

河口域における密度流形態と最大混濁帯の 2次元数値シミュレーション

宋 元平*・小田一紀**・重松孝昌***・汪 思明****

1. ま え が き

河口密度流は、一般に塩分の分布形態によって弱混合、緩混合および強混合型の3つに分類されるが、同一河口でも潮汐の変動に応じて、上げ潮時には強混合となり、緩混合を経て、下げ潮には弱混合になることもしばしば観測される。このような河口密度流の混合形態は上流から輸送されてくる微細粒子の凝集・沈降・堆積過程に大きな影響を及ぼしている。例えば、長江河口域における観測によると、塩水楔の先端付近に微細土粒子の濁質濃度が2~5 kg/m³以上にもなる「最大混濁帯 (turbidity maximum)」と呼ばれる微細土粒子の高濃度領域が形成され(宋ら, 1995), 河口域の地形, 水質, 生物環境の形成に大きく関わっていると考えられている。この「最大混濁帯」の形成過程に関しては、現地観測を中心として様々な研究がされてきたが、何れも微細土砂粒子の凝集・沈降過程が十分に考慮されておらず、経験的、定性的な知見を示すにとどまっております。本研究では、長江河口のような大規模河口域を対象として、一定な河口地形条件の下で、まず、河口密度流の3つの混合形態がいかなる河川流速と潮差(潮汐全振幅)の組み合わせによって生じるかを2次元数値シミュレーションによって検討する。ついで、凝集・沈降過程を考慮した微細土粒子の2次元拡散数値シミュレーションを行い、最大混濁帯の形成の再現とそのメカニズムの検討を行う。

2. 河口域密度流の計算手法

2.1 2次元密度流の支配方程式

2次元河口密度流の支配方程式は、流れの連続式、渦粘性を考慮した運動方程式、塩分拡散方程式、および密度に関する状態方程式から構成され、それぞれ式(1)~式(5)のように表される。座標系は、ここでは、図-1のようにとる。なお、水温は一定とした。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} = -\rho g \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} + w \frac{\partial S}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial S}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$\rho = \rho_0(1 + \alpha S) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 u, w はそれぞれ x, y 方向の流速成分、 P は圧力、 S は塩分、 ρ は流れの密度、 ρ_0 は淡水の密度、 α は比例係数、 $\mu_x, \mu_z; K_x, K_z$ はそれぞれ x, y 方向の渦動粘性係数と乱流拡散係数である。

ここで、河口部での水深変化による層数変化の問題点を改善するため上記の方程式を式(6)で定義される σ -座標を用いて座標変換した (Sheng, 1982)。

$$\sigma = \frac{z - \zeta}{\zeta + h} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 ζ : 潮汐による水位変動、 h : 初期水深。

2.2 計算領域と境界条件

計算領域は、長江河口のような大規模河口域を想定し、図-1に示すように長さ200 kmとした。その縦断面形状は、水平で長さ80 kmの河川部と沖側へ勾配1/5000で延びる河口斜面部から構成されている。上流側および下流側境界における平均水深はそれぞれ $h_{r0} = 6$ m および

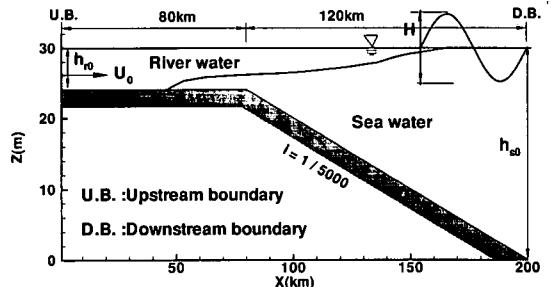


図-1 計算領域と座標系

* 理修 (有)プロボート
** 正会員 工博 大阪市立大学教授 環境都市工学科
*** 正会員 工博 大阪市立大学助手 環境都市工学科
**** (中国)華東師範大学助教授 河口海岸研究所

$h_{s0} = 30$ m とした。時間ステップは $\Delta t = 6$ sec, 計算メッシュの水平サイズは 1000 m, 鉛直サイズは鉛直方向に等サイズ (20 層) とした。

境界条件については、以下のように与えた。

(上流側境界) 水位変動: $\zeta = 0$, 塩分: $S = 0$

$$\text{流速分布: } u = U_0 \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{z}{k_*} \right) \dots\dots\dots (7)$$

(下流側境界) 潮汐変動: $\zeta = \frac{H}{2} \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \dots\dots (8)$

塩分: $S = 35$ psu

ここに, U_0 : 断面平均流速, k_* : 底面粗度高さ, T : 潮汐周期 (= 12 hrs)。

水底面では, 式 (9) で表わされるせん断力を与えた。

$$\tau_0 = \rho \gamma_b^2 u_b \sqrt{u_b^2} \dots\dots\dots (9)$$

ここに, $\gamma_b^2 = 0.0026$: 水底摩擦係数。

なお, 数値計算は差分法の陽解法を用いた。また, 上流側境界の外側に 2 km 下流側境界の外側に 5 km の仮想計算領域を設け, 境界における計算結果の問題点を軽減させた。

2.3 諸パラメータの設定

計算におけるパラメータについては, 渦動粘性係数, 乱流拡散係数は, 一般に従来から河口域で用いられている値を参考にして, 次のように設定した。

$$\left. \begin{aligned} \mu_x &= 1.0 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec} \\ K_x &= 1.0 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec} \\ \mu_z &= 10.0(1 + Ri)^{-1/2} \text{ cm}^2/\text{sec} \\ K_z &= 10.0(1 + Ri/3)^{-3/2} \text{ cm}^2/\text{sec} \\ Ri &= -\frac{g}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} / \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに, Ri は局所 Richardson 数と呼ばれ, 密度勾配による鉛直浮力と流れの乱れによるせん断力の比を表わす。相対的に, 密度勾配が大きい (Ri が大きい) と, 成層現象が発達し, 逆に, 流れの乱れによるせん断力が大きい (Ri が小さい) と, 鉛直方向の混合がよく発達し, 強混合になる性質を持つ。

3. 密度流の計算結果

3.1 河川流速による塩水楔の変化

(1) 計算ケース

表一 潮差と河川流速の組み合わせ

CASE	1	2	3	4	5	6
H (m)	0.5					
U_0 (cm/sec)	10	20	30	50	80	100

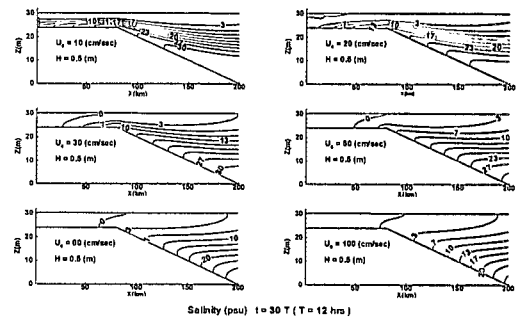
河口地形が与えられた場合, 河口密度流に影響を及ぼす水理因子の中で, 最も重要な因子は河川流速と海側での潮差である。ここでは, 潮差は $H = 0.5$ m と一定に保ち, 河川流速を変化させたときの河口域密度流の数値シミュレーションを行った。表一に実行した計算ケースと組合せ条件を示す。

(2) 計算結果

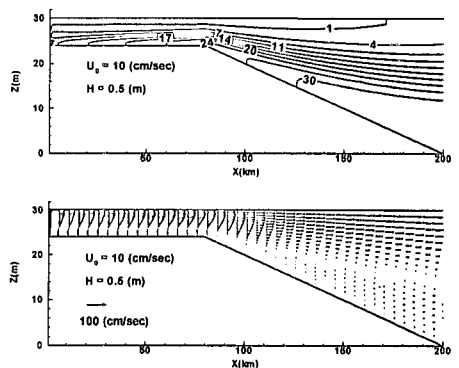
図一2 は計算から 360 時間後 ($t = 30 T$; 下流側境界でちょうど静水面から上昇しようとしているところ) の塩分分布の瞬間値を表している。この図によると, $H = 0.5$ m と潮差一定の下では, 上流側境界における河川流速が小さい時には塩水楔が顕著に発達し, 明瞭な二層流が見られ, その塩水楔の先端はかなり河川上流まで侵入するが, 河川流速が次第に大きくなるにしたがって次第に海側に後退していく様子が明瞭に再現されていることがわかる。図一3 は河川流速が最も小さい, $U_0 = 10$ cm/sec の (CASE 1) ときの $t = 30 T$ における塩分分布と流速ベクトルの瞬間値を比較して, 示したものである。この図から河川部上層では下流側への, 下層では上流側への流れが顕著に発生しており, 河川流速が弱くなると塩水楔が発達し, 鉛直循環流が生じていることが再現されている。

3.2 混合形態の定義と発生条件

河川流速を $U_0 = 10 \sim 100$ cm/s, 潮差を $H = 0.5 \sim 2.0$



図一2 河川流速による塩分分布形態の変化



図一3 $t = 30 T$ における塩分分布と流速ベクトル分布

mに変化させて、24ケースの河口流動計算を行い、弱混合、緩混合、強混合の3つ混合形態がどのような条件のときに発生するかを検討した。

検討に先だち各混合形態の定量的な定義を行う必要がある。ここでは、成層係数 $N = (S_b - S_s) / S_m$ (S_b, S_s : 底層と表層の塩分, S_m : 鉛直平均塩分) を用いて次のように混合形態を定義した。即ち、200 km の計算領域内に一定間隔 (1 km) に設けた鉛直断面内で成層係数を計算し、有効な値が得られた全範囲内でそれらの平均値 \bar{N} を求め、 $\bar{N} \geq 0.80$ の場合を弱混合、 $\bar{N} \leq 0.3$ の場合を強混合、 $0.3 < \bar{N} < 0.8$ の場合を緩混合と定義する。

図-4 は、このような定義法によって弱混合と分類された CASE A (図-5 中の A 点に相当) および強混合と分類された CASE B (図-5 中の B 点に相当) の場合の塩分分布を示している。両ケースとも河川流速は $U_0 = 10$ cm/sec と同じであるが、潮差は大きく異なり、CASE A は $H = 0.14$ m, CASE B は $H = 3.04$ m である。この図から、混合形態は河川流速に相対的な潮汐の大きさによっても大きく異なることがわかる。

次にこのような混合形態がどのような条件のときに発生するかを分析する。この判別条件式として式 (11) で表される河口リチャードソン数 Ri_e を導入する。

$$Ri_e = \epsilon g U_0 h_{r0} / U_i^3 \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $\epsilon = (\rho - \rho_0) / \rho$: 海水と淡水の相対密度差 (ρ : 海水密度, ρ_0 : 淡水密度), g : 重力加速度, U_0 : 河川流速, h_{r0} : 上流側境界における平均水深, U_i : 式 (12) で表される河川部に進行してきたときの潮汐波の最大水粒子速度。

$$U_i = \frac{H}{2} \left(\frac{h_{s0}}{h_{r0}} \right)^{1/4} \left(\frac{g}{h_{r0}} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

計算を行った 24 ケースについて、それぞれの空間平均

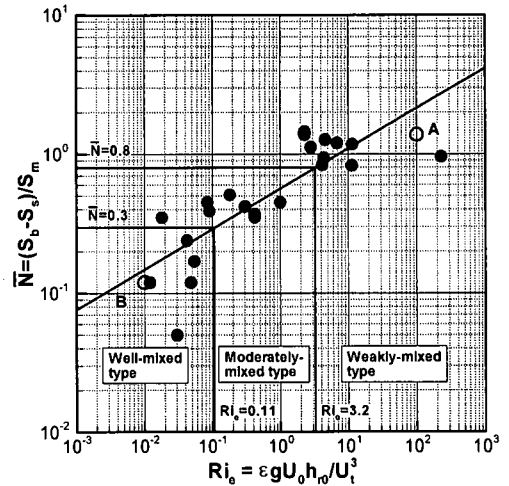


図-5 混合形態の発生判別図

成層 \bar{N} と河口リチャードソン数 Ri_e 値を求め、両対数グラフにこれらの関係をプロットしたものが図-5 である。図中の直線はこれらの平均的な関係を表している。前述のように、 $\bar{N} \geq 0.80$ の領域を弱混合、 $\bar{N} \leq 0.3$ の領域を強混合、 $0.3 < \bar{N} < 0.8$ の領域を緩混合と定義すると、この図から、 $Ri_e \geq 3.2$ のときに弱混合型、 $Ri_e \leq 0.11$ のときに強混合型、 $0.11 < Ri_e < 3.2$ のときに緩混合型の混合形態が発生すると判断された。

4. 最大混濁帯の数値シミュレーション

4.1 濁りの拡散方程式

微細土粒子の濁りの拡散方程式は、沈降速度を考慮して式 (13) のように表わされる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + (w + \omega_f) \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 C は濁質濃度, ω_f は微細土粒子の沈降速度, K_x, K_z はそれぞれ x, z 方向の乱流拡散係数である。ここで、微細土粒子が塩分に出会い、凝集を始めれば、その沈降速度として後述の微細土粒子のフロックの沈降速度を採用する。

4.2 境界条件と初期条件

境界条件は次のように設定した。
 上流側境界での濁質濃度: $C_0 = 50$ mg/L
 下流側境界での濁質濃度: $K_x(\partial C / \partial x) = 0$
 また、初期条件は次のように設定した。
 微細土粒子の初期粒径 $d_0 = 7.5 \mu\text{m}$

4.3 凝集と沈降モデル

小田ら (1999) は、微細土粒子としてペントナイトを

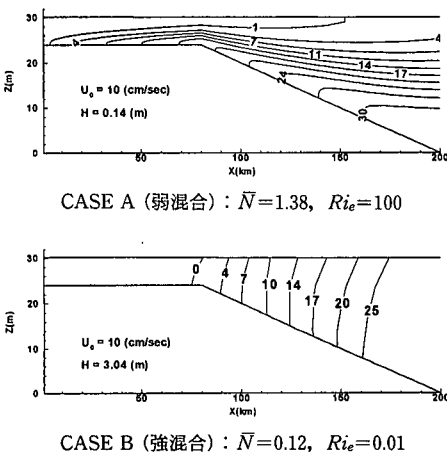


図-4 $t = 30 T$ における弱混合型と強混合型の代表例

用いて塩水中の凝集・沈降過程を室内実験で調べ、以下のような微細土粒子のフロックの成長過程および沈降速度の予測式を提示した。それによると、フロックの成長過程は式 (14) の形で表わされ、終局粒径は攪拌強度および濁質濃度が大きいほど小さくなり、逆に塩分が大きくなるほど大きくなるという結果が得られ、式 (15) で予測できる。

$$d = d_0 \{ \beta (1 - e^{-\alpha}) + 1 \} \dots\dots\dots (14)$$

$$d_\infty = 3.28 \times (S/C^{2/3})^{0.48} / G^{2/3} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 d_0 は初期粒径(微細土粒子粒径)、 α はフロックの成長係数、 β はフロックの粒径係数、 S は塩分、 C は濁質濃度、 G は攪拌強度。

攪拌強度 G は、2次元流では式 (16) で与えられる (Camp, 1943)。

$$G = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \dots\dots\dots (16)$$

一方、十分成長したフロックの有効密度 ρ_e (g/cm³) は塩分、濁質濃度および攪拌強度にほとんど関係なく、フロックの球相当径 d_s (μm) の関係は次式で表され、フロックの有効密度は粒径の-1.66乗に比例する。

$$\rho_e = \frac{70.1}{d_s^{1.66}} \dots\dots\dots (17)$$

実験結果からフロックの沈降速度 ω_f とフロックの球相当径 d_s の関係は次式で表され、フロックの沈降速度は粒径の0.34乗に比例する。

$$\omega_f = 70.1 \times \frac{4 \text{ g} \times 10^{-4}}{135 \mu} d_s^{0.34} \dots\dots\dots (18)$$

4.4 計算フロー

式 (18) を拡散方程式 (13) に組み込み、オイラー手法によって計算を行った。図-6 に具体的な微細土粒子の拡散計算のフローチャートを示す。

4.5 濁質濃度分布の計算結果

代表的な弱混合型となったCASE A (図-4 参照) について、上流側境界から負荷された微細土粒子の濁りの拡散計算を行った。図-7 の下段は $t=50T$ 経過後の濁質濃度分布 (瞬間値) を示している。また、同図中段は同時刻における塩分分布を、上段は流速ベクトル分布を示している。

まず濁質濃度分布図を見ると、 $x \cong 54 \text{ km}$ 地点の河床部を中心に最大濃度 486 mg/L の高濁質濃度帯が形成されているのが明瞭に確認できる。さらに時間が経過すれば中心点の濁質濃度はさらに増大するものと思われるが、この高濁質濃度帯は長江河口などでしばしば観測されている最大混濁帯 (turbidity maximum) と呼ばれているものに相当すると考えられる。長江河口における最大混濁帯の中心付近の濁質濃度は最大 2000~5000 mg/L にも達することが報告されている (例えば、沈, 1988)

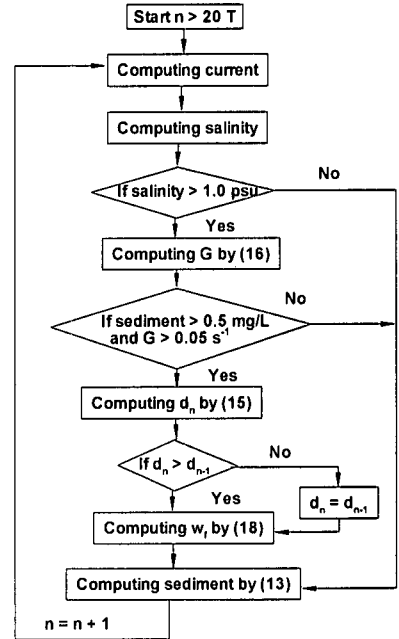
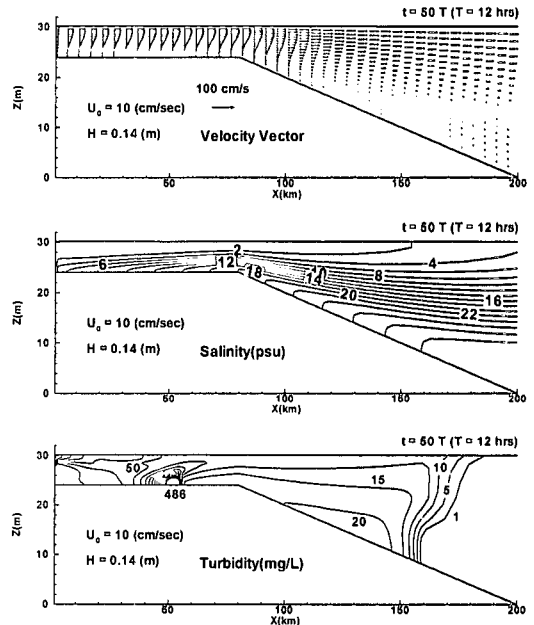


図-6 微細土粒子の拡散計算フローチャート

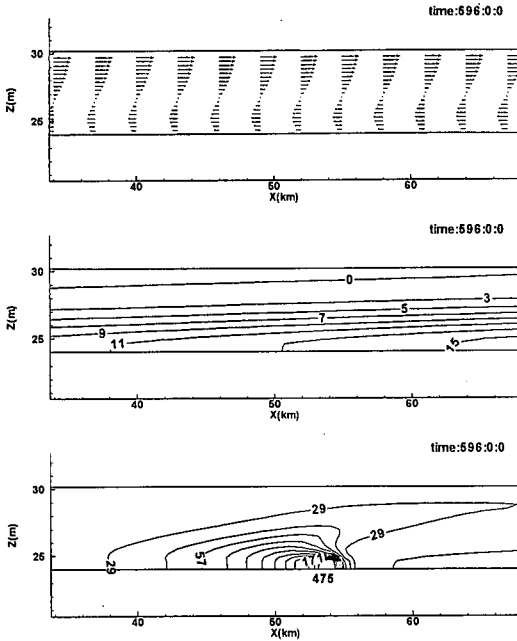


CASE A (弱混合型)

図-7 濁質濃度分布と最大混濁帯

が、本計算はこのような最大混濁帯が数値シミュレーションによって再現できることを示している。

次に最大混濁帯の発生機構を流速ベクトル分布図および塩分分布図を見ながら考えてみよう。図-7 によると



CASE A (弱混合型 $U_0=10$ cm/sec, $H=0.14$ m)

図-8 濁質濃度分布と最大混濁帯 (詳細図)

最大混濁帯の中心は塩水楔のほぼ先端付近に位置している。これは微細土粒子が下流側に流下してくる過程で中層部以下で塩水に出会い、凝集によって急速に沈降するが、底層部に入ると上流側に向かう流れによって塩水楔の先端付近に運ばれ、集積するものと考えられる。図-8は図-7の時刻より4時間前の流速ベクトル、塩分、濁質濃度の分布を最大混濁帯の中心あたりでズームアップして描いたものであるが、下層部を上流側に遡上する塩水の流れが一層明確に示されている。

5. 結 論

本研究によって得られた成果は以下のように要約され

る。

(1) σ -座標変換による2次元河口密度流の数値シミュレーションによって河口密度流の3混合形態を再現することができた。

(2) 成層係数の空間平均値 \bar{N} によって河口密度流の混合形態を分類定義し ($\bar{N} \leq 0.3$: 強混合型, $0.3 < \bar{N} < 0.8$: 緩混合型, $\bar{N} \geq 0.80$: 弱混合), それぞれの混合形態の発生を河川の平均水深 h_{ro} , 流速 U_0 , 海側平均水深 h_{so} , 潮差 (潮汐全振幅) H によって構成される河口リチャードソン数 $Ri_e = \epsilon g U_0 h_{ro} / U_0^3$ によって判別することができることを示した。すなわち, $Ri_e \leq 0.11$ のとき強混合型, $0.11 < Ri_e < 3.2$ のとき緩混合型, $Ri_e \geq 3.2$ のとき弱混合型が発生する。

(3) 微細土粒子の凝集・沈降モデルを導入した濁りの拡散数値シミュレーションによって濁質濃度の異常に大きな最大混濁帯の発生を再現し, その発生機構を説明することができた。

参 考 文 献

小田一紀・宋元平・芝村圭・農本充 (1999): 塩水中における微細土粒子の凝集・沈降過程に関する研究—ベントナイトをモデルとして—, 海岸工学論文集, 第46巻, pp. 981-985.
 宋元平・小田一紀・沈煥庭 (1995): 長江河口域におけるフロントの特性, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 406-410.
 沈煥庭・郭成涛・朱慧芳・徐海根・陳邦林 (1988): 長江河口域における最大混濁帯に関する変化過程とその発生機構, 長江河口の流動過程と地形形成過程論文集, 上海科学技术出版社, pp. 216-228.
 Camp, T. R. (1943): Velocity gradients and internal work in fluid motion, J. Boston Society of Civil Engineers, Vol. 30, No. 4, pp. 219-237.
 Sheng, Y. P. and H. L. Butler (1982): Modeling coastal currents and sediment transport, Proc. 18th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 1127-1148.