

強混合型感潮河川における塩分侵入に関する 調査と一次元解析法

古本勝弘*・武政剛弘**・薦田廣章***・重松栄児****

1. ま え が き

河川感潮部においては、潮汐による往復流と淡・塩水の密度差による重力循環流のために、海水の塩分が河口からかなり上流にまで遡上し、水利用に支障を来すことがある。近年、多くの河川で河川改修の進捗や河川水の取水量増加に伴い塩分遡上に促進される状況にあり、塩分侵入の簡便な解析法の開発が望まれている。

塩分侵入に関して、Ippenら(1961)は多くの実験により分散係数が浮力の影響を受けること、海側の境界条件を与える河口を仮想的に外海に延長すべきこと、その距離は浮力効果に支配されることなどを明らかにし、一次元分散方程式に基づく近似解法を提示した。Harlemanら(1974)は数値解析モデルを提案したが、いずれも分散係数の表示に問題を含んでいた。Fischer(1972)やSmith(1977)は、エスチャリーの分散現象は河幅に規定され、密度流、往復流も関係する複雑な現象であることを示した。その後の多くの研究にも拘らず感潮域の分散係数を評価する式はまだ確立されていない。

本研究は、強混合型の感潮域における塩分侵入を移動座標を用いた一次元分散方程式により解析する方法を提示し、過去に観測された河川の塩分分布から分散係数を求め、その表示式を得ようとするものである。菊池川については著者らで調査したのでその結果も併せて述べる。

2. 菊池川における塩分調査

菊池川は熊本県北部を流れて有明海に注ぐ流域面積996 km²の一般河川である。観測は1995年7月15日(月齢17.1)・7月25日(月齢27.1)の2回実施した。水位は、河口、3.2 km(測点1)および5.6 km(測点2)の3地点で計測した。流速は測点1の流心で0.5 m間隔で鉛直分布を測った。塩分(塩素イオン)は、橋上から重錘つきのロープに0.5 m間隔で取り付けられたピンで採水し現場で電導度を測り、硝酸銀滴定法により求めた塩素

イオンと電導度の関係から換算した。塩分の測定点は、測点2の流心1地点と、測点1の横断方向6地点で鉛直分布を求めた。2回の観測とも7:00~19:00まで毎正時に計13回計測した。ここでは7月25日の観測結果を示す。

図-1に水位変化、図-2,3に測点1の流心における流

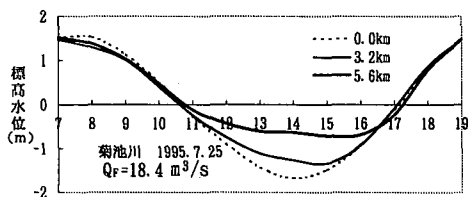


図-1 水位変化(菊池川, '95.7.25)

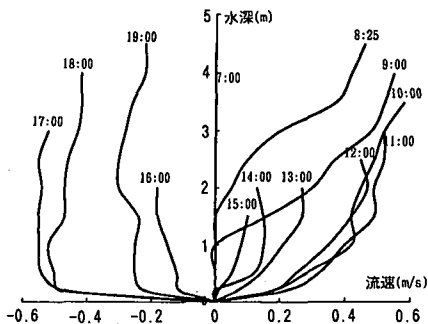


図-2 流速分布(3.2 km地点, '95.7.25)

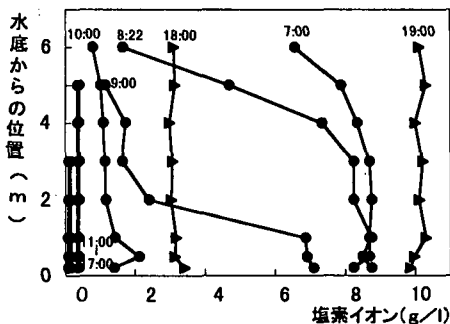


図-3 塩素イオン濃度の鉛直分布(同上)

* 正 会 員 工博 長崎大学教授 工学部社会開発工学科
 ** 正 会 員 農博 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科
 *** 正 会 員 農修 長崎大学助手 海洋生産科学研究科
 **** 学生会員 長崎大学大学院 工学研究科

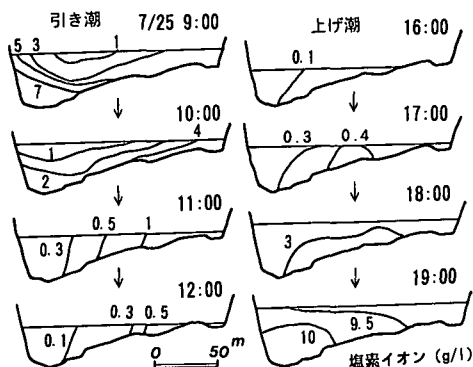


図-4 断面内の塩分分布 (3.2 km 地点, '95. 7. 25)

速, 塩分の鉛直分布を示す。流速分布は, 下げ潮で鉛直速度勾配が大で, 上げ潮では鉛直方向にほぼ一様となる。満潮から下げ潮にかかる2時間程に底層に流れの停滞があり, その上層に速度勾配の大きな流れが形成される。これら一連の流速分布は, 流下方向の密度勾配による循環流の効果で説明される。

塩分の鉛直分布は, 満潮から下げ潮にかかる時間帯に, その時の流速分布を反映して上層の塩分濃度が低下し成層状態が出現するが, その他の時間帯は概して鉛直方向に一様な分布で, ほぼ強混合型の河川といえる。

図-4に測点1の断面における塩分の等濃度線を示す。線の形状は, 概ね上げ潮では上に凸, 下げ潮で下に凸となり, 横断方向の流速分布と流下方向の塩分分布を反映している。すなわち, 上げ潮では, 下流の濃度大なる水塊が流心に早く達し, 流速の遅い両岸に低濃度水が残る。下げ潮では逆に, 上流の低濃度水が流速の大きな中央部の表層に早く達し, 周辺部に高濃度水が残るために, 図-4のような等濃度線の形状を示す。従って, 横断方向の密度勾配による断面内循環流の存在が示唆される。

3. 貯留水量を独立変数とする一次元解析法

強混合の感潮域では, 断面平均の塩分濃度 C に関して一次元的扱いができるものと仮定すると, その保存則は

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(A D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (1)$$

ここに, U は断面平均流速, A は流水断面積, D は分散係数, x は距離, t は時間を表す。 C を知るためには, 場所 x , 時間 t の関数として A , U および D を与えて, 適当な初期条件・境界条件の下に (1) 式を数値的に解く必要がある。この面倒な作業を軽減するために, 潮汐とともに移動する座標系を導入する。

図-5のように, 感潮部最上流点を原点とし下流向きに x 軸をとり, 原点から x 地点までの河道内の貯留水量

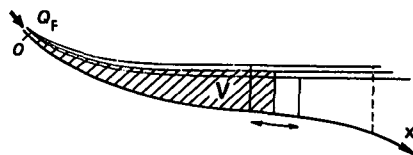


図-5 座標系の模式図

V を次式で定義する。

$$V = \int_0^x A(x, t) dx \quad (2)$$

上流端の河川流量を Q_F とすると, 連続の式を積分して

$$U = \frac{1}{A} \left(Q_F - \frac{\partial V}{\partial t} \right) \quad (3)$$

と表されるから, (1) 式において独立変数を (x, t) から (V, t) に変換すると次式を得る。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + Q_F \frac{\partial C}{\partial V} = \frac{\partial}{\partial V} \left(A^2 D \frac{\partial C}{\partial V} \right) \quad (4)$$

(1) 式と比較して (4) 式の利点のひとつは, 移流項にあたる左辺第2項の係数が Q_F であり, V の関数でないこと, 定常流入時には t にも関係のない定数となることである。更に, 河道におけるある値の V の位置は入退潮とともに同じボリュームの位置に常に移動するため, (4) 式中の A および D の関数に含まれると考えられる河幅 W や水深 d などは t に対する変化が小さく, ほぼ V のみの関数と見なしうることも大きな利点である。また, 生の海水の侵入位置も入退潮とともに移動すると考えられるので, (4) 式を解くための海側の境界条件として, t に関係なく, ある固定した V の地点に海水濃度を与えることが許されるであろう。

以上のことから, Q_F が一定の場合, 入退潮とともにその位置を移動する V 座標の上では, 塩分濃度 C は潮時 t にはよらず V のみの関数になることが期待される。

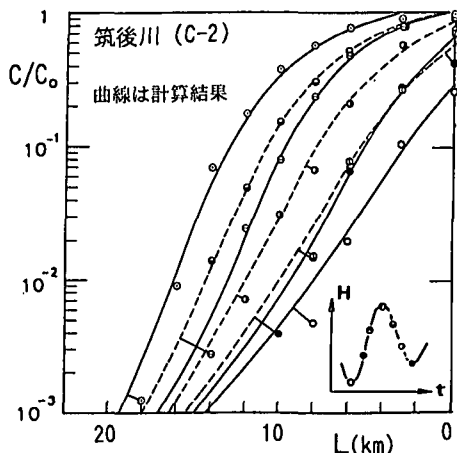
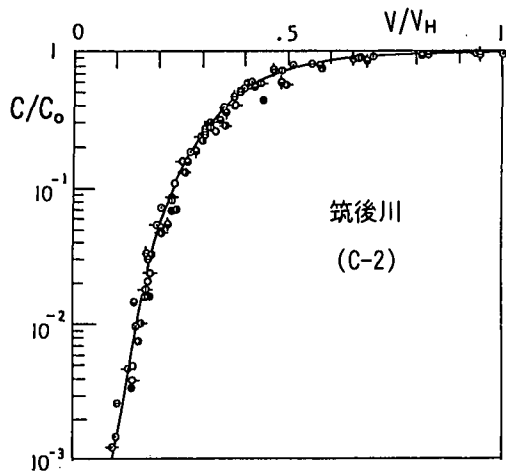


図-6 距離座標に対する塩分分布 (筑後川, C-2)

図-7 V 座標に対する塩分分布 (筑後川, C-2)

そこで、筑後川で一潮汐周期にわたり観測された塩分濃度を位置 x に対してプロットしたものを図-6 に、 V に対するものを図-7 に示す。ただし、縦軸は海水塩分 C_0 、横軸は満潮時における河口の貯留水量 V_H で無次元表示している。

図-6 と 7 の比較から、塩分濃度の V 座標上の潮時による変化は x 座標上のものより非常に小さく、 C が V のみの関数で表されることが分かる。従って、 Q_F の時間的変化が小さいならば、(4) 式の非定常項は省略でき、

$$Q_{Fc} = \frac{A^2 D}{V_H} \frac{dc}{dv} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $c = C/C_0$, $v = V/V_H$ 。

A および D を V の関数で表し、境界条件を定めることができれば (5) 式により塩分分布を計算できる。また、観測資料から図-7 に相当する $c \sim v$ 関係を描くことができれば (5) 式を用いて分散係数 D を算定できる。

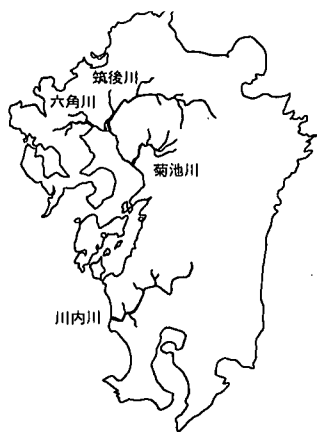


図-8 調査河川の位置図

4. 実河川の分散係数の算定とその関数表示

河川の分散係数を求めるために、筑後川(1968)、川内川(1973, 1980)、六角川(1989)における調査資料および著者らによる菊池川の観測結果を使用した。河川的位置図を図-8 に示す。有明海に注ぐ3河川は小潮時に緩混合型を呈するが概ね強混合であり、川内川は潮汐条件によらず緩混合型である。表-1 に調査日における河川の水利条件および後の解析により得られた結果の一覧を示す。表中の ΔH は河口の潮位差、 $\Delta \rho$ は河口で観測された最大塩分から換算された過剰密度、 W は水面幅、 U' は rms 流速、添字 e は河口近傍の一潮汐間の平均値を示す。 Ri_v , K , v_* は後に定義する。

(1) v による物理量の表示

独立変数を V とする解析では、関係する物理量 (A , W , U' など) を V の関数として表示しておくことが必要である。その手順を示すと、

① Δx 間隔で描かれている水位 $H \sim A$, $H \sim W$ 曲線と感潮部の数箇所の水位観測から得られる各時刻の水面形から内挿により位置 x_i 、時刻 t_j における $A(x_i, t_j)$, $W(x_i, t_j)$ を求める。これを連続の式に用いて $U(x_i, t_j)$ を、(2) 式から $V(x_i, t_j)$ を求める。

② $V_m = m \Delta V$ ($m=1, 2, \dots$) で定義する V の時刻 t_j における位置 $x(V_m, t_j)$ を $V(x_i, t_j)$ から内挿計算する。 $A(V_m, t_j)$, $W(V_m, t_j)$, $U(V_m, t_j)$ も同様に求める。

③ ある潮時における河口の V を V_e とすると、それより潮位の下がる時刻には、 $x(V_e, t_j)$ は海の領域に移動する。そこで、Ippen ら(1961)に習い、仮想河道を海側に延長する。仮想河道は河口近傍の A , W の指数関数的な拡大傾向を保持すると仮定して、②の計算をする。

④ 物理量を V のみの関数で表示するため②で求める各量を一潮汐間で平均し、 A , W , $U' \sim V_m$ 関係を得る。

(2) 分散係数の算定とその水理量依存性

各河川では感潮部の数箇所で1又は0.5時間毎に一潮汐周期以上に互って塩分濃度 C が測定されている。その測定地点における各時刻の V を上記の手順により求める

表-1 調査河川の水利条件

河川	(観測日)	ケース	Q_F m^3/s	ΔH m	$\Delta \rho / \rho$	A_e m^2	W_e m	U'_e m/s	V_H $\times 10^7 m^3$	Ri_v	K	v_*
筑後川	('66. 9. 23)	C-1	222.4	1.75	.0233	3020	990	.17	3.38	16.8	.027	1.05
筑後川	('67. 9. 1)	C-2	42.1	3.53	.0234	3230	970	.38	4.36	0.35	.59	.62
筑後川	('67. 10. 5)	C-3	24.2	4.78	.0257	3540	1010	.54	5.54	.085	1.85	.51
川内川	('73. 9. 26)	S-1	75.7	2.73	.0255	1650	570	.31	1.72	2.46	.15	.74
川内川	('80. 10. 29)	S-2	93.7	2.00	.0301	1620	620	.24	1.64	6.91	.075	.83
六角川	('88. 11. 23)	R-1	1.39	4.14	.024	970	317	.95	1.09	.0048	550	.37
六角川	('88. 12. 7)	R-2	1.07	3.45	.025	854	305	.93	.945	.004	350	.42
菊池川	('95. 7. 15)	K-1	36.1	3.80	.022	1005	446	.34	.795	1.06	.12	.60
菊池川	('95. 7. 25)	K-2	18.4	3.5	.022	893	434	.30	.678	.74	.16	.51

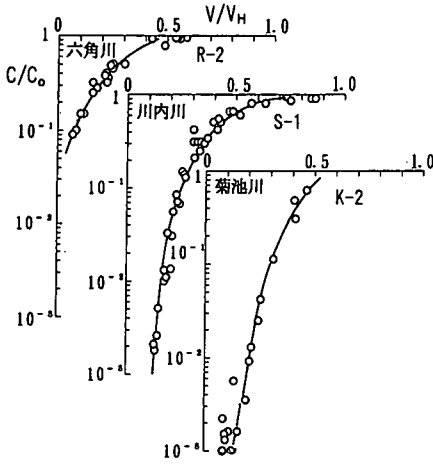


図-9 V座標に対する塩分分布 (R-2, S-1, K-2)

と、 $c = C/C_0$ と $v = V/V_H$ の関係を得る。筑後川の $c \sim v$ 関係の一例が前出の図-7である。その他の3河川のものをも一例ずつ図-9に示す。プロット点の多少は観測箇所数と観測回数の違いによる。

各観測における $c \sim v$ 関係の平均曲線(図-7, 9)と $A \sim V$ 関係を用いて(5)式から分散係数 D は計算でき、流下方向の D の分布や D の水理量依存性を調べるために、適当な濃度 $c = 0.8, 0.7, 0.6, \dots$ に対応する v の位置における D を求めた。その同じ v の位置における $A, W, U', U_F (= Q_F/A)$ および平均水深 $d (= A/W)$ をそれぞれの V との関係図から求め、これらの水理量と D との関係を図-10で検討する。

密度均一でアスペクト比の大きな開水路流れの分散係数に関する著者ら(1988, 1990)の理論的な解析によると、定常流(Q_F)と往復流($U_T \cos(2\pi t/T)$)の和で構成される流れの分散係数は、無次元周期 $\Theta (= T/(B^2/k_e H \bar{U}))$ と流速比($U_F/\bar{U}$)に依存し、 Θ が1に比べて小さい場合には、次式で表される。

$$D/D_T = (U_F/\bar{U})^2 \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $D_T = \phi_0 B^2 \bar{U}/k_e H$ 、 T は往復流周期、 $\bar{U}$ は U の絶対値の一周期平均値、 B は水面幅、 H は最大水深、 ϕ_0, k_e は断面形状と横方向拡散係数から決まる定数。

パラメータ Θ は、往復流周期と河幅一杯に物質が拡散するに要する時間との比であり、実河川の感潮域においては 10^{-2} のオーダーと考えられるので、実河川の分散係数を表す基本的関数形として(6)式を採用する。

そこで、(6)式中の諸量を上で求めた調査河川の水理量に対応させて、すなわち、 $\bar{U}$ を rms 流速 U' 、 B を W 、 H を d でそれぞれ置き換えて、(6)式のパラメータ $(D/(W^2 U'/d))$ と (U_F/U') の関係を図-10にプロットした。同図により、両パラメータは各観測ごとに勾配2の直線上に並ぶことが分かる。従って、 D は次式で近似される。

$$D = K \left(\frac{W^2 U'}{d} \right) \left(\frac{U_F}{U'} \right)^2 = K \frac{W^2 U_F^2}{d U'} \dots \dots \dots (7)$$

観測ごとの係数 K は表-1に示した。(6)式との比較では、 K は (ϕ_0/k_e) に規定されることになるが、実際の K の値は同一の河川でもかなり異なるので、 K は断面形状などよりも侵入塩分による密度流の影響を強く受ける係数と考えられる。

K の値が観測日ごとに異なることから、 K は局所的な浮力の影響よりも感潮域全体の混合型に支配されていると考えられるため、次に定義する Overall Richardson 数

$$Ri_v = \frac{(\Delta \rho / \rho) Q_F T g d_e}{(V_H - V_L) U_e^2} \dots \dots \dots (8)$$

を導入し、 K との関係調べる。ここに、 T は潮汐周期、 $V_H \cdot V_L$ は満・干潮時の河口における V 、 g は重力加速度、添字 e は河口近傍における一潮汐平均値をそれぞれ表す。 Ri_v は値の増加に伴い強混合から緩混合型への移行を相対的に表すパラメータである。各観測における K と Ri_v の関係は図-11のようにプロットされ、 K は Ri_v の

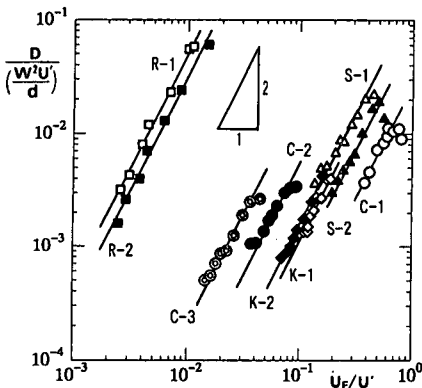


図-10 各河川の $D/(W^2 U'/d) \sim U_F/U'$ の関係

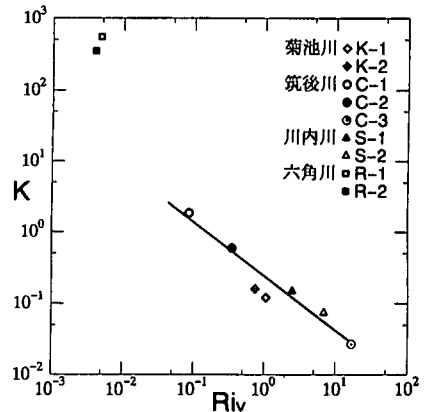
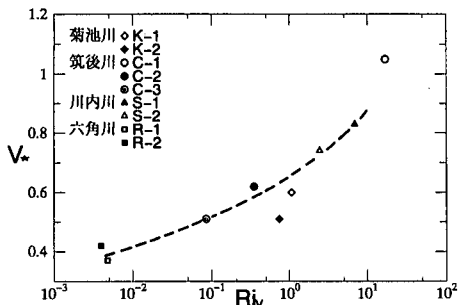


図-11 $K \sim Ri_v$ の関係

図-12 $v_* \sim Ri_v$ の関係

増加とともに減少することが判る。点の散らばりとデータの少なさから、 K と Ri_v の関係を定式化することは難しいが、範囲を限れば、

$$K = 0.26 Ri_v^{3/4} \quad [10^{-1} < Ri_v < 10] \quad \cdots \cdots (9)$$

河川のように横断方向に水深が変わる水路の分散現象に対して、密度流は二つの機構によって影響を与える。その一つは、流下方向の密度勾配が深さ方向の速度勾配を増大させ分散係数を大きくする。他の一つは、河幅方向に一樣でない移流速度により作られる横断方向の密度勾配が断面内の循環流を惹起し、流速と塩分の横断方向分布を一樣化する効果をもつため、流れ方向の分散係数を減少させる。これら二つの密度流は分散現象に相反する効果を与えるが、Smith (1977) の三角形断面水路に対する解析によると、密度流効果の増加とともに分散係数は減少する傾向をもち、横断方向の循環流の方が流下方向のそれより分散現象には効果が大きく指摘した。

密度流効果 (Ri_v) の増加とともに K すなわち分散係数が減少する図-11 の関係は Smith の解析結果と定性的には一致する。

5. 境界条件と塩分分布の解析

V 座標上で塩分分布を解析するための基礎式は、(5) 式に分散係数の (7) 式を用いて次式で与えられる。

$$\frac{dc}{dv} = \frac{V_H}{KQ_F} \left(\frac{AU'}{W^3} \right) c \quad \cdots \cdots (10)$$

上式を数値的に解くためには、 A , W , U' を V の関数で求めておき、河川流量や潮汐条件から Ri_v を求め K を決めるとともに境界条件を与えなくてはならない。

実際の河口近傍の流れは、河から海へ流れ場の急激な変化のために非常に複雑であり、せん断流の分散理論と河道中の塩分分布から求められた分散係数の評価式 (7) は河口近傍には適用できないが、便宜的な境界条件として、生の海水が侵入する位置の v を v_* とおき、

$$v = v_* = V/V_H \quad \text{において} \quad c = C/C_0 = 1$$

として、 v_* を規定する条件を考える。各観測の v_* は、(10) 式による計算の開始点を図-7, 9 の平均曲線上の

$c=0.3$ にとり、Runge-Kutta 法により下流に向かって c を求めてゆき、 $c=1$ となる v の値を v_* とした。

v_* は河口近傍の潮汐作用と成層度に規定され、これも Ri_v に関係することが期待できる。各観測における v_* と Ri_v の関係を図-12 に示した。式表示することは難しいが、図-12 の近似曲線を読み取ることで利用はできる。

$K(Ri_v)$ と $v_*(Ri_v)$ が決定できると、(10) 式を数値的に解いて塩分分布 $c(v)$ を求めることができる。実用的には $c \sim v$ 関係を $c \sim x$ 関係に変換する必要がある。これは v の $x \sim t$ 面上の移動を考慮して容易になされる。計算の一例が図-6 である。計算結果は実測の塩分分布とよく一致し、計算モデルの有用性を示すことができた。

6. あとがき

感潮域の塩分侵入を貯留水量 V を用いて解析する方法について述べ、実河川の塩分観測資料から分散係数の関数表示と基礎式を解くための境界条件を定めた。計算モデルによる解析は河川の塩分分布と比較的よく一致した。適用河川のデータが充分でないことと緩混合のどの領域にまで適用できるか明確でないため、さらにデータの蓄積が必要である。

謝辞：本研究に貴重な河川調査資料を提供された建設省九州地方建設局に感謝の意を表します。また、本研究の一部には、文部省科学研究費（総合 (A)・代表者・澤本正樹東北大学教授）および（一般 (C)・代表者・古本勝弘）の援助を受けたことを記し、謝意を表します。

参 考 文 献

- 川内川工事事務所 (1973): 川内川塩分及び入退潮量調査業務報告書
- 川内川工事事務所 (1980): 川内川塩分遡上調査業務報告書
- 武雄工事事務所 (1989): 六角川ガタ土堆積機構調査解析業務報告書
- 筑後川工事事務所 (1968): 塩分・浮泥・入退潮調査業務報告書
- Fischer, H. B. (1972): Mass transport mechanisms in partially stratified estuaries, J. Fluid Mech., Vol. 53, part 4, pp. 671-687.
- Furumoto, K. and Y. Awaya (1988): Estimation of salinity intrusion in tidal estuaries, J. Hydroscience and Hydraulic Eng., Vol. 5, No. 2, pp. 39-52.
- Furumoto, K. and Y. Awaya (1990): Dispersion in oscillatory flow superimposed on steady flow in open channel, Coastal Eng. in Japan, Vol. 33, No. 2, pp. 157-171.
- Harleman, D. R. F. and M. L. Thatcher (1974): Longitudinal dispersion and unsteady salinity intrusion in estuaries, La Houille Blanche, No. 1/2, pp. 25-33.
- Ippen, A. T. and D. R. F. Harleman (1961): One-dimensional analysis of salinity intrusion in estuaries, Tech. Bull. No. 5, Committee on Tidal Hydraulics, WES.
- Smith, R. (1977): Long-term dispersion of contaminants in small estuaries, J. Fluid Mech., Vol. 82, part 1, pp. 129-146.