

名取川河口地形変化の数値計算

桑原直樹*・田中仁**

1. はじめに

河口部周辺の砂州地形変化は、常に海域及び河川からの波や流れなど様々な外力の影響により、きわめて複雑である。また、日本の多くの河川では河口部に大規模な砂州が形成されるところもあり、このような河川では洪水時にその存在が河口部の流れに影響を及ぼし、また砂州自体も変形する。

河口砂州は洪水の疎通を阻害するため、この点では望ましくないが、波浪や塩水の遡上を妨げる「自然の構造物」でもある。このため、洪水の際、流量ピーク到達以前に砂州が十分にフラッシュされることが確実であれば、河口砂州の存在を前提にした河川計画の立案が可能であり、いたずらに導流堤などの人工構造物を作る必要がなく、また、構造物による近隣海岸への悪影響も生じない。

計画洪水規模の出水時の地形変化予測には、数値計算が有効であると考えられる。現在までに試みられた河口地形変化の数値計算としては、榎木・出口・片山 (1987)、Hatanaka and Kawahara (1989)、田中・桑 (1993) などがあるが、いずれも室内実験結果の再現を目的としている。これに対して、実河川を対象として河口砂州崩壊の数値計算を行ったものには佐藤・首藤 (1992) がある程度で、十分な検討はなされていない。そこで、本研究では宮城県名取川における出水を対象として数値計算による再現を試み、計算結果と実測値との比較検討を行った。

2. 名取川河口の概要

本研究の対象となる名取川は図-1に示す様に宮城県ほぼ中央部に位置し、水源を宮城・山形県境に発し、広瀬川等の中小河川と合流して、名取市閣上で太平洋上に注ぐ一級河川である。流域面積は938.9 km²、幹線流路延長は55.0 kmである。

名取川の河床は、全川のほぼ安定した河道であるといわれている。しかし、河口部左岸には大規模な砂州が

発達しており、そのため河口部の横断面は非常に小さく、洪水時の疎通能力が問題となる。近年河口に砂州を持つ河川の多くでは河口砂州の河川側の退行や縮小が起こっており、河道の管理が一層難しいものになっている。ただし、名取川河口においては長期的にみれば安定した砂州であり、砂州が河口側へ移動して河口閉塞が進行する等の問題発生の可能性が少ない。そこで、河川管理上は洪水時に砂州がフラッシュされるか否かが問題であったが、1986年8月に大規模な砂州フラッシュが見られた(宮内・葛西・菅原, 1986)。その他、1982年9月, 1989年8月, 1993年8月にもフラッシュが観測されている。

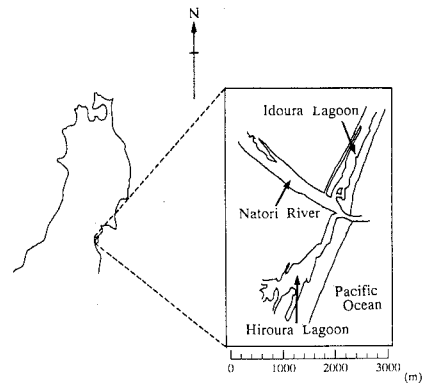


図-1 名取川河口地形

3. 数値計算

(1) 計算法

流れの計算は、従来の研究と同様に支配方程式として浅水理論を用い、これを後藤・小川 (1982) によって示されたリーブフログ差分法によって解いた。

流れの計算を行った後流砂量を求め、その結果から地盤高の時間変化を求めた。流砂量公式としては、Meyer-Peter and Müller (1948) の式を、2次元に拡張した次式を用いた。

$$q_x = \alpha \sqrt{sgd^3} (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} \frac{M}{\sqrt{M^2 + N^2}} \dots \dots \dots (1)$$

* 学生会員 東北大学大学院 工学研究科
 ** 正会員 工博 東北大学助教授 工学部土木工学科

$$q'_y = \alpha \sqrt{sgd^3} (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} \frac{N}{\sqrt{M^2 + N^2}} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 q'_x, q'_y : x 方向, y 方向への移動砂量, s : 砂粒子の水中比重, d : 砂の粒径, τ^* : 無次元掃流力, τ_{cr}^* : 移動限界無次元掃流力, (M, N) : 流量フラックスベクトルである。係数 α の提案値は 8.0 であるが、本計算ではこの値の他に、変化させた計算も行った。

通常、テラスの縁端部や河口水路部では急な勾配を有する部分も見られる。よって、これを再現するためには、砂移動に対する重力の効果を考慮する必要がある。ここでは、渡辺ら (1984) の手法を用いた。つまり、次式によって q'_x, q'_y を補正して、実際の移動量 q_x, q_y を求めた。

$$q_x = q'_x - \epsilon_s |q'_x| \frac{\partial z}{\partial x} \dots\dots\dots (3)$$

$$q_y = q'_y - \epsilon_s |q'_y| \frac{\partial z}{\partial y} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 z : 基準面からの砂面の高さ, ϵ_s : 定数であり、これを 10.0 とした。

さて、砂の移動によって地盤高は変化する。上で述べたようにして求められた流砂量を次に示すような砂の連続式に代入すれば、地盤高の変化を計算する事が出来る。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 λ : 砂の空隙率である。これを差分化して、地盤高の変化を計算した。

さて、砂州越流時にはドライベッド上を走る流れが生じるが、ここでは津波遡上計算の先端条件として良く用いられる階差状条件 (後藤・小川, 1982) を使用することにより、安定に計算を行うことが出来た。この他にもいくつかの先端部計算法が提案されているが、河口砂州フラッシュ時にドライベッド上を走る流れが生じるのは極めて短い時間なので、計算法によりその後の地形が大きく異なることはないであろう。

佐藤・首藤 (1992) は宮城県・七北田川河口を対象として、上記と同様な計算にさらに波の効果を加えた検討を行った。その結果、洪水期においては波の影響が非常に小さいことを示した。以下の計算では、これをもとに波の計算は行っていない。

(2) 計算条件

本研究では、1986年8月の台風10号による出水を対象とした計算を行った。この時のピーク流量は 2,356 m³/sec であり、河口砂州が幅約 100 m にわたってフラッシュされた。計算は 1986年8月4日午前11時から6日24時の49時間とした。計算領域を図-2に示す。図中には移動床計算開始時における等水深線も示されている。また、鎖線は後述する横断測定の測線、★印は水位観測

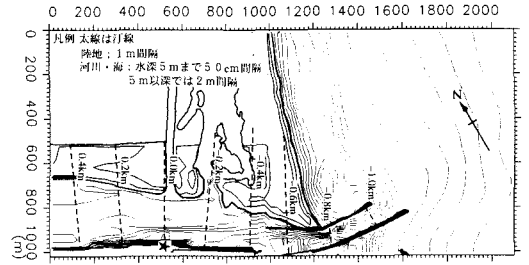


図-2 計算領域

を行っている関上第二観測所の位置を表している。

計算格子の大きさは空間方向へ一律に $\Delta x = \Delta y = 30.0$ m の正方形格子として、計算時間間隔は C.F.L. 条件を満足させるために、 $\Delta t = 1.5$ sec とした。

なお、本計算では移動床の非定常計算を行うに先立ち、まず再現時間初期の流量と潮位を与えて流れが定常状態に達するまで固定床で計算を行った。そして、その結果得られた水理量を初期条件にして移動床の計算を開始した。

本計算の初期条件は、計算領域の上流端で実測流量を水深の 5/3 乗で比例配分して与え、沖側境界で推算潮位を与えた。再現時間内での流量と沖側潮位は図-3のように変動する。また、底面摩擦力については Manning の粗度係数を用いる事によって表現し、アシや灌木などの植生のあるところでは $n = 0.07$ として、他の領域では $n = 0.03$ とした。底質粒径については実測結果を補間する事によって得た。

4. 計算結果

(1) 水位変化・速度場

計算開始時から終了時までの実測値と計算値の水位の

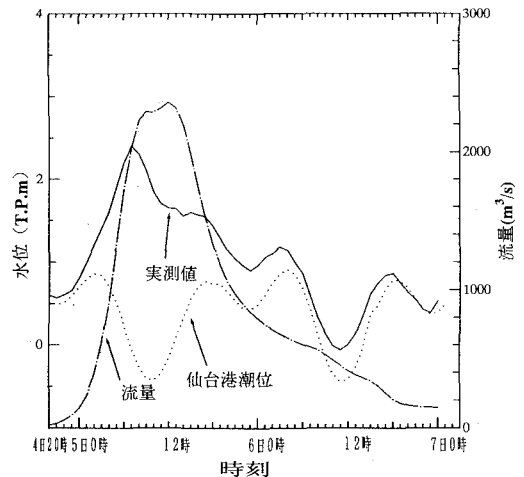


図-3 流量・水位の変化

変化を図-3に示す。ここでの実測値は閉上第二水位観測所(図-2の★印地点)での水位である。流量量式係数 α を8, 12, 24の3通りに変化させて計算した結果が図-4である。図中において係数が増加するに従って、実測水位と計算水位が接近する事がわかる。さて、図中において、計算開始時から点Aまでは係数が違ってても水位自体に変動はないが、点Aを通過すると係数の違いによる計算水位に差がみられる。これは、点Aにおいて砂州がフラッシュされ始め、係数が高いほど流量が多く見積もられ、結果として河口部の断面積が大きくなったためである。

全体の傾向として、計算値のピーク水位は実測値のそれよりかなり高く、ピーク時刻は若干遅くなっている。これは、河口部の導流堤間隔が約90mであるのに対して、本計算での空間格子間隔が30.0mと比較的過大であったために砂州がフラッシュされるまでの導流堤内部の地形変化が実際より小さく見積もられ、その結果堰上げが生じたためと予想される。ただし、計算水位のピーク時刻は洪水流量のそれより若干早くなっており、これについては砂州フラッシュを反映した形となっている。以下では、この係数 α を24にした計算結果を示す。

図-5(a), (b)は計算開始から、(a)6時間後、(b)ピーク流量時の速度ベクトル図である。河口には2本の導流堤があり、出水前には左岸砂州が導流堤の付け根に接していた。出水時には洪水がこの砂州上をoverflowし、これにより導流堤内部と左岸導流堤付近の2ヶ所に水路が形成され、流れの集中するところを中心に砂州が崩壊した。

(2) 平面地形変化

図-6は計算で得られた河口地形の等高線である。(a)は計算開始から6時間後、(b)ピーク流量時及び(c)出

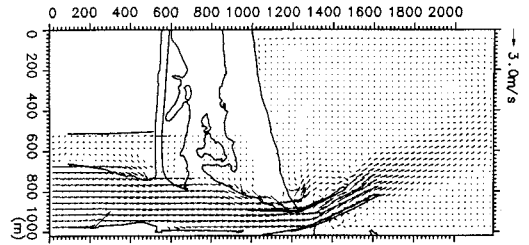


図-5(a) 速度ベクトル (計算開始から6時間後)

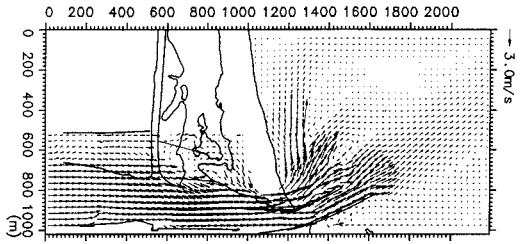


図-5(b) 速度ベクトル (ピーク流量時)

水終了時のものである。実線は初期地形、破線は計算結果である。フラッシュされた砂州の海側前面にはテラス地形と呼ばれる舌状の堆積地形が形成されるが、6時間後からピーク流量時にかけて特にその成長が顕著に現れている。計算によれば、砂州フラッシュにより形成された水路の幅は約90mである。一方、写真-1は洪水直後の1986年8月13日に撮影された航空写真であり、約100mの水路が左岸砂州上に形成されており、平面的には計算によって得られた値と極めて良く一致している。

(3) 横断地形変化

ここでは、図-2に示した測線のうち、紙面の都合で-1.0km断面および-0.6km断面について実測横断形状と計算値との比較を行う。図-7, 図-8は計算開始から、4時間後、6時間後、ピーク流量時及び計算終了時における比較である。なお、出水後の横断面の実測値は8月20日に得られたものである。全体として計算開始6時間後まではめだつた変化はみられないが、6時間後か

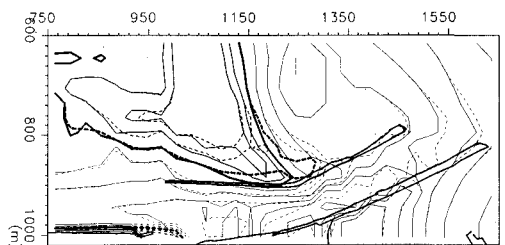


図-6(a) 河口部地形 (計算開始から6時間後)

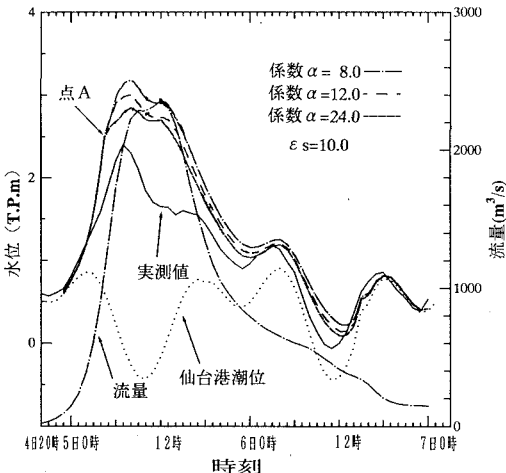


図-4 係数 α の相違による水位変化の比較

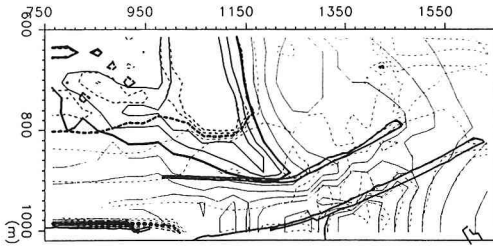


図-6(b) 河口部地形 (ピーク流量時)

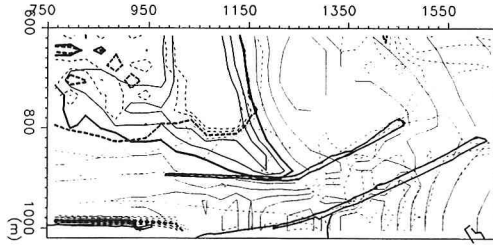


図-6(c) 河口部地形 (計算終了時)

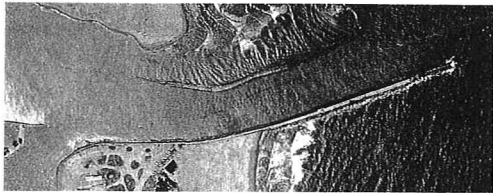


写真-1 航空写真 (1986年8月13日撮影)

らピーク流量時までの間は大きく地形が変化しており、ピーク流量時から計算終了時にかけては、それほど変化はみられない。

-1.0 km 断面での実測値では、左岸の滞筋に最大で約5mの侵食がみられる。これに対し、計算では6時間後からピーク流量時までの間で若干の侵食がみられるものの、断面積の変化は実測値のそれと比べるとかなり小さく、また出水後の地盤高の計算値は実測値のそれと比べてかなり浅い。

-0.6 km 断面については、断面のうち河川部分については計算開始から6時間で最も深く掘れ、その後は逆に浅くなってしまふ。左岸砂州部分についてはピーク時刻までに、実測値よりもかなり大きく削れてしまふ。計算では導流堤内部を流れる流量が過小評価されていると考えられ、その分、左岸砂州を越流する流量が多くなり、結果的に左岸の侵食が顕著に現れてしまっている。

5. まとめ

本研究では、数値計算によって出水による地形変化の再現を試みた。計算結果により、左岸の砂州がフラッ

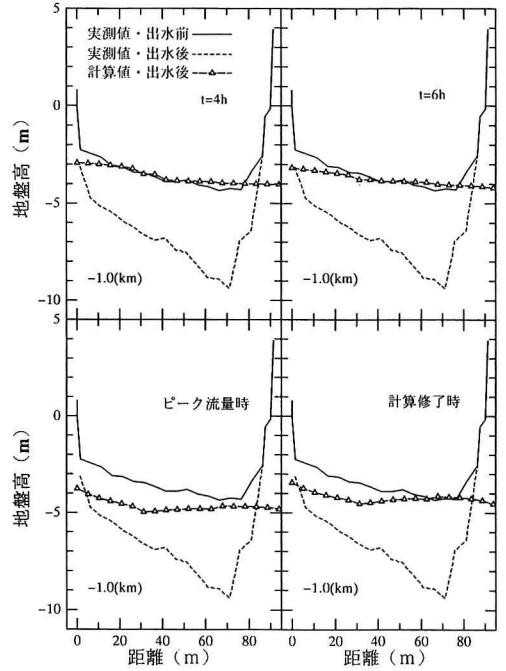


図-7 横断面形状の変化 (-1.0 km 測線)

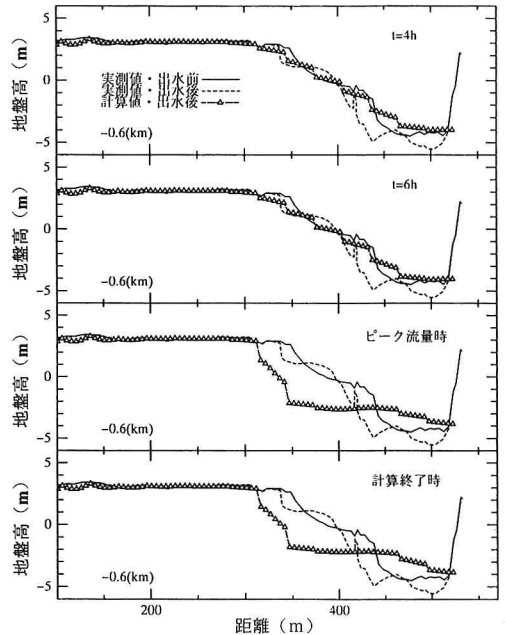


図-8 横断面形状の変化 (-0.6 km 測線)

ユされ河口テラス地形が形成される様子を定性的には明らかに出来た。ただし、流れによる地形変化、特に導流堤内部の地形変化については良好な結果を得る事が出来なかつた。これは、導流堤の間隔約90mに対して、空間

格子間隔が30.0 mと大きく、その結果導流堤内部の流れを正確に表現できなかったためであると考えられる。より精度の高い再現計算を行うためには、空間格子間隔をより小さくしたり、曲線座標系を用いることが考えられる。また、佐藤・首藤(1992)の計算に見られるように、流砂の非平衡性についても検討を行う必要があろう。

謝辞:本研究を行うにあたり、有益なご助言を頂いた東北大学・首藤伸夫教授に厚く御礼申し上げます。また、貴重なデータを提供して頂いた建設省東北地建仙台台工事事務所に対して深く感謝いたします。最後に、本論文の公表に際して小川基金の補助を得たことを付記します。

参 考 文 献

- 後藤智明・小川由信(1982): Leap-Frog法を用いた津波の数値計算法, 東北大学土木工学科, 52 p.
- 佐藤勝弘・首藤伸夫(1992): 洪水による河口砂州崩壊過程の数値計算, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 396-400.
- 榎木 享・出口一郎・片山貴文(1987): 河口流出砂の堆積形状に関する数値予測モデルと堆積形状に及ぼす河口処理工の影響, 第34回海岸工学講演会論文集, pp. 377-391.
- 田中 仁・秦 恵敏(1993): 洪水時における河口前面でのテラス形成過程の計算, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 476-480.
- 宮内利夫・葛西敏彦・菅原信雄(1986): 阿武隈川・名取川の河口砂州フラッシュさる, 土木学会誌, 第71巻, 口絵および pp. 418-419.
- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉(1984): 構造物設置に伴う三次元海浜変形の予測モデル, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 406-410.
- Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948): Formulas for bed-load transport, Proc. 2nd IAHR Meeting, pp. 39-64.
- Hatanaka, H. and Kawahara, M. (1989): A finite element application of sand terrace formation process, Proc. Int. Symp. on Sediment Transport Modeling, pp. 326-331.