

河口堰放流に伴う密度流現象の変化に関する検討

尾 島 勝*

1. 緒 言

塩水楔の定常状態に対する研究は、界面形状についてはほとんど完成に近い。近年は、界面の不安定、混合、拡散、抵抗係数の水理学的理解に大方の研究が集中している。わが国においても多数の研究が進められ多大の成果が発表されている^{1),2),3)}。なかでも、柏村・吉田⁴⁾による潮汐と塩水楔の応答に関する研究は弱混合から強混合へと遷移する条件を探る手がかりになる興味深い研究である。

さて、河口付近に堰を設け、塩水の遡上を防止し、用水の水質保全をはかるとともに利水容量の増大をはかる水資源開発の方式が近年数多く検討され実施されつつある。しかし、そのためには、堰周辺地下水の挙動と地下水質の変化、堰下流河道における密度流現象の変化、河口部海域における流出現象の変化など、水理現象の把握とその現象の解析法を十分に検討しておく必要がある。

本研究は、上記の諸問題の中で、堰放流に伴う淡・塩水の混合拡散現象の変化について、現地観測資料に基づき若干の検討を行ったものである。すなわち、水資源開発公団によって堰の改修移設が行われた徳島市の北部松茂町にある旧吉野川河口堰の下流部における水理観測を行う機会を得た。内容を少し具体的に述べれば、昭和49年には河口より4 km地点にあった旧堰の下流に約1 km間隔に設定した5測点において、さらに昭和50年には河口より3.5 km地点に移設された新堰の下流に約500 m間隔に設定した8測点において、無放流時と放流時にそれぞれ潮汐一周期間にわたり塩分濃度と流向・流速の測定を行い、これらの資料を整理して堰移設に伴う河口水理現象の変化を比較考察するとともに、従来提案されている河口密度流に対する塩水楔理論に基づく解析法と移流分散の理論に基づく解析法とを考察し、これらによる解析結果と観測結果との比較を行い、旧吉野川河口部への適用性について検討したものである。

2. 旧吉野川河口における水理観測調査

(1) 観測地点の概況と観測調査の概要

旧吉野川は吉野川本川河口より約14 km地点の板野郡上板町大条の左岸堤防に設けられた第十樋門より分流され、吉野川北岸の平野を東流し、北島町高尾において今切川を分流しともに紀伊水道へ注いでいる。現在では、本川の低水流量をすべて流下させており、河口より約3.5 km地点にある松茂堰と今切川の河口より約7 km地点にある今切堰によって塩分の遡上を防止するとともに堰操作によって河川の維持、舟運をはかっている。また、これらの堰によって貯水された淡水はこの地域における工業用水、農業用水、上水道用水等の利水に重要な役割をはたしている。

吉野川本川、旧吉野川、今切川および第十堰、松茂堰、今切堰ならびに徳島市、鳴門市の相対的な地理的關係は図-1に示すとうり

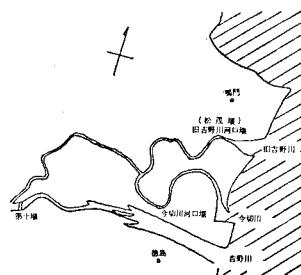


図-1 観測地点の概況

である。河道横断面を昭和50年の調査測点について示したのが図-2であり、各測点の平面的設定は図-3のようである。なお、堰下流河道の貯留容量は河道縦横断面測量資料より満潮時で約1,000万 m^3 、干潮時で約800

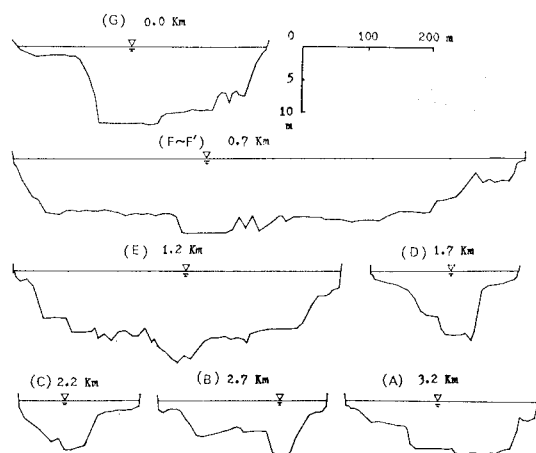
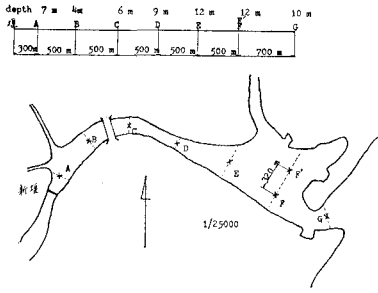


図-2 堰下流河道横断面図

* 正会員 工博 徳島大学助教授 工学部土木工学科



図—3 調査測点の位置

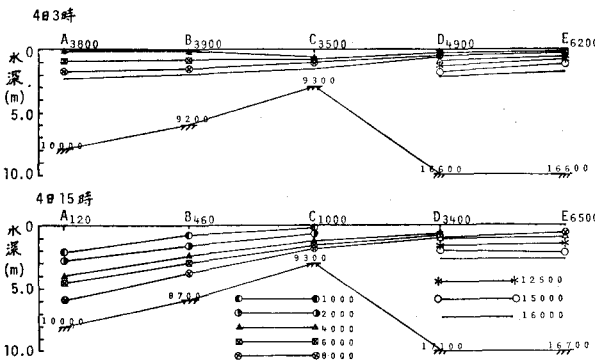
万 m^3 であると算定した。

昭和 49 年の調査は、河口から旧堰までの約 1 km 間隔の 5 測点において、塩分濃度と流向・流速の測定を行ったが、鉛直方向の測点は水深 0.2 m, 0.5 m, 1 m, 水深 1 m 以深は 1 m ごと河床までとし、各測点 1 時間ごとの同時測定を原則とした。観測期間は 9 月 3 日 19 時より 9 月 4 日 19 時にわたる潮汐二周期間であり、潮差は約 1.4 m であった。昭和 50 年 9 月 8 日 18 時より 9 月 9 日 20 時までの調査は、河口から新堰までの 8 測点(図—3)において前年度と同様の測定を行った。

(2) 調査結果の考察

調査結果より現象の定性的な把握を行えば次のようである。

① 塩分濃度の流下方向についての分布は、図—4 のように 1 時間ごとの等塩分濃度線図を描き、それらから時間的な変化の様相を把握した。すなわち、無放流時における等塩分濃度線の勾配は河口部近傍を除いてはほぼ水平であって弱混合型密度流の様相であるのに対し、放流時には弱混合型の様相から緩混合型の様相へと遷移する過程をかなり明確に捉え得た。しかし、流路の非直線性と断面形状の複雑な変化のために淡・塩水の混合作用にはこれらの地形効果もかなり付加され⁶⁾、河口部近傍の塩分濃度は無放流時においても放流時においてもあまり変化していない。したがって、河口における表層流出水の塩分濃度は 5 000 ppm 以下には低下せず、断



図—4 等塩分濃度線図

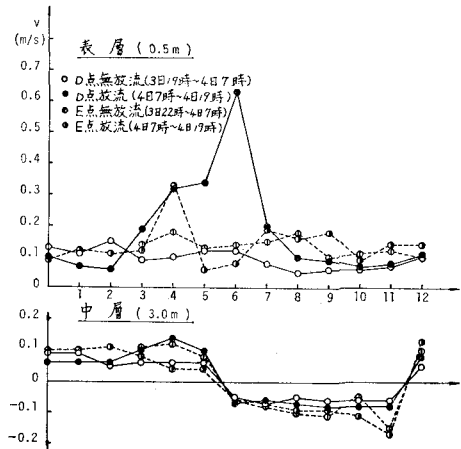
面平均塩分濃度は 15 000 ppm 程度以下にはなっていない。

② 流速分布については、観測資料が流向の不確かさのために全測点において考察し得たわけではないが、昭和 49 年度の D, E 点における測定結果を示せば表—1 および図—5 のとうりである。

無放流時における流速は潮汐による河道内貯留水の流出・流入流速であり、最大流速ならびに最大と最小の流速差はいずれも E 点(河口)の方が D 点(1 km 地点)よ

表—1 D, E 点の流速 (S. 49)

	測点	潮汐期間	最大 (m/s)	最小 (m/s)	差 (m/s)
表層流速	D	無放流一周期	0.147	0.058	0.089
		放 流 一 周 期	0.632	0.065	0.567
	E	無放流一周期	0.185	0.088	0.097
		放 流 一 周 期	0.332	0.060	0.272
中層流速	D	無放流一周期	0.073	0.051	0.022
		放 流 一 周 期	0.126	0.056	0.070
	E	無放流一周期	0.162	0.051	0.111
		放 流 一 周 期	0.177	0.050	0.127



図—5 D, E 点の流速の変化 (S. 49)

りも大きい。このことは界面摩擦抵抗との関連性を論じた小松ら⁶⁾の検討結果とも一致するが、旧吉野川河口においてはむしろ流水断面の変化による影響とみなす方が妥当である。

さらに、無放流一周と放流一周における最大流速の差が堰放流に伴う流速増と考えるならば、表層においては D 点で 0.48 m/sec, E 点で 0.14 m/sec, 中層(水深 3 m)において D 点で 0.06 m/sec, E 点で 0.02 m/sec である。すなわち、D 点は E 点に比べて 3 倍程度放流による影響が大であり、表層と中層とでは約 7~8 倍の影響度の差異がある。換言すれば、水深 3 m 程度以深におい

ては放流による流速増はごくわずかであって、放流された淡水は密度効果によってごく表層を流下していることが認識される。

次に、堰移設に伴う密度流現象の変化を考察するために、河口部(昭和49年E点, 昭和50年G点)をとり、放流一周期, 無放流一周期の時間軸を一致させて上層および中層の流速と塩分濃度の変化を示したものが図-6, 図-7である。

これらの図から次のような考察結果を得た。

① 潮汐規模がほぼ同じであるにもかかわらず図-6から明らかなように、無放流時における流速は水深3mの中層ではほぼ同じ値であるのに対し、水深0.5mの上層では昭和50年の値が昭和49年の約2倍の値になっていること、また、放流時における流速が、上層でも中

層でも昭和50年度は明らかに放流の影響を受けているのに対して、昭和49年度は上層においてのみわずかにその傾向が認められることから、流下距離の短縮が潮汐に対する流速増とさらには放流による流速増の影響が深部へと進むことが知れる。

② 塩分濃度の経時変化を比較すれば、最高値、最低値の現われる時刻ならびに変動傾向は両年度ともほぼ一致している。しかし、無放流時における上層の濃度が5000~6000ppm程度昭和49年度の方が低いこと、逆に中層の濃度は約2000ppmほど昭和50年度の方が低いことが注目されるが、この原因については観測期間前の諸条件の相違によるものか流下距離の相違による貯留容量の変化によるものかの判断はできない。ただ河口流速が図-6に示したように上層部では昭和50年度の方が無放流時においても2倍程度大きくなっていることから、流速増による河口部における混合作用が促進され、それだけ上層部の塩分濃度が高められたことも一因であろう。

③ 放流時における塩分濃度の低下量は、上層において昭和50年度7500ppm, 昭和49年度7500ppm, 中層においてそれぞれ4500ppm, 3000ppmとなっており、放流継続時間、放流開始前の塩分濃度の相違などにもかかわらずよく一致しているといえる。すなわち、これらの結果から、堰移設による流下距離の短縮のために流速の増加は認められても、混合・拡散の過程は、水路床起伏、河口形状、流速増などの影響を相乗しつつ堰下流河道内で変化するが、最下流の河口地点においては塩分濃度の変化特性に大きな変化をもたらさないといえそうである。

3. 河口地形を考慮した塩水楔による検討

(1) 解析の方法

本研究で対象とするような河口堰放流量が時間的に変化する場合、本来非定常解析が望ましいが、実際の観測資料に基づく解析が容易でないため、放流量を一時間平均の定常流と仮定して解析し、どの程度現象を説明するかを検討する。

適用性を検討するために用いた解析は、いわゆる広長方形断面とする解析⁷⁾と広長方形断面と仮定しないいわゆる側岸および河底の抵抗をも考慮した中村の示した方法⁸⁾である。これらの解析によって淡水水深の場所的な変化を逐次計算するために階差式としてそれぞれ次のように変形しうる。

$$\frac{h_{II} - h_{III}}{\Delta x} = \frac{f_i}{8} \cdot \frac{Q_i^2}{\epsilon g B_{II}^3 h_{II}^3} \cdot \left(\frac{H_{II}}{H_{II} - h_{III}} \right) \cdot \frac{1}{1 - \frac{Q_i^2}{\epsilon g B_{II}^3 h_{II}^3}} \quad (3.1)$$

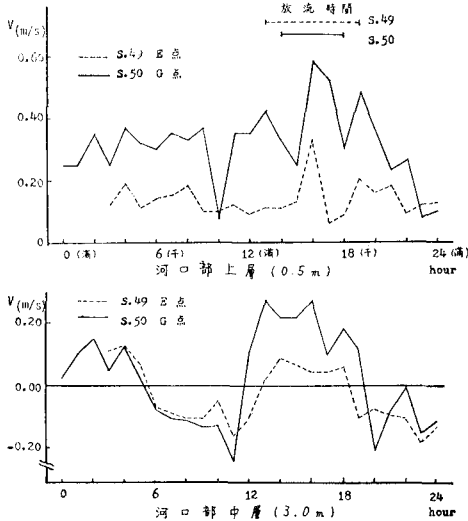


図-6 河口部における流速の比較

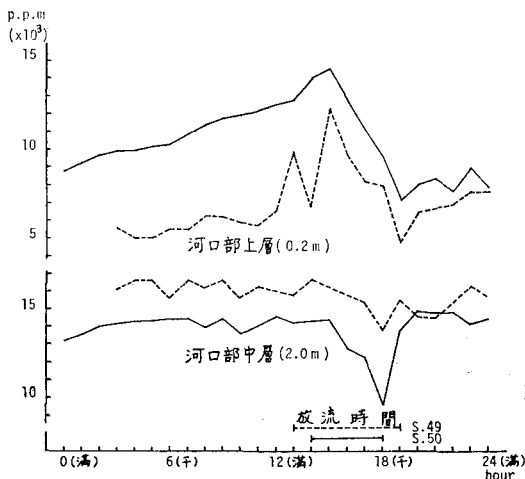


図-7 河口部における塩分濃度の比較

$$\begin{aligned} \varepsilon h_{11} + \frac{Q_1^2}{2gA_{11}^3} \left\{ 1 - \frac{K_I(R_{11} + R_{11I})}{R_{11} + R_{21I}} \Delta x \right\} \\ = \varepsilon h_{11I} + \frac{Q_1^2}{2gA_{11I}^3} \left\{ 1 + \frac{K_{II}(R_{11I} + R_{21I})}{R_{11I} \cdot R_{21I}} \Delta x \right\} \end{aligned} \quad (3.2)$$

ここに、添字 1, 2 はそれぞれ淡水、塩水を表わし、 Δx は I, II 断面間の距離を表わす。 H は全水深、 h_1 は淡水深、 R は径深、 B は河幅、 A は流水断面積、 Q は流量、 ε は $\varepsilon = (\rho_2 - \rho_1) / \rho_2$ であり、 f_i および K はそれぞれ次のような量とした。

$$f_i = (0.8/2) \cdot \sqrt{\nu \varepsilon g} \cdot (h_{11I} / Q_1)^{3/2} \cdot (B_1^{3/2} + B_{11I}^{3/2}) \quad (3.3)$$

$$K = \frac{f_i R_1 + f R_2}{R_1 + R_2} \quad (3.4)$$

$$f = f_i \frac{P_i}{P_b + P_i} + \frac{n^2 g}{R_1^{2/3}} \frac{P_b}{P_b + P_i} \quad (3.5)$$

ただし、 ν は水の動粘性係数、 P_i は二層境界面の長さ、 P_b は淡水層の接する側岸および河床の長さ、 n は側岸および河床の平均的な Manning の粗度係数である。式 (3.5) で与えた f は二層境界面の抵抗係数 f_i と側岸および河床の抵抗係数との平均的な値であり、Pavlovsky, Mühlhofer, Einstein-Bank らによって与えられたものである。

数値計算の出発地点は、放流淡水が到達していると考えられる点、すなわち、9 日 10 時は C 点、10 時 30 分は D 点、11 時は E 点、11 時 30 分は F 点、12 時以後は G 点を仮想河口と考え、その 100~300 m 上流点とした。仮想河口における内部限界水深を放流量から計算した (表-2)。

表-2 放流量と内部限界水深

t	10:00	10:30	11:00	11:30	12:00	12:30	13:00	13:30	14:00	14:30
Q_f m ³ /s	47.5	189.9	180.4	170.2	159.4	153.8	147.9	132.0	121.0	40.3
想定河口	C	D	E	F	G	G	G	G	G	G
h_{1c} m	0.73	1.59	0.89	0.63	1.22	1.19	1.16	1.07	1.01	0.49

(2) 解析結果の考察

式 (3.1) による計算結果を TYPE-1、式 (3.2) によるそれを TYPE-2 とする。

解析結果の一例を図-8 に示した。また、計算の過程において式 (3.5) で示される抵抗係数と式 (3.5) の右辺第 2 項を無視した場合の値を B 点、F 点について比較のために表-3 に示した。

これらの図・表から次のようなことがわかる。

① 堰閉鎖によって放流量が急減する場合を除いては実測値と解析値は時間的にも場所的にもよく一致した。本解析では流達時間の遅れを考慮しないところに適用の限界があるが、全体的にみれば堰放流量が堰下流河道内貯留容量に比較してわずかである場合には現象を比較

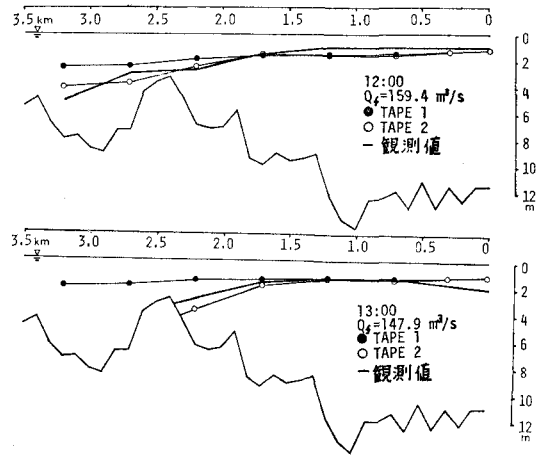


図-8 塩水楔の形状

表-3 抵抗係数の比較

Q_f m ³ /s	B		F	
	内部境界面抵抗のみ $f_i (\times 10^{-3})$	側岸、河床抵抗考慮 $f_i (\times 10^{-2})$	内部境界面抵抗のみ $f_i (\times 10^{-3})$	側岸、河床抵抗考慮 $f_i (\times 10^{-3})$
47.5	6.983	2.696		
189.9	2.146	4.080		
180.4	2.491	4.320		
170.2	2.421	4.336		
159.4	2.504	4.392	6.524	8.480
153.8	2.556	4.520	6.679	8.960
147.9	2.474	4.744	6.869	8.960
132.0	2.769	4.696	7.482	9.440
121.0	2.900	4.720	7.971	10.080
40.3	6.828	4.792	20.537	23.840

的よく表わしうる。

② TYPE-1 と TYPE-2 を比較した場合、D~G 区間においては両者とも実測値とほぼ一致しているが、河幅が狭くなる A~D 区間にかけては TYPE-2 の方が実測値との適合性がよい。すなわち、旧吉野川のような中小河川においては断面形状が大きく変化することを考慮して、側岸および河床の抵抗を含めた摩擦損失係数を用いた TYPE-2 の方法がより实际的であると考えられる。

4. 一次元移流分散方程式に基づく解析

(1) 解析の方法

一次元移流分散方程式は次式のように表わされる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U(x, t) \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(A D_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (4.1)$$

ここに、 C : 断面平均塩分濃度、 U : 断面平均流速、 A : 流水断面積、 D_L : 分散係数、である。

現地における流速測定の高難さと精度の不確かさを解消するために、式 (4.1) を河道貯留量 V を用いて次式のように書き換える⁹⁾。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \left\{ K \frac{1}{(\partial V / \partial x)^2} \right\} + \frac{\partial C}{\partial x} \left\{ \frac{\partial K}{\partial x} \frac{1}{(\partial V / \partial x)^2} \right\}$$

$$-Q_f \frac{1}{(\partial V / \partial x)} \} \dots\dots\dots (4.2)$$

数値計算は式(4.2)を次のように表わし、電子計算機により逐次計算を行う。

$$\begin{aligned} C_{m,n+1} = & C_{m,n} \left\{ 1 - 2\alpha(m) \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \right\} \\ & + C_{m+1,n} \left\{ \alpha(m) \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} + \beta(m) \frac{\Delta t}{2\Delta x} \right\} \\ & + C_{m-1,n} \left\{ \alpha(m) \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} - \beta(m) \frac{\Delta t}{2\Delta x} \right\} \\ & \dots\dots\dots (4.3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha(m) = & K_{m,n} \frac{1}{\left(\frac{V_{m+1,n} - V_{m-1,n}}{2\Delta x} \right)^2}, \\ \beta(m) = & \frac{K_{m+1,n} - K_{m-1,n}}{2\Delta x} \cdot \frac{1}{\left(\frac{V_{m+1,n} - V_{m-1,n}}{2\Delta x} \right)^2} \\ & - Q_f n \frac{1}{\left(\frac{V_{m+1,n} - V_{m-1,n}}{2\Delta x} \right)} \dots\dots\dots (4.4) \end{aligned}$$

ここに、 m, n は $x = m\Delta x, t = n\Delta t$ なる整数値であり、 K は $K = A^2 D_L$ なる次元数である。

式(4.3)の数値計算の過程を簡単に示せば次のようである。

- i) 観測地点の両端(A点とG点)の塩分濃度は観測値に基づき境界値として与える。
- ii) 初期状態における K, V, Q_f の値を観測値に基づいて与え、 Δt 時間後の C を計算する。
- iii) さらに、 Δt 時間後の塩分濃度 C は i)~ii) の結果決定される値を初期値として、同様の過程を経て決定される。

上述の計算過程において、 K, V, Q_f の観測値からの算定が実際には一番問題になる。特に K の値すなわち分散係数 D_L については Elder¹⁰⁾ による $D_L = 5.86 H U_*$ を基本とし、均一流体の潮流流における分散係数を D_{L0} として $U_i = \sqrt{8/f} \cdot U_*$ を用いて書き換えた

$$D_{L0} = 2.07 \sqrt{f} H U_i \dots\dots\dots (4.5)$$

と放流時において淡水流量 Q_f の影響が付加されて平均流速が増大することを考慮した

$$D_{L0} = 2.07 \sqrt{f} \cdot H (U_i + U_f) \dots\dots\dots (4.6)$$

を仮定して用いた。

開水路で観測された分散係数の値は Elder の示した式で計算された値よりも大きく、とくに自然河川のような複雑な断面形状の流れでは数十倍にもなることも珍しくないとしており¹¹⁾、ここでは式(4.5)、式(4.6)によって得られた D_{L0} に適当な係数を乗じることによって D_L を与えて式(4.3)を計算し、観測結果から得られる値と全測点で大局的に一致する値を推定し、 D_L とした。

(2) 解析結果の考察

D_{L0} の算定に式(4.5)を用いたものを TYPE-1、式(4.6)によるものを TYPE-2 とする。

a) 分散係数 D_L の推定

塩分濃度は河口に近いほど潮汐の影響を受けて放流前の濃度に早く回復すること、流水断面積が小さいほど淡水流速 U_f が大きくなり濃度が急激に低下することを考慮して、各測点における断面平均塩分濃度の時間変化の計算値と実測値とを比較して、定性的かつ定量的に D_L/D_{L0} の適正值を探していく。

各測点での断面平均塩分濃度の時間変化図は紙面の都合上割愛するが、TYPE-1 の場合、 D_L/D_{L0} の値が 11~51 の範囲ではまだ河口付近の E 点の変動幅が現実的でない。全体的にみて河幅が急拡する D 点の変動特性を十分に表現している結果は得られていないが、E 点の実測値との差異が小さくかつ上流河道部における変動特性を比較的良好に表わしているのは、 D_L/D_{L0} の値が 61~71 程度であるとした。

TYPE-2 は堰放流による非定常性を D_{L0} の算定に考慮していない TYPE-1 よりも改良されたものと考えたが、計算結果の示す変動特性は TYPE-1 のそれと大差なく、 D_L/D_{L0} が 21~31 の値をもつときが比較的良好一致を示すとした。

すなわち、河口部における分散係数 D_L の値は、場所的にも時間的にも一定と仮定した昭和 49 年度の解析結果は $D_L = 20 \sim 30 \text{ m}^2/\text{sec}$ であり、昭和 50 年度の TYPE-1 では $D_L \approx 25 \text{ m}^2/\text{sec}$ 、TYPE-2 では $D_L = 10 \sim 30 \text{ m}^2/\text{sec}$ とほぼ同じ値となった。

b) 断面平均塩分濃度

放流時における断面平均塩分濃度の時間変化の計算結果の一例を 図-9 に示した。また、昭和 49 年および昭和 50 年のそれぞれの解析結果と実測値との比較を 図-10 に示した。河口より 1 km 地点では昨年度よりも今年度の解析の方が実測値

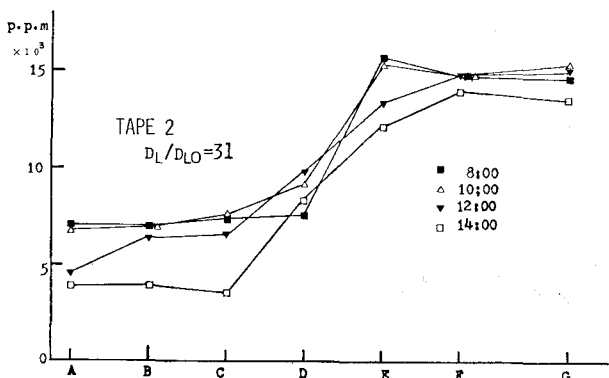


図-9 断面平均塩分濃度 (TYPE-2)

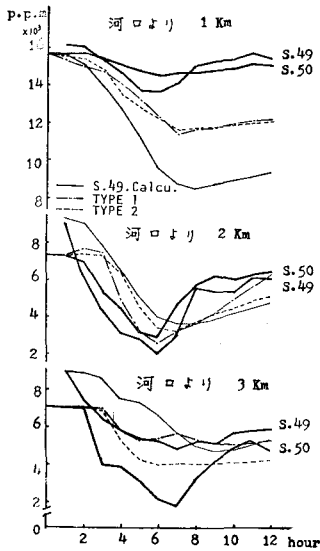


図-10 解析結果と実測値の比較

この計算度上の向上については深く検討し得なかった。

5. 結 言

本文で述べてきたことを要約すれば次のようである。

(1) 堰移設に伴う密度流現象の変化

流下距離の短縮に伴い同一観測点においてある程度の流速増加はみられるが、混合・拡散現象に関しては流速増加によるせん断流としての混合作用の増大よりも河道形状による影響ならびに河口部においては潮汐作用が大きな要因となるため、密度流現象自体にはあまり顕著な変化がないことがわかった。

(2) 河口地形を考慮した塩水楔による検討

淡水放流量を1時間平均の定常流として定常理論によって解析したが、堰閉鎖によって放流量が急減する場合を除いては実測値と解析値は時間的にも場所的にもよく一致しており、堰放流量が堰下流河道内貯留容量に比較して少ない旧吉野川のような場合には定常理論によっても現象をかなり適確に表わしうることを示した。また、旧吉野川等の中小河川においては断面形状が大きく変化することを考慮して、側岸・河床の抵抗をも含めた摩擦損失係数を用いて解析することが実際的であることを示

した。

(3) 移流分散方程式による検討

分散係数の値が $10 \sim 30 \text{ m}^2/\text{sec}$ の範囲であると推定し、断面平均塩分濃度の変化の様相を計算した。そしてこの分散係数を場所的・時間的に一定とするよりも場所的非一様性および放流による非定常性を考慮する方が流水断面の急変するような地点における現象をより適切に表わしうることを示した。

本研究では現地観測資料に基づき、現象解析に努めたがその取扱いに未だ問題点を多く残している。今後さらに現地観測、実験等による検討を重ねていさ少しでも現象の解明に努めたい。なお、最後に本研究を進めるにあたり親切に機会を与えていただいた水資源開発公団旧吉野川建設所に対して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Otsubo, K. and H. Fukushima: Density currents in a river mouth with a small tidal range, Proc. 8th Congress of I. A. H. R., Vol. 3, pp. 4c/1~25, 1959.
- 2) 浜田徳一・堀口孝男: 塩水楔の性質について, 第7回海講講演集, pp. 163~171, 1960.
- 3) 須賀寛三・高橋 晃: 混合を考慮した河口からの塩水くさびの遡上, 第18回水講演集, pp. 215~220, 1974.
- 4) 柏村正和・吉田静男: 潮汐による塩水楔の応答, 第20回海講演集, pp. 377~380, 1973.
- 5) 奥田節夫・金成誠一: 河口地形の海水遡上に及ぼす影響, 京大防災研究所年報, 第9号, pp. 142~153, 1966.
- 6) 小松利光・井沢 一・木寺佐和記: 非定常塩水楔の挙動について, 第29回年講講演概要集, II, pp. 431~432, 1974.
- 7) 例えば, 椿東一郎: 水理学II, 森北出版, pp. 196~203, 1974.
- 8) 中村・宏・稲松敏夫: 神通川河口の塩水楔について, 第13回海講講演集, pp. 295~301, 1966.
- 9) Shinohara, K., Tsubaki, T., Awaya, Y. and K. Furumoto: Numerical analysis on the salinity intrusion in the tidal estuaries of well-mixed type, Proc. 13th Congress of I. A. H. R., Vol. 3, pp. 165~172, 1969.
- 10) Elder, J. W.: The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow, Jour. Fluid Mech., 5, pp. 544~560, 1959.
- 11) Fisher, H. B.: The mechanics of dispersion in natural streams, Proc. ASCE, HY6, pp. 187~216, 1967.