

II-61 河口部の最狭断面形状と水理特性

東北大学工学部 学生員 ○伊藤俊夫
東北大学工学部 正 員 田中 仁
東北大学工学部 正 員 首藤伸夫

1. はじめに： 河口部の地形変化は、河川の固有流量、潮汐流量、波浪等の種々の外力の影響を受けるため、その実態を把握することが非常に困難である。本研究では、宮城県仙台市を流れる七北田川（二級河川）で実測を行い、これにもとづいた数値モデルにより、河口部における平均流速と無次元掃流力（シールズ数）の変化を求め、これらの水理特性と最狭断面形状との関係を検討する。

2. 実測期間及び方法： 現地実測は、1988年8月、11月、1989年2・3月、6・11月にわたって、河口横断測量・汀線測量が行われた。このうち、1988年8月、1989年8月は出水期、1989年11月は完全閉塞直前、1989年2月は重機による人工開削直後にあたる。汀線測量は光波距離計により、横断測量はボートからロッドによる直接測量（水中部）及びレベル（陸上部）によって行われた。1989年7月19・20日には、プロペラ式流速計（CM-2）1基により2時間毎に、小野式流速計4基により24時間継続して、河口部の流速の測定が行われた。また全期間にわたり、河口より約400m上流及び約5km上流（支流梅田川の福田新橋）の2地点で、自記式水位計により5分毎の水位を測定した。

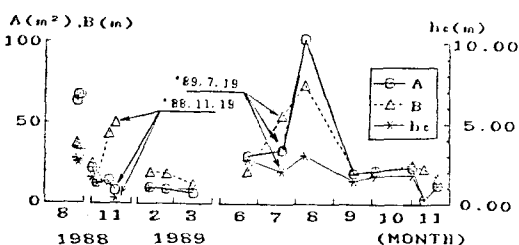


図-1. 河口断面・河口幅・最大水深の経時変化

3. 実測結果： 実測期間における最狭部断面積 A 、河口幅 B 、最大水深 h_c の測量結果を図-1に示す。冬期において A は10~20 m^2 、 B は15~25 m 、 h_c は1.5~2.5 m 程度であることが読み取れる。次に、最狭断面積 A と換算流量 $Q = Q_t + Q_r$ （ Q_t : 河口内水位より計算した潮汐流量、 Q_r : 河川固有流量 Q_r の観測地点（上流約9kmの今市橋）より下流部での取水による影響を考慮し、夏期においては $Q_r' = 0.5Q_r$ 、冬期においては $Q_r' = Q_r$ と補正した河川固有流量）の関係を図-2に示す。図中には、Jarret¹⁾により提案されている、導流堤なしの場合の $A \sim Q_t$ の回帰式（実線）とその上限・下限の式（破線）も示した。また、△印は上森²⁾による七北田川河口部の実測結果であり、波・潮汐の影響の少ない時期の低水流量を Q としている。今回の実測結果、上森のデータともにJarretの回帰式に近い値となっているのが読み取れる。

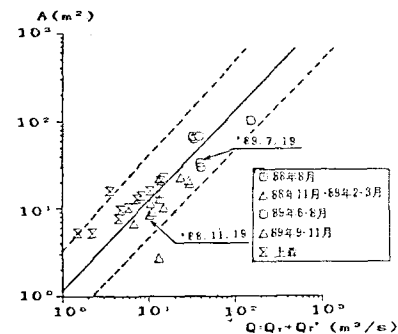


図-2. 実測断面積と換算流量の関係

4. 数値モデルによる計算： 数値モデルによる計算は、1988年11月19日と1989年7月19・20日の両日について行った。モデルでは、感潮区間内では水面勾配がなく、内水位は一樣に上下変動するものとする。河口部と上流5kmの福田新橋地点での実測水位の比較の結果、この仮定の妥当性が示されている³⁾。本モデルでは、高潮位時の砂州越流による水路の複断面化の影響を考慮して、次式を運動方程式、連続の方程式とした。

$$\eta_o - \eta_B = \frac{L_c}{g} \frac{du_1}{dt} + (K_{en} + K_{ex} + K_{cu} + \frac{2gn^2L_c}{R_1^{4/3}}) \frac{u_1|u_1|}{2g} \dots\dots\dots(1)$$

$$\sum u_1 A_i = A_B \frac{d\eta_B}{dt} - Q_r \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 η_o : 外海水位、 η_B : 河口内水位、 L_c : 水路長、 A_B : 感潮面積、 A_i : 河口部断面積、 Q_r : 河川固有流量、 u_1 : 流速（外海から河口内に向かう方向を正）、 R_1 : 径深、 K_{en} : 入り口損失係数(=0.5)、 K_{ex} : 出口損失係数(=1.0)、 K_{cu} : 曲がり損失係数(=1.0)、 n : マニングの粗度係数(=0.035)、 g : 重力加速度、 m : 分割断面の個数である。通常の計算では L_c 、 A_B を一定値とするが、ここでは河口部地形の日変化を表現す

るために L_c を η_0 の関数として、干潟の影響を考慮して A_B を η_B の関数として与えた。また、実測データにもとづき、 A_1 、 R_1 を η_0 と η_B の平均値の関数とした。 Q_r については図-2の場合と同様に考え、 Q_r' を用いた。さらに高波浪時のwave set-upの効果を加味するために、仙台湾沖で観測された沖波波高の1割を外海水位に加算した。計算は、計算開始時の河口内水位と外海水位の実測値の差からマニングの式より求めた流速と河口内水位とを初期条件として与えて、(1)、(2)式をRunge-Kutter-Gill法により解いた。時間のきざみ幅は12秒とした。無次元掃流力 τ については次式により計算した。

$$\tau = \frac{n^2 u |u|}{s d R^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 s ：砂の水中比重(=1.65)、 d ：粒径(=0.4mm)である。

計算結果を図-3～図-6に示す。流速及び無次元掃流力は、主断面についてのものである。図中の Q_r は流量観測地点での値である。河口内水位については計算値と実測値とはよく一致している。流速については計算値と実測値との間に幾分差があるが、傾向としては良好な結果になっている。図-1～図-2でも明らかなように、11月、7月の断面形状や河川流量は大きく異なるにもかかわらず、流速の最大値が約1.0m/s程度と両者でほぼ同じであることが読み取れる。流速が単純に正弦波状に変化すると、この値に $2/\pi$ を乗じて平均すると $u=0.64$ m/sとなり、これはJarretの回帰式を $A=1.7Q$ と近似して $u=Q/A=1/1.7=0.59$ m/sとした値に近いものとなっている。大河川の場合、外力の変化に対して河口地形の応答が生じるまで比較的時間を要するが、七北田川のような中小河川では、地形変化の応答が早い。従って上記の様に各種外力条件が大きく異なる時期でも短時間の間に平衡状態に近づくため、ほぼ同一の流速値を保っているものと考えられる。このことから、平常時の河口は、図に示された様に、最大1.0m/s程度の流速及び、最大2.0程度の τ によって維持されているものと考えられる。

5. おわりに： 今回の計算に用いた各種係数の妥当性の検証などは残された課題であるものの、河口部の水理特性と河口地形との対応を定量的に評価することができた。最後に、調査に協力された東北大学河川研究室の方々及び資料を提供して頂いた宮城県仙台東土木事務所、運輸省第二港湾塩釜工事事務所に謝意を表する。また、本研究を行うに際し、文部省科学研究費(一般研究(C)、代表者：首藤伸夫、総合研究(A)、代表者：澤本正樹)の補助を受けたことを付記する。

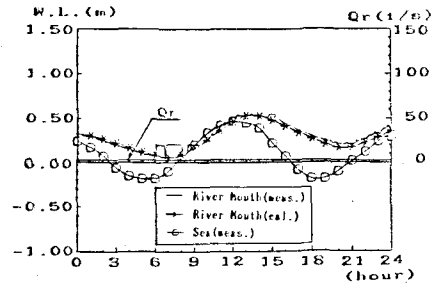


図-3. 数値モデルによる河口内水位の計算結果(88年11月19日)

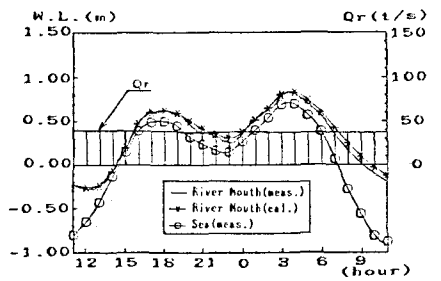


図-4. 数値モデルによる河口内水位の計算結果(89年7月19-20日)

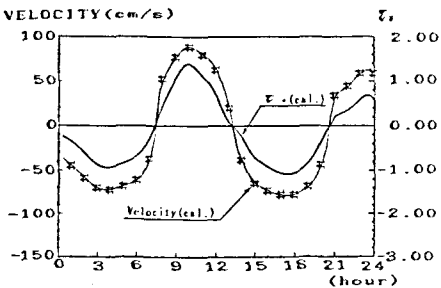


図-5. 数値モデルによる流速・ τ の計算結果(88年11月19日)

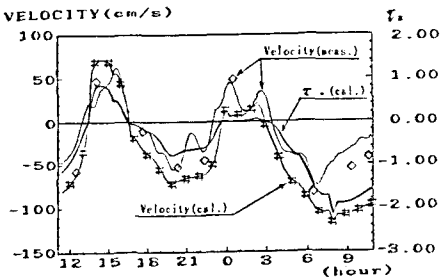


図-6. 数値モデルによる流速・ τ の計算結果(89年7月19-20日)

【参考文献】

- 1). Jarret, J.T: Tidal Prism-Inlet Area Relationships, G.I.T.I Report NO.3, 1976.
- 2). 上森：河川吐口の閉塞とその処理に関する研究，高知大学農学部紀要，第9号，1962.
- 3). 斉藤・山路：ボードコンピュータ制御による自記式水位計の開発と応用，平成元年度土木学会東北支部講演概要集，1990.