

図 10.4 内部抵抗係数 $f_1 \sim \psi$ の関係図 (須賀・高橋)

図 10.5 $E \sim F_1$ 関係図 (須賀・高橋)

2つの係数は、研究者によって若干の相違はある。河床摩擦係数はおよそ $f_0 = 0.01$ 前後の値をとると考えられている。ここで、内部境界面は図 10.6 の (f) と定義している。成層流の上層における濃度曲線は拡散方程式の解 (拡

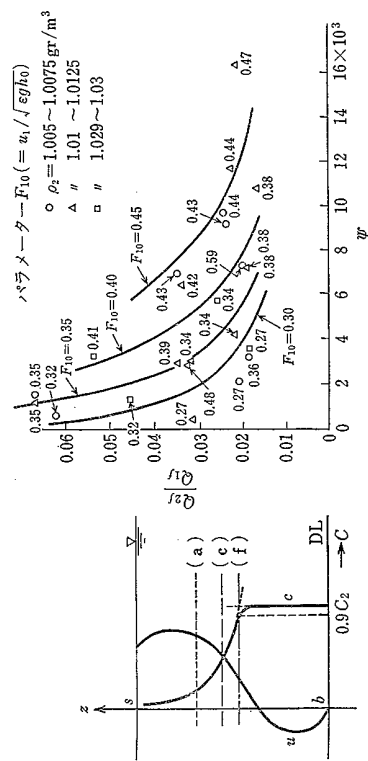


図 10.6 内部境界面位置の定義

図 10.7 先端渦による上層への混入量 (須賀・高橋)

散係数一定) とはほぼ一致するが、内部境界面付近では若干乱れるので、下層濃度の 9 割程度の濃度を示す点が境界となることが多い。なお、この定義によると中間層は上層に属している。

塩水くさびの先端では先端渦が存在し、下層水を上層へ混合している。図 10.7 は先端における下層から上層への混入量 Q_{21} について、定常状態の実験結果を整理したものである。ここに、 F_{10} は塩水くさび先端における内部フルード数、 h_0 は水深である。

強混合の場合には、平均濃度を c とし、 x 軸を河口から上流向きにとれば、拡散方程式

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (10.15)$$

が成り立つ。定常状態のとき、平均流速を $-u_m$ とし、 E_x を一定と仮定すれば、(10.15) 式を $\lim_{x \rightarrow \infty} c = 0$ の条件でとけば $c/c_0 = \exp(-u_m \cdot x / E_x)$ をうる。ここに、 c_0 は $x=0$ における塩分濃度である。 E_x の値は実測により定める。

10.3 河口閉塞

河口 (river mouth) とは、川と海の接点周辺で、双方の現象の影響が顕著に及ぶ範囲をいう。河口においては、川と海の現象が重なり、干渉しあって、河口特有の非線形現象が発生する。これは、波と漂砂・河川流と流出土砂・淡水と塩水・潮位変化・飛砂・河口付近の地形や構造物などの影響などが合成され、絶えず変動と変化を行うことが特徴である。多くの場合、これに人工要素が加わり、新たな河口現象の発生もみられる。

一方、河口は河道計画上の出発点として重要な意義を有している。計画上の高水位・河床高・川幅・諸損失水頭・平常時の維持断面などは、その基本量である。また、海岸侵食・波浪や海水の遡上・航路維持・魚貝類の棲息・汚水の滞流などの実際的な諸問題との関連もあって、工学上の意義も少なくない。

河口には砂州が存在することがある。これは絶えず変化し、変動を行っている。河口砂州は、流量の大きい洪水あるいは長時間にわたる洪水によってフラッシュされる。特に洪水が砂州を越流すると砂州フラッシュの速度は大きい。

長良川河口堰にかかわる
治水計画の技術評価

1992年7月

土木学会社会資本問題研究委員会

長良川の河口出発水位は、T. P. +2.5mを用いている。これは、過去に発生した洪水時の河口水位や木曾川の河口出発水位などを総合的に検討し、決定したもので、この値は河口部に位置する城南水位観測所の年洪水時最高水位の1/100確率水位とほぼ同程度の値である。この方法は、河口の出発水位の決定に通常用いられる方法であり、この検討結果によることは妥当である。また、現況河道の縦横断形には、昭和62年度の測量成果を採用している。

これらの与条件の下で、種々の流量に対し、不等流計算を行い、水面形を求めている。この結果は図-2に示すように、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ の洪水流量の時に25km付近で計画高水位に達することが見い出された。河道の流下能力は、河道の全延長のどこかで計画高水位に達する限界の流量であるので、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ が長良川下流部の現況河道の流下能力と判断される。長良川の計画高水流量は、 $Q=7,500\text{m}^3/\text{s}$ である。現況河道の流下能力は $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ であり、計画高水流量より十分小さいことから現況河道断面では計画高水流量を流下させることができないと判断される。

ここで、“現況河道の流下能力”について以下の点に留意することが大切である。

昭和51年9月の洪水時には、長良川上流忠節橋付近(50.2km)で $6,400\text{m}^3/\text{s}$ の流量が計画高水位以下で流下したことが実測で確認されている。この $6,400\text{m}^3/\text{s}$ は、洪水第1波で観測されたものであったが、下流部では第4波の方が高い水位を記録した。この事実は、洪水時の水位と流量の関係は、河道の断面積によって一義的に決まるものではなく、河道の状態や洪水ごとの波形の違い、河口の水位などによって変化するものであり、また洪水中にも変化することを示している。1つの洪水の中のある時間にある地点で $6,400\text{m}^3/\text{s}$ の流量が計画高水位以下で流れたからといって、いつでもどこでもその流量が流れるわけではない。複雑に変化する洪水流の抵抗のことを考えずに、水位—流量関係を断定

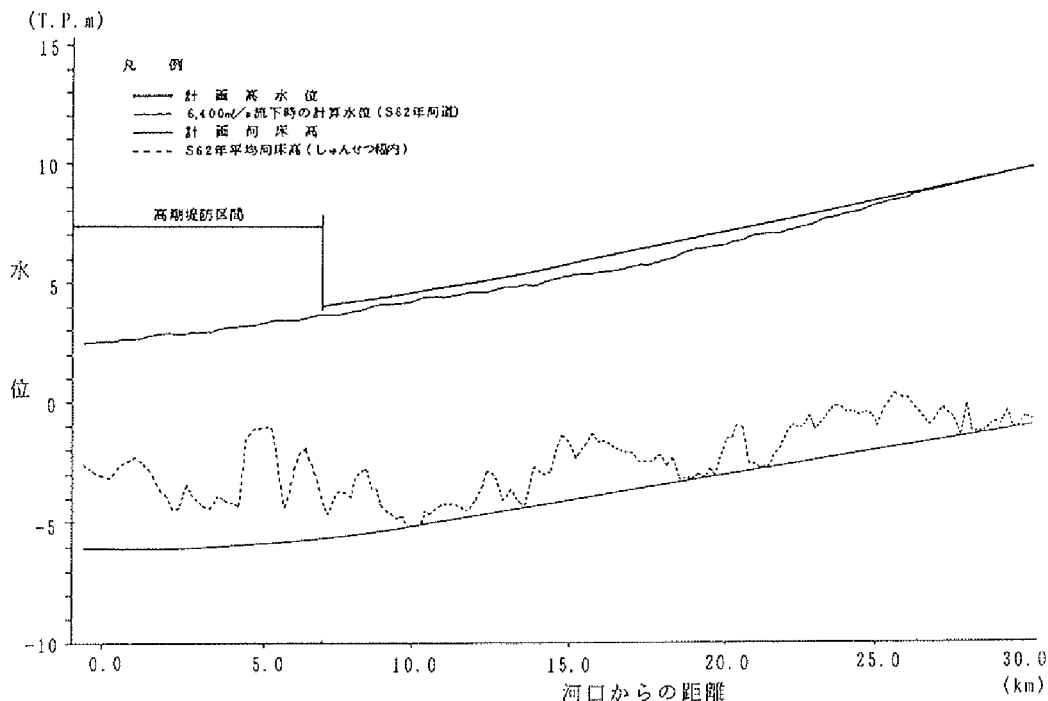


図-2 6,400m³/s流下時の水位縦断図(昭和62年河道)

治水計画・その2 浚渫による治水計画の妥当性 (a)

虫 明 功 臣*

1. 論点・設問

治水対策は、流域の開発抑制や森林の保水機能の増進を図ることで十分であるという主張は妥当か。

2. その判定と評価

長良川のような規模の流域では、森林の保水機能の保全やその増進のみによって、河川の治水計画が対象としている異常洪水を治めることは現実的に不可能である。したがって、上記の主張は妥当性を欠くものである。

3. 判定の理由

3. 1 森林の保水機能と開発による変化

標記の設問を考える際の最大のポイントは、森林の保水機能を定量的に評価するかにかかっている。ここでは、まず森林水文学における最近の成果〔注1〕を取り入れながら、定量的評価について整理する。次いで、森林を変化させた場合、保水機能ひいては洪水流出がどのように変わるかについて解説する。

1) 森林の保水機能とは？

一般に‘森林の保水機能’とは、林地が雨を一時的に保留して流出を調節する機能を指すが、ここでは主題の洪水抑制効果を中心に議論する。

林地で雨水を保留・調節する部分は、樹木そのものとそれが作る森林土壌である(図-1、A参照)。樹木が地上に達する雨を低減させる現象を遮断といい、これまでの日本における観測結果を整理して、次式とその係数が次のように示されている。

$$PI = a * P + b \quad (1)$$

$$a = 0.13 \sim 0.26, \quad b = 0.5 \sim 2$$

ここに、 PI ：降雨遮断量、 P ：林外の一連続雨量、 a 、 b ：樹種や森林密度による係数で、

* 正会員 工博 東京大学教授 生産技術研究所

ることによって、容易に解決することができる。

塩水楔を止められるかどうか問題になっているマウンドについても、図から見れば、いかにも二次元的な構造を持っているようであるが、当然長良川の全断面において一様な高さを持っているかどうか疑わしい。もし一部分でも低いところがあれば、そこから塩水は容易に上流部に侵入するわけであるから、マウンドを利用して海水を止めることは出来ない。さらに、このマウンドが時間的に安定なものであるかも疑わしい。

しかし、こういった記述を詳しく書けば、出来上がった資料は一般の人には読むに耐えないものになる。したがって、このような資料の場合、河川工学のかなり詳しい文献以上に詳細な記述を行なう必要はない。

塩水楔の計算は、一部『吉川秀夫：河川工学』によっているので、それに従えば、次のような簡単な説明が可能である。

河川の自流が全くななくなった場合、海水が35km地点まで侵入するものとする。これは図5-3の水面を延長すれば良い。

これに僅かな河川流量を加えれば、海水は海側に押し戻される。河川流量が濁水量に相当する $30\text{m}^3/\text{s}$ の場合（この数値は技術報告にしばしば引用されている）、海水が数キロメートルほど海側に押し戻されて、海水の先端が30kmあたりに後退することは容易に想像できるから、図4-5の計算結果も納得がいくものである。

本来、河川工学においては、このような常識的判断がもっとも重要なのであり、その意味でこのあたりの記述は妥当なものである。

もう少し踏み込んで計算を行なうためには、次のようにする。

前述の河川工学の教科書には、水平床の一様断面矩形水路における塩水楔の公式がでていいる。それは、

$$\frac{L}{h_c} = \left[\frac{\eta^4}{10} - \eta + \frac{3}{2} - \frac{3}{5\eta} \right] \frac{1}{f_i} \quad (1)$$

ここに、 L ：塩水楔長、 f_i ：境界面の抵抗係数、 h ：水深、 $\eta = h/h_c$ である。

$$h_c = (q^2/\varepsilon g)^{1/3} \quad \varepsilon = \Delta\rho/\rho \quad q = Q/B$$

ここに、 Q ：流量、 B ：河幅、 g ：重力の加速度、 $\Delta\rho$ ：密度差、 ρ ：海水密度である。式(1)を変形すると、

$$L = \left[\frac{1}{10} \left(\frac{h}{h_c} \right)^3 - 1 + \frac{3}{2} \frac{h_c}{h} - \frac{3}{5} \left(\frac{h_c}{h} \right)^2 \right] \frac{h}{f_i} \quad (2)$$

が得られる。

式(2)の最後の2項は前の2項に比べて小さいから、勾配が緩い場合の塩水楔長は次式を用いて十分である。

$$L = \left[\frac{1}{10} \left(\frac{h}{h_c} \right)^3 - 1 \right] \frac{h}{f_i} \quad (3)$$

浚渫後の濁水時の平均水深は6mとする。この値は図4-5から推定する。

河口部の海水濃度は標準の $\varepsilon = 0.023$ とする（海水の密度は、 $0.023\text{g}/\text{m}^3$ をとるのが普通であり、これを無次元量の ε になおすと、0.023である）。

河幅は、航空写真より、平均して500mとする。

$$q = 30/500 = 0.06\text{m}^2/\text{s}$$

$$\varepsilon g = 0.023 \times 9.8 = 0.225\text{m}/\text{s}^2$$

下流部の浚渫に伴う塩水化・その3 河口堰による塩水遡上防止手法の妥当性

玉井 信行*

1. 論点・設問

河口堰による塩水遡上防止手法は妥当なものであるか。代替案を含めて検討する。

2. その判定と評価

塩水遡上の防止策としては、河口堰によることが適当である。治水・利水の両者を満足させるためには、河口堰によることが最適である。

3. 結論を導いた過程と理由

3.1 基本的な前提条件

計画高水を安全に流下させるためには、河道の流水断面積を増加させる必要がある。このための対応策としては、河道の浚渫が最も妥当なものとされている。本報告では、これを前提として認め、河道浚渫がおこなわれるものとして議論を進める。

3.2 その他の前提条件

筆者の役割は、塩水遡上防止手法につきいくつかの代替案を評価することである。したがって、塩水遡上の予測法につき評価することは直接の目標ではない。しかし、代替案の中には塩水遡上の予測に基づいて結論を導いているものもあるので、塩水遡上の予測法の基本的なところについては意見を述べる。

長良川の塩水遡上の計算式は、代表的なものが用いられており問題はない。一次元の取扱いは、30kmを超えるような長い区間における現象の解析では通常用いられる手法である。小潮の場合に塩水楔として解析し、大潮の場合に強混合として解析するのも妥当なものである。用いられた界面抵抗係数、移流拡散係数の算定式も代表的なものである。

数値解析手法においては用いる手法、距離差分、時間差分などが異なると結果は少しずつ変化するので、基本的事項については記述を加えることが望ましい。さらに、観測された結果と比較するだけでなく、厳密な解析解と比較することにより、数値解析手法自体の

* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

誤差を把握すれば、手法の客観性はさらに増加する。しかしながら、同様な計算はかなり一般的に実施されており、一次元数値計算手法は設計において用いることが出来るほぼ確立された技術である。したがって、このような計算結果に基づいて大局的な判断を下すことには問題はないと考える。

河道の形状は底面が平均河床位置にある長方形断面と考えると、現在の状況の再現および浚渫後の予測が行われている。河道における流れでは、一般的には、水深が変わると水理量はそれに応じて変化する。一つの例としては、水深にわたって平均された流速は、水深に比例することが多い。したがって、複雑な断面形を平均化した長方形で近似した影響が塩水遡上の大小を決める主要な因子にどのように現れるかを考えてみる。断面の最深部は浅く見積られるので、上流に向かい塩水を押し上げようとする圧力と下流に向かいこれを押し戻そうとする圧力との差を過小に見積ることになる。すなわち、駆動力を小さ目に見積ることになり、塩水楔の到達距離としては、計算は小さ目の値を与える。一方、深い流れでは河床の抵抗力は大きく、この要素も過小に見積られることになる。すなわち、計算では抵抗力も小さ目に見積られている。この影響は、計算における塩水楔の到達距離を大きくするように作用する。このように断面を浅く見積った影響は、到達距離の大小に関して互いに打ち消し合う方向に作用するので、到達距離の予測の最終結果には大きな影響を与えてはいないと考えられる。実現の観測結果と比較しても予測値はほぼ正しい値を与えているので、通常用いられる定義の中では、どのような河床位置について計算するかによって到達距離には大きな差異は現れないと判断できる。

このように、計画で用いられている計算結果は、現在の工学技術からみて、妥当なものと判断される。

3. 3 対策の評価

(1) 河口堰による方法

河口堰を建設し、塩水遡上を防止することによって、現在使用している用水に被害を及ぼすことなく大規模浚渫が可能となる。また、堰による塩水遡上の防止により、浚渫を行っても、周辺地域での塩害の心配はなくなる。塩水遡上の恐れのない洪水時は、ゲートを全開することにより、洪水を疎通させることができる。

一方、河口堰を建設することにより、河口堰の上流には淡水域が出来るので、水資源の開発が可能となる。

(2) マウンドを残して塩水遡上を防ぐ方法

現状の長良川では15km付近に自然のマウンドが存在し、これにより塩水の遡上が止められている。代替案は、このマウンドだけを残して浚渫を行えば、塩水遡上を防ぐことが出来るのではないかと、という点を検討したものである。

資料によれば、現在の形のマウンドを残した場合には、洪水の時には水位が計画高水位を超える。こうした条件下では堤防が危険であり、治水計画上はマウンドを残すことはできないのは当然である。また、マウンドは流水によって移動し、その高さも低くなっていくものと推定されるので、マウンドの安定維持が困難であるとされている。河床材料がルースな細砂および中砂から成っていることを考えれば、これは妥当な見解であろう。

さらに、マウンドを残しその上下流だけを計画通りに浚渫した場合には、強混合の条件では18kmまで200mg/l という塩水が遡上すると予測されている。前提条件のところで

長良川河道しゅんせつ後の
塩水侵入について

昭和 49 年 5 月

水資源開発公団
長良川河口堰建設所

目次

	ページ
1 はじめに	1
2 現況における塩水侵入	2
3 河口における塩分濃度	2
4 長良川しゅんせつ計画	2
5 塩水そ上の形態	3
6 塩水くさびの理論	4
7 内部抵抗係数 f_i	6
8 f_i 式におけるべき数 n の決定	7
9 現況における塩水そ上の算定	7
10 河床しゅんせつ後の塩水そ上距離の推定	8

参考文献

1. はじめに

長良川下流部では、河川改修のため、大規模なしゅんせつが計画されている。

このしゅんせつにより、長良川には、海水のそ上が激しくなり、塩害が発生することが予想される。

河道内の塩分濃度は、つぎのような多くの要素によって支配されるものと考えられる。

- ① 上流からの河川流量
- ② 河床高
- ③ 縦断的河床形状
- ④ 横断的河床形状
- ⑤ 河床状態（粗度・植生）
- ⑥ 河口からの距離
- ⑦ 水深方向の位置
- ⑧ 岸からの距離
- ⑨ 月令
- ⑩ 潮汐の大小
- ⑪ 潮汐の位相
- ⑫ 潮汐・河川流量の履歴
- ⑬ 海水・河川水の塩分濃度
- ⑭ 風速・風向・気圧・波浪
- ⑮ 沿岸潮流

⑩ 地盤変動

⑪ 水温

⑫ その他

すなわち、極めて複雑な現象であって、簡単に解明できるところではないが長良川では、塩水くさび理論によって、解明することにした。

2. 現況における塩水侵入

北伊勢工業用水千本松原取水所（河口より12軒地点）における塩素イオン濃度の観測結果によれば、表-1に示すように小潮時から中潮時にかけて、かなりひんぱんに、高濃度の塩素イオン濃度が見られる。これは、塩水くさびが形成されている可能性が大きいことを示していると思われる。

3. 河口における塩分濃度

河口における塩分濃度については、木曾三川河口資源調査結論報告（1968年7月、P 38）においてのべられている。これから、河口における塩分濃度を26%とする。

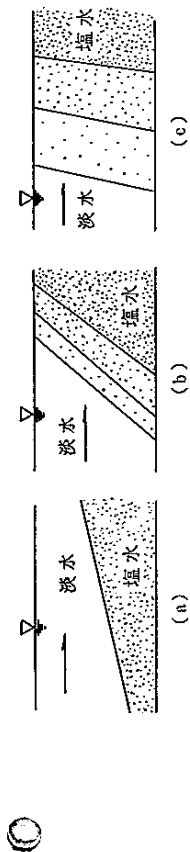
4. 長良川しゅんせつ計画

長良川下流部は図-1および図-2に示すように、大規模にしゅんせつされ、複断面河道となる。

これにより低水時の平均河床高は、大きい所で2~3m下げられ、河床は整正され、海水そ上を容易にする。

5. 塩水そ上の形態

塩水そ上の形態は、普通模型的に下図のように3通りに大別される。



(a)は、河口部および河道内の乱れが少なく、塩水と淡水の混合がほとんど生じない場合で、これを弱混合型とよび、普通、これを塩水くさびと称している。

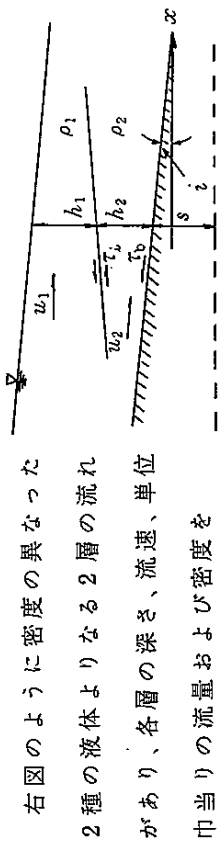
(b)は、ある程度乱れによって混合が生ずる場合で、緩混合型とよばれる。

(c)は、乱れが著しく強く、塩分の濃度分布に起因する密度差の影響を打ち消してしまふ場合で、強混合型とよぶ。

一般に、(a)の塩水くさびの形態の場合に最も海水の侵入距離が大きい。

本論では、2に記したように塩水くさびが形成されている可能性が大きいので、塩水くさびの理論を用いることとする。

6. 塩水くさびの理論



右図のように密度の異なる2種の液体よりなる2層の流れがあり、各層の深さ、流速、単位中当りの流量および密度を h, u, q, ρ で表わす。

ただし、上層の値は添字1 下層の値は添字2 を付す。

$$\varepsilon = \frac{\Delta \rho}{\rho_1} = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1} \approx \frac{\Delta \rho}{\rho} \ll 1 \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{上の液体の高度水頭} + \text{圧力水頭} = s + h_2 + h_1 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{下の液体の高度水頭} + \text{圧力水頭} = s + (1 - \varepsilon)h_1 + h_2 \dots \dots \dots (3)$$

(2)、(3)の値を開水路の方程式に代入するとつぎの基本式が得られる。

$$-i + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \alpha \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u_1^2}{2g} \right) + i_{f1} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

$$-i + (1 - \varepsilon) \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \alpha \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u_2^2}{2g} \right) + i_{f2} = 0 \dots \dots \dots (5)$$

また、連続の方程式は両層について別々に成立ち水路の中が広い場合は、次のとおりである。

$$\partial(u_1 h_1) / \partial x = 0 \dots \dots \dots (6)$$

$$\partial(u_2 h_2) / \partial x = 0 \dots \dots \dots (7)$$

なお、塩水くさび現象は厳密には非定常であるが、ここでは準定常流として、とりあつかっている。

$i_{f1} \cdot i_{f2}$ は境界面における摩擦こう配であって、普通次のように仮定する。

$$i_{f1} = \frac{\tau_i}{\rho_1 g h_1} = f_i \frac{(u_1 - u_2)|u_1 - u_2|}{2 g h_1} \dots \dots \dots (8)$$

$$i_{f2} = \frac{\tau_b - \tau_i}{\rho_2 g h_2} = f_b \frac{u_2 |u_2|}{2 g h_2} - f_i \frac{(u_1 - u_2)|u_1 - u_2|}{2 g h_2} \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 τ_b : 水路底におけるせん断応力

τ_i : 境界面における "

f_b : 水路底における抵抗係数

f_i : 境界面における "

(4)、(5)、(6)、(7)の式より $\partial h_1 / \partial x$ について解くと次式を得る。

$$\frac{\partial h_1}{\partial x} = \frac{1}{\Phi(x)} \left\{ \left(1 - \frac{u_2 |u_2|}{g h_2} \right) \left\{ i - \frac{f_i}{2 g h_1} (u_1 - u_2) |u_1 - u_2| \right\} - \left\{ i - \frac{f_b}{2 g h_2} u_2 |u_2| + \frac{f_i}{2 g h_2} (u_1 - u_2) |u_1 - u_2| \right\} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

ただし、

$$\Phi(x) = \frac{u_1^2}{g h_1} \cdot \frac{u_2^2}{g h_2} - \frac{u_1^2}{g h_1} - \frac{u_2^2}{g h_2} + \varepsilon \dots \dots \dots (11)$$

(10)、(11)が塩水くさびの基本式である。

(10)を厳密に解くことは困難であるため、次のような仮定をもうける。

すなわち、塩水くさびの最大侵入長を求めするには、満潮時のみを考えればよいので、 $u_2=0$ とすること、河口においては、淡水深が限界水深をとることの2つである。ここでいう限界水深とは密度差を考慮に入れたものである。

$$h_c = \sqrt[3]{q_1^2 / \varepsilon g} \quad (12)$$

この2つの仮定から、(10)式は、次のように簡略化される。

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{1}{2} f_i \frac{h_1 + h_2}{h_2(h_1^2 - h_c^2)} \cdot h_c^3 \quad (13)$$

7. 内部抵抗係数 f_i

(13)式において f_i が既知ならば、逐次計算により h_1 を求めることができる。

内部抵抗係数 f_i は、一般的に

$$f_i = A (R_e \cdot F_{r1}^2)^{-m}$$

で表現される。

$$R_e = \text{レイノルズ数} = q_1 / \nu$$

$$F_{r1} : \text{内部フルード数} = \sqrt{q_1^2 / \varepsilon g h_1^3}$$

q_1 : 単位巾当り流量

ν : 動粘性係数

A : 常数

n : べき数

8. f_i 式におけるべき数 n の決定

(14)式中のべき数 n は、図-3の傾向から $\frac{2}{3}$ が適当であると判断される。

図-3は、土木学会第26回年次学術講演会にて発表された「塩水くさびに関する大型水路実験による二、三の考察」(建設省土木研究所)より引用したものである。

図中の岩崎、浜田、Valenbois、椎貝および土研(実験)は、実験値であり、大坪および土研(利根川)は、現地観測値である。

9. 現況における塩水せ上の算定

2で説明したように北伊勢工業用水取水地点(河口より12杆地点)における塩素イオン濃度は、海水のそれとほぼ等しく、又北伊勢第二取水口(河口より18杆地点)においては殆んど海水の影響が検出されないことより、現在の塩水くさびの到達点(12杆地点より上流で、18杆地点より下流にある)ことが推定される。前述の理論より、下記条件でAの値を0.2から1.21まで変化させて計算した結果は、図-4のとおりである。

又一方、この値を $f_i \sim R_e \cdot F_{r1}^2$ の関係に示すと、図-5のお

りであり、これから、 A を $0.4 \sim 1.0$ の範囲とすることが妥当であると考えられる。

計算条件

- 河道 …… 昭和45年河道
- 水位 …… T.P. + 0.64 m (上下弦平均満潮位)
- 流量 …… 50.0 m³/sec
- 密度差 …… = 0.026

10. 河床しゅんせつ後の塩水せ上距離の推定

計画河道において、前記と同一条件のもとに、 A を $0.4 \sim 1.0$ まで変化させて計算した結果を図-6に示した。

すなわち、しゅんせつ後は23軒地点~28軒地点の範囲に塩水くさびが到達するものと推定される。

参考文献

1. 吉川秀夫「河川工学」 朝倉書店
2. 「木曾三川河口資源調査報告」 K.S.T
3. 須賀・高橋「塩水くさびに関する大型水路実験による二、三の考察」 S 46年 土木学会第26回年次学術講演会

表-1 千本松原取水所塩素イオン濃度順位表

順位	生起年月日	塩素イオン濃度 %	成戸流量 m ³ /sec	月令 日	吉の丸潮位 T.P.m
1	47. 3.11	19.5	61	26	0.45
2	47.10.17	17.7	61	10	0.64
3	46. 2. 7	15.2	50	13	0.56
3	47.10.18	15.2	56	11	0.77
5	48. 2.11	14.1	41	12	0.45
5	47. 3.10	14.1	61	25	0.39
7	48. 1.11	13.8	49	11	0.27
8	44.11. 4	13.5	55	10	0.41
9	43. 2.10	12.1	42	11	0.28
9	44.11. 5	12.1	55	11	0.49

图-1 長良川河床縦断面図

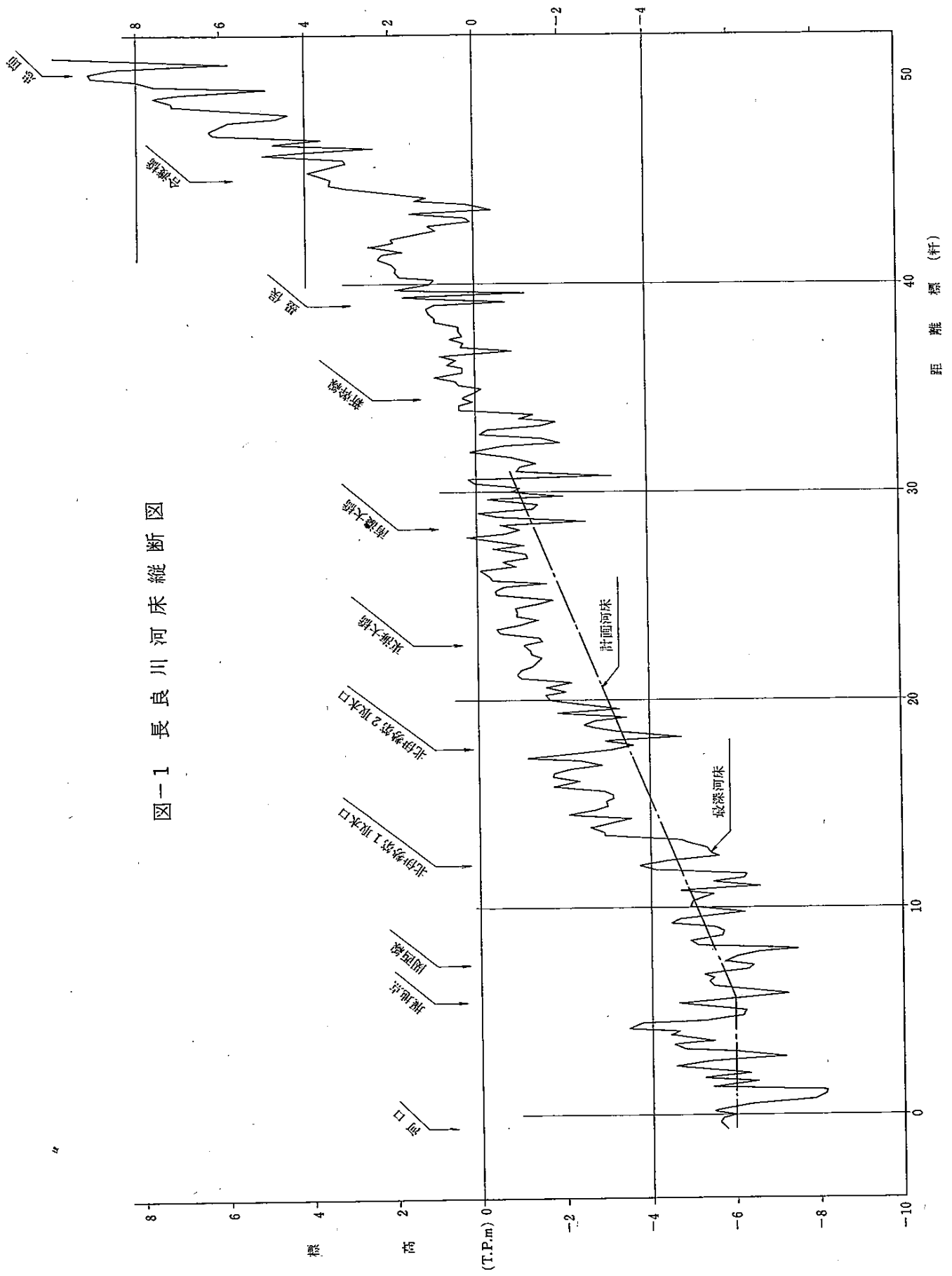


図-2 長良川横断面図



図-3 f_i と $(R_e \cdot F_{ri}^2)$ の関係

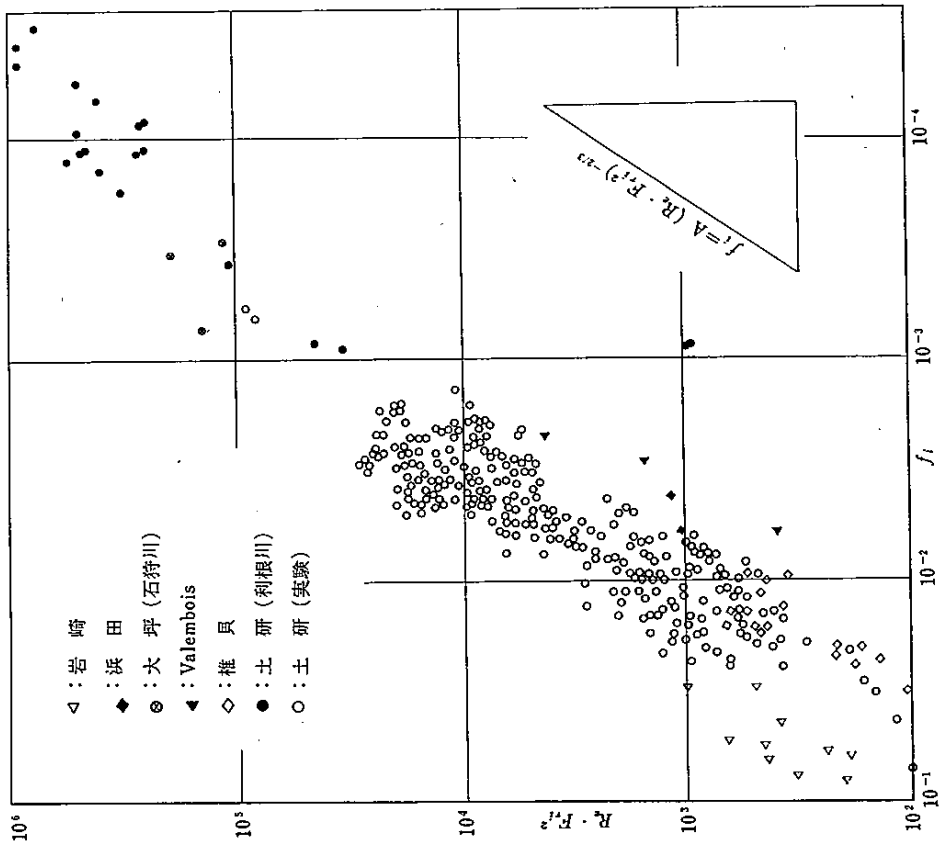


図-4 塩水その上図

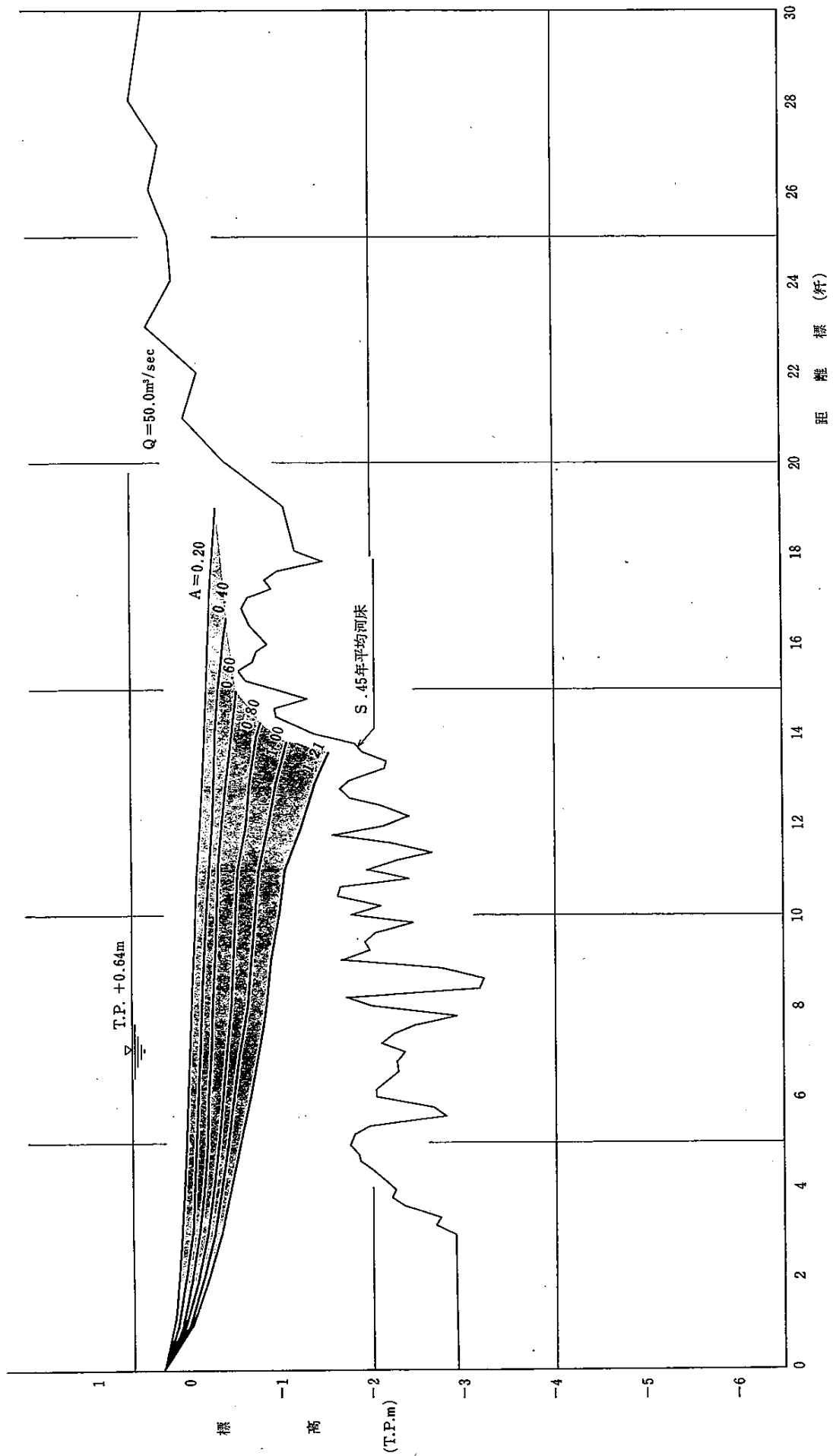


図-5 実験値および現地観測値と推定値の関係

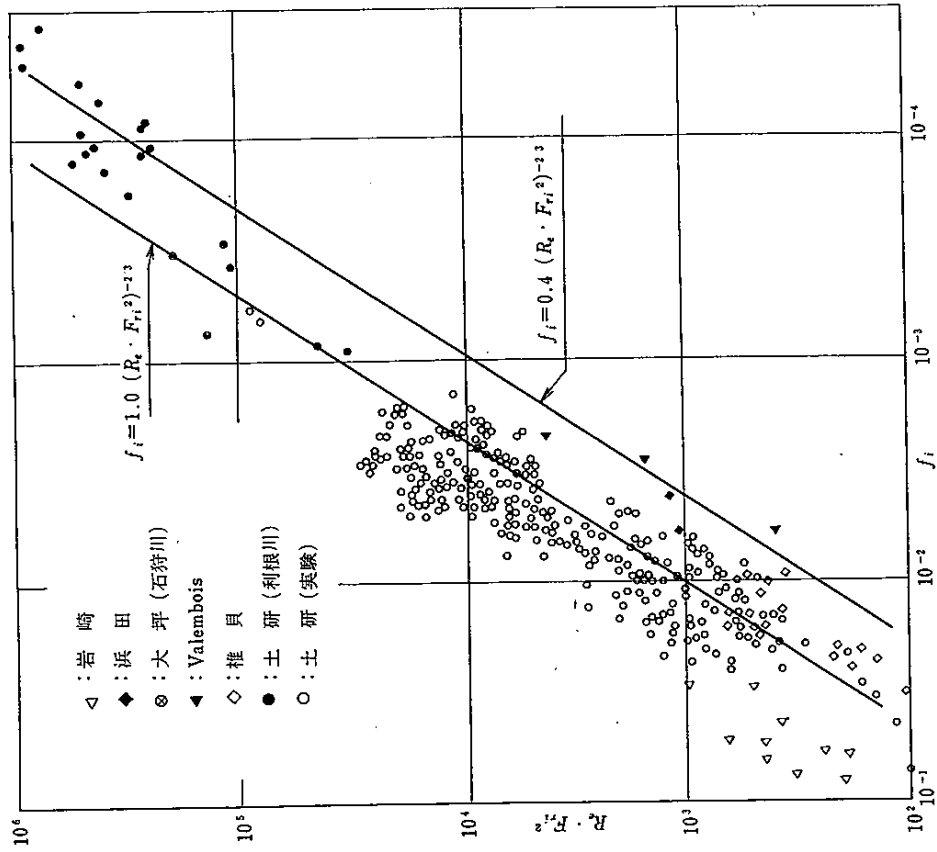
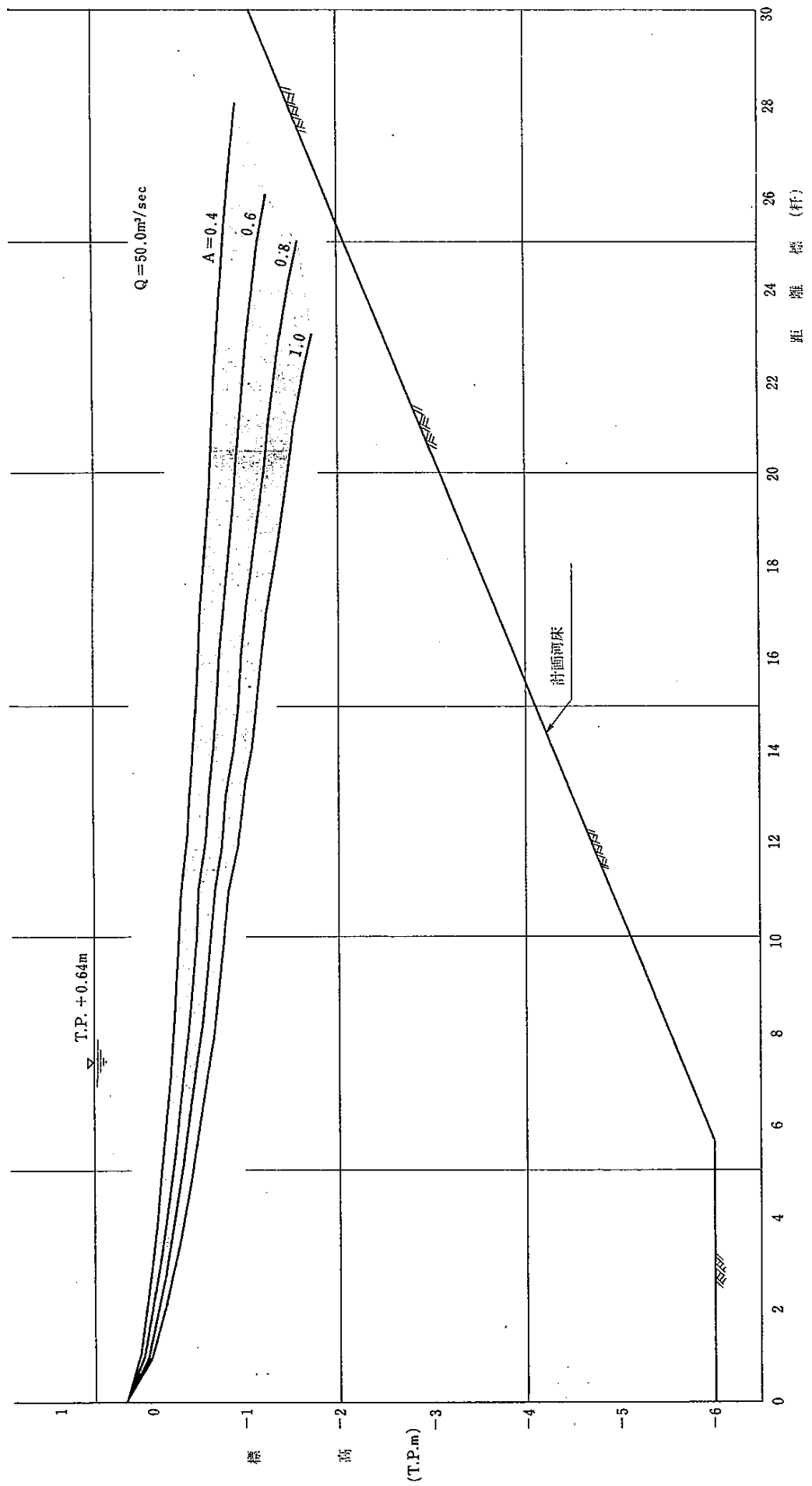


図-6 塩水の上図



II-51 塩水くさびに関する大型水路実験による二三の考察

建設省土研鹿島試験所 正員 須賀堯三
正員 高橋 晃

1. 目的と検討概要

塩水くさびの長さは抵抗係数にほぼ反比例の関係にあり、抵抗係数は実用上からもかなり重要な量となっている。塩水くさびの境界面の抵抗係数については、Keulegan, Jppen-Harleman, 沢田博士、岩崎博士、根貝博士等々の他多くの人達の研究があり、二、三の理論式、あるいは実験式が提案されている。しかし実験値の数はあまり多くなく、また実験値は小型水路によるものが多く、ここではかなり大型の水路で実験を行って見た。そしてスケール比の範囲をひろげ、これまであまり実験値のない範囲の抵抗係数について、いままで発表されている境界面抵抗係数値と比較検討した。さらに水質汚染や湖の淡水化で問題とされる塩水層から淡水層への塩分混入速度について、若干の実験を行ない、これまで発表されている研究結果をもとに簡単な考察を加えてみた。

2. 実験装置および実験方法

実験に使用した水路は長さ30m、幅0.30m、深さ0.50mの面面相ラス張り密度流二次元水路と、長さ100m、幅0.80m、深さ1.0mの井面相ラス張り密度流大型水路で、これらの水路には付属設備として攪拌機を備えた攪拌水槽および貯塩水槽等の塩水製造装置があり、さらに高水槽、流量計を経てこれと接続した水槽が水路下流端にある。実験は上流から淡水流量 Q_f を与え、下流端水槽へ塩水流量 Q_s を支えると塩水はくさび状になって水路内へ侵入し、淡水は上に押し上げられて表層を流れる。ここで塩水流量を適当に調節すれば、塩水くさびを定常的に保つことが可能である。また実験中淡水塩水の境界面をはっきりさせるため塩水側にフルオレセイン水溶液にて緑色に着色した。なお塩水比重は1.005~1.020について、淡水流量は30m水路の場合10~60%、水深10~30cm、100m水路の場合20~60%、水深35~80cm、について実験を行なった。測定したものは塩水くさびの形状、流速分布、濃度分布、水位等であり、流速分布の測定には実験用の小型プロペラ式流速計を使用し、さらに流速が微弱なる場合は、水素気ほう式の流線観測器あるいは色素等により測定した。濃度分布は種々の深さにおける資料を採取して電導度計により測定した。

3. 実験結果とその考察

塩水くさびの長さはレイノルズ数あるいは内部フルード数の増加にともない減少し、同一水量の場合は密度差の大なるほど長くなる。流速分布は淡水部分でほぼ一定値を示し、境界面付近で急激に変化している。また流速の正負が逆転している位置は内部波等の影響で周期的に多少変動している。したがって塩水層の流速分布(流速値)も幾分変化するようである。この逆転位置は密度差に關係なく塩水深の約1/3付近になっている。濃度分布は上下両層の密度差が大なる場合は境界面はよく安定しており、ガラス面を通して測定した塩水くさびの形状と変曲点とよく一致している。しかし上下両層の密度差が小さい場合は一線に混合し易く、ガラス面より測定した形状は密度分布の変曲点より幾分上層を境界面としている。

(1) 塩水くさびの形状と抵抗係数について

塩水の境界面におけるせん断抵抗は表現に多少の差はあるが、いずれも表層流の2乗に比例する量として表わされている。定常状態における塩水くさびの形状がわかれば、逆にくさび各部分の抵抗係数 f_i は、渡田博士による次式によって求められる。

$$f_i = \frac{f_i}{2} = \frac{\left(\frac{U_1^2}{\epsilon \rho k_0} - 1\right) \cdot \frac{dh}{dx}}{\frac{U_1^2}{\epsilon \rho k_0} - 1} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 U_1 は表層淡水の平均流速、 h_0 および h はその点における水深および表層淡水の水深、 $\epsilon = \Delta p / \rho + \Delta p$ 、 dh/dx はその点における表層淡水水深の変化である。抵抗係数は層境界面の安定性に関係する Keulegan の無次元数 $\Theta = 1/Re(F_i)^2$ の関数と考えられており、 $Re \cdot (F_i)^2 = \Xi$ と書いて $f_i = A \Xi^n$ なる関係で表わされている。ここで $Re = U_1 h_0 / \nu$: 淡水層のレイノルズ数、 $F_i = U_1 / \sqrt{\epsilon \rho k_0}$: 淡水層の内部フレード数である。そして今まで発表されている主な理論式あるいは実験式を示すと表-1のようである。

表-1

	A	n	
岩崎(1962)	7.98	-0.8356	実験
権貝(1965)	12	-1	理論実験
金子(1966)	0.2	-0.5	小矢部川河口
中村(1966)	4.228	-0.7117	神通川河口
中村(1970)	0.136	-0.434	九頭竜川河口

今回大型水路による実験結果から(1)式より抵抗係数 f_i を求めると、塩水くさびの勾配の影響が大きく、くさびの勾配の大きい先端部および河口端部で抵抗係数は大きくなる傾向が見られ、中央部は一定値で小さくなっている。

この抵抗係数 f_i と Ξ の関係を図-1に示した。この場合、くさびの勾配の大きい先端部および河口端部は除外した値を採用した。これによると抵抗係数 f_i はクーリガン数 Ξ の増大とともに減少することは認められるが、一つの塩水くさびにおいての散乱が大きいため、一つの直線で表現するのは困難であるが、実用的な見地から $f_i \sim \Xi$ の関係を求めると次式が得られる。

$$f_i = 0.35 \Xi^{-0.5} \quad \text{----- (2)} \quad \text{実験範囲 (Re} = 10^3 \sim 10^6, \Xi = 10^2 \sim 10^6)$$

図-1の○印は利根川下流部において行われた塩分観測の小潮時における濃度分布および流速分布より計算したものである。計算は濃度分布の変曲点を境界面とし、各地点とも最大流速となるような時間を、定常状態の塩水くさびと考え、(1)式より抵抗係数を算出した。この場合、レイノルズ数の大きき現地の抵抗係数も含めた $f_i \sim \Xi$ の関係は(2)式から多少ずれるようである。すなわち我々の実験範囲では現地利根川の抵抗係数もほぼ(2)式で表わせるが、 $\Xi > 3 \times 10^6$ では(2)式と違った傾向を示すようである。このようなことからレイノルズ数の大きき現地の抵抗係数も含めた $f_i \sim \Xi$ の関係を求めると次式が得られる。あるいは図-1で曲線で表示した方がよいのかもわからない。

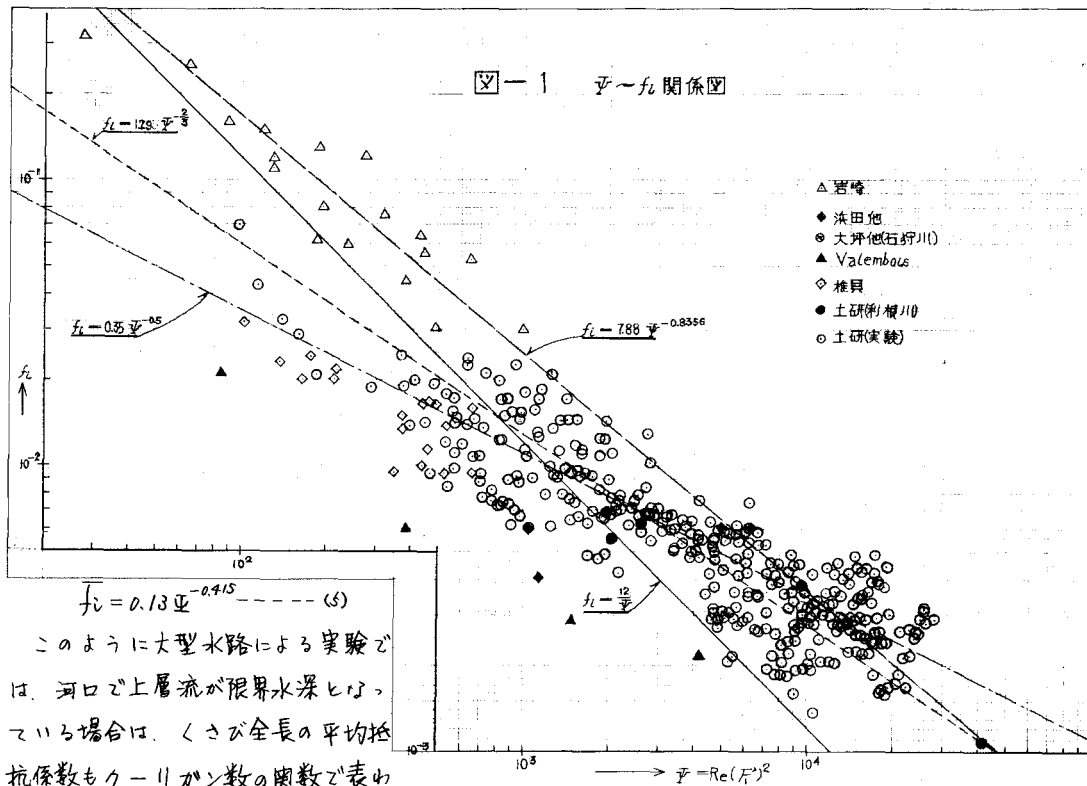
$$f_i = 1.29 \Xi^{-2/3} \quad \text{----- (3)}$$

(2) 塩水くさびの到達距離と抵抗係数について

定常状態時の塩水くさびの長さ L がわかれば Schijf-Schonfeld の与えた式からくさび全長の平均抵抗係数 f_i は(4)式で表わされる。

$$f_i = \frac{h_0}{2L} \left\{ \frac{1}{5(F_0')^2} - 2 + 3(F_0')^{3/2} - \frac{6}{5}(F_0')^{3/2} \right\} \quad \text{----- (4)}$$

ここに $F_0' = U_0 / \sqrt{\epsilon \rho k_0}$ 、(4)式より塩水くさび全長の平均抵抗係数を計算し、上層のレイノルズ数およびクーリガン数との関係を図-2、3に示す。河口で限界水深をとっているハーフスは除いてある。これより $f_i \sim \Xi$ の関係を求めると次式を得る。



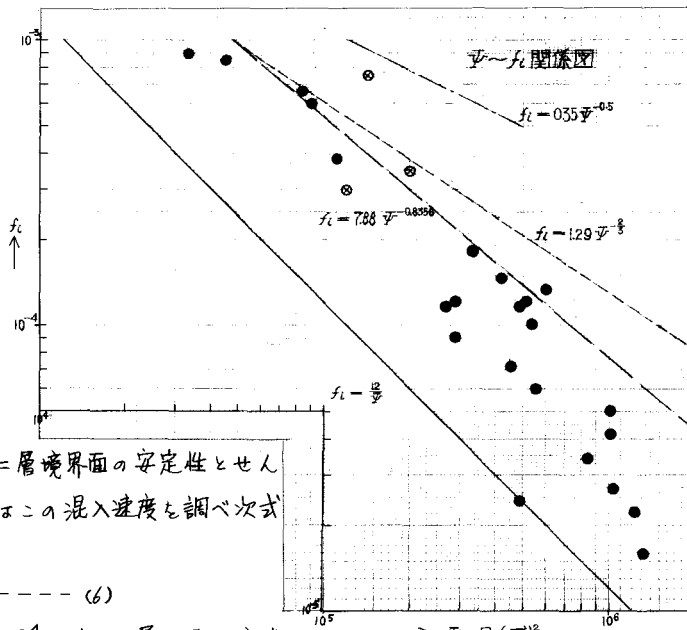
このように大型水路による実験では、河口で上層流が限界水深に近づいている場合は、くさび全長の平均抵抗係数もクーリーマン数の関数で表わされるようである。(5)式が(2)式と異なるのはくさび上の各点の f_L は縦断的に一定でないこと、内部フルード数 F_0' と F_0 の違いによる。また F_0 の範囲が大きくないこともあるが、図-2のように f_L はレイノルズ数のみによっても、かなりよく整理されるようである。

(3) 塩水層から淡水層への塩分混入速度について。

下層塩水の上層淡水の中への混入は層境界面の安定性とせん断抵抗力に關係があり、Keuleganはこの混入速度を調べ次式を与えている。

$$V_m = K(U_1 - 1.15 U_c) \quad (6)$$

ここに V_m : 塩分混入速度、 $K = 3.5 \times 10^{-4}$ 、 U_1 : 上層の平均流速
 $U_c = (g \Delta \rho)^{1/2} / \theta$: 混入開始限界流速である。この塩分混入速度を実験結果の流速分布、濃度分布より求め、図-4に示した。これによると上層の流速が大きくなれば混入速度も大となる傾向が見られるが、上下層の密度差の影響もあり、散乱が大きい。この塩分混入速度に影響する無次元数としては、



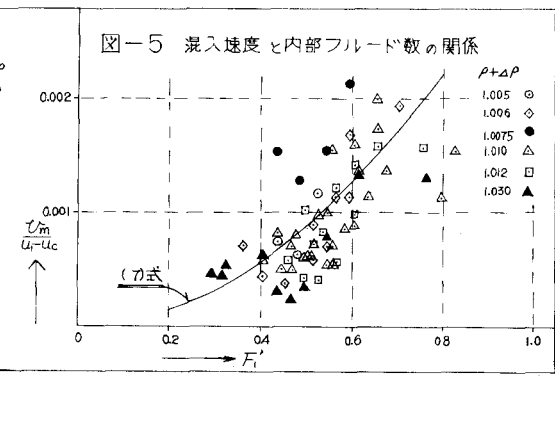
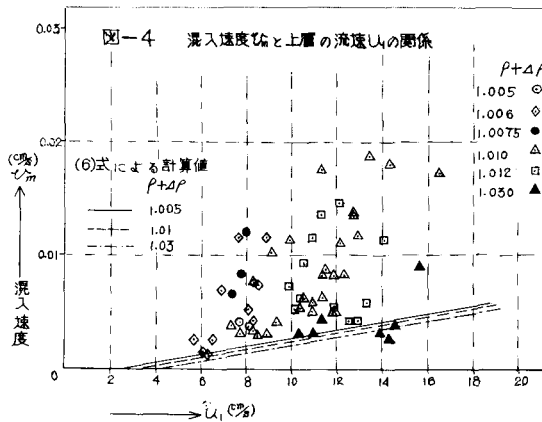
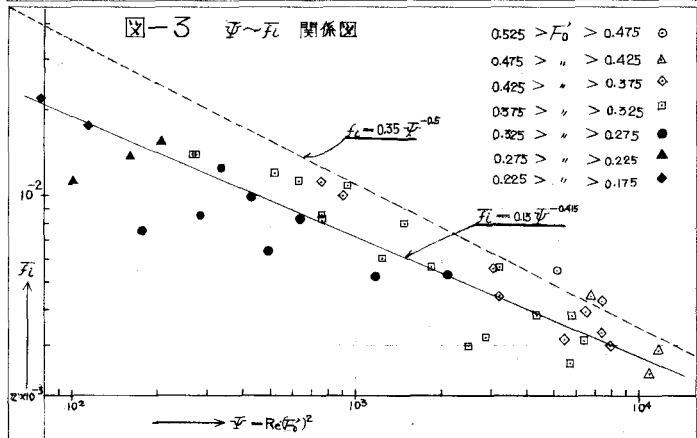
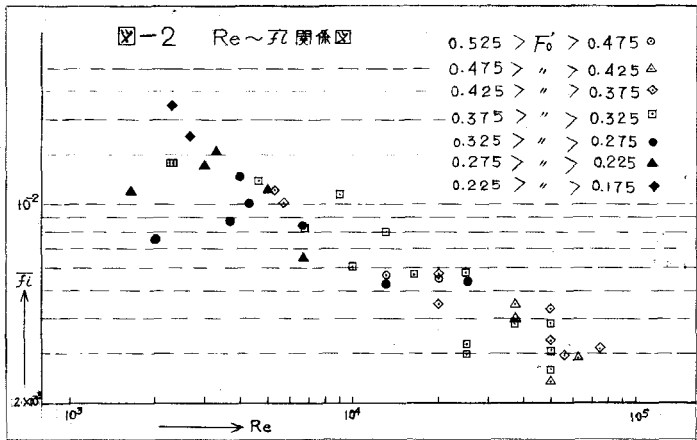
クーリガン数、内部フルード数、リ
 ードソン数等が考えられ、これら
 を検討したところ、上層の内部フル
 ード数による整理が図-5に示すよ
 うに比較的よい結果となった。これ
 より Keulegan の式(6)の係数を内部
 フルード数の関数で示し、この関係
 を求めると次式が得られる。

$$U_m = 3.5 \times 10^3 (F_i')^2 (U_i - U_c) \quad \text{--- (7)}$$

なお、混入開始限界流速 U_c は計算値
 を用いているが、実験ではこれより
 小さい流速で混入が開始しているよ
 うであった。また、クーリガン数で
 整理したものは多少ばらつきが大き
 かったが、このことはせん断抵抗力
 以外の要素も関係していることを暗
 示するものであろう。

4. おわりに

以上、塩水くさびに関する大型水路
 による実験結果についてその概要
 を報告した。実験の二次元性については、
 ニ三のケースにおいて検討したところ、
 ほぼ満足すべきものであったが、
 水路底における流線は $10 \sim 20$ ほど
 水路中央に向っていた。側壁の影響
 として、両端付近で中央部よりくさ
 びが伸びる傾向にあるわけである
 から、水路幅は大きい方がよい。ま
 た、くさびの勾配は非常に小さいも
 のであるから、水路長さの長さが要
 求される。このような意味において、
 今回の実験資料はかなりの精度と信
 頼性をおくことができると思われ
 る。今後はクーリガン数のさらに
 小さい範囲の実験や湖等における
 実測を計画している。



昭和52年3月2日
午後5時
書記官送

鑑定書

昭和52年1月

京都大学農学部教授

南 勲

(d) 塩水クサビ解析結果

前記の条件で、各種流量に対して筆者が電子計算機を用いて解析した長良川浚渫後の塩水クサビの状況を、図2-7-1に示す。これより河川流量 $30\text{ m}^3/\text{s}$ において、 30 km 地点まで塩水クサビは上昇し、約 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水のとき、長良川の河川内には塩水クサビは浸入しないことが想像される。

図 2-7-1 浚渫後長良川塩水クサビの
性状計算例

