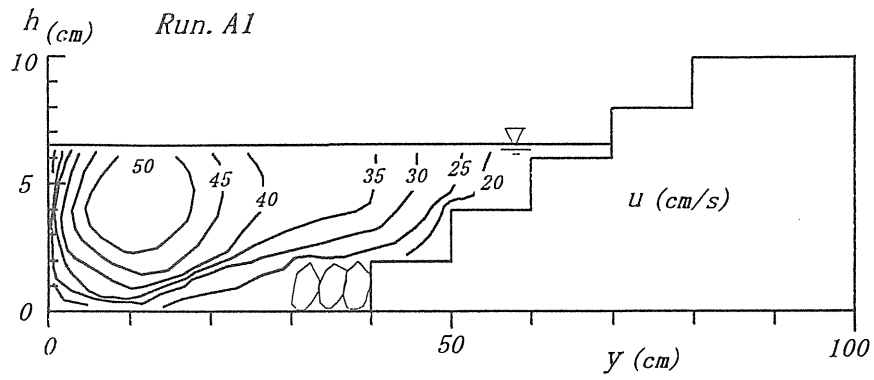


図 2・3 流速の横断面分布

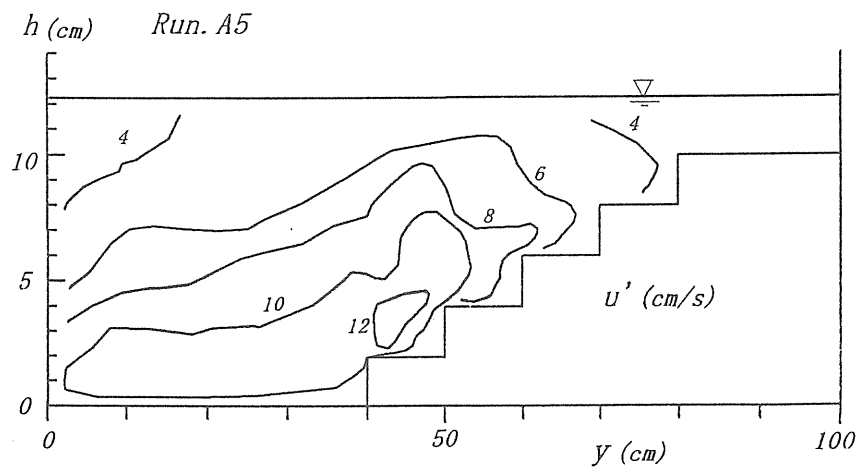
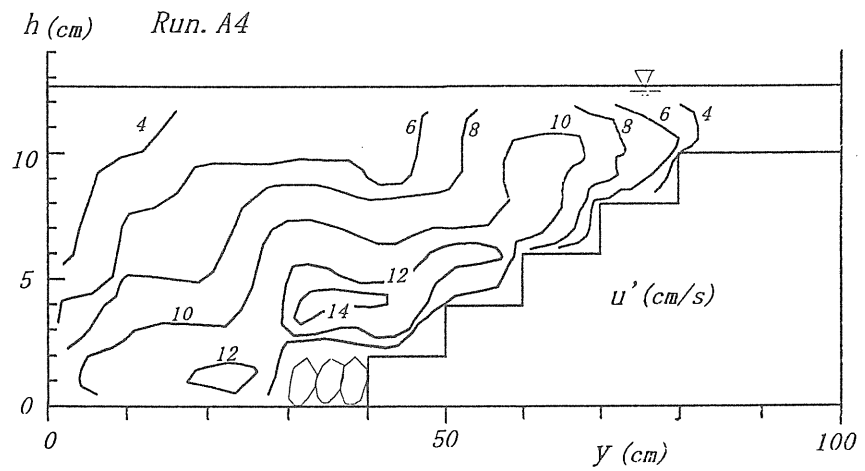
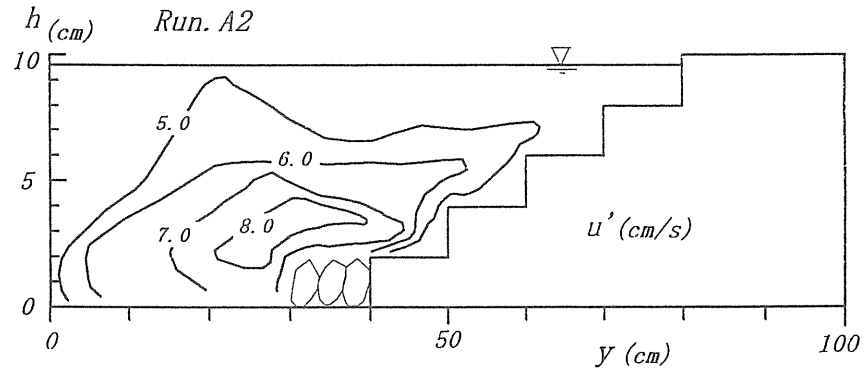
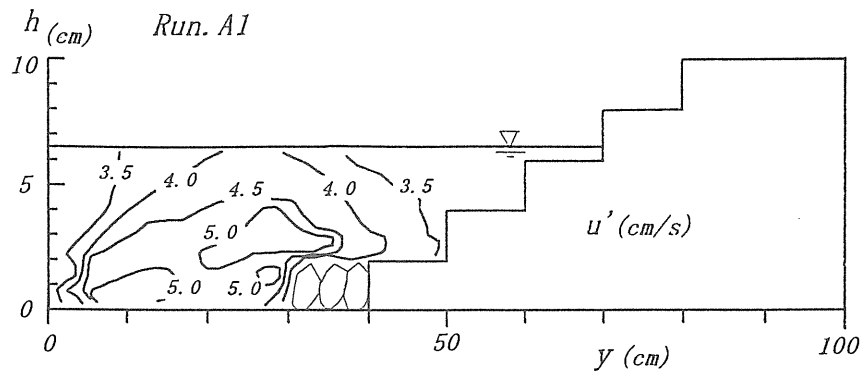


図 2・4 乱れ強度の横断面分布

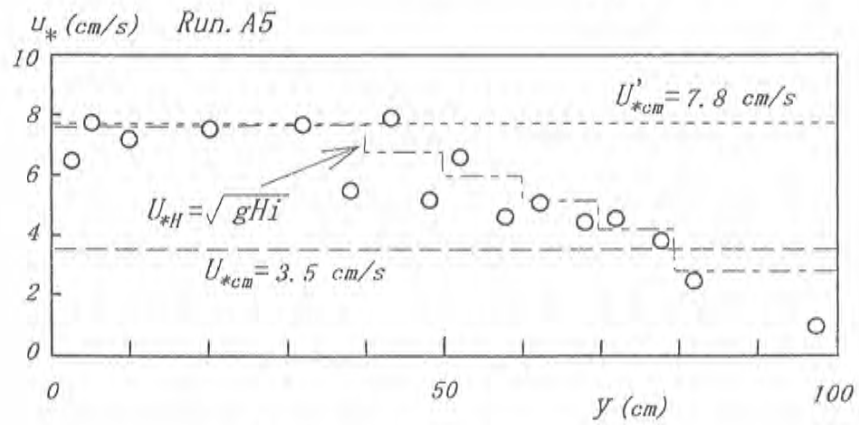
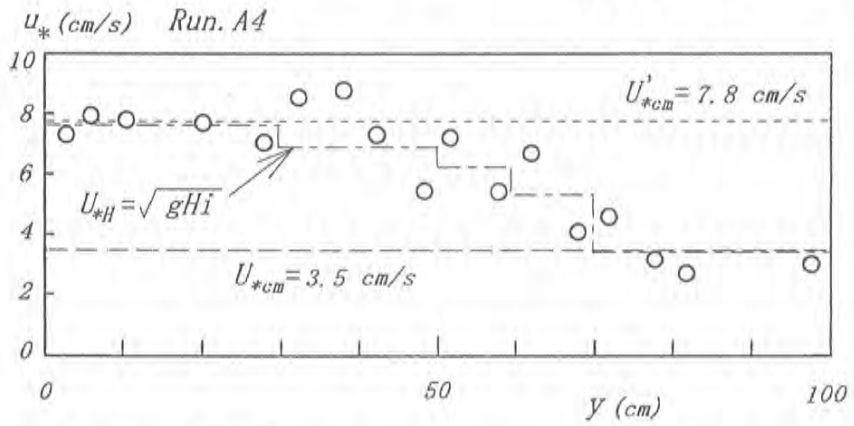
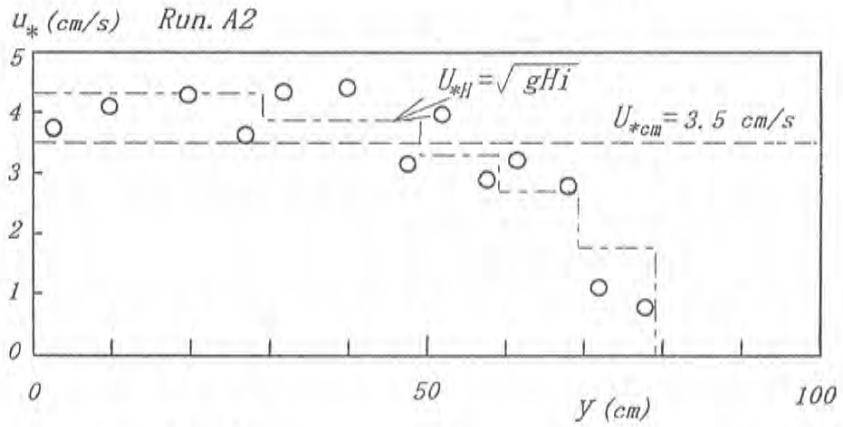
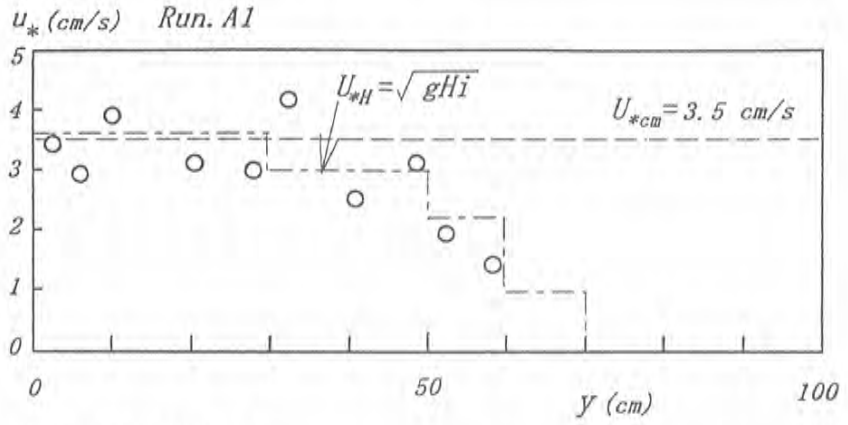


图 2 · 5 底面摩擦速度分布

～11（ケースによっては測線No.12を含む）の測線すべてで計測を実施している。流速については、プロペラ径5mmの微流速計を用いて上記6断面において河床

から5mm、10mm（または20mm）の測点で横断方向に10mmピッチで計測している。なお、測線No.10断面では、多点での測定をあわせて実施している（図3・3参照）。

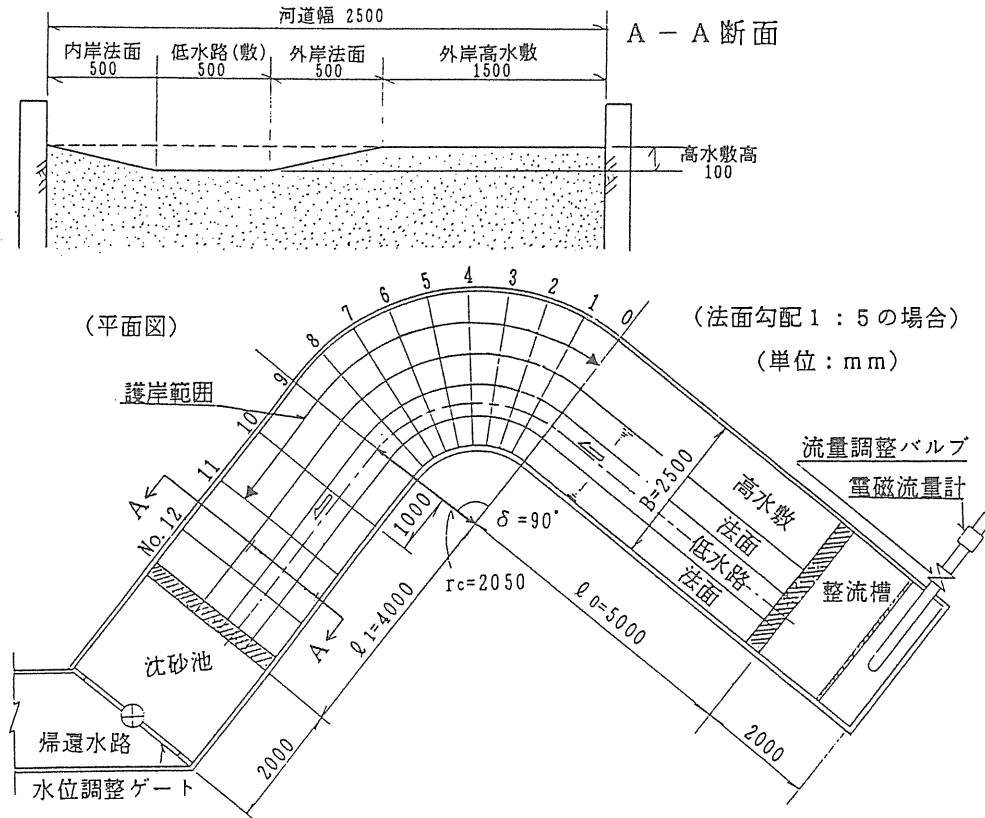


図3・1 模型装置及び測線No.

表3・1 模型諸元

項目	設定値	縮尺=1/50 とすると
河道幅	$B = 2.5\text{m}$	$B = 125\text{m}$
高水敷高	$h = 0.1\text{m}$	$h = 5\text{m}$
弯曲部中心角	$\theta = 90^\circ$	$\theta = 90^\circ$
弯曲部曲率半径	$r_c = 2.05\text{m}$	$r_c = 102.5\text{m}$
上流直線区間長	$l_o = 5.0\text{m}$	$l_o = 250\text{m}$
下流直線区間長	$l_i = 4.0\text{m}$	$l_i = 200\text{m}$
流量	5 l/s	$90\text{ m}^3/\text{s}$
	100 l/s	$1770\text{ m}^3/\text{s}$

表 3・2 河床材料

分類	①河床材料	②法覆い工		③根固め工	
		大	小	大	小
模型材料の種類	寒水石	珪砂	珪砂	珪砂	珪砂
平均粒径(ほぼ一様砂) d	1.13mm	5.34mm	2.86mm	9.75mm	5.34mm
ふるい目	—	4.75mm ~6mm	2.36mm ~3.47mm	9.5mm ~10mm	4.75mm ~6mm
模型縮尺1/50としたときの 実物平均粒径	約5.7cm	約26.7cm	約14.3cm	約48.8cm	約26.7cm
無次元限界掃流力 τ_{*c} [$= u_{*c}^2 / ((\sigma/\rho - 1) g d)$] (移動限界摩擦速度 u_{*c})	0.034 (2.49cm/s)	0.050 (6.57cm/s)	0.0498 (4.80cm/s)	0.050 (8.88cm/s)	0.050 (6.57cm/s)
斜面無次元限界掃流力 τ_{*sc}^{*1} 法面勾配1:5 $\theta_n = 11.3^\circ$ (斜面移動限界摩擦速度 u_{*sc})	0.032 (2.42cm/s)	0.047 (6.38cm/s)	0.048 (4.73cm/s)	—	—
斜面無次元限界掃流力 τ_{*sc}^{*1} 法面勾配1:2 $\theta_n = 26.6^\circ$ (斜面移動限界摩擦速度 u_{*sc})	0.019 (1.86cm/s)	0.032 (5.10cm/s)	0.032 (3.86cm/s)	—	—

$$*1 \tau_{*sc} = \tau_{*c} \cos \theta_n \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta_n}{\mu}\right)^2}$$

※比重はすべて 2.65

θ_n : 法面の傾斜角

μ : 砂粒子の内部摩擦角 ($\mu = \tan \phi$)

ϕ : 水中安息角 ① 33° 、② $\begin{cases} \text{大} 36^\circ \\ \text{小} 35^\circ \end{cases}$ 、③ $\begin{cases} \text{大} 39^\circ \\ \text{小} 36^\circ \end{cases}$

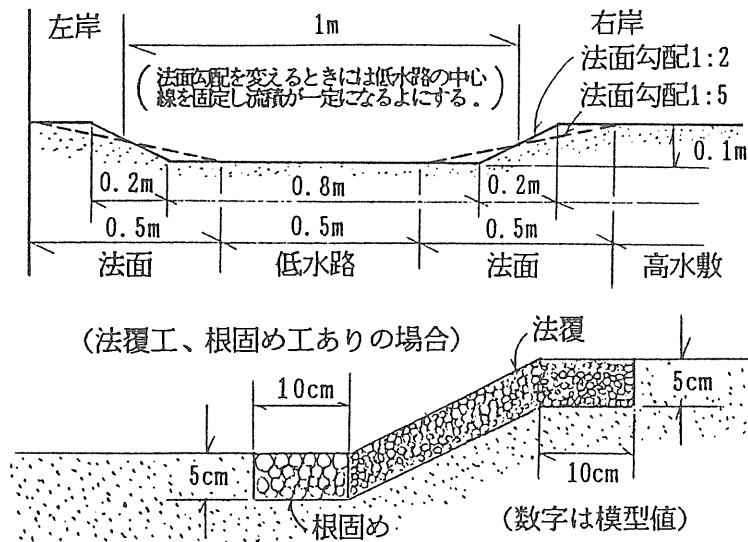


図 3・2 横断形状及び法面の状態

表 3・3 低水路満杯流量

河床勾配 \ 法面勾配	1 : 5	1 : 2
	1/1000	35.5 l/s
1/500	38.2 l/s	40.2 l/s

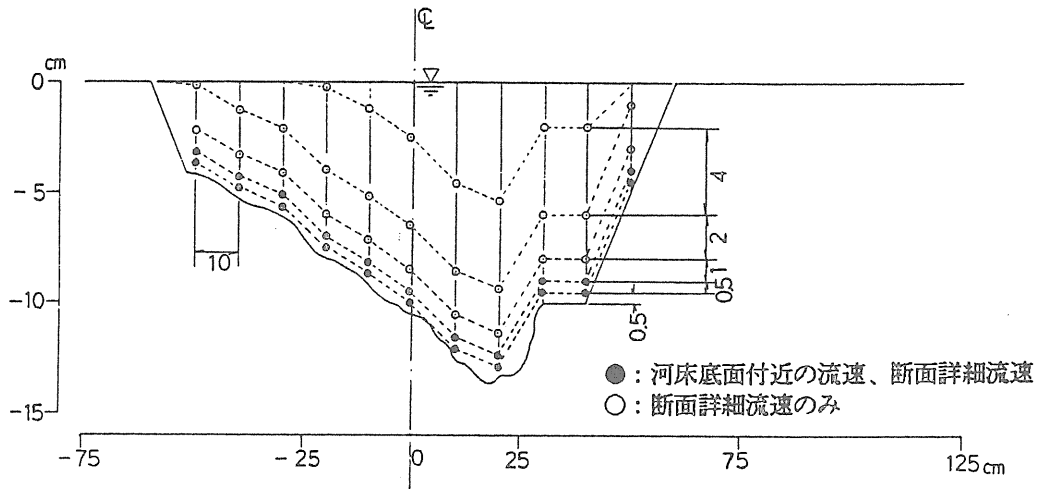


図 3・3 流速測定位置

3.1.2 実験ケース

実施した実験ケースを、表 3・4 にまとめてある。

各実験ケース名の意味は以下のものである。

ケース I II III IV V

I …河床勾配

1 ……1/1000

5 ……1/500

II …法面勾配

2 ……1 : 2 (2割)

5 ……1 : 5 (5割)

III …法覆い工の有無または粒径

N ……敷設せず

S ……法覆い工小 (d=2.86mm) 敷設

L …… " 大 (d=5.34mm) 敷設

IV …根固め工の有無または粒径

N ……敷設せず

S ……根固め工小 (d=5.34mm) 敷設

L …… " 大 (d=9.75mm) 敷設

V …流量条件

C ……側岸移動限界流量

無記入…低水路満杯流量

F ……高水敷冠水流量

表 3・4 実験ケース

実験ケース名	河床勾配	法面勾配	流 量	法覆い	根固め
1 2 N N C	1/1000	1 : 2	側岸移動限界	—	—
1 2 N N			低水路満杯	—	—
1 5 N N C		1 : 5	側岸移動限界	—	—
1 5 N N			低水路満杯	—	—
5 2 N N C	1/500	1 : 2	側岸移動限界	—	—
5 2 N N *			—	—	
5 2 L L			大	大	
5 2 L N			低水路満杯	大	—
5 2 S S			小	小	
5 2 S N			小	—	
5 2 S S F		高水敷冠水	小	小	
5 5 N N		1 : 5	—	—	—
5 5 L L			低水路満杯	大	大
5 5 S N			—	—	
			小	—	

— : 敷設せず

* …予備実験のみ (水理量は未計測)

3.2 実験結果

以下の実験結果の数値はすべて模型値で整理している。

3.2.1 多自然型護岸における土砂挙動概況

ここではまず、流量条件ごとに通水時の状況を概述する。

(1) 側岸移動限界流量時

整正した初期河床に対して、護岸工を施さずに徐々に流量を上げていった場合に側岸のどこが最初に動きはじめ、そのときの流量がいくらかを調べてみた。その結果、河道条件によりその流量は異なる（3.3参照）が、最初に土砂が移動しはじめるのはいずれのケースでも外岸法面の測線No.9（彎曲角90°）の法尻から下流にかけてであった。

(2) 低水路満杯流量時

① 護岸工を施さなかった場合、河床勾配、法面勾配に拘らず側岸が侵食された。また、もっとも側岸侵食を受けるのは彎曲部より下流（測線No.10付近）であった。この際、局所的な深掘れはなく、比較的滑らかな横断形状になるのが特徴である。

② 護岸工を施したケースは、法面勾配や法覆い工の粒径、根固め工の有無によりその効果に差異が現れた。

a) 法覆い工大敷設時には、法面勾配、根固め工の有無に拘らず法面は安定していた（ケース52LL, 52LN, 55LL）。

b) 法覆い工小敷設時（根固め工なし）には、緩勾配である法面勾配1:5のほうが法面勾配1:2より護岸効果が高かった（ケース52SN, 55SN）。

c) しかし法面勾配1:2でも、根固め工を敷設することにより側岸侵食を抑制することができた（ケース52SN, 52SS）。

③ 法覆い工を敷設したにもかかわらず側岸侵食が進行するケースは、まず法尻付近が崩れ、その近傍の、不安定となった側岸の法覆い工が崩れることにより側岸侵食へと発達する傾向にある。また、側岸が安定しているケースでは、彎曲角60°付近の法尻部で深掘れが生じる。

④ これらの土砂挙動には、内岸砂州の影響が見受けられる。すなわち内岸砂州の形成が流れを流路中央から外岸に集中させることとなり、側岸侵食や法尻部の深掘れを助長する結果となっ

ている。

(3) 高水敷冠水流量時

同条件の低水路満杯流量時に比べて、法肩付近の侵食がみられる点が異なり、高水敷においては彎曲部から下流にかけて侵食がみられる。

3.2.2 流路横断形状

3.2.1の内容を、河床横断形状の測定結果（図には横断水面形も含まれている）を基に、もう少し詳述すると以下のようなものである。

(1) 低水路満杯流量時

① 護岸工を敷設しないケース

図3・4(1)にケース15NNとケース55NNについて、河床横断形状の時間的な変化を示す。

同図より、測線No.3～No.6の下流にかけて内岸砂州（point bar）が形成され、その影響により流れが中央部に集中していき、その下流では流れが外側におしやられ、測線No.9～No.11の外岸では時間とともに側岸侵食が進行する。その際、法肩の平面的な侵食幅の最大値は、いずれのケースでも測線No.10付近に現れ、その幅に有意な差は認められなかった。ケース間で差がなかったのは、時間が経過した後は初期の法面勾配の影響が消失しているためと考えられる。

また側岸固定の実験で観察されるような局所的な深掘れはあまりなく、滑らかな横断形状を呈し、測線No.10～No.11では水路中央から法尻にかけて堆積が見られる。これは側岸から土砂が供給されるためである。

② 護岸工を敷設したケース

a) 法覆い工大を敷設した場合

ケース52LLおよびケース52LNの通水3時間後の河床横断形状を、図3・4(2)に示す。

同図より、両ケースとも測線No.6を中心に砂州が発達し、法面が安定している等、本質的には同様な形状である。また側岸がほぼ固定されているため法尻付近で深掘れが生じるが、その最大洗掘深およびその場所（測線No.6付近）もほぼ同様である。ただし根固め工がない場合には、測線No.10～No.11で法尻付近の河床が洗掘され若干法覆い工が移動する。

ここでは示していないが、法面勾配が1:5であるケース55LLでも、測線No.9での法尻洗掘規模が小さくなるものの、基本的には

上記2ケースと同様である。

このように法覆い工を敷設した場合には、法面勾配、根固め工の有無による差異が現れなかった。これはある粒径以上になると、それらとは無関係に法面が安定することを示している。

b) 法覆い工小を敷設した場合

法覆い工小を敷設したケースについて流路横断形状の変化が大きい測線No.6～No.11についての横断形状を整理したものを図3・4(3)に示す。

ケース52S Nにおける通水初期から3時間までの内岸砂州および横断形状は、a)の場合と同様であるが、測線No.10では河床、側岸とも法覆い工の粒径が小さいほうが侵食量が大きくなるとともに、測線No.3～No.6にかけての法尻付近での法覆い工の移動がある点で異なる。また3時間以降は、河道中央部の河床侵食の影響が法尻まで及ぶようになり、測線No.6～No.10の外岸は法尻侵食から側岸侵食へと進む。

一方、上記に根固め工を施したケース52S Sでは、法面部が安定しており、根固め工の効果が窺える。

またケース52S Nに対して、法面勾配を緩くしたケース55S Nでも測線No.10断面での側岸侵食量が少ないなど、護岸効果が高まっていることが認められる。

③ これらの結果は、以下のようにまとめられる。

- a) ある粒径以上の法覆い工（今回の実験では法覆い工大）を敷設した場合には、根固めの有無によらず法面は安定している。
- b) 法覆い工が移動限界付近の粒径（今回の実験では法覆い工小）でも、根固め工を施すことにより法面の崩れを抑制することができ護岸効果が高まる。
- c) 法覆い工が移動限界付近の粒径なら、法面を緩勾配にするほうが護岸効果が高い。

(2) 高水敷冠水流量時

ケース55S S Fの横断形状を図3・4(4)に示す。

この場合、低水路満杯流量に比べて、測線No.9付近の内岸砂州の規模が大きく、その結果砂州対岸の測線No.9, 10において側岸侵食が起こっている。測線No.10断面では、法肩付近が侵食されるが、法尻付近で侵食されないのが特徴である。一方、高水敷においては、測線No.9より下流において侵食がみられる。

3.2.3 低水路満杯流量時の諸水理量

(1) 横断水面形

図3・6にケース52L Lについて、河床の横断形状とともに横断水面形の実験値と計算値を示している。

ここに計算値は重力と、弯曲による遠心力（ $\rho v^2 / r$ ； $v = \text{const}$ ）が作用して水面形が定まると仮定して、次式で算出した。（図3・5参照）

$$h = \frac{v^2}{g} \frac{1}{r_1} \frac{r}{r_1} + h_0 \dots\dots\dots (3\cdot1)$$

ここに、 h ：水位、 v ：実験から得られた断面平均流速、 g ：重力加速度、 r ：曲率半径、 r_1 ：内岸法肩までの曲率半径、 h_0 ： $r = r_1$ での水位（実験の流水断面積と計算のそれが等しくなるように算定）である。

(3・1)式は v が一定として導かれるもので、実際の現象は $v = f(r)$ であるから、必ずしも実験値との比較ができるものではないが、横断水面形の傾向をみるためにあわせて示すことにした。

同図より、実験値の水面勾配は、測線No.6断面でもっとも大きく、(3・1)式で算出されるものに比べて倍程度となっている。また測線No.0では実験値と計算値がほぼ同様な水面形となっている。他のケースにおいても同様な傾向が認められた。

(2) 流速分布

図3・7に、ケース55N Nにおいて測線No.10断面における流速分布図(等流線図)を示す。主流は流下方向に対して若干角度をもつが、数度程度であるのでここでは向きは無視して流速の絶対値を用いて描いている。

通水時間0.5時間（側岸侵食があまり進行していない状態）では、もっとも流速が速い領域が外岸寄りに現れ、主流が外岸に片寄っていると同時に、法尻から側岸部にかけて水深方向の速度勾配が大きいことがわかる。

一方、通水時間3時間後（側岸侵食がかなり進行している状態）には、主流は外岸寄りにあるものの50cm/sを越える領域が消失し、流れの集中が緩和されている。

ちなみに0.5時間時に測線No.10断面の断面平均流速に対して約5割程度、測線No.0断面（弯曲入口部）の断面平均流速に対して約7割程度それぞれ大きな流速が発生している。

図3・8は、ケース55N Nの通水2時間から3時間において河床から20mmの測点で得られた流速値を平面的な分布として描いたものである。測線No.3の内

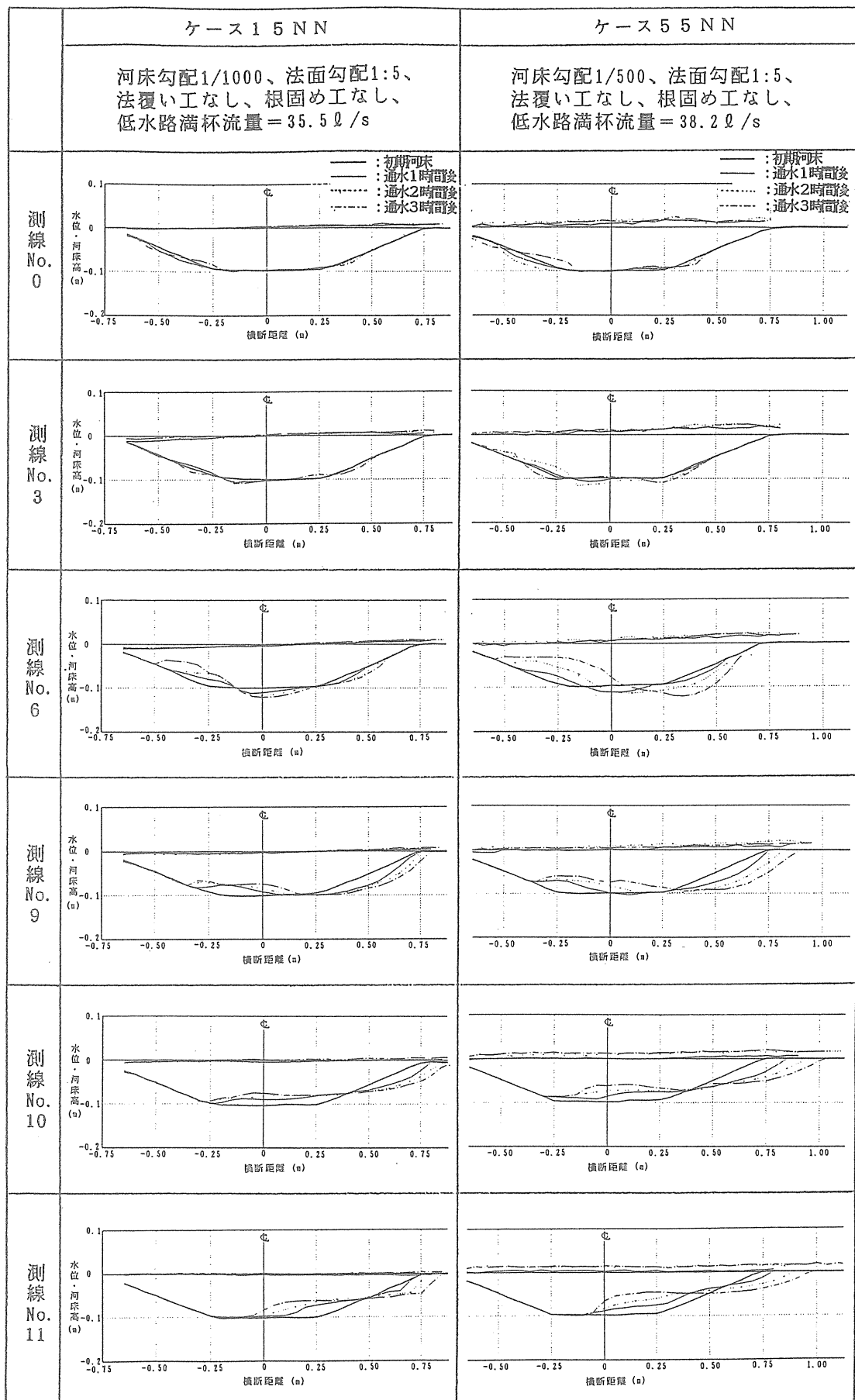


図 3・4 (1) 河床横断形状 (その 1)

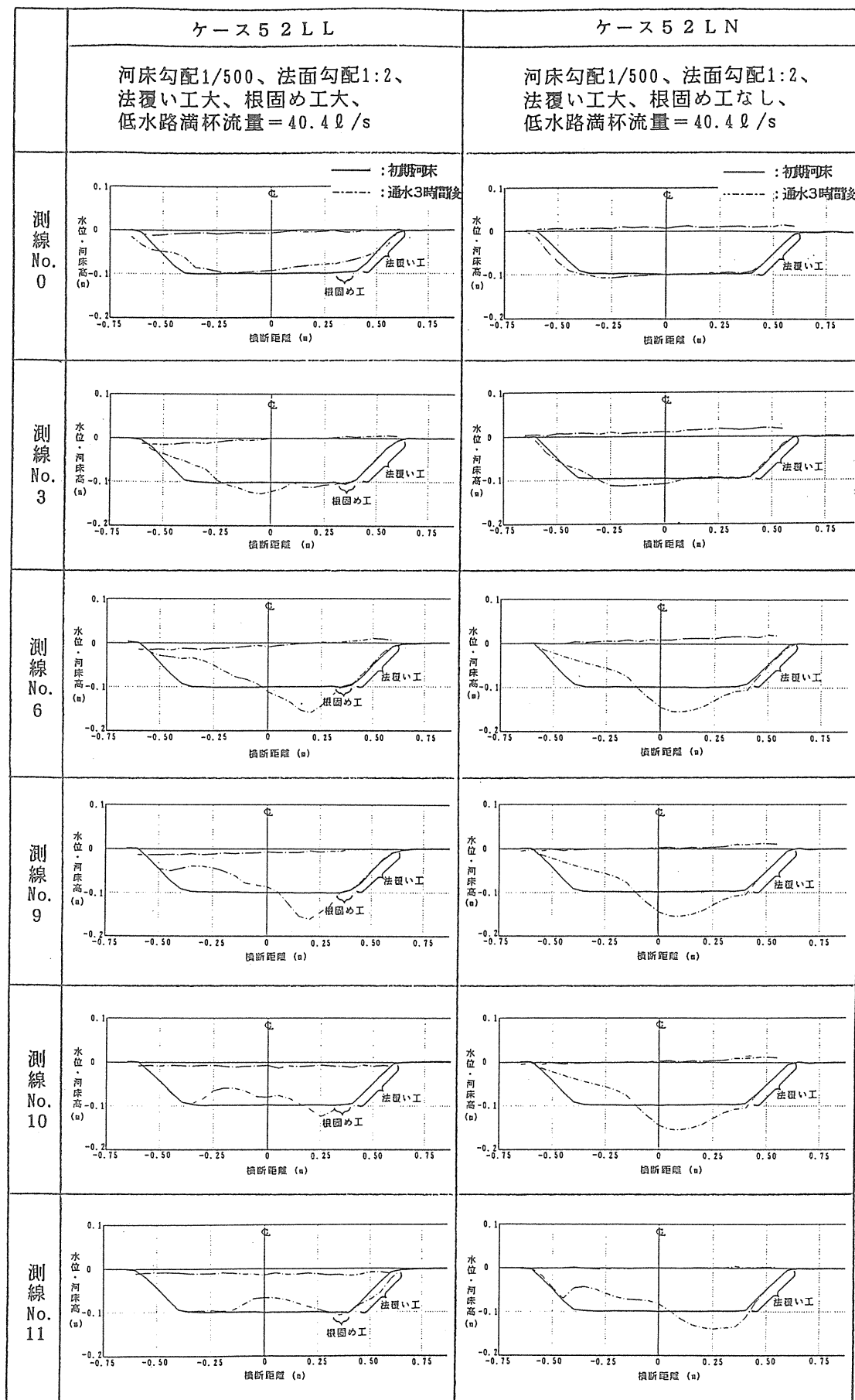


図 3・4 (2) 河床横断形状 (その 2)

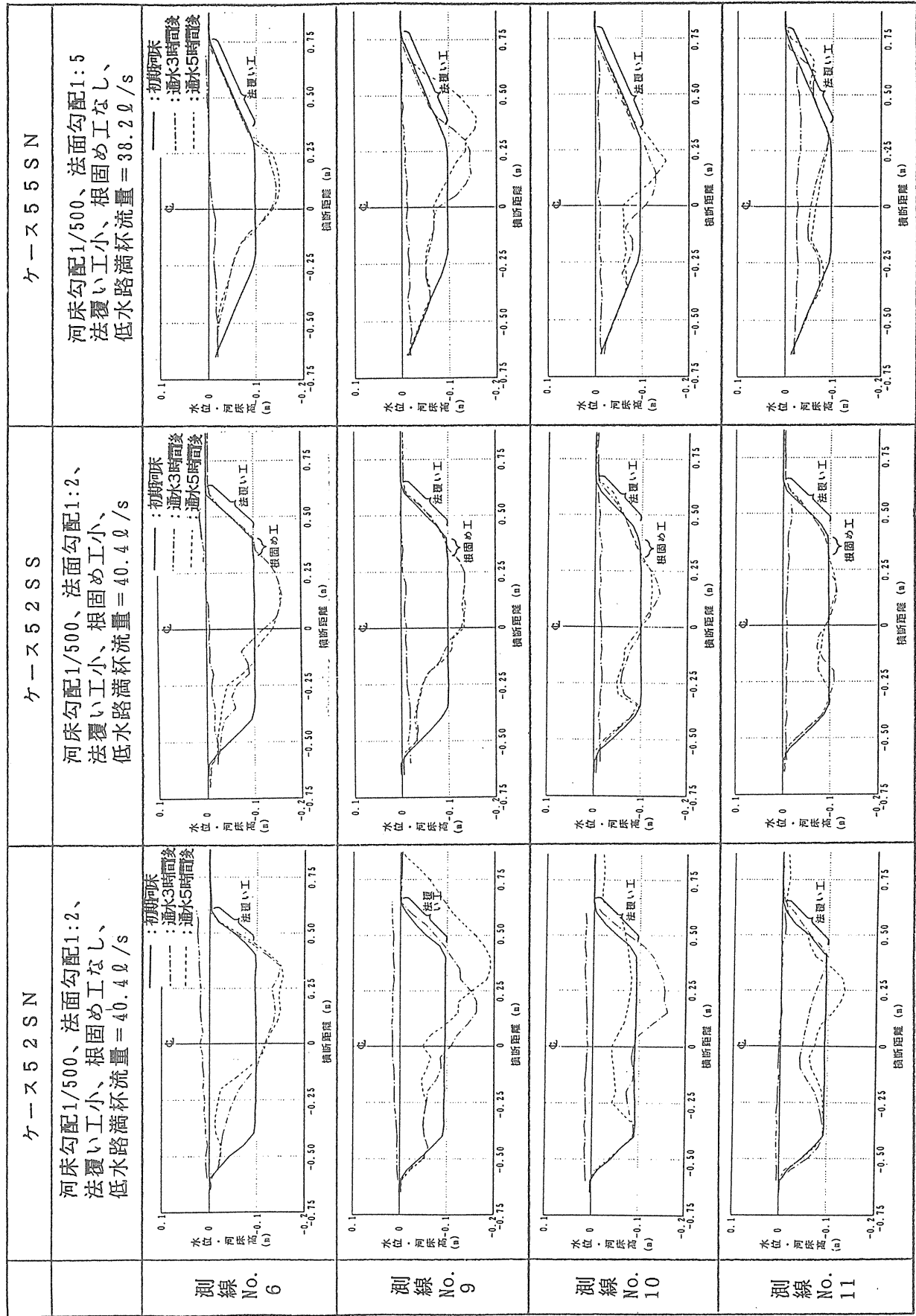


図3・4 (3) 河床横断形状 (その3)

ケース52SSF

河床勾配1/500、法面勾配1:2、
法覆い工小、根固め工小、
高水敷冠水流量=60.6ℓ/s

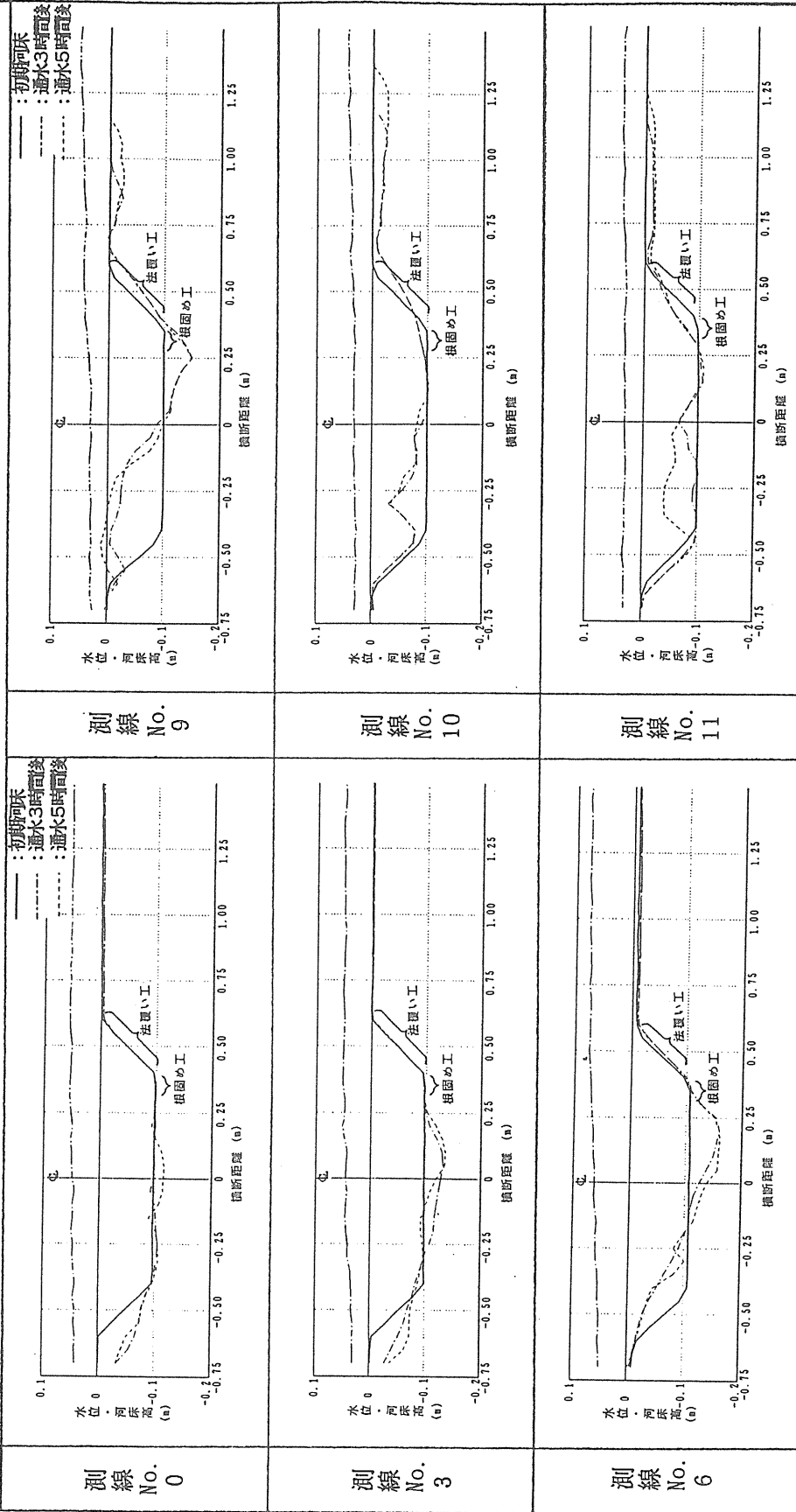


図3・4 (4) 河床横断形状 (その4)

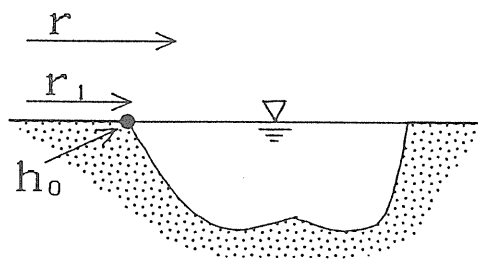


图 3 · 5 横断水面形模式图

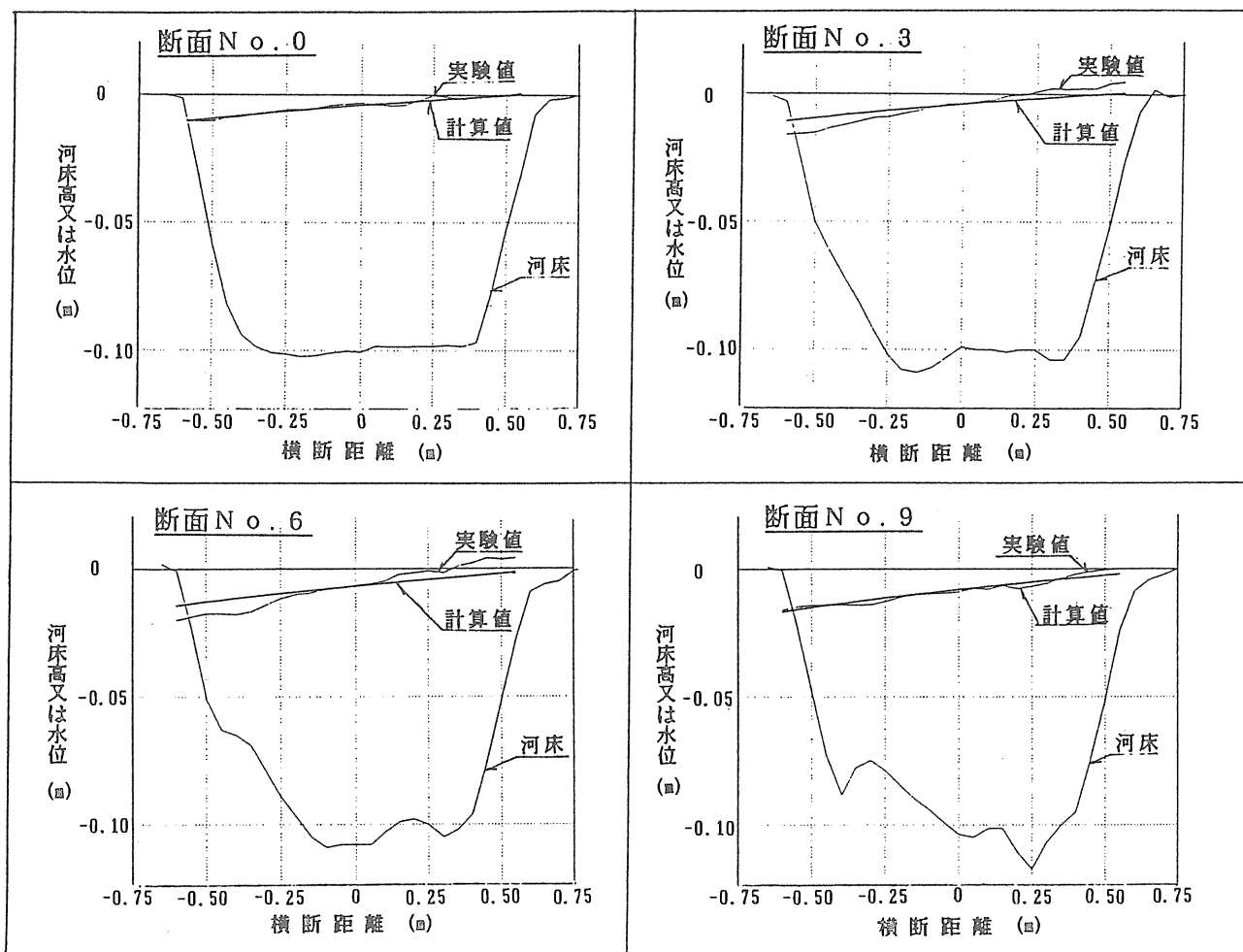


图 3 · 6 横断水面形

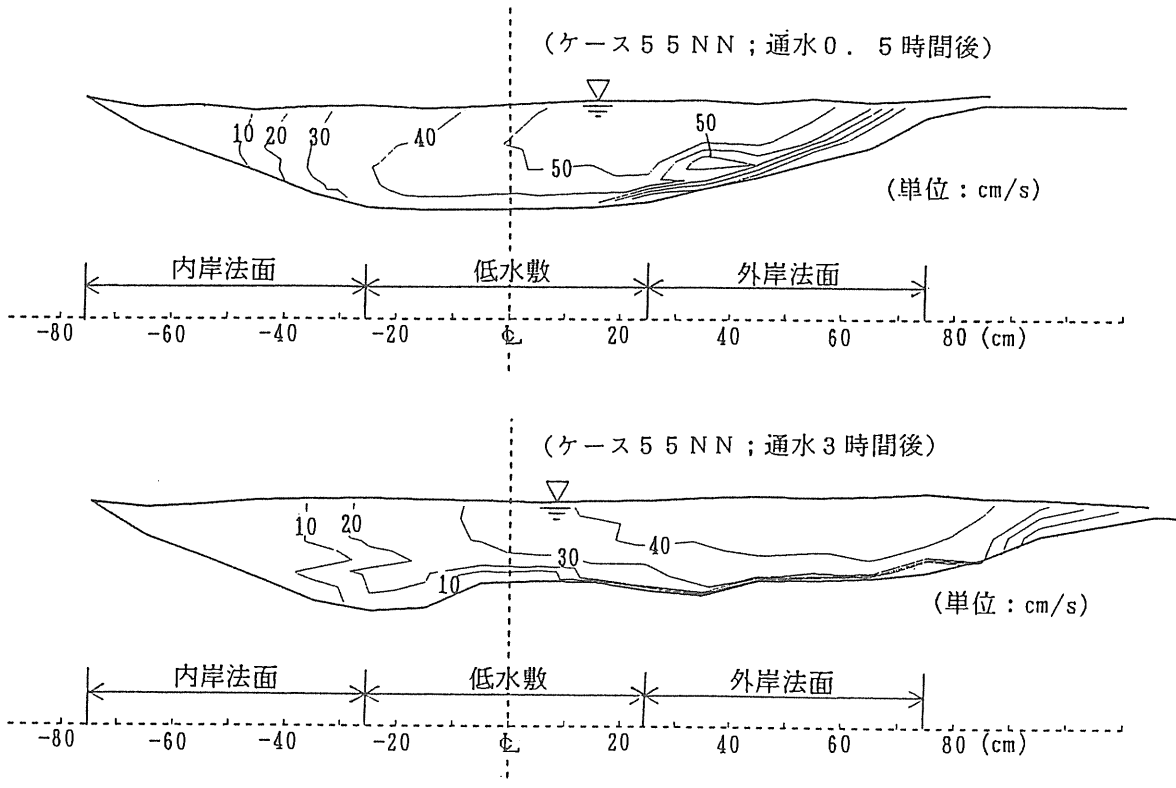


図 3 ・ 7 横断面流速分布 (測線No.10断面)

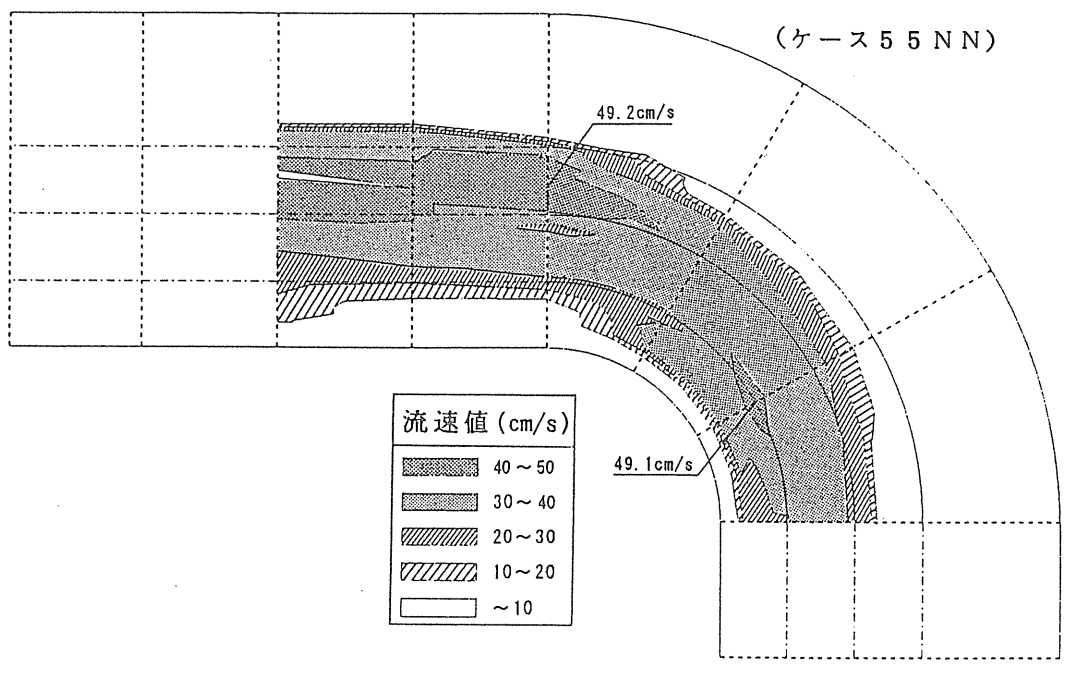


図 3 ・ 8 平面流速分布 (河床から20mmの流速, 通水 2 ~ 3 時間)

岸、測線No.9, 10, 11の外岸にかけて流れが集中する傾向にあることがわかる。

これは比較的河床面に近い部分での流速値であるが、測線No.9, 10で見た場合、外岸部で断面平均流速に対して3割～4割増しの流速が発生している。

(3) 掃流力の分布

① 断面平均掃流力の算出について

断面平均掃流力を算出する際の u_* を $\sqrt{gh_a I_e}$ (h_a : 断面平均水深, I_e : エネルギー勾配)で求めると、 I_e の精度が不十分で、ケース、時間によりかなりばらつきのある結果となった。

そこでここでは対数則を仮定して、各ケース毎に実験計測中もっとも信頼できるデータ(1個または複数個の平均)を用いて相当粗度 k_s を算出し、その k_s を用いて他のデータの u_* を導くことにより無次元掃流力 τ_* を評価することにした。

② 断面平均掃流力の分布

図3・9(1)に断面平均掃流力の縦断分布を示す。

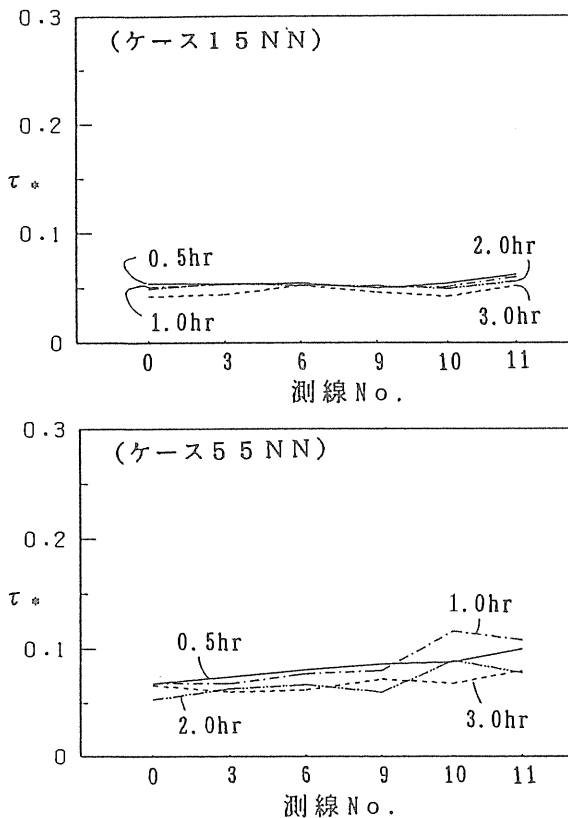


図3・9(1) τ_* の縦断分布

(法覆い工なし、根固め工なし)

これらは法覆い工、根固め工とも敷設していないケースである。

これらによると、1/1000のケースで概ね $\tau_* = 0.05$ 程度、1/500のケースで $\tau_* = 0.08$ 前後で、ケース12 NN, 55 NNでは下流ほど若干 τ_* の値が大きくなる。また通水時間が経過するほど全体に τ_* は小さくなる傾向がある。

図3・9(2)には、法覆い工、根固め工を敷設したケースとして、ケース55 LLの τ_* の分布を示す。

ただしこのケースはデータの信頼性が高いと判断されたので、 $u_* = \sqrt{gh_a I_e}$ によって τ_* を算出している。この場合は概ね $\tau_* = 0.1$ 程度で推移している。

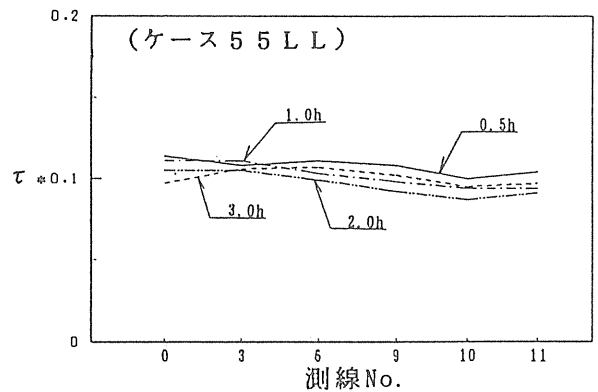


図3・9(2) τ_* の縦断分布 (ケース55 LL)

③ 掃流力の分布

図3・10は、局所流速の縦横断分布を調べ、対数則を仮定して求めた無次元掃流力分布である。流速は河床から5mおよび20m地点の値である。掃流力の値そのものの精度には若干の問題があるものの、掃流力の大きい領域は測線No.6の右岸下流部より測線No.10の右岸の領域に分布している。このような掃流力の分布は前述の河床横断形状あるいは河床、側岸侵食領域に対応している。

なお、Hooke³⁾が蛇行水路(幅1m, 河床勾配1/500, 粒径0.3mm)で計測した掃流力の分布は図3・11のとおりである。図中 τ : 局所的な掃流力, $\bar{\tau}$: 平均掃流力である。弯曲部外岸の水衝部においては、流水の集中によって平均掃流力の1.5～2.0倍程度の掃流力が発生している。また、最大掃流力の発生場所は流量が大きくなるにつれて下流へ移行している。

著者らの実験結果は、掃流力の分布の形状は Hookeの実験結果と同様であるが、最大掃流力は平均掃流力の5倍程度となっており Hookeの

ものに比してかなり大きい。掃流力の算定にはかなりの誤差を伴うので、定量的には今後検討しなければならない。

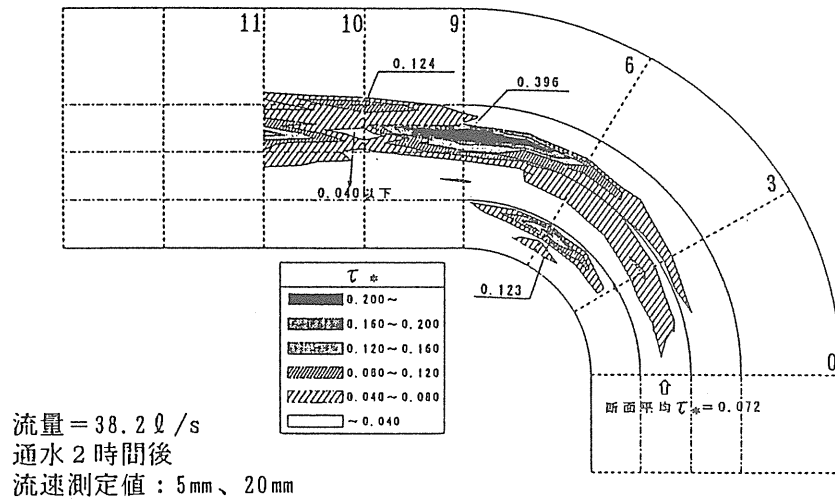


図 3・10 無次元掃流力の分布 (ケース 55 NN)

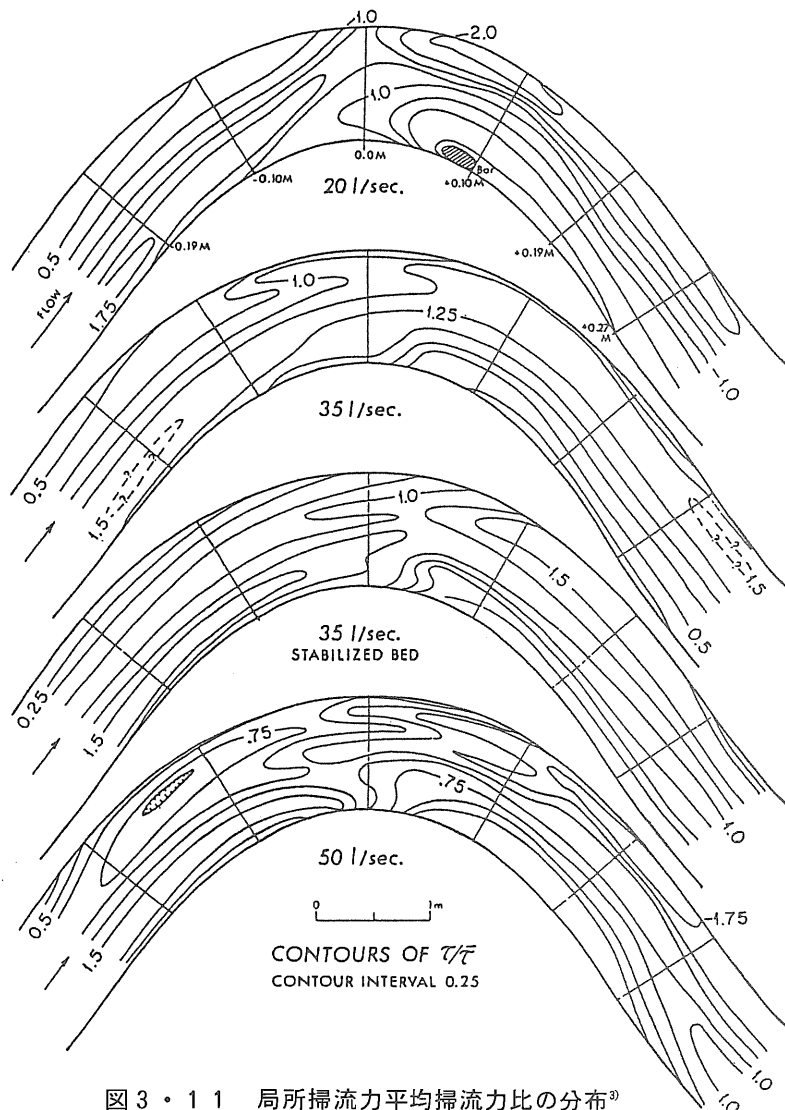


図 3・11 局所掃流力平均掃流力比の分布³⁾

3.3 側岸侵食に関する考察

3.3.1 砂礫の移動限界

(1) 側岸移動限界流量時

側岸移動限界流量に関する実験から、修正した初期河床に対して側岸の何処かが移動しはじめる流量として表3・5の値が得られた。

表3・5には、砂が動かない状態で見積もられる粗度 $n=0.017$ (実験値)として、同表の流量を用いて算定される τ_* とそのときの側岸の掃流力 τ_{*s} が、式(3・2)⁴⁾から算定される τ_{*sc} に等しいとしたときの τ_{*s} 、ならびに $\tau_{*s}/\tau_* = \varepsilon^2$ の値を示している。

$$\tau_{*sc} = \tau_{*c} \frac{\cos \theta_n}{\cos \delta} \frac{-\frac{1}{\mu} \tan \theta_n \tan \delta + \sqrt{\tan^2 \delta - \frac{1}{\mu^2} \tan^2 \theta_n + 1}}{\tan^2 \delta + 1} \dots\dots\dots (3\cdot2)$$

ここに、 θ_n : 法面の傾斜角, δ : 斜面にかかる流速ベクトルの主流方向となす角度, τ_{*c} : 平坦河床における無次元限界掃流力, μ : 砂礫の摩擦係数(計算では0.08を使用)である。

なお、Laneの式として知られている斜面上における限界掃流式は、式(3・2)において $\delta=0$ としたもので、次式で示される。

$$\tau_{*sc} = \tau_{*c} \cos \theta_n \sqrt{1 - \frac{1}{\mu^2} \tan^2 \theta_n} \dots\dots\dots (3\cdot3)$$

ε^2 の値は、 $\delta=0^\circ$ から 30° の範囲で見た場合、ケース15NNCで0.85~0.75, ケース12NNCで0.80~0.54, ケース52NNCで0.75~0.50で直線部における ε^2 が0.5程度である⁴⁾とされることから、この実験結果は弯曲の影響により側岸に流れが集中する傾向にあることを示唆するものである。

表3・5 側岸移動限界流量

項目 実験ケース	側岸移動限界流量 (実験値)	左記流量時の τ_* ($n=0.017$) (実験値)	(4・1)式による τ_{*s} (計算値) ($\delta=30^\circ \sim 0^\circ$)	$\varepsilon^2 (= \tau_{*s}/\tau_*)$ ($\delta=30^\circ \sim 0^\circ$)
15NNC	22.5 l/s	0.0379	0.0284~0.0323	0.75~0.85
12NNC	15.0 l/s	0.0297	0.0160~0.0237	0.54~0.80
52NNC	7.5 l/s	0.0319	0.0160~0.0237	0.50~0.74

(2) 低水路満杯流量時

図3・12は、縦軸に断面平均無次元掃流力 τ_* (3.2.3(3)で示した方法による)、横軸に側岸の傾斜角 θ_n をとり、砂礫が移動する場合を黒塗り、移動しない場合を白抜きとして通水初期(30分後)と通水3時間後についてプロットしたものである。ここに τ_* は側岸材料の粒径で無次元化されている。また同図中には式(4・1)の τ_{*sc} が $\tau_{*sc} = \tau_{*s} = \varepsilon^2 \tau_*$ としたとき、すなわち、側岸材料が移動限界となるとき断面平均無次元掃流力 τ_* の計算値を、 $\varepsilon^2=0.5$ と $\varepsilon^2=1$ の場合について示している。なおそのとき $\delta=10^\circ$ とした。

このうちケース52SNのNo.10は、通水初期には τ_* が大きいにも拘らず側岸侵食はみられないものの、3時間後には側岸侵食がみられるようになる。これは

河床、側岸侵食に伴い時間的に横断形状が変化するためである。

今後、実験結果を蓄積し、数値計算によってこれらの図の一般化を図れば、 τ_* 、 θ_n 、 ε 、根固めの有無をパラメータにして護岸の安全性についての何らかの知見を得ることができよう。

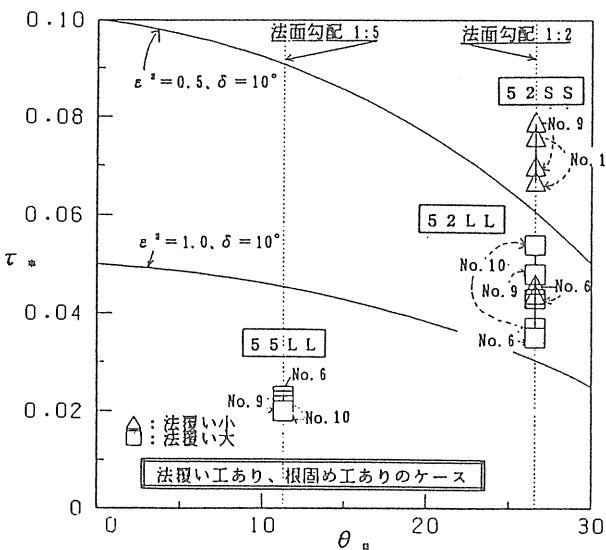
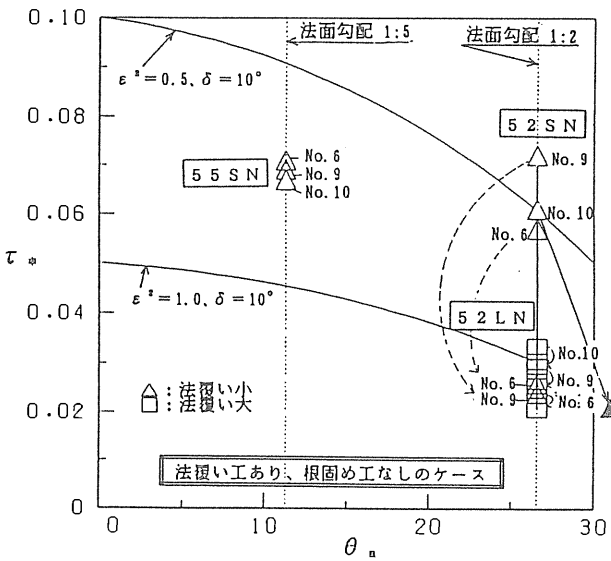
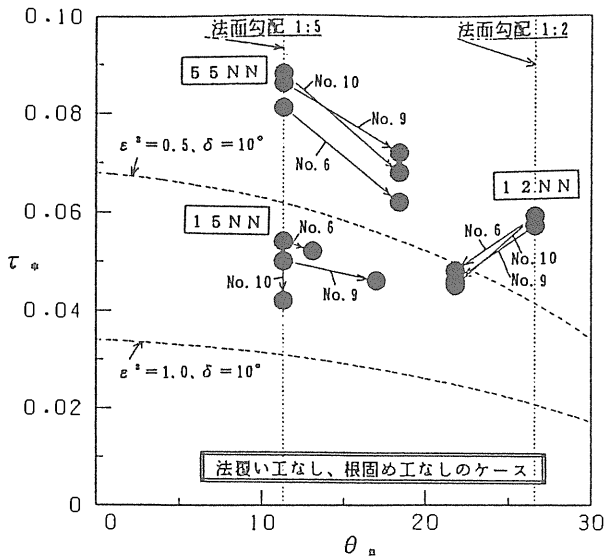


図3・12 $\tau_* \sim \theta_n$ ~ 砂礫の移動限界の関係

3.3.2 側岸侵食量

芦田・江頭⁵⁾らの側岸侵食量式を外岸斜面部のものに書き直すと、次式となる。

$$q_{p.} = \frac{q_p}{u_{.d}} = F_{0.} \varepsilon^2 \tau_{.c}^{1/2} \left[1 - \frac{1}{\varepsilon^2} \frac{\tau_{.sc}}{\tau_{.1}} \right]^3 \frac{1}{\sin \theta_n} \frac{h}{d} \dots (3.4)$$

ここに、 $F_{0.} = (k_3/k_2) F_0$ $F_0 = 0.03$

$k_2 = \pi/4$ $k_3 = \pi/6$

また $u_{.s} = \varepsilon u_{.s}$ ($u_{.s}$, $u_{.s}$ は斜面部および平坦部摩擦速度) で、 ε は河岸部への流れの集中度を表すパラメータである。直線水路では従来、 $\varepsilon^2 = 0.5$ 程度に推定されている。上式によれば、側岸侵食量は $\tau_{.sc}$ (δ , θ_n) および流れの集中度 ε に依存することがわかる。そこで、各断面の側岸侵食のデータが、 δ や ε^2 のどんな値によって説明されるか調べてみる。図3・13は、それぞれ式(3.4)とケース55 NN, 15 NN, 12 NNの側岸侵食量を比較したものである。式(3.4)において $\tau_{.c} = 0.05$, $\theta_n = 20^\circ$, $h/d = 61.9$ としている。また $\tau_{.c}$ には、弯曲部の断面平均値を用いている。実験データは各断面ごとに、かつ、通水初期 t_0 から通水終期時点 t_4 までの間に得られた4つのデータを線で結んでいる。ここに、黒点は $t = t_3 \sim t_4$ のデータである。この時点は外岸の侵食は進行するが、断面形状の顕著な変化は見られない。すなわち、自個形成流路に近い状態になる。このことを念頭に置いて図を見ると、外岸の侵食が激しい断面No.6より下流のデータは時間の経過に伴い、式(3.4)の $\varepsilon^2 = 1$ ($u_{.s} = u_{.s}$) とした曲線の方へシフトしているのが分かる。これは、流れの集中に伴い側岸斜面の掃流力が増加していることを意味している。

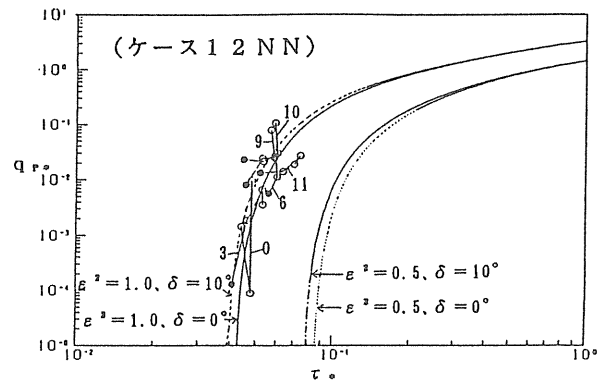


図3・13 $q_{p.}$ の実験値と計算値

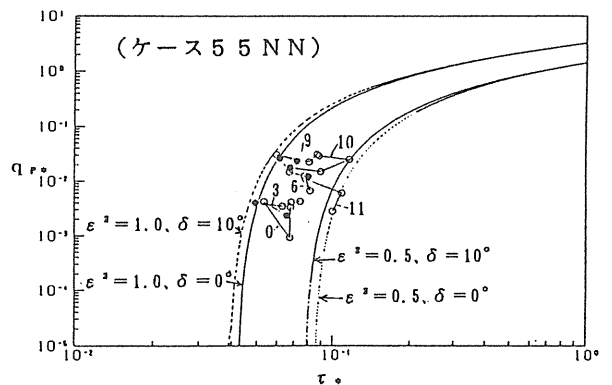
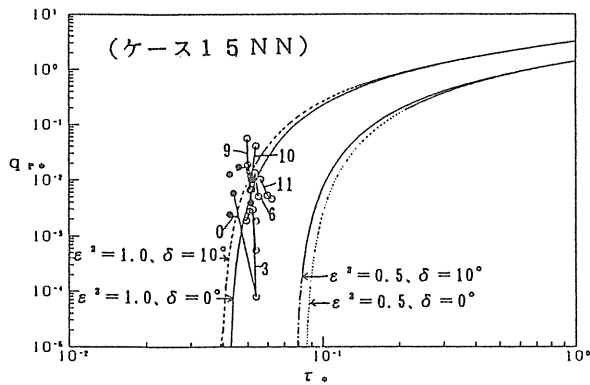


図 3・13 q_{p*} の実験値と計算値

3.4 法覆い工設計指針の試み

3.4.1 側岸侵食状況の評価

実験結果で示した側岸侵食の状況を整理することを試みた。もっとも側岸侵食の大きい測線No.9~No.11付近の側岸の3時間通水後における状況に対して、以下のような評価方法で区分した。(図3・14参照)

ア…側岸移動限界流量までは側岸侵食なし

側岸移動限界流量を求めるケースにおいて、側岸移動限界となる流量までは侵食がないので、側岸侵食なしの評価とする。

A…側岸侵食なし

側岸部の砂礫がほとんど移動しないケース。

B…側岸侵食小

法尻付近の法覆い工が崩れるが河床材料部にまで侵食が及ばないケース。

C…側岸侵食中

法尻付近の法覆い工が崩れ、河床材料部にまで侵食が及ぶケース。

D…側岸侵食大

側岸侵食が法肩にまで及ぶケース。

I…側岸侵食あり、高水敷侵食あり

高水敷冠水流量の場合に、側岸、高水敷とも侵食を受けるケース。

これらの評価を各ケースにあてはめ一覧にしたものを表3・6に示す。

詳細な状況は、実験結果の項を参照されたい。

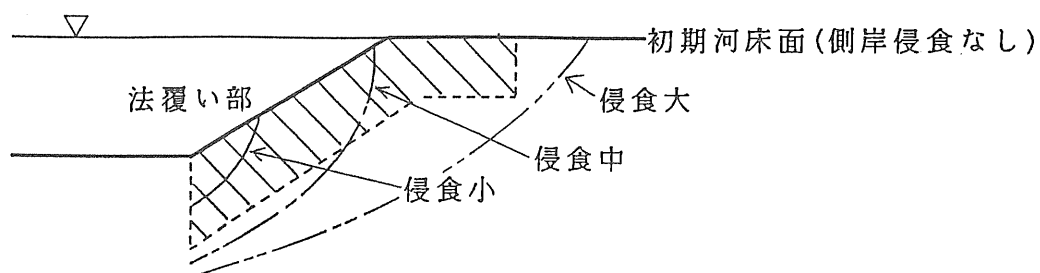


図 3・14 側岸侵食状況評価の模式図

表 3・6 側岸侵食状況の評価

実験ケース	河床勾配	法面勾配	流 量	法覆い	根固め	実験結果
1 2 N N C	1/1000	1 : 2	側岸移動限界	—	—	ア
1 2 N N			低水路満杯	—	—	D
1 5 N N C		1 : 5	側岸移動限界	—	—	ア
1 5 N N			低水路満杯	—	—	D
5 2 N N C	1/ 500	1 : 2	側岸移動限界	—	—	ア
5 2 N N *			低水路満杯	—	—	D
5 2 L L				大	大	A
5 2 L N				大	—	A
5 2 S S		小	小	B		
5 2 S N		小	—	C		
5 2 S S F		高水敷冠水	小	小	I	
5 5 N N		1 : 5	低水路満杯	—	—	D
5 5 L L				大	大	A
5 5 S N				小	—	B

3.4.2 側岸侵食状況の水量による整理

3.4.1の結果のうち根固めのないケースについて、側岸侵食が中程度以上の場合（評価C, D）と、それ以下の場合（評価ア, A, B）とに分けて（直線部斜面上のLaneの式による限界摩擦速度 u_{*sc} / 直線部の断面平均摩擦速度 u_{*0} ）と法面勾配 θ_n の関係を整理したものを図3・15に示す。ここに、 $u_{*0} \sqrt{gRI_0}$ として算出している。Rは低水路初期満杯流量を流したときの水深（10cm）に対する径深で、 I_0 は初期河床勾配である。

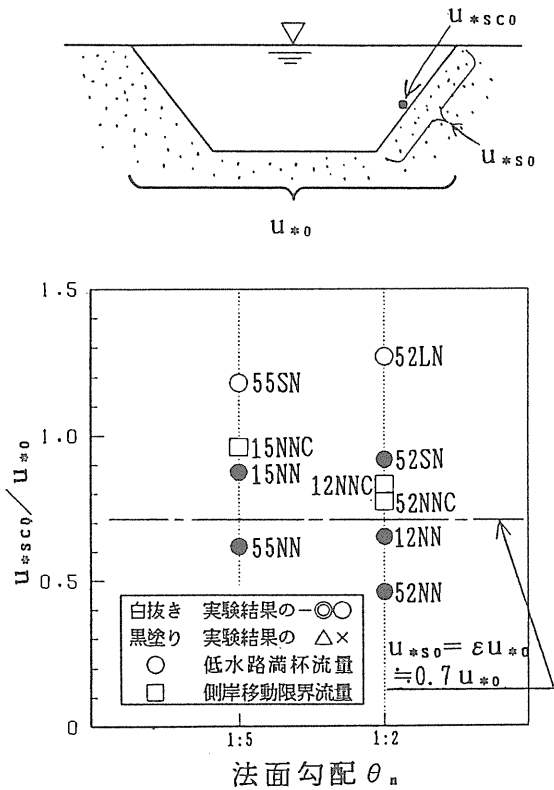


図 3・15 $u_{*sc} \sim u_{*0} \sim \theta_n \sim$ 側岸侵食の関係

図の横線は、直線河道の側岸部の平均摩擦速度 u_{*s} として $u_{*s}^2 = 0.5 u_{*0}^2$ としたものである⁴⁾。したがって2次流や流れの集中がないものとすれば、この線よりも上にあるデータでは砂礫の活発な移動はないものとみなせる。 $u_{*sco} / u_{*0} > 0.7$ でも黒塗りの結果となっているのは、彎曲部における流れの集中や2次流の影響で、彎曲側岸部の u_{*s} 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、 u_{*sco} / u_{*0} と（測線No.10断面の水深方向に平均した流速の断面最大値 u_{smax} / u_{*0} ）との関係を根固めのない低水路満杯流量のケースについて整理したものを図3・16に示す。横軸は彎曲部の流れの抵抗特性を表現していると考えられ、実験ケース数が少なく現時点で確定的なことは言えないが、 u_{smax} / u_{*0} が大きい、すなわち抵抗が小さいときには彎曲部で流れが集中しやすいと解釈すれば、防災機能上の安全（○）・危険（●）の境界線が図の破線このような形で表現できる可能性がある⁶⁾。

また、彎曲部における掃流力がHookeの実験で示されているように平均掃流力の2倍になるものとする、斜面上における法覆い工の砂礫の移動限界は $u_{*sco} / u_{*0} = 1.0$ となり、図3・15および図3・16において $u_{*sco} / u_{*0} > 1.0$ の領域が防災機能上安全と考えられるが、実験結果もほぼそのようになっている。

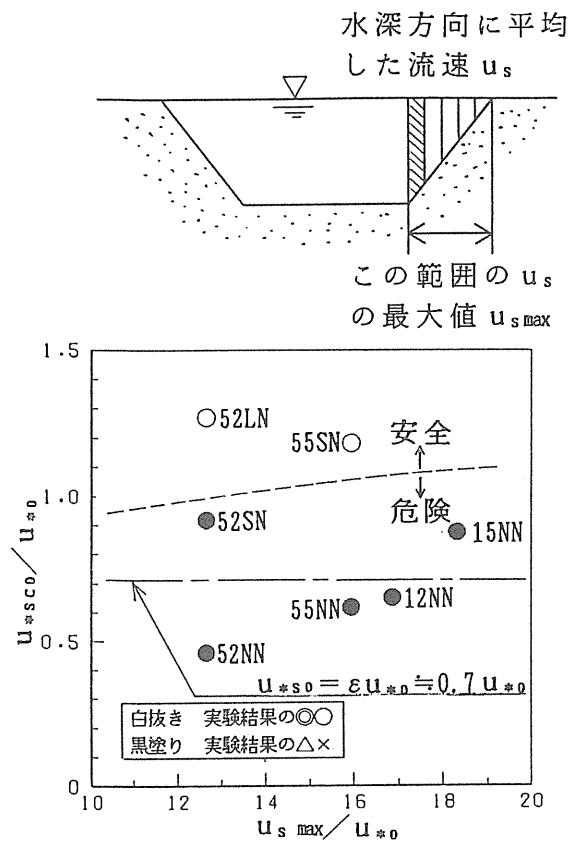


図 3.16 $u_{*sc0}/u_{*0} \sim u_{s,max}/u_{*0}$ 側岸侵食の関係

3.5 結論および今後の課題

3.5.1 現状における結論

現在までの検討で得られた結論を列挙すると以下のようである。

- ① 護岸工を施さない場合には、実施したケースにおいていずれも側岸侵食が生じ、もっとも側岸侵食を受けるのは弯曲部より下流（測線No.9付近）であった。この際、局所的な深掘れはみられず、滑らかな横断形状を呈する。
- ② 護岸工を施した場合には、法面勾配や法覆い工の粒径、根固め工の有無により護岸効果に差異が生じる。すなわち、
 - ・ある粒径以上の法覆い工を敷設した場合、法面勾配、根固め工の有無によらず法面は安定する。
 - ・法覆い工が移動限界付近の粒径でも、根固め工を施すことにより法面の崩れを抑止することが可能となり、護岸効果が高まる。
 - ・法覆い工が移動限界付近の粒径なら法面を緩勾配にするほうが護岸効果が高い。

・ただし側岸が移動しないケースでは、法尻（根固め工がある場合には根固め工と河床の境界部分）において深掘れが生じる。

- ③ 弯曲の影響で比較的大きな水面勾配がつき、弯曲角 60° 付近で最大値を示す。
- ④ 流速の測定から、弯曲より下流の断面（測線No.10）においても主流が外岸側に存することが認められる。
- ⑤ 対数則を仮定したときの摩擦速度から掃流力を評価した場合、側岸侵食の大きい部分での掃流力が大きく算定され、ある程度侵食挙動を説明するものである。
- ⑥ 側岸の移動限界流量実験ならびに側岸侵食量から、外岸法面部に流れが集中する傾向にあることが窺える。
- ⑦ 側岸侵食を無次元水理量で整理した図3.16は、防災機能上の安全・危険の境界線が引ける可能性を示唆するものである。

3.5.2 今後の課題

- ① 土砂移動を説明するには流速分布の評価が重要であるが、現在は十分な流速分布の測定値が得られていない。そこで法面勾配の変化によって流れの集中がどのように変化するかの検討も含めて多断面における詳細な流速測定を実施する必要がある。
 - ② 防災機能上の安全・危険の境界線をより明確にするために、境界線上付近に結果がプロットされる条件での実験を実施する必要がある。
 - ③ 今回設定した河床材料の粒径は、やや大きく河床の移動があまり活発でなかった。そこで河床材料を小さくする、あるいは外力を大きくする等して、河床移動が活発な条件での実験を追加する必要がある。
 - ④ 実験結果を補完し、多自然型護岸の技術基準策定にあたり、より汎用性のある資料としてとりまとめるために、2次元の河床変動プログラムを用いた数値計算を実施する。計算結果の検証には、上記①の詳細な流速測定から得られる水深方向の平均流速の横断分布、水面形、河床高を用いる。
- 今後、これらも含めた実験、数値計算の両面から成果の一般化を図り、最終的には多自然型護岸の設計指針策定のための基礎資料としてまとめていくことを目標とする。

4. 蛇行河道（複断面）における階段式多自然型護岸の水利特性^{1),7)}

4.1 実験の概要

(1) 実験水路

低水路の河岸に設置するふとんかごのような階段式多自然型護岸の水利特性を調べるための実験を行った。対象とする河道は図4・1に示すように波長300m、最大偏角30°の蛇行水路の1/60縮尺模型とした。

横断形状は図4・2に示すように全幅1.6m、中央部の1mを低水路とし、うち両岸に25cm幅の階段式護岸を設置した。

階段式護岸は幅5m、落差1mの階段を5段の1/60模型である。

(2) 実験条件

実験は次の2系統行われた。

実験-1

河床勾配 1/100, 河床砂の粒径 1.5mm (9cm)

()内は実物の値,以下同じ

法覆い工の粒径 10~20mm (60~120cm)

根固め工の粒径 10~20mm (60~120cm)

実験流量

①低水路の一部を流れる流量 3 l / s

②低水路満杯流量 13 l / s

③高水敷冠水流量 40 l / s

実験-2

河床勾配 1/300, 河床砂の粒径 1 mm (6cm)

法覆い工の粒径 5mm (30cm)

根固め工の粒径 15mm (90cm)

各階段には深さ(2.4m)の根入れ深さをもつ法止め工を設置した。

実験流量

①低水路の一部を流れる流量 7 l / s

②低水路満杯流量 16 l / s

③高水敷冠水流量 40 l / s

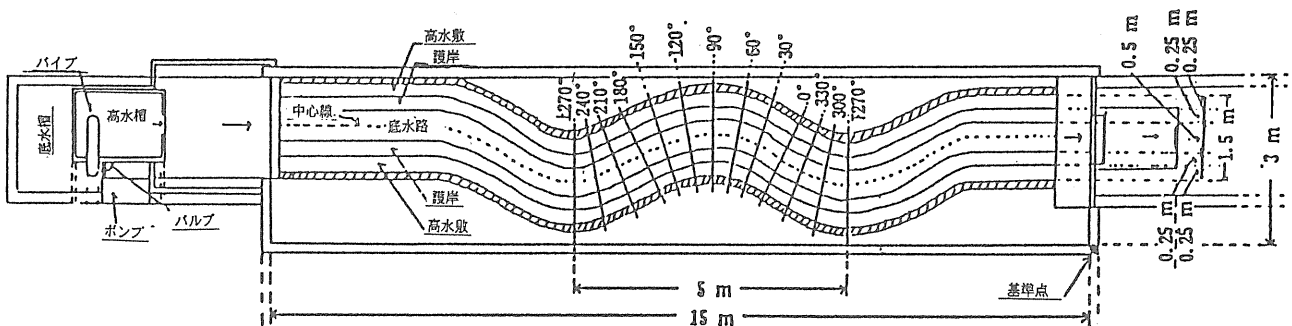


図4・1 実験水路

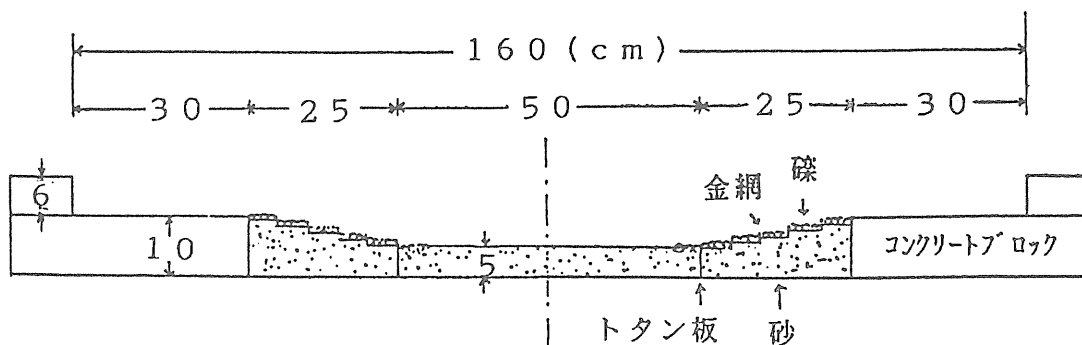


図4・2 模型横断形状

4.2 実験結果と考察

(1) 実験-1の結果

図4・3は、各実験ケースにおける通水前後の河床横断形状を示したものである。下流部でやや堰上げぎみであったため、測定区間で平均的な河床が上昇しているが、局所的には初期河床に比べてかなり洗掘されている場所もある。

河床勾配が1/100とかなり急なため、流量3ℓ/sの場合でも、砂礫の移動は活発であり、側岸からの抜け出しも若干生じた。低水路満杯流量の13ℓ/sの場合には、砂礫の移動、側岸からの抜け出しも顕著となり、高水敷の先端に達するような河床堆積も生じて、護岸の破壊が生じた。高水敷に冠水する流量40ℓ/sの場合には、路床の変動はさらに激しくなり、法覆の流送、破壊も活発になったので、通水は3分で終了せざるを得なくなった。

(2) 実験-2の結果

図4・4は河床変動状況を横断図で示したものである。

河道横断形状は曲率の変化に応じて、縦断的に変化している。彎曲部外岸では洗掘が、内岸では堆積が生じるが、その発生は、河道の曲率の変化より下流側に若干の位相差をもって生ずる。すなわち、局所洗掘がもっとも大きいのは、彎曲外岸頂部(270°の右岸, 90°の左岸)ではなく、それより若干下流部(240°の右岸, 60°の左岸)である。これは水衝部が頂部より若干下流に生じるためである。

また、河道彎曲の変曲点(180°, 0°)の断面ではそれより上流の流れの偏りの影響を受け、洗掘部は岸に偏っている。

河床高が横断方向に比較的一様ないわゆる瀬となる断面は彎曲頂部から若干上流部にかけてであり、偏角で示すと、120°~90°, 300°~270°付近である。

水衝部では根固め工から底層砂が吸い出され、根固め工の著しい沈下が見られた。その結果、法止め工の根入れが4cm(2.4m)の場合には法止め工が転倒し、さらには護岸内部まで破壊が及ぶこともあった。法止め工の根入れ深さを9cm(5.4m)にした場合には、護岸は安全であった。

一方、法覆い工の礫はさほど移動せず、法止め、根固め工が機能している限り安全であった。高水敷に冠水する流量40ℓ/sの場合には、彎曲内岸頂点直上流で、低水路から高水敷へ乗り上げた流れによって侵食が生じ、さらに高水護岸部が水衝部となって、その前方が激しく洗掘された。

(3) 実験結果の考察

上記の実験結果から、多自然低水護岸を複断面蛇行河道に適用する場合の留意点として次のことが挙げられる。

- ① 法覆い工、根固め工に石を用いる場合には流れによってそれらの石自体が運搬されないような大きさのものを用いなければならない。その際、石に作用する掃流力の推定が必要である。彎曲部における掃流力は流水の集中により、断面の平均的な掃流力に比べて増加する。本実験の場合には、前章で述べたHookeの実験結果とほぼ同様に、彎曲部の掃流力が平均掃流力の2倍程度になるものと考え、実験-1では法覆い工の限界掃流力を上まわり、実験-2では、下まわることになり、実験により得られた現象をよく説明することができる。しかし、掃流力の集中の程度は、河道の平面形状や横断形状に支配されるものと考えられ、一般的には、平面2次元流モデル等を用いて算定することが必要であろう。
- ② 法覆い工、根固め工の石は流送されなくても、その下部の河床砂が吸い出される恐れがあるので、それを防止することが必要である。
- ③ 吸い出し防止のためには、適当な粒径の充填材を用いることが必要である。充填材の粒径の選定基準に関してBakker⁹⁾らは、充填層内の流速および圧力変動にもとづいて充填材の移動限界について考察し、次のような関係式を提案している。

$$\frac{D_{f15}}{d_{b50}} = 0.5 \frac{R}{D_{150}}$$

ここに、 D_{f15} ：充填材の15%粒径

d_{b50} ：河床砂の50%粒径

R ：径深

D_{150} ：根固め工の50%粒径

上式は簡便で実用性が高いと思われるが、その適用性については著者らはいまだ確認していない。今後、その適用性について検討を進めたいと考えている。

- ④ 吸い出しによる河床低下が避けられない場合はその深さを推定して、十分な根入れの深さの法止め工を施す必要がある。しかし、法止め工を詰め杭や矢板のように、空隙の少ない不透過性のものにとすると、生態系とくに魚類等の棲息

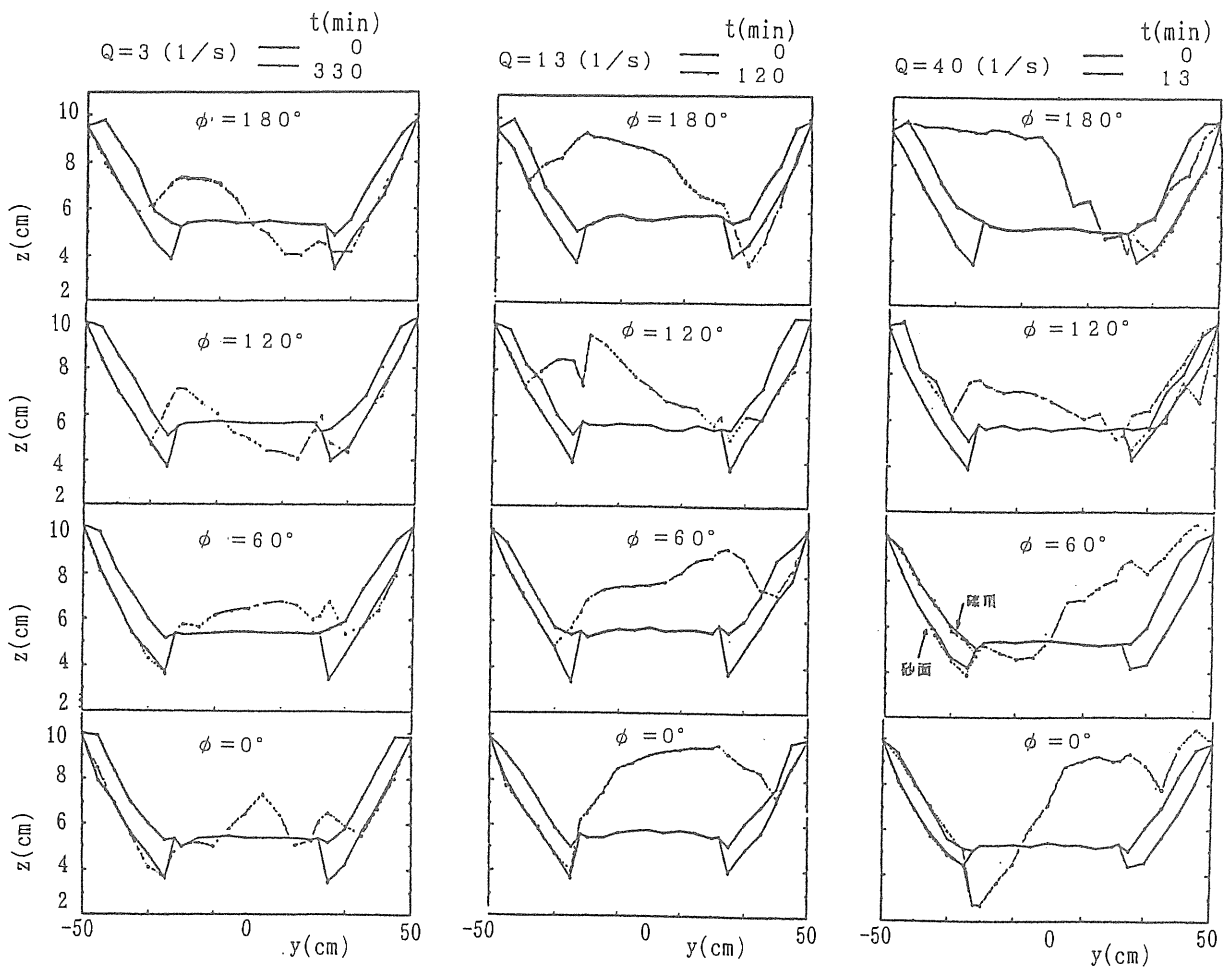
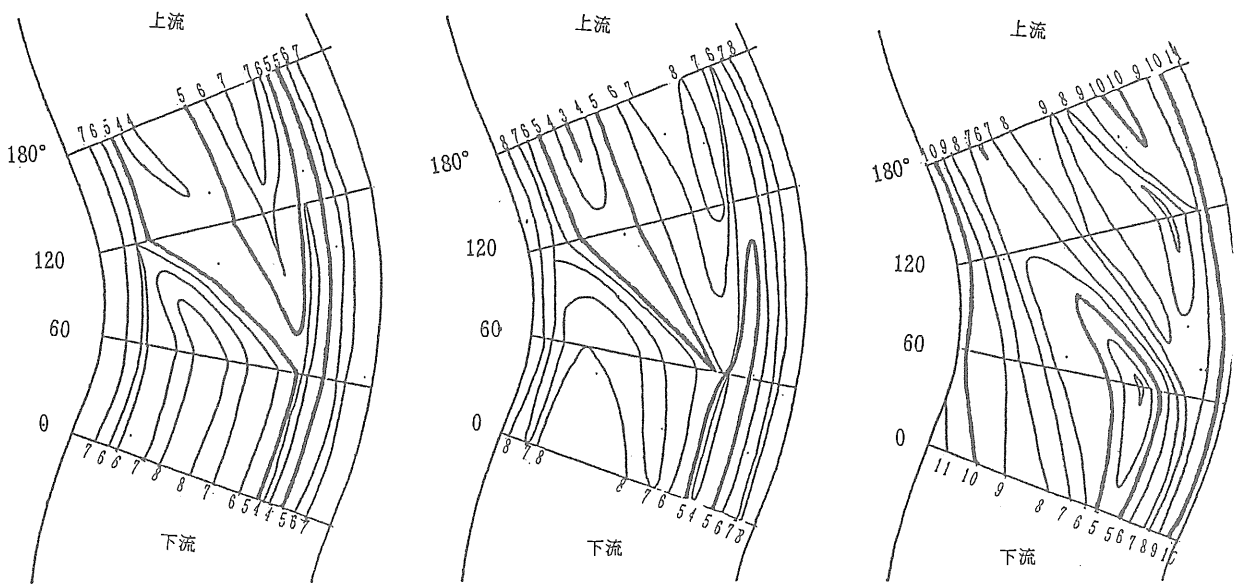


図4・3 通水前後の河床横断形状 (実験-1)

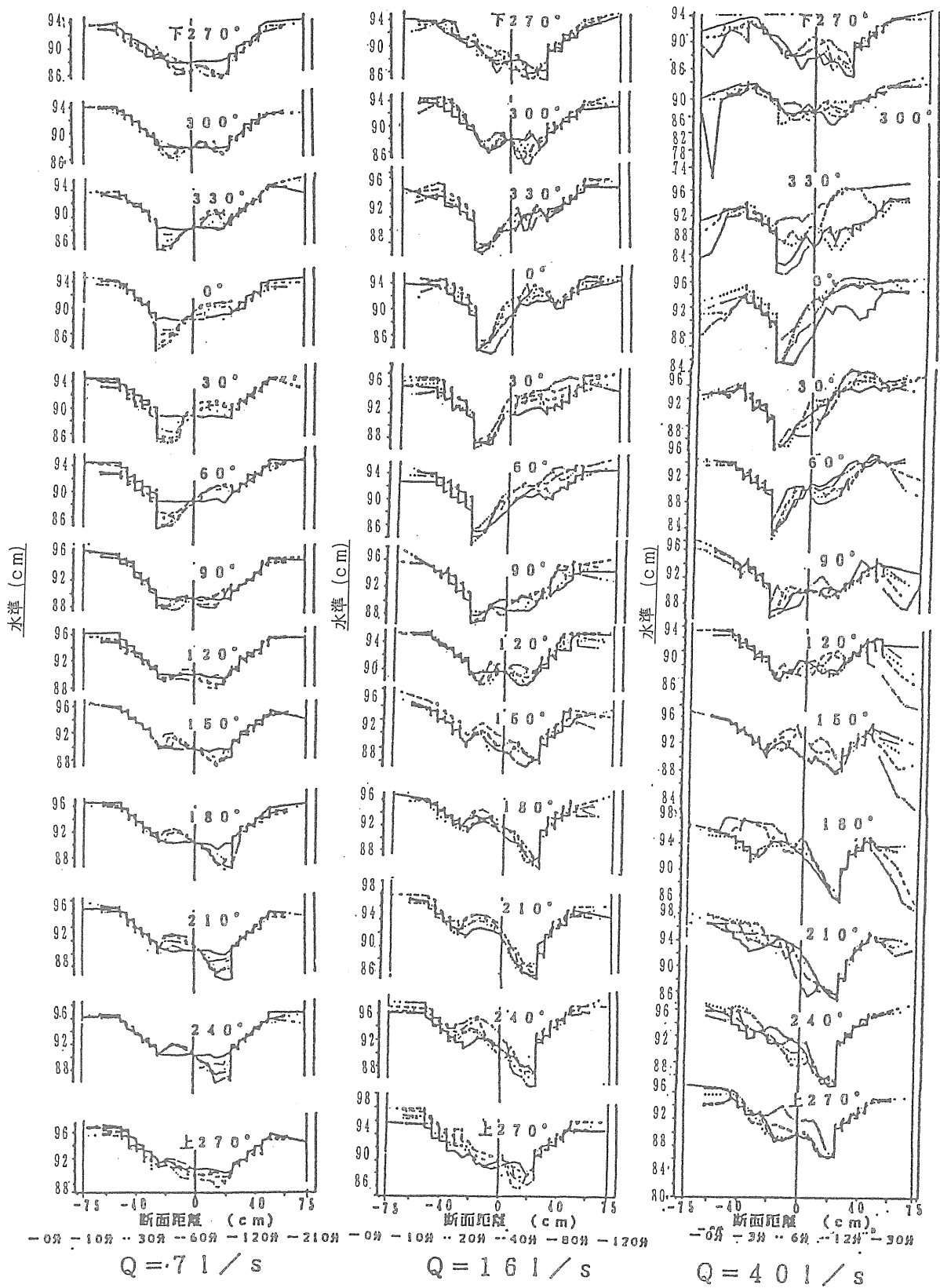


図 4・4 河床横断形状の変化 (実験 - 2)

に対して望ましくないものとなる恐れがあるので、それに対する配慮が必要である。

- ⑤ 高水敷においては、内岸側頂点直上流に水衝部の生じることがあり、その部分の対策が必要である。

5. 参考文献

- 1) 藤田裕一郎・澤井健二・神田佳一 (1995) : 多自然型護岸周辺の流れ特性に関する実験, 水工学論文集, 第39巻,
- 2) 久宝保 (1951) : 土砂の水中傾斜角について, 土木技術第6巻, 第5号
- 3) ROGER LE B.HOOKE (1975) : DISTRIBUTION OF SEDIMENT TRANSPORT AND SHEAR STRESS IN A ME ANDER BED, THE JOURNAL OF GEOLOGY, VOL. 83, No5
- 4) 青木章浩・江頭進治・大槻英樹・松田哲裕 (1995) : 弯曲部における河岸侵食機構に関する研究, 第50回土木学会年次学術講演会
- 5) 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
- 6) 大槻英樹・芦田和男・戸田圭一・大本雄二(1995) : 弯曲部における多自然型護岸に関する実験的研究, 第50回土木学会年次学術講演会
- 7) 澤井健二 (1995) : 多空隙低水護岸を有する複断面蛇行河道の河床変動に関する実験, 土木学会第50回年次学術講演会概要集
- 8) K.J.Bakker, H.J.Verheij and M.B. de Groot (1994) : DESIGN RELATIONSHIP FOR FILTERS IN BED PROTECTION, THE JOURNAL OF ASCE, VOL.120, No9

3. テンダーバックによる河川環境の創出

吉川秀夫*・立石芳信**

1. はじめに

近年、河川事業は、河川の治水、利水機能に加えて、自然豊かな環境に配慮して、生態系の保全、創出を加味した「多自然型川づくり」が全国各地で展開されている。

「多自然型川づくり」の定義は、建設省河川局実施要領において、「河川が本来有している生物の良好な成育環境に配慮し、あわせて美しい自然環境を保全あるいは創出する事業の実施をいう」となっている。

これは、在来型の人工的色彩の強い河川事業に対し、治水、利水に加えて、生物環境を保全、創造した、自然環境にする、すなわち、統合的により質の高い川づくりを構築していくことであろう。

これらの事業は、米国をはじめ、ヨーロッパ各地で、実施されており、世界中で好評を得ているところである。

我が国における多自然型川づくりは平成2年11月に通達されて以来、国、都道府県、市町村で鋭意実施されてきたが、計画論、設計論、実施論について多くの困難な課題を残している。この中でも、実施に関する設計、施工、管理等の方向付が求められている現状である。

これらを受けて、当河川環境管理財団では、「多自然型河川工法設計施工要領」、「環境に配慮した護岸設計」、「多自然型護岸の水利機能に関する実験的研究」等の業務に取り組んでいるところである。

これらの多自然型川づくりの中で材料に関する調査研究も各所で行われているが、実際に施工されている工事の材料を見ると、木材と石材が大半を占めている。

河川内で用いる場合の材料の必要な機能は透水性、濾過性、植物の通根性、ドレープ性のほかに伸び、強度等があげられる。

一方、平面形状、縦・横断形状、構造は水辺の美しさや、潤豊かな生物の生育などに配慮するという趣旨から、瀬と淵の創出、平面形、断面形にウェーブをつ

けた法面など、種々の形状、構造が試みられているが、各個々の材料の有する形状等から必ずしも、満足する設計形状が得られない状況にある。

このようなことから、当財団は、早稲田大学・佐々木六造氏、日本バイリーン株式会社の協力を得て、多自然型川づくりの趣旨に沿う材料の研究開発を実施し、テンダーバックを開発したものである。

2. テンダーバックの材料

テンダーバックは、ジオテキスタイル製の袋の中に土砂等を詰めたもので、これを河道に設置することにより、任意な形状と様々な効果を生み出すものである。テンダーバックは不織布による袋、内袋、P・Pネットから構成されている。

2.1 ジオテキスタイル（不織布）

不織布とは、織っていない布のことであり、繊維と呼ばれる全てのものを原料として、それを化学的、機械的に結合させ、“綿状”、“布状”、“紙状”、“レザー状”と思いのままにシート状に仕上げたものである。そのため、使用目的に応じ、その機能性をもたすことができる。

河川内で用いる場合の材料の必要な機能は上記1で述べた如くであり、これらの機能性を持たせるために、熱融着によるポリエステル繊維の不織布をテンダーバックに採用したものである。

ポリエステル繊維は合成繊維のうちでも、強度、耐磨耗性に優れ、耐熱性は合成繊維の中でももっとも良好である。また、薬品に強く、とくに、耐酸性に優れ、カビ、虫、細菌のいずれにも侵されないほか、他の繊維との混紡性が良く、混紡することにより、ほかの繊維との特性を助長する特徴がある。

不織布は、碎石の鋭角部等で、部分的に穴があいても、そこからほつれ等により破れる可能性は小さい特徴がある。

* 吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所長

** 立石 芳信 (財)河川環境管理財団 業務部長

不織布の実績としては、東海道新幹線の盛土部分の軌道碎石のめり込み防止材料として、使用され、約30年を経過している。

2.2 テンダーバック内袋

テンダーバック内袋は、建設廃材等をテンダーバックに詰める場合、クッション材として、塩化ビニリデン製のものを採用したものである。

塩化ビニリデン系繊維は塩化ビニリデンと塩化ビニルを原料としている。耐薬品性は合成繊維中、もっとも強く、強酸、酸化作用のある酸、高濃度の酸によく耐え、大部分のアルカリ、油脂に対しても、抵抗性をもっているものである。

テンダーバックに建設廃材の鋭角なコンクリート破片や碎石を直接詰めると、その鋭角部により、破れにつながる場合があるので、これを防止するために、塩化ビニリデン系繊維でポーラスに仕上げたマットを内袋として利用することにより、クッション材となるとともに、テンダーバック内に中詰め材を容易に入れ込むこともできるものである。

2.3 P・Pネット（ポリプロピレンネット）

P・Pネットはポリプロピレン樹脂を主原料として、押出加工機で熱成形加工した立体構造の網状態のネットである。これは耐圧縮性、耐衝撃性および柔軟性に富んだ空隙率の高いフレキシブルなネットで、この空隙の中へ、碎石ならびに砂利等が入り込むことにより、表面の耐摩耗強度を上げるものである。なお、ポリプロピレンを使用しているため、耐紫外線対策としてカーボンブラックを混入しており、耐候性にも優れている。また、水中での微生物の付着が良いので、自然らしさを創出するのに優れている。

3. テンダーバックの特徴

テンダーバックの特徴は下記のとおりである。

(1) 計画、設計の意図する任意の形状を作り出すことができる。

多自然型川づくりでは、平面的、縦、横断的にウェーブをつけたものを計画、設計する 경우가多く、任意の形状を作り出す必要がある。とくに、瀬と淵を構築する場合はその傾向が強い。

(2) 吸い出し防止効果がある。

材料がジオテキスタイル（不織布）であることから、材料自体に吸い出し防止効果がある。このため、中詰め材の使用可能範囲が普通土から建設

廃材までと広範囲である。中詰め材が普通土の場合でも、その流出は僅かであることが実験で証明されている。

(3) 透水係数が大きい。

透水係数は、 $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ （JIS規格）以上と大きいので、雨水排水機能が期待できる。

(4) 一箇所の破れが他の部分に伝播することがない。

材料が不織布であるため、仮に一箇所破れても、他の部分に伝播することがない。

(5) P・Pネットとの併用により、機能増大と景観保持ができる。

テンダーバックとP・Pネットを併用し、周辺河床材料等により、P・Pネットを被覆することにより、洪水時の砂礫等の流れによるテンダーバックの磨耗を防止できる。また、周辺土砂等の被覆により、植生の回復を図り、自然景観の保持ができる。

(6) テンダーバック自体の重量により、流体力に抵抗できる。

テンダーバックは中詰め材（普通土から建設廃材まで種々のものが可能）により、自体の重量とテンダーバック間の連結金具により、流体力に抵抗する力を有する。また、木杭等を併用設置することにより、巻き上がり防止にも対応できる。

(7) 流出防止効果がある。

テンダーバックは重ね布設され、その間は連結金具により、保持されるので背面土の流出防止効果がある。なお、吸い出し防止マットを併用すると、その効果は増大する。

(8) 紫外線による劣化現象がない。

テンダーバックはポリエステル繊維により、構成されているため、紫外線による劣化現象はない。高水敷部分や法面に布設する場合は被土を行うと磨耗防止効果が増大するとともに景観保持ができる。

(9) 水中劣化がない。

テンダーバックの材料をシート化する際に可塑性を使用しないために水中に敷設しても水中劣化することがない。

(10) 中詰め材の使用可能範囲が広い。

中詰め材は普通土から、コンクリート廃材、アスファルト廃材等幅広い材が使用できる。建設廃材で鋭角的なものを使用する場合は内袋を併用する。なお、建設廃材が利用できるため、投棄費用を節減できるため、経済的である。

(11) 水中施工が容易であり、経済的である。

あらかじめ、陸上において、テンダーバックを連結金具で連結し、クレーン等により吊り上げ、所定のところに布設できるので、水中での施工が容易であるとともに、仮締切等の費用が節減できるので、全体的に工費の節減を図ることができる。

4. テンダーバックの基本機能

テンダーバックは上記に述べたように、種々の特徴、利点を有しているが、その基本機能は下記のとおりである。

(1) 瀬と淵の創出

テンダーバックを相互に連結し、敷設したり、重ねて敷設することができるので、河道内に意図する形状が容易に創出できる。とくに瀬と淵についてはなだらかなウェーブの形状を作ることが必須条件である。

(2) 護岸工としての機能

テンダーバックは従来使用されてきたコンクリートブロック等の代わりとして、法覆工、根固工として、河床侵食防止、河床洗堀防止等の治水機能を有する。構造的に屈撓性があり、背面土砂に追従していくので、河床安定に効果が発揮できる。

(3) 河道の修景効果

テンダーバックは、植物の根が通根するため、植生の繁殖が可能であり、周辺土砂を被土することにより、更にその効果を高めることができる。また、P・Pネットを併用することにより、より自然らしい景観の創造ができる。

(4) 雨水排水機能

テンダーバックを堤防法面等に布敷すると、透水性が良いので、排水機能が確保でき、法面崩落防止の効果が発揮できる。また、屈撓性があるので、法面表面近くに布設し、被土で覆い、表面を芝付工を実施することにより、自然景観の保持が可能である。

(5) 災害復旧材料

河川災害復旧事業の本設護岸工として機能を発揮できることは勿論であるが、災害復旧応急措置として、周辺土砂を使用して迅速かつ経済的に適用できる。

5. まとめ

多自然型川づくりは、国民のニーズと国の方針のも

とに、着実に実施されている。昨今のマスコミ報道でも掲載される機会が多くなってきており、多自然型川づくりに寄せる期待は大きい。

生物の良好な成育環境に配慮しながら、美しい自然環境を保全あるいは創出するには、計画、設計、材料の選定、実施工、維持管理そして、追跡調査等一連の業務を適確に実施して、把握し、その成果を今後の業務に活用していくことがもっとも重要なことである。

テンダーバックは平成4年度から実用段階となっている。

使用実績としては、建設省東北地方建設局管内の最上川で低水路護岸工および護岸天端保護工、建設省関東地方建設局管内の江戸川で堤防法面の護岸棧粗度工、京都府管内の宇川で魚類遡上効果のための床固改良部および高水敷保護工、建設省関東地方建設局管内の荒川で護岸天端保護工など各地で使用され、完成後の状況も良好である。

今後も実態の追跡調査を行い、その状況を見極め、更に実施工の問題点を抽出、改善を行い、より良い多自然型川づくりを目指して、調査、研究を重ねて行く方針である。



写真1 テンダーバックによる床固工の改築

従来は、床固工により、上、下流で段差がついていたが、魚類にやさしいなだらかな勾配としている。



写真2 テンダーバックの敷設後の状況（完成後 1年6ヶ月）

テンダーバックを植物が通根にしている状態も見られる。



写真3 高水敷の緑化

テンダーバック内に植物が通根して、緑化が形成されている。



写真4 雨水排水機能の確保（完成後3カ月）

堤防川裏法面にテンダーバックを敷設して、雨水排水機能施設としている。盲暗渠として法面が非常に安定している。



写真5 テンダーバックによる法覆工（完成後3カ月）

河岸法面及び天端保護工にテンダーバックを使用。付近の土砂をテンダーバックに被覆したので3カ月で植生が繁茂している。既設護岸工との取付処理を考える必要がある。



写真6 テンダーバックによる天端保護工（完成後3カ月）

河岸法面は石積みで天端保護工にテンダーバックを使用。テンダーバックの被覆土が購入土のため、3カ月後でも植生が見あたらない。付近の土砂を使用した方が植生のために良い。

参考資料

テンダーバックの仕様

規格寸法 70cm x 50cm

中詰め、布設後の寸法 50cm x 40cm

（1㎡当り5袋使用）

テンダーバック内袋の仕様

規格寸法 67.5cm x 45cm

P・Pネットの仕様

規格寸法 90cm x 65cm

Ⅲ. その他河川環境の保全と 創造に関する研究

1. 扇状地河道における土砂管理モデル

芦田和男*・森野彰夫**・米谷宗一***

要 旨

ダム建設により新たに発生してきた流域の土砂管理上の問題点として、1つにはダム下流域への供給土砂量の変化が挙げられ、現実の改修計画ならびに海岸保全計画上、種々の問題が生じている。このため、上流域での砂防計画を始めとした流域内の土砂管理のあり方については水系全体を見わたした新たな事業展開が必要である。

本稿では、実扇状地河川流域における実績資料をもとに流域内の土砂動態の経年変化を分析した上で今後想定される問題点を明らかにし、上流から河口に至る土砂の一元的管理が可能となる土砂動態の解析モデルを提案する。

1. はじめに

わが国は地形、地質、気象学的にも土砂災害を受け易い環境にあることから、古くから砂防施設により流出土砂量を減らすことが治水の基本とされてきた。すなわち洪水を安全に流下させるための河積の確保、維持を目的に砂防ダム、床固工、山腹工等の施設を設置し、土砂の生産、流出を抑制してきた。

しかしながら水需給の逼迫が顕在化してくる昭和30年代後半以降、ダム建設により新たに発生してきた土砂管理上の問題点として、2つの問題が挙げられる。1つはダム堆砂、濁水の発生及び長期化といったダム貯水池内で発生した問題であり、2つにはダム下流河道の河床低下、粗粒化、河口域への供給土砂量の減少といった、ダム地点下流域で発生した河道計画上の問題である。このうち、特に後者の問題解決にあたっては上流域での砂防事業を含めた水系全体での土砂管理のあり方について新たな事業展開が必要とされる時期にきているといえよう。¹⁾

具体的には、昨今の環境に配慮した川づくりにおい

ては自然石、植生を利用した低水護岸の整備等が強調されがちであるが、その器となる河道計画に際しては河床高、滲筋、河床材料といった川が本来有している土砂環境に配慮し、水系内での土砂動態のメカニズムを把握した上での安定な川づくりを展開することが肝要であり、水系一貫した土砂管理の必要性が前提にあげられる。このような目的の下、水系における土砂環境変化の実態の解析や流域内における土砂動態の解析研究はすでに各方面で数多く実施されている。その中でも建設省中部地方建設局が天竜川水系を対象として行った土砂動態解析²⁾は極めて有力な方法である。しかし現状では必ずしも精度が高いとは言えず、その向上が望まれる。

本論文は手取川を対象にして上記のものとはほぼ同様な手法によって流域内の土砂動態の解析を行う。すなわち、流域内を砂防域、ダム域、河道域、河口域といったブロックに分け、各ブロックでの土砂量変化を実績資料をもとに把握した上でブロック間の土砂移動を推定し、砂利採取、ダム建設といったインパクトと水系内土砂動態との関連を分析する。ついで3)では、水系一貫した土砂管理を行なう上で重要となる、上流から河口に至る土砂の挙動が把握できる土砂動態の解析モデルを提案する。そして、このモデルを実扇状地流域に適用し、水系内の土砂動態の特性を明らかにするとともに将来予想される問題点を明らかにし、これに対処するための流域内での土砂管理方策を提示する。

なお、本研究の中で沖積平野の形成過程に関する地理学的考察から長期間にわたる流出土砂量の推測を行なったが、興味ある結果が得られたのでそれについても述べることにする。

2. 流域における土砂動態の把握

流域における土砂管理の重要性は個々の流域の実状を反映して違いがあるが、環境に配慮した川づくりを

*芦田 和男 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 所長

**森野 彰夫 (株)日水コン システム開発部 (前 (財)河川環境管理財団 大阪研究所 主任研究員)

***米谷 宗一 (株)ニュージェック 水工部

考えていく上で土砂環境への配慮はその基本的な検討項目であり、避けて通れない。ここでは、わが国における代表的な扇状地河川である手取川を対象に、マクロな土砂収支計算により水系内の土砂動態を把握する。

2.1 土砂収支の把握

経済の高度成長が顕著になる昭和30年代後半を境に、河川流域内の土砂環境は大きく異なってくる。1つは、建設事業の急激な拡大に伴い、これに必要な骨材として砂利の大量採取が行われるようになったこと、2つは都市用水の需要の増大に対処するため数多く行われるようになった多目的ダムを始めとするダムの建

設である。

ここでは、手取川扇状地河道を例に、これら2つの事業が流域内に与えた土砂動態の変化について実績資料をもとに考察する。³⁾ 図2・1に手取川流域の概要を示す。手取川はその源を名峰白山に発し、尾添川、大日川、その他の支川を合流して鶴来地点で山間部を離れ、大規模な扇状地形状を形成して日本海に注ぐ、流域面積809km²、幹線流路延長72kmの一級河川である。土砂収支の把握は流域を大きく、手取川(牛首川)、尾添川、大日川、その他流域の4流域に分割し、さらに手取川上流域、尾添川流域についてはダム域と上流河道域に分割した。

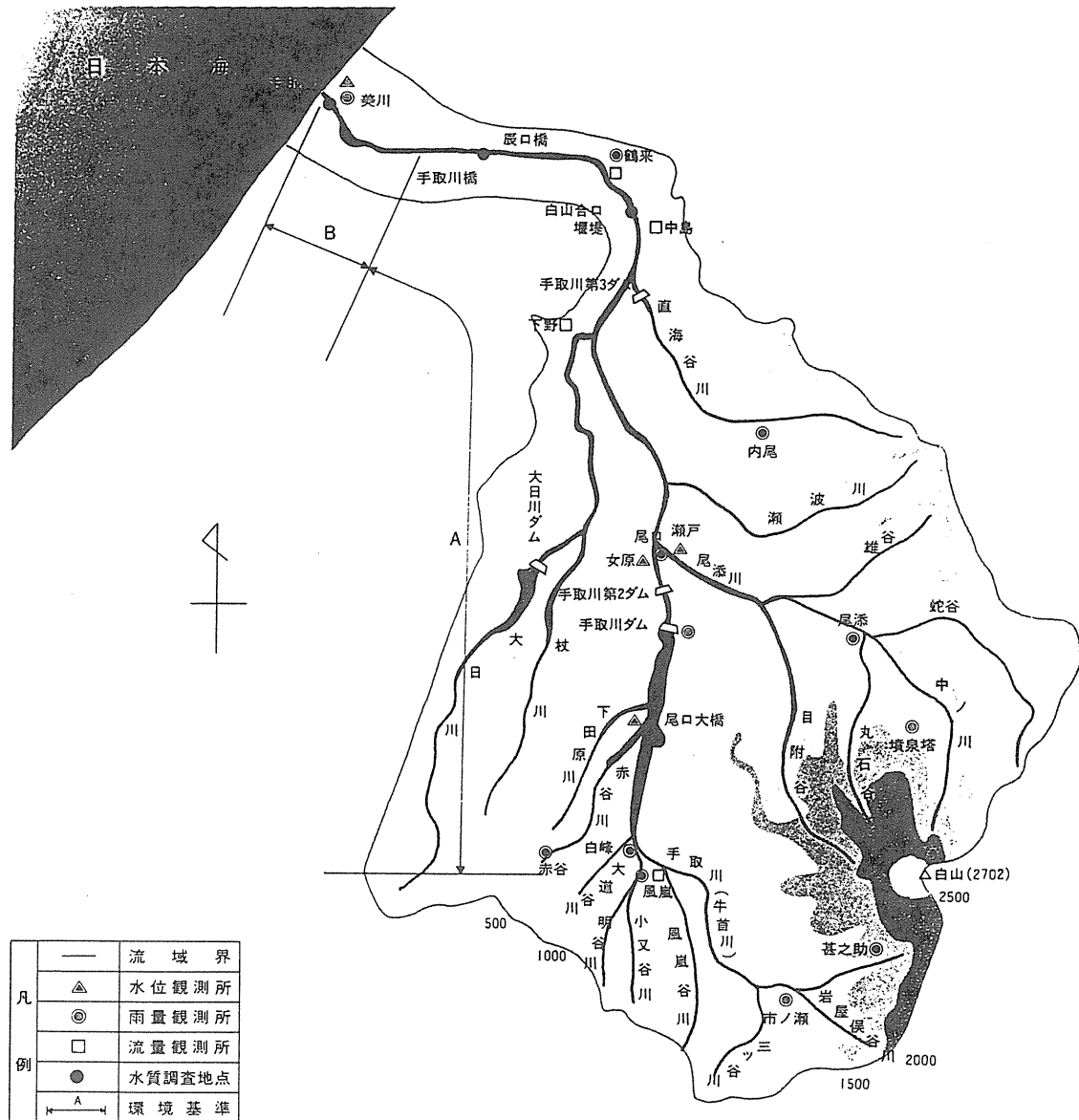


図2・1 手取川流域の概要

図 2・2 に上流から河口に至る土砂の挙動を推定した結果を示す。推定した期間は、砂利採取及びダム建設による影響が把握できるよう、以下の 3 期に分割した。

I 期：昭和 25 年～昭和 36 年の 12 年間（砂防事業のみが行われていた期間、砂利採取なし）

II 期：昭和 41 年～昭和 54 年の 14 年間（砂防事業と砂利採取行われていた期間、手取川ダム湛水開始前）

III 期：昭和 55 年～平成 3 年の 12 年間（手取川ダム完成後）

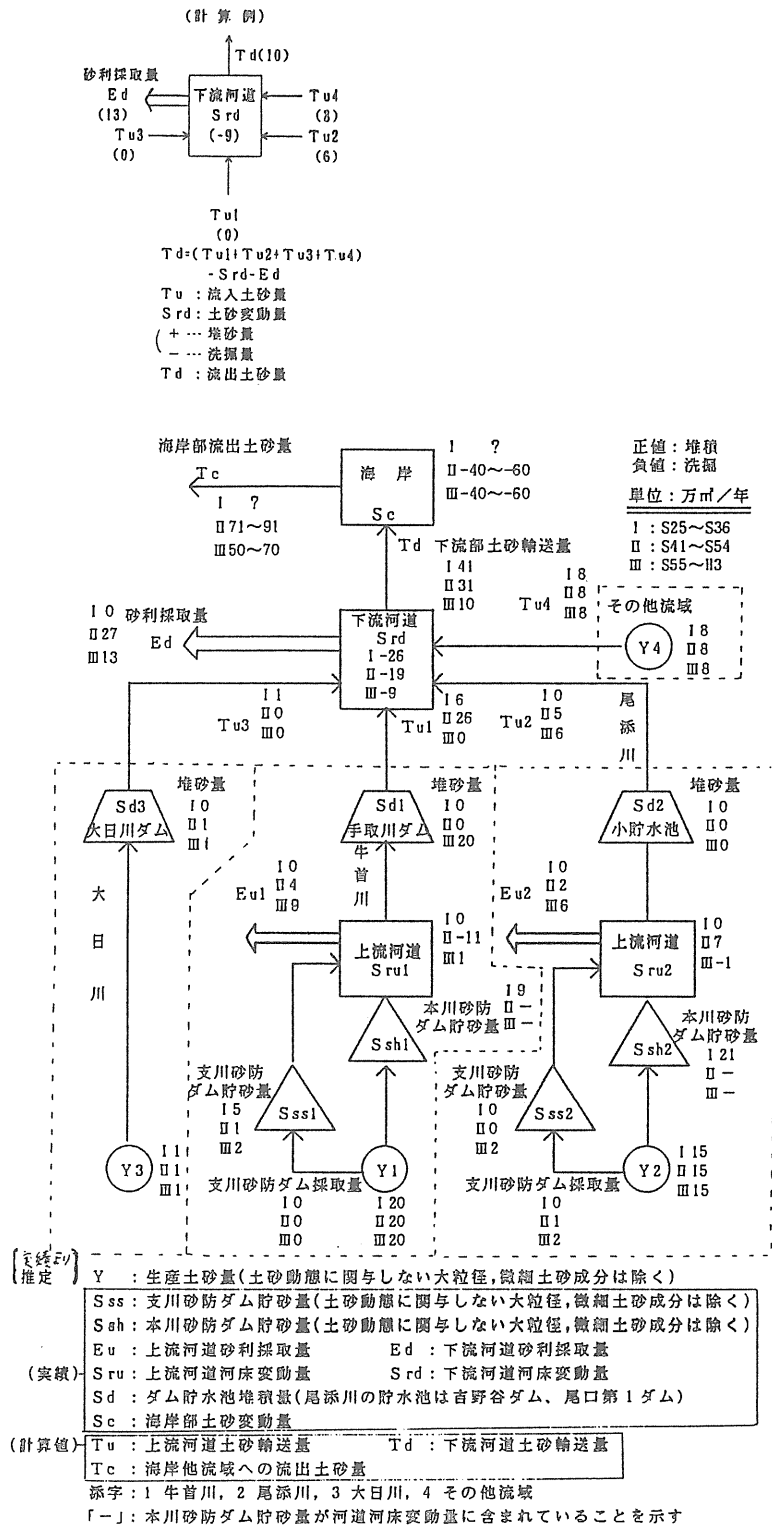


図 2・2 手取川流域のマクロな土砂収支推定結果

図中○印Yで示す生産土砂量はダム堆砂実績を用いて推定した値であり、土砂動態に關与する粒径としては0.1mm～600mmを対象としている。各河道区間の□印Sで示す土砂変動量は縦横断測量結果から逆算した値であり、この値に砂利採取量の実績及び上流域からの推定流入土砂量を考慮し、通過土砂量の収支を満足するように下流域への流出土砂量を推定した。

この結果、図中記号Tu、Tdで示す下流河道区間での流入土砂量及び流出土砂量についてみると、以下の傾向がうかがえる。

① 砂利採取の有無による土砂動態の変化について
手取川ダム完成前のⅠ期とⅡ期について比較する。Ⅰ期とⅡ期とにおいて流入土砂量Tuが大きく異なるのは、上流河道区間での河床変動量に対応したものであり、砂防ダムを含めた上流河道の堆積傾向はⅠ期からⅡ期にかけて減少もしくは逆に洗掘傾向となり、下流への土砂供給が活発になったためと思われる。しかしながら、海岸部への流出土砂量Tdについてはその傾向が逆転し、流出土砂量は減少の傾向を示す。これは同図に示すように下流河道においてはⅡ期に大量の砂利採取が行われたため河道区間の流入、流出土砂量のバランスがくずれたとを示している。

すなわち、上流域からの流出土砂量は砂利採取による下流河道の河床低下分を補うべく堆積し、結果海岸部への流出土砂量は減少したものと考えられる。

② ダム建設による土砂動態の変化について

手取川ダム完成前後のⅡ期とⅢ期について比較する。Ⅱ期とⅢ期とにおいて流入土砂量Tuが大きく異なるのは牛首川流域であり、Ⅲ期に0となるのは手取川ダム建設の影響である。この影響にもかかわらず下流河道で極端な河床低下が生じていないのは砂利採取量が減少したためであり、河床は安定な傾向に向かっているといえる。土砂収支的には本川上流からの流入土砂量がダム堆砂によりカットされた分だけ、海岸部への流出土砂量は減少している。

以上、ダム堆砂量、砂利採取量、河道区間の断面測量結果を用いたマクロな土砂収支結果から砂利採取、ダム建設が流域内の土砂動態に与える変化を考察したが、特にⅡ期とⅢ期との比較においては共に砂利採取が行われており、ダム建設による単独の影響については明確には言及できない。しかしながら、この両事業による海岸部への派生効果をⅠ期からⅢ期まで通してみると明確な傾向が認められ、上流及び下流河道区間における砂利採取ならびにダム堆砂により河口部への流出土砂量は明らかに減少してきている。

2.2 地理学的な情報による流出土砂量の推定

流出土砂量は年による変動が大きく、短期間の資料からでは流域固有の平均的な値を算出することはむずかしい。加えて近年においては流域にさまざまな人為が加えられ、自然的な条件からかなり変化が与えられている。したがって、沖積平野の発達といった地理学的な情報を用いて人間の手が加わらずと以前における時代の長期にわたる流出土砂量が推定できれば、その流域の固有な特性を知ることができ、流域を管理していく上で大いに参考になるであろう。しかし、用いる基礎資料の精度等から考えて果たして実用に供しうる結果が得られるかどうかについて若干の不安もある。そこで、ここでは加賀平野の形成過程から手取川からの長期間にわたる流出土砂量を推定し、その方法の妥当性を検討してみる。

加賀平野（河北潟の北縁から大聖寺川の河口までの長さ約60km、最大幅約10kmの細長い平野で手取扇状地も含まれる。）の形成過程について兎野⁴⁾は平野地下のボーリングの地質柱状図⁵⁾等の資料を用いて検討し、沖積層基底面（約2万年前の地形）を図2・3のように推定している。扇状地中央部の縦断図は図2・4のとおりである。これによると手取扇状地は2万年前には形成されていたことがわかる。その後2万年間にわたって手取川から流出した土砂はその一部は扇頂部付近と末端部付近に堆積しているが、その多くは潮流、海浜流等の作用で扇状地に近接する海岸へ輸送され、沖積平野を発達させていったと考えられる。

図2・3に示した2万年前の地形と現在の地形との比較から、この間に河川から海岸部へ流出した土砂量がわかる。図2・3に示した測線における現地形と沖積層基底面の縦断図を比較したものが図2・5である。縦断図に示す実線と破線との差のボリュームを堆積土量として算出すると沖積層総土量は約250億m³となる。なお、図2・3に示したように沖積層基底面のコンターは陸上部のみしか得られていないが、海底部については富山湾海底下の沖積層調査にもとづいて水深100mで現海浜地形につながるものとしている。この結果が図2・5に示す破線部の直線部分である。

ところで、約250億m³の土砂は手取川からの流出土砂ばかりでなく、周辺山地流域からの土砂も含まれている。そこで手取川の寄与率が問題となる。流域面積でみると手取川流域は809km²、中小河川及び残流域は1785km²である。しかし、中小河川流域は標高も低く、手取川流域に比べて比生産土砂量（単位面積当たりの生産土砂量）は小さいと考えられる。ダム堆砂資料か

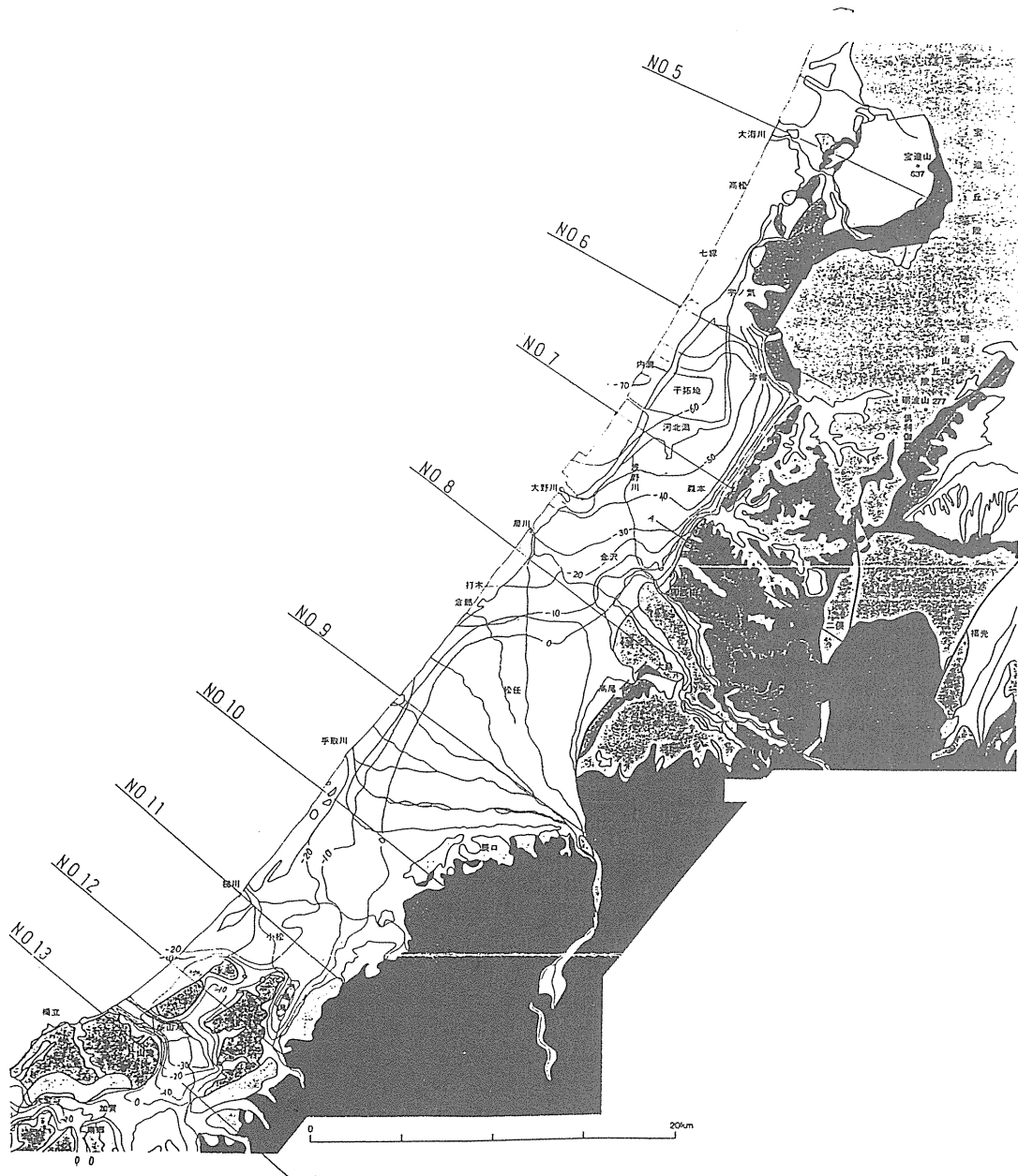


図 2・3 加賀平野とその周辺の沖積層基底面コンター

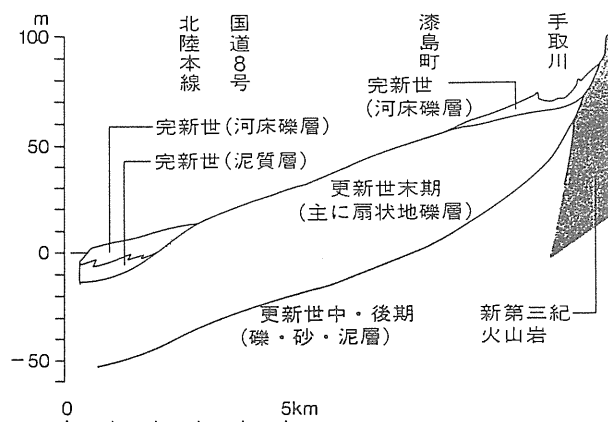


図 2・4 手取扇状地中央の縦断面図

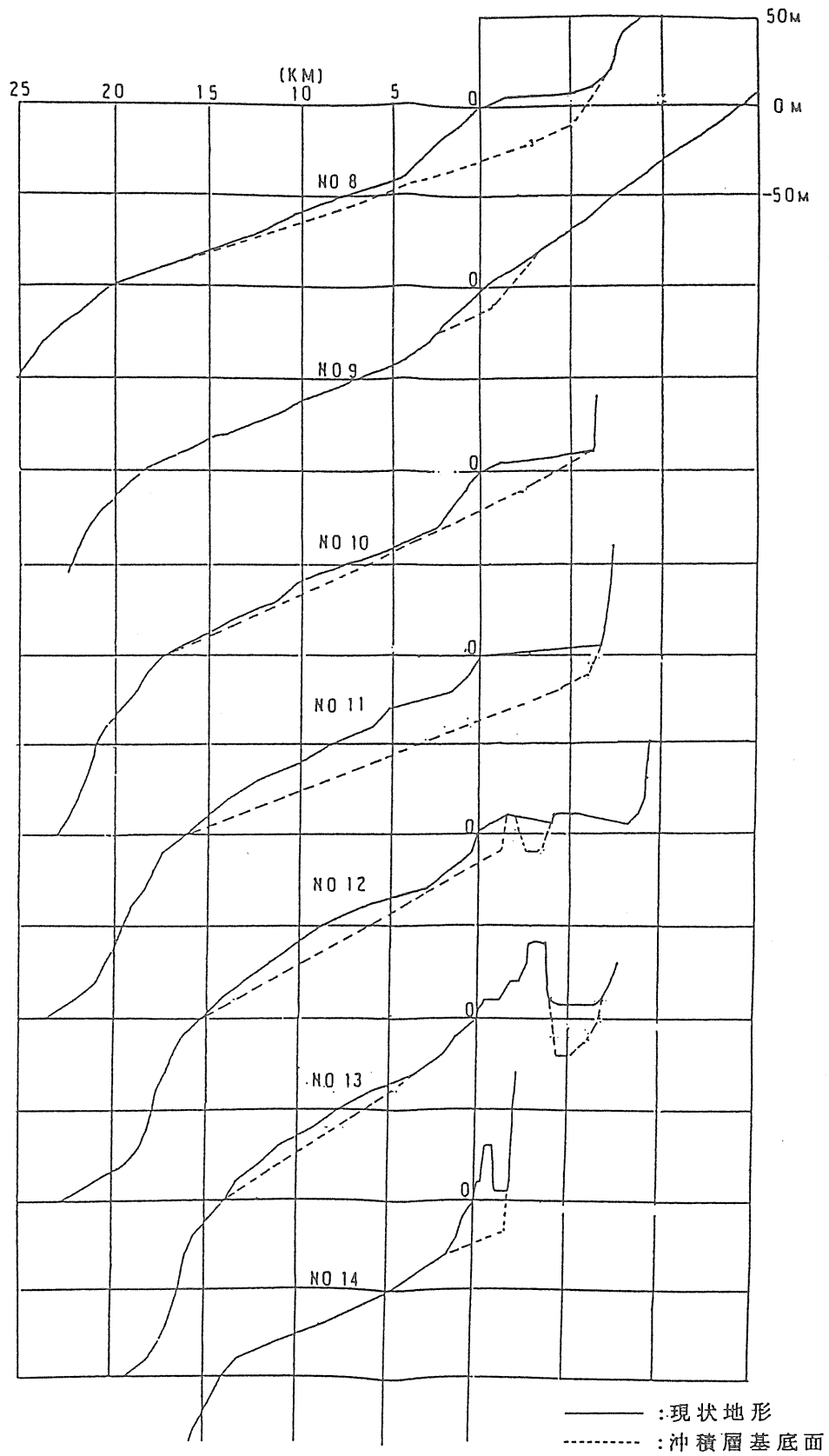


図 2・5 沖積層基底面と現地形の縦断面図

ら手取川流域の平均的な比生産土砂量は $766 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ 、そのうち下流の山地の比生産土砂量は大日川ダムの資料から $360 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ と推定される。この資料から周辺山地流域の比生産土砂量は手取川流域の約 $1/2$ と考え、沖積平野を形成した総流出土砂量 250 億 m^3 のうち手取川の寄与率を 50% として、手取川の年間の流出土砂量を次のように見積った。

- 手取川の平均の年流出土砂量： $250 \times 104 \text{ 万 m}^3 \times 0.5 / 20,000 \text{ 年} = 62 \text{ 万 m}^3/\text{年}$

- 単位面積当たりの流出土砂量： $62 \times 104 \text{ m}^3 / 809 \text{ km}^2 = 773 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$

すなわち、毎年 60 万 m^3 程度の土砂が手取川から海岸部へ流出し、海岸沿いに沖積平野を発達させたと考えられる。それに対して近年における流出土砂量は 2.1 で行った土砂収支の検討結果から、

I 期（昭和25年～昭和36年）： $40 \text{ 万 m}^3/\text{年}$

II 期（昭和41年～昭和54年）： $30 \text{ 万 m}^3/\text{年}$

III 期（昭和55年～平成3年）： $10 \text{ 万 m}^3/\text{年}$

となっている。I 期においても河川工事による河道掘削や砂防事業等が行われており、流出土砂量は自然の状態よりは若干減少していると考えられるのでそれ以前には 60 万 m^3 程度の土砂が海岸部へ供給されていたという結果は妥当なものであると思われる。また、近年人為的な影響で海岸部へ流出する土砂量が顕著に減少していることが理解される。

また、地理学的方法で求めた単位面積当たりの流

出土砂量 $773 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ と最近のダム堆砂資料から求めた比生産土砂量 $766 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ の値は極めて類似しており、興味深い。

以上、地理学的方法で長期間の流出土砂量を推定することが可能であるという一事例を示した。

3. 土砂動態予測モデル

2. で考察したように流域内の土砂動態は砂利採取、ダム建設等の人為的なインパクトによりその影響が長期にわたって下流域へ波及していく。ここでは、このような流域内の土砂移動が把握できるよう土砂動態のメカニズムをモデル化し、上流から河口に至る土砂の一元的管理が可能となる土砂動態の解析モデルを作成する。そしてこのモデルを実扇状地流域に適用し、今後予想される土砂管理上の問題点を明らかにするとともにその改善施策を提案する。

3.1 モデルの構成

図3・1に土砂動態予測モデルの概要を示す。本モデルは、出水時における継続時間中の土砂生産が時系列的に把握できるよう、又生産された土砂が流送形態別に河道内を流下する状況が把握できるよう、以下の観点から構成することとした。

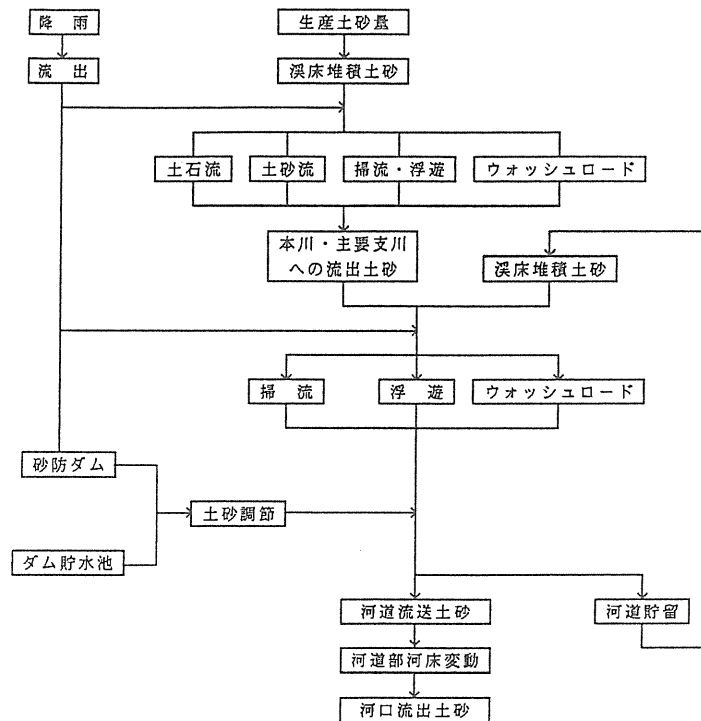


図3・1 土砂動態予測モデルの概要

①小支川から本川及び主要支川へ供給される土砂は、現象を土石流、土砂流、掃流・浮遊、ウオッシュロードの4つに分類して取り扱う。

土石流、土砂流については各々、河床勾配1/4を判定基準として土石流については高橋の式、土砂流については水山の式を用いる。又、掃流砂、浮遊砂については各々、芦田・道上式、レーン・カリンスキの式を用いる。⁶⁾

②本川及び主要支川へ供給された土砂は、掃流砂、浮遊砂、ウオッシュロードの流送形態別に移動を把握することとし、アーマールコート形成、破壊を考慮した粒度構成変化モデルを介した河床変動計算により地点別通過土砂量を算出する。

粒度構成交換モデルを堆積時を例に示すと以下のようになる。

$0 \leq \Delta Z(t+1) \leq Em$ のとき、

$$Pi(t+1) = \left(1 - \frac{\Delta Z(t+1)}{Em}\right) \times Pi(t) + \frac{\Delta Zi(t+1)}{Em} \quad (3.1)$$

ここに、

$Pi(t)$: t時刻における交換層内の粒径 d_i の粒度分布, Em : 交換層厚(m)

$\Delta Z(t)$: t時刻における河床変動量(m), $\Delta Zi(t)$: t時刻における粒径 d_i の河床変動量(m)

すなわち、通過土砂による河床粒径の変化が活発な層を交換層として一定層厚を設定し、この層内でのみ粒径交換を行なうことにより微細粒径の過度の洗掘を防ぎ、アーマールコートの形成、破壊といったプロセスを踏むことにより土砂移動の現象をモデル化した。

図3・2にこの粒度変化計算を介した河道部河床変動計算の手順を示す。同図に示す河床変動計算は、流量時系列毎に不等流計算により算出した水理量を用いて通過断面毎の流送土砂量を算出し、断面内の土砂の堆積及び洗掘量より河床高の算出を行う。

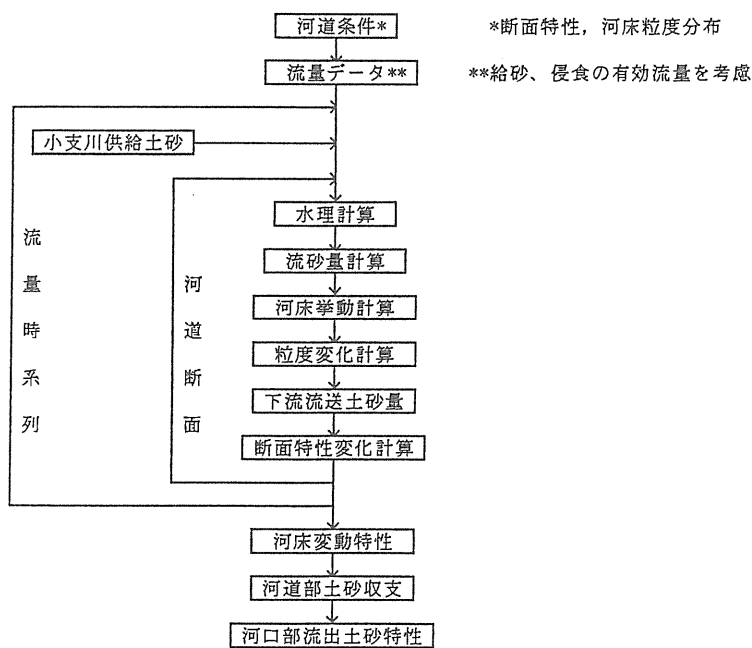


図3・2 河道部河床変動、土砂収支計算手順

河床変動の基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial Zb}{\partial t} + \frac{1}{Bb} \left[\sum_{i=1}^{Nb} \left\{ \frac{1}{1-\lambda b} \frac{\partial (Bs \cdot qbi)}{\partial x} + \frac{Bs(Esi - Dsi)}{1-\lambda s} \right\} + \sum_{i=Nb+1}^{Nd} \frac{Bs(Ewi - Dwi)}{1-\lambda w} \right] = 0 \quad (3.2)$$

ここに、

Zb : 河床高(m), Bb : 河床幅(m), Bs : 流砂幅(m), qbi : 粒径 d_i の単位幅掃流砂量 ($m^3/s/m$)

Esi , Dsi : 粒径 d_i の浮遊砂の河床付近における単位面積当たりの巻き上げ、沈降フラックス (m/s)

E_{wi} , D_{wi} : 粒径 d_i のウォッシュロードの河床付近における単位面積当たりの巻き上げ、沈降フラックス (m/s)
 λ_b , λ_s , λ_w : 掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロードによる堆積物の空隙率

u^*_{wi} : 粒径 d_i のウォッシュロード粒子の浮上限界摩擦速度
 u^*_{di} : 粒径 d_i のウォッシュロード粒子が懸濁できなくなる時の底面摩擦速度 (沈降限界摩擦速度)

上式は、河床材料を混合砂として扱い、粒径階を N_d 組とした内、粒径 $0.1mm$ 以下のウォッシュロード成分以外が N_b を占めるとしている。又、浮遊砂及びウォッシュロードによる河床変動量は侵食速度と堆積速度の差によって決まるとし、各々以下の式で記述する。

・浮遊砂について

$$E_{si} = W_{si} \times C_{ei} \quad (3.3)$$

$$D_{si} = W_{si} \times C_{ai} \quad (3.4)$$

ここに、

W_{si} : 粒径 d_i の沈降速度、

C_{ei} : 粒径 d_i に対する平衡基準面濃度、

C_{ai} : 粒径 d_i に対する平均濃度

・ウォッシュロードについて

$$E_{wi} = 2 \times 10^5 \times P_{bi} \times (u_* - u^*_{wi}) \quad u_* \geq u^*_{wi} \quad (3.5)$$

$$D_{wi} = W_{si} \times C_{ai} \quad u_* \leq u^*_{di} \quad (3.6)$$

ここに、

u^* : 摩擦速度、

P_{bi} : 粒径 d_i のウォッシュロード粒子の河床での含有率

3.2 計算結果

3.2.1 モデルの再現性

モデルの運用は、前述した手取川流域を対象に行う。検証に際しては、手取川ダム湛水開始後の昭和54年から平成3年までの13年間を対象期間とし、縦横断測量結果が存在する下流河道区間の河床変動量との比較を行った。

図3・3に下流河道区間0kmから16kmにおける13年間の河床変動量と計算結果との比較を示す。手取川の下流河道区間は昭和35年以降についてみると毎年150~200万 m^3 の砂利採取が行われていたが近年は実施されていない。このため、河床高は若干上昇傾向にあるといわれているが同図に示すように区間平均的にみると昭和54年時点の河床高にまでは回復していない。図中○印で示す13年間の河床変動量の実績を実線で示す計算結果と比較すると10km地点、14km地点にみられるように1.5~2mといった大きく変動量が異なる地点も存在するが縦断方向の変動傾向は概ね再現できるとわかる。

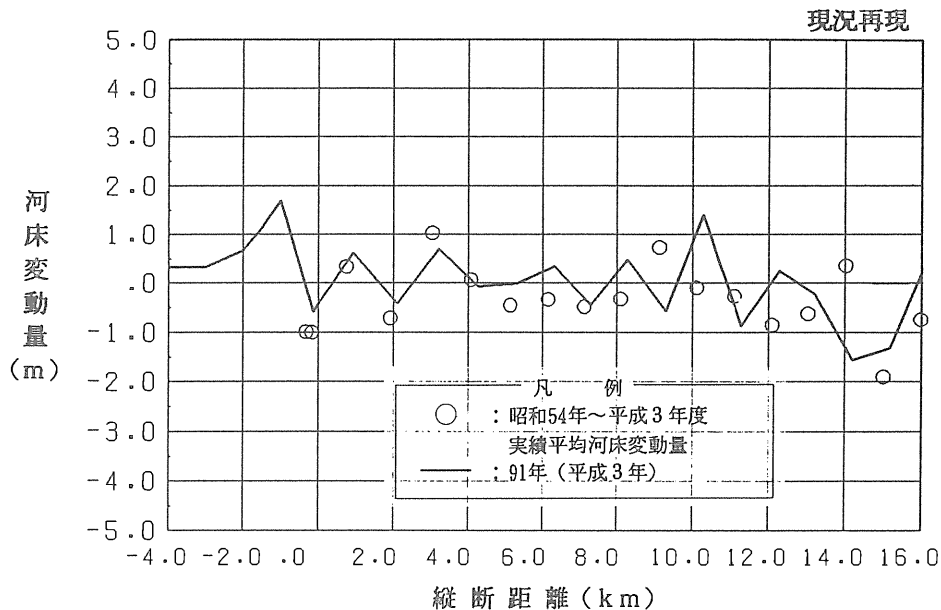


図3・3 河床変動量の比較

3.1で述べたように、本モデルは河床高の算出と同時に河床の粒度構成の変化、計算断面毎の通過土砂量を流送形態別に算出している。図3・4には一例として3km地点における河床の粒径分布の変化を、図3・5には流送形態別の通過土砂量を掃流砂、浮遊砂に分けて表示している。図3・4にみられるように、河床材料の粒度構成はダム建設後の13年間に於いて粗粒化の傾向を示していることがわかる。又、図3・5に示した通過土砂量についてみると支川の尾添川からの流出土砂量は本川合流後、30km付近の溪谷部に堆積し、本川下流の河道区間へは流送されにくい傾向にあることがわかる。

手取川の改修計画を考えていく上では、河床の安定性と同時に植生、生態系にも配慮した川づくりといった観点から河床を構成する材料の保全も重要な要素となりうる。河床高については砂利採取の規制により採取前の状態に回復しつつある傾向がうかがえるものの河床の粒度構成についてはダム建設後、下流域への供給土砂量が減少していることを考えれば今後、ますます粗粒化が進行することが予想される。以下では本モデルを用い、ダム建設により下流河道の土砂環境がどのように変化したかを分析することにより、新たな事業提案の方向を見いだすこととする。

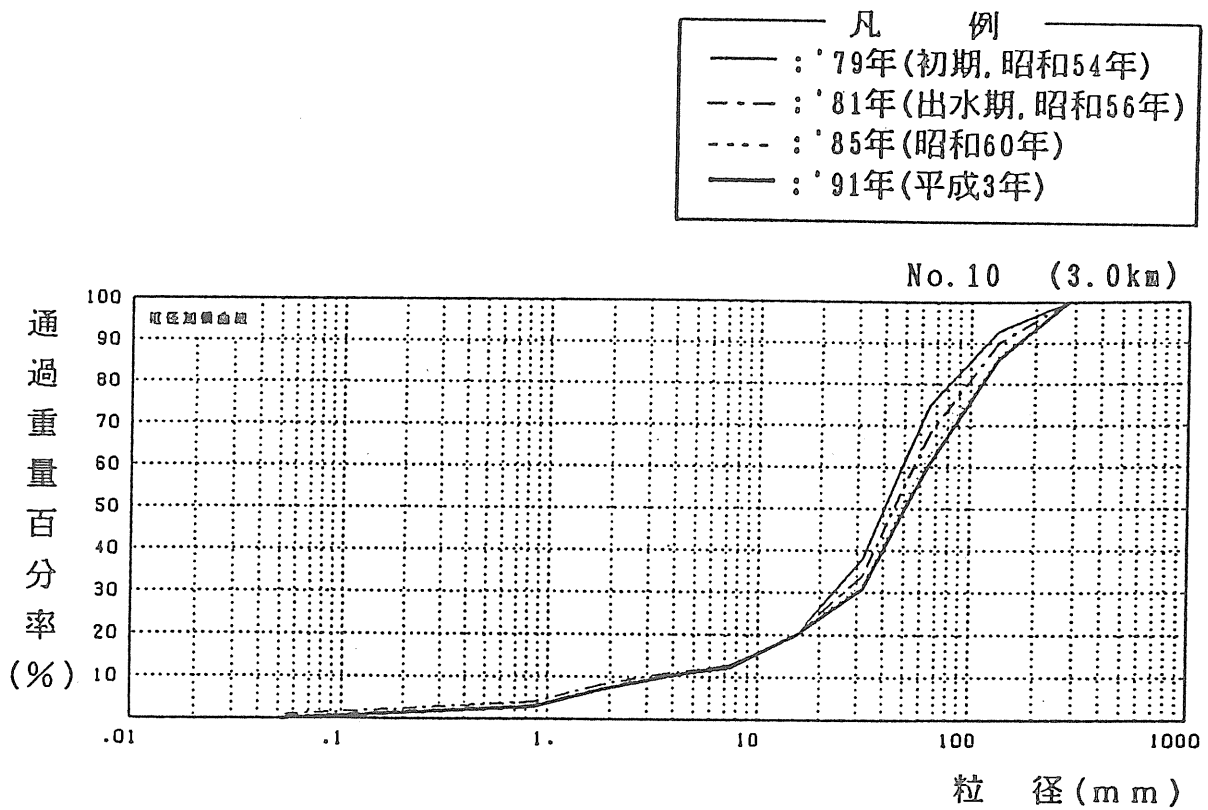


図3・4 河床材料の粒度分布の変化

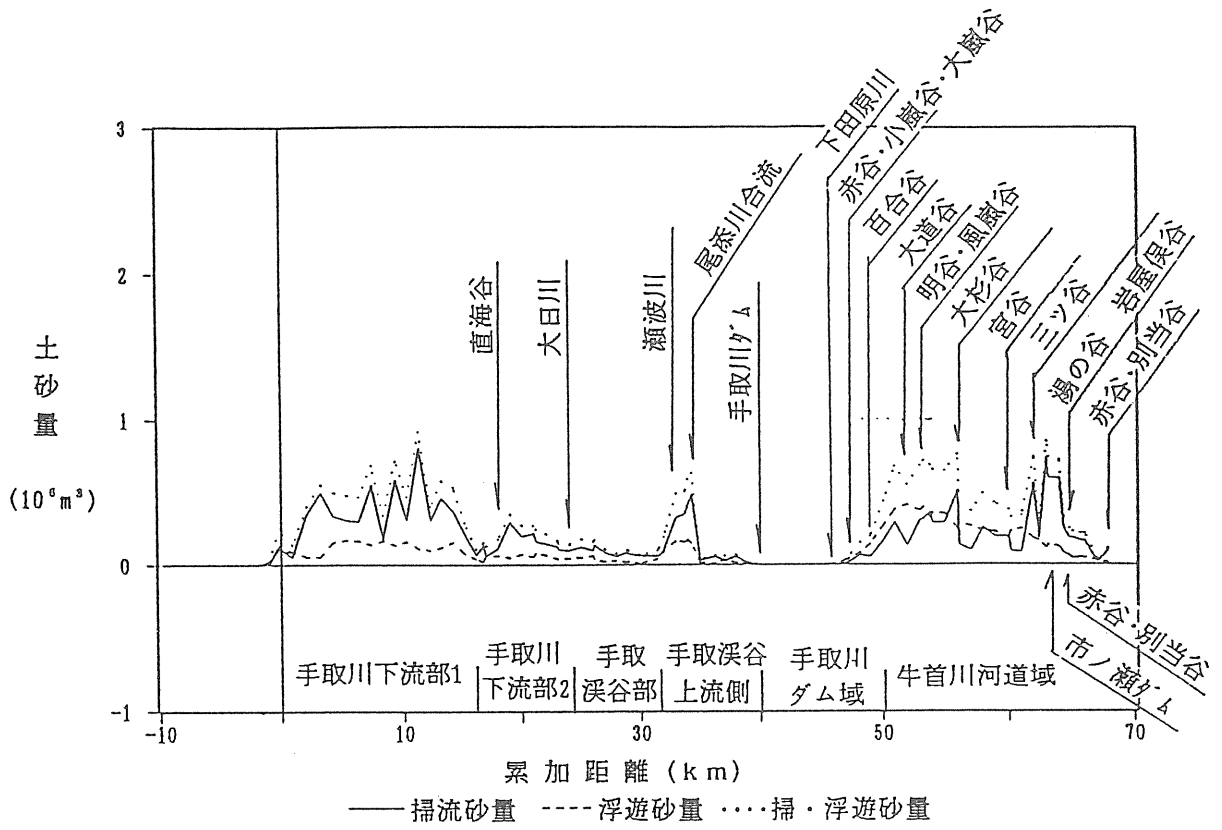


図 3・5(1) 通過土砂量の縦断変化 (手取川本川)

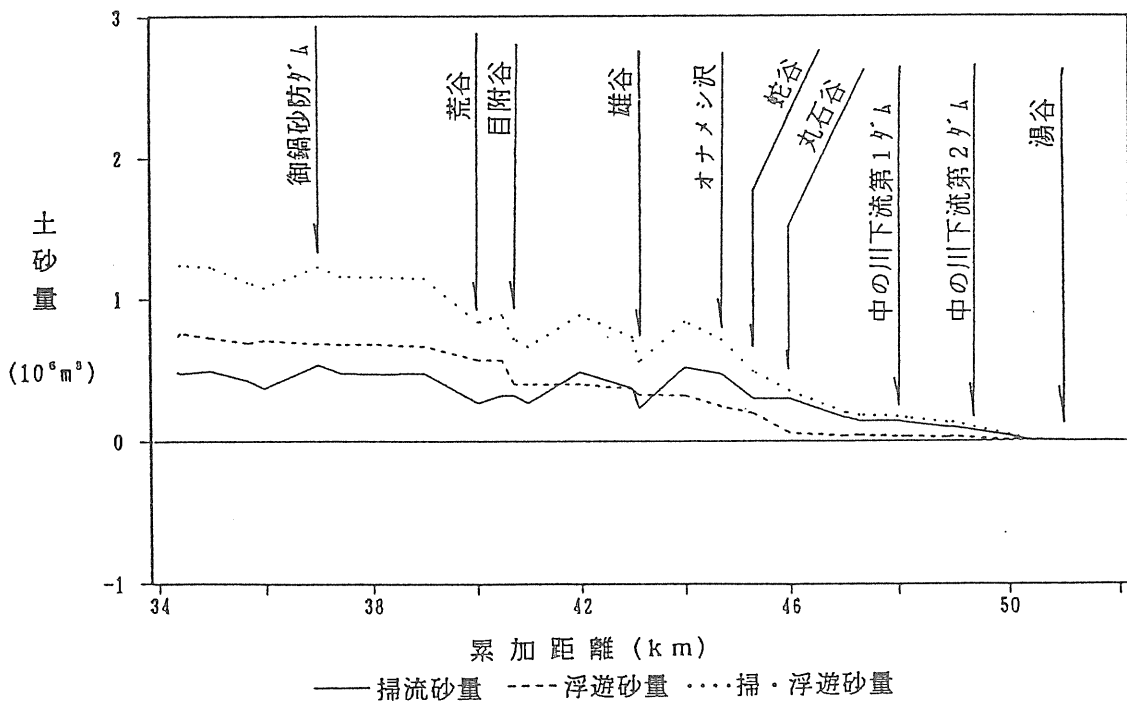


図 3・5(2) 通過土砂量の縦断変化 (支川尾添川)

3.2.2 新規事業の方向性

図3・6に手取川ダム建設前の状態を想定して行った流出土砂量の計算結果を示す。対象とした期間はダム建設による流出土砂量の変化が容易に比較できるよう、前節3.2.1と同じ期間の13年間とした。但し、流況についてはダム調節量を自然流況に換算している。図中の実線と破線との差を比較すると3km~10kmの河道区間についてはダム建設による供給土砂量の減少が一様に下流河道の通過土砂量の減少に伝播しており、河床高の変化に与える影響は少ないことがわかる。しかしながら、3km下流区間に至ると実線と破線との差に変化が現れ、通過土砂量の減少が河口部の河床高の変化となって現れる。これは、河口部においては毎日の潮位変動により規則的な流況を呈しており、上流河道からの供給土砂量の大小にかかわらず掃流能力に見合った土砂量のみが海岸部へ流出され、これを越える上流からの供給土砂量については順次、河口部に堆積していくためと思われる。この堆積土量の概ねの値を試算するために表3・1には0kmと3km地点を取り出し、両地点における通過土砂量の値を表示している。河床を構成する土砂分として掃流砂及び浮遊砂を対象に年間の堆積土量を算出するとダム建設後は2.6万 m^3 であり、ダムなしの場合(5.5万 m^3)に比べると半分程度に減少している。

安定な川づくりという観点からは河床高の変化は少ない方が望ましく、手取川下流河道はそういった意味では近年安定化の傾向にあるが、図3・6にみられるように海岸部への流出土砂量すなわち0km地点における通過土砂量については上流河道からの供給土砂量の減少にともなって同様に減少の傾向を示している。過度の供給土砂量は河口部での堆積を助長し、決して望ましいことではないが、供給土砂量の抑制が海岸部への流出土砂量を減少させることも明らかとなった。このため、河道計画の策定に際しては計画断面毎の通過土砂量を事前に試算し、過大な河床変動が生じないよう断面緒元を見直すとともに併せて適切な土砂供給が可能となるよう新たな砂防計画が必要と考えられる。

以上、供給土砂量の変化が河床変動、海岸部への流出土砂量に与える影響について考察してきたが、量的な変化は河床の粒度構成にも変化を与え、前掲図3・4に示したように50%粒径にして40mmから50mmへと粗粒化の傾向を示している。このため、供給土砂量の評価に際しては前述の河道の安定性という観点からの量的な検討と同時に植生、生態系にやさしい河床材料の維持・保全といった質的な観点からの検討も重要であり、選択的に砂分を供給できる透過型の砂防ダム、土砂バイパス等の設置が効果的な事業としてあげられる。

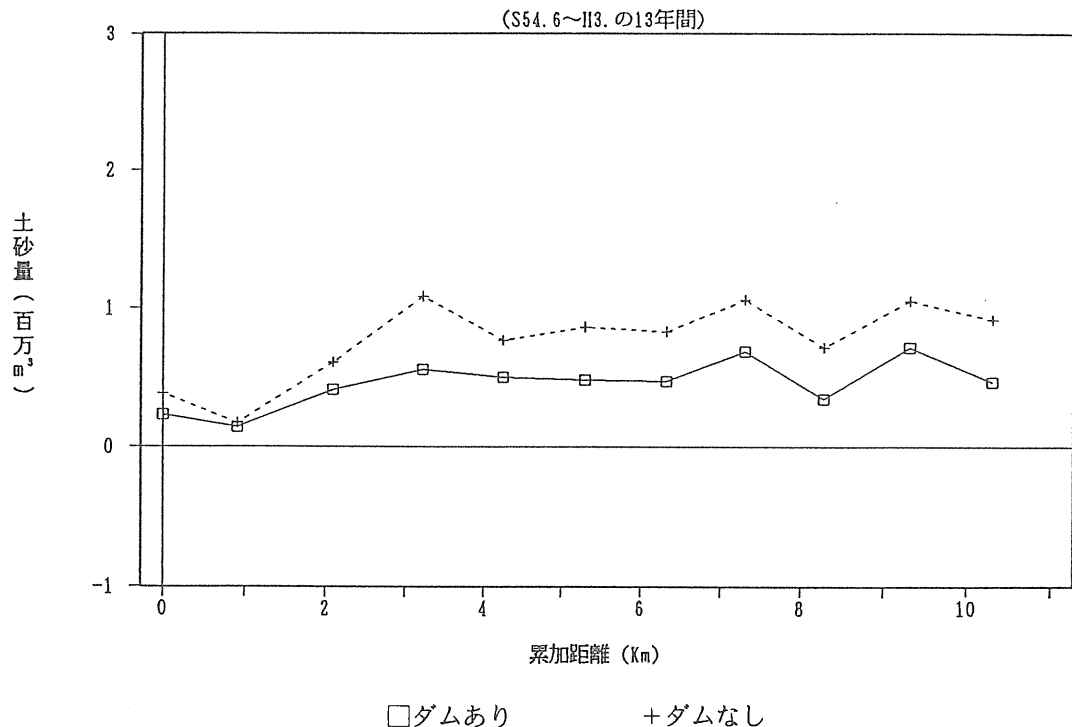


図3・6 通過土砂量縦断変化の比較 (掃流砂、浮遊砂)

表 3・1 通過土砂量の比較

単位：万 m^3 ；（ ）内は万 m^3 /年

0.0km地点	掃流砂量	浮遊砂量	掃流・浮遊砂量	wash load量	総量
1)再現計算	11	11	22(1.7)	366	388(29.8)
2)手取川ダムがない場合	18	20	38(2.9)	579	617(47.5)
3.0km地点	掃流砂量	浮遊砂量	掃流・浮遊砂量	wash load量	総量
1)再現計算	50	6	56(4.3)	368	424(32.6)
2)手取川ダムがない場合	97	12	109(8.4)	582	691(53.2)

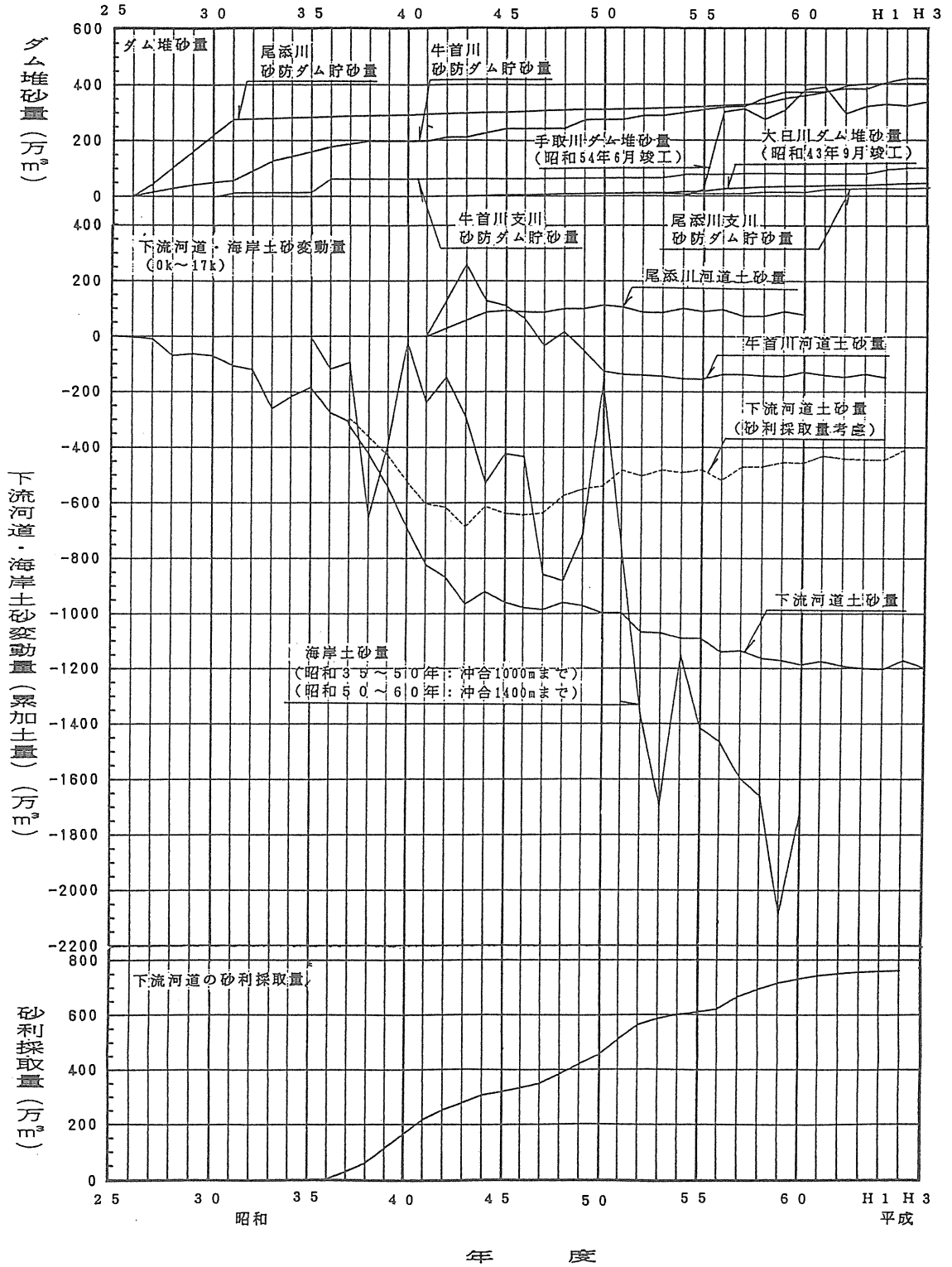
4. おわりに

参考文献

本稿では、昨今の河道計画がかかえる問題点の1つとして河道の安定性、河床材料の保全をとりあげ、流域内の土砂管理の必要性を事例分析を通して検証した。作成した土砂動態の解析モデルについては現象のモデル化の問題ならびに運用にあたっての使用データの収集、精度等、今後検討すべき課題も残っているが、今後他の流域での事例を通して改善していきたいと考えている。

- 1) 河川審議会(1995)：「今後の河川環境のあり方について」。
- 2) 建設省中部地方建設局河川計画課(1983)：水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検討。
- 3) 小俣篤、芦田和男他(1993)：手取川流域のマクロ的な土砂収支、第48回土木学会年次学術講演会。
- 4) 兎野義夫(1992)：北陸の丘陵と平野、URBAN KUBOTA No.31, pp48～55。
- 5) 建設省金沢工事事務所(1985)：金沢工事事務所治水事業のあゆみ。
- 6) 土木学会(1993)：水理公式集。

《参考》



図A ダム堆砂量、河道・海岸土砂変動量、砂利採取量の経年変化

2. 斜め棧粗度による側岸浸食の抑制手法に関する研究

吉川秀夫*・関根正人**

要 旨

河川湾曲部外岸付近の深掘れによる側岸浸食を抑制する手段として、「斜め棧粗度」と名付けた棧粗度を流路外岸側壁に設置し、河床深掘れの原因である遠心力による二次流を積極的に制御する方法を提案した。斜め棧粗度を設置することでより生じる流れ場の特性について明らかにし、また、本方法を実用化する上で必要となる最適配置法についての検討も加えた。さらに、湾曲水路における移動床実験を行って、環境上も治水上も望ましいと考えられる横断面形状、すなわち、もっとも洗掘を受ける深掘れ部を側岸から離し、深掘れ部が流路中心軸付近に生じるような断面形状を、本方法により創造できることを示した。

1. 序論

蛇行河川の湾曲部外岸付近では、遠心力に伴う二次流の作用のため、河床の深掘れが生じ、側岸が侵食を受ける危険にさらされる。これを防ぐために、従来より問題となる地点付近の側岸に護岸ブロックを貼り、あわせて根固めをするなどの対策が講じられてきた。しかし、これは問題の主たる原因である二次流をそのままにして、結果としての侵食を防ごうとするいわば受け身的な対策といえよう。この場合、湾曲部の水あたり部の移動に伴い、護岸ブロックの追加設置が必要となるばかりか、河床の深掘れの結果として既設のブロックの根元が水流にさらされ、護岸が破壊されることもあり、護岸工を維持すること自体が容易ではない。また、近年、河川の景観や水辺の動植物を含めた環境の改善が見直されるようになり、住民の生活に密着した多自然型の河川空間を創造していこうとする傾向にあることから、このような過度に人工的な護岸処理あるいは水路の直線化は好ましいものとは言い難い。

このような観点から、近年、護岸により側岸の耐浸食性を増すという受動的な対策ではなく、流れそのも

のを制御することにより局所洗掘や側岸浸食を軽減しようとする研究が進められている。

例えば、Odogaard¹⁾ や福岡ら²⁾ は、湾曲部の河床上にベン工を設置することを提案した。これは、河床近傍の主流の方向を制御するとともに、土砂の移動方向を直接調節することにより、湾曲部外岸付近からの土砂の流出を抑え、深掘れを抑制しようとするものである。

これに対して、吉川・関根・井田ら^{3),4),5),6)} は、湾曲部外岸の壁面上に、上端が下流側に向くような棧粗度を設置すると、水面付近では棧粗度を設置した側岸から対岸に、また、底面付近ではその逆を向いた二次流が人工的に生成され、これが局所洗掘の抑制に有効であることを示し、これを利用した対策方法について検討を進めている。このように設置された棧粗度を、「斜め棧粗度」と呼ぶことにする。斜め棧粗度を湾曲部外岸側面に設置すると、湾曲部に特有の遠心力により生成される二次流とは逆向きの二次流が生成されるため、この二つの二次流セル同士を干渉させれば、局所洗掘の原因となる下降流の生じる位置を、側岸付近から水路中央部へ移動させる⁷⁾ ことが可能となる。なお、湾曲部における断面形状としては、側岸を水流から防御し、かつ、河川によっては舟運の利便をも保証するものでなければならないことから、単に外岸部の局所洗掘を抑制するだけではなく、水深が大きな位置（深掘れ部）を流路中心軸付近に移動させることが望ましいと考える。

本論文では、棧型粗度を側岸に斜めに設置した場合に生成される二次流や、これに伴い生じる流れ場の構造の変化について、詳細な検討を行い、その基礎的な特性を明らかにする。また、斜め棧粗度を湾曲部外岸に設置した場合に生じる流れ場の変化を明らかにし、斜め棧粗度の設置に伴い、湾曲部の河床形状が如何に改善されるかを明らかにする。さらに、斜め棧粗度を用いた本方法を実用に供する上で必要となる「斜め棧粗度の最適配置方法」に関する考察を加えた。すなわ

*吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川管理総合研究所 所長

**関根 正人 早稲田大学助教授 理工学部土木工学科

ち、棧粗度の大きさや設置間隔（あるいは密度）、流れのアスペクト比等の変化に伴い、生成される二次流の強度が変化することから、もっとも効率よく必要とする強度の二次流を生成させる方法について検討した。

なお、この斜め棧粗度による方法は、主に湾曲部の局所洗掘を軽減することを念頭において開発されてきたが、これを有効に利用できる他の例として、次のような場合が考えられる。すなわち、流路法線形が直線の河川であっても、これに支川が合流する場合には、合流点の直下流部に土砂が堆積し、河川の疎通能力を低下させることが知られているが、この問題に対しては、堆積が生じる対岸側壁に斜め棧粗度を設置することで、堆積土砂を除去できるものとする。このように、蛇行河川以外にも本方法の適用が考えられる。

2. 実験概要

本研究では、大きく分けて以下の2点に関する実験的検討を行った。

第一に、流れ場の特性を明らかにする目的で、直線および一様湾曲水路において「固定床実験」を行った。まず、斜め棧粗度により生成される流れ場の特性を詳細に検討するために、直線水路の右岸側壁に斜め棧粗度を設置し、表2・1に示すような一連の系統的な実験を行った。実験には、主に、全長15m、幅93cmの木製長方形断面水路(水路 A)、および全長15m、幅20cmのアクリル製長方形断面水路(水路 B)の二本の水路を用いた(図2・1参照)。斜め棧粗度としては、正方形断面の角柱を用いることにし、その大きさを数通り変化させている。実用性を考慮に入れると、設置

する棧は小さいことが望ましいが、本研究では、最小の棧として水路幅の1/100の大きさのものを用いている。棧粗度は、図2・1に示すように、棧の上部を角度 α だけ下流側に傾けて設置する。設置角度 α については、原則として45°としたが、この角度の違いによる流れの特性への影響についても検討した。棧粗度の場合には、粗度要素の高さの約10倍の間隔に設置した場合に、流れに及ぼす抵抗(相当粗度高さ)が最大となることが知られており⁷⁾、斜め棧粗度の場合にも、同一の棧の密度で設置した場合に、二次流がもっとも効率よく生成されることが予想される。そこで、本研究では、棧の設置間隔を原則として棧の高さの10倍とし、この間隔が変化した場合の影響についても合わせて検討した。対象とする流れのアスペクト比については、3~6程度とし、これを越えるアスペクト比を持つ流れについては、測定装置と精度との関係から実験の対象外とした。また、側岸が傾斜したことによる影響を明らかにするため、長さ9m、幅40cm、斜面の傾斜角度45°の台形断面水路(水路 C)を用いた実験も行っている。

次に、図2・2に示すような中心曲率半径1m、水路幅20cm、湾曲角度270°の一様湾曲水路を用いた「固定床実験」を行った。水路の外岸側壁には、湾曲部全区間にわたって、上部を流下方向に45°傾けて、斜め棧粗度を設置した。この実験的検討を通して、水路曲率に起因して生じる二次流が、斜め棧粗度により生成される二次流によって、如何に制御されるかを明らかにした。実験条件は、表2・2に示す通りである。

表2・1 直線水路における実験概要

RUN	Q (l/sec)	h (cm)	k (cm)	λ (cm)	α (deg.)	δ_z (cm)	Γ_z (cm ² /sec)	Flume
R1	78.0	26.6	3.0	30.0	30	0	824	A
R2	76.0	21.5	3.0	30.0	30	0	754	A
R3	90.0	17.3	3.0	30.0	30	0	830	A
R4	80.0	16.7	3.0	30.0	30	0	685	A
R5	59.0	30.5	3.0	30.0	30	12	606	A
RV	78.0	26.6	3.0	30.0	0	0		A
S1	2.9	3.15	0.2	10.8	45	1	54	B
S2	2.5	3.15	0.5	10.5	45	1	51	B
S3	2.7	3.10	1.0	10.0	45	1	93	B
S4	2.9	3.15	0.2	21.8	45	1	28	B
S5	2.6	3.10	0.2	5.3	45	1	66	B
S6	2.6	3.15	0.5	10.5	60	1	63	B
S7	2.6	3.15	0.5	10.5	30	1	68	B
T0	30.0	21.5		No Squared Bars				C
T1	19.0	22.0	3.0	30.0	30	0	263	C
T2	30.0	22.2	3.0	30.0	30	0	434	C
T3	38.0	22.0	3.0	30.0	30	0	529	C
T4	50.0	19.1	1.4	30.0	30	0	314	C
T6	36.0	19.0	1.4	30.0	30	0	425	C
T7	48.0	17.5	1.4	30.0	30	0	430	C
T8	34.0	19.0	1.4	15.0	30	0	629	C
T9	42.0	18.5	1.4	15.0	30	0	783	C
T10	20.0	19.1	1.4	7.5	30	0	419	C
T11	39.0	19.1	1.4	7.5	30	0	838	C
TV1	30.0	22.0	3.0	30.0	0	0		C
TV2	50.0	22.0	3.0	30.0	0	0		C

表2・2 一様湾曲水路における実験概要

RUN	Q (l/sec)	h (cm)	k (cm)	λ (cm)	α (deg.)	δ_z (cm)	Γ_z (cm ² /sec)	Bed condition
N	2.50	4.60		No Squared Bars			-249	Fixed
A	2.50	4.40	0.5	10.5	45	1.0	101	Fixed
B	2.50	4.50	0.5	5.0	30	1.0		Fixed
C	4.10	5.60	1.0	10.0	30	1.0		Fixed
D	2.50	3.30	0.2	26.5	30	1.0	53	Fixed
E0	2.90	3.15		No Squared Bars				Movable
E1	2.50	31.5	0.5	5.0	0	0.5		Movable
E2	2.70	3.10	0.5	5.0	45	0.5		Movable
F0	2.90	3.15		No Squared Bars				Movable
F1	2.60	3.10	0.5	5.0	0	0.5		Movable
F2	2.60	3.15	0.5	5.0	45	0.5		Movable
F3	2.60	3.15	1.0	10.0	45	0.5		Movable
G0	30.0	21.5		No Squared Bars				Movable
G1	19.0	22.0	1.0	10.0	45	1.0		Movable
G2	30.0	22.2	1.0	10.0	45	0.0		Movable

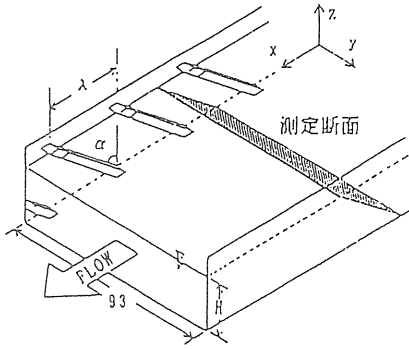


図 2・1 直線水路の概要(水路 B)

上記の固定床実験における流速の計測には、X型熱膜流速計を使用し、二次流ベクトルをはじめ、乱れ強度・レイノルズ応力等の分布特性を明らかにした。なお、流速の計測断面は、原則として、棧と棧の中央の位置において棧と平行にとった断面内で行った。以下に示す計測結果としての流速横断分布図等は、測定結果を鉛直面内に投影して描いたものである。なお、計測断面では、流れ場が平衡状態に達しており、底面および側壁からの境界層が十分に発達していることを確認してある。

第二に、上記の一様湾曲水路に、粒径2mmの樹脂製ビーズ(比重 1.4)を5.5cmの厚さに平坦に敷き詰めした後、「移動床での実験」を行った。ここでは、定常に達した状態における水路床形状を調べることを目的とする。そこで、河床形状が定常状態に達したと判断される時間まで、上流からビーズの補給を行いながら通水し、止水後に河床形状をポイントゲージを用いて測定した。なお、棧粗度の下端を、移動床に近づけて設置すると、棧の下端付近に局所洗掘が生じることがわかっている。そこで、固定床ならびに移動床実験のいずれについても、棧の下端を床面から上方へ離して設置する必要がある、この点についての検討も加えている。

本論文で用いる座標系は、図 2・1 に示す通りであり、流下方向にx軸、横断方向にy軸、鉛直上向きにz軸をとり、y及びz軸の原点を底面と側壁の交点としている。また、各方向の平均流速をu, v, wとした。

3. 斜め棧粗度により生成される流れ場の特性

3.1 流れの基礎的特性

斜め棧粗度を設置することにより生成される流れ場

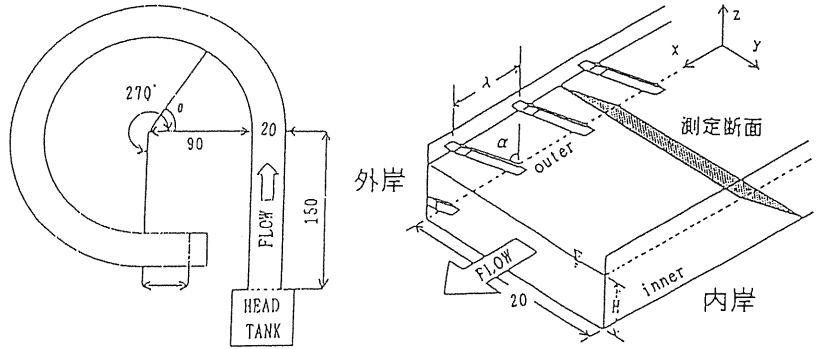


図 2・2 一様湾曲水路の概要

の特性を、典型的な結果に基づいて示す。RUN S2の場合の二次流ベクトル(矢印の大きさは断面内平均流速に対する二次流ベクトルの大きさを表す)および下段に時間平均主流速分布(断面平均流速との比)は図 3・1 に示す。これより次のことがわかる。

1. 斜め棧粗度を設置した右岸付近で上昇流が、左岸付近で下降流が生じ、反時計回りの二次流セルが形成される。
2. 棧の存在および二次流による運動量輸送の結果として、主流速は棧粗度が設置してある右岸側水面付近で減速し、また、断面内最大流速が生じる位置は左岸側へシフトする。この傾向は、後述するように、棧粗度の効果が顕著になるにつれて強まり、最大流速位置が水面下になることもある。

なお、棧を側岸に鉛直配置した場合には、顕著な二次流は計測されなかった。

図 3・2 には、斜め棧粗度を設置する側岸が傾斜した場合の検討のために台形断面水路において測定した流速分布の一例(RUN T2)を示した。断面形の違いによる流れ特性の定量的な検討については必ずしも十分とはいえないが、両者間の定性的な相違点は見受けられない。そこで、以下では、原則として長方形断面水路における結果を基に議論を進めるが、装置の制約から、台形断面水路における結果のみに基づいて検討している部分もある。

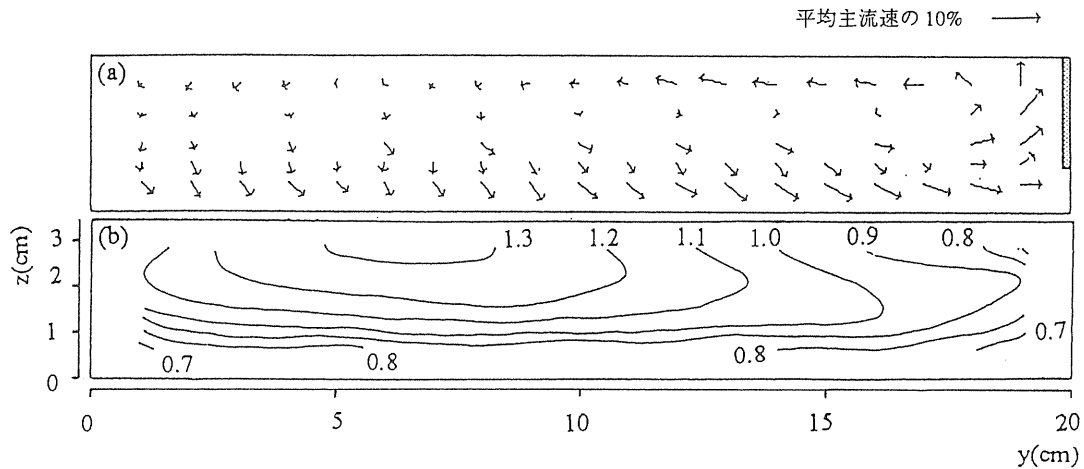


図3・1 斜め棧粗度により生成される流れ場の特性(RUN S2)

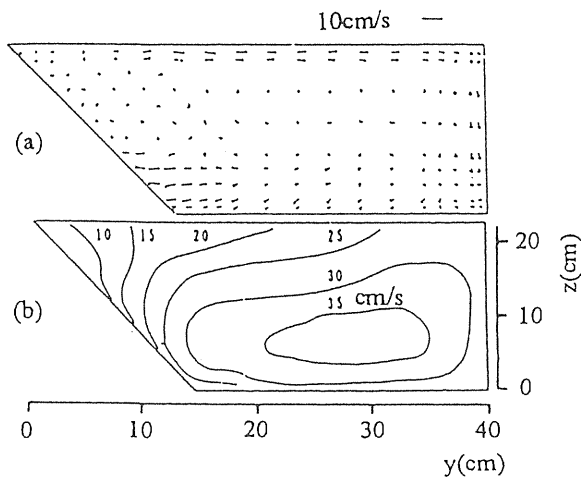


図3・2 台形断面水路における測定結果

3.2 斜め棧粗度による二次流の生成過程

斜め棧粗度による二次流の生成過程について、RUN R2の結果を基に説明する。RUN R2の場合には、斜め棧粗度を30cm間隔に設置してあるが、このもっとも上流側に設置された棧の15cm上流側の断面番号をNo.B₀とし、断面No.B₀から30cmおきの棧と棧の中央の断面の番号をNo.B₁, B₂, B₃……と名付ける。実験では、棧と平行にとった各断面で流速測定を行い、断面内の流れがもつ循環を算出した。その結果が図3・3である。図3・3(a)はy軸(水路横断方向軸)まわりの循環 Γ_y の大きさの、また、図3・3(b)はx軸(流れ方向軸)まわりの循環 Γ_x の大きさの、x方向の変化をそれぞれ示している。これらの図より、次のことがわかる。すなわち、斜め棧粗度の設置位置より上流側では、境界層が十分に発達しており、鉛直方向には対数分布

則に従うような鉛直構造をもつ。そこで、棧粗度の設置区間の入り口では、比較的大きな Γ_y をもつことになるが、この値は棧粗度間を通過するにつれて小さくなっていく。これに対応する形で、棧粗度間を通過するにつれて二次流が発達し、循環 Γ_x の絶対値が大きくなっていく。この関係を定量的に比較するため、循環 Γ_y の変化量 $\Delta \Gamma_y$ と循環 Γ_x の変化量 $\Delta \Gamma_x$ との関係を調べると、図3・3(c)のようになる。ここに、 $\Delta \Gamma_y$ および $\Delta \Gamma_x$ は、任意の断面における循環の値と、棧粗度設置区間の入り口(断面 No.0)における値との差の絶対値をそれぞれ表している。この図より $|\Delta \Gamma_y|$ と $|\Delta \Gamma_x|$ が近い値をとっていることは興味深い。この結果の解釈として、主流速の鉛直方向分布に起因する循環が、斜め棧粗度の間を通過するにつれて、横断面内の循環へ変換されたと考えることができ、しかも、その変換効率は比較的高いと考えられる。(循環量としてはほとんど保存されて、循環軸が90°曲がっていくものと見てよい。) このことから斜め棧粗度により横断面内に二次流を作るためには、数本程度の棧粗度を目標地点より上流に設ける必要があることが判る。

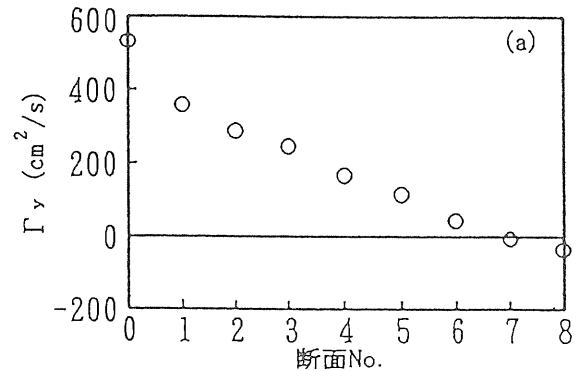


図3・3 二次流の生成過程

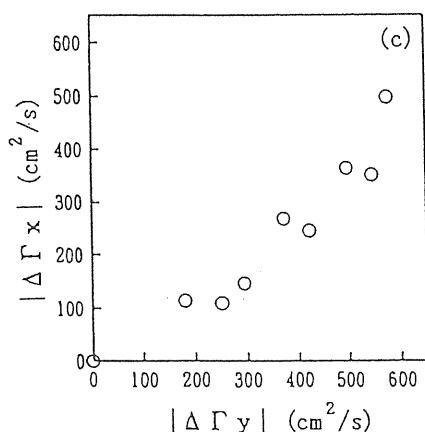
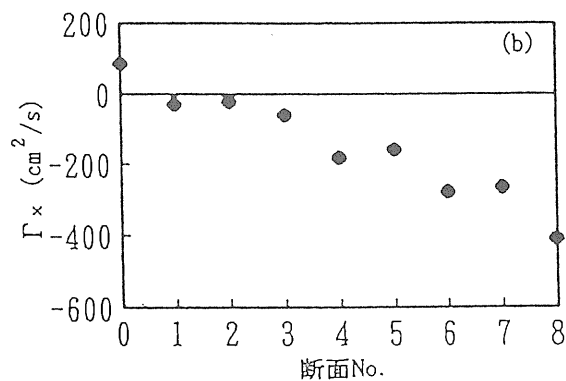


図3・3 二次流の生成過程

3.3 斜め棧粗度の最適配置に関する考察

斜め棧粗度により生成される二次流を制御する上で重要なパラメータを示し、これが変化することに伴い生じる流れ場への影響を検討し、棧粗度の最適配置法について調べてみる。二次流に関するパラメータは、主速流、棧粗度の高さ κ 、棧粗度の長さ l 、設置密度 λ/κ 、設置角度 α などである。流れに関しては、棧粗度を設置しない場合と同様、流量とアスペクト比によって特性を異にするが、ここでの検討はアスペクト比を $B/h=6$ 程度に固定し、一定流量を通水した。

3.3.1 棧粗度の設置密度

図3・4は、棧粗度の高さおよび設置角度を一定にして、棧粗度の設置間隔 λ のみ変化させた場合の流速場の変化を表している。図3・4(a)には、二次流ベクトルを比較した結果を示した。ここでは、2mmの棧粗度を用い、 λ を218mm(棧粗度高さ κ の109倍;RUN S4)、108mm(同54倍;RUN S1)、53mm(同26.5倍;RUN S5)と変化させている。生成される流れ場に定性的な差異はないが、定量的には、設置間隔が大きくなるほど生成される二次流の強さが弱まることわかる。具体的には、各RUNにおける二次流ベクトルの大きさの最大値が、それぞれ断面内平均主流速の5%、7%および9%程度であった。また、これをx軸回りの

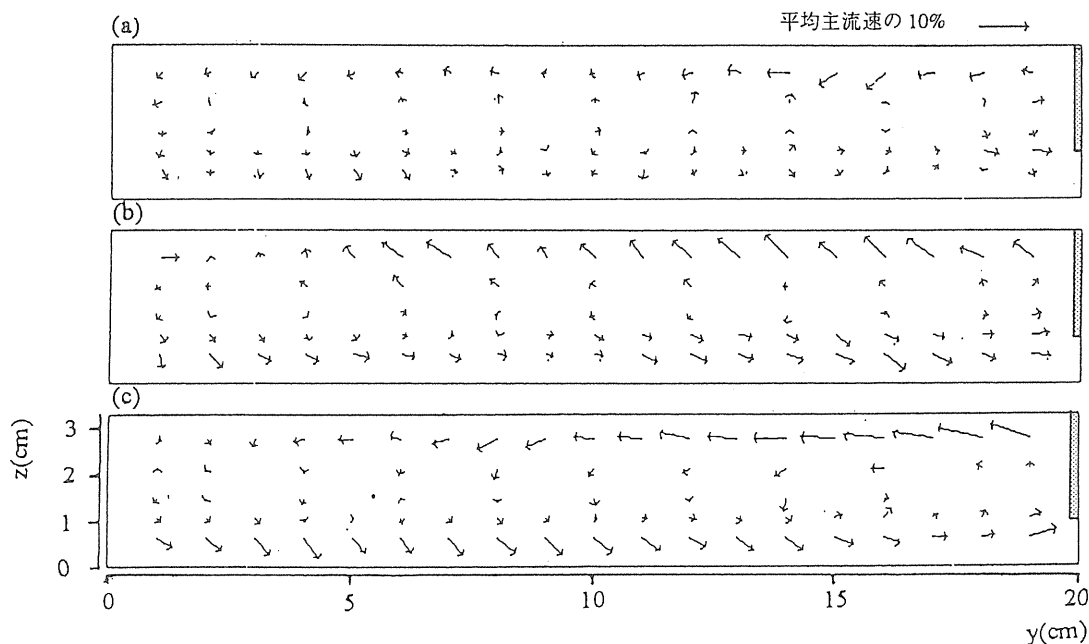


図3・4 斜め棧粗度の設置密度に伴う二次流ベクトルの変化 : (a) $\lambda = 218(\text{mm})$ (RUN S4), (b) $\lambda = 108(\text{mm})$ (RUN S1), (c) $\lambda = 53(\text{mm})$ (RUN S5)

循環 Γ_x の値で比較すると、28, 54, 66 (cm²/sec)であった。なお、これに対応する主流速分布は、間隔 λ を減少させるにつれ、粗度の設置された右岸側の水面付近の減速域が広がり、最大流速の生じる位置が左岸側にシフトする。

以上は、棧粗度の設置間隔を比較的大きく設定した場合の検討結果であるが、一般に、棧粗度を設置することによる流れの抵抗の増加量は、棧粗度高さの10倍程度の間隔に粗度を設置した場合に最大となることが知られている⁷⁾。そこで、斜め棧粗度の場合にも、設置間隔が上記の値付近で、もっとも効率よく二次流が生成されることが予想される。この予想を裏付けるために、つぎのような比較検討を行った。すなわち、棧粗度の大きさを $\kappa = 1.4\text{cm}$ と固定し、棧粗度の設置間隔および流量を変化させた一連の実験を行い、それに伴う循環 Γ_x の値を変化を求めた。ここで検討に用いたのは、斜め棧粗度の設置間隔 λ をそれぞれ、7.5cm(棧粗度高さ κ の5倍;RUN T10, T10), 15cm(同11倍;RUN T8, T9), 30cm(同21倍;RUN T5~T7)とした測定結果である。まず、各ケースの二次流ベクトルの最大値については、それぞれ断面平均主流速の33%, 29%, 23%であった。また、循環 Γ_x と単位幅流量 q との関係を調べると、図3・5(a)のようになり、間隔 λ が粗度高さの5倍および11倍の時には顕著な差は見られないが、21倍になると Γ_x は著しく減少し、生成された二次流の循環 Γ_x の比は、2.0: 1.5: 1.0程度であった。このことは、棧の設置密度を大きくしても、それに比例して Γ_x が増大するわけではなく、もっとも効率よく二次流が生成されるのは、 $\lambda/\kappa = 10$ 程度であることを示唆するものと考えられる。

3.3.2 棧粗度の高さ

棧粗度の高さ κ のみを変化させた場合の流速場の変化を調べるため、2.0, 5.0, 10.0mmの棧粗度を用い、設置間隔 λ を約100mm(棧粗度高さ κ のそれぞれ54, 21, 10倍;RUN S1,S2,S3)とした実験を行った。実測の二次流ベクトルを比較したのが図3・6である。また、 x 軸回りの循環 Γ_x の値は、それぞれ54, 51, 93km²/secであった。このことから、設置間隔を一定とし、水理条件を同一とすると、棧粗度の高さが高くなるほど生成される二次流の強さが増大することが予想されるが、棧粗度の高さの変化に伴い、設置密度 λ/κ の値も変化するため、定量的な比較は難しい。しかし、上記の3つのケースの比較からも、 $\lambda/\kappa = 10$ 程度のときに循環が際だって大きくなっていることが確認される。

次に、設置密度を一定とし、たとえば、 $\lambda/\kappa = 10$ 程度の値に固定して、循環 Γ_x と単位幅流量 q との関係を調べてみる。その結果を図3・5(b)に示す。棧粗度の高さ κ が3.0cm(RUN T1~T4, R1~R5), 1.4cm(RUN T8, T9) および1.0cm(RUN S3) に対して得られた結果が示されている。循環 Γ_x が粗度の高さの違いによって大きな影響を受けることはなく、単位幅流量 q を介して相似則が成り立つ可能性を示唆している。

この点に関しては、次のように考えることで、概略の説明は可能である。すなわち、流れに対する迎角度 α_0 で傾斜した平板(板の長さ: l)が一樣流(速度: U_0)の場に置かれたときに、この平板の回りに生起する循環 Γ は、 $\Gamma = \pi l U_0 \sin \alpha_0$ となる⁸⁾。いま、平板が底面に接する(あるいはわずかに上方にある)ように設置され、かつ、その上端が水面上にあるような場合を想定すると、上記の関係は近似的に、 $\Gamma = \beta \pi q$ のように書き換えることができる。ここに、 β は補正係数である。棧粗度が側壁面に設置されているので、この係数は、(1) 棧に作用する流速は断面内の平均値よりも小さく、かつ一樣ではない、(2) 側壁面上での viscous shear の影響下にある、(3) 棧粗度の高さが低いため、翼端問題が生じる、などの影響を受け、1より小さな値になることが予想される。上記の関係と図3・5(b)とはよい対応関係にあり、単位幅流量 q に対して相似性を示すとともに、 $\lambda/\kappa = 10$ 程度の値に対して係数 β が1/4程度の値になることがわかる。

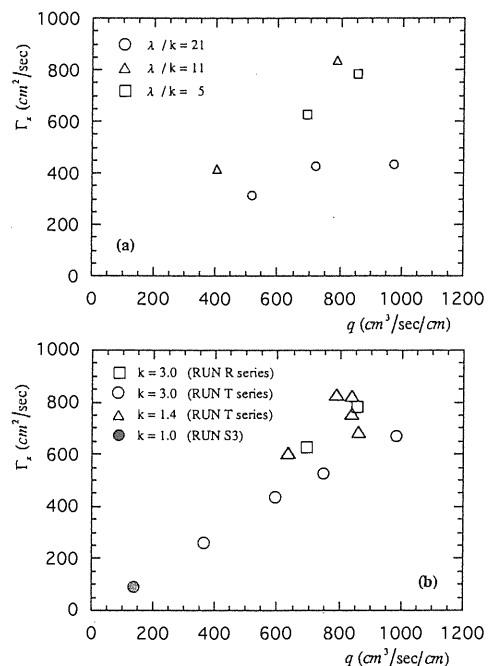


図3・5 流量と循環の関係

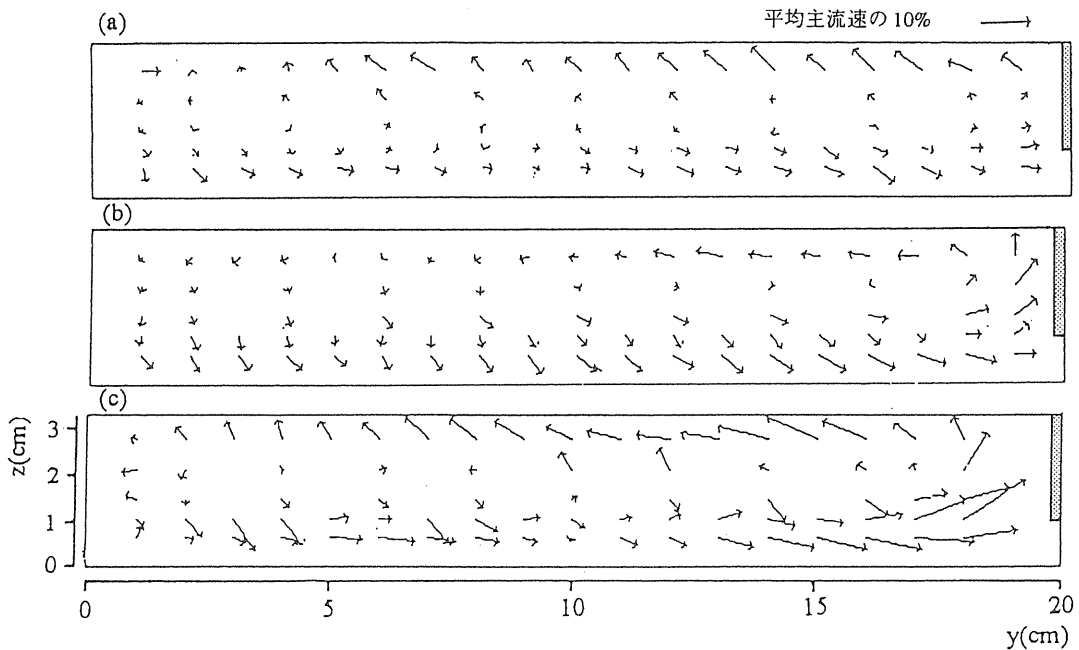


図3・6 斜め棧粗度の大きさの違いによる二次流ベクトルの変化 : (a) $\kappa = 2(\text{mm})$ (RUN S1), (b) $\kappa = 5(\text{mm})$ (RUN S2), (c) $\kappa = 10(\text{mm})$ (RUN S3)

3.3.3 棧粗度の設置角度

斜め棧粗度の設置角度 α の変化に伴う流れ場への影響について調べる。ここでは、 $\alpha = 0$ あるいは $\alpha = 90^\circ$ の時に、二次流が生成されないことを実験的に確認した上で、設置角度を変化させて流速の測定を行い、その結果を図3・7に示す。ここでは、実用的に用いられる可能性のある代表的な設置角度として、 $\alpha = 60^\circ$, 45° , 30° の3通り (RUN S6, S2, S7) につ

いて検討した。図3・7より、設置角度の変化に伴い生成される二次流の強さに明瞭な差異は見られない。これを循環 Γ_x の値でみると、それぞれ63, 52, 68(cm^2/sec)となり、顕著な違いはない。したがって、この程度の設置角度を想定する限り、角度の変化の影響はほとんどなく、実用的には、むしろ他の要因、たとえば施工性・経済性などにより決定されるものといえる。

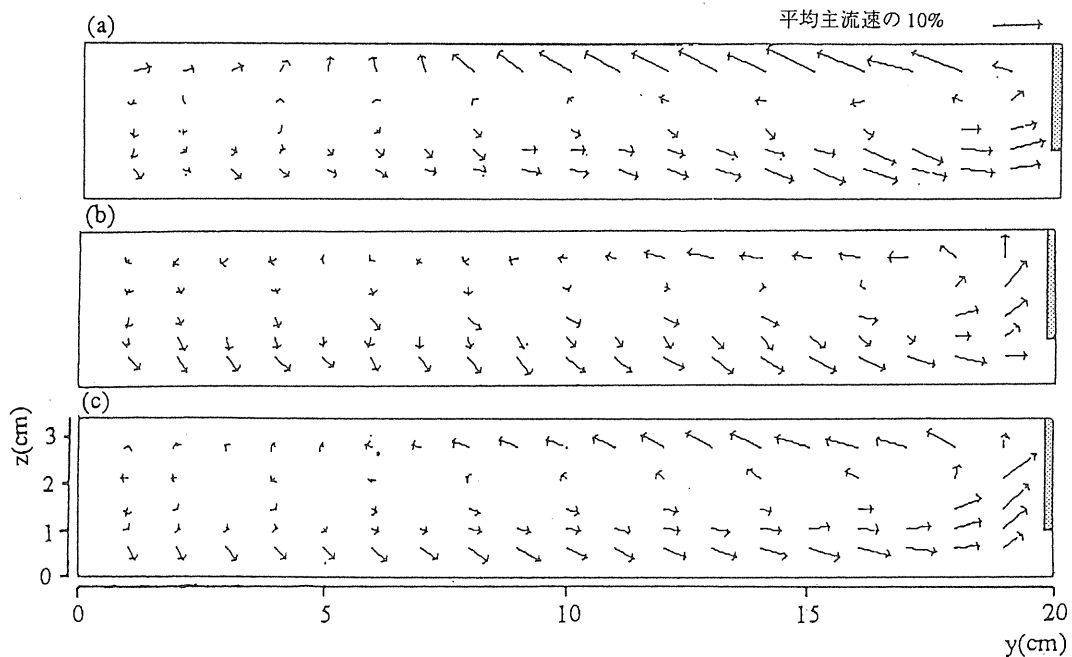


図3・7 斜め棧粗度の設置角度による二次流ベクトルの変化 : (a) $\alpha = 60^\circ$ (RUN S6), (b) $\alpha = 45^\circ$ (RUN S2), (c) $\alpha = 30^\circ$ (RUN S7)

4. 一様湾曲水路における斜め棧粗度を過ぎる流れの特性

直線水路における検討の結果として、斜め棧粗度に伴い生じる流れの特性が明らかになった。そこで、流路曲率に応じて生じる二次流が、斜め棧粗度により生成された二次流と如何に干渉し合い、制御されるかについて調べる。

図4・1に典型的な条件における流速の測定結果(RUN D)を示した。なお、測定断面で流れは平衡状態に達していることを確認してある。ここでは、高さ κ が水路幅の1/100に相当する2mmの棧を用い、設置間隔 λ を κ の26.5倍の53mmとしている。図の左側が水路の外岸であり、この側壁上に斜め棧粗度($\alpha = 30^\circ$, $\delta_z = 1.0\text{cm}$)が設置されている。ここに、 δ_z は床面より棧粗度下端までの距離である。図4・1の結果より、定性的には次のことがわかる。すなわち、流路曲率に応じた遠心力により生じる二次流セルは、棧粗度の設置に伴い内岸側の限られた領域に移動させられる。その結果、外岸側の左半分には斜

め棧粗度により生成された二次流セルが、内岸側の右半分では遠心力により生じた二次流セルが、それぞれ存在し、水路中央部に下降流が生じていることがわかる。このことは、次章で説明するように、深掘れ部が外岸付近から水路中央付近に移動することを意味する。また、定量的には、算出された循環の値を基に次のことがわかる。RUN Dに対応する棧粗度なしの条件における測定、および直線水路における測定はなされていないが、循環の概略値をそれぞれRUN NおよびRUN S4と同程度と考えると、それぞれ $-249,28\text{cm}^2/\text{sec}$ 程度と考えることができる。これに対して、RUN Dの場合の循環は、棧粗度によるものが外岸側で $31\text{cm}^2/\text{sec}$ 、遠心力によるものが内岸側で $-22\text{cm}^2/\text{sec}$ (絶対値の和は $53\text{cm}^2/\text{sec}$)となった。斜め棧粗度により生成される Γ_x は水理条件が同じであれば、湾曲水路でも直線水路の場合と同程度となるが、湾曲水路のために生ずる Γ_x は斜め棧粗度による Γ_x のために著しく減少することが知られる。このように、2つの二次流セルが相互干渉する結果として、断面内の二次流運動は定量的にも制御されることがわかる。

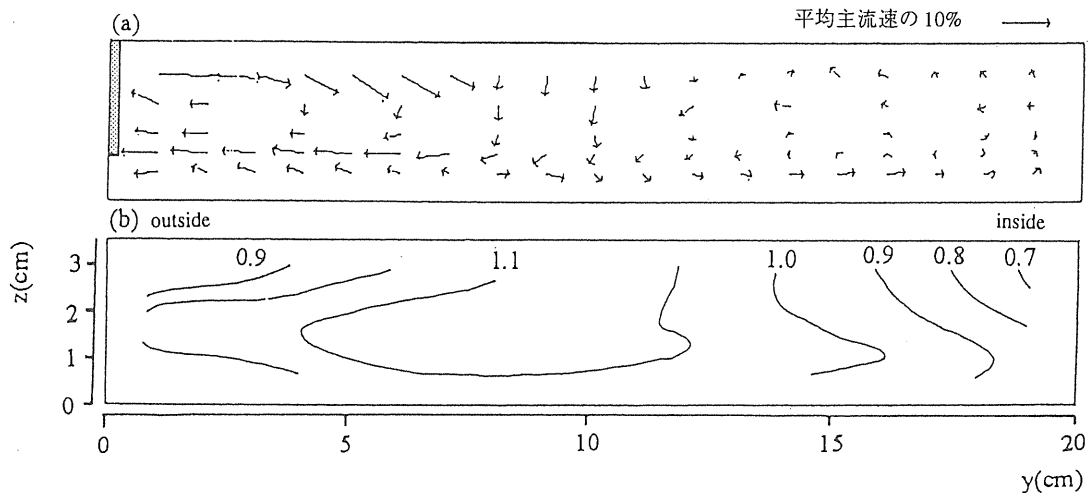


図4・1 一様湾曲水路における理想的な流速場の一例 (RUN D)

図4・2には、棧粗度による二次流がさらに強く生成される条件下での二次流ベクトルの流下方向変化を調べた結果(RUN A)である。図4・2(a)は斜め棧粗度を設置しない通常の湾曲部流れ(RUN N)の二次流ベクトル図であり、図4・2(b)および(c)は湾曲部入り口からそれぞれ 43° および 163° だけ下流側の断面におけるベクトル図である。この図より次のことがわかる。すなわち、 43° における断面では図4・2(b)に示すように2つの二次流が干渉し合い、両者が共存している。しかし、流れが棧粗度を通過し、生成される二

次流が十分発達した 163° の断面に至って、本来存在する遠心力による二次流が消滅し、断面内全域が生成された二次流セルのみ存在するようになる。このRUN Aの図4・2(a), (b), (c)に示した流れに対しても循環について検討を加える。まず、斜め棧粗度を設置しない通常の湾曲流の場合(図4・2(a))に生じる循環の値は $-249\text{cm}^2/\text{sec}$ であった。また、図4・2(b)に対応する 43° の断面における循環は、外岸(図の左側)付近の棧粗度による循環が $38\text{cm}^2/\text{sec}$ 、内岸付近の本来の二次流による循環が $-63\text{cm}^2/\text{sec}$ であった(循環

の絶対値の和は $101\text{cm}^2/\text{sec}$ 。さらに図4・2(c)に対応する 163° での循環は $108\text{cm}^2/\text{sec}$ であった。なお、参考までに、直線水路における対応する実験はRUN S2(図4・2(b))であるが、この場合の循環は $51\text{cm}^2/\text{sec}$ であった。

以上により、次の結論が導かれる。図4・1に示すように、深掘れが水路中央部に生じるような横断面形状を、治水上もっとも好ましいものとするならば、必ずしも強い二次流を生成することが必要とされるわけではなく、遠心力により生じる二次流の強さを予測し、それと拮抗する強さの二次流を生成することを考えるべきである。なお、このことは、湾曲部の場合に

は、設置密度を上げることにより、本研究で用いた棧粗度よりもさらに小さなものでも十分な効果があげられることを意味する。棧粗度の設置条件に伴い生成される二次流の強さを予測する方法を確立する必要がある⁹⁾。また、直線水路の場合にも Γ_x を十分に発達させるためには、斜め棧粗度を目的地点より上流側から設置する必要があることを前述したが、湾曲水路においても同様の注意が必要であることが知られる。さらに、実験室での種々の条件の異なる場合について研究を進めると同時に、現地において、試験的に設置して実物実験による検証が望まれる。

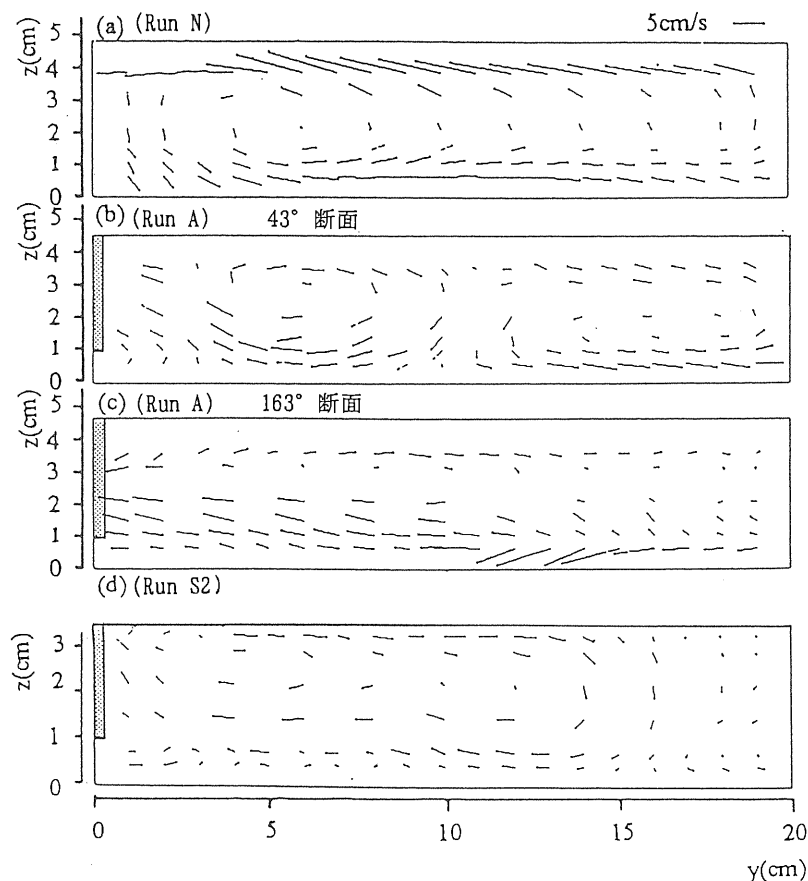


図4・2 二次流ベクトルの相互干渉過程

5. 河川湾曲部における局所洗掘抑制効果

前章までの結果に基づき、本来、湾曲部外岸付近に生じる深掘れが、外岸側壁に斜め棧粗度を設置することにより、如何に抑制されるかを、一樣湾曲水路で行った移動床実験により明らかにすることを試みた。

河床形状の測定は、水路全域にわたって行っているが、ここでは、もっとも顕著な深掘れが生じた湾曲部

入り口から 40° 付近の断面に着目し、この区間の河床横断面形状に及ぼす斜め棧粗度の影響について述べる。図5・1は、高さ5mmの棧粗度を外岸側壁上に設置して行った実験の結果であり、図5・1(a)は棧粗度を設置しない場合(RUN F0)の、(b)は斜め棧粗度を 45° の角度で設置した場合(RUN F2)の、(c)は棧粗度を鉛直に設置した場合(RUN F1)の、河床横断面形状の鳥瞰図をそれぞれ表している。また、図5・2には、上

記の3つの形状をそれぞれ平均化した結果を直接比較したものである。なお、本実験では、図4・1に示したようなもっとも好ましい流況が生じる条件を予め調べた上で、棧粗度の設置を行った。これらの図より、次の結論が導かれる。

1. 斜め棧粗度の設置により、外岸付近に生じていた洗掘が抑えられ、代わりに水路中央部に深掘れ部が生じる河床形状となる。
2. 棧粗度を鉛直に設置しても、河床形状を改善することはできない。

このように、斜め棧粗度を用いた方法が、湾曲部外岸付近に生じる局所洗掘防止に対して、極めて有効で

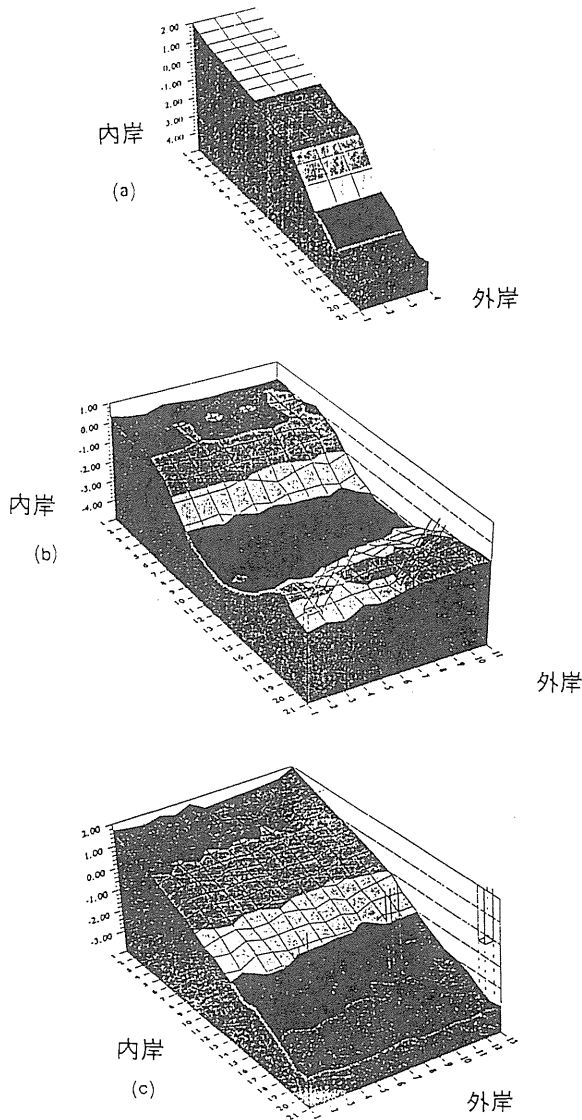


図5・1 河床形状の鳥瞰図：(a) 斜め棧粗度設置せず、(b) 斜め棧粗度を設置、(c) 棧粗度を鉛直配置

あることがわかる。

なお、図5・1では、棧粗度の設置に当たり、その下端を移動床面より上方に $\delta_z=5\text{mm}$ だけ離すことにしたが、斜め棧粗度を移動床面下に没するように設置した場合の河床横断面形状を調べると、図5・3のようになる。図より明らかなように、図5・3の場合には、棧粗度の根元付近に洗掘が生じることになり、側岸部の局所洗掘を抑制する目的からすると不都合であることがわかる。本研究の検討の範囲内では、移動床面から棧粗度の高さ κ 程度の距離だけ離して棧粗度を設置すれば十分であることが知られた。しかし、実河川では全般的な河床変動も予想されるので、 δ_z を2~3 κ 以上にすることが望ましいであろう。

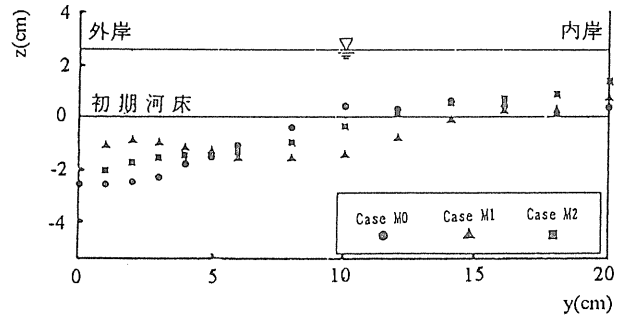


図5・2 河床形状の比較

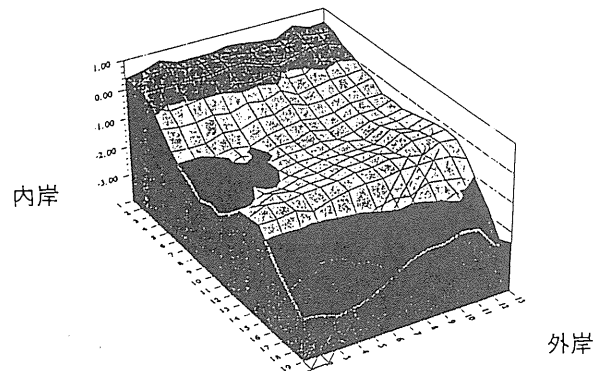


図5・3 斜め棧粗度を水路床に没するように設置した場合の河床形状の鳥瞰図

6. 結論

本研究では、河川湾曲部外岸付近の深掘れ、さらには側岸浸食を抑制する手段として、「斜め棧粗度」と名付けた棧粗度を流路外岸側壁に設置し、河床深掘れの原因である遠心力による二次流を積極的に制御する方法を検討した。すなわち、

- (1) 側岸に斜め棧粗度を設けることにより、湾曲水路において生ずる断面内二次流と反対まわりの二次流を生成することができる。
- (2) これは斜め棧粗度周りに発生する循環 Γ_y が横断面内の循環 Γ_x に移行するためであると推論される。
- (3) 断面内二次流をもっとも効果的に発生させるためには、棧粗度を $30^\circ \sim 45^\circ$ 程度、上部を下流側に傾けて設け、棧粗度の設置間隔 λ を棧粗度の高さ κ の10倍程度にするのが良い。
- (4) 湾曲部の外岸河床洗掘を防止するためには、目標とする地点より上流側に5~10本程度斜め棧を設ける必要がある。
- (5) なお、棧自体による河床洗掘を防止するためには、棧下部を河床より棧の高さの2~3倍以上上げる必要がある。
- (6) 棧粗度の高さ κ は実河川において、あまり高い必要はなく、側岸法面上の棧による流れの乱れが著しくない程度に留めるべきである。なお、一般に棧による法面上の流れの乱れが予想されるので、土羽法面の場合には、棧の上、下流にジオテキスタイル等による浸食防止工を設ける必要がある。
- (7) 湾曲流による外岸河床洗掘防止のための斜め棧粗度により生成される循環 Γ_x は湾曲流れにより発生する循環に対応する大きさは必要ではなく、本実験結果では1/5程度でよいことが知られた。どの程度の斜め棧粗度による循環 Γ_x を作り出せばよいかは更に研究を要するが、本実験の結果は一応の目安を与えるものとする。
- (8) 以上の特性から、とくに3.3.2における検討から斜め棧粗度は流れに α_0 の迎角度をもつ長さ l の平板周りの循環 Γ_y が上記(2)に述べたようになることが基本的に主要素であると考えられるので、理論的には、参考文献⁷⁾に示されるように

$$\Gamma_x = \Gamma_y = \pi l U_0 \sin \alpha_0 = \pi l U_0 \cos \alpha$$

であるが、実際に生成される Γ_x は前述のように種々の影響を受けると思われる。(αは棧粗度の設置角で図2・1参照)そこで、実際に生ずる Γ_x を

$$\Gamma_x = \beta' \pi l U_0 \cos \alpha$$

とし、観測された Γ の実測値から補正係数 β' を求め、この結果を図示すると図6・1のようになる。この中には δ 、 κ 、 λ 、 α は勿論、平均流速等が相当な範囲に変化しているにも拘わらず、ほとんどこれらの影響を受けずに、補正係数 β' は棧粗度の設置密度 λ/κ のみによって変化することが認められる。また、直線水路の実験結果が大部分であるが、湾曲水路での実験値も含めてある。したがって、流体力学の理論にほぼ

従うものと考えてよく、3.3.2に述べたような影響のために β' が定まるものと思われる。実用的には図6・1を参考にして、斜め棧粗度の寸法を定めればよいと考える。

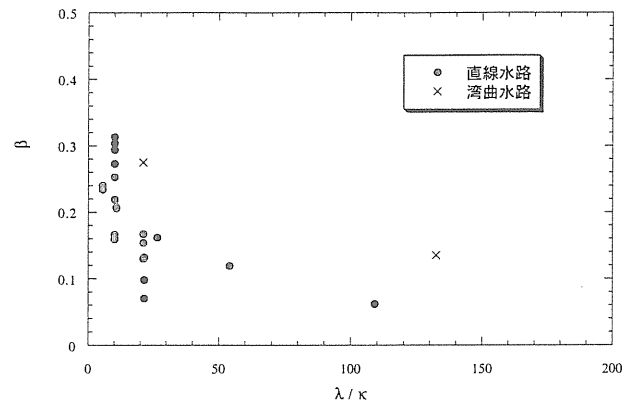


図6・1 補正計数 β' と棧粗度の設置密度 λ/κ との関係

参考文献

- 1) 福岡捷二・渡辺明英(1992): ベーン工の設置された湾曲部の流れと河床形状の解析, 土木学会論文集, No.447/II-19, pp.45-54.
- 2) 仲村 学・高松 諭・福井吉孝・吉川秀夫(1993): 河川護岸の設計に関する基礎的研究, 水工学論文集, 第37巻, pp.569-574.
- 3) 井田泰蔵・高松 諭・仲村 学・関根正人・吉川秀夫(1993): 斜め棧粗度を有する流れの水利特性に関する研究, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, pp.432-433.
- 4) 井田泰蔵・関根正人・田村浩敏・斎藤貴裕(1994): 斜め棧粗度による湾曲部の局所洗掘防止法に関する研究, 土木学会第49回年次学術講演会概要集, pp.548-549.
- 5) 井田泰蔵・関根正人(1995): 斜め棧粗度を用いた局所洗掘抑制に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.709-714.
- 6) 関根正人・吉川秀夫・井田泰蔵・高松 諭・仲村 学(1995): 斜め棧粗度による河川湾曲部の二次流制御に関する研究, 土木学会論文集(投稿中).
- 7) たとえば, 吉川秀夫(1986): 水理学, 技報堂出版, pp.163.
- 8) たとえば, Hunter Rouse: Elementary Mechanics of Fluid, Dover Publications, Inc., pp.279.
- 9) 辻本哲郎・清水義彦・松尾和弘(1995): 斜め棧粗度による螺旋流制御, 水工学論文集, 第39巻, pp.571-576.

3. 河川管理のための電子ハンドブックシステムの開発について

吉川秀夫*・小川鶴蔵**・久保田勝***・荒木 稔****

要 旨

河川巡視や環境観察における①情報収集、②情報閲覧、③情報活用のための道具（電子ハンドブックシステム）について検討し、そのプロトタイプシステムを開発した。プロトタイプは巡視タイプと環境観察タイプの2つである。

このプロトタイプシステムのうち巡視タイプの活用を試行的に行い開発上の課題について検討するとともに、河川管理業務の効率化、質の向上に資することを確かめた。

今後、本システムの開発を進め、実用バージョンを全国の河川で利用していただけるよう、その仕組みをつくる予定である。

1. はじめに

河川巡視や常日頃の河川環境観察は、河川の状態の変化を早期に察知し直ちに必要な対策をとるための重要な現場情報入手活動であり、河川管理上大変重要な活動である。これらの活動で得られる情報を河川管理の基礎情報として十分に活用することが望まれている。

一方、最近のパソコンに関する技術の進展で、河川巡視や環境観察の現場で情報を即座に電子化し、リアルタイムで現場の状況を把握するシステムをつくるのが可能となった。

また、情報を電子化することによって、過去の観察履歴や関連する膨大な情報を、現場を含めてどこでも自由に閲覧できるシステムをつくるのが可能となった。

そこで河川管理技術の向上という視点から、現場における情報収集と閲覧の飛躍的な能率向上および収集した情報を河川診断に生かすことを可能とする現場情報電子システム（電子ハンドブックシステム）につい

て検討し、そのプロトタイプを開発した。

2. 電子ハンドブックシステムのねらい

電子ハンドブックシステムは次のような河川管理上のねらいに基づいて開発を進めている。

① 現場情報の即時集約制を高めるとともに情報管理の一元性を確保する

電子ハンドブックシステムにより情報を電子化し、オンラインで情報をリアルタイムかつ一元的に把握出来るようにする。このことにより現場情報に基づいた即時的かつ広域的な河川管理上の対応を可能にする。

② 現場で発生する断片的情報や定性的情報の有効活用を図る。

日常の巡視、観察などで得られる身近な情報は、特別な脈絡の中にある情報とは限らず、また多項目にわたりかつ散発的断片的な情報であることが多い。さらに定量的な情報とは限らず、記述的にしか報告できなかったり、極めて個人の感覚に依存する情報であったりする（例：ある日の川の臭い、生物の異変等）。

また、これらの情報は「昨日と違った状況に関する情報」（差分情報）である場合が多い。

このような現場特有の情報を電子ハンドブックシステムを使うことにより河川管理に活用出来るようにする。このことにより河川の現状をより一層リアルに把握することが出来る。

③ 河川診断能力の向上を図る

現場で得られる情報を電子化して蓄積して、過去の情報の経緯および現状を誰でも一覽的に把握することが出来るようにする。これにより、これまで現場の経験の永い特定個人にしか持つことが出来なかったその河川の全体像、特性を、より多

*吉川 秀夫 勸河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所長
**小川 鶴蔵 前建設省江戸川工事事務所 所長
***久保田 勝 前建設省京浜工事事務所 所長
****荒木 稔 前勸河川環境管理財団 河川環境総合研究所 主任研究員

くの人が持つことが出来るようになる。したがって、河川管理者の河川診断能力の向上に資することが出来る。

3 電子ハンドブックシステムの概要と開発状況

3.1 電子ハンドブックシステムの概要

電子ハンドブックシステムの基本システムは図1に示すとおり、現場での情報の入力および情報閲覧を行う情報端末（理想的にはPDA（携帯情報端末））と情報を集積して分析する情報ターミナル（パソコン）から構成する。

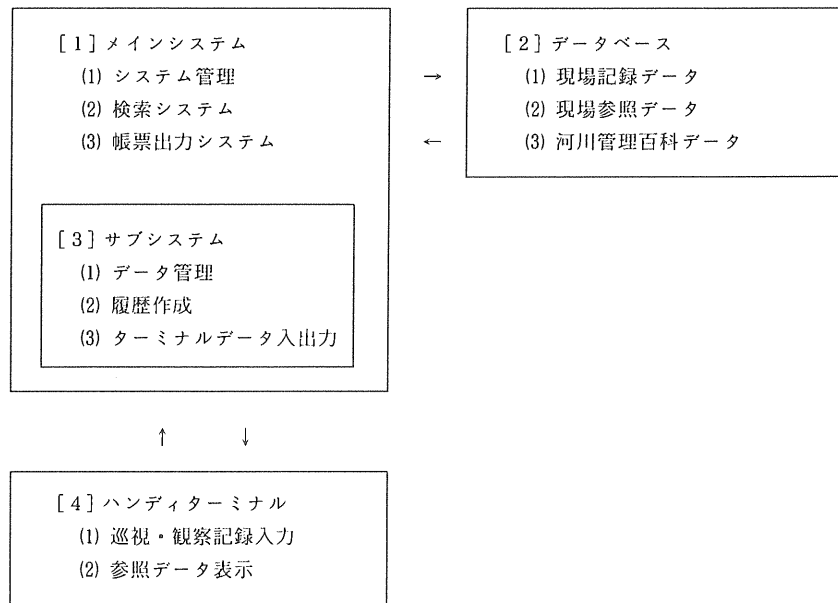


図 1 システム構成の概要図

3.2 プロトタイプ

現在までに開発のプロトタイプとして巡視タイプと環境観察タイプの2種類のシステムの試作を行った。

3.2.1 巡視タイプ

当面は出張所のデスクトップパソコンをサーバー的に用いるものであり、ターミナル機器としてノートパソコンを用いる。

基本的なシステムは出張所用、巡視者用も同じものである。項目は以下のように構成されている。

なお、その内容及び画面イメージを図2に示した。

メイン画面

巡視システムの選択

その他の選択項目：印刷 システム管理

↓

巡視日報入力画面

区間・左右岸の選択

巡視項目からの選択

- 1 土地占用 2 船舶係留
- 3 河川の清潔（ゴミ投棄，水質）
- 4 流水占用 5 管理施設の状況
- 6 工作物の状況 7 産出物採取
- 8 土地形状変更
- 9 河川保全区域の行為，一時使用
- 10 河川のニュース 11 その他

↓

巡視項目別確認画面

位置の入力

確認項目からの選択

各確認項目の内 詳細項目からの選択
件数（事例数）の入力

特記事項の入力

巡視資料参照画面を参照することができる

巡視履歴参照画面を参照することができる

<参照情報>

河川管理：堤防現況，重要水防，樋門等

占用：水利権，土地利用

一時使用：一時使用，工事
水質事故，景観，漁業権
生態系：魚類，底生動物，植生，鳥類，哺乳類，
陸上昆虫
イベント：現況，予定

3.2.2 環境観察タイプ

当面は事務所のデスクトップパソコンをサーバー的に用いるものであり，ターミナル機器としてノートパソコンを用いる。

基本的なシステムは事務所用，環境観察者用も同じものである。項目は以下のように構成されており，その内容及び画面イメージを示す。巡視タイプに比べて，環境上の資料参照が充実されるものとする。図3に環境観察タイプの画面イメージを示す。

地点選択画面

地点の選択（地図から選択する）

↓

環境観察結果入力画面

環境観察項目からの選択

各環境観察項目の内 詳細項目からの選択

特記事項の入力

資料参照画面を参照することができる

4. 電子ハンドブックシステムの試行的な活用

河川巡視者と出張所員を対象とし巡視タイプの電子ハンドブックシステムの活用を試行的に行った。

巡視者用のハンディターミナルは市販のノートブック型小型パソコンを用いた。これにより次の業務を実施した。

河川巡視の際：区間ごとの重要事項の把握と日報報告事項入力，必要情報の参照

履歴の表示，区間終了時ごとに記入日時を含めた自動登録

河川巡視終了後：出張所において，日報をパソコンに伝送し，巡視報告とする

出張所用のデスクトップパソコンは既設のものを使用し次の業務を実施した。

巡視者に対する重点事項などの指示

巡視結果の集計作業

過去の巡視情報の電子化（データベース化）とその解析

なお，この試行的活用の一環として過去の巡視デー

タを電子化してその解析を行ったところ，図4に示すようなこれまで判明していなかった河川管理上の問題点の把握が出来た。この事から今後電子ハンドブックシステムを用いることにより河川管理の向上に資することが実感できた。

これらの試行的活用を通じて，業務の効率化，質の向上という点で電子ハンドブックに対する強い期待が寄せられた。

図5には，試行に協力していただいた出張所の職員の方のご意見をまとめて示した。

5. システムの今後の開発の方向

5.1 機器の小型化等

巡視活動あるいは環境観察を現場において効率的に行うためには，必要なメモリーを備えた上で携帯性，簡便性，耐久性等において優れたPDA（携帯情報端末）にGSP（全地球位置把握システム）を搭載した現場携帯用の端末システムを構築する必要がある。

5.2 支援ツールの充実（問題の解析，提言のための情報提供システム）

日々の情報から問題点や対応策を検討するために必要な補助的な支援ツール（例 過去の事象をあらかじめ解析しておき，新たな情報をそれと比較して評価できるようなモデル解析的な情報データベースなど）を用意する必要がある。

6. おわりに

本システムは，プロトタイプによる試行実験等から，近々実用的なシステムとしてリリースすることが可能であると考えている。本システムの実用バージョンは全国の河川で利用していただけるような仕組みを現在検討中である。本システムが活用され，それによって河川管理の向上に資することが出来れば幸いであると考えている。

なお，本システムの本格的な運用に際して，その運用管理のために次の事項について今後の検討が必要であると考えられる。

- ・巡視員（または環境観察員），出張所，事務所等の連絡系統，役割分担の明確化
- ・データベース保守体制の整備
- ・システムオペレーション要員の確保

電子ハンドブックシステム ニュース

～巡視ハンドブックシステム～

巡視データを活用していますか？ 巡視日報の整理にお困りではありませんか？

巡視をもっと効率よくする方法がないかとお考えではありませんか？

電子ハンドブックシステムは、巡視のその場で入力した情報をすぐに管理者に伝えるだけでなく、河川に関する様々な資料や事故発生時の対処などを現場で参照することができます。また、蓄積された巡視の状況を解析することにより、各河川・季節に適した巡視の実施が可能になります。

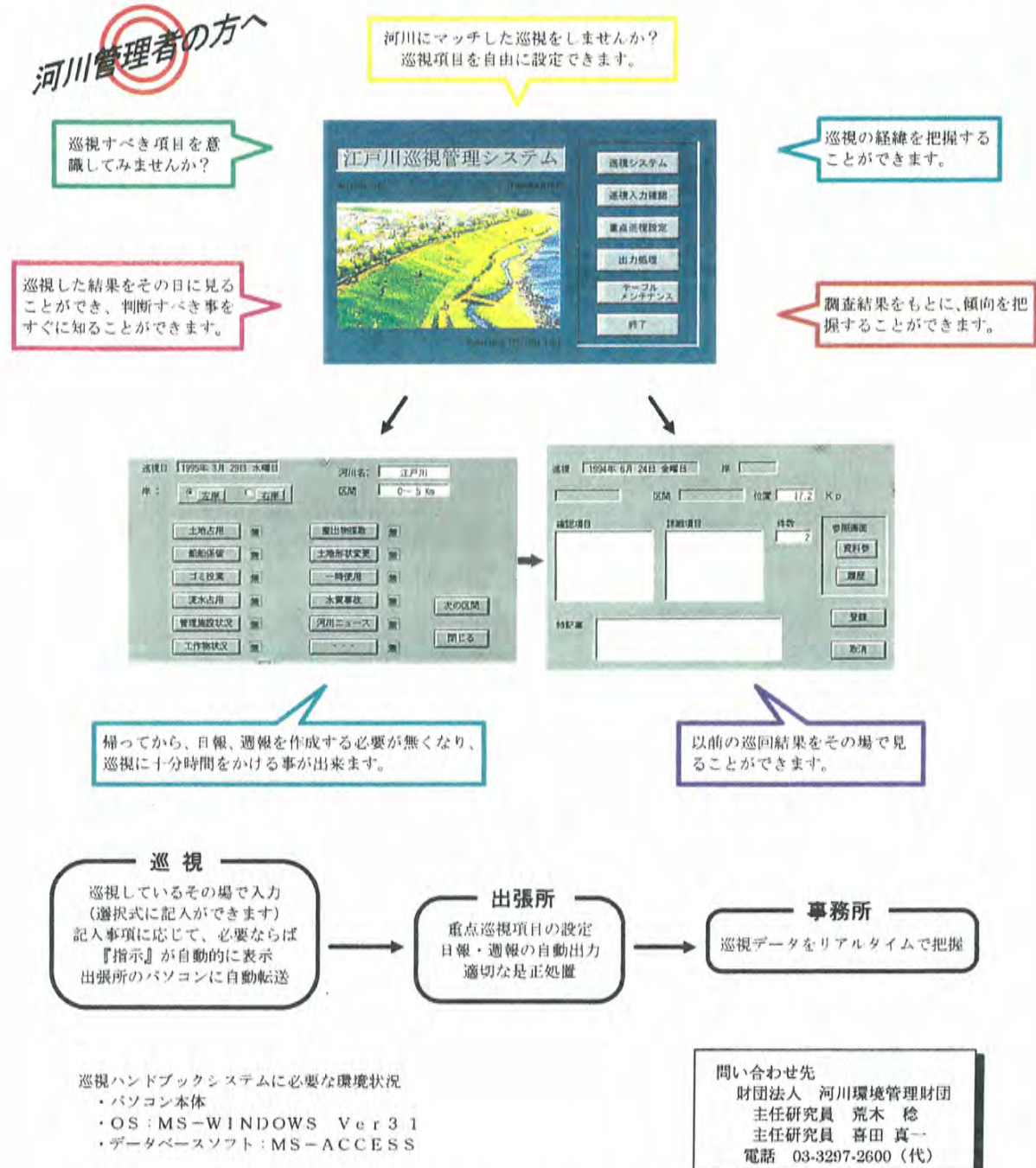


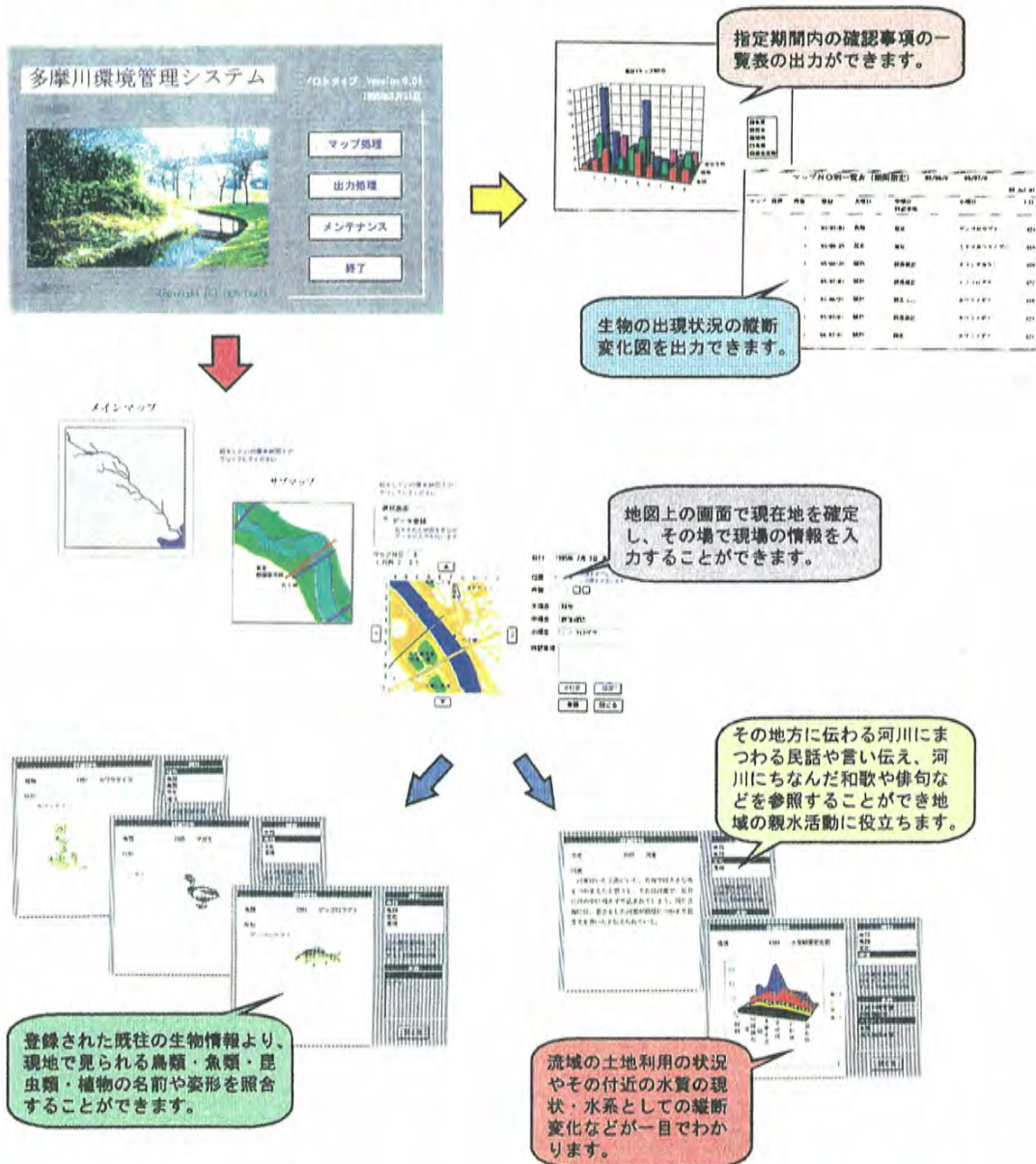
図 2 電子ハンドブックシステム（巡視タイプ）説明資料

電子ハンドブックシステム ニュース

～ 環境巡視ハンドブックシステム ～

あなたが巡視している河川の環境をご存じですか？

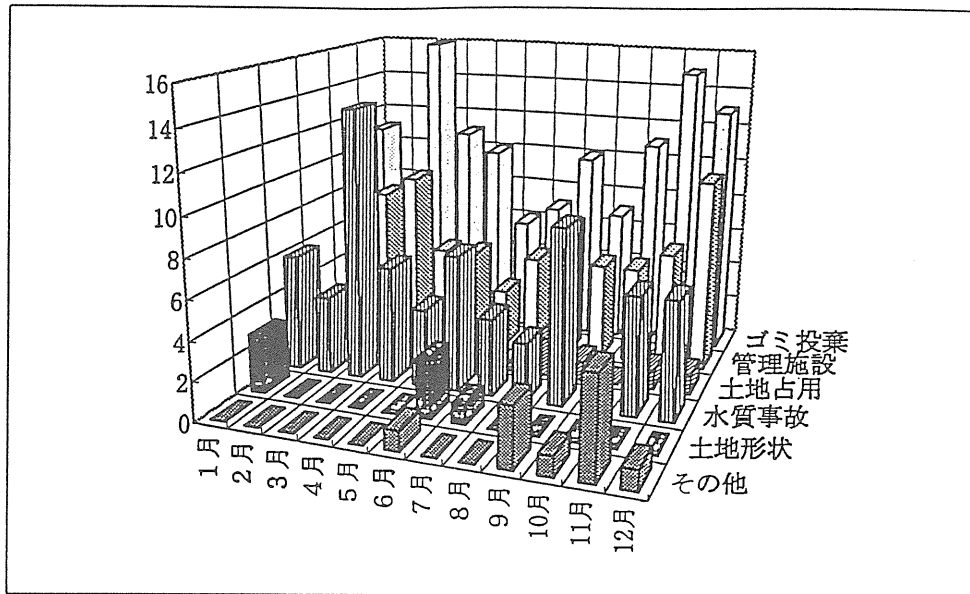
電子ハンドブックシステムは、従来の河川巡視に加えて河川環境という視点から得た情報をその場で入力できます。さらに河川の水質、河川に生息する様々な生物、河川の歴史や文化など、あなたの欲しい情報をその場で参照することができます。また、蓄積された情報を解析することにより、各河川、そして各季節に適応した環境保全対策が可能となります。



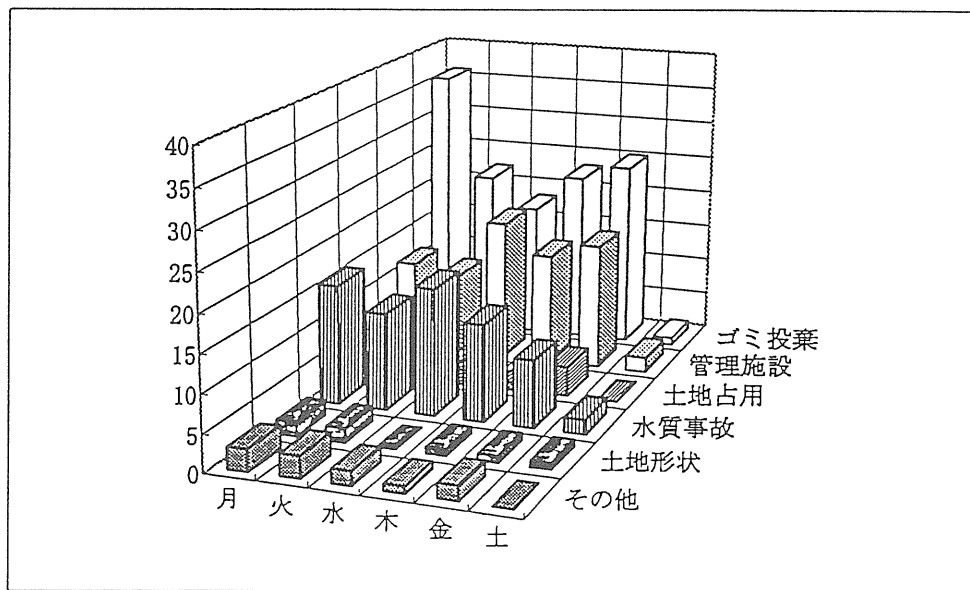
- 環境巡視ハンドブックシステムに必要な環境状況
- ・パソコン本体
 - ・OS:MS-WINDOWS Ver3.1以降
 - ・データベースソフト:MS-ACCESS Ver 1.10

問い合わせ先
 財団法人 河川環境事業団
 主任研究員 荒木 稔
 主任研究員 喜田 真一
 電話 03-3297-2600 (代)

図 3 電子ハンドブックシステム (環境観察タイプ) の画面イメージ



月別巡視報告回数



曜日別巡視報告回数

説明

過去5ヶ年の巡視結果を電子ハンドブックシステムを用いた場合と同じ形式で電子化して解析した。このことによりA川ではゴミ投棄の報告が引っ越しや大掃除の季節に多いことや月曜日に多いことがはじめて浮き彫りになった。このほか旬別、区間別、左右岸別、処置の有無別等の項目によって解析してこれまで不明であった河川巡視上の特性を把握することが出来た。

図 4 電子ハンドブックシステムの活用による情報処理の例 (A川)

<使い勝手についての5段階評価>

巡視システムについて	良い	やや良い	普通	やや悪い	悪い	回答数
階層構成の組立の使いやすさは	1		6			7
システム画面構成のみやすさは	1		5	1		7
項目別画面構成のみやすさは		1	4			5
携帯用ハンドブックとして						
機械の面からの使い勝手は			5	2		7
トラックボール式マウスの使い勝手は	2	2	2	1		7

<現在の設定の適正評価>

	適 (要)	不適 (不要)	回答数
巡視システムについて			
区間のピッチは	5	1	6
巡視項目の数は	5		5
確認項目の数は	6	1	7
詳細項目の数は	6	1	7
資料参照の表示事項は	7		7
履歴の表示事項は	7		7
履歴の対象期間は	5	2	7
重点巡視について			
重点巡視の指定項目は	7		7
出力処理について			
巡視日報出力事項は	5		5
従来の日報形式の出力は	2	3	5

<活用について>

	YES	NO	回答数
本システムを利用した管理は	5		6

図 5 電子ハンドブックシステム利用者の意見 (アンケート結果)

4. 上昇気泡による感潮河川の流量計測

吉川秀夫*・布村明彦**・武田 宏***・三尾袈裟人****

要 旨

河川の流量観測は、現在のところ平常時においても洪水時においても人海戦術による浮子、あるいは流速計による観測が主流である。これに対して、流水中に放出された気泡をカメラあるいはビデオの画像から計測することにより、河川の流量を求める新たな流量観測の方法を開発した。

本稿では、この方法の測定原理、基礎実験、実際河川への実施例および課題について述べる。

1. はじめに

現在河川の流量観測は、平常時においても洪水時においても人海戦術による浮子、あるいは流速計による観測が主流である。とくに、洪水時における観測業務は、緊急かつ一時的に多くの人手を要し、観測が非常に困難な状況にある。その中でも都市河川は洪水の流出時間が短く、洪水初期の観測は人手による方法では不可能に近い。

また、感潮河川における流況は、順流・逆流状態のほか複雑な二相流などがあり、現状の測定手法では精度の良いデータを常時得ることは不可能である。

これらの問題を解決するため、関根・吉川¹⁾らによる気泡の上昇特性の研究を基にした『上昇気泡による流量観測方法』を検討してきた。

この方法は、河床に付設した散気管より流水中に放出された気泡が、河床から水面まで上昇する間に移動した距離を、カメラあるいはビデオの画像から計測することにより、河川の流量を求めようとする新たな流量観測の方法である。また、観測所の監視カメラから電送された画像を画像解析システムにより解析し、演算処理を行うことにより、流量の自動観測計測が可能となる。

観測方法は、従来の手法がデジタル又はアナログによる流速の結果の整理であったものが画像として記録できるという今までの手法にない要素とか、平常時の活用として、河川水中に散気することにより、溶存酸素を増加させ水質改善の一助ともなるなどの効果ももっている。

2. 上昇気泡による流量の測定原理

散気管から流水中に放出された気泡は上昇するが、放出直後の数cmの範囲では加速領域となる。そのわずかな距離を除いては鉛直方向には最終速度に達し、一定鉛直速度 (V_b)を持つこの気泡は流水の影響を受けながら気泡の密度が流水の密度に比べて無視できるので、それぞれの場所での流速と等速度で下流方向に押し流され、気泡は水面に達し、消滅することになる。上昇気泡は水平力を受けるため、静水中の上昇気泡形状と若干異なることになるが、水平速度が数m/secの範囲内では、鉛直上昇速度に影響を与えることなく、気泡上昇に伴う上昇流は次々と上昇して来る。気泡は常に新たな流水に遭遇することになり、静水中の単独気泡の上昇と同様になると考えられる。

したがって、流水中を上昇する気泡は底面付近のごくわずかな部分を除いては一定速度で上昇するものと考えてよいことが知られる。ただし、水深が非常に深い場合には、気泡の上昇に伴う気泡内圧力の減圧により気泡が大きくなるので、一定速度にはならないが、室内実験によれば10m程度の水深では一定上昇速度として実用上問題ないことが知られている。

上昇気泡の移動速度は(図2.1)の気泡上昇概念図のように、底面付近を除けば、鉛直方向にはほぼ一定の最終上昇速度 (V_b)と等しく、水平方向には流体の速度 (V_f)と等しい値となる。

以上により、単位幅当たりの流量 Q に関しては、次

*吉川 秀夫 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 所長

**布村 明彦 建設省 関東地方建設局 企画部 企画調査官

***武田 宏 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所 第二部長

****三尾 袈裟人 共和技術株式会社 技術部長

式が成り立つ。

$$q = \int_0^H V_f dz \quad \dots\dots (1)$$

一方、水面における気泡の出現する移動距離 (L) は次のように表される。

$$L = \int_0^T V_f dt = \int_0^H \frac{dz}{V_b} = \frac{1}{V_b} \int_0^H V_f dz \quad \dots\dots (2)$$

したがって、となるから、

$$q = L \cdot V_b \quad \dots\dots (3)$$

となる。また、全流量は

$$Q = \int_0^B q dy \quad \dots\dots (4)$$

により求めることができる。

ここに、Tは気泡が噴出し水面に達するまでの時間、Hは水深、Bは水面幅を示す。

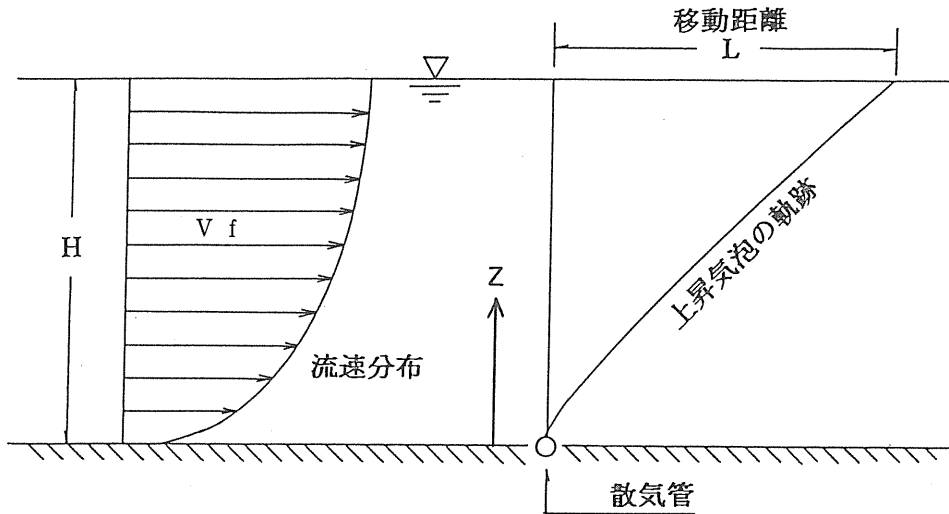


図 2・1 気泡上昇概念図

つまり、気泡の上昇速度 (V_b) がわかっていれば、気泡の移動した距離 (L) を測定するだけで流量が求められることになる。このため、感潮部において流速

分布が複雑な場合でも、問題なく流量を精度良く測定することが出来る。これらの観測装置の構成は図2.2のとおりである。

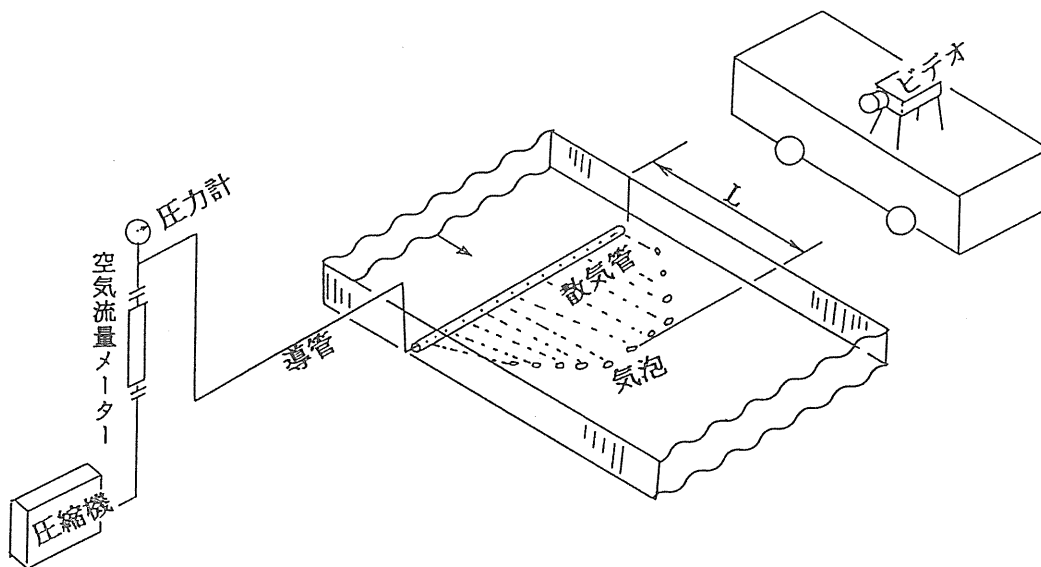


図 2・2 観測装置の構成

3. 基礎実験

基礎実験では、散気管の性能と気泡の移動特性及び上昇速度について検討した。

3.1 散気管の性能特性

散気管は、手頃に用意でき細工が簡単なものを目指したため、塩ビ管を基本とした。気泡の発生状況を安定したものとするため、以下の①～⑤のように塩ビ管に不織布を巻いたものなどを製作した。

- ① 塩ビ管 (φ40 1.0mm穴 @100mm)
- ② 塩ビ管①仕様+不織布 1枚
- ③ 塩ビ管①仕様+不織布 2枚
- ④ 不織布製の筒 (φ50)
- ⑤ ゴムホース (消防用) (φ50 1.5mm穴 @100mm)

各散気管別の気泡の発生状況についての実験結果は次のとおりである。

① 塩ビ管

一定空気量 (圧力) 内での気泡の径にばらつき (30~5mm) が多少見られた。

さらに、空気量 (圧力) を増減すると、気泡の径も変化した。気泡の発生状況については、空気量2~4 l / min・個程度の範囲では、ほぼ均一に発生している状況であったが、6~8 l / min・個になると径のばらつきはかなり激しくなる。気孔の間隔については、20cm程度でもよいと思われる。

② 塩ビ管①仕様+不織布 1枚

一定空気量 (圧力) 内での気泡の径は、①のケースの気泡の径に比べてやや小さく (15~5mm) まとまり安定していた。このため気泡の移動距離の変動幅も少ない傾向にあった。延長方向での気泡の発生状況も一

定していたが、不織布の伸縮による塩ビ管と不織布間の空気道の発生や、不織布の凹凸による局所的な気泡の発生などが多少みられた。なお、この方式の散気管では送気を中止した時などの負圧時の土砂吸込などが予測される。

③ 塩ビ管①仕様+不織布 2枚

②と大差ないが、さらに気泡の径は小さく (10~5mm) 安定している様子であった。制作手間を考えると②で十分であると言える。

④ 不織布のみ (1枚)

不織布のみでは気泡の発生が不均一となったため、20mm程度の切り口をスリット状に入れた塩ビ管を芯に用い、これに不織布を巻いた状態で送気を行った。不織布に凹凸が生じ、延長方向での均一な気泡の発生は得られなかった。

⑤ ゴムホース (消防用) φ50 1.5mm穴 @100mm×17

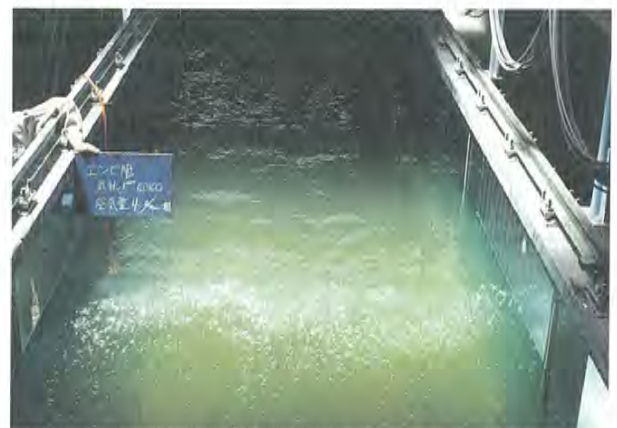
ゴムホースのまま送気するとホースが折れ曲がるため、④と同様塩ビ管を芯とし送気を行った。

気孔の径がφ1.5mmと大きいと、気泡径も大となった。このようなゴムホース形式は、運搬上や設置上は機能的ではあるが、直線化できるような工夫が必要となる。

以上の結果、均一な気泡の発生が得られ、手頃な散気管としては現時点では①②が適当であった。この散気管による気泡の発生状況 (4 l / min・個) が (写真3.1) である。写真では、気泡が直線上に上昇移動する状況や、気泡浮上位置が流速分布によって変動する状況をよく表現していることが確認できた。なお、水路流速は平均で0.30m / s、点流速では最大0.33m / s、最小が0.24m / sの変動幅があり、浮上した気泡の移動距離もこの流速分布の変動を表現したものであった。



① 塩ビ管 気泡の上昇状況



① 塩ビ管 気泡の水面状況

写真3・1 気泡の発生状況 (4 l / min・個)



② 塩ビ管+不織布 気泡の上昇状況



② 塩ビ管+不織布 気泡の水面状況

写真3・1 気泡の発生状況 (4 ℓ/min・個)

3.2 気泡の上昇速度と空気量の関係

3.2.1 気泡の上昇速度と空気量の関係

単気泡の場合、気泡の径が一定 (20mm以上) になると、径の大きさに比例して上昇速度が大きくなる関係にあることが知られている。当手法のように、気泡の連続発生の場合におけるこの特性についても確認する必要がある、実験流量と移動距離から空気量毎の気泡の上昇速度 (表3.1) を求めた。

散気管の種類による上昇速度の関係にはほとんど差がみられず、空気量と上昇速度に比例関係が認められた。このため現在のところ、空気量に対する気泡の上昇速度は現地での実測により決める必要がある。

表3・1 気泡の平均上昇速度

空気量 (ℓ/min・個)	気泡の上昇速度 (m/s)	
	① 塩ビ管	② 塩ビ管 + 不織布
2	0.26	0.26
4	0.30	0.28
6	0.32	0.31
8	0.38	0.38

3.2.2 最適空気量について

気泡の上昇位置の確認とか安定した気泡径の発生、さらに散気管の延長方向の均一的な発生などを与える

最適な空気量としては、先述の散気管の性能特性実験結果から、2~4 ℓ/min・個が適当であると判断された。

3.3 障害物による影響

散気管から発生する気泡は直線状に上昇するが、この特性に河床障害物が与える影響範囲を確認した。この結果は次の通りである。

- ① 上流側に障害物がある場合、障害物の高さの2倍の距離以内になると上昇気泡に乱れが生じた。
- ② 下流側に障害物がある場合、障害物の高さと同じ距離以内になると乱れを生じた。

4. 実際河川への応用

実際河川への応用としては、小規模河川として利根運河、一般河川として岩淵水門で実測を行った。

4.1 小規模河川での実測

実際河川への応用として、利根川と江戸川を結ぶ利根運河において実測を試みた。

観測地点は運河橋の上流で、幅8m・最大水深1.0mの自然河川である。散気管はφ50mmのステンレス管延長8mに、φ1.0mmの気穴を20cm間隔にあけたものを用水路底に直接設置し実測した。

写真4.1は気泡の浮上状況であるが、自然河川での流速分布に従った円弧状の分布がきれいに水面上に反映されている。



写真 4・1 気泡の浮上状況

この実験では、気泡の移動距離を実測により把握し、流速計（プロベラ式）による流速から算定した流量から気泡の上昇速度について検討した。実験結果から、空気量 $2\sim 4\text{ l} / \text{min}\cdot\text{個}$ で $0.28\text{ m} / \text{sec}$ の上昇速度であった。この実験では散気管にゴミが引っかかるなどの難点があったが、自然河川の適用も可能であることを確認した。

4.2 岩淵水門での実測

当手法は感潮河川への適用として平成6年11月～12月、荒川の新岩淵水門地点において横断幅70mに散気管を設置し、流量を測定した。

感潮域での流量測定は、潮汐による順逆の影響及び塩水くさびの侵入による鉛直方向の流速への影響等により、通常の測定では正確な流量の把握が困難な状況にあるため本手法により実施したものである。

4.2.1 流量計測の方法

岩淵水門地点は水面幅が70mと広く、気泡の移動距離は写真による画像解析により行った。

計測解析方法は図4.1のとおりである。

4.2.2 散気管の製作と設置

気泡を発生させる散気管の製作・設置は、当手法の最も重要な点である。主な留意事項は以下のとおりである。

①散気管の材料は重量を得るため鋼管とした。気孔部分はシンチュウネジとし、このネジに気孔をあけた。

この方式であれば気孔が目詰まりした場合ネジを取り替えることで長期間使用が可能になる。

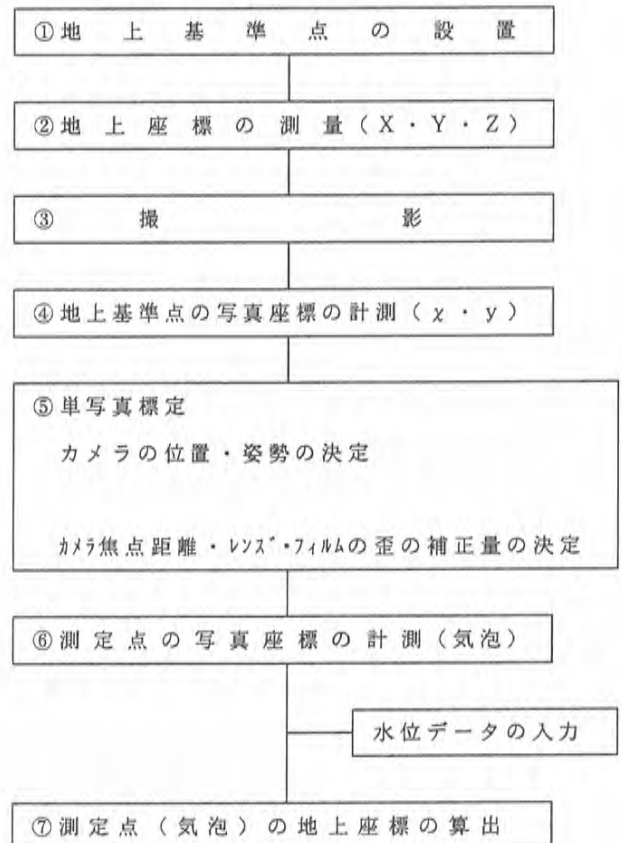


図 4・1 計測方法フロー

- ②散気管の気孔の径は1.0mmとした。
- ③70mの断面に対し、1本の散気管とする場合、変化する河床に対し、散気管の水平設置が困難で、低位部からは気泡が出なくなることが懸念された。そのため散気管を10m程度づつ7本とし、左右岸からそれぞれの散気管に専用のホースを取り付け送気することとした。
- ④変化する河床に対し、10mの散気管で0.5m～1.0m以上の高低差でも均一に気泡が吐出することを確認した。
- ⑤散気管は左右岸に一直線に設置する必要があるが、管自体に引張力を与えることはできないため、管の左右に9mmのワイヤーを張り、このワイヤーにより

左右岸にとりつける形状とした。このワイヤーは護岸にとりつけた上下降可能なフレームで河床部まで下げる構造とした。

- ⑥設置は潮の停止時間帯を待って、河岸で組み立てた散気管を浮体にとりつけたワイヤーで張り、水面を移動させ河川に直角で一直線となったところで浮体を取り外し河床に底着させた。
- ⑦気泡の上昇速度は、各散気管毎で実測し、平均上昇速度として0.38m/sを得た。
- ⑧散気管は目詰りを防止するため、月1回程度送気を行うことで気泡の発生状況を確認した。散気管の設置状況を図4.2の横断面図に示した。

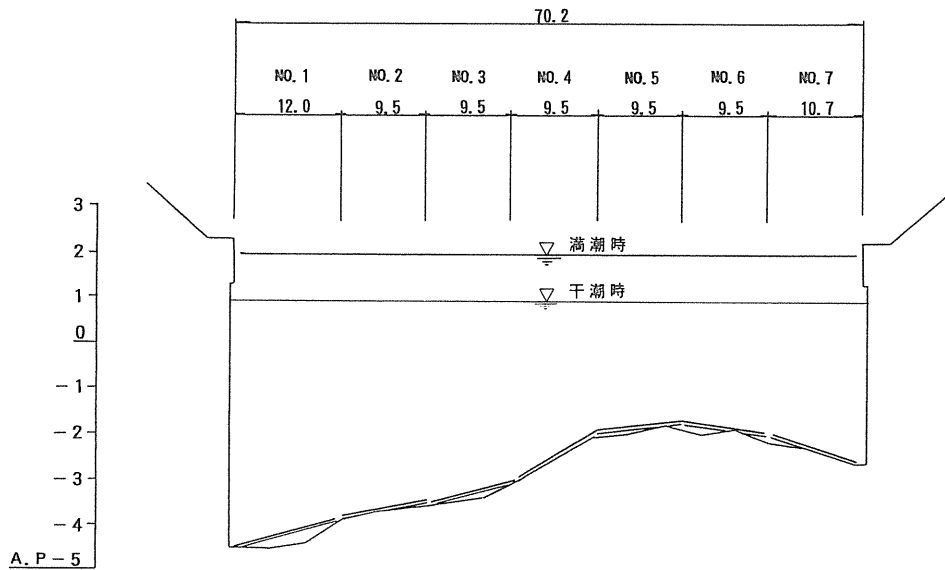


図4・2 新岩淵水門横断面測線

4.3 上昇気泡移動距離の撮影と解析

上昇気泡移動距離の撮影は、左右岸の堤防天端と管理橋上とから行った。

移動距離の画像を一例として写真4.2に示した。写真では左岸が順流で、右岸が逆流の状態をよく表している。

また写真4.3は夜間の撮影状況を示した。ASA100のフィルムであるが照明のない夜間の撮影においても、開放時間を30秒とれば上昇気泡の確認が十分可能であった。

単写真斜画像から、デジタイザーを用いて気泡位置を読みとり、水平画像に変換し、移動距離・移動面積を求めた。変換図は図4.3となる。

新岩淵水門での流量観測は、上昇気泡での観測と

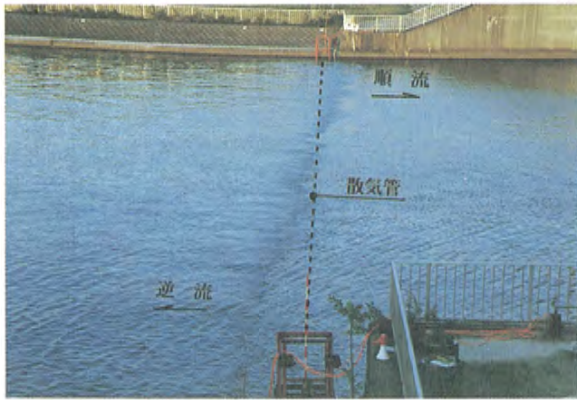
ともにADCP（音響ドップラー流速分布計）による観測も行った。流量観測結果についての比較を図4.4に示した。

両者の誤差は、ADCPが船長分約10m短い川幅による流量であることが原因であると推定される。なお、表4.1には気泡・ADCP・電磁流速計の各観測方式について比較と評価を示した。諸々の点で気泡式が有効であるといえる。

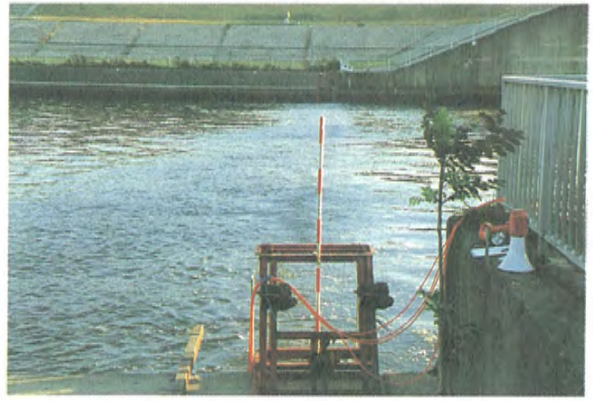
今後の課題は、気泡の上昇速度の計測方法の確立と、さらに長い延長の散気管の設置方法及び上昇気泡の確認方法とである。

参考文献

- 1) 関根・吉川ら(1988)：第32回水理講演会論文集



(順流と逆流)



(停止)

写真 4・2 気泡の浮上状況



1994年11月15日 18:30



1994年11月16日 0:30

写真 4・3 夜間の映像状況

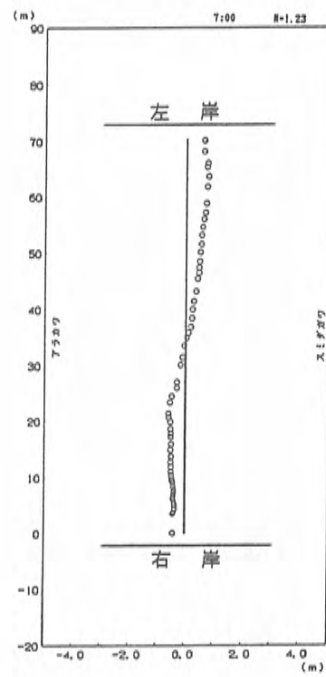
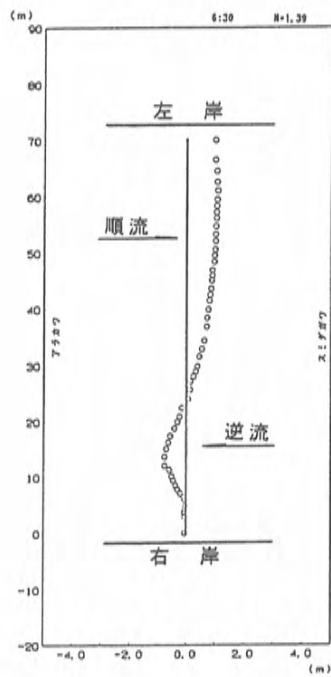


図 4・3 気泡浮上位置図

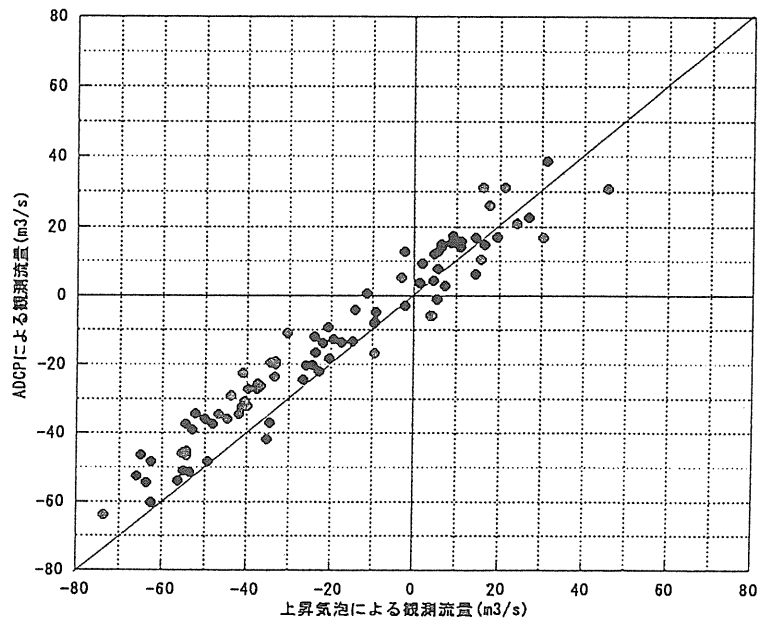
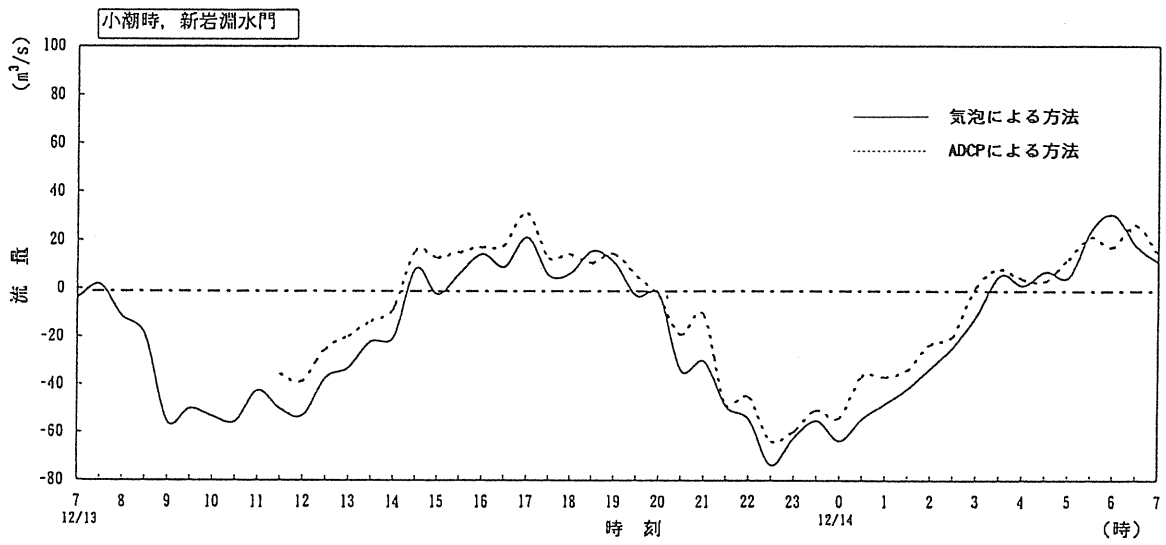
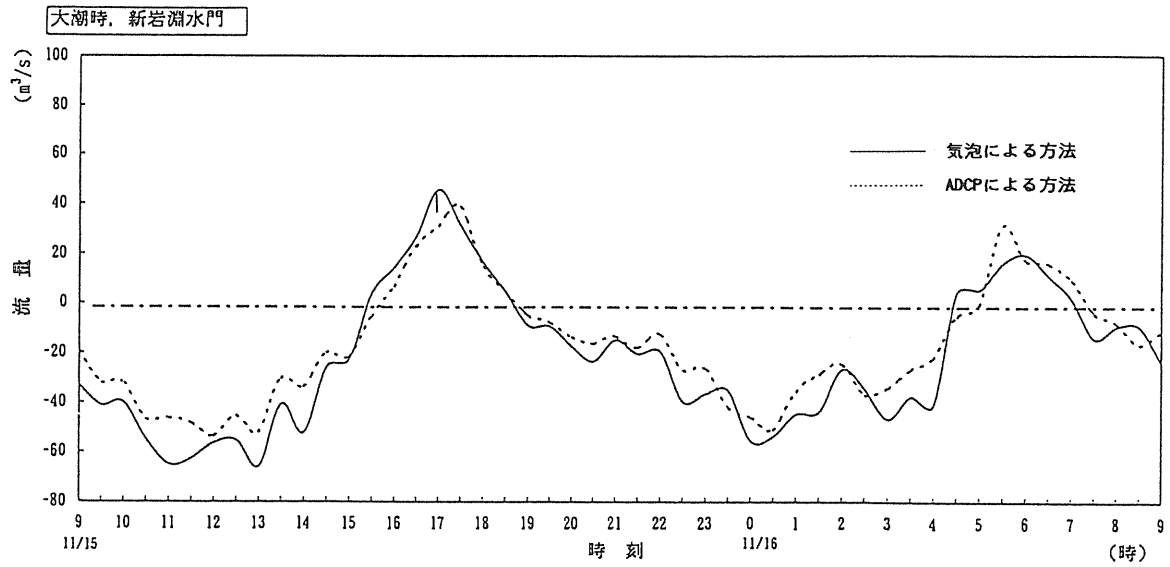


図 4・4 上昇気泡及びADCPによる新岩淵水門通過流量の比較

表4・1 今回の岩淵水門地点での流量観測手法の比較及び評価

	気泡方式	A D C P方式
流水面全体の計測	流水面をほぼ全域についての流速を観測 流速の適用範囲が広い ○	横断方向5mピッチでの流速を観測 流速に限界がある △
鉛直方向の流速の計測	鉛直方向の細かい流速は計測しないが、鉛直方向全体の動きとして表面で観測する △	鉛直方向0.25mピッチでの流速を観測 ○
横断方向の測定幅員	全横断面確保 70m ○	両岸部5mを除いて確保 60m △
観測間隔	30分毎 (連続観測可) ○	30分毎 ○
観測時間 感潮河川への適応性	5～10分 流れ方向の変化を敏感にとらえている (特に平面的) ○	10分間 流れ方向の変化を敏感にとらえている。 (特に鉛直方向) ○
記録性	画像記録としてデータが残る ○	データ値及びアナログ図形としてデータが残る ○
経済性	長期連続可(設置費用はかかる) △	毎回器材の準備 △
総合評価	◎	○

