

II-41

河口二層流の潮汐変動予測

(株)北水エンジニアリング ○正会員 古城則道
北海道大学大学院工学研究科 正会員 吉田静男

1. 序文

河口二層流の下層である塩水楔の遡上距離は河床地形に強く依存する。たとえば、潟水期の石狩川の塩水楔全長は1950年代にはせいぜい15km程度であったが、浚渫の進捗により1994年には30.0kmと、ほぼ、倍加している。¹⁾このような流れのもとでは河川流量の予測精度の面からも、また、利水の面からも、河口二層流の挙動特性を把握する必要がある、長年にわたり、多くの観測が実施されてきた。その結果、潮汐による二層境界面の変動特性のうち、少なくとも、二回潮に関してはかなり明らかになってきている。しかしながら、一回潮や、特有な波形を有する潮汐に対する応答特性に関しては、観測例も少なく、いまだに、精度良く予測できる状況に無い。問題の解決のためには今後もさまざまな潮汐について実測を重ねていく必要はあるが、現実の二回潮に対する二層流の応答特性の知見を参照した数値計算を行えば、一日潮や、一般的な波形を有する潮汐に対する応答特性に関しても、ある程度、予測可能と思われる。このような観点に立つて、本研究においては、従来、実河川データを用いて経験的に得てきた界面抵抗係数を用いた数値計算を行い、微風下の石狩川河口流のように淡塩境界での混合が十分小さい場合についての河口二層構造の潮汐に対する変動予測の可能性を検討したものである。もちろん、現在では、拡散係数や、渦動粘性係数を考慮したより厳密な計算を通して出来なくはないであろう。しかし、石狩川のような、密度漸変層が著しく薄い場合には、時間を費やして各水深の密度分布を詳細に知ることよりも、様々な流れ条件に対する界面形状の迅速な把握が河川の流量予測や利水の側面からも重要であり、そのためには、ここに提案するパーソナルコンピュータでも容易に計算できる手法が確立できれば実用上価値があると考えられる。

2. 流れの支配方程式と差分化

河道に沿って流れの方向にx軸をとる。上層と下層の断面平均流速、水深をそれぞれ U_1, h_1 、及び U_2, h_2 とすると、川幅が $B(x)$ 、河床高が $z(x)$ である河川に対して、各層について水深方向に積分された形式の準1次元的な連続式と運動方程式は

$$B \frac{\partial h_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (BU_1 h_1) = 0 \tag{1}$$

$$B \frac{\partial h_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (BU_2 h_2) = 0 \tag{2}$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U_1}{\partial t} + \frac{U_1}{g} \frac{\partial U_1}{\partial x} = -\frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\partial h_1}{\partial x} - \frac{\partial h_2}{\partial x} - \frac{f_i}{2gh_1} (U_1 - U_2) |U_1 - U_2| \tag{3}$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U_2}{\partial t} + \frac{U_2}{g} \frac{\partial U_2}{\partial x} = -\frac{\partial z}{\partial x} - (1-\epsilon) \frac{\partial h_1}{\partial x} - \frac{\partial h_2}{\partial x} + \frac{f_i}{2gh_2} (U_1 - U_2) |U_1 - U_2| - \frac{f_b}{2gh_2} U_2 |U_2| \tag{4}$$

となる。ここに、 g は重力定数、 f_b は河床の摩擦抵抗係数で、マンニングの粗度係数 n を用いると

$$f_b = 2gn^2 / h_2^{1/3} \tag{5}$$

と表わされる。今回の計算においては n 値として 0.035 を採用した。又、 ε は上層と下層の密度をそれぞれ ρ_1, ρ_2 として

$$\varepsilon = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} \cong \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1} \quad (6)$$

であり、1 に比べて小さい数と考えられる (石狩川では 0.027 程度)。また、 f_i は界面抵抗係数であり、ここでは実河川における経験式

$$f_i = 0.25(R_1 F_1^2)^{-0.5} \quad (7)$$

を用いる。ここに、 R_1 と F_1 は上層のレイノルズ数、及び密度フルード数であり、それぞれ

$$R_1 = \frac{U_1 h_1}{\nu}, \quad F_1^2 = \frac{U_1^2}{\varepsilon g h_1} \quad (8)$$

である。ここに、 ν は水の動粘性係数である。なお、下層が存在しない上流域では上層が直接河床に接触するが、この部分では上記の方程式の中で、上層の運動方程式は

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U_1}{\partial t} + \frac{U_1}{g} \frac{\partial U_1}{\partial x} = -\frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\partial h_1}{\partial x} - \frac{f_i}{2g h_1} U_1 |U_1| \quad (9)$$

に置き換わる。ところで、界面抵抗係数として (7) 式を採用するという事は重要な内容を有している。すなわち、抵抗係数 f_i には剪断応力成分、界面での造波成分、混合による成分のすべてが含まれている。従って、風が強く、上層への塩水の連行が著しい時には、基礎方程式自体の成否が問題となろう。²⁾

さて、上記の連立方程式から非定常解の組 $\{U_1(x, t), h_1(x, t), U_2(x, t), h_2(x, t)\}$ を得るには、境界条件と初期条件の設定が必要である。

上流端の境界条件は、上層の流量を一定値 Q とする

$$B h_1 U_1 = Q \quad (10)$$

を用いる。

下流端に対しては、河口の水位 ($h_1 + h_2 + z$) は潮位変動に従うという条件を用いる。さらに、河口条件として、水面勾配が無限大となる条件

$$F_1^2 + F_2^2 - \varepsilon F_1^2 F_2^2 = 1 \quad (11)$$

をすべての時刻に対して仮定する。ここに、 F_2 は下層についての密度フルード数である。

$$F_2^2 = \frac{U_2^2}{\varepsilon g h_2} \quad (12)$$

後者の条件は、上層の流れに対し、河道内で常流、海域で射流になるような限界水深の常時存在を河口に対して仮定することに相当する。

初期条件としては、時間微分の項を落とし、かつ下層の速度 U_2 を 0 として得られる

$$\frac{dh_1}{dx} = -\frac{f_i}{2} \frac{F_1^2}{1 - F_1^2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2}\right) + \frac{1}{1 - F_1^2} \frac{U_1^2}{\varepsilon g B} \frac{dB}{dx} \quad (13)$$

$$\frac{dh_2}{dx} = -\frac{dz}{dx} + \frac{f_i}{2} \frac{F_1^2}{1 - F_1^2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2}\right) - \frac{1}{1 - F_1^2} \frac{U_1^2}{\varepsilon g B} \frac{dB}{dx} \quad (14)$$

を、 $B h_1 U_1 = Q$ (流量一定)、 $F_1^2 = 1$ (河口条件) の基で解いた解 $\{U_1(x), h_1(x), h_2(x)\}$ を用いる。

上記の非定常方程式は、差分方程式に変換することにより数値的に解かれる。差分化にあたり、時間差分にはオイラー陽解法を用いる。また、空間差分には、非物理的な数値振動と計算の不安定性を抑えるために、

速度と水深の計算点を 1/2 格子間隔だけずらしたスタガード格子を採用し、移流項には 3 次精度の上流差分を用いる。計算の各時間ステップにおいて必要となる境界外の流速と水深の値は、計算領域内の値から外挿して与える。また、スタガード格子を用いたために、計算領域内においても、本来の定義点以外の位置での流速と水深の値が必要となるが、これは周囲の点を使って随時内挿して与える。塩水楔の先端は、河口側から計算されたときに下層水深 h_2 が零値になる点として検出される。実際の計算では h_2 が適当な値（臨界値 δ ）よりも小さくなったときに、下層が存在しないとして、 h_2 と U_2 を零値とする。また、塩水楔の先端の流速と水深が増加傾向にあるときは、楔先端の上流側の下層流速と下層厚を臨界値 δ に再設定し計算することにより、楔伸縮のシミュレートを可能にする。

3. 計算結果

3.1 計算例-1

3.1.1 境界条件

はじめに、計算条件を要約して記述する。

- 1) 石狩川において 1997 年 7 月 24 日 11 時 00 分から 1997 年 7 月 25 日 11 時 00 の期間に観測された二回潮の水位データをもとに計算する。
- 2) 計算領域は河口から海拔 0m の河床を有する岩見沢大橋 (KP44.5km) までとする。なお、観測時の流量は $120\text{m}^3/\text{sec}$ でこの流量に対する塩水楔の遡上距離は約 30km であった。この流況は石狩川としては最濁水に分類される。
- 3) 河床地形は河口から KP44.5km までの 100m おきの深浅測量データから得たが、同区間を 40 分割し、各分点の水深と河川幅を線形補間により求めて計算に使用する。
- 4) 河口の全水深は潮汐によってのみ変動するとし、その値としては実測された毎時の小樽港潮位を 100 秒間隔に線形補間したものを使用する。
- 5) 河口での水理条件としては (11) 式を採用するのが良いように思われるが、実際には (11) 式右辺が 1 ではなく時間的に変化する。これは水深が変わることによる限界水深位置の移動に相当していると思われる。この右辺を 1 としても、実測値としても結果に著しい相違は生じないが、ここでは実測値を使用する。なお、実測値は毎時の観測データから得ているため、計算には 100sec ごとの線形補間値を得て使用する。

3.1.2 定常解

上記の条件下で得た定常解を図 1 に示す。同図において太い実線は (7) 式を用いた場合の、また、細い実線は同式右辺の係数を 0.3 とした場合の結果である。同図には、1 潮時の間に実測した界面形状の包絡線も示されている。実測値に関しては計算結果は河口で実測値とよく一致するものの先端位置は過小に、また、河口から 20km までは全体的に界面位置を浅く見積る。特に、河口上流 7km での予測界面水位は実際の時間平均界面に対し 1m の差異がある。このような差異を生じる理由は (7) 式が実態に即していない為と思われる。実態を良く表わす界面抵抗係数を得る事は将来の検討課題とせざる終えないが、(7) 式を使用した場合でも現実に見られる非定常河口流の定性的な特徴を予測し得るかどうかの検討は可能である。

3.2.3 非定常解

観測期間 (25 時間) の 2.5 時間毎の表面と界面の解曲線、及び、実測した界面形状の包絡線を同時に描くと図 2 を得る。解曲線は広がっているが、その広がり幅が水位変動の概略の全振幅ということになる。図から読み取れる定性的な特徴としては

- 1-1) 表面水位の変動振幅は塩水楔の存在する区間においては、ほとんど、減衰せず、各時刻のその部分での水位は平行に近い。

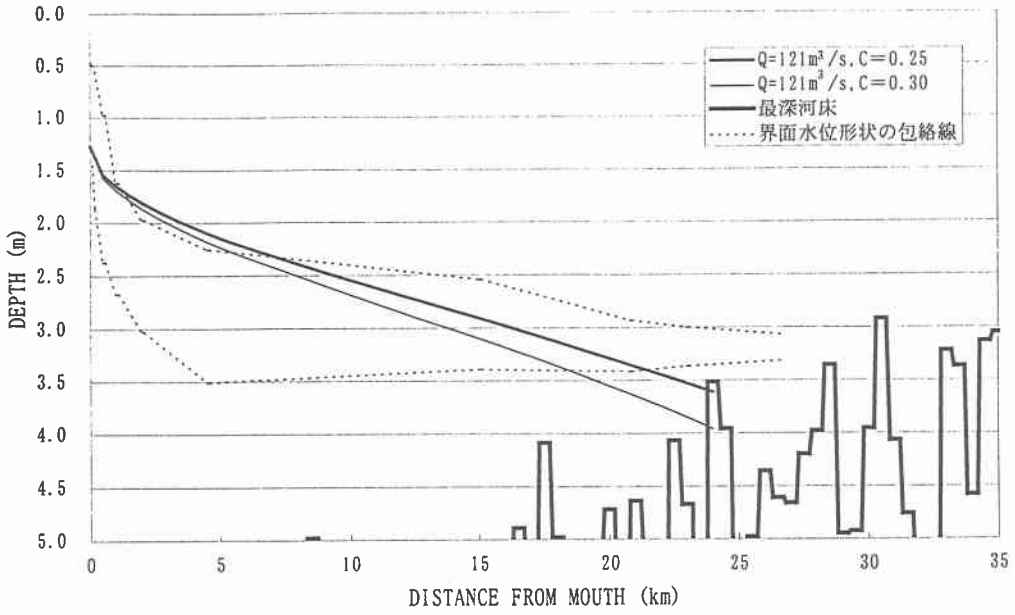


図1 計算結果 (定常解)

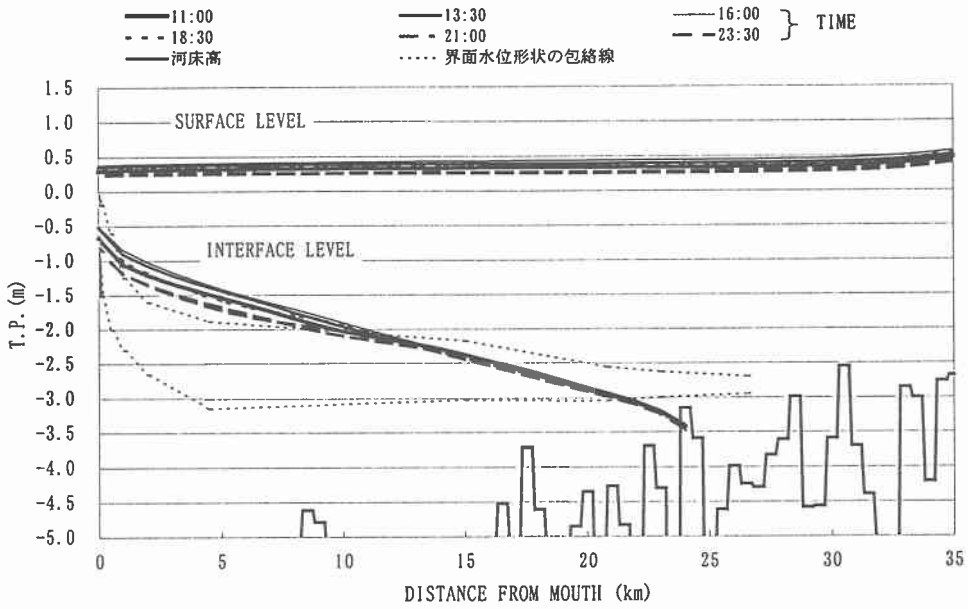


図2 計算結果 (非定常解)

- 1-2) 界面変動の全振幅は河口に近いほど大きく上流ほど小さくなっている。
- 1-3) 界面変動は表面変動に比べて桁違いに小さい速度で上流に向かって伝播するため、表面水位変動よりかなり波長が短く、各時刻の界面形状は交差し合う。
- 1-4) 落潮時の計算値は1潮時の間に実測した界面形状の包絡線の上限值に近く、河口上流 2~10km では全潮時にわたって計算値は実測値を上回る。

などがある。一方、場所を固定して界面波の時間変動を調べると図3を得る。同図からは

- 2-1) 河口から 5km までは界面変動が表面変動に対し位相がやや進む。
- 2-2) 5km から 15km までは界面変動が水面変動に対し位相が遅れる。その遅れ時間から界面変動が界面波速で上流に向かって伝播する。
- 2-3) 河口上流 15km から上流では表面水位変動と同位相になる。

などが読み取れる。これらの定性的な特性は、すべて、実測データにも見出され、³⁾ 計算結果は支持される。

ところで、実際には河口条件の(11)式が厳密には成立せず、潮汐に応じて刻々(11)式右辺の値が変化する。しかし、この事実を考慮して計算しても結果に大きな相違が表れないことを確認している。

次に、界面変動振幅の縦断方向分布調べてみる。図4には、KPO. 1km, 4.5km, 14.5km, 26.6km における実測全振幅とその平均値を滑らかに結んだ結果(実線)、及び、図3から得る振幅が示されている。なお、実測値は流量 120m³/sec と 164m³/sec の2度の観測結果から得たものである。この点を考えると、やや、厳密さに欠けるといえるが、河口近傍ではいずれの流量でも同じ程度の振幅値を有していることから、この結果を河口近傍での振幅の議論に使用することに問題はないといえる。実測結果と計算結果とを比較すると次の事がいえる。

- 3-1) 河口では潮汐より大きな振幅の界面変動が誘発される。
- 3-2) 河口のごく近くと上流域を除いては一致度が極端に低い。特に、実測で観測されている河口上流 6km 付近の振幅の極大値は、定性的にさえ計算結果には現れていない。

この内、3-1)の結果は重要と考える。紙面の都合で示さないが、潮汐の周期が長くなると誘発される界面変動の振幅は小さくなり、逆に、短くなると増幅が著しくなることを確認している。また、3-2)のような結果を生じる理由としては、定常解でさえ実測値と一致しない原因となっている界面抵抗係数の経験則(7)式にあると思われる。今後、現実を良く示す経験則を得てから再検討してみたい。

3.2 計算例-2

次に、現実に見られる界面変動のオーバーシュート現象の再現が可能かどうかについて検討してみる。ここで、オーバーシュート現象とは、一回潮から二回潮に(あるいは二回潮から一回潮)に転じる時に見られる潮汐に対し、界面変動が明らかに二回潮の性質を示す現象をいう。このような場合の計算は3.1節の計算例において潮汐波形のみを変更すれば遂行できる。その計算結果は図5に示されている。この結果より界面変動には、確かに、オーバーシュート現象が出現することが分かる。

4. 結論

河口流を二層流とみなし、界面抵抗係数としては経験則を用いて準一次元方程式系を解き、定常、非定常の計算を遂行し以下の結果を得た。

- 1) 現実を生じる現象のうち、河口での界面変動振幅が潮汐振幅を上回ること、界面変動は上流側に界面波速で伝播すること、塩水楔が 30km 程度になると楔先端の位置は時間的に変動しないこと、界面変動のオー

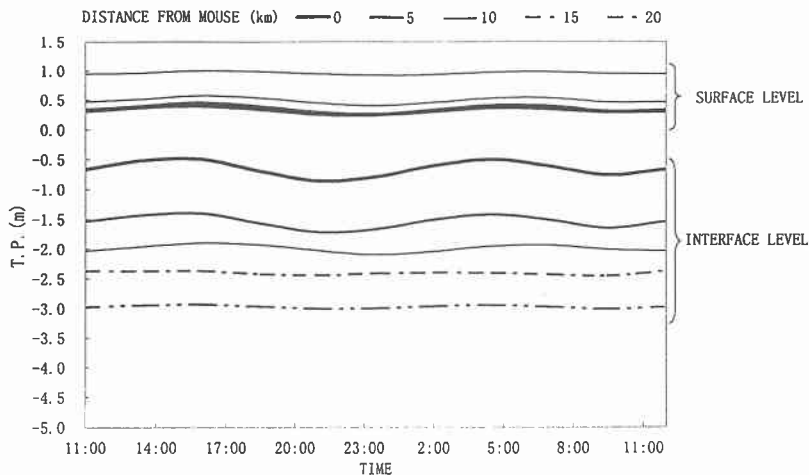


図3 計算結果（表面及び界面水位の時間変動）

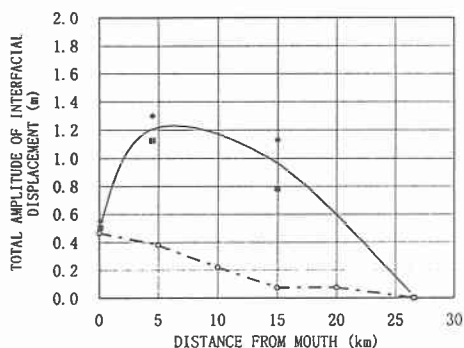


図4 界面変動振幅の縦断分布

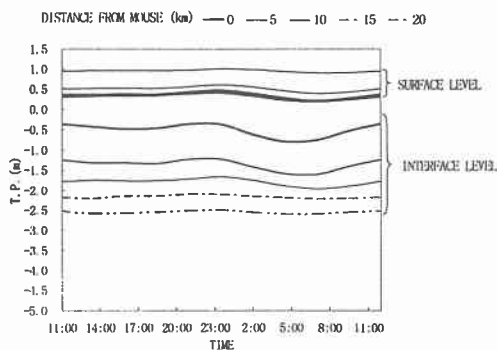


図5 オーバーシュートを示す界面変動

パーシュート現象が現れること、などについては定性的にシミュレートできた。

- 2) 定常解をもとに、従来の界面抵抗係数の経験則は、今日のように遡上距離が著しい石狩川の塩水楔には適用できないことを示した。
- 3) 界面変動振幅の縦断分布については現実と大きな隔たりがあった。その原因は現段階では明白ではないが、界面抵抗係数の経験則が実態に即していないことにある可能性がある。

謝辞：本研究は一部文部省科学研究費補助金（基盤研究 B (2) ，課題番号 09450186）を得て実施された。記して感謝する。

参考文献

- 1) 吉田静男・柏村正和：潮汐による塩水くさびの応答（2），第2回海溝論文集，pp.167-171，1975。
- 2) 玉井信行：密度流の水理，新体系土木工学，技報堂，1980。
- 3) 吉田静男：河口密度流とその解析方法，土木学会水理委員会水工学シリーズ，88-B-2，pp.B-2-1-B-2-15，1988。