

緩混合型感潮河川における塩分濃度分布の解析 Analysis of Salinity Distributions in an Estuary of Moderately Mixing Type

日本工営株式会社 正会員 岩崎 光 隆

1. はじめに

わが国太平洋側河川の感潮区間は多くは緩混合型の塩分混合形態を呈し、塩分分布は月令による潮位変化や河川流量によって著しく変化する¹⁾。宮城県七北田川感潮域における塩分濃度分布の実測例によると塩水楔の出現はむしろまれで、等濃度線の形状も、また濃度勾配も観測時間によって著しく変動している。すなわち混合の程度が変化し、それがまた渦動粘性係数、渦動拡散係数に影響して流動場を変化させるという状況である。このような流れ場は弱混合型に用いる塩水楔計算や強混合型に用いるタイダルブリズム法では解析できない。須賀は二層一次元不定流計算において界面混合効果を考慮して解決をはかり、多くの問題点が解明されつつある。本研究は水路を横断方向に積分して水平、鉛直方向二次元の流れ場とし、鉛直方向の渦動粘性係数、渦動拡散係数を局所的に変化せしめて直接に運動方程式と拡散方程式を数値積分することにより緩混合型の流れ場を明らかにしたもので、環境問題に有力な解決手法を与えるものといえよう。

2. 緩混合型河道内塩水侵入のモデル化

2-1 基礎方程式

x を水平流下方向、 z を上向き正とし、Boussinesq 近似を用い横断方向に積分した基礎方程式は以下となる。

$$\frac{\partial}{\partial x}(bu) + \frac{\partial}{\partial z}(bw) = \frac{\partial}{\partial t}(br_z) \quad (1)$$

ここで、 u 、 w はそれぞれ x 方向、 z 方向の速度成分、 b は水路幅、 r_z は水位変動に伴う z 方向の単位長さに対する歪率である。緩混合型感潮河川でのタイダルレンジが無視できない程であるので、これに対する補正を行うためのものである。

$$r_z = \frac{dz \text{ の変化量}}{dz} \quad (2)$$

$$\frac{\partial(bu)}{\partial t} + \frac{\partial(buu)}{\partial x} + \frac{\partial(bwu)}{\partial z} = gbs \sin I - \frac{b \partial p}{\rho \partial x} + [\text{Reynolds stress 項}] + [\text{壁面摩擦項}] \quad (3)$$

ここに、 g は重力加速度、 P は圧力、 I は河床勾配である。(3)式右辺第二項の圧力項は、 h を水位とすると次式のようになる。

$$-\frac{b \partial P}{\rho(z) \partial x} = -\frac{gb \rho(h)}{\rho(z)} \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{gb}{\rho(z)} \int_z^h \frac{\partial P}{\partial x} dz \quad (4)$$

右辺第1項は水面勾配によって生じた driving force、右辺第2項は密度によって生じた driving force であるが次のような理由により(4)式右辺第1項を無視する。すなわち、不定流計算において水面形状を求める際にはどうしても解の安定性の問題は不可避であり、この不安定さは(4)式右辺第1項の持つ精度の意味を打ち消してしまう程大きいのである。

(3)の右辺第3項については次式を用いる。

$$[\text{Reynolds stress 項}] \div \frac{\partial}{\partial z}(bNz \frac{\partial u}{\partial z}) \quad (5)$$

ここに N_z は渦動粘性係数であり密度成層の場合次式で表現される。²⁾

$$N_z = N_z^{ad} / (1 + K \ell R_i)^r \quad (6)$$

R_i は局所リチャードソン数であり、ここでは $K \ell = 3.5$, $r = 1$ とおく²⁾。 N_z^{ad} は adiabatic eddy viscosity で、カルマン定数を k 、代表的混合長さを ℓ とすると次式であらわされる。

$$N_z^{ad} = (k \ell)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7)$$

今回の計算においては、 ℓ を鉛直方向差分メッシュ長として 0.1 m とした。また、(3)式第4項の摩擦項としては粗度係数 n と径深 R を使い、次式を用いる。

$$[\text{摩擦項}] = -\frac{n^2}{R^{4/3}} |u| u \quad (8)$$

以上により x 軸方向運動方程式は次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (b u) + \frac{\partial}{\partial x} (b u u) + \frac{\partial}{\partial z} (b u w) = \\ = g b \sin i - \frac{b g}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} \int_z^h \rho dz + \frac{\partial}{\partial z} (b N_z \frac{\partial u}{\partial z}) - \frac{b n^2}{R^{4/3}} |u| u \end{aligned} \quad (9)$$

また横断方向に積分した塩分の拡散方程式は次式となる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (s b) + \frac{\partial}{\partial x} (s b u) + \frac{\partial}{\partial z} (s b w) = \frac{\partial}{\partial x} (b K_x \frac{\partial s}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial z} (b K_z \frac{\partial s}{\partial z}) \quad (10)$$

s は塩分、 K_x, K_z はそれぞれ x 方向拡散係数、 z 方向拡散係数を示し、近似的に $K_z \doteq N_z$ を仮定する。塩分濃度 S (‰) と密度 P との関係式は、数値計算の精度とのバランスをも考慮して、水温を一定とし、次式を仮定する。

$$\rho = \rho_0 (\alpha + \beta S) \quad (11)$$

ここで ρ_0 は淡水密度、 α は1、 β は0.001の定数とする。

2-2 離散化

図-1のように水深方向に数等分する。

常に水面と河床とを等分しているの、潮位変動に伴い鉛直方向の格子間隔は伸び縮みすることになる。水面は水平のまま上下し、水面勾配はないものとする。縦断方向にはどのセルも同じ長さとする。

(1)式、(9)式、(10)式を離散化するにあたっては、運動方程式、拡散方程式は中央差分、連続方程式は後方差分を用いた。拡散方程式は移流項は陽型式、拡散項は陰型式をとり数値計算時には x 方向、 z 方向にそれぞれ分けて行なう。

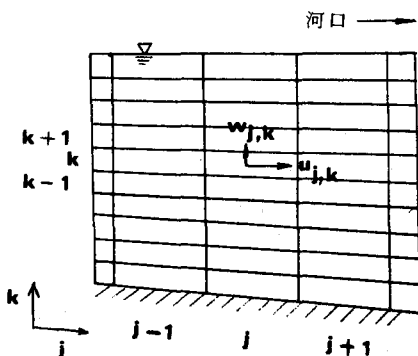


図-1 差分化の説明

2-3 境界条件

(1)水面は水平とし、その水位は潮位として与える。

(2)上流端流入量は河川流量とし、上流端では一様流速分布とする。しかし、上げ潮時の拡散計算では、隣

接下流側断面の流速分布を用いる。

(3) 上流端濃度分布は淡水濃度の等濃度分布とするが、しかし上げ潮時には隣接下流側断面の濃度分布と同一とする。

(4) 下流端流量は、上流からの流入量および潮位変動に起因する河道内の水のボリューム変化を考慮して求める。

$$(\text{下流端流量}) = (\text{上流からの河川流量}) - \frac{1}{\Delta T} (\text{河道内のボリューム変化量}) \quad (12)$$

下流端流速分布は一様分布とするが、しかし下げ潮時の拡散計算に用いる下流端流速分布は隣接する上流側断面のものをを用いる。

(5) 下流端濃度は海水濃度の等濃度分布とするが、しかし下げ潮時には隣接する上流側断面の濃度分布形と同一とする。

(6) 河道内には潮位変動に伴うボリューム変化とバランスするような、縦断方向の主流 U_j が存在するはずであり、河道内の縦断方向の流速 U_T は主流 U_j と密度差によって生じる流れ成分 u との和と考えられる。この U_j は各断面の鉛直方向に一様に存在すると仮定する。

$$U_T = U_j + u \quad (13)$$

断面 j における U_j は、その上流側断面の U_{j-1} と平均体積変化量 ΔV_j とから次のようにして、順次上流側から求めることができる。上流端では補正は行なわない。

$$U_j = U_{j-1} - \frac{\Delta V_j}{\Delta T} \quad (14)$$

2-4 計算過程

計算の手順は次のようにして行う。

- ① 運動方程式による u を求める。
- ② 潮位変化による流れ U_j を(14)式によって求め、 u の補正を行う。
 $U_T = U_j + u \rightarrow$ 次ステップの u
- ③ 連続式により w を求める。
- ④ (11)式により ρ と S の変換を行う。
- ⑤ 水平縦断方向、鉛直方向の塩分の拡散計算を行なう。
- ⑥ (11)式により ρ と S の変換を行う。
- ⑦ ①に戻り、次のステップへ進む。

3. 計算例(その1)

この緩混合型数値モデルがどの程度まで実際の現象をあらわすことが可能かを調べる。このため、昭和54年8月27日における宮城県七北田川の実測資料を用いる。すなわち観測時刻の9時50分～10時50分(河川流量 $7.67 \text{ m}^3/\text{S}$)の塩分濃度分布を初期値として入力し、その後の変化の様子を実測値と計算値とで比較した。

3-1 計算条件

- (1) 計算区間は河口から上流へ3.4 kmまでの区域とした。
- (2) 横断面形状は、下流端断面を幅 345 m 、底面高 T.P.- 2.45 m の矩形断面とし、上流端断面を幅 200 m 、底面高 T.P.- 2.00 m の矩形断面で近似し、中間断面は上、下流両断面を直線で結び、幅や底面高

さを距離で比例配分した横断面形状とした。

(3) 計算メッシュ間隔は縦断方向には200mピッチとし、鉛直方向には水深を10等分した長さとした。

(4) 時間間隔はM₂潮周期をタイダルサイクルの基準とし、これを128等分して用い、 $\Delta t = 349.3125$ 秒とした。

(5) 初期濃度分布は図-3に示される8月27日9時50分～10時50分における観測値とした。

(6) 水位は実測値のように変化させた。(図-2)

(7) 塩分濃度は上流からの流入河川水は0.7‰、海水は3.0‰とした。

3-2 計算結果

図-3～図-5には計算結果が示され、図-4は第2回観測値(13時～14時)との比較、図-5は第3回観測値(16時～17時)との比較、さらに図-6は第4回観測値との比較であり、図中の実線が計算値、破線が実測値である。この結果は $Kx = 0.1 \text{ m}^2/\text{秒}$ に対するものであり、この他にも $Kx = 1.0 \text{ m}^2/\text{秒}$ 、 $Kx = 0.3 \text{ m}^2/\text{秒}$ なども計算を試みたが、この場合が最もよく実測値に近い状態をあらわした。下げ潮時には、現地観測にも見られるような、上層の淡水層が次第に塩水層を河口に押し出して塩水楔先端が下流側に移動する様子が良く再現できている。計算では上げ潮時に、高濃度の塩水はほぼ垂直に形成されたフロントとなって河道内に侵入するが、実測値のほうは、さらに、楔形が発達しながら上流側に侵入しており、計算とは少し傾向が異なるようである。この原因として考えられることは、上流端断面では常に河川流量を一様流速分布をもって流入させているために、楔形が未発達となってしまったのが原因であると思われる。上流端断面をさらに上流に移動すると精度は向上すると思われるが、河床高の標高が水面近く上昇してしまい計算不能になるので上流端の流速の境界条件についてさらに検討を加える必要がある。

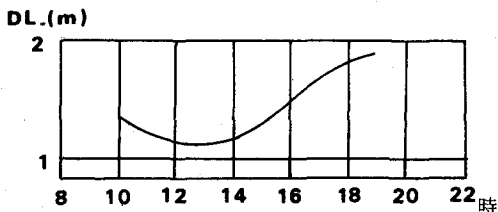


図-2 潮位

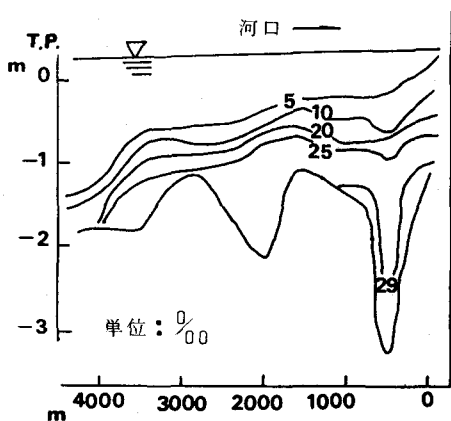


図-3 初期塩分濃度分布

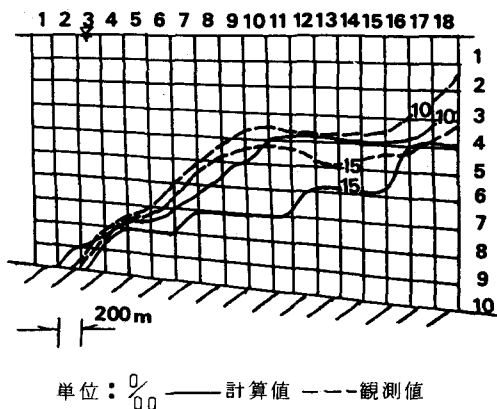


図-4 第2回観測値との比較(3時間後)

3-3 計算の安定性

安定した計算結果を得るために物理的に不合理な点は計算途中で逐時修正を行なつた。つまり、ほんのわずかであつても鉛直密度勾配 $\partial\rho/\partial z$ が正になると、忽ちにして流速場全体が振動、発散してしまうので次の拘束条件を設けた。

$$\frac{\partial\rho}{\partial z} < 0 \qquad \text{0時}$$

計算時間間隔については、解の安定性との関係は未だ明らかでないが試みに ΔT を6秒とした場合や、約6分弱とした場合やその中間の値で、初期条件を同一として実時間約30分相当の数値計算をやつたところこれらの結果のあいだに有意な差は認められなかつた。

4. 計算例(その2)

試みに洪水後の河道内塩分濃度上昇の様子のシミュレーションを行なつた。主要な計算条件は前節の計算例とほとんど同一としたうえで、次の条件で計算を行なつた。

- (1)初期条件は前の計算例(その1)と同一とする。
- (2)計算時間は15潮汐間とし、潮位は M_2 潮を与える。
- (3)河川流量は初日 $20m^3/s$ 流し塩分を河道から殆どフラッシュさせた後 $2m^3/s$ に固定し、河道内が次第に塩水化する様子を見ることとする。

計算結果は、河口から200m上流における取水口を想定、水面からT.P.-100mまでの塩分濃度の平均値としてまとめ、図-7に示される。計算結果をみると最初の1日で塩分はほとんど河道内から消え去り、その後河川流量が $2m^3/s$ になるとともに次第に塩分濃度が上昇してくる様子がわかる。しかし4日目以降では何らかの原因で計算が不安定となつてしまい安定な解が得られなかつた。この原因の究明や対策については今後の検討課題とする。

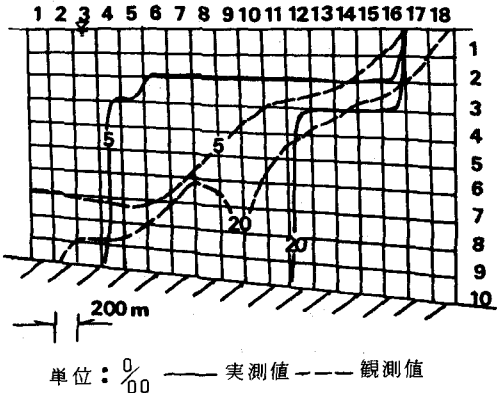


図-5 第3回観測値との比較(6時間後)

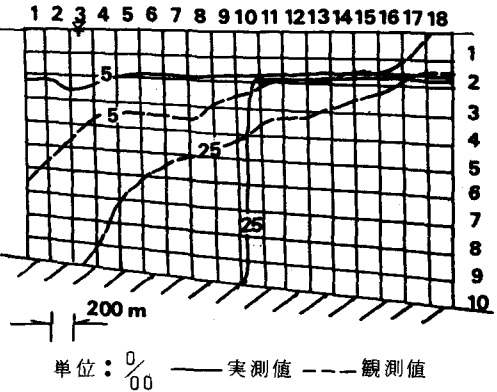


図-6 第4回観測値との比較(9時間後)

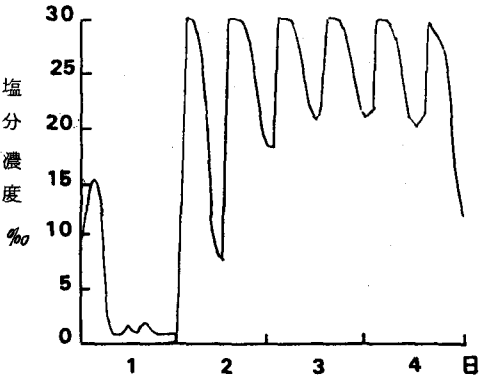


図-7 想定取水口付近の濃度変化

5. 結論

本研究によつて緩混合の感潮河川における塩分濃度分布を解析することができた。この計算手法においては連行係数を用いる必要がなく、また河川流量や潮汐によつて変化する塩分濃度分布の情報が詳細に得られるなど、実用上の効果が極めて大きい。

謝 辞：本研究の遂行において，東北大学海岸水理研究室より貴重な実測資料の提供をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 須賀堯三：感潮河川における塩水くさびの水理に関する基礎的研究，土木研究所資料1537号，1979
- 2) Leonard, B.P., Vachtsevanos, G.T. and Abood, K.A. : Unsteady-State, Two-Dimensional Salinity Intrusion Model for an Estuary : Preprints of the International Conference on Applied Numerical Modelling, Southampton, pp.113~123, 1977.