

河川における水質事故物質の移流拡散を考慮した予測手法に関する研究

A one-dimensional estimation method that considers the advection diffusion of
accidental pollutant outflow into rivers

玉川 尊* 渡邊 康玄** 齋藤 大作*** 佐藤 耕治**** 甲斐 達也*****

Takashi TAMAGAWA, Yasuharu WATANABE, Daisaku SAITOU, Koji SATO, Tatsuya KAI

河川の水質事故において、その汚染物質が流下過程でどのように分散するかを把握するために実河川を対象に調査・解析を行った。ここでは、不等流計算と移流拡散方程式によって水質成分の流下拡散を推定する方法をとる。この際、移流拡散係数が水質濃度を規定する重要な要因であるが、今回おこなった現地調査や、アメリカの河川での解析例をもとに、それが川幅・水深比のような河道水理諸元により決定できることを確認した。さらに、この手法を用いて事故歴のある河川をモデルとして再現し検証を行った。また、この手法の応用例として有害物質を流域に有する十勝川で、水質事故シミュレーションを試みた。これらの成果について報告する。

《キーワード：水質事故；移流拡散；予測手法》

This study reports dispersal of pollutants discharged into and flowing down a river. We developed an estimation method of the diffusion of river water contents that flowed down in the river based on a non-uniform flow calculation and a diffusion equation. The coefficient of dispersion is an important element that reflects the concentration of pollutants in water. From our field survey and from past analysis of an American river, we confirmed that the coefficient of dispersion can be determined by the river width/depth ratio and other hydraulic data of the river. Using a river that had experienced accidental pollution discharge as a model, we applied our method to reproduce that pollution accident to verify the method. In addition, we simulated a pollutant emission accident for the Tokachi River, which has pollutant sources in its catchment area.

Keywords : pollutant discharge into river water, advection diffusion, estimation method

1. はじめに

水質事故に迅速かつ的確に対応するためには、事故の早期発見が最も重要なことであるが、同時にその汚染物質の影響の範囲を予測することができれば、下流域での被害の未然の防止や、軽減を図ることが可能となる。このため、汚染物質の影響の範囲を予測する手法の確立もまた重要な課題となっている。

発生した水質事故の汚染物質が、河川の下流域に影響を与える到達時間の予測方法を検討するため、実際の河川を対象に不活性物質である食塩水をトレーサーとして、その下流域の水質変化を観測した。その結果、トレーサーのピーク濃度の位置がほぼ平均流速にしたがって移流し、不等流計算がその流下時間をほぼ近似しうることを確認した。

次に、汚染物質が流下過程でどのように変化するかを把握する方法として、その流下過程での広がりや規定する移流拡散係数が、水質濃度を規定する重要な要因と考えられる。そこで河川形状や流況の異なる実河川を選定して現地調査を行った結果と、アメリカの河川での解析例をもとに、それが川幅・水深比のような河道水理諸元により決定できることが解った。

以上の予測方法を踏まえ、これらの手法を有効に活用するため、1986年に実際に発生した利根川水系の小貝川でのシアンの流出事故の実測記録を用いて検証を行った。その結果、流下時間は不等流計算による再現方法で十分適応が可能であり、また、水質については、事故当時の水質変化の傾向が実測値に近似し、再現性のある結果が得られた。この検証を踏まえて、北海道において同様にメッキ工場を流域内に有する十勝川をモデルに、水質事故のシミュレーションを試みた。その成果について報告する。

2. 流下時間の推定方法

2.1 水質事故の種類

河川の水質事故の中には、化学工場等の事故に見られる使用薬材や、農業生産に使用される殺菌剤・除草剤等の農薬類など①溶解性物質による流出事故がある。また、石油製品の取扱いの事故による②油類の流出もある。

このように河川に流入して行く過程で、①の場合は、河川水と混合し拡散しながら流下していく形態と、②のように河川水より比重が小さい物質は、流水表面に浮き、水面に広がりながら流下して行くものもある。本研究では、①の事故を想定し、その流下時間の調査方法を検討した。

2.2 調査方法の選定

一般に汚染物質の事故を想定した流下時間の調査・研究等の報文は、これまで少ない。そのひとつは昭和35年度に、ダム貯水池から農業用水の補給を行うために、河水の到達時間を算出する必要から、①ラジオアイソトープ（以下R Iと略称）をトレーサーとして用いた調査^{1) 2)}がある。この他、昭和55年度に旭川開発建設部、石狩川開発建設部が、蛍光色塗りのポリエチレン容器に砂を入れて重量調整したものを②目標物として河川を流下させ、チェックポイントでその到達時間を計測する方法³⁾がとられた。こうした事例とは別に、流下時間の調査方法として③染料による方法や、④不活性の電解物質による方法等も考えられる。

現在、これらの方法で調査を行う場合、①のR Iの使用は、保安手続・運搬貯蔵等の取扱いに規制があり、また、放射線障害物質を公共用水域で使用することは困難である。②の目標物による方法は簡便で安全な方法であるが、しかし、目標物が必ずしも流心に添って流下しているとは限らず、堰や淵で停滞し流達時間にバラツキを生じ、誤差の要因ともなる。③の染料による方法は、流下過程での現象を視覚で捕らえることが可能であり、また、色量の計測が容易であることから観測側とし利用度の高い方法のひとつである。しかし、河川景観上を考慮すると使用は難しい。一方、④の不活性の電解物質による方法は、河川では再現性が良く精度の高い方法である。特に小規模河川では、使用量を十分考慮すれば水質への影響を及ぼさない範囲のものと考え、利用が可能と思われるので、本研究では、一般に水理学で行われている不等流計算による方法で流下時間を算出し、その精度を実河川で④の調査方法を用いて検証することとした。なお、参考として表面浮子等についても④と平行して使用した。

2.2.1 不等流計算の基礎式⁴⁾

ある地点の流れの状態を構成する主要要素は、河床の高さ、水深、流速の三つであり、これを合計したものがその流体のもつエネルギーとして表すことができる（Bernoulliの定理）。このエネルギーが至る所で等しいという考えから、図-1に示した任意の二つの断面間で次式が成り立つ。

$$z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (1)$$

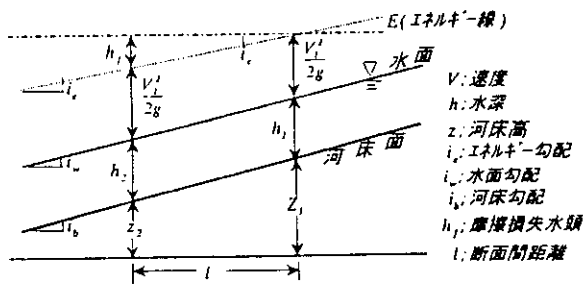


図-1 不等流の表示

また、流体の連続性を考え、式(1)を一般化して示したものが次式である。

$$\frac{dH}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) + i_e = 0 \quad (2)$$

マンニングの平均流速式より、

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times i_e^{1/2} \quad (3)$$

n : 粗度係数、 R : 径深

広矩形断面で計算を行うので、 $R \doteq h$

$$V = 1/n \times h^{2/3} \times i_e^{1/2} \quad (4)$$

$$i_e = \left(\frac{nV}{h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{n}{h^{2/3}} \cdot \frac{Q}{A} \right)^2 = \left(\frac{nQ}{Bh^{5/3}} \right)^2 = \frac{n^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} \quad (5)$$

Q : 流量、 A : 流積、 B : 川幅

式(2)に式(5)を代入すると、

$$\frac{dH}{dx} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{Bh} \right)^2 + \frac{n^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad (6)$$

水位の計算は、式(6)を差分化し、水位 H を河床高 z と水深 h の和で表すと、

$$\left| z_2 + h_2 + \frac{Q^2}{2gB_2^2 h_2^2} + \frac{n^2 Q^2 \Delta x}{2B_2^2 h_2^{10/3}} \right| = \left| z_1 + h_1 + \frac{Q^2}{2gB_1^2 h_1^2} - \frac{n^2 Q^2 \Delta x}{2B_1^2 h_1^{10/3}} \right| \quad (7)$$

式(7)を用いた水位の計算は、流れが常流の場合、下

流端より起算水位を与え、下流から上流へ向かって行う。また、流速は

$$V = Q / Bh \quad (8)$$

より、式(7)で算出された水深を用いて求めればよい。また、これから流下時間を算出するには、この流速を区間代表値として

$$t = \Delta x / V \quad (9)$$

Δx : 区間距離

から求めればよい。

2.3 調査対象の概要⁵⁾

本調査では表-1に示す3例の規模の違う対象について現地調査を実施した。

表-1 調査河川の水理諸元

項目 河川名	調査距離 km	流量 m ³ /sec	川幅 m	河床勾配	水深 m	フルード数 Fr	レイノルズ数 Re(order)
札内川	0.0385	0.023	4.16	1/252	0.034	0.302	10 ⁴
厚別川	1.5	0.97 2.22 1.18	7.00 7.20 7.00	1/165	0.223 0.365 0.237	0.421 0.446 0.466	10 ⁵
鹉川	38.5	70.4	123.7	1/741	0.730	0.432	10 ⁶

ここで典型的に異なる対象を選定したのは、スケールが異なれば流れ、特に乱れの状態の差などから、汚染物質の流下メカニズムに対しても影響を及ぼすことが考えられ、このような形の検証を行って一律の手法で規模の異なる対象への適用性を判断してしていくことは、汎用性のある汚染物質流下時間予測のためには必要不可欠といえるからである。この乱れの程度を表す指標としてはレイノルズ数のオーダーが参考となるが、それについては表-1に示されている。表でみるように、対象とした各々の例のレイノルズ数からも、スケールと合せて乱れの程度が明らかに異なるものを扱っていることが分る。

調査対象のひとつは、当所石狩水理実験場にある札内川の大型模型実験水路である。これは現地の1/50のスケールで移動床実験水路であり、ここでの実験で計測された水理データを基に不等流計算を行うとともに、水路に観測地点を2地点置き、塩水とゴム球・木質片を上流端より投入して流下させ、両者の結果を比較検討した。

厚別川は、フィールドによる調査としては比較的小規模な河川となっている。調査の流況は、低水、豊水の他、渇水期のデータも考慮に入れたが時期を逸した。現地での予備調査では、観測距離を25m間隔で横断測量を行い、本調査では観測距離を4区間に区分し、区

間ごとに塩水と表面浮子・ゴム球を投入してその流下時間を観測した。また、各代表地点の流量観測を行うとともに、同時水位観測を横断測量を実施した全地点で行って、後の不等流計算の検証データとした。

鶴川は、流路延長 125km のうち中下流部の約 40km を調査の対象区間とした。この規模の河川となると、塩水の使用は追跡・検出が困難なため浮子・ゴム球を投下してその流下時間を区間ごとに観測した。また、断面形のデータとしては昭和 56 年度に実施された 200m ピッチの河川大横断面図を用いている。さらに流量データは同日定期観測によるものを参考にしたが、不等流計算の検証に必要な水位については、調査時に大横断面図が作られているのと同じ地点で観測した。

2.4 調査結果

2.4.1 札内川大型模型実験水路

札内川的大型模型実験水路図を、図-2 に示す。図中の数値は、区間距離(m) である。また、流下時間の実験結果の比較図を、図-3 に示す。

実験では、塩水（ピーク）の流下時間は観測地点である 17.5m(P1) と 38.5m(P2) では、52.8 秒(P1)と 114.5 秒(P2)という結果であった。これと平行して投入したゴム球・木片は、塩水（ピーク）より速く 37.8 秒(P1)と 84.8 秒(P2)で通過している。この時間差は、P1 で 15.0

秒、P2 で 29.7 秒で、単位距離で 0.8 秒/m であった。また、不等流計算では下流端の起算水位を 1.451m とし、実測水位と比較しながら上流端まで試算した。しかし、この模型実験水路では移動床で、やや複雑な形状をした断面をもっており、広矩形断面での計算法では河床の形状を平均化しているため、流れの再現性に誤差が生じることが懸念される。そこで本例においては、一般断面による不等流計算法で行うこととした。

この計算では、粗度係数を $n=0.016$ での流下時間は、P1 で 45.0 秒、P2 で 106.5 秒となり塩水（ピーク）より P1 で 7.8 秒、P2 で 8.0 秒速かった。この時間差は観測起点から P1 で変化が大きかったが、P1 から P2 では同一速度であった。この傾向は実測の平均流速 (Q/A) と、ほぼ同じパターンを示している。また、図中に示していないが塩水濃度の立上がり不等流計算による流下時間は、塩水の方が P1 で約 3 秒、P2 で 9 秒ほど速くなっている。

事故物質の流下時間は、主にその塩水濃度の立上りの時間で代表される。しかし、流出物質の影響が薄れる時間も検討する必要がある。実測では減少点が明確でなく判定が難しい、そこでピークから減少に向かう傾きの延長線がバックグランド値に交差した時間をここでは便宜上、減衰濃度として用いた。その結果、

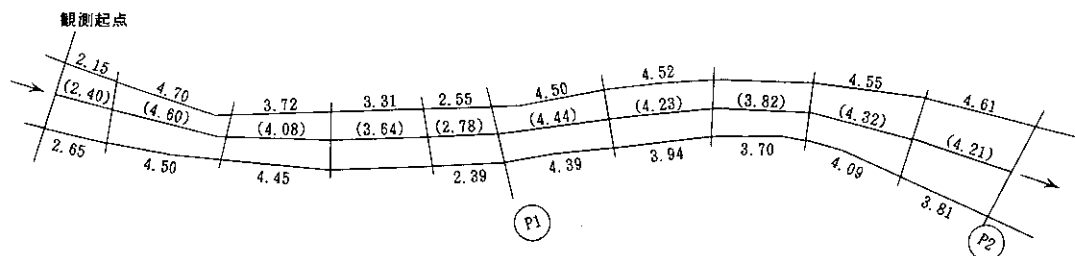


図-2 札内川大型模型実験水路図

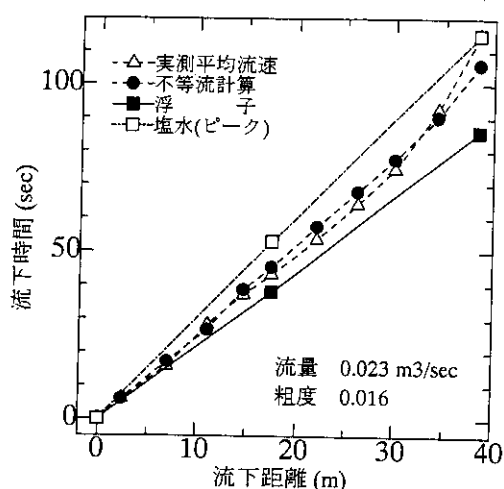


図-3 札内川模型水路実験流下時間比較図

P1 では 66.4 秒、P2 で 155.5 秒とピークより 14 秒(P1) から 41 秒(P2)程経過し、立上がりからでは P1 で 24 秒、P2 で 59 秒の塩分測定時間があった。

2.4.2 厚別川

厚別川の調査位置図を図-4 に示すとともに、調査結果を表-2 の観測一覧表に示した。また、各流況ごとにおける流下時間の比較図を、図-5 に表した。

1) 調査結果

初回の調査は、低水時の流況に相当する。不等流計算から求めた流下時間は、塩水濃度の立上がり流量観測の平均流速の中間に位置する。また、最大流速と浮子は K.P2.5 まで小差であったが、下流端でその開きが拡大している。

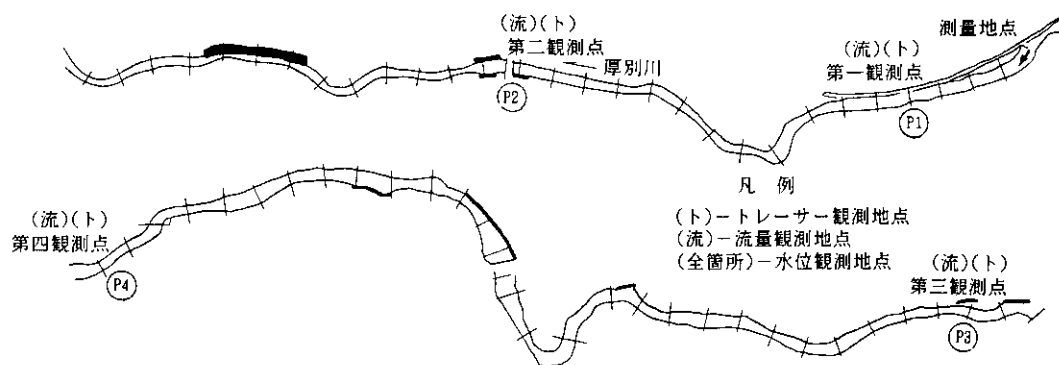


図-4 厚別川調査位置図

表-2 厚別川観測結果表

項目 回	地点 K.P	区間 m	水位 m	流量 m ³ /sec	断面積 m ²	平均流速(時間) m/sec (min)	浮子 min	塩水(Cp) min	不等流計算 min
第1回	2/3	100	116.04	0.97	1.56	0.62	2.7	1.6	2.4
	9/2	300	112.59	1.02	1.83	0.56	8.9	6.5	7.3
	5/2	400	108.99	1.24	1.59	0.78	8.6	8.7	9.3
	8/1	700	102.01	1.08	1.69	0.64	18.2	13.6	18.1
第2回	2/3	100	116.25	2.22	2.63	0.84	2.0	1.5	1.8
	9/2	300	112.73	2.52	2.70	0.93	5.4	4.6	5.1
	5/2	400	109.27	2.42	2.63	0.92	7.2	4.4	7.3
	8/1	700	102.22	2.88	2.95	0.98	11.9	12.5	12.6
第3回	2/3	100	116.10	1.18	1.66	0.71	2.3	1.6	2.4
	9/2	300	112.65	1.06	1.90	0.56	8.9	5.8	7.7
	5/2	400	109.20	1.18	1.78	0.66	10.1	7.0	11.9
	8/1	700	102.13	1.12	2.05	0.50	23.3	14.1	20.2

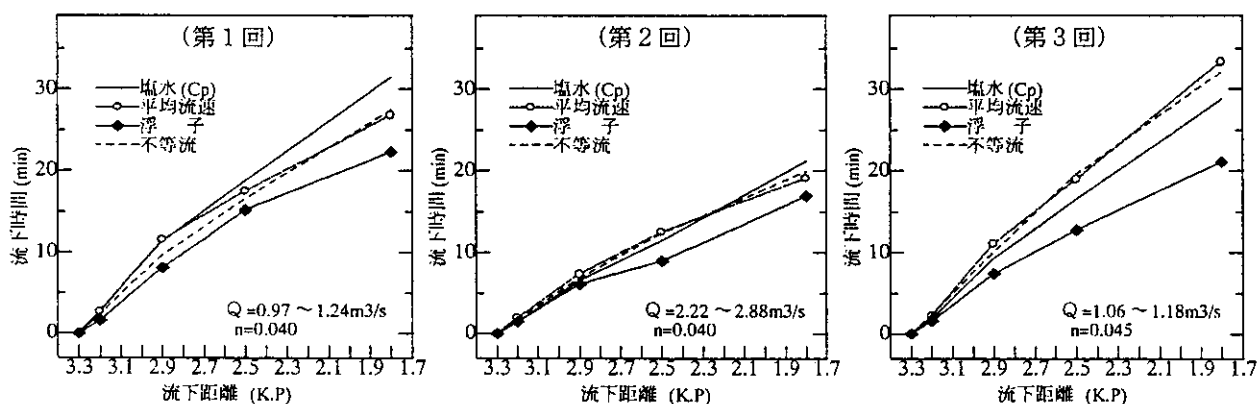


図-5 厚別川流下時間比較図

第2回は、降雨による出水で、流量も初回の2倍で、流況として豊水にあたる。不等流計算と塩水（ピーク）、平均流速がほぼ同様な流下時間を示し、浮子と塩水濃度の立上がりも同じであった。また、最大流速と浮子は初回と傾向が類似していた。

第3回の流量規模は、初回のそれとほぼ同じであったが、ここにおいて現地調査から各項目の流下時間を算出すると、不等流計算で前2回と同様な粗度係数では、実測の平均流速よりさらに遅れた値を示した。これは、実測水位に合わせて逆算した粗度係数

($n=0.060$) が予想外の値であったことから、その原因が第2回時の出水による河床の変動によるものとみて、改めて横断測量を行った。その結果、ほぼ全断面で変形していた。従って、第2回、第3回の不等流計算は再測量による断面形によって計算を行っている。

油類の事故を想定した浮子の流下時間は、札内川の大規模実験水路や厚別川の第2回の調査で、ほぼ塩水の初期到達と近い値を示している。

2.4.3 鷺川

鷺川の調査地点を図-6に示す。

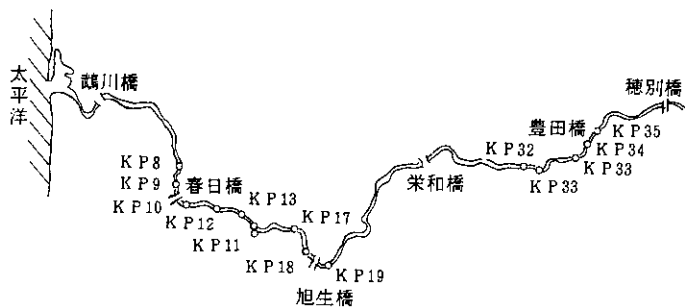


図-6 鶴川調査地点図

流況は平水に近く調査区間に3ヶ所の堰があるが、特に浮子の流下の障害とはならなかった。しかし、河床データが一部の区間で現況と異なっているため、調査結果は区間を区切ってとりまとめ、図7にその流下時間の比較図を示す。

不等流計算による流下時間は、K.P 32からK.P 17までの15kmで3.9時間で、この時の平均流速の値は3.8時間であった。浮子は3.4時間で不等流計算と0.4時

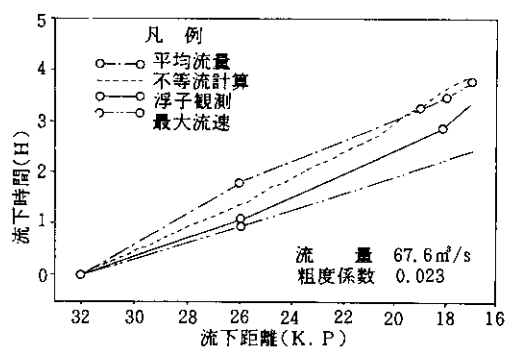


図-7 鶴川の流下時間比較図

間の差で、最大流速より0.9時間遅かった。不等流計算によって求めた流下時間と、実測に基づいた平均流速による流下時間は、前2例と同様にほぼ再現されている。ここで、平均流速と浮子の流下時間の関係から、その比をとると約1.3倍となる。この値は、札内川大型模型実験水路で1.4倍、厚別川で1.3~1.4倍となっており、この関係から類推すると、鶴川の不等流計算によって再現された流れで、およそ塩水のピークの流下時間を予測しようと考えられる。

2.5 考察

トレーサーと実測値の関係では、塩水のピークは平均流速で流れ、不等流計算による流下時間もこの流れに近似している。浮子やゴム球は平均流速より速く、最大流速に近い流れを示すとともに、塩水濃度の立上がりとも同じであった。このようにトレーサーの種類によって流下時間が異なることが分った。また、流量の規模により特徴があり、厚別川第2回の豊水規模の

流下時間における不等流計算法、平均流速、塩水（ピーク）の一致は、利根川・江戸川などで最高水位（最大流量）の到達時間が平均流速による計算値と合致した結果や⁶⁾、空知川の流下速度測定調査で、最大水位（最大流量）のR I流下と一致するという見解などと同様な結果が得られた。しかし、流量規模がどの程度からこのことがいえるのか明確ではない。

3. 移流拡散係数の推定方法

河川の水質事故においては、汚染物質の流下過程で、水質濃度自体がどのように変化するかを把握するため、これまで検証例の少ない実河川を対象に調査・解析を行った。ここでは、水質変化の推定に拡散方程式によるモデル計算を用いた。

3.1 調査の概要⁷⁾

3.1.1 調査対象河川

調査対象の河川を図-8に示す。この中で喜茂別川は急流の山地河川、島松川は平地河川、厚別川は前2例の中間を特徴として選定した。それぞれの河道の水理諸元を整理し、表-3に示す。

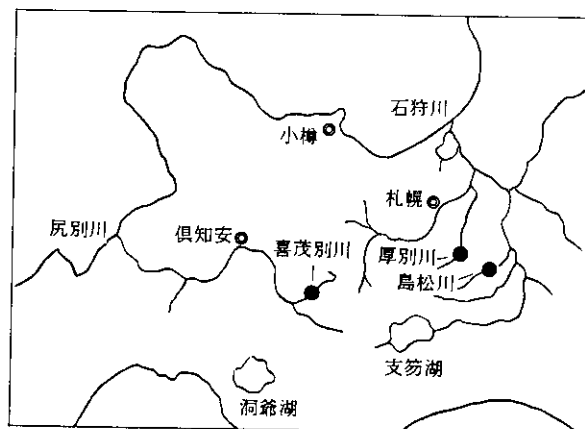


図-8 調査河川の位置図

表-3 調査対象河川の水理諸元

項目 河川名	調査年月	距離 (m)	流量 (m³)	川幅 (m)	水面勾配	水深 (m)	Froude 数	Reynolds 数
厚別川	1989.9	300	2.22	8.94	0.0117	0.280	0.622	1.2×10^5
		400	2.52		0.0087	0.290	0.463	2.8×10^5
			2.42		0.0100	0.289		5.4×10^5
喜茂別川	1990.9	970	1.95	10.59	0.0160	0.210	0.359	4.9×10^4
	1990.10		3.01	12.36		0.245	0.425	6.3×10^4
島松川	1990.9	500	1.02	7.99	0.0035	0.336	0.215	1.9×10^4
	1990.10		1.47	8.35		0.364	0.275	2.6×10^4

3.1.2 調査方法

調査方法は、最初に現地の河川測量として水準測量、横断測量を行い、観測時には同時水位観測および流量

観測を実施した。さらにこれらと並行し、溶解性物質の流下拡散の調査を行った。流下拡散調査の概念を、図-9の調査模式図に示す。

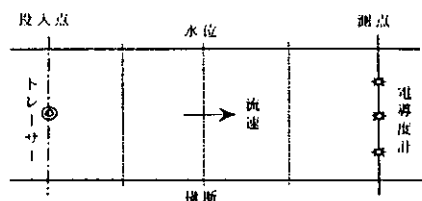


図-9 調査模式図

トレーサーは、流下時間の調査でも用いた食塩を現地の河川水で一定濃度に溶解し、その定点より投入し、下流の測点に電導度計を設置し、導電率を測定して食塩水の移流拡散の程度をとらえることとした。この時の測点は横断方向に3点とし、測点間隔はほぼ均等距離とした。また、塩水は3回にわたって投入し、測定を実施した。なお、電導度計で実際に計測される導電率を塩分濃度に変換するため、図-10に示す、導電率-NaCl濃度関係の検量線をあらかじめ作成し、濃度の換算に用いた。以上の調査は時期を変えて計2回実施した。

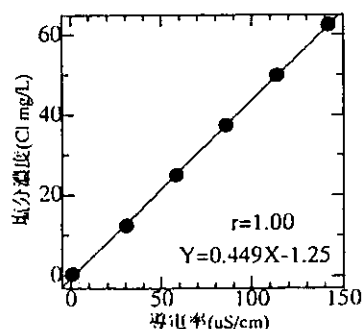


図-10 導電率と塩分濃度の関係

3.2 移流拡散係数の推定

3.2.1 Fickの拡散方程式⁸⁾

水質変化の推定には、次のようなFickの拡散方程式を用いた。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (10)$$

このとき、瞬間投入に対して、投入点より下流の地点での濃度 C は次式であらわされる。

$$C = \frac{M}{2A\sqrt{\pi Dt}} \exp \left\{ -\frac{(x-ut)^2}{4Dt} \right\} \quad (11)$$

ここで、 M は投入量(kg)、 A は流積(m^2)、 u は流速

(m/s)、 D は移流拡散係数(m^2/s)をあらわす。

式(11)より、これからある地点で溶解物質を瞬間投入した場合、投入点下流の任意地点における濃度時系列を測定し、移流拡散係数を逆算することを考える。この場合、 $t=x/u$ がピーク時間であり、その時の水質濃度を C_p とすると、式(12)となる。

$$C_p = \frac{M}{2A\sqrt{\pi Dt}} \quad (12)$$

これより移流拡散係数は、次式となる。

$$D = \frac{1}{\pi t} \left(\frac{M}{2AC_p} \right)^2 = \frac{u}{\pi x} \left(\frac{M}{2AC_p} \right)^2 \quad (13)$$

3.3 調査河川の流下時間と濃度の関係

河川の現地調査結果から移流拡散係数を逆算し、それから濃度変化を算出して、実測値と比較したものを図-11に示す。

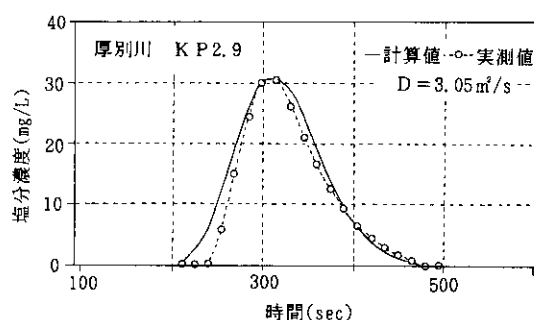


図-11.1 流下時間と濃度の関係

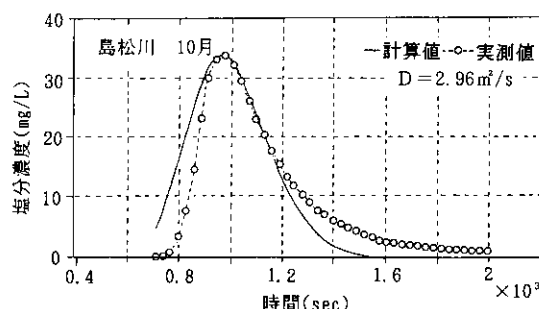


図-11.2 流下時間と濃度の関係

これをみると、厚別川の例では、計算濃度は立上がり部でやや実測値より立上がり早い、濃度の降下時は再現性がよい。また、島松川の例では計算値が実測値より早く立上がり、ピーク後には減衰が早い。ところで、この例の実測値をみると、濃度変化において上昇部と下降部が非対象となっていることに気付く。原因としてはトレーサーが流下中によどみに捕捉され、徐々に流下してくることで、計算値との違いがあらわ

れてくると考えられる。ただし両例とも全体的傾向としては計算結果が実測値をよく再現しているといえる。

3.3 移流拡散係数と水理諸元との関係

トレーサーを用いた流下拡散（移流拡散）の調査を実河川で頻繁に行うことはできない。また、調査による河川水質への影響を考えると、調査対象や条件も限定される。そこで、実用的意味からは拡散係数を河道および水理諸元と関連づけて簡便に推定することが望ましい。

3.3.1 アメリカの実河川の調査報告

1967 年 11 月、アメリカのネブラスカとミズーリの両州をまたがるミズーリ川で流下拡散の調査が大々に行われ、その結果は Yotsukura ら⁹⁾によって詳しく報告されている。対象河川の調査区間は 141 マイル(227km)、川幅は 800~950 フィート(244~290m)にわたる。そこで、600 ポンド(272kg)のローダミン WT の 20% 色素液を定点から投入して、170 時間にわたる追跡調査を実施している。また前年には、同河川で 120 ポンド(54kg)のローダミン BA の染料をトレーサーとした調査を行っている。これらの調査結果の他に、実験水路での測定結果も加えて Fukuoka¹⁰⁾らが、移流拡散係数と水理諸元との関係を検討している。この中では、規模や水理条件の異なる河川について、川幅水深比と移流拡散係数との関係などが整理されている。表 - 4 にはミズーリ川の調査を含む事例に関し、その際の水理諸元と得られた移流拡散係数を示す。

表 - 4 アメリカ実河川の調査結果と移流拡散係数

河川名	項目	水深 m	流速 m/s	川幅 m	B/h	D m ² /s	D/uh
Missouri		3.26	1.63	180	55.2	921.0	173.0
Copper Creek		0.37	0.22	18	48.6	9.9	121.0
Powell		0.88	0.16	37	42.0	9.5	67.5
Green-Duamish		1.10	0.29	20	18.2	7.4	23.2

3.3.2 川幅水深比と移流拡散係数の関係

表 - 5 には、著者らが調査した実河川の水理諸元と移流拡散係数を示す。

表 - 5 調査対象河川の水理条件と移流拡散係数

河川名	B(m)	h(m)	u(m)	B/h	D(m ² /s)	D/uh
厚別川	8.94	0.280	0.955	30.0	3.05	11.41
		0.290	1.048	28.6	3.74	12.34
		0.289	0.780	35.2	5.26	23.30
喜茂別川	10.59	0.210	0.515	50.4	14.11	130.60
	12.36	0.245	0.658		15.48	96.00
島松川	7.99	0.336	0.389	23.8	2.86	21.87
	8.35		0.520	22.9	2.96	15.66

ここで、B は平均川幅、h は平均水深、u は平均流速、D は移流拡散係数。

前述の式(13)より算出した各々の河川の移流拡散係

数 D は、厚別川では区間別によるが 3.05m²/s~5.26m²/s、喜茂別川が 14.11 m²/s~15.48 m²/s、島松川は 2.86m²/s~2.96 m²/s という結果になっている。また、川幅水深比に関しては、厚別川では 28.6~35.2 で、喜茂別川では、調査時期で流量が異なるが、約 50.4 と一定となっている。島松川は喜茂別川と同様に 22.9~23.8 の範囲にある。

算出された移流拡散係数は、流速と水深の積で除して無次元化し(D/uh)、川幅水深比(B/h)と比較している。これをプロットしたものが図 - 12 である。

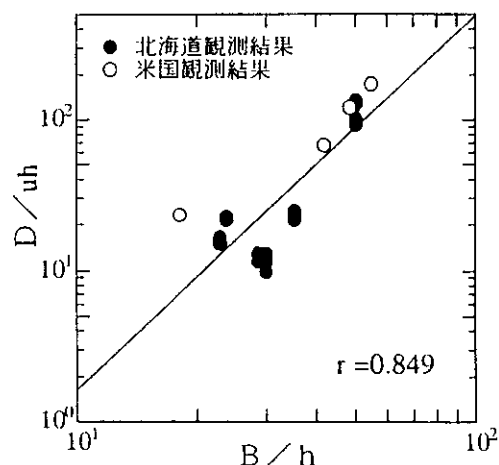


図 - 12 川幅水深比と移流拡散係数の関係

図中には先に述べたアメリカでの観測結果も示してある。図 - 11 より回帰式を求めると式(14)となる。

$$\frac{D}{uh} = 5.42 \times 10^{-3} \left(\frac{B}{h} \right)^{2.48} \quad (14)$$

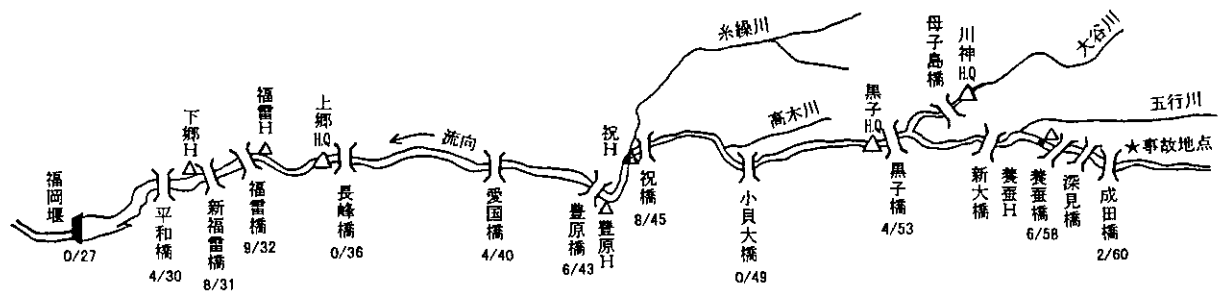
これから、移流拡散係数と川幅・水深比に対応関係が見出される。このことは、拡散の程度が河川の横断方向と水深方向の乱れのバランスに規定されることを示唆するものである。以上のことから、河道諸元と水理条件により大河川から小河川まで移流拡散係数の推定が可能となった。

4. 実際の水質事故例を対象とした検証

4.1 小貝川の事故概要

小貝川は栃木県南那須町の山地を水源とし、茨城県利根町に南下して利根川に合流する、流路延長 111.8km、流域面積 1,043km² の一級河川である。流域の概略図を図 - 13 に示す。

事故の原因は、1986 年 4 月 3 日 22 時頃、農機具や自動車部品のメッキ加工工場の貯留槽から漏出したシアンが、U 字溝 200m を通り樋管から小貝川に流出し



た。その結果、魚が約 4100 匹、690kg が中毒死し、さらに、この河川から取水していた飲料工場が一週間におよぶ取水停止で減産の被害を受けている。

4.2 実測の流下時間と不等流計算による比較

小貝川の流下時間を再現するため、事故当時に最も近い小貝川の縦横断測量データ（S62.3 測量）を基に、200m 毎に断面データを与えて不等流計算を行い双方を比較した。

事故時の本川の流量は、成田橋(KP.2/60)で $3.28\text{m}^3/\text{s}$ 、五行川合流点(KP.0/58)で $7.61\text{m}^3/\text{s}$ 、大谷川合流点(KP.7/53)で $8.54\text{m}^3/\text{s}$ 、糸繰川合流点(KP.5/45)で $8.59\text{m}^3/\text{s}$ に増加して福岡堰(KP.0/27)に至っている。

流下時間は、水質の追跡調査から得られた各地点の汚染物質濃度の時間変化からピーク濃度を推定し、その値からその地点の通過時刻を読みとった。この通過時刻と原因者の事故発生時刻との差を目安の流下時間としている。しかし、原因者の発生時刻は事故の発見時であるため、小貝川への流出時刻は定かではない。このため、実測の流下時間と再現のための不等流計算による結果を比較する場合、原因物質のピーク濃度の推定が明瞭な長峰橋を基準として、その前後の流下時間を比較した。その結果を図 - 14 に示す。

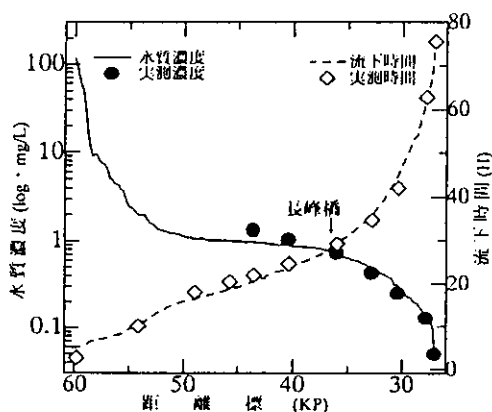


圖-14 流下時間と水質變化曲線

小貝川の調査対象区間（X=32.5km）の推定記録時

間は 73.21 時間であるが、再現時間は、72.58 時間であった。また、誤差の最大は、長峰橋より上流では 2.53 時間(KP.0/60)、下流では 2.87 時間(KP.6/30)であった。下流での誤差の要因として、事故発生が4月上旬であったため、農業用水に必要な灌漑用取水のため、福岡堰の堰上げによって水位が上昇し、流下速度に誤差が生じたためと考えられる。

不等流計算による流下予測から、事故物質がメッキ工場から小貝川に流入した時刻を推定すると、長峰橋が4月5日3時28分(C_p)が実測値の到達時刻で、この時刻から計算値による到達時間(24.39 時間)を差し引いた時刻が、4月4日3時5分頃と推定される。

4.3 川幅水深比による水質濃度の比較

水質調査は汚染物質の本川流入点(KP.2/60)で、4日14時から下流の岡北(KP.8/9)までの18地点で採水を行っている。分析方法は、吸光光度法(4ピリジンカルボン酸-ピラゾロ法; 定量下限値=0.01mg/L)の他、簡易法による記録があるが、実測値として読みとれるデータは愛国橋、長峰橋、福雷橋、KP.8/27、福岡堰の5地点であった。この他、前後2地点は推定値として参考となる記録が残っており、この記録から算出された汚染物質のピーク濃度と流下距離との関係を求めた。その結果を図-13に示した。

図中には、横断測量データ等から水理諸元を整理し、200m 毎の川幅、水深、流速を式(4) に代入して得られた移流拡散係数を用いて、汚染物質の推定ピーク値を算出している。ただし、初期投入量は事故当時の流出量が不明なため、実測値が明瞭でそのピーク値が推定できる長峰橋の $C_p=0.73\text{mg/L}$ に近似するように任意投入量を計算した。このため、実測値との比較は流下時間と同様、長峰橋に合わせて表示している。

再現の結果は、長峰橋より上流の2地点で実測値より予測値の方がやや低い濃度を示した。また、長峰橋より下流は逆に実測値より多少高い傾向を示している。しかし、おおむね事故物質の濃度変化と同様な変動傾

向を示し、再現性も高い。

4.4 既往の移流拡散係数による水質変化

移流拡散係数の算出方法には、これまで幾つかの式がある。これらの式には一長一短があり、調査対象となる河川の形状によって使用の選択が分かれてくる。このため小貝川で代表的な式を用いて、比較を行った。下記にその式を示す。

①Elder の式¹⁾¹⁾

$$D = 5.93u_*h$$

② Harleman の式¹⁾²⁾

$$D = 224R(gRi_e)^{1/2} \approx 224u_*h$$

③川幅水深比

$$D/uh = 5.42 \times 10^{-3} (B/h)^{2.48}$$

ここで、 u_* は摩擦速度、 h は水深、 R は径深、 g は重力加速度、 i_e はエネルギー勾配をあらわす。

①～③までの式の計算結果を図-15に示す。ただし、初期投入量は任意に設定し、流下過程でのピーク濃度が長峰橋の実測濃度に整合するよう調整した。

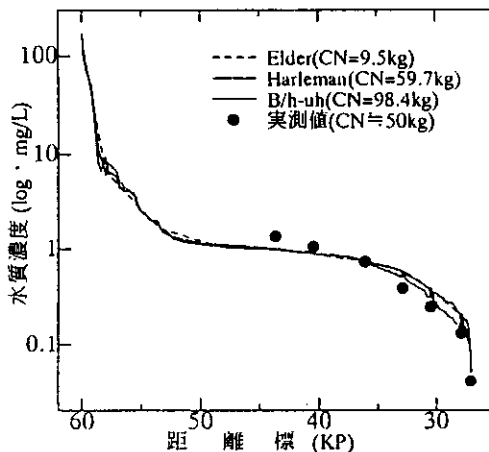


図-15 各移流拡散係数による水質変化曲線

この図から、各式の水質変化は調査区間の約半分近い、KP.0/40 まで同様な傾向で推移し、整合の基準点とした長峰橋から下流部に至って、徐々に濃度の変動が見られた。また、長峰橋から福雷橋の区間ではピーク濃度は Harleman の式がもっとも実測値に近い値を示している

4.4 各地点における流下時間と濃度の比較

事故当時、小貝川では水質の追跡調査として各観測地点で経時変化の調査が行われている。そこで、長峰橋と福雷橋、福岡堰の主要な観測地点における実測の濃度分布と、式(14)より算出した移流拡散係数を用い

て推定した計算値との比較を図-16.1、16.2に示した。ここでは、既往の Elder の式と Harleman の式を用いて推定した濃度変化も加えている。

その結果、式(14)の長峰橋が実測値より計算値の方

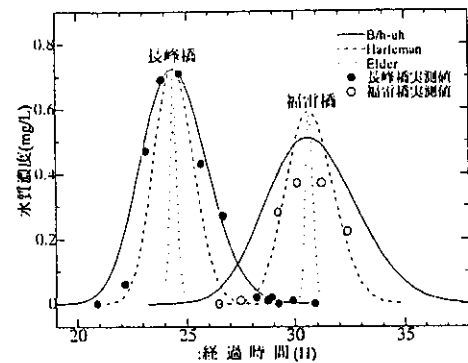


図-16.1 長峰橋・福雷橋の濃度分布図

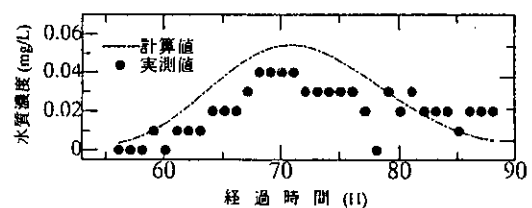


図-16.2 福岡堰の濃度分布図

が水質の立ち上がりがやや早くなっているが、ピークの少し手前からピーク時付近の濃度は近似しており、さらに濃度の降下曲線からベースラインにかけても、かなり実測値と近い濃度を示していた。

一方、福雷橋では式(14)の計算による濃度曲線が全体的に広がった変化を示している。しかし、実測値の場合は観測数が少ないこともあるが、計算値より小さな濃度変化を示している。この理由として計算値での移流拡散係数が大きいことによるものと考えられる。また、長峰橋の Harleman の式は実測値より濃度分布が小さく、さらに Elder の式は小さかった。この傾向は福雷橋でも同様な結果であった。

福岡堰は、実測値がもっとも多く測定された地点でもあるが、この地点の濃度が 0.04mg/L からシアンの定量下限値付近であるため、濃度の比較はむずかしい。しかし、計算値の濃度直線と実測値の変化の傾向は類似しており、移流拡散係数は、計算値の方が若干大きめであった。

主な観測地点の実測値と計算値の濃度分布の比較を行うため、長峰橋、福雷橋、福岡堰の3地点について再現を行った。その結果、長峰橋では実測値とかなり近い値を示した。しかし、福雷橋ではまだ計算値の方が高く、移流拡散係数も計算値で $D=14.3 \text{ m}^2/\text{s}$ 、実測値で $D=0.50 \text{ m}^2/\text{s}$ と大きかった。また、福岡堰でも係

数の開きは福島橋より小さいが値は実測値より大きかった。

4.5 移流拡散係数の推定結果

小貝川と過去に調査された実河川の濃度分布から逆算して得られた移流拡散係数と①から③による移流拡散係数を算出した。

これらの結果と、各移流拡散係数の D を $u \cdot h$ で除して無次元化した値を表-6に示す。また、実測の濃度分布より求めた移流拡散係数($D/u \cdot h$)と①から③の移流拡散係数($D/u \cdot h$)とを比較した結果を図-17に示す。

表-6 調査河川による移流拡散係数の推定

河川名	実 測		Elder		Harleman		B/h-uh	
	$u \cdot h$	$D(u \cdot h)$	$D1$	$D1/u \cdot h$	$D2$	$D2/u \cdot h$	$D3$	$D3/u \cdot h$
小 貝 川	0.0193	10.20	528.5	0.110	5.72	4.32	224	12.01
	0.0501	3.28	65.6	0.297	5.93	11.22	224	6.67
厚 別 川	0.0490	3.74	76.3	0.291	5.93	10.99	224	6.73
	0.0539	5.45	101.0	0.320	5.93	12.08	224	8.40
喜 茂 別 川	0.0154	13.85	899.1	0.091	5.93	3.44	224	9.78
	0.0223	15.48	692.9	0.132	5.93	5.90	224	14.61
島 松 川	0.0180	2.86	158.4	0.107	5.93	4.04	224	1.69
	0.0245	2.96	120.6	0.146	5.93	5.50	224	2.43

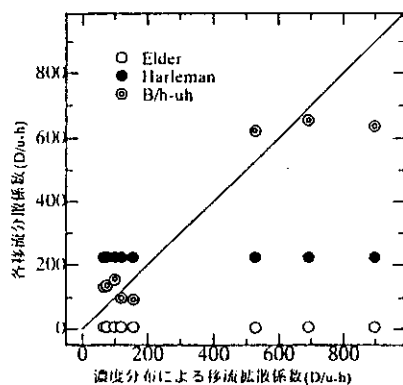


図-17 移流拡散係数の推定結果

この図から、実測値と各移流拡散係数に等しい値($D/u \cdot h$)の線に近似していたのは、小貝川をはじめ他の調査河川の川幅水深比であった。

4.6 汚染物質の流出量の推定

①から③の式では、それぞれ初期投入量が異なっている。このことは水質の再現性の精度に影響を及ぼすため、小貝川の事故での流出物質の総量が重要な要素となる。

小貝川の流出事故物質は、シアン化亜鉛浴中のシアンである。この物質の流出量が明瞭ではないが、記録によれば約1トン($CN=5\%$)の漏出量といわれている。この数値から予想される流出量は約50kgであり、この量を基準とした場合の各式の初期投入量は、Elderの式では0.19倍、Harlemanの式は1.19倍、川幅水深比では約1.97倍である。しかし、図-16.1で示した長峰橋の実測の濃度分布から累積した通過量は

75.5kgであった。

4.7 移流拡散係数の補正

実測で得られた小貝川の長峰橋での水理諸元と移流拡散係数を、図-12に加えた結果、図-18となった。また、図-18の回帰式を求めると式(14)は次式となる。

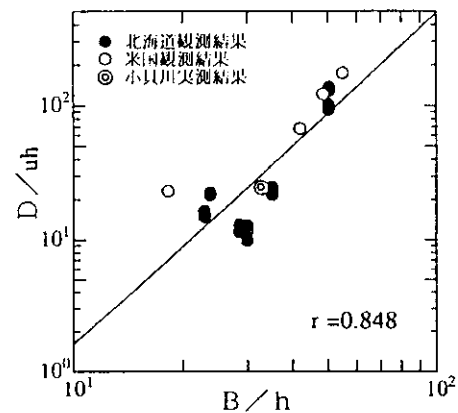


図-18 B/h と $D/u \cdot h$ の関係(補正)

$$\frac{D}{u \cdot h} = 5.22 \times 10^{-3} \left(\frac{B}{h} \right)^{2.48} \quad (15)$$

5. 十勝川による水質影響予測¹³⁾

5.1 事故想定概要

水質事故のシミュレーションとして選定した十勝川は道東に位置し、その主な諸元は、流域面積 9,010 m^2 、流路延長 156km の一級河川である。また、本川中流部には17万人の中核都市である帯広市があり、その周辺の町村は道内でも有数の畑作、酪農地帯のため、その農機具を製造する工場が十勝川に隣接されており、工場内ではメッキ液を使用している。

このメッキ液の貯留槽の容量は約 76 m^3 と推定され、そのメッキ液は次のインゴットを溶解して用いているものと考えられる。

インゴット=① $Zn(CN)_2$;60g/L② $NaCN$;34g/L③ $NaOH$;80g/L… $CN=14.9g/L$

事故原因の要素として、配管の接続部の破損等でメッキ液が漏出することが想定される。その漏出液は図-19に示す工場内の雨水ピットに流れ、雨水下水道を通じて支川の新帯広川を經由して本川の十勝川に流出する。

ここでは、水質の影響の範囲がどの程度まで達するのかを考慮し、その想定をシアンの環境基準値を下回る地点を目標とし、本川流入後の水質濃度のシミュレーションについて行った。

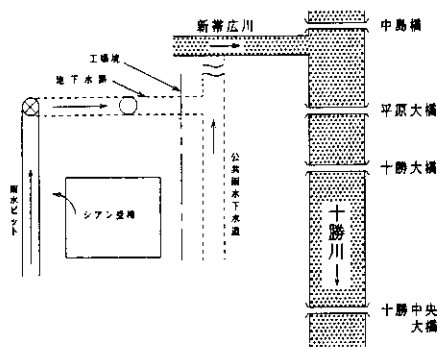


図-19 流出予想概要図

5.2 汚染物質の影響予測

流量-流下時間の算定に必要なデータは、4～6年毎に実施される『河道縦横断測量』や『同時水位調査』の最新の資料を用い、その実測値から不等流計算を行い、200m毎の流下時間を算出した。また、同時に川幅、水深、流速等の水理諸元から区間毎の結果を表-7に示す。さらに各区間から式-(15)を用いて移流拡散係数を求めた。

表-7 十勝川の水理諸元

区間 km	Q m ³ /s	u m/s	h m	B m
0～1.1	77	1.258	0.815	85.2
0～6.4	87	1.096	0.801	104.7
0～10.9	100	1.091	0.881	101.1
0～12.8	125	1.056	0.920	105.1
0～14.7	133	1.041	0.936	109.6
0～17.0	137	0.970	0.990	116.6

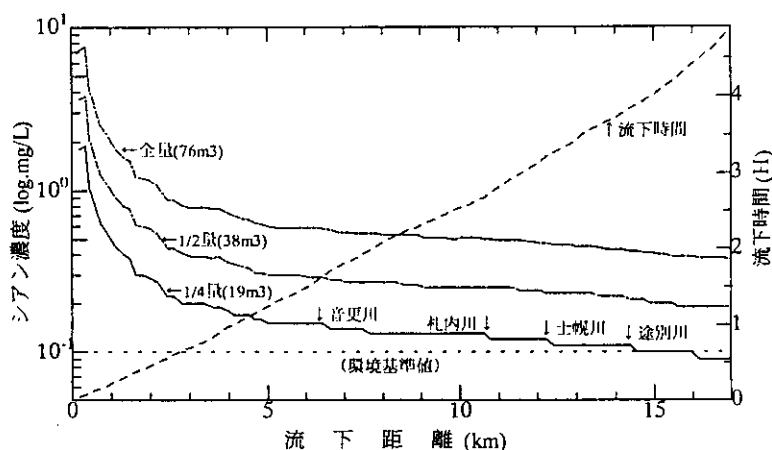


図-20 十勝川の汚染物質濃度のシミュレーション

ここで、メッキ液の受槽容器から漏出された液量を全量、半量、1/4量の3パターンについて、水質の濃度変化を推定した。流量は『同時水位調査』における実測値を用いた。図-20に十勝川の水質濃度のシミュレーションを示す。

この図から、汚染物質の流入地点(KP.8/62)から環境

基準値までに低下する地点は、メッキ液が1/4量で支川の途別川が合流点の下流(KP.0/46)付近と推定され、影響範囲は14.6kmであり、この区間での浄水利用施設はない。また、メッキ液が全量か半量の場合、影響距離はこれより下流の千代田堰堤(KP.3/43)まで達し、ここで混合拡散する。

5.3 事故処理方法の検討と対策

汚染物質が支川の新帯広川から本川の十勝川に流出した場合、分散したシアンの除去は物理的に困難である。また、化学的処理も本川の流量が高いため、効果が薄く逆に薬剤の二次的汚染を引き起こし、被害の拡大を招く懸念もある。このため、事故の早期発見が不可欠であり、本川流入口の樋門を閉じて支川での化学的処理が最も効果的な対策と考えられる。

6. まとめ

水質事故物質の流下予測の手法として、不等流計算により流下時間の推定方法と、河道の水理諸元から川幅水深比を用いて移流拡散係数を推定する方法を見出した。この予測方法を活用するため、シアンの事故歴のある小貝川で再現を試みた。その結果、不等流計算はほぼ実測値に近い結果が得られたが、他の観測地点では実測の分布より大きくなる傾向が見られた。また、既往の移流拡散の式を用いて同様に再現した場合、小貝川での水質変化ではHarlemanの式が最も実測に近い変化を示していた。しかし、著者が過去に調査した

河川の実測からの移流拡散係数(D/uh)と各移流拡散係数(D/uh)の推定結果では、ElderやHarlemanの式より川幅水深比が水質濃度変化を推定する方法として、最も有効な手法であることが解った。

河道の水理諸元等から、流下時間や移流拡散係数の推定が有効な手段であることを踏まえ、その応用事例として、十勝川をモデルに水質事故物質のシミュレーションを試みた。その結果、これまで考慮されていなかった諸項目について、平時の備えによって迅速な対策を講ずることが可能となった。

7. あとがき

水質事故を予想して、その事故物質の流下特性を事前に予測することが可能であれば、被害の防止や事故処理の軽減を図ることができる。本報では、北海道の

実河川を対象にトレーサーによる流下時間と移流拡散係数の推定を行った。この成果を踏まえて実際に事故が起こった小貝川をモデルにして、その流下時間と水質濃度の再現を試みた結果、一定の成果が得られた。今後は、この小貝川の調査結果から得られた水理諸元や、他の実河川での調査を加えて、移流拡散係数の精度の向上を図って行きたいと考えている。

謝辞：本研究を行うにあたって、北海道大学工学部の長谷川和義先生、建設省の武田秀明氏（下館工事事務所）、石狩川開発建設部の中津川誠氏（維持管理課）にご指導及びご助力を戴いたので、記して謝意を表す。

参考文献

- 1)小浜実、渡辺貞夫、林信雄、稲葉誠一：R1利用による空知川流下速度測定について、昭和35年度、第4回、北海道開発局技術研究発表会論文集、p213-219、1960.
- 2)小浜実、渡辺貞夫、林信雄：空知川流下速度測定調査（第2報）、昭和36年度、第5回、北海道開発局技術研究発表会論文集、p242-246、1961.
- 3)北海道開発局旭川開発建設部管理課：天塩川石狩川流達率調査報告書、昭和55年度、
- 4)北海道開発局土木試験所河川研究室：現場のための水理学、1988年1月、p1-24.
- 5)玉川尊、秩父亮一、中津川誠：河川における汚染物質の流下予測について、平成度土木学会北海道支部論文報告集、No.46,391-396,1990.
- 6)伊藤剛、佐藤清一、吉川秀夫、芦田和男、鈴木博安、土屋昭彦：洪水流に関する研究、土木研究所報告、第100号、昭和36年1月、p145-160
- 7)玉川尊、中津川誠、長谷川和義：河川の水質事故質の流下拡散について、平成4年度土木学会北海道支部論文報告集、No.49,591-596,1993.
- 8)矢野雄幸、佐藤弘二：拡散方程式入門、昭和60年7月、p5-11.
- 9)Yotsukura, Fischer, Sayre: Measurement of Mixing Characteristics of the Missouri River between Sioux City, Iowa, and Plattsmouth, Nebraska, U. S. Geological Survey Water Supply Paper 1899-G, 29p, 1970.
- 10)Fukuoka, Sayre: Longitudinal Dispersion in Sinuous C-channels, Journal of the HYDRAULICS DIVISION, Proc. of ASCE 1973, 195-217.
- 11)水理公式集 [昭和60年版]：土木学会、P46
- 12)水質事故対策技術 [1995年版]：建設省建設技術協議会技術管理部会水質連絡会編、P44、1995.2.25
- 13)桃枝英幸、玉川尊、平野正則：十勝川水系における異常水質時の緊急措置対策について、第39回（平成7年度）北海道開発局技術研究発表会講演概要集、共通部門、1996.2

玉川 尊*



開発土木研究所
環境水工部
環境研究室
副室長

渡邊 康玄**



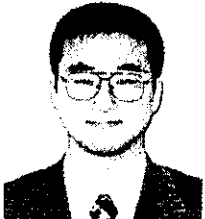
開発土木研究所
環境水工部
環境研究室
室長

齋藤 大作***



開発土木研究所
環境水工部
環境研究室
研究員

佐藤 耕治****



開発土木研究所
環境水工部
環境研究室
研究員

甲斐 達也*****



福田水文センター
環境部調査課
（財）北海道河川
防災研究センター
依頼研修員